



越流許容型ため池工法は

ジオテキスタイルを用いた補強土工法で

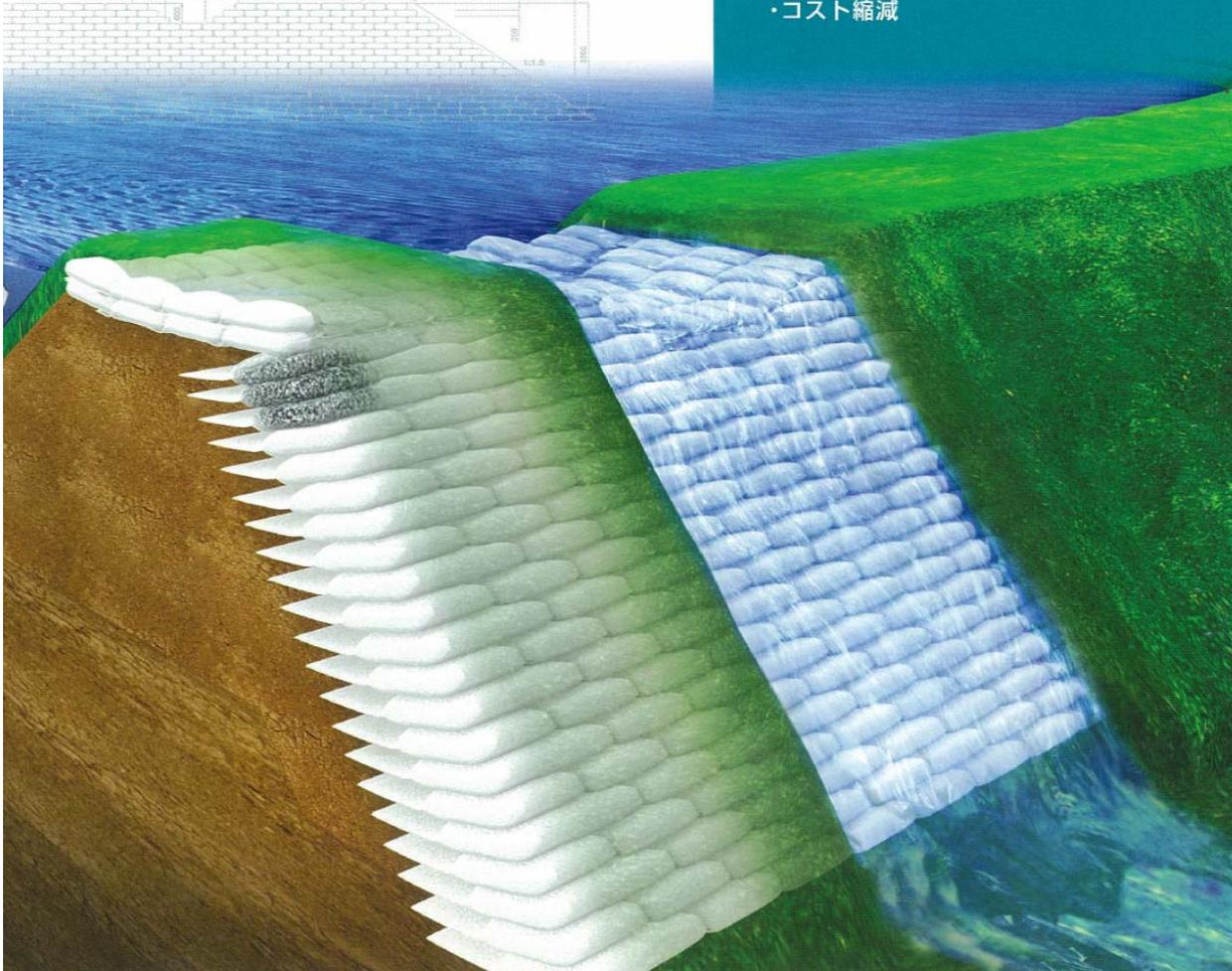
堤体に発生する越流を許容する機能を持つ

新しいため池堤体の構造・構築技術です。



独立行政法人  
農業・食品産業技術総合研究機構 農村工学研究所  
National Institute for Rural Engineering

# 越流許容型 ため池工法



### ●優れた防災機能

- ・豪雨、洪水時の安全性
- ・地震時の安全性

### ●設計・施工

- ・付帯施設(洪水吐・取水施設)の合理化
- ・堤体断面の縮小
- ・コスト縮減

# 目 次

第1章 一般事項	1
1.1 農業用ため池の改修の必要性	1
1.2 越流許容型ため池工法の開発経緯	1
1.3 越流許容型ため池工法	4
1.3.1 定義	4
1.3.2 従来の一般的なため池改修設計の考え方	5
1.3.3 越流許容型ため池工法の特徴	6
1.4 適用範囲	8
第2章 調査	9
2.1 ため池設計における一般的調査	9
2.1.1 測量	9
2.1.2 地質調査及び土質試験	10
2.2 盛土材料の選定	12
第3章 設計	15
3.1 設計方針	15
3.2 設計手順	16
3.3 設計洪水流量	18
3.2.1 A項流量	18
3.2.2 B項流量	20
3.2.3 C項流量	20
3.2.4 頻繁に発生する洪水量	20
3.4 堤体の設計	22
3.4.1 越流許容型ため池工法における堤体設計の考え方	22
3.4.2 堤体改修型式の選定	25
3.4.3 堤体の構成及び用語の定義	27
3.4.4 堤体の各種設計	29
3.3.5 法面保護工及び安全施設工	49
3.3.6 越流許容範囲の細部構造	50
3.5 補強土工法の設計	52
3.5.1 補強土工法の概要	53
3.5.2 補強土工法の設計条件	55
3.5.3 補強盛土工法の設計	59
3.5.4 安定の検討	69

<b>第4章 施 工</b> .....	77
4.1 施工計画.....	77
4.2 施 工.....	77
4.2.1 施工手順.....	77
4.2.2 施工機械.....	79
4.2.3 材料の選定.....	79
4.2.4 施工内容.....	81
4.2.5 施工管理.....	86
4.2.6 安全管理.....	88
<b>第5章 歩 掛</b> .....	88
5.1 適用範囲.....	88
5.2 施工概要.....	88
5.2.1 土嚢製作の歩掛.....	88
5.2.2 土嚢の設置、まきだし、敷き均し、締固め工に掛かる歩掛.....	89
5.2.3 諸雑費.....	90

# 第 1 章 一般事項

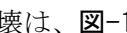
## 1.1 農業用ため池の改修の必要性

農業用ため池（以下「ため池」）は、全国に21万箇所存在する。多くのため池は築造から100年以上経過し、水漏れ、美観の喪失、池底の土砂堆積、水質汚濁等の老朽化が進行している。さらに近年、頻繁に発生する台風や集中豪雨等が農村地域に甚大な被害をもたらすとともに、地球温暖化の影響による被災リスクの増大が懸念されている。平成16年度は、10回にわたり上陸した台風や地震等の災害により、約4600箇所のため池が被災し、下流域に多大な被害をもたらすなど依然として災害に脆弱なため池が相当数あることが見込まれた。

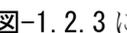
一方、農村地域において都市化が進展し、ため池周辺にも宅地が広がってきており、ため池の安全性を確保することが従前にも増して重要となっている。

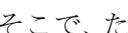
このように、ため池を取り巻く自然環境及び社会環境は著しく変化しており、被災及び老朽化したため池の補強・改修、ため池関連施設の改修を実施し、ため池決壊等による災害を未然に防止することが社会的な緊急課題となっている。

## 1.2 越流許容型ため池工法の開発経緯

ため池の決壊は、～に示すような越水、浸透、侵食及び地震等の様々な要因が考えられる。

そのため、近年増加傾向にある既往最大級豪雨に相当する洪水や想定外の地震等からため池の決壊等の災害を未然に防止するためには、堤体の越水現象に対しても破壊しない構造や浸透、侵食が発生し難いこと、また高い耐震性を有することが求められる。

、に示す浸透、侵食によるため池の決壊は、土地改良事業設計指針「ため池整備」（平成18年2月）において充足されねばならない一般的要件を満足していれば防止できる現象である。しかし、に示す越流によるため池の決壊は、従来の条件や考え方による設計のみならず、想定外の状況を勘案することが必要であり、越流現象に対しても破壊しない堤体構造を有することが求められる。

そこで、ため池決壊の原因の一つであるに示す堤体の越水による下流法面の侵食に着目し、一時的に発生する越流を許容することにより、洪水時に決壊させない、あるいは、決壊に至るまでの時間を遅延させ、避難行動が行えるようにすることで下流地域への二次災害の低減を図ることを目的とする越流許容型ため池工法の開発が始まった。

開発に当たっては、小規模越流実験において、4時間に亘る越流に対して全く崩壊することなく安定していることを確認している。また、堤体模型の振動実験において、兵庫県南部地震と同程度の地震に対して微小なクラックが発生する程度の損傷にとどまること、兵庫県南部地震の1.6倍の1300galという大きな地震動（参考：阪神・淡路大震災では最大818galの加速度が生じた）でも、決壊に至るような変形は発生せず、極めて高い耐震性を発揮することを確認している。

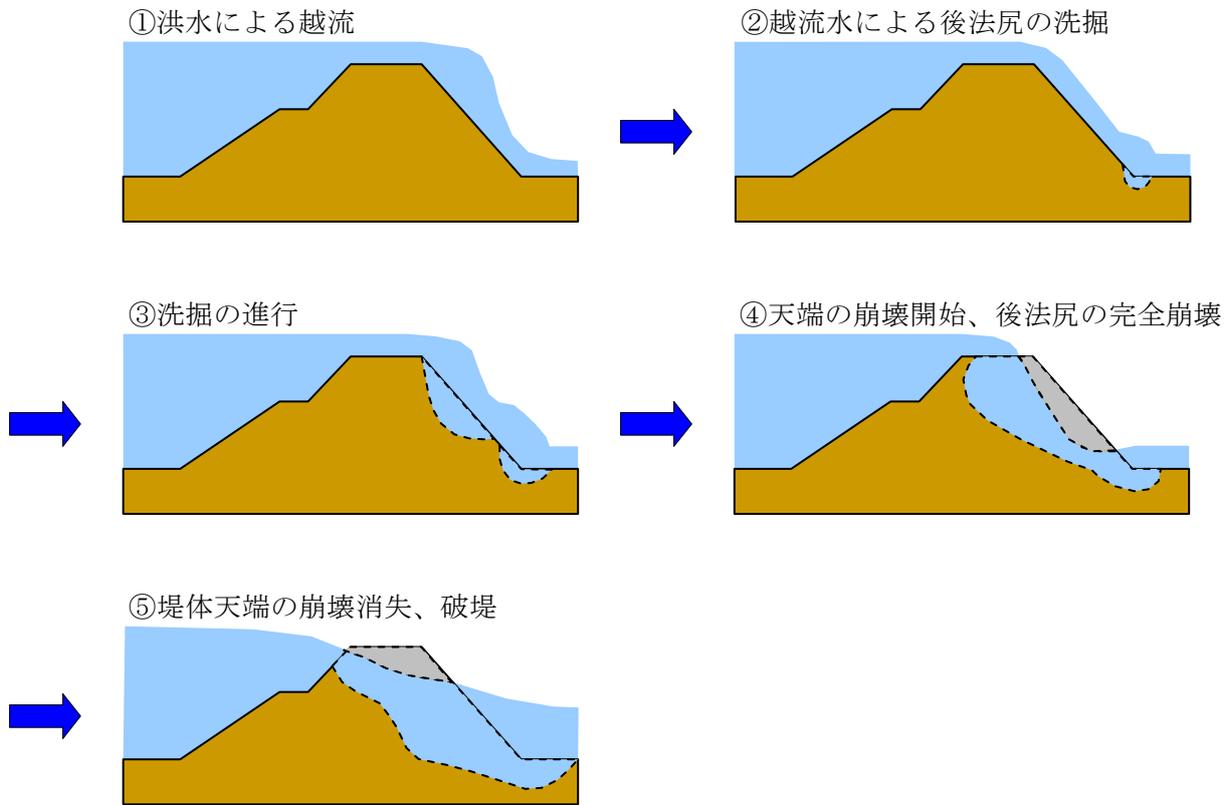


図-1.2.1 越水によるため池の決壊現象

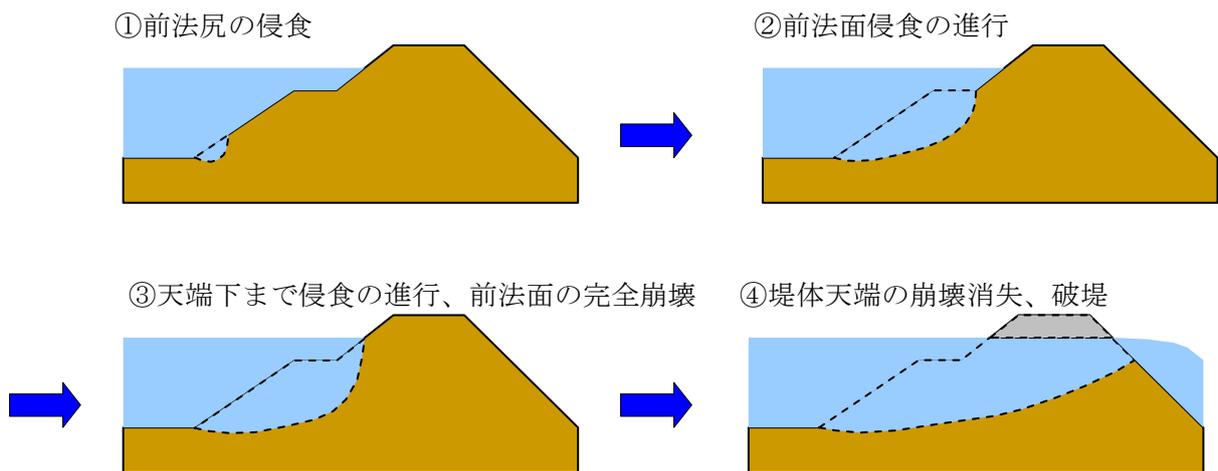


図-1.2.2 侵食によるため池の決壊現象

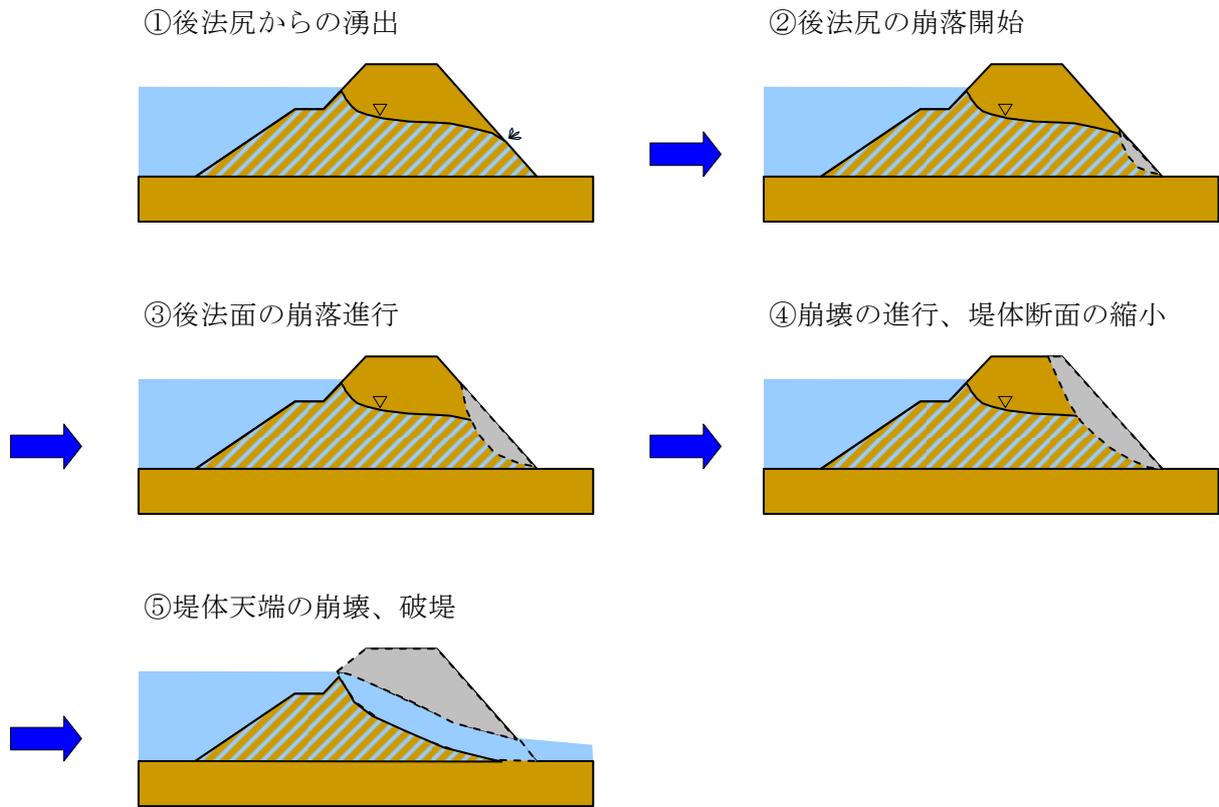


図-1.2.3 浸透によるため池の決壊現象

### 1.3 越流許容型ため池工法

越流許容型ため池工法は、ジオテキスタイルを用いた補強土工法により、ため池の堤体に一時的に発生する越流を許容する機能を持たせ、豪雨に対する耐久性や耐震性を高めることを目的として新たに開発されたため池整備技術である。

#### 1.3.1 定義

##### (1) ジオテキスタイル

ジオテキスタイルは、狭義の意味では土木などの用途に使用される織物（織布）、不織布および編物で、透水性のあるシート状の高分子材料の製品と定義されている。一方、ジオグリッドやジオネットのように直交する二方向の部材を交点で結合または一体化した網状構造、格子状構造のシート類、さらに二種類以上の材料を組み合わせた複合製品などを含めて広義のジオテキスタイルと呼ぶ。本技術資料では、高機能土のう（アグリシート）を用いた傾斜積み工法(図-1.3.1)及び高機能土のう（アグリシート）とジオテキスタイル（アグリシート又はジオグリッド）を併用した傾斜積み工法(図-1.3.2)について紹介しており、アグリシート及びジオグリッドをジオテキスタイルとして扱っている。

##### (2) 補強土工法

ため池の堤体は、過去の経験と実耐用年数の実績を踏まえ、従来から土構造が原則とされている。そのため、越流許容型ため池工法の堤体に補強土工法を適用するに当たっては、堤体越流に対する法面侵食、崩落への信頼度や安心感及び将来的な堤体の耐久性に配慮し、法面勾配が1:0.6より緩い盛土に適用する補強盛土工法を標準とする。補強領域を一種の擁壁とみなす補強土壁工法（法面勾配が1:0.6より急な盛土）は補強盛土工法と区別し、越流許容型ため池工法の堤体には適用しない。なお本技術資料では、ため池下流側法面勾配を1:1.0とする。

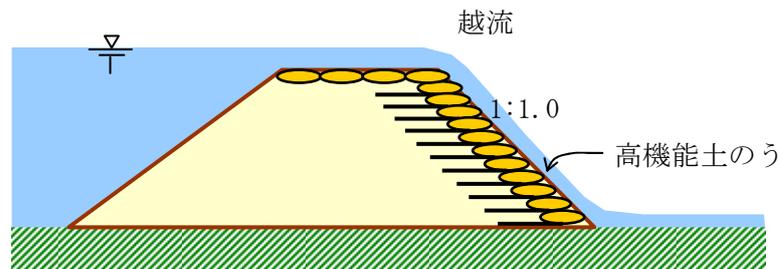


図-1.3.1 高機能土のうを用いた傾斜積み工法による越流許容型ため池

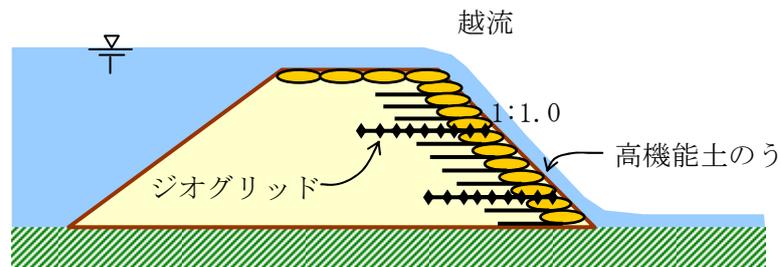


図-1.3.2 高機能土のうとジオグリッドを併用した傾斜積み工法による越流許容型ため池

### 1.3.2 従来の一般的なため池改修設計の考え方

従来の一般的なため池改修設計の基本的な技術検討事項

- ①堤体は土構造を原則とする。
- ②堤高は設計洪水時に堤頂を越流することがないように十分な余裕高を確保する。
- ③設計洪水流量以下の流水を安全に流下させ、貯水位の異常な上昇を防止する洪水吐を設置する。
- ④堤体からの浸透量は、堤体の浸透量に対する安定性と必要な貯水機能を満足する量とする。
- ⑤供用期間中に1～2回発生すると予測されるレベルの地震動に対して健全性を損なわない堤体断面を確保する。

①は、ため池の基本的な考え方であり、過去の経験と実耐用年数の実績を踏まえ、従来から原則とされていることである。

〈土構造とする理由〉

- ・現況堤体基礎地盤と一体としてなじむ。
- ・材料の取得が比較的容易である。
- ・嵩上げ・拡幅等、不同沈下時の修復、地震による被災時の復旧が容易である。
- ・工事費が比較的安価である。
- ・構造物としての劣化現象が起きにくい。

〈土構造とする問題点〉

- ・洪水時の越水や浸透、侵食及び地震等様々な要因によってコンクリート等の構造物よりも決壊の可能性がある。

②は、堤体設計の基本要件であって、堤高は、洪水の堤体越流を防止するために必要とされる所定の余裕高を確保しなければならないことを示している。これは、従来の堤体設計において充足されねばならない一般的要件であり、堤体の余裕高不足による堤体越流を認めないことを示している。

③は、洪水吐設計の基本要件であって、洪水の堤体越流を防止する考え方のなかで、洪水吐は、洪水吐のみで設計洪水流量を安全に流下させる能力を持たなければならないことを示している。これは、従来の洪水吐設計において充足されねばならない一般的要件である。但し、洪水吐を流下する洪水の流量ピーク値や流入量は、流域面積等のため池の諸元、洪水の特性、洪水吐の規模等の条件によって異なる。また、堤高、余裕高等の堤体断面形状や洪水吐規模の決定に至る設計の考え方には幾つかの選択肢がある。そのため、設計洪水流量は適正であっても、洪水吐が対象とする洪水に対して、決して堤体を越流することのない規模が確保されているかどうかについては明らかではない。従って、洪水吐のみで対象とする洪水を安全に流下させることができない状況、即ち、堤体を越流する可能性を否定できないことを前提に計画することが重要である。これは、これまでに決壊したため池の多くは、洪水吐能力の不足による堤体越流が原因となっていることから言えることである。

④は、ため池本来の貯水機能が確保されるといったため池の基本要件であると共に、局所的に認められる漏水箇所については、パイピング等が発生する可能性が高く、堤体の安定性を欠くことがあるため、堤体はパイピングやボイリング等の浸透破壊の要因ともなる浸透量を防止する水密性を有しなければならないことを示している。

⑤は、ため池の耐震設計に関する考え方である。ため池は、重要度 A, B, C 種の全てについて、耐

震設計を行う。地震動としては、レベル1地震動を考慮し、「健全性を損なわない」という耐震性能を目標とする。これは、岩盤基盤上にレベル1地震動に相当する従来の設計水平震度を用いて設計されたフィルダムが、レベル2地震動クラスの兵庫県南部地震における地震動を受けても被災していないことから判断している。従って、この基本的な地震に対する安定性や過剰間隙水圧上昇による強度低下の検討は、堤体の耐震設計において充足されねばならない一般的要件である。

### 1.3.3 越流許容型ため池工法の特徴

越流許容型ため池工法には次のような特徴がある。

- ①堤体の越流を許容し洪水時に決壊させない。
- ②堤体断面の縮小が可能である。
- ③堤体が洪水吐の機能を持つため、洪水吐の建設に係わる工期が短縮される。
- ④コンクリート構造物の洪水吐が不要であるため、堤体全体が地盤沈下に追従する。
- ⑤築堤材料の制約が少ない。
- ⑥現地発生土の利用により、環境負荷の低減に寄与できる。
- ⑦条件により、建設コストが縮減される。
- ⑧地震時の安全性の向上が期待できる。

越流許容型ため池工法の概要を図-1.3.3に示す。

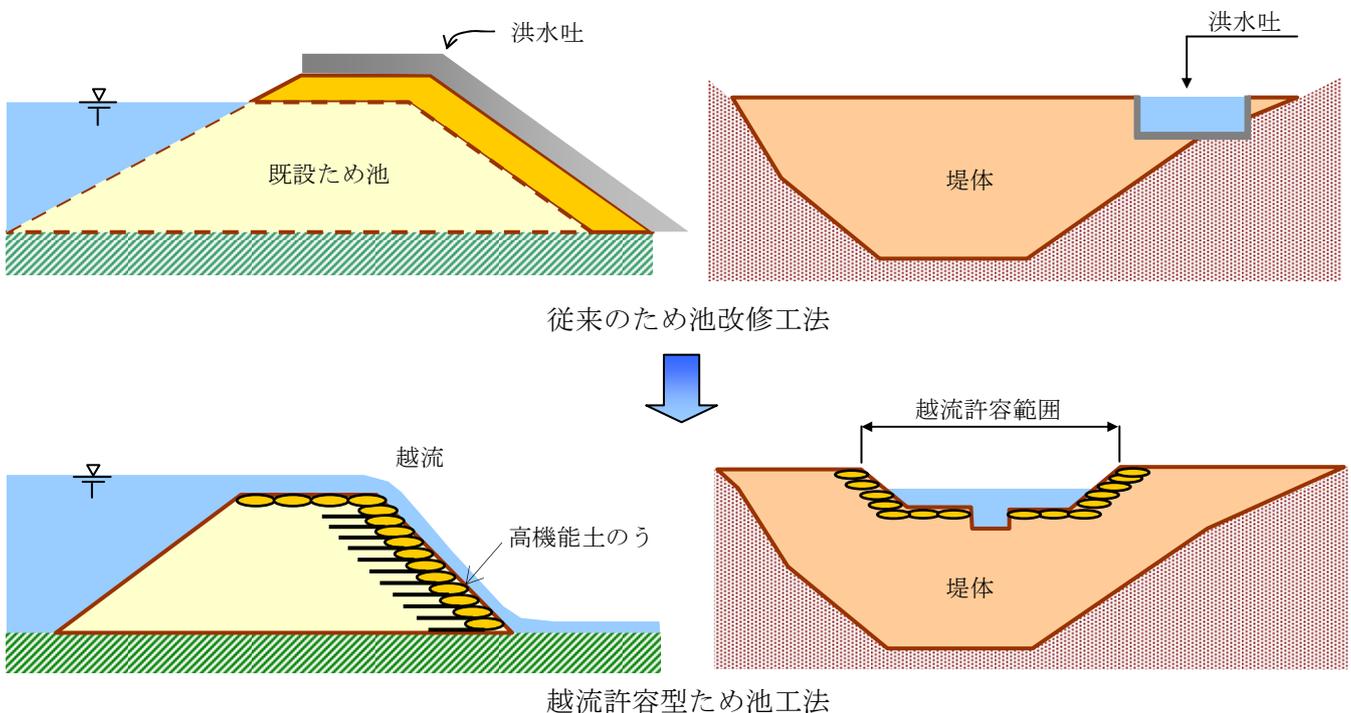


図-1.3.3 越流許容型ため池工法の概要

### (1) 決壊しない堤体

越流許容型ため池工法とは、堤体の越水による下流法面の侵食に着目し、一時的に発生する越流を許容すると共に、下記に示す決壊しない堤体の条件を満足することを目的として開発されたものである。

〈決壊しない堤体の条件〉

- ・堤体越流時に洗掘が発生しない。
- ・水位変動等の作用により侵食されないための護岸工が施されていること。
- ・浸透流により破壊しないための適切な対策が施されている。
- ・高い耐震性が確保されている。

### (2) 堤体断面の縮小

洪水の堤体越流を許容する場合の堤高は、堤体の余裕高を確保する必要がないため、堤体越流を防止する従来の考え方による堤高よりも低く、従来よりも小さい堤体断面となる。このことは、越水現象に対するため池決壊の危険性を下げることを意味し、堤体の越流に対して耐えうる構造とするうえでは有効であることを示している。また、堤体の越流に対して耐えうる構造として、補強土等の特殊な盛土を施す場合には、その構造に応じた適切な耐震設計手法を用いる必要がある。

### (3) 堤体と洪水吐機能の兼備

従来のため池改修における洪水吐は、ため池の堤体及び基礎地盤並びに貯水池に支障を及ぼさない構造としたうえで、設計洪水流量以下の流水を安全に流下させ、貯水位の異常な上昇を防止する能力を確保しなければならない。一般的には鉄筋コンクリート構造の水路である。

一方、越流許容型ため池工法は、堤体の一部あるいは全部に洪水吐の機能を持たせ、洪水の堤体越流を許容することにより洪水吐が不要となる。このことにより、洪水吐の建設に係る工期短縮、堤体全体としての地盤沈下への追従性の付与、想定する洪水吐規模・型式によってはコスト縮減も可能となる。

### (4) 築堤材料の制約

従来の堤体盛土材料は、必要な水密性及び強度を有し、かつすべり破壊又は浸透破壊が生じないものとしなければならない。ゾーン型堤体では、遮水性材料と、半透水性又は透水性材料（ランダム材料）のそれぞれに適した盛土材料を選定する必要がある。

一方、越流許容型ため池工法の堤体構造であるジオテキスタイルを用いた補強土の適用範囲は広く、通常、十分な調査、検討を行ったうえではほとんどの材料が使用できると考えてよい。また、従来では産業廃棄物として扱われた低品質な現地発生土を盛土材料としてリサイクル利用することも考えられているため、環境負荷の低減にも寄与できる。

### (5) 工期短縮と建設コスト縮減

堤体断面が縮小可能である、洪水吐が不要となることから施工期間が短縮される。また、堤高、設計洪水流量及び越流水深等の条件によっては、堤体、洪水吐の建設費を含めた総工事費の縮減が可能になる。

### (6) 地震時の安全性の向上

ジオテキスタイルを用いた補強土工法による堤体の耐震設計は、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版」（平成12年2月）に準じて実施する。ここに示される耐震設計は、ため池の重要度に応じて適切な地震動を考慮し、「健全性を損なわない」という

耐震性能を目標とするものである。耐震設計の内容は、補強領域の内部を通るすべりに対するジオテキスタイルの破断や引抜けの安定性を確認する「内的安定」、補強領域外のすべり破壊に対する安定性を確認する「全体安定」及び補強盛土における法面侵食や締固め時の抜け出し、あるいは補強土壁における壁面工とジオテキスタイルの連結部、ジオテキスタイル巻込み部の定着長の検討等、補強土の局所的な安定確認を行う「部分安定」である。

