

「撓み性・止水型プレキャストため池底樋管」

MC 底樋システム設計マニュアル

本 編

(改訂版)

2025年4月

養 賢 科 学 技 術 研 究 所

丸 栄 コ ン ク リ ー ト 工 業 株 式 会 社

(引用文献・参考文献)

このマニュアルの作成・編集にあたり引用・参考とした文献は下記によります。

1. 土地改良事業設計指針「ため池整備」(平成27年5月) : 表記「ため池整備」
2. 土地改良事業設計指針「耐震設計」(平成27年5月) : 表記「耐震設計」
3. 土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」
4. 下水道施設の耐震対策指針と開設 2014年版 : 表記「耐震指針」
5. 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
6. 柔構造樋門設計の手引き
7. 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)

目 次

1. 総 則	1.4
2. ため池底樋管の現状と課題	2.5
2.1. ため池底樋の現状	2.5
2.2. 課題	2.6
2.2.1. 撓み構造の必要性	2.6
2.2.2. 止水構造の必要性	2.6
3. MC 底樋システムの設計	3.7
3.1. MC 底樋システム	3.7
3.1.1. 概要	3.7
3.1.2. 適用条件	3.8
3.1.3. MC 底樋管の3大特徴	3.9
3.1.4. 製品規格	3.13
3.1.5. 使用材料及び構造細目	3.20
3.2. 設計の基本的な考え方	3.23
3.2.1. 設計準拠基準	3.23
3.2.2. 耐震設計性能	3.23
3.2.3. 設計フローと設計手順	3.24
3.2.4. 設計耐震レベルの設定	3.26
3.2.5. 地震時の断面検討	3.27
3.3. 底樋断面設計	3.33
3.3.1. 設計必要項目及び設計手順	3.33
3.3.2. 構造検討条件	3.34
3.4. 継目部設計	3.45
3.4.1. 継手部の検討項目	3.45
3.4.2. 設計必要項目	3.46
3.4.3. 継目部設計の流れ	3.46
3.4.4. 継目部設計用諸数値の算定	3.47
3.4.5. 継目部の設計その1（底樋相互の面的変形量の算定）	3.59
3.4.6. 継目部の設計その2（底樋沈下変形に伴う諸数値の算定）	3.62
3.4.7. 継目部の照査項目	3.66
3.5. 底樋底部地盤沈下量と対策工	3.67
3.5.1. 底樋底部の地盤沈下量算定方法	3.67
3.5.2. 基礎処理工	3.74
3.6. 基礎の沈下と継目部性能	3.79
3.6.1. 現場打ち底樋と柔構造底樋の違い	3.79
3.6.2. 基礎部沈下量と継目部機能確認結果	3.80
3.6.3. 止水機能確認チャート結果	3.83
3.7. 基礎の沈下と底樋底面との隙間	3.87
3.7.1. 底樋ブロック両端部相対沈下量による底樋底面空隙照査	3.87
4. 上下流端構造物との接続部に関する留意点	4.89
4.1. 下流柵との接続部に関する留意点	4.89

4.2. 上流土砂吐樹との接続部に関する留意点.....	4.90
5. 施工歩掛.....	5.92
5.1. 適用範囲.....	5.92
5.2. 施工概要.....	5.92
5.3. 機種を選定.....	5.92
5.4. 施工歩掛.....	5.93
6. むすび.....	6.94

第1回 MC 底樋システム設計マニュアル改訂の骨子

今回の設計マニュアルの改訂は、躯体形状として、①MC 底樋の内空断面形状として従来の馬蹄形断面に加えて円形断面の製品を加えた点、②プレキャスト止水壁の下流側壁面勾配について、底樋の縦断勾配が 8%までプレキャスト止水壁で対応が可能となる形状及び構造系に変更した 2 点と、③MC 底樋の柔構造底樋として液状化沈下量を想定した照査項目を追加した 2 手法での照査を行える照査設計システムを構築した点にあります。

ため池底樋の地盤変形に対する柔構造底樋としては以下の考え方を取っています。

- ・柔構造底樋管（鋼管、コンクリート管、合成樹脂管など全てにおいて）における柔構造は地盤の弾性変形を想定した沈下曲線において、位相差 50mm 以内で追従できれば安全と確認できること。（この考え方がため池設計指針、柔構造樋門設計の手引の考え方となっています。）
- ・今回のマニュアル改定では新しくこの考え方の照査を盛り込み、MC 底樋が柔構造であることを確認できるようにしました。
- ・一方、液状化による地盤沈下はランダムに発生して、底樋管の基礎地盤全体が均一の沈下をするものではなく液状化による沈下変形は底樋管の縦断方向で沈下量が異なりませんが、各継ぎ目部の安定性の照査には、最大沈下量の把握が必要となります。
- ・ここで、ため池堤体の最大断面部（弾性変形が最大となる点）で液状化による最大沈下量が発生し、底樋管の上下流で最少の沈下量（液状化により沈下量が発生しない状態）が底樋管の縦断方向継目に対して最も険な状態になると推定されます。
- ・この相対最大沈下量について沈下曲線（二次曲線）を推定し、継ぎ目部の屈曲角、開き量を算定して許容値に対する照査により柔構造としての MC 底樋の安全性を確認することとしました。

以上のように、今回のマニュアル改訂では柔構造底樋管の確認と、ため池堤体設計では導入されている液状化時の検討と同様に底樋設計においても液状化に伴う地盤沈下時の安全性の確認も行えるようにしました。

1章 総則

平成30年7月に発生した集中豪雨は、西日本から北海道まで全国各地に多大な被害をもたらし、農業用ため池でも多くの決壊事故が発生し、人的被害を含む甚大な災害に発展した。地震や豪雨に伴う決壊により下流地域に多大な被害を及ぼす農業用ため池は、全国各地に数多く設置されているが、地方公共団体等のため池管理者からは、財政やマンパワーに限界があり、防災工事等の推進には、より一層の財政支援や技術支援が必要との声が多く寄せられている。このため、防災重点農業用ため池に係る防災工事等を集中的かつ計画的に推進することを目的として、「防災重点農業用ため池に係る防災工事等の推進に関する特別措置法（令和2年10月1日施行）」が制定された。この法律では、農林水産大臣が定める防災工事等の基本指針に基づき、都道府県知事が防災工事等の推進計画を定めることとなっており、この推進計画に位置付けられた防災重点農業用ため池については、国は必要な財政上の措置及び地方債への特別な配慮をすることが規定されている。

本マニュアル「MC底樋システム」は、農業用ため池の防災工事の一環として改修・設置される「底樋管」を対象として、そのプレキャスト化を提案し、設計・施工上の技術的論点を取りまとめたものである。従来の、コンクリート管を鉄筋コンクリートで一体に巻立てる底樋構築と異なり、プレキャスト化して底樋管躯体を細分化施工することにより、堤体荷重や地震時の液状化等に伴う過大な地盤変形に対して柔軟な変形性が保持される。この際、継目部におけるズレを安全に制御し高い水密性を確保するために、本マニュアルでは新たな継ぎ目構造を開発・提案し、各種の性能試験を通じて、従来製品より大幅な改善が見込まれることを確認している。この他、従来工法に比較して工事期間を大幅に短縮でき、仮設排水等の費用が大幅に削減できること、施工に際し専門性の高い技術者を要しないこと、そして何よりも工場内での高い品質管理の下で製作される管躯体を使用することで、底樋管構造全体の安全性や耐久性が確保できること、などがプレキャスト化の顕著な特徴であり、本マニュアルは「底樋管」計画に十分対応可能な最新の技術提案であると考えている。

本マニュアルの作成・編纂に当たり、特定非営利活動法人養賢科学技術研究所と丸栄コンクリート工業株式会社の協働下で「可撓性・止水性プレキャストコンクリート底樋管開発研究委員会」を設置した。委員長に成田国朝・愛知工業大学名誉教授（養賢科学技術研究所理事長）を、副委員長に中村吉男・愛知工業大学土木工学科教授（同副理事長）の就任を依頼し、丸栄コンクリート工業と養賢科学技術研究所の複数の技術職員が幹事委員を務めた。委員会及び幹事会を数回開催し、プレキャスト化に伴う技術的な課題を抽出・整理しながら、躯体の性能実験も併行して行い、幾多の議論を踏まえて合理性の高い躯体構造や施工方法を提案するに至った。なお、本マニュアルで提案した設計・照査手法は、既往の基準を参考に独自に設定したものであるから、実施工や研究開発が今後進展し新たな知見が得られた段階で適宜修正・改訂作業を行いたいと考えている。

2章 ため池底樋管の現状と課題

2.1. ため池底樋の現状

農業用ため池の底樋の多くは旧河床部付近に取水施設の一部として設けられ、これまで多くはコンクリート管を鉄筋コンクリートで巻立てた構造で構築されている。

また、堤体を上下流方向に横断する配置となるため、堤体荷重が底樋断面により変化し、それに伴い地盤の変形による応力集中が予想される事から、約 7m～12m程度で継ぎ目を設け、地盤の沈下変形に追従可能な構造としている。

この底樋躯体には、通水断面の確保、堤体荷重に対する強度確保、地盤のズレ変形と継目部での止水対策、土砂流入防止機能が必要とされ、躯体内通水部の管体設置、これを取り巻く鉄筋構造、更に継目部でのズレ防止対策であるダウエルバーの設置と止水性対策としての止水板の設置が計画されている事から、底樋設置工事は専門性の高い技術が必要となる。しかし、近年経験のある施工技術者の数は減少傾向にあり、各所のため池施工現場では経験豊富な技術者不足が問題となっている。また、底樋の構造的特徴より、ヒューム管を鉄筋コンクリートで巻立てる場合、底盤部と上部の管路部は同時にコンクリート打設を行わず、底盤部と上部台形部でコンクリート打設時期をずらしながら養生期間を確保しつつ施工を進める必要があることから、底樋延長が長いため池の場合は工事期間が長くなり、ため池工事の全体工期を伸ばす原因にもなっている。更に底樋部分は工事期間中の仮排水施設を兼ねていることが多いため、底樋工事期間中の排水は水中ポンプ等を用いた排水対策が必要となる事から、底樋工事期間の長期化は排水費用（仮設費用）の増加にも繋がる課題となっている。

近年、ため池改修工事が全国で進められているが、その多くは地域の建設業者により工事が進められていることが多く、経験を有する土木施工技術者不足が深刻な問題となっており、より合理的な形での底樋の構築技術が求められているところである。

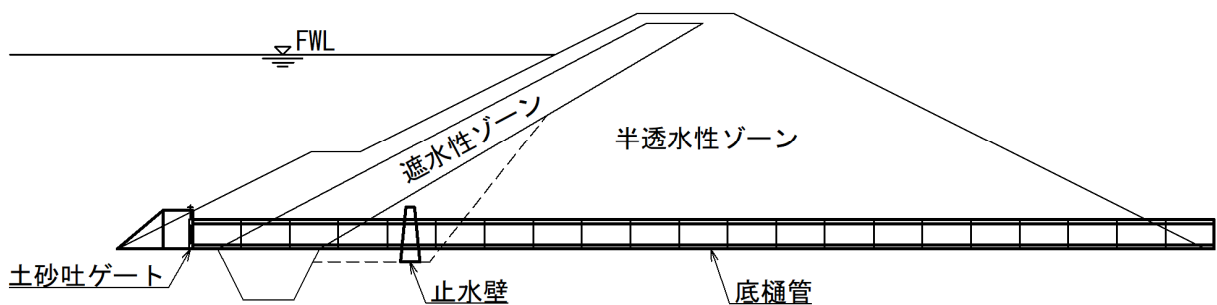


図 2.1-1 従来型ため池底樋管（現場打ちコンクリート）標準図

2.2. 課題

2.2.1. 撓み構造の必要性

底樋は堤体と地盤の中間部に位置しており、盛土荷重、圧密沈下、地震荷重等による地盤変形に対して底樋躯体も地盤と一体となって変形するため、ため池底樋に要求される構造特性の一つとして、堤体荷重による地盤変形や地震時の地盤変形（液状化等による沈下変形）時における柔軟な変形性と継目部の安全なズレの制御が求められる。

底樋継目部において撓み構造を持たない剛構造（1本構造又は長スパン構造物）では、地盤の沈下変形に対して底樋躯体に応力集中によるひび割れ、破損等が発生する。

底樋継目部での大きなズレ変形は、継目部止水構造の破損に伴う漏水の発生と周辺盛土の管路内への土砂流入に繋がり、底樋の重要機能である排水機能の低下に繋がる問題となる。また、継目部でのズレ量が多い場合、周辺堤体土との接触面において隙間の発生も予想され、その隙間が底樋沿いに上下流方向で連続した場合、浸透水の漏水経路に発達する可能性が高く、堤体の水理的破壊に繋がる可能性もある。

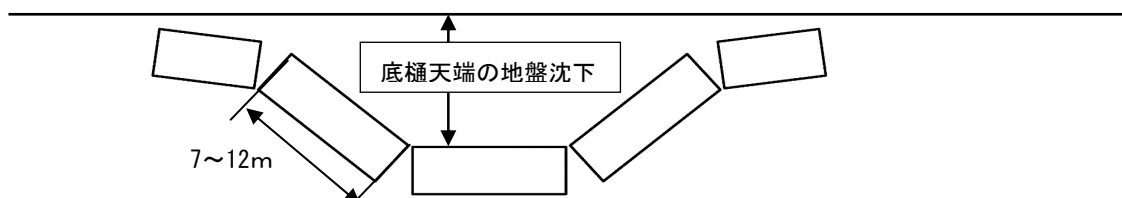


図 2.2-1 従来型底樋における地盤の縦断沈下に対する底樋変形推定図

以上のことから、底樋の継目部については構造的に安全な範囲までの撓み変形を許容しつつ、大きなズレ量に対してはある程度抵抗しうるような構造形態を有している事が求められる。

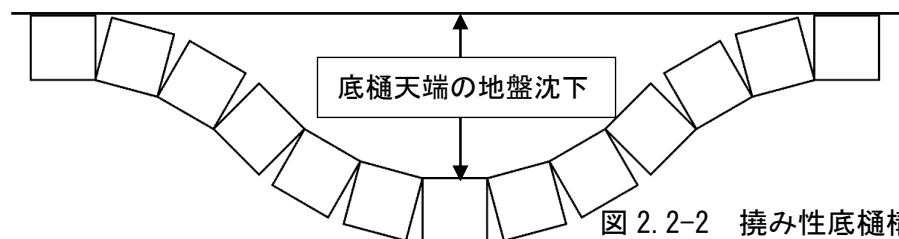


図 2.2-2 撓み性底樋構造変形推定図

2.2.2. 止水構造の必要性

底樋が第1に確保すべき機能は所定の通水能力を維持することである。

取水施設（斜樋・縦樋）より取水された貯水を漏らすことなく下流用水路へ導水すること。緊急放流時に所定量の貯水を下流側へ放流することである。

取水した水については、継目部からの漏水等でロスが発生しないような止水構造を確保する必要がある。また、緊急放流時は、地震直後での使用が予想されるため、地震等によるズレ変形による継目部での止水板破損に伴う底樋周辺土砂の管内への流入は通水の妨げとなり、十分な排水能力が発揮できなくなることが問題点として挙げられる。

このため、継目部のある程度のズレ、開き変形（設定する許容量以内の変形）が発生しても止水性能が確実に確保される止水構造を有している必要がある。

3章 MC底樋システムの設計

3.1. MC底樋システム

3.1.1. 概要

(1) 従来型底樋

ため池の底樋は、従来「土地改良事業計画設計指針 ため池整備 農林水産省発行」に準拠し、ヒューム管を鉄筋コンクリートで巻立てた現場打底樋が多く用いられてきた。(図 3.1.1-1 以下従来型と称す。)また、同様に底樋管の止水壁も現場打ちのコンクリート止水壁が用いられてきた。(図 3.1.1-2)

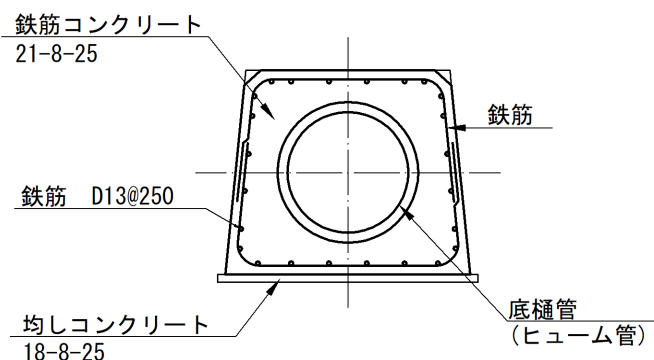


図 3.1.1-1 標準断面図

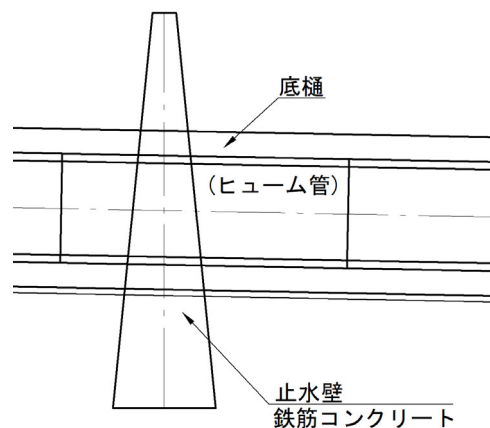


図 3.1.1-2 止水壁縦断面図

従来型の底樋は、ヒューム管長に合わせ1ブロック (7~12m 程度) ごとにヒューム管の継ぎ手を考慮して下流側から順次施工されているが、現場打ち鉄筋コンクリート構造物であることから、施工の煩雑さと共に施工期間が長く、底樋コンクリート工事がため池改修工事の全体工期を伸ばす原因にもなっている。

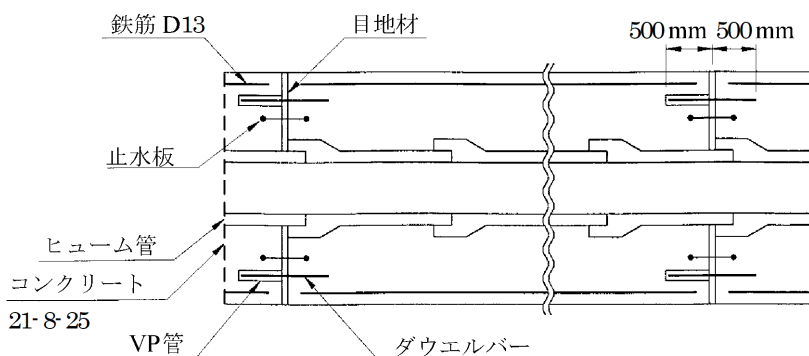


図 3.1.1-3 従来型底樋の継手構造例

(出典)「土地改良事業設計指針「ため池整備」」P-113 より引用

このため、近年のため池改修工事では、施工の容易性ならびに工期短縮が可能となるプレキャスト底樋を採用するため池が多くなってきており、このような現状に鑑み、課題を解決できる「MC 底樋システム（撓み性・止水性プレキャスト底樋）」の開発を進めてきた。

(2) システム概要

MC 底樋システムは、躯体継目部に可とう性止水ジョイントと可とう離脱防止ジョイントを使用することで、地震時の躯体間のズレ及び変形に対する止水性とズレ変形の制御を可能とした柔構造機能を有する底樋の設計から施工までの一連の作業に対するシステムである。

本システムは、設計システムと施工システムに分かれ、設計システムでは、各ため池の地盤条件及び堤体形状に対して、MC 底樋管の設置状況の確認、これは常時及び地震時の荷重条件による躯体応力の安全性照査及び、地震時における地盤の沈下変形に対する底樋躯体同士間の変形程度について、レベル1，レベル2地震時許容変形量に対する照査を行い、必要に応じて基礎地盤変位に対する地盤改良等の支持力増加対策の提案を行うものである。

施工システムは、必要資材の調達から躯体の設置・連結等の施工標準手順を提示して、スムーズな MC 底樋管の施工につなげることを目的としている。

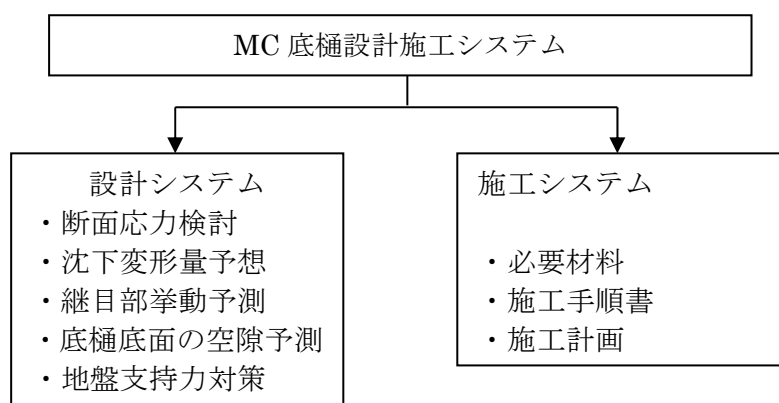


図 3.1.1-4 MC 底樋設計施工システム概要図

3.1.2. 適用条件

MC 底樋管は以下の条件下で適用可能としている。

<適用可能条件>

- ・ 堤高 15m未滿のため池の底樋に適用する構造物
- ・ 継目部の上端部又は下端部の最大開き量は 50mm

3.1.3. MC 底樋管の3大特徴

(1) 柔構造底樋管の設計

MC 底樋システムは柔構造底樋管として設計する。その設計のために、基礎地盤の沈下変形を定量的に把握し、変形に対応する底樋管の挙動が許容値以下となる構造とする。

(2) 柔構造底樋管の設計

MC 底樋システムには2つのタイプを用意し、地区の状況に併せた形状を選択できることとしている。

① 内空馬蹄形断面

同一直径の円形断面に比べて流下断面の拡大と、躯体重量（コンクリート量）の低減を図った構造形状としている。

② 内空円形断面

底樋縦断勾配が緩勾配で取水量が低流量のときは管内流速が低下し、土砂堆積が懸念される場合には内空円形断面を採用できることとしている。

(3) 継目部の構造

継目部には、レベル1・レベル2地震動に対応可能な構造として、継目部のズレ、開き時に対して確実な止水性を確保できる「耐震・止水・可撓性」に優れたゴムジョイント工法（TSKJ 工法）を採用する。また、限界状態においても継目部からの土砂混入を防止するため、ジョイント部でのズレ・開きを制御可能とする可とう離脱防止ジョイント機能を有した底樋管である。

3.1.3.1 柔構造底樋管の設計

(1) 特徴1：柔構造の確認

底樋と基礎地盤との相対変位に関しては「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）P45 をはじめ「ため池整備設計指針」や「柔構造樋門 設計の手引き」に、位相差を50mm以内とすると定められており、これを満足する構造としている。

即時沈下量の位相差50mm以内の照査・確認は、底樋ブロック長1.5mピッチで堤体荷重による即時沈下量を算定し、隣り合う位置での相対沈下量の差を求め、これが50mm以下となっていることを確認する。

(2) 特徴2：可とう性止水ジョイント構造の採用

可とう性止水ジョイント構造として、MC 底樋管では「TSKJ 工法」を採用している。

TSKJ 工法は、H30 年度建設技術審査事業（下水道技術）において、“ボックスカルバート等プレキャストコンクリート製品の耐震及び可とう性ジョイント工法”として認定を受けている工法である。地震等で起こる地盤の沈下・変形に対して発生する躯体同志の不同沈下、浮き上がり等により継目部ではズレおよび開き現象として現れ、これに対して以下

に示す止水ジョイント構造と躯体との接合方法により、止水性を維持するとともに、躯体外部からの土砂の流入についても防止可能な構造となっている。

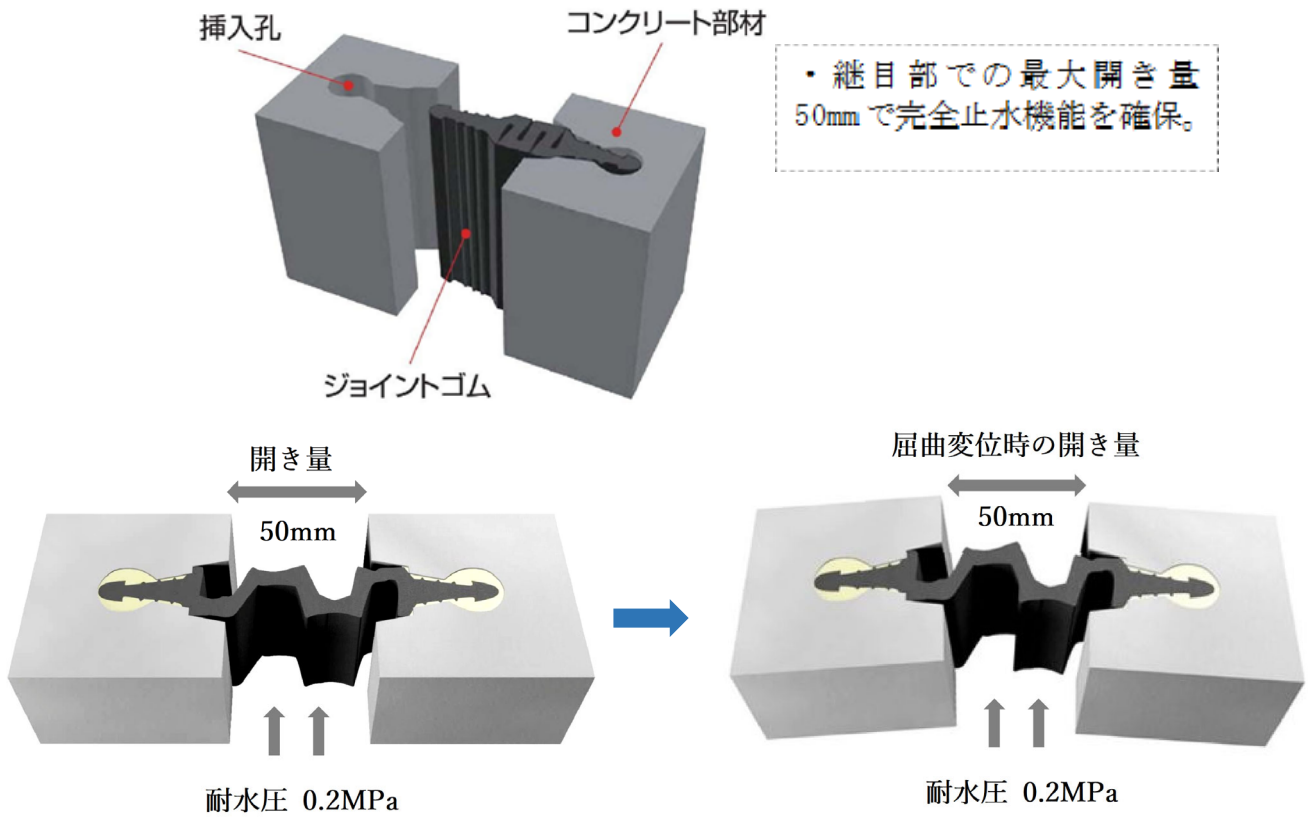
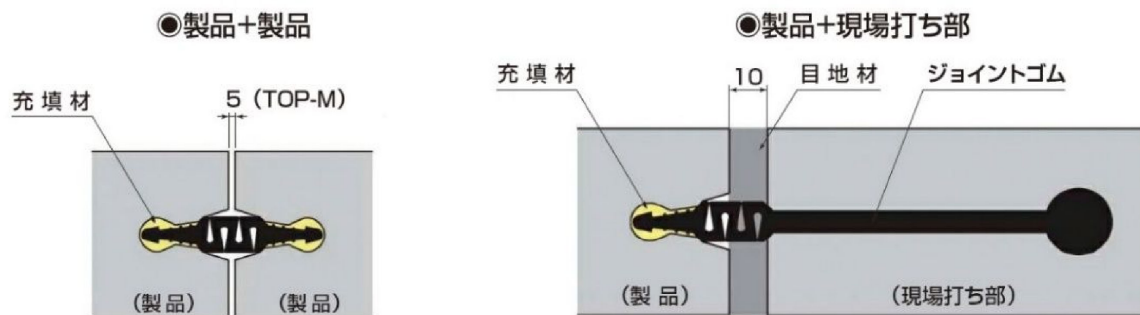


図 3.1.3-1 TSKJ 工法ジョイント図

TSKJ 工法は次の特徴を有している。

- ・フレキシブルで止水性能に優れた経済的なジョイントが構築できる。
- ・コンクリートブロック毎に TSKJ を配置して、地盤の流動化並びに地盤の不同沈下等に対して接続部が変位に追随する。
- ・現場打ちコンクリートとの接続部も片側止水板対応のジョイントゴムにより止水性能を確保できる。



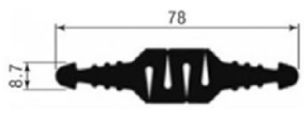
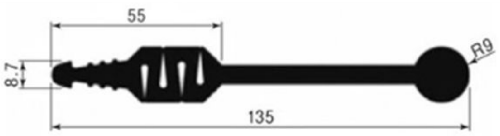
用途	名称	最大拔出し量	形状	止水性
製 品 同 士 の 接 続 用	TOP-M50 (建設技術審査証明 取得)	50mm		0.2MPa
現 場 打 ち と の 接 続 用	TOP-M50 片側止水板対応	50mm		0.2MPa

図 3.1.3-2 TSKJ 図

また、TSKJ 工法はコンクリート躯体部分と接触する面積がリング型止水ゴムに比べて広いため、より確実な止水性が確保されている。

(3) 特徴3：撓み性可とう離脱防止ジョイントの導入

撓み性可とう離脱防止ジョイントは MC 底樋管の縦断方向連結面（ジョイント面）に左右1箇所ずつ設置する。

撓み性可とう離脱防止ジョイントは各種荷重により発生する継目部での開口幅、ねじれ及びせん断変形を所定変位量以内に制御し、その機能により地盤変形で生じる管路連結部への負荷を吸収して、管路（止水性）機能の維持・安全を確保する。

