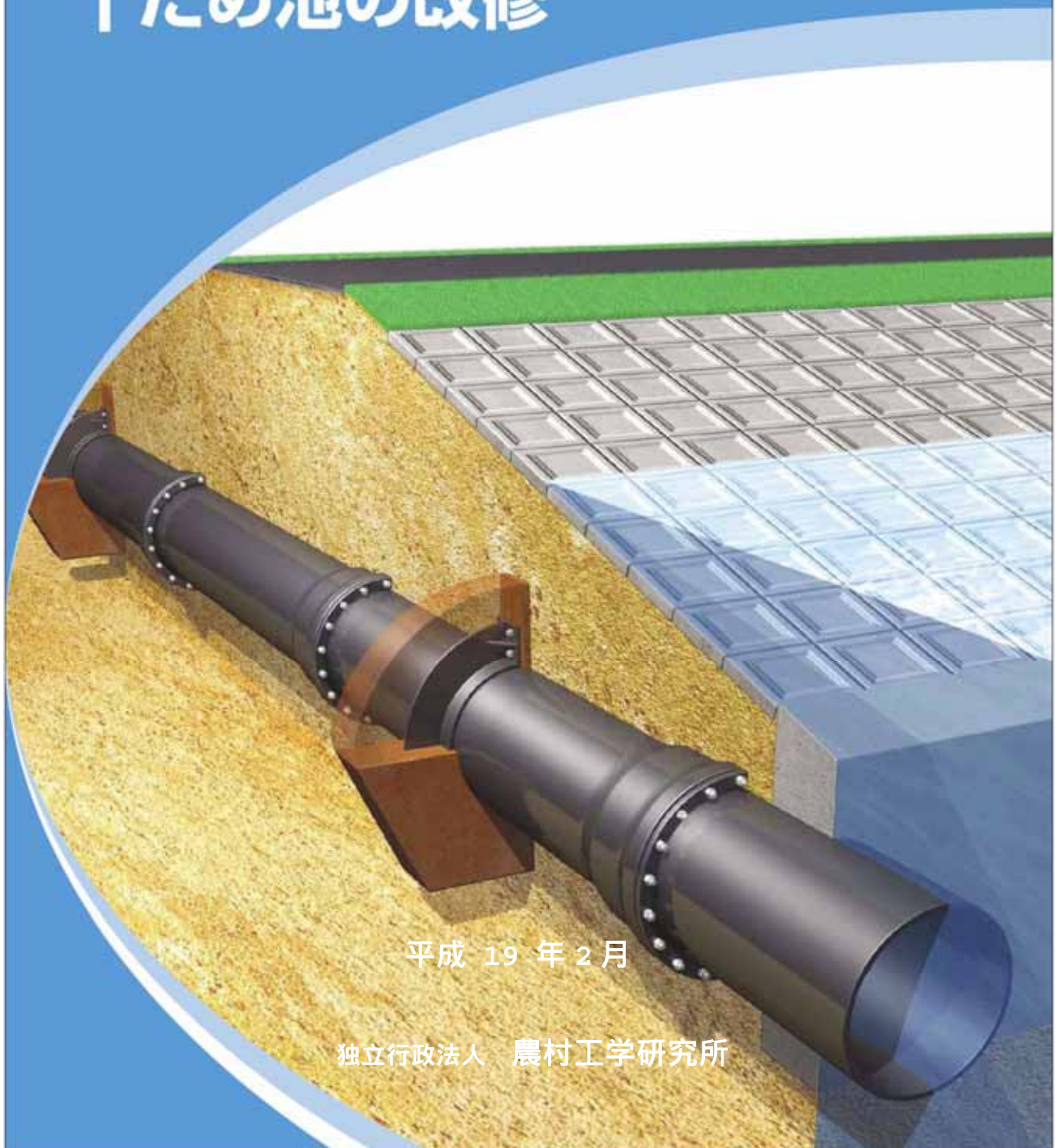


第3稿

設計技術資料

柔構造底樋による ため池の改修



平成 19 年 2 月

独立行政法人 農村工学研究所

目 次

第1章 一般事項	1
1.1 趣 旨	1
1.2 適用範囲	1
1.3 設計の基本事項	3
1.4 設計の手順	4
第2章 調 査	5
2.1 底樋設計における一般的調査	5
2.1.1 測 量	5
2.1.2 地質調査及び土質試験	5
2.2 沈下量の推定	8
第3章 設 計	13
3.1 柔構造底樋の概要	13
3.1.1 柔構造底樋の特徴	14
3.1.2 柔構造底樋の効果を発揮する条件	15
3.1.3 柔構造底樋の設計の考え方	16
3.2 柔構造底樋の設計	18
3.2.1 柔構造底樋による取水施設の構成	18
3.2.2 斜樋の設計における基本事項	19
3.2.3 底樋の設計における基本事項	22
3.2.4 底樋の細部構造	30
3.2.5 横断面方向の検討	37
3.2.6 縦断方向の検討	45
第4章 施 工	49
4.1 施工計画	49
4.2 施 工	49
4.3 施工管理	59
4.4 施工実施例	61
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）	61
4.4.2 親子ため池の連動（斜樋省略型）	63
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）	64
参考資料	65

第 1 章 一般事項

1.1 趣 旨

本技術資料は、柔構造底樋による農業用ため池改修の設計に関する事項を取りまとめたものである。

底樋は、内水圧及び外圧等に対して安全で、予測される不同沈下に対しても十分追従でき、かつ水密性及び耐久性を有する構造とする。型式としては、鉄筋コンクリート構造とした型式と既製管（ダクタイル鋳鉄管等）を単体で用いる柔構造型式がある。

現在一般に用いられている底樋は、鉄筋コンクリート製の剛構造である。そのため、地盤沈下等が生じた場合には、底樋に発生する過大な応力や地盤との間に隙間が生じることにより堤体に重大な影響を与えることが懸念される。

柔構造底樋は、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る。従って、地盤沈下が想定される軟弱な地盤上の底樋としては有効な型式である。また、条件に応じて、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も可能である。さらに、耐震性に優れたため池の構築にも貢献できるものである。

本技術資料は、柔構造底樋による農業用ため池（以下「ため池」という）改修の設計を行うために必要な、一般的な調査、設計及び施工についての手法や、配慮すべき事項を取りまとめたものである。

1.2 適用範囲

本技術資料は、柔構造底樋によるため池の改修に適用する。

底樋の設計・施工に当たっては、堤体の安全性を優先して確保することが必要であり、そのためには、堤体となじみの良い柔構造底樋の適用を十分に検討することが望ましい。特に、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や、嵩上げ盛土による増加荷重が作用し、局部沈下が生じる場合では大きな効果を発揮するため、沈下が問題となる地盤条件の場合には、優先的に柔構造底樋の適用を検討する必要がある。

底樋は、堤体を横断する施設であり、堤体と一体となって挙動し、堤体との密着性を損なうことがないように、堤体への影響に十分配慮した構造としなければならない。そのためには、柔構造底樋とすることを優先して検討することが求められる。

本技術資料は、柔構造底樋によるため池の改修に適用するものであり、本技術資料で取り扱う内容は、柔構造底樋の設計に関する事項のみを対象とする。なお、ため池の改修に関する事項のうち、柔構造底樋以外の内容については、土地改良事業設計指針「ため池整備」（平成 18 年 2 月）に準拠するものとする。

柔構造底樋は、底樋の構造を予測される地盤の沈下に追従できるたわみ性構造（柔構造）とするもので、底樋下の空洞化を抑制し、周辺堤体への悪影響を最小限に抑えることが可能となる。

柔構造底樋は、比較的大きな沈下を許容するという従来と異なる考え方に基づくものである。この考え方は、底樋周辺の堤体の機能を確保するうえでは、予測される残留沈下量に対応できる底樋構造とし、底樋の沈下を許容する方が望ましいことが明らかになったことによるものである。

従って、大きな残留沈下量が予測される地盤条件の場合は、柔構造底樋とすることが望ましい。

底樋の構造型式は地盤の残留沈下量のみで決定されるものではないが、地盤の変位に追従する柔構造底樋の設計手法では残留沈下量の予測は不可欠である。従って、残留沈下量の推定精度を上げることが望ましい。但し、地盤の残留沈下量の許容値を明確に設定することは無意味であり、一般的に沈下量の予測を行わないため池底樋の設計では、底樋の構造型式を残留沈下量のみで選定することは実務上困難である。従って、柔構造底樋が大きな効果を発揮する地盤条件を残留沈下量の数値では評価せず、軟弱層が厚い場合などで、著しい沈下が想定される場合を目安として、優先的に柔構造底樋の適用を検討するものとする。

地盤が軟弱であるかどうかの判断は、土質分類、自然含水比、一軸圧縮強度、標準貫入試験等の結果から表-1.2.1等により概略判定する。通常、軟弱といわれる地盤は、密度の低い砂質土層、含水比の高い粘土質・シルト層、間隙の大きい有機質土層等であり、その目安として表-1.2.2を用いることができる。軟弱地盤のうち、増加荷重によって長期間にわたり徐々に圧密沈下を起こす地盤は、粘土、シルト及び有機質土であり、地震時に液状化しやすい地盤は密度の低い砂質土である。

表-1.2.1 細粒土の自然含水比による区分

自然含水比 (%)	一軸圧縮強さ (kN/m ²)	適用土	盛土の安定及び沈下
40 以下	60 以上	深い位置にある圧密の進んだ沖積粘土、乾いた表土、洪積粘土 (火山灰土を除く)	沈下、安定についてほとんど問題ない。
40~70	60~40	一般の沖積粘土	沈下について検討を要する。盛土が高くなると安定性が問題となる。
70~100	40 以下	比較的浅い位置にある沖積粘土 (有機物を混入している場合が多い)	沈下対策が問題となる。安定についても注意を要する。
100~300	40 以下	有機物の多い沖積粘土	安定対策には十分な検討が必要、全沈下量、残留沈下量とも大きい。
300 以上	30 以下	有機質土	安全対策には十分な検討が必要、全沈下量、残留沈下量とも極めて大きい。

注) 一次堆積の火山灰土 (関東ローム) は、自然含水比が 100%前後であるが、一軸圧縮強さは 60 kN/m²以上あり、沈下安定についてはほとんど問題はない。しかし、二次堆積の火山灰土については、本表に従う。

表-1.2.2 軟弱地盤の判定の目安

土質	標準貫入試験 N	自然含水比	判定
粘性土	4 以上	40%以下	沈下、安定についてほとんど問題ない。
	2~4	40~100%程度	沈下について検討を要する。安定についても盛土が高くなる場合は問題となる。
	0~2	100%以上	沈下、安定に対し十分な検討が必要。
有機質土	—	100%以上	沈下、安定に対し十分な検討が必要。
砂質土*	10 以上	—	沈下、安定についてほとんど問題はない。
	5~10 以下	—	沈下、安定について検討を要する。

*地震時の液状化の可能性については、別途検討する必要がある。

1.3 設計の基本事項

柔構造底樋の設計においては、以下に示す事項に留意するものとする。

地盤の残留沈下量の推定精度を上げるように配慮する。

大きな残留沈下量を許容する場合はキャンパー盛土の併用を考慮することが望ましい。地盤の残留沈下量の抑制を目的として事前に地盤対策（地盤改良等）を行う場合は、沈下量を小さい値に抑制すると同時に、沈下分布の均等に努めることが望ましい。底樋の配管（スパン割）は予測される地盤の残留沈下量分布にスムーズに対応するように計画する。

使用する継手の変形能力は、地盤の沈下の予測精度を勘案して適切な余裕を確保し安全な構造とする。

底樋の沈下によって流水の疎通能力に支障があると予測される場合は、予想される沈下量の大きさに対応できる断面の余裕を確保する。

上記は、柔構造底樋の挙動が地盤の残留沈下量分布に大きく依存するため、できる限り残留沈下量の推定精度を上げることが重要であることを示している。

、の事項は、底樋の地盤対策工についての内容であり、は、底樋の不同沈下対策として、地盤の沈下分布に対応した適切な高さのキャンパー盛土を設置することができることを示している。

は、地盤の沈下対策における基本的な考え方である。

、の事項は、柔構造底樋の施設設計において充足されねばならない一般的要件である。は、底樋の配管（スパン割）は、予測される地盤の残留沈下量分布に対応する管軸方向のたわみ性を確保することが重要であることを示している。は、スパンの接続部の変形に適合する継手を選定することが重要であることを示している。一般に、継手のみが隣接する管体の変位差を吸収するものであり、底樋の変形能力は配管（スパン割）と継手の変形能力によって大きく影響される。

地盤の残留沈下量とは、堤体盛土荷重などにより将来予測される底樋施工直後からの底樋直近における地盤の沈下量及び地盤の沈下対策として実施された地盤改良後の床付け面あるいは基礎上面における沈下量 S で、即時沈下量 S_i と圧密沈下量 S_c の和であり、一般にはその最大値を指すものである。（図-1.3.1）。

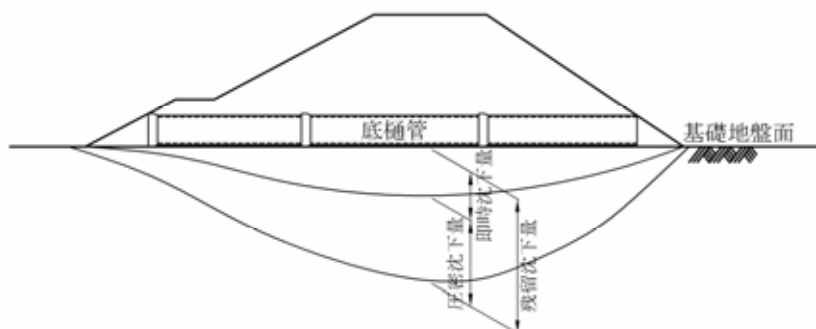


図-1.3.1 地盤の残留沈下量の分布例

1.4 設計の手順

ため池改修における柔構造底樋の設計は、堤体改修断面の形状、地盤状況及び周辺環境等を十分把握した上で、適切な手順により行うものとする。

堤体及び地盤条件の検討により、底樋の型式として柔構造型式を選定する場合の底樋の設計に当たっては、地盤の残留沈下量分布を推定し、堤体を主とするため池を構成する各施設との関連を十分考慮した上で適正、かつ、効率的な手順に従って行うものとする。

柔構造底樋の管軸方向の検討に当たっては、地盤の沈下量分布、堤体の断面形状等を考慮し、継手の屈曲角度が許容値以内になるように適切な配管（スパン割）とする。柔構造底樋の標準的な設計手順を示すと、図-1.4.1のとおりである。

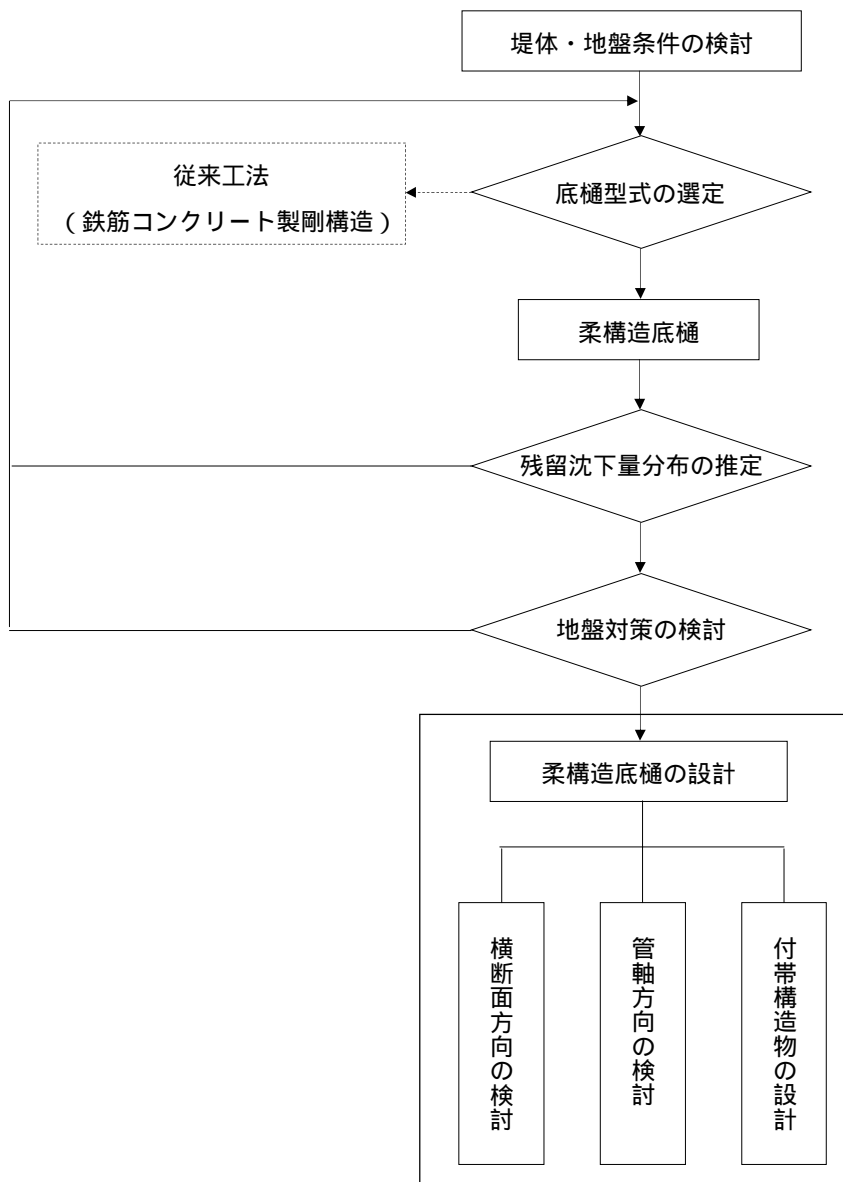


図-1.4.1 設計の手順

第 2 章 調 査

2.1 底樋設計における一般的調査

底樋を設計するためのため池調査は、取水施設がため池を構成する施設の一部であることを理解したうえで、ため池全体における改修の必要性判定及び設計を行うために必要な資料を得るものであり、工学的な精度と内容を有するものでなければならない。そのうえで、柔構造底樋の設計に必要な情報を収集するための補足調査を実施する必要がある。

底樋改修の必要性判定並びに設計を行うためには、取水施設が堤体、洪水吐等と同様にため池を構成する施設の一つであることを理解したうえで、ため池の安全性が損なわれる原因を明らかにすることが重要であり、最も適切な対策及び改修方法を探るためにも入念な調査を行い、改修又は補強の必要となる施設は、その状態を定量的に把握する必要がある。

なお、これらの調査は現存のため池を対象としたものであることから、各種の既存資料、又は、管理者等からの情報等を適切に収集・把握し、利活用することが望ましい。

2.1.1 測 量

ため池並びに、ため池周辺の他に、底樋位置を対象とする地形及び各種条件を把握するために必要な測量を行うものとする。

底樋の測量は、一般的にため池周辺測量及び堤体測量に含まれる。従って、堤体の横断測量では底樋位置を対象とする中間点を設けることが望ましい。

堤体横断測量は、堤体法面上下流端の外側については、設計に必要な範囲を十分に包含するものとする。縮尺は、1/100 を標準とする。

横断面図は左側を上流側とする。

堤体縦断測量の測点間隔は地形に左右されるが、10～20 m を標準とし、地表面の高低、起伏が激しいところや底樋位置では適宜中間点を設ける。始点は左岸側とする。

縮尺は、鉛直 1/100～1/200、水平 1/200～1/1000 とする。

縦断面図は、左側を左岸側とする。

2.1.2 地質調査及び土質試験

ため池及びため池周辺の地盤状況を把握し、その工学的性質を明らかにするために必要な地質調査及び土質試験を行うものとする。なお、調査位置は底樋位置に配慮することが望ましい。

(1) 堤体、堤体基礎地盤及び底樋基礎地盤の調査

堤体及び堤体基礎地盤の調査は、ボーリング調査を原則とする。

また、ボーリング調査位置は、できるだけ底樋の計画路線や規模に配慮する。

a. 調査の種類と目的

ボーリング孔を利用した調査の種類及び目的は、図-2.1.1 に示すとおりである。

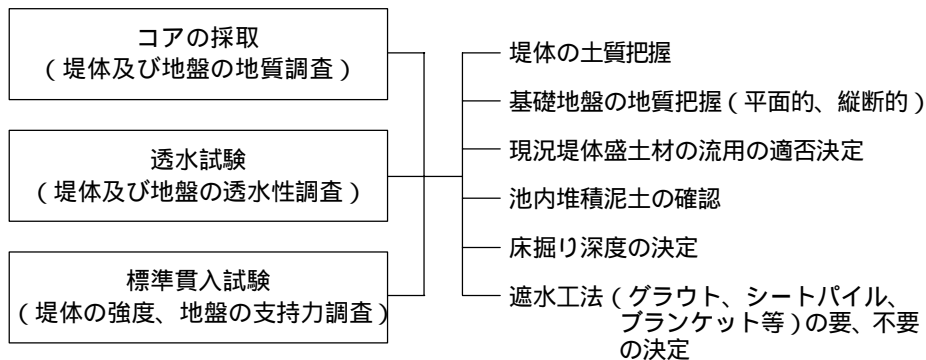


図-2.1.1 ボーリング調査の種類と目的

b. ボーリング位置及び本数の決定

ボーリング位置及び本数は、堤体最大断面の中央及び上下流1カ所ずつの計3カ所を標準とし、できるだけ底樋の計画路線や規模に配慮する。ただし、山池の袖部、皿池等の堤長が長い場合は現場諸条件を考慮し追加調査を行う。

また、堤体縦断方向に土層の変化が予想される場合や、複数の取水管を設置する場合等では、調査本数を増やすことが望ましい。特に次のような場合は、適切な方法による補足調査を行うことが望ましい。

軟弱層の層厚が著しく変化していたり、複雑な地層構成であるため、地層の連続性を明確にできない場合。

調査結果のばらつき等により、地盤の特性を的確に把握できない場合。

液状化の可能性がある等、さらに詳細な検討を必要とする場合。

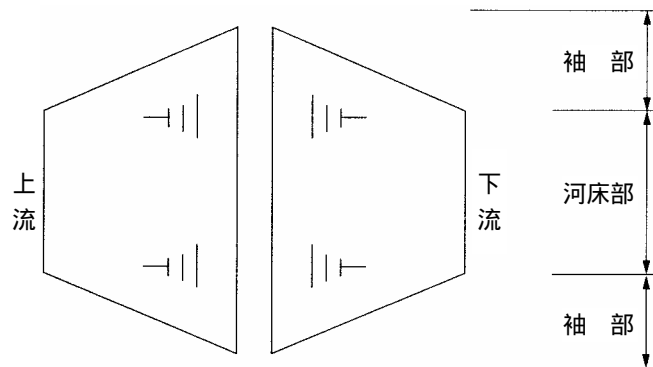


図-2.1.2 ボーリング位置と本数の標準例

c. ボーリングの深度

ボーリングの深度は、基礎地盤面からおおむね5m、又は堤高相当深さのいずれか浅い方を標準とする(図-2.1.3)。

一般的には、この深度までを調査することにより、各設計段階で必要とする地盤の透水性及び強度を把握するには十分と考えられる。

なお、ここでいう基礎地盤面は、既存資料、あるいはボーリング作業時に判断されるが、

判断が困難な場合は現況底樋底面の高さとしてよい。

ただし、柔構造底樋の検討では、地盤の残留沈下量を把握することが基本要件である。従って、沈下の影響を考慮する深さを把握する必要がある。そのため、標準的なボーリングの深度により軟弱地盤等の存在が明らかとなった場合には、引き続き良質な支持層が確認される深さまでボーリングを行うことやサウンディング等の補足調査により軟弱層の深さ、層厚及び広がり等を把握する必要がある。

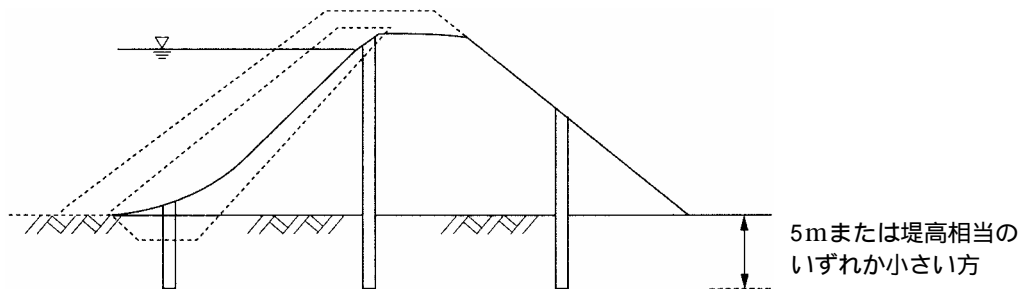


図-2.1.3 標準的なボーリング深度

d. 各種試験等の方法及び頻度

(a) ボーリング孔径

ボーリング孔径は、調査試験目的に応じて決定する必要がある。透水試験及び標準貫入試験を行う場合は66 mm以上、不攪乱試料の採取を行う場合は86 mm以上を標準とする。

また、孔壁や堤体を変質・変状させないように、土質に適した掘削方法を選定する。

(b) 透水試験

透水試験は、パッカー法により、掘進するごとに連続して行う。ただし、ボーリング孔壁が自立しないような土質（水の多い砂や礫等）の場合は、ケーシング法が良好な結果が得られることがある。