#### 1.4 適用範囲

本技術資料は、越流許容型ため池工法によるため池の改修に適用する。

ここでは、越流許容型ため池工法を越水現象に対しても破壊しないジオテキスタイルを用いた補強土工法によるため池改修と定義する。

本技術資料は、越流許容型ため池工法によるため池の改修に適用する。

越流許容型ため池工法は、ジオテキスタイルを用いた補強土工法により、ため池の堤体に一時的に発生する越流を許容する機能を持たせ、豪雨に対する耐久性や耐震性を高めることを目的として新たに開発されたため池整備技術であり、施工実績は従来のため池改修と比較すると少なく、越流許容型ため池工法によりため池改修を行う場合の地盤条件、施工条件、環境条件などについての詳細を示すのは困難である。したがって、本技術資料で述べる基本的な考え方を理解し、既設ため池の既存資料又は管理者からの情報等を収集・把握したうえで適切に判断することによって、設計施工を行い、安全性・耐久性・耐震性の確保を図る必要がある。

ため池改修に関する事項のうち、越流許容型ため池工法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。また、ジオテキスタイルに関する事項のうち、越流許容型ため池工法以外の内容については、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版」（平成12年2月）に準拠するものとする。

## 第 2 章 調 査

### 2.1 ため池設計における一般的調査

越流許容型ため池工法におけるため池調査は、従来一般的なため池調査と同様に、改修の必要性の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、ジオテキスタイルを用いた補強土工法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。

ため池改修の必要性判定並びに設計を行うためには、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。

ため池周辺測量は、ため池敷だけでなくその上下流にわたって十分な範囲を含むものでなければならない。また、堤体両岸部では洪水吐その他の施設を含ませて、できるだけ広くする。

堤体測量の堤軸は、越流許容型ため池工法における越流許容範囲の基礎地盤、下流の状況、施工性等を考慮して決定する。

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、調査位置は越流許容型ため池工法における越流許容範囲に配慮することが望ましい。

### (1) 堤体及び堤体基礎地盤の調査

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、できるだけ越流許容型ため池工法における計画越流許容範囲や規模に配慮する。

#### 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。

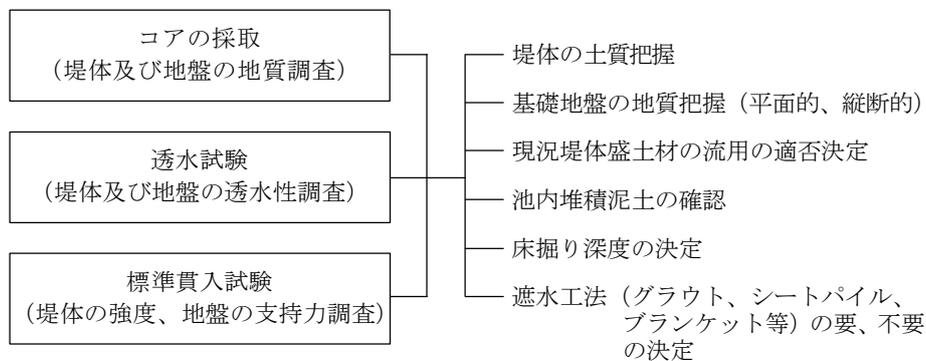


図-2.1.1 ボーリング調査の種類と目的

#### 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、できるだけ越流許容型ため池工法における計画越流許容範囲や規模に配慮する。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。

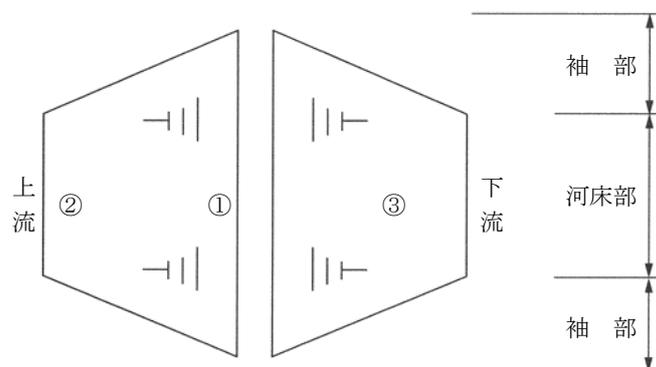


図-2.1.2 ボーリング位置と本数の標準例

## 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5 m、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。

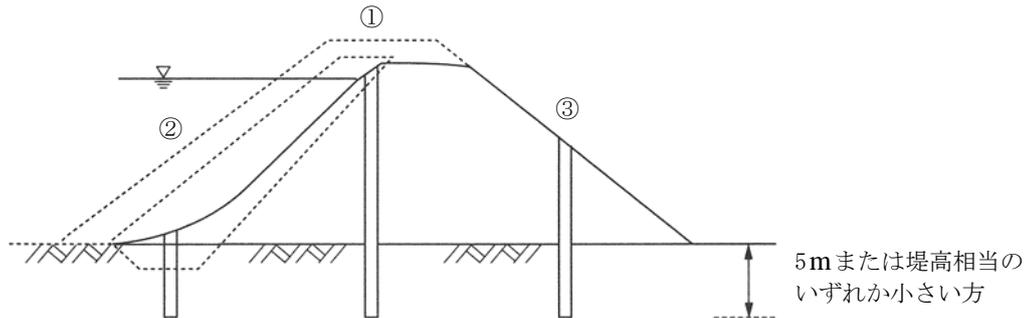


図-2.1.3 標準的なボーリング深度

## 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り、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つ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

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。

表-2.1.1 土質試験項目

試験項目	試験規格	築堤材料	現況堤体	備考
土粒子の密度試験	JIS A 1202	○	○	○：必ず実施する。 △：必要に応じて実施する。 *：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。
粒度試験	〃 1204	○	○	
含水比試験	〃 1203	○	○	
液性限界・塑性限界試験	〃 1205	○	○	
現場密度の測定	〃 1214	—	*△	
突固めによる土の締固め試験	〃 1210	○	*△	
透水試験	〃 1218	○	○ (現場)	
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 盛土材料の選定

ジオテキスタイルを用いた補強土工法の設計では、盛土材料の性質が補強盛土の安定の支配的要因となることも多く、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。

ジオテキスタイルを用いた補強土では、従来の一般的な堤体盛土に比べて急勾配となるため、従前にも増して盛土材料の性質を明らかにすることが重要である。特に、補強土工法の安定検討においては、盛土材料の性質が補強材配置の支配的要因となることも多く、設計強度定数を適切に設定する必要がある。そのために必要となる地質調査及び土質試験を十分に行うものとする。

## (1) ジオテキスタイル補強土工法における盛土材料の選定

ジオテキスタイル補強土工法における盛土材料の適用範囲は広く、通常ほとんどの材料が使用できると考えてよい。但し、ベントナイト、風化の進んだ蛇紋岩、腐植土などは膨張性及び圧縮性が大きいいため、盛土材料としては不適當である。また、ジオテキスタイルの耐久性に影響を及ぼすおそれのある土の化学的性質についても注意が必要である。

岩砕や礫混じり土では、施工中にジオテキスタイルを損傷するおそれがあるため、損傷に強いジオテキスタイルを選定すると共に、ジオテキスタイルの材料安全率に余裕を見込んだり、施工上の工夫を行ったり等の検討が必要である。

環境に関する関心の高まっている昨今、従来では産業廃棄物として扱われた低品質な現地発生土を盛土材料としてリサイクル利用することも考えられるが、このような場合にも盛土材料の十分な調査、検討が必要である。

## (2) 一般的な堤体盛土材料の判定目安

堤体盛土材料は、必要な水密性及び強度を有し、かつすべり破壊又は浸透破壊が生じないものとする。

一般的なゾーン型堤体では、遮水性材料と、半透水性又は透水性材料（ランダム材料）のそれぞれに適した盛土材料を選定するものとする。

ここで遮水性とは、締固めた土質材料の透水係数が  $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$  より小さい場合を、透水性とは、締固めた土質材料の透水係数が  $1 \times 10^{-3} \text{cm/s}$  より大きい場合を、それぞれ目安として総称する。

堤体盛土材料使用区分の目安として、下記を参考とする。

<p>粒 度 分 布 : 高い密度を与える粒度分布であり、 適度に細粒分が含まれること。</p> <p>コンシステンシー : 収縮性が小さく、適度の塑性を有すること。</p>	}	<p>図-2.2.1 参1、図-2.2.1 参2 参照。</p>
<p>比 重 : 2.6 以上であれば、まず問題はない(2.6 以下であれば有機質を含んでいる可能性がある)。</p>		
<p>透 水 度 : 遮水性材料は、堤体の安全性、現場条件、施工条件等を総合的に検討して選定するものとし、上記定義の透水係数を目標とするが、その達成が困難な場合は、少なくとも現場にて締固めた状態の透水係数が <math>5 \times 10^{-5} \text{cm/s}</math> を上限として緩和することができる(室内試験値は <math>5 \times 10^{-6} \text{cm/s}</math> 以下とする)。ただしこの場合、堤体内の浸透経路や、動水勾配の分布、浸透流速等、堤体の浸透に対する安全性について十分検討し、必要に応じて対策を講じるものとする。</p>		
<p>標 準 突 固 め : 土質材料の含水状態により、密度、剪断強度、透水係数が変化し、最適含水比付近で剪断強度が極大となり、最適含水比からやや湿潤側で透水係数が極小となること等から、材料の透水性、強度、施工性を判定する。</p>		
<p>剪 断 強 さ : 見掛けの粘着力と内部摩擦角で表されるが、安定解析を行う場合には三軸圧縮試験により求める必要がある。また、統一分類等によりある程度剪断強さが推定できる。</p>		

## 【参 考】 遮水性材料の粒度範囲

農林水産省で建設した主なゾーン型フィルダム(25ダム)における各ゾーンの材料の粒度分布の範囲を図-2.2.1 参1に示す。図-2.2.1 参1によれば、遮水性ゾーンを構成する材料は、最大粒径100~150mmで、礫率  $P_{4.75} = 10 \sim 70\%$ 、0.075mm以下の細粒分の含有率は15~45%の範囲となっている。

一般に、遮水性を確保するための粒度としては、0.075mm以下の細粒分を10~15%程度以上含有し、0.005mm以下の粘土分を5%程度以上含有していることが目安とされている。

また、図-2.2.1 参2は、乾燥側の施工条件で施工した場合に、クラックの発生しやすい範囲を示したものである。この図はアメリカ開拓局で施工したダムのうち、遮水性ゾーンにクラックが発生した17個のダムの調査結果をもとに作成したもので、塑性指数が15以下の低~中塑性の無機質粘土に属する材料でクラックが発生しやすいといわれている。

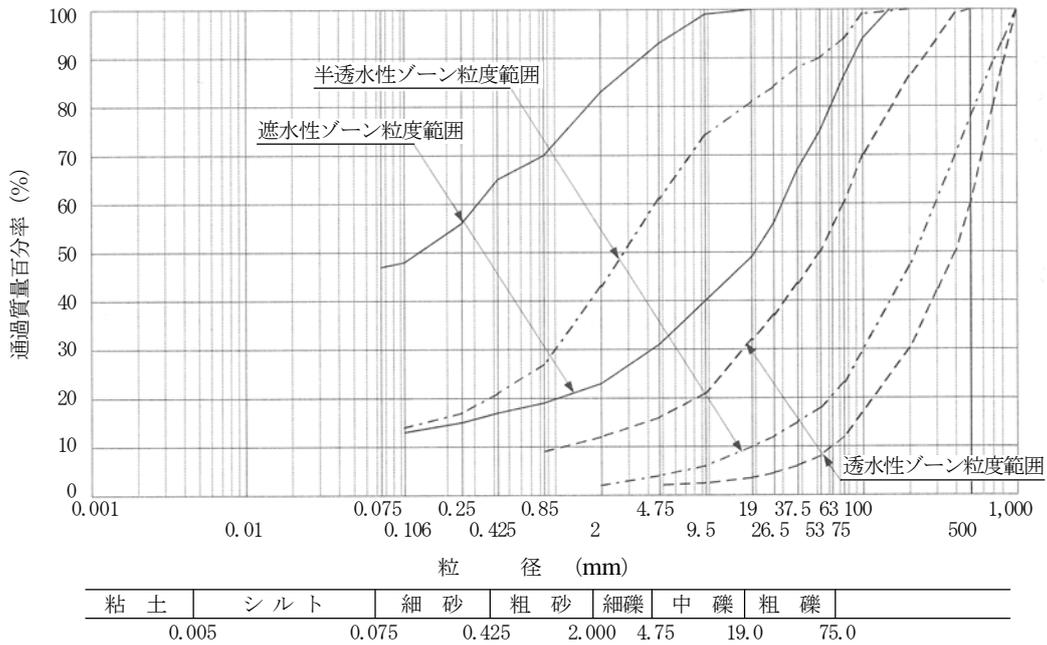


図-2.2.1参1 フィル材料の粒度範囲

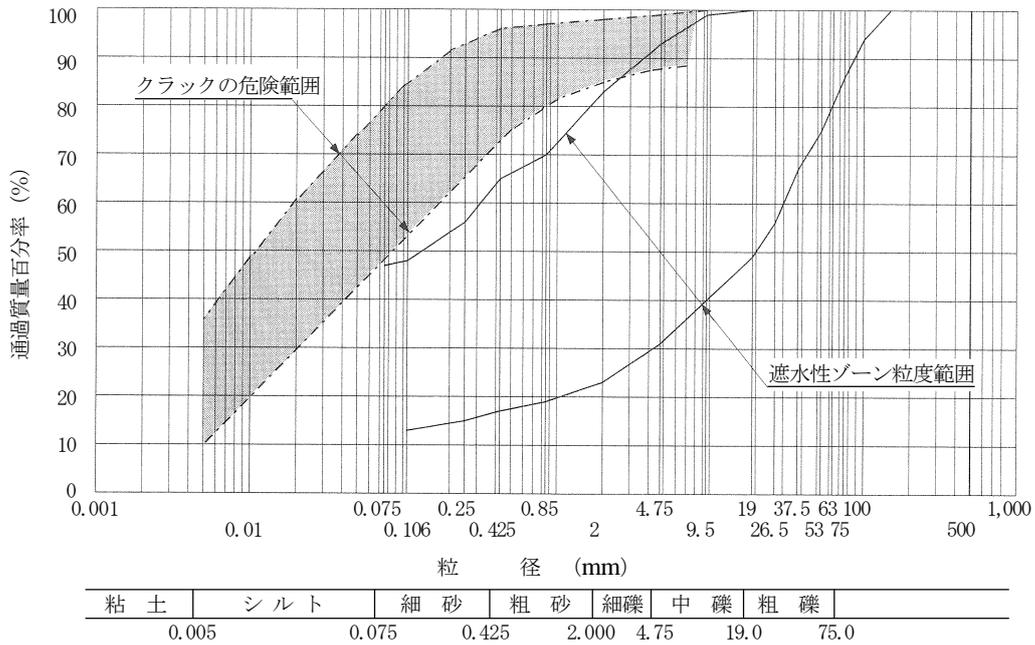


図-2.2.1参2 遮水性材料の粒度範囲

## 第3章 設計

### 3.1 設計方針

越流許容型ため池工法の設計においては、以下に示す事項に留意するものとする。

- ① 堤体断面の決定においては、計画的に設計洪水流量の越流を許容する範囲及び堤高を設定する。
- ② 堤体の越水現象に対しても破壊しない堤体構造とする。
- ③ 高い耐震性を有する堤体構造とする。

①は、越流許容型ため池工法の基本要件であって、越流許容型ため池工法の開発趣旨である堤体の越水現象に対してもため池の決壊を未然に防止するために、既往最大級豪雨に相当する洪水の堤体越流を許容することを前提に堤体断面を決定することを示している。

②は、越流許容型ため池工法の堤体構造のことを示し、ここでは、ジオテキスタイルを用いた補強土工法による堤体を意味する。

③は、堤体の越水現象に対しても破壊しない構造とする、ジオテキスタイルを用いた補強土工法の採用により、二次的に高い耐震性を有することを示している。また、越流許容型ため池工法を施す場合には、その構造に応じた適切な耐震設計手法を用いる必要がある。

以上の留意点の他、一般的なため池改修設計において充足しなければならない一般的要件及び、ため池施設改修設計において充足しなければならない一般的要件を以下に示す。

〈ため池改修設計〉

- ・ため池本来の機能が確保されること。
- ・浸透、侵食に対する安定性を確保する。
- ・必要な貯水機能を満足する水密性を確保する。

〈ため池施設改修設計〉

- ・施設として構造上安全であること。
- ・施工が容易でかつ経済的であること。
- ・施工後の維持管理を考慮したものであること。
- ・環境との調和に配慮したものであること。

越流許容型ため池工法の改修設計に当たっては、補強又は改修の主目的が災害を未然に防止することであることを理解したうえで、現況施設の状態を定量的に把握し、既存施設の有効利用により施設の機能を効率的に保全すると共に、上記に示す各要件を念頭に置きながら、個々のため池固有の諸条件を適切に反映させるものとする。

## 3.2 設計手順

越流許容型ため池工法におけるため池改修の設計手順を図-3.2.1に示す。本設計において重要な点は、ため池をとりまく現況及び将来の環境を適切に評価し、越流許容型ため池工法か従来のため池改修工法のいずれを選定するかである。

越流許容型ため池工法の適用を検討することが望ましいと考えられるため池とは、ため池の持つ流域面積と満水面積の割合、洪水の特性及び流入形態等の環境の違いや被災により想定される被害及び下流の状況等の条件から、重要度が大きい、あるいは想定外の洪水の可能性が高いと判断できるため池である。

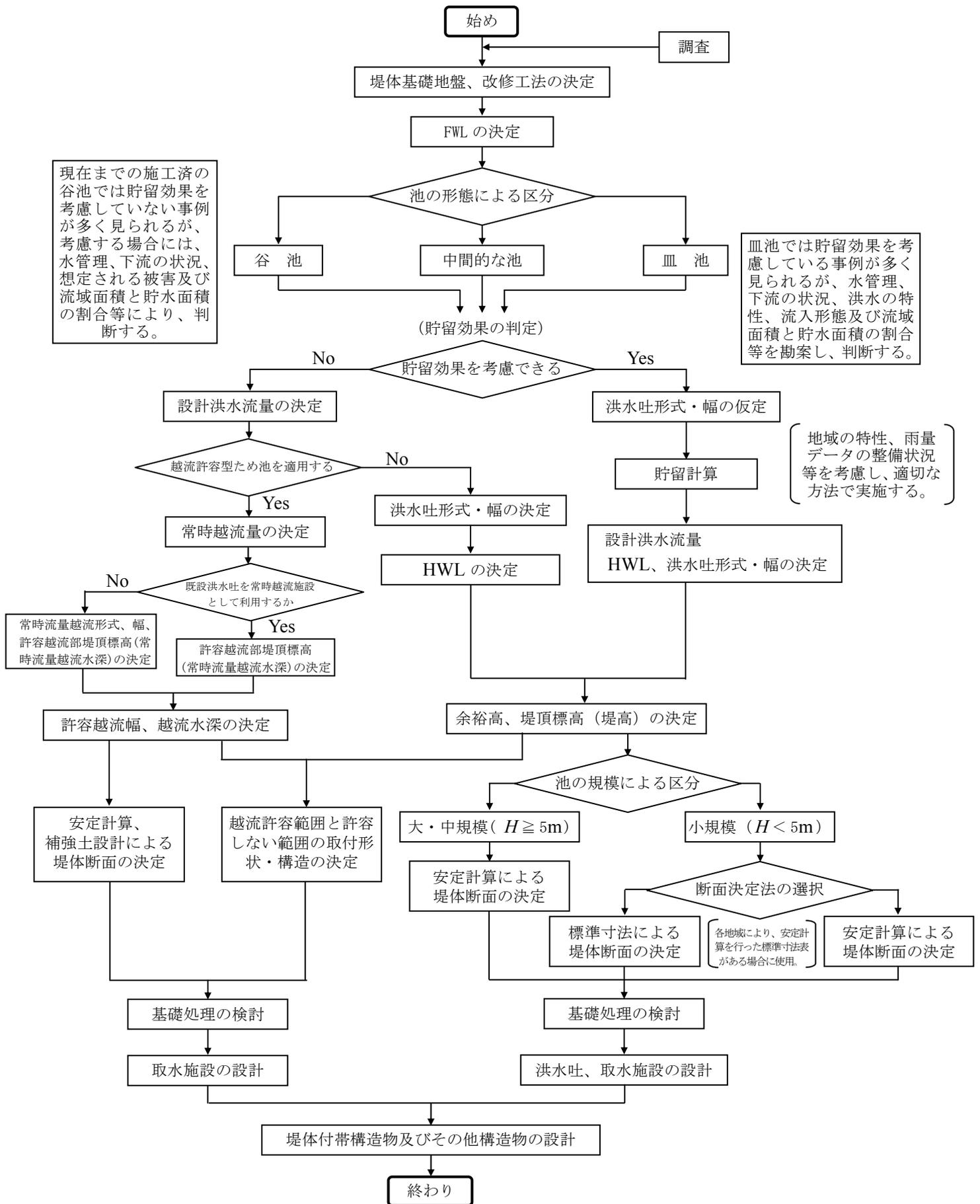


図-3.2.1 越流許容型ため池工法におけるため池改修の設計手順

### 3.3 設計洪水流量

越流許容型ため池工法におけるため池の設計洪水流量は、次のうち最も大きい流量とする。

- ① 確率的に200年に1回起こると推定される200年確率洪水流量（以下、「A項流量」という）。
- ② 観測あるいは、洪水痕跡等から推定される既往最大洪水流量（以下、「B項流量」という）。
- ③ 気象・水象条件の類似する近傍流域における水象、若しくは気象の観測結果から推定される最大洪水流量（以下、「C項流量」という）。

設計洪水流量は、設計上考慮される最大の洪水流量で、従来の一般的なため池の設計洪水流量は、洪水の堤体越流に対する安全性を考慮して、20%の余裕を見込んでいる。但し、全面越流許容型ため池工法の設計洪水流量には洪水の堤体越流に対する20%の余裕を見込まなくてもよい。

また、気象・水象記録の状態から200年確率洪水流量を算定することが、理論上不適当な場合には、100年確率洪水流量の1.2倍をもって200年確率洪水流量とすることができる。

#### 3.3.1 A項流量

A項流量は、次に示す合理式によって推定する。

$$Q_A = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A \quad \dots\dots\dots (3.3.1)$$

$Q_A$  : 洪水ピーク流量 (m<sup>3</sup>/s)

$r_e$  : 洪水到達時間内流域平均有効降雨強度 (mm/h)

$A$  : 流域面積 (km<sup>2</sup>)

##### (1) A項流量の推定

本来、A項流量は洪水流量データに基づき確率計算を行って推定すべきであるが、一般的には洪水流量データが存在しないため、降雨データに基づく確率計算により推定するものとする。

合理式の適用可能な流域面積は、40 km<sup>2</sup>以下とし、ため池の満水面積を含むものとする。間接流域からの洪水流量については、実情に応じて加算するものとする。

##### (2) 洪水到達時間の推定

洪水到達時間  $t_p$  は、原則的には対象流域ごとに観測値に基づき推定されるべきであるが、観測値が得られない場合は、式 (3.3.2) (角屋・福島公式) によるものとする。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35} \quad \dots\dots\dots (3.3.2)$$

ここに、 $A$  : 流域面積 (km<sup>2</sup>)

$r_e$  : 洪水到達時間  $t_p$  内の平均有効降雨強度 (mm/h)

$C$  : 流域の土地利用形態に応じて異なる定数

$t_p$  が分単位のとときの  $C$  の値は、表-3.3.1による。

なお、表-3.3.1のCの範囲は経験的に予想される値であり、平均値は観測値を整理して得た値である。流域地形等が複数の異なる状態に区別される場合は、加重平均により流域全体のCを求める。

ただし、この式をため池地点の洪水到達時間の推定に利用する際、ため池地点が2~3本の大支川の合流直後に位置しているときは、面積は全流域面積ではなく、合流前の支流域面積の最大の方を用いるべきことに注意する。

角屋・福島の式のほかに洪水到達時間を推定する方法として、山腹流下時間 karbey (カーベイ) 式法と河道流下時間 rziha (ルチハ) 式、kraven (クラヘン) 式を組合せて算出する方法がある。いずれも河道勾配のみで一義的に洪水到達時間を推定する方法であり、洪水到達時間が流域特性と水文特性に左右される値であり流域固有の一定値となることから考えると、適用するには問題があるといわれている。

表-3.3.1 洪水到達時間係数Cの値 (角屋・福島)

・自然丘陵山地	: C = 250 ~ 350 ≒ 290
・放牧地	: C = 190 ~ 210 ≒ 200
・ゴルフ場	: C = 130 ~ 150 ≒ 140
・開発直後粗造成宅地、舗装道路及び水路の密な農地	: C = 90 ~ 120 ≒ 100
・市街地	: C = 60 ~ 90 ≒ 70

(3) ピーク流出係数

洪水ピーク流量に關与する有効降雨強度 (式(3.3.1)に用いる  $r_e$ ) を観測降雨強度  $r$  から推定する方法として、しばしばピーク流出係数  $f_p$  が用いられる。

$$r_e = f_p \cdot r \quad \dots\dots\dots (3.3.3)$$

$r$ : 200年確率降雨強度 (mm/h)

本来、ピーク流出係数  $f_p$  は流域表層部の条件により著しく異なり、同一流域でも先行降雨条件によりかなり変化する。参考のため、表-3.3.2、表-3.3.3にピーク流出係数の例を示す。流域地形等が複数の異なる状態に区別される場合は、加重平均により流域全体の  $f_p$  を求める。

表-3.3.2 物部によって提示されたピーク流出係数

地形の状態	$f_p$	地形の状態	$f_p$
急しゅんな山地	0.75~0.90	かんがい中の水田	0.70~0.80
第三紀層山地	0.70~0.80	山地河川	0.75~0.85
起伏のある土地及び樹林地	0.50~0.75	平地小河川	0.45~0.75
平らな耕地	0.45~0.60	流域のなかば以上が平地である大河川	0.50~0.75

表-3.3.3 防災調節池の洪水吐等の設計流量算定のために提示されたピーク流出係数

土地利用状況	$f_p$	備 考
開発前	0.6~0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域
開発後 (1)	0.8	不浸透面積率がほぼ40%以下の流域
開発後 (2)	0.9	不浸透面積率がほぼ40%以上の流域

### 3.3.2 B項流量

B項流量は、ため池地点で観測された最大洪水流量、あるいは過去の洪水痕跡から推定される既往最大流量のうち、いずれか大きい方とする。

### 3.3.3 C項流量

下記①及び②で推定される洪水ピーク流量のうち、いずれか大きい方をC項流量とする。

- ① 気象条件及び洪水流出特性が類似する同一流域内において十分信頼できる既往最大洪水比流量曲線が得られている場合には、この曲線から当該ため池の流域面積に相応する洪水比流量を求め、求めた値に流域面積を乗じて洪水ピーク流量を推定する。
- ② 当該ため池流域に近く、気象条件が類似する流域で観測された既往最大級豪雨が当該ため池流域に発生するとした場合の、当該ため池地点で予想される洪水ピーク流量を計算により推定する。

ここにいう「流域に近い」範囲は隣接する市町村程度とし、豪雨が周辺の観測結果から地域性を強く有すれば、豪雨発生時の気象条件、地形等を考慮して地域を限定して適用する。

なお、洪水比流量を求める式としては複数のものが提唱されているが、そのうちクリーガー（Creager）型近似式については、当分の間、小流域（20 km<sup>2</sup>以下を目安）を除き用いることができるとされている。

### 3.3.4 頻繁に発生する洪水量

越流許容型ため池工法は、計画的に設計洪水流量の越流を許容する。但し、越流に対する施設の耐久性を考慮すると共に、頻繁に発生する洪水量に対する越流許容範囲を制限するために、頻繁に発生する洪水量は、堤頂上に設置する水路施設等により安全に流下させるものとする。

越流許容型ため池工法は、堤体の一部あるいは全部において、計画的に設計洪水流量の越流を許容するものであるが、頻繁に発生する洪水量から設計洪水流量に至る全ての洪水を設計洪水流量の越流を許容する範囲で流下させることは、堤体の安全性や耐久性を下げることとなる。そのため、頻繁に発生する洪水量に対しては、洗掘や法面崩壊を起こさないように保護された堤頂上の水路施設等により、安全に流下させる方が望ましい。

頻繁に発生する洪水量は、降雨データに基づく確率計算により推定するものとする。

頻繁に発生する洪水量の確率年は、設計洪水流量の大小、設計洪水流量の越流許容範囲、越流水深、頻繁に発生する洪水量を流下させる水路施設の規模等を考慮し設定する。頻繁に発生する洪水量の確率年は明確に定められないが、工事期間中にダム地点を流下する流水を安全に通過させるフィルダムの転流工設計対象流量を参考にすると、フィルダムの転流工設計対象流量は、一般に10～20年確率流量としている例が多いようである。

フィルダムの転流工設計対象流量は、例えば、決壊による被害が工事再開の致命傷となり、また

下流に大きな被害が想定される場合には15～20年確率流量を対象とする。一方、小規模なダムや盛立ての高さが次年度の洪水期までに仮締切以上となり、10年確率流量に対して十分に安全な高さが確保される場合には5年確率程度の流量を用いて良い場合もある。

頻繁に発生する洪水量は、これら、フィルダムの転流工設計対象流量を参考に、5～20年確率流量により設定するものとする。

常時流量、設計洪水流量及び設計洪水位決定の手順を、図-3.3.1に示す。

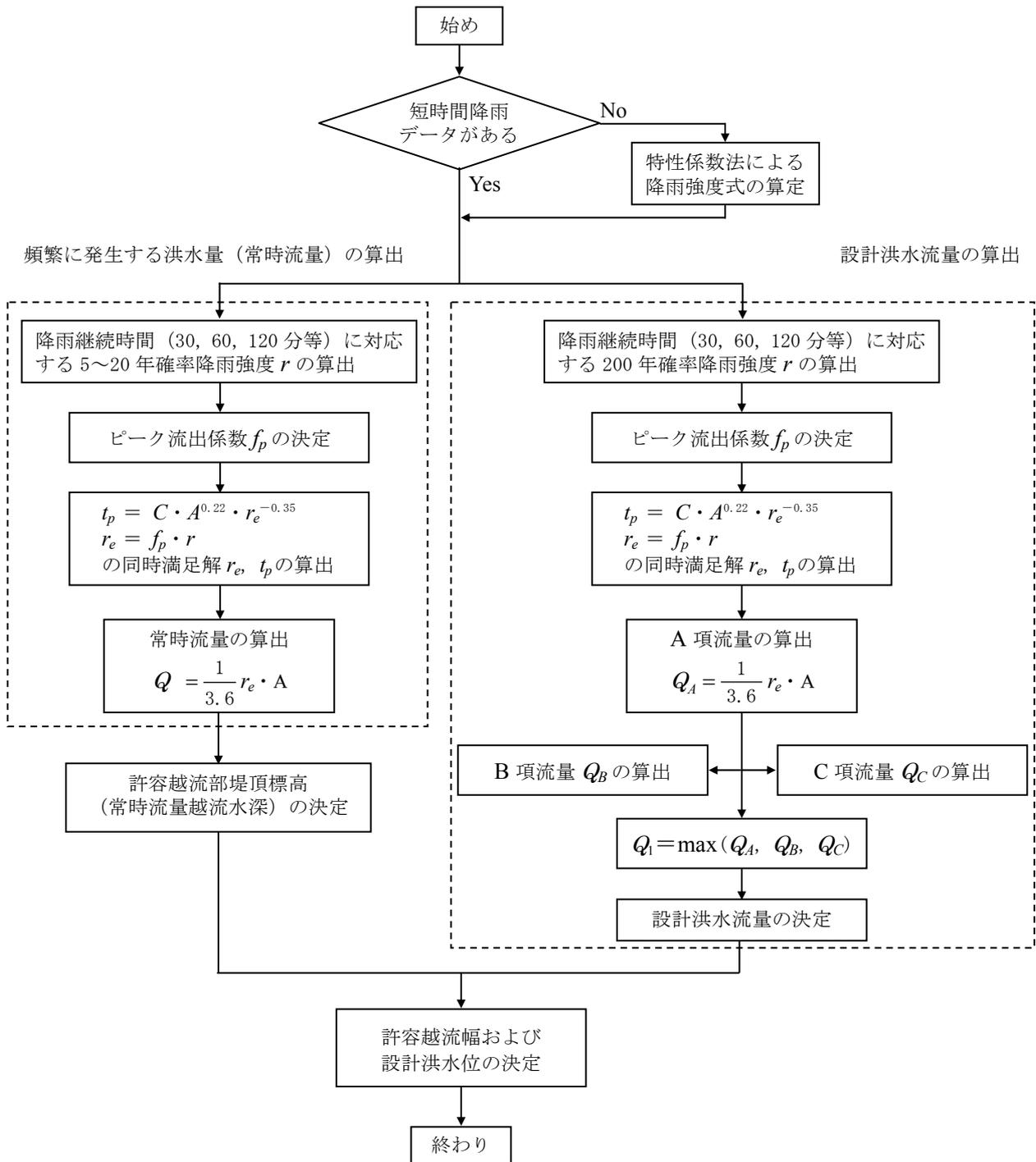


図-3.3.1 常時流量、設計洪水流量及び設計洪水位決定の手順

### 3.4 堤体の設計

#### 3.4.1 越流許容型ため池工法における堤体設計の考え方

越流許容型ため池工法における堤体の設計は、設計洪水流量の越流を許容する範囲を決定することが重要である。越流許容型ため池工法における堤体断面は、堤体の一部を越流許容範囲とする場合と堤体の全部を越流許容範囲とする場合に区分される。

