

第12章 吸込水槽及び吐出し水槽の水理設計

関連条項〔基準 10、運用 10-1～2〕

12.1 一般

12.1.1 用水ポンプ場

農地かんがい用の用水ポンプ場の吸込・吐出し水槽の水理設計を行う場合は、次の水理現象について検討し、導水・送水に支障がないことを確認する。

- ① 取水口付近や導水路内における土砂堆積
- ② 導水路から吸込水槽に向かう流れの連続性
- ③ 送水管における水撃作用

(1) 土砂堆積の対策

① 取水口の位置

わが国においては、かんがい用水を河川から取水することが多い。このような場合には、取水口付近に土砂が堆積しない場所を選ぶ必要がある。

図-12.1 に、取水口適地として示すような河川湾曲部の凹岸側直下流付近は、比較的土砂が入り難い場所である。

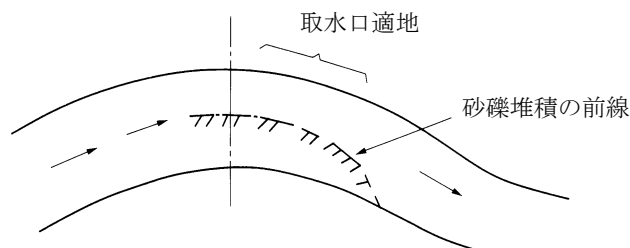


図-12.1 河川湾曲部の流れ

また、取水口を直接河岸に接して設置する場合には、水理模型実験結果や既設の実施成功例に準拠する以外は、自然に形成されている付近の地形を大きく変えることは好ましくない。

(図-12.2 参照)

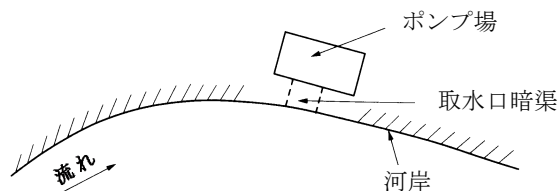


図-12.2 ポンプ場の取水口説明図

② 取水口の構造

取水口と導水路の幅が同一で大きすぎると、洪水等に伴い土砂が導水路内に堆積し、取水が困難になることがあるから、導水路幅の決定には十分注意を要する。このような平面形状の場合に

は、前面にゲートを設けて洪水時にはゲートを閉め、土砂の流入堆積を防止する方法が有効である。なお、取水口付近に取水庭を設けるような場合には、その規模は過大にならないようにする。

(2) 流れの連続性の確保

河岸に設置した取水口から吸込水槽までの距離が長い場合、その区間の流れは方向変化や流速変化が大きくなならないよう、水路断面の移行形状を考慮する必要がある。

また、流水中に土砂が多く含まれる所では、ポンプ保護のために沈砂池を設けることが必要である。この場合、沈砂池への流入直前で急激な屈曲を与えると沈砂池流入部において偏流を生じ、流れの均一な拡散が困難となり、沈砂効率を悪くする。そのため、沈砂池流入部直前の導水路は、その中心線が沈砂池中心線と一致するような導水路幅の3倍以上の直線区間を設けることが望ましい。

河川等から導水路へ用水を引き入れるために、調節水門を有する取水口を設ける場合や、導水路区間内に沈砂池を設置しようとする場合の取水口や沈砂池の水理設計は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「頭首工」（以下 設計基準「頭首工」と示す）に準拠するのがよい。

(3) 水撃作用

「8.7 水撃作用の軽減方法」を参照のこと。

12.1.2 排水ポンプ場

排水ポンプ場の吸込・吐出し水槽あるいは導・送水路を既存の河川に接続させる場合には、周辺の地形並びに河川の状況等を考慮して、排水機能が十分に発揮できるように施設を適切に配置する。

また、津波により浸水する可能性がある場所においては、建屋にかかる波圧の軽減対策として、吐出し水槽を建屋の海側に配置することを考慮する。

(1) 導水路から吸込水槽への円滑な流れの確保

農地及び集落の排水を排除するための排水ポンプ場においては、ポンプ稼働時に排水路、導水路から吸込水槽に向かう流れには急激な方向変化や流速変化がない円滑な流れを維持する必要がある。特に、大規模な主ポンプの運転開始に伴う吐出し量と排水路から吸込水槽に流下集中する水量との釣合いを十分検討し、流れの連続性を確保する必要がある。このため、①排水路内の増加流速による侵食防止のため水路側壁の護岸、②適切な規模の遊水池を設ける等の事項を考慮する。また、排水路内に塵芥、雑物が多量に流入することが想定される場合には、除じん機、ごみ焼却場についても考慮する必要がある。

(2) 自然排水方式との併用

外水位が低下し、地区内排水の自然排水が可能な状態が予想される場合には、ポンプ場に沿って排水路をう回させ、ゲートを操作して排水を行う場合が多い。このような場合には、排水路の放流部分の水理構造には十分注意する。

図-12.3に示すような、自然排水路先端が袋小路になって、ポンプ場の放水路と合流している形状であると、ポンプ稼働による排水時の流水中に含まれた土砂が、この袋小路に堆積する。このため、自然排水を行う場合、十分な掃砂が困難となり、自然排水終了後に完全なゲート閉扉ができなくなることがある。このような不都合な現象を防止するため、次の事項を考慮する必要がある。

- ① 自然排水路内の排水ゲートの敷高は、ポンプ場の放水路の底標高より高くする。
- ② 自然排水路と放水路との合流部は、図-12.3に示したように、水路としての十分な機能が発揮できるように、取付け部分の形状に注意する。
- ③ 排水ゲート下流側にヘドロが多少たまって、自然排砂の際に完全に掃砂できるような水路

勾配とする。

- ④ 排水ゲートは、多少のヘドロが堆積していても完全な閉扉ができるよう、ロープ式巻上げ方式よりもスピンドル又はラック引上げ方式を採用することが、管理上都合がよい場合が多い。

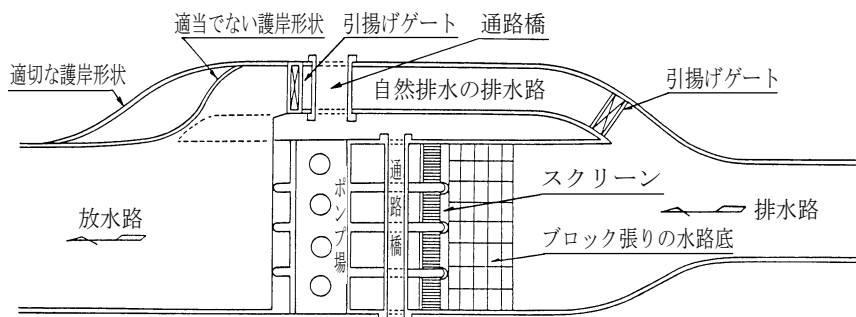


図-12.3 自然排水の排水路説明図

12.1.3 用排水兼用ポンプ場

用排水兼用ポンプ場を設置する場合には、用水量、排水量それぞれの所要水量を効率よく揚水できるように十分検討を行うとともに、導水路及び用（排）水路を適切に配置する。

地区内は場の湿田状態を乾田化するため常時排水を考慮するとともに、かんがい期間中に用水不足の事態が生じる場合には排水流量を用水に転用するため、自動運転操作による用排水兼用ポンプ場を設ける事例が多い。この場合に、ポンプ口径、台数、形式等の検討を十分に行うことは当然であるが、導水路及び用（排）水路についても適切な配置の検討が必要である。