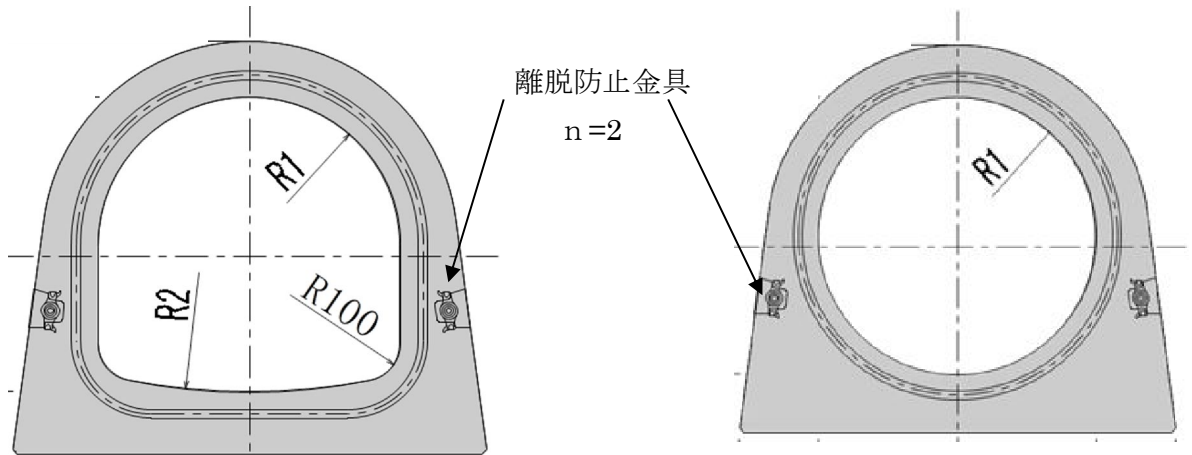


図 3.1.3-3 撓み性可とう離脱防止ジョイント配置図

可とう離脱防止ジョイント

・継目部の連続性を維持しつつジョイント部で最大 22mm の開き量で制御。

離脱防止ジョイント概要図 (B) 800 × (H) 800 の場合

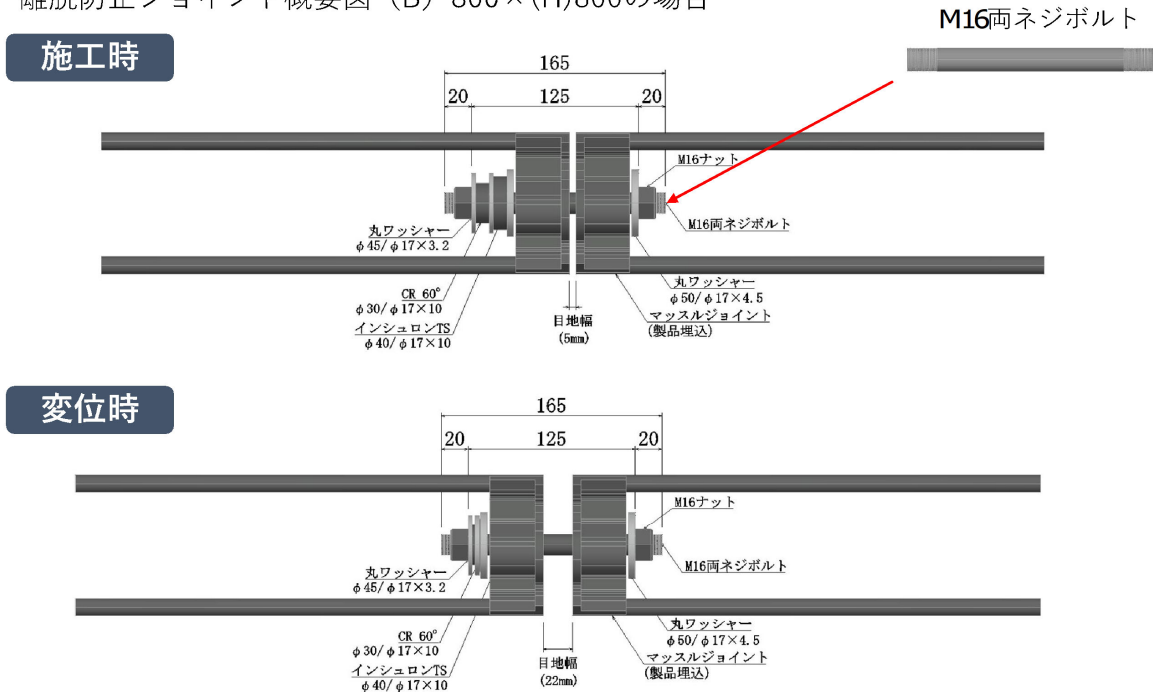


図 3.1.3-4 撓み性可とう離脱防止ジョイント詳細図

2ヶ所の離脱防止ジョイント M16 連結ボルトにより L2 地震時に想定されるせん断ズレ変形時でも十分な抵抗力を有し、ズレ及びねじれによる継目部の破壊は回避される。

3.1.4. 製品規格

(1) 製品タイプ

MC 底樋管は、内空断面形状が「馬蹄形断面」と「円形断面」の 2 種類の内空形状を用意し、両内空形状で、標準タイプと止水壁構造タイプを、馬蹄形断面についてはトランジションタイプも用意している。

すべてのタイプの継目部には TSKJ 工法止水板及び撓み性可とう離脱防止ジョイントを設けることで柔構造タイプとなっている。

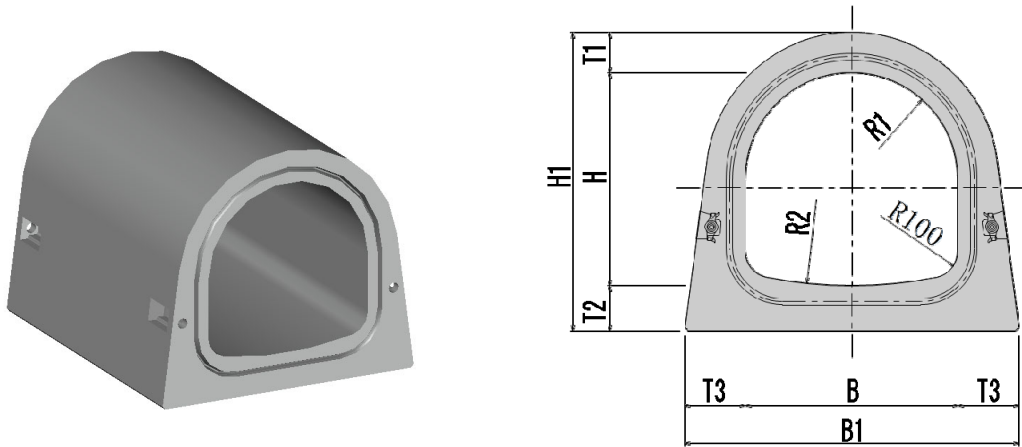
各タイプの使用場所および特徴は以下に示すとおりである。

表 3.1.4-1 製品タイプ一覧表

タイプ	適応場所と機能、特徴	可とう性 TSKJ 工法	撓み性可とう 離脱防止ジョ イント
標準タイプ (柔構造タイプ)	レベル 1, レベル 2 地震時に対応し、継ぎ目部のズレ、開きに対して止水性が確保される。	○	○
止水壁タイプ (柔構造タイプ)	止水壁部分に用いるもので、底樋部とプレキャスト止水壁部より構成されている。	○	○
トランジションタイプ (柔構造タイプ)	内空断面を円形から 2r 馬蹄形に変化させる区間のプレキャスト底樋 (長さは標準タイプの 1/3)。	○	○

各タイプ形状図と寸法諸元を次頁以降に示す。

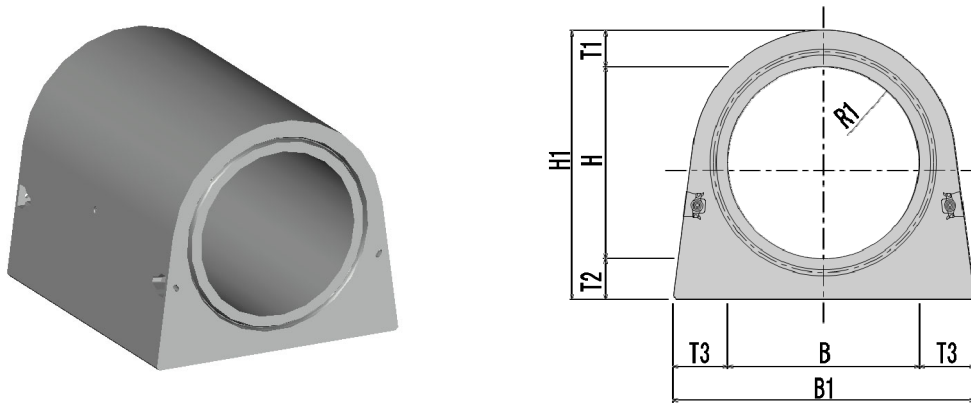
<内空馬蹄形・標準タイプ・柔構造タイプ>



サイズ		寸法仕様 (mm)								参考質量 (kg)
内幅B	内高H	T1	T2	T3	R1	R2	B1	H1	L	
800	800	150	170	230	400	1,600	1,260	1,120	1,500	2,190
1,000	1,000	150	220	230	500	2,000	1,460	1,370	1,500	2,910

図 3.1.4-1 内空馬蹄形・標準タイプ図・寸法

<内空円形・標準タイプ・柔構造タイプ>



サイズ		寸法仕様 (mm)								参考質量 (kg)
内幅B	内高H	T1	T2	T3	R1	R2	B1	H1	L	
φ 600		150	150	210	300	-	1,020	900	1,500	1,720
φ 800		150	170	230	400	-	1,260	1,120	1,500	2,380
φ 1,000		150	220	230	500	-	1,460	1,370	1,500	3,210

図 3.1.4-2 内空円形・標準タイプ図・寸法

(2) 断面形状

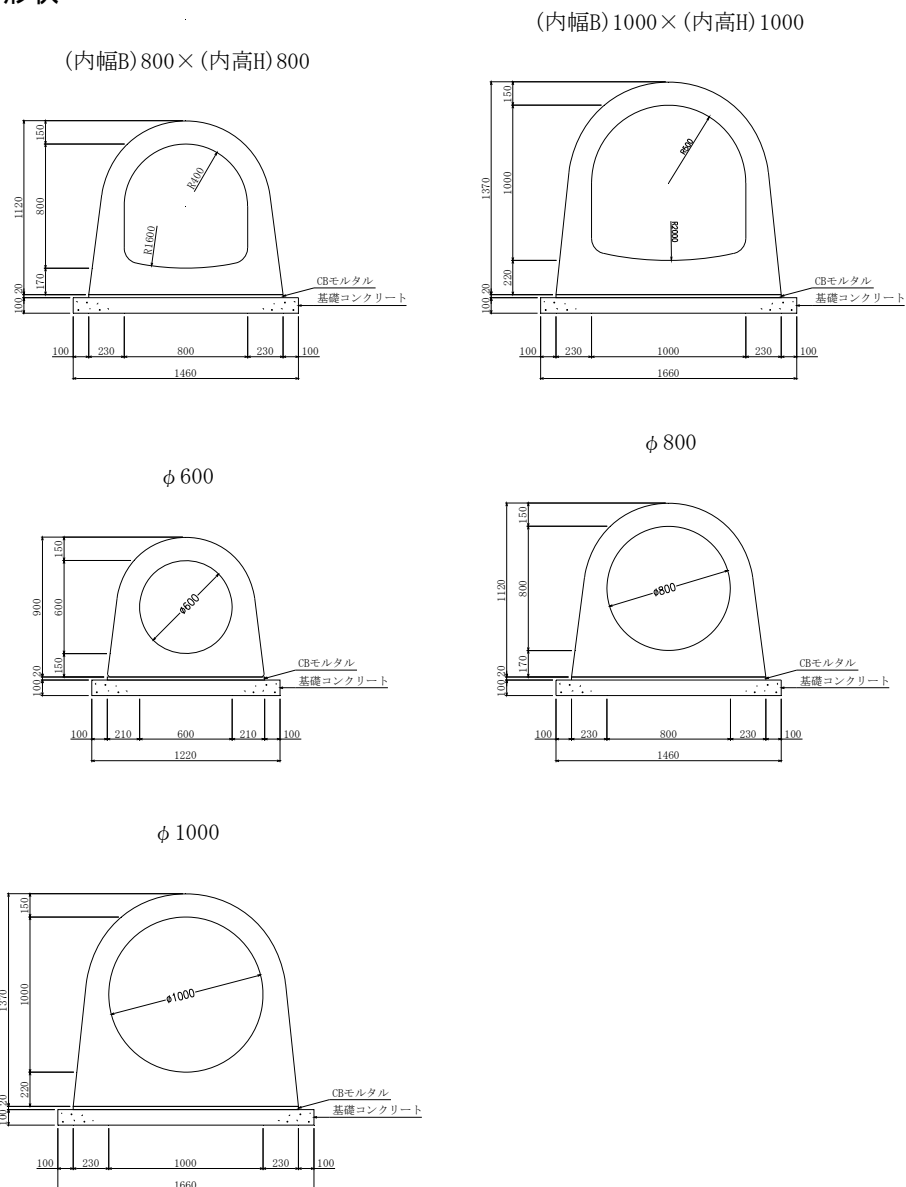


図 3.1.4-3 断面寸法図

(3) 寸法の許容誤差

MC 底樋管の寸法の許容誤差は以下のとおりである。

製品内幅	内空幅及び内空高の許容誤差 (mm)	厚さの許容誤差 (mm)	有効長さの許容誤差 (mm)
600	±6	-2,+4	-5,+10
800	±6	-2,+4	-5,+10
1,000	±6	-2,+4	-5,+10

(アーチカルバート基準に準拠)

＜止水壁タイプの設計（内空：馬蹄形・円形 共通）＞

① 止水壁構造

止水壁タイプは、底樋周りの止水壁部分についてもプレキャストコンクリートによる板状ブロックを組み立てる形で中部材と一体構造として形成するものである。各ブロックは接合面に防水シーラ材を貼り付けた後、ボルトにより固定して継目部からの浸透水を防止する構造となっている。

② 止水壁の壁面勾配

MC 底樋止水壁の壁面勾配については、底樋の縦断勾配が 5%以下までは止水壁下流面勾配が設置状態において鉛直に対して 1 : 0.1 以上の勾配を確保すべく、下流側壁面勾配をあらかじめ 1 : 0.15 で製作している。これにより底樋縦断勾配が 5%以下までは標準型のプレキャスト止水壁が利用可能となる。

また、縦断勾配が 5%以上、8%以下までのケースについては、「勾配調整パネル」を準備しており、勾配調整パネルを止水壁下流面側へ追加接合することで止水壁面の勾配を鉛直に対し 0.1 勾配を確保可能としている。底樋縦断勾配が 8%以上の計画については現場打ち止水壁との組み合わせとなる。

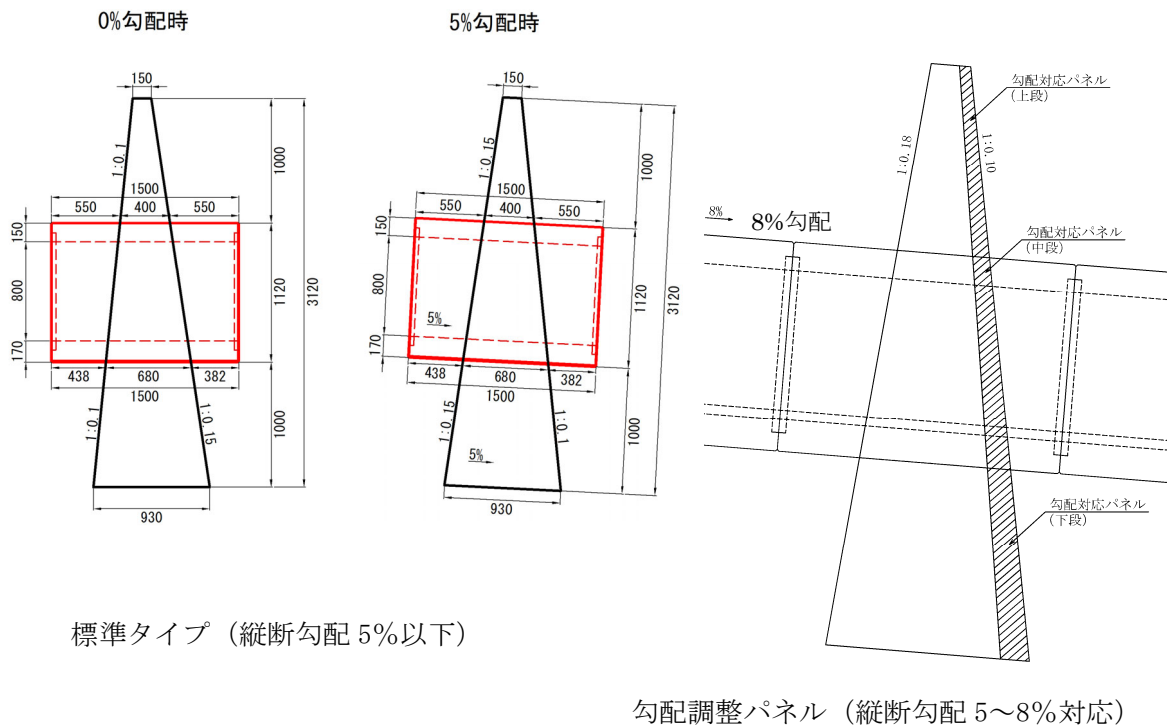
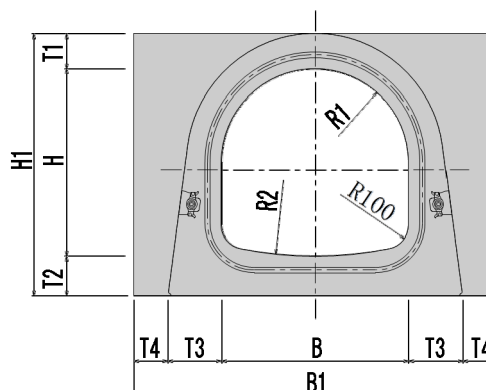
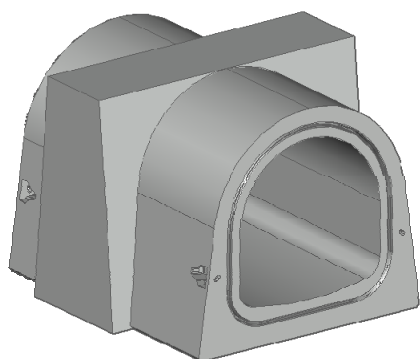


図 3.1.4-4 止水壁下流面勾配図

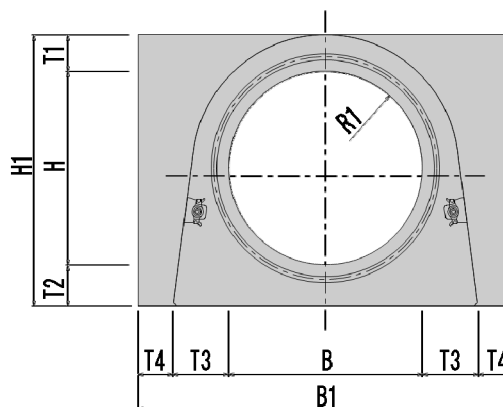
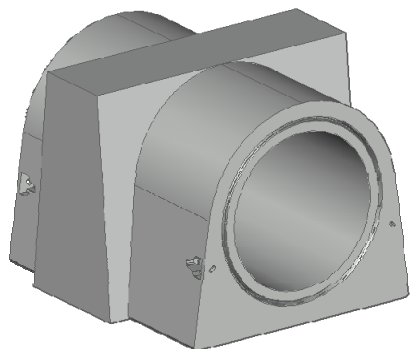
<内空馬蹄形・止水壁タイプ>



サイズ		寸法仕様 (mm)									参考質量 (kg)
内幅B	内高H	T1	T2	T3	T4	R1	R2	B1	H1	L	
800	800	150	170	230	100	400	1,600	1,460	1,120	1,500	2,780
1,000	1,000	150	220	230	100	500	2,000	1,660	1,370	1,500	3,690

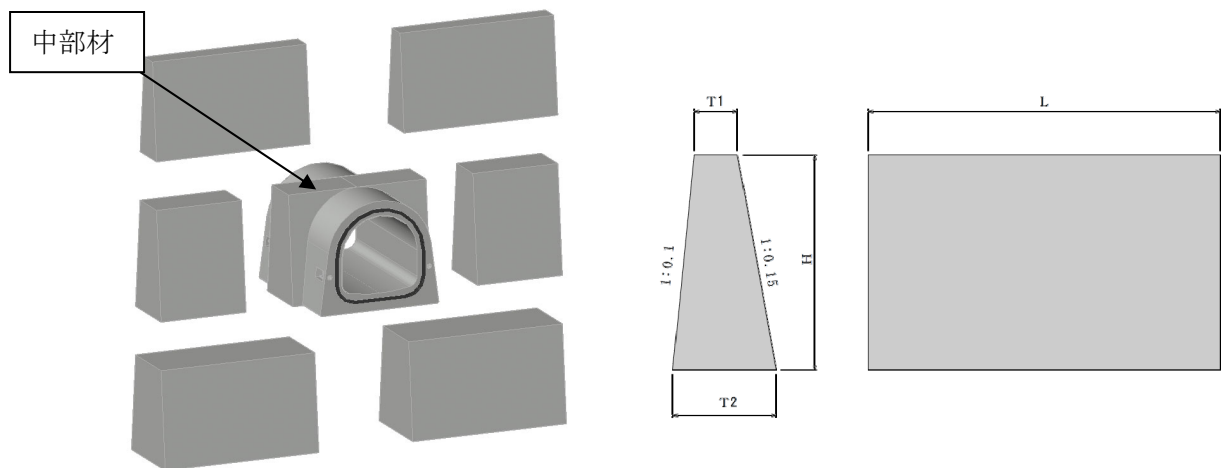
図 3.1.4-5 内空馬蹄形止水壁タイプ図・寸法

<内空円形・止水壁タイプ>



サイズ		寸法仕様 (mm)									参考質量 (kg)
内幅B	内高H	T1	T2	T3	T4	R1	R2	B1	H1	L	
φ 600		150	150	210	100	300	-	1,220	900	1,500	2,130
φ 800		150	170	230	100	400	-	1,460	1,120	1,500	2,950
φ 1,000		150	220	230	100	500	-	1,660	1,370	1,500	3,960

図 3.1.4-6 内空円形止水壁タイプ図・寸法



サイズ		寸法仕様 (mm)				参考質量 (kg)
		H	T1	T2	L	
600	上段	1,000	150	400	1,510	1,020
	中段	900	400	625	900	1,020
	下段	1,000	625	875	1,510	2,770
800	上段	1,000	150	400	1,630	1,100
	中段	1,120	400	680	900	1,330
	下段	1,000	680	930	1,630	3,210
1000	上段	1,000	150	400	1,730	1,170
	中段	1,370	400	743	900	1,730
	下段	1,000	743	993	1,730	3,690

注：内空馬蹄形、内空円形とも止水壁は同一寸法

図 3.1.4-7 止水壁ブロック図・寸法

各ブロックの接続面には防水シール材を挟みボルト結合で組み立てて一体構造物とする。

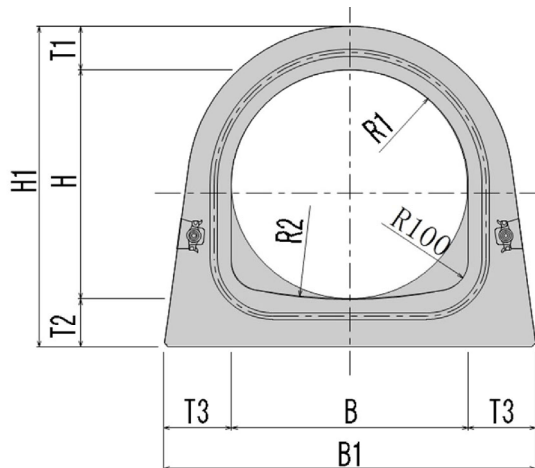
<トランジションタイプ：内空：円形 →馬蹄形>

トランジションタイプは、上流側土砂吐きボックスとプレキャスト底樋を繋ぐ部分で、土砂吐きボックス構造がボックスタイプの場合は、直接標準タイプでの接続が可能となるが、土砂吐きゲート、斜樋管と底樋管を異形管（鋼管）で接続する場合、鋼管の形状は円形であるため、この円形と内空馬蹄形タイプとを繋ぐトランジション区間として、トランジションタイプを準備している。

トランジションタイプの長さは、標準タイプ（L=1.5m）の1/3（0.5m）としている。

鋼管差し込み式

鋼管当て込み式



トランジションタイプ（台形）

サイズ		接続方法	寸法仕様 (mm)									参考質量 (kg)
内幅B	内高H		T1	T2	T3	R1	R2	B1	B2	H1	L	
800	800	当て込み	150	170	230	400	1,600	1,260	964	1,120	500	880
		差し込み	150	170	230	400	1,600	1,260	964	1,120	600	1,030
1,000	1,000	当て込み	150	220	230	500	2,000	1,460	-	1,370	500	1,190
		差し込み	150	220	230	500	2,000	1,460	-	1,370	600	1,410

図 3.1.4-8 トランジションタイプ図・寸法

3.1.5. 使用材料及び構造細目

(1) コンクリート強度

コンクリート躯体に関するコンクリート強度を表 3.1.5-1 に示す。

表 3.1.5-1 コンクリートの基準強度と許容応力度一覧表 単位(N/mm²)

項 目			L1 用躯体		L2 用躯体	
			常時	地震時	常時	
設計基準強度		σ_{ck}	40.0		50.0 [*]	
ヤング係数		E_c	3.10×10 ⁴			
許容曲げ圧縮応力度	一般部		σ_{ca}	14.00	21.00	16.0
	隅角部	ハンチ有	σ_{ca}	14.00	21.00	16.0
		ハンチ無	σ_{ca}	10.50	15.75	12.0
許容せん断応力度		τ_{a1}	0.270	0.410	0.270	
		τ_{a2}	2.40	3.60	2.40	
許容付着応力度		τ_{oa}	2.00	3.00	2.00	

※：現場により設計基準強度は 40N/mm² 又は 50N/mm² とする。

(2) 使用鉄筋強度

使用する鉄筋は「JIS G 3112 (鉄筋コンクリート用鋼棒)」に規定される SD295 を用いる。

表 3.1.5-2 に使用鉄筋の強度を示す。

表 3.1.5-2 鉄筋の許容応力度及び降伏強度 単位(N/mm²)

項 目		L1 用躯体		L2 用躯体	
		常時	L1 地震時	常時	L2 地震時
材 質		SD295			
許容引張応力度	σ_{sa}	157.0	264.0	157.0	—
許容圧縮応力度	σ_{sa}	176.0	264.0	176.0	—
降伏強度	σ_{sy}	—	—	—	295.0

土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」に一部加筆

(3) 安全係数

安全係数を表 3.1.5-3 に示す。

表 3.1.5-3 安全係数一覧表

材料係数	コンクリート	γ_c	1.00	
	鉄筋	γ_s	1.00	
部材係数	曲げ耐力		γ_b	1.00
	せん断耐力	コンクリート	γ_b	1.00
		鉄筋	γ_b	1.00
荷重係数		f	1.00	
構造物解析係数		γ_a	1.00	
構造物係数		γ_i	1.00	

(4) 鉄筋のかぶり

鉄筋の芯かぶりを表 3.1.5-4 に示す。

表 3.1.5-4 鉄筋の芯かぶり一覧表

部 位		かぶり (cm)	部 位		かぶり (cm)
アーチ	外側	3.5	左脚部	外側	3.5
	内側	3.5		内側	3.5
底版	外側	3.5	右脚部	外側	3.5
	内側	3.5		内側	3.5

(5) 荷重条件

断面応力検討に用いる荷重条件は以下の項目がある。

1. 躯体自重
2. 上載荷重 (盛土荷重 (鉛直土圧))
3. 側面土圧 (水平土圧)
4. 水圧 (鉛直、側面)
5. 地盤反力
6. 活荷重 (天端道路利用の場合は活荷重を考慮)
7. 地震荷重

地震荷重には以下の荷重を載荷する

- ・ 地盤変位荷重 (地震時土圧)
- ・ 周面せん断力
- ・ 躯体慣性力

(6) 継目部許容値

継目部の屈曲角及び開き量に関するレベル1及びレベル2地震条件での許容値を表3.1.5-5に示す。また、底樋底面部の地盤沈下量との許容値も併せて示す。

表 3.1.5-5 継目部変形・躯体底面に関する許容値（照査基準値）

項目		レベル1	レベル2	備考	
継ぎ目	許容水圧	0.2MPa (開き量 50mm)	0.2MPa (開き量 50mm)	外水圧、内水圧	
	標準部	許容屈曲角	1.3°	2.5°	離脱防止ジョイント部 で 22mm (L1 条件)
		許容開き量	25mm	50mm	
	接続部	許容屈曲角	2.5°	2.5°	離脱防止ジョイント部 で 22mm (L1 条件)
		許容開き量	50mm	50mm	
ズレ、ねじれによる 拔出し量		22mm	37mm	離脱防止ジョイント部 で 22mm (L1 条件)	
躯体	ひび割れ保障 モーメント	許容応力度法	/	—	
	破壊保障モーメント			終局限界状態で照査 まげ耐力・せん断耐 力	—
底面空隙量	地盤沈下量との隙間	50mm	50mm	躯体両端部の相対沈下 量差を 50mm 以下	

許容水圧 : TSKJ 工法ジョイントにより軸方向開き量 50mm で実施した水密テスト結果(L1)
TSKJ 工法ジョイントにより軸方向開き量 50mm で実施した水密テスト結果(L2)

許容開き量 : L1 条件は可とう離脱防止ジョイント部での開き可能幅 22mm より算定

L1 条件の標準部は開き量は最大 25mm まで開くことが可能である。

L1 条件の標準部屈曲角は開き量 25mm の時の屈曲角 1.3° を設定。

L1 条件の接続部開き量は最大 50mm まで開く事が可能である。

L1 条件の接続部屈曲角は開き量 50mm の時の屈曲角 2.5° を設定。

L2 条件の標準部の開き量は躯体下側の止水効果が確認されている最大開き
量（水密試験結果より）である 50mm を設定。

L2 条件の標準部屈曲角は開き量 50mm の時の屈曲角 2.5° を設定。

L2 条件の接続部開き量は止水効果が確認されている最大開き量の 50mm を採
用。（確実な止水性の確保より L1 条件と同一値を採用）

L2 条件の接続部屈曲角は上面の開き量 50mm の時の屈曲角 2.5° を設定。

拔出し量 : L1 のズレ、ねじれによる拔出し量は継目部最大開き量の 22mm を設定。

L2 のズレ、ねじれによる拔出し量は下面開き量 50mm となった場合のジョイ
ント部での開き量を算定した結果として 37mm を設定。

底面空隙量 : 「設計技術資料 柔構造底樋によるため池の改修」より柔構造底樋の条件とし
て、地盤沈下量と底樋底面の空隙量は 50mm 以下とすることより 50mm を設定。

3.2. 設計の基本的な考え方

3.2.1. 設計準拠基準

設計準拠基準は以下の3項目についての準拠基準を設定している。

(1) ため池底樋全体設計計画

ため池底樋の全体設計計画は「土地改良事業設計指針「ため池整備」」に準拠して配置計画等を検討する。

(2) プレキャスト底樋断面方向設計

MC底樋の断面方向設計検討は常時と地震時において、主として以下の基準に準拠する。

常時：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」(H26)

地震時：共同溝設計指針、駐車場設計・施工指針、
下水道施設の耐震対策指針と解説 2014年版

(3) プレキャスト底樋縦断方向設計

MC底樋管の縦断方向・継目部設計検討について、ため池の底樋は、上部盛土と下部の土砂地盤に挟まれた構造であり、「中間的地中構造物」に分類されることから、「応答変位法」を基本に「下水道施設の耐震対策指針と解説 2014年版」(以降「耐震指針」と呼ぶ)に準拠して躯体構造設計及び耐震性能検討を行う。また、MC底樋管の形状は、管きょ構造より矩形きょ構造に近いことから、「矩形きょ」として継目部の照査検討を行う。

