

1 4.6 用水路

2 4.6.1 計画用水量

用水量は、ほ場整備の実施や田畑輪換等に伴って変化が生じる。このため、現況の用水実態を把握した上で、事業後の営農計画やほ場の用水量変化を総合的に判断して計画用水量を決めなければならない。なお、ほ場整備事業で取り扱う計画用水量の検討に当たっては、土地改良事業計画設計基準 計画「農業用水（水田）」基準書・技術書に準拠する。

3 1 蒸発散浸透量（減水深）の決定

4 (1) 一般事項

5 蒸発散浸透量は、蒸発散量と浸透量のそれぞれを別途に測定してそれらの和として算出するほか、
6 直接測定によることもでき、一般に蒸発散量と浸透量に分離する必要はない。また、期別蒸発散浸透
7 量は、計画地区のほ場の土壌条件及び水理条件によって異なるので、これらの条件を左右する土地
8 利用形態、ほ場条件及び栽培様式を勘案した合理的な量とする。

9 現況におけるほ場条件が計画におけるほ場条件と同一である場合は、栽培様式の変化のみを考慮
10 し、ほ場条件が現況から大きく変わる場合には、計画におけるほ場条件に合った蒸発散浸透量を推
11 定することが一般的である。ほ場条件としては機械化を前提とするだけでなく、水田の高度利用（水
12 田時にあつては、かんがい期における適正浸透の維持と非かんがい期における迅速な排水性、畑転
13 換時において適正水分の維持管理）が更に志向されてくるものと考えれば、透水性が高まり浸透量
14 は増加する傾向となる。

15 (2) 地形区分

16 蒸発散浸透量を決定する水理条件・土壌条件は、地形別にもそれぞれの特徴を有しており、地形ご
17 とに一定の傾向を示す。主な地形区分ごとに地下水位と土壌条件との関連で浸透量の傾向を整理す
18 ると表-4.6.1 のようになる。

1

表-4.6.1 地形区分と浸透量の傾向

地形区分	地下水位	土壌条件	浸透量
扇状地	扇頂・扇央部低い	下層に砂礫層が多い、堆積状態によって異なる	沖積平坦地に比べ浸透量が大きくなる。
	扇端部高い	〃	沖積平坦地とほぼ同じ。用排分離され透水係数の大なるものほど大となる。
台地	低い	火山灰土	一般に沖積平坦地と比べ大となる。
		洪積粘質土	全体的に小さい。土層改良後、適正浸透量に近くなる。
		洪積砂礫層	全体的に大きく漏水防止工法が必要。
谷底平野	全体的に高い	堆積様式によって異なる	全体的に小さい。
	山麓、台地に接する部分は被圧になりやすい	〃	排水改良によって浸透量を増加させることが望ましい場合が多い。
山間傾斜地 火山山麓	低い	火山灰土	平坦地に比べ大きい。ほ場整備等によって減少させることができる。
一般傾斜地	地形条件によって異なる	粘土質	平坦地と同じで地下水位が高く粘質な土壌ほど小さい。
		礫質土壌	地下水位が低く礫質なもののほど大となる。逆に地下水位の高い場合には湧水が生じ浸透量が小さくなる。
沖積平坦地	高い	堆積様式によって異なる	湿田で粘質なもののほど小さい。乾田化した水田で大となる。
	低い		
低湿地	高い	堆積様式によって異なる	湿田で粘質なもののほど小さい。排水改良後の乾田化で大きくなる。

2 (3) 土壌タイプ別蒸発散浸透量

3 近傍整備完了地区を参考にして蒸発散浸透量を求める場合は、土壌条件及び地下水位の状況につ
4 いて十分検討する必要がある。参考として水田土壌タイプ別の標準減水深を図-4.6.1～図-4.6.3に
5 示す。

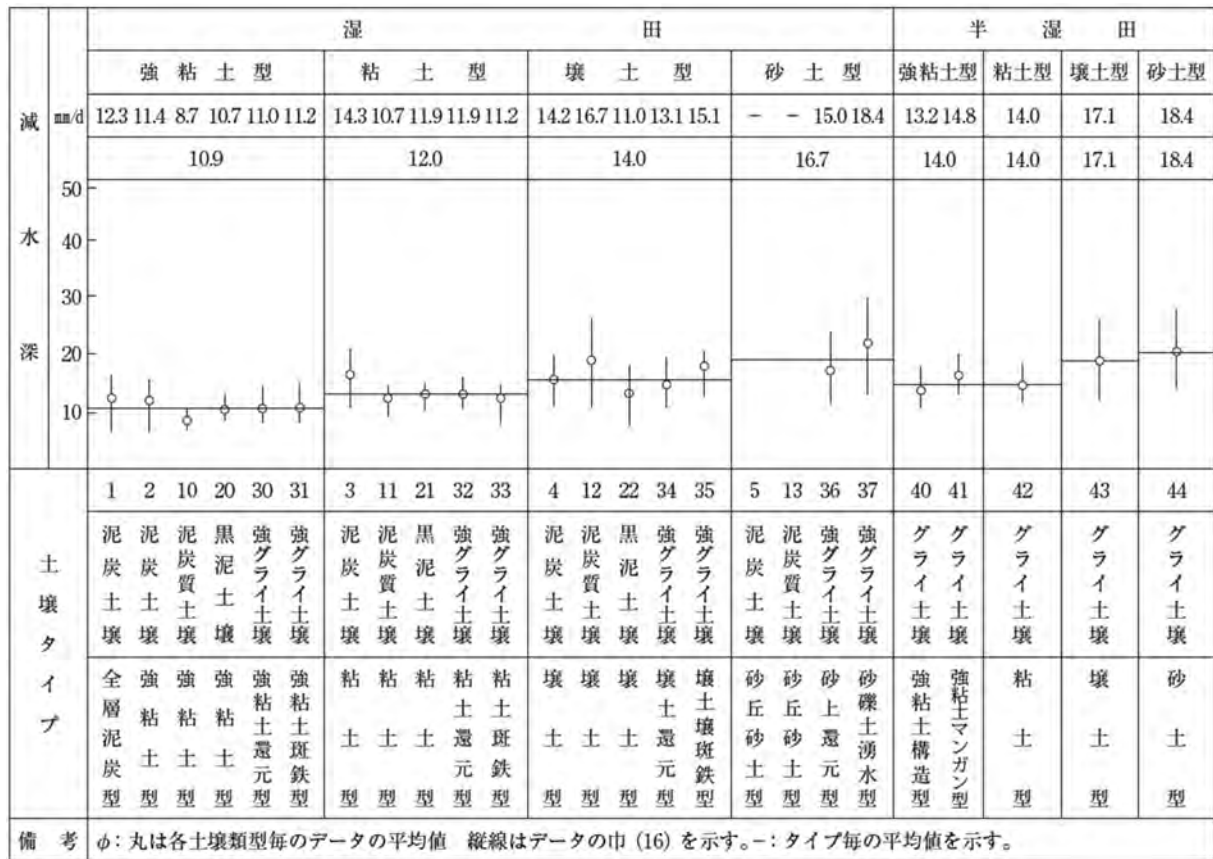


図-4.6.1 (参考)水田土壤タイプ別標準減水深 (1/2)

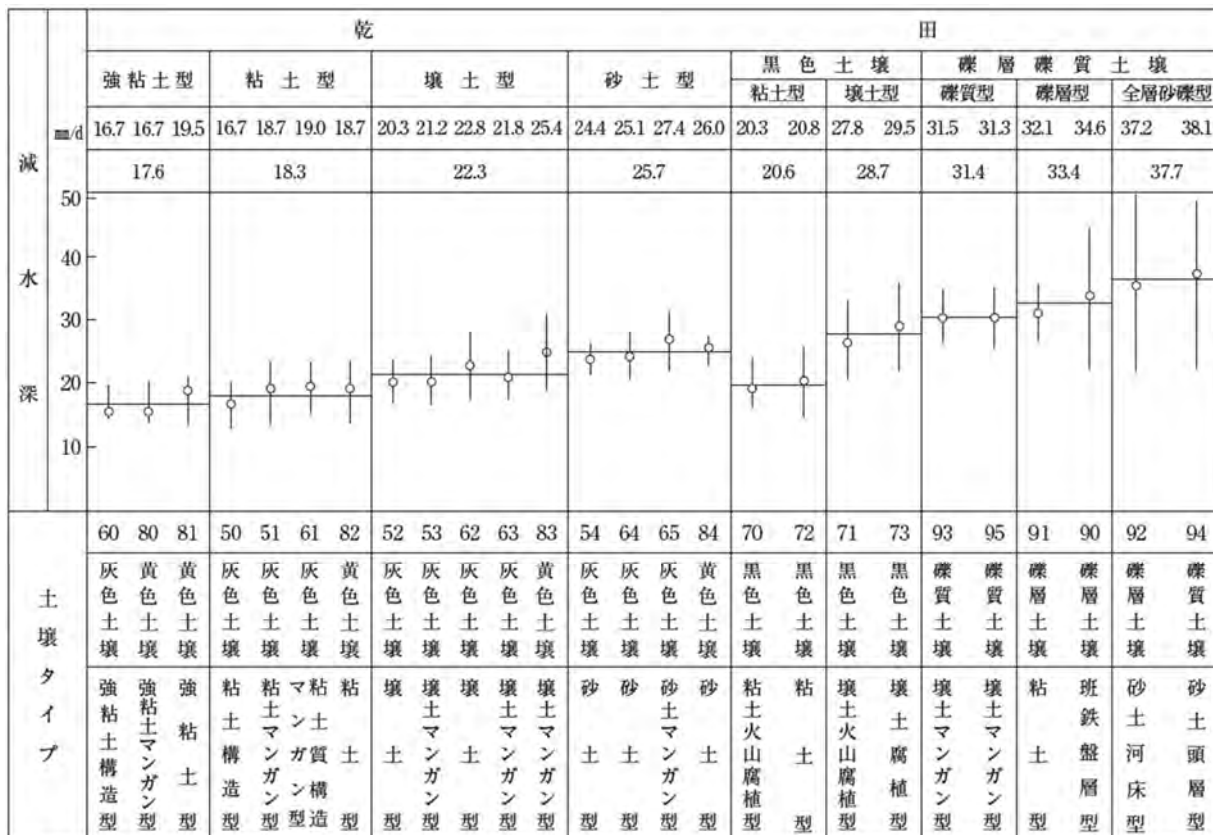


図-4.6.2 (参考)水田土壤タイプ別標準減水深 (2/2)

土 壤 統 名		現 況 減 水 深	減 水 深 の 移 行	計 画 減 水 深	基 本 土 壤 型 (施肥改善土壌型)
泥炭土壌	粘質型	○			A ₁ A ₂ A ₃
〃	壤質型	△		A ₄	
〃	砂質型	□		A ₅	
泥炭質土壌	粘質型	●		B ₁₀ B ₁₁	
〃	壤質型	△		B ₁₂	
〃	砂質型	□		B ₁₃	
黒泥土壌	粘質型	●		C ₂₀ C ₂₁	
〃	壤質型	△		C ₂₂	
強グライ土壌	粘質型	●		D ₃₀ D ₃₁ D ₃₂ D ₃₃	
〃	壤質型	△		D ₃₄ D ₃₅	
〃	砂質型	□		D ₃₆ D ₃₇	
グライ土壌	粘質型	◎		E ₄₀ E ₄₁ E ₄₂	
〃	壤質型	△		E ₄₃	
〃	砂質型	□		E ₄₄	
非グライ土壌	粘質型	○		F ₅₀ F ₅₁ G ₆₀ G ₆₁ I ₆₀	
〃	壤質型	△		I ₈₁ I ₈₂	
〃	砂質型	□		F ₅₂ F ₅₃ G ₆₂ G ₆₃ I ₈₃	
黒色土壌	粘質型	×		F ₅₄ G ₆₄ G ₆₅ I ₈₄	
〃	壤質型	◇		H ₇₀ H ₇₂	
〃	砂質型	◇		H ₇₁ H ₇₃	
礫層(質)土壌	粘質型	●	J ₉₁		
〃	壤質型	▲	J ₉₀ K ₉₃ K ₉₅		
〃	砂質型	■	J ₉₂ K ₉₄		

図-4.6.3 (参考) 乾田化による土壌タイプと減水深の移行

2 代かき用水量の決定

各地区における既往の代かき実態から、代かき用水量はおおむね表-4.6.2に示すような範囲になっており、次のような特徴を有する。

- ① 輪換田や水稻・麦体系で耕作される水田に見られるように、耕起深が大きく、耕盤層以下の透水係数が大きい水田ほど代かき用水量は大きくなる。
- ② 代かき時に地下水位を比較的早く高め得る地帯や湛水部分から代かきするような場合には、用水量を小さくすることが可能である。

表-4.6.2 水田の立地条件と代かき用水量

水田の立地条件	代かき用水量 (mm)	土壌の透水係数		
		10 ⁻⁶ cm/s 以下	10 ⁻⁵ ~10 ⁻⁴ cm/s	10 ⁻³ cm/s 以上
湿田状態	80~120	80~100mm	100~120mm	120mm
乾田状態	120~180		120~150mm	150~180mm
漏水田	150~250			150mm 以上

代かき用水量は、土層置換容気量と用水取水時の浸透量の大きさの差異によって異なるので、現地調査結果によるのが一般的であるが、近隣類似地区の観測値を参考に決定する場合もある。

なお、乾田直播栽培においては、代かきを行わないので代かき用水を必要としないが、それに代わる初期かん水が必要となる。初期かん水量は、実測値又は類似地区における調査の値等を参考として、

1 土壌条件と地下水位条件を勘案して決定する。

2 3 還元田の用水量

3 畑利用から再度水田利用へ転換したほ場、すなわち還元田では、水田の用水量を左右する主な要因
4 である土壌条件、水理条件及び水利条件が、水田として継続利用されるほ場に比べ著しく変化し、こ
5 れにより用水量が増大するものと考えられる。

6 還元田の用水量の増加について定量的な把握は困難であるため、各地区における調査又は類似地に
7 における調査例を参照するとともに、次の諸点を考慮して決定する。

8 ① 汎用化により、土壌条件及び水利条件が用水量の増加の方向へ変化している場合が多い。

9 ② 用水量の増加の程度は、土壌条件及び水利条件の組合せにより異なる。

10 ③ 代かき、畔塗り、中干し、湛水深の調節、きめ細かな水閘管理等により、用水量の増加を抑え
11 ることができる。

12 ④ 還元田についても、ピーク用水量は後述の表-4.6.3 に従い比較検討して決定する。

13

14 4.6.2 用水量の算定

水田では、作物生育のためだけでなく、代かき作業、薬剤散布等の農作業・栽培管理のためにも用
水が必要である。したがって、計画用水量はこうした期別変化に留意して決定する。

15 1 ピーク用水量

16 ピーク用水量は、用水路断面の算定等末端用水施設の規模を決定する上で重要である。一般に、代
17 かき用水量がピークとなる **ことが多い**が、表-4.6.3 のような場合には**比較**検討する必要がある。なお、
18 兼業化の進んだ地域では、休日・祭日等の特定日に農作業が集中することにも留意しなければならない
19 い。

20

表-4.6.3 ピーク用水量算定において比較検討する項目

項 目	備 考
代かき用水時	整備された乾田では120～180mm程度の場合が多い。大区画では、田面の不陸を考慮し、10～20mmを加算することが望ましい。流量が小さく、かん水時間が長いと水量は増加する。
乾 田 直 播 初期かん水時	代かき用水量に比べ、20～40%少ない。ただし、直後の用水量が増大し、地区としてのピークが高まる場合がある。
湛 水 直 播 芽 干 し 時	生育初期の芽干し後の再かん水時に一斉に取水すると、地区としてのピークが高まる場合がある。
防 除 ・ 施 肥 作 業 後	一旦落水して除草剤等を散布する作業では、再かん水時にピークが高まる。液肥も一旦落水した後に流入施用するので、ピークが高まる場合がある。
中 干 し 後	中干し後の再湛水時に多量の水を要し、その後の用水量の増加もありピークが高まる。

21

1 2 用水量の算定

2 (1) 粗用水量

3 粗用水量は用水路等の施設容量を決定する際に用いられ、式(4.6.1)のように求める。

4
$$q_a = \frac{q_b}{1 - P} \dots\dots\dots (4.6.1)$$

5 ここに、 q_a : 粗用水量
6 q_b : 純用水量
7 P : 施設管理用水量の割合

8 施設管理用水量の割合 P は、クローズドタイプのパイプラインで10%、これ以外の開水路、トン
9 ネル等で15%、土水路やブロック、石積み水路等で明らかに水路損失が大きいと思われる場合は実
10 情に合わせて計上する。