〈堤体の一部を越流許容範囲とする場合〉

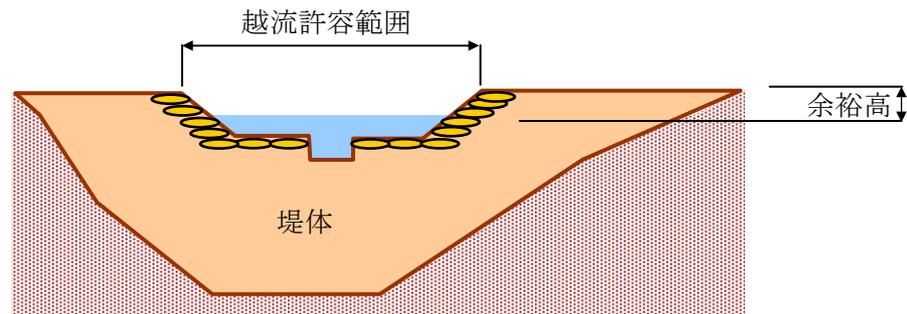
越流を許容しない範囲で所定の余裕高を確保した従来の一般的な堤体断面を適用する必要がある。

〈堤体の全部を越流許容範囲とする場合〉

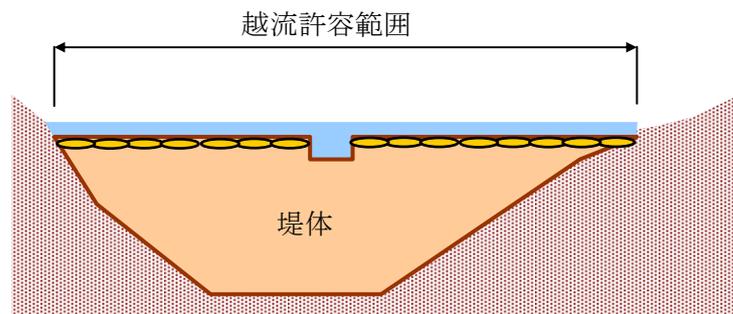
堤長の全てについて計画的に越流を許容するため、所定の余裕高を確保する必要はない。

越流許容型ため池工法による堤体の設計は、各種調査の結果を踏まえ、ため池の環境、形態・規模に応じた適切な条件及び手順により行い、個々のため池固有の諸条件を十分考慮したうえで、所要の機能を有し、かつ経済的な工法及び断面を決定するものとする。また、堤体の安全性が確保される範囲で、環境との調和に配慮するものとする。

越流許容型ため池工法における越流範囲による堤体断面を図-3.4.1に示す。



越流許容範囲を堤体の一部とする場合



越流許容範囲を堤体の全部とする場合

図-3.4.1 越流許容範囲による堤体断面

越流許容型ため池工法における堤体断面は、設計洪水流量の越流許容範囲により区分される。堤体の一部を越流許容範囲とする場合には、越流を許容しない範囲で所定の余裕高を確保した従来の一般的な堤体断面を適用する必要がある。また、堤体の全部を越流許容範囲とする場合は、堤長の全てについて計画的に越流を許容するため、所定の余裕高を確保する必要はない。

越流許容型ため池工法における越流許容範囲の堤頂標高は、頻繁に発生する洪水量（常時流量）が流下する時の越流水深によって定められる。そのため、経済的な断面とするためには、既設洪水吐の状況を適切に評価し、これを常時流量越流施設として可能な限り利活用することを念頭に置く。加えて、常時流量越流水深と越流許容範囲の堤高との関係等総合的な判断を必要とする。

また、堤体の一部を越流許容範囲をとる場合には、越流水深と許容越流幅及び越流を許容しない範囲の堤高との関係等多面的かつ総合的な判断により、越流許容範囲と堤体断面を決定する必要がある。

越流許容型ため池工法における堤体の所要機能及び安全性の確保を図るためには、越流を許容する範囲及び許容しない範囲の浸透量計算、安定計算等の基本的な技術検討を全体の設計手順の中で適切に実施する必要がある。

なお、越流許容型ため池工法の堤体構造であるジオテキスタイルを用いた補強土工法は、計画する堤体盛土形状に対して、盛土材料（土質）の強度不足を補うために引張補強効果や排水補強効果を有するジオテキスタイルを敷設し、土との相互作用で盛土にせん断強さや引張強さの付与による安定性の高い新しい複合的な土構造物を築造するものである。その安定性の検討は、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版」に準じて、「内的安定」、「全体安定」、「部分安定」等の種々のすべりに対して検討を行う必要がある。

越流許容型ため池工法における越流を許容する範囲及び許容しない範囲の標準的な堤体設計手順を、**図-3.4.2**に示す。

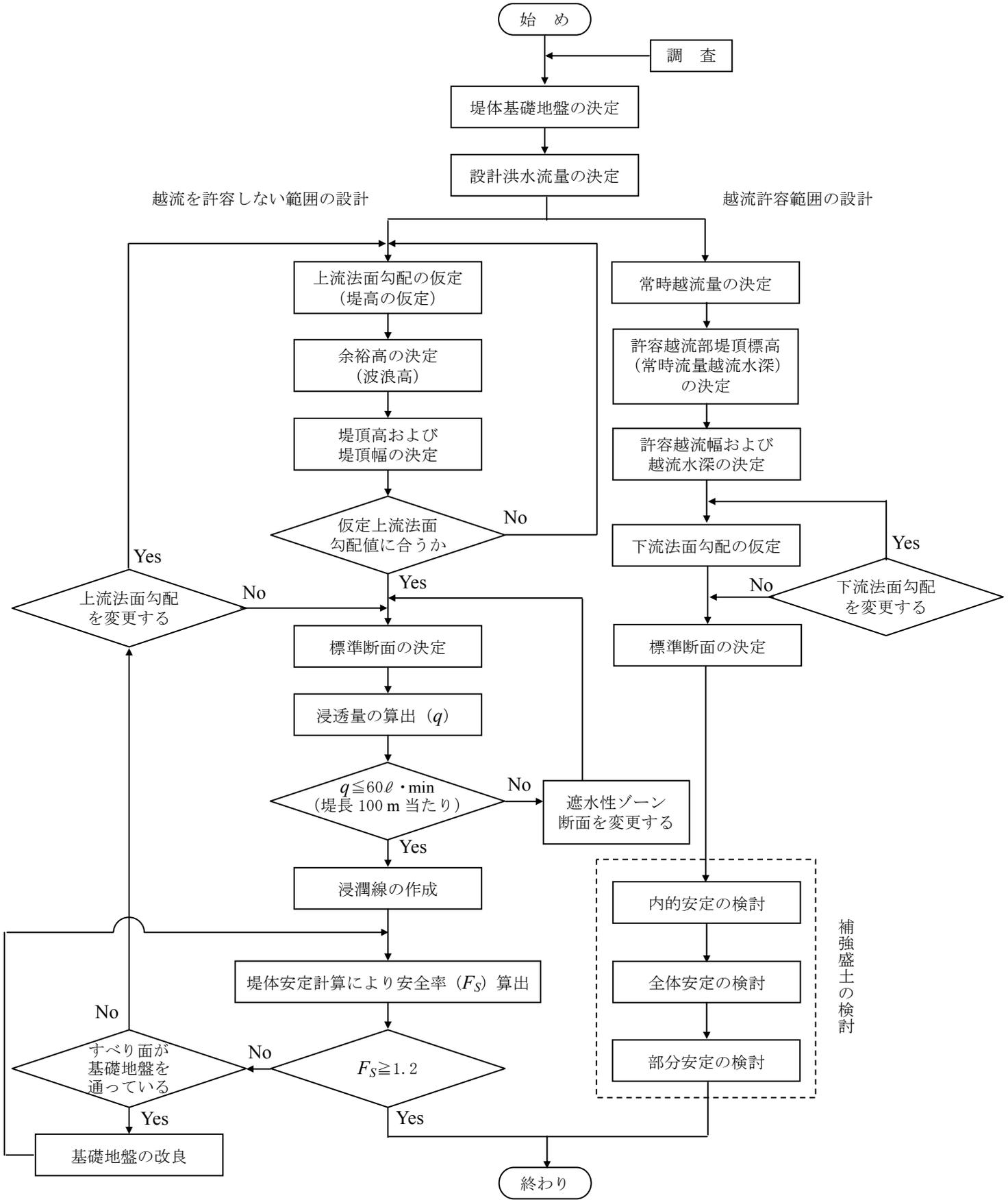


図-3.4.2 堤体設計の手順

### 3.4.2 堤体改修型式の選定

越流許容型ため池工法における堤体改修の設計に当たっては、従来工法と同様に、ため池として必要な機能及び安全性を有し、かつ経済的となる型式を選定しなければならない。

堤体改修型式には、表-3.4.1に示した均一型、ゾーン型(傾斜遮水ゾーン型、中心遮水ゾーン型)、表面遮水壁型(遮水シート)、堤体グラウト型等があり、それぞれの特徴は次のとおりである。

ただし、中心遮水ゾーン型は、一般に新設を対象とした型式であり、現況堤体を利用する改修型式としての実績は少ない。

越流許容型ため池工法における堤体改修設計に当たっても、ため池として必要な貯水機能等を有するために、従来工法と同様に、適正な堤体改修型式を選定しなければならない。

① 均一型

現況堤体の土質とほぼ同質の土質材料で改修する型式で、ゾーン型に比して一般に法面勾配が緩くなり堤体積が大きくなるので、堤高が比較的低い場合に適する。

② 傾斜遮水ゾーン型

現況堤体の上流側に傾斜した遮水性ゾーンを設け遮水する型式で、堤体盛土材料に遮水性材料が得られる場合に用いられる一般的な改修型式である。遮水効果が高く、現況堤体とのなじみもよい。

③ 中心遮水ゾーン型

遮水性ゾーンを中央に設け遮水する型式で、現況堤体を利用して改修する場合は、傾斜遮水ゾーン型に比して取扱い土量が多くなることが多い。

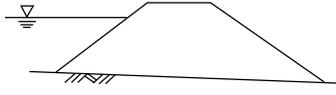
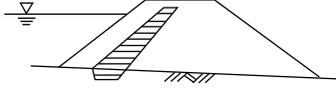
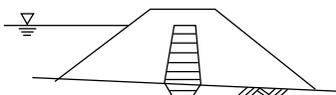
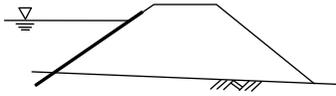
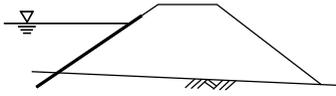
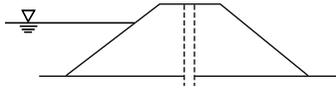
④ 表面遮水壁型

表面遮水材料には、合成ゴム系シート、合成樹脂系シート等がある。本型式は、遮水性材料の入手が困難な場合に適する型式である。

⑤ 堤体グラウト型

堤体からの漏水経路が明らかな場合に行われる型式である。

表-3.4.1 堤体改修型式の比較

型 式	略 図	定 義	特 性	備 考
均 一 型		堤体の全断面で遮水する型式、または堤体の最大断面で均一の材料の占める割合が80%以上である型式。	全断面がほぼ同一材料のため施工が容易である。ゾーン型の遮水性材料よりいくぶん透水性の高い材料でも使用できる。 ゾーン型に比して一般に法面勾配は緩傾斜となり堤体積が増大する。全体が粘性土の場合は、施工中に堤体内部に発生する間隙圧が消散しにくく安定性が悪くなるので、内部にドレーンを設ける必要がある。	
ゾ ー ン 型	傾斜遮水ゾーン型 	土質材料が遮水性材料と半透水性または透水性材料からなる型式で、遮水性ゾーンが上流側へ傾斜したものの。	遮水性材料の占める割合は少ないので遮水性ゾーンの間隙圧の消散は早い。遮水性ゾーンの施工は、均一型に比して施工が難しいので、慎重に行う必要がある。 遮水性ゾーンが上流側に傾斜しているため、堤体改修型式には適する。	ため池改修工事においては、最も一般的な型式。
	中心遮水ゾーン型 	土質材料が遮水性材料と半透水性または透水性材料からなる型式で、遮水性ゾーンを堤体中心に設けるものの。	遮水性材料が占める割合は少ないので遮水性ゾーンの間隙圧の消散は早い。遮水性ゾーンの施工は、均一型に比して施工が難しいので、慎重に行う必要がある。 遮水性ゾーンを堤体の中心部に設けるため、堤体改修型式には不適であるが、全面改修または新設する場合は、傾斜遮水ゾーン型に比して施工が容易である。	
表 面 遮 水 壁 型	遮水シート 	堤体が透水性または半透水性材料からなり、上流側法面にシートを設け遮水する型式。	堤体盛土材料に遮水性材料が得られない場合に採用されることが多い。堤体の大部分に剪断強さの大きい透水性材料が使用でき、堤体積を少なくすることができる。遮水シートと土および構造物との接着部を特に入念に施工する必要がある。また異物による破損を防ぐため、張ブロックの内側に遮水シートを併設する場合もある。	合成ゴム系、合成樹脂系等の各種シートがある。
	アスファルト舗装 	堤体が透水性または半透水性材料からなり、上流側法面にアスファルト舗装を施工し遮水する型式。	堤体盛土材料に遮水性材料が得られない場合に採用されることが多い。堤体の大部分に剪断強さの大きい透水性材料が使用でき、堤体積を少なくすることができる。一般的に、遮水壁材料が高価である。	
堤体グラウト型		堤体材料が透水性または半透水性材料からなり、堤体の中心部にグラウト工を施工し遮水する型式。	現況堤体にグラウト工を施工し遮水する型式で、堤体盛土材料に遮水性材料が得られず、また、漏水経路等が明らかな場合に行われる型式。	

3.4.3 堤体の構成及び用語の定義

堤体の構成及び用語は、以下のとおりとする。ここでは、傾斜遮水性ゾーン型及び均一型を例として示す。他の型式についても、これを参考とする。

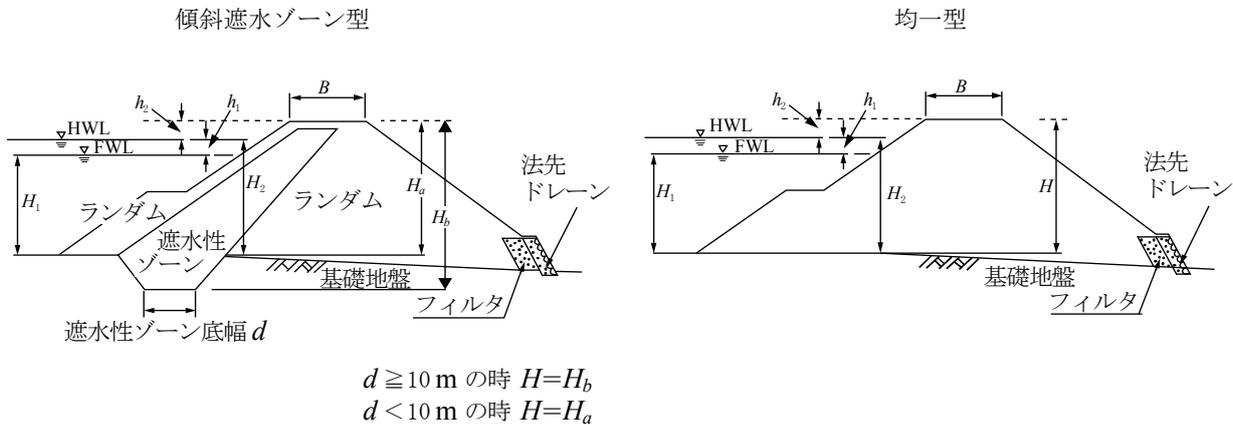


図-3.4.3 傾斜遮水性ゾーン型及び均一型の堤体断面

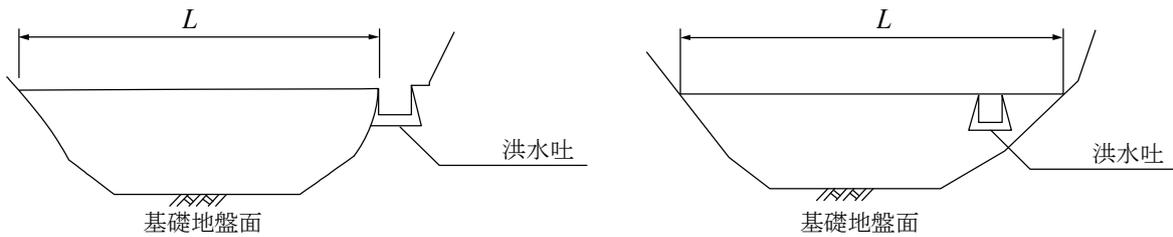


図-3.4.4 堤長のとり方

- 堤 体：基礎地盤上に築造された、ため池の本体をいう。
- 基 礎 地 盤：堤体直下及び付近の地盤をいう。
- 遮 水 性 ゾ ーン：堤体盛土のうち、遮水を主たる目的とする部分をいう。
- ラ ン ダ ム：堤体盛土のうち、遮水性ゾーン以外の部分をいう。
- 堤 頂 の 高 さ：堤体の天端の最上面をいう。高欄、胸壁を設置する場合はこれを含めない。
- 堤 高（ $H$ ）：遮水性ゾーン型にあつては、遮水性ゾーンが基礎地盤面を切る線の最深部から堤頂までの鉛直距離をいう。なお、遮水性ゾーンの底幅が 10 m 以上のときは、遮水性ゾーン底面から堤頂までの鉛直距離をいう。  
均一型にあつては、堤頂上流端を通る基礎地盤面から堤頂までの鉛直距離をいう。
- 堤 頂 長（堤長  $L$ ）：堤頂における堤体の縦断方向の長さをいう。また、洪水吐等の構造物はこれが堤体内または隣接して設けられ、かつ堤体の一部と考えられる場合にはこれを含める。



### 3.4.4 堤体の各種設計

堤体は、すべり破壊に対して安定する強度と水密性を有しなければならない。これは越流許容型ため池工法を適用する場合も同様である。そのため、堤体材料、旧堤、基礎地盤、施工事例等を総合的に判断し、堤体断面、工法を決定するものとする。

#### (1) 堤体の基礎地盤

堤体の基礎地盤の考え方は、越流許容型ため池工法を適用する場合も従来工法と同様である。堤高等の堤体断面形状を決定する上で基準となる基礎地盤面は、現況堤体の改修であることから、築堤当時の現地盤面と考えるのが適切である。

堤体の基礎地盤は、所要の支持力及び水密性を有しなければならないが、ため池築造当時に安定した基礎地盤上に築堤されていることも少ないことから、これらの条件に適合しない基礎地盤に対しては所要の機能が得られるよう処理を施す必要がある。

越流許容型ため池工法における越流許容範囲の堤体断面は従来工法よりも急な法面勾配となるが、その断面決定にあたっては、基礎を通るすべり破壊に対しても安定することを確認する必要がある(全体安定)。

堤体基礎地盤は機械施工が可能な支持力を必要とし、目安としては、ポータブルコーン貫入試験で得られるコーン貫入抵抗  $q_c$  が  $500 \text{ kN/m}^2$  程度である。

堤体基礎地盤の透水係数は、 $k \leq 1 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$  が望ましい。

以下に、基礎地盤が透水性地盤、あるいは軟弱地盤の場合の処置方法を示す。これは、従来工法の場合と同様である。

なお、難透水性地盤とは、透水係数が遮水性ゾーンと同等かそれ以下の基礎地盤で、逆に、遮水性ゾーンより大きなものを透水性地盤という。

また、軟弱地盤とは、堤体の基礎地盤として十分な地耐力を有しない地盤 ( $N$  値  $\leq 4$  程度) で、一般に、軟らかい粘土、シルト、有機質土、あるいは緩い砂質土等の地層で構成される地盤のことをいう。

##### a. 透水性地盤に対する処置

基礎地盤が透水性地盤で上記の透水係数を超える場合には、パイピングに対する検討を行い、水理的安定性の確保が保たれるような処理(床掘り深さの検討、あるいはブランケット工法等)を施すものとする。

また、遮水性ゾーンを難透水性地盤まで挿入することが工法的に不可能、あるいは経済的に不利である場合には、現場条件を考慮の上、表-3.4.2を参考とし、浸透水量を許容範囲に抑えるとともに浸透水を安全に堤外に流下させなければならない。

なお、対処工法の一例として、ブランケット工法について示す。

表-3.4.2 透水性地盤に対する処置

透水層の厚さ	設 計 法	略 図	摘 要
薄い	遮水性ゾーン		遮水効果完全。ただし、透水層の厚さが現地盤上の堤高の1/3以内程度が目安。
中	シートパイル		遮水効果不完全。玉石混じり層には不適。微砂、シルト層には有効。
	グラウト		岩盤透水層に有効。
厚い	ブランケット		パイピング防止に有効。コスト安。
	全面舗装		きわめてコスト高。漏水量が極小に制限されるとき以外は採用しない。

## b. ブランケット工法

この工法は、貯水池内の鉛直浸透流を抑制することにより貯留水の浸透を抑制する工法で、浸透路長を長くすることにより動水勾配を小さくするとともに浸透量を減少させるためのものである。

この工法で広い面積を処理する場合には、多量の建設発生土が発生することがある。

水平方向の透水性が大きい地盤では、ブランケットのみでは必ずしも下流法先の浸透破壊を防止できないので、下流部にはドレーン又はリリースウェルとの併用でその効果を向上させることもある。

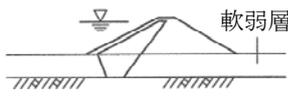
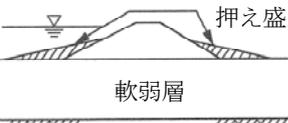
透水性地盤の上部に不透水性の粘土等が堆積し、この層にブランケットの効果を期待する場合を自然ブランケット、遮水性材料を搬入してブランケットを築造する場合を人工ブランケットと呼ぶ。

ため池の場合、池底の堆積土により自然にブランケットが形成されている場合が多く、一般に水深が浅いことから、その層を連続させるために表面をかき乱し、穴等を埋めるだけで十分なことがある。したがって、不必要な浚渫等により、ブランケットとしての効果を失うことのないよう、考慮する必要もある。

c. 軟弱地盤に対する処置

堤体が軟弱地盤上に位置する場合には、特にすべり破壊と圧密沈下に対して、十分な安全を見込んだ設計としなければならない。軟弱地盤処理工法として表-3.4.3 に示す方法の他、地盤改良等の実績も多い。

表-3.4.3 軟弱地盤の処理工法

軟弱層の厚さ	設 計 法	略 図	摘 要
薄い	置換方法		軟弱層の全部または一部を除去して、安全度の高い材料と置換する。
厚い	押え盛土		基礎面を通るすべり破壊を防ぐために、斜面先に押え盛土を置く。

(2) 設計洪水水位

設計洪水水位は、式(3.4.1)から求める。

$$\text{設計洪水水位 (HWL)} = \text{常時満水位 (FWL)} + \text{越流水深 (} h_1 \text{)} \dots\dots\dots (3.4.1)$$

従って、越流許容型ため池工法における越流許容範囲の設計洪水水位は、常時満水位に常時流量越流水深( $h_d$ )を加えた越流許容範囲の堤頂標高に設計洪水流量から頻繁に発生する洪水量(常時流量)を除いた洪水量が流下するときの越流水深を加えた標高である。

a. 常時満水位 (FWL)

越流許容型ため池工法における常時満水位は、常時越流施設の敷高をいい、既設洪水吐を常時越流施設として利用する場合は、洪水吐敷高または越流堰頂高となる。ため池の有効貯水量は、この水位以下の貯水量で、常時満水位は、必要貯水量と周辺地形との関係から決定される。

b. 越流水深 ( $h_1$ ) - 常時流量越流水深 ( $h_d$ )

越流許容範囲の堤頂標高と設計洪水水位の標高差( $h_1-h_d$ )は、一般に、0.3~1.2 m であるが、以下を考慮して決定する。

越流水深( $h_1-h_d$ )の決定方法として、特に定まった手法はないが、①越流水深( $h_1-h_d$ )と設計洪水流量の事例、②数種の越流水深( $h_1-h_d$ )における越流許容範囲の工事費と越流を許容しない範囲の工事費の組合せ結果 (図-3.4.7) 等をもとに決定している。

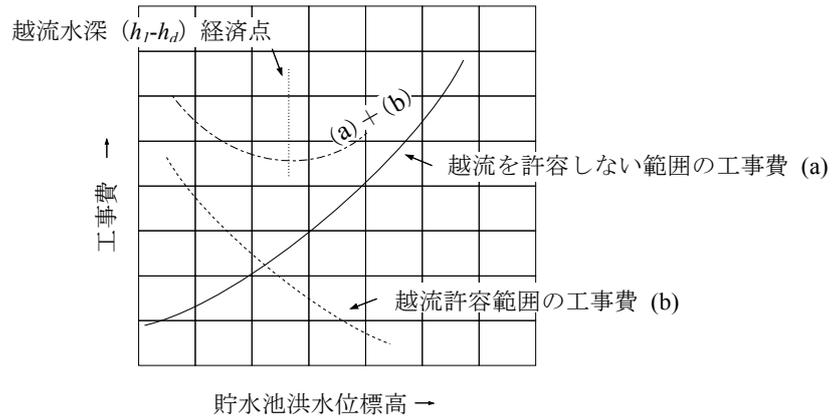


図-3.4.7 越流水深 ( $h_1-h_d$ ) の経済点の概念図

ア. 越流許容範囲との関連

越流水深 ( $h_1-h_d$ ) は、越流許容範囲 ( $b$ ) を左右する ( $h_1$  大  $\rightarrow$   $b$  小、 $h_1$  小  $\rightarrow$   $b$  大) ので、堤長およびため池周辺(地山)地形を考慮する。

イ. 盛土との関連

越流水深 ( $h_1-h_d$ ) は、越流を許容しない範囲の盛土量 ( $v$ ) を左右する ( $h_1$  大  $\rightarrow$   $v$  大、 $h_1$  小  $\rightarrow$   $v$  小) ので、築堤材料の賦存量を考慮する。

ウ. 堤頂標高との関連

越流を許容しない範囲での左右岸の接合部及び後法尻線、下流法先ドレーン(腰ブロック)の高さへの影響について検討する(堤頂標高 = 常時満水位 + 越流水深 ( $h_1$ ) + 余裕高)。

エ. 周辺地との関連

ため池の集水区域内において設計洪水位より低位部(道路、水路、地形的低位)があり、越流を許容する範囲以外で洪水が流出しないかどうか、また背後地に家屋等がある場合浸水しないかどうかを確認して計画する。

(3) 越流を許容しない範囲の余裕高

越流を許容しない範囲の堤体の余裕高は、従来工法と同様に設計洪水時の貯水が越流を許容しない範囲の堤頂を越流することがないように十分な高さとしなければならない。

余裕高は、式(3.4.2)により求める。

$R \leq 1.0$  m の場合

$$h_2 = 0.05 H_2 + 1.0 \quad \dots \dots \dots (3.4.2)$$

ただし、堤高が 5.0 m 未満のため池では、洪水量、ため池容量、ため池周辺の土地利用状況から想定される、ため池決壊時の被害規模に応じて、余裕高を最小 1 m とすることができる。

$R > 1.0$  m の場合

$$h_2 = 0.05 H_2 + R \quad \dots \dots \dots (3.4.3)$$

- ここに、 $R$  : 波の打上げ高さ (m)
- $h_2$  : 余裕高 (m)
- $H_2$  : 「3.4.3」に定義する最高水深 (m)

風による波の打上げ高さ  $R$  は、**図-3.4.8** 及び **図-3.4.9** を参考に、対岸距離  $F$  (m) 及び風速  $V$  (m/s) を定め、**図-3.4.10** から求める。

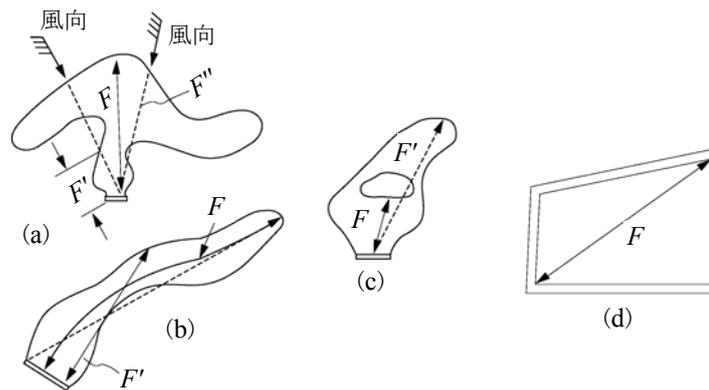
なお、対岸距離を求める場合の貯水面は、設計洪水位の状態における貯水面とする。

#### a. 対岸距離

対岸距離とは、ため池の水面上に風が吹いて、波浪を起こすことのできる自由水面距離をいう。したがって、本来ならば堤体から最高風速の方向に測った直線距離 (**図-3.4.8(a)** の  $F'$  または  $F''$ ) を用いればよいが、風向等のデータは少ないため、ここでは堤体からほぼ直線距離にして最大となる対岸距離を採用することにする。ほぼ直線としたのは、同図(b)のように、多少曲がっていても波の伝播する経路としては  $F'$  よりも  $F$  をとるほうが合理的な場合があるからである。この曲線をどの角度まで許すかは各々のため池において判断するものとする。

ため池内に島がある場合は、その規模及び位置から同図(c)のように  $F$  をとることができる。

また、皿池の場合においても、同図(d)のように池内最大となる直線距離をとるものとする。



**図-3.4.8** 対岸距離のとり方

#### b. 風速

ため池位置における長期観測資料がない場合には、原則として風速 30 m/s を採用する。ただし、弱風帯に位置する地域であって、局地的な強風のおそれのない場合には、20 m/s の風速を採用してもよい。**図-3.4.9** は、1999 年理科年表の最大風速記録をもとに、30 m/s を境として強風帯と弱風帯に二分したものであるが、地点によっては観測期間が非常に短い記録値となっているので、他の類似資料と合わせて検討する必要がある。

