



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	泥炭地切土用水路に関する研究
Author(s)	片岡, 隆四; KATAOKA, Takashi; 佐々木, 清一 他
Citation	北海道大学農学部邦文紀要, 9(3), 209-235
Issue Date	1975-03-20
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/11872
Type	departmental bulletin paper
File Information	9(3)_p209-235.pdf



泥炭地切土用水路に関する研究

片岡隆四・佐々木清一・前田 隆
梅田安治・桜田純司・海老原洋司
長沢徹明

(昭和49年9月12日受理)

Studies on the Excavated Irrigation Channel in Peat-land

Takashi KATAOKA, Seiichi SASAKI, Takashi MAEDA,
Yasuharu UMEDA, Junji SAKURADA, Yoji EBIHARA
and Tetsuaki NAGASAWA
(Department of Agricultural Engineering, Faculty of Agriculture,
Hokkaido University, Sapporo, Japan)

Received September 12, 1974

I. ま え が き

北海道の泥炭地における水田造成は、昭和30年頃より空知、石狩地方の稲作中核地帯を主体として本格化した。特殊土壌である泥炭地における水田営農には、種々の技術的対策を必要としている。とくに、用水路の建設に当っては種々の技術的問題点がある。一例をあげれば、素掘り切土水路では、泥炭の浮上り、ノリ崩れなどが起るし、盛土水路、装工水路および管水路では、泥炭地盤が軟弱であるため、水路の不等沈下などの問題が生じている。

筆者らは昭和46年度以来、南幌町中樹林地区において泥炭地切土用水路の調査、研究を行ってきた。

中樹林地区では用水不足を根本的に解決するため、中樹林幹線用水路に導入する用水量を現在の2倍にあたる約6 m³/secにする計画であるが、このため、用水路の拡幅改修および水路装工などの方策が考えられる。

これらの計画に対し、次の諸項のような問題点が存在する。

1. 基礎地盤が全線にわたり泥炭地できわめて支持力が弱いこと。

2. 約6 m³/secの流量に対し、本地区のような泥炭地においては、ノリ崩れ、浮上りをできるだけ防止するため、ノリ面コウ配をゆるやかに取らねばならぬから、水路幅が非常に大きくなり、水路用地に大面積を必要とすること。

3. 上流部は盛土水路となるが、中・下流部は切土水路となり、とくに下流部では、水路底面が付近の水田より約4 m低くなって、切土部分における外圧が増大することが予想されること。

4. 水路を装工しない場合は、ノリ崩れや浮上りにより水路断面の確保ができなくなる恐れがあること。

5. 水路装工を行う場合、泥炭の支持力がきわめて弱く、コンクリート装工は不等沈下のため水路の破壊をまねくので、自重の軽いコルゲート装工が考えられてきたが、泥炭地でコルゲートを使用した水路は、コルゲートパイプ(管路)、コルゲートライニング(開水路)の両者ともほとんど盛土水路であって、沈下対策のみを考えればよかった。しかしながら、切土用水路を装工する場合には、予想されるノリ崩れ、外圧による水路の断面変形、破壊および不等沈下などの問題点が存在すること。

これらの問題点の解明の手掛かりをうるために、コルゲートシートを使用した試験水路を切土部分に建設し、その施工前後にわたり、地下水位と地盤の変動、コルゲート水路の変形およびウィープホルルの作動効果などについて調査研究を進めた。この報告はこれらの調査、研究結果をとりまとめたものである。

この調査、研究に当って空知支庁および同支庁南部耕地出張所の職員に多くの助力を得た。記して感謝の意を表する。

II. 泥炭地用水路の問題点

泥炭地は、北海道では主に低平地に発達して水に恵まれているため、気象条件の許容する限り水田の造成が進められている。泥炭地水田の水利は、地下水位の高いこと、減水深の大きいことなどから、従来は用排水分離が十分になされていたとはいえない。いま、用排水分離を行うために用水路を独立させようとするとき、平坦低地であるため盛土水路となることが多く、これが軟弱地盤であるため不等沈下、それにともなう破壊などで、通水障害をしばしば生じているのが実状である。

近年、ホ場整備に伴い水田大型化、用水の統廃合などで水路も大型化されようとしている。また、水管理の合理化などのために、水路の構造が土水路から各種ライニング水路へと変化しつつある。これらに対応するためには、完全な安定した構造物としての水路が望まれる。

泥炭地に建設された水路の不等沈下・破壊の例は多く



Photo. 2・1. Concrete lining channel made height increasing for settlement (Hokkai north main channel)



Photo. 2・2. Pump-station for assistant supply (Kawamukai main channel)

あり、泥炭地における水路の建設技術としては、沈下量をいかに予測するかが問題点であった。また、予測沈下量に対応した余盛土を行なう場合もあるが、それでは十分沈下が進行していない通水初期に障害がある。そのため余盛りをせずに、沈下の進行に伴い水路壁のかさ上げをした例(北海北幹線水路、沼貝幹線水路)、不等沈下のため計画流量が確保できなくなり、そのため、その下流部で水路へ補水している例(川向幹線水路)などがある。

沈下量を少なくするため(水路のライニング材料を軽くするため)に、コンクリート製品の外にアスファルト材料を用いた例もあるが、ヨシなどの植物に突き破られたり、また、一度沈下すると補修が困難であった¹⁾。そこで軽量であり、わずかの不等沈下などには追従し、かつ補修が比較的容易なものとしてコルゲートパイプの使用が考えられた。

Table 2・1. Structure and execution of channel

Channel	Unlining embankment	Corrugated steel pipe
Load (t/m ²)	2.2~2.6	0.7 ~1.1
Width of load (m)	7~8	1.6 ~1.8
Settlement (m)	(at center) 0.5~1.0	0.10~0.25
Execution	Complexity Long term	Simplicity Short term

川向第3幹線水路(総合美咲かん排事業)は^{2,3)}、岩見沢市西川向から北村美唄達布原野までの延長6 kmが泥炭地を通るためコルゲートパイプ水路とした。水路の通水量は1.6~2.4 m³/secであり、泥炭の深さは3~7 m、セン断強さは0.1~0.2 kg/cm²である。直径0.60 mのコルゲートパイプは一部分地中埋設とし、水路水位が地表面上0.6~0.8 m程度とした。そして、水路末端で揚水し、極力沈下量を小さくするようにした。いま、この路線におけるコルゲートパイプ水路と盛土水路を比較するとTable 2・1のごとくなる。ここでいうコルゲートパイプ水路は、形状的には管水路であるが水理的には開水路であることから、その後各所で半円型などの開水路形状のものが用いられた。すなわち、水路のライニング材料として各種コルゲートシートが用いられるようになった。大別すると、シートを用いるもの、管路用部材を用いるもの、それらの組合せによるものがあり、シートを用いるときには、コルゲートの波を流水に対して横方向にするのと縦方向にするのがある。水理的条件としては、前者の粗度係数が0.025であるのに対して、後者は

Table 2.2. Sectional type of corrugated steel sheet chunnel

Pattern	I	II	III	IV
Cross section				
Direction of corrugation and channel	Parallel		Cross	
Structure	Frame	Non-frame	Semi-circle	Double semicircle
Example	Horomui M. C.	Numagai M. C.		Satsunae M. C.

Pattern	V	VI	VII	VIII
Cross section				
Direction of corrugation and channel	Parallel		Cross	
Structure	Wall outside frame		Ladder basement	
Example				

0.017 とされている。不等沈下に対して、前者は追従するが、後者は完全に追従できず、ある限界で破壊を生ずる場合が多い。これらコルゲート水路を Table 2.2 に示す。

これらの水路は一般的に盛土、半盛土で施工されるものが多く、一部分ではコルゲートパイプを泥炭地中に埋設した例(岩見沢管内)もみられるが、ごくまれである。この中樹林幹線水路のように、泥炭地で用水路が切土であることはきわめて例の少ないことである。

装工水路の利点をあげると、漏水量が少なく用水の搬送効率が良い、断面形状を維持する、水理条件が良いとともに安定するなどが考えられる。いま、泥炭地における切土の水路について検討すれば、

1. 水路周辺の地下水位が水路水面より高いので漏水は考えられず、秋期落水後に水路中への浸水滞水が考えられる。
2. ノリ面のスベリ破壊、ハラミ出し⁴⁾⁶⁾、底面の浮き上りなどで、水路断面が変形することの多い泥炭地水路で、一定流量を維持するためには、装工は有効である。
3. 泥炭水路の粗度係数は 0.02~0.10 といわれているが、コルゲートシートを使用すると、横波で 0.025、縦波で 0.017 と改善される。

これらの装工水路の条件を充足し、経済的で維持管理

の容易な材料として、コルゲート鋼材によるフリユームの水路を考えると Table 2.2 のような断面型があげられよう。

I 型は従来、盛土水路での使用例がある。V 型は側壁に作用する外圧に対応させるため、コルゲートシートをフレームの外側に取り付けるようにした。底板は外側に取り付けることが施工上困難であるため内側に付け、揚圧はウィープホール、アンダードレインなどで排除する。VI 型は V 型におけるノリ尻部に曲線をつけて強化したものである。II 型はコルゲートシートを直接切土面にライニングしたもので、盛土部において施工した例はある。III 型は半型にほぼ近似した複合円弧断面をそのまま置いたもの、IV 型はやや小さな円弧を 2 連にしたものであり、VII 型は IV 型と同型であるが、それぞれの底部にビームを通し、その間を一定間隔でハシゴ状に固定し安定性を強化したものである。VIII 型は側壁と底面にコルゲートシートを使い、その接合部に 1/4 円弧を入れた U 字型水路の底部にハシゴ型フレームを取り付けたものである。

I, II, V, VI 型は縦波に、III, IV, VII 型は横波にコルゲートを使用している。縦波、横波の比較は、構造的、水理的、施工技術の面などから考慮されなければならない。施工技術面では、切土水路のためはば水中工事に近く、基礎処理に十分な配慮が必要である。水理的には粗

度係数についてみると縦波が有利である。設計段階では縦波 0.017, 横波 0.025 を使用するが、実測例ではこれ程の差はない。構造的には周辺の外圧を考えると横断方向では横波が縦波より強度が大である。また、縦断方向では縦波が横波より強度的に大であるが、沈下に伴いボルト接合部などで部分的破壊を生ずる可能性もある。横波はかなり大きな沈下に対してもコルゲートの伸縮によってその変位を吸収して対応していくであろう。これは、わずかな沈下でも越流による致命的障害を生ずる盛土水路に比べて、沈下があっても通水にはそれ程大きな障害

を与えない切土水路では有効である。いずれにしても周辺の土地の状況、基礎処理の条件などに関連して未解明の問題が多くある。

III. 試験水路の概要

III-1. 試験地区の概要

中樹林地区は石狩低地帯のほぼ中央にあり、おおよそ北緯 43°04', 東経 141°49' 付近を中心とした標高 6~13 m の低平な泥炭地帯で、旧夕張川、夕張川、千歳川に囲まれた地域である。(Fig. 3-1)

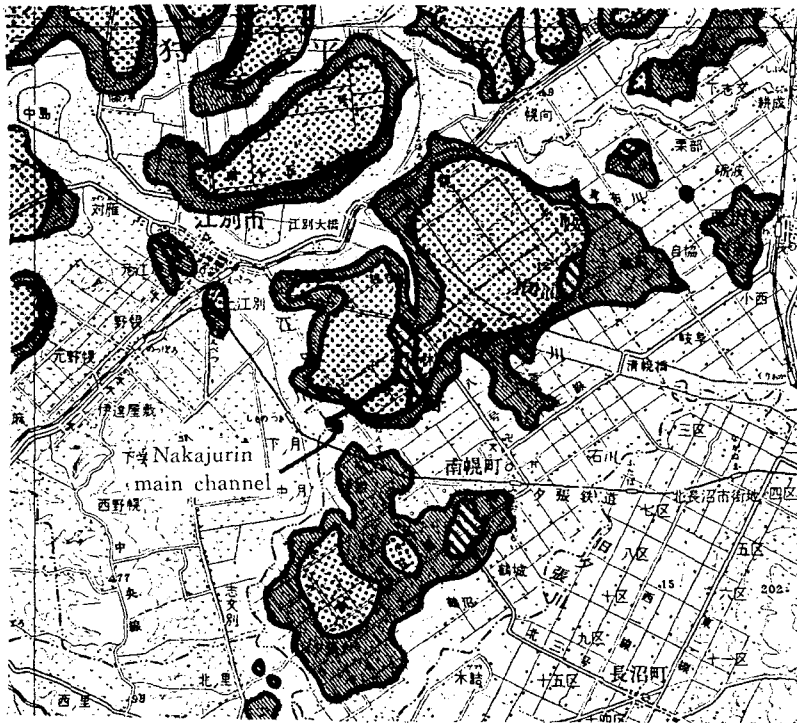


Fig. 3-1. Plan of Nakajurin District

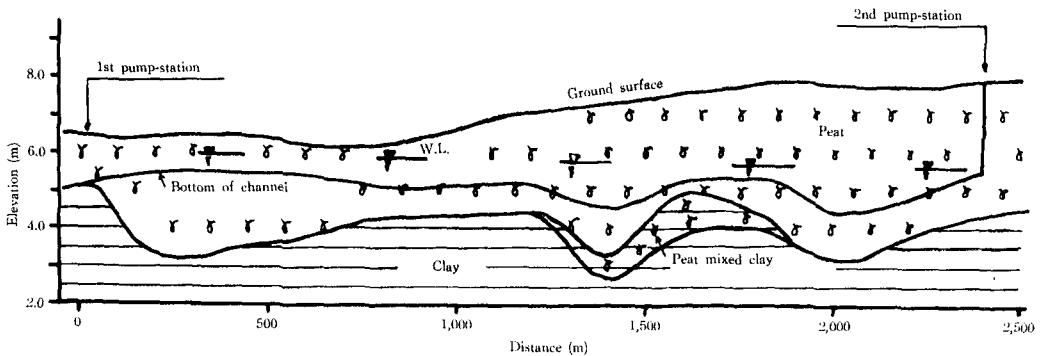


Fig. 3-2. Soil profile of Nakajurin main channel

試験地付近のボーリング資料から、中樹林幹線水路の地盤縦断面の模式を求めたのが Fig. 3・2 である。幌向運河のポンプ場から北東方向の水路沿いに、泥炭は急速にその厚みを増して S.P. 200 m 付近で 3.0 m になり、S.P. 1,200 m まで続き、S.P. 1,600 m 付近から泥炭は深くなって、S.P. 2,000 m では 5.0 m に達している。泥炭の下層は主として暗青灰色の粘土で、ところによってはシルトをはさんでいる。また、標高 -20 ~ -30 m 付近には砂、礫まじり砂などがタイ積している。

