

Ver1.0

# 粘り強い河川堤防の技術開発に当たっての 参考資料

【自立型】

令和4年12月

国土交通省 国土技術政策総合研究所 河川研究部 河川研究室  
国立研究開発法人 土木研究所 地質・地盤研究グループ（土質・振動）

改訂履歴

作成日/更新日	バージョン	更新箇所	更新内容
令和 4 年 12 月	1.0	—	—

## 目次

1. はじめに .....	1
1.1. 基本的な考え方 .....	1
1.2. 自立式特殊堤の被災事例 .....	2
1.3. 求められる機能を発揮するための検討事項 .....	4
1.3.1. 堤防に求められる機能に係る検討事項 .....	4
1.3.2. 越水に対する性能を有する構造とするための検討事項 .....	7
2. 構造検討の対象とする構造 .....	8
3. 鋼矢板二重壁 .....	10
3.1. 構造検討一般 .....	10
3.1.1. 作用・荷重の基本 .....	10
3.1.2. 土の設計諸定数、使用材料、許容応力度 .....	12
3.2. 作用・荷重 .....	12
3.2.1. 安定性検討用の水圧 .....	12
3.2.2. 部材の安全性検討用の水圧 .....	14
3.3. コア部等の安定性 .....	15
3.3.1. 滑動に対する検討 .....	15
3.3.2. 支持力に対する検討 .....	16
3.3.3. 全体安定に対する検討 .....	18
3.4. 浸透安全性 .....	18
3.5. 部材の安全性 .....	20
3.5.1. 鋼矢板の自立に関する検討 .....	20
3.5.2. 壁体のせん断変形破壊に対する検討 .....	21
3.5.3. 鋼矢板の曲げ破壊に対する検討 .....	23
3.5.4. タイ材の検討 .....	23
3.5.5. 腹起しの検討 .....	24
3.5.6. 天端保護工の検討 .....	25
3.6. その他留意事項 .....	25
3.6.1. 堤体幅 .....	25
3.6.2. タイ材の孔 .....	25
3.6.3. 天端保護工の目地等 .....	26
4. コンクリート擁壁 .....	27
4.1. 構造検討一般 .....	27
4.2. 作用・荷重 .....	29
4.2.1. 越流水による腹付盛土の侵食及び基礎地盤の洗掘 .....	29
4.2.2. その他 .....	29

4.3.	コア部等の安定性 .....	29
4.4.	浸透安全性 .....	29
4.5.	部材の安全性 .....	31
4.5.1.	コンクリート擁壁の部材の安全性 .....	31
4.5.2.	杭の安全性 .....	31
4.5.3.	天端保護工の検討 .....	31
4.6.	その他留意事項 .....	31
4.6.1.	遮水矢板の位置 .....	31
4.6.2.	天端保護工の目地等 .....	31
5.	水叩き・護床工 .....	32
5.1.	水叩きの長さ .....	32
5.2.	水叩きの厚さ .....	32
6.	施工・維持管理に当たっての留意点 .....	33
6.1.	耐久性 .....	33
6.2.	設計・施工・維持管理における調整・引継ぎ .....	33
7.	参考文献 .....	34

## 1. はじめに

### 1.1. 基本的な考え方

本資料は、自立型についての現実的な構造検討方法を示したものであるが、本資料に示した検討方法は、現時点では越水に対する性能の検証方法としての妥当性を実験等で確認できていないものである。今後の粘り強い河川堤防の技術開発に当たっての参考となるよう、現状の技術水準を踏まえた構造検討の考え方の一案として示したものである。

自立型は、越水時に盛土部分がなくても、鋼材やコンクリート構造等によるコア部だけで自立することにより、越水に対する性能を確保しようとする構造である。

越水時の盛土の侵食の程度は、土質や密度（締固めの程度）によって大きく異なることが分かっているが、現状において侵食の程度を定量的に評価する技術が確立していないため、本資料では、コア部の川裏側に盛土を設置した場合であっても盛土が越流水により侵食されることを想定し、さらには、洗掘、浸透に対して定常状態でのコア部の安定性を確保することで、越水に対する性能を満足するものとしている。自立型の構造検討に当たっては、上記の越水時の機能だけでなく、通常の堤防に求められる基本的な機能（常時、洪水時、地震時、高潮時及び風浪時の安全性能）も有するよう検討し、設計に反映すべき事項、考慮すべき事項を踏まえないといけない。

「河川砂防技術基準設計編第2節堤防」<sup>1)</sup>においては、常時、洪水時、地震時、高潮時及び風浪時の安全性能の照査手法は、「これまでの経験及び実績から妥当と見なせる方法又は当該河川若しくは類似河川で被災等の実態を再現できる論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とする」とされており、自立型においてもこれに従う必要がある。

一方で、河川管理施設等構造令で認められている堤防構造の一つに自立式特殊堤があり、これは、『「その全部若しくは主要な部分がコンクリート、鋼矢板若しくはこれに準ずるものによる構造のもの」（河川管理施設等構造令）<sup>2)</sup>であり、盛土の部分がなくても自立する構造（押え盛土によって自立するものを含む）のものをいう』（事務連絡）とされている。このように自立式特殊堤と自立型は類似した構造であることから、自立式特殊堤に準じた照査手法や設計に反映すべき事項、考慮すべき事項の検討方法を、自立型の構造検討にみなし規定の1つとして適用することが可能であると考えられる。

このため本資料では、河川構造物の耐震性能照査指針・解説Ⅲ、自立式構造の特殊堤編一<sup>3)</sup>、道路土工擁壁工指針<sup>4)</sup>、鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル<sup>5)</sup>などを参考に、自立式特殊堤の設計法を基本とした自立型の構造検討における留意点を整理したものである。なお、将来の技術の進展により、新たな照査方法や検討方法が適用可能となることや、さらには新たな構造形式が考案される等も考えられる。

### 1.2. 自立式特殊堤の被災事例

ここでは、自立式特殊堤に類似する構造の被災事例として、アメリカ合衆国ニューオリンズ市における、2005 年のハリケーン・カトリナ来襲時の堤防決壊事例<sup>6)</sup>を示す。

被災箇所では、堤防中心部にコンクリート製の氾濫防御壁（I-ウォールと呼ばれる）を有する堤防が整備されていたが、ハリケーン・カトリーナ来襲時に河川水位の上昇により、I-ウォールが倒壊する等の変状が発生し、堤防の決壊に至った。

決壊の原因は複数あると考えられ、1つは越流水による矢板背後の地盤の洗掘である（図 1-1）。I-ウォールを超えて矢板背後に流れ込む河川水により、矢板背後の堤体盛土が洗掘され、支持力を失った矢板が倒壊するに至ったと考えられる。もう1つは、矢板と堤体盛土の間に隙間が生じることによる浸透経路長の短縮である（図 1-2）。河川水位の上昇により I-ウォールが川裏側に押される力が増すことによって、川表側の堤体盛土と I-ウォールとの間に隙間が生じ、その隙間から河川水が浸透することにより、川表側から川裏側に向かう浸透経路長が短くなり、動水勾配が大きくなったと考えられる。結果として川裏側の表層有機質土に大きな圧力が作用し、有機質土層に亀裂が生じ、川表側から川裏側に向かう水みちが形成され、堤防基盤まで侵食が進行し、決壊に至ったと考えられる。その他にも、矢板と堤体盛土の間に隙間が生じることによるすべり安全率の低下も要因と考えられる（図 1-3）。先述の通り、堤体盛土と I-ウォールとの間に隙間が生じることで、想定されるすべり面が変化し、すべりに対する抵抗が小さくなると考えられる。結果として、川裏側に向けて堤防のすべりが発生している。また、本事例に関しては、設計時の堤防基盤材料のせん断強度の過大評価も被災に至った要因として挙げられている。得られているせん断強度のデータの内、危険側となるようなデータの選定がなされていたり、基盤粘土層のボーリングデータとして堤防中心線で行われたボーリングのデータを使用したことにより、圧密による強度増加の影響を含んだデータを、堤防基盤より外側の地盤に対しても用いることとなり、基盤の強度を過大評価していたと考えられている。



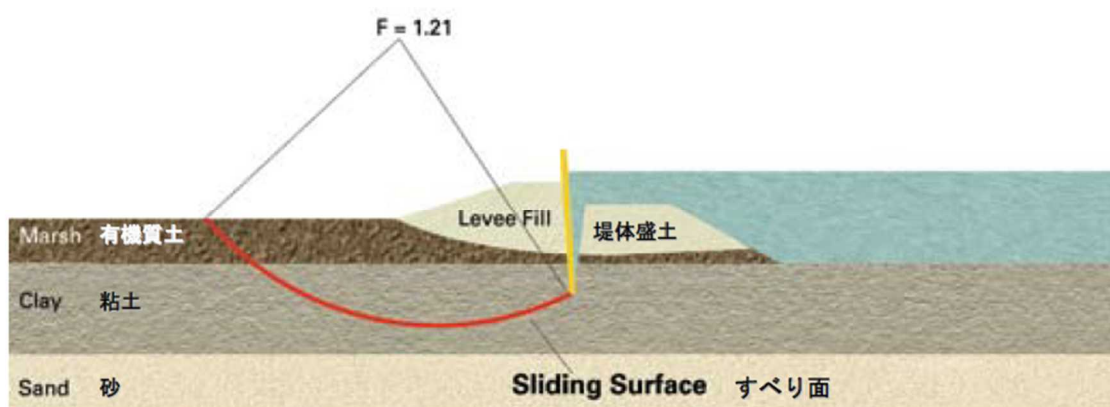
矢板背後の地盤の洗掘により、矢板の支持力が低下

図 1-1 被災メカニズムの概要（越水）



矢板の隙間からの水の浸透により有機質土に大きな圧力が作用

図 1-2 被災メカニズムの概要（パイピング）



隙間の発生によりすべり面が短くなり、すべりに対する抵抗力が低下

図 1-3 被災メカニズムの概要（すべり破壊）

### 1.3. 求められる機能を発揮するための検討事項

#### 1.3.1. 堤防に求められる機能に係る検討事項

現状の自立式特殊堤の設計方法を踏まえ、堤防に求められる機能と、各機能に係る評価項目、評価の考え方を表 1-1 に整理した。自立型においてもこれに準じて、構造検討を行う。

表 1-1 自立式特殊堤の評価項目と評価の考え方

評価項目		評価の考え方
堤防に求められる基本的な機能	常時における健全性	・部材の安全性（応力度照査等） ・コア部の安定性（滑動・転倒・支持・全体安定の照査等） ・堤防の高さの確保
	耐侵食性能（洪水時）	・部材の安全性（応力度照査等） ・コア部の安定性（滑動・転倒・支持・全体安定の照査等） ・コア部等の砂礫等による摩耗に対する安全性
	耐浸透性能（洪水時）	・部材の安全性（応力度照査等） ・コア部の安定性（滑動・転倒・支持・全体安定の照査等） ・パイピングに対する安全性（レインの荷重クリープ比等）
	耐震性能（地震時）	・レベル1地震動に対する健全性 ・レベル2地震動に対する機能保持、機能回復
	波浪等に対する安全性	・部材の安全性（応力度照査等） ・コア部の安定性（滑動・転倒・支持・全体安定の照査等）
設計に反映すべき事項	不同沈下に対する修復の容易性	・不同沈下を生じさせない構造（例えば、良質な支持層への支持等）、または不同沈下が生じた場合にそれを確認でき、速やかな修復が容易な構造であること
	堤体及び基礎地盤との一体性及びなじみ	・自立部と基礎地盤との境界部でパイピングを生じさせない構造であること（例えば、レインの荷重クリープ比等）
	嵩上げ及び拡幅等の機能増強の容易性	・機能増強に配慮した構造であること（例えば、将来の荷重増加を考慮した設計等）
	損傷した場合の復旧の容易性	・不同沈下に対しては損傷しない構造であること（例えば、十分な支持層への根入れ、目地の設置）、あるいは損傷した場合に修復が可能な構造であること（例えば、容易に点検、補修が可能な構造等） ・地震に対しては、耐震性能（機能回復等）を満足する構造であること
	基礎地盤及び堤体の構造及び性状に係る調査精度に起因する不確実性	・不確実性を考慮した構造であること（例えば、良質な支持層への支持及びレインの荷重クリープ比等の実績を踏まえた評価方法の採用）
	基礎地盤及び堤体の不均質性に起因する不確実性	
考慮すべき事項	環境及び景観との調和	・環境及び景観と調査する構造であること（例えば、緑化、意匠等の工夫、環境への影響等）
	構造物の耐久性	・耐久性を有する構造であること（例えば、材料の十分な耐用年数の確保、部材の補修や更新が容易である構造等）
	維持管理の容易性	・必要な点検と補修が容易な構造であること（例えば、目視可能な箇所については点検・補修が容易、不可視箇所については十分な安全性・耐久性を持つ構造等）
	施工性	・一般的に施工可能な構造であること（例えば、特殊な機器、特殊技能の必要性等）
	事業実施による地域への影響	・事業実施による地域への影響を考慮した構造であること（例えば、用地取得の必要性、地盤沈下、地下水阻害の可能性等）
	経済性	・ライフサイクルコストを含めた経済性を考慮した構造であること（例えば、施工時のコスト（材料費、施工費）に加え、長期間機能を維持するための点検、部材の補修・更新等を含めた維持管理コスト等）
	公衆の利用	・公衆の利用に配慮した構造であること