試験長は2 mを標準とするが、透水性が大きい場合は、試験長を短くして透水個所を確認する。

また、基礎地盤面付近にあっては試験長をできる限り短くする。

注水圧は、堤体に影響が及ばない範囲とする。

(c) 標準貫入試験

標準貫入試験は一般に1 mごとに実施するが、土層に変化があれば可能な限り、少なくとも各層に1回は実施する。

(2) 土質試験

柔構造底樋を検討する現況堤体にて実施する土質試験項目は、表-2.1.1を参考に、対象土に応じて適切に選定するものとする。

なお、三軸圧縮試験では、当該土層を代表する不攪乱供試体を用いることが望ましいが、それが困難な場合は、乱した試料から供試体を作製する。

また、地盤の圧密特性は、供試体の圧密試験から推定する。軟弱粘性土地盤の圧密沈下量、圧密時間の推定にはこの試験が必要である。

表-2.1.1 土質試験項目

試験項目	試験規格	現況堤体	備考
土粒子の密度試験	JIS A 1202		
粒度試験	" 1204		
含水比試験	" 1203		: 必ず実施する。
液性限界・塑性限界試験	" 1205		
現場密度の測定	" 1214	*	: 必要に応じて実施する。
他	他		
突固めによる土の締固め試験	" 1210	*	
透水試験	" 1218	(現場)	*: 現況堤体の大部分を利用して盛土する場合は必ず実施する。
他	他		
一軸圧縮試験	" 1216		
三軸圧縮試験	地盤工学会		
圧密試験	JIS A 1217		

2.2 沈下量の推定

柔構造底樋の設計では、地質調査及び土質試験等の結果を十分検討して地盤の沈下量を推定する必要がある。

柔構造底樋の配管（スパン割り）の検討に考慮する地盤の沈下は、底樋直近の基礎地盤を対象とした床付面位置における底樋設置後の残留沈下量分布として、即時沈下量分布と圧密沈下量分布の和を求める。

地盤の沈下量は、砂質土では即時沈下量、粘性土では即時沈下量と圧密沈下量を考慮する。

即時沈下量 S_i は、プレロード等の事前載荷重の有無にかかわらず、底樋施工以後に行う床付面より上の全荷重を用いて算出する。

また、圧密沈下量 S_c は、底樋施工以後に行う盛土荷重のうち、地盤の初期鉛直応力に対して増分となる荷重を用いて算出する。

(1) 即時沈下量 (S_i) の推定

即時沈下量 S_i は、原則として盛土等の載荷による地盤のせん断変形に伴う沈下として算定する。

底樋の設計に考慮する即時沈下量の算定は、即時沈下が卓越する土層までの深さを対象とする。堤体横断方向の即時沈下量分布は、以下に示す参考式を用いて算定することができる。

a. 柔構造樋門設計の手引きに示される方法

柔構造樋門設計の手引きに示される以下の参考式は、堤体を等価な複数の帯状荷重に近似して沈下量の分布を求めるものである。

$$S_{ix} = \sum_{i=1}^n \frac{3a_i \cdot q_i}{E_m} \log \sin \left(\tan^{-1} \frac{a_i}{H} \right) \cdot \left\{ 1.0 - \frac{0.75}{\left[\left(1 + \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 + \frac{x}{a_i} \right| + \left(1 - \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 - \frac{x}{a_i} \right| \right]} \right\} \quad \dots\dots (2.2.1)$$

ここに、 S_{ix} : 管軸方向 x の位置の基礎地盤の即時沈下量 (m)

q_i : 盛土荷重 (kN/m^2) (図-2.2.1)

- E_m : 地盤の換算変形係数 (kN/m²) (図-2.2.1)
- $2a_i$: 載荷幅 (m) (図-2.2.1)
- H : 即時沈下の影響を考慮する深さ (m) (図-2.2.1)
- n : 等分布荷重数
- x : それぞれの等分布荷重のセンターからの距離 (m) (図-2.2.1)

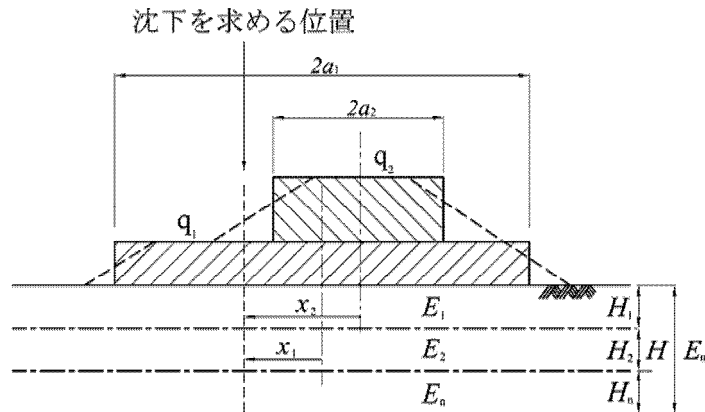


図-2.2.1 即時沈下の計算モデル

「構造樞門設計の手引き (平成11年2月) : (財) 国土開発技術研究センター編」 p.85

b. B.K.Hough の図表を用いる方法

道路等の分野で使用される即時沈下量の推定方法には、図-2.2.2 に示すB.K.Houghの圧力 - 間隙比曲線を用いて間隙比を推定し、式 (2.2.2) により求める方法がある。

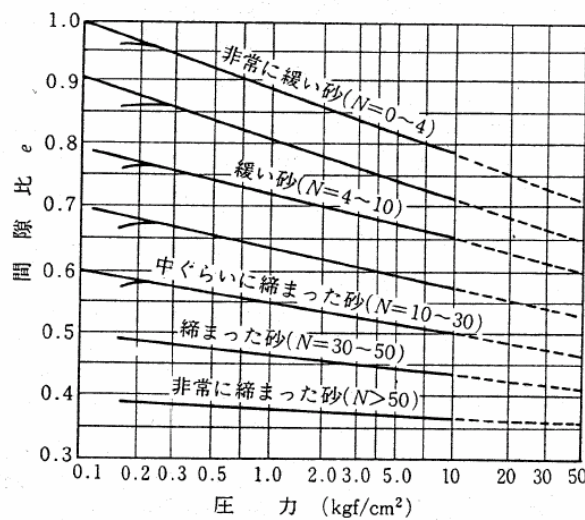


図-2.2.2 砂の圧力 - 間隙比曲線 (B.K.Hough)

$$Si = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} H \quad \dots \dots \dots (2.2.2)$$

ここに、 S_i : 即時沈下量 (m)

e_0 : 初期間隙比

e : 最終間隙比

H : 層厚 (m)

c. 経験的算定方法

経験的な即時沈下量の算定式として、標準貫入試験値と沈下量の関係から導いたBeerの式(2.2.3)が用いられる。

$$S_i = 0.4 \frac{P_1}{N} - H \log_{10} \frac{P_2}{P_1} \quad \dots \dots \dots (2.2.3)$$

ここに、 S_i ：即時沈下量 (m)

N ：標準貫入試験値

P_1 ：初期有効応力 (N/mm²)

P_2 ：載荷後の有効応力 (= $P_1 + P$) (N/mm²)

H ：層厚 (m)

(2) 圧密沈下量 (S_c) の推定

粘性土層の圧密沈下量 S_c は、盛土等による地盤内の鉛直応力の増分に対して算定する。

a. 圧密沈下量の計算

圧密沈下量は、層区分された粘性土層ごとに求めた合計とし、式(2.2.4)～式(2.2.6)のいずれかを用いて計算することができる。

$$S_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} H \quad \dots \dots \dots (2.2.4)$$

ただし、正規圧密状態にある粘性土の場合は、次式を用いてもよい。

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log_{10} \frac{P_0 + P}{P_0} \cdot H \quad \dots \dots \dots (2.2.5)$$

体積圧縮係数を用いる場合は、次式による。

$$S_c = m_v \cdot P \cdot H \quad \dots \dots \dots (2.2.6)$$

ここに、 S_c ：圧密沈下量 (m)

e_0 ：粘性土の初期間隙比

e_1 ：粘性土の圧密後の間隙比で、圧密試験で得られる $e \sim \log P$ 曲線に粘性土層の中央深度の $P_0 + P$ を適用して求める。

C_c ：粘性土層の圧縮指数

H ：粘性土層の層厚 (m)

P_0 ：盛土前の有効土かぶり圧 (kN/m²)

P ：盛土荷重による増加応力 (kN/m²)

m_v ：粘性土層の平均体積圧縮係数 (m²/kN)

なお、二次圧密沈下量が卓越する場合は、その沈下量を別途考慮する必要がある。

b. 圧密沈下時間の計算

圧密沈下時間の計算は、次式を用いて算定することができる。

$$t = \frac{T_v \cdot d^2}{c_v} \quad \dots \dots \dots (2.2.7)$$

ここに、 t ：圧密度 U に達するに要する時間 (日)

T_v ：圧密度 U に対応する時間係数

- C_v : 圧密係数 ($m^2/日$)
- d : 最大排水距離 (m) 両面排水のとき : $d=H/2$, 片面排水のとき : $d=H$
- H : 層厚 (m)
- U : 圧密度 ($\%$) $U = S_t / S_c$
- S_t : 求めようとする時間での沈下量 (m)
- S_c : 最終圧密沈下量 (m)

圧密層が2層以上ある場合には、次式によってある一定の圧密係数を有する単層に換算して計算することができる。

$$H' = H_1 \sqrt{\frac{C_{v0}}{C_{v1}}} + H_2 \sqrt{\frac{C_{v0}}{C_{v2}}} + \dots + H_n \sqrt{\frac{C_{v0}}{C_{vn}}} \dots\dots\dots (2.2.8)$$

- ここに、 H' : 換算層厚 (m)
- H_i : i 番目の層厚 (m)
- C_{vi} : i 番目の圧密係数 ($m^2/日$)
- C_{v0} : 任意の層の圧密係数 ($m^2/日$)

(3) 圧密沈下量の推定に必要な土質定数

粘性土層の圧密沈下量を推定するためには、圧密降伏応力 P_c 、圧縮指数 C_c 、体積圧縮係数 m_v 、初期間隙比 e_0 などの圧密定数が必要となる。

これらの情報を得るためには圧密試験を行う必要がある。

従って、圧密沈下量及び圧密沈下時間を検討するためには、ボーリング、サウンディング、土質試験等から沈下量を計算するための軟弱地盤層の厚さ、下部の境界条件（不透水層か否か）を求め、排水層となる砂層の有無、間隙比、含水比、密度等の土の性質により総合的に検討したうえで層区分を行い、各圧密層ごとの代表的な乱さない試料を採取して圧密試験を行い、沈下計算に必要な間隙比 (e) ~ 荷重強度 (P) 曲線、圧密係数 C_v 等の諸係数を求める必要がある。

次に、粘性土層中に現在生じている有効応力 P_0 、盛土によって生じる有効応力 P を求め、圧密試験から得られた間隙比 (e) ~ 荷重強度 (P) 曲線から、荷重強度が P_0 から ($P_0 + P$) に増加したために粘性土層中に生じる間隙比の変化 ($e_0 - e$) が求められ、この ($e_0 - e$) と圧密される粘性土層の厚さ H から最終圧密沈下量 S_c が計算できる。

最も一般的に行われる段階载荷による圧密試験 (JIS A 1217) は、直径 6cm、高さ 2cm の供試体を用いて側方変位を拘束し、上下面の排水を許容した状態で、荷重を初期値から順に 2 倍ずつ段階的に 24 時間载荷し、その間の時間と圧密量を測定する方法である。

試験結果の整理は、図-2.2.3 のようにまとめられる。

通常、用いられる圧密応力 P は次の 8 段階である。

圧密応力 P : 9.8 , 19.6 , 39.2 , 78.5 , 157 , 314 , 628 , 1256 kN/m^2

(重錘質量 : 0.1 , 0.2 , 0.4 , 0.8 , 1.6 3.2 6.4 , 12.8 kg
 : レバー比が供試体断面積に等しい場合)

第 3 章 設 計

3.1 柔構造底樋の概要

柔構造底樋は、堤体の変形や地盤の沈下に追従するように底樋管路を柔構造化し、底樋に沿った水みちの発生による漏水を防止することを目的に、底樋部分の安全性を向上する方法として新たに開発された改修方法である。

底樋はため池堤体の深い位置を貫通して設置される管路構造物であり、設置後の点検・補修が容易に実施できないため、高い安全性を確保する設計・施工が求められる。

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ない。

底樋部分の安全性を向上する方法としては、堤体の変形や地盤の沈下に追従するように底樋管路を柔構造化することがあげられる。すなわち、図-3.1.1に示すように、底樋はパイプラインとして実績のある離脱阻止性を有する継手管路を堤体内に直接埋設し、コンクリート巻立て基礎は設けない。また止水壁は底樋周辺部での水みちの発生を抑止するため粘性土によって構築し、管路の地盤追従性を損なわない構造とする。さらに取水部分は取付ボックスを介して斜樋と接続する方法が一般的であるが、斜樋と連続した管路構造としてコンクリート構造物を縮小・軽量化することも可能である。

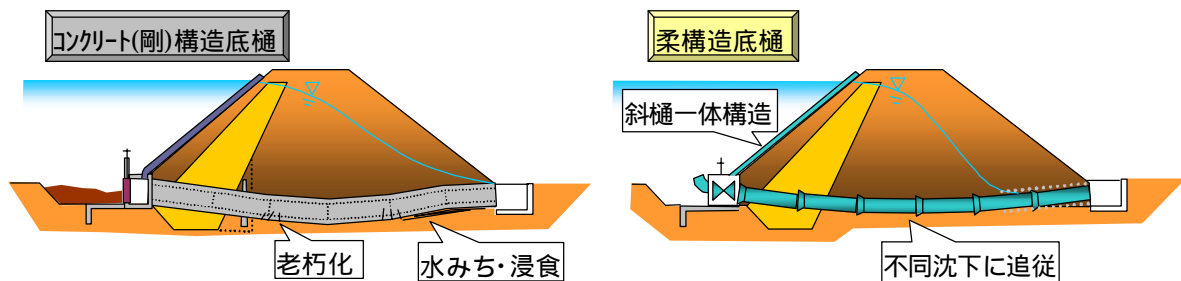


図-3.1.1 柔構造底樋

3.1.1 柔構造底樋の特徴

柔構造底樋には次のような特徴がある。

- 底樋周辺の水みち抑止
- 不同沈下への追従
- 工期の短縮と建設コスト縮減
- 地震時の安全性の向上

柔構造底樋の概要を図-3.1.2に示す。また、従来工法と比較すると、柔構造底樋には次のような特徴がある。

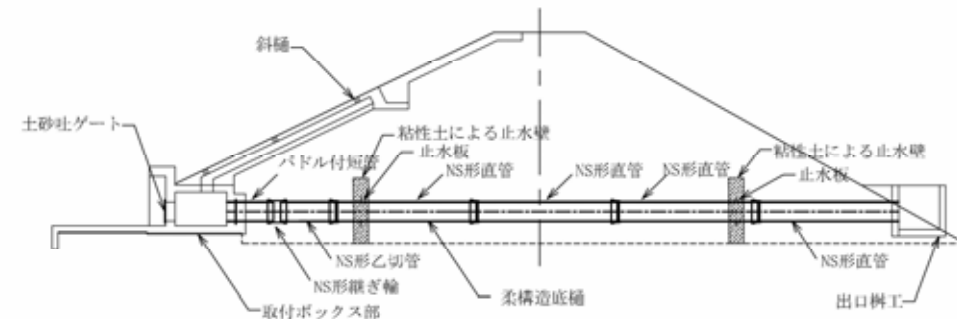


図-3.1.2 柔構造底樋の概要

(1) 底樋周辺の水みち抑止

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する。

本工法に用いる底樋管の継手は図-3.1.3に示す構造であり、圧力パイプラインでの実績が豊富で高い水密性と伸縮・屈曲性、離脱阻止性を有している。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る。

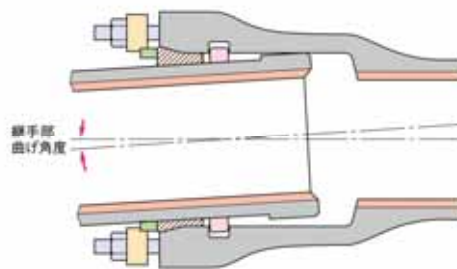


図-3.1.3 柔構造底樋の継手形状

(2) 不同沈下への追従

堤体下部に軟弱層が存在する場合や新たな嵩上げ盛土を行う場合には、局所的な圧密沈下が大きく、コンクリート巻立て構造の底樋では広範囲の地盤改良等が必要となる。また、基礎地盤が

均一であっても堤体盛土荷重が管軸方向に台形分布をなすため、底樋管路中央部は上下流端の土被りの浅い部分に比して大きな沈下を示す。

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、地盤改良範囲等を大幅に軽減できる。

(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る。

(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ぶ。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できるため、堤体の安全性が向上する。

3.1.2 柔構造底樋の効果を発揮する条件

柔構造底樋は、あらゆる条件に広く適用できるが、軟弱地盤上のため池などで、著しい地盤沈下が想定される場合や地震動に対する安全性向上が求められる場合には大きな効果を発揮する。

従来から、底樋の基礎は堤体の機能と安全を損なわないよう、十分な支持力を有する地盤上に設けることを原則としている。これは、底樋周辺の堤体が弱点となって堤体漏水の原因とならないための基本的事項である。十分な支持力が期待できない場合には、置換、地盤改良等の適切な処理を施すものとしているが、軟弱地盤上のため池は多く、著しい地盤沈下が想定される場所に底樋を設けざるを得ないため池も多い。

柔構造底樋は、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るが、特に、堤体嵩上げ盛土による増加荷重が大きく、底樋基礎地盤の軟弱層が厚い場合などで、著しい地盤沈下が想定される場合には、堤体と一体となって挙動する柔構造底樋の適用は大きな効果を発揮する。

従って、沈下が問題となる地盤条件で、底樋との接触面での水みちを抑制するためには、堤体との密着性を損なうことがない柔構造底樋の適用を検討することが望ましい。

即ち、柔構造底樋は次のような条件で特に大きな効果を発揮する。

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。

3.1.3 柔構造底樋の設計の考え方

柔構造底樋は、良質な支持層に着底させないで、沈下を適切な範囲まで許容しつつ安定するように設計する。柔構造底樋の設計に当たっては、横断面方向と縦断方向のそれぞれについて検討を行うものとする。

柔構造底樋は、地盤の沈下を許容することによって、底樋下の空洞化を抑制し、周辺堤体への悪影響を最小限に抑えることを目的とする。

沈下を許容できる適切な範囲は、地盤条件や構造条件から決定される量があり、一律に設定することは困難であるが、その目安として、「柔構造樋門設計の手引き、(財)国土開発技術研究センター編(1999年2月)」（以下、「柔構造樋門設計の手引き」）に示される残留沈下量の許容値(図-3.1.4)を参考とする。

地盤の残留沈下量の許容量は、残留沈下量の大きさ、分布、沈下抑制工法の信頼性・確実性、地盤条件・荷重条件の他、底樋の構造材料、配管(スパン割)継手形式、キャンバー盛土等を考慮して総合的に評価すべきものであり、図-3.1.4の目安値にかかわらず、弾力的に運用する必要がある。

	柔支持基礎	直接基礎
小	浮き杭基礎 ¹⁾ 浮き直接基礎 浮き固化改良体基礎 ¹⁾	--- 5cm程度を目安 ---
大		

注1): 浮き固化改良体基礎および浮き杭基礎上の樋門本体は、原則として浮き直接基礎として設計するが、基礎工の特性によってはその影響を地盤反力係数等により適切に評価した設計法による必要がある。

注2): キャンバー盛土を考慮する場合は、その適用条件に十分配慮して設定しなければならない。

図-3.1.4 残留沈下量の許容値

「構造樋門設計の手引き(平成11年2月): (財)国土開発技術研究センター編」p.120

柔構造底樋の設計に当たっては、横断面方向と縦断方向のそれぞれについて検討を行うものとする。

横断面方向の検討は、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、土被り・工法の違いに応じて適切な管厚を選定する。

管軸方向の検討に当たっては、地盤の沈下量分布、堤体の断面形状等を考慮し、継手の屈曲角度が許容値以内になるように適切な配管(スパン割)を決定する。

参考として、柔構造底樋の標準的な設計手順を図-3.1.5に示す。

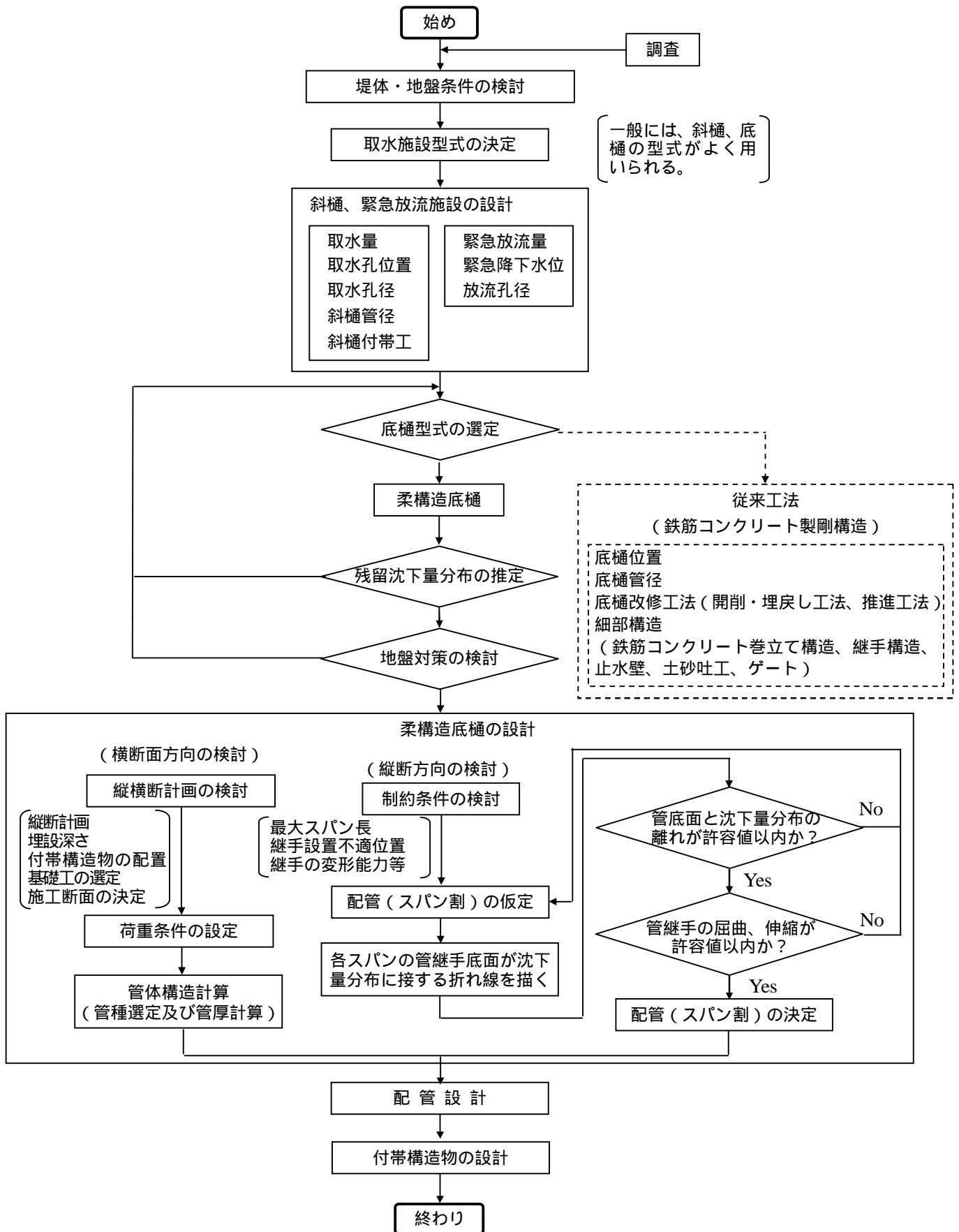


図-3.1.5 柔構造底樋の設計手順

3.2 柔構造底樋の設計

柔構造底樋による取水施設は、従来工法による場合と同様にその最大取水量、緊急放流量及び工事中の洪水量を安全に取水又は放流できるよう計画する。また、柔構造底樋の設計に当たっては、堤体の変形や地盤の沈下に追従するよう、横断面方向と縦断方向のそれぞれについて検討を行ったうえで、適切な配管（スパン割）とする。

3.2.1 柔構造底樋による取水施設の構成

柔構造底樋による取水施設は、従来工法と同様に取水部、導水部によって構成される。

取水施設は、取水部、導水部からなり、適時適量の取水が容易にできるよう、適切な組合わせを選定しなければならない。

取水部は、ため池の貯水を取水するための斜樋又は取水塔等である。取水部には取水量を調節するためのゲート等が設けられる。また、導水部は取水を堤外に導水するための底樋、取水トンネル及び減勢工をいう。

それぞれの型式選定に当たっては、適時適量の取水が容易で、かつ経済的な型式を選定する必要がある。一般には、斜樋、底樋の型式がよく用いられている。

取水部は、取付ボックスを介して斜樋と接続する方法が一般的であるが、柔構造底樋の場合では斜樋と連続した管路構造としてコンクリート構造物を縮小・軽量化することも可能である。

柔構造底樋にコンクリート構造の取付ボックスを設ける場合は、この部分が柔構造底樋の上流側の起点となる。(図-3.2.1)

