

2

汎用化水田の暗渠排水設計に関する研究

村 島 和 男

ま え が き

今日、日本の水田農業政策は、農地基盤整備の観点からみると、コメの生産過剰（需要の低下）による生産調整（減反と転作）と、コメの生産コストの低減の二つの主要な問題を軸に展開し、大区画・汎用化耕地（水田）のための圃場整備が実施されている。

生産調整についてみると、昭和46年度より本格的なコメの減反対策が打ち出され、昭和53年度より水田利用再編対策、引き続いて、62年度より水田農業確立対策が実施されている。水田利用再編対策と水田農業確立対策は、いずれも農地基盤整備の観点からみると耕地（水田）の汎用化の問題に帰着する。ここで、汎用化耕地（水田）とは、耕地の状態を水田のままにして畑作物が栽培できるような耕地であって、適切な圃場管理の下に水田としても畑地としても利用可能な耕地の意味である。すなわち、畑作物の栽培ができるように圃場排水の整備水準を上げることが第一の問題である。

一方、コメの生産コストの低減問題は、今日の農業・農村をめぐる国内外の動向により、生産性の高い大区画水田へと改良の要請が高まっている。その整備計画にあたっては、技術面のみならず、社会的条件と自然的条件にもかかわってくるが、設計技術に限定すれば、この場合にも、圃場排水の整備水準を上げることが第一の問題である。

歴史的にみれば、圃場排水は、その時代時代の社会の動向に照準

を合わせ、目的を変化させながら今日にいたっている。戦後間もなくは食料増産が目的であり、30年代後半からは基本法農政の下での農作業機械導入、さらに耕地の汎用化が問題となり、これに加えて、今日では大区画化がその目的となっている。この間、圃場排水の設計技術は科学の進歩とともに進展し、対策も的確になってきたといえる。しかし、一貫した理論の構成によりとりまとめられたものはなく、“我が国の水田”の特殊な暗渠排水の理論的根拠は与えられていないように思われる。本論では、暗渠排水設計技術の一貫した理論の構成に重点をおいている。

本論の構成は次のとおりである。

第1章ではわが国の水田圃場排水の特殊性を分析し、第2章以下で論じられる理論的前提条件を明らかにした。

第2章では、計画暗渠排水量、暗渠間隔、透水係数、暗渠パイプの口径のそれぞれについて理論的に考察し、決定方法を明らかにした。また、これらを現地調査結果に適用して実証するとともに、設計のための具体的な数値を明らかにした。

第3章は組合せ暗渠について理論的に考察したもので、本暗渠と補助暗渠の、それぞれの間隔と排水量の決定法を解析的に求めた。また、充足率の考え方を示して、これまでその数量的な設計が困難であった難透水性水田における組合せ暗渠の設計が、数量的、計画的に実施可能なことを明らかにした。

第4章では第2、第3章の理論的な考察に基づいて、暗渠排水試

験結果から暗渠間隔を決定する実用的で簡便な方法を考案し、現地の施工事例についてこの方法を検証した。また、汎用化耕地の暗渠設計について、水田の場合と転換畑の場合の整備水準についてそれぞれ考察し、汎用化耕地のための暗渠設計の考え方を明らかにした。

以上のように、本論は、設計技術に重点をおいて暗渠排水設計に理論的な根拠を与え、これまで経験に頼っていた設計にも科学的、数量的な考え方が可能なことを明らかにしたものである。

目 次	頁
まえがき	(1)
記号の説明	(6)
第1章 序 論	1
第1節 問題の背景	1
第2節 水田圃場排水の特殊性と排水条件の限定	3
第3節 暗渠排水理論と設計の実際	4
第2章 暗渠排水組織の設計理論	6
第1節 計画暗渠排水量	6
1. 計画暗渠排水量の定義	6
2. 暗渠排水量のハイドログラフの定式化	9
3. 計画暗渠排水量の決定式	14
4. 暗渠排水試験	17
(1) 試験圃場	17
(2) 暗渠排水試験の方法と観測項目	20
5. 計画暗渠排水量の決定	23
(1) 野村地区	23
(2) 計画暗渠排水量の概数値	25
第2節 暗渠間隔	28
1. 暗渠間隔式の条件	28
2. 暗渠間隔式	30
3. 非定常暗渠排水理論との比較検討	33
(1) 非定常暗渠間隔式との関係	33
(2) 実験的検討	36
第3節 現場透水係数とその補正	39
1. 現場透水係数の補正の意義	39
2. 補正係数の求め方	41
3. 補正係数の概数値	41
第4節 暗渠パイプの口径	49
第5節 要約	53

第3章 難透水性水田における暗渠設計—組合せ暗渠と充足率—	55
第1節 組合せ暗渠の設計	56
1. 流れの基礎方程式と解	56
2. 組合せ暗渠の間隔	59
3. 組合せ暗渠の排水量	62
第2節 補助暗渠の機能	66
第3節 充足率を用いた難透水性水田の暗渠設計	68
1. 充足率の定義	68
2. 充足率を用いた暗渠設計	69
第4節 要約	71
第4章 実用的な暗渠間隔決定法	72
第1節 暗渠間隔決定の実用的な方法	73
第2節 実用的な暗渠間隔決定法の応用	75
1. 野村地区	76
2. 児島湾干拓地	78
3. 小中之湖干拓地	81
4. 荒原地区	83
5. 八郎瀧干拓地	85
6. 本実用法の適用範囲	87
7. 初期暗渠排水量と計画暗渠排水量の実用的な求め方	88
第3節 汎用化水田の転換畑利用の場合	91
第4節 要約	93
第5章 総合考察	95
謝 辞	98
引用文献	99

記号の説明

D	計画暗渠排水量 (mm/d)
T	計画排水時間 (d)
S	暗渠間隔 (m)
S'	既に埋設されている暗渠間隔 (m)
H	作土層の厚さ (m)
k	暗渠間隔決定のための透水係数 (cm/s)
k_0	現場透水係数 (cm/s)
α	現場透水係数の補正係数 = k / k_0
a	組合せ暗渠の本暗渠間隔 (m)
b	補助暗渠間隔 (m)
q_a	組合せ暗渠の本暗渠排水量 (mm/d)
q_b	補助暗渠排水量 (mm/d)
V	非灌水飽和状態からの暗渠総排水量 (mm) $V = V_1 + V_2 + V_3$
V_1	暗渠排水量のハイドログラフにおいて、 $t = 0$ から t_1 までの間に暗渠が排水する水量 (mm)
V_2	$t = t_1$ から T までの間に暗渠が排除する水量 (mm)
V_3	$t = T$ 以降に暗渠が排除する水量 (mm)
q	暗渠排水量 (mm/h)
q_0	非灌水飽和状態のときの暗渠排水量 (mm/h)
q_T	$t = T$ における暗渠排水量 (mm/h)
x、y	x、y 方向の距離
h	水位
t	時間
v	Darcy の流速
v_x 、 v_y	x、y 方向の Darcy の流速
λ	透水層の有効間隙率

第 1 章 序 論

第 1 節 問題の背景

圃場排水では、地表水を可能な限り地表水の形で排除し、残留する過剰水を暗渠によって排除するのが基本である¹⁾。その理由は、暗渠施工費が高いため高密度で暗渠を施工することができないこと、我が国の水田では計画排水時間内で排除可能な暗渠排水量に対して流入量(例えば雨水流入量)が上回るからである。

暗渠設計の問題は、計画暗渠排水量と圃場の排水条件(透水層の厚さと透水係数)を与件として、暗渠の間隔と深さと配置を決定することであるといえる。あるいは、暗渠のための追加投資の総額が決まっている場合には、暗渠の施工延長(従って、暗渠間隔)が決まるので、圃場の排水条件を与件とすると計画暗渠排水量が問題になり、さらに、暗渠の施工延長と計画暗渠排水量が決まっている場合には、圃場の排水条件はこれらを満足するためにどのように設定されねばならないかが問題になる。これらの問題がそれぞれの立場において計画技術上から検討されて、暗渠施工間隔、暗渠排水量及び圃場の排水条件が確定されなければならない。さらに、近年、補助暗渠の重要性が見直されてきており、難透水性水田の排水改良に不可欠な補助暗渠との組合せ暗渠も、一貫した暗渠排水計画技術の

なかで設計されなければならない(国や地方自治体は補助暗渠の施工にも補助金を交付したいと考えているが、その補助暗渠の設計・施工基準がなくては実現しがたい)。

その暗渠設計は、土地改良計画設計基準「暗きょ排水」²⁾において、例えば暗渠間隔の決定についてみると、砂質水田では理論的な根拠は与えられているが、壤土質水田と難透水性水田では経験に基づいて(実際には類似地区の実施例を参考にして)間隔を決めることになっている。また、難透水性水田に追加施工される補助暗渠の設計理論や本暗渠との組合せ暗渠の理論も十分とはいえない。また、施工後の暗渠の維持管理についても、対症療法的な問題解決でなく、設計技術の中で問題を予見しうる論理性があるとはいいがたい。

我が国の水田における排水問題は、アジア地域の水田農業においても近い将来、圃場整備の必要性が生じたときに、同時に解決されなければならない問題である(例えば、韓国では、汎用化のための圃場排水問題は既に現実的な問題に立ちいたっている³⁾)。そしてこの設計技術の論理性は、欧州、アメリカ地域においても、Heavy clay や Clogging soil の暗渠排水計画・設計に役立つものであると考える。また、パキスタンのパンジャブ地方やインダス川下流域、エジプトのナイルデルタ、メソポタミア平原等の乾燥地で問題となっている塩類化や湛水問題に対しても、設計理念の比較研究や実際の適用例、排水効果の調査事例等は比較研究のために有用であると考える⁴⁾。

第2節 水田圃場排水の特殊性と排水条件の限定

我が国の水田の特性を暗渠排水の設計技術の観点からみると、水田土壌の構造は、耕耘による膨軟で透水性の良好な作土層と耕耘されない緻密で固い心土層の二層構造が発達して、長年の代かき作業により、二層の間には固く不透水性の耕盤が形成され、この耕盤が湛水を維持する機能をはたしている。排水不良田の用水不足を補う手段として、排水を犠牲にして湛水を維持しようとするために形成されたものが大部分であると考えられる。従って、排水改良は、まず、用水の安定供給が先行し、圃場整備に伴って用排水路が分離され、特に排水の面からは小排水路が掘り下げられ、次いで、圃場排水の整備水準を上げる暗渠排水の整備が行われる、といった工程で進められてきた。また、圃場の区画は30a(100×30m)が標準区画として普及している。

このような水田の特殊性から、本論で考察する設計理論の前提条件を次のように限定する。まず、汎用耕地(水田)の排水条件は、圃場整備後の標準区画(100×30m)を基準として、末端用排水路に接し、排水路の水位は十分に深く、排水路水位は暗渠排水量に影響しないものとする。局地的な湧水や地下浸透水を遮へいするための(階段状の水田で、上部の水田の浸透水が流入するような)特殊な排水問題は除外する。土壌・土層の条件は、作土層と耕盤以下の二層構造とし、作土層は耕耘や有機物の投入、および地表面の乾燥な

どの影響によって大きな間隙や亀裂が存在し、土壌中の水は作土層中の最も抵抗の小さな大間隙や亀裂を通して横方向に移動する。従って、暗渠排水に実際に寄与するのは作土層中の流れであると考えてよい^{5,6)}。

このような土壌条件と水管理の特殊性から、水田の暗渠排水は欧米にみられるような定常的な地下水位の低下を目的とするのではなく、地表に停滞し、あるいはごく薄い表層(透水層)に滞水する過剰水を排除することが目的となる^{7,8)}。この場合、暗渠溝(トレンチ)が透水性の良好な埋戻し材料で充填されていることが必要である。

第3節 暗渠排水理論と設計の実際

暗渠間隔式についてみると、古くから、Dupuit-Horchheimer則による平行流理論がHooghoudtやDonnanによって研究されている^{9,10)}。その後、Hooghoudtは暗渠パイプ近傍の放射流を考慮して、不透水層の深さを修正する方法を発表し、Hooghoudt公式¹¹⁾として欧州を中心に広く用いられている¹²⁾。この放射流に重点をおいて、ポテンシャル流(Laplace式)を解いた暗渠間隔式がDon Kirkham¹³⁾によって発表され、ノモグラフが作成されて設計に便宜が与えられている¹⁴⁾。この理論の湛水のある場合の暗渠間隔式は、わが国の現在の暗渠設計基準(砂質土水田の場合)に採用されている¹⁵⁾。

一方、非定常排水理論(主として、地下水位の低下を対象とする)

に基づいた暗渠間隔式も研究されて、米国の排水マニュアル¹⁶⁾には平行流を仮定したGlover-Dumm公式¹⁷⁾が、また、我が国の設計基準¹⁸⁾には放射流に重点をおいたDon Kirkhamの公式¹⁹⁾が採用されている。非定常状態の理論公式は、定常状態のそれに比べて、土壌の排水条件(特に、透水層の有効間隙率)の把握が困難であるといわれている²⁰⁾。

しかし、定常状態であるか非定常状態であるか、平行流であるか放射流であるかのどの組合せの暗渠間隔式を採用するにしても、土壌の透水係数が 10^{-5} cm/sオーダーと小さくなると、計画暗渠排水量を通常値、20~30mm/d程度とすると、暗渠間隔は数10cm程度となって、事実上、暗渠設計は不可能となる²¹⁾。我が国では、実際の設計は、経験に基づいて(類似地区の施工例を参考にして)間隔が決められているのが実状である。また、難透水性水田に追加施工される補助暗渠の設計理論や、本暗渠との組合せ暗渠理論も十分とはいえない。

第2章 暗渠排水組織の設計理論

第1節 計画暗渠排水量¹⁾

1. 計画暗渠排水量の定義

我が国の水田土壌の構造は、耕耘による膨軟で透水性のよい作土層と、耕耘されない緻密で固い心土層の二層構造が発達し、二層の間には長年の代かき作業により固く不透水性の耕盤が形成され、この耕盤が湛水を維持する機能を果たしている（ここで論じる水田は、いわゆる排水不良田を対象としているから、上のような土層構造を想定している）。

このような構造の水田において、暗渠排水は、欧米にみられるような地下水位の低下を目的とするのではなく、地表に停滞し、あるいは、表層に滞水する過剰水（以下、圃場残留水と呼ぶ）をある与えられた一定の時間（計画排水時間）内に排除することが目的である²⁾。地表の湛水は、落水口から地表排水によって排除されるから、暗渠排水は、湛水が排除された状態、すなわち、作土層が飽和で、かつ圃場全体には湛水がない状態（地表排水では排除できずに、地表の凹部に停滞している地表水は残留する）を暗渠設計の初期状態とする。以下、本論ではこのような圃場の状態を非湛水飽和状態と呼ぶことにする。

従って、計画暗渠排水量は、非湛水飽和状態を圃場の初期状態として、圃場残留水を計画排水時間内に排除することができる施設容量、すなわち、初期ピーク暗渠排水量と定義することができる。

以下、計画暗渠排水量を決定するための理論を、暗渠が実際に施工された圃場において具体的に説明する。

暗渠がある間隔（ S' とする）で施工されている一枚の圃場で、暗渠排水試験を行って暗渠排水量の経時変化を測定すると、図2.1に示すような暗渠排水量のハイドログラフ（以下、実測ハイドログラフと呼ぶ）が得られる。このときの圃場の初期条件は非湛水飽和状態である。

暗渠排水開始後は圃場への新たな流入はないから、図に示すように、初期暗渠排水量が最大の単調減少曲線となる。

この実測ハイドログラフの初期暗渠排水量を q_0 とし、暗渠排水が終了するまでの間（排水時間を t とする）に排水された暗渠総排

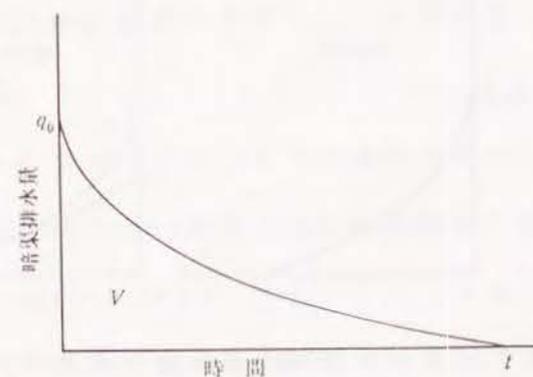


図2.1 暗渠排水量のハイドログラフ

水量を V として、この実測ハイドログラフと q_0 、 t 、 V の大きさから、計画暗渠排水量 D を決める方法を考える。

計画暗渠排水量の定義から、計画暗渠排水量は、排水時間を一定時間 T (計画排水時間、本論では汎用化水田を考えているので、 $T = 1$ 日とする³⁾) と与えると、暗渠排水試験で得られた暗渠総排水量 V をこの T 時間内で排除するような初期暗渠排水量である (初期暗渠排水量が D 、排水時間が T 、暗渠総排水量が V となるハイドログラフを以下、計画ハイドログラフと呼ぶ)。図 2.2 に示すように、実測ハイドログラフと計画ハイドログラフの形状を初期暗渠排水量と排水時間について比較すると次の 3 つのケースがある。

- 1) $t < T$ ($q_0 > D$) の場合 (図 2.2(1))
- 2) $t = T$ ($q_0 = D$) の場合 (図 2.2(2))
- 3) $t > T$ ($q_0 < D$) の場合 (図 2.2(3))

実測ハイドログラフの排水時間 t を計画排水時間 T と比較して、

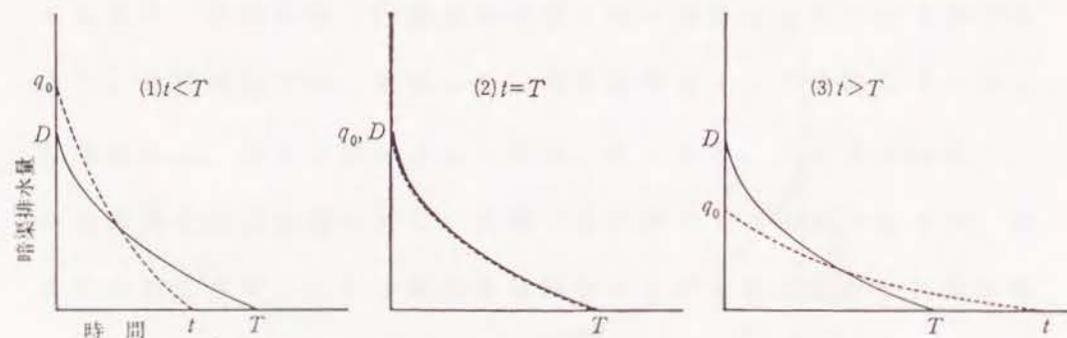


図 2. 2 実測ハイドログラフ(点線)と計画ハイドログラフ(実線の比較

$t < (>) T$ の場合は実測ハイドログラフの初期暗渠排水量 q_0 を D (計画暗渠排水量) まで減らす (増やす) と、実測ハイドログラフは計画ハイドログラフに一致すると考えてよい。従って、実測ハイドログラフをある関数で近似して、その関数について q_0 、 V 、 T の関係を求めておけば、その関係を用いて実測の q_0 、 V 、 t から T に対応する計画暗渠排水量 D を決めることができる。そこで、次に暗渠排水量のハイドログラフを関数で近似することを考える。

2. 暗渠排水量のハイドログラフの定式化⁴⁾

非湛水飽和状態から始まる暗渠排水量のハイドログラフを、横軸に時間 t (h)、縦軸に暗渠排水量 q (mm/h) の対数値をとって片対数紙上にプロットすると、その形状は、単純化して示すと、図 2.3 に示すように、次のような 2 区間に分けられる。

- 1) 排水開始 ($t = 0$ 、 $q = q_0$) からしばらく ($t = t_1$ 、 $q = q_1$ まで) は減衰率は一定で、片対数紙上で直線的に減少する区間。
- 2) $t = t_1$ 以降は減衰率が変化し、片対数紙上で下に凸な曲線を描く区間。

まず、 $t = 0$ から $t = t_1$ までの直線部分は、 q を時間 t における暗渠排水量とすると、次のように指数関数で表わせる。

$$q = q_0 \cdot \exp(-a_0 \cdot t) \quad t \leq t_1 \quad (2.1)$$

ここで、 a_0 は直線部分の逓減係数である。

次に、 t_1 以降の曲線部分については、つぎのような逓減部の特

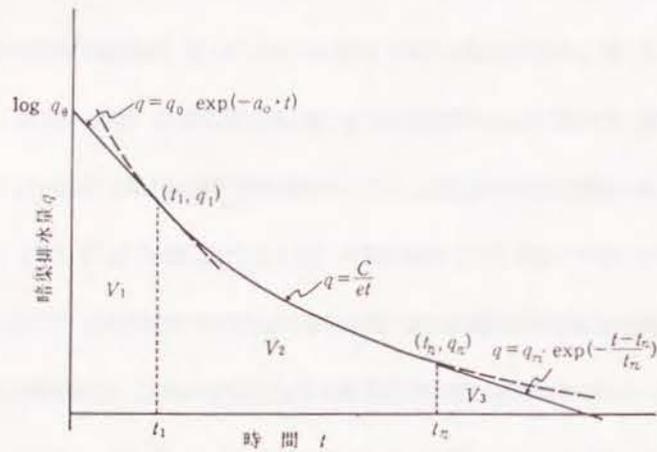


図 2. 3 暗渠排水量のハイドログラフの近似式

性を考慮して以下のように近似できる。

すなわち、図 2.4 に示すように、暗渠排水量の実測ハイドログラフの逓減部を、圃場が非湛水飽和状態のときを $t=0$ として片方対数紙上にプロットすると、逓減部は数本の折れ線で近似できる。時間 t_1 のときの暗渠排水量を q_1 で表すものとする、図 2.4 の例では、 $q_0 \sim q_1$ 、 $q_1 \sim q_2$ 、 $q_2 \sim q_3$ 、 $q_3 \sim q_4$ 、 $q_4 \sim q_5$ 、 q_5 以降の 6 本の折れ線で近似される（最初の折れ線 $q_0 \sim q_1$ は (2.1) 式で示した直線部分である）。この折れ線をそれぞれ図に示すように $t=0$ まで延長し、 $t=0$ における暗渠排水量を、始点の暗渠排水量、すなわち、 q_0 、 q_1 、 q_2 、 \dots 、 q_5 と対応させて、 q_0' ($=q_0$)、 q_1' 、 q_2' 、 \dots 、 q_5' とする。また、この折れ線の逓減係数をそれぞれ a_0 、 a_1 、 \dots 、 a_5 とする。逓減係数は、片対数紙上の 2 点 (t_1 、

