



# 営農飲雑用水施設設計指針

令和6年4月

北海道農政部



## 営農飲雑用水施設設計指針の制定について（通知）

〔平成20年3月28日 事調第1227号〕  
農政部長から各支庁長あて  
最終改正 令和6年1月30日 事調第1100号

営農飲雑用水施設設計指針を次のとおり制定したので通知します。

記

- 1 営農飲雑用水施設設計指針  
別紙「営農飲雑用水施設設計指針（令和6年4月）」のとおり。
- 2 適用年月日  
令和6年4月1日以降に実施設計を行うものに適用する。

（農村振興局事業調整課設計施工グループ）



## 営農飲雑用水施設設計指針目次

第1章	総論	1
第2章	管路の設計	10
第3章	施設の設計	85



# 營農飲雜用水施設設計指針





# 第1章 総論



# 第1章 総論 目次

1.1 指針の位置づけ	1-1
1.2 営農飲雑用水施設の構成	1-2
1.3 設計の基本事項	1-3
1.3.1 設計の基本	1-3
1.3.2 設計の手順	1-4
1.4 関係法令の遵守	1-5
1.5 参考とすべき文献	1-5



# 第1章 総論

## 1.1 指針の位置づけ

本指針は北海道の農業農村整備事業における営農飲雑用水施設の設計に当たって、必要となる標準的事項について、基本的な考え方を示すものである。

- (1) 営農飲雑用水施設の設計は、本指針に定められた基本的な事項を遵守し、個々の設計及び施工の際には、その目的、位置、規模、自然条件、社会的諸条件及び施工条件等の実情に即し、かつ、環境との調和に配慮し適切に行わなければならない。
- (2) 本指針は、営農飲雑用水施設の新設や更新に関する設計に必要な標準的項目のうち、特に実施設計に際して必要となる事項に絞って整理している。道営農業農村整備事業における営農飲雑用水の計画及び諸元決定における一般的な事項については次の規定に準拠する。

「営農飲雑用水計画必携」 (平成19年4月 北海道農政部)

また、営農飲雑用水施設の計画及び設計における一般的、基本的な事項については、次の基準に準拠する。

「水道施設設計指針 2012」 (平成24年7月 (社) 日本水道協会)

「土地改良事業計画指針 農村環境整備」 (平成9年2月 農林水産省農村振興局)

「土地改良事業計画設計基準及び運用、解説 設計 ポンプ場」 (平成30年5月 農林水産省農村振興局)

なお、本指針は対象となる用水に飲用水を含んだ営農飲雑用水施設を前提としているが、飲用水を含まない雑用水施設の設計においても、本指針の規定を準用することができる。

- (3) 営農飲雑用水施設は、一般の水道施設と同様、水源施設から末端の給水施設に至るまで数多くの施設群によって構成されている。本指針ではこれら施設群のうち、管路施設及び地下水槽型構造物の設計に重点を置くものとし、付帯的な位置づけにある構造物及び浄水場、ポンプ場のような機械設備を中心とした施設については触れていない。これらの施設の設計及び諸元決定については、上記「営農飲雑用水計画必携」、「水道施設設計指針 2012」のほか、「1.5 参考とする文献」を参考とされたい。

## 1.2 営農飲雑用水施設の構成

営農飲雑用水施設は、次の施設から構成される。

- |          |          |          |
|----------|----------|----------|
| (1) 取水施設 | (2) 導水施設 | (3) 浄水施設 |
| (4) 送水施設 | (5) 配水施設 | (6) 給水装置 |

営農飲雑用水施設は、飲用水を含めた浄水を受益区域に供給することを目的とするため、水道施設に準ずる機能を有する施設であることが求められる。水道施設の一般的な施設系統は下に示すとおりである。

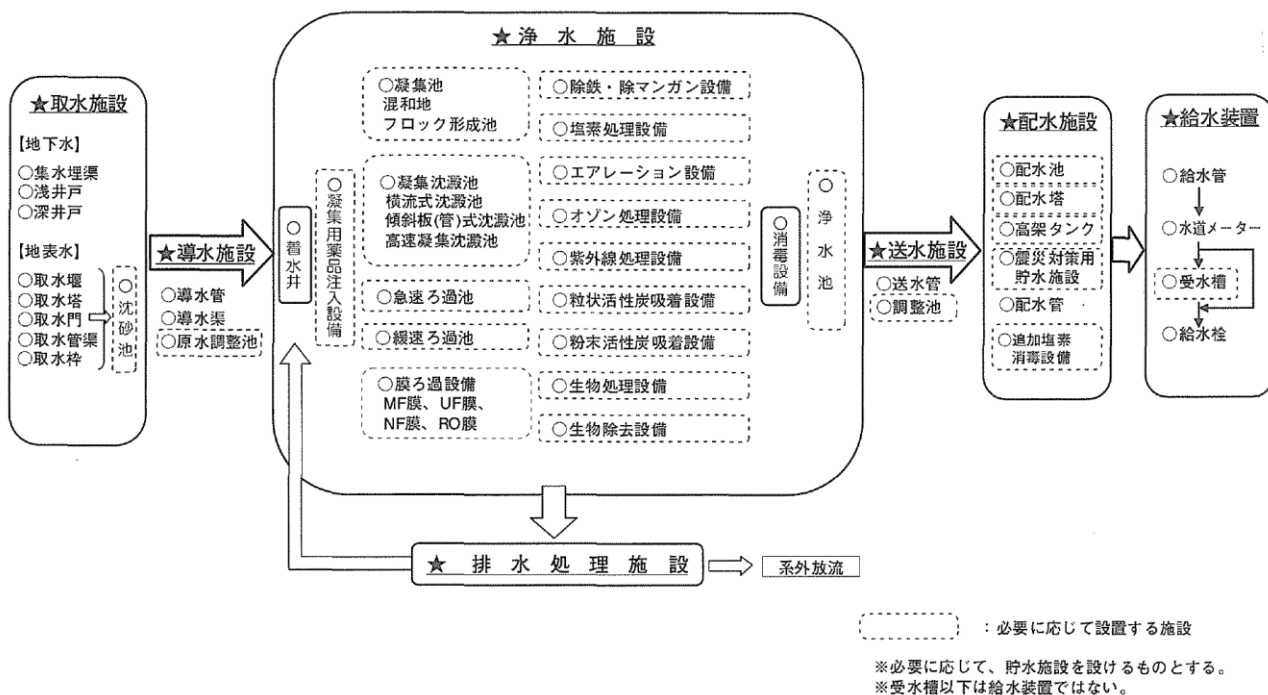


図-1.2.1 営農飲雑用水施設（水道施設）の一般的系統図

営農飲雑用水施設の整備事業では、一般には、これらのうち取水施設から配水施設までを事業対象とする。給水装置は、一部の共同利用施設（野菜集出荷施設、倉庫等）を除いて、受益者の負担により整備する。

### 1.3 設計の基本事項

営農飲雑用水施設の設計に当たっては、施設群全体としての機能の整合性に配慮しながら、経済性・安全性を確保できるよう、個別の施設設計を行うことを基本とする。

#### 1.3.1 設計の基本

営農飲雑用水施設は、取水、導水、浄水、送水、配水の各施設及び給水装置から構成されており、土木、建築、機械、電気、計装等の分野にわたるシステムであり、これらが一体となって機能を発揮する。したがって、全体として調和がとれたものになるように次の各項に留意して設計を行う。

- (1) 構造上安全で水理的な諸条件を満たし、必要な給水能力を備えていること。
- (2) 水質上安全であること。
- (3) 安定的かつ効率的であること。
- (4) 地震などの災害時及び事故などの非常時でも極力断水することなく、施設の復旧が速やかに行えること。また、施設被害に伴う重大な二次被害を生じさせないこと。
- (5) 予備力の確保、施設の分散化、水源の多系統化等に配慮し、給水の確実性を高めること。
- (6) 法令や基準に準拠していること。
- (7) 施設におけるライフサイクル全体の経済性に配慮しつつ、施工及び維持管理が有利であること。
- (8) 将来の拡張、改良・更新に配慮していること。
- (9) 各施設は環境の保全に配慮されたものであること、特に設計に当たっては、省エネルギー化や、新エネルギーの活用、資源の有効活用等に配慮すること。

### 1.3.2 設計の手順

営農飲雑用水施設の設計は、まず、基本設計において取水から配水施設の概略計画を行い施設の概要を定め、次いで横断工や附帯構造物に関する基本設計を行う。その後、管路の定常・非定常水理解析、構造設計及び施設の構造設計、基礎の設計等の詳細設計を行う。

また、営農飲雑用水施設は一般の水道施設と同様、多くの許認可事項、規制事項等が関連しているため、適切な手順を定め、それにしたがって実施することが重要である。

標準的な設計手順例を図-1.3.1に示す。

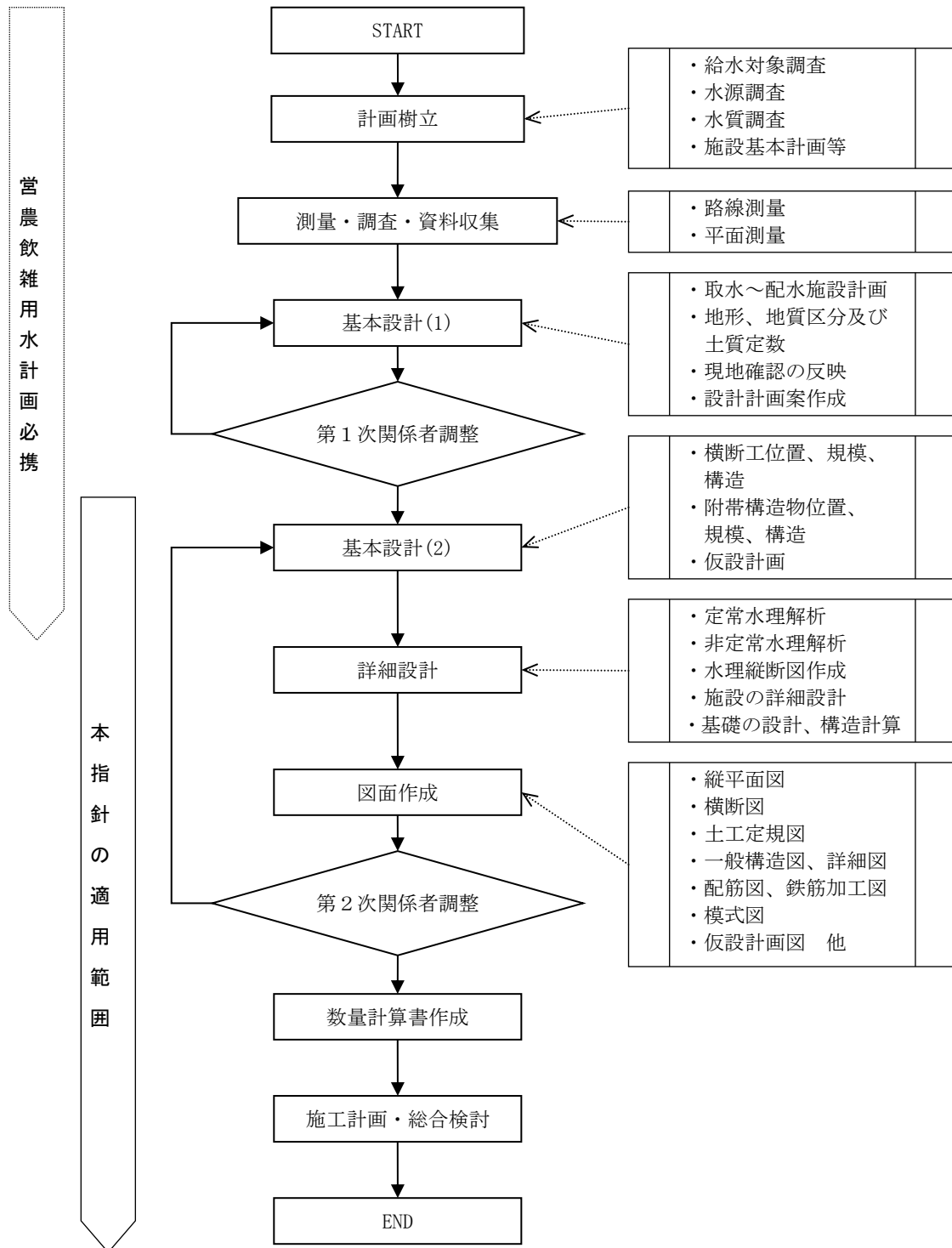


図-1.3.1 設計手順例



## 1.4 関係法令の遵守

設計に当たっては、関係法令等を遵守するとともに、関連する計画と整合を図らなければならない。

営農飲雑用水施設の設計にあたっては、許認可事項、規制事項等が関連しているため、適切な手順を定め、それにしたがって実施することが重要である。

### (1) 主な規制法令等

「水道法」	(令和 5 年最終改正、法律第 36 号)
「水道法施行令」	(令和 4 年最終改正、政令第 210 号)
「水道法施行規則」	(令和 4 年最終改正、厚生労働省令第 36 号)
「水道施設の技術的基準を定める省令」	(令和 2 年最終改正、厚生労働省令第 38 号)
「河川法」	(令和 4 年最終改正、法律第 68 号)
「道路法」	(令和 4 年最終改正、法律第 68 号)
「建築基準法」	(令和 5 年最終改正、法律第 63 号)
「消防法」	(令和 4 年最終改正、法律第 68 号)
「環境基本法」	(令和 3 年最終改正、法律第 36 号)
「電気事業法」	(令和 5 年最終改正、法律第 44 号)
「火災予防条例」	(各市又は消防組合等により制定されたもの)

※ 記載の改正年は令和 5 年 10 月現在のものである。  
その後改正等が行われたものについては、最新を適用する。

## 1.5 参考とすべき文献

本指針に示されていない事項については、下記の基準、指針、示方書等を参考とすること。

### (1) 営農飲雑用水全般

「営農飲雑用水計画必携」	(平成 19 年、北海道農政部)
「水道施設設計指針 2012」	(平成 24 年、(社)日本水道協会)
「水道施設耐震工法指針・解説 2022」	(令和 4 年、(社)日本水道協会)
「水道維持管理指針」	(平成 28 年、(社)日本水道協会)
「土地改良事業計画指針「農村環境整備」」	(平成 9 年、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、農林水産省農村振興局)
「土地改良事業計画設計基準・設計「ポンプ場」」	(平成 30 年、農林水産省農村振興局)
「土地改良事業設計指針「耐震設計」	(平成 28 年、農林水産省農村振興局)
「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」	(平成 30 年、(社)日本建築学会)
「壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説」	(平成 27 年、(社)日本建築学会)
「鋼構造許容応力度設計規準」	(令和元年、(社)日本建築学会)
「建築物荷重指針・同解説」	(平成 27 年、(社)日本建築学会)
「建築基礎構造設計指針」	(令和元年、(社)日本建築学会)
「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針・同解説」	(令和 5 年、(社)日本建築学会)

### (2) コンクリート

「コンクリート標準示方書」	(令和 4 年、(社)土木学会)
---------------	------------------

### (3) その他

「よりよき設計のポイント（平成 9 年度改定版）」	(平成 10 年、農林水産省構造改善局)
「よりよき設計のためにここが知りたいQ&A」	(平成 15 年、農林水産省農村振興局)
「構造力学公式集」	(昭和 61 年、(社)土木学会)

※ 記載の改正年は令和 5 年 10 月現在のものである。  
その後改正等が行われたものについては、最新を適用する。



## 第2章 管路の設計



## 第2章 管路の設計 目次

2.1	管路の区分	2-1
2.2	管種	2-2
2.2.1	管の種類	2-2
2.2.2	管種選定	2-5
2.3	配管方法	2-6
2.4	管路の水理設計	2-7
2.4.1	管路の水圧	2-7
2.4.2	管径の決定	2-7
2.4.3	平均流速公式	2-7
2.4.4	許容流速	2-8
2.5	水撃圧	2-9
2.5.1	水撃圧の推定方法	2-9
2.5.2	ポンプ圧送系の水撃作用	2-9
2.5.3	ポンプ圧送系の水撃圧の算定	2-9
2.5.4	水撃圧対策	2-10
2.6	管路の構造設計	2-14
2.6.1	埋設深	2-14
2.6.2	基礎及び埋戻し土	2-17
2.6.3	掘削断面	2-21
2.6.4	管体の構造計算	2-22
2.6.5	荷重	2-25
2.6.6	硬質塩化ビニル管の管種選定	2-30
2.6.7	ダクタイル鋳鉄管の管種選定	2-33
2.6.8	鋼管の管種選定	2-34
2.6.9	水道配水用ポリエチレン管の管種選定	2-38
2.6.10	電食及び腐食対策	2-40
2.6.11	伸縮継手	2-42
2.7	異形管防護	2-43
2.7.1	スラスト力の計算	2-43
2.7.2	離脱防止金具及びダクタイル鋳鉄管の離脱防止継手	2-44
2.7.3	コンクリートブロックによる異形管防護	2-49
2.8	耐震設計	2-52
2.8.1	耐震設計の適用範囲	2-52

2.8.2 施設の重要度	2-53
2.8.3 耐震計算	2-53
2.9 附帯施設	2-55
2.9.1 遮断用バルブ及び制御用バルブ	2-55
2.9.2 空気弁	2-56
2.9.3 減圧弁	2-58
2.9.4 排水（排泥）設備	2-59
2.9.5 橋梁添架工	2-61
2.9.6 伏越工	2-70
2.9.7 水管橋	2-70

## 第2章 管路の設計

### 2.1 管路の区分

管路は、その目的により次のように区分される。

- |          |            |          |
|----------|------------|----------|
| (1) 導水管路 | (2) 送水管路   | (3) 配水管路 |
| (4) 給水管路 | (5) その他の管路 |          |

営農飲雑用水施設における管路は、全体のシステムにおける位置づけにより、次のように区分される。

#### (1) 導水管路

導水管路は、取水施設で取水された原水を浄水施設まで導くための管路である。導水管路を含む導水施設は、事故が発生した場合、導水の停止や導水量の低下により広範囲に影響を及ぼすおそれがあるので、必要量を確実に導水できるとともに、高い信頼性を有する施設であることが要求される。

#### (2) 送水管路

送水管路は、浄水場から配水池まで送水するための管路である。送水施設は、平常時の安定供給はもとより、事故時・渇水時等の非常時においても需要者の生活に著しい支障を及ぼすことのない程度の安定性を有することが望ましい。

#### (3) 配水管路

配水管路は、浄水を輸送、分配供給する機能を持ち、平常時には、適正な水圧で安定的に供給を行い、非常時には、水の供給を維持できるように整備されていることが必要である。配水施設の大部分は給水区域内に網の目のように布設された配水管で構成されていることから、特に、維持管理が容易で、かつ、管内の水質保持が十分に図れるように整備、構築されていることが必要である。

#### (4) 給水管路

給水管路は、配水管から分岐して需要者（受益者）へ浄水を供給するための管路である。給水管路を含む給水装置は、営農飲雑用水施設（水道施設）とは区分され、その設置及び所有は需要者（受益者）である。

#### (5) その他の管路

その他の管路として、浄水施設における場内連絡管路及び排水管、配水池における排水管などがある。

## 2.2 管種

営農飲雑用水施設に用いる管種は、「水道施設の技術的基準を定める省令」に定められた浸出基準を満足するとともに、水圧、外圧に対する安全性、環境条件、施工条件を勘案して最適なものを選定する。

### 2.2.1 管の種類

通常使用される管種としては、ダクタイル鋳鉄管、鋼管、ステンレス鋼管、硬質ポリ塩化ビニル管及び水道配水用ポリエチレン管等がある。主な管種の特徴及び規格等を、表-2.2.1～表 2.2.2(1)及び(2)に示す。

表-2.2.1 主な管種の特徴

材 質 別	長 所	短 所
ダクタイル 鋳 鉄 管	<ul style="list-style-type: none"> <li>(1) 管体強度が大きく、靱性に富み、衝撃に強い。</li> <li>(2) 耐久性がある。</li> <li>(3) K、T、U 形等の柔構造継手は、継手部の伸び、屈曲により地盤の変動に順応できる。</li> <li>(4) NS、S、US 形等の鎖構造継手は、柔構造継手よりも大きな伸縮に対応でき、さらに離脱防止機能を有するので、より大きな地盤変動に対応できる。</li> <li>(5) 施工性が良い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>(1) 重量は比較的重い。</li> <li>(2) 継手の種類によっては、異形管防護を必要とする。</li> <li>(3) 内外の防食面に損傷を受けると腐食しやすい。</li> <li>(4) K、T、U 形等の柔構造継手は、地震時の地盤の液状化や亀裂等の地盤変状により伸縮（伸び）量が限界以上になれば離脱する。</li> </ul>
鋼 管	<ul style="list-style-type: none"> <li>(1) 強度が大きい。靱性に富み、衝撃に強い。</li> <li>(2) 耐久性がある。</li> <li>(3) 溶接継手により一体化ができ、地盤の変動には管体の強度及び変形能力で対応する。地盤変動の大きいところでは、伸縮継手の使用又は厚肉化で対応できる。</li> <li>(4) 加工性がよい。</li> <li>(5) 防食性の良い外面防食材料（ポリウレタン又はポリエチレン）を被覆した管がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>(1) 溶接継手は、専門技術を必要とするが、自動溶接もある。</li> <li>(2) 電食に対する配慮が必要である。</li> <li>(3) 内外面の防食面に損傷を受けると腐食しやすい。</li> </ul>
ステンレス 鋼 管	<ul style="list-style-type: none"> <li>(1) 強度が大きい。靱性に富み、衝撃に強い。</li> <li>(2) 耐久性がある。</li> <li>(3) 耐食性に優れている。</li> <li>(4) ライニング、塗装を必要としない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>(1) 溶接継手に時間がかかる。</li> <li>(2) 異種金属との絶縁処理を必要とする。</li> </ul>
硬質ポリ塩化 ビニル管	<ul style="list-style-type: none"> <li>(1) 耐食性に優れている。</li> <li>(2) 重量が軽く施工性がよい。</li> <li>(3) 内面粗度が変化しない。</li> <li>(4) RR ロング継手は、RR 継手よりも継手伸縮性能が優れている。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>(1) 管体強度は金属管に比べ小さい。低温時において耐衝撃性が低下する。</li> <li>(2) 熱、紫外線に弱い。</li> <li>(3) シンナー類等の有機溶剤によって軟化する。</li> <li>(4) 継手の種類によっては、異形管防護を必要とする。</li> <li>(5) RR ロング継手は、使用期間が短く、被災経験もほとんどないことから、使用に当たっては十分な耐震性能の検証が必要である。</li> </ul>
水道配水用ポ リエチレン管	<ul style="list-style-type: none"> <li>(1) 耐食性に優れている。</li> <li>(2) 重量が軽く施工性がよい。</li> <li>(3) 融着継手により一体化ができ、管体に柔軟性があるため、地盤変動に追従できる。</li> <li>(4) 内面粗度が変化しない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>(1) 管体強度は、金属管に比べ小さい。</li> <li>(2) 熱、紫外線に弱い。</li> <li>(3) 有機溶剤による浸透に注意する必要がある。</li> <li>(4) 融着継手では、雨天時や湧水地盤での施工が困難である。</li> <li>(5) 融着継手の接合には、コントローラや特殊な工具を必要とする。</li> <li>(6) 悪い地盤における被災経験がないことから、使用に当たっては十分な耐震性能の検証が必要である。</li> </ul>



表-2.2.2(1) 主な管種一覧表

	名 称	規 格	管 径	適 用		
ダ ク タ イ ル 鑄 鉄 管	ダクタイトル鑄鉄管	JIS G 5526	75~2,600mm	K形 75~2,600 mm 1~4.5種 <sup>※1</sup> T 75~2,000 1~4.5種 <sup>※1</sup> U 800~2,600 1~4.5種 <sup>※1</sup> UF 800~2,600 PF種 NS 75~ 450 1, 3種 S 1100~2,600 1~3種 US 800~2,600 1~4種		
	水道用ダクタイトル鑄鉄管	JWWA G 113	〃			
	ダクタイトル鑄鉄異形管	JIS G 5527	75~2,600mm		K形 75~2,600 mm T 75~ 250 U 800~2,600 UF 800~2,600 NS 75~ 450 S 1100~2,600 US 800~2,600 フランジ 75~2,600 大平面座 溝付き	
	水道用ダクタイトル鑄鉄異形管	JWWA G 114	〃			
	ダクタイトル鑄鉄管	JDPA G 1042	75~1,000			NS形 75~1,000 1, 3, S種
	〃	JDPA G 1042-2	75~150			NS形 75~ 150 E種
	〃	JDPA G 1046	300~1,500	PN形 300~1,500 1~4種		
	〃	JDPA G 1049	75~450	GX形 75~ 450 1, S種		
	推進工法用ダクタイトル鑄鉄管	JDPA G 1029	250~2,600mm	T形 250~ 700 1~5種 U 800~2,600 1~5種 UF 800~2,600 1~4種 US 800~2,600 1~4種		
	水輸送用塗覆装鋼管	JIS G 3443-1	80~3,000		最高許容圧力 2.9MPa  最高使用圧力 1.0MPa	
	水道用塗覆装鋼管	JWWA G 117				
	水輸送用塗覆装鋼管の異形管	JIS G 3443-2	80~3,000			
	水道用塗覆装鋼管の異形管	JWWA G 118				
	ポリエチレン被覆鋼管	JIS G 3469	15~2,000			
	水道用硬質塩化ビニルライニング鋼管	JWWA K 116	15~ 150			
水道用ポリエチレン粉体ライニング鋼管	JWWA K 132	15~ 100				
水道用エポキシ系樹脂コーティング管継手	JWWA K 117	1/2” ~6”				
水道用ライニング鋼管用管端防食形継手	JWWA K 150	1/2” ~6”				
水道用推進鋼管	WSP 018	350~3,000				
管端ステンレス鋼付塗覆装鋼管	WSP 068					

注) 最高使用圧力は、最大静水圧を示す。最高許容圧力は、最大静水圧に水撃圧を加えた圧力を示す。

※1 JWWA G 113 では、1~4種である。

表-2.2.2(2) 主な管種一覧表

	名 称	規 格	管 径	適 用
硬質ポリ塩化ビニル管	水道用硬質ポリ塩化ビニル管	JIS K 6742	13~150	最高使用圧力 0.75MPa
	水道用硬質ポリ塩化ビニル管継手	JIS K 6743	13~150	
	水道用ゴム輪形硬質ポリ塩化ビニル管 (HIVP、VP)	JWWA K 129	50~150	
	水道用ゴム輪形硬質ポリ塩化ビニル管継手 (HIVP、VP)	JWWA K 130	50~150	
	水道用硬質ポリ塩化ビニル管のダクタイル鋳鉄異形管	JWWA K 131	50~150	
	水道用硬質ポリ塩化ビニル管	AS 20	200~300	
	水道用硬質ポリ塩化ビニル管継手	AS 21	13~100	
	水道用ゴム輪形硬質ポリ塩化ビニル管 (HIVP、VP)	AS 33	125, 200~300	
	水道用ゴム輪形硬質ポリ塩化ビニル管継手 (HIVP、VP)	AS 34	125, 200~300	
	水道用硬質ポリ塩化ビニル管のダクタイル鋳鉄異形管	AS 35	50, 125, 200~300	
ポリ水道ポリエチレン配水管	水道用ポリエチレン二層管	JIS K 6762	13~50	最高使用圧力 0.75MPa
	水道配水用ポリエチレン管	JWWA K 144	50~150	
	水道配水用ポリエチレン管	PTC K 03	50~200	
	水道配水用ポリエチレン管	PWA 001	50~200	
	水道配水用ポリエチレン管継手	JWWA K 145	50~150	
	水道配水用ポリエチレン管継手	PTC K 13	50~200	
	水道配水用ポリエチレン管継手	PWA 002	50~200	
	水道配水用ポリエチレン管メカニカル継手	PTC G 30	50~200	
	水道配水用ポリエチレン管不断水分岐 T 字管	PTC G 31	75~150	
	水道配水用ポリエチレン挿し口付ダクタイル鋳鉄異形管	PTC G 32	50~200	
	水道配水用ポリエチレン管金属継手 (ISO 変換継手)	PTC B 21	20~50	
ステンレス鋼管	一般配管用ステンレス鋼管	JIS G 3448	8~ 300	最高使用圧力 1.0MPa 使用圧力 1.5MPa 以上 " 最高使用圧力 0.98MPa
	配管用ステンレス鋼管	JIS G 3459	6~ 300	
	配管用溶接大径ステンレス鋼管	JIS G 3468	150~1,000	
	水道用ステンレス鋼管	JWWA G 115	13~ 50	
	水道用ステンレス鋼管継手	JWWA G 116	13~ 50	
	水道用波状ステンレス鋼管	JWWA G 119	13~ 50	
その他	水道用ゴム	JIS K 6353		
	水道用ダクタイル鋳鉄管モルタルライニング	JWWA A 113		
	水道用液状エポキシ樹脂塗料塗装方法	JWWA K 135		
	水道用ダクタイル鋳鉄管合成樹脂塗料	JWWA K 139		
	水道施設用ゴム材料	JWWA K 156		
	水道無溶剤形エポキシ樹脂塗料塗装方法	JWWA K 157		
	水道用ダクタイル鋳鉄管用ポリエチレンスリーブ	JWWA K 158		
	ダクタイル鋳鉄管モルタルライニング	JIS A 5314		
	ダクタイル鋳鉄管内面エポキシ樹脂粉体塗装	JIS G 5528		
	水道用ダクタイル鋳鉄管内面エポキシ樹脂粉体塗装	JWWA G 112		
	ダクタイル鋳鉄管外面特殊塗装	JDPA Z 2009		
	水管橋外面防食基準	WSP 009		
	水道用塗覆装鋼管ジョイントコート	WSP 012		
	水道用タールエポキシ樹脂塗料塗装方法	JWWA K 115		
	水道用鋼管現地モルタルライニング	WSP 001		
	水道用ポリウレタン被覆方法	JWWA K 151		
	水道用ポリエチレン被覆方法	JWWA K 152		
	水道用ジョイントコート	JWWA K 153		
	水輸送用塗覆装工管-第3部: 外面プラスチック被覆	JIS G 3443-3		
水輸送用塗覆装工管-第4部: 内面エポキシ樹脂塗装	JIS G 3443-4			
水道用無溶剤形エポキシ樹脂塗料塗装方法	WSP 072			

注) JWWA: 日本水道協会規格、JIS: 日本工業規格、JDPA: 日本ダクタイル鉄管協会規格、WSP: 日本水道鋼管協会規格、AS: 塩化ビニル管・継手協会規格、PTC: 水道用ポリエチレンパイプシステム研究会規格、PWA: 配水用ポリエチレン管協会規格

## 2.2.2 管種選定

管種は、次の事項を基本として選定する。

- (1) 管の材質により、水が汚染されるおそれがないもの。

管は、材質に起因して、浄水が汚染するおそれのないもので、「水道施設の技術的基準を定める省令」に示された「浸出基準」を満たすとともに、安全性が確認されたものを選定のうえ使用する。

- (2) 内圧及び外圧に対して安全であるもの。

管は、内圧及び外圧に耐える強度をもつものでなければならない。内圧は、実際に使用する管路の最大静水圧と水撃圧を考慮する。水撃圧については、「2.5 水撃圧」を参照のこと。

外圧は、土圧、路面荷重を考慮する。

- (3) 埋設条件に適合しているもの。

埋設場所の諸条件、すなわち、土質状態、地下水の状況、他の地下埋設物の有無及び路面荷重等を考慮して、最適の管種を選定する。

腐食性の強い土質や地下水が予想される場所では、腐食に強い管種を選ぶ。有機溶剤の影響などがある場所では、硬質ポリ塩化ビニル管及び水道配水用ポリエチレン管の使用は避けなければならない。

- (4) 埋設環境に適合した施工性を有するもの。

管種によって継手の構造が異なり、これが施工の難易を支配する大きな要素になることから、他の地下埋設物が輻輳している場合や早期に埋戻しが要求されるような場合には、その継手構造に対する施工性も考えて管種を選ぶ。また、埋設環境によっては、可撓性のある伸縮継手管等を考慮に入れる必要がある。

なお、管種の選定に当たっては、災害時などの緊急的な補修・保全への対応を考慮して、JWWA（日本水道協会規格）等の規格に準拠し、市場性の高い管種を使用することが望ましい。

## 2.3 配管方法

営農飲雑用水施設の配水管路の配管に当たっては、配水区域の地形条件、集落形態や経済性、維持管理の考え方にも配慮し、適切な配管方法を選択する。

- (1) 配水管路の配管には、大別して①樹枝状配管、②管網配管の2つがある。これらの配管方法にはそれぞれメリット及びデメリットがある。

表-2.3.1 配管方式の概要とメリット、デメリット

方式区分	配管方式の概要	メリット	デメリット
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	管路全体としては管網配管に比較して管路延長が短くてすむため、コスト面で有利	管路の一部が遮断されると、その地点から下流の全ての地点で給水が全面的に停止する
管網配管	分岐点が網目状に連結していて、使用給水栓の位置及び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る方式	管網の一部が事故等によって遮断されても、他の管路を通して給水することが可能であるため、安定した水量、水圧の確保に有効	管路の末端が連通されている必要があるため、管路延長が長くなる傾向がある

- (2) 配水管路については、「水道施設設計指針」において、単純な樹枝状配管とせずに可能な限り連絡された管網を形成することが奨励されている。しかし北海道の営農飲雑用水施設においては中山間地域が給水地域となることが多く、給水管路末端が集落の周縁部に至っているため、各給水管路末端部の接続には困難がある場合が多い。このような事情により、現在までに整備された営農飲雑用水施設の多くが、樹枝状配管を採用している。したがって、営農飲雑用水施設においては、布設する地域の地形や集落の形態等をふまえて、施設管理者（市町村等）と十分協議を行ったうえで配管方式を決定する。

## 2.4 管路の水理設計

管路の水圧及び流速を調整し、管径を決定するため、定常状態における水理設計を行う。管路の水理設計に当たっては、管の設計内圧の範囲内で、末端余裕水頭、許容流速を満足するよう、管径を調整する。

### 2.4.1 管路の水圧

- (1) 管路の水圧は、常に正圧となるようにする。
- (2) 管路の始点水位は低水位とする。導水・送水管の終点水位は、計画水位とする。
- (3) 配水支管から給水管に分岐後、用水利用地点（末端家屋・畜舎等に隣接した工事限界部）の土中における給水管内の最小動水圧は、原則として0.15MPa以上を確保する。
- (4) 配水管から給水管に分岐する箇所での配水管内の最大静水圧は、0.74MPaを超えないこと。
- (5) ポンプ圧送の場合には、ポンプ揚程と管径との間の経済的関係を考慮する。

### 2.4.2 管径の決定

管径の算定は、各区間の時間最大給水量に基づいて水理計算を行い、最小動水圧が2.4.1に示す計画最小動水圧を下回らない管径を求める。防火用水を見込んである場合には、最初に防火用水を除いて管径を決定し、次に防火用水を加えて最小動水圧が正圧を保っていることを確認する。

管径を決めるに当たっては、配水区域内の動水圧の分布ができるだけ均等になるように計画することが基本であるが、土地の高低の多いところでは、地盤の標高を入念に調査し、計画最小動水圧を下回らないように注意する。また、管内の水質劣化等、維持管理面から管内流速にも配慮する必要がある。

### 2.4.3 平均流速公式

管路の損失水頭の計算に当たっては、摩擦損失を始め、曲管部その他の損失を考慮する。ただし、曲管その他の異形管が少ない場合には、これらの損失を無視して計算して差し支えない。

管路の代表的な平均流速公式としては、下に示すヘーゼン・ウィリアムズ (Hazen・Williams) 公式があり、導水管、送水管及び配水管の損失水頭は原則として同公式により求めるものとする。

$$H = 10.666 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \cdot L$$

$$V = 0.355 \cdot C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54}$$

ここに、

$H$  : 摩擦損失水頭(m)

$C$  : 流速係数

$D$  : 管内径(m)

$Q$  : 流量(m<sup>3</sup>/s)

$L$  : 延長(m)

$V$  : 流速(m/s)

流速係数Cは、屈曲部損失などを含んだ管路全体の値として、次表の値を用いる。ただし、場内配管等で管路延長に対して屈曲部や分岐の数が多くなる場合等、屈曲部等の損失を別途積上げて管路損失を計算する場合には、直線部のみの流速係数Cは130としてよい。

表-2.4.1 設計時のヘーゼン・ウィリアムズ公式の流速係数 C の値

管 種	流速係数 C の値
モルタルライニング 鋳鉄管	110
塗 覆 装 鋼 管	110
硬質ポリ塩化ビニル管	110
水道配水用ポリエチレン管	110
ステンレス鋼管	110

#### 2.4.4 許容流速

導水管及び送水管の許容流速は、以下のとおりとする。配水管の許容流速は「水道施設設計指針」に規定されていないが、以下の制限を準用する。

(1) 自然流下系の場合は、許容最大限度を 3.0m/s 程度とする。

自然流下系の場合は、与えられた始点、終点間の落差を最大限度に利用して、流速をできるだけ大きくした方が管径が小さくなるが、流速が大きくなると、バルブ操作時の急激な流量変動により圧力が不安定になったり、管内面の摩擦等が生じるので、ダクタイル鋳鉄管、鋼管、硬質塩化ビニル管とも既往の実績を参考として許容最大限度を 3.0m/s 程度とした。

(2) ポンプ圧送系の場合は、経済的な流速とする。

ポンプ圧送系の場合は、経済的な管径に対する流速とすることが望ましい。

## 2.5 水撃圧

管路の設計水圧を検討する際には、静水圧のほかに水撃圧を考慮する。

### 2.5.1 水撃圧の推定方法

営農飲雑用水管路における水撃圧の推定方法は、以下の2つによる。

- ① 経験的な値による推定
- ② 計算による推定

自然流下系の管路における水撃圧は、コンピュータによる数値解析等の計算によって求めることもできるが、複雑な樹枝状配管や管網配管においては管の閉塞時間等の係数を得ることが非常に困難であるため、一般には経験的に得られた目安の数値を用いて水撃圧の値としていることが多い。水撃圧の経験的な数値としては、管種別に下表の値を用いてよい。

表-2.5.1 自然流下系における水撃圧の目安

管 種	水撃圧 (MPa)
ダクタイル 鋳鉄管 鋼 管 ステンレス 鋼 管	0.55
硬質ポリ塩化ビニル管 水道配水用ポリエチレン管	0.25

上表の目安の数値を用いる場合、静水圧の値に関わらず、水撃圧の値は固定値として扱うものとする。

### 2.5.2 ポンプ圧送系の水撃作用

ポンプ圧送系においては、停電等によるポンプの急停止が原因となって自然流下系とは異なった水撃圧の挙動を示す。複雑な配水管路での水撃圧の推定は、自然流下系と同様に困難であるが、分岐を伴わない導水路及び送水路については、ポンプ圧送系における水撃圧と、水撃圧の反作用である負圧の発生を簡易に推定する方法が確立されている。

### 2.5.3 ポンプ圧送系の水撃圧の算定

単純な管路系における簡易な水撃圧予測方法として、簡易計算図表（パーマキアンの線図）による方法を以下に示す。

- (1) 表-2.5.2 の計算手順にしたがって、与えられた条件から慣性効果等の数値を算出する。
- (2) 管路縦断図を作成する。
- (3) 管路損失とポンプ規定全揚程の比率  $\left[ \left( \frac{H_l}{H_n} \right) \times 100\% \right]$  から、配管損失図（図-2.5.2～2.5.4）のうち 0%、30%、60% のいずれか近い図を選ぶ。
- (4) この図表上で、 $K \cdot \mu$  値と管路定数  $(2\rho)$  曲線との交点から縦軸の  $H(\%)$  を読み取って、ポンプ

直後及び 1/2L 地点、3/4L 地点の H(%) を得る。

(5) それぞれの H(%) にポンプ規定全揚程  $H_n$  を乗じて、ポンプ直後及び 1/2L 地点、3/4L 地点の最低圧力を計算する。

$$\text{最低圧力} = \frac{H(\%)}{100} \times H_n \quad (\text{m})$$

(6) 前項で求めたポンプ直後及び管路途中地点の圧力低下の値を管路縦断図に記入する。

(7) 各最低圧力の値と最高吐出し水位の間を曲線で結ぶと、管路の最低圧力勾配線図を作成することができる。

(8) 最高圧力勾配線図は、最低圧力勾配線図を最高吐出し水位を中心に対称に描くことにより作成することができる。

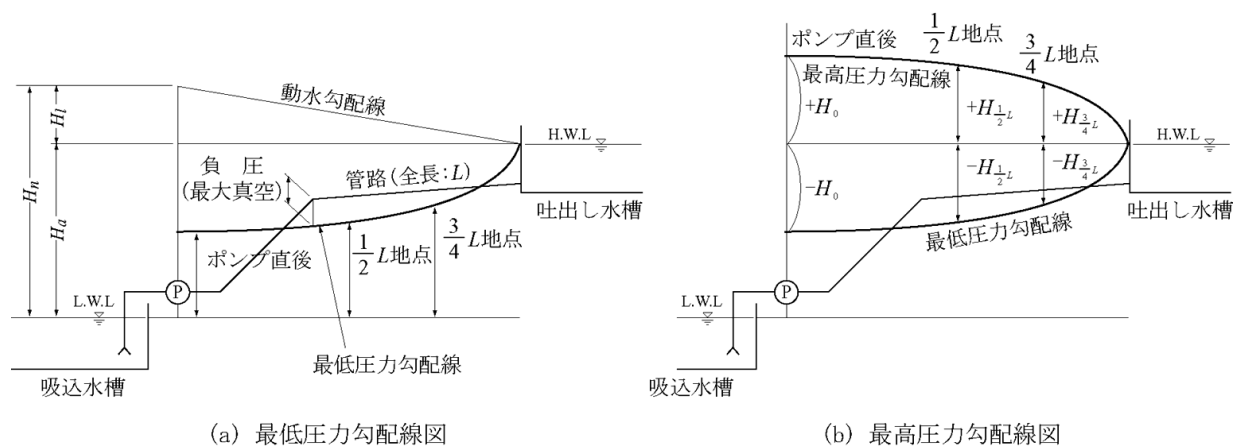


図-2.5.1 圧力勾配線図の例

以上により作成した最低圧力勾配線図において、最低圧力線が管路縦断線よりも 10m 以上低い位置（負圧）になると、水柱分離が生じて管路が破損するおそれがある。また計算上の誤差等も勘案して、この負圧が 5~7m 程度に収まるよう、水撃圧対策を講じるものとする。

#### 2.5.4 水撃圧対策

ポンプ圧送系において水撃圧によって負圧の発生や管路破損のおそれがある場合には、次のような対策を施すものとする。

##### (1) 負圧対策の方法

- ① ポンプにフライホイールをつける。
- ② 吐き出し側管路にサージタンク（コンベンショナルサージタンク）を設ける。
- ③ 吐き出し側管路にワンウェイサージタンクを設ける。
- ④ 圧力水槽（エアチャンバ）を設ける。