〔参 考〕用排水兼用ポンプ場の一例

図-12.4 に示すポンプ場においては、地区内の排水は、図の右側の幹線から左側の放水路に主ポンプにより排出される。

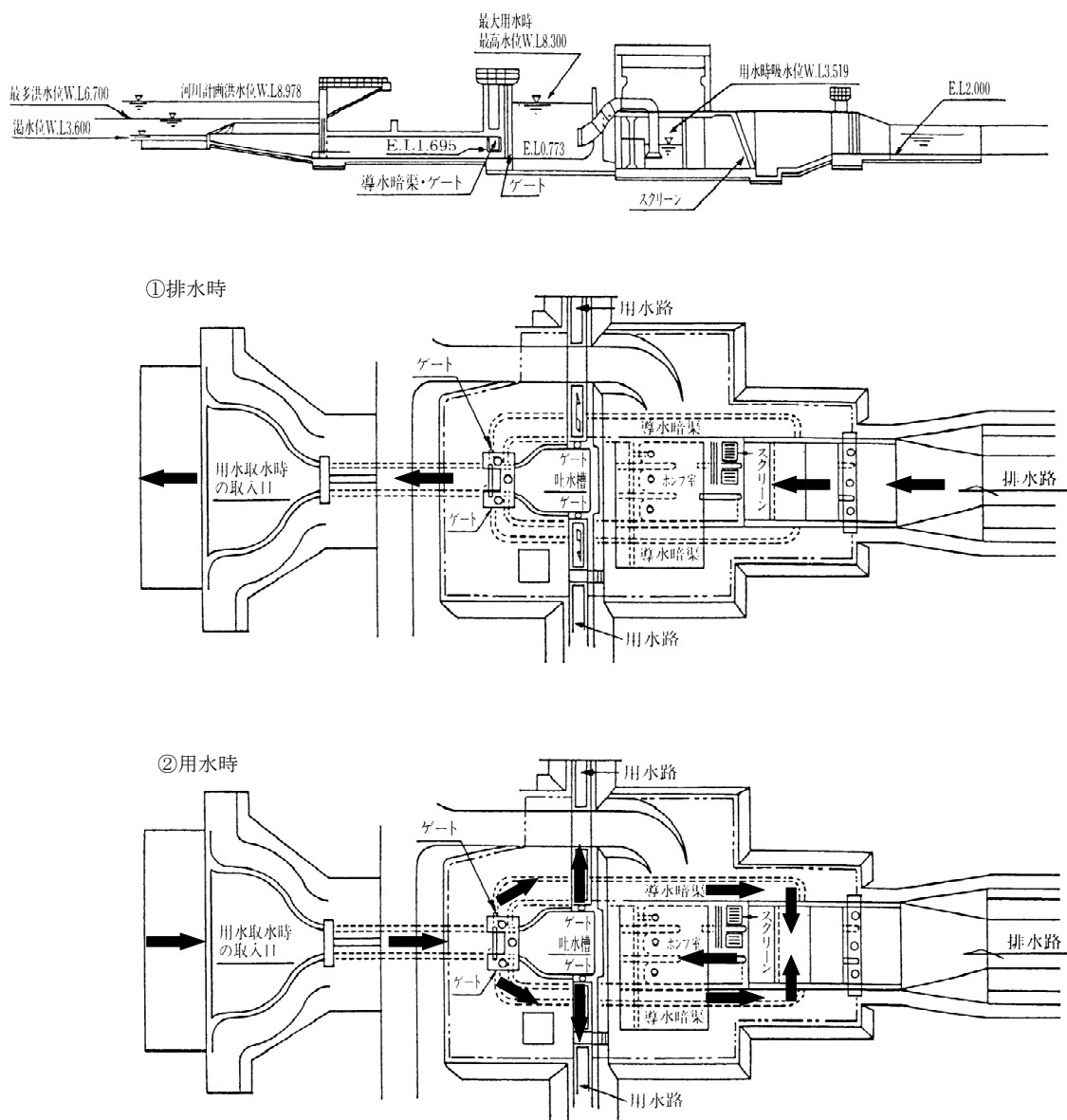


図-12.4 用排水兼用ポンプ場の一例

かんがい期間中における用水不足の場合には、図の左側の放水路から、用水を取入れポンプ場の両側に設けられている導水暗渠を通して、ポンプ吸込水槽に流入する。この水を主ポンプで揚水し、吐出し水槽の排水ゲートを締切り、吐出し水槽内の水位を用水路が必要とする水位まで高めて、用水路の始点ゲートを開き、送水を行うことになる。

なお、この場合は、必要とする用水量の多少によって異なるが、用水時の運転ポンプは1台とする計画が多い。しかし、用水量が少ない場合には、小規模なポンプ容量のものを特に設置する事例がある。

12.2 吸込水槽の水理設計

吸込水槽は、ポンプ場の機能、立地条件及び運転条件等を考慮して規模、形状等を検討し、導水路からの円滑な流れを確実に引き継げるように設計する必要がある。しかしながら、開水路系の2段階揚水ポンプ又は吸込水槽の構造が排水路の末端に直結するような排水ポンプにあっては、さらに地形、接続水路とポンプ運転の関係（特にポンプ急停止）等を総合的に検討し、必要に応じて余水吐、取付け水路等を設置する。

12.2.1 導水路の設計

(1) 定義

ここにいう導水路とは、用水の取水口や地区内排水路から吸込水槽に接続するまでの水路区間を意味しているが、主ポンプの規模によって、その範囲を異にしている。

(2) 導水路の形状

導水路の形状寸法の良否も主ポンプの性能や運転状態に影響を及ぼす。特に立軸・軸流、斜流ポンプのように吸込管端近くにインペラがあるものでは、その影響が極めて大きい。

吸込水槽の直前で急激な屈曲部を設けると、移行部や吸込水槽内の流れに偏流を起こし、吸込水槽内で渦を生じやすくなる。

導水路の形状寸法を決める水理設計は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」（以下 設計基準「水路工」と示す）に準拠するものとする。

(3) 水理模型実験

地理的条件等の制約により、導水路から吸込水槽までの形状寸法が複雑で、既存の水理実験結果及び類似構造物の実施資料を利用することができず、信頼できる判断が得られないような場合には、水理模型実験を行って、その機能を検討する必要がある。

① 水理模型実験の必要性

水理模型実験は一般にかなりの時間と費用を必要とするが、(i) 数種の設計に対する選択、採用、(ii) 計算では解明不能な部分の現象の把握、(iii) 各種想定条件の選択の容易さ等の様々な利点を持っている。

吸込水槽において、水理模型実験を必要とする場合は、吸込水槽の設置予定地の用地上の制約や吸込水槽内への土砂の流入防止が要請される場合が多い。

すなわち、(i) 幹線水路から分岐する導水路への移行形状、(ii) 導水路から吸込水槽への通水断面積の拡大に伴う流向、流速の均一化、(iii) 導水路から吸込水槽への移行部に設置する導流壁の形状・配置等を検討し、水理的に安定した形状寸法を決定するとともに、現地に施工する場合の適応性、簡略化を調べ、経済性を図るために行う。

② 実験の方法及び結果の判定

水理模型実験を行う場合の、模型と原型の相似律の確認、製作する模型の範囲、模型縮尺の決定、実験のための設備、実験の操作及び実験結果の判定については、土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」（以下 設計基準「ダム」）の水理模型実験を参照のこと。

(4) 遊水池

排水ポンプ場付近の幹線排水路の末端に遊水池を設け、排水路の流出量とポンプ排水量のギャップをなくし、水位変動を小さくすることにより断続運転が解消され、ポンプ運転効率が高くなる。

特に低平地では幹線排水路が長大になることが多いため、図-12.5 に示すような遊水池を設置す

ることが望ましい。

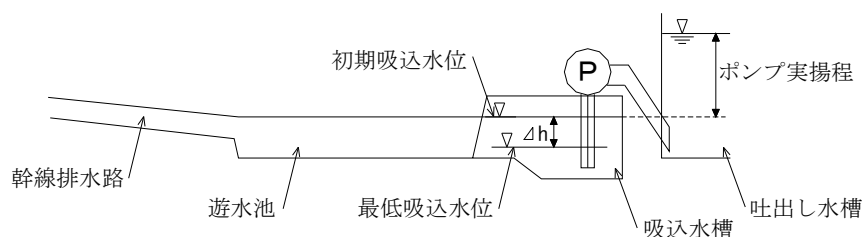


図-12.5 遊水池（ポンプ円滑運転用）

a. 容量の決定

遊水池（ポンプ円滑運転用）の容量は、集水区域、地形（用地も含む）、洪水流出量、地区内の許容湛水条件、排水路の通水能力、ポンプ排水量、管理方式、経済性等を総合的に検討して決定する。目安としては、ポンプ1台当たりの2～3分間容量とし、式（12.1）を用いることが多い。

$$A = \frac{Q \times (2.0 \sim 3.0)}{\Delta h} \quad \dots \dots \dots (12.1)$$

ここに、 A ：遊水池面積(m^2)

Q ：ポンプ1台能力(m^3/min)

Δh ：初期吸込水位－最低吸込水位(m)

ただし、用地上の制限から遊水池の容量が決定されることもあり、その場合は以下の点に留意する。

- ① 土地利用の制限が許せば、遊水池の容量は大きい方が管理上有利となる。
- ② 用地が確保できない場合は、設置可能な遊水池の容量に対して、排水路を含めた不定流計算等を行い、ポンプの中断運転が発生しないことを確認することが望ましい（詳細は、設計基準「排水」を参照）。

12.2.2 吸込水槽の設計

吸込水槽形状は次の事項を留意のうえ設計する。

(1) 渦流

吸込水槽は主ポンプの運転時、水槽内に渦流が発生しないような形状とする。

(2) 吸込水槽の入口スクリーン

主ポンプのインペラに塵芥や固形物が詰まることによる主ポンプ性能の低下や、インペラの損傷を防ぐために、吸込水槽の入口にスクリーンを設ける。

細めの網状のスクリーンを必要とする場合は、ロータリスクリーン等を使い確実に掃除できるようにする。なお、スクリーン後面の水路内の平均流速は、「17.2.1 スクリーン」を参照のこと。