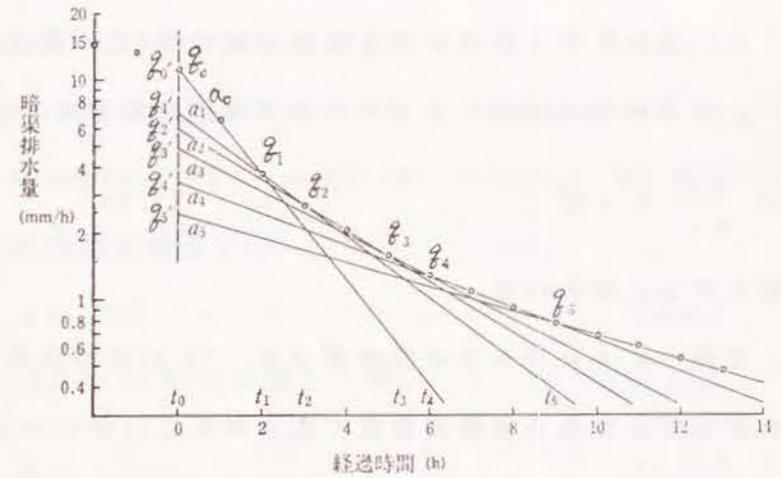


図 2. 4 実測ハイドログラフの逓減部(野村地区)

表 2. 1 q_1' / a_1 の計算結果

時間 t_1 (h)	暗渠排水量 q_1 (mm/h)	逓減係数 a_1 (h^{-1})	$t=0$ の排水量 q_1' (mm/h)	$q_1' / a_1 = C_1$ (mm)
0	11.0	0.55	11.0	20
2	3.8	0.32	7.2	22
3	2.7	0.26	6.0	23
5	1.6	0.22	4.7	21
6	1.3	0.16	3.4	21
9	0.78	0.13	2.4	18

q_1) と (t_{i+1} 、 q_{i+1}) 間の傾きの絶対値で、

$$a_1 = \frac{1}{t_{i+1} - t_1} \ln \frac{q_1}{q_{i+1}} \quad (2.2)$$

から求められる。いま、 $t=0$ における暗渠排水量 q_1' を、それぞ

れ対応する透減係数 a_i で除した商を C_i で表すと、表 2.1 の第 5 欄に示すように、どの区間 i についてもほぼ一定の値 (この場合は $20m$) となる⁵⁾。すなわち、実測ハイドログラフの曲線部分は、一般に、

$$C = \frac{q_i'}{a_i} = \text{一定} \quad (2.3)$$

の条件を満たすことがわかる。

従って、実測ハイドログラフの曲線部分は、(2.3)式の関係を満たす、一般に次式で表される指数関数群で表されることがわかる。

$$q = q_i' \exp(-a_i \cdot t) \quad (2.4)$$

このことから、実測ハイドログラフの曲線部分は、(2.4)式の包絡線によって近似的に表せることになる。

一般に、変数 q 、 t と、媒介変数 a からなる関数、

$$F(q, t, a) = 0 \quad (2.5)$$

の包絡線は、(2.5)式の関係と、これを a で偏微分した、

$$F_a(q, t, a) = 0 \quad (2.6)$$

を満足する曲線として求められる。従って、(2.3)、(2.4)式において、簡単化のために i を取り除いて書き直した、 a を媒介変数とする、

$$C = \frac{q'}{a} (= \frac{q_0}{a_0}) \quad (2.7)$$

$$q = q' \exp(-a \cdot t) \quad (2.8)$$

の包絡線は、次のように求められる。

まず、(2.7)、(2.8)式から、 q' を消去すると、

$$q = a C \exp(-a \cdot t) \quad (2.9)$$

となり、これを a で偏微分すると(2.10)式が得られる。

$$C \exp(-a \cdot t) - a t C \exp(-a \cdot t) = 0 \quad (2.10)$$

(2.10)式の関係から、

$$a = 1/t \quad (2.11)$$

を得、これを(2.9)式に代入して、

$$q = \frac{C}{e \cdot t} \quad (2.12)$$

の曲線式を得る⁶⁾。

以上のようにして、暗渠排水量のハイドログラフを、

$$0 \leq t \leq t_1 ; \quad q = q_0 \cdot \exp(-a_0 \cdot t) \quad \text{前出(2.1)}$$

$$t_1 \leq t ; \quad q = \frac{C}{e \cdot t} \quad \text{前出(2.12)}$$

で表すことができる。

次に、暗渠総排水量 V は上の近似式(2.1)、(2.12)式を時間 t について積分して求められる。ただし、(2.12)式は $t \rightarrow \infty$ までは積分できないので、(2.12)式の適用は $t = t_1$ から t_n までとし、曲線の減衰率が小さくなって直線で近似可能な $t = t_n$ 以降は、

$$q = q_n \cdot \exp\left(-\frac{t - t_n}{t_n}\right) \quad \text{ここで、} \quad q_n = \frac{C}{e \cdot t_n} \quad (2.13)$$

の指数関数で近似する(図 2.3)。

ハイドログラフの $t = 0$ から t_1 まで、 $t = t_1$ から t_n まで、

および $t = t_n$ から $t \rightarrow \infty$ までに暗渠が排水した水量をそれぞれ V_1 、 V_2 、 V_3 とすると、 V_1 、 V_2 、 V_3 はそれぞれ (2.1)、(2.12)、(2.13) 式を積分して次のように求めることができる。但し、 C は (2.7) 式より、 (q_0/a_0) である。

$$V_1 = \int_0^{t_1} q_0 \cdot \exp(-a_0 \cdot t) dt = C \left(1 - \frac{1}{e}\right) \quad (2.14)$$

$$V_2 = \int_{t_1}^{t_n} \frac{C}{e \cdot t} dt = \frac{C}{e} \ln \frac{t_n}{t_1} \quad (2.15)$$

$$V_3 = \int_{t_n}^{\infty} q_n \cdot \exp\left(-\frac{t-t_n}{t_n}\right) dt = \frac{C}{e} \quad (2.16)$$

従って、暗渠総排水量 V は、

$$V = V_1 + V_2 + V_3 = C \left(1 + \frac{1}{e} \ln \frac{t_n}{t_1}\right) \quad (2.17)$$

と書くことができる。

以上のように暗渠排水量のハイドログラフの近似式 ((2.1)、(2.12)、(2.13) 式) から暗渠総排水量 V ((2.17) 式) が求められたので、次に V 、 T から計画暗渠排水量 D を決定する方法を考える。

3. 計画暗渠排水量の決定式⁷⁾

暗渠排水試験で観測した実測ハイドログラフの暗渠総排水量 V を、 T 時間 (計画排水時間) で排水するように初期暗渠排水量を変換すると、その (計画ハイドログラフの) 初期暗渠排水量が計画暗渠排

水量である。ただし、実測ハイドログラフにおいて暗渠排水量は、排水量が小さくなると、その減衰の程度は小さくなって、長時間にわたって尾を引くので、計画排水時間 $T = 1$ 日で V の全量を排除するのは実際には不可能であり、実用上は V の全量を暗渠排水の対象とする必要はない。この場合には、計画排水時間 (T) 内に暗渠総排水量 V の何割を排除するか予め決めておいて、これを暗渠設計の目標とするのが実用的である。本論では、簡単化のために、図 2.3 において、 $t_n = T$ (計画排水時間) とおいて、 T 以降の暗渠排水量は指数関数 ((2.13) 式) で近似した。従って、暗渠が排水する水量は、 T 時間内で $V_1 + V_2$ 、 T 以降で V_3 となる。

V のうち T 時間内に排除する水量 ($V_1 + V_2$) の割合を T 時間排水率として f で表わすと、

$$f = \frac{V_1 + V_2}{V} = \frac{1 - \frac{1}{e} + \frac{1}{e} \ln \frac{T}{t_1}}{1 + \frac{1}{e} \ln \frac{T}{t_1}} \quad (2.18)$$

と書けるから、(2.7)、(2.11)、(2.17)、(2.18) 式から初期暗渠排水量 q_0 を V 、 T 、 f で書き表わす。 p を

$$p = e(1-f) \exp\left(\frac{1}{1-f} - e\right) \quad (2.19)$$

とおくと、

$$q_0 = p \frac{V}{T} \quad (2.20)$$

と書くことができる。p の値は、図 2.5 に示すように、T 時間排水率 f が大きくなると指数関数的に大きくなる。逆に、 $p > 3$ より大きくとっても、f の増加はそれほど大きくならない。従って、計画暗渠排水量 D を (2.20) 式から決めるにあたって、f の値を大きく設定すると、T 時間内の排水量は増加するが、それ以上に D が指数関数的に増大して過大な設計になるので、 $p = 3$ (このとき、 $f = 0.76$) 程度が計画値として妥当な値と考えられる。これは暗渠総排水量 V の 76% が計画排水時間内に排除されることを意味する。

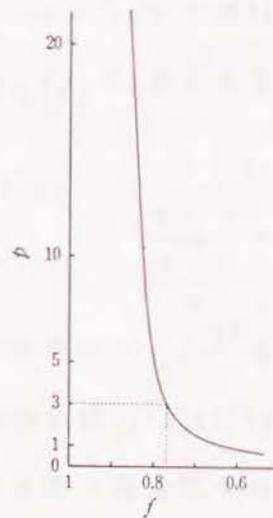


図 2. 5 p と f の関係

この結果、(2.20)式は、

$$D = 3 \frac{V}{T} \quad (2.21)$$

と書き換えられて、計画暗渠排水量は T 時間平均暗渠排水量 (V/T) の 3 倍程度に取ればよいことがわかる。

以上のように、暗渠総排水量 V を暗渠排水試験で求めると (計画排水時間: $T = 1$ 日として)、計画暗渠排水量 D (mm/d) の大きさを決めることができることがわかったので、つぎに、このことを、圃場で実際に観測した実測ハイドログラフについて調べてみよう。まず、実測ハイドログラフ線を求めるための暗渠排水試験について説明する。

4. 暗渠排水試験

(1) 試験圃場

暗渠排水試験は兵庫県下の 7 地区の実際の水田と大阪府立大学実験圃場で行った。表 2.2 に各圃場の排水条件と暗渠組織の概要を示す。兵庫県下の 7 地区は、日本海側の豊岡市荒原地区 (2 圃場)、中山間地帯の養父町畑地区 (2 圃場)、氷上町御油地区 (1 圃場)、春日町野村地区 (1 圃場)、東条町貞守地区 (1 圃場)、および、瀬戸内海側の姫路市林谷地区 (1 圃場)、三木市吉田地区 (1 圃場) である。その位置を図 2.6 に示す。

林谷地区と吉田地区の圃場はいずれも兵庫県の耕地の汎用化の暗渠排水試験圃場に指定されており⁸⁾、本暗渠と補助暗渠の組合せ暗渠が施工されている。まず、林谷地区は、圃場の中央、長辺方向に一本の本暗渠と、これに直交する 10 m 間隔 (6 本) のモミガラト



図 2. 6 暗渠排水試験地区位置図

表 2. 2 暗渠排水試験圃場の暗渠組織

圃場名	圃場の区画	地区内 水田面積	暗渠の本数 (本、補)	暗渠間隔 (本、補)	埋設 深さ	埋戻し 幅	埋戻し材料
	m × m	ha	m m	m m	m	m	
大阪府大 No. 7	7.5 × 10	—	(1, 0)	(7.5, -)	0.6	0.3	モミガラ
姫路市林谷	76 × 38	27	(1, 6, 12)	(38, 10, 3)	0.7	0.2	モミガラ
三木市吉田 No. 1	70 × 30	36	(2, 34)	(12.5, 3)	0.6	0.2	採石、モミガラ
三木市吉田 No. 2	70 × 30	36	(2, 34)	(12.5, 3)	0.6	0.2	採石、モミガラ
東条町貞守 No. 1	50 × 30	45	(3, 0)	(8, -)	0.6	0.2	採石、モミガラ
東条町貞守 No. 2	60 × 27	45	(3, 0)	(8, -)	0.6	0.2	採石、モミガラ
水上町御油	100 × 30	84	(3, 0)	(10, -)	0.7	0.2	採石、モミガラ
養父町畑 No. 1	57 × 15	8	(3, 0)	(-)	0.6	0.3	採石、モミガラ
養父町畑 No. 2	63 × 17	8	(1, 0)	(-)	0.6	0.3	採石、モミガラ
豊岡市荒原 No. 1	75 × 40	68	(4, 0)	(10, -)	0.6	0.2	採石、モミガラ
豊岡市荒原 No. 2	75 × 40	68	(4, 0)	(10, -)	0.6	0.2	採石、モミガラ

レンチ（深さ0.3m、幅0.2mの掘削溝に0.25m厚さでモミガラを充填）、さらに、これと直交する3m間隔の弾丸暗渠（深さ0.3m）との組合せ暗渠である。吉田地区は2圃場ともに2本の本暗渠とこれに直交する弾丸暗渠（深さ0.3m）が3m間隔で施工されている。

野村地区の圃場では30m × 100m区画を10aずつ、用水路側、中央、排水路側と3区分し、それぞれ独立して暗渠が3本、4本、2本埋設されている。本節で用いる暗渠排水量の実測ハイドログラフは2本区（C区、暗渠間隔13.5m間隔）で観測したものである。

本暗渠の埋戻し部は、兵庫県の指導によって、幅0.2m（トレンチャー掘削）あるいは幅0.3m（バックホー掘削）で、深さ0.6m～0.8mの掘削溝に採石、モミガラを充填する施工方法がとられている。この場合、モミガラは作土層の底から5cm上まで余盛りとして充填するよう設計されている。

水閘はネジ式水閘（排水口にネジ込み式のキャップをつける）が多く使用されていて、御油地区だけは排水路溝畔に設置された水平水閘が使用されていた。また、吸水渠が直接排水路へ達する直結型⁹⁾は畑地区、貞守地区で見られ、その他の地区は1本の集水渠にまとめて排水する標準型¹⁰⁾であった。

吸水渠は、兵庫県下の各圃場では、内径65mmのポリエチレン製コルゲートパイプが使用されている。野村地区と大阪府大実験圃場では内径55mmのポリエチレン製エンボスパイプを使用した。

(2) 暗渠排水試験の方法と観測項目

湛水状態にある水稲栽培田では、落水口を切って湛水を地表排水して圃場を非湛水飽和状態にした後、水閘を開放して暗渠排水量の経時変化を測定した。転換畑では、通常、水閘は開放されているから、まず、水閘を閉じて圃場がほぼ非湛水飽和状態に達するまで灌水し、水と土をなじませるために数時間放置した後、暗渠排水量の経時変化を測定した。野村地区と大阪府大実験圃場では、降雨時の暗渠排水量の自記記録を使用した。

流量観測前に圃場の現場透水係数 k_s をオーガーホール法¹¹⁾により、数カ所において、数回、測定を繰り返し、その代表値を求めた。また、同時に耕盤の位置を物差しで数カ所測定して代表値を求めた。

1) 調査時期

表 2.3 に水田・転換畑別の調査観測時期を示す。転換畑では、大阪府大実験圃場(表中の記号で A-0)は飼料作物収穫後の耕耘裸地状態におけるもの、吉田 No.2 圃場(C-0)は麦収穫後で大豆播種前の耕耘裸地状態におけるものである。林谷圃場では、水田灌漑期間中の暗渠排水量の時期別変化を調べるために、代かき直前(荒起しをした圃場に代かき用水を取り入れた後、代かき前)中干し期、落水期の3回調査を行った。

吉田地区では No.1 圃場(水田)で同様に3回の調査観測を行うとともに、隣接する No.1 圃場(前述の転換畑)でも調査した。

表 2.3 調査時期

圃場名	記号	水田				転換畑 (月日)
		代かき期 (月日)	養生期 (月日)	中干し期 (月日)	落水期 (月日)	
大阪府大 No.7	A					A-0(6/23)
林谷	B	B-1(6/19)		B-3(7/29)	B-4(10/10)	
吉田 No.1	C					C-0(6/29)
吉田 No.2	D		D-2(6/29)	D-3(7/16)	D-4(9/28)	
貞守 No.1	E			E-3(7/25)		
貞守 No.2	F			F-3(7/25)		
御油	G			G-3(7/20)		
畑 No.1	H			H-3(7/18)		
畑 No.2	I			I-3(7/18)		
荒原 No.1	J				J-4(8/11)	
荒原 No.2	K				K-4(8/11)	

野村地区と大阪府大実験圃場では、8210台風(1982年8月)時の降雨時の暗渠排水量の自記記録を使用した。

他の地区では中干し期、または、落水期に1回調査を行った。

2) 暗渠排水量の経時変化

暗渠排水量の経時変化は暗渠排水口(通常、内径75~100mmの塩ビ管)における流速(小型プロペラ式流速計: K研社製V-303とデジタル表示器: 同VC-401を用いた)と水深を測定して、流速と流積の積から流量を求めた。同時に、貯水槽に一定時間採水して量水する方法も適宜行い、流量を検定した。流量が小さくなって暗渠

排水口の水深が小さく、流速計による測定が不可能となった後は、採水による方法をとった。測定時間は暗渠排水の逓減特性がつかめるように、排水開始後1時間までは5～10分間隔、その後は30分～1時間間隔とし、逓減特性がつかめたと判断できた時点で測定を終了した。およそ10～15時間程度の観測時間であった。このうちとくに大切なのは、水閘解放直後と、逓減部の直線部が終了して曲線部に移行する部分である¹²⁾。

3) 現場透水係数

現場透水係数の測定は、暗渠間中央に2～4カ所設けた地下水位観測井を利用してオーガーホール法で行った。観測井は内径10cm深さ30～80cmで、上端の周囲には地表水が流入しないように土手を築き、また、田面にレベルを合わせたストレートエッジを固定して水位測定の基準点をマークした。基準点から水面までの高低差はポイントゲージで測定した。

4) 作土層の厚さ

作土層の厚さは、地下水位観測井の壁面から求めるとともに、折れ尺を田面から差し込んで、差し込む抵抗が強くなった深さまでを作土層とみなす簡便法を用いた。一枚の圃場で20～30カ所測定し、極端な数値は棄却して残りを算術平均した。

5. 計画暗渠排水量の決定¹³⁾

(1) 野村地区

図2.7に兵庫県春日町野村地区内の試験圃場で観測した降雨時の暗渠排水量のハイドログラフを示す。これらのハイドログラフは試験圃場(100m×30m区画の転換畑)を3区分したそれぞれ33m×30m部分に、暗渠をそれぞれ4本、3本、2本埋設した試験排水区(それぞれ、野村A、B、C区と呼ぶ。暗渠排水量は各区ともそれぞれ独立して測定)のうちの、暗渠2本区(C区、暗渠間隔13.5m)において観測したものである。本圃場は圃場整備後3年間、転換畑として飼料作物の栽培に使用されて、水田(水稻栽培)としての利用はない。従って、耕盤が未発達で、田面の均平度も十分とはいえない。

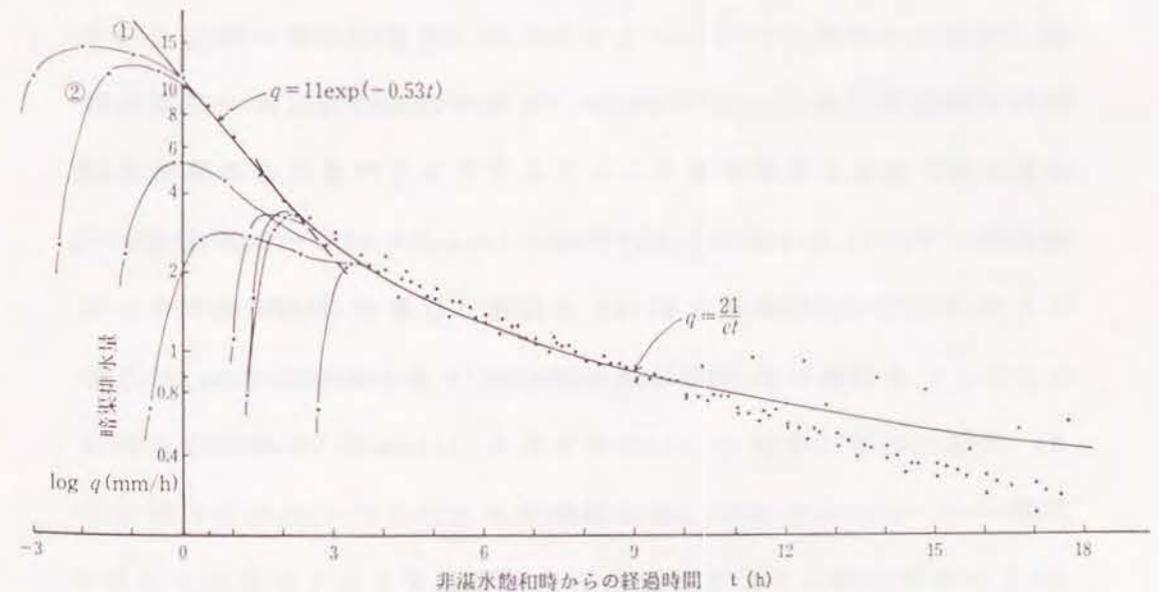


図2.7 実測ハイドログラフとその近似(野村地区)

さて、図の縦軸は暗渠排水量 q (mm/h) の対数表示、横軸は非湛水飽和時からの経過時間 t (h) で、種々の降雨下で観測した種々の実測ハイドログラフの時間軸を、左右に動かして逓減部を重ね合わせ、これらの曲線部にまず(2.12)式を当てはめて非湛水飽和時(図の $t = 0$ 軸)を決め、その後、ハイドログラフ①、②の直線部に(2.1)式を当てはめたものである。この結果、非湛水飽和状態のときの暗渠排水量 q_0 は $11\text{mm/h}(=260\text{mm/d})$ と推定できた。ハイドログラフ①、②以外の、 $t = 0$ のときに暗渠排水量が 11mm/h より小さいハイドログラフは、降雨～暗渠排水の規模が小さくて圃場が非湛水飽和状態に達しなかったものと考えられる。

ハイドログラフに近似曲線をあてはめた結果、図2.7に示すように、 $t = 12$ (h)程度までは実測値に沿って減水し、その後は計算値が少し大きめで逓減していくようであるが、暗渠排水量が既にピーク時の1割以下と減小しているため、非湛水飽和状態以降の暗渠総排水量 V は、表2.4に示すように、ハイドログラフ①、②の実測値 35mm に対して、(2.17)式による計算値は 40mm となってその差は小さい。そこで、ここでは計算値 $V = 40\text{mm}$ を採用し、計画排水時間 T を1日とすると、本圃場の計画暗渠排水量 D は(2.21)式から 120mm/d となる。現況の暗渠(間隔 13.5m)の排水能力(260mm/d)は約2倍の能力を持っていると判断され、暗渠間隔はさらに大きくすることができる(この暗渠間隔については、第3章で考察する)。

表2.4 野村地区の計画暗渠排水量

初期暗渠排水量 q_0		暗渠総排水量 V		計画暗渠排水量 D
		実測	計算	
mm/h	mm/d	mm	mm	mm/d
11	264	35	40	120

(2) 計画暗渠排水量の概数値¹⁴⁾

次に、種々の試験圃場で観測した実測ハイドログラフから、暗渠総排水量、初期暗渠排水量および計画暗渠排水量の関係を見てみよう。解析に用いたハイドログラフは、筆者らが兵庫県下の圃場で実際に行った排水試験で得たものの他に、全国各地で実施された暗渠試験の結果を文献から引用したもので、降雨時の排水、中干し期や落水期の排水、圃場に灌水して非湛水飽和状態にした後の排水などの方法で得られたものである。これらのハイドログラフに近似曲線をあてはめて、計画排水時間 ($T = 1$ 日) に対応する初期暗渠排水量 q_0 と暗渠総排水量 V を求めて、それぞれの圃場の計画暗渠排水量 D を決定した。表2.5に試験圃場の暗渠組織、水田・転換畑の別、排水の対象(降雨排水、中干し、落水等)をまとめて示す。