以下に、自立式特殊堤の設計における評価項目、評価の考え方を補足する。

- ・『常時における健全性』の評価の考え方として「堤防の高さの確保」、また『不同沈下に対する修復の容易性』の評価の考え方として「不同沈下を生じさせない構造、または不同沈下が生じた場合にそれを確認でき、速やかな修復が容易な構造であること」とある。具体には、良質な支持層へ支持させることでコア部の沈下量を抑制（堤防の高さを確保）し、実際に生じうる多少の不同沈下に対しては適切な間隔の目地を設定することによって対応可能であると考えられる。
- ・『堤体及び基礎地盤との一体性及びなじみ』の評価の考え方として「自立部と基礎地盤との境界部でパイピングを生じさせない構造であること」とあり、堤防の弱部となる可能性がある自立部と基礎地盤や堤体材料との一体性、なじみを考慮する必要がある。具体には、レインの式によって浸透安全性の検討（クリープ比と有効浸透路長の比較）を行うことが該当していると考えられる。有効浸透路長の算出において、コア部の水平境界面と基礎地盤の間はなじみが悪いことを考慮し、浸透路長を低減させているためである。
- ・『損傷した場合の復旧の容易性』の評価の考え方として「地震に対しては、耐震性能（機能回復等）を満足する構造であること」とある。具体には、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅲ．自立式構造の特殊堤編－」<sup>3)</sup>に準拠して、地震動が作用した場合でも健全であったり、損傷程度をコントロールするような耐震性能の照査を実施することで対応可能と考えられる。
- ・『基礎地盤及び堤体の構造及び性状に係る調査精度に起因する不確実性』と『基礎地盤及び堤体の不均質性に起因する不確実性』の評価の考え方として「不確実性を考慮した構造であること」とある。具体には、レインの式によって浸透安全性の検討を行うことが該当していると考えられる。レインの式は数多くの被災事例を根拠としており<sup>7)</sup>、被災事例にはこれらの不確実性が内在しているためである。また、我が国の自立式特殊堤の数少ない漏水・噴砂等の被災事例は、レインの式を満足していないことが確認されている。
- ・『維持管理の容易性』の評価の考え方として「必要な点検と補修が容易な構造であること」とあり、自立式特殊堤として通常の維持管理が可能であることが求められている。具体には、目視可能な箇所については通常の点検・補修を実施する一方で、点検や補修が容易でない部材や事象に対しては、十分な安全性と耐久性を与えることが該当する

と考えられる。土の中に埋められるコンクリート部材は点検や補修が容易ではないため、「道路土工・擁壁工指針」<sup>4)</sup> 等におけるコンクリートのかぶり厚さを厚くするなどがその例である。

### 1.3.2. 越水に対する性能を有する構造とするための検討事項

以下の項目について検討を行う。

- i コア部等の安定性
- ii 浸透安全性
- iii 部材の安全性

評価の目安とする越流外力には越流時間も規定されているが、ここでは、構造検討の際に、越流時間は考慮せず、目標とする越流水深が長時間作用した結果、盛土の侵食、堤内地の基礎地盤の洗掘、盛土への浸透（なじみの悪さも考慮した上で）が定常状態になったことを想定する。これは、盛土の侵食等の時間的な変化を、現状において定量的に評価する技術が確立していないためである。ただし、各工法の越水に対する性能を模型実験で確認する際には、評価の目安とする越流時間以上、コア部が自立できたかどうか判断基準の1つとなる。

自立式特殊堤の洪水に対する侵食・浸透の安全性で用いられている評価方法を越水時の状況に適用することで、本機能・性能を有していることを確認することが可能である。越水時に対する具体の検討方法は、3章以降に示す。

越水時の状況としては、定常状態としてコア部の安定性等にとって厳しい条件を想定することとする。例えば、コア部の堤内地側に盛土がある場合には完全に侵食されることを想定する。また、コア部と盛土の間のなじみの悪さに起因し、浸透経路の1つとした上で有効浸透路長に含めない、また越流水が盛土内に完全に浸透することを想定する。

## 2. 構造検討の対象とする構造

仮締切や自立式特殊堤として採用実績が多く、構造検討の方法がある程度明らかになっている鋼矢板二重壁、コンクリート擁壁の 2 つの構造を本資料の自立型の対象とする。鋼矢板二重壁、コンクリート擁壁と言っても細かく見れば様々な構造が考えられ、それぞれ構造検討の方法が異なる部分があることから、図 2-1 に示す構造を基本とした検討方法を示すこととした。

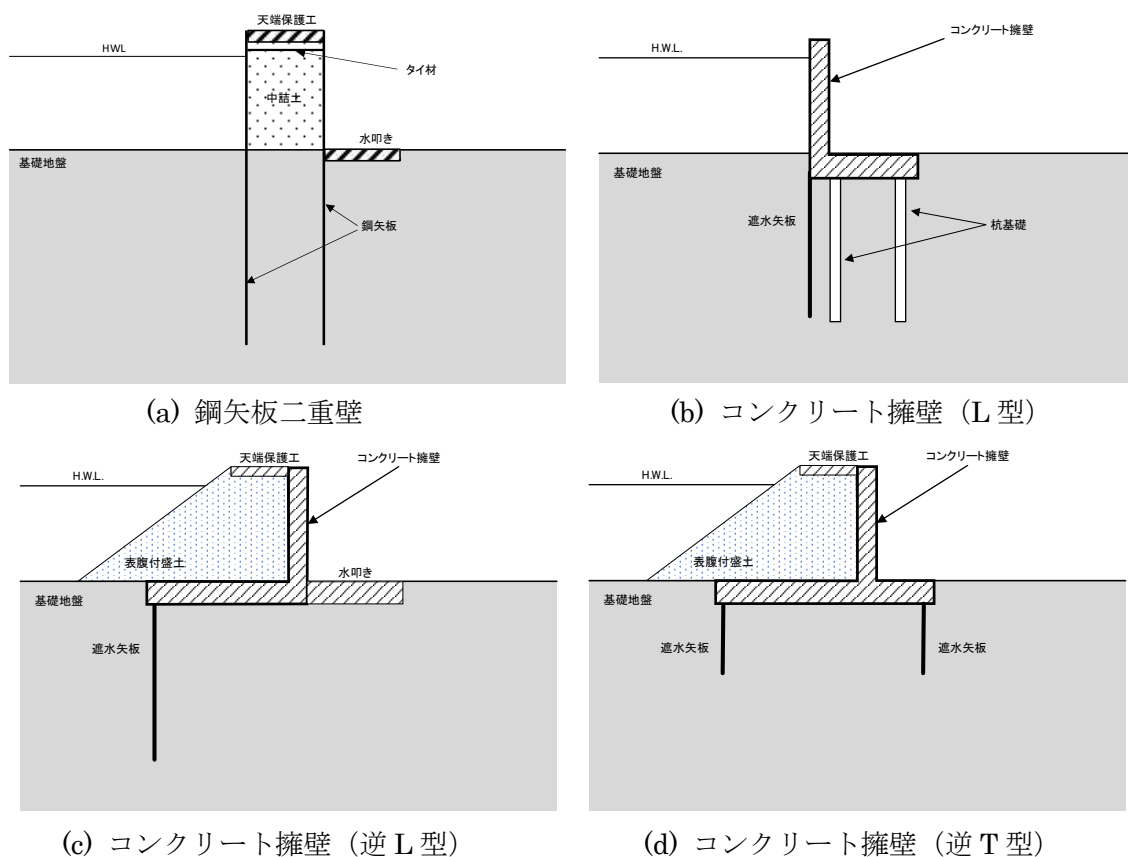


図 2-1 代表的な自立型の構造

二重壁とせず、鋼管杭や PC 板により一重壁とする場合は、鋼矢板二重壁の検討方法を一部準用することで構造検討が可能である。

コンクリート擁壁では、直接基礎により十分な安定性を確保できない場合に、杭基礎を採用することもある。このような基礎の構造が越水時の検討で決まることもある。

裏腹付盛土は、前述のとおり越水時には流出することを前提とするため、越水に対する構造安定上は不要な部位である。また、表腹付盛土により主動土圧が大きくなるため、表腹付盛土があることで安定性に関しては不利となる。一方で、盛土を設置することで、コア部の耐久性や環境の向上が期待でき、上下流と堤防形状の連続性を確保することもできる。構造形式および現地条件に応じて総合的に長短を考慮することにより、表・裏腹付盛土の設置を検討する。

越水時に基礎地盤が洗掘されることも想定されるが、コア部の安定性や部材の安全性への影響が極めて大きいことから、水叩きを設置し、基礎地盤の洗掘を抑制するのが良いと考えられる。

### 3. 鋼矢板二重壁

#### 3.1. 構造検討一般

本資料で対象とする鋼矢板二重壁の代表的な構造を図 3-1 に示す。

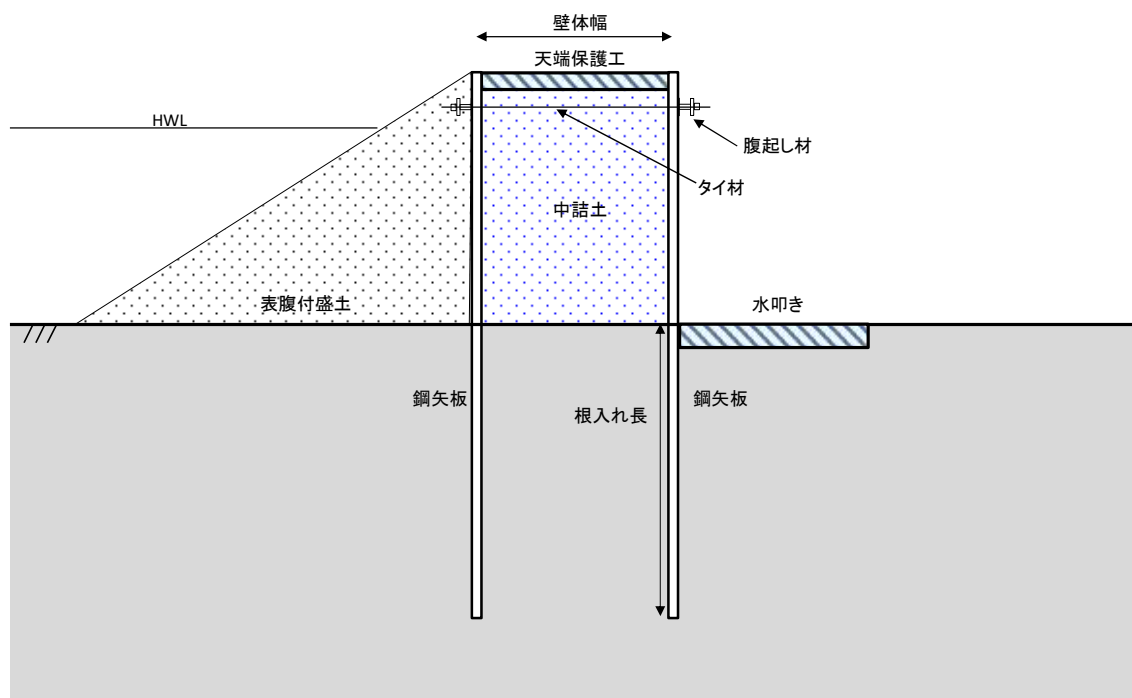


図 3-1 鋼矢板二重壁の代表的な構造

##### 3.1.1. 作用・荷重の基本

堤防に求められる基本的な機能の確認や設計に反映すべき事項、考慮すべき事項の多くは、「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」<sup>5)</sup>に準拠し、越水時の検討についてもこれに準拠する。