3.2.2. 耐震設計性能

ため池の底樋に求められる耐震要求性能はレベル1地震時とレベル2地震時では異なり、各地震レベルにおいて以下のように考える。

表 3.2.2-1 地震レベルと耐震性能一覧表

耐震レベル	ため池底樋の要求性能
レベル1 耐震性能	<ul style="list-style-type: none">設計流下能力を維持できること。継目部は許容値以内のズレ、及び開きとする。底樋底面部の地盤沈下量との差は50mm以下とする。底樋勾配を維持すること。(基礎の沈下変形の抑制対策)部材の許容応力度法での許容耐力を照査基準値とする。コンクリート管材はひびわれ保障モーメントで応力照査を行う。
レベル2 耐震性能	<ul style="list-style-type: none">コンクリート部材は終局状態での照査とする。管路の流下が維持できること。管内に土砂流入を起こさないこと。継目部は限界値以内のズレ、及び開きとする。底樋底面部の地盤沈下量との差は50mm以下とする。地震時に断面崩壊をしない(破壊保障モーメント)照査耐力を有する。

3.2.3. 設計フローと設計手順

(1) 設計フロー

プレキャスト底樋の設計は以下のフローを進める。

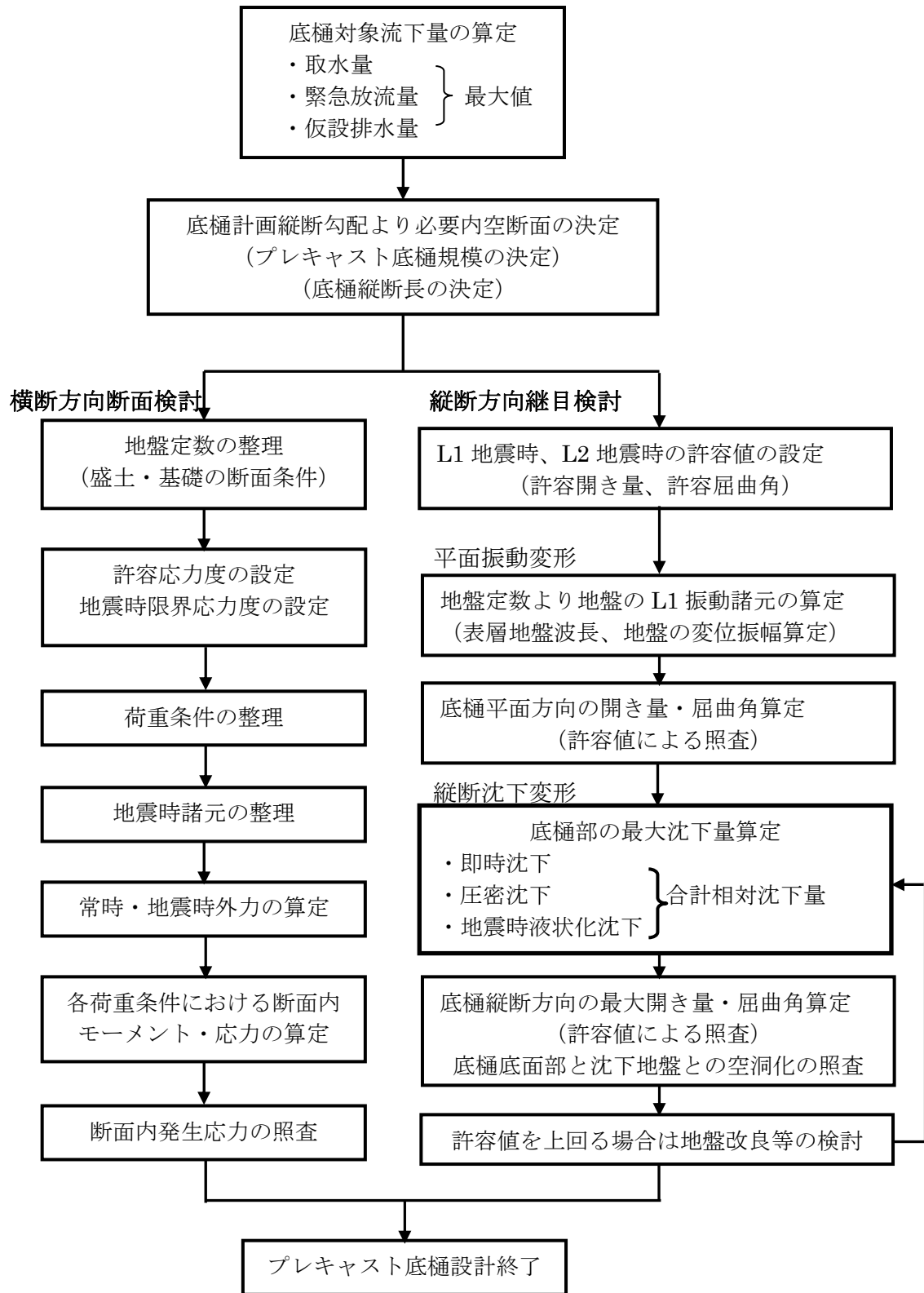


図 3.2.3-1 プレキャスト底樋の設計フロー図

(2) 設計手順

1) 躯体規模の検討

MC底樋管規模の選定は、設計流量と水理諸元等より管径及び管路勾配を決定する。また、全底樋延長及びMC底樋管でのスパン割計画を行う。

2) 常時の断面検討

① 構造計算断面検討位置

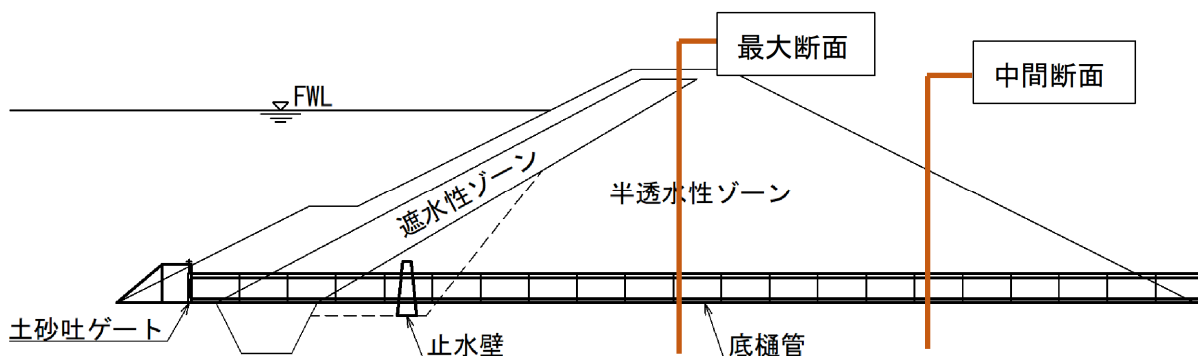


図 3.2.3-2 横断方向断面検討位置図

- ・底樋管の横断面構造計算は、通常は堤体荷重の最大断面で行う。

③ 構造計算必要条件

- ・堤体部及び基礎部に関する層厚、N 値、密度、含水比、 F_c 、 I_p 、水位条件と底樋縦断図（基礎地盤込：基盤深度が分かる地質断面図）が必要となる。
- ・底樋基礎部の許容支持力が満足している地盤条件での検討となる。

3) レベル1地震時対応の設計

- ・設計荷重条件の設定
- ・躯体部（底樋本体）の検討：許容応力度法で躯体の安全性確認
- ・沈下量の推定（即時・圧密・L1地震時）
- ・設計条件：継目部の許容屈曲角、許容開き量の設定
- ・レベル1地震時の継目の検討（矩形きよと矩形きよの検討）
 - レベル1地震時の底樋軸方向開き量の算定
 - レベル1地震時の沈下変形に伴う継目部の屈曲角、開き量の算定
- ・許容屈曲角及び許容開き量による照査
- ・底樋ブロック両端部相対沈下量差による底樋底面部空洞化の照査

4) レベル2地震時設計

- ・設計荷重条件の設定
- ・躯体部（底樋本体）の検討：限界状態設計法で躯体の安全性確認
- ・沈下量の推定（即時・圧密・L2地震時）
- ・設計条件：継目部の許容屈曲角、許容開き量の設定
- ・レベル2地震時の継目の検討（矩形きよと矩形きよの検討）
 - レベル2地震時の底樋軸方向開き量の算定
 - レベル2地震時の沈下変形に伴う継目部の屈曲角、開き量の算定
- ・許容屈曲角及び許容開き量による照査
- ・底樋ブロック両端部相対沈下量差による底樋底面部空洞化の照査

3.2.4. 設計耐震レベルの設定

底樋の耐震設計レベルは当該ため池堤体の耐震設計レベルにより決定する。

表 3.2.4-1 ため池堤体耐震設計レベルと底樋耐震設計レベル

ため池耐震設計レベル	底樋耐震設計レベル
AA種：レベル2	レベル2
AA種以外：レベル1	レベル1

3.2.5. 地震時の断面検討

(1) 応答変位法

1) 解析手法概要

ため池の底樋は堤体と地盤の境界部に位置し、土中構造物となるため地震時の挙動としては地震時の地盤の挙動に影響を受けやすい地中埋設線状構造物となる。このことから、底樋の地震時の挙動把握においては、地震時の周辺地盤の変形によってその挙動が支配されると考えられる事から応答変位法を用いる。応答変位法は、地震時に地盤に生じる変位、変形、地盤内応力を計算し、これを地中構造物に静的に作用させて地下構造物の変位、変形、断面力及び応力度を計算する方法である。地震力を適切に評価し、地盤バネを含む解析モデルを合理的に組み立てることで、動的解析法に劣らない精度で地震時増分断面力を計算する事が可能な方法である。但し、応答変位法を底樋設計に採用する場合、幾つかの仮定条件を設ける必要があり、それぞれに適切な評価を行いモデル化することが重要である。

「下水道施設の耐震対策指針」では応答変位法の適用にあたり以下のような仮定条件を設けている。

- ・ 上層地盤のせん断弾性波速度は深さ方向にほぼ一様とする。
- ・ 地盤変位の算出に際し、地下構造物（底樋）が存在する場所も空洞ではなく土がある
と考える。また、地下構造物の剛性は考慮しない。
- ・ 管きよと横断面を剛性一応なリングと仮定する。
- ・ 管きよと地盤との動的相互作用を実現するため、リングの周囲に法線方向及び接線方
向の地盤ばねを設ける。
- ・ 地震力としては、地盤変位、地盤内応力を考慮し、これを静的に作用させる。

次頁図 3.2.5-1 に MC 底樋管における応答変位法の概念図（地震時の地盤の挙動概念図、地震外力図）を示す。また、図 3.2.5-2 に MC 底樋管における骨組みモデル図を示す。

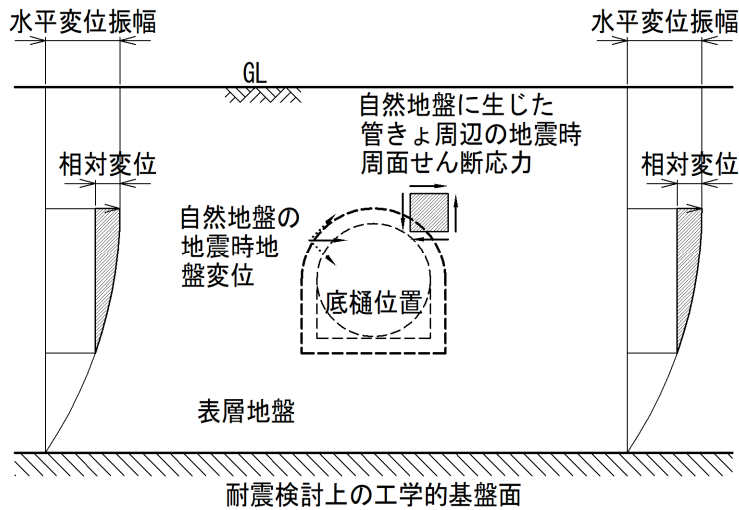


図 3.2.5-1(1) 応答変位法の概念図（地震時の地盤の挙動）

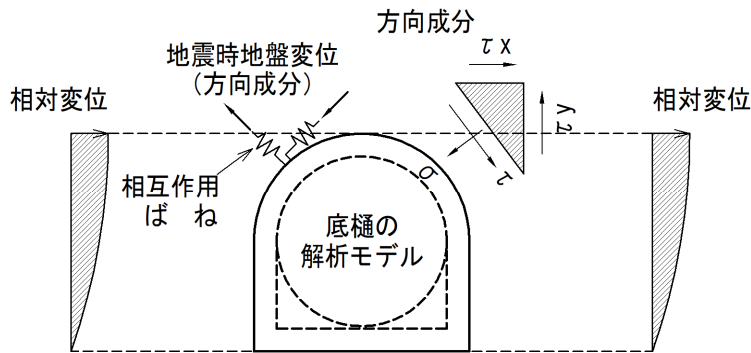


図 3.2.5-1(2) 応答変位法の概念図（地震外力）

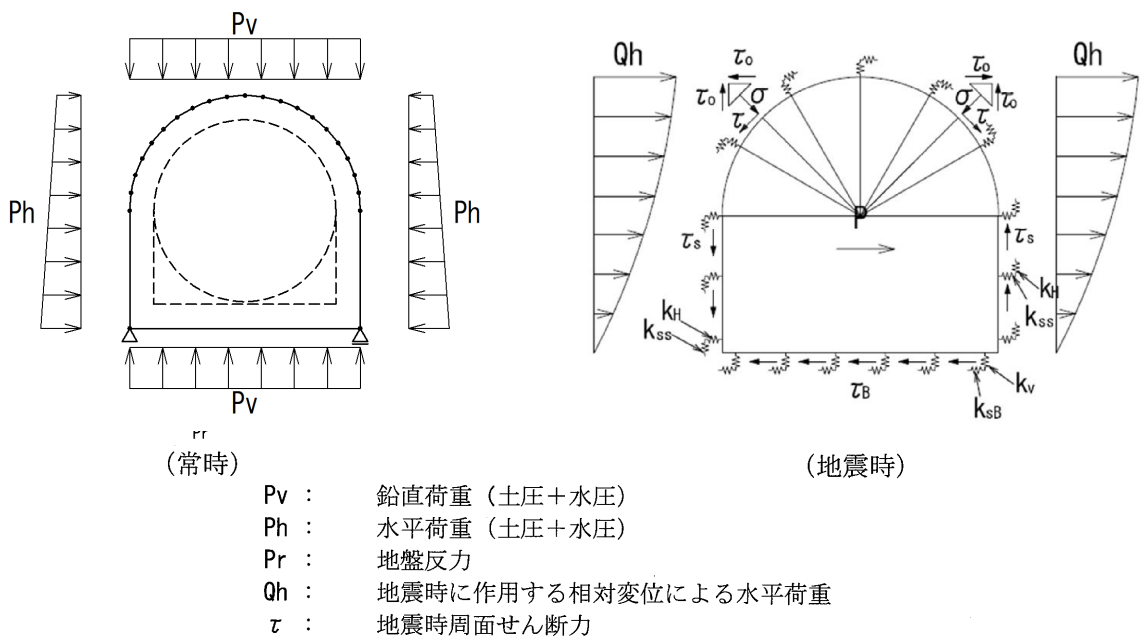


図 3.2.5-2 MC底樋管本体の骨組み計算モデル図

2) 応答変位法の設計フロー

応答変位法の設計フローは図 3.2.5-3 に示すとおりであり、その設計手順を以下に示す。

- a. 地盤変位の算定方法を選定する。
- b. a.の手法により、地盤変位分布を算定する。
- c. 地盤のバネ定数を算定する。
- d. 対象構造物の断面を仮定する。
- e. b.で算定した地盤変位を c.の地盤ばねを介して仮定断面に作用させ、構造物の応力等を求め、安定照査及び断面照査が満足する断面を決定する。

構造物の安定照査及び断面照査を行い、不適切な構造であれば断面を変更して再び照査を行う。

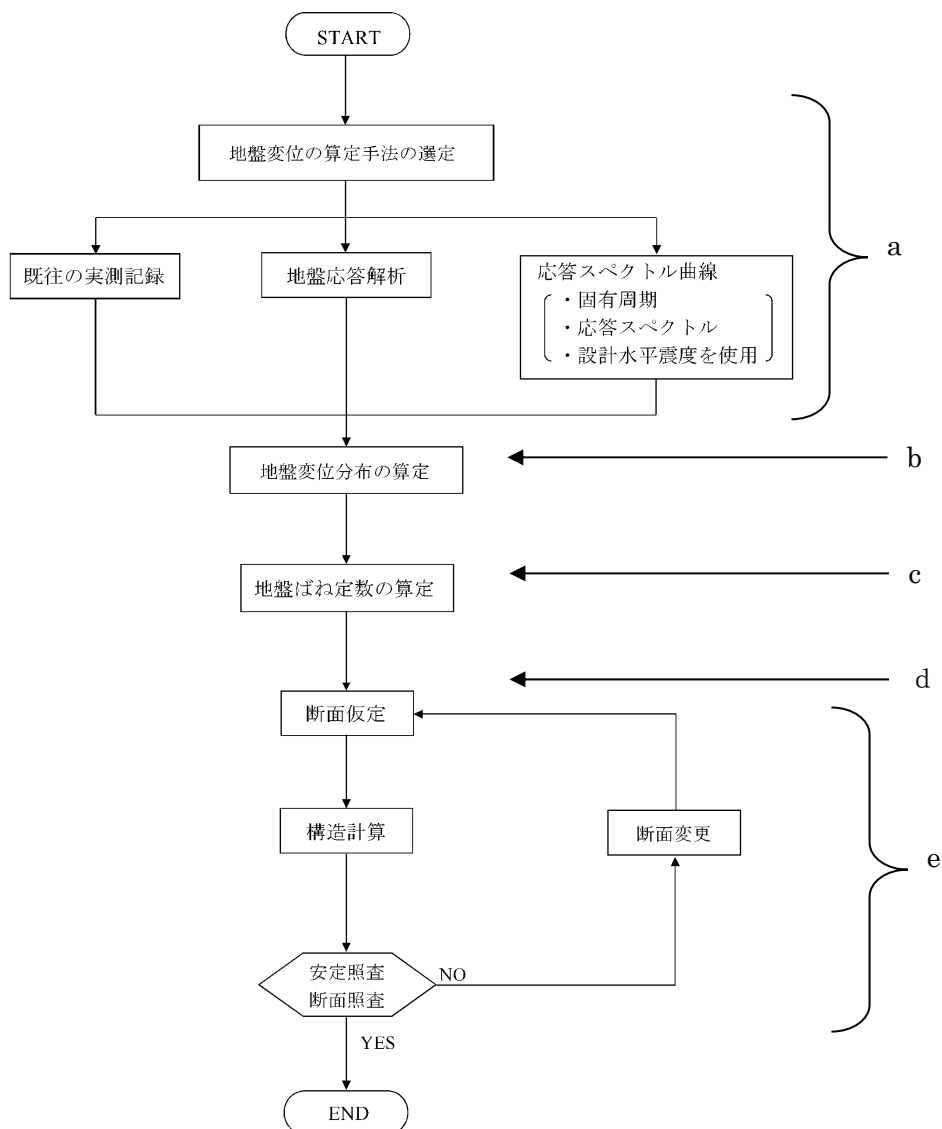


図 3.2.5-3 応答変位法による設計フロー

(出典：「耐震設計」 P189 より引用)

3) 応答変位法における設計地震動

応答変位法に用いる設計地震動は底樋埋設深度での固有周期、地震動レベルに応じた速度応答スペクトル及び設計水平震度を用いて算定する。

(「耐震設計」 p.191 より一部修正して引用)

4) 応答変位法における地盤の水平変位振幅

応答変位法における構造物に作用する断面力、応力、ひずみなどは地震時における地盤の水平振幅から算定する。(「耐震設計」 p.194 より一部修正して引用)

①地盤変位

実際に地盤によって生ずる地盤の変位分布は極めて複雑と考えられるが、ほとんどの設計基準では、実務設計のために簡略化し、図 3.2.5-4 に示すように、水平面内では正弦波形、表面地盤鉛直面内では 1/4 正弦波形としている。

②設計用入力地震動

地中構造物の設計に用いる入力地震動は、直接構造物に作用する地震動としてではなく、周辺地盤及び地盤－構造物系の振動を評価するために設計基盤位置で設定される。

耐震解析法のうち静的解析法では構造物側方の構造物の影響を含まない地盤における水平方向の地盤変位分布、特に構造物位置における水平方向の地盤変位分布が必要となる。それらは、地盤のせん断波速度構造を単純なモデルに置き換え、その 1 次モードに対する式により求められる。

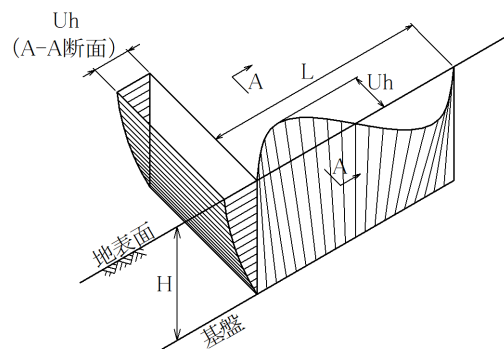


図 3.2.5-4 耐震設計における入力地震変位

$U_h(z)$: 地表からの深さ z (m)における地盤の水平変位振幅(m)

L : 地盤振動の波長(m)

H : 地表地盤の厚さ(m)

(「耐震設計」 p.194 より一部修正して引用)

5) 応答変位法による地震力の算定

MC 底樋管は地震時の地盤と構造物の相対変位に基づいた地震力（相対変位×地盤ばね定数）、地震時周面せん断力、地震時動水圧及び地震時慣性力を適切に算定し、構造物の断面力及び応力を評価する。

また、継手部の伸縮量及び屈曲角は地盤の水平変位振幅から求める。

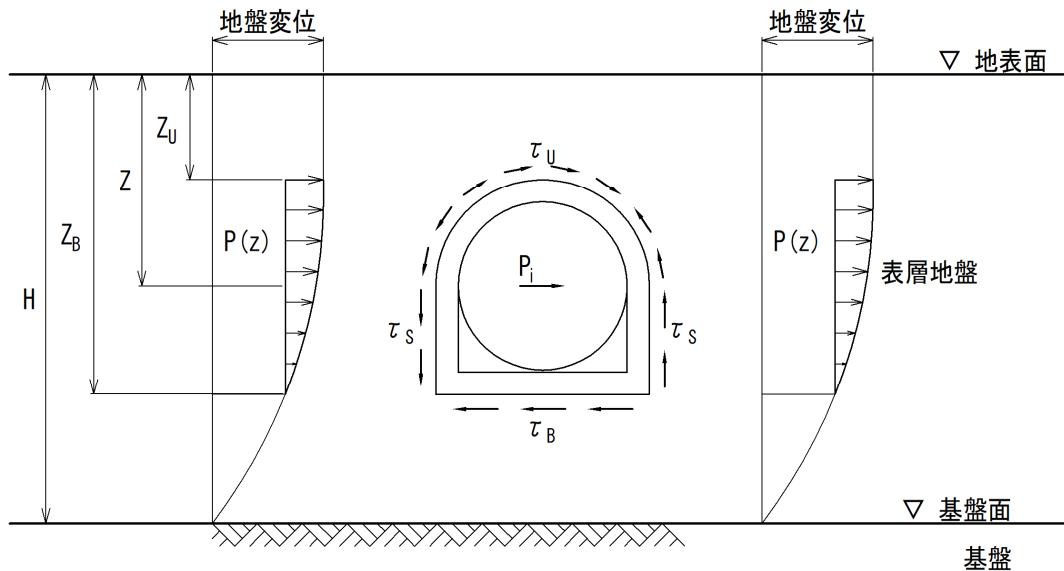


図 3.2.5-5 地震時の荷重図

- Z : 地表面からの深さ(m)
- P(z) : 深さ z の地点における水平方向荷重(kN/m²)
- Z_U : 底樋天端までの深さ(m)
- Z_B : 底樋底面までの深さ(m)
- H : 表層地盤厚さ(m)
- τ_U : 頂版に作用する地震時周面せん断力(kN/m²)
- τ_B : 底盤に作用する地震時周面せん断力(kN/m²)
- τ_S : 側壁に作用する地震時周面せん断力(kN/m²)

(土地改良事業設計指針「耐震設計」p197 引用)

6) 底樋の応答変位法による縦断方向ひずみ量の計算方法

底樋の縦断方向の応答変位法に用いる地盤応答値の計算は、以下の方法により行う。

底樋の縦断方向の変位・応力の発生は、縦断方向のひずみ量に起因している。埋設管路での既往の実験やアレー観測等から地盤の変位を sin カーブの進行波として想定し、弾性床上的のはりモデルに発生する断面力及び継手部の相対変位量が解析解として提示されている。「共同溝設計指針」や「水道施設耐震工法指針 2022 年版」などでは、これらの解析解を用いた設計計算が標準的な方法として規定されており、本マニュアルにおいても、原則として次頁の式で算定される地盤ひずみ（管軸方向）を用いるものとする。

$$\varepsilon_G = \pi \cdot U_h / L$$

ここに、 ε_G : 地盤のひずみ (管軸方向)

U_h : 管軸上の地盤の水平変位振幅 (m)

L : 波長 (m)

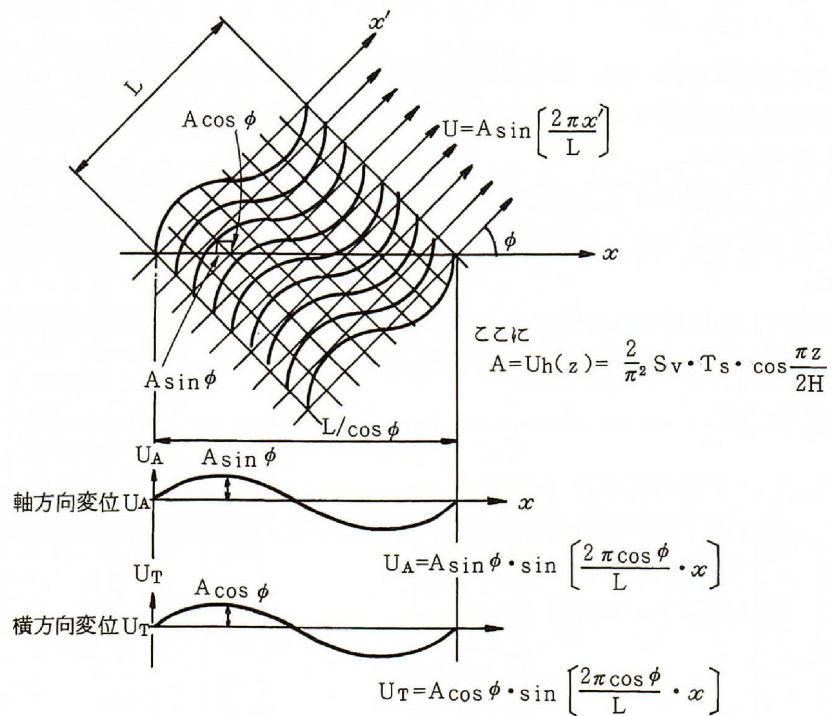


図 3.2.5-6 暗渠の縦断方向の応答変位法に適用する表層地盤の地震時地盤運動の変位振幅分布

「土地改良耐震設計」 p200・「下水道耐震指針」 p154 引用)

7) 応答変位法の照査内容

MC底樋管の応答変位法の照査は、それぞれの構造物の種類に応じて検討する方向と照査項目及び照査方法を適用する。プレキャスト底樋の場合は、横断方向において曲げモーメント、せん断応力をレベル1地震動では許容応力度法で、レベル2地震動では限界状態設計法にて照査を行う。

長軸方向においては継目部の開き量に対する照査を行う。

3.3. 底樋断面設計

3.3.1. 設計必要項目及び設計手順

(1) 必要設計項目

MC底樋の断面応力照査を行う際に必要となる設計諸元は以下のとおりである。

- ・ 解析断面図：盛土及び基礎地盤を含めた底樋横断面図（一般には堤体最大断面図）
- ・ 水位条件：堤体満水位時の検討断面位置での浸潤線標高（外水位）、底樋内水位
- ・ 盛土及び基礎地盤の土質定数：湿潤重量、飽和重量、含水比、 F_c （細粒分含有率）、 I_p （塑性指数）、平均N値
- ・ その他地盤の諸数値：水平土圧係数、許容支持力度
- ・ 対象地域の地域区分：地域補正係数に用いる地域区分（A地域、B地域、C地域）
- ・ 活荷重条件

(2) 常時・L1条件許容応力度法による設計手順

許容応力度法による躯体横断構造応力設計は以下の項目について実施する。

○設計条件の整理

- ・ 設計地震動の設定：地震レベルの設定、地域区分
- ・ 矩形きょ条件：寸法諸元、概要図、配筋条件、コンクリート諸元、鉄筋諸元
- ・ 埋設条件：堤体形状、埋設位置、表層地盤深度
- ・ 地盤土質条件：深度、層厚、土質区分、単位重量、平均N値、せん断強度、静止土圧係数
- ・ 盛土条件：湿潤重量、飽和重量
- ・ 荷重条件の整理

○検討ケースの設定

○構造解析モデルの設定

○設計断面力計算

○断面力図作成

○応力度計算

○応力照査

3.3.2. 構造検討条件

(1) 断面力算定条件

断面力の算定は以下の条件で行う。

- ・浮力の考え方：全浮力を軸線で除した値を載荷
- ・活荷重分布作用位置：外形天端
- ・底盤自重：無視

(2) 地震時検討条件及び諸数値設定

1) 各土層厚と N 値より耐震設計上の地盤種別を決定

$$TG = 4 \sum \left(\frac{H_i}{V_{si}} \right)$$

ここに、TG : 地盤の特性値 (sec)

H_i : i番目の地層の厚さ (m)

V_{si} : i番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/sec)

地盤種別	TG(sec)
I種	$TG < 0.2$
II種	$0.2 \leq TG < 0.6$
III種	$0.6 < TG$

2) 表層地盤の固有周期の算定

$$T_s = k \cdot TG$$

ここに、 T_s : 表層地盤の固有周期 (s)

L1 地震時と L2 地震時での T_s 値を算定

k : 係数

$$L1 = 1.250$$

$$L2 = 2.000$$

TG : 地盤の特性値

3) 表層地盤の動的せん断弾性波速度の算定

$$VSD = \frac{4 \cdot H_g}{T_s}$$

ここに、

VSD : 表層地盤の動的せん断弾性波速度 (m/s)

L1 地震時と L2 地震時での VSD 値を算定

T_s : 表層地盤の固有周期 (L1 と L2 の 2 種類あり)

H_g : 表層地盤の厚さ (m)

4) 表層地盤の動的せん断弾性係数の算定

$$GD = \frac{\gamma_{teq}}{g} \cdot VSD^2$$

ここに、

GD：表層地盤の動的せん断弾性波係数 (kN/m²)

L1 地震時と L2 地震時での GD 値を算定

g：重力加速度 = 9.8 (m/s²)