図2.8は暗渠総排水量 V と初期暗渠排水量 q_0 の関係を示したものである。図中の実線は、 $q_0 = 3V/T$ ($T = 1$ 日) の関係を表わしたもので、 V と q_0 のプロットがちょうどこの線上にあるときは既設暗渠が本設計通りの排水能力(計画暗渠排水量 D)を持っていることを表わす。プロットがこの直線より下にあるときは既設暗渠は排

表 2. 5 試験圃場の概要と水田・転換畑の別、排水の対象

No.	圃場名	区画 (m × m)	暗渠 間隔 本(m)、補(m) *1	水田・ 畑の別	排水の 対象
1	兵庫県 野村C	30 × 100	13.5、- *2	転換畑	降雨
2	〃 林谷	38 × 76	38、10、3 *3	裸地	試験 *5
3	〃 林谷	38 × 76	38、10、3	水田	中干し
4	〃 林谷	38 × 76	38、10、3	水田	落水
5	〃 吉田No.1	30 × 70	12.5、3	転換畑	試験
6	〃 吉田No.2	30 × 70	12.5、3	水田	落水
7	〃 貞守No.2	27 × 60	8、-	水田	中干し
8	〃 荒原No.1	40 × 75	10、-	水田	落水
9	〃 荒原No.2	40 × 75	10、-	水田	落水
10	白根郷 ¹⁵⁾	32 × 109	9、2	転換畑	降雨
11	佐賀三日月 A-1 ¹⁶⁾	—	20、2	転換畑	降雨
12	鯖江東部 No.1 ^{17,18)}	20 × 100	5、-	転換畑	降雨
13	鯖江東部 No.1	20 × 100	5、-	転換畑	降雨
14	鯖江東部 No.2	20 × 100	5、-	転換畑	降雨
15	小中之湖干拓地 ^{19,20)}	25 × 60	8、-	水田	降雨
16	小中之湖干拓地	25 × 60	8、-	水田	試験
17	児島湾干拓地 ²¹⁾	40 × 56	10、1.8	水田	中干し
18	児島湾干拓地	40 × 56	10、1.8	水田	中干し
19	児島湾干拓地	40 × 56	10、1.8	水田	落水
20	八郎潟 A-I ²²⁾	90 × 130	90、10、- *4	—	試験
21	八郎潟 A-II	90 × 130	90、10、-	—	試験
22	八郎潟 加木コ	90 × 130	90、10、-	—	試験
23	八郎潟 B	90 × 130	45、15、-	—	試験
24	八郎潟 D	90 × 130	90、10、-	—	試験

*1 本、補は本暗渠、補助暗渠の略

*2 補助暗渠なし

*3 本暗渠+モリガトソチ+弾丸暗渠の組合せ暗渠

*4 本暗渠(集水渠の機能)+本暗渠の組合せ暗渠

*5 灌水して満水非湛水状態にした後の(試験)落水

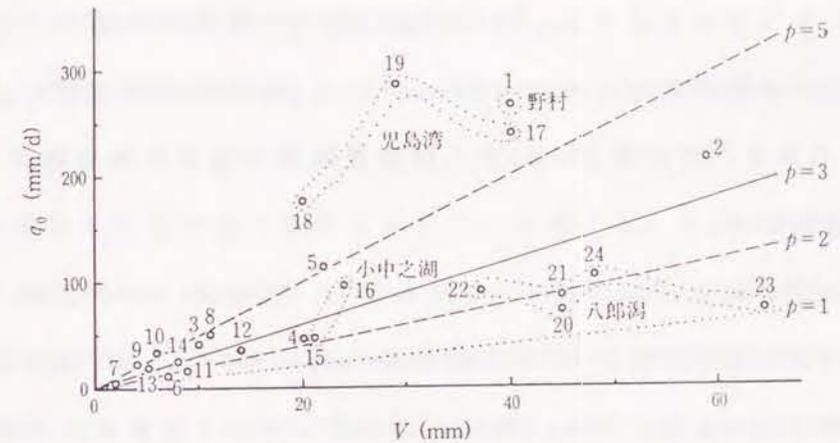


図 2. 8 暗渠総排水量 (V) と初期暗渠排水量 (q_0) の関係
(図中の数字は表 2.5 の No. と対応)

水能力不足、上にあるときは良好(過剰)と判定できる。図中の二本の破線 ($p=2$ と $p=5$) は既設暗渠の初期暗渠排水量 q_0 が計画暗渠排水量 D のそれぞれ 0.6 倍 ($2/3$) と 1.6 倍 ($5/3$) の大きさを持つ点を連ねたものである。児島湾干拓地の試験圃場と前述の野村 C 圃場はそれぞれの計画暗渠排水量 D の $2 \sim 3$ 倍の大きな排水能力を持っていること、八郎潟の圃場はいずれも D の $2/3 \sim 1/3$ とやや能力不足であることがわかる。その他の圃場の V と q_0 の関係も $p=3$ をはさんで $p=2 \sim 5$ 間において、ほぼが妥当な大きさであることがわかる。

なお、図中の点線 ($p=1$) は、 q_0 と V の関係が $q_0 = V/T$ ($T=1$ 日) となる点を連ねたもので、このときの初期暗渠排水量は T 時間平

均暗渠排水量 (V/T) である。

図 2.8 から分かるように、また前節で述べた暗渠排水量のハイドログラフの通減特性からも明らかなように、初期暗渠排水量 q_0 が V/T 、すなわち、 T 時間 (1 日) 平均暗渠排水量では排水能力は不足であると思われる。

暗渠総排水量 V の大きさについてみると、児島湾、小中之湖、八郎潟のいずれも干拓地においては $20\text{mm} \sim 60\text{mm}$ と大きく、これは透水土層が深いためと思われる。野村 C は前述したように耕盤が未発達な転換畑であるため、林谷 (1) は転換畑のさらに荒起しした圃場条件のため V が大きいと思われる。これら以外では、水田、転換畑共に V は大略 $15\text{mm} \sim 20\text{mm}$ 以下である。従って、通常の排水条件を持った水田で、暗渠排水試験で V の大きさを直接求められない場合は、ここで解析・整理した結果から判断すると、

水田では、 V : 数 $\text{mm} \sim 10\text{mm}$ 程度、 D : $20\text{mm}/\text{d}$ (最大で $30\text{mm}/\text{d}$)

転換畑では、 V : $10 \sim 20\text{mm}$ 程度、 D : $40\text{mm}/\text{d}$ (最大で $60\text{mm}/\text{d}$) 程度を計画暗渠排水量 D の目標値と考えればよいと思われる²³⁾。

第 2 節 暗渠間隔

1. 暗渠間隔式の条件²⁴⁾

第 1 節で決定した計画暗渠排水量 (D) を暗渠で強制的に排除するための暗渠間隔を考える。暗渠間隔の決定法は従来よりさまざまの

理論式や経験式が提案されているが²⁵⁾、本論では、暗渠の排水条件を次のように仮定して暗渠間隔を求める。

1) 暗渠は圃場が非湛水飽和状態のときに計画暗渠排水量が排除できる排水能力 (暗渠間隔) を持っていることが必要であるから、この間隔を定常暗渠排水理論に基づいて求める。非湛水飽和状態のときに計画暗渠排水量 D を (定常的に) 排除できれば、 D を初期ピーク暗渠排水量とする非定常な暗渠排水過程で、圃場残留水を計画排水時間 ($T = 1$ 日) で排除できることは第 1 節で示したとおりである (この問題については、第 3 項で、非定常排水理論を用いて明らかにする)。

2) 耕地の排水条件を、作土層を透水層、耕盤より下層を不透水性心土とすると、土壤中に浸透した雨水は作土層を水平方向に流れて暗渠直上部 (暗渠溝、トレンチ) へ達する。従って、作土層内の流れに対して平行流の仮定 (Dupuit-Forchheimer 則²⁶⁾) を適用する。

3) 暗渠溝はモミガラ、採石等の通水能力の大きな埋戻し部材料で充填されてるから (いわゆる埋戻し部)、暗渠溝の通水能力は作土層のそれに比べて十分大きいと考えてよい。従って、暗渠溝内の鉛直方向の流れを捨象し、作土層内の水平方向の流れだけを考える。また、いわゆる、暗渠パイプ周辺の流れの縮流問題は捨象できる。

以上の 3 つの排水条件に基づいて、暗渠間隔式は次のように求めることができる。

2. 暗渠間隔式²⁷⁾

図 2.9 に示すように、暗渠排水量 D が流入量 D と等しくなる定常状態において、作土層内の流れに対して運動方程式と連続式はつきのように書ける。座標軸は、暗渠と直交する二次元断面において、二本の暗渠の中央を通る鉛直軸を水位 h 、作土底を $h = 0$ (原点) にとって作土層底面を距離 x 軸とする。

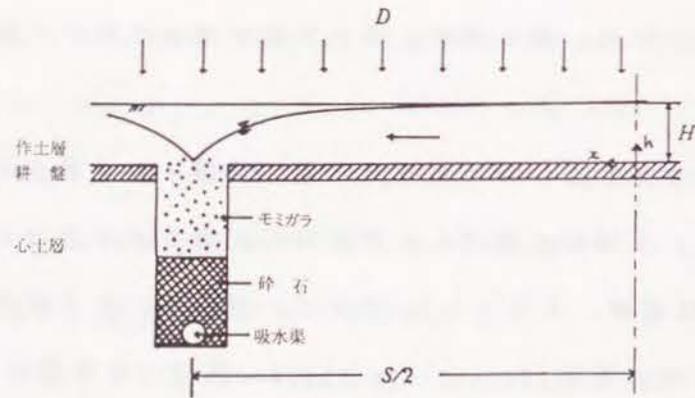


図 2. 9 暗渠排水の模式図

$$q = -k h \frac{d h}{d x} \quad (2.22)$$

$$q = D \cdot x \quad (2.23)$$

ここで、 q は x における単位幅当たりの流量、 k は透水係数である。

(2.22)、(2.23) 式から q を消去して次のように積分すると、すなわち、

$x = 0$ (暗渠間中央) で $h = H$ (H は作土層の厚さで、暗渠間中央で水面が地表面に一致)、

$x = S/2$ (暗渠直上部、 S は暗渠間隔) で $h = 0$ (暗渠直上部で水面が作土層底に一致) とすると、

$$D \int_0^{S/2} x \, d h = -k \int_H^0 h \, d h \quad (2.24)$$

より、暗渠間隔 S は、

$$S = 2H \sqrt{\frac{k}{D}} \quad (2.25)$$

と書ける。作土層内の水面形は、(2.24) 式のかわりに、 $x = 0$ で $h = H$ 、 $x = x$ で $h = h$ とおいて積分すると、

$$\frac{D}{k} x^2 + h^2 = H^2 \quad (2.26)$$

$$\therefore \frac{x^2}{(S/2)^2} + \frac{h^2}{H^2} = 1 \quad (2.27)$$

となるから、長軸が S 、短軸が $2H$ の楕円形となっているのがわかる。

(2.25) 式は、作土層への流入量が地表面上に湛水しない条件を考えると次のようにしても導くことができる。作土層内を距離 ($S/2$) 流れるのに要する時間を t_* とすると、作土層内の貯留量の最大値は λH であるから、湛水しない条件は、

$$D t_* \leq \lambda H \quad (2.28)$$

と表わせる。ここで、 λ は作土層の平均有効間隙率である。 t_* は

$x = 0 \sim S/2$ 間の平均流速 V_* を、

$$V_* = \frac{\frac{1}{\lambda} \int_0^{S/2} v dx}{S/2} = \frac{1/\lambda}{S/2} k H \quad (2.29)$$

から求めると、

$$t_* = \frac{S/2}{V_*} = \frac{(S/2)^2}{(1/\lambda) k H} \quad (2.30)$$

と書ける。(2.30)式を(2.28)式に代入して、(2.28)式の等号が成り立つ場合(貯留深が地表面に達した場合、非潜水飽和状態)を考えると

$$D \frac{(S/2)^2}{(1/\lambda) k H} = \lambda H \quad (2.31)$$

から、(2.25)式の

$$S = 2H \sqrt{\frac{k}{D}}$$

を得る。

(2.25)式が本論の暗渠設計で用いる暗渠間隔決定式である。

計画暗渠排水量 D 、作土層厚さ H 、透水係数 k の大きさが分かると、(2.25)式から暗渠間隔 S を決定できる。計画暗渠排水量 D については前節で考察した。その大きさは、水田で 20mm/d 、転換畑で 40mm/d 程度である(暗渠を特によくきかせたい場合は、それぞれ 30mm/d 、 60mm/d 程度)。

作土層厚さ H は 0.15m 程度である(圃場整備の H の目標を 0.15m とす

るのが多い²⁸⁾)。また、圃場で実測して H の代表値を決めるのは比較的容易である。

透水係数 k は暗渠排水に有効な作土層(透水層)の透水係数である²⁹⁾。通常、 k は現場透水試験によって求められるが、現在のところ、暗渠間隔を決めるための透水係数を現場透水試験から決定する方法は明らかではない。そして、この透水係数 k を決定できないことが、これまで暗渠間隔を数量的に決定できない大きな理由であった。本論では、次節で明らかにするように、圃場で実測した現場透水係数(k_0)を補正係数(α)で補正して透水係数 k を推定する方法を考案した。また、暗渠間隔 S の値が数 m 以下と小さくなる場合は、本暗渠と補助暗渠を組合せた組合せ暗渠を考える必要があるが、組合せ暗渠については第3章で考察する。

3. 非定常暗渠理論との比較検討³⁰⁾

(1) 非定常暗渠間隔式との関係

(2.25)式の暗渠間隔 S は定常暗渠理論に基づいて求められたものである。しかしながら、計画暗渠排水量を D (第1節(2.21)式)と与えることによって、過剰な圃場残留水を計画排水時間内に排除するという(非定常的な)暗渠排水の目標を満たしていることを非定常暗渠排水理論を用いて調べてみる。

図2.9と同様の記号を用いて(図2.10)、平行流を仮定して非定常排水を考えると基礎方程式は、

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k h \frac{\partial h}{\partial x} \right) = \lambda \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.32)$$

と書ける。ここで、 λ は前出の作土層の平均有効間隙率である。(2.32)式は通常、Glover-Dummの式と呼ばれているものであり³¹⁾、暗渠パイプが図2.10に示すように不透水面上にあると考えるとよい場合

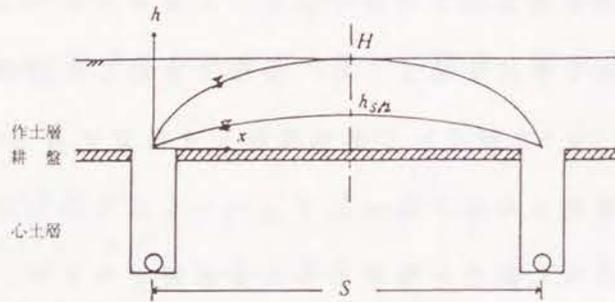


図2.10 非定常暗渠排水の模式図

は、暗渠間隔(S_n の記号で表わす)は次式で与えられる^{32, 33)}。

$$S_n = \sqrt{\frac{9kHt}{2\lambda(H/h_{s/2} - 1)}} \quad (2.33)$$

ここで、 H は透水層(作土層)の厚さ、 $h_{s/2}$ は暗渠間中央の地下水位である。

一方、先に定常理論に基づいて求めた暗渠間隔式(間隔を S_0 の記号で表わす)、

$$S_0 = 2H\sqrt{\frac{k}{D}} \quad (2.34)$$

において、 D は第1節で求めたように、

$$D = 3\frac{V}{T} \quad (2.35)$$

であるから、(2.34)式は、

$$S_0 = \sqrt{\frac{4kHT}{3\lambda}} \quad (2.36)$$

と書き直すことができる。

(2.35)、(2.36)式の排水条件は、図2.10において作土層内の水量 $V = \lambda H$ のうち76%を T 時間(計画排水時間)で排除するのに必要な初期暗渠排水量であるから、この条件をそのまま非定常暗渠間隔式(2.33)式に適用すると、すなわち、水位 h を T 時間で H から $(1 - 0.76)H$ まで低下させるための暗渠間隔を求めると、

$$\begin{aligned} S_n &= \sqrt{\frac{9k \cdot 0.24 \cdot HT}{2\lambda(H/0.24H - 1)}} \\ &= \sqrt{\frac{4.5kHT}{3.17\lambda}} \end{aligned} \quad (2.37)$$

と書き直される。 S_n/S_0 の比を求めると、

$$\frac{S_n}{S_0} = \sqrt{\frac{1.42}{1.33}} = 1.03 \approx 1 \quad (2.38)$$

となって、計画暗渠排水量の決定の過程で、暗渠排水量のハイドログラフにおける初期ピーク暗渠排水量(すなわち D)を用いて決まる暗渠間隔が、非定常暗渠理論に基づいた暗渠間隔とほぼ同じ大きさになることがわかる。

このことを、次に、排水実験結果から検討する。

(2) 実験的検討

大阪府大実験圃場内の、人工降雨装置(散水スプレーノズル)を設置した試験区において暗渠排水試験を行い、暗渠排水量と地下水位の経時変化を測定して、定常および非定常の暗渠排水理論に基づいた暗渠間隔式について検討した。試験区は 3×8m区画で、短辺の中央、長辺方向に暗渠が1本埋設されている。

図2.11は、散水強度60mm/hで1時間散水したときの地下水位と暗渠排水量の経時変化を示したものである。定常状態に達した時刻12:10に散水を停止して、地下水位のハイドログラフの逓減部には、(2.33)式を水位 $h_{s/2}$ について解いた、

$$h_{s/2} = H \left(\frac{9H}{2S^2} \frac{k}{\lambda} t + 1 \right)^{-1} \quad (2.39)$$

を、 k/λ をパラメータにとって当てはめ(図の(1))、また、暗渠排水のハイドログラフには、第1節で示した近似曲線((2.1)、(2.12)式)を当てはめた(図の(2))。作土層の厚さ $H=15\text{cm}$ 、暗渠間隔 $S=3\text{m}$ である。

図2.11(1)に示すように、地下水位の逓減部は $k/\lambda = 1.2 \sim 0.7\text{cm/s}$ の範囲にあって、 k/λ の一定値は決まらなかった($k/\lambda = 1.2 \sim 0.7\text{cm/s}$ のとき、非定常暗渠間隔式(2.37)式から暗渠間隔を求めると11~15mとなる)。ただし、この場合は地下水位の低下の大部分は、

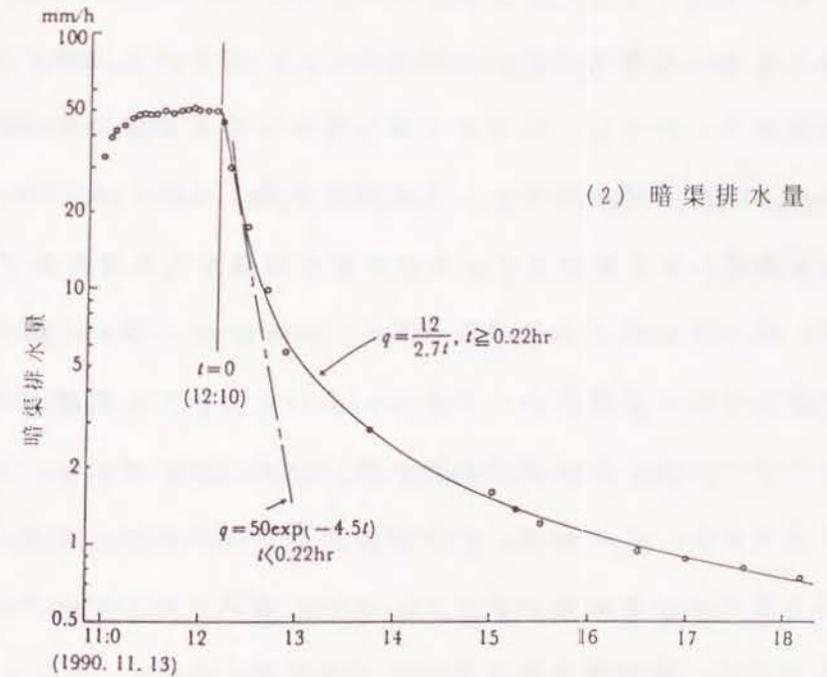
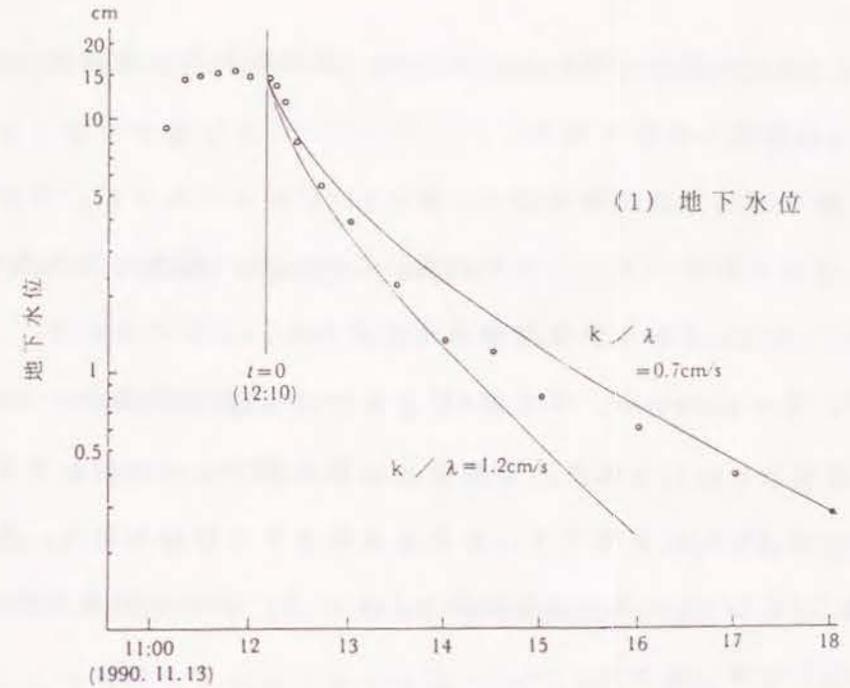


図2.11 地下水位と暗渠排水量のハイドログラフ(大阪府大)

$k/\lambda = 1.2\text{cm/s}$ の曲線で表わされるので、本実験からは本圃場の暗渠間隔は15m程度と判断される。

一方、暗渠排水量の経時変化は、図2.11(2)に示すように、近似曲線でよく近似されていることがわかる。このとき、暗渠総排水量 $V = 33\text{mm}$ で、(2.35)式から計画暗渠排水量は 98mm/d と求められる。

ここで、 $V = 33\text{mm}$ から、作土層(厚さ H)の平均有効間隙率 λ を V/H から求めると0.22となり、これから k を $k/\lambda = 1.2\text{cm/s}$ から求めると、 $k = 0.26\text{cm/s}$ となっており、この k の値と $D = 98\text{mm/d}$ から、定常暗渠間隔式(2.34)式による暗渠間隔は14mとり、非定常暗渠間隔式による15mとはほぼ一致する。