このように、余裕高計算上の風速として最大風速記録の低い値を採用する理由は、以下のとおりである。

- ① 瞬間最大風速は波浪を起こすだけの吹送時間がないため、これをとるのは不合理である。
- ② 風向が対岸距離最大の方向と一致しないことが多い。
- ③ 特に山池の場合は、地形、植生等の影響を大きく受け、風速は弱まる。

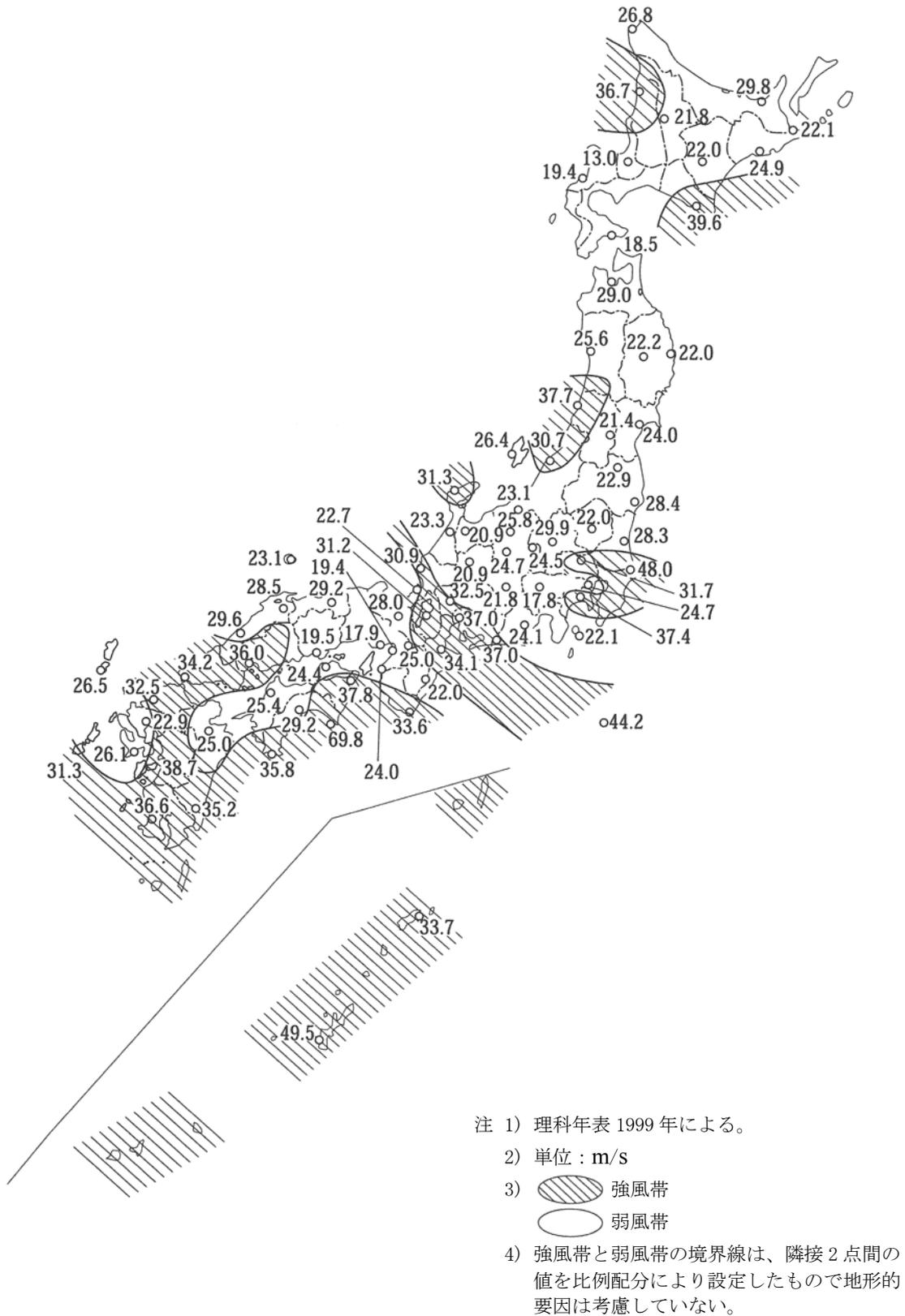


図-3.4.9 日本における最大風速記録

c. 堤体斜面粗度

図-3.4.10において、「平滑斜面」とは、比較的平滑な斜面をもったコンクリートブロック、張石等の場合であり、一方「捨石斜面」とは、表面がロック材等で、波浪が材料間に吸収されてしまうような場合をいう。

よって、ため池の場合は一般的に「平滑斜面」となるが、使用する材料によっては、十分な検討を行った上で、両者の中間の値を採用することができる。

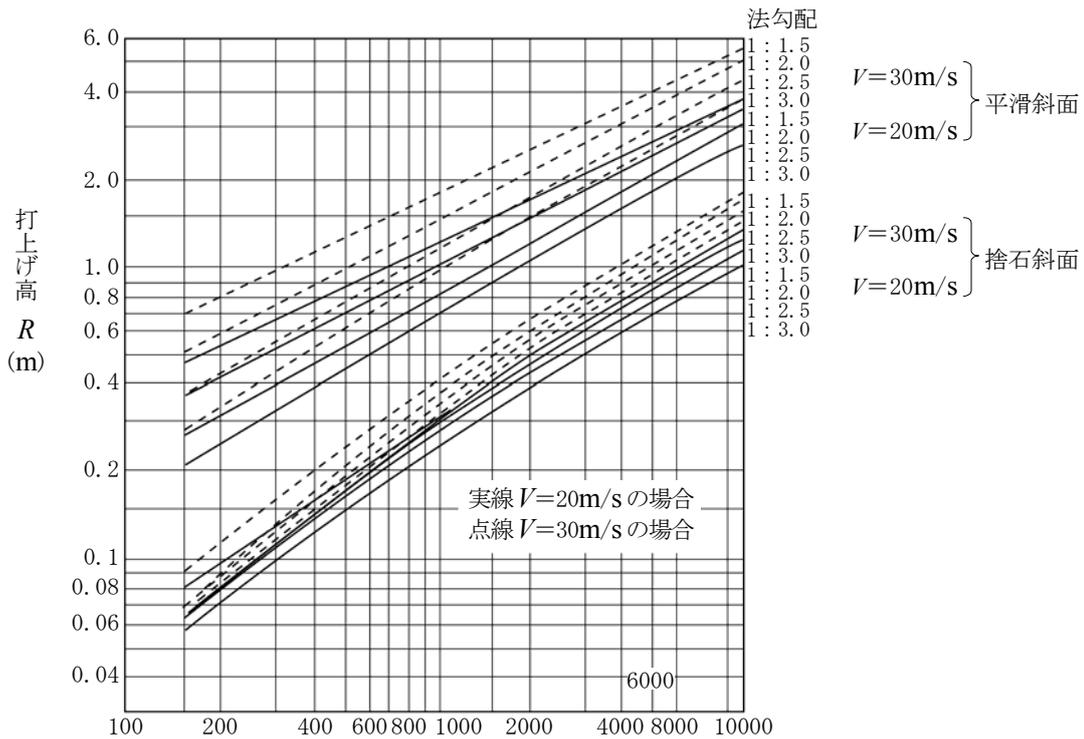


図-3.4.10 Severdrup-Munk-Bretschneiderの方法 (S.M.B法)における Wilson の改良式と Saville の方法を組合わせて求めた打上げ高

(4) 越流許容範囲の堤頂幅

越流を許容しない範囲の堤頂幅は、従来の一般的な下式により算出する。

$$B = 0.2H + 2.0 \quad \dots\dots\dots (3.4.4)$$

B : 堤頂幅 (m)

H : 堤 高 (m)

ただし、 $B \geq 3.0$  m とする。

なお、堤高が5.0 m 未満で堤体天端を車両が通行しないため池は堤頂幅を2.0 m とすることができる。

堤頂幅は、堤頂の利用及び堤体の維持管理を考慮して決定する。ただし、堤体の施工及び維持管理の面からは、3.0 m 以上とする。

越流許容範囲の堤頂標高は、所定の余裕高を確保する必要がないことから、越流を許容しない範囲の堤頂標高よりも低くなる。越流許容範囲を堤体の一部とする場合の堤体断面形状は、越流を許容しない範囲における従来の一般的な堤体断面を基本とすることから、越流許容範囲の堤頂幅は、越流許容範囲と許容しない範囲の取付け形状により、上記に示す越流を許容しな

い範囲の堤頂幅よりも広くなる。但し、越流許容範囲を堤体の全部とする場合の堤頂幅は、上記に示す従来の一般的な考え方によるものとする。

#### (5) 堤体断面形状

堤体の断面形状は、原則として安定計算により決定するものとし、越流許容範囲を堤体の一部とする場合の堤体断面形状は、越流を許容しない範囲の堤体断面を基本に決定する。

前法勾配及び越流を許容しない範囲の後法勾配は、従来の一般的な円形すべり面スライス法による安定解析手法による。また、越流許容範囲の後法勾配は、「3.5 補強土工法の設計」に基づき決定する。なお本技術資料では、越流許容範囲の後法勾配を1:1.0とする。

図-3.4.11に越流許容範囲（傾斜遮水ゾーン型）の標準断面を示す。

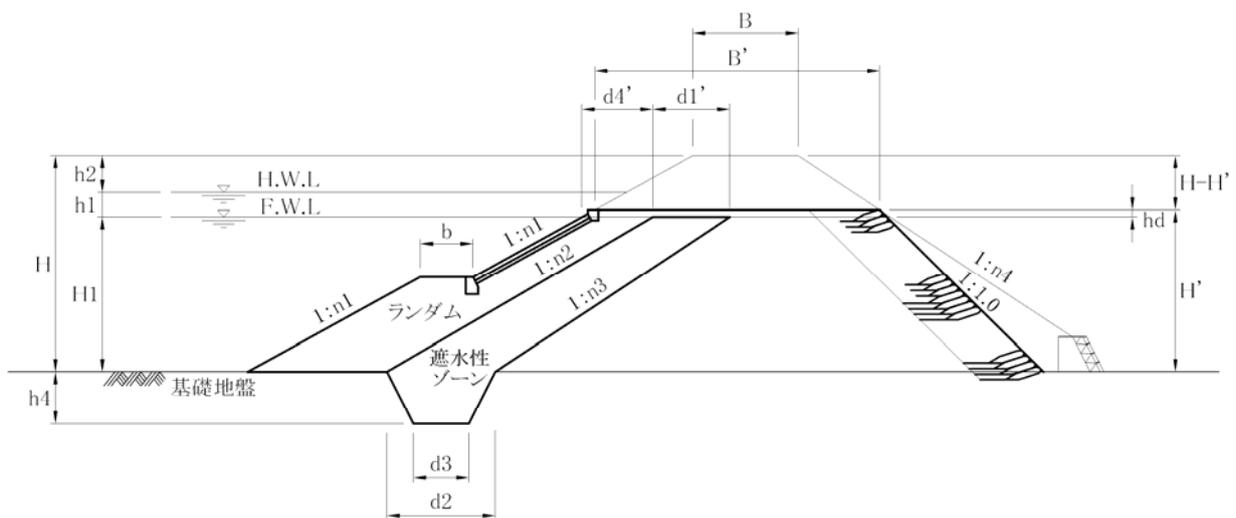


図-3.4.11 越流許容範囲（傾斜遮水ゾーン型）の標準断面

#### (6) 浸透流の検討

##### a. 浸透量

堤体からの浸透量は、堤体の浸透流に対する安定性と必要な貯水機能を満足する量であることを確認するものとする。

##### (a) 許容浸透量

ため池の許容浸透量は、遮水性材料や基礎地盤の性質、ため池の形式、規模に支配され、安全性により異なるため一概に決定されるものではない。しかし、ある限度を超えるとパイピングやボイリング等の浸透破壊の要因ともなるので、慎重に配慮する必要がある。この点は、越流許容型ため池工法においても従来工法と同様である。

堤体からの許容浸透量としては、堤体の安全性を確保する観点から、要改修判定指標の数値（堤長 100m 当たり 600/min 以下）を目安としている。

**[参 考]** ため池に求める貯水機能を厳密に検討する場合は、一般に、浸透による貯水の減少率を 1 日当たり総貯水量の 0.05% 以下に抑えることを目標としている。

(b) 浸透量の計算

ア. 堤体からの浸透量

傾斜遮水ゾーン型の計算方法を以下に示す。なお、中心遮水ゾーン型、均一型については、土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書〔フィルダム編〕（平成15年4月）によるものとする。

$$q = \frac{(H_1 - 0.5h)}{b + CM} \cdot \frac{1}{2} \left( \frac{H_1}{\sin\theta_1} + \frac{h}{\sin\theta_2} \right) \cdot k \quad \dots\dots\dots (3.4.5)$$

ここに、 $q$  : 単位幅当たりの浸透流量

$b$  : 浸潤線の長さ（円弧 PQ）

$H_1$  : 貯水深

$k$  : 遮水性ゾーンの透水係数

CM : 傾斜遮水ゾーン下流面の最下端 M を通る流線の長さであって、L を通る MQ の平行線に M から垂線を引き、この垂線と LP との交点を C として求める。

$$CM = B_1 \frac{\sin\theta_1}{\cos(\theta_2 - \theta_1)} \quad \dots\dots\dots (3.4.6)$$

上記以外の記号は、図-3.4.12 に示すとおりである。

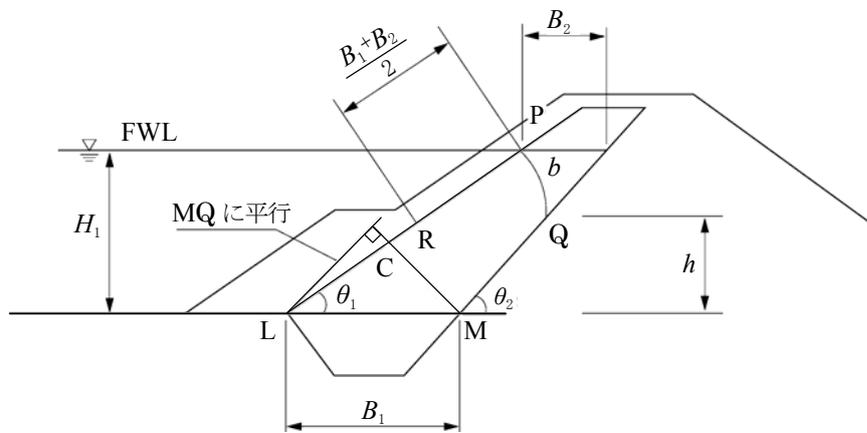


図-3.4.12 浸透量算定図

イ. 地盤を含めた浸透量の計算

特に、次のような場合は、堤体のみならず地盤を含めた浸透量を検討する。手法としては、流線網による方法や浸透流解析（数値解析）がある。なお、この検討に当たっては、地盤の地質特性や周辺地下水位等を十分に把握する必要がある。

- ① 堤体下流周辺において、浸透水湧出が認められる場合
- ② 利水計画上、地盤からの浸透量を詳細に検討する必要がある場合等

## (c) 遮水性ゾーン断面、均一型堤体断面の検討

遮水性ゾーンまたは均一型堤体の断面は、浸透量が許容範囲内になるように、**図-3.4.13**に示す手順で設計しなければならない。

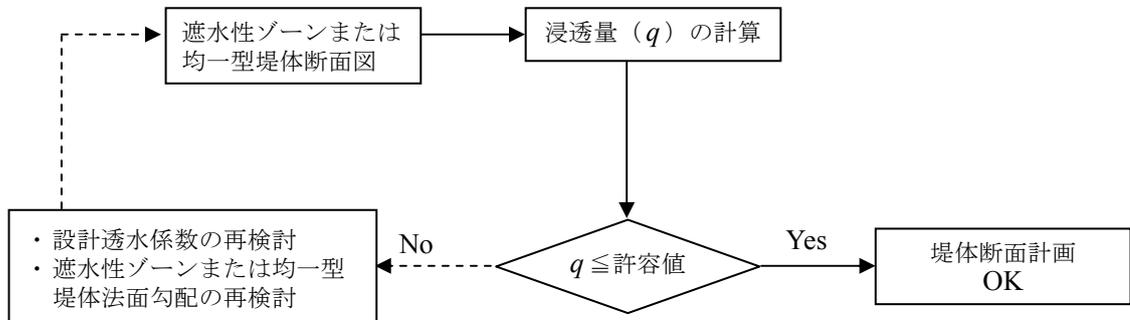


図-3.4.13 遮水性ゾーン断面、均一型堤体断面の検討手順

## b. 浸潤線

堤体内の浸透流が堤体及び法面の安定を損なうことのないよう、浸潤線の位置について検討を行う。

浸潤線は堤体下流法面に出ないように計画することを基本とするが、現場条件等により、やむを得ない場合には、ドレーンを設けて堤体内に入るよう計画する。

また、浸潤線の位置は、堤体の安定計算等を行う際にも不可欠のものであり、十分な検討が必要である。

以下に、傾斜遮水ゾーン型の計算方法を示す。なお、中心遮水ゾーン型、均一型については、土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書〔フィルダム編〕（平成 15 年 4 月）に示されているカサグランデ（A. Casagrande）の方法によるものとする。

遮水性ゾーン内の浸潤線は、**図-3.4.14**のゾーン底幅  $B_1$  と貯水面でのゾーン幅  $B_2$  との平均値  $(B_1+B_2)/2$  を、点 P からゾーン斜面上に下ろした点 R を中心とした半径  $(B_1+B_2)/2$  の円弧 PQ である。

また、点 Q から下流側については、基礎地盤から点 Q までの高さを  $h$ 、遮水性ゾーンの透水係数を  $k_1$ 、ランダム部の透水係数を  $k_2$  として、**図-3.4.14**に示した点 D 直上における高さ  $Y_0$  を式(3.4.7)により求め、点 D を焦点とする基本放物線が式(3.5.26)で与えられる。

$$Y_0 = \frac{q}{k_2} \dots\dots\dots (3.4.7)$$

$$Y = \sqrt{2Y_0 \cdot X + Y_0^2} \dots\dots\dots (3.4.8)$$

ただし、 $q$  は、式(3.4.5)で求められる流量である。

以上から、遮水性ゾーン内及び堤体下流部の浸潤線は求まるが、両者はそれぞれ不連続であるので、点 Q を通るスムーズな曲線で、2つの浸潤線をつなげる。

なお、 $k_2/k_1 < 10$  の場合は均一型と考えてよい。

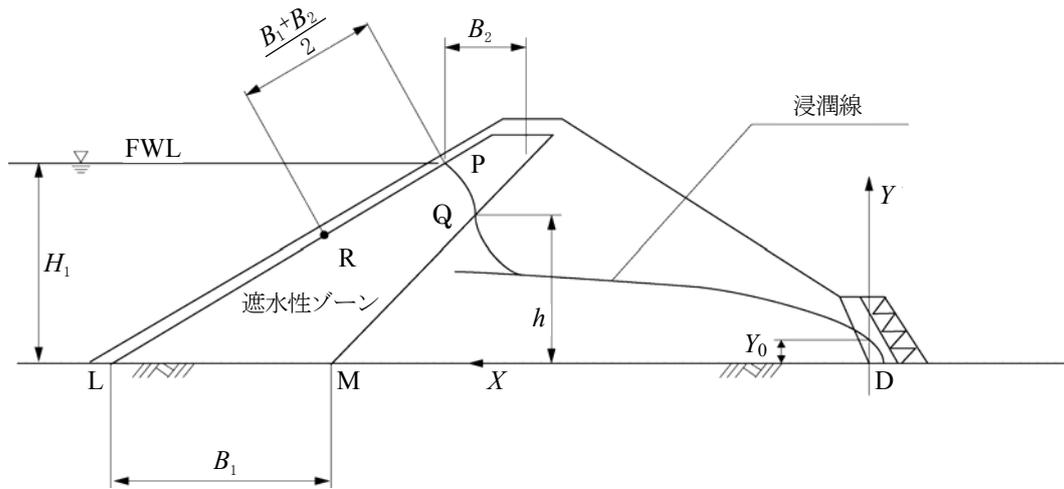


図-3.4.14 傾斜遮水ゾーン型の浸潤線

(7) 堤体の安定計算

堤体は安定計算を行い、安全性を確認するものとする。

越流許容型ため池工法における前法勾配及び越流を許容しない範囲の後法勾配は、次に示す従来と同様の安定計算条件及び手法により決定する。なお、越流許容範囲の後法勾配は、「3.5 補強土工法の設計」に基づき決定するが、その際に確認する無補強盛土の現状安全率算定手法も同様である。

a. 安定計算の諸条件

(a) 安全率

安全率 ( $F_s$ ) は、1.2 以上を確保しなければならない。ただし、材料試験や安定計算の精度が不十分なとき、または軟弱地盤上の堤体のように不確定要素が入りやすい場合は、さらに安全側の値とする等、慎重な配慮が必要である。

(b) すべり破壊を検討するケース

すべり破壊の検討は、表-3.4.4 に基づいて行うものとする。

表-3.4.4 すべり破壊を検討するケース

安定解析ケース	安全率	設計震度 <sup>注)</sup> (%)	円形すべり面スライス法の適用	
			応力表示	計算斜面
完成直後	1.2 以上	50	全応力若しくは有効応力	上下流側
常時満水位	〃	100	有効応力	〃
設計洪水位	〃	—	〃	〃
水位急降下	〃	50	〃	上流側

注) 設計震度は、表-3.4.5による。

## (c) 荷 重

## ア. 自 重

すべり破壊に対する安定計算に用いる堤体の自重は、次のように考える（図-3.4.15参照）。なお、堤体材料（築堤材料、現況堤体）の単位体積重量は実際に使用する材料について試験を行い、その結果に基づき決定する。

(イ) 完成直後で貯水が行われていないとき

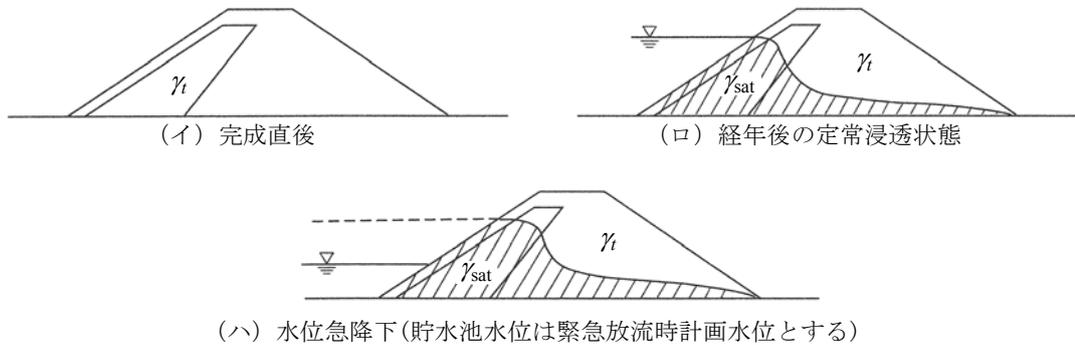
堤体材料の湿潤単位体積重量 ( $\gamma_t$ ) とする。

(ロ) 経年後の貯水時で定常浸透状態のとき

貯水時での浸潤線から上の部分は堤体材料の湿潤単位体積重量 ( $\gamma_t$ ) を、浸潤線から下の部分は飽和単位体積重量 ( $\gamma_{sat}$ ) を用いる。

(ハ) 水位急降下のとき

浸潤線は常時満水位時の位置に残存するものとし、浸潤線から上の部分は堤体材料の湿潤単位体積重量 ( $\gamma_t$ ) を、浸潤線から下の部分は飽和単位体積重量 ( $\gamma_{sat}$ ) を用いる。



$\gamma_t$  : 湿潤単位体積重量、 $\gamma_{sat}$  : 飽和単位体積重量

図-3.4.15 単位体積重量のとり方

4. 静水圧

すべり破壊に対する安定計算において、貯水時の静水圧の滑動モーメントの寄与分をどのように考えるのかは、**図-3.4.16**に示すいくつかの方法が考えられるが、各スライスにおいて滑動側の静水圧と抵抗側の静水圧がバランスしていることにより、静水圧を無視した同図(d)の考え方を採るものとする。

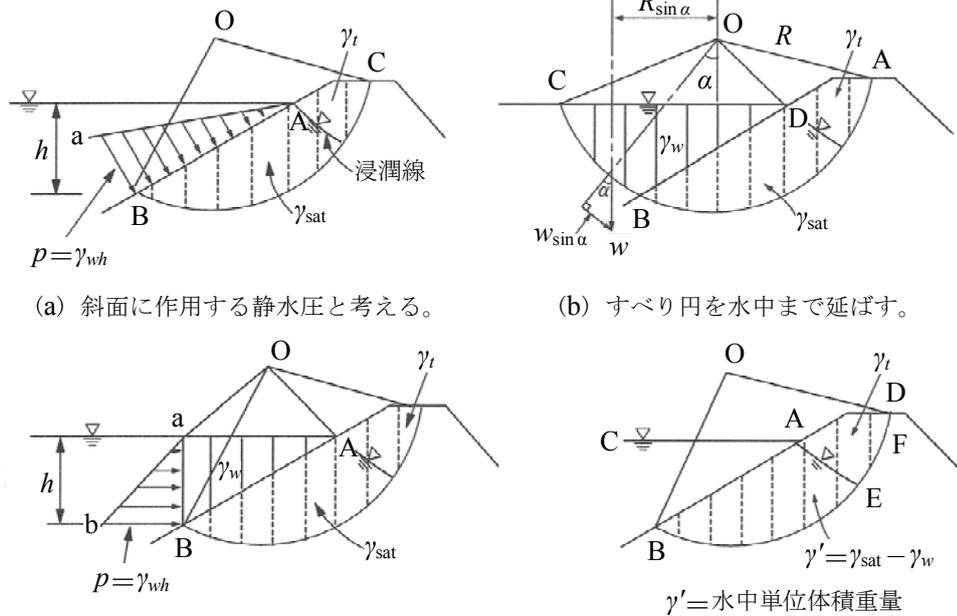


図-3.4.16 静水圧のすべり円の中心点に関するモーメントの考え方

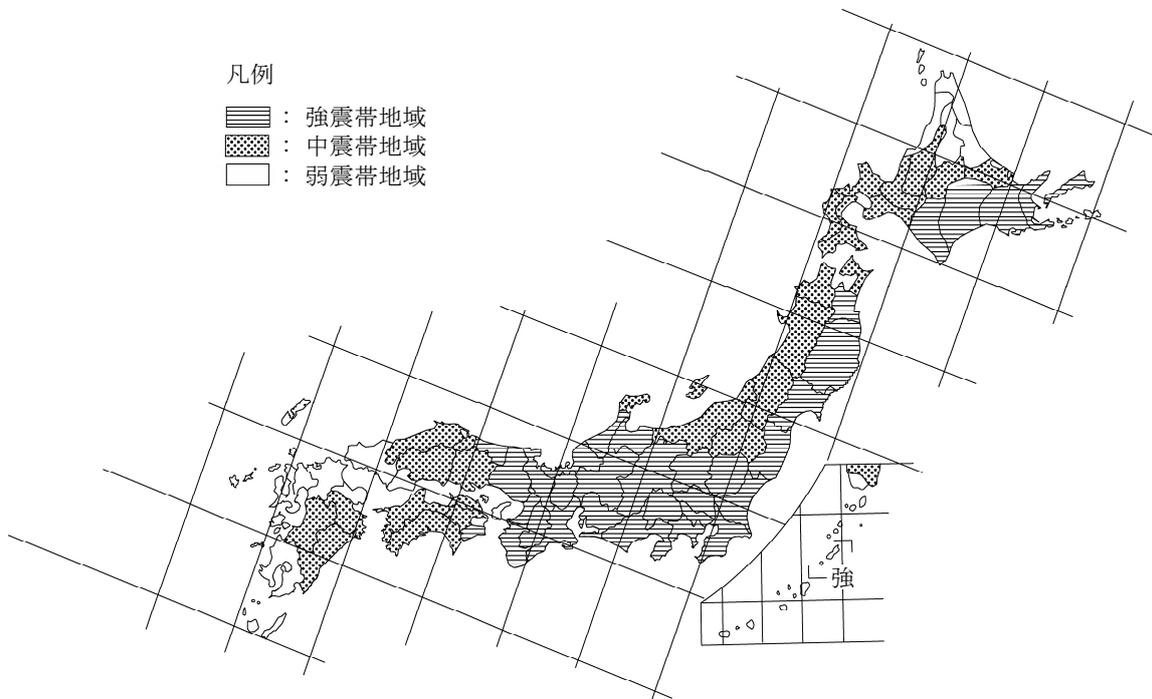
## ウ. 地震慣性力

湿潤線から上の部分については湿潤単位体積重量に、下の部分については飽和単位体積重量に、表-3.4.5 の設計震度を乗じたものとする。

表-3.4.5 設計震度の基準

地域区分		強震帯地域	中震帯地域	弱震帯地域
ため池	堤体がおおむね均一の材料によるもの	0.15	0.15	0.12
	その他のもの	0.15	0.12	0.10

注) 「その他のもの」とは、ロック材や遮水壁(地盤材料以外)等でゾーニングされたものをいう。



(地域区分の詳細については、道路橋示方書・同解説V耐震設計編(平成14年3月、日本道路協会))

図-3.4.17 地域区分

b. 安定計算の方法（円形すべり面スライス法）

安定解析手法は、円形すべり面スライス法によるものとする。この場合、三軸圧縮試験結果から見かけの粘着力及び内部摩擦角を表示するには、全応力表示と有効応力表示の2通りの方法がある。

全応力表示とは、三軸圧縮試験の際に使用した軸力  $\sigma_1$ （最大主応力）及び側圧  $\sigma_3$ （最小主応力）の値をそのまま使用してモールの応力円により求めた  $c$  及び  $\phi$  であり、間隙水圧の影響が加味されている値である。

一方、有効応力表示とは、三軸圧縮試験の際に使用した軸力  $\sigma_1$  及び側圧  $\sigma_3$  より間隙水圧  $U$  を控除した値をそれぞれ最大主応力、最小主応力としてモールの応力円により求めた  $c'$  及び  $\phi'$  である。

(a) 設計強度定数の適用

一般に、ダム等で高さが 30 m を超えるような場合は、間隙水圧発生の問題が生じるが、堤高 15 m 未満のため池の場合、遮水性ゾーンの厚さが薄く、土質のいかんを問わず、施工中に発生した間隙水圧のほとんどが完成後において消散しているものと考えられる。

このため、有効応力表示の  $c'$ 、 $\phi'$  を求め、斜面のすべりに対する安全率を有効応力解析で求める。

ただし、堤体断面あるいは築堤の状況により、これに抛りがたいと判断される場合は、完成直後のケースに限り全応力表示による  $c$ 、 $\phi$  により安全率を求める。この  $c$ 、 $\phi$  には、間隙水圧の影響が既に入っているため、式中に間隙水圧を改めて考慮してはならない。

有効応力表示の  $c'$ 、 $\phi'$  及び全応力表示の  $c$ 、 $\phi$  は、表-3.4.6 の三軸圧縮試験法により求める。

表-3.4.6 三軸圧縮試験法と応力表示

	粘 性 土	砂 質 土
有効応力表示の $c'$ 、 $\phi'$	・圧密非排水試験 ( $\overline{CU}$ ) 間隙水圧を測定する。	・圧密排水試験 (CD)
全応力表示の $c$ 、 $\phi$	・圧密非排水試験 (CU) 間隙水圧を測定しない。 ・非圧密非排水試験 (UU) 乱さない試料を対象。	・圧密排水試験 (CD)

