

柔構造底樋によるため池改修工法の研究開発

1. 背景

全国に 21 万個のため池が整備されていますが、このうち調査や改修を要するものが 2 万個あるとされています。これらのため池の改修は農業用水を確保し安定的な水運用を担保する上で極めて重要で、地域社会の安全性を確保するためにも早急に着手しなければならない問題です。

老朽化の進んだため池は底樋周辺部分からの漏水や堤体の浸食を受けていることが多く、この部分の安全性向上によってため池の機能を大きく改善することができます。

また底樋部分の集中的改修手法によってため池機能の改善・改修事業の効率化が可能となることから、事業全体の経費縮減が図られるだけでなく、多くの老朽ため池の改修・改善を推進できます。

2. 工法の概要

ため池からの取水施設として現在一般に用いられている底樋はコンクリート製の剛構造です。そのため、地盤沈下等が生じると、底樋に過大な応力が発生したり、地盤との間に隙間を生じて、堤体に重大な影響を与えるおそれがあります。

柔構造底樋は、図 1 のように大きな伸縮・屈曲性と離脱阻止性を備えた継手管路で構築され、堤体内に直接埋設することにより、堤体の変形や地盤の沈下に追従することができます。また優れた耐震性も有しており、鉄筋コンクリート基礎を省略することによる施工性の向上と経済性を備えた改修が実現できます。

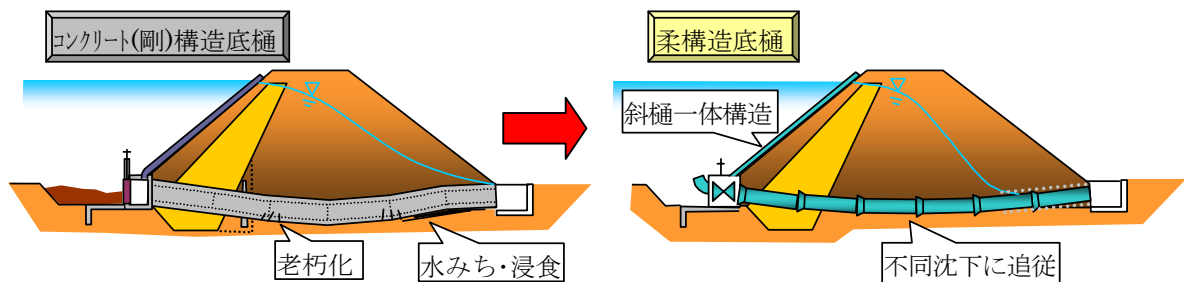


図 1 概要図

3. 研究開発期間

平成 13～16 年度（機能監視 平成 17～18 年度）

4. 研究開発体制

新技術研究開発組合

株式会社クボタ、株式会社管総研

(独)農研機構 農村工学研究所 施設資源部土質研究室

5. 工法の適用範囲

柔構造底樋は、伸縮・屈曲性と離脱阻止性とを備えた継手構造のダクティル鉄管で構成し、適用が可能な口径は 75mm～2600mm です。

ため池整備に伴う底樋の構築にあたり、中山間地から沖積低地までのあらゆる条件に広く適用できますが、特に下記のような条件で本工法は大きな効果を発揮します。

- ・ 軟弱地盤上のため池など、比較的大きな沈下が予測される場合。
- ・ 腹付け盛土等により新たな増加荷重が作用し、堤体地盤が局部的に不同沈下を生じる場合。
- ・ 地震動に対して底樋の安全性向上が求められる場合。

6. 工法の特長

（１）底樋周辺の水みち抑止

過去に豪雨や地震等で決壊したため池の調査報告によると、底樋まわりのパイピングが主な原因と考えられる事例が少なくありません。

柔構造底樋は堤体(地盤)の変形に追従することで、底樋との接触面での水みちを抑制します。

また本工法に用いる底樋の継手は、圧力パイプラインでの実績が豊富で高い水密性を有しており、底樋外面からの水の浸入や底樋内面からの漏水を防止できます。

（２）不同沈下への追従

軟弱地盤では改修時の嵩上げ盛土に伴う圧密沈下が大きく、コンクリート巻立て構造の底樋では広範囲の地盤改良が必要となります。

管軸方向の適切な位置に伸縮可とう継手を配した柔構造化により、不同沈下への追従性が付与され、地盤改良範囲を軽減できます。

（３）工期の短縮と建設コスト縮減

底樋の鉄筋コンクリート巻立てが不要となることから施工期間が短縮され、また地盤改良などの土工費を含めた総工事費の縮減が可能になります。

（４）地震時の安全性の向上

底樋は堤体の最も低い位置に配置されることが多いため、地震によって被害を受けるとため池全体に多大な影響が及びます。柔構造底樋は管路が鎖のように挙動し、地震動による地盤変動にも対応します。

7. 従来工法との工事費比較

柔構造底樋と従来工法（ヒューム管鉄筋コンクリート巻立て）の概算工事費比較を以下に示します。表 1 に示す概算工事費は堤高 5.5m、延長 30m 程度のため池の底樋のみを対象としたものであり、想定した柔構造底樋と従来工法の断面は各々図 2、図 3 に示すとおりです。

表 1 柔構造底樋と従来工法の概算工事費

項 目	概算工事費 (円)	
	柔構造底樋	従来工法
土 工	433,606	928,310
底 樋	2,493,000	2,174,879
止 水 壁	60,000	85,719
合 計	2,986,606	3,188,908
1m 当り工事費	99,554	106,297

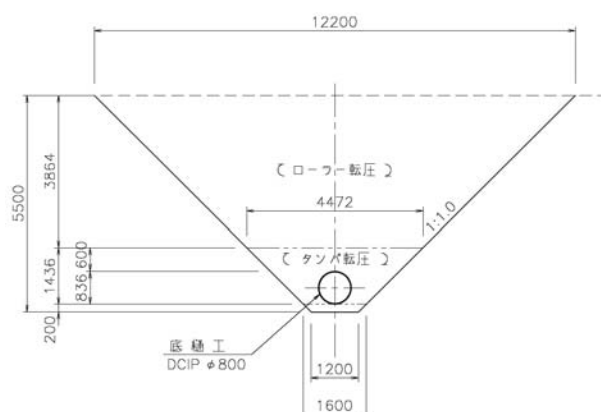


図 2 柔構造底樋の想定断面

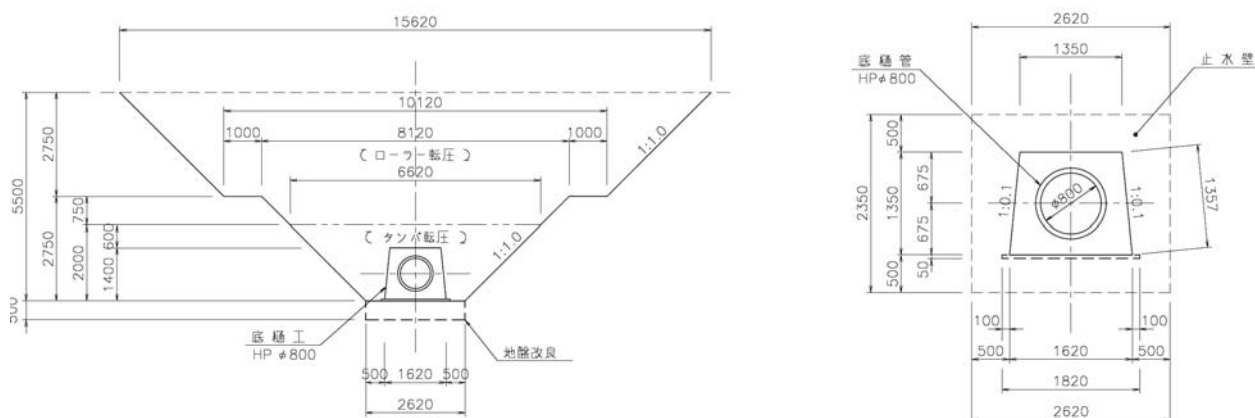


図 3 従来工法（ヒューム管鉄筋コンクリート巻立て）底樋の想定断面

このモデルケースの底樋では、従来工法よりも柔構造底樋の方がやや安価となります。

ただし、個々に異なる条件のため池を考えると、相対的な工事費は大差ないものと判断すべきです。取水施設全体の中で最も工事費を要する施設は、土砂吐施設等の底樋上下流端の構造物やゲート類で、それらは柔構造底樋と従来工法の工事費差に影響を与える施設でもあります。

そのため、柔構造底樋を採用する場合には、全体工事費の中で占める割合の大きい取水ゲートや底樋上下流のバルブ及び保護工の扱いや構造を適正に定めることが重要です。

8. 柔構造底樋の設計の考え方

柔構造底樋の設計にあたっては、断面方向と管軸方向について検討します。

(1) 底樋断面方向の検討

断面方向の検討は、土地改良事業計画設計基準 設計「パイプライン」基準書 技術書（以下、「設計基準・パイプライン」）に準じて‘とう性管’の構造計算を行い、管厚を算定します。