また、ため池整備における取水は、底樋の出口水槽まで自然流下した後に取水する方式が一般的であり、そのため、底樋の出口には必要に応じてインパクトボックス、柵等の減勢工を計画する。今後の展開によるところは大きいですが、柔構造底樋ではため池から受益地までをパイプラインで直結することによってため池の水位を有効に利用した末端高位部水田の水管理改善を図ることも可能である。その場合、底樋には常に貯水位相当の内圧が作用する。取水量の制御は底樋の下流側にバルブを設置することにより対処する。

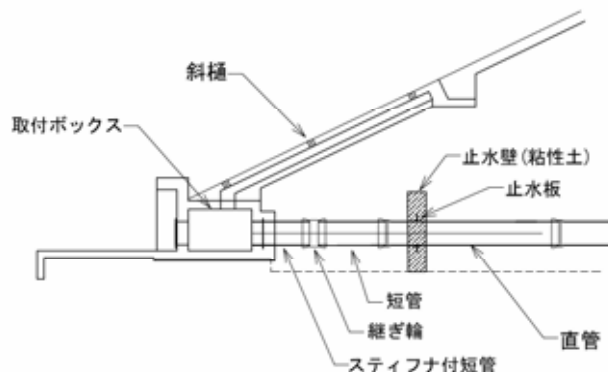


図-3.2.1 取付ボックス（RC製）との接続構造例

3.2.2 斜樋の設計における基本事項

柔構造型式の斜樋設計における基本的事項は、従来工法による場合と同様である。
 斜樋は、現況取水施設の状況を十分考慮のうえ必要な取水量が確保できるよう設計する。

(1) 取水孔の位置

取水孔の位置は、現況取水孔の位置を参考として決定する。また水利慣行上、上樋、中樋等に分けなければならない時は、従前の取水孔の位置についても十分考慮して決定する。

(2) 取水孔径

取水孔径は、現況の取水孔径を考慮して決定する。計算により取水孔径を決定する場合には、式(3.2.1)による。

$$A = \frac{Q}{C \sqrt{2g \frac{H}{2}}} \dots\dots\dots (3.2.1)$$

- ここに、 A : 孔断面積 (m²)
- Q : 取水量 (m³/s)
- C : 流量係数 (普通 0.62)
- g : 重力の加速度 (= 9.8 m/s²)
- H : 孔中心までの水深 (m)(図-3.2.2)

Q は最大取水量とし、対象農地における最大必要流量 (Q_C) にかんがい効率 (α) を考慮した値 ($Q = \frac{100}{\alpha} Q_C$) とする。

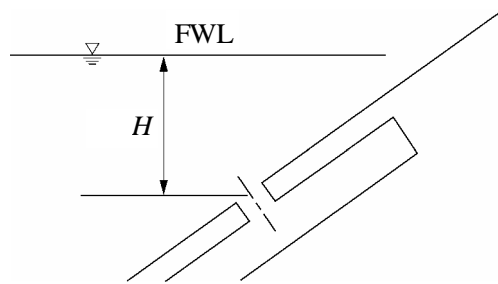


図-3.2.2 H のとり方

(3) 斜樋

斜樋は良好な地山に設けることが望ましい。堤体斜面に設ける場合は、盛土の圧密沈下により支障を生じないように目地等の構造に配慮して設計するものとする。

底樋にコンクリート構造の取付ボックスを設ける場合は、この取付ボックスを介して斜樋と接続する方法が一般的であるが、柔構造底樋では図-3.2.3 に示すような分岐管を用いることによって斜樋と連続した管路構造とすることも可能である。

また、底樋の上下流にバルブを設置することにより、取水ゲートの構造を簡略化・軽量化することも可能であるが、スライドゲートによる取水が一般的であるため、斜樋のコンクリート構造物を縮小・軽量化する場合は、取水操作および維持管理に支障を来さないような構造の工夫が必要である。

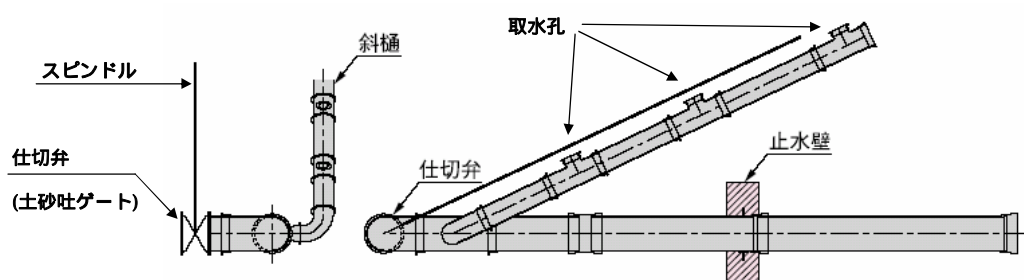


図-3.2.3 取水ゲート部の構造（例）

斜樋管および斜樋管巻立ての断面は、次に示すように従来工法による場合と同様である。

a. 斜樋管

斜樋管の通水断面積は、取水孔からの流入を阻害せず、取水孔の取付けに具合のよい大きさが必要である。このため、斜樋管断面は取水孔断面の2倍程度とし、表-3.2.1を標準に斜樋管径を決定する。

ただし、緊急放流の機能を持たせる場合には、必要な放流量を安全に流下できる斜樋管径を決定する。

表-3.2.1 取水孔径と斜樋管径（標準）（単位：mm）

取水孔径	φ 100	φ 125	φ 150	φ 200	φ 250	φ 300
斜樋管径	φ 200	φ 200	φ 250	φ 300	φ 400	φ 500

b. 断面寸法について

管体は、水圧、浮力、その他の外力に対して十分安全な構造でなければならない。断面寸法は、図-3.2.4 及び表-3.2.2 を参考とする。

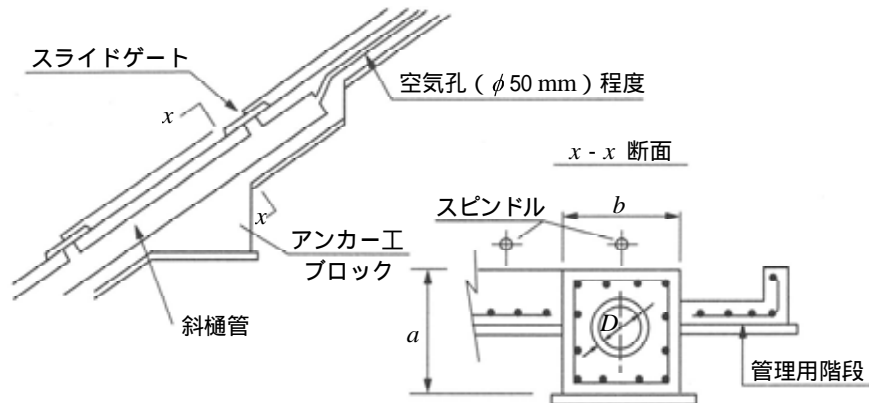


図-3.2.4 斜樋断面

表-3.2.2 斜樋管巻立寸法例 (単位: mm)

斜樋管径 D	200	250	300	400	500
巻立高 a	550	600	650	800	1000
巻立幅 b	550	600	650	800	1000

(4) 斜樋付帯工

斜樋付帯工として設ける管理用階段、空気孔およびアンカー工の考え方は、従来工法による場合と同様である。

3.2.3 底樋の設計における基本事項

柔構造底樋の設計における底樋管径などの基本的事項は、従来工法による場合と同様である。底樋は、最大取水量、緊急放流量及び工事中の洪水量を安全に流下できるように設計する。

(1) 底樋の設置位置

- a. 従来工法による底樋は、基盤が安定し、底樋付近の堤体が弱点とならない位置に設けるものとする。地形条件等の制約から、旧みお筋等に設置せざるを得ない場合は、柔構造底樋の適用等を検討し、調査段階からそれに配慮した計画とする必要がある。
また、底樋はできるだけ、地盤が軟弱な場所や、液状化の可能性のある場所に設置することは避けるべきである。避けきれない場合は、柔構造底樋を適用するなど、その対策について十分に検討しなければならない。
- b. 底樋の軸方向は、原則として堤軸に対し直角方向とする。
- c. 底樋の本数は、中樋等の統廃合を検討し、必要最小限とする。

(2) 底樋の構造

底樋は、内水圧及び外圧等に対して安全で、予測される不同沈下に対しても十分追従でき、かつ水密性及び耐久性を有する構造とする。型式としては、従来工法の鉄筋コンクリート構造とした型式と、ここに示す既製管（ダクタイル鋳鉄管等）を単体で用いる柔構造型式がある。

鉄筋コンクリート構造で内型枠として既製管（ヒューム管）を用いて設計する従来型式の場合には、応力集中や水密性の保持について別途検討しなければならない。一般的に以下の点に注意する必要がある。

継目は 10～15 m 間隔程度ごとに設ける。

鉄筋コンクリートの継目と内型枠に用いる既製管の継手は一致させる方が望ましい。内型枠として用いる既製管は、コンクリート打設時の浮き上がりを防止する必要がある。

底樋の継手は、底樋管の縦断方向の不同沈下を吸収する構造とする必要がある。

底樋の周辺が将来水みちとなることのないよう、基礎処理や均しコンクリートの施工に当たっては、空洞や転圧不足を生じさせないこととする。

底樋管の巻立ては、周辺埋戻し土の密度確保や、盛土とのなじみをよくするために原則として 1 : 0.1 ~ 1 : 0.3 程度の勾配を付けるものとする。

図-3.2.5に、内型枠に鉄筋コンクリート管を用いた設計例を示す。

これは、鉄筋コンクリート管の有する内部鉄筋を考慮した単鉄筋の一例であり、複鉄筋とすることを妨げるものではない。

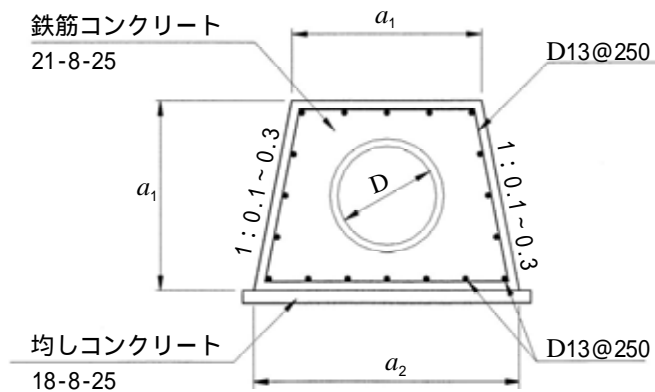


図-3.2.5 底樋の設計例

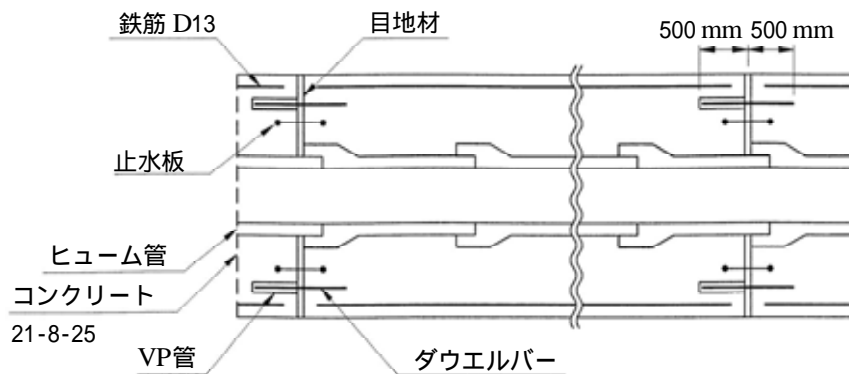


図-3.2.6 底樋の継手構造例

表-3.2.3 底樋の寸法例 (1:0.1の場合)

D (mm)	a_1 (m)	a_2 (m)	D (mm)	a_1 (m)	a_2 (m)
300	0.75	0.90	800	1.35	1.62
350	0.80	0.96	900	1.45	1.74
400	0.85	1.02	1000	1.55	1.86
450	0.90	1.08	1100	1.70	2.04
500	1.00	1.20	1200	1.80	2.16
600	1.10	1.32	1350	2.00	2.40
700	1.20	1.44	1500	2.15	2.58

注) 上樋、中樋等の樋管の場合を考慮して、 $\phi 300 \sim \phi 1500$ mm を示した。

(3) 底樋管径の決定

底樋管は、計画取水量、緊急放流量及び工事期間中の洪水量を安全に流下し得るものとする。工事期間中の洪水量は、工期や周辺の土地利用状況等を勘案し決定した確率年に対応したものとする。なお、工事の期間が非かんがい期の場合は、その期間における確率洪水流量とする。

また、底樋管の管径は、上記の各流量流下能力や現況の管径等を勘案し決定するものとするが、維持管理を考慮して $\phi 800$ mm 以上とすることが望ましい。

底樋の管径は、次式で求める底樋管流下可能量 Q_e が、計画流量以上となるように決定する。

$$Q_e = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A \quad \dots\dots\dots (3.2.2)$$

ここに、 Q_e : 底樋管流下量 (m³/s)

n : 粗度係数 (ダクタイル鋳鉄管の場合 $n = 0.013$)

R : 径深 (m)

I : 勾配

A : 通水断面積 (m²)

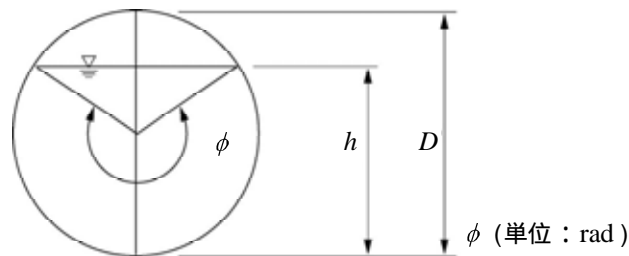


図-3.2.7 管路の流れ

R 、 A および水深 (h) は、図-3.2.7 を用い、次のように表される。

$$\left. \begin{aligned} h &= \frac{D}{2} \left(1 - \cos \frac{\phi}{2} \right) \\ A &= \frac{D^2}{8} (\phi - \sin \phi) \\ R &= \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\sin \phi}{\phi} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.2.3)$$

管路の場合、最大流量を与えるのは、 $h = 0.938D$ のときであり、このときの A 、 R を示せば、表-3.2.4 のとおりである。

表-3.2.4 水理諸元一覧

管 径 (mm)	$h = 0.938D$ (m)	A (m ²)	R (m)	$R^{2/3}$
600	0.56	0.275	0.174	0.312
700	0.66	0.375	0.203	0.345
800	0.75	0.490	0.232	0.378
900	0.84	0.620	0.261	0.408
1000	0.94	0.765	0.290	0.438
1100	1.03	0.926	0.319	0.467
1200	1.13	1.102	0.348	0.495
1350	1.27	1.395	0.392	0.535
1500	1.41	1.722	0.435	0.574

(4) 底樋改修工法の選定

柔構造底樋の改修工法には、従来工法の場合と同様に、開削・埋戻し工法と推進工法がある。堤高8～10 m以上では推進工法が経済的である場合がある。工法決定に際しては現場の状況を十分検討した上で経済比較を行い、決定するものとする。

表-3.2.5

工 法	工 法 選 定 の 基 準
推 進 工 法	経済比較の結果、開削・埋戻し工法より安価な場合、及び現場条件により開削・埋戻し工法が採用できない場合。
開削・埋戻し工法	上記以外の場合。

(5) 開削・埋戻し工法による設計

a. 現況堤体の開削断面

従来工法による現況堤体の開削断面は、図-3.2.8を標準とし、現場条件や土質を考慮の上決定する。

柔構造底樋による現況堤体の開削断面は、「設計基準・パイプライン」に示される土基礎の標準掘削幅（素掘りの場合）(表-3.2.6) に準じて、図-3.2.9を標準とし、現場条件や土質を考慮の上決定する。

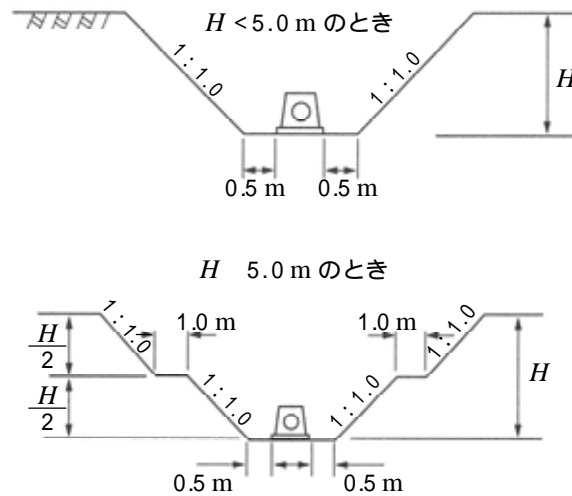


図-3.2.8 従来工法による現況堤体の開削断面（標準）

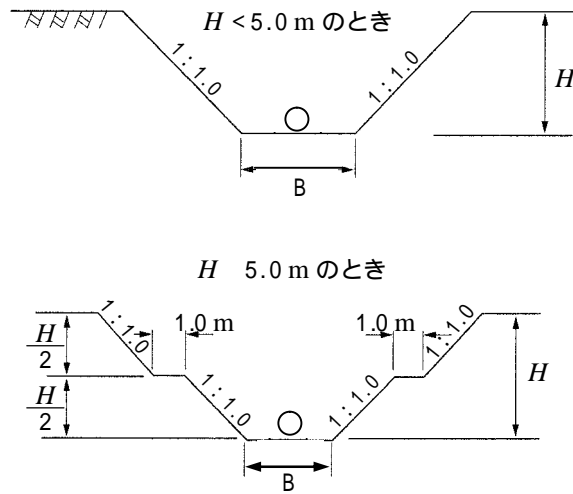


図-3.2.9 柔構造底樋による現況堤体の開削断面（標準）

表-3.2.6 ダクティル铸铁管の標準掘削幅B値(土基礎)

呼び径(mm)	B 値 (mm)	
	人力掘削	バックホウ掘削
600	1400	1400
700	1500	1500
800	1600	1600
900	1700	1700
1000	1800	1800
1100	1900	1900
1200	2200	2200
1350	2350	2350
1500	2500	2500

「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 平成10年3月」P.437

- b. 基礎の施工においては、地下水の変動による周辺への影響について注意を要する。特に、掘削による湧水と、それに伴う地盤沈下や、地下水低下対策工、及び施工中のヒービング、ボーリング、地盤沈下による近接構造物の変状等が生じないように配慮することが必要である。

(6) 土砂吐工の設計

底樋の入口には貯水中に堆積した土砂を排出するための土砂吐を設ける。土砂吐前面には、貯水時の締切と最下取水口の機能を兼ねる土砂吐ゲートを計画する。ゲートの巻上機は斜樋最下段の取水孔より高く、操作が可能な位置とし、操作上必要な場合は渡板等を設ける。

また、土砂吐前面に設ける取付水路に高さ 20～30 cm 程度の角落しを入れることで、ゲート戸当たり周辺への土砂集積を防ぎ、ゲートの水密性を確保することができる。

柔構造底樋では、土砂吐を設けなくて斜樋と連続した管路構造とすることも可能である。また、底樋の上下流にバルブを設置し、ため池の貯水位相当の内圧を利用したパイプライン化により取水ゲートの構造を簡略化・軽量化することも可能である。ただし、これらは今後の展開によるところが大きく、現状では、柔構造底樋についても土砂吐を設けて、この土砂吐を介して斜樋と接続する方法が一般的である。そのため、この部分が柔構造底樋の上流側の起点となる。

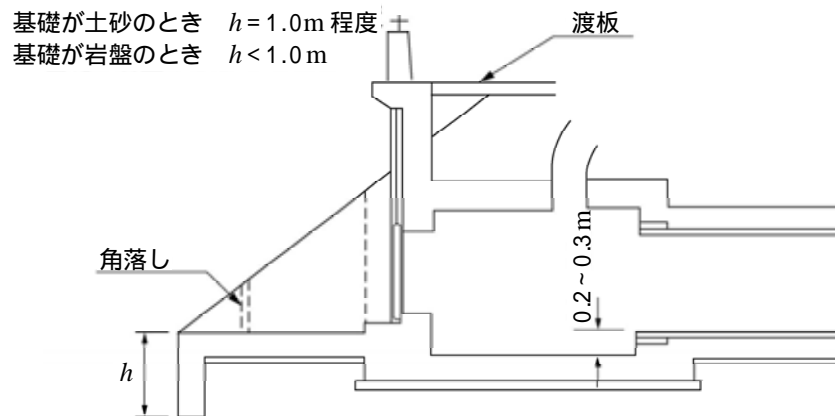


図-3.2.10 土砂吐工の例

(7) ゲートの設計

取水施設の各ゲートは、予想される荷重に対して安全な構造とするとともに、確実に開閉し、かつ、必要な水密性及び耐久性を有する構造とする。

(8) 推進工法

堤高がおおむね 8～10 m 以上の場合、開削・埋戻し工法では大量の土工量になるので推進工法が有利になる場合があるが、この場合は地質調査を十分に実施し、特に圧入管と周辺部との水密性等を検討しておく必要がある。なお、旧底樋は完全に閉塞する。

推進工法には、刃口推進工法、セミシールド工法、小口径管推進工法がある。底樋管の改修工法に採用する場合の各工法を比較した結果を、表-3.2.7 に示す。

推進工法による柔構造底樋の適用は可能である。推進工法による柔構造底樋では、推進工法用のダクティル鑄鉄管 US 形を用いる。

柔構造底樋を適用する推進工事では、一般的に地盤強化を図る目的で、薬液注入工法等の補助工法を行う。そのため、堤体地盤の局部的な不同沈下に留意し、沈下量の予測、縦断方向の検討などでは地盤対策（地盤改良等）を考慮した検討が必要である。

表-3.2.7 推進工法の比較

工 法	工 法 概 要 と 特 性	管体と地山との 空隙の補填状況	経 済 性
刃口推進工法	切羽の安定した地盤で推進管の先端に刃口を先導体として用い、人力により掘削、ずり出しを行うので、設備も簡単である。 管は原則として呼び径 800以上とする（昭和50年4月7日付け、基発第 204号に基づく労働省労働基準局長の通達による。災害防止のための指導）。 推進延長は、元押し推進で 50～70 m 程度。	裏込め注入が可能のため、グラウトによる空隙の充填が可能。	底樋管工事としては、他の工法と比べて経済的である。
セミシールド工法	管の先端にシールドを先導体として用いているので、シールドの選択により軟弱な土質等にも対応ができる。 管は呼び径 800以上（泥水式セミシールド工法の場合）とし、1200 mm 以上が望ましい。 推進延長は元押し工法で 100 m 程度。	裏込め注入が可能のため、グラウトによる空隙の充填が可能。	底樋管工事では距離が短い ため割高となる。
小口径管推進工法	小口径推進管又は誘導管の先端に小口径管先導体を接続し、立て坑等から遠隔操作して推進する工法である。 管は呼び径 250～700で、推進延長は 20～160 m 程度。	裏込め注入が不可能なため空隙が残り、漏水の原因になる。空隙の充填のためにはボーリング・グラウトが必要となる。	空隙の充填を行う必要がある ので割高となる。

表-3.2.7 から、底樋管の推進工法としては、刃口推進工法が一般的であるが、比較検討の上、決定する。刃口推進工法の略図を図-3.2.11 に示す。

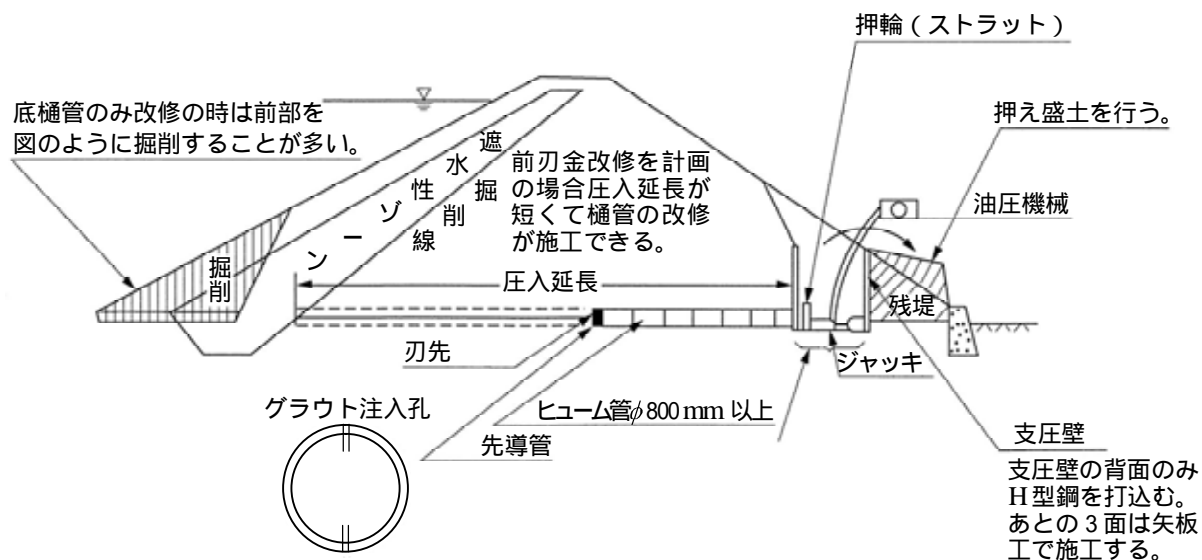


図-3.2.11 刃口推進工法の例

柔構造底樋における刃口推進工法では、JDP A G 1029 推進工法用ダクタイル鋳鉄管(US 形)内径 800 mm 以上等を油圧機械で圧入し、後にパイプ内面からグラウトを行う。