##### (2) 圧力上昇対策の方法

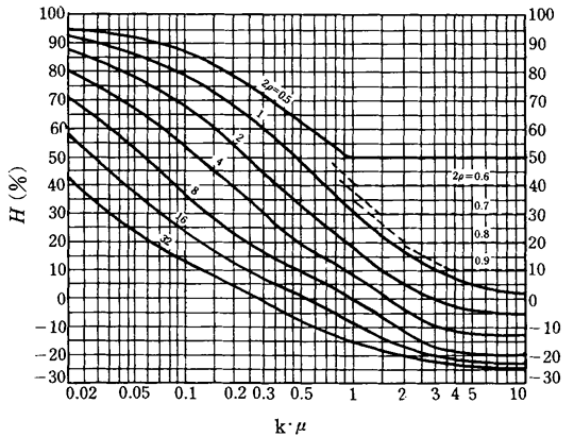
- ① 緩閉式逆止弁を用いる。
- ② コーン弁又はニードル弁を用いる。



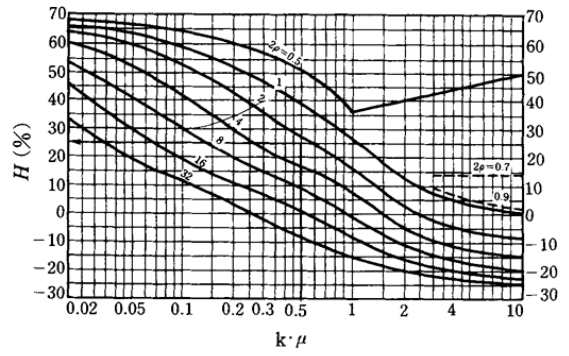
表-2.5.2 パーマキアン線図による水撃圧予測の計算手順

No.	記号	計 算 項 目	計 算 式	備 考
(1)	$N$	ポンプ台数		
(2)	$Q_n$	ポンプ規定吐出し量	$\text{m}^3/\text{s}$	
(3)	$H_n$	ポンプ規定全揚程	$\text{m}$	
(4)	$N_n$	ポンプ定格回転速度	$\text{rpm}$	
(5)	$\eta_n$	ポンプ効率		
(6)	$\gamma$	水の比重		
(7)	$P$	電動機定格出力	$\text{kW}$	
(8)	$(GD^2)_2$	電動機の慣性効果	図-2.5.5~6 より求める $\text{N} \cdot \text{m}^2$	
(9)	$(GD^2)_1$	ポンプの慣性効果	約 $(GD^2)_2 \times 0.1$ $\text{N} \cdot \text{m}^2$	(8)
(10)	$(GD^2)_3$	ポンプのフライホイール効果 (付随する場合のみ)	$G \cdot \frac{D_f^2}{2}$ $\text{N} \cdot \text{m}^2$	
		$G =$ フライホイールの自重 $= \frac{\pi}{4} D_f^2 \cdot B \cdot \gamma_f$ $D_f$ : フライホイールの外径 (m) $B$ : フライホイールの幅 (m) $\gamma_f$ : 比重量 (=76440N/m <sup>3</sup> )	$\text{N}$	
(11)	$(GD^2)$	回転部分の全慣性効果	$(GD^2)_1 + (GD^2)_2 + (GD^2)_3$ $\text{N} \cdot \text{m}^2$	(8) (9) (10)
(12)	$P_n$	ポンプ軸動力	$\frac{9.8\gamma \cdot Q_n \cdot H_n}{\eta_n}$ $\text{kW}$	(2) (3) (5) (6)
(13)	$M_n$	ポンプのトルク	$\frac{9545.2P_n}{N_n}$ $\text{N} \cdot \text{m}^2$	(4) (12)
(14)	$K$	ポンプの慣性係数	$\frac{375M_n}{(GD^2) \cdot N_n}$	(4) (11) (12)
(15)	$Q$	管路規定流量	$N \cdot Q_n$ $\text{m}^3/\text{s}$	(1) (2)
(16)	$D$	管路内径	$\text{m}$	
(17)	$L$	管路長さ	$\text{m}$	
(18)	$V_n$	管路規定流速	$\frac{Q}{\frac{\pi}{4} \cdot D^2}$ $\text{m}/\text{s}$	(15) (16)
(19)	$\alpha$	圧力波伝播速度	$\frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{\kappa}{E} \cdot \frac{D}{t}}}$ $\text{m}/\text{s}$	
		$\kappa$ (水の体積弾性率) = $2.07 \times 10^9 \text{kg} \cdot \text{m}^2$ $D$ (管内径) $\text{m}$ $E$ (管材料の縦弾性係数) $t$ (管厚) $\text{m}$ 鋼 管: $2.1 \times 10^{10}$ ダクタイル鋳鉄管: $1.6 \times 10^{10}$ 鋳 鉄 管: $1.0 \times 10^{10}$ 塩化ビニル管: $0.03 \times 10^{10}$		
(20)	$2\rho$	管路定数	$\frac{\alpha}{9.8} \cdot \frac{V_n}{H_n}$	(3) (18) (19)
(21)	$\mu$	圧力波往復時間	$\frac{2L}{\alpha}$ $\text{s}$	(17) (19)
(22)	$K \cdot \mu$	パーマキアンの係数	$K \cdot \mu$	(14) (21)
(23)	$H_l$	管路損失	別途計算 $\text{m}$	
(24)		管路損失とポンプ規定揚程の比率 (%)	$\frac{H_l}{H_n} \times 100$ %	

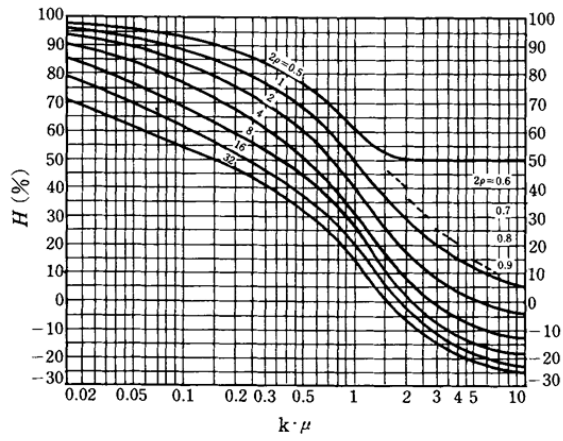
(1) ポンプ直後の最低圧力



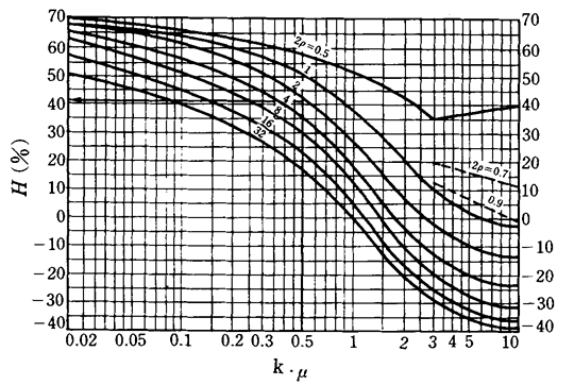
(1) ポンプ直後の最低圧力



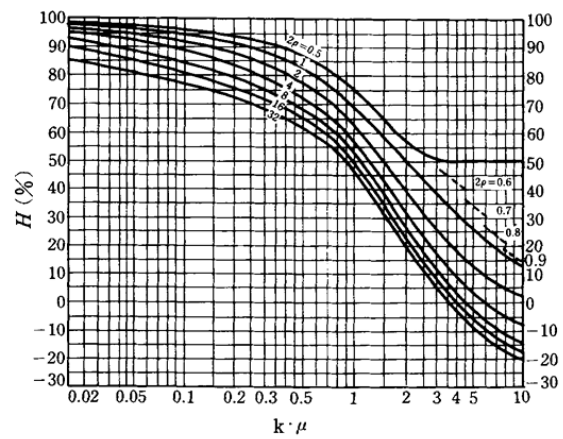
(2)  $\frac{1}{2}L$ 点の最低圧力



(2)  $\frac{1}{2}L$ 点の最低圧力



(3)  $\frac{3}{4}L$ 点の最低圧力



(3)  $\frac{3}{4}L$ 点の最低圧力

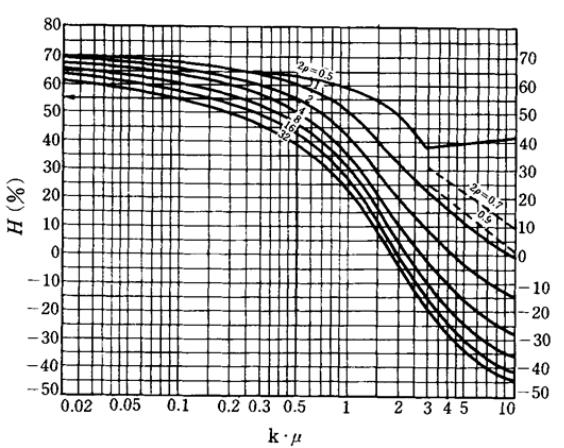
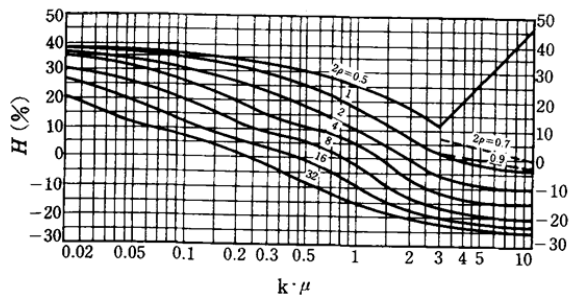


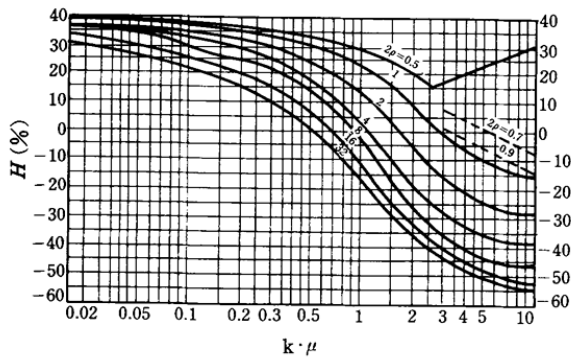
図-2.5.2 配管損失0%の場合

図-2.5.3 配管損失30%の場合

(1) ポンプ直後の最低圧力



(2)  $\frac{1}{2}$ L点の最低圧力



(3)  $\frac{3}{4}$ L点の最低圧力

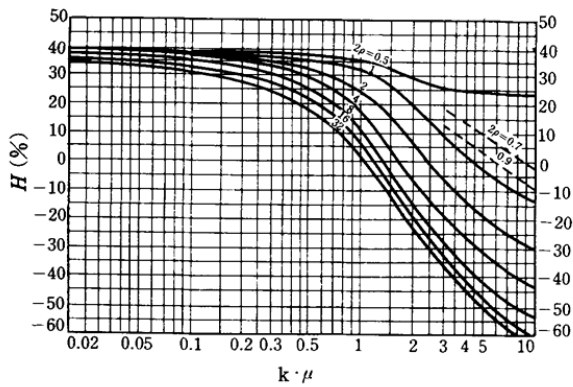


図-2.5.4 配管損失図 60%の場合

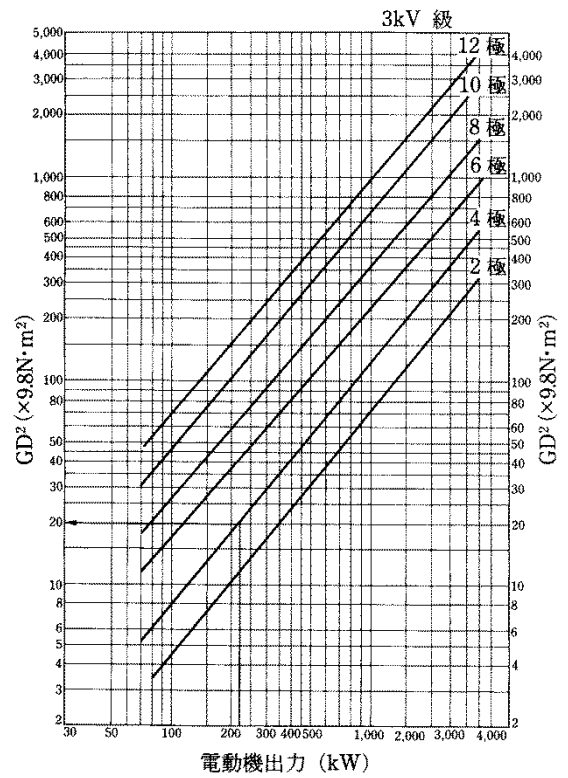


図-2.5.5 巻線形電動機出力-GD<sup>2</sup>線図

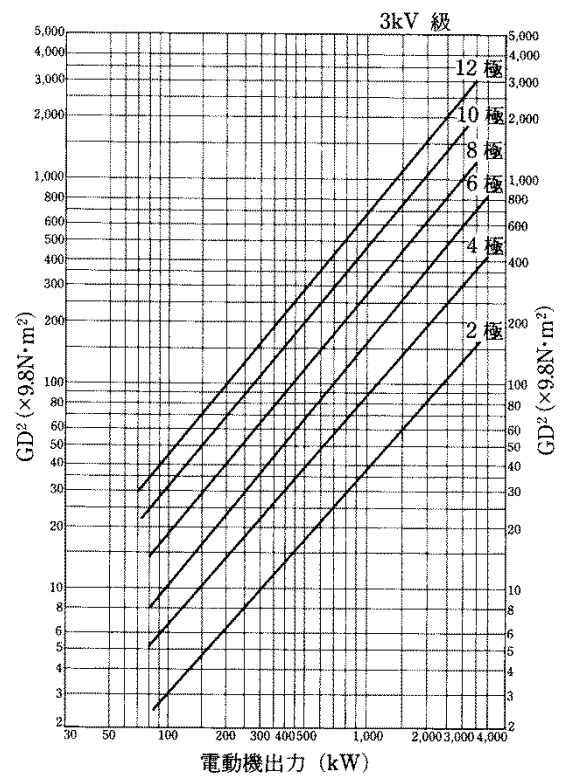


図-2.5.6 かご形電動機出力-GD<sup>2</sup>線図

## 2.6 管路の構造設計

管路は、内圧及び外圧に対して安全であることが確認されるよう、適切な管厚（種別）のものを選択する。また、冬期の凍結の影響を受けないよう、十分な埋設深を確保する。

### 2.6.1 埋設深

(1) 公道に管を布設する場合は、道路法及び関係法令によるとともに、道路管理者との協議による。

営農飲雑用水管路は、維持管理の容易性に配慮し、原則として道路（公道）に布設する。管路の布設位置は、給水管分岐の都合上、なるべく道路の片側寄りに布設するものとする。

埋設物の位置と深さについては、道路管理者との協議により定める。道路法施行令では、土かぶりの標準は120cmと規定されているため、管の埋設深は原則として120cm以上とする。

なお、水管橋取付部の堤防横断箇所や他の埋設物との交差の関係等で土かぶりを標準値までとれない場合は、道路管理者あるいは河川管理者との協議のうえ、土かぶりを60cmまで減少することができる。

(2) 管を他の埋設物と交差又は近接して布設する時は、少なくとも30cm以上の間隔を保つこと。

営農飲雑用水管路と他の地下埋設物との間に間隔がないと、維持補修が困難であり、事故発生の防止のため、布設する際の間隔の最小距離を30cmとする。

(3) 管の埋設深さは、凍結深度よりも深くする。

管内水の凍結による断水や管の破裂被害を防止するため、管の埋設深さは、布設する地域の凍結深度よりも深くする。

凍結深度は、各市町村において定められている水道施設の凍結深度によることを原則とする。市街地から離れていて気象条件が大きく異なっている等の理由により、市町村が定める凍結深度によりがたい場合については、以下の方法により凍結深度を算定する。

凍結深度を算定により求める場合、推定する凍結深度は概ね10年確率凍結深に相当する深さとし、積雪による断熱の影響は考慮しないものとする。

凍結深度は、次の式によって算出する。

$$Z = C\sqrt{F}$$

ここに、

$Z$  : 凍結深 (cm)

$C$  : 係数 (表-2.6.1 参照)

$F$  : 凍結指数 ( $^{\circ}\text{C} \cdot \text{日}$ )

凍結指数は、日平均気温が零下となった日の平均気温を積算した数値の絶対値をとったもので、秋口から初春にかけて積算気温をとった場合の最大値と最小値の差に相当する(図-2.6.1 参照)。

各年の凍結指数を算出し、少なくとも10年以上のデータをもとに10年確率凍結指数を推定する。推定の方法は岩井法や対数正規分布による方法などいくつかあるが、「舗装設計便覧」((社)日本道路協会)に示されている方法が適応性が広い。

1984年から2017年までの気象データを用いて道内各地の10年確率凍結指数及び凍結深を算出

した結果を表-2.6.2 に示す。

表-2.6.1 凍結深のための係数 C

F	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100
C	3.7	4.1	4.4	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0	5.0	5.1	5.2

注) 例 F が 501~600 の時、C の値は 4.8 とする。

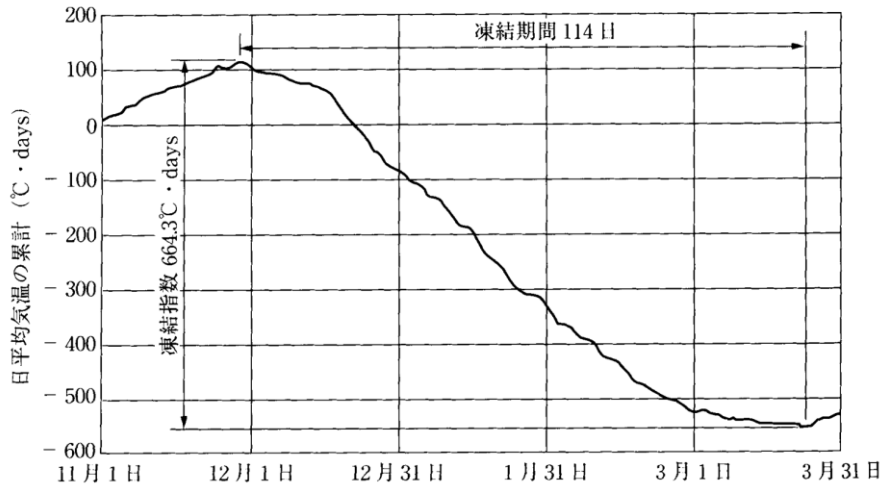


図-2.6.1 凍結指数

やむを得ず凍結深度が確保できない深さに管を布設する場合には、断熱マット等により適切な措置を講じるものとする。断熱マットを用いる際の凍結深の算出は、「道路土工要綱」（平成 21 年版、日本道路協会）「資料-10 多層系地盤の凍結深さの計算」を参考に行う。

また、道路の路肩等に管を布設する場合は、表面（法面）からの鉛直深度が所定の凍結深度を満足するよう埋設深を決定するものとする。

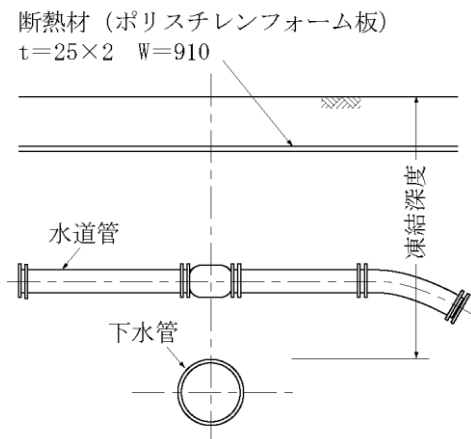


図-2.6.2 断熱マット設置例

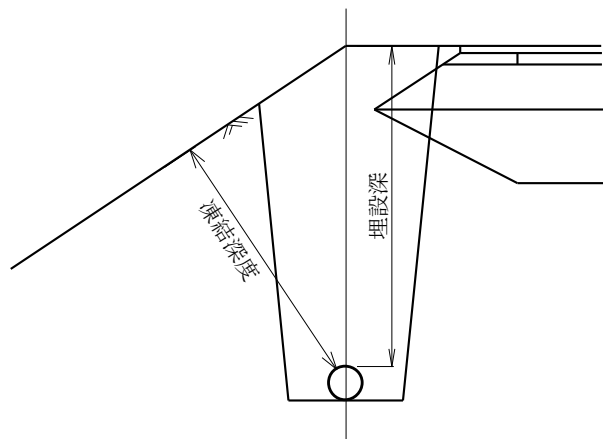


図-2.6.2.1 凍結深度

表-2.6.2 道内各地の10年確率凍結指数(°C・日)及び凍結深(cm)

振興局名	観測所名	10年確率凍結指数	凍結深	振興局名	観測所名	10年確率凍結指数	凍結深	
渡島	函館	335	84	留萌	初山別	545	112	
	八雲	415	96		宗谷	稚内	544	112
	森	417	96			北見枝幸	690	129
	長万部	497	105			浜鬼志別	760	138
	八雲(熊石)	291	75			沼川	857	146
檜山	江差	284	74	豊富		742	136	
	鞆	436	98	中頓別	1,041	168		
	今金	433	98	歌登	1,003	165		
胆振	室蘭	275	73	日高	浦河	307	81	
	苫小牧	425	97		日高	877	148	
	大岸	491	104		静内	417	96	
	登別	494	104		中杵白	718	134	
	大滝	870	147		十勝	帯広	743	136
	白老	467	102			広尾	485	104
	穂別	931	156			陸別	1,233	183
後志	寿都	315	82	ぬかびら源泉郷		1,222	182	
	倶知安	648	125	上士幌		877	148	
	小樽	385	90	新得		694	129	
	黒松内	512	109	本別		928	155	
	蘭越	506	108	芽室	906	154		
	喜茂別	860	147	浦幌	758	138		
	余市	465	101	上札内	946	157		
石狩	札幌	397	92	オホーツク	大樹	954	158	
	石狩	533	111		雄武	749	137	
	厚田	454	100		紋別	653	125	
	新篠津	710	133		網走	650	125	
	恵庭島松	717	134		西興部	914	154	
空知	岩見沢	607	121	滝上	967	159		
	深川	839	145	遠軽	934	156		
	滝川	797	141	佐呂間	1,042	168		
	芦別	733	135	白滝	1,018	166		
	美唄	752	137	留辺蘂	1,113	173		
	夕張	785	140	北見	940	156		
上川	旭川	800	141	釧路	津別	1,019	166	
	音威子府	970	159		斜里	836	145	
	美深	1,028	167		宇登呂	692	129	
	名寄	1,041	168		釧路	559	113	
	下川	1,041	168		白糠	725	135	
	和寒	967	159		中徹別	900	150	
	上川	984	160		阿寒湖畔	1,194	180	
	美瑛	1,024	166		川湯	1,107	173	
	富良野	972	159		標茶	909	154	
	幾寅	986	160		鶴居	830	144	
	占冠	1,163	177		太田	674	127	
	朱鞠内	1,080	171		根室	根室	460	101
	幌加内	985	160			厚床	716	134
留萌	留萌	489	104	別海		803	142	
	羽幌	513	109	中標津		805	142	
	天塩	668	127	羅臼	608	121		
	幌糠	769	139					

※ 1984年～2017年までの34年間についての気象官署及びアメダスにより得られた気象データをもとにして作成した。

## 2.6.2 基礎及び埋戻し土

### (1) 基礎

管の基礎は、地盤の状態、荷重条件及び使用管種の特徴を考慮して設計する。

管の基礎部分は、礫等によって点支持となって過大な応力が発生しないよう、砂又は良質土によって平滑な状態に保たれていなければならない。また、埋戻し部の土圧や活荷重を基礎の支承部（支持部）全体で受け止めるため、十分に締固めを行う。

礫を含まない良質な地盤においては、掘削後の平底溝の状態ですでに十分な基礎となっているとみなす。ダクタイル鋳鉄管以外の管路において、基礎の土質が礫質土及び岩盤の場合及び近傍実績により必要と判断される場合には、施設管理者との協議を踏まえて、掘削溝底に 0.10m 以上の砂又は良質土によって基礎を設ける。

管の構造計算における管底の支持角は、下表の値を目安としてよい。ただし表中の区分 B は、ダクタイル鋳鉄管のみ適用する。また、鋼管及びステンレス鋼管については、下表の値に関わらず管底の支持角を 90° とする。

表-2.6.3 管底の支持角

区分	埋設条件	支持角
A	一般的な地盤の場合	60°
	溝底が強固な場合で溝底に砂を置く場合	
	溝底が強固な場合で埋戻し土を砂で置換える場合	
B	溝底が強固な場合	40°

注) 鋼管及びステンレス鋼管の支持角は 90° とする。

管底の支持角不足により管材の許容応力度やたわみ率を満足しない場合、管底の支持角を大きくとることを検討する。その場合、砂又は良質土によって基礎部分を置き換えるとともに、十分な締固めを行う。

### (2) 埋戻し土

管を埋設する際の締固めが適切に行えるよう埋戻し土を選定する。

埋戻し土は、現地発生土を利用することを基本とする。ダクタイル鋳鉄管以外の管路で、現地発生土が礫質土（最大粒径 20mm を目安とする）等の不良土である場合には、点支持による過大な応力の発生を防ぐため、埋戻し土を砂又は良質土によって置き換える。このとき、置き換えの範囲は少なくとも管頂までとする。

### (3) 軟弱地盤

軟弱地盤などに管路を布設する場合は、地盤状態や管路沈下量を検討し、それに適した施工法、管種、継手を用いる。

軟弱地盤では、布設後に管路が不同沈下を生じるおそれがある。そのため、地盤状態に応じて対策工法を施す必要がある。

「水道施設設計指針 2012」に示されている軟弱地盤の対策工法について整理したものを表-2.6.4 に示す。

表-2.6.4 軟弱地盤における対策工法例

地盤状態	対策工法例
軟弱層が浅い地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>管底以下、管径の1/5～1/2程度（最低0.15m）を砂又は良質土に置き換える。</li> </ul>
軟弱層が深い地盤 又は非常に軟弱な地盤 （重機械が入れない程度）	<ul style="list-style-type: none"> <li>薬液注入、サンドドレーン工法などによる地盤改良を行う。</li> <li>管径の1/3～1/1程度（最低0.50m）を砂又は良質土に置き換え、管の周囲も砂又は良質土で埋め戻す。</li> </ul>
軟弱層が非常に深く、 予想沈下量が大きい地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>伸縮可とう性が大きく、かつ、離脱防止性能を持った継手（ダクタイル鋳鉄管ではS形、NS形、GX形継手等）を適所に使用することが望ましい。</li> </ul>

参 考

【 予想沈下量と継手の順応性の検討 】

管の布設に伴う沈下量の推定は、次の3種類の式により行うことができる。

$$\delta = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} H$$

$$\delta = m_v \cdot \Delta P \cdot H$$

$$\delta = \frac{C_c}{1 + e_0} H \cdot \log \frac{P + \Delta P}{P}$$

$$\Delta P = I_\sigma \cdot \Delta W$$

ここに、

$\delta$  : 圧密沈下量 (m)

$e_0$  : 現地盤の初期間隙比

$e$  : 載荷後の間隙比

$H$  : 圧密される層の厚さ (m)

$m_v$  : 土の体積変化率 (体積圧縮係数) (m<sup>2</sup>/kN) (参考表-2.6.1 参照)

$C_c$  : 土の圧縮指数

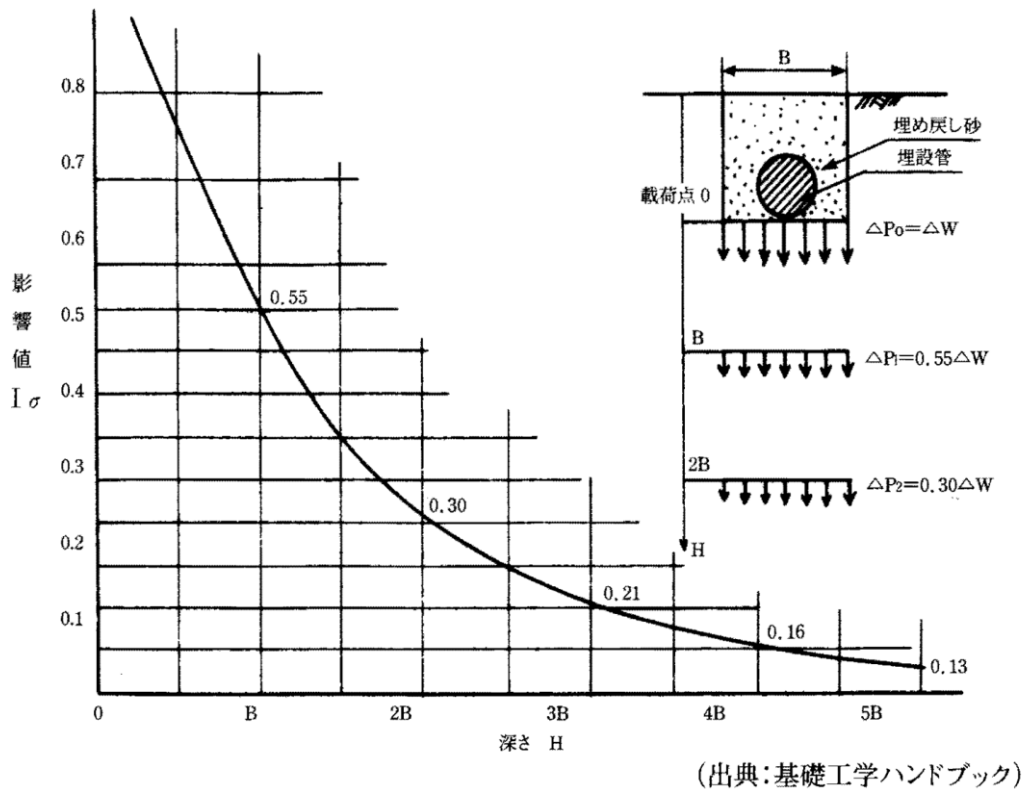
$P$  : 原地盤での先行荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta P$  : 各層での増加荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$I_\sigma$  : 深さによる影響値 (参考図-2.6.1 参照)

$\Delta W$  : 載荷点の増加荷重 (kN/m<sup>2</sup>)





参考図-2.6.1 深さによる影響値  $I\sigma$ 。(「ダクタイル鉄管管路 設計と施工」)

参考表-2.6.1 体積変化率  $m_v$  の値 (例)

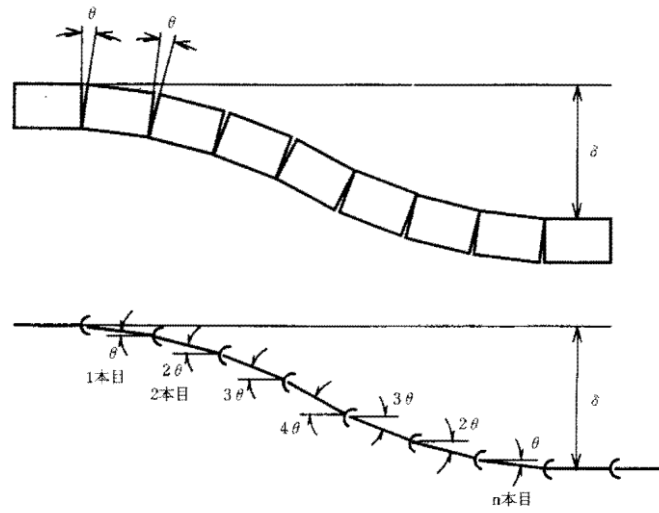
地盤の種類	$m_v$ の値 ( $m^2/kN$ )
密な砂	$2 \times 10^{-5} \sim 5 \times 10^{-5}$
ゆるい砂	$10 \times 10^{-5} \sim 20 \times 10^{-5}$
過密粘土	$5 \times 10^{-5} \sim 8 \times 10^{-5}$
普通の粘土	$50 \times 10^{-5} \sim 80 \times 10^{-5}$
腐植土を含む砂、粘土	$100 \times 10^{-5} \sim 300 \times 10^{-5}$
腐植土	$300 \times 10^{-5} \sim 700 \times 10^{-5}$

地盤沈下に対する管路の順応性は、変位吸収量として次式によって計算することができる。

$$\delta = \ell \cdot \left( 2 \tan \theta + 2 \tan 2\theta + 2 \tan 3\theta + \dots + 2 \tan \frac{n-1}{2} \theta + \tan \frac{n+1}{2} \theta \right)$$

ここに、

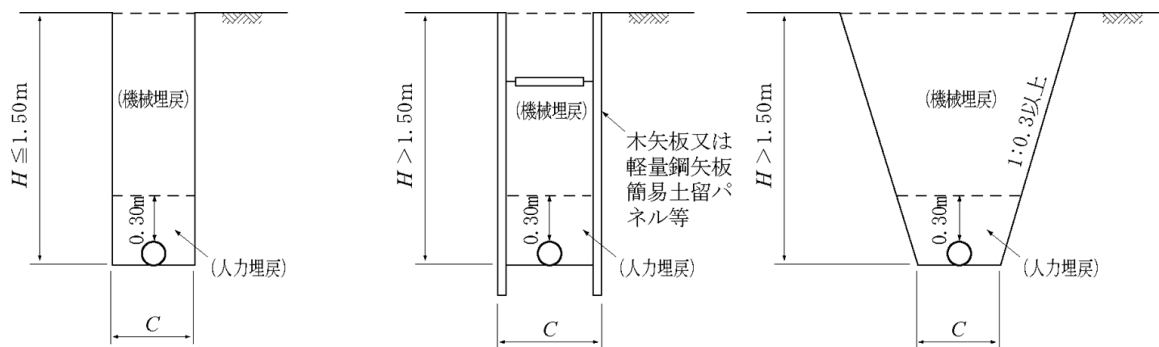
- $\delta$  : 変位吸収量 (m)
- $\sigma$  : 継手の曲げ角度 ( $^\circ$ )
- $n$  : 最大変位点までの管本数 (奇数)
- $\ell$  : 管長 (m)



参考図-2.6.2 管路の順応性（「ダクタイル鉄管管路 設計と施工」）

### 2.6.3 掘削断面

(1) 管を埋設する場合の掘削断面は、車道や建物などの支障物がない限り、素掘掘削を基本とする。一般的な土質条件における掘削法面勾配は、「労働安全衛生規則」に示されている値(参考表-2.6.2を参照)を遵守したうえでさらに安全を見込むこととし、掘削深 1.5m 以下は 90°、1.5m を超える場合は土質によって安全な勾配として 1:0.3 (73° 相当) 以上の緩い勾配とする。なお、より緩い勾配でなければ安全性が確保できない土質であることが明らかな場合は、土質試験結果等に基づいた安全な掘削勾配とする。



(a)  $H \leq 1.50\text{m}$  の場合

(b)  $H > 1.50\text{m}$  の場合

図-2.6.3 管路の掘削断面

参考表-2.6.2 明かり掘削の法勾配(通常の土質)

地山の種類	掘削面の高さ (m)	掘削面のこう配 (°)
岩盤又は堅い粘土からなる地山	5 未満	90
	5 以上	75
その他の地山	2 未満	90
	2 以上 5 未満	75
	5 以上	60

(「労働安全衛生規則」第 356 条)

掘削底幅は最小 0.60m とする。一般的な施工条件においては、管径別に下表に示す掘削底幅としてよい。木矢板以外の土留工を用いる場合は「水道事業実務必携」により算定する。

表-2.6.5 掘削底幅の標準値 C(m)

掘削方法 管種 呼び径	素掘掘削						矢板掘削 (木矢板)					
	VP	PE	DCIP				VP	PE	DCIP			
			K 形	T 形	NS 形	GX 形、NS 形 E 種			K 形	T 形	NS 形	GX 形、NS 形 E 種
50 以下	0.60	0.60	—	—	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—
75	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
100	0.60	0.60	0.65	0.60	0.65	0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
150	0.60	0.60	0.70	0.60	0.70	0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
200	0.60	0.60	0.75	0.60	0.75	0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
250	0.60	—	0.80	0.60	0.80	0.65	1.00	—	1.00	1.00	1.00	1.00
300	0.60	—	0.85	0.60	0.85	0.70	1.00	—	1.00	1.00	1.00	1.00

(「水道事業実務必携」(全国簡易水道協議会)をもとに算定) ※矢板掘削は、木矢板と木製支保で算定

(2) 管路布設に用いる土留工としては、木矢板、軽量鋼矢板及び簡易土留パネル等がある。土留工を施す場合は、現地への適合性や経済性を考慮して工法を決定する。

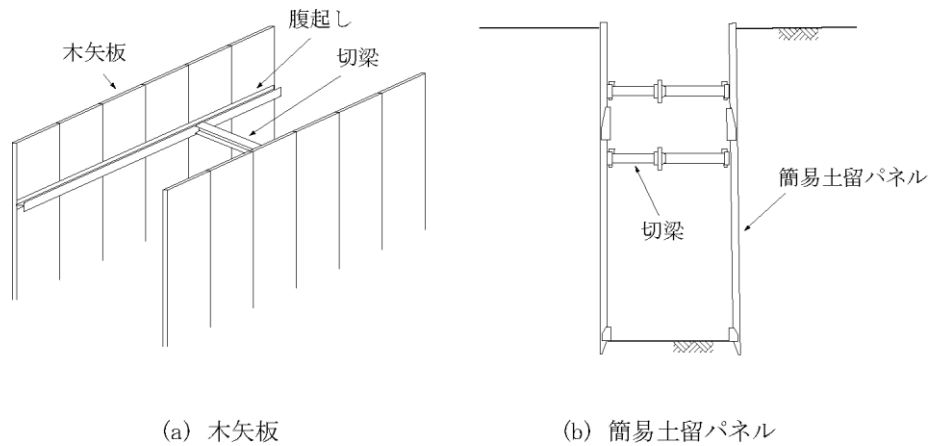


図-2.6.4 土留工施工例

## 2.6.4 管体の構造計算

管体の構造計算は、「水道施設設計指針」に参考として示されている、管種別の構造照査方法に基づいて行う。

水道用硬質ポリ塩化ビニル管及び水道配水用ポリエチレン管については、表-2.6.6 に示すような一般的な土質条件、及び施工条件においては構造計算を省略できるものとする（計算結果を、参考表-2.6.3～2.6.4 に示す）。ダクタイル鋳鉄管については、表-2.6.6 に示すような条件において、表-2.6.7によって管種を選定してよいものとする。

鋼管及び表-2.6.6 に示す土質条件、施工条件以外の硬質ポリ塩化ビニル管等については、「2.6.5 荷重」から「2.6.9 水道配水用ポリエチレン管の管種選定」に示す方法により、構造計算を行って管種を選定する。

表-2.6.6 構造計算を省略できる土質条件及び施工条件

管 種		ダクタイル鋳鉄管	水道用硬質ポリ塩化ビニル管	水道配水用ポリエチレン管
土質条件	土 質	—	—	砂～ローム
	土の単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )	18	18	18
	土の内部摩擦角(°)	—	—	20～30
	埋戻し土の締固め条件	—	—	突固めなし E' = 0
施工条件	輪荷重条件	245kNトラック 2台並行同時通過	T-25 荷重	245kNトラック 2台並行同時通過
	土かぶり(m)	1.2以上	0.6以上	0.6以上
	基礎の支承角(°)	60	60・90・120	60・120

表-2.6.7 ダクタイル鋳鉄管の管種選定表

土かぶりm 静水圧MPa 呼び径	3.0					2.4					2.1				
	2.0	1.5	1.0	0.75	0.45	2.0	1.5	1.0	0.75	0.45	2.0	1.5	1.0	0.75	0.45
75~300	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
350	1	3	3	3	3	1	3	3	3	3	1	3	3	3	3
400	2	3	3	3	3	2	3	3	3	3	2	3	3	3	3
450	2	3	3	3	3	2	3	3	3	3	2	3	3	3	3
500	1	2,S	3,S	3,S	3,S	1	3,S	3,S	3,S	3,S	1	3,S	3,S	3,S	3,S
600	2,S	2,S	4,S	4,S	4,S	2,S	3,S	4,S	4,S	4,S	2,S	3,S	4,S	4,S	4,S

土かぶりm 静水圧MPa 呼び径	1.8					1.5					1.2				
	2.0	1.5	1.0	0.75	0.45	2.0	1.5	1.0	0.75	0.45	2.0	1.5	1.0	0.75	0.45
75~300	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
350	1	3	3	3	3	1	3	3	3	3	1	3	3	3	3
400	2	3	3	3	3	2	3	3	3	3	2	3	3	3	3
450	2	3	3	3	3	2	3	3	3	3	2	3	3	3	3
500	2,S	3,S	3,S	3,S	3,S	2,S	3,S	3,S	3,S	3,S	2,S	3,S	3,S	3,S	3,S
600	2,S	3,S	4,S	4,S	4,S	2,S	3,S	4,S	4,S	4,S	2,S	3,S	4,S	4,S	4,S

注) 数値は、管種を示す。Sは、GX形およびNS形管（呼び径500~1000）のS種を示す。

参考表-2.6.3 水道配水用ポリエチレン管の構造計算結果

単位 最大曲げ応力 $\sigma_{max}$  : MPa、たわみ率V : %

埋戻し土	支承角	土かぶり	0.6m		0.8m		1.2m		1.5m	
		呼び径	$\sigma_{max}$	V	$\sigma_{max}$	V	$\sigma_{max}$	V	$\sigma_{max}$	V
突固めなし E' = 0	60°	50	7.73	2.97	5.75	2.21	3.96	1.52	3.34	1.28
		75	7.89	3.07	5.88	2.29	4.05	1.57	3.41	1.33
		100	7.85	3.05	5.86	2.27	4.03	1.57	3.40	1.32
		150	7.81	3.03	5.85	2.27	4.04	1.57	3.41	1.32
		200	7.77	3.03	5.85	2.28	4.06	1.58	3.43	1.34
	120°	50	5.98	2.72	4.54	2.06	3.11	1.41	2.58	1.17
		75	6.10	2.81	4.64	2.13	3.18	1.46	2.64	1.21
		100	6.07	2.79	4.62	2.12	3.17	1.46	2.63	1.21
		150	6.04	2.78	4.61	2.12	3.17	1.46	2.63	1.21
		200	6.01	2.78	4.61	2.13	3.19	1.47	2.65	1.22

注) 内部摩擦角は20°として計算したが、20~30°の範囲においては計算結果に大きな変動は生じない。

参考表-2.6.4 水道用ポリ硬質塩化ビニル管の構造計算結果

単位 曲げ周応力 $\sigma$ : N/mm<sup>2</sup>、たわみ率 $\delta/2r$ : %

呼び径	支承角	項目	土かぶり (m)						
			0.6	0.9	1.2	1.5	1.8	2.1	2.4
40	60°	$\sigma$	1.26	1.09	1.06	1.15	1.36	1.57	1.79
		$\delta/2r$	0.096	0.094	0.10	1.11	0.12	0.13	0.15
	90°	$\sigma$	1.24	1.06	1.01	1.03	1.07	1.14	1.29
		$\delta/2r$	0.090	0.085	0.089	0.096	0.11	0.12	0.13
	120°	$\sigma$	1.22	1.02	0.961	0.964	0.992	1.04	1.10
		$\delta/2r$	0.086	0.078	0.079	0.084	0.091	0.098	0.11
50	60°	$\sigma$	1.59	1.37	1.33	1.45	1.71	1.98	2.24
		$\delta/2r$	0.14	0.13	0.14	0.16	0.17	0.19	0.21
	90°	$\sigma$	1.56	1.33	1.27	1.29	1.34	1.43	1.62
		$\delta/2r$	0.13	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.18
	120°	$\sigma$	1.53	1.28	1.21	1.21	1.25	1.31	1.39
		$\delta/2r$	0.12	0.11	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15
75	60°	$\sigma$	2.07	1.79	1.74	1.89	2.23	2.58	2.93
		$\delta/2r$	0.20	0.20	0.21	0.23	0.26	0.28	0.31
	90°	$\sigma$	2.03	1.73	1.66	1.69	1.75	1.87	2.12
		$\delta/2r$	0.19	0.18	0.19	0.20	0.22	0.24	0.27
	120°	$\sigma$	1.99	1.67	1.58	1.58	1.63	1.71	1.81
		$\delta/2r$	0.18	0.16	0.17	0.18	0.19	0.21	0.22
100	60°	$\sigma$	2.37	2.05	1.98	2.16	2.55	2.95	3.34
		$\delta/2r$	0.25	0.24	0.26	0.28	0.31	0.35	0.38
	90°	$\sigma$	2.32	1.98	1.90	1.93	2.00	2.14	2.42
		$\delta/2r$	0.23	0.22	0.23	0.25	0.27	0.30	0.32
	120°	$\sigma$	2.28	1.91	1.80	1.81	1.86	1.95	2.07
		$\delta/2r$	0.22	0.20	0.20	0.22	0.23	0.25	0.27
150	60°	$\sigma$	2.74	2.36	2.29	2.50	2.95	3.41	3.87
		$\delta/2r$	0.31	0.30	0.32	0.35	0.39	0.43	0.47
	90°	$\sigma$	2.69	2.29	2.19	2.23	2.31	2.47	2.80
		$\delta/2r$	0.29	0.27	0.28	0.31	0.34	0.37	0.40
	120°	$\sigma$	2.63	2.21	2.08	2.09	2.15	2.25	2.39
		$\delta/2r$	0.27	0.25	0.25	0.27	0.29	0.31	0.34
200	60°	$\sigma$	3.30	2.85	2.77	3.02	3.56	4.11	4.67
		$\delta/2r$	0.41	0.40	0.42	0.46	0.51	0.57	0.63
	90°	$\sigma$	3.24	2.76	2.64	2.69	2.79	2.98	3.37
		$\delta/2r$	0.38	0.36	0.38	0.41	0.44	0.49	0.53
	120°	$\sigma$	3.18	2.66	2.51	2.52	2.59	2.72	2.88
		$\delta/2r$	0.36	0.33	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45
250	60°	$\sigma$	3.31	2.86	2.77	3.02	3.57	4.12	4.68
		$\delta/2r$	0.41	0.40	0.42	0.47	0.52	0.57	0.63
	90°	$\sigma$	3.25	2.77	2.65	2.69	2.80	2.99	3.38
		$\delta/2r$	0.38	0.36	0.38	0.41	0.45	0.49	0.54
	120°	$\sigma$	3.18	2.67	2.52	2.53	2.60	2.73	2.89
		$\delta/2r$	0.36	0.33	0.34	0.36	0.38	0.42	0.45
300	60°	$\sigma$	3.28	2.83	2.74	2.99	3.53	4.07	4.63
		$\delta/2r$	0.40	0.39	0.42	0.46	0.51	0.56	0.62
	90°	$\sigma$	3.21	2.74	2.62	2.66	2.77	2.95	3.35
		$\delta/2r$	0.38	0.36	0.37	0.40	0.44	0.48	0.53
	120°	$\sigma$	3.15	2.64	2.49	2.50	2.57	2.70	2.86
		$\delta/2r$	0.36	0.33	0.33	0.35	0.38	0.41	0.45