(3) 沈砂池

流水中の土砂はポンプ主要部の寿命を著しく低下させる。土砂の多い所ではポンプ保護のために、沈砂池を置くことが望ましい。この場合の沈砂池は、概略下記のとおりとする。

平均流速：0.15～0.30m/s 滞留時間：30～60s

ポンプの封水、潤滑水、冷却水等に使用する水を取水する場合も沈砂池が必要である。この場合の沈砂池は、次の値を与える。

平均流速：0.02～0.07m/s 滞留時間：10～20min

12.2.2.1 排水ポンプ用吸込水槽の形状

吸込水槽の形状には、標準流速オープン形、高流速オープン形、セミクローズ形及びクローズピット形があり、流入水路からの円滑な流れを確実に引き継ぎ、主ポンプの運転に有害な水流の乱れの無い寸法として、以下を標準とする。

吸込水槽形状の選定に当たっては、セミクローズ形及びクローズピット形は標準流速オープン形、高流速オープン形（渦流防止板付）に比べて吸込水槽内の流速が早いいため、吸込水槽内に損失水頭が0.1m程度生じることから、イニシャルコスト並びにランニングコストの経済比較を行って決定する必要がある。なお、水路の流入はできるだけ直線的に吸込水槽へ向かうようにし、やむを得ず曲がりや屈折が生じるときは水路に整流壁を設ける等の検討が必要である。

(1) 標準流速オープン形吸込水槽

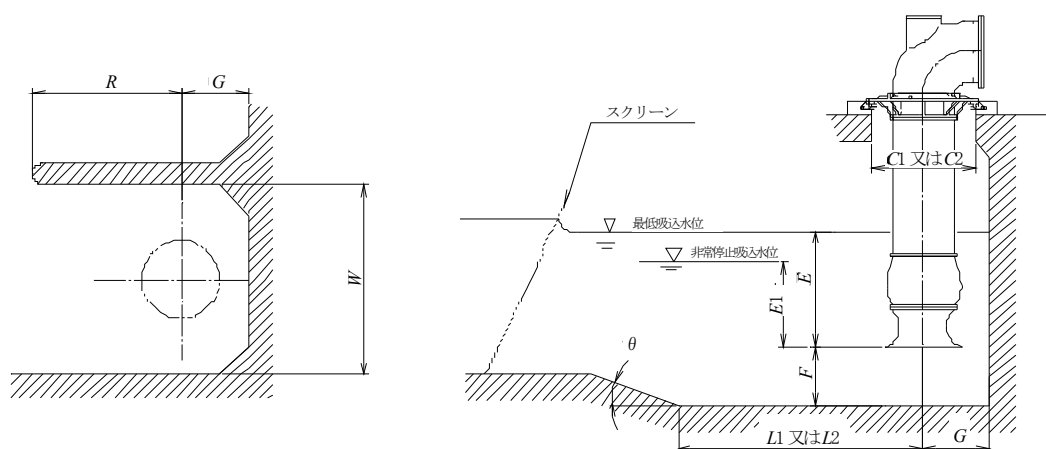


表-12.1 標準流速オープン形吸込水槽主要寸法

吐出し量 (m^3/min)	主 要 寸 法 (mm)									
	W	C_1	C_2	E	E_1	F	G	R	L_1	L_2
12 超～23 以下	1,200	700	800	900 以上	600 以上	400	450	1,200	1,200	1,800
23 超～36 以下	1,500	900	1,050	1,100 以上	800 以上	500	600	1,500	1,500	2,250
36 超～50 以下	1,800	1,100	1,100	1,200 以上	900 以上	600	700	1,800	1,800	2,700
50 超～70 以下	2,100	1,250	1,250	1,400 以上	1,100 以上	700	800	2,100	2,100	3,150
70 超～90 以下	2,400	1,350	1,400	1,500 以上	1,200 以上	800	900	2,400	2,400	3,600
90 超～115 以下	2,700	1,500	1,550	1,700 以上	1,400 以上	900	1,000	2,700	2,700	4,050
115 超～150 以下	3,000	1,700	1,750	1,800 以上	1,500 以上	1,000	1,100	3,000	3,000	4,500
150 超～200 以下	3,600	2,000	2,050	2,100 以上	1,800 以上	1,200	1,300	3,600	3,600	5,400
200 超～255 以下	4,050	2,200	2,300	2,400 以上	2,100 以上	1,350	1,500	4,050	4,050	6,075
255 超～325 以下	4,500	2,400	2,600	2,600 以上	2,300 以上	1,500	1,650	4,500	4,500	6,750
325 超～400 以下	4,950	2,600	2,900	2,800 以上	2,500 以上	1,650	1,800	4,950	4,950	7,425
400 超～480 以下	5,400	2,800	3,100	3,000 以上	2,700 以上	1,800	2,000	5,400	5,400	8,100
480 超～600 以下	6,000	3,100	3,300	3,400 以上	3,100 以上	2,000	2,200	6,000	6,000	9,000

注1) 全揚程が斜流ポンプで3.2m以下、軸流ポンプで2.5m以下の場合は、「5.4.4.1【参考】主ポンプ選定上の注意」を参照の上、適用する。

2) L 寸法は、吸込水槽の入口角度 θ が 30° 以下の場合 L_1 、 30° を超え 45° 以下の場合 L_2 以上とする。

3) C_1 は横軸ポンプ、 C_2 は立軸ポンプの開口部寸法である。

(2) 高流速オープン形吸込水槽（渦流防止板付）

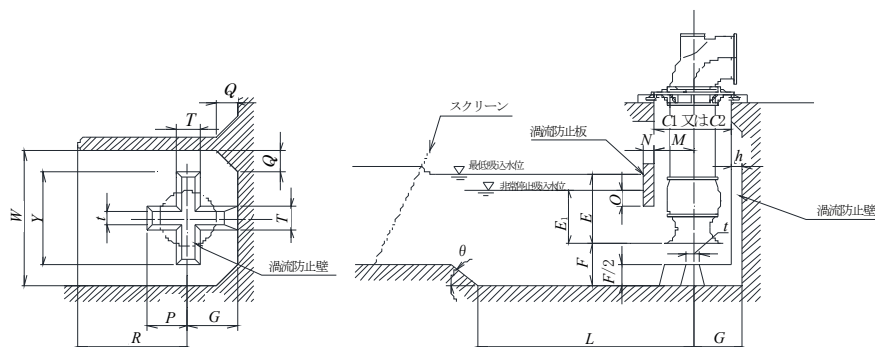


表-12.2 高流速オープン形吸込水槽（渦流防止板付）主要寸法

吐出し量 (m ³ /min)	主 要 寸 法 (mm)									
	W	C ₁	C ₂	E	E ₁	G	F	M	N	O
50 超～ 70 以下	1,900	1,250	1,250	1,350 以上	1,050 以上	800	500	700	250	200
70 超～ 90 以下	2,100	1,350	1,400	1,500 以上	1,200 以上	900	600	800	250	250
90 超～115 以下	2,400	1,500	1,550	1,650 以上	1,350 以上	1,000	650	900	300	300
115 超～150 以下	2,700	1,700	1,750	1,800 以上	1,500 以上	1,100	750	1,000	300	300
150 超～200 以下	3,200	2,000	2,050	2,100 以上	1,800 以上	1,300	900	1,200	350	350
200 超～255 以下	3,600	2,200	2,300	2,300 以上	2,000 以上	1,500	1,000	1,350	400	400
255 超～325 以下	4,000	2,400	2,600	2,550 以上	2,250 以上	1,650	1,100	1,500	450	450
325 超～400 以下	4,400	2,600	2,900	2,750 以上	2,450 以上	1,800	1,250	1,650	500	500
400 超～480 以下	4,800	2,800	3,100	3,000 以上	2,700 以上	2,000	1,400	1,800	550	550
480 超～600 以下	5,400	3,100	3,300	3,300 以上	3,000 以上	2,200	1,500	2,000	600	600

吐出し量 (m ³ /min)	主 要 寸 法 (mm)							
	h	L	R	Q	P	Y	T	t
50 超～ 70 以下	150	2,100	2,100	350	450	1,300	200	100
70 超～ 90 以下	200	2,400	2,400	400	500	1,500	250	100
90 超～115 以下	200	2,700	2,700	450	550	1,700	250	100
115 超～150 以下	200	3,000	3,000	500	600	1,900	250	100
150 超～200 以下	250	3,600	3,600	600	700	2,200	300	100
200 超～255 以下	350	4,050	4,050	700	800	2,500	400	150
255 超～325 以下	350	4,500	4,500	750	900	2,800	400	150
325 超～400 以下	400	4,950	4,950	850	1,000	3,100	500	200
400 超～480 以下	450	5,400	5,400	900	1,100	3,400	500	200
480 超～600 以下	500	6,000	6,000	1,000	1,200	3,800	500	200

