

第2編 河川編

第 1 章 築堤・護岸

目 次

第 1 章	築堤・護岸	2-1-1
第 1 節	一般	2-1-1
1-1	堤防の種類	2-1-1
1-2	河川の水位等に関する記号	2-1-2
1-3	河川の横断形の各部の名称	2-1-3
1-4	堤防断面各部の名称（標準）	2-1-3
1-5	支川処理方式	2-1-4
第 2 節	堤防	2-1-6
2-1	堤防設計の基本	2-1-6
2-2	機能と設計に反映すべき事項	2-1-7
2-3	堤防の材質と構造	2-1-9
2-4	設計の基本	2-1-10
2-5	堤防の高さの設定	2-1-14
2-6	断面形状の設定	2-1-16
2-7	安全性能の照査等	2-1-28
2-8	土堤の強化対策	2-1-40
2-9	ドレーン工	2-1-46
2-10	堤防構造に関するその他の事項	2-1-60
2-11	堤脚保護工	2-1-61
2-12	その他付属構造物	2-1-61
第 3 節	掘削	2-1-64
3-1	掘削工事	2-1-64
3-2	旧堤掘削	2-1-64
第 4 節	護岸	2-1-65
4-1	護岸設計の基本	2-1-65
4-2	構造細目	2-1-68
4-3	設計細目	2-1-80
4-4	鋼矢板使用護岸工	2-1-89

第1章 築堤・護岸

第1節 一般

1-1 堤防の種類

- 1) 堤防とは河川の流水の氾濫を防ぐ目的をもって、土砂等によって造られた河川構造物である。河川の特性と堤防の目的に応じて堤防の造り方も異なり、次のように分類される。

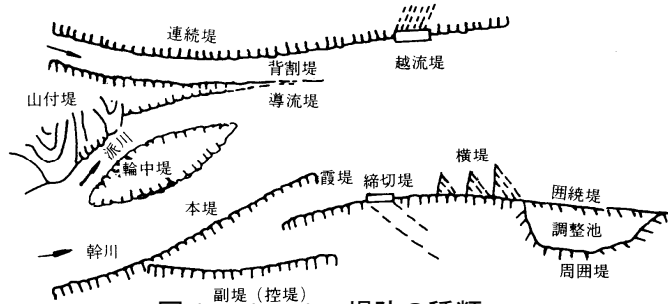


図1-1-1 堤防の種類

(1) 本堤

堤防のうち最も重要な役割を果たす堤防で、副堤に対しての名称である。

(2) 副堤

本堤とある距離を隔てて設けた堤防である。川裏にあるものは控堤といい、本堤を一番堤として順次二番堤、三番堤などと呼ぶ。川表にあるものは前提ともいわれ、一般に本堤より低く小洪水を防ぐのみで、大洪水のときは越水する。

(3) 山付堤

山と山との間の谷を締め切ったような形に造られた堤防をいう。

(4) 連続堤

水流に沿ってとぎれないで続いている堤防を連続堤、そうでないものを不連続堤という。急流河川においては霞堤（かすみてい）という不連続堤を造り大洪水は一時両堤の間げきから氾濫させる。霞堤が設けられるのは洪水連続時間が短い河川である。小支川の合流あるいは堤内地の内水排除の必要のある個所では、水門等のかわりに霞堤を設置することもある。

