

# プラスチック製地下貯留浸透施設 技術指針(案)

【令和 6 年度改訂版】



## 改訂にあたって

空隙に富む単粒度砕石を地下に埋設し、その中に雨水を貯留して流出抑制や雨水利用を図る「砕石空隙貯留法」が、都市再生機構（当時：住宅・都市整備公団）によって実用化されたのが1983（昭和58）年のことでした。

同じ頃、フランスにおいては、空隙率90～95%を有するプラスチック製品「ニーダプラス」が開発され、最初は道路の軽量盛土材（浮力対策）として使用されていましたが、雨水の貯留構造体としても活用されるようになりました。本製品は、1986（昭和61）年にフランスの土木分野における技術革新賞を受賞しており、1990（平成2）年頃に日本にも輸入され、雨水貯留浸透施設に適用されました。しかし、元々軽量盛土材として開発されたため、鉛直圧縮強度に比べ水平方向の圧縮強度が小さく埋設深度が制限されること、水が鉛直方向にしか流れず水平方向の通水性がないこと、そして、製品自体は人力施工が容易である軽さでしたが、嵩が張り輸送効率が悪いこと等の課題がありました。これらの課題が、日本や欧州において次なる製品の開発に示唆を与えたようです。

現在、欧州においては12種類以上の製品が様々な名称で製造されていますが、それらを総称して超軽量セル構造体（Ultra Light Cellular Structures、略称ULCS）と呼び始めています。

一方、日本独自の製品開発は1995（平成7）年頃から開始され、1997（平成9）年に当協会の技術評価認定第1号の製品が産声を上げました。その後、様々な製品が開発され、滞水材、充填材、中詰め材、貯留材等の名称で呼ばれてきましたが、現在では貯留構造体と総称するようになりました。

こうした状況の中、プラスチック製地下貯留浸透施設の設置規模が大型化する傾向がみられたため、2001（平成13）年に協会内に技術分科会を設置し、これまで製品ごとに技術評価認定委員会において評価されてきた知見に基づき、本施設の設計に資するガイドラインづくりが始まりました。その後も各種タイプの貯留構造体が登場したため、技術評価認定委員会のご指導のもとに、7年あまりの調査研究の集大成として、貯留構造体としての短期、および長期耐力に対する照査方法や貯留槽の耐震性能の照査方法を盛り込んだプラスチック製地下貯留浸透施設技術指針（案）を2009（平成21）年3月に発刊致しました。

その後、河川と下水道が個別に進めてきた当該施設の設計・施工・維持管理技術の一本化を図るため、（財）下水道新技術推進機構と共同でプラスチック製雨水地下貯留浸透施設技術マニュアルを2010（平成22）年12月に発刊するに至りました。このマニュアルの完成に伴い、先の技術指針（案）を一部加筆・修正、更に貯留構造体の強度と耐久性に関する規定を改定し、最大応力保証値や品質管理項目を追加して、このたび令和6年度改訂版として世に出すことと致しました。貯留構造体を用いることにより、地下に早く・安く貯留槽を構築する本工法は、土地の有効利用が図れることや近年の「流域治水」等、局地的豪雨への有効な対策となり得ることから、今後も普及していくと考えます。しかし、未だ26年程度の実績しかないことも事実です。設置にあたっては、その適用条件を熟慮の上、本指針を参考にしてより安全・安心の施設設計に心がけられんことを強く望みます。

令和6年12月27日

公益社団法人 雨水貯留浸透技術協会  
会長 佐藤 直良



# 目 次

## ≡ 設計総論編 ≡

1.	総 則	1
1.1	目 的	1
§ 1	目 的	1
1.2	適用範囲	2
§ 2	本指針の適用範囲	2
1.3	適用基準	5
§ 3	適用基準	5
1.4	用語の定義	6
§ 4	用語の定義	6
2.	本施設の概要	8
2.1	本施設の構成	8
§ 5	本施設の構成	8
2.2	本施設の種類	9
§ 6	本施設の種類	9
3.	設 計	11
3.1	設計の考え方	11
§ 7	設計手順	11
3.2	基本条件の確認	12
§ 8	計画諸元や設計条件の確認	12
3.3	貯留槽の設計	15
§ 9	貯留槽の設計	15
3.4	シートの選定	19
§ 10	シートの選定	19
3.5	基礎の設計	21
§ 11	基礎の設計	21
3.6	付帯施設の設計	27
§ 12	流入施設	27
§ 13	放流施設	29
§ 14	維持管理施設	31
3.7	貯留構造体の性能の照査と確認	32
§ 15	照査と確認の考え方	32
§ 16	強度の照査	34
§ 17	長期性能の照査	42
§ 18	耐震性能の照査	46

§ 19	第3次クリープ発生応力	47
§ 20	長期クリープに対する安全性	48
§ 21	化学的耐久性	49
§ 22	構成部材の均一性	50
§ 23	樹脂の均一性	51

### ≡ 品質監査編 ≡

4.	品質監査	53
4.1	目的	53
§ 24	目的	53
4.2	品質監査のための試験	54
§ 25	長期クリープ試験	54
§ 26	圧縮試験	55
§ 27	材料物性試験	56
4.3	品質監査のための試験結果の評価	57
§ 28	品質監査試験結果の評価	57
§ 29	抜き取り検査	58

### ≡ 附属編 ≡

1.	貯留構造体強度試験方法	59
2.	貯留構造体長期クリープ試験方法	65
3.	耐震性能試験方法	69
4.	引張クリープ試験	80

### ≡ 資料編 ≡

1.	構造解析	85
2.	温度加速試験による長期性能の補足試験方法	87
3.	化学的耐久性評価方法	93
4.	シートの選定	98
5.	一時的な地下水位上昇による安定性の検討	102
6.	基礎地盤の照査検討	104
7.	点検孔の構造検討	107
8.	雨水貯留槽専用人孔蓋	108
9.	施設の設計事例	109
10.	動的解析に用いる地盤物性値の設定例	119

三 設計總論編 三





## 1. 総 則

### 1.1 目 的

#### §1 目 的

本指針は、雨水の流出抑制等を目的として設置するプラスチック製地下貯留浸透施設の設計に係る技術的事項を示すものである。なお、当協会の技術評価認定においては、これに基づいて審査する。

#### 【解説】

プラスチック製地下貯留浸透施設(以下「本施設」という。)とは、本指針では、貯留構造体、およびシートからなる貯留槽、ならびに付帯施設から構築される施設をいう。

本施設は、雨水の流出抑制、雨水利用、および水循環再生に寄与する手法として、近年その施工件数が著しく増加している。その施設の規模は、戸建住宅を対象とした小規模なものから開発行為を対象とした大規模なものまであり、周辺に与える影響も大きくなってきている。

また、近年では、「流域治水」、「グリーンインフラ」、「SDGs」等の動きもみられるようになり、プラスチック製地下貯留浸透槽は、その一役を担う施設としてさらなる普及が望まれている。

その一方で、本施設を構成するプラスチック製の貯留構造体に関しては、その強度や耐久性等の評価方法について本指針(案)で確立しているが、ほとんどの製品が再生材を使用しているため、品質の管理も今後重要な課題として挙げられている。さらには過大な荷重载荷による陥没や地下水による浮上等の事故例が散見される。

このような背景から、設計者、施工者をはじめ、本施設の上部の土地利用者まで、本施設に携わるすべての関係者の安全、安心を確立するため、技術的事項の整備が求められている。

なお、本指針は、本施設の設計に必要な標準的な技術的事項について取りまとめたものであり、技術評価認定を受けた工法においては、適用範囲、構造、付帯施設等の詳細が異なる場合がある。

1.2 適用範囲

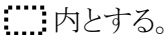
§ 2 本指針の適用範囲

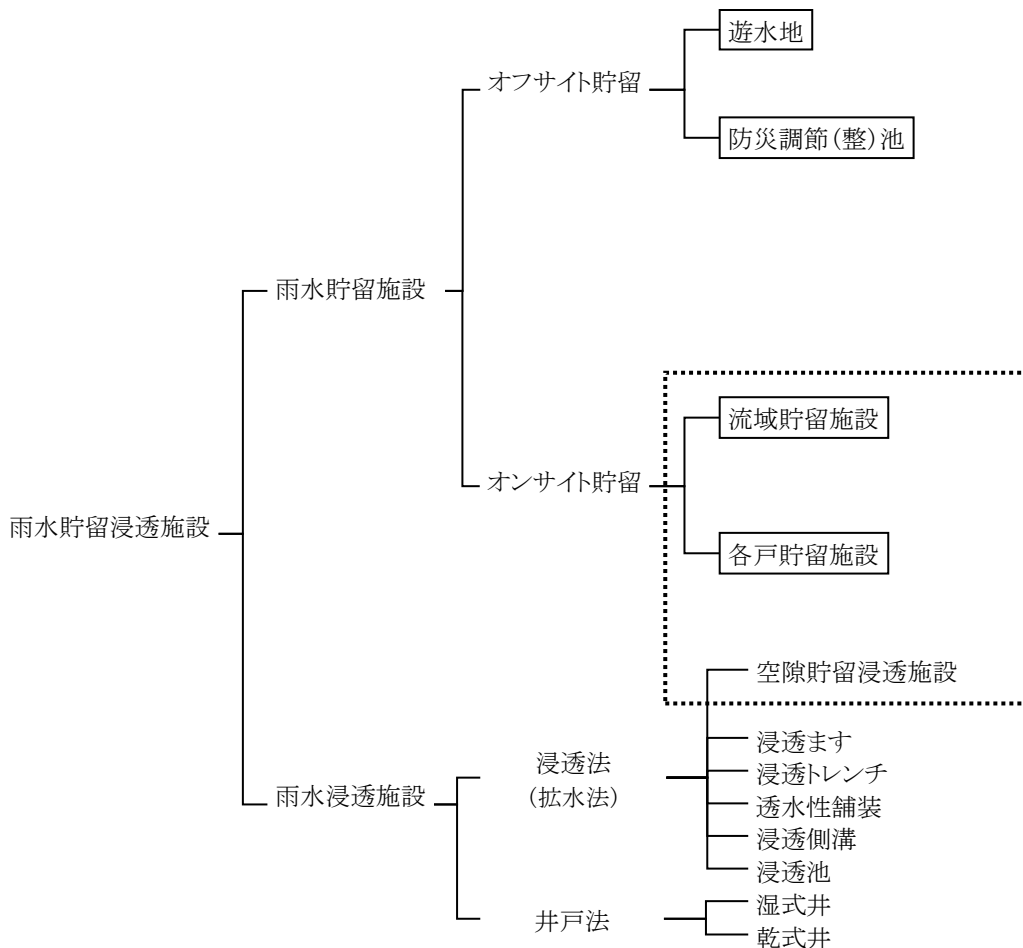
本指針は、雨水貯留浸透施設として使用されるプラスチック製地下貯留浸透施設について適用する。

【解説】

雨水貯留浸透施設には多様な用途や使用方法があり、また、様々な条件のもとで設置される。本指針は、下記に示す「流出抑制施設の分類からみた適用範囲」と「設置条件からみた適用範囲」におけるプラスチック製雨水地下貯留浸透施設に適用する。それら適用範囲を以下に示す。

(1) 流出抑制施設の分類からみた適用範囲

雨水の流出抑制施設の分類を図 1.1 に示す。なお、本指針の適用範囲は図 1.1 の  内とする。



※合流式下水道からの越流水を貯留する施設は適用外

図 1.1 流出抑制施設の分類と適用範囲

## (2) 本施設の設置条件からみた適用範囲

本指針における本施設の設置条件からみた適用範囲を表 1.1 に示す。また、土被り、貯留槽高、貯留槽幅等については図 1.2 に示す。

表 1.1 適用範囲

	施設と設置条件		設置場所
適用範囲※1)	<ul style="list-style-type: none"> <li>◇ プラスチック製の構成部材を現場組立てし、平坦に埋設するもの</li> <li>◇ 土被り : 0.5~2m</li> <li>◇ 貯留槽高 : 最大 4m</li> <li>◇ T-25 荷重対応</li> <li>◇ 長期耐久性があること</li> <li>◇ レベル 2 地震動で機能を確保する貯留槽幅とすること</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>◇ 校 庭</li> <li>◇ 公 園</li> <li>◇ 駐 車 場</li> <li>◇ 緑 地</li> <li>◇ 宅 地</li> <li>◇ 歩 道</li> </ul>
設置の妥当性の検討が必ず必要	貯留施設	浸透施設	
	—	◆ 盛土内に浸透槽を設置する場合(立地条件が良く、適切な盛土材が使用される場合は除く)	
	◆ 法面や建物基礎の近傍		
	◆ 液状化の可能性のある地盤 → 液状化対策の実施		
	◆ N 値 2 未満の軟弱地盤 → 地盤改良等の実施		
	—	◆ 浸透施設を設置する対象地盤の透水係数が、 $10^{-7}$ m/s 以下の場合	
◆ 建物下に設置 → 貯留槽に載荷される鉛直荷重は、 $50\text{kN/m}^2$ 以下※2)	—		

(注)

※1)適用範囲の詳細については、技術評価認定工法ごとに異なる場合がある。

※2)建物下における地耐力や基礎の種類等の妥当性についての検討は、本指針には含まれないこととする。

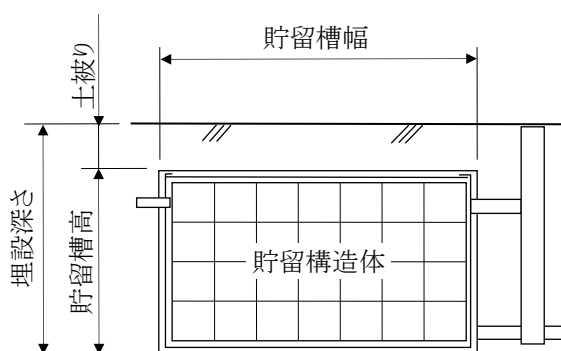


図 1.2 貯留構造体埋設後の各部位の名称

(3) 本施設の設置条件からみた適用範囲外

本指針における本施設の適用範囲外を表 1.2 に示す。

表 1.2 適用範囲外

	設置条件と設置場所
適用範囲外	<ul style="list-style-type: none"> <li>◇ 車道<sup>※1)</sup></li> <li>◇ 急傾斜地</li> <li>◇ 地下水位が高い地盤で、貯留構造体の底面が平常時の地下水位より深くなる場合<sup>※2)</sup></li> </ul>

(注)

※1) L型側溝下、および生活道路下については、条件により適用範囲となる場合がある。

※2) p13 (5)土質、および地下水位を参照のこと。雨水浸透施設技術指針(案)調査・計画編では、地下水位が貯留構造体(浸透施設)の底面より0.5m以深にあれば浸透能力が期待できるとしている。

### 1.3 適用基準

#### §3 適用基準

本指針に記載されていない事項については、関係機関の設計指針等を準用する。

#### 【解説】

本施設の設計を行う際に、本指針に記載されていない事項を明らかにする必要がある場合、以下に示す基準、示方書、および指針類を参考に準用する。

- 1) 増補改訂 雨水浸透施設技術指針[案]調査・計画編(社団法人 雨水貯留浸透技術協会)平成 18 年 9 月増補改訂版
- 2) 増補改訂 雨水浸透施設技術指針[案]構造・施工・維持管理編(社団法人 雨水貯留浸透技術協会)平成 19 年 7 月増補改訂版
- 3) 小規模建築物基礎設計の手引き(社団法人日本建築学会)昭和 63 年 1 月
- 4) 雨水利用ハンドブック(社団法人 雨水貯留浸透技術協会)平成 10 年 8 月
- 5) 防災調節池等技術基準(案)解説と設計実例 増補改訂(一部修正)版(社団法人 日本河川協会)平成 19 年 9 月
- 6) 流域貯留施設等技術指針(案)-増補改訂版-(社団法人 雨水貯留浸透技術協会)平成 19 年 3 月
- 7) 下水道雨水調整池技術基準(案)解説と計算例(社団法人 日本下水道協会)昭和 59 年 10 月
- 8) 下水道雨水浸透技術マニュアル(財団法人 下水道新技術推進機構)平成 13 年 6 月
- 9) 雨水浸透施設の整備促進に関する手引き(案)(国土交通省 都市・地域整備局 下水道部、国土交通省 河川局 治水課)平成 22 年 4 月
- 10) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編(公益社団法人 日本道路協会)平成 29 年 11 月
- 11) 駐車場設計・施工指針 同解説(社団法人 日本道路協会)平成 4 年 11 月
- 12) プラスチック製雨水地下貯留浸透施設技術マニュアル(財団法人 下水道新技術推進機構、社団法人 雨水貯留浸透技術協会)平成 22 年 12 月

## 1.4 用語の定義

### § 4 用語の定義

本指針で用いる用語は、以下のように定義する。

#### (1) 流域治水

気候変動の影響による水災害の激甚化・頻発化等を踏まえ、堤防の整備、ダムの建設・再生等の対策をより一層加速するとともに、集水域（雨水が河川に流入する地域）から氾濫域（河川等の氾濫により浸水が想定される地域）にわたる流域に関わるあらゆる関係者が協働して水災害対策を行うこと。

#### (2) グリーンインフラ

「緑」を土地利用計画の中に上手に組み込み、“自然のプロセス”を尊重し、活かすことで、本指針では、「緑」の下部に貯留構造体を設置する工法をいう。

#### (3) SDGs

SDGs (Sustainable Development Goals: 持続可能な開発目標) は、「誰一人取り残さない (leave no one behind)」持続可能でよりよい社会の実現を目指す世界共通の目標をいう。2030年を達成年限とし、17 のゴールと 169 のターゲットから構成されている。

#### (4) 地下貯留浸透施設

地下に設置される貯留施設、浸透施設、および貯留機能と浸透機能を併せもつ施設を総称していう。

#### (5) 貯留槽

貯留構造体と、それを包囲するシートから構成される槽をいう。貯留槽は、貯留機能を有する槽、浸透機能を有する槽、およびその両方の機能を併せ持つ槽の総称とする。なお、浸透機能を有する槽は、浸透槽と呼ばれる場合や貯留浸透槽と呼ばれる場合もある。

#### (6) 構成部材

貯留構造体を構成するプラスチック製の部材で射出成形等により成形される成形品をいう。

#### (7) 流入ます

集水された濁水中の砂等を沈殿させ、上澄みのきれいな水を貯留槽内へ送るための前処理施設。なお、宅地造成等小規模な施設においては、コンクリート製、または樹脂製のものがある。

#### (8) 流出ます

オリフィス、および余水吐からの排水を一旦貯めながら放流するための調整施設。なお、宅地造成等小規模な施設においては、コンクリート製、または樹脂製のものがある。

#### (9) オーバーフロー管

貯留槽で、計画貯留量を超えた時の排水孔。

#### (10) オリフィス

洪水調整用貯留槽に取り付けた放流用の調整孔。

**(11) 空隙率(貯留率)**

貯留槽のみかけの体積に対する、真の貯留容量の割合をいう。なお、みかけの体積とは、外形寸法から算出した体積をいい、真の貯留容量とは、貯留槽のみかけの体積から貯留構造体や点検孔等の実体積を減じた体積をいう。

**(12) 貯留槽高**

貯留槽の天端から底端までの高さをいう。

**(13) 貯留槽幅**

深さ方向をz方向としたとき、直交するx方向、y方向の貯留槽の長さをいう。

**(14) 埋設深さ**

地中に埋設された貯留槽の底端から地表面までの距離をいう。

**(15) 土被り**

地中に埋設された貯留槽の天端から地表面までの土の厚さをいう。

**(16) 照査項目**

貯留構造体の安全を確保するために、満足しなければならない項目をいう。

**(17) 確認項目**

貯留構造体の更なる安全を追及するものとして、満足していることが望ましい項目をいう。

**(18) みなし比例限界応力**

応力が変位に比例して増加する時、比例関係が続く最大の応力を比例限界応力というが、比例限界応力を求めるのが困難な場合に、最大応力に係数を乗じるなど、簡易的な方法で算出した応力をいう。

**(19) 材料係数**

材料のばらつき等に対する安全率をいう。

**(20) 構造解析**

有限要素法(Finite Element Method)による解析をいう。本指針では、主に貯留構造体を要素分割によりモデル化し、載荷された荷重に対してどのような変形や応力が発生するかを算定することを指す。

**(21) 最大応力保証値**

貯留構造体の品質管理上行う強度試験(鉛直・水平)の最大応力の平均値より標準偏差 $\sigma$ の3倍の値を差し引いた値を最大応力保証値とする。

## 2. 本施設の概要

### 2.1 本施設の構成

#### § 5 本施設の構成

本施設は、以下に示すものから構成される。

- (1) 貯留構造体
- (2) シート
- (3) 付帯施設
- (4) 基礎

#### 【解説】

本施設は、貯留構造体とシートからなる貯留槽、付帯施設（流入施設・放流施設）、基礎から構成される。各部の名称を図 2.1 に示す。ただし、図 2.1 は標準構造図であり、技術評価認定工法によりこの限りではない。

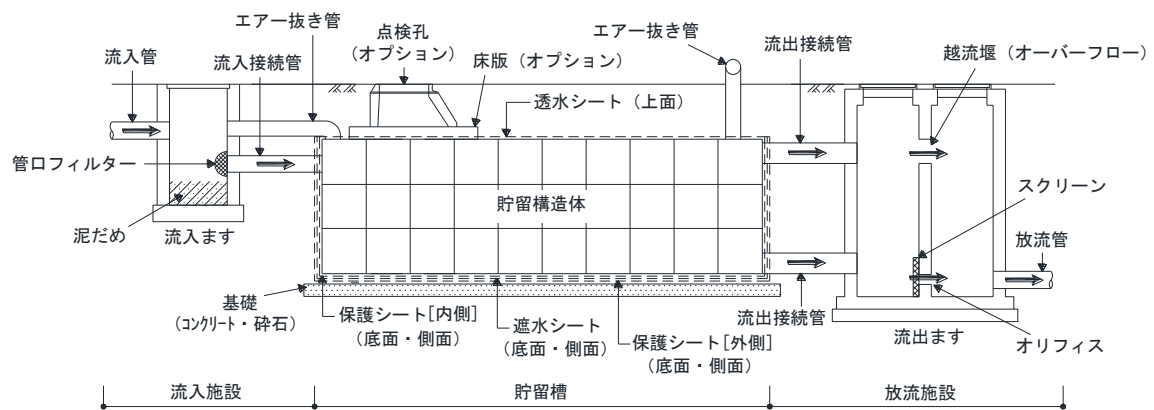


図 2.1 本施設の標準構造図

#### (1) 貯留構造体

プラスチック製の構成部材を組み合わせる必要となる貯留空間を形成する構造体をいう。点検孔等が設置される場合もある。

#### (2) シート

遮水シート、透水シート、保護シート、ならびにこれらの組み合わせの総称をいう。

#### (3) 付帯施設

流入ます、泥だめと流入接続管等から構成される流入施設、点検孔等の維持管理施設、ならびに流出ます、流出接続管、オーバーフロー管等から構成される放流施設を総称していう。

#### (4) 基礎

貯留槽の自重とその上載荷重を地盤に均一に伝え、貯留槽を安全に支える機能を持つ下部構造をいう。



## 2.2 本施設の種類

### § 6 本施設の種類

本施設の種類は、適用するシートによって 2 種類に区分される。

- (1) 貯留施設
- (2) 浸透施設

#### 【解説】

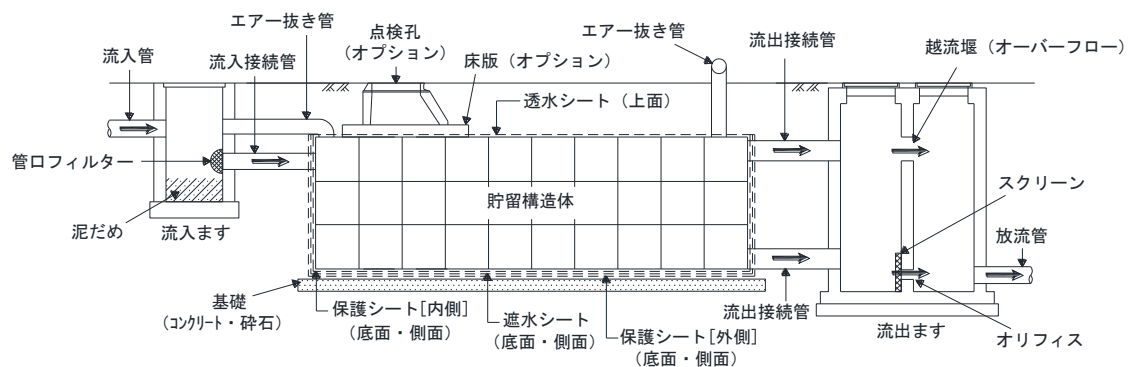
本施設の種類は、適用するシートによって貯留施設と浸透施設の 2 種類に区分される。なお、貯留施設と浸透施設の併用タイプの貯留浸透型もある。

#### (1) 貯留施設

貯留施設は、貯留槽と付帯施設からなる。貯留機能を確保するため貯留構造体の外面と周辺地盤との間に敷設するシートに遮水シートを用いる。

貯留施設に流入した雨水は、いったん貯留された後、流出接続管から外部へ排出される。なお、放流管やオリフィスの高さを調節することにより貯留槽内に貯留した雨水を利用することも可能である。概略図を図 2.2 に示す。

#### (大規模貯留タイプの標準構造図:放流施設 2 槽式)



#### (小規模貯留タイプの標準構造図:放流施設 1 槽式)

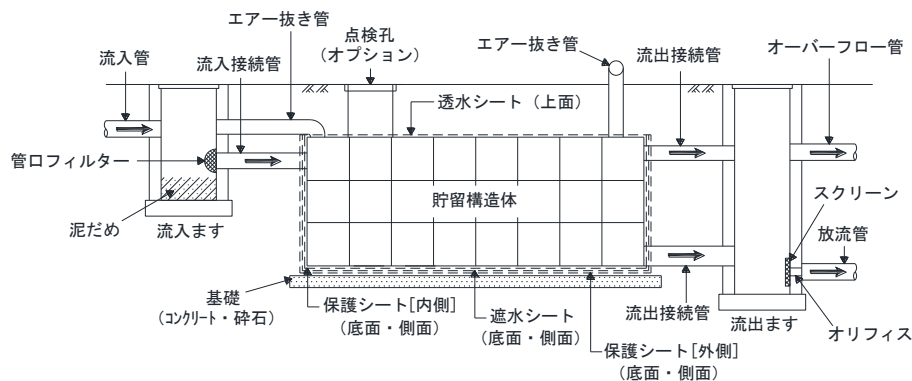


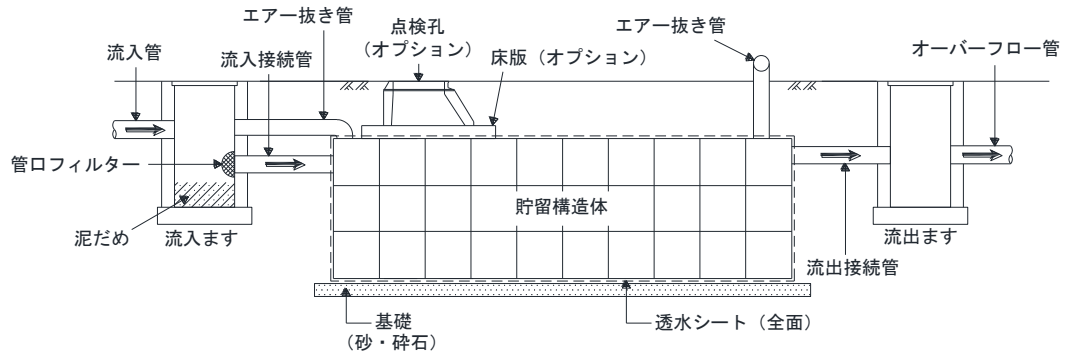
図 2.2 貯留施設の例

## (2) 浸透施設

浸透施設は、浸透機能を持つ貯留槽と付帯施設からなる。浸透機能を確認するため貯留構造体の外面と周辺地盤との間に敷設するシートに透水シートを用いる。

浸透施設に流入した雨水は、透水シートを介して貯留槽の外部(土壌)へ浸透する。流出接続管を貯留槽の高い位置に設置し貯留水深を大きくとることにより、貯留浸透機能が向上する。概略図を図 2.3 に示す。

### (浸透単独タイプ)



### (貯留浸透併用タイプ)

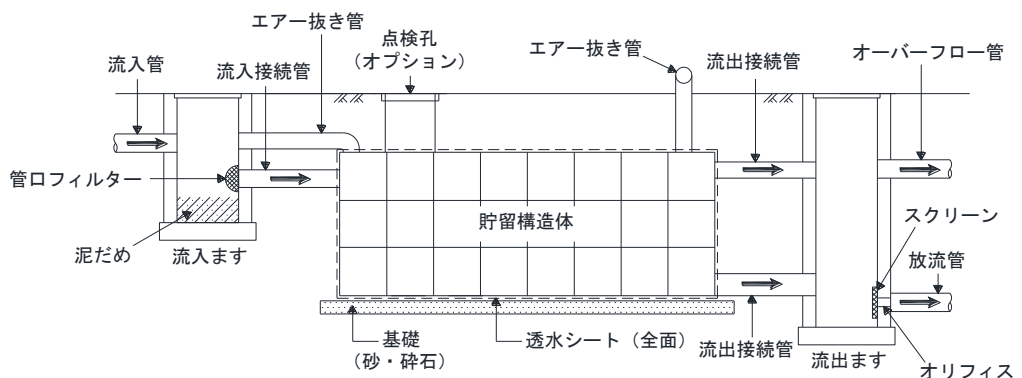


図 2.3 浸透施設の例

### 3. 設計

#### 3.1 設計の考え方

##### § 7 設計手順

本施設の設計は、敷設する地盤や流量等の各諸元を把握し、貯留構造体の性能を確認した上、シートや基礎、付帯施設等の検討を行うとともに、それぞれ留意すべき事項を整理して行う。

##### 【解説】

本施設の設計にあたっての手順を図 3.1 に示す。

本章の構成は、下記設計手順の 3.2 から 3.6 までの設計フローと、貯留槽を構成する貯留構造体の性能の照査と確認に関するフローを記した 3.7 に分かれている。性能の照査と確認には、安全を確保するために満足しなければならない項目である照査項目と、更なる安全を追求するものとして、条件に満足していることが望ましい確認項目がある。

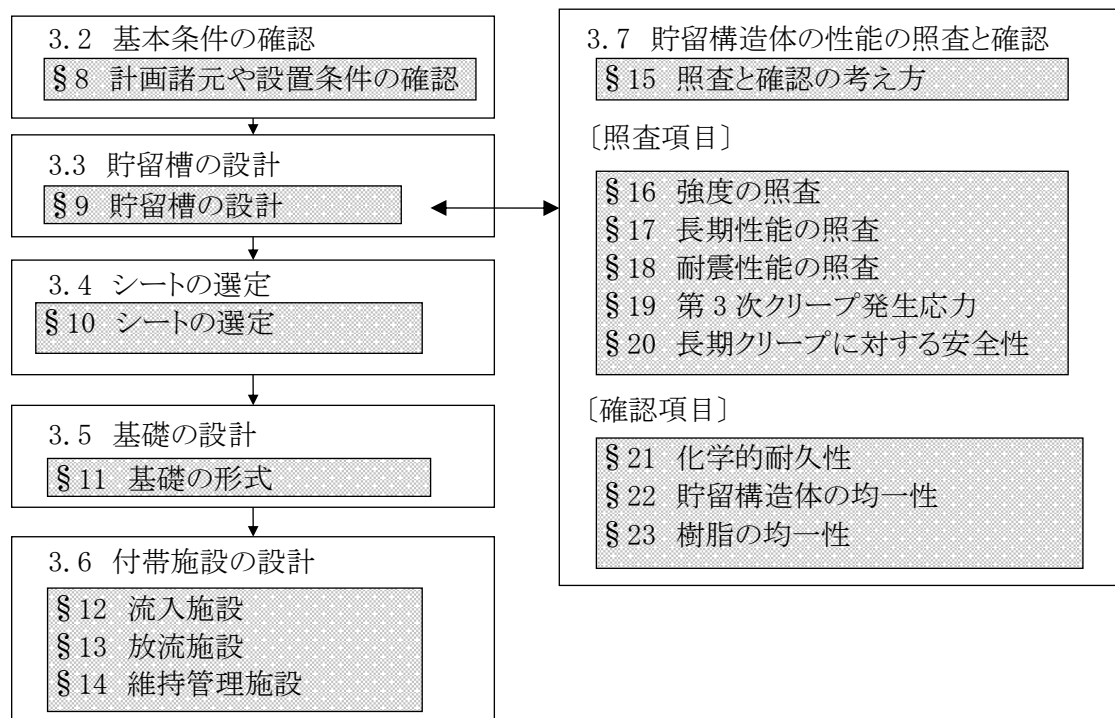


図 3.1 本施設の設計手順

### 3.2 基本条件の確認

#### §8 計画諸元や設計条件の確認

本施設の設計にあたっては、事前に調査、および検討を行った計画諸元や設置条件を確認する。

- (1) 計画貯留量
- (2) 施工可能用地
- (3) 計画流入高と計画排水高
- (4) 排出先の条件
- (5) 土質、および地下水位
- (6) 上部の利用方法
- (7) 基礎地盤
- (8) 流入する土砂量等
- (9) 雨水の流入量

#### 【解説】

本施設の概要を図 3.2 に示す。

本施設の設計にあたっては、事前に調査、および検討を行った計画諸元や設置条件を確認する。

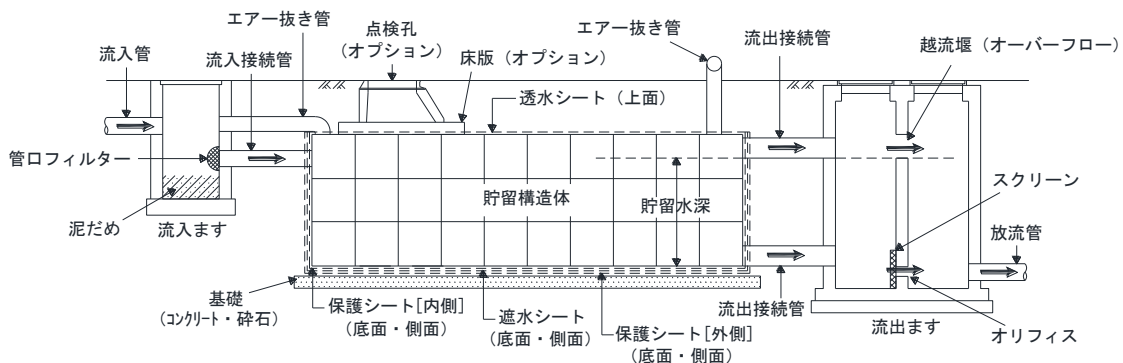


図 3.2 本施設の例

#### (1) 計画貯留量

水文設計により既に計画貯留量が算定されている場合は、本施設の計画貯留量を確認する。しかし、他の計画諸元や設置条件の確認過程において貯留槽の高さ、および容量の変更が生じることがあり、この場合は再度流出計算等を行い、計画貯留量を明確化する必要がある。

#### (2) 施工可能用地

施設の配置計画を行うために、施工可能の用地の形状寸法を明確にする。また、土被り、貯留槽高、埋設深さに関して要望もしくは制約事項がある場合は、これについても確認する。なお、本指針における貯留槽高の適用範囲は最大 4m としている。

## (3) 計画流入高と計画排水高

埋設深さ、および貯留槽高を決定するために計画流入高(流入管管底高)、計画排水高(放流管管底高)を確認する。

## (4) 排水先の条件

放流施設の設計のため、各自治体の排水計画や既設の下流管きよの排水能力等排水先の条件を確認する。

## (5) 土質、および地下水位

ボーリング等の地質調査結果から、土質、および地下水位を確認する。特に、本指針では、貯留槽は地下水位より上部に設置することを原則とする。また、地下水位が一時的に上昇する場合は、外水圧、および浮力により、シート、および貯留構造体の破損の恐れがあるため、別途個別に検討を行う必要がある(資料編 5 一時的な地下水位上昇による安定性の検討 p102-103 参照)。なお、浸透型の貯留槽を設置する場合は、土壌の浸透能力調査を行うとともに、地下水位は貯留槽の底端から少なくとも 50cm 以深であることを確認する。地下水は、季節により異なるため、豊水期の地下水位(最大水位)を明確に把握する必要があり、雨水の浸透能力は、地下水の影響を受けるため、十分に留意する必要がある。一般的な地盤調査、および地下水調査の項目を、表 3.1、表 3.2、および表 3.3 に示す。

表 3.1 地盤調査

試験の項目		調査の項目	外力の計算	基礎支持力の計算	圧密沈下の計算
		ボーリング		◎	◎
		サンプリング		◎	◎
サウンディング		標準貫入試験		◎	
		静的コーン貫入試験		△	△
		スウェーデン式サウンディング**		△	△
物理試験		土粒子の密度試験	○	○	○
		含水比試験	○	○	◎
		粒度試験	○	○	○
		液性・塑性限界試験	○	○	◎
力学試験		一軸圧縮試験		◎	
		三軸圧縮試験		◎	
		圧密試験			◎
原位置試験		土の湿潤密度試験	◎		
		平板载荷試験		◎	
		横方向 K 値測定		○	
得られる定数			単位重量 $\gamma$	<ul style="list-style-type: none"> <li>・粘着力 <math>c</math></li> <li>・せん断抵抗角 <math>\phi</math></li> <li>・一軸圧縮強さ <math>q_u</math></li> <li>・N 値</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・圧縮指数 <math>cc</math></li> <li>・圧密係数 <math>cv</math></li> <li>・体積圧縮係数 <math>mv</math></li> </ul>

「道路土工—カルバート工指針」(社団法人日本道路協会)より引用・三軸試験を三軸圧縮試験に修正

◎:特に有効な調査方法 ○:有効な調査方法 △:場合によって、用いられる調査方法

※「道路土工—カルバート工指針改訂版」が発行された 2010(平成 22)年 3 月より後の同年 10 月に、JIS 規格(JIS A 1221)が改正されたことにより、「スウェーデン式サウンディング」は「スクリーウエイト貫入試験」に名称変更となった。

表 3.2 地下水調査

調査項目	調査目的	調査方法
地下水位の把握	<ul style="list-style-type: none"> <li>・浮力の有無</li> <li>・浸透能力への影響</li> </ul>	観測井、ボーリング孔を利用した地下水位の測定
水質調査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・浸透施設における目詰まり防止</li> <li>・地下水、土壌汚染の防止</li> </ul>	必要に応じて流入水、地下水、土壌調査

「増補改訂 雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編」(社団法人雨水貯留浸透技術協会)より引用。

表 3.3 浸透能力調査

調査項目	調査目的	調査方法
浸透試験	地盤の浸透能力の評価	ボアホール法(標準タイプ)、実物試験

「増補改訂 雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編」(社団法人雨水貯留浸透技術協会)に準ずる。

#### (6) 上部の利用方法

上載荷重を決定するために、上部の利用方法を確認する。

#### (7) 基礎地盤

基礎を敷設する地盤として十分な支持力がないと予想される場合には、設置場所を再検討するか、必要に応じて地盤改良等の適切な対策を講じる。(詳細は、「3.5 基礎の設計」を参照)