γ_{teq} ：表層地盤の単位体積重量(kN/m³)で

$$\gamma_{teq} = \frac{\sum \gamma_{ti} \cdot Hi}{Hg}$$

5) 表層地盤の動的ポアソン比の算定

$$\nu D = \frac{H_w \cdot \nu D1 + (H_g - H_w) \cdot \nu D2}{H_g}$$

ここに、

νD ：表層地盤の動的ポアソン比

$\nu D1$ ：地下水位以浅の動的ポアソン比 = 0.450

$\nu D2$ ：地下水位以深の動的ポアソン比 = 0.500

H_w ：地表面からの地下水位 (m)

H_g ：表層地盤の厚さ(m)

6) 表層地盤の動的変形係数の算定

$$ED = 2 \cdot (1 + \nu D) \cdot GD$$

ここに、

ED：表層地盤の動的変形係数 (kN/m²)

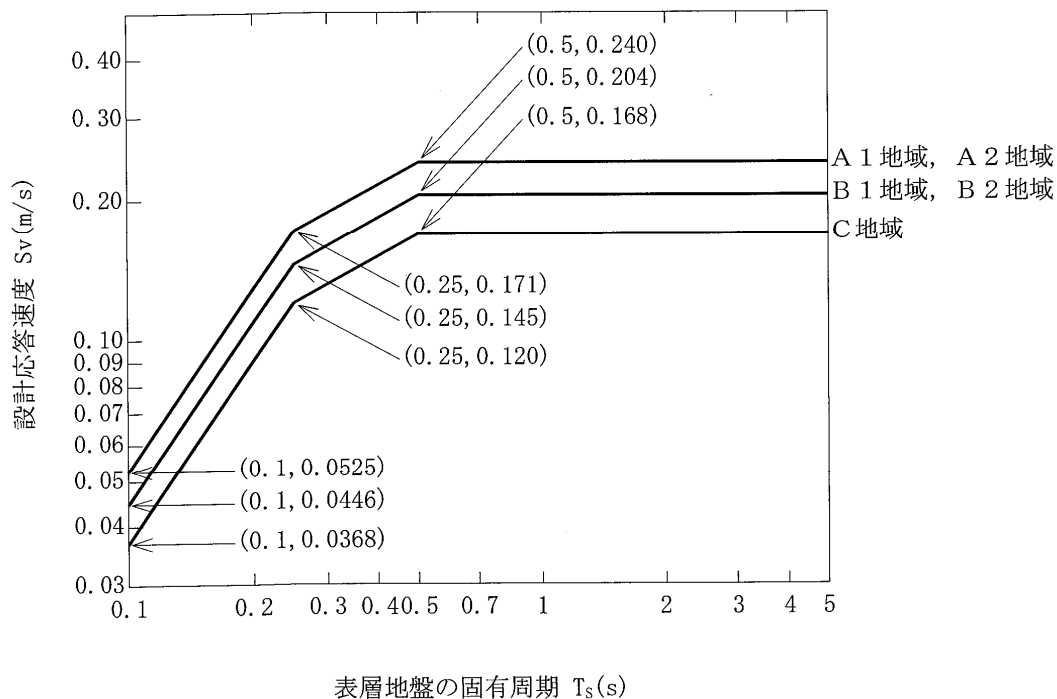
L1 地震時と L2 地震時での ED 値を算定

GD：表層地盤の動的せん断弾性波係数 (kN/m²)

7) L1 地震時 L2 地震時の設計応答速度の算定

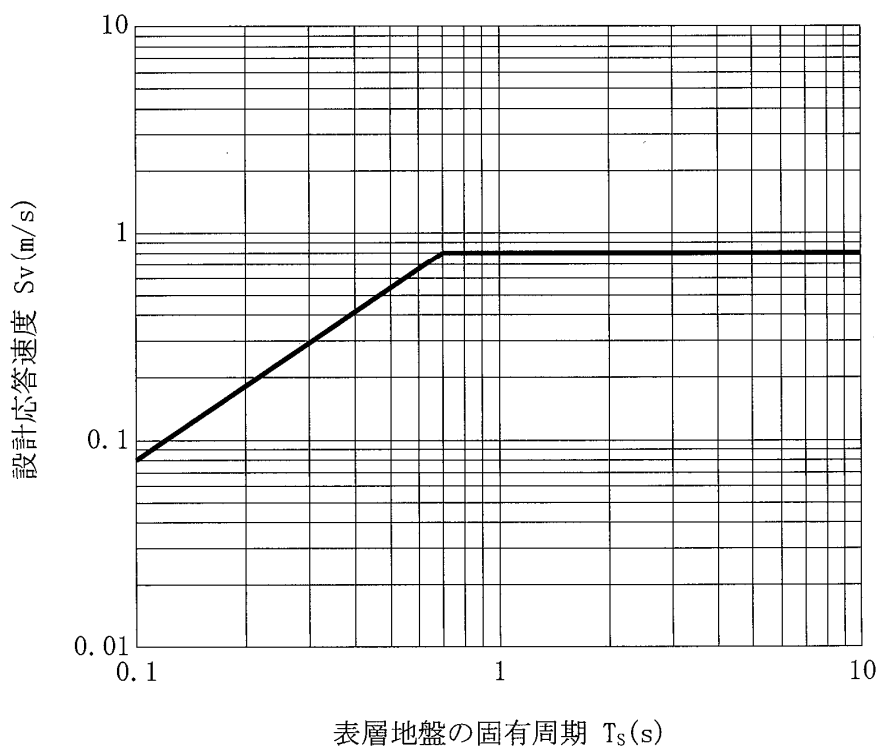
① L1 地震条件の設計応答速度の算定

レベル 1 設計応答速度は、表層地盤のレベル 1 固有周期 T_s と地域区分より以下の図（「耐震指針」37 頁 図-解 6.2.2）から求める。



② L2 地震条件の設計応答速度の算定

レベル 2 設計応答速度は、表層地盤のレベル 2 固有周期 T_s より以下の図（「耐震指針」39 頁 図 2.3.1）から求める。



8) 地盤バネの算定（アーチ部、脚部、底版部）

① アーチ部の部材鉛直方向バネ

$$k_r = \frac{3 \cdot ED}{(1 + \nu D) \cdot (5 - 6 \cdot \nu D) \cdot R}$$

ここに、

k_r ：部材軸直角方向の地盤反力係数(kN/m³)

L1 地震時と L2 地震時での k_r 値を算定

ED：表層地盤の動的変形係数 (kN/m²)

レベル 1 地震時 ED (kN/m²)

レベル 2 地震時 ED (kN/m²)

νD ：表層地盤の動的ポアソン比

R：アーチ部の図心半径 (m)

② アーチ部の部材鉛軸方向バネ

$$k_{sA} = \lambda \cdot k_r$$

ここに、

k_{sA} ：部材軸方向の地盤反力係数(kN/m³)

λ ：部材軸方向バネを算出する際の係数 = 0.33333

③ 脚部の水平方向バネ

$$k_H = \frac{\pi \cdot ED}{4 \cdot (1 - \nu D^2) \cdot H_w}$$

ここに、

k_H ：水平方向地盤反力係数(kN/m³)

L1 地震時と L2 地震時での k_H 値を算定

ED：表層地盤の動的変形係数 (kN/m²)

レベル 1 地震時 ED (kN/m²)

レベル 2 地震時 ED (kN/m²)

νD ：表層地盤の動的ポアソン比

H_w ：部材高（脚部高さ） (m)

④ 脚部のせん断バネ

$$k_s S = \lambda \cdot k_H$$

ここに、

$k_s S$: 脚部のせん断地盤反力係数(kN/m³)

λ : せん断バネを算出する際の係数 = 0.33333

⑤ 底版の鉛直方向バネ

$$k_v = \frac{\pi \cdot ED}{4 \cdot (1 - \nu D^2) \cdot B_w}$$

ここに、

k_v : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

L1 地震時と L2 地震時での k_v 値を算定

ED : 表層地盤の動的変形係数 (kN/m²)

レベル 1 地震時 ED (kN/m²)

レベル 2 地震時 ED (kN/m²)

νD : 表層地盤の動的ポアソン比

B_w : 部材幅 (m)

⑥ 底版のせん断バネ

$$k_s B = \lambda \cdot k_v$$

ここに、

$k_s B$: 底版のせん断地盤反力係数(kN/m³)

λ : せん断バネを算出する際の係数 = 0.33333

解析モデルには、以上のバネ値に 1.0m を乗じた奥行き 1m 当たりの値(kN/m²)を用いる。

(3) 地震荷重

地震荷重として以下の荷重を載荷する。

- ・ 地盤変位荷重 (地震時土圧)
- ・ 周面せん断力
- ・ 躯体慣性力
 - 地震の向き
 - 左向き

(4) 荷重の組み合わせ

死荷重

Case	荷重名称	載荷する任意死荷重 No.
1	内水無	—
2	内水有	—

活荷重

Case	荷重種別	荷重名称
1	分布	定型 1
2	定型 2	側圧

レベル 1 地震荷重

Case	地震の向き	載荷する任意地震荷重 No.
1	左←右	—

レベル 2 地震荷重

Case	地震の向き	載荷する任意地震荷重 No.
1	左←右	—

常時組合せ

Case	死荷重 No.	活荷重 No.	検討
1	1	1	○
2	1	2	○
3	2	1	○
4	2	2	○

レベル 1 地震時組合せ

Case	死荷重 No.	L1 地震荷重 No.
1	1	1
2	2	1

レベル 2 地震時組合せ

Case	死荷重 No.	L2 地震荷重 No.
1	1	1
2	2	1

(5) 検討ケース

1) 常時

No	荷 重 名 称
1	死荷重-1
2	死荷重-2
3	死-1+活-1
4	死-1+活-2
5	死-2+活-1
6	死-2+活-2

2) レベル1地震時

No	case	荷 重 名 称
1	7	死-1+地震L1(左向き)
2	8	死-2+地震L1(左向き)

3) レベル2地震時

No	case	荷 重 名 称
1	9	死-1+地震L2(左向き)
2	10	死-2+地震L2(左向き)

(6) 構造解析モデル

構造解析モデルの骨組み図を以下に示す。

アーチ部は 20 分割 ($180^\circ \div 20 = 9^\circ$ 分割)

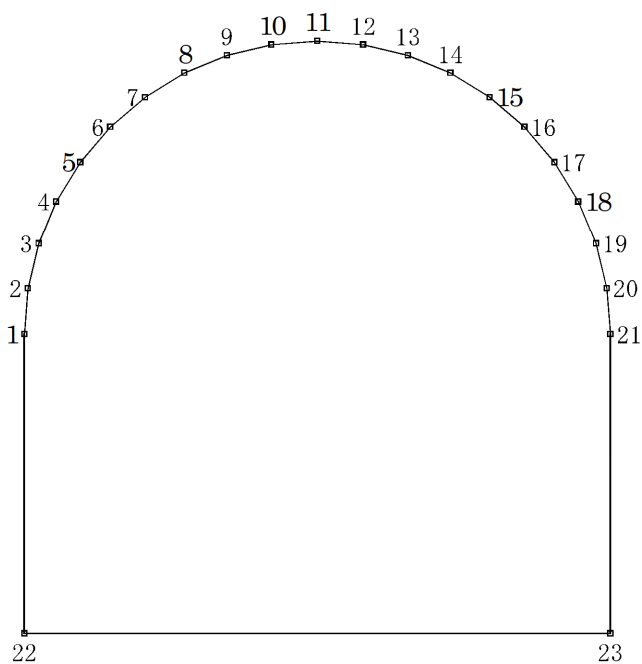


図 3.3.2-1 骨組みモデル

(7) 応力計算と応力照査

1) レベル1地震時応力照査方法

応力計算は各組合せ荷重条件（レベル1地震荷重）での各接点における曲げモーメント、せん断応力及び軸力を算定し、必要鉄筋量に見合った配筋計画を行った場合の発生応力度と許容応力度より照査判定を行う。

2) レベル2地震時応力照査

応力計算は各組合せ荷重条件（レベル2地震荷重）での各接点における曲げモーメントに対する曲げ耐力、せん断力に対するせん断耐力により照査判定を行う。レベル2条件で用いる底樋躯体の安全性の照査は、次頁以降に示す限界状態設計法に基づき行う。

（土地改良事業設計指針「耐震設計」第5章耐震設計法 P233～P235 より引用）

(2) 限界状態設計法における安全性の照査

- 1) 鉄筋コンクリート構造物の各部材に生じる曲げモーメント、せん断力、軸方向力は、原則として線形理論により計算することとする。
- 2) レベル2地震動の破壊に対する安全性の照査は、「コンクリート標準示方書 設計編」標準3編2章に準じて行うものとする。

a. 一般的な破壊に対する安全性の照査

レベル2地震動の破壊に対する安全性の照査は、式(5.7.2)により設計断面力 S_d の設計断面耐力 R_d に対する比に、構造物係数 γ_i を乗じた値が、1.0以下であることを確かめることにより行うものとする。

$$\gamma_i S_d / R_d \leq 1.0 \quad (\text{構造物係数 } \gamma_i = 1.0) \quad \dots\dots\dots (5.7.2)$$

- (a) 設計断面耐力 R_d は、部材断面の耐力 $R(f_d)$ を算定し、これを部材係数 γ_b で除した値とする。

$$R_d = R(f_d) / \gamma_b \quad \dots\dots\dots (5.7.3)$$

部材係数 γ_b は、表-5.7.5を参照。

- (b) 設計断面力 S_d は、断面力 $S(F_d)$ を算定し、これに構造解析係数 γ_a を乗じた値を合計したものとする。

$$S_d = \sum \gamma_a S(F_d) \quad (\text{構造解析係数 } \gamma_a = 1.0) \quad \dots\dots\dots (5.7.4)$$

b. 設計断面力の算定

設計断面力 S_d は、構造計算により求めた曲げモーメント M 及びせん断力 S に荷重係数 γ_f と構造解析係数 γ_a を乗じて求める。

$$\text{設計曲げモーメント} \quad M_d = \gamma_a \cdot \gamma_f \cdot M \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (5.7.5)$$

$$\text{設計せん断力} \quad V_d = \gamma_a \cdot \gamma_f \cdot S \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (5.7.6)$$

ここに、 V_d : 設計せん断力

ここで、荷重係数は設計荷重に乗じるべきであるが、本指針が対象とする荷重は全て荷重係数 γ_f が1.0であるため、曲げモーメント及びせん断力に乗じてよいものとする。

c. 曲げモーメントに対する安全性の照査

(a) 設計断面耐力

設計曲げ耐力 M_{ud} (単鉄筋長方形断面の場合)は、式(5.7.7)により算定するものとする。

$$M_{ud} = A_s \cdot f_{yd} \left(d - \frac{A_s \cdot f_{yd}}{1.7 \cdot f'_{cd} \cdot b} \right) / \gamma_b \quad (\text{N}/\text{mm}^2) \quad \dots\dots\dots (5.7.7)$$

- ここに、 A_s : 引張鉄筋の断面積 (mm²)
 f_{yd} : 鉄筋の設計引張降伏強度 (f_{yk}/γ_s) (N/mm²)
 f_{yk} : 鉄筋の引張降伏強度 (SD295Aの場合、295N/mm²)
 γ_s : 鋼材の材料係数=1.0
 d : 部材の有効高さ (mm)
 f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (f'_{ck}/γ_c) (N/mm²)

- f'_{ck} : コンクリート設計基準強度 (N/mm²)
- γ_c : コンクリートの材料係数=1.3
- γ_b : 部材係数=1.15
- b : 部材幅 (mm)

(b)破壊に対する安全性の照査

破壊に対する安全性は、式(5.7.8)を満足することとする。

$$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0 \text{ (構造物係数 } \gamma_i = 1.0) \dots\dots\dots (5.7.8)$$

d. 軸方向力に対する安全性の照査

(a)設計断面耐力

軸方向圧縮耐力は、以下の方法で算定する。

軸方向圧縮力を受ける部材においては、軸方向圧縮耐力の上限値 N'_{oud} は、帯鉄筋を使用する場合は式(5.7.9)により、また、らせん鉄筋を使用する場合は、式(5.7.9)と式(5.7.10)のいずれか大きい方により、それぞれ算定するものとする。

$$N'_{oud} = (0.85f'_{cd}A_c + f'_{yd}A_{st}) / \gamma_b \dots\dots\dots (5.7.9)$$

$$N'_{oud} = (0.85f'_{cd}A_e + f'_{yd}A_{st} + 2.5f_{pyd}A_{spe}) / \gamma_b \dots\dots\dots (5.7.10)$$

- ここに、 A_c : コンクリートの断面積 (mm²)
- A_e : らせん鉄筋で囲まれたコンクリートの断面積 (mm²)
- A_{st} : 軸方向鉄筋の全断面積 (mm²)
- A_{spe} : らせん鉄筋の換算断面積 (= $\pi d_{sp}A_{sp}/s$) (mm²)
- d_{sp} : らせん鉄筋で囲まれた断面の直径 (mm)
- A_{sp} : らせん鉄筋の断面積 (mm²)
- s : らせん鉄筋のピッチ (mm)
- f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)
- f'_{yd} : 軸方向鉄筋の設計圧縮降伏強度 (N/mm²)
- f_{pyd} : らせん鉄筋の設計引張降伏強度 (N/mm²)
- γ_b : 部材係数で、一般に1.3としてよい。

(b)破壊に対する安全性の照査

破壊に対する安全性は、式(5.7.11)を満足することとする。

$$\gamma_i \cdot N'_d / N'_{oud} \leq 1.0 \text{ (構造物係数 } \gamma_i = 1.0) \dots\dots\dots (5.7.11)$$

ここに、 N'_d : 設計軸方向圧縮力 (N)

e. せん断力に対する安全性の照査

(a)設計せん断耐力 V_{yd}

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \dots\dots\dots (5.7.12)$$

ここに、 V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力(N)で、式(5.7.13)による。

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \dots\dots\dots (5.7.13)$$

ここに、 $\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$ ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は、1.5とする。

$\beta_p = \sqrt[3]{100/p_w}$ ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は、1.5とする。

$$p_w = A_s / (b_w \cdot d)$$

A_s : 引張鋼材の断面積 (mm²)

p_w : 引張鋼材断面積の腹部断面積に対する比率

$\beta_n = 1 + M_0/M_d$ ($N'_d \geq 0$ の場合) ただし、 $\beta_n > 2$ となる場合は2とする。

$= 1 + 2M_0/M_d$ ($N'_d < 0$ の場合) ただし、 $\beta_n < 0$ となる場合は0とする。

M_d : 設計曲げモーメント (N・mm)

M_0 : 設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打消すのに必要な曲げモーメント (N・mm)

$$F_{vcd} = 0.20 \sqrt{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

b_w : 腹部の幅 (mm)

d : 有効高さ (mm)

γ_b : 部材係数、一般に1.3としてよい。

V_{sd} : せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力 (N) で、式 (5.7.14) による。

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s\} z / \gamma_b \dots \dots \dots (5.7.14)$$

ここに、 A_w : 区間 s_s におけるせん断補強筋の総断面積 (mm²)

f_{wyd} : せん断補強筋の設計降伏強度 (N/mm²) で、400N/mm²以下とする。

α_s : せん断補強筋が部材軸となす角度 (°)

s_s : せん断補強筋の配置間隔 (mm)

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離 (mm)、一般に、 $d/1.15$ としてよい。

γ_b : 部材係数、一般に1.15としてよい。

3.4. 継目部設計

3.4.1. 継手部の検討項目

MC底樋管の継目部に関する注意点は、地盤の沈下変形に伴う継目部の開口等による止水性の低下及びズレ変形等による周辺地盤と底樋躯体との隙間に発生する水理的破壊が挙げられる。これらの危険因子を防止する目的で、以下の項目について検討を行う必要がある。

- ・地震時におけるMC底樋管軸方向伸縮量（継目部の開き量）の検討
- ・常時及び地震時に発生する地盤沈下変形時の継目部の屈曲角及び開き量の検討

上記の検討項目は何れも地盤の常時又は地震時における変形に起因する継目部での現象であり、地盤の沈下変形量の推定（算定）が重要な因子となってくる。ここで、ため池堤体部の沈下には地盤の沈下と堤体自体の沈下（圧密沈下）があり、自治体のローカルルールでは余盛を計上する（堤高の5%程度）場合も見られる。この余盛は築堤後の地盤の沈下と考えた場合、ため池で一般的に想定されている沈下量としては堤高の5%程度で、それ以上の沈下量は堤体又は地盤に異常が発生していることを意味しているものと考えられる。

以上のことから、健全なため池において発生が予想される基礎の沈下量としては、堤高の5%以下の沈下量が一つの目安と考えられる。

地盤の沈下変形についての算定方法等は 3.5.1 底樋底部の地盤沈下量算定方法に詳述するが、図 3.4.1-1 に地盤沈下量に関する概念図を示す。図 3.4.1-1 に示すように、継目部の検討で用いる沈下量は、盛土による基礎の即時沈下量、圧密沈下量及び地震時の液状化沈下量の合算量の最大値（底樋中央部での沈下量と想定）が検討対象沈下量となる。

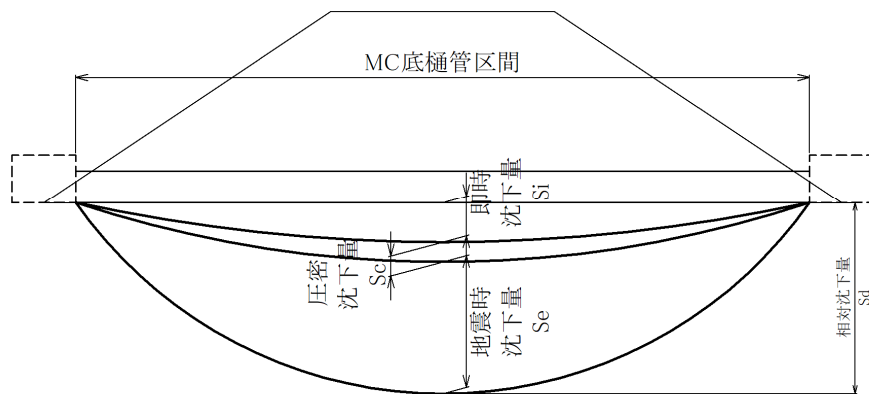


図 3.4.1-1 継目部検討に用いる沈下量概念図

沈下量は地震レベルに応じて以下のように考える。

レベル1 沈下量＝即時沈下量＋圧密沈下量＋L1 液状化による沈下量

レベル2 沈下量＝即時沈下量＋圧密沈下量＋L2 液状化による沈下量

次頁以降に各種検討に必要な設計諸元及び検討方法について示す。

3.4.2. 設計必要項目

MC底樋管の設計システムにおいて平面方向振動幅に伴う屈曲角、開き量、地盤沈下に伴う最大開き量、屈曲角等の安定照査を行う際に必要となる設計諸元は以下の通りである。

ここでレベル2地震時の検討では以下のいずれかの地震タイプを選定する。

タイプⅠ：プレート境界型地震動

タイプⅡ：内陸活断層型地震動

表 3.4.2-1 継目部設計必要諸元一覧表

必要諸元項目	必要情報
1. 解析断面図	盛土及び基礎地盤を含めた底樋縦断面図 (一般には底樋部堤体断面図：底樋縦断面図)
2. 水位条件	堤体満水位時の天端断面位置での浸潤線標高(外水位)
3. 盛土及び基礎地盤の土質定数	土質区分、湿潤重量、飽和重量、せん断強度(全応力の C, ϕ)、平均 N 値、平均含水比を設定 土質区分は便宜的に「砂質土」又は「粘性土」の何れかとする。
4. 簡易液状化結果	各地層の平均 FL 値(レベル1条件、レベル2条件)
5. 堤体形状諸元	堤高 $H(m)$ 、天端幅 $B1(m)$ 、上流法勾(1:n1)、下流法勾配(1:n2)、上位流小段幅 $b2(m)$ 堤体形状をモデル化した値を用いる。
6. 嵩上げ改修条件	嵩上げ改修を行う場合に必要は諸元：圧密沈下量算定に利用 嵩上げ高さ $\Delta h(m)$ 、嵩上げ部盛土湿潤重量
7. プレキャスト底樋断面規模	内空径(0.8m, 1.0mの何れか) 内空径は、排水量と底樋勾配より水理計算により決定する。
8. 対象地域の地域区分	地域補正係数に用いる地域区分(A地域、B地域、C地域) 地域区分は「道路橋示方書・同仮解説 V耐震設計編」参照
9. 地震タイプ	レベル2地震時の検討では地震タイプを設定する タイプⅠ：プレート境界型地震動 タイプⅡ：内陸活断層型地震動

3.4.3. 継目部設計の流れ

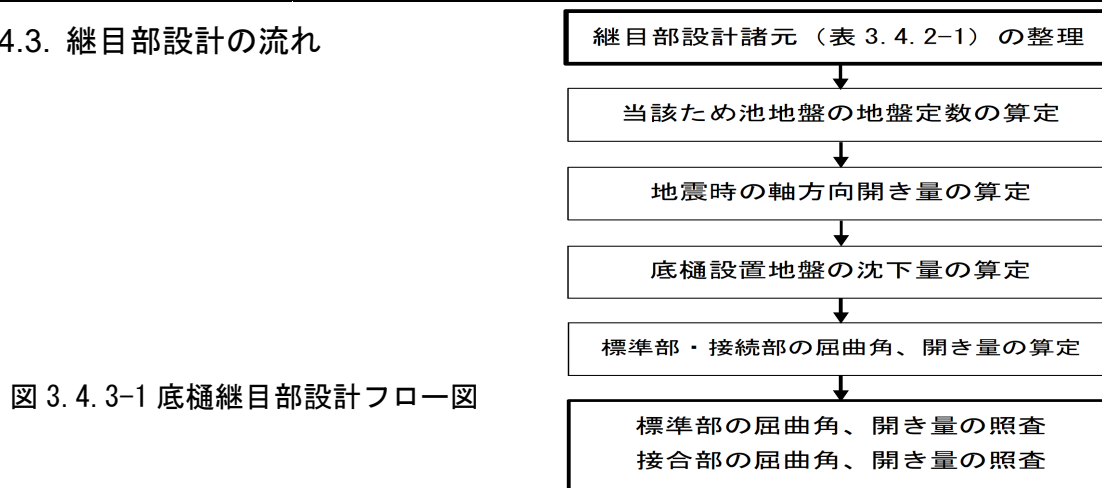


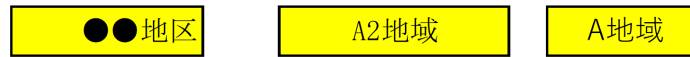
図 3.4.3-1 底樋継目部設計フロー図

3.4.4. 継目部設計用諸数値の算定

(1) 地域区分・地震タイプ設定

底樋検討当該地域情報として、「道路橋示方書・同仮解説 V耐震設計編」に示されている下図より地域別補正係数を決定する地域区分を設定する。

① 地域区分



(参考) 「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」⁸⁾より抜粋

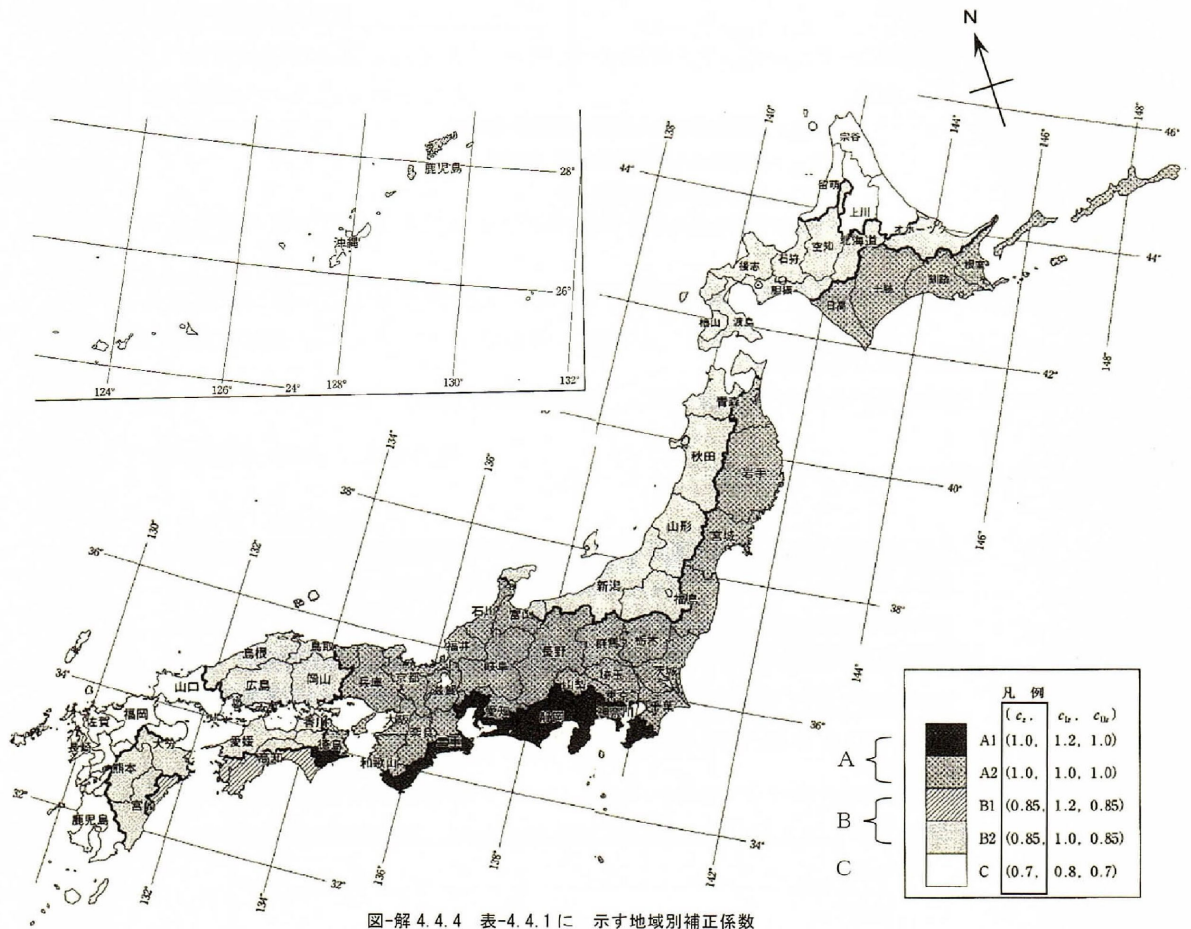


図-解 4.4.4 表-4.4.1に示す地域別補正係数

② 地震タイプ

タイプII

(2) 表層地盤の基本固有周期の算定

表層地盤の基本固有周期は次式（「耐震指針」51頁（4.5.1）より求める。

$$T_G = 4 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}}$$

ここに、

T_G : 表層地盤の基本固有周期(s)

H_i : i 番目の地層の厚さ(m)

V_{Si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

次式（「耐震指針」51頁（解4.5.1）より求める。

粘性土層の場合 $V_{Si} = 100 N_i^{1/3}$ ($1 \leq N_i \leq 25$)

砂質土層の場合 $V_{Si} = 80 N_i^{1/3}$ ($1 \leq N_i \leq 50$)

$N_i = 0$ の場合 $V_{Si} = 50$

N_i : 標準貫入試験(N値)による i 番目の地層の平均N値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるときの、地表面から i 番目の地層の番号。

基盤面とは、粘性土層の場合はN値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の地層の上面、もしくは、せん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面をいう。