越水時の状況を対象として、表 3-1 の作用・荷重を設定し、構造を検討する。

表 3-1 越水時に考慮する作用・荷重

①	自重
②	土圧（主働土圧、受働土圧）
③	越水時水位の影響（水圧、浮力）
④	越流水による揚力
⑤	なじみの悪さを考慮した越流水の浸透の影響（浸透経路・路長、水圧、浮力）
⑥	越流水による腹付盛土の侵食及び基礎地盤の洗掘の影響

## ② 土圧（主働土圧・受働土圧）

表腹付盛土を設置する場合には、表腹付盛土の形状を考慮して主働土圧を求める。試行くさび法の計算が煩雑な場合には、「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」p26～30 に示されている受働土圧の求め方を参考に主働土圧を求める方法もある。

## ④ 越流水による揚力

越流水が自立型特殊堤の天端を流れる時に、図 3-2 に示す天端保護工に揚圧力が作用する。この結果、天端保護工が流出、損傷すると、鋼矢板二重壁の中詰め土等が流出し、コア部が自立できない状態も想定される。

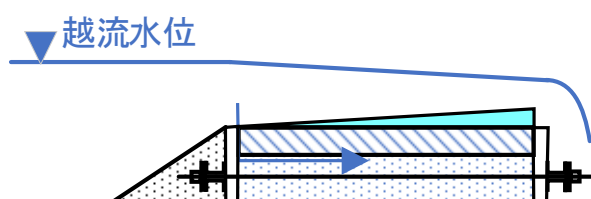


図 3-2 天端保護工に作用する越流水による揚圧力

## ⑤ なじみの悪さを考慮した越流水の浸透の影響（浸透経路・路長、水圧、浮力）

コア部と腹付盛土あるいは裏込め土の間は、なじみが悪く、緩みや隙間ができていても想定される。このため、浸透経路の 1 つとして考え、有効浸透路長に含めず、クリープ比を算出するのがよいと考えられる。一方で、タイロッドに張力が作用していれば、鋼矢板二重壁の鋼矢板と中詰め土の間は、コア部と腹付盛土の間ほどなじみが悪いとは考えにくい。ため、浸透経路としなくても良いと考えられる。しかし、中詰め土の水位を上昇させる程度の浸透が発生しないとは言えないため、中詰め土は完全に飽和し、コア部に水圧や浮力が作用した場合を構造検討の条件とする。越水時に流出しない表腹付盛土や裏込め土も同様に完全飽和を想定する。

## ⑥ 越流水による腹付盛土の侵食及び基礎地盤の洗掘の影響

腹付盛土を設置する場合においても、裏腹付盛土は越流水により侵食され完全に流出することを想定する。越流水による基礎地盤の洗掘について、洗掘深によるコア部の安定性等への影響が大きく敏感であるが、現時点で十分な精度で洗掘深や残留部の地盤強度・地盤反力特性を評価することが難しいため、水叩き等を設置し、基礎地盤の洗掘を抑制するのが良いと考えられる。水叩きだけでなく護床工まで設置できれば洗掘に対してより安全となる。なお、水叩き・護床工を設置する場合にも、水叩き・護床工よりも堤内地側の基礎地盤が水叩きや護床工の上面高さから 0.5m 低い位置まで洗掘することを想定する。越流水による洗掘がコア部の安定性に与える影響や残留部の地盤強度や地盤反力特性等については、引き

続き模型実験や解析等による検証を実施し、ばらつきも考慮した評価方法を検討する必要がある。

### 3.1.2. 土の設計諸定数、使用材料、許容応力度

通常の堤防に求められる基本的性能を評価するときに使用した土の設計諸定数、使用材料、許容応力度を、越水時の構造検討でも用いる。ただし、許容応力度の割り増し係数は、作用の継続時間が洪水時とほぼ同じであることから、短期荷重として取り扱わず 1.00 とする(例えば 8)。

## 3.2. 作用・荷重

### 3.2.1. 安定性検討用の水圧

表腹付盛土を設置する場合でも、表腹付盛土と鋼矢板とのなじみの悪さに由来して生じた緩みや隙間から越流水が浸透し完全飽和することを想定し、越流水位に応じた静水圧を川表側から鋼矢板二重壁に作用させる。一方で、基礎地盤ではなじみの悪さは考慮せずに水圧分布を求める。川裏側には堤内地盤高さまで水が溜まっている状態を想定して水圧を求める。ただし、局所的に低い部分がある場合にはその高さまで水が溜まると考えるのが安全側となる。基礎地盤が砂質土の場合と粘性土の場合に分けて、コア部に作用する水圧分布(表裏の水圧分布の差)を図 3-3、図 3-4 に示す。砂質土の場合には、浸透流による水圧の変化を考慮して水圧分布を求める。浸透流解析の定常状態から設定してもよいが、一般には下図に示すように鋼矢板下端における水圧を、川裏側の水位における水圧(水圧の最大値)の半分として、直線分布を仮定して求めてもよい。粘性土の場合には浸透流は発生しないものとして水圧分布を求める。また、基礎地盤が砂質土あるいは粘性土だけでなく、その両方が存在する場合には、「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」p21～24 を参考に水圧を求めるとよい。