注) 曲げ周応力は、管頂と管底の計算値で大きい方を記載する。なお、網掛け部分は、管底の計算値であることを示す。また、曲げ周応力の許容値は 19.6kN/m<sup>2</sup>、たわみ率の許容値は 5%である。

## 2.6.5 荷重

管体の構造計算を行う際に考慮する荷重は、管頂上部の埋戻し土による土圧と、近傍を走行する自動車による活荷重とする。雪荷重や群集荷重等については、構造計算時に考慮する安全率に含まれているものとする。

土圧及び自動車荷重は、以下のように算定する。

### (1) 土圧

管体に作用する土圧を計算する式として主に使われているものには、垂直土圧公式、ヤンセン公式（マーストン公式の溝形と同形式）、スパングレー公式などがある。営農飲雑用水管路の設計に用いる土圧は、垂直土圧公式かヤンセン公式によって計算するものとする。

垂直土圧公式とヤンセン公式の使用区分は、次のとおりとする。

- ① 土かぶり  $h \leq 2.0\text{m}$  の場合、垂直土圧公式
- ② 土かぶり  $h > 2.0\text{m}$  の場合、土かぶり 2m 時の垂直土圧公式とヤンセン公式による結果の大きな方

なお、土圧の算定に用いる土の単位体積重量は、一般に  $18\text{kN/m}^3$  としてよい。ただしこれは普通の土砂の場合であり、この値と大きく異なる盛土材、埋戻し材を用いる場合は締固め試験などによって定めなければならない。

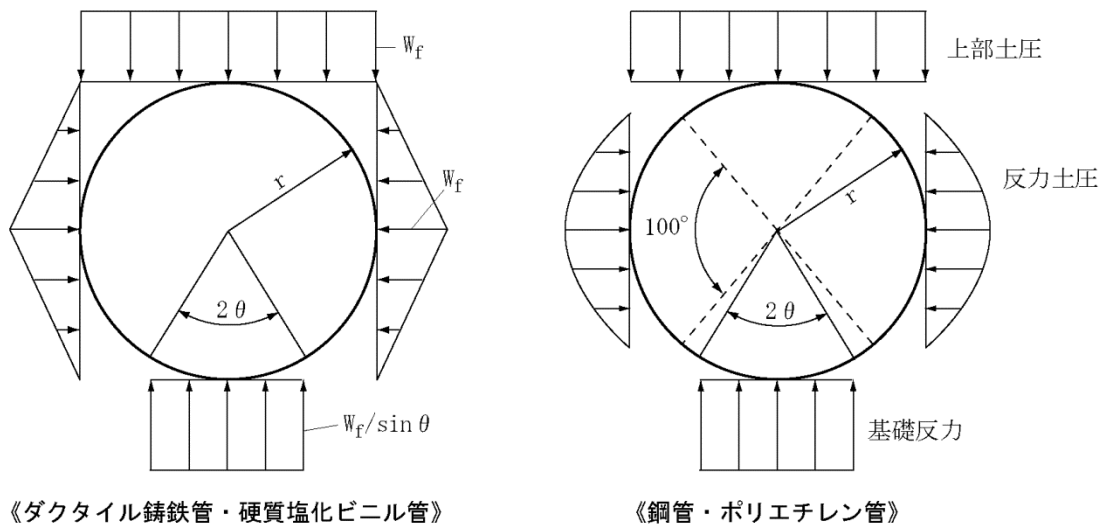


図-2.6.5 土圧分布図

#### A 垂直土圧公式

$$q_d = \gamma \cdot H$$

ここに、

$q_d$  : 鉛直土圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\gamma$  : 土の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$H$  : 土かぶり (m)

B ヤンセン公式（マーストン公式の溝形）

$$q_d = \frac{\gamma}{2K \cdot \tan \phi} \left( 1 - e^{-2K \cdot \tan \phi \frac{H}{B}} \right) \cdot B \quad \text{【ヤンセン（マーストン）公式】}$$

ここに、

$$K : \text{ランキンの主働土圧係数, } K = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$\phi$  : 埋戻し土の内部摩擦角 (°)

$H$  : 土かぶり (m)

$B$  : 管頂溝幅 (m)

埋戻し土の内部摩擦角は土質試験の結果を用いるか、又は下表の値を目安として用いてもよい。

表-2.6.8 内部摩擦角

土の種類		内部摩擦角 (°)
①	細粒子をほとんど含まない砂利、粗砂等 (GP、GW、SP、SW 等細粒分 5%未満を目安)	30
②	細粒子を含んだ砂利、砂等 (G-F、S-F 等細粒分 5~15%を目安)	25
③	シルト質細砂、粘土を含む砂利等 (GF、SF 等細粒分 15~50%を目安)	20



(2) 活荷重（輪圧）

管路に作用する活荷重は、自動車荷重を考慮する。

自動車荷重の計算方法は、「道路土工—カルバート工指針」による方法（簡略法）のほか、ブーシネスクの理論解による方法がある。一般的に使用されている自動車荷重の計算方法は管種によって異なっており、その区分は下表のとおりである。

表-2.6.9 一般的に用いられている自動車荷重計算式

管 種	自動車荷重計算式	備 考
ダクタイル鋳鉄管	ブーシネスク式	「ダクタイル鉄管管路 設計と施工」
鋼 管	ブーシネスク式	
硬質ポリ塩化ビニル管	T 荷 重	「水道用硬質ポリ塩化ビニル管技術資料<規格・設計編>」
ポリエチレン管	ブーシネスク式	「水道配水用ポリエチレン管及び管継手 設計マニュアル」

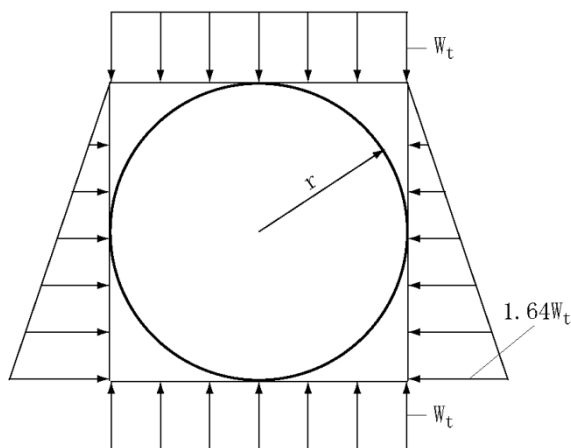


図-2.6.6 自動車荷重の分布図

A T 荷重（「道路土工—カルバート工指針」等による方法）

$$q_l = \frac{2P(1+i) \cdot \beta}{W(0.2+2H)}$$

ここに、

- $q_l$  : 自動車荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P$  : 進行直角方向単位長さあたりの後輪荷重 (表-2.6.10 参照)
- $\beta$  : 断面力の低減係数 (表-2.6.11 参照)
- $W$  : 後輪荷重の分布幅 (=2.75m)
- $H$  : 土かぶり (m)
- $i$  : 衝撃係数 (表-2.6.12 参照)

表-2.6.10 後輪荷重 P

自動車荷重	T-25	T-20	T-14	T-10
P	100	78	55	39

注) 道路法の適用を受ける道路にあつては、T-25 とする。

表-2.6.11 断面力の低減係数β

自動車荷重	T-25	T-20 以下
β	0.9	1.0

表-2.6.12 衝撃係数 i

土かぶり h(m)	H < 1.5	1.5 ≤ H < 6.5	H ≥ 6.5
i	0.5	0.65 - 0.1 × H	0

B ブーシネスクの式

$$p_t = \alpha(1+i)P \cdot \beta$$

ここに、

$p_t$  : 自動車荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$i$  : 衝撃係数 (表-2.6.12 参照)

$\beta$  : 断面力の低減係数 (表-2.6.11 参照)

$\alpha$  : 鉛直荷重係数 (m<sup>-2</sup>)

$$\alpha = \frac{4 \sum \sigma_H}{\ell D}$$

ここに、

$\sum \sigma_H$  : 自動車荷重によって深さ H の平面上に作用する鉛直荷重の和 (kN/m<sup>2</sup>)

$H$  : 埋設深さ (m)

$\ell$  : 輪荷重の分布長さ (=2.0) (m)

$D$  : 輪荷重の分布幅 (=管外径) (m)

$\sum \sigma_H$  は次のように求める。

$$F(A, B, H) = 0.25 - \frac{1}{2\pi} \left\{ \sin^{-1} H \sqrt{\frac{A^2 + B^2 + H^2}{(A^2 + H^2)(B^2 + H^2)}} - \frac{A \times B \times H}{\sqrt{A^2 + B^2 + H^2}} \left( \frac{1}{A^2 + H^2} + \frac{1}{B^2 + H^2} \right) \right\}$$

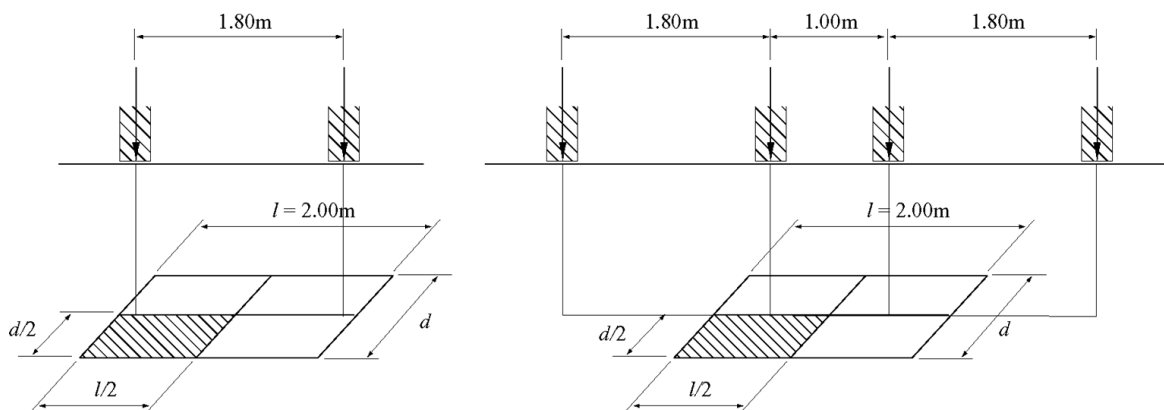
とおき、

① トラック 1 台の場合

$$\sum \sigma_H = F\left(0.1, \frac{D}{2}, H\right) + F\left(1.9, \frac{D}{2}, H\right)$$

② トラック 2 台の場合

$$\sum \sigma_H = F\left(3.3, \frac{D}{2}, H\right) + F\left(1.5, \frac{D}{2}, H\right) + F\left(0.5, \frac{D}{2}, H\right) - F\left(1.3, \frac{D}{2}, H\right)$$



(a) トラック1台の場合

(b) トラック2台並走の場合

図-2.6.7 ブーシネス式の荷重モデル

## 2.6.6 硬質ポリ塩化ビニル管の管種選定

硬質ポリ塩化ビニル管の管種・管厚は、以下の3項目により照査する。

- ① 内圧による管厚計算
- ② 外圧による曲げ周応力の計算
- ③ たわみ率の計算

### (1) 内圧による管厚計算

内圧による管厚の照査は、次式により行う。

$$t \geq \frac{P \cdot D}{2\sigma + P}$$

ここに、

$t$  : 最小管厚 (mm)

$P$  : 使用圧力 (MPa)

$\sigma$  : 設計応力 (=10.8MPa : 長期静水圧強度 25.0MPa ÷ 安全率 2.3 ≒ 10.8MPa)

$D$  : 外径 (mm)

水道用ゴム輪形硬質ポリ塩化ビニル管 (JWWA K 127) の管種ごとの最小管厚  $t$ 、管厚中心半径  $r$ 、断面係数  $Z$ 、断面二次モーメント  $I$  を下表に示す。

表-2.6.13 水道用ゴム輪形硬質ポリ塩化ビニル管の管厚等諸元

呼び径	最小管厚 (mm)	管厚中心半径 (mm)	断面係数 (mm <sup>3</sup> /mm)	断面二次モーメント (mm <sup>4</sup> /mm)
50	4.1	27.75	3.375	7.594
75	5.5	41.55	5.802	17.11
100	6.6	53.45	8.402	29.83
150	8.9	77.70	15.36	73.73
200	10.8	102.3	22.04	126.7
250	13.3	126.4	33.61	238.6
300	15.9	150.5	48.17	409.4

### (2) 外圧による曲げ周応力の計算

土圧及び活荷重による管の曲げ周応力は次式により計算する。

$$\sigma = \frac{(K_1 \cdot Pe + K_2 \cdot Pt) \cdot r^2}{Z}$$

ここに、

$\sigma$  : 土圧及び輪圧によって生じる埋設管の曲げ周応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$r$  : 管厚中心半径 (mm)

$Pe$  : 埋設管にかかる土圧 (MPa, N/mm<sup>2</sup>)

$Pt$  : 埋設管にかかる自動車荷重 (MPa, N/mm<sup>2</sup>)

$K_1, K_2$  : 曲げモーメント係数 (表-2.6.14 参照)

$Z$  : 断面係数 (mm<sup>3</sup>/mm)

$$Z = \frac{t^2}{6}$$

$t$  : 管厚 (mm)

表-2.6.14 曲げモーメント係数

曲げモーメント係数	支 承 角	60°		90°		120°	
	管の位置	管 頂	管 底	管 頂	管 底	管 頂	管 底
$K_1$		0.132	0.223	0.120	0.160	0.107	0.121
$K_2$		0.079	0.011	0.079	0.011	0.079	0.011

管の許容応力度は、規格により定められている管の材質の強さ 49MPa に対して安全率 2.5 を見込み、 $49 \div 2.5 = 19.6$  (MPa) とする。

計算により得られた曲げ周応力が、許容応力度 19.6MPa 以内となるかどうかを確認する。なお、曲げモーメント係数は管頂、管底それぞれについて定められているので、管頂及び管底の両方について曲げ周応力を計算し、大なる方を持って照査する。

### (3) たわみ率の計算

土圧及び活荷重によるたわみ率は次式により計算する。

$$\frac{\delta}{2r} = (K_3 \cdot Pe + K_4 \cdot Pt) \frac{r^4}{2r \cdot E \cdot I} \times 100$$

ここに、

$\frac{\delta}{2r}$  : たわみ率 (%)

$\delta$  : 土圧及び輪圧によって生じる埋設管のたわみ (mm)

$r$  : 管厚中心半径 (mm)

$Pe$  : 埋設管にかかる土圧 (MPa, N/mm<sup>2</sup>)

$Pt$  : 埋設管にかかる自動車荷重 (MPa, N/mm<sup>2</sup>)

$K_3, K_4$  : たわみ係数 (表-2.6.15 参照)

$E$  : 曲げ弾性率 (=3,334N/mm<sup>2</sup>)

$I$  : 断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>/mm)

$$I = \frac{t^3}{12}$$

$t$  : 管厚 (mm)

表-2.6.15 たわみ係数

支 承 角 たわみ係数	60°	90°	120°
$K_3$	0.102	0.085	0.070
$K_4$	0.030	0.030	0.030

計算により得られたたわみ率が、許容たわみ率 5%以内となることを確認する。

## 2.6.7 ダクタイル鋳鉄管の管種選定

ダクタイル鋳鉄管の管種・管厚は、静水圧、水撃圧、土圧及び活荷重を全て考慮した管厚計算式によって照査する。

管厚の計算式は以下のとおりとする。

$$t = \frac{(1.25P_s + P_d) + \sqrt{(1.25P_s + P_d)^2 + 8.4(K_f W_f + K_t W_t)S}}{2S} d$$

ここに、

$t$  : 計算管厚 (mm)

$P_s$  : 静水圧 (MPa)

$P_d$  : 水撃圧 (MPa)

$W_f$  : 土かぶりによる土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_t$  : 路面荷重による土圧 (活荷重) (kN/m<sup>2</sup>)

$K_f$  : 管底の支持角によって定まる係数 (表-2.6.16 参照)

$K_t$  : 係数 (管頂 :  $76 \times 10^{-6}$ 、管底 :  $11 \times 10^{-6}$ )

$S$  : 管材の引張強さ (=420N/mm<sup>2</sup>)

$d$  : 管口径 (mm)

さらに、公称管厚  $T$  は計算管厚に対して割増しを行い、

$$\begin{cases} T = (t+2) \times 1.1 \text{ (mm)} & \cdots \cdots t+2 \geq 10\text{mm の場合} \\ T = (t+2) \times 1.0 \text{ (mm)} & \cdots \cdots t+2 < 10\text{mm の場合} \end{cases}$$

とする。

計算は、管頂と管底についてそれぞれ行い、公称管厚が大きくなる方を採用する。

表-2.6.16 管底の支持角によって定まる係数值 (ダクタイル鋳鉄管)

位置 \ 管底の支持角		40°	60°	90°	120°	180°
管	頂	$140 \times 10^{-6}$	$132 \times 10^{-6}$	$120 \times 10^{-6}$	$108 \times 10^{-6}$	$96 \times 10^{-6}$
管	底	$281 \times 10^{-6}$	$223 \times 10^{-6}$	$160 \times 10^{-6}$	$122 \times 10^{-6}$	$96 \times 10^{-6}$

## 2.6.8 鋼管の管種選定

鋼管の管種・管厚は、以下の3項目により照査する。

- ① 内圧による管厚計算
- ② 外圧による曲げ周応力の計算
- ③ たわみ率の計算

### (1) 内圧による管厚計算

内圧による管厚の照査は、次式により行う。

$$\sigma_t = \frac{P \cdot d}{2t} \leq \sigma_a$$

ここに、

- $\sigma_t$  : 内圧による円周方向応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_a$  : 許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (表-2.6.21 参照)
- $P$  : 内圧 (MPa)
- $d$  : 管の内径 (mm)
- $t$  : 管厚 (mm)

水道用塗覆装鋼管 (JWWA G 117) の管種ごとの最小管厚  $t$ 、管厚中心半径  $r$ 、断面係数  $Z$ 、断面二次モーメント  $I$  を下表に示す。下表にない規格・呼び径の管及び水道用ステンレス鋼管等については、(社)日本水道協会の規格書を参照のこと。

表-2.6.17 水道用塗覆装鋼管の管厚等諸元

種類 呼び径	最小管厚(mm)		管厚中心半径(mm)		断面係数 (mm <sup>3</sup> /mm)		断面二次モーメント (mm <sup>4</sup> /mm)	
	STW 290	STW 370	STW 290	STW 370	STW 290	STW 370	STW 290	STW 370
80A	4.2	4.5	42.45	42.30	2.940	3.375	6.174	7.594
100A	4.5	4.9	54.90	54.70	3.375	4.002	7.594	9.804
125A	4.5	5.1	67.65	67.35	3.375	4.335	7.594	11.054
150A	5.0	5.5	80.10	79.85	4.167	5.042	10.417	13.865
200A	5.8	6.4	105.25	104.95	5.607	6.827	16.259	21.845
250A	6.6	6.4	130.40	130.50	7.260	6.827	23.958	21.845
300A	6.9	6.4	155.80	156.05	7.935	6.827	27.376	21.845

### (2) 外圧による曲げ周応力計算

土圧及び活荷重による管の曲げ周応力は次式により計算する。

$$\sigma_b = \frac{2}{f \cdot Z} (W_v + W_l) \cdot \frac{K_b \cdot R^2 \cdot E \cdot I + (0.06146 K_b - 0.08303 K_x) E' \cdot R^5}{E \cdot I + 0.06146 E' \cdot R^3} \leq \sigma_a$$



ここに、

$\sigma_b$  : 外圧による管底部曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$R$  : 管の平均半径 (mm) (簡略化のため、呼び径の 1/2 を用いてもよい。)

$f$  : 形状係数 (=1.5)

$Z$  : 管の単位幅の断面係数 (mm<sup>3</sup>/mm)

$$Z = \frac{t^2}{6}$$

$t$  : 管厚 (mm)

$W_v$  : 鉛直土荷重強度 (MPa, N/mm<sup>2</sup>)

$W_t$  : トラック荷重強度 (MPa, N/mm<sup>2</sup>)

$K_b$  : 管底における曲げモーメント係数 (表-2.6.20 参照)

$K_x$  : 水平方向変形係数 (表-2.6.20 参照)

$E'$  : 埋戻し土の受働土圧係数 (MPa, N/mm<sup>2</sup>) (表-2.6.18 参照。「締固めなし」を標準とする)

$E$  : 鋼管の弾性係数 (=200,000MPa)

$I$  : 管の単位幅の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>/mm)

$$I = \frac{t^3}{12}$$

表-2.6.18 鋼管における土の反力係数  $E'$

土の種類	締固め度による $E'$ (N/mm <sup>2</sup> )		
	締固めなし	軽度の締固め 締固め度で <85% 相対密度で <40%	中度の締固め 締固め度で ≥85~90% 相対密度で ≥40~70%
細粒土 (LL>50) 中程度の塑性から高塑性までの土 CH, MH, CH-MH	利用できるデータがない：有資格の土質技術者に相談のこと、 その他の場合は $E' = 0$ を使用すること。		
細粒土 (LL≤50) 中程度の塑性から塑性のない土まで CL, ML, ML-CL (粗粒成分 25%以下)	0.35	1.4	2.8
細粒土 (LL≤50) 中程度の塑性から塑性のない土まで CL, ML, ML-CL (粗粒成分 25%以上) 細粒土を含む粗粒土 GW, GC, SM, SC (12%以上の細粒土を含む)	0.7	2.8	7.0
細粒土をほとんど含まないか全く含まない粗粒土 GW, GP, SW, SP (12%以下の細粒土を含む)	1.4	7.0	14.0

注) LL : 液性限界 (%)

締固めなし : 地山程度

表-2.6.19 締固め程度と施工方法

締固め程度	管体側面の締固め方法
締固めⅠ (軽度の締固め)	(タンバ又はコンパクト+突棒)で3回以上、 一層仕上り厚 30cm 程度
締固めⅡ (中程度の締固め)	過去の実績や現地試験等により施工方法とそ れに伴う E' の値が確実に期待できる場合

表-2.6.20 支承角による係数

係 数	支 承 角	60°	90°	120°	150°
	曲げモーメント係数 $K_b$		$189 \times 10^{-3}$	$157 \times 10^{-3}$	$138 \times 10^{-3}$
水平方向変形係数 $K_x$		$103 \times 10^{-3}$	$96 \times 10^{-3}$	$89 \times 10^{-3}$	$85 \times 10^{-3}$
( $0.061K_b - 0.083K_x$ )		$3.07 \times 10^{-3}$	$1.71 \times 10^{-3}$	$1.07 \times 10^{-3}$	$0.82 \times 10^{-3}$

管の許容応力度は鋼材の種類によって異なり、表-2.6.21 のとおりとする。

計算により得られた曲げ周応力が、許容応力度以内になるかどうかを確認する。

表-2.6.21 鋼管の許容応力

規 格 名 称	種類の番号	許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )
JWWA G 117 水道用塗覆装鋼管	STW 290	100
	STW 370	125
	STW 400	140
JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材	SS 400	140
JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材	SM 400	140

(3) 変形率の計算

土圧及び活荷重による変形率は次式により計算する。

$$\frac{\Delta X}{D_m} = \frac{K_x \cdot (W_v + W_t) \cdot R^3}{E \cdot I + 0.06146 E' \cdot R^3} \times 100 \leq \Delta X_a$$

ここに、

$$\frac{\Delta X}{D_m} : \text{変形率 (\%)}$$

$$\Delta X : \text{水平方向の変形量 (直径分) (mm)}$$

$$\Delta X_a : \text{許容変形率 (\%)}$$

$$D_m : \text{管の平均径 (=2R) (mm)}$$

許容変形率は、内面塗装の種類別に表-2.6.22 のとおりである。

表-2.6.22 鋼管の許容変形率

内 面 塗 装	塗 装	モ ル タ ル
許容変形率	5 %	3 %

計算により得られた変形率が、上表による許容変形率以内となっていることを確認する。

## 2.6.9 水道配水用ポリエチレン管の管種選定

水道配水用ポリエチレン管の管種・管厚は、以下の3項目により照査する。

- ① 内圧による管厚計算
- ② 外圧による曲げ周応力の計算
- ③ たわみ率の計算

### (1) 内圧による管厚計算

内圧による管厚の照査は、次式により行う。

$$t \geq \frac{P \cdot D}{2\sigma + P}$$

ここに、

$t$  : 最小管厚 (mm)

$P$  : 使用圧力 (MPa)

$\sigma$  : 設計応力 (=5.0MPa : 長期静水圧強度 10MPa ÷ 安全率 2 = 5.0MPa)

$D$  : 外径 (mm)

水道配水用ポリエチレン管 (JWWA K 144) の管種ごとの最小管厚  $t$ 、管厚中心半径  $r$ 、断面係数  $Z$ 、断面二次モーメント  $I$  を下表に示す。

表-2.6.23 水道配水用ポリエチレン管の管厚等諸元

呼び径	外径 (mm)	管厚 (mm)	管厚中心 半径 (mm)	断面二次モーメント (mm <sup>4</sup> /mm)	備 考
50	63	5.8	28.6	16.3	
75	90	8.2	40.9	45.9	
100	125	11.4	56.8	123.5	
150	180	16.4	81.8	367.6	
200	250	22.7	113.7	974.8	PTC 規格 K03:2016

### (2) 外圧による曲げ周応力計算

土圧及び活荷重による管の曲げ周応力は次式により計算する。

$$\sigma_b = 12 \left( \frac{r}{t} \right)^2 \left\{ K - \frac{F_r \cdot E' \cdot r^3}{12(E \cdot I + 0.06146 E' \cdot r^3)} \right\} \cdot P_v$$

ここに、

$\sigma_b$  : 土圧及び輪圧によって生じる埋設管の曲げ周応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$r$  : 管厚中心半径 (mm)

$t$  : 管厚 (mm)

$K$  : モーメント係数 (表-2.6.24 参照 : 通常は  $K_b$  を用いる)

$F_r$  : 支承角によって決まる係数 (表-2.6.25 参照)

$E'$  : 埋戻し土の受働土圧係数 (MPa) (表-2.6.26 参照。つき固め「なし」を標準とする)

$E$  : 管材の曲げ弾性率 (=1,000MPa)

$I$  : 断面二次モーメント ( $\text{mm}^4/\text{mm}$ )

$$I = \frac{t^3}{12}$$

$P_v$  : 管頂における鉛直荷重 (MPa,  $\text{N}/\text{mm}^2$ ) (=土圧+自動車荷重)

表-2.6.24 モーメント係数 K

モーメント係数		支 承 角					
		0°	30°	60°	90°	120°	180°
K	管 底 $K_b$	0.294	0.235	0.189	0.157	0.138	0.125
	管 側 $K_t$	0.150	0.148	0.143	0.137	0.131	0.125
	管 頂 $K_s$	0.153	0.152	0.147	0.140	0.133	0.125

表-2.6.25 支承角係数  $F_r$

支 承 角	0°	30°	60°	90°	120°	180°
支承角係数 $F_r$	0.110	0.108	0.103	0.096	0.089	0.083

表-2.6.26 埋戻し土の受働土圧係数 ( $E'$ )

土 質	土 質		
	砂	砂質壤土	ローム
つき固め			
あ り	10.0	7.0	4.0
な し	1.0 以下	1.0 以下	1.0 以下

注) つき固めなし: 地山程度

管の許容応力度は、規格により定められている管の材質の強さ 20MPa に対して安全率 2.5 を見込み、 $20 \div 2.5 = 8.0$  (MPa) とする。

計算により得られた曲げ周応力が、許容応力度 8.0MPa 以内となるかどうかを確認する。

### (3) たわみ率の計算

土圧及び活荷重によるたわみ率は次式により計算する。

$$\frac{\delta}{2r} = \frac{F_d \cdot F_r \cdot r^3}{E \cdot I + 0.06146 E' \cdot r^3} \cdot P_v \times 100$$

ここに、

$\frac{\delta}{2r}$  : たわみ率 (%)

$\delta$  : 土圧及び輪圧によって生じる埋設管のたわみ (mm)

$F_d$  : 埋戻し土の締め具合の遅延係数 (=1.5)

計算により得られたたわみ率が、許容たわみ率 5%以内となることを確認する。

## 2.6.10 電食及び腐食対策

金属管の腐食は、下図のように自然腐食と電食に大別される。

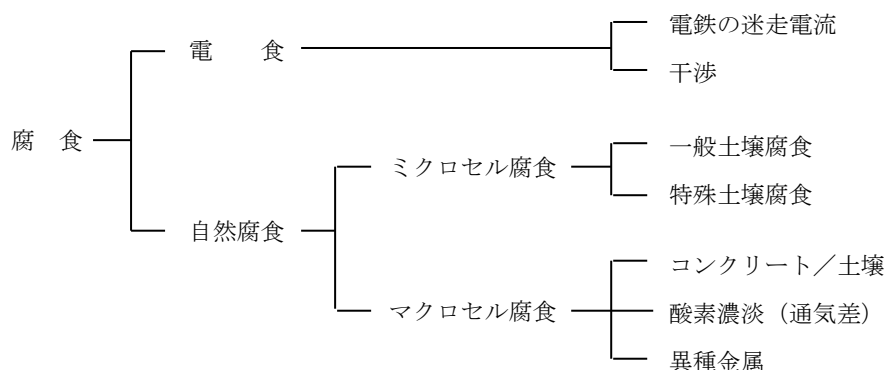


図-2.6.8 金属管の腐食の分類

自然腐食は、腐食電池の形成状況により、マイクロセル腐食とマクロセル腐食に区分される。また電食とは、直流電気鉄道の漏れ電流及び電気防食設備の防食電流によって生じる腐食をいう。

### (1) 電食対策

電気軌道に近接、平行あるいは交差して管を布設する場合には、あらかじめ電食防止上適切な措置をとっておく。布設する金属管の電食防止方法としては次のような方法を挙げることができる。各方法の詳細は「水道施設設計指針」を参照のこと。

- ① 外部電源法
- ② 選択排流法
- ③ 強制排流法
- ④ 流電陽極法
- ⑤ 継手の絶縁化
- ⑥ 遮断

### (2) 自然腐食対策

#### A ミクロセル腐食対策

マイクロセル腐食は、金属管の表面上の微視（マイクロ）的な局部電池作用によって生じる腐食作用である。腐食性の強い土壌や、酸、塩水等の侵食を受けるおそれのある地帯では、できる限り金属管の使用を避けるべきであるが、やむを得ず金属管を採用する場合には、次のような方法によりマイクロセル腐食を防止する措置をとる。

- ① コンクリート巻き立て
- ② 各種防食テープ巻き
- ③ ポリエチレンスリーブによる管体の被覆
- ④ 外面防食（アスファルト系又はエポキシ系塗装及びプラスチック系被覆等による）

- ⑤ 継手の防食対策（ボルトナット類をステンレス、低合金ダクタイル、腐食酸化被膜処理、合成樹脂被覆のものとするか、又はポリエチレンスリーブを使用する）

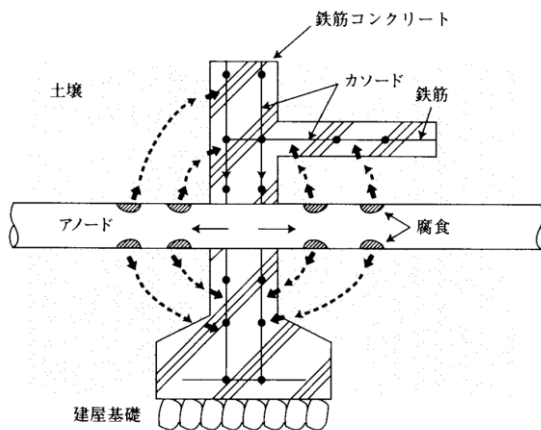
B マクロセル腐食対策

マクロセル腐食は、構造物において部分的な環境の差や材質の差から金属管表面の一部分が陽極部となり、他の部分が陰極部となって、両者が巨大（マクロ）な腐食電池を構成することによって生じる。

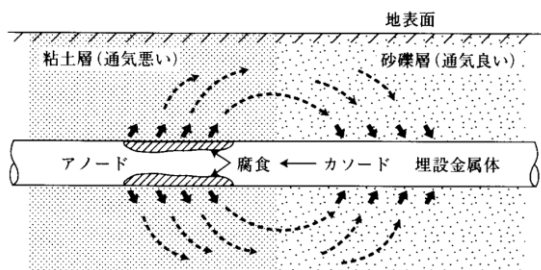
マクロセル（巨大腐食電池）の陽極部と陰極部の位置と規模は、一般に測定などにより区分することができる。

管のコンクリート貫通部や、異種土壌間の布設及び異種金属管の接続部には、次のような方法によってマクロセル腐食を防止する適切な措置をとる。

- ① コンクリート壁の貫通部、配管支持金具及び各種の設備機器の基礎アンカ等がコンクリート中の鉄筋と接触（導通）しないように設計上考慮するか、あるいはその部分を絶縁処理する。
- ② コンクリート構造物の埋戻しに際しては、防食被覆の損傷によるマクロセル腐食の発生を防ぐため、特に念入りに施工する。
- ③ 絶縁継手を使用する。



(a) コンクリート中の鉄筋と管が接触する場合



(b) 土質に差異がある場合

図-2.6.9 マクロセル腐食の例

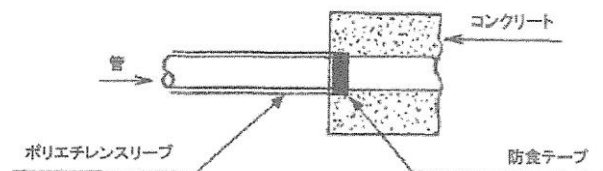


図-2.6.10 ダクタイル鑄鉄管の末端処理

## 2.6.11 伸縮継手

- (1) 軟弱地盤や構造物との取り合い部など不同沈下のおそれのある箇所及び地震時に挙動の違いが生じる箇所には、たわみ性の大きい伸縮可とう継手を設ける。

軟弱地盤など不同沈下が広範囲に生じると予測される場所については、管路全体に可とう性の大きな伸縮継手を用いる。水管橋、伏越部等構造物との取り合い部に可とう性のある伸縮継手を用いる場合は、推定沈下量を吸収できる可とう性だけで選定するのではなく、内外圧、耐久性及び水密性に対する安全性を検討のうえ、最適なものを選定する。

- (2) 伸縮自在でない継手を用いた管路の露出配管部には、20～30mの間隔に伸縮継手を設ける。

水管橋などの露出部は、温度変化による管の伸縮が大きくなるから、伸縮継手を挿入する。

- (3) 溶接継手鋼管を布設する場合には、必要に応じ伸縮継手を設ける。

溶接接合の鋼管を布設する際には、伸縮継手をほとんど用いない設計も行われているが、バルブの前後には伸縮継手を挿入する。この場合は、片圧に対する抜け出し防止対策が必要である。

T字管にも必要に応じて伸縮継手を設ける。この場合にも、不平均力の影響を考慮して、挿入場所を決定する。鋼管布設における最後の接合箇所においては、溶接による熱応力を小さくするため、伸縮継手を設けることが望ましい。

- (4) 基幹管路に設ける伸縮継手は、離脱防止機能をもつものが望ましい。

基幹管路における伸縮継手は、常時の伸縮機能に加え、地震時における変位についても吸収可能な構造のものを選定する。特に埋設管路にあつては、変位状態の常時確認が難しいため、離脱防止機能をもつ伸縮継手を選定することが望ましい。



## 2.7 異形管防護

管内の圧力によるスラスト力（不平均力）に対抗するため、離脱防止継手、離脱防止金具又はコンクリートブロックによって異形管を防護しなければならない。ただし、溶接継手の鋼管・ステンレス鋼管及び溶着継手の水道配水用ポリエチレン管においては、異形管防護を省略することができる。

### 2.7.1 スラスト力の計算

曲管やT字管、片落管などの異形管部においては、管内圧力によって管体の横方向あるいは抜け出し方向にスラスト力（不平均力）が発生する。このようなスラスト力に対抗するため、離脱防止金具、離脱防止継手あるいはコンクリートブロックによる異形管防護のための措置をとる必要がある。

防護コンクリートによりスラスト力に抵抗しようとする場合、または離脱防止継手によりスラスト力に抵抗しようとする場合にはスラスト力の算出が必要となる。この場合のスラスト力の算定は、次のように行う。なお、スラスト力の算定に使用する管内水圧は、静水圧に水撃圧を加えた値とする。この場合の水撃圧は、自然流下系においては経験的な値として硬質ポリ塩化ビニル管及び水道配水用ポリエチレン管では 250kN/m<sup>2</sup>、ダクタイル鋳鉄管及び鋼管では 550kN/m<sup>2</sup>を用いる。ポンプ圧送系においてはパーマキアン図表などによる計算値を使用する。

【独自】

#### (1) 水平曲管のスラスト力

水平曲管にかかるスラスト力は、次式によって計算する。

$$P = 2 \cdot p \cdot A \cdot \sin \frac{\theta}{2}$$

ここに、

$P$  : 水圧により曲がり部に働く外向きの合力 (kN)

$p$  : 管内水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$A$  : 管断面積 (外径を用いる) (m<sup>2</sup>)

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot D_2^2, D_2 : \text{管の実外径 (m)}$$

$\theta$  : 曲がり角度 (°)

#### (2) 垂直曲管のスラスト力

垂直曲管にかかるスラスト力は、次式によって計算する。

$$P_1 = P \cdot \sin \frac{\theta}{2}$$

$$P_2 = P \cdot \cos \frac{\theta}{2}$$

ここに、

$P_1$  : スラスト力  $P$  の水平分力 (kN)

$P_2$  : スラスト力  $P$  の垂直分力 (kN)

### (3) 片落管のスラスト力

片落管にかかるスラスト力は、次式によって計算する。

$$P = p \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - d^2)$$

ここに、

$P$  : 水圧により曲がり部に働く外向きの合力 (kN)

$p$  : 管内水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$D$  : 大口径側実外径 (m)

$d$  : 小口径側実外径 (m)

#### 2.7.2 離脱防止金具及びダクタイトル鋳鉄管の離脱防止継手

スラスト力を受ける異形管の前後においては、離脱防止継手を有する管種又は離脱防止金具を用いて異形管防護とする。離脱防止継手を有する管種としては、ダクタイトル鋳鉄管のうち NS 形のほか、大口径管用として UF 形、中口径管用として KF 形がある。

離脱防止金具は、小口径（呼び径 300mm 程度まで）で管外周面の拘束力が十分に期待できる場合に採用できるものとする。離脱防止金具はダクタイトル鋳鉄管の K 形継手及び T 形継手用、硬質ポリ塩化ビニル管の RR 形（ゴム輪形）継手用がある。

離脱防止金具及び離脱防止継手を使用しなければならない位置は、スラスト力に対抗するのに必要な管路の一体化長さを算定することによって定める。なお、ダクタイトル鋳鉄管の K 形、T 形及び硬質塩化ビニル管ゴム輪形継手の場合、曲管に隣接する前後の継手 1 つ分については原則として離脱防止金具を使用する。

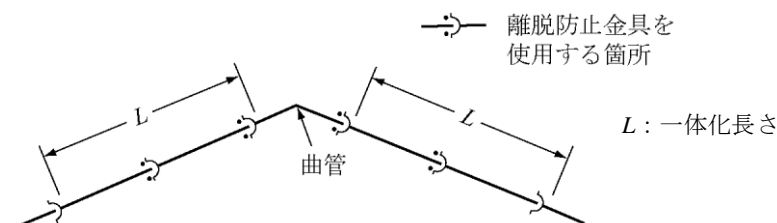


図-2.7.1 離脱防止金具の使用箇所

離脱防止金具と離脱防止継手では一体化長さの計算方法が異なっており、それぞれの計算方法を以下に示す。

#### (1) 離脱防止金具のための一体化長さの計算方法

##### ① 水平曲管に使用する場合

水平曲管に離脱防止金具を用いる場合、曲管に作用する不平均力に対し、曲管に隣接した直管 1 本分の受働土圧抵抗力と一体化長さ分の摩擦抵抗力が作用すると考える。

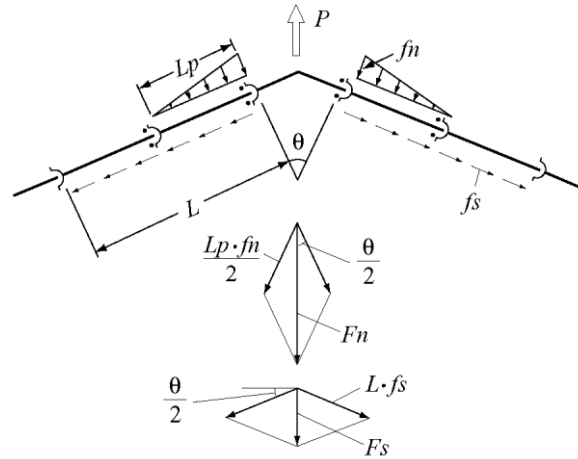


図-2.7.2 水平曲管に使用する場合

まず次式によって  $L'$  を求める。

$$L' \geq \frac{S_f \times p \cdot A \cdot \sin \frac{\theta}{2}}{\sin \frac{\theta}{2} \cdot \mu \cdot \gamma \cdot H_c \cdot \pi \cdot D_2 + \frac{1}{4} \cos \frac{\theta}{2} \cdot C e' \cdot \gamma (h_2^2 - h_1^2) R}$$

ここに、

$L'$  : 初期計算による一体化長さ (m)

$L_p$  : 曲管に隣接する直管 1 本の長さ (m)

$S_f$  : 安全率 (一般に 1.25 とする)

$p$  : 管内水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$A$  : 管の断面積 (m) ( $= \frac{\pi}{4} \cdot D_2$ )

$\theta$  : 管の曲がり角度 ( $^\circ$ )

$\mu$  : 管と土の摩擦係数 (表-2.7.1 参照)

$\gamma$  : 土の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ ) (表-2.7.2 参照)

$H_c$  : 管芯までの土かぶり (m) ( $= h_1 + \frac{D_2}{2}$ )

$D_2$  : 管の実外径 (m)

$h_1$  : 管頂までの土かぶり (m)

$h_2$  : 管底までの土かぶり (m)

$C e'$  : 受働土圧係数 ( $= \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$ )

$\phi$  : 土の内部摩擦角 ( $^\circ$ ) (表-2.7.2 参照)

$R$  : 円形断面による減少率 ( $= 1/2$  とする)

このとき  $L'$  が  $L' \leq L_p$  を満足する場合、一体化長さ  $L=L'$  とする。

$L' > L_p$  となる場合には、次式によって  $L$  を求める。

$$L \geq \frac{S_f \times p \cdot A \cdot \sin \frac{\theta}{2} - \frac{1}{4} \cos \frac{\theta}{2} \cdot L_p \cdot C_e' \cdot \gamma (h_2^2 - h_1^2) R}{\sin \frac{\theta}{2} \cdot \mu \cdot \gamma \cdot H_c \cdot \pi \cdot D_2}$$

表-2.7.1 管と土の摩擦係数

管種 地盤の種類	ダクタイル 鋳鉄管		硬質ポリ塩化ビニル管
	ポリエチレンスリーブあり	ポリエチレンスリーブなし	
硬い地盤	0.4	0.5	0.3
中位の地盤	0.3	0.4	
軟弱地盤	0.2	0.3	