(3) 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、表層地盤の基本固有周期 T_G をもとに下表（「耐震指針」51頁表-4.5.1）よりⅠ種、Ⅱ種及びⅢ種地盤の何れかを選択する。

地盤種別	表層地盤の基本固有周期 T_G (s)
Ⅰ種	$T_G < 0.2$
Ⅱ種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
Ⅲ種	$0.6 \leq T_G$

(4) 表層地盤の単位体積重量

表層地盤の単位体積重量は、次式（「耐震指針」142頁 式(4.2.35)）より加重平均法により求める。

$$\gamma_{teq} = \sum_{i=1}^n (\gamma_{ti} \cdot H_i) / H_g$$

ここに、

γ_{teq} : 表層地盤の単位体積重量(kN/m³)

γ_{ti} : i 番目の単位体積重量(kN/m³)

H_i : i 番目の地層の厚さ(m)

H_g : 表層地盤の厚さ

(5) 表層地盤の動的ポアソン比

表層地盤の動ポアソン比は、「耐震指針」138頁 表 4.2.3 を参考に選定した動ポアソン比を次式により加重平均法で求める。

$$\nu_D = \frac{H_W \cdot \nu_{D1} + (H_g - H_W) \cdot \nu_{D2}}{H_g}$$

ここに、

ν_D : 表層地盤の動的ポアソン比

ν_{D1} : 地下水以浅の動的ポアソン比 $\nu_{D1} = 0.45$

ν_{D2} : 地下水以深の動的ポアソン比 $\nu_{D2} = 0.50$

H_W : 地表面からの地下水位

H_g : 表層地盤の厚さ

表 4.2.3 動的ポアソン比の一般値

地 質	ν_D	備 考
沖積層・洪積層	0.45	地下水以浅
〃	0.50	地下水以深
軟 岩	0.40	
硬 岩	0.30	

(6) レベル1地震動諸元の設定

1) 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は、次式（「耐震指針」131頁 式(4.2.6)）より求める。

以下に $T_G=0.3$ の時の式を参考に示す。

$$T_s = \alpha_D \cdot T_G$$

$$T_s = 1.25 \times 0.3 = \mathbf{0.375} \quad (\text{s})$$

ここに、

T_s : 表層地盤の固有周期(s)

T_G : 表層地盤の基本固有周期

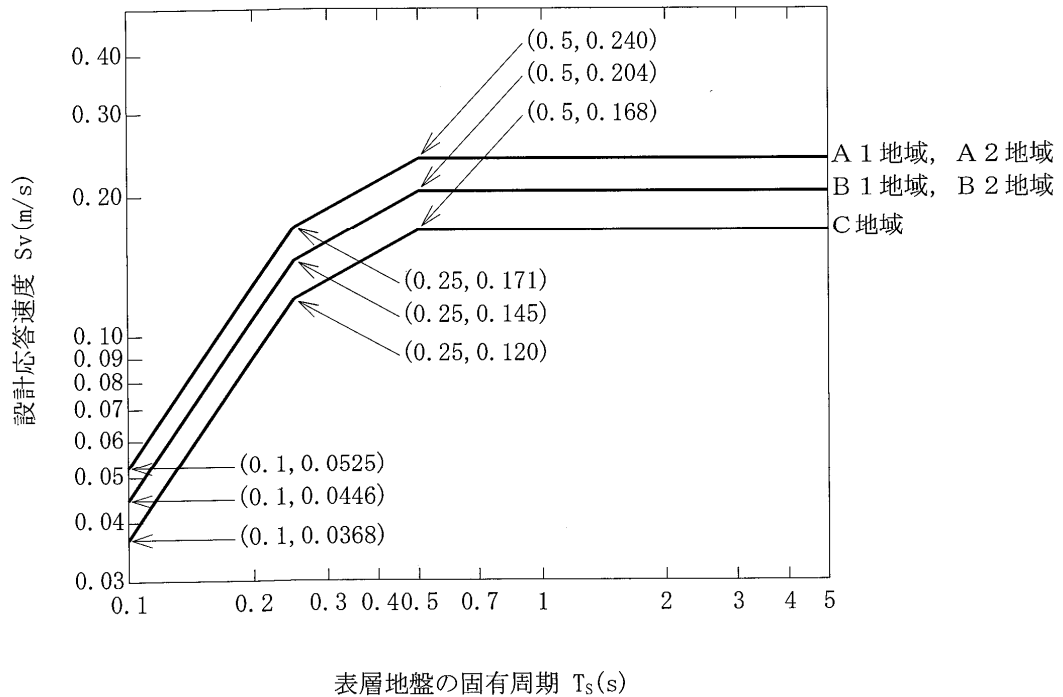
α_D : 地震時に生じるせん断ひずみの大きさを考慮した係数 $\alpha_D = 1.25$

2) 表層地盤の設計応答速度

表層地盤の設計応答速度 S_v を下図（「耐震指針」37頁 図-解 6.2.2）より求める。

S_v は地域補正係数（A 地域、B 地域、C 地域）と T_s より求める。

ちなみに、A 地域で $T_s=0.375\text{sec}$ の場合 S_v は $0.2055(\text{m/sec})$ となる。



3) 表層地盤の動的せん断弾性波速度

表層地盤の動的せん断弾性波速度は、次式（「耐震指針」138頁 式(4.2.24)）より求める。

$$V_{SD} = \frac{4 \cdot H_g}{T_s}$$

ここに、

V_{SD} : 表層地盤の動的せん断弾性波速度 (m/s)

H_g : 表層地盤の厚さ

T_s : 表層地盤の固有周期

ここで、地表地盤の厚さ H_g は堤体も含めた全土層厚さとする。

4) 表層地盤の動的せん断弾性係数

表層地盤の動的せん断弾性係数は、次式（「耐震指針」138頁 式(4.2.23)）より求める。

$$G_D = \frac{\gamma_{teq}}{g} \cdot V_{SD}^2$$

ここに、

G_D : 表層地盤の動的せん断弾性係数 (kN/m²)

γ_{teq} : 表層地盤の土の平均単位体積重量

g : 重力加速度 $g = 9.8$ (m/s²)

V_{SD} : 表層地盤の動的せん断弾性波速度

5) 表層地盤の動的変形係数

表層地盤の動的変形係数は、次式（「耐震指針」137頁 式(4.2.19)）より求める。

$$E_D = 2 \cdot (1 + \nu_D) \cdot G_D$$

ここに、

E_D : 表層地盤の動的変形係数 (kN/m²)

ν_D : 表層地盤の動的ポアソン比

G_D : 表層地盤の動的せん断弾性係数

6) 基盤層の動的せん断弾性波速度

基盤層の動的せん断弾性波速度 V_{SDB} は、以下のように定める。

$$V_{SDB} = 300.0 \text{ (m/sec)}$$

7) 地盤振動の波長

地盤振動の波長は、次式（「耐震指針」37頁（解 6.2.4)）より求める。

$$L = \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

$$L_1 = T_s \cdot V_{SD}, \quad L_2 = T_s \cdot V_{SDB}$$

ここに、

L : 地盤振動の波長 (m)

T_s : 表層地盤の固有周期

V_{SD} : 表層地盤の動的せん断弾性波速度

V_{SDB} : 基盤層の動的せん断弾性波速度 $V_{SDB} = 300.000$ (m/s)

8) 地盤の剛性係数 (矩形きよ)

矩形きよの地盤の剛性係数は、次式 (「耐震指針」156頁 (解 6.4.4)) より求める。

$$K_{g1} = C_1 \cdot G_D$$

$$K_{g2} = C_2 \cdot G_D$$

$$K_{g3} = C_3 \cdot G_D$$

ここに、

K_{g1} : 矩形きよおよびシールド管きよの軸方向の地盤の剛性係数 (kN/m²)

K_{g2} : 矩形きよおよびシールド管きよの軸直交方向の水平面内の地盤の剛性係数 (kN/m²)

K_{g3} : 矩形きよおよびシールド管きよの軸直交方向の鉛直面内の地盤の剛性係数 (kN/m²)

G_D : 表層地盤の動的せん断弾性係数

C_1 : 矩形きよおよびシールド管きよの軸方向の地盤の剛性係数

K_{g1} に対する定数 $C_1 = 1.0$

C_2 : 矩形きよおよびシールド管きよの軸直交方向の水平面内の地盤の剛性係数

K_{g2} に対する定数 $C_2 = 1.0$

C_3 : 矩形きよおよびシールド管きよの軸直交方向の鉛直面内の地盤の剛性係数

K_{g3} に対する定数 $C_3 = 3.0$

(7) レベル2地震動諸元の設定

1) 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は、次式 (「耐震指針」131頁 式(4.2.6)) より求める。

以下に $T_G=0.3$ の時の式を参考に示す。

$$T_S = \alpha_D \cdot T_G$$

$$T_S = 2.00 \times 0.3 = 0.6 \quad (\text{s})$$

ここに、

T_S : 表層地盤の固有周期 (s)

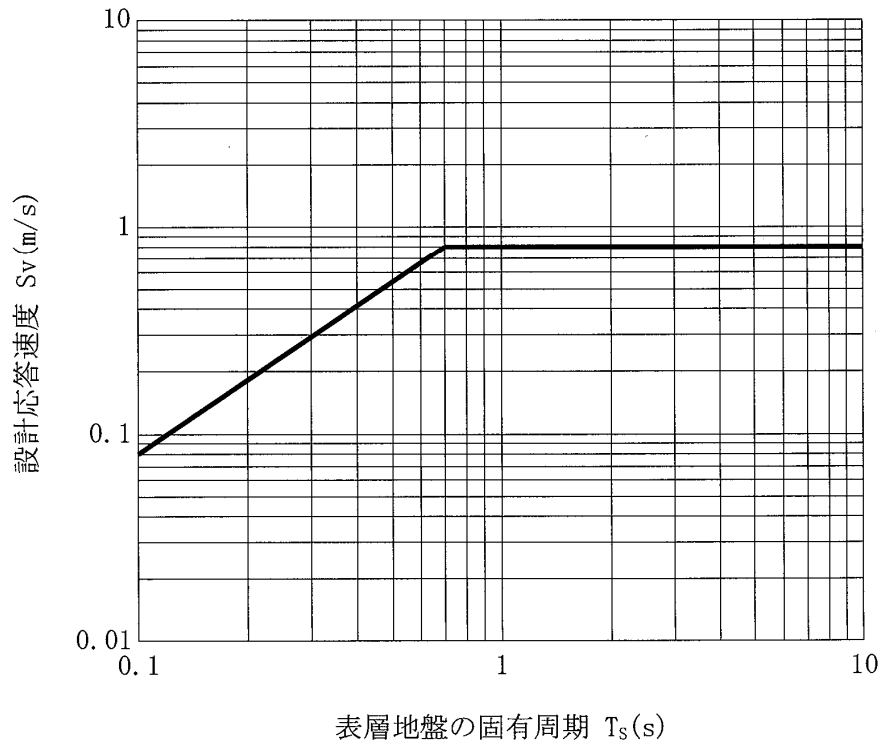
T_G : 表層地盤の基本固有周期

α_D : 地震時に生じるせん断ひずみの大きさを考慮した係数 $\alpha_D = 2.00$

2) 表層地盤の設計応答速度

表層地盤の設計応答速度 S_v は、下図（「耐震指針」39頁 図2.3.1）より求める。

$T_s=0.60\text{sec}$ の場合 S_v は $0.680(\text{m/sec})$ となる。



3) 表層地盤の動的せん断弾性波速度

表層地盤の動的せん断弾性波速度は、次式（「耐震指針」138頁 式(4.2.24)）より求める。

$$V_{SD} = \frac{4 \cdot H_g}{T_s}$$

ここに、

V_{SD} : 表層地盤の動的せん断弾性波速度 (m/s)

H_g : 表層地盤の厚さ

T_s : 表層地盤の固有周期

ここで、表層地盤の厚さ H_g は堤体も含めた全土層厚さとする。

4) 表層地盤の動的せん断弾性係数

表層地盤の動的せん断弾性係数は、次式（「耐震指針」138頁 式(4.2.23)）より求める。

$$G_D = \frac{\gamma_{teq}}{g} \cdot V_{SD}^2$$

ここに、

- G_D : 表層地盤の動的せん断弾性係数 (kN/m²)
- γ_{teq} : 表層地盤の土の平均単位体積重量
- g : 重力加速度 $g = 9.8$ (m/s²)
- V_{SD} : 表層地盤の動的せん断弾性波速度

5) 表層地盤の動的変形係数

表層地盤の動的変形係数は、次式（「耐震指針」137頁 式(4.2.19)）より求める。

$$E_D = 2 \cdot (1 + \nu_D) \cdot G_D$$

ここに、

- E_D : 表層地盤の動的変形係数 (kN/m²)
- ν_D : 表層地盤の動的ポアソン比
- G_D : 表層地盤の動的せん断弾性係数

6) 基盤層の動的せん断弾性波速度

基盤層の動的せん断弾性波速度 V_{SDB} は、以下のように定める。

$$V_{SDB} = 300.0 \text{ (m/sec)}$$

7) 地盤振動の波長

地盤振動の波長は、次式（「耐震指針」37頁（解 6.2.4)）より求める。

$$L = \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

$$L_1 = T_S \cdot V_{SD}, \quad L_2 = T_S \cdot V_{SDB}$$

ここに、

- L : 地盤振動の波長 (m)
- T_S : 表層地盤の固有周期
- V_{SD} : 表層地盤の動的せん断弾性波速度
- V_{SDB} : 基盤層の動的せん断弾性波速度 $V_{SDB} = 300.000$ (m/s)

8) 地盤の剛性係数（矩形きよ）

矩形きよの地盤の剛性係数は、次式（「耐震指針」156頁（解6.4.4）より求める。

$$K_{g1} = C_1 \cdot G_D$$

$$K_{g2} = C_2 \cdot G_D$$

$$K_{g3} = C_3 \cdot G_D$$

ここに、

K_{g1} : 矩形きよおよびシールド管きよの軸方向の地盤の剛性係数 (kN/m²)

K_{g2} : 矩形きよおよびシールド管きよの軸直交方向の水平面内の地盤の剛性係数 (kN/m²)

K_{g3} : 矩形きよおよびシールド管きよの軸直交方向の鉛直面内の地盤の剛性係数 (kN/m²)

G_D : 表層地盤の動的せん断弾性係数

C_1 : 矩形きよおよびシールド管きよの軸方向の地盤の剛性係数

K_{g1} に対する定数 $C_1 = 1.0$

C_2 : 矩形きよおよびシールド管きよの軸直交方向の水平面内の地盤の剛性係数

K_{g2} に対する定数 $C_2 = 1.0$

C_3 : 矩形きよおよびシールド管きよの軸直交方向の鉛直面内の地盤の剛性係数

K_{g3} に対する定数 $C_3 = 3.0$

9) 算定諸数値項目一覧

検討項目	
表層地盤の基本固有周期 T_G (s)	
耐震設計上の地盤種別	
表層地盤の固有周期 T_S (s)	
表層地盤の設計応答速度 S_V (m/s)	
表層地盤の動的せん断弾性波速度 V_{SD} (m/s)	
表層地盤の単位体積重量 γ_{teq} (kN/m ³)	
表層地盤の動的ポアソン比 ν_D	
表層地盤の動的せん断弾性係数 G_D (kN/m ²)	
表層地盤の動的変形係数 E_D (kN/m ²)	
基盤層の動的せん断弾性波速度 V_{SDB} (m/s)	
地盤振動の波長 L (m)	
矩形きよ	軸方向の地盤の剛性係数 k_{g1} (kN/m ²)
	軸直行方向の水平面内の地盤の剛性係数 k_{g2} (kN/m ²)
	軸直行方向の鉛直面内の地盤の剛性係数 k_{g3} (kN/m ²)

(8) 液状化検討に用いるレベル1地震動における設計水平震度

1) 地上部の設計水平震度

$$K_{hf} = C_z \times S_G \times S_I \times K_{h0} \quad \dots \dots \dots \text{式 (5.2.1)}$$

ここに,

K_{hf} : レベル1地震動における地上部の設計水平震度

C_z : 地域別補正係数 (表 5.2.5 参照)

S_G : 地盤別補正係数 (表 5.2.4 参照)

S_I : 重要度別補正係数 (1.1)

ただし, 本章5.2.6 設計荷重及び組合せに示す増設状態の場合は1.0とする。

K_{h0} : 標準設計水平震度 (一般構造物 : 0.2, 特殊構造物 : 0.3)

2) 地下部の設計水平震度

$$K_{hb} = (1 - 0.015z) \times K_{hf} \\ = C_z \times S_G \times S_I \times K_{h0} \times (1 - 0.015z) \quad \dots \dots \dots \text{式 (5.2.2)}$$

ここに,

K_{hb} : レベル1地震動における地下部の設計水平震度

z : 計画地表面からの深さ (m) [ただし, $1 - 0.015z \geq 0.50$]

3) 地盤種別補正係数

表5.2.4 地盤別補正係数 S_G

地盤の特性値 T_G	地盤種別	地盤別補正係数 S_G
$T_G < 0.2$	I種	0.8
$0.2 \leq T_G < 0.6$	II種	1.0
$0.6 \leq T_G$	III種	1.2

(「耐震指針」254頁より)

表-9.6.6 地域別補正係数 C_z

地域区分	地域別補正係数 C_z
A	1.0
B	0.85
C	0.7

パイプライン基準より

表 5.2.5 地域別補正係数と地域区分

地域区分	地域別補正係数			対象地域
	C _Z	C _{I_Z}	C _{II_Z}	
A1	1.0	1.2	1.0	千葉県のうち館山市, 木更津市, 勝浦市, 鴨川市, 君津市, 富津市, 南房総市, 夷隅郡, 安房郡 神奈川県 山梨県のうち富士吉田市, 都留市, 大月市, 上野原市, 西八代郡, 南巨摩郡, 南都留郡 静岡県 愛知県のうち名古屋市のうち豊橋市, 半田市, 豊川市, 津島市, 刈谷市, 西尾市, 蒲郡市, 常滑市, 稲沢市, 新城市, 東海市, 大府市, 知多市, 豊明市, 田原市, 愛 西市, 清須市, 弥富市, あま市, 海部郡, 知多郡, 額田郡, 北設楽郡のうち東栄町 三重県 (津市, 松阪市, 名張市, 亀山市, いなべ市, 伊賀市, 三重郡菰野町を除く。) 和歌山県のうち新宮市, 西牟婁郡, 東牟婁郡 徳島県のうち那賀郡, 海部郡
A2	1.0	1.0	1.0	A1, B1, B2, C 地域以外の地域
B1	0.85	1.2	0.85	愛媛県のうち宇和島市, 北宇和郡, 南宇和郡 高知県 (B2 地域に掲げる地域を除く。) 宮崎県のうち延岡市, 日向市, 児湯郡 (西米良村及び木城町を除く。), 東臼杵郡の うち門川町
B2	0.85	1.0	0.85	北海道のうち札幌市, 函館市, 小樽市, 室蘭市, 北見市, 夕張市, 岩見沢市, 網走市, 苫 小牧市, 美唄市, 芦別市, 江別市, 赤平市, 三笠市, 千歳市, 滝川市, 砂川市, 歌志内市, 深川市, 富良野市, 登別市, 恵庭市, 伊達市, 北広島市, 石狩市, 北斗市, 石狩郡, 松前 郡, 上磯郡, 亀田郡, 茅渚郡, 二世郡, 山越郡, 檜山郡, 爾志郡, 奥尻郡, 瀬棚郡, 久遠 郡, 島牧郡, 寿都郡, 磯谷郡, 虻田郡, 岩内郡, 古宇郡, 積丹郡, 古平郡, 余市郡, 空知 郡, 夕張郡, 樺戸郡, 雨竜郡, 上川郡 (上川総合振興局) のうち東神楽町, 上川町, 東 川町及び美瑛町, 勇払郡, 網走郡, 斜里郡, 常呂郡, 有珠郡, 白老郡 青森県のうち青森市, 弘前市, 黒石市, 五所川原市, むつ市, つがる市, 平川市, 東津 軽郡, 西津軽郡, 中津軽郡, 北津軽郡, 下北郡 秋田県, 山形県 福島県のうち会津若松市, 郡山市, 白河市, 須賀川市, 喜多方市, 岩瀬郡, 南会津郡, 那麻郡, 河沼郡, 大沼郡, 西白河郡 新潟県 富山県のうち魚津市, 滑川市, 黒部市, 下新川郡 石川県のうち輪島市, 珠洲市, 鳳珠郡

表 5.2.5 地域別補正係数と地域区分 (つづき)

地域区分	地域別補正係数			対象地域
	C _Z	C _{I_Z}	C _{II_Z}	
B2	0.85	1.0	0.85	鳥取県のうち米子市, 倉吉市, 境港市, 東伯郡, 西伯郡, 日野郡 島根県, 岡山県, 広島県 徳島県のうち美馬市, 三好市, 美馬郡, 三好郡 香川県のうち高松市, 丸亀市, 坂出市, 善通寺市, 観音寺市, 三豊市, 小豆郡, 香川郡, 綾歌郡, 仲多度郡 愛媛県 (B1 地域に掲げる地域を除く。) 高知県のうち長岡郡, 土佐郡, 吾川郡 (いの町のうち旧伊野町の地区を除く。) 熊本県 (C 地域に掲げる地域を除く。) 大分県 (C 地域に掲げる地域を除く。) 宮崎県 (B1 地域に掲げる地域を除く。)
C	0.7	0.8	0.7	北海道のうち旭川市, 留萌市, 稚内市, 紋別市, 士別市, 名寄市, 上川郡 (上川総合振 興局) のうち鷹栖町, 当麻町, 比布町, 愛別町, 和寒町, 剣淵町及び下川町, 中川郡 (上 川総合振興局), 増毛郡, 留萌郡, 苫前郡, 天塩郡, 宗谷郡, 枝幸郡, 礼文郡, 利尻郡, 紋 別郡 山口県, 福岡県, 佐賀県, 長崎県 熊本県のうち荒尾市, 水俣市, 玉名市, 山鹿市, 宇土市, 上天草市, 天草市, 玉名郡, 葦 北郡, 天草郡 大分県のうち中津市, 豊後高田市, 杵築市, 宇佐市, 国東市, 東国東郡, 速見郡 鹿児島県 (奄美市及び大島郡を除く。) 沖縄県

3) 地上部の設計水平震度計算例

A2 地域、II 種地盤 の場合

A2地域 より $C_z = 1.0$ II 種 地盤より $S_G = 1.0$

重要度補正係数 $S_I = 1.1$ 標準設計水平震度 $K_{h0} = 0.2$

$$K_{sf} = 1.0 \times 1.0 \times 1.1 \times 0.2 = 0.22$$

4) 地下部の設計水平震度計算例

$z = 7.537\text{m}$ の場合

$$K_{hb} = (1 - 0.015 \times 7.537) \times 0.22 = 0.195$$

(9) 液状化検討に用いるレベル2地震動における設計水平震度

1) 地上部の設計水平震度

i 一般構造物

$$K_{hf-2} = 0.8 \times C_s \text{ [第 I 種地盤]} \dots \dots \dots \text{式 (5.2.3)}$$

$$K_{hf-2} = 0.6 \times C_s \text{ [第 II 種及び第 III 種地盤]}$$

ここに,

K_{hf-2} : レベル2地震動における地上部の設計水平震度 ($K_{hf-2} \geq 0.3$)

C_s : じん性を考慮した場合の構造物特性係数

(C_s の) $C_s = 1.0$

C_z : 地域別補正係数

地域区分	A 1 地域	A 2 地域	B 1 地域	B 2 地域	C 地域
タイプ I	1.20	1.00	1.20	1.00	0.80
タイプ II	1.00	1.00	0.85	0.85	0.70

2) 地下部の設計水平震度

$$K_{hb-2} = (1 - 0.015z) \times K_{z_{hf-2}} \dots \dots \dots \text{式 (5.2.5)}$$

ここに,

K_{hb-2} : レベル2地震動における地下部の設計水平震度

3.4.5. 継目部の設計その1 (底樋相互の面的変形量の算定)

(1) 地震による水平変位振幅の算定

矩形きよの重心位置における地盤の水平変位振幅は、次式(「耐震指針」131頁 式(4.2.5))より求める。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos \frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H_g}$$

ここに、

- $U_h(z)$: 地表面から深さ z (m) における地盤の水平変位振幅 (m)
- z : 矩形きよの重心位置の深度 (m)
- S_v : 表層地盤の設計応答速度
- T_s : 表層地盤の固有周期
- H_g : 表層地盤の厚さ

ここで、レベル1地震時とレベル2地震時での違いは S_v と T_s の値がレベル1とレベル2で異なるため、水平変位振幅の値はレベル1条件とレベル2条件では異なる値となる。

<計算事例：レベル1の場合>

表層地盤諸数値及び矩形きよの重心位置 Z を以下の値とした場合の計算例を以下に示す。

・表層地盤の諸数値

$$S_v = 0.2055 \text{ (m/s)} \quad T_s = 0.375 \text{ (s)} \quad H_g = 9.25 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} Z &= H + G \\ &= 6.87 + 0.667 = 7.537 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここに、

H : 土被り (m)

G : 底樋頂版上面から重心までの距離 (m)

よって、矩形きよの重心の位置における地盤の水平変位振幅 $U_h(7.537)$ は、以下のようになる。

$$\begin{aligned} U_h(7.537) &= \frac{2}{\pi^2} \times 0.206 \times 0.375 \times \cos\left(\frac{\pi \times 7.537}{2 \times 9.25}\right) \\ &= 0.00448 \text{ m} = 0.448 \text{ cm} \cdot \cdot \text{水平変位振幅量} \end{aligned}$$

(2) 地震動による軸方向開き量の算定（軸方向変位 U_a に対する開き量）

地震動による矩形きよと矩形きよの継手部の継目部の開き量は、次式（「耐震指針」150頁 式(4.3.1)～式(4.3.5)、「耐震指針」142頁 式(4.2.33)）より求める管軸方向継手の伸縮量と同値とみなす。

$$|u_J| = u_0 \cdot \overline{u_J}$$

$$\overline{u_J} = \frac{2 \cdot \gamma_1 \cdot |\cosh \beta_1 - \cos \gamma_1|}{\beta_1 \cdot \sinh \beta_1}$$

$$u_0 = \alpha_1 \cdot U_a$$

$$U_a = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot U_h(z)$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma_1}{\beta_1}\right)^2}$$

$$\beta_1 = (\lambda \cdot l) = \sqrt{\frac{K_{g1}}{E_c \cdot A_c}} \cdot l$$

$$\gamma_1 = \frac{2 \cdot \pi \cdot l}{L'}$$

$$L' = \sqrt{2} \cdot L$$

ここに、

$|u_J|$: 管軸方向継手伸縮量(m)

$\overline{u_J}$: 継手変位の係数

u_0 : 無限に連続する梁とした場合の管軸方向相対変位量(m)

U_a : 矩形きよの管軸方向の地盤の水平変位振幅(m)

$U_h(z)$: 地表面から深さ z (m)における地盤の水平変位振幅

z : 矩形きよの重心位置の深度

A_c : 矩形きよの断面積

E_c : 矩形きよの弾性係数

l : 矩形きよのブロック長

K_{g1} : 矩形きよの管軸方向の地盤の剛性係数

L : 地盤振動の波長

L' : 地盤振動の見かけの波長(mm)

ここで、レベル1地震時とレベル2地震時で $U_h(z)$ の値が異なるため、レベル1地震時とレベル2地震時とで管軸方向継手伸縮量（開き量）は異なる。

<計算事例>

前項で算定した水平変位振幅量を用いて継目部の開き量の算定事例を以下に示す。

$$\begin{aligned}U_h(7.537) &= 0.00448 \text{ (m)} & Z &= 7.537 \text{ (m)} & A_c &= 0.590 \text{ (m}^2\text{)} \\E_c &= 3.10E+07 \text{ (kN/m}^2\text{)} & l &= 1.5 \text{ (m)} \\k_{g1} &= 17970.340 \text{ (kN/m}^2\text{)} & L &= 55.686 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここで、

$$L' = \sqrt{2} \times 55.686 = 78.752 \text{ (m)}$$

$$\gamma_1 = (2 \times \pi \times 1.5) / 78.752 = 0.11968$$

$$\beta_1 = \sqrt{(17970.340 / (3.10E+07 \times 0.590)) \times 1.5} = 0.04702$$

$$\alpha_1 = 1 / (1 + (0.11968 / 0.04702)^2) = 0.13372$$

$$U_a = (1/\sqrt{2}) \times 0.00448 = 0.00317 \text{ (m)}$$

$$U_0 = 0.13372 \times 0.00317 = 0.00042 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned}\overline{U_j} &= \frac{(2 \times 0.11968 \times |\text{COSH}(0.04702) - \text{COS}(0.11968)|)}{0.04702 \times \text{SINH}(0.04702)} \\ &= 0.8938\end{aligned}$$

よって、地震動による矩形きよと矩形きよの継目部の開き量（管軸方向継手伸縮量 $|U_j|$ ）は、以下のようなになる。

$$|U_j| = 0.00042 \times 0.8938 = 0.00038 \text{ (m)} = \mathbf{0.38} \text{ (mm)}$$

3.4.6. 継目部の設計その2（底樋沈下変形に伴う諸数値の算定）

(1) 地盤沈下による屈曲角と開き量の算定方法

各種条件により底樋底部の地盤が沈下変形を起こした場合、矩形きよと矩形きよの継目部で屈曲変形（折れ変形）と隙間が発生する。

以下に底樋を矩形きよと考えた場合の屈曲角及び継目部の開き量の算定方法を示す。

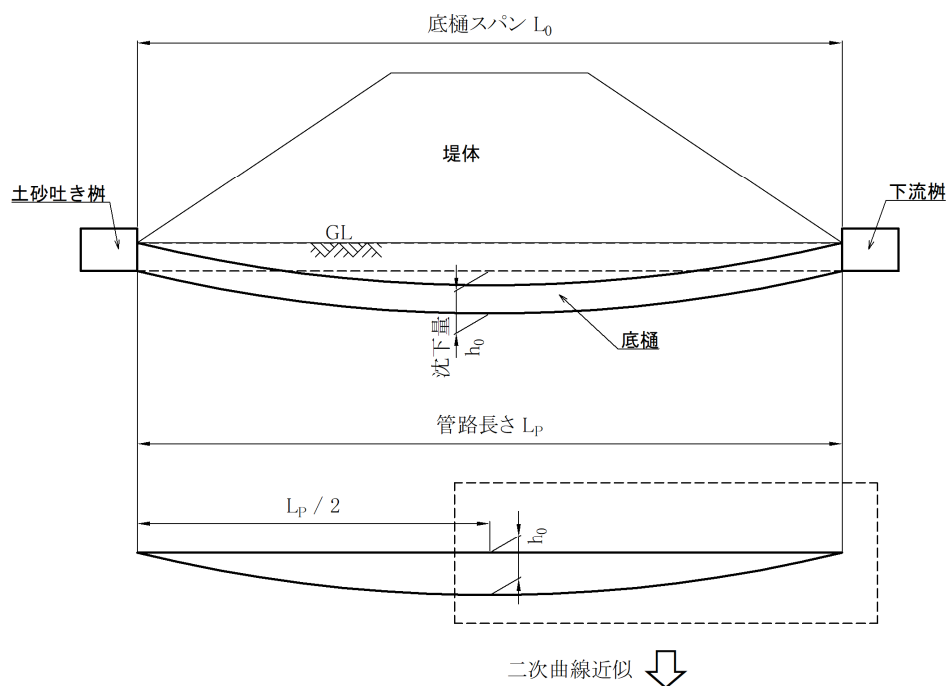
1) 地盤沈下形態

地盤沈下に伴う底樋継目部での屈曲角及び開き量の算定は、最大沈下量と沈下曲線形状を設定する必要があり、以下の仮定条件で沈下形状を決定する。

- ・最大沈下量は、上下流樋で挟まれた底樋延長区間の中間地点で発生する。
- ・底樋の上流樋と下流樋の区間での沈下形状は二次曲線近似と仮定する。
- ・この沈下曲線は底樋の上面での沈下曲線とする。