推進工の設計に当たっては、「下水道推進工法の指針と解説 - 2006年度版 - : (社)日本下水道協会」を参考とされたい。

(11) 旧底樋の閉塞

底樋の位置を変更することにより、不要になる底樋の閉塞については、以下を標準とする。

旧底樋の両端をコンクリートで閉塞する前に旧底樋内の堆積土を清水で押し流す。

両端をコンクリートで閉塞するに当たり、下流側の底にグラウトパイプを、上流側の天井に空気抜きを天井に設置しておく(図-3.2.12)。

モルタルグラウト(1:3)は下流側から注入し、上流空気抜きからモルタルがオーバーフローするまで注入する。

なお、旧底樋周辺が、漏水経路となっている場合も考えられるので、十分調査の上、必要に応じて対策を検討するものとする。

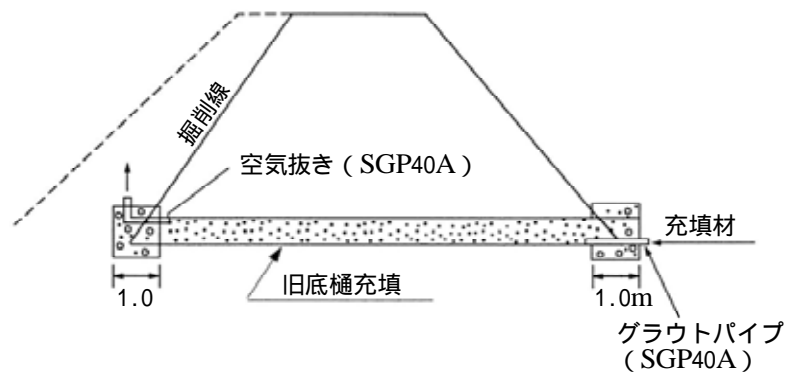


図-3.2.12 旧底樋の閉塞の例

3.2.4 底樋の細部構造

柔構造底樋では、伸縮・屈曲性、離脱阻止性を有する継手構造のダクティル鑄鉄管を使用する。

(1) 柔構造底樋の適用管種

ため池整備における柔構造底樋は、パイプラインとして実績のある離脱防止性を有する継手管路（ダクティル鑄鉄管 NS 形および US 形など）を堤体内に直接埋設する。

柔構造底樋に用いる管種は、圧力パイプラインでの実績が豊富で高い水密性と伸縮・屈曲性、離脱阻止性を有するダクティル鑄鉄管とする。その耐震継手の内、高い施工性及びコスト縮減を満足する NS 形の継手構造と性能を図-3.2.13 に示す。



図-3.2.13 柔構造底樋を構成するNS形ダクティル鑄鉄管継手の構造と性能

NS 形及び US 形継手は、伸縮性や可とう性に優れており、さらに離脱防止構造を備えた耐震継手となっている。そのため、地盤沈下や地震による地盤変状時にも管路全体が柔軟に順応して、管体に無理な力が作用しない。

柔構造底樋の設計に当たっては、「柔構造樋門設計の手引き」等を参考とするが、「柔構造樋門設計の手引き」では、適用するダクティル鑄鉄管の構造細目を次のように示している。

ダクティル鑄鉄管の最小部材厚は10mm以上とする。(呼び径1000以上)

ダクティル鑄鉄管の継手は、伸縮性と可とう性を持ち離脱防止機構を具備していることを原則とする。

ダクティル鑄鉄管の防食は、腐食代と塗覆装の組合せによることを標準とし、表-3.2.8に示す値とする。

表-3.2.8 ダクティル鑄鉄管の防食の標準

塗覆装箇所	塗覆装材料	腐食代(mm)	塗覆装厚(mm)
外 面	合成樹脂系塗料	1.0	0.1
内 面	モルタルライニング	-	4~15

注) モルタルライニングは JIS A 5314 による。

柔構造底樋の設計では、「3.2.6 縦断方向の検討」に示すように、底樋と基礎地盤の相対変位量が基礎地盤の降伏変位量以内となるように適切なスパン割とする。なお、底樋下に空洞が生じない目安として、地盤の沈下曲線（即時沈下量 + 圧密沈下量）と管路との位相差が最大で 50mm 以内を目標とする。

また、「3.2.5 横断面方向の検討」に示すように、とう性管であるダクティル鑄鉄管の使用においては剛性の高い管種とし、管体横断面の設計たわみ率は 3 % 以下としなければならない。

管体の基礎工の施工に当たっては、特に管体下部の水密性の確保ができる構造とする必要がある。

a. 底樋管の特徴

柔構造底樋に用いる継手構造のダクティル鑄鉄管には次のような特徴がある。

優れた可とう性で地盤変状にも対応

NS形、US形等の継手は伸縮性や可とう性に優れており、さらに離脱防止構造を備えた耐震継手となっている。そのため地盤沈下や地震による地盤変状時にも管路全体が柔軟に順応して、管体に無理な力が作用しない。

工期の短縮とコストダウンが可能

従来のコンクリート構造では建設に長期間を要するが、ダクティル鑄鉄管はメカニカル継手のため施工が容易かつ迅速であり、工期の短縮とコストダウンが図れる。

また、各継手が屈曲するため特別な可とう管が不要である。多少の降雨や湧水があっても作業は可能である。

高度な耐食性

ダクティル鑄鉄管は耐久性と耐食性に優れている。上水道をはじめ農業用水、下水道、工業用水、発電所などでの数多くの採用実績がある。

水の浸入および漏水を防止

継手の水密性が高いため、外部からの浸入水や管内からの漏水を確実に防止できる。

バリエーションが豊富

汎用の管材料として呼び径2600までJIS規格化されている。管の標準長さは呼び径により4m、5m、6mであるが、必要寸法の短管も製作可能である。

b. ダクティル鑄鉄管の許容屈曲角度

ため池底樋改修の一般的な適用口径と考えられる呼び径 600 から 1500 について、NS 形および US 形ダクティル鑄鉄管の継手の許容曲げ角度と伸縮余裕量を表-3.2.9 に示す。

NS 形継手および US 形継手は、許容曲げ角度まで屈曲した状態で、さらに管長の 1% に相当す

る±60mm(US形は+のみ)の伸縮が可能である。従って、許容値内での継手の屈曲によって地盤の圧密沈下に追従し、管路長の変化(管路線形が円弧状になることに伴う僅かな増加)も十分吸収することができる。

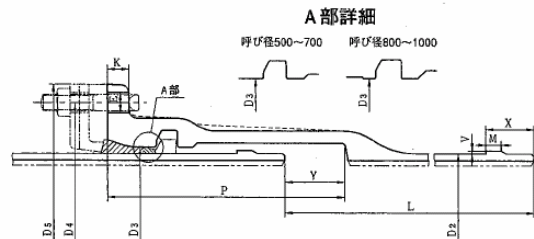
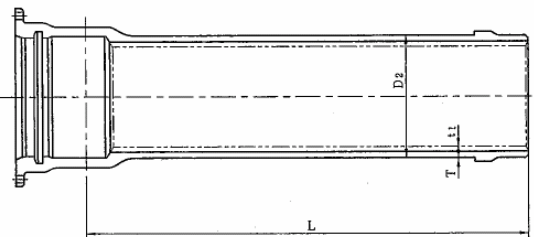
表-3.2.9 取水施設の型式別特徴

呼び径	許容曲げ角度	伸縮余裕量		備考
		伸び出し側 (mm)	入り込み側 (mm)	
600	2° 50 (-)	+60 (+60)	- 60 (- 0)	()内はUS形 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。
700	2° 30 (2° 30)	+60 (+60)	- 60 (- 0)	
800	2° 10 (2° 10)	+60 (+60)	- 60 (- 0)	
900	2° 00 (2° 00)	+60 (+60)	- 60 (- 0)	
1000	1° 50 (1° 50)	+60 (+60)	- 60 (- 0)	
1100	1° 40 (1° 40)	+60 (+60)	- 60 (- 0)	
1200	1° 30 (1° 30)	+60 (+60)	- 60 (- 0)	
1350	1° 30 (1° 30)	+60 (+60)	- 60 (- 0)	
1500	1° 30 (1° 30)	+60 (+60)	- 60 (- 0)	

c. ダクトイル鋳鉄管(NS形・S形)の形状・寸法

ダクトイル鋳鉄管(NS形・S形)の形状および寸法を表-3.2.10に示す。

[NS形]



単位 mm

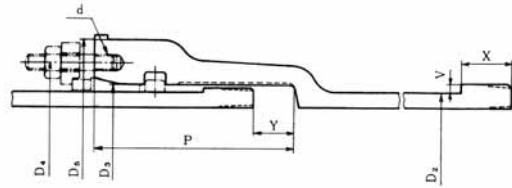
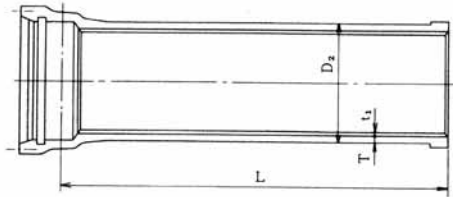
呼び径 D	管厚 T DS	外径 D2	各部寸法									
			D3	D4	D5	K	M	P	E	Y	V	X
500	8.5	528.0	544.0	654	700	27	19	295	23	75	4	60
600	10.0	630.8	646.8	758	804	28	19	295	23	75	4	60
700	11.0	733.0	753.0	876	930	29	25	332	27	75	6	80
800	12.0	836.0	856.0	985	1039	30	25	340	27	75	6	80
900	13.0	939.0	959.0	1098	1164	31	25	340	33	75	6	80
1000	14.5	1041.0	1061.0	1207	1273	32	25	348	33	80	6	80

ボルト の数	有効長 L	質量 (kg)				モルタルライニング (参考)		呼び径 D	
		受口 突部	挿し口 突部	鉄部 直部 1m 1本当 たり	厚さ t1	質量(kg) 直部 1m 1本当 たり			
14	6000	110	0.956	99.19	699	6	22.76	135	500
14	6000	132	1.14	139.45	959	6	27.27	162	600
16	6000	184	2.49	178.40	1240	8	42.28	251	700
20	6000	231	2.84	222.11	1550	8	48.32	286	800
20	6000	282	3.18	270.40	1890	8	54.35	322	900
20	6000	336	6.46	334.34	2320	10	75.25	445	1000

- 備考 1. 受口突部、挿し口突部及び直部1mの質量は、有効数字に丸めたので、その総和である1本当たりの質量とは必ずしも一致しない。
2. 受口外面の形状は、破線の形状でもよい。

3. 挿し口突部の形成は、溶接、鋳出し等適切な方法で行わなければならない。この場合、離脱防止力は、3DkN(Dは、呼び径mm)以上であること。

〔 S 形 〕



呼び径 D	管 厚					ライ ニング厚 t	外 径											ねじの 呼び d	ボルト の 数
	D1	D1.5	D2	D2.5	D3		D2	D3	D4	D5	P	Y	M	V	V'	V1	X		
500	9.5	-	8.5	-	8.0	6	528.0	544.0	602	652	290	75	19	-	4	2	60	M20	14
600	11.0	-	10.0	-	9.0	6	630.8	646.8	705	755	290	75	19	-	4	2	60	M20	14
700	12.0	-	11.0	-	10.0	6	733.0	753.0	823	883	330	75	25	-	6	3	80	M24	16
800	13.5	-	12.0	-	11.0	8	836.0	856.0	926	986	330	75	25	-	6	3	80	M24	20
900	15.0	-	13.0	-	12.0	8	939.0	959.0	1041	1113	330	75	25	-	6	3	80	M30	20
1000	16.5	-	14.5	-	13.0	10	1041.0	1061.0	1143	1215	340	80	25	4.0	6	3	80	M30	20
1100	18.0	-	15.5	-	14.0	10	1144.0	1164.0	1246	1318	340	80	25	4.5	6	3	80	M30	24
1200	19.5	-	17.0	-	15.0	10	1246.0	1266.0	1348	1420	340	80	25	5.0	6	3	80	M30	28
1350	21.5	-	18.5	-	16.5	12	1400.0	1420.0	1502	1574	360	80	25	5.5	6	3	90	M30	28
1500	23.5	-	20.5	-	18.0	12	1554.0	1574.0	1656	1728	360	80	32	6.0	6	3	90	M30	28
1600	25.0	23.5	22.0	20.5	19.0	15	1650.0	1674.0	1758	1830	360	75	32	6.0	8	4	90	M30	30
1650	25.5	24.0	22.5	21.0	19.5	15	1701.0	1725.0	1809	1881	360	75	32	6.0	8	4	90	M30	30
1800	28.0	26.0	24.0	22.5	21.0	15	1848.0	1872.0	1956	2028	365	75	32	6.5	8	4	90	M30	34
2000	30.5	28.5	26.5	25.0	23.5	15	2061.0	2085.0	2169	2241	375	80	38	7.0	8	4	90	M30	36
2100	32.0	30.0	28.0	26.0	24.5	15	2164.0	2188.0	2272	2344	390	80	38	7.5	8	4	100	M30	38
2200	33.5	31.0	29.0	27.0	25.5	15	2280.0	2304.0	2388	2460	390	80	38	8.0	8	4	100	M30	40
2400	36.5	34.0	31.5	29.5	27.5	15	2458.0	2482.0	2566	2638	395	85	38	8.0	8	4	100	M30	44
2600	39.5	36.5	34.0	31.5	29.5	15	2684.0	2712.0	2802	2874	415	85	38	9.0	10	6	100	M30	48

備考 1. 受口突部、挿し口突部及び直部1mの参考質量は、有効数字に丸めたもので、その総和である1本当たりの参考質量とは必ずしも一致しない。
2. 受口内面の形状は、破線の形状でもよい。

呼び径 D	外 径 D2	各 部 寸 法											ボルト の 数	参考質量 (kg)	
		D3	D4	D5	P	Y	V	X	ねじの 呼び d	受口 突部	挿し口 突部				
500	528.0	544.0	602	652	290	75	4	60	M20	14	151	2.87			
600	630.8	646.8	705	755	290	75	4	60	M20	14	166	3.42			
700	733.0	753.0	823	887	330	75	6	80	M24	16	288	7.97			
800	836.0	856.0	926	998	330	75	6	80	M24	20	349	9.06			
900	939.0	959.0	1041	1113	330	75	6	80	M30	20	421	10.2			
1000	1041.0	1061.0	1143	1215	340	80	6	80	M30	20	494	11.2			
1100	1144.0	1164.0	1246	1326	340	80	6	80	M30	24	581	12.3			
1200	1246.0	1266.0	1348	1432	340	80	6	80	M30	28	647	13.4			
1350	1400.0	1420.0	1502	1594	350	80	6	90	M30	28	792	16.9			
1500	1554.0	1574.0	1656	1764	360	80	6	90	M30	28	979	18.8			
1600	1650.0	1674.0	1758	1876	360	75	8	90	M30	30	1136	26.8			
1650	1701.0	1725.0	1809	1931	360	75	8	90	M30	30	1197	27.6			
1800	1848.0	1872.0	1956	2086	365	75	8	90	M30	34	1382	30.0			
2000	2061.0	2085.0	2169	2307	375	80	8	90	M30	36	1664	33.5			
2100	2164.0	2188.0	2272	2414	390	80	8	100	M30	38	1848	39.0			
2200	2280.0	2304.0	2388	2534	390	80	8	100	M30	40	2000	41.1			
2400	2458.0	2482.0	2566	2724	395	85	8	100	M30	44	2320	44.3			
2600	2684.0	2712.0	2802	2988	415	85	10	100	M30	48	3015	60.5			

備考 1. 受口内面の形状は、破線の形状でもよい。
2. 挿し口部の形状は、破線の形状でもよい。この場合、管端部の厚さは、管の管厚以上とする。

表-3.2.10 ダクタイル鋳鉄管の形状・寸法

(2) 止水壁

a. 止水壁の機能と型式

底樋外周面に沿った土粒子の流亡を防ぐため、止水壁を設ける（水みち形成を抑制）。

止水壁の設計にあたっては、十分な遮水性が確保できるよう適切な材料および施工法を採用する必要がある。

止水壁の型式は、コンクリート製のものと土質材料（粘性土）を用いたものがある。なお、コンクリート止水壁の施工例を図-3.2.14に、土質材料の標準的指標を表-3.2.11に示す。

柔構造底樋においては、粘性土を用いて構築した止水壁を標準とする。

表-3.2.11 土質材料の標準的な品質（参考）

品質項目	標準値
粒度	(75 μm 以下) 50% 以上
最大粒径	20 mm
含水比	60 ~ 70 %
塑性指数 IP	15 以上

止水壁の設置位置については図-3.2.15に示すとおり、底樋が遮水性ゾーンを横断する場合には遮水性ゾーンの範囲内に設置することを原則とするが、ゾーン境界面からのかぶり（1m程度）を確保するために遮水性ゾーンから外して設置する場合には、遮水性材料と同等の材料を用いて止水壁周辺部を置換えるものとする。なお、堤体改修工法、堤体の規模等に応じて止水壁の個所数を増やすことも検討する。

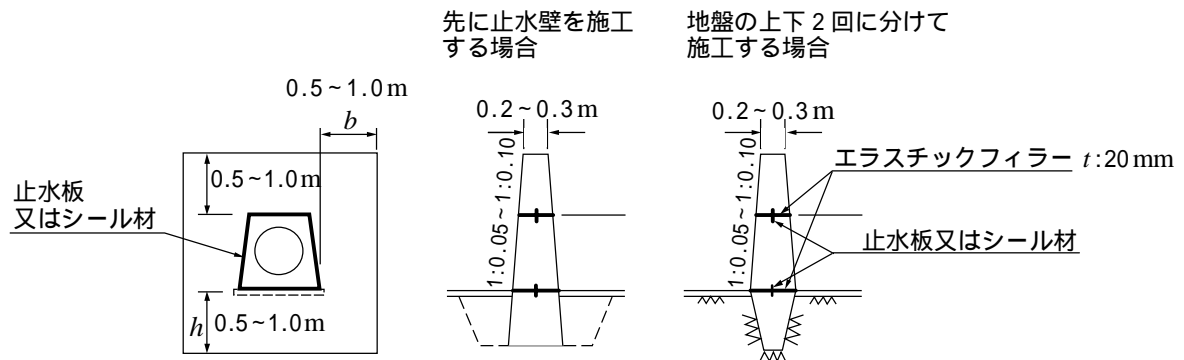


図-3.2.14 止水壁の施工例

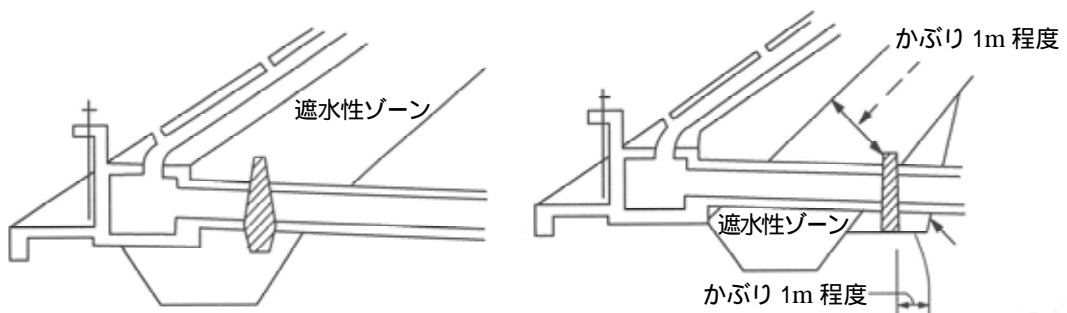


図-3.2.15 止水壁の位置

b. 止水壁の構造

従来工法の底樋に設ける止水壁は、巻立てコンクリートから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る。しかしながら、コンクリート構造物は沈下への管路の追従を阻害する恐れがあること、堤体内への亀裂の起点となる恐れがあること等が指摘されている。これらを考慮して柔構造底樋では、図-3.2.16に示す粘性土を用いた止水壁を標準とし、水みちの形成や土粒子の移動を抑制する。また、管体の変位することによって粘性土との間に連続した隙間が生じることを避けるため、粘性土で巻き立てられる管外面には止水板を設ける。

止水板の構造例を、図-3.2.17に示す。

粘性土で巻き立てられる止水板の張り出し長は200mm程度としているが、これは粘性土と管外面との間に連続した隙間ができないようにし、底樋と止水壁が一体となることを目的としている。底樋周辺を浸透する水は、粘性土による止水壁の張り出しを迂回して流れる。

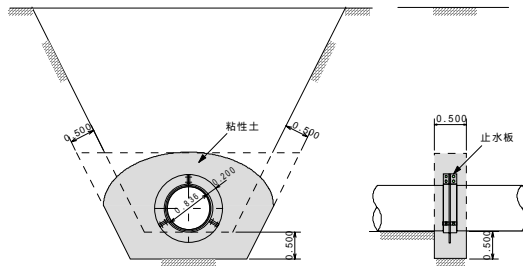
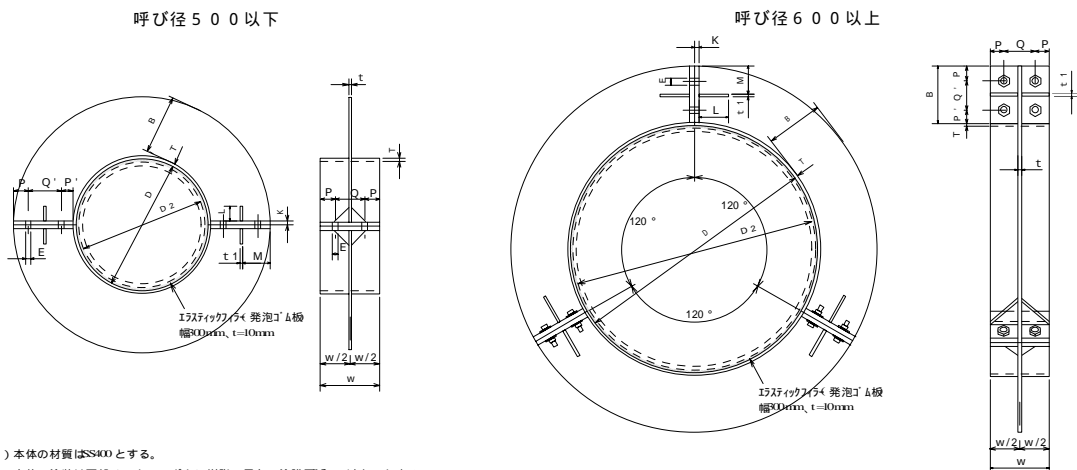


図-3.2.16 柔構造底樋における止水壁の構造



- 注) 本体の材質はSUS304とする。
- 注2) 本体の塗装は亜鉛メッキ+エポキシ樹脂(黒色、塗膜厚0.3mm以上)とする。
- 注3) 本体は仮組み検査を行い、ボルト接合部の内周面に段差が生じないことを確認する。また検査合格時の合わせ面には、現地で識別できるようポンチ等で刻印しておくこと。
- 注4) ボルト・ナット・ワッシャは亜鉛メッキとする。
- 注5) 管と本体の隙間に設置するエラストックフィラーは別途準備し、現地据付時に取り付けること。

呼び径	管外径	管径	標準的な寸法										エラストックフィラーの寸法							
			厚	w	T	t	H	E	P	Q	Q2	t1	L	M	ボルト	ナット	本体分断数	幅	高さ	巻戻し長さ
250	271.6	±1.5	252	200	200	9	8	12	22	45	50	130	105	9	80	90M30×80L	8	300	100	804
300	322.8		323	200	200	9	8	12	22	45	50	130	105	9	80	90M30×80L	8	300	100	1014
350	374.0	+1.5	384	200	200	9	8	12	22	45	50	130	105	9	80	90M30×80L	8	300	100	1174
400	425.2	-2.8	435	200	200	9	9	12	22	45	50	130	105	9	80	90M30×80L	8	300	100	1334
450	476.4		487	200	200	9	9	12	22	45	50	130	105	9	80	90M30×80L	8	300	100	1494
500	527.6	+2.0	538	200	200	9	9	12	22	45	50	130	105	9	80	90M30×80L	8	300	100	1654
600	630.0	-1.0	641	200	200	9	9	18	22	45	50	130	105	9	85	90M30×80L	12	300	100	1982
700	732.0		743	200	200	9	9	18	22	45	50	130	105	9	85	90M30×80L	12	300	100	2310
800	834.0		845	200	200	9	9	18	22	45	50	130	105	9	85	90M30×80L	12	300	100	2638
900	936.0		947	200	200	9	9	18	22	45	50	130	105	9	85	90M30×80L	12	300	100	2966
1000	1041.0	+2.0	1051	200	200	9	9	18	22	45	50	130	105	9	85	90M30×80L	12	300	100	3294
1100	1144.0	-4.0	1154	200	200	9	9	18	22	45	50	130	105	9	85	90M30×80L	12	300	100	3622
1200	1248.0		1258	200	200	9	9	18	22	45	50	130	105	9	85	90M30×80L	12	300	100	3950
1300	1400.0		1410	200	200	9	9	18	22	45	50	130	105	9	85	90M30×80L	12	300	100	4278
1500	1554.0		1564	200	200	9	9	18	22	45	50	130	105	9	85	90M30×80L	12	300	100	4606

図-3.2.17 柔構造底樋における止水板の構造例

c. 止水壁の設置位置

柔構造底樋における止水壁の設計方針は、堤体の改修型式により下記とする。

均一型堤体の場合

堤体改修型式が均一型の場合には、全断面がほぼ同一材料で施工され、ゾーン型の遮水性材料よりいくぶん透水性の高い材料も使用されることから、柔構造底樋の止水壁は図-3.2.18に示すように止水板を粘性土で巻き立てた止水壁構造とする。