この地域は、毎年のように発生する夕張川のはんらんのため、第 2 次大戦後まで顧みられないことはなかった。夕張川のはんらんはこの地域だけでなく、既入植地

の幌向、夕張大、江別地区までにも及び、夕張川治水の一環として新水路の開削は明治 42 年に測量がはじまり、昭和 11 年に完成した。第 2 次大戦後、北海道総合開発の一環として、この地域も幌向原野の中にくみ込まれて開発が進められ、昭和 27 年に着工し、同 29 年より開墾が開始された。その後、ポンプ客土などを実施しながら畑作経営を行って来たが、十分な生産は得られなかった。昭和 36, 37 年に大水害があり、内水排除施設の検討を行ったとき、この施設を用水にも利用して地区内の水田化が考えられ、用排兼用の施設とすることになった。すなわち、幌向運河の千歳川合流点右岸に揚排水機場を設置し、そこから第 1 幹線用水路（現在の中樹林幹線用

Table 3・1. Shape of test channels

Zone	A	B	C-I	C-II	C-III
Corrugate type (thickness mm)	I (2.7)	II (3.2)	I (2.7)	I (2.7)	
Direction of corrugate and channel	Cross	Cross	Parallel	Parallel	
Cross section	Compound arc	“U” type	Rectangle with flange		
Distance (m)	40	40	40	20	40

水路)として、南 7 線沿いに進み、西 10 号付近の S.P. 2,435 m (第 2 揚水機場)に接続した。この用水路は西 13 号までは盛土であるが、それ以後は高位泥炭地で地盤が高くなり、また、軟弱であるため盛土をさけて切土断面としている。なお、第 1 揚水機場は洪水時には千歳川逆水ヒ門を利用して排水機能を発揮するようになっている。

これらの結果、開田 548.0 ha, 補水田 23.9 ha, 合計 571.9 ha のカンガイと水田 866.7 ha, 畑 243.0 ha の排水が実施されて今日に至っている。

III・2. 試験水路の構造と施工

試験水路の形状は Fig. 3・3 ~ Fig. 3・5 にその横断面形状を示した通りであるが、取りまとめると次の Table

Table 3・2. Arrow diagram of works

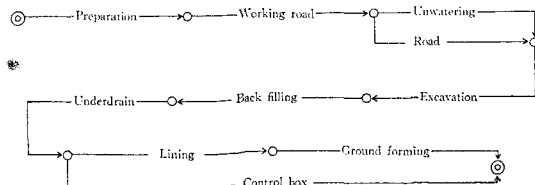


Table 3・3. Progress of works

Zone	A	B	C-I	C-II	C-III	Remarks
Jul.						
Aug.						Preparation
						Working road
Sep.						Road
						Unwatering
Oct.						Excavation
						Back filling
						Underdrain
						Lining
Nov.						Ground forming
						Control box
						Earth work
Dec.						Winding-up

3・1 のようになる。これらの水路は Fig. 3・6 の試験水路縦断面図に示すように、S.P. 2,163.8~2,351.2 m に施工された。試験水路区間の上・下流端には鋼矢板を打込み、浸透水の縦方向の移動を少なくするように配慮した。この矢板とコルゲートとの間の 30 cm はゴム板で接続した。断面形状の変化する A~B 間、B~C-I 間は鋼製の取付水路を置き、それとの間約 20 cm はゴム板で接続した。また、コルゲート装工の裏込め砂利が泥炭の中

へ食い込むことを防止するために、砂利の下に吸出し防止クロスシートを敷いた。

これら試験水路の施工は、昭和47年7月29日から12月10日にわたり実施された。施工の手順、行程は Table 3・2, Table 3・3 に示すとおりである。この期間は天候にも恵まれ順調に進捗完了した。これら施工前後の状況を Photo 3・1~3・3 に示した。

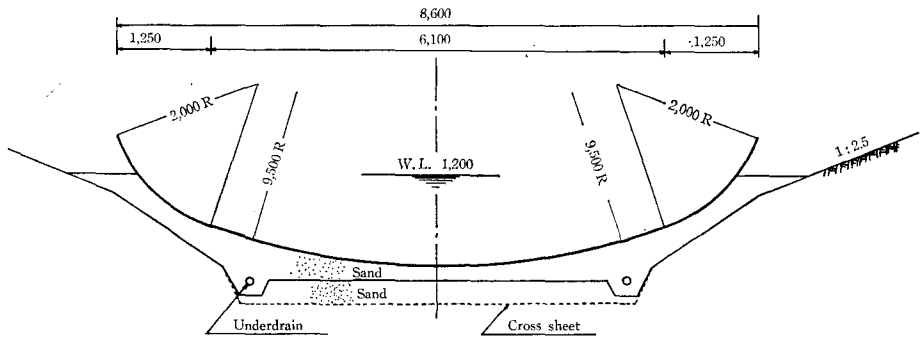


Fig. 3・3. Standard cross section (Test channel A)

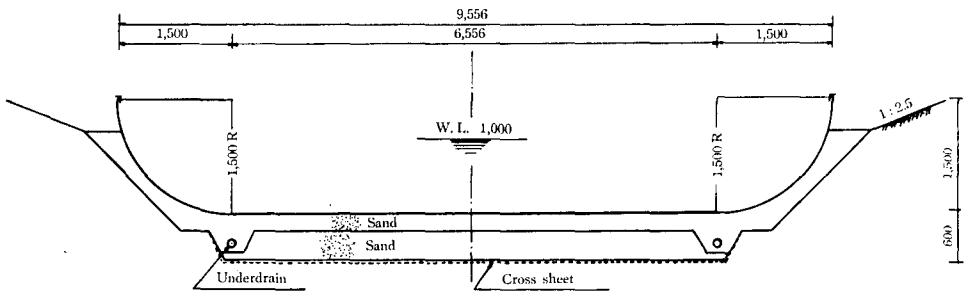


Fig. 3・4. Standard cross section (Test channel B)

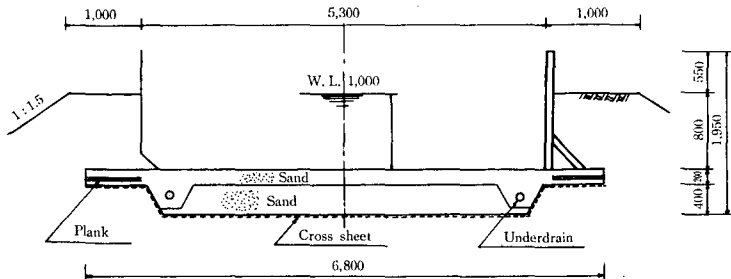
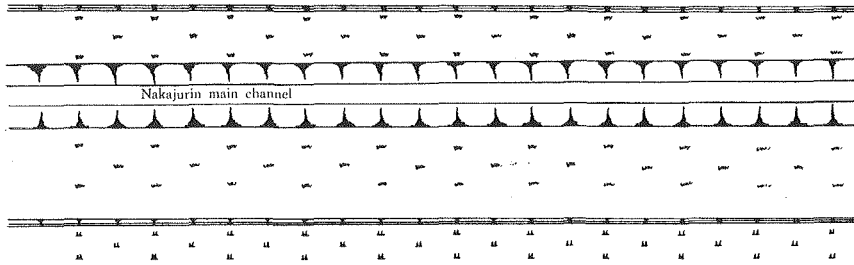


Fig. 3・5. Standard cross section (Test channel C)



Formation level	4.352		4.505		4.491		4.471
Grade	1/3,000		1/3,000				
Type of test channel	A		B		C-I	C-II	C-III
Elevation of channel-center (m)	4.439		4.419		4.480		4.445
Distance (m)	2,163.33	2,203.50	2,203.50	2,246.56	2,250.50	2,290.70	2,310.70
		2,306.50					2,310.90
							2,350.90
							2,351.20

Fig. 3・6. Plan of test channels and part of Nakajurin main channel



Photo. 3・1. Excavated channel before lining

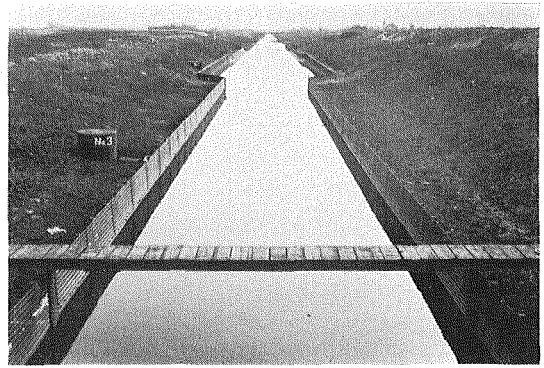


Photo. 3・3. Test channels

Front: Test channel C
 Middle: Test channel B
 Back: Test channel A

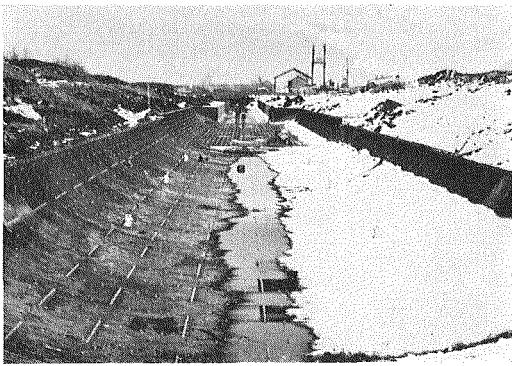


Photo. 3・2. Test channels

Front: Test channel A
 Middle: Test channel B
 Back: Test channel C

IV. 地下水位と地盤変動

泥炭地において、地下水位と地盤変動の間には密接な関係があり、地下水位が低下すると、それに対応して地盤沈下が生じている⁷⁾。

中樹林幹線水路は、昭和37年に用排兼用水路として掘削され、掘削初期において、水路周辺では地下水位低下に伴う地盤沈下を生じながら、現在の姿へと変ぼうしてきたものと思われる。この水路は、用水路の性格を持つため、カンガイ期間中の5月中旬から8月中旬にかけて、水路水位が上昇している点で一般の泥炭地での排水路と異なる。

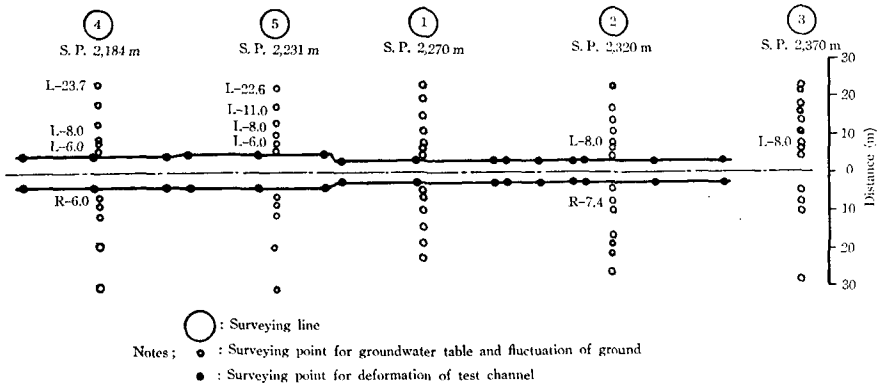


Fig. 4-1. Surveying lines and points for measurement of groundwater table, fluctuation of ground and deformation of test channel