断面方向の検討フローを図4に示します。

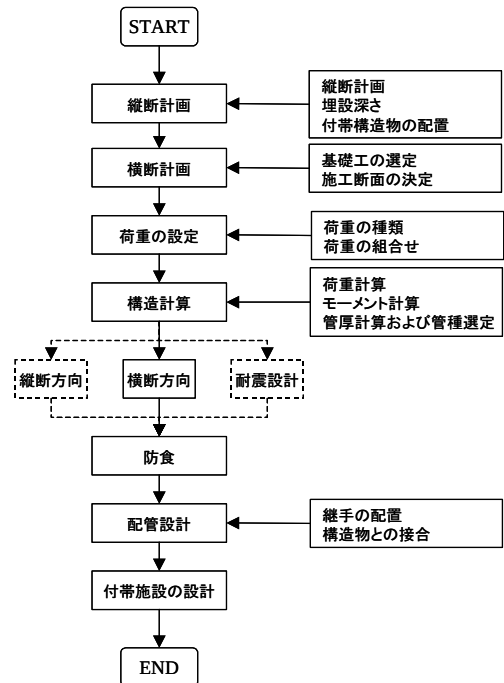


図4 柔構造底樋の断面方向検討フロー

(2) 底樋管軸方向の検討

管軸方向の検討は、地盤の沈下量分布、堤体の断面形状等を考慮して各継手の屈曲角度が許容値以下となるよう配置し、管長を決定します。

管軸方向の検討フローを図5に示します。

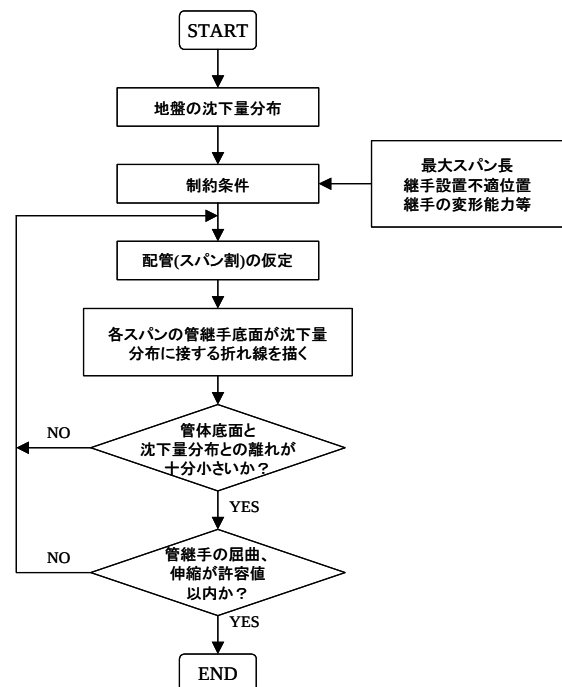


図5 柔構造底樋の管軸方向検討フロー

（３）付帯構造の検討

止水壁は、鉄筋コンクリート基礎構造の底樋では基礎から 0.5～1.0mの張り出し長を有するコンクリート製が一般的であり、遮水性ゾーン内に設置することが原則とされています。

しかしながらコンクリート製の止水壁は沈下への追従を阻害したり、亀裂の起点となったりする恐れがあることから、柔構造底樋の止水壁は図 6 に示すように粘性土で構築します。管体に沿って連続した水みちが形成されたり土粒子が移動したりすることを抑制するため、管外面には止水板を取り付け、これを粘性土で巻き立てて止水壁とします。

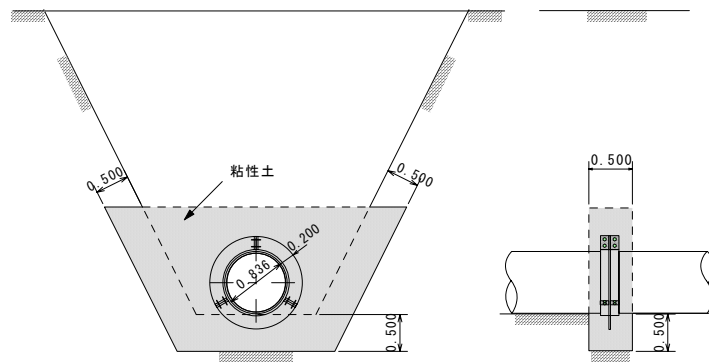


図 6 柔構造底樋の止水壁の例

（４）斜樋との接続

コンクリート構造の取付ボックスを設ける場合、この部分が柔構造底樋の上流側の起点となり、ボックスを介して斜樋と接続します。また取付ボックスに分岐管を用いれば底樋と斜樋を一体構造の管路で構成できます。

（５）仕切弁の設置方法

底樋の出口水槽から取水する方式に替えて、柔構造底樋と受益地のパイプラインとを直結すれば、ため池水位を末端での水管理に有効利用することができます。その場合、底樋にはため池水位相当の圧力が作用し、底樋の下流側に仕切弁を設置して流量を調整することができます。

9. 柔構造底樋の施工

9-1 施工標準図

柔構造底樋の標準的な施工例を図7に示します。

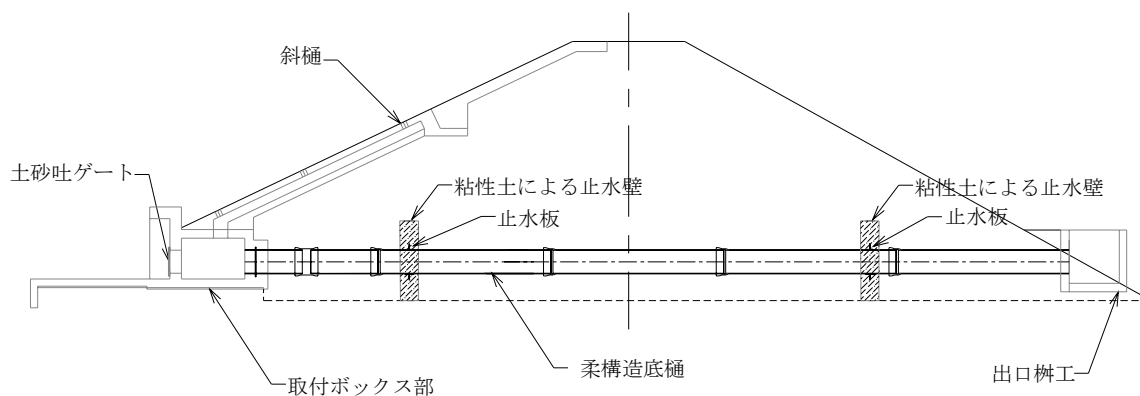


図7 柔構造底樋の施工例

9-2 施工手順

柔構造底樋の施工手順を以下に示します。

(1) 基盤の成形

管布設ラインに沿って幅 1m・高さ 0.1m程度の台基礎を成形し、レベル調整します。
管継手部には接合に必要な継手掘りを行います。



(2) 底樋の接合

心出し・レベル調整を行い、所定の接合要領に従って接合作業を行います。



(3) 止水壁の設置

柔構造底樋の止水壁は粘性土で構築します。
粘性土で巻き立てる部分には止水板を取り付け、
管外面と隙間なく密着させます。



(4) 管底部への基礎材の投入・締固め

管底部は基礎材を投入する前に台基礎を削るよう
にして押し込み、薄板等で十分に突き固めます。



(5) 撤出し・転圧

タンピングランマを使用し、撤出し厚 0.2m で入
念に締固めます。



(6) 埋戻し

管頂+0.6mより上は堤体盛土と同様の機械施
工とします。



(7) 完了

本工法の実証試験を行った軟弱地盤上のため
池で、嵩上げ盛土を伴う堤体改修の結果、部分的
に 300mm を越える大きな不同沈下を生じました。
この不同沈下に対して、柔構造底樋は追従してい
ることが長期計測により確認されています。



9-3 施工上の留意点

柔構造底樋は円形断面の管を直接地盤内に設置することから、底樋の周囲、特に管下部の撒き出し・転圧を確実に行うことが水みち抑止のために重要です。

管底部の埋戻しを良好に行う手順は、**図8**に示すとおり、まず台基礎を成形し、その上に管を設置します。次に台基礎を削るように管底部に押込み・薄板で突き固めます。その後、埋め戻し材料を投入・転圧します。

通常のパイプラインより一工程入念な施工となりますが、その違いは**図9**および**図10**に示すとおりであり、管底付近での管と土との密着性が大きく向上することを確認しています。