11 (2) 代かき用水量

12 ア 代かき日数

13 代かき日数は、最大計画用水量を決定する際に重要な事項であり、長くするほど施設容量は小さ
14 く有利となるが、ある程度の期間を超えると水稻生育に支障を来すという制限がある。したがって、
15 代かき日数の決定には地域の営農形態を踏まえ、水稻の作付体系・好適作期、代かき作業機の能力
16 を勘案して効率よく行い得る日数とすることが基本となる。

17 また、代かき日数の規定要因は、計画地区全体では水稻の作付体系と好適作期により、ほ区単位
18 では経営体系にある機械の作業能力によることが多い。水稻の移植時期は、水稻の生理的要因と管
19 理上から決まり、田植期がこれら好適期に適合するように代かきを実施するためには同一作期にお
20 いては、最大でもほぼ7~10日間となる。一方、代かき作業機能力は、作業機が大型化するほど1
21 日の作業面積は増大するが、代かき日数の計画に当たっては、将来の営農を考えて水田区画の大き
22 さに対応した大型トラクタの作業能力(表-3.6.5を目安に示す。)から決めることが合理的となる
23 場合もある。

25 イ 代かき用水量

26 代かき期間中の必要水量は、代かき期間の取り方と代かき方式によって大きく異なるが、最大必
27 要水量と総取水量との相互関連については式(4.6.2)、式(4.6.3)の等面積方式のようになる。

28
$$q_i = \left\{ \frac{q \cdot A}{n} + \frac{d \cdot A}{n} (i - 1) \right\} \cdot 10 \dots\dots\dots (4.6.2)$$

29
$$q_{max} = \frac{10 \cdot A}{n} \{q + (n - 1) \cdot d\} \dots\dots\dots (4.6.3)$$

30 ここに、

- q_i : 代かき開始後 i 日目の必要水量 (m³/d)
- d : 代かき後の普通期ほ場単位用水量 (mm/d)
- q : 代かき用水量 (mm)
- q_{max} : 代かき期間中の最大必要水量 (m³/d)
- n : 計画代かき日数 (日)
- i : 代かき開始からの日数 (日)
- A : 全計画面積 (ha)

1 (3) 普通期用水量

2
$$Q = A \times q' \times \frac{1}{1 - P} \dots\dots\dots (4.6.4)$$

3 ここに、

Q : 普通期最大必要水量 (m³/d) A : 全計画面積 (ha)
 q' : 普通期最大蒸発散浸透量 (mm/d) P : 施設管理用水量の割合

4 (4) 末端用水施設の規模決定に用いる用水量

5 末端用水施設の規模は、代かきの日当たり作業能力に応じたものとする。等面積方式の場合、かん
6 がい支配面積に対する代かき作業機の持込み台数及び必要水量は、表-3.6.4 のようになる。なお、
7 参考として大型トラクタを含む日当たり代かき作業能力(表-3.6.5 参照)を目安として示しているが、
8 当該地区の水利権、現況利用可能量、用水慣行及び地域の営農形態に適合した作業能力等を勘案し
9 た上で代かき作業能力を決定することが必要である。

10 表-4.6.4 代かき作業機持込み台数及び必要水量の算出 (等面積方式の場合)

全 計 画 面 積	代かき作業機 持込み台数	代かき期間中の最大必要水量	代かき日数
$A \leq AM$	1	$Q = \frac{A \cdot q}{(1 - P)}$	1 日以下
$AM < A \leq N \cdot AM$	1	$Q = \frac{AM \cdot q + (A - AM)d}{(1 - P)}$	1 日超
$N \cdot AM < A \leq 2N \cdot AM$	2	$Q = \frac{2AM \cdot q + (A - 2AM)d}{(1 - P)}$	
⋮	⋮	⋮	
$(n - 1)N \cdot AM < A \leq n \cdot N \cdot AM$	n	$Q = \frac{n \cdot AM \cdot q + (As - n \cdot AM)d}{(1 - P)}$	

11 ここに、

Q : 代かき期間中の最大必要水量 (m³/d) q : 代かき用水量 (mm/d)
 d : 代かき後の普通期ほ場単位用水量 (mm/d) A : 支配面積 (ha)
 AM : 代かき作業機日当たり能力 (ha/d) N : 計画代かき日数 (日)
 n : 代かき作業機持込み台数 P : 施設管理用水量の割合

12 13 表-4.6.5 (参考)日当たり代かき作業能力 (目安)

使用機械	型 式	日当たり作業量
30~60ps トラクタ	水田ハロー 3.6m 幅	6.72ha
70~145ps "	" 4.97m "	8.4 ha
80~145ps "	" 6.51m "	16.24 ha

14 ※日当たり作業量=作業能率 (ha/h) × 8 (h) × 0.7 (実作業率) ほ場間の移動時間は考慮していない

1 4.6.3 パイプラインの設計

ほ場整備事業で扱うパイプラインの検討に当たっては、土地改良事業計画設計基準 設計「パイプライン」基準書・技術書（以下「設計基準「パイプライン」」という。）に準拠する。

2 1 基本事項

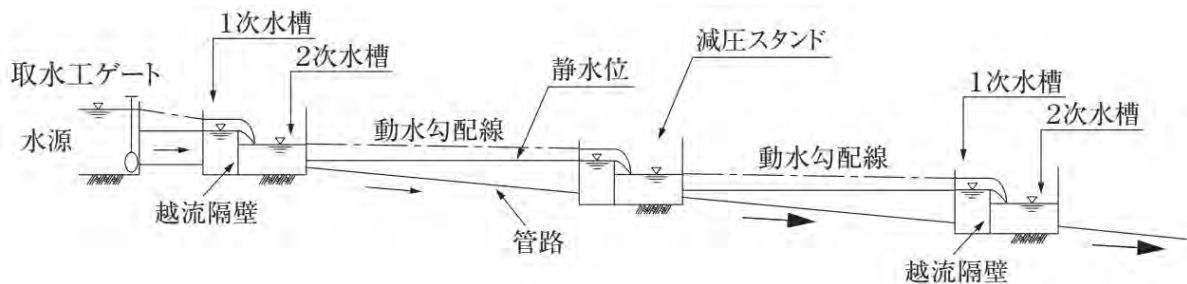
3 (1) パイプラインの分類

4 パイプラインには、次のような分類がある。

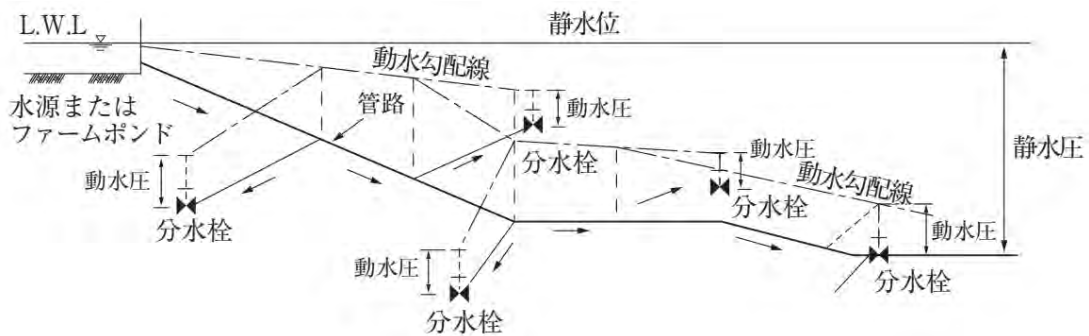
5 ア 機構上の分類（パイプライン形式）

6 パイプラインの機構上、オープンタイプとクローズドタイプに大別され、さらにクローズドタイプはクローズドタイプ（完全クローズドタイプ）とセミクローズドタイプに分類される（図-4.6.4
7 及び表-4.6.6 参照）。

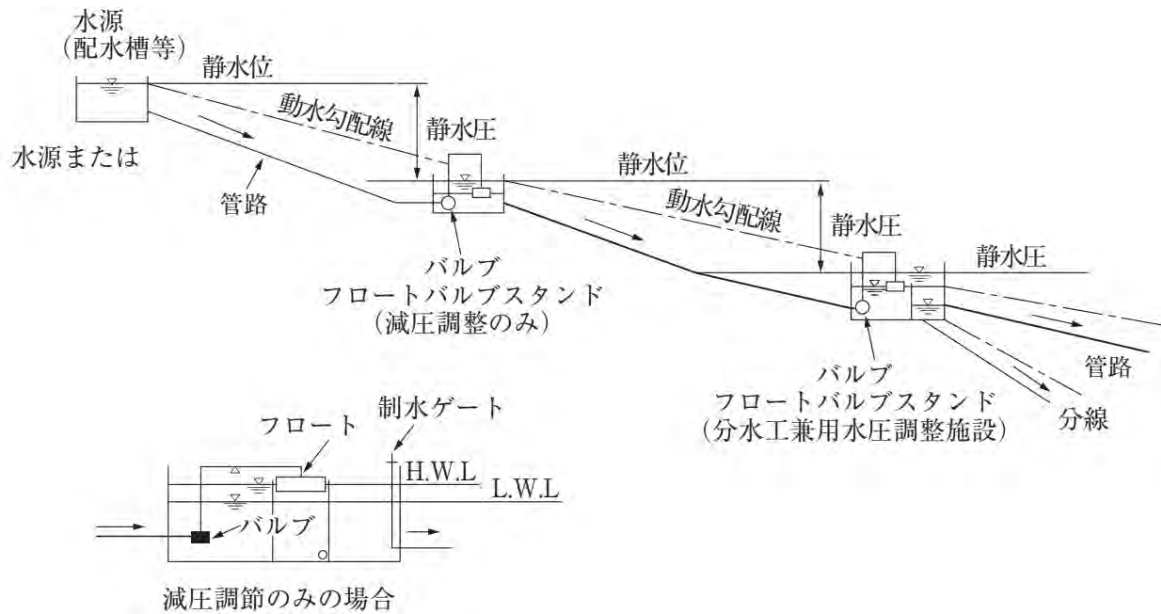
8 送配水に利用できる水頭差、水利用計画上必要な圧力水頭及び想定している水管理制御方式を考
9 慮して、いずれかの方式を選定する。



12 (a) オープンタイプの例



14 (b) クローズドタイプの例



(c) セミクローズドタイプの例

図-4.6.4 パイプラインの機構上の分類

表-4.6.6 パイプライン形式の特徴

オープンタイプ	クローズドタイプ	セミクローズドタイプ
<ul style="list-style-type: none"> パイプラインに沿った要所に自由水面を持つスタンドを配置した形式。 本形式は、水田かんがい用水路に多く用いられる。 開水路に準じた水路形式であり、余水は全て放流されるため、節水の必要がある地区では調整池等を設けて無効放流を防ぐ必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 上流から末端まで閉管路で流水が連続し、末端の給水栓を開くことにより所要の水量及び水圧を得る形式。 特に、給水圧力を必要とする用水路に最適である。 	<ul style="list-style-type: none"> フロート弁類を連続的に用いることにより構成される形式。 下流側のバルブを開閉しない限り水の流動は生じないため、オープンタイプのような無効放流はない。 水田かんがい用水路として、オープンタイプに代わって利用されることが多い。 クローズドタイプでは管路にかかる静水圧が大きくなり過ぎる場合に、静水圧を切る目的で用いられることが多い。

イ 水圧からの分類 (水圧区分)

配水系パイプラインは、水圧によって表-4.6.7のように区分される。

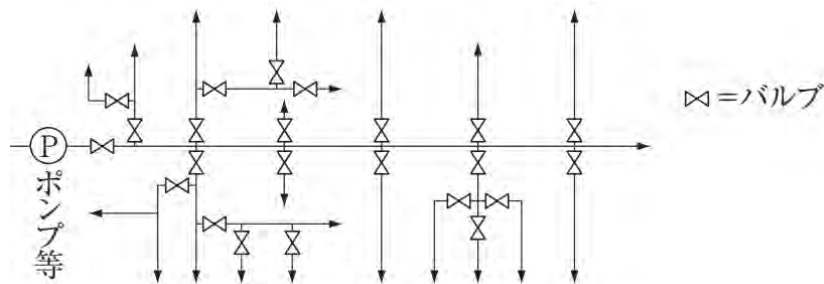
水田かんがいにおいては、主に低圧パイプラインを対象とするが、畑地の混在等により高圧で送配水する方式を採用する場合は、水田かんがいに対する減圧対策が必要である。

表-4.6.7 水圧区分（配水系パイプライン）

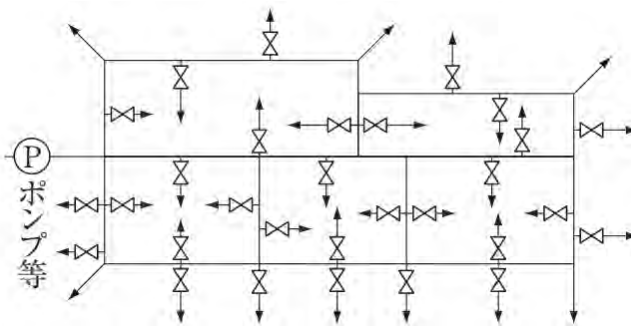
高压パイプライン	低压パイプライン
末端給水栓で、おおむね0.15MPa以上の水圧を必要とする、主として畑地かんがい用いるものを高压パイプラインとする。	末端給水栓の必要水圧が小さい、（おおむね0.15MPa未満）主として水田かんがい用いるものを低压パイプラインとする。

ウ 配管上の分類（配管方式）

パイプラインの配管方式には、樹枝状配管と管網配管がある（図-4.6.5及び表-4.6.8参照）。地形条件、水利用形態等から、いずれかの方式を選定する。



(a) 樹枝状配管方式の例



(b) 管網配管方式の例

図-4.6.5 パイプラインの配管方式の分類（例）

表-4.6.8 配管方式の概要

方式区分	配管方式の概要
樹枝状配管	流路が幹線、支線及び派線と順次分岐し、水は上流から下流に向かって一定方向に流れる方式
管網配管	分岐点が網目状に連結していて、使用給水栓の位置、制御バルブの開閉等の関係により、管内の水は正逆いずれの方向にも流れ得る方式

エ 送配水上の分類（送配水方式）

パイプラインの送配水方式は、自然圧式（自然流下式）とポンプ圧送式に大別され、さらにポンプ圧送式は配水槽式、圧力水槽式、ポンプ直送式に分類される（表-4.6.9及び図-4.6.6参照）。

路線及び分水工の位置が概定された後、地盤高及び水利用計画上必要な圧力水頭から、送水に必要な水頭差あるいは送水に利用できる水頭差を求め、いずれかの方式を選定する。

表-4.6.9 送配水方式の概要

送配水方式		送配水方式の概要
自然圧式		地形上の自然落差を利用して送配水する方法
ポンプ圧送式	配水槽式	送水あるいは配水のために必要な水頭が得られる場所に配水槽を設け、それにいったんポンプ等で揚水したのち、自然圧式で送配水する方法
	圧力水槽式	ポンプ直送の場合で、特に水撃圧防止、自動運転及び頻繁な断続運転を回避する目的で、ポンプの吐出し口近くに圧力水槽を設ける方法
	ポンプ直送式	所定の落差が地形上得られない場合や、所定の水圧が必要な場合、直接ポンプによって圧送する方法