この条件を踏まえて底樋継目部での屈曲角及び開き量を算定する。

（「耐震指針」134～136頁に示された方法に独自方法を追加）



沈下量と屈曲角の関係 -計算例-

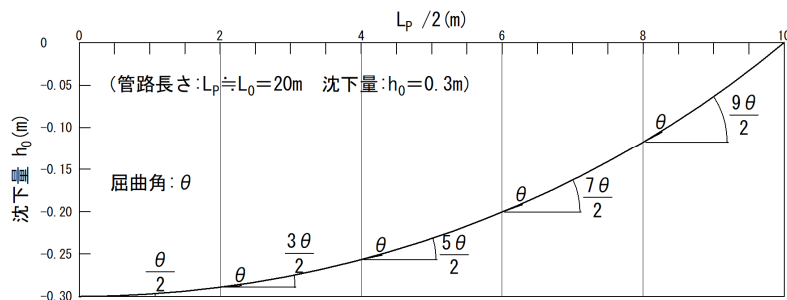


図 3.4.6-1 地盤の沈下による沈下曲線の想定図

ここで、地盤沈下が発生した場合、下に凸の沈下変形曲線延長は沈下前の底樋縦断延長より長くなるため、底樋天端側に開きが生じる。この時、底樋底面側は底樋躯体間での屈曲角の影響を受け上面よりさらに開き量は大きくなる。また、底樋端部の上下流桝と接続する底樋接続部分については、底樋桝は水平を保つと想定した場合、接続する底樋の片側が沈下することで上面側が開口する変形形態となる。

上記の地盤沈下時の底樋の変形形態を踏まえ、底樋の位置（標準的な位置と桝との接続位置）と底樋の高さを考慮して、標準部区間と接続部区間について、屈曲角、上面開き量、下面開き量の算定式を提案し、照査項目としての利用を考える。

沈下変形模式図を図 3.4.6-2 に示す。

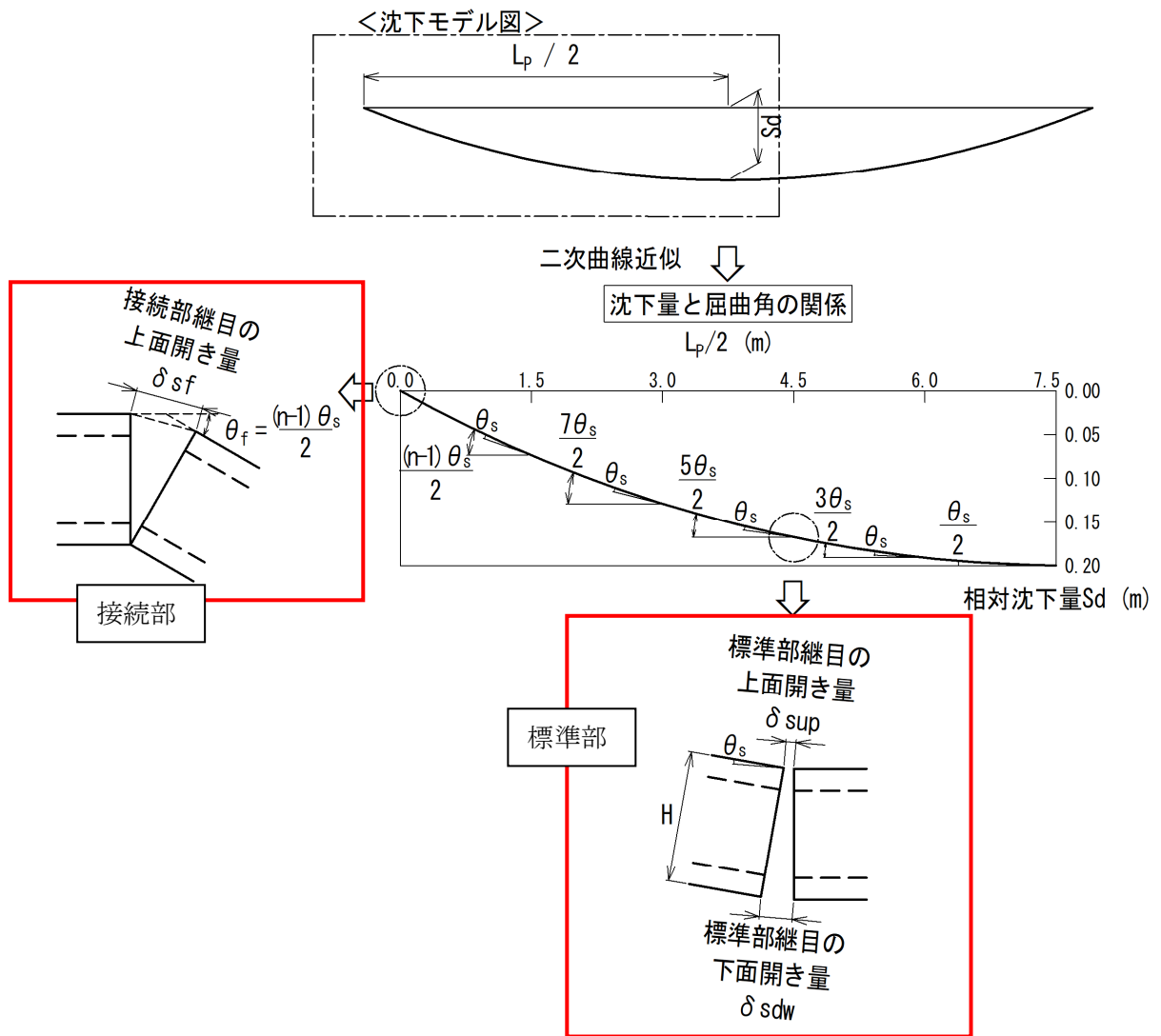


図 3.4.6-2 底樋高さを考慮した地盤沈下による開き量と屈曲角の概念図

継目部の屈曲角及び開き量には標準部と接続部との2パターンが考えられ、この内標準部については底樋の高さの影響を受け、底樋継目部の上面部と下面部で開き量は異なるため、その両者についての開き量を算定する。

① 標準部の屈曲角の算定

標準区間の屈曲角は沈下曲線を2次曲線で近似するため、以下の式で算定する。(「耐震指針」134頁 式(4.2.13))

$$\theta = 2 \tan^{-1} \left(\frac{4 \cdot h_0}{L_P^2} \cdot \ell \right) \dots \dots \dots \text{式(4.2.13)}$$

ここに、

θ : 地盤沈下による継手部の底樋躯体間での屈曲角 (rad)

h_0 : 地盤沈下量(m)

地盤沈下量には、即時沈下、圧密沈下及び地震時の液状化に伴う沈下等が含まれ、上下流端との相対最大沈下量とする。

L_P : 管路長さ(m) 底樋の上下流柵間の区間長とする。

ℓ : 底樋ブロック長 (m)、プレキャスト底樋の場合 1.5m

② 標準部の上面開き量、下面開き量の算定

・ 上面開き量

上面開き量について、図 3.4.4-2 に示すとおり底樋ブロックの場所により傾きが異なるため、上面の開き量も場所により異なり中央部で少なく、端部で大きくなる。

照査に用いる値としては開き量が最も大きくなる端部の傾斜角を用いた開き量とし、「耐震指針」135頁 式(4.2.14) より求める。

$$\delta s \text{ up} = \frac{\ell}{\cos \left(\frac{n-1}{2} \cdot \theta \right)} - \ell \dots \dots \dots \text{式(4.2.14)}$$

ここに、

$\delta s \text{ up}$: 地盤沈下による上面開き量(m)

n : 上下流柵間の底樋躯体個数(ケ)

$n = L_P / \ell$ (整数)

θ : 地盤沈下による継手部の屈曲角 (rad)

式(4.2.13)により求める値

ℓ : 底樋ブロック長(m)、プレキャスト底樋の場合 1.5m

・下面開き量

下面開き量は、底樋ブロック間の屈曲角により底樋の底面側が更に関く量を上面開き量に加算して算定する。

$$\delta s dw = 2 \times h \times \sin (\theta / 2) + \delta s up$$

ここに、

$\delta s dw$: 地盤沈下による下面開き量(m)

h : 底樋の高さ(m)

θ : 地盤沈下による継手部の屈曲角 (rad)

式 (4.2.13) により求める値

$\delta s up$: 地盤沈下による上面開き量(m)

③ 接続部の屈曲角の算定

接続部の屈曲角は図 3.4.4-2 に示すように水平部 (柵) と端部底樋との傾斜角に相当するため、接続部の屈曲角は以下の式で求める。

$$\theta f = (n - 1) / 2 \times \theta$$

ここに、

θf : 接続部と端部底樋との屈曲角(rad)

n : 上下流柵間の底樋躯体個数(ケ)

$$n = L_P / \ell \text{ (整数)}$$

θ : 地盤沈下による標準区間での継手部の屈曲角 (rad)

式 (4.2.13) により求める値

④ 接続部の上面開き量の算定

接続部・上面の開き量は接続部の屈曲角 (θf) を用いて以下の式で求める。

$$\delta s f = 2 \times h \times \sin (\theta f / 2)$$

ここに、

$\delta s f$: 接続部の上面開き量(m)

h : 底樋の高さ(m)

θf : 接続部の屈曲角 (rad)

3.4.7. 継目部の照査項目

継目部の照査項目は上記より求めた以下の項目とする。ここで地震条件（L1,L2）については、当該ため池の耐震性能必要レベルに応じて選択する。

- ・底樋軸方向の開き量（L1,L2 地震時）
- ・沈下変形（L1,L2 地震時）による標準部下面開き量
- ・沈下変形（L1,L2 地震時）による接続部屈曲角
- ・沈下変形（L1,L2 地震時）による接続部上面開き量

3.5. 底樋底部地盤沈下量と対策工

3.5.1. 底樋底部の地盤沈下量算定方法

(1) 底樋底部の地盤沈下現象

底樋部における、底樋底面部の沈下量は、継目部の屈曲角及び開き量の算定に用いるもので、プレキャスト底樋の設置適用判定照査を行う上で重要な値である。底樋部（堤体敷面）の沈下には、堤体荷重による地盤の即時沈下（弾性変形沈下）、粘性土地盤層厚が厚い場合には、ため池天端の嵩上げ改修による改修前鉛直荷重条件より地盤に作用する鉛直荷重が増加することに起因した圧密沈下（ため池改修完了後より沈下が始まる現象）及び地震時における砂質系地盤で発生する液状化に伴う地盤沈下等が想定される。底樋上部の堤体盛土に伴う即時沈下量については、底樋接地面の地盤支持力が堤体盛土荷重を上回る場合は有害となる沈下変形は発生しないものと考えられ、従来のレベル1条件での底樋設計においては、堤体盛土荷重を含めた底樋底面で発生する地盤反力と堤体敷きでの期待される長期及び短期許容支持力（原位置試験における地盤支持力値）を比較して、地盤の支持力が不足している場合において、局所的であれば良質土による置換工法を、ある程度の範囲であれば地盤改良等の基礎処理を実施し、有害な即時沈下量の低減・抑制が図られている。

ため池堤体基礎部に軟弱地盤を含む粘性土地盤が分布し、かつ、現況堤体を嵩上げ改修する場合、既設堤体による圧密荷重（先行荷重）より大きな鉛直荷重（圧密荷重）を受けることになるため、長期に渡り圧密沈下の進行が予測される。このような堤体改修条件において圧密沈下現象を想定しないまま底樋を設置した場合、現場打ちコンクリート底樋、プレキャスト底樋にかかわらず、堤体中央部（堤体最大断面部）の底樋付近で最も沈下変形量が大きくなり、想定した管路勾配の確保が困難となり通水能力の低下に繋がる。（レベル1条件を満足しない構造となる）このような場合は工事段階であらかじめ堤体中央部を盛り上げた形で底樋を設置して、圧密沈下後に所定の管路勾配となる手法（チャンバー盛土）を採ることも考えられる。

地震時の液状化現象に伴う地盤の沈下変形は、固結度の低い砂質地盤上に底樋を設置した場合、レベル1地震時、レベル2地震時を問わず液状化の発生が懸念され、液状化層の厚さによっては即時沈下量、圧密沈下量をしのぐ沈下量となる場合が予想される。ただ、底樋設置のために堤体を開削して底樋設置地盤状況を直接確認・調査が可能となるため、地盤状況を確認した上で、地盤改良処理等により液状化による沈下の発生を抑制する対策も有効な方法となる。

以降に、プレキャスト底樋継目部の挙動に影響を与える現象である即時沈下量、圧密沈下量及び液状化に伴う地盤の沈下量の算定方法例について紹介する。

(2) 即時沈下量の算定

即時沈下量は堤体盛土の荷重による地盤のせん断変形に伴う沈下として算定する。

即時沈下量の算定方法は「柔構造樋門設計の手引き（財）国土技術開発センター編」に示された以下の方法で簡易的に算定出来る。即時沈下量 S_i は、地盤を弾性体とみなして弾性変形量として求める。底樋設計の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。地盤改良等を行う場合は、地盤改良等の効果を適切に考慮して算定する必要がある。

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。参考式は、堤体荷重を等価な2層の帯状分布荷重に近似させて、沈下量の分布を求めている。

$$S_{ix} = \sum_{i=1}^n \frac{-3a_i \cdot q_i}{E_m \cdot \pi} \log \sin \left(\tan^{-1} \frac{a_i}{H} \right) \cdot \left\{ 1.0 - \frac{0.75}{\pi} \left[\left(1 + \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 + \frac{x}{a_i} \right| + \left(1 - \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 - \frac{x}{a_i} \right| \right] \right\} \quad (1-5-7)$$

ここに、

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

q_i : 盛土荷重 (tf/m²) {kN/m²}

E_m : 式(1-5-1)による地盤の換算変形係数 (tf/m²) {kN/m²}

$2a_i$: 载荷幅 (m) {m}

H : 即時沈下の影響を考慮する深さ (m) {m}

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) {m}

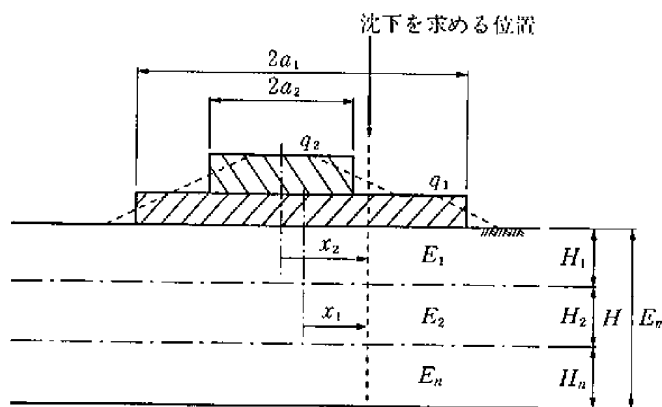
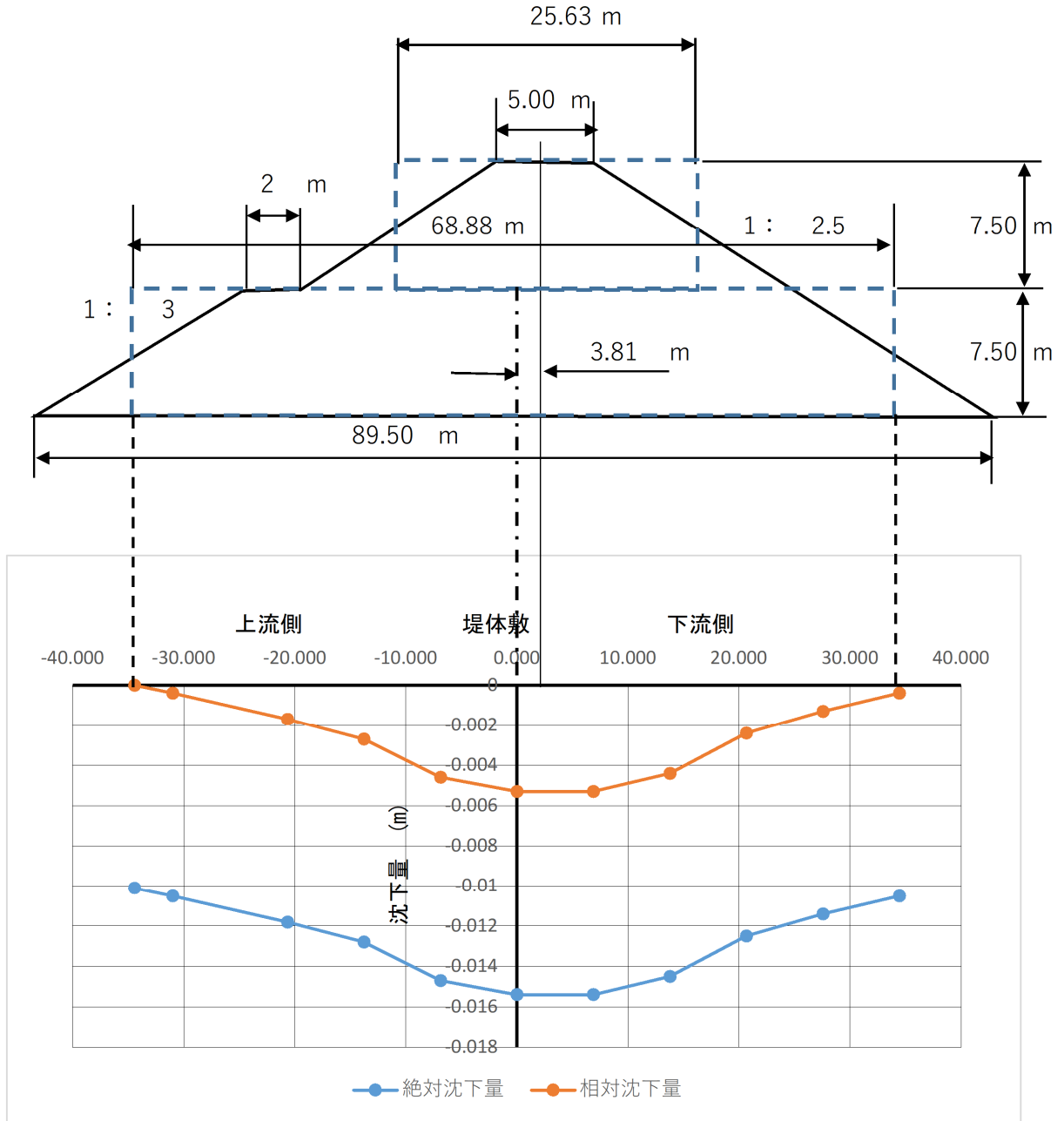


図 1-5-3 即時沈下の計算モデル

出典：「柔構造樋門設計の手引き」84 頁 (式 1-5-7)

沈下量算定結果図例(堤高 15mでのため池標準寸法より算定)を以下に示す。

堤体2層分割モデル



即時沈下量分布図

図 3.5.1-1 2層モデルでの即時沈下量図

<多層地盤の変形係数 (Em) の算定>

基礎地盤の土層が深さ方向に変化する場合、特に弱い層が存在する場合などでは、次式によりその影響を考慮に入れ、換算変形係数 E_{sm} 、 E_{om} を算出する必要がある。

$$E_m = \frac{\log \frac{(B+2h_n \cdot \tan \theta)L}{(L+2h_n \cdot \tan \theta)B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \log \frac{(B+2h_i \cdot \tan \theta)(L+2h_{i-1} \cdot \tan \theta)}{(L+2h_i \cdot \tan \theta)(B+2h_{i-1} \cdot \tan \theta)}} \quad (1-5-1)$$

ここに、

E_m : $B \neq L$ のときの地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kgf/cm²) {kN/m²}

B : 載荷幅 (m) {m}

L : 載荷奥行 (m) {m}

h_n : 影響を調べなければならない深さ (m) {m} で、載荷幅 B の3倍以上とする。

h_i : 細分する各層底面までの深さ (m) {m}

E_i : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kgf/cm²) {kN/m²}

θ : 荷重の分散角度で、 $\theta = 30^\circ$ { $\theta = 30^\circ$ } とする。

なお、載荷幅、載荷奥行については、 E_{sm} を求めるときは堤体幅、開削幅とし、 E_{om} を求めるときは函体幅、スパン長とする。

(3) 圧密沈下量の算定

堤体天端を大きく嵩上げ改修するため池で、底樋底部に粘性土層が確認された場合は、嵩上げ盛土荷重による地盤内の増分鉛直荷重に対して圧密沈下量を算定する。

ため池堤体基礎の場合、すでに既設堤体があることから、既設堤体荷重での圧密沈下は既に終了しているものと考え、嵩上げ盛土荷重（鉛直方向増分荷重）分についての圧密沈下量を算定する。圧密沈下量の算定方法について、本来であれば圧密試験を実施して粘性土の初期間隙比、圧密係数、圧縮係数等を用いて圧密沈下量の算定が行われる。ただ、ため池改修に関する土質試験項目を見ると、地盤内に粘性土層が分布していても圧密試験の実施は行われていないことの方が多い。そのため、圧密試験結果が得られていない場合の一つの方法として、「NPO 住宅地盤品質協会」で示されている「小規模建築物の圧密沈下量計算方法（案）」より、圧密試験結果以外の土質試験結果より体積圧縮係数 m_v を推定して圧密沈下量を算定する方法を示す。

$$S = m_v \cdot \Delta P \cdot H$$

S : 圧密沈下量 (m)

m_v : 体積圧縮係数 (m^2/kN)

ΔP : 地中増加応力 (kN/m^2)

H : 圧密対象層厚 (m)

ここで、 m_v の推定には以下の方法が挙げられている。

圧密試験が無い場合は、下表に示す含水比と m_v の関係などが利用できる。

① m_v の決定は次の方法で行う。

- A) 圧密試験を実施する。
- B) 既存の近隣データから m_v を収集する。
- C) 既存の近隣データから粘着力を収集し m_v に換算する。
例えば $m_v = 1/(80C)$: 大阪 $m_v = 1/(52C)$: 関東
- D) 既存の近隣データから含水比を収集し m_v に換算する。
例えば $m_v = 10 \times 10^{-5} \cdot w_n^A$ $A = 1.2 - 0.0015(\sigma_0 + \Delta\sigma/2)$: 関東陸成粘土
- E) SWS 試験時にサンプリングし含水比を測定し m_v に換算する。
- F) SWS 試験データを参考に W_{sw} を粘着力に換算し推定する。

m_v は現地の圧密試験により決定することが望ましいが、住宅では費用の点で難しいため、近隣データとE) またはF) など複合的に判断する。特に地域の土質試験データの収集に努めることが重要である。

② C_v の推定についても地域性があるので地域の圧密試験データの収集が重要である。

粘性土の圧密試験例¹⁾

土質	中間土	シルト	粘土	高含水粘土
含水比 (%)	35~50	50~70	70~90	90~120
m_v (m^2/kN)	$0.5 \sim 0.8 \times 10^{-3}$	$0.4 \sim 1.3 \times 10^{-3}$	$0.5 \sim 1.6 \times 10^{-3}$	$0.6 \sim 2 \times 10^{-3}$
C_v (cm^2/day)	300~500	300~400	200~300	30~190

P=100kN/m²の場合

(4) 液状化による沈下量の算定 (地震時の沈下変形)

地震時の地盤沈下量は、液状化による沈下量として評価し、対象土層で簡易液状化検討 (土層の平均 FL 値算定) を行い、平均 FL 値<1.0 となる地層の厚さに対して、液状化による沈下量 δ は、次式 (「耐震指針」53 頁 式(2.4.1)) より求める。

$$\delta = H_{FL} \times \eta \times 100$$

ここに、

δ : 液状化による沈下量 (cm)

H_{FL} : 液状化層厚 (m)

η : 沈下率 $\eta = 0.050$ (「耐震指針」53 頁 図 2.4.3)

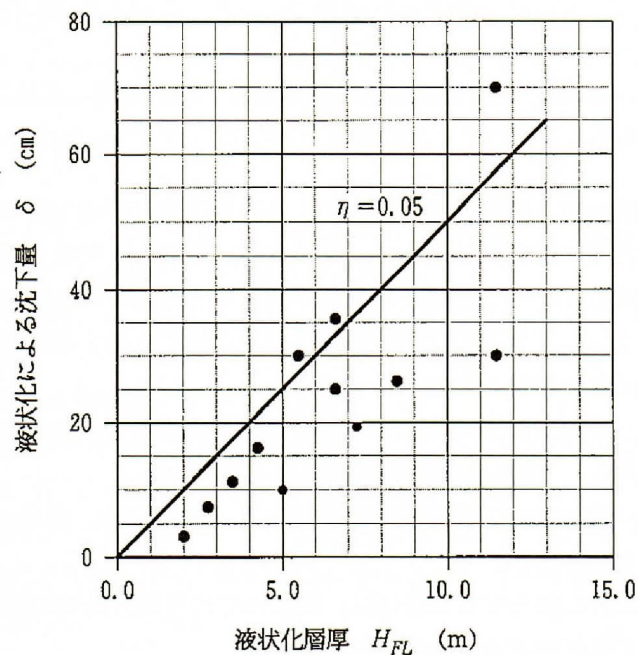


図 2.4.3 液状化層厚と実測沈下量の関係

出典：「地下構造物の合理的な地震対策研究」¹⁷⁾

ここで、簡易液状化法 FL 値の算定は、レベル 1、レベル 2 の「液状化検討に用いる設計水平震度」を用いて算定する。

液状化による土層の沈下量は対象土層厚の 5%に相当するため、対象土層厚さが厚い場合、即時沈下量、圧密沈下量と比べて大きな沈下量となることもある。

(5) 設計に用いる沈下量

継目部の屈曲角及び開き量の検討に用いる沈下量は、底樋の上下流端部の沈下量と、中央部最大沈下量の相対沈下量を用いて算定する。

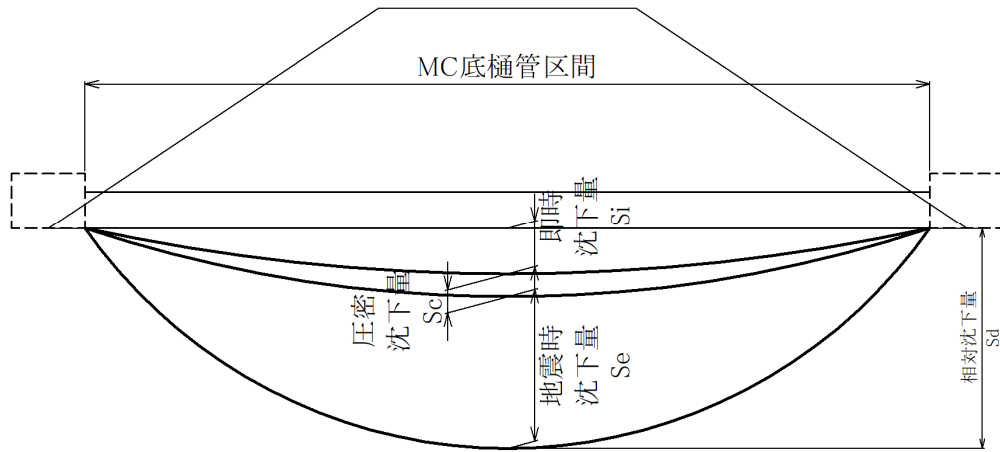


図 3.5.1-2 継目部検討に用いる沈下量概念図

沈下量は地震レベルに応じて以下のように考える。

レベル 1 相対沈下量 = 即時沈下量 + 圧密沈下量 + L1 地震時液状化による沈下量

レベル 2 相対沈下量 = 即時沈下量 + 圧密沈下量 + L2 地震時液状化による沈下量

3.5.2. 基礎処理工

ため池底樋基礎部の基礎処理工法には対策範囲と目的によりいくつかの工法が挙げられる。

(1) 表層軟弱部処理対策

底樋基盤の表層部（厚さ 1.0m未満）に軟弱層が局所的に確認された場合は、碎石等の支持力が確保可能な材料（止水箇所より下流側の場合）で置換する「置換工法」が挙げられる。

処理範囲が限定されている場合、最も確実な工法といえる。

(2) 地盤表層部支持力対策

1) 改良目標値

底樋設置地盤も含めて、堤体基礎に対する支持力について設計指針「ため池整備」 p.42 によれば、基礎地盤の支持力の目安としてコーン貫入抵抗 q_c が 500 程度とされており、また、N 値 ≤ 4 程度を軟弱地盤として定義している。

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 kN/m² 程度である。
堤体基礎地盤の透水係数は、 $k \leq 1 \times 10^{-4}$ cm/s (1×10^{-6} m/s) が望ましい。
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 ≤ 4 程度) で、一般に、軟らかい粘土、シルト、有機質土又は緩い砂質土等の地層で構成される地盤のことをいう。
出典：設計指針「ため池整備」 p.42 より

N 値からのコーン貫入抵抗値は以下の関連式を組み合わせることで算定することができる。

一軸圧縮強度と N 値の関係：一軸圧縮強度 $q_u = 12.5 \times N$ (kN/m²)

コーン貫入抵抗と一軸圧縮強度の関係： $q_c = 5 \times q_u$ (kN/m²)

より、 $q_c = 62.5 \times N$ (kN/m²)

(「地盤調査の方法と解説 H16」 p.267, p.293 地盤工学会より)

上記式より $q_c = 500$ (kN/m²) を確保する N 値は N=8 相当の地盤となり、N 値 8 未満の地盤位については何らかの基礎処理が必要になるものと考えられる。

次頁に基礎処理工として地盤改良処理での改良深度算定方法を紹介する。この計算例では、堤体敷面での工事車両の走行面の支持力検討事例を示しているが、車輛荷重部分は天端を道路として利用する場合はこれを用い、道路盛土部分を堤体荷重分と考えることで利用できる。

2) 地盤改良強度の検討

地盤許容支持力検討の結果、改良深度は下表の通りである。

検討ケース	地盤改良深度 (m)
長期	0.60

地盤許容支持力の検討方法及び地盤許容支持力の判定を以下に示す。

3) 検討条件

地盤許容支持力度 (テルツァギーの修正支持力公式)

テルツァギーの修正支持力公式は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」 p.317～318 より「常時」条件の式として引用した。

$$q_a = 1/3 \cdot (\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad (\text{長期許容支持力})$$

ここで

q_a : q_a :地盤許容支持力度 (kN/m²)