ここでは、このように人為的な水路水位の影響を受ける水路周辺の地下水位変化と、地盤変動の関係をみようとするものである。

調査は Fig. 4-1 に示すように、試験水路の横断方向に設けた 5 観測線に沿って実施し、調査期間は昭和 46 年 8 月から昭和 49 年 5 月にわたる。

地下水位関係の調査内容は、観測線 2, 4 および 5 に設置した地下水位管により地下水位の変化状況を、観測線 2 の左岸においてピエゾメータによる水圧分布と透水係数を、さらに観測線 5 の左岸において自記水位計により地下水位の変化を連続観測した。

地盤変動については、二重管式ベンチマーク、観測線 1~5 に設置した地表変動板および地中変動板により、標高と距離を観測した⁸⁾。各観測器具は Fig. 4-2 に示すとおりであるが、二重管式ベンチマークは、外径 6 cm の保護用鉄制パイプと直径 19 mm の丸鋼からなり、標高測定用の丸鋼は変動のいちじるしい泥炭層との接触を避

けるよう工夫されている。地表変動板は、木製で地中に 10 cm 程度埋め込み、地表部の地盤変動を知ろうとするものである。地中変動板は、地中の沈下・上昇を測定するために考えられたスクリー板を有する鉄製の変動板であり、設置方法は、変動板に回転を与え、所定の到達深度 (50 cm, 150 cm) まで埋め込む方法を用いた。

各調査項目のうち、地下水位変化と地盤変動は、ほぼ経年的にその変化を調査した。

調査の結果、試験水路周辺の地下水位は水路水位、降雨などによって影響を受けると考えられる。昭和 47 年秋には約 200 m にわたり試験水路の装工が完成したが、地下水位についてみた場合、装工前後の違いは顕著ではなかった。これは、カンガイ期間中ほとんど水路水位が装工水路天端より高く、水路内・外水位に差がないためと考えられる。

この水路では毎年 5 月 20 日前後に通水し、8 月 25 日前後に落水するのが通例であるが、Fig. 4-3 は通水時の

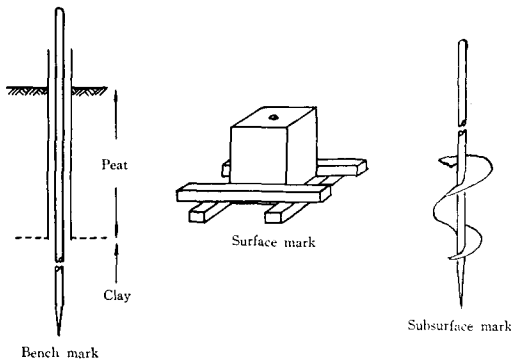


Fig. 4-2. Outline of bench mark, surface mark and subsurface mark

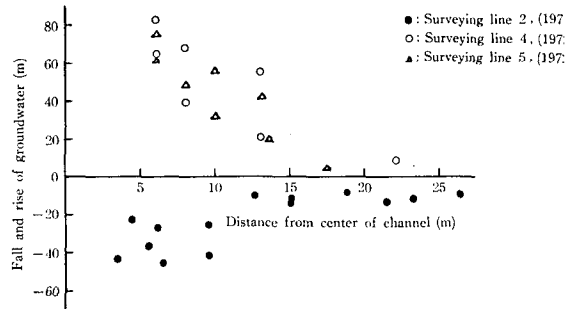


Fig. 4-3. Relation between fluctuation of groundwater table and distance from center of channel

地下水位の上昇量と落水時の地下水位の低下量を、落水時、水路中心からの距離との関係で示したものである。観測線 2 において、昭和 46 年 8 月 25 日と 9 月 3 日の観測値の差を地下水位低下量としたもので、この低下量は、水路中心より約 12 m まではばらつきがあるが、それより遠い地点では、ほぼ 10 cm で一定値を示している。低下の速度については、水路周辺において、落水とともに地下水位がすみやかに低下し、水路をはなれると緩慢である。また、通水時については、昭和 47 年 5 月に観測線 4 および 5 についてみたものであるが、水路からの距離に伴って地下水位の上昇量は小さくなっている。

降雨が地下水位に及ぼす影響をみると、水路ぎわでは降雨が水位の上昇に結びつかず、水路と側溝のほぼ中央において上昇量は最大となる。その一例を Fig. 4・4 に示す。昭和 46 年 9 月 3 日から 6 日にかけて約 120 mm の降雨があったとき、水路ぎわでは地下水位上昇が 10 cm 以下であるのに対して、中央部では約 40 cm に達している。これは、水路のごく近くは地表面のコウ配が大きく、また、上昇した地下水がすみやかに水路に流れて地下水位が降下するためと考えられる。

Fig. 4・5 は地下水位を連続観測した結果である。これは、観測線 5 の水路中心より 11.0 m 離れた地点であり、地下水位の変動は降雨の影響を大きく受け、水路水位の変化、例えば落水の影響はあまり受けていないことがわかる。

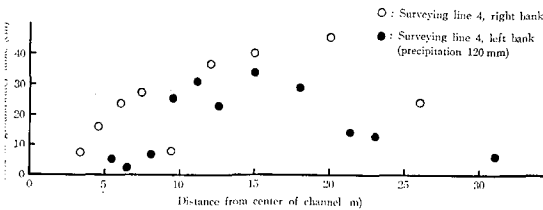


Fig. 4・4. Relation between rise of groundwater table and distance from center of channel after precipitation

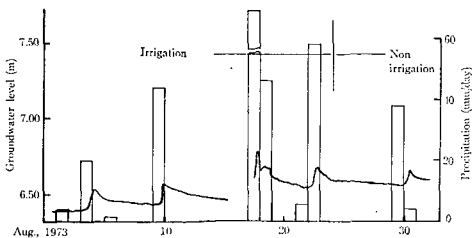


Fig. 4・5. Groundwater level and precipitation at 11.0 meter from center of channel on surveying line 4

また、泥炭地の切土水路に装工する場合、地形に高いところでの地下水がなんらかの形で装工水路に直接水圧として働くことも考えられたので、ピエゾメータにより泥炭層の中の水の流れを観測した。Fig. 4・6 は昭和 46 年に観測線 2 の左岸において、カンガイ期と非カンガイ期の水圧分布調査の結果である。これによると、水路周辺の水の動きはほぼ一様で、部分的に大きい水圧の

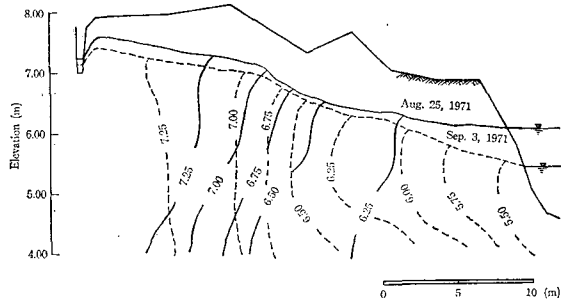


Fig. 4・6. Equipotential lines on groundwater at surveying line 2

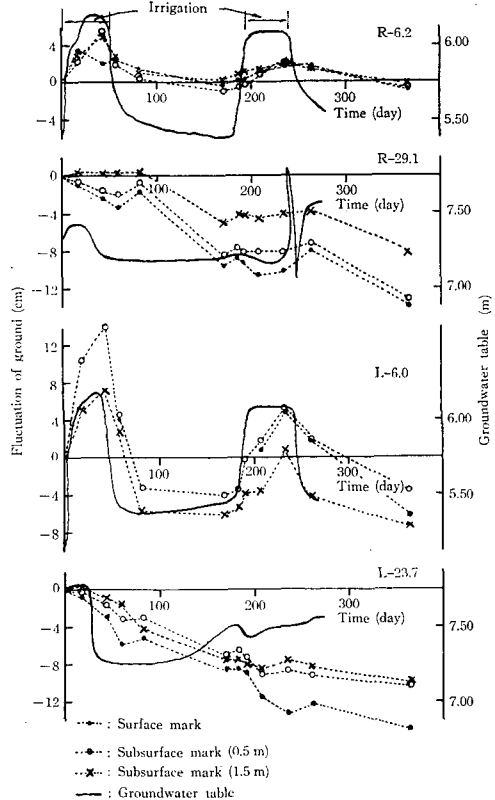


Fig. 4・7. Fluctuation of ground at surveying line 4

かっているような地点はみられなかった。

次に、地下水位と地盤変動の関係について触れる。Fig. 4-7は各変動板を設置した時からの地盤変動量および地下水位の変化を経過日数との関係で示したものである。地盤変動量は変動板を設置した時の標高を基準として、各観測日に示された変動板標高との差で表わしてある。したがって、変動量の正負は地盤の上昇・沈下と対応する。

水路近辺における地下水位の変動傾向は、カンガイ期の水位上昇・非カンガイ期の水位低下と経年的に同一傾向であり、上昇・低下量ともほぼ等しい値を示し、水路水位の影響を大きく受けていることがわかる。

一方、地盤変動の傾向は個々変動しながらも、次の2種類の変動に大別される。すなわち、カンガイ期間中水路近くの観測点では、水路水位の影響を比較的明瞭に受け、地下水位上昇に伴い地盤上昇を示しているのと、もう一つは水路から離れた観測点では地下水位変動とはあまり関係なく沈下現象を示しているものとである。

水路に近い観測点では、昭和47、48年の両年とも5月下旬から8月中旬の3カ月間のカンガイ期間中に地盤上昇を生じているが、両年のカンガイ期間を比較すると、48年のカンガイ期間中の上昇量は小さくなっている。

また、水路から離れた観測点では、地下水位変化が小さいことに加え、掘削捨土による載荷増大に伴い沈下現象が生じたものと思われる。

さらに、観測線2におけるR-7.4の観測点における地下水位変化と地盤変動の関係について、地下水位は地表面からの深さで表わし、地盤変動量は昭和46年10月17日の標高を基準にして示すとFig. 4-8のようになる。こ

れによると、地表面では非カンガイ期は地下水位が低く沈下の傾向を示しているが、カンガイ期は水位上昇に伴い地盤上昇がみられる。地中変動(1.50 m)は地表変動に比べて変動量は少ない。また、昭和47年度に比較して48年度は地盤変動が少なくなる傾向を示している。さらに、昭和47年から48年にかけての変動幅についてみると、地表変動量は20~25 cm程度であり、地中変動量は約10 cmで、地表の変動量が大きいことがわかる。

地盤の変動と距離の関係についてみると、Fig. 4-9のようであるが、これは掘削捨土の影響の少ない水路中心

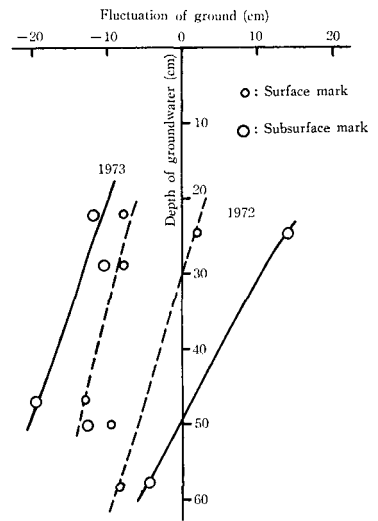


Fig. 4-8. Relation between groundwater and fluctuation of ground (Surveying line 2, R-7.4)

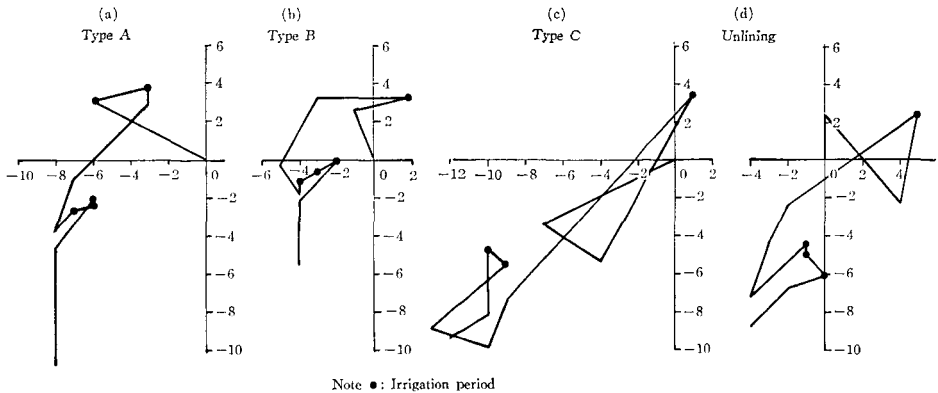


Fig. 4-9. Relation between fluctuation of ground and change of distance from center of channel at 8 m points from center of channel in each surveying line (left bank)
(Number of the ordinate and the abscissa are expressed centimeter)

より8 m離れた左岸の観測点について図示したものである。図中の各観測点のうち(a), (b), (c), (d)は、それぞれ試験水路 A, B, C および未装工水路について表わしたものである。