(5) 越流堤

堤防の一部を低く造り、一定の水位以上になれば越流遊水させる。

(6) 横堤

川幅が広く川表に耕地がある場合これを保護するとともに遊水池として利用する目的で、本堤または河岸の高い土地から河心方向に築かれた堤防である。

(7) 輪中堤

一定地域の土地を洪水から守るために環状に造った堤防である。

(8) バック堤（背水堤）

幹川の水流が支川に逆流して氾濫するのを防止する目的で、支川の堤防を本川の築堤高にならって、合流点から一定区間高くしたものである。

(9) 背割堤、分流堤

河川を分流または合流させようとするとき、分合流点において二つの河川の間に堤防を設けてしばらく平行して流す。このような堤防を背割堤また分流堤という。

(10) 導流堤

河川が他の河川、湖または海にそそぐ場合などに流路を誘導するために造られる堤防。

(11) 締切堤

支派川を締切ったり、旧川を締め切る目的で造られる堤防。

(12) 湖岸堤

湖岸に造られる堤防。

(13) 周囲堤

遊水池及び調整地の周囲に設けられた堤防。

(14) 囲繞堤

調整池において高水を貯留するために造られる堤防で一般に河道に平行して設けられている堤防。

1－2 河川の水位等に関する記号

河川の水位等に関する記号は次によるものとする。

表 1－1－1 河川の水位等に関する記号

名 称	記 号	備 考
既 往 最 高 水 位	H. H. W. L	潮位に関する記号については第4章 規則・通達・通知を参照のこと。
被 災 水 位	D. H. W. L	
計 画 高 水 位	H. W. L	
平 均 水 位	M. W. L	
平 水 位	O. W. L	
低 水 位	L. W. L	
平 均 低 水 位	M. L. W. L	
既 往 最 低 水 位	L. L. W. L	
地 盤 高	G. L	

(1) 既往最高水位 (highest high water level)

過去観測された水位中最も高い水位。

(2) 被災水位 (damage high water level)

ある出水における被災最高水位。

(3) 計画高水位 (high water level)

計画高水流量を安全に流下させることのできる河川の計画水位。

(4) 平均水位 (mean water level)

ある期間を通じて観測された水位を平均した水位、例えば年平均水位は日平均水位の1年の総計を当年日数で除した水位。

(5) 平水位 (ordinary water level)

1年を通じて185日はこれを下らない水位。

(6) 低水位 (low water level)

1年を通じて275日はこれを下らない水位。

- (7) 平均低水位 (mean low water level)
平均水位以下の日水位を平均した水位。
- (8) 既往最低水位 (lowest low water level)
過去観測された水位中最も低い水位。

1-3 河川の横断形の各部の名称

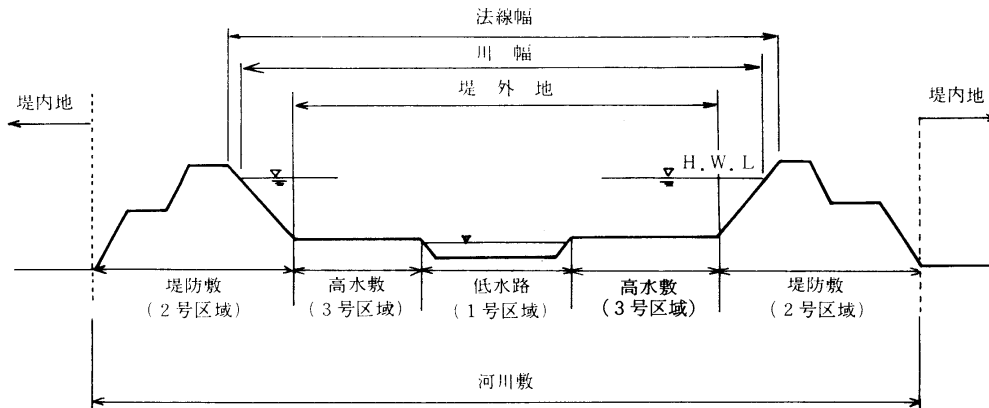


図 1-1-2 河川の横断形の各部の名称

※ 1号区域、2号区域、3号区域とは河川法第6条の区域である。

- 1号区域—河川の流水が継続して存する土地及び地形、草木の生茂の状況その他その状況が河川の流水が継続して存する土地に類する状況を呈している土地（河岸の土地を含み、洪水その他異常な天然現象により一時的に当該状況を呈している土地を除く。）の区域。
- 2号区域—河川管理施設の敷地である土地の区域。
- 3号区域—堤外の土地（政令で定めるこれに類する土地及び政令で定める遊水池を含む。）の区域のうち、第1号に掲げる区域と一体として管理を行う必要があるものとして河川管理者が指定した区域。