堤体の規模が大きい場合には、下流側にも止水壁を設けることにより、土粒子流亡と水みち抑止への安全性を向上させる。下流側の止水壁は、底樋下流端から直管1本程度離れた箇所を設置し、止水板のみを取り付け、法先までの底樋周りはフィルター機能を有するドレーン材で埋戻すものとする。なお、法先ドレーンと連続させることにより、底樋周りの水位を低下させる。

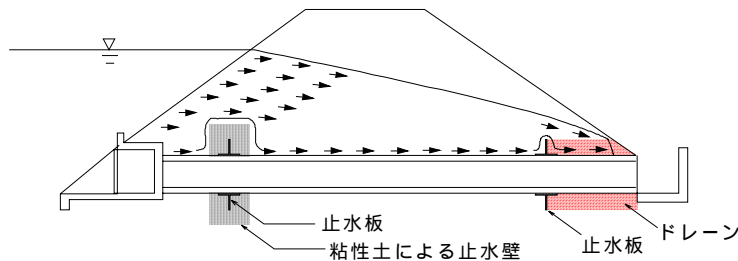


図-3.2.18 止水壁設置位置（均一型堤体の場合）

傾斜遮水ゾーン型堤体の場合

堤体改修型式が傾斜遮水ゾーン型の場合には、従来工法と同様に、遮水性ゾーン内に止水壁を設置することを原則とする。

このとき、止水板の周囲は遮水性材料で巻き立てられるため、粘性土による巻き立てを行う必要はない。ただし、均一型の場合と異なり遮水ゾーンを横断する底樋周りの浸透には注意が必要である一方で、止水板のみが配置される構造となることから、その張り出し長は粘性土による止水壁と同じ500mm程度とする。なお、下流側の止水壁は、均一型の場合と同様に考える。

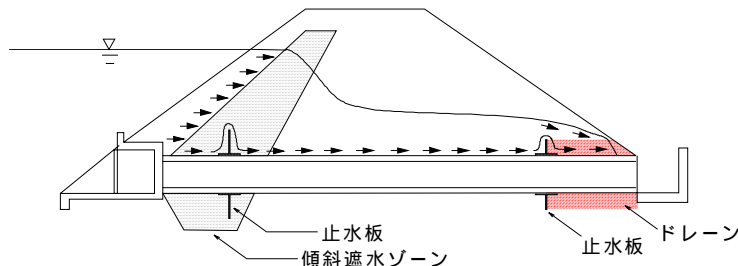


図-3.2.19 止水壁設置位置（傾斜遮水ゾーン型堤体の場合）

3.2.5 横断面方向の検討

管路の横断面方向の検討は、「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、土被り・工法の違いに応じて適切な管厚を選定する。

柔構造底樋の横断面方向の検討は、「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う。

(1) 設計数値の選定

a. 設計支持角

曲げモーメントの計算に用いる設計支持角は、「設計基準・パイプライン」P.284(表-9.4.3)表-3.2.12 の値を標準とする。

埋戻し材(基礎材)にSC、SMなどを用いる場合の設計支持角は90°となる。

表-3.2.12 締固めた土基礎の設計支持角(°)

土質分類		管種 施工支持角	不とう性管		とう性管
			120 以上	180 以上	360
礫質土	G、GS		90	90	120
	GF		90	90	90
砂質土	S、SGのうち小分類において SW、SW-G、SGW		90	120	120
	S、SGのうち小分類において SP、SP-G、SGP		90	90	90
	その他のS、SG、SF		60	60	90

- 注 1：設計支持角は管体が基礎上に布設された状態において確実に均等な反力分布が期待できる範囲とし、基礎材として適当と判定された材料について、土質試験による分類に応じこの表の値を使用する。
- 2：とう性管の基礎材は、管底部の反力とともに管側部の反力にも有効に働かなくてはならない。スパングレーによれば、その反力は管底から管頂までの埋戻し材(基礎材)の施工状態に支配されるとしている。この意味から、従来は基礎部、埋戻し部と区分していたものを管底から管頂まで同一の基礎材で埋め戻すものとする(施工支持角は360°となる)。
- 3：300mm以下の小口径管において基礎材料にML、CLを使用する場合の設計支持角は、不とう性管30°、とう性管60°とする。ただし、この場合でも管底部より下の基礎材料は礫質土、砂質土を使用する。

b. 基礎材の反力係数

基礎材の基準反力係数 e'_0 は「設計基準・パイプライン」P.294(表-9.4.11)表-3.2.13 の値を、基礎材の締固め度合いによる補正係数 ϕ_0 は「設計基準・パイプライン」P.295(表-9.4.13)表-3.2.14 の値を標準とする。

この基準で設計数値が示された基礎材料は、砂質土および礫質土であるため、堤体材料として用いるような細粒分の多い材料については、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る。

ため池の場合、一般には現地盤が粘性土、基礎材料が砂質土の値 $e'_0=3000 \text{ kN/m}^2$ を用いる。

【参考】実証試験における底樋の設計・施工は、「砂礫混じり粘土(CL-SG)」を基礎材料に適用し、撒出し厚20cm、締固め度D値90%以上で管理した。

構造計算には「粘性土地盤における砂質土」の反力係数を採用した。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、反力係数は設計値の1.7倍程度と良好な値を示している。

表-3.2.13 基準反力係数 e'_0 (kN/m²)

施工方法 基礎材料	矢板施工		素掘り施工	
	砂質土	礫質土	砂質土	礫質土
現地盤の土質				
礫質土	3,500	5,000	4,500	6,000
砂質土	3,000	4,000	4,000	5,500
粘性土	2,500	3,500	3,000	4,000
その他	1,000	1,500	1,500	2,000

- 注1：管側部における現地盤区分が2層以上となる場合は、管心レベルに占める割合により判定する。
 2：その他の地盤とは、高有機質土やN値が0程度の極めて軟弱な膨潤するような地盤をいう。
 3：岩盤は礫質土を参照する。
 4：簡易土留工法は素掘り施工と同等とする。

表-3.2.14 締固め度合いによる補正係数 b

区分	締固め度	
砂質土	1.0	1.2
礫質土	1.0	1.1

締固め度は、表-3.2.16 注：を参照のこと

c. 変形遅れ係数

変形遅れ係数は「設計基準・パイプライン」P.292(表-9.4.9)表-3.2.15の値を標準とする。

表-3.2.15 変形遅れ係数 F_t の標準値

基礎材料	砂質土	礫質土
現地盤の土質		
礫質土	1.0	1.0
砂質土	1.1	1.0
粘性土	1.3	1.2
その他	1.5以上	1.5

- 注1：現地盤の支持強さなどの土質条件，地下水位の変動状況に応じて，±0.2程度の範囲を考慮する。
 2：いかなる場合も F_t 1.0とする
 3：変形遅れ係数のもととなる管のたわみ量は埋設完了後3ヶ月目までに大半が進行することから，埋設完了後3ヶ月以降の変形遅れを対象にする。なお，矢板引抜きの変形への影響は引抜き後1ヶ月程度で解消するので，現地盤の土質区分別に本表を標準とする。
 4：口径300mm以下の場合には， $F_t=1.0$ を標準とする。

【参考】

実証試験の結果「砂礫混じり粘土(CL-SG)」を用いた場合の変形遅れ係数は1.17となり、現地盤が粘性土、基礎材料が砂質土の設計値を満足している。

d. 設計たわみ率

たわみ量から定まる管厚の計算に当たっては、管のたわみ量を許容たわみ率以内に収めるため、バラツキの幅を考慮して「設計基準・パイプライン」P.291(表-9.4.6)表-3.2.16 の設計たわみ率の値を標準とする。

表-3.2.16 設計たわみ率の標準

締固めの程度	締固め	締固め
許容たわみ率 (%)	5	5
たわみ率のバラツキ (%)	±2 (±1)	±1
設計たわみ率 (%)	3 (4)	4

注1：締固めの程度は次のとおりとする。

締固め ……締固め度 90%平均 (一定の仕様を定めて管理する締固め)

締固め ……締固め度 95%平均 (厳密な施工管理のもとで行う締固め)

管理精度 ……施工上のバラツキ具合は±5%以内とする。

2：()内は基礎材料に礫質土を使用した場合の値を示す。

e. 管厚

最終管厚 T は、求められた必要管厚 t に腐食代および管厚公差余裕を見込んで下式により求める。

$$t+1 \geq 10\text{mm} \quad T=1.1(t+1)$$

$$t+1 < 10\text{mm} \quad T=t+2$$

(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る。

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

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

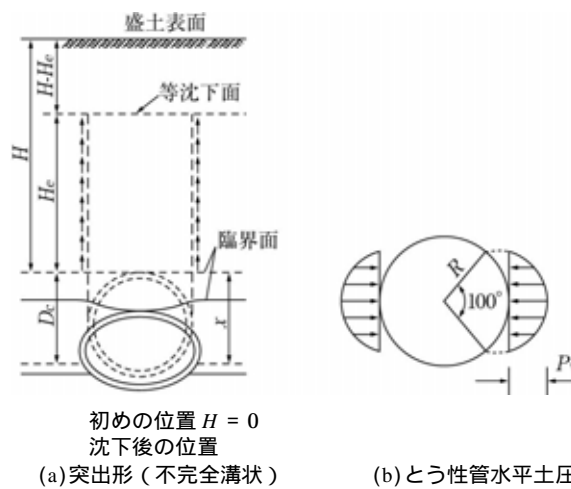


図-3.2.19 とう性管の土圧分布

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する。

$W_v = w \cdot H$ (3.2.4)

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による。

マーストン公式 (溝形)

溝形の場合の鉛直土圧を計算する。

$W_v = C_d \cdot w \cdot B$ (3.2.5)

$C_d = \frac{1 - e^{-2K \cdot \mu' (H/B)}}{2K \cdot \mu'}$ (3.2.6)

ここに、 C_d : 溝形の場合の土圧係数

B : 管頂における溝幅 (m)

$$K : \text{ソキの主動土圧係数} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

μ' : 埋戻し土と地山の摩擦係数 μ

μ : 埋戻し土の摩擦係数 = $\tan \phi$

: 埋戻し土の内部摩擦角 (°)

マーストン公式 (突出形)

突出形の場合の鉛直土圧を計算する。

$$W_v = C_c \cdot w \cdot D_c \dots\dots\dots (3.2.7)$$

$H \leq H_e$ のとき

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu(H/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \dots\dots\dots (3.2.8)$$

$H > H_e$ のとき

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu(H/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} + \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) e^{-2K \cdot \mu(H_e/D_c)} \dots\dots\dots (3.2.9)$$

上式の H_e は式(3.2.10)から求める。

$$\begin{aligned} & \frac{e^{-2K \cdot \mu(H_e/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \left\{ \frac{1}{2K \cdot \mu} - \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \right\} - \frac{1}{2} \left(\frac{H_e}{D_c} \right)^2 \\ & - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) e^{-2K \cdot \mu(H_e/D_c)} - \frac{1}{2K \cdot \mu} \cdot \frac{H_e}{D_c} + \frac{H}{D_c} \cdot \frac{H_e}{D_c} = -\gamma_{sd} \cdot P \cdot \frac{H}{D_c} \end{aligned} \dots\dots\dots (3.2.10)$$

ここに、 C_c : 突出形の場合の土圧係数

D_c : 管の実外径 (m)

P : 突出比 = 1.0

$_{sd}$: 沈下比 = -0.1

ここで、式(3.2.5)の溝形公式による鉛直土圧と、式(3.2.7)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する。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する。

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する。

(3) たわみ率の計算

柔構造底樋の断面方向のたわみ量を次式により計算する。

$$X = X_1 + X_2 \dots\dots\dots (3.2.11)$$

$$X_1 = F_1 \cdot \frac{2 \cdot (K \cdot W_v \cdot R^4 + K_o \cdot w_o \cdot R^5 + K_p \cdot W_p \cdot R^4)}{EI + 0.061 \cdot e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots (3.2.12)$$

$$X_2 = F_2 \cdot \frac{2 \cdot K \cdot W_w \cdot R^4}{EI + 0.061 \cdot e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots (3.2.13)$$

ここに、 X : 水平たわみ量 (m)

X_1 : 荷重 (活荷重を除く) によるたわみ量 (m)

X_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/m²)

W_w : 自動車荷重による鉛直土圧 (kN/m²)

w_o : 水の単位体積重量 = 9.8 kN/m³

W_p : 管体の単位面積当たりの重量 = $\rho \cdot T$ (kN/m²)

ρ : 管材の単位体積重量 (ダクタイル鋳鉄管の場合、 $\rho = 70$ kN/m³)

K, K_o, K_p : 支持角によって決まる係数 (表-3.2.17 参照)

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 (ダクタイル鋳鉄管の場合、 $E = 160000000$ kN/m²)

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(3.2.7)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)

表-3.2.17 K, K_o, K_p の値

設計支持角	60°	90°	120°
K	0.103	0.096	0.089
K_o	0.096	0.085	0.075
K_p	0.191	0.169	0.149

e は、式(3.2.14)で計算する。

$$e' = e_o' \cdot \alpha_a \cdot \alpha_b \cdot \alpha_w \quad \dots\dots\dots (3.2.14)$$

ここに、 e_o' : 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(3.2.15)による。

α_b : 基礎材の締固め度合による補正係数 (締固め度 の場合 1.0)

α_w : 地下水の影響による補正係数 式(3.2.16)による。

$$\alpha_a = \{1 + 0.1 \cdot (B_c - B_s)\} \leq 1.2 \quad \dots\dots\dots (3.2.15)$$

$$\alpha_w = \frac{P_r - 45}{50} \dots\dots\dots (3.2.16)$$

ここに、 B_c : 管中心位置での溝幅 (m)
 B_s : 標準溝幅 (m)
 P_r : 基礎材の締め固め度 (%)

次式によるたわみ率が、設計たわみ率 (3%) 以下でなければならない。

$$= \frac{X}{2 \cdot R} \times 100 \dots\dots\dots (3.2.17)$$

ここに、 : たわみ率 (%)
 R : 式(3.2.12)と同じ。
 X : 式(3.2.11)による。

(4) 水平土圧の計算

たわみ量から水平土圧を計算する。

$$P_h = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{X_1}{2} + \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{X_2}{2} \dots\dots\dots (3.2.18)$$

ここに、 F_1, e, R : 式(3.2.12)と同じ。
 X_1 : 式(3.2.12)による。
 X_2 : 式(3.2.13)による。
 F_2 : 式(3.2.13)と同じ。

(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が最大値を示す管底部について、下式で計算する。

$$M = k \cdot (W_v + W_w) R^2 + k_o \cdot w_o \cdot R^3 + k_p \cdot W_d \cdot R - 0.166 P_h \cdot R^2 \dots\dots\dots (3.2.19)$$

ここに、 M : 発生曲げモーメント (kN・m/m)
 R, w_o : 式(3.2.12)と同じ。

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

ρ : 式(3.2.12)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 (表-3.2.18 参照)
 P_h : 式(3.2.18)による。

表-3.2.18 k, k_o, k_p の値

設計支持角	60°	90°	120°
k	0.377	0.314	0.275
k_o	0.420	0.321	0.260
k_p	0.134	0.102	0.083

(6) 許容水圧

管の許容水圧は、下式で求める。

$$\sigma_a = \frac{H_a \cdot D_o}{2 \cdot t} + \lambda \cdot \frac{6M}{t^2} \quad \dots\dots\dots (3.2.20)$$

より、

$$H_a = \frac{2 \cdot t}{D_o} \cdot \left(\sigma_a - \lambda \cdot \frac{6M}{t^2} \right) \quad \dots\dots\dots (3.2.21)$$

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

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(3.2.19)による。

λ : 曲げ応力を引張応力に換算する係数 (ダクタイル鋳鉄管の場合 0.7)

式(3.2.21)で求めた許容内圧が、設計内圧よりも大きければよい。
底樋に内圧が作用しない場合には、式(3.2.21)が正の値であればよい。

3.2.6 縦断方向の検討

管路の縦断（管軸）方向の検討に当たっては、地盤の沈下量分布、堤体の断面形状等を考慮し、各継手の屈曲角度が許容値以内になるように適切な配管（スパン割）を決定する。

(1) 地盤の支持に対する安定

柔構造底樋と基礎地盤の相対変位量は、基礎地盤の降伏変位量以内でなければならない。

柔構造底樋の支持地盤に対する安定は、底樋と地盤との相対変位量（相対沈下量）が許容値以内であることを照査することで行う。

底樋は地中構造物であり、一般に底樋はそれが排除した堤体土の重量より軽いため、底樋直下の鉛直支持力が問題になることは少ない。底樋を改修する場合の考え方も同様である。この意味で、柔構造底樋は、排土重量を補償した基礎の設計と位置付けられる。このため、柔構造底樋は、地盤の支持力の照査を省略することができる。このため、柔構造底樋の地盤支持に対する安定は、底樋と地盤との相対変位量を用いて基礎地盤の降伏変位量で照査することとした。

柔構造底樋と地盤との相対変位量は、図-3.2.21 に示すように発生する。

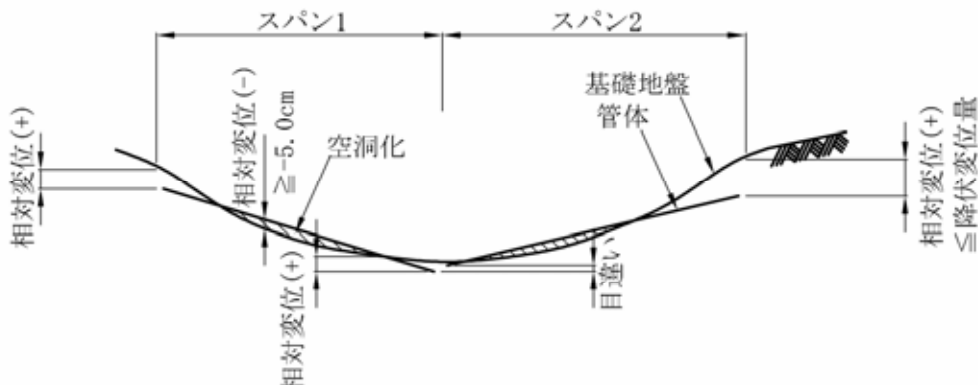


図-3.2.21 底樋管と地盤の相対変位

「構造樋門設計の手引き（平成11年2月）：（財）国土開発技術研究センター編」p.236

底樋と地盤との正の相対変位量は、地盤の降伏変位量を超えないものとする。また、底樋と地盤との負の相対変位量（空洞量）も許容値を超えないものとする。

正の相対変位量の許容値は地盤の降伏変位量とするが、地盤の降伏変位量としては、基礎幅の1.0%かつ5.0cm以内であれば基礎地盤の弾性変形以内とみなすことが可能と考えられている。

負の相対変位量は、底樋下の空洞化を判定する目安であり、この値をできるだけ小さくする必要があるが、計算上の負の相対変位量そのまま空洞量となるわけではないと考えてよい。このため、許容値としては-5.0cm以内を目標とする。

従って、柔構造底樋の管路縦断（管軸）方向の検討では、地盤の沈下曲線（即時沈下量+圧密沈下量）と管路との位相差が最大で5.0cm以内を目標とするように配管（スパン割）することで、地盤に対する安定を照査する。

(2) 配管（スパン割）の検討

柔構造底樋の管路縦断（管軸）方向の検討は、図-3.2.22 に示す手順に従い、地盤の残留沈下量分布、堤体の断面形状、基礎および地盤の変形特性等を考慮し、各継手の屈曲角度が許容値以内になるように適切な配管（スパン割）とする。

大きな沈下を許容する柔構造底樋では、不同沈下の影響が避けられないため、地盤条件および構造特性に応じて底樋管の管長（スパン長）を設定することが望ましい。また、柔構造底樋は管軸たわみ性を確保するために地盤の残留沈下量分布に対応した配管とする必要がある。

具体的には、地盤の残留沈下量（即時沈下量 + 圧密沈下量）分布に基づいた配管を仮定し、管路と地盤変位（最終沈下曲線）との離れ（相対変位）が 5.0cm 以内に抑えられているかどうか、また仮定した底樋の配管にて管路両端部を自由端とし、各継手の位置を地盤変位（最終沈下曲線）に一致させたときに、それぞれの継手における屈曲角が許容値（許容曲げ角度）以内であるかどうかを検証することにより、適切な配管（継手位置）を決定する。

なお、配管計画においては、キャンパー盛土を併用する場合のキャンパー量や構造物との接合を考慮し、短管および継輪を用いるなど、底樋の変位量に対応できる適切な配管を検討する。

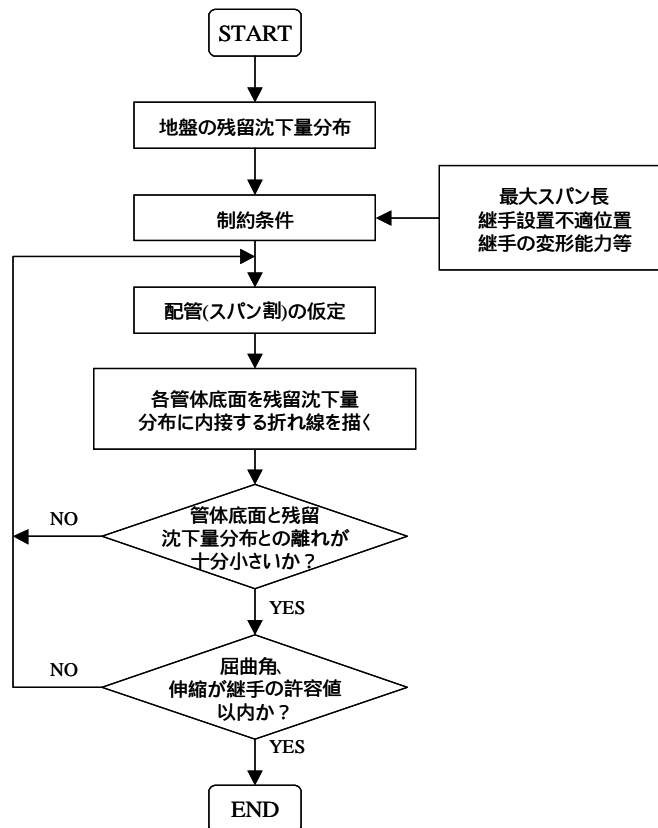


図-3.2.22 縦断（管軸）方向の検討手順

(3) キャンバー盛土

柔構造底樋の不同沈下対策として、地盤の沈下分布に対応した適切な高さのキャンバー盛土を設置することができる。

残留沈下量の一部に対応するキャンバー盛土を行い、底樋を上げ越して設置することによって、地盤の沈下に伴う底樋の沈下量を実質的に少なく抑えることが可能であり、底樋の不同沈下を軽減することができる。このように、底樋の下に設ける盛土をキャンバー盛土と呼ぶ。

一般に、キャンバー量の決め方としては、次の二つの考え方がある。

即時沈下分布相当量をキャンバー量とする。

即時沈下分布 + ある期間の圧密沈下分布相当量をキャンバー量とする。

の場合は、即時沈下の推定精度が高ければ盛土完了時にはキャンバー量がほとんど沈下し、供用時にキャンバーが残ることはない。の場合は、底樋の不同沈下をより小さくすることができる。

ただし、キャンバー量が供用後も長期にわたって残留すると、底樋の疎通能力を損なうことがあるので、その設定に当たっては、沈下量の推定精度を考慮した検討が必要である。

また、使用する継手は、キャンバー量および残留沈下量を考慮した底樋の変位量に対応できる変形能力を有するものとし、この継手が沈下に対応して容易に変形が可能となるように施工上で配慮しなければならない。

キャンバー盛土の例を図-3.2.23に示す。

大きな沈下量が予測されるため池底樋では、堤体の断面形状により正規の縦断勾配が確保されない状況（凹部、逆勾配の発生）が容易に推測される。そのことで底樋の疎通能力が損なわれたり、土砂が堆積するなどの悪影響が予測される場合は、キャンバー盛土の併用を考慮することが望ましい。また、キャンバー量の設定により、流水の疎通能力に支障があると予測される場合は、断面の余裕を確保する等に対応する必要がある。

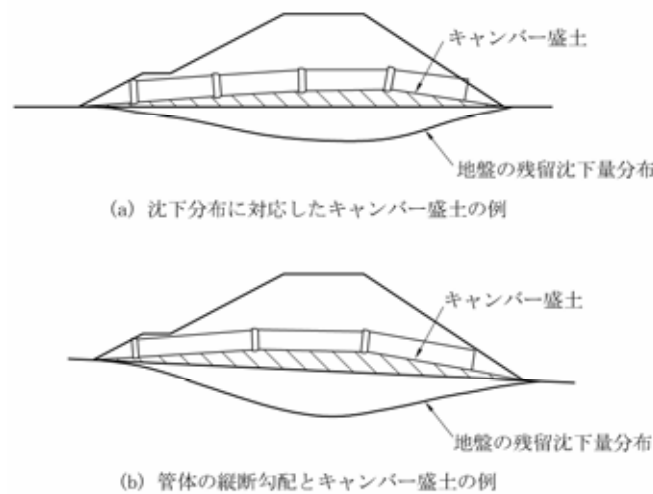


図-3.2.23 キャンバー盛土の例

柔構造底樋においてキャンバー盛土を考慮する場合は、図-3.2.24 に示すように残留沈下量からキャンバー量を控除して設計用の残留沈下量とすることができる。

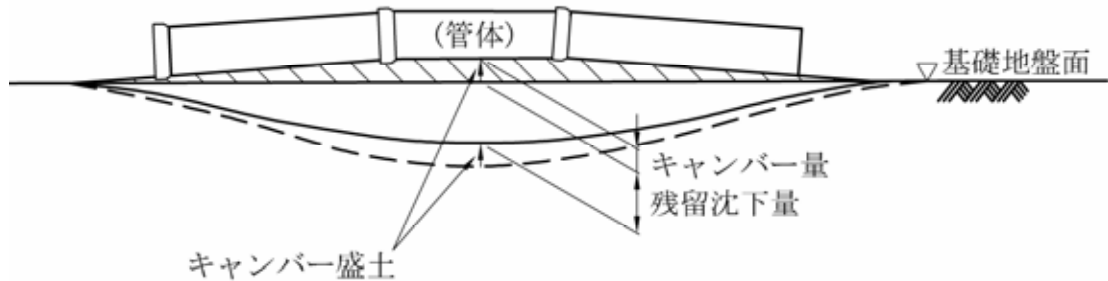


図-3.2.24 キャンバー盛土を考慮する場合の残留沈下量

「構造樋門設計の手引き（平成11年2月）：（財）国土開発技術研究センター編」p.121

引用・参考文献

- 農林水産省農村振興局：土地改良事業設計指針「ため池整備」（平成18年2月）
- 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」基準書・技術書（平成13年2月）
- 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準 設計「パイプライン」基準書・技術書（平成10年3月）
- （財）国土開発技術研究センター編：柔構造樋門設計の手引き（平成11年2月）