各観測点の変動傾向はまちまちであるが、横方向、すなわち、距離変化は、経年的に減少する傾向にあり、縦方向、すなわち、地盤の上下変動は、カンガイ期の地下水位上昇に伴い一時上昇を示しながらも全体としては沈下の傾向を示している。なお、各観測点の変化の特徴をみると、(a)では地盤の沈下傾向が明瞭で、その変動幅は約15 cmに達しており、(b)は比較的变化が少ない。また、(c)は距離変化、地盤変化とも大きく、とくに、距離変化は約14 cmに達している。未装工水路の傾向を示す(d)は変動板を設置した時に比べて距離の増加が観測され、他の装工水路での観測点とはやや傾向を異にしているが、装工による地盤変動への影響は表われていない。

次に、距離変化と地盤の上昇・沈下との関係を水路横断方向の距離に関して検討する。Fig. 4・10は観測線5の左岸において、水路中心よりそれぞれ6.0 m, 8.0 m, 30.7 m離れた観測点における距離変化と地盤の上昇・沈下との関係である。

観測点5L-6.0では、カンガイ期・非カンガイ期の地下水位変動の影響を受けた地盤の上昇・沈下が顕著に表われているが、距離変化は比較的少ない。水路から最も離れた観測点5L-30.7では距離変化は大きい、その変動幅は徐々に小さくなって行く傾向がある。すなわち、

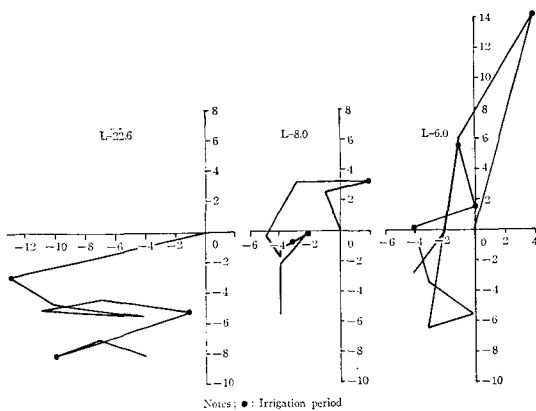


Fig. 4・10. Relation between fluctuation of ground and change of distance from center of channel on lateral direction to channel (Surveying line 5, left bank)
(Number of the ordinate and the abscissa are expressed centimeter)

安定化を示しているものとみられる。総体的には一部で上昇しながらも沈下現象を示す地盤変動をその特徴としているといえよう。これは、地盤変動に影響を与える地下水位の変動が、水路中心から10 mを過ぎるときわめて小さくなること、また、水路ノリ面の整形、掘削拾土の影響によるものと考えられる。

水路周辺の地盤変動は、現在まで個々変動しながらも次第に安定断面へと移行しつつあるといえる。

V. コルゲート水路の変形

コルゲート水路は、その荷重による沈下、揚圧力による浮上りおよび水路側壁の受ける外圧などにより変形が生じると予想される。ここでは、各種形状水路の変形特性をみようとするものである。

調査はFig. 4・1に示したように、試験水路の左右両岸15個所の天端に観測点を設け、その標高および両岸の距離の変動を測定する方法によった。

試験水路は、その横断面形状によりA, B, Cの3断面に分けられ、A試験水路は複合円弧型、B試験水路はU字型、C試験水路は長方形であり、このうち、C試験水路はC-I, C-II, C-IIIに分けられる。それらの重量はA型が343 kg/m, B型が528 kg/m, C型が308 kg/mであり、 $B > A > C$ の順序であるが、単位荷重はA型で44.0 kg/m², B型で56.5 kg/m², C型で58.1 kg/m²であり、 $C > B > A$ となる。

昭和47年のコルゲート装工完了時(Aは11月14日, B, C-Iは11月8日, C-II, C-IIIは10月30日)の標高を基準値とし、昭和49年5月までの観測結果から得られた試験水路天端の変動量と経過日数との関係を示したのがFig. 5・1である。変動量は各観測日の標高と基準値との差で表わし、図中の値は各試験水路の左岸, 右岸それぞれ3点(B試験水路については2点)ずつの平均値で示してある。

コルゲート施工後翌年4月23日までの傾向をみると、各試験水路とも全観測点で沈下現象が現われ、左右両岸の沈下量は、A試験水路で1.7~2.5 cm, B試験水路で1.3~2.9 cm, C-I試験水路で1.9~4.1 cm, C-II試験水路で4.6~4.9 cm, C-III試験水路で5.1~5.3 cmとなり、C型の示す沈下量が比較的多い。これはC型の単位荷重がA, B両型に比べ大きいことによる現象といえよう。

4月23日から5月16日の通水直前までの傾向は、A型で浮上り、B型ではやや沈下している。また、C型ではC-Iの右岸を除き浮上る傾向にある。通水直後5月

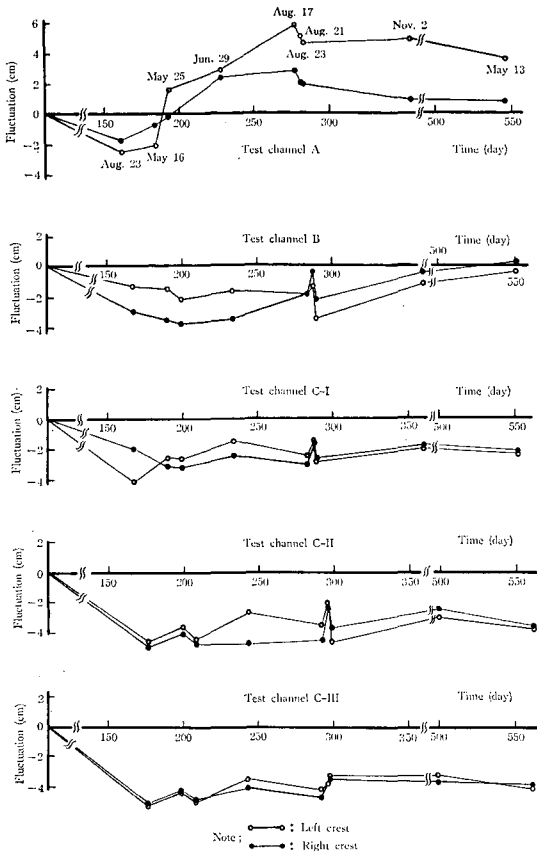


Fig. 5.1. Fluctuation of crest of corrugated steel channel after lining

25日の観測結果ではA型が両天端とも浮上り、とくに、左岸天端では約3cmの浮上りを示している。B、C両型はA型と傾向を異にし、沈下傾向を示しており、通水が各試験水路の変動に及ぼす影響は同じではない。通水前後までの変動は、B型が比較的少なく、C型、A型の順序になっているといえよう。

次に、カンガイ期間中の変動傾向をみると、A型では浮上りを続け、左右両岸ともコルゲート竣工完了時の標高より高い値を示している。B、C両型ではカンガイ期間中も変動が少なく比較的安定しているが、C型では6月29日にかけて上昇する傾向がみられるが、これは他のA、B型にはみられなかった現象である。

落水日(8月20日)前後の8月17日から23日にかけては、いずれの観測点でも急激な変動が観測され、A型では沈下し、B、C型では初め浮上り、次第に沈下する傾向を示す。この間の試験水路周辺の条件変化としては、落水に伴う水路水位の低下と8月17日から18日に

かけての約130mmの降雨があげられる。

落水後、昭和49年5月までの傾向をみると、A型では沈下傾向を示し、B型では浮上り、C型では浮上りから沈下傾向を示す。調査期間中、各試験水路とも通水・落水による影響を受け、その前後で変動が大きい。竣工完了時と昭和49年5月の各変動量を比べると、A型では左岸で3.6cm、右岸で0.8cm浮上り、B型では左岸で0.5cm沈下し、右岸で0.2cm浮上り、断面平均標高はほぼ竣工完了時の標高に近い値を示している。また、C型では左岸で2.1~4.1cm、右岸で2.3~3.8cm沈下し、コルゲート自重によって生じたと考えられる沈下量に近い値を示している。

Fig. 5.2は試験水路左右壁天端間の距離の変化を示したものである。各試験水路幅の変化の特徴は、A型で非常に大きく、通水直後の5月25日に最小値を示し、その後水路幅は増大する。B、C型では変化が少なく、カンガイ期間中に最小値を示している。また、調査期間中の変動幅(最大幅~最小幅)はA型で約14cm、B型で約2cm、C型で約1cmとなり、角型パイプのフレームを有するC型の変化は少ない。

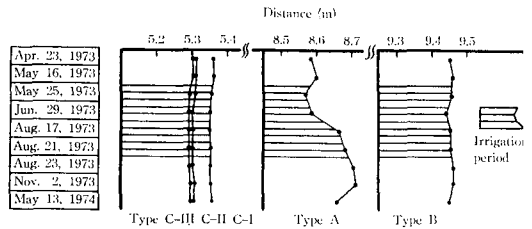


Fig. 5.2. Change of channel crests

VI. ウィーブホール

竣工水路の安定性を吟味する外力要因の一つに揚圧力があるが、揚圧力による竣工水路の浮上り・破壊を防ぐため、アンダードレーン、ウィーブホールなどによって水路外水位の上昇を防ぎ、揚圧力が竣工水路の荷重より大きくならないように対策がとられている。

アンダードレーンは水路外水位(外水位)を水路水位(内水位)より低くするための暗キョ排水構造物で、多くは水路下に設け、の排水口はドレーン末端に直接設けるものと、ドレーンの途中で水路底に設けたウィーブホールに接続して内水と連通させる方式とがある。前者は内外水位に直接的な関連はないが、後者は外水位が内水位より高いときに、水はドレーンからウィーブホールを通して内水に連通するもので、調査によるとその機能を発揮しているものは前者に多い。

ウィープホールは外水位が内水位より高い場合、外水位を内水位に近付けるために水路壁に設ける穴である。したがって、その機能は外水位が内水位より高いときは、外水はウィープホールを通して内水に流入すること(通水機能)、逆に、内水位が外水位より高いときは、ウィープホールは閉じて内水は外水からしゃ断されること(しゃ水機能)の両機能を具備するものでなければならない。ウィープホールは水路側壁や底板に取付けられるが、調査によると機能を発揮しているものは少ない。

これらアンダードレーンおよびウィープホールについて、機能実験と実証調査を行ない、その結果にもとづいてコルゲート装工水路の揚圧対策として、アンダードレーンで外水を集水し、これを水路外に設けた調節水槽に導びき、水槽に設けたウィープホールによって内外水位を調節する方式を提案し、これを試験水路に設けた⁹⁾。

VI・1. ウィープホールの分類

ウィープホールは水路断面に設ける箇所(方向)、弁の型および構造作用などによって次のように分類することができる。

1 設置箇所による分類

- 縦 型： 水路底板にほぼ垂直に設けるもの
- 横 型： 水路側壁にほぼ水平に設けるもの

2 弁の型による分類

- 平面弁： 弁が平面形のもの
- 膜 弁： 弁が膜状のもの
- 円すい弁： 弁が円すい形のもの
- 球状弁： 弁が球形のもの

3 弁の構造と作用による分類

- ヒンジ型 (Hinge type)・・・Flap valve
- 中心固定型 (Center-fix type)・・・Diaphragm valve
- スプリング型 (Spring type)・・・Flap valve
- ヒンジスプリング型 (Hinge-Spring type)・・・Flap valve
- 回転型 (Roll type)・・・Ball valve
- 浮標型 (Float type)・・・Ball valve
- 自重型 (Dead weight type)・・・Ball valve, Conic valve

これらのうち、中心固定型、スプリング型、ヒンジスプリング型、自重型は縦型として使用される。

ウィープホールの分類を Fig. 6・1 に示す。

VI・2. ウィープホールの機能実験

前述のように、ウィープホールは通水およびしゃ水の両機能を備えたものでなければならない。市販されているウィープホールを使用して両機能について比較実験を行なった。

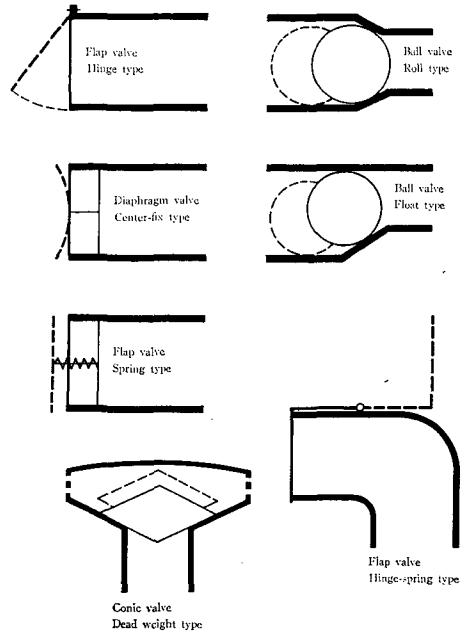


Fig. 6・1. Classification of weep hole

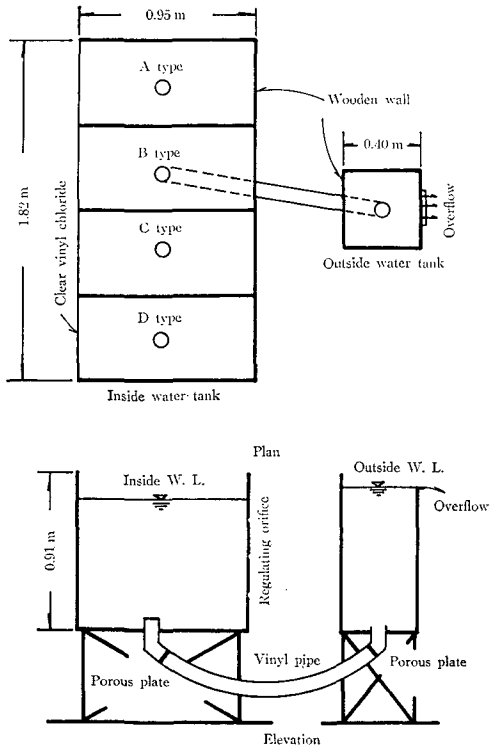


Fig. 6・2. Experimental apparatus on weep hole located in bottom wall

1 縦型ウィーブホールについて

縦型ウィーブホールは、おもに、アンダードレーンに接続して使用されるから、ウィーブホールの弁は水路水位とドレーン内水位の水位差によって作動する。した

がって、Fig. 6・2に示すような実験設備と方法を使用した。なお、実験に使用したウィーブホールは、A：型スプリング型、B型：中心固定型、C型：ヒンジ型、D型：自重型の4種類である。