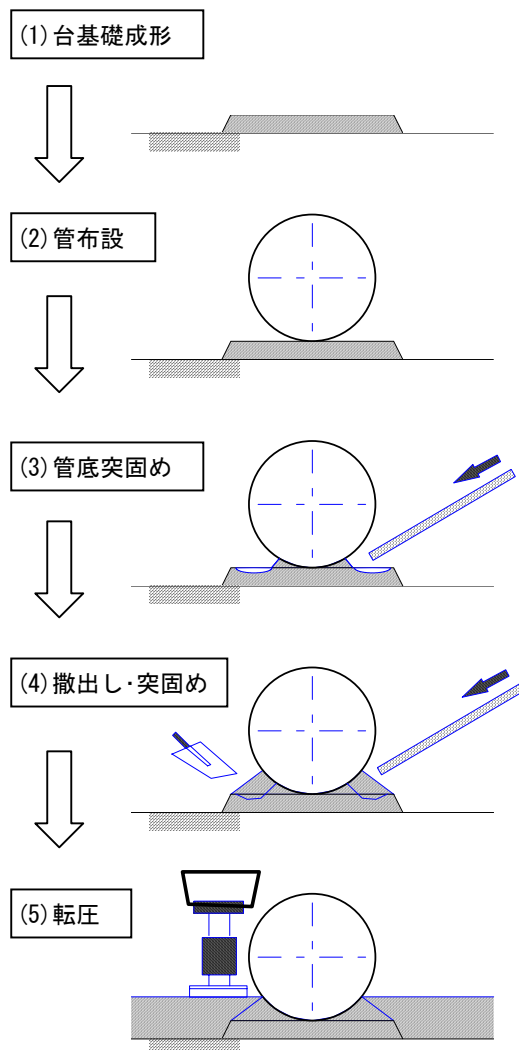


図8 埋戻し手順の検討

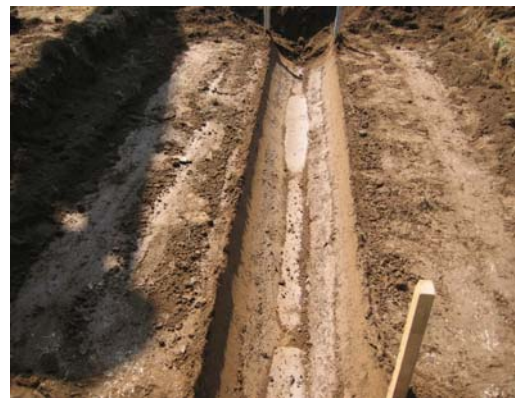


図9 通常の施工手順



図10 図8の施工手順

10. 柔構造底樋の設計例

柔構造底樋の断面方向および管軸方向の設計について、図4、図5のフローに沿って設計数値の選定および検討を行った事例を以下に示します。

10-1 断面方向の設計例

(1) 設計条件

ここでは、ため池堤体を図11のように部分掘削して、底樋の改修を行う場合を考えます。

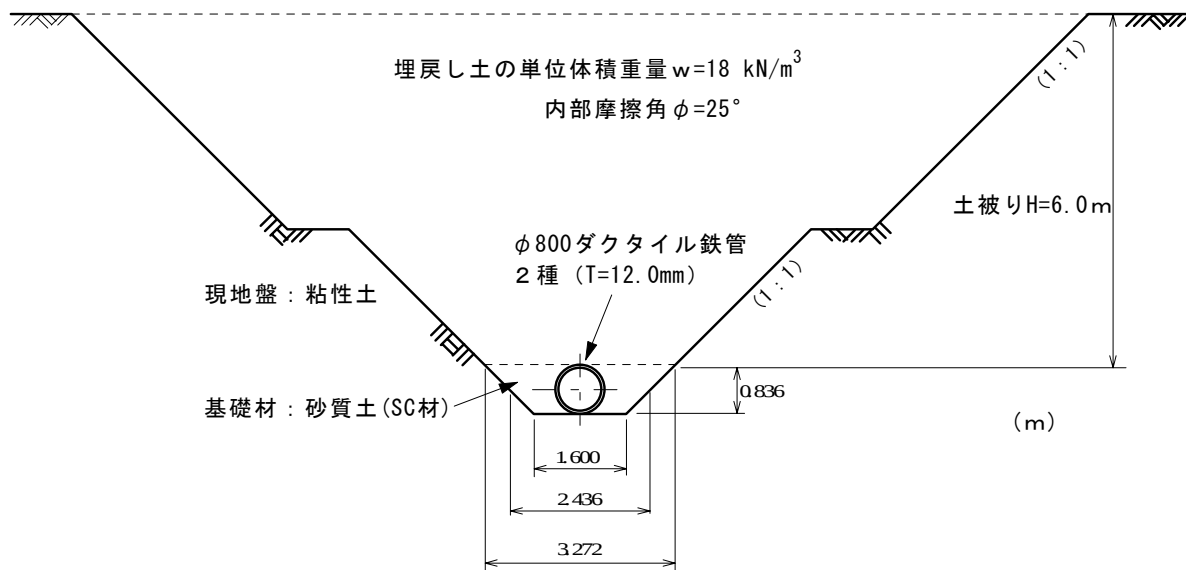


図11 設計条件

【注記】

柔構造底樋の断面方向の検討は、「設計基準・パイプライン」に示された構造計算の方法に準じて行いますが、この基準で設計数値が示された埋め戻し材料は、砂および砕石です。このため、堤体材料として用いられる細粒分の多い材料で埋め戻しを行う場合については、室内材料試験や試験施工等を実施し、パイプの基礎材料として適用できることを確認する必要があります。

【参考】 実証試験における底樋の設計・施工においては、「砂礫混じり粘土(CL-SG)」を埋め戻し材料に適用し、撤出し厚 20cm、締固め度 D 値 90%以上で管理しました。
構造計算には「粘性土地盤における砂質土」の反力係数値を採用しました。実証試験で行なった管のたわみ量計測の結果から逆算すると、反力係数値は設計値の 2 倍程度と良好な値を示しています。

(2) 土被りによる鉛直土圧

柔構造底樋に作用する土圧は、次の土圧公式で求めます。

$$\begin{array}{l} \text{鉛直土圧} \left\{ \begin{array}{l} H \leq 2.0 \text{ m} \\ H > 2.0 \text{ m} \end{array} \right. \end{array} \quad \begin{array}{l} W_v = w \cdot H \text{ (垂直土圧公式)} \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{溝形} \quad W_v = C_d \cdot w \cdot B \text{ (マーストン公式)} \\ \text{突出形} \quad W_v = C_c \cdot w \cdot D_c \text{ (マーストン公式)} \\ \text{矢板施工} \quad W_v = w \cdot H \text{ (垂直土圧公式)} \end{array} \right. \end{array}$$

$$\text{水平土圧 } P_v = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_1}{2}$$

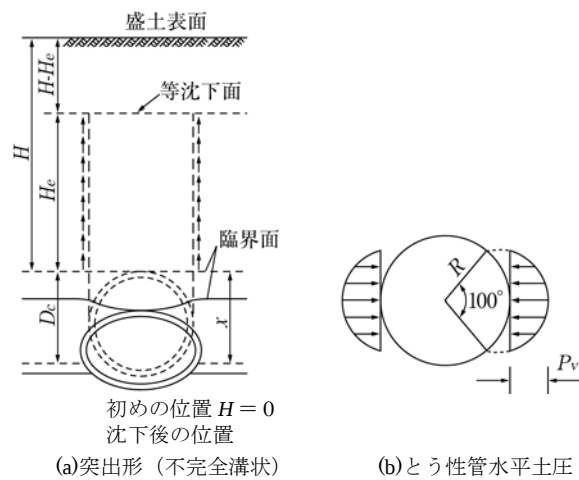


図12 とう性管の土圧分布

①垂直土圧公式

矢板施工の場合および素掘り施工で土被り 2m 以下の場合、鉛直土圧は垂直公式で計算します。

$$W_v = w \cdot H \quad \text{----- (1)}$$

ここに、

W_v : 土被りによる鉛直土圧 (kN/m²)

w : 土の単位体積重量 (kN/m³)

H : 土被り (m)

素掘り施工で土被り 2mを越える場合の鉛直土圧は以下の式で求めます。

②マーストン公式（溝形）

溝形の場合の鉛直土圧を計算します。

$$W_v = C_d \cdot w \cdot B \quad \text{----- (2.1)}$$

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K \cdot \mu' (H/B)}}{2K \cdot \mu'} \quad \text{----- (2.2)}$$

ここに、

C_d : 溝形の場合の土圧係数

B : 管頂における溝幅 (=3.272m)

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

μ' : 埋戻し土と地山の摩擦係数 $\doteq \mu$

μ : 埋戻し土の摩擦係数 $= \tan \phi$

ϕ : 埋戻し土の内部摩擦角 (=25°)

③マーストン公式（突出形）

突出形の場合の鉛直土圧を計算します。

$$W_v = C_c \cdot w \cdot D_c \quad \text{---- (3.1)}$$

$H \leq H_e$ のとき

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu (H/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \quad \text{----- (3.2.1)}$$

$H > H_e$ のとき

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu (H/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} + \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) e^{-2K \cdot \mu (H_e/D_c)} \quad \text{---- (3.2.2)}$$

上式の H_e は式(3.3)から求める。

$$\begin{aligned} & \frac{e^{-2K \cdot \mu (H_e/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \left\{ \frac{1}{2K \cdot \mu} - \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \right\} - \frac{1}{2} \left(\frac{H_e}{D_c} \right)^2 \\ & - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) e^{-2K \cdot \mu (H_e/D_c)} - \frac{1}{2K \cdot \mu} \cdot \frac{H_e}{D_c} + \frac{H}{D_c} \cdot \frac{H_e}{D_c} = -\gamma_{sd} \cdot P \cdot \frac{H}{D_c} \end{aligned}$$

----- (3.3)

ここに、

C_c : 突出形の場合の土圧係数

D_c : 管の実外径 (=0.836m)

