

Next Standard



高機能ダクタイル鉄管

日本ダクタイル鉄管協会技術資料

ダクタイル鉄管による 耐震貯水槽

JDPA T 38



日本ダクタイル鉄管協会

目 次

1. はじめに	1
2. 特 長	2
3. 構造、仕様	3
3.1 容 量	3
3.2 呼び径および長さ	3
3.3 構 造	4
3.4 接合形式	5
4. 安全性検討	6
4.1 平常時の検討	6
4.2 地震時の検討	14
5. 管の安全性に関するその他の留意点	20
5.1 管の基礎	20
5.2 施工時の管の支持方法	20
6. 水の入替わり状況の確認	21
6.1 モデル実験	21
6.2 S市耐震貯水槽における調査結果	23
7. 貯水方式	24
7.1 強制貯水方式	24
7.2 自然貯水方式	24
8. 給水方法	25
9. 施工例	26
(参考資料) 二次製品飲料水兼用耐震性貯水槽認定基準について	30

1. はじめに

飲料水は日常生活に欠くことのできないものであり、地震などの災害時にも緊急用の飲料水を確保することが重要である。

このため、災害時に水道施設の一部が万一損傷しても、緊急用の飲料水を確保するための施設として耐震貯水槽の設置が強く望まれる。

ダクトイル鉄管による耐震貯水槽は配水管の一部に大口径ダクトイル鉄管を組み込み貯水槽の役割を果たさせるもので、平常時は水道管路の一部として機能し、災害時に管路が破損しても両端の弁を遮断することにより、弁間の水が耐震貯水槽に貯留され緊急用水源として活用することができる。

2. 特 長

ここで述べる耐震貯水槽はダクタイル鉄管で構成されているので、下記のような多くの特長を有しており、貯水槽として優れた性能を備えている。

- (1) 強度が大で、耐震性、水密性に優れている。
引張強さ420N/mm²以上、伸び10%以上の強度を有し、内外圧に対する安全性が高く、阪神・淡路大震災で耐えた実績がある。
また、継手の水密性も優れている。
- (2) 停滞水の懸念がなく、飲料水として使用できる。
配水管路の一部を形成しているので、水の停滞がなく、常に清浄な水が確保される構造となっている。
これらは実験および実管路によって確認されている。
- (3) 貯水規模および形式が選択でき、設置場所の制約が少ない。
パイプ構造で、呼び径、長さ、形状などが選択でき、校庭、公園、広場、駐車場、道路下などに埋設し、地上は有効活用できる。
- (4) 耐久性に優れている。
鋳鉄としての優れた耐食性を有し、かつ、内外面にライニング、防食塗装を施しているので耐久性がある。
なお、ポリエチレンスリーブ被覆工法を併用すれば一層効果的である。
- (5) 施工性が良い。
施工性が良いので、工期が短縮できる。

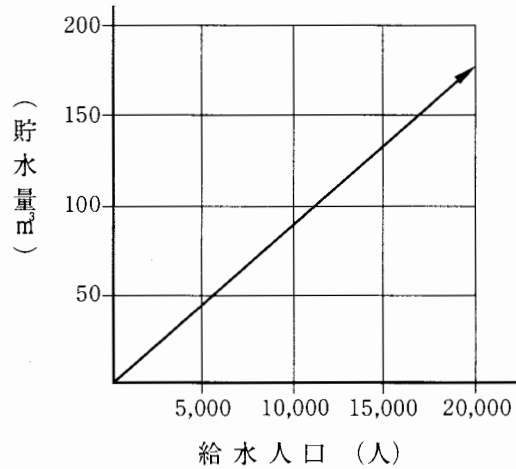
3. 構造、仕様

3.1 容量

標準容量40 m^3 、50 m^3 、60 m^3 、100 m^3 が選択でき、その他、種々の容量を設計できる。

災害時の各避難場所に貯水槽を設置することにすれば、貯水槽の容量は計画避難人口に基づいて決定することができる。例えば、必要飲料水を3 ℓ /人・日とし、1万人に対し3日間給水する場合の必要貯水量は約100 m^3 となる。

給水人口と必要貯水量の関係は図1の通りである。



備考 貯水量は1人1日3 ℓ を3日間給水するとした場合を示す。

図1 貯水量—給水人口

3.2 呼び径および長さ

管の呼び径は次の3種類を標準とし、条件に応じて選択できる。

- (1) ϕ 1500
- (2) ϕ 2000
- (3) ϕ 2600

呼び径別の貯水槽容量と全長との関係は図2の通りで、設置条件により選定する。

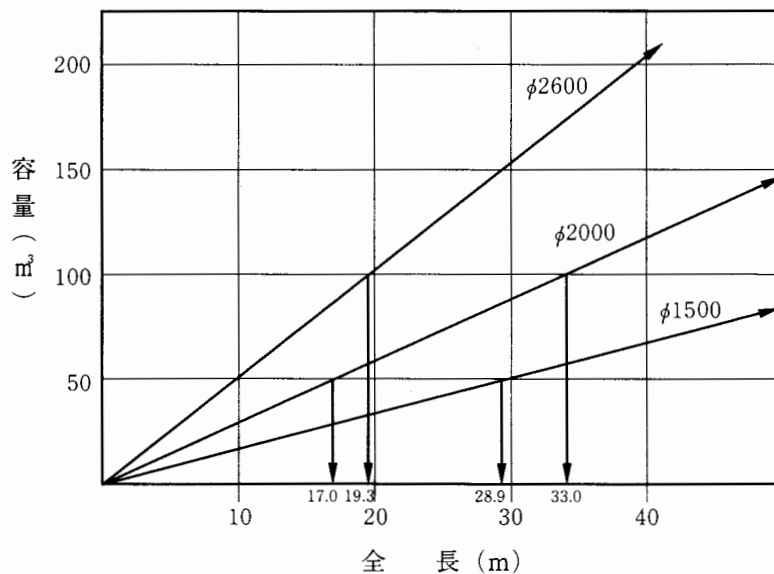


図2 貯水槽容量と全長の関係

3.3 構造

耐震貯水槽は下図のように、本体は大口径ダクタイル鉄管を使用し、それにバルブや給水口、採水口などの付属機器を取り付ける。平常時には水道管路の一部として清浄水が停滞することなく流れ、地震時などの緊急時には流入・流出連絡管のバルブを遮断することにより、貯水槽の水が確保され非常用の水源として活用できる。

なお、分散型と集中Ⅰ型の緊急遮断弁から貯水槽までの流入・流出管は、NS形、SⅡ形などの耐震継手管を使用する。集中Ⅱ型は緊急遮断弁搭載型である。いずれも、槽内の清掃が行いやすいよう、若干のこう配をつけておくなどの配慮が望ましい。