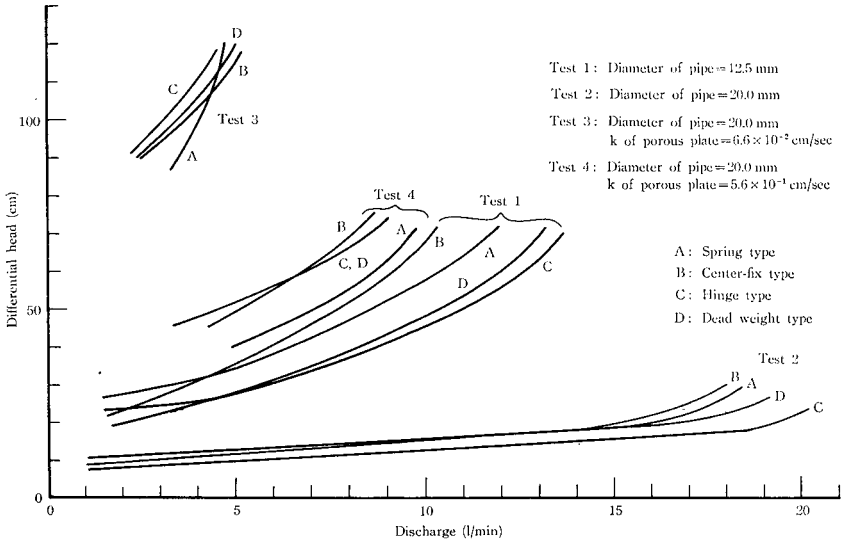


Fig. 6・3. Relation between water head and discharge at vertical weep hole

実験は、1) 両機能を直接知るために内水槽または外水槽に色素を投入してウィーブホールからの水の出入状況を観察し、2) 通水機能を調べるため、外水位<内水位でウィーブホールからの流入水量を観測し、3) シャ水機能を調べるため、内水位>外水位でウィーブホールからの流出水量を観測した。実験は内外両水槽水位を変化させるとともに、外水槽と内水槽を連通するビニールパイプの外水槽底の孔径をそれぞれ 50 mm, 20 mm, 12.5 mm に変化させ、他方、ビニールパイプ内にポラスプレート (透水係数 $6.6 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ および $5.6 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$) を入れて外水のポテンシャルを調節した。

実験結果は、通水性について、1) A型、B型およびD型はウィーブホールの全面から放射状に、C型はホールの片方から扇状にそれぞれ流入する。2) 内外水位差と通水量の関係は Fig. 6・3に示すように、各型別の優劣はそれほど判然と認められない。シャ水性については、各型ともほとんど完全にその機能を発揮する。

2 横型ウィーブホールについて

横型ウィーブホールは、おもに水路側壁に直接設けられるから、ウィーブホールの弁は水路水位と地下水である外水位によって作用される。前述の縦型実験結果から、内外水がともに地表水とみなしうる場合は、通水お

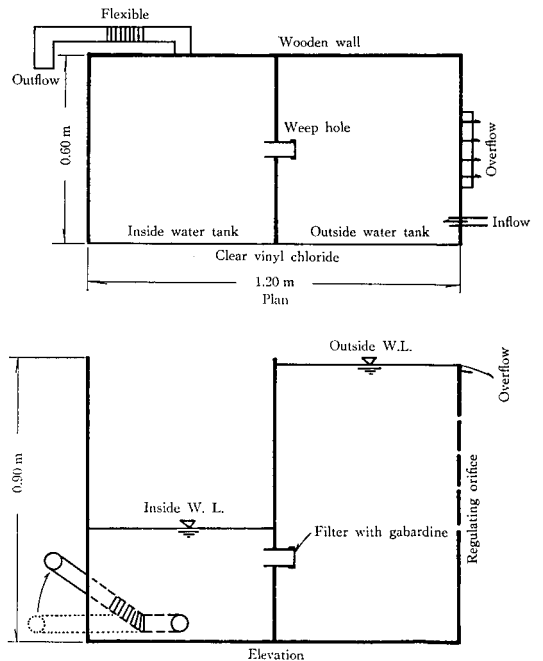


Fig. 6・4. Experimental apparatus on weep hole located in side wall

よびシャ水機能は実証されたので、ここでは現地に即応させるため Fig. 6・4 に示すような実験装置を採用した。すなわち、ウィープホールを水平に取付けた壁で水槽を内水槽と外水槽に分け、ウィープホールの外水槽側にフィルターを取付けた。なお、フィルターは水路周辺の透水係数を 10^{-2} cm/sec 程度と仮定し、各種のギャバジン4枚をウィープホールに貼り付けた。実験に使用したウ

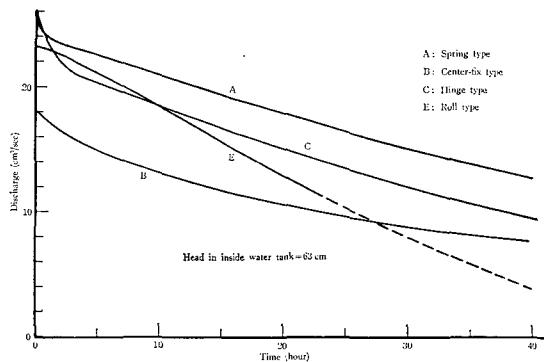


Fig. 6・5. Discharge from outsidewater tank versus time at lateral weep hole

Table 6・1. Discharge of weep hole to inside water tank after 20 hours

Type	Discharge (cm³/sec)	Sectional area of hole (cm²)	Coeff. of permeability of filter (cm/sec)
A	17.2	25.5	8×10^{-2}
B	11.0	18.1	7×10^{-2}
C	15.2	16.1	11×10^{-2}
E	12.6	13.8	11×10^{-2}

Table 6・2. Outline of weep hole and underdrain

No.	Channel	Lateral		Vertical	
		Type	Interval (m)	Type	Interval (m)
71-1	Seidai district	Hinge type	20	Spring type	40
-2	Kyōei district	Spring type	20	Spring type	20
-3	Chippubetsu	Spring type	2.5	None	—
-4	Etaibetsu	Roll type	—	None	—
-5	Shinryū district	Roll type	—	None	—
-6	Hokkai	Roll type	6	Hinge-Spring type	180
72-1	Hokkai	Roll type	6	Hinge-Spring type	180
-2	Ōyūbari district	Roll type	3.3	None	—
-3	Shinryūchūō	None	—	Center-fix type	100
73-1	Hokkai	Roll type	6	Hinge-Spring type	180

ィープホールは、A型：スプリング型、B型：中心固定型、C型：ヒンジ型、E型：回転型の4種類である。

実験結果は、通水性についてみると、Fig. 6・5に示すように、同一外水位に対して通水量は時間とともに減少するが、その量は僅少であり各型別による差は大きくないが、A型>C型>E型>B型の傾向が認められる。いま、実験開始後20時経過時の各型の通水量を Table 6・1 に示す。

次に、シャ水性についてみると、A型は弁と弁坐の密着性が不良のため、通水量の5~10%に相当する漏水が認められ、B型はほとんど完全にシャ水し、C型は弁は閉ざされず通水量と同量の漏水があり、E型は弁と弁坐の密着性が不良なため、通水量の30~50%に相当する漏水が認められた。

以上、ウィープホールの機能実験結果を要約すると、内外水がともに地表水状態の場合は、通水およびシャ水機能は十分発揮されるが、外水が地下水のような流れの場合は、通水量は非常に少なくなり、ウィープホールの型によってはシャ水機能の不良なものが多いことが判明した。

VI・3. ウィープホールおよびアンダードレーンの実証調査

コルゲート装工水路は、従来、泥炭地では盛土部分に設けられ、切土部分に施工された事例はほとんどない。

昭和46年~48年にわたり、切土地盤に設けられたコンクリート装工水路で、機能を発揮しているとみられるウィープホールおよびアンダードレーンについて調査した。

1 通水機能調査

Table 6.3. Discharge through weep hole or underdrain

No.	Weep hole		Underdrain (cm ³ /sec)	Remarks
	Lateral (cm ³ /sec)	Vertical (cm ³ /sec)		
71-1	0	0	260	Chocked up with clay
-2	0	0		Chocked up with clay Badly damaged
-3	Drop	None	None	"
-4	0	None	312	"
-5	0	None	None	Chocked up with clay
-6	0~100	450~ 730	*	Good in part
72-1	0~120	200~1200	*	Good in part
-2	Drop	None	None	Chocked up with clay
-3	None	545	*	Good in part
73-1	0~ 25	110~ 360	*	Good in part

Note: Underdrain is connected to vertical weep hole

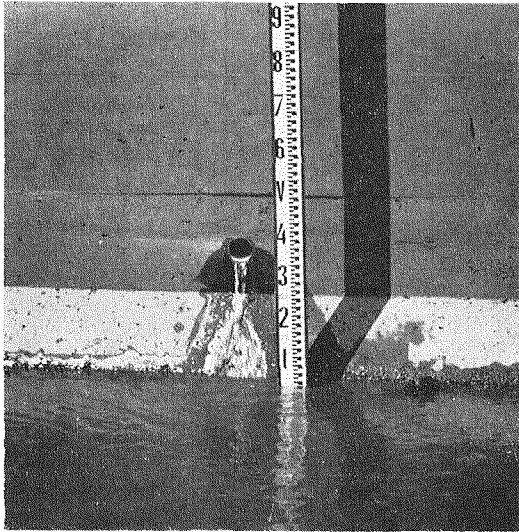


Photo. 6.1. Lateral weep hole located in side wall (Roll type)

調査は非カンガイ期である水路通水直前および落水直後に行ない、外水位、通水量などを観測した。調査対象の水路概要を Table 6.2 に、その通水機能を Table 6.3 に、ウィープホールの通水状況を Photo. 6.1, Photo. 6.2 に示す。

a 横型ウィープホール

使用されているウィープホールの種類は非常に多いが、弁は平面弁または球状弁のもの、構造作用的にはスプリング型または回転型のものが多く、設置間隔は 2.5~



Photo. 6.2. Vertical weep hole located in bottom wall is connected to underdrain

20 m である。通水機能は Table 6.3 にみられるように、北海幹線水路を除いては、その機能を発揮しているものはほとんどない。北海幹線水路は調査地点 S.P. 12,400~12,600 m 間は水路幅 4 m、高さ 1.65 m の長方形断面水路で、ウィープホールは水路底上 0.3 m に 6 m 間隔に設けられている。いま、この地点の外水位と通水量との時間的变化を Fig. 6.6, Fig. 6.7, Fig. 6.8 に示す。

次に、同水路で、ウィープホールの通水量が多いと思われる区間 100 m を選び、左右両岸に設けられた 38 カ

所についてその通水性を観測し、その結果を Table 6・4 に示す。これによると、通水量が0とみなしうるD級およびE級は、前日に40 mmの降雨をみた4月7日で約

70%，4月21日および8月22日で約90%にも達している。

以上のように、水路側壁に設ける横型ウィープホールは、弁の破損、土砂のたい積なども加わり、その通水機能を発揮しているものはきわめて少なく、維持管理上の

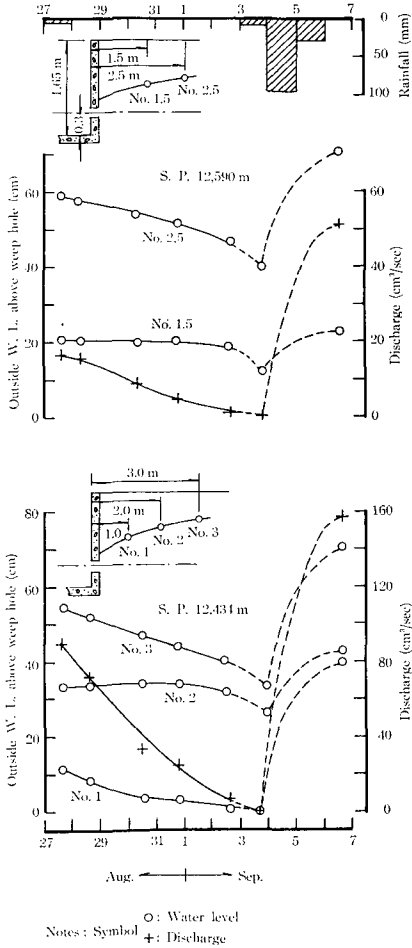


Fig. 6-6. Variation of water level and discharge through weep hole (Hokkai main channel, 1971)