第 4 章 施 工

4.1 施工計画

施工計画の目的は、所定の期間内に、設計条件を満足する構造物を経済的にしかも安全に建設することである。

計画立案に当たっては、地形、地質、気象、水文、生態系といった自然的条件に加え、工事的・社会的条件等多岐にわたる事項を考慮することが必要である。

軟弱地盤における柔構造底樋の施工は、地盤の性状などによって対応策が種々異なり、施工方法の適・不適や技術の優劣、施工計画時点の検討の精粗が完成したため池の安全性に著しい影響を与え、場合によっては堤体および底樋の機能に重大な支障をきたすことがある。従って、あらかじめ設計上の諸条件を熟知して施工上必要な諸事項について十分な検討を加え、全過程を通じて設計で与えられた諸元や機能を満足し、また安全な施工ができるような施工計画を立案する必要がある。

4.2 施 工

(1) 施工フロー

一般的な柔構造底樋による取水施設工事の施工フローを、図-4.2.1 に示す。

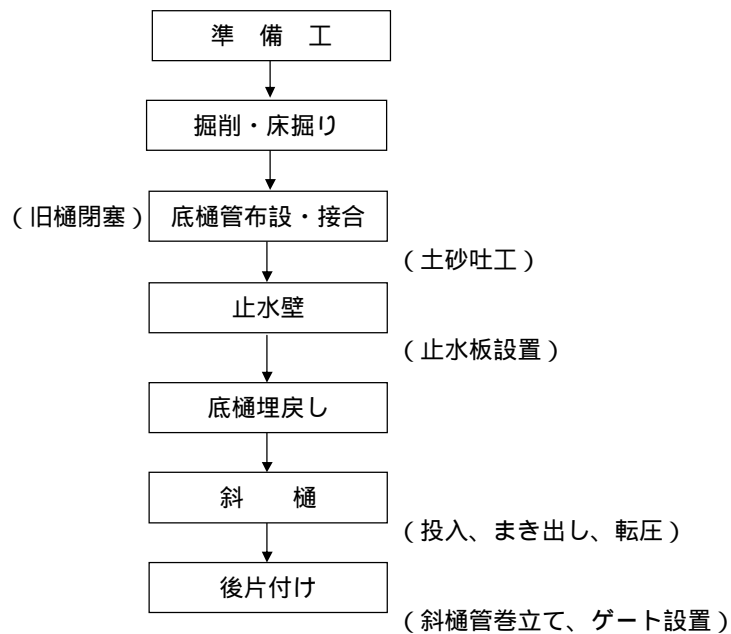


図-4.2.1 ため池整備工事の施工フロー

(2) 施工内容

a. 掘削、基盤整形

基礎地盤の状況、高さを慎重に確認しながら掘削を行い、丁寧に整形する。掘削完了時は基礎地盤の支持力確認を行う。

基盤整形は、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、レベル調整する。

管継手部では接合に必要な継手掘りを行う。



基盤整形

b. 底樋管の布設、接合

底樋管は心出し・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う。



底樋管の接合

c. 止水壁の設置

柔構造底樋の止水壁は粘性土で構築する。粘性土で巻き立てる部分の管外面には止水板を取り付け、隙間なく密着させる。



止水壁の設置

b. 埋戻し

底樋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る。



管底部への基礎材投入・締固め

底樋管周辺部はパイピングが発生しやすいため、底樋管巻立てコンクリート及び止水壁周辺部の盛土は、構造物との確実な密接性及び所定の密度が得られるよう、タンパやランマ等で入念に転圧しなければならない。また、転圧機械により底樋管等を破損しないよう、十分注意しなければならない。



まき出し・締固め

底樋管頂+0.6mより上の埋戻しは、堤体盛土と同様に機械施工とする。



機械埋戻し

土砂吐工と底樋管の接合部は、調査・設計段階で詳細に把握することが困難な場合が多く、不同沈下等が発生することが考えられるため、状況を確認し、漏水が発生しないよう細心の注意を払い施工しなければならない。

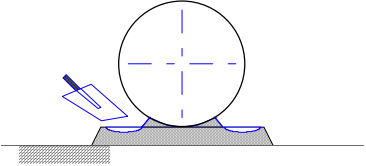

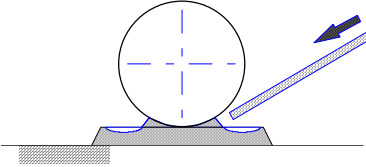

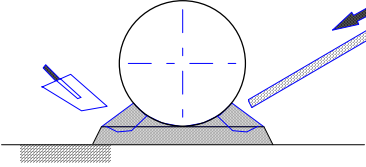

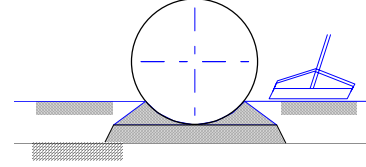

(3) 試験施工に基づく埋戻し方法の検討

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、埋戻し過程において管下部の撤出し・転圧を特に入念に行うことが水みち抑止のために重要である。本工法では撤出し厚を200mmとし、施工支持角180°までは突き棒で管の周囲を入念に突き固める。

管底部の埋戻しを良好に行うために実施した試験施工の結果に基づく施工手順を図-4.2.2に示す。すなわち、まず台基礎を成形し、その上に管を設置して台基礎を削るように管底部に投入・突き固め、その後埋め戻し材料を投入する方法が有効である。

試験施工における転圧条件を図-4.2.3に、試験結果を図-4.2.4に示す。CASE_A、CASE_Bは床付け面に管を直接布設し、基礎材を投入する一般的な方法であるが、管底部には基礎材のゆるい範囲が広く残り、基礎材の入らない部分(管底接地幅)も大きい。CASE_Cは台基礎を設けることでこれらの分布範囲が縮小し、CASE_Dでは台基礎を削りながら突固めることによって、基礎材のゆるみを解消した。

施工手順	状況写真	ポイント
<p>1 管底部に口径と同程度の幅で高さ100mmの台基礎を成形・転圧し、レベル調整する</p>  <p>なお、継手部の台基礎は掘削し、接合に必要な継手掘りを行う</p>		<p>木杭と帯板を用意し、簡易な型枠を作る</p> <p>締固め機械で十分に転圧し管据付高さを確認する</p> <p>型枠を除去し継手掘りを行う</p>
<p>2 管を設置する</p> 		<p>管の軸線に対し、台基礎が極端に左右に偏っていないことを確認</p>

施工手順	状況写真	ポイント
<p>3 台基礎の両側を薄板等で削るように管底両側部に押し込む</p> 		<p>管表面を傷つけないよう、土を押し込む 平坦な地盤上よりも材料の投入具合が確認しやすく、作業性もよい</p>
<p>4 薄板で埋戻し材を押し込み、十分に突き固める</p> 		<p>突き固めには厚みの薄い板を使用する</p>
<p>5 砂を台基礎と管の隙間にスコップで投入し、突き棒で突き固める</p> 		<p>1層目の撒き出し前に、管底部だけに先行して基礎材を投入する</p>
<p>6 1層目200mm（台基礎があるため管底からは100mmまで）の投入・撒き出しを行う</p> 		

施工手順	状況写真	ポイント
<p>7 タンパーで管の直近部に沿って1往復転圧する</p> 		<p>継手部や止水壁のきわなど転圧機械が入らない部分は突き棒などで締め固める</p> <p>転圧機械が直接管に接触しないよう注意する</p>
<p>8 1層目の撒き出し全面を転圧する</p>		
<p>9 2層目以降は撒き出し厚200mmで通常通りの施工を行う</p>		

図-4.2.2 施工手順

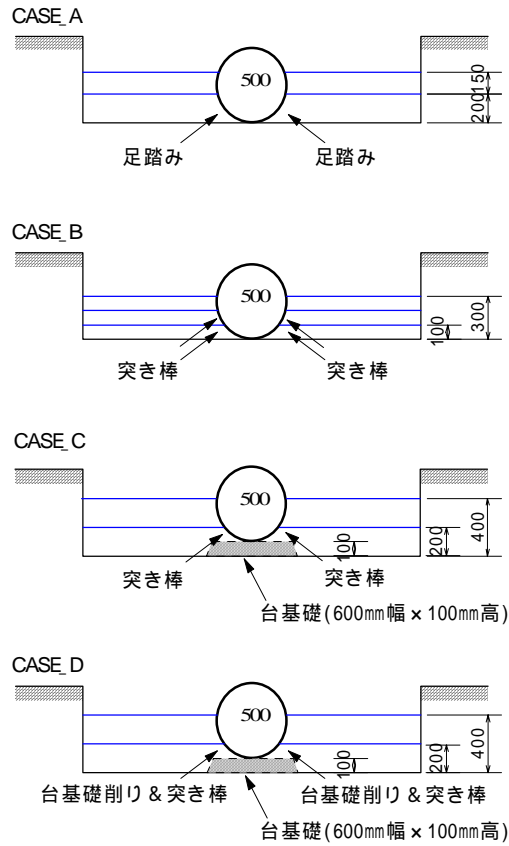


図-4.2.3 施工確認実験における転圧条件

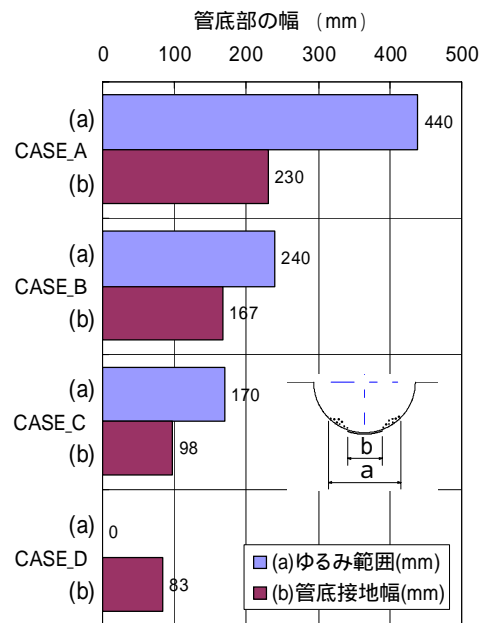


図-4.2.4 転圧後の管底部の状況

突固めの状況を図-4.2.5 に示す。転圧後に管を撤去して「通常の施工方法(CASE_B)」と「図-4.2.2 に示す施工方法(CASE_D)」を比較したものを図-4.2.6、図-4.2.7 に示す。

管の埋戻しは支持反力の確保、たわみの抑制という観点からも重要であるが、図-4.2.2 の手順により、特に管底付近での土との密着性が向上することがわかった。



図-4.2.5 管底部の突固め状況



図-4.2.6 通常の手順による締固め結果



図-4.2.7 図-4.2.2の手順(CASE_D)による締固め結果

(4) 止水板の設置方法

柔構造底樋における止水板の設置断面図例を図-4.2.8 に示す。

また、止水板の設置手順を図-4.2.9、図-4.2.10 に示す。

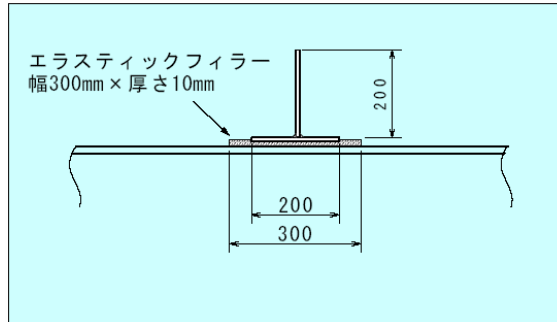


図-4.2.8 止水板の設置断面図例

状況写真	設置方法
	<p>エラスチックフィラーを管外面に巻き付けた上から上下2分割の本体をかぶせてボルトで締め付ける。</p>
	<p>装着完了</p>

図-4.2.9 呼び径500以下の止水板設置手順

状況写真	設置方法
	<p>3分割の本体 仮組み検査時の合 わせ面の符号を確 認</p>
	<p>エラスチックフィ ラーを管外面に巻 き付けた状態でボ ルト締め。 ボルトを均等に締 め付け、合わせ面 (3箇所)を密着さ せる。</p>
	<p>装着完了</p>

図-4.2.10 呼び径600以上の止水板設置手順

4.3 施工管理

施工管理は、盛土の均質性と平均的性質が設計値に合っているかどうかを確認するのが目的であり、この目的に沿って計画的に実施しなければならない。また、柔構造底樋は、施工途中における地盤の沈下・変形等の挙動に対しても追随性を示すので、底樋の構造特性や地盤性状に応じた施工管理計画を立案する必要がある。

(1) 築堤材料管理

土取場等で、設計条件と異なるような材料が発見された場合は廃棄する、あるいは混合する等の処理を行った上で使用する。もし、土取場等で確認できずに盛立面にまき出された場合でも、含水比の異なる材料や、粘土塊、粗粒分の多い材料、粒径の大きく異なる材料等は、除去等の適切な処理をとらなければならない。

(2) 含水状態

土の含水状態は、採取地において土質試験を行い、ほぼ最適含水状態であるか確認する。また、降雨等の影響を受けないよう適切に養生するものとする。なお、慣れてくれば土を握り固めることにより把握することも可能になり、施工中においては締固め機械の通過状況によって含水状態が判断できる。締固め機械のわだちが顕著な場合は、土が湿潤過ぎる状態である。

(3) 施工状況管理

作業の関係で築堤材料を長期間放置する場合は、土中の水分蒸発による含水比低下を防ぐために表面をよく締固めるとともに、表面の状況により乾燥によるひび割れの発生を防ぐため、散水等を行う必要がある。

また、降雨に対処するためには、盛土表面を平滑に仕上げ、雨水の進入を防ぐことが必要である。また、必要に応じてシート等で保護する。

(4) まき出し厚さ

まき出し厚さは締固めに大きな影響を与えるものである。施工に当たっては、これを規定どおりにまき出すのは容易なことではない。したがって、運搬車当たりのまき出し区間を定めて行うのが有効であり、効果的な方法である。

(5) 締固め

締固めは、必ず隣接層に重複させ、未転圧部を残さないように注意するとともに、締固め機械の通過回数及び走行速度を確認しなければならない。

(6) 品質管理

盛土管理は、施工された盛土がそれぞれ設計で意図した品質を有しているかどうか、施工中常に管理し確かめることが必要である。このため施工に先立ち、品質管理項目を設定する。

品質管理には、それぞれの材料の特性、バラツキ及び重要度に応じ、試験項目、試験方法、試験頻度を定める。表-4.3.1に、品質管理の項目を示す。

また、試験については、材料の性質と所要の品質に応じて、できるだけ簡便かつ確実な方法で迅速に行うこととし、極力施工に支障のないように配慮する必要がある。

(7) 柔構造底樋における施工管理上の留意事項

柔構造底樋および地盤改良工の施工時においては、基礎地盤および底樋の沈下・変位等の挙動を動態観測によって把握し、状況に応じた対策、必要に応じて修正設計が適切に行えるよう

な観測施工によって行うことが望ましい。

また、柔構造底樋は、施工途中においても沈下が進行するため、底樋の高さを設計値で管理することは一般に困難である。このため、底樋の高さは、定期的に計測してその動態を記録しておく必要がある。

地盤の圧密沈下の影響が大きいと予測される場合には、可能な限り供用後も計測を継続して底樋の動態を把握することが望ましい。

表-4.3.1 品質管理項目

材料	試験項目	試験方法	試験頻度(参考)	規格値(参考)
遮水性	土粒子の密度試験	JIS A 1202	工事着手前に1回 及び盛土材料の変わった時	—————
	粒度試験	" 1204		—————
	含水比試験	" 1203		—————
	突固めによる土の締固め試験	" 1210		—————
ゾン	現場密度の測定	JIS A 1214	盛土高さがおおむね 60 cm に達するごとにおおむね 50 ~ 100 m 間隔に 1 回	D 値 90% 以上 $k = 1 \sim 5 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ (設計値)以下
	現場透水試験	立坑法 JGS 1316		
ランダム	土粒子の密度試験	JIS A 1202	工事着手前に 1 回及び盛土材料の変わった時	—————
	粒度試験	" 1204		—————
	含水比試験	" 1203		—————
	突固めによる土の締固め試験	" 1210		—————
ダム	現場密度の測定	JIS A 1214	盛土高さがおおむね 60 cm に達するごとにおおむね 50 ~ 100 m 間隔に 1 回	D 値 90% 以上

注) D 値 90% は、JIS A 1210 の A 法若しくは B 法で求めた値に対する数値。

4.4 施工実施例

柔構造底樋を用いたため池改修の実施例を紹介する。

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）

(1) ため池の諸元

ため池名称：於曾野屋池

施工場所：山口県下関市豊北町

施工年度：平成16年度

ため池貯水量：48,700m³

底樋の仕様：800mmS形ダクタイトイル鑄鉄管×20m

800mmUS形ダクタイトイル鑄鉄推進管×22m

特記事項：堤体下部の地盤はN値4～5程度の軟弱地盤層が10m程度の厚さに分布している。

堤体上流側は嵩上げ盛土により最大300mm近い圧密沈下が予測された。

堤体下流側は交通量の多い国道が通っており、非開削での施工が求められた。

(2) 状況

於曾野屋池の改修は、旧堤体の余裕高不足を解消するため、池側に嵩上げ盛土を実施するものである。堤体下流部は国道に供されており、この部分は推進工法によって底樋が施工され、これに接続する上流部分は旧堤体をV字に開削してダクタイトイル鑄鉄管の柔構造底樋を設置した。堤体下部に分布する厚さ10mの軟弱な粘土層は、旧堤体側は過圧密状態となりほぼ安定した状態となっているが、新たに開削した部分の粘土層は正規圧密状態にあるため、嵩上げに伴う増加荷重によって局部的に300mm近い圧密沈下が発生している。

特に大きな沈下が予測された開削区間に5ヶ所の継手を配置し、各継手の伸縮・屈曲によって沈下に対応した。図-4.4.2に示すように最大屈曲角度はJoint2で1°32'であるが、許容屈曲角度(2°10')以内である。

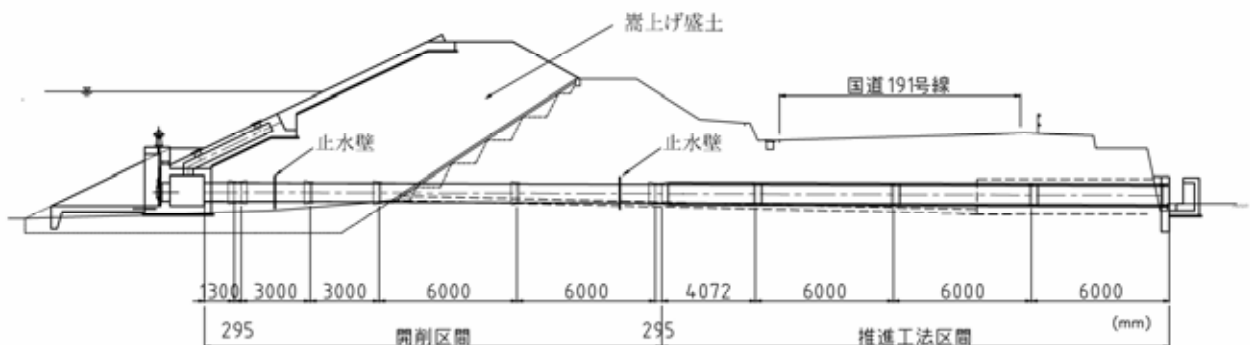


図-4.4.1 於曾野屋池の柔構造底樋縦断面図

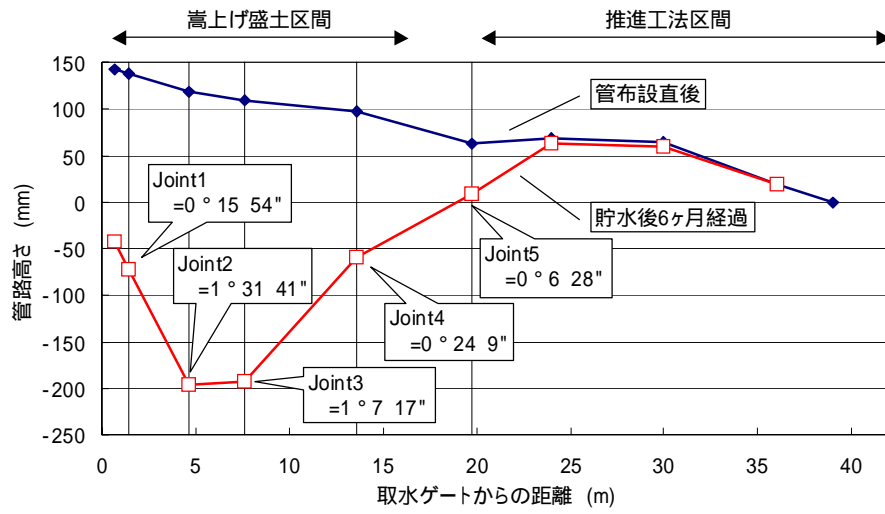


図-4.4.2 柔構造底樋の沈下量と継手屈曲角度



推進工法部分(下流側)



柔構造底樋(上流側)



底樋内面(実証試験用センサー設置)

4.4.2 親子ため池の連動（斜樋省略型）

(1) ため池の諸元

ため池名称：名光上池

施工場所：徳島県阿南市

施工年度：平成16年度

ため池貯水量：1,980m³

底樋の仕様：400mmNS形ダクタイトイル鑄鉄管×20m

特記事項：親子池の上池であり、底樋上流端の弁操作により直接取水する構造。
災害復旧工事であり、底樋の耐震性にも配慮した。

(2) 状況

名光上池は、上下流域に連続して位置する重ね池ため池である。上流側に位置する上池は底樋部分をV字に開削して柔構造底樋を用いた改修を行っている。

親子池においては、上流で発生した土砂崩壊により土石流がため池に流入し、上流側から下流側へ決壊が拡大する事例が数多く発生している。また流木が洪水吐を閉塞して堤体を越水して決壊する事例も多い。平成16年の台風23号によって被災したため池の復旧工事であり、工期短縮や底樋の耐震性にも配慮した改修を行った。

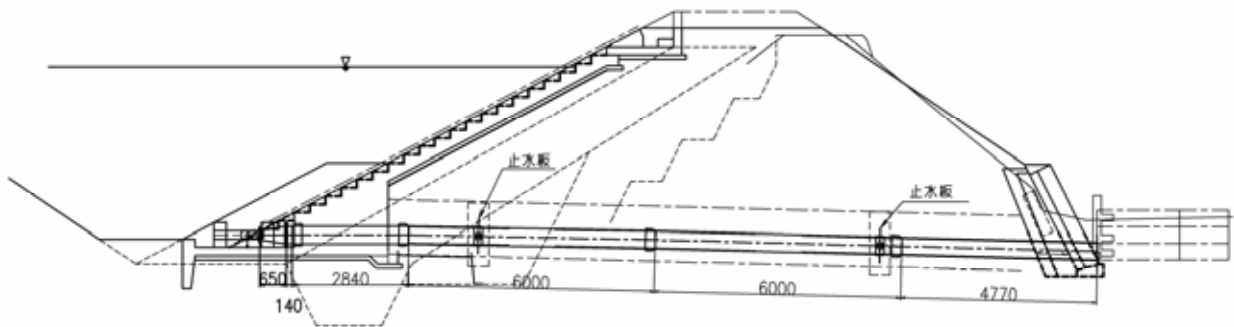


図-4.4.3 名光上池の柔構造底樋縦断面図



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）

(1) ため池の諸元

ため池名称：木屋谷池

施工場所：三重県度会郡度会町

施工年度：平成12年度

ため池貯水量：76,000m³

底樋の仕様：800mmS形ダクタイル鋳鉄管×53m

特記事項：底樋の出口水槽から取水する方式を改め、底樋と受益地のパイプラインを直結した。ため池水位を有効利用することにより、高位部水田における水管理の改善を図った。

(2) 状況

木屋谷池の改修では、従来のコンクリートで巻き立てた剛構造底樋をダクタイル鋳鉄管による柔構造底樋に改修し、ため池から受益地までをパイプラインで直結することによってため池の水位を有効に利用した末端高位部水田の水管理の改善を図った。

