

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 ³ ） |
| 減 圧 水 槽 | 計画導水量の30分間以上（最小10m ³ ） |
| 接 合 井 | 計画導水量の1.5分間以上（最小10m ³ ） |

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）を処理しうる規模とする。

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 ³ ） |
| 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

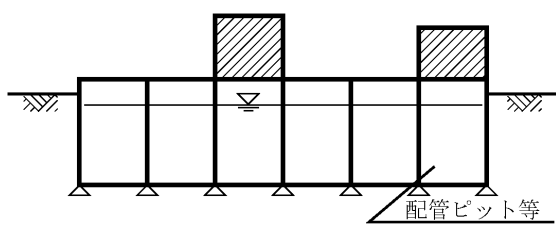
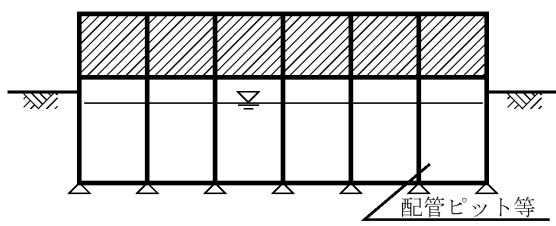
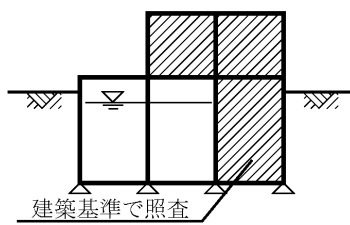
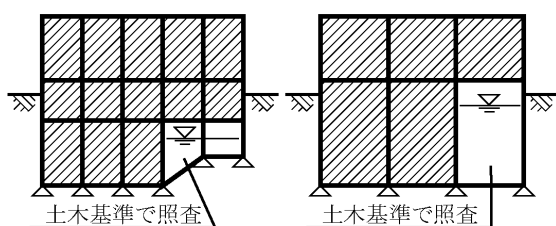
本指針における施設の構造設計方法及び構造細目の適用範囲は、建屋と独立した形で設置された、地下又は半地下の水槽形施設（以降「地下水槽施設」と呼ぶ）とする。また、建屋の建築面積が地下水槽よりも小さく、建屋が地下水槽に固定されていない場合の地下水槽部分についても、本指針の規定を適用する。