注1) 全揚程が斜流ポンプで3.2m以下、軸流ポンプで2.5m以下の場合は、「5.4.4.1【参考】主ポンプ選定上の注意」を参照の上、適用する。

2) 吸込水槽と流入水路の底面の接続勾配 θ は、最大でも30°以下とする。

3) C₁は横軸ポンプ、C₂は立軸ポンプの開口部寸法である。

4) L寸法は、最小寸法である。

(3) セミクローズ形吸込水槽

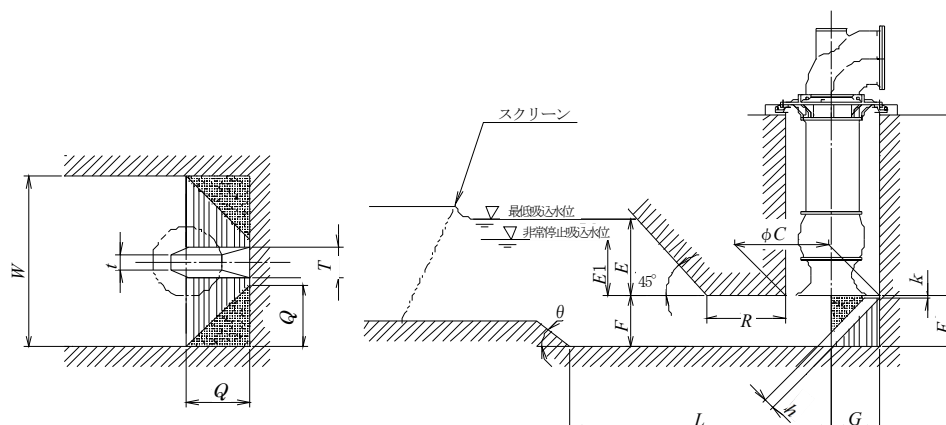


表-12.3 セミクローズ形吸込水槽主要寸法

吐出し量 (m ³ /min)	主 要 寸 法 (mm)												
	<i>W</i>	<i>E</i>	<i>E</i> ₁	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>R</i>	<i>C</i>	<i>Q</i>	<i>L</i>	<i>T</i>	<i>t</i>	<i>h</i>	<i>k</i>
200 超～255 以下	3,600	1,650 以上	1,350 以上	1,000	1,150	500 以上	2,300	1,150	6,100	300	150	150	100
255 超～325 以下	4,000	1,800 以上	1,500 以上	1,100	1,300	500 以上	2,600	1,300	6,800	300	150	150	100
325 超～400 以下	4,400	1,950 以上	1,650 以上	1,250	1,450	500 以上	2,900	1,450	7,400	400	200	200	100
400 超～480 以下	4,800	2,100 以上	1,800 以上	1,400	1,550	500 以上	3,100	1,550	8,100	400	200	200	100
480 超～600 以下	5,400	2,300 以上	2,000 以上	1,500	1,650	500 以上	3,300	1,650	9,000	400	200	200	100

注1) 全揚程が斜流ポンプで3.2m以下、軸流ポンプで2.5m以下の場合は、「5.4.4.1【参 考】主ポンプ選定上の注意」を参照の上、使用する。

2) 主ポンプ開口部(C)の寸法許容差は、上記開口径の±30mmとする(開口部壁面の位置が同一線上にある口径+30mmの円筒と径-30mmの円筒の範囲内になければならない)。

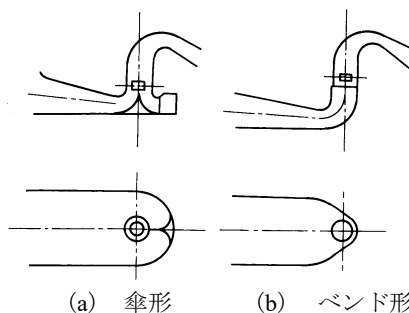
3) 吸込水槽と流入水路の底面の接続勾配 θ は最大でも30°とする。

4) L寸法は、最小寸法である。

(4) クローズピット形吸込水槽

計画吐出し量600m³/minを超える主ポンプになると吸込水槽の底版が深くなるので、吸込水路の一部又は全部をコンクリート構造にするクローズピット形が用いられる場合が多い。

クローズピット形吸込水槽には、図-12.6に示すように、傘形とベンド形がある。傘形は、ベンド形に比べ吸込水槽損失水頭はやや大きいですが、吸込水槽を浅くすることが可能で、掘削及び土木構造物の規模を縮少できることから建設コストを低く抑えられる特徴があり、運転時間の短い排水ポンプ場では、傘形を採用することが多い。



注) クローズピット形吸込水槽(傘型)の主要寸法は、表-5.52、表-5.53を参照のこと。

図-12.6 クローズピット形

12.2.2.2 かんがいポンプ用吸込水槽の形状

吸込水槽の形状は、以下の寸法を標準とする。

(1) フート弁の場合

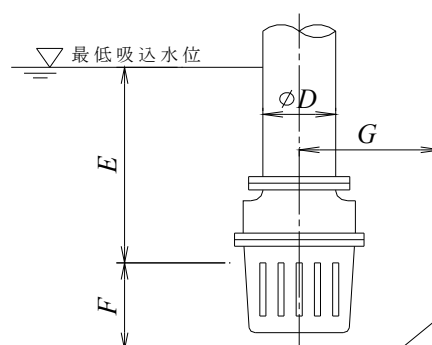


表-12.4 フート弁付吸込形状の寸法

吐出し量 (m ³ /min)		φD (mm)	主要寸法 (mm)		
50Hz	60Hz		E	F	G
0.20 超～0.35 以下	0.20 超～0.35 以下	50	260 以上	125	200
0.35 超～0.45 以下	0.35 超～0.50 以下	65	280 以上	125	200
0.45 超～0.70 以下	0.50 超～0.80 以下	80	310 以上	150	200
0.70 超～1.20 以下	0.80 超～1.25 以下	100	330 以上	200	200
1.20 超～1.80 以下	1.25 超～2.00 以下	125	420 以上	200	250
1.80 超～3.00 以下	2.00 超～3.50 以下	150	500 以上	250	250
3.00 超～5.00 以下	3.50 超～5.00 以下	200	600 以上	300	400
5.00 超～8.00 以下		250	720 以上	350	400
8.00 超～12.00 以下		300	850 以上	400	450

注1) 非常停止吸込水位は、最低吸込水位と同じとする。

2) E寸法は、フート弁開口部の上端から水面までの寸法である。

(2) ベルマウスの場合

① A 形状の寸法

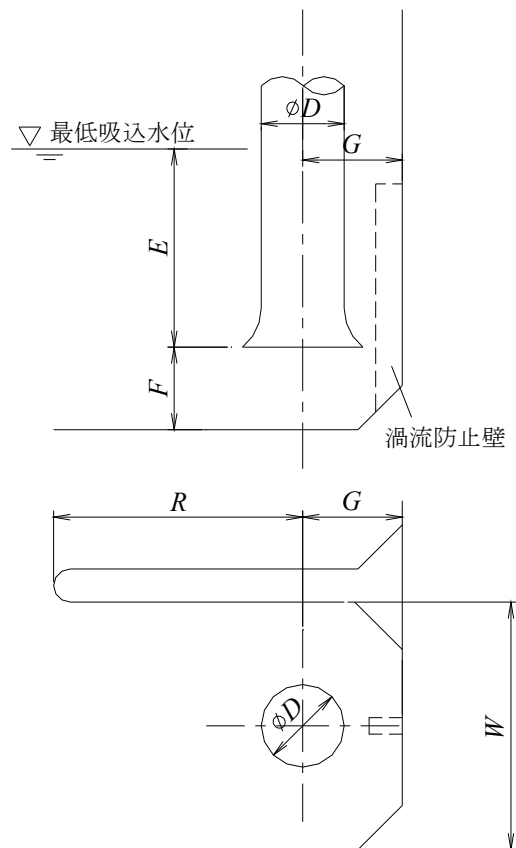


表-12.5 A 形状の寸法

吐出し量 (m ³ /min)		φD (mm)	主 要 寸 法 (mm)				
50Hz	60Hz		W	E	F	G	R
1.8 超～3 以下	2 超～3.5 以下	150	900	500 以上	250	250	450
3 超～5 以下	3.5 超～5 以下	200	900	500 以上	250	300	600
5 超～ 8 以下		250	900	500 以上	250	350	750
8 超～ 12 以下		300	900	600 以上	300	400	900
12 超～ 18 以下		350	1,050	700 以上	350	450	1,050
18 超～ 23 以下		400	1,200	750 以上	400	500	1,200
23 超～ 28 以下		450	1,350	850 以上	450	550	1,350
28 超～ 36 以下		500	1,500	900 以上	500	600	1,500
36 超～ 50 以下		600	1,800	1,100 以上	600	700	1,800
50 超～ 70 以下		700	2,100	1,300 以上	700	800	2,100
70 超～ 90 以下		800	2,400	1,400 以上	800	900	2,400
90 超～115 以下		900	2,700	1,600 以上	900	1,000	2,700

