

第4章 用水施設

4. 1 用水計画

4. 1. 1 用水計画の基本

用水計画は、受益地区の地形、水利状況、営農、施設の維持管理、家畜の種類等を十分把握したうえで、将来の経営構想にも配慮して適切に決定する。

〔解 説〕

用水は家畜の飼養にとって不可欠であり、これを安定的にしかも経済的に供給できるよう計画する必要がある。我が国における草地の造成整備は一般的に山間地に計画され、水圧の変動が大きいなど水理的に厳しい条件で小水量を扱う用水施設となる場合が多い。

また、完成後は上水道施設のような専門的な管理者をおかないのが通常であり、施設の安定性はもちろんのこと、維持管理の容易性、ランニングコスト等の諸要因についても十分考慮しなければならない。

4. 1. 2 必要水量の決定

用水量の決定に当たっては、家畜の飲水量、畜舎及び搾乳施設の洗浄用水量、農業機械等の洗浄用水量のほか、ふん尿かんがい用水量、看視舎用水量、消火用水量等を考慮する。

〔解 説〕

(1) 家畜の飲水量

家畜の飲水量は、水分要求量から飼料による水分補給量を差し引いたものと考えられる。

水分要求量は、家畜（畜種、年齢、体重、妊娠、泌乳、個体差）、飼料（乾物摂取量、飼料中のたん白質、食塩摂取量）、環境（気温、湿度等）及び飼養形態によって異なる（「日本飼養標準」参照）。また、飼料による水分補給量は、給与する飼料の状態（生草、乾草、サイレージ等）によって異なる。このため、計画する地域における類似の実績値があれば参考とする。

ア 放牧時の日平均給水量

放牧時の家畜の水分要求量は、舎飼い時に比べ大きい。他方採食する生草からの水分補給量も大きい。放牧時の日平均給水量は、飲水量が基準となるが、おおむね表Ⅲ・52を標準とする。

表Ⅲ・52 放牧家畜の平均給水量

(単位：ℓ／頭／日)

区 分	乳 用 牛		肉用牛	育 成 牛		豚	馬	めん羊
	搾乳中	乾乳中		6ヶ月未満	6ヶ月以上			
平 均 給水量	60～90	40～50	30～50	5～15	15～25	10～20	15～50	3

イ 舎飼い時の日平均給水量

舎飼い時の日平均給水量は、家畜の飲水量に畜舎の洗浄用水等を見込んだもので、標準値は、おおむね表Ⅲ・53の通りである。

表－Ⅲ・53 舎飼い時の平均給水量

(単位： ℓ /頭/日)

区 分	乳 用 牛		肉用牛	育 成 牛		豚	馬	めん羊	鶏
	搾乳中	乾乳中		6ヶ月未満	6ヶ月以上				
平 均 給水量	120～ 150	50～60	50～60	15～25	25～35	20～30	25～60	13	0.3～1

(2) 農業機械等の洗浄用水量

トラクター、トラック等の洗浄には、700 ℓ /回程度を必要とするが、トラクター及びトラックは7日に1回貨客乗用車は2日に1回、トレーラーは半月に1回洗浄するものとする。

表－Ⅲ・54 農業機械の洗浄用水量

(単位： ℓ /台/日)

機械名	トラクター	トラック	貨客乗用車	トレーラー
必要水量	100	100	350	50

(3) 搾乳施設の洗浄用水量

ミルクパーラー方式による搾乳施設、牛乳処理施設、床等の洗浄用水量は、施設の規模、施設の型式、飼養方法等により異なるが、おおむね表－Ⅲ・55 を標準とする。

表－Ⅲ・55 ミルクパーラー方式による搾乳施設の洗浄用水量

(単位： ℓ/搾乳牛1頭/日)

区 分	必要水量	備 考
搾乳施設	30	搾乳施設とは、バルククーラー等の牛乳処理室、パイプライン等の搾乳施設、床及び牛体の搾乳前準備

(4) 消火用水量

消火用水量は規模が比較的小さい飲雑用水施設としては過大な負担となるので、施設の構造、規模、家屋の密集度、気象条件、水道以外の消防水利等を考慮し、事前に消防担当部局とも十分協議して、必要により見込む。

(参 考)

- (1) 水道法第3条（用語の定義）第2項
- (2) 水道法第24条（消火栓）
- (3) 水道法第25条（簡易水道事業に関する特例）
- (4) 消防法施行令第11条（屋内消火栓設備に関する基準）
- (5) 消防法施行令第19条（屋外消火栓設備に関する基準）
- (6) 消防法施行令第27条（消防用水に関する基準）

(5) その他の用水量

ふん尿かんがいを計画する場合及び家畜の尿又は畜舎等の洗浄水を浄化処理して公共水域に放流する場合は、処理方式により異なるが通常ふん尿量の5～6倍（場合により3～10倍）の希釈用水を見込む。

また、家畜尿汚水を浄化処理後放流する際に、希釈放流が可能な場所にあつては、その必要量を見込む。

看視舎がある場合は、150ℓ／日／人を見込む。

4. 1. 3 計画給水量

計画給水量には、日平均給水量、日最大給水量、時間最大給水量があり、次の方法によって算定する。

- 1 日平均給水量は、家畜の飲水量、畜舎・搾乳施設・農業用機械等の洗浄用水量等に基づいて算定する。
- 2 日最大給水量は、1年を通じて日給水量の最大の場合の水量をいい原則として日平均給水量の50%増しとする。
- 3 時間最大給水量とは、1年を通じて時間当たり給水量の最大の場合の水量をいい、日最大給水量の1時間当たり量の50%増し、又は給水栓の標準使用水量、同時開栓率を考慮して決定する。

〔解 説〕

- (1) 日平均給水量は、計画用途別使用水量の総和で、使用水量算定の基礎となる水量である。

日平均給水量＝（家畜の飲水量＋農業機械等の洗浄用水量＋搾乳施設の洗浄用水量＋消火用水量＋その他の用水量）

- (2) 日最大給水量は、取水、導水、浄水、送水等の施設設計の基礎となる水量である。

日最大給水量＝日平均給水量×1.5

- (3) 時間最大給水量は、給・配水管の管径・流速の検討の基礎となる水量である。

草地の造成整備における末端施設は一般的に給水量が少ないため、日最大給水量の1時間量の1.5倍として求めた時間最大給水量が表－Ⅲ・56に示す給水栓の標準使用水量を下まわり問題となる場合がある。このため、時間最大給水量が給水栓の標準使用水量を下まわった場合は、標準使用水量を時間最大給水量とする。

なお、大規模な酪農、中小家畜の地区においては、給水栓の同時開栓率を考慮した設計の方が実態に近いことが多い。

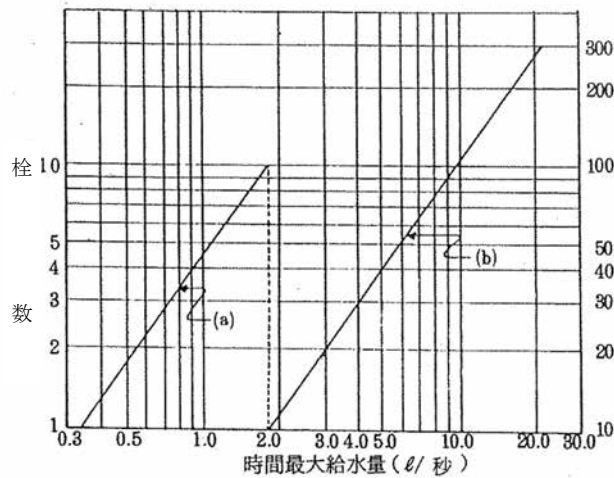
表－Ⅲ・56 給水栓の標準使用水量

水栓口径（mm）	13	20	25
標準使用水量（ℓ／分）	17	40	65

（出典：水道施設設計指針 2000）

(参 考)

(1) 給水栓の同時開栓率を考慮して決定する場合の時間最大給水量



(注) (1) 直線(a)は栓数が1から10までに対応し、直線(b)は栓数が10から300に対応する。

(2) 回帰式は時間最大給水量をY (ℓ /秒)、栓数をXとして次のように表わされる。

$$Y=0.333X^{0.732}$$

(2) 栓数

栓数は戸別に算出し系統ごとに積み上げるものとする。

表Ⅲ・57 標準栓数

区 分		1 戸 当 た り 栓 数			摘 要
舎 飼		26 頭まで 1 栓	44 頭まで 2 栓	60 頭まで 3 栓 61 頭以上 20 頭増すごとに 1 栓	頭数は成牛換算
放 牧	乳用牛	概ね 200 頭で 1 群 1 輪換牧区 1 栓			—
	肉用牛	60 頭未満で 1 栓、60 頭を超えるごとに 1 栓			頭数は成牛換算

(注) 端数は切上げて栓数を決める。

4. 1. 4 計画取水量

計画取水量は、日最大給水量に取水した原水が浄化されるまでの損失水量を加えたものとする。

【解 説】

取水から給水までの間では損失水量があり、これを見込んだ水量を取水する必要がある。この損失水量のうち、配水施設から以降におけるものについては、計画日最大給水量のなかに含まれているため、計画取水量は、取水導水及び浄化過程における損失やろ過池の洗浄等の管理用水を見込んだ水量とし、計画日最大給水量の 10%増しを標準とする。ただし塩素消毒以外の浄化施設（沈殿池、ろ過池等）を設けない場合、損失量は無視できるので、計画取水量は計画日最大給水量とする。

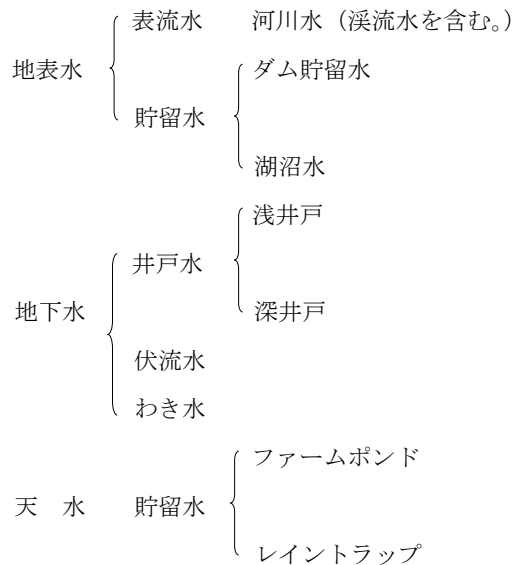
4. 1. 5 水 源

水源は次の項目について検討を行い、総合的に判断し選定する。

- 1 現在及び将来にわたって、水量、水質を確保できること。
- 2 施設の建設及び維持管理が容易でかつ低廉であること。
- 3 浄水方法ができるだけ簡易であること。
- 4 水利権その他の権利の調整が可能であること。

【解 説】

水源の種類は次のとおりである。



牧場建設に当たっての水源は、主として溪流水、伏流水、深井戸等であるが、場所によっては天水を利用しなければならないこともある。

- (1) 地表水の場合は、現地での実測渇水量を把握するとともに、比流量（単位面積当たりの流量：流量／流域面積）からも渇水量を検討する。

なお、取水地点の利用可能最少流量は、最少限計画取水量の2倍以上あるのが望ましい。

(参 考)

地方別渇水量は表－Ⅲ・58を参考にして大略の見込みをたてる。

表－Ⅲ・58 地方別渇水量

地 方	渇水量（ $\text{m}^3/\text{秒}/100\text{km}^2$ ）	最少流量の起こる時期
北海道太平洋側	0.6 ～1.7	冬
北海道日本海側	0.4 ～1.2	冬
東北太平洋側	0.7 ～1.6 2.0以上の例もある。	夏あるいは冬
東北日本海側	1.2 ～1.6 2.3以上の例もある。	冬
中部日本海側	1.4 ～2.0	夏
	2.4 ～3.0	冬

地 方	湧水量（m ³ /秒/100km ² ）	最少流量の起こる時期
関東地方	1.0 ～1.8 2.0 以上の例もある。	相模川は夏、その他は冬
中部太平洋側	1.2 ～2.0 2.4 以上の例もある。	冬
近畿	0.9 ～1.6	琵琶湖水系は夏、その他は冬
中部日本海側	0.8 ～1.4 0.6 以下の例もある。	夏が多い
瀬戸内海側	0.8 ～1.4 0.6 以下の例もある。	夏が多い
南四国	0.8 ～1.6	冬
九州	0.8 ～1.7 3.0 以上の例もある。	夏あるいは冬