P : 突出比=1.0

γ_{sd} : 沈下比=-0.1

ここで、式(2.1)の溝形公式による鉛直土圧と、式(3.1)の突出形公式による鉛直土圧を比較し、より小さい方の値を採用します。さらに、これらの値が土被り 2mの垂直公式による土圧より小さい場合には、土被り 2mの垂直公式の値を鉛直土圧とします。

図 11 の設計条件で計算すると、

- ・溝形公式による鉛直土圧 $W_v=77.87 \text{ kN/m}^2$
- ・突出形公式による鉛直土圧 $W_v=84.82 \text{ kN/m}^2$
- ・土被り 2 mの垂直公式の値 $W_v=36.00 \text{ kN/m}^2$ となります。

したがって、求める鉛直土圧は $W_v=77.87 \text{ kN/m}^2$ です。

鉛直荷重として、土被りによる土圧以外に自動車荷重や施工機械による荷重などを考慮する場合は、別途「設計基準・パイプライン」に従って求めるものとします。

(3) たわみ率の計算

柔構造底樋の断面方向のたわみ量は次式により計算します。

$$\Delta X = \Delta X_1 + \Delta X_2 \quad \text{----- (4.1)}$$

$$\Delta X_1 = F_1 \cdot \frac{2 \cdot (K \cdot W_v \cdot R^4 + K_0 \cdot w_0 \cdot R^5 + K_p \cdot W_p \cdot R^4)}{EI + 0.061 \cdot e' \cdot R^3} \quad \text{----- (4.2)}$$

$$\Delta X_1 = 1.3 \cdot \frac{2 \cdot (0.096 \cdot 77.87 \cdot 0.412^4 + 0.085 \cdot 9.8 \cdot 0.412^5 + 0.169 \cdot 0.84 \cdot 0.412^4)}{1600000000 \cdot 0.0109^3 / 12 + 0.061 \cdot 2820 \cdot 0.412^3} = 0.0203$$

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2 \cdot K \cdot W_w \cdot R^4}{EI + 0.061 \cdot e' \cdot R^3} \quad \text{----- (4.3)}$$

$$\Delta X_2 = 0$$

ここに、

ΔX : 水平たわみ量 (m)

ΔX_1 : 荷重 (活荷重を除く) によるたわみ量 (m)

ΔX_2 : 活荷重によるたわみ量 (m)

W_v : 土被りによる鉛直土圧 (kN/m^2)

W_w : 自動車荷重による鉛直土圧 (ここでは考慮しない)

w_0 : 水の単位体積重量 $= 9.8 \text{ kN/m}^3$

W_p : 管体の単位面積当たりの重量 $= \gamma_p \cdot T$ (kN/m^2)

γ_p : 管材の単位体積重量 (ダクタイル鉄管の場合、 $\gamma_p = 70 \text{ kN/m}^3$)

K, K_0, K_p : 支持角によって決まる係数 ($K = 0.096, K_0 = 0.085, K_p = 0.169$)

F_1 : 活荷重以外の荷重による変形遅れ係数

(現地盤が粘性土、基礎材が砂質土の場合、1.3)

F_2 : 活荷重による変形遅れ係数 $= 1.0$

E : 管材の弾性係数 (ダクタイル鉄管の場合、 $E = 1600000000 \text{ kN/m}^2$)

I : 管長 1mあたりの管壁の断面 2 次モーメント $= t^3 / 12$ (m⁴/m)

R : 管厚中心半径 $= \frac{D_c - T}{2}$ (m)

D_c : 式(3.1)と同じ。

T : 規格管厚 (m)

t : 計算管厚 (m)

e' : 基礎材の反力係数(kN/m²)

e' は、式(5)で計算します。

$$e' = e_0' \cdot \alpha_a \cdot \alpha_b \cdot \alpha_w \quad \text{----- (5)}$$

$$= 3000 \cdot 1.0436 \cdot 1.0 \cdot 0.9 = 2820$$

ここに、

e_0' : 基礎材の基準反力係数(現地盤が粘性土、基礎材が砂質土の場合、3000kN/m²)

α_a : 溝幅による補正係数 式(5.1)による。

$$\alpha_a = \{1 + 0.1 \cdot (B_c - B_s)\} \leq 1.2 \quad \text{----- (5.1)}$$

$$= 1 + 0.1 \cdot (2.436 - 2.000) = 1.0436$$

ここに、

B_c : 管中心位置での溝幅 (=2.436m)

B_s : 標準溝幅 (=2.000m)

α_b : 基礎材の締固め度合による補正係数 (締固め度 I の場合 1.0)

α_w : 地下水の影響による補正係数 式(5.2)による。

$$\alpha_w = \frac{P_r - 45}{50} \quad \text{----- (5.2)}$$

$$= (90 - 45) / 50 = 0.9$$

P_r : 基礎材の締め固め度 (=90%)

次式で求めるたわみ率が、設計たわみ率 (3%) 以下でなければならない。

$$\delta = \frac{\Delta X}{2 \cdot R} \times 100 \quad \text{----- (6)}$$

$$= 0.0203 \div (2 \times 0.412) \times 100 = \underline{2.46} \quad \leftarrow 3\% \text{以下であり、条件を満足しています。}$$

δ : たわみ率 (%)

R : 式(4.2)と同じ。

ΔX : 式(4.1)による。

(4) 水平土圧の計算

たわみ量から水平土圧を計算します。

$$P_h = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_1}{2} + \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \quad \text{----- (7)}$$
$$= \frac{1}{1.3} \cdot \frac{2820}{0.412} \cdot \frac{0.0203}{2} + 0 = 53.44$$

ここに、

P_h : 水平土圧 (kN/m²)

$F_1, e', R, \Delta X_1$: 式(4.2)による。

$F_2, \Delta X_2$: 式(4.3)による。

(5) 発生曲げモーメントの計算

円周方向の発生曲げモーメントは、最大値を示す管底部について下式で計算します。

$$M = k \cdot (W_v + W_w) \cdot R^2 + k_o \cdot w_o \cdot R^3 + k_p \cdot W_d \cdot R - 0.166 \cdot P_h \cdot R^2 \quad \text{---- (8)}$$
$$= 0.314 \cdot 77.87 \cdot 0.412^2 + 0.321 \cdot 9.8 \cdot 0.412^3 + 0.102 \cdot 1.978 \cdot 0.412 - 0.166 \cdot 53.44 \cdot 0.412^2$$
$$= 2.948$$

ここに、

M : 発生曲げモーメント (kN・m/m)

R, w_o : 式(4.2)と同じ。

W_d : 管長 1 m あたりの管体重量 $= \gamma_p \cdot \frac{\pi}{4} \{ D_c^2 - (D_c - 2 \cdot t)^2 \}$ (kN/m)

γ_p : 式(4.2)と同じ。

D_c : 管の実外径 (m)

t : 計算管厚 (m)

k, k_o, k_p : 設計支持角によって決まる係数 ($k=0.314, k_o=0.321, k_p=0.102$)

P_h : 式(7)による。

(6) 許容水圧

管の許容水圧は、下式で求めます。

$$\sigma_a = \frac{H_a \cdot D_o}{2 \cdot t} + \alpha' \cdot \frac{6 \cdot M}{t^2} \quad \text{----- (9.1)}$$

より、

$$H_a = \frac{2 \cdot t}{D_o} \cdot \left(\sigma_a - \alpha' \cdot \frac{6 \cdot M}{t^2} \right) \quad \text{----- (9.2)}$$

$$= 2 \cdot 0.0109 / (0.836 - 0.0109 \cdot 2) \cdot (189000 - 0.7 \cdot 6 \cdot 53.44 / 0.0109^2)$$

$$= \underline{2270 \text{ (kN/m}^2\text{)}} \quad \leftarrow \text{正の値であり、条件を満足しています。}$$

ここに、

σ_a : 許容応力 (ダクタイル鉄管の場合 $\sigma_a = 189000 \text{ kN/m}^2$)

H_a : 許容内圧 (kN/m^2)

t : 計算管厚 (m)

D_o : 管の内径 $= D_c - 2 \cdot t$ (m)

D_c : 管の実外径 (m)

M : 式(8)による。

α' : 曲げ応力を引張応力に換算する係数 (ダクタイル管の場合 0.7)