#### (8) 流入する土砂量等

泥だめ等の流入施設の仕様を決定するために、想定される堆砂量、およびきょう雑物量を明確にする。堆砂量の想定については、例として「防災調整池等技術基準(案)解説と設計実例 増補改訂(一部修正)版(平成19年9月)」(公益社団法人日本河川協会)等を参考にする。

#### (9) 雨水の流入量

水文設計により既に雨水の流入量は算定されているものとする。流入施設の仕様を決定するために、雨水の流入量を確認する。設定した流入量に基づき、必要な流入施設を設計する。

### 3.3 貯留槽の設計

#### §9 貯留槽の設計

貯留槽の設計は、以下に示す手順に従って行う。

- (1) 配置可能範囲の決定
- (2) 平面形状の決定
- (3) 土被り
- (4) 貯留槽高の決定
- (5) 貯留容量の確認
- (6) 流入土砂、およびきょう雑物対策
- (7) 設計浸透量の算定
- (8) 貯留構造体の照査と確認

#### 【解説】

貯留槽の設計にあたっては、施工可能用地、計画流入高、計画排水高等から平面形状、および貯留槽の高さを決定し、計画貯留量を満足することを確認する。

#### (1) 配置可能範囲の決定

敷地の形状に合わせて、施工可能用地から仮設構造物と貯留槽間の施工余裕幅、搬入路用スロープ、および作業スペースを考慮して、配置可能な範囲を定める。

図 3.3 に示すように、貯留槽は建築物の基礎の終点から  $45^\circ$  の影響線内に配置しないことを原則とする。ただし、建築物の基礎から離れた場所に配置できない場合は、擁壁や鋼矢板(存置)を設置して側面荷重の影響が及ばないようにする。また、他の構造物と近接施工する場合については、貯留槽への影響を確認するとともに、建築物や地下構造物等への影響等についても配慮する。

貯留槽が浸透型の場合は、建築物等の基礎から貯留水深の 2 倍以上の水平距離を確保して、貯留槽を配置することが望ましい。なお、貯留水深の 2 倍以上の水平距離を確保できない場合は、建物等の基礎へ浸透水の影響を防ぐため、遮水工を施すこともできる。

本指針で取り扱う貯留槽は、コンクリート製品と比べて軽量であるため、据付け作業においても重機の使用が不要である場合が多いが、掘削面にクレーン車、搬入車等の重機を進入させる場合は、掘削面内に搬入スロープや作業スペースを確保する必要がある。

また、掘削により施設を埋設するため、掘削面には所要の勾配の設置もしくは土留工を行い、作業用スペースとして余裕幅を確保する必要がある。

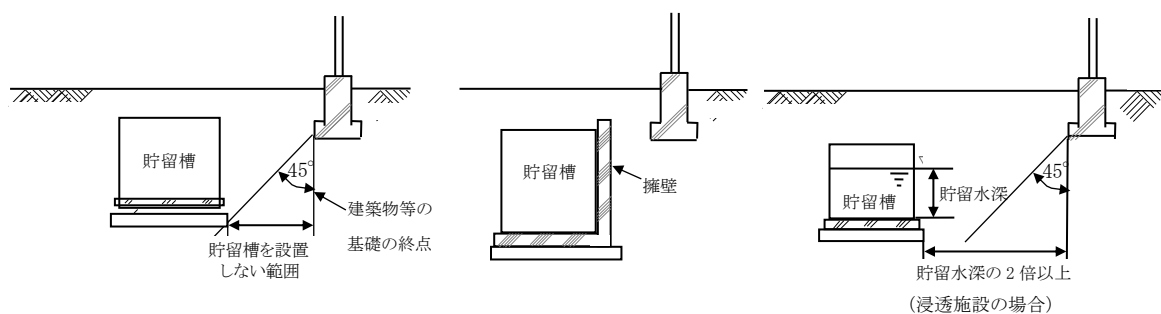


図 3.3 近接構造物への配慮

**(2) 平面形状の決定**

貯留槽の平面形状を設定するにあたっては、槽の規模、敷地形状、近隣の状況、流入、および放流施設の配置、施工方法、貯留槽の強度、耐震性能、既設の地下埋設物、維持管理等を考慮して、適切な平面形状を定める。なお、貯留槽幅は、耐震性能の照査結果に基づいて決定するが、維持管理性やリスク管理を考慮して貯留槽幅が長大とならないように分割することが望ましい。

**(3) 土被り**

土被りは、対象とする貯留槽の強度や、舗装構造、地上の利用状況、周辺地形を考慮して、適切に定める。土被りは、貯留構造体に偏荷重がかからないように、できるだけ一定とする。

また、土被りには自動車荷重等の集中荷重を地中方向に分散させる作用があり、本指針では「道路土工—カルバート工指針」(社団法人日本道路協会)に準拠して、輪荷重が地中に向かって45°の角度で一様に分布するとして、自動車荷重(活荷重)の照査も行う。

なお、本指針では、最小土被りは0.5m、最大土被りは2.0mを基本とする。

**(4) 貯留槽高の決定**

貯留槽高は、土被り、計画排水高、計画流入高、排水方法(自然流下、ポンプ排水)等を考慮して、計画貯留量、計画貯水位、越流水深から適切な高さを定める。

なお、本指針では貯留槽高は最大4mとする。

**(5) 貯留容量の確認**

貯留槽の規模は、施設計画における流出抑制量を満足するよう設定する。

その際、貯留槽ごとに定まる空隙率(貯留率)に基づいて、貯留容量の換算を式(3.1)、および式(3.2)にて行う。また、計画規模以上の雨水が流入した際、貯留槽の構造等に支障が生じないよう、エア抜き管等の排気設備を設置する。

$$V_w = V_{rt} \times Pr \quad \dots\dots\dots \text{式(3.1)}$$

$$Pr = \frac{(V_{rt} - V_m)}{V_{rt}} \times 100(\%) \quad \dots\dots\dots \text{式(3.2)}$$

ここに、

$V_w$  : 貯留容量 (m<sup>3</sup>)

$Pr$  : 空隙率(貯留率) (%)

$V_{rt}$  : シート類等を除いた貯留槽の外形寸法<sup>※1</sup>から算出した体積 (m<sup>3</sup>)

$V_m$  : 貯留槽に占める貯留構造体や点検孔等の実体積 (m<sup>3</sup>)

※1 計画貯留量を算出する際には貯留水深を用いてよい。



図 3.4 に示すように、計画貯水位は越流堰(オーバーフロー)の底高とし、計画貯水位以下の貯留容量が計画貯留量を満足するようにする。

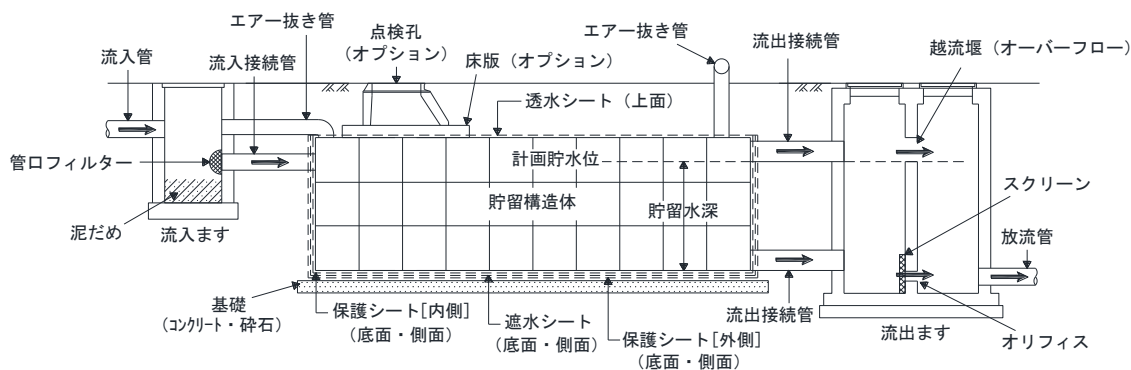


図 3.4 計画貯水位と貯留水深

#### (6) 流入土砂、およびきょう雑物対策

本指針に記載の貯留槽は、主に一辺の長さが 50～100cm 程度のプラスチック製の構成部材を組み合わせるため、内部に流入した土砂、きょう雑物、ゴミ等を除去することが難しい。また、多くの施設は底面に特に勾配等を設けていないため土砂が溜まりやすい。そのため、本施設は、流入ますに管口フィルター、泥だめ等を設けて土砂、およびきょう雑物等を捕捉・沈殿させ、貯留槽への流入を防止する構造とする。なお、大規模な流入施設を設置する場合は、管口フィルターに変えて脱着式スクリーンを設置する。

### (7) 設計浸透量の算定

設計浸透量は、コンクリート基礎を使用することを原則としており、側面からの浸透量を算定する。図 3.5 にイメージを示す。

ただし、基礎地盤に支持力があり、基礎形式として砕石基礎、砂基礎、透水性コンクリート基礎が設置可能で、底面からの浸透が見込める場合(「3.5 基礎の設計」の[参考]p22-25を参照)、側面に加え底面からの浸透量もカウントできる。

設計浸透量の算定は、「増補改訂 雨水浸透施設技術指針(案)調査・計画編(平成 18 年 9 月)」(社団法人雨水貯留浸透技術協会)、「雨水浸透施設の整備促進に関する手引き(案)(平成 22 年 4 月)」(国土交通省 都市・地域整備局 下水道部、河川局 治水課)等を参照されたい。

なお、側面の埋め戻し土は、ガラ等の異物や土壌汚染物を含まない良質な発生土とし、埋め戻し・転圧後に透水性が著しく劣化すると想定される場合は、砂質土、礫質土等と置き換え、その透水係数は、地盤の飽和透水係数以上であることが望ましい。

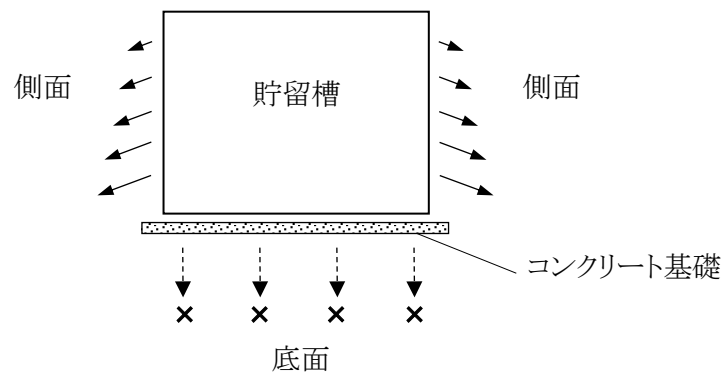


図 3.5 施設からの浸透イメージ

### (8) 貯留構造体の照査と確認

貯留槽に使用する貯留構造体は、想定される外力、使用条件に対して所定の機能が発揮できるよう、必要な安全性、および耐久性を有するものでなければならない。

貯留槽の安全性、および耐久性を確立するために、貯留構造体の鉛直方向荷重や水平方向荷重に対する強度、および長期性能、ならびに耐震性能を照査する必要がある。

また、貯留槽の更なる安全を追求するために、局部的な応力集中や薬品等の化学的影響に対する耐久性等を確認することが望ましい。

貯留構造体の照査と確認の方法については、本章の「3.7 貯留構造体の性能の照査と確認 p32-52」を参照されたい。

### 3.4 シートの選定

#### § 10 シートの選定

本施設の用途が貯留の場合は遮水シートを、用途が浸透の場合は透水シートを用いる。

- (1) 遮水シートの選定
- (2) 透水シートの選定
- (3) 保護シートの選定

#### 【解説】

本施設は、貯留施設と浸透施設の2つに大別される。

貯留施設では、貯留構造体の外面と周辺地盤との間に敷設するシートとして、遮水シートに加えて保護シートを用いる。浸透施設では、貯留構造体の外面と周辺地盤との間に敷設するシートとして、透水シートを用いる。

シートの破損は、貯留や浸透機能を確保できないことに加えて地表面の陥没等二次的な災害も懸念されることから、選定を適切に行うことが重要である。

#### (1) 遮水シートの選定

遮水シートは、貯留施設に用いる。想定される外力や使用条件に対して破断することなく貯留機能を発揮させるため、必要な強度と耐久性、および遮水性能を有するものでなければならない。遮水シートは、貯留構造体の外面と周辺地盤との間に敷設するシートで、一般的に貯留構造体の全面を隙間なく包囲して使用する。また、遮水シートの破断を防ぐため、原則として遮水シートの外側と内側を保護シートで包囲する。さらに、貯留構造体に土砂が流入しないように貯留構造体の上面には透水シートを用いて包囲する。

貯留槽は、地下に埋設することから、遮水機能が失われた場合の修復には開削が必要となり、きわめて困難な作業となるため、慎重に遮水シートを選定する。

貯留施設に用いる遮水シートには、均質シートや複合シートがある。遮水シート例は、「資料編4 表資 4.1」を参照されたい。

また、「廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領」(全国都市清掃会議)も参考にすることができる。

遮水シートの長期的な耐久性を発現するためには、物理的、および化学的な耐久性が必要である。物理的な耐久性に影響を及ぼす因子としては、施工時の覆土転圧等による破損、上部利用時の衝撃等による破損、埋戻し土に鋭利な石等が混入した場合の破損、側方からの土圧によるクリープ破壊等がある。また、化学的な耐久性としては耐光性、耐熱性や耐薬品性等があり、これらに注意して選定する必要がある。

## (2) 透水シートの選定

透水シートは浸透施設に用いる。想定される外力や使用条件に対して破断することなく機能を発揮させるため、必要な強度と耐久性、および透水性能を有するものでなければならない。透水シートの選定にあたっては、下記の事項を考慮する。

### 1) 透水性

透水シートに必要なとされる機能は、貯留槽内の雨水を速やかに土中に浸透させる機能と周辺土砂の貯留槽内への侵入を防止する機能である。シートの性能を評価する方法には、一般的に透水係数が用いられる。

透水シートの透水係数は、土壌の飽和透水係数を下回らないことが求められ、一般的に  $1.0 \times 10^{-3}$  m/s  $\sim$   $1.0 \times 10^{-4}$  m/s の透水性能を持ったシートを選定する。透水性を有するシートには、織布と不織布があるが、浸透施設の場合には透水性他の諸特性を考慮して、不織布を用いることが望ましい。

透水シートの織り方の違いによる特徴は「資料編 4 表資 4.2」を、原材料の違いによる透水シート(不織布)の特徴は「資料編 4 表資 4.3」を参照されたい。

### 2) 耐久性

透水シートの長期的な耐久性に関しては、物理的、および化学的な耐久性が必要である。物理的な耐久性に影響を及ぼす因子としては、施工時の覆土転圧等による破損、上部利用時の衝撃等による破損、埋戻し土に鋭利な石等が混入した場合の破損、側方からの土圧によるクリープ破壊等がある。また、化学的な耐久性としては、耐光性、耐熱性や耐薬品性等があり、これらに注意して選定する必要がある。

## (3) 保護シートの選定

保護シートは、遮水シートの破断を防止するために、遮水シートと周辺地盤の間、および遮水シートと貯留構造体の間に敷設するシートである。遮水シートを保護するために、必要な強度や耐久性を有する必要がある。保護シートは透水シートと同種のものを使用してよい。保護シートの選定にあたっては、下記の事項を考慮する。

### 1) 耐久性

保護シートの長期的な耐久性についても、透水シートと同様に物理的、および化学的な耐久性が必要であるため、これらに注意して選定する必要がある。

保護シートには織布と不織布がある。なお、その特徴は透水シートについて記述した、「資料編 4 表資 4.2、および表資 4.3」を参照されたい。

### 2) その他

保護シートは、透水シートと同種のものを使用してよいが、周辺地盤が礫質土や岩地盤の場合、掘削土をそのまま埋戻し土に用いると、施工中の荷重や上載荷重、土圧により、接触する保護シートが破損する危険性がある。このような場合は埋戻し土に砂等を用いる他、別途保護シートを増設するか、シートの厚さを増して、保護シートとしてより強度の高いものを選定する。

また、貯留用途においては、保護シートは必ずしも透水性能に留意する必要がないため、最終処分場や河川護岸において遮水シートの保護に用いられる厚さ 10 mm の反毛フェルトタイプが使用される場合がある。

### 3.5 基礎の設計

#### § 11 基礎の設計

基礎の設計にあたっては、以下の項目について検討を行う。

- (1) 基礎の形式
- (2) 基礎地盤の支持力
- (3) 液状化

#### 【解説】

##### (1) 基礎の形式

基礎の形式には、コンクリート基礎のほか砕石基礎や砂基礎等がある。本指針では、貯留槽の基礎の形式は、コンクリート基礎を原則とする。ただし、小規模な浸透施設や十分な地耐力、および平坦性が確保される場合は砕石基礎または砂基礎としてもよい。

貯留槽はプラスチック製の構成部材を積層や嵌合して構築される。そのため、構成部材間にずれを生じないように、基礎は大きな不陸や勾配をなくし構造物を水平に保つとともに、不等沈下による崩壊を起こさないよう十分な検討を行い、対策を講じる必要がある。なお、貯留浸透槽の基礎にコンクリート基礎を使用する場合は、底面から雨水が浸透しないため、設計浸透量の算定等には留意する必要がある。

##### (2) 基礎地盤の支持力

貯留槽の設計、および施工にあたっては、適切な形状寸法、基礎形式を設定するため、設置箇所の地盤調査(表 3.1、p13)、および地下水等の調査(表 3.2、p14)を行わなければならない。

基礎地盤内に部分的に軟弱層があり所定の支持力が得られない場合は、置換工法、地盤改良工法、杭基礎工法等を施す必要がある。

一般に、プラスチック製の貯留構造体は、貯留槽が満水状態でも掘削される土より軽量なため、基礎面に作用する荷重は従前の土の荷重より軽減されるので、支持力(地耐力)を満足する場合が多い。ただし、自動車荷重や地表載荷荷重が作用する場合は、所定の支持力(地耐力)を満足するかを検討する必要がある。なお、長期許容支持力、短期許容支持力の算定については、「資料編 6. 基礎地盤の照査検討 p104-106」を参照することができる。また、地盤の種類、N 値、および長期許容地耐力との関係は、表 3.4 を目安とすることができる。

##### (3) 液状化

地盤がレベル 1 地震時において液状化を起こす可能性の有無を検討し、液状化すると判定される場合、原則として設置しない。液状化する可能性のある場所に設置する場合には、地盤改良等の十分な対策を行う。液状化の判定は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編(平成 29 年 11 月)」等による。

## 〔参考〕

上記(1)～(3)を踏まえたプラスチック製地下貯留浸透施設の設置地盤対策例を24頁以降に参考として示す。本対策案の前提となっているのは、以下の留意事項である。

- ① N値2未満の軟弱地盤には地盤改良等の対策が必要である(表3.4)。また、長期許容地耐力が低い地盤については、24頁以降に記載する設置地盤対策例を参考にするなどして別途検討を要する。
- ② 貯留槽設置場所において、複数箇所でサウンディング等を実施し、土質、層厚、N値等を把握することが望ましい。

(一般社団法人地盤保証検査協会では、4か所以上/宅地でスウェーデン式サウンディング試験を実施することとしている)

表 3.4 長期許容地耐力の目安

地 盤		長期許容地耐力 (kN/m <sup>2</sup> )		N 値	備考
土丹盤		300		30 以上	
れき層	密実なもの	600		50 以上	
	密実でないもの	300		30 以上	
砂質地盤	密なもの	300		30～50	
	中位	200		20～30	
		100		10～20	
	ゆるい	<b>50</b>		5～10	液状化の検討が必要
非常にゆるい	<b>30 以下</b>		5 以下		
粘土質地盤	非常に硬い	200		15～30	
	硬い	100		8～15	
	中位	<b>50</b>		4～8	支持力や沈下の検討が必要
	軟らかい	<b>30</b>		2～4	
	非常に軟らかい	<b>20 以下</b>		<b>2 以下</b>	地盤改良等が必要
関東ローム	硬い	150		5 以上	
	やや軟らかい	100		3～5	
	軟らかい	<b>50 以下</b>		3 以下	支持力や沈下の検討が必要

「小規模建築物基礎設計の手引き」(社団法人 日本建築学会)に備考を加筆

注 1) 長期許容地耐力 50kN/m<sup>2</sup>以下を太字で表記した。

注 2) N 値 2 以下を太字で表記した。

対策例として、長期許容地耐力が設計外力を上回る場合と下回る場合の貯留タイプと浸透タイプに大別して、基礎形式の構造について解説する。基礎形式は、表 3.5 を参考に選定する。

また、設計図書(設計図や特記仕様書等)には表 3.6 に示すような材料仕様表を必ず記載し、材料仕様を明確にする必要がある。

表 3.5 基礎の形式の選定案

	設計地耐力がある場合	設計地耐力がない場合
貯留施設 (A)	基礎コンクリート 100mm 基礎碎石 150mm ⇒構造例:【A-1】	地盤改良工法またはジオセル工法 <sup>※1</sup> ⇒構造例:【A-2】地盤改良工法 【A-3】ジオセル工法 <sup>※1</sup>
浸透施設 (B)	敷砂 50mm 基礎碎石 150mm ⇒構造例:【B-1】	N 値 2 未満の軟弱地盤は、一般的に浸透不可 <sup>※2</sup>

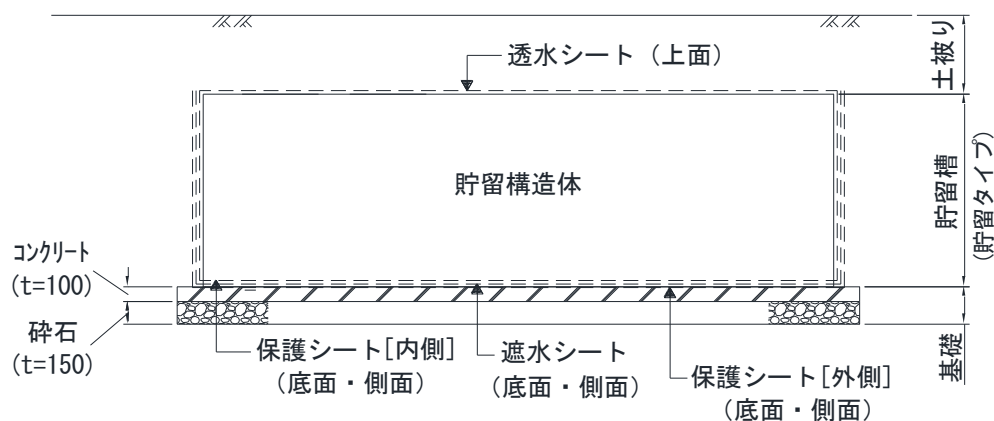
※1 上記ジオセル工法に使用する製品は、(公社)雨水貯留浸透技術協会の認定品であること。

※2 貯留槽底面の土質が緩い砂で、設計地耐力がない条件のとき、ジオセル工法を用い、透水性のある良質土で貯留槽側面を適切に埋め戻した場合は、浸透槽として側面と底面からの浸透量を計上できる。

#### A: 雨水貯留タイプの構造例

##### ●【A-1】(長期許容支持力>設計外力) ⇒ 貯留槽で浸透させない場合の標準タイプ

地盤の許容支持力が設計外力を上回る場合は、標準タイプ(図 3.6)の基礎構造を採用する。

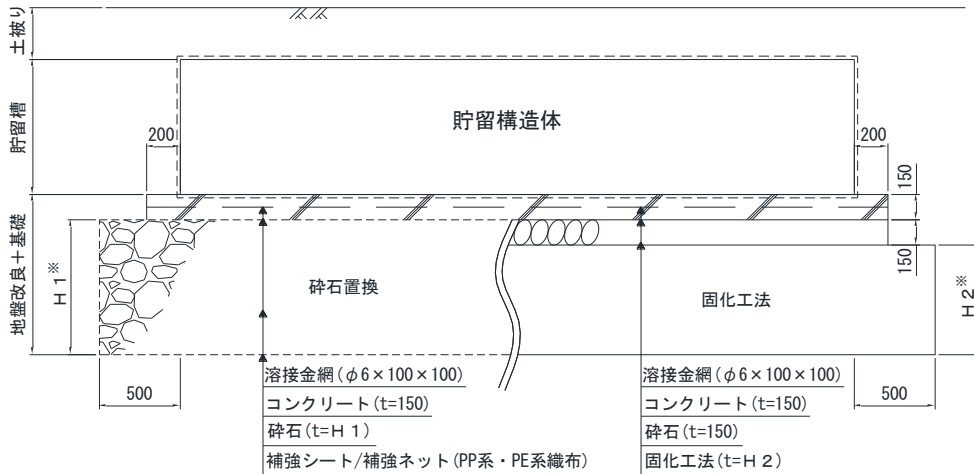


※貯留タイプの基礎は、碎石t=150mm敷設後、コンクリートt=100mm打設を標準とする。

図 3.6 雨水貯留タイプの基礎構造例(A-1)

●【A-2】(長期許容支持力<設計外力) ⇒ 貯留槽で浸透させない場合の地盤改良の例

長期許容支持力が設計外力を下回る場合は、地盤改良(砕石置換工法、セメント安定処理工法)、ジオセル工法等を含め、特段の検討を要する。ここでは、地盤改良の対策例を示す(図 3.7 地盤改良の基礎構造例(A-2)参照)。

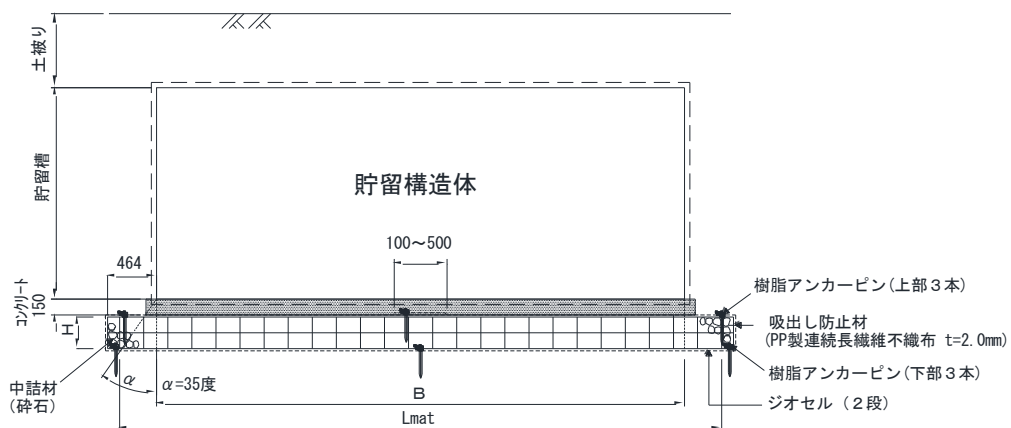


※改良厚さ(H1、H2)や固化強度は、掘削時の安定計算により、適宜検討して決定すること。  
 ※基礎は元来堅固な地盤に設置すべきものであるため、地盤改良を行った場合でも安全性を考慮して通常より厚い150mmのコンクリート基礎とし、コンクリートのひび割れを防止するため溶接金網を配置することが望ましい。

図 3.7 地盤改良の基礎構造例(A-2)

●【A-3】(長期許容支持力<設計外力) ⇒ 貯留槽で浸透させない場合のジオセル工法の例

地盤の許容支持力が設計外力を下回る場合の一例として、ジオセル工法の対策例を示す(図 3.8 ジオセル工法の基礎構造例(A-3)参照)。



※ジオセル工法の貯留タイプは、t=150mm以上の調整コンクリートでジオセル上の不陸調整をするものとする。

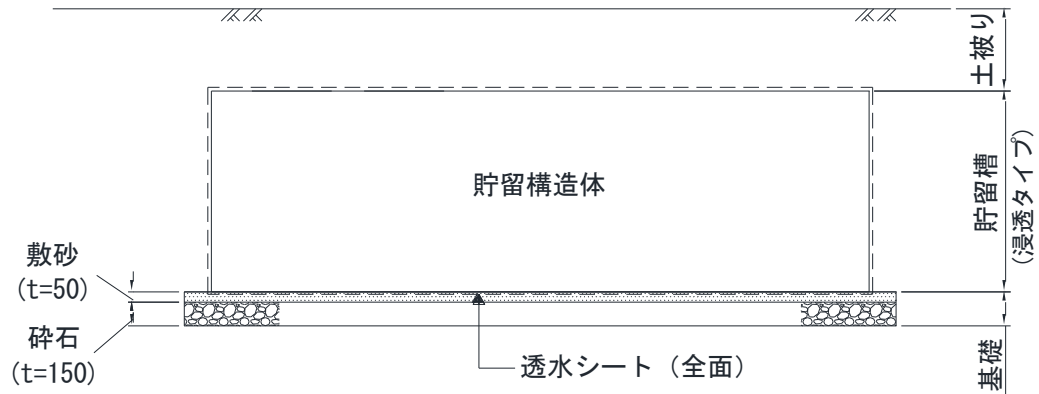
図 3.8 ジオセル工法の基礎構造例(A-3)



## B: 雨水浸透タイプの構造例

### ●【B-1】(長期許容支持力>設計外力) ⇒ 貯留槽で浸透させる場合の標準タイプ

長期許容支持力が設計外力を上回る場合は、標準タイプ(図 3.9)の基礎構造を採用する。



※浸透タイプの基礎は、砕石t=150mm 敷設後、敷砂t=50mm 敷均しを標準とする。

※既存土と埋め戻し土の土質に浸透が見込める場合は、側面と底面からの浸透量を計上できる。

図 3.9 雨水浸透タイプの基礎構造例(B-1)

表 3.6 材料仕様表の例

種目	名称	仕様 (材質・形状・規格等)	厚さ (質量)	強度			伸び率	備考
				圧縮	引張	引裂		
シート工	透水・保護シート	ポリプロピレン、ポリエステル系長繊維不織布	4mm (400g/m <sup>2</sup> )	-	20 kN/m 以上	-	40% 以上	
	補強シート/ 補強ネット	ポリプロピレン、ポリエステル系織布	-	-	24 kN/m 以上	-	15% 以下	
	遮水シート(1)	軟質塩化ビニルシート	1.5mm	-	1000 N/cm <sup>2</sup> 以上	40 kN/m 以上	200% 以上	JIS A6008
	遮水シート(2)	加硫ゴムシート		-	750 N/cm <sup>2</sup> 以上	25 kN/m 以上	450% 以上	
	遮水シート(3)	非加硫ゴムシート		-	50 N/cm <sup>2</sup> 以上	30 kN/m 以上	450% 以上	
	遮水シート(4)	熱可塑性エラストマー系	1.0mm	-	750 N/cm <sup>2</sup> 以上	40 kN/m 以上	450% 以上	
基礎工	コンクリート	18-8-25	150mm	-	-	-	-	
	砕石	C-40	150mm	-	-	-	-	底面から浸透させる場合、再生材についてはその空隙率や透水性を十分考慮して使用すること
	敷砂	クッション用	50mm	-	-	-	-	
	溶接金網	φ6×100×100	-	-	-	-	-	

※設計図書には使用する材料の仕様を必ず明記すること。

### 3.6 付帯施設の設計

#### § 12 流入施設

流入施設は、所定の流量を確実に流入できるよう、以下の項目について適切な設計を行う。

- (1) 流入接続管の断面積
- (2) 流入管の設置高
- (3) 泥だめ
- (4) 貯留構造体と流入接続管の接続
- (5) スクリーン
- (6) 連通管

#### 【解説】

流入施設は、計画流入量を安全に貯留槽に導水する一方で、土砂、きょう雑物等の流入を防止する機能を必要とする。よって、以下の項目について適切な設計を行う。

##### (1) 流入接続管の断面積

流入接続管は、計画流入量を確実に貯留槽に流入させるため、計画流入量の流下に対して十分な余裕をもつ断面積を確保する。流入接続管の断面の設定には、 Manning式等適切な流量公式を用いる。

##### (2) 流入管の設置高

流入管の管底高は、計画した貯留量を確実に貯留するため、最大貯留時の水位より高い位置に設置する。

##### (3) 泥だめ

堆砂により貯留槽の有効容量が確保できなくなった場合は、堆砂を速やかに排除する必要があるが、貯留槽内での排砂作業は困難である。このため、土砂の流入を防止するため、流入施設に所要の規模の泥だめを設ける構造とする。

また、小規模な施設の場合、沈砂ます等を設けることにより土砂、きょう雑物等の流入を防止することもできる。

##### (4) 貯留構造体と流入接続管の接続

流入接続管と貯留構造体との接続部には、必要に応じて可とう継ぎ手を用いる。

##### (5) スクリーン

貯留槽内へのきょう雑物の流入防止のために、スクリーンを設置する。スクリーンの目幅は、維持管理の頻度や雨水とともに流入するきょう雑物の種類により決定するのが望ましいが、おおむね 5～12mm とする。なお、小規模な流入施設の場合には、流入接続管の流入ます側に流入接続管と同径の着脱可能な管口フィルターを設置してもよい。

## (6) 連通管

貯留槽を分割する場合は、計画雨水流入量を確保できる大きさの連通管を設置する。連通管は、貯留槽に取り込んだ雨水を確実に排水することを考慮して、流出接続管と同じ高さで、貯留槽の上部と下部に設けることが望ましい。

なお、貯留槽は、1槽ごとの耐震性能が確保できる貯留槽幅とし、それを超える場合、貯留槽同士は別々の槽に縁を切り、各槽が別の槽に影響を与えないように離隔をとって設置する。よって連通管の長さは、貯留槽の間隔を確保できる長さにする必要がある。

## 〔参考〕

泥だめは、集水した雨水中に含まれる土砂等を重力沈降によって除去するもので、その規模は設計流入量、土粒子の限界流速に応じて設定することができる。以下に泥だめの規模の設定方法を参考に示す。詳細は「雨水利用ハンドブック」p110-113(社団法人雨水貯留浸透技術協会)を参照されたい。

泥だめ内の沈降現象は次式により求めることができる。

$$u/V = H/L \quad \dots\dots\dots \text{式(3.3)}$$

$$V = Q/(W \cdot H) \quad \dots\dots\dots \text{式(3.4)}$$

$$T = (W \cdot L \cdot H)/Q \quad \dots\dots\dots \text{式(3.5)}$$

ここに、

$V$  : 泥だめ内の平均流速 (m/s)

$Q$  : 流入水量 (m<sup>3</sup>/s)

$W$  : 泥だめの有効幅 (m)

$H$  : 泥だめの有効水深 (m)

$L$  : 泥だめの有効長 (m)

$u$  : 土粒子の沈降速度 (m/s)

一方、土粒子の限界流速は次式により求める。

$$V_c = \sqrt{\frac{8\beta}{f} \cdot g \cdot (s-1)D} \quad \dots\dots\dots \text{式(3.6)}$$

ここに、

$V_c$  : 限界流速 (m/s)

$f$  : 摩擦係数 (=0.03)

$\beta$  : 定数 (=0.06)

$s$  : 粒子の比重 (砂において 2.65)

$D$  : 土粒子の粒径 (m)

上式より、 $V = V_c$ となる泥だめ形状を求める。

なお、最小除去粒子を 0.4mm とした場合の限界流速は 0.3m/s 程度となる。

### § 13 放流施設

放流施設は、所定の流量を確実に排水できるよう、以下の項目について適正な設計を行う。

- (1) 排水方式
- (2) オリフィスの設計
- (3) 貯留構造体と流出接続管、およびオーバーフロー管の接続

#### 【解説】

放流施設は、排水先の水位等に応じて適切に排水方式を定めるとともに、下流管きよの構造や流下能力を確認し所要の流量を確実に排水する必要がある。よって、以下の項目について適正な設計を行う。

#### (1) 排水方式

排水方式は、自然流下方式を原則とする。

排水先の水位等により自然排水が困難な場合はポンプ排水方式、もしくは両者の併用方式を選定する。排水先となる下流管きよの構造や流下能力を確認し、排水量が放流先の流下能力を上回らないように排水する。また、特に下流管きよが満管となり、溢水しないように注意する。

##### 1) 自然流下方式

自然流下方式の場合は、放流管、オーバーフロー管、オリフィスからなる流出ますを設けるものとする。なお、オリフィスの手前には、スクリーンを設置することを原則とする。また、設置できない場合は、オリフィスの手前、もしくは下流側から目詰まりに対する維持管理ができる構造とする。

##### 2) ポンプ排水方式

ポンプ排水方式の場合は、標準的にポンプピット、およびポンプからなる流出ますを設けるものとする。

特に、自動ポンプ排水の場合は、下流管きよの起動時水位設定を慎重に行う。

#### (2) オリフィスの設計

貯留施設に流入した雨水は、いったん貯留された後、流出接続管から外部へ排出される。オリフィスは詰まりの原因となりやすいため、維持管理ができるように計画する。

オリフィスの設計時には、計画降雨時に下流の管きよ等が計画流量以下となるよう、貯留槽からの許容放流量 (m<sup>3</sup>/sec)を定める。図 3.10 に示す関係において、オリフィスの断面積  $A$  (m<sup>2</sup>)は、許容放流量に対し、式(3.7)で計算される(オリフィス詳細は図 3.11 参照)。なお、オリフィスの手前には、スクリーンを設置することを原則とする。また、設置できない場合は、オリフィスの上流側、もしくは下流側から目詰まりの維持管理ができる構造とする。

$$A = \frac{Q}{C\sqrt{2gH}} \dots\dots\dots \text{式(3.7)}$$

ここに、

- $A$  : オリフィス断面積 ( $m^2$ )
- $Q$  : 許容放流量
- $C$  : 流量係数 ( $=0.6$ )
- $H$  : オリフィス中心高を基準面とする水位 (m)
- $D$  : オリフィスの高さまたは直径 (m)
- $g$  : 重力の加速度 ( $=9.8 m/s^2$ )