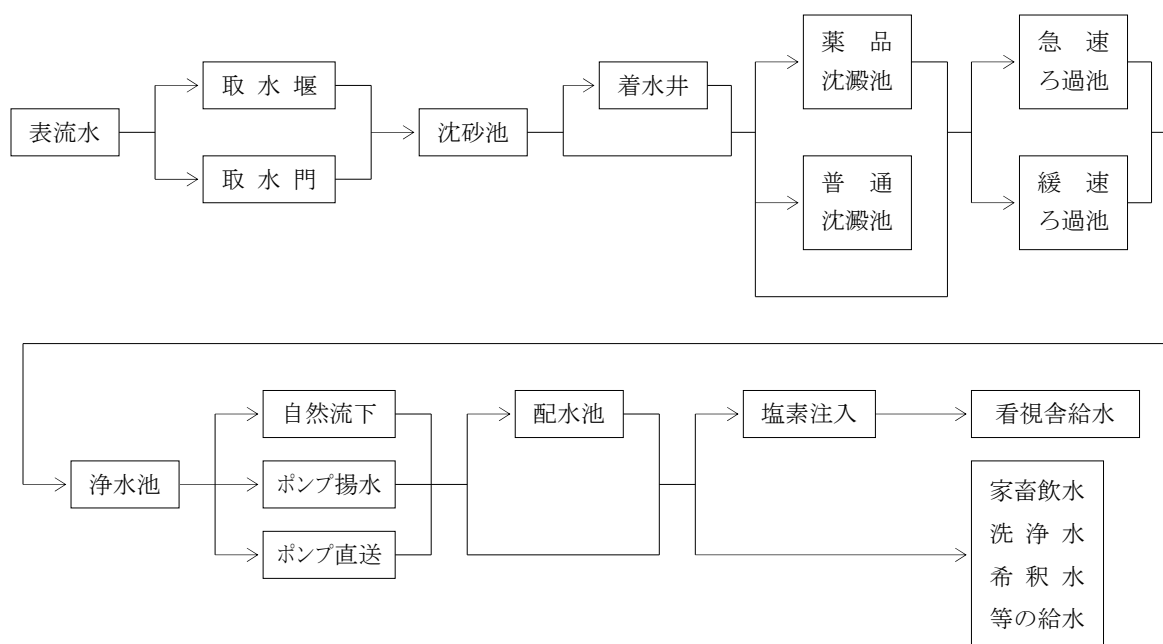
- (2) 地下水の場合は、付近一帯の地形、地質を考慮して試掘井を掘るか、電気抵抗地下探査、弾性波地下探査、ガンマ線スペクトロ地下探査等によって調査し、長期にわたって計画取水量が得られるかどうか検討する。揚水試験は、なるべく湧水期に少なくとも 24 時間連続運転を行うとともに、周辺に及ぼす影響を調査する。
- (3) 一般にわき水、深井戸水は、水質的に恵まれているが、河川水は生活排水、肥料、農薬等で汚染されていることがよくある。また、渓流水は、普通家畜の飲料水としては差し支えないが、人の飲料水としては問題のあることが多い。
- (4) 水源の維持管理は大切なことであるので便利な地点を選び、管理用道路を完備することが重要である。
- (5) 水利権の取得に当たっては、河川では必ず河川管理者の許可を得ることとなっており、地下水は地方自治体で条例を定めている場合が多いので、それぞれの手続を必要とする。
- (6) 水源として決定したら、周辺に立木を残すなどして汚濁水等が流入しないよう処理する。
- (7) 水源が限定され広域的施設となる場合は、簡易水道事業等との共同事業や補完的な上水道事業等からの受水も検討し、施設の建設及び維持管理の経済性の向上を図る。

4. 1. 6 施設計画

- 1 表流水を水源とする場合は、家畜の飲用水、洗浄水、希釈水等については沈砂、沈殿、ろ過を、看視舎給水についてはろ過後消毒することを原則とする。
- 2 地下水を水源とする場合は、家畜の飲料水、洗浄水、希釈水等については原水のまま使用し、看視舎給水についてはろ過、消毒することを原則とする。

【解 説】

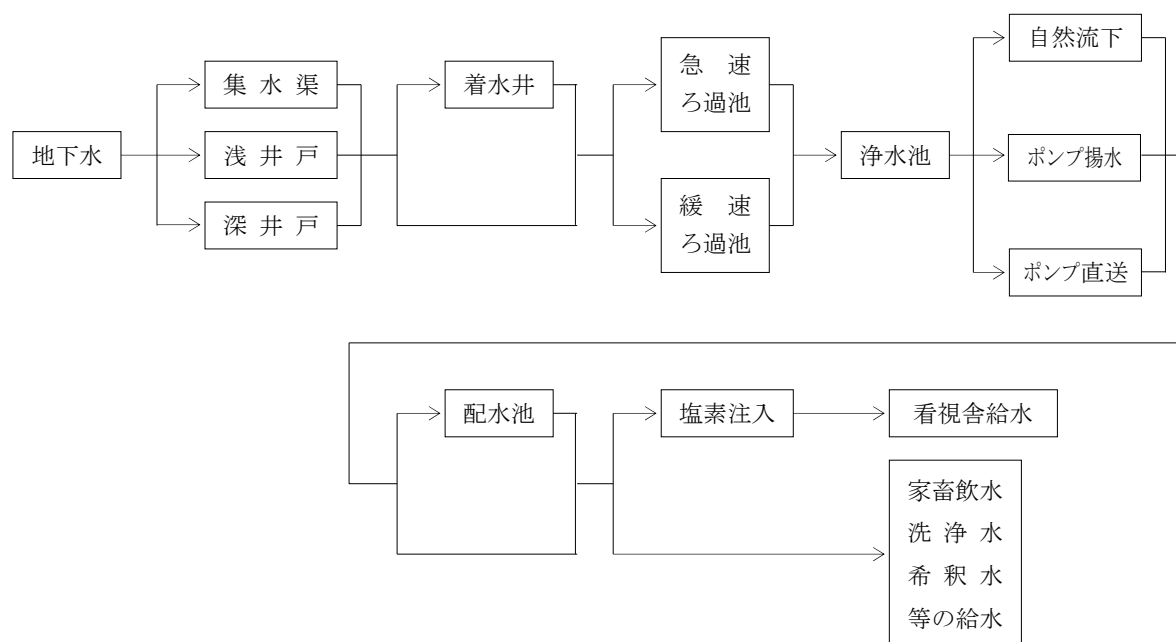
- (1) 表流水のフローチャートを示すと、図－Ⅲ・18 のとおりである。原水の水質と給水目的から、どの工程をたどって給水するかを検討する。
- (2) 土砂及び浮遊物質の除去はいずれの用途においても実施しなければならない。ポンプには、少なくとも径 0.1mm 以上の夾雑物が混入していないことが重要である。また、自然流下の場合も土砂及び浮遊物質が含まれていると、バルブ類、パイプの屈曲箇所、流速の低下する部分等に沈殿して給水を妨げる原因となる。取水堰は、貯水、取水のほか沈砂池としての機能を十分持たせるよう計画することが望ましい。表流水の利用に当たって、湛水部の水底に集水管を設置して取水する方法は、土砂、浮遊物質の堆積層から取水することになって目詰まりするだけでなく、取水した水に土砂、夾雑物等の混入が多くなるから避けなければならない。
- (3) 薬品沈殿にするか、普通沈殿にするか、沈殿池を省略するか等については水質検査の結果によって決める。ろ過施設形式については水質、設置場所、工事費等を検討して決定する。人の飲用に供する看視舎給水では塩素注入を実施する。



図－Ⅲ・18 表流水のフローチャート

(4) 地下水のフローチャートを示すと、図－Ⅲ・19 のとおりである。地下水の水質は一般的に良好であるが、地質によっては鉄分、硫黄分等が含まれている場合があり、沈殿、ろ過を必要とする。

(5) 各施設は、日常維持管理に便利な箇所に設置する。



図－Ⅲ・19 地下水のフローチャート

4. 2 取水施設

4. 2. 1 取水施設の選定

取水施設は、取水量の大小、取水地点の状況等を考慮して、適切なものを選定しなければならない。

4. 2. 2 表流水からの取水

表流水からの取水施設は、河川の水位、流量、流れの状態及び地形等を考慮して、洪水時の流れに著しい支障を与えない構造としなければならない。

【解 説】

表流水からの取水方法には、取水堰、取水塔、取水門、取水枠、取水管渠等があり、水源の状況、取水量、地形等を考慮して適切なものを選定する。また、溪流水の取水については、現地の状況に合わせて種々の方式が工夫されている。ここでは主として利用する取水堰及び溪流取水工について記述する。なお、取水に当たっては、水利権の調整、工作物の設置等河川法等にもとづく協議が必要であるので、事前に河川管理者と十分打合せを行い関係法令を遵守しなければならない。

(1) 取水堰

取水堰は、河川水を堰上げし、安定した取水をするための施設であり、次の点を考慮し将来とも良好な水質が確保でき、施設が完全に築造できる地点に設置する。

ア 堰は兩岸が平行でありかつ直線部に河川の方向に直角に設けること。

イ ミオ筋（平時に流水が流れている道筋をいう。）が取水口に近く、かつ安定していて洪水による河床変化が少ない地点が望ましいこと。

ウ 構造の安定が得られ、かつ工事費が安くできる地点に設けること。

エ 湛水の影響及び洪水時の水面上昇により、上流河川工作物に対する影響の少ない地点に設けること。

オ 取水口は、計画取水量を常に取水でき、取水口に土砂が堆積したり、流入しない構造でかつ、維持管理に便利であること。

カ 堰越流水による堰下流部の洗掘を防ぐために、水たたき等の河床保護施設を設けること。

キ 取水堰には当該河川に生息する魚介類の移動の目的が達せられるよう魚道を設けること。

(2) 溪流取水工

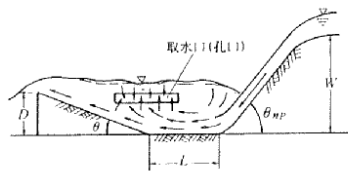
溪流水は集水面積が比較的小さく、河床こう配が急なために、流量の増減が激しく、土砂、石礫や雑物の流下が多いなど、一般的な取水堰では安定的に取水することが難しい。このため、地表水のみでなく、伏流水も含め取水する集水暗渠方式等取水地点の状況に合わせ種々の方式を検討し、最適な構造を選定する。主な溪流取水方式を表－Ⅲ・59 及び図－Ⅲ・20 に示す。

(参 考)

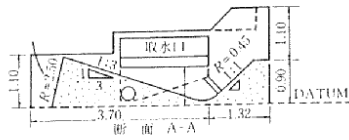
表－Ⅲ・59 溪流取水方式の比較

型 式	自然取水方式	取水堰方式	水クッション 側方取水方式	スクープタイプ (scoop type)	水クッション 集水管(槽)方式
取 水 方 法	安定した水位を保っている滝壺や淵があるところで、適切な位置に取水工(孔口)を設けることによって、自然の水位から直接安定した取水をするもの。	河床こう配が比較的ゆるやかで河床が安定した地点に、溪流河川を横切つて固定堰、土砂吐(排砂門)を設置して、計画取水位を確保する方式の取水工。	主要構造として段落斜面部と水クッション部を有し、水クッション内を常流状態に保ちながら、側壁の片面あるいは両面に設けた取水工(孔口)から取水する。	下流側流出口の高さが上流側流入口の敷高よりも高くなるよう溪流河床にくぼみを作り、平水時には水クッション内を常流状態に保ちながら、両側壁に設けた取水口から取水し、出水時には水クッション内に沈積した土砂礫及び流入石礫を自然に掃流排除し得るような水理構造としたもの。	溪流河床面下に埋設した集水管によって取水する。
長 所 及 び 短 所	構造的には最も簡単な取水工であるが、洪水時には計画取水量以上の水量が流入し多量の土砂礫が流入しやすいので、余分な流入水の調節、並びに土砂礫の流入防止と排除について適当な対策を講ずる必要がある。	溪流河川の地形、流況及び取水工の規模によって大量の取水が可能であるが、取入口の位置、土砂吐ゲートの操作が適切でないと、取入口前面に堆積した土砂礫の流入、除塵スクリーンの目詰まり等によって取水障害が起こりやすい。	取水に伴って浮遊流下物が流入しやすいので、除塵スクリーンあるいは阻壁を取付ける必要がある。また、河川流量が設計流量以上に増水するときは、水クッション内は射流状態になり、水クッション内の堆砂礫は完全に掃流されるが、取水口が露出して取水ができなくなることがある。	水クッション内が射流状態になるときは、取水口を露出して取水は停止する。	周辺の景観を損ねることが少なく、清水の取水が可能であるが、溪流河川の流量が少なく、全量取水の状態になると、落葉や腐植等によって濾過層の目詰まりが起こりやすい。

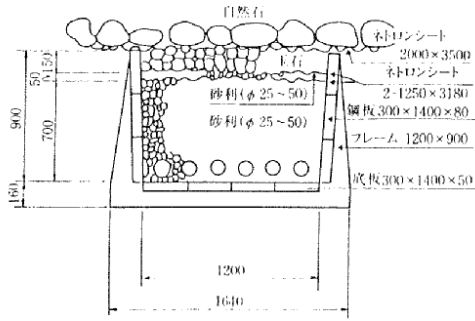
型 式	バースクリーン 下方取水方式	バースクリーン 後方取水方式	バースクリーン 複合方式	越流水俯角面 付着取水堰方式
取 水 方 法	越流堰（固定堰）越流斜面あるいは砂防堰堤水叩き末端、又は床固め工下流側に集水路を設けて、取水量に応じた水理諸元のバースクリーンを取付け、バースクリーン隙間から下方への落水を取水する。	固定堰段落斜面に60°前後の傾斜角でバースクリーンを取付け、バースクリーン斜面に沿って水平堤床面に突込んだ射流水のバースクリーン隙間から後方への逆流水を取水する。	バースクリーン後方取水方式の集水路部をバースクリーン下方取水方式と同様にバースクリーン直下に設けて簡単な構造としたもの。	流下水は、円弧状の取水堰上流側逆こう配斜面で様な流速になり、堰頂を越流後、付着力によって俯角面に沿って集水溝に落下流入する。
長 所 及 び 短 所	バー取付け角が小さく、バー隙間幅が大きくて、バーが長いほど単位幅当たりの取水量は大きくなるが、土砂、石礫、落葉等の浮遊物が多量に流下する溪流河川では、バーの取付け角が小さいと目詰まりが起りやすく、バー隙間幅が大きいと砂礫の流量が大きくなる。	目詰まりが起りやすく、バースクリーンも堅牢で設定した取水条件に応じて、安定した計画取水が可能であるが、単位幅当たり取水量を大きくするためには、相応の段階斜面の高さにしなければならない。	バースクリーン下流側に水平底床を設け、さらにデフレクターを設置して水クッション部を形成するので、バースクリーン隙間からの下方落下流入水のほかに後方流入水が加わり、バースクリーン下方取水の場合だけに比べて取水量が増大する。	砂礫や浮遊流下物の流入が少なく、維持管理のための労力をほとんど必要としない。