注 1) G 寸法は、 $1.5D$ まで大きくすることができる。ただし、 $D > 500\text{mm}$ の場合は、渦流防止壁の設置を検討する。

2) 非常停止吸込水位は、最低吸込水位と同じとする。

3) W 寸法は、施工上から 900 を最小値とする。

4) L 寸法は、吸込水槽の入口角度 θ が 30° 以下の場合 $3D$ 、 30° 超え 45° 以下の場合 $4.5D$ 以上とする。

② B形状の寸法

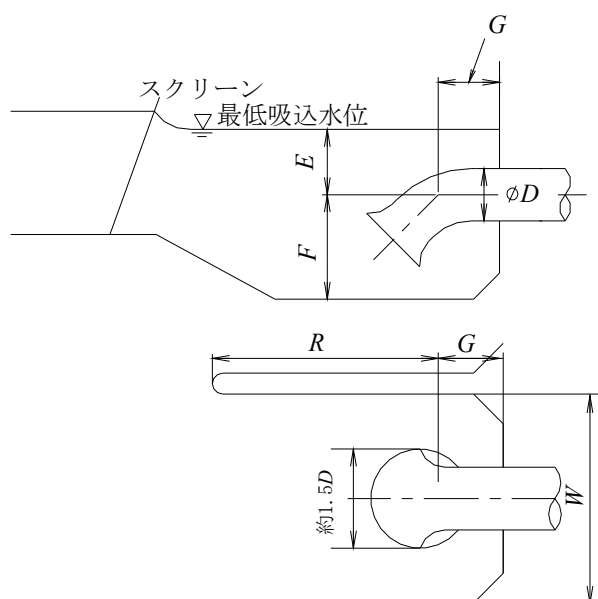


表-12.6 B形状の寸法

吐出し量 (m ³ /min)		ϕD (mm)	主 要 寸 法 (mm)				
50Hz	60Hz		W	E	F	G	R
3 超～5 以下	3.5 超～5 以下	200	900	260 以上	300	200	600
5 超～ 8 以下		250	900	330 以上	380	250	750
8 超～ 12 以下		300	900	390 以上	450	300	900
12 超～ 18 以下		350	1,050	460 以上	530	350	1,050
18 超～ 23 以下		400	1,200	520 以上	600	400	1,200
23 超～ 28 以下		450	1,350	590 以上	680	450	1,350
28 超～ 35 以下		500	1,500	650 以上	750	500	1,500
35 超～ 50 以下		600	1,800	780 以上	900	600	1,800
50 超～ 70 以下		700	2,100	910 以上	1,050	700	2,100
70 超～ 90 以下		800	2,400	1,040 以上	1,200	800	2,400
90 超～120 以下		900	2,700	1,170 以上	1,350	900	2,700
120 超～150 以下		1,000	3,000	1,300 以上	1,500	1,000	3,000
150 超～200 以下		1,200	3,600	1,560 以上	1,800	1,200	3,600

- 注 1) 押込み方式の横軸ポンプに採用されることが多い。
 2) 非常停止吸込水位は、最低吸込水位と同じとする。
 3) W 寸法は、施工上から 900 を最小値とする。
 4) L 寸法は吸込水槽の入口角度 θ が 30° 以下の場合 $3D$ 、 30° 超え 45° 以下の場合 $4.5D$ 以上とする。

12.2.3 吸込水槽までの水理設計

用水路や排水路の幹線水路から接続する水路を通り、吸込水槽内に至る流れの水理設計は、原則として計画最大流量について行い、十分な安全性及び経済性を確保するように努める。

(1) 水理設計のための対象流量

吸込水槽内に到達するまでの流れの水理性状は、最多頻度の流下流量と、その場合の揚水量との関係で幹線水路末流部から導水路付近での堰上げ、又は低下背水等による望ましくない波の発生のおそれがあることから、設計に採用した計画最大流量以外の流量についても検討しておく必要がある。

(2) 開水路の水理計算

① 許容流速

幹線水路及び導水路の断面を決定する場合の最小許容流速は、シルトの割合が小さい場合 0.45～0.90m/s の平均流速があれば十分であり、流水を著しく妨げるような植物の生育も、0.7m/s 以下とならないような平均流速で防止できる。最大許容流速は水路内面の材質によって、ほぼ表-12.7 のような値が制限値とされる。

なお、吸込水槽に接続する付近の流速は、0.5m/s 程度が望ましい。

表-12.7 許容最大平均流速

種 別	流速 (m/s)
厚いコンクリート (18cm 程度)	3.00
薄いコンクリート (10cm 程度)	1.50
アスファルト	1.00
ブロック空積 (控 30cm 未満)	1.50
ブロック空積 (控 30cm 以上)	2.00
ブロック練積	2.50

② 流下流量と平均流速公式

水路の流下流量は、次式によって計算される。

$$Q = A \cdot V \dots\dots\dots (12.2)$$

Q : 流量 (m³/s) A : 流水断面積 (m²) V : 平均流速 (m/s)

式 (12.2) 中の平均流速は、原則としてマニング (Manning) 公式により計算される。

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (12.3)$$

ここに、 V : 平均流速 (m/s)、 n : 粗度係数、 R : 径深 (m)、 I : 動水勾配、粗度係数 n を、表-12.8 に示す。

表-12.8 ライニングするかあるいは組立てた開水路の粗度係数

水路の材料と状態	粗 度 係 数		
	最小値	標準値	最大値
セメント (モルタル)	0.011	0.013	0.015
コンクリート (現場打ちフルーム等)	0.012	0.015	0.016
コンクリートブロック積み	0.014	0.016	0.017
アスファルト (滑面)		0.014	

不等流水面追跡の方法は、設計基準「水路工」を参照する。

(3) 開水路の損失水頭及び水面低下量（開水路から管水路等）

幹線水路から吸込水槽に至るまでの開水路の流水は、いろいろな施設や特殊な流れによって次のような損失が生じる。

なお、流出、水路底の段落ち、湾曲、屈折による損失水頭の計算は、設計基準「水路工」を参照する。また、水路湾曲の半径が水面幅の10倍以上となる場合には、湾曲による水頭損失は無視する。

① 摩擦による損失水頭の計算は、マンニング公式による。

$$\left. \begin{aligned} h_f &= f' \cdot \frac{L}{R} \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{n^2 \cdot V^2 \cdot L}{R^{4/3}} \\ f' &= \frac{2g \cdot n^2}{R^{1/3}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.4)$$

h_f : 摩擦損失水頭 (m) g : 重力の加速度 (9.8m/s²)
 L : 区間距離 (m) n : 粗度係数
 R : 水路の径深 (m) f' : 摩擦損失係数
 V : 平均流速 (m/s)

② 流入による損失及び水面低下量（開水路から管水路等）

$$\left. \begin{aligned} h_e &= f_e \cdot \frac{V_2^2}{2g} \\ \Delta h_e &= h_e + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.5)$$

h_e : 流入損失水頭 (m)
 Δh_e : 流入による水位変化量 (m)
 f_e : 流入損失係数 (表-12.9 参照)
 g : 重力の加速度 (9.8m/s²)
 V_1 : 流入前の平均流速 (m/s)
 V_2 : 流入後の平均流速 (m/s)

表-12.9 流入口の形状と流入損失係数

形状	角端	隅切り	丸味つき	ベルマウス
				
f_e	0.5	0.25	0.1 (円形) ~0.2 (方形)	0.01~0.05

不等流水面追跡の方法は、設計基準「水路工」を参照する。

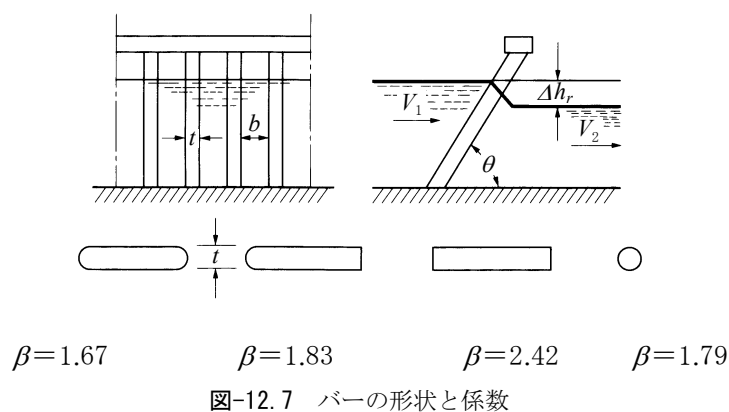
③ スクリーンによる損失及び水面低下量

スクリーンによる損失水頭の計算は、キルシュメール（Kirschmer）公式による。

$$h_r = f_r \cdot \frac{V_1^2}{2g} = \beta \cdot \sin\theta \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^{4/3} \cdot \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (12.6)$$

$$\Delta h_r = f_r \cdot \frac{V_1^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \right)$$