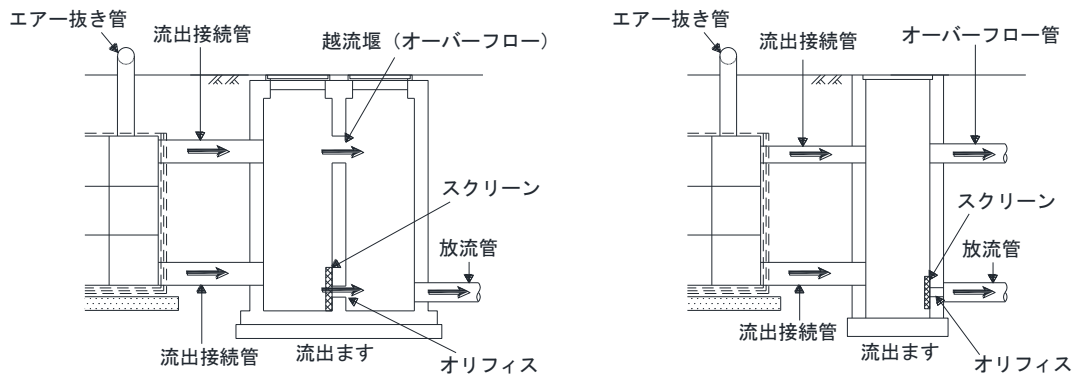
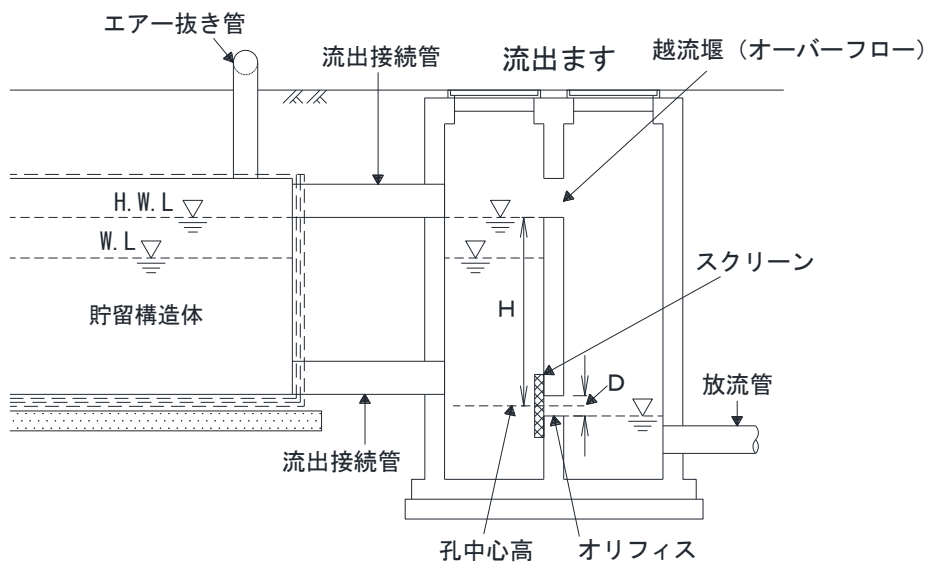


図 3.10 オリフィス説明図(放流施設)



- $H$  : オリフィス中心高を基準面とする水位 (m)
- $D$  : オリフィスの高さまたは直径 (m)

図 3.11 オリフィス詳細図(放流施設)

### (3) 貯留構造体と流出接続管、およびオーバーフロー管の接続

流出接続管やオーバーフロー管と貯留構造体との接続部には、必要に応じて可とう継ぎ手を用いる。

## § 14 維持管理施設

貯留槽には、以下に示す維持管理が可能な施設を必要に応じて配置する。

- (1) 点検孔
- (2) エアー抜き
- (3) 明示サイン
- (4) 点検記録・施設台帳

### 【解説】

点検孔は、貯留槽内の堆砂の状況、水量、施設の変形等の異常を確認できるよう設置する。エアー抜きは、雨水の流入によって生じる圧縮空気の影響を解消するため必要に応じて設置する。点検孔やエアー抜きの設置位置、および口径は、本施設の構造やジョイント部分の制約を受ける場合がある。

貯留槽内に点検孔、およびエアー抜きを設ける場合には、貯留構造体の一部を抜き出すことになるため、必要な強度をもった補強を行う。また、点検孔に人孔を用いる場合、人孔の荷重や人孔を介した輪荷重が貯留槽（貯留構造体）に分散してかかるように配慮する。なお、槽内に作業員が入るための昇降用ステップ、はしご等を設置する場合は、腐食性を考慮し、足掛け金具を設ける場合は、鋼鉄製（樹脂被覆）、ステンレス製、樹脂製等腐食に耐えるものを用いなければならない。

#### (1) 点検孔

点検孔は、清掃孔も兼ねることから地上部から貯留槽の底部まで見通せるものとする。

点検孔人孔蓋には、地下に本施設が埋設されていることと火気使用禁止等を明示する。

また、抜き出した貯留構造体の補強を目的とした強度の検討方法については、資料編 7 に記載した点検孔の構造検討方法により、貯留構造体としての強度、および長期性能が確保されていることを確認する。

#### (2) エアー抜き

エアー抜きは、排気量に見合った構造とする。また、エアーの出口は土砂の流入等により閉塞しないように対策を講じる。なお、点検孔や流出ますに有孔蓋を使用すればそれらをエアー抜きとして兼用することもできる。

#### (3) 明示サイン

不特定多数の車両や人等が立入る可能性のある校庭、公園、および広場等に貯留槽を設置する場合には、乗入れできる車両の重量制限、貯留浸透槽の上部および近傍でのクレーン作業禁止、焚き火やバーベキュー等の火気使用禁止等を明示したサインを設置することが望ましい。

また、近接工事により貯留構造体やシート等が破損する恐れがあることから、設置位置を示すために、オフセット標示杭等を設置することが望ましい。明示サインの一例として、資料編 8 に記載の雨水貯留槽専用人孔蓋を点検孔に設置する。

#### (4) 点検記録・施設台帳

施設の維持管理については、施設の構造、および機能等を記載した、施設台帳を作成し、点検記録等の維持管理記録を保管する。

### 3.7 貯留構造体の性能の照査と確認

#### § 15 照査と確認の考え方

貯留槽の設計を行う際、貯留構造体の性能の照査と確認を行う。

- (1) 照査項目
- (2) 確認項目

#### 【解説】

プラスチックは、長期の使用において初期性能から徐々に変質する特性を有するため、貯留槽の設計にあたっては貯留構造体の強度や長期性能をはじめ様々な項目について性能の照査と確認を行い、安全を確保する。また、プラスチックは、同一樹脂名であっても、ミクロ的な観点から見ると分子量や分子量分布あるいは含有物等が異なっており、同一の特性を発現しない場合も多い。よって、貯留構造体の成形材料となるプラスチックの品質について所定の評価を行い、樹脂の均一性を確認することが望ましい。

#### (1) 照査項目

照査項目は、貯留構造体の安全を確保するために、必ず満足しなければならない項目として扱い、以下の事項をそれぞれ § 16～ § 20 に示す方法で照査する。

- ① 強度の照査 ( § 16)
- ② 長期性能の照査 ( § 17)
- ③ 耐震性能の照査 ( § 18)
- ④ 第 3 次クリープ発生応力 ( § 19)
- ⑤ 長期クリープに対する安全性 ( § 20)

設計者は、貯留構造体に作用する荷重、および外力を適切に設定する。貯留構造体に作用する荷重は、常時においては、死荷重、活荷重、雪荷重等があり、地震時においては、地震時外力がある。

常時荷重に対しては、強度の照査( § 16)、および長期性能の照査( § 17)に従い照査を行う。コンクリート構造物では、一般的にクリープが大きな問題とはならないため、継続的に作用し続ける荷重に対する照査を実施する必要がない。一方、本指針で対象とする貯留構造体はプラスチック製であり、長期にわたって継続的に荷重が作用し続けるとクリープ変形によるひずみが発生するため、長期性能の照査も行う必要がある。

地震時の照査は、耐震性能の照査( § 18)に従い照査を行う。貯留構造体はプラスチック製の構成部材を組み合わせた特殊な構造をしており、地震時には貯留槽のせん断変形が発生する。本指針では、地震時におけるせん断変形の程度を交番載荷試験、およびレベル 2 地震動を想定した動的解析を実施し、載荷荷重と貯留槽高ごとに許容貯留槽幅を設定することとしている。

第 3 次クリープ発生応力( § 19)は、3 次クリープ試験を行い、第 3 次クリープ発生点における引張応力と第 3 次クリープ発生時間の関係図を作成して、50 年後相当の第 3 次クリープ発生応力を外挿して求める。

長期クリープに対する安定性( § 20)は、§ 19 より求められる 50 年後相当の第 3 次クリ



ープ発生応力と構造解析より求められた最大引張応力、および引張試験より求められた引張降伏点応力の 1/4 の値をそれぞれ比較し、長期クリープに対して安全であることを照査する。

## (2) 確認項目

確認項目は、プラスチック製貯留構造体の更なる安全を迫及するものとして、特に再生材を使用する場合は、定期的に確認することが望ましい。確認項目は、§ 21～ § 23 に示す方法により確認する。

- ① 化学的耐久性 ( § 21)
- ② 貯留構造体の均一性 ( § 22)
- ③ 樹脂の均一性 ( § 23)

なお、照査項目に関連した試験方法をそれぞれ**附属編**に、確認項目に関連した試験方法をそれぞれ**資料編**に記載しているので参照されたい。

### § 16 強度の照査

設計した埋設条件において、貯留構造体が土中で受ける鉛直方向の荷重、および水平方向の荷重に対し、必要な強度を有していることを照査する。

- (1) 鉛直方向の強度の照査
- (2) 水平方向の強度の照査

#### 【解説】

貯留構造体の強度の照査は、地中で鉛直方向、および水平方向に貯留構造体を受ける応力と、貯留構造体強度試験より求められる応力の許容値とを比較して行う。鉛直方向は死荷重、および活荷重に対する応力の照査を行い、水平方向は側方からの土圧等に対する応力の照査を行う。また、使用環境に応じて、雪荷重等を適切に算定する。土中で受ける応力が、貯留構造体が有する応力の許容値より小さい場合、設計した土被り、および埋設深さでの施工は可能であると判断する。

なお、施工中、一時的に貯留槽に作用する荷重が強度の照査に用いた荷重と著しく異なることが懸念される場合は、別途検討を行う。

#### (1) 鉛直方向の強度の照査

貯留構造体は埋設されることで鉛直方向に継続的な覆土の荷重(死荷重)を受ける。また埋設した上部では車両等が通行し、断続的な荷重(活荷重)を受ける。貯留構造体に作用する鉛直方向荷重のイメージを図 3.12 に示す。

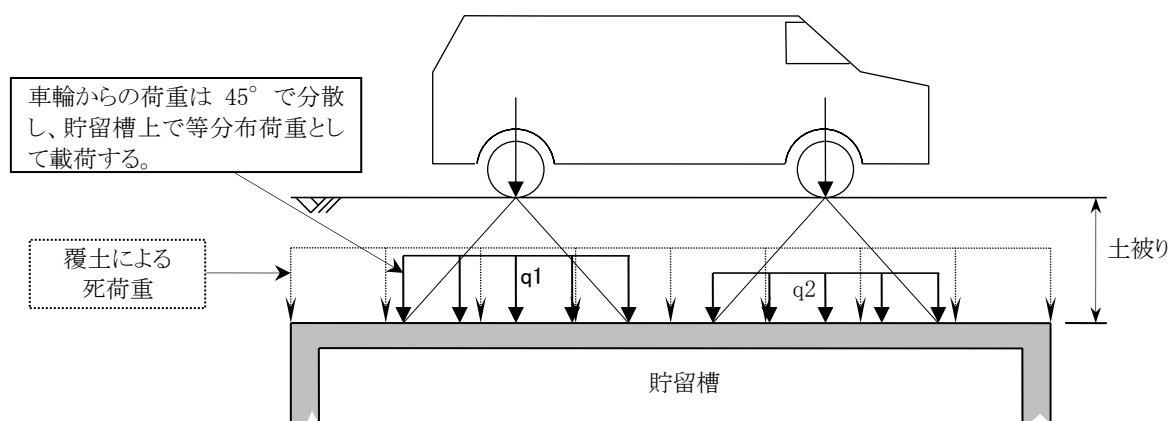


図 3.12 覆土による死荷重と自動車荷重( $q_1$ 、 $q_2$ )のモデル

これらの荷重は設計した土被りにより異なる。設計した土被りに対し、必要な強度を有していなければならない。照査のフローを図 3.13 に示す。

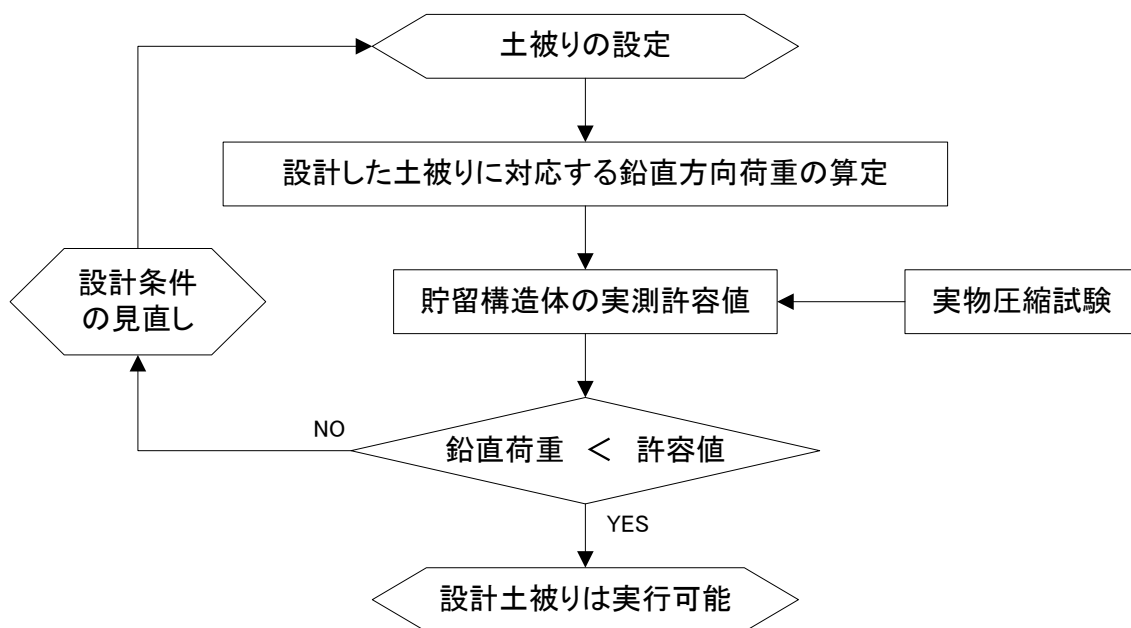


図 3.13 鉛直方向の強度照査フロー

1) 死荷重

土被りの厚さや覆土を構成する材料に応じて、死荷重を適切に算出する。死荷重の算定の基礎となる材料の単位体積重量を表 3.7 に示す。

表 3.7 覆土を構成する材料の単位体積重量の一般値<sup>※1</sup> (単位;kN/m<sup>3</sup>)

材 料 名	単位体積重量	材 料 名	単位体積重量
鉄筋コンクリート	24.5	碎石(栗石)	22.6
コンクリート	23.0	土砂(普通土)	18.0
アスファルトコンクリート	22.5	水	9.8

※1:「道路橋示方書・同解説 I 共通編」、「道路土工—カルバート工指針」(社団法人日本道路協会)を元に作成

## 2) 活荷重

本指針では、強度の照査に用いる活荷重として、T-25 荷重(250kN)の自動車荷重を原則とし衝撃を考慮する。

### a. 自動車荷重の算出方法

貯留構造体上面に作用する自動車荷重について以下に示す。

自動車荷重は、道路横断方向に制限なく載荷させるものとする。

単位長さあたりの荷重は、式(3.8)のとおりである。

$$P_1 = \frac{2T_1}{B}(1+i) \quad , \quad P_2 = \frac{2T_2}{B}(1+i) \quad \dots\dots\dots \text{式(3.8)}$$

ここに、

- $P_1$  : 自動車後輪による活荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_2$  : 自動車前輪による活荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $T_1$  : 自動車の1後輪荷重 (T-25 荷重の場合、 $T_1=100$ kN)
- $T_2$  : 自動車の1前輪荷重 (T-25 荷重の場合、 $T_2=25$ kN)
- $B$  : 自動車の占有幅 ( $B=2.75$ m)
- $i$  : 衝撃係数

衝撃係数は表 3.8 のとおりであり、本指針の適用範囲である土被り 0.5~2.0m では 0.3 とする。

表 3.8 衝撃係数<sup>※1</sup>

土被り $h_1$ (m)	衝撃係数
$h_1 \leq 3.5$	0.3
$3.5 < h_1$	0.0

※1 : 「駐車場設計・施工指針 同解説」(社団法人日本道路協会)より引用

輪荷重による活荷重(車輪からの荷重の広がり)は、図 3.14 に示すように、車輪設置幅 0.2mで車両進行方向(前後)にのみ地表面より 45° の角度をもって地中に分散するものとする。

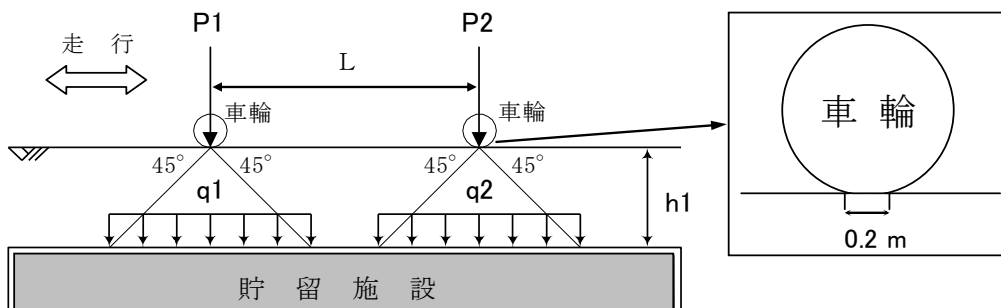


図 3.14 自動車荷重の考え方

貯留構造体上面に作用する等分布荷重は、式(3.9)のとおりである。

$$q_1 = \frac{P_1}{2 \cdot h_1 + 0.2} \quad , \quad q_2 = \frac{P_2}{2 \cdot h_1 + 0.2} \quad \dots\dots\dots \text{式(3.9)}$$

ここに、

- $q_1$  : 自動車後輪の等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_2$  : 自動車前輪の等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $h_1$  : 土被り (m)
- $P_1$  : 後輪荷重による道路横断方向単位長さあたりの荷重 (kN/m)
- $P_2$  : 前輪荷重による道路横断方向単位長さあたりの荷重 (kN/m)
- $L$  : 前輪と後輪との中心間距離(軸距、4.0m)

ただし、

$L > 2h_1 + 0.2$  の場合は、後輪荷重のみを考慮して、 $q = q_1$

$L \leq 2h_1 + 0.2$  の場合は、後輪と前輪荷重を考慮し、 $q = q_1 + q_2$  とする。

### 3) 鉛直方向強度の照査方法

1) と 2) で求められた鉛直方向荷重 ( $\sigma_A$ ) と実物の試験体による圧縮試験 (附属編 1) から得られた貯留構造体強度の許容値 ( $\sigma_{vc}/\gamma$ ) を比較する。照査は式(3.10)により行う。

$$\sigma_A < \sigma_{vc}/\gamma \quad \dots\dots\dots \text{式(3.10)}$$

ここに、

- $\sigma_A$  : 鉛直方向荷重(死荷重+活荷重) (kN/m<sup>2</sup>)
- $\sigma_{vc}$  : 貯留構造体の鉛直方向のみなし比例限界応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma$  : 材料係数 (参考値を 1.3 とする。)

なお、最大応力保証値で照査する場合は、常時も地震時も式(3.11)を用いる。

$$\sigma_B < \text{最大応力保証値} \times 0.7 \quad \dots\dots\dots \text{式(3.11)}$$

### (2) 水平方向の強度の照査

貯留構造体は、埋設されることで側方からの土圧により水平方向に荷重を受ける。埋設深さに対応する土圧を算出する際、本指針では、原則、活荷重として地表載荷荷重 10kN/m<sup>2</sup> を考慮する。なお、一般的には地下水圧等も加味するが、本指針では地下水位以上に貯留槽を設置することとしているため、地下水は基本的に対象としない。貯留構造体に作用する水平方向荷重のイメージを図 3.15 に示す。

これらの荷重に対し、貯留構造体は必要な強度を有していなければならない。照査のフローを図 3.16 に示す。

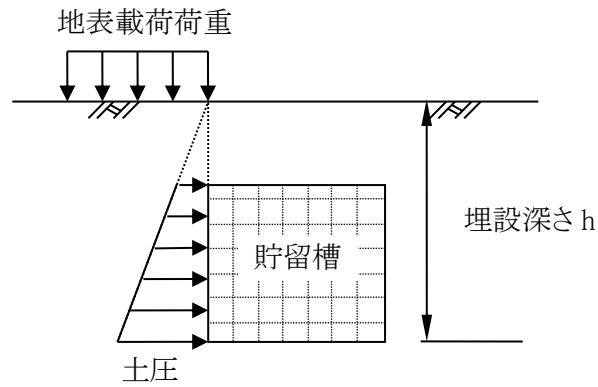


図 3.15 貯留構造体に作用する水平方向荷重のイメージ

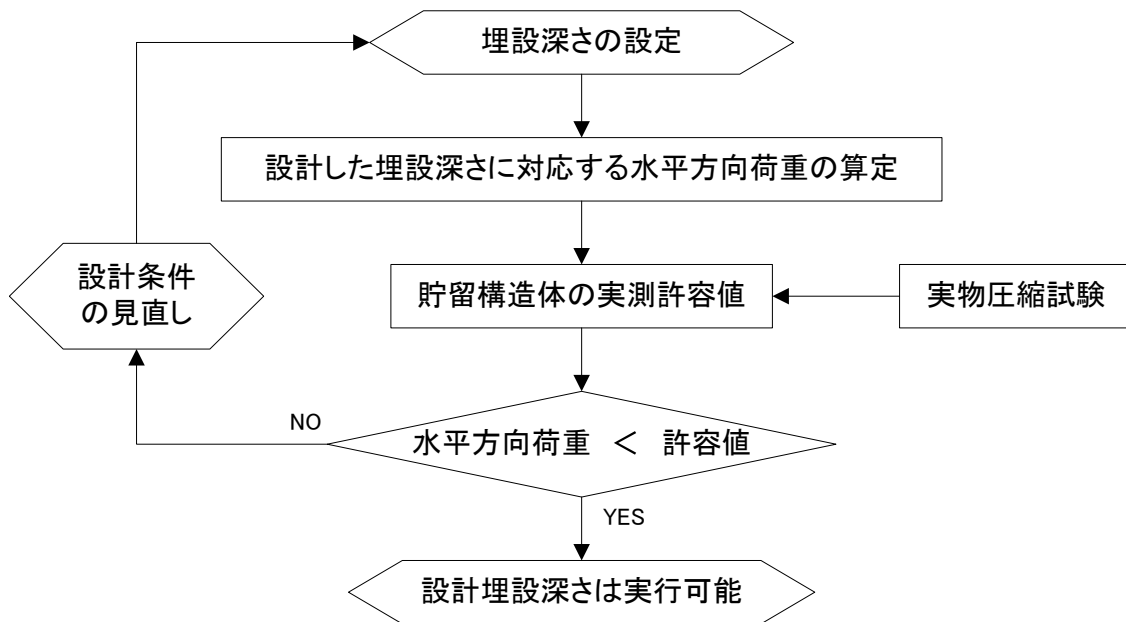


図 3.16 水平方向の強度の性能照査フロー

### 1) 水平方向荷重

水平方向荷重として土圧を考慮する。土圧は、埋設深さに応じて算出する必要がある。埋設深さに応じる土圧を算出する際、本指針では、原則、活荷重として地表載荷荷重  $10\text{kN/m}^2$  を考慮する。

ボックスカルバートのように剛構造の地中構造物の設計土圧には、一般に静止土圧が用いられている(例として、「道路土工—カルバート工指針」(社団法人日本道路協会))。また、地中深くに埋設され、側壁の変位が無視できる構造物についても、静止土圧を適用する。

一方、本指針で取り扱う貯留槽は地中構造物ではあるが、プラスチックで構成されるたわみ性構造物であるため、埋設深さが浅い場合は主働土圧が作用する。

以上のことから、本指針では、埋設深さが  $4\text{m}$  未満の場合は主働土圧を、 $4\text{m}$  以上の場合は静止土圧を用いて土圧の計算を行う。

a. 埋設深さ  $h$  (貯留槽への土圧作用点深さ) が 4m 未満の場合

埋設深さが 4m 未満では、柔構造に起因する変位の影響が予想できることから、クーロンの主働土圧を用いる(式(3.12)～式(3.14))。地震時については、式(3.15)～式(3.17)を用いる。

■常時

砂質土  $P_A = K_A \cdot \gamma_s \cdot h + K_A \cdot q$  ..... 式(3.12)

粘性土  $P_A = K_A \cdot \gamma_s \cdot h - 2 \cdot c \sqrt{K_A} + K_A \cdot q$  (ただし、 $P_A \geq 0$ ) .. 式(3.13)

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \dots\dots\dots \text{式(3.14)}$$

(なお、 $(\phi - \alpha) < 0$  の場合には  $\sin(\phi - \alpha) = 0$  とする)

ここに、

- $P_A$  : 深さ  $h$  における主働土圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $K_A$  : クーロン土圧による主働土圧係数
- $q$  : 常時の地表載荷荷重 (一般に 10 kN/m<sup>2</sup>)
- $h$  : 土圧 ( $P_A$ ) が側面に作用する深さ (m)
- $\gamma_s$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $c$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\phi$  : 土のせん断抵抗角 (rad)
- $\alpha$  : 地表面と水平面のなす角 (rad)
- $\theta$  : 施設側面と鉛直面のなす角 (rad)
- $\delta$  : 施設側面と土の間の側面摩擦角 (宅地防災マニュアル  $\delta = \phi/2$ , rad)

■地震時

砂質土  $P_{EA} = K_{EA} \cdot \gamma \cdot h + K_{EA} \cdot q'$  ..... 式(3.15)

粘性土  $P_{EA} = K_{EA} \cdot \gamma \cdot h - 2 \cdot c \sqrt{K_{EA}} + K_{EA} \cdot q'$  (ただし、 $P_{EA} > 0$ ) 式(3.16)

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \theta_0)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \theta_0) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \delta + \theta_0) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \dots\dots\dots \text{式(3.17)}$$

ここに、

- $P_{EA}$  : 深さ  $h$  における地震時主働土圧 (kN/m<sup>2</sup>)
  - $K_{EA}$  : 地震時主働土圧係数
  - $q'$  : 地震時に考慮すべき固定物による地表載荷荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
  - $\theta_0$  : 地震時合成角 ( $\tan \theta_0 = K_h$ )
  - $K_h$  : 水平震度
- 他の記号については、常時土圧における記号と同じ。

土圧計算に用いる土質定数としては、裏込め材の密度、せん断強度等がある。

これらの土質定数は、現場試験や土質試験により求めることが望ましいが、諸々の制約により地盤調査を行うことが困難な場合は、表 3.9 に示す土質定数を用いてもよいものとする。

表 3.9 土質定数の一般値とクーロン主働土圧係数( $K_A$ 、 $K_{EA}$ )計算例

裏込め土の種類	単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )	せん断抵抗角 ( $\phi$ )	粘着力 ( $c$ ) <sup>※2)</sup>	主働土圧係数	
				常時( $K_A$ ) <sup>※3)</sup>	地震時( $K_{EA}$ ) <sup>※3)</sup>
礫質土 <sup>※1)</sup>	20	35°	—	0.246	0.380
砂質土	19	30°	—	0.301	0.452
シルト・粘性土 ( $W_L < 50\%$ )	18	25°	—	0.367	0.539

(注) ※1) きれいな砂は礫質土の値を用いる。

※2) 計算上は、粘着力  $c$  を無視している。(実際には粘着力  $c$  が存在するので、せん断抵抗角  $\phi$  より急勾配法面も存在する。)

※3)  $\alpha = 0^\circ$ 、 $\theta = 0^\circ$ 、水平深度  $K_b = 0.2$  の場合

b. 埋設深さ  $h$  (貯留槽への土圧作用点深さ) が 4m 以上の場合

埋設深さが 4m 以上では、貯留槽の側壁に対して以下に示す静止土圧が作用するものとする。

常時については式(3.18)を、地震時については式(3.19)を用いる。

■常時

$$P_h = K_0 \cdot \gamma_s \cdot h + K_0 \cdot q \quad \dots\dots\dots \text{式(3.18)}$$

ここに、

- $P_h$  : 深さ  $h$  における土圧 ( $\text{kN/m}^2$ )
- $K_0$  : 静止土圧係数 (=0.5)
- $q$  : 常時の地表載荷荷重 (一般に  $10 \text{ kN/m}^2$ )
- $\gamma_s$  : 土の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

■地震時

$$P_{EA} = K_{E0} (\gamma_s \cdot h + q') \quad \dots\dots\dots \text{式(3.19)}$$

ここに、

- $P_{EA}$  : 深さ  $h$  における土圧 ( $\text{kN/m}^2$ )
- $K_{E0}$  : 地震時の割増土圧係数 (=0.5 × 1.2 = 0.6)
- $q'$  : 地震時に考慮すべき固定物による地表載荷荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )



## 2) 水平方向強度の照査方法

1)で求められた水平方向荷重( $\sigma_B$ )と実物の試験体による圧縮試験(附属編 1)から得られた貯留構造体強度の許容値( $\sigma_{hc}/\gamma$ )を比較する。照査は式(3.20)により行う。

$$\sigma_B < \sigma_{hc}/\gamma \quad \dots\dots\dots \text{式(3.20)}$$

ここに、

- $\sigma_B$  : 水平方向荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\sigma_{hc}$  : 貯留構造体の水平方向のみなし比例限界応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma$  : 材料係数 (参考値を 1.3 とする。)

また、地震時土圧に対する照査は、水平方向荷重( $\sigma_B$ )と貯留材の水平方向のみなし比例限界応力( $\sigma_{hc}$ )を比較する。照査は式(3.21)により行う。

$$\sigma_B < \sigma_{hc} \quad \dots\dots\dots \text{式(3.21)}$$

ここに、

- $\sigma_B$  : 水平方向荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\sigma_{hc}$  : 貯留構造体の水平方向のみなし比例限界応力 (kN/m<sup>2</sup>)

なお、最大応力保証値で照査する場合は、常時も地震時も式(3.22)を用いる。

$$\sigma_B < \text{最大応力保証値} \times 0.7 \quad \dots\dots\dots \text{式(3.22)}$$

**§ 17 長期性能の照査**

埋設された貯留構造体には荷重が継続的に作用し続けるが、プラスチック製であるためクリープ変形による変位量を考慮する必要がある。そのため継続的に作用し続ける荷重に対する長期性能の照査を行う。

- (1) 鉛直方向荷重
- (2) 水平方向荷重

**【解説】**

貯留構造体は使用期間中、長期間継続して覆土等による死荷重を受け続ける。本指針で対象とする貯留構造体は、長期にわたって継続的に荷重が作用し続けるとクリープ変形が発生するため、継続的に作用し続ける荷重に対する長期性能の照査を行う必要がある。継続的に作用し続ける荷重に対する50年相当変位量は、**附属編 2**に示す貯留構造体長期クリープ試験により求められる。下水道施設同様の長期性能を確保するため、本指針では鉛直方向、水平方向の変位量の許容値を設定した。

土中で継続的に受け続ける荷重が、変位量の許容値を満足する長期クリープ試験時の載荷荷重以下の場合、設計した土被り、および埋設深さでの施工は可能であると判断する。

(注) 長期性能について:プラスチックは長期の使用において徐々に変質する特性を有するため、長期性能を加味して設計しなければならない。ただし、現時点において50年におよぶ長期性能を明確にする手法は確立途上である。そこで、本指針では、プラスチック製品に関するこれまでの各種国内基準の考え方に準拠し、「変位量」による照査を基本とした。

**(1) 鉛直方向荷重**

貯留構造体は、埋設されることで鉛直方向に土被りに対応した覆土による荷重を継続的に受ける。継続的に作用する荷重による鉛直方向の変位量については、地表面に段差等が生じることによる日常生活への影響を防止することを目的として許容値を定めた。

鉛直方向荷重に対する長期性能の照査フローを**図 3.17**に示す。

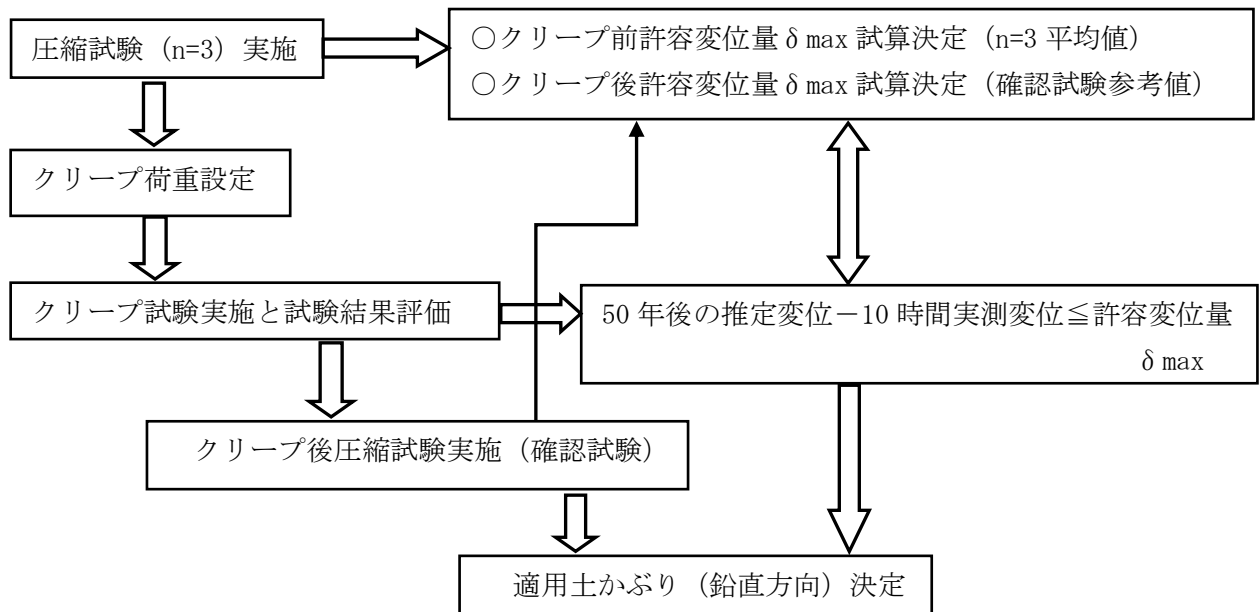


図 3.17 長期性能照査フロー(鉛直方向)

以下に鉛直方向の評価方法と留意事項を示す。

① 鉛直方向の貯留構造体長期クリープ試験結果の評価方法

附属編 2 に則って実施した変位量が許容値以下となる鉛直方向の載荷荷重を求める。変位量が許容値以下となる載荷荷重は、貯留構造体に長期間継続して作用し続ける場合でも、長期性能が確保されているとみなす。変位量の許容値は圧縮試験より求められる許容変位量(δ max)以下とする。試験時の載荷荷重が、荷重の照査に用いることが可能であるか判定するため、鉛直方向の貯留構造体長期クリープ試験の結果に対し、式(3.23)を用いて照査する。

$$50 \text{ 年相当変位} - 10 \text{ 時間実測変位} \leq \text{許容変位量}(\delta \max) \quad *1 \quad \dots \quad \text{式(3.23)}$$

※1:鉛直方向の許容変位量 δ max は、圧縮試験より求められる最大応力(kN/m<sup>2</sup>)の70%時の補正変位(mm)とクリープ荷重変位(mm)との差分とする。なお、クリープ後の圧縮試験より求めた δ max は確認試験であり、著しい圧縮強度の低下がないことを確認する。

② 鉛直方向荷重の照査

長期性能の照査に用いる鉛直方向荷重と貯留構造体長期クリープ試験における載荷荷重を比較する。なお、クリープ試験における載荷荷重は、圧縮試験時の最大応力より適正な荷重を設定する。

$$\begin{array}{l} \text{長期性能の照査に用いる} \\ \text{鉛直方向荷重} \end{array} \leq \begin{array}{l} \text{貯留構造体長期クリープ} \\ \text{試験時の載荷荷重} \end{array} \quad \text{式(3.24)}$$

式(3.23)と式(3.24)を満足する場合には、設計土被りでの施工は可能であると判断する。

③ 駐車場等の継続的に荷重がかかる場合の留意事項

長期性能の照査に用いる鉛直方向荷重としては、供用中、貯留構造体に継続的に作用続ける覆土による荷重を見込むことを原則とする。なお、重量の大きな車両が長時間駐車する駐車場のよう、大きな荷重が継続的に作用する可能性が高いと考えられる場合は、別途、地表載荷荷重を考慮する。また、地下水が高い場合は、浮力による影響を考慮する必要がある。

(2) 水平方向荷重

貯留構造体は埋設されることで埋設深さに対応した側方からの土圧を継続的に受ける。継続的に作用する荷重による水平方向の変位量についても、鉛直方向の変位量と同様に日常生活への影響が少ないことを考慮して許容値を定めた。

水平方向荷重に対する長期性能の照査のフローを図 3.18 に示す。

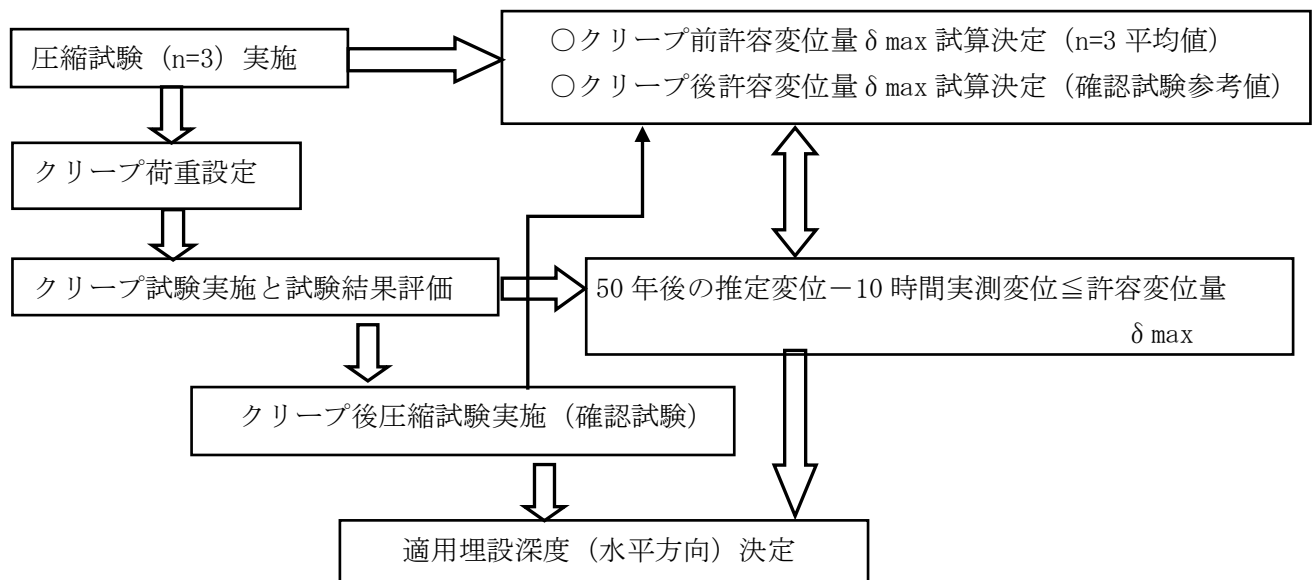


図 3.18 長期性能照査フロー(水平方向)

以下に水平方向の評価方法と留意事項を示す。

① 水平方向の貯留構造体長期クリープ試験結果の評価方法

附属編 2 に則り、変位量が許容値以下となる水平方向の載荷荷重を求める。鉛直方向と同様に、変位量が許容値以下となる水平方向載荷荷重は、貯留構造体に長期間継続して作用し続ける場合でも、長期性能が確保されているとみなす。試験時の載荷荷重が、荷重の照査に用いることが可能であるか判定するため、水平方向の貯留構造体長期クリープ試験の評価結果に対し、式(3.25)を用いて照査する。

$$50 \text{ 年相当変位} - 10 \text{ 時間実測変位} \leq \text{許容変位量} (\delta_{\max}) \quad \text{※}^2 \dots \dots \dots \text{式(3.25)}$$

※2: 水平方向の許容変位量  $\delta_{\max}$  は、圧縮試験より求められる最大応力(kN/m<sup>2</sup>)の70%時の補正変位(mm)とクリープ荷重変位(mm)との差分とする。なお、クリープ後の圧縮試験より求めた  $\delta_{\max}$  は確認試験であり、著しい圧縮強度の低下がないことを確認する。

### ②水平方向荷重の照査

長期性能の照査に用いる水平方向荷重と貯留構造体長期クリープ試験における載荷荷重を比較する。

$$\begin{array}{l} \text{長期性能の照査に用いる} \\ \text{水平方向荷重} \end{array} \leq \begin{array}{l} \text{貯留構造体長期クリープ} \\ \text{試験時の載荷荷重} \end{array} \quad \text{式(3.26)}$$

.....