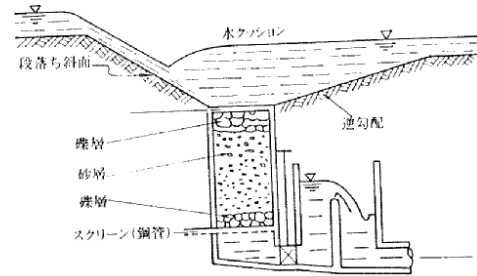
水クッション側方取水方式



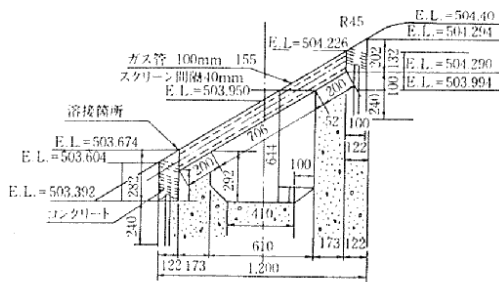
スクープタイプ



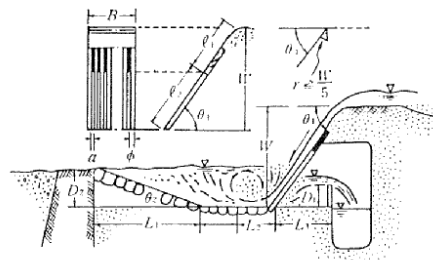
集水管方式



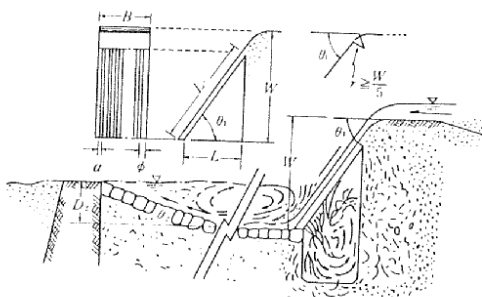
水クッション集水槽方式⁴⁾



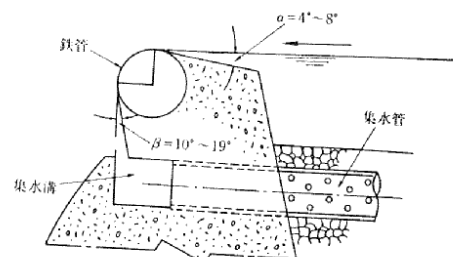
バースクリーン下方取水方式



バースクリーン後方取水方式



バースクリーン複合方式



越流水俯角面付着取水堰方式

図一Ⅲ・20 主な溪流取水方式

4. 2. 3 地下水からの取水

地下水を取水するための井戸の安全な揚水量は、渇水期における限界揚水量の 50% を標準とし、取水施設は計画取水量を長期的、かつ安定的に取水できる構造でなければならない。

〔解 説〕

地下水は雨水等の地表水が地中に浸透し、貯留されたもので、季節により浸透量は異なる。特に滞水層の浅い場合や伏流水は水量に著しい変化があり、水量、水質面に不安定な要素がある。

このため井戸の位置、取水量を決定するためには、現地踏査等により十分事前の調査を行って、ある程度の候補地を選定後、電気探査、弾性波探査等の物理探査、場合によっては試掘を行い最も有望と思われる地点を選定する。井戸の場合、過度の揚水は水位の低下、水質の悪化や、井戸の寿命を短くする原因ともなるので、渇水期に揚水試験を行い限界揚水量を確認し、取水量が限界揚水量の 1/2 以下となるよう定める。

地下水からの取水方法には、浅井戸、集水埋渠、立型集水井、深井戸、地下ダム等があるが、ここでは一般に利用される浅井戸、集水埋渠及び深井戸について記述する。

(1) 浅井戸

浅井戸は、自由地下水又は伏流水を滞水層から井筒又はストレーナー管によって取水する施設である。

ア 井筒は、取水及び維持管理の容易な円形の鉄筋コンクリートとする。

イ 井戸底部から集水する場合は、地下水の流入抵抗を減らすため、井筒底部と不透水層との間を井筒外径の 1/4 以上の間隔とする。また、滞水層の砂が井戸に流入したり、取水時に巻き上げられたりしないように、下部から順次小砂利（径 2 ～ 3 cm）、中砂利（径 3 ～ 4 cm）、大砂利（径 4 ～ 5 cm）をそれぞれ 30cm、合計厚さ 90cm 程度敷きならす。

ウ 井戸の側壁から集水することは、井筒周囲の砂、地表水又は汚水等が流入するおそれがあるので好ましくないが、やむを得ず側壁から集水する場合には、集水孔は井戸の最低水位以下に設けるものとする。

エ ケーシングによって取水する場合は、「(3) 深井戸」に準ずる。

(2) 集水埋渠

集水埋渠は、河川の堤内地、堤外地又は湖沼付近の伏流水を取水する施設である。

ア 施設方向は、やむを得ない場合を除き、伏流水の流れの方向に対し直角に埋設する。

イ 集水埋渠の構造は、鉄筋コンクリートの有孔管か透水性コンクリート管とする。

ウ 埋設深は、滞水層の状況、不透水層の深さ、水質等によって決定する。

エ 延長は、揚水量によって決定し、集水孔からの流入速度は 3 cm/秒以下とする。

オ 管渠の内径は、600mm 以上とすることが望ましい。

カ 集水孔は、有効に取水ができ閉そくのおそれのないものとする。

キ 流出端の渠内平均流速は、1 m/秒以下とする。

ク 継手は、から継手（継手部分にモルタル等のコーキングをしないこと）とする。

ケ 埋戻しは、内から外へ玉石、砂利、粗砂の順にそれぞれの厚さ 50cm 以上を充てんし、その上に埋戻しをする。

コ 河川の敷地内から取水する場合は、伏流水であっても水利権の調整が必要な場合や河川工作物設置の関係で制約を受けることが多いので、河川管理者と十分打合せを行うことが必要である。

(参 考)

集水埋渠の取水量の算定には次式がある（河床下の埋渠の場合、水理公式集）。

$$Q_{\text{埋}} = \frac{2 \pi k \{H_0 + d - (p_c / w)\} \cdot l}{2.3 \log_{10} \left\{ \frac{\sin N a + \sin N (d - r)}{\sin N a - \sin N (d - r)} \right\}}$$

$$N = (\pi / 2) / I, \quad a = \frac{2 I}{\pi} \sin^{-1} \sqrt{\sin N (d - r) \cdot \sin (d - r)} \doteq d$$

$$I \rightarrow \infty \text{ のとき } Q = \frac{2 \pi k \{H_0 + d - (p_c / w)\} \cdot l}{2.3 \log_{10} \{ (d + \sqrt{d^2 - r^2}) / r \}}$$

ここに、 Q : 取水量 a : 流入点の位置

k : 透水係数 H_0 : 透水層上の水深

d : 河床から埋渠中心までの深さ

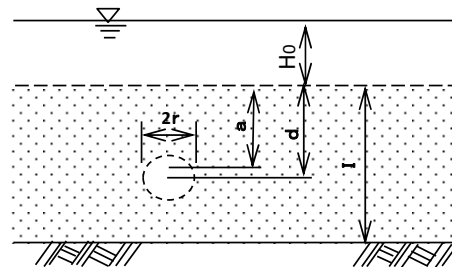
P_c : 埋渠の水圧

w : 水の単位重量

r : 埋渠の半径

l : " の延長

I : 不透水層までの深さ



図一Ⅲ・21 取水量の計算図

(3) 深井戸

深井戸は、地下被圧滞水層に挿入したストレーナーから直接取水する施設である。

ア 掘削孔径はケーシングの挿入に支障がない大きさとし、土質条件にもよるがケーシング呼び径に 150mm を加算した径が標準である。

イ ケーシングは原則として口径 150mm 以上の鋼管とするが、水質によって合成樹脂管を用いる場合もある。

ウ ストレーナーの位置及び長さは、電気検層により決定するが、できるだけ第一滞水層を避け第二滞水層以下とし、最深のストレーナーの下部には、砂だめとして 5～10m の閉塞管を付けなければならない。

エ ストレーナーの構造は、採水層を構成する砂礫粒子の大小、形状、配列、堆積の状態等によって決めなければならない。粒子の大きい丸い礫からなる層には丸孔又は縦孔をあけてだけで差し支えないが、一般的には砂の流入を防ぐため鉄線巻スクリーンや水平連続Vスロット等を使用した方がよい。

オ 採水層が砂又は砂まじり礫の場合は、ケーシング管と孔壁との間げき部にストレーナーの構造及び採水層の粒子の大きさに適合した砂利を充てんする。

カ 掘削に使用した泥水は、ベアラ又は泥水ポンプによってある程度清水と置換し、泥壁を除去して完全に採水層の水を誘導する。

キ ポンプについては「4. 7. 1 ポンプ」による。

(参 考)

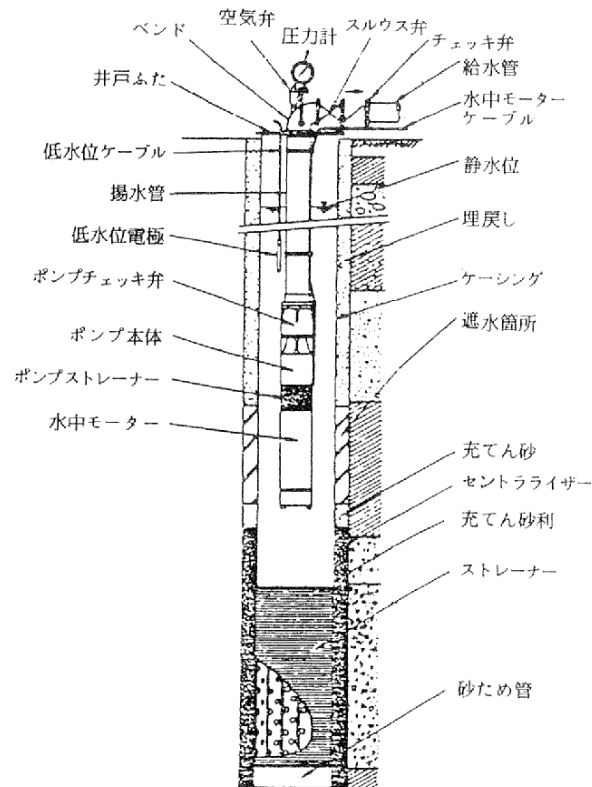
(1) 深井戸の一般的な構造は、図－Ⅲ・22 のとおりである。

(2) 揚水試験と限界揚水量の決定例

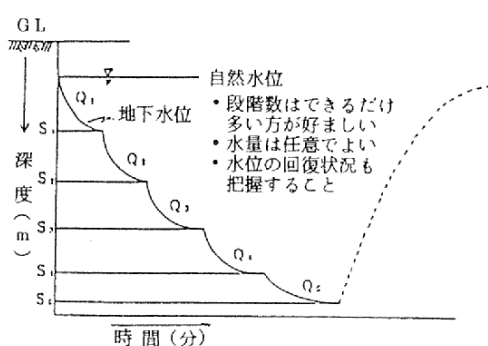
ア 自然水位の確認後、段階揚水試験を行う。段階的かつ連続して揚水量を増加させながら、水位の降下の程度を確認する。(図－Ⅲ・23 参照)

イ 限界揚水量の決定を行う。(図－Ⅲ・24 参照)

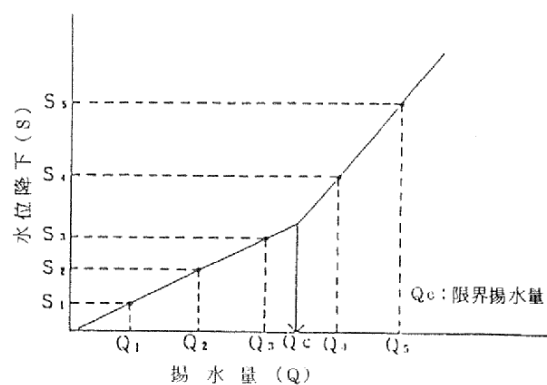
ウ 安全揚水量(計画取水量)により、連続揚水試験を行い、揚水水位を決定する。



図－Ⅲ・22 深井戸構造



図－Ⅲ・23 階段揚水試験(例)