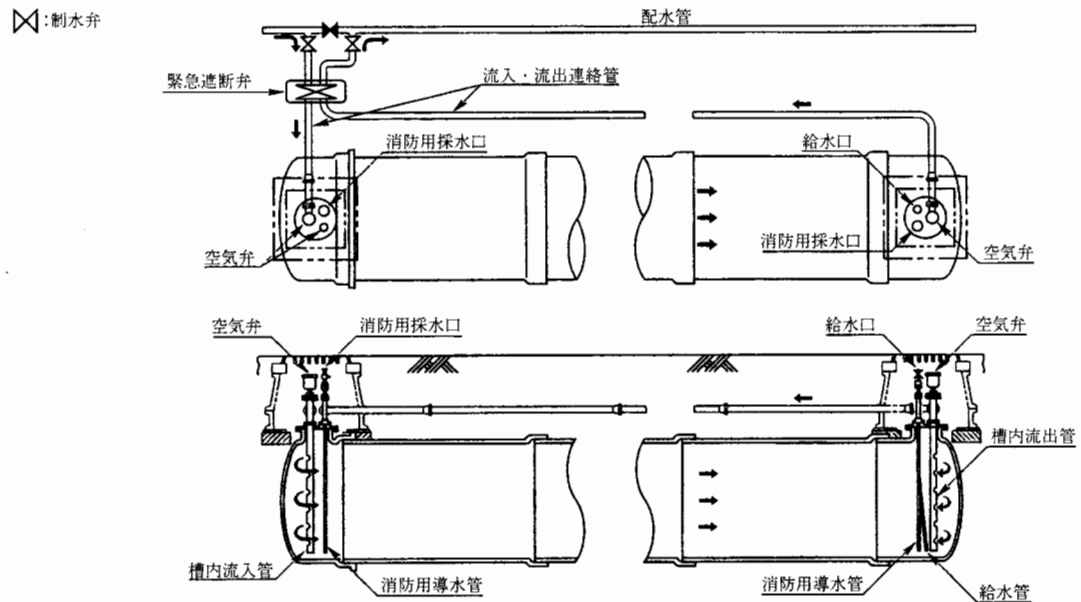


図3 分散型貯水槽構造図

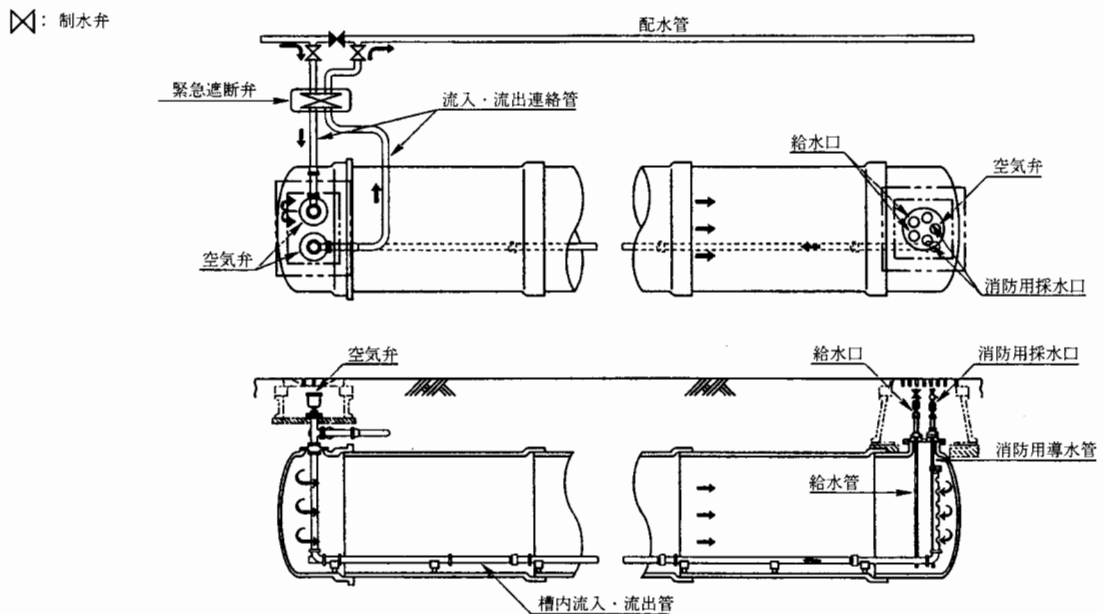


図4 集中Ⅰ型貯水槽構造図

☒: 制水弁

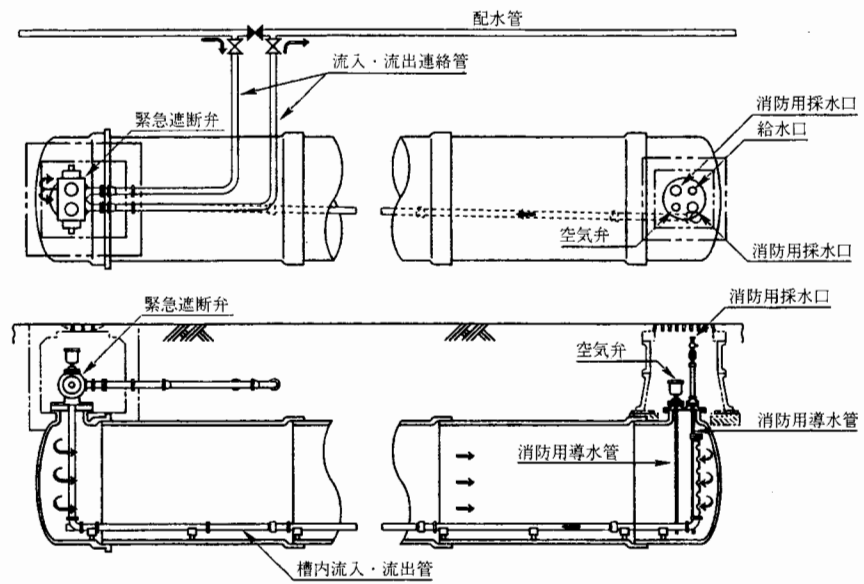


図5 集中Ⅱ型貯水槽構造図

3.4 接合形式

貯水槽の本体部はUF形、LUF形などの離脱防止継手を用いて構成する。全長が長くなる場合は必要に応じてS形管を挿入する。

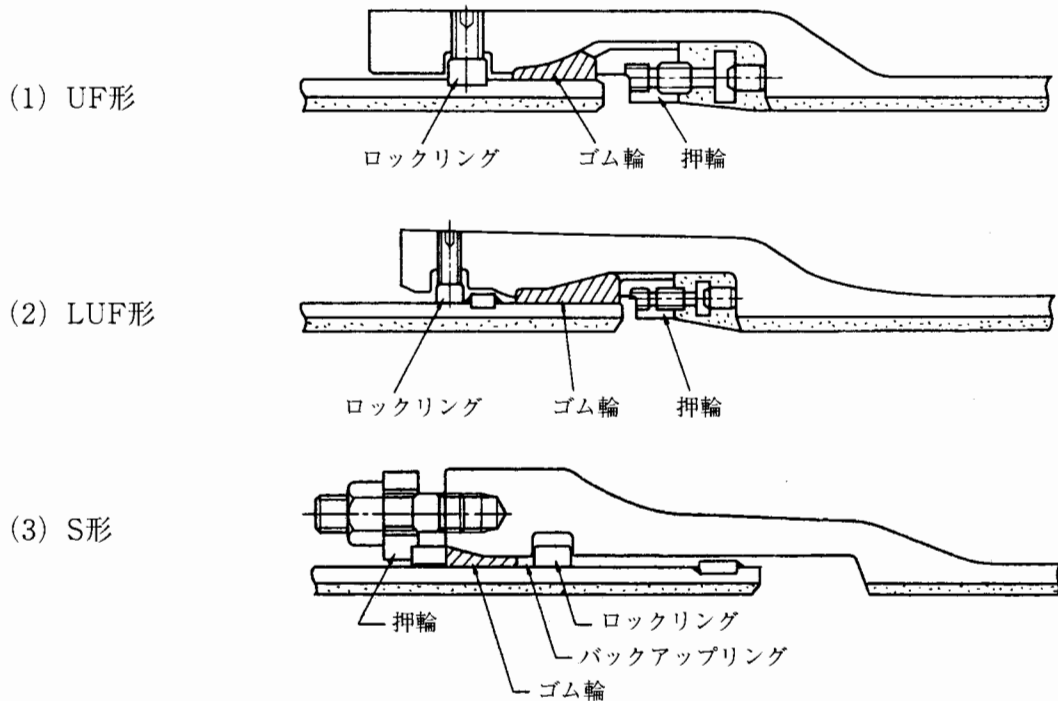


図6 接合形式

4. 安全性検討

安全性の検討は、(財)日本消防設備安全センターの認定基準に従って行う。
一例として、呼び径2600、容量100mm³タイプの平常時および地震時の計算例を以下に示す。

4.1 平常時の検討

4.1.1 検討条件

(1) 呼び径 D	:2600mm
(2) 管外径 D ₂	:2684mm
(3) 管厚 T	:25.0mm (4.5種管)
(4) 土かぶり H	:1.6m
(5) 静水圧 P _s	:0.74MPa
(6) 水撃圧 P _d	:0.49MPa
(7) 路面荷重	:250kNトラック
(8) 貯水槽の全長 L _A	:19.28m
(9) 土の単位体積重量 γ _s	:17.7kN/m ³
(10) 飽和土の単位体積重量 γ _i	:19.6kN/m ³
(11) 水の単位体積重量 γ _w	:9.8kN/m ³
(12) ダクタイル鋳鉄の単位体積重量 γ _d	:70.1kN/m ³
(13) ダクタイル鋳鉄の引張強さ σ ₀	:420N/mm ²
(14) 管底支持角	:90°

4.1.2 管の安全性(管断面方向)

(1) 応力に対する安全性

① 計算管厚

管の公称管厚は25.0mmであり、これより正味管厚および鋳造管厚を求める。

$$T-1 \geq 10\text{mmより}$$

$$t = T / 1.1 - 2.0 = 25.0 / 1.1 - 2.0 = 20.7\text{mm}$$

$$t_1 = t + 2.0 = 20.7 + 2.0 = 22.7\text{mm}$$

ここに、T :公称管厚(mm)

t¹⁾ :正味管厚(mm)……………応力の計算に使用する。

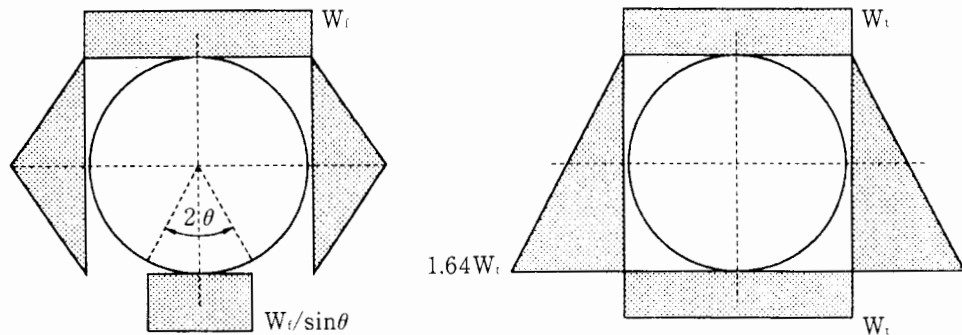
t²⁾ :鋳造管厚(mm)……………たわみの計算に使用する。

注 1) 公称管厚から鋳造公差および腐食代を差し引いたもの。

2) 正味管厚tに腐食代を加えたもの。

② 土圧分布

土かぶり荷重および地下水圧と、路面荷重による土圧分布を図7に示す。



2θ：管底支持角

土かぶり荷重および地下水圧による土圧分布

路面荷重による土圧分布

図7 土圧分布

③ 管体発生応力

i) 内圧により管体に発生する引張応力

$$\sigma_t = \frac{(S_{t1}P_s + S_{t2}P_d)D}{2t} = \frac{(2.5 \times 0.74 + 2 \times 0.49) \times 2600}{2 \times 20.7}$$

$$= 177.73 \text{ N/mm}^2$$

ここに、 σ_t ：内圧による管体の引張応力 (N/mm²)

S_{t1} ：静水圧に対する安全率 (=2.5)

P_s ：静水圧 (=0.74MPa)

S_{t2} ：水撃圧に対する安全率 (=2)

P_d ：水撃圧 (=0.49MPa)

D ：呼び径 (=2600mm)

t ：正味管厚 (=20.7mm)

ii) 外圧により管体に発生する曲げ応力

ア) 曲げモーメント係数

管頂および管底における曲げモーメント係数を表1に示す。ここに、土かぶり荷重および地下水圧による曲げモーメント係数 K_t および K_t' は管底支持角90°の場合を示す。路面荷重による曲げモーメント係数 K_t および K_t' は定数である。

表1 曲げモーメント係数

管 頂		管 底	
K_t	K_t	K_t'	K_t'
120×10^{-6}	76×10^{-6}	160×10^{-6}	11×10^{-6}

イ) 土かぶり荷重による土圧

土かぶり荷重による土圧は以下に示す垂直公式で計算する。ここに土の単位体積重量は、地下水位が地表面までである場合を想定した飽和土の値を使用する。

$$W_t = \gamma_t H = 19.6 \times 1.6 = 31.360 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 W_t : 平常時の土かぶり荷重による土圧 (kN/m²)
 γ_t : 飽和土の単位体積重量 (=19.6kN/m³)
 H : 土かぶり (=1.6m)