式(3.25)を満足し、かつ式(3.26)を満足する場合には、設計埋設深さでの施工は可能であると判断する。

### ③駐車場等の継続的に荷重がかかる場合の留意事項

長期性能の照査に用いる水平方向荷重としては、供用中、貯留構造体に継続的に作用し続ける荷重である埋設深さに対応する側方からの土圧を見込むことを原則とする。この場合、活荷重は考慮しない。なお、重量の大きな車両が長時間駐車する駐車場のよう、大きな荷重が継続的に作用する可能性が高いと考えられる場合は、別途、活荷重である地表載荷荷重を考慮する。

§ 18 耐震性能の照査

土中に埋設された貯留槽は、地震動によりせん断変形を起こすため、せん断変形に耐えられる必要がある。設計した貯留槽幅が、交番载荷試験、ならびにレベル 2 地震動を想定した動的解析により得られている許容貯留槽幅の範囲内にあることを照査する。

【解説】

貯留槽は、土中において地震の影響を受け、せん断変形挙動を起こす。せん断変形の大きさは土被り、貯留槽高、貯留槽幅、および地盤条件等により値が異なる。

耐震性能に関する照査のフローを図 3.19 に示す。貯留構造体ごとに、本指針において想定する死荷重(普通土による想定土被り 2.0m、および 0.5m)、および貯留槽高での許容貯留槽幅を、附属編 3 に則り動的解析に基づき算定する。この算定結果を踏まえて、貯留槽幅は許容貯留槽幅を越えないように設計する(式(3.27)参照)。なお、動的解析に用いる地震動は、「道路橋示方書」に示される地震動を対象として行うものとする。

$$\text{設計した貯留槽幅} \leq \text{解析から得られた許容貯留槽幅} \dots\dots\dots \text{式(3.27)}$$

ただし、設計死荷重 $\leq$ 交番载荷試験時の载荷荷重<sup>※1</sup>  
かつ、設計貯留槽高 $\leq$ 交番载荷試験時の貯留槽高<sup>※2</sup>を同時に満たす場合に限る  
※1：本指針では、最大土被り 2m とする。  
※2：本指針では、貯留槽高を最大 4m 程度とする。

交番载荷試験時に設定した最大土被り相当荷重、あるいは最大貯留槽高よりも大きな土被り、あるいは貯留槽高にて設計する場合は、別途設計条件以上の試験条件にて交番载荷試験を行い、許容貯留槽幅の算定を行う。

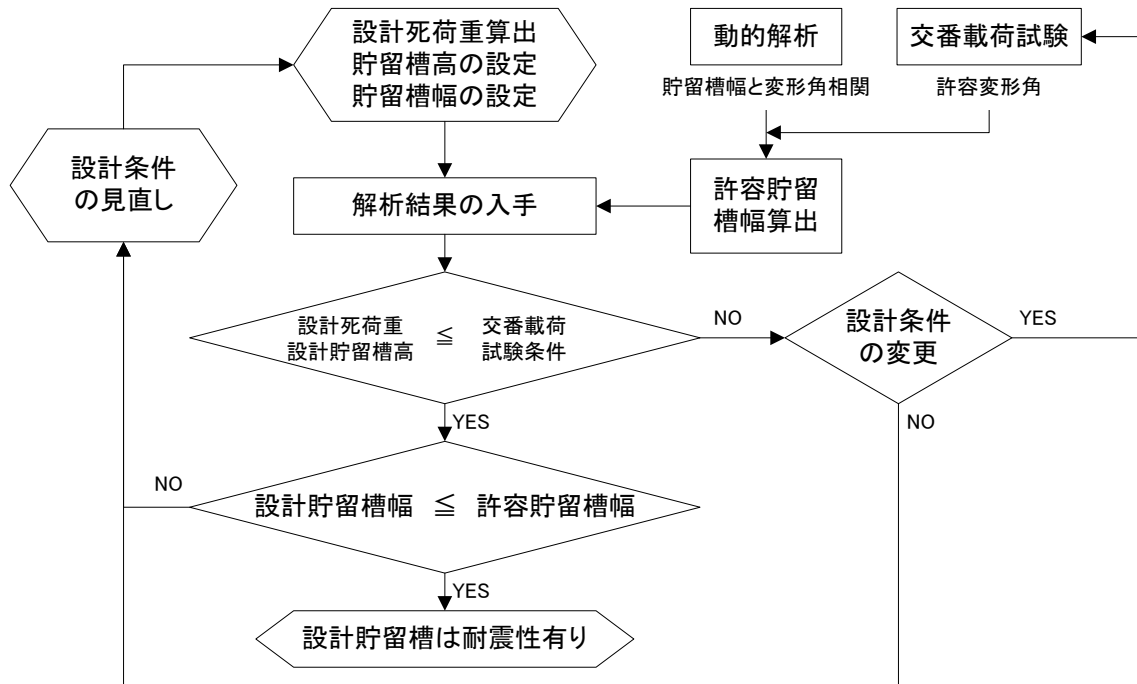


図 3.19 耐震性能に関する照査フロー

### § 19 第 3 次クリープ発生応力

長期性能を照査する際、50 年相当ひずみを外挿法にて推定するが、その外挿区間においてひずみが著しく増加し始めることがないか確認する。プラスチックの挙動を推測するため、[ひずみ－時間特性]を基に、常温 50 年相当において第 3 次クリープが発生する応力を求め、構造解析により貯留構造体にその応力を超える応力が局所的に発生していないことを照査する。

#### 【解説】

一般にプラスチックは、長時間継続的に荷重が作用し続けると、クリープ変形が生じる。図 3.20 にプラスチックに一定荷重が作用し続けた場合の、ひずみと時間の関係を示す。負荷直後の瞬間ひずみを示した後のひずみ速度が次第に減少していく第 1 次クリープ、ひずみ速度が一定となる第 2 次クリープ、ひずみ速度が急激に増加する第 3 次クリープの 3 段階に分けられる。§ 17 では、長期性能を照査するために、1,000 時間までのひずみデータから、外挿法を用いて 50 年相当ひずみを推定するが、外挿区間を直線で予測するためには、ひずみの増加がおおよそ一定で推移する第 2 次クリープの区間である必要がある。外挿区間(1,000 時間以上)の常温での挙動を実測するには長時間を要するため、「プラスチック製雨水地下貯留浸透施設技術マニュアル」(財団法人下水道新技術推進機構、社団法人雨水貯留浸透技術協会)においては温度による加速試験(資料編 2)を行うこととしているが、試験のできる機関が限定されるため、荷重を複数変えた引張クリープ試験を行い、その第 3 次クリープ発生点を確認し、引張応力－第 3 次クリープ時間図を作成して、50 年後相当の第 3 次クリープ発生応力を外挿して求める。試験の方法は附属編 4 に則り、第三者機関等が実施する。この値を式(3.29)に反映し、常温 50 年相当において第 3 次クリープが発生する応力が、局所的に貯留構造体に発生していないか確認する。

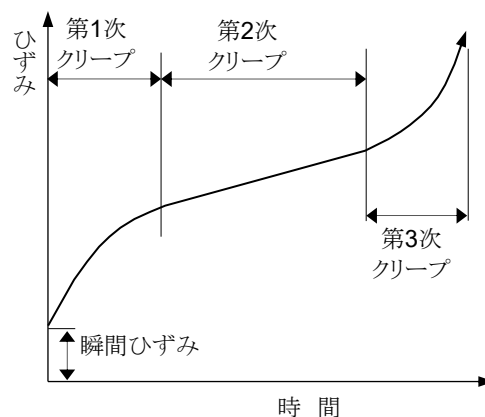


図 3.20 プラスチックのひずみ－時間特性イメージ

## § 20 長期クリープに対する安全性

構造解析により、貯留構造体の応力分布を把握し、長期クリープに対しての安全性を確認する。

### 【解説】

貯留構造体に働く引張応力は、第3次クリープ発生応力を超えないことが望ましい。

このため、構造解析結果、引張試験結果、および引張クリープ試験結果に基づき、長期クリープに対する安全性を確認する。なお、構造解析は一般的には有限要素法を用いるが、解析条件を資料編1、引張クリープ試験の方法を附属編4に記載している。

これについては、式(3.28)を満足するかを確認する。なお、式(3.28)、および式(3.29)を満足する場合は、50年相当において樹脂に第3次クリープが発生する応力以上の局所応力が作用しないと考えられる。

$$\begin{array}{l} \text{構造解析から求まる} \\ \text{最大引張応力} \end{array} < \frac{\text{引張試験より求められた} \\ \text{樹脂の引張降伏応力}^{※1}}{4^{※2}} \dots\dots\dots \text{式(3.28)}$$

$$\begin{array}{l} \text{構造解析から求まる} \\ \text{最大引張応力} \end{array} < \begin{array}{l} \text{引張クリープ試験（又は温度加速試験）} \\ \text{において50年相当で第3次クリープ}^{※3} \\ \text{が発生する応力}^{※4} \end{array} \dots\dots\dots \text{式(3.29)}$$

※1 : 樹脂の引張降伏応力は、JIS K7161、JIS K7162、JIS K7113 において得られた値

※2 : 「新素材(FRP)製耐震性貯水槽等の技術的可能性検討報告書 平成12年3月」  
(財団法人日本消防設備安全センター)安全率参照

※3 : 第3次クリープの説明は、§19と資料編2を参照されたい

※4 : 引張クリープ試験による算出方法は「附属編4 引張クリープ試験」を、温度加速試験による場合は「資料編2 温度加速試験による長期性能の補足試験方法」を参照されたい



## § 21 化学的耐久性

化学的耐久性について、貯留構造体が所定の性能を確保できるよう、化学的耐久性に関する以下の項目を確認する。

- (1) 耐薬品性
- (2) 耐光性
- (3) 耐熱劣化性と耐低温性

### 【解説】

貯留構造体は、雨水貯留浸透施設として、工場で生産されてから埋設完了に至るまで、日光や温度変化の影響を受けることが予想される。また、施設供用中は流入する水質の影響を受け続けることとなる。このような環境下にあっても所定の強度が維持されている必要があることから、以下の項目に関する評価結果が設定される管理基準を満足することを確認する。なお、各項目の評価方法の詳細は「資料編 3 化学的耐久性評価方法」を参照されたい。

#### (1) 耐薬品性

貯留槽は、供用中、雨水が断続的に流入し、また貯留されることから、流入する水質の影響を受け続けることとなるため、貯留構造体には水質の影響による変質がほとんど生じないことを確認する。評価結果は、薬品浸漬実験を行った前後での試験片の質量変化度、あるいは引張降伏応力の物性変化率として提示される。

#### (2) 耐光性

貯留構造体は、工場生産されてから埋設が完了するまでに日光にさらされる場合が考えられる。このような場合においても、初期性能と差異が生じていないことを確認する。評価結果は、資料編 3 に示した光源を用い、光源への暴露前後での試験片の引張降伏応力や伸び等の物性変化率として提示される。

#### (3) 耐熱劣化性と耐低温性

貯留構造体は、工場生産されてから埋設が完了するまでに温度変化の影響を受けることが考えられる。このような場合においても、初期性能と差異が生じていないことを確認する。評価結果は、資料編 3 に示す温度条件における試験前後の試験片の引張降伏応力や伸び等の物性変化率として提示される。

**§ 22 構成部材の均一性**

貯留構造体が強度や長期性能等について所定の性能を確保できるよう、構成部材の品質の均一性に関する以下の項目を確認する。

- (1) 質量
- (2) 寸法

**【解説】**

構成部材は、成形条件を変更したり、生産に用いる金型が異なったりと、その質量や寸法に差異が生じ、貯留構造体の強度や長期性能に影響が及ぶことがあるため、質量や寸法に関して品質の均一性を確認する。品質の均一性は、質量や寸法の測定結果が設定する管理基準以内であることを確認する。

定期的に生産ロットの異なる製品を抜き出し、その特性を測定し均一性を確認する必要がある。また、設計者の要望に応じ納入製品の計測結果について提示できるよう、適宜計測を実施する。

**(1) 質量**

構成部材の質量を確認し、貯留構造体の均一性を確認する。試験体数は3以上とする。本指針の**附属編 1**に掲載した製品は、外形寸法 300mm 以上の構成部材において偏差が $\pm 3.0\%$ 以内である。

**(2) 寸法**

構成部材の寸法を確認し、貯留構造体の均一性を確認する。試験体数は3以上とする。本指針の**附属編 1**に掲載した製品は、外形寸法 300mm 以上の構成部材において偏差が $\pm 4.5\%$ 以内である。

## § 23 樹脂の均一性

貯留構造体の成形材料となる樹脂について所定の品質を確保できるよう、均一性に関する以下の項目を確認する。

- (1) 強度
- (2) 密度
- (3) MFR (Melt Flow Rate)
- (4) 品番、および樹脂均一性関連データ

### 【解説】

貯留構造体の成形材料となる樹脂には、バージン樹脂と再生樹脂がある。

バージン樹脂とは、合成により新たに生産された樹脂をいう。合成方法、条件等を制御することで安定した品質の樹脂を生産することが可能である。このため、バージン樹脂は、樹脂の種類、グレード(品番)等が同じであれば、均一性は高いと考えることができる。また、出荷時は、粒状の「ペレット」といわれる状態で供給されることが多い。

一方、再生樹脂とは、成形加工により一度製品形状に加工された後に、再び利用される樹脂をいう。再生樹脂は、再利用のたびに成形加工の工程を経るため、その都度熱履歴を受けることとなる。一般的には、バージン樹脂には、加工時の熱劣化を防止するために熱安定剤等が添加されているのに対し、再生樹脂は、バージン樹脂と較べてより多くの熱履歴を受けるため、熱安定剤等が減少劣化していること等も考えられる。また、再生樹脂は多くの場合、いろいろな成形品を粉砕あるいは混合し、その後成形加工により粒状の「ペレット」にして供給されるため、複数のグレードの樹脂が混合されていることが考えられ、品質の均一性には特に注意を払う必要がある。

従って、再生樹脂を取り扱う場合は、再生材の回収方法を良く把握し、納入樹脂の品質を確実に定量化しておく必要がある。検査の頻度は、ペレットの生産ロットごとが好ましい。また、必要に応じ納入製品の計測結果について提示できるよう、適宜計測を実施する。

また、樹脂に異物が混入していると、成形機や貯留構造体に悪影響を与えるので、目視検査等を行い、異物が混入しないよう注意を払う必要がある。

樹脂の均一性については、設定する管理基準を満足することを確認する。

### (1) 強度

プラスチックの強度は、樹脂が熔融した状態やペレット、粉体等の成形材料の形態のままでは評価できないので、JIS K7139 に則りダンベル形状の試験片を作成して評価を行う。試験は、引張試験とし、JIS K7161、JIS K7162、JIS K7113 に則って行われた結果を確認する。試験体数は3以上とする。試験結果のばらつきとしては、偏差が±6.0%以内であることが望ましい。

**(2) 密度**

密度は、JIS K7112 に則り行われた結果の確認を行う。

試験体数は 3 以上とする。試験結果のばらつきとしては、偏差が±2.0%以内であることが望ましい。

**(3) MFR(Melt Flow Rate)**

MFRは樹脂の流動性を示す指標である。値が小さいと流動性が低くなる。JIS K7210 に則り試験を行う。

**(4) 品番、および樹脂均一性関連データ**

バージン樹脂は、品番が同じであるとほぼ同一の品質であると判断できるため、使用樹脂が製品ごとに同じ品番であるか確認する。

再生樹脂の場合は、品番として得られない場合もあるので、その場合はミルシート(検査成績表)や樹脂回収履歴、樹脂特性等、樹脂均一性関連データにより判断する。

三 品質監查編 三



## 4. 品質監査

### 4.1 目的

#### § 24 目的

プラスチック製貯留構造体が評価認定時の品質を維持しているかを確認するための品質監査に係る基本的事項を示すものである。

#### 【解説】

プラスチックの再生材を主原料として製造される貯留構造体の品質は、その再生材の品質に影響されるため、所定の強度を確保するための品質管理が重要である。

本指針では、評価認定時の品質を維持することを目的として、評価認定取得から更新までの期間に実施すべき品質監査のための試験項目、試験頻度、および監査の手順を図 4.1 に規定する。

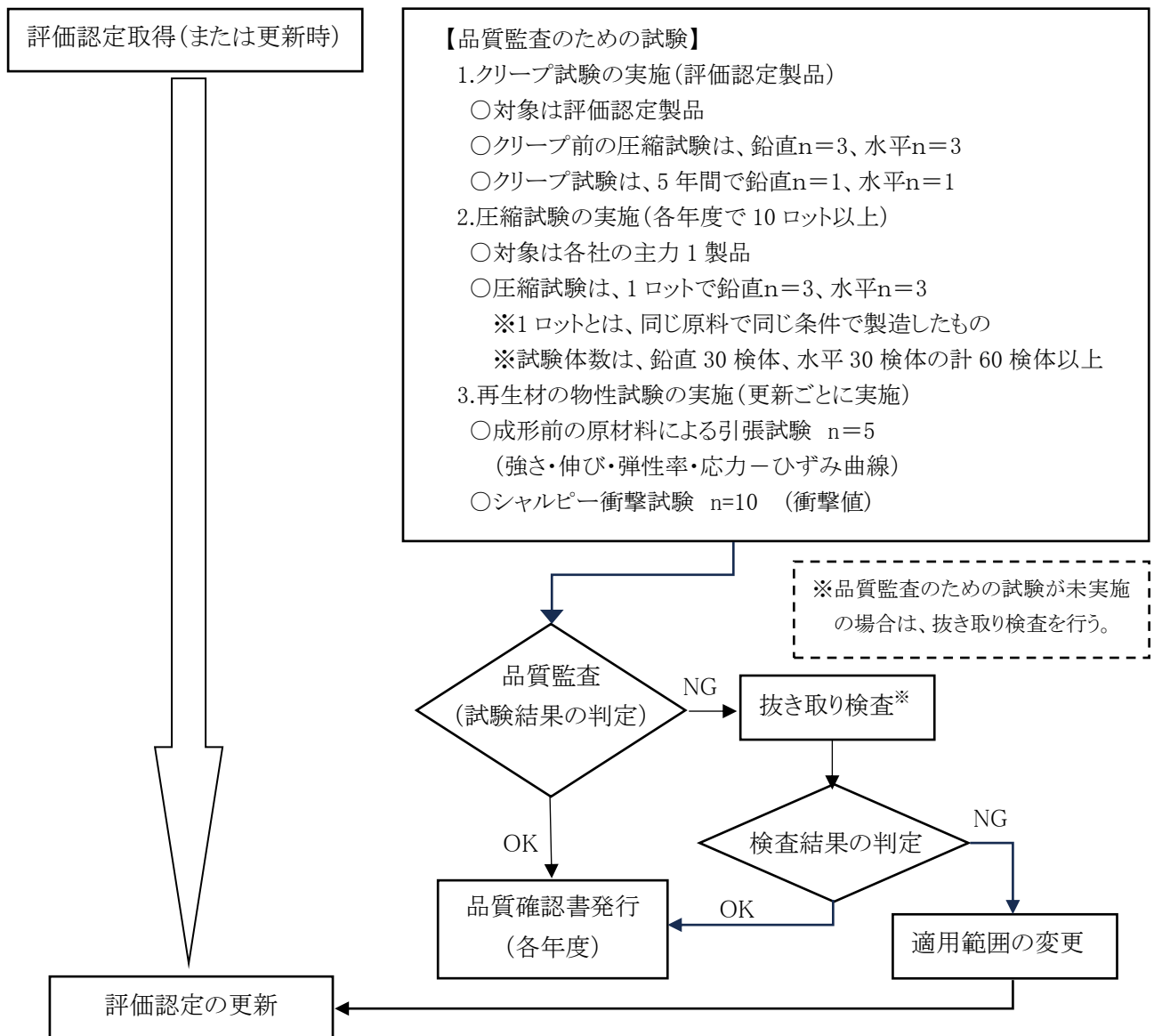


図 4.1 品質監査フロー

## 4.2 品質監査のための試験

### § 25 長期クリープ試験

評価認定製品については、認定取得後または更新後の5年間に1回以上、鉛直、および水平方向の長期クリープ試験の試験体数を補完し、貯留構造体のクリープ特性を把握するために実施し、その試験データを提出する。

#### 【解説】

長期クリープ試験は、評価認定の際に試験体数が  $n=1$  で実施されている。再生材の品質は、貯留構造体のクリープ特性に影響を及ぼすため、これらの特性を綿密に追跡し評価する必要がある。

したがって、評価認定製品すべてを対象とし、次の更新までに長期クリープ試験を段階的に追加して実施する。

長期クリープ試験から得られる50年後のクリープ変位と、圧縮試験から得られる許容変位により求まる安全率を品質が維持されているかの評価指標とするため、クリープ試験前に圧縮試験も実施する必要がある。

圧縮試験、および長期クリープ試験は、「附属編 1 貯留構造体強度試験方法」、および「附属編 2 貯留構造体長期クリープ試験方法」に準ずる。

品質監査のための長期クリープ試験は、以下の手順で行う。

#### (1) 長期クリープ試験前の圧縮試験の実施

長期クリープ試験実施前の圧縮試験は、長期クリープ試験に供する貯留構造体の許容変位を求めるために行うものである。認定製品ごとに同一ロットの試験体(鉛直方向 3 検体・水平方向 3 検体計 6 検体)を選定して、自社または公的な試験機関で圧縮試験を実施し、試験データ(荷重と変位)を長期クリープ試験の実施前に事務局に提出する。

#### (2) 長期クリープ試験の実施

長期クリープ試験は、上記圧縮試験と同一ロットの試験体で、鉛直・水平方向で実施する。クリープ荷重は、評価認定時と同じクリープ荷重で実施する。このクリープ荷重を変更する場合は、適用範囲の変更扱いとなるため、事前に協議し、「技術評価認定委員会」に諮る必要がある。

クリープ試験時間は従来通り、鉛直方向で土被り2.0m以下は500時間以上、土被り2.0mを超える場合は1000時間以上とする。また、水平方向では埋設深度4.0m未満は500時間以上、4.0mを超える場合は1000時間以上とする。長期クリープ試験は、自社または公的機関で実施し、試験データ(時間と変位)を事務局に提出する。なお、長期クリープ試験を実施する場合は、室温の管理( $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ )に留意する。

#### (3) 長期クリープ試験後の圧縮試験の実施

クリープ試験前の圧縮試験結果と比較するため、長期クリープ試験後の試験体についても、圧縮試験を実施する。



## § 26 圧縮試験

各社主力 1 製品について、年度ごとに鉛直、および水平方向の圧縮試験を実施し、試験データを提出する。

### 【解説】

品質監査のための圧縮試験は、評価認定取得後、各社主力製品を対象として、ロットごとの鉛直・水平方向の圧縮強度データを取得し、年度別に評価認定製品の「最大応力保証値」を算定するために実施する。その試験方法は、「**附属編 1 貯留構造体強度試験方法**」に準ずる。

品質監査のための圧縮試験は、以下の手順で行う。

### (1) 圧縮試験の実施

年度ごとの試験体数は、1 ロットで鉛直 $n=3$ 、水平 $n=3$ とし、10 ロット以上とする。したがって、年度内最小試験体数は、鉛直方向 30 検体、水平方向 30 検体、計 60 検体以上とする。また、複数の場所で主力製品を製造している場合は、これらすべての製造所で作られた主力製品に対し、圧縮試験を行うことを原則とする。なお、前述の長期クリープ試験の試験体は、鉛直・水平方向の圧縮試験の試験体と同じロットの製品より選定し、この圧縮試験結果から算定した許容変位量を採用して評価する。

圧縮試験は、自社または公的機関で実施し、試験データ(荷重と変位)を半期ごとに提出する。

### (2) 特例措置

年度内の製造ロット数が 10 ロット以下、もしくは毎月生産を行っていない製品については、鉛直・水平方向の試験体数が 60 検体に満たないことになる。このような場合の特例処置として、事前に事務局と調整し年度の試験体数を決定する。なお、事務局との調整は年度初めに行う。

## § 27 材料物性試験

評価認定製品について、製品成形前の原材料の物性試験を実施し、試験データを蓄積する。協会の求めに応じて、その試験データを情報共有する。

### 【解説】

一般に再生材の活用は、廃棄物の減量化と資源保護の観点から、環境保全上望ましい。プラスチック製地下貯留浸透施設（以下「プラ貯留槽」という。）の貯留構造体においても、ポリプロピレン等の再生材が多用されている。再生材の留意点は、成形原料が使用済みのフィールドリサイクル品であるため、バージン材と比べて品質にばらつきがあり、貯留構造体の品質に影響する。したがって、材料物性試験は、評価認定製品の原材料物性の変動を把握するために行い、今後の再生材の品質管理基準の基礎資料とするものである。なお、材料物性試験は、少なくとも評価認定の更新時に実施し、既存の物性データと比較して品質の管理を行うことが望ましい。

### (1) 引張試験 (JIS K 7161-1)

JIS 規格による引張試験（応力-ひずみ線図・引張強さ・伸び）を実施する。

引張試験は、試験片が破断するまでそれらに制御された張力をかけ、試験片の引張強度、応力、降伏点、伸び、ひずみ等の機械的性質を測定する試験である。それらの測定値から、応力ひずみ曲線(SSカーブ)、引張弾性率(ヤング率)、降伏強さ等が算出される。

プラスチックは諸性質が時間、および温度によって著しく変化するため、温度、および引張速度を広範囲に変えて行われる引張試験は、材料の強さや破壊状況を知るために有効な試験であり、ダンベル試験片 n=5 以上で、引張強さ等の試験結果は、平均値より評価するが、n=5 の応力ひずみ曲線(SSカーブ)の相互比較により、再生材への異物混入の有無についても総合的に評価する。

### (2) シャルピー衝撃試験 (JIS K 7111-1)

シャルピー衝撃試験とは、試験片に対して高速で衝撃を与えることにより耐衝撃性や靱性(ねばり強さ)を評価するための試験である。具体的には、ハンマーで試験片を打撃して破壊し、打撃後のハンマーの振り上げ角度を読み取って試験片の破壊に費やされたエネルギーを求める試験である。このエネルギーを吸収エネルギーと呼び、この値が大きいほど、材料は破壊に対する抵抗(破壊靱性値)が高いことを示している。本試験は、貯留構造体の輸送時における落下による破損等に対する衝撃強さを把握することを目的として実施するもので、少なくとも評価認定の更新時に実施することが望ましい。

### 4.3 品質監査のための試験結果の評価

#### § 28 品質監査試験結果の評価

試験結果に基づき、以下の項目について確認する。

- (1) 最大応力保証値
- (2) クリープ安全率
- (3) 圧縮強度の許容値

#### 【解説】

一般に再生材の圧縮試験結果は、ロットごとの材料や製造場所の相違により試験強度がばらつく傾向がある。この最大圧縮強度のばらつきが正規分布するものとして扱い、最大圧縮強度の平均値と標準偏差  $\sigma$  から最大応力保証値を求め、これを基準としてクリープ安全率や圧縮強度の許容値を年度ごとに見直し、品質が維持されているかを評価する。

#### (1) 最大応力保証値

鉛直・水平方向の圧縮試験データに基づき、最大・最小・平均(x)、標準偏差( $\sigma$ )、および変動係数(CV)を算定する。

鉛直・水平方向の最大応力保証値( $\Sigma$ )の算定は、**式(4.1)**による。

$$\text{最大応力保証値}(\Sigma) = \text{平均値}(x) - 3\sigma \quad \dots\dots\dots \text{式(4.1)}$$

統計学における「3 シグマルール」を採用することにより、圧縮試験データの約 99.7%が最大応力保証値を下回らないこととする。

#### (2) クリープ安全率

最大応力保証値に対する、長期クリープ試験前の鉛直・水平方向の最大圧縮応力( $\sigma_{\max}$ )との比と、長期クリープ試験から得られる 50 年後のクリープ変位と、長期クリープ試験前の圧縮試験から得られる許容変位量により求まるクリープ安全率とを比較して、**式(4.2)**と**式(4.3)**のとおり判定する。

$$\text{最大圧縮応力}(\sigma_{\max}) / \text{最大応力保証値}(\Sigma) < \text{クリープ安全率}(S), \text{OK} \dots\dots\dots \text{式(4.2)}$$

$$\text{最大圧縮応力}(\sigma_{\max}) / \text{最大応力保証値}(\Sigma) > \text{クリープ安全率}(S), \text{NG} \dots\dots\dots \text{式(4.3)}$$

上記の判定は、評価認定以降に監査のための長期クリープ試験ごとに行うもので、不適合の場合には、金型の改良やクリープ荷重を下げるなどの対策を行ったうえで、適合とする措置が必要である。なお、これまでの知見により、クリープ荷重は、クリープ安全率が 1.3 程度になるように、設定することが望ましい。

#### (3) 圧縮強度の許容値

**式(4.4)**のとおり最大応力保証値( $\Sigma$ )の 70%の値を許容値と規定し、評価認定時の許容応力と同等の値であるかを確認する。

$$\text{最大応力保証値}(\Sigma) \times 70\% = \text{許容値} \quad \dots\dots\dots \text{式(4.4)}$$

注) 最大応力保証値が算定されている場合は、材料係数 1.3 を考慮しないで、許容値を定めることができる。

### § 29 抜き取り検査

品質監査のための試験が未実施の場合や不適合と判定された場合は、抜き取り検査を実施する。

#### 【解説】

抜き取り検査の基本的な考え方は、品質監査のための試験結果の提出がない場合や試験結果が不適合と判定された場合に実施対象とする。

特に、最大応力保証値が算定できない場合、許容値は材料係数 1.3 を考慮するなど、従前のやり方に準拠する。

≡ 附 属 編 ≡

## 【 附 属 編 】

### — 附属編目次 —

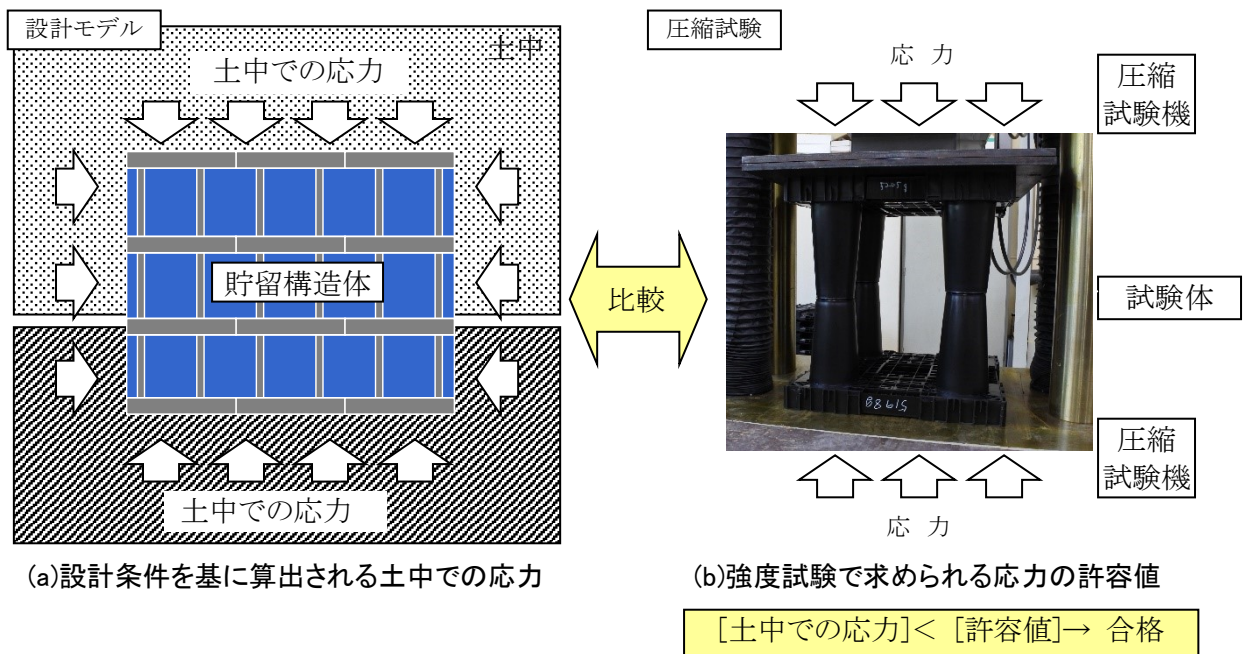
1.	貯留構造体強度試験方法	59
1.1	強度の照査の概要	59
1.2	強度試験	59
2.	貯留構造体長期クリープ試験方法	65
2.1	長期クリープ試験の留意点	65
2.2	鉛直方向試験方法	66
2.3	水平方向試験方法	67
2.4	長期変位量の推定方法	68
3.	耐震性能試験方法	69
3.1	耐震性能の測定の概要	69
3.2	交番載荷試験	70
3.3	許容せん断変形角	75
3.4	動的解析	76
3.5	許容貯留槽幅	79
4.	引張クリープ試験	80
4.1	引張クリープ試験の概要	80
4.2	引張クリープ試験結果による第3次クリープ応力の算出方法	82

## 1. 貯留構造体強度試験方法

貯留構造体強度試験は、設計者が強度照査を行う際に必要となる許容値を求めるために行うもので、構成部材を単数または複数積み重ねた状態で圧縮試験を行い、得られた結果を基に許容値を設定する。貯留構造体の強度照査は、鉛直方向と水平方向について行うこととしていることから、貯留構造体強度試験も鉛直方向と水平方向について実施する。

### 1.1 強度の照査の概要

貯留構造体の強度の照査は、貯留構造体が地中で鉛直方向、および水平方向から受ける応力(図附 1.1(a))と、実際の圧縮試験により求められる許容応力(図附 1.1 (b))との比較にて行う。土中で受ける応力に対し、実際の貯留構造体が必要な強度を有する、すなわち計算から求められる土中での応力が、貯留構造体強度試験で求められる貯留構造体の応力の許容値より小さい場合、設計した土被り、および埋設深さでの施工は可能であると判断する。その照査のイメージを図附 1.1 に示す。



図附 1.1 照査のイメージ

### 1.2 強度試験

貯留槽の強度を判定する値(許容値)は、貯留構造体の最大圧縮応力を基準に算定する。プラスチック材料は多くの場合、最大応力を発現する領域では塑性変形を発生していることがあり、荷重が低減した後、繰返し同様の荷重を受けた場合、同じ最大応力を示さないことが多い。常に長期で安定した性能を発現するためには、貯留構造体にかかる応力は許容応力内である必要がある。

また、材料そのものにもばらつきが含まれているため、その点も考慮しながら許容値の算定を行う。

### (1) 圧縮試験方法

強度の性能照査のため構成部材を所定段数組み付け、圧縮試験を行う。

#### 1) 引用規格

プラスチック—圧縮特性の試験方法 JIS K 7181

包装貨物、および容器—圧縮試験方法 JIS Z 0212

#### 2) 試験方法

載荷速度：1分当り10mm程度の一定速度で原則実施する。

試験温度： $23 \pm 2^\circ\text{C}$ の一定条件で原則実施する。

(上記条件で実施が困難な場合、24時間以上 $23 \pm 2^\circ\text{C}$ に置き、速やかに実施)

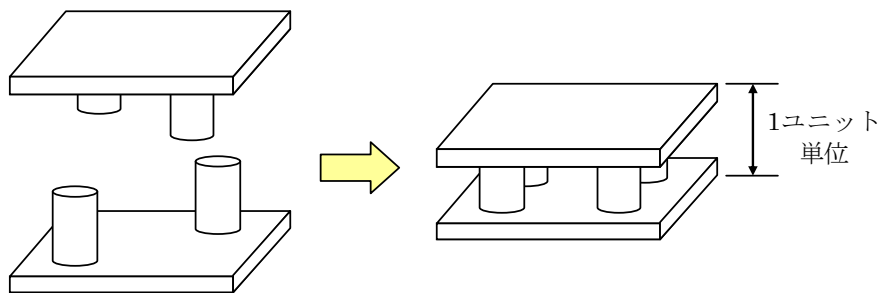
載荷方向：貯留構造体の設置状態における、鉛直方向と水平方向の2方向

試験体数：鉛直方向、および水平方向でクリープ前各3検体、クリープ後各1検体の計各4検体とする。なお、クリープ後の圧縮試験は、確認試験であり、著しい圧縮強度の低下がないことを確認する。

#### 3) 試験段数

図附 1.2 に示す1ユニット(構成部材の組み合わせで1ユニット)を基本単位とし、ユニットを重ねる段数を増やし各段数で試験を行う。貯留構造体は、構成部材や嵌合の違いにより圧縮に対する動き易さや変形の余裕が異なるため、応力の値が安定する段数における最大応力を求める必要がある。最大応力の安定した段数における値を貯留構造体の許容値の算出に使用する。

試験段数は貯留構造体ごとに決まる。



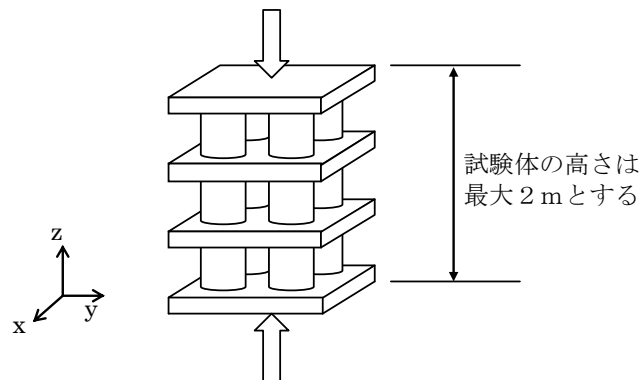
図附 1.2 1ユニットの構成



#### 4) 鉛直方向

圧縮試験は、先に鉛直方向の荷重試験を行う。1ユニットを1回目として、**図附 1.3**に示すz方向(圧縮方向)に段数を増やし各段数で試験を行う。なお、試験体の安定上拘束しないと自立しない場合は、試験体を拘束する。

また、汎用的な圧縮試験機の物理的(寸法的)制約から、高さは2m程度を上限とする。2m程度まで組み上げて圧縮試験を行っても値が安定に至らない場合は、2m程度を上限として最大高さでの組み上げた段数の値を用いる。2m程度より低い状態で値が安定した場合には、それ以上の試験を行う必要はない(**図附 1.3**参照)。