図－Ⅲ・24 限界揚水量の決定

4. 2. 4 天水の利用

天水利用は、1/10 確率年の連続干天日数においても計画取水量を確保できる施設規模とする。

〔解 説〕

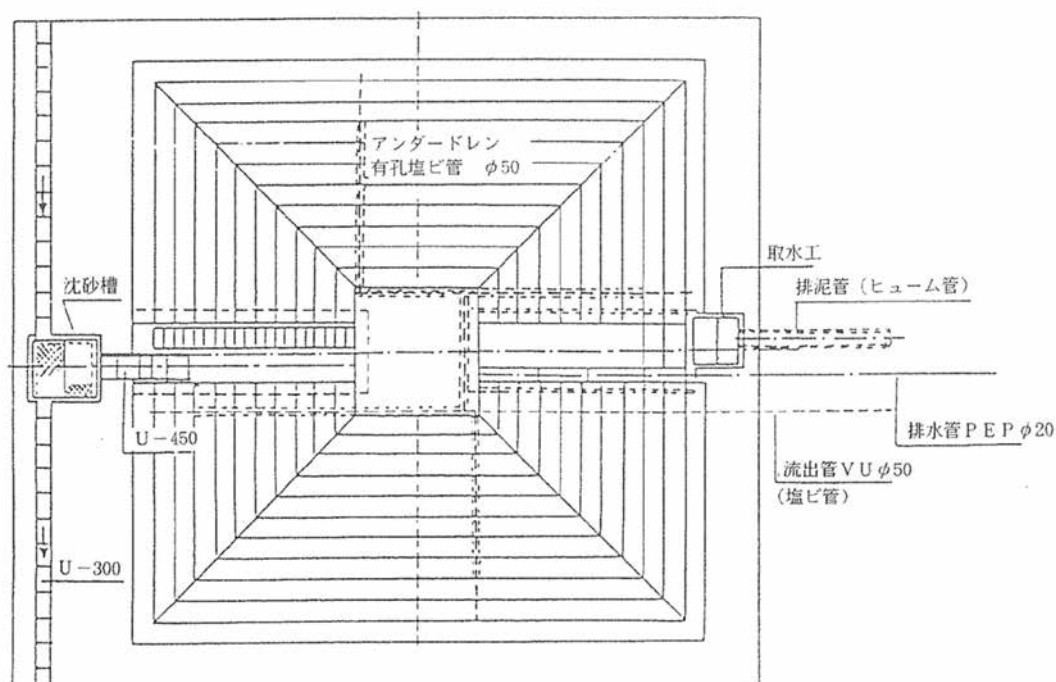
天水利用は、地表水、地下水によって安定した水量が得られない場合や放牧地等比較的小水量でかつ集水適地がある場合に計画する。

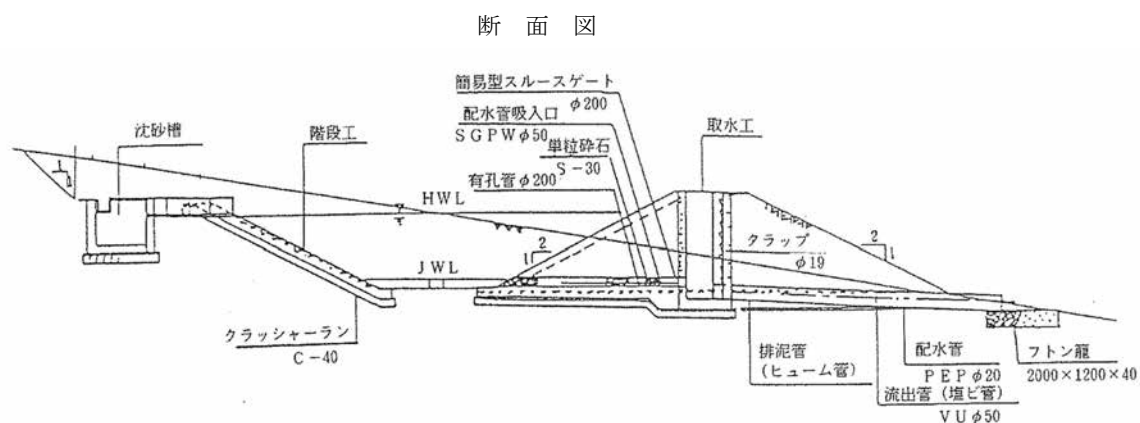
- (1) 設置場所は、集水域内に家畜等が侵入せず比較的良好な水質をU型フリーム等により容易に集水でき、貯水池の建設が安価にできる位置とする。
- (2) 貯水池の大きさは、降雨量と蒸発量及び計画取水量を検討し 1/10 確率年の連続干天日数が生じた場合においても計画取水量が確保できる大きさとし、必要水量の 1.2 倍程度が望ましい。
- (3) 貯水池には、1/10 確率降雨に対応する余水吐を設ける。
- (4) シートの材料は、耐候性、遮光性があり、比較的単価の安いポリエチレン系かビニール系のものが適当である。
なお、シートを敷く場合は、シートを傷つけないように木の根、切り株、岩石等を除去するとともに、ササ等の生えるおそれのある場所は除草剤を散布しておく。
- (5) 貯留期間が長期化する場合は、水質の変化に留意する。
- (6) 設置場所の周辺には防護柵を設置し、人及び家畜が侵入しないようにする。
- (7) 貯水池内の清掃が可能となるよう排泥管を設置する。

(参 考)

実施事例を図－Ⅲ・25 に示す。

平 面 図





図－Ⅲ・25 天水利用貯水池

4. 3 導（送）水施設

導水路には、開水路と管水路があるが、事業における導水路は、一般的に管水路が用いられる場合が多い。

4. 3. 1 導水管

（１）管種の選定

管種の選定は、内圧、外圧に対する安全性、地盤状態、施工条件に対する適合性、経済性、将来の維持管理等を考慮して選定しなければならない。

【解 説】

- ア 一般的な管種とその特徴を要約すると表－Ⅲ・60 のようになる。このうち、最も多く使われるのは硬質塩化ビニール管である。ポンプ揚水の場合、静水頭 100m 以上になることが多いが、この場合は圧力配管用炭素鋼々管（スケジュール管といわれている JIS G3454 STPG）を使用することが多い。
- イ 使用管種は、静水圧や水撃圧などの内圧のほかに土圧や路面荷重などの外圧を検討し、これらの荷重に対して十分耐え得るものを選定する。
- ウ 地盤状態が悪い場合は、不等沈下が生じ、ひび割れの原因になることも考えられるので、とう性管や特殊継手等の使用を検討する。
- エ 強酸性地盤における鋼管、鋳鉄管類のさびや電食などに対する考慮も必要である。

表－Ⅲ・60 主に使用される管種一覧表（直管）

管 種		規 格	規 格	特 徴
塩化ビニール管	硬質塩化ビニール管 一般管 (VP)	JIS K6741	mm 13～ 300	軽量で、耐食性、耐電食性を持ち、内面粗度は変化が小さく滑らである。継手にはT S（接着）工法とR R（ゴム輪）工法があり、いずれも施工が簡単である。特にR R工法は伸縮性と可とう性もそなえ軟弱地盤の管路にも適する。
	〃 薄肉管 (VU)	JIS K6741	40～ 800	
	水道用硬質塩化ビニール管 (VW)	JIS K6742	13～ 150	
	水道用耐衝撃性硬質塩化ビニール管	JWWAK 118	13～ 150	
	農業用水用硬質塩化ビニール管	AS-24	13～ 700	
ポリエチレン管	一般用ポリエチレン管	JIS K6761	10～ 300	軽量、耐衝撃性、耐食性が大きい。電食の恐れがない。内面が平で摩擦抵抗が小さい。低圧管路に適する。
	水道用 〃	JIS K6762	10～ 50	
鋼管	水道用亜鉛メッキ鋼管	JIS G3442	10～ 300	強度が大きい。耐久性に富み、靱性、延性が良い。耐衝撃性に優れている。重量は比較的軽い。電食のおそれのある箇所は電食防止措置が必要である。また継手の水密性は高い。内外圧の大きい管路に適する。
	水輸送用塗覆装鋼管	JIS G3443	80～3000	
	配管用炭素鋼々管	JIS G3452	6～ 500	
	圧力配管用炭素鋼々管	JIS G3454	6～ 650	
	硬質塩化ビニールライニング鋼管	JWWAK 116	15～ 150	
	水道用ポリエチレン粉体ライニング鋼管	JWWAK 132	15～ 100	
ダクタイル鋳鉄管	ダクタイル鋳鉄管	JIS G5526	75～2600	強度は大で耐食性がある。重量が比較的重い。
	農業用水用ダクタイル鋳鉄管	JDPAG1027	75～2600	
強化プラスチック複合管	強化プラスチック複合管	JIS A5350	200 ～ 3000	軽量で運搬施工が容易である。耐食性、耐摩耗性、耐電食性、耐衝撃性、耐クリープ性が大きい。内面粗度は変化が小さく滑らかである。継手の可とう性があり、軟弱地盤の管路に適する。
	〃	FRPMK 111	〃	

(注) JIS : 日本工業規格、JWWA : 日本水道協会規格、AS : 塩化ビニール管・継手協会規格

JDPA : 日本ダクタイル鉄管協会規格

(2) 管 径

管径は、いかなる条件下においても計画水量を流し得るように設計する。

なお、ポンプ送水の場合には、ポンプ揚程と管径との間の経済的関係を考慮に入れる。

〔解 説〕

ア 管径は流量、動水こう配、管種等から決定されるが、幹支線配水路の最小管径は 25mm、給水管は 13mm を原則とする。

イ 放牧地の給水槽への給水においては水理計算上は非常に小さい管径で満足することになるが、この場合一般的には配水管の延長が長くなり、また途中で地形の凹凸等の関係で負圧箇所がしやすいなど通水に支障が起こりやすいので、管径に余裕をもたせる必要がある。

ウ 水理計算に当たり摩擦損失水頭の計算は、管径が 75mm 以上のものについてはヘーゼン・ウィリアムズ公式、50mm 以下のものについてはウェストン公式によることを原則とする。

(参 考)

(1) 水理計算

ア 損失水頭

(ア) 水理計算においては摩擦損失水頭のほか、各種の損失水頭として、管への流入、管からの流出、管の湾曲、屈折、分流、弁類、管径変化及び流量計、給水栓等の損失水頭を見込まなければならないが、これらは摩擦損失水頭に比べて小さい場合には一般的に無視してもよい。

(イ) 管路の長さ L 区間における摩擦損失水頭 h_f は、管の直径を D 、平均流速を V とすれば次の式によって表わされる。

$$h_f = f \cdot L / D \cdot V^2 / 2g$$

ここに、 g : 重力の加速度 $9.80 \text{ (m/秒}^2\text{)}$

f は、摩擦損失係数といわれ、厳密には使用管種（内面の状態）のほか、管径、流体の粘性、流速等の条件に応じた f 値の理論的解析が必要であるが、方法が複雑で実際の計算には不便である。これに対して、経験式としての平均流速公式が数多く提案され、実用化されている。

これらの式の中で実際の管路の水理設計に当たって一般に適用される公式として、管径によってヘーゼン・ウィリアムズ公式とウェストン公式がある。

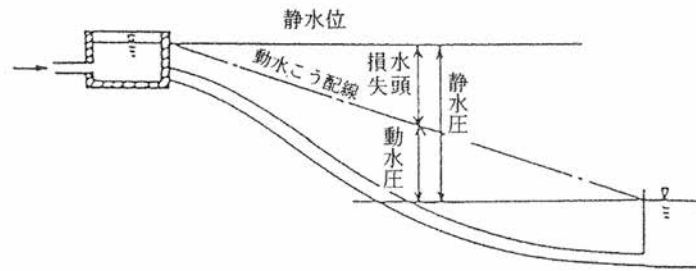
イ 動水圧と動水こう配

(ア) 管径において水の使用が全然ない場合には、管内の水は静止し、管路の末端までの水位は管の始点における水位と等しいものとなり、これを静水位といい、静水位と管路の水位との差を静水圧という。

(イ) 一方、管路において水の使用がある場合には、当然管路内に水の流れが生じ、それに伴って アで述べた静水圧からの損失水頭が発生する。

静水圧からこの損失水頭を減じたものは動水圧と呼ばれ、管路の各点の動水圧を結んだ線は動水こう配線また、この傾斜を動水こう配といっている。

動水圧は管路にて接続してガラス管を立てた場合、その管内に現われる水面の高さに相当するもので、開水路における水面の高さと等しいものである。



図－Ⅲ・26 動水圧、動水こう配の概念図

ウ 摩擦損失水頭の計算

設計の流量において管径を仮定すれば、流速と動水こう配を計算図表を用いて求めることができる。また、動水こう配を仮定すれば管径と流速が求まる。

(ア) ヘーゼン・ウィリアムズ公式による場合

- ① 図－Ⅲ・27 による。これは流速係数 $C = 100$ の場合のもので、管種によって C の値が異なるので注意を要する。

管種による C の値は表－Ⅲ・61 によるものとし、 C が 100 以外の場合には、図－Ⅲ・27 によって求めた $C = 100$ に対する値の補正を図－Ⅲ・28 によって行う。