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。

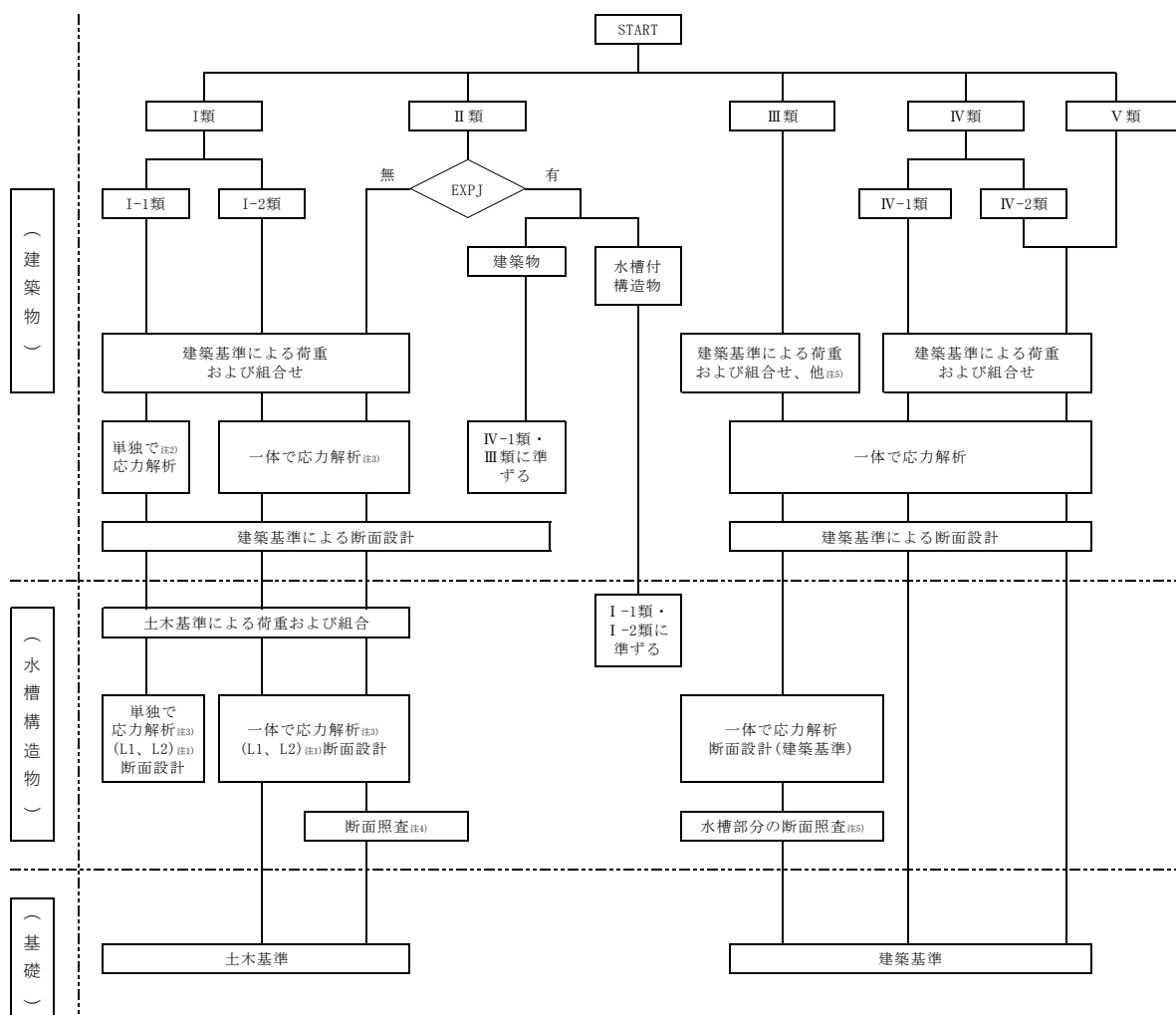
表-3.3.2 構造分類による解析方法

| 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。

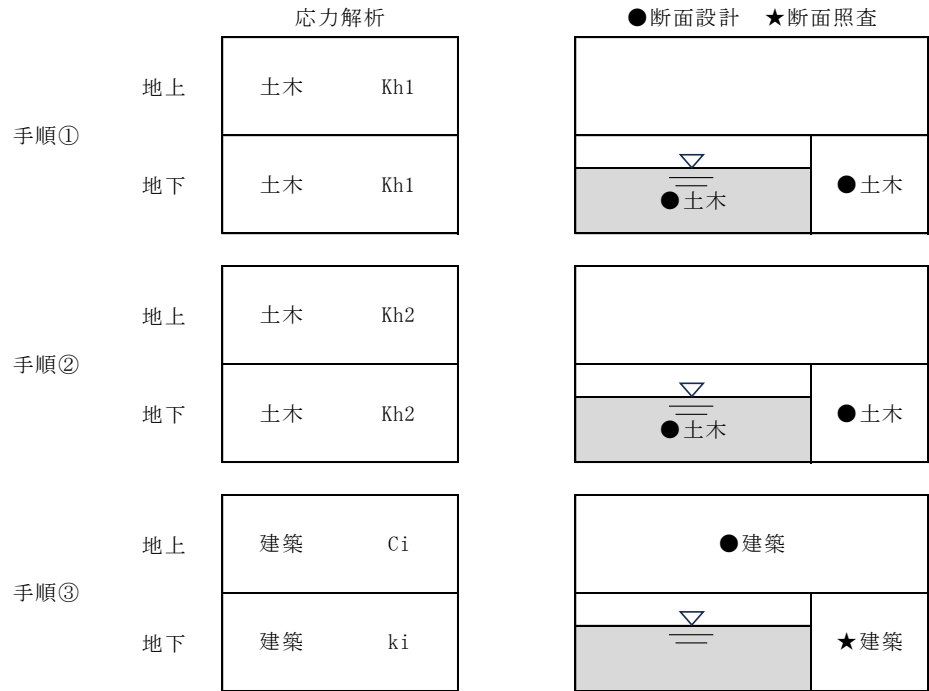


- 注1) L1、L2：レベル1地震動とレベル2地震動の2段階の地震動を考慮する。
- 注2) 単独で応力解析：建築物と水槽構造物を分離して解析する。建築物の荷重および応力は水槽構造物に伝達する。
- 注3) 一体で応力解析：建築物および水槽構造物を上下または左右一体で応力解析する。
- 注4) 地下建築部分の断面照査：建築基準で算出した応力に対して建築部分の部材を建築基準で断面照査する。
- 注5) 水槽部分の断面照査：土木基準で算出した応力（L1、L2共）に対して土木基準で断面照査する。

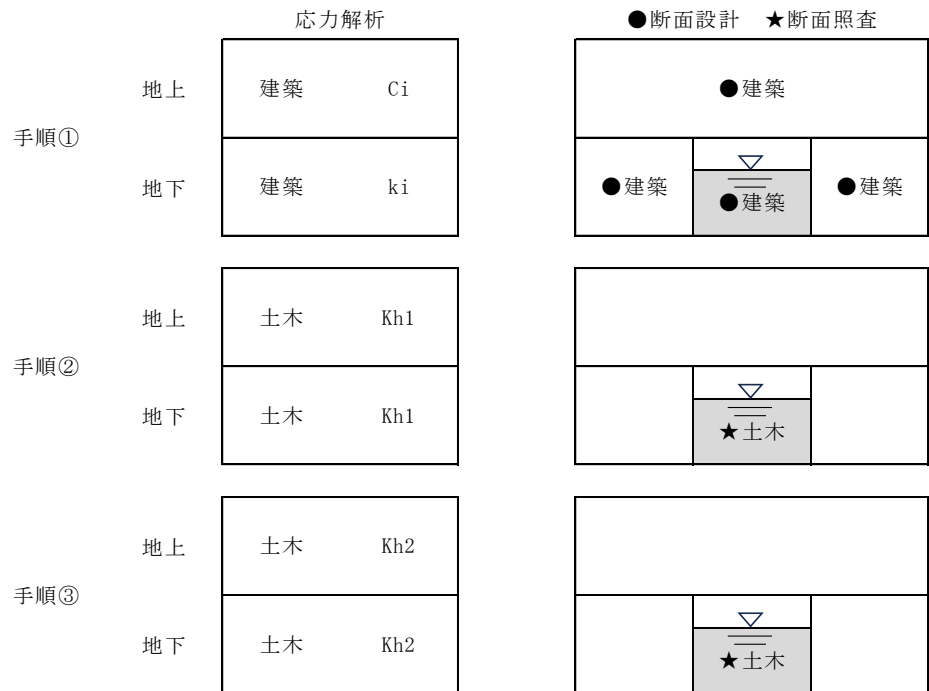
図-3.3.1 構造分類ごとの設計手順

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 ³) |
|------------------|---------------------------|
| 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 ³) |
|-------|---------------------------|
| 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/m³ として水中土の単位重量を算定する。

c. 水 : 9.8kN/m³

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

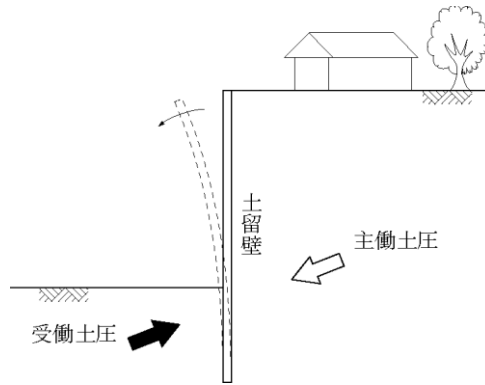


図-3.3.3 土圧区分

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変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、

ϕ : 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 (kN/m^2)

q_u : 一軸圧縮強度 (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 (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)

γ : 土の単位体積重量 (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 : 主動土圧係数

K_P : 受動土圧係数

i : 壁背面土の傾斜角 (°)

ϕ : 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。

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

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/m²)

P_{ae} : 地震時主働土圧強度 (kN/m²)

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)

θ_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

θ : 壁背面の傾斜角 (°)

i : 壁背面土の傾斜角 (°)

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

δ : 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/m²)

h : 背面地表面からの深さ (m)

H : 壁の高さ (m)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

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。

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

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/m²)

P_{pe} : 地震時受働土圧強度 (kN/m²)

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/m²)

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/m²)

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 ²) |
|------|--------------------------------|
| 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 (kN/m²)

w_0 : 水の単位重量 (kN/m³)

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 ^{注1)} 地震動 | | レベル2 ^{注2)} 地震動 | |
|--------------|--|--------------------------|--|-----------------------------|---------------------------------------|
| | | 耐震性能 | 耐震設計 ^{注5)} | 耐震性能 | 耐震設計 ^{注5)} |
| 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 ^{注3)} | 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。 ^{注4)} | 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) ^{注1)}

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/mm²)

| 許容応力度 (N/mm ²) | | 設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²) | 18 | 21 | 24 | 備 考 |
|--------------------------------------|----------------------------------|--|-----|------|------|------------------------------------|
| | | | | | | |
| 曲 げ 圧 縮 (σ_{ca}) | | | 7 | 8 | 9 | |
| せん断 | 斜め引張り鉄筋の計算をしない場合 (τ_{a1}) | 梁の場合 | 0.4 | 0.42 | 0.45 | |
| | | スラブの場合 ¹⁾ | 0.8 | 0.85 | 0.9 | |
| | 斜め引張り鉄筋の計算をする場合 (τ_{a2}) | せん断力のみ の場合 ²⁾ | 1.8 | 1.9 | 2.0 | |
| 付着 | 丸 鋼 (τ_{oa1}) | | 0.7 | 0.75 | 0.8 | |
| | 異 形 棒 鋼 (τ_{oa2}) | | 1.4 | 1.5 | 1.6 | |
| 支 圧 ³⁾ (σ'_{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/mm²)