式(9.2)で求めた許容内圧が、設計内圧よりも大きければよい。

柔構造底樋に内圧が作用しない場合には、式(9.2)が正の値であればよい。

10-2 管軸方向の設計例

(1) 設計条件

管軸方向の検討は、即時沈下量と圧密沈下量を合計した残留沈下量が図13のように分布する場合を考え、底樋の配管（継手配置）を検討します。

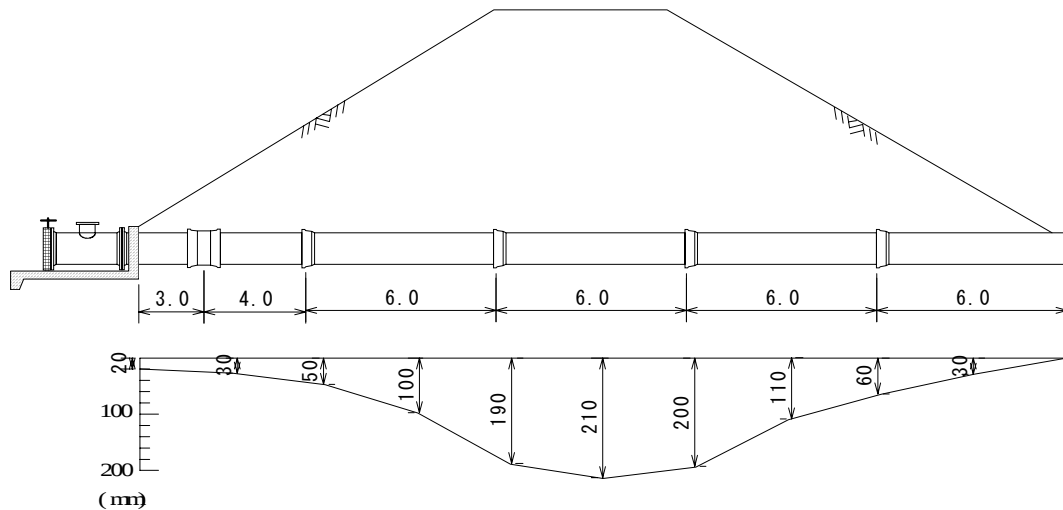


図13 地盤の沈下量分布と底樋の配管仮定図

(2) 検討手順

柔構造底樋の管軸方向の検討は、図5に示した手順に従い、継手の屈曲角度が許容値以内になるよう、適切な配管（継手位置）とします。

本計算の対象となる呼び径 800mm ダクティル鉄管 NS 形継手の許容曲げ角度および伸縮余裕量を表2に示します。

表2 NS形継手の許容曲げ角度および伸縮余裕量

呼び径	許容曲げ角度	伸縮余裕量	備考
800	2° 10′	±60mm	伸縮余裕量は、継手が許容曲げ角度まで屈曲した状態における余裕量を示す。

(3) 検討結果

図 13 で仮定した底樋の配管をもとに、管路両端部を自由端として各継手の位置を地盤変位（沈下量分布）に一致させたとき、それぞれの屈曲角が許容曲げ角度以内であるか否かを検証しました。地盤変位と底樋変位の関係を図 14 に、そのときの各継手の屈曲角度を表 3 に示します。

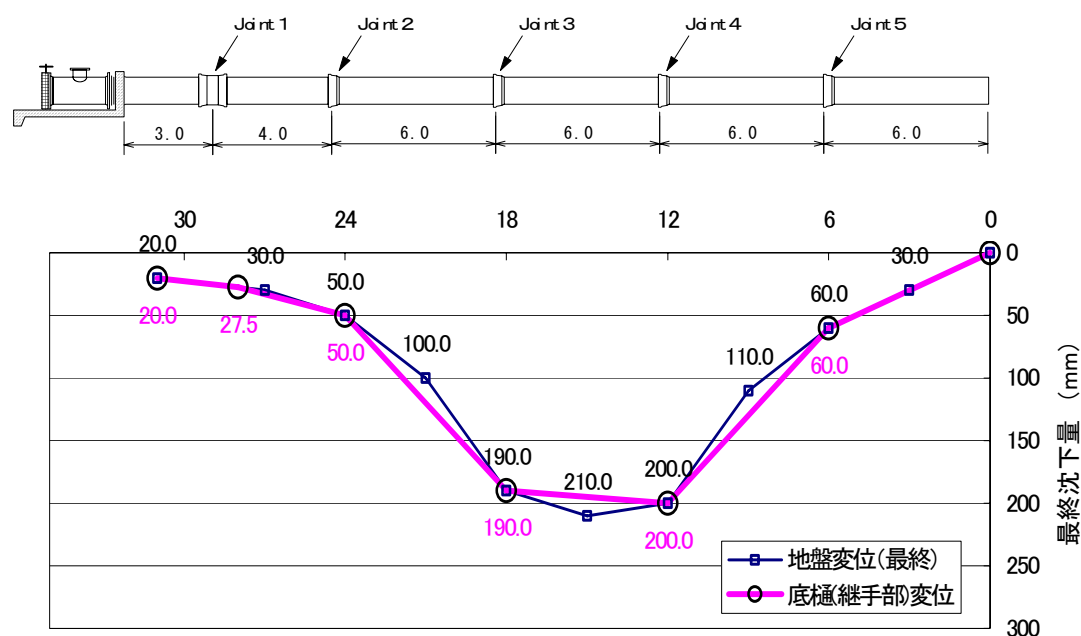


図 14 地盤変位と底樋管路変位の関係

表 3 地盤変位に応じた底樋管路の継手屈曲角度

	上流端	Joint 1	Joint 2	Joint 3	Joint 4	Joint 5	下流端
下流端からの距離	31.0m	28.0m	24.0m	18.0m	12.0m	6.0m	0.0m
継手部沈下量	20mm	27.5mm	50mm	190mm	200mm	60mm	0mm
継手屈曲角度	—	0° 10'45"	1° 0'52"	-1° 14'28"	-1° 25'56"	0° 45'49"	—

注) 屈曲角度の符号は、上に凸の方向を+とした。

図 14 および表 3 より、配管された各継手が屈曲することにより、最も大きな屈曲箇所(Joint 4)でも許容曲げ角度 (2° 10') 以下であり、また管路と地盤の沈下曲線との離れ(相対変位)も 50mm 以下に抑えられていることがわかります。

したがって継手の配置は、最初に仮定した図 13 の配管図のとおりでよいと判断されます。

11. 研究成果の概要

本課題で実施した研究内容のフローを図 15 に、個別研究の要約を次ページ以降に示します。

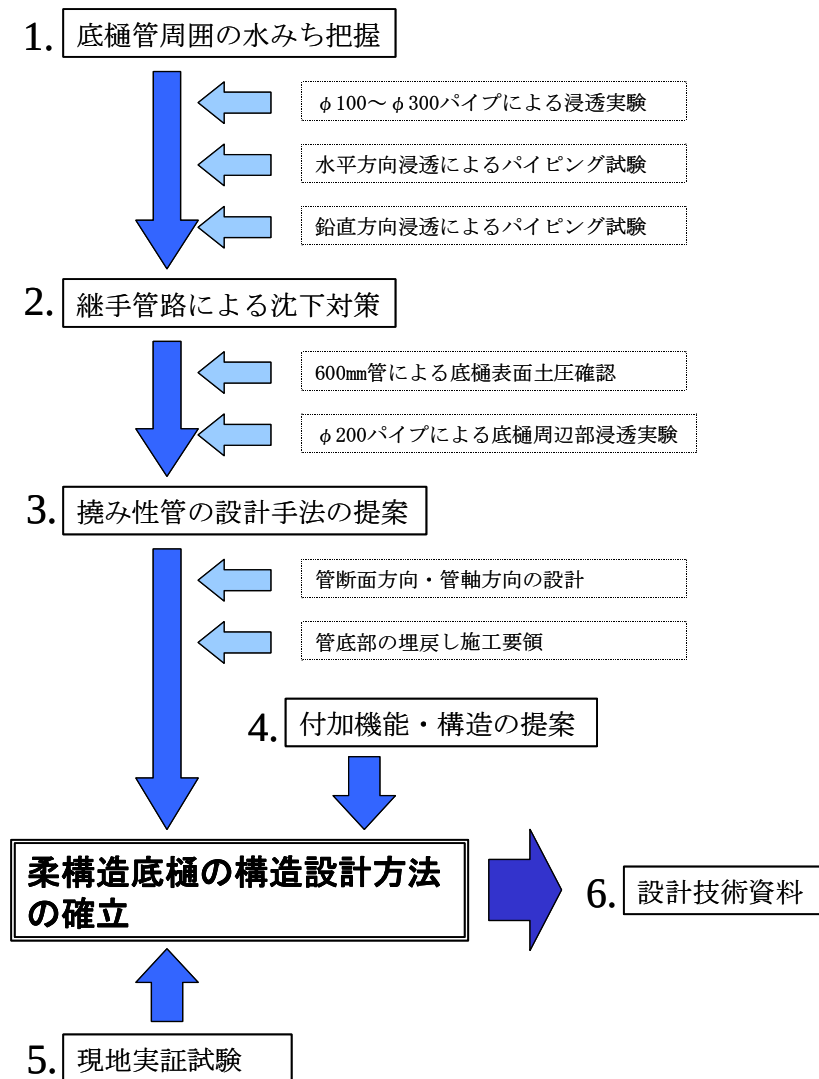


図 15 柔構造底樋の研究内容フロー

1 底樋管周囲の水みち把握

φ 100～φ 300 パイプによる浸透実験

実施年度 平成 14 年度

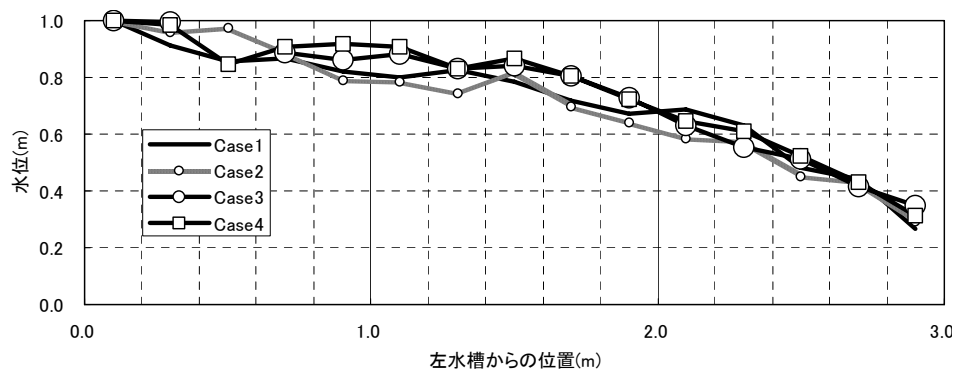
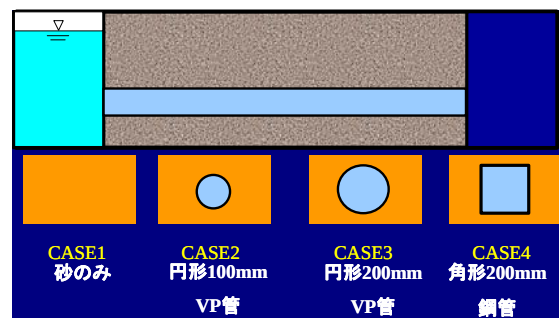
目的