- ② ヘーゼン・ウィリアムズ公式は、次のとおりである。

$$V = 0.35464 \cdot C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54}$$

$$Q = 0.27853 \cdot C \cdot D^{2.63} \cdot I^{0.54}$$

$$D = 1.6258 \cdot C^{-0.38} \cdot Q^{0.38} \cdot I^{-0.205}$$

$$I = hf / L = 10.666 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85}$$

ここに、 V ：平均流速（m／秒） C ：流速係数（表－Ⅲ・61 参照）

I ：動水こう配 D ：管径

hf ：摩擦損失水頭（m） L ：管路長（m）

Q ：流量（m³／秒）

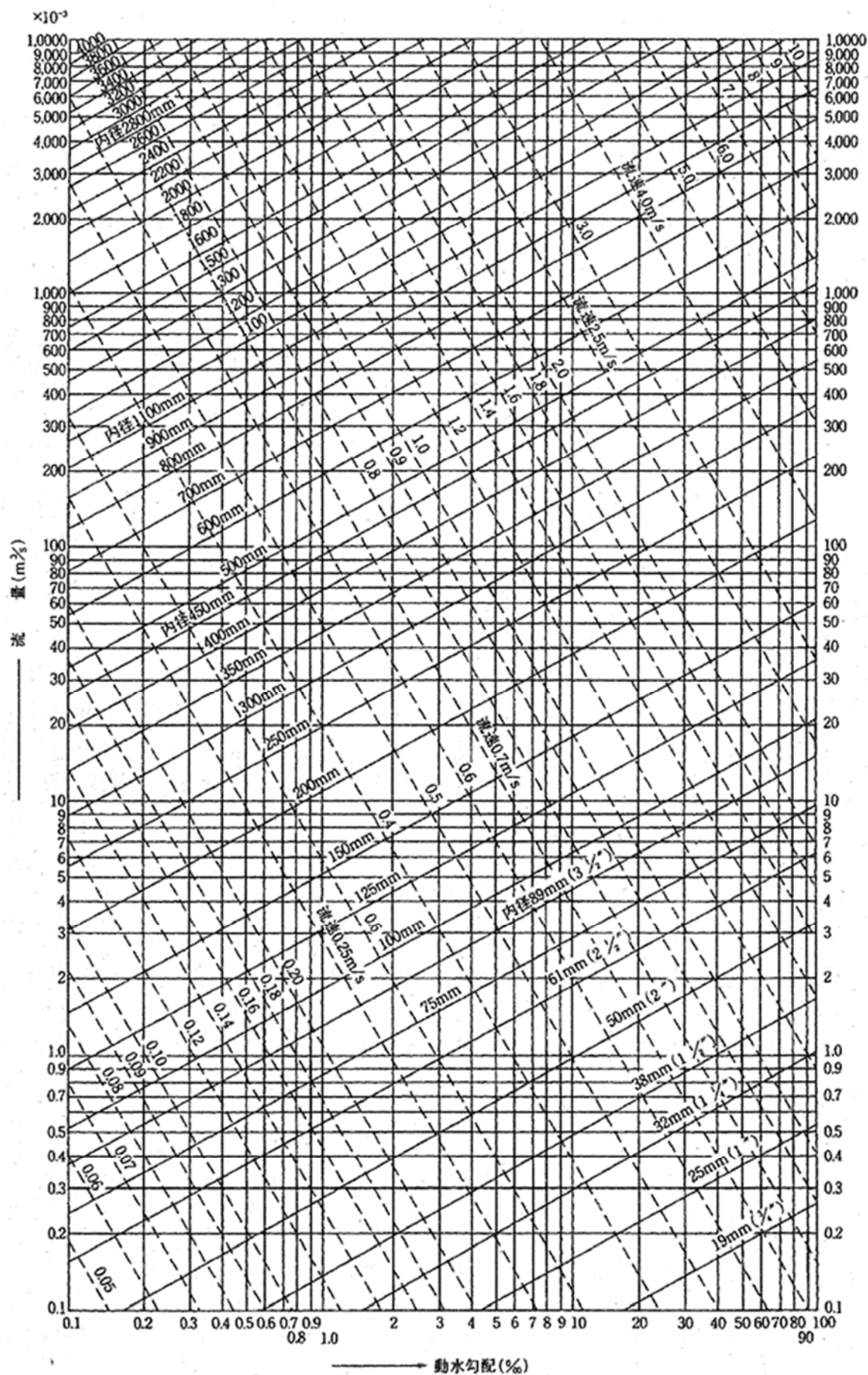


図-III・27 ヘーゼン・ウィリアムズ公式による水力計算図 (C=100)

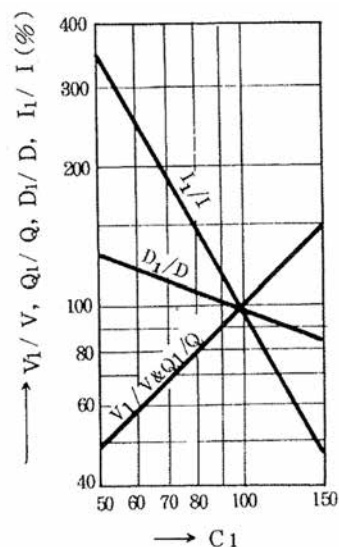
表一Ⅲ・61 管種による流速係数Cの値

管（内面の状態）	流速係数（C）		
	最大値	最小値	標準値
铸铁管（塗装なし）	150	80	100
鋼 管（ 〃 ）	150	90	100
コールタール塗装管（铸铁）	145	80	100
タールエポキシ塗装管（鋼） 注 ⁽¹⁾			
φ 800 以上	—	—	130
φ 700 ～600	—	—	120
φ 500 ～350	—	—	110
φ 300 以下	—	—	100
モルタルライニング管（鋼、铸铁）	150	120	130
遠心力鉄筋コンクリート管	140	120	130
プレストレストコンクリート管	140	120	130
硬質塩化ビニール管 注 ⁽²⁾	160	140	150
硬質ポリエチレン管 注 ⁽²⁾	170	130	150
強化プラスチック複合管 注 ⁽²⁾	160	—	150

（注）（1）塗装方法は JWWA -115 -1974 に準拠するものとし、塗装厚は 0.5mm 以上がのぞましい。

また、呼び径 800mm 未満のタールエポキシ塗装鋼管については、現場溶接部の内面塗装を行わない場合には塗装なしの値を適用する。ただし、現場溶接部の内面塗装を十分な管理の下で行う場合は $C = 130$ を適用することができる。

（2）呼び径 150mm 以下のパイプは $C = 140$ を標準とする。



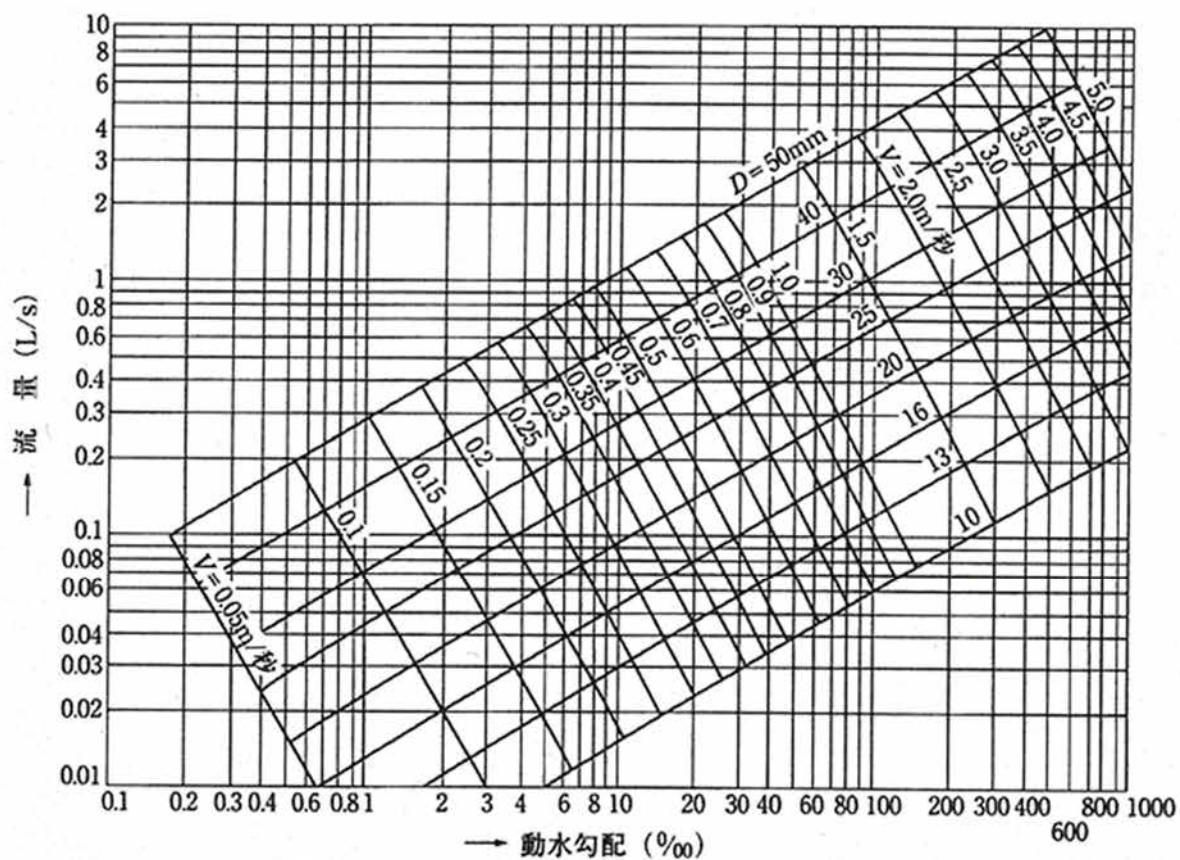
図一Ⅲ・28 ヘーゼン・ウィリアムズ公式でのCの補正

（注）（1）V、Q、D、I は、それぞれ流速、流量、管径、動水こう配に対応する。

（2）添字の1がついてるものは $C = 100$ 以外の場合のものを表わす。

(イ) ウェストン公式による場合

- ① 図－Ⅲ・29 による。なお、ウェストン公式は硬質塩化ビニール管、鋼管（新管）等の管種に適用される。



図－Ⅲ・29 ウェストン公式による水力計算図

- ② ウェストン公式は次のとおりである。

$$I = hf/L = \left(0.0126 + \frac{0.01739 - 0.1087 \cdot D}{\sqrt{V}} \right) \cdot \frac{V^2}{2g \cdot D}$$

ここに、I：動水こう配

hf：摩擦損失水頭（m）

V：平均流速（m／秒）

L：管路長（m）

D：管径（m）

g：重力の加速度（9.8 m／秒²）

(2) 流量換算表

表－Ⅲ・62 流量換算表

ℓ／秒	m ³ ／分	m ³ ／時	m ³ ／日	ℓ／秒	m ³ ／分	m ³ ／時	m ³ ／日
0.1	0.006	0.36	8.64	3.1	0.186	11.16	267.84
0.2	0.012	0.72	17.28	3.3	0.198	11.88	285.12
0.3	0.018	1.08	25.92	3.5	0.210	12.60	302.40
0.4	0.024	1.44	34.56	3.7	0.222	13.32	319.68
0.5	0.030	1.80	43.20	3.9	0.234	14.04	336.96

0.6	0.036	2.16	51.84	4.1	0.246	14.76	354.24
0.7	0.042	2.52	60.48	4.3	0.258	15.48	371.52
0.8	0.048	2.88	69.12	4.5	0.270	16.20	388.80
0.9	0.054	3.24	77.76	4.7	0.282	16.92	406.08
1.0	0.060	3.60	86.40	4.9	0.294	17.64	423.36
1.1	0.066	3.96	95.04	5.1	0.306	18.36	440.64
1.2	0.072	4.32	103.68	5.3	0.318	19.08	457.92
1.3	0.078	4.68	112.32	5.5	0.330	19.80	475.20
1.4	0.084	5.04	120.96	5.7	0.342	20.52	492.48
1.5	0.090	5.40	129.60	5.9	0.354	21.24	509.76
1.6	0.096	5.76	138.24	6.1	0.366	21.96	527.04
1.7	0.102	6.12	146.88	6.3	0.378	22.68	544.32
1.8	0.108	6.48	155.52	6.5	0.390	23.40	561.30
1.9	0.114	6.84	164.16	6.7	0.402	24.12	578.88
2.0	0.120	7.20	172.80	6.9	0.414	24.84	598.16
2.1	0.126	7.56	181.44	7.1	0.426	25.56	613.44
2.2	0.132	7.92	190.08	7.3	0.438	26.28	630.72
2.3	0.138	8.28	198.72	7.5	0.450	27.00	648.00
2.4	0.144	8.64	207.36	7.7	0.462	27.72	665.28
2.5	0.150	9.00	216.00	7.9	0.474	28.44	682.56
2.6	0.156	9.36	224.64	8.1	0.486	29.16	699.84
2.7	0.162	9.72	232.28	8.3	0.498	29.88	717.12
2.8	0.168	10.08	241.92	8.5	0.510	30.60	734.40
2.9	0.174	10.44	250.56	8.7	0.522	31.32	751.68
3.0	0.180	10.80	259.20	8.9	0.534	32.04	760.96

(3) 継 手

継手は管理に適合した取り扱いやすいものとし、管の利用状況、配管方法、土質状況等によって、固定継手、可とう性継手、特殊継手のいずれかの接合方法を選定する。

【解 説】

ア 配管の目的に管種が合っていない、継手が適合していないと配管の目的を達せられないかトラブルの原因となる。また、配管は屋外で天候の影響を受けながら作業するので、取扱い容易な継手を選定することも大切である。