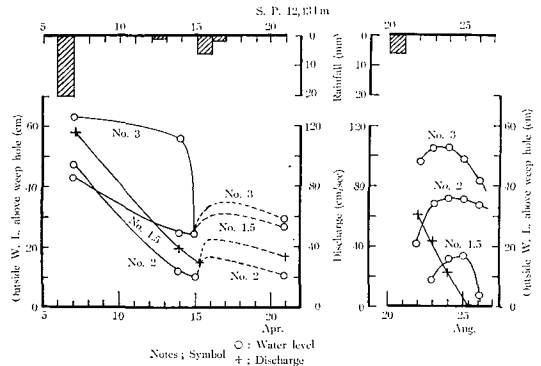


Fig. 6-7. Variation of water level and discharge through weep hole. (Hokkai main channel, 1972)

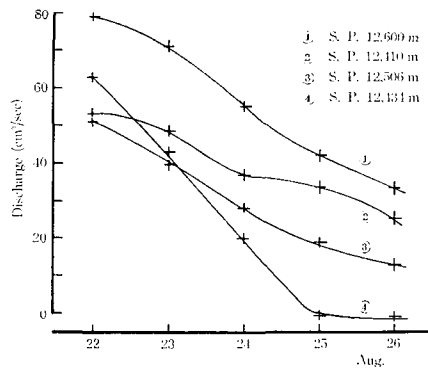


Fig. 6-8. Discharge through weep holes (Hokkai main channel, 1972)

Table 6-4. Frequency distribution of discharge through weep hole (Hokkai main channel, 1972)

Date	Grade	A	B	C	D	E	Total	Remarks
Apr. 7	Number	1	8	3	9	17	38	Discharge (l/min) 7 > A > 5 5 > B > 4 4 > C > Drop D = Drop E = 0
	%	3	21	8	24	44	100	
Apr. 21	Number	0	1	3	2	32	38	
	%	0	3	8	5	84	100	
Aug. 22	Number	0	0	3	4	31	38	
	%	0	0	8	10	82	100	

問題点も多い。したがって、横型ウィープホールによって外水位を低下させることは困難と考えられる。

b 縦型ウィープホールおよびアンダードレーン

水路底板に単独に設けたもの、あるいはアンダードレーンに接続して設けたものがあるが、両者とも、弁は平面弁または膜弁が、構造作用的にはスプリング型、ヒンジスプリング型および中心固定型が多い。これらのうち、水路底板に単独に設けたものは、通水機能を発揮しているものは皆無に等しい。しかし、アンダードレーンに接続して設けたものは、かなりの通水量が認められるものもあった。その一例として北海幹線水路の事例を Fig. 6・9 に示す。これらのうち、スプリング型および中心固定型のように、ウィープホールの弁が水路底と同高のものは、土砂のたい積、弁の故障および破損したものが多く認められ、また、ヒンジスプリング型のように、ウィープホールの開口面が水路底より高いものは、ごみ類が引っ掛かり弁の作動が悪いので、水路通水前と落水後に弁の開閉を確認する必要がある。

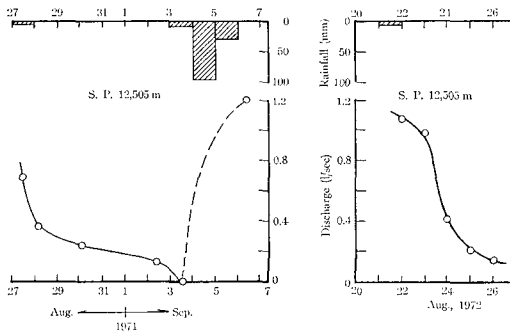


Fig. 6・9. Discharge through underdrain (Hokkai main channel)

次に、アンダードレーンの排水機能については、排水口の位置が落差工落ち口に設けられている場合は、自然排水が可能で、かなりの排水量が観測された。したがって、排水口が適切な場合は十分に排水（通水）機能を発揮するものと考えられる。

2 シャ水機能調査

シャ水性の実証調査はきわめて困難である。いま、横型ウィープホールについて、前述の通水機能の良好な北海幹線水路の S.P. 12,434 m 右岸および S.P. 12,494 m 左岸を選定して内外水位を観測したところ、Fig. 6・10 に示すように両地点とも内外水位差はなかった。観測時は連日の無降雨が続き、水路周辺は平坦地で右岸一帯は広い面積にわたって休耕田であり、左岸は水路より低い畑地であることなどから、このような現象は外水位が内水

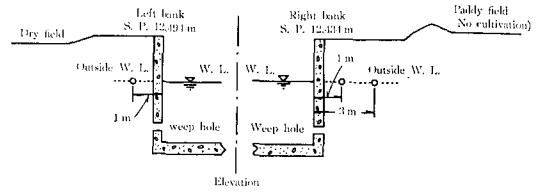


Fig. 6・10. Water level in channel and ground water table (Hokkai main channel, Jul. 2, 1974)

によってかん養されているためか、または、水路上流部で内水以外の原因によって外水位が上昇し、それが水路周辺を縦断的に流下してきたものか不明である。しかし、ウィープホールは機能実験および実証調査結果から判明したように、弁の故障・破損および開閉不良のものが多いことなどから類推して、上記の現象は水路の水がウィープホールを通して外水と連絡している可能性は十分に考えられ、シャ水機能を発揮しているものとは認め難い。

VI・4. コルゲート装工試験水路について

いま、水路の浮上り要因を水路自重、浮力、水路内水の重さに限定し、外水位を水路天端と仮定し、各試験水路について浮上り条件時の内水位を求めてみると次のようになる。

A 試験水路：水深 1.66 m (水路壁高 1.70 m)

B 試験水路：水深 1.42 m (水路壁高 1.50 m)

C 試験水路：水深 1.49 m (水路壁高 1.55 m)

水路水深は水路壁高から余裕度を差引いた値であるから、設計水深は上記計算水深より小さくなり、浮上りの危険度が高い。

前述の実験および調査結果から、試験水路の揚圧力対策としての外水位低下を図るためには、外水をウィープホールのような点で内水と連通させるよりも、アンダードレーンのように線で捕えることが効果的である。いま、アンダードレーンの排水口として外水槽を設け、別に、水路と連通する内水槽をおき、内外二重水槽とし、その間壁にウィープホールを取付ける。このようにすると、両水槽の水は地表水条件なので、ウィープホールの作動は安全、確実となり、さらに、その管理も集中的にできる。したがって、試験水路にこのような調節水槽 (Control double box) を設置する方式を採用した。

1 試験方法

カンガイ期間中、水路水位を任意に操作することは困難であり、危険も予測されたので、調節水槽 No. 2 (C.B. No. 2) について、揚水試験を昭和 48 年 6 月 28, 29 日お

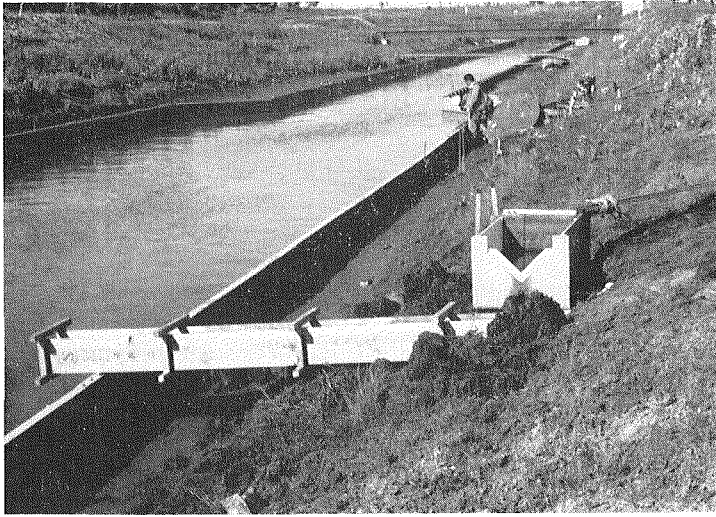


Photo. 6.3. Triangular weir at pumping-out test

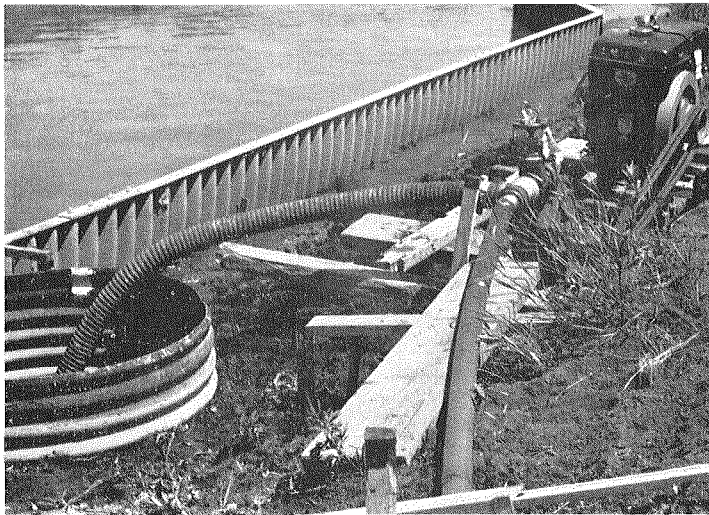


Photo. 6.4. Pumping-out test

Front: Double control box No. 2 Middle: Pump Back: Engine

よび8月24, 25日に行ない、揚水量、調節水槽および水路の水位、地下水位(右岸27カ所、左岸26カ所)などを観測し、機能調査を行なった。揚水試験状況をPhoto. 6.3, Photo. 6.4に、調節水槽および水位観測地点をFig. 6.11に、調節水槽の模式図をFig. 6.12に示す。地下水位管は観測線4、観測線5、観測線2の他に、調節水槽No.1(C.B. No. 1), No. 2(C.B. No. 2), No. 3(C.B. No. 3), No. 4(C.B. No. 4)地点でそれぞれ水路に直角に左右両岸に設置した。

2 調節水槽の通水機能について

揚水試験結果について、揚水開始前の地下水位をFig. 6.13に、調節水槽水位をFig. 6.14に、水路水位と調節水槽水位との差をFig. 6.15に示す。これらの結果から、揚水前は水路水位と水槽水位はほとんど同水位であるが、揚水開始とともに各水槽水位は急激に低下し、水槽に設けたウィーブホールの弁が閉じて揚水量はアンダー dren から地下集水量とつりあって水槽水位は一定となる。そこで、揚水を停止するとアンダー dren か

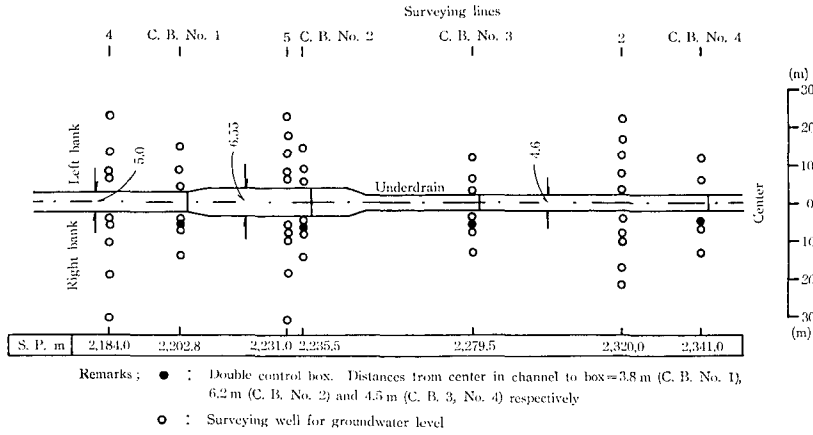


Fig. 6.11. Underdrain and observation points on pumping-out test

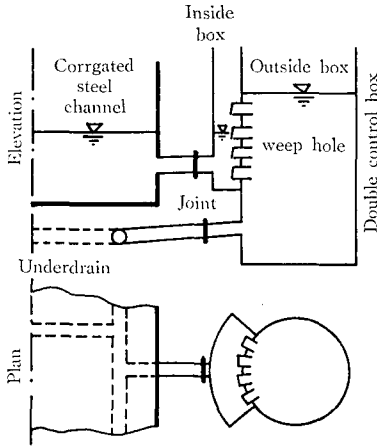


Fig. 6.12. Schematic diagram of double control box

らの集水により、水槽水位は上昇して水路水位と等しくなる。

次に、通水性については、水路水位と調節水槽水位が同じであった6月1日に、水路水位を急速に約10 cm 低下させたが、この場合の両水位の変化を Table 6.5 に示す。これによると、水路水位の低下に追従して、調節水槽水位は直ちに低下しているので、水槽に設けたウィープホールの通水機能は良好なものと考えられる。