表-2.7.2 土砂の単位体積重量と内部摩擦角

種別	状態	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 (°)
普通土	乾燥したもの	14	30 ~ 40
	水分のあるもの	16	45
	水で飽和したもの	18	25 ~ 30
砂	乾燥したもの	16	30 ~ 35
	水分のあるもの	18	40
	水で飽和したもの	20	20 ~ 25
粘土混じり砂	乾燥したもの	15	40 ~ 45
	水分のあるもの	19	20 ~ 25
粘土	乾燥したもの	16	40 ~ 45
	水分のあるもの	20	20 ~ 25
	水で飽和したもの	—	14 ~ 20
シルト		17	10 ~ 20

② 垂直曲管に使用する場合

垂直曲管に離脱防止金具を使用する場合、水圧による抜け出し力  $p \cdot A$  に対して一体化長さ分の摩擦抵抗力のみが作用すると考える。

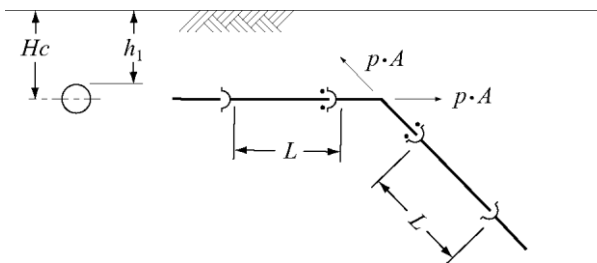


図-2.7.3 垂直曲管に使用する場合

一体化長さ  $L$  は次式によって求める。

$$L \geq \frac{S_f \cdot p \cdot D_2}{4\mu \cdot \gamma \cdot (h_1 + D_2/2)}$$

ここに、

- $L$  : 管路一体化長さ (m)
- $S_f$  : 安全率 (一般に 1.25 とする)
- $p$  : 管内水圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $D_2$  : 管の実外径 (m)
- $\mu$  : 管と土の摩擦係数 (表-2.7.1 参照)
- $\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) (表-2.7.2 参照)
- $h_1$  : 管頂までの土かぶり (m)

③ T字管に使用する場合

T字管に離脱防止金具を使用する場合、分岐管路にのみ離脱防止金具を使用する。分岐側における抜け出し力  $p \cdot A$  に対して一体化長さ分の摩擦抵抗力のみが作用すると考える。

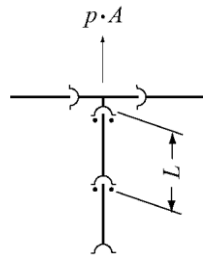


図-2.7.4 T字管に使用する場合

一体化長さの計算式は、垂直曲管に使用する場合と同じ式によって求める。

なお、本管側両端にも離脱防止金具を使用すれば、本管側面の受働土圧を考慮することができ、分岐管側に必要な一体化長さを短縮することができる。この場合の具体的な計算方法については、「水道用硬質ポリ塩化ビニル管技術資料<規格・設計偏>」(塩化ビニル管・継手協会)などを参考にするとよい。

(2) 離脱防止継手のための一体化長さの計算方法

離脱防止継手のための一体化長さの計算は、次のような考え方による。

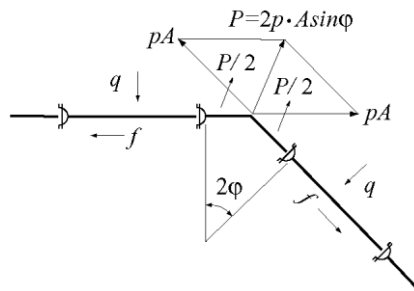


図-2.7.5 離脱防止継手における一体化長さの考え方

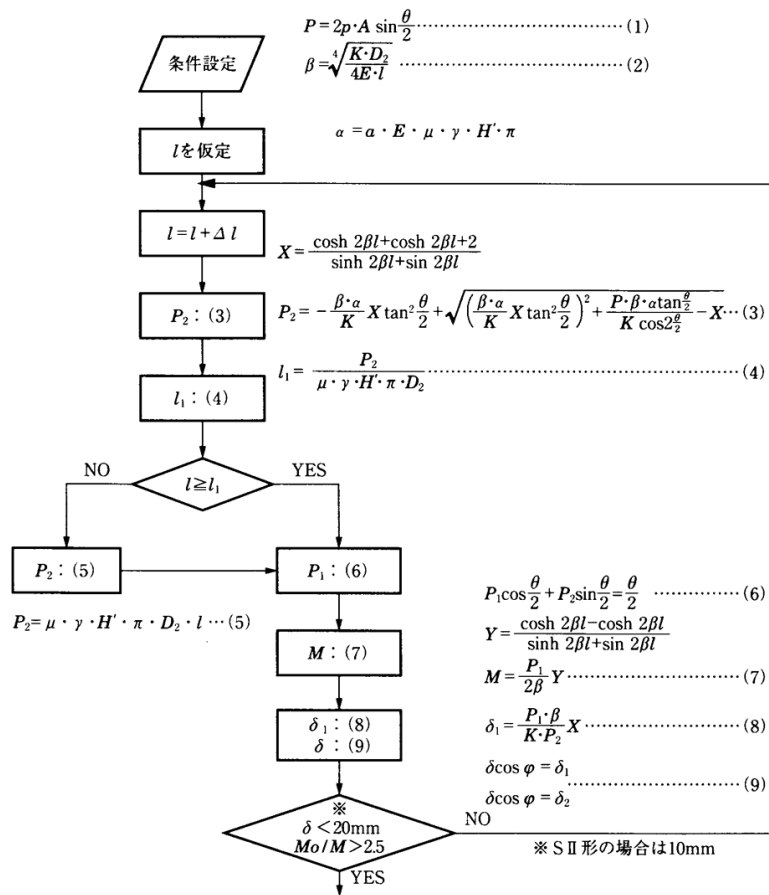
上図において  $f > p \cdot A$  (主として垂直曲がり、伏越部) 又は  $\vec{f} + \vec{q} > \vec{P}/2$  (水平曲がり) を満

足するように計算する。

離脱防止継手による曲管の一体化長さの計算方法は、図-2.7.6のフローチャートにしたがって計算する。

計算の手順は以下のとおりである。

- ① (1)式により不平均力  $P$  を求める。
- ②  $l$  を仮定し、(3)式より軸力  $P_2$  を求め、(4)式より有効長  $l_1$  を求める。
- ③  $l \geq l_1$  の場合は、(6)式より横力  $P_1$  を求める。
- ④  $l < l_1$  の場合は、改めて(5)式より  $P_2$  を求め、(6)式より  $P_1$  を求める。
- ⑤ (7)式より曲げモーメント  $M$  を求める。
- ⑥ (8)式及び(9)式より異形管部の移動量  $\delta$  を求める。
- ⑦  $\delta < 0.020\text{m}$  (NS形  $\phi 75 \sim 450$  の場合は  $0.010\text{m}$ )、 $M$  の安全率が 2.5 以上であるかどうかをチェックし、満足していない場合はもう一度①～⑥の計算を繰り返し、⑦の条件を満足するまで繰り返し計算を行う。



ここに、

$P$ : 曲管に働く不平均力 (kN)	$\alpha$ : 管鉄部の断面積 (m <sup>2</sup> )
$p$ : 設計水圧 (MPa)	$\alpha = \frac{\pi}{4} (D_2^2 - D_1^2)$
$\theta$ : 曲管の曲り角 (度)	$\mu$ : 土と管との摩擦係数
$A$ : 通水断面積 (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ : 埋戻し土の単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
$K$ : 地盤反力係数	$H'$ : 有効土被り (m)
$D_2$ : 管外径 (m)	$H' = H + \frac{D_2}{2}$
$E$ : ダグタイル鑄鉄の弾性係数 (1.6×10 <sup>8</sup> kN/mm <sup>2</sup> )	$H$ : 土被り (m)
$I$ : 管鉄部の断面2次モーメント (m <sup>4</sup> )	$l$ : 片側の一体化長さ (m)
$I = \frac{\pi}{64} (D_2^4 - D_1^4)$	$Mo$ : KF形、UF形継手の限界曲げモーメント (kN・m)
$D_1$ : 管内径 (m)	$M$ : 継手に発生するモーメント (kN・m)

図-2.7.6 離脱防止継手による一体化長さ計算フロー

小口径管（呼び径 75mm～450mm）については、より簡易に一体化長さを算定できるよう、標準的な条件において一体化長さを整理した一覧表が用意されている（表-2.7.3～2.7.5）。表の利用に当たっては適用条件が定められており、適用条件等の詳細については「NS 形・S 形ダクタイル鉄管管路の設計」（ダクタイル鉄管協会）を参照のこと。 **【独自】**

### 2.7.3 コンクリートブロックによる異形管防護

小口径管路以外の管路で、離脱防止継手を用いない場合や、管外周面の拘束力を期待できない場合には、コンクリートブロックによる異形管防護を行う。

コンクリートブロックの大きさの決定については、「水道施設設計指針 2012、7.5.9 異形管防護」を参照のこと。

表-2.7.3 離脱防止継手 (NS 形、GX 形) の一体化長さ (曲管部及び T 字管部 : 呼び径 75~300mm) (単位 m)

呼び径	曲 管 部 <sup>1)</sup>						T 字 管 部 <sup>2)</sup>					
	22.5° 以下		22.5° を超え 45° 以下		45° を超え 90° 以下							
	設計水圧 (MPa)		設計水圧 (MPa)		設計水圧 (MPa)		設計水圧 (MPa)					
	0.75	1.3	0.75	1.3	0.75	1.3	0.75	1.3				
75	1	1	1	1	1	4	1	1				
100						5*						
150						6						
200					8	6						
250					2				6	11	2	7
300					7				7	16	7	13

※ NS 形 (E 種管) の場合は、6m となる。

注 1) 単独曲管部では曲管の両側に一体化長さを確保する。

2) 枝管の呼び径で判断し、枝管側に表中の一体化長さを確保する。なお、本管側の一体化長さは呼び径によらず両側とも 1m とする。

備考 1) 適用条件 : 土かぶり 0.6m 以上、埋戻しは砂質土による一般的な埋戻しと N 値 5 程度以上の締固めによる。

2) 表中の設計水圧は、0.75MPa は 0.75MPa 以下の場合、1.3MPa は 0.75MPa を超え 1.3MPa 以下の場合に適用する。なお、設計水圧は静水圧と水撃圧を加えたものとする。

3) ポリエチレンスリーブの有無に関わらず、上表の値を適用する。

4) 曲管が 2 個以上の複合曲管部で 90° を超え 112.5° 以下の角度であれば、上表の 45° を超え 90° 以下の曲管の一体化長さをそのまま適用できる。ただし、112.5° を超える角度については管端部の一体化長さをを用いる。

表-2.7.4 離脱防止継手 (NS 形、GX 形) の一体化長さ<sup>1)</sup> (曲管部 : 呼び径 350~450mm) (単位 m)

呼び径	土かぶり 1.2m						土かぶり 1.5m					
	22.5° 以下		22.5° を超え 45° 以下		45° を超え 90° 以下		22.5° 以下		22.5° を超え 45° 以下		45° を超え 90° 以下	
	設計水圧 (MPa)		設計水圧 (MPa)		設計水圧 (MPa)		設計水圧 (MPa)		設計水圧 (MPa)		設計水圧 (MPa)	
	0.75	1.3	0.75	1.3	0.75	1.3	0.75	1.3	0.75	1.3	0.75	1.3
350	1	2	3	7	8	15	1	2	3	7	7	13
400			4		9	17			4		8	15
450			3		9	10			19		3	9

表-2.7.5 離脱防止継手 (NS 形、GX 形) の一体化長さ<sup>2)</sup> (T 字管部 : 呼び径 350~450mm) (単位 m)

土かぶり 1.2m				土かぶり 1.5m			
本管側 呼び径	枝管側 呼び径	設計水圧 (MPa)		本管側 呼び径	枝管側 呼び径	設計水圧 (MPa)	
		0.75	1.3			0.75	1.3
350	350	7	14	350	350	7	13
400	300	6	12	400	300	5	10
	400	7	16		400	7	15
450	300	5	12	450	300	4	10
	450	8	18		450	8	17

注 1) 単独曲管部では曲管の両側に一体化長さを確保する。

2) 枝管の呼び径で判断し、枝管側に表中の一体化長さを確保する。なお、本管側の一体化長さは呼び径によらず両側とも 1m とする。

3) 枝管が表-2.7.5 に示す呼び径より小さい場合は、表-2.7.3 の T 字管部の値を用いてよい。



- 備考 1) 適用条件：土かぶり 1.2m 以上、埋戻しは砂質土による一般的な埋戻しと N 値 5 程度以上の締固めによる。
- 2) 表中の設計水圧は、0.75MPa は 0.75MPa 以下の場合、1.3MPa は 0.75MPa を超え 1.3MPa 以下の場合に適用する。  
なお、設計水圧は静水圧と水撃圧を加えたものとする。
- 3) ポリエチレンスリーブの有無に関わらず、上表の値を適用する。
- 4) 曲管が 2 個以上の複合曲管部で  $90^\circ$  を超え  $112.5^\circ$  以下の角度であれば、上表の  $45^\circ$  を超え  $90^\circ$  以下の曲管の一体化長さをそのまま適用できる。ただし、 $112.5^\circ$  を超える角度については管端部の一体化長さをを用いる。

## 2.8 耐震設計

営農飲雑用水管路の耐震設計は、水道法の適用を受ける施設となる場合及び地域防災上の重要度も含めた各管路施設の重要性を十分に検討し、耐震性の高い管種の採用を検討するとともに、特に大口径の管路については応答変位法による耐震性の照査を行うものとする。

### 2.8.1 耐震設計の適用範囲

営農飲雑用水管路は、家畜用水や畑作用水といった農家経済を支える用水の供給を行うほか、地域に対して飲用水を供給する役割をも担っている。したがって地域のライフラインとしての重要性を有する施設ということができ、地震時にも安定して用水供給できることが強く求められる場合がある。

したがって営農飲雑用水管路の設計に当たっては、施設の重要度を個別に判断し、重要度が高いと判断された路線については「水道施設耐震工法指針・解説」にもとづいて管路の耐震性を確保する。施設の重要度を判断するための参考として、以下に検討フローを示す。

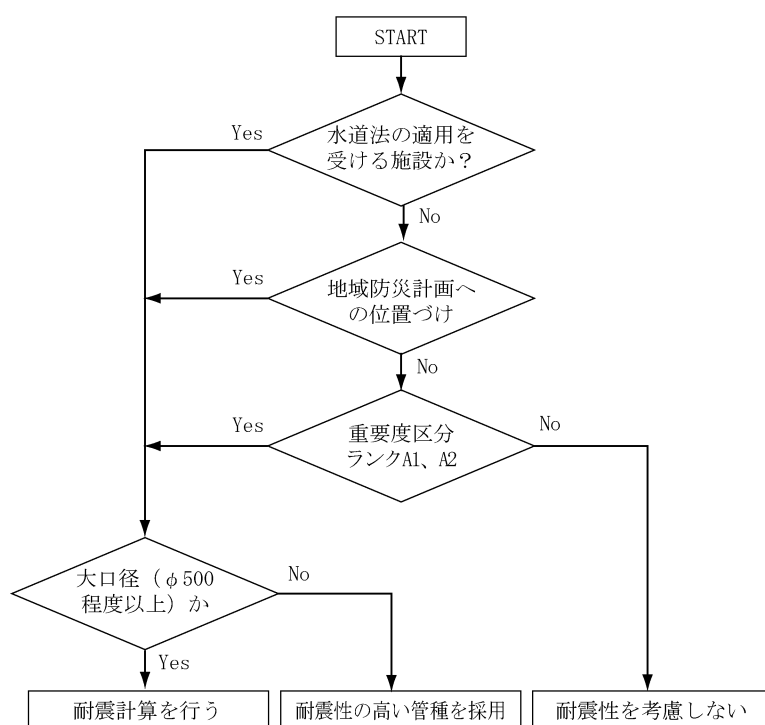


図-2.8.1 耐震検討フロー

水道法の適用を受ける施設となる場合及び地域防災計画において、当該営農飲雑用水施設及び区域が地域の緊急用水として位置づけられている場合には、耐震性を有する管種を採用する等の方法により管路の耐震性を確保する必要がある。また、個別管路の重要度を判断したときに「水道施設耐震工法指針・解説」におけるランク A1 または A2 といった重要な施設に分類される場合も同様に管路の耐震性を確保する。

さらに、大口径（φ500 程度以上）の管路については、耐震計算により管路の耐震性を照査する。

また、特に重要性が高いと判断される管路、あるいは断層横断部または軟弱地盤上に敷設される管路については、過去の実績や地域の実情に応じて、施設管理者と協議を行ったうえで耐震性の検討を行う。

※ 管種・継手ごとの耐震適合性は、「水道施設耐震工法指針・解説」（2022 年版）Ⅱ 参考資料編 表-参 2-1.9 を参照。

## 2.8.2 施設の重要度

図-2.8.1において、「水道施設耐震工法指針・解説」（2022年版）のランク A1 または A2 に位置づけられるかどうかを検討するが、このときの重要度区分を表-2.8.1 に示す。

表-2.8.1 水道施設における重要度区分

水道施設の重要度の区分	対象となる水道施設
ランク A1 の水道施設	表-2.8.2 に示す重要な水道施設のうち、ランク A2 の水道施設以外の水道施設
ランク A2 の水道施設	表-2.8.2 に示す重要な水道施設のうち、次の 1) 及び 2) のいずれにも該当する水道施設 1) 代替施設がある水道施設 2) 破損した場合に重大な二次被害を生ずる恐れが低い水道施設
ランク B の水道施設	上記ランク A1、ランク A2 以外の水道施設

表-2.8.2 重要な水道施設

重要な水道施設	(1) 取水施設、貯水施設、導水施設、浄水施設及び送水施設 (2) 配水施設のうち、破損した場合に重大な二次被害を生ずる恐れが高いもの (3) 配水施設のうち、(2)の施設以外の施設であって、次に掲げるもの (i) 配水本管（配水管のうち、給水管の分岐のないものをいう。以下同じ） (ii) 配水本管に接続するポンプ場 (iii) 配水本管に接続する配水池等（配水池及び配水のために容量を調節する設備をいう。以下同じ） (iv) 配水本管を有しない水道における最大容量を有する配水池等
---------	--

## 2.8.3 耐震計算

水道施設の要求性能に対する限界状態は、以下のとおりとする。

### ① 限界状態 1

使用性を満たす最低の限界状態（例えば、管材や継手には軽微な変形・変位があるが漏水せずに継続使用できる状態）

### ② 限界状態 2

復旧性を満たす最低の限界状態（例えば、管材の一部に大きな塑性変形が認められる、または継手変位が大きく離脱防止機構が作動しているが、材料の破断・継手離脱に十分な裕度を確保されていて漏水が生じていない状態）

### ③ 限界状態 3

安全性を満たす最低の限界状態（例えば、池状コンクリート構造物において、貯留機能や外部からの汚染防止機能、通水機能、処理機能が低下する場合があるが、安全性は確保できている状態）

レベル 1 及びレベル 2 地震動に対して、保持すべき耐震性能を下表に示す。ここで、レベル 1 地震動とは構造物の供用期間中に数回発生する確率を有する程度の地震動をいい、レベル 2 地震動とは発生確率は低いが大きな影響をもたらす地震動のことをいう。

表-2.8.3 重要度の区分別の要求性能に対する照査に用いる設計地震動と限界状態

重要度の 区分	要求性能	設計地震動		限界状態		
		レベル1地震動	レベル2地震動	限界状態1	限界状態2	限界状態3
ランク A1 の 水道施設	使用性	○	-	○	-	-
	復旧性	-	○	-	○	-
	安全性	-	○	-	-	○
ランク A2 の 水道施設	使用性	○	-	○	-	-
	復旧性	-	-	-	-	-
	安全性	-	○	-	-	○
ランク B の水道施設	使用性	-	-	-	-	-
	復旧性	○	-	-	○	-
	安全性	○	-	-	-	○

- ・ ランク A1 の施設では、レベル2地震動に対する復旧性の保持により、安全性が確保される。
- ・ ランク A2 の施設では、復旧性に対する要求性能の確保を求めない。
- ・ ランク B の施設では、使用性に対する要求性能の確保を求めない。
- ・ ランク B の施設では、レベル1地震動に対して復旧性に対する要求性能の確保を基本とする。復旧性の保持により、安全性が確保される。
- ・ ランク B の施設のうち、構造的な損傷はあるが断面修復等によって機能回復が図れる施設は、レベル1地震動に対して安全性に対する要求性能のみを確保する。

上に示す原則的な取り扱いを踏まえると同時に、施設の維持管理及び運用を担う市町村の水道ビジョンや地域防災計画、近傍施設の整備水準等を勘案し、総合的な判断に基づいて各管路に必要とされる耐震性能を定義する。

具体的な耐震計算の方法については、「水道施設耐震工法指針・解説」を参照のこと。

## 2.9 附帯施設

営農飲雑用水管路の附帯施設は、設置されるべき地点の地形条件その他の設置条件を踏まえ、管路系全体の安全性を確保できるよう配慮して設計する。

### 2.9.1 遮断用バルブ及び制御用バルブ

遮断用バルブとしては仕切弁、バタフライ弁が、流量、水圧の制御用バルブとしてはバタフライ弁、コーン弁が多く用いられている。これらのバルブの機能について比較検討し、最も適切なバルブを適所に配置する。

遮断用バルブ及び制御用バルブの選定及び設置における留意事項は、次のとおりである。

(1) 管路の水理条件、設置目的等に適合する機能を持つこと。

遮断用バルブは、通常弁体の全開、全閉により管路内水流の通水及び遮断を行うものである。

制御用バルブは、配水区域内の動水圧をできるだけ一定に保ち、水需要に応じた必要水量を給水するため、区域内の土地の高低、建築物の規模等の地域特性、配水本管・支管の配置状況に応じ、バルブの開度調整によって適切に水量、水圧の制御ができる必要がある。

バルブの取付け方法としては、フランジ継手接合が一般的であるが、NS形継手等の継手を持つバルブも普及している。

(2) 配水操作及び管路の維持管理に必要な場所であること。

バルブ設置箇所を具体的に例示すると、次のとおりである。

#### ① 配水本管

- ・ 管路の始点、分岐点、交差部、水管橋・伏越部の両端、配水管の分岐部付近に設けるほか、管路が長い時には1~3kmごとに設置する。
- ・ 標高差が大きく長い斜面の上部及び下部には必ず設置する。

#### ② 配水支管

- ・ 配水本管からの分岐部、水管橋・伏越部の両端、排水管の分岐部付近には必ず設置する。
- ・ 分岐部、交差部には配水支管網の構成状況に応じて設置する。

(3) 水質に影響を与えない。

遮断用バルブ、制御用バルブとも、長年にわたる使用の間に、弁箱や弁体の塗装の劣化によって錆が発生し、赤水の原因となったりまたは開閉を困難にさせる原因にもなっている。これらバルブに用いる塗装については、塗膜としての性状に優れ、水質悪化の原因とならない塗料を用いる。

(4) 必要に応じ、管径400mm以上のバルブにはバイパス弁を設けるか又は副弁内蔵型のバルブを使用する。

一般に遮断用バルブは、全閉状態からの開弁操作開始時や閉弁操作時の終了直前に、バルブ開閉に要するトルクが大きくなる。このトルクは、弁体に働く水圧が高いほど、また管径が大きくなるほど大きくなる。

そのため水圧が0.40MPa程度以上で、管径400mm以上のバルブには、本管よりも管径が数段小さいバイパスを設け、それにバルブを設置するか、副弁内蔵型のバルブを設置し、本弁の開閉に

先立ち、このバイパス弁を開閉して下流側に通水し、上・下流の圧力差を軽減して、本弁の開閉を容易にすることが必要である。上・下流の圧力差があっても、バタフライ弁などを使用すれば、容易にバルブの開閉が可能となる。

(5) バルブ室の構造は堅牢で、バルブの操作、点検に支障がないこと。

一般にバルブ室は、管径 400mm 以上の配水本管弁に対して設置されるが、交通量の多い場所、自動車が通過する道路下にバルブ室を設ける場合は、これらに耐える堅牢な構造とする。

管径 350mm 以下のバルブには弁筐（きょう）を用いるが、バルブの周囲に砕石基礎工などを施し、そのうえに筐をおき、埋戻し後十分に締固め、筐の傾きなどによってバルブの開閉に支障をきたすことのないようにする。

(6) バルブ室前後の管路の安定性を図る。

バルブ室は、バルブと一体構造になり重量が大となるので、できるだけ地盤の良好な場所を選んで設置する。

やむを得ず軟弱な地盤や液状化のおそれがある砂質地盤等に設置する時は、基礎工や地盤改良等を行う。特にバルブ室付近の管路は、地盤の不同沈下や液状化の際にバルブ室とは異なった挙動を呈し、事故発生の可能性が大きいので適切な対策を講じ、管路の安定性を確保する。

## 2.9.2 空気弁

管路の凸部には、水中に溶存する空気が分離してたまりやすく、この空気が円滑な通水を妨げ、時には管路の事故を誘発することもあるため、適切に排除することが必要である。

管路に充水するときは、管内の空気を適切に排除する必要があり、工事又は作業上の必要から断水し、管内の空気を排除する時は、適切な吸気が必要となる。

このような目的を果たすため、管路には、適所に空気弁を配置する。空気弁を設置する際の留意事項は、次のとおりである。

- (1) 管路の凸部その他適所に設ける。
- (2) 空気弁は、水道用急速空気弁を採用し、適切な口径を選択する。
- (3) 空気弁には、補修弁を設ける。
- (4) 空気弁室の構造は堅牢で、空気弁の管理が容易なものとする。
- (5) 適切な凍結防止対策を講じる。

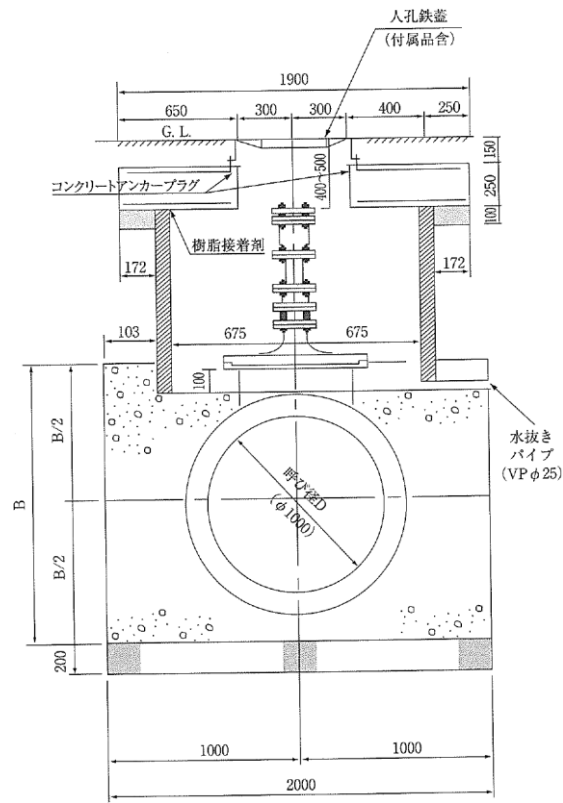


図-2.9.1 空気弁の例 (急速空気弁)

### 2.9.3 減圧弁

減圧弁は、用水供給の安定性を図る観点から、設計流量時に各給水地点において動水圧をなるべく一定に保つ役割を持つ。すなわち、適正動水圧を大きく超過する場合に、水圧制御用バルブの制御範囲を超える水圧を減圧して、配水区域内で適正動水圧の維持を図るために用いられる。

オート弁は、一次側、二次側の水圧によって作動する自動弁であり、各種パイロット弁、電磁弁、絞り機構の組合せによって、

- ① 少量使用時減圧、多量使用時全開
- ② 夜間減圧、昼間全開
- ③ 夜間、昼間の二段減圧

等の減圧が可能であり、配水管の減圧用として多用されている。

これらの減圧弁の特性、減圧幅、維持管理の容易性、経済性等について検討し、適切な機種を選択する。

なお、一般の減圧弁では、完全に止水状態にある場合には一次側と二次側が直結し、静水圧は二次側へ連続した状態となる。すなわち、静水圧 0.75MPa 以下という条件を確保するために減圧弁を設けようとする場合には、静水圧制御ができる減圧弁とするかどうかの検討が必要である。

減圧弁が減圧効果を発揮するために必要な流量（最小調整可能流量）は 50l/min 程度であり、一般の給水栓 1 栓分にも満たない小流量である。しかし山間地の営農飲雑用水施設では減圧弁より下流の栓数が少なくなるケースが多く、夜間など完全止水状態になる可能性は高い。このような状態が予想される場合には、完全止水状態においても一次側と二次側の静水圧を遮断することが可能な減圧弁を採用するか、安全弁から減圧に必要な水量の排水を行うことによって対応する。

安全弁からの排水によって減圧弁の減圧効果を得ようとする場合には、2 段以上の減圧弁の設置による圧力脈動の発生に注意が必要である。また、長時間の排水がありうるため、安全弁からの排水は確実な排水が見込める場所に導くようにする。

減圧弁が故障した場合や、維持管理を行っている間の通水を確保するため、バイパス管を設ける。バイパス管は本管と同口径か 1 段下の管径とする。バイパス管に通水している時には、上流側と下流側は連続しており、減圧効果がなくなっているため、下流における管の破損を防ぐためにバイパス管と本管の接続部より下流に安全弁を設置する。減圧弁周辺の標準的な配管について、図-2.9.2 に示す。

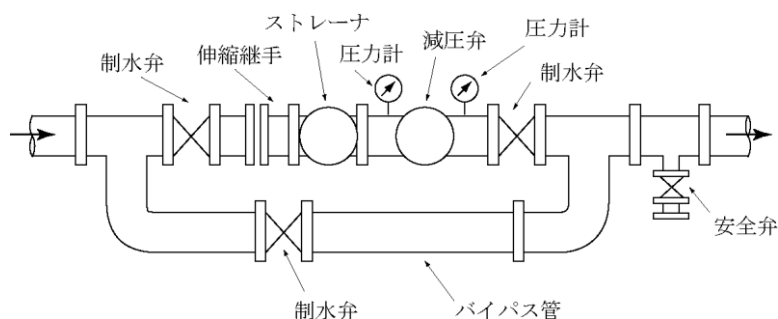


図-2.9.2 減圧弁周辺の標準的な配管



## 2.9.4 排水（排泥）設備

排水設備は、管の布設時における夾雑物の排出、管内に発生した濁水などの排水及び工事ならびに事故等非常時の管内水排水のために設置する。排水設備を設置する際の留意事項は次のとおりである。

- (1) 配水本管路の低部で、河川、用水路、下水管渠等の付近を選んで設ける。

排水設備は、管路の低部で排水ができる水路などの付近に設けることが望ましい。また、排水管分岐箇所近くの適切な箇所にバルブを設置して、効率的に排水できるようにする。

排水管路からの吐出口は、水路などからの汚水の逆流を防止するため、水路などの高水位より高い位置に設置する。放流水面が管底より高い場合には、管内水を完全に排水するため、排水管路の途中に排水柵を設けてポンプ排水をする必要がある。

排水管路の吐出口付近が、放流によって侵食される懸念がある場合は、コンクリート、蛇籠、捨石等の保護工を施す。また、排水柵を鉄筋コンクリート造りとして吐き口からの噴出水の水勢をそぎ、その越流口の幅をできるだけ大きくして流速を減じ放流する方法もある。

- (2) 支管網内の適所を選んで設ける。

配水支管においても適所に排水設備を設置する。管網内の低地に排水先がある場合には、その近くに設置する。

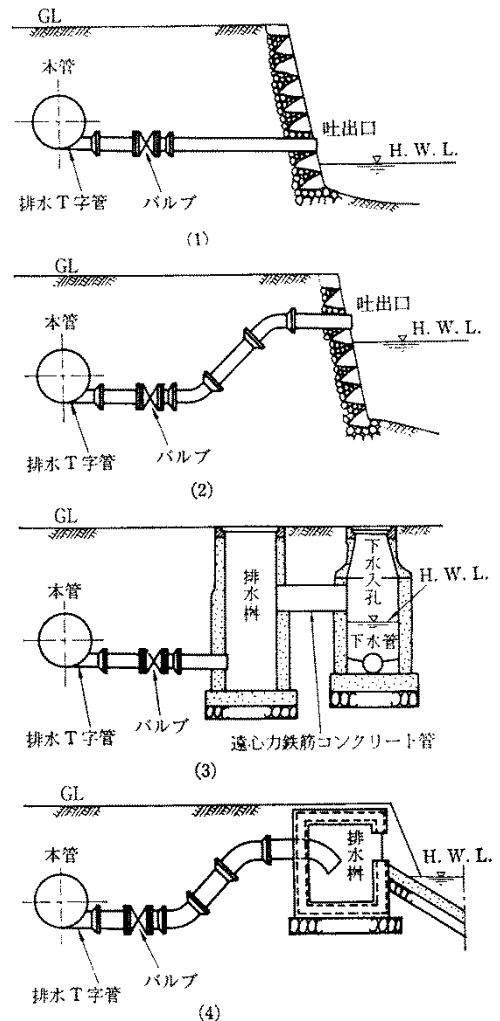
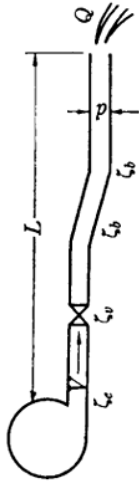


図-2.9.3 排水工の例

L=50m (単位:m<sup>3</sup>/min)

開口面積(m <sup>2</sup> )	L=50m (単位:m <sup>3</sup> /min)													
	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	全開	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	全開
開口面積(m <sup>2</sup> )	0.0099	0.0027	0.0034	0.0046	0.0057	0.0067	0.0079	0.0094	0.0173	0.0315	0.0420	0.0516	0.0601	0.0707
スピンドル回転数	1.7	3.5	5.2	7.0	8.6	10.4	13.8	3.1	6.7	9.2	12.3	15.4	18.2	24.6
本管水圧 (MPa)	0.05	0.74	0.85	0.91	0.93	0.95	0.95	0.05	6.0	8.0	9.2	9.8	10.2	10.5
	0.10	1.05	1.21	1.29	1.31	1.33	1.35	0.10	8.4	11.3	13.0	13.9	14.4	14.8
	0.15	1.27	1.48	1.57	1.61	1.63	1.65	0.15	10.3	13.9	15.9	17.0	17.7	18.1
	0.20	1.48	1.70	1.82	1.86	1.90	1.90	0.20	12.0	16.1	18.5	20.1	20.6	21.2
	0.25	1.65	1.91	2.05	2.09	2.11	2.12	0.25	13.4	18.0	20.7	22.4	23.0	23.7
	0.30	1.80	2.11	2.24	2.27	2.31	2.33	0.30	14.7	19.7	22.7	24.5	25.2	26.0
	0.35	1.95	2.26	2.39	2.46	2.48	2.52	0.35	15.9	21.3	24.5	26.5	27.3	28.1
	0.40	2.09	2.43	2.56	2.63	2.67	2.69	0.40	17.0	22.7	25.2	28.3	29.4	30.0
開口面積(m <sup>2</sup> )	0.0021	0.0050	0.0077	0.0091	0.0127	0.0149	0.0177	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	全開
スピンドル回転数	2.2	4.4	6.5	8.9	11.1	13.3	17.7	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	全開
本管水圧 (MPa)	0.05	1.9	2.3	2.5	2.6	2.7	2.7	0.05	8.9	12.3	14.5	15.7	16.5	17.0
	0.10	2.7	3.3	3.6	3.7	3.8	3.9	0.10	12.7	17.4	20.5	22.2	23.3	24.0
	0.15	3.3	4.0	4.4	4.6	4.6	4.7	0.15	15.5	21.3	25.0	27.2	28.6	29.4
	0.20	3.8	4.7	5.1	5.3	5.4	5.4	0.20	17.9	24.7	29.0	31.5	32.9	34.0
	0.25	4.2	5.2	5.6	5.9	6.0	6.1	0.25	20.0	27.6	32.4	35.3	36.8	38.0
	0.30	4.6	5.7	6.2	6.4	6.6	6.6	0.30	21.9	30.2	35.5	38.6	40.3	41.6
	0.35	5.0	6.1	6.7	7.0	7.1	7.2	0.35	23.7	32.6	38.3	41.6	43.5	45.0
	0.40	5.3	6.6	7.1	7.4	7.6	7.7	0.40	25.3	34.9	41.0	44.5	46.7	48.0
開口面積(m <sup>2</sup> )	0.0040	0.0090	0.0137	0.0186	0.0228	0.0267	0.0314	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	全開
スピンドル回転数	3.0	5.9	8.9	11.8	14.7	17.7	23.6	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	全開
本管水圧 (MPa)	0.05	3.6	4.5	5.2	5.5	6.0	6.1	0.05	16.4	23.5	28.4	31.6	33.4	34.8
	0.10	5.1	6.3	7.4	7.8	8.0	8.1	0.10	23.3	33.3	40.1	44.6	47.3	49.2
	0.15	6.3	7.7	9.0	9.5	9.8	10.0	0.15	28.5	40.8	49.1	54.7	58.0	60.2
	0.20	7.3	9.0	10.4	11.0	11.3	11.5	0.20	32.9	47.0	56.7	63.2	66.8	69.5
	0.25	8.1	9.9	11.6	12.3	12.6	12.8	0.25	36.8	52.7	63.4	70.6	74.8	77.7
	0.30	8.9	10.9	12.7	13.4	13.8	14.1	0.30	40.3	57.6	69.5	77.3	81.8	85.1
	0.35	9.6	11.8	13.8	14.5	14.9	15.2	0.35	43.6	62.3	70.1	83.5	88.5	92.0
	0.40	10.2	12.6	14.7	15.5	15.9	16.3	0.40	46.6	66.6	80.2	89.2	94.5	98.3

(計算の条件)



$$H = \left( \zeta_c + \zeta_v + 2\zeta_b + \lambda \frac{L}{d} + 1 \right) \frac{v^2}{2g}$$

$$= \left( 1.6 + \zeta_v + \lambda \frac{L}{d} \right) \frac{v^2}{2g}$$

$$\therefore v = \frac{4.43}{\sqrt{1.6 + \zeta_v + \lambda \frac{L}{d}}} \sqrt{H}$$

$$\text{流量 } Q \text{ は } Q = \frac{\pi}{4} d^2 v$$

$$= \frac{\pi}{4} d^2 \frac{4.43}{\sqrt{1.6 + \zeta_v + \lambda \frac{L}{d}}} \sqrt{H} \text{ (m}^3\text{/s)}$$

ここに、

H: 本管水圧 (m)

L: 排水管管長 (m)

d: 排水管管径 (m)

ζ<sub>v</sub>: 流入損失係数 (0.5)

ζ<sub>b</sub>: 曲管損失係数 (0.04)

ζ<sub>v</sub>: ハルブ損失係数

λ: 排水管摩擦損失係数

(新管, ライニングなし)

バルブの開度と ζ<sub>v</sub> との関係

開度	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	全開
ζ <sub>v</sub>	90	16	5.5	2.3	1.0	0.385	0

管径と λ との関係

管径	100	150	200	250	300	400
λ	0.045	0.040	0.036	0.031	0.027	0.024

図-2.9.4 排水排水量概算表

## 2.9.5 橋梁添架工

営農飲雑用水管路の河川横断は、管路が一般的に公道路肩に布設されること、及び管径が比較的小さいことなどから、橋梁添架工によって対応することが多い。

橋梁添架工は、橋梁上部工に吊り下げ等の方法により管路を固定する方法である。橋梁添架によって、管体に対してはスパン間で引張方向の応力が働き、管を固定する支持金具は支持方法によって異なる応力が働く。また支持金具を橋梁上部工に固定するアンカーの検討も必要となる。

また橋梁に対しては管体重量及び管内水重が载荷されることになるため、管径が特に小さい場合を除いては、橋梁に対する安全性の照査が必要である。

また北海道のような寒冷地では、架空部の断熱検討を行う必要がある。

### (1) 橋梁添架工設計の手順

一般的な橋梁添架工の設計フローを下に示す。

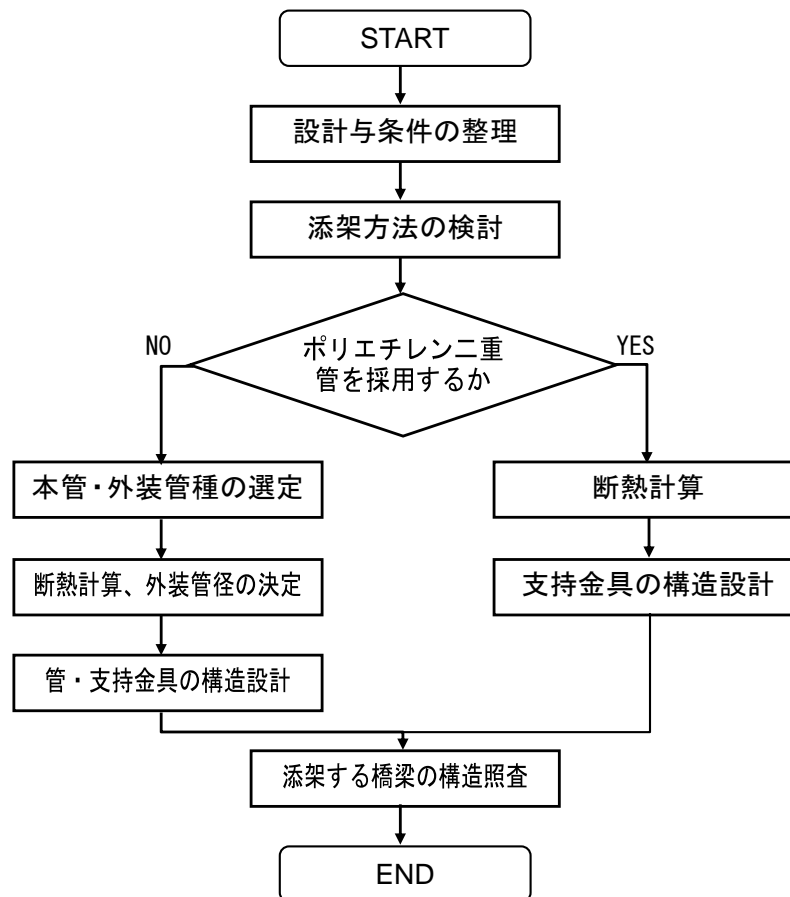


図-2.9.5 橋梁添架工設計フロー

### (2) 添架位置及び形式

橋梁添架工の添架位置及び形式は、添架する橋梁の形式や維持管理の方法を踏まえて決定する。河川管理者、又は道路管理者による指示がある場合にはその指示によるものとする。

#### ① 床版下吊下

橋梁の床版下に吊下金具を設置し、これにより管を固定する方法である。積雪の影響を受

けないため構造的に有利で、雨水にさらされないことから維持管理上も有利であることが多い。

管を吊下げても河川断面を阻害しないことが設置の条件である。

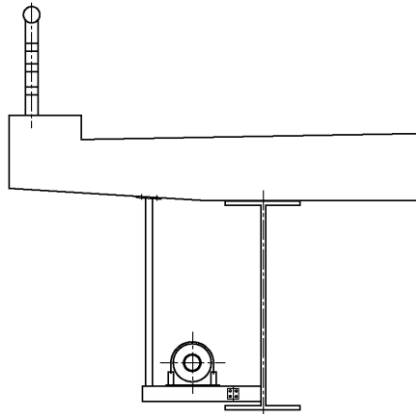


図-2.9.6 床版下吊下タイプ断面図（例）

### ② 地覆側面固定

地覆の側面にL型の支持金具を設置し、管を固定する方法である。上部工側面に管が張り出している形であるため、管を橋上から目視することが可能で、維持管理作業は比較的容易である。

積雪及び雨水が直接作用する位置にあるため、構造計算時には積雪荷重を考慮する必要がある。また雨水や日光による塗装の劣化が生じやすい。

基本的にどの形式の橋梁にも添架可能である。

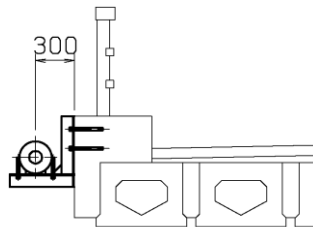


図-2.9.7 地覆側面固定タイプ断面図（例）

### ③ パイプビーム

橋台側面や翼壁のみに管を固定し、橋梁上部工に管が接しない方法である。橋長が短かく、上記の2方法よりも経済的に有利な場合に限り適用する。



図-2.9.8 パイプビーム方式の形状

### (3) 管種の選定

橋梁添架工の管種は、管理者による維持管理方針を考慮して決定する。管種によって構造部材として扱うことができない場合があるので留意する。なお、河川管理者や道路管理者による指示がある場合には、その指示によるものとする。