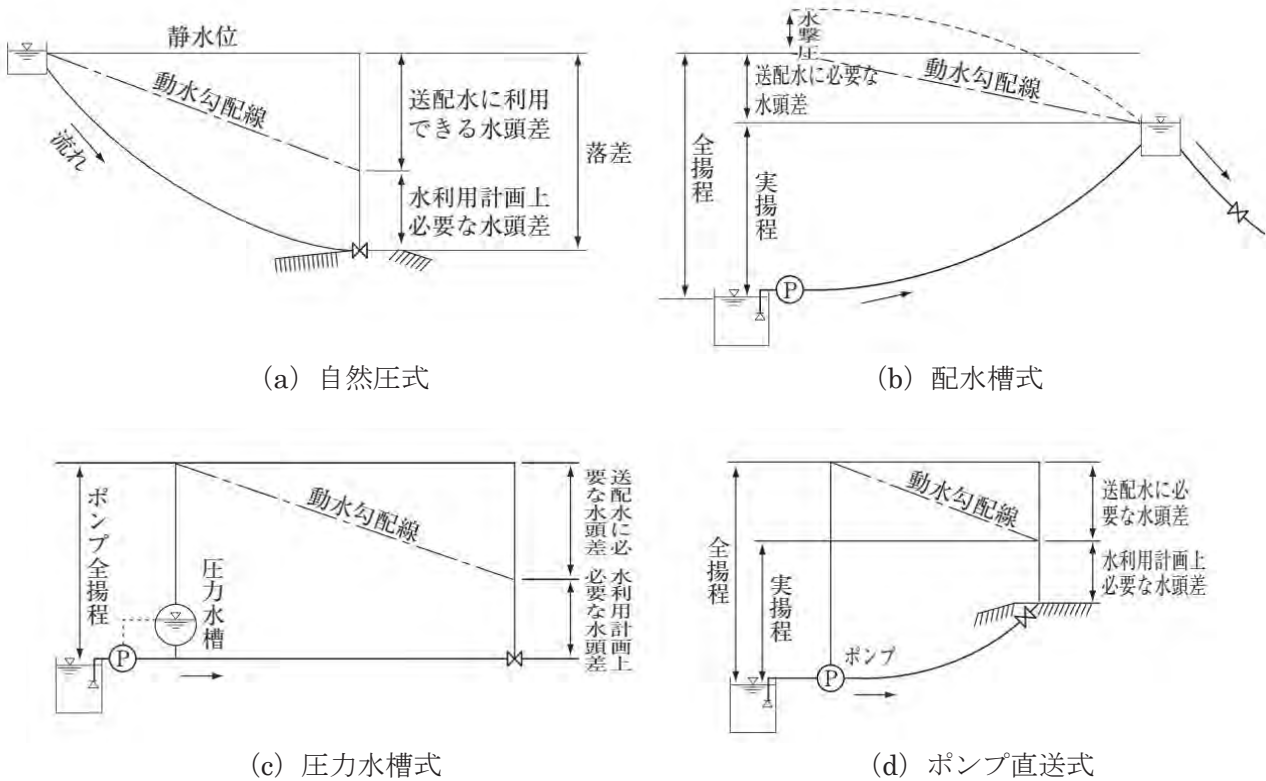


図-4.6.6 パイプラインの送配水方式の分類

(2) 路線選定

パイプラインの路線は、環境との調和に配慮しつつ、受益地を含めた自然条件、施設条件、施工性、経済性、社会条件、整備後の水管理及び維持管理等を考慮して選定しなければならない。また、ほ場整備地区内の路線は、将来の維持管理を考慮して農道肩下付近に埋設する場合が多い。

(3) 管種選定

管種の選定に当たっては、水理条件、構造条件、施工条件、経済比較により決定するが、製品の市場性や維持管理の面からも検討する。ほ場整備においては、一般的に硬質ポリ塩化ビニル管が多く用いられるが、この場合においても機能性・経済性を検討して決定するものとする。

1 (4) 設計上の留意事項

2 ア 機構上の分類と配管

3 オープンタイプ及びセミクロズドタイプのパイプラインは樹枝状とし、管網配管とはしない。

4 イ 地区の形状との関係

5 計画地区が幅広い場合は、管網配管の特徴を活かした組織ができる。しかし、細長い地区では樹
6 枝状配管とする方が経済的にも有利な場合が多い。

7 ウ 地形

8 平坦地又は一定方向の緩傾斜地の場合は、管網配管とすることによってその効果が得られるが、
9 土地の起伏が激しく、また、地区内の高低差が大きい場合には、自由に管路を連結することができ
10 ないので、樹枝状配管とするか、部分的な管網配管とするのがよい。

11 エ 地区の広さ

12 広域の場合、主要幹線を基幹管網として計画し、末端を管網あるいは樹枝状配管とする方法もあ
13 るが、経済性及び水管理の両面から十分比較検討することが必要である。

14 中小地区の場合は、施設費の点からみると樹枝状配管の場合の方が一般に有利となる。しかし、
15 水利用の面からみた場合、特に施設園芸地帯等では工事費は多少高くなっても管網配管とする方が
16 需要変動への対応性があるので有利である。

17 オ ポンプ圧送の場合の支配面積

18 受変電設備は一般に電圧が低いほど設備費が安価であり、設置面積が小さく、保守も容易である
19 ため、1機場の支配面積は、低圧受電（50kw 未満）の範囲内とすることが望ましい。また、圧力
20 制御バルブの操作等の配水管理を考慮し、一般的には 100ha 以下程度を目安とする。

21 カ ポンプ圧送の場合の管径の検討

22 口径を小さくすれば管関係費を削減できるが、通水抵抗の増加により、動水勾配が急となってポ
23 ンプ揚程が高くなるため、ポンプ設備費と運転費が増加する。逆に口径を大きくとればポンプ関係
24 費を削減できるが、管関係費が増加する。したがって、ポンプ圧送式管路の流速は、管関係費とポ
25 ンプ関係費の和が与えられた流量に対して最小となるように経済比較を行って決定することが望
26 ましい。

27 2 設計条件

28 パイプラインの水理設計は、対象とするパイプライン組織が水利用計画のいかなる条件のもとでも
29 計画最大流量までの用水量を安全確実に通水し得るように、パイプラインの通水断面、附属施設の規
30 模及び制御方式を検討し、パイプライン組織がその機能を十分に果たせるように検討することを目的
31 とする。

32 (1) 用水量の決定

33 計画用水量の算定は、**4.6.2 用水量の算定**によるものとする。ポンプ利用の場合、ポンプの運転時
34 間はピーク用水量の期間が特に長時間に及ばない限り、原則として 24 時間運転とする。

35 (2) 設計に用いる流量

36 通常、パイプライン施設の規模（口径、水槽類）は設計流量をもとに決定されるが、断面、構造等
37 の決定にはそれ以外の流量についても必要に応じ検討を行う（表-4.6.10 参照）。パイプラインシス
38 テムの設計においては、設計流量よりも小さな流量時の挙動に留意する必要がある。

表-4.6.10 設計に用いる流量

Case	対象流量	検討項目	留意事項
1	計画最大流量	パイプライン口径の決定、敷設縦断の決定（動水勾配線の検討）、最大及び最小流速の検討、水撃圧の検討、機器類の仕様検討（バルブ制御機能、キャビテーションの検討を含む）	対象流量を定める場合、水管理体制を明確にし、実際に行われるであろう水管理をも想定して検討しなければならない。
2	最多頻度流量	動水勾配線の検討、機器類の仕様検討（バルブ制御機能、キャビテーションの検討を含む）	オープンタイプパイプラインの場合、管路の敷設縦断によっては通水量により管内の水は自由水面を持った流れになることがあるので、当該箇所には適切な対策を講じる必要がある。また、クローズド若しくはセミクローズドタイプパイプラインの場合、バルブの制御機能やキャビテーションに対する安全性を検討する必要がある。対象流量は最多頻度流量を目安とするが、流量変化が定かでない場合には計画最大流量の50%程度を用いる。
3	最小流量	動水勾配線の検討、機器類の仕様検討（バルブ制御機能、キャビテーションの検討を含む）	オープンタイプパイプラインにおいて、非かんがい期に通水が計画されている場合（例えば、維持用水、凍結防止用水等）については、Case-2と同様の理由で検討を行う。対象流量が定かでない場合は、計画最大流量の20%程度を用いる。

2 3 水理設計

3 管路の定常的な水理現象の検討は、水利用計画に基づく流量を適正な流速で輸送するために必要な
4 管径及び水頭を求めることを目的とし、管路の状況等を考慮して適切な水理公式によって行うものと
5 する。

6 (1) 水理計算

7 ア 管径の決定

8 摩擦損失水頭及び平均流速の算定は、ヘーゼン・ウィリアムス公式の適用を原則とする（式
9 (4.6.2)）。

$$10 \quad V = 0.849 \cdot C \cdot R^{0.63} \cdot I^{0.54} \dots\dots\dots (4.6.2)$$

11 式(4.6.9)をもとに、円形管について次の各式が誘導される（式(4.6.3)～式(4.6.6)）。

$$12 \quad V = 0.355 \cdot C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54} \dots\dots\dots (4.6.3)$$

$$13 \quad Q = 0.279 \cdot C \cdot D^{2.63} \cdot I^{0.54} \dots\dots\dots (4.6.4)$$

1 $D = 1.626 \cdot C^{-0.38} \cdot Q^{0.38} \cdot I^{-0.21} \dots\dots\dots (4.6.5)$

2 $I = h_f/L = 10.67 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \dots\dots\dots (4.6.6)$

3 ここに、 V : 平均流速 (m/s)

4 C : 流速係数 (設計基準「パイプライン」参照)

5 R : 径深 (m) (管が満流の場合 $D/4$)

6 I : 動水勾配

7 D : 管内径 (m)

8 Q : 流量 (m³/s)

9 h_f : 摩擦損失水頭 (m)

10 L : 管路長 (m)

11

12 イ 各種損失水頭

13 設計条件に応じて、次の各種損失水頭を考慮しなければならない。詳細については、設計基準「パイプライン」を参照する。

- 14 ① 流入による損失水頭
- 15 ② 流出による損失水頭
- 16 ③ 湾曲及び屈折による損失水頭
- 17 ④ 断面変化 (漸拡、漸縮) による損失水頭
- 18 ⑤ 直角分流による損失水頭
- 19 ⑥ 合流による損失水頭
- 20 ⑦ バルブによる損失水頭
- 21 ⑧ 量水器による損失水頭
- 22 ⑨ スクリーンによる損失水頭

23 (2) 設計流速

24 ア 許容最大流速及び許容最小流速

25 管内の平均流速の許容最大限度は、管内面が摩耗されないような値としなければならない。一般

26 には、管内面の状態、継手の水密性等によって異なり、コンクリートの場合は 3m/s、それ以外の場

27 合 (鋼管又はダクタイル鋳鉄管を含む) は 5m/s とする。

28 また、水中の浮遊土砂等が管内に沈殿することを避けるため、管内流速の最小限度は設計流量時

29 で 0.3m/s 以上とする。

30 イ 自然圧式管路の許容平均流速

31 自然圧式の場合、水理ユニット内の流速の平均値の限界は 2.0m/s 以内が望ましい。ここでいう

32 流速の平均値とは、縦断方向の加重平均値 (流速のバラツキは平均値の 10%以下が望ましい) を指

33 す。しかし、動水勾配が大きくとれる場合には、経済性の観点から、水撃圧等の影響を検証し安全

34 を確認した上で、平均流速の限界値を 2.5m/s まで高めてもよい。

35 ウ ポンプ圧送式管路の許容平均流速

36 ポンプ圧送式の場合、管関係費とポンプ関係費の和が与えられた流量に対して最小となるように

37 経済比較を行って決定することが望ましく、この際の水理ユニット内の平均流速の目安として、表

38 -4.6.11 がある。

39

1

表-4.6.11 ポンプ圧送式の平均流速

口 径 (mm)	平均流速 (m/s)
75 ~ 150	0.7 ~ 1.0
200 ~ 400	0.9 ~ 1.6
450 ~ 800	1.2 ~ 1.8
900 ~ 1,500	1.3 ~ 2.0
1,600 ~ 3,000	1.4 ~ 2.5

2

3

(3) 設計上の留意事項

4

ア 末端余裕水頭

5

6

7

8

管径決定における水理計算において、水理計算の精度、施工の状況、水管理の状況等に対する余裕として、送水系パイプラインの末端接続水槽の計画水位（又は分水位）は、かんがいに必要な末端水位（又は分水位）にそれまでの区間の全損失水頭の10%又は地区状況に応じた適切な値を加算することが望ましい。

9

イ 水田パイプラインの特性

10

11

12

① システムの設計に当たっては、パイプラインが支配する地区の水理的最遠点で代かきが行われる場合だけでなく、普通期についても、使用する圧力制御バルブの有効制限域におけるパイプラインの圧力管理の可否について検討しておく必要がある。

13

14

15

16

② 給水量は、給水栓地点のわずかな圧力水頭差によって大きく影響を受ける。このため水田の配水ブロックの大きさは、流量・圧力調整の観点から、関係者間で協議できる又は巡視人等による給水栓操作が可能な範囲とし（例えば100haの場合、4～5ブロックに分割）、各ブロック入口に圧力又は流量制御バルブを設けることが重要である。

17

18

19

20

21

③ 取水量と実使用量が相違した際、個別の給水栓の開閉による微細な変化を取水量に反映させようとするれば、パイプライン途中の減圧水槽のバルブ等の操作方法を考慮する必要が生じ、場合によってはかんがい不良が発生する。これらを回避するためには、ファームポンドや調整池の設置が有効であり、水源の河川、ダム等の状況に規制されない送配水操作がある程度可能となる。

22

23

24

25

26

④ 図-4.6.7のように管網又は樹枝状にする場合でも、幹線管路系と支線管路系を分離する。また、幹線系から支線系への分岐点である分水工は、必ず圧力又は流量制御の可能な施設とする。さらに、水源の流量配分を調整するための切替えバルブを要所に設置することにより、扱いやすく、故障時等の原因究明に寄与する水田パイプラインの水理設計が可能になる。

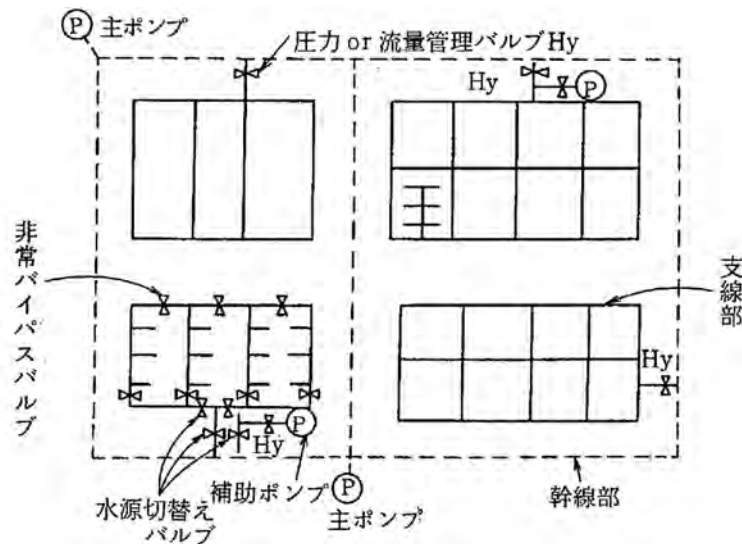


図-4.6.7 幹支線間のパイプラインと管理施設類の概要

ウ 管網配管の水力計算

送配水組織を管網に組んだ場合、樹枝状配管のように末端分流水流量の積上げで定量的に計画流量を定めて口径を決定することはできない。一般に、管網配管における水力計算では、口径を仮定して流量計算を行い、管内流速の制限、分水圧力の制限等の条件を考慮し、その制約条件のなかで得られる最も小さな口径を決定する。したがって、管網配管の水力計算は1回の計算で口径が定まることは少なく、数回の試算が必要であり、特に分水点の分水量や分水位置が変動する場合には更に多くの試算を繰返して使用口径を決定することになる。

管網水力計算の詳細な手順及び留意点については、設計基準「パイプライン」を参照する。

4 構造設計

管路の構造設計は、地形条件、土質条件、水力条件、施工条件等を考慮して管種と埋設深を想定した後、荷重を決定し、続いて管体の横断方向及び縦断方向の構造計算を行う。検討内容は、耐圧強さ、移動、変形、水密性等とする。

(1) 埋設深

埋設深は、管頂から埋戻し土（又は盛土）の表面までの深さとし、現場の条件に応じて次により選定する。

ア 道路下埋設

公道及び道路構造令に準拠する農道下では1.2m以上、道路構造令に準拠しない農道下では1.0m以上とするのが一般的である。なお、公道又は市町村道等に認定され道路構造令に準拠している農道下において、管径が300mm以下の鋼管、ダクタイル鋳鉄管、水道用ゴム輪形硬質ポリ塩化ビニル管(JWWAK 129)及び管径が200mm以下の水道用ポリエチレン二層管(JPS-04、JIS K 6762)については、0.6m以上として良い旨が通知されている。(詳細については、建設省道政発第32号の2、建設省道国発第5号の2参照)

イ 軌道下埋設

軌道下に埋設する場合は、軌道管理者と協議の上決定する。

1 ウ 河川下埋設

2 河川下に埋設する場合は、河川管理者と協議して決定するが、河川構造令では河床（現況又は計
3 画河床）から **2.0m** 以上となっている。その他の場合については現場条件等から決定する。

4 エ 耕地下埋設

5 耕地下に埋設する場合の埋設深は、作土深+**0.6m** 以上を標準とする。作土深は耕作状況、管の敷
6 設状況等を考慮して決定する。

7 オ 山林下埋設

8 山林下に埋設する場合の埋設深は、**0.6m** 以上を標準とする。

9 カ 寒冷地における埋設

10 寒冷地における埋設深は、凍結深以上を標準とする。凍結深の算定については、設計基準「農道」
11 を参照する。

12 キ 浮上のおそれがある場合の埋設

13 地下水位が高く管路が浮上するおそれがある場合は、管体空虚時に管路が浮上しない深さとする。
14 なお、被圧地下水が予想される場合は、排水対策と併せて検討するものとする。