継手の種類は、塩ビ管の場合 JISK 6743、水道用硬質塩ビ管の場合接着剤により接合される T S 継手とゴム輪の圧密によって接合されるラバーリング（R R 継手）がある。

イ ポリエチレンパイプの継手は、主として取外し自由なソケット型を使用する。

ウ 鋼管の継手は、固定継手としてねじ、溶接、フランジ等があり、もっとも多く利用されているのがアーク溶接継手である。溶接接合による継手は水密性が確保されるばかりでなくその強度も管体と同等もしくはそれ以上である。

ねじ継ぎ手は主として小口径鋼管に使用され、フランジ継手は小口径管及び弁機器等の接合箇所を使用される。

(4) 流 速

管内速度の許容最大流速は管内面の摩耗と異常な圧力の変動を防止できる速度とし、許容最小流速は砂粒が管内に沈澱しない速度とする。

【解 説】

ア 流速が過大となると内面摩耗が大となり、また弁操作等による異常な圧力の変動をきたし、管路の破壊につながる場合がある。

流速が遅すぎると浮遊物質が沈澱し通水能力を減少させる。

イ 管内面の材質、管種によっても異なるが、原則として許容最大流速は 5 m/秒、許容最小流速は 0.3m/秒とする。特に薬剤散布、施肥等多目的に使用される配水管の場合、許容最小流速は 0.6m/秒以上とすることが望ましい。なお、高流速として設計する場合には水撃作用に対する検討が必要である。

(5) 管 路

管路は水平、鉛直とも急激な屈曲を避け、できるだけ最小動水こう配線以下となるように設置する。管路の埋設場所は、図面はもちろん現地においても明確な標示をしておく必要がある。また、ポンプ送水で延長の長い場合には、必要に応じて水撃緩和施設を設置する。

【解 説】

ア 管路が動水こう配線より上にある部分があると、管内圧が負圧になる。この負圧の値が大きくなると水中の空気が分離して通水の妨げになる。また、万一この負圧部分で継手のゆるみや管にき裂でもあったら、周囲から逆に雨水、汚水等を管内に吸収することになる。

イ 管路が故障したときは管路を掘りおこさなければならないが、草地内は広く、管路の埋設位置が不明になりやすいので工事の一部としてクイ等で明示しておく。

ウ 水撃作用緩和処置については「4.7.3 水撃作用」参照。

(6) 管の埋設

- 1 管路は原則として土中に埋設するものとし、埋設深は土圧、路面荷重及び凍結深を考慮して決める。
- 2 埋戻しは、不等沈下しないよう十分締め固めし、地盤の悪いところでは必要な措置をとる。

【解 説】

ア 塩ビ管類は、太陽光線に侵されやすく、鋼管類は温度変化によって伸縮するほか、送水によって管が浮上することがあるから、原則として土中に埋設するものとする。やむを得ず露出配管する場合は、管を被覆するとともに、管の固定方法を考慮する必要がある。

イ 埋設深は公道では土かぶり 1.2mを標準とするが、道路管理者と協議して決定する。草地等で上載荷重がない場合は 0.6m以上を標準とする。

また、ほ場内の道路下等配管の小口径管（ $\phi 300\text{mm}$ 以下）については、これを 0.3m 以上とする。

ウ 寒冷地における埋設深は凍結深以上とする。凍結深の実測値がない場合は理論最大凍結深を採用する。（「土地改良事業計画設計基準 設計 農道」参照）

エ 軟弱地盤、石礫地盤、異種管との接合箇所等では良質土と置換を行い、十分締め固め、サンドベッドにして敷きならす。地下水が流れる危険のある場合ではコンクリート等で保護する。

(参 考)

管水路の設計に当たっては、「土地改良事業計画設計基準 設計 パイプライン」参照。

4. 3. 2 附帯する施設

(1) 接合井

接合井は、動水こう配線の上昇、減圧及び流量のチェック等のために設けるものである。この場合、接合井で自由水面になることに留意する必要がある。

【解 説】

- ア 構造は、口径 600mm 以上のヒューム管又は鉄筋コンクリート造とし、雨水、融雪水、汚水又はゴミ等が入らないように必ず覆いをする。
- イ 接合井の上流側管内の流速が大きいときは、井内で水が躍動して流出管に空気を連行するおそれがあり、また接合井の水位は一定であることが好ましいので、井中に阻流壁を設けて流速を減殺した後、流出管に流入する構造とする。
- ウ 流量が自動的に確実に制御できる大きさのボールタップを設けるとともに、排泥、排水用の排泥管及び下流側に制水弁を設ける。
- エ 接合井の修理や清掃中であっても通水可能となるよう必要によりバイパス管を設ける。

(2) 空気弁

空気弁は管内からの空気の排除と管内への空気の吸引のための装置で、管路の凸部に設けるが制水弁の中間に凸部がない場合には必要な間隔をおいて設ける。

【解 説】

- ア 空気の排除は管を布設して通水する際と、通水中に水中に溶解している空気が遊離して凸部に集り通水断面を小さくするのを自動的に防止するためであり、吸引は管内を排水する際に負圧が起こり、外圧のため管が変型したりつぶれたりするのを防ぐためである。また凸部がない場合でも 400m に 1 ヶ所は設置し、制水弁との関係では制水弁の直下に設けるのがよい。
- イ 空気弁は表－Ⅲ・63 に示す種類がある。
- ウ 漏水修理又は取替え等の場合を考慮して、空気弁用 T 字管と空気弁の間に制水弁を設けておくと便利である。
- エ 空気弁は、埋設管路に取り付ける場合は弁室を設けて格納する。弁室の構造は弁の修理作業が可能な広さとし、地下水位が高いときは、汚水が逆流しないよう必要な高さの継ぎ足し管を取り付ける。

表一Ⅲ・63 空気弁の種類

規 格	種 類	呼 び 罫	最高使用圧力 MPa(kgf/cm ²)
JIS B 2063 水道用空気弁	急 速	25, 75, 100, 150, 200	1.57 (16)
	単 口	13, 20, 25	0.74 (7.5)
		25	1.57 (16)
	双 口	75, 100, 150	0.74 (7.5)
小型空気弁	急 速	13, 20, 25	0.98 (10)

(3) 排泥弁

排泥弁は、管内の土砂、停滞水の排除及び維持管理上の管内の清掃のために、土砂が沈澱しやすい凹部に設ける。

〔解 説〕

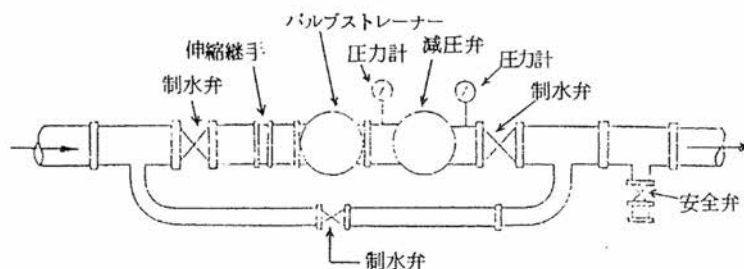
- ア 管底まで完全に排除するために、排泥弁で滞水しないだけでなく、早い流速で排出する構造とする。
- イ 吐き口は、河川、排水路等の排水先が近い地点に設けることが望ましく、放流水によって侵食されないことはもちろん周囲が水びたしにならないよう末端処理まで考慮しておく。

(4) 減圧弁

減圧弁（減圧槽）は、管路に発生する異常な圧力から管の安全を保持するために設ける。

〔解 説〕

- ア 管路の構造上できるだけ適当な使用管種管径の組合せによって水頭を合理的に配分し、減圧弁の使用は極力避け、やむを得ない場合は管の安全性、経済性及び管理の合理性を総合的に検討して設置位置を決める。
- イ 減圧弁の前後には、図－Ⅲ・30 に示すように、制水弁を設置し、制水弁の外側にバイパスを設ける。
- ウ 減圧弁（槽）は、主に管路の幹線に設置し、原則として支線に設置しなくてすむようにする。なお、減圧槽は、「(1) 接合井」参照。
- エ 2 次圧は末端給水栓 $147 \sim 196 \text{ kN/m}^2$ ($1.5 \sim 2.0 \text{ kg/cm}^2$) とし、末端からの水理計算によって決める。



図一Ⅲ・30 減圧弁の設置 (例)

(5) 流量計

流量計は、対象地域における水の使用条件に応じた適正な配水の制御を行うため、幹支線の分岐点等主要な分水地点に設ける。

【解 説】

ア 流量計は、幹線の始点その他管理上必要と認められるところに設置する。設置に当たっては、いかなる場合においても管内に水が満流していることが必要である。

イ 流量計には、絞り流量計、プロペラ式流量計、電磁流量計、超音波流量計などがあるが、機種の選定に当たっては、各機種の特徴及び現地の条件を十分把握し検討しなければならない。

流量計の種類特徴については、「土地改良事業設計基準 設計 パイプライン」参照。

ウ 流量計の上流側には機種によるが管径の5～15倍、下流側には2～5倍の直線部を設ける。

4. 4 浄水施設

4. 4. 1 浄水計画

浄水施設は原水の水質が最悪の場合でも十分その機能を発揮できるものとし、浄化能力は日最大給水量を基準とする。

【解 説】

(1) 河川表流水は、降雨時、融雪時、水田のかんがい期等は濁度、pH、細菌数等が著しく変化し、貯水池、湖沼水では春から秋にかけて微生物の種類及び個数が著しく増加することがある。

なお、地下水、伏流水等は地表水に比べ一般に良好である。

(2) 原水の水質が、大腸菌群(100ml MPN) 50以下、一般細菌(1ml) 500以下、その他の試験項目が水道基準の水質基準に適合する場合は消毒設備のみとすることができるが、前記以外の場合は沈澱、ろ過、消毒の各施設を設ける。なお、原水に多量の鉄、マンガン、陰イオン活性剤(ABS等)、遊離炭酸等を含む場合は、それぞれの成分を除去する施設を設ける。

(3) 家畜の飲み水については、井戸水などの水質検査で実施されている「簡易飲適」10項目、大腸菌、一般細菌、硝酸態窒素、塩化物イオン、有機物等、PH、臭気、色度、濁度、味について調査する。

4. 4. 2 沈砂池

沈砂池はなるべく取水口に近接した位置で土砂の沈澱、排除が行いやすい構造とし、池数は2池以上とするが、1池の場合は隔壁で仕切りバイパスを設ける。

【解 説】

(1) 長方形の場合は、幅は長さの1/3～1/8を標準とし、池内に渦(か)流が生じないように流入部及び流出部をそれぞれ漸拡、漸縮した形とする。

(2) 池数は、排砂、清掃、補修等を考慮して2池以上とすることが望ましい。やむを得ず沈砂池を1池とする場合には、バイパス管を設けておく。

(3) 池内の流速が速いと沈澱効果が少ない。なお、砂粒子の沈降速度は、表Ⅲ・64のとおりである。

表一Ⅲ・64 砂粒子の沈降速度

粒子の径 (mm)	沈 降 速 度 (cm/秒、10℃)
0.30	3.2
0.20	2.1
0.15	1.5
0.10	0.8
0.08	0.6

(注) 比重：2.65

(4) 沈砂効果からいえば浅い方が早く沈澱し、幅を広くすれば流速が遅くなって効果が大きい。深くすると排泥間隔は長くてもよくなるが、工事費がかさみ、排泥に困難をきたすことになる。

4. 4. 3 着水井

着水井は、導入される原水の水位の動揺を消滅、安定させ原水量を調節把握し、これによって薬品注入、沈澱、ろ過等の諸施設に導かれる原水が正確にかつ容易に処理されるようにするために設ける。

【解 説】

- (1) 形状は流入した原水が整流になるよう長方形とし、流入口には流入量の調節又は事故その他に備えて角落し又はスルースゲートを取り付けておく。
- (2) 着水井は、導水される原水の水位が変動しやすいので余裕高を設ける。
- (3) 落葉、枯草等を除去するためにスクリーンを設ける。
- (4) 着水井の大きさは滞留時間 1.5 分以上とし、整流状態が保てる大きさとする。
- (5) 修理、清掃等に備えて排水設備を設けなければならない。
- (6) 着水井を特別に設置しなくても十分機能が果たせる場合には、一部又は全部の施設を省略することができる。

4. 4. 4 浄水方法の選定

浄水方法は原水の水質、浄水量、用地の取得、建設費、維持費、維持管理の難易等を考慮して適切なものを選定し、看視舎給水には消毒設備を設ける。

【解 説】

- (1) 浄水方法には、消毒のみの方式、緩速ろ過方式、急速ろ過方式、膜ろ過方式、さらに高度浄水処理及びその他の処理を付加したものがあり、その選定にあたっては、どのような原水水質に対しても浄水水質の管理目標を満足することをはじめ、浄水施設の規模や運転制御及び維持管理技術の管理水準などを考慮することが必要である。処理対象物質と処理方法を表一Ⅲ・65 に示す。
- (2) 浄水施設の選定にあたっては、同じ浄水方法であっても採用できる施設は条件によって異なってくるので、施設の設置スペース、建設費、運転費、維持管理費を含むトータルコスト、維持管理の確実性、容易性及び省エネルギータイプの選択なども考慮する必要がある。