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

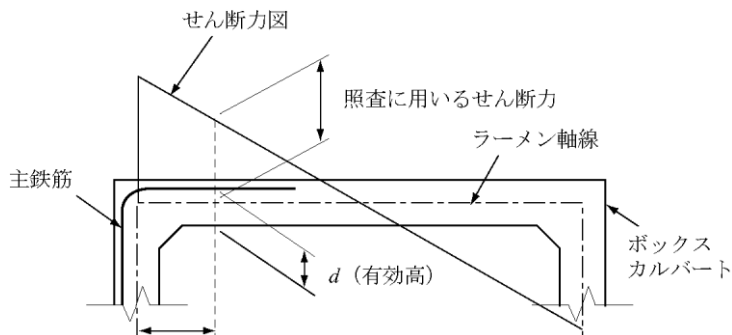


図-3.3.4 せん断力に対する照査位置（ラーメン形状）

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

ここに、

- α : 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。

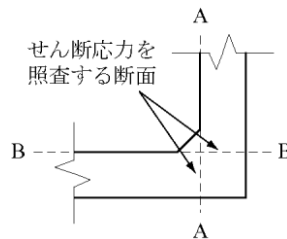


図-3.3.5 せん断力に対する照査位置（フルーム形状）

(2) 鉄筋の許容応力度

表-3.3.16 鉄筋の許容応力度 σ_{sa} (N/mm²)

| 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 30ϕ 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 20ϕ 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)

ϕ : 主鉄筋の直径 (mm)

σ_{sa} : 鉄筋の基本定着長を算出する場合の許容引張応力 (N/mm²)
(SD295A の場合、176N/mm²、SD345 の場合、196N/mm²)

τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力 (N/mm²)

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 30ϕ 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 ²) | フックなし | | | | フックあり | | | |
|------------------|--------------------------------|----------------|----------------|----------------|-----------------------|-----------------|-----------------|-----------------|----|
| | | L ₁ | L ₂ | L ₃ | | L _{1h} | L _{2h} | L _{3h} | |
| | | | | 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) L₁, L_{1h}: 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) L₂, L_{2h}: 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) L₃: 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_{3h}: 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。