#### ① 本管

橋梁添架では本管が構造部材となる場合があり、このとき管には曲げ応力が作用するため、管の継手が応力に耐え得る構造を有している必要がある。外装管を構造部材とする場合には、必要な内圧に耐え得る管種とする。

またフランジや押輪による継手では管外側に張り出す部分が多くなり、部分的に外装管径を大きくする必要が生じるため、継手部ができる限り外側に張り出すことのない管種を用いるのが望ましい。

本管は外装管及び断熱材に囲まれており、漏水が生じても補修作業が困難であるため、長期にわたって腐食等による漏水が生じない材質が望ましい。

表-2.9.1 本管に利用可能な主な管種

管 種	特 徴
ステンレス鋼管	溶接により完全な一体構造となる。腐食に強く維持管理費が少ない。重量が大きく高価。
水道配水用ポリエチレン管	軽量で安価。融着又は溶着により完全な継手構造となるが、管体の引張強度が低いいため構造部材としては不適。

配管用炭素鋼鋼管、亜鉛めっき鋼管は水道法により上水道用途としての使用は不可とされている。また、水輸送用塗覆装鋼管（STW）やその他のライニング鋼管は、溶接接合によって内面のライニングが傷み腐食の原因となるため、端部にステンレス鋼管を継ぐ等の加工が必要となる。

## ② 外装管

本管により全体を支える構造とする場合には、外装管はできる限り軽く、風雨や積雪による劣化が少ない管種を選定する。

外装管を構造部材とする場合には、必要な応力に耐え得る管種を選定する。埋設部の外装管は、土圧に耐え得る管種が必要であり、一般的には一般構造用炭素鋼鋼管（STK）が用いられている。

表-2.9.2 外装管に利用可能な主な管種

管 種	特 徴	外 面 塗 装	
		架 空 部	埋 設 部
スパイラル管 (ステンレス鋼材)	管厚が薄く軽量で腐食に強い。構造部材としては不適。	不要	—
スパイラル管 (一般構造用圧延鋼材)	軽量である。構造部材としては不適。	エポキシ+ ポリウレタン系	—
ステンレス鋼鋼管	腐食に強く、維持管理が不要。	不要	不要
一般構造用炭素鋼鋼管	安価で構造的にも強靱だが腐食に弱く、再塗装が必要。	エポキシ+ ポリウレタン系	エポキシ系

※ 上記以外の塗装については、「機械工事塗装要領（案）・同解説」（日本建設機械化協会）に基づいて適切に選定すること。

## ③ 断熱送水用パイプ

本管と外装管及び断熱材が一体形成された、断熱送水用パイプが市販されており、近年採用実績が増えてきている。

このような一体形成された断熱送水パイプを採用する場合には、本管や外装管に示す特性を踏まえた上で経済性、維持管理等について総合的に検討し管種を選定する。

表-2.9.2-1 本管と外装管及び断熱材が一体形成された管種

管 種	特 徴
断熱ポリエチレン二重管	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 軽量、長尺で取扱い及び施工が容易。</li> <li>・ 本管はステンレス鋼帯で補強しているものもあり、高い内圧に対応。</li> <li>・ 本管はアラミド繊維等で補強しているものもあり、高い内圧に対応。</li> <li>・ 外装管に波付鋼管やステンレス管を採用し、高い外圧強度を有する。</li> <li>・ 硬質発泡ポリウレタンの断熱層により凍結防止。</li> </ul>

(4) 支持間隔

通水管の支持間隔は、下表に示す間隔を標準とする。ただし、伸縮可とう管及び弁類は両側近傍を支持することを原則とする。

表-2.9.3 支持間隔

管 径 (本管呼び径)	支 持 間 隔
80A	2.0m 以内
100A~150A	3.0m 以内
200A~350A	4.0m 以内
400A 以上	6.0m 以内

「WSP007-2023 水管橋設計基準」 (日本水道鋼管協会)

(5) 断熱計算

冬期間の凍結防止のため、橋梁添架工は凍結防止のための断熱材を設ける。断熱材の厚さは、現地の気象条件を加味して断熱計算により決定する。

① 断熱計算の方法

断熱計算は、次式によることを標準とする。なお、次式と同様の意味の式は数多く示されているので、それを用いてもよい。

$$t_f = C \cdot R \cdot \ln \frac{T_\infty - T_{i0}}{T_\infty}$$

$$t_{cf} = \frac{Q_{L0}}{q_{out}} \cdot r$$

$$R = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{1}{\lambda_{p1}} \ln \frac{d_1}{d_w} + \frac{1}{\lambda_i} \ln \frac{d_2}{d_1} + \frac{1}{\lambda_{p2}} \ln \frac{d_o}{d_2} + \frac{2}{d_o} \frac{1}{h_o} \right)$$

$$C = c_i \cdot \frac{\pi d_w^2}{4} \rho_l + c_{p1} \cdot w_{p1} + \frac{2d_1 + d_2}{3(d_1 + d_2)} c_i \cdot w_i + c_{p2} \cdot w_{p2}$$

$$Q_{L0} = \frac{\pi d_w^2}{4} \rho_l \cdot L$$

$$q_{out} = \frac{1}{R} (T_f - T_\infty)$$

ここに、

$t_f$  : 凍結開始までの時間 (hr)

$t_{cf}$  : 凍結開始から、管内断面の  $r\%$  が凍結するまでの時間 (hr)

$R$  : 熱抵抗 (hr・°C/kcal)

$C$  : 管内水を含む管全体の熱容量 (kcal)

$Q_{L0}$  : 内水の全てが凍結することにより奪われる総熱量 (kcal)

$T_\infty$  : 外部温度 (°C)

$T_{i0}$  : 管内水の初期温度 (°C)

$T_f$  : 凍結温度 (°C)  
 $q_{out}$  : 凍結時に放出される時間当たり熱量 (kcal/hr)  
 $d_w$  : 本管内径 (m)  
 $d_1$  : 本管外径 (m)  
 $d_2$  : 外装管内径 (m)  
 $d_o$  : 外装管外径 (m)  
 $\lambda_{p1}$  : 本管の熱伝導率 (W/(m・°C))  
 $\lambda_i$  : 保温材の熱伝導率 (W/(m・°C))  
 $\lambda_{p2}$  : 外装管の熱伝導率 (W/(m・°C))  
 $h_o$  : 外表面熱伝達率 (W/(m<sup>2</sup>・°C))  
 $c_l$  : 水の比熱 (kcal/(kg・°C))  
 $c_{p1}$  : 本管の比熱 (kcal/(kg・°C))  
 $c_i$  : 保温材の比熱 (kcal/(kg・°C))  
 $c_{p2}$  : 外装管の比熱 (kcal/(kg・°C))  
 $L$  : 水の凝固熱 (kcal/kg)  
 $\rho_l$  : 水の密度 (kg/m<sup>3</sup>)

「建築設備の凍結防止 計画と実務」 ((社)空気調和・衛生工学会)

熱抵抗  $R$  の計算において、外表面熱伝達率  $h_o$  を無限大と考えることにより、最終項を省略する場合がある。また、熱容量  $C$  の計算においては、管内水のみを考慮し、第2項以降を省略する場合がある。このようにして項を省略して算定した結果はいずれも安全側となる。

一般的に用いられている各種材料の熱係数は下表のとおり。

表-2.9.4 各種材料の熱係数 (一般的な値)

材 料 名	熱 係 数
ステンレス鋼	熱伝導率 16 W/(m・°C)
炭素鋼	熱伝導率 52 W/(m・°C)
硬質ウレタンフォーム	熱伝導率 0.024 W/(m・°C) (JIS A 9501)
水	比熱 1.0kcal/(kg・°C)、凝固熱 79.7kcal/kg、密度 1000kg/m <sup>3</sup>

## ② 気温及び水温の設定

断熱計算に使う外部温度は、当該地域近傍の気象官署における10年確率最低気温を用いる。確率計算は、岩井法などによるものとする。

断熱計算に使う水温は、配水管が凍結深より下に地中埋設されていることから、浅層の地下水温と近似していると考えられる。平均気温と浅層地下水温の関係は次式により推定することができる。

$$T_e = 0.83T_a + 3.7$$



ここに、

$T_e$  : 恒温層上限地中温度 (=恒温層以浅の地下水年平均温度) (°C)

$T_a$  : 年平均気温(°C)

「地下水ハンドブック」 ((株)建設産業調査会)

北海道の年間平均気温は 5.5~9.8°C (道内の主要な気象官署の平年値) であり、ここから浅層地下水の水温を推定すると 8.3~11.8°Cとなる。これに安全を考慮して標準的な水温を 5°Cとする。

### ③ 断熱計算による外装管径の考え方

通水停止に伴う管内水の凍結は、管の断面積の 25~30%程度まで進行すると管路としての機能に大きな影響を与える。

一方、補修工事等による非常時の通水停止は、数時間から 1 日程度となることが多い。なお、各戸給水では夜間に水使用がなくなることによって実質的な通水停止状態となるが、本線管路においては管内に若干の水の移動があるものと考えられる。

以上より、橋梁添架工は非常時の通水停止に対応しうる断熱性能を有するものとし、管内水の 25%が凍結するまでの時間が 1 日 (24 時間) 以上となるよう、外装管径を定めるものとする。

## (6) 構造計算

橋梁添架工本体、及び添架する橋梁がともに構造的に安全であることを確認する。橋梁添架工本体の構造計算は、「WSP007-2023 水管橋設計基準」(日本水道鋼管協会;以下「水管橋設計基準」と記す)に準じて行うものとする。

### ① 荷重

橋梁添架工で考慮する荷重は、次のとおりである。

- 1) 死荷重 (D)
- 2) 内圧 (IP)
- 3) 雪荷重 (SW)
- 4) 通行荷重 (L) (通常は考慮しない)
- 5) 風荷重 (WS)
- 6) 温度変化の影響 (TH)
- 7) 地震の影響 (EQ)

荷重の組み合わせに対する荷重組み合わせ係数及び荷重係数は、「水管橋設計基準」に示される値を用いる。

### ② 材料の強度

各管種ごとの強度の特性値を、表-2.9.5 に示す。

表-2.9.5 各管種の強度の特性値

管 種	引張降伏・圧縮降伏 応力度(N/mm <sup>2</sup> )	せん断降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
水輸送用塗覆装鋼管(STW290)	175	100
水輸送用塗覆装鋼管(STW400)	225	130
一般構造用炭素鋼鋼管(SS400)	235	135
ステンレス鋼管(SUS304)	205	115

「WSP007-2023 水管橋設計基準」 (日本水道鋼管協会)

### ③ 管の構造計算

管本体の構造照査は、次の項目について行う。

- a. 円周方向応力度
- b. 管軸方向応力度
- c. せん断応力度

それぞれの応力度に対し、限界状態 1 (使用性を満足する状態) 及び限界状態 3 (安全性を満足する状態) について調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数を考慮して照査する。照査の方法の詳細は「水管橋設計基準」によるものとする。

円周方向応力度 (内圧による引張応力度) は、次式による。

$$\sigma_t = \frac{P \cdot r_i}{t}$$

ここに、

$\sigma_t$  : 内圧による引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$P$  : 内圧 (MPa)

$r_i$  : 管内半径 (mm)

$t$  : 管厚 (mm)

「WSP007-2023 水管橋設計基準」 (日本水道鋼管協会)

- 管軸方向応力度は、次式による。

$$\sigma_t, \sigma_c = \frac{N}{A}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

ここに、

$\sigma_t$  : 軸方向引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_b$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N$  : 軸方向力 (N)

$M$  : 曲げモーメント (N・mm)

$$M_{\max} = 0.125w \cdot L^2$$

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (kN・m)

$w$  : 等分布荷重 (kN/m)

$L$  : 支持間隔 (m)

$A$  : 部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$Z$  : 部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

「WSP007-2023 水管橋設計基準」 (日本水道鋼管協会)

せん断応力度は、次式による。

$$\tau = \frac{2Q}{A}$$

ここに、

$\tau$  : 管軸に直角方向のせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q$  : せん断力 (N) =  $R$  : 支点反力 (N)

$$R = 1.25w \cdot L$$

$R$  : 支点反力 (N)

$w$  : 等分布荷重 (N/mm)

$L$  : 支持間隔 (mm)

$A$  : 管の断面積 (mm<sup>2</sup>)

「WSP007-2023 水管橋設計基準」 (日本水道鋼管協会)

#### ④ たわみの検討

垂直及び水平荷重による添架管のたわみ量を算定し、許容値以下となることを照査する。  
たわみの許容値は下表のとおりである。

表-2.9.6 たわみの許容値

形 式	許容たわみ
パイプビーム形式	L / 350

「WSP007-2023 水管橋設計基準」 (日本水道鋼管協会)

たわみ量の計算は次式による。

$$\delta_{h,v} = \frac{5 \cdot w_{h,v} \cdot L^4}{384EI}$$

ここに、

$\delta_{h,v}$  : 垂直及び水平たわみ量 (mm)

$w_{h,v}$  : 垂直及び水平当分布荷重 (N/mm)

$L$  : 支持間隔 (mm)

$E$  : ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$I$  : 断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

#### ⑤ 支持金具の構造計算

支持金具については、添架形式及び支持金具の形状によって構造解析の方法が異なる。したがって支持金具の形状に応じた適当な構造解析を行うものとする。

支持金具にかかる鉛直荷重は、各々の支持金具に対して左右の支点間隔の 1/2 ずつの荷重がかかるものとする。水平荷重は、風荷重及び地震荷重の大なる方を採用する。

アンカーボルトについては、コンクリートの引抜耐力とアンカーボルトにかかる引抜力を比較して安全であることを照査する。また、横向きにアンカーボルトを打ち込む場合には、アンカーボルト本体のせん断応力度についても照査する。

#### ⑥ 添架する橋梁の構造照査

橋梁添架工の重量を載荷した場合の橋梁側の構造照査は、橋梁（道路）管理者との協議により必要性を検討したうえで行うものとする。

構造照査は、橋梁添架管、水重、支持金具、付帯設備の全ての重量を算定し、これらを合計して橋梁添架工全体の重量とする。算定した橋梁添架工全体の重量を所定の位置に載荷し、橋梁上部工及び下部工の構造上の安全性を確認する。

### 2.9.6 伏越工

伏越しとは、河川、運河、鉄道、道路及び埋設構造物等の横断箇所を一旦下げて、それらの下に管を布設することをいう。

伏越しの計画・設計に当たっては、横断工法、布設位置、埋設深さ、延長、施工時期及び将来計画等に関係機関と協議のうえ決定する。

伏越工について留意すべき点は以下のとおりである。

- ① 伏越前後の取付け管の布設は、緩勾配とし、屈曲部は必要に応じてコンクリート支台に定着させる。
- ② 伏越部における基礎工は、基礎地盤の性状や荷重の状態等を勘案のうえ決定する。
- ③ 伏越管は、護岸その他の箇所に、埋設位置を示す標識を設ける。
- ④ 沿岸部で津波被害の想定される地域における重要な管路は伏越しすることが望ましい。

### 2.9.7 水管橋

水管橋は、河川、道路及び鉄道等を架空横断するためのもので、橋梁添架工によることができない場合に採用する。水管橋の計画、設計に当たっては、地形、地質、障害物、環境及び将来計画について調査するとともに、施設管理者と打合せのうえ、承認を得る必要がある。なお、沿岸部で津波被害

の想定される地域の重要な管路については、可能な限り伏越し工法を採用することが望ましい。

水管橋の選定フローを図-2.9.9に、構造形式の例を図-2.9.10に示す。水管橋の設計における留意点は以下のとおりである。

- ① 管径、支間長、架設地点の地理的条件及び景観との調和を考慮して、最も適切な構造形式を選ぶ。
- ② 自重、水圧、地震力、風圧及び積雪荷重等に対して安全であること。
- ③ 支持部分は、管の水圧、地震力、温度変化等に対して安全な構造とする。
- ④ 橋台付近の埋設管には、可とう性のある伸縮継手を設け、屈曲部には必要に応じて防護工を施す。
- ⑤ 橋脚は、必要に応じて衝突物に対する防護工を施す。
- ⑥ 水管橋の最も高い位置に空気弁を設ける。寒冷地にあつては、適当な防凍工を施す。また、必要に応じて管理歩廊を設ける。
- ⑦ 水管橋には適切な落橋防止措置を講じる。
- ⑧ 水管橋には適切な防食措置を講じる。

水管橋の設計計算については、「水管橋設計基準」によるものとする。

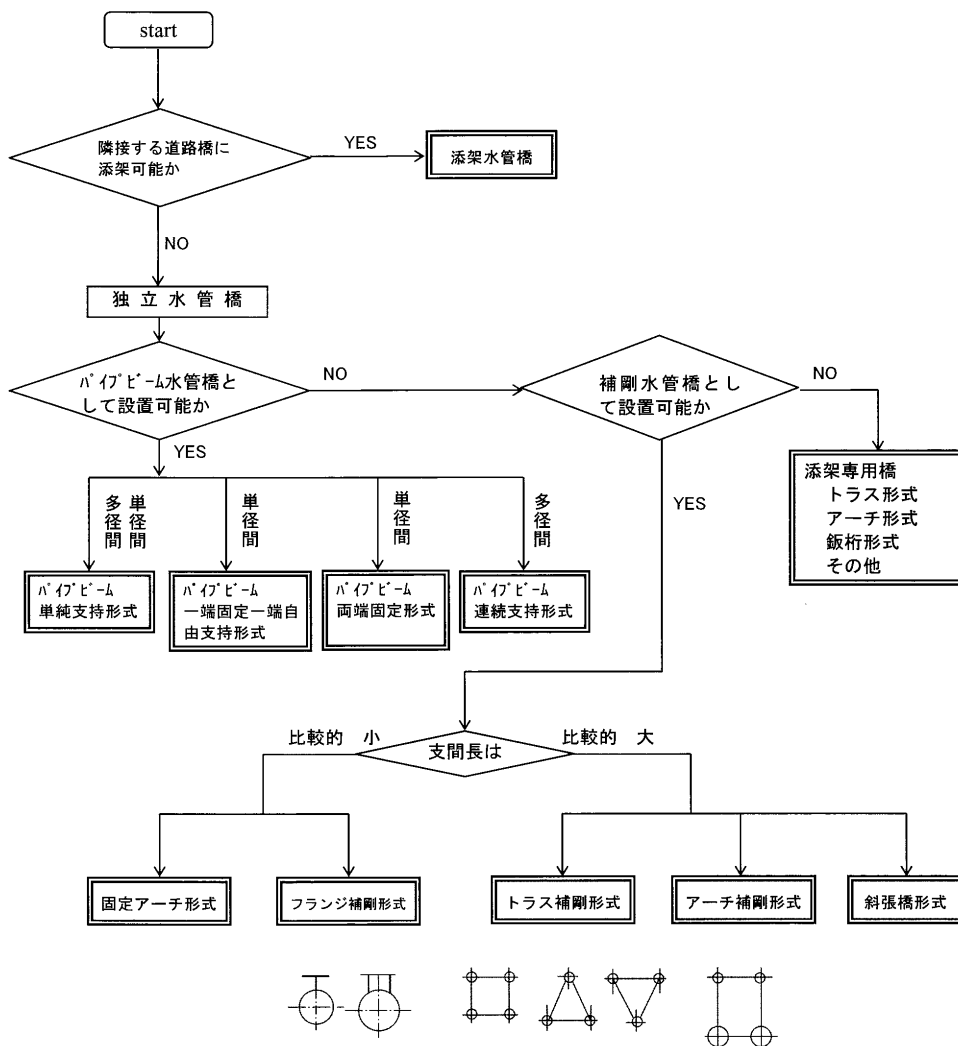


図-2.9.9 水管橋の選定フロー

形式	構造形式	概説
パイプビーム形式		<p>水道管をリングサポート、サドルサポートによって支持する。伸縮継手、サポートの構造で角変位および伸縮を吸収する。</p> <p>類似構造形式として、一端自由一端固定支持、連続支持、両端固定等がある。</p>
補剛形式	<p>フランジ補剛形式</p>	<p>水道管にT型<math>\pi</math>型のフランジ補剛を設け水道管の剛性を補う形式である。</p> <p>補剛取付の位置は管頂が一般的であるが管下側もある。</p>
	<p>トラス補剛形式</p>	<p>水道管をトラス上下弦材として利用したものでパイプの特性を有効に利用した形式。</p> <p>トラスの形状によって三角トラス形式、ボックス型トラス形式等がある。</p>
	<p>ランガー補剛形式</p>	<p>水道管を補剛アーチ橋の補剛桁に用い上弦材の格点から垂直吊材によって水道管を吊った形式。</p> <p>各部材は軸力主体で決定されるため合理的な形式である。</p>
	<p>ニールセンローゼ補剛形式</p>	<p>水道管を補剛アーチ橋の補剛桁に利用したものでアーチ上弦材(連続曲線形)の格点から斜め吊材によって水道管を吊った形式。</p>
	<p>斜張橋補剛形式</p>	<p>水道管を連続パイプビーム橋としそれを塔より張り渡した斜ケーブルで補強した形式。</p> <p>この形式は特に風の影響を受け易いので十分な配慮が必要である。</p>
橋梁添架形式	<p>鋼道路橋 PC道路橋</p>	<p>構造上はパイプビーム形式に相当する。</p> <p>橋体利用による工費、場所等の軽減となる。</p> <p>水道管と道路橋との相対的な各種変位の対策、サポートは地震時荷重に十分なる強度、付属設備及び架設方法の検討を要す。</p>

図-2.9.10 水管橋形式一覽

## 第3章 施設の設計





## 第3章 施設の設計 目次

3.1 営農飲雑用水施設の種類の種類	3-1
3.2 施設規模の計算	3-1
3.2.1 取水～導水施設	3-1
3.2.2 浄水施設	3-1
3.2.3 配水池	3-2
3.3 施設の構造設計	3-3
3.3.1 本指針の適用範囲と土木・建築の区分	3-3
3.3.2 荷重	3-8
3.3.3 耐震設計	3-16
3.3.4 部材設計	3-20
3.3.5 構造解析の方法	3-25
3.3.6 構造細目	3-27
3.4 基礎の設計	3-32
3.4.1 基礎工の形式	3-32
3.4.2 直接基礎の設計	3-34
3.4.3 杭基礎の設計	3-39
3.4.4 地盤改良	3-50
3.5 施設周り配管の設計	3-54
3.5.1 流入管、流出管	3-54
3.5.2 バイパス管	3-55
3.5.3 越流管	3-55
3.5.4 排水設備	3-56
3.5.5 場内連絡管路	3-56
3.6 建屋の設計	3-58
3.6.1 建屋と地下施設の設計区分	3-58
3.6.2 上屋の設計	3-58
3.7 機械設備	3-59



# 第3章 施設 の 設 計

## 3.1 営農飲雑用水施設の種類の種類

本指針による施設設計の対象となる施設は、主に地下に設置される水槽型構造物（以下「地下水槽施設」と呼ぶ）とする。営農飲雑用水施設群には、取水から配水に至るまでに様々な地下水槽施設があり、それぞれに対して適切な規模及び構造を有するものとする必要がある。

営農飲雑用水施設の一般的な施設系統は、第1章 図-1.2.1に示すとおりであり、このうち、通水を目的とする施設はいわゆる管路として、前章に基づき設計を行う。本章においては以下のような地下水槽施設について、標準的な設計の考え方を示すものである。

- ① 取水施設の附帯水槽
- ② 導水管路の接合井
- ③ 浄水施設（ろ過池、浄水池、沈殿池等）及び附帯水槽類
- ④ 配水池
- ⑤ 圧力調整水槽等

## 3.2 施設規模の計算

営農飲雑用水システムを構成する各施設は、各施設の目的と利用計画、維持管理実態等に応じて適切な規模を有するものとする。各施設を構成する水槽類は、各々の目的に応じた規模を有するものとする。

### 3.2.1 取水～導水施設

取水施設の規模は、「営農飲雑用水計画必携」及び「水道施設設計指針 2012」に基づき、取水の方法に応じて適切な規模のものとする。

取水施設及び導水施設に附帯する地下水槽施設の容量は下表の値を標準とする。

表-3.2.1 取水・導水施設に附帯する各槽の容量

槽 の 名 称	容 量 基 準
沈 砂 池	滞留時間を、計画取水量の10～20分間とする
ポ ン プ 井	計画導水量の30分間以上（最小10m <sup>3</sup> ）
減 圧 水 槽	計画導水量の30分間以上（最小10m <sup>3</sup> ）
接 合 井	計画導水量の1.5分間以上（最小10m <sup>3</sup> ）

### 3.2.2 浄水施設

浄水施設全体としては、24時間の連続稼動によって計画浄水量（計画日最大給水量+作業水量等）を処理する規模とする。

浄水施設におけるろ過池等の主要施設規模は、浄水方法や設置する処理施設の種類により大きく異なる。浄水施設の計画に当たっては「営農飲雑用水計画必携」「水道施設設計指針 2012」等に基づき、浄水方法や処理施設の選定を適切に行い、並行して施設規模の検討を行うことが望ましい。

浄水施設に附帯する各槽の容量は、下表の値を標準とする。

表-3.2.2 浄水施設各槽の容量

槽の名称	容量基準
着水井	計画浄水量の1.5分間以上（最小10m <sup>3</sup> ）
凝集池	混和池 : 計画浄水量の1~5分間 フロック形成池 : 計画浄水量の20~40分間
沈殿池	普通沈殿池 : 計画浄水量の8時間分 高速凝集沈殿池 : 計画浄水量の1.5~2.0時間分
原水槽	計画浄水量の10分間分
洗浄水槽	洗浄水量の数倍程度
薬品槽	凝集剤 : 30日分以上 アルカリ剤 : 連続注入の場合は30日分以上、 その他の場合は10日分以上 散剤・凝集補助剤 : 10日分以上
浄水池	計画浄水量の1時間分以上

### 3.2.3 配水池

配水池の施設規模は、下表の各用水区分に対する必要量を合算した容量を標準とする。ただし、営農用水については農家経営形態により、下表における備考欄の水量によってもよい。

表-3.2.3 配水池容量

用水区分	容量基準	備考
営農用水	家畜用水、育苗用水、防除用水、農業施設管理用水の計画1日最大給水量の12時間分の合計値	洗浄用水は配水池容量に見込まない。 農家経営形態によっては、以下の各水量の合計値としてもよい。 ・家畜用水の計画1日最大給水量の12時間分 ・育苗用水の同8時間分 ・防除用水の同18時間分 ・農業施設管理用水の同18時間分
生活用水	表-3.2.4による	
集落雑用水	地区実態に応じて適切に定める	
消火用水	地区実態に応じて適切に定める	

表-3.2.4 生活用水に対する配水池容量

計画給水人口	容量基準
5,000人以上	計画1日最大給水量の12時間分
3,000人以上 5,000人未満	計画1日最大給水量の13時間分
2,000人以上 3,000人未満	計画1日最大給水量の14時間分
1,000人以上 2,000人未満	計画1日最大給水量の16時間分
500人以上 1,000人未満	計画1日最大給水量の18時間分
300人以上 500人未満	計画1日最大給水量の20時間分
100人以上 300人未満	計画1日最大給水量の22時間分
100人未満	計画1日最大給水量の24時間分

### 3.3 施設の構造設計

営農飲雑用水施設は、土圧その他の外圧に対して十分な安全性を有するものとする。

#### 3.3.1 本指針の適用範囲と土木・建築の区分

##### (1) 本指針の適用範囲

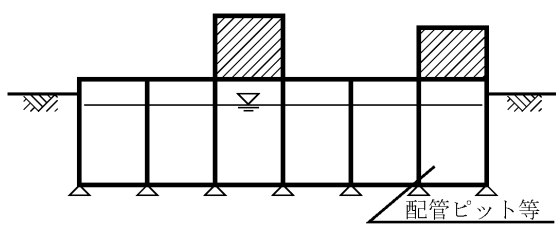
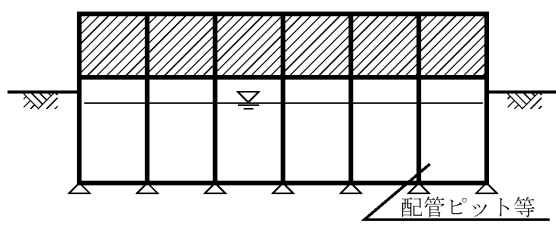
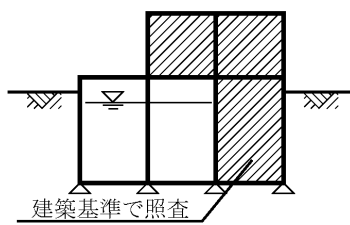
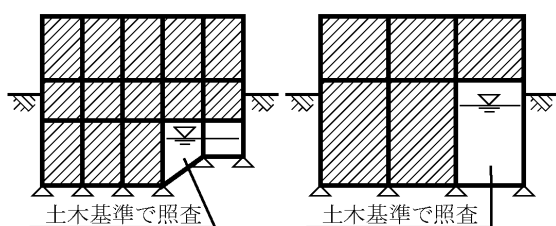
本指針における施設の構造設計方法及び構造細目の適用範囲は、建屋と独立した形で設置された、地下又は半地下の水槽形施設（以降「地下水槽施設」と呼ぶ）とする。また、建屋の建築面積が地下水槽よりも小さく、建屋が地下水槽に固定されていない場合の地下水槽部分についても、本指針の規定を適用する。

建屋と地下水槽が一体構造となる場合には、建築基準法に基づいて建屋及び地下水槽を一体構造物として解析する。ただし、地下部の水槽部分については、水槽を構成する部材について土木基準により断面照査を行うとともに、防水性を担保するために、防水塗装を施し、部材厚や鉄筋のかぶりを土木仕様（表-3.3.19）の値を用いるなど検討する。

##### (2) 土木・建築の区分

営農飲雑用水施設における土木・建築の設計施工区分は、次のとおりとする。

表-3.3.1 構造分類の区分

類型	架 構 形 式	用 途 例
I-1 類		水槽付建築物 水槽構造物の上部の一部に建築物を合築する複合構造物 浄水池、配水池などの水槽構造物の上部に部分的にある階段室、電気室、搬入室等 基礎は土木基準による
I-2 類		水槽付建築物 水槽構造物の上部全体に建築物を合築する複合構造物 浄水池、配水池など水槽構造物全体を覆盖する建築物 管理本館や機械棟等を合築する例がある 基礎は土木基準による
II 類		水槽付建築物 水槽構造物の上部および横に建築物を合築する複合構造物 浄水池や配水池と一体の機能を有する送水や配水ポンプ室等 基礎は土木基準による
III 類		水槽付建築物 建築物の地下または地上階の一部に水槽構造物を有する複合構造物 取水、送水、配水、増圧などのポンプ棟や排水処理棟の一部に水槽構造物を設ける例がある 基礎は建築基準による

※ 斜線部分は、建築物の基準による部位を示す。

※ 上記の他、IV-1 類（建築物）、IV-2 類（壁構造物）、V 類（版状構造物）があるが、いずれも構造物全体を建築物として取り扱う。

（出典：「水道施設耐震工法指針・解説 2022 年版」）

構造分類のうち、Ⅰ-1 類及びⅠ-2 類は水槽構造物の上部に建築物が合築されたものとし、水槽構造物（地下部分）は土木構造物として設計・積算・施工管理を行う。Ⅱ類については、EXP. J の有無により解析方法が異なり、EXP. J が無い場合は水槽部および建築物上下一体で解析を行う。EXP. J で縁切りされている場合は、水槽構造物部分を土木構造物として設計・積算・施工管理を行い、建築物部分は独立した建築物として取り扱う。

営農飲雑用水における浄水場は、その多くがⅠ-2 類またはⅢ類に分類される。Ⅲ類では、上下一体の構造物として建築基準により設計・積算・工事監理を行う。耐震性能としては、構造物を構成する骨組みについては、建築基準法に基づく耐震性能を有することを照査する。ただし、骨組みに付随する水槽部分の壁及び床・耐圧版などは、地下水槽施設に求められる耐震性能を有することを土木基準により照査する。このことは、平成 19 年 6 月の建築基準法改正前の水槽付建築物に対する計画通知の手続きでは、構造審査が不要であったことから、土木基準を適用して耐震設計を行ってきたが、改正後は法律に基づく建築物としての適用を受けることとなったことによるものである。

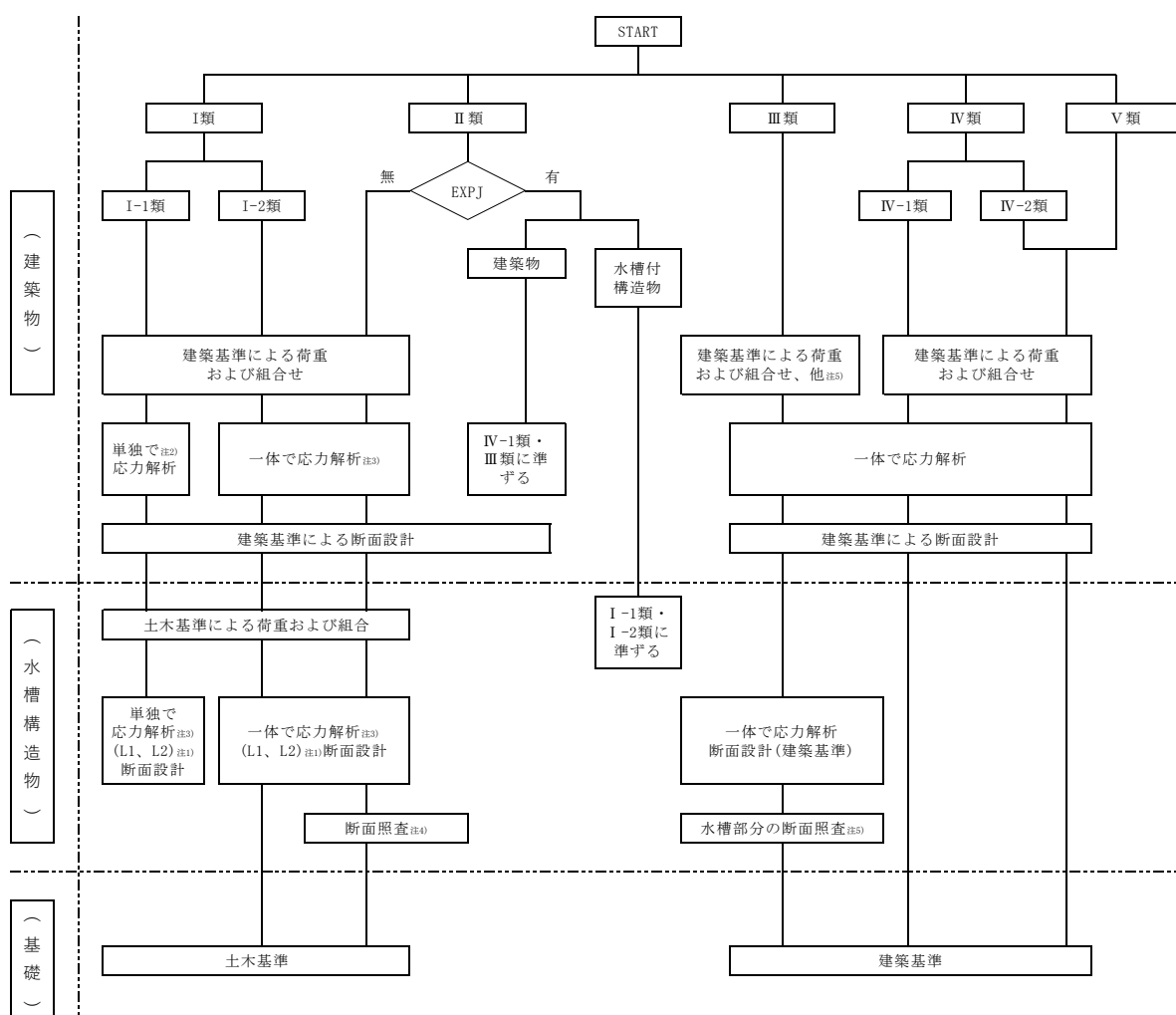
表-3.3.2 構造分類による解析方法

構造分類	解 析 方 法		設 計 方 法
Ⅰ-1 類	平面的に建築物の占める割合が少ない場合に限り建築部分のみを解析する（例えば、その階の建築面積に対する割合が 1/8 以下の場合）。		地下部は土木基準の設計震度を用いレベル 1 地震動、レベル 2 地震動で、地上部は建築基準の設計震度を用いて設計する。 基礎は土木基準で設計する。
Ⅰ-2 類	水槽部分および地下部分は土木基準、地上建築物は建築基準により上下一体で解析を行う。		地下部は土木基準の設計震度を用いレベル 1 地震動、レベル 2 地震動で、地上部は建築基準の設計震度を用いて設計する。 基礎は土木基準で設計する。
Ⅱ類	EXP. J が ない場合	水槽部および建築物上下一体 で解析する。	地下部は土木基準の設計震度を用いレベル 1 地震動、レベル 2 地震動で、設計する。ただし地下の建築部分については建築基準の設計用水平震度を用いて建築基準で断面照査を行う。地上部の建築物は建築基準で設計する。 基礎は土木基準で設計する。
	EXP. J が 有る場合	水槽構造物、建築物各別棟とし て解析する。	水槽構造物を土木基準、建築物を建築基準で設計する。 基礎は分割後の構造分類区分で設計する。
Ⅲ類	全体を一体で解析する。 地下部の設計震度は建築基準で解析する。 水槽部分については土木基準の設計用水平震度を用いて解析する。		全体を建築基準で設計する。 ただし、水槽部分の断面の照査は土木基準で行う。 基礎は建築基準で設計する。

ただし、特定行政庁によっては、上記分類と異なる場合の措置もあり得るので、構造設計に際しては構造分類や応力伝達等について、当該特定行政庁と事前協議を行い、確認しておくことが必要である。

また、地下水槽部を土木構造と区分しているもの（Ⅰ類、Ⅱ類）について、当該特定行政庁との事前協議により建築構造と区分された場合には、建築士による施工監理が必要となるため留意すること。

各構造分類における設計手順を以下に示す。

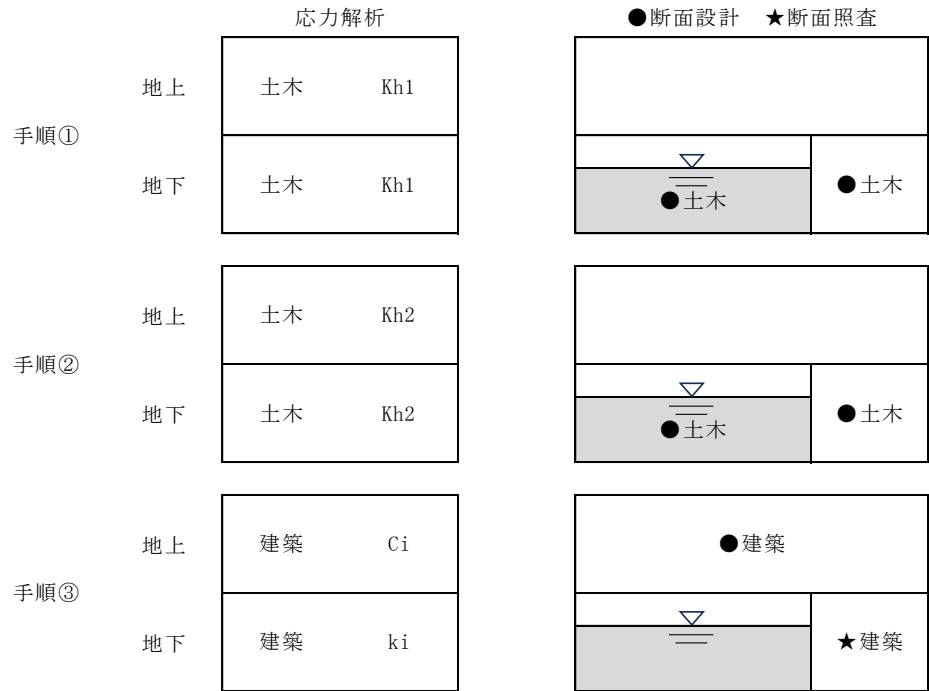


- 注1) L1、L2：レベル1地震動とレベル2地震動の2段階の地震動を考慮する。
- 注2) 単独で応力解析：建築物と水槽構造物を分離して解析する。建築物の荷重および応力は水槽構造物に伝達する。
- 注3) 一体で応力解析：建築物および水槽構造物を上下または左右一体で応力解析する。
- 注4) 地下建築部分の断面照査：建築基準で算出した応力に対して建築部分の部材を建築基準で断面照査する。
- 注5) 水槽部分の断面照査：土木基準で算出した応力（L1、L2共）に対して土木基準で断面照査する。

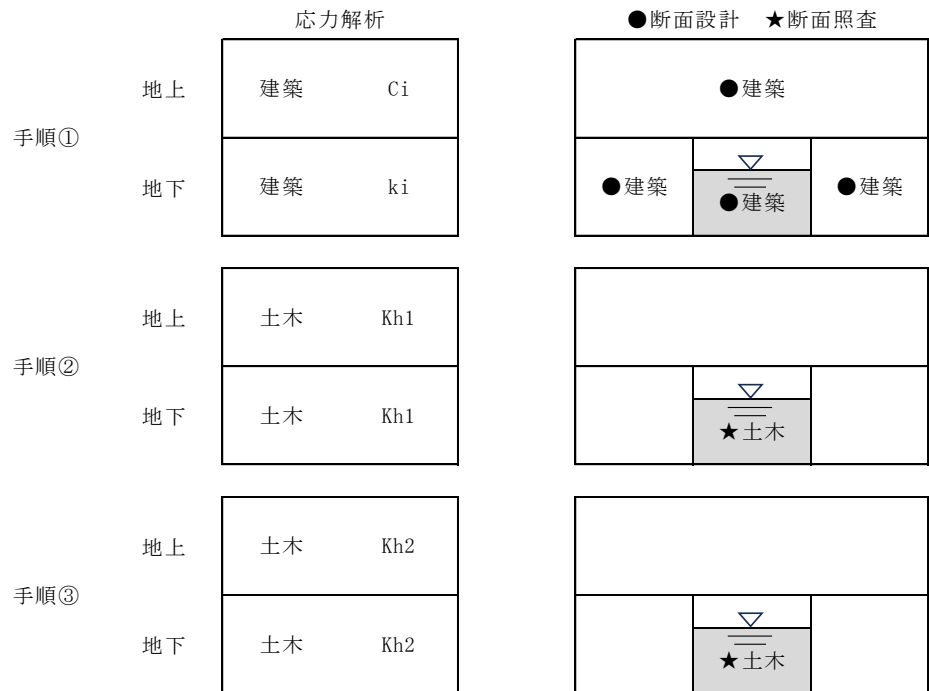
図-3.3.1 構造分類ごとの設計手順

構造分類Ⅱ類およびⅢ類について、応力解析の手順を以下に示す。

【構造分類 II類計算順序】



【構造分類 III類計算順序】



建築：建築基準による。

土木：土木基準による。

Kh1：地下設計水平震度（レベル1地震動）

Kh2：地下設計水平震度（レベル2地震動）

Ci：地上部分のi階に生じる地震層せん断係数。

建築物の地上部分の一定の高さにおける地震層せん断力係数である。

Ki：地下部分のi階に生じる設計水平震度。

図-3.3.2 II類、III類の解析方法・手順（例）



各構造分類における材料および強度は、下表に示すとおりである。

表-3.3.3 構造分類による材料および強度

構造分類	材料および強度		荷重および組合せ
I-1 類	表-3.3.1 の斜線部分は建築基準による。		表-3.3.1 の斜線部分は建築基準による。 水槽構造物は土木基準による。水槽構造物はレベル1 地震動、レベル2 地震動を考慮する。
I-2 類	水槽構造物は土木基準による。 基礎の材料強度および支持力は土木基準による。		
II 類	EXP. J が ない場合	表-3.3.1 の斜線部分は建築基準による。 水槽構造物は土木基準による。 基礎の材料強度および支持力は土木基準による。	表-3.3.1 の斜線部分は建築基準による。 水槽構造物は土木基準による。水槽構造物はレベル1 地震動、レベル2 地震動を考慮する。
	EXP. J が 有る場合	同上、 ただし分割後の構造物が構造分類区分に従った構造物の基準による。	
III 類	建築基準による。 ただし、水槽部分は土木基準による。 基礎の材料強度および支持力は建築基準による。		建築基準による。 ただし、水槽部は土木基準による。