ウ) 路面荷重による土圧

路面荷重による土圧は、250kNトラックの後輪荷重を45°分散させた以下の式より求める。

$$P = \frac{2P_2}{W} (1+i) = \frac{2 \times 100}{2.75} \times (1+0.3) = 94.55 \text{ kN/m}$$

ここに、 P : トラック後輪の車軸方向単位長さ当り荷重 (kN/m)
 P_2 : トラック後輪荷重 (=4/5×1/2×U=100kN)
 U : トラック重量 (=250kN)
 w : 車両占有幅 (=2.75m)
 i : 衝撃係数 (=0.3)

$$\therefore W_t = \frac{P}{2H+0.2} = \frac{94.55}{2 \times 1.6 + 0.2} = 27.809 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 W_t : 平常時の路面荷重による土圧 (kN/m²)

エ) 外圧により管頂に発生する曲げ応力

$$\begin{aligned} \sigma_{b\text{管頂}} &= \frac{S_{f3} \times 6 (K_f W_t + K_r W_t) R^2}{t^2} \\ &= \frac{2 \times 6 \times (120 \times 10^{-6} \times 31.360 + 76 \times 10^{-6} \times 27.809) \times 1300^2}{20.7^2} \\ &= 278.14 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ここに、 $\sigma_{b\text{管頂}}$: 外圧により管頂に発生する曲げ応力 (N/mm²)
 S_{f3} : 土かぶり荷重と路面荷重による土圧に対する安全率 (=2)
 K_f : 土かぶり荷重による曲げモーメント係数 (=120×10⁻⁶)
 K_r : 路面荷重による曲げモーメント係数 (=76×10⁻⁶)
 R : 管半径 (=D/2=1300mm)
 t : 正味管厚 (=20.7mm)

オ) 外圧により管底に発生する曲げ応力

$$\begin{aligned}\sigma_{b\text{管底}} &= \frac{S_{f3} \times 6 (K_r' W_r + K_t' W_t) R^2}{t^2} \\ &= \frac{2 \times 6 \times (160 \times 10^{-6} \times 31.360 + 11 \times 10^{-6} \times 27.809) \times 1300^2}{20.7^2} \\ &= 251.96 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ここに、 $\sigma_{b\text{管底}}$: 外圧により管底に発生する曲げ応力 (N/mm²)
 K_r' : 荷重による曲げモーメント係数 (=160×10⁻⁶)
 K_t' : 荷重による曲げモーメント係数 (=11×10⁻⁶)

以上の計算より、エ)とオ)の大きい方を採用する。

従って、 $\sigma_b = 278.14 \text{ N/mm}^2$

iii) 合計応力

内圧による引張応力と、外圧による曲げ応力に0.7を乗じて引張応力に換算したものを加えると合計応力となる。

$$\sigma = \sigma_t + 0.7 \sigma_b = 177.73 + 0.7 \times 278.14 = 372.43 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_0$$

ここに、 σ : 合計応力 (N/mm²)
 σ_0 : ダクタイル鋳鉄の引張強さ (=420N/mm²)

(2) たわみに対する安全性

① 土かぶり荷重によるたわみ

$$\delta_t = k_f \frac{W_t (D/2)^4}{EI} = 84 \times 10^{-6} \times \frac{31.360 \times (2600/2)^4}{160000 \times 974.8} = 48.2 \text{ mm}$$

ここに、 δ_t : 平常時の土かぶり荷重によるたわみ量 (mm)
 k_f : 土かぶり荷重によるたわみ係数
 (=84×10⁻⁶、ただし管底支持角 $2\theta=90^\circ$ の場合)
 E : ダクタイル鋳鉄の弾性係数 (=160000N/mm²)
 I : 断面2次モーメント
 (= $\frac{bt_1^3}{12} = 974.8 \text{ mm}^4$ 、 $b=1 \text{ mm}$)
 t_1 : 鋳造管厚 (=22.7mm)

② 路面荷重によるたわみ

$$\delta_i = k_i \frac{W_i (D/2)^4}{EI} = 30 \times 10^{-6} \times \frac{27.809 \times (2600/2)^4}{160000 \times 974.8} = 15.3 \text{ mm}$$

ここに、 δ_i : 平常時の路面荷重によるたわみ量 (mm)

k_i : 路面荷重によるたわみ係数 ($=30 \times 10^{-6}$)

③ 合計たわみ量およびたわみ率

$$\delta = \delta_r + \delta_i = 48.2 + 15.3 = 63.5 \text{ mm}$$

ここに、 δ : 合計たわみ量 (mm)

$$R_b = \frac{\delta}{D} \times 100 = \frac{63.5}{2600} \times 100 = 2.44\% \leq 3\% \text{ (設計たわみ率)}$$

ここに、 R_b : たわみ率 (%)

(3) 結果

これより、発生応力はダクタイル鋳鉄の引張強さ以下、たわみ率は3%以下となり安全である。

4.1.3 管の安全性(管軸方向)

図8に示すように、貯水槽には静水圧および水撃圧による不平均力が作用する。水圧による不平均力は次式で求まる。

$$F_p = \frac{\pi}{4} D_2^2 (P_s + P_d) = \frac{\pi}{4} \times 2.684^2 \times (740 + 490) \\ = 6959.2 \text{ kN}$$

ここに、 F_p : 平常時の水圧による不平均力 (kN)

D_2 : 管外径 (=2.684m)

P_s : 静水圧 (=0.74MPa=740kN/m²)

P_d : 水撃圧 (=0.49MPa=490kN/m²)

これより、不平均力は呼び径2600LUF形継手の離脱防止力(7800kN)よりも小さく安全である。

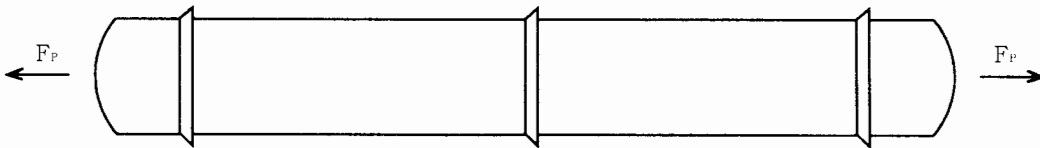


図8 貯水槽に作用する不平均力

4. 1. 4 浮上および沈下に対する安全性

(1) 浮上に対する安全性

貯水槽は、非常時の給水で貯水槽内の水がなくなった場合でも地下水による浮力で貯水槽が浮上しないことが必要である。本条件における土かぶりで管の浮上を防止できる地下水位の計算結果を以下に示す。図9に地下水位の位置を示す。

$$W_P + X D_2 \gamma_s + D_2 (H - X) (\gamma_s - \gamma_w) = \frac{\pi}{4} D_2^2 \gamma_w S_f$$

$$\therefore X = \frac{1}{\gamma_w D_2} \left\{ \left(\frac{\pi}{4} D_2^2 S_f + D_2 H \right) \gamma_w - D_2 H \gamma_s - W_P \right\}$$

$$= \frac{1}{9.8 \times 2.684} \left\{ \left(\frac{\pi}{4} 2.684^2 \times 1.2 + 2.684 \times 1.6 \right) \times 9.8 - 2.684 \times 1.6 \times 17.7 - 17.5 \right\}$$

$$= 0.57 \text{ m}$$

ここに、X : 浮上を防止できる地下水位 (m)

D₂ : 管外径 (=2.684m)

S_f : 安全率 (=1.2)

H : 土かぶり (=1.6m)

γ_w : 水の単位体積重量 (=9.8kN/m³)

γ_s : 土の単位体積重量 (=17.7kN/m³)

W_P : 管の単位長さ重量 (=17.5kN/m、LUF形直管の場合)

これより、本条件で浮上を防止できる地下水位は0.57mまでとなり、地下水位がこれより深いところであれば特別な浮上防止策は必要ない。

なお、地下水位がこれよりも浅い場合は、コンクリート床板を打設して管と床板を鋼製バンドで固定する等の対策が必要となる。

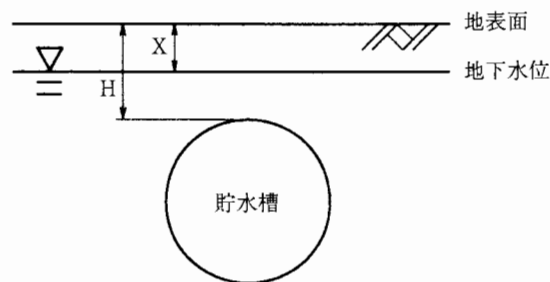


図9 浮上を防止できる地下水位

(2) 貯水槽設置後の地盤沈下に対する安全性

貯水槽を設置すると、貯水槽の体積に相当する現地盤の土の重量が、貯水槽重量と槽内水重の合計に置換される。一例として、分散型で異形管の内面がモルタルライニングの場合の地盤沈下に対する安全性の検討結果例を以下に示す。

① 貯水槽の重量

- i) 管重
 - (直管) ・4m直管(87.1kN)×4本 :348.4kN
 - (異形管) ・帽(88.1kN)×1個 :88.1kN
 - ・栓(65.2kN)×1個 :65.2kN

$$\therefore W_1=501.7\text{kN}$$

- ii) 槽内水重 $W_2=986.6\text{kN}$ (貯水容量による)

- iii) 合計 $W_T=W_1+W_2=1488.3\text{kN}$

② 貯水槽と置換される土の重量

$$W_s = \frac{\pi}{4} D_2^2 L_A \gamma_s = \frac{\pi}{4} \times 2.684^2 \times 19.28 \times 17.7 = 1930.8\text{kN}$$

ここに、 D_2 :管外径(=2.684m)

L_A :貯水槽の全長(=19.28m)

γ_s :土の単位体積重量(=17.7kN/m³)

③ 地盤沈下に対する安全性

これより、貯水槽および槽内の水の重量(W_T)と、貯水槽と置換される現地盤の土の重量(W_s)を比較すると、 W_T のほうが軽くなる。従って、貯水槽設置後の底面の地盤への上載荷重は貯水槽設置前よりも減少することになり、貯水槽の設置によって地盤の圧密沈下を促進する可能性は低いものと考えられる。