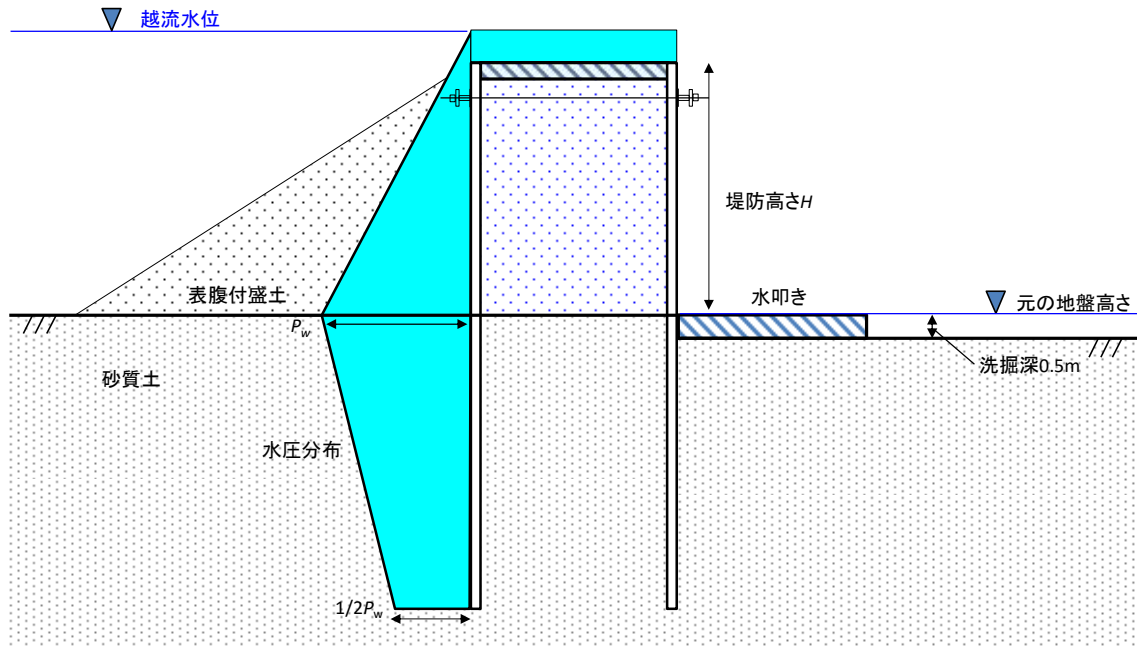


図 3-3 基礎地盤が砂質土の場合の安定性検討用の水圧分布

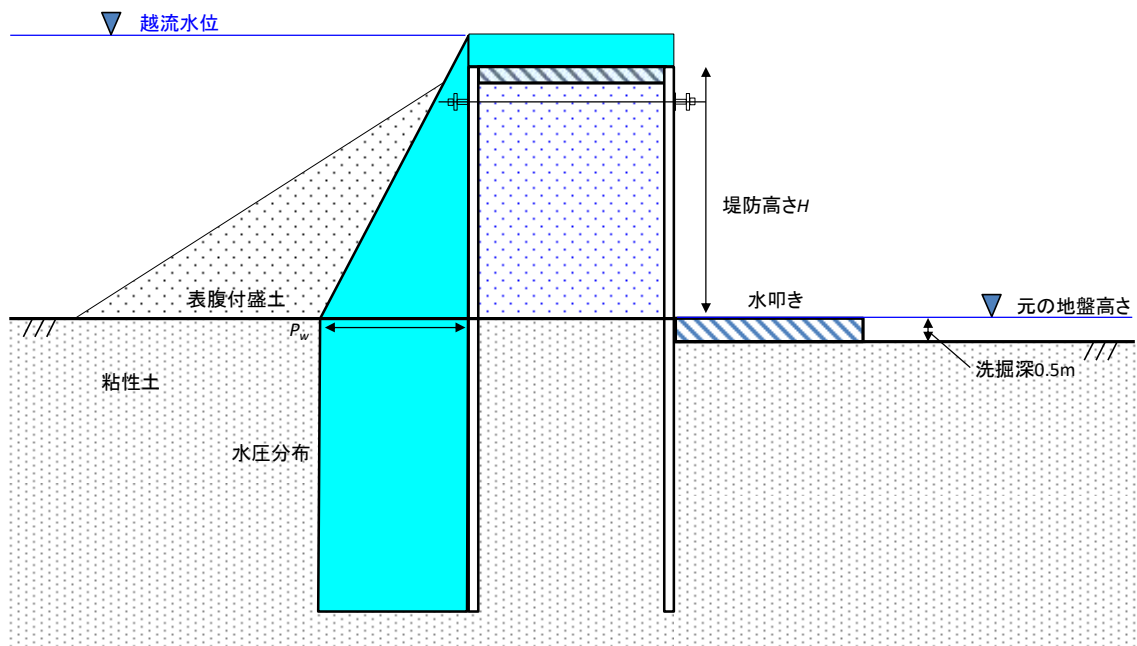


図 3-4 基礎地盤が粘性土の場合の安定性検討用の水圧分布

### 3.2.2. 部材の安全性検討用の水圧

川裏側の鋼矢板の部材の安全性検討で構造が決まるために、そこで用いる水圧を図 3-5、図 3-6 に示す。安定性検討用の水圧と同じ考え方である。

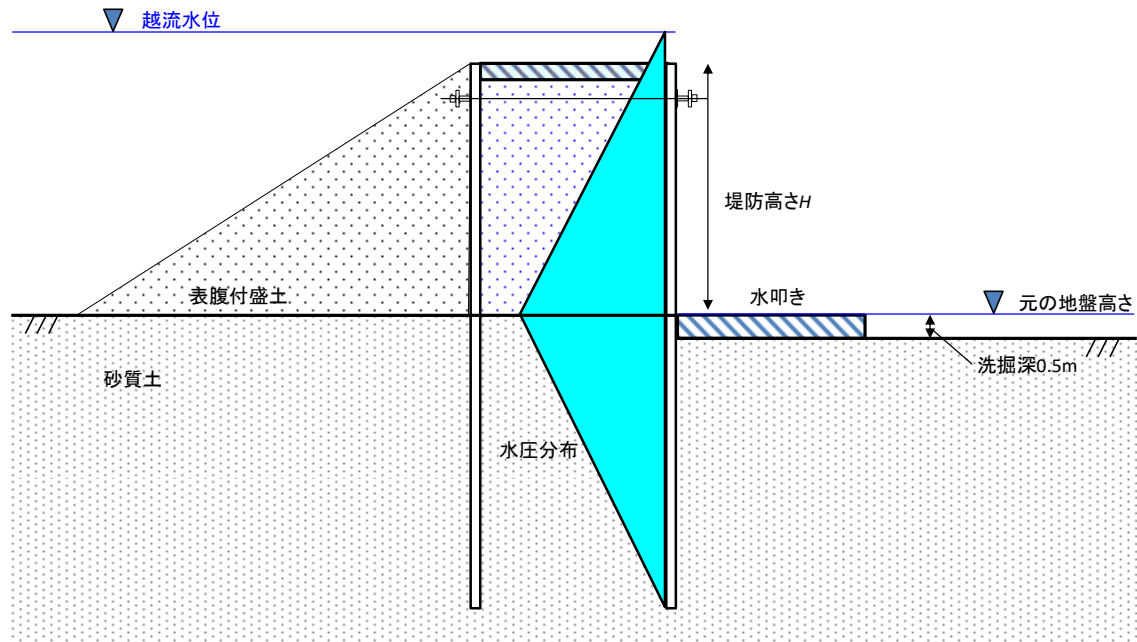


図 3-5 基礎地盤が砂質土の場合の部材の安全性検討用の水圧分布

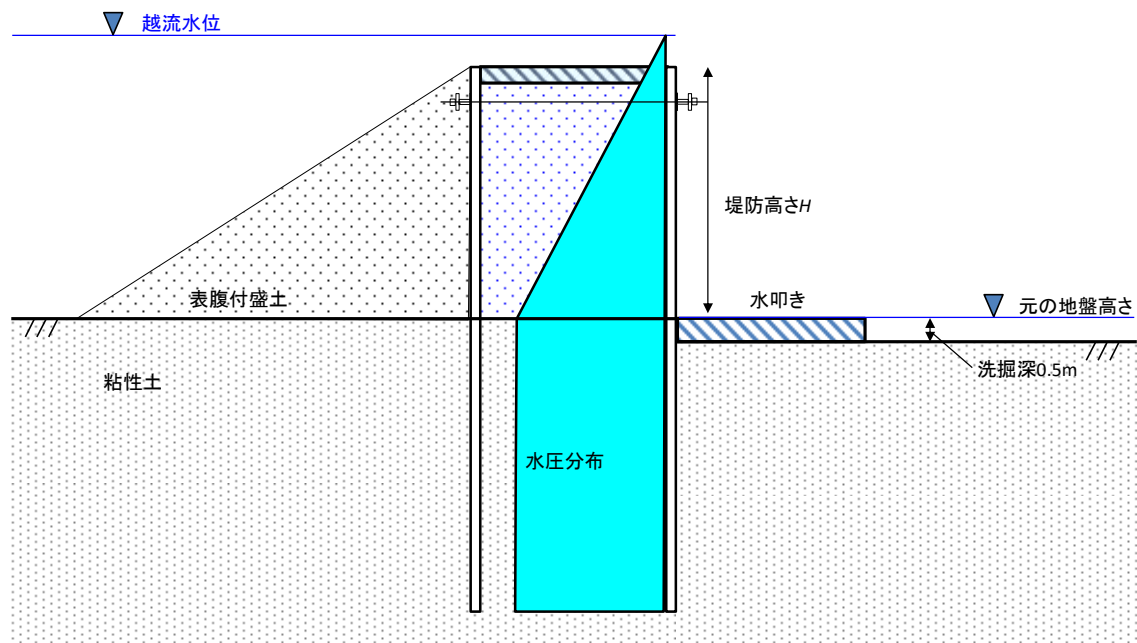


図 3-6 基礎地盤が粘性土の場合の部材の安全性検討用の水圧分布

### 3.3. コア部等の安定性

#### 3.3.1. 滑動に対する検討

越水時に壁体に滑動が生じないように図 3・7 に示すモデルにより検討を行う。滑動に対する検討は、根入れ下端で行い、安全率は 1.2 以上を確保する。滑動が生じる場合には、根入れをより深くするか、壁体幅を広げることで、滑動が生じないようにする。

$$F_s = \frac{F_r}{F_d} \geq 1.2$$

ここに、

- $F_s$  : 安全率
- $F_r$  : 壁体に作用する水平外力の総和 (kN/m)
- $F_d$  : 滑動抵抗力の総和 (kN/m)

$$F_d = F_w + F_A$$

$$F_r = F_p + F_s$$

$$F_s = cB + W' \tan \phi$$

ここに、

- $F_w$  : 水圧による外力 (kN/m)
- $F_A$  : 主働土圧による水平外力 (kN/m)
- $F_p$  : 受動土圧による水平外力 (kN/m)
- $F_s$  : 検討面の地盤の水平せん断抵抗力 (kN/m)
- $c$  : 検討面の地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $B$  : 壁体幅 (m)
- $W'$  : 検討面から上の中詰め土等の有効重量 (kN/m)
- $\phi$  : 検討面の地盤の内部摩擦角

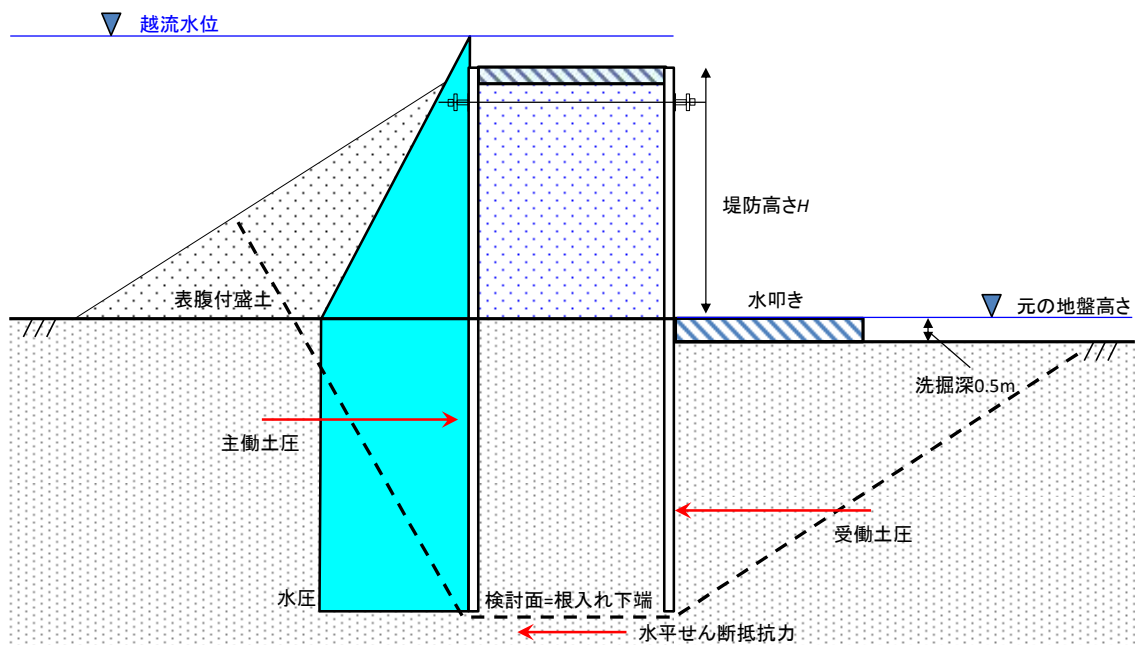


図 3-7 滑動に関する検討モデル

### 3.3.2. 支持力に対する検討

基礎地盤の支持力に対する安定性は、荷重の偏心傾斜を考慮して図 3-8 に示すモデルにより検討する。支持力に対する検討は、根入れ下端で行い、極限支持力に対して安全率 1.2 以上を確保する。

支持力に関する安全率は下式で求めることができる。

$$F_s = \frac{Q_u}{Q_v}$$

ここに、

$Q_u$  : 荷重の偏心傾斜、寸法、根入れ深さを考慮した極限支持力(kN/m)

$Q_v$  : 地盤反力(kN/m)

偏心荷重を受ける支持層が破壊状態に達したときには、地盤反力度分布はもはや三角形ではなく、ある幅に長方形分布すると考える。荷重の合力の作用点を中心とする仮想の基礎幅を考え、極限状態ではこの部分に荷重が一様に働くとする Meyerhof の考え方に準拠して、鉛直地盤反力を算出する方法である。

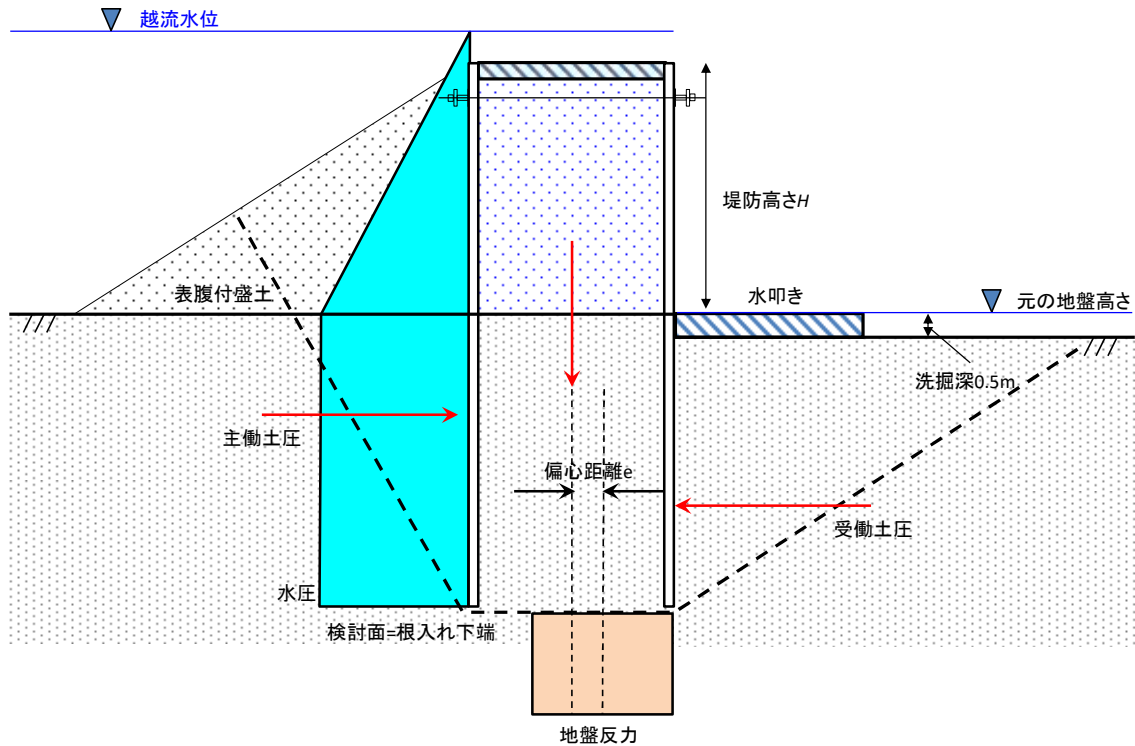


図 3-8 支持力に対する検討モデル

極限支持力は、荷重の偏心傾斜、寸法、根入れ深さを考慮し、下式により求める。

$$Q_u = B_E \left\{ \alpha \kappa c_B N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma'_B \beta B_E N_\gamma S_\gamma \right\}$$