また、良質な不攪乱試料が採取できない場合にあっては、現況堤体及び基礎地盤の設計強度定数 ( $c$ 、 $\phi$ ) は、 $N$  値から、表-3.4.7、図-3.4.18、図-3.4.19 を用いて求めてもよいものとする。

ただし、砂質土の粘着力 ( $c$ ) については、できる限り試験を行い、適切な評価を行うことに努める。

表-3.4.7

		粘性土	砂質土
現況堤体	$c$	図-3.4.19から算定する。	$c = 0$
	$\phi$	$\phi = 0$	図-3.4.18から算定する。
基礎地盤	$c$	図-3.4.19から算定する。	$c = 0$
	$\phi$	$\phi = 0$	図-3.4.18から算定する。

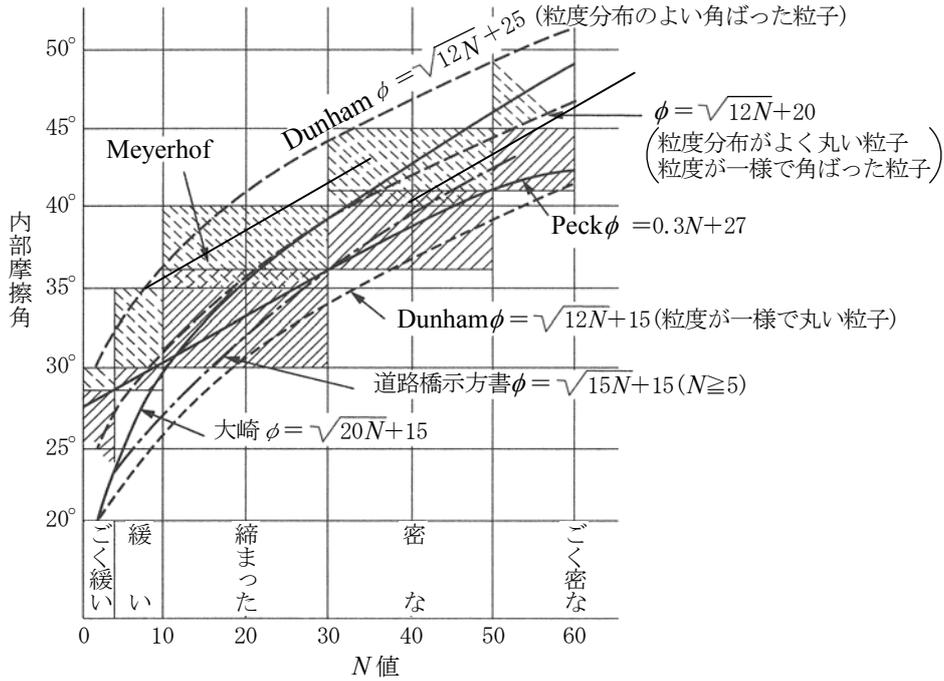


図-3.4.18 砂質土の  $N$  値と内部摩擦角  $\phi$  の関係

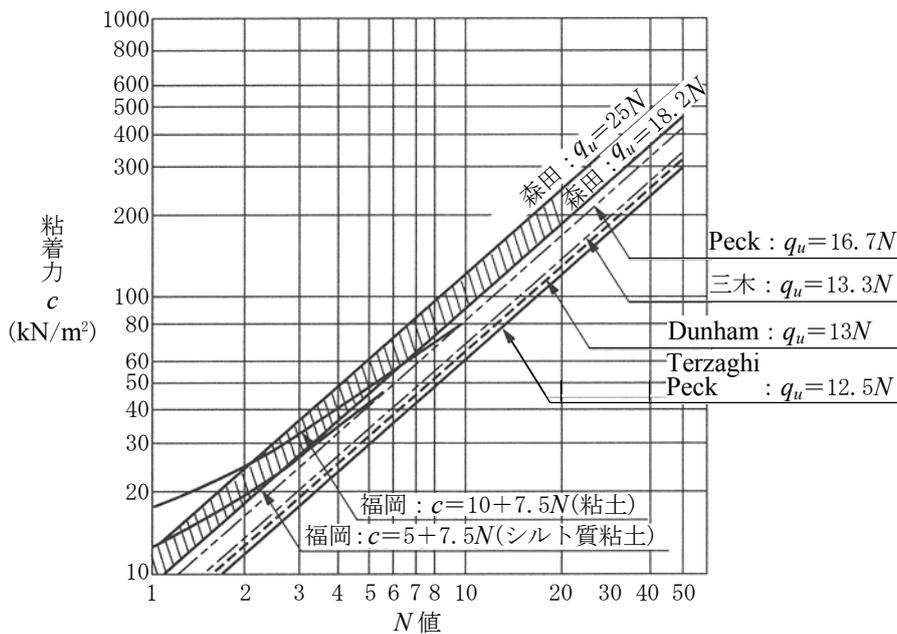


図-3.4.19 粘性土の  $N$  値と粘着力  $c$  との関係

## (b) 円形すべり面スライス法

この方法は、円の中心に関する各スライスのすべり面に作用する滑動モーメントと抵抗モーメントとの総和の比をもって安全率を定義したものである。

具体的な計算方法及び計算例については、土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書〔フィルダム編〕（平成15年4月）p.Ⅱ-102～Ⅱ-111によるものとする。

## c. 基礎地盤の液状化の判定について

基礎地盤が地震時に液状化するかどうかは、地盤の性質（標準貫入試験の $N$ 値、土質等）による。今までの地震でのため池被害から、砂質地盤の平均 $N$ 値が10以上あれば、大きな被害には結びつかないことがわかっている。

このことから、砂質地盤で平均 $N$ 値が10以下かつ対象層厚が1～2 m程度以上となるときは液状化を考慮する必要があると判断する。ため池の重要度により液状化対策の可否を検討し、対策が必要な場合には、規模等を考慮して必要な追加調査、解析を行い、対策工を決定する。

解析法については、「土地改良施設 耐震設計の手引き」（平成16年3月）によるものとする。

また、対策工としては、地盤改良、押さえ盛土、盛土の補強等があり、対策時点での最も適切な工法を選択するものとする。

## d. 河川区域におけるため池堤防の設計について

河川区域に位置するため池堤防の設計においては、その堤体を河川構造物として「建設省河川砂防技術基準（案）同解説（日本河川協会：平成9年10月）」の内容を考慮し、検討方法について留意する必要がある。なお、同書では、河川堤に対して堤体の沈下を見込み、二次災害に対する検討を行う手法が示されている。

## e. ため池の耐震設計について

本指針において、ため池の耐震設計は従来の記事内容としているが、「土地改良施設 耐震設計の手引き」（平成16年3月）では、施設の重要度を考慮した内容を含めて紹介している。

## (8) ドレーン

ドレーンは堤体のパイピングを防止するため、浸透水を小さい損失水頭で通水し得るフィルタの機能をもつものでなければならない。

堤体内の浸透流により、浸透水圧が土粒子に作用し、細かい土粒子が粗い土粒子の間に洗い流される危険性がある。その結果、堤体内にパイピングを誘起し、内部侵食となり、堤体の局所的な沈下や破壊の原因になる。この現象を防止するため、ドレーンを設ける。

ドレーンは土粒子の移動を防止し、浸透水を小さい損失水頭で通水し得るフィルタ機能をもつものでなければならない。

ドレーンには、下流法先ドレーン、水平ドレーン、立上りドレーン等があり、ため池改修工法として一般的な傾斜遮水ゾーン型では、下流法先ドレーンが多く用いられている（図-3.4.20）。

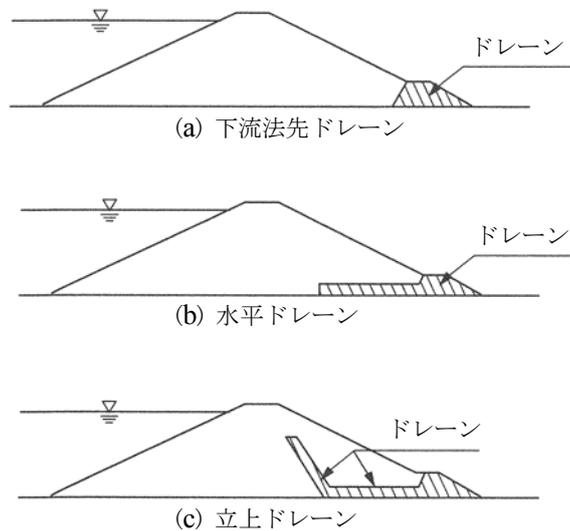


図-3.4.20 ドレーンの区分

a. 下流法先ドレーン

堤体下流法面には法先ドレーンを設置することを原則とするが、堤体下流側の地形や土地利用状況等も勘案して必要性を検討する。法先ドレーンの設計例を図-3.4.21に示す。

法先ドレーンの位置及び高さは浸潤線に基づき決定するが、現況堤体を活用する一般的な改修工事に当たっては、現況堤体部内にその位置及び程度を特定し難い浸潤経路が形成されている可能性を考慮し、下記を参考にして決定するものとする。

- ① 現況に法先ドレーンが設けられており、老朽化している場合は、現況の高さを目安に改修する。
- ② 現況にない場合は、貯水深の3分の1程度とする。

ドレーン材料は堤体材料に対しフィルタの条件を満足することとし、条件を満足しない場合は、両者間にフィルタ部を設置することを検討する必要がある(図-3.4.21(b))。

越流許容型ため池工法は、土のうち詰め材に透水性の良い砕石を使用することが可能である。堤体下流法面にその土のうを設置することで、法先ドレーンの機能と同様の効果が得られると考えられる。土のう堤体の法尻には、近隣の地形、状況に合わせてフトン籠や蛇籠等による「ため池整備指針」に準拠した洗掘防止工を設けることを標準とする。

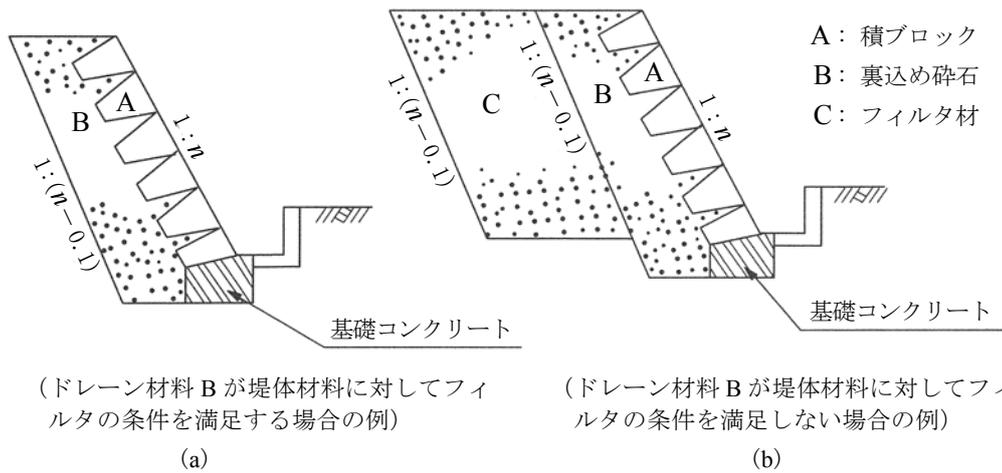


図-3.4.21 下流法先ドレーンの設計例

## b. フィルタの設計

フィルタとしての材料は、次の条件を満足する必要がある。

$$\textcircled{1} \quad \frac{F_{15}}{B_{85}} < 5, \quad \frac{F_{15}}{B_{15}} > 5$$

ここに、 $F_{15}$ ：フィルタの 15% 粒径

$B_{85}$ ：フィルタで保護される材料の 85% 粒径

$B_{15}$ ：フィルタで保護される材料の 15% 粒径

- ② フィルタ材は粘着力のないもので、 $75\mu\text{m}$  以下の細粒分含有率は 5% 以下を原則とし、その粒度曲線は保護される材料とほぼ平行であることが望ましい。なお、購入材の使用に当たっては、粒度分布を確認する必要がある。

なお、多層フィルタにおける隣接フィルタにも同様の条件を満足させる必要がある。

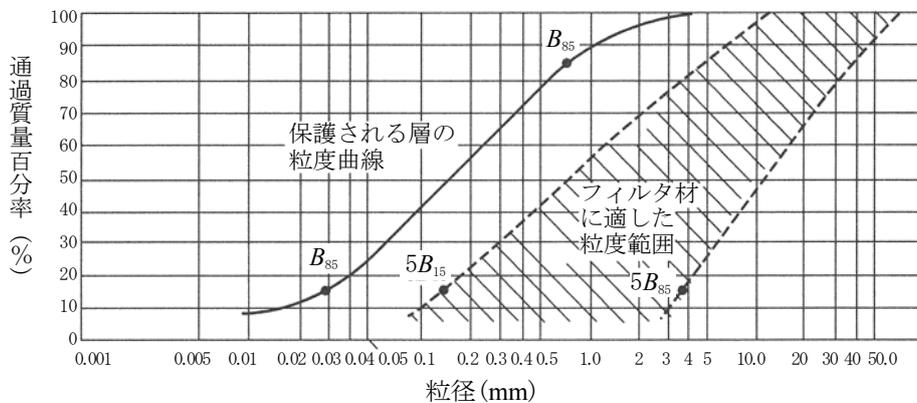


図-3.4.22 フィルタ材の選択範囲

## (9) 堤体及び基礎地盤のグラウト

堤体及び基礎地盤からの漏水が明らかな場合には、漏水量を減少させるために堤体補修工法としてグラウト工法を採用してもよい。

グラウト工法の特長としては他の工法に比して、作業の制約が少ない等施工性がよく、漏水が比較的大きな空隙により生じ、その位置が明確で特定化される場合には効果が大きい。

グラウト工法の設計に当たっては、以下の点に留意する。

- ① 貯水による漏水の状況を確認して工事を進めることができるが、どの程度の注入で十分な改良が可能か、どこに注入されたかは把握し難いため、施工後の確認が必要である。
- ② 堤体とは異質の材料を内包させることとなり、それが堤体の安定上不利になるとも考えられる。特にセメント系グラウトの場合、剛性が異なるため地震時にクラックが入ることがある。しかし近年では、ベントナイトあるいは高分子系材料とセメントを混合することにより、土の剛性と近似した材料も開発されている。
- ③ 高い注入圧力をかけると堤体にクラックが入り、逆に漏水の状況を悪化させる場合がある。

### 3.4.5 法面保護工及び安全施設工

#### ① 上流法面の保護

上流法面の保護工は、 $1/2$ 貯水位から（設計洪水水位＋波の打上げ高さ）までは捨石、石張り、またはコンクリートブロック張等を施すこととし、ため池の状況により、堤頂あるいは法先まで保護工を施すこととする。

#### ② 安全施設工

ため池内への転落防止及び立入り防止のために、必要に応じて安全施設を設置する。

上流法面保護工は、**図-3.4.23** のとおりである。また、法面下部には小段または捨石を入れて滑動、沈下を防止する。

なお、水深の浅いもの、または水位変動の激しいものについては、法先まで護岸工を施してもよい。

基礎コンクリートの断面は、張りブロックの厚さ及び勾配等から転倒に対する安全性、施工性、なじみを考慮して決定する。

なお、環境配慮対策として、植生に配慮した法面保護工とする場合には、堤体の安全性に影響を与えるような自然素材の使用や植樹を避ける等の注意が必要である。

また、必要に応じてため池内への転落防止及び立入り防止のために、堤頂等に防護柵等の安全施設を設置する。安全施設の構造及び設置位置は、安全性、周辺環境との調和、維持管理面に配慮して決定する。

越流許容型ため池工法を適用する場合も、上流法面保護工や安全施設工は従来工法の場合と同様である。

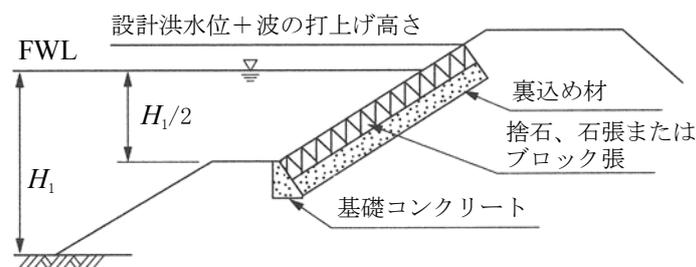


図-3.4.23 上流法面保護工

### 3.4.6 越流許容範囲の細部構造

#### ① 堤頂構造

堤頂部の構造は、侵食を防止することを目的とした土のうの設置を標準とする。

#### ② 越流許容範囲と許容しない範囲の取付構造

越流許容範囲と許容しない範囲の取付構造は、取付勾配 1:1.0 の高機能土のうを用いた傾斜積み工法によることを標準とする。

#### ③ 常時越流施設

常時越流施設は、常時流量の大きさや常時流量越流水深等に対して適正で、地盤の変化に追従する軽量かつ経済的な構造が望ましい。また、補強盛土工法（高機能土のう）による下流法面との取付構造や斜面部の滑動防止、法尻部の洗掘防止（減勢）にも配慮する必要がある。

#### (1) 越流許容範囲の堤頂構造

越流許容型ため池工法は、堤体の越水に対しても決壊しないことを目的としている。従って、その堤体構造は越水による下流法面の侵食を防止するだけでなく、堤頂部についてもその配慮を行う必要がある。許容する堤体越流は一時的なものであることから、長期的な浸透への配慮を行う必要はない。従って、堤頂部については、侵食を防止することを目的とした土のうの設置を標準とする。

#### (2) 越流許容範囲と許容しない範囲の取付構造

越流許容型ため池工法における越流許容範囲と許容しない範囲の取付部は、基本的に越流許容型ため池工法における下流法面と同様の条件である。従って、その取付構造は、[図-3.4.24](#)に示すとおり、高機能土のうを用いた傾斜積み工法によることを標準とする。その取付勾配は 1:1.0 の補強盛土工法によるものとする。

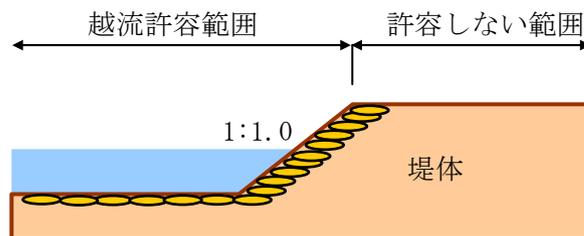


図-3.4.24 越流許容範囲と許容しない範囲の取付構造

### (3) 常時越流施設

頻繁に発生する洪水量（常時流量）を安全に流下させるための常時越流施設は、堤頂の盛土上に設置することになるため、経済的で地盤の変化に追従する軽量の水路構造が望ましい。

施工が容易で、構造上安全であることも一般的要件である。

常時越流施設の構造は、頻繁に発生する洪水量（常時流量）の大きさにもよるが、具体的には①コルゲートフリューム等の簡易水路、②ソイルセメントや地盤改良土、③ブロックマット、張ブロック、張コンクリート類の保護工、等が考えられる。

これらの構造の中から、常時流量の大きさや常時流量越流水深等を考慮し、適正なものを選択するものとする。

また、常時越流施設の構造を考慮し、補強盛土工法（高機能土のう）による下流法面との取付構造や斜面部の滑動防止、法尻部の洗掘防止（減勢）にも配慮する必要がある。

なお、常時越流部を含む越流許容範囲の下流法尻部には、下流の地形、地質状況を適切に評価し、洗掘防止（減勢）を目的としたフトン竈や蛇竈等を設置するものとする。

### 3.5 補強土工法の設計

越流許容型ため池工法における越流を許容する範囲の設計に当たっては、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版」に準じて、種々のすべりに対する安定性の検討を行うものとする。

越流許容型ため池工法においてジオテキスタイルを用いた補強土工法として開発されている堤体構造には、高機能土のうを用いた傾斜積み工法や高機能土のうとジオグリッド等を併用した傾斜積み工法がある。図-3.5.1 に高機能土のうを用いた傾斜積み工法による越流許容型ため池の例を示す。

高機能土のうとは、図-3.5.2 に示すように、通常の土のうの約 10 倍の大きさで、土のうの端にテールとウイングと呼ぶシートを接続し、積んだ時に土のう同士が連結されるものである。

また、傾斜積み工法とは、洪水の越流や地震に対しても崩壊しないように、土のうを 15 度程度傾斜させて積むことである。

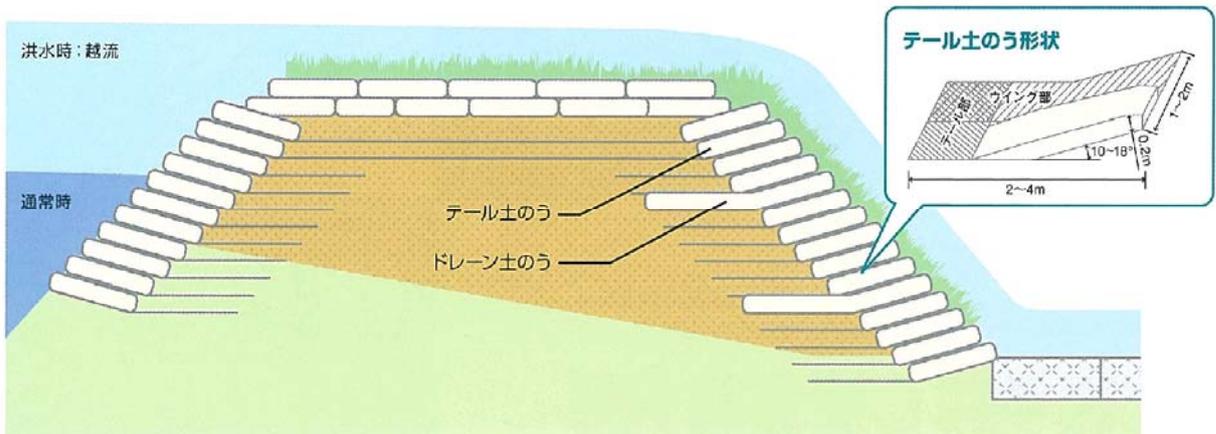


図-3.5.1 高機能土のうを用いた傾斜積み工法による越流許容型ため池

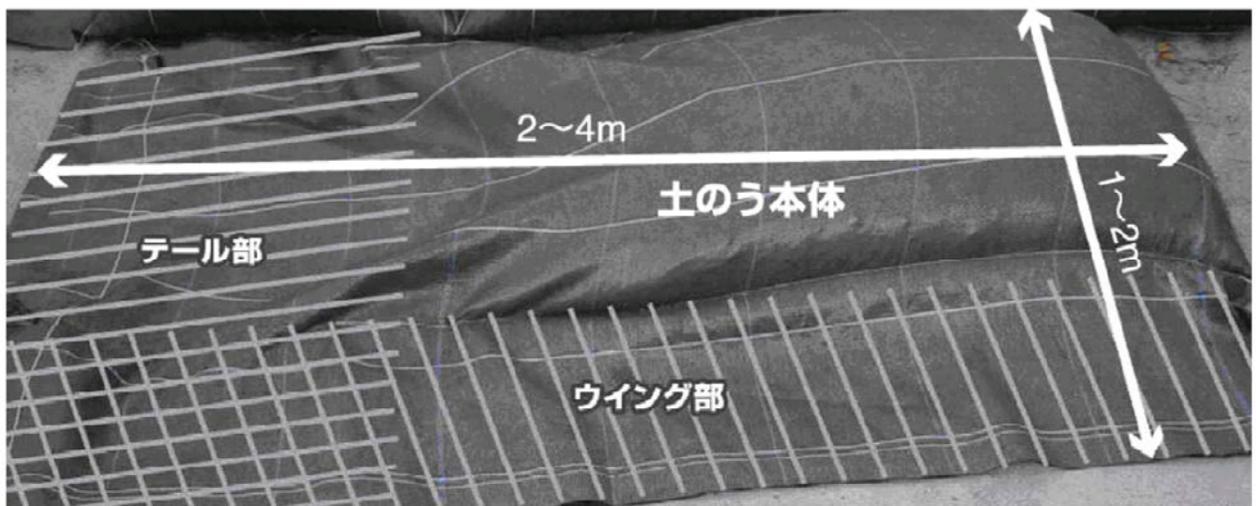


図-3.5.2 高機能土のう

### 3.5.1 補強土工法の概要

補強土工法とは、計画する堤体盛土形状に対して、盛土材料(土質)の強度不足を補うために引張補強効果や排水補強効果を有するジオテキスタイルを敷設し、土との相互作用で盛土にせん断強さや引張強さの付与による安定性の高い新しい複合的な土構造物を築造するものであり、一般に法面勾配が1:0.6以下の緩い盛土を補強盛土工法と定義する。

勾配による補強土の分類は、**図-3.5.3**に示すとおりであり、1:0.6以下の緩い法面勾配では、補強領域の転倒モード、滑動モードは生じないため、基本的には内的安定及び全体安定のすべりに対する検討だけでよい。ただし、法面勾配が1:1.0~1:0.6までの急勾配の補強盛土では、施工上の安定を含め、法面工(壁面工)が必要である。また、1:1.0より緩い場合の法面部の処理は、表層すべりや侵食に対する対策程度でよい。

なお、一般に法面勾配(壁面勾配)が1:0.6より急な盛土を補強土壁工法と定義し、補強盛土工法と区別している。1:0.6より急な法面勾配では、すべりに対する安定の他に、補強領域に作用する土圧を考慮した設計が必要となり、また構造上でも壁面工が必要である。

越流許容型ため池工法の開発に当たっては、法面勾配が1:0.6より急なジオテキスタイルを用いた補強土壁工法についての実験も行われているが、ため池の堤体は、過去の経験と実耐用年数の実績を踏まえ、従来から土構造が原則とされている。そのため、越流許容型ため池工法の堤体に補強土工法を適用するに当たっては、補強領域を一種の擁壁とみなす補強土壁工法を適用しないことを標準とし、堤体越流に対する法面侵食、崩落への信頼度や安心感及び将来的な堤体の耐久性に配慮し、1:0.6より緩い法面勾配の補強盛土工法によることを標準とする。

#### (1) 安定検討

ジオテキスタイルで補強された盛土や補強土壁の設計において、種々のすべりに対する安定検討が行われる。検討項目については以下の内容がある。

##### a. 内的安定

内的安定は、補強領域の内部を通るすべりに対するジオテキスタイルの破断や引抜けの安定性をいう。

##### b. 外的安定

補強土壁では補強領域を一種の擁壁とみなして補強領域の滑動、転倒、支持力に対する安定を行う。この検討を外的安定といい、補強盛土工法では特に行う必要はない。

##### c. 全体安定

補強盛土工法と補強土壁工法では、基礎地盤や背面の地山などの補強領域外の安定を検討するため、補強領域の外についてもすべり破壊に対する安定性の検討を行う。

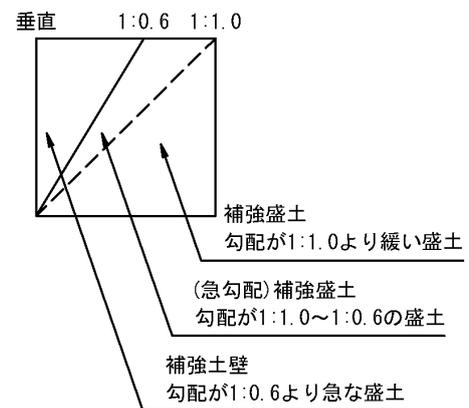


図-3.5.3 勾配による補強土の分類

## d. 部分安定

補強盛土における法面侵食や、締固め時の抜け出し、あるいは補強土壁における壁面工とジオテキスタイルの連結部、ジオテキスタイル巻込み部の定着長の検討など補強土の局所的な安定検討をいう。

## (2) 設計引張強さ

設計引張強さは、引張試験によって得られる最大引張強さを、クリープに対する安全率や各種の材料安全率で除して設定されるジオテキスタイルの引張強さをいう。設計においては、設計引張強さがすべり安定性の確保に必要な必要引張力以上になるようなジオテキスタイルを選定することになる。

## (3) 定着長・引抜き抵抗力

補強盛土工法や補強土壁工法の設計において、すべり線の外側の抵抗領域に定着しているジオテキスタイルの長さを定着長という。ジオテキスタイルが抵抗領域から引き抜ける際の抵抗力を引抜き抵抗力という。

## (4) 壁面工

補強土壁工法では、壁面勾配が急であるために、法面部の崩落などに対処する必要がある。壁面工は、補強土壁工法における補強領域前面の法面処理工をいう。壁面工の種類には、巻込み形式、鋼製枠形式、コンクリートパネル形式、コンクリートブロック形式などがある。

### 3.5.2 補強土工法の設計条件

#### (1) 盛土材料及び基礎地盤の土質定数

補強土の設計に用いる盛土材料及び基礎地盤の土質定数については土質試験などの結果を基に設定することを原則とするが、土質試験によって得られた試験結果は限られた材料を用いた室内試験結果であり、実際の現場においては様々な不確実要因により土質試験により求められた土質定数よりも厳しい条件となることが考えられる。また、盛土規模に比べて試験のサンプル数が少ない場合には試験結果のばらつきも懸念される。現地の条件などを十分検討し、こうした不確実性を考慮して、試験結果に適切な評価を加えた値を設計に用いることが必要である。また、こうした不確実性とは別に、補強土壁の内的安定を検討する場合は設計に用いる粘着力としては $10\text{kN/m}^2$ を超えてはならないものとする。

なお、高さ8m以下の補強土壁で、土質定数を試験により求めることが困難な場合、表-3.3.2による仮定値を用いて設計を行ってもよい。但し、高さ8mを超える補強土壁や重要な用途への適用に際しては土質試験により設計定数を設定することが望ましい。高機能土のうを採用する場合は、 $\phi=35^\circ$ を標準とする。

表-3.5.1 盛土材料の土質定数推定値(土質試験が行えない場合)

盛土材料の種類	せん断抵抗角 $\phi$	粘着力 $c$ 注2)
礫質土 注1)	$35^\circ$	—
砂質土	$30^\circ$	—
シルト・粘性土 ( $w_L < 50\%$ )	$25^\circ$	—

注1)きれいな砂は礫質土の値を用いてよい。

注2)この表より土質定数を推定する場合は粘着力を無視する。

実際の工事では、ジオテキスタイル補強土工法の補強盛土、補強土壁の適用に当たっては、円弧すべりによる安定計算手法を採用していることから、粘着力をある程度加味することにより合理的設計が可能となる。しかしながら、現場の進捗状況などの都合から、概略の設計を行う段階で盛土材料の土質試験を行うことが困難な場合、工法決定後のより詳細な検討の段階に実際に用いる材料を用いて土質試験により設計定数の確認を行うことを前提として、概略の設計段階では粘着力について仮定値を用いてもよいこととしている。仮定値については表-3.5.2に示す値を上限とする。

この仮定値は、一連の設計の流れの中で手戻りを減らすための手法の一つとして使用するものであり、この仮定値を使用した場合には、より詳細な設計を行う段階で、現地における土質試験を実施し、設計定数の確認を行わなければならない。また、設計定数の確認を行った結果が当初仮定した値と異なる場合は設計の見直しを行わなければならない。さらに、当初土質試験を行う予定で仮定値を用いた場合に何らかの事情で土質試験が行えなかった場合には、表-3.5.2の粘着力を無視した推定値により設計の見直しを行わなくてはならない。