1-4 堤防断面各部の名称（標準）

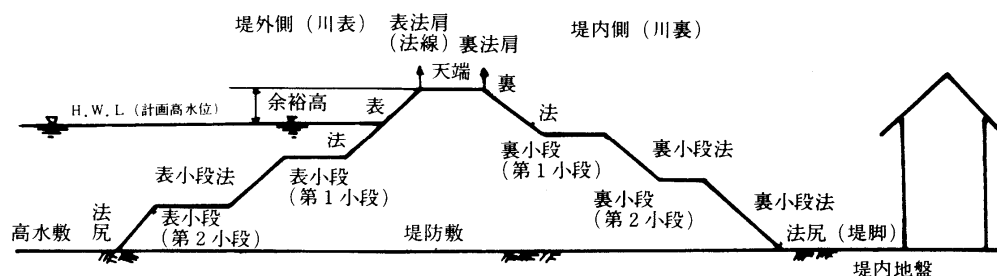


図 1-1-3 堤防断面各部の名称（標準）

1-5 支川処理方式

支川が本川に合流する付近の支川処理方式としてバック堤方式、自己流堤方式、セミバック堤方式の三つの方式がある。

(1) バック堤（背水堤）方式

その合流点付近（以下において単に「合流点」という）に逆流防止施設を設けない場合、本川の背水位によって本川の洪水が支川に逆流することになるので、支川堤は本川堤並みの十分な構造でなければならず、この場合の支川堤をバック堤（背水堤）と呼んでいる。

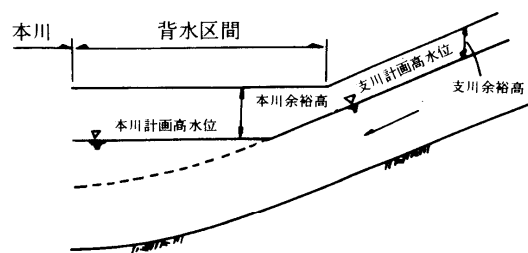


図 1-1-4 支川流量が小さい場合の背水区間の例

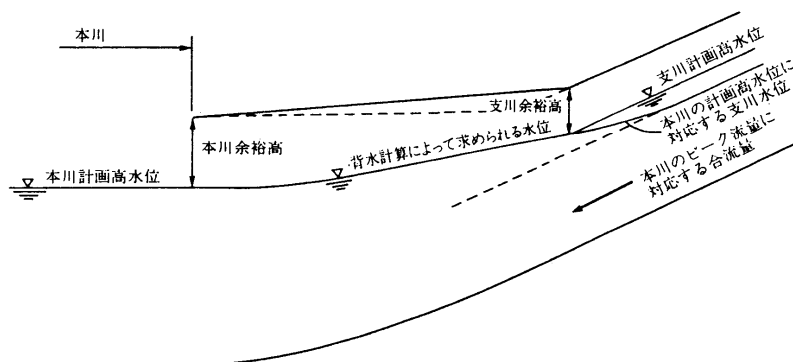


図 1-1-5 支川流量が大きい場合の背水区間の例

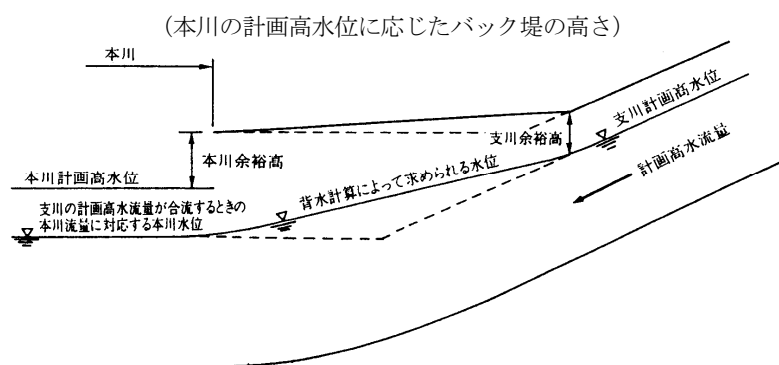


図 1-1-6 支川流量が大きい場合の背水区間の例

(支川の計画高水流量に応じたバック堤の高さ)

支川流量が大きい場合、図 1-1-5、図 1-1-6 の水位のいずれか高い方を基準として定める背水区間の計画高水位に本川の余裕高ないし自己流量に応じて定める余裕高を加えて定める。

※ 支川流量が大きい場合とは、支川計画高水流量が概ね $500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上又は本川の計画高水流量の概ね 10% 以上とする。