3 試験水路周辺泥炭の透水係数について

揚水試験結果から、試験水路周辺泥炭の透水係数を次の二方法によって求める。

a 水面幅が広く、帯水層が十分に深いとみなしうる場合

透水係数 k を MUSKAT の式によって求める¹⁰⁾。

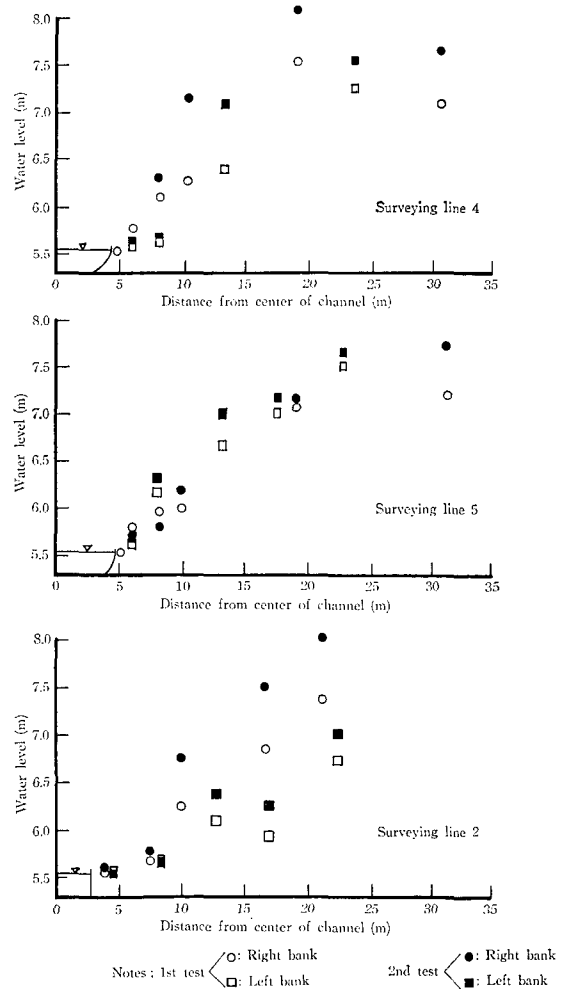


Fig. 6.13. Groundwater table before pumping-out test

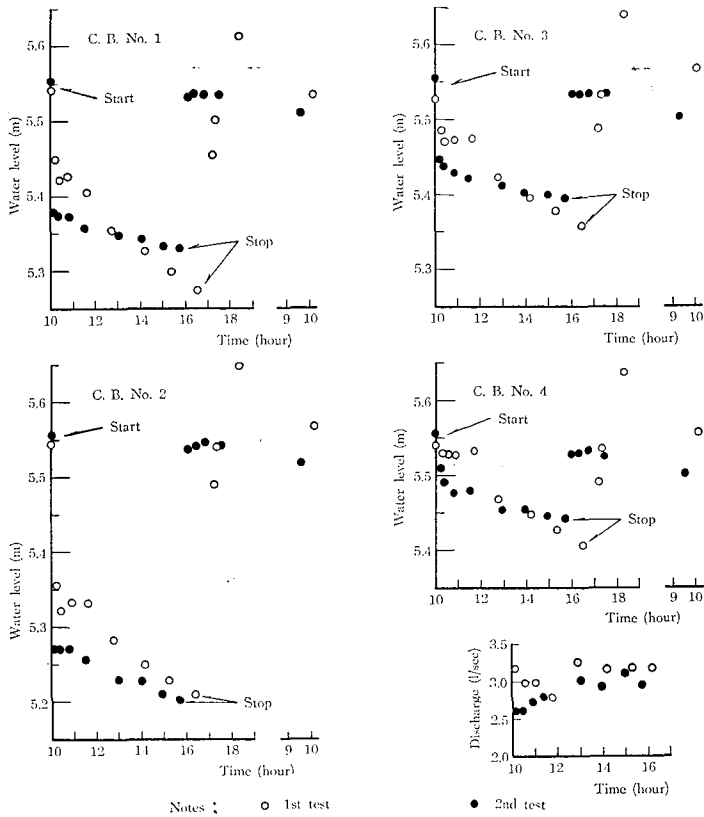


Fig. 6.14. Water level in control box at pumping-out test

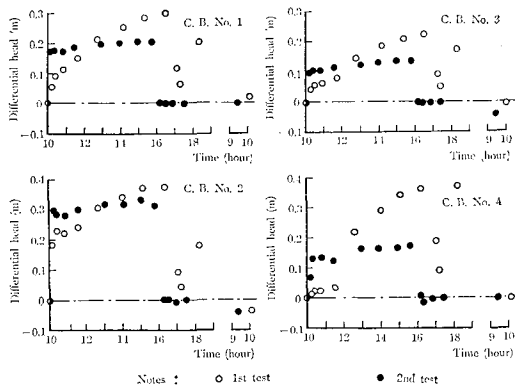


Fig. 6.15. Difference in water level between channel and control box

Table 6.5. Water level in control box and channel

S.P. (m)	2,202.8		2,235.5		2,279.5		2,341.0	
Box and Channel	C.B. No. 1	Channel	C.B. No. 2	Channel	C.B. No. 3	Channel	C.B. No. 4	Channel
After test (E.L. m)	5.453	5.437	5.476	5.466	5.484	5.474	5.546	5.511
Variations (m)	0.103	0.119	0.080	0.090	0.072	0.082	0.010	0.045
Differences (m)	0.016		0.010		0.010		0.035	

Note: Water level in control box and channel before test = E.L. 5.556 m

Table 6-6. Coefficient of permeability of peat (By MUSKAT's formula)

	q (l/sec/m)	H' (m)	$p_0/\gamma w$ (m)	k (m/sec)
1st test	1.6	1.14	1.07	1.2×10^{-3}
2nd test	1.5	1.08	1.10	1.7×10^{-3}

$$\frac{Q}{L} = q = \frac{2.73k(H'+a-p_0/\gamma w)}{\log_{10}(4a/d)}$$

アンダードレーンは水路底に二列に設けられているが、互いに連絡して揚水試験井 C.B. No. 2に通じているのでドレーンの長さ L は2倍を採用する。計算結果を Table 6-6 に示す。

(b) ドレーン底が不透水層に達せず、不透水層まであまり深くない場合

透水係数 k を FORCHHEIMER の式によって求める¹⁰⁾。

$$q = \frac{k(H^2 - h_0^2)}{R} \left(\frac{t + 0.5r_0}{h_0} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{2h_0 - t}{h_0} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Table 6-8. Changes of crest elevation of control box (1973)

Box	C.B. No. 1	C.B. No. 2	C.B. No. 3	C.B. No. 4
Apr. 20 (E.L. m)	6.130	6.350	6.196	6.143
Jun. 28 (E.L. m)	6.132	6.350	6.195	6.141
Aug. 24 (E.L. m)	6.145	6.374	6.217	6.159

VII. 未装工水路の変形

VII-1. ノリ面の崩壊

泥炭において水路を掘削したとき、水路のノリ面の崩壊、底面の浮上りなどで、その形状が著しく変化することがしばしば見受けられる。この地区のように、泥炭下層の粘土層まで達する掘削をした場合のノリ崩壊の様式としては、

- 1 泥炭、粘土層同一円弧回転
- 2 泥炭層のみ円弧回転
- 3 粘土層のみ円弧回転
- 4 粘土層流出、泥炭層円弧回転
- 5 粘土層流出、泥炭層落下
- 6 泥炭層、粘土層一体の押し出し流れ

などが考えられる¹¹⁾。また水路底の浮上りはほとんど掘削直後に生ずるものである。

この中樹林幹線水路は昭和37年に開削されてから、維持管理のため数回にわたり手直し掘削がなされている。

Table 6-7. Coefficient of permeability of peat (By FORCHHEIMER's formula)

	q (l/sec/m)	H (m)	h_0 (m)	k (cm/sec)
1st test	1.6	3.73	0.58	1.8×10^{-3}
2nd test	1.5	4.08	0.58	1.5×10^{-3}

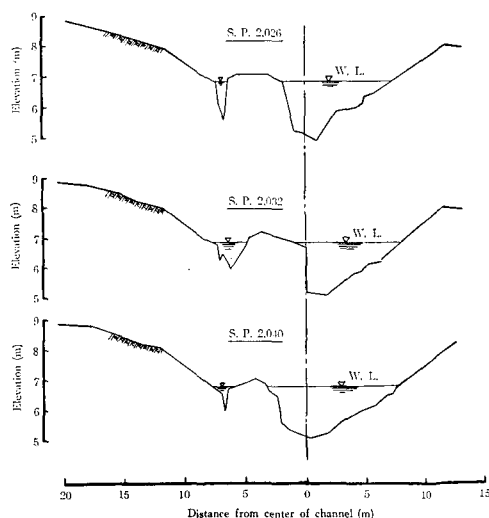
ドレーンより下方0.5mの所に不透水層が存在し、影響圏 R は揚水後の地下水位曲線から8mと仮定し、計算結果を Table 6-7 に示す。

したがって、試験水路周辺泥炭の透水係数は、 10^{-3} cm/sec 程度と考えられる。

4 調節水槽の浮上りについて

調節水槽は水路周辺に設けるため、水路と同様に浮上りまたは沈下の対策が必要となる。本試験の調節水槽はドラム管を使用した。設置後短期日の資料ではあるが、調節水槽の浮上りを Table 6-8 に示す。この結果をみると各調節水槽とも僅かながら浮上りをみせている。

る。また、昭和46年秋には全面的に断面形状の整形掘削が施工された。しかし、翌47年夏には数カ所で断面

**Fig. 7-1.** Cross section at slope failure (Aug. 22, 1972)

形状の変化が認められた。いま、S.P. 2,030 m 付近の変形状況について調査した結果を Fig. 7.1 に示した。この付近の崩壊は泥炭層の円弧すべりによるものと考えられるが、この地点は左岸から水路中心に向けて下の粘土層が幾分傾斜している。以前からこのような状態であったために、上層の泥炭のすべりを誘発したのか、上の泥炭が円弧すべりを生じたときに粘土層をはぎとるようにして、このようになったのかは不明である。

その後の変化を Fig. 7.2 についてみると、平面的にはあまり変化せず崩壊で一つの安定状態に達していることを示している。

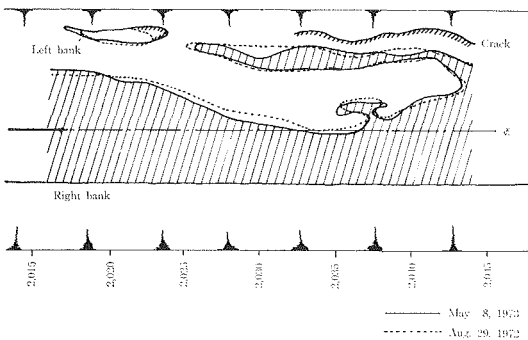


Fig. 7.2. Plan of slope failure

VII.2. ノリ面のキレツ

中樹林幹線水路は昭和46年秋に拡幅改修されたが、昭和47年秋になって水路断面に2, 3の崩壊箇所が見られた。また、下流区間では、ほぼ全線にわたって、ノリ



Photo. 7.1. Crack on slope



Photo. 7.2. Large crack on slope



Photo. 7.3. Collapsed slope caused by crack

面の一定線に沿ってキレツを生じ、キレツの方向はいずれも垂直方向であって、大きなキレツは地下水面まで達している。(Photo. 7.1~Photo. 7.3 参照)

中樹林幹線水路の下流区間は、非カンガイ期にもタン水しており、カンガイ期と非カンガイ期では水面に約50 cmの差異がある。本地区の泥炭は約40~60 cmの土壌水分の毛管上昇高を有すると推定されるから、Fig. 7.3のB部分は非カンガイ期にも湿潤状態を保っていると思われる。また、A部分はカンガイ期には毛管上昇によって下層部分は湿潤になるが、表面付近は夏期の長期連続干天により乾燥してくる。そして落水後は乾燥が進み収縮する。この状態は毎年くり返されることになる。

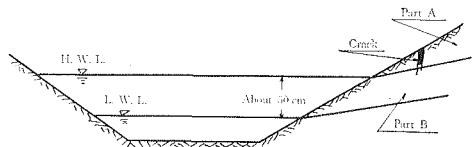


Fig. 7.3. Schematic diagram of causing crack on slope of channel

B部分が湿潤であり、A部分の一定部分に張力が働らき、キレツが生ずるものと思われる。いわゆるテンション・クラックの発生である。

泥炭水分の垂直分布はFig.7・4の模式図にみられるように、表面近くの泥炭の水分は、毛管上昇高から考えて水ぎわから遠ざかるにつれて少なく、近づくにつれて多くなるものと考えられる。