ここに、

$Q_u$  : 荷重の偏心傾斜、寸法、根入れ深さを考慮した極限支持力(kN/m)

$c_B$  : 支持層の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

$q$  : 上載荷重 (周辺地盤の改良地盤底面高さにおける鉛直有効応力)  
(kN/m<sup>2</sup>)

$B_E$  : 荷重の偏心を考慮した有効載荷幅 (m)

$$B_E = B - 2e$$

$\gamma'_B$  : 支持層の有効単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数(特殊な形状を除き、一般に 1.0 を使ってよい)

$\kappa$  : 根入れ効果に対する割増し係数

$N_c, N_q, N_\gamma$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

$S_c, S_q, S_\gamma$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

根入れ効果に対する割増し係数 $\kappa$ 、荷重の傾斜を考慮した支持力係数  $N_c$ 、 $N_q$ 、 $N_\gamma$ 、支持力係数の寸法効果に関する補正係数  $S_c$ 、 $S_q$ 、 $S_\gamma$ は道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編を参考に設定することができる。

### 3.3.3. 全体安定に対する検討

すべり破壊に対する安定性を、越水時の水位条件、洗掘状況を考慮して図 3-9 に示すモデルにより検討を行う。下図のような鋼矢板を切らない円弧すべりを仮定し、修正フェレニウス法によりすべり安全率を求め、その最小値が 1.2 以上となるように構造を検討する。

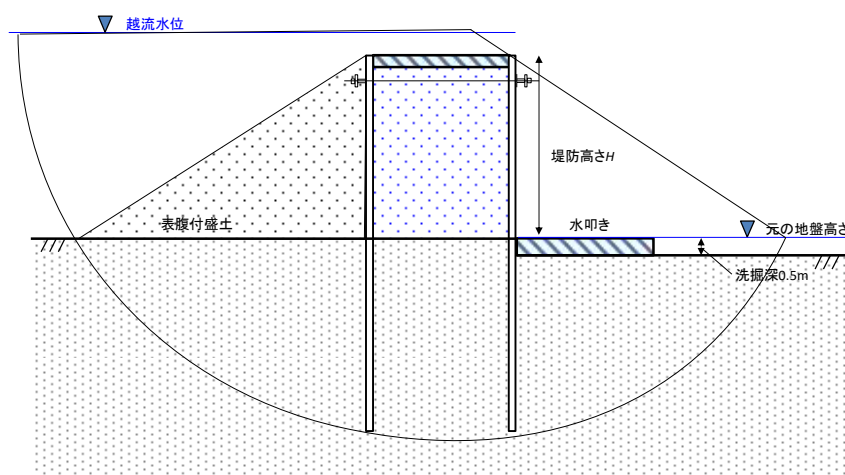


図 3-9 全体安定に対する検討モデル

### 3.4. 浸透安全性

越水時には地盤に大きな動水勾配が作用するため、基盤漏水が生じる恐れがある。基盤漏水の結果、鋼矢板を支持する地盤でパイピングが生じると、コア部が不安定化する。このため、基盤漏水に関する浸透安全性の検討を行う。図 3-10 に示す浸透経路に対して、レインの式により安全性を検討する。越流後の流水による影響を考慮し、洗掘深 0.5m を見込む。堤防天端からの流水や地震の影響により鋼矢板と水叩きの間に隙間が生じる可能性を考慮し、水叩き下面は浸透経路としない。また、図中に示す通り、表腹付土が存在する場合であっても、盛土と自立部との境界面は、なじみの悪さを考慮し、有効浸透路長に含めない。

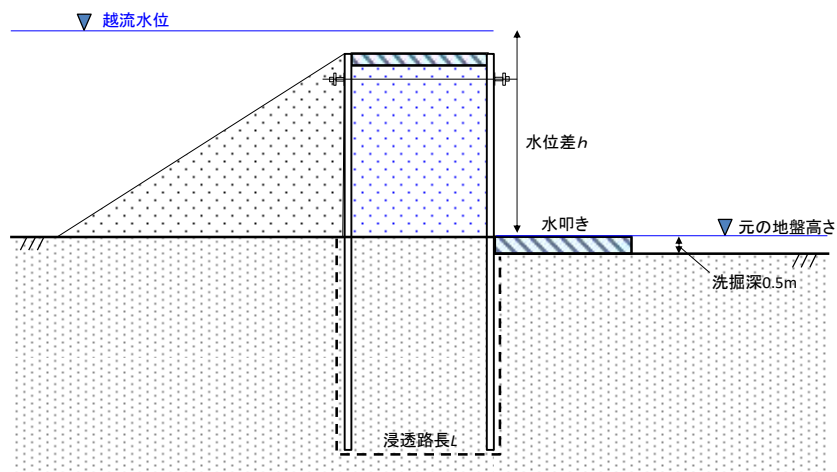


図 3-10 浸透安全性に対する検討モデル

$$C \leq \frac{L}{h}$$

ここに、

- $C$  : クリープ比で、土質に応じて表 3-2 の値をとる  
 $L$  : 有効浸透路長 (m) (構造物との水平境界面の長さには 1/3 を乗じる)  
 $h$  : 水位差 (m)

表 3-2 クリープ比

区分	$C$
極めて細かい砂またはシルト	8.5
細砂	7.0
中砂	6.0
粗砂	5.0
細砂利	4.0
中砂利	3.5
栗石を含む粗砂利	3.0
栗石と砂利を含む	2.5
やわらかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
硬い粘土	1.8

### 3.5. 部材の安全性

#### 3.5.1. 鋼矢板の自立に関する検討

鋼矢板の根入れが地盤にしっかりと拘束・支持されることにより、矢板の曲げ剛性が有効に発揮される。そこで、タイロッド式鋼矢板壁の設計において多くの実績がある「フリー・アース・サポート法」により鋼矢板の自立を検討する。

図 3-11 に示すように、タイ材取付け点においてモーメントがつり合い状態を保ち、根入れ下端が塑性的に移動してしまわないことを検討するものである。この際、タイ材取付け点から上に作用する土水圧は無視して計算する。タイ材を 2 段設置する場合には、下段のタイ材取付け点で検討を行う。

砂質土の場合には安全率 1.5 以上、粘性土の場合には安全率 1.2 以上を確保する。

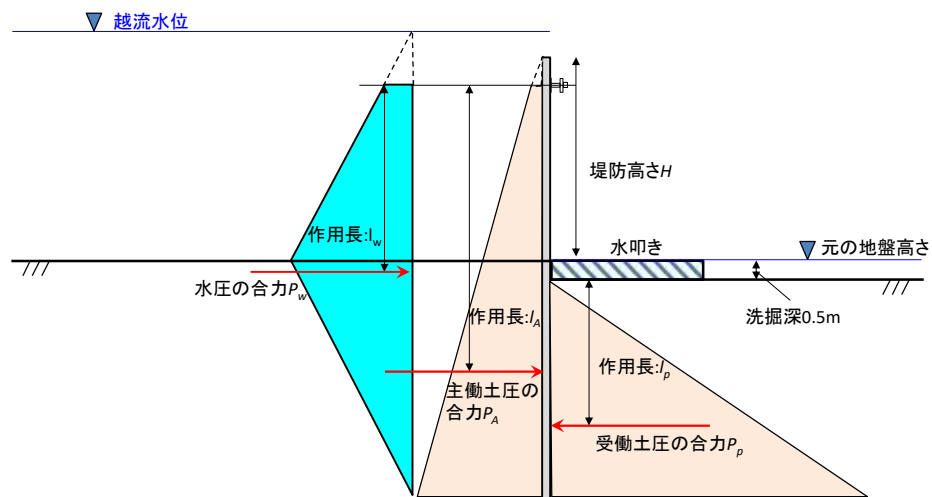


図 3-11 鋼矢板の自立に関する検討モデル

$$F_s = \frac{P_p l_p}{P_A l_A + P_w l_w}$$

ここに、

- $F_s$  : 安全率
- $P_p$  : 主働土圧の合力 (kN /m)
- $l_p$  :  $P_p$  のタイ材取付け点に関する作用長 (m)
- $P_A$  : 受働土圧の合力 (kN /m)
- $l_A$  :  $P_A$  のタイ材取付け点に関する作用長 (m)
- $P_w$  : 水圧の合力 (kN /m)
- $l_w$  :  $P_w$  のタイ材取付け点に関する作用長 (m)

### 3.5.2. 壁体のせん断変形破壊に対する検討

鋼矢板二重壁は、中詰土と鋼矢板をタイロッド等を用いて固定することで壁体を構築し、これらが一体となって外力に抵抗する構造である。この壁体のせん断変形破壊に対する安定性を以下の検討により確認する。

下式のとおり、検討深度に作用するせん断変形モーメントとせん断抵抗モーメントの比が 1.2 以上であることを確認する。検討深度は元の地盤高さから鋼矢板の先端までの範囲で最も安全率の小さい深度とする。

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} \geq 1.2$$

ここに、

$F_s$  : 安全率

$M_d$  : 検討深度に作用するせん断変形モーメント (kN・m/m)

$M_r$  : 検討深度におけるせん断抵抗モーメント (kN・m /m)

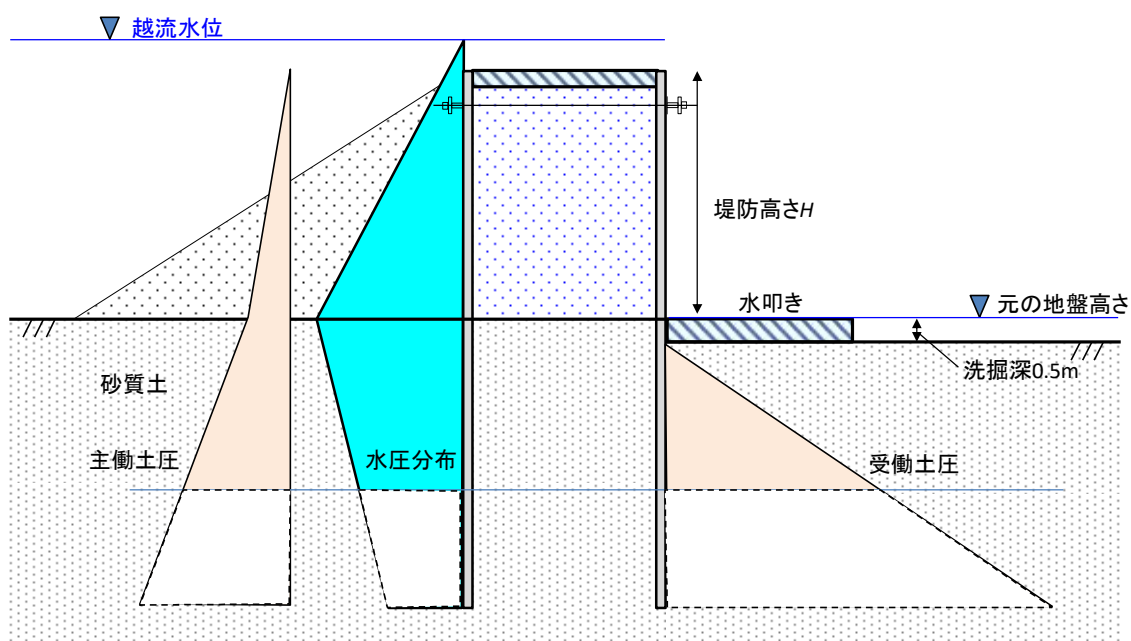


図 3-12 検討深度で壁体に作用するせん断変形モーメント算出モデル

検討深度に作用するせん断変形モーメントは、検討深度より上部に作用する水圧、主働土圧、受働土圧の水平成分から算出する（図 3-12）。

せん断抵抗モーメントは、中詰土と鋼矢板の 2 つに分けられる。中詰め土による抵抗は、中詰め土によって両側の鋼矢板に作用する主働土圧、受働土圧から算出する（図 3-13）。鋼