(2) 自己流堤方式

合流点に逆流防止施設を設けて本川背水位が支川へ及ぶのをしや断できる場合で、かつ、支川の計画堤防高を本川の背水位とは無関係に支川の自己高水位に対応する高さとする場合、この支川を自己流堤と称している。

(3) セミバック堤（半背水堤）方式

バック堤及び自己流堤に対し、セミバック堤とは、合流点に逆流防止施設（通常は水門）を設けて本川背水位が支川へ及ぶのをしや断できる場合で、かつ、支川の計画堤防高を本川の背水位を考慮した高さとする場合の支川堤であり、この場合、計画高水位についてはバック堤並み、余裕高及び天端幅は自己流堤並みとすることが多い。すなわち、堤防の構造基準をバック堤のそれより低下させる補いとして合流点に逆流防止施設を設けるものである。

第2節 堤 防

2-1 堤防設計の基本

堤防の設計に関して本マニュアルでは「河川砂防技術基準（案）設計編【一部改定】」を基に記載するが、堤防を主体とした設計論および河川土工の部分
を補完する「河川土工マニュアル（（財）国土技術研究センター 平成21年4月）」も参照するとよい。

河川堤防の安全性照査手法や強化工法の設計法の詳細については、「河川堤防設計指針（国土交通省河川局治水課 平成19年3月23日（改正）」「河川堤防の構造検討の手引き（（財）国土技術研究センター 平成24年2月（改訂）」
によるものとする。

なお、「河川堤防設計指針」及び「河川堤防の構造検討の手引き」については、
新堤の整備や既設の堤防の安全性の点検にも適用する。

2-1-1 目的と適用範囲

本節は、流水が河川外に流出することを防止するために設ける堤防について適用する。

（考え方）

本節は、既設の堤防の拡築や新堤の整備に適用するものであるが、既設の堤防の安全性能の照査にも準用できるものである。

適用の対象とする堤防は、流水が河川外に流出することを防止するために設ける堤防であり、このような堤防には、湖岸堤、高潮堤、霞堤（堤防のある区間に開口部を設け、上流側の堤防と下流側の堤防が、二重になるようにした不連続な堤防。なお、下流側の堤防を山付きとする場合もある。）及び特殊堤等が含まれる。

なお、高規格堤防については、構造令及びそれに関連する基準等により別途規定されているため、本節の適用外とする。

また、洪水時等に遊水地等における洪水調節のため、洪水の一部を越流させて河道の外部に導くために設けられる越流堤、遊水地等と河道を仕切るために設けられる囲繞堤、河川の合流に際して流れを分離して、一方の河川がもう一方の河川に与える背水等の影響を低減するために設けられる背割堤、河川、湖沼、海において流れを導き、土砂の堆積やそれに伴う閉塞又は河川の深掘れを防ぐために設けられる導流堤については、必要に応じて模型実験や水理計算等の検討を行い、それぞれの設置目的に応じて十分な機能を発揮する安全な構造を個別に定めるものであるため、本節の適用外とする。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、昭和51年11月23日、建設省河政発第70号。

河川砂防
技術基準
設計編

1.2.1.1

【R6.6改定】

2-1-2 用語の定義

次の各号に掲げる用語の定義は、それぞれ以下に示す。

- 一、土堤 盛土により築造された堤防
- 二、特殊堤 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で盛土の部分がなくても自立する構造の堤防又はコンクリート構造若しくはこれに準ずる構造の胸壁を有する構造の堤防
- 三、湖岸堤 湖沼において、風の吹き寄せに伴う波浪や越波等による堤内地の被害を防ぐ目的で設置される堤防
- 四、高潮堤 高潮区間において、高潮に伴う波浪や越波等による堤内地の被害を防ぐ目的で設置される堤防
- 五、計画堤防断面形状 河川整備基本方針で定められた計画高水流量及び計画高水位に従って、河川管理施設等構造令（以下「構造令」という。）に基づき最低限確保すべき高さ、天端幅、のり勾配等を満たし、当該河川の過去の洪水実績等の経験を踏まえて定める堤防の断面形状