これを実証するため、中樹林地区の泥炭の乱さない試

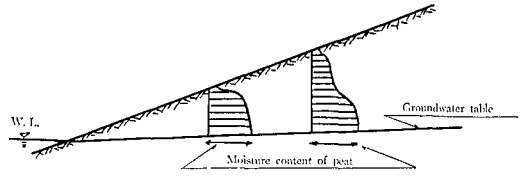


Fig. 7.4. Vertical distribution of moisture content of peat

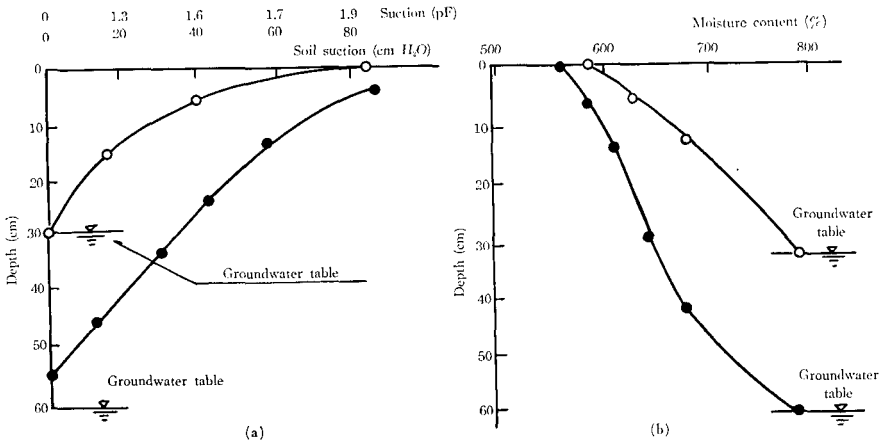


Fig. 7.5. Vertical distribution of moisture content of peat with different groundwater table
(a) pF value versus Depth (b) Moisture content versus Depth

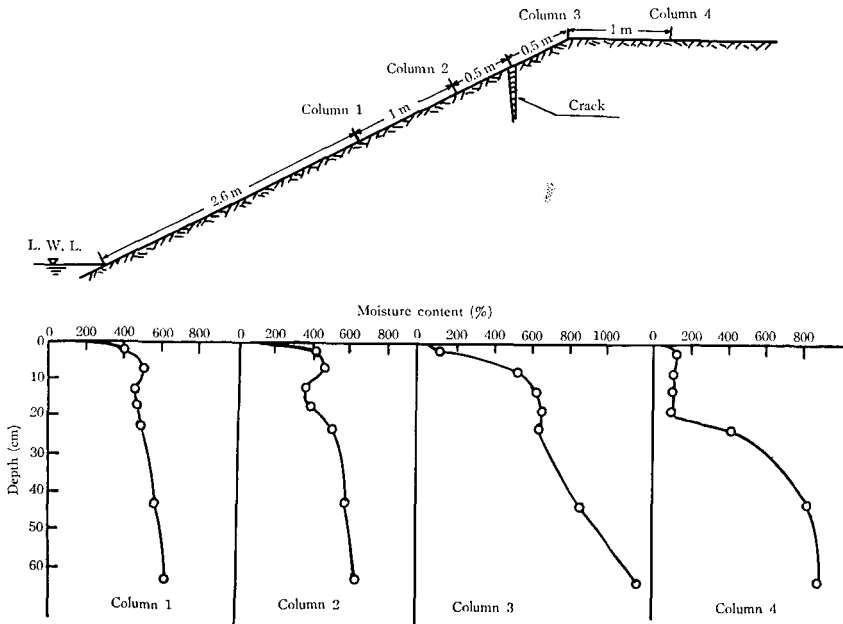


Fig. 7.6. Vertical distribution of moisture content

料について、地下水位を 60 cm および 30 cm としたときの泥炭柱の水分分布を求めた。Fig. 7・5 (a) はテンシオメーターによる水分分布であり、pF~水分曲線から含水比による水分分布を求めると Fig. 7・5 (b) になる。これによると地下水位の上昇につれて、水分コウ配は急になり、上記のことが実証されている。

次に、現場の大キレット (幅 10~20 cm, 深さ約 1 m, 長さ約 6 m) (S.P. 2,111 m 左岸) において、昭和 49 年 5 月 17 日の非カンガイ期に泥炭水分分布を求めたところ、Fig. 7・6 のようになった。No. 3 あるいは No. 4 の深さ 60 cm 付近が水みちに当たると、泥炭水分がこの深さでは No. 1 や No. 2 より異常に多いが、深さ 10 cm より表層では Fig. 7・4 の模式図と同じ傾向を示している。とくに No. 4 と No. 1 あるいは No. 2 とを対比させると、表面近くの泥炭の水分は水ぎわから遠ざかるにつれて少なくなることがわかる。

水田などにおける乾燥によるキレットは、水分の多いところに発生することからして、Fig. 7・3 の A 部分においては Fig. 7・7 のように水分分布の段階的変化をするカ所でキレットが発生すると考えられる。これがノリ面の一定線に沿ってキレットが発生する理由であり、泥炭の水分分布状態がキレットの発生の支配要因となるものと考えられる。なお、Fig. 7・7 はキレット周辺水分の横方向分布を昭和 49 年 5 月 17 日に実測した結果である。

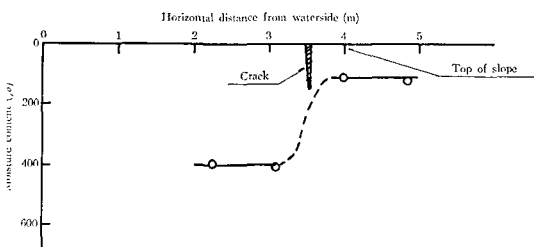


Fig. 7・7. Lateral distribution of moisture content of peat near surface (Depth 2.5 cm) at Part A

さらに地下水位は非カンガイ期には低下するが、水路から遠ざかるにつれて地下水位の変化はあまりみられない。また水路近くのに泥炭は沈下上昇をくり返すが、水路から遠ざかるにつれて沈下のみとなる。これらのことから考えて、Fig. 7・3 の A 部分の乾燥収縮によって小さなキレットが生じたところは、さらにこの地下水位変動、地盤変動により、変位が集中しやすくなり非カンガイ期にキレットが大きくなるものと考えらる。

なお、中樹林幹線水路全線にわたるキレットの観察の結果、キレットのある所には泥炭構成植物として、ヌマガヤ

Table 7・1. Vertical distribution of moisture content of peat on slope

S.P. 1,502 m (right bank)		S.P. 2,119 m (left bank)	
Depth (cm)	Moisture content (%)	Depth (cm)	Moisture content (%)
10	109	15	435
25	687	25	756
35	559	45	844
45	889	60	843
55	929	80	943
Groundwater level 60 cm		Groundwater level 85 cm	

の多いことが見られた。また、現場での毛管上昇高を知るため、S.P. 1,502 m 右岸、S.P. 2,119 m 左岸の泥炭ノリ面の水分垂直分布を、カンガイ期の昭和 48 年 6 月 20 日に調査したところ、Table 7・1 からわかるように、泥炭の毛管上昇高は約 40~60 cm であった。

VIII. ま と め

泥炭地水田農業の合理化のために、今後、ますますカンガイ排水施設の改善充実が必要となる。その施設の設計・施工には泥炭地特有の問題が多くある。

筆者らは、泥炭地切土水路として、各種コルゲート装工試験水路を設け調査研究を続けてきた。その結果を要約すると次のようになる。

1. 水路周辺の地下水位は、水路水位、承水路水位および降水量とかなりの相関が認められる。また、水路底面に作用する揚圧力は、裏込砂のため水路壁裏面の水位に相当している。

2. 水路周辺の地盤変動は、水路水位の変動に影響され、この傾向は水路付近で比較的明瞭に認められる。また、水路から離れた掘削捨土地点では荷重による地盤沈下がみられる。

3. 水路の装工断面型による形状変化を比べてみると、複合円弧型は水路周囲の地盤変動に追従するため、変形が複雑で浮上りも大きく、U 字型は地盤変動に対し側壁部がハリの的に作用をなし、コルゲートがひずみを多少吸収するため大きな変動はなく安定しており、長方形型は前二者に比べて単位荷重が大きいため沈下量は多いが、フレーム付きの縦波構造のために形状は安定している。

4. 揚圧力対策として従来から用いられてきたウィープホールは、その機能を發揮しているものは少ない。したがって、泥炭地水路のように繊維成分を多く含む水で

は、通水およびしゃ水機能はさらに悪くなることが想定され、管理上に多くの問題が生じる。

5. アンダードレーンは排水口の位置が適当であれば、揚圧力対策にかなりの効果を発揮するが、切土工装水路では、適当な排水口位置の選定が困難であるから、アンダードレーンおよびウィープホールの利点を組合わせた二重調節水槽を揚圧力対策方式として試験水路に設置し、きわめて良好な結果を得た。

6. 未装工部分の一部におけるノリ面崩壊について調査した。

7. ノリ面キレツの発生原因を、ノリ面表層の泥炭土壌水分の不連続性の面から検討した。

引用文献

- 1) 宗好秀・河合裕志：泥炭地における水路ライニング工法について。水路, 9, No. 1, 27-37 (1968).
- 2) 板倉康二郎・村田稔尚：コルゲートパイプを用いた水路。水路, No. 3, 16-24 (1961).
- 3) 村田稔尚：軟弱泥炭地盤上に施工せるコルゲートパイプ用水路について。技術パンフレット, No. 1, 5-8 (1961).
- 4) 権平昌司・山本茂・梅田安治：豊幌泥炭地の排水路掘削における浮上り等の変形について(第1報)。北海道大学農学部邦文紀要, 3, No. 1, 1-14 (1958).
- 5) —————：豊幌泥炭地の排水路掘削における浮上り等の変形について(第2報)。北海道大学農学部邦文紀要, 3, No. 2, 300-309 (1959).
- 6) —————：豊幌泥炭地の排水路掘削における浮上り等の変形について(第3報)。北海道大学農学部邦文紀要, 3, No. 3, 73-88 (1960).
- 7) 北海道開発局：泥炭地の生能(水部門), (1972).
- 8) 北海道開発局：昭和36年度サロベツ地域開発総合調査中間報告書(水部門), (1961).
- 9) 片岡隆四：コルゲート水路のウィープホールについて。農業土木学会大会講演会講演要旨, 370-371 (1974).
- 10) 土木学会：水理公式集 376 (1971).
- 11) 権平昌司・山本茂・堂腰純・前田隆・梅田安治：泥炭地における法くずれ。札幌開発建設部, 泥炭地調査報告書 (1957).

Summary

There are many paddy fields in the peat land of Ishikari Plain in Hokkaido.

However, the irrigation channels in peat land have many problems. For example, swelling of peat and deformation occur in case of excavated

channels, and differential settlement is caused by lack of bearing capacity on ground and by non-uniformity and uneven quality of peat-layer in case of lining channels and pipe channels (Photo. 2.1)

The authors are studying on groundwater level fluctuation of ground, deformation of slope, deformation of corrugated steel channels and function of weep hole, etc. in the excavated irrigation channel and test channels in Nakajurin District of Nanporo-cho since 1971.

The location and the soil profile of Nakajurin main channel are shown as Fig. 3.1 and Fig. 3.2 respectively.

The test channels made by corrugated steel are shown as Fig. 3.3~Fig. 3.6, Table 3.1, and Photo. 3.1~Photo. 3.3.

The groundwater level and fluctuation of ground were measured with pipes and marks (see Fig. 4.2).

The change of elevation and width of crest on corrugated steel channels were used for the measurements of deformation on corrugated steel channels.

The tests on weep hole were made by laboratory work and field work (see Fig. 6.2, Fig. 6.4, Fig. 6.11, and Fig. 6.12).

Results obtained are summarized as follows;

1. The rise of groundwater level during irrigation period and the fall of groundwater level during non-irrigation period decreased with the distance from center in channel (see Fig. 4.3).

2. The change of groundwater level related to rainfall (see Fig. 4.5).

3. The fluctuation of ground had connection with rise and fall of groundwater level in the neighborhood of channel (see Fig. 4.7 and Fig. 4.8). The fluctuation of ground in the distant points from channel showed only settlement owing to load of wasts (see Fig. 4.7).

4. The deformation of test channel A had a higher value than that of test channel B and C. The test channel B and C were comparatively stable on ground (see Fig. 5.1, Fig. 5.2).

5. The weep holes of vertical and lateral type well worked in the laboratory test (see Fig. 6.3 and Fig. 6.5), however, it became clear that few weep holes in channels for prevention of up-lift worked in consequence of field research (see Fig. 6.6, Fig. 6.7 and Table 6.4). Therefore, we adopted double control box with structure connected under-

drain to weep holes, and this control box has nicely worked as the results of pumping-out test in the test channel (see Fig. 6.12 and Table 6.5).

6. The deformation of slope was observed from S.P. 2,015 m to S.P. 2,040 m in the excavated chan-

nel (see Fig. 7.1, Fig. 7.2 and Photo. 7.3).

7. It seems that the cracks of slope occurred when surface moisture content on slope became discontinuous (see Fig. 7.7, Photo. 7.1 and Photo. 7.2).