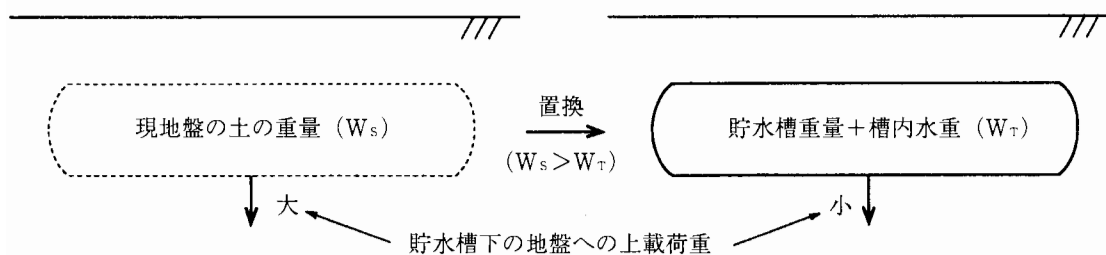


図10 貯水槽設置後の貯水槽下の地盤への路面荷重

4.2 地震時の検討

4.2.1 検討条件

(1) 呼び径 D	:2600mm
(2) 管外径 D_2	:2684mm
(3) 管厚 T	:25.0mm(4.5種管)
(4) 土かぶり H	:1.6m
(5) 静水圧 P_s	:0.74MPa
(6) 水撃圧 P_d	:0.49MPa
(7) 路面荷重 p	:10kN/m ² の分布荷重
(8) 設計水平震度 k_h	:0.288
(9) 設計垂直震度 k_v	:0.144 (=0.5 k_h)
(10) 貯水槽の全長 L_A	:19.28m
(11) 土の単位体積重量 γ_s	:17.7kN/m ³
(12) 飽和土の単位体積重量 γ_f	:19.6kN/m ³
(13) ダクタイル鑄鉄の単位体積重量 γ_d	:70.1kN/m ³
(14) ダクタイル鑄鉄の引張強さ σ_o	:420N/mm ²
(15) 管と土の摩擦係数 μ	:0.3
(16) 管底支持角	:90°

4.2.2 管の安全性(管断面方向)

計算管厚、土圧分布、曲げモーメント係数等は平常時の検討に準じる。また地震時動水圧は、静水圧や水撃圧と比べてほとんど影響しない程度であるため考慮しない。

(1) 応力に対する安全性

① 内圧により管体に発生する引張応力

$$\sigma_t = \frac{(S_{f1}P_s + S_{f2}P_d)D}{2t} = \frac{(2.5 \times 0.74 + 2 \times 0.49) \times 2600}{2 \times 20.7}$$
$$= 177.73 \text{ N/mm}^2$$

ここに、 σ_t : 内圧による管体の引張応力 (N/mm²)

S_{f1} : 静水圧に対する安全率 (=2.5)

P_s : 静水圧 (=0.74MPa)

S_{f2} : 水撃圧に対する安全率 (=2)

P_d : 水撃圧 (=0.49MPa)

D : 呼び径 (=2600mm)

t : 正味管厚 (=20.7mm)

② 外圧により管体に発生する曲げ応力

i) 土かぶり荷重による土圧

土かぶり荷重による土圧は、平常時の土圧に地震時の設計垂直震度による増加分を見込むものとする。

$$W_f' = W_f(1+k_v) = 31.360 \times (1+0.144) = 35.876 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 W_f' :地震時の土かぶり荷重による土圧 (kN/m^2)

W_f :平常時の土かぶり荷重による土圧 ($=31.360 \text{ kN/m}^2$)

k_v :設計垂直震度 ($=0.144$)

ii) 路面荷重による土圧

地震時の路面荷重は 10 kN/m^2 相当の分布荷重とし、これに設計垂直震度による増加分を見込むものとする。

$$\begin{aligned} W_f' &= p(1+k_v) \\ &= 10 \times (1+0.144) = 11.440 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ここに、 W_f' :地震時の路面荷重による土圧 (kN/m^2)

p :路面荷重 ($=10 \text{ kN/m}^2$)

iii) 外圧により管頂に発生する曲げ応力

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{b管頂}}' &= \frac{S_{fs} \times 6 (K_f W_f' + K_t W_t') R^2}{t^2} \\ &= \frac{2 \times 6 \times (120 \times 10^{-6} \times 35.876 + 76 \times 10^{-6} \times 11.440) \times 1300^2}{20.7^2} \\ &= 244.91 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

ここに、 $\sigma_{\text{b管頂}}'$:外圧により管頂に発生する曲げ応力 (kN/mm^2)

S_{fs} :土かぶり荷重と路面荷重による土圧に対する安全率 ($=2$)

K_f :土かぶり荷重による曲げモーメント係数 ($=120 \times 10^{-6}$)

K_t :路面荷重による曲げモーメント係数 ($=76 \times 10^{-6}$)

R :管半径 ($=D/2=1300 \text{ mm}$)

t :正味管厚 ($=20.7 \text{ mm}$)

iv) 外圧により管底に発生する曲げ応力

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{b管底}}' &= \frac{S_{f3} \times 6 (K_f' W_f' + K_r' W_r') R^2}{t^2} \\ &= \frac{2 \times 6 \times (160 \times 10^{-6} \times 35.876 + 11 \times 10^{-6} \times 11.440) \times 1300^2}{20.7^2} \\ &= 277.63 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ここに、 $\sigma_{\text{b管底}}'$: 外圧により管底に発生する曲げ応力 (N/mm²)

K_f' : 土かぶり荷重による曲げモーメント係数 (= 160×10^{-6})

K_r' : 路面荷重による曲げモーメント係数 (= 11×10^{-6})

以上の計算より、iii)とiv)の大きい方を採用する。

従って、 $\sigma_b' = 277.63 \text{ N/mm}^2$

③ 合計応力

内圧による引張応力と、外圧による曲げ応力に0.7を乗じて引張応力に換算したものを加えると合計応力となる。

$$\sigma' = \sigma_t + 0.7 \sigma_b' = 177.73 + 0.7 \times 277.63 = 372.07 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_o$$

ここに、 σ' : 合計応力 (N/mm²)

σ_o : ダクタイル鋳鉄の引張強さ (= 420 N/mm^2)

(2) たわみに対する安全性

① 土かぶり荷重によるたわみ

$$\begin{aligned}\delta_f' &= k_f \frac{W_f' (D/2)^4}{EI} = 84 \times 10^{-6} \times \frac{35.876 \times (2600/2)^4}{160000 \times 974.8} \\ &= 55.2 \text{ mm}\end{aligned}$$

ここに、 δ_f' : 地震時の土かぶり荷重によるたわみ量 (mm)

k_f : 土かぶり荷重によるたわみ係数

(= 84×10^{-6} 、ただし管底支持角 $2\theta = 90^\circ$ の場合)

E : ダクタイル鋳鉄の弾性係数 (= 160000 N/mm^2)

I : 断面2次モーメント

(= $\frac{bt_1^3}{12} = 974.8 \text{ mm}^4$ 、 $b = 1 \text{ mm}$)

t_1 : 鋳造管厚 (= 22.7 mm)

② 路面荷重によるたわみ

$$\delta_i' = k_i \frac{W_i' (D/2)^4}{EI} = 30 \times 10^{-6} \times \frac{11.440 \times (2600/2)^4}{160000 \times 974.8}$$
$$= 6.3 \text{ mm}$$

ここに、 δ_i' :地震時の路面荷重によるたわみ量(mm)

k_i :路面荷重によるたわみ係数(=30×10⁻⁶)

③ 合計たわみ量およびたわみ率

$$\delta' = \delta_i' + \delta_i' = 55.2 + 6.3 = 61.5 \text{ mm}$$

ここに、 δ' :合計たわみ量(mm)

$$R_b' = \frac{\delta'}{D} \times 100$$
$$= \frac{61.5}{2600} \times 100 = 2.37\% \leq 3\% \text{ (設計たわみ率)}$$

ここに、 R_b' :たわみ率(%)

(3) 結果

これより、発生応力はダクタイル鋳鉄の引張強さ以下、たわみ率は3%以下となり安全である。

4.2.3 管の安全性(管軸方向)

(1) 水圧に対する安全性

平常時と同様に、貯水槽には静水圧および水撃圧による不平均力が作用する。水圧による不平均力は次式で求まる。

$$F_P = \frac{\pi}{4} D_2^2 (P_s + P_d) = \frac{\pi}{4} \times 2.684^2 \times (740 + 490)$$
$$= 6959.2 \text{ kN}$$

ここに、 F_P :地震時の水圧による不平均力(kN)

D_2 :管外径(=2.684m)

P_s :静水圧(=0.74MPa=740kN/m²)

P_d :水撃圧(=0.49MPa=490kN/m²)

これより、不平均力は呼び径2600LUF形継手の離脱防止力(7800kN)よりも小さく安全である。

(2) 地盤の歪または変状に対する管の安全性

① 地盤の歪または変状により管に作用する力

ダクタイル鉄管の剛性は地盤の剛性に比べて充分に大きいので、地震時は管と土との間に滑りが発生する。特に、防食対策としてポリエチレンスリーブを施工した場合は、管と地盤は一層滑りやすくなる。このため、地震時に管の管軸方向に作用する力は、管と土との摩擦力に支配されるものと考えられる。

i) 地盤が弾性的に挙動する場合

亀裂、崩壊、側方流動等の地盤変状が発生せず弾性的に挙動するような良い地盤では、管には地震波動による地盤の歪に伴う摩擦力が図11に示すように作用する。この場合の管と土との最大摩擦力は貯水槽全長の1/2相当となる。