河川砂防
技術基準
設計編

1.2.1.2

【R6.6 改定】

2-2 機能と設計に反映すべき事項

2-2-1 機能

堤防は、護岸、水制その他これらに類する施設と一体として、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用による侵食及び浸透並びに降雨による浸透に対して安全である機能を有するよう設計するものとする。また常時に自重による沈下及びすべり破壊等に対して安全であるとともに、地震時に流水が河川外に流出することを防止する機能を有するよう設計するものとする。

河川砂防
技術基準
設計編

1.2.2.1

【R6.6 改定】

（考え方）

我が国は沖積河川の氾濫原に人口・資産が集中しており、堤防は、人命と財産を洪水及び高潮から防御する極めて重要な河川構造物である。したがって、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用に対し、流水が河川外に流出することを防止する必要がある。すなわち、堤防に求められる機能は、護岸、水制その他これらに類する施設と一体として、河道計画で定められた計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用による侵食や浸透に対して安全な機能を有することである。また、流水による堤防への浸透を規定する条件として、降雨の浸透によって形成される堤体内の土壌水分あるいは堤体内の浸潤面の状況が重要であり、これらを考慮する必要がある。

堤防は、通常起こり得る現象である「計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用及び降雨による浸透」に対して安全に造られるべきである。但し、洪水は自然現象であるため、既往洪水による被害の実態や河川の特性を踏まえた計画規模の洪水と比較して、継続時間が著しく長いもの等が発生しないとは限らない。そのため、このような考え方に基づき造られた堤防が計画高水位以下の洪水に対して絶対的な安全性を有するものではないことに留意すべきである。

常時においては、堤防の築造や嵩上げ及び腹付けに伴う堤防の自重増加による基礎地盤の沈下、変形及びすべり破壊等に対して安全であることが求められる。

地震時においては、堤防に変形又は沈下が生じた場合においても、河川の流水の河川外への越流を防止する機能を有することが求められる。加えて、地震時には津波が発生する可能性があり、津波来襲時に計画津波の遡上により流水の河川外への越流を防止する機能を有することが求められる。

また、洪水等による被害を軽減するものとして水防活動等の緊急措置が実施されることも多いことから、堤防には、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用及び降雨による浸透に対して安全であることに加えて、洪水時及び高潮時等に巡視、応急復旧活動及び水防活動が実施されることにも留意が必要である。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局水政課長、治水課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について、昭和 52 年 2 月 1 日、建設省河政発第 5 号、建設省河治発第 6 号。

2-2-2 設計に反映すべき事項

堤防は複雑な基礎地盤の上に築造され、過去の被災に応じて嵩上げ及び拡幅等の強化を重ねてきた歴史的な構造物であることを踏まえ、以下の項目を検討し、設計に反映するものとする。

- ・ 不同沈下に対する修復の容易性
- ・ 基礎地盤及び堤体との一体性及びなじみ
- ・ 嵩上げ及び拡幅等の機能増強の容易性
- ・ 損傷した場合の復旧の容易性
- ・ 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
- ・ 基礎地盤及び堤体の不均質性に起因する不確実性

その他、設計に当たっては、環境及び景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、事業実施による地域への影響、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮するものとする。

(考え方)

堤防に求められる機能を有するように設計する際、堤防の歴史的な経緯を踏まえることが重要である。すなわち、堤防は長い歴史の中で大洪水に遭遇して危険な状態になることを経験すると、その後順次嵩上げ及び拡幅等を実施することにより強化を図ってきた構造物である。また、時代によって築堤材料や施工法が異なるため、堤体の強度が不均一であること及びその分布が不明であること並びに基礎地盤自体が古い時代の河川の作用によって形成された地盤であり、極めて複雑であること等の特性を有していることを踏まえておく必要がある。

河川砂防
技術基準
設計編

1. 2. 2. 2

【R6. 6 改定】

堤防は、複雑な基礎地盤の上に築造された連続した長大構造物であり不同沈下が起きやすいことから、不同沈下に対する修復が容易であること、基礎地盤と堤体、拡幅等行った場合の旧堤と新堤並びに堤体内に設置する横断工作物と基礎地盤及び堤体との一体性及びなじみが必要であること、必要に応じて堤防を強化する場合があるため、嵩上げ及び拡幅等の機能増強が容易であること並びに洪水や地震に遭遇して堤防が損傷した場合に復旧が容易であり所要工期が短いこと等を踏まえて、設計することが求められる。なお、堤体内に堤体材料とは異なる材料や工作物が含まれると、その境界に水ミチが発生しやすくなり堤防の弱部となる可能性があるため、堤体材料とは異なる材料や工作物を設置する場合は堤防の安全性や河川管理上、最低限必要と認められるものに限定されるべきである。