15 (2) 基礎工法

16 ア 基礎及び埋戻し材料

17 管体の基礎工法は、管体の設計条件、基礎の土質、地下水の状態、管の種類・口径、施工方法及
18 び経済性等を考慮して選定しなければならない。管体の基礎及び埋戻し材料は、原則的として砂礫・
19 砂又は良質な地盤材料を用いるものとする。

20 管体の基礎及び埋戻し材料に関する留意事項は、次のとおりである。

- 21 ① 管体の基礎材料には、管体及び継手に悪影響を及ぼすものを使用してはならない。
- 22 ② 管体の基礎及び埋戻し材料は液状化の影響を踏まえて検討する必要がある。液状化の詳細な検
23 討方法については設計基準「パイプライン」を参照する。

24 イ 基床厚

25 (ア) 岩盤の場合

26 管体の敷設地盤が岩盤等堅固な場合、砂礫、砂又は良質な地盤材料で厚さ **300mm** 以上置換し
27 十分締固めた基床を設ける（図-4.6.8 参照）。なお、口径が **300mm** 以下の小口径管では該当口
28 径の呼び径に相当する基床厚とし、最小基床厚は **100mm** 以上確保するものとする。



38 図-4.6.8 岩盤の場合の基礎工
39

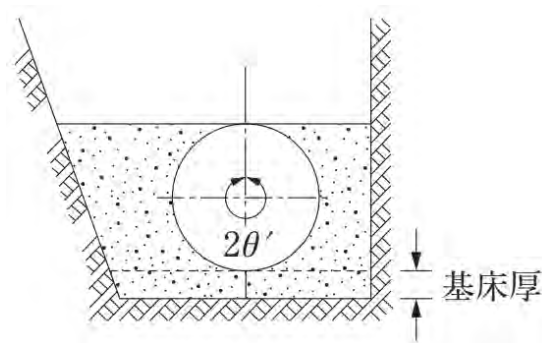
1 (イ) 普通地盤の場合

2 直接管体を敷設すると不同沈下が起こる可能性がある地盤は、砂礫、砂又は良質な地盤材料
3 で十分締固めた基床を設け、その上に管体を敷設する (表-4.6.12 及び図-4.6.9 参照)。

4 表-4.6.12 普通地盤の基床厚

口 径 (mm)	基床厚 (mm)
200 以下	100 以上
250 ~ 450	150 以上
500 ~ 900	200 以上
1,000~2,000 未満	300 以上
2,000 以上	0.2D _c 以上

5 D_c: 管外径 (mm)



6 図-4.6.9 普通地盤の場合の基礎工

7 (ウ) 軟弱地盤の場合

8 パイプラインにおける軟弱地盤は表-4.6.13 を目安とし、砂礫、砂又は良質な地盤材料で十分
9 締固めた基床を設け、その上に管体を敷設する。また、軟弱層が深い場合の基礎工法は、図-4.6.10
10 によるものとする。

11 軟弱地盤の基床厚としては、均等支持に必要な基床厚が確保できれば支障はないが、普通地盤
12 における基床厚以上とし、施工性を考慮した表-4.6.14 を目安とする。

13 表-4.6.13 軟弱地盤の目安

土 質	軟 弱 地 盤 の 目 安
粘 性 土	N ^{注)} ≤ 2 ~ 5、又は自然含水比 70%以上
砂 質 土	N ^{注)} ≤ 5 ~ 10、又は液状化の可能性のある土層

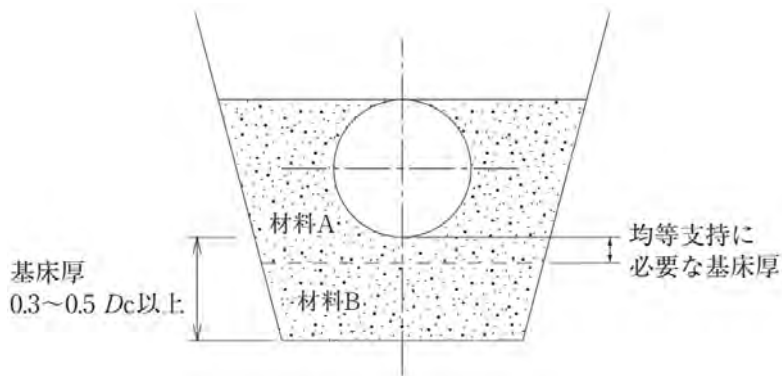
14 注) N: 標準貫入試験の N値

1

表-4.6.14 軟弱地盤の基床厚 (目安)

口径 (mm)	基床厚 (mm)
200 以下	150 以上
250~450	200 以上
500~900	300 以上
1,000~2,000 未満	500 以上
2,000 以上	0.3Dc 以上

2



Dc : 管外径 (mm)

図-4.6.10 軟弱地盤の場合の基礎工例

3

4

5

ウ 設計支持角

6

土基礎の設計支持角は、管種、基礎材料の特質と施工支持角等を考慮して決定するものとし、表-4.6.15の値を標準とする。

7

8

また、コンクリート基礎の設計支持角は、コンクリートの巻立て角をもって設計支持角とする。

9

10

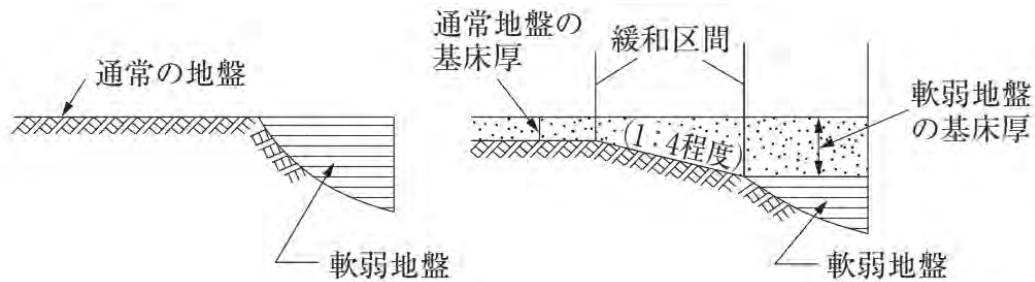
表-4.6.15 締固めた土基礎の設計支持角 (°)

土質分類	管種 日本統一分類 ^{注)} (中分類) 施工支持角 (°)	不とう性管		とう性管
		120 以上	180 以上	360
礫質土・砕石	{G}、{GS}、{GF}	90	120	120
砂質土	{S}、{SG} のうち小分類において (SW)、(SW-G)、(SGW)	90	120	120
	{S}、{SG} のうち小分類において (SP)、(SP-G)、(SGP)	90	90	90
	その他の {S}、{SG} のうち小分類において (S-F)、(S-FG)、(SG-F)、{SF}	60	60	90
固化処理土	—	—	—	180

- 1 注 1) 設計支持角は、管体が基礎上に敷設された状態において確実に均等な反力分布が期待できる範囲とし、基礎材として適当と判
2 定された材料について、土質試験による分類に応じこの表の値を使用する。
3 2) とう性管の基礎材は管底部の反力とともに管側部の反力にも有効に働かなくてはならない。スパングラーによれば、その反力
4 は管底から管頂までの埋戻し材(基礎材)の施工状態に支配されるとしている。
5 この意味から、従来は基礎部、埋め戻し部と区分していたものを管底から管頂まで同一の基礎材で埋め戻すものとする(施工
6 支持角は 360° となる)。なお、固化処理土の施工支持角は 180° としても良いが、管頂までの基礎材料は礫質土又は砂質土を
7 使用する。
8 3) $\phi 300\text{mm}$ 以下の小口径管において基礎材料に ML、CL を使用する場合の設計支持角は、不とう性管 30° 、とう性管 60° と
9 する。ただし、この場合でも管底部より下の基礎材料は礫質土又は砂質土を使用する。
10 4) 日本統一土質分類法の分類記号は、{ } が中分類、() が小分類を示す。
11 細粒分 5%未滿の粗粒土の細分類は、 W が粒径幅の広い均等係数 $U_c \geq 10$ 、 P が分級された $U_c < 10$ を示す。
12 5) 不とう性管の基礎材料に固化処理土を使用する場合の施工例が少ないため、採用する場合は専門技術者に相談するなどの検討
13 が必要である。

15 エ その他

- 16 ① 不とう性管が大きな荷重を受ける場合や敷設傾斜角度が大きい場合には、一般にコンクリー
17 ト基礎が用いられる。しかし、とう性管の場合には基礎境界の管体の部分に応力が集中する
18 ので、コンクリート基礎等はできるだけ避けることが望ましい。
19 ② 基礎地盤の急激な変化は、不同沈下の原因になり管体の折損・破損事故につながるので、急
20 激な基床の変化を避けるために図-4.6.11のように緩和区間を設けることが必要である。



22 図-4.6.11 基礎地盤が急変する場合の基礎の一例

- 23 ③ スタンド(分水、調圧、通気等)、スラストブロック、制水弁、マンホール、監査柵等との接
24 続部には、短管を用い特殊継手などとするとともに、砂、砂利等で基礎を構築する。

25 5 附帯施設

26 (1) 給水栓

27 給水栓は、パイプラインの最末端で受益地に散水又は給水するための施設で、その種類と特徴及
28 び選定に当たっての留意すべき事項は次のとおりである。

29 ア 給水栓の種類と特徴

30 農業用の給水栓として一般に使用される給水栓の種類と特徴は、表-4.6.16のとおりである。

31 水管理の省力化を図るため、例えば、大規模経営体が多数の農地を管理する場合等においては、
32 1区画に1か所以上の多機能型自動給水栓を設置することは効果的である。また、情報通信環境整
33 備が難しい場合等により多機能型自動給水栓の導入が難しい場合は、自動給水栓の導入が効果的
34 ある。

表-4.6.16 給水栓の種類と特徴

種類	水田	畑		材質		口径 (mm)	耐圧 (Mpa)	保護工	特徴
		低圧	高圧	金属	プラスチック				
多機能型自動給水栓	○				○	メーカー仕様による	同左		センサーを活用し、スマートフォン等により水位などの遠隔監視、遠隔操作が可能となる。また、深水管理や高温対策などに対応した高度な水管理が可能となる (図-4.6.12 参照)
自動給水栓	○				○	50~75	0.74	水位設定及び保護のための枠を設ける	水位センサーやタイマー機能等により給水・止水を行い水位制御を行う (図-4.6.13 参照)
傘形弁	○	○		○	○	50~100	0.40~0.98	口径の5~6倍の保護槽	主に水田用で流量(開度)特性良好、現地解体組立て可能(図-4.6.14 参照)
アングル弁	○	○	○	○	○	25~100	1.96	-	取出し角度45~90°、水平360°回転構造あり (図-4.6.15 参照)
ゲートバルブ	○	○	○	○	○	40~300	0.49~0.98	-	(図-4.6.16 参照)
電磁弁		○	○	○	○	20~150	0.69~2.94	保護ボックス内は乾燥保持	遠隔操作に用いる。近年損失水頭、水撃圧、除塵等に改良が見られる (図-4.6.17 参照)

2 ※上表の耐圧に係る記載は、一般的な例を参考として示したものである。



図-4.6.12 多機能型自動給水栓の例⁷⁾

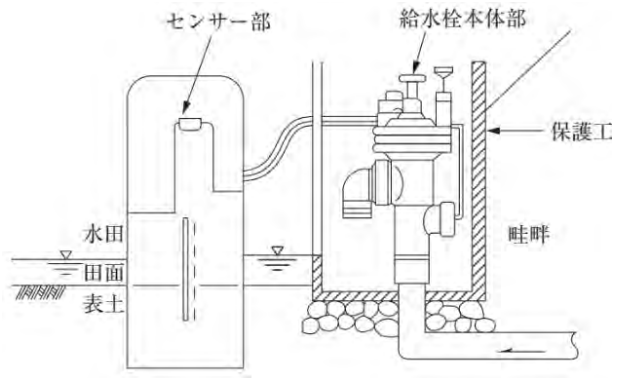


図-4.6.13 自動給水栓の例⁸⁾

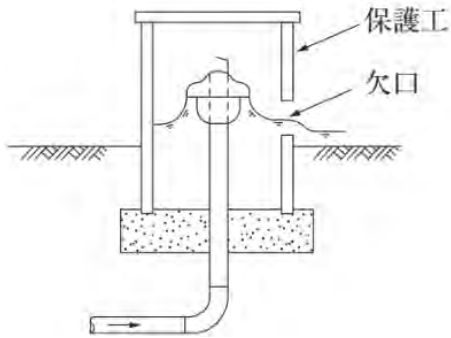


図-4.6.14 傘形弁型式の給水栓（下向き）の例

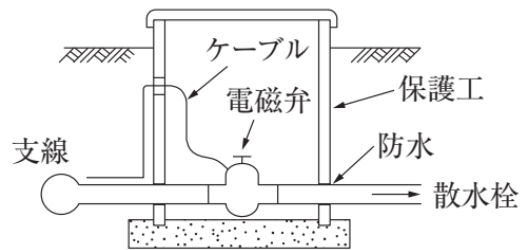


図-4.6.15 アングル弁型給水栓の例

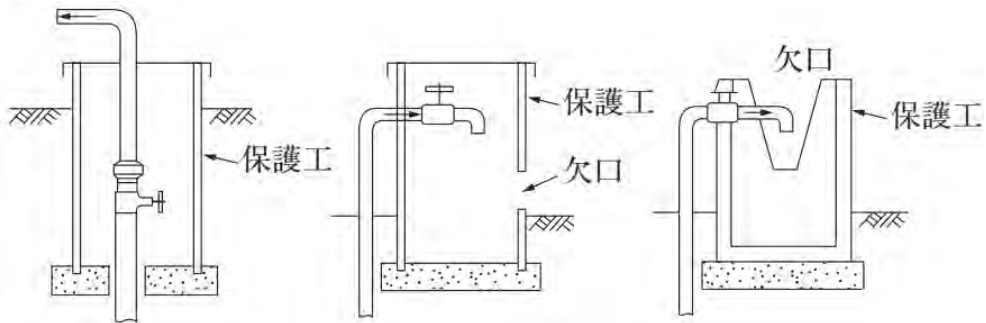


図-4.6.16 ゲートバルブ型給水栓の例

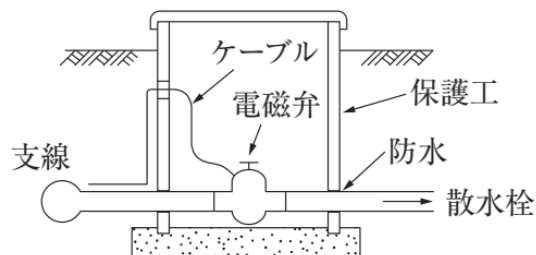


図-4.6.17 電磁弁給水栓の例

イ 選定に当たっての留意事項

- ① 給水点で最低動水頭のときでも、計画最大給水量を給水できる能力があること。
- ② 管理誤差等に対処するため、給水点において十分水頭があること。特に、低圧パイプラインの給水栓では水頭の余裕が必要である。
- ③ 操作がしやすく、施設費が安価で、耐久性があること。
- ④ ごみが詰まりにくく、詰まったごみの処理が容易であること。
- ⑤ 水撃圧が小さいこと。
- ⑥ 給水栓の設置個数は、実際の給水能力を反映した算定により決定する。
- ⑦ 農業機械の走行を妨げないよう、給水栓の構造や設置場所に留意する。
- ⑧ 営農計画や地域の土地利用及び用水形態を十分踏まえ、効率的かつ省力的な水管理を必要とする場合は、自動給水栓を採用することが望ましい。
- ⑨ 自動給水栓を導入する場合は、代かきなどの最大用水量を取水するのに必要な箇所数とする基本的な考え方にに基づき1耕区に複数の給水口を設置する場合は、自動給水栓の数を通常の用水管理に必要な最低限の箇所数（例えば、必要となる用水量を半日でかん水できる数）に絞り込み、1耕区において自動給水栓と手動給水栓を組み合わせる設置することが望ましい。
- ⑩ 耕区辺長が長くなると風浪の影響が大きくなり、自動給水栓の誤作動を生じる場合がある。
- ⑪ 多機能型自動給水栓を導入する場合は、実用性、耐久性、費用対効果などの実証や機器の改良が行われているところであり、これらの状況を勘案し、導入の是非を判断することが望ましい。
- ⑫ 多機能型自動給水栓を導入する場合は、盗難防止対策、冬場の機器の保守管理（保管方法）等をどうするか、将来的な維持・更新費用の負担をどうするかなど費用負担を含めた維持管理方法を決定する必要がある。特に、バッテリーや電子部品は定期的な更新が必要になること、機器によっては1台ごとに通信費用がかかることから、農家の意向を十分踏まえつつ、慎重に検討する必要がある。