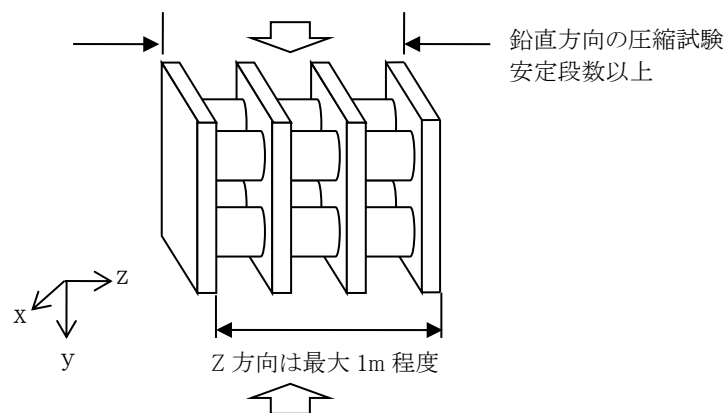


図附 1.3 鉛直方向の圧縮試験における試験体イメージ

#### 5) 水平方向

水平方向の圧縮試験は、**図附 1.4**に示すように、鉛直方向での組み付け状態を横転させた状態で行う。**図附 1.4**のy方向(圧縮方向)の段数は1段または複数段とする。なお、試験体の安定上拘束しないと自立しない場合は、試験体を拘束する。

水平方向の圧縮試験時のz方向(圧縮方向と直交する方向)段数は、鉛直方向の圧縮試験における安定段数以上とする。ただし、鉛直方向の試験同様、汎用的な圧縮試験機の物理的(寸法的)制約によりz方向は1m程度を最大とする。

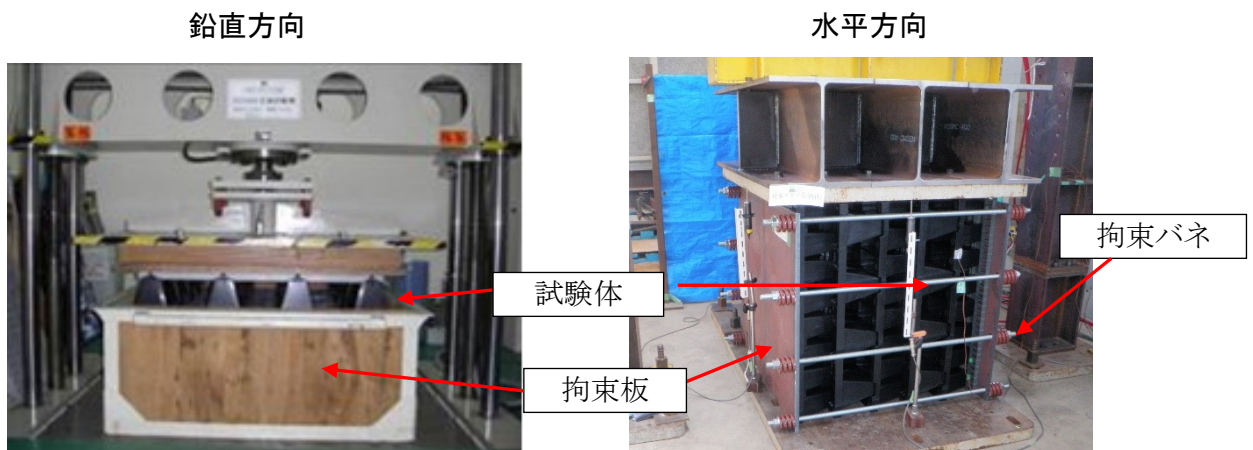


図附 1.4 水平方法の圧縮試験における試験体イメージ

【注意事項:試験体の拘束】

試験体を載荷装置に設置する際や載荷試験時に、試験体が不安定になるなどの理由で外枠あるいは紐状の材料で安定させる場合は、試験結果に影響を及ぼさないように注意する。

また、試験体によっては、側部を拘束しないと正確な値の計測が難しい場合がある。その際、得られる結果が著しく変化しないことを確認する。以下に試験体の拘束を行った場合の例を写真附 1.1 に示す。



写真附 1.1 試験体の拘束例(拘束板は、鉄材・板材等)

(2) 許容応力について

1) 用語の定義

- ・最大応力 :  $\sigma_{max}$  (kN/m<sup>2</sup>)

試験結果から応力と変位をプロットし、最初に応力の低下を示す前の応力の値を示す。ただし、圧縮試験機の物理的な制約から貯留構造体によっては、応力の低下を示すまで測定できない場合は、測定できる最大の値をとってよい。

- ・みなし比例限界応力 :  $\sigma_c$  (kN/m<sup>2</sup>)

応力が変位に比例して増加する時、比例関係が続く最大の応力を比例限界応力というが、比例限界応力を求めるのが困難な場合に、最大応力に係数を乗じるなど、簡易的な方法で算出した応力を示す。

- ・材料係数 :  $\gamma$

材料のばらつき等に対する安全率。

- ・許容応力 :  $\sigma_c/\gamma$

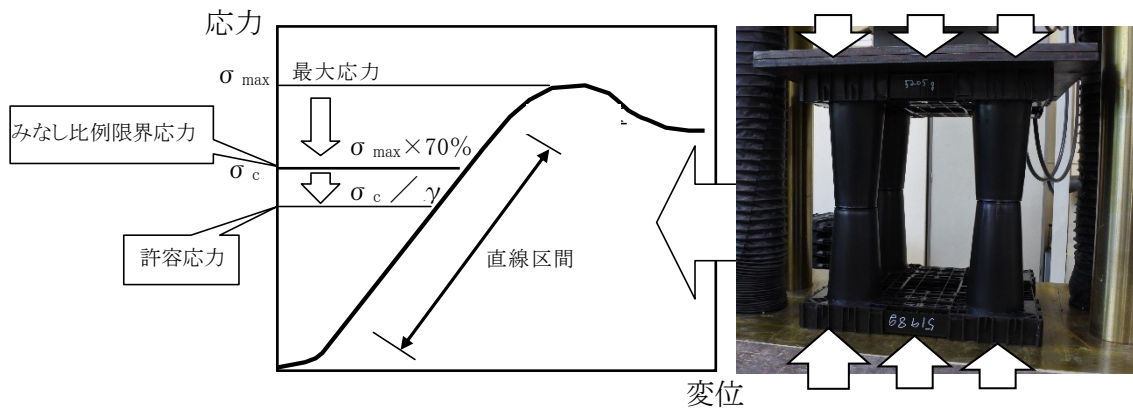
強度の照査に用いる値で、みなし比例限界応力を材料係数で除した値。

- ・許容変位量:  $\delta_{max}$ (mm)

最大応力の70%値(みなし比例限界)の変位とクリープ荷重相当変位との差分の値。

## 2) みなし比例限界応力

みなし比例限界応力  $\sigma_c$  は、**図附 1.5** に示すように製品の圧縮試験によって確認された最大応力(降伏応力)の70%値とする。ただし、70%値は、応力-変位曲線における直線区間にあることが必要で、70%値が曲線部にある場合、みなし比例限界応力は直線区間の最大値とする。なお、判定の際に用いる応力-変位曲線の軸は、**図附 1.6** に示すように、応力  $10\text{kN/m}^2$  と変位  $1\text{mm}$  の軸長さが  $1:1$  になるように表示する。また、直線をひく際は、応力-変位曲線の最も傾きの急な直線部分を、直定規を用いて、応力ゼロの線まで注意深く延長する。



図附 1.5 応力-変位曲線(イメージ)

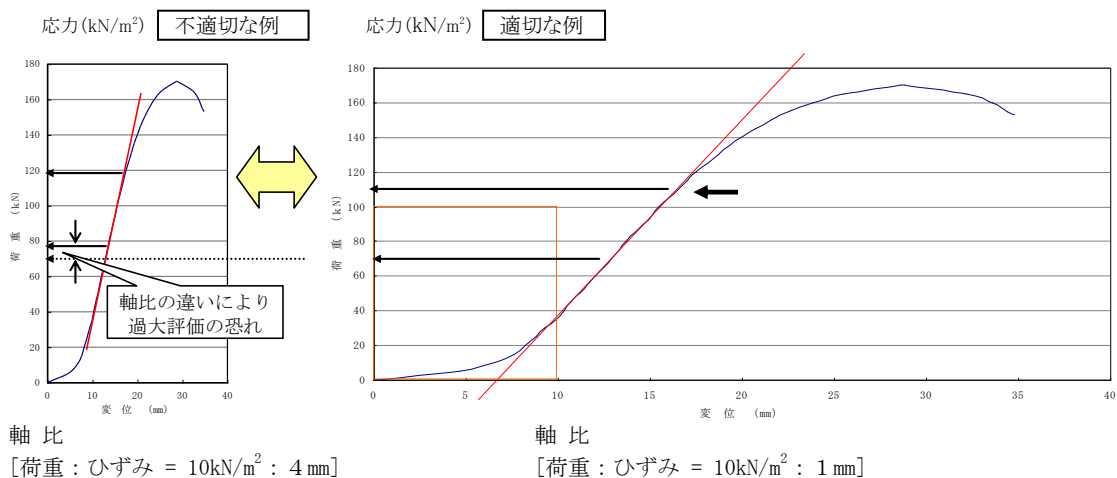
以下に、荷重指示計精度、試験速度、プロットの方法、および許容変位量の求め方について記述する。

### 【注意事項1:プロットの方法】

①荷重指示計精度 :  $\pm 1\%$ (連続測定※)

※連続計測が出来ない場合は、 $5.0\text{kN}$  刻みで計測

②試験速度(mm/分) : 1分あたり10mm程度の一定速度で原則実施

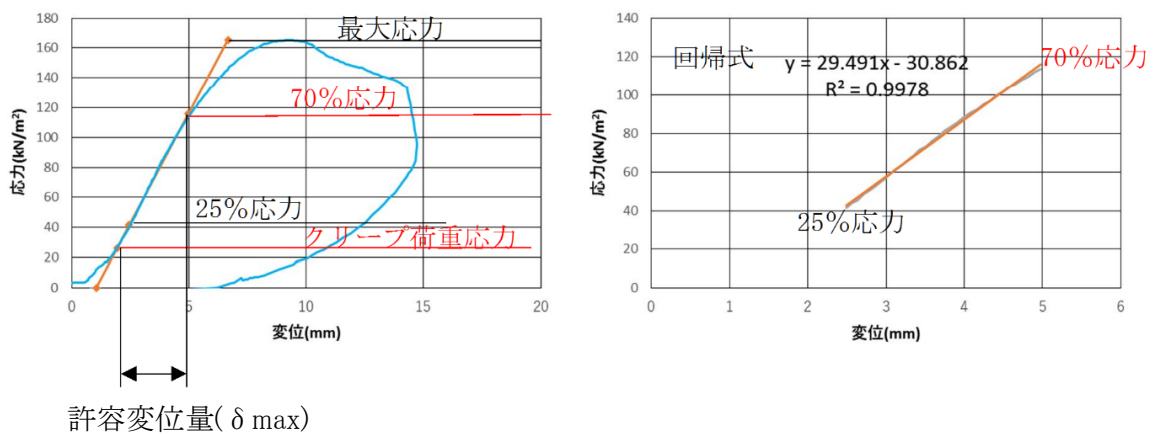


図附 1.6 軸のとり方

【注意事項 2:許容変位量の求め方(図附 1.7 参照)】

- ①圧縮試験より、応力と変位の関係を作図する(クリープ試験前 n=3、クリープ試験後 n=1)。
- ②最大応力の 70%(みなし比例限界応力)と最大応力の 25%の間の実測データより求めた一次関数の回帰式より重ね図を作成する。
- ③みなし比例限界時(70%応力)の変位とクリープ荷重変位の差分を計算して、許容変位量( $\delta_{max}$ )を求める。

※許容変位量( $\delta_{max}$ )は、クリープ試験前の圧縮試験 3 検体の平均値を採用する。



図附 1.7 許容変位量( $\delta_{max}$ )の求め方

3) 材料係数

試験によって得られた値は、試験数に限りがあり、貯留構造体を代表しているとは言いがたいため、材料そのもののばらつきを考慮する必要がある。

「2007 年制定 コンクリート標準示方書[設計編]」(社団法人土木学会)においては、標準的な材料係数として、コンクリート  $\gamma_c = 1.3$ 、鉄筋  $\gamma_s = 1.0$  としている。また、「連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案)」(社団法人土木学会)では、炭素繊維またはアラミド繊維を用いた連続繊維補強材は、一般に 1.15~1.3 としてよいとしている。

貯留構造体も同様のばらつきが生じることが考えられるため、安全側の値を参考として、貯留構造体の材料係数を 1.3 とする。

また、自主的に、より安全側となる 1.3 より大きな材料係数を用いてもよい。

## 2. 貯留構造体長期クリープ試験方法

貯留構造体はプラスチック(熱可塑性樹脂)で構成されるため、長時間継続して荷重を受け続ける状態で使用された場合、クリープ変形を起こす。このため、長期クリープ試験を行い、50年相当の変位を推定する。

### 2.1 長期クリープ試験の留意点

長期クリープ試験の留意点を以下に示す。

- ① 試験体数は、1体以上とする。
- ② 試験体の段数は、強度試験の段数と同等を基本とする。
- ③ 載荷直後は変位が安定しない場合が多い。また、実際の施工では埋戻しからアスファルト敷設までには、10時間から半日程度の時間がかかるため、50年後のクリープ変位を推定する場合は、二次関数式にフィッティングする時間以降の測定値と500時間以上の測定値より求めた回帰式より推定する。変位の測定間隔は、1分から1時間の範囲とする。
- ④ 極力恒温室でクリープ試験を行い、冬期で屋外評価のように試験体の変形しにくい状態だけのデータとしないこととするが、冬期のクリープ試験は行わないことが望ましい。
- ⑤ 貯留構造体はプラスチック製であるため、本試験の外挿域においては、第3次クリープが発生し、直線から外れる場合がある。データに大きなばらつきや直線から過度に乖離する傾向にある場合には、500時間を超える長期間の計測を行うことが必要である。なお、鉛直方向で土かぶりが2.0mを越えるクリープ荷重の場合は、1000時間以上のクリープ試験を行うこと。
- ⑥ 試験体を載荷装置に設置する際や載荷試験時に、試験体が不安定になるなどの理由で外枠あるいは紐状の材料で安定させる場合は、試験結果に悪影響を及ぼさないように配慮する。

#### 【参考:0点高の設定例】

- 底板の水平を確認後、試験体を底板中央にセットし上板を載せる(試験体には上板の荷重がかかる)。
- 次に上板の四隅下にナットの頭が当たるよう締め付ける。
- その後、所定のおもりを載せ、0点高をセットする。
- 0点高セット後、試験体4面方向の高さ寸法を確認する。この状態で上板の水平を確認する。
- 試験体四隅のナットをゆるめてクリープ試験を開始する。  
※おもりは、1時間以内に載せてクリープ試験を開始する。

## 2.2 鉛直方向試験方法

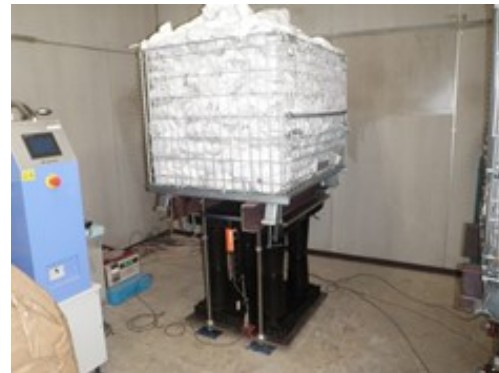
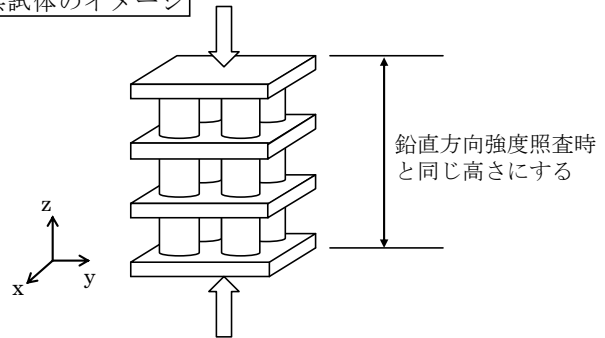
鉛直方法の長期クリープ試験状況を図附 2.1 に示す。

- ① 載荷荷重例 : 36kN/m<sup>2</sup>(普通土土被り2m 相当(地表載荷荷重を見込まない場合))
- ② 試験体段数 : 強度試験と同等
- ③ 試験温度 : 23±2°Cの一定条件で原則実施し、試験中の温度は記録すること。
- ④ 測定点数 : 載荷方向の長さを2か所以上で自動測定
- ⑤ 測定事項 : 時間、試験体寸法(試験体は載荷前に2か所以上測定)
- ⑥ 機器精度 : 0.1mm 以上の精度を持つ測定器、試験体の載荷方向の寸法を測定

試験状況



供試体のイメージ

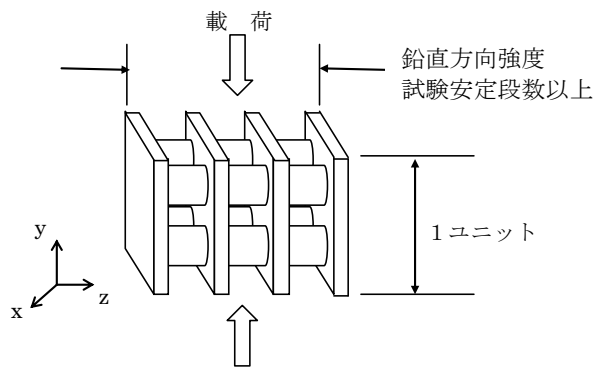


図附 2.1 鉛直方向の長期クリープ試験における試験体イメージ

### 2.3 水平方向試験方法

水平方向の長期クリープ試験の試験体のイメージを図附 2.2 に示す。

- ① 載荷荷重例 : 54kN/m<sup>2</sup>(普通土埋設深さ 6m 相当(地表載荷荷重を見込まない場合))
- ② 試験体段数 : 強度試験と同等
- ③ 試験温度 : 23±2°Cの一定条件で原則実施し、試験中の温度は記録すること。
- ④ 測定点数 : 載荷方向の長さを2か所以上で自動測定
- ⑤ 測定事項 : 時間、試験体寸法(試験体は載荷前に2か所以上測定)
- ⑥ 機器精度 : 0.1mm以上の精度を持つ測定器、試験体の載荷方向の寸法を測定



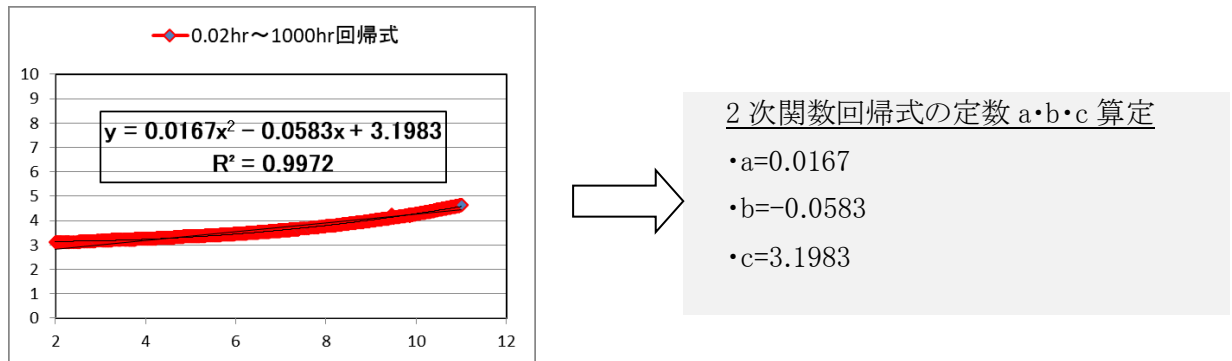
図附 2.2 水平方向の長期クリープ試験における試験体イメージ

### 2.4 長期変位量の推定方法

鉛直、および水平方向のクリープ試験データをプロットして、**図附 2.3** に示すように、試験開始より実測変位が安定した時間以降の実測データと 500 時間以上の実測データより求めた二次関数の回帰式より 50 年後の変位を推定する(**図附 2.4**)。なお、変位の測定間隔は、1 分から 1 時間の範囲とする。

① 二次関数式によるクリープ特性定数(a、b、c)の求め方:最小二乗法による回帰式

二次関数式にフィッティングする時間以降の測定値と 500 時間以上の測定値より求めた最小二乗法による回帰式より 50 年後の推定変位を算定する。

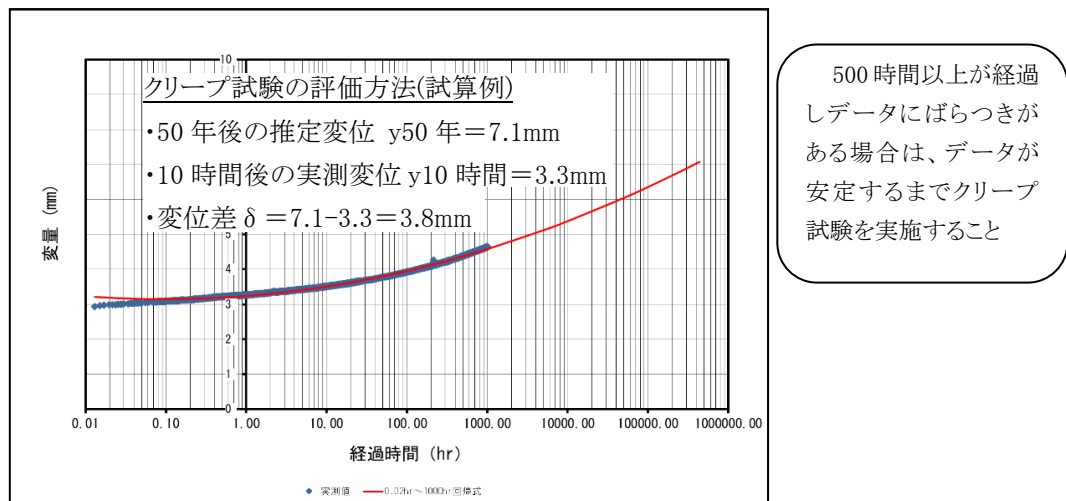


図附 2.3 二次関数式による回帰式作成イメージ

②50 年後の推定変位の求め方

50 年後の変位(y)は、下式に①で求めた定数を代入して算定する。

$$\text{変位 } y = a \times [\ln(t)]^2 + b \times \ln(t) + c = 0.0167 \times [\ln(t)]^2 + (-0.0583) \times \ln(t) + 3.1983 \cdots \text{式附 (2.1)}$$



図附 2.4 クリープ試験の評価結果

③ クリープ試験の評価方法

クリープ試験の評価は、鉛直、および水平方向の圧縮試験結果より求められる許容変位量 (δ max)とクリープ試験より求められる 50 年後の推定変位と 10 時間変位の変位差(δ)を比較し、変位差(δ)の値が、許容変位量(δ max)を越えないことを確認する。

$$\text{変位差}(\delta) = (50 \text{ 年後の想定変位} - 10 \text{ 時間実測変位}) \leq \text{許容変位量}(\delta \text{ max}) \cdots \text{式附 (2.2)}$$



### 3. 耐震性能試験方法

地震により施設の陥没や機能停止が発生すると、上部の利用者に災害を及ぼし、あるいは浸水被害を引き起こす可能性がある。このような災害の発生防止の観点から、地震に対し必要な耐震性を有する施設である必要がある。耐震性能は、以下の試験等に基づいて、それぞれの数値を算定する。

#### 3.1 耐震性能の測定の概要

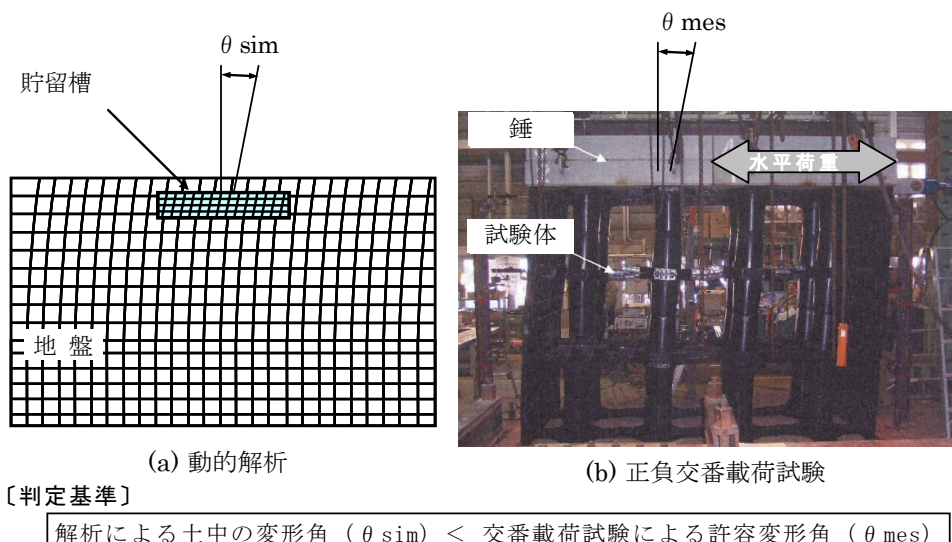
地中構造物の地震時挙動は、構造物の周辺地盤の挙動に大きな影響を受ける。特に地盤と比較して剛性の低いプラスチック製の貯留槽では、覆土の地震時慣性力が与えるせん断力により、貯留槽のせん断変形が発生する。

貯留槽の耐震性能は、構成部材、ならびに継手の強度や嵌合状態が影響すると考えられる。望ましくは、土中に埋設した状態で耐震性能評価を行うことができれば、実際に近い評価結果が得られると考えられるが、土中での挙動確認、時間、費用面等から現実的に難しい。

本指針では、地震における土中での貯留槽のせん断変形の程度を有限要素法による動的解析により求め、一方で実際にせん断変形が起きた場合の貯留槽の応力を実測し、これらの結果を比較して貯留槽設計のためのデータを算出する(図附 3.1)。

貯留構造体はせん断変形により、局所的に座屈や白化、剥離等により強度低下を引き起こす可能性もある。この点も考慮し、交番载荷試験を行う際には目視による試験体の確認を行い、応力に与える影響について確認する。

具体的な手法としては、交番载荷試験(実測)による許容せん断変形角( $\theta_{max}$ )と動的解析による貯留槽の変形角( $\theta_{sim}$ )を求め比較を行う。解析による貯留槽の変形角が、実測によって得られる許容せん断変形角以下の場合、耐震性を有すると判断する。



図附 3.1 耐震性能照査イメージ

## 3.2 交番載荷試験

### (1) 試験方法

試験は、下記の規格に準じて行う。

「橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)(橋脚の正負交番載荷実験方法、および振動台実験方法)」土木研究所資料 平成 18 年 8 月 (No.4023)

### (2) 試験体

貯留槽は実際の設計や施工において、プラスチック製の構成部材を高さ方向に複数段また水平方向に複数段並べて計画貯留量を確保できる大きさとする。このため正負交番載荷試験では、実際の使用状態に即して、試験設備の物理的寸法の許す限り大きくなるよう、構成部材を嵌合して試験を行うことが望ましい。平面的に広がりをもつように構成することで、応力に加えて、構成部材同士の嵌合方法や接触状況等の影響の確認も可能になる。

試験体の段数は、実際に施工される貯留槽高の最大高さ(通常最大 4m 程度)として確認を行う。ただし、実際に施工する槽高の上限を 4m 未満(例えば、2.5m や 3.0m 等)で規定する貯留構造体の場合は、規定する最大高さまでの確認試験でもよい。ただしこの場合、この結果(例えば、2.5m や 3.0m 等の結果)をもって 4m 高さを確認したものとしてはならない。試験を行った最大高さまでを確認したものとする。

- ・試験を行う貯留槽高 : 最大貯留槽高相当(通常最大 4m 程度)
- ・試験を行う貯留槽幅 : 試験装置の物理的制約の限界程度

### (3) 試験装置

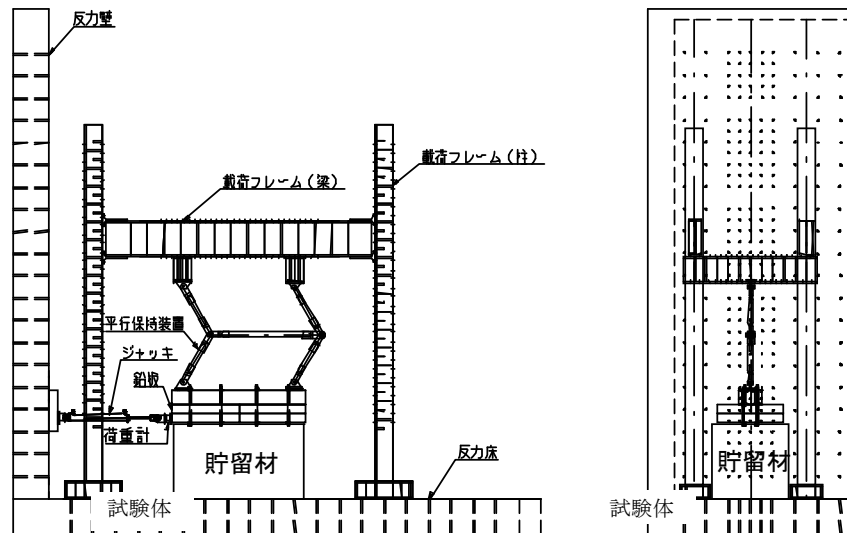
試験装置は、土被りに相当する荷重を試験体に載荷し、同時に水平方向にせん断変形を作用させることができるものとする。上載荷重の与え方としては、試験体の上に錘を載せる方法やジャッキによる方法等がある。いずれの方法でも、試験体の上面全体に均等に荷重が作用するよう取り付ける(図附 3.1 参照)。

錘としては、試験体の平面形状とほぼ同じ形状の鉛や鉄等の金属板を使用する。ジャッキを用いる場合は、荷重が試験体中心に載荷されるよう位置を調整し、鉛板等を介して等分布荷重を与える。

地震時、上載土は慣性力によって一様に水平方向に移動するため、これを模擬するため、水平方向に試験体上面が傾かないような平行保持装置(図附 3.2、写真附 3.1 参照)を付けて行う。

### (4) 水平方向せん断変形角

水平方向に試験体の最上面が移動する量を  $\delta$ 、試験体の高さを  $h$  として、試験体のせん断変形角( $\theta$ )を  $\delta/h$  で表す。せん断変形角が 1.0%(0.01rad)となる移動量  $\delta$  1.0 を基準変位としてその整数倍の変位を逐次増加させながら、正負交番に載荷する。なお、各せん断変形角において、1 回ずつ正負(押し引き)繰り返しの変形を与える。



図附 3.2 交番載荷試験装置の概略



写真附 3.1 交番載荷試験装置概観

#### (5) 載荷荷重

載荷荷重については、想定される土被りの最小値(0.5m程度)と最大値(2.0m)に相当する覆土による載荷荷重を用いて試験を行う。載荷は鉄や鉛等の錘もしくはジャッキで行う。

#### (6) 水平方向せん断変形速度

せん断変形を与えるときのせん断変形速度は極力ゆっくりであることが好ましい。60 mm/min 以上での水平方向せん断変形速度では、試験体が剛直な挙動を示し、実際よりも高い強度を発現する可能性がある。

本指針では、水平方向せん断変形速度( $\delta$ )を試験体の最上面の移動速度で表し、 $\delta=10\sim 50$  mm/min とする。

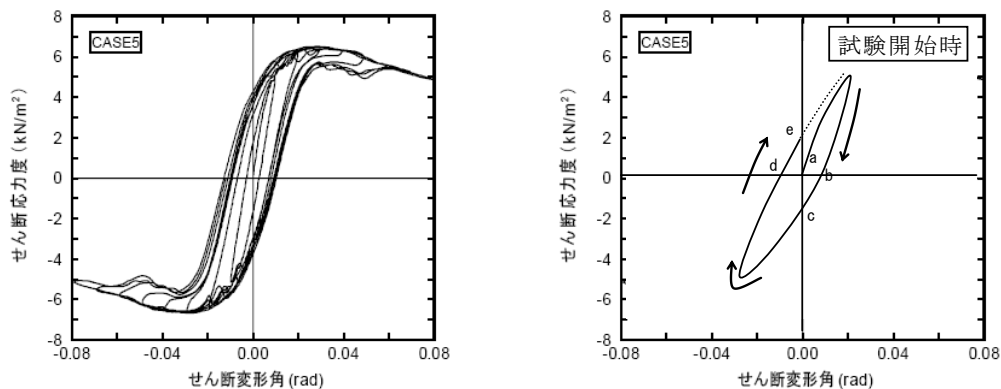
(7) 試験の終了

交番载荷試験は、試験中のせん断変形角-せん断応力のプロファイルが最大応力を示し、繰り返し変形を加え続けて応力が低下したことを確認し、終了する。

(8) プロファイルの軌跡

せん断変形角とせん断応力について得られるデータを図附 3.3 に示す。横軸はせん断変形角、縦軸は試験体に発生したせん断応力である。

せん断変形角は実験条件に示すように繰り返し増加させながら行う。試験開始時のプロファイル(最初の±1%)も併せて示す。(図附 3.3 (右))



図附 3.3 交番载荷試験のプロファイル(例)

図附 3.3(右)に示す a 点がせん断変形の開始点であり、e 点がせん断変形の 1 周期(±1%)が終了した時点を示す。

応力 0、せん断変形角 0 より、押し(便宜上プラス方向)始めると、グラフは右上にプロットを始める。所定のせん断変形角で最大を示した後、引き戻し(便宜上マイナス方向)とともに左下にプロットが進む。b点では応力 0 となるが、せん断変形角はプラスの値を示し“押した”状態である。これは槽の弾性ひずみの一部が完全に回復していないためと考えられる。

これ以降応力はマイナスとなり、引き戻す状態となる。c点ではせん断変形角が 0 となり、見た目は元の状態に戻っているが、応力はマイナスであり、上述の変形分を引き戻して形を保っている状態となる。この後、引戻しでの最大応力を示した後、d点で応力 0 となる。この時、せん断変形角はマイナスの値を示し、「引戻した」状態である。せん断変形角 0 に戻すためには、プラス方向に応力を与える必要がある。せん断変形角 0 はe点となり、プラス方向に応力を加えた状態であることが分かる。

段階的にせん断変形角を大きくしながら同様の作業を繰り返した結果が、図附 3.3 (左)に示すようになる。前述したように、角度ごとのプロファイルは最大応力を基準に有効性を判断することが可能である。最大応力を示した角度以上では応力は低下し、また同じ変形角であっても最大応力を示した後は、繰り返し変形を与え続けても応力は低下する。

よって、最も応力を発現して塑性変形を含む何らかの要因による強度低下が起きないポイントが、最大応力発生点であると考えられる。

また、試験体の特性を代表させる曲線は、包絡線(最も外周の線)とする。

試験体ごとの特性としては、水平(押し引きの)方向に試験体の滑りが発生する場合、b-d間は広がる傾向にある。また、試験体の遊びシロが少なく剛性が高い場合、包絡線はより直線に近い形状となる。

また、試験体の構成部材の嵌合部が回転しやすい挙動を示す場合、何度繰り返しても最大応力を示す場合がある。多くの場合は、S字を右に傾けたような平行四辺形状になる。稀に、最大応力を示し、応力が低下した後、せん断変形角の増加に伴い再び応力が増加する場合があるが、何らかの変形が生じた後、その変形により強度が増すことも考えられ、最初に発生した最大応力を判断ポイントとする。

#### (9) 白化や塑性変形に伴う応力低下の有無

交番載荷試験では、目視により、試験体の塑性変形や座屈、白化の他、構成部材間の嵌合はずれや破壊、剥離等の確認を行う。

交番載荷試験中の応力低下が、これら構成部材の初期破壊に起因していると判断できる場合は、試験を中止し、その時点のせん断変形角より小さい範囲で、許容せん断変形角の選定を行う。

#### (10) 交番載荷試験における注意事項

##### 1) パンタグラフ

交番載荷試験では、水平を維持し、鉛板等の錘が載荷中に傾かないように平行保持装置(通称:パンタグラフ)を取りつける必要がある。

##### 2) 底面の滑り対策

交番載荷試験において底面が滑ると、端部の滑り止めにおける構成部材の応力が増大する。

滑動の防止には、底面の摩擦係数を大きくすることが対策として容易であり、写真附 3.2 c)のように、ゴムシートを敷設するなどの対策を行う。

##### 3) 積み重ねの影響

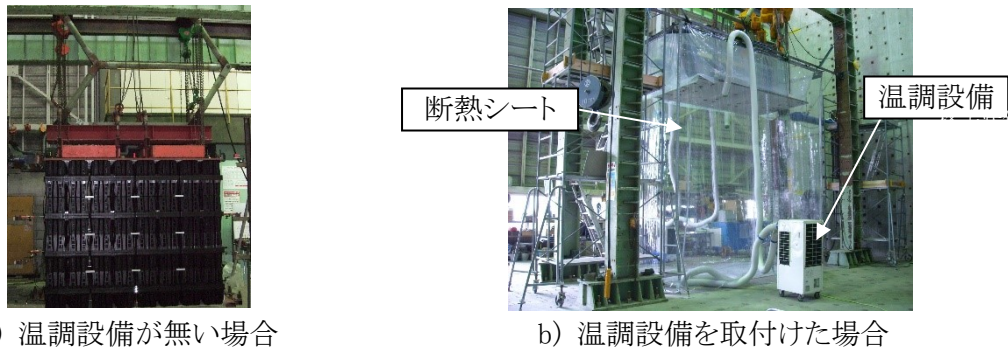
交番載荷試験では、構成部材を複数段にした場合、嵌合部や構成部材間の公差の影響で、まれに土被りが低い方が、高い場合と比べて許容変形角が小さくなる場合がある。この現象の有無を確認するために、実施工における最大土被りの他に最小に近い土被りについても計測を行う。

##### 4) 環境温度対策

照査の対象となる貯留構造体は、プラスチック製であり、温度により特性が異なるのが通常である。このため製品の特性が、温度の影響を受けないようにするため、写真附 3.3 に示すように温度調節を行う。



写真附 3.2 底面滑り対策



写真附 3.3 環境温度対策

### 5) 底面の座屈

底面が滑る場合等、写真附 3.2 b) に示すように構成部材の座屈が発生する。本来は土中埋設されるため、底面が滑動することは考えにくく局所的な座屈が起きるとは考えにくい。

よって、底面端部にて座屈が発生することは不適切であるため、滑動の防止対策を行う必要がある。また、底面端部で座屈が発生していないか、試験時に適時確認を継続する必要がある。

### 3.3 許容せん断変形角

許容せん断変形角は、実際に貯留構造体が地震によるせん断変形を受けた場合、著しい塑性変形をせずにどの程度まで地盤に追従できるかを示す指標である。すなわち、せん断変形において許容される傾斜角を表す。

本指針における定量化の手法として、前述した交番載荷試験を用いて、実際にせん断変形を与えて計測を行う。構成部材は実際に施工される貯留槽高の最大高さ(4m 程度)まで組み上げて行う。これにより複数の構成部材を組み付けた状態での計測となるため、付随的に嵌合部材の強度や嵌合方法の良否等についても判定を行うことが可能である。