また、堤防は局所的な安全性が一連の堤防全体の安全性を規定する長大構造物である。新設の堤防では堤体材料を適切に選定することができるが、既設の堤防はその歴史的な経緯から堤体材料の強度が不均一である。さらに、新設・既設に関わらず、基礎地盤自体は極めて複雑であり、これらの性状を地質構成の連続性を含めて詳細に把握することは困難であるため、基礎地盤や堤体の構造及び性状の調査精度が必ずしも高くない。そのため、基礎地盤及び堤体の不均質性の影響が大きいこと等の実情を踏まえて、設計することが求められる。

加えて、河川は多様性に富んだ自然環境を有しており、堤防自体が自然環境の一部を形成するとともに、地域の中においても良好な生活環境の形成に重要な役割を担うことから、環境及び景観との調和が求められる。また、材料や構造物そのものの劣化がしにくく耐久性が必要であること、限られた人員と費用で長大な延長を持つ堤防の安全性を確保することから維持管理が容易であること及び材料の確保の容易さや施工がし易いことが求められるとともに、築堤等により沿川地域の社会基盤を大きく改変すること等、事業実施による地域への影響を考える必要があること、維持管理も含めた経済性が良いこと並びに「川の365日」を意識した健康づくりやふれあい及び交流の場として公衆の利用が求められること等についても設計に当たって考慮することが求められる。

<関連通知等>

- 1) (財)国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），第2章 構造物としての河川堤防の特徴，2012.

2-3 堤防の材質と構造

堤防の材質と構造は、構造令に基づき土堤とする。

ただし、土地利用の状況その他の特別の事情によりやむを得ないと認められる場合には、特殊堤とすることができる。

(考え方)

堤防の材質と構造は、構造令に基づき土堤が原則である。これは、土堤が歴史的な経緯の中で、工事の費用が比較的低廉であること、材料の取得が容易であり構造物としての劣化現象が起きにくいこと並びに堤防に求められる機能及

河川砂防
技術基準
設計編
1.2.3

【R6.6 改定】

び設計に反映すべき事項等を満足してきたとみなすことができるためである。

土地利用の状況その他の特別の事情によりやむを得ないと認められる場合には、特例的に特殊堤とすることができる。中でもいわゆる自立式構造の特殊堤は特例中の特例と考えるべきであり、都市河川の高潮区間等において限定的に設けられている。特殊堤においても、土堤と同様に「2-2 機能と設計に反映すべき事項」を満足することを確認する必要がある、土堤とは異なる構造であることを踏まえた維持管理を適切に行うことが重要となる。

＜関連通知等＞

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局:河川砂防技術基準 維持管理編(河川編),
第6章 施設の維持及び修繕・対策, 令和3年10月.

2-4 設計の基本

堤防の設計に当たっては、土地利用の状況その他の特別の事情によりやむを得ないと認められる場合を除き、土堤による形状規定方式に基づく計画堤防断面形状の設定を行うものとする。

さらに計画堤防断面形状を満たした上で、堤防に求められる機能を踏まえ、設計の対象とする状況と作用に応じた安全性能を設定し、照査によりこれを満足することを確認しなければならない。必要な場合は強化工法の検討を行うものとする。

また、設計に当たっては、設計で前提とする締固め度等の施工条件及び維持管理の条件を設定するものとする。

(考え方)

本節でいう設計とは、計画堤防断面形状を確保した上で安全性能の照査を行い、必要に応じて強化工法の検討を行うまでの一連の作業の流れをいう。また、本節でいう強化とは、計画堤防断面形状を有する堤防において、安全性能の照査の結果が安全性能を満足しない場合に、安全性能を満足させるための対応をいう。