(参 考)

表－Ⅲ・65 処理対象物質と処理方法

(出典：水道施設設計指針 2000)

	処理対象項目	処理対象物質	処 理 方 法
不 溶 解 性 成 分	濁度		緩速ろ過方式 ^{注1} 、急速ろ過方式（直接ろ過） ^{注2} 、膜ろ過方式 ^{注3}
	藻類		膜ろ過方式、マイクロストレーナ、浮上分離
	微生物	クリプトスポリジウム	緩速ろ過方式、急速ろ過方式、膜ろ過方式、オゾン
		一般細菌、大腸菌群	塩素、オゾン
溶 解 性 成 分	臭気	かび臭	活性炭、オゾン、生物処理
		その他の臭気 ^{注4}	活性炭、オゾン、エアレーション、塩素 ^{注5}
	消毒副生成物	トリハロメタン前駆物質 ^{注6}	緩速ろ過方式、急速ろ過方式、膜ろ過方式、オゾン、活性炭
		トリハロメタン	活性炭、酸化、消毒方法の変更 ^{注7}
	陰イオン界面活性剤		活性炭、オゾン、生物処理
	トリクロロエチレン他		エアレーション（ストリッピング）、活性炭
	農薬 ^{注8} 、その他		活性炭、オゾン、塩素
	無機物	鉄	前塩素処理、中間塩素処理、エアレーション、鉄細菌利用法、生物処理
		マンガン	酸化（前塩素処理、中間塩素処理、オゾン、過マンガン酸カリウム）処理とろ過、生物処理
		アンモニア性窒素	塩素（ブレイクポイント塩素処理）、生物処理
		硝酸性窒素	イオン交換、膜処理（逆浸透）、電気透析、生物処理（脱窒）
		フッ素	凝集沈殿、活性アルミナ、骨炭、電気分解
		硬度	晶析軟化、凝析沈殿
		浸食性遊離炭酸	エアレーション、アルカリ剤処理
	色度	腐植質	凝集沈殿、活性炭、オゾン
	ランゲリア指数 ^{注9}		アルカリ剤処理、炭酸ガス・消石灰併用法

注1 原水濁度がおおむね10度以下で安定している場合。ただし、原水濁度の上昇に対して、沈殿処理または一次ろ過設備を緩速ろ過の前に追加して対応できる。

注2 原水濁度がおおむね10度以下で安定している場合は、凝集処理のみで急速ろ過を行う方式（直接ろ過）とすることができる。

注3 この表では膜ろ過方式は精密ろ過（MF）及び限外ろ過（UF）をいう。中・高濁度の原水の処理には、一般的に前処理が必要。

注4 臭気の原因物質により、有効な処理方法が異なる。

注5 アミン類のように塩素と結合して臭気が強くなるものがあるので注意を要する。

注6 ろ過方式で除去できるトリハロメタン前駆物質は懸濁性のものに限る。

注7 この表では、酸化、消毒方法の変更とは、前塩素処理方式から中間塩素処理への変更、前塩素・中間塩素処理からオゾン等他の酸化剤への変更及び遊離塩素から結合塩素への消毒方法の変更をいう。

注8 農薬の種類によって処理性が異なる（詳細については、水道維持管理指針10. 水質管理参照（p. 689））

注9 ランゲリア指数の改善は直接の処理対象物質ではないが、この欄に含めて記載した。

(ア) 消毒のみの方式は、原水の水質が年間をとおして良質な場合の処理方式である。消毒のみの方式ができる場合は、①上流域に発生源がない ②指標細菌が検出されていない ③濁度管理が行われているといった、一般的に水道原水が糞便による汚染に対して安全とされる条件を満たすかどうかを確認する必要がある。

(イ) 緩速ろ過方式は、一般に原水水質が良好で濁度も低く安定している（概ね 10 度以下）場合に採用される。砂層の上に形成されたるろ過膜の働きによって機械的、物理化学的、生物学的に行われるものである。構造は鉄筋コンクリートとし、寒冷地においてはろ過池全体に覆いをつける必要があり、直射日光をさえぎることによって微生物の働きを良くし、ろ過池の持続日数を延長することができる。形状は長方形の複数池とし、その周囲に操作上必要な空間をとる。緩速ろ過に必要な面積は計画浄水量をろ過速度で除したもので、池の数は予備池を含めて2池以上とする。ろ過速度は普通 4～5 m/日として、原水の水質の良好なときは 5～8 m/日とする。ろ過継続日数は 20～30 日くらいである。砂利層の厚さは 400～600 mm とする。

砂利の形は、球に近く硬質清浄で質の均等なものがよく、ごみ、粘土質等の不純物を含まないものでなければならない。下部集水装置の主渠及び底部こう配は、渠内流速が支渠では 15cm/秒以下、主渠では 20cm/秒以下になるようにする。

(ウ) 急速ろ過方式は、緩速ろ過方式では対応できないような原水水質の場合や、敷地面積に制約がある場合に採用される。浮遊物質をあらかじめ薬品によって凝集沈澱させた後、人工ろ過膜によって細菌と濁質をろ過する方法で、緩速ろ過よりはるかに速い速度で処理できる。構造には重力式と圧力式がある。設置型式では横置形と垂直形があり、いずれも鋼板製で浄化能力 50～3,000 m³/日の全自動式の既製品がある。ろ過速度は 120～150 m/日で、逆流洗浄速度は 18～36 m/hr、洗浄時間は 8～10 分、またこの間の損失水頭は 0.3～0.5 kgf/cm² (29～49 kN/m²) 程度である。構造は、下部集水装置の上に 20～50 cm の砂利層を置いた上に 45～75 cm の砂層を置き、水質によっては除去に適した材料を入れる。原水は、タンク上部の多孔管又は邪魔板によってろ床上に均等に流入し、ろ過を行った後、下部集水装置から浄水槽に入る。洗浄は、タイマーあるいは目詰まりによる水圧の変化によって自動的に行われる。

(エ) 膜ろ過方式は、懸濁物質やコロイドの除去を主な目的とする場合に用いられる。精密ろ過膜（MF）、限外ろ過膜（UF）等の膜を用いて、その膜孔径に応じた粒径又は分子量の懸濁粒子を物理的に除去するものである。膜ろ過の性能を効率的に発揮させるため、夾雑物除去等のための前処理が必要な場合があり、膜ろ過では除去しにくい溶解性有機物、異臭味、マンガンを除去するためには後処理が行われる。この方式は、数ヶ月間隔での膜の薬品洗浄、数年間隔での膜交換を要するが、機器数や可動部分が少なく、また、自動化や遠隔制御などが可能であり、運転管理などは一般に容易である。

（参 考）

凝集剤としては水道用ポリ塩化アルミニウム、水道用硫酸アルミニウム（硫酸ばんど）、塩化第2鉄、アルカリ剤としては水道用消石灰、水道用ソーダ灰、凝集補助剤としては活性ケイ酸、水道用アルギン酸ソーダ等があるので、原水の量、質、濁度、ろ過方式及び排水処理方式等との関連から適切でかつ衛生的に支障のないものを選定する。

4. 4. 5 浄水池

浄水池は、浄水を排水池に送水する場合、之を貯留して水量調節を行うものである。

【解 説】

- (1) 浄水池は、浄水を貯える最も重要な施設であるから、雨水等で外部から絶対に汚染されないように水密とし、かつ耐震性とする。
- (2) 落差の関係がよく、地盤がよければ深く掘削せず、土工量を少なくすることが経済的にも水理的にも有利である。
- (3) 寒冷地あるいは酷暑地において水温保持の必要ある場合は、厚さ 30～60cm 程度の上置き土又は適当な保温装置を設ける。
- (4) 地下水位の高い所に築造する場合は、浮力による浮き上がりを防止するため、上置き土、クイによる地盤への定置又は地下水位低下等の対策を講ずる。
浄水池は、原則として 2 池以上とし、1 池の場合は隔壁で 2 分する。
- (5) 配水池を高所に設けポンプ送水する場合は、吸水槽と浄水槽を兼ねることができる。

4. 4. 6 消 毒

消毒用薬品は、塩素剤を用いなければならない。また、注入設備は、計量が正確で安全に注入できるものとする。

【解 説】

- (1) 消毒は、看視舎用給水、酪農の洗浄水等、直接及び間接に人間に影響を与える場合に行う。
- (2) 塩素剤には、液化塩素、次亜塩素酸ナトリウム及び次亜塩素酸カルシウム（高度さらし粉を含む。）等がある。
- (3) 注入率は、給水栓における水が、平常の場合、遊離残留塩素で 0.1mg/ℓ以上あるいは結合残留塩素で 0.4mg/ℓ以上保持できるようにする。

（参 考）

- (1) 「水質基準に関する省令」（改正平成 15 年 5 月 30 日厚生労働省令 101 号）
- (2) 衛生上必要な措置

水道法第 22 条、同施行規則第 17 条参照。

4. 5 配水施設

4. 5. 1 配水方式

給水区域が浄水池より標高が低く、給水区域の末端で必要な動水圧が確保できる場合は自然流下方式とし、給水区域の標高が浄水池より高い場合にはポンプ揚水により配水池を設けるか、直送方式とする。

【解 説】

- (1) 自然流下方式は維持管理費がかからず、停電の心配もないので、地形が許す限りこの方式とすることが望ましい。
- (2) ポンプ揚水で配水池を設ける場合、給水区域内に著しい高低差があるときには高区、低区等に給水区域を分割し、それに対応する配水池の設置を検討する。
また、直送式を採用する場合には、浄水池と給水場との給水制御について十分検討して決定する。

- (3) 配水管の最小動水圧は $147 \sim 196 \text{ kN/m}^2$ ($1.5 \sim 2.0 \text{ kgf/cm}^2$) を標準とするが、家畜の水飲場等では 49 kN/m^2 (0.5 kgf/cm^2) 程度まで下がることもやむを得ない。最大動水圧は最高 421 kN/m^2 (4.3 kgf/cm^2) 程度とすることが望ましい。

4. 5. 2 配水池の容量

配水池は浄水量と給水量との調節を行い円滑に安定した給水を行うため、有効容量はこの均衡を取り得る水量を貯留することが必要である。

【解 説】

貯水量は、日最大給水量の 12 時間分を標準とし、設置場所が遠隔地の場合、水源条件がよくない場合、給水条件がよくない場合等は 1 ～ 2 日分を貯留する。

4. 5. 3 配水管

配水管は配水池又は配水ポンプ等から給水までを結ぶものであり、配水管の事故は断水等を生じさせ経営にも支障をきたすおそれもあるので、設計、施工に当たっては慎重に行う必要がある。

【解 説】

- (1) 牧場での給水の場合、管網配管とすることは、地形、給水量及び工事費との関係から困難であるので、樹枝状配管になることが多い。樹枝状配管は水が停滞しがちであるので、給水しないときのために末端に排泥弁を、幹線からの分岐点と給水場の分岐点には制水弁を設置する。
- (2) 減圧弁は、使用パイプの耐圧と給水場の水圧を検討して設置する。
- (3) 安全弁は、水撃作用の起こりやすい箇所に設置する。なお、水撃作用については、「4. 7. 3 水撃作用」参照。
- (4) 管種、管径及び管の埋設については、「4. 3. 1 導水管」、空気弁等については、「4. 3. 2 附帯する施設」に準ずる。