- h_r : スクリーンによる損失水頭 (m) β : 格子のバー断面形状による係数 (図-12.7)
 Δh_r : スクリーンによる水面低下量 (m) θ : 格子の傾斜角 (°)
 V_1 : スクリーン上流側の流速 (m/s) t : 格子のバーの太さ (m)
 V_2 : スクリーン下流側の流速 (m/s) b : 格子の目の大きさ (m)
 f_r : スクリーン損失係数 g : 重力の加速度 (9.8m/s²)



なお、この公式はスクリーンに塵芥が全くかかっていない状態のものである。
 塵芥の流入が予想される場合には、鈴木の実験値を参考にして、決定する。

$$\Delta h_{r1} = 6.69 \cdot \sin\theta \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^{4/3} \cdot \exp\left(0.074 \cdot \gamma_w \cdot \frac{a}{H}\right) \cdot \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (12.7)$$

- ここに、 Δh_{r1} : 塵芥による水面低下量 (m) a : 塵芥の付着高さ (m)
 H : スクリーン上流側の水深 (m) g : 重力の加速度 (9.8m/s²)
 γ_w : 湿潤塵芥の単位質量 (kg/m³) ($\gamma_w=200\text{kg/m}^3$ 程度)

ただし、上式において、その機場に合った数値 a (塵芥の付着高さ) を予測するのは困難な場合が多いと考えられる。このようなことから、スクリーン損失は除じん方式により、次の値を標準としている。

- 定置式機械除じん機 0.1 m
 移動式機械除じん機 0.15m
 手掻き除じん 0.3 m

なお、二次側に保安用粗目スクリーンを設ける場合、一般にスクリーン損失はないものとしているが、スクリーンの目幅、塵芥の量によって水位差がつくことがあるので注意を要する。

④ 断面変化による損失及び水面低下量

(i) 急 拡 (図-12.8参照)

$$\left. \begin{aligned}
 \Delta h_{se} &= h_{se} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) = h_e + h_f + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \\
 h_e &= f_e \cdot \frac{V_2^2}{2g} \\
 h_f &= \frac{n^2 \cdot \ell}{2} \cdot \left(\frac{V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{V_2^2}{R_2^{4/3}} \right)
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.8)$$

- ここに、 h_{se} : 断面急拡による損失水頭 (m)
 Δh_{se} : 断面急拡による水位変化量 (m)
 h_e : 急拡幅による形状損失水頭 (m)
 h_f : 断面 1、2 間の摩擦損失水頭 (m)
 f_e : 急拡幅による形状損失係数 (図-12.9)
 V_1 、 V_2 : 断面急拡前後の平均流速 (m/s)
 n : 粗度係数
 ℓ : 断面 1、2 間の距離 (m) $\ell \doteq 30 (b_2 - b_1)$ 程度
 g : 重力の加速度 (9.8m/s²)

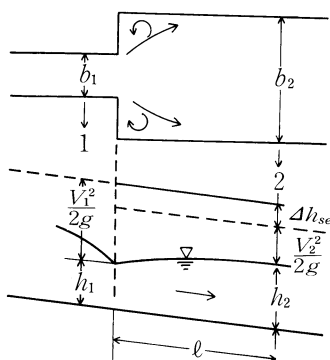


図-12.8 断面急拡部の水流

急拡幅による形状損失係数 f_e は、急拡前後の水路幅の比 b_1/b_2 によって決まる (図-12.9 参照)。

与えられた b_1/b_2 に対してフルード数 $Fr_2 = V_2 / \sqrt{gh_2}$ の値がある程度超えると、急拡地点の水深は限界水深になり支配断面が生ずる。図-12.10 の、各曲線の上側の領域は常流状態しか現れない常流遷移領域であるが、下側の領域では急拡地点が支配断面になり、下流に射流遷移領域である。図-12.9 の f_e は、常流遷移領域に対するものである。

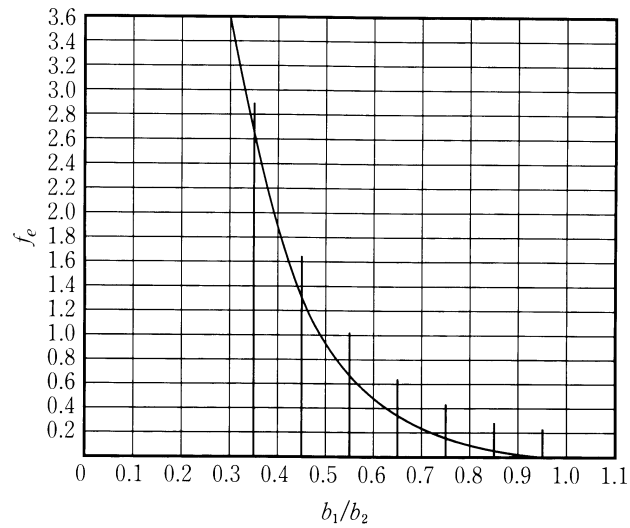


図-12.9 急拡幅による形状損失係数

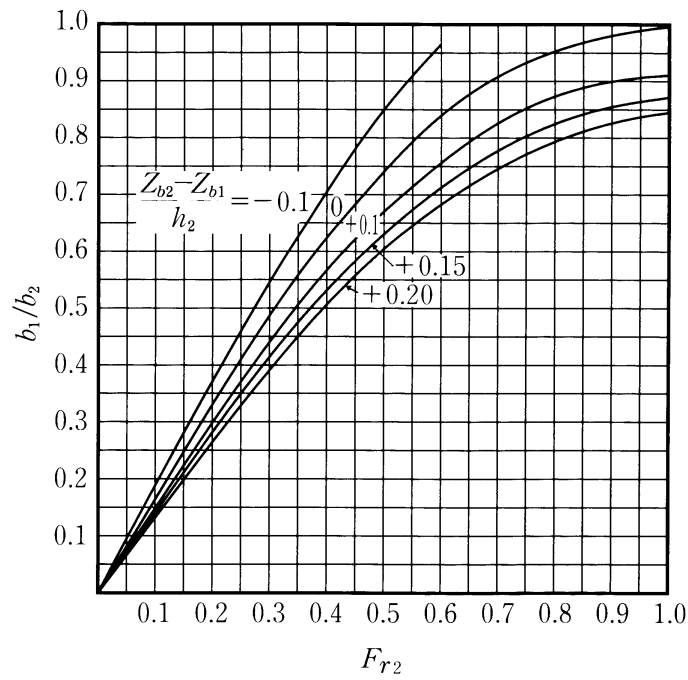


図-12.10 急拡点が支配断面になる限界条件

(ii) 漸 拡

$$\left. \begin{aligned} h_{ge} &= h_e + h_f = f_{ge} \cdot \left(\frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \right) + \frac{I_1 + I_2}{2} \cdot L \\ \Delta h_{ge} &= h_{ge} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.9)$$

- ここに、 h_{ge} : 漸拡による損失水頭 (m)
 Δh_{ge} : 漸拡による水位変化量 (m)
 h_e : 漸拡による形状損失水頭 (m)
 h_f : トランジションによる摩擦損失水頭 (m)
 f_{ge} : 漸拡による形状損失係数 (表-12.10)
 V_1, V_2 : トランジション前後の平均流速 (m/s)
 I_1, I_2 : トランジション前後の動水勾配
 L : トランジション長さ (m)
 g : 重力の加速度 (9.8m/s²)

- a) 漸拡の場合、水面低下量 Δh_{ge} の値は一般的には負になる。すなわち、トランジション部の摩擦などの損失が小さい場合は、下流側水位が上流側水位より高くなる。
b) 舗装開水路に接続するオープントランジションの型式は、原則として改良直線形とし、取付角は計画水面 $\theta/2 \leq 10^\circ$ とする。また、縦断取付角についても同じ扱いとする (図-12.11)。

$$L = \frac{B-b}{2} \cdot \cot (\theta/2) \dots\dots\dots (12.10)$$

- ここに、 L : オープントランジションの長さ (m)
 B : 開水路の水面幅 (m)
 b : クローズトランジション又は暗渠、フルームの水面幅 (m)