構造令では、土堤の断面形状（堤防の高さ、天端幅及びのり勾配等）の最低基準を河川の規模（流量）等に応じて規定する、いわば形状規定方式を基本としている。これは、堤防が洪水による被害を経験するたびに嵩上げ及び拡幅等を繰り返して築造されてきたこと並びに基礎地盤の構造が複雑で完全に把握することはできないといった不確実性を内在する中で、断面形状を既往の被災経験と実績をもとに設定することが合理的であると考えられてきたことによるところが大きい。さらに、場所によって堤防の断面が異なると住民に不安を与えることになることも形状規定方式がとられてきた背景のひとつと考えられる。このように、土堤による形状規定方式に基づく堤防の設計は、簡便で極めて効率的で、長年の経験を踏まえたものであり、堤防整備の基本として十分な役割を果たしてきた。

一方、形状規定方式に基づく堤防の設計手法が、堤防の安全性について所要の性能を満足するかどうかを確認する手法として限界を有していることも事実であり、既往の被災事例をみても、計画高水位以下の流水において、のりすべり等安全上問題となる現象が数多く発生している。そのため、形状規定方式で整備されてきた土堤の強化が必要とされ、その必要性や優先度、さらには対策工法を検討するために、堤防の設計においても一般の構造物の設計法と同様、外力と耐力の比較を基本とする設計法（安全性照査法）を導入することが、その前提となる工学的手法が進展する中で求められてきた。

以上の考えから、平成 9 年の河川砂防技術基準（案）設計編の改定では、堤防の断面形状については従来の考えを踏襲しつつ、堤防の耐侵食性能及び耐浸透性能に関しては、その性能毎に水理学的あるいは土質力学的な知見に基づく安全性能の照査法を用いた堤防設計法を導入してきたところである。これは、経験に基づき設計する形状規定方式と理論に基づき安全性能を照査する手法を組み合わせ、前者で設計することを基本とし、堤防の信頼性を高めるために必要に応じて後者により安全性能を照査するものであり、安全性能の照査だけで設計を行うことにはならないことに留意する必要がある。すなわち、安全性能の照査は、安全性能を満足しているかどうかの判断と、安全性能を満足させるための強化という局面において用いるものである。

このような堤防設計法の考えに基づき、これまで安全性能の照査を実施してきたところであるが、今なお基礎地盤及び堤体の構造及び性状を正確に把握する適切な手法がないこと並びに基礎地盤及び堤体内の複雑な浸透水の流れを正確に把握することが困難であること等、力学的に未解明な部分が残されており、技術的な判断を経験に依存せざるを得ない部分も多いなど、安全性能の照査においても様々な不確実性が内在せざるを得ない状況であり、現状の技術では堤防の弱部の合理的な評価及び洪水に対する堤防の縦断的な安全性の評価を的確に実施することは困難な状況にある。今後、堤防の弱部をより一層的に把握し、必要な強化を図るために、安全性能の照査法等の評価技術の精度及び信頼性の向上を図り、指標化に向けた更なる検証及び強化対策への活用手法の確立等、既存技術と連携して堤防の安全性をさらに高めていくための研究及び技術開発に取り組んでいく必要がある。

また、堤防の安全性及び耐久性は、設計のみならず使用材料や施工の良し悪し及び維持管理の程度に大きく依存する。このため、設計に当たっては設計で前提とする使用材料の品質、施工及び施工管理の条件並びに維持管理の方法を定め、これらを考慮する必要がある。例えば、土堤の設計においては、安全性等を確保する観点から、使用する材料、締固め方法及び締固め度等の施工における具体的な方法並びに管理基準値を定める必要がある。また、維持管理については、点検の頻度及び方法並びに出水時及び地震時にどのような手段で調査を行うか等を定め、設計で考慮する必要がある。

設計において考慮する必要があるこれらの事項については、一般的には施工管理基準、河川土工マニュアル、堤防等河川管理施設及び河道の点検要領並びに河川砂防技術基準調査編等が参考となる。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：土木工事施工管理基準及び規格値（案），令和 5 年 3 月．
- 2) （財）国土技術研究センター：河川土工マニュアル，第 2 章 河川土工のための調査 第 2.1 節 基礎地盤調査，2009．
- 3) 国土交通省水管理・国土交通省水管理・国土保全局河川環境課：堤防等河川管理施設及び河道の点検・評価要領，令和 5 年 3 月．
- 4) 国土交通省水管理・国土保全局：河川砂防技術基準 調査編，第 10 章災害調査，令和 5 年 5 月．
- 5) 河川管理技術研究会編：改訂 解説・工作物設置許可基準，（財）国土技術研究センター，1998．