本指針では許容せん断変形角を求めるため、試験体にせん断変形を与えたときの最大応力の発生点を判断指標とする。これは、最大応力が発生した後は、塑性変形等の発生により応力低下が進むと考えられることや、座屈等の形状変形や嵌合部のはずれや破壊等により、容易に変形しやすくなることが考えられるためである。耐震強度の低下が進行するような変形角での使用は避けなければならない。

以上のように、交番載荷試験にて、試験体の最大応力が発生するせん断変形角を確認し、**式附(3.1)**に基づき、安全率を考慮したせん断変形角を求める。

$$\theta_{\tau\max^*} = \theta_{\tau\max} \times 80\% \quad \text{式附(3.1)}$$

ここに、

- $\theta_{\tau\max^*}$  : 最大応力発生時のせん断変形角の 80%値  
(ただし、プラス側) (図附 3.4 参照)
- $\theta_{\tau\max}$  : 最大応力発生時のせん断変形角<sup>※</sup>
- 80% : 安全率

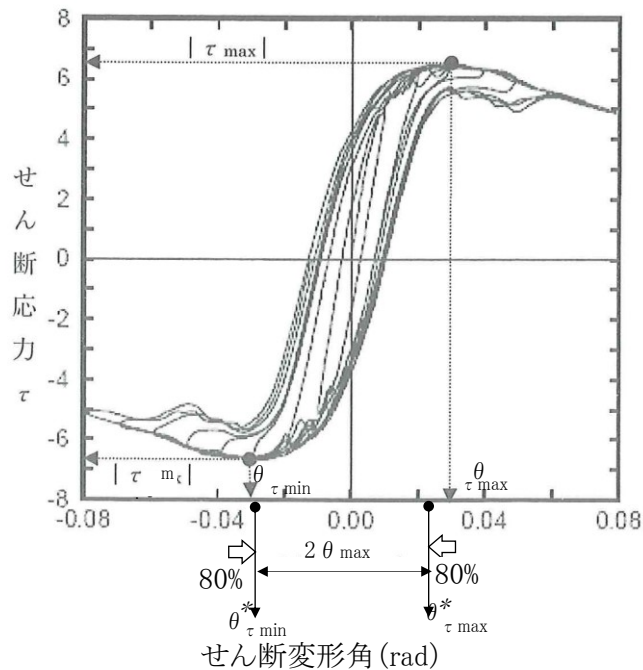
※最大応力発生時のせん断変形角は、交番載荷試験の結果

交番載荷試験においては、水平方向に押した時(プラスのせん断変形角)と、引いた時(マイナスのせん断変形角)の2つの最大応力がある。このため、交番載荷試験から貯留構造体の許容せん断変形角:  $\theta_{\max}$ を求めるには、**式附(3.2)**に則り、正負(押し引き)を考慮して値を算出する。

$$\theta_{\max} = (|\theta_{\tau\max}| + |\theta_{\tau\min}|) / 2 \quad \text{式附(3.2)}$$

ここに、

- $\theta_{\max}$  : 許容せん断変形角
- $\theta_{\tau\max}$  : 最大応力発生時のせん断変形角の 80%値(ただし、プラス側)
- $\theta_{\tau\min}$  : 最大応力発生時のせん断変形角の 80%値(ただし、マイナス側) (図附 3.4 参照)



図附 3.4 交番载荷試験におけるせん断変形角とせん断応力の測定結果(例)

### 3.4 動的解析

#### (1) 貯留槽の変形角

実際に地震時の土中における貯留槽の変形状態を測定分析することが出来ないため、有限要素法による動的解析により、地震動における変形を確認する。

#### (2) 解析方法、および条件

プラスチック製の貯留構造体は、それ自体のせん断剛性が周辺地盤と比較して小さく、また非線形な変形特性を示すため、地震時の挙動は複雑なものと考えられる。そこで、耐震性能の照査方法は、その特性を適切に評価した直接積分法による動的解析(時刻歴応答解析法)によることを基本とする。

レベル 2 地震動のような強い地震動を対象とした耐震計算では、地盤や構造物の非線形性を適切にモデル化しなければならない。一般に、地中構造物の動的解析法としては、逐次応答解析法と複素応答解析法が多く用いられている。

逐次応答解析法は、このような非線形特性を考慮した非線形地震応答解析に適用可能である。

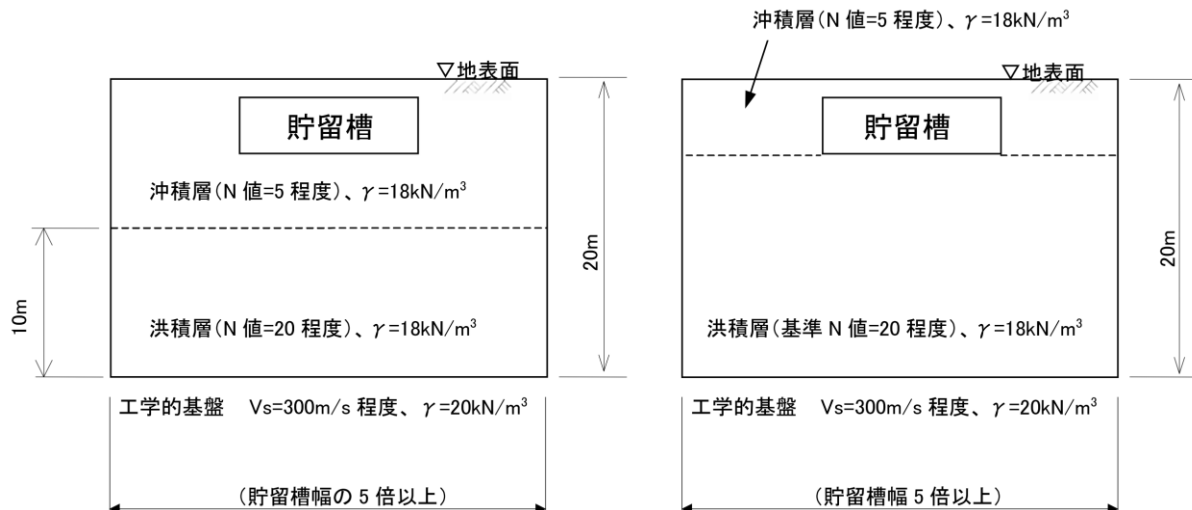
一方、複素応答解析法は、線形振動系のみ適用可能であるため、地盤や構造物の非線形特性は、等価線形化法等を用いて考慮する。なお、長大構造となる貯留構造体の場合には、地震動の伝播に伴う位相差や局所的な応力集中の問題も懸念されるため、これらを適切に評価可能な解析手法を採用しなければならない。

なお、動的解析(時刻歴応答解析法)と同等、もしくは保守的な評価となることが確認されている解析方法を用いることも可能である。



### (3) 解析モデル例

解析モデルは、**図附 3.5** に示すように、地盤と貯留槽の連成を考慮した有限要素モデル(2次元平面ひずみ)を基本とする。地盤は、貯留槽の設置される標準的な条件の地層構造を想定する必要があるが、特別な事情がない限り、**図附 3.5** の条件のいずれかとしてよい。なお、貯留槽は沖積層中にある場合を想定する。解析モデル全体の水平方向の幅は、評価対象の貯水槽幅の側方に十分な幅を設けることを原則とし、目安としてはモデル全体の幅が貯留槽幅の5倍以上となるようにモデルを作成する。



図附 3.5 動的解析モデル(例)

有限要素解析に用いる各材料の構成モデルとしては、地盤には修正 Ramberg-Osgood モデルや修正 Hardin-Drnevich モデル等の非線形履歴モデルを用いる。また、貯留槽には、「附属編 3.2 交番載荷試験」の結果に基づき、適切な非線形履歴特性を再現できるモデルを用いる。実際の貯留槽部材が有する厳密な細部構造をそのまま有限要素でモデル化することは困難であるため、組み上げられた構造体としての貯留槽が示す巨視的な力学特性を各要素の構成モデルで再現することを目標とする。なお、以下に示すものを含む各材料パラメータに関する内容(数値およびその設定根拠)一式は、明記しておくものとする。

- 1) 地盤の物性値(密度、せん断剛性、ポアソン比、構成モデルの名称およびそれに含まれる各パラメータ等)
- 2) 地盤の物性値の設定根拠
- 3) 貯留槽の物性値(密度、せん断剛性、ポアソン比、構成モデルの名称およびそれに含まれる各パラメータ等)
- 4) 貯留槽の物性値の設定根拠

#### (4) 地震動

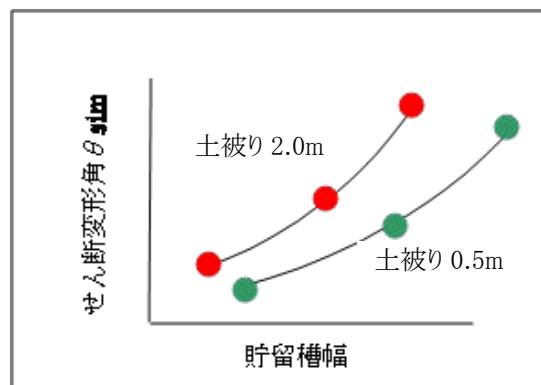
レベル 2 地震動に対応して耐震評価を行うために、動的解析で用いる入力地震動波形は、**道路橋示方書**のレベル 2 地震動(タイプ II)の 3 波を基本とするが、耐震評価では、この 3 波のうち耐震評価上安全側の結果となる波を選定して用いてもよいものとする。なお、選定した地震動で検討を実施する場合には、選定根拠について明記するものとする。

また、前述の動的解析モデルに「**道路橋示方書**」の地震動を用いる際には、「**道路橋示方書**」の I 種地盤の地震動を用いることを基本とする。これは、本指針で示す動的解析モデルでは、工学的基盤位置における地震波を入力する必要があるが、「**道路橋示方書**」の地震波は、表層地盤の影響が含まれた地表面での波形(観測波)となるため、最も表層地盤の影響が少ない I 種地盤の地震波を適用することとしたためである。

#### (5) 解析結果の整理方法

動的解析は、同一土被りで少なくとも 3 通りの貯留槽幅について実施し、**図附 3.6** に示すように横軸に貯留槽幅、縦軸に最大せん断変形角をプロットする。

ここで、最大せん断変形角は、動的解析の結果から、「**3.2 交番载荷試験 (4)水平方向せん断変形角**」(p70 参照)と同じ方法で算出したせん断変形角の時刻歴の最大値とする。ただし、「**3.2 交番载荷試験**」とは異なり、動的解析における最大せん断変形角は、算定位置によって異なる値となるため、動的解析結果を整理する際においては、貯留槽幅のいくつかの算定位置で求めた最大せん断変形角の最大値を用いることを基本とする。つまり、空間的分布を考慮した時刻歴応答の最大値を用いることを基本とする。



図附 3.6 動的解析結果の整理方法

### 3.5 許容貯留槽幅

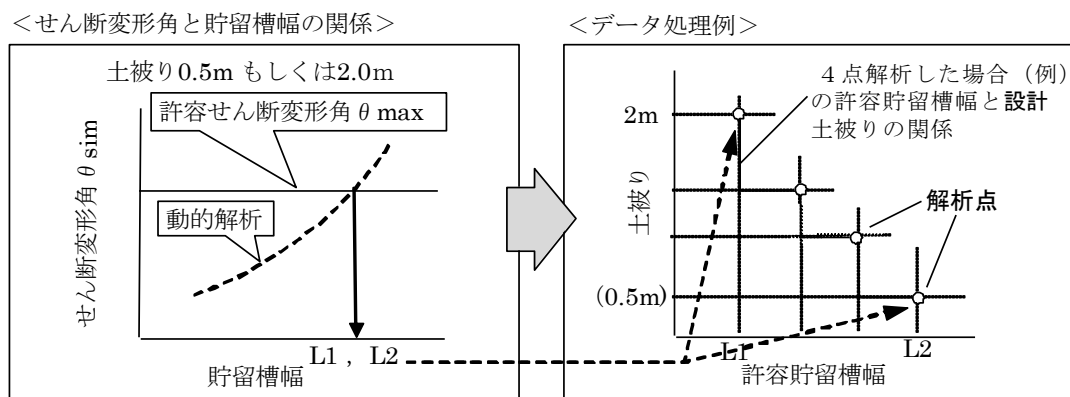
交番载荷試験によって得られた許容せん断変形角と動的解析によって求められた貯留槽の変形角から許容貯留槽幅を求めるイメージを図附 3.7 に示す。

図附 3.7 (左) では動的解析による貯留槽の変形角を破線、交番载荷試験から得られる許容せん断変形角を実線で示している。貯留槽幅が小さい場合変形角は小さく、貯留槽幅が大きくなると地盤と共に変形し易くなり、せん断的に変形する変形角は大きくなる。交番载荷試験により貯留構造体の許容せん断変形角が求められているので、この許容せん断変形角よりも解析値が大きくなる場合、設定した地震動において槽は耐力を失い、変形が進行し地表面の陥没を起こす等の耐震性が不十分な状態になる。よって、変形角がこの許容せん断変形角と同等となる貯留槽幅が、許容貯留槽幅である。

なお、この許容貯留槽幅は土被りや貯留槽高等の設定条件が変わることで値が異なるので、必要に応じた条件にて許容貯留槽幅を求める必要がある。

本指針で規定した条件は、普通土土被りを 2.0m と 0.5m 近傍で求めることとしている。この結果、2 点の許容貯留槽幅が算定されている。この場合、2 点のみによる内挿は行ってはならない。0.5m ≤ (普通土土被り) ≤ 2.0m における許容貯留槽幅を求める場合は、普通土土被りの大きい場合の許容貯留槽幅を採用する。

必要性に応じ、上記と異なる普通土土被りの値で計測、および解析を行った場合には、設計しようとする土被り死荷重に最も近い結果(ただし、設計土被り死荷重よりも大きい側)を用いることができる。例えば、交番载荷試験と動的解析により、普通土土被りが 0.5m、1.0m、2.0m における許容貯留槽幅の値が求められている場合、設計土被りを普通土 1.3m にしようとするなら、許容貯留槽幅は、普通土土被り 2.0m の値を用いなければならない。同様に、普通土土被りを 0.8m に設定しようとする場合、普通土土被り 1.0m の許容貯留槽幅の値を用いなければならない。但し、正負交番载荷試験結果において、貯留槽の強度変形特性をモデル化する際に必要な係数群(例えば、双曲線モデルにおける  $\tau$ 、 $G$ 、 $h_{max}$  等)と土被り、および貯留槽高との間に一定の相関性が認められ、かつそれらの相関性の発現機構が力学的に把握できる場合は、上記係数を内挿的に決定し、地震応答解析により、許容される貯留槽幅と土被り、および貯留槽高との関係を推定することが可能である。



図附 3.7 耐震性能試験結果のイメージ

## 4. 引張クリープ試験

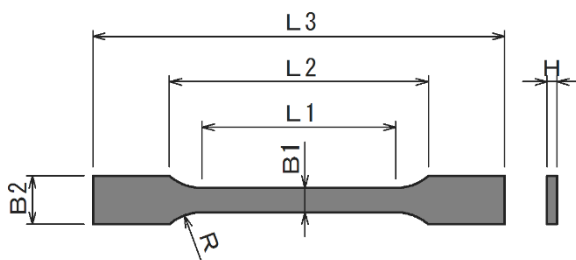
貯留構造体長期ひずみ試験(本試験方法)においては、長期性能を照査するために、1,000 時間までのひずみデータから、外挿法を用いて 50 年相当ひずみを推定しているが、外挿区間を直線で予測するためには、ひずみの増加がおおよそ一定で推移する第 2 次クリープの区間である必要がある。本試験方法においては、外挿区間が第 2 次クリープの区間内にあることを確認できないため、荷重を複数変えた引張クリープ試験を行い、その第 3 次クリープ発生点を確認し、引張応力と第 3 次クリープ発生時間との関係図を作成して、50 年後相当の第 3 次クリープ発生応力を外挿して求める。

### 4.1 引張クリープ試験の概要

専用の引張試験装置を用いて、6 体のダンベル試験体にそれぞれ異なる荷重を加え、時間とひずみとの関係を求める。荷重は、引張試験結果(試験体 5 体)の引張降伏応力の最小値を基にした 6 ケース設定する。計測は、ダイヤルゲージで行い、室温は  $23 \pm 2^{\circ}\text{C}$  とする。

#### (1) 試験体

試験体の形状・寸法の例を図附 4.1、および表附 4.1 に示す。



図附 4.1 引張クリープ試験体

表附 4.1 試験体の標準寸法の例

項目	寸法(mm)
L3 : 全長	170.0
L2 : タブ部間距離	109.3
L1 : 平行部の長さ	80.0
R : 肩部の半径	24.0
B2 : 端部の幅	20.0
B1 : 中央の平行部の幅	10.0
H : 厚さ	4.0

#### (2) 試験荷重ケース

試験荷重は、引張降伏応力の最小値を基に 6 種類設定する。(表附 4.2 参照)

表附 4.2 試験荷重のケースの例

試験体 No.	T <sub>0</sub> の百分率 (%)	低減応力 (MPa)	試験体幅 (mm)	試験体厚さ (mm)	試験荷重 (N)
T <sub>1</sub>	75	17.73	10.02	4.04	718.0
T <sub>2</sub>	70	16.55	10.03	4.02	667.2
T <sub>3</sub>	65	15.37	10.03	4.02	619.4
T <sub>4</sub>	60	14.18	10.02	4.04	573.8
T <sub>5</sub>	55	13.00	10.02	4.04	526.1
T <sub>6</sub>	50	11.82	10.02	4.02	476.4

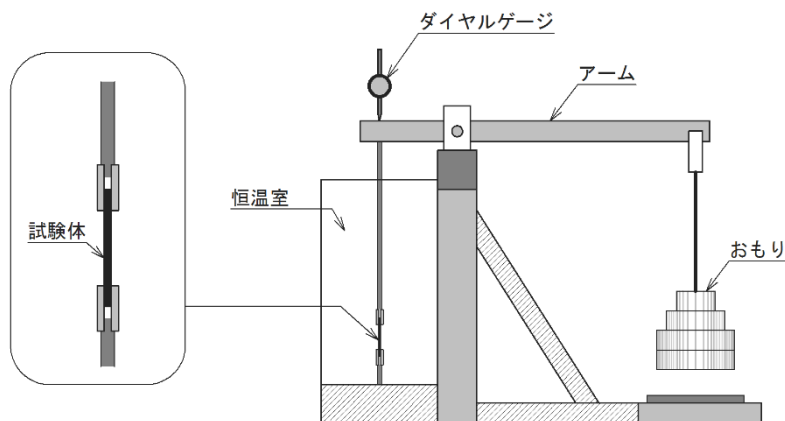
引張降伏応力の最小値  $T_0 = 23.64$  (MPa) の場合

なお、試験荷重は、試験期間が最大 500 時間程度となるように設定し、3 次クリープの発生時間が 10 時間～500 時間の間に得られるように設定することが望ましい。

### (3) 試験装置

試験装置の概要を図附 4.2、および写真附 4.1 に示す。

各試験体は、下端を装置底部に固定し、上部を天秤形状のアームに接続する。アームの反対側に所定のおもりを吊り下げることで加力する。



図附 4.2 引張クリープ試験装置概要図



写真附 4.1 引張クリープ試験

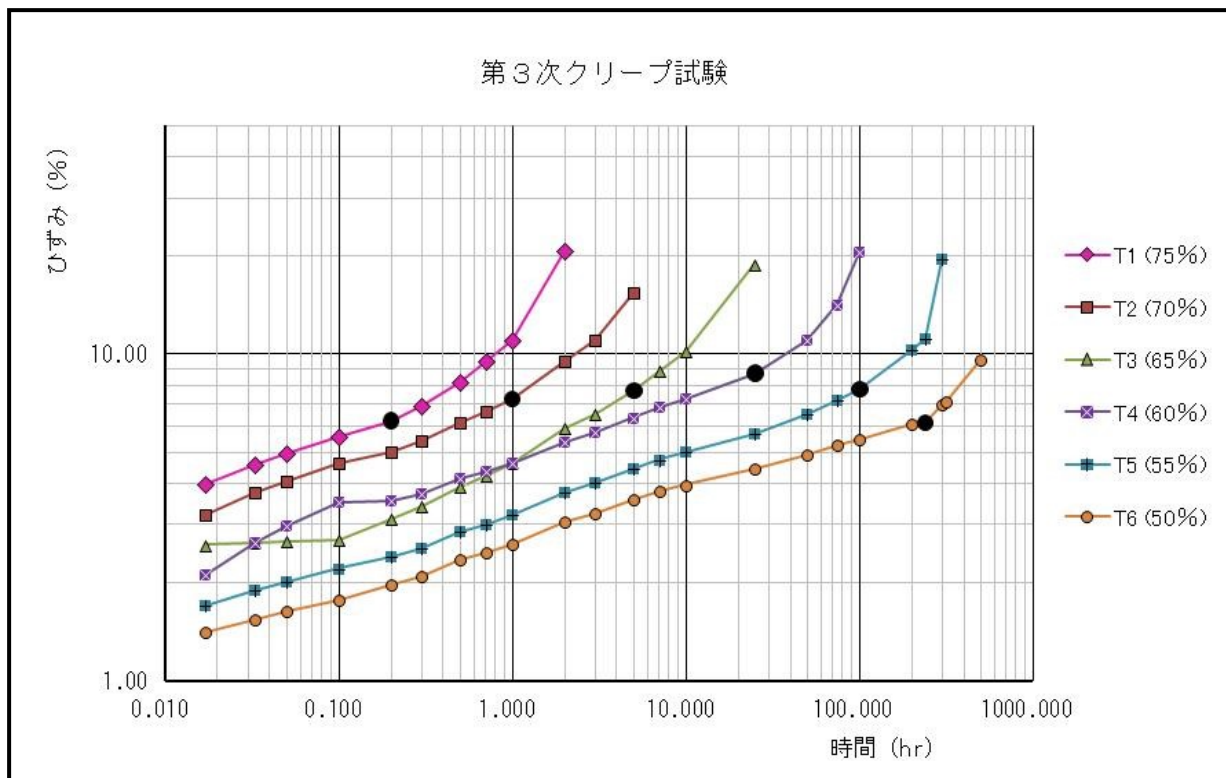
#### 4.2 引張クリープ試験結果による第3次クリープ応力の算出方法

引張クリープ試験の結果の例を表附 4.3 に示す。

表附 4.3 引張クリープ試験結果の例

項目	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>5</sub>	T <sub>6</sub>
	75%応力 17.73 MPa	70%応力 16.55 MPa	65%応力 15.37 MPa	60%応力 14.18 MPa	55%応力 13.00 MPa	50%応力 11.82 MPa
時間 (hr)	ひずみ (%)					
0.017	4.00	3.20	2.60	2.10	1.70	1.40
0.033	4.60	3.75	2.64	2.64	1.89	1.54
0.050	4.96	4.07	2.66	2.96	2.00	1.63
0.100	5.56	4.62	2.70	3.50	2.20	1.77
0.200	6.23	5.01	3.12	3.53	2.39	1.96
0.300	6.94	5.40	3.40	3.74	2.54	2.09
0.500	8.16	6.14	3.93	4.16	2.86	2.35
0.700	9.51	6.63	4.22	4.36	3.01	2.47
1	11.00	7.28	4.62	4.63	3.21	2.62
2	20.63	9.46	5.92	5.37	3.75	3.06
3	試験終了	10.96	6.51	5.74	4.02	3.26
5		15.36	7.71	6.37	4.44	3.58
7		試験終了	8.83	6.86	4.74	3.79
10			10.20	7.30	5.02	3.97
25			18.81	8.70	5.71	4.43
50			試験終了	10.99	6.51	4.90
75				14.14	7.19	5.25
100				20.49	7.80	5.46
200				試験終了	10.25	6.07
240 +					11.15	6.16
300					19.45	7.02
313					試験終了	7.15
500						9.55
終了時間 (hr)	2.4	6.1	28.0	112.6	312.5	500.0

表附 4.3 より、各試験体のひずみ(%)と経過時間の関係を図附 4.3 にプロットする。



図附 4.3 クリープひずみ～時間線図の例

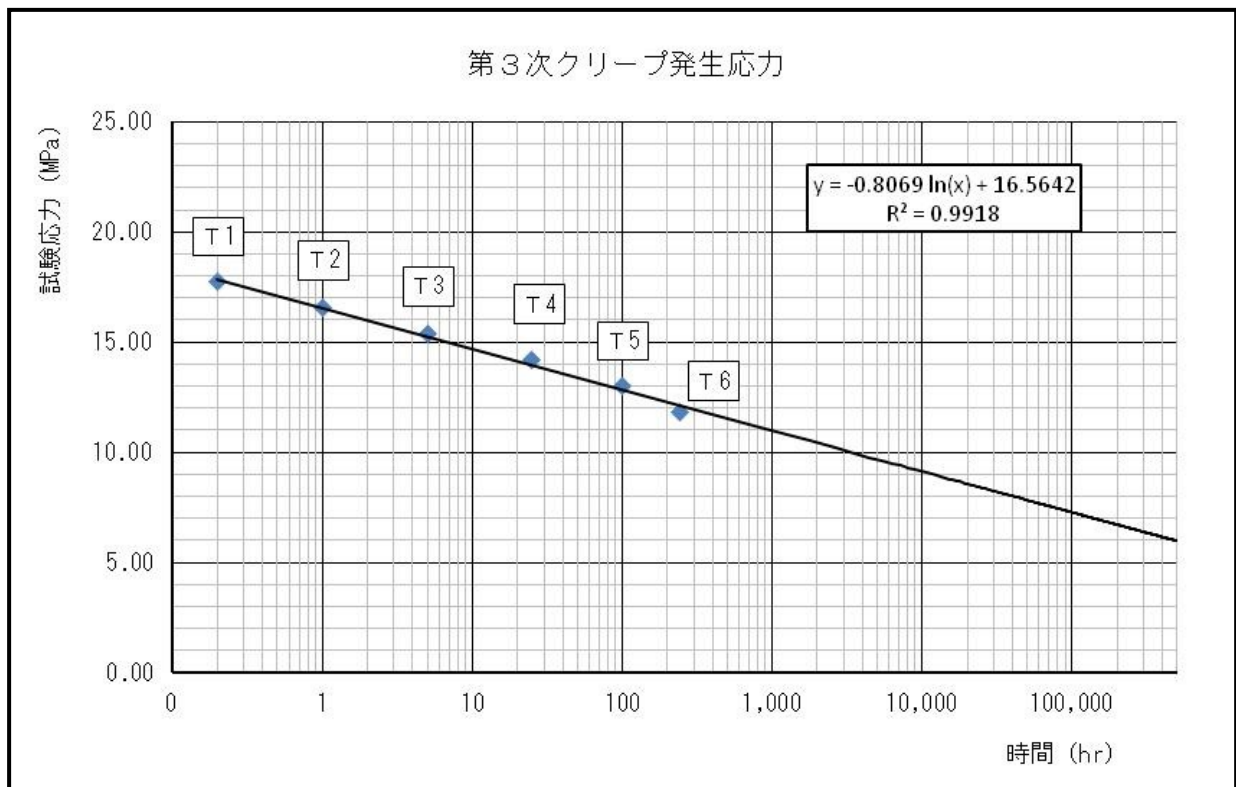
図附 4.3 より、第 3 次クリープ発生点(時間)は、各試験体のひずみ～時間線図の傾きが大きくなり始めるポイントとして求める。(上図 ● のポイント)

各試験体の第 3 次クリープ発生点(時間)を求めた結果を表附 4.4 に示す。

表附 4.4 試験応力と第 3 次クリープ発生時間、および試験終了時間の例

試験体 No	試験応力		第 3 次クリープ発生点(時間) (hr)	試験終了時間 (hr)
	T <sub>0</sub> の百分率(%)	応力 (Mpa)		
T <sub>1</sub>	75	17.73	0.20	2.4
T <sub>2</sub>	70	16.55	1.00	6.1
T <sub>3</sub>	65	15.37	5.00	28.0
T <sub>4</sub>	60	14.18	25.00	112.6
T <sub>5</sub>	55	13.00	100.00	312.5
T <sub>6</sub>	50	11.82	240.00	500.0

50年後相当の第3次クリープ発生応力の算出については、表附 4.4 の試験応力と第3次クリープ発生時間の関係を図附 4.4 のようにプロットし、外挿して求める。



図附 4.4 試験応力と第3次クリープ発生時間の例

図附 4.4 から、試験応力  $y(MPa)$  と第3次クリープ発生時間  $x(hr)$  の関係における回帰式を最小二乗法で求めると、

$$y(MPa) = -0.8069 \times \ln(x) + 16.5642 \quad \dots\dots\dots \text{式附(4.1)}$$

となる。

上式より、50年後相当 ( $x = 438,000 hr$ ) の第3次クリープ発生応力を求めると、

$$y(MPa) = -0.8069 \times \ln(438,000 hr) + 16.5642 = 6.08 MPa \quad \dots\dots\dots \text{式附(4.2)}$$

となる。



≡ 資料編 ≡

## 【 資 料 編 】

## — 資料編目次 —

1.	構造解析	85
1.1	構造解析の目的	85
1.2	解析条件	86
1.3	境界条件	86
1.4	表示形態	86
2.	温度加速試験による長期性能の補足試験方法	87
2.1	温度加速試験の目的	87
2.2	プラスチックのクリープ特性	87
2.3	第3次クリープの確認方法(山形大学大学院工学研究科 栗山卓らの方法)	88
3.	化学的耐久性評価方法	93
3.1	耐薬品性	93
3.2	耐光性	96
3.3	耐熱劣化性と耐低温性	97
4.	シートの選定	98
4.1	遮水シート	98
4.2	透水シート	100
4.3	保護シート	101
5.	一時的な地下水位上昇による安定性の検討	102
5.1	土圧、および水圧	102
5.2	浮力	103
6.	基礎地盤の照査検討	104
7.	点検孔の構造検討	107
8.	雨水貯留槽専用人孔蓋	108
9.	施設の設計事例	109
9.1	設計条件の確認	109
9.2	貯留槽の設計	110
9.3	貯留構造体の性能の照査	114
10.	動的解析に用いる地盤物性値の設定例	119



## 1.2 解析条件

- ① 載荷荷重 : 等分布荷重
- ② 解析方法 : 有限要素法(非線形静解析あるいは線形解析)
- ③ 入力特性 : 弾性係数(実測値使用)、ポアソン比、せん断弾性係数、質量、および降伏応力等
- ④ 載荷方向 : 鉛直方向、および水平方向  
側板は土圧受圧面法線方向(水平方向)
- ⑤ 出力表示時:解析条件(境界条件を含む)を記載することが望ましい

## 1.3 境界条件

用いる解析ソフトにより、境界条件が詳細にできない場合もあり、載荷面以外は固定(拘束)としてもよいが、より実際の状態に近い条件を設定することが望ましい。

側板も同様に設定し、土圧が作用する反対側の固定条件は、他の構成部材との接触状態等を加味して設定する。

## 1.4 表示形態

### (1) 数値表記事項

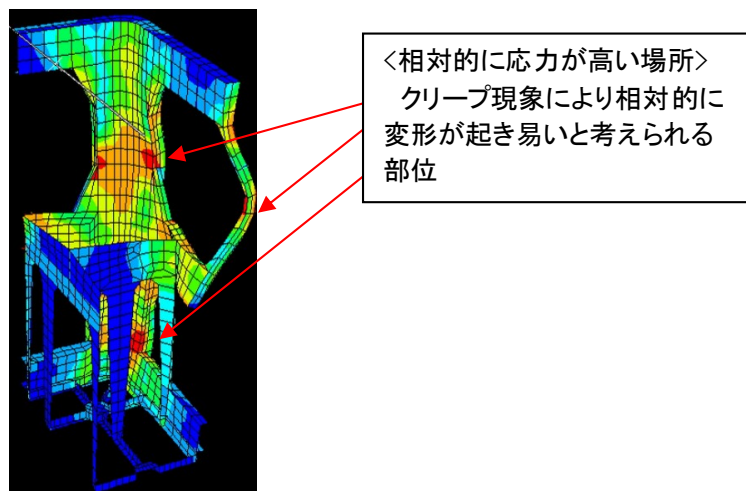
数値の表記で重要となるのは、最大応力である。

### (2) 解析結果の可視化

解析結果は、貯留構造体に発生する応力がわかるように5~6段階程度に応力を分けて、着色して表記されることが多い。

解析結果を読みとる際は、解析するソフトウェアの仕様等により、着色に対応する応力が異なることがあるため注意する。

有限要素法による構造解析の結果例を図資 1.2 に示す。



図資 1.2 構造解析の結果(例)

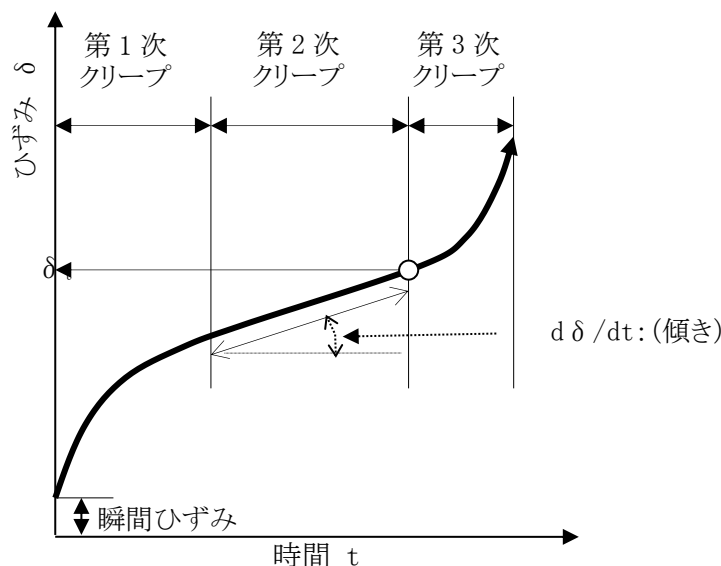
## 2. 温度加速試験による長期性能の補足試験方法

### 2.1 温度加速試験の目的

プラスチックの挙動を把握するためには長い期間を要するが、一般的に高温で試験を行うことにより、時間的に加速させた結果と同等の結果を得ることが可能であるため、これを用いて温度加速による試験を行う。

本指針では、貯留構造体の長期性能を 10～1,000 時間のひずみ特性を直線的に外挿して評価している(「附属編 2 貯留構造体長期クリープ試験方法」参照)。

しかし、プラスチックの特性として継続的に荷重が作用し続けると、ある点を境に急激にひずみが増大する場合があることが知られている。このことを明確にしないまま 50 年相当の外挿を行うと、実際には図資 2.1 に示すように第 3 クリープが発生して、直線で外挿するよりも大きなひずみとなる場合があり、50 年相当期間におけるひずみが過小評価される可能性が考えられる。



図資 2.1 プラスチックのクリープ曲線

### 2.2 プラスチックのクリープ特性

プラスチックに継続的な荷重が作用する際、下記に示す特性があり、本試験では、50 年後相当の外挿値算出における外挿区間にて、③の第 3 次クリープの発生の有無を確認する。

- ① 第 1 段階 : 第 1 次クリープ(遷移クリープ)  
 負荷直後の瞬間ひずみを引き起こした後、ひずみ速度が次第に減少していく段階
- ② 第 2 段階 : 第 2 次クリープ(定常クリープ)  
 第 1 次クリープの後、ひずみ速度(伸び速度)が一定となる段階
- ③ 第 3 段階 : 第 3 次クリープ(加速クリープ)  
 第 2 次クリープの後、ひずみ速度が急激に増加して、破断に至る段階

### 2.3 第3次クリープの確認方法(山形大学大学院工学研究科 栗山卓らの方法)

#### (1) 試験方法

- ①対象 : 製品と同じ樹脂を用いた引張試験片
- ②温度 : 好ましくは3水準以上
- ③サンプル数 : 各応力で1体以上

#### (2) 測定の考え方

常温(20℃)におけるクリープ挙動の予測には、“第2次クリープの定常クリープ伸び速度”と“第3次クリープ開始点”を求めることが必要である。温度加速試験を用いてクリープ挙動に係わる因子を数式化することで、常温(20℃)におけるクリープ挙動を予測することが可能になる。

##### 1) 2次クリープの定常クリープ伸び速度

第2次クリープにおける定常クリープ伸び速度  $d\delta/dt$  は時間に依存せずに一定であり、温度  $T$ 、応力  $\sigma$  によって式資(2.1)「Norton の式」で表されることが知られている。

$$\frac{d\delta}{dt} = A^* \cdot \sigma_{net}^n \exp\left(-\frac{\Delta H}{RT}\right) \quad \text{[Norton の式]} \dots\dots\dots \text{式資(2.1)}$$

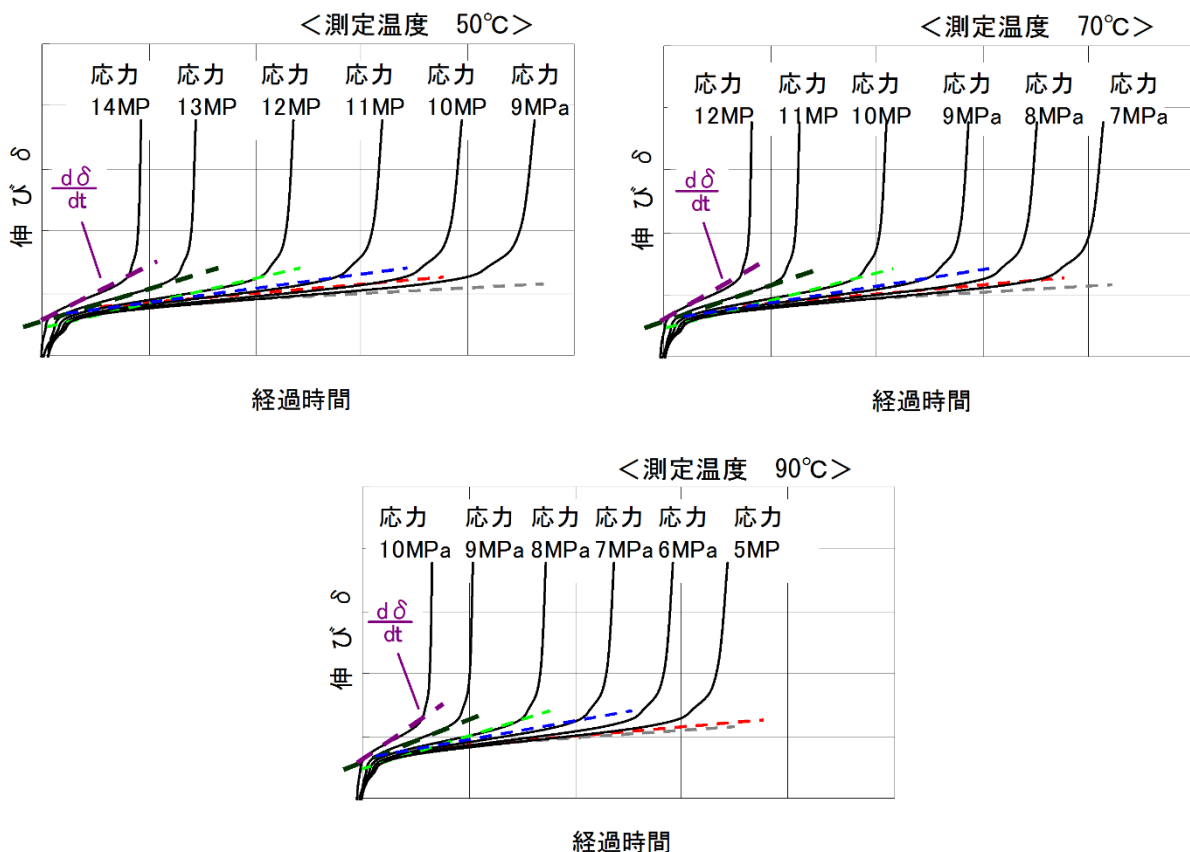
ここに、

- $A^*$ 、 $n$  : 定数
- $\sigma_{net}$  : 応力
- $R$  : 気体定数
- $T$  : 絶対温度
- $\Delta H$  : 定常クリープ伸び速度に対するみかけの活性化エネルギー