なお、建築物の基準による耐震性能の照査についての詳細は、「水道施設耐震工法指針・解説 2022 年版」を参照のこと。

### 3.3.2 荷重

#### (1) 荷重の種類

地下水槽施設の設計において考慮する荷重の種類には、次のものがある。

鉛直荷重：自重、建屋荷重、機械・電気設備荷重、管及び弁類荷重、載荷重、内水重、浮力又は揚圧力

水平荷重：土圧荷重、水圧荷重、地震荷重（慣性力、動水圧）

#### (2) 荷重の組み合わせ

地下水槽施設の構造計算は、一般に施設を平面的に見て短辺方向で検討を行うが、構造部材の拘束状態が変化する場合は、必要に応じ長辺方向についても検討を行う。

##### ① 常時

常時の構造計算における荷重の組み合わせは、下表を標準とする。

表-3.3.4 常時の構造計算における荷重の組み合わせ

施設区分	地下水槽に作用する荷重	建屋に作用する荷重	備考
地下水槽施設	①+②+③+④+⑤+⑥+⑦ +⑧+⑨+⑩	①+③+④	

①自重 ②機械・電気設備荷重 ③管及び弁類荷重 ④載荷重（群集荷重等） ⑤内水重 ⑥揚圧力 ⑦土圧荷重（静止土圧） ⑧水圧荷重 ⑨建屋荷重 ⑩地盤反力又は杭反力

##### ② 地震時

地震時の構造計算における荷重の組み合わせは、下表を標準とする。

表-3.3.5 地震時の構造計算における荷重の組み合わせ

施設区分	地下水槽に作用する荷重	建屋に作用する荷重	備考
地下水槽施設	①+②+③+④+⑤+⑥+⑦ +⑧+⑨+⑩+⑪+⑫+⑬	①+③+④+⑩+⑫	

①自重 ②機械・電気設備荷重 ③管及び弁類荷重 ④載荷重（群集荷重等） ⑤内水重 ⑥揚圧力 ⑦土圧荷重（地震時主働土圧、土圧係数は 0.5 を下回らないものとする） ⑧水圧荷重（内水は静水圧±動水圧、地下水は静水圧） ⑨建屋荷重 ⑩自重による慣性力 ⑪建屋荷重による慣性力 ⑫機器、載荷重による慣性力 ⑬地盤反力又は杭反力

#### (3) 荷重の算定

地下水槽施設の安定・構造設計に用いる荷重は、自重及び載荷重のほかに、機械・電気設備荷重、土圧、静水圧、浮力又は揚圧力、地震力などがある。

基礎の設計には支持力（強度）に対する安全性と、沈下（変形）に対する制限についての検討が必要であるが、両者に関係する荷重はやや性質を異にする。すなわち、地盤や杭の支持力の計算には予想される荷重の最大値を採るのに対し、圧密沈下の計算には常時実際に加わっている荷重を採ればよい。

機器を搬入あるいは搬出する場合、配管室やポンプ室に一旦仮置きの上、搬入・搬出するが、その時の仮置き部には搬入車両の荷重も見込み、機器の最大荷重のものを考慮する必要がある。以下に、各荷重の算定方法を示す。

### ① 自重

地下水槽施設の荷重計算に用いるための単位重量は、実重量が明らかな場合を除いて、以下の値を使用してよい。ここに示されていない材料の単位重量の目安については、「土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」7.2 荷重」を参照のこと。

#### a. コンクリート

表-3.3.6 コンクリートの単位重量

種 類	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )
鉄筋コンクリート	24.5
無筋コンクリート	23.0
鉄筋軽量骨材コンクリート 1 種	20.0~22.0
鉄筋軽量骨材コンクリート 2 種	18.0
軽量骨材コンクリート	16.5

注) 建屋についても上記の値を採用してよい。

#### b. 土砂

表-3.3.7 土砂の単位重量

状 態	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )
乾 燥 土	16.0
湿 潤 土	18.0
飽 和 土	20.0
水 中 土	10.0

注) 飽和土の実重量が明らかな場合は、水重を 9.8kN/m<sup>3</sup> として水中土の単位重量を算定する。

#### c. 水 : 9.8kN/m<sup>3</sup>

### ② 機械・電気設備荷重

浄水場における薬液注入設備や膜処理設備、配電盤・制御盤等の電気計装設備、あるいは配水池におけるポンプ設備や圧力タンクといった重量のある設備（以下主要機器と呼ぶ）については、設備規模及び仕様の検討結果を踏まえてカタログやメーカー提供資料より各設備の重量を算定する。

### ③ 土圧

施設の構造設計に用いるための土圧は、壁の変位と土圧の作用方向によって、主働土圧、受働土圧、静止土圧に区分する。また、常時と地震時に区分する。

主働土圧：壁の変位の方向と同じ方向に作用する土圧

受働土圧：壁の変位の方向と逆方向に作用する土圧

静止土圧：壁が変位を伴わない場合の土圧

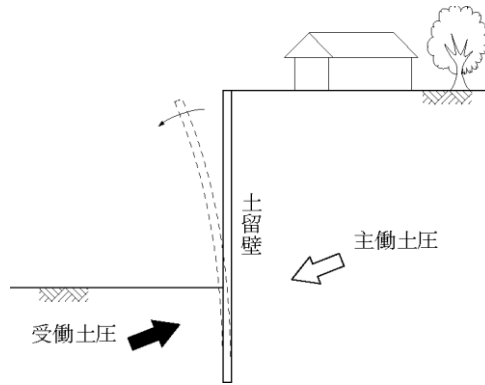


図-3.3.3 土圧区分

地下水槽施設に作用する土圧は、水槽が頂版を有するかどうかによって表-3.3.8 に示すように適用土圧公式を区分する。水槽が頂版を有する場合には移動変形を伴わない構造物と考え、頂版がない場合にはフルーム水路等と同様に变形のみを考慮する構造物として考える。

表-3.3.8 構造条件と適用土圧公式

構造分類	水平土圧			その他荷重		備考
	常時	地震時	壁面摩擦角	輪荷重	水圧区分	
① 移動変形を伴わない (ボックスカルバート等)	静止土圧公式	無視	無視	等分布荷重換算 (平面一方向)	有	
② 変形有、移動無 (フルーム水路等)	ランキン土圧公式 クーロン土圧公式	クーロン地震時 土圧公式	考慮	フリューリッヒ 公式	有	

a. 土質定数

土圧計算を行うためには、土の単位体積重量、内部摩擦角及び粘着力等の土質定数が必要であり、土の単位体積重量は表-3.3.7の値を、また内部摩擦角は表-3.3.9の値を用いることができる。ただし、実験等により実重量が明らかな材料、又は他の基準等により定められている場合は、その値を用いることが望ましい。

表-3.3.9 土の内部摩擦角

	土の種類	内部摩擦角(°)
①	細粒子をほとんど含まない砂利、粗砂等 (GP、GW、SP、SW等細粒分5%未満を目安)	30
②	細粒子を含んだ砂利、砂等 (G-F、S-F等細粒分5~15%を目安)	25
③	シルト質細砂、粘土を含む砂利等 (GF、SF等細粒分15~50%を目安)	20

通常の土質以外の礫質土や軟弱土質等の場合、また特に重要構造物、大規模な土工事等では必要な土質試験を行い、安全かつ適切な設計を行う必要がある。

また、標準貫入試験 N 値から砂質土の内部摩擦角を求めようとする場合には、次の式を用いる。このとき粘着力  $c=0$  とする。

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N + 15} \leq 45^\circ \quad (\text{大崎の方法})$$

ここに、

$\phi$  : 内部摩擦角 ( $^\circ$ )

$N$  : 砂質土の N 値

一方、粘性土は原則として乱さない試料により一軸圧縮試験から粘着力 ( $c$ ) を求めるが、やむをえない場合には次式によることができる。

$$c = \frac{q_u}{2}, \quad q_u = \frac{100N}{8}$$

又は、

$$c = (6 \sim 10)N$$

ここに、

$c$  : 粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$q_u$  : 一軸圧縮強度 ( $\text{kN/m}^2$ )

$N$  : 粘性土の N 値

#### b. 静止土圧

静止土圧公式による水平土圧は次式により求める。

$$P_a = K_0 \cdot \gamma \cdot h$$

ここに、

$P_a$  : 静止土圧強度 ( $\text{kN/m}^2$ )

$K_0$  : 静止土圧係数

(通常の砂質土や粘性土 (液性限界  $WL < 50\%$ ) に対しては  $K_0 = 0.5$  とする)

$h$  : 地表面より任意点の深さ (m)

$\gamma$  : 土の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

#### c. ランキン土圧公式による土圧係数

ランキン土圧公式による土圧係数は、次式により計算する。

$$\left. \begin{array}{l} K_A \\ K_P \end{array} \right\} = \frac{\cos i \mp \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i \pm \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$$

ここに、

$K_A$  : 主働土圧係数

$K_P$  : 受働土圧係数

$i$  : 壁背面土の傾斜角 (°)

$\phi$  : 土の内部摩擦角 (°)

d. クーロン土圧公式による主働土圧

クーロン土圧公式による主働土圧係数は、次式により計算する。

$$\left. \begin{array}{l} K_A \\ K_{AE} \end{array} \right\} = \frac{\sin^2(\theta - \theta_0 + \phi)}{\sin^2 \theta \cdot \cos \theta_0 \cdot \sin(\theta - \theta_0 - \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i - \theta_0)}{\sin(\theta - \theta_0 - \delta) \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

主働土圧強度及び主働土圧は、次式による。

<主働土圧強度>

$$P_a \text{ 又は } P_{ae} = (1 - K_V) \left\{ \gamma \cdot h + q \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\theta + i)} \right\} K_A \text{ 又は } K_{AE}$$

<主働土圧>

$$P_A \text{ 又は } P_{AE} = (1 - K_V) \left\{ \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 + q \cdot H \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\theta + i)} \right\} K_A \text{ 又は } K_{AE}$$

<水平成分>

$$P_{AH} = (P_A \text{ 又は } P_{AE}) \cos(\delta + 90 - \theta)$$

<鉛直成分>

$$P_{AV} = (P_A \text{ 又は } P_{AE}) \sin(\delta + 90 - \theta)$$

ここに、

$P_a$  : 常時主働土圧強度 ( $K_V=0$ 、 $K_h=0$ ) (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{ae}$  : 地震時主働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_A$  : 常時主働土圧 ( $K_V=0$ 、 $K_h=0$ ) (kN/m)

$P_{AE}$  : 地震時主働土圧 (kN/m)

$\theta_0$  : 地震合成角 (°)

$$\theta_0 = \tan^{-1} \frac{K_h}{1 - K_V}$$

$K_h$  : 水平震度

$K_V$  : 鉛直震度

$\theta$  : 壁背面の傾斜角 (°)

$i$  : 壁背面土の傾斜角 (°)

$\phi$  : 土の内部摩擦角 (°)

$\delta$  : 壁背面又は仮想背面と土との摩擦角 (°)

(土とコンクリートとして常時は  $\frac{2}{3}\phi$ 、地震時は  $\frac{1}{2}\phi$  とする。)

$q$  : 載荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$h$  : 背面地表面からの深さ (m)

$H$  : 壁の高さ (m)

$\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$K_A$  : 常時 ( $K_v=0$ 、 $K_h=0$ ) 主働土圧係数

$K_{AE}$  : 地震時主働土圧係数

ただし、 $\phi-i-\theta_0 < 0$  の場合は、 $\sin(\phi-i-\theta_0) = 0$  とする。

e. クーロン土圧公式による受働土圧

クーロン土圧公式による受働土圧係数は、次式により計算する。

$$\left. \begin{matrix} K_P \\ K_{PE} \end{matrix} \right\} = \frac{\sin^2(\theta + \theta_0 - \phi)}{\sin^2 \theta \cdot \cos \theta_0 \cdot \sin(\theta + \theta_0 + \delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + i - \theta_0)}{\sin(\theta + \theta_0 + \delta) \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

受働土圧強度及び受働土圧は、次式による。

<受働土圧強度>

$$P_p \text{ 又は } P_{pe} = (1 - K_v) \left\{ \gamma \cdot h + q \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\theta + i)} \right\} K_P \text{ 又は } K_{PE}$$

<受働土圧>

$$P_p \text{ 又は } P_{PE} = (1 - K_v) \left\{ \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 + q \cdot H \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\theta + i)} \right\} K_P \text{ 又は } K_{PE}$$

ここに、

$P_p$  : 常時受働土圧強度 ( $K_v=0$ 、 $K_h=0$ ) (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{pe}$  : 地震時受働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_P$  : 常時受働土圧 (kN/m)

$P_{PE}$  : 地震時受働土圧 (kN/m)

$K_P$  : 常時受働土圧係数

$K_{PE}$  : 地震時受働土圧係数

f. 内部摩擦角と粘着力を有する場合の土圧

粘着力を有する場合の土圧は、フェレニウス (Fellenius) の式で求める。

<主働土圧>

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A + q \cdot H \cdot K_A - 2c \cdot H \sqrt{K_A}$$

<受働土圧>

$$P_P = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_P + q \cdot H \cdot K_P + 2c \cdot H \sqrt{K_P}$$

ただし、

$$\left. \begin{matrix} K_A \\ K_P \end{matrix} \right\} = \tan^2 \left( 45^\circ \mp \frac{\phi}{2} \right)$$

ここに、

$c$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

g. 内部摩擦角を無視する粘性土の場合の土圧

粘性土において内部摩擦角を無視し、粘着力のみを考慮する場合の水平土圧は、次式により求める。

$$P_{a1} = \gamma \cdot H + q - 2c$$

$$P_{a2} = K_c (\gamma \cdot H + q)$$

$$P_p = \gamma \cdot H + q + 2c$$

ここに、

$P_{a1}$ 、 $P_{a2}$  : 主働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_c$  : 圧密平衡係数 (0.5)

主働土圧強度は  $P_{a1}$ 、 $P_{a2}$  のいずれか大きい方を用い、 $P_{a1}$  を使用した場合の負の土圧は 0 とみなす。

h. 載荷重

背面土上の載荷重強度  $q$  は、以下のとおりとする。

- ・ 移動変形を伴わない構造の場合：下表参照

表-3.3.10 背面土上の載荷重

荷 重	載荷重強度 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )
T-25	10
T-14	7
T-10	5

- ・ 変形のみ考慮する構造の場合：フリーリッヒ公式による（「土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」7.4 開水路に作用する荷重」を参照）

④ 群集荷重

施設内の床面に載荷する荷重で、主要機器以外については、荷重が明らかな場合を除いて次の値を採用してよい。この場合、表-3.3.4 及び表-3.3.5 における管及び弁類荷重、載荷重、内水重は群集荷重に含まれているものと考えてよい。

常 時 用  $q = 5.0 \text{ kN/m}^2$

地震時用  $q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

⑤ 静水圧

静水圧は、次式によって算出するものとする。

$$P_h = w_0 \cdot h$$

ここに、



$P_h$  : 水面より深さ  $h$  のところの静水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$w_0$  : 水の単位重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$h$  : 水面よりの深さ (m)

ただし、地中の水圧が、上記の理論水圧の値まで作用しないことが明らかな場合は、その値まで低減することができる。

地下水槽施設の構造計算に用いる水位は、常時荷重の場合には、最低水位（一般に 0 として考えてよい）と最高水位の 2 ケースを考える。この場合の外圧との組合せは最も安全となる組み合わせとする（例えば、最低水位時には背面の載荷重を考慮し、最高水位時には背面の載荷重を考慮しない）。地震時は、内部水圧 0 の確率は小さく平常水位を考えて差し支えない。

また、隔壁の検討のため、二つの槽のうち片側を最高水位、もう片側が最低水位となるケースについても検討する。

#### ⑥ 浮力又は揚圧力

浮力又は揚圧力は鉛直方向に作用するものとし、構造物に最も不利になるよう設計する。

### 3.3.3 耐震設計

地下水槽施設は、建屋と上下一体構造となる場合、又は地表面からの突出部分が5mを超える場合においては耐震設計を行う。浄水場等で表-3.3.1に示すⅢ類の構造物については、建築手法による構造解析により、耐震性を照査する。

土木基準による照査を行う地下水槽施設において、耐震設計に用いる地震動は、構造物の耐用期間中に数回発生する確率を有するレベル1地震動、及び発生確率は低いが大きな影響をもたらすレベル2地震動を必要に応じて考慮する。レベル2地震動にはタイプⅠ（プレート境界型）とタイプⅡ（内陸直下型）があるが、耐震設計においては、タイプⅠ（プレート境界型）を考慮することを標準とする。なお、建設地近傍において活断層の存在が明らかな場合は、タイプⅡ（内陸直下型）についても考慮する必要がある。

なお、地下水槽施設に要求される耐震性能は、下表のとおりとする。

表-3.3.11 地下水槽施設の重要度区分と耐震性能の適用区分（土地改良施設）

重要度	適用	レベル1 <sup>注1)</sup> 地震動		レベル2 <sup>注2)</sup> 地震動	
		耐震性能	耐震設計 <sup>注5)</sup>	耐震性能	耐震設計 <sup>注5)</sup>
A種 (高い)	B種に該当し、かつ次の①、②のいずれかに該当するもの。 ①施設の災害により、地域住民の人命・財産やライフラインに重大な影響を及ぼす。 ②施設の復旧が困難で、被災により地域の経済活動や生活機能に重大な影響を及ぼす。	健全性を損なわない <sup>注3)</sup>	震度法により地震力を算出し、許容応力度設計法により照査することを標準とする。	致命的な損傷を防止する。 <sup>注4)</sup>	震度法により地震力を算出し、限界状態設計法により照査することを標準とする。
B種 (標準)	建屋と一体構造となる場合、又は地表面からの突出部分が5mを超える場合。			対象としない。	耐震設計を行わない。
C種 (標準未滿)	A種及びB種に該当しないもの。	対象としない。	耐震設計を行わない。		

注1) レベル1：構造物の供用期間内に1~2度発生する確率を有する地震動

2) レベル2：発生の可能性は極めて低い、大きな地震動強度を持ち、一度発生すれば大災害になりうる地震動

3) 健全性を損なわない。

降伏状態を超えるような損傷が生じないこと。

4) 致命的な損傷を防止する。

主要構造物の耐力が低下し始める手前の状態にあること（構造物全体の崩壊も防止する）。

5) 地下水槽施設土木構造物の耐震設計は震度法を標準とする。なお、構造物の特性によっては応答変位法や地震時保有水平耐力法を、また、詳細検討が必要な場合は動的解析法を用いるものとする。

これに加えて、営農飲雑用水施設を水道施設とみなした場合の重要性にも考慮して、管路と同様に図-2.8.1に示す検討フローに基づき個別施設の重要度を検討する。

水道法の適用を受ける施設となる場合及び地域防災計画において、当該営農飲雑用水施設及び区域が地域の緊急用水として位置づけられている場合には、耐震設計によって施設の耐震性を照査する必要がある。また、個別施設の重要度を土地改良施設及び水道施設として判断したときにA種、B種又

はランク A1 及びランク A2 といった重要な施設に分類される（土地改良施設の重要度は表-3.3.11、水道施設の重要度は表-2.8.1 を参照）場合で、かつ他の基準に照らし合わせて耐震計算を省略することができる条件に当てはまらない場合には、同様に施設の耐震性を照査する。その際の耐震性照査方法は、以下によるほか、「水道施設耐震工法指針・解説 2022」に準拠して行うものとする。

(1) 耐震設計の手法

耐震設計の手法は、震度法、応答変位法及び地震時保有水平耐力法が一般的に用いられており、構造物の特性や地震力の規模等によって使い分けられている。また、施設の重要度が高くこれらの手法より詳細な検討を行う必要がある場合には動的解析法が用いられる。

土木構造物のうち、池状構造物の耐震設計は、施設の重要度、経済性を考慮し、その必要性を判断し、震度法によることを標準とする。

ここでは、土木構造物に対する地震の影響として、次の荷重を考慮する。

- ① 建造物の自重及び上載荷重に起因する慣性力
- ② 地震時土圧
- ③ 地震時動水圧

(2) 耐震設計上の地盤種別

震度法による場合の耐震設計上の地盤種別は、原則として次式で算出される地盤の固有周期  $T_G$  をもとに、表-3.3.12 により区別するものとする。地表面が基盤面と一致する場合は I 種地盤とする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに、

$T_G$  : 地盤の固有周期 (s)

$H_i$  : i 番目の地層の厚さ (m)

$V_{si}$  : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

粘性土層の場合  $V_{si} = 100 N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 25$ )

砂質土層の場合  $V_{si} = 80 N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 50$ )

ここに、 $N_i$  : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分される時の、地表面から i 番目の地層の番号。基盤面とは、粘性土層の場合には N 値が 25 以上、砂質土層の場合には N 値が 50 以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の地層の上面をいう。

表-3.3.12 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 $T_G$ (s)
I 種	$T_G < 0.2$
II 種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III 種	$0.6 \leq T_G$

概略の目安として、Ⅰ種地盤は良好な洪積地盤及び岩盤、Ⅲ種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤、Ⅱ種地盤はⅠ種地盤及びⅢ種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤と考えてよい。ここでいう沖積層には、がけ崩れなどによる新しい堆積層、表土、埋立土並びに軟弱層を含み、沖積層のうち締まった砂層、砂礫層、玉石層については洪積層として取り扱ってよい。

### (3) 設計水平震度

震度法に用いる設計水平震度は、次の各式により算出する。

#### ① レベル1地震動

$$k_{hg} = C_z \cdot k_{hg0}$$

ここに、

$k_{hg}$  : レベル1地震動の設計水平震度 (小数点以下2けたに丸める)

$C_z$  : 地域別補正係数 (表-3.3.13 参照)

$k_{hg0}$  : レベル1地震動の地盤面における設計水平震度の標準値

(Ⅰ種地盤 0.16 Ⅱ種地盤 0.20 Ⅲ種地盤 0.24)

#### ② レベル2地震動

$$k_{hg2} = C_z \cdot C_{s2} \cdot k_{hg20}$$

ここに、

$k_{hg2}$  : レベル2地震動の設計水平震度 (小数点以下2けたに丸める。

ただし、この値が0.30を下回る場合は0.30とする)

$C_z$  : 地域別補正係数 (表-3.3.13 参照、境界線上の場合は係数の大きい方をとる)

$C_{s2}$  : 構造物特性係数 (0.45)

$k_{hg20}$  : レベル2地震動のタイプⅠ (プレート境界型) の地盤面における設計水平震度の標準値

(Ⅰ種地盤 0.70 Ⅱ種地盤 0.70 Ⅲ種地盤 0.70) <sup>注1)</sup>

注1) タイプⅡ (内陸直下型) を考慮する場合は、Ⅰ種地盤の値を0.80とする。

表-3.3.13 地域別補正係数  $C_z$

地域区分	補正係数 $C_z$	対 象 地 域	
A	1.0	(一)	(二) から (三) までに掲げる地方以外の地方
B	0.85	(二)	札幌市、函館市、小樽市、室蘭市、北見市、夕張市、岩見沢市、網走市、苫小牧市、美唄市、芦別市、江別市、赤平市、三笠市、千歳市、滝川市、砂川市、歌志内市、深川市、富良野市、登別市、恵庭市、伊達市、札幌郡、石狩郡、厚田郡、浜益郡、松前郡、上磯郡、亀田郡、茅部郡、山越郡、桧山郡、爾志郡、久遠郡、奥尻郡、瀬棚郡、島牧郡、寿都郡、磯谷郡、虻田郡、岩内郡、古宇郡、積丹郡、古平郡、余市郡、空知郡、夕張郡、樺戸郡、雨竜郡、上川郡（上川支庁）のうち東神楽町、上川町、東川町及び美瑛町、勇払郡、網走郡、斜里郡、常呂郡、有珠郡、白老郡
C	0.7	(三)	旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡（上川支庁）のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝日町、風連町及び下川町、中川郡（上川支庁）、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡

注) 表中の市町村及び郡名は、平成 16 年 10 月現在（212 市町村）の市町村及び郡名で表示している。

### 3.3.4 部材設計

地下水槽施設の部材設計は、原則として限界状態設計法を適用して行うこととするが、限界状態設計法による設計に必要な部分安全係数等の選定のために必要な現地データが十分に得られない場合においては、許容応力度設計法によってよい。以下に許容応力度設計法における設計諸元を示す。なお、各応力度の照査方法は、土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」によるものとする。

#### (1) コンクリートの許容応力度

表-3.3.14 鉄筋コンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		設計基準強度 $\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	18	21	24	備 考
曲 げ 圧 縮 ( $\sigma_{ca}$ )			7	8	9	
せん断	斜め引張り鉄筋の計算をしない場合 ( $\tau_{a1}$ )	梁の場合	0.4	0.42	0.45	
		スラブの場合 <sup>1)</sup>	0.8	0.85	0.9	
	斜め引張り鉄筋の計算をする場合 ( $\tau_{a2}$ )	せん断力のみ の場合 <sup>2)</sup>	1.8	1.9	2.0	
付着	丸 鋼 ( $\tau_{oa1}$ )		0.7	0.75	0.8	
	異 形 棒 鋼 ( $\tau_{oa2}$ )		1.4	1.5	1.6	
支 圧 <sup>3)</sup> ( $\sigma'_{ca}$ )			5.4	6.3	7.2	$\sigma'_{ca} \leq 0.3\sigma_{ck}$

注1) 押抜きせん断に対する値である。

2) ねじりの影響を考慮する場合には、この値を割増ししてよい。

3) 全面載荷の場合を示す。局部載荷の場合は、コンクリートの全面積をA、支圧を受ける面積をAaとした場合、

$$\sigma'_{ca} \leq (0.25 + 0.05A/Aa) \cdot \sigma_{ck} \quad \text{ただし、} \sigma'_{ca} \leq 0.5\sigma_{ck} \quad \text{となる。}$$

表-3.3.15 無筋コンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

設計基準強度 $\sigma_{ck}$	18	21	24	備 考
圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	4.5	5.0	5.4	$\sigma_{ca} \leq \sigma_{ck}/4$
曲げ引張応力度 $\sigma_{ta}$	0.25	0.29	0.29	$\sigma_{ta} \leq \sigma_{ck}/7$
支圧応力度 $\sigma'_{ca}$	5.4	5.9	5.9	$\sigma'_{ca} \leq 0.3\sigma_{ck}$

なお、部材設計のうち、せん断応力の照査は以下のとおりとしてよい。

#### ① ボックスカルバートの場合

ボックスカルバート（ラーメン）構造として解析した場合のせん断応力度照査は、図-3.3.4 に示すラーメン軸線からの距離に応じて、次式による許容せん断応力度の割増しを行ってよい。

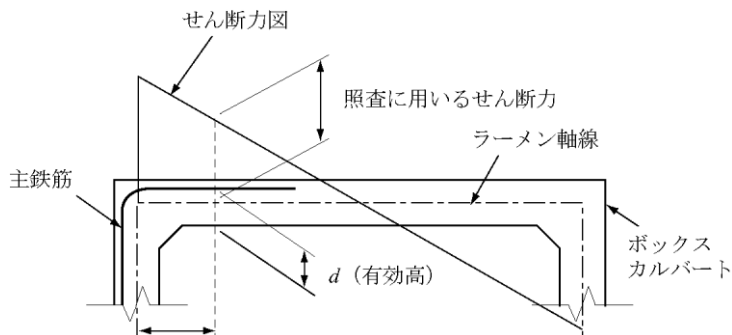


図-3.3.4 せん断力に対する照査位置（ラーメン形状）

$$\alpha = 2 - x/2d \quad (1 \leq \alpha \leq 2)$$

ここに、

$\alpha$  : 割増し係数

$x$  : 軸線から照査断面位置までの距離 (mm)

$d$  : 照査断面の有効高 (mm)

ただし、荷重が分布荷重の場合には、 $x=0$ 、 $x=2d$  の 2 点だけで照査を行ってよいものとする。この場合の  $x=0$  における有効高は、 $x=2d$  の位置における有効高を用いる。

## ② フルーム水路の場合

フルーム水路の構造として解析した場合のせん断応力度照査は、それぞれ付け根部断面 A-A、B-B で検討する。なお、一般にハンチは無視する。

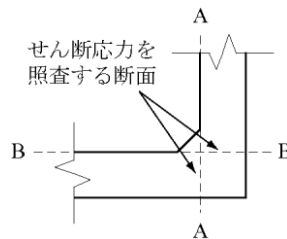


図-3.3.5 せん断力に対する照査位置（フルーム形状）

## (2) 鉄筋の許容応力度

表-3.3.16 鉄筋の許容応力度 $\sigma_{sa}$  (N/mm<sup>2</sup>)

応力度、部材の種類		鉄筋の種類	SR235	SD295A SD295B	SD345	備考
		引張り 応力 度	荷重の組合せに衝突	一般の部材	137	176
荷重あるいは地震の影響を含まない場合	水中あるいは地下水位以下に設ける部材		137	157	176	
荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値			137	176	196	割増し係数は表-3.3.17
鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合			137	176	196	
床版など自動車の輪荷重の影響を強く受ける場合			137	137	137	
圧縮応力度			137	176	196	

注 1) SD345 が適用できる構造物は、次のような場合とする。

- ① 特に大規模で地震時が支配的となり、経済性で有利な場合
- ② ひび割れ等に対する十分な検討を行う場合
- ③ 道路協議（河川協議）などによる場合

2) 次の場合、常時の SD345 の許容引張応力度は SD295A、B と同一とする

- ① たわみ、ひび割れの検討を行わない場合で流通性に欠ける SD295A、B の一部の径（D19 以上）の入手が困難な場合
- ② 道路協議（河川協議）等による場合

表-3.3.17 許容応力度の割増し係数

種 別	荷 重、外 力 等 の 組 合 せ	割増し係数
鉄筋コンクリート	温度変化及び乾燥収縮を考えた場合	1.15
	地震の影響を考えた場合	1.50
	温度変化、乾燥収縮及び地震の影響を考えた場合	1.65

(3) 鉄筋の継手及び定着長

① 鉄筋の継手

- a. 鉄筋の継手位置は相互にずらして、できるだけ一断面への集中を避ける。また、応力の大きい部分では鉄筋の継手はできるだけ避ける。
- b. フックをつけない場合の引張鉄筋の基本定着長 $l_d$ は、設計実務上 $30\phi$ としてよい。また計算による場合は、次式により求める。ただし、この値は $20\phi$ 以上とする。

$$l_d = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}} \phi$$

ここに、

$l_d$  : 引張鉄筋の基本定着長 (mm)

$\phi$  : 主鉄筋の直径 (mm)

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の基本定着長を算出する場合の許容引張応力 (N/mm<sup>2</sup>)  
(SD295A の場合、176N/mm<sup>2</sup>、SD345 の場合、196N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{oa}$  : コンクリートの許容付着応力 (N/mm<sup>2</sup>)

圧縮鉄筋の基本定着長は、引張鉄筋の $l_d$ の0.8倍としてよい。

なお、地上部と地下部が一体構造となる施設の地下部分については建築構造物における鉄筋の継手長及び定着長を優先するが、この場合でも最低限の値として $30\phi$ 以上を確保する。建築構造物における定着長は表-3.3.18による。



表-3.3.18 建築構造物の鉄筋の継手及び定着の長さ

鉄筋の種類	設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	フックなし				フックあり			
		L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	L <sub>3</sub>		L <sub>1h</sub>	L <sub>2h</sub>	L <sub>3h</sub>	
				小梁	床版			小梁	床版
SD295A SD295B	18	45d	40d	20d	10d かつ 150mm 以上	35d	30d	10d	-
	21	40d	35d			30d	25d		
	24、27	35d	30d			25d	20d		
	30、33、36	35d	30d			25d	20d		
SD345	18	50d	40d			35d	30d		
	21	45d	35d			30d	25d		
	24、27	40d	35d			30d	25d		
	30、33、36	35d	30d			25d	20d		
SD390	21	50d	40d			35d	30d		
	24、27	45d	40d			35d	30d		
	30、33、36	40d	35d			30d	25d		

注1) L<sub>1</sub>, L<sub>1h</sub>: 2)以外の直接定着の長さ及びフックあり定着の長さ。重ね継手の長さ及びフックあり重ね継手の長さ。

2) L<sub>2</sub>, L<sub>2h</sub>: 割裂破壊のおそれのない箇所への直線定着の長さ及びフックあり定着の長さ。

3) L<sub>3</sub>: 小梁及びスラブの下端筋の直線定着の長さ（基礎耐圧スラブ及びこれを受ける小梁は除く。）。

なお、片持小梁及び片持スラブの場合は、20d及び10dを25d以上とする。

4) L<sub>3h</sub>: 小梁の下端筋のフックあり定着の長さ。

5) フックありの場合は、フック部分1を含まない。また、中間部での折曲げは行わない。

6) 軽量コンクリートの場合は、表の値に5dを加えたものとする。

② 鉄筋の定着

a. 鉄筋の端部は、コンクリート中に十分埋め込んで、鉄筋とコンクリートとの付着力によって定着するか、フックをつけて定着する。

引張鉄筋に普通丸鋼を用いる場合には、その端部に必ず半円形フックをつけて定着する。圧縮鉄筋の定着にはフックの効果を検討しない。

b. 引張鉄筋の端部は、原則として引張応力を受けないコンクリートに定着する。やむを得ずコンクリートの引張部に引張鉄筋を定着する場合には、鉄筋は計算上曲げ応力を受ける必要のなくなった点から部材の有効高さに等しい距離だけ延長し、そこから必要な定着長以上延ばす。

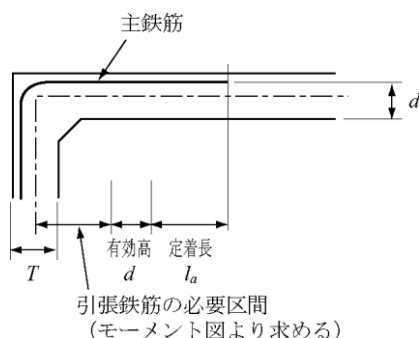


図-3.3.6 鉄筋の定着

#### (4) 鉄筋のかぶり

特に厳しい腐食性環境以外における主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離（鉄筋のかぶり）は、柱の場合を除き表-3.3.19を標準とする。

ただし、小規模の構造物で主鉄筋が13mm以下の場合、主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離は50mmとすることができる。

表-3.3.19 主鉄筋の中心からコンクリート表面までの距離（鉄筋のかぶり）の標準値（mm）

主鉄筋の径	19mm 以下	22mm 以上	備 考
施工状態			
型枠や均しコンクリート施工面	60	70	部材厚 $T < 300\text{mm}$
	70	70	部材厚 $T \geq 300\text{mm}$
地中に直接打設する場合の底版下面	90	100	フーチング、フルーム、暗渠、サイホン等
杭頭上	50	50	底版内に杭頭が50mm以上貫入する場合

### 3.3.5 構造解析の方法

構造計算において部材に作用する断面力 (M、S、N) を算定する解析法として、ラーメン解法、版・擁壁解法がある。これらの解法は、構造フレームの構成具合によって選択し、外力及び構造物の挙動に合致する断面方向での解析に適用する。

地下水槽施設における実際の構造物は、スラブ、梁、柱、壁等の組合せで構成され、複雑な三次元の形状を呈することが多い。

このように複雑な構造物を一括直接的に解析することは不可能に近いことから、解析に当たっては実際の構造物の特性を十分把握し、近似化したモデルを使用することとする。

地下水槽施設に適用される基本的な構造解析法について、以下に示す。

#### (1) ボックスラーメン構造

地下水槽本体がボックスラーメン構造の場合は、図-3.3.7に示すようなラーメンモデルを適用して解析すればよい。

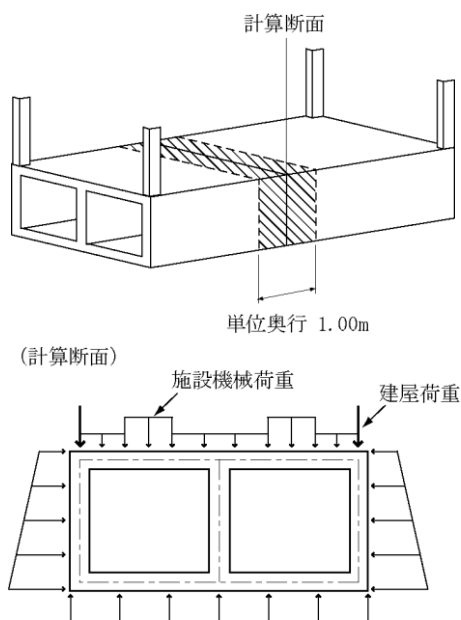


図-3.3.7 ボックスラーメン構造の構造解析

#### (2) 深いピットの場合

壁高 (H) が壁の長辺長 (L) のおおむね 2 倍以上となる深いピット形式の地下水槽の場合、壁は水平断面を平面ボックスラーメンとして、底版は壁に固定された四辺固定版として、それぞれ断面力を算出する (ただし、壁が地表より露出する場合は、壁の埋設深を H として考える)。

$2 > H/L \geq 1$  では、平面ボックスラーメンとして解析する方法と、四辺の壁及び底版を 1 枚 1 枚の版として解析する方法があり、構造物の規模が大きい場合には 1 枚 1 枚を版として解析した方が有利となる。これは、版の解析では断面力を二方向に分散させるため、一方向の解析よりも断面力が小さくできるからである。

なお、深いピット形式の地下水槽で、壁を平面ラーメンとして解析する場合、地震力の作用によってピット (壁全体) に水平方向せん断力と鉛直方向曲げモーメントが発生するため、規模によってはこれらの断面力の算定が必要になる。

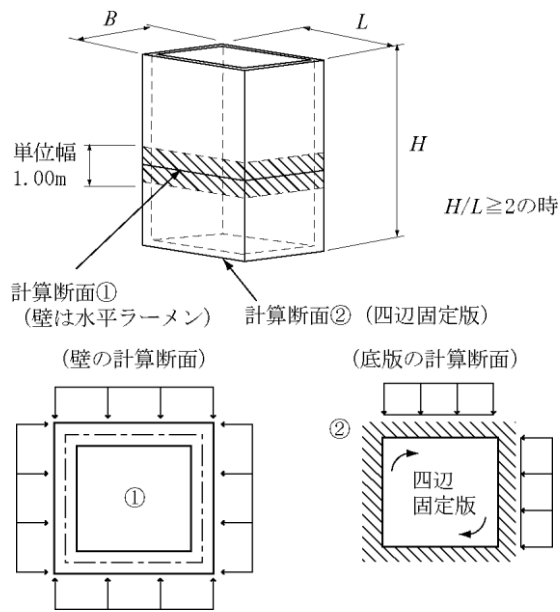


図-3.3.8 深いピットの構造解析

(3) 浅いピットの場合

壁の長辺長 (L) が壁高 (H) のおおむね 2 倍以上となる浅いピット形式の地下水槽の場合は、長辺方向の壁と底版をフルーム構造とし、短辺方向の壁を二方向版として解析する (ただし、壁が地表より露出する場合は、壁の埋設深を H として考える)。

$2 > L/H \geq 1$  では、フルーム構造として解析する方法と、1枚1枚の版として解析する方法があり、構造物の規模が大きい場合には1枚1枚を版として解析した方が有利となる。

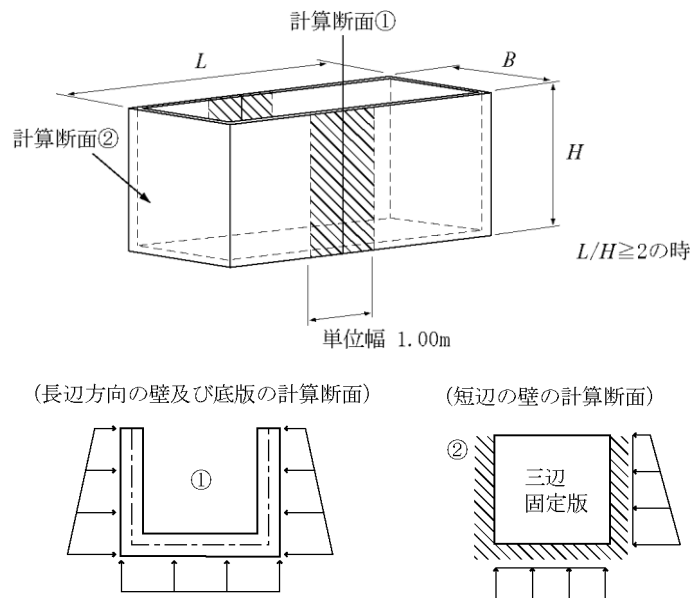


図-3.3.9 浅いピットの構造解析

(4) 隔壁

二つの水槽を区分する隔壁については、頂版及び底版に固定された両端固定梁として解析する。構造計算に使用する水圧は片側の水槽を最高水位、もう片側を最低水位とする。

### 3.3.6 構造細目

#### (1) ハンチ

急激な断面変化は円滑な応力伝達が妨げられ、局部的に応力が集中する。特に、ラーメンの隅角部や柱とフーチングの接合部等は、応力が集中しやすい箇所であるので、応力を分散させるためハンチを適切な寸法形状で設ける。

ハンチの大きさは、下表の大きさを標準とする。

表-3.3.20 ハンチの大きさ

箱形断面の寸法(mm)	垂直擁壁の高さ(mm)	ハンチの大きさ(mm)
1,000 未満	1,000 未満	—
1,000 以上 2,500 未満	1,000 以上 2,500 未満	150×150
2,500 以上	2,500 以上	200×200

#### (2) 打継目及び目地

池状コンクリート構造物は、重要度、特性、用途に応じた要求性能を満たすように「コンクリート標準示方書」に基づき設計する。コンクリートの亀裂からの漏水は外部からの汚染経路となり、衛生上の危険性が考えられるほか、鉄筋の腐食による構造部の強度の低下、直接基礎における基礎地盤の軟弱化および埋設管の不同沈下等につながるため耐震上も好ましくない。このような亀裂が発生しないよう配慮し、施工する。

##### ① 打継目

打継目は漏水の原因となりやすく、なるべく避けるものとする。やむを得ず設ける時は、打継目は一般にせん断力が小さいところで、コンクリートが受ける圧縮力と直角の方向に設ける。また打継目には原則として、漏水防止のための止水板、鋼板等を挿入する。

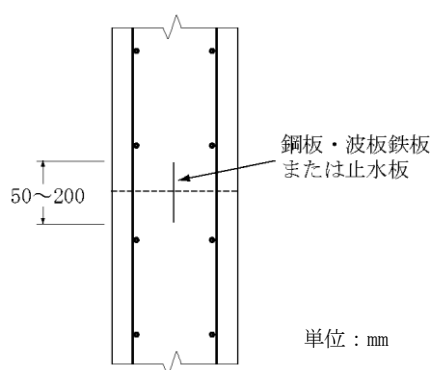


図-3.3.10 打継目の施工例

##### ② ひび割れ誘発目地

池状コンクリート構造物の床版や側壁部は、比較的マッシブなコンクリート構造物であり、セメントの水和熱による温度ひび割れ発生の可能性が高い。ひび割れ対策として、コンクリートの材質的性質に関連するものとして、①施工時期を考慮した温度応力解析の実施、②水和熱抑制型膨張剤および低発熱セメント等の材料配合や単位水量の検討、③プレクーリングによる打ち込み温度の検討がある。この他の対策として、①ひび割れ幅抑止鉄筋の設置、

②ひび割れ誘発目地（ダミージョイント）の設置、③石灰石骨材の使用等を検討する。ひび割れ誘発目地の設置例を図-3.3.11に示す。

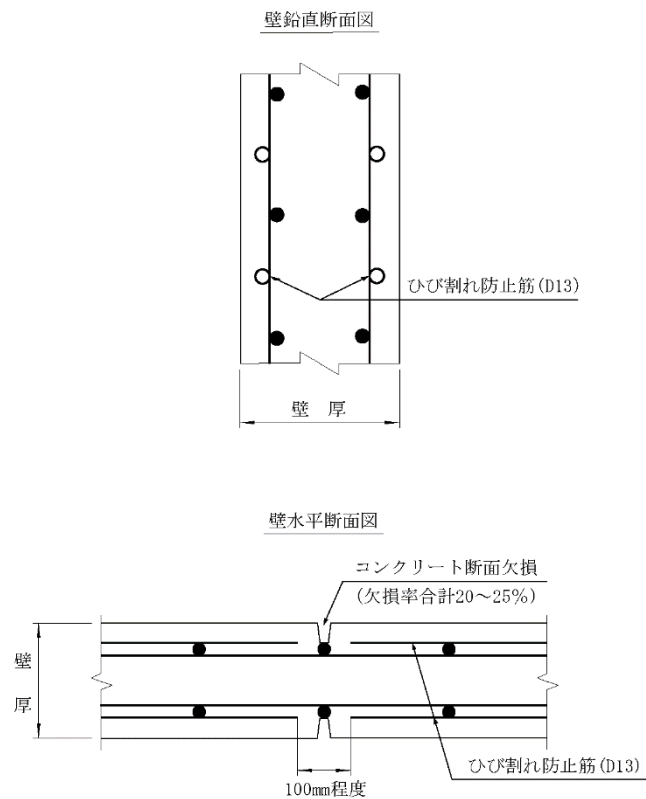


図-3.3.11 ひび割れ誘発目地の設置例

③ 伸縮目地

伸縮目地は、コンクリート打設後の収縮クラックの防止、温度変化による伸縮の吸収および異種構造体接合部の応力集中を避けるため、またはコンクリート打設の施工上の必要から設けられることが多いが、構造上は弱点となる場合があるので、耐震計算から得られた変位量に対し、十分な伸縮量を吸収でき、かつ止水性を有する構造とする。耐震用止水板の設置例を図-3.3.12に示す。