(2) 制水弁

制水弁は、事故の復旧補修、点検、新設管との連絡管、洗浄排水（排泥）等の目的でパイプラインの流水を遮断するもので、設計水圧に耐える強固な構造を有し、かつ操作が容易で耐久性のあるものを選定する必要がある。また、制水弁の開閉方向には、右開きと左開きがあるため、地区内で混乱が生じないように留意する必要がある。

なお、その他の附帯施設を含む詳細な設計については、**設計基準「パイプライン」**を参照する。

4.6.4 開水路の設計

ほ場整備事業で取り扱う開水路の検討に当たっては、土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」基準書・技術書（以下「設計基準「水路工」」という。）に準拠する。

1 水理設計

水理設計は、要求される水理機能を満足するために必要な断面規模や安定した流況が得られることを目的として、許容流速、粗度係数等を適切に選択して行う。

1 (1) 水理計算

2 ア 流量計算

3 水路の断面寸法は、原則として設計流量について平均流速公式を用いて求める (式(4.6.7))。な
4 お、開水路系の等流流速の計算は、原則としてマンニング公式を用いる (式(4.6.8))。

5 $Q = A \cdot V$ (4.6.7)

6 $V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$ (4.6.8)

7 ここに、

- Q : 流量 (m³/s) A : 通水断面積 (m²) V : 平均流速 (m/s)
- R : 径深=A/P (m) P : 潤辺 (m) I : 水路勾配
- n : 粗度係数

8 イ 粗度係数

9 水路設計に用いる粗度係数は、設計基準「水路工」を参照する。

10 (2) 許容流速

11 水路の流速は、土砂の堆積が起こらず、かつ水中植物が繁茂しない最小許容流速と、水路内面を構
12 成する材料の流水に対する耐久性が確保され水理的に不安定な流況が発生しない最大許容流速の範
13 囲内とすることを標準とする。

14 流量と流速の条件を満足する水路勾配を選定するものとし、地形状況により適当な勾配が得られ
15 ない場合は、落差工や急流工を設けて調整する。

16 ア 最小許容流速

17 最小許容流速を制約する要素は不明確で、適切な値を確定することは必ずしも容易ではない。一
18 般的に、シルト及びそれよりも大きい粒径の土砂が少ない場合、各粒径に応じて 0.45~0.90m/s の
19 平均流速があれば、浮遊土砂の堆積を起こさず、また 0.70m/s 以上の平均流速があれば著しく流れ
20 を妨げるような植物の生育も防止できるとされている。(表-4.6.17)

21 表-4.6.17 最小許容流速

水路の状況	最小許容流速
浮遊土砂の堆積が懸念される水路	0.45~0.90m/s
水中植物の繁茂が懸念される水路	0.70m/s

22 イ 最大許容流速

23 最大許容流速は、水路を形成する材料によって著しく相違し、不明確なので、経験や他の例から
24 判断せざるを得ないが、水路及び水路構造物内面の材質及び部材厚によって、ほぼ表-4.6.18 のよ
25 うな値が制限値とされている。詳細については、設計基準「水路工」を参照する。

1

表-4.6.18 最大許容流速

種 別	流速(m/s)	種 別	流速(m/s)
砂質土	0.45	厚いコンクリート(18cm程度)	3.00
砂質ローム	0.60	薄いコンクリート(10cm程度)	1.50
ローム	0.70	アスファルト	1.00
粘質ローム	0.90	ブロック空積(控30cm以下)	1.50
粘土	1.00	ブロック空積(控30cm以上)	2.00
砂混り粘土	1.20	ブロック練積	2.50
軟岩	2.00	プレキャストコンクリートパイプ	3.00
中硬岩	2.50	鋼管	5.00
硬岩	3.00	プレキャストコンクリート水路(柵渠を除く)	3.00

2 (3) 余裕高

3 水理上の安全性を確保するため、設計流量に対応する設計水面上に余裕高を見込んで通水断面を
 4 決定しなければならない。余裕高は原則として、水路粗度係数の変動に対する余裕、流速水頭が静水
 5 頭に変換される可能性に対する余裕及び水面動揺に対する余裕を加えて決定する。

6 標準的な水路余裕高の算定方法は、水路の目的、水路の形式及び断面形状別に、次のとおりとす
 7 る。なお、プレキャストコンクリート水路(鉄筋コンクリートベンチフリューム等)の余裕高につい
 8 ては、設計基準「水路工」を参照する。

9 ア 無ライニング水路並びにライニング水路

10
$$F_b = 0.05d + \beta \cdot h_v + h_w \dots \dots \dots (4.6.9)$$

11 ここに、 F_b : 余裕高 (m)

12 d : 設計流量に対する水深 (m)

13 h_v : 流速水頭 (m)

14 β : 流速水頭の静水頭への変換係数で0.5~1.0をとる。

15 h_w : 水面動揺に対する余裕 (m)

16 イ 擁壁型水路(フルーム、擁壁水路、箱形暗きよ、既製品水路等)

17 擁壁型水路の余裕高は、原則として式(4.6.10)による。

18
$$F_b = 0.07d + \beta \cdot h_v + h_w \dots \dots \dots (4.6.10)$$

19 ウ トンネル及び暗渠

20 円形又は馬てい形のトンネル及び暗渠(箱形暗渠の場合は擁壁型水路に準じる)の余裕高は、原
 21 則として、次の(a)、(b)のいずれか大きいほうにより断面の大きさを決める。

22 なお、排水路の場合は、地域の特性や上下流の水路との関連により余裕高を大きくする等の
 23 対応が求められることもある。

1 (ア) 設計流量に対して

2 $d_1/D_1 = 0.80 \sim 0.83$

3 d_1 : 設計流量に対する水深 (m)

4 D_1 : 高さ (m)

5 ただし、 $(D_1 - d_1) \geq 0.30$ (m)

6 なお、 $D \leq 0.60\text{m}$ の場合 $F_b = D/2$ (m) とする。

7 (イ) 用水路で洪水を流入させる場合

8 $d_2/D_2 = 0.90 \sim 0.93$

9 d_1 : 洪水を加味した流量に対する水深 (m)

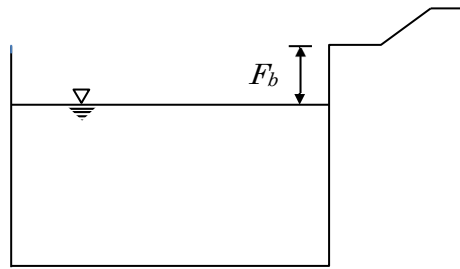
10 D_2 : 高さ (m)

11 (4) 水路の目的別余裕高と水路壁高の算定

12 用水路の開水路形式の余裕高及び水路壁高の算定については、**図-4.6.19** に示すフローチャート

13 に基づいて行う。

14 なお、用水路の余裕高は、**図-4.6.18** に示す高さである。



15 **図-4.6.18** 用水路の余裕高

16

17

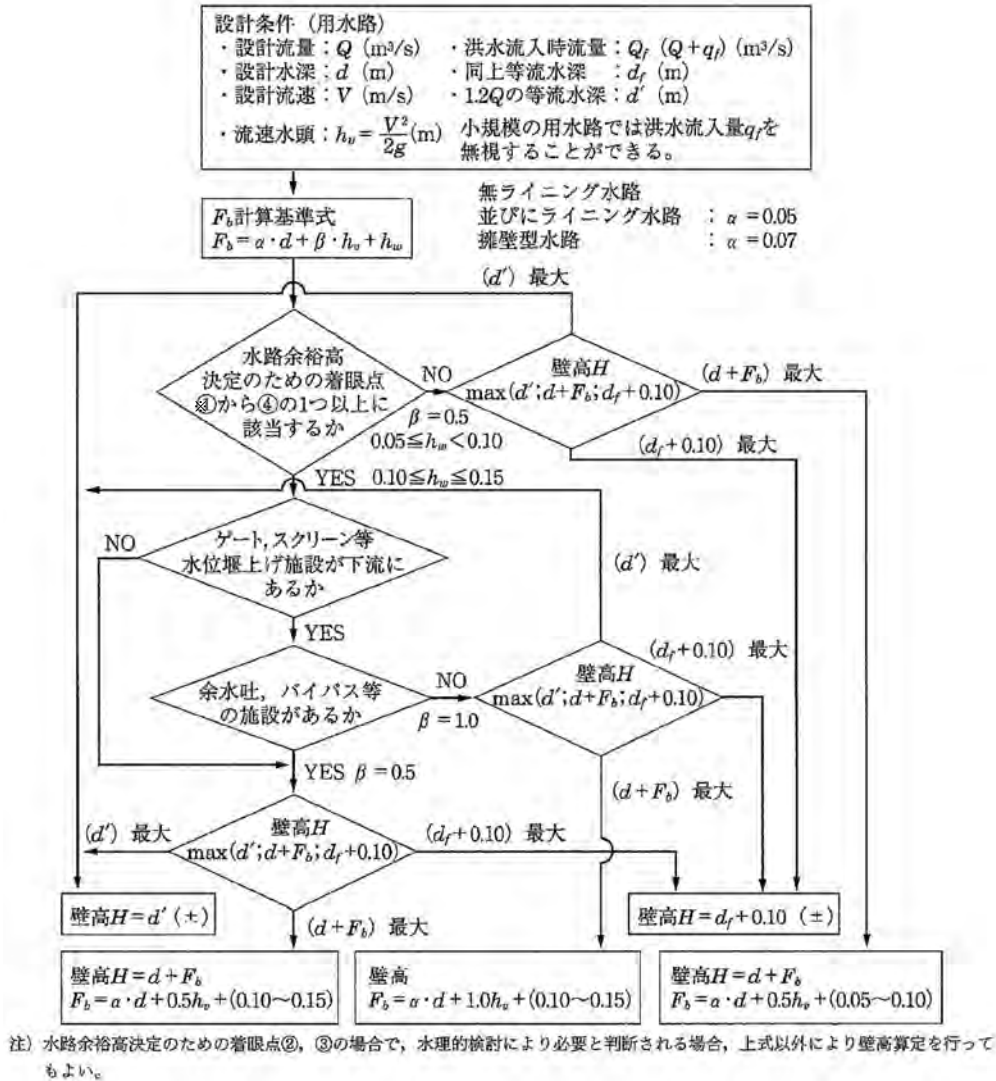


図-4.6.19 用水路（開水路）の余裕高算定と壁高決定のフローチャート

※水路余裕高決定のための着眼点

① 規模、重要度、立地条件

余裕高の決定に当たっては、水路の規模、重要度を考慮しなければならない。広い地域に關係する重要な幹線水路とこれ以外の幹・支線、分線又は派線水路を同等に扱うことは不都合であり、同様に人家に近い盛土水路と山間部の水路では余裕高にいくらかの差を設けることができる。

② 工種

水路は通水施設の工種、断面形により不測の事態に対する適応性が異なる。内圧サイホン、トンネル、円形又は馬てい形暗渠等は、一定の限界を超えると水頭の増加や通水能力増加の關係が変化する。したがって、余裕高の決定に当たっては、水路の工種、配置及び水理特性についても考慮すべきであり、これらの工種の直上流の開水路では余水吐等の検討とともに余裕高の決定は慎重に行う必要がある。

③ 構造物の配置と水路の湾曲

水路中の構造物（落差工、急流工、ゲート、スクリーン等）及び水路の急な湾曲は、堰上げ背水や波動の原因となる。このため、余裕高の付与に当たっては、これらとの關係も考慮し、水路によっては標準値以上の余裕高が必要となる場合もある。

④ 管理

水源流量の変化の可能性、分土工、余水吐の構造と管理状況によっては、予定以上の流量が水路を流下する場合がある。このような、特に水路の場合、取入口付近の余裕高の付与に当たっては、これらの要素を考慮しなければならない。

⑤ 洪水の流入

用水路において、やむなくある流域の洪水流を取込む場合や水路敷内に降下流入する雨水については、その水量を考慮して余裕高を決定しなければならない。この場合、護岸頂まで10cm程度の余裕が残されることが望ましい。また、水路内面に水草が繁茂

1 し大幅に粗度を増大させている事例も報告されている。このような水草は通常の維持管理作業により撤去されるが、困難な場合も
2 ありやむを得ないと判断されるときは適切な粗度係数の推定を行い、余裕高を増加させる等の対策をとるものとする。

3 2 構造設計

4 (1) 一般事項

- 5 ① 幹支線用水路の断面は、原則として分水地点ごとに決定する。小用水路の断面変化は原則とし
6 て考慮せず、一路線一断面とする。
- 7 ② 用水路（開水路）は、原則としてプレキャストコンクリート製品で施工するものとし、維持管
8 理上最小断面を上幅 250mm 程度とする。
- 9 ③ 小用水路の断面は、ピーク用水時点を検討の上、最大通水量により決定する。
- 10 ④ 用水路底高が田面より高すぎると農業機械のは場内進入に支障を来すのみでなく、各耕区の水
11 口に洗掘防止施設が別途必要となる。また、底高が低すぎると耕区への取水が困難になる。よ
12 って、底高は田面に比して-5～+10cm の範囲とすることが望ましい。
- 13 ⑤ 溝畔の形状は、維持管理上の利便性にも配慮し決定する。

14 (2) 構造設計

15 構造設計については、**設計基準「水路工」**に準拠する。

16 3 附帯構造物

17 (1) 分土工

18 末端用水路には小規模な分土工を設置するものとし、その構造は、プレキャスト製品の柵に簡易
19 ゲート又は角落しを付け流量調節が可能なものとする。

20 (2) 屈曲部

21 用水路の急な曲部（45° 以上）には、プレキャスト製品の柵等を設け、流水の飛散防止を行い停滞
22 なく流下できる構造とする。また、一般には落差を 5 cm～10cm 程度設けるものとする。

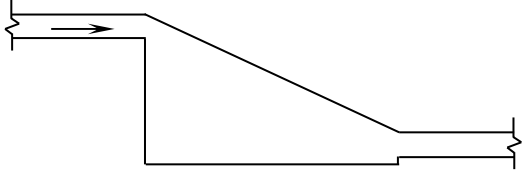
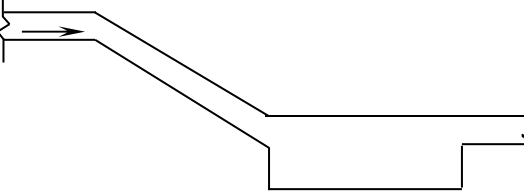
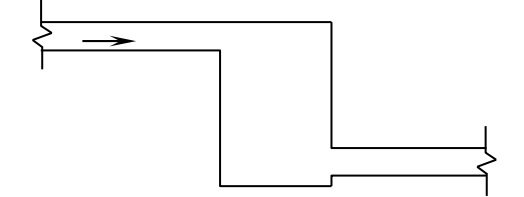
23 (3) 落差工

24 落差工の設置に当たっては、地形的に落差のある地点等付近の地形と調和した場所を選定する。
25 また、流水に対して好ましくない波を発生させないため、上下流にわたって水路の線形が直線的で
26 ある区間を選定することが望ましい。

27 落差工設置部分の溝畔は、落水の飛散による侵食を防止するため張ブロック等で保護する必要が
28 ある。

29 一般的に使用されている落差工形式を表-4.6.19 に示す。

表-4.6.19 一般的な落差工形式

	形 状	留 意 事 項
階段式 落差工		<ul style="list-style-type: none"> ・流量が大きく、落差が小さい(1.0m 以下) 場合に使用する。 ・プレハブ式構造のプレキャスト製品もある。
シュート 式落差工		<ul style="list-style-type: none"> ・小～中程度の流量で、落差が大きい(1.0m 以上) 場合に使用する。 ・プレキャスト製品の組合せにより構成され、落差に応じて静水部の延長を調整する。
円筒(柵式) 落差工		<ul style="list-style-type: none"> ・流量が小さく、中程度の落差(2.0m 以内) の場合に使用する。 ・落差部は、ヒューム管又はプレキャスト製品の落差柵の組合せによって落差を調整する方式のものがある。

2 (4) 水口(取水工)

3 水口は、各耕区の小用水路に沿う辺に1か所以上、間隔50m以内に設けることが望ましいが、工
4 事費の削減、維持管理労力・水管理労力の軽減のため、かん水に支障を来さない範囲で複数の水口を
5 集約化することが有効である。設置箇所が1か所の場合は辺の上流側に設けるものとする用排水長
6 が100～150m程度を超えるほ場については、用水操作の難易を考慮し水口を耕区の両側に設置する
7 ことも検討する。