元来、非定常的に設定した暗渠排水の目標に対して、非定常暗渠排水理論に基づいた暗渠間隔式を採用せずに、定常排水理論に基づいた暗渠間隔式(ただし、計画暗渠排水量 D は非定常暗渠排水量のハイドログラフにおける初期ピーク暗渠排水量)を用いるのは、非定常暗渠間隔式におけるパラメータの決定が困難だからである³⁴⁾。すなわち、地下水位低下の経時変化を、パラメータの値が一定な理論曲線で表わすのが困難だからである。これに対して、暗渠排水量のハイドログラフは、その逓減特性に基づいた近似曲線によって比較的よく表わされ、この結果、計画暗渠排水量 D の値は、変動の少ない、ある定まった D の値が決まる。また、圃場において、水位の測定に比べると、暗渠排水量の測定の方が簡便である。

このようにして求めた計画暗渠排水量 D の値から、定常暗渠間隔

式((2.25)式)を用いた暗渠間隔の決定の具体的な方法については、第4章で考察する。

第3節 現場透水係数とその補正

1. 現場透水係数の補正の意義³⁵⁾

第2節で求めた暗渠間隔決定式((2.25)式)は、均質な土壤中のDarcy流を仮定して求めたものである。しかし、実際の圃場で現われている排水のメカニズムは、表層数cmから10数cmにおいて、乾燥による亀裂や耕耘による大間隙(土塊の間隙)を通る流れが支配的であると考えられる。したがって、この表層(作土層)の非均質性をいかに評価し、その結果をいかに暗渠設計(暗渠間隔決定)に生かすかが問題である。

この非均質性の起こる要因は、土質、乾湿、耕耘、有機物等が考えられ、また、土壌水の流れは、微細に観察すると大団粒やクラックの間隙を自由水面をもったいわばManning的に流れる部分と、小さな間隙や粒子間をDarcy的に流れる部分があって、土壌構造の発達した粘質土水田では透水係数を評価するのが困難であった。いわゆる難透水性水田で、土の透水係数の小さな場合でも、土壌構造の発達の程度によっては圃場の排水性能は大きく異なっているのが通例である。本論ではこの非均質性を一枚の圃場についてマクロに取り扱うことにする。

現場透水係数 k_0 (暗渠間隔決定式(2.25)式で用いられる透水係数 k と区別する) について考えると、いま知りたいのは暗渠排水に有効な作土層の大間隙や亀裂を含んだ圃場全体の(局所的に大きなバラツキをもった値を一つの数値で代表しうる)透水係数である。現場透水係数を測定すると、測定方法によっても、また、測定場所によっても大きなバラツキがある。とくに作土層は構造が発達しているから、圃場全体の代表値を実測によって求めるのは困難であると考えられる。

そこで、本論では現在最も普及していると考えられる現場透水係数測定法(オーガーホール法)を用いて現場透水係数 k_0 を求め、これに補正係数 α を乗じた、

$$k = \alpha \cdot k_0 \quad (2.40)$$

によって暗渠間隔を決定するための透水係数を求めることにする。すなわち、いわゆる難透水性水田の暗渠設計において、現場透水係数の実測値に補正を加えた値を用いることによって、これまで十分な理論的根拠が与えられていなかった暗渠設計法に、解決策の一つを与えることを考える。

(2.40)式の補正係数 α は、土壤の排水特性を左右する重要な要素であるにもかかわらず、土壤、耕耘、気候、水利等の外的条件によって著しく変動する。したがって、既に暗渠の施工された水田や転作畑から、以下に述べる方法によってなるべく多くの補正係数 α を求めて本理論を検証する。

2. 補正係数の求め方³⁶⁾

一枚の圃場に暗渠を間隔 S' で埋設して暗渠排水試験を行って暗渠排水量のハイドログラフを観測し、非湛水飽和状態のときの(初期ピーク)暗渠排水量 q_0 が得られたとする。このとき、暗渠排水量 q_0 と既設暗渠間隔 S' の関係は、透水層の厚さを H 、透水係数を k とすると、暗渠間隔式((2.25)式)から、

$$S' = 2H\sqrt{\frac{k}{q_0}} \quad (2.41)$$

と書ける。従って、これを k について書き直すと、

$$k = \frac{S'^2}{4H^2} q_0 \quad (2.42)$$

となる。同時に慣行法(例えばオーガーホール法)によって現場透水係数 $k_{\#}$ を測定して、(2.40)式によって補正係数 α を決定する。数多くの圃場に対して求めた補正係数 α と現場透水係数 $k_{\#}$ の関係から、 $k_{\#}$ のオーダーごとの α の概数値を求めておくと、 $k_{\#}$ を測定すれば補正係数 α の値を用いて透水係数 k を推定することができる。

3. 補正係数の概数値³⁷⁾

各圃場における実測暗渠排水量のハイドログラフを図2.12(1)~(15)に示す。この実測ハイドログラフに第1節で示した近似曲線を当てはめて、圃場の満水非湛水状態のときの(初期)暗渠排水量 q_0 を推定した。 q_0 が求まると、 q_0 、作土層厚さ H 、暗渠間隔 S' を(2.

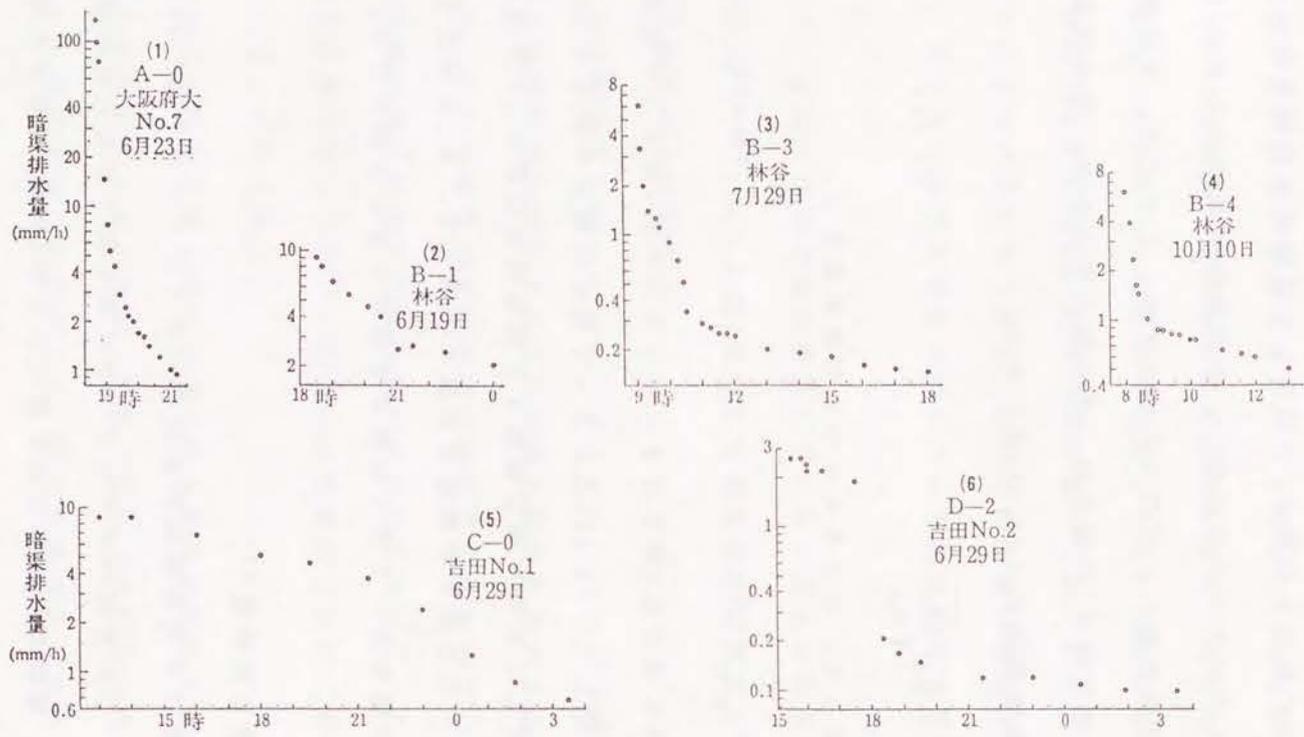
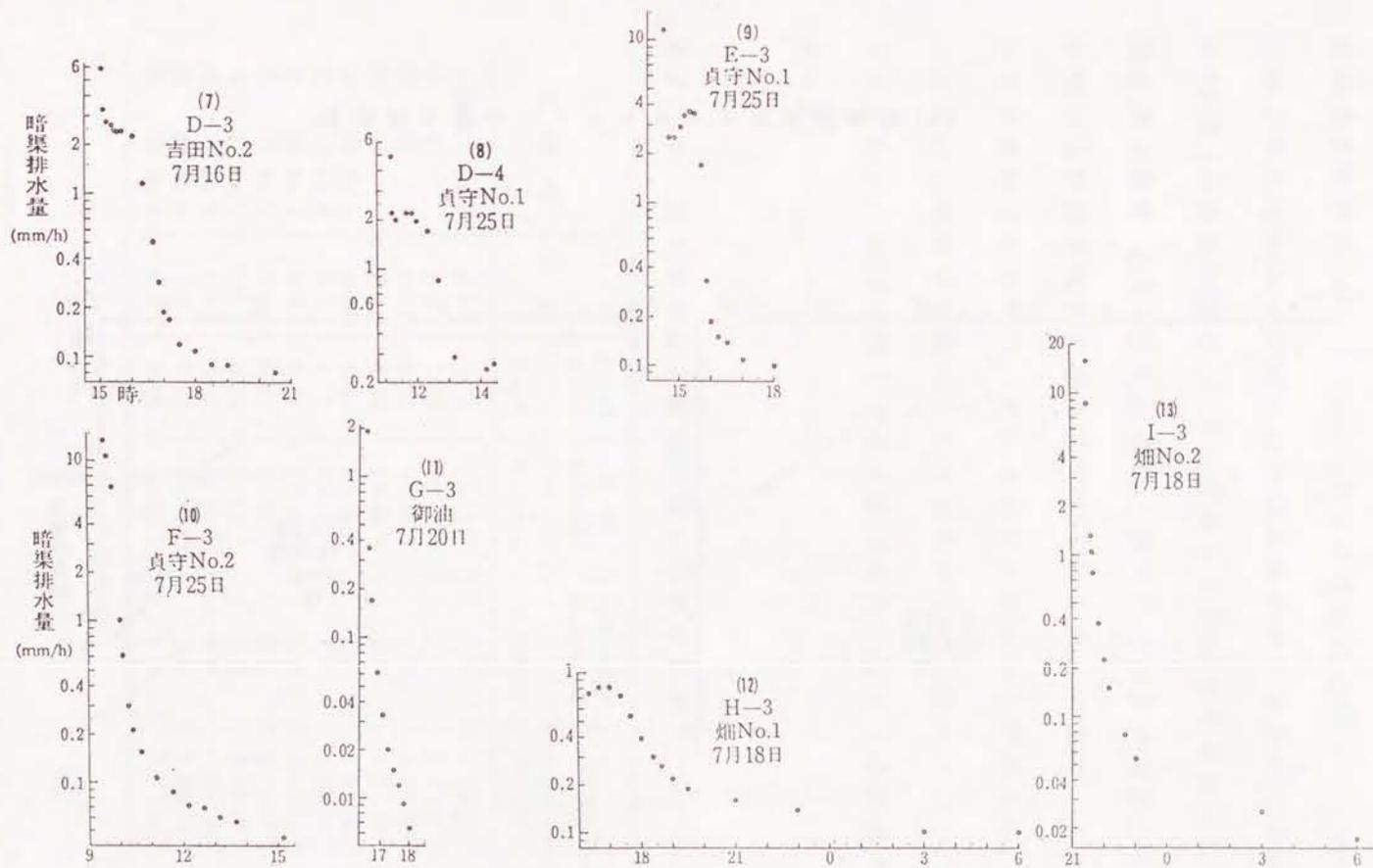
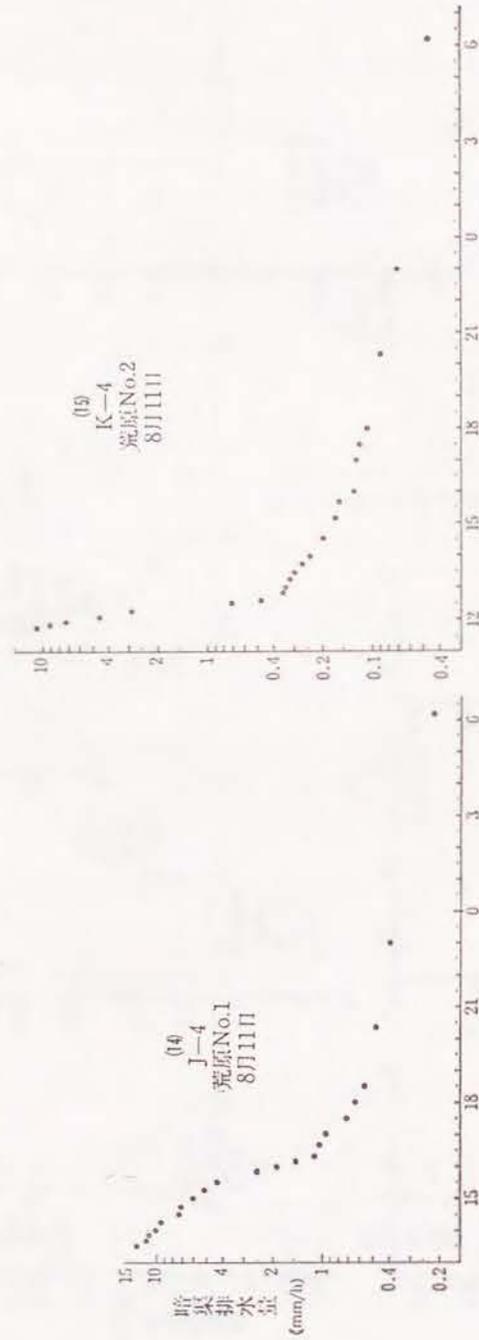


図2. 1 2 暗渠排水量のハイドログラフの実測結果(1)



暗渠排水量のハイドログラフの実測結果(2)



暗渠排水量のハイドログラフの実測結果(3)

42)式に代入して k を計算し、この k とオーガーホール法で測定した現場透水係数 k_0 から、(2.40)式により補正係数 α を求めた。

以上の方法によって図2.12の観測結果から求めた非湛水飽和状態の(初期)暗渠排水量 q_0 、透水係数 k と現場透水係数 k_0 、および補正係数 α を表2.6に示す。なお、図の(11)の御油地区においては作土層からの排水成分がほとんどみられなかったため、また、畑地区は承水暗渠であるため、それぞれこの解析から除外した。

また、これまでに発表された文献からハイドログラフの実測結果を引用して、同様に補正係数 α を求めた。これらの結果を表2.7に示す。

表2.6 透水係数 k と補正係数 α の推定結果

圃場名	記号	作土層の厚さ	現場透水係数	非湛水飽和時の排水量	透水係数	補正係数
		H(cm)	k_0 (cm/s)	q_0 (mm/h)	k (cm/s)	α
大阪府大 No.7	A-0	0.10	1×10^{-2}	12.0	4.7×10^{-1}	50
林谷	B-1	0.15	5×10^{-4}	10.0	2.9×10^{-2}	60
林谷	B-3	0.15	1×10^{-6}	1.7	4.7×10^{-3}	4,700
林谷	B-4	0.15	4×10^{-6}	1.9	5.2×10^{-3}	1,300
吉田 No.1	C-0	0.11	2×10^{-6}	3.7	1.9×10^{-2}	10
吉田 No.2	D-2	0.14	6×10^{-3}	3.1	9.9×10^{-3}	1,600
吉田 No.2	D-3	0.14	6×10^{-6}	0.3	1.1×10^{-3}	180
吉田 No.2	D-4	0.14	6×10^{-6}	0.1	4.1×10^{-4}	70
貞守 No.1	E-3	0.20	1×10^{-6}	0.2	2.2×10^{-3}	2,200
貞守 No.2	F-3	0.18	5×10^{-6}	0.3	4.0×10^{-3}	800
荒原 No.1	J-4	0.18	3×10^{-6}	1.5	3.2×10^{-2}	10,700
荒原 No.2	K-4	0.18	3×10^{-6}	1.3	2.8×10^{-2}	9,200

表 2. 7 文献から引用した試験結果から推定した透水係数と補正係数

地区名	圃場の 区画	暗渠本数 (本、補)	暗渠間隔 (本、補)	作土層 の厚さ	現場透水係数 k_0 (cm/s)	非満水飽和 時の排水量 q_0 (mm/h)	透水係数 k (cm/s)	補正係数 α
	m	本	m	H(cm)	k_0 (cm/s)	q_0 (mm/h)	k (cm/s)	α
埼玉小見野	54×18	—	(14, —)	0.30	$1 \sim 10 \times 10^{-4}$	0.5	7.6×10^{-3}	8~80
小中之湖干拓地	60×25	(3, 0)	(8, —)	0.15	3×10^{-5}	1.7	3.4×10^{-2}	1,100
〃	60×25	(3, 0)	(8, —)	0.15	3×10^{-5}	4.6	9.1×10^{-2}	3,000
〃	60×25	(3, 0)	(8, —)	0.15	3×10^{-5}	2.1	4.1×10^{-2}	1,400
児島湾干拓地	56×40	(4, 29)	(10, 1.8)	0.15	$2.4 \times 10^{-4} \sim 5 \times 10^{-3}$	14.6	1.5×10^{-2}	3~60
新潟白根郷	109×32	(3, —)	(9, 2)	0.20	1.7×10^{-4}	1.8	4.5×10^{-2}	260

表 2.6、2.7 に示した透水係数 k と現場透水係数 k_0 の関係を両対数紙上に図示すると図 2.13 のようになる。図中の一点鎖線は $k = k_0$ を表わす。

図 2.13 において、もし、現場透水係数の補正係数 α という概念が不要であるとする、 $\alpha = 1$ となつて、 k と k_0 の関係は $k = k_0$ の直線にそつて分布するであろう。また、補正係数 α が k_0 によらずに一定値をとるなら、 $k = k_0$ の直線に平行な傾向をもつことになる。図の k と k_0 の関係は、図中に示した傾き 1/2 の直線 ($k = 5 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 、 $k_0 = 1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ の点を通る傾き 1/2 の直線) に沿つて分布している。

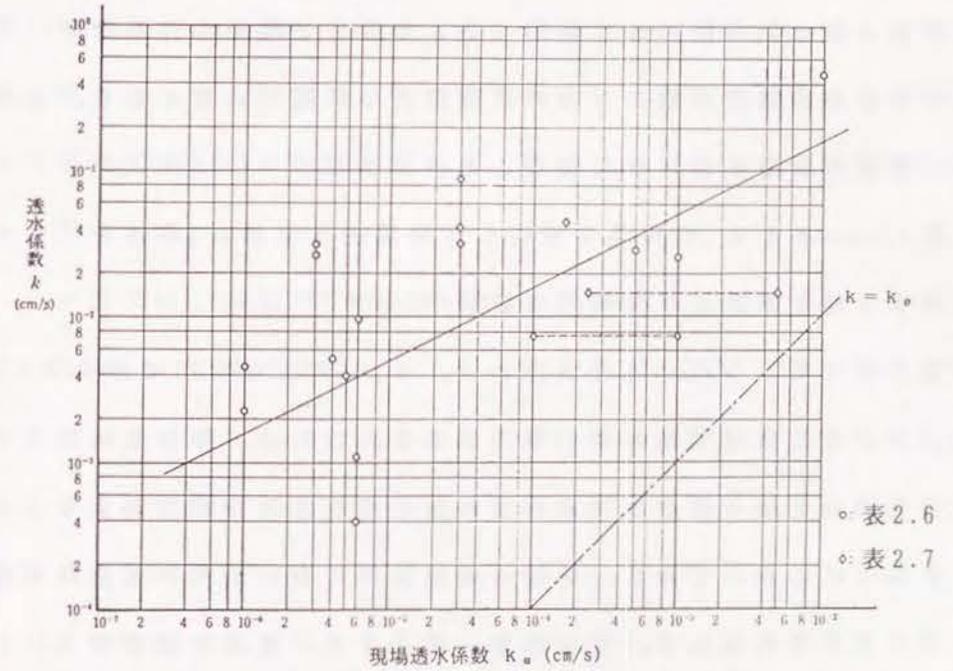


図 2. 13 透水係数 k と現場透水係数 k_0 の関係

このことから、補正係数 α は k_0 が小さいときは大きく、 k_0 が大きいときは小さいこと、また、 k_0 の $1 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ の 10,000 倍の変動幅に対して、 k は約 100 倍程度の幅になること、がわかる。これは、暗渠間隔決定式において、わが国の水田土壌の透水層(作土層)の厚さ(H)は、およそ 0.1~0.2m、計画暗渠排水量(D)はおよそ 20~30mm/d であるのに対して、 k_0 をそのまま設計値として用いるとその変動幅が 10,000 倍であるから、暗渠間隔はその平方根、すなわち、約 100 倍の差が生じることになる。一方、 $k (= \alpha \cdot k_0)$ を設計値とすると、その変動幅は約 100 倍であるから、その平方根、すなわち、約 10 倍の暗渠間隔の差となる。このことから、1 枚の圃場(100×30m 区画)の短辺に対して、 $k (= \alpha \cdot k_0)$ を設計値とする暗渠間隔は数 m から数 10m の範囲(およそ組合せ暗渠の補助暗渠の間隔相当から本暗渠単独で 1 本の間隔相当の範囲)におさまり、合理的、数量的な暗渠設計が可能ながわかる。

図 2.13 の k と k_0 の関係を整理して現場透水係数 k_0 の各オーダーに対する補正係数 α の概略値を表 2.8 に示す³⁸⁾。

先に述べたように、補正係数 α は、 k_0 の大きな水田では小さく、 k_0 の小さな水田では大きい傾向がある。これは、砂質土に比べて粘質土では土壌の構造の発達の違いが強く補正係数 α に反映することを意義づけるものであり、実際の暗渠設計において大きな意味を持っていると考えられる。すなわち、従来より、難透水性水田といわれている k_0 が 10^{-5}cm/s オーダーの水田は、理論的な設計が困難とい

われてきたが、 k_0 を補正係数 α で補正することによって、さらに、第 5 節で考察する組合せ暗渠を考えることによって、暗渠を計画的に設計することが可能と考える。

表 2. 8 補正係数 α の概数値

現場透水係数のオーダー $k_0 \text{ (cm/s)}$	補正係数の概数値 α
10^{-3}	10 ~ 50
10^{-4}	50 ~ 100
10^{-5}	100 ~ 500
10^{-6}	500 ~ 1,000

第 4 節 暗渠パイプの口径³⁹⁾

本節では、第 1 節および第 2 節で考察した計画暗渠排水量(D)および暗渠間隔(S)の数値を用いて、暗渠パイプの口径を決定する方法を考察する。

わが国では、暗渠パイプは内径 50mm 程度のものが多く利用されているが、パイプの容量として十分かどうかの検討はなされていないように思われる。その最大の理由は計画暗渠排水量と暗渠間隔の決定の理論的根拠が十分でなく、暗渠パイプの口径決定に必要な暗渠排水流量が決められなかったからであると思われる。