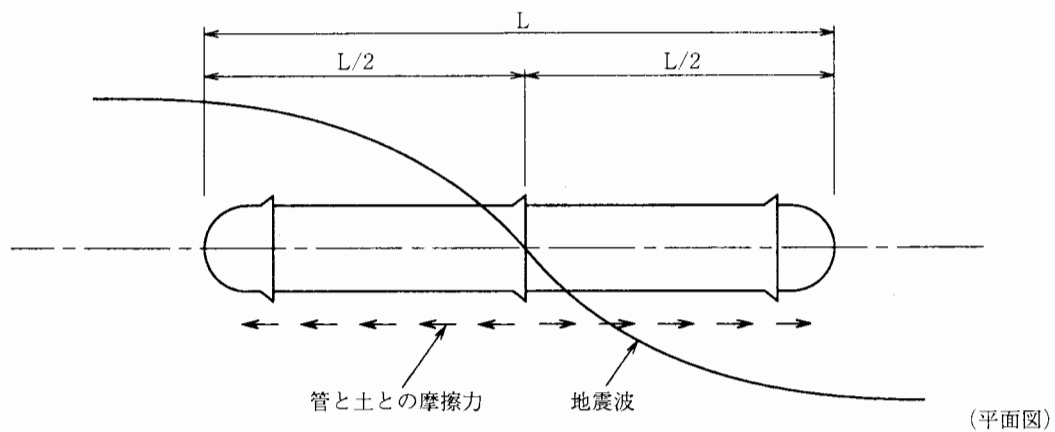


図11 地盤が弾性的に挙動する場合の管と土との摩擦力

ii) 地盤変状が発生する場合

これまでの管路の地震被害調査によると、管路の被害は、亀裂、崩壊、液状化による側方流動等の地盤変状が発生するような地盤の悪いところで多発することが明らかになっている。一例として、図12に示すような亀裂が発生した場合を考えると、管には亀裂に伴う摩擦力が作用する。この場合の管と土との最大摩擦力も貯水槽全長の1/2相当である。

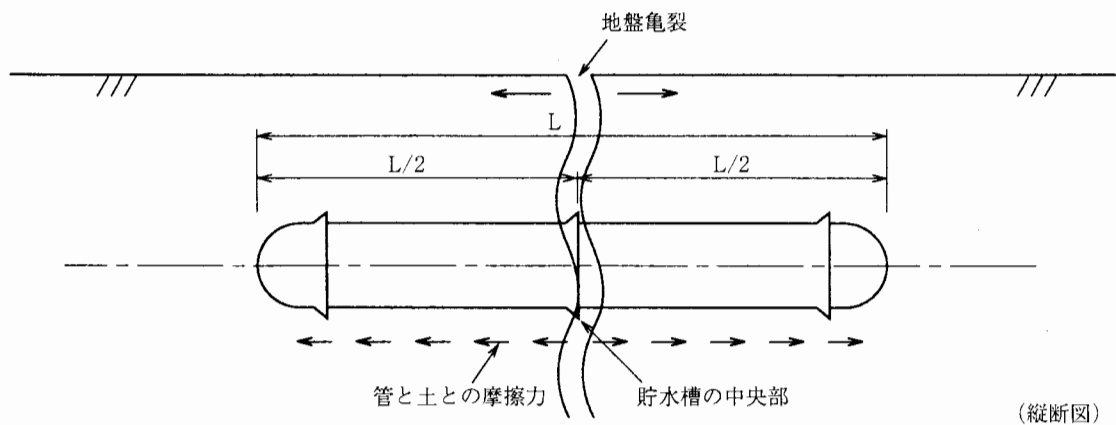


図12 地盤に亀裂が発生した場合の管と土との摩擦力

② 管の安全性

上記のいずれの場合も、貯水槽中央部付近に作用する力は貯水槽全長の1/2相当の管と土との摩擦力となり、次式で求まる。

$$F_m = \frac{\mu \pi D_2 L_A \gamma_s (H + D_2/2)}{2}$$
$$= \frac{0.3 \times \pi \times 2.684 \times 19.28 \times 17.7 \times (1.6 + 2.684/2)}{2}$$
$$= 1269.8 \text{ kN}$$

ここに、 F_m : 管と土との摩擦力 (kN)

μ : 管と土との摩擦係数 (=0.3)

D_2 : 管外径 (=2.684m)

L_A : 貯水槽の全長 (=19.28m)

γ_s : 土の単位体積重量 (=17.7kN/m³)

H : 土かぶり (=1.6m)

これより、管に作用する力は呼び径2600LUF形継手の離脱防止力(7800kN)よりも小さく安全である。

5. 管の安全性に関するその他の留意点

5.1 管の基礎

ダクタイル鉄管製貯水槽は一般に使用されている大口径管であり、管の基礎は砂基礎で底面を平らに均しておく程度でよい。ただし、軟弱地盤で地耐力を向上させる必要がある場合は碎石を敷いたりコンクリート床版を設置することがある。

なお、4. 1. 4(2)に示すように、貯水槽の設置によって地盤の圧密沈下を促進する可能性は低いことから、一般にコンクリート床版は必要でない。逆に、堅固なコンクリート床版を設置し、埋戻し土の突き固めを行わないと管とコンクリート面とが点接触した状態となり、設置後の土かぶりによる土圧や通行車両などの上乗荷重が作用したときに、床版との接触点に応力が集中して管の安全性を損なう危険性が高くなる。このため、コンクリート床版を打設する必要がある場合は、管と床版との間に少なくとも30cm以上の砂を敷き、十分に突き固めを行うことが望ましい。また、特に軟弱な地盤や液状化の発生する可能性の高い地盤では、地盤改良などの補助工法の検討が必要である。

5.2 施工時の管の支持方法

施工時に管を据付ける時は、図13に示すように管底の計画高よりも若干深く掘り下げて、砂で床付けしたうえで施工する。この場合、継手部の下はセットボルトを締めるための空間を確保しておく必要がある。

なお、軟弱地盤などで施工時の管の安定上輪木を使用する場合は、図14に示すようにあらかじめ輪木の上面まで砂を敷き、十分突き固めておくなどの対策を行って、輪木との接触点に応力が集中しないように管底全体で支承させるよう配慮することが望ましい。また、管の支持やレベル調整のため、砂袋を使用する方法もある。

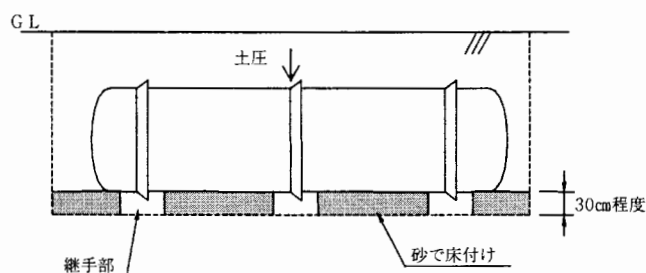


図13 施工時の管の支持方法

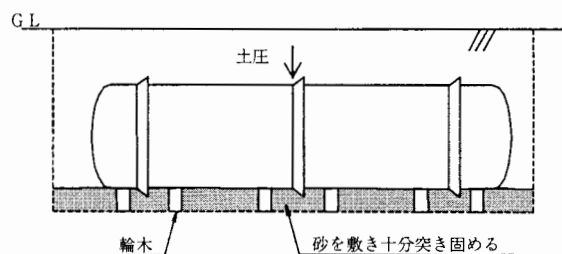


図14 輪木を使用する場合の支持方法

6. 水の入れ替わり状況の確認

6.1 モデル実験

貯水槽本体は流入・流出管に比べて口径が大きいので槽内の流れはゆるやかとなり、水の滞留
が懸念されるのでモデル水槽を作り水の入れ替わり状況を確認した。

実験No.1

(1) 実験方法

φ100の透明なアクリル管を用いたモデル水槽を作り、水槽内にメチレンブルー着色水を満たし、水道水を流入流出させ、水の入れ替わり状況を観察した。

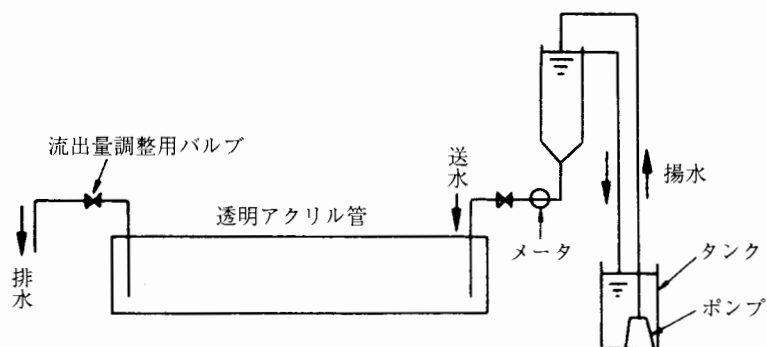


図15 水の入れ替わり状況実験装置

表2 モデル水槽諸元

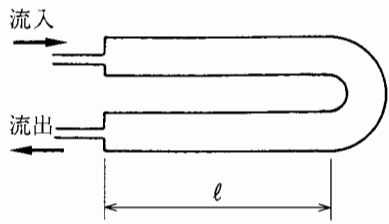
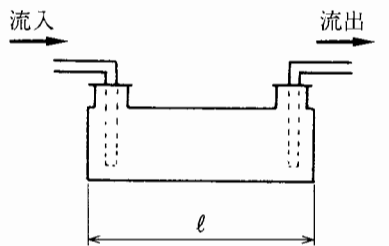
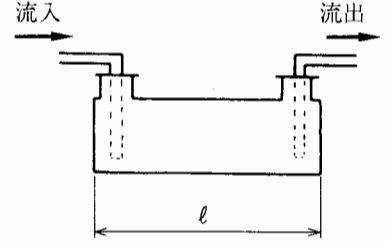
No.	口径 D(mm)	管長 l (m)	l/D	水槽内の流速 v (m/s)
1	100	2.8	28	4×10^{-3}
2	〃	2.1	21	2 〃
3	〃	1.4	14	1 〃

(2) 実験結果

φ100透明管を用いて水の入れ替わり状況を観察した結果、上記の条件で貯水槽容量の約
4~5倍の水量で入れ替わることが分った。

同様にして行った実験No.2~4の結果を表3に示す。

表3 水の入れ替わり状況確認実験

実験 No.	実験装置	実験モデル		
		流入管	貯水槽	
2		呼び径(D) mm	10	100
		長さ(ℓ) m	—	6.0
		容量(V) m ³	—	0.1
		流速(v) m/s	1.0	0.01
		流量(Q) m ³ /min	4.74×10^{-3}	4.74×10^{-3}
		水の入れ替わり度	貯水槽容量の 約4倍	
3		呼び径(D) mm	7.8	200
		長さ(ℓ) m	—	1.46
		容量(V) m ³	—	0.046
		流速(v) m/s	1.0	1.59×10^{-3}
		流量(Q) m ³ /min	3.0×10^{-3}	3.0×10^{-3}
		水の入れ替わり度	貯水槽容量の 4~5倍	
4		呼び径(D) mm	30	500
		長さ(ℓ) m	—	3
		容量(V) m ³	—	0.59
		流速(v) m/s	0.6	2.16×10^{-3}
		流量(Q) m ³ /min	25.5×10^{-3}	25.5×10^{-3}
		水の入れ替わり度	貯水槽容量の 4~5倍	
注 水の入れ替わり度 = (流入量) / (貯水槽容量)				