8 水口の断面は、開水路の場合には取水量に応じて幅を最大50cm以内とし、それ以上の幅を要す
9 る場合には2か所以上に分ける。敷高は、小用水路の底高に左右されるが、流入時の洗掘防止等から
10 田面から0～10cmの範囲にあることが望ましい。

11 構造は開閉操作に便利なものとし、越流水深等により流量計測が簡易に行える構造とする。急勾
12 配用水路からの取水については、安定的な取水が可能な水口構造とする必要がある。

13 なお、農業機械の走行を妨げないように、水口の構造や設置場所に留意する。

14 一般的に使用されている水口の型式を表-4.6.20に示す。

表-4.6.20 一般的な水口の型式

	型 式	留 意 事 項
給 水 栓		平坦地水田地帯（勾配が緩く、比較的用水路断面が大きく水深が確保できる場合）で使用される。支線用水路等より、直接分水しなければならない。
分 水 工		最も一般的に使用されている型式である。 傾斜地では、水路勾配が急になると取水が困難になる場合がある。また、堰上げにより流水が飛散し周辺を侵食するおそれがある。
急 流 分 水 工		上記の分水工を傾斜地水田用に改良したものである。

2 【参考】急勾配（射流）水路からの取水について

3 用水路に急勾配水路を採用した場合、急流（斜流）からの安定的取水が問題となる。急勾配取水工
4 法の詳細については、計画基準「ほ場整備（水田）」を参照する。なお、適用に当たっては地形条件等
5 の現場状況を十分検討する必要がある。

6 (5) 安全施設

7 水路の安全施設には、水路内への侵入、転落を防止する施設、誤って転落した場合極力安全を確保
8 し速やかに排出できる施設、その他警告する施設等に区分し、状況を的確に判断し適切な計画とし
9 なければならない。

10 水路及びその周辺に設置する安全施設としては次のものがある。その設置に当たっては、使用目
11 的に合致した形式及び構造とする。また、設置場所については十分検討を行い決定する。

- 12 ① 車両等の転落防止や運転者の視線誘導のための防護柵、フェンス、ガードレール等
- 13 ② 開水路及び水路諸施設周辺への立入り並びに危険区域への立入りを防止するためのフェンス、
14 通行止門扉、警戒標識、立札等
- 15 ③ 水路内の昇降用のステップ、梯子、階段等
- 16 ④ 転落者救出用の安全ロープ、浮輪、安全棒等
- 17 ⑤ 照明施設、換気施設、防音施設等

18

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32

引用・参考文献

- 1) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・計画「ほ場整備（水田）」（平成 25 年 4 月）
- 2) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・計画「農業用水（水田）」（平成 22 年 7 月）
- 3) (公社)農業農村工学会：改訂 6 版 農業農村工学標準用語事典（令和元年 8 月）
- 4) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・設計「パイプライン」（令和 3 年 6 月）
- 5) 石井敦（2018）：真の低コスト稲作のための農地の利用集積・圃場整備と土地改良法の改正、土地と農業 48、p.26-42
- 6) 農林水産省農村振興局：電気設備計画設計技術指針（高低圧編）（令和元年 9 月）
- 7) 若杉晃介、鈴木翔（2017）：ICT を用いて省力・最適化を実現する圃場水管理システムの開発、農業土木学会誌 85、p.11-14
- 8) (公社)土地改良測量設計技術協会：農業農村整備事業品質確保・向上対策事業新技術等普及マニュアル（案）（平成 12 年 3 月）
- 9) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」（平成 26 年 3 月）

1 4.7 排水路

2 4.7.1 計画排水量

ほ場における計画排水量は、ほ場の利用形態、作付体系、許容湛水等を考慮して決める。なお、ほ場整備事業で取り扱う計画排水量の検討に当たっては、計画基準「ほ場整備（水田）」、土地改良事業計画設計基準 計画「排水」基準書・技術書（以下「計画基準「排水」」という。）に準拠する。

3 1 一般事項

- 4 ① 計画基準雨量は、原則として 1/10 年程度の確率雨量とする。また、計画基準雨量は、気象観測
- 5 資料を用いて確率統計解析により得られた実績降雨に基づく確率降雨量に、気温上昇時の気候
- 6 予測資料により求めた降雨量変化倍率（過去実験値と将来実験値の各確率降雨量の比）を乗じ
- 7 ることを基本とし推定する。なお、気候予測資料は全国 5 km メッシュアンサンブル気候予測
- 8 データを使用する。
- 9 ② 地区外流域をほとんど持たない末端ほ場であって、ある程度の湛水を許容する水稲作の場合に
- 10 は、日雨量日排除により算定して得た排水量とする。
- 11 ③ 水田畑利用の場合においては、極力湛水を防止する方式とし、4 時間雨量 4 時間排除により算
- 12 定して得た排水量とする。
- 13 ④ 地区外の山地流域をうける排水路や幹線排水路には、洪水到達時間内平均雨量を用いて合理式
- 14 により計画排水量を算定する。
- 15 ⑤ 低平地水田の下流部等、自然排水が不可能で樋門や排水機の設置を必要とする場合には、湛水
- 16 区域、許容湛水深及び許容時間を勘案し排水量を算定する。

17 2 自然排水における計画排水量

18 (1) 日雨量日排除

19 計画日雨量が地区内に降った場合、それを 1 日で排除しようとする方式である。地区外流域をほ
20 んど持たない末端ほ場であって、ある程度の湛水を許容する水稲作の場合に適用する（図-4.7.1
21 及び式(4.7.1) 参照）。

22
$$Q = \frac{\sum R_{24} \times f}{86.4} \dots\dots\dots (4.7.1)$$

23 ここに、 Q ：計画排水量（ $m^3/s \cdot km^2$ ）
 24 $\sum R_{24}$ ：日雨量（ mm/d ）
 25 f ：ピーク流出係数（1 時間や 4 時間の時間降雨量より流出係数は大きい）

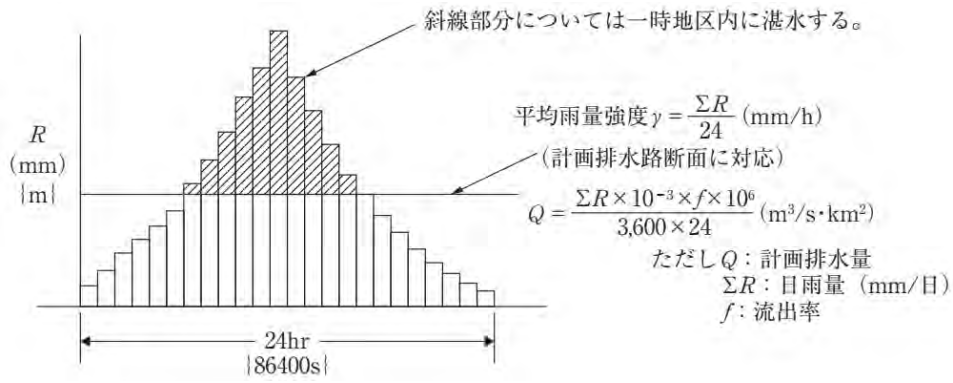


図-4.7.1 日雨量日排除の考え方

(2) 4時間雨量4時間排除

計画4時間雨量が地区内に降った場合に、それを4時間で排除しようとする方式であり、水田畑利用の場合に適用する (図-4.7.2 及び式(4.7.2) 参照)。

$$Q = \frac{\sum R_4 \times f}{14.4} \dots\dots\dots (4.7.2)$$

ここに、 Q : 計画排水量 ($m^3/s \cdot km^2$)

$\sum R_4$: 4時間雨量 ($mm/4h$)

f : ピーク流出係数

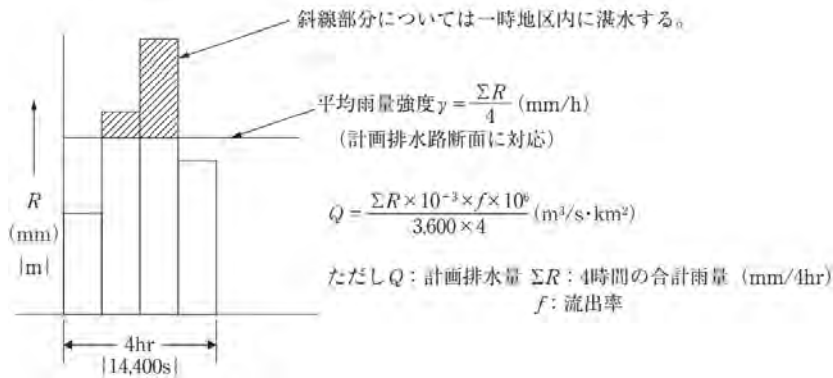


図-4.7.2 4時間雨量4時間排除の考え方

(3) 合理式

合理式 (式(4.7.3) 参照) は、地区外の広範囲な山地流域をうける排水路や、幹線排水路に適用する。

ただし、合理式を適用する排水路の区分は、流域の大きさ、広狭、形状、地形、地質、土壌、地被、水田率及び排水路の重要度によって決定されるべきであり、適用に当たっては十分な検討が必要である。

$$Q = \frac{f \times r \times 10^{-3} \times 10^6}{3,600} = 0.2778 \cdot f \cdot r \dots\dots\dots (4.7.3)$$

ここに、 Q : 計画排水量 ($m^3/s \cdot km^2$)

f : ピーク流出係数

r : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/h)

1 (4) ピーク流出係数

2 ピーク流出係数は、地域の地質、地被、先行降雨等の諸条件により異なる。事業実施後のピーク流
 3 出係数を推定する場合や、実測資料の乏しい場合には、表-4.7.1、表-4.7.2 に示す値を参考として
 4 もよい。なお、土地利用が一様でない場合には、その構成比率による加重平均値を用いる。

5
6 表-4.7.1 ピーク流出係数 f

地形の状態	f
急峻な山地	0.75~0.9
三紀層山地	0.7~0.8
起伏のある土地及び樹林地	0.5~0.75
平らな耕地	0.45~0.6
かんがい中の水田	0.7~0.8
山地河川	0.75~0.85
平地小河川	0.45~0.75
流域のなかば以上が平地である大河川	0.5~0.75

7 ※ 上表は、物部が河川の洪水時の値として与えたものであるが、流域の状況によって変化するとともに、安全
 8 係数に類するものも含めてあり、さらに対象とした洪水が大きなものであるため、土地改良事業で対象とす
 9 る降雨に対しては大きな値となる傾向がある。特に水田の場合には、0.7~0.8をとることはほとんどなく、
 10 おおむね0.4~0.5の範囲内と考えてよい。

11 表-4.7.2 ピーク流出係数 f ³⁾

地形の状態	f
路面及び法面	0.70~1.00
市街	0.60~0.90
森林地帯	0.20~0.40

12
13 3 自然排水ができない場合の計画排水量

14 自然排水が不可能な低平な地区においては、地区内の湛水状況は降雨の状況（降雨強度及び継続時
 15 間）、外水位等の時間変動に対応して複雑に変化する。このため、自然排水が可能な地区で用いられる
 16 総排水量を算出するだけの簡易な計算方法を採用することは適当でなく、以下により詳細な検討を行
 17 う必要がある。

18 (1) 作業手順

- 19 ① 計画内水位、計画外水位の決定
- 20 ② 計画基準雨量（2~3日連続雨量）によるハイドログラフの作成
- 21 ③ ②による地区内の湛水状況（湛水深、湛水面積、湛水時間等）の把握
- 22 ④ ポンプによる排水量計算及び排水後の湛水状況
- 23 ⑤ ポンプ等の諸元の決定

24 詳細については、計画基準「排水」を参照する。

1 (2) 許容湛水

2 ア 水稲作の場合

3 許容湛水深は 30cm とし、やむを得ず 30cm を超える場合は湛水時間が 24 時間を超えないもの
4 とする。

5 なお、計画内水位は最低田面標高に許容湛水深をプラスしたものとなるが、これにより事業費や
6 維持管理費が増嵩し不経済となる場合には、計画内水位の設定には十分な検討を要する。

7 イ 水田畑利用の場合

8 畑作物においては原則として湛水を許容しない。ただし、著しく不経済となるときは、湛水をあ
9 る程度許容する地域を設定し、その湛水深、湛水時間、作付体系等を十分検討する必要がある。な
10 お、田面の不陸、うね立て等を勘案し、排水解析上 5cm 未満の湛水については湛水がないものとし
11 て取り扱う。

12
13 4.7.2 水理設計

計画洪水時排水及び計画常時排水のそれぞれにおいて、設計流量及び設計水位のいずれも満足する
よう、排水路の断面形及び勾配を定める。

14 1 暗渠工

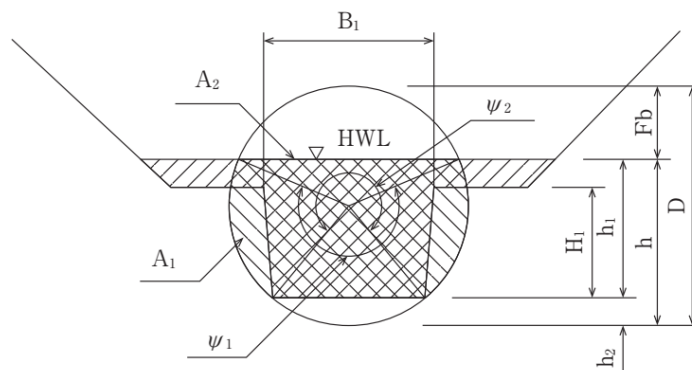
15 本項では、暗渠工（排水路）のうち管路（管型暗渠）及びボックスカルバート（箱型暗渠）を対象
16 とする。

17 (1) 水理計算

18 ア 管路

19 管路の水理計算は、4.6.4 開水路の設計に準拠する。

20 **なお、道路横断部等における開水路との取付けによる**断面決定に当たっては、取付水路（上流水
21 路）の流積 A_2 を求め、管路の通水断面 A_1 がこれを下まわらないものとする ($A_1 > A_2$) (図-4.7.3
22 及び式(4.7.4) 参照)。



24
25 図-4.7.3 管路の通水断面

26
$$A_1 = \frac{1}{2} \cdot r^2 \cdot (\Psi_1 + \Psi_2 - 2\pi - \sin \Psi_1 - \sin \Psi_2) \dots \dots \dots (4.7.4)$$

27 ここに、 A_1 : 管路の通水断面 Ψ_1, Ψ_2 : 角度 (rad)

28 A_2 : 取付水路の通水断面 r : 管の半径

1 **【事例】** 管路の最小流速、最小口径、管種

2 管路の最小流速、最小口径、管種は関連する基準書に基づき、地域の実情等を十分に考慮して決定
3 する。以下に設計事例を示す。

4 **表-4.7.3 管路の最小流速、最小口径、管種の設計事例**

地区	最小流速	最小口径	最小口径での管種	備考
A地区	0.60m/s	φ 300mm	高密度ポリエチレン管	用水路と排水路を連結させ、排水路内の堆積土砂をフラッシングにより除去可能
B地区			高密度ポリエチレン管	
C地区			硬質ポリ塩化ビニル管	
D地区			硬質ポリ塩化ビニル管	
E地区	0.45m/s	φ 200mm	耐圧ポリエチレンリブ管	

5

6 **イ** ボックスカルバート

7 ボックスカルバートの水理計算は、4.6.4 開水路の設計に準じて行う。

8 なお、前述のア 管路と同様に、取付水路（上流水路）の流積 A_2 を求め、ボックスカルバートの
9 通水断面 A_1 がこれを下まわらないものとする ($A_1 > A_2$) (図-4.7.4 及び式(4.7.5)、式(4.7.6) 参
10 照)。

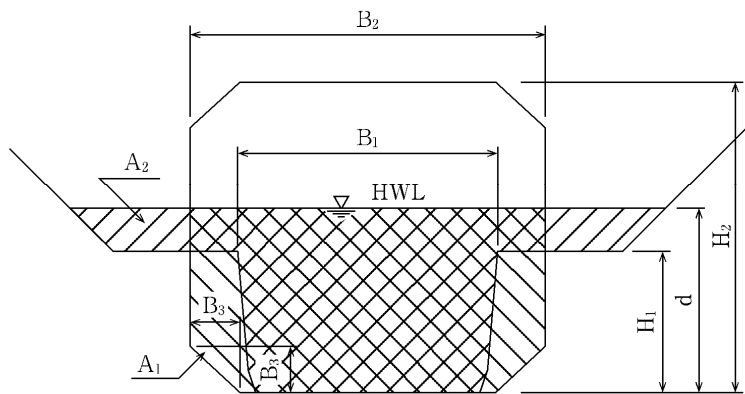
11
$$F_b = 0.07d + h_v + \alpha \dots\dots\dots (4.7.5)$$

12 ここに、 F_b : 余裕高(m)

13 D : 計画最大流量に対する水深(m)

14 h_v : 流速水頭(m)