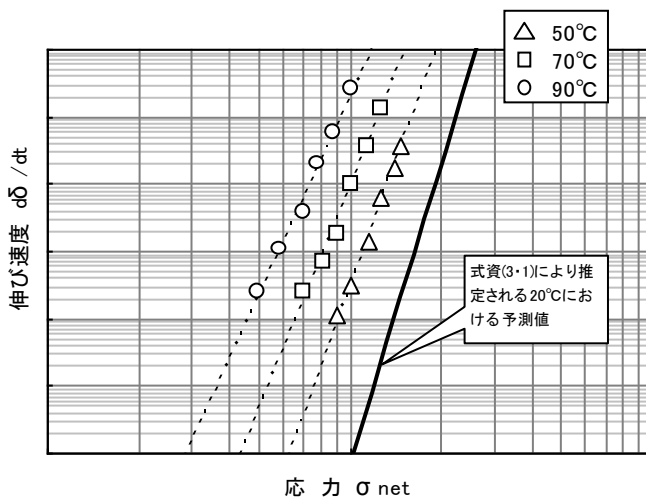
##### 2) 常温(20℃)における定常クリープ伸び速度 $d\delta/dt$ の推定

常温(20℃)より高い温度で複数のクリープ試験を行い、Norton の式の各係数( $A$ 、 $n$ 、 $\Delta H$ )を求めることで、常温(20℃)における定常クリープ伸び速度  $d\delta/dt$  を推定する。

ここでは、3水準(50、70、90℃)の温度に対して複数の応力を設定したうえで、伸びと経過時間の関係(図資 2.2)し、さらにその結果をもとに、応力  $\sigma$  ごとの第2次クリープの定常伸び速度  $d\delta/dt$  を求め、両対数で整理した例を示す(図資 2.3)。なお、測定時の温度や応力が高くなるに従い伸びの変化が早くなることから、温度、および応力は、測定する樹脂にあわせて適切に設定するよう留意する。また、図資 2.3 には測定で得られた測定値に加え、測定値から導かれた定数を用いて式資(2.1)による20℃における予測値も表示している。



図資 2.2 クリープ測定結果(イメージ)

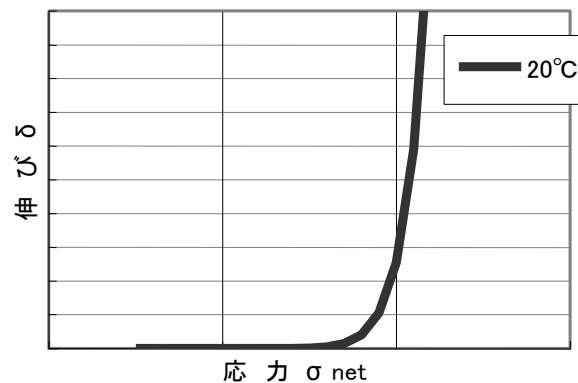


図資 2.3 定常クリープ伸び速度と応力の測定結果(イメージ)

3) 定常クリープ伸び速度  $d\delta/dt$  から推定した常温(20°C)における 50 年相当の伸び  $\delta$  の予測

図資 2.3 で示された常温(20°C)における定常クリープ伸び速度  $d\delta/dt$  から、第 2 次クリープによる 50 年相当の伸び  $\delta$  を予測する(図資 2.4)。

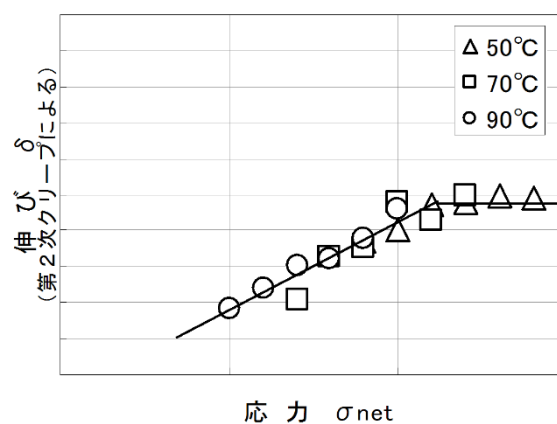
任意の応力  $\sigma_{net}$  における定常クリープ伸び速度  $d\delta/dt$  は、図資 2.3 で求められる。この  $d\delta/dt$  を 50 年相当の時間で積分すると、50 年相当の伸び  $\delta$  が得られる。これを横軸に応力  $\sigma_{net}$  をとり図示すると図資 2.4 のようになる。



図資 2.4 常温(20°C)での応力に対する 50 年相当の伸び予測(イメージ)

4) 第 2 次クリープによる伸び  $\delta$ 

図資 2.2 から、第 2 次クリープによる伸び(第 3 次クリープ開始点の伸びと第 2 次クリープ開始点の伸びの差)を求めると、図資 2.5 のように各温度のデータを 1 つのグラフ上に表すことができる。ある伸びを示した後は応力の増加に依存せず一定値を示し、この一定値に達した後は第 3 次クリープが発生し樹脂は急激に破断することになる。よって、この一定値が第 2 次クリープの限界値と考えてよい。



図資 2.5 応力に対する第 2 次クリープによる伸び(イメージ)

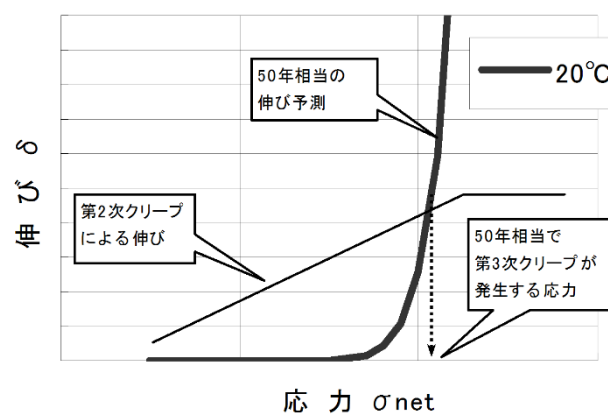


## 5) 第3次クリープ発生応力の算出

図資 2.4 と図資 2.5 は、各応力において、常温(20℃)での 50 年相当の伸びの予測値と第 2 次クリープの限界値をそれぞれ表していることから、この 2 つの図を重ね合わせることで、常温(20℃)での 50 年相当の第 3 次クリープ発生応力を求めることができる(図資 2.6)。この値以上の応力を載荷すると、50 年間のうちに第 3 次クリープが発生する可能性を有していることになり注意を要する。

ただし、本応力値はダンベル試験片によって得られた局所的な値であるため、製品の圧縮試験等から得られる構造体としての値とは性格が異なる点に注意する必要がある。

一方、構造解析で得られる局所応力は、この温度加速試験で得られる値と比較検討することが可能であり、なるべくこの値を超えないような設計条件とすることが好ましい。



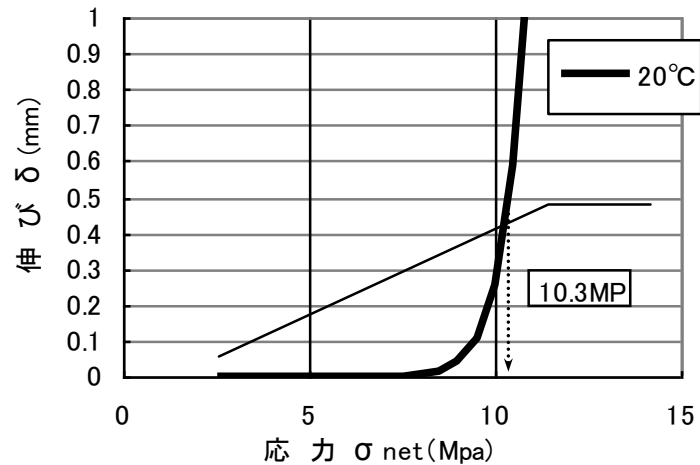
図資 2.6 第 2 次クリープによる伸びと 50 年相当の伸び予測との重ね合わせ図(イメージ)

## (3) ポリプロピレンの測定例

クリープ試験にて、温度(50℃、70℃、90℃)、各温度にて応力 5~6 水準における時間と伸びの関係を測定した。そして、測定結果を式資(2.1)を用いて整理することで、 $n$ と $\Delta H$ を求めた。

これにより任意の応力における第 2 次クリープによる 50 年相当の伸びが求められる。求められた 50 年相当の伸びと第 2 次クリープによる伸びを比較することで、50 年使用において第 3 次クリープが発生する応力を求めた。

ポリプロピレンのあるグレードの樹脂における測定結果を図資 2.7 に示す。この樹脂においては、常温(20℃)における 50 年相当の使用において第 3 次クリープが発生する応力は、10.3MPa であった。

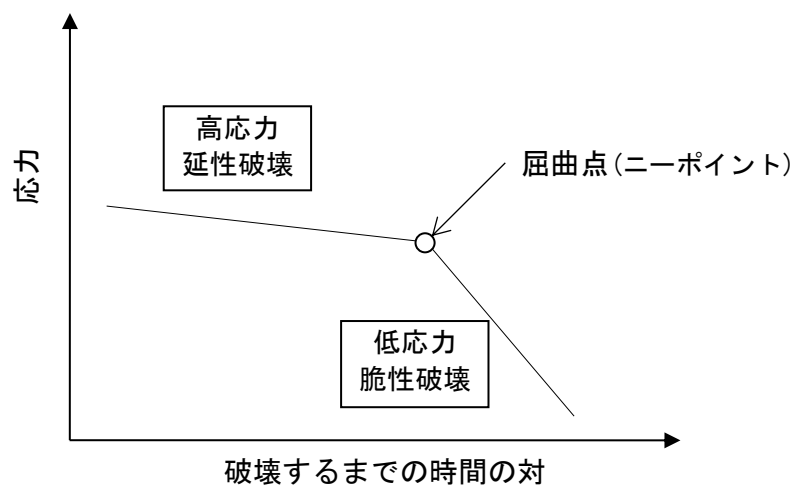


図資 2.7 計測結果例

## 【参考】「その他の温度加速試験方法」

一般にプラスチックは、長時間継続的に荷重が作用し続けると、クリープ変形を生じる。プラスチックのクリープ破壊は、ひずみが時間とともに進行しやがて破断する延性破壊、微小ひずみで破断する脆性破壊に分類できることが知られている。延性破壊と脆性破壊の違いは応力破壊線図にもあらわれる。図資 2.8 は、応力破壊線図のイメージを示したものだが、破壊に至るまでの時間は応力に依存して変化し、延性破壊では応力破壊線図の勾配は比較的緩やかであり、脆性破壊ではその勾配は大きくなる。

このような特性を考慮した試験方法として、ISO/FDIS 9080 があり、日本においても JIS K6774 にガス用ポリエチレン管のクリープ破断強度を求める手法として記述されている。



図資 2.8 応力破壊線図のイメージ

### 3. 化学的耐久性評価方法

貯留構造体の化学的耐久性評価は、以下の方法により行う。

#### 3.1 耐薬品性

貯留構造体の耐薬品性については、JIS K7114(液体薬品への浸せき効果を求める試験方法)に準拠した試験を実施し確認する。使用する薬品については、貯留構造体がポリプロピレン製(以下「PP 製」という。)の場合は、「下水道用ポリプロピレン製ます JSWAS K-8-2008」(社団法人日本下水道協会)に、硬質塩化ビニル製(以下「PVC 製」という。)の場合は、「下水道用硬質塩化ビニル管 JSWAS K-1-2010」(社団法人日本下水道協会)に従い評価を行う。薬品と濃度等については表資 3.1 に記す。その他使用環境の必要に応じ、薬液を追加し評価を行う。

貯留構造体の材質がポリエチレンテレフタレート製(以下「PET 製」という)等の PP 製や PVC 製以外の場合は、該当する樹脂に対応する明確な基準が得られていないため、今後、継続的な評価を行い、評価基準を確立し改訂版に記載する。当面は参考として使用環境を十分考慮し、該当する樹脂を使用している会社の試験方法を用いる。

##### (1) JIS K7114(液体薬品への浸せき効果を求める試験方法)

試験片を各試験液に  $60 \pm 2^\circ\text{C}$  で 5 時間浸せきした後、薬液に応じた洗浄を行う。拭き取った後、質量の分かったはかり瓶に入れ、蓋をして質量を測定する(水の場合は JIS K7209 を参照されたい)。式資(3.1)によって質量変化度 ( $\text{mg}/\text{cm}^2$ )を算出する。

$$\frac{d\delta}{dt} = A^* \cdot \sigma_{\text{net}}^n \exp\left(-\frac{\Delta H}{RT}\right) \quad \text{〔Norton の式〕} \dots\dots\dots \text{式資(3.1)}$$

ここに、

$m_a$  : 試験片の浸せき前の質量(mg)

$m_b$  : 試験片の浸せき後の質量(mg)

$S$  : 試験片の表面積( $\text{cm}^2$ )

##### (2) ポリプロピレン製貯留構造体の耐薬品性

「下水道用ポリプロピレン製ます JSWAS K-8-2008」(社団法人日本下水道協会)に則り性能を確認する。

当該規格における試験液の純度、および濃度を表資 3.1 に示す。

表資 3.1 試験液の純度、および濃度

試験液の種類	試験液の純度、および濃度
水	蒸留水またはイオン交換水
塩化ナトリウム	JIS K8150 の塩化ナトリウムの 10%水溶液
硫酸	JIS K8951 の硫酸の 30%水溶液
水酸化ナトリウム	JIS K8576 の水酸化ナトリウムの 40%水溶液

判定する性能は、各試験液において式資(3.1)の  $m_c$  が、 $\pm 0.20 \text{ mg/cm}^2$  以内にある場合、合格とする。

### (3) ポリ塩化ビニル製貯留構造体の耐薬品性

「下水道用硬質塩化ビニル管 JSWAS K-1-2010」(社団法人日本下水道協会)に則り性能を確認する。当該規格における試験液の純度、および濃度を表資 3.2(表資 3.1 に同じ)に示す。

表資 3.2 試験液の純度、および濃度

試験液の種類	試験液の純度、および濃度
水	蒸留水またはイオン交換水
塩化ナトリウム	JIS K8150 の塩化ナトリウムの 10%水溶液
硫酸	JIS K8951 の硫酸の 30%水溶液
水酸化ナトリウム	JIS K8576 の水酸化ナトリウムの 40%水溶液

判定する性能は、各試験液において式資(3.1)の  $m_c$  が、 $\pm 0.20 \text{ mg/cm}^2$  以内にある場合、合格とする。

### (4) その他の樹脂

その他の樹脂に関し参考として、PET 製の貯留構造体の耐薬品性能についての評価例を以下に示す。

#### 1) 引張強さの物性変化率による評価

##### ① 薬液

pH10、および pH12 緩衝液(JIS K8001 に準拠)。

##### ② 試験条件

- ・試験片 JIS K7139 に準拠。
- ・試験時間 0～5、000 時間
- ・浸漬温度  $20 \pm 5^\circ\text{C}$

##### ③ 性能確認方法

- ・質量変化量 JIS K7114 に準拠。
- ・引張試験 JIS K7113 に準拠。

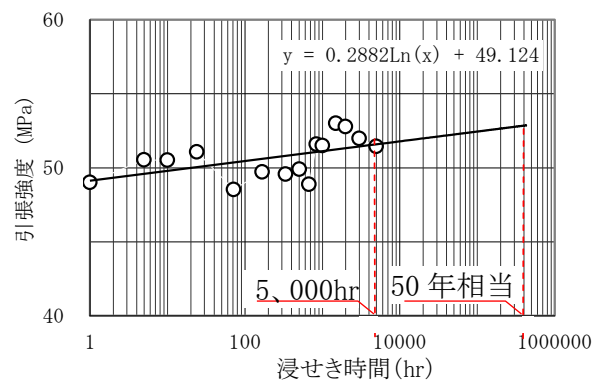
④ 評価結果

試験結果を表資 3.3、および図資 3.1 に示す。

50 年後相当の外挿値における引張強さの変化率が、初期値に対して、±20%以内の範囲内にあるため、50 年後相当の耐薬品性があると判断している。

表資 3.3 試験結果例

濃度	引張試験結果				
	初期状態	5、000hr 後	保持率	50 年外挿	保持率
	(MPa)	(MPa)	(%)	(MPa)	(%)
pH10	50.15	51.29	102.3	51.83	103.4
pH12	50.15	51.58	102.8	52.87	105.4



図資 3.1 50 年外挿した引張強度 (pH12)

2) 質量変化率による評価

JIS A4101:1994(ガラス繊維強化プラスチック製浄化槽構成部品)に準拠して計測した結果を表資 3.4 に示す。質量変化基準は、ABS(アクリルニトリル・ブタジエン・スチレン共重合体樹脂)の性能値(±0.8 mg/cm<sup>2</sup>)を規定値として使用し、各薬液において合格と判断している。

表資 3.4 JIS A4101:1994 の試薬と測定結果

試験液の種類	試験液の純度、および濃度	質量変化(mg/cm <sup>2</sup> )
水	蒸留水またはイオン交換水	0.25
水酸化ナトリウム	JIS K8576 の水酸化ナトリウムの 0.1%水溶液	0.23
硝酸	JIS K8541 の硝酸の 0.1%水溶液	0.18
次亜塩素酸ナトリウム	JWWA K120 の次亜塩素酸ナトリウムの 1%水溶液	0.19
アンモニア	JIS K8085 のアンモニアの 1%水溶液	-0.02

※ただし、アンモニアのみ浸せき条件は、20℃±3℃で 5 時間

### 3.2 耐光性

貯留構造体の耐光性は、貯留構造体と同一の樹脂で成形されたダンベル試験片に JIS K7350-1、2、4 に準拠して実験室光源による促進試験を行った後、JIS K7113 に基づく引張試験を実施して評価する。光源は JIS K7350-2、4 において任意とする。照射光は、埋設工事までの保管中や、現場における仮置き中の屋外放置期間を考慮した紫外線量を促進試験で与えるものとし、照射時間としては 1000 時間を目安とする。なお、照射時間は、光源や、試験片と光源との距離等によって異なるが、千葉県銚子市における屋外の 1 年間の紫外線量である  $300\sim 340\text{MJ/m}^2$  に相当する露光量を与えるものとする(「促進暴露試験ハンドブック」(財団法人日本ウエザリングテストセンター)を参照)。

- 1) JIS K 7350-1 (プラスチック-実験室光源による暴露試験方法-第1部:通則)
- 2) JIS K 7350-2 (プラスチック-実験室光源による暴露試験方法-第2部:キセノンアークランプ)
- 3) JIS K 7350-4 (プラスチック-実験室光源による暴露試験方法-第4部:オープンフレームカーボンアークランプ)

上記 2)のキセノンアークランプは、JIS や ISO に準拠して、適切なフィルターを掛けたとき、紫外、および可視域における平均的な太陽光によく近似した分光分布をもつため、太陽光に近く、促進試験の主流となりつつある。また、3)のいわゆるサンシャインカーボンアークランプは、太陽光に比較して紫外線の領域のエネルギーが大きく、また、短波長側の領域で太陽光にはない波長の放射も含む等の問題点はあるが、わが国においては歴史的に多くの実績を持ち、これまで最も普及している促進試験の光源である。

評価は初期性能と比較を行い、引張降伏応力の物性変化率が $\pm 5\%$ 以内の場合、合格とする。また、プラスチックはもろくなることもあるため、引張試験において伸びも測定記録し、初期性能からの伸び等の物性変化率も求め、管理基準を設けて管理することが望ましい。

### 3.3 耐熱劣化性と耐低温性

貯留構造体の耐熱劣化性と耐低温性の試験手順は、以下のとおり行う。なお、本評価は、ハニカムPP構造体の評価手法を参考とした。

試験は、空気中で行い、高温環境、および低温環境で実施する。試験時の温度管理は空気循環式恒温器等で管理する。

手順としては、貯留構造体と同一の樹脂で成形されたダンベル試験片を対象とする温度で24時間暴露させた後、さらに常温で24時間経過させ、その後、JIS K7113に基づく引張試験を行う。

なお、対象とする温度は下記①、および②に示すように、80℃、および10℃で行う。

① 80℃×24h → 常温×24h → 引張試験

② -10℃×24h → 常温×24h → 引張試験

評価は、初期性能と比較を行い、引張降伏応力の物性変化率が±5%以内の場合、合格とする。また、プラスチックはもろくなることもあるため、引張試験において伸びも測定記録し、初期性能からの伸び等の物性変化率も求め、管理基準を設けて管理することが望ましい。

## 4. シートの選定

遮水シート、透水シート、および保護シートの例を以下に示す。

### 4.1 遮水シート

JIS A6008 に則った各遮水シートの特徴を表資 4.1 に示す。

表資 4.1 貯留施設に用いる遮水シートの例 (JIS A6008)

項目		加硫ゴム	非加硫ゴム	熱可塑性 エラストマー系	エチレン酢酸 ビニル樹脂系	塩化ビニル 樹脂系	
均質 シートの 種類	厚さ(mm)	1.0 以上	1.5 以上	1.0 以上	1.0 以上	1.5 以上	
	引張性能	引張強さ (N/cm <sup>2</sup> )	750 以上	50 以上	750 以上	1,000 以上	1,000 以上
		伸び率 (%)	450 以上	450 以上	450 以上	450 以上	200 以上
	引裂性能	引裂強さ (N/cm)	250 以上	30 以上	400 以上	400 以上	400 以上
項目		一般複合タイプ				補強複合 タイプ	
		加硫ゴム	非加硫ゴム	熱可塑性 エラストマー系	塩化ビニル 樹脂系		
複合 シートの 種類	厚さ(mm)	1.2 以上	1.2 以上	1.2 以上	1.2 以上	1.0 以上	
	引張性能	引張強さ (N/cm <sup>2</sup> )	80 以上	60 以上	80 以上	100 以上	240 以上
		伸び率 (%)	300 以上	250 以上	300 以上	150 以上	15 以上
	引裂性能	引裂強さ (N)	40 以上	30 以上	50 以上	50 以上	50 以上

#### 1) 均質シート

これは、合成高分子を主原料としたルーフィングシートである。

##### ① 加硫ゴム

ブチルゴム、エチレンプロピレンゴム、クロロスルホン化ポリエチレン等の均質シート。

##### ② 非加硫ゴム

ブチルゴム、エチレンプロピレンゴム、クロロスルホン化ポリエチレン等の均質シート。

##### ③ 熱可塑性エラストマー系

ポリオレフィン系等の均質シート。

##### ④ エチレン酢酸ビニル樹脂系

エチレン酢酸ビニル共重合体等の均質シート。



## 2) 複合シート(一般複合タイプ)

複合シートは、合成高分子を主原料としたルーフィングシートに基布その他を複合したルーフィングシートであって、このうち一般複合タイプは、基布または性状の異なるシート状のものを複合して寸法安定性や力学的物性等を改善した複合ルーフィングシートである。

### ① 加硫ゴム

ブチルゴム、エチレンプロピレンゴム、クロロスルホン化ポリエチレン等の複合シート。

### ② 非加硫ゴム

ブチルゴム、エチレンプロピレンゴム、クロロスルホン化ポリエチレン等の複合シート。

### ③ 熱可塑性エラストマー系

ポリオレフィン系等の複合シート。

## 3) 複合シート(補強複合タイプ)

これは複合シートのうち、補強布に強度を依存する複合ルーフィングシートである。塩化ビニル樹脂、塩化ビニル共重合体、塩素化ポリエチレン、クロロスルホン化ポリエチレン、エチレンプロピレンゴム、ポリオレフィン系、アクリル系等の複合シートがある。

なお、軟質塩化ビニルシート、高密度ポリエチレン系シート、アスファルト系シートについても使用の実績が有る。これらを使用する際は、環境等を考慮して、使用の可否の判断をする。

① 軟質塩化ビニルシートは、溶着タイプの遮水シートとして最も多くの実績がある。機械的強度はポリエチレン系シートに比べるとやや劣るが、柔軟性に富み、下地や構造物への追従性に優れている。

② 高密度ポリエチレン系シートは、高弾性タイプの遮水シートで、硬くて強度はあるが、熱溶着には専用のツールが必要になり、現場での施工には困難を伴う。また熱溶着以外の接合手段がなく、コンクリート構造物等への接合が難しい。

③ アスファルト系シートは、不織布に改質アスファルトを含浸させた遮水シートで、土木・建設材料としての歴史が長く実績も多い。不織布による必要強度への対応は容易で、接合部はバーナーによる溶着ができ、遮水に対する信頼性も高い。しかし必要厚さが3.0mm以上で重量が重く、大規模な場合はハンドリングに問題がある。また溶着時にバーナーを用いるので有資格者が必要である。

## 4.2 透水シート

通常土木用に使用されるジオテキスタイルには不織布と織布があるが、設置場所の特性や経済性を加味してシートを選定する。

透水シートの織り方の違いによる特徴を表資 4.2 に、原材料の違いによる透水シート(不織布)の特徴を表資 4.3 に示す。

表資 4.2 織り方の違いによる透水シートの特徴

項目	不織布	織布
透水性	$1.0 \times 10^{-3} \text{m/sec}$ 程度。碎石層と同等程度の透水性がある。面内方向の通水性もある。	$1.0 \times 10^{-5} \text{m/sec}$ 程度で砂層に比べると若干透水性が劣る。
目詰まり	シート内部での透水方向が任意のため、目詰まりによる透水性の低下が少ない。	繊維束が交差する織目部だけで透水するため、通水面積が少なく、目詰まりする可能性が不織布に比べ高い。
強度	厚さと弾力性があり、衝撃吸収性能に優れている。	引張強さに優れている。転圧による碎石等の突き抜け破損に対して弱い。
施工性	適度な伸びと柔軟性があるため、施工基面の多少の不陸には対応できる。	伸縮性がないため凹凸に非常に敏感でラップ部の施工手間が大きくなる。

表資 4.3 原材料の違いによる透水シート(不織布)の特徴

原材料	特徴
ポリエステル長繊維不織布	引張強さや引裂強さ、伸び等の機械的性質に優れている。軽量であり、柔軟性が高いため、地盤に対する追従性が高く、施工性がよい。施工面積が大きい場合や急な斜面での施工性に優れている。
ポリエステルを主な素材にした短繊維不織布	弾力性があり、優れたクッション性を有するため、突起や衝撃に対する緩衝効果が高い。ニードルパンチ製法により製造された不織布は、厚みと弾力性を有しており、特に保護材として優れている。

原材料の面から、一般的に使用される不織布は厚さ 1～8 mm 程度の不織布である。特に貯留槽の上面に透水シートを施工する場合は、土被りに応じた荷重、自動車等の活荷重や転圧等の影響を受けるため、衝撃荷重に強い、4 mm 程度以上の厚さの不織布等が好ましい。

なお、透水シートの貯留構造体側に隙間があり、貯留構造体によって透水シートが十分支えられない場合、載荷荷重によりシートに持続的な引張力がかかり、長期的に破損に至る場合がある。隙間のある貯留構造体に対して使用する場合には、より高強度、かつ低伸び率のシートを用いるか、バックアップのために必要な耐久性を有する樹脂ネット等を併用する必要がある。

透水シートの諸元(参考値)を表資 4.4、および表資 4.5 に示す。

表資 4.4 ポリエステル長繊維・短繊維不織布の諸元

項目	単位	規格値	試験方法
厚さ	mm	4 以上	JIS L 1908 ジオテキスタイル試験方法 (荷重 2.0 kPa) (参考値)
単位面積あたり質量	g/m <sup>2</sup>	400 以上	JIS L 1908 ジオテキスタイル試験方法
引張強さ	kN/m	20 以上	JIS L 1908 ジオテキスタイル試験方法
伸び率	%	60 以上	JIS L 1908 ジオテキスタイル試験方法
透水係数	m/sec	1.0×10 <sup>-3</sup> 以上	JIS A 1218 土の透水試験方法 あるいは JIS L 3204 反毛フェルト

表資 4.5 ポリプロピレン長繊維不織布の諸元

項目	単位	規格値	試験方法
厚さ	mm	4 以上	JIS L 1913 一般不織布試験方法 (荷重 0.5kPa) (参考値)
単位面積あたり質量	g/m <sup>2</sup>	400 以上	JIS L 1908 ジオテキスタイル試験方法
引張強さ	N/cm <sup>2</sup>	20 以上	JIS L 1908 ジオテキスタイル試験方法
伸び率	%	40 以上	JIS L 1908 ジオテキスタイル試験方法
透水係数	m/sec	1.0×10 <sup>-4</sup> 以上	JIS A 1218 土の透水試験方法 あるいは JIS L 3208 反毛フェルト

#### 4.3 保護シート

保護シートは、透水シートを参考に決定する。一般的には、保護シートは透水シートと同類のものが使用されることが多い。

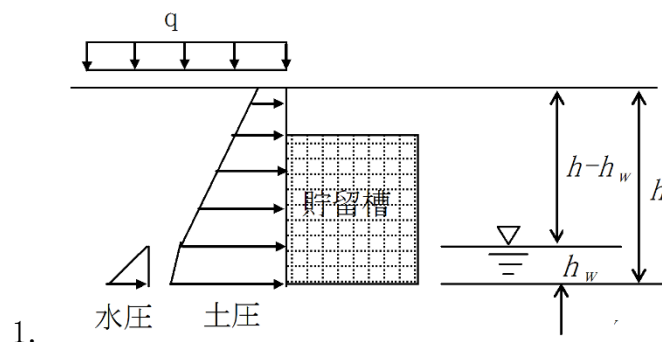
## 5. 一時的な地下水位上昇による安定性の検討

本指針では、貯留槽の施工場所は地下水位よりも上部に設置することとしているが、施工中並びに供用後、降雨により一時的に地下水が上昇し、浮力や水圧が貯留槽に作用することにより、浮上や貯留構造体の破壊等の事故の発生が懸念される。

一時的な地下水上昇に関しては、設計者の判断によるものとするが、一時的な地下水位上昇時に貯留槽にかかる荷重の計算方法と安定性の検討方法を以下に示す。

### 5.1 土圧、および水圧

一時的な地下水位上昇により貯留槽に作用する土圧、および水圧は、**図資 5.1** のように模式化され、**式資(5.1)**により算定する。



図資 5.1 一時的な地下水位上昇による貯留槽に作用する土圧、および水圧の概念

$$P_{sw} = K[\gamma_s(h-h_w) + \gamma_{sw}h_w + q] + \gamma_w h_w \dots\dots\dots \text{式資(5.1)}$$

ここに、

- $P_{sw}$  : 深さ  $h$  における土圧、および水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )
- $\gamma_s$  : 土の湿潤単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
- $\gamma_{sw}$  : 土の水中単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
- $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
- $h_w$  : 貯留槽底面から一時的に上昇する地下水位までの高さ (m)
- $q$  : 常時の地表の各種載荷荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )
- $K$  : 各種土圧係数 [ $K_0$ 、 $K_A$ ]

なお、貯留槽の安定性に関しては、**式資(5.1)**により求められた土圧、および水圧を用いて、**式資(5.2)**により検討する。

$$P_{sw} < \sigma_{hc} / \gamma \dots\dots\dots \text{式資(5.2)}$$

ここに、

$P_{sw}$  : 水平方向荷重

$\sigma_{hc}$  : 貯留構造体の水平方向のみなし比例限界応力

$\gamma$  : 材料係数

## 5.2 浮力

一時的な地下水位上昇による貯留槽に作用する浮力は、土被り荷重により抵抗させるものとし、**図資 5.2** のように模式化され、**式資(5.3)** に示す式により安定性を検討する。

$$F_s = (P + P') / U \dots\dots\dots \text{式資(5.3)}$$

ここに、

$F_s$  : 浮力に対する安全率

$P$  : 土被りによる鉛直方向加重  $P = \sum \gamma_s \cdot H$  (kN/m<sup>2</sup>)

$P'$  : 貯留槽の自重 ( $P' = 0$ )

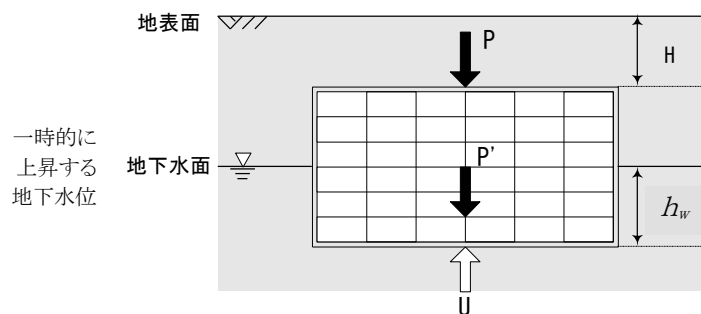
$U$  : 浮力  $U = \gamma_w \cdot h_w$

$H$  : 土被り厚 (m)

$h_w$  : 貯留槽底面から一時的に上昇する地下水位までの高さ (m)

$\gamma_s$  : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量



**図資 5.2** 一時的な地下水位上昇による浮力

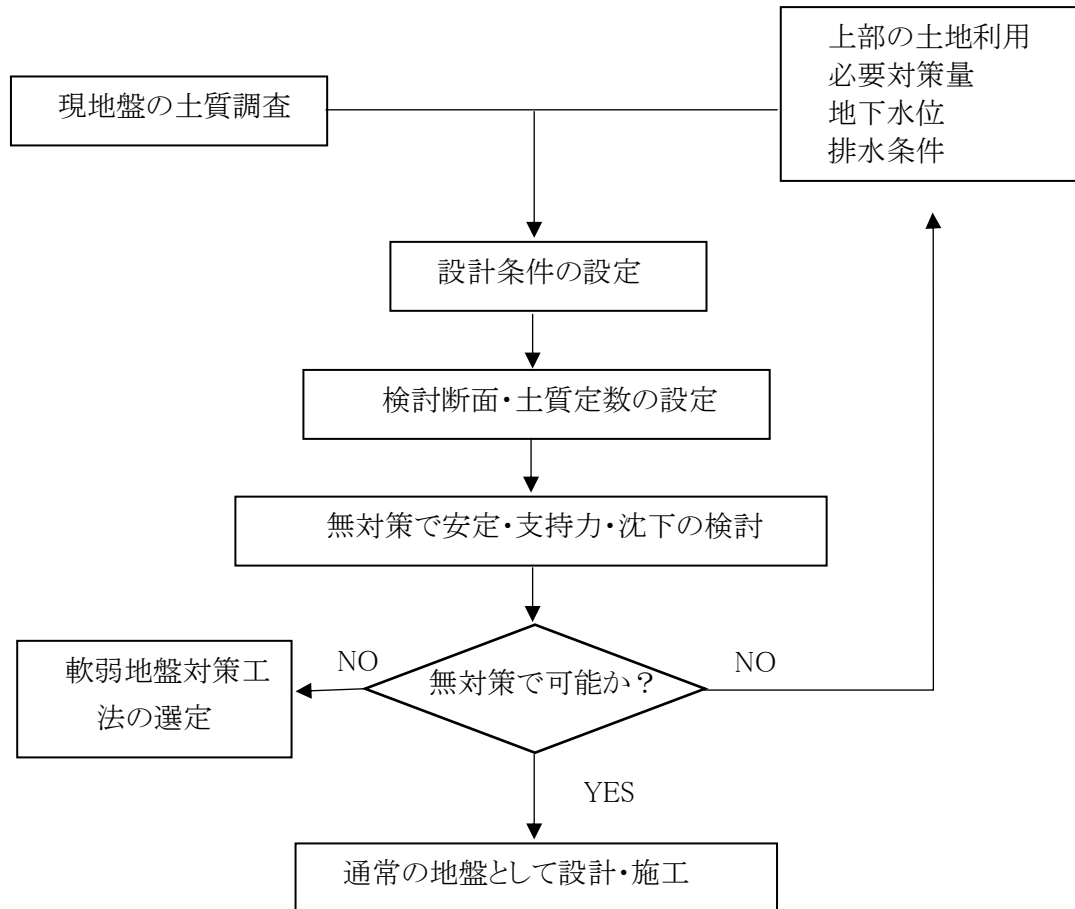
なお、浮力に対する安全率は、1.2 を採用している事例が多い。

## 6. 基礎地盤の照査検討

基礎地盤の照査は、検討断面、土質定数、および設計条件を設定し、無対策で安定(ヒービング、盤ぶくれ、滑り)・支持力・圧密沈下量の検討を行う。無対策での施工が不可能な場合は、山留工・地盤改良等の対策工法を検討する。

なお、貯留構造体の設置後に、基礎の底面に作用する荷重(土被り重量、貯水重量、基礎重量、活荷重)が、既往の土の有効応力(土被り荷重)を下回る場合は、支持力の検討は割愛できる。

基礎地盤の照査フローを図資 6.1 に示す。



図資 6.1 基礎地盤の照査フロー

旧建築基準法では、テルツァーギが初期に提案した支持力公式を用いて長期・短期の許容支持力度を算定するものとした。実際には、以下に示す全般せん断と局部せん断の区別をなくしたテルツァーギの修正公式を使用した。式資(6.1)に長期許容支持力を、式資(6.2)に短期許容支持力を算定する公式を示す。

$$q_a = 1/3(\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \dots\dots\dots \text{式資(6.1)}$$

ここに、

- $q_a$  : 長期許容支持力(kN/m<sup>2</sup>)
  - $c$  : 粘着力(kN/m<sup>2</sup>) (表資 9.3 p116 参照)
  - $\alpha$  : 荷重面の形状による係数(長方形のとき  $1.0+0.3B/L$ ) (表資 6.1 参照)
  - $\beta$  : 荷重面の形状による係数(長方形のとき  $0.5-0.1B/L$ ) (表資 6.1 参照)
  - $B$  : 長方形の短辺長さ(m)
  - $\gamma_1$  : 基礎底面より下方の土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>) (表資 9.3 p116 参照)
  - $\gamma_2$  : 根入れ部分の土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>) (表資 9.3 p116 参照)
  - $D_f$  : 根入れ深さ(m) ※
  - $N_c, N_\gamma, N_q$  : 支持力係数(内部摩擦角  $\Phi$  の関数) (図資 6.2 参照)
- ※ プラスチック製地下貯留浸透施設の場合、安全側を考慮し、根入れ効果はないもの ( $D_f=0$ ) として検討することとする。

$$q'_a = 2/3(\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + 1/2 \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \dots\dots\dots \text{式資(6.2)}$$