一本の暗渠パイプのある点での排水流量 Q は、計画暗渠排水量(D) × 暗渠間隔(S) × 上流端からその点までの距離(y)であるから、暗

渠埋設本数が少ない場合や圃場の長辺が長くなる場合では、排水流量が大きくなり、暗渠パイプの断面不足による通水不足も考えられる。実際、圃場で測定した暗渠排水量～時間曲線の中には、また、文献中の時間曲線の中にも暗渠パイプの断面不足と思われるケースがみられることがわかった。今後、大区画圃場が計画される場合、暗渠の長さが150m、200mと拡大されるならば、暗渠パイプの口径も理論的に検討されねばならない。

暗渠パイプの口径を考える場合、パイプ内の流れを等流とする場合⁴⁰⁾と不等流とする場合^{41)、42)}の2通りの考え方があるが、前述のように、パイプ内の流量はパイプ上流端からの距離(y)により変化するから、不等流と考えるのが妥当である。

いま、図2.14に示すように、作土層から埋戻し部に流入した流量を、暗渠パイプが上流端から長さLにわたって定常的に排水する場合を考える。

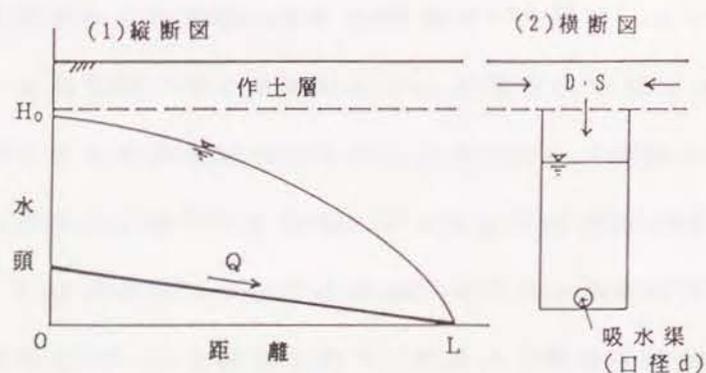


図2.14 暗渠パイプの口径決定の説明図

暗渠溝はモミガラや碎石で充填されていて、暗渠溝では流入水は下向きに流れ、パイプ内の圧力は図のように暗渠溝内に形成される地下水面として示されるものと考え、パイプ内の流れは、その水面勾配によって満流状態でManning則にしたがって流下するものと考え。座標軸は図に示すように、水平方向に暗渠上流端からの距離y、鉛直方向に暗渠下流端の暗渠排水口の高さを基準にした水頭hをとると、暗渠パイプの上流端から距離yにおける流量Qは、

$$Q = D S y \quad (2.43)$$

$$Q = \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) \frac{1}{n} \left(\frac{d}{2} \right)^{2/3} \left(- \frac{dh}{dy} \right)^{1/2} \quad (2.44)$$

と表されるので、これを連立して解き、暗渠上流端 $y = 0$ で $h = H_0$ 、暗渠下流端 $y = L$ で $h = 0$ とおいて積分すると、口径dは、

$$d = 2 \left\{ \left(\frac{D S n}{C} \right)^2 \frac{L^3}{3 H_0} \right\}^{3/16} \quad (2.45)$$

で求められる。ここで、 $C = \pi (1/2)^{2/3} = 2.0$ 、nは粗度係数である。

上流端における水頭 H_0 は、作土層から埋戻し部への流入に影響しないように、(暗渠埋設深 - 作土層厚さ) = 0.4 ~ 0.6 m に設定する。本暗渠と補助暗渠との組合せ暗渠の場合には、(本暗渠深さ - 補助暗渠深さ) = 0.3 ~ 0.5 m と小さくなる。

計画暗渠排水量Dおよび暗渠間隔Sを前節までに示した方法で計算し、暗渠長さL(圃場の長辺長さ)、および、 H_0 を与えると、(2.

44)式により暗渠パイプの口径 d が決まる (口径 d を与えて、暗渠埋設深を (H_0 +作土層厚さ) から決定することもできる)。

表 2.9 はその一例として、暗渠長さ $L = 100\text{m}$ および 150m としたとき、暗渠間隔 S をそれぞれ 7.5m (短辺 30m で暗渠 4 本) から 30m (同 1 本) とし、計画暗渠排水量 $D = 20\text{mm/d}$ から 200mm/d までの値、および、 $H_0 = 0.3\text{m}$ 、 $n = 0.02$ を与えて計算したパイプの口径 d を示したものである。表 2.9 から、たとえば、 $d = 50\text{mm}$ のパイプでは、 $L = 100\text{m}$ の場合、 $S = 15\text{m}$ では $D = 30\text{mm/d}$ 以上のとき、 $S = 30\text{m}$ では $D = 20\text{mm/d}$ 以上のとき、断面不足になることがわかる。 $L = 150\text{m}$ の場合の口径 d は、他の条件が同じとすると $L = 100\text{m}$ の場合の 1.3 倍の口径が必要である。

表 2. 9 暗渠パイプの口径 (mm)

D mm/d	長さ $L = 100\text{m}$				長さ $L = 150\text{m}$			
	間隔 S (m)				間隔 S (m)			
	7.5	10	15	30	7.5	10	15	30
20	34	37	44	56	42	47	55	71
30	39	44	51	66	49	55	64	83
50	47	53	61	80	59	66	77	100
70	54	60	70	90	67	75	88	113
100	61	68	80	103	77	86	100	130
150	72	70	93	120	90	100	116	151
200	80	87	103	134	100	111	130	168

口径
50mm

注) 既製品のパイプの口径 $50, 60, 75, 100, 125, 150, 200\text{mm}$ の中から、 $d < 50\text{mm}$ の場合は 50mm 、 $50 < d < 60\text{mm}$ の場合は 60mm 、 $60 < d < 75\text{mm}$ の場合は 75mm 、のようにして採用するパイプの口径を決定する。

第 5 節 要 約

本章では、暗渠排水設計の問題を構成する三つの要素、すなわち、計画暗渠排水量と暗渠間隔と圃場の排水条件である透水係数について考察した。

- 1) 暗渠排水の目標を設定して、計画暗渠排水量の物理的意味を明らかにし、暗渠排水量のハイドログラフからその大きさを決める方法を示した。この方法を全国各地で実施された試験結果に応用して実証するとともに、通常の排水条件を持った水田と転換畑における計画暗渠排水量の概数値を示した。
- 2) 圃場が非灌水飽和状態のときに、計画暗渠排水量を定常的に排除できる暗渠間隔式を求めた。この暗渠間隔は、1) で設定した暗渠排水の目標を満たしていることを、非定常暗渠排水理論と比較検討して明らかにした。
- 3) 作土層内の浸透のメカニズムについて考察し、暗渠間隔決定に用いる透水係数を、現場透水係数を補正して決める方法を考案した。また、圃場試験結果から、現場透水係数のオーダーに対する補正係数の概数値を求めた。補正係数は土壌構造の発達を意味づけるもので、この補正により難透水性水田における暗渠設計が

可能となることを示した。

4) 暗渠パイプの口径を決定する方法を明らかにして、具体的な数値を示した。

第3章 難透水性水田における暗渠設計 - 組合せ暗渠と充足率 -

暗渠間隔決定式((2.25)式)で計算した暗渠間隔 S が、少なくとも数 m 以下、例えば $5m$ 以下と小さくなると ($100 \times 30m$ の標準区画で、暗渠を長辺方向に埋設すると暗渠は6本以上となる)、過剰投資と判断されるので、このような暗渠施工は通常行わない。この場合は、本暗渠と補助暗渠(例えば、モグラ暗渠)とを組み合わせた組合せ暗渠が計画される。組合せ暗渠は、図3.1に示すように一枚の圃場の長辺方向に本暗渠、短辺方向に補助暗渠を格子状に配置する。

本章では難透水性水田の排水改良に不可欠な組合せ暗渠の設計について理論的に考察し、これまで経験だけに頼っていた補助暗渠の設計にも数量的な考え方が可能なことを明らかにする。さらに、実際の暗渠施工に際しては、充足率の概念を用いると排水改良が計画的、段階的に実施できることを示す。

なお、本暗渠と補助暗渠の間隔と排水量を求めるに当たって、補

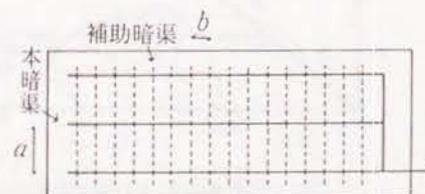


図3.1 本暗渠と補助暗渠の配置

助暗渠の排水においても本暗渠の場合と同様に作土層内の流れに対して平行流の仮定を適用し、また、排水能力は本暗渠と同程度とする。

第1節 組合せ暗渠の設計

1. 流れの基礎方程式と解¹⁾

図3.2に示すように、本暗渠と補助暗渠のそれぞれ2本で囲まれた四辺形において、非湛水飽和状態で計画暗渠排水量(D)を定常的に排水している場合、すなわち、暗渠排水量Dと流入量Dが等しい定常排水を考える。座標軸は、本暗渠と補助暗渠の交点を通る鉛直軸を水位h軸とし、作土層底をh=0(原点)にとって、xとyをそれぞれ補助暗渠方向と本暗渠方向の距離とする。本暗渠の間隔と補助

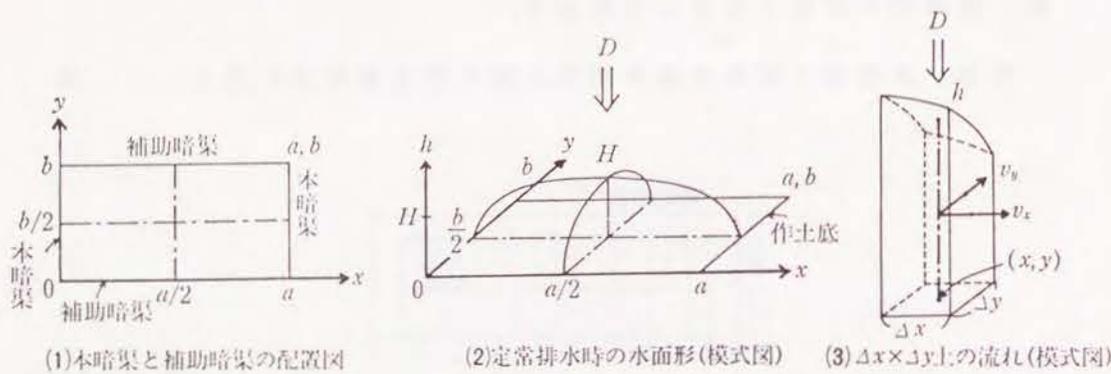


図3.2 組合せ暗渠排水の模式図

暗渠の間隔をそれぞれaとbとし、作土層の厚さをHとすると、四辺形の中央の水面は(a/2, b/2, H)と表わせる。

図3.2(3)に示すように、点(x, y, 0)を中心とする平面dx・dy上のエレメント内の流れについて運動方程式と連続式は次のように書ける。

運動方程式：

$$\left. \begin{aligned} v_x &= -k \frac{\partial h}{\partial x} \\ v_y &= -k \frac{\partial h}{\partial y} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.1)$$

ここで、v_x、v_yはそれぞれx、y方向の流量である。

連続式はx方向とy方向それぞれの流出・流入量差の和をエレメントへの流入量D dx dyに等しくおいて、

連続式：

$$\begin{aligned} D \cdot dx \cdot dy &= (v_x + \frac{1}{2} \frac{\partial v_x}{\partial x} dx) (h + \frac{1}{2} \frac{\partial h}{\partial x} dx) dy - (v_x - \frac{1}{2} \frac{\partial v_x}{\partial x} dx) (h - \frac{1}{2} \frac{\partial h}{\partial x} dx) dy \\ &\quad + (v_y + \frac{1}{2} \frac{\partial v_y}{\partial y} dy) (h + \frac{1}{2} \frac{\partial h}{\partial y} dy) dx - (v_y - \frac{1}{2} \frac{\partial v_y}{\partial y} dy) (h - \frac{1}{2} \frac{\partial h}{\partial y} dy) dx \\ &= (v_x \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial v_x}{\partial x}) dx dy + (v_y \frac{\partial h}{\partial y} + h \frac{\partial v_y}{\partial y}) dx dy \\ &= \frac{\partial}{\partial x} (v_x \cdot h) dx dy + \frac{\partial}{\partial y} (v_y \cdot h) dx dy \dots\dots\dots (3.2) \end{aligned}$$

$$\therefore D = \frac{\partial}{\partial x} (v_x \cdot h) + \frac{\partial}{\partial y} (v_y \cdot h) \dots\dots\dots (3.3)$$

と書ける。

(3.1)式を(3.2)式に代入すると基礎方程式は、

$$D = \frac{\partial}{\partial x} \left(-k h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(-k h \frac{\partial h}{\partial y} \right)$$

$$= -k \left\{ \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 + h \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)^2 + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right\}$$

$$= -\frac{1}{2} k \left(\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2} \right) \dots\dots\dots (3.4)$$

$$\therefore \frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2} = -2 \frac{D}{k} \dots\dots\dots (3.5)$$

$u = h^2$ 、 $c = -2 \frac{D}{k}$ (=const.)とおくと上式は、

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = c \dots\dots\dots (3.6)$$

となる。

(3.6)式を、本暗渠と補助暗渠の位置で水位はゼロ(作土層底)、すなわち、

$$u(0, y) = u(a, y) = u(x, 0) = u(x, b) = 0 \dots\dots\dots (3.7)$$

の境界条件で解くと、(3.6)式の解は、

$$u = \frac{32}{\pi^2} \frac{D}{k} \sum_{n, m=0}^{\infty} \frac{\sin \frac{(2n+1)\pi}{a} x \cdot \sin \frac{(2m+1)\pi}{b} y}{(2n+1)(2m+1) \left\{ \frac{(2m+1)^2 \pi^2}{a^2} + \frac{(2n+1)^2 \pi^2}{b^2} \right\}} \dots\dots\dots (3.8)$$

さらに書き直して、

$$h^2 = \frac{32}{\pi^4} \frac{D}{k} \cdot a^2 b^2 \sum_{n, m=0}^{\infty} \frac{\sin \frac{(2n+1)\pi}{a} x \cdot \sin \frac{(2m+1)\pi}{b} y}{(2n+1)(2m+1)^3 a^2 + (2n+1)^3 (2m+1) b^2} \dots (3.9)$$

と書ける²⁾。以下、(3.9)式から、本暗渠、補助暗渠それぞれの暗渠間隔と暗渠排水量を求めてみる。

2. 組合せ暗渠の間隔

まず暗渠間隔について考える。本暗渠と補助暗渠それぞれ2本で囲まれた中央では、水面は地表面に一致しているから、この関係、すなわち

$$h = H; x = \frac{a}{2}, y = \frac{b}{2} \dots\dots\dots (3.10)$$

を(3.9)式に代入すると、

$$H^2 = \frac{32}{\pi^4} \frac{D}{k} \cdot a^2 b^2 \sum_{n, m=0}^{\infty} \frac{\sin \frac{(2n+1)\pi}{a} \frac{a}{2} \cdot \sin \frac{(2m+1)\pi}{b} \frac{b}{2}}{(2n+1)(2m+1)^3 a^2 + (2n+1)^3 (2m+1) b^2}$$

$$= \frac{32}{\pi^4} \frac{D}{k} \cdot a^2 b^2 \sum_{n, m=0}^{\infty} (-1)^{m+n} \frac{1}{(2n+1)(2m+1)^3 a^2 + (2n+1)^3 (2m+1) b^2} \dots\dots\dots (3.11)$$

$$A = \frac{32}{\pi^4} \frac{D}{k} \cdot a^2 b^2 \dots\dots\dots (3.12)$$

とおいて、右辺の2重級数和の高次の微小量を省略すると、

$$H^2 = A \sum_{n, m=0}^{\infty} \frac{(-1)^{m+n}}{(2n+1)^3 (2m+1)^3 (a^2 + b^2)} \cdot \frac{1}{1 - \left\{ 1 - \frac{(2n+1)(2m+1)^3 a^2 + (2n+1)^3 (2m+1) b^2}{(2n+1)^3 (2m+1)^3 (a^2 + b^2)} \right\}}$$

$$= A \sum_{n, m=0}^{\infty} \left[\frac{(-1)^{m+n}}{(2n+1)^3 (2m+1)^3 (a^2 + b^2)} \cdot \sum_{j=0}^{\infty} \left\{ 1 - \frac{(2n+1)(2m+1)^3 a^2 + (2n+1)^3 (2m+1) b^2}{(2n+1)^3 (2m+1)^3 (a^2 + b^2)} \right\}^j \right]$$

$$\begin{aligned}
&= A \sum_{n,m=0}^{\infty} \left[\frac{(-1)^{m+n}}{(2n+1)^3 (2m+1)^3 (a^2+b^2)} \cdot \sum_{j=0}^{\infty} \left\{ 1 - \frac{1}{(2n+1)^2} - \left(\frac{1}{(2n+1)^2} - \frac{1}{(2m+1)^2} \right) \frac{b^2}{a^2+b^2} \right\}^j \right] \\
&\cong A \sum_{n,m=0}^{\infty} \left[\frac{(-1)^{m+n}}{(2n+1)^3 (2m+1)^3 (a^2+b^2)} \cdot \sum_{j=0}^{\infty} \left\{ 1 - \frac{1}{(2n+1)^2} \right\}^j \right] \\
&= A \sum_{n,m=0}^{\infty} \left[\frac{(-1)^{m+n}}{(2n+1)^3 (2m+1)^3 (a^2+b^2)} \cdot \frac{1}{(2n+1)^2} \right] \\
&= A \sum_{n,m=0}^{\infty} \left[\frac{(-1)^{m+n}}{(2n+1) (2m+1)^3 (a^2+b^2)} \right] \\
&= A \frac{\pi}{4} \cdot \frac{\pi^3}{32} \cdot \frac{1}{a^2+b^2}
\end{aligned}$$

これに(3.12)式の関係を入れて整理すると、

$$\begin{aligned}
H^2 &= \frac{32}{\pi^4 k} \cdot D \cdot a^2 \cdot b^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{\pi^3}{32} \cdot \frac{1}{a^2+b^2} \\
&= \frac{1}{4} \cdot \frac{D}{k} \cdot \frac{a^2 \cdot b^2}{a^2+b^2} \quad \dots\dots\dots (3.13)
\end{aligned}$$

すなわち、

$$\frac{D}{4H^2 k} = \frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

上式の左辺は(2.25)式の関係から $1/S^2$ となるから(Sは本暗渠単独の場合の暗渠間隔)、

$$\frac{1}{S^2} = \frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \quad \dots\dots\dots (3.15)$$

となる³⁾。

(3.15)式が本暗渠と補助暗渠との組合せ暗渠のための基本方程式

である。Childsらも格子状の排水組織について異なった方法で同じ結果を与えている⁴⁾。

ここで、(3.15)式を導く過程で行った省略による影響の程度を、原式(3.11)式と比較して調べておこう。計算条件は計画暗渠排水量 D ; 10mm/d、作土層の厚さ H ; 0.2m、透水係数 k ; 1×10^{-3} cm/sとし、表3.1の第①欄に示した本暗渠間隔 a に対する補助暗渠間隔 b を求めた。表の第②欄に、(3.15)式を b について書き直した(3.16)式から求めた b の値、第③欄に(3.11)式の数値計算から求めた b の値、第④欄に相対誤差をそれぞれ示す。

表3.1 補助暗渠間隔 b の計算精度

① 本暗渠間隔 a	補助暗渠間隔 b		④ = $\frac{②-③}{③}$
	②(3.16)式	③(3.11)式	
30 m	3.75 m	3.72 m	0.008
15	3.84	3.73	0.029
10	4.01	3.78	0.061
7.5	4.28	3.93	0.089

$$b = \sqrt{\frac{a^2 \cdot S^2}{a^2 - S^2}} = \sqrt{\frac{4H^2 a^2 / q_d}{a^2 - 4H^2 k / q_d}} \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

通常計画され本暗渠の間隔 $a = 7.5$ m~ 15 mの場合では、相対誤差は1割以下である。しかも、実際に施工される補助暗渠間隔の最小単位は1m、もしくはせいぜい0.5m程度であるから、数10cmの違いは実際には無視できると考えてよい。

3. 組合せ暗渠の排水量

次に本暗渠と補助暗渠の排水量を求める。図 3.2(1)に示すように、
 $x=0 \sim a/2$ 、 $y=0 \sim b/2$ の区域を考えて、この区域からの本暗渠と
 補助暗渠の排水量をそれぞれ Q_a 、 Q_b とすると、

$$\left. \begin{aligned} Q_a &= \int_0^{b/2} (q_x)_{x=0} dy = \int_0^{b/2} k \left(h \frac{\partial h}{\partial x} \right)_{x=0} dy \\ Q_b &= \int_0^{a/2} (q_y)_{y=0} dx = \int_0^{a/2} k \left(h \frac{\partial h}{\partial y} \right)_{y=0} dx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.17)$$

ここで $(q_x)_{x=0}$ は $x=0$ における x 方向の単位幅当たりの流量、
 $(q_y)_{y=0}$ は $y=0$ における y 方向の単位幅当たりの流量である。 Q_a 、
 Q_b の単位面積当たりの排水量を q_a 、 q_b とすると、

$$q_a = \frac{Q_a}{\frac{a}{2} \cdot \frac{b}{2}}, \quad q_b = \frac{Q_b}{\frac{a}{2} \cdot \frac{b}{2}} \dots\dots\dots (3.18)$$

$$D = q_a + q_b \dots\dots\dots (3.19)$$

q_a 、 q_b が計画暗渠排水量 D のそれぞれ本暗渠と補助暗渠の配分量
 である。この q_a 、 q_b を求めてみよう。

(3.17)式の Q_a 、 Q_b はさらに変形して、

$$\left. \begin{aligned} Q_a &= \int_0^{b/2} \frac{1}{2} k \left(\frac{\partial h^2}{\partial x} \right)_{x=0} dy \\ Q_b &= \int_0^{a/2} \frac{1}{2} k \left(\frac{\partial h^2}{\partial y} \right)_{y=0} dx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.20)$$

と書けるから、(3.9)式から $(\partial h^2 / \partial x)_{x=0}$ 、 $(\partial h^2 / \partial y)_{y=0}$ を求めると、

$$\frac{\partial h^2}{\partial x} = A \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\sin \frac{(2m+1)\pi}{b}}{(2n+1)(2m+1)^2 a^2 + (2n+1)^2 (2m+1) b^2} \cdot \frac{(2n+1)\pi}{a} \cdot \cos \frac{(2m+1)\pi}{b} x$$

$$\left. \frac{\partial h^2}{\partial x} \right|_{x=0} = A \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\sin \frac{(2m+1)\pi}{b}}{(2n+1)(2m+1)^2 a^2 + (2n+1)^2 (2m+1) b^2} \cdot \frac{(2n+1)\pi}{a}$$

従って、 Q_a と q_a は、

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{1}{2} k A \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)(2m+1)^2 a^2 + (2n+1)^2 (2m+1) b^2} \cdot \frac{(2n+1)\pi}{a} \cdot \frac{b}{(2m+1)\pi} \left\{ -\cos \frac{(2m+1)\pi}{b} \right\}^{b/2} \\ &= \frac{1}{2} k A \frac{b}{a} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2n+1}{2m+1} \cdot \frac{1}{(2n+1)(2m+1)^2 a^2 + (2n+1)^2 (2m+1) b^2} \dots\dots\dots (3.21) \end{aligned}$$

$$q_a = \frac{64}{\pi^4} D b^2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2n+1}{2m+1} \cdot \frac{1}{(2n+1)(2m+1)^2 a^2 + (2n+1)^2 (2m+1) b^2} \dots\dots\dots (3.22)$$