表-3.5.2 設計時に用いる土質定数の仮定値の上限(土質試験を後で行う場合) 注1)

盛土材料の種類	せん断抵抗角 $\phi$	粘着力 $c$
礫質土 注1)	$35^\circ$	$0\text{kN/m}^2$
砂質土	$30^\circ$	$10\text{kN/m}^2$
シルト・粘性土 ( $w_L < 50\%$ )	$25^\circ$	$10\text{kN/m}^2$

注1)本表の値を用いた場合には、詳細な設計を行う段階で土質試験を実施し、設計定数の確認を行わなければならない。

## (2) ジオテキスタイルの設計引張強さ

ジオテキスタイルの設計引張強さは、単に最大引張強さを用いるのではなく、次式に示すように、クリープや耐久性あるいは施工中の損傷などを考慮した材料安全率を考慮して決定する。

$$T_A = \frac{T_{max}}{F_{cr} F_D F_C F_B} = \frac{T_{cr}}{F_D F_C F_B} \dots\dots\dots (3.5.1)$$

- ここに、 $T_A$  : ジオテキスタイルの設計引張強さ (kN/m)  
 $T_{max}$  : ジオテキスタイルの最大引張強さ (製品基準強度) (kN/m)  
 $F_{cr}$  : クリープを考慮した材料安全率  
 $F_D$  : 耐久性 (耐候性、耐薬品性などの長期的な劣化特性) を考慮した材料安全率  
 $F_C$  : 施工中の損傷を考慮した材料安全率  
 $F_B$  : 接続部の強度低下を考慮した材料安全率  
 $T_{cr}$  : クリープを考慮したジオテキスタイルの限界引張強さ (kN/m)

## (3) ジオテキスタイルの定着長

実際の補強土の設計においては、**図-3.5.4**に示すようにジオテキスタイルが抵抗領域から引抜けないようにすべり面より奥に十分な定着長をとる必要がある。

定着長 $L_e$ の算定は**式(3.5.2)**に示すとおりであり、式中の $c^*$ 、 $\phi^*$ は引抜き試験あるいは一面せん断試験により求めることになる。

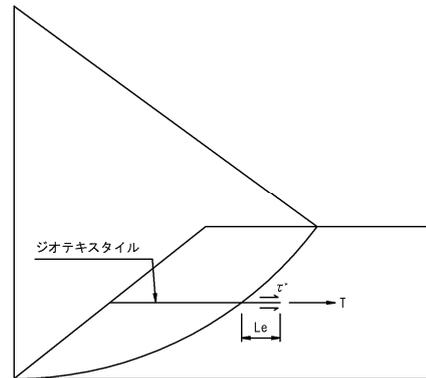


図-3.5.4 補強盛土における定着長

$$L_e = \frac{F_s T}{2\tau^*} = \frac{F_s T}{2(c^* + \sigma_v \tan \phi^*)} \dots\dots\dots (3.5.2)$$

- ここに、 $L_e$  : ジオテキスタイルの定着長 (m)  
 $F_s$  : 引抜けに対する安全率  
 $T$  : ジオテキスタイルに要求される引張力 (kN/m)  
 $\tau^*$  : 土とジオテキスタイルのせん断強さ (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\sigma_v$  : 土とジオテキスタイルの接触面での鉛直応力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $c^*$  : 土とジオテキスタイルの見かけの粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\phi^*$  : 土とジオテキスタイルの見かけのせん断抵抗角 (°)

また、この定着長を算定する際に、土とジオテキスタイルの見かけの粘着力 $c^*$ および見かけのせん断抵抗角 $\phi^*$ を用いずに、**式(3.5.3)**により、ジオテキスタイルが用いられる盛土材料の設計定数 $c$ 、 $\phi$ を用いて、せん断強さを推定する方法もある。

$$L_e = \frac{F_s T}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan \phi)} \dots\dots\dots (3.5.3)$$

ここに、 $c$  : 盛土材料の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\phi$  : 盛土材料のせん断抵抗角 (° )  
 $\alpha_1, \alpha_2$  : 補正係数

なお、補正係数  $\alpha_1, \alpha_2$  の目安は表-3.5.3に示す。

表-3.5.3 土とジオテキスタイル間の摩擦特性における補正係数

盛土材料の区分	$\alpha_1$	$\alpha_2$
砂または砂質土( $\phi$ 材)	0.0	1.0
砂質土( $c\phi$ 材)または粘性土	0.5	1.0

(4) 設計外力

補強盛土の設計にあたっては、必要に応じて設置箇所における気象条件や環境条件、使用目的、施工条件、盛土の規模などを考慮した荷重を表-3.5.4から選択する。

通常的设计では、自重と載荷重の組合せとする。また、地震を考慮する場合は、自重および地震慣性力の組合せとする。但し、特に浮力、水圧および積雪荷重など多くの荷重が問題となる場合はそれらの影響を考慮しなければならない。

表-3.5.4 荷重の種類

荷重の区分	荷重の種類
主荷重	1. 自重
	2. 載荷重
従荷重	3. 地震の影響
主荷重相当の特殊荷重	4. 雪荷重
	5. 特殊条件下の荷重

(5) 地震の影響 (基本的には、地震時の安定検討を実施する。)

構造物の重要度や復旧の難易度を考慮し、必要に応じて地震の影響を考慮する。補強土工法の地震時の安定検討で考慮する設計地震動のレベルについては、表-3.5.5を参考にする。

表-3.5.5 地震時の安定検討における設計地震動

重要度	復旧の難易度	
	困難	容易
重要	地震検討を行う [中規模地震動対応] ただし、きわめて重要な二次的被害のおそれのあるものについては大規模地震動対応	耐震検討を行う [中規模地震動対応]
その他	耐震検討を行う [中規模地震動]	補強土壁は耐震検討を行う [中規模地震動対応] ただし、高さ 8m 以下の擁壁の場合は地震時の検討を省略できる  ※補強盛土工法は耐震検討を行わない

地震の影響を考慮する場合の設計水平震度は式(3.5.4)により算出することができる。また、設計水平震度の参考標準値を表-3.5.6に示す。

$$k_h = c_z k_{h0} \dots\dots\dots (3.5.4)$$

ここに、 $k_h$  : 設計水平震度(小数点以下2桁に丸める)

$k_{h0}$  : 設計水平震度の標準値

$c_z$  : 地域別補正係数

表-3.5.6 設計水平震度の標準値

補強土工法区分	地盤種別	I種	II種	III種
補強盛土工法	中規模地震動対応	0.08	0.10	0.12
	大規模地震動対応	0.16	0.20	0.24
補強土壁工法	中規模地震動対応	0.12	0.15	0.18
	大規模地震動対応	0.16	0.20	0.24

(6) 設計安全率

常時および耐震設計に用いる安全率の一覧表を表-3.5.7に示す。

表-3.5.7 設計安全率

補強土工法区分	安全率の種類		設計安全率	
			常時	地震時
補強盛土工法	円弧すべりに対する安全率		1.2~1.3	1.0
	引抜きに対する安全率		$\geq 2.0$	$\geq 1.2$
補強土壁工法	内的安定	円弧すべりに対する安全率	1.2	1.0
		ジオテキスタイルの引抜け	$\geq 2.0$	$\geq 1.2$
	外的安定	滑動	$\geq 1.5$	$\geq 1.2$
		転倒	$e \leq L/6$	$e \leq L/3$
		支持力	$\geq 2.0$	$\geq 1.5$
全体安定	基礎地盤を含む円弧すべりに対する安全率	$\geq 1.2$	$\geq 1.0$	

注) e : 偏心距離(m), L : 補強土壁の底面幅(敷設長さ)(m)

### 3.5.3 補強盛土工法の設計

#### (1) 設計手順

補強盛土工法の設計手順を図-3.5.5、図-3.5.6に示す。

補強盛土工法の採用に当たっては、まず、①無補強盛土に対して円弧すべり法を用いた安定計算を行い、そのすべり安全率が設計安全率を満足するかを検討する。設計安全率を満足しない場合は、ジオテキスタイルによる補強盛土の設計を行う。

補強盛土工法の設計では、最初に、②内的安定の検討によりジオテキスタイルの必要引張力を算定し、敷設枚数と使用するジオテキスタイルを決定する。次に、③ジオテキスタイルの敷設長を設定して、全体安定における安全率を計算し、あらゆるすべりに対して所定の安全率を満足する敷設長を確保する。最後に、④必要に応じて法面部の部分安定を検討し、法面侵食や法面土塊の抜け出しが生じないような法面補強を検討する。

なお、補強盛土工法と補強土壁工法の設計上の分類と設計法の考え方を表-3.5.8に示す。

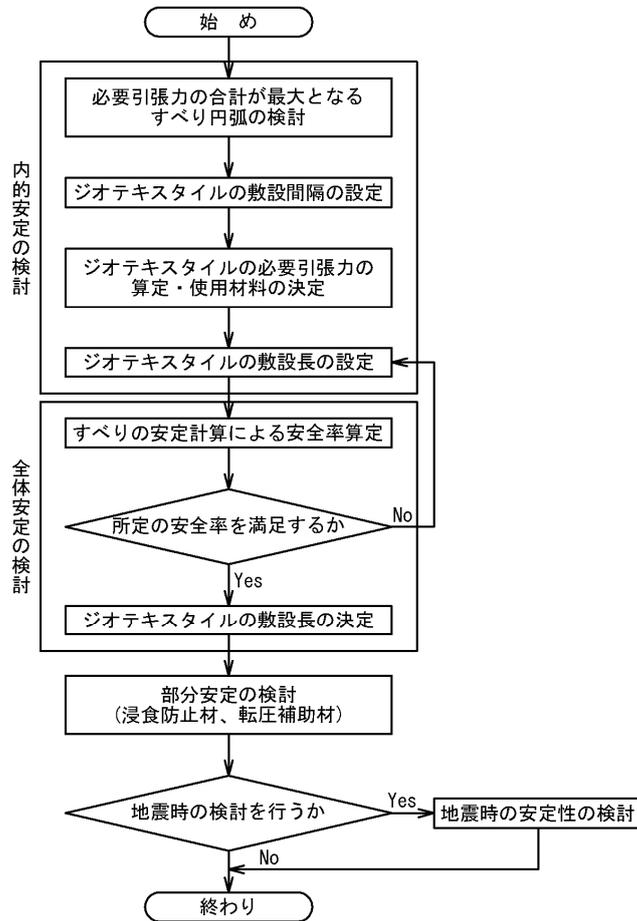


図-3.5.5 設計手順(法面勾配が1:1.0より緩い場合)

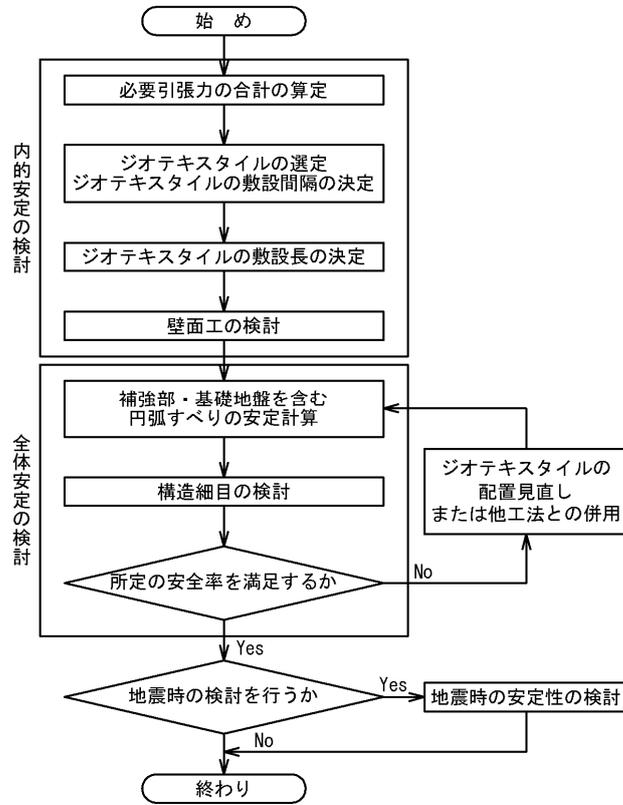


図-3.5.6 設計手順(法面勾配が 1:1.0~1:0.6 の場合)

表-3.5.8 法面勾配による分類

勾 配	補強盛土工法		補強土壁工法
	1:1.0より緩い勾配 (1:1.0は含まない)	1:0.6 <sup>注)</sup> ~1:1.0の勾配	1:0.6 <sup>注)</sup> より急な勾配 (1:0.6は含まない)
内的安定検討の際の 粘着力の考慮	考慮してよい		考慮してよい 但し、10kN/m <sup>2</sup> 以下
仮想的な擁壁として の外的安定検討	特に検討しない		検討する
最大敷設間隔の目安	盛土高さ8m以下：2mかつ 最低敷設2枚 盛土高さ8m超：2.5m	2mかつ最低敷設2枚	1.0m程度
敷設間隔算出法	等間隔		ジオテキスタイルの引張力の分布を考慮した最適配置間隔
円弧すべりの式	$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D^*} = \frac{M_R + \Sigma RT}{M_D}$	$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D^*} = \frac{M_R + \Sigma R(T \cos \theta + T \sin \theta \tan \phi)}{M_D}$ $F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D^*} = \frac{R \Sigma \{cl + (W \cos \alpha + T \sin \theta) \tan \phi + T \cos \theta\}}{R \Sigma W \sin \alpha}$	
$\Sigma T_{req}$ の式	$(\Sigma t_{req})_{max} = \left( \frac{F_s M_D - MR}{R} \right)_{max}$	$\Sigma T_{req} = \frac{F_s \Sigma (W \sin \alpha) - \Sigma (cl + W \cos \alpha \tan \phi)}{\Sigma \left\{ \frac{2}{H^2} zb \tan \theta (\cos \theta + \sin \theta \tan \phi) \right\}}$	

## (2) 考慮すべき破壊モード

補強盛土工法は、補強材にジオテキスタイルを利用した法面勾配が1:0.6以下の緩い勾配で、法面部に作用する土圧が作用しないか小さい盛土を対象にしている。盛土内においてジオテキスタイルを敷設した範囲を補強領域と称するが、一般にこの領域は単に盛土のみで築造した場合に比べて一体化が図られ安定性が向上している。ジオテキスタイルの補強領域に対する力の釣合いを考えると、法面勾配が1:0.6以下の緩い勾配の場合には、補強領域背面も同様の勾配を有するという条件において、補強領域背面に作用する無補強盛土部による土圧は小さく、補強領域が盛土背面側に倒れ込む力が主体となる。実際には、この力を補強領域背面の盛土が支持することになり、ジオテキスタイルによる補強領域の安定が保たれている。このような補強領域の挙動を考えると、一般の擁壁構造の設計において想定している滑動・転倒・支持力という外的安定モードが生じていないことになり、これに対する安定検討は工学的な意味をなさないものとなる。従って、補強盛土工法の設計においては、補強領域とその外側を通過するすべり線に対する検討を行い、通常の擁壁で検討されている滑動・転倒・支持力の検討は省略してよいものとする。

## a. 補強領域内部のすべり破壊モード検討(内的安定の検討)

ジオテキスタイルの補強領域を通るすべりに対して、**図-3.5.9(a)**に示すように、ジオテキスタイルの破断や著しい伸長によって、盛土が補強領域の内部ですべり崩壊する破壊モードについて検討する。設計においては、このような破壊モードが生じないように、ジオテキスタイルの敷設枚数や必要引張強さを確保する。

また、**図-3.5.9(b)**に示すように補強領域内のすべりに対して、ジオテキスタイルが引き抜けて盛土が崩壊する破壊モードについて検討する。設計においては、ジオテキスタイルの引張力に対して、引き抜けない定着長を確保する。

## b. 補強領域外側を通過するすべり破壊モード検討(全体安定の検討)

**図-3.5.9(c)**に示すようなジオテキスタイルの補強領域の外側を通過するすべり及びジオテキスタイルと一部交差するすべりに対する盛土の破壊について検討する。設計においては、このようなすべり破壊が生じないジオテキスタイルの敷設長さを確保する。

## c. 法面部の表層破壊の検討(部分安定の検討)

法面付近の締固め不足、部分的な不安定、降雨による表層すべりや表層侵食が懸念されることがある。これらに対処するため、法面工を用いる方法や低強度のジオテキスタイルを法面部に敷設する方法などを検討する。

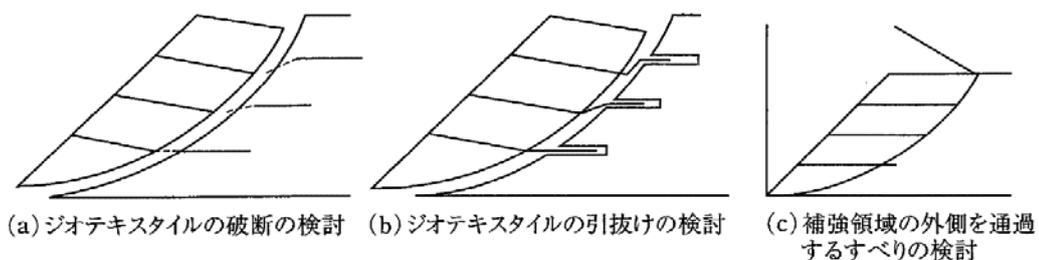


図-3.5.9 引張補強の検討すべき破壊モード

## (3) 無補強盛土の安定計算

無補強盛土の安定計算は、一般に有効応力法または全応力法により、円弧すべり線を仮定した分割法を用いることとする(図-3.5.10)。式(3.5.5)に円弧すべり法による安定計算式を示す。

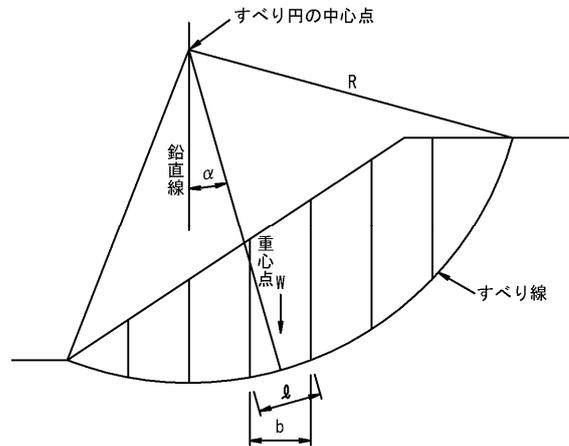


図-3.5.10 無補強時の円弧すべりによる安定計算法

$$F_s = \frac{R \sum \{c\ell + (W - ub) \cos \alpha \tan \phi\}}{R \sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots (3.5.5)$$

- ここに、 $F_s$  : 安全率  
 $\ell$  : 分割片で切られたすべり線の弧長(m)  
 $W$  : 分割片の土塊重量(kN/m)  
 $u$  : 間隙水圧(kN/m<sup>2</sup>)  
 $b$  : 分割片の幅(m)  
 $\alpha$  : 分割片で切られたすべり線の中心とすべり円中心を結ぶ直線が鉛直線となす角度(°)  
 $c$  : 土の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)  
 $\phi$  : 土のせん断抵抗角(°)  
 $R$  : すべり円弧の半径(m)

(4) 内的安定の検討

内的安定の検討では、想定される設計荷重に対して設計安全率( $F_s=1.2$ )を満足するのに必要となるジオテキスタイルの必要引張力を求め、敷設間隔と使用するジオテキスタイルを決定する。

a. ジオテキスタイルの敷設配置 (法面勾配が 1:1.0 より緩い場合)

ア. 必要引張力の算定

図-3.5.11 に示すように、ジオテキスタイルの必要引張力の合計  $\Sigma T_{req}$  が最大になるようなすべり線(これを最大抑止力のすべり線という)を求める。すなわち、式(3.5.6)を用いる場合は  $F_s$  を条件として与えて、 $\Delta M_R$  が最大となるすべり線を探索する(式(3.5.7))。この場合、一般に最小安全率が求められるすべり線と最大抑止力のすべり線とは位置が異なることに留意する必要がある。

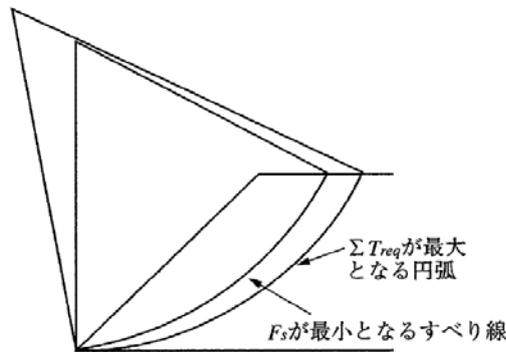


図-3.5.11 最大抑止力のすべり線

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + \Sigma RT}{M_D} \dots\dots\dots (3.5.6)$$

$$(\Sigma T_{req})_{max} = \left( \frac{F_s M_D - M_R}{R} \right)_{max} \dots\dots\dots (3.5.7)$$

ここに、 $M_R$  : 無補強時の土塊の抵抗モーメント (kN・m/m)  
 $= R \Sigma \{cl + (W - ub) \cos \alpha \tan \phi\}$

$M_D$  : 無補強時の土塊の滑動モーメント (kN・m/m)  
 $= R \Sigma W \sin \alpha$

$\Delta M_R$  : ジオテキスタイルの引張力による抵抗モーメント (kN・m/m)

$T$  : ジオテキスタイルの引張力 (kN/m)

イ. 敷設間隔の設定

ジオテキスタイルの敷設間隔は、1層あたりの締固め層厚、小段で区切られる盛土高さ、および補強盛土に対するジオテキスタイルの引張強さと敷設間隔の組み合わせなどを考慮して、合理的となるように適切に配置する。法面勾配が 1:1.0 より緩い場合では、等間隔に配置することを原則とする。

補強盛土における最大敷設間隔の目安の値を表-3.5.9 に示す。

最大敷設間隔を設定したのは、引張強度の大きなジオテキスタイルを粗く配置した場合、補強効果が十分発揮できない場合があるので、これに配慮したものである。補強盛

土全体の安定のためには、比較的引張強度の小さいジオテキスタイルでも敷設間隔を密に用いたほうが「補強土の一体化効果」による安定性の向上が大きい。

表-3.5.9 ジオテキスタイルの最大敷設間隔の目安

盛土高さ	法面勾配	1:1.0より緩勾配	1:1.0~1:0.6
	8m以下		2mかつ最低敷設2枚
8m越		2.5m	

ウ. 使用ジオテキスタイルの決定

使用するジオテキスタイルは、式(3.5.8)に示すように1枚あたりの必要引張力  $T_{req}$  を求め、これを満足する設計引張強さ  $T_A$  を有するものを選定する。ジオテキスタイルの設計引張強さ  $T_A$  は式(3.5.1)により求める。

$$T_A \geq T_{req} = \frac{(\sum T_{req})_{max}}{N} \dots\dots\dots (3.5.8)$$

ここに、 $N$  : 敷設枚数(枚)

b. ジオテキスタイルの敷設配置 (法面勾配が1:1.0~1:0.6の場合)

ア. 必要引張力の算定

補強盛土の勾配が1:1.0以上の急勾配となる場合及び補強盛土と補強土壁が混合して用いられる際に両者の設計が複合した状態となる場合の安定計算は、式(3.5.9)を適用する。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + \sum R(T \cos \theta + T \sin \theta \tan \phi)}{M_D} \dots\dots\dots (3.5.9)$$

ここに、 $M_R$  : 無補強時の土塊の抵抗モーメント(kN・m/m)  
 $= R \sum \{cl + (W - ub) \cos \alpha \tan \phi\}$

$M_D$  : 無補強時の土塊の滑動モーメント(kN・m/m)  
 $= R \sum W \sin \alpha$

$\Delta M_R$  : ジオテキスタイルの引張力による抵抗モーメント(kN・m/m)

$T$  : ジオテキスタイルの引張力(kN/m)

$\theta$  : ジオテキスタイル敷設位置でのすべり線の交点とすべり線中心を結ぶ直線が鉛直線のなす角度(°)

イ. 敷設間隔の設定

補強盛土の勾配が1:1.0以上の急勾配となる場合には、補強土壁における内的安定の検討を準用した敷設間隔の設定を行う。

ジオテキスタイルの敷設は、各段のジオテキスタイルに発生する引張力が、ジオテキスタイルの設計引張強さ  $T_A$  を上回ることなく、ほぼ均等に負担しながら必要引張力の合計  $\sum T_{req}$  を補うように配置する。

そこで、必要引張力の合計  $\sum T_{req}$  が最大となる三角形分布荷重の深さ方向への増加係数を  $K_G$  とすると、 $\sum T_{req}$  は  $K_G$  を用いて式(3.5.10)のように表すことができる。

$$\Sigma T_{req} = \frac{1}{2} K_G \cdot \gamma \cdot H^2 \dots\dots\dots (3.5.10)$$

これより、 $K_G$ は式(3.5.11)で表すことができる。

$$K_G = \frac{2\Sigma T_{req}}{\gamma H^2} \dots\dots\dots (3.5.11)$$

盛土天端からの深さ  $h$  において、敷設間隔  $v$  で敷設されたジオテキスタイルが発揮する引張力  $T_{req}$  は、係数  $K_G$  を用いて式(3.5.12)のように表される。

$$T_{req} = vK_G(\gamma h + w_1) \dots\dots\dots (3.5.12)$$

ここに、 $w_1$  : 上載盛土荷重(kN/m<sup>2</sup>)

ジオテキスタイルの敷設間隔は、ジオテキスタイルに発生する引張力が設計引張強さ  $T_A$  以下となるように配置する。この敷設間隔の目安としては、盛土工事においてあらかじめ設定される締固め層厚  $V$  の整数倍の間隔であれば、締固め層厚の管理などの面で都合がよい。そこで、ジオテキスタイルを締固め層厚  $V$  の  $i$  倍の間隔で敷設する場合、その間隔で敷設できる盛土天端からの最大深さ距離  $h_i$  は、式(3.5.13)より求められる。

$$h_i = \frac{T_A}{K_G \gamma (iV)} - \frac{w_1}{\gamma} \dots\dots\dots (3.5.13)$$

ここに、 $h_i$  : 間隔  $iV$  で敷設可能となる領域の盛土天端からの深さ(m)

$V$  : 盛土の締固め層厚(m)

式(3.5.13)から、 $i=1, 2, 3, \dots$ における  $h_1, h_2, h_3, \dots$  が求まる。これは、図-3.5.12に示すように盛土天端からの最大距離が  $h_1$  の範囲まではジオテキスタイルを締固め層厚  $V$  の間隔で、 $h_2$  の範囲までは  $2V$ 、 $h_3$  の範囲までは  $3V$  の間隔で配置することが可能であることを示しており、少なくとも  $h_1$  は対象とする補強土壁の高さ  $H$  より大きくなくてはならない。 $h_1$  が補強土壁の高さ  $H$  よりも小さい場合には、設定するジオテキスタイルの設計引張強さ  $T_A$  を、より大きい材料に変更する必要がある。このとき、ジオテキスタイルの敷設間隔は、盛立て時の施工性や全体系での安定性を考慮して1.0m程度とする。また、最上段のジオテキスタイルの土被り厚さは、所定の摩擦抵抗力が発揮できるように、少なくとも50cm以上を確保する。

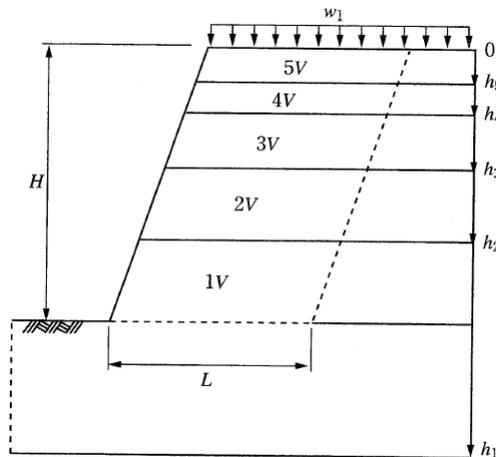
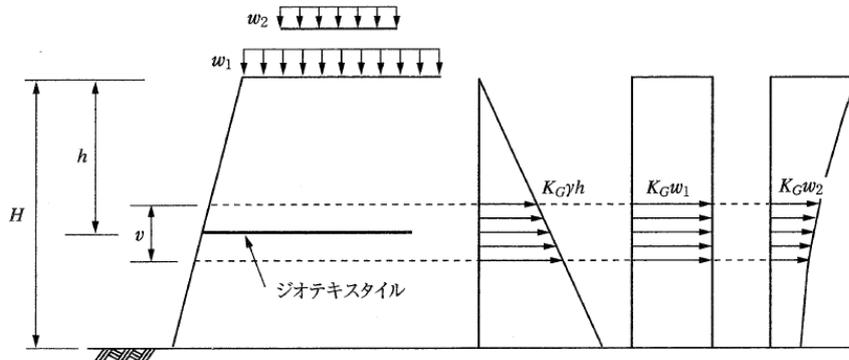


図-3.5.12 敷設間隔の算出法

活荷重またはその他の載荷重が作用する場合には、**図-3.5.13**に示すように求められた敷設間隔に対し、各段のジオテキスタイルに発生する引張力  $T$  は、**式(3.5.14)**の関係を満足しなければならない。

$$T = vK_G\sigma_v = vK_G(\gamma h + w_1 + w_2) \leq T_A \dots\dots\dots (3.5.14)$$

- ここに、 $h$  : ジオテキスタイルの盛土天端からの敷設深さ(m)  
 $T$  : 深さ  $h$ におけるジオテキスタイルの引張力(kN/m)  
 $v$  : 深さ  $h$ におけるジオテキスタイルの分担範囲(m)  
 $\sigma_v$  : 深さ  $h$ における鉛直土圧(kN/m<sup>2</sup>)  
 $w_1$  : 上載盛土荷重(kN/m<sup>2</sup>)  
 $w_2$  : 深さ  $h$ における活荷重またはその他の載荷重(kN/m<sup>2</sup>)



**図-3.5.13** ジオテキスタイルに発生する引張力の算出法

また、急勾配では、ジオテキスタイルの間の土塊の抜出しや転圧作業の困難性が生じるので、適切な法面工や法面部の部分安定に必要なジオテキスタイルを用いて補強対策を講じる必要がある。

#### c. 敷設長さの設定

ジオテキスタイルの敷設長さの検討は、ジオテキスタイルを敷設した盛土で全ての円弧すべりの安全率が設計安全率を満足するように決定する。

ジオテキスタイルの敷設長さは、最大抑止力のすべり線より奥に十分な定着長を確保できるように設定する。なお、敷設長さを設定するうえでの留意点を以下に示す。

※高機能土のうを用いる場合も敷設長さ設定上の留意点を遵守する。

① 補強盛土内で法面勾配が同一の場合には、すべてのジオテキスタイルを同じ長さに敷設することを標準とする。(安定した傾斜地山に補強盛土を腹付けする場合などで、ジオテキスタイルの敷設長を同一にすることが困難となる場合は敷設長を適切に変化させることが必要である。)

② 最小長さは施工性から 3m 程度とすることが望ましい。

③ ジオテキスタイルの定着長は少なくとも 1.0m 以上を確保する。

必要定着長  $L_0$  は、次式で計算する。

ア. 引抜き試験などからジオテキスタイルと土の摩擦係数が求められる場合

$$L_e = \frac{F_s T_{req}}{2(c^* + \sigma_V \tan \phi^*)} \dots\dots\dots (3.5.15)$$

イ. 土のせん断強度から土の摩擦係数を推定する場合

$$L_e = \frac{F_s T_{req}}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_V \tan \phi)} \dots\dots\dots (3.5.16)$$