η : 基礎寸法による補正係数
 $\eta = (B/B_0)^{-1/3}$ (B_0 基礎の基準幅で 1.0m)

α, β : α, β :形状係数
 $\alpha = 1.0, \beta = 0.5$ (基礎荷重面連続の時)

c : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m²)
 基礎の粘着力は、改良後の粘着力とし、 $C=60\text{kN/m}^2$ を用いる。

(施工機械の走行性から改良地盤のコーン指数を $q_c=600\text{kN/m}^2$ とする。

一軸圧縮強度 $q_u=1/5q_c \rightarrow$ 粘着力 $C=1/2q_u$
 $60\text{kN/m}^2 \times 2 \times 5 = 600\text{kN/m}^2$

N_c, N_r, N_q : 支持力係数(基礎荷重面下にある地盤の内部摩擦角 ϕ の関数)

基礎となる土層の平均 N 値は 3 程度の軟弱層であるが、三軸圧縮試験結果より内部摩擦角は $\phi = 14.2^\circ$ とする。(参考値)

γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m³) [地下水位下より水中重量] 支持地盤の単位体積重量 (kN/m³) [地下水位下より水中重量]
 $\gamma_1 = 5.4\text{kN/m}^3$ (参考値)

γ_2 : γ_2 :根入れ部分の土の単位体積重量 (kN/m³) [安全を考慮して水中重量とする]
 $\gamma_2 = 5.4\text{kN/m}^3$ (参考値)

B : 基礎幅(タイヤの間隔) (m) $B=0.75\text{m}$
 土地改良事業計画設計基準 水路工 P.264 より

D_f : 根入れ (m) (=改良深度 : H)

以下に関連図と採用値を示す。

表-7.8.2 形状係数

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.2	$1.0 + 0.2 \frac{B}{L}$ (注)	1.2
β	0.5	0.3	$0.5 - 0.2 \frac{B}{L}$ (注)	0.3

注) B : 長方形の短辺長さ L : 長方形の長辺の長さ

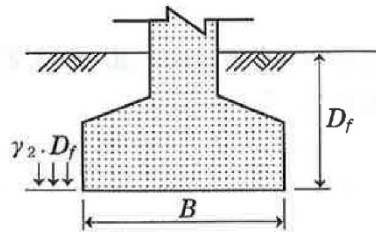


表-7.8.3 支持力係数

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0°	5.1	1.0	0.0
5°	6.5	1.6	0.1
10°	8.3	2.5	0.4
15°	11.0	3.9	1.1
20°	14.8	6.4	2.9
25°	20.7	10.7	6.8
28°	25.8	14.7	11.2
30°	30.1	18.4	15.7
32°	35.5	23.2	22.0
34°	42.2	29.4	31.1
36°	50.6	37.8	44.4
38°	61.4	48.9	64.1
40° 以上	75.3	64.2	93.7

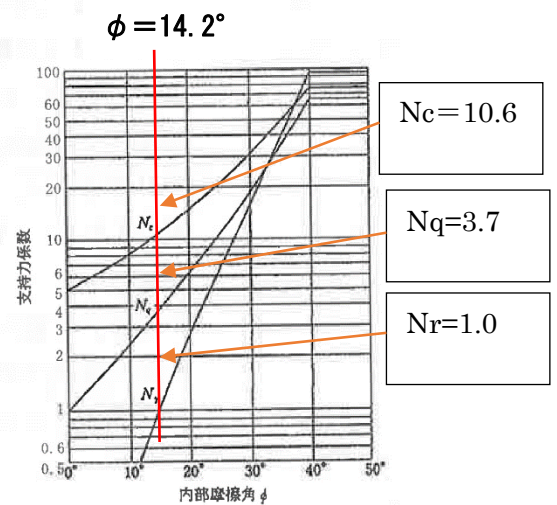


図-7.8.2 設計用支持力係数

4) 鉛直応力

$$W=W_1+W_2+W_3$$

ここで、W：全鉛直応力(kN/m²)

W₁：ダンプトラックによる鉛直応力(kN/m²)

10tトラック想定(T-25)

$$W_1 = P_0 \left[1 - \frac{\left(\frac{h+H}{a} \right)^3}{\left\{ 1 + \left(\frac{h+H}{a} \right)^2 \right\}^{3/2}} \right]$$

出典：国営香川農地防
災事業・ため池改修事
業設計基準(案)H15
年度版 p.275 より

P₀：タイヤ接地厚 = 795.8 (kN/m²) = P / (π · a²)

P：輪荷重 = 100.0 (kN) 土地改良事業計画設計基準
水路工 P.264 より

a：接地圧 = 0.20 (m) 土地改良事業計画設計基準
水路工 P.264 より

h：道路盛土高 = 0.00 (m)

H：地盤改良深度 (m)

W₂：盛土自重による鉛直応力(kN/m²)

$$W_2 = \frac{h \cdot \gamma \cdot B}{B + 2 \cdot H \cdot \tan \theta}$$

h, B, H：上記

γ：道路盛土単位体積重量 = 19.40 (kN/m³)
(参考値)

θ：応力の広がり角度 = 45.0 (°)

土地改良事業計画設計基準
水路工 P.308 より

W₃：地盤改良体自重による鉛直応力(kN/m²)

$$W_3 = \gamma_1 \times H$$

γ₁, H：上記

5) 改良深度の算定

対象土層の粘着力は、三軸試験により得られた $C=40\text{kN/m}^2$ を用います。(全応力参考値)
 基礎地盤の内部摩擦角も同様に、三軸試験により得られた $\phi=14.2^\circ$ (参考値) を用いる。
 (全応力値)

$q_a \geq W$ となる深度まで地盤改良が必要となる。

必要改良深度: 0.60 (m)

深度 (m)	土質	設計N値	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ	支持力係数			地盤支持力 qa (kN/m^2)	ダンプ荷重 W1 (kN/m^2)	道路盛土自重 W2 (kN/m^2)	地盤改良体自重 W3 (kN/m^2)	鉛直応力 W (kN/m^2)	判定
					Nc	Nr	Nq						
0.00	粘性土	3.0	40.0	14.2	10.6	1.0	3.7	142.91	795.80	0.00	0.00	795.80	N O
0.10	粘性土	3.0	40.0	14.2	10.6	1.0	3.7	143.57	724.62	0.00	0.54	725.16	N O
0.20	粘性土	3.0	40.0	14.2	10.6	1.0	3.7	144.24	514.44	0.00	1.08	515.52	N O
0.30	粘性土	3.0	40.0	14.2	10.6	1.0	3.7	144.91	337.39	0.00	1.62	339.01	N O
0.40	粘性土	3.0	40.0	14.2	10.6	1.0	3.7	145.57	226.37	0.00	2.16	228.53	N O
0.50	粘性土	3.0	40.0	14.2	10.6	1.0	3.7	146.24	158.83	0.00	2.70	161.53	N O
0.60	粘性土	3.0	40.0	14.2	10.6	1.0	3.7	146.90	116.33	0.00	3.24	119.57	O K
0.70	粘性土	3.0	40.0	14.2	10.6	1.0	3.7	147.57	88.37	0.00	3.78	92.15	O K
0.80	粘性土	3.0	40.0	14.2	10.6	1.0	3.7	148.24	69.17	0.00	4.32	73.49	O K
0.90	粘性土	3.0	40.0	14.2	10.6	1.0	3.7	148.90	55.51	0.00	4.86	60.37	O K
1.00	粘性土	3.0	40.0	14.2	10.6	1.0	3.7	149.57	45.47	0.00	5.40	50.87	O K

$q_a \geq W$ OK

以上のように、上記の事例計算では、1.0m以上の比較的軟弱な地盤が存在する場合、上
 載荷重に対する支持力確保を目的として、底樋設置面より約0.6m程度までの範囲で地盤改
 良（セメント系固化材による地盤改良処理）により荷重分散を図る工法が有効となる。

3.6. 基礎の沈下と継目部性能

3.6.1. 現場打ち底樋と柔構造底樋の違い

(1) 現場打ち底樋と柔構造底樋の継目部挙動から見た止水機能の優位性

一般的な現場打ち底樋の長さは、 $\phi 800\text{mm}$ ヒューム管 ($L=2.43\text{m}$) $\times 3$ 本= 7.29m としている事例が多い。これに対して柔構造底樋の長さは $L=1.5\text{m}$ としているため、現場打ち底樋ブロックの $1/4.86$ の長さである。

下図に示すように底樋地盤が同程度の沈下変形を起こした場合、現場打ち底樋の継目部には柔構造底樋の1箇所が発生する開き量の約4.8倍が集中することになる。

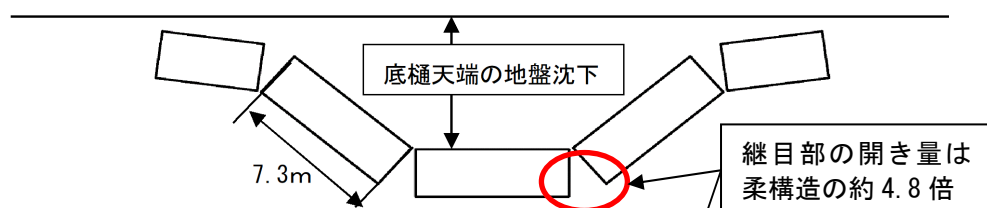


図 3.6.1-1 現場打ち底樋の沈下変形挙動図

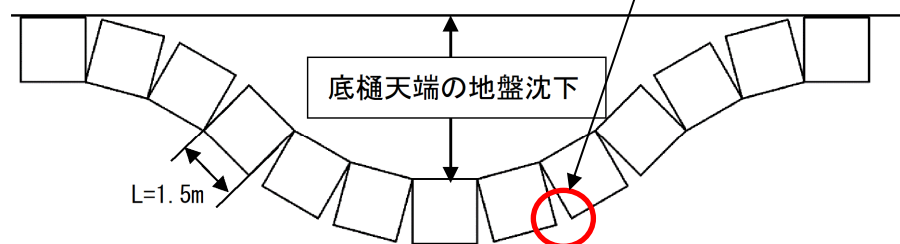


図 3.6.1-2 柔構造底樋の沈下変形挙動図

継目部の開き量は止水板の破損、抜出しにつながるため止水性に直結する事項である。

継目部の開き量より継目部の止水性に対する安全性を比較した場合、柔構造底樋は現場打ち底樋に比べて止水機能は大幅に向上されていることが確認される。

(2) 地盤沈下曲線に対する追従性構造における優位性

図 3.6.1-1 と図 3.6.1-2 に示した地盤沈下時の両タイプの底樋沈下状態を比較すると、明らかに柔構造底樋の方が地盤変形に追従した形で躯体は移動している。

柔構造底樋の場合、地盤の沈下変形曲線と底樋躯体との隔離幅について 50mm (相対変位) という制限があり、1ブロックの長さが長いほど地盤変位曲線と躯体底面は離れることになるため、遮水ゾーン付近ではこの隙間が浸透経路 (みずみち) となる。

上記のことから、ため池の漏水防止の観点から見て、現場打ち底樋に比べて柔構造底樋は優位な構造形態といえる。

3.6.2. 基礎部沈下量と継目部機能確認結果

底樋底面の沈下変形が大きくなると底樋ブロック相互継目部での屈曲角及び開き量が増加し、ある沈下量を超えると屈曲角及び開き量が継目部の許容値（表 3.1.5-5）を上回り、止水性等の機能低下に繋がる。ここで、基礎部相対沈下量と継目部の屈曲角及び開き量の関係は、相対沈下量が増加すると、明らかに屈曲角及び開き量は増加傾向を示す。ただ、底樋延長が長くなると底樋ブロック数が多くなるため、同じ沈下量でも底樋のブロック数が多くなる（＝堤高が高くなる）と一箇所に発生する屈曲角及び開き量は減少傾向を示す。

継目部の機能確認は、ため池堤体で一般的に想定されている沈下量（余盛量である堤高の5%を想定）が発生した時の継目部での開き量及び屈曲角を算定し、表 3.1.5-5 に示している各許容値との比較より、継目部の安全性能についての確認を行った。また、異常に沈下変形が進んだ場合の開き量及び屈曲角を算定し、継目部での止水機能が維持される地盤の沈下量についても確認可能な止水機能確認チャートの作成も併せて行った。

止水機能確認チャートは、基礎部沈下量（相対沈下量）と堤高をパラメータとして標準部継目及び接続部継目での屈曲角及び開き量を算定・プロットしたものである。

ここで、継目部の開き量及び屈曲角は底樋のブロック数が必要であり、底樋のブロック数の算定は、堤高を基に次ページに示す図 3.6.2-1 に示す「ため池標準寸法表」より得られる天端幅、堤体上・下流法勾配、上流側小段幅から堤高に対する堤体敷延長を算定して、これを MC 底樋管長さの 1.5m で除すことにより堤高と底樋管のブロック数が求められる。この堤高から得られた標準断面での堤体敷き底樋ブロック数と相対沈下量をパラメータとして標準部継目及び接続部継目での屈曲角及び開き量を算定したものである。

(1) 止水機能確認チャート作成条件

止水機能確認チャートは以下の試算条件で作成した。

- ・堤高：5m から 15m まで 1 m ピッチで試算。
- ・相対沈下量：相対沈下量は 4 cm から増加させ、接続部での最大開き量が L1 地震時で 50mm となる相対沈下量まで試算した。

但し、最大相対沈下量は MC 型底樋管の最大内空径の 1.0m までとした。

（堤高 15m の余盛量は 75cm）

表 3.6.2-1 に堤高を基に図 3.6.2-1 より得られた堤体寸法諸元及び底樋延長と底樋管ブロック数を示す。

表 3.6.2-1 堤高と堤体標準諸元及び MC 型底樋管ブロック数一覧

堤高	天端幅	上流勾配	下流勾配	上流小段幅	底樋延長	BL数
5.0	3.0	1.80	1.80	1.5	22.5	15
6.0	3.2	1.9	1.9	1.5	27.5	19
7.0	3.4	1.9	1.9	1.5	31.5	21
8.0	3.6	2	2	1.5	37.1	25
9.0	3.8	2	2	1.5	41.3	28
10.0	4.0	2.1	2.1	2	47.5	32
11.0	4.2	2.3	2.2	2	55.7	38
12.0	4.4	2.5	2.3	2	64	73
13.0	4.6	2.6	2.3	2	70.3	47
14.0	4.8	2.8	2.4	2	79.6	54
15.0	5.0	3	2.5	2	89.5	60

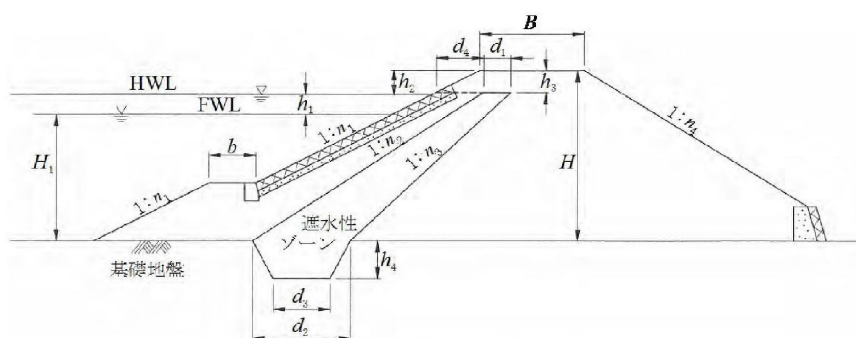


図-3.3.10 傾斜遮水性ゾーン型の標準断面

表-3.3.4 傾斜遮水性ゾーン型ため池の参考寸法表

堤高 H (m)	貯水深 H_1 (m)	計画越 流水深 h_1 (m)	余裕高 h_2 (m)	堤頂幅 B (m)	遮水性ゾーン							後法 勾配 n_4 (割)	
					勾配 n_1 (割)	小段幅 b (m) ^{注1)}	堤頂からの 距離 h_3 (m)	天端幅 d_1 (m)	前法からの 距離 d_4 (m)	遮水性ゾ ーン 下端幅 d_2 (m)	床掘り 下幅 d_3 (m)		床掘り 深さ h_4 (m) ^{注2)}
5	3.3	0.3	1.0	3.0	1.5	0	0.3	1.5	1.5		1.1	1.5	
5	3.3	0.5	1.2	3.0	1.8	1.5	0.5	1.8	1.5		1.3	1.8	
7	7.8	0.8	1.4	4.0	2.1	1.5	0.5 以上	2.4	1.5		2.1	2.1	
10	7.8	0.8	1.4	4.0	2.1	2.0	0.5 以上	2.4	1.5		2.1	2.1	
15	12.2	1.2	1.6	5.0	3.0	2.0	0.5 以上	3.5	1.5		3.2	2.5	
摘要	堤高から仮 定	地質条件や 洪水量に よって決定	式 (3.3.5)、 (3.3.6) による。	式 (3.3.7) による。	1.5~ 3割	小段を設 ける場合 は最小1 m	0.3m 以上	1.5~ 3.5 m	1.5 m 以上	$n_0 =$ 以上、 $n_1 = 0.1$ $n_2 =$ $n_3 = 0.2$ より算定	$d_3 \geq$ $1/2d_2$	基礎地盤の 二層の状況 による。 数値は参考	1.5~ 2.5割

注1) 現場条件によってはドレーンの施工を検討する。

注2) 床掘部の掘削勾配は基礎地盤の性状や強度に応じ、掘削斜面の安定を考慮して決定する。

注3) 小段は、斜面保護上の基礎スペースや安定計算上必要な場合において設置する。

図 3.6.2-1 「ため池整備」の標準断面寸法表

(2) 照査項目及び継目部許容値

照査項目は以下の4項目について行う。

表 3.6.2-2 継目部許容値と試験確認値比較表

照査項目	単位	継目許容値		試験確認値 (L1 条件)	
		L1 条件	L2 条件	水密試験	継目試験
接続部最大開き量 (上面開口幅)	mm	50	50	50	50
接続部屈曲角 (上面屈曲角)	°	2.5	2.5	2.5	2.5
標準部最大開き量 (底盤部開き量)	mm	25	50	50	25
標準部区屈曲角 (上面屈曲角)	°	1.3	2.5	2.5	1.3

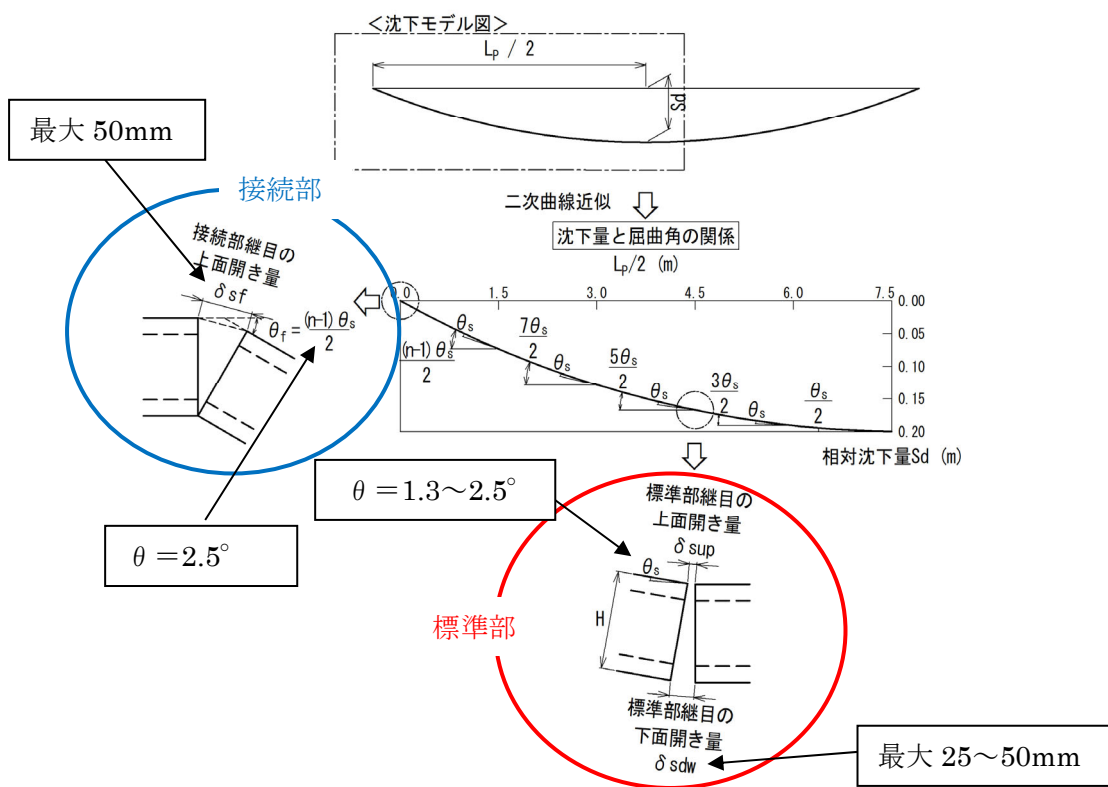


図 3.6.2-2 継目部照査位置図

3.6.3. 止水機能確認チャート結果

(1) ため池想定沈下時の継目部挙動量と許容値

図 3.6.3-1～図 3.6.3-4 は、堤高と基礎部相対沈下量をパラメータとして接続部及び標準部での開き量、屈曲角の関連図を示したものである。

基礎部の相対沈下量と当該ため池堤体の堤高が分かれば、継目部の挙動量が読み取れ、継目部の許容値と比較することが可能なチャートとなっている。

同図中には、赤線で各堤高での想定沈下量（堤高の 5%を想定＝余盛量）時の開き量及び屈曲角の値を繋いだラインも示した。

表 3.6.3-1 に赤線で示した各堤高での継目部挙動値（開き量、屈曲角）を示す。

表 3.6.3-1 ため池想定沈下量時の継目挙動値一覧表

堤高 (m)	想定沈下量 (堤高の 5%) (cm)	想定沈下時の開き量・屈曲角			
		接続部		標準部	
		開き量 δsf (mm)	屈曲角 θf (°)	下面開き量 δsdw (mm)	屈曲角 θ (°)
		L1 許容値:50mm	L1 許容値:2.5°	L1 許容値:25mm	L1 許容値:1.3°
L2 許容値:50mm	L2 許容値:2.5°	L2 許容値:50mm	L2 許容値:2.5°		
5.0m	25cm	46.45	2.38	7.93	0.34
6.0m	30cm	45.31	2.32	6.56	0.27
7.0m	35cm	47.37	2.42	6.08	0.24
8.0m	40cm	46.90	2.40	5.22	0.20
9.0m	45cm	47.93	2.45	4.93	0.18
10.0m	50cm	46.17	2.36	4.26	0.15
11.0m	55cm	42.94	2.20	3.49	0.12
12.0m	60cm	41.39	2.12	3.00	0.10
13.0m	65cm	40.70	2.08	2.76	0.09
14.0m	70cm	38.73	1.98	2.39	0.08
15.0m	75cm	37.00	1.89	2.07	0.06

赤線で示したラインの下側が、通常底樋で想定されている沈下量の範囲となる。

図 3.6.3-1、図 3.6.3-2 に示した接続部の継目部挙動量より、堤高 5m～10mの赤線の値は L1 地震時の許容値に近い値を示す。堤高の増大による想定沈下量の増加量と、底樋管数の増加による 1 箇所当りの発生量の減少傾向が相殺されているものと考えられる。

堤高が 10m以上になると、想定沈下量の増加傾向より底樋管ブロック数の増加傾向の方が大きくなり、継目挙動量は開き量、屈曲角ともに小さくなる結果となっている。

図 3.6.3-3、図 3.6.3-4 に示した標準部の継目挙動量と継目部許容値を比較すると、標準部で発生が予想される継目部での開き量及び屈曲角は、許容値を大きく下回っており、堤体内部の底樋区間については想定沈下量を大きく上回る基礎部の沈下変形が発生しても、十分な止水機能が確保されることが確認された。