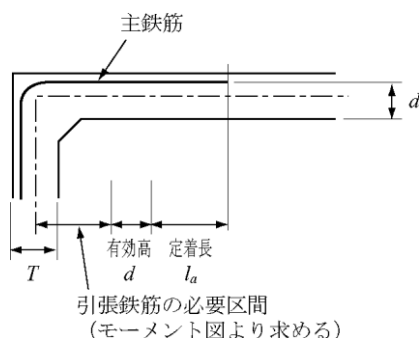


図-3.3.6 鉄筋の定着

(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。

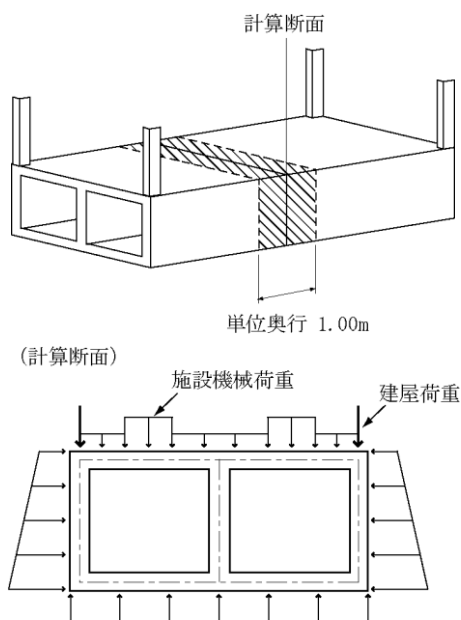


図-3.3.7 ボックスラーメン構造の構造解析

(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。

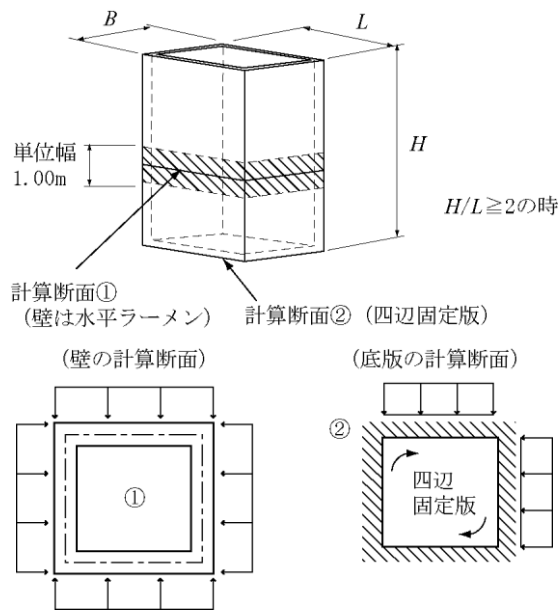


図-3.3.8 深いピットの構造解析

(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。

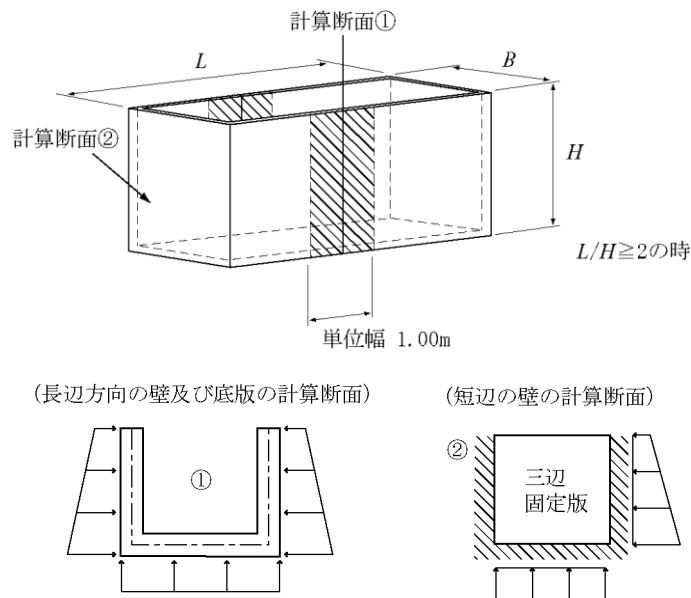


図-3.3.9 浅いピットの構造解析

(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。

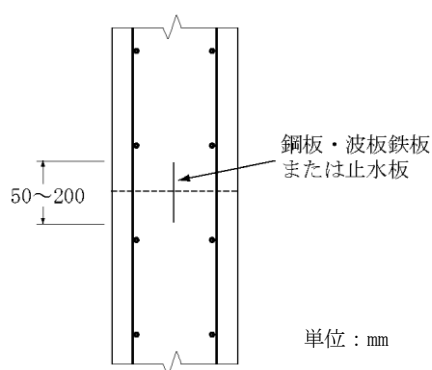


図-3.3.10 打継目の施工例

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。

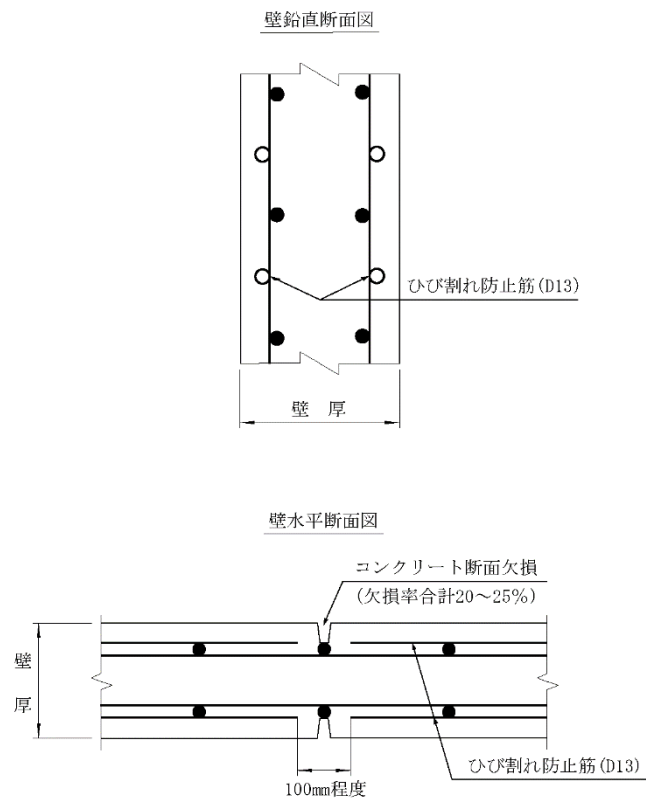


図-3.3.11 ひび割れ誘発目地の設置例

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。

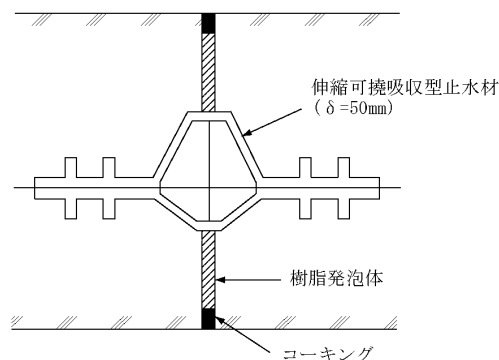


図-3.3.12 止水板設置例

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。

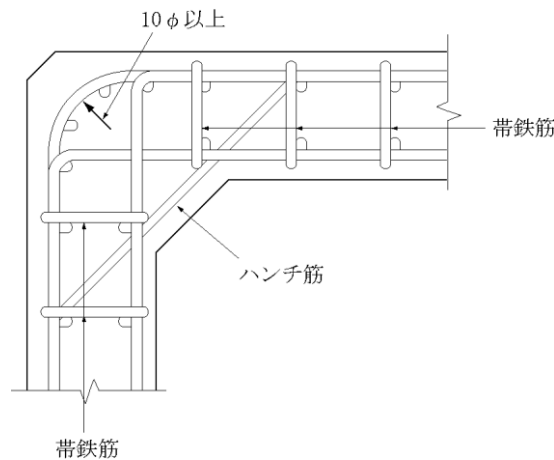


図-3.3.13 ラーメン構造のハンチ部配筋例

- 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。

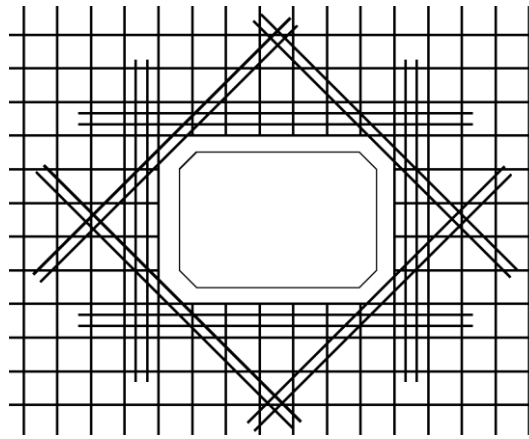


図-3.3.14 開口部の補強鉄筋配筋例

(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。 | ◎ | ○ ^{注)} | △ |
| 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。