地盤内に底樋を模擬したパイプを配置し、その断面形状・寸法を変化させたときの水みち把握を目的として、間隙水圧分布を計測する。

内容概略

幅 1 m×高さ 1 m×長さ 3 m の土槽内に φ 100mm～φ 300mm のパイプを配置して D 値 80% の霞ヶ浦砂で埋め戻し、土槽片側の水槽水位を徐々に上昇させて地盤内の浸透を模擬的に再現した。

条件を変化させた底樋模型の管路について水位上昇に伴う管路直下の間隙水圧変化を計測し、底樋形状の違いによる水みちの影響を把握した。



実施成果

実験土槽内の砂は上下流とも透水板で仕切られ、流出しない構造になっている。このため、供試管の断面形状・寸法、継手の有無など条件を変化させ、さらに模型地盤の一部を強制的に沈下させても、動水勾配および浸透流量には顕著な変化が認められないことがわかった。

水みちの影響を把握するためには、水みち形成に伴い底樋管周囲の砂が浸食・流動する条件を再現する必要があることが明らかになった。

この結果を受けてパイピング破壊に至る実験を行い、その過程を比較検証することとした。

1 底樋管周囲の水みち把握

水平方向浸透によるパイピング試験

実施年度 平成 15 年度

目的

底樋周辺に水みちやパイピングの発生を再現した浸透実験を実施するにあたり、小型土槽を用いた模型実験を行い、地盤の条件・管路の構造・設定水位などを変化させて限界動水勾配を把握し、管路の相対比較に適切な実験条件を確認する。

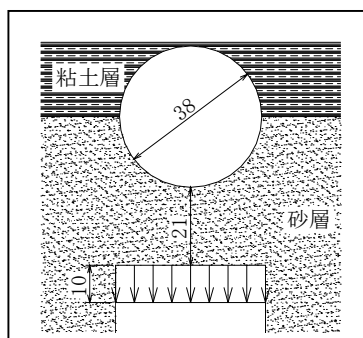
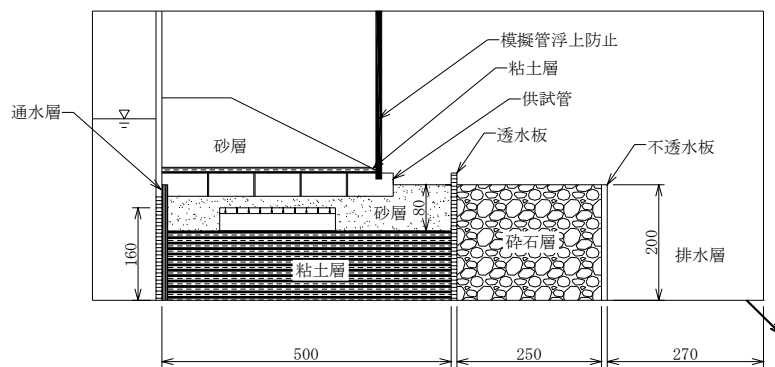
内容概略

幅 300mm×長さ 1200mm の土槽を用い、中央部は条件により幅 40mm×長さ 200mm の範囲を 20mm 沈下させた。

模型地盤は自然乾燥状態の“霞ヶ浦砂”を使用し、水中落下法により作製した。

水は左側の水槽から模型地盤内を浸透し、右側の碎石層を通じて排水される。砂地盤は上下面および側面を粘土で密封し、間隙水圧が付加される構造とした。

供試管の寸法、断面形状、継手の有無など条件を変化させ、水位上昇に伴う水平方向の浸透流による管周囲のパイピング発生の違いを確認した。



実施成果

霞ヶ浦砂の模型地盤がパイピング破壊に至る限界動水勾配は、供試管周囲に沈下を起こさない条件で、 $i = 0.35$ 程度であることがわかった。

地盤沈下を発生させた条件で、矩形断面の供試管を比べると、継手なしの模型より継手あり(柔構造)の方がより大きな沈下量まで追従し、パイピングに至る限界動水勾配も大きい。また円形断面と矩形断面を比べると、円形断面の方が限界動水勾配が大きいことがわかった。

1 底樋管周囲の水みち把握

鉛直方向浸透によるパイピング試験

実施年度 平成 15 年度

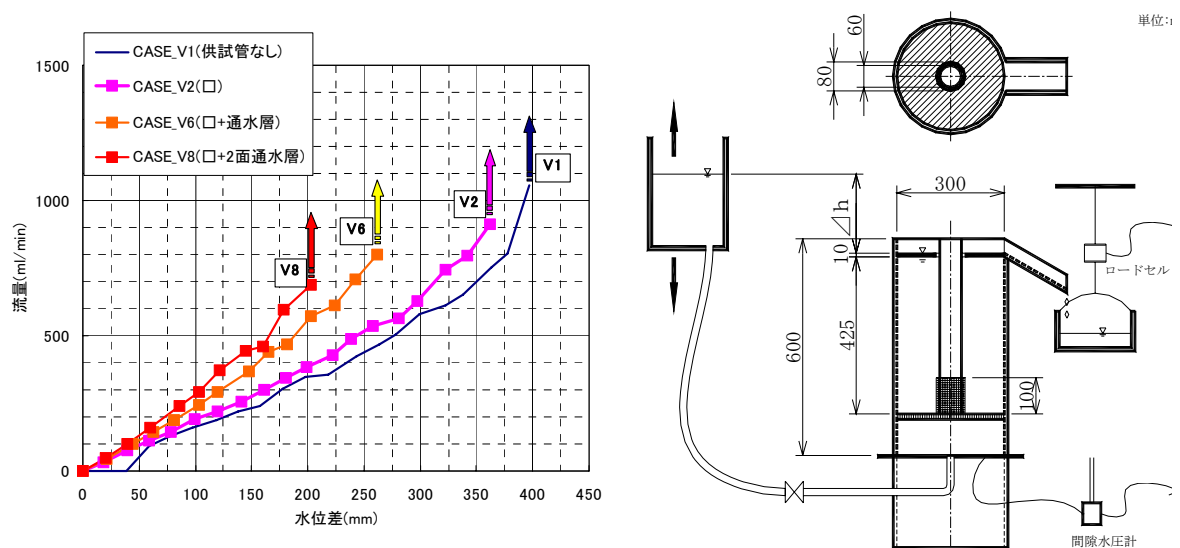
目的

底樋の形状による違いや空洞部の影響を確認するため、断面方向に均一な浸透条件が得られる鉛直方向の浸透流を与え、管路周辺に発生する水みちの影響を確認するとともに、対策工法によるパイピング抑止効果を確認する。

内容概略

直径 300mm の円筒容器を用い、模型管は容器中央の鉛直方向に配置して、その周囲に水中落下法により高さ 425mm の砂地盤を作製した。模型管は、断面積を同一にした外径 60mm の円筒形および一辺 53.2mm の角形の 2 種類とした。砂地盤の上端は密封し、管周囲のみに 10mm 幅の開放部を設けて砂地盤を浸透した水はこの部分から流出する状態とした。

砂地盤が噴砂やパイピングを発生するまで水位を段階的に上昇させ、流出水量を計測した。また模型管周囲に設けた空洞の影響や水みちの形成が限界動水勾配に及ぼす影響を確認した。



実施成果

供試管なしの条件でパイピング破壊を生じたときの動水勾配は $i = 0.934$ であった。テルツァギーの式で求めた限界動水勾配は $i_c = 0.920$ となり、実験値とほぼ一致している。

これに対し、模型管を配置した条件ではパイピング破壊に至る動水勾配も小さく、同一の動水勾配での流出水量も多い。模型管の断面形状による違いは小さいが、管周囲の初期空洞が大きくなるとパイピング破壊への抵抗性が顕著に低下することがわかった。

模型管周囲の水みち部分を仮定し見かけの透水係数を求めると、砂地盤 ($k = 1.5 \sim 2.0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$) に対して非常に大きな値となることがわかった。