同様に Q_b と q_b は、

$$\frac{\partial h^2}{\partial y} = A \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\sin \frac{(2n+1)\pi}{a}}{(2n+1)(2m+1)^2 a^2 + (2n+1)^2 (2m+1) b^2} \cdot \frac{(2m+1)\pi}{b} \cdot \cos \frac{(2m+1)\pi}{b} y$$

$$\left. \frac{\partial h^2}{\partial y} \right|_{y=0} = A \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\sin \frac{(2n+1)\pi}{a}}{(2n+1)(2m+1)^2 a^2 + (2n+1)^2 (2m+1) b^2} \cdot \frac{(2m+1)\pi}{b}$$

$$\begin{aligned} Q_b &= \frac{1}{2} k A \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)(2m+1)^2 a^2 + (2n+1)^2 (2m+1) b^2} \cdot \frac{(2m+1)\pi}{b} \cdot \frac{a}{(2n+1)\pi} \left\{ -\cos \frac{(2n+1)\pi}{a} \right\}^{a/2} \\ &= \frac{1}{2} k A \frac{a}{b} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2m+1}{2n+1} \cdot \frac{1}{(2n+1)(2m+1)^2 a^2 + (2n+1)^2 (2m+1) b^2} \dots\dots\dots (3.23) \end{aligned}$$

$$q_b = \frac{64}{\pi^4} D a^2 \sum_{n,m=0}^{\infty} \frac{2m+1}{2n+1} \cdot \frac{1}{(2n+1)(2m+1)^2 a^2 + (2n+1)^2 (2m+1) b^2} \dots\dots\dots (3.24)$$

と書ける。

ここで(3.22)式と(3.24)式から(3.19)式となることを確認しておく。

く。

$$\begin{aligned} q_a + q_b &= \frac{64}{\pi^4} D \left\{ \sum_{n,m=0}^{\infty} \frac{2n+1}{2m+1} \cdot \frac{1}{(2n+1)(2m+1)^2 a^2 + (2n+1)^2 (2m+1) b^2} \right. \\ &\quad \left. + \sum_{n,m=0}^{\infty} \frac{2m+1}{2n+1} \cdot \frac{1}{(2n+1)(2m+1)^2 a^2 + (2n+1)^2 (2m+1) b^2} \right\} \\ &= \frac{64}{\pi^4} D \sum_{n,m=0}^{\infty} \frac{2n+1}{2m+1} \cdot \frac{1}{(2n+1)(2m+1)^2 a^2 + (2n+1)^2 (2m+1) b^2} \cdot \frac{(2m+1)^2 a^2 + (2n+1)^2 b^2}{(2n+1)(2m+1)} \\ &= \frac{64}{\pi^4} D \sum_{n,m=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^2 (2m+1)^2} \\ &= \frac{64}{\pi^4} D \cdot \frac{\pi^2}{8} \cdot \frac{\pi^2}{8} \\ &= D \end{aligned}$$

となって、(3.19)式の関係を得る。

さて、(3.22)式の q_a はさらに変形すると、

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{64}{\pi^4} b^2 \cdot D \sum_{n,m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^4 a^2 + (2n+1)^2 (2m+1)^2 b^2} \\ &= \frac{64}{\pi^4} b^2 \cdot D \sum_{n,m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^2 b^2 \left\{ (2m+1)^2 \frac{a^2}{b^2} + (2n+1)^2 \right\}} \\ &= \frac{64}{\pi^4} b^2 \cdot D \sum_{n,m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^2 b^2} \cdot \frac{\pi}{4(2m+1) \frac{a}{b}} \cdot \tanh \left[\frac{2(2m+1)\pi}{2} \cdot \frac{a}{b} \right] \dots\dots\dots (3.25) \end{aligned}$$

と書いて⁵⁾、式中の $\tanh(\pi a/2b)$ の値は、 $\pi a/2b > 2$ のとき、すなわち $a/b > 1.3$ のときは、1に漸近するから、本暗渠間隔 $a = 10m$ 、補助暗渠間隔 $b = 2 \sim 5m$ のときは、

$$\tanh \frac{2(2m+1)\pi}{2} \cdot \frac{a}{b} \approx 1.00 \dots\dots\dots (3.26)$$

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{64}{\pi^4} b^2 \cdot D \sum_{n,m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^2 b^2} \cdot \frac{\pi}{4(2m+1) \frac{a}{b}} \\ &= \frac{64}{\pi^4} b^2 \cdot D \frac{\pi}{4ab} \sum_{n,m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^2} \\ &= \frac{16}{\pi^3} \frac{b}{a} D \frac{\pi}{4ab} \left(1 - \frac{1}{2^3}\right) \sum_{n,m=0}^{\infty} \frac{1}{m^2} \\ &= \frac{16}{\pi^3} \frac{b}{a} D \frac{7}{8} \frac{\pi^3}{25.79} \\ &\approx 0.543 \frac{b}{a} D \dots\dots\dots (3.27) \end{aligned}$$

一方、 $b/a = 1$ のときは、(3.22)式の q_a 、(3.24)式の q_b はともに等しくなって、

$$q_a = q_b = \frac{1}{2} D \dots\dots\dots (3.28)$$

となる。すなわち、 $a \geq b$ に対して q_a は、

$$0.5D > q_a > \frac{b}{a} 0.543 D \dots\dots\dots (3.29)$$

となることがわかる。従って、実用式として、計算の簡便のために

q_a 、 q_b は、

$$q_a = \frac{1}{2} \cdot \frac{b}{a} \cdot D \quad \dots\dots\dots (3.30)$$

$$q_b = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{b}{a}\right) D \quad \dots\dots\dots (3.31)$$

を用いて計算する。

第2節 補助暗渠の機能⁶⁾

組合せ暗渠の基本方程式((3.15)式)の、補助暗渠間隔 b と間隔 S の関係を、本暗渠間隔 a をパラメータにとって示すと図 3.3 のようになる。ここで、 S は(2.25)式から決定される本暗渠単独の場合の暗渠間隔である。

図から、いわゆる難透水性水田(S の値が数mと小さい場合)にお

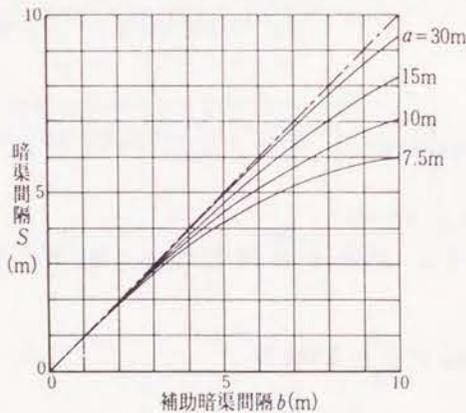


図 3. 3 補助暗渠間隔 b と暗渠間隔 S の関係

ける組合せ暗渠は、本暗渠間隔 a の値を慣行的な値、例えば 10m にとると、 $1/a^2 \ll 1/S^2$ となって $b \approx S$ となることがわかる。このような場合は、暗渠排水の大部分が補助暗渠に依存し、本暗渠は集水暗渠として機能するものと考えるのが妥当である。

次に、計画暗渠排水量(D)のうち、本暗渠と補助暗渠がそれぞれ受け持つ排水量(q_a と q_b)についてみると、(3.68)、(3.69)式から得られる次式、

$$\frac{q_b}{q_a} = \frac{2}{\left(\frac{b}{a}\right)} - 1 \quad \dots\dots\dots (3.32)$$

$$\frac{q_b}{D} = 1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{b}{a} \quad \dots\dots\dots (3.33)$$

から、 b/a と q_a/q_b 、 b/a と q_b/D の関係を図示すると図 3.4 のようになる。本暗渠と補助暗渠の間隔は、実用上は $a = 8 \sim 15m$ 、 $b =$

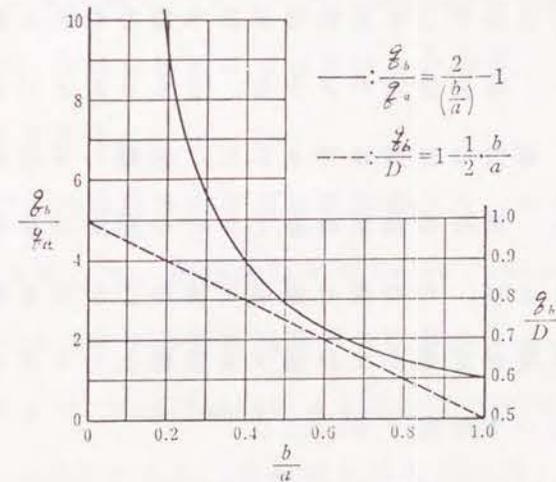


図 3. 4 組合せ暗渠の間隔と排水量の関係

2~5mの範囲にあるから、その比 $0.1 < b/a < 0.6$ に対して、 q_b/D は 0.7~0.9 程度となり、排水量の関係からみても補助暗渠の重要性が理解される。

第3節 充足率を用いた難透水性水田の暗渠設計

1. 充足率の定義⁷⁾

圃場排水のなかで暗渠排水のしめる位置は他のいくつかの排水改良手段と補完的な関係にある。例えば、地表排水を促進して地表残留水量を減少させること、心土破碎で降下浸透量を増加させること、深耕によって作土層の厚さを大きくすることなどは暗渠排水の負担を軽減する。また、これまで述べてきた暗渠設計の考え方は複雑な圃場の排水条件を必ずしも正確に反映していない。さらに、暗渠の施工によって土壌の排水条件が改良されることを考慮に入れるならば、暗渠の設計は必ずしも計画暗渠排水量を完全に排除できるものでなくてもよい。暗渠排水のような、どちらかといえば補助的な排水改良手段は、過大な計画はできるだけ回避しなければならない。

しかし、また、実際の暗渠の施工がどの程度の水準で設計されているかを知ることは、その後の圃場管理の上からも重要である。そこで、設計の水準を定量的に評価する指標として次の関係式で定義する充足率を用いて考察する。

$$\text{充足率} = \frac{\text{設計に採用された暗渠排水量}(q_o)}{\text{計画暗渠排水量}(D)} \quad (3.34)$$

充足率はいわゆる難透水性水田の排水改良を考えるときに暗渠施工を計画的に、段階的に行なうときの指標となる。次に、この充足率と、第3節で示した現場透水係数(k_o)の補正係数 α を用いた暗渠設計例をみてみよう。

2. 充足率を用いた暗渠設計⁸⁾

計画暗渠排水量 $D = 20\text{mm/d}$ と作土層の厚さ $H = 0.2\text{m}$ を与件として、現場透水係数 k_o は $10^{-3} \sim 10^{-6}\text{cm/s}$ の範囲で、現場透水係数の補正係数 α と充足率を用いて行った暗渠設計例を表3.2に示す。計算は、本暗渠単独の場合の暗渠間隔 S と、組合せ暗渠の場合は本暗渠の間隔を $a = 10\text{m}$ とおいたときの補助暗渠の間隔 b と、それぞれの暗渠排水量(本暗渠 q_a と補助暗渠 q_b)について行った、

充足率は100%(すなわち、計画暗渠排水量 $D = 20\text{mm/d}$ そのもの)と50%(D の半分の排水能力、すなわち 10mm/d)とした。表の暗渠間隔と排水量の欄の、上段の数値は本暗渠単独の場合、下段の数値は組合せ暗渠の場合である。

標準区画($100 \times 30\text{m}$)の長辺方向の暗渠施工で、暗渠本数を最大で4本(7.5m間隔)とすると、透水係数 k で $1 \times 10^{-2}\text{cm/s}$ 、現場透水係数 k_o では $1 \times 10^{-4}\text{cm/s}$ が本暗渠単独施工の限界となる。 k_o がこの値以下になると、例えば $1 \times 10^{-6}\text{cm/s}$ になると、表2.8(第2章第3節)を用いて、 $\alpha = 1,000$ とすると、本暗渠3本(10m間隔)と2.7m間隔の補助暗渠の組合せ暗渠となる。この場合、計画暗渠排水量($D = 20\text{mm/}$

表 3. 2 暗渠設計例

現場透水係数 k_a (cm/s)	補正係数 α	透水係数 k (cm/s)	充足率 100%				充足率 50%			
			暗渠間隔 a (m) b (m)		排水量 q_a (mm/d) q_b		暗渠間隔 a (m) b (m)		排水量 q_a (mm/d) q_b	
1×10^{-3}	50	5×10^{-2}	18.6	-	20.0	-	26.3	-	10.0	-
	10	1×10^{-2}	8.3	-	20.0	-	11.8	-	10.0	-
1×10^{-4}	100	1×10^{-2}	5.9	-	20.0	-	8.3	-	10.0	-
	50	5×10^{-3}	10.0	7.3	7.7	12.3	10.0	4.0	2.2	7.8
1×10^{-5}	500	5×10^{-3}	2.6	-	20.0	-	3.7	-	10.0	-
	100	1×10^{-3}	10.0	2.7	2.9	17.1	10.0	4.0	2.2	7.8
1×10^{-6}	1,000	1×10^{-3}	1.9	-	20.0	-	2.6	-	10.0	-
	500	5×10^{-4}	10.0	1.9	2.1	17.9	10.0	2.7	1.5	8.5

注1) 計算条件 ; $D=20$ mm/d、 $H=0.2$ m

注2) a ; 本暗渠間隔、b ; 補助暗渠間隔

注3) q_a ; 本暗渠の排水量、 q_b ; 補助暗渠の排水量

d) は $q_a = 2.9$ mm/d、 $q_b = 17.1$ mm/dと配分されて、補助暗渠が計画暗渠排水量の85%の排水量を受け持つことになる(本暗渠は集水渠的な役割となっていることがわかる)。同様に、充足率50% ($D = 10$ mm/d)では、本暗渠3本に対して補助暗渠は7.8mm/d配分されて4m間隔となる。

充足率を用いた組合せ暗渠の設計では、この例のように、計画暗

渠排水量 $D = 20$ mm/dが与えられたときに、暗渠施工初年度はまず本暗渠3本と補助暗渠間隔4mの組合せ暗渠でスタートし(暗渠排水量10 mm/d、充足率50%)、次年度さらに補助暗渠を追加施工し(先の4m間隔の中央部に4m間隔で施工)、以降は補助暗渠の耐用年数を考えて補助暗渠を年々追加して当初の計画を満たしていく。すなわち、充足率を客観的な判断の基準におきながら、暗渠施工とその後の(農家による)圃場管理を計画的に進めることができる。

第4節 要約

- 1)本章では難透水性水田において計画される本暗渠と補助暗渠の組合せ暗渠について考察し、組合せ暗渠の暗渠間隔決定のための基本方程式を求めた。これにより、本暗渠間隔を与えると補助暗渠間隔を決めることができる。
- 2)計画暗渠排水量の内訳から、暗渠排水の大部分が補助暗渠に依存していること、本暗渠はこのとき集水渠として機能していることを明らかにした。
- 3)難透水性水田の排水改良を計画的、段階的に進めるために充足率の考え方を考案し、具体的な設計例を示した。

第4章 実用的な暗渠間隔決定法

暗渠間隔は「土地改良事業計画設計基準 暗きょ」¹⁾によると、砂質土壌地帯では暗渠間隔決定方法が示されているが、壤土質土壌地帯と難透水性土壌地帯では、類似地区の既に暗渠が埋設されている圃場の暗渠排水の実績を参考にして、標準区画(30a、100×30m)では通常、暗渠2、3本を埋設するのが標準仕様となっている。しかしながら、その間隔決定に関しては理論的な説明はなく、また、類似地区を参考にすることにしても、何をどのように参考にすることが明らかにされていない。

本章で提案する暗渠間隔の決定方法は、地区内を代表する圃場に、まず、暗渠を試験埋設し(あるいは、既に暗渠が埋設されている圃場を利用して)、暗渠排水試験を行って暗渠排水量のハイドログラフを観測し、これから非湛水飽和状態のときの初期暗渠排水量 q_0 と計画暗渠排水量 D を求めて、暗渠間隔 S を求めようとするものである。暗渠排水量の流量観測を行わねばならないので必ずしも簡便な方法とは言えないが、 D の大きさを、暗渠総排水量(V)の実測結果から直接求められることと(第2章第1節)、暗渠間隔決定の際にこれまでは不可欠と考えられていた透水係数と作土層の厚さを求める必要がない点で実用的な暗渠間隔の決定方法である。本決定法は、また、「設計基準」で述べられている類似地区を参考にすることの具

体的な方法・手順の一つを与えることになるものとする。

なお、本論では府県営、団体営等の圃場整備事業に付帯して行われる暗渠排水工事を考えている。通常、整備区域はいくつかの工区に分かれて施工されていて、暗渠が施工される場合は、工区毎に同一水準で一斉に施工されることが多い。代表田の選定については、現在、基準を設定できる段階になく、一工区の平均的と思われる水田を現場の状況に応じてケースバイケースで選定する。

以下、実用的な暗渠間隔決定の理論を述べて、その妥当性と適用範囲を事例調査結果に基づいて検討する。

第1節 暗渠間隔決定の実用的な方法

いま排水条件がほぼ等しいと考えられる水田群(ブロック)の暗渠間隔を決めるために、ブロックを代表する一枚の圃場に暗渠を間隔 S' で埋設して暗渠排水試験を行い、図4.1の破線で示すような非湛水飽和状態以降の暗渠排水量のハイドログラフ(実測ハイドログラフ)が得られたとしよう。そしてこの実測ハイドログラフから、初期暗渠排水量が q_0 、暗渠総排水量が V と求められたとする。すると、計画暗渠排水量 D は第2章第2節で考察したように、計画排水時間を $T(=1日)$ とすると、

$$D = 3 \frac{V}{T} \quad (4.1)$$

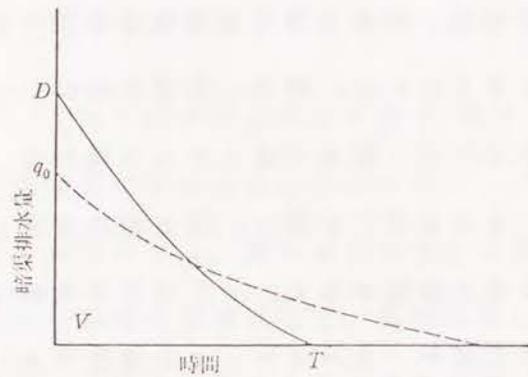


図 4.1 実測ハイドログラフ(破線)と計画ハイドログラフ(実線)

と求めることができる。この D から暗渠間隔 S は第 2 章第 2 節で述べたように、作土層の厚さを H 、透水係数を k とすると、

$$S = 2H \sqrt{\frac{k}{D}} \quad (4.2)$$

と書き表すことができる²⁾。一方、暗渠排水試験から求められた初期暗渠排水量 q_0 と既設暗渠間隔 S' との関係に対しても、同じく作土層の厚さを H 、透水係数を k として、

$$S' = 2H \sqrt{\frac{k}{q_0}} \quad (4.3)$$

と書けるから、(4.2)、(4.3) 式から k と H を消去して、間隔 S を、

$$\frac{S}{S'} = \sqrt{\frac{q_0}{D}} \quad (4.4)$$

$$\therefore S = S' \sqrt{\frac{q_0}{D}} \quad (4.5)$$

と書くことができる²⁾。

(4.5) 式は排水条件が全く同じときに、暗渠間隔が S' で、初期暗渠排水量 q_0 を排水する暗渠から、暗渠間隔が S で、初期暗渠排水量 D を排水する暗渠への変換式である。もしこの関係が成立するものとする、この式を利用して、透水係数 k と作土層の厚さ H を用いることなく暗渠間隔(の第一近似値)を決定することができる。初期暗渠排水量が D で暗渠総排水量 V の計画ハイドログラフは図 4.1 の実線のように描くことができる。

(4.5) 式中の q_0/D は第 2 章第 5 節で定義した充足率である。充足率は、既に施工されている暗渠がどの程度の水準で設計されたか、あるいは現在どの程度の排水能力を持っているかを判定する指標となること、また、充足率が計画に満たないとき(充足率 < 1)は、これを目安に(1 に近づけるように)、暗渠(補助暗渠)を追加施工して段階的に土壌の排水条件を改良できること、について述べた³⁾。充足率はこのような排水能力判定の指標としての役割だけでなく、(4.5) 式から充足率を用いて暗渠間隔を直接、簡単に決定することができる。

第 2 節 実用的な暗渠間隔決定法の応用⁴⁾

第 2 章第 1 節で、計画暗渠排水量を決定する際に用いた暗渠排水量の実測ハイドログラフを用いて、本実用法の暗渠間隔決定のため

の妥当性を検討する。

1. 野村地区

野村地区において、 100×30 m区画一枚の圃場を3区分した 33×30 m区画の、暗渠2本区(C区、間隔 $S' = 13.5$ m)と、暗渠4本区(A区、間隔 $S' = 6.5$ m)で観測した実測ハイドログラフから、この圃場の暗渠間隔を求めてみよう。

暗渠2本区の実測ハイドログラフからは、既に第2章第2節(図2.7、表2.4)で示したように、初期暗渠排水量 $q_0 = 11$ mm/h、計画暗渠排水量 $D = 120$ mm/d($= 5$ mm/h)を得る。これらの数値から、(4.5)式の実用法で暗渠間隔を計算すると $S = 20$ mとなる。

一方、これと比較検討するために、暗渠4本区で観測した実測ハイドログラフから同様に暗渠間隔を求めてみよう。暗渠4本区で観測した実測ハイドログラフを示すと図4.2のとおりである。ただし、排水条件が良好な本圃場に、さらに4本の暗渠を埋設したので、図に示すように、

- 1) $t = 0$ で圃場(実測暗渠排水量 14 mm/h、直線①)は非湛水飽和状態に達しておらず、非湛水飽和状態のときの暗渠排水量(q_0)は図に示すように、 25 mm/h(直線②)~ 40 mm/h(直線③)と大きな値が推定された。
- 2) 実測ハイドログラフの減衰が速いので近似曲線(図の実線)は減衰部を十分近似しているとはいえず、暗渠総排水量 V も、実測

の 40 mm程度に対して、近似曲線について求めると 60 mm程度となっていて、その差は大きい。

しかし、ここでは、(4.5)式の適用範囲を検討するという観点から、この実測ハイドログラフの初期暗渠排水量を $q_0 = 40$ mm/h(このとき $V = 50$ mm、 $D = 6.3$ mm/h)として暗渠間隔 S を求めると $S = 16$ mとなる。

暗渠を2本と4本埋設した2区画の排水実績の検討から、既設暗渠の排水能力が特に4本区で過大であるために、本実用法による暗渠間隔 S は両区で完全に一致しなかったが、本実用法による暗渠間