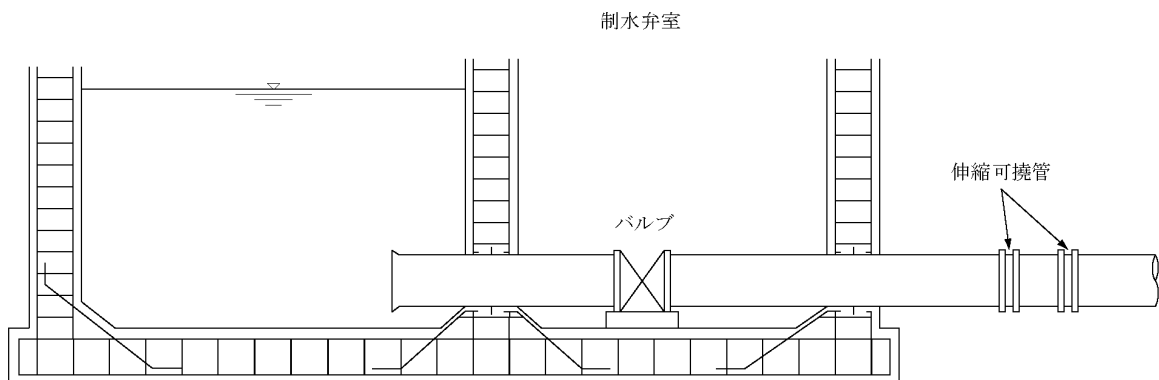


図-3.3.15 構造物に付属する弁および配管の設置例

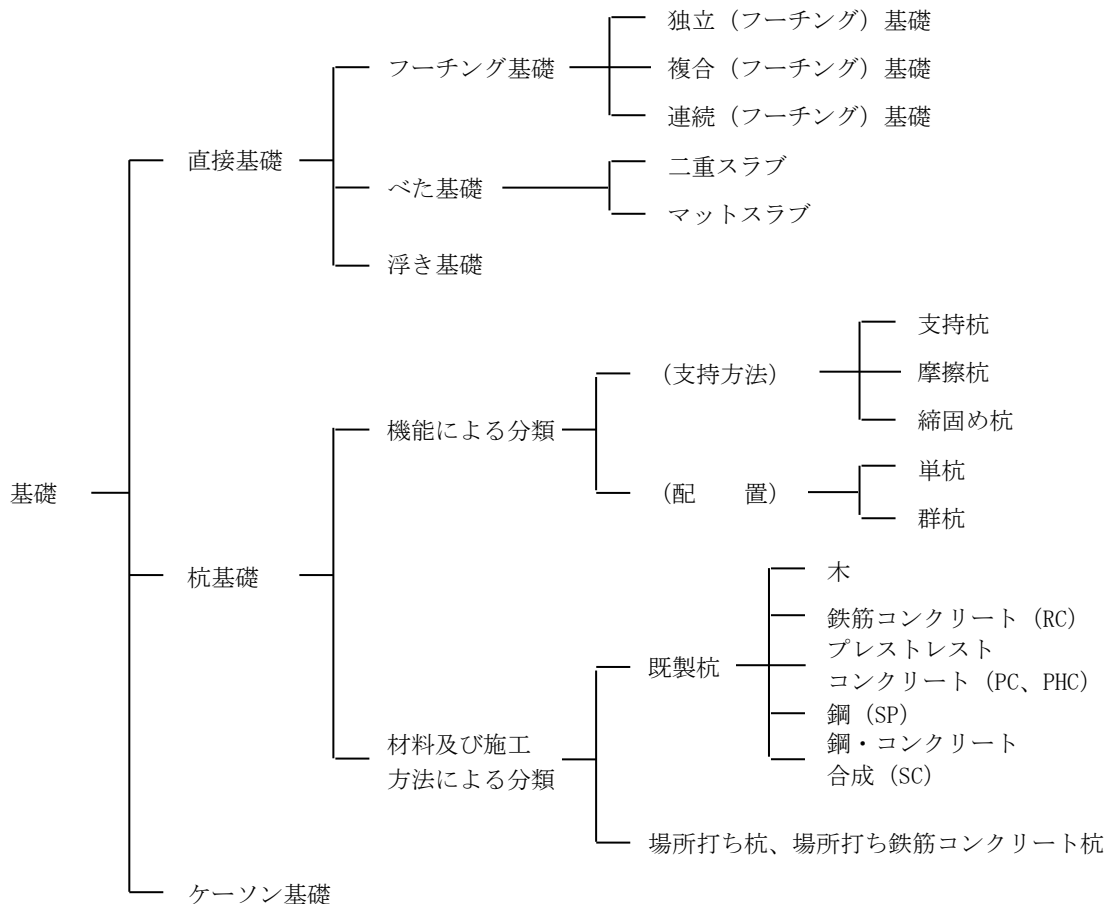
3.4 基礎の設計

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 続 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 | | | 柱 状 体 深 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 | ○ | | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | △ | △ | △ | × | ○ | ○ | △ | × | × | △ | | |
| 地下水の状態 | 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 | × | ○ | ○ | ○ | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | ○ | × | × | △ | △ | ○ | × | | |
| 支持形式 | 地下水流速 3m/min以上 | × | ○ | ○ | ○ | ○ | × | × | ○ | × | × | × | × | × | × | ○ | × | × | ○ | △ | ○ | × | | |
| | 支持杭 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | |
| 施 工 条 件 | 摩擦杭 | ○ | ○ | ○ | × | × | × | × | × | × | ○ | × | ○ | ○ | ○ | × | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | |
| | 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/m²)

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/m²)

C : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)

γ : 支持地盤の単位重量 (kN/m³)

γ_2 : 根入れ部分の土の単位重量 (kN/m³)

α 、 β : 基礎の形状係数 (表-3.4.2 参照)

N_c 、 N_γ 、 N_q : 支持力係数で、内部摩擦角 ϕ 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_γ 、 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。

η : 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 ϕ 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 ϕ 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 |
|----------|-----|-----|-------------------------|-----|
| α | 1.0 | 1.2 | $1.0 + 0.2 \frac{B}{L}$ | 1.2 |
| β | 0.5 | 0.3 | $0.5 - 0.2 \frac{B}{L}$ | 0.3 |

表-3.4.3 支持力係数

| ϕ | N_c | N_q | N_γ |
|--------|-------|-------|------------|
| 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 |

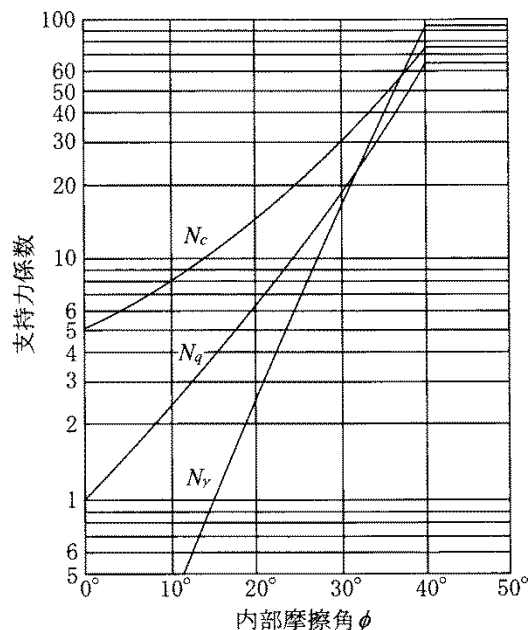


図-3.4.1 設計用支持力係数

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、

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

θ : 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)

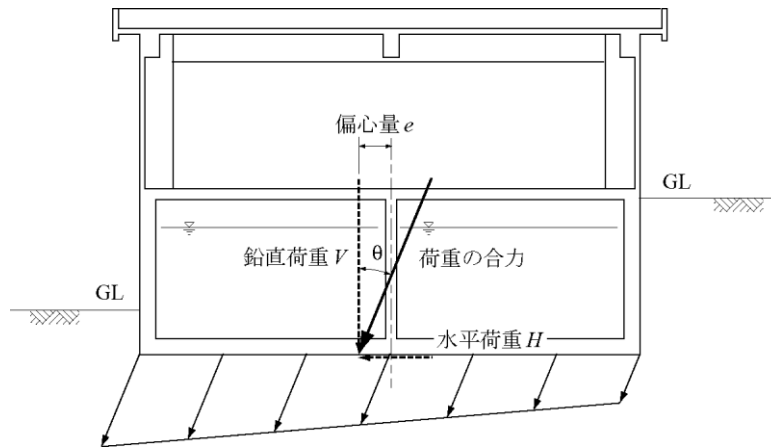


図-3.4.2 荷重の傾斜による補正

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 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

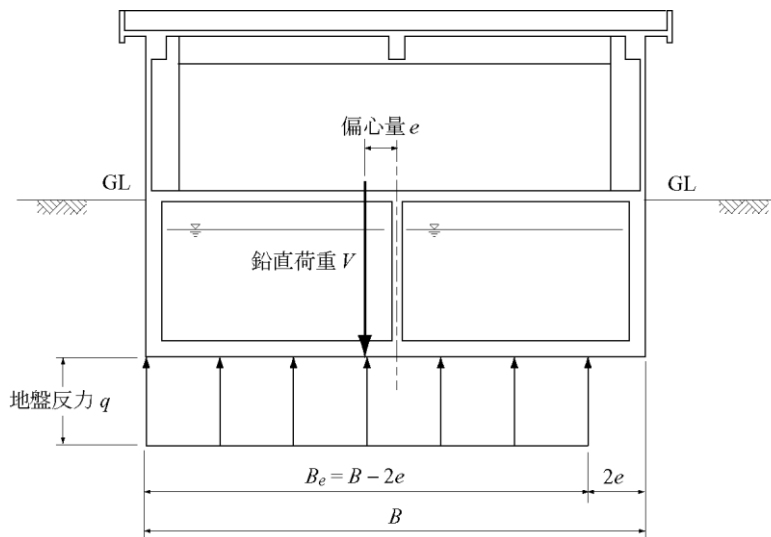


図-3.4.3 荷重の偏心による補正

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 η 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/m²)

q_{\min} : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)

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/m²)

B : 基礎幅 (m)

L : 基礎の奥行き (m)