15 α : 0.05~0.15(m)



16 **図-4.7.4** ボックスカルバートの通水断面

17
$$A_1 = B_2 \cdot d - B_3^2 \dots\dots\dots (4.7.6)$$

18 ここに、 A_1 : ボックスカルバートの通水断面

19 A_2 : 取付水路の通水断面

1 (2) 留意事項

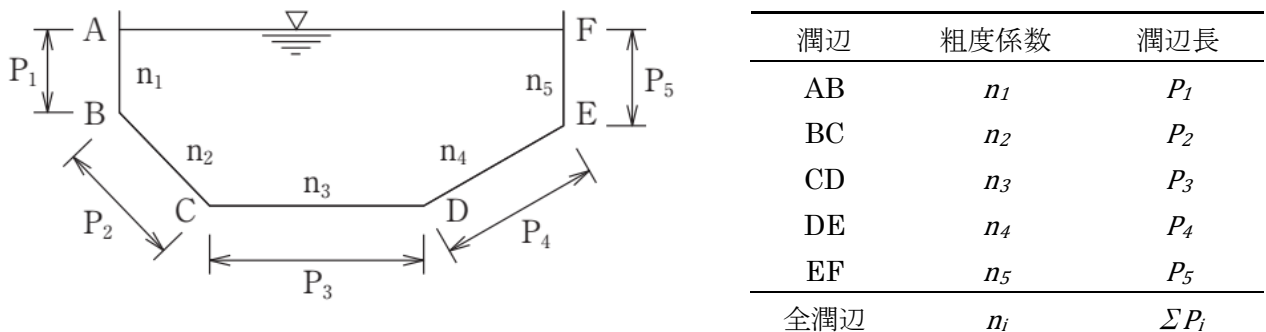
- 2 ① 土砂等の堆積による通水断面の縮小を考慮して余裕を見込んでおく。特に、豪雨の際に多量の
 3 土砂、木片等が流入するおそれのある場合には、更に必要な余裕を確保する。なお、暗渠の延
 4 長が長く流量が少ない場合でも、沈泥による有効断面の縮小や維持管理を考慮し内径又は内幅
 5 を 60cm 以上とすることが望ましい。
 6 ② 道路等の横断暗渠については、その延長が短いため、勾配変化等がなければ暗渠内流速は上下
 7 流水路の流速と差がないと考えられ、これらを考慮して断面を決定する。

8 2 開水路

9 (1) 水理計算

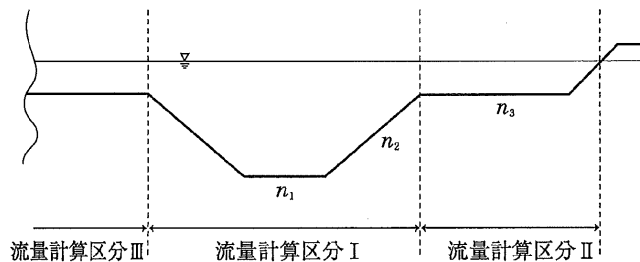
- 10 ① 水理計算は、4.6.4 開水路の設計に準じて行う。詳細については設計基準「水路工」、計画基準
 11 「排水」を参照する。
 12 ② 複断面水路の合成粗度係数
 13 潤辺の粗度係数が部分により異なる水路断面において Manning 公式を適用する場合は、全潤辺
 14 に対する合成粗度係数を計算して流速を求める (図-4.7.5 参照)。
 15 合成粗度係数 n_i は、式 (4.7.7) によって求める。

16
$$n_i = \left(\frac{1}{\sum P_i} (P_1 n_1^{3/2} + P_2 n_2^{3/2} + \dots + P_5 n_5^{3/2}) \right)^{2/3} \dots\dots\dots (4.7.7)$$



17 図-4.7.5 合成粗度係数の算定図

18
 19 ただし、排水路、河川等で図-4.7.6 のように高水敷の水深が浅い場合、前記のような合成粗度係
 20 数によって流量計算を行うことは不適當であり、図示のように流積を区分して計算を進める方が適
 21 当な場合がある。この場合、区分の境界線は潤辺とみなさない。
 22



23 図-4.7.6 流量計算区分図

1 (2) 許容流速

2 最大許容流速は 4.6.4 開水路の設計に準じるものとする。詳細については設計基準「水路工」を
3 参照する。また、以下の点に留意する。

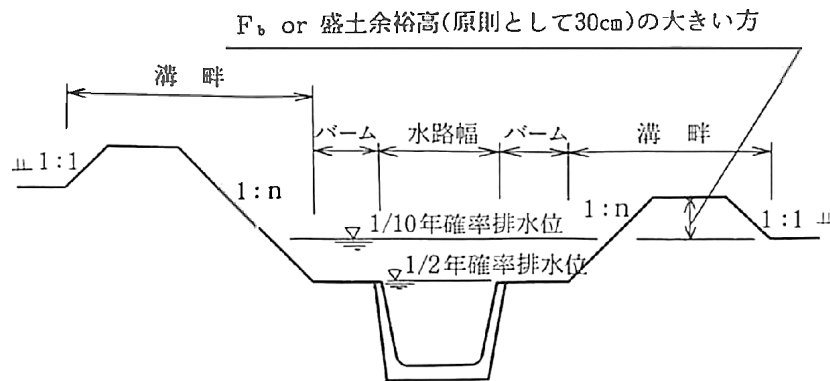
- 4 ① 複断面水路の場合には、許容最大流速は使用材料のうち最小のものにより規定される。
- 5 ② 護床又はその他適切な侵食防止処置が講じられる場合、コンクリートの厚さを増す等で部材の
6 補強が行われる場合、又は河川に相当する大きな排水路にあっては、最大許容流速については
7 特に制限を設けない。

8 最小許容流速については設計基準「水路工」を参照する。

9 (3) 余裕高

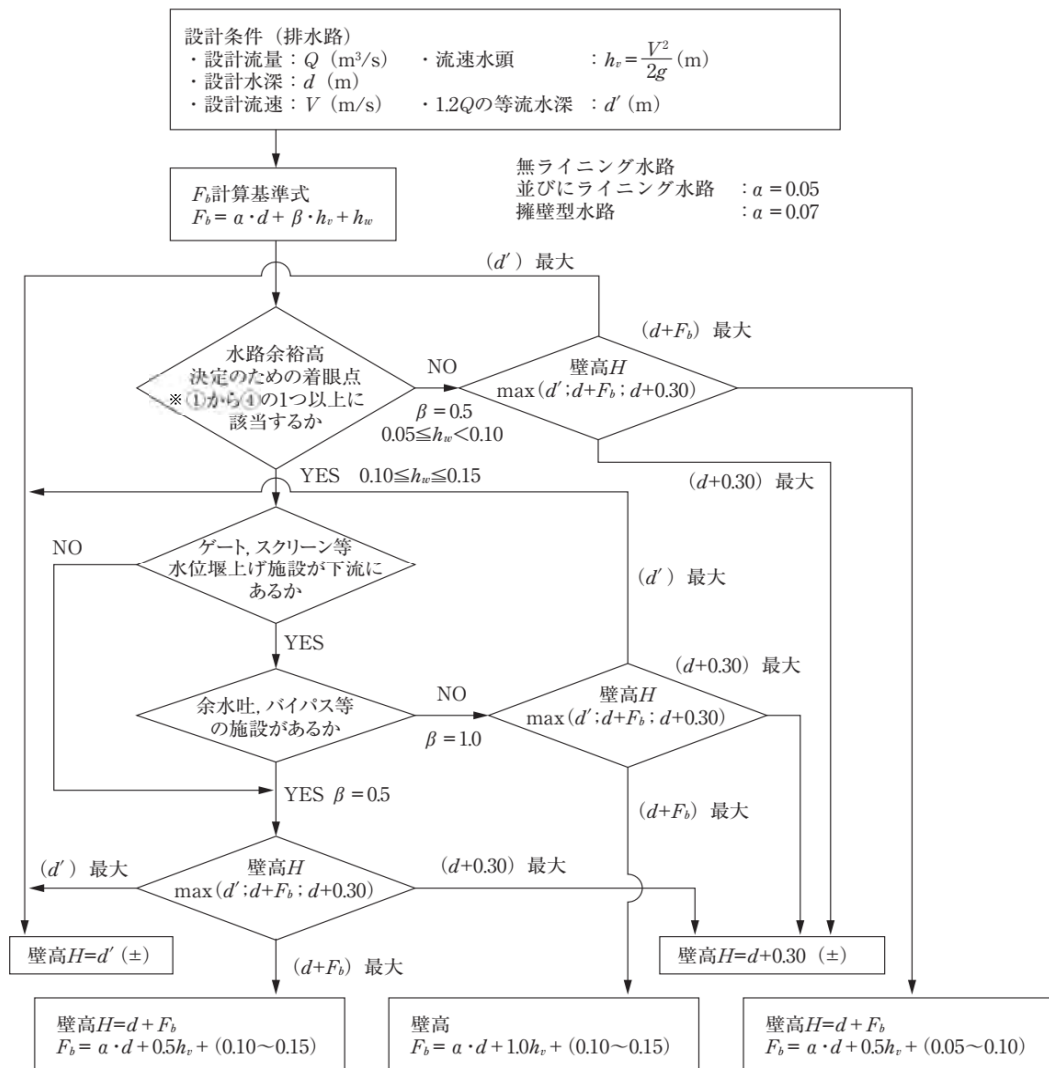
10 開水路形式の排水路を複断面水路とする場合、余裕高は原則として式 (4.6.5) (4.6.6)によって決
11 定する。ただし、隣接田面より 1/10 確率排水位が高ならないように留意し、下記により決定する。

- 12 ① $F_b > \text{盛土高}$ (原則として 30cm 以上) ならば盛土余裕高= F_b
- 13 ② $F_b < \text{盛土高}$ (原則として 30cm 以上) ならば盛土余裕高=30cm



15 図-4.7.7 排水路(複断面)の余裕高

16 余裕高及び水路壁高の算定については、図-4.7.8 に示すフローチャートに基づいて行う。なお、
17 複断面水路の低水護岸高(原則として 1/1~1/2 年確率排水位)に対する余裕高は、原則として考慮
18 しない。
19
20



注1) 水路余裕高決定のための着眼点②、③の場合で、水理的検討により必要と判断される場合、上式以外により壁高算定を行ってもよい。
 2) 小規模の排水路では最小余裕高0.30mを低減することができる。

図-4.7.8 排水路(開水路)の余裕高算定と水路壁高決定のフローチャート

※水路余裕高決定のための着眼点については4.6.4開水路の設計 1 水理設計を参照すること

4.7.3 構造設計

排水路の構造は暗渠を基本とし、計画排水量を安全に流下させることはもちろん、維持管理の省力化、工事費の抑制、つぶれ地発生の抑制等について総合的に検討して決定する。

1 一般事項

- ① 幹支線排水路の断面は、原則として合流点ごとに決定する。また、排水路断面は、上流側断面と整合するよう計画する。
- ② 排水路の構造は、維持管理作業の省力化や安全面（転落防止・熱中症対策等）の観点から暗渠を基本とし、現場条件等によりこれにより難しい場合は開水路とする。
- ③ 開水路の場合、原則としてプレキャストコンクリート製品で施工するものとし、維持管理上最小断面を上幅 250mm 程度とする。

- ④ 水路敷高は、耕区下流端で地下水排除機能が働き、かつ暗渠排水施設が取り合う深さとする。
- ⑤ 小排水路延長が 600m 以上になると、工事費の増嵩が顕著となるため、600m 以内ごとに支線排水路に接続させることが望ましい。

2 水路断面

(1) 暗渠工

ア 一般事項

- ① 構造設計に当たっては、種々の荷重を適切に定めるものとし、特に農道等を横断するものについては、通行する車両の荷重条件を考慮し設計荷重を決定する。
- ② 数種類の構造が対象となっている場合は、経済比較とともに埋設される位置の立地条件、施工条件、維持管理から総合的な検討を行い決定する。
- ③ 農道等の横断暗渠工は、施工性及び経済性から、極力直角に横断するよう計画する。
- ④ 国道、河川等の横断暗渠工については、関係機関との協議を必要とする。

イ 暗渠工の構造

代表的な暗渠工の構造の特徴を表-4.7.4 に示す。

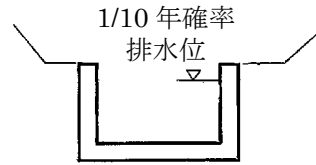
表-4.7.4 暗渠工の構造

項目	管路（管型暗渠）				ボックスカルバート
	硬質ポリ塩化ビニル管	高密度ポリエチレン管 耐圧ポリエチレンリブ管	強化プラスチック複合管	遠心力鉄筋コンクリート管	
現場条件	土被りがある程度期待できる場合で、比較的断面の小さい用排水路に使用する。			自動車荷重が大きく、土被りが少ない場所で、比較的断面の小さい用排水路に使用する。	管路や橋梁等との比較検討を行い使用する。
基礎	荷重条件により無基礎、砂基礎、砕石基礎、ソイルセメント基礎等の検討を行う。		荷重条件により、無基礎、砂基礎、コンクリート基礎等の検討を行う。		基礎地盤が良好な場合は敷コンクリートのみとするが、それ以外は均しコンクリートと基礎砕石又は杭基礎の施工を検討する。
留意事項	耐寒性が低い ため、寒冷地 で使用する場合 には、管に衝 撃が加わらな いよう特に注 意する必要が ある。	管側部に作用する受動土圧が減少し、管に過大な変形やたわみが生じることがないよう十分な検討を行うとともに、埋戻しの際、十分な締固めを行う必要がある。	比較的口径が大きくなり、180°又は360°コンクリート基礎とする場合には経済性が劣る場合がある。	土被りの少ない道路の縦横断用暗渠として適する。	ボックスカルバートの構造計算については、設計基準「水路工」に準じる。

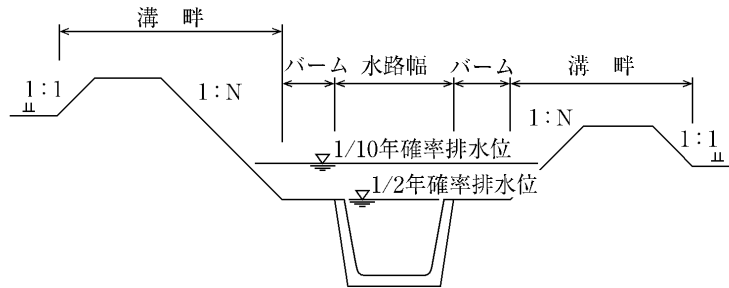
(2) 開水路

ア 排水路断面

排水路断面はその維持管理の省力化が図られるよう、単一断面のプレキャスト製品の設置や全面コンクリート張りによる 1/10 年確率排水位までの護岸を基本とする。ただし、水路の幅や深さが大きくなり、むしろ水路内の土砂上げに苦勞することにならないよう、地域の意向等への留意が必要である。このように単一断面のプレキャスト製品の設置等による 1/10 年確率排水位までの護岸が困難な場合であって、低平地及び緩傾斜の常流水路である場合には、複断面にすることを検討する。



(a) 単断面



(b) 複断面

図-4.7.9 排水路標準断面図

表-4.7.5 排水路の溝畔及びバームの構造

種 別	留 意 事 項
溝畔の法勾配	内法は1:1.0を原則とし、外法は土質により決定するが、一般的には畦畔の構造と同様とする(表-4.3.8参照)。ただし、リモコン草刈機等への対応を含む維持管理上の利便性にも配慮する場合は、4.3.6 畦畔 3 リモコン草刈機等に対応した畦畔を参照する。
溝畔の上幅	溝畔の上幅は、溝畔の高さ又は排水路の維持管理上の利便性により決定されるが、幹・支線排水路で50~100cm程度、小排水路で30~50cm程度が望ましい。
バーム (犬走り)	バームは、溝畔からの土砂落入防止と維持管理上の利便性を考慮し設置する。幅は、幹・支線排水路で50~100cm程度、小排水路で20~30cm程度が望ましい。

イ 用排兼用水路の断面

用排兼用水路の水路壁高は、用水路及び排水路で算定される余裕高の大きい方を採用して算定する(4.6.4 開水路の設計及び4.7.2 水理設計に準拠する)。また、護岸高さは表-4.7.6のとおりとする。

1

表-4.7.6 用排兼用水路の護岸（プレキャスト製品を含む）高さ

条 件	用水量 ≥ 排水量	用水量 < 排水量
<p>通常 (低水護岸 の場合)</p>	<p>【① ≥ ②】 護岸高：(用水位)+(用水位に対する余裕高)</p> <p>【① < ③】</p>	<p>【① < ②】 護岸高：低水護岸(1/1～1/2年確率排水位)</p>
<p>1/10年排水 位まで護岸 する場合</p>	<p>【① ≥ ③】 護岸高：(用水位)+(用水位に対する余裕高)</p>	<p>【① < ③】 護岸高：(1/10年確率排水位)+(排水位に対する余裕高)</p>