矢板による抵抗は、鋼矢板の材料としての抵抗モーメントと検討深度より下側の地盤で支持できる抵抗モーメント（図 3-14）のうち小さい方を採用する。

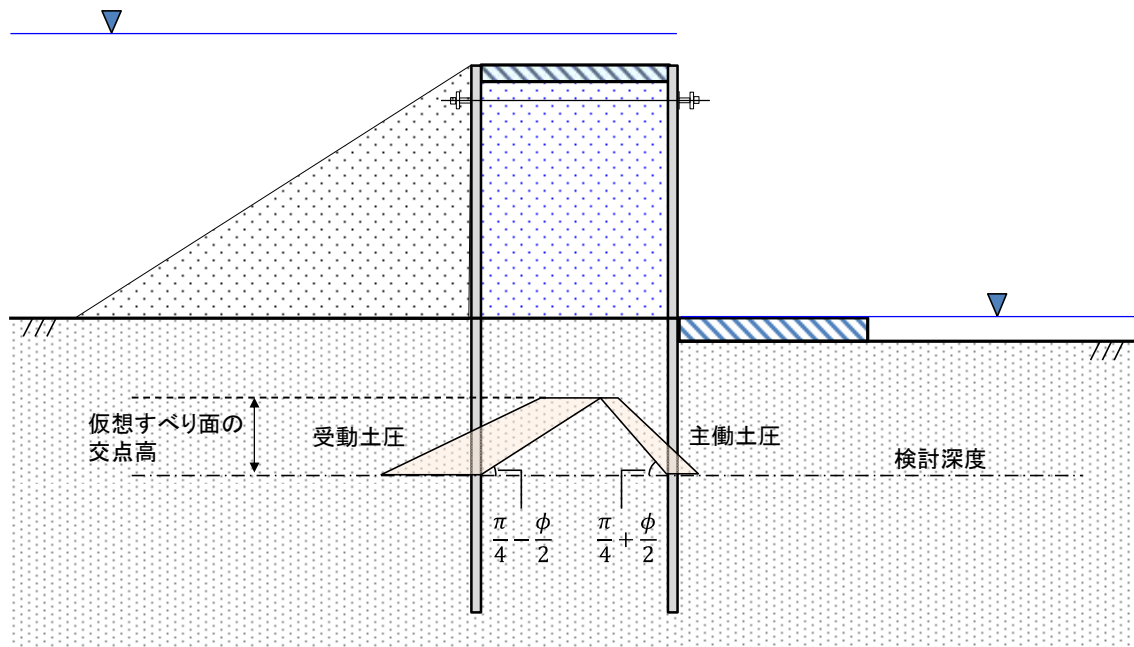


図 3-13 中詰土によるせん断に対する抵抗力

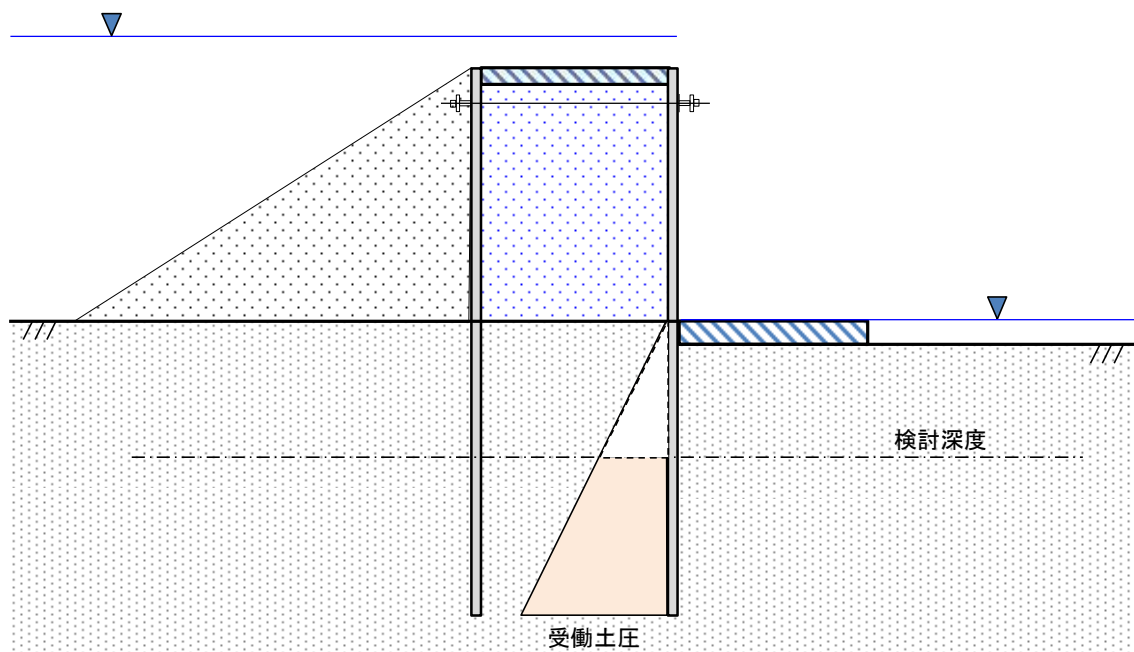


図 3-14 検討深度より下側の地盤の抵抗力

### 3.5.3. 鋼矢板の曲げ破壊に対する検討

越流水位と川裏側の洗掘を考慮して、鋼矢板の曲げ破壊に対する検討を実施する。図 3-15 に示す検討モデルにより、鋼矢板に発生する曲げモーメントを算出する。「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」と同様に、水平方向载荷幅の影響を考慮した水平地盤反力係数を用い、地盤反力の上限值は受動土圧と静止土圧の差分とする。

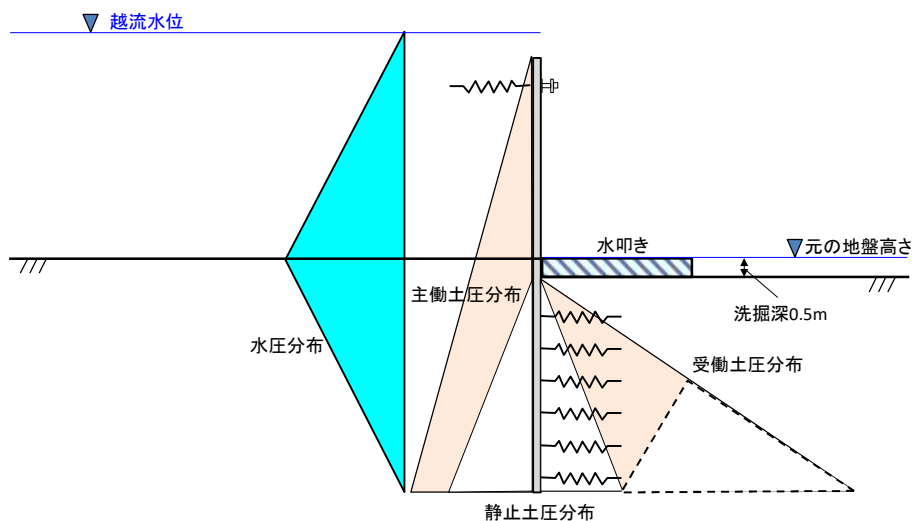


図 3-15 鋼矢板の曲げ破壊に対する検討モデル

$$\sigma_a \geq \frac{M_{\max}}{\eta_z \cdot Z_{SP}}$$

ここに、

- $\sigma_a$  : 鋼矢板の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_{\max}$  : 鋼矢板の最大曲げモーメント (N・m/m)
- $\eta_z$  : 断面係数に関する鋼矢板の継手効率
- $Z_{SP}$  : 継手効率を考慮しない鋼矢板の断面係数 (mm<sup>3</sup>/m)

### 3.5.4. タイ材の検討

鋼矢板の曲げ破壊に対する検討で得られたタイ材の張力を用いてタイ材の検討を行う。

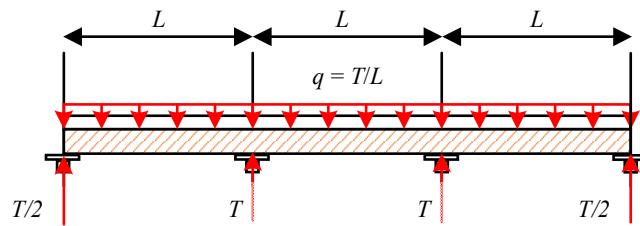
$$\sigma_a \geq \frac{T}{A}$$

ここに、

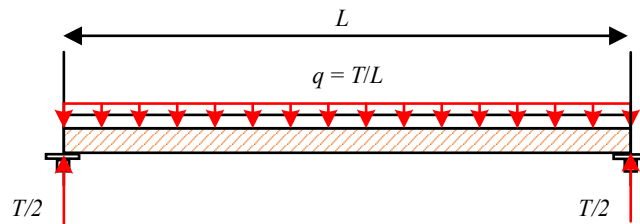
- $\sigma_a$  : タイ材の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $T$  : タイ材張力 (N)
- $A$  : タイ材の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

### 3.5.5. 腹起しの検討

鋼矢板の曲げ破壊に対する検討で得られたタイ材の張力を用いてタイ材を鋼矢板と一体化させる腹起しの検討を行う。図 3-16 (a)に示すように 4 本以上のタイ材に対して、1 本の途中に継手を含まない鋼材を腹起し材として用いる場合は、タイ材取付点を始点する 3 径間連続梁と考えて腹起しの曲げモーメントを求めてよい。上記を満足しない場合には、単純梁と考えて曲げモーメントを求める。



(a) 3 径間連続梁とみなせる場合



(b) 単純梁とみなす場合

図 3-16 腹起しの検討モデル

3 径間連続梁とみなせる場合

$$M = \frac{T \cdot L}{10}$$

単純梁とみなす場合

$$M = \frac{T \cdot L}{4}$$

ここに、

- $M$  : 腹起しの曲げモーメント (N・mm)
- $T$  : タイ材張力 (N/本)
- $L$  : タイ材取付間隔 (mm)

$$\sigma_a \geq \frac{M}{Z}$$

ここに、

- $\sigma_a$  : 腹起しの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $Z$  : 腹起しの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

### 3.5.6. 天端保護工の検討

天端保護工が流出したり、損傷したりすると、中詰め土が流出し、壁体の安定性が失われる。このため、天端保護工を鋼矢板と一体化せずに天端保護工の重量により越流水の揚力により浮き上がらないようにするか、天端保護工を鋼矢板と一体化した上で天端保護工が越流水の揚力により損傷せず、一体化する構造が揚圧力に耐えられるようにする必要がある。一体化の構造として様々な方式が考えられるため、個々の方式に応じて適切な方法で揚圧力に耐えられることを確認する。一体化した場合でも、長期に渡り遮水性を維持することは困難であるため、浸透により中詰め土が飽和した状態を想定する。

天端保護工と鋼矢板を一体化しない場合

$$F_s = \frac{W'}{F_u} \geq 1.2$$

ここに、

- $F_s$  : 天端保護工の浮き上がりに対する安全率  
 $W'$  : 天端保護工の水中重量 (kN/m)  
 $F_u$  : 天端保護工に作用する揚圧力 (kN/m)

天端保護工と鋼矢板を一体化する場合

単純梁を仮定し三角形分布の揚圧力が作用した時に天端保護工に発生する最大曲げモーメントから求められる応力度が、天端保護工の材料の許容応力度以下であることを確認する。

## 3.6. その他留意事項

### 3.6.1. 堤体幅

壁体幅を「河川管理施設等構造令」第 21 条に定める天端幅以上とすることが考えられる。

### 3.6.2. タイ材の孔

タイ材を通すために設けられる川表側の鋼矢板の孔は、遮水できるよう工夫するのがよい。構造計算でこの効果は見ないが、中詰め土内にできる限り水を入れないことで、構造の

安定性が増すためである。同じ理由から、タイ材を通すために設けられる川裏側の鋼矢板の孔には、中詰め土の流出を防止しながら排水が可能となるよう不織布等を充てるとよい。