底樋の出口水槽まで自然流下した後に取り水する方式を改め、底樋の下流側にバルブを設置して取水量を制御した。底樋には常に貯水位相当の内圧が作用している。

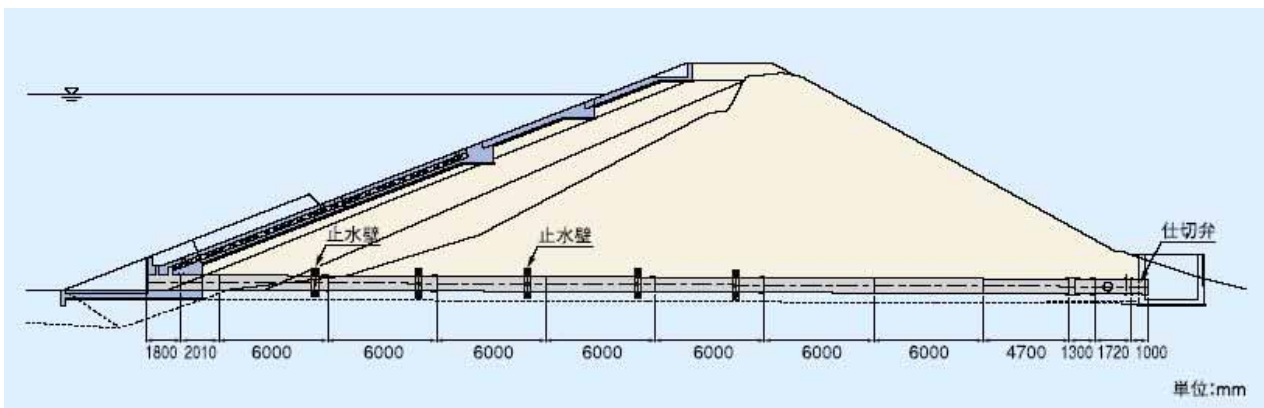


図-4.4.4 木屋谷池の柔構造底樋縦断面図



参 考 資 料

1. 柔構造底樋の設計例	67
2. 推進工の考え方	77
3. 柔構造底樋と従来工法の工事費比較	87

参考資料

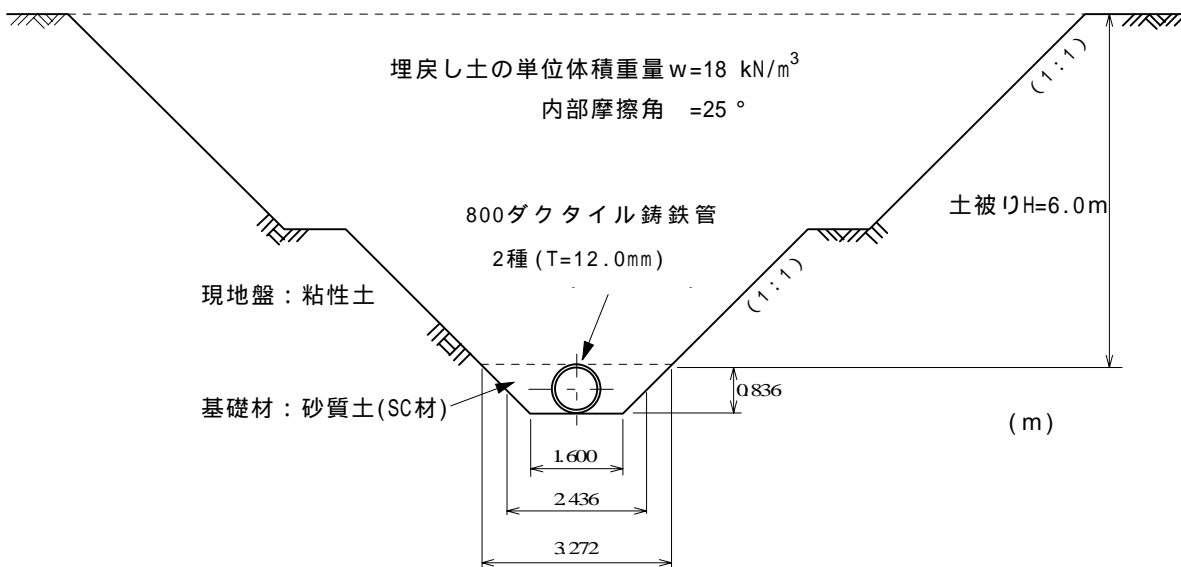
1. 柔構造底樋の設計例

柔構造底樋の設計は、管断面方向の構造計算によって必要管厚を決定し、管軸方向の検討によって適切な継手配置を決定するものとする。

1.1 断面方向の検討

1.1.1 設計条件

ため池堤体を参図-1.1のように部分掘削して、底樋の改修を行う場合を考える。計算は、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」）に示された構造計算の方法に準じて行う。



参図-1.1 設計条件

- | | |
|-------------|--------------------------|
| 1)呼び径 | $D = 800 \text{ mm}$ |
| 2)管種 | ダクタイル鋳鉄管 (NS形継手) |
| 3)規格管厚 | $T = 12.0\text{mm}$ (S種) |
| 4)計算管厚 | $t = 9.9\text{mm}$ |
| 5)土被り | $H = 6.0 \text{ m}$ |
| 6)設計内圧 | $H_s = 0.2 \text{ MPa}$ |
| 7)設計たわみ率 | $= 3\%$ (表-3.2.16参照) |
| 8)施工断面および基礎 | 参図-1.1に示すとおり |

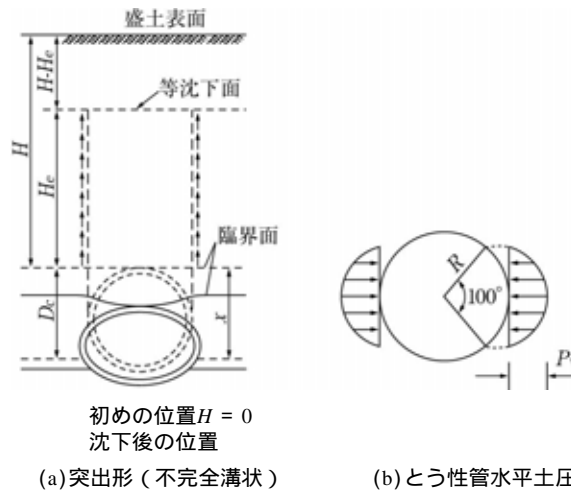
1.1.2 土被りによる鉛直土圧

柔構造底樋に作用する土圧は、次の土圧公式で求める。

鉛直土圧

- $H \leq 2.0 \text{ m}$ $W_v = w \cdot H$ (垂直土圧公式)
- $H > 2.0 \text{ m}$
 - 溝形 $W_v = C_d \cdot w \cdot B$ (マーストン公式)
 - 突出形 $W_v = C_c \cdot w \cdot D_c$ (マーストン公式)
 - 矢板施工 $W_v = w \cdot H$ (垂直土圧公式)

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



参図-1.2 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 2 m 以下の場合、鉛直土圧は垂直公式で計算する。

$W_v = w \cdot H$ (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 2 m を越える場合の鉛直土圧は以下による。

(2) マーストン公式 (溝形)

溝形の場合の鉛直土圧を計算する。

$$W_v = C_d \cdot w \cdot B \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

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

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)

$$K: \text{土物の主動土圧係数} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

μ : 埋戻し土と地山の摩擦係数 μ

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する。

$$W_v = C_c \cdot w \cdot D_c \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$H \leq H_e$ のとき

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

$H > H_e$ のとき

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

上式の H_e は式(3.3)から求める。

$$\frac{e^{-2K \cdot \mu(H_e/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \left\{ \frac{1}{2K \cdot \mu} - \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \right\} - \frac{1}{2} \left(\frac{H_e}{D_c} \right)^2 - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) e^{-2K \cdot \mu(H_e/D_c)} - \frac{1}{2K \cdot \mu} \cdot \frac{H_e}{D_c} + \frac{H}{D_c} \cdot \frac{H_e}{D_c} = -\gamma_{sd} \cdot P \cdot \frac{H}{D_c} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

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

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する。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する。

参図-1.1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2mの垂直公式の値 $W_v = 36.00 \text{ kN/m}^2$ となる。

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

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する。

1.1.3 たわみ率の計算

柔構造底樋の断面方向のたわみ量を次式により計算する。

$$X = X_1 + X_2 \dots\dots\dots (4.1)$$

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

$$X_1 = 1.3 \cdot \frac{2 \cdot (0.096 \cdot 77.87 \cdot 0.412^4 + 0.085 \cdot 9.8 \cdot 0.412^5 + 0.169 \cdot 0.84 \cdot 0.412^4)}{160000000 \cdot 0.0099^3 / 12 + 0.061 \cdot 2820 \cdot 0.412^3} = 0.02388$$

$$X_2 = F_2 \cdot \frac{2 \cdot K \cdot W_w \cdot R^4}{EI + 0.061 \cdot e \cdot R^3} \dots\dots\dots (4.3)$$

$$X_2 = 0$$

ここに、

X : 水平たわみ量 (m)

X_1 : 荷重(活荷重を除く)によるたわみ量 (m)

X_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 kN/m^3

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

- ρ : 管材の単位体積重量 (ダクティル鑄鉄管の場合、 $\rho = 70 \text{ kN/m}^3$)
- K, K_o, K_p : 支持角によって決まる係数 ($K = 0.096, K_o = 0.085, K_p = 0.169$)
- 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 (ダクティル鑄鉄管の場合、 $E = 160000000 \text{ kN/m}^2$)
- I : 管長 1mあたりの管壁の断面2次モーメント = $t^3 / 12$ (m^4/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/m^2)

e は、式(5)で計算する。

$$e' = e_o \cdot \alpha_a \cdot \alpha_b \cdot \alpha_w \dots\dots\dots (5)$$

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

ここに、

- e_o : 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/m^2)
- α_a : 溝幅による補正係数 式(5.1)による。

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

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

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 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。

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

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

P_r : 基礎材の締め固め度 (= 90%)

次式によるたわみ率が、設計たわみ率 (3%) 以下でなければならない。

$$= \frac{X}{2 \cdot R} \times 100 \dots\dots\dots (6)$$

$$= 0.02388 \div (2 \times 0.412) \times 100 = 2.89 \quad 3\% \text{以下であり、条件を満足している。}$$

- : たわみ率 (%)
- R : 式(4.2)と同じ。
- X : 式(4.1)による。

1.1.4 水平土圧の計算

たわみ量から水平土圧を計算する。

$$P_h = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{X_1}{2} + \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{X_2}{2} \dots\dots\dots (7)$$

$$= \frac{1}{1.3} \cdot \frac{2820}{0.412} \cdot \frac{0.02388}{2} + 0 = 62.87$$

ここに、

P_h : 水平土圧 (kN/m²)

F_1, e, R, X_1 : 式(4.2)による。

F_2, X_2 : 式(4.3)による。

1.1.5 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が最大値を示す管底部について、下式で計算する。

$$M = k \cdot (W_v + W_w) \cdot R^2 + k_o \cdot w_o \cdot R^3 + k_p \cdot W_d \cdot R - 0.166 \cdot P_h \cdot R^2 \dots\dots\dots (8)$$

$$= 0.314 \cdot 77.87 \cdot 0.412^2 + 0.321 \cdot 9.8 \cdot 0.412^3 + 0.102 \cdot 1.978 \cdot 0.412 - 0.166 \cdot 62.87 \cdot 0.412^2$$

$$= 2.68$$

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。

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

ρ : 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。

1.1.6 許容水圧

管の許容水圧は、下式で求める。

$$\sigma_a = \frac{H_a \cdot D_o}{2 \cdot t} + \lambda \cdot \frac{\sigma M}{t^2} \dots\dots\dots (9.1)$$

より、

$$H_a = \frac{2 \cdot t}{D_o} \cdot \left(\sigma_a - \lambda \cdot \frac{\sigma M}{t^2} \right) \dots\dots\dots (9.2)$$

$$= 2 \cdot 0.0099 / (0.836 - 0.0099 \cdot 2) \cdot (189000 - 0.7 \cdot 6 \cdot 2.68 / 0.0099^2)$$

$$= 1800 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{正の値であり、条件を満足している。}$$

ここに、

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

H_a : 許容内圧 (kN/m²)

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。

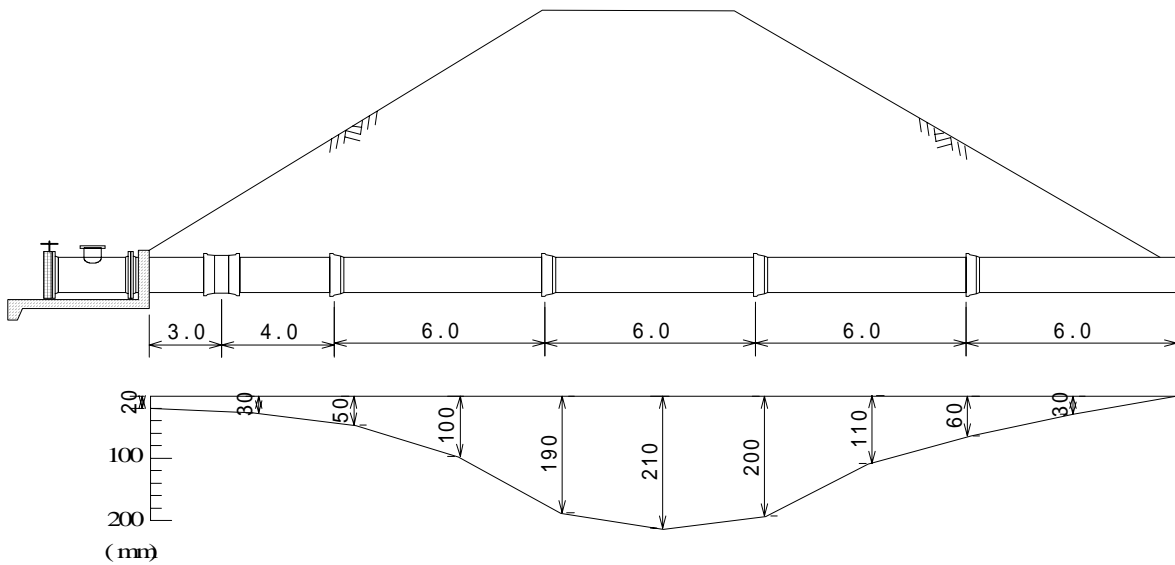
λ : 曲げ応力を引張応力に換算する係数 (ダクタイル鋳鉄管の場合 0.7)

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。
 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。

1.2 管軸方向の検討

1.2.1 設計条件

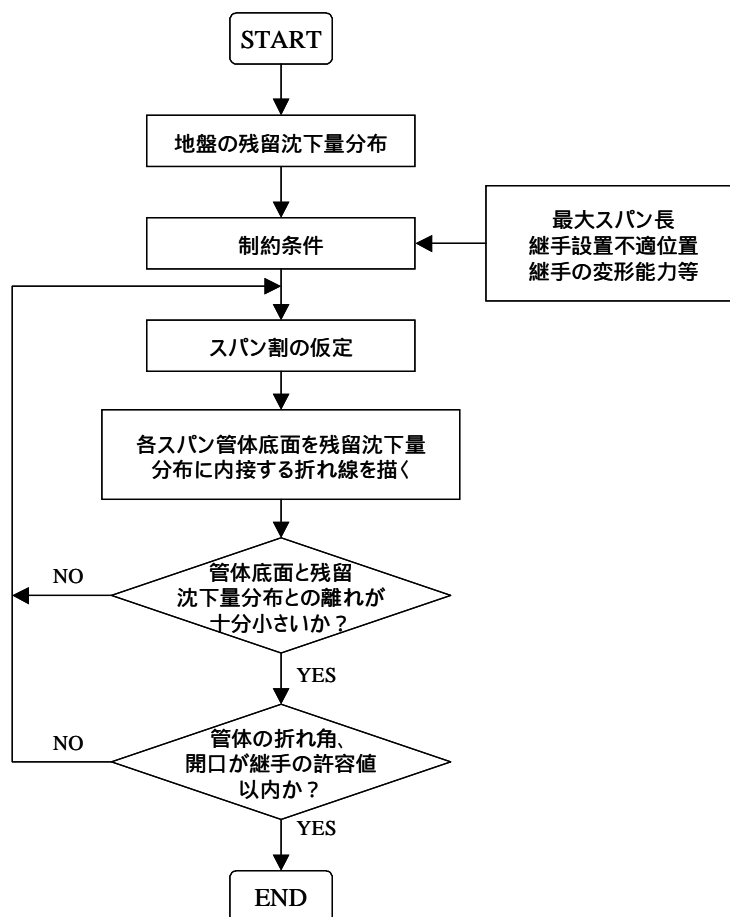
管軸方向の検討は、即時沈下量と圧密沈下量を合計した残留沈下量が参図-1.3のように分布する場合を考え、底樋の配管（継手の配置）を検討する。



参図-1.3 地盤の残留沈下量分布と底樋の配管検討図

1.2.2 検討手順

柔構造底樋の管軸方向の検討は、参図-1.4に示す手順に従い、地盤の沈下量分布、堤体の断面形状等を考慮して、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）とする。



参図-1.4 柔構造底樋の配管検討手順

本計算の対象となる呼び径800ダクタイル鋳鉄管N S形継手の許容曲げ角度および伸縮余裕量を参表-1.1に示す。

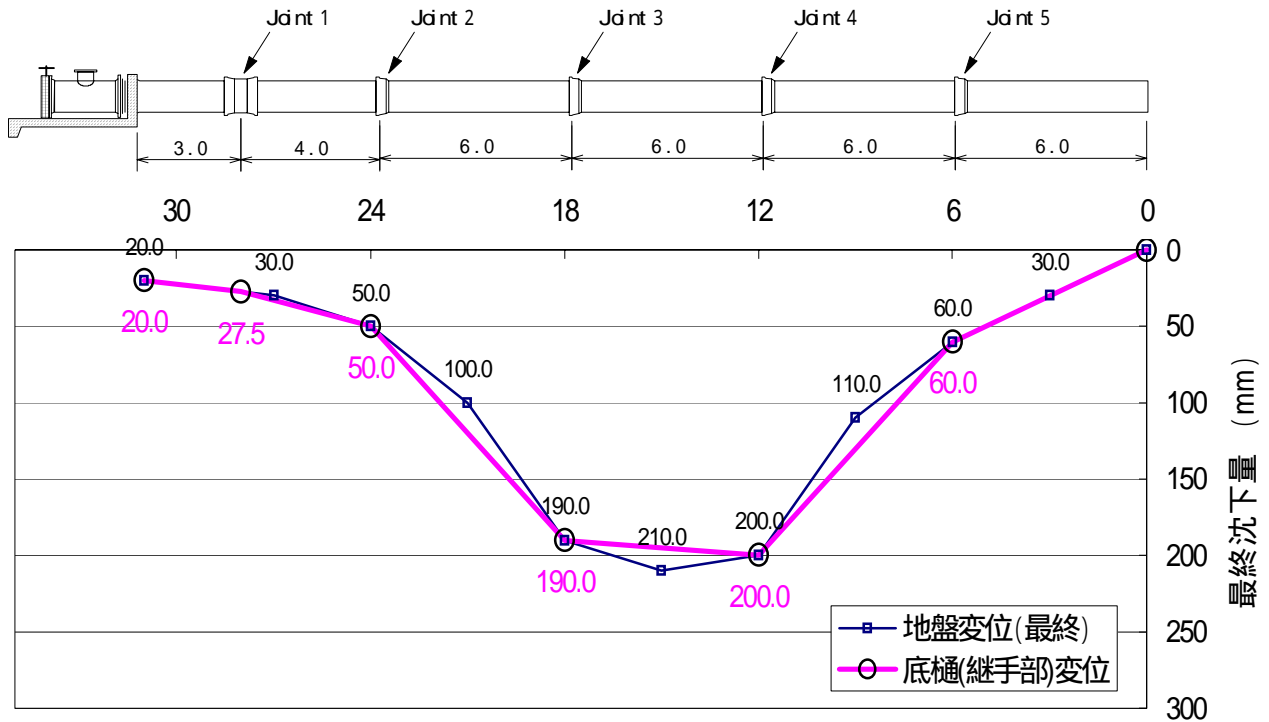
参表-1.1 N S形継手の許容曲げ角度および伸縮余裕量

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。

1.2.3 検討結果

参図-1.3で仮定した底樋の配管をもとに、参図-1.4に示された検討手順に従い、管路両端部を自由端として各継手の位置を地盤変位（残留沈下量）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た。

地盤変位と底樋変位の関係を参図-1.5に、そのときの各継手の屈曲角度を参表-1.2に示す。



参図-1.5 地盤変位と底樋管路変位の関係

参表-1.2 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。

参図-1.5および参表-1.2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。

したがって継手の配置は、最初に仮定した参図-1.3の配管図のとおりでよいと判断される。

参考資料

2. 推進工の考え方

2.1 推力の検討

推力の計算式には、工法によって各種のものがああり、次に主なものをあげる。

〔日本下水道協会の式〕

式(1)は、刃口推進工法に適用される。

$$F = F_0 + \{(\pi \cdot D_5 \cdot q + W)\mu' + \pi \cdot D_5 \cdot C'\} \cdot L \dots\dots\dots (1)$$

ここに

F : 総推進力 (kN)

F_0 : 初期抵抗 (kN)

$$F_0 = 13.2\pi \cdot D_5 \cdot N$$

N : 標準貫入試験から求めたN値

D_5 : 外装部外径 (m)

q : 等分布荷重 (kN/m²)

$$q = w + p$$

w : 土による鉛直等分布荷重 (kN/m²)

p : 活荷重 (kN/m²)

W : 管の重量 (kN/m)

μ' : 管と土の摩擦係数

$$\mu' = \tan \delta = \tan \frac{\phi}{2}$$

δ : 管と土の摩擦角 (度)

(全断面推進では $\delta = \frac{\phi}{2}$ と仮定する)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

C' : 管と土の付着力 (kN/m²)

L : 推進延長 (m)

[土による等分布加重]

推進管は、一般に深い位置に埋設されるので、鉛直土圧の計算は土のアーチ作用によるゆるみ高さを考慮して式(2)で求める。

$$w = \frac{Be}{2K \cdot \mu} \left\{ 1 - e^{-\left[\frac{2K \cdot \mu}{Be} H \right]} \right\} \left[\gamma - \frac{2C}{Be} \right] \dots \dots \dots (2)$$

ここに

w : 土による鉛直等分布荷重 (kN/m²)

H : 土かぶり (m)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

C : 土の粘着力 (kN/m²)

Be : 土のゆるみ幅 (m)

$$Be = Bt \left\{ \frac{1 + \sin\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}{\cos\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)} \right\} \quad Bt = D_5 + 0.1 \quad (\text{m})$$

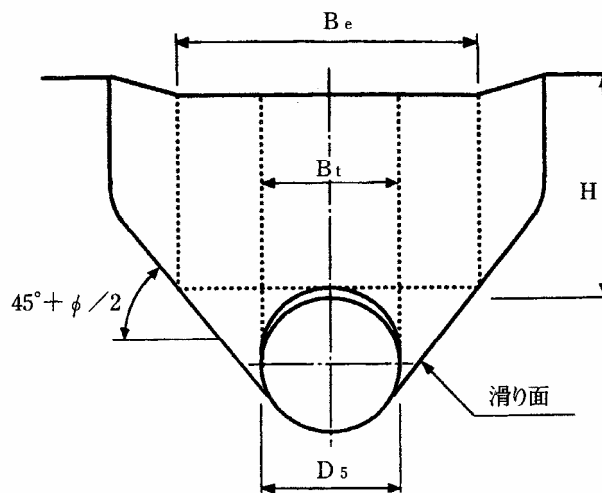
D_5 : 外装部外径 (m)

K : テルツァギーの側方土圧係数 ($K = 1.0$)

μ : 土の摩擦係数 ($\mu = \tan \phi$)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

e : 自然対数の底



参図-2.1 テルツァギーの土荷重

[活荷重]

活荷重は、輪荷重が参図-2.2のように地中に分布するものとして、式(3)により求める。

後輪荷重は、「道路橋示方書・同解説」(日本道路協会)のT-25またはT-20の後輪荷重を用いる。

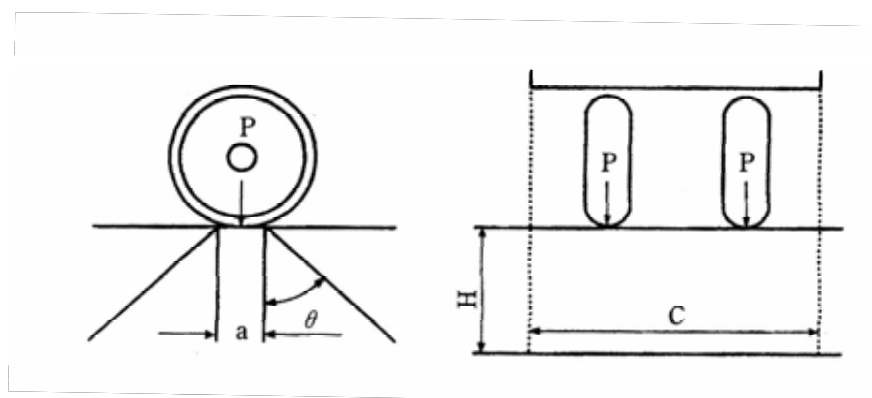
$$p = \frac{2P(1+i)}{C(a + 2H \cdot \tan \theta)} \dots\dots\dots (3)$$