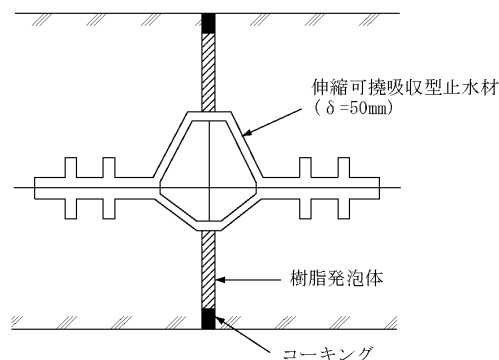


図-3.3.12 止水板設置例

営農飲雑用水施設では比較的小規模の施設が多いため、原則として伸縮継目は設けない設計とする。施設規模が大きく、やむを得ず伸縮継目を設ける場合には、止水板を設けて水密性を確保するほか、不同沈下対策が必要な場合はスリップバー等を設ける。また伸縮継目がある長方形水槽の場合、側面が開放された箱状構造となりねじれが作用するため、伸縮継目

に沿って耐震壁を設ける等の対策を検討する。具体的な検討方法は「水道施設耐震工法指針・解説」を参考とする。

### (3) 配筋に関する留意点

配筋に関する主要な留意点を、「コンクリート標準示方書 設計編」より以下に示す。

- ① 隅角部では、コンクリートの打継を考慮して、鉄筋の配置を定めなければならない。
- ② 柱と梁の接合部付近では、帯鉄筋又はスターラップを密に配置しなければならない。
- ③ 鉄筋のあきは、梁部材の水平あきで 20mm 以上、粗骨材の最大径の 4/3 以上、鉄筋直径以上、柱では 40mm 以上、粗骨材の最大寸法の 4/3 以上、鉄筋直径の 1.5 倍以上とする。この値は最小の寸法であり、設計に当たっては工事現場における施工の程度を考慮して適宜この値よりも大きい値とするのがよい。
- ④ 鉄筋の段落とし部のように、軸方向に鉄筋量を急激に変化させると、十分な定着長をとった配置であっても、部材耐力が急変する断面となり破壊しやすい。鉄筋量を低減する場合は、段階的に行うのが望ましい。
- ⑤ ラーメン構造の隅各部の外側に沿う鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋直径の 10 倍以上でなければならない。
- ⑥ ハンチ・ラーメンの部材隅角部等の内側に沿って、引張鉄筋を曲げておくと、引張鉄筋に応力が働いた時に、引張鉄筋が直線になろうとして、コンクリートがはげ落ちる場合があるので、別の鉄筋を配置するのがよい。

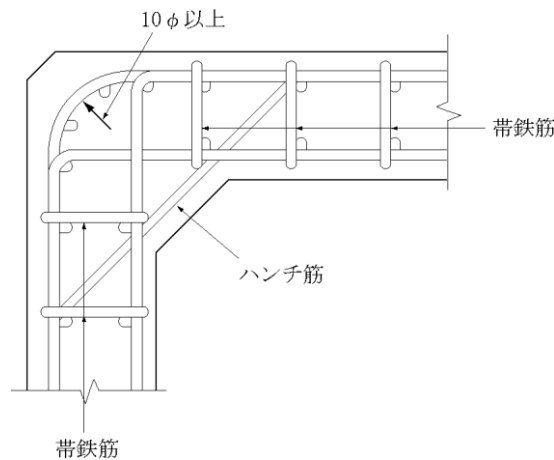


図-3.3.13 ラーメン構造のハンチ部配筋例

- ⑦ 鉄筋の継手位置は、応力の大きい断面はできるだけ避け、かつ同一断面に集めないことを原則とする。
- ⑧ コンクリートの収縮及び温度変化等による有害なひび割れを防ぐため、広い露出面を有するコンクリート表面には、露出面近くに用心鉄筋を配置しなければならない。このときの鉄筋量は、 $500\text{mm}^2/\text{m}$  以上を目安とする。
- ⑨ スラブ・壁等の開口部の周辺には応力集中その他によるひび割れに対して、補強のための鉄筋を配置しなければならない。

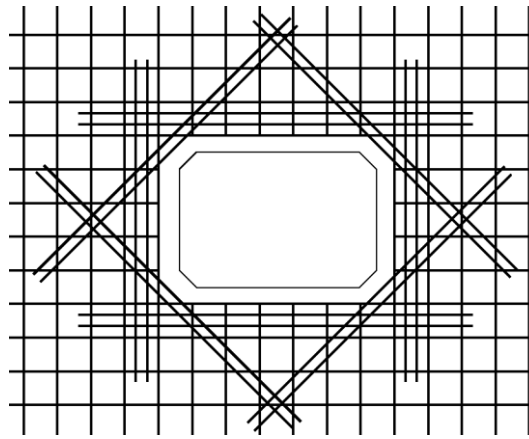


図-3.3.14 開口部の補強鉄筋配筋例

(4) 内面及び外面防水

コンクリートを侵すおそれのある塩素、硫酸アルミニウム、オゾン及びカセイソーダ等の薬品に対する防食対策と漏水を防ぐ目的から、水槽の内面コンクリート表面は樹脂塗料等によって防水工事を施すものとする。水槽の外面については、薬品に対する防食を考慮する必要は少ないが、外部からの水の侵入を防ぐ目的で、防水工事を施すものとする。

防水工法には、防食性が高いものや、コンクリート躯体のひび割れ追従性の高いものなど、多くの種類があり、水槽の内面及び外面防水の検討においては、それぞれの目的に応じた防水工法を選択するものとする。

参考表-3.3.1 主な防水工法の特徴点

種 類	メ リ ッ ト	デ メ リ ッ ト	ひびわれ 追従性	防 食 性	コ ス ト
エポキシ系	防食性が高い。	塗膜にひび割れ追従性がない。紫外線によって劣化が生じる。	△	○	○
アクリル ウレタン系	防食性が高い。紫外線に対して強い。ひび割れ追従性が高いものもある。	エポキシ系と比較してやや高価。	△	○	○
複合系	セメント系と樹脂系の複合塗膜を形成しており、ひび割れ追従性が非常に高く、同時に防食性も実現している。	使用される材料によって異なるが、一般にイニシャルコストが高い。	◎	○ <sup>注)</sup>	△
F R P 系	繊維によって補強されており、コンクリート表面にひび割れが入りにくい。防食性が非常に高い。	イニシャルコストが高い。紫外線により劣化する。	○	◎	△
ポリマー セメント系	イニシャルコストが安価。柔軟性がありひび割れ追従性に非常に優れる。	表面がざらつくため、美観に劣る。防食性にやや劣る。	◎	△	◎

注) 複合系は上塗り材や塗布方法により防食性に差があるので注意が必要である。



内面防水は、防食性と防水性（ひび割れ追従性）を備えた工法が望ましく、エポキシ系、あるいは複合系塗膜防水工法が多く採用されている。内面防水の選択に当たっては、維持管理者の管理実態及び管理計画に対する適合性にも配慮する。工事材料の安全性については、日本水道協会（JWWA）規格品であるか、又は公正な第三者機関によって「水道施設の技術的基準を定める省令」に定められた浸出試験への適合を認証されているかどうかを確認することが必要である。

一方外面防水については、浄水に触れないため浸出試験に適合する必要はなく、防食性も重視されない場合が多い。参考として、主な防水工法の特徴点を参考表-3.3.1に示す。

防水工事の範囲は、内面防水では頂版下面を含めた水槽内全面とすることが望ましい。また外面防水は、建屋と一体構造となる場合には地盤高より高い位置で施工上の区分となる高さ（1階床位置の打継面とすることが多い）まで、頂版上面が露出しているか又は頂版が覆土下に位置する場合には、壁の外面と頂版上面の全体に施すものとする。

#### (5) 配管や弁類の固定

池内に設ける配管および諸設備は、地震時に破損や離脱することがないように、構造物に堅固な材料で取り付ける。架台をコンクリートで設ける場合には有筋を原則とし、構造物の鉄筋と定着させるとよい。流入管や送水ポンプ 2 次側管路等で管内水圧が高い場合は不平均力についても考慮する。また、構造物の伸縮目地部分や構造物を横断することはできるだけ避けることが望ましい。配管はできるだけ曲部が少ないなどの単純な配管形態が望ましい。また、構造物埋め込み管と地中埋設管の接続部には、十分な変位を吸収できる伸縮可撓管を設ける。【水道耐震Ⅱ p.191】

付属弁類は、構造物と独立して設置した場合、その地震時挙動の違いにより取り合い部において地震被害が生じる事例が多く見られる。そのため、できるだけ構造物と一体の版上に設置するとよい。構造物に付属する弁類は、地震時に構造物と一体の動きをするように、構造物の底版上または底版と一体とした基礎の上に設けるとよい。なお構造物の壁体を貫通する配管材の抜け出しを防止するためスティフナー付き管の設置は有効であるが、管を固定するため周辺の鉄筋と溶接するのは、マクロセル腐食防止の観点から避けることが重要である。

図-3.3.15 に構造物に付属する弁および配管の設置例を示す。

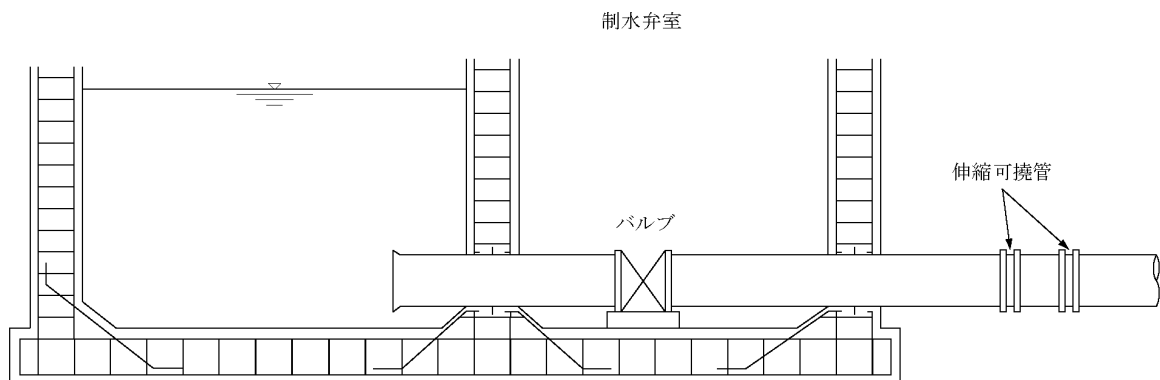


図-3.3.15 構造物に付属する弁および配管の設置例

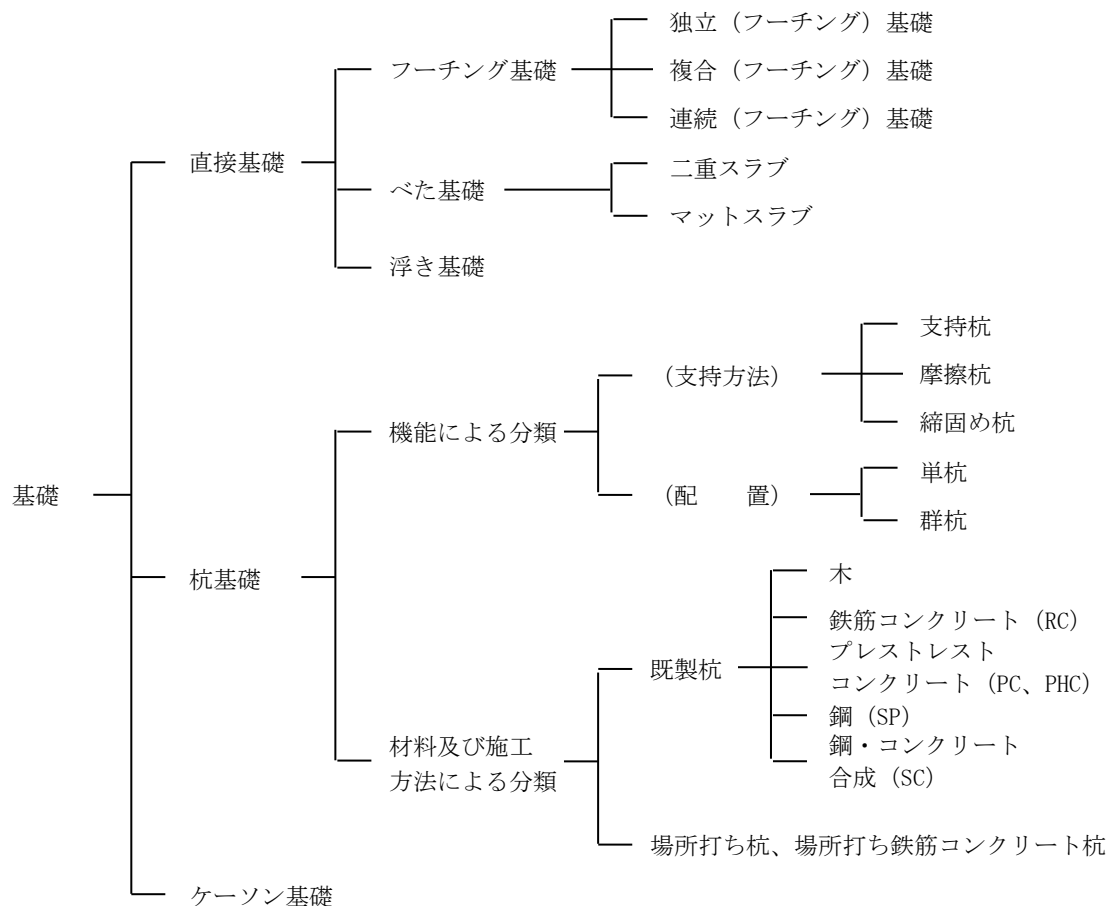
### 3.4 基礎の設計

地下水槽施設の基礎の設計は、上部構造の形状、規模、構造、剛性等を考慮して、上部構造を安全に支持し、有害な沈下等を生じないものとする。

また、基礎は良質な地盤に支持させることを原則とし、不同沈下を防ぐため異種基礎の併用はできるだけ避けるものとする。

#### 3.4.1 基礎工の形式

地下水槽施設に適合する基礎形式を分類すると、次のとおりである。



基礎工は地盤の予備調査が終わった段階で下記項目等を考慮の上、その形式を選択する。

- ① 地盤条件（掘削地盤の状態、支持地盤の傾斜・深さ等）
- ② 上部構造の特性
- ③ 環境条件（騒音、振動及び施工場所等）
- ④ 基礎の工期と経済性
- ⑤ その他

なお、一般的には支持地盤までの深さが2m程度までは直接基礎、5m以上では杭基礎とすることが多い。

基礎形式の選定は、表-3.4.1を参考に行うものとするが、上部構造及び地盤の条件に対して最適な基礎形式を選定することは容易なことではなく、多分に設計者の豊富な経験と冷静な判断が要求される。

表-3.4.1 主な基礎形式の選定表

選定条件		基礎形式		直 接 基 礎	杭基礎												深礎基礎		ケーソン基礎		鋼管 矢板 基礎 (打込み 工法)	地 中 連 壁 基礎					
					打込み杭工法			中掘り杭工法						鋼管 ソール セメント 杭工法	プレ ボーリン グ杭工法	場所打ち杭工法			回 転 杭 工 法	組 杭 深 礎 礎			柱 状 体 深 礎 礎	ニ ュー マ チ ツ ク	オ ー プ ン		
					P H C 杭 ・ S C 杭	鋼管杭		PHC・SC杭		鋼管杭		オ ール ケー シン グ 工 法	リ バ ー ス 工 法			ア ー ス ド リ ル 工 法											
						打 撃 工 法	パイ プロ ハン マ 工 法	最 終 打 撃 方 式	噴 出 攪 拌 方 式	コン クリ ート 打 設 方 式	最 終 打 撃 方 式			噴 出 攪 拌 方 式	コン クリ ート 打 設 方 式												
地 盤 条 件	支持層までの状態	表層近傍又は中間層に極軟弱層がある			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
		中間層に極硬い層がある			△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	×	○	○	○	○	○	△	△	○	
		中間層に礫がある	礫径 5cm以下			△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			礫径 5~10cm			△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	×	○	○	○	○	○	○	○	△	△
			礫径 10~50cm			×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×	○	○	○	△	×	△	△
	液状化する地盤がある			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	支持層の深度	5m未満			○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○		×	×	×	×		
		5~15m			△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	△	△	
		15~25m			×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
		25~40m			×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	△	○	○	○	○	○	
		40~60m			×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	○	△	○	×	○	×	×	△	○	○	○	○	
		60m以上			×	×	△	△	×	×	×	×	×	△	△	×	△	×	○	×	×	×	△	△	△	△	
		支持層の土質	砂・砂礫 (30≦N)			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	粘性土 (20≦N)			○	○	○	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△	○	○	△	△	○	○			
	軟岩・土丹			○	×	○	△	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△	○	○	○	○	○			
	硬岩			○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	△	△	×	○	○	△	×	×	△			
	傾斜が大きい、層面の凹凸が激しい等、支持層の位置が同一深度では無い可能性が高い			△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	△	×	○	○		
	地下水の状態	地下水位が地表に近い			△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	○	△	△	○	○	○	△		
		湧水量が極めて多い			△	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	○	×	×	○	○	○	○	△		
		地表より2m以上の被圧地下水			×	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	△	△	○	×		
		地下水流速 3m/min以上			×	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	○	×	×	○	△	○	×		
支持形式	支持杭			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
	摩擦杭			○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	○	○	○	×	○	○	○	○	○	○			
施工条件	水上施工	水深 5m未満			△	○	○	○	△	△	△	△	△	×	×	×	×	○			△	△	○	×			
		水深 5m以上			×	△	○	○	△	△	△	△	△	×	×	×	×	○			△	△	○	×			
	作業空間が狭い			○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	△	×	△	△			
	斜杭の施工			○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×									
	有害ガスの影響			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	○	○	○	○			
周辺環境	振動・騒音対策			○	×	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○			
	隣接構造物に対する影響			○	×	△	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	○			

注) ○：適合性が高い △：適合性がある ×：適合性が低い  
 \*道路橋示方書・同解説 (I・IV) H24 (社) 日本道路協会

### 3.4.2 直接基礎の設計

直接基礎は、支持形態から見て荷重が基礎版から直接支持地盤に伝えられるものであり、底面の接地圧は許容支持力に対して安全であり、かつ沈下によって上部構造に障害を与えないものとする必要がある。底面に水平力が作用する時には滑動に対する安全性の検討も行う。

#### (1) 地盤の許容支持力

地盤の許容支持力は、平板載荷試験を行い決定する方法、土質試験結果を用いて決定する方法等があるが、基礎の設計に当たっては土質試験結果を用いて算定する。

##### ① 許容支持力計算式

地盤の許容支持力度は、次の各式により算定する。

$$q_u = (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$
$$q_a = \frac{1}{n} \cdot q_u$$

ここに、

$q_a$  : 地盤の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$n$  : 安全率 (常時は  $n=3$ 、レベル 1 地震時は  $n=1.5$  とする)

$q_u$  : 地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$C$  : 支持地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  : 支持地盤の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_2$  : 根入れ部分の土の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ 、 $\beta$  : 基礎の形状係数 (表-3.4.2 参照)

$N_c$ 、 $N_\gamma$ 、 $N_q$  : 支持力係数で、内部摩擦角  $\phi$  の関数 (表-3.4.3 及び図-3.4.1 参照)

$D_f$  : 基礎に近接した最低地盤面から基礎底面までの深さ (m)

隣接地で掘削の行われるおそれのある場合には、その影響を考慮しておくことが望ましい。

$i_c$ 、 $i_\gamma$ 、 $i_q$  : 荷重傾斜に対する補正係数 (次項参照)

$B$  : 基礎幅 (m)

短辺幅とする。荷重の偏心がある場合には、有効幅  $B_e$  (次項参照) を用いる。円形の場合は直径とする。

$\eta$  : 基礎の寸法による補正係数 (次項参照)

粘着力  $C$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、直接せん断試験あるいは三軸圧縮試験によって定めるべきものであるが、砂地盤に対しては乱さない試料の採取が困難であり、 $C=0$  と仮定し、 $N$  値から  $\phi$  を推定する  $\phi = \sqrt{20N} + 15^\circ$  (大崎の式) を適用してよい。また、粘土地盤に対しては簡単な一軸圧縮試験を行い、 $C = q_u/2$  式を用いてもよい。 $q_u$  は一軸圧縮強さであり、この場合  $\phi = 0^\circ$  と仮定する。

表-3.4.2 形状係数

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
$\alpha$	1.0	1.2	$1.0 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2
$\beta$	0.5	0.3	$0.5 - 0.2 \frac{B}{L}$	0.3

表-3.4.3 支持力係数

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0°	5.1	1.0	0.0
5°	6.5	1.6	0.1
10°	8.3	2.5	0.4
15°	11.0	3.9	1.1
20°	14.8	6.4	2.9
25°	20.7	10.7	6.8
28°	25.8	14.7	11.2
30°	30.1	18.4	15.7
32°	35.5	23.2	22.0
34°	42.2	29.4	31.1
36°	50.6	37.8	44.4
38°	61.4	48.9	64.1
40° 以上	75.3	64.2	93.7

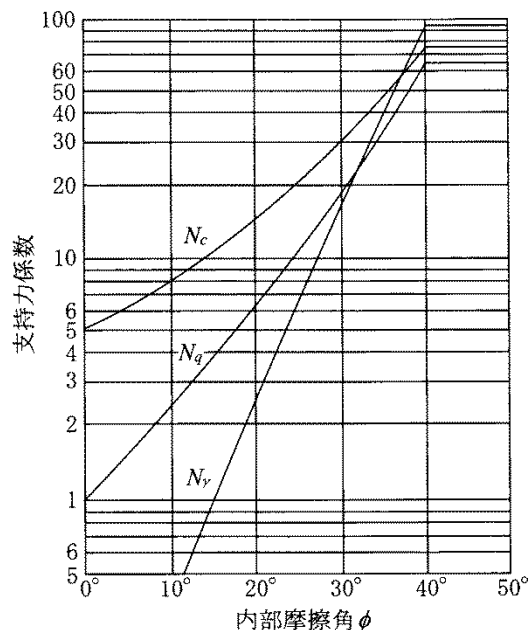


図-3.4.1 設計用支持力係数

② 荷重の傾斜・偏心に対する補正

荷重に傾斜・偏心があると、一般に地盤の支持力は減少する。

基礎荷重が傾斜を有する場合は、近似的に次式による補正係数を乗じて、許容支持力度を求める。

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$$

$$i_\gamma = (i - \theta/\phi)^2 \quad (\text{ただし、} \theta > \phi \text{ の場合には } i_\gamma = 0)$$

ここに、

$\phi$  : 土の内部摩擦角 (°)

$\theta$  : 荷重の傾斜角 (°)

$\tan \theta = H/V$ 、かつ  $\tan \theta \leq \mu$  (基礎底面の摩擦係数)

$H$  : 水平荷重 (kN)

$V$  : 鉛直荷重 (kN)

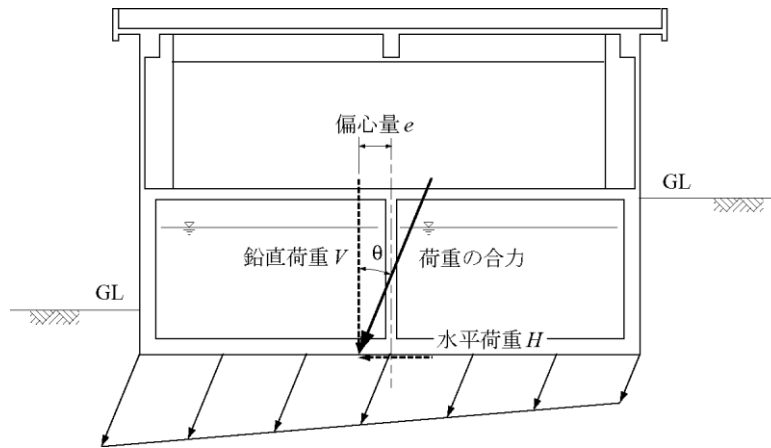


図-3.4.2 荷重の傾斜による補正

荷重が基礎底面の図心から偏心している場合は、偏心量  $e$  によって基礎幅を低減して有効載荷幅  $B_e$  を求める。

$$B_e = B - 2e$$

ここに、

$B$  : 基礎幅 (m)

$B_e$  : 基礎の有効載荷幅 (m)

$e$  : 偏心量 ( $=M/V$ ) (m)

$M$  : 荷重による基礎図心位置におけるモーメント ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )

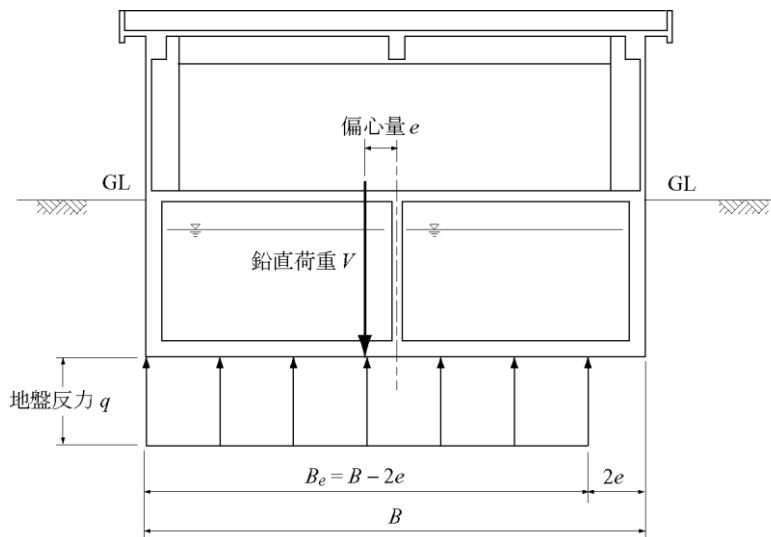


図-3.4.3 荷重の偏心による補正

### ③ 基礎の寸法による補正

砂地盤の支持力係数  $N_f$  の値は基礎幅が大きくなると低下する性質がある。このため、傾斜・偏心を伴わない荷重条件に対して、地震時及び限界終局状態の検討を行う場合には、基礎の寸法効果を考慮することとする。補正係数  $\eta$  は、次式により算定する。

$$\eta = (B/B_0)^{-1/3}$$

ここに、

$B$  : 基礎幅 (m)

$B_0$  : 基礎の基準幅で、1m とする

## (2) 沈下量

構造物の基礎は、上載荷重によって破壊を起こさないとともに、地盤が過大な変形をおこし、構造物及び機械設備が有害な不同沈下を生じないようにする必要がある。そのためには基礎の沈下量等を算定し、その値が過大であれば沈下に対する対策を図る等、適切に設計する。

基礎の沈下には①圧密沈下、②即時沈下があり、それぞれの具体的な沈下量算定方法及び許容沈下量については「土地改良事業計画設計基準・設計「ポンプ場」」によるものとする。

沈下に対する対策としては、次のようなものがある。

- ① 建物を軽量化し、沈下量の軽減を図る。
- ② 建物の長さを短くする。建物が長いと剛性が相対的に小さくなり、また建物荷重による地中応力が深部にまで及び沈下を起こす。
- ③ 建物の水平部材の剛性を高め不同沈下を軽減する。
- ④ 適当な場所を選びエキスパンションジョイントを設け構造物の障害を避ける。
- ⑤ 建物の重量配分を考える。長い建物では中央部が荷重が大きく、沈下しやすいので、中央部を軽くし、端部を重くすれば沈下量を平均化することができる。
- ⑥ 基礎形式を変更する。杭基礎とし、良質地盤に支持させる。
- ⑦ 地下室を設け建物の有効重量を減少させ、沈下量の軽減を図る。
- ⑧ 地盤を改良する。

## (3) 基礎底版の構造設計用地盤反力

基礎底版の弾性変形量は設計上無視できるため、直接基礎形式の構造設計に用いる地盤反力度は、底版を剛体として荷重を底面地盤のみで支持させるものとした次式によって算出してよい。

- ① 荷重の作用位置が底面の核内にある場合 (台形分布  $e < \frac{B}{6}$ )

$$q_{\max}, q_{\min} = \frac{V}{L \cdot B} \cdot \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

ここに、

$V$  : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

$e$  : 荷重の偏心距離 (m)

$q_{\max}$  : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_{\min}$  : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$B$  : 基礎幅 (m)

$L$  : 基礎の奥行き (m)

② 荷重の作用位置が底面の核外にある場合 (台形分布  $e \geq \frac{B}{6}$ )

$$q_{\max} = \frac{2V}{L \cdot x}$$

ここに、

$V$  : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

$x$  : 底面反力の作用幅 (m)  $x = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$

$e$  : 荷重の偏心距離 (m)

$q_{\max}$  : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$B$  : 基礎幅 (m)

$L$  : 基礎の奥行き (m)

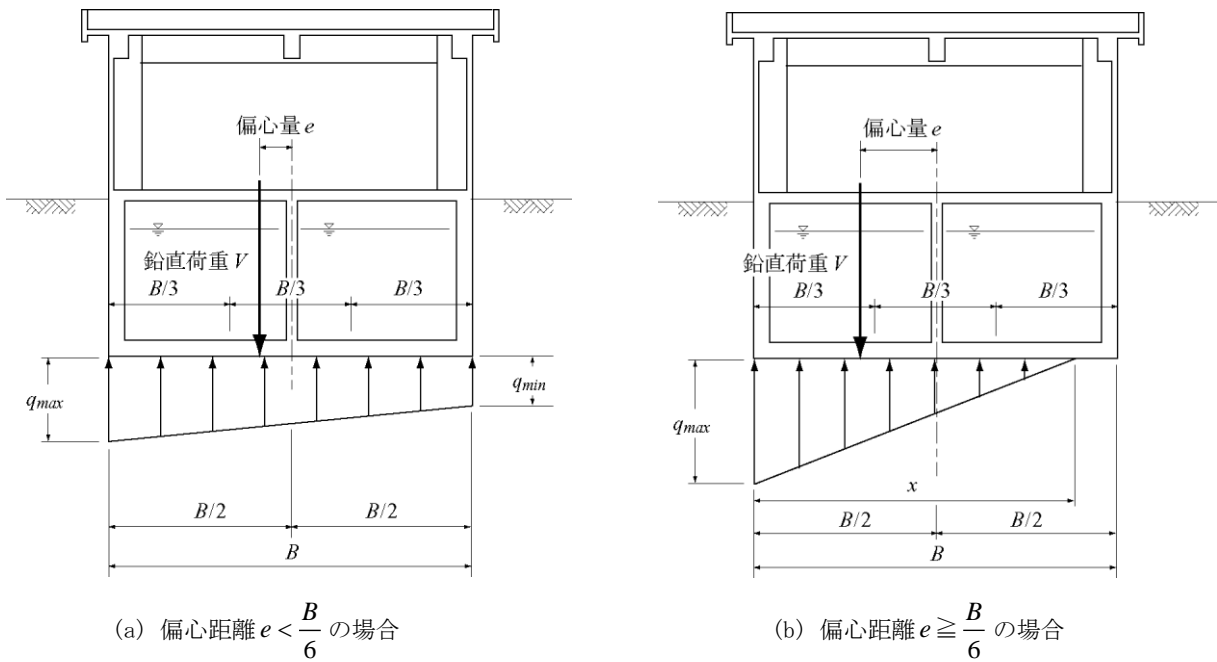


図-3.4.4 荷重の偏心による地盤反力度



### 3.4.3 杭基礎の設計

杭基礎は、鉛直力、水平力及び引抜き力等に対し、十分安全であるとともに、施工、環境条件にも適合する必要がある。

#### (1) 設計の基本

地下水槽施設と建屋が分離構造となっている場合、地下水槽施設の基礎については本節の規定を適用し、建屋の杭基礎については建築基準を適用するものとする。地下水槽施設と建屋が一体構造となる場合、原則として建築基準により設計を行うものとする。

基礎形式が杭基礎の場合、構造設計において杭反力の影響を考慮する必要がある。地下水槽施設では、杭反力を底版に作用する集中荷重として構造解析を行うことを標準とする。なお、杭の中心間隔は、原則として杭径の2.5倍以上とする。杭径の10倍程度を超える場合、又は底版等の剛性が小さい場合には底版の変形が無視できないため、縦断（長辺）方向の検討が必要となる。

構造設計に用いる杭反力は、以下のとおり算定する。

##### ① 検討断面が一様な場合

長辺方向に一様な断面となる場合には、長辺長（伸縮継目がある場合にはそのスパン長）の各列ごとの杭作用荷重の総和を長辺長（同上）で除した値を杭反力（長辺方向に均等な線荷重）としてよい。

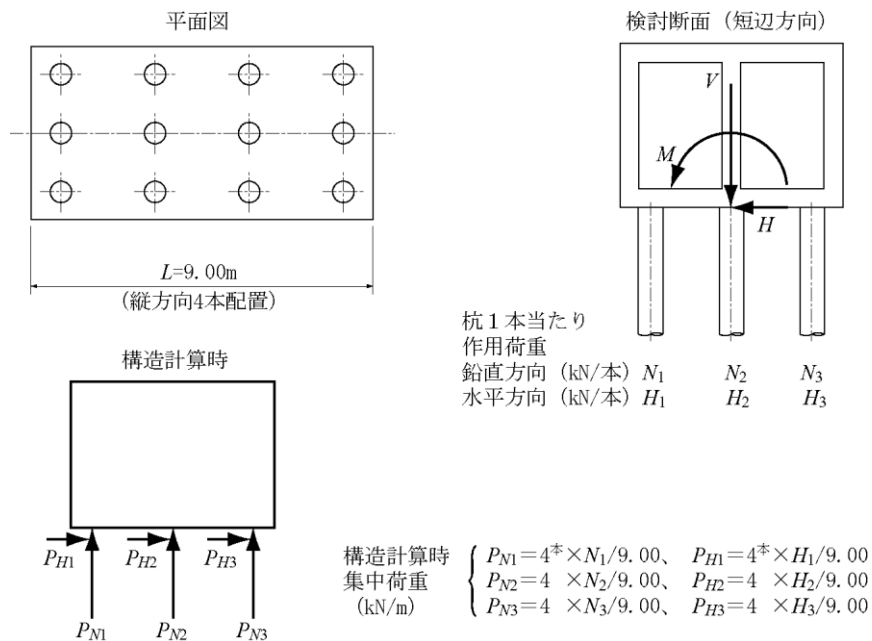
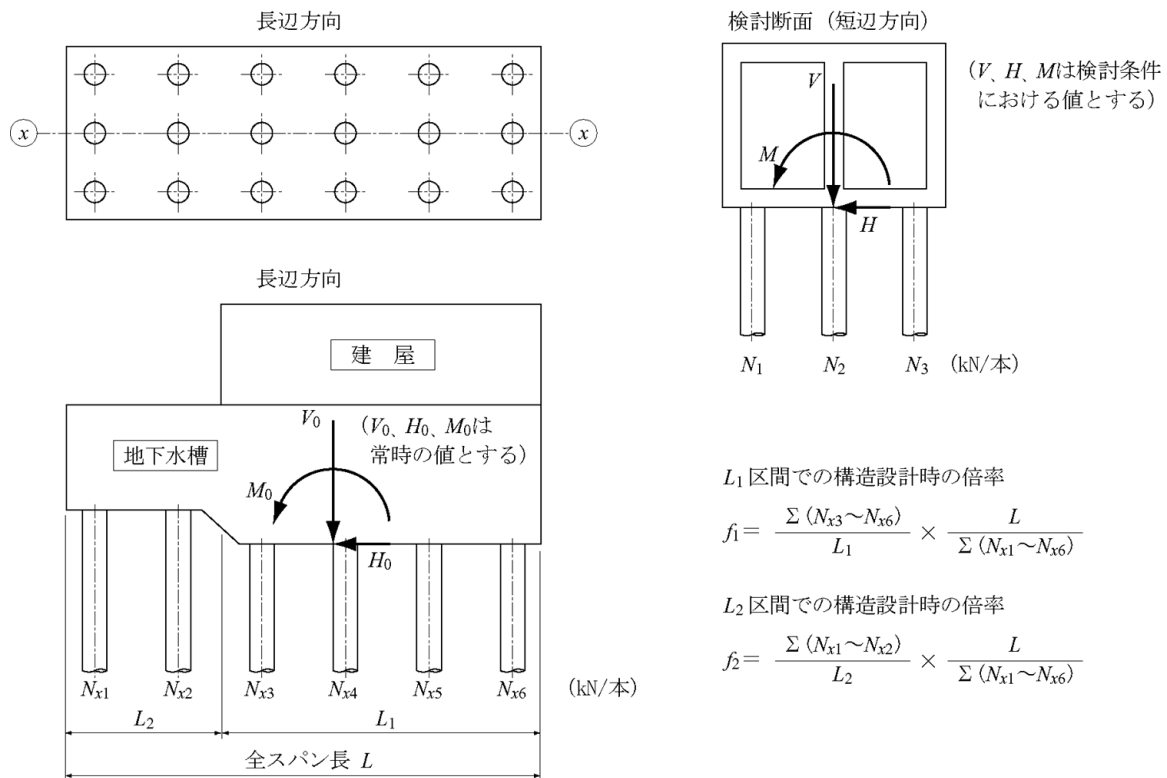


図-3.4.5 長辺方向に一様な断面の杭反力算定方法

##### ② 検討断面が一様でない場合

地下水槽の一部に建屋を設置したり、地下水槽の高さを長辺方向に変化させたりする場合、自重、建屋荷重及び施設荷重等、長辺方向の鉛直荷重合力の図心と杭群の図心との離隔が大きくなり、長辺方向の杭作用荷重が前後で大きく異なる場合がある。この場合の杭反力は、地下水槽全体の短辺方向及び長辺方向の安定計算により得られた杭反力とすることが原則である。ただし、地下水槽施設の検討断面（短辺方向）の杭反力は、①と同様にして算出

した長辺長全体の平均値を、建屋部分とその他の部分に区分するなどし、長辺方向の安定計算により算出された杭作用荷重をもとに各区分の平均反力強度の比によって増減した値としてよい。



注) 構造設計時反力は、検査断面方向において全スパンの平均反力 (kN/m) を算出し、検査区間ごとに、 $f_1$  または  $f_2$  の倍率を乗じた反力を用いる。

図-3.4.6 長辺方向に一様でない断面の杭反力算定方法

## (2) 杭基礎の設計方針

地下水槽施設の杭基礎の設計は、各荷重の組合せごとに常時・地震時の安定計算 (滑動、転倒) によって計算される水平力 H、鉛直力 V、モーメント M によって検討する。

杭基礎の設計方針は、次のとおりとする。

- ① 杭基礎には地盤条件、上部構造の特性、環境条件及び施工条件を考慮し、その種類を選定する。
- ② 杭基礎に作用する荷重は杭の許容耐力以下とする。
- ③ 杭基礎の鉛直方向許容支持力は、杭の支持力のみによると考え、基礎底面の地盤の支持力を杭の支持力に加えない。
- ④ 偏心力、水平力、引抜き力等を受ける基礎杭は、地盤の抵抗力、並びに杭材に発生する応力について安全性を検討する必要がある。また、施工上考えられる衝撃力に対しても、杭材の安全性を検討する必要がある。
- ⑤ 地震時に液状化のおそれのある地盤については、この影響を考慮して杭基礎の耐震設計を行う必要がある。
- ⑥ 一体構造物の杭基礎設計に当たっては、支持杭と摩擦杭の併用、摩擦杭でも長さの極端に異なる杭の同時使用は、有害な不同沈下を発生するおそれがあるので注意を要する。

- ⑦ 杭基礎の許容変位量は、各杭基礎間で変位量が大きく異なり、構造物に支障を及ぼす場合や機械設備などの機能を保持する必要がある場合においては、それぞれ設計者が制限値を定めることとする。一般的な地下水槽施設における杭頭許容変位量は、常時、地震時（レベル1）とも50mmを目安とする。

(3) 杭の許容支持力

地下水槽施設を対象として、「道路橋示方書・同解説IV下部構造偏」（日本道路協会）に基づいた杭の許容支持力算定法を解説する。なお、建築構造物（建屋）の杭の許容支持力算定方法については、別途「建築基礎構造設計指針」（日本建築学会）を参考に設計する。

① 杭の軸方向許容押し込み支持力

i) 許容押し込み支持力の計算方法

1本の杭の軸方向押し込み力に対する許容支持力は、杭の自重を考慮する場合には次式により計算する。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot (R_u - W_s) + W_s - W$$

ここに、

$R_a$  : 杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力 (kN)

$n$  : 安全率 (表-3.4.4 参照)

表-3.4.4 安全率

	支持杭	摩擦杭
常時	3.0	4.0
地震時 (レベル1)	2.0	3.0

$\gamma$  : 安全率の補正係数 (支持力推定式:  $\gamma = 1.0$ 、鉛直載荷試験:  $\gamma = 1.2$ )

$R_u$  : 地盤から決まる極限支持力 (kN)

$W_s$  : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)

$W$  : 杭及び杭内部の土砂の有効重量 (kN)

打込み杭のように自重が小さく考慮しない場合は、次式により計算する。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot R_u$$

地盤から決まる杭の極限支持力  $R_u$  は、適切な地盤調査を行ったうえで支持力推定式によるか、あるいは載荷試験を行って求める。以下に、支持力推定式による場合の極限支持力  $R_u$  の推定方法を示す。

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum \ell_i \cdot f_i$$

ここに、

$R_u$  : 地盤から決まる極限支持力 (kN)

$A$  : 杭先端面積 ( $m^2$ )

$q_d$  : 杭先端で支持する単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$U$  : 杭の周長 (m)

$l_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

$f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

摩擦杭の場合は、原則として杭先端の支持力は考慮しないものとする。

また、摩擦杭の場合には支持杭よりも大きな安全率を適用している (表-3.4.4) が、以下の条件に適合する摩擦杭は支持杭と同等の安全性を有するものとみなされるため、支持杭の安全率を適用してよいものとする。

- ① 著しい地盤沈下が、現在進行中でなく、また将来とも予想されないこと。
- ② 杭長が杭径の 25 倍 (杭径 1m 以上の杭については 25m) 程度以上あること。
- ③ 粘性系地盤においては、杭全長の 1/3 以上が過圧密地盤に根入れされていること。

ii) 杭先端の極限支持力度  $q_d$

$q_d$  は、杭の種類によって以下のとおりである。

a. 打込み杭の場合

打込み杭の場合、杭先端の極限支持力度  $q_d$  は図-3.4.7 による。杭先端地盤の設計 N 値及び支持層への換算根入れ深さは、図-3.4.8 により求める。なお、図-3.4.8 は、杭先端地盤が礫・砂・粘性土地盤に適用されるもので、岩・軟岩の場合は対象外である。また杭先端の設計 N 値は、支持力算定上 40 を上限とする。