### 3.6.3. 天端保護工の目地等

コンクリートを用いて天端保護工を設置する場合には、10～15m 間隔で目地を設け、遮水性のある継手あるいは目地材を用いる。天端保護工と鋼矢板の間も同様にできる限り遮水性を確保するため止水板等を用いる。構造計算でこの効果は見ないが、中詰め土内にできる限り水を入れないことで、構造の安定性が増すためである。

## 4. コンクリート擁壁

### 4.1. 構造検討一般

コンクリート擁壁の代表的な構造を図 4-1、図 4-2、図 4-3 に示す。

図 4-1 に示すような L 型構造の場合、底版に水叩き・護床工としての機能も付与することができる。一方で、裏込め土がない状態でコンクリート底版に揚圧力が作用すると、安定性を失いやすい。直接基礎形式の L 型構造のコンクリート擁壁の場合、越水時の揚圧力を考慮した場合に安定性を保つことが困難であることから、杭基礎形式を基本に考える。

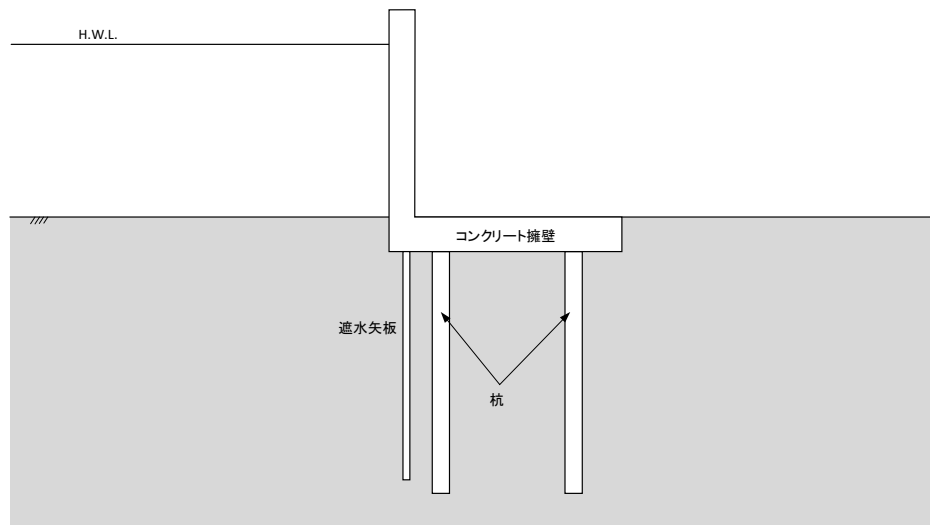


図 4-1 コンクリート擁壁の代表的な構造 (L 型杭基礎形式)

図 4-2 に示すような逆 L 型構造の場合、裏込め土が押え盛土となるため、底版に作用する揚圧力により安定性を失いづらい構造である。これには、洪水時・越水時に裏込め土が侵食されないことが条件となるため、法覆工や天端保護工の設置が必要となる。また、L 型の場合と異なり擁壁底版に水叩き・護床工としての機能を付与することができない。越流水による基礎地盤の洗掘について、現時点で洗掘深による擁壁の安定性等への影響は明確でなく、十分な精度で洗掘深や残留部の地盤強度・地盤反力特性を評価することも難しいため、水叩き等を設置し、川裏側に基礎地盤の洗掘および洗掘拡大防止のための水叩きおよび護床工を設置するのが良いと考えられる。川裏側に水叩き工を設置する場合、水叩きの長さだけ浸透経路が長くなり、底版に作用する揚圧力が増加することとなる。一方で、堤防天端からの落下水や地震の影響により擁壁と水叩きの間に隙間が生じると、浸透経路は擁壁および水叩きの下面を通る経路から、擁壁の下面から擁壁と水叩きの間を通り地表面に通じる経路へと変化することも考えられる。なお、ここでは、擁壁と水叩きを鉄筋等で連結しない分離型を念頭においた検討方法を示す。越流水による洗掘が擁壁の安定性に与える影響や

残留部の地盤強度や地盤反力特性等については、引き続き模型実験や解析等による検証を実施し、ばらつきも考慮した評価方法を検討する必要がある。

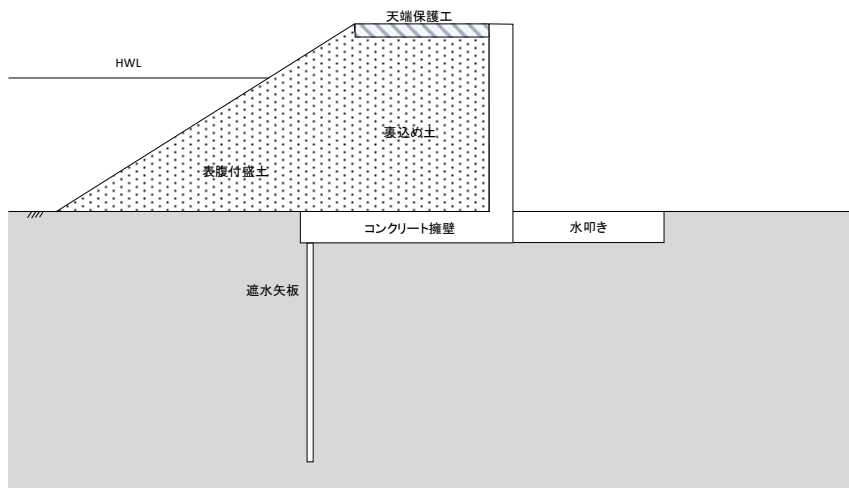


図 4-2 コンクリート擁壁の代表的な構造（逆 L 型直接基礎形式）

図 4-3 に示すような逆 T 型構造の場合、川裏側の底版の長さを確保することで、底版に水叩き・護床工としての機能も付与することができ、逆 L 型構造の場合と同様に、裏込め土により、安定性を失いつらい構造である。また、必要な底版幅を確保し、川表・川裏両側に遮水矢板を設置することで、1 本当たりの矢板長を短くすることが可能となり、基礎地盤の状況によって施工性・経済性に優れる構造となることが考えられる。ただし、川表側に設置した遮水矢板は底版に作用する揚圧力を低減する効果があるものの、一方で川裏側に遮水矢板を設置すると揚圧力が増加する。

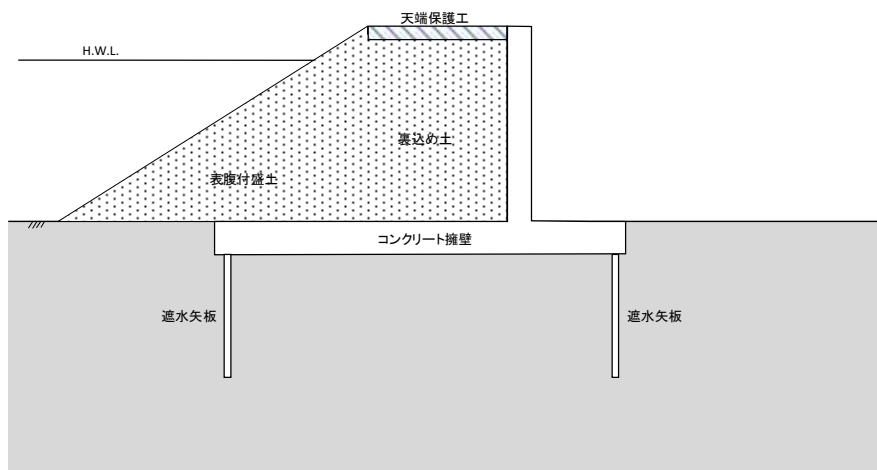


図 4-3 コンクリート擁壁の代表的な構造（逆 T 型直接基礎形式）

堤防に求められる基本的な性能の確認や設計に反映すべき事項、考慮すべき事項、その他設計に必要な事項は、「道路土工・擁壁工指針」<sup>4)</sup>に準拠して設計を行う。ただし、押え盛土

以外の盛土の効果を見ないようにしなければならない。また、クリープ比に表 3-2 を用いる。

作用・荷重の基本及び土の設計諸定数、使用材料、許容応力度は、鋼矢板二重壁と同様である。

## 4.2. 作用・荷重

### 4.2.1. 越流水による腹付盛土の侵食及び基礎地盤の洗掘

L 型構造の場合、裏腹付盛土や裏込め土を設置する場合においても、越流水により裏腹付盛土、天端保護工、裏込め土が流出することを想定する。逆 L 型および逆 T 型構造の場合、天端保護工の安定を確保することを前提として、裏腹付盛土のみの流出を想定する。

コンクリート擁壁底版に水叩き・護床工としての機能を付与することができない場合にも、別途、水叩き・護床工を設置することにより、基礎地盤の洗掘を抑制する。ただし、水叩き・護床工よりも堤内地側の基礎地盤が水叩きや護床工の上面高さから 0.5m 低い位置まで洗掘することを想定する。

### 4.2.2. その他

基本的には、自立構造の特殊堤の設計における作用・荷重の設定方法に準じるが、なじみの悪さを考慮した越流水の浸透の影響は鋼矢板二重壁（3.1.1 や 3.2.1、3.2.2）に準じて反映させる。

## 4.3. コア部等の安定性

道路土工擁壁工指針に準じて、越水時の作用・荷重に対して、滑動、転倒、支持力、全体安定に対する検討を行う。滑動、転倒、支持力、全体安定のいずれかが生じる、不足する場合には、杭基礎構造を「道路土工-擁壁工指針」及び「道路橋示方書」<sup>9)</sup>に準じて検討する。水圧を設定する際には、なじみの悪さを考慮し、表腹付盛土が浸透により完全に飽和（あるいは、コンクリート構造と表腹付盛土間に隙間が存在）することを前提とする。

## 4.4. 浸透安全性

越水時には地盤に大きな動水勾配が作用するため、基盤漏水が生じる恐れがある。基盤漏水の結果、コンクリート擁壁を支持する地盤でパイピングが生じると、コンクリート擁壁が不安定化する場合がある。杭基礎構造の場合でも、漏水が徐々に拡大し、大漏水となることが考えられる。このため、基盤漏水に関する浸透安全性の検討を鋼矢板二重壁に準じて行う。図 4-4 に L 型構造の、図 4-5 に逆 L 型構造の、図 4-6 に逆 T 型構造の浸透経路を示す。

川裏側基礎地盤においては、越流後の流水による影響を考慮し、洗掘深 0.5m を見込む。L 型構造に関しては、川表側の盛土に関しては、平水時に基本的に不飽和状態にあるとみなし、擁壁とのなじみが悪い状態にあることを想定し、浸透経路長として見込まない。なお、

逆 L 型、逆 T 型構造の場合は、最短距離となる浸透経路を川表側の盛土で見込んで良い。  
 逆 L 型構造に関しては、堤防天端からの流水や地震の影響により擁壁と水叩きの間に隙間が生じる可能性を考慮し、水叩き下面を浸透経路として見込まない。逆 T 型の擁壁構造に関して、2 列の遮水矢板を設置する場合に、図 4-6 に示すように鉛直方向に関して矢板両面分の浸透経路を見込む場合は、矢板長を矢板間隔の 1/2 以内の長さにすることが望ましい  
 6)。