表-12.10 漸拡による形状損失係数 (f_{ge}) 及び漸縮による形状損失係数 (f_{gc}) の値

区分	オープントランジションの形状変化の状態		f_{ge}	f_{gc}
1	直線形	(直方形開口部へ)	0.20	0.10
2	直線形	(直方形から円形開口部へ。ただし、入口の隅部はフィレットを設ける)	0.30	0.20
3	台形直線形	(台形から壁端が直線状になるようにねじらせて長方形開口部へ)	0.30	0.20
4	台形直線形	(台形から壁端が直線状になるようにねじらせて円形開口部へ。ただし、入口の隅部はフィレットを設ける)	0.40	0.30
5	台形屈曲形	(台形から平面を組合せて長方形開口部へ)	0.50	0.30
6	台形屈曲形	(台形から平面を組合せて円形開口部へ)	0.70	0.40

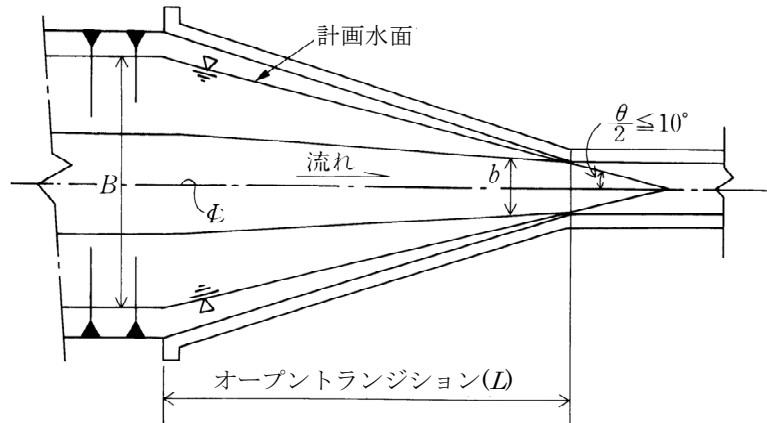


図-12.11 移行形状説明図

(iii) 急 縮

$$\Delta h_{sc} = h_{sc} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) = h_c + h_f + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

$$h_c = f_c \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

$$h_f = \frac{n^2 \cdot \ell}{2} \cdot \left(\frac{V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{V_2^2}{R_2^{4/3}} \right)$$

..... (12.11)

ここに、 Δh_{sc} : 断面急縮による水位変化量 (m)

h_{sc} : 断面急縮による損失水頭 (m)

h_c : 急縮幅による形状損失水頭 (m)

h_f : 断面急縮前後の区間 ℓ における摩擦損失水頭 (m)

f_c : 急縮幅による形状損失係数 (図-12.13)

V_1 : 断面急縮前の平均流速 (m/s)

V_2 : 断面急縮後の平均流速 (m/s)

g : 重力の加速度 (9.8m/s²)

R_1 : 断面急縮前の径深 (m)

R_2 : 断面急縮後の径深 (m)

n : 粗度係数

ℓ : 急縮前後断面間の距離 (m)

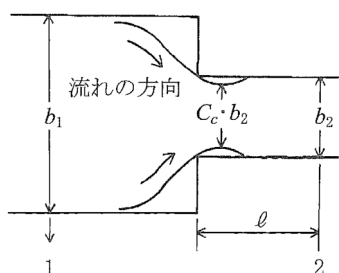


図-12.12 断面急縮部

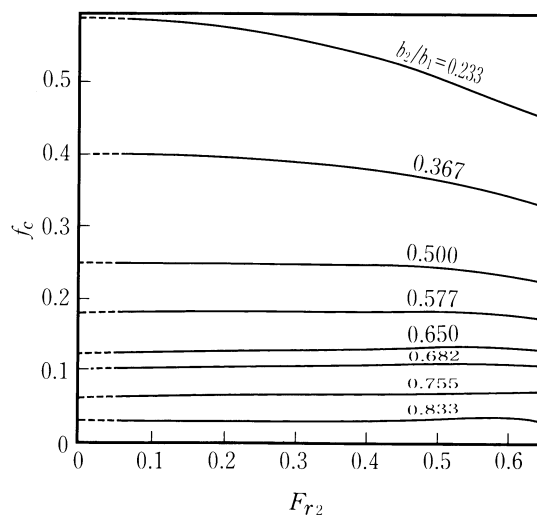
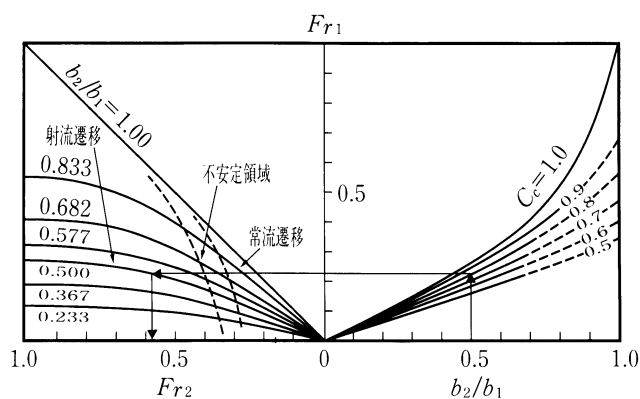


図-12.13 急縮幅による形状損失係数

急縮幅による形状損失係数 f_c は、フルード数 Fr_2 及び急縮前後の水路幅の比 b_2/b_1 によって決まる（図-12.12 参照）。

急縮部における遷移状態の判定は、図-12.14で行う。図-12.13の f_c は、全領域に対して適用できるものである。



注) 図は常流遷移と射流遷移の境界の下流水路条件(Fr_2)を与えるもので、 Fr_2 が図による値より小さいときは常流遷移、大きいときは射流遷移となる。

図-12.14 急縮部の遷移

(iv) 漸 縮

$$\left. \begin{aligned} h_{gc} &= h_c + h_f = f_{gc} \cdot \left(\frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \right) + \frac{I_1 + I_2}{2} \cdot L \\ \Delta h_{gc} &= h_{gc} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.12)$$

- ここに、 h_{gc} : 漸縮による損失水頭 (m)
 Δh_{gc} : 漸縮による水位変化量 (m)
 h_c : 漸縮による形状損失水頭 (m)
 h_f : トランジションによる摩擦損失水頭 (m)
 f_{gc} : 漸縮による形状損失係数 (表-12.10)
 V_1, V_2 : トランジション前後の平均流速 (m/s)
 I_1, I_2 : トランジション前後の動水勾配
 L : トランジションの長さ (m)
 g : 重力の加速度 (9.8m/s²)

⑤ 橋脚による水面低下量

橋脚による水面低下量は式 (12.13) によるが、橋脚が近い間隔で位置し、その背水が影響すると認められる以外は省略する。

$$\Delta h_p = \frac{Q^2}{2g} \cdot \left(\frac{1}{c^2 \cdot b_2^2 \cdot (H_1 - \Delta h_p)^2} - \frac{1}{b_1^2 \cdot H_1^2} \right) \dots\dots\dots (12.13)$$

- ここに、 Δh_p : 橋脚による水面低下量 (m)
 g : 重力の加速度 (9.8m/s²)
 c : 橋脚の平面形状による係数 (表-12.11)
 b_1 : 橋脚直前の水路幅 (m)
 b_2 : 水路幅から橋脚幅の総計を控除した純幅 ($b_2 = b_1 - \Sigma t$) (m)
 t : 橋脚 1 基の幅 (m)
 H_1 : 橋脚上流側の水深 (m)

表-12.11 橋脚の平面形状による係数

b_2/b_1	注) 0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
前後端部直角	0.96	1.02	1.02	1.00	0.97
前後端部半円形	0.99	1.13	1.20	1.26	1.31

注) $b_2/b_1 = 0.9$ については、少し大きめの数値であるので注意のこと。

計算に当たっては、 Δh_p の近似値 $\Delta h_p'$ を式 (12.14) から求め、近似値 $\Delta h_p'$ を基礎として式 (12.13) により左辺の Δh_p が右辺の Δh_p と等しくなるまで試算を繰り返す。

$$\Delta h_p' = \frac{Q^2}{2g \cdot b_1^2 \cdot H_1^2} \cdot \left[\frac{1}{c^2} \left(\frac{b_1}{b_2} \right)^2 - 1 \right] \dots\dots\dots (12.14)$$