4. 6 給水施設

放牧地の水飲場は、家畜の集まりやすい場所に設置し、その構造は使用条件を考慮して決める。なお、看視舎給水は、一般家庭用に準ずる。

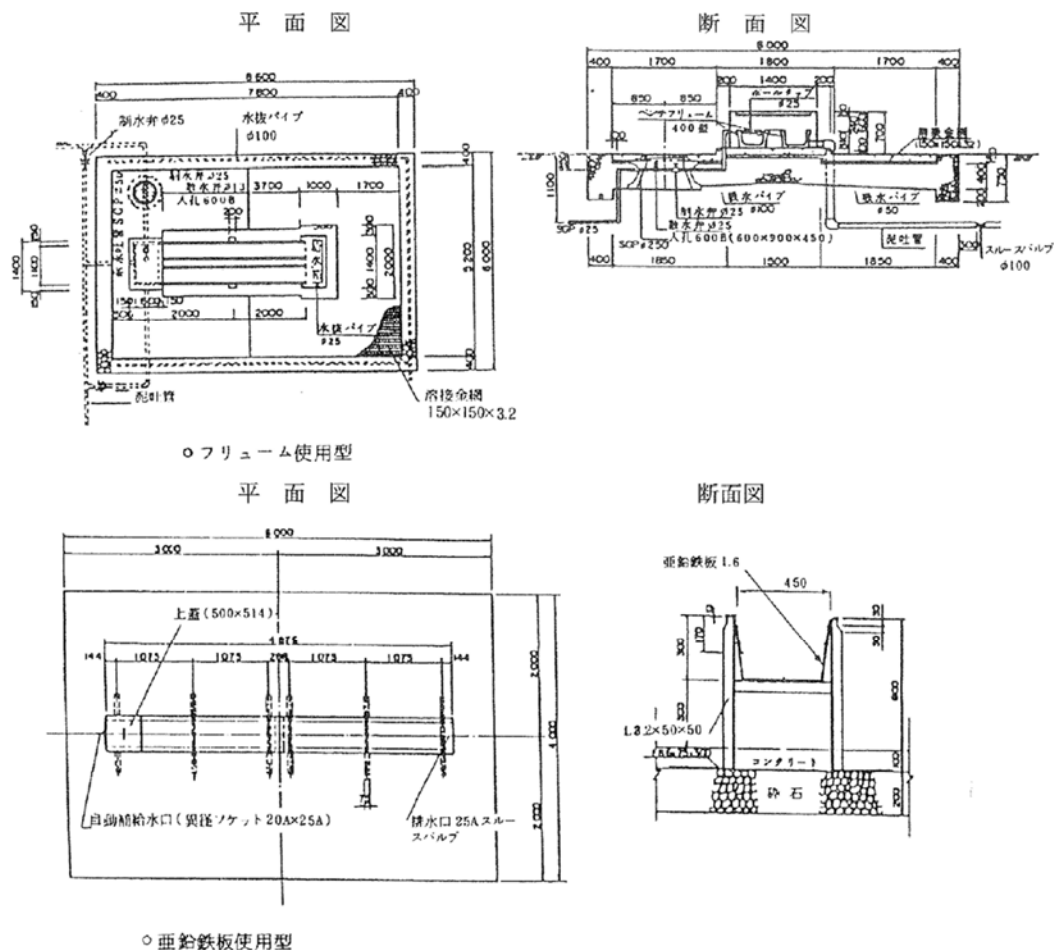
【解 説】

- (1) 配水管から分岐した給水管とこれに直結する給水用具で飲用に適する水を供給する。
- (2) 放牧地の水飲場は、放牧家畜が休憩するひ陰林や、夏季涼風のある場所で且つ排水良好な牧区の交点に設置することが望ましい。
- (3) 放牧地に設置する水飲場（開放式）は、水槽内に家畜のふん尿が入らない構造とし、周辺部は泥ねい化を防止するため、コンクリート等で舗装を行う。標準的な実施例を図－Ⅲ・31 に示す。開放式では、給水量はボールタップで制御する。ボールタップには径 $13 \sim 200 \text{ mm}$ 、最大動水圧 980 kN/m^2 (10 kgf/cm^2) までの各種があり、フロートの材質はステンレス、真ちゅう、合成樹脂等がある。水槽には U 型フリューム、ステンレススチール、鉄板等を使用する。
なお、密閉式は、ウォーターカップと呼ばれているもので、家畜別にそれぞれの型式がある。
- (4) 牧区を変更する可能性のあるところでは、配水管に分水ボックスを設置しておき、ここから取水してドラムか

ん等を使った仮設水飲場に給水できるようにしておくとの便利である。

- (5) 牛の放牧の際、塩分、ミネラル等を補給しなければならないので、水飲場に給塩施設を併設するとよい。
- (6) 夏期放牧地の水飲場には排泥弁を設置しておけばよいが、寒冷地の越冬施設においては不凍水栓を設置しなければならない。不凍水栓は凍結深以下に排水口を設け、給水栓の外側に口径 75～100mm のパイプをたて、その中に砂を充てんする。
- (7) 畜舎内の給水施設については「第Ⅳ編 2.4.2 給飼用施設・機器」参照。

(参 考)



図一Ⅲ・31 水 飲 場 (例)

4. 7 機械・電気施設

4. 7. 1 ポンプ

ポンプの種類には、回転作用によって揚水する渦巻、渦流等のポンプ、往復運動によって揚水するピストン、プランジャー等のポンプ、特殊なものとして水撃によって揚水するポンプ、気泡（ほう）ポンプ等がある。設置に当たっては、現地の条件、機械の性能、工事方法、工事費等を十分検討し選定しなければならない。

【解 説】

(1) 適用するポンプの種類は表－Ⅲ・66 のとおりである。

表－Ⅲ・66 適用ポンプの種類

種 類	口 径 (mm)	吐出量 (ℓ/分)	全揚程 (m)
渦 巻	40～250	30 ～3,000	20～500
深井戸用	30～250	40 ～8,000	15～300
渦 流	25～ 40	3 ～ 90	30～200

(2) 計画揚水量は次による。

取水ポンプ 1日最大取水量

導水ポンプ 1日最大取水量

送水ポンプ 1日最大給水量

配水ポンプ 時間最大給水量

(3) ポンプ口径と揚水量は表－Ⅲ・67 のとおりである。

表－Ⅲ・67 ポンプの口径と揚水量

吸込口径 (mm)		40	50	65	80	100	125	150	200	250	300
揚水量 範 囲 (m ³ /分)	50Hz	0.1	0.16	0.25	0.4	0.63	1.00	1.60	2.50	4.00	6.30
		～0.2	～0.32	～0.50	～0.8	～1.25	～2.00	～3.15	～5.00	～8.00	～12.50
	60Hz	0.11	0.18	0.28	0.45	0.71	1.12	1.80	2.80	4.50	7.10
		～0.22	～0.36	～0.56	～0.90	～1.40	～2.24	～3.55	～5.60	～9.00	～14.00

(4) 揚程は次式によって算定する。

$$H = H_a + H_f + H_l + H_o$$

ここに、H：全揚程 (m) H_a：実揚程 (m)

H_f：管路の損失水頭 (m) L：管路の全長 (m)

D：管の内径 (mm) V：流速 (m/秒)

g：重力の加速度 (9.8m/秒²) f：係数 (管の種類によって異なる。)

H_l：管路以外の損失水頭 (m) ($H_l = K \cdot V^2 / 2g$)

K：係数 (附属物によって異なる。)

H_o：管路末端の残留速度水頭 (m)

- (5) 原動機容量は次式によって算定する。

$$\text{軸動力 } P_s = 9.8QH / 1000 \eta_t \quad (\text{kW})$$

ここに、 Q ：揚水量 (ℓ /秒) H ：全揚程 (m)

η ：ポンプ効率

$$\text{原動機出力 } MKW = SKW (1 + d) / \eta_t \quad (\text{kW})$$

ここに、 SKW ：軸動力

d ：余裕率 (電動機 0.1 ～0.15、エンジン 0.15～0.20)

η_t ：伝動効率 (直結…1, ベルト 0.9 ～0.95、歯車 0.92～0.98、流体継手 0.95～0.97)

- (6) 設備台数

取水、導水、送水、配水の各ポンプには危険分散、保守等から同容量のポンプを複数設置することが望ましい。

- (7) 牧場の用水に使用するポンプは、主として渦巻 (横軸、ボリュート、単段、多段)、深井戸用 (渦巻、立軸、ボリュート、多段) である。渦流 (カスケード) は、吐出量が少なく、高揚程に適し価格も安いことから選定の対象となりやすいが土砂には極めて弱いので浄水化した清水以外は適当でない。

- (8) 水撃ポンプは、無動力ポンプといわれているもので、落差を利用して水撃作用を発生させ、このエネルギーで揚水するもので、電力、石油等のエネルギーを使用しないのが特徴であるが、水源池に必要な落差があること、流量が揚水量の 10 倍以上あること等が必要である。

- (9) ポンプの設計の際は、キャビテーション (流動している水などの液体の圧力が局部的に低下して、蒸気や含有気体を含む泡が発生する現象。) の発生を抑えるよう検討する必要がある。

4. 7. 2 吸 込 管

吸込管を押込み式にするか、吸揚げ式にするかは附属品の設備、維持管理に大きい影響があるが、全体としては利点の多い押込み式を標準とする。

【解 説】

- (1) 連結部等から絶対に空気を吸い込まないようにする。
- (2) 低水面から吸込管までの深さ、吸込管の端又はストレーナの下端から吸水槽の底面までの深さ及び管と吸水槽の壁面との距離は十分に余裕をとる。
- (3) 隣接する吸込管相互間の距離は、同一管径の場合は 3 倍以上、異なる管径の場合は、大きい管径の 3 倍以上とする。
- (4) やむを得ず吸揚げ式とするときは、できるだけ管を短くし、ポンプに向かって 1/50 以上の上りこう配とする。また、吸揚げ式の場合、ポンプ胴体及び吸込管内を満水にするための真空ポンプあるいは補給水槽を設置しなければならない。

なお、寒冷地においてはポンプを保温しなければならないが、吸水槽と同じ地下式にすることによって保温設備を省略あるいは簡素化できる。ただし、機場の敷地をそれだけ広くとらなければならない。

4. 7. 3 水撃作用

ポンプの吐出し側管路の状況によって水撃作用を生ずるおそれのある場合は、これを防止する処置を講じておくものとする。

〔解 説〕

水撃作用は、管路において流速が急激に変化し管内の圧力が急激に変動する現象で、ポンプの起動時、停止時、バルブの開閉時に生じる。防止策として緩閉式逆止弁 フライホイール、サージタンク等があるのでポンプ、送水管の設置条件等から検討し適切な処置を講じる。

4. 7. 4 吸 水 槽

吸水槽は、水流の乱れや渦巻きが起こらず、また沈殿物等を吸い込まない形状にし、清掃用として人孔及び排泥弁を設置する。

〔解 説〕

- (1) 吸水方法としては、押込み式を原則とすることについては、「4. 7. 2 吸込管」で述べたとおりであるので、吸水槽はこれに合った構造にするものとする。
- (2) 人孔の大きさは 600mm 以上とし、人の出入りや水槽内に取り付けた器材の出し入れに必要な寸法を考慮するものとする。

4. 7. 5 ポンプの制御

ポンプの呼び水、原動機の起動、停止、水飲場の開閉等の一連の工程は、自動的に制御するものとする。

〔解 説〕

ポンプの制御には、流量、水位、動力、圧力等の制御方法があるが、ここでの制御はポンプと配水池、配水池と水飲場、あるいはポンプと水飲場等で、ポンプと配水池の場合はケーブルによる水位制御か圧力制御であり、配水池と水飲場はボールタップによる水位制御になる。この場合、水源池と配水池の距離が長くなるのでケーブルでは太い線を必要とする。ハンドホールの数が多くなると災害やネズミの被害を受けやすいなどの問題があるが圧力タンクによる制御ではこれらの心配はない。

4. 7. 6 電 動 機

電動機は多種多様であるが、三相誘導電動機は、構造が簡単で運転、保守が容易であるのでこれを標準とする。

〔解 説〕

型式は、すえ付け場所及び周囲の状況から選ぶものとする。電動機の型式は表Ⅲ・68 のとおりである。

表Ⅲ・68 電動機の型式

すえつけ場所の状況	形 式
乾燥したほこりの少ない場所	開 放 型
水まつを受けるおそれのある場所	閉鎖防まつ型
注水あるいは湿気のはなはだしい場所	} 全閉外扇型
塩素ガス等を受けるおそれのある場所	
屋外に設置される場合	

なお、受電容量は、各負荷設備が同時にかかる場合を想定し、合計容量に 10～20%の余裕を見込んだ量とする。

4. 7. 7 内燃機関

ポンプの予備動力又は予備発電用の原動機は、ディーゼル機関を標準とする。

4. 7. 8 避雷設備

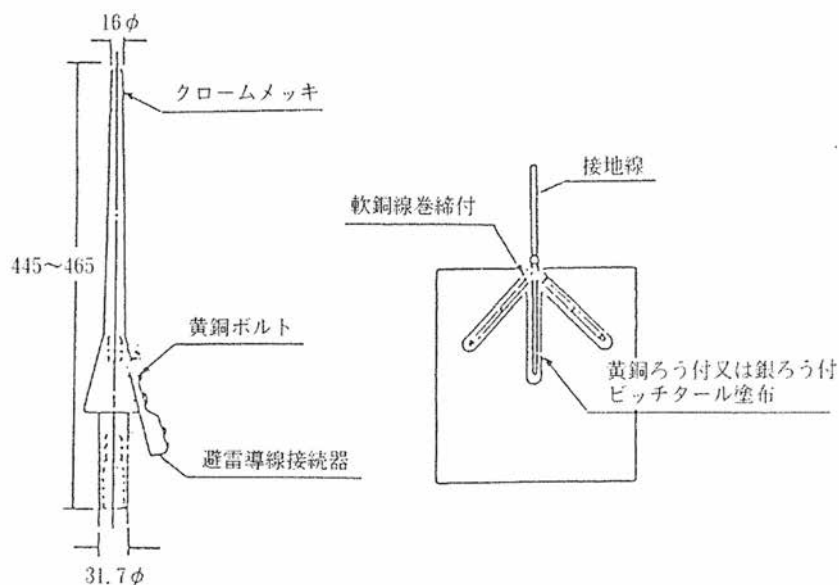
山間地等の雷多発地帯において、ポンプ場等の電気施設を設置する場合は適切な避雷設備を設ける。

【解 説】

- (1) 飲料用水施設の落雷による被害は、電気施設に集中し、施設を直撃する直接雷によるものと、受電用の架空電線や水位計とポンプの間を結ぶ信号線のどこかに被雷し、そのエネルギーが伝ってくる誘導雷によるものがある。
- (2) 直接雷を避けるためには避雷針を設置し接地工と接続する。
- (3) 誘導雷による被害の程度は各種スイッチ等が損傷する程度であるが、防止策として回路の進入路又は重電機器の直前に避雷器を設置し接地工と接続する。
- (4) 避雷針の接地工と避雷器と接続する接地工を共用してはならない。

(参 考)

避雷設備の参考図を図－Ⅲ・32 に示す。



図－Ⅲ・32 避雷針及び接地極（例）