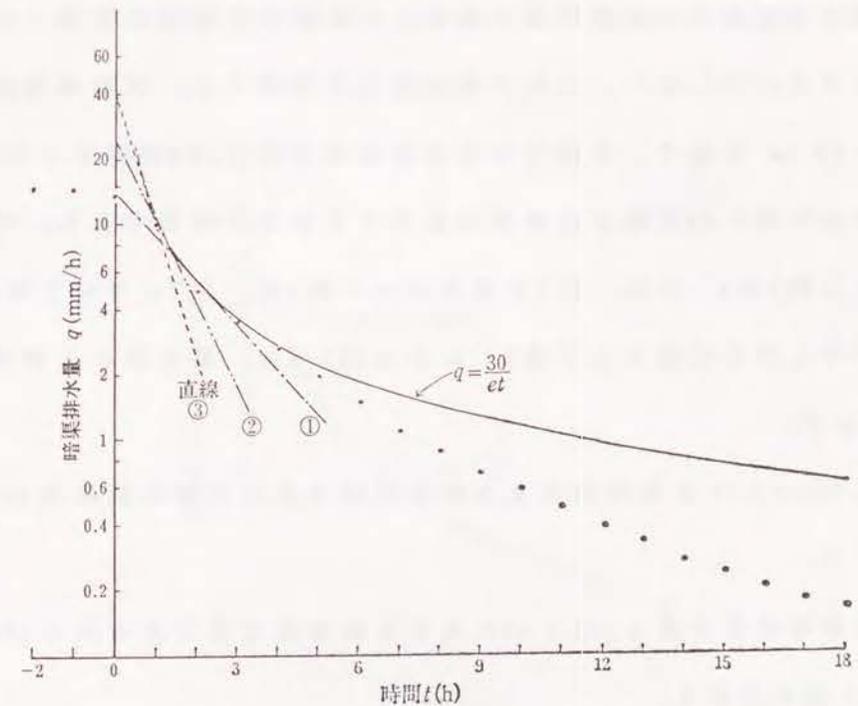


図4.2 暗渠排水量の実測ハイドログラフ(野村A区)

隔決定の可能性は残されていると考える。というのは、暗渠埋設のパラメーターは、暗渠3本（標準区画で長辺方向に埋設する場合、暗渠間隔は10m）を標準とすると、これと、暗渠1本、あるいは2本の場合と、組合せ暗渠では、10m間隔の本暗渠に、5m、あるいは2m間隔の補助暗渠を組合せた場合の3、4種類しかなく、まず実用上の精度でそのいずれかを決定することが求められている。野村地区の試験圃場では、 $S = 16 \sim 20\text{m}$ 程度であるから、暗渠は2本が適当と判定できる。

2. 児島湾干拓地

児島湾干拓地内の試験圃場で観測された組合せ暗渠の実測ハイドログラフを引用して⁵⁾、これに本実用法を適用する。試験圃場は $56.2 \times 39.5\text{m}$ 区画で、暗渠は本暗渠が長辺方向に10m間隔で3本、補助暗渠が平均1.8m間隔で本暗渠に直交する組合せ暗渠である。中干し期の2例(表4.1の①、②)と落水期の1例(同、③)について検討した。中干し期の代表として表4.1の①を図3.3に、落水期の1例を図4.4に示す。

図4.3について本実用法による暗渠間隔決定の手順を具体的に説明しよう。

- 1) 初期暗渠排水量 q_0 は $t = 0$ における暗渠排水量であるから 10mm/h と読み取れる。
- 2) 暗渠総排水量 V は、実測ハイドログラフに近似曲線を当てはめ

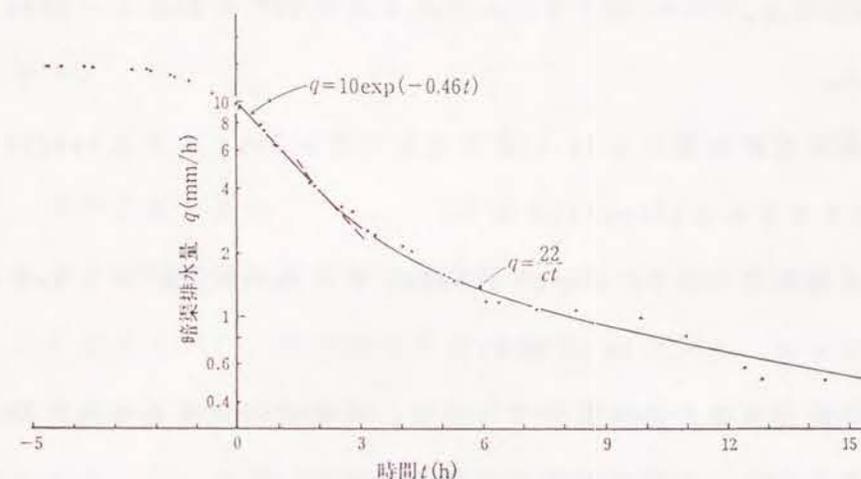


図4.3 暗渠排水量の実測ハイドログラフ(児島湾干拓地、中干し)

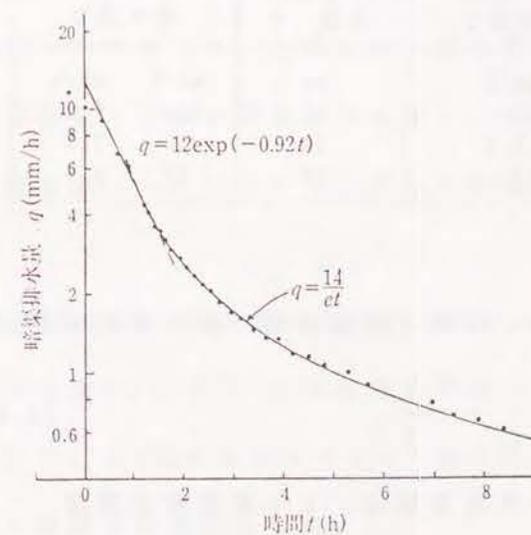


図4.4 暗渠排水量の実測ハイドログラフ(児島湾干拓地、落水)

て得た、直線部分の近似式： $q = 10 \exp(-0.46t)$ と曲線部分の近似式： $q = 22/et$ から、第2章の式(2.9)を用いて $V = 40\text{mm}$ を得る(ただし、 $T = 24\text{h}$ 、 $t_1 = 1/a_1 = 1/0.46 = 2.2\text{h}$ 、 $C = 22\text{mm}$)となる。

3) 計画暗渠排水量 D は(4.1)式において $T = 24\text{h}$ とすると 5mm/h ($T = 1$ 日とすると 120mm/d)となる。

4) 暗渠間隔は(4.5)式に $q_0 = 10\text{mm/h}$ 、 $D = 5\text{mm/h}$ 、 $S' = 1.8\text{m}$ を代入すると、 $S = 2.5\text{m}$ となる。

同様の計算を②、③について行くと、暗渠間隔はそれぞれ 3.1m 、 3.3m となる(表4.1の暗渠間隔 S の欄に示す)。

表4.1 暗渠設計例(児島湾干拓地)

時間曲線	初期暗渠排水量 q_0	暗渠総排水量 V	計画暗渠排水量 D		暗渠間隔 S
	mm/h	mm	mm/d	mm/h	m
①中干し	10	40	120	5.0	2.5
②中干し	7.4	20	60	2.5	3.1
③落水	12	29	87	3.6	3.3

これを本暗渠 10m 間隔と補助暗渠の組合せとすると、

$$\frac{1}{S^2} = \frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \quad (4.6)$$

ここで、 a ：本暗渠間隔、 b ：補助暗渠間隔

の関係式⁶⁾から b をそれぞれ求め、①は $(a, b) = (10, 2.6)$ 、②は

(10, 3.3)、③は(10, 3.5)となる。現況の組合せ暗渠(10, 1.8)における補助暗渠間隔 1.8m は計算値(計画値)より小さい(暗渠間隔が密)ことから、現況の方が計画より大きな排水能力を持っていると判定できる。

3. 小中之湖干拓地

小中之湖干拓地内の試験圃場で観測された3本の実測ハイドログラフ引用して^{7, 8)}、本実用法を適用する。

試験圃場は $60\text{m} \times 25\text{m}$ の15a区画に、間隔 8m で3本の暗渠が埋設されている。ここで用いた実測ハイドログラフは、①水田落水期間中の降雨時の暗渠排水(図4.5)、②刈取り後の水田へ灌水して地表水を排除した後(非湛水飽和状態)の暗渠排水(図4.6)、③その後引き続いて代かきを行った後の暗渠排水によってそれぞれ観測されたものである。図4.5、4.6示すように、近似曲線の適合度は良好と思われる。

近似曲線を解析して求めた暗渠総排水量 V 、計画暗渠排水量 D 、初期暗渠排水量 q_0 と、(4.5)式から計算した暗渠間隔 S を表4.2に示す。

q_0 の大きさを見ると、代かき<落水期<刈取り後と、落水期をはさんで代かきの効果(q_0 :小)、土壤乾燥の効果(q_0 :大)が排水条件に顕著に反映している(代かきによる q_0 の低下は後述する八郎潟干拓地においても顕著な結果が見られた)。

落水期を間隔決定の対象とすると、表4.2の①に示すように、 $S =$

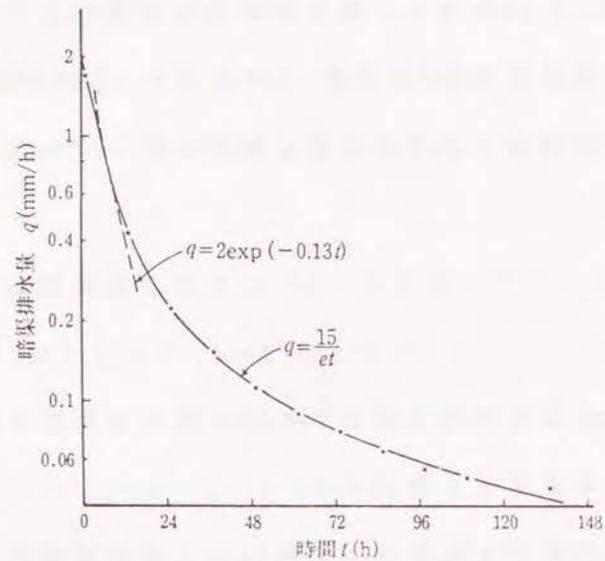


図 4.5 暗渠排水量の実測ハイドログラフ
(小中之湖干拓地、落水期降雨)

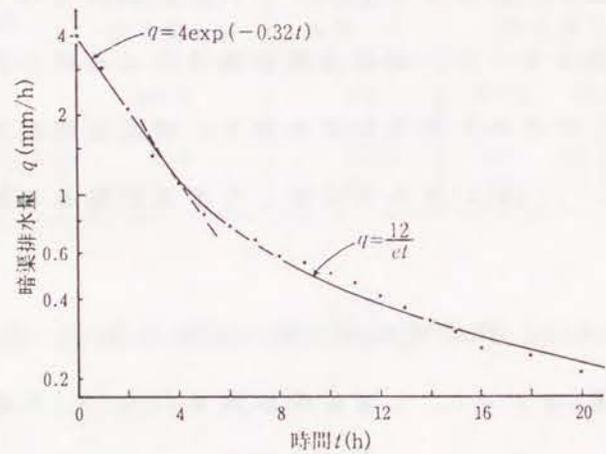


図 4.6 暗渠排水量の実測ハイドログラフ
(小中之湖干拓地、試験排水)

表 4.2 暗渠設計例(小中之湖湾干拓地)

時間曲線	初期暗渠排水量 q_0	暗渠総排水量 V	計画暗渠排水量 D	充足率 q_0/D	暗渠間隔 S
	mm/h	mm	mm/d mm/h		
① 落水期の降雨	2.0	21	63 2.6	0.8	7.0
② 刈取り後	4.0	22	60 2.8	1.4	9.6
③ シロカキ	1.3	21	63 2.6	0.5	5.5

7mとなる。既設暗渠($S' = 8m$)の充足率(q_0/D)は、 $2/2.6 \approx 80\%$ である。充足率を100%に上げるための暗渠間隔は $S = 7m$ であるが、本圃場の短辺長25mに対して端数(25/7)が出るので、現況の本暗渠8mに補助暗渠を追加することを考える。その補助暗渠間隔 b は(4.6)式において $S = 7m$ 、 $a = 8m$ とおくと、 $b = 14m$ となって、(8、14)の組合せとなるが、この場合は、本暗渠間隔 a を補助暗渠間隔 b より大きくとって、本暗渠を2本(短辺25m/2=12.5m間隔)とする組合せ暗渠(12.5、8)が適当(充足率110%)と判断される。

4. 荒原地区

図4.7は荒原地区の水田(40m×75m区画、暗渠は10m間隔で4本埋設)における落水時の実測ハイドログラフである。近似曲線をあてはめた結果、図に示すように実測ハイドログラフは非湛水飽和状態から約1時間経過した非湛水不飽和状態からの記録であると判断される。ここで、観測開始後約1時間までの排水量の急激な低下は、水閘閉鎖中に埋戻し部と暗渠パイプに貯留していた水が、水閘の開

放によって急激に排除されたためと考えるのが妥当である。

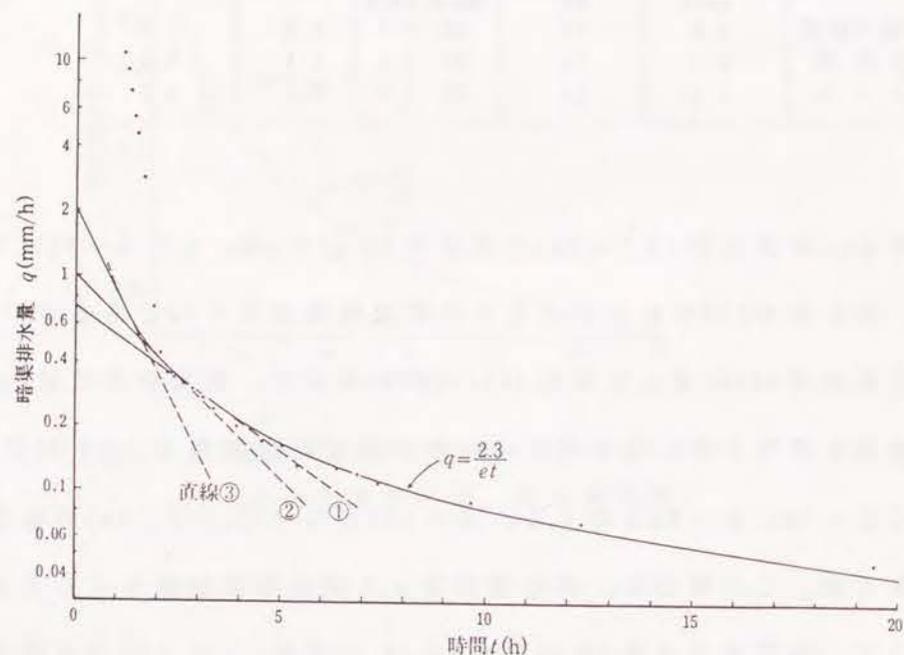


図4.7 暗渠排水量の実測ハイドログラフ(荒原地区、落水)

表4.3 暗渠設計例(荒原地区)

時間曲線	初期暗渠排水量 q_0	暗渠総排水量 V	計画暗渠排水量 D		暗渠間隔 S
			mm/d	mm/h	
①	0.72	3.9	12	0.49	12
②	1.0	4.2	13	0.53	14
③	2.0	4.8	14	0.60	18

非灌水飽和状態までの直線部は、図4.7に示したように3本推定できて、それぞれの直線について求めた初期暗渠排水量 q_0 、暗渠総排水量 V 、計画暗渠排水量 D 、暗渠間隔 S は表4.3に示すとおりである。

S は12~18m、従って、短辺45mに対して暗渠3~4本となって、既設暗渠は妥当な間隔といえる。ただし、排水条件をさらに改良するという観点から見ると、本圃場の作土層深さは0.18mと比較的深い⁹⁾にもかかわらず、暗渠総排水量 V が4mm~5mmと小さいので、 V を大きくする方向の圃場管理が必要であろう(V を大きくすると計画暗渠排水量 D は増大するが、排水能力(q_0)がそれ以上に増大するので暗渠間隔は密にならない)。

5. 八郎潟干拓地

八郎潟干拓地内の試験圃場で観測された5本の暗渠の実測ハイドログラフを引用して¹⁰⁾、本実用法を適用する。

暗渠は130m×90m区画の試験田の短辺方向に、表4.4に示すように、

表4.4 暗渠設計例(八郎潟干拓地)

暗渠タイプ	既設暗渠間隔 S'	初期暗渠排水量 q_0	暗渠総排水量 V	計画暗渠排水量 D		充足率 q_0/D	暗渠間隔 S
				mm/d	mm/h		
A-I	10	3.0	45	130	5.6	0.53	7
A-II	10	3.6	45	130	5.6	0.64	8
カマボコ	10	3.8	37	110	4.6	0.82	9
B	15	3.0	65	200	8.1	0.37	10
D	10	4.4	48	140	6.0	0.73	8

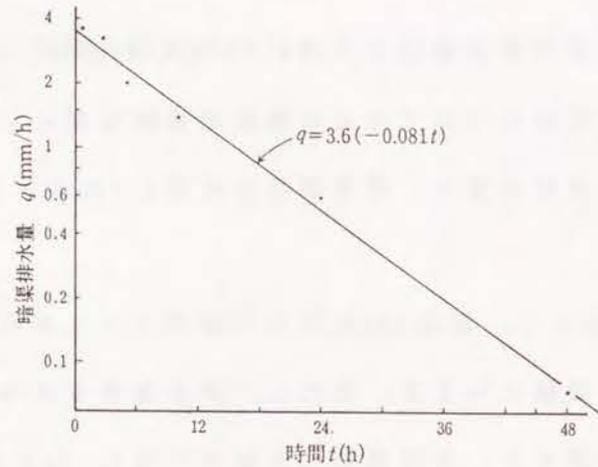


図 4.8 暗渠排水量の実測ハイドログラフ
(八郎潟干拓地、A-II)

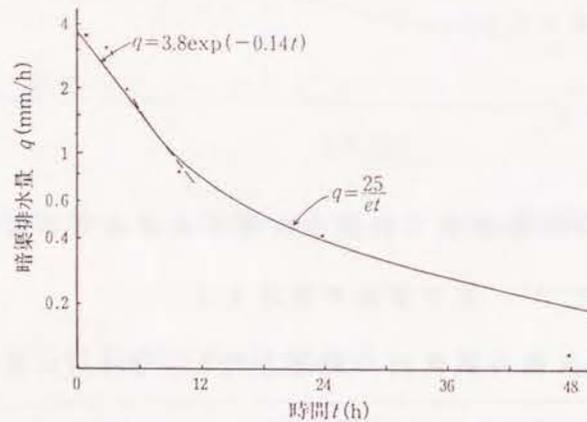


図 4.9 暗渠排水量の実測ハイドログラフ
(八郎潟干拓地、カマボコ型)

10mまたは15mの間隔(S')で埋設され、長辺方向に埋設した1本または2本の集水管(有孔管)の埋戻し部を通して集水管に排水する。こ

こでは、A-II型とカマボコ型と呼ばれている暗渠の実測ハイドログラフを図4.8、4.9に示す。これらの実測ハイドログラフについて解析した結果を表4.4に示す。

暗渠総排水量 V は $50\text{mm} \pm 10\text{mm}$ の範囲である。

本実用法で計算した暗渠間隔 S を見ると、既設暗渠間隔 $S' = 10\text{m}$ の圃場でいずれも $7\text{m} \sim 9\text{m}$ 、 $S' = 15\text{m}$ の圃場でもほぼ同じ $S = 10\text{m}$ となっていて、試験田の標準仕様と思われる $S' = 10\text{m}$ 間隔では排水能力が若干低いと判断できる(充足率は、 $S' = 15\text{m}$ の圃場で最も小さくなっている)。

これらの結果を類似地区における排水試験の結果とみなして、新たに暗渠設計を行う場合には、標準仕様として $S = 7.5\text{m}$ (30aの標準区画の場合、暗渠4本になる)程度が必要であると考えられる。

6. 本実用法の適用範囲

各地の試験圃場における実測値を整理して分ったが、圃場条件によって初期暗渠排水量や暗渠総排水量は大きく変動するものである。例えば、野村地区のように圃場整備後、そのまま転換畑として利用された場合には暗渠能力は大きい、いったん代かきして水田化されると暗渠排水能力は低下することがある。その暗渠排水のメカニズムについての詳細は本論では触れていないが、このような場合でも本理論によって各試験圃場の排水能力が把握できて、暗渠設計(計画暗渠排水量と暗渠間隔の決定)が可能であると思われる。

先にも述べたように、暗渠設計において暗渠間隔は、1標準区画において暗渠1本～2本、または3本～4本と、組合せ暗渠では、本暗渠3本に対して補助暗渠間隔5m程度または2m程度の数種類しかない。いま必要なのは暗渠試験結果を参考にして、上のいずれになるかその間隔を数量的に決定することである。前節の検討で明らかにしたように、ここで提案した実用的な暗渠間隔決定法は、暗渠間隔(S')を10m程度にした排水実績から、その2倍、またはその1/2程度の範囲内においては実用に耐え得る具体的な数値を決めることができるものとする。

7. 初期暗渠排水量 q_0 と計画暗渠排水量 D の実用的な求め方¹¹⁾

本実用法によって暗渠間隔を決定するには、初期暗渠排水量 q_0 と計画暗渠排水量 D の値が必要である。このために、第2章第1節では、実測ハイドログラフに近似曲線を当てはめて、これを積分して暗渠総排水量(V)、さらに計画暗渠排水量 D を求める方法を示した。ここでは、さらに簡単に初期暗渠排水量 q_0 と計画暗渠排水量 D を求める実用的な手順を述べる。

まず、暗渠排水量の経時変化を、横軸に時間(h)、縦軸に暗渠排水量(mm/h)の対数値をとって片方対数紙上にプロットする(図4.10)。

この実測ハイドログラフの形状は、図に示すように、排水開始からしばらくの間は上に凸な曲線を描きながら緩やかに減衰し、その後、大きな減衰率で直線的に減衰し、さらにその後は減衰率を大から小

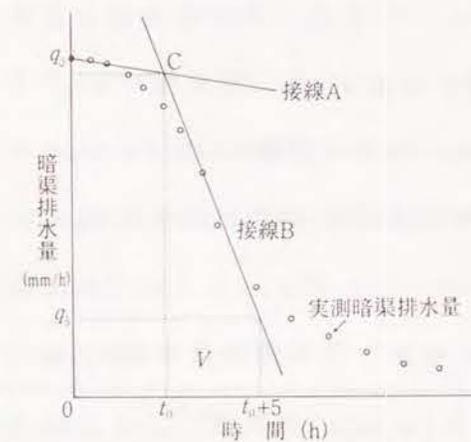


図4.10 満水非湛水時の暗渠排水量 q_0 と計画暗渠排水量 D の求め方

へ徐々に変化させながら下に凸な曲線を描く(逆S字状の曲線を描く)。この実測ハイドログラフから非湛水飽和状態のときの暗渠排水量 q_0 を次の手順で求める。

- ①排水開始時の暗渠排水量に接する接線Aを引く。
- ②上に凸な部分を過ぎた直後の、減衰率が最も大きな直線部分に接する接線Bを引く。
- ③接線Aと接線Bの交点Cを求めて、交点Cの立て縦軸 t_0 と横軸 q_0 を読み取って、 t_0 を圃場の満水非湛水時、 q_0 をそのときの暗渠排水量とする。