ここに、

- $q'_a$  : 短期許容支持力(kN/m<sup>2</sup>)
  - $c$  : 粘着力(kN/m<sup>2</sup>) (表資 9.3 p116 参照)
  - $\alpha$  : 荷重面の形状による係数(長方形のとき  $1.0+0.3B/L$ ) (表資 6.1 参照)
  - $\beta$  : 荷重面の形状による係数(長方形のとき  $0.5-0.1B/L$ ) (表資 6.1 参照)
  - $B$  : 長方形の短辺長さ(m)
  - $\gamma_1$  : 基礎底面より下方の土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>) (表資 9.3 p116 参照)
  - $\gamma_2$  : 根入れ部分の土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>) (表資 9.3 p116 参照)
  - $D_f$  : 根入れ深さ(m) ※
  - $N_c, N_\gamma, N_q$  : 支持力係数(内部摩擦角  $\Phi$  の関数) (図資 6.2 参照)
- ※ プラスチック製地下貯留浸透施設の場合、安全側を考慮し、根入れ効果はないもの ( $D_f=0$ ) として検討することとする。

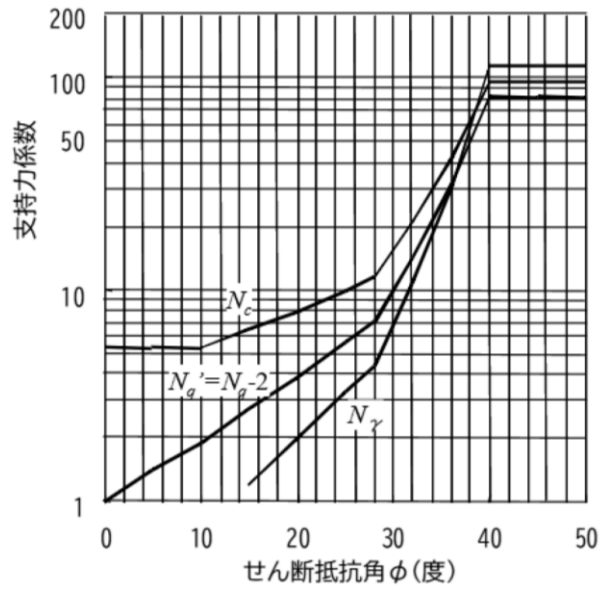
表資 6.1 荷重面の形状による係数(単位なし)

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
a	1	1.3	$1.0+0.3B/L$	1.3
B	0.5	0.4	$0.5-0.1B/L$	0.3

※出典:旧建築基準法

支持力係数

$\phi(^{\circ})$	$N_c$	$N_{\gamma}$	$N_q$	$N_q' = N_q - 2$
0	5.3	0	3.0	1.0
5	5.3	0	3.4	1.4
10	5.3	0	3.9	1.9
15	6.5	1.2	4.7	2.7
20	7.9	2	5.9	3.9
25	9.9	3.3	7.6	5.6
28	11.4	4.4	9.1	7.1
32	20.9	10.6	16.1	14.1
36	42.2	30.5	33.6	31.6
40以上	95.7	114	83.2	81.2



※出典:旧建築基準法

※シルト・粘性土の内部摩擦角( $\phi$ )は $25^{\circ}$ とする(表資 9.3 p116 参照)

図資 6.2 旧建築基準法の支持力係数



## 7. 点検孔の構造検討

貯留槽内に点検孔を設ける場合には、貯留構造体の一部を抜き出すことになるため、必要な強度をもった補強を行う。また点検孔上部を支持する貯留構造体は、上部地表面の蓋より人孔等を介して、自動車荷重を直接受けることになり、土被りで分散した等分布荷重に比べ大きな荷重が作用する。以上より、点検孔については別途構造検討を行い、安全性を確認する必要がある。

### (1) 検討項目

#### 1) 鉛直方向荷重

点検孔の上部部材を支持する貯留構造体は、その上部部材(人孔蓋、人孔、床版等)と埋戻し土による死荷重と、自動車(蓋に上載)による活荷重を、鉛直方向より受ける。鉛直方向荷重については、短期鉛直方向荷重(活荷重+死荷重)と長期鉛直方向荷重(死荷重)があり、短期鉛直方向荷重については**強度の照査(§ 16)**、長期鉛直方向荷重(死荷重)については**長期性能の照査(§ 17)**により検討を行い、構造上の安全性を確認する。具体的には、点検孔の上部部材を介して貯留構造体に作用する荷重値に対し、貯留構造体の許容応力より算出される荷重の許容値が上回ることを照査する。

活荷重は、自動車の1後輪荷重(T-25 荷重の場合、100kN)が蓋の上に乗った場合として、衝撃を原則として考慮する。

#### 2) 水平方向荷重

貯留槽内の点検を目的として貯留槽内に空間を形成する際、貯留構造体の一部を抜き出すことになるため、水平方向から作用する荷重に対して、構造的に欠損が生じる。そのため、水平方向荷重に対応できるよう、必要な強度をもった補強部材を空間部、もしくはその周辺に設置する。この補強部材については、**強度の照査(§ 16)**、および**長期性能の照査(§ 17)**の水平方向荷重により検討を行い、構造上の安全性を確認する。

補強部材については、空間部外周を囲むような枠体や周辺部材の補強芯等が考えられ、抜き出した貯留構造体と同等以上の強度、および長期性能が確保されている必要がある。

#### 3) 床版(点検人孔と貯留構造体の間に設置)

点検孔上部の人孔蓋や人孔等を介し、貯留構造体の上面に作用する鉛直方向荷重は、人孔部材の厚さより、作用する応力が貯留構造体の許容応力以上となることが通常に起こりうる。そのため点検人孔と貯留構造体の間に床版を介して、貯留構造体へ作用する荷重を分散させ、応力を低減させる必要がある(**§ 5 本施設の構成 図 2.1 本施設の標準構造図 p8** 参照)。

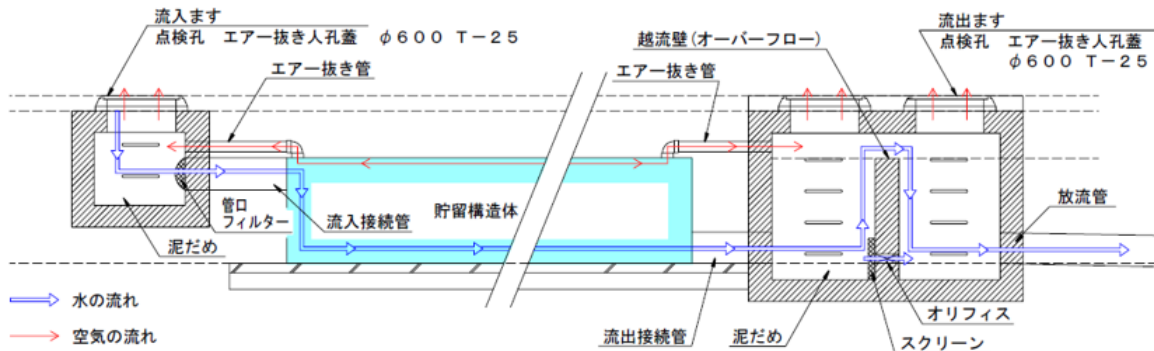
床版については、上記の役割を十分機能させるため、鉛直方向荷重に対し構造上安全であるとともに、貯留構造体へ作用する荷重が均等に分散するように、部材形状を検討する必要がある。以上の検討より、床版はコンクリート二次製品で製造されることが一般的である。

また床版は、荷重として無視できない重量になることがほとんどであり、死荷重の算出には、床版の重量を考慮する。

### 8. 雨水貯留槽専用人孔蓋

本施設は地下に設置されるため、その存在を必ず認知させ、また完成後の上部において本施設の機能を損なわせる行為を未然に防ぐ配慮が必要である。これまでに本施設の機能を損なわせる行為として、残土や資材を仮置きすることで想定重量を超える過積載による陥没事故や、貯留槽直上の地表での焚き火による貯留槽上部の損傷陥没事故を引き起こしている。また、降雨時における貯留構造体の浮き上がりや、エア抜きを設けていないことによる人孔蓋の浮上等も発生している。

プラスチック製地下貯留浸透施設において、こうした問題を防止するために、点検孔等の人孔蓋に、地下にプラスチック製貯留浸透施設が埋設されていることを表示した雨水貯留槽専用のスリット付き铸铁製人孔蓋を設置することが望ましい(図資 8.1 参照)。



<p><b>A</b></p> <p>車道用T-25 破壊荷重700kN スリット幅8mm 開口率0.68%</p>	<p><b>B</b></p> <p>車道用T-25 破壊荷重700kN スリット幅9mm 開口率15.50%</p> <p>セキュリティ機能 ノンスリップ対応</p>
<p>地下雨水 流出抑制施設 鑄出し表記(例) 流入孔 流出孔 点検孔</p>	
<p>スリット部平面</p> <p>蓋 受枠 スリット部より空気を逃がす 内圧 蝶番金具</p> <p>流入管径がφ150以下の為、内圧は大きくは無いと思われるが 方が、貯水槽内より予想以上の内圧が掛かった場合にも 蓋と受枠は、蝶番金具により連結されており、 蓋が受枠より外れる現象を防止する構造となっている。</p>	<p>回転カム</p> <p>蓋 受枠 スリット部より空気を逃がす 内圧 蝶番金具</p> <p>アンカーピッチ PCD760</p> <p>蓋が内圧により開いてしまう事を防止する対策について (SF-60AGKUは浮上防止型の対応品) ※蝶番部・回転カム部により 0.2MPa以内の内圧には耐える事が出来る。</p>

※福西铸件株式会社の資料を引用

図資 8.1 雨水貯留槽専用人孔蓋の参考事例

## 9. 施設の設計事例

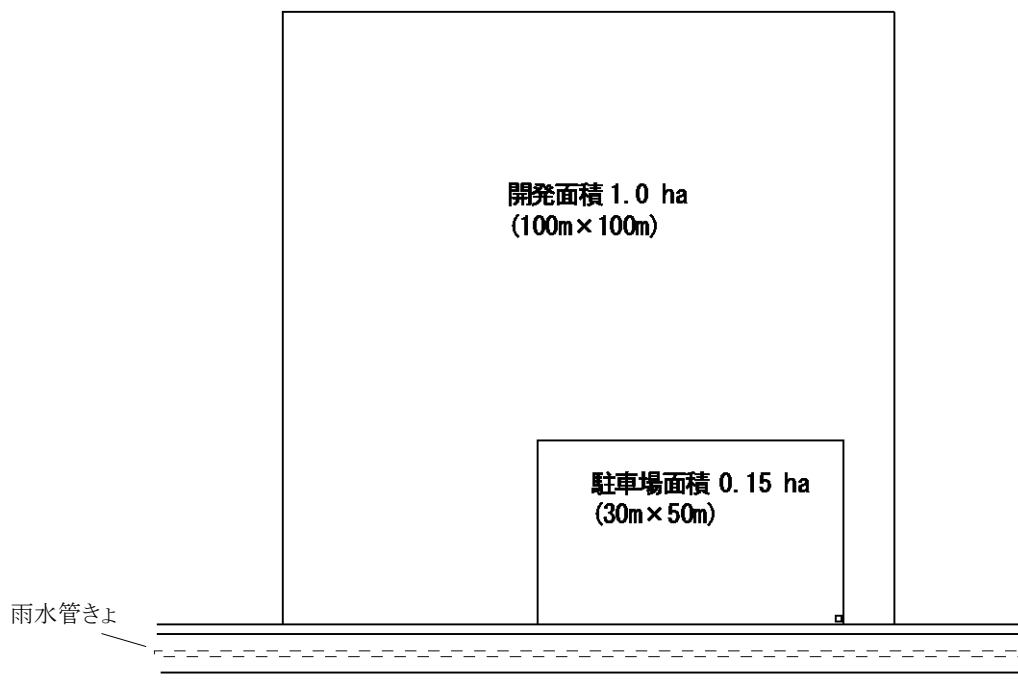
本技術指針に基づいた設計事例を以下に示す。設計は第3章 図3.1のフロー図に則り行った。本設計例は、開発地区の駐車場に雨水をオンサイトで貯留させる施設を検討した事例である。

### 9.1 設計条件の確認

設計条件は、以下のとおりである。

- ・計画貯留量 : 600 m<sup>3</sup>
- ・計画流入量 : 0.09 m<sup>3</sup>/sec
- ・計画排水量 : 0.02 m<sup>3</sup>/sec
- ・計画流入高 : GL-1.5 m
- ・計画排水高 : GL-4.0 m
- ・地下水位 : GL-4.5 m
- ・土地の用途 : 駐車場
- ・土質 : 関東ローム

図資 9.1 に示すとおり、開発面積 1.0ha の敷地に駐車場を新設して、その駐車場敷地の一部に本施設を設置する。



図資 9.1 設計対象となる開発地区の概要

## 9.2 貯留槽の設計

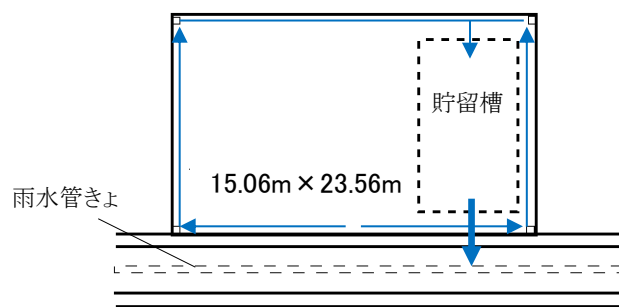
### (1) 配置可能範囲の決定

敷設予定地の駐車場周囲には近接した建築物等がなく、貯留槽設置による建物基礎への影響やそれらの荷重が貯留槽に作用することがないこと、ならびに作業スペースも十分あることを確認する。

### (2) 平面形状の決定

上記の結果や流入・流出条件を踏まえ、駐車場の端部に敷設位置を決定する。

計画流入高 (GL-1.5m)、および計画排水高 (GL-4.0m) の関係から貯留水深を 2.0m と想定し、空隙率や、耐震性能から制限される槽幅を考慮して、平面形状を幅 15m × 長さ 24m 程度とする (図資 9.2 参照)。



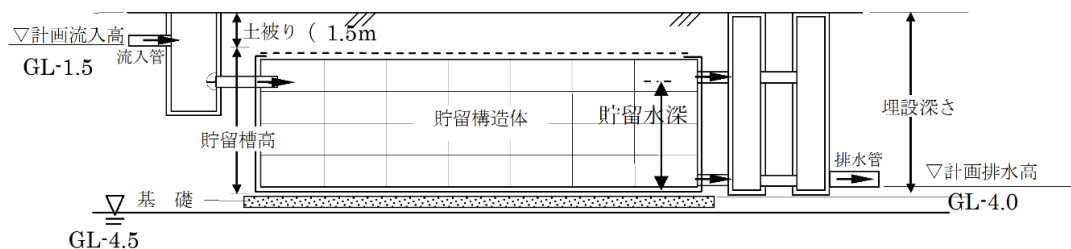
図資 9.2 施設の平面形状

### (3) 土被り

上部利用が駐車場となるため、自動車荷重を考慮して土被りは 0.5m 以上確保する必要があります。計画流入高 (GL-1.5m) より、土被りを 1.5m とする (図資 9.3 参照)。

### (4) 貯留槽高の決定

地下水位 (GL-4.5m) より上位に設置すること、土被りが 1.5m であること、および計画排水高が GL-4.0m であることを考慮して、貯留槽高を 2.5m 以下の範囲で決定する。貯留容量の確認後、貯留槽高は最終決定される (図資 9.3 参照)。



図資 9.3 施設断面図

### (5) 貯留容量の確認

本施設の貯留容量は、式資(9.1)より求める。

$$V_w = Vrt \times Pr \dots\dots\dots \text{式資(9.1)}$$

ここに、

- $V_w$  : 貯留容量 (m<sup>3</sup>)
- $Vrt$  : シート類等を除いた貯留槽の外形寸法から算出した体積 (m<sup>3</sup>)
- $Pr$  : 空隙率(貯留率)<sup>※1</sup>(=94%)
- ※1 「第3章 3.3 §9 貯留槽の設計(5) 式(3.2)」により算定

なお、貯留水深はオーバーフロー管の管底高までの 1.8m とする(図資 9.4 参照)。

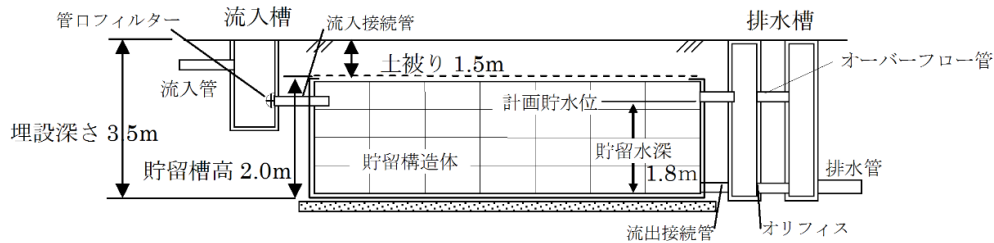
したがって、貯留容量は

$$V_w = (\text{幅}15.06\text{m} \times \text{長さ}23.56\text{m} \times \text{貯留水深}1.8\text{m}) \times 0.94 = 600.3(\text{m}^3) \text{ となり、}$$

$$600.3 \text{ m}^3(\text{貯留容量}) > 600 \text{ m}^3(\text{計画貯留量}) \dots \text{OK}$$

ゆえに、本貯留槽は計画貯留量を満足する。

また、余裕高として貯留水深の 1 割を見込み、貯留構造体の形状高さから、貯留槽高を 2.0m と決定する。



図資 9.4 土被り・貯留槽高・埋設深さの決定

### (6) 基礎地盤の支持力

上記貯留槽を設置し、上部を駐車場として利用した場合、長期荷重に活荷重を加算した短期荷重に対する許容支持力(短期許容支持力)は、式資(6.2) (「6. 基礎地盤の照査検討 p105」参照)より求められる。なお、土質係数は表資 9.3 p116 の値を、形状係数は表資 6.1 p105 の値を、支持力係数は図資 6.2 p106 の値を用いる。また、安全側を考慮し、根入れ効果はないもの ( $D_f=0$ )として計算する。

$$q'_a = 2/3(\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + 1/2 \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

$$= 2/3(1.19 \cdot 0 \cdot 9.9 + 0.436 \cdot 18 \cdot 15.06 \cdot 3.3 + 1/2 \cdot 18 \cdot 0 \cdot 7.6)$$

$$= 2/3 \cdot 390$$

$$= 260 \text{ kN/m}^2(\text{短期許容支持力})$$

一方、貯留槽が満水時に基礎地盤に作用する荷重は、鉛直方向荷重(死荷重+活荷重)+水重量(水深 2.0m)+基礎重量(コンクリート厚 0.1m+砕石厚 0.15m)であるから、

$$\begin{aligned} & (27 + 29.6)^{\ast 2} + 2.0 \times 10 + 0.1 \times 23 + 0.15 \times 22.6 \\ & = 56.6 + 20 + 2.3 + 3.4 \\ & = 82.3 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

よって、 $82.3 \text{ kN/m}^2 < 260 \text{ kN/m}^2$  (短期許容支持力)より、基礎地盤は十分な支持力を有する。

※2 表資 9.1 の土被り 1.5m の値

#### (7) 流入土砂、およびきょう雑物対策

流入土砂、およびきょう雑物対策として、流入ますに泥だめや管口フィルターを設ける。

表資 9.1 鉛直方向荷重計算の例

(単位:kN/m<sup>2</sup>)

土被り [m]	鉛直方向荷重		
	死荷重	活荷重(T-25)	合計
0.5	9.0	78.8	87.8
0.6	10.8	67.6	78.4
0.7	12.6	59.1	71.7
0.8	14.4	52.6	67.0
0.9	16.2	47.3	63.5
1.0	18.0	43.0	61.0
1.1	19.8	39.4	59.2
1.2	21.6	36.4	58.0
1.3	23.4	33.8	57.2
1.4	25.2	31.6	56.8
1.5	27.0	29.6	56.6
1.6	28.8	27.9	56.7
1.7	30.6	26.3	56.9
1.8	32.4	24.9	57.3
1.9	34.2	29.5	63.7
2.0	36.0	28.1	64.1

表資 9.2 水平方向荷重計算の例

(単位:kN/m<sup>2</sup>)

埋設深さ [m]	水平方向荷重		埋設深さ [m]	水平方向荷重	
	地表載荷 荷重あり	地表載荷 荷重なし		地表載荷 荷重あり	地表載荷 荷重なし
0.1	—	—	3.1	24.15	20.48
0.2	—	—	3.2	24.81	21.14
0.3	—	—	3.3	25.47	21.80
0.4	—	—	3.4	26.13	22.46
0.5	6.97	3.30	3.5	26.79	23.12
0.6	7.63	3.96	3.6	27.45	23.78
0.7	8.29	4.62	3.7	28.11	24.44
0.8	8.95	5.28	3.8	28.77	25.10
0.9	9.62	5.95	3.9	29.43	25.76
1.0	10.28	6.61	4.0	41.00	36.00
1.1	10.94	7.27	4.1	41.90	36.90
1.2	11.60	7.93	4.2	42.80	37.80
1.3	12.26	8.59	4.3	43.70	38.70
1.4	12.92	9.25	4.4	44.60	39.60
1.5	13.58	9.91	4.5	45.50	40.50
1.6	14.24	10.57	4.6	46.40	41.40
1.7	14.90	11.23	4.7	47.30	42.30
1.8	15.56	11.89	4.8	48.20	43.20
1.9	16.22	12.55	4.9	49.10	44.10
2.0	16.88	13.21	5.0	50.00	45.00
2.1	17.54	13.87	5.1	50.90	45.90
2.2	18.20	14.53	5.2	51.80	46.80
2.3	18.86	15.19	5.3	52.70	47.70
2.4	19.52	15.85	5.4	53.60	48.60
2.5	20.19	16.52	5.5	54.50	49.50
2.6	20.85	17.18	5.6	55.40	50.40
2.7	21.51	17.84	5.7	56.30	51.30
2.8	22.17	18.50	5.8	57.20	52.20
2.9	22.83	19.16	5.9	58.10	53.10
3.0	23.49	19.82	6.0	59.00	54.0

### 9.3 貯留構造体の性能の照査

使用される貯留構造体の強度、長期性能、および耐震性能の項目に関して照査を行う。

#### (1) 各項目の照査

##### 1) 強度に関する照査

##### a. 鉛直方向の強度の照査

第3章 図3.13の照査フローに従い、覆土の荷重(死荷重)、および自動車荷重(活荷重)から、鉛直方向荷重を算定し、強度の照査を行う。

本設計では、土被り1.5m、上部を駐車場として利用するため自動車荷重をT-25として設計を行う。覆土は土砂(普通土)とし、土の単位体積重量として18.0 kN/m<sup>3</sup>を用いる。

覆土による死荷重 $q_v$ は次式により算出する。

$$q_v = \gamma_1 \times h_1 = 18 \times 1.5 = 27.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{式資(9.2)}$$

ここに、

- $q_v$  : 覆土による死荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_1$  : 覆土(土被り)の単位体積重量 (18 kN/m<sup>3</sup>)
- $h_1$  : 土被り (1.5m)

また、自動車荷重は、横断方向に制限なく載荷させるものとし、単位長さあたりの荷重は、次式のとおりである。

$$P_1 = \frac{2T_1}{B}(1+i) = 94.5 \text{ (kN/m)}, P_2 = \frac{2T_2}{B}(1+i) = 23.6 \text{ (kN/m)} \dots\dots \text{式資(9.3)}$$

ここに、

- $P_1$  : 自動車後輪による活荷重 (kN/m)
- $P_2$  : 自動車前輪による活荷重 (kN/m)
- $T_1$  : 自動車の1後輪荷重 (T-25荷重の場合、 $T_1=100$  kN)
- $T_2$  : 自動車の1前輪荷重 (T-25荷重の場合、 $T_2=25$  kN)
- $B$  : 自動車占有幅 (=2.75m)
- $i$  : 衝撃係数 (0.3)

自動車荷重(T-25荷重)による活荷重 $q_1$ は次式により算出する。

$$q_1 = \frac{P_1}{2 \cdot h_1 + 0.2} = 29.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}, q_2 = \frac{P_2}{2 \cdot h_1 + 0.2} = 7.4 \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots\dots \text{式資(9.4)}$$

ここに、

- $q_1, q_2$  : 後輪・前輪の等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $h_1$  : 土被り厚 (1.5m)
- $P_1, P_2$  : 後輪・前輪荷重による横方向単位長さあたりの荷重 (kN/m)
- $L$  : 前輪と後輪との中心間距離 (軸距 4.0m)



また、 $L > 2h_1 + 0.2 = 3.2$  の場合であり、後輪と前輪の等分布荷重が重ならないので、後輪荷重のみを考慮して自動車荷重による活荷重 $q_i$ は、

$$q_i = q_1 = 29.5 \quad (\text{kN/m}^2)$$

となる。施設に作用する鉛直方向荷重は死荷重と活荷重の合計値であり、

$$q_v + q_1 = 27.0 + 29.5 = 56.5 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{となる。}$$

表資 9.4 より貯留構造体の鉛直方向荷重の許容値は  $165\text{kN/m}^2$  であり、施設に作用する鉛直方向荷重と比較すると、

$$56.5 \text{ kN/m}^2 < 165 \text{ kN/m}^2$$

となり、鉛直方向強度の照査において、設計土被りは実行可能であると判定される。

なお、土砂(普通土)での鉛直方向荷重の計算例を表資 9.1 に示すので参考にされたい。

b. 水平方向の強度の照査

第 3 章 図 3.16 の照査フローに従い、設計した埋設深さ、および上部利用状況より、水平方向荷重を算定し、強度の照査を行う。

本設計例では、埋設深さは 3.5m である。埋設深さ $h$ (貯留槽への土圧作用点深さ)が 4m 未満の場合であり、「第 3 章 3.7 § 16(2)1a 埋設深さ $h$ (貯留槽への土圧作用点深さ)が 4m 未満の場合」よりクーロンの主働土圧を用いる。また、土質は粘性土とし次式により土圧を求める。土質定数は表資 9.3 の値を用いる。

■ 常時

$$\begin{aligned} P_A &= K_A \cdot \gamma_s \cdot h - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A} + K_A \cdot q \\ &= 0.367 \times 18 \times 3.5 - 2 \times 0 \times \sqrt{0.367} + 0.367 \times 10 \dots\dots\dots \text{式資(9.5)} \\ &= 26.8 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

- $P_A$  : 深さ $h$ における主働土圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $K_A$  : クーロン土圧による主働土圧係数(0.367:主働土圧係数の算定式に  $\phi = 25^\circ$ 、 $\alpha = 0$ 、 $\theta = 0^\circ$ 、 $\delta = \phi/2 = 12.5^\circ$  を rad 値に変換して代入し計算する)
- $\gamma_s$  : 土の単位体積重量 (18kN/m<sup>3</sup>)
- $h$  : 土圧(PA)が側面に作用する深さ (3.5m)
- $c$  : 土の粘着力 (0 kN/m<sup>2</sup>)
- $q$  : 常時の地表載荷荷重 (10 kN/m<sup>2</sup>)

表資 9.3 土圧計算に用いる土質定数

土の種類	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 (φ)	粘着力 (c:kN/m <sup>2</sup> )
シルト・粘性土 (W <sub>L</sub> <50%)	18	25°	0

施設に作用する水平方向荷重は、

$$P_A = 26.8 \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{式資(9.6)}$$

となる。

■地震時

$$\begin{aligned} P_{EA} &= K_{EA} \cdot \gamma_s \cdot h - 2 \cdot c \sqrt{K_{EA}} + K_{EA} \cdot q' \\ &= 0.539 \times 18 \times 3.5 - 2 \times 0 \times \sqrt{0.539} + 0.539 \times 0 \dots\dots\dots \text{式資(9.7)} \\ &= 34.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

- $P_{EA}$  : 深さ  $h$  における主働土圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $K_{EA}$  : クーロン土圧による地震時主働土圧係数(0.539:地震時主働土圧係数の算定式に  $\phi=25^\circ$ 、 $\alpha=0$ 、 $\theta=0^\circ$ 、 $\delta=\phi/2=12.5^\circ$ 、 $\theta_0 = \tan^{-1}(k_h) = \tan^{-1}(0.2) = 11.3^\circ$  を rad 値に変換して代入し計算する)
- $\gamma_s$  : 土の単位体積重量 (18kN/m<sup>3</sup>)
- $h$  : 土圧 ( $P_{EA}$ ) が側面に作用する深さ (3.5m)
- $c$  : 土の粘着力 (0 kN/m<sup>2</sup>)
- $q'$  : 地震時に考慮すべき固定物による地表載荷荷重 (0 kN/m<sup>2</sup>)

表資 9.4 より貯留構造体の水平方向荷重の許容値は常時 114 kN/m<sup>2</sup>、地震時 148 kN/m<sup>2</sup> (=114×1.3) であり、施設に作用する水平方向荷重と比較すると、

$$\begin{aligned} \text{常時} \quad & 26.8 \text{ kN/m}^2 < 114 \text{ kN/m}^2 \\ \text{地震時} \quad & 34.0 \text{ kN/m}^2 < 148 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

となり、水平方向強度の照査において、設計埋設深さは実行可能であると判定される。

なお、土砂(普通土:単位体積重量 18kN/m<sup>3</sup>)での水平方向荷重の計算例を表資 9.2 に示すので、参考にされたい。

## 2) 長期性能に関する照査

### a. 鉛直方向の長期性能の照査

第3章 図3.17の照査フローに従って設計した土被りにより、鉛直方向荷重を算定し、照査を行う。駐車場利用のため、鉛直方向荷重として死荷重のみを考慮する。

式資(9.2)より、本設計における死荷重  $q_v$  は、

$$q_v = 27 \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{式資(9.8)}$$

である。

長期クリープ試験測定時における鉛直方向の載荷荷重は 36 kN/m<sup>2</sup> であり、そのときの鉛直方向の[50年相当変位－10時間後実測変位]は 3.55mmである。

したがって、

$$\begin{aligned} \text{設計土被りの死荷重} \quad 27 \text{ kN/m}^2 &\leq \text{測定時の荷重} \quad 36 \text{ kN/m}^2 \\ \text{[50年相当変位－10時間後実測変位]} &\quad 3.55\text{mm} \leq 4.55\text{mm} \end{aligned}$$

となり、鉛直方向の長期性能の照査において、設計土被りは実行可能であると判定される。

### b. 水平方向の長期性能の照査

第3章 図3.18の照査フローに従って設計した埋設深さにより水平方向荷重を算出し、照査を行う。水平方向荷重は、土圧のみを考慮する。

長期性能の照査における水平方向荷重は、

$$\begin{aligned} P_A &= K_A \cdot \gamma_s \cdot h - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A} + K_A \cdot q \\ &= 0.367 \times 18 \times 3.75 - 2 \times 0 \times \sqrt{0.367} + 0.367 \times 10 \dots\dots\dots \text{式資(9.9)} \\ &= 23.1 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

である。

長期クリープ試験測定時における水平方向の載荷荷重は 42 kN/m<sup>2</sup> であり、そのときの水平方向の[50年相当変位－10時間後実測変位]は 4.22mmである。

したがって、

$$\begin{aligned} \text{設計土被りの死荷重} \quad 23.1 \text{ kN/m}^2 &\leq \text{測定時の荷重} \quad 42 \text{ kN/m}^2 \\ \text{[50年相当変位－10時間後実測変位]} &\quad 4.22\text{mm} \leq 5.48\text{mm} \end{aligned}$$

となり、水平方向の長期性能の照査において、設計埋設深さは実行可能であると判定される。

## 3) 耐震性能に関する照査

第3章 図3.19の照査フローに従って設計した貯留槽幅の照査を行う。設計土被りが1.5m、貯留槽高が2.0mであるため、表資9.4より土被り2m相当(死荷重 $36\text{ kN/m}^2$ )、貯留槽高2mにおける許容貯留槽幅は26.5mである。

したがって、

$$\text{設計死荷重} \quad 27\text{ kN/m}^2 \leq \text{測定時の死荷重} \quad 36\text{ kN/m}^2$$

$$\text{設計貯留槽高} \quad 2.0\text{ m} \leq \text{試験時の貯留槽高} 2.0\text{ m}$$

$$\text{設計した貯留槽幅} \quad 23.56\text{ m} \leq \text{許容貯留槽幅} \quad 26.5\text{ m}$$

となり、耐震性能の照査において、設計貯留槽幅は実行可能であると判定される。

## (2) 照査結果

貯留構造体の性能の照査結果を表資9.4に示す。これより、すべての照査項目において実行可能と判定される。

表資 9.4 貯留構造体の性能の照査結果

照査項目		設計条件	設計時の値	許容値	判定
強度	鉛直方向荷重	設計土被り1.5m、T-25自動車荷重を考慮	56.5 kN/m <sup>2</sup>	165 kN/m <sup>2</sup>	OK
	水平方向荷重	設計埋設深さ3.5m、自動車荷重10kN/m <sup>2</sup> を考慮	26.8 kN/m <sup>2</sup>	114 kN/m <sup>2</sup>	OK
		設計埋設深さ3.5mを考慮(地震時)	34.0 kN/m <sup>2</sup>	148 kN/m <sup>2</sup> (114 kN/m <sup>2</sup> ×1.3)	OK
長期性能	鉛直方向の50年相当変位-10時間後実測変位	設計土被り1.5mに対し、長期クリープ試験時の上載荷重2.0m相当(36kN/m <sup>2</sup> )を考慮	3.55mm	4.55mm	OK
	水平方向の50年相当変位-10時間後実測変位	設計埋設深さ3.5m(水平土圧23.1kN/m <sup>2</sup> )に対し、長期クリープ試験時の上載荷重42kN/m <sup>2</sup> を考慮	4.22mm	5.48mm	OK
耐震性能	貯留槽高2.0mかつ土被り2.0m相当時の貯留槽幅	設計貯留槽高2.0m、設計土被り1.5mに対し、貯留槽の平面形状は、15.06m×23.56m	23.56m	26.5m	OK

## 10. 動的解析に用いる地盤物性値の設定例

動的解析に用いる物性としては、附属編の図附 3.5 に地盤の N 値と単位体積重量  $\gamma$  が示されている。設計者は、N 値から解析に必要なせん断剛性や非線形特性を設定する必要があるが、以下ではこれらの設定の一例を示す。

### (1) N 値からせん断波速度 $V_s$ の推定 (道路橋示方書)

$$V_s = 80N^{1/3} \quad (\text{砂質土}) \quad (1 \leq N \leq 50)$$

$$V_s = 100N^{1/3} \quad (\text{粘性土}) \quad (1 \leq N \leq 25)$$

ここに、

$V_s$ : せん断波速度 (m/s)

N : N 値

### (2) せん断波速度からせん断剛性 $G$ の算定

$$G = \rho \cdot V_s^2$$

ここに、

G : せん断剛性 (kN/m<sup>2</sup>)

$\rho$  : 密度 (t/m<sup>3</sup>)

$V_s$ : せん断波速度 (m/s)

### (3) 粘着力 $C$ の推定

$$C = 6.25N \quad (\text{テルツァーギベックの式})$$

ここに、

C: 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

N: N 値

### (4) 内部摩擦角 $\phi$ の推定

$$\Phi = \sqrt{(20N)} + 15 \quad (\text{大崎の式})$$

ここに、

$\phi$  : 内部摩擦角 (度)

N: N 値



本指針の初版(平成 21 年 3 月発行)は、辻幸和群馬大学教授を委員長とする雨水貯留浸透技術評価認定委員会のご指導のもとに策定されました。委員の皆様には深く感謝の意を表します。

雨水貯留浸透技術評価認定委員会 委員名簿(平成 14～20 年度)

委員長	辻 幸和	群馬大学	大学院工学研究科 社会環境デザイン工学専攻	教授
委員	大石 不二夫	神奈川大学	大学院理学研究科 化学専攻	教授
委員	藤井 克巳*	岩手大学	農学部農業生産環境工学科	教授
委員	岡 泰道	法政大学	デザイン工学部都市環境デザイン工学科	教授
委員	二羽 淳一郎	東京工業大学	大学院理工学研究科土木工学専攻	教授
委員	長澤 靖之	株式会社	都市整備技術研究所	代表取締役
委員	野田 和利	独立行政法人	都市再生機構技術・コスト管理室	次長
	(前園 耕夫	同上)		
	(阿部 信夫	同上)		
	(原田 幸雄	都市基盤整備公団	技術管理部	次長)
委員	松島 修	財団法人	下水道新技術推進機構	研究第二部 部長
	(松浦 将行	同上)		
	(高橋 隆一	同上)		
	(高相 恒人	同上)		
事務局	忌部 正博	社団法人	雨水貯留浸透技術協会	常務理事兼技術第一部長
	屋井 裕幸	同上	技術第二部	部長
	本庄 正良	同上	技術第一部	次長
	(増田 伸介	同上)		
	(神谷 昌岳	同上	技術第二部	次長)

※平成 19 年度まで

本指針令和6年度改訂版については、令和5年度まで虫明功臣東京大学名誉教授を委員長とし、その後、若井明彦群馬大学大学院教授を委員長とする雨水貯留浸透技術評価認定委員会のご指導のもとに策定されました。委員の皆様には深く感謝の意を表します。

委員長	若井 明彦	群馬大学 大学院理工学府 環境創生部門 教授
	虫明 功臣	東京大学 名誉教授(令和5年度まで)
委員	大石不二夫	神奈川大学 名誉教授、神奈川大学 総合理学研究所 客員研究員
委員	千々和伸浩	東京科学大学 環境・社会理工学院 教授
委員	峯岸 邦夫	日本大学 理工学部 交通システム工学科 教授
委員	長澤 靖之	ARSIT 水循環アドバイザー
委員	根岸 克二	独立行政法人 都市再生機構 技術監査部 担当部長
委員	泉谷 信夫	公益財団法人 日本下水道新技術機構 研究第二部 部長
	勝木 太	芝浦工業大学 工学部土木工学科 教授(令和5年度まで)
	若井 明彦	群馬大学 大学院理工学府 環境創生部門 教授(令和5年度まで)
事務局	屋井 裕幸	公益社団法人 雨水貯留浸透技術協会 常務理事
	黒子 典彦	公益社団法人 雨水貯留浸透技術協会 技術部 客員研究員
	円山 敏男	公益社団法人 雨水貯留浸透技術協会 技術部 次長(令和5年度まで)

---

## プラスチック製地下貯留浸透施設 技術指針 (案)

---

平成 21 年 3 月 31 日 初版発行  
平成 26 年 3 月 31 日 改訂版発行  
平成 30 年 4 月 1 日 改訂版発行  
令和 6 年 12 月 27 日 改訂版発行  
公益社団法人 雨水貯留浸透技術協会 編

発行 公益社団法人 雨水貯留浸透技術協会  
〒 102-0083 東京都千代田区麴町 3-7-1  
(半蔵門村山ビル 1 階)  
電話 03-5275-9591(代)  
FAX 03-5275-9594  
<http://www.arsit.or.jp>

---







**ARSIT**

公益社団法人 **雨水貯留浸透技術協会**  
〒102-0083 東京都千代田区麹町3丁目7番1号  
TEL 03-5275-9591(代) FAX 03-5275-9594  
ホームページ <https://www.arsit.or.jp>