(5) 全体安定の検討

全体安定の検討では、**図-3.5.14**に示すように、計画したジオテキスタイルの敷設長に対して、**式(3.5.6)**、**式(3.5.9)**を用いて全体安定の安全率を計算し、想定されるあらゆるすべり円弧に対して、設計安全率を満足することを確認する。

ここで、すべり円弧と交差しているジオテキスタイルの引張力 $T_i$ は、ジオテキスタイルの設計引張強さ $T_A$ と引抜き抵抗力 $T_p$ の小さな方をそのジオテキスタイルの発揮可能引張強さ $T_{avail}$ として用いる。

$$T_{avail} = \min(T_A, T_p)$$

ジオテキスタイルの定着部での引抜き抵抗力 $T_p$ は、**式(3.5.17)**か**式(3.5.18)**のいずれかを用いて算出する。

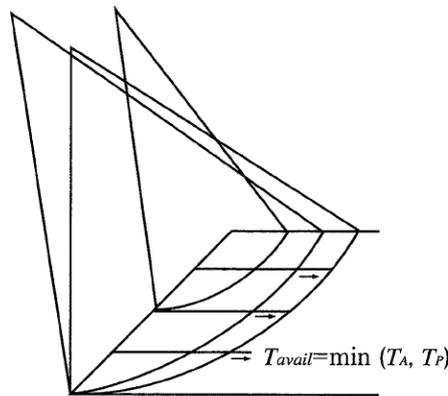


図-3.5.14 全体安定の検討

a. 引抜き試験などからジオテキスタイルと土の摩擦係数が求められる場合

$$T_p = \frac{2(c^* + \sigma_V \tan \phi^*)L_e}{F_s} \dots\dots\dots (3.5.17)$$

b. 土のせん断強度から土の摩擦係数を推定する場合

$$T_p = \frac{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_V \tan \phi)L_e}{F_s} \dots\dots\dots (3.5.18)$$

#### (6) 部分安定の検討

部分安定の検討では、必要に応じて法面部の部分安定を検討し、法面侵食や法面土塊の抜け出しが生じないような法面補強を検討する。

補強盛土が急勾配となる場合やジオテキスタイルの敷設間隔が広がる場合には、法面付近の締固めが不十分となり、部分的に安定性が保たれず、それが原因となって降雨時において表層すべりや法面侵食が懸念されることがある。これらに対処するためには、法面工を用いる方法や低強度のジオテキスタイルを法面部に敷設する方法が有効である。

法面勾配が1:1.0より緩い法面の部分安定や転圧補助材としてジオテキスタイルを利用する時の仕様としては、引張強さ( $T_{max}$ )2kN/m以上のジオテキスタイルを用いて、敷設間隔30~50cm程度、敷設長さ2m以上とし、これらの仕様に満足するように十分な検討を行ってジオテキスタイルを配置する。

侵食(ガリ侵食)に対する法面部の安定は、盛土材料の土質や気象条件、施工時期、植生などから検討して総合的に判断する。侵食の生じるおそれがあると判断される場合には、法面侵食のおそれの少ない粘性土などで厚さ30cm程度の土羽土を設ける。また、土羽土が用意できない場合は、侵食防止として法面の補強を目的としたジオテキスタイルを敷設する。ジオテキスタイルは、引張強さ( $T_{max}$ )2kN/m以上で、敷設間隔30cm程度、敷設長さ2.0m程度を配置する。

なお、法面勾配が1:1.0以上の急勾配の場合は、長期的な安定性から法面工と安定補助材を設ける。法面工は、法面部における作用土圧などの荷重に対して適切に抵抗できるものを使用することとし、その種類には、巻込み形式、鋼製枠形式、コンクリートパネル形式、コンクリートブロック形式等がある。

### 3.5.4 安定の検討

安定解析手法は、従来工法と同様の円弧すべり法によるものとする。本計算例では、地層を盛土と基礎地盤の2ブロックに区分し、ブロック毎に土質定数を定める。

ここでは貯水深  $H=3\text{m}$ 、土のう設置勾配  $n=1:1.0$  の補強盛土（常時）を検討対象とする。

#### (1) 無補強盛土の安定計算

補強盛土工法の採用に当たって、無補強盛土に対して円弧すべり法を用いた安定計算を行い、そのすべり安全率が設計安全率を満足するかを検討する。

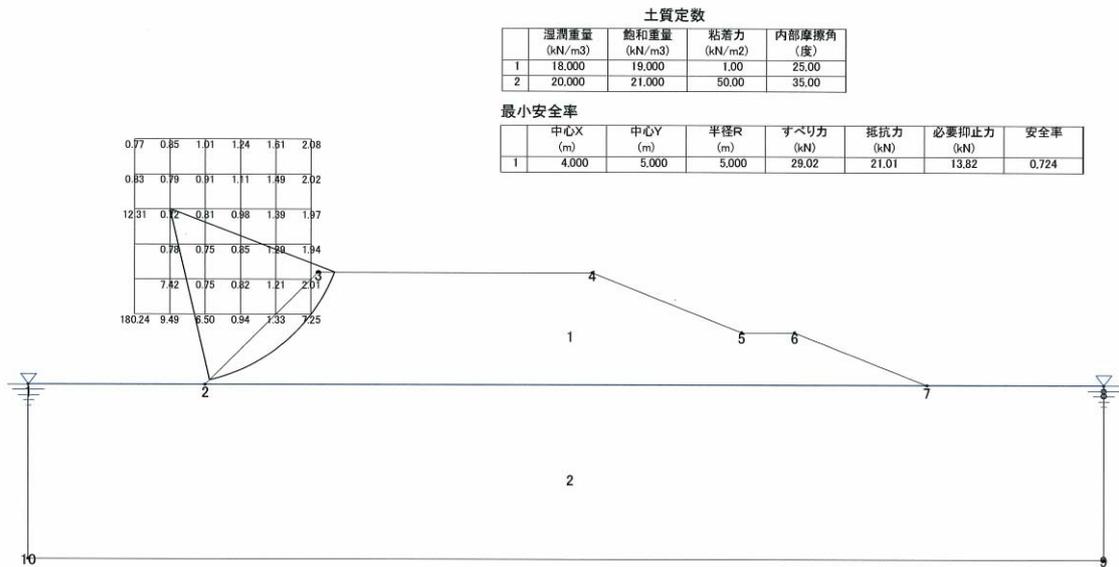


図-3.5.15 無補強盛土の安定計算

図-3.5.15に示すすべり線が最小安全率となる。無補強盛土に対して円弧すべり法を用いた安定計算を行った結果、安全率 $F=0.724 < 1.2$ となり設計安全率を満足していない。

設計安全率を満足していない場合は、ジオテキスタイルによる補強盛土の設計を行う。

#### (2) 補強盛土の安定計算①（敷設長 $L=2.023\text{m}$ の高機能土のうを用いた場合）

補強盛土の設計では、ジオテキスタイルの敷設枚数と使用するジオテキスタイルを決定し、敷設長を設定したうえで全体安定における安全率を計算し、あらゆるすべりに対して所定の安全率を満足する敷設長を確保する。

堤体構造は、兵庫県加古川市野口町良野峠池の実証実験で使用された図-3.5.16に示す高機能土のうを用いた傾斜積み工法とし、盛土形状は、図-3.5.15に示す無補強盛土形状と同一とする。

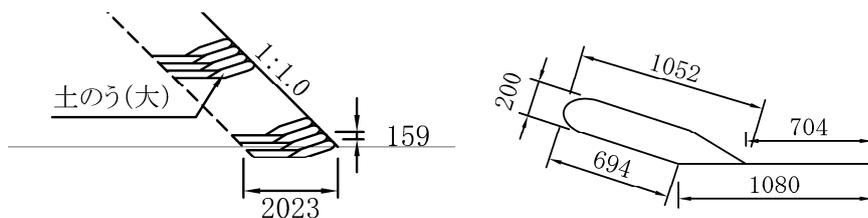


図-3.5.16 高機能土のう(大)の形状 (寸法例)

## a. 最大抑止力のすべり線

式(3.5.7)より算出した単位幅当たりの必要引張力 $\Sigma T_{rep}=19.475$  (kN/m)が最大抑止力のすべり線になる。

## b. ジオテキスタイルの敷設間隔

高さ0.2mピッチで図-3.5.16に示す、高機能土のう(大)〔材料：アグリシート〕を敷設する計画とする。

## c. ジオテキスタイルの設計引張強さと材料選定

ジオテキスタイル一枚当たりの必要引張力を算出する。

$$\bullet T_{rep}=19.475/16=1.22 \text{ (kN/m)}$$

$$\bullet \text{敷設枚数 } N=16 \text{ (枚)}$$

高機能土のうに用いたアグリシートの最大引張強さは $T_A=14.4$  (kN/m)である。

したがって、アグリシートの設計引張強さは必要引張力を確保しており、アグリシートを補強材に選定することができる。

## d. ジオテキスタイルの敷設長

必要引張力が最大となるすべり線で、必要定着長を確保できる敷設長を求める(表-3.5.10)。

表-3.5.10 必要敷設長の計算結果

No	L <sub>s</sub> (m)	引抜き抵抗力					必要定着長 L <sub>e</sub> (m)	必要敷設長 L (m)	敷設長 (m)	判定
		地層	L <sub>ei</sub> (m)	$\sigma_v$ (kN/m)	T <sub>si</sub> (kN/m)	T <sub>s</sub> (kN/m)				
1	0.873	1	0.725	3.60	1.22	1.22	0.725	1.598	2.023	O.K
2	1.016	1	0.363	7.20	1.22	1.22	0.363	1.378	2.023	O.K
3	1.147	1	0.242	10.80	1.22	1.22	0.242	1.389	2.023	O.K
4	1.266	1	0.181	14.40	1.22	1.22	0.181	1.447	2.023	O.K
5	1.372	1	0.145	18.00	1.22	1.22	0.145	1.517	2.023	O.K
6	1.464	1	0.121	21.60	1.22	1.22	0.121	1.585	2.023	O.K
7	1.541	1	0.104	25.20	1.22	1.22	0.104	1.644	2.023	O.K
8	1.600	1	0.091	28.80	1.22	1.22	0.091	1.691	2.023	O.K
9	1.640	1	0.086	30.29	1.22	1.22	0.086	1.726	2.023	O.K
10	1.657	1	0.085	30.59	1.22	1.22	0.085	1.742	2.023	O.K
11	1.646	1	0.086	30.40	1.22	1.22	0.086	1.732	2.023	O.K
12	1.600	1	0.088	29.59	1.22	1.22	0.088	1.688	2.023	O.K
13	1.507	1	0.093	27.97	1.22	1.22	0.093	1.600	2.023	O.K
14	1.344	1	0.104	25.12	1.22	1.22	0.104	1.447	2.023	O.K
15	1.049	1	0.130	20.05	1.22	1.22	0.130	1.179	2.023	O.K

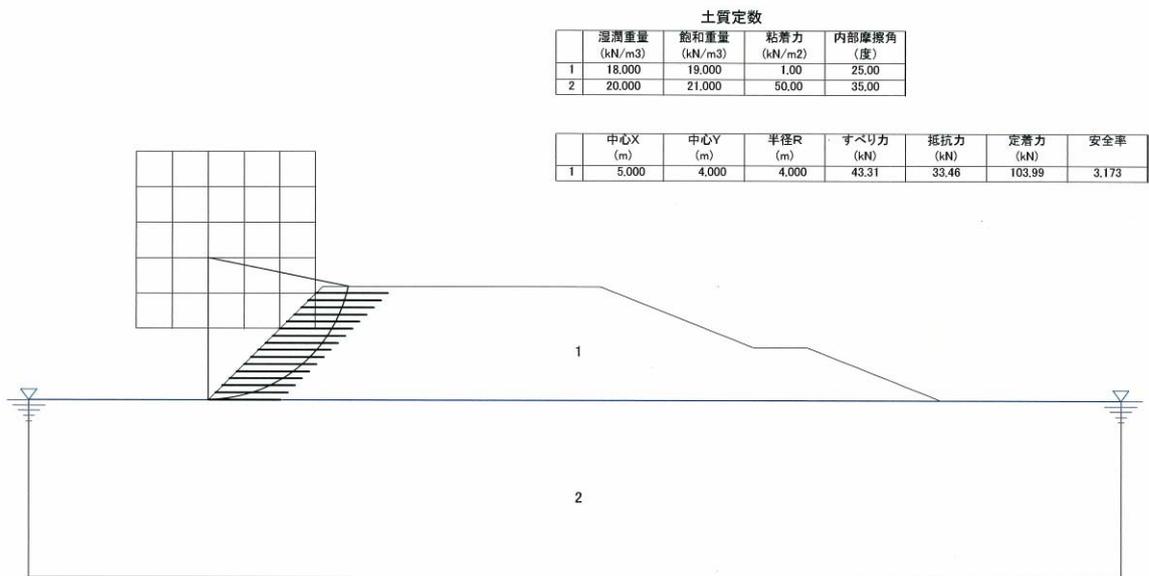
ただし、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版」には、敷設長さの設定における留意点が以下のように示されており、図-3.5.16に示す高機能土のう(大)〔材料：アグリシート〕形状を用いた補強盛土では①と③を満足していない。

- ① ジオテキスタイルの敷設長さは、最大抑止力のすべり線より奥に十分な定着長を確保できるように設定する。(ジオテキスタイルの定着長は少なくとも1.0m以上を確保する。)
- ② 補強盛土内で法面勾配が同一の場合には、すべてのジオテキスタイルを同じ長さに敷設することを標準とする。(算出された各段の必要敷設長のうち、最大の敷設長を全段の敷設長として採用する。)
- ③ 最小長さは施工性から3m程度とすることが望ましい。

e. 補強後の安全率

対策後のすべり安全率は、**図-3.5.17**に示すとおり  $F=3.173 > 1.2$  となり設計安全率を満足している。

**図-3.5.16**に示す高機能土のうを貯水深  $H_f=3\text{m}$ の低い堤体に用いた場合、**表-3.5.10**に示すように、かろうじて土のうの敷設長さが最大抑止力のすべり線より奥に定着しているため、すべり安全率が設計安全率を満足すると考えられる。しかしながら、施工性、補強領域の安定性を考慮すると、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版」に示される敷設長さの設定における留意点を遵守する必要がある。



**図-3.5.17** 補強盛土の安定計算（敷設長  $L=2.023\text{m}$ ）

(3) 補強盛土の安定計算②（敷設長さの設定における留意点を遵守した場合）

堤体構造は、**図-3.5.16**に示す中詰め材充填部の形状を同一とした高機能土のうを用いた傾斜積み工法とする。また、**図-3.5.16**に示すテール部を延長することで敷設長さの設定における留意点を遵守する。盛土形状は、**図-3.5.15**に示す無補強盛土形状と同一とする。

a. 最大抑止力のすべり線

**式(3.5.7)**より算出した単位幅当たりの必要引張力  $\Sigma T_{rep}=19.475\text{ (kN/m)}$  が最大抑止力のすべり線になる。

b. ジオテキスタイルの敷設間隔

高さ  $0.2\text{m}$  ピッチで高機能土のう〔材料：アグリシート〕を敷設する計画とする。

c. ジオテキスタイルの設計引張強さと材料選定

ジオテキスタイル一枚当たりの必要引張力を算出する。

•  $T_{rep}=19.475/16=1.22\text{ (kN/m)}$

• 敷設枚数  $N=16\text{ (枚)}$

高機能土のうに用いたアグリシートの最大引張強さは  $T_A=14.4\text{ (kN/m)}$  である。

したがって、アグリシートの設計引張強さは必要引張力を確保しており、アグリシートを補強材に選定することができる。

## d. ジオテキスタイルの敷設長

必要引張力が最大となるすべり線で、必要定着長を確保できる敷設長を求める(表-3.5.11)。

表-3.5.11 必要敷設長の計算結果

No	L <sub>s</sub> (m)	引抜き抵抗力					必要定着長 L <sub>e</sub> (m)	必要敷設長 L (m)	敷設長 (m)	判定
		地層	L <sub>ei</sub> (m)	σ <sub>v</sub> (kN/m)	T <sub>Di</sub> (kN/m)	T <sub>D</sub> (kN/m)				
1	0.873	1	0.725	3.60	1.22	1.22	0.725 → 1.000	1.873 → 1.900	2.700	--
2	1.016	1	0.363	7.20	1.22	1.22	0.363 → 1.000	2.016 → 2.100	2.700	--
3	1.147	1	0.242	10.80	1.22	1.22	0.242 → 1.000	2.147 → 2.200	2.700	--
4	1.266	1	0.181	14.40	1.22	1.22	0.181 → 1.000	2.266 → 2.300	2.700	--
5	1.372	1	0.145	18.00	1.22	1.22	0.145 → 1.000	2.372 → 2.400	2.700	--
6	1.464	1	0.121	21.60	1.22	1.22	0.121 → 1.000	2.464 → 2.500	2.700	--
7	1.541	1	0.104	25.20	1.22	1.22	0.104 → 1.000	2.541 → 2.600	2.700	--
8	1.600	1	0.091	28.80	1.22	1.22	0.091 → 1.000	2.600 → 2.600	2.700	--
9	1.640	1	0.086	30.29	1.22	1.22	0.086 → 1.000	2.640 → 2.700	2.700	--
10	1.657	1	0.085	30.59	1.22	1.22	0.085 → 1.000	2.657 → 2.700	2.700	--
11	1.646	1	0.086	30.40	1.22	1.22	0.086 → 1.000	2.646 → 2.700	2.700	--
12	1.600	1	0.088	29.59	1.22	1.22	0.088 → 1.000	2.600 → 2.700	2.700	--
13	1.507	1	0.093	27.97	1.22	1.22	0.093 → 1.000	2.507 → 2.600	2.700	--
14	1.344	1	0.104	25.12	1.22	1.22	0.104 → 1.000	2.344 → 2.400	2.700	--
15	1.049	1	0.130	20.05	1.22	1.22	0.130 → 1.000	2.049 → 2.100	2.700	--

以上の結果から、算出された各段の必要敷設長のうち、最大の敷設長 L=2.7m を全段の敷設長として採用する。

## e. 補強後の安全率

対策後のすべり安全率は、図-3.5.18 に示すとおり F=5.163 > 1.2 となり設計安全率を満足している。

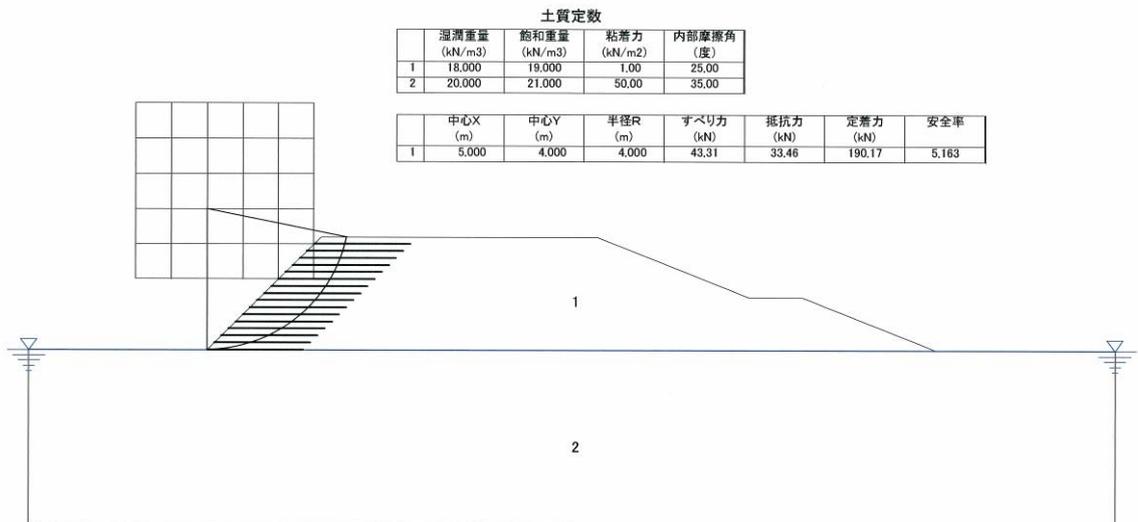


図-3.5.18 補強盛土の安定計算 (敷設長 L=2.700m)

(4) 補強盛土の安定計算③ (図-3.5.16の高機能土のうとジオテキスタイルを併用した場合)

堤体構造は法面の部分安定や、越水に対しても破壊しない堤体構造とするために、図-3.5.16に示す高機能土のうを用い、補強盛土の主補強材としてジオテキスタイル(高機能土のうと同材料)を敷設し、高機能土のうとジオテキスタイル(高機能土のうと同材料)を併用することを検討する。

a. 最大抑止力のすべり線

式(3.5.7)より算出した単位幅当たりの必要引張力  $\Sigma T_{rep}=19.475$  (kN/m) が最大抑止力のすべり線になる。

b. ジオテキスタイルの敷設間隔

高さ0.2mピッチで高機能土のう〔材料：アグリシート〕を敷設し、ジオテキスタイル(高機能土のうと同材料)は最大敷設間隔の目安(表-3.5.9)に留意し高さ1.0mピッチで敷設する計画とする。

c. ジオテキスタイルの設計引張強さと材料選定

ジオテキスタイル一枚当たりの必要引張力を算出する。

- ・  $T_{rep}=19.475/16=1.22$  (kN/m)
- ・ 敷設枚数  $N=16$  (枚) (図-3.5.19 参照)

高機能土のう及び主補強材として用いたアグリシートの最大引張強さは  $T_A=14.4$  (kN/m) である。

したがって、アグリシートの設計引張強さは必要引張力を確保しており、アグリシートを補強材に選定することができる。

d. ジオテキスタイルの敷設長

図-3.5.16に示す高機能土のう〔材料：アグリシート〕の敷設長は  $L=2.023$  m とし、主補強材として用いるジオテキスタイル(高機能土のうと同材料)の敷設長は、表-3.5.11で求めた敷設長  $L=2.7$  m とする。

e. 補強後の安全率

対策後のすべり安全率は、図-3.5.19に示すとおり  $F=3.542 > 1.2$  となり設計安全率を満足している。

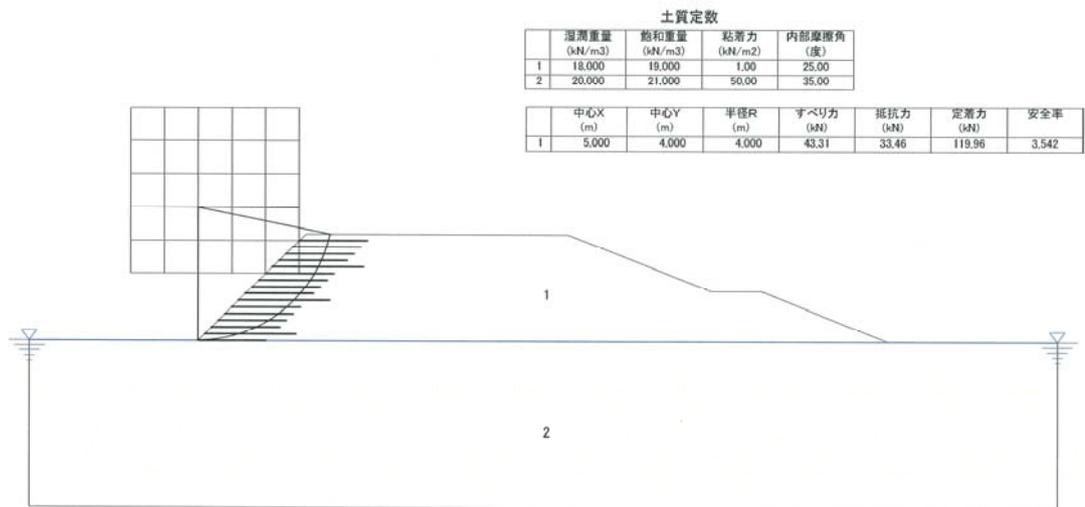


図-3.5.19 補強盛土の安定計算 (高機能土のう敷設長  $L=2.023$  m、主補強材敷設長  $L=2.700$  m)

(5) 堤高別の安定計算結果

高機能土のうを用いた傾斜積み工法による堤体及び高機能土のうとジオテキスタイル（アグリシート又はジオグリッド）を併用した傾斜積み工法による堤体を対象に実施した、貯水深  $H_t=3m, 5m, 7m, 10m, 15m$  の安定計算結果及び敷設長は、表-3.5.12、表-3.5.13に示すとおりである。

表-3.5.12 安定計算結果一覧

入		力		敷設間隔		敷設長 (m)		補強土 勾配	貯水深 (m)	計 算 結 果			
製品名		最大引張強さ (kN/m)	敷設間隔 (m)	常時	地震時	常時 (>1.2)	判定			地震時 (>1.0)	判定		
土のう材	アグリシート	14.4	0.2	2.023		1:1.0	3.0	Fs=3.173	○	Fs=1.324	○		
				5.0	Fs=0.963		×	Fs=0.740	×				
				7.0	Fs=0.820		×	Fs=0.649	×				
				10.0	Fs=0.754		×	Fs=0.617	×				
				15.0	Fs=0.728		×	Fs=0.605	×				
				1:1.5	3.0		Fs=2.810	○	Fs=1.047	○			
					5.0		Fs=1.038	×	Fs=0.763	×			
					7.0		Fs=0.955	×	Fs=0.709	×			
					10.0		Fs=0.911	×	Fs=0.689	×			
					15.0		Fs=0.882	×	Fs=0.684	×			
				2.700	3.100		1:1.0	3.0	Fs=5.163	○	Fs=3.514	○	
								5.0	Fs=3.535	○	Fs=2.488	○	
								7.0	Fs=2.763	○	Fs=2.046	○	
								10.0	Fs=2.182	○	Fs=1.602	○	
								15.0	Fs=1.696	○	Fs=1.270	○	
1:1.5	3.0	Fs=6.152	○			Fs=3.953		○					
	5.0	Fs=3.806	○			Fs=2.719		○					
	7.0	Fs=3.078	○			Fs=2.134		○					
	10.0	Fs=2.472	○			Fs=1.727		○					
	15.0	Fs=1.939	○			Fs=1.384		○					
2.700	3.100	1:1.0	3.0	Fs=2.896	○	Fs=2.205	○						
			5.0	Fs=2.488	○	Fs=1.832	○						
			7.0	Fs=2.266	○	Fs=1.719	○						
			10.0	Fs=1.914	○	Fs=1.421	○						
			15.0	Fs=1.525	○	Fs=1.152	○						

※塗色部は算出された各段の必要敷設長のうち、最大の敷設長を全段の敷設長として採用した値である。

表-3.5.13 安定計算結果一覧【(高機能土のう+ジオテキスタイル)併用】

貯水深 (m)	高機能土のう		敷設間隔		敷設長 (m)		最大引張強さ (kN/m)	敷設間隔 (m)	計 算 結 果												
	製品名	敷設長 (m)	常時	地震時	常時 (>1.2)	判定			地震時 (>1.0)	判定											
3.0	土のう材	アグリシート	2.023	14.4	0.2	土のう材	アグリシート	14.4	1.0	Fs=3.542	○	Fs=1.740	○								
5.0									1.0	Fs=1.469	○	Fs=1.091	○								
7.0									2.0	Fs=1.200	×	Fs=0.900	×								
									0.6	-	-	Fs=1.134	○								
									1.0	Fs=1.214	○	Fs=0.936	×								
10.0									2.0	Fs=0.998	×	Fs=0.759	×								
									0.6	Fs=1.218	○	Fs=0.941	×								
									1.0	Fs=1.047	×	Fs=0.800	×								
15.0									2.0	Fs=0.902	×	Fs=0.682	×								
									0.6	Fs=1.054	×	Fs=0.805	×								
									1.0	Fs=0.924	×	Fs=0.699	×								
3.0									土のう材	アグリシート	2.023	14.4	0.2	ジオグリッド	テンサー-SR55	36.0	1.0	Fs=3.962	○	Fs=2.163	○
																	2.0	Fs=1.431	○	Fs=1.064	○
																	1.0	-	-	Fs=1.423	○
																	2.0	Fs=1.245	○	Fs=0.988	×
	1.0	Fs=1.473	○	Fs=1.165	○																
	2.0	Fs=1.131	×	Fs=0.869	×																
	0.6	-	-	Fs=1.205	○																
	1.0	Fs=1.219	○	Fs=0.942	×																
	2.0	Fs=0.961	×	Fs=0.729	×																
	2.4	Fs=0.929	×	Fs=0.703	×																

表-3.5.12より、実証実験で使用された高機能土のう（大）（テール長2.023m）を用いた補強盛土の安定計算で、すべり安全率が設計安全率を満足する貯水深は $H_f=3\text{m}$ のみである。

これは、安定計算に使用している高機能土のうのテール長さが「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版」に示される敷設長さの設定における留意点を遵守していないことによるものである。 $H_f=3\text{m}$ のすべり安全率が設計安全率を満足しているのは、土のうのテール長さ（敷設長さ）が、かろうじて最大抑止力のすべり線より奥に定着しているためである。

従って、高機能土のうやジオテキスタイルを用いた補強盛土の設計において、設計安全率を満足するすべり安全率とするためには、表-3.5.12に示す塗色部の敷設長を確保しなければならない。即ち、高機能土のうを用いた傾斜積み工法による場合は、堤高に応じたテール長さが確保された土のうを使用する必要がある。現実的には高機能土のうを堤高の高い堤体へ適用するのは難しいため、ジオテキスタイルとの併用等も検討する必要がある。その際、表-3.5.13に示すように、高機能土のうと併用するジオテキスタイルの材質、敷設間隔が大きく安全率に影響を及ぼすため、詳細な検討が必要である。



## 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。

越流許容型ため池（補強盛土）の施工は、設計に用いられた諸条件が満足されるよう細心の注意を払わなければならない。

越流許容型ため池（補強盛土）は、高分子材料であるジオテキスタイル（土のう、ジオグリッド、不織布）の引張抵抗や土と補強材の摩擦力やかみ合わせ及び盛土の圧密促進によって土の強度を高め、盛土全体を安定させる工法である。従って、土のうの作成・設置、締固めは、完成後の盛土の品質を左右する最も重要な工程であり、これらの施工及び施工管理には慎重な配慮が必要である。また、ため池の場合は、外水位の影響を受けて補強盛土内の水位が変化する。従って、残留水圧が発生しないような中詰め材を選定すると共に、吸出し作用を受けて補強盛土が長期的に不安定化しないように適切な対策を講じることが必要である。