ここに

- p : 活荷重 (kN/m²)
- H : 土かぶり (m)
- P : 1後輪荷重 (kN)
(T-25の場合は $P = 100kN$ 、T-20の場合は $P = 80kN$)
- a : タイヤの接地長さ (m) ($a = 0.2m$)
- C : 車体占有幅 (m) ($C = 2.75m$)
- θ : 荷重の分布角 (度) (一般に $\theta = 45^\circ$)
- i : 衝撃係数 (参表-3.1による)

参表-2.1 衝撃係数

H (m)	$H \leq 1.5$	$1.5 < H \leq 6.5$	$H > 6.5$
i	0.5	$0.65 - 0.1 H$	0



参図-2.2 輪荷重の分布

2.2 管厚の検討

推進工法用ダクティル鑄鉄管は、静水圧、水撃圧、土かぶりによる土圧および活荷重による土圧がすべて同時に作用するとして式(4)で管厚を計算する。

$$t = \frac{(1.25p_s + p_d) + \sqrt{(1.25p_s + p_d)^2 + 8.4(K_f \cdot W_f + K_t \cdot W_t)S}}{2S} \cdot d \dots\dots\dots (4)$$

(4)式で算出した管厚は正味管厚であるので、これに腐食に対する余裕(2mm)、鑄造上の余裕(10%または1mm)を加算し、式(5)により公称管厚を求める。

$$\left. \begin{array}{l} t + 2 \quad 10\text{mmの場合} \quad T = (t + 2) \times 1.1(\text{mm}) \\ t + 2 \quad 10\text{mmの場合} \quad T = (t + 2) + 1(\text{mm}) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

ここに

- t : 正味管厚 (mm)
- T : 公称管厚 (mm)
- P_s : 静水圧 (MPa)
- P_d : 水撃厚 (MPa)
- S : ダクティル鑄鉄管の引張強さ (N/mm²)
- d : 管の呼び径 (mm)
- K_f, K_t : 土圧分布により定まる係数 (参図-2.3、参表-2.2、2.3による)
(一般には、管底支持角 $2\theta = 90^\circ \sim 120^\circ$ を用いて計算する。)
- W_f : 土かぶりによる土圧 (kN/m²) 式(2)の w から求める。
- W_t : 活荷重による土圧 (kN/m²)

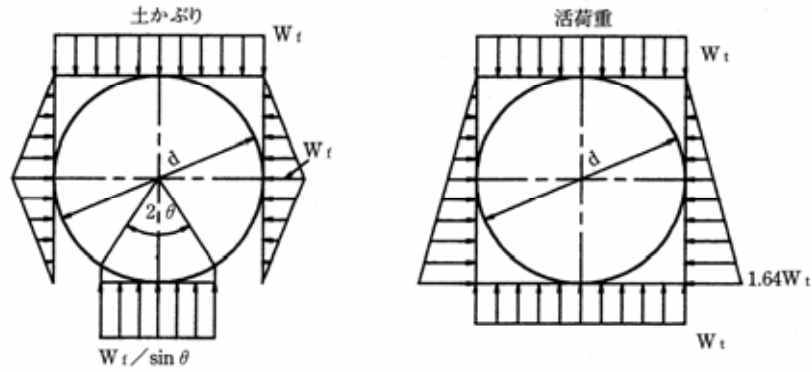
活荷重による土圧は、ブーシネスク解を用いて式(6)により求める。

$$W_t = 1.5\alpha \cdot P \dots\dots\dots (6)$$

ここに

- 1.5 : 衝撃係数
- α : 管の呼び径、土かぶり深さにより定まる係数(m⁻²)
(参図-2.4、2.5による)
- P : トラック1後輪重量 (kN)
 $P = \frac{4}{5} \times \frac{1}{2} U$
- U : トラック重量 (kN)

管厚計算に当たっては、管頂および管底の両方について計算し、いずれか厚くなる方を採用する。
 なお、先頭管や最後管を含む立坑内配管は、一般埋設時の管圧計算による。



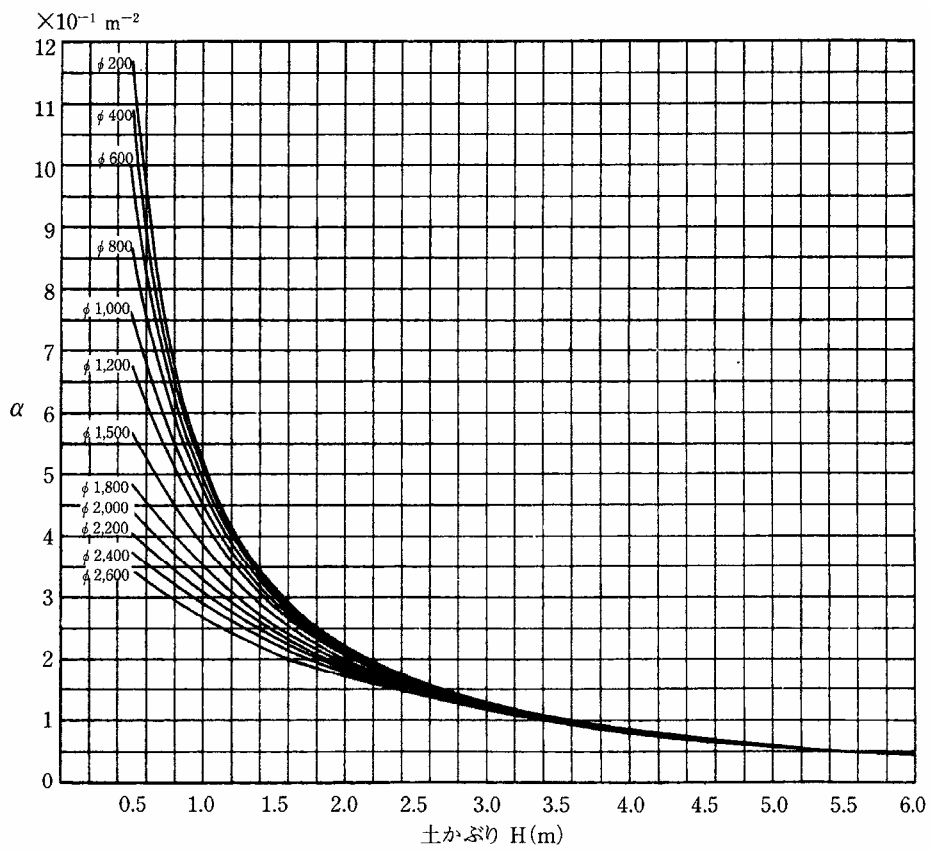
参図-2.3 土圧分布

参表-2.2 K_f の値

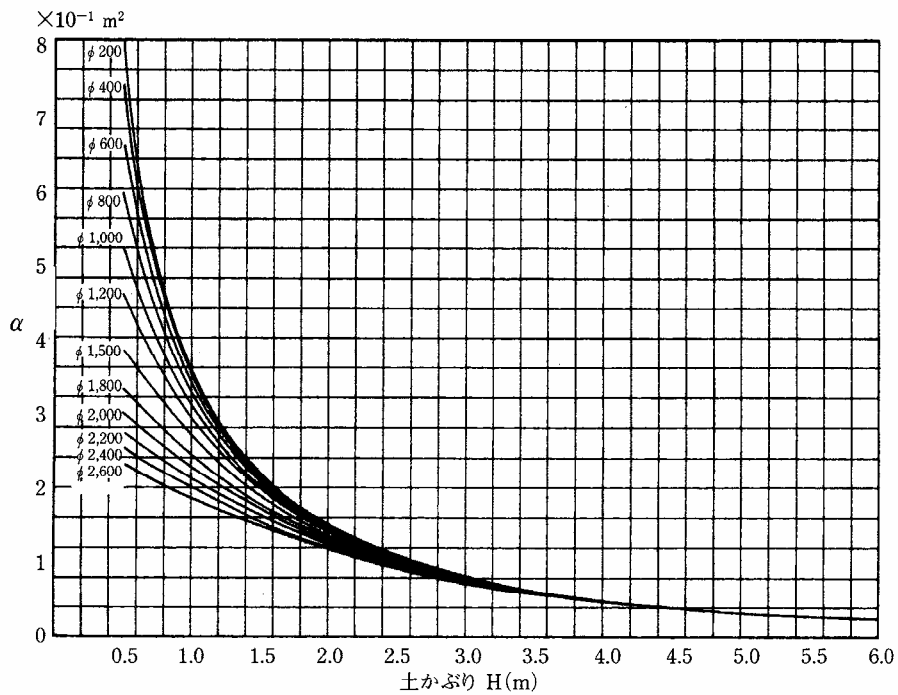
管底支持角 位置 2θ	60°	90°	120°	180°
管 頂	132×10^{-6}	120×10^{-6}	108×10^{-6}	96×10^{-6}
管 底	223×10^{-6}	160×10^{-6}	122×10^{-6}	96×10^{-6}

参表-2.3 K_t の値

管 頂	76×10^{-6}
管 底	11×10^{-6}



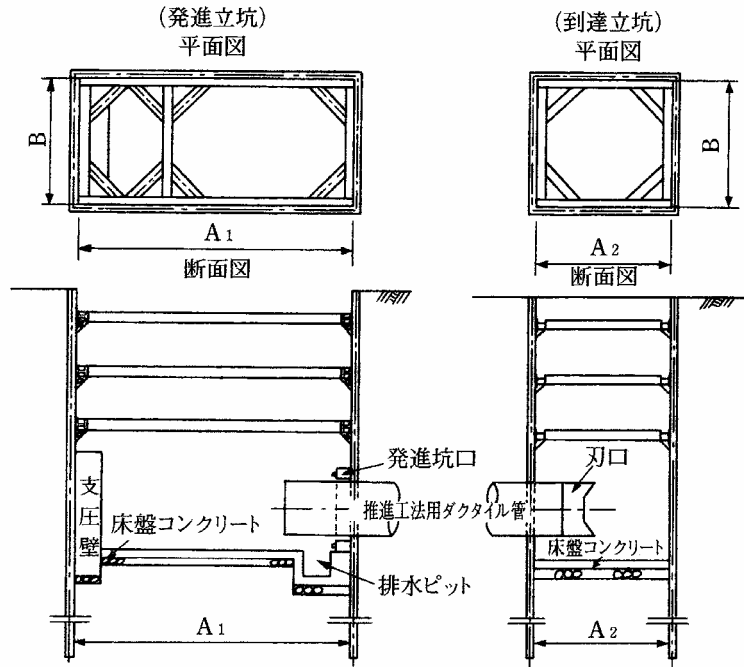
参図-2.4 トラック荷重による土圧計算のための係数 α の線図(トラック2台の場合)



参図-2.5 トラック荷重による土圧計算のための係数 α の線図(トラック1台の場合)

2.3 発進・到達立坑の構造と寸法

立坑は土圧、水圧および推力に対し十分耐える構造とする。



参図-2.6 発進・到達立坑

参表-2.4 立坑寸法表 (参考寸法)

① 刃口推進工法の場合

呼び径 (mm)	立坑寸法 (m)		
	A ₁	A ₂	B
800	8.00	3.00	3.00
900	〃	〃	〃
1000	〃	〃	〃
1100	〃	〃	3.10
1200	〃	3.50	3.20
1350	〃	〃	3.40
1500	〃	〃	3.50
1600	〃	4.00	3.60
1650	〃	〃	〃
1800	〃	〃	3.80
2000	〃	〃	4.00
2100	〃	〃	4.10
2200	〃	〃	4.20
2400	〃	〃	4.40
2600	〃	〃	4.60

備考 4m管を使用し、標準的な施工の場合の寸法を示す。

② 泥水加圧推進工法の場合

呼び径 (mm)	立坑寸法(m)		
	A ₁	A ₂	B
800	8.00	4.80	3.20
900	〃	〃	〃
1000	〃	〃	〃
1100	〃	〃	〃
1200	8.40	〃	4.00
1350	〃	5.60	〃
1500	〃	〃	〃
1600	〃	〃	〃
1650	〃	〃	〃
1800	8.80	〃	4.80
2000	〃	〃	〃
2100	〃	〃	〃
2200	〃	6.40	〃
2400	〃	〃	5.60
2600	〃	〃	〃

備考 1. 4m管を使用し、標準的な施工の場合の寸法を示す。
2. 使用する推進機械により、寸法が異なることがある。

③ 小口径機械推進工法(泥水工法)の場合

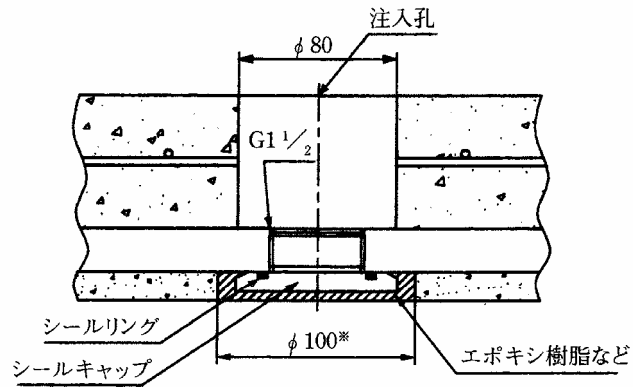
呼び径 (mm)	立坑寸法(m)		
	A ₁	A ₂	B
250	6.80	3.00	2.80
300	〃	〃	〃
350	7.20	3.20	〃
400	〃	〃	〃
450	〃	〃	〃
500	〃	〃	〃
600	8.00	3.80	3.60
700	〃	〃	〃

備考 1. 4m管を使用し、標準的な施工の場合の寸法を示す。
2. 使用する推進機械により、寸法が異なることがある。

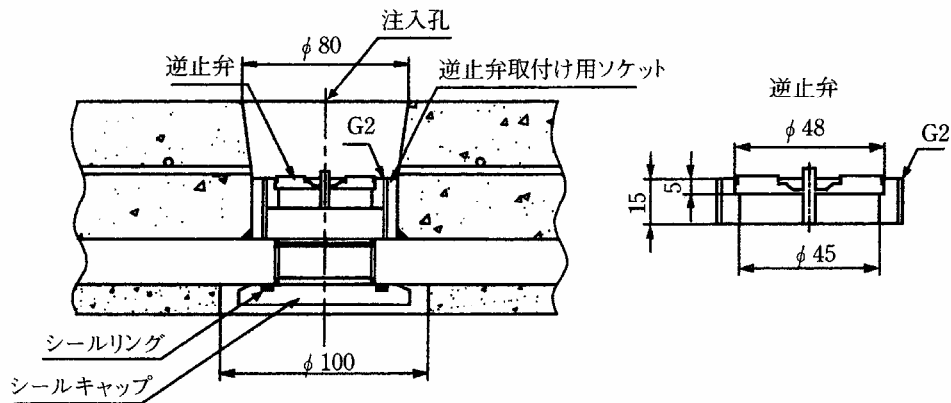
2.4 推進工法用ダクティル铸铁管の注入孔

呼び径800以上の推進工法用ダクティル铸铁管には、必要に応じて参図-2.7に示す注入孔を設けることができる。

また、注入孔には参図-2.8に示したように、逆止弁を取付けたものも使用できる。



参図-2.7 注入孔の構造



参図-2.8 逆止弁付き注入孔の構造

注入孔におけるシールキャップの締め付けおよび水圧試験方法を以下に示す。

注入作業完了後、管体ねじ部の異物をきれいに取り除く。

シールキャップの溝の中に、シールリングを確実に取り付ける。

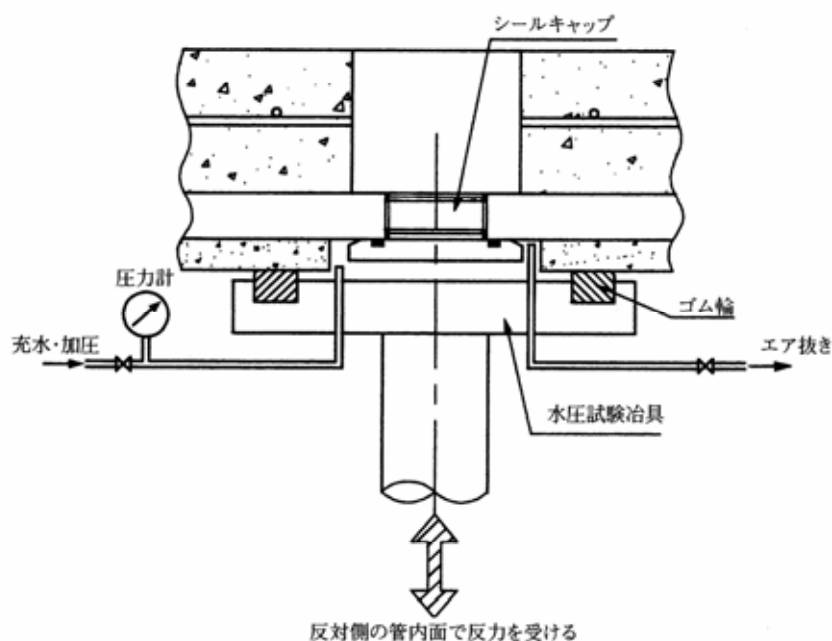
管内面に、シールキャップ面が当たるまで(メタルタッチ)十分締め付ける。

シールキャップの止水性を確認する場合は、水圧テストバンドや参図-2.9に示す方法などで水圧試験を行う。

なお、この時の試験圧力は0.49MPaとし、5分間経過後に0.39MPa以上であれば合格として良い。

参図-2.7に示す の範囲を清掃して十分乾燥させた後、エポキシ樹脂などを充填する。この時、樹脂は硬化するまで十分養生すること。

- 備考 1. 注入孔の口金のねじは、管用平行ねじG1 1/2 (JIS B 0202) とする。
2. 注入孔を使用しない場合についても、必ず上記方法でシールキャップを取り付けること。



参図-2.9 注入孔部の水圧試験方法

参考資料

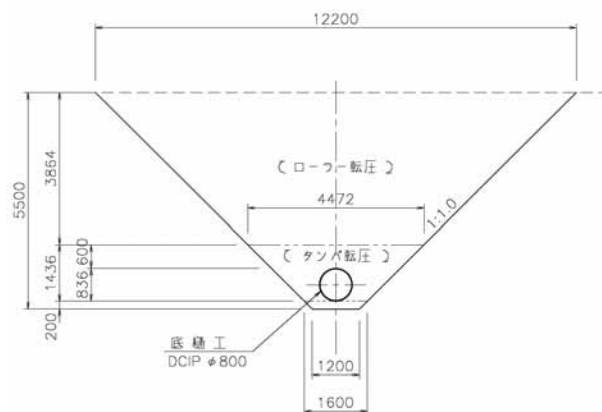
3. 柔構造底樋と従来工法の工事費比較

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紹介する。

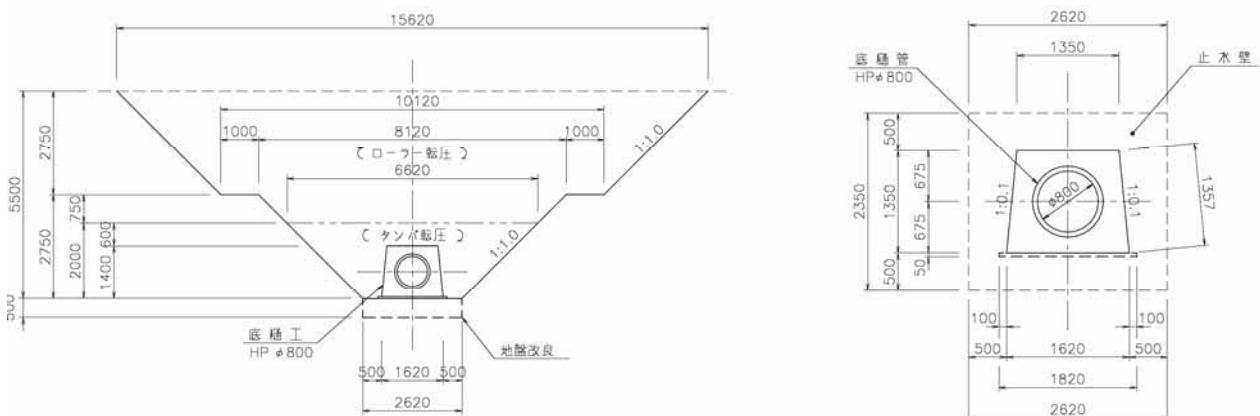
参表-3.1 に示す概算工事費は堤高5.5m、延長30m程度のため池の底樋のみを対象としたものであり、想定した柔構造底樋と従来工法の底樋断面は各々参図-3.1、参図-3.2 に示すとおりである。

参表-3.1 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



参図-3.1 柔構造底樋の想定断面



参図-3.2 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僅かに安価である。

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ある。

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ある。また、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る。

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ある。

明細第 1 号 取水施設(底樋)改修【柔構造底樋】 直接工事費明細書 金 <u>2,986,606 円也</u> 内 訳							
種目	工種	材料	数量	単位	単価	金額	摘要
ため池改修	取水施設工(土工)		1	式	円	433,606	明細第2号
	取水施設工(本体工)	底樋	1	式		2,493,000	明細第3号
	*	止水壁	1	式		60,000	明細第4号
	合計					2,986,606	

明細第 2 号 【柔構造底樋】 取水施設工(土工) 工事費明細書 金 <u>433,606 円也</u> 内 訳							
種目	工種	材料	数量	単位	単価	金額	摘要
掘削	バックホウ掘削	B90.6m3, 地山	553	m3	円 163	90,139	単価第1号
	基面整正		36	m2	270	9,720	単価第38号
盛土	盛土(鋼土) タンバ転圧	B<L.0, 粘性土	102	m3	2,209	231,438	特別単価第1号
	盛土(鋼土) ローラー転圧(1)	L.0≦B<2.5, 粘性土	8	m3	1,538	12,304	特別単価第2号
	盛土(鋼土) ローラー転圧(3)	B≧4.0, 粘性土	235	m3	383	90,000	特別単価第4号
	合計					433,606	

明細第 3 号 【柔構造底樋】 取水施設工(本体工)底樋 工事費明細書 金 <u>2,493,000 円也</u> 内 訳							
種目	工種	材料	数量	単位	単価	金額	摘要
管類布設工	ダクタイル鋳鉄管機械布設	直管, S形, φ890mm (L=6.0m)	5	本	円 498,600	2,493,000	単価第91号
	合計					2,493,000	

明細第 4 号 【柔構造底樋】 取水施設工(底樋工)止水壁 工事費明細書 金 <u>60,000 円也</u> 内 訳							
種目	工種	材料	数量	単位	単価	金額	摘要
止水板製作・取付工			1	基	円 60,000	60,000	
	合計					60,000	

明細第 1 号 取水施設(底樋)改修【従来工法】 直接工事費明細書 金 <u>3,188,908 円也</u> 内 訳							
種目	工種	材 料	数 量	単 位	単 価	金 額	摘 要
たの池改修	取水施設工(土工)		1	式	円	928,310	明細第2号
	取水施設工(底樋工)	底 樋	1	式		2,174,879	明細第3号
	"	止 水 壁	1	式		85,719	明細第4号
	合 計					3,188,908	

明細第 2 号 【従来工法】 取水施設工(土工) 工事費明細書 金 <u>928,310 円也</u> 内 訳							
種目	工種	材 料	数 量	単 位	単 価	金 額	摘 要
掘 削	バックホウ掘削	8H0.6m3, 地山	752	m3	163	122,576	単価第1号
	基準面整正		55	m2	270	14,850	単価第38号
盛 土	盛土(鋼土)タンバ転圧	B<1.0, 粘性土	186	m3	2,269	422,034	特別単価第1号
	盛土(鋼土)ローラー転圧(3)	B≧4.0, 粘性土	450	m3	383	172,350	特別単価第4号
	地盤改良工	固化材混入(150kg/m3)	39	m3	5,000	196,500	単価第66号
	合 計					928,310	

明細第 3 号 【従来工法】 取水施設工(底樋工)底 樋 工事費明細書 金 <u>2,174,879 円也</u> 内 訳							
種目	工種	材 料	数 量	単 位	単 価	金 額	摘 要
コンクリート工	コンクリート打設(ポンプ車)	18W-25-S(普通), 無筋, 10m3以上300m3未満	2.73	m3	18,435	50,328	単価第67号
	養生	一般養生, 無筋構造物	2.73	m3	474	1,294	単価第75号
	コンクリート打設(ポンプ車)	21W-25-S(普通), 鉄筋, 10m3以上300m3未満	39.68	m3	18,543	735,786	単価第69号
	養生	一般養生, 鉄筋構造物	39.68	m3	287	11,388	単価第74号
型 枠 工	型枠工	均し・基礎コンクリート	3.00	m2	2,880	8,640	単価第70号
	型枠工	鉄筋・無筋構造物	81.42	m2	5,729	466,455	単価第71号
鉄 筋 工	鉄筋工	S0295A, D13, 10t未満	1.587	ton	115,095	182,656	単価第77号
管 類 布 設 工	ヒューム管(8形)機械布設	φ800mm, 1種	12.3	本	58,401	718,332	単価第90号
	合 計					2,174,879	

明細第 4 号 【従来工法】 取水施設工(底樋工)止 水 壁 工事費明細書 金 <u>85,719 円也</u> 内 訳							
種目	工種	材 料	数 量	単 位	単 価	金 額	摘 要
コンクリート工	コンクリート打設(ポンプ車)	21W-25-S(普通), 鉄筋, 10m3以上300m3未満	1.32	m3	18,543	24,477	単価第69号
	養生	一般養生, 鉄筋構造物	1.32	m3	287	379	単価第74号
型 枠 工	型枠工	鉄筋・無筋構造物	9.92	m2	5,729	56,259	単価第71号
鉄 筋 工	鉄筋工	S0295A, D13, 10t未満	0.040	ton	115,095	4,604	単価第77号
	合 計					85,719	