2 継手管路による沈下対策

600mm管による底樋表面土圧確認

実施年度 平成 15 年度

目的

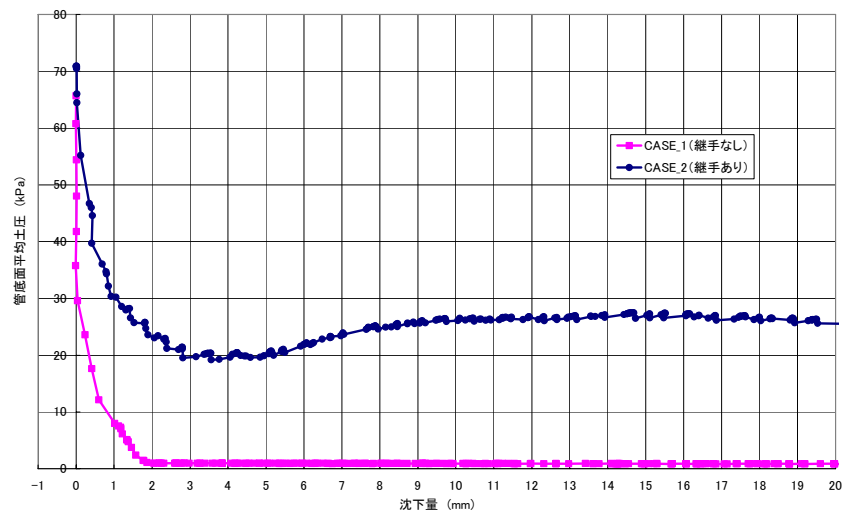
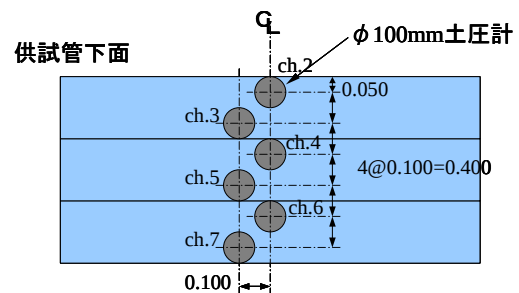
湿潤砂を締め固めて作製した地盤内に模型管路を配置し、地盤の一部を沈下させたときの管体表面（底面）に作用する土圧変化を計測する。継手の有無による地盤沈下への追従性の違いを把握する。

内容概略

高さ 1 m×幅 1 m×長さ 3 mの土槽を用い、湿潤状態の霞ヶ浦砂を D 値 95%を目標に締め固めながら充填し、所定の位置に模型管を埋設して地盤を作製した。

管は高さ 200mm×幅 600mm の角型断面であり、継手のない長さ 3 mの管と、2 箇所継手を介した 1 m管×3 本の 2 条件とした。

土槽中央底面に幅 1 m×長さ 1 m×高さ 50mm の沈下領域を設定し、埋戻し完了後に徐々に沈下させたときの底面土圧の変化を比較した。



実施成果

継手なしのモデルでは沈下開始とともに埋め戻し完了時の値（65kPa）から急激に土圧が減少し、約 2mm 沈下した時点で土圧はほぼゼロになる。これに対し、継手を 2 箇所設けたモデルでは、沈下開始直後に土圧は減少するものの、4mm 沈下時に最小値（約 20kPa）を示した後、25kPa 程度に復元して、20mm 沈下時までその土圧を保持していることがわかった。

管路が沈下に追従することにより、土圧（地盤との密着性）が保持されていることを示すものと考えられる。

3 撓み性管の設計手法の提案

管断面方向・管軸方向の設計

実施年度 平成 14 年度～平成 16 年度

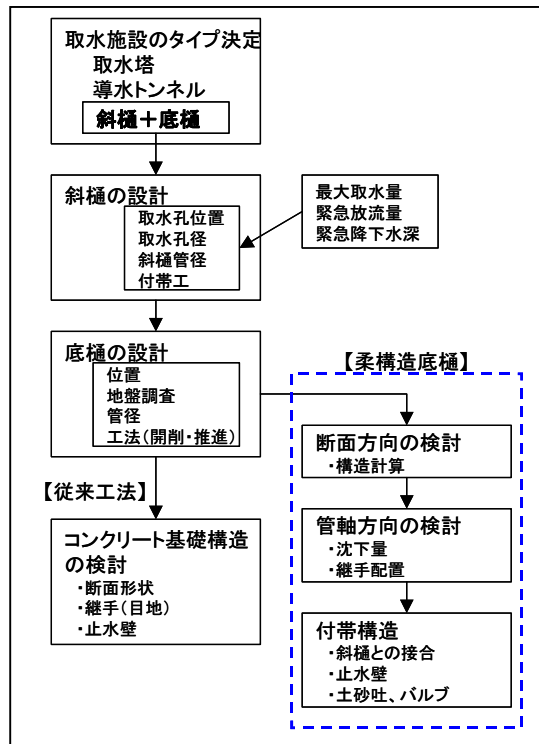
目的

現行の設計指針「ため池整備」は、既製管を単体で用いる場合の設計・施工に関する記述が不十分で、具体的な施設構造物の設計ができない部分がある。撓み性パイプラインの特性を生かした設計手法を提案する。

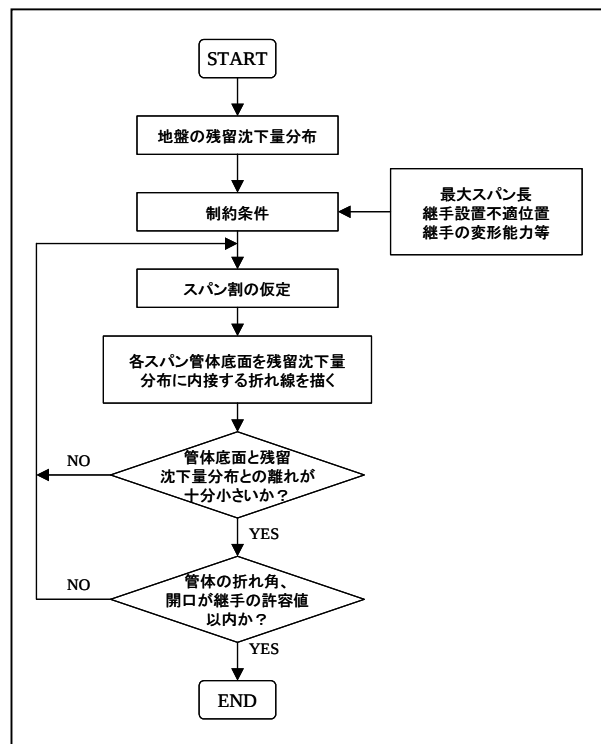
内容概略

柔構造底樋の設計に関して、考慮すべき事項、設計の手順、設計パラメータ等を整理し、以下のフローの該当部分について具体的な設計に寄与できる参考資料を作成した。

取水施設の設計フロー



底樋の管軸方向検討フロー



実施成果

土地改良事業設計指針「ため池整備」が平成 18 年 2 月に改定されたが、柔構造底樋の設計に関する記述は、なお十分とはいえない。

上記のフローを基礎として、本研究課題で確認できた事項や、設計基準「パイプライン」を準用して設計された実証試験での成果等を盛り込んだ設計技術資料を作成した。

3 撓み性管の設計手法の提案

管底部の埋戻し施工要領

実施年度 平成 16 年度

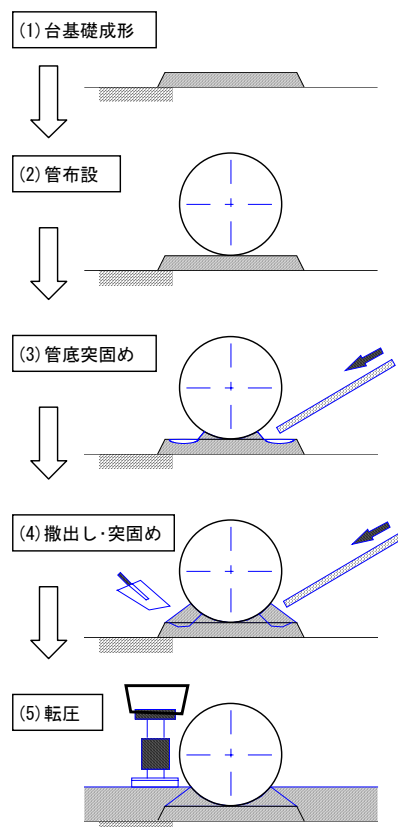
目的

柔構造底樋は円形断面の管を直接地盤内に設置することから、底樋の周囲、特に管下部の撒き出し・転圧を確実に行うことが水みち抑止のために重要である。

管底部への基礎材の良好な充填が行える施工要領を策定する。

内容概略

呼び径 500mm および 800mm のパイプを対象として、施工条件・手順を変化させて管底部への基礎材の充填・締固めを行った。各試験ケースの作業後にはパイプを撤去し、基礎材の充填状況と締固め密度の確認を行い、施工要領を決定した。



通常の
施工要領



今回定めた
施工要領

実施成果

管据付前に、管底部に高さ 100mm 程度の台基礎を設けておき、管を設置したら台基礎の両側を削るように管底部に押し込み、その後で基礎材を投入・突き固める方法が有効であることがわかった。通常のパイプライン施工より基礎整形の工程が増加するが、管底部の密着性を大幅に改善できることが明らかとなった。