(4) 管水路の流量計算

管水路の許容流速、流量計算及び各種損失水頭等の計算は、設計基準「パイプライン」を参照して行う。

12.3 吐出し水槽の水理設計

12.3.1 吐出し水槽

吐出し水槽の設計に当たっては、次の事項に留意する。

(1) 排水ポンプ場の吐出し水槽

- ① 吐出し水槽は、主ポンプの吐出し水の脈動やポンプ場本体の振動が吐出樋門（樋管）に伝わることを防ぎ、堤防の安全性を確保するために設ける。
- ② 吐出し水槽はフラップ弁からの流水を十分減速させた後、流れの方向を変化させて吐出樋門（樋管）に導水することにより、主ポンプの始動、停止に伴う流量の急激な変化による圧力変動を水槽内水位の変動として吸収させるものである。吐出し水槽の寸法が小さすぎたり、形状が適正を欠いたりすると、部分的な水面上昇を起こしたり、吐出し管端の側壁の反射波によりフラップ弁がおおられて破損したりすることがあるので注意を要する。
- ③ 表-12.12の寸法は、必要最小寸法を示す。

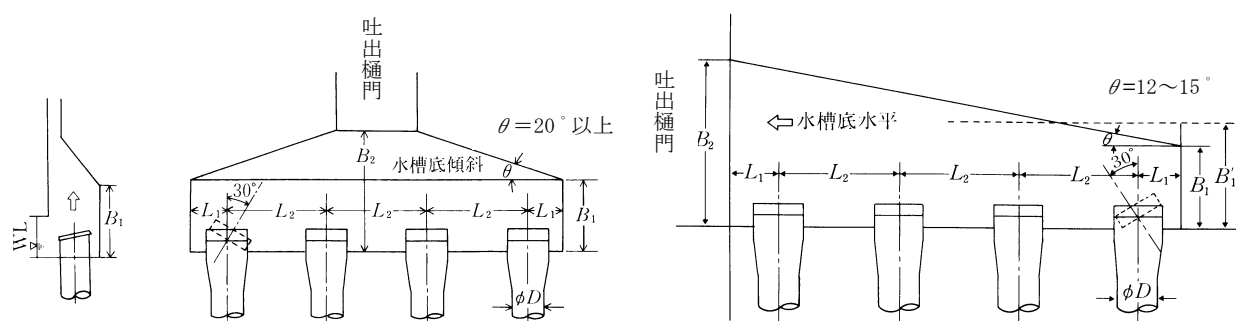
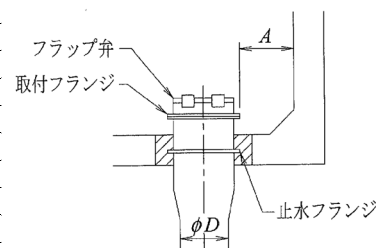


表-12.12 吐出し水槽の平面寸法

吐出し量 (m ³ /min)	主 要 寸 法 (mm)			
	L_1	L_2	B_1	B_1'
12 超～23 以下	800 以上	1,000 以上	1,000 以上	1,200 以上
23 超～36 以下	900 以上	1,250 以上	1,250 以上	1,500 以上
36 超～50 以下	1,000 以上	1,500 以上	1,500 以上	1,800 以上
50 超～70 以下	1,050 以上	1,750 以上	1,750 以上	2,100 以上
70 超～90 以下	1,200 以上	2,000 以上	2,000 以上	2,400 以上
90 超～115 以下	1,300 以上	2,250 以上	2,250 以上	2,700 以上
115 超～150 以下	1,400 以上	2,500 以上	2,500 以上	3,000 以上
150 超～200 以下	1,500 以上	3,000 以上	3,000 以上	3,600 以上
200 超～255 以下	1,700 以上	3,375 以上	3,375 以上	4,050 以上
255 超～325 以下	1,900 以上	3,750 以上	3,750 以上	4,500 以上
325 超～400 以下	2,100 以上	4,125 以上	4,125 以上	4,950 以上
400 超～480 以下	2,250 以上	4,500 以上	4,500 以上	5,400 以上
480 超～600 以下	2,500 以上	5,000 以上	5,000 以上	6,000 以上



- 注1) B_1 寸法が、やむを得ず小さな寸法になる場合には、吐出し管端を中央部の吐出し水路に向けて約 30° 程度曲げて流出させるようにする。
- 2) L_1 寸法は、土木施工及びフラップ弁の取付け、取外し寸法 A を考慮した値である。
- 3) L_2 寸法は、吐出し水槽内で許容される最小間隔を示しているが、主ポンプの据付け間隔から決められる場合が多い。
- 4) 傾斜角 θ は、反射波が隣の吐出し管端に直接向かわない角度としている。吐出し水槽内の水深との関連で流速が速くなる場合には、傾斜角度 θ を更に大きくとる。
- 5) B_2 寸法は、壁から傾斜角度 θ と水路の交点で求められる。
- 6) 主ポンプ台数が少ない場合（2 台程度）は、上記の条件で吐出し水槽の関係寸法を設計すると表面積が小さくなり過ぎる場合がある。一般に、吐出し水槽内の流速は十分に減速してから方向変換するのが望ましく、最大流量に対して約 0.3～0.5m/s 以下（最高吐出し水位において）に流速を抑えると吐出し水槽内で極端な偏流や渦の発生が少ない。
- 7) B_1' は、反対側の側壁が傾斜しないで平行な側壁となる場合を示す（2 台程度）。
- 8) 全揚程が斜流ポンプで 3.2m 以下、軸流ポンプで 2.5m 以下の場合は、「5.4.4.1【参考】主ポンプ選定上の注意」を参照の上適用する。

- ④ 吐出し水槽の天端高さは、主ポンプ急始動時及び急停止時によるサージングに対して十分安全な高さであることを確認することが必要である。「8.7.3 (3) コンベンショナルサージタンクの簡易計算」等を参照のこと。
- ⑤ 吐出し管端と吐出し水槽の取付け寸法については、主ポンプの始動時の吐出し管への充水とフラップ弁の取付け作業スペースにより定める。

(2) 用水ポンプ場の吐出し水槽

吐出し水槽は、需要水量と主ポンプ吐出し量との間の水量変動を吸収調整する上で有効である。

吐出し水槽を設ける場合は、現地の地形、地盤及び最大需要水量、需要水量の時間的変動等を考慮し、地区内において必要とする水圧、水量が供給できる位置に設けなければならない。吐出し水槽の容量は、主ポンプ特性、弁制御、送水管路特性、電動機の許容始動頻度等関連機器の特性と運転制御方式等を考慮して決定する。詳細は、設計基準「パイプライン」を参照する。

12.3.2 送水路（吐出し水槽以降）

(1) パイプライン

- ① パイプラインの路線は、水平、鉛直とも急激な屈曲をできるだけ避ける。路線の急激な屈曲は損失水頭を大きくし、水理的に不利となるだけでなく、内圧と動水圧によって管路の外方向に向かう力が作用し、構造上の弱点となるので、できるだけ緩やかな曲がりを与えることが望ましい。
- ② 管径の決定に当たっては、計画最大流量を流し得るように断面を決めることが必要である。また、管内流速は材質にもよるが、小口径管では1～2m/s、大口径では2～3m/s程度にするのが望ましい。
- ③ パイプラインの損失水頭には、次に示すような各種の損失水頭が考えられるから、設計条件に応じて検討する必要がある。

i) 摩擦損失水頭	v) 湾曲及び屈折による損失水頭
ii) 流入による損失水頭	vi) 分流及び合流による損失水頭
iii) 流出による損失水頭	vii) 弁類による損失水頭
iv) 断面変化による損失水頭	

設計値の細部は、「5.3 全揚程の決定方法」を参照のこと。

- ④ パイプラインでは、停電により主ポンプへの動力が急断された時等の場合に、水撃作用現象が発生することがある。

この水撃作用現象については、「8.7 水撃作用の軽減方法」を参照し、十分な対策をたてる必要がある。

なお、パイプラインの詳細については、設計基準「パイプライン」を参照のこと。

(2) 開水路

- ① 吐出し水槽からの送水路を開水路形式で計画する場合には、計画最大流量以外の時に不安定な流れとなることがある（たとえば、部分的な低下背水、複雑な移行形状による波の発生等）。このため、計画最大流量以外の最多使用頻度の流量に対しても検討する必要がある。
- ② 吐出し水槽から開水路に接続する移行部に設置するゲートの幅員が狭小であると、流出の際の流速が大きくなり、開水路内に不都合な波を発生させる場合があることから、移行部の形状を十分検討する必要がある。

- ③ 開水路内損失水頭としては、次の諸損失水頭を考慮する必要がある。
- i) 摩擦損失水頭
 - ii) 流入による損失水頭
 - iii) 断面変化による損失水頭
 - iv) 湾曲及び屈折による損失水頭
 - v) 分流及び合流による損失水頭

設計値の細部は、「12. 2. 3 吸込水槽までの水理設計」を参照のこと。