6.2 S市耐震貯水槽における調査結果

(1) 構造

貯水槽 呼び径:2600
 全 長:133m
 容 量:700m³
 流入管 呼び径:350

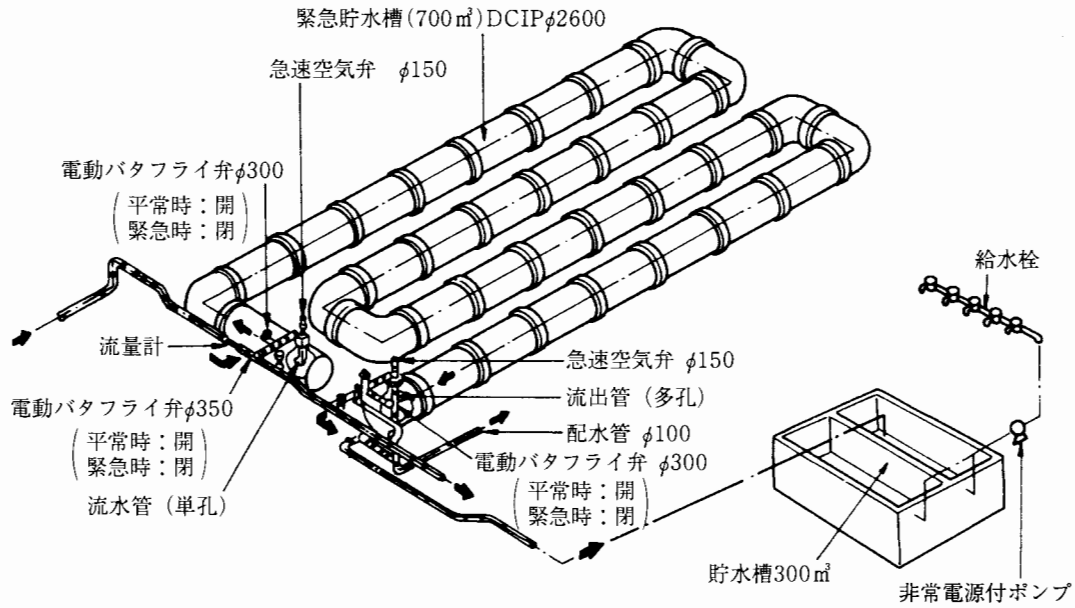
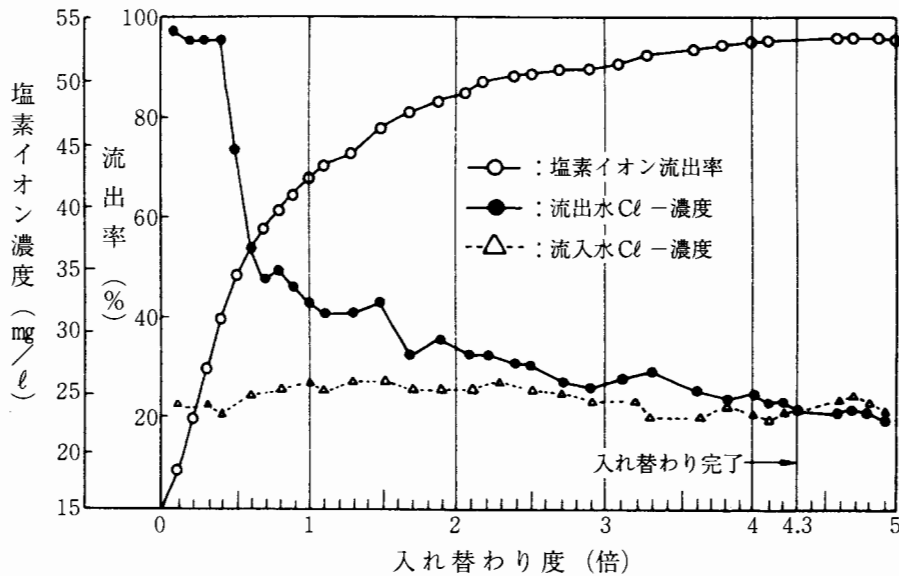


図16 貯水槽構造図

(2) 水の入れ替わりテスト結果



注 水の入れ替わり度=(流入量)/(貯水槽容量)

図17 流出パターン (「ダクトイル鉄管」第44号より抜粋)

7. 貯水方式

貯水方式は強制貯水方式と自然貯水方式とに大別される。

7.1 強制貯水方式

(財)日本消防設備安全センターの認定基準では、緊急遮断装置の設置が必要とされている。これに対応するものとして、本方式は配水管と貯水槽を接続する流入・流出管路に緊急遮断弁を設け、弁部に内蔵された検知装置により自動的に弁を開閉させて、貯水槽に水を蓄えるものである。

緊急遮断弁には、水圧低下によって開閉する水圧感知型や地震計からの外部信号によって開閉する震度感知型などがある。

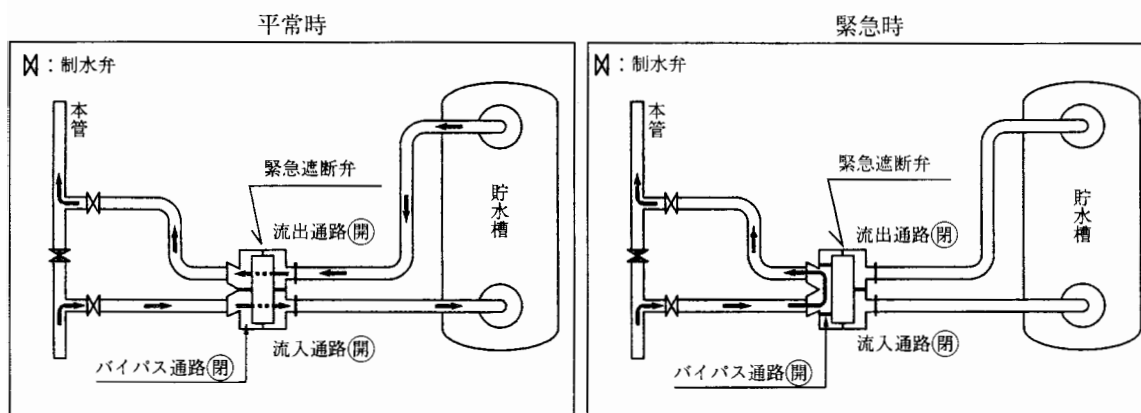
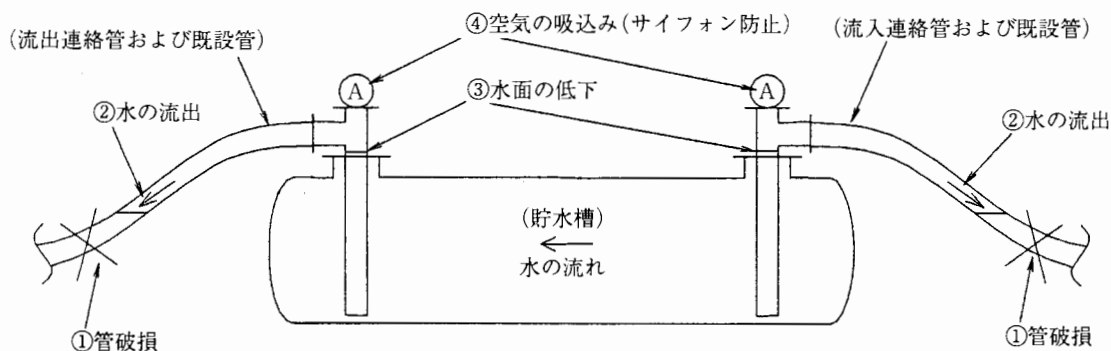


図18 強制貯水方式(例)

7.2 自然貯水方式

流入側、流出側にそれぞれ空気弁を設け、万一サイフォン作用が働いても空気弁の機能により貯水槽内の水の流出を防止して、貯水する方式である。ただし、上下流の既設管が空気弁よりも高い位置にある場合は、高い方の管の破損か所から濁水が槽内に混入する恐れがある。



注 ①から④はサイフォンが防止される順序を示す。

図19 自然貯水方式

8. 給水方法

貯水槽の人孔部に取水用の給水口金を設け、エンジンポンプなどを接続して、給水スタンドや給水タンクなどの給水設備に送水する。また、ウイングポンプや手押し式プランジャポンプなどの手動ポンプを用いて給水することもできる。

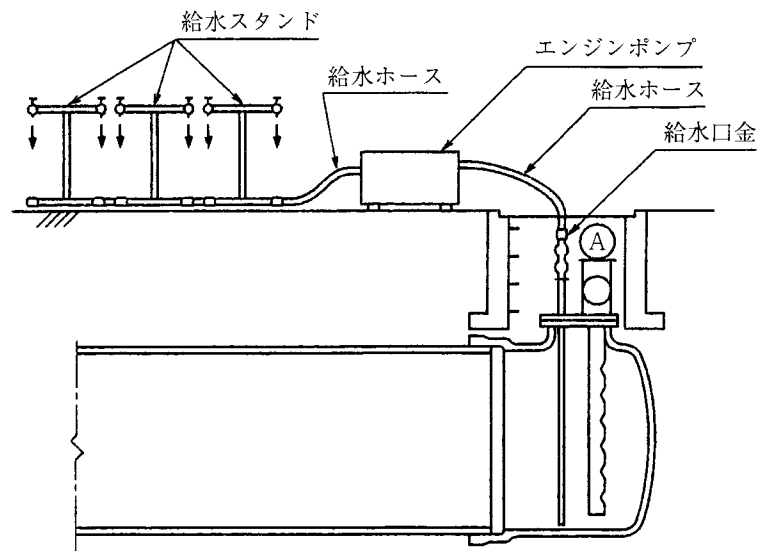


図20 動力式(エンジンポンプの例)