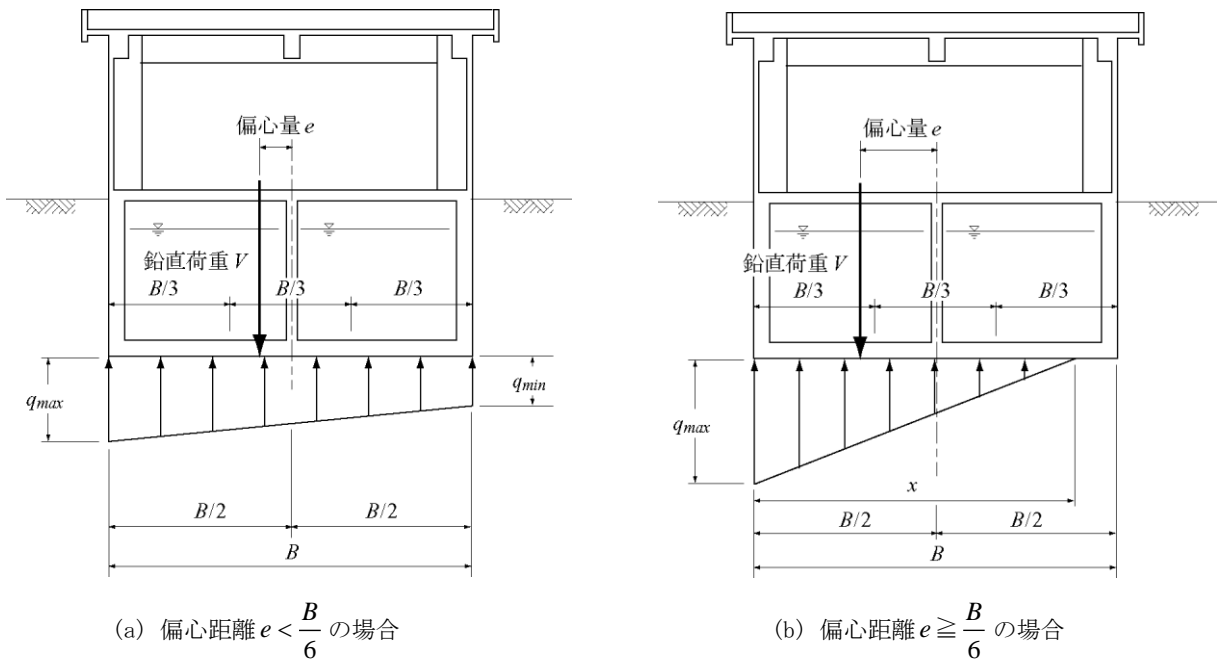


図-3.4.4 荷重の偏心による地盤反力度

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。

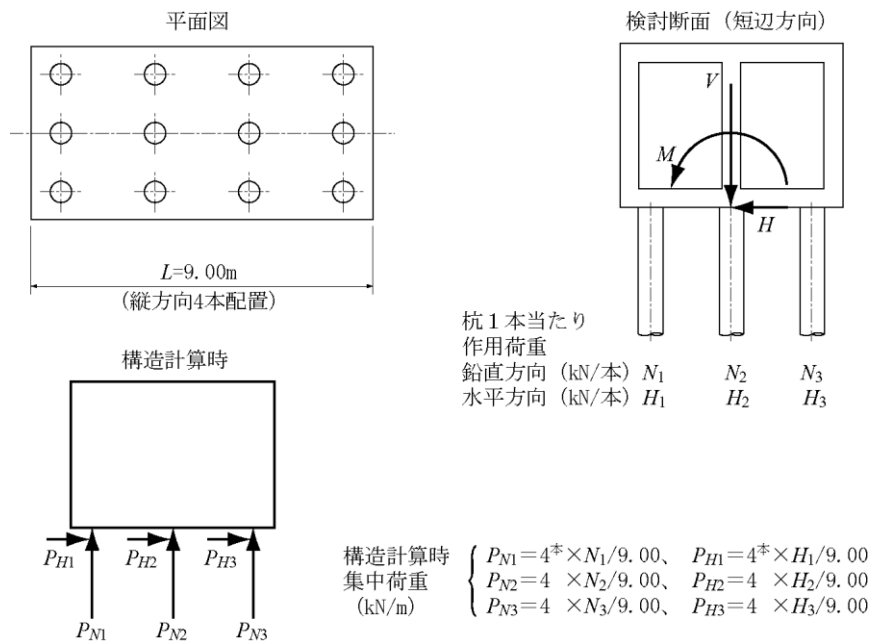
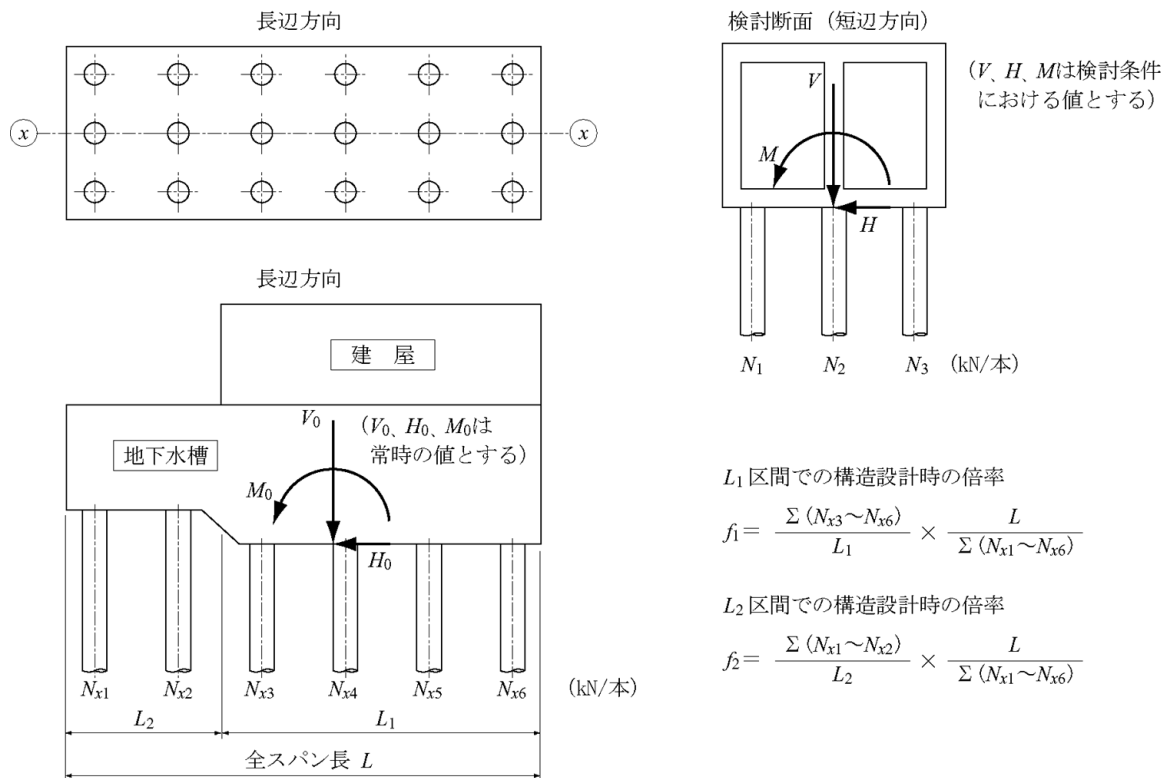


図-3.4.5 長辺方向に一様な断面の杭反力算定方法

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、検討断面方向において全スパンの平均反力 (kN/m) を算出し、検討区間ごとに、 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 |

γ : 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/m²)

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/m²)