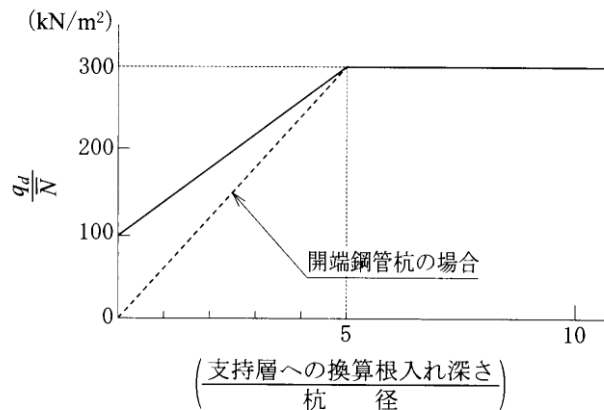


図-3.4.7 杭先端の極限支持力度  $q_d$  の算定図

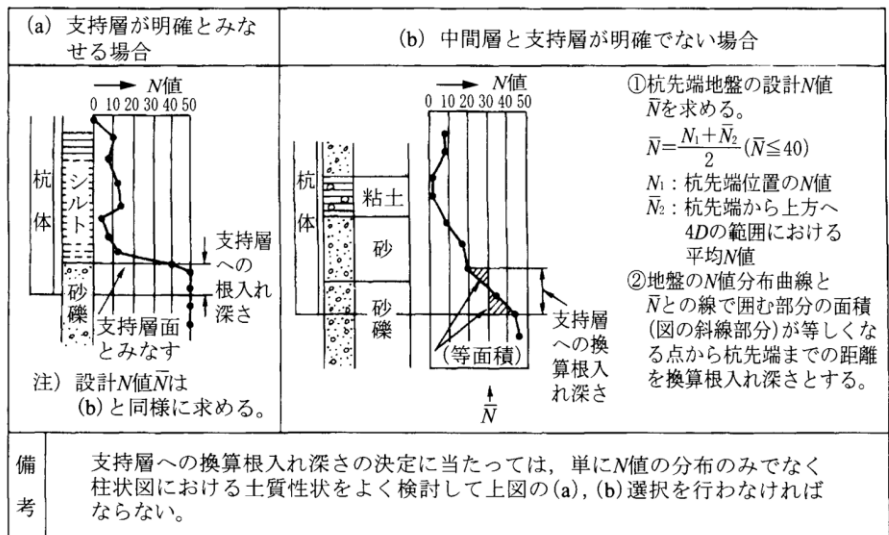


図-3.4.8 支持層への換算根入れ深さの決定法

b. 場所打ち杭の場合

場所打ち杭の場合における杭先端の極限支持力度  $q_d$  は、表-3.4.5 に示す値とする。ただし本表を適用する場合には、以下の点について十分留意する。

- ・杭先端は良好な地盤中に、杭径程度貫入されている。
- ・杭の施工中はボイリングの発生に注意し、かつスライム処理を十分に行う。
- ・表中の値は機械掘削による場所打ち杭についてのみ適用されるもので、深礎杭については別途検討の必要がある。

表-3.4.5 場所打ち杭工法による杭先端の極限支持力度  $q_d$

地盤種類	杭先端の極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
砂礫層及び砂層 (N ≥ 30)	3,000
良質な砂礫層 (N ≥ 50)	5,000
硬質粘性土層	3 $q_u$

注)  $q_u$  は一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)、N は標準貫入試験の N 値

c. 中掘り杭の場合

中掘り杭については、杭材を PHC、SC 及び鋼管とし、その先端処理法に最終打撃方式、セメントミルク噴射攪拌方式 (ただし、砂質系地盤にのみ適用)、コンクリート打設方式のいずれかを採用するものとして、表-3.4.6 に示す算定法によって杭先端の極限支持力を求める。なお杭径の適用範囲は、PHC、SC 杭の場合は外径 450~800mm、鋼管杭の場合は外径 400~1,000mm のものが一般に使用されている。

表-3.4.6 中掘り杭工法による杭先端の極限支持力度  $q_d$

先端処理方法	杭先端の極限支持力度の算定法
最終打撃方式	打込み杭の算定法を適用する。
セメントミルク噴射攪拌方式 <sup>注1)</sup> (砂質地盤のみに適用)	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> ) $q_d = \begin{cases} 150N (\leq 7,500) & \text{砂層} \\ 200N (\leq 10,000) & \text{砂礫層} \end{cases}$ ここに、N：杭先端地盤のN値
コンクリート打設方式 <sup>注2)</sup>	場所打ち杭の極限支持力度を適用する。

注1) 支持層には杭径以上根入れさせるものとし、設計径は杭径とする。

2) コンクリート打設方法は、杭外径以上を支持層に貫入させ、杭内径の4倍以上の先端部分をコンクリートで閉塞させる方法である。

d. プレボーリング杭の場合

プレボーリング杭工法による杭先端の極限支持力度は、下表に示す値とする。

表-3.4.7 プレボーリング杭工法による杭先端の極限支持力度  $q_d$

地盤種類	杭先端の極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
砂層	150N (≤7,500)
砂礫層	200N (≤10,000)

注) Nは杭先地盤における標準貫入試験のN値

e. 鋼管ソイルセメント杭の場合

鋼管ソイルセメント杭工法による杭先端の極限支持力度は、下表に示す値とする。このとき、杭先端の面積Aはソイルセメント柱の断面積とする。

表-3.4.8 鋼管ソイルセメント杭工法による杭先端の極限支持力度  $q_d$

地盤種類	杭先端の極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
砂層	150N (≤7,500)
砂礫層	200N (≤10,000)

注) Nは杭先地盤における標準貫入試験のN値

iii) 杭周面の最大周面摩擦力度  $f_i$

杭周面に働く最大周面摩擦力度  $f_i$  は、下表による。ただし、N値が2以下の軟弱層では、粘着力をN値により推定することは信頼性が乏しいので、N値により最大周面摩擦力を推定してはならない。しかしながら、N値は小さくとも粘着力Cが大きく、周面摩擦力が期待できる場合もあるので、別途土質試験により粘着力を求め、これにより最大周面摩擦力を推定してよい。

表-3.4.9 最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

施工方法	地盤の種類	
	砂 質 土	粘 性 土
打込み杭工法 (打撃工法、パイプロハンマ工法)	2N (≦100)	C 又は 10N (≦150)
場所打ち杭工法	5N (≦200)	C 又は 10N (≦150)
中掘り工法	2N (≦100)	0.8C 又は 8N (≦100)
プレボーリング工法	5N (≦150)	C 又は 10N (≦100)
鋼管ソイルセメント工法	10N (≦200)	C 又は 10N (≦200)
回転杭工法	3N (≦150)	C 又は 10N (≦100)

注) C は地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)、N は標準貫入試験の N 値

② 杭の軸方向許容引抜き力

1本の杭の軸方向許容引抜き力は、次式により算出する。

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u + W$$

ここに、

$P_a$  : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き力 (kN)

$n$  : 安全率 (表-3.4.10 参照)

表-3.4.10 安全率

常 時	地震時 (レベル 1)
6	3

$P_u$  : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN)

$W$  : 杭の有効重量 (kN)

地盤から決まる杭の極限引抜き力  $P_u$  は、地盤調査結果に基づいて推定した各層の最大周面摩擦力の和として計算するか、あるいは引抜き試験を行って求める。

③ 負の周面摩擦

圧密沈下を生じるおそれのある地盤中に杭を打設する場合は、杭体の損傷を防ぎ、構造物の機能を確保するために、杭の鉛直支持力、杭体応力度及び杭頭沈下量について、負の周面摩擦による影響を考慮して検討を行う必要がある。

なお、負の周面摩擦の検討に用いる荷重は死荷重とし、地震時には負の周面摩擦を考慮する必要はない。

a. 中立点の位置

負の周面摩擦が作用する部分としては、中立点より上を考えればよい。特にデータがない場合は、中立点の位置は、圧密層の下端と仮定してよい。

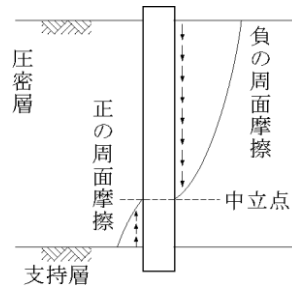


図-3.4.9 中立点の位置

b. 鉛直支持力の検討

負の周面摩擦力を考慮した許容支持力は、次式により求める。

$$R_a' = \frac{1}{1.5} \cdot (R_u' - W_s') + W_s' - (R_{nf} + W)$$

ここに、

$R_a'$  : 負の周面摩擦力を考慮した許容支持力 (kN)

$R_u'$  : 中立点より下にある地盤による杭の極限支持力 (kN)。すなわち、中立点の下層から杭先端までの最大周面摩擦力と杭先端の極限支持力(摩擦杭の場合は無視)の和である。

$R_{nf}$  : 負の周面摩擦力 (kN)。すなわち、中立点より上にある層の最大周面摩擦力の和。最大周面摩擦力は表-3.4.9に準じて計算するが、この場合は $N \leq 2$ の軟弱層であっても無視してはならない。

$W_s'$  : 中立点より下方の杭で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)

$W$  : 杭及び杭内部の土砂の有効重量 (kN)

c. 杭体応力度の検討

負の周面摩擦力により生じる杭体応力度の安全性は、次式により照査する。

$$1.2 \cdot (P_0 + R_{nf} + W') \leq \sigma_y \cdot A_p$$

ここに、

$P_0$  : 杭頭に加えられた死荷重による杭頭荷重 (kN)

$R_{nf}$  : 負の周面摩擦力 (kN)

$W'$  : 中立点より上方の部分の杭の有効重量 (kN)

$\sigma_y$  : 杭材料の降伏応力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_p$  : 照査断面での杭の純断面積 (m<sup>2</sup>)

杭材料の降伏応力度は、次のとおりとしてよい。

鋼管杭 :  $\sigma_y = 235 \text{N/mm}^2$  (235,000kN/m<sup>2</sup>) (SKK400)

既製コンクリート杭 : 設計基準強度を 1.3 で除した値

:  $\sigma_y = 30 \text{N/mm}^2$  (30,000kN/m<sup>2</sup>) (RC 杭)

:  $\sigma_y = 61 \text{N/mm}^2$  (61,000kN/m<sup>2</sup>) (PHC 杭)



#### (4) 杭体の設計

土圧、地震力等による水平力を受ける杭は、杭材に生ずる応力が杭材の許容値を越えないようにし、地盤の破壊に対しても安全であること、また変位が上部構造に有害な影響を及ぼさないかについて検討する必要がある。

杭に与えられる土圧及び地震力に対する安全性及び変位量等の検討は、「土地改良事業計画設計基準・設計「ポンプ場」15.3 杭基礎の設計」に準じて行うものとする。

#### (5) 杭頭の設計

##### ① 杭頭の設計方法

地下水槽施設における杭頭接合方法は、ピン結合による方法と剛結合による方法があり、次に示すような場合については剛結合による方法とする。

(i) 杭に引抜き力が作用する場合

(ii) 水平変位量を小さくしたい場合

(iii) 以下のような特殊地盤の場合

- ・ 地表面及び支持層の傾斜が著しい地盤
- ・ 負の周面摩擦力が生じる地盤
- ・ 摩擦杭としなければならない地盤
- ・ 側方移動が生ずる地盤

(iv) レベル2地震動に対する耐震設計を必要とする場合。(レベル2地震動については「3.3.3 耐震設計」を参照)

大地震では、上下方向の地震波動にも留意する必要があることから、上記(i)～(iv)の条件にかかわらず、剛結合による方法とする。

##### ② 杭頭の結合方法

杭頭の結合及び杭体の設計は、杭頭の接合方法によって、以下のとおり行うものとする。

###### a. ピン結合

ピン結合は、剛結合に比べ杭体に発生する曲げモーメントが小さく、経済的に有利である。また、底版の剛性が小さい場合でも杭頭モーメントを底版に反映させる必要がないという利点がある。

ピン結合の杭体の設計は、杭体をヒンジモデルとして解析した杭体応力によって照査を行ってよいものとする。なお、杭頭は完全なヒンジとはならないため、杭頭部は地中部最大曲げモーメントにより杭体応力を照査するとともに、底版コンクリートの押し抜きせん断と垂直及び水平支圧応力についての照査も行う。

ピン結合は、原則として杭頭にモーメントが生じてはならない。したがって、杭頭部分に水平力が作用した場合にも、底版コンクリートによって杭頭が拘束されないことが条件となる。ピン結合の標準的な杭頭処理方法を以下に示す。

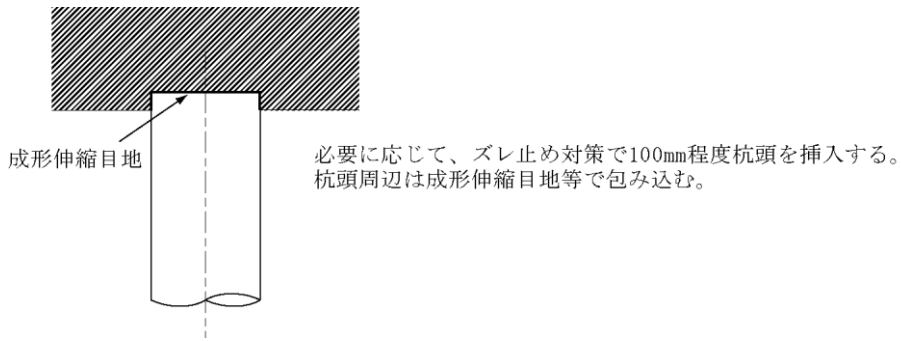


図-3.4.10 ピン結合の標準的な杭頭処理方法

(i) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の場合

杭体内のずれ止めは、表-3.4.11 に示す肉厚で2段取り付けるものを標準とする。ずれ止めの幅は肉厚の2倍以上とする。なお、ずれ止めの現場溶接はその施工性を考慮して、ずれ止め上面の全周すみ肉溶接とする。

表-3.4.11 杭体内のずれ止めの肉厚

杭 径 (mm)	ずれ止め厚さ (mm)
800 未満	9
800 以上~1,200 未満	12
1,200 以上~1,500 未満	16

杭頭部は必要に応じ底版内に 100mm 程度埋込み、中空部は杭頭面より杭径+100mm 以上の深さの中詰コンクリートで補強する。

杭頭部を底版内に埋め込む場合は、杭が底版コンクリートに拘束されないよう成型伸縮目地（エラストイト）等で杭頭部を包み込む。

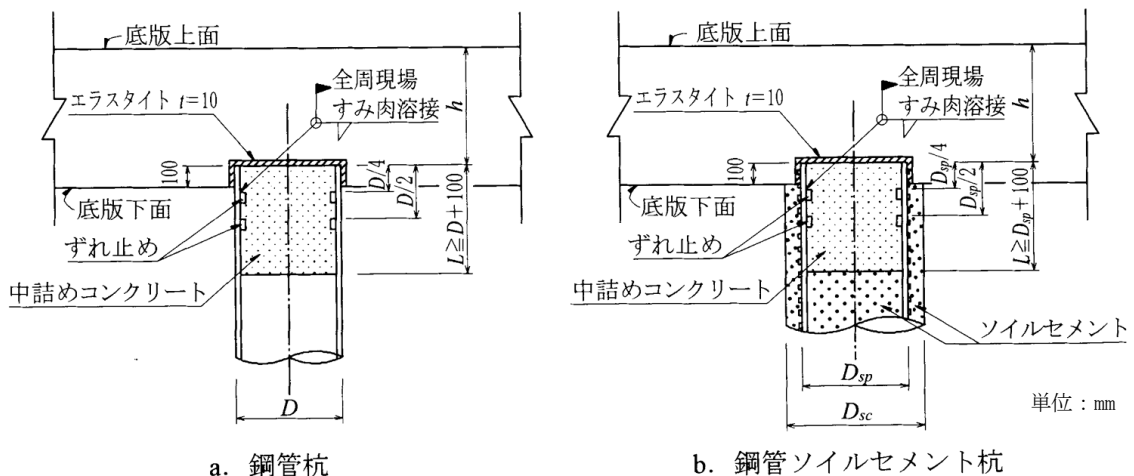


図-3.4.11 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の杭頭処理（ピン結合）

(ii) PHC 杭の場合

カットオフを行わない場合は、杭頭部は必要に応じ底版内に 100mm 程度埋込み、中空部は杭頭面より杭径+100mm 以上の深さの中詰コンクリートで補強する。杭頭部を

底版内に埋込む場合は、杭が底版コンクリートに拘束されないよう成型伸縮目地（エラストイト）等で杭頭部を包み込む。

杭の高止まりなどでカットオフを行う場合は、中詰補強鉄筋で杭頭部を補強する必要がある。中詰補強鉄筋は、杭頭部カットオフ面より下方に  $L_2 = 50\phi + L_0$  以上の長さを確保する（ $\phi$  は PC 鋼材の径、 $L_0$  は中詰補強鉄筋の定着長）。なお、杭頭に水平力が作用しない場合は、中詰補強鉄筋は不要とし、 $L_2 = 50\phi$  の部分は中詰コンクリートのみとしてよい。中詰補強鉄筋は、D13 以上で最小 6 本とし、150mm 以下の間隔で配置する。中詰コンクリートの深さは、杭径 + 100mm 以上とする。PC 鋼材は杭頭面で切断してよいものとする。

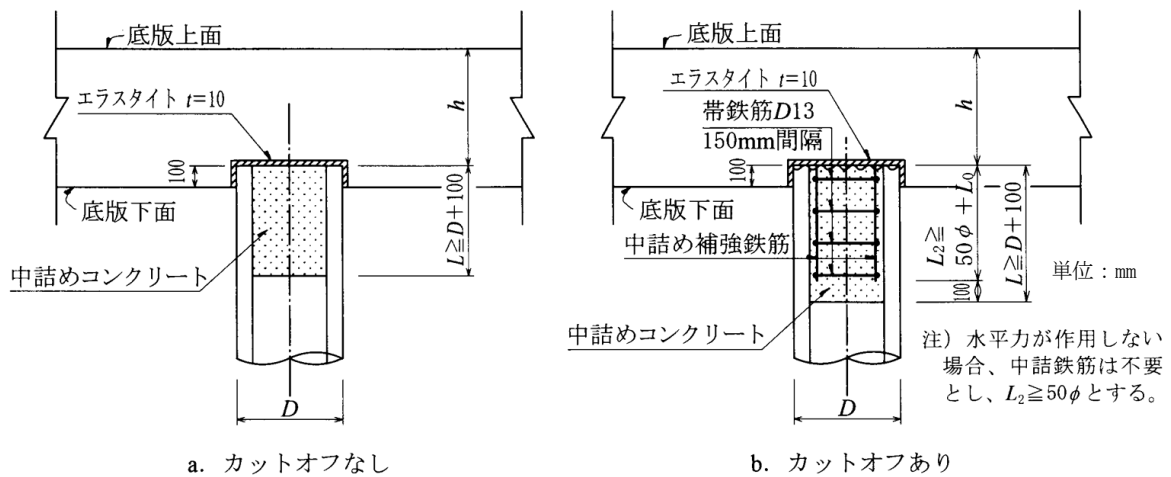


図-3.4.12 PHC 杭の杭頭処理（ピン結合）

(iii) RC 杭及び SC 杭の場合

RC 杭及び SC 杭の構造細目は、PHC 杭に準じるものとする。

b. 剛結合

剛結合の杭頭結合方法は、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」（日本道路協会）による。

地下水槽施設においては、底版に 100mm 埋込み、主として鉄筋で補強することにより杭頭拘束曲げモーメントに抵抗する方法を標準とする。なお、底版コンクリートの厚さが十分でなく、かつ剛結合としなければならない場合は、「剛結合に準じた方法」として底版コンクリート内に補強鉄筋の定着長のみ確保すればよいものとする。

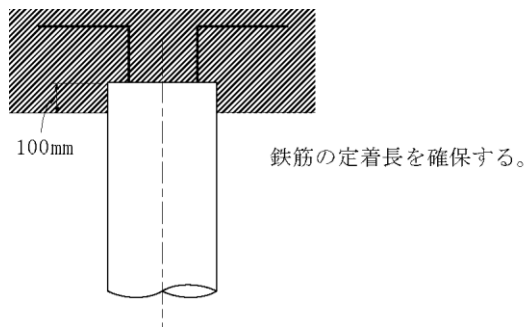


図-3.4.13 剛結合に準じた標準的な杭頭処理方法

剛結合による杭頭処理方法の細部構造については、「土地改良事業計画設計基準・設計「ポンプ場」15.3 杭基礎の設計」及び「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に準じて設計するものとする。

#### 3.4.4 地盤改良

地盤改良工法は、直接基礎、杭基礎等の基礎工の前処理として一般に用いられるが、その工法採用に当たっては、設計、施工管理に十分注意しなければならない。深層にわたって地盤改良するような場合は、その圧密・沈下時間、効果等について、特に入念な検討が必要である。地盤改良の施工中は、十分な管理試験を行い、改良後の地盤に対しては、土質試験、標準貫入試験等、地盤の条件に適した試験法により、改良を確認する必要がある。

地盤を改良する場合は、土を締固めるか、土中水を排除するかによって土の密度を高める方法と、安定剤を添加するか、注入するかによって土を固結させる方法に大別される。

これら地盤改良法はその対象とする土層の深さにおいて、一般に次のような方法がとられている。

##### (1) 浅層安定処理

一般に、乱した土に対し含水量の調節、あるいは粒土を調整した後締固めを行うか、又は安定剤を土に添加、混合した後、締固めて土の固結化を図る方法。

##### (2) 深層安定処理

一般に、乱されない原状のまま地盤を締固め、排水あるいは安定剤の注入等によって安定化を図る方法。

前者は土に安定化しうる条件をあらかじめ与えておいて安定処理を図るのに対し、後者は地盤上の在来の性質の弱点を締固めや排水によって改良を図るものである。

浅層、深層安定処理の比較を、表-3.4.12に示す。

地盤改良工法の原理と種類を表-3.4.13に、また一般に採用されている各種工法の性能、適用条件の概要を表-3.4.14に示す。

表-3.4.12 安定処理方法の違いの比較

安定処理区分	土質区分	高密度化		粒度調整	固結化
		排水、含水調節	締固め		
浅層安定処理	粗粒土	最適含水比付近に調節。	ローラ、ランマ、ブルドーザ等による。振動ローラが有効。	道路の表層、基層、基盤に適した粒度に調整。	セメント、アスファルトを混合、転圧。 10%以上の細粒分のあるときは石灰混合も可。急速固結を要する時は、化学的安定剤を使用。
	細粒土	一般に乾燥による含水量調節困難。 乾燥土を混合。 生石灰の添加。 含水調節用化学安定剤の添加。	ブルドーザ等による（高含水粘土では軽重量ブルドーザ）。 飽和度で締固めを規制。	細粒土の混合、主としてトラフィカビリチーの確保。	生石灰、消石灰等石灰系安定剤の混合、転圧。 目的に応じて化学的安定剤の混合、散布、転圧。
深層安定処理	粗粒土 (砂質土)	揚水による地下水位の低下。	振動、衝撃を与える（水の噴射を併用することもある）。 高密度の砂杭の形成と周辺土の高密度化。	細粒土によるコア。 保護層による止水。	各種グラウトの注入、透水性、固結速度、固結効果によってグラウトの種類、反応速度を変える。地盤の安定化と浸透水の制御との二つの目的がある。
	細粒土 (粘性土)	圧密排水によるものが主流。 排水促進のために砂杭、カードボードを挿入、電気的な排水を行うこともある。	高密度の砂杭を作り、荷重負担の軽減による処置もある（複合地盤）。	置換工法の場合の置換材料。	透水係数の低い粘性土地盤ではグラウトの注入は不可。 石灰混合によるパイル形成法が試みられている。

表-3.4.13 地盤改良工法の原理と種類

改良原理の区分		改良手段	地盤改良工法の原理と概要	代表的な工法名
置換工法	軟弱土を良質土に置き換える方法	掘削置換	軟弱地盤の一部又は全層を掘削あるいは浚渫除去し、良質土と置換する。	床掘置換工法
		破壊置換	爆破・水ジェットあるいは大きな盛土により地盤のすべり破壊を発生させ、破壊と同時に良質土に置換する。	(爆破置換工法)
		強制置換	大径のサンドコンパクションパイルを密に圧入造成して、強制的に締まった砂に置換する。	締固め砂杭による置換工法
密度増大	排水(脱水)を主とする方法	先行載荷圧密	あらかじめ構造物と同程度の載荷を与えて、地盤を圧密沈下させ、強度増加を図るとともに将来の沈下防止を行う。	プレローディング工法
		化学的脱水	生石灰の水和反応による吸水膨張を利用して粘性土を脱水強化する。	生石灰杭工法
		加圧脱水(ドレーン材による脱水)	粘性土地盤中にある間隔で垂直なドレーン柱、あるいは水平なドレーン柱を造成し、載荷重により圧密を促進して強度増加を図る。	バーチカルドレーン工法、真空圧密工法
		地下水位低下	地下水位を下げ、有効応力を増大させて、圧密を促進する。	ディープウェル工法、ウェルポイント工法
	電氣的脱水	電気浸透現象を利用して粘性土を脱水強化する。	(電気浸透工法)	
工法	排水(脱水)と締固めをする方法	締固め砂杭	軟弱地盤中に締まった砂杭を造成して地盤の締固め(主に砂質土)及び地盤の砂杭応力集中並びにドレーン効果(主に粘性土)によって地盤の強化を図る。	サンドコンパクションパイル工法
	締固めを主とする方法	振動締固め	地盤に振動機を作用させて締固める。	ロッドコンパクション工法
		振動水締め	棒状振動機の貫入と注水及び土砂の投入により地盤の振動水締めを図る。	パイプロフローテーション工法
固結工法	土粒子同士を固結させる方法	衝撃締固め	地盤に落下、爆破などの衝撃エネルギーを作用させて締固める。	動圧密工法
		攪拌混合	地盤中にセメント系あるいは石灰系の地盤改良材を供給し、攪拌機により原位置で土と攪拌混合して、土を化学的に固結する。	機械攪拌混合処理工法
		噴射混合	土質安定材の供給及び混合を地盤改良材の高圧噴射を原位置で行い、土を化学的に固結する。	高圧噴射攪拌工法
		プラント混合処理	土を一度プラントに入れ、土と地盤改良材をプラントで混合した後、所定場所に戻す。	(排土式地上混合処理工法)
		薬液注入	地盤の空隙に硬化性の薬液を注入充填し、土を固結する。	薬液注入工法
		凍結	土中の空隙水を凍結させて、一時的に固結する。	凍結工法
焼結	土を高温に加熱することにより焼結させて固結する。	(固結工法)		

注) 代表的な工法名の ( ) 書きは、わが国での適用事例の少ないものである。

表-3.4.14 各種工法の性能・適用条件（森本辰雄による）

地盤	工法名		粘土・シルト含有量の限界(%)	改良深度の限界(m)	打設ピッチ(m)	改良効果(N値)	適用条件
砂質土地盤	バイブロフローテーション工法		15	18	1.0~1.5	10~15	補強材としての砂が、振動により流動しやすい粒度分布を有しているかどうかで、改良効果が左右される。
	十字バイブロ工法		30	12	1.5~3.0	10~15	砂利層・転石等があると施工困難。
	バイブロコンポーザ工法		35	30	1.2~1.6	10~20	粘性土が30%を超すところでは、そのままでは改良困難で、載荷を必要とする。また、地盤の初期強度がN=10以上になると、貫入のために射水を併用する。
	サンドコンパクション工法		35	15	1.5~2.0	10~20	機械の打撃力が大きいために、故障により施工能率が低下する。砂柱強度そのものはかなり大きい。
	ダイレクトパワーコンパクション工法		30	20	3.5~5.0	10~40	粘性土の含有量が多くなると極端に改良効果が低下するので、シルト粘土の含有が30%を超すと、施工中周辺から砂の投入を行う必要がある。
粘性土地盤	サンドドレーン工法	バイブロ方式	軟弱粘土地盤に適す	30	1.5~3.0	—	一般に広く用いられており、径が400~500mmのものが多く、載荷盛土を必要とする。
		ジェット方式	同上	30	〃	—	やぐらが軽く移動も容易である。射水削孔方式であるため周辺地盤の強度低下を招かないという特徴もあるが、排水処理を考慮しておく必要がある。載荷を要す。
		ハンマリング方式	同上	20	〃	—	打込み引抜きのためにやぐらの大規模なものを必要とし、木造のものが多く、載荷が必要である。
	バックドレーン		超軟弱地盤に適す	20	0.8~2.0	—	施工実績は少ないが、効果は確実に問題ない。径120mmのものが多く、径400mmぐらいのものもあって、超軟弱地盤に適す。載荷必要。
	生石灰パイル		同上	20	〃	—	超軟弱地盤に適し、強制脱水効果があるので強度も驚くほど上がるが、施工方法に難があり、この点でまだ開発されきっていない。載荷不要。
	ペーパードレーン工法	カード・ボード	同上	25	0.6~1.5	—	長期にわたる品質維持に不安があるが、これまでの施工実績も多く改良価格も安い。載荷盛土を必要とする。
ケミカル・ペーパー		同上	25	〃	—	品質維持の不安がなく、裸打ちが可能で湿潤強度も高い。透水、吸水特性はなく化学的安定性も高い。載荷盛土を必要とする。	

### 3.5 施設周り配管の設計

施設周りの配管には、流入管、流出管、バイパス管、越流管、排水管のほか場内連絡管路等があり、いずれも施設の機能維持のため重要な役割を担っている。これらの配管については各々において必要な規模及び構造諸元に基づき設計する。

施設周り配管における設計上の留意点は、「営農飲雑用水計画必携」に示される事項のほかに、次の点を考慮する。

#### 3.5.1 流入管、流出管

流入管及び流出管は、いずれも複数とすることが望ましい。流出管の開口部には、流出口から空気を吸い込まないようにピットを設け、その管心高を低水位より管径の2倍以上低くする。ピット底の一边の長さは、流出管径の3倍以上とするのが望ましい。

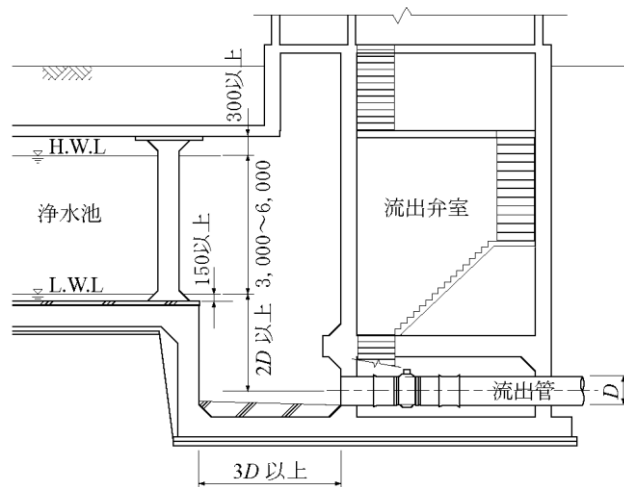


図-3.5.1 流出ピットの例

管が壁体を貫通する部分は、漏水しやすいので、水密に関して十分な配慮が必要である。箱抜きの場合には充填材料及び工法について具体的に明示しておくものとする。もしくは止水つば付管を用いてコンクリート打設時に打込む。この場合には鉄筋への接触に留意する。

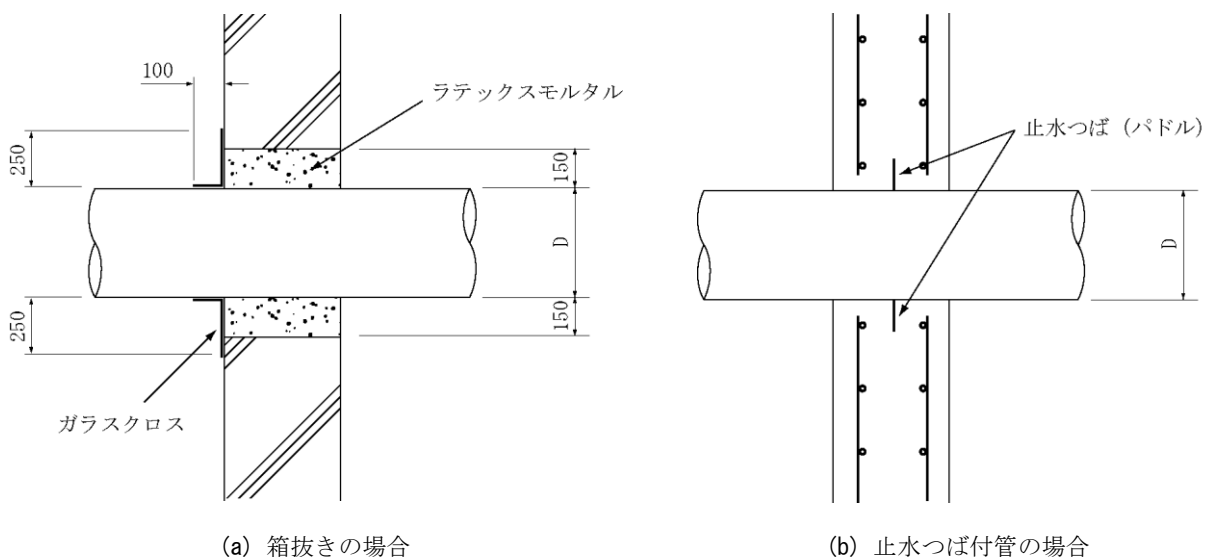


図-3.5.2 壁体貫通部の処理



流入管及び流出管に設置する遮断用バルブは、地震時に構造体と一体の動きをするように、構造物の底版上又は底版と一体としたバルブ用の基礎の上に設ける。また、据付、修理等のときに便利なよう、管軸方向に伸縮する継手を用いることが望ましい。

また、浄水場の流入管は立ち上げるか、越流堰を設けることが望ましい。配水池の流入部については、越流堰を設けるか、流入管を落とし込み方式にするか、又は逆止弁を設ける。

流出部は、送水管及び配水管の破損事故等によって浄水場及び配水池の浄水が一時に流出することが考えられるため、必要に応じて緊急遮断装置を設置する。

計画年次までの期間において、計画配水量よりも配水量が少なくなり、一時的に流入、流出量を調整する必要がある場合には、配水池の流入、流出管に流量調整弁を設置する。

### 3.5.2 バイパス管

流入管と流出管を連絡するためのバイパス管は、浄水場では必要に応じて設けることとする。配水池においては、補修などによる長期の配水池の利用不能を考慮して必ず設けるものとする。

バイパス管には遮断用弁を設ける。また浄水施設ではバイパス管内の滞留水を排水できるよう、遮断用弁を介して排水管へ接続する。配水池のバイパス管では、流入管から直接配水できるようにするために逆止弁を設けるものとする。

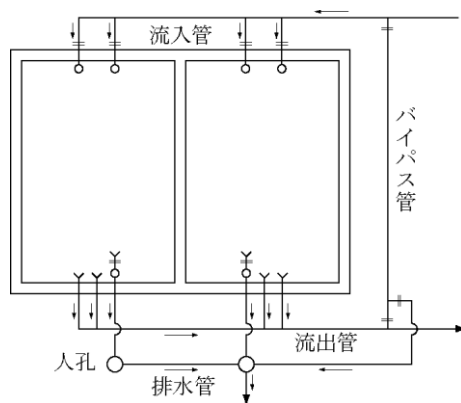


図-3.5.3 バイパス管の配管例

### 3.5.3 越流管

越流管の大きさは、万一の場合、流出弁が閉止したときに、流入量と池の面積及び余裕高から求めた余裕容量とから余裕時間を求め、これよりも流入水停止操作に必要とする時間が大であれば、少なくともその時間差に対応する水量を、停止操作時間内に越流させることができる大きさにする必要がある。

図-3.5.4 にらっぱ口の越流水深が 10~30cm のときの管径別越流量を示す。

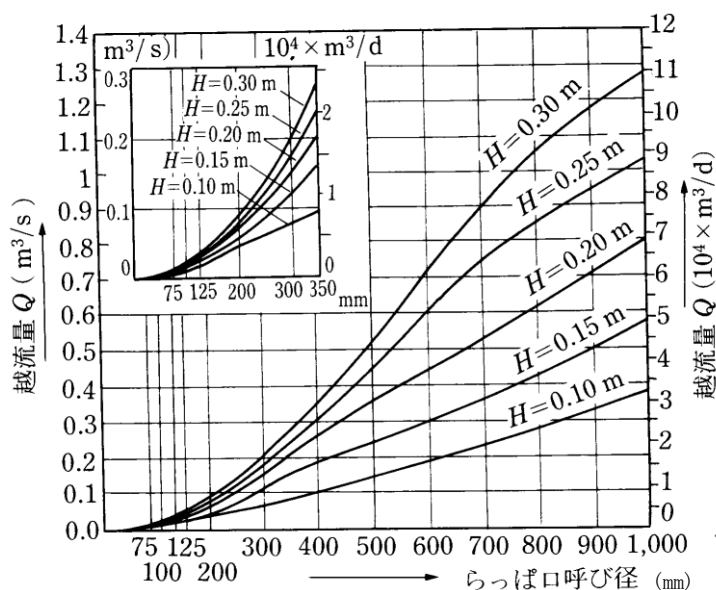


図-3.5.4 越流管（らっぱ口付）による越流水深（H）と越流量（Q）との関係

浄水池及び配水池は、地下に築造されることが多いので、汚水が施設に逆流しないようにする必要がある。越流管の放流先（河川、下水道、排水池等）における高水位と浄水池・配水池の越流水位とをよく調査し、自然排水できるようにする。

### 3.5.4 排水設備

排水管は、できるだけ短時間に水槽内を空にできる管径とする。低水位までの水量は、基本的には送水管及び配水管で処理できるので、低水位以下の水量や排水時間を配慮して決める。一般に排水管径は、流入管径の1/3～1/2程度である。

排水管吐き口における高水位は、基本的に汚水が浄水池、配水池に逆流しないよう、浄水池及び配水池の最低部より低くして自然排水ができるようにする。また、排水の放流先や排水処理については、排水の水量、水質及び排水の放流規制の状況等を考慮して決定するが、河川等へ排水する場合は、残留塩素により魚類のへい死を生じるおそれがあるので、必要に応じて脱塩素処理を行う。

場外への排水が規制される場合などには、浄水場の越流水や排水は一度排水池で受け、着水井へ返送するシステムを検討する必要がある。この場合の排水池規模は、1回のろ過池洗浄排水量以上とし、池数は2池以上、有効水深を2～4mとし、高水位上の余裕高は60cmとする。

### 3.5.5 場内連絡管路

場内連絡管路及び水路は、浄水場内の主要施設間を結ぶ管路及び水路であり、次の用途に大別できる。

- ① 原水を着水井に導水し、浄水処理工程に沿って凝集池、沈殿池、ろ過池、浄水池及び配水池へと連絡する管路及び水路
- ② 浄水処理工程において発生する沈殿池の排泥、ろ過池洗浄排水を排水処理施設へ送る管路
- ③ 排水処理施設から着水井へ返送する管路
- ④ 洗浄水槽からろ過池までの洗浄管路

(1) 緊急時の対応への配慮

連絡管路及び水路はできるだけ短くし、かつ一部の事故のために長時間にわたり全機能を停止しないよう、複数の連絡管やバイパス管の設置について考慮する。開水路には必要に応じて覆蓋を、バイパス管には原則として排水管を設ける。また、不測の事故に備えて、必要な箇所には緊急遮断弁（扉）の設置について考慮する。

(2) 平均流速

凝集池、薬品沈殿池を結ぶ連絡管路及び水路内の平均流速は、15～80cm/s を標準とし、その他は、50～150cm/s を標準とする。

管内流速を大にすると水頭差が大となり、平坦地では水位差が不足する場合が多い。また流速が速すぎて磨耗したり、遅すぎてスラッジなどが停滞するおそれがないようにする。

なお、浄水場の主要施設間の連絡管の損失水頭計算については、摩擦損失水頭のほか、流入、断面変化、曲がり、屈折、分流、合流、バルブ、流出等、すべての損失水頭を考慮する必要がある。

(3) その他の留意事項

上記の他、場内連絡管路及び水路を設置する場合における留意事項は、次のとおりである。

- ① 外部からの汚染防止やバイパス管の滞留水対策等、水質管理面への配慮
- ② 緊急時の対応を考慮した、複数化やブロック化及び緊急遮断弁（扉）の配置
- ③ 沈殿池、ろ過池などへの流入量の系統ごとの均等化
- ④ 適正な流量の設定
- ⑤ 将来の改良、更新への配慮
- ⑥ 不同沈下等の変位をおこす可能性のある場所での保護対策

### 3.6 建屋の設計

建屋は、地下水槽施設との設計区分にもとづき、建築基準法等に規定された項目を満足するとともに、設置される地域の地形条件、気象条件等に適合したものとする必要がある。また、建屋の設計においては日常の運転管理が行いやすいよう配慮する。

#### 3.6.1 建屋と地下施設の設計区分

建屋と地下水槽施設の設計区分については、3.3.1 本指針の適用範囲と土木・建築の区分 にもとづき定めるものとする。すなわち、建屋の占める面積比率が小さい施設及び建屋と地下水槽施設が分離されている施設では、建屋のみを建築手法により設計し、地下水槽部分は上屋荷重を載荷したうえで土木手法により本指針に基づき設計する。

上屋と地下水槽施設が一体化しており、上屋の占める面積割合が大きい場合には、上屋及び地下水槽の全体を建築手法により設計するものとする。そのうえで、地下水槽部分の各部材について、本指針にもとづいて許容応力度等の照査を行い、地下水槽施設単独でも安全であることを確認する。

#### 3.6.2 上屋の設計

上屋の設計は、建築基準法及び建築基準法施行令をはじめとする各種の法令、省令及び通達等に基づいて行うものとする。

建築及び営繕に関する主な設計基準等を表-3.6.1 に示す。

表-3.6.1 主な設計基準等

発行	名称
日本建築学会	鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
	壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説
	鉄骨・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
	鋼構造設計規準
	建築荷重指針・同解説
	建築基礎構造設計指針
	建築工事標準仕様書
公共建築協会	建築工事標準詳細図
	電気設備工事標準図
	機械設備工事標準図
	公共建築数量積算基準
	公共建築工事標準仕様書
	電気設備工事共通仕様書
	機械設備工事共通仕様書
	建築設備工事標準仕様書

なお、類似施設の建屋に関する基準として、「水道施設耐震工法指針・解説」、「土地改良事業計画設計基準・設計「ポンプ場」」を援用しても差し支えない。

建屋の設計においては、維持管理者による日常の運転管理方法を考慮し、維持管理に必要なスペースを確保するとともに、維持管理作業時の動線が効率的になるよう計画する。

### 3.7 機械設備

機械・電気・計装設備等の機械設備は、安全性、効率性が確保できるものとし、信頼性の高い簡素な設備構成を基本とする。計画・設計に当たっては、営農飲雑用水施設全体の構成を念頭におくとともに、将来の設備更新を考慮した構成とする。

営農飲雑用水施設においては、機械・電気・計装設備等、数多くの機械設備が構成要素に含まれており、いずれの設備も営農飲雑用水施設全体の機能確保の上で重要な役割を担っている。

機械・電気・計装設備の計画手順は、図-3.7.1 に示すように目的をできるだけ明確化し、設置環境あるいは人的条件を考慮し、運転及び管理の基本方針を設定し基本計画案を策定する。基本計画は、施設の位置づけにより信頼性、安全性、経済性、整合性、保全性や環境保全対策等の評価基準を決定し、それに基づいて評価を行い、最適計画を決定する。

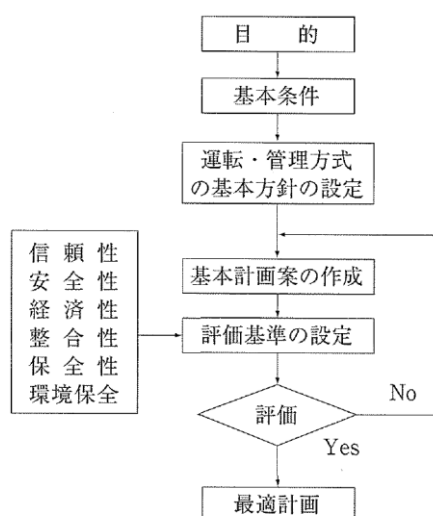


図-3.7.1 機械・電気・計装設備の計画手順

設備は、安全性、効率性が確保できるものとし、信頼性の高い簡素な構成を基本とする。そのため、機器類の選定に当たっては、求める機能と信頼性を確保し、その上で、実績のある標準品や汎用品の採用を検討するとともに、ライフサイクルコストや環境負荷の低減等にも配慮する。

設備は、水処理や水運用において重要な役割を担い、他施設と密接な関係を保ちながら稼働している。従って設備の計画・設計に当たっては、水道施設全体の構成や機能、設備の運用状況を十分理解するとともに、施設の更新、増設、廃止や水道広域化などの将来計画と整合の取れた、合理的で柔軟なものとする必要がある。

機械設備の具体的な計画・設計については、「営農飲雑用水計画必携」及び「水道施設設計指針」によるものとする。