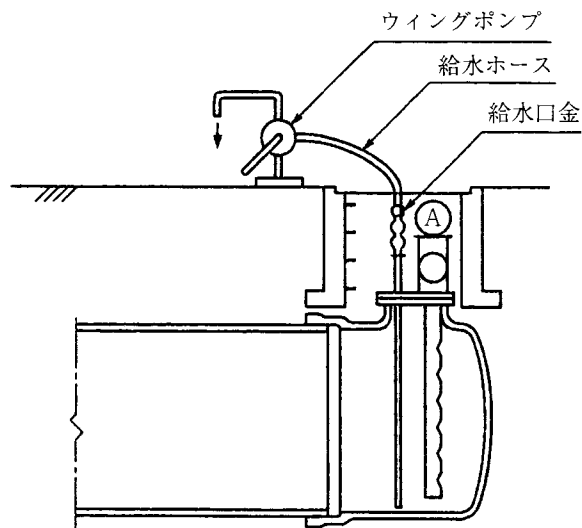
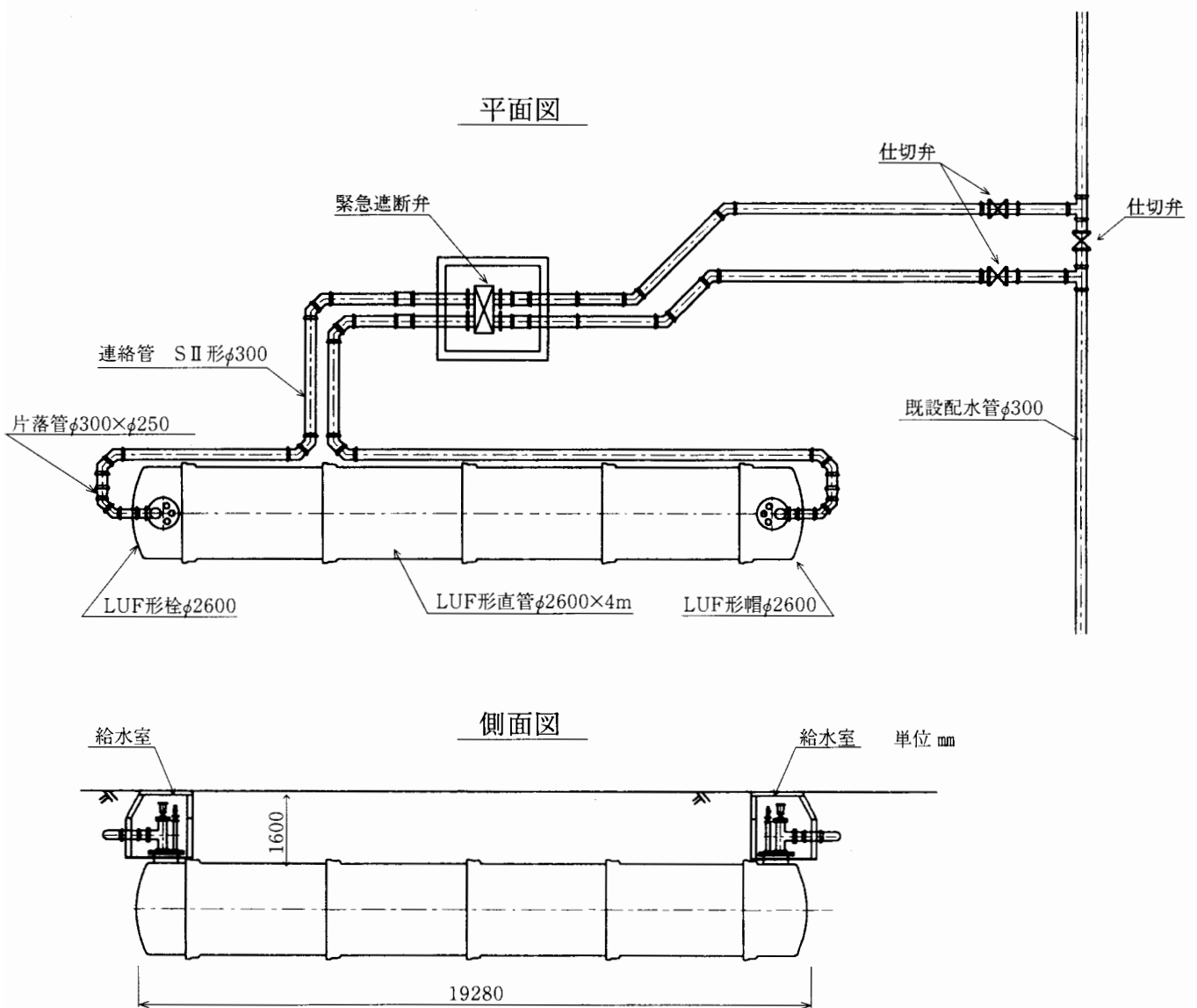


図21 手動式(ウイングポンプの例)

9. 施工例

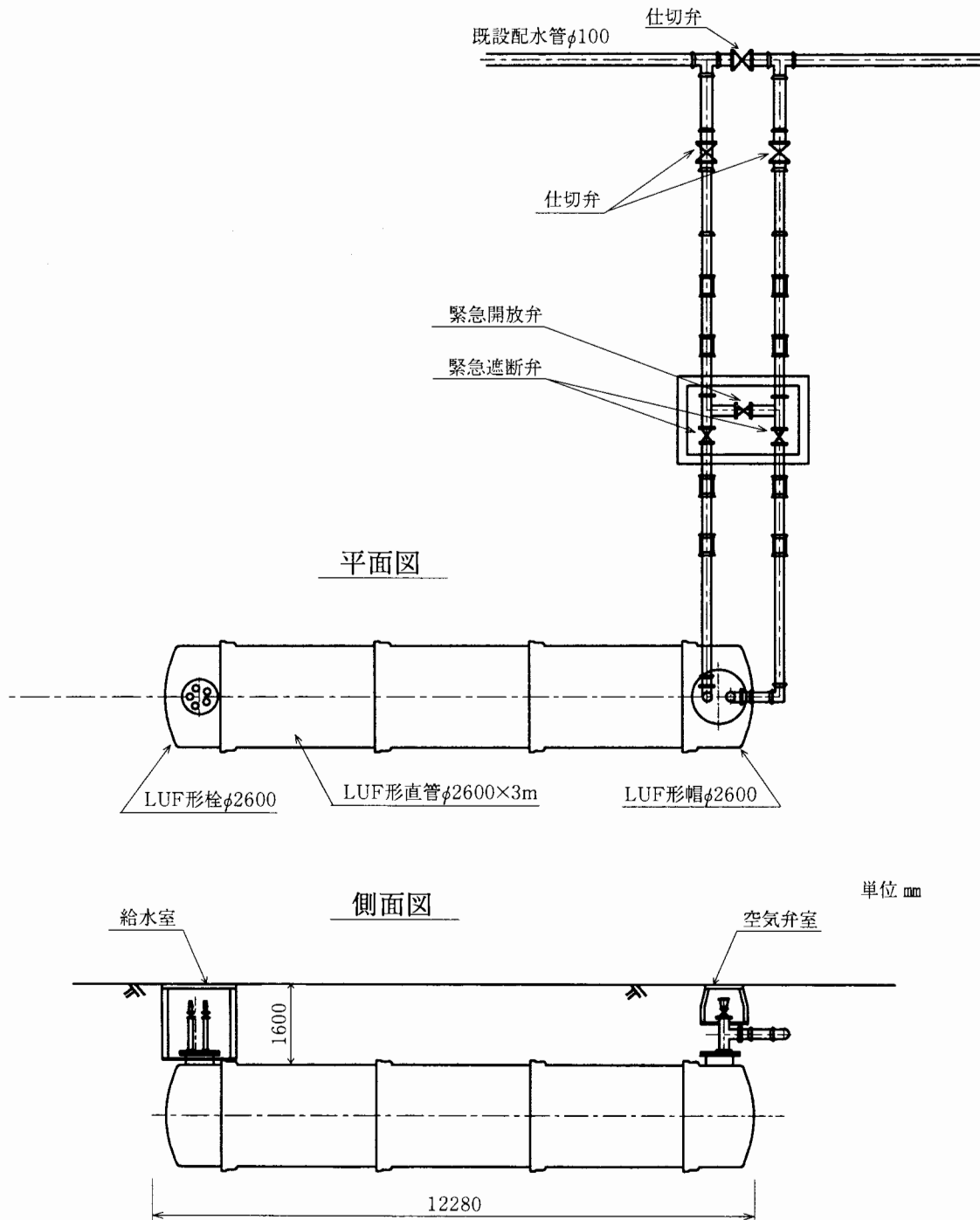
(1) A市

- 貯水槽構造 : 分散型
- 貯水容量 : 100 m^3
- 呼び径 : 2600 (流入出連絡管呼び径300)
- 接合形式 : LUF形
- 全 長 : 19.28m
- 設置場所 : 中学校テニスコート
- 貯水方式 : 強制貯水方式