軟弱地盤上の施工においては、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

#### 4.2.1 施工手順

越流許容型ため池（土のう堤体）の施工は定められた施工管理・安全管理に従い、図-4.2.1 に示す手順で行うものとする。

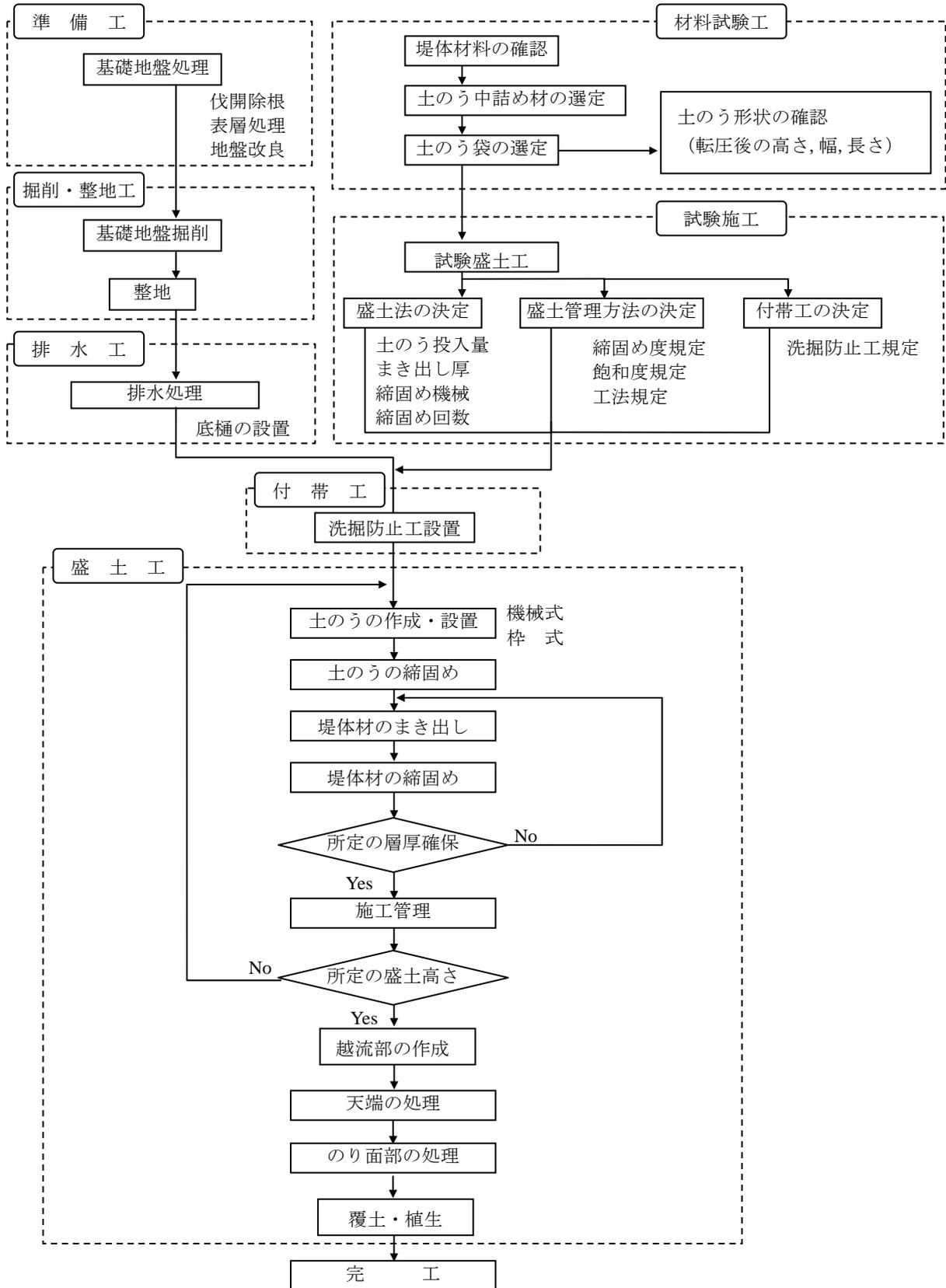


図-4.2.1 施工手順

#### 4.2.2 施工機械

土工には種々の作業があり、よく使用される建設機械を分類すれば表-4.2.1のように示される。各種の作業に適した建設機械を選定するには、以下の点に注意する必要がある。

- ① 盛土材料の土質条件
- ② 運搬距離と勾配
- ③ 工事規模と工期
- ④ 建設機械の組合せ

越流許容型ため池（土のう堤体）においては、一般の盛土同様締固め作業の良否が盛土体の安定に影響を及ぼすため、機械の選定については特に注意が必要であり、次のような理由により、堤体材料の土質条件が重要なポイントとなる。

- ① 堤体材料は、必要な水密性及び強度を有し、かつすべり破壊又は浸透破壊が生じないものとし、設計指針「ため池整備」に準拠した材料を用いる必要がある。
- ② 含水状態により締固めに対する適応性が著しく異なることが多い。
- ③ 機種によって締固め機能が多様である。
- ④ 同じ機種でも重量や起振力など規格・性能により締固め効果が異なる。

具体的な機械選定にあたっては、所定の盛土の品質を確保できるよう、試験施工を実施して、まき出し厚さ、締固め回数、施工含水比などと施工機械の関係を把握し、適切な機械の選定をしておくことが望ましい。

表-4.2.1 作業の種類と建設機械

作業の種類	建設機械の種類
伐開除根	ブルドーザ、レーキドーザ、バックホウ
掘削	ショベル系掘削機（バックホウ、ドラグイン、クラムシエル） トラクターショベル、ブルドーザリッパ、ブレーカ
積込み	ショベル系掘削機（バックホウ、ドラグイン、クラムシエル） トラクターショベル
掘削、運搬	ブルドーザ、スクレープドーザ、スクレーバ
運搬	ブルドーザ、ダンプトラック、ベルトコンベア
敷きならし、整地	ブルドーザ、モーターグレーダ、タイヤドーザ
締固め	タイヤローラ、振動ローラ、ロードローラ、振動コンパクト、 タンパー、ブルドーザ
溝掘り	トレンチャ、バックホウ
のり面仕上げ	バックホウ
削岩	レッグドリル、ドリフタ、ブレーカ、クローラドリル

#### 4.2.3 材料の選定

##### (1) 堤体材料の選定

越流許容型ため池（土のう堤体）に用いる堤体材料は、設計指針「ため池整備」に準拠した材料とする。ゾーン型堤体では、遮水性材料と半透水性又は透水性材料（ランダム材料）のそれぞれに適した盛土材料を選定するものとする。また、事前に転圧試験を実施し、所定密度に達する転圧回数を確認しておく必要がある。

(2) 土の中詰め材の選定

土の中詰め材は、基本的に土のう袋を損傷する恐れのある金属片やガラス等を含まない再生砕石を用いるものとする。また、転圧後の土のう形状（高さ、長さ、勾配）となるように、事前の中詰め材の投入量を確認すると共に、転圧試験を実施し、所定の密度に達する転圧回数を確認しておくものとする。

(3) 土のう袋の選定

ジオテキスタイル製品は、多種多様なものがあり、機能、用途も多岐にわたる。また、ジオテキスタイルの力学的特性が補強盛土の安定性に大きく影響を及ぼす。従って補強土工法に使用する場合に適切なジオテキスタイルを選定するには、ジオテキスタイル各々の特性を充分把握することが重要である。

図-4.2.2に土のう袋の形状（例）を示す。

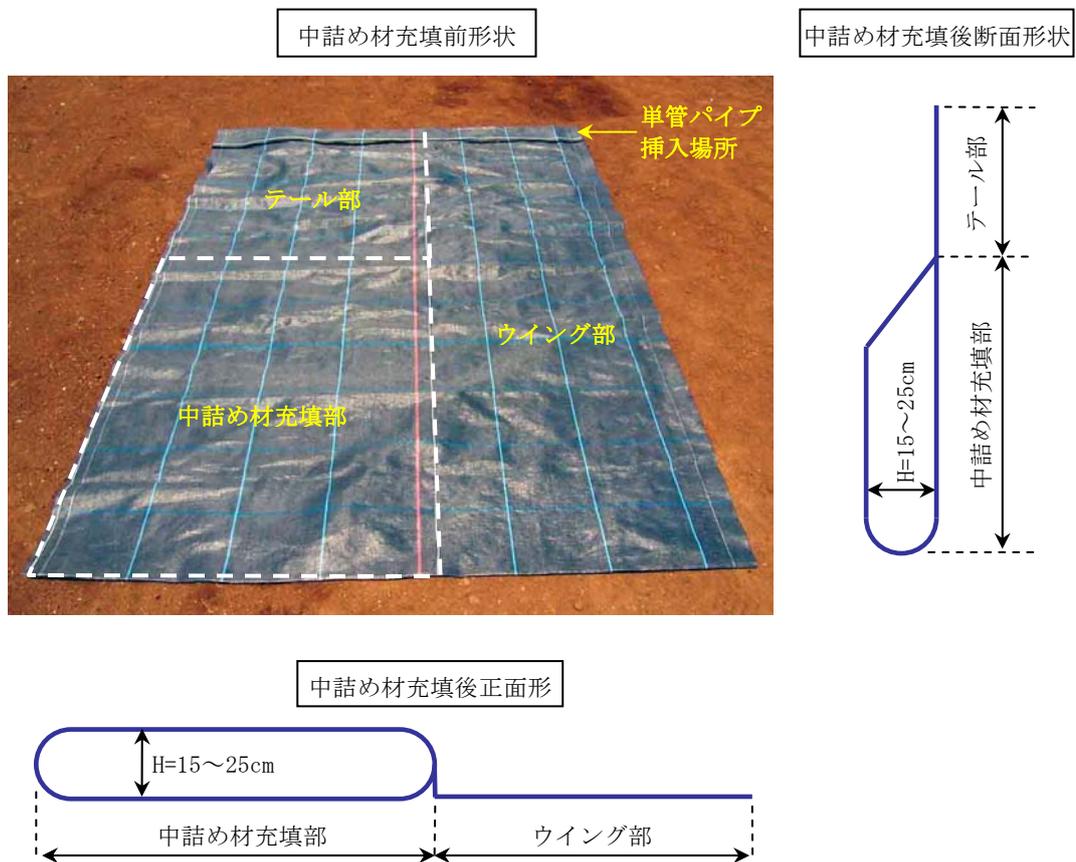


図-4.2.2 土のう袋の形状（例）

#### 4.2.4 施工内容

##### (1) 準備工

準備工は、本工事を行う段取りであって、その適・不適は工事の進捗、出来形に直接影響を与える。従って、十分検討をして工事の内容に最も適応した方法を採用しなければならない。ここでは基礎地盤の処理について述べる。

##### a. 伐開除根・表層処理

伐開除根・表層処理は、盛土が将来的に有害な沈下・変形を生じないように、下記のような場合に行う。

- ① 基礎地盤上の草木や樹木が盛土体の下部に入る場合。
- ② 土取場の草木や切り株が盛土材に混じる恐れがある場合。
- ③ 基礎地盤の表土が腐植土である場合。

##### b. 軟弱地盤の処理

軟弱地盤上の盛土においては、第1層施工時のトラフィカビリティの確保が困難である。このような場合、サンドマットを用いるほか、溝切りを行って基礎地盤の乾燥を図り、施工条件を向上させる方法がある。この溝は、次のいずれかの処理により、盛土後の基礎排水工としても利用することができる。

- ① 溝に砂や碎石を充填し、表面を目詰まり防止のためフィルター材としての不織布で被う。
  - ② 溝にジオテキスタイル関連製品を人工ドレーン材として敷設する。
- また、溝切りを施さずに不織布などを敷き詰めて対応する場合もある。

##### (2) 基礎底面の掘削、整地工

##### a. 掘削

土のう設置位置の基礎地盤は、土のうを傾斜させるために 15～25° の勾配を設ける。基礎底面は、原則として水平に掘削しなければならない。

地山に近接して土のう堤体を施工する場合には、必要に応じて地山を掘削することがある。また、山間部で切土を行って施工する場合には、斜面掘削も大規模になり、掘削斜面のすべり破壊の危険性も起こりうる。このため、掘削にあたっては十分調査し、土のう堤体のすべり破壊の要因とならないようにしなければならない。

##### b. 整地

掘削された基礎底面が岩盤もしくは礫分が多く凸凹がある場合は、良質な盛土材を敷均し、土のうに対して有害な不陸がないように整地しなければならない。不陸を残した状態で土のうを設置すると、土のうを損傷したり、摩擦効果が低下したりする恐れがある。

## (3) 洗掘防止（減衰）工の設置

土のう堤体ののり尻には、近隣の地形・状況に合わせてフトン籠、蛇かご等による洗掘防止（減衰）工を設けるものとする。

## (4) 土のうの作成、設置、締固め

土のうの作成・設置方法は、使用機械により異なる。ここでは、専用の土のう作成機を用いる方法と土のう作成枠を用いる方法について述べる。

## a. 土のう作成機による作成、設置

土のうの作成には、**図-4.2.3**のような専用の土のう作成機を使用することにより、土のうを移動させることなく設置場所で作成することができる。その状況を**図-4.2.4**に示す。なお、中詰め材の投入量は、土のう材の張力を発揮させるために十分な量を投入する。また、投入の目安として土のう材にラインを入れ、個々の土のうが均一となるように事前確認を実施しておく必要がある。

## b. 土のう作成枠による作成、設置

専用の土のう作成機を使用できない場合には、**図-4.2.5**のような土のう作成枠を使用することが出来る。この場合、**図-4.2.6**に示すように土のうを設置場所まで吊上げ移動する必要がある。この際、吊上げることにより土のうが変形するため、設置前にあらかじめ平坦性を確保して設置する。なお、中詰め材の投入量は、土のう材の張力を発揮させるために十分な量を投入する。また、投入の目安として土のう材にラインを入れ、個々の土のうが均一となるように事前確認を実施しておく必要がある。



図-4.2.3 土のう作成機



図-4.2.4 土のう作成機による中詰め材充填状況



図-4.2.5 土のう作成枠による中詰め材充填状況



図-4.2.6 土のうの吊上げ移動

## c. 土のうの設置

中詰め材を充填した土のうは、隣接する土のうのウイング上に載せ、隙間ができないように設置する（図-4.2.7-a）。また、土のうのテールは、引抜き抵抗が十分発揮されるように水平に敷設する（図-4.2.7-b）。

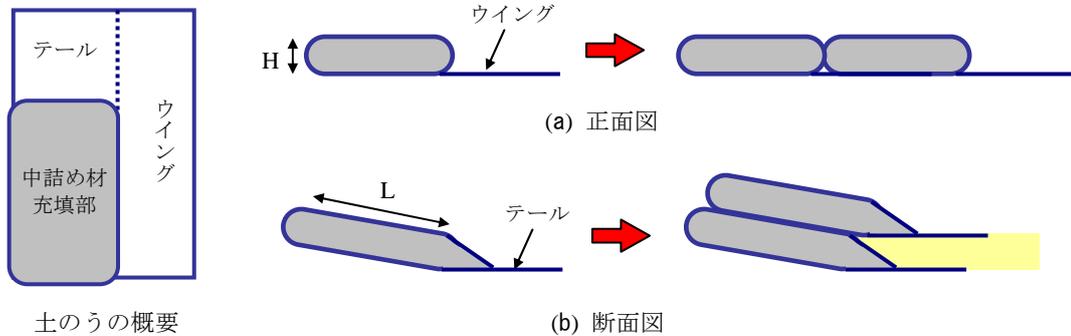


図-4.2.7 土のうの設置概要図

## d. 土のうの締固め

中詰め材を充填した土のうは、所定の形状（例えば、高さ： $H=20\text{cm}$ 、長さ： $L=130\text{cm}$ 、勾配： $\theta=15^\circ$ ）となるように油圧式の土のう転圧機により締固めを行う。その概要を表-4.2.2に、その状況を図-4.2.8および図-4.2.9に示す。

表-4.2.2 土のう転圧機の概要

	最大起振力	66 kN
	最大振動数	50 Hz
	油圧	18.5 MPa
	転圧板寸法	860×610mm
	質量	385kg
	適用油圧ショベル	6.0～9.0ton

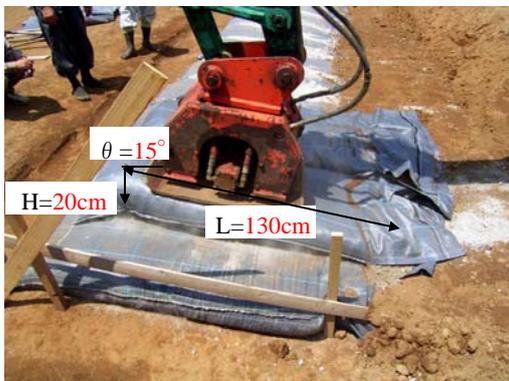


図-4.2.8 転圧状況



図-4.2.9 転圧終了後

## (5) 堤体材料のまき出し、締固め

一般に、土のまき出しから締固めまでの一連の作業は、完成後の盛土の品質を左右する最も重要な工程であり、土のうを用いた堤体においても同様である。土のう堤体の品質を確保するためには、試験施工を実施して施工方法および管理方法を選定し、それらに従って整然とした施工をしなければならない。

## a. まき出し、敷均し

ダンプなどにより搬入された堤体材料は、下流側の敷地もしくは地山に仮置きされ、ブルドーザなどで所定のまき出し厚に敷き均される。

一層のまき出し厚は、土のうの積層間隔を考慮に入れなければならないが、一般盛土と同様仕上り厚 20cm の場合 25~30cm が目安となる。

土のう上で土のまき出しにおいては下記の点に留意しなければならない。

- ① 尖った礫や粒径の大きい岩などは除去し、土のうの損傷や不陸を防止する。
- ② まき出し厚は丁張りなどで管理する。

土のうの設置位置は仕上り厚の整数倍となることが多いため、一層ごとの管理が必要となる。

## b. 締固め

土のう堤体の締固めは、必ず隣接層に幾分重複させ、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および走行速度を確認しなければならない。

土のう設置面に不陸が多いと土のうの設置に不整合が生じたり土のうの引張補強効果に支障を来たしたりすることがあるため、締固めは計画通り平滑に仕上げなければならない。なお、施工時の降雨対策として、締固め機械や土運搬機械などのわだちが残らないように作業終了後はできるだけ滑らかな表面とし、雨水の堤体内への浸入を最小限とするようにする。また、まき出しや敷均しをした後に、締固め作業をせずに放置してはならない。

## c. 土のう間の間詰め

隣接する土のう間には若干の隙間が生じるため、再生砕石により間詰めを行う。その状況を図-4.2.10 および図-4.2.11 に示す。



図-4.2.10 間詰め状況 (1)



図-4.2.11 間詰め状況 (2)

## (6) 天端の処理

土のう堤体の天端は、**図-4.2.12**に示すように盛土材により覆土を行い、その一部に**図-4.2.13**のように土のうによる越流部を設ける部分越流形式、もしくは、天端全面に越流部を設ける全面越流形式を採用する。



図-4.2.12 天端覆土



図-4.2.13 天端越流部

## (7) 法面部の処理

法面部は土のう堤体完成後の長年にわたる表層の風化や侵食によるのり面崩壊を防止するため、入念な締固めや法面工を行う必要がある。

法面保護工は、法面部の土のうを紫外線による劣化および越流による侵食から防止し、長期的な安定を図るため、植生や不織布などにより法面を被覆するものである。

### 4.2.5 施工管理

施工管理には品質管理、出来形管理の他に工程管理や原価管理なども含まれるが、土のう堤体の安定性、耐久性などに最も関係するのは品質管理である。

土工に関わる品質管理は土のうを用いた堤体の場合でも一般盛土と何ら変わるところはないが、土のうを用いた目的やその機能が損なわれず、また、土のうを用いた場合の特別な施工方法や既述の留意点が守られているかをチェックし、施工途中において品質と出来形を適切に管理することが必要である。

#### (1) 堤体材料の管理

土のう堤体の場合も一般盛土と同様、土取場における土質の変化や降雨などによる含水比の変化に対処するため、適宜試験を行って盛土材料を管理する必要がある。また、土質が変化した場合には、締固め方法を再検討しなければならない。さらに、降雨で含水比の高くなった堤体材料をそのまま締固めたり、尖った礫や最大粒径を超える岩塊が堤体材料に混入しないように管理することが必要である。

#### (2) 堤体材料の締固め管理

締固め管理は盛土の品質を確保する上で最も重要な管理であり、同時にまき出し管理も重要である。堤体材料の締固めは下記のような目的で行われる。

- ① 土のせん断強さなどの力学特性を向上させて土のうの引抜き抵抗力を確保する。
- ② 降雨に対する耐久性を確保（水浸による強度低下を小さくする）する。
- ③ 圧縮沈下量を少なくする。

このため、設計に用いた土質定数を満足するように、締固め規定を設定して入念な締固めを行い、土のう堤体としての品質を確保しなければならない。

締固め規定には大別して品質規定方式と工法規定方式の2つがあり、工事の性格、規模、土質条件など現場の状況をよく考慮した上で何れかを選択すればよいが、一般的には前者の品質規定を採用するケースが多く、土の乾燥密度による方法と飽和度または空気間隙率による方法がある。

以下に品質規定の方法と管理値の目安を参考として示すが、実際の適用にあたっては上位基準に従うものとする。

##### a. 土の乾燥密度によって規定する方法

これは、盛土材料を突固めによる「土の締固め試験（日本工業規格 JIS A 1210）」によって求めた最大乾燥密度（ $\rho_{dmax}$ ）と現場において締固めた土の乾燥密度（ $\rho_d$ ）から締固め度を規定する方法であり、土のう堤体盛土では、締固め度 85%～90%が目安となる。

$$\text{締固め度} = \frac{\rho_d}{\rho_{dmax}} \times 100 \quad (1)$$

締固め度の規定による品質管理では、基準密度測定に用いた土と現場で測定した土の種類が同一でないと基準密度に差異が生じる。数種類の異なる土が搬入される場合には特段の注意が必要である。また、突固め試験による曲線図から施工時の含水比の範囲を規定することもある。

b. 飽和度または空気間隙率で規定する方法

これは、自然含水比の高い粘性土やスレーキングしやすい粗粒材料に対して多く用いられる方法であり、空気間隙率 ( $v_a$ )、飽和度 ( $S_r$ ) は、現場の土の密度 ( $\rho_t$ ) および含水比 ( $\omega$ ) を測定して次式によって求める。飽和度によって規定する場合は、 $S_r \geq 85\%$ 、空気間隙率によって規定する場合には、 $v_a \leq 10 \sim 15\%$  の範囲が目安となる。

$$\rho_d = 100 \times \frac{\rho_t}{100 + \omega} \quad (2)$$

$$v_a = 100 - \frac{\rho_d}{\rho_\omega} \left( \frac{100\rho_\omega}{\rho_s} + \omega \right) \quad (3)$$

$$S_r = \frac{\omega}{\frac{\rho_\omega}{\rho_d} - \frac{\rho_\omega}{\rho_s}} \quad (4)$$

ここに、  
 $\rho_d$  : 乾燥密度 (g/cm<sup>3</sup>)  
 $\rho_\omega$  : 水の密度 (g/cm<sup>3</sup>)  
 $\rho_s$  : 土粒子の密度 (g/cm<sup>3</sup>)

何れの方法を用いる場合でも、締固め度測定位置は土のうから 1m 付近を標準とする。また、実施頻度は各機関で構造物の種類や重要性、盛土材料などに応じた管理基準が定められているので参照されたい。

最近の大規模な工事などでは、RI による締固め管理も採用されており、この方法による場合、JH 日本道路公団や(社)地盤工学会の基準を参照するとよい。

(3) 土のう中詰め材の管理

土のうの中詰め材は、土のうを損傷させるような尖った礫や金属片などが混入しないように管理することが必要である。

(4) 土のう締固め管理

中詰め材を充填した土のうは、所定の形状（高さ：H=15～25cm，長さ：L=80～300cm，勾配： $\theta=15 \sim 25^\circ$ ）となるように、土のう転圧機により締固めを行うものとする。

(5) 出来形管理

土のう堤体盛土は、形状・寸法を表示した設計図面に従って施工されるが、出来形が規格値を満足する形状・寸法に施工されているか、あるいは完成しているかどうかを出来形管理基準に基づき確認・記録しなければならない。

#### (6) 土のうの管理

土のうは、搬入・仮置時から設置後の締固め完了までの施工期間中、劣化や損傷がないように管理しなければならない。

紫外線により劣化する土のうは、長期間紫外線にさらされないよう保管場所や施工方法などについて配慮する必要がある。

土のうの設置、締固めにおいては、その設置位置、長さ、厚み、勾配などが計画どおりに行われているかを管理しなければならない。

#### 4.2.6 安全管理

一般に建設工事における災害は、直接関係のない近隣の住民や通行人に被害を与え、あるいは住宅、公共施設などに損害を与える「公衆災害」と、直接建設工事に携わる作業員がその業務に起因して負傷する「労働災害」との2種類に区分することができる。

工事に伴う事故や災害を未然に防ぐために、規則の遵守、整理整頓、点検整備といった注意事項を確実に実行する合理的な安全対策を組織ぐるみで確立する必要がある。安全性確保のため、下記に示す法規などに基づき、事故の防止を図らなければならない。

「労働安全衛生法」

「労働安全衛生規則」

「土木工事安全施工技術指針」

「市街地土木工事公衆災害防止対策要領」

「道路工事現場における標示施設などの設置基準」

「道路工事保安施設設置基準（案）」

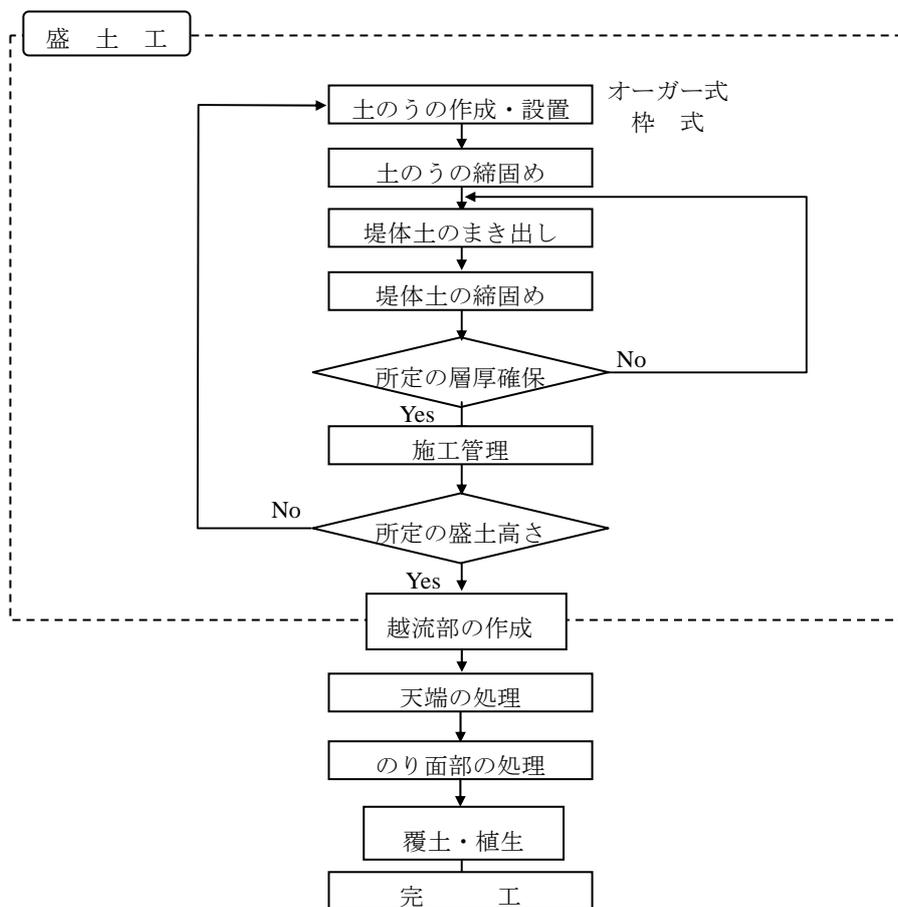
## 第 5 章 歩 掛

### 5.1 適用範囲

本歩掛は、ジオシンセティックスを用いた土嚢を用いた補強ため池堤体に適用する。

### 5.2 施工概要

施工フローは、図-5.2.1を標準とする。



(注) 本歩掛に対応しているのは破線部分のみである。

図-5.2.1 施工フロー

#### 5.2.1 土嚢製作の歩掛

歩掛の適用条件を以下に挙げる。

- ① 土嚢の置き場所や作業スペースが確保されていること。
- ② 土嚢袋は幅65cm、高さ20cm、奥行き85cm程度のものとする。
- ③ 中詰め材はバックホウで運搬可能な位置にストックされている。

(1) 杵組を用いた1日当たりの土嚢製作量

土嚢袋を吊り下げる杵組を用いて土嚢を製作(中詰め)する場合の1日当たりの土嚢の製作量は表-5.2.1を標準とする(施工内容はp.81を参照のこと)。表-5.2.2には1日当たりの編成人員および施工機械を示す。施工条件は以下に示すとおりである。

表-5.2.1 杵組による1日当たりの土嚢製作量

名 称	単 位	数 量
土嚢の中詰め作業	袋	50

表-5.2.2 1日当たりの編成人員および施工機械

項 目	規 格	数 量	備 考
普通作業員		2人	
小型バックホウ	山0.28m <sup>3</sup> (平0.20m <sup>3</sup> )	1日	特殊運転手、機械損料、燃料費を含む

(2) オーガー付きバックホウを用いた土嚢製作量

オーガー付きバックホウを用いた1日当たりの土嚢製作量は、表-5.2.3を標準とする(施工内容はp.81を参照のこと)。表-5.2.4に1日当たりの編成人員および施工機械を示す。なお、オーガーが使用できる中詰め材はレキなどの粒状体である。

表-5.2.3 オーガー付きバックホウによる1日当たりの土嚢製作量

名 称	単 位	数 量
中詰め・予備転圧	袋	100

表-5.2.4 1日当たりの編成人員および施工機械

項 目	規 格	数 量	備 考
世話役		1人	
普通作業員		2人	
特殊運転手		2人	
バックホウ	山0.50m <sup>3</sup> (平0.40m <sup>3</sup> ) オーガー付	1日	保守・管理費含む。特殊運転手、回送費、燃料費含まず。
小型バックホウ	山0.28m <sup>3</sup> (平0.20m <sup>3</sup> ) コンパクト付	1日	保守・管理費含む。特殊運転手、回送費、燃料費含まず。
〃	山0.28m <sup>3</sup> (平0.20m <sup>3</sup> )	1日	特殊運転手、機械損料、燃料費を含む

5.2.2 土嚢の設置、まきだし、敷き均し、締固め工に掛かる歩掛

土嚢の設置、まきだし、敷き均し、締固め1日当たりの施工量は、表-5.2.5を標準とする(施工内容はp.81を参照のこと)。土嚢の1日当たりの施工量を表-5.2.6に示す。表-5.2.7に1日当たりの編成人員および施工機械を示す。土嚢の施工には土嚢の所定位置までの運搬、

吊り下ろし設置、転圧が含まれる。施工条件を以下に示す。

- ① 土嚢のストックヤードからクレーン付き運搬車でバックホウが届く範囲まで運搬する。
- ② 土嚢の設置はクレーン機能付きバックホウで行う。
- ③ 転圧には振動コンパクタを使用する。

表-5.2.5 1日当たりの施工量

名 称	単 位	数 量
土嚢の運搬・設置・転圧作業	袋	103
	m	66.95

※ 土嚢幅0.65mとして計算

表-5.2.6 1日当たりの編成人員および施工機械

項 目	規 格	数 量	備 考
世話役		1人	
普通作業員		2人	
不陸地運搬車	クローラ型(クレーン付) 3.5t積 2t吊	1日	特殊運転手、機械損料、燃料費を含む
バックホウ	山0.80m <sup>3</sup> (平0.60m <sup>3</sup> ) クレーン機能付2.9t吊	1日	特殊運転手、機械損料、燃料費を含む
振動コンパクタ	質量60~100kg	10.61m <sup>3</sup> ※1)	特殊作業員、諸雑費を含む

※ 振動コンパクタによる転圧数量は、1日当たりに設置する土嚢の中詰め材数量を示す。

### 5.2.3 諸雑費

諸雑費は、振動ローラ、ランマ、タンパの運転経費、土嚢の運搬・設置に使用する吊り込み治具、木槌、バール等の費用であり、労務費、機械損料及び運転経費の合計額に表-5.2.7の率を乗じた額を計上する。

表-5.2.7 諸雑费率 (％)

諸雑费率	10	数量
------	----	----