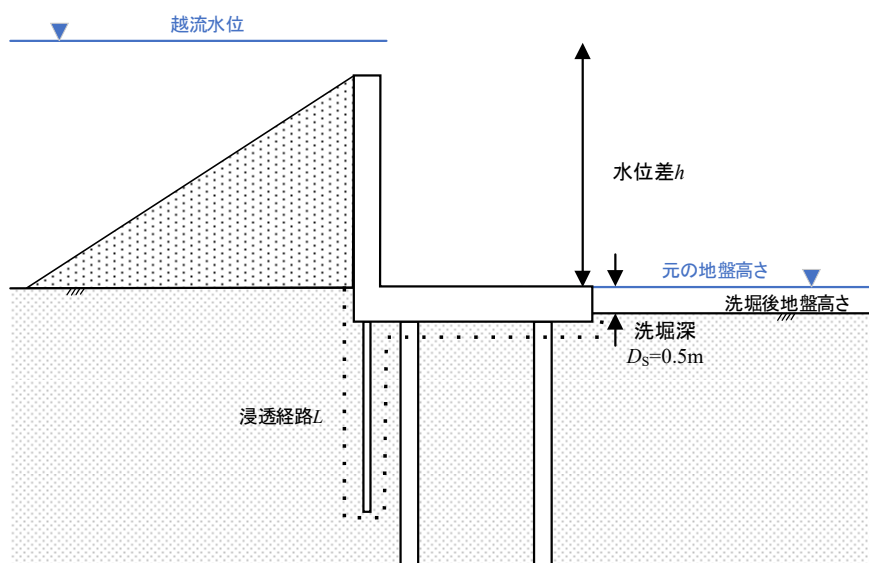


図 4-4 浸透安全性に対する検討モデル (L 型構造)

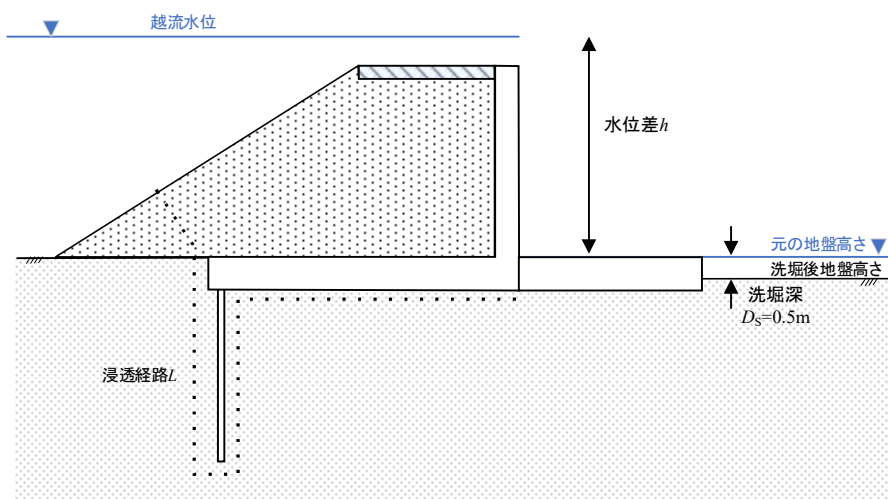


図 4-5 浸透安全性に対する検討モデル (逆 L 型構造)

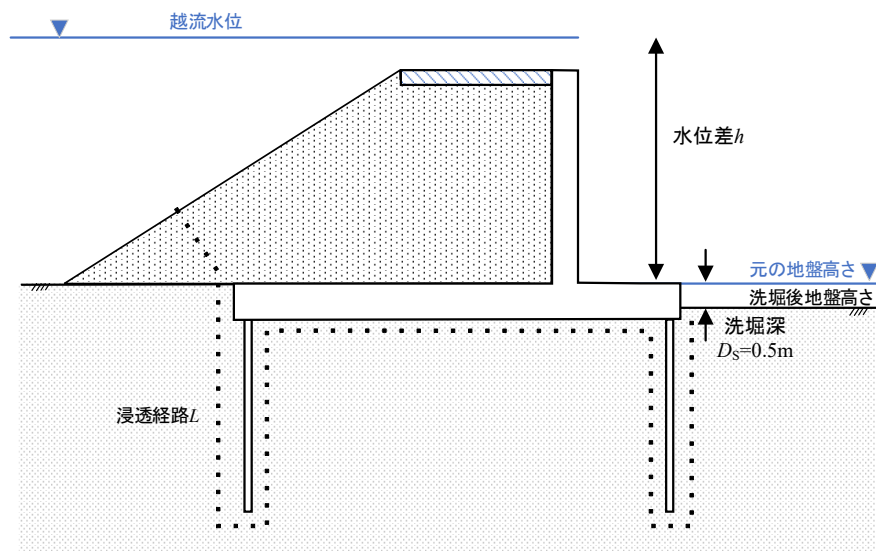


図 4-6 浸透安全性に対する検討モデル（逆 T 型構造）

#### 4.5. 部材の安全性

##### 4.5.1. コンクリート擁壁の部材の安全性

道路土工擁壁工指針にしたがって、コンクリート擁壁の部材の安全性を検討する。

##### 4.5.2. 杭の安全性

杭基礎構造を採用する場合には、道路橋示方書にしたがって、杭の安全性を検討する。

##### 4.5.3. 天端保護工の検討

逆 L 型構造および逆 T 型構造の場合には、裏込め土（押え盛土）の自重を期待した設計が行われるため、裏込め土の流出を抑制するための天端保護工の安定性を検討する。流出する程度や不陸が発生した場合の越流水による外力に係る十分な知見が集まれば、天端保護工の安定性の検討の代わりに、裏込め土の影響を割り引く等の方法で擁壁の安定性や部材の安全性を検討することも可能になる。

#### 4.6. その他留意事項

##### 4.6.1. 遮水矢板の位置

L 型構造および逆 L 型構造の場合は、コンクリート擁壁の底版に作用する揚圧力を低減するために川表側に設置するのがよいと考えられる。

##### 4.6.2. 天端保護工の目地等

逆 L 型構造および逆 T 型構造の場合に、コンクリートを用いて天端保護工とする場合には、10～15m 間隔で目地を設ける。

## 5. 水叩き・護床工

ここでの水叩きは越流する水の衝撃による洗掘を抑制するための構造である。図 5-1 に水叩きと護床工のイメージを示す。L 型擁壁・逆 T 型擁壁に関しても、後述の水叩きとしての必要長を確保可能な底版幅（川裏側底版幅）とすることで水叩きとしての効果を確保することができる。

護床工は水叩き下流側での洗掘を抑制するための構造であり、その長さ及び構造を適切に検討する。

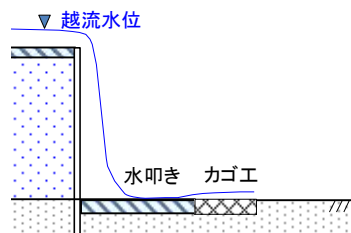


図 5-1 水叩き、護床工の設置イメージ

### 5.1. 水叩きの長さ

水叩きとしての必要長さは越流水による直接衝撃を受ける範囲とする必要がある。

したがって、水叩きの長さの計算は堤防天端から越流水の落下距離を求めることで行う。ここでは、簡易的に求めることができる Rand(1955)の公式を示す。

$$W/D = 4.3(h_c/D)^{0.81}$$

ここに、

$W$  : 水叩き長 (m)

$D$  : 落差高 (m)

$h_c$  : 限界水深 (m)

なお、上記の計算は越流水による洗掘により川裏側の盛土が無い状況において、堤防天端で限界水深が発生する場合に適用可能である。

### 5.2. 水叩きの厚さ

水叩きは水叩きに働く揚圧力に対し、安定である厚さとする<sup>10)</sup>。水叩きの最小部材厚は、衝撃や耐久性のほか、生産性向上の観点等から 40cm とする<sup>11)</sup>。作用する揚圧力は、図 5-2 に示すように、水叩き下面を浸透経路として見込んだ場合の揚圧力を考慮する。なお、水叩き直下の水平境界面については、安全側の評価とするため 1/3 を乗じない長さとする。

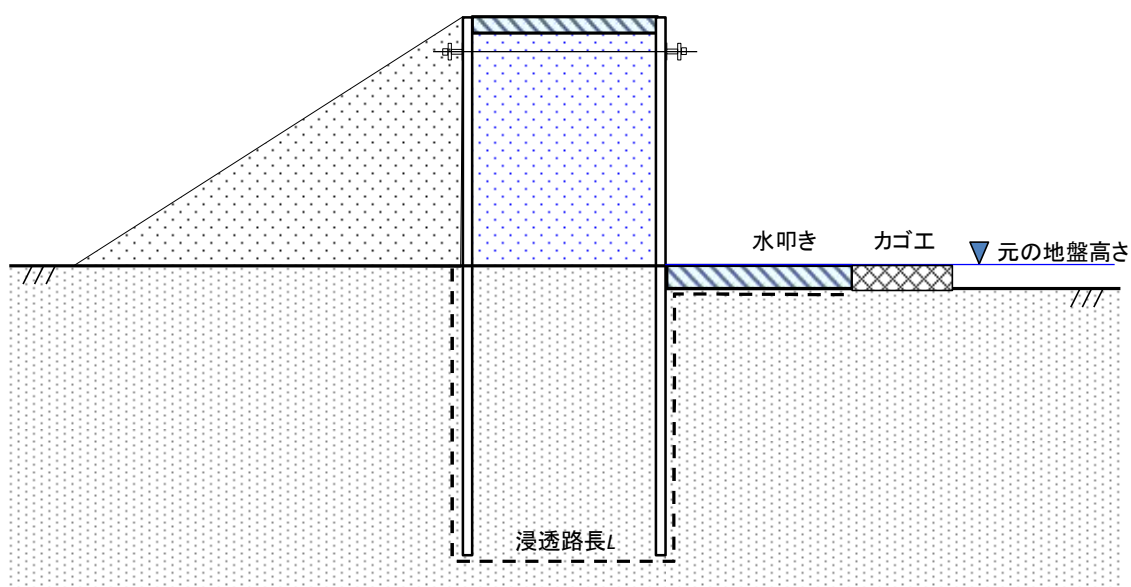


図 5-2 水叩きの厚さを算定する際の浸透経路

## 6. 施工・維持管理に当たっての留意点

自立型の構造検討だけでなく、自立式殊堤の設計として求められる検討であるため、ここでは代表的な事項のみ記載する。

### 6.1. 耐久性

できる限り耐久性が向上するよう、施工時に配慮・工夫することも必要である。例えば、鋼材に接する土に酸性土や腐食性土を用いると、鋼材の腐食やコンクリートの中性化を促進させるため、このような土の利用は控える必要がある。また、中詰め土にスレーキングする土や有機質土を用いると、壁体が不安定化したり、天端保護工に損傷が生じたりすることが想定されるため、このような土の利用は控える必要がある。同様な理由から、適切に施工管理し、施工完了後に発生する盛土の圧縮沈下を抑制することも重要である。

### 6.2. 設計・施工・維持管理における調整・引継ぎ

構造だけでなく、検討時の意図や構造に至った条件を適切に施工に引き継ぐ必要がある。施工時に検討時の意図や条件と異なる状況が確認された場合には、速やかに発注者・設計者・施工者で対応を協議しなければならない。

維持管理においても、検討時の意図等を踏まえ、点検・診断・補修を効率的・効果的に実施することが重要である。

## 7. 参考文献

- 1) 国土交通省：河川砂防技術基準設計編 第2節堤防 技術資料，2019
- 2) 国土交通省：河川管理施設等構造令，2013
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅲ．自立式構造の特殊堤編一，2012.
- 4) （社）日本道路協会：道路土工・擁壁工指針，2012.
- 5) （財）国土技術研究センター：鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル，2001.
- 6) 米国土木学会編，国土交通省国土技術総合研究所訳：ニューオリンズハリケーン防御システム どこをどうして失敗したか 米国土木学会ハリケーン・カトリーナ外部審査委員会報告書，2007.
- 7) E.W.LANE：SECURITY FROM UNDER-SEEPAGE MASONARY DAMS ON EARTH FOUNDATIONS, TRANSACTIONS of AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 1919.
- 8) 国土交通省：河川砂防技術基準設計編 第8節樋門 技術資料，2021.
- 9) （社）日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説，2012
- 10) （財）国土開発技術研究センター：床止めの構造設計手引き，1998.
- 11) 建設省：土木構造物設計マニュアル（案）－土工構造物・橋梁編一，1999.