2

※ ① (用水位)+(用水位に対する余裕高)

3

② 1/1～1/2年確率排水位

4

③ (1/10年確率排水位)+(排水位に対する余裕高)

5

6

7

4.7.4 附帯構造物

附帯構造物は、水管理及び施設維持管理が適切に行えるよう設計する。

8

1 落水口（水じり）

9

落水口の配置、断面、構造については表-4.7.7、標準図については図-4.7.10のとおりである。

10

表-4.7.7 落水口

項目	留意事項
数と配置	<ul style="list-style-type: none"> 各耕区の排水路に沿う辺の下流側に1か所以上設ける。ただし、短辺長が50m以上になる場合は、50m以内に1か所以上設けることが望ましい。 湛水深のコントロールや大雨時の田面貯留（後述の「田んぼダム」の実施）の必要性等に配慮しつつ、工事費の削減及び維持管理労力・水管理労力の軽減のため、落水口の統合・集約化についても検討することが望ましい。
断面	<ul style="list-style-type: none"> 幅は開閉操作を考慮して50cmにとどめ、区画面積が特に大きく必要排水量からみて50cm以上の幅を要する場合には、2か所以上に分けて設ける必要がある。 落水口の敷高は、田面排水の迅速化を図る上で田面から5～10cm下げることが必要であるが、田畑輪換などにより畑作導入を重視する場合には、敷高は更に低く15～20cmに下げることがある。また、大区画ほ場の場合など地域の営農形態・排水管理方式を考慮した上で更に敷高を下げることも検討する必要がある。
構造	<ul style="list-style-type: none"> 区画が拡大されると排水量が大きくなり、その維持管理も困難となるので、従来の溝畔に設けた単なる欠口でなく、操作の便利なコンクリート等の構造物とすることが望ましい。型式は田面湛水深のコントロールを考慮し、数枚の角落しによる越流方式にすることが望ましい。 湛水深を自動制御する型式も開発されているが、導入に際しては水管理の省力化と動作の確実性を十分検討する必要がある。 排水管はφ150～φ200mmの硬質ポリ塩化ビニル管、高密度ポリエチレン管又は遠心力鉄筋コンクリート管を標準とし、落口の水路底には、土壌侵食を防止する底打ちコンクリートの設置を検討する。

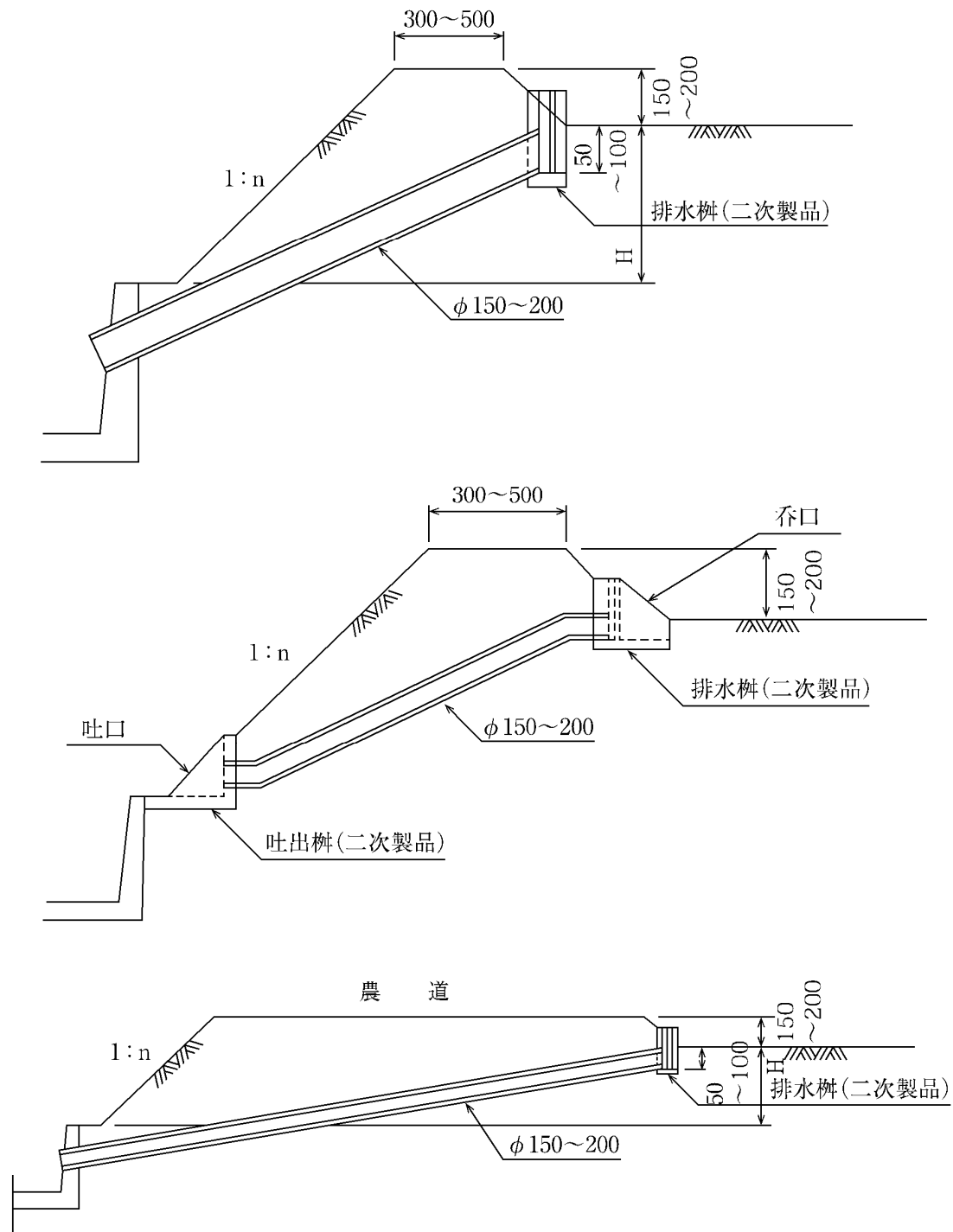


圖-4.7.10 落水口標準圖

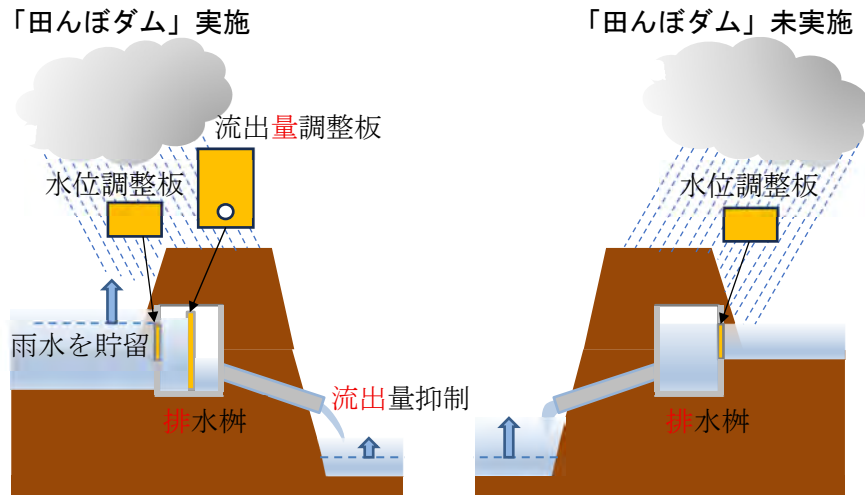
1
2
3

1 【参考】田んぼダムの概要

2 (1) 「田んぼダム」とは

3 「田んぼダム」とは、水田が元来有している雨水貯留機能を強化することで、「田んぼダム」を実
4 施する地域やその下流域の湛水被害リスクを低減するための取組である。

5 図-4.7.11のように、水田の落水口に流出量を抑制するための小さな穴の開いた流出量調整板など
6 の器具（以下「流出量調整器具」という。）を設置することで、水田に降った雨水を時間をかけてゆ
7 っくりと排水し、水路や河川の水位の上昇を抑制することで、水路や河川から溢れる水の量、範囲を
8 抑制できる。



9
10 図-4.7.11 「田んぼダム」を実施している水田の排水イメージ

11 (2) 「田んぼダム」の実施に向けた検討

12 「田んぼダム」を実施する水田では、適切な畦畔高をもつ堅固な畦畔が必要である。これらの畦畔
13 は、「田んぼダム」のためだけではなく、営農する上でも必要であり、「田んぼダム」の取組をきっか
14 けとして、畦畔を適切に整備し維持していく仕組みを作ることが、地域の農業を継続していく上
15 でも有効である。このため、畦畔高は、地域における許容湛水位等を踏まえた適切なもの（一般的には
16 30cm程度）とする。

17 また、「田んぼダム」においては、想定する降雨に対して雨水貯留機能を発揮し、貯留した雨水を
18 適切に排水できる落水口が必要である。落水口の流出量調整器具として、水田の水管理を行う通常
19 の水位調整板と別に、流出量調整板を設置する「機能分離型」と、水田の水管理を行う通常の水位調
20 整板に流出量を調整する機能を持たせる「機能一体型」がある。（表-4.7.8参照）

21 機能分離型と機能一体型とも「田んぼダム」効果を発揮するが、表-4.7.8に示すとおり、それぞ
22 れ特徴があることから、排水柵や取組みに要する負担等の条件を踏まえて適切な流出量調整器具
23 を選定することが重要となる。

24 また、田んぼダムを導入する地区で排水路の暗渠化を計画する場合も、排水路の下流接続部の流
25 下能力も踏まえつつ、計画排水量に基づく施設規模を検討する。

表-4.7.8 機能分離型と機能一体型の概要

	機能分離型	機能一体型
概要図		
例		
特徴	<ul style="list-style-type: none"> ・小さな降雨では流出抑制機能を発揮せず、大きな降雨で機能が現れる。 ・機能一体型よりも短時間で排水できる。 ・既存の排水樹に設置ができない場合があり、対応するには排水樹の交換、または設置可能な器具（例えば、スリットが1本の樹、溝のない樹や未整備圃場に対応した器具等）の選定が必要である。 ・非湛水期においても流出量抑制機能が継続するため、一定規模以上の降雨が発生した際には、田面が乾燥するまで時間を要する可能性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・小さな降雨や初期降雨でも流出量抑制機能が発揮される。 ・機能分離型よりも排水に時間を要するため、水田に貯留される時間が長く、活着期から分けつ期の浅水管理時には、水位・流出量調整板の取り外しや高さ調整が必要な場合がある。 ・多くの場合、既存の排水樹に設置ができる。 ・非湛水期においては設置されない場合が多く、「田んぼダム」の効果が限定的で、一定規模以上の降雨があった場合は、水位・流出量調整板を取り外すため、「田んぼダム」なしの場合と同様になり、田面が乾燥するまでの時間が短い。

3 2 合流工（開水路）

4 開水路の幹線と支線との合流工は、水理的かつ構造的に安全かつ経済的な施設となるよう設計しな
5 ければならない。また、支線水路と小排水路の流入は直角に取り付けるのが一般的であり、合流工に

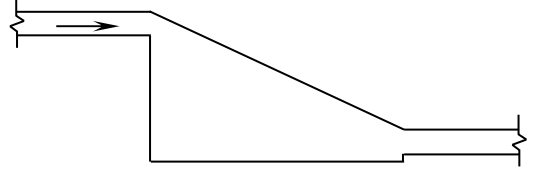
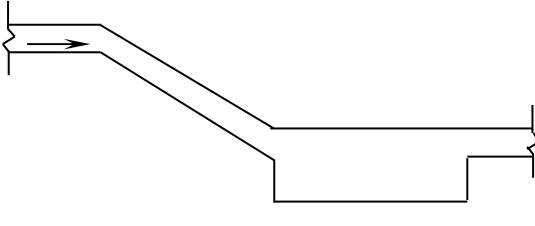
1 は堰上げ背水等を考慮して流入・流出水路に 10cm 程度落差を設けるとよい。

2 3 落差工（開水路）

3 開水路における落差工の前後にはエネルギーが集中し、洗掘、崩壊等が発生しやすいため、十分な
4 延長の護岸を設置しなければならない。また、生物の移動の障害とならないよう環境との調和にも配
5 慮して決定する。

6 上流部の取付水路については、護岸の施工又は計画排水量が通水可能な断面とするのが望ましい。
7 一般的に使用されている落差工型式を表-4.7.9 に示す。

8 表-4.7.9 一般的な落差工形式

	形 状	留 意 事 項
階段式 落差工		・落差が小さい（1.0m 以下）場合に使用する。 落差が大きい場合には、数箇所設置する。
シュート 式落差工		・落差が大きい（1.0m 以上）場合に使用する。 ・流量が小さい場合にはプレキャスト製品を組み合わせた形状で対応できるが、流量が大きく落差が大きい場合には、シュート部は現場打ちコンクリート構造が望ましい。 ・静水部は、落差高及び流量に応じた延長とする。 ・設置部分の溝畔には、飛散対策のため護岸が必要である。

9 4 安全施設（開水路）

10 開水路における安全施設の設計は、4.6.4 開水路の設計に準じて行う。

11 5 管理施設（管路）

12 (1) 除塵施設

13 管路の機能を安全に維持管理するため、管路内に土砂が堆積しないような流速を確保できる構造
14 にする。流速を確保できる構造にできない場合、フラッシュゲートを設け、用排接続により堆積土砂
15 をフラッシングさせる等の対策を行う（【事例】用排接続による堆積土砂のフラッシングを参照）。
16 また、刈草等のごみが詰まらないような対策が必要となる。このため、原則として落水口に除塵スク
17 リーンを設置するものとする。

18

19 【事例】落水口でのスクリーンの設置

20 ほ場内のごみ等が排水管路内に侵入し詰まらないよう、落水口にスクリーンを設置している。（写
21 真-4.7.1）



写真-4.7.1 スクリーン付き落水口⁸⁾

(2) 監査枳（管理孔）

埋設勾配を確保できない地区及び土砂等の流入が多い地区においては、点検、土砂の撤去及び清掃等のため、管径の変化点や勾配が緩くなる方向の一定区間毎に監査枳を設置することが望ましい。なお、その構造は、監査枳における管理方法を考慮したものとし、鉄筋コンクリート造りで人が出入りできる大きさとした監査枳の例を以下に示す。（図-4.7.12 参照）

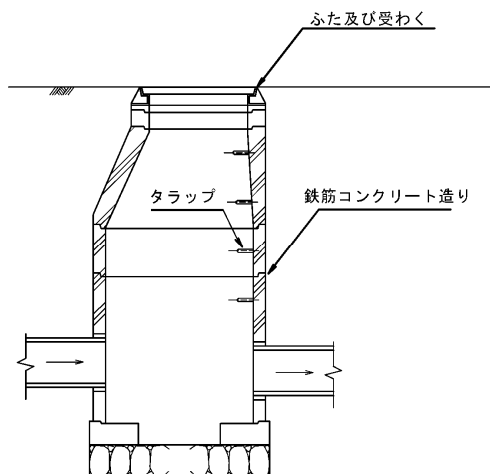


図-4.7.12 監査枳の例

【事例】用排接続による堆積土砂のフラッシング

排水路内の堆積土砂をフラッシングさせたい場合には、用水路と排水路を連結させる方法も取られる。フラッシング時には、排水路の下流側ゲートを閉塞し、通常時は閉塞している用水路と排水路の連結部のゲートを解放して排水路内に充水を行い、その後、下流側ゲートを解放することでポンプ圧送せずとも堆積土砂をフラッシングさせることができる。



写真-4.7.2 既設水路と管路接続部のゲート

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32

引用・参考文献

- 1) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・計画「ほ場整備（水田）」（平成 25 年 4 月）
- 2) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・計画「排水」（令和 7 年 4 月）
- 3) （公社）日本道路協会：道路土工排水工指針（昭和 62 年 6 月）
- 4) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」（平成 26 年 3 月）
- 5) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・設計「パイプライン」（令和 3 年 6 月）
- 6) 農林水産省農村振興局：「田んぼダム」の手引き（令和 8 年 3 月）
- 7) 石井敦（2018）：真の低コスト稲作のための農地の利用集積・圃場整備と土地改良法の改正、土地と農業 48、p.26-42
- 8) 北海道開発局札幌開発建設部(2024)：岩見沢大願地区における大区画水田の設計・施工方法の統一化に向けた検討、北海道開発技術研究発表会論文