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。

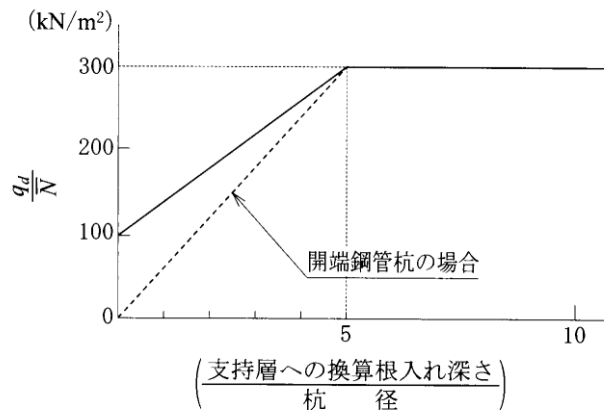


図-3.4.7 杭先端の極限支持力度 q_d の算定図

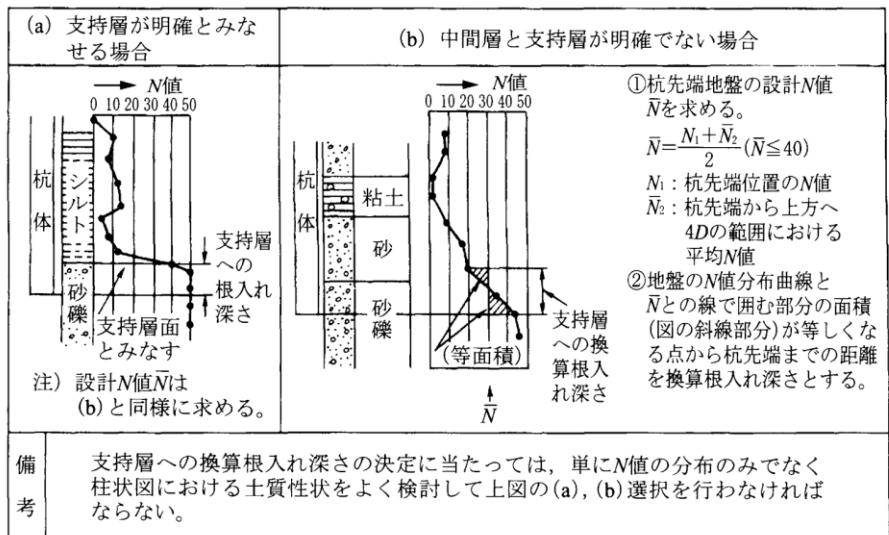


図-3.4.8 支持層への換算根入れ深さの決定法

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 ²) |
|------------------|---------------------------------|
| 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/m²)、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 ^{注1)} (砂質地盤のみに適用) | 極限支持力度 (kN/m ²) $qd = \begin{cases} 150N (\leq 7,500) & \text{砂層} \\ 200N (\leq 10,000) & \text{砂礫層} \end{cases}$ ここに、N：杭先端地盤のN値 |
| コンクリート打設方式 ^{注2)} | 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 ²) |
|------|---------------------------------|
| 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 ²) |
|------|---------------------------------|
| 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/m²)

| 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/m²)、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。

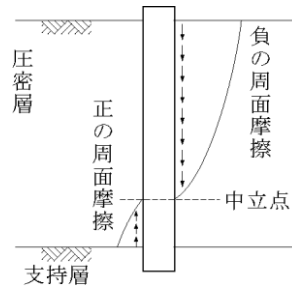


図-3.4.9 中立点の位置

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)

σ_y : 杭材料の降伏応力度 (kN/m²)

A_p : 照査断面での杭の純断面積 (m²)

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/m²) (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/m²) (RC 杭)

: $\sigma_y = 61 \text{N/mm}^2$ (61,000kN/m²) (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。

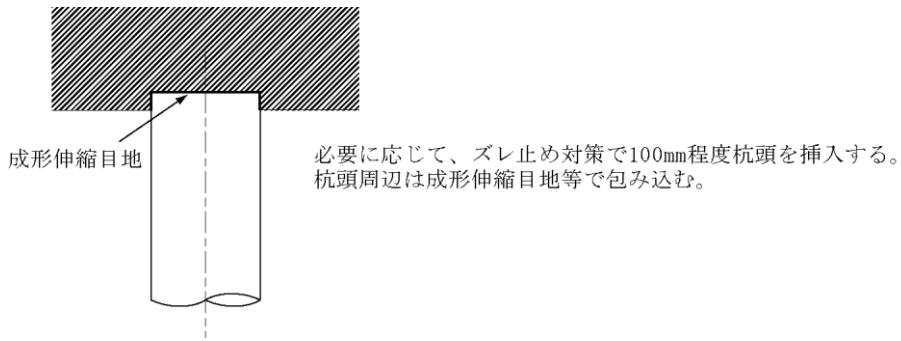


図-3.4.10 ピン結合の標準的な杭頭処理方法

(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。

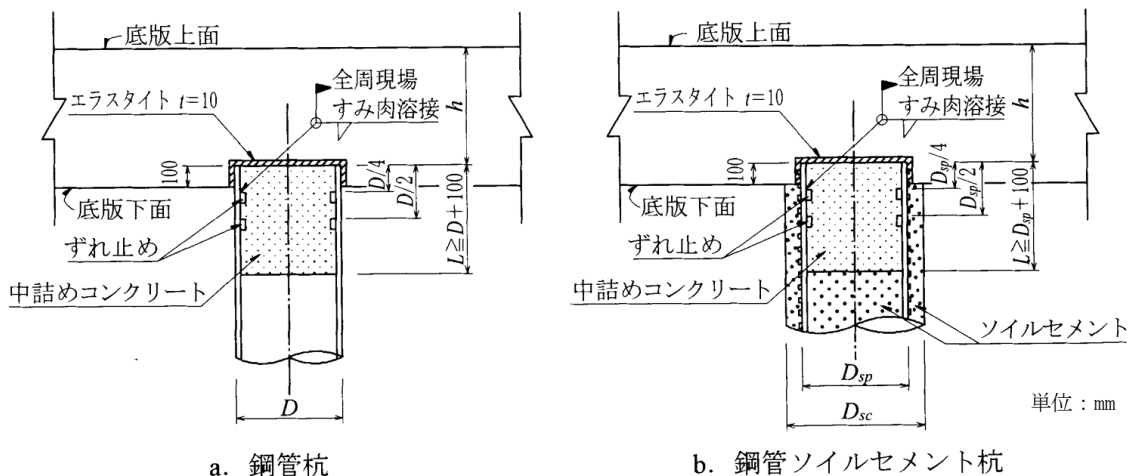


図-3.4.11 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の杭頭処理（ピン結合）

(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（ ϕ 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。

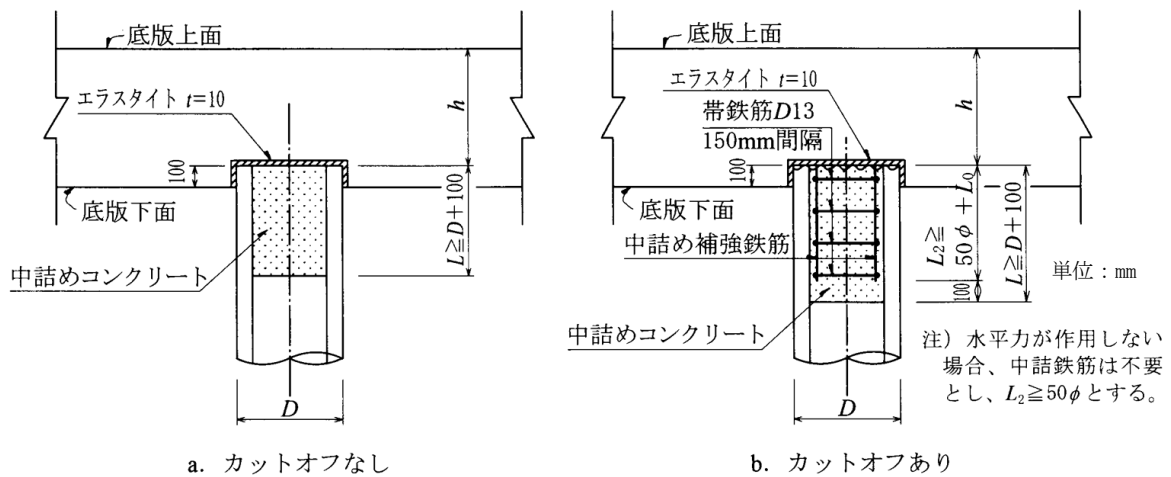


図-3.4.12 PHC 杭の杭頭処理（ピン結合）

(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。

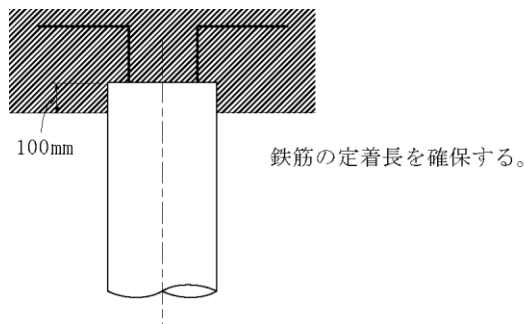


図-3.4.13 剛結合に準じた標準的な杭頭処理方法

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 工 法 | 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) | |
| 締 固 め を 主 と す る 方 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 |
| | | 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 | 地盤の隙間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 | 土中の間隙水を凍結させて、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 |
| 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のものが多い。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、木造のものが多い。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のものが多いが、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。 |
| 地盤 | 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、今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、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。