次に計画暗渠排水量 D は、

- ④手順②で引いた接線Bをさらに下方まで延長して、時間 t_0 からちょうど5時間後の暗渠排水量(q_5 とする)を読み取り、 q_5/q_0

q_0 の値を求める。

⑤表4.1の縦の欄の q_5/q_0 と、横の欄の q_0 の交点が計画暗渠排水量 D の値である。以上の手順によって q_0 と D を求めると(4.5)式から暗渠間隔 S を決めることができる。

表4.5 計画暗渠排水量 D (mm/d)

q_5/q_0	q_0 (mm/h)													
	12	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0.8	0.6	
0.005	74	62	56	50	43	37	31	25	19	12	6	5	4	
0.01	84	70	63	56	49	42	35	28	21	14	7	6	4	
0.015	90	75	67	60	53	45	38	30	23	15	8	6	5	
0.02	96	80	72	64	56	48	40	32	24	16	8	6	5	
0.025	100	84	75	67	59	50	42	33	25	17	8	7	5	
0.03	105	87	78	70	61	52	44	35	26	17	9	7	5	
0.035	109	91	81	72	63	54	45	36	27	18	9	7	5	
0.04	112	93	82	75	65	56	47	37	28	19	9	7	6	
0.05	119	99	89	79	69	59	50	40	30	20	10	8	6	
0.06	125	104	94	83	73	63	52	42	31	21	10	8	6	
0.07	131	109	98	87	76	66	55	44	33	22	11	9	7	
0.08	137	114	103	91	80	68	57	46	34	23	11	9	7	
0.1	147	123	110	98	86	74	61	49	37	25	12	10	7	
0.15	172	143	129	115	100	86	72	57	43	29	14	11	9	
0.2	196	163	147	131	114	98	82	65	49	33	16	13	10	
0.25	220	184	165	147	129	110	92	73	55	37	18	15	11	
0.3	246	205	184	164	143	123	102	82	61	41	20	16	12	
0.35	273	228	205	182	159	137	114	91	68	46	23	18	14	
0.4	304	253	228	202	177	152	127	101	76	51	25	20	15	
0.5	373	311	280	249	218	187	156	125	93	62	31	25	19	
0.6	469	391	352	313	274	235	195	156	117	78	39	31	23	
0.7	605	504	453	403	353	302	252	202	151	101	50	40	30	
0.8	827	689	620	551	483	413	344	276	207	138	69	55	41	

第3節 汎用化耕地の転換畑利用の場合^{1,2)}

以上は水田についての理論的検討であるが、転換畑(汎用化耕地)として利用される場合について考察してみよう。この場合は、水田と転換畑の排水条件を比較して、どちらかよりきびしい条件(暗渠間隔がより密となる条件)を設計値として採用しなければならない。第1節で導かれた結果から、充足率(q_0/D)を基準として考える。

いま、一枚の水田に暗渠(暗渠間隔を S' とする)を施工し、水田状態のときに暗渠排水試験を行って求めた初期ピーク暗渠排水量を q_{0p} 、計画暗渠排水量を D_p ((4.1)式から求めた計画値)とすると、充足率は q_{0p}/D_p となる。この水田を転換畑として利用して、同様に求めた初期ピーク暗渠排水量を q_{0f} 、計画暗渠排水量を D_f とすると、充足率は q_{0f}/D_f となる。計画暗渠間隔は((4.5)式)、 S (水田) = $S'(q_{0p}/D_p)^{1/2}$ と、 S (転換畑) = $S'(q_{0f}/D_f)^{1/2}$ を比較して、より間隔が密になる方が設計値として採用される。

次に調査結果に基づいて具体的に検討してみよう。

(1)吉田地区における、同じ暗渠排水組織(12.5m間隔の本暗渠と3m間隔の補助暗渠の組合せ暗渠)を持った、互いに隣接する転換畑と水田の充足率を求めると(表4.6)、水田の充足率は0.5、転換畑のそれは1.8である。 $S' = 3m$ であるから、水田では $S = 3(0.5)^{1/2} = 2m$ 、転換畑では $S = 3(1.8)^{1/2} = 4m$ となる。従って、水田の方がよりきびし

い排水条件にあることが分かり、設計値としては水田の場合の2m(本暗渠12.5m、補助暗渠2mの組合せ)が採用される。

表4.6 吉田地区のNo.1(転換畑)圃場とNo.2圃場(水田)の充足率

水田・転換畑の別	初期暗渠排水量 q_0	暗渠総排水量 V	計画暗渠排水量 D	充足率 q_0/D
	mm/d	mm	mm/d	
転換畑	115	21	63	1.8
水田(落水)	11	7	21	0.5

(2)林谷地区の同じ一枚の圃場で、畑状態、水田の中干し、および落水を対象にして行った排水試験結果から充足率を求めると(表4.7)、水田の場合は1.2と0.8、転換畑のそれは1.2である。計算は省略するが充足率の小さい水田の方がよりきびしい排水条件にあることがわかる。

表4.7 林谷地区の水田・転換畑別の充足率

水田・転換畑の別	初期暗渠排水量 q_0	暗渠総排水量 V	計画暗渠排水量 D	充足率 q_0/D
	mm/d	mm	mm/d	
転換畑	216	59	177	1.2
水田(中干し)	37	10	30	1.2
水田(落水)	46	20	60	0.8

(3)野村地区の圃場では転換畑だけのデータしかなく水田との比較はできないが(表4.8)、充足率は2.2と大きく、畑状態では排水条件が

良好であることが分かる。水田でのデータはないが、充足率は明らかに水田の方が小さいと推定できる。

表4.8 野村地区の転換畑の充足率

初期暗渠排水量 q_0		暗渠総排水量 V		計画暗渠排水量 D	充足率 q_0/D
mm/h	mm/d	実測	計算		
11	264	35	40	mm/d 120	2.2

以上のように、一枚の圃場を水田及び転換畑として利用する場合の、それぞれの充足率を比較すると、どちらがよりきびしい排水条件にあるかが分かる。少数例ではあるが、水田の方がより小さな充足率となり、きびしい排水条件にあると考えられる。このような場合では水田を対象とした整備水準で暗渠設計を実施すれば、耕地の汎用化のための追加的な暗渠施工は考えなくてもよいように思われる。

第4節 要約

1)前章までに明らかにしてきた暗渠排水設計理論に基づいて、暗渠排水量の経時変化の実測結果から、暗渠間隔を決定する実用的な方法を考案した。この方法は、類似地区の暗渠排水実績を参考に、するこれまでの方法に理論的根拠を与えたものである。

第5章 総合考察

2)本実用法によって暗渠間隔を決定する際に必要な初期暗渠排水量と計画暗渠排水量を、実測した暗渠排水量のハイドログラフの図上で簡単に求める方法を提案し、暗渠設計の簡便化ができた。

3)汎用化水田の暗渠排水整備水準は水田の場合と転換畑の場合の、どちらか排水条件のきびしい方を採用することになる。充足率を基準にして、また、本実用法で実際に暗渠間隔を求めて、どちらがよりきびしい排水条件であるかを判定する方法を示し、調査結果について検討した。

4)本実用法は、暗渠間隔を10m程度に仮埋設して実施した排水試験結果に基づいて、その2倍、またはその1/2程度の範囲内では、実際に耐えうる暗渠間隔を決定することができると判断され、実際の暗渠設計に十分応用できるものと考えられる。

本研究は大区画・汎用化水田のための暗渠排水設計に関する計画技術的研究である。その目的は、暗渠設計問題における圃場の排水条件と計画暗渠排水量と暗渠間隔の三つ要件を一貫した理論で構成することと、この理論に基づいて、具体的に、数量的に暗渠設計が実施できる方法を見いだすことである。

このとき、まず考えなければならないことは、我が国水田の土層構造による圃場排水の特殊性である(第1章第2節)。長年の代かき作業によって、作土層の下には固く不透水の耕盤が形成されて、これが湛水を維持する機能を果たしている。同時に、このことが圃場の排水を困難にしている。従って、この耕盤を破壊して暗渠パイプを暗渠溝(トレンチ)内に埋設し、透水性の良好な埋戻し材料(例えば、採石、モミガラ)を作土層に達するまで十分に投入しなければならない。すなわち、表層と暗渠溝が、埋戻し材料を通して暗渠パイプまで、一体構造になっていることが必要である。このような暗渠の構造によって、はじめて、地表および表層の残留水の排除(暗渠の目標)が期待できる。また、暗渠設計は、暗渠排水量がこの暗渠溝の通水能力に左右されている状態では、暗渠の機能を定量的に把握できず、数量的な取扱いはできない。この暗渠溝の構造は、暗渠設計においても前提条件である。

なお、この暗渠溝方式の暗渠構造は、世界的にみると、「フレンチタイプ」と呼ばれる特殊な暗渠構造で、その設計法はまだ確立していないのである。

暗渠排水の目標を数量的に表すと、圃場の残留水量を計画排水時間(1日)内に排除することである。このことから、まず、計画暗渠排水量は、圃場が非湛水飽和状態にあるときを初期状態とする暗渠排水量のハイドログラフにおいて、計画排水時間経過後にちょうど排水が終了するような(このとき、圃場残留水の排除が終了)初期ピーク暗渠排水量として求めることができる(ただし、本論では計画排水時間内に暗渠総排水量の約8割を排除できる初期暗渠排水量とした。その理由は、暗渠排水量の経時変化の後半においては、その減衰の程度は小さくなって、少量の暗渠排水量が長時間にわたって尾を引くので、ハイドログラフ逓減部の最後の約2割はカットした)。

暗渠排水量の逓減特性に基づいて経時変化の定式化を行い、これを利用して計画暗渠排水量の決定式を求めることができた(第2章第1節)。

この計画暗渠排水量を満たす暗渠間隔を求めるために、非湛水飽和の圃場状態における定常排水理論から、薄い表層の平行流を仮定して最も簡単な暗渠間隔式を得た。この暗渠間隔式で決定される暗渠間隔は、上に述べた暗渠排水の目標を満たしていることを、非定常暗渠排水理論により、理論的にも実験的にも検証した(第2章第2節)。

暗渠排水に寄与する圃場全体の表層の透水性(透水係数 k)は、測定方法によっても、測定条件によっても大きなバラツキがあり、現在一般に普及している現場透水試験でその透水係数を実測するのは困難である。本論では暗渠間隔決定に用いる透水係数 k を、現場透水係数 k_0 (オーガーホール法で測定)を補正して求める方法を考案した。現場透水係数 k_0 が 10^{-5} cm/sのオーガー(難透水性水田)では補正係数は100~500(従って、 k は 10^{-3} オーダー)になる。この補正によって、さらに、補助暗渠との組合せ暗渠も考えると、難透水性水田においても暗渠設計が可能となる(第2章第3節)。

難透水性水田では、充足率を排水改良の指標として、組合せ暗渠における補助暗渠を計画的、段階的に施工できることを示した。

以上の設計理論に基づいて、より実用的な暗渠間隔決定法を考案した。この方法では、暗渠排水実績に基づいて、計画暗渠排水量は暗渠総排水量の実測値から直接求められ、かつ、暗渠間隔の決定には作土層の厚さと透水係数を考えなくてもよい点で、簡便で実用的な暗渠設計法である。この暗渠設計法は、現在の設計基準「暗きょ排水」で述べられている、類似地区の排水実績を参考にして暗渠間隔を決定するという考え方に、具体的な方法・手順を与えたこととなる。この意味において、本研究は汎用化水田のための排水問題解決に一石を投じたものであると考える。本研究が何かの役に立てば、筆者には望外の喜びである。

【 謝 辞 】

本論文をまとめるにあたり、京都大学教授丸山利輔先生には懇切な御指導を頂いた。先生の温かい激励によってようやく論文の形を整えることができた。ここに、先生に深い感謝の意を捧げる。

本研究は大阪府立大学荻野芳彦博士の御指導の賜物である。先生には文字どおり研究の第一歩からお導きを頂いた。先生に深い感謝の意を捧げる。

大阪府立大学手島三二名誉教授、大阪府立大学農学部桑原孝雄教授、同矢部勝彦助教授には本研究を進めるにあたり、貴重な示唆、助言並びに協力を頂いた。さらに大阪府立大学総合科学部新開謙三教授には数学的手法について有益な示唆を頂いた。また、京都大学長谷川高士教授、京都大学高橋強教授には本稿の閲読をしていただき、数多くの助言を賜った。諸先生に心から感謝の意を表す。

現地調査観測の実施に際しては、農林水産省近畿農政局整備課、兵庫県農林水産部農地整備課および農業試験場の関係各位に便宜と協力を頂いた。また、実験観測のために圃場を提供していただいた農家の方々や土地改良区の関係者各位に協力を頂いた。諸氏に心からお礼を申し上げる次第である。

本論では、全国各地の試験圃場で観測された数多くの暗渠排水量のハイドログラフを文献から引用した。それぞれの文献の著者にはいちいちお断りしなかったが、ここに記して厚くお礼申し上げる。

最後になったが、筆者の所属する大阪府立大学農業水利学研究室の谷川寅彦博士、専攻生諸氏には、調査、観測に多大な協力を頂いた。諸氏に深甚の謝意を表す次第である。

引 用 文 献

第 1 章

- 1) 荻野芳彦、村島和男：暗渠排水計画の理論的検討—汎用化耕地のための暗渠排水設計（I）—、農土論集、119、pp.1-7（1985）
- 2) 農林水産省構造改善局：土地改良計画設計基準 暗きょ排水、pp.22-23（1979）
- 3) 韓国 農漁村振興公社：Study on the Optimum Design Technique for the Enhancement of the Utilization Coefficient of Paddy Fields, p.28（1991）
- 4) 荻野芳彦、村島和男：インダス川流域の塩類化による砂漠化と防止対策、農土誌 60(11)、pp.1-4（1992）
- 5) 前出 1)
- 6) 田淵俊雄：粘土質水田の排水改良、土壌の物理性 50、pp.3-6（1984）
- 7) 前出 1)
- 8) OGINO, Y. and K. MURASHIMA: Planning and Design of Subsurface Drainage System for Paddy Fields in Japan, 5th Intern. Drainage Workshop, Vol. III, pp.4.1-4.9, Lahore, Pakistan（1992）
- 9) van SCHILFGAARDE, J.: Theory of Land Drainage, in Drainage of Agricultural Lands, Ed. by J. N. LUTHIN, Amer. Soci. Agronomy, pp.113-112（1957）
- 10) WESSELING, J.: Subsurface Flow into Drains, in Drainage Principles and Applications, Intern. Insti. for Land Recla. and Improve. Publi. 16-11, pp.1-56（1983）
- 11) RAADSMA, S.: Current Drainage Practices in Flat Areas of Humid Regions in Europe in Drainage for Agriculture, Ed. by van SCHILFGAARDE, Amer. Soc. Agronomy No.17, pp. 115-140（1974）

- 12) 前出 9)
- 13) KIRKHAM, Don: Seepage of Steady Rainfall through soil into Drain, Trans. Amer. Geophys. Union, 39, pp. 892-902 (1958)
- 14) TOKSOZ, S. and Don KIRKHAM: Graphical Solution and Interpretation of New Drain-Spacing Formula, J. Geophys. Res. 66(2), pp. 509-516 (1961)
- 15) 前出 2) pp. 31-35
- 16) U. S. D. I. Bureau of Reclamation: Drainage Manual, pp. 143-160, (1984)
- 17) SMEDEMA, L. K. and D. W. RYCROFT: Land Drainage, Batsford Aca. and Edu. Ltd., pp. 133-139 (1983)
- 18) 前出 2) pp. 35-37
- 19) KIRKHAM, Don: Physical Artifices and Formulas for Approximating Water Table Fall in Tile-Drained Land, Soil Sci. Soc. Amer. Proc., pp. 585-590 (1964)
- 20) DIELEMAN, P. J. et al: Drainage Design Factors, FAO Irri. and Drainage Paper 38, p. 34 (1980)
- 21) 前出 1)

第 2 章

- 1) 村島和男、荻野芳彦：計画暗渠排水量の決定法—汎用化耕地のための暗渠排水設計（IV）—、農土論集、149, pp. 45-51 (1990)
- 2) OGINO, Y. and K. MURASHIMA: Planning and Design of Subsurface Drainage System for Paddy Fields in Japan, 5th Intern. Drainage Workshop, Vol. III, pp. 4.1-4.9, Lahore, Pakistan (1992)

- 3) 農林水産省構造改善局：土地改良計画設計基準 暗きょ排水、pp. 11-12 (1979)
- 4) 前出 1)
- 5) 荻野芳彦、村島和男：現場透水係数の補正係数（ α ）の求め方について—汎用化耕地のための暗渠排水設計（II）—、農土論集、119, pp. 7-12 (1985)
- 6) 前出 1)
- 7) 前出 1)
- 8) 兵庫県農業試験場環境保全部：昭和56年度試験成績、pp. 17-26 (1982)
- 9) 脇阪銃三、小林宏康：最近における暗渠排水の傾向について、農土誌 49(12)、pp. 5-12 (1981)
- 10) 前出 9)
- 11) 農土学会：汎用化耕地のための技術指針、pp. 38-40 (1979)
- 12) 村島和男、荻野芳彦：暗渠間隔決定のための実用的簡便法—汎用化耕地のための暗渠排水設計（V）—、農土論集、149, pp. 53-59 (1990)
- 13) 前出 1)
- 14) 前出 1)
- 15) 新潟県農業試験場基盤整備科：汎用化水田の排水機構について、昭和57年度試験報告書、pp. 1~34 (1983)
- 16) 山崎剛太郎：圃場排水、農土学会九州支部研修会、広域排水計画について、pp. 81-105 (1982)
- 17) 森本盛雄：汎用農地試験、農土学会京都支部講演要旨集、pp. 54-55 (1989)

- 18) 長橋貞義、森本盛雄、堀雄二、高鳥幸和：汎用農地化と暗渠排水工事、圃場と土壌、142、pp.17-22 (1981)
- 19) 富士岡義一、丸山利輔：暗渠埋戻し部戻部と作土キ裂の役割—粘質土壌水田における暗キヨ排水に関する研究（I）—、農土論集、35、pp.58-53 (1971)
- 20) 富士岡義一、丸山利輔：田面タン水と暗渠排水量関係の一考察—同上（II）—、農土論集、37、pp.26-32 (1971)
- 21) 長浜謙吾：暗キヨ排水に関する実証的研究（京大学位論文）、pp.75-122 (1968)
- 22) 江崎要、佐藤瑞夫：暗キヨ排水、八郎潟新農村建設事業誌、pp.472-484 (1987)
- 23) 前出 1)
- 24) 荻野芳彦、村島和男：暗渠排水計画の理論的検討—汎用化耕地のための暗渠排水設計（I）—、農土論集、119、pp.1-7 (1985)
- 25) 第1章 第3節
- 26) van SCHILFGAARDE, J.: Theory of Land Drainage, in Drainage of Agricultural Lands, Ed. by J. N. LUTHIN, Amer. Soci. Agronomy, pp.113-112 (1957)
- 27) 前出 24)
- 28) 農林水産省構造改善局：土地改良計画設計基準 ほ場整備（水田）、pp.41-42 (1977)
- 29) 前出 21)
- 30) MURASHIMA, K and Y. OGINO : Comparative Study on Steady and Non-steady State Formulae of Subsurface Drainage Spacing—Design on Subsurface Drainage in Paddies (I) —, Bull. Univ. Osaka Pref., Ser. B. 44, pp.41-44 (1992)

- 31) SMEDEMA, L. K. and D. W. RYCROFT: Land Drainage, Batsford Aca. and Edu. Ltd., pp.140-144 (1983)
- 32) DUMM, L.D. : New Formula for Determining Depth and Spacing of Subsurface Drains in Irrigation Lands, Agr. Eng. 35, pp.726-730 (1954)
- 33) van SCHILFGAARDE, J. et al: Physical and Mathematical Theories of Tile Drainage and Their Usefulness in Design, Iowa Agr. Exp. Sta. Bull. 436, pp.667-707 (1956)
- 34) DIELEMAN, P. J. et al: Drainage Design Factors, FAO Irri. and Drainage Paper 38, p.34 (1980)
- 35) 前出 24)
- 36) 前出 22)
- 37) 村島和男、荻野芳彦：現場透水係数の補正係数（ α ）を用いた暗排水設計の実際—汎用化耕地のための暗渠排水設計（III）—、農土論集 119、pp.13-20 (1985)
- 38) 前出 37)
- 39) 村島和男、荻野芳彦：汎用化水田の暗渠排水の機能とその維持管理、農土誌、59(9)、pp.13-18 (1992)
- 40) 農林水産省構造改善局：土地改良計画設計基準 暗キヨ排水、pp.29-30 (1979)
- 41) CAVELAARS, J. C.: Subsurface Field Drainage System, in Drainage Principles and Applications, ILRI 16-4, pp.1-65 (1974)
- 42) CASTLE, D. A. et al: Field Drainage, pp.103-124 (1984)

第 3 章

- 1) 前出 24)
- 2) DUFF, G. E. and NATLOR, D.: Differential Equations of Applied Mathematics, pp. 148-153, John Wiley & Sons (1966)
- 3) 前出 24)
- 4) CHILDS, E. C. and YOUNGS, E. G.: Study of Some Three-Dimensional Field Drainage Problems, Soil Sci. 92, pp. 15-24 (1961)A
- 5) 森口繁一ほか: 数学公式 II、岩波書店、 p. 68 (1984)
- 6) 前出 24)
- 7) 前出 24)
- 8) 前出 37)

第 4 章

- 1) 農林水産省構造改善局: 土地改良計画設計基準 暗きょ排水、pp. 18-39 (1979)
- 2) 村島和男、荻野芳彦: 暗渠間隔決定のための実用的簡便法—汎用化耕地のための暗渠排水設計 (V) —、農土論集、149, pp. 53-59 (1990)
- 3) 荻野芳彦、村島和男: 暗渠排水計画の理論的検討—汎用化耕地のための暗渠排水設計 (I) —、農土論集、119, pp. 1-7 (1985)
- 4) 前出 2)
- 5) 長浜謙吾: 暗きょ排水に関する実証的研究 (京大学位論文)、pp. 75-122 (1968)
- 6) 前出 3)

- 7) 富士岡義一、丸山利輔: 暗渠埋戻し部戻部と作土キ裂の役割—粘質土壌水田における暗きょ排水に関する研究 (I) —、農土論集、35, pp. 58-53 (1971)
- 8) 富士岡義一、丸山利輔: 田面タン水と暗渠排水量関係の一考察—同上 (II) —、農土論集、37, pp. 26-32 (1971)
- 9) 村島和男、荻野芳彦: 現場透水係数の補正係数 (α) を用いた暗排水設計の実際化—汎用化耕地のための暗渠排水設計 (III) —、農土論集 119, pp. 13-20 (1985)
- 10) 江崎要、佐藤瑞夫: 暗きょ排水、八郎潟新農村建設事業誌、pp. 472-484 (1987)
- 11) 村島和男、荻野芳彦: 汎用化水田の暗渠排水の機能とその維持管理、農土誌 60(1)、pp. 13-18 (1992)
- 12) 村島和男、荻野芳彦: 計画暗渠排水量の決定法—汎用化耕地のための暗渠排水設計 (IV) —、農土論集、149, pp. 45-51 (1990)