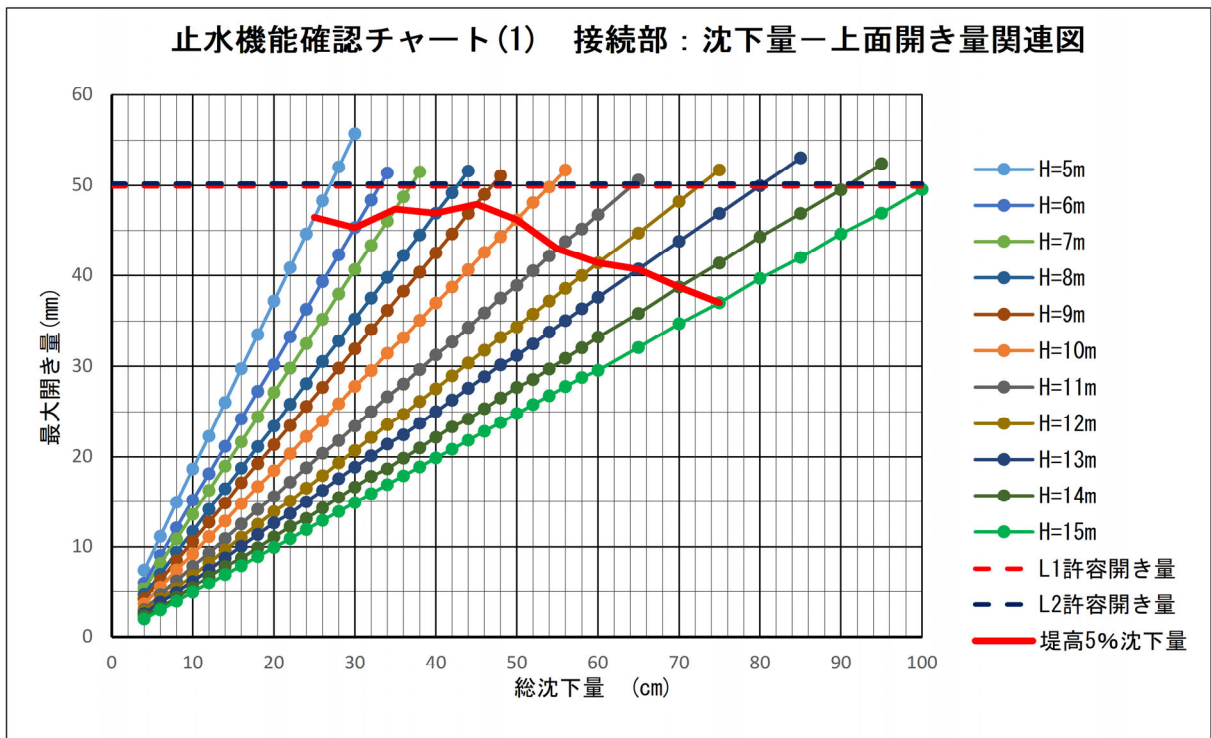


図 3.6.3-1 止水機能確認チャート(1) 接続部：沈下量－上面開き量関係図

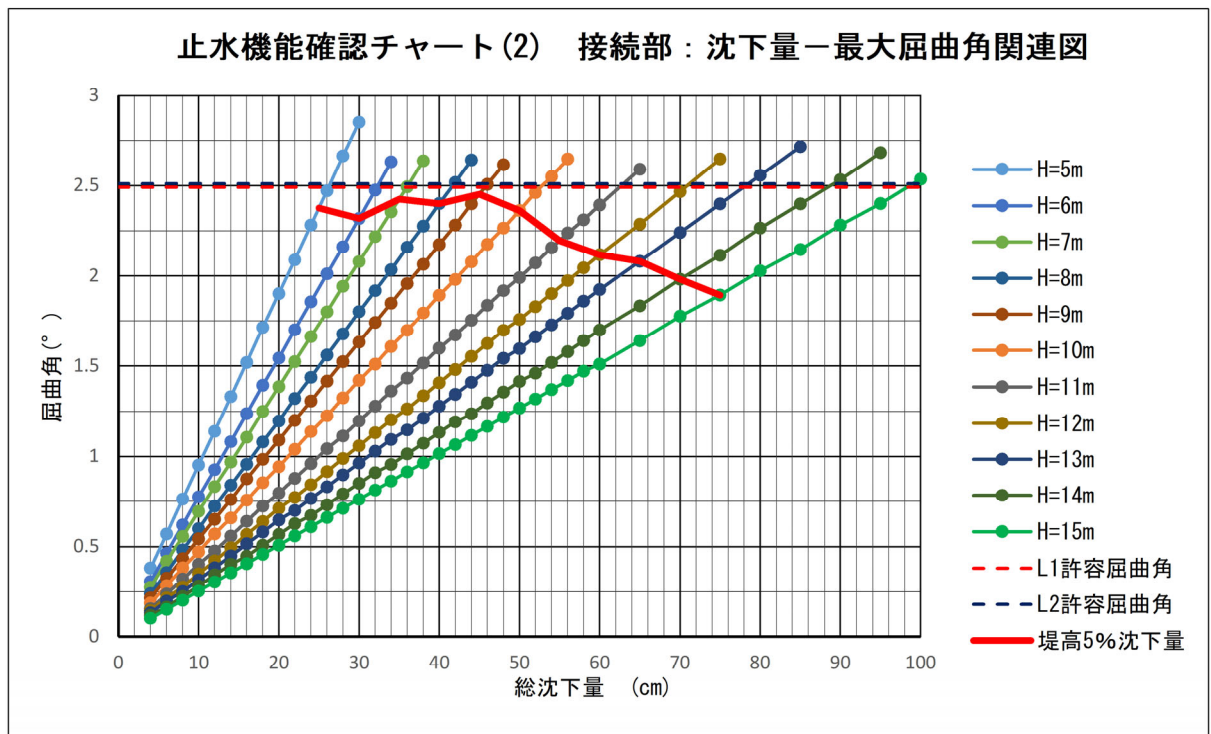


図 3.6.3-2 止水機能確認チャート(2) 接続部：沈下量－最大屈曲角関係図

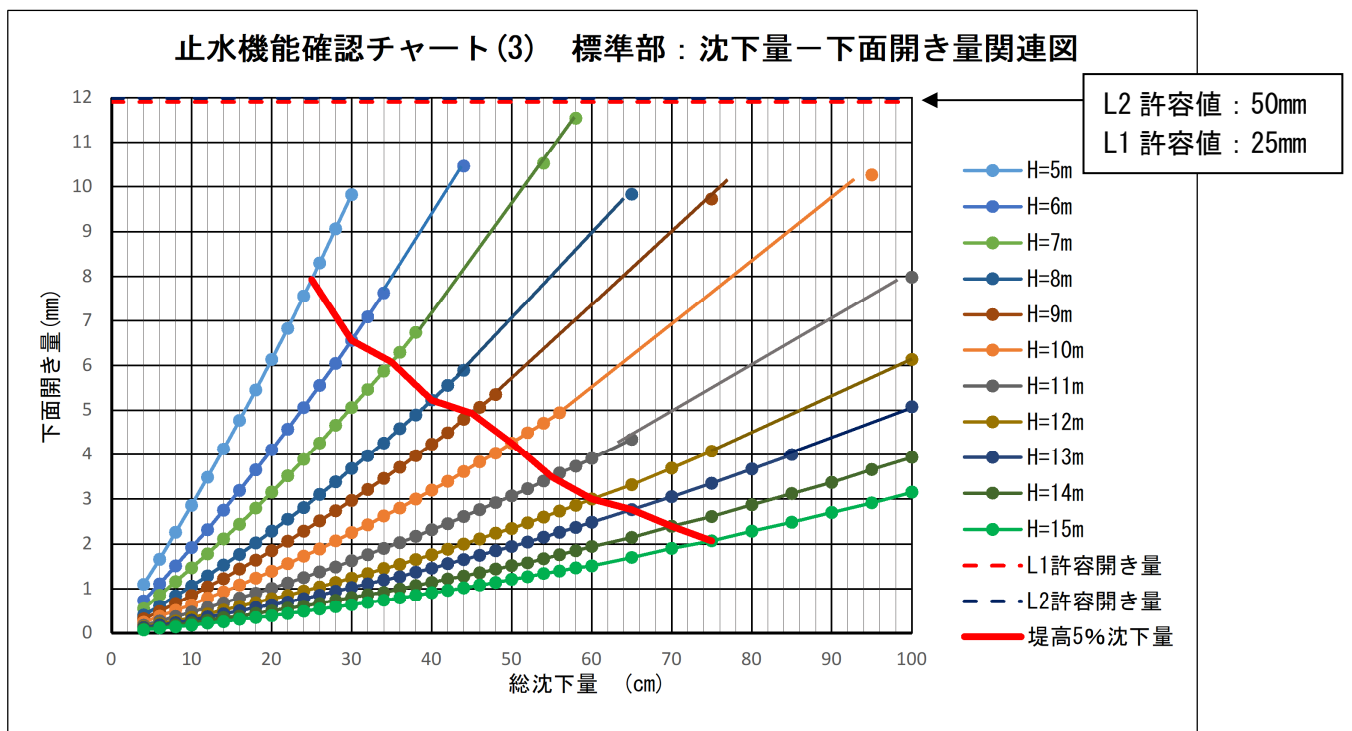


図 3.6.3-3 止水機能確認チャート(3) 標準部：沈下量—下面開き量関係図

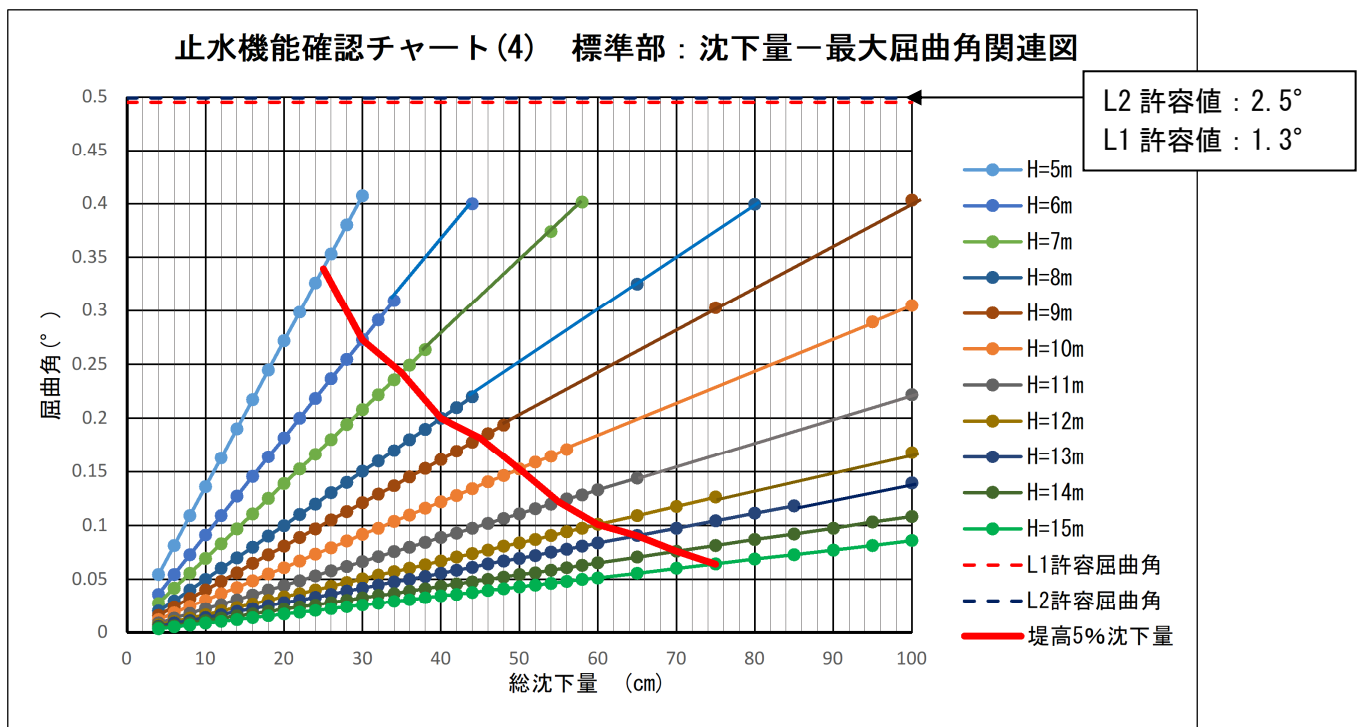


図 3.6.3-4 止水機能確認チャート(4) 標準部：沈下量—最大屈曲角関係図

表 3.6.3-1 に示した想定沈下時の継目部挙動量に対する L1 地震時、L2 地震時の許容値に対する継目部の安全率一覧表を表 3.6.3-2 に示す。

表 3.6.3-2 ため池想定沈下量時の継目挙動値安全率一覧表

堤高 (m)	想定沈下量 (堤高の 5%) (cm)		想定沈下時の開き量・屈曲角			
			接続部		標準部	
			開き量 δsf (mm)	屈曲角 θf (°)	下面開き量 δsdw (mm)	屈曲角 θ (°)
			L1 許容値: 50mm L2 許容値: 50mm	L1 許容値: 2.5° L2 許容値: 2.5°	L1 許容値: 25mm L2 許容値: 50mm	L1 許容値: 1.3° L2 許容値: 2.5°
5.0m	25cm	L1	1.08	1.05	3.78	3.83
		L2	1.08	1.05	6.31	7.36
6.0m	30cm	L1	1.10	1.08	4.57	4.77
		L2	1.10	1.08	7.62	9.17
7.0m	35cm	L1	1.06	1.03	4.93	5.36
		L2	1.06	1.03	8.22	10.32
8.0m	40cm	L1	1.07	1.04	5.75	6.50
		L2	1.07	1.04	9.58	12.50
9.0m	45cm	L1	1.04	1.02	6.09	7.16
		L2	1.04	1.02	10.15	13.77
10.0m	50cm	L1	1.08	1.06	7.04	8.53
		L2	1.08	1.06	11.74	16.40
11.0m	55cm	L1	1.16	1.14	8.60	10.66
		L2	1.16	1.14	14.33	20.49
12.0m	60cm	L1	1.21	1.18	10.00	12.90
		L2	1.21	1.18	16.67	24.80
13.0m	65cm	L1	1.23	1.20	10.87	14.36
		L2	1.23	1.20	18.12	27.62
14.0m	70cm	L1	1.29	1.26	12.55	17.06
		L2	1.29	1.26	20.92	32.81
15.0m	75cm	L1	1.35	1.32	14.49	20.25
		L2	1.35	1.32	24.15	38.94

(上段部 : L1 安全率、下段部 : L2 安全率)

表 3.6.3-2 に示すように、接続部の場合 L1 地震時と L2 地震時の許容値は同値としているための両者の安全率は概ね 1.0 付近の値であるが、接続部は場所的には底樋管の上下流端部で堤体表層部付近であることから修復等が比較的容易にできる場所である。

標準部の安全率は全て 3 以上あり、改修工事等が困難となる堤体内部の区域では、L2 地震時においても十分な止水機能を有していることが確認された。

3.7. 基礎の沈下と底樋底面との隙間

3.7.1. 底樋ブロック両端部相対沈下量による底樋底面空隙照査

柔構造底樋では、底樋底面と地盤沈下曲線での底樋底部沈下量との差を 50mm 以内とすることが「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）p.45 に示されています。

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。

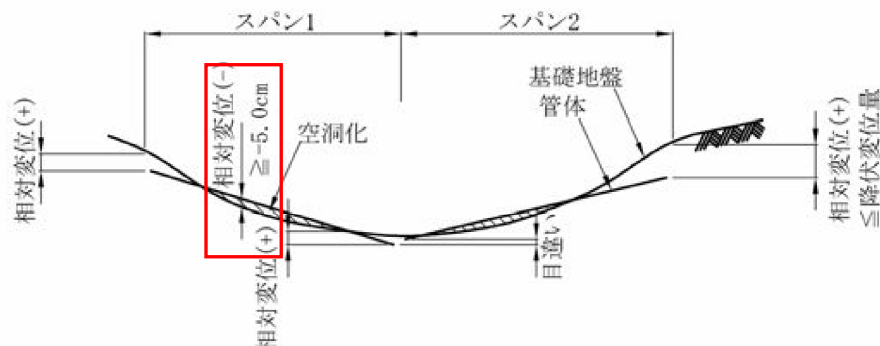


図-3.2.21 底樋管と地盤の相対変位

「構造専門設計の手引き（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はあるが、計算上の負の相対変位量が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。

MC 底樋は柔構造底樋の考えで設計しているため、底樋の縦断方向スパン割の照査項目として、地盤の即時沈下量（沈下曲線形状）に対し、MC 底樋の個々のブロック(ブロック長 1.5m)の上下流端の沈下量差が 50mm 以下となることを確認することで、柔構造底樋としての底樋ブロック中央部底面での地盤沈下面との空隙照査を行うこととしています。

具体的には底樋ブロック長 1.5m ピッチでの堤体荷重による即時地盤沈下量を算定し、隣り合う位置での相対的沈下量の差が 50mm 以下となっていることを確認することで、ブロック中央部での地盤面との空隙が 50mm 以下を確認する照査方法としています。

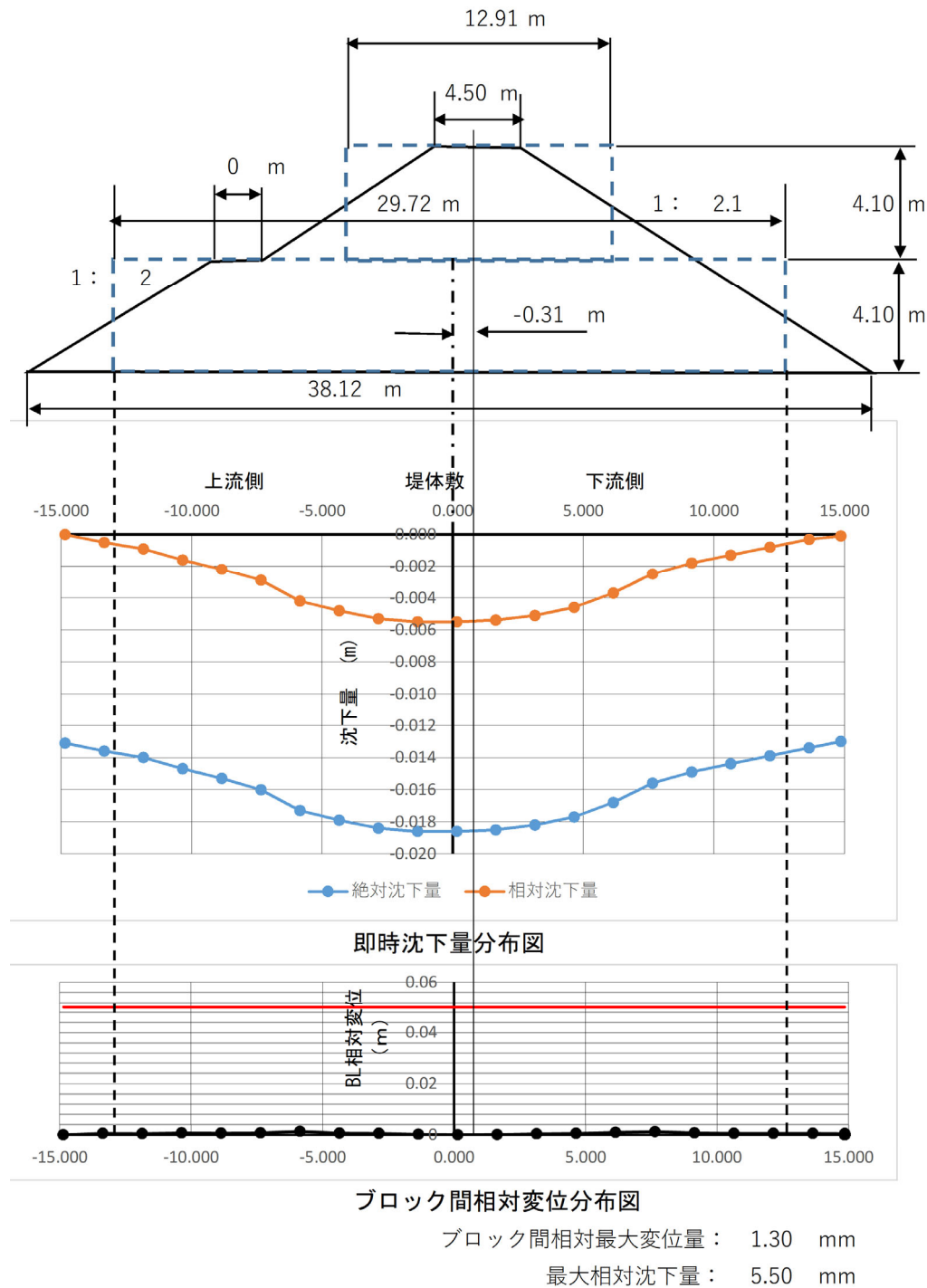


図 3. 7. 1-1 MC 底樋ブロック間相対変位分布図

4章 上下流端構造物との接続部に関する留意点

4.1. 下流柵との接続部に関する留意点

底樋設置工事は一般的に下流側より上流側に向かって設置していく。

これは従来型の現場打ちコンクリート構造の場合は内管に HP 管を用いるため、その差し込み形状より下流側から工事を進めてきている。

MC 底樋管の端面は差し込みタイプとはなっていないため、基本的には下流側からでも上流側からでも据付けは可能な構造となっている。

下流側から設置する場合、工事工程上、底樋管設置に先行して下流柵を設けるため、下流柵の底樋貫通壁にはあらかじめ貫通用の空間を確保するか、又は下流底樋管 (MC 底樋管) を差し込んだ形で下流柵のコンクリート打設を行うことになる。

MC 底樋管を差し込んだ形で施工する場合は、下流柵の底盤を先行打設した後に接続部の MC 底樋管を設置した状態で下流柵壁体部のコンクリート打設を行う方法が合理的と考えられる。

このとき、底樋管外面と新規下流柵壁コンクリートとの間での止水対策として、下流柵壁面と接する部分の底樋外面に水膨張性ゴム止水板を巻くことにより、硬化後の壁体コンクリートとプレキャストコンクリート面との止水性は確実なものとなる。

また、下流柵の規模にもよるが、下流柵についてもプレキャスト製品の適用が可能な構造寸法であれば、工期の短縮 (施工性) の面で更に有効と考えられる。

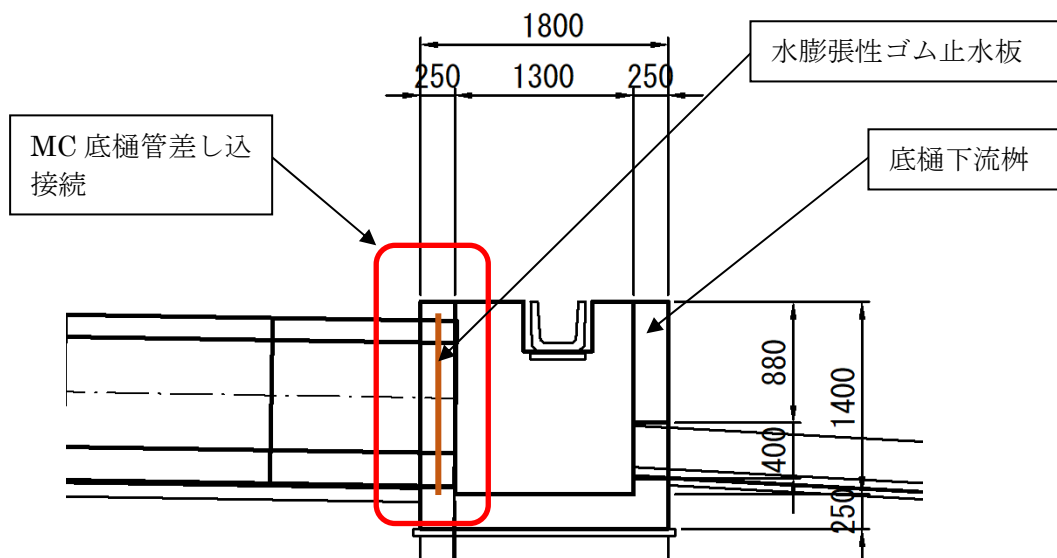


図 4.1-1 下流柵と MC 底樋管接続部施工イメージ図

4.2. 上流土砂吐柵との接続部に関する留意点

底樋上流側の土砂吐き構造物と MC 底樋管との接続方法については、土砂吐き柵の構造形状より以下の2パターンが考えられる。

- ① パターン：土砂吐きゲート、斜樋管及び底樋管を異形管で接続する型式
- ② パターン：土砂吐きゲート、斜樋管及び底樋管をボックス構造物で接続する型式

① パターンの場合

3 方向の管を異形管で接続する場合は、異形管の底樋との接続側に底樋管に差し込む形の接続部を設けた状態で土砂吐き柵のコンクリート打設を行える構造とする。

この場合、トランジションタイプの MC 底樋管を上流端部に用いて土砂吐き柵構造内に一部取り込まれる形となる。この形は最も止水性の高い構造型式となる。

また、底樋管外面と新規下流柵壁コンクリートとの間での止水対策として、下流柵壁面と接する部分の底樋外面に水膨張性ゴム止水板を巻くことにより、土砂吐き柵コンクリート硬化後の壁体とプレキャストコンクリート面との止水性を確実なものとする。

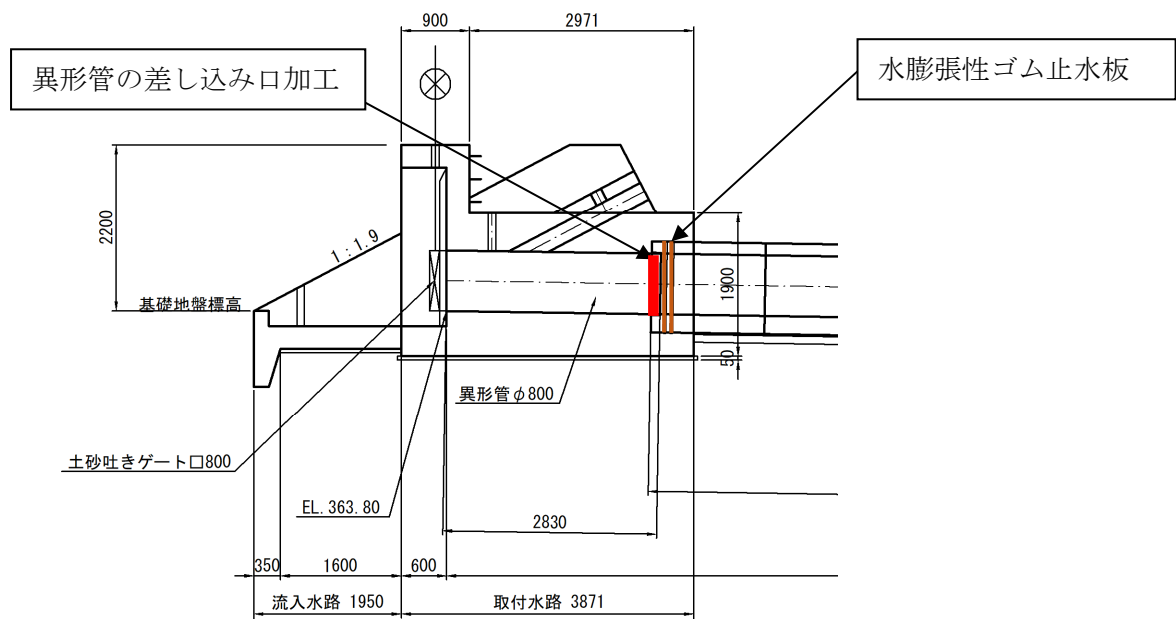


図 4.2-1 MC 底樋管の①パターン接続イメージ図

② パターンの場合

3 方向の口（管）はボックス構造物で繋がる事になるため、MC 底樋管は、土砂吐きボックスの下流側壁面に標準タイプ MC 底樋管を差し込む構造となる。

この時、下流柵での接続部と同様に、MC 底樋管の周りに水膨張ゴム止水板を巻き付けておくことで、土砂吐きボックスと MC 底樋管との止水性を確保するものとする。

ただ、水深が深く、ボックス壁面と底樋管との間について水膨張ゴム止水板では止水性に心配がある場合は、底樋管外面での止水構造ではなく、片側止水板タイプの TSKJ 工法止水板を用いて、底樋管が接続するボックス下流側壁面との間に止水板を挿入する方法もある。

この方法は、TSKJ 工法の内、片側止水板をボックス壁内へ挿入する形で、挿入長さは約 8cm 程度であるため、壁厚は 20cm 以上あれば大丈夫であり、複鉄筋の最小部材厚(25cm)で施工は可能である。

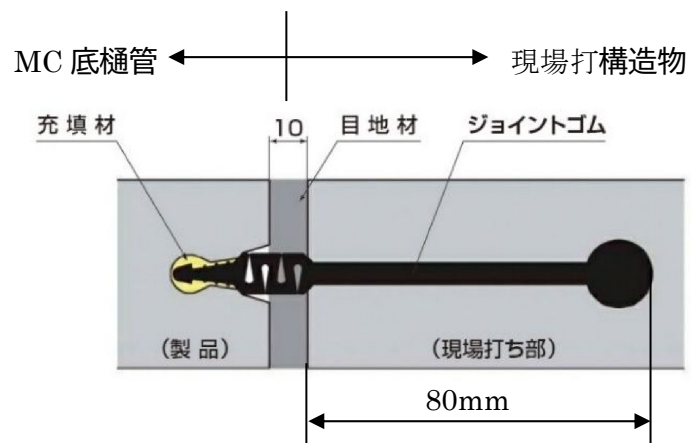


図 4.2-2 MC 底樋管の②パターン接続イメージ図

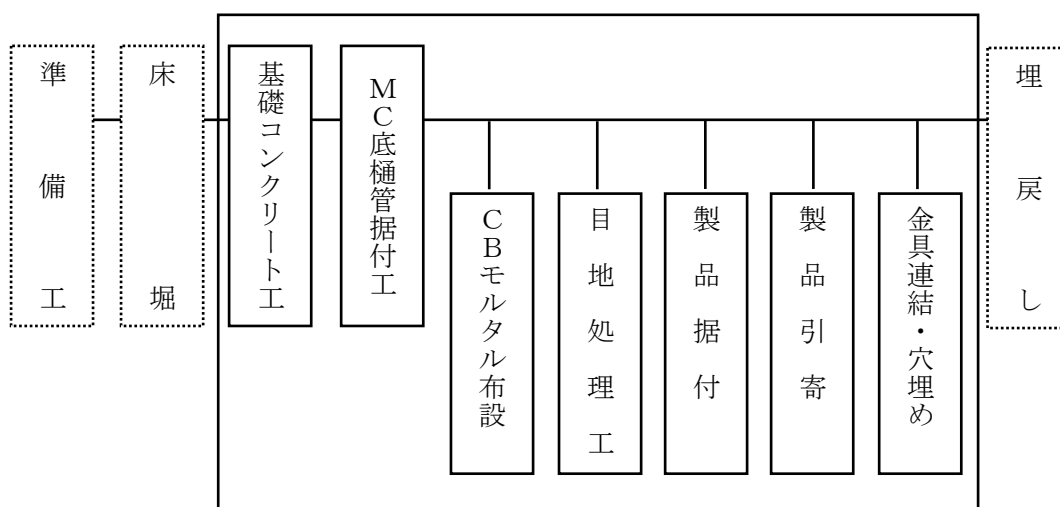
5章 施工歩掛

5.1. 適用範囲

本歩掛は、MC 底樋管（標準タイプ）及び MC 底樋管（止水壁タイプ）、プレキャスト止水壁を、機械で据付ける場合に適用する。

5.2. 施工概要

施工フローは次図を標準とする。



5.3. 機種を選定

据え付けに使用する機械の機種・規格は次表を標準とする。

表 5.3-1 機種を選定表

サイズ	機種・規格	
	バックホウ（クレーン機能付）	ラフテレーンクレーン
600 800	バックホウ（クローラ型） [標準型・超低騒音型・クレーン機能付・排出ガス対策型] 山積0.8m ³ （平積0.6m ³ ）吊能力2.9t	—
1,000	—	ラフテレーンクレーン [油圧伸縮ジブ型・排出ガス対策型] 10t吊

- (注) 1. 現場条件により上記により難しい場合は、現場条件に適した機種・規格を計上する。
 2. バックホウ（クレーン機能付）及びラフテレーンクレーンは賃料とする。
 3. バックホウ（クレーン機能付）は、クレーン等安全規制、移動式クレーン構造規格に準拠した機械である。

5.4. 施工歩掛

MC 底樋管（標準タイプ）及び MC 底樋管（止水壁タイプ）、プレキャスト止水壁の据付歩掛は以下を標準とする。

1) MC底樋管（標準・止水壁タイプ）

表 5.4-1 MC 底樋管施工歩掛

10m当たり

名称	単位	数量		
		600	800	1,000
世話役	人	1.2		
特殊作業員	人	0.8		
普通作業員	人	2.5		
バックホウ（クレーン機能付）	日	0.5		－
ラフテレーンクレーン10t	日	－		0.5
雑工種率（均しコンクリート）	%	37	42	47
諸雑費	%	28	33	40

（注）1. 雑工種及び諸雑費は、労務費及び賃料の合計額に上表の率を乗じた金額を計上する。

〔雑工種(基礎コンクリート)〕

打設・養生・型枠製作・設置・撤去労務、電力に関する経費、シュート、ホッパ・バイブレータ損料、コンクリート、養生材、均し型枠、誘発部目地材料費

〔諸雑費〕

レバーブロック、ミキサー損料、目地取付、樹脂充填、CB モルタル練混・布設の労務、CB モルタル材料費

2. 目地接続部に使用するジョイントゴム・エポキシ充填材等の材料費は別途、計上する。

3. 本歩掛は、MC 底樋管（標準・止水壁タイプ）及び（トランジションタイプ）に適用する。

2) プレキャスト止水壁

表 5.4-2 プレキャスト止水壁施工歩掛

1箇所当たり

名称	単位	数量		
		600	800	1,000
世話役	人	0.4		
特殊作業員	人	0.4		
普通作業員	人	1.2		
ラフテレーンクレーン10t	日	0.4		
雑工種率（均しコンクリート）	%	22	25	27
諸雑費	%	13	15	17

（注）1. 雑工種及び諸雑費は、労務費及び賃料の合計額に上表の率を乗じた金額を計上する。

〔雑工種(基礎コンクリート)〕

打設・養生・型枠製作・設置・撤去労務、電力に関する経費、シュート、ホッパ・バイブレータ損料、コンクリート、養生材、均し型枠材料費

〔諸雑費〕

レバーブロック、ミキサー損料、CB モルタル練混・布設・CB モルタル

2. 目地部に使用する弾性エポキシ充填の材料費、労務は別途、計上する。

3. 本歩掛は、プレキャスト止水壁に適用する。

6章 むすび

令和4年11月10日に発出された「4農振第1974号 コンクリート構造物におけるプレキャストコンクリート製品の導入促進について」、及び令和5年3月30日付「農林水産省農村振興局整備部設計課施設規格調整室長 事務連絡」により、農業用ため池底樋のプレキャスト化が促進されるものと考えられる。

ため池の底樋部には最大の水圧が作用するので、水理的に最も弱点になり易いが、近年では刃金土の入手が困難になったことから、その対処法として遮水シートを使用して止水性能を確保する事例が増加している。この場合、プレキャスト底樋と遮水シートの接触面の処理方法については、未だ合理的な施工技術が確立されておらず、個々の施工現場での対応に任されているのが現状である。

「可撓性・止水性プレキャストコンクリートため池底樋管開発研究委員会」では、本マニュアルの作成・取りまとめに際し、上記のような派生する幾つかの課題についても深く議論し、その成果を技術資料として本文あるいは資料編に随時反映してきた。この種のマニュアルは時代に即した常々の改善が望まれるので、この点は、今後の施工実績や研究・開発に伴う技術的成果を随時取り込み、新たな知見が集積された段階で委員会を開催するなどして適宜改訂を行いたいと考えている。

可撓性・止水性プレキャストコンクリート
ため池底樋管開発研究委員会 名簿

委員長	成田 国朝 (所掌範囲)	工学博士、愛知工業大学名誉教授、元 愛知工業大学工学部長 NPO法人養賢科学技術研究所理事長 委員会の総括と第1分科会の取りまとめ
副委員長	中村 吉男 (所掌範囲)	工学博士、愛知工業大学工学部教授 NPO法人養賢科学技術研究所副理事長 委員会の総括補助と第2分科会の取りまとめ
第1分科会 可撓性・止水性プレキャストコンクリート底樋管の設計		
幹事	山里 剛史	技術士（総合技術監理、建設）コンクリート診断士 NPO法人養賢科学技術研究所 理事
幹事	太田 勝也	技術士（農業部門、農業土木） 丸栄コンクリート工業（株）取締役
幹事	渡部 健	コンクリート技士、1級土木施工管理技士 丸栄コンクリート工業（株）総合技術研究所部長
幹事	阪口 裕紀	1級土木施工管理技士 丸栄コンクリート工業（株）総合技術研究所
幹事	薬師寺 清二 (楮 元徳)	NPO法人養賢科学技術研究所 (NPO法人養賢科学技術研究所)
第2分科会 設計・施工マニュアルの作成		
幹事	棚橋 泰文	コンクリート主任技士 丸栄コンクリート工業（株）取締役
幹事	大岡 和治	コンクリート技師、1級土木施工管理技士 丸栄コンクリート工業（株）総合技術研究所所長
幹事	渡部 健	コンクリート技士、1級土木施工管理技士 丸栄コンクリート工業（株）総合技術研究所部長
幹事	阪口 裕紀	1級土木施工管理技士 丸栄コンクリート工業（株）総合技術研究所
幹事	山里 剛史	技術士（総合技術監理、建設）コンクリート診断士 NPO法人養賢科学技術研究所 理事
事務局 (司会)	NPO法人 養賢科学技術研究所 関谷 健浩	
事務局支援	齋藤 譲一	(丸栄コンクリート工業(株) 元埼玉県農業土木職員)
	八木 嘉隆	(丸栄コンクリート工業(株) 元静岡県農業土木職員)
	深谷 勝之	(丸栄コンクリート工業(株) 元岐阜県農業土木職員)
	太田 三男	(丸栄コンクリート工業(株) 元岐阜県農業土木職員)
	伊藤 和己	(丸栄コンクリート工業(株) 元愛知県農業土木職員)

***** MEMO *****