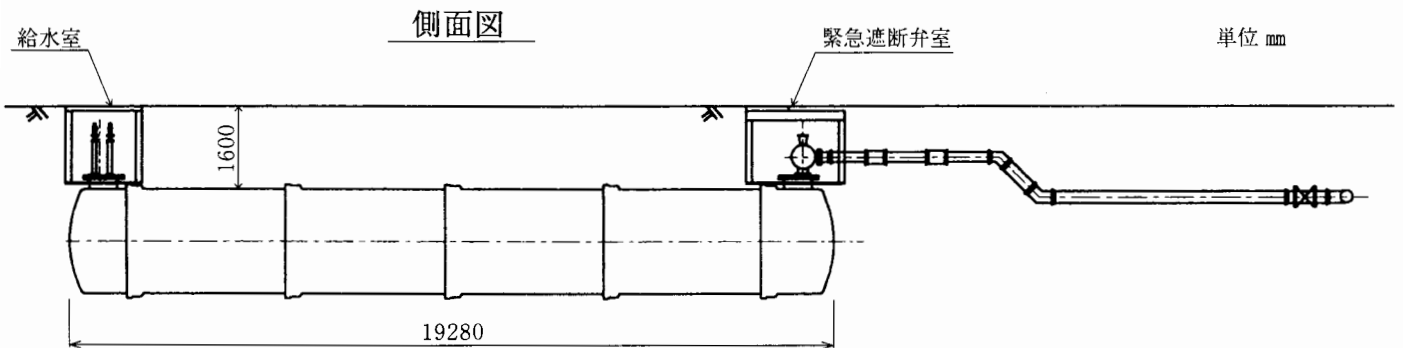
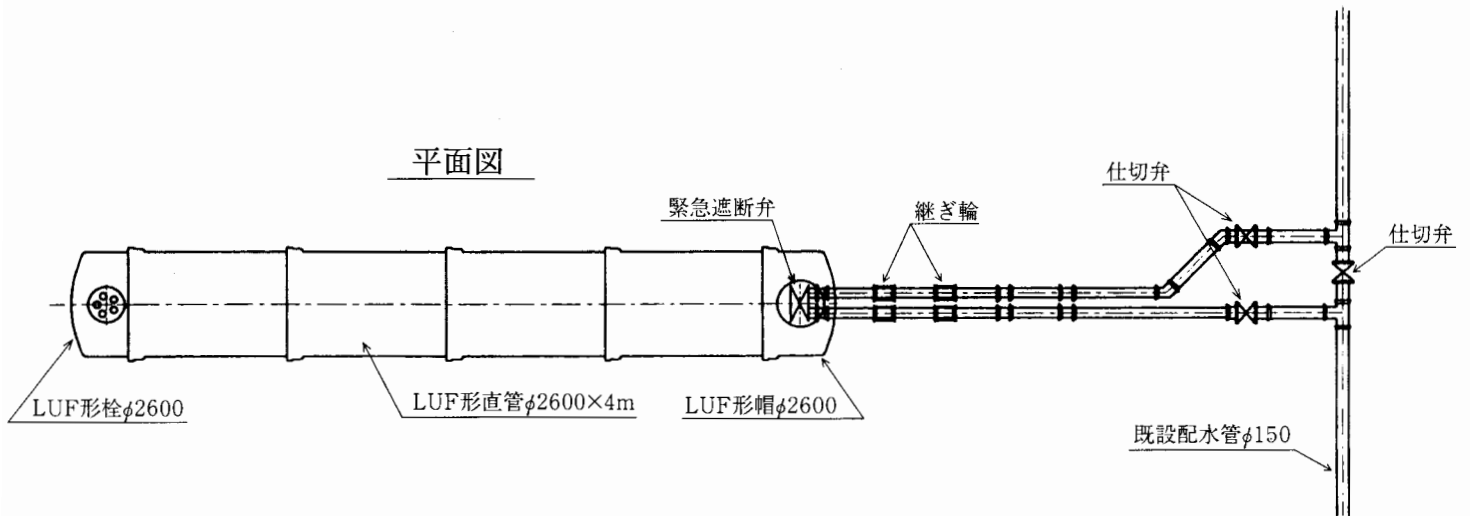
(2) B市

- 貯水槽構造 : 集中 I 型
- 貯水容量 : 60 m^3
- 呼び径 : 2600 (流入出連絡管呼び径100)
- 接合形式 : LUF形
- 全 長 : 12.28m
- 設置場所 : 市役所前広場
- 貯水方式 : 強制貯水方式



(3) C町

貯水槽構造 : 集中Ⅱ型
貯水容量 : 100 m^3
呼び径 : 2600 (流入出連絡管呼び径100)
接合形式 : LUF形
全 長 : 19.28m
設置場所 : 給食センター駐車場
貯水方式 : 強制貯水方式

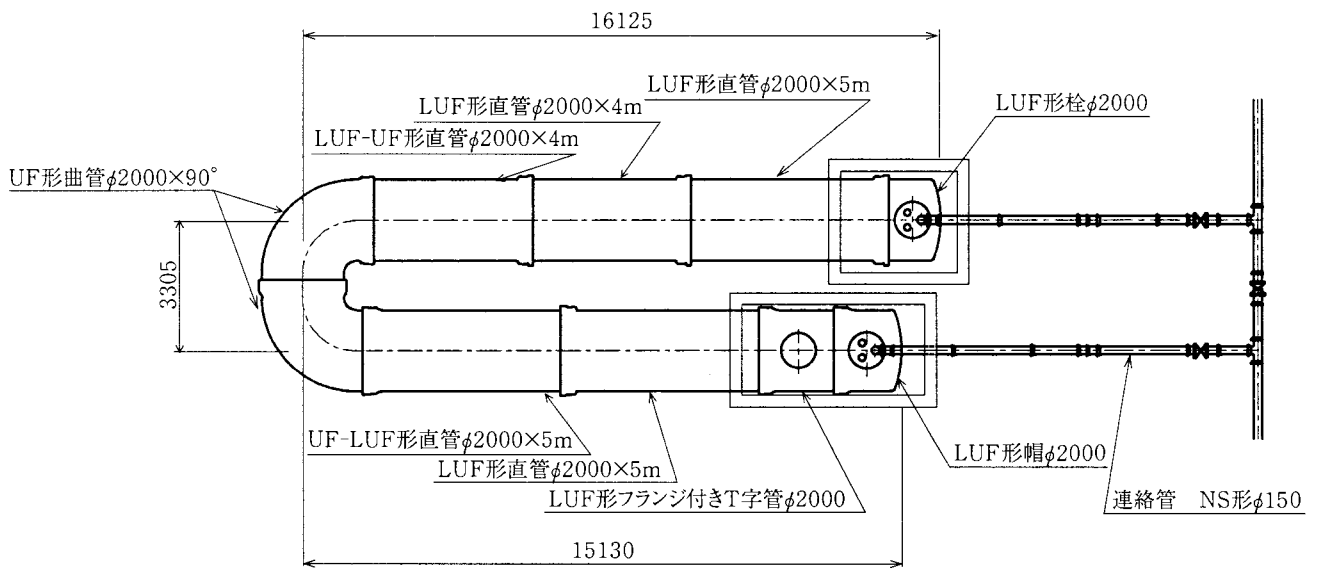


(4) D市

- 貯水槽構造 : 分散型(U字形)
- 貯水容量 : 100 m^3
- 呼び径 : 2000 (流入出連絡管呼び径150)
- 接合形式 : LUF形、UF形
- 全 長 : 34.56m
- 設置場所 : 大学グラウンド内
- 貯水方式 : 自然貯水方式

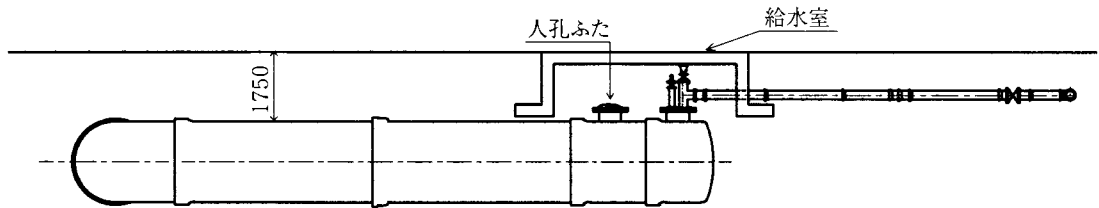
平面図

単位 mm



側面図

単位 mm



(参考資料)

二次製品飲料水兼用耐震性貯水槽認定基準について

(財)日本消防設備安全センターの認定基準の概要を下記に示す。

(1) 貯水槽の区分

貯水槽は設置場所、容量、内水圧により区分されている。その内容を表4に示す。

表4 貯水槽の区分

項目	型式	内容
設置場所	I型	公園などの自動車の進入がない場所 (10kN/m ² の等分布荷重を考慮)
	II型	自動車荷重200kN
	III型	自動車荷重250kN
	共用型	2つ以上の型の条件を満たすもの
容量	40m ³ 型	実内容量40m ³ 以上60m ³ 未満
	60m ³ 型	実内容量60m ³ 以上100m ³ 未満
	100m ³ 型	実内容量100m ³ 以上
内水圧	普通圧型	0.74MPa(最高許容圧力1.23MPa)
	高圧型	1.23MPa(最高許容圧力1.72MPa)

(2) 貯水槽の基本事項

主な基本事項を表5に示す。

表5 貯水槽の基本事項

項目	内容
水質・形状	圧力式貯水槽とし、水道施設としての要件を満たすこと。
形状による分類	・ダクタイル鋳鉄管製横円筒圧力タンク型 ・鋼管製横円筒圧力タンク型 ・鋼製横円筒圧力タンク型 ・鋼製縦円筒圧力タンク型 ・その他の型
必須付帯設備	・流入出管 ・緊急遮断装置 ・空気弁 ・採水口(75mmメネジ2個以上)、導水管 ・給水管、給水ポンプ、給水ホース ・人孔(内径600mm以上)

日本ダクタイル鉄管協会

<http://www.jdpa.gr.jp>

東京事務所	〒102-0074 東京都千代田区九段南4丁目8番9号(日本水道会館) 電話 03(3264)6655(代) FAX 03(3264)5075
大阪事務所	〒530-0005 大阪市北区中之島2丁目3番18号(新朝日ビル) 電話 06(6203)4712(代) FAX 06(6203)1860
北海道支部	〒060-0002 札幌市中央区北二条西2丁目41番地(セコム損保札幌ビル) 電話 011(251)8710 FAX 011(251)8710
東北支部	〒980-0014 仙台市青葉区本町2丁目5番1号(オーク仙台ビル) 電話 022(261)0462 FAX 022(261)0462
中部支部	〒450-0002 名古屋市中村区名駅3丁目22番8号(大東海ビル) 電話 052(561)3075 FAX 052(561)3075
中国四国支部	〒730-0011 広島市中区基町11番5号(三井生命広島ビル) 電話 082(221)8358 FAX 082(221)8358
九州支部	〒810-0001 福岡市中央区天神2丁目14番2号(福岡証券ビル) 電話 092(771)8928 FAX 092(771)8928