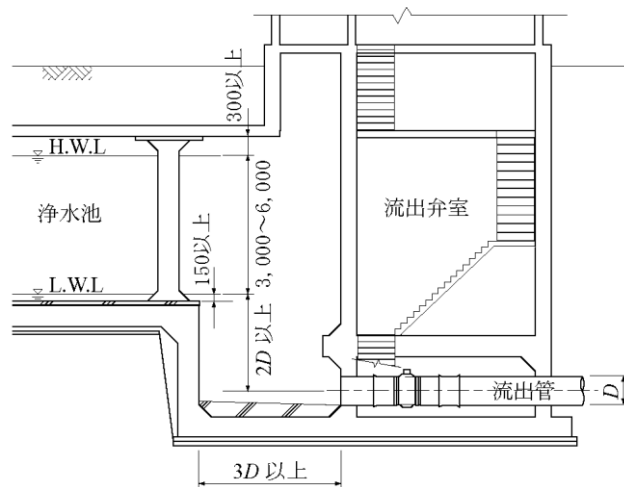


図-3.5.1 流出ピットの例

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。

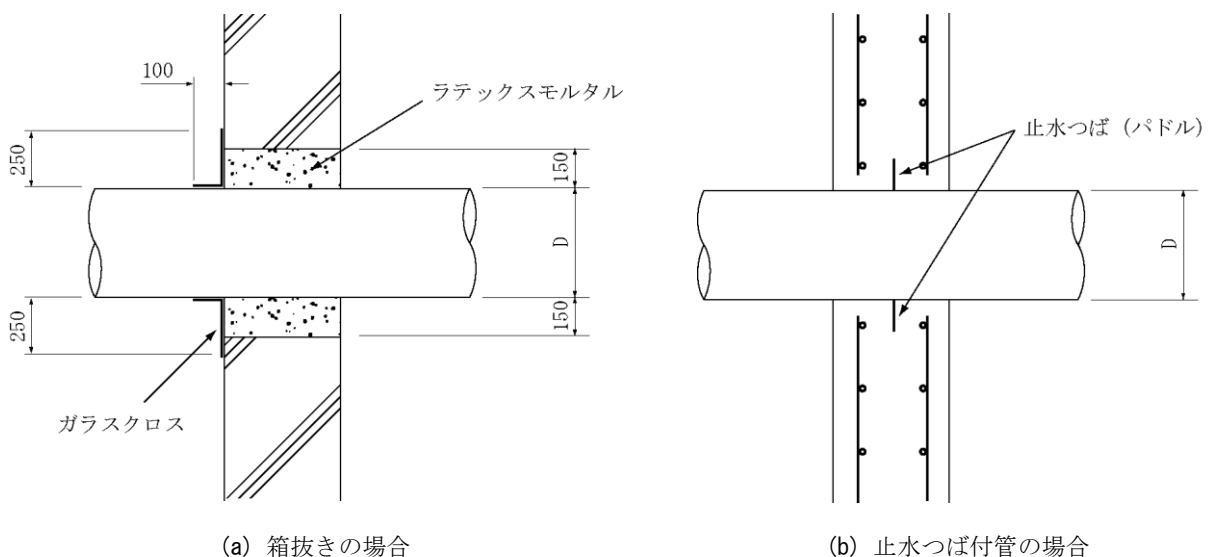


図-3.5.2 壁体貫通部の処理

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。

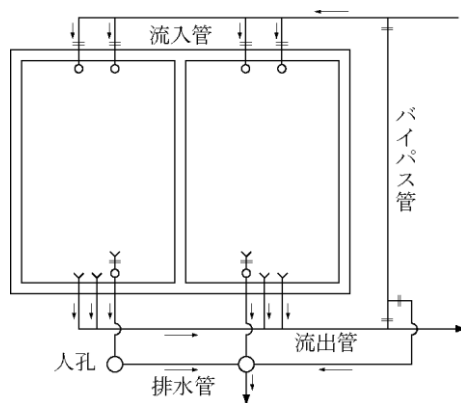


図-3.5.3 バイパス管の配管例

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。

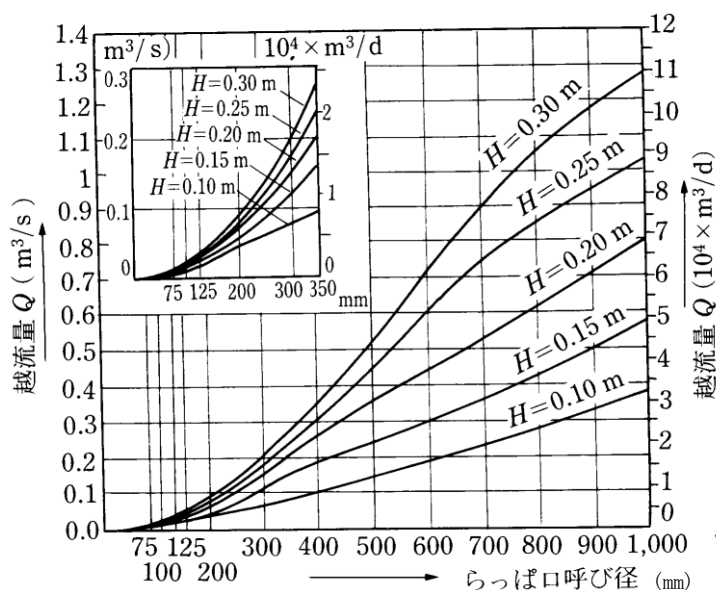


図-3.5.4 越流管（らっぱ口付）による越流水深（H）と越流量（Q）との関係

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 $1/3 \sim 1/2$ 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 $2 \sim 4\text{m}$ 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。

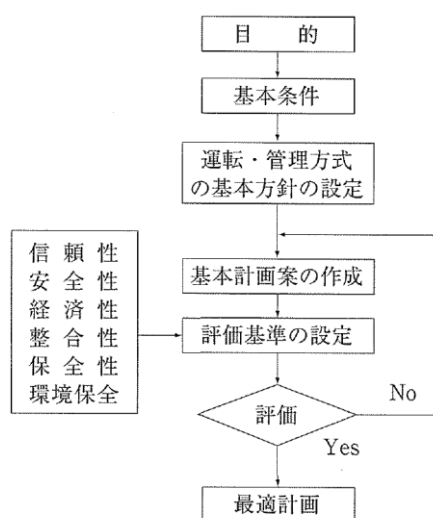


図-3.7.1 機械・電気・計装設備の計画手順

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。