4 付加機能・構造の提案

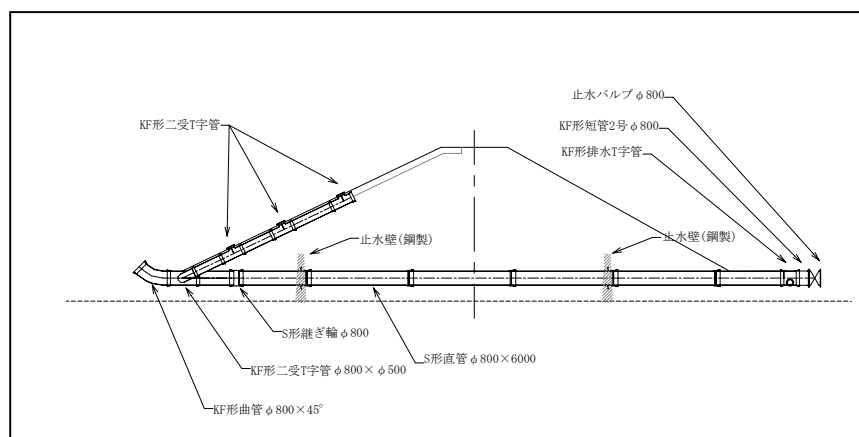
実施年度	平成 14 年度～平成 15 年度
------	-------------------

目的

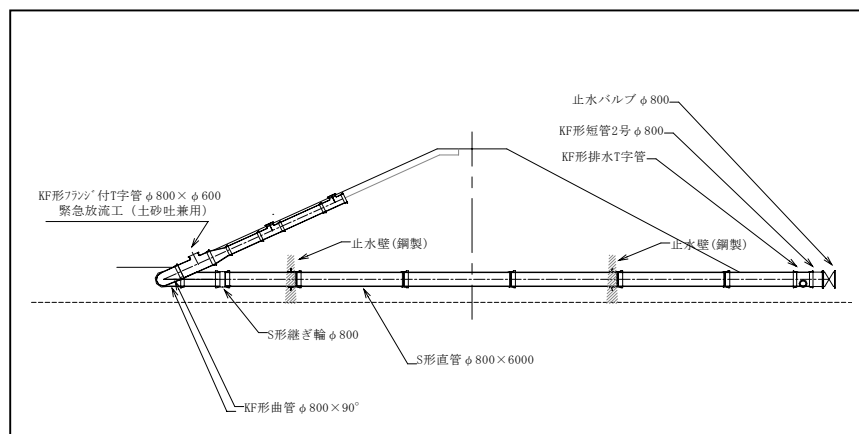
底樋本体を柔構造化するとともに、周辺設備についても機能付加や安全性向上、工事費削減のために検討すべき事項を明確にし、利点・問題点等について照査する。

内容概略

柔構造パイプラインの利点を生かし、以下のような底樋および斜樋の構造例を提案している。



- ・下流側に制水弁を設置（底樋に内圧負荷）
- ・土砂吐ゲートを省略し高位部に開口
- ・斜樋との一体管路化により、コンクリート製の取付ボックスを省略



- ・下流側に制水弁を設置（底樋に内圧負荷）
- ・上流側を曲管を介して縮径し、斜樋と連続させる
- ・土砂吐ゲートを省略し、斜樋最下部のゲートを緊急放流・土砂吐兼用とする

実施成果

各地のため池の規模や条件などの実情に即した方法・構造を採用し、実際の構造物へどのように適用していくかなどの点については、改修が計画されているため池を対象に、コスト比較も含めて具体的な検討事例を蓄積していく必要がある。

5 現地実証試験

豊北農地整備事業所 於曾野屋池における検証

実施年度 平成 16 年度～平成 18 年度

目的

離脱阻止継手を有する撓み性管路を柔構造底樋として用いる場合の設計・施工方法を検証するとともに、水みち抑止への有効性を確認する。

施工中のデータから管の構造設計に用いた諸数値との照査を行うとともに、施工後の変化から管路の地盤への追従状況、地盤との密着性などを継続的に調査する。

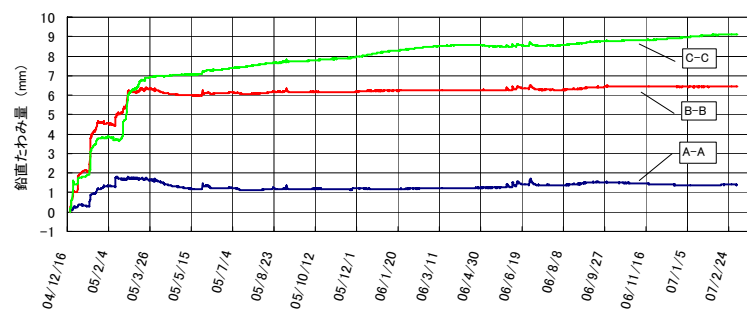
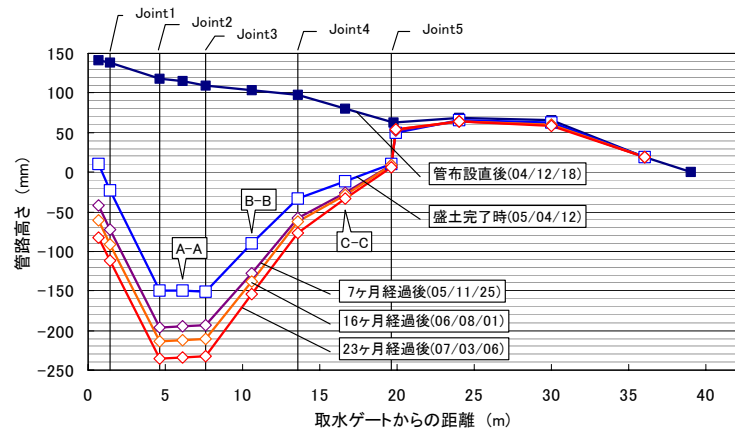
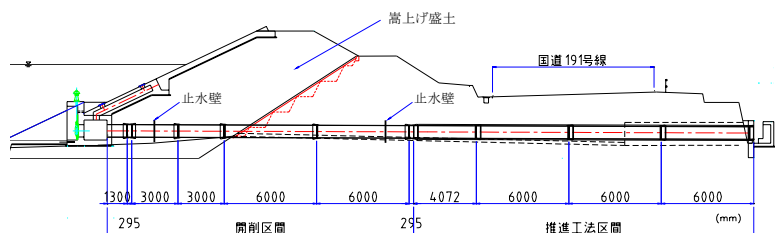
内容概略

対象の柔構造底樋はφ800mmダクタイル管路であり、堤体改修にあたり上流側の嵩上げ盛土部には開削工法が、下流側の国道横断部には推進工法が、それぞれ採用された。

特に嵩上げ盛土部では非常に大きな局部沈下が予測されたため、計測断面を設定して施工後2年間の動態観測を実施した。

管内面側から、継手の伸縮量、管路の沈下量、断面方向のたわみ等を計測した。

管外面側から、管に作用する土圧および周囲の間隙水圧の評価、地盤との密着度の変化、堤体の高さを計測した。



実施成果

撓み性パイプラインとしての構造設計については、粘性土による埋戻し・転圧という条件であったが、管の発生たわみは小さく、設定した e' や E_1 などの設計値は妥当であることが確認できた。

柔構造底樋としての地盤追従性については、最大箇所でも350mmという極めて大きな局部沈下が生じたが、管路は継手の伸縮・屈曲によってこれに追従しており、また管外面には常に有効土圧が作用していることから周辺地盤との密着性も保持されていることが確認できた。

6 設計技術資料（案）

実施年度	平成 18 年度
------	----------

内容概略

模型管路実験、現地実証試験による確認を踏まえて、柔構造底樋の設計および施工についての技術資料(案)を作成した。以下に目次を示す。

目 次

第 1 章 一般事項

- 1.1 趣旨
- 1.2 適用範囲
- 1.3 設計の基本事項
- 1.4 設計の手順

第 2 章 調査

- 2.1 底樋設計における一般的調査
 - 2.1.1 測量
 - 2.1.2 地質調査及び土質試験
- 2.2 沈下量の推定

第 3 章 設計

- 3.1 柔構造底樋の概要
 - 3.1.1 柔構造底樋の特徴
 - 3.1.2 柔構造底樋の効果を発揮する条件
 - 3.1.3 柔構造底樋の設計の考え方
- 3.2 柔構造底樋の設計
 - 3.2.1 柔構造底樋による取水施設の構成
 - 3.2.2 斜樋の設計における基本事項
 - 3.2.3 底樋の設計における基本事項
 - 3.2.4 底樋の細部構造
 - 3.2.5 横断面方向の検討
 - 3.2.6 縦断方向の検討

第 4 章 施工

- 4.1 施工計画
- 4.2 施工
- 4.3 施工管理
- 4.4 施工実施例
 - 4.4.1 堤体の局部沈下への対応（開削工法・推進工法併用型）
 - 4.4.2 親子ため池の連動（斜樋省略型）
 - 4.4.3 柔構造底樋による直結パイプライン化（内圧対応型）

参考資料