【推 奨】

- ・堤防の維持と強化は、様々な規模の洪水等を経験しながら極めて長期的に続くものであることを踏まえ、点検、維持、管理及び被災後の堤防強化等の対応に活用することができるよう、堤防の設計、施工、強化及び復旧の検討における安全性の確認結果や対策工の設計及び施工結果の随時更新及び保存に努める。
- ・基礎地盤及び堤体の不均質な構造及び性状に由来する不確実性を低減するための調査及び検討並びに実現象を踏まえた堤防の破壊及び変形メカニズムを反映した解析手法等、更なる研究や技術開発に取り組み、それらによる知見の蓄積を踏まえ、設計及び強化に当たって活用可能な技術を積極的に取り込んでいくことが望ましい。

『例 示』

現状の安全性能の照査法における課題を解決するため、基礎地盤及び堤体の構造及び性状を縦断方向に連続的に調査する方法並びに侵食現象及び浸透現象並びにそれらの作用を受ける堤体の安定性評価法等、関連する技術の進歩が著しく、近年では、以下のような研究や実証が進んでおり、状況や条件によっては活用が可能と考えられる。

- 1) 洪水時の堤防裏のり先への浸透流の集中機構に着目し、堤防安定性を低下させる堤体等の特徴を指標化することにより、浸透に対する堤防危険箇所を推定する手法の研究が進められ、堤防の維持管理に活かされ始めており、強化に当たっての優先度評価への活用も考えられる。本手法を活用することにより、洪水時に河川水位がピークを過ぎて低下しても、なお堤体内裏のり付近の水位が上昇し堤防の安全度が低下していくことを簡便に表現できるようになりつつある。また、水位計の高密度化とデータ補完技術の進展により、河川水位が時間的・空間的に精度高く把握できるようになりつつあり、これらと組み合わせることにより、流水が堤体に浸透することによる堤防の安全性の縦断的及び時間的な把握ができるようになるとともに、

従来別々に検討してきた河道と堤防を一連で設計できるようになることにつながる。

- 2) すべり安定計算において浸透圧による有効応力の低下を考慮すること及び基礎地盤のパイピングが堤体のすべり破壊を誘発する現象等、堤防の破壊及び変形メカニズムの解明につながる取り組みが進められている。
- 3) 弾性波探査及び電気探査等の物理探査の研究及び検証が進められており、基礎地盤及び堤防の土質構造を概略ではあるが三次元的に連続して把握することが可能になりつつある。

<参考となる資料>

- 1) 福岡捷二、田端幸輔：堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標に基づく堤防破壊危険タイムラインを用いた被災プロセスの見える化，第 4 回河川堤防技術シンポジウム，pp. 61-64，2016.
- 2) 福岡捷二、田端幸輔：浸透流を支配する力学指標と堤防浸透破壊の力学的相似条件，土木学会論文集 B1(水工学) Vol. 74, No. 5, I_1435-I_1440, 2018.
- 3) 石原雅規、吉田直人、秋場俊一、佐々木哲也：堤防のりすべり事例を対象とした浸透力を考慮した円弧すべりの感度分析，第 3 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，pp. 76-79，2015.
- 4) 小高猛司、李圭太：不飽和浸透連成剛塑性有限要素法による河川堤防の安定解析，計算工学講演会論文集，Vol. 22, F-03-5，2017.
- 5) (公社)物理探査学会：物理探査適用の手引き，2008.

2-5 堤防の高さの設定

堤防の高さは、河道計画において設定される計画高水位に、構造令で定める値を加えたもの以上とする。

湖沼、高潮区間又は津波区間の堤防の高さは、構造令に基づき定めるものとする。

(1) 高さ

1. 堤防（計画高水流量を定めない湖沼の堤防を除く）の高さは、計画高水流量に応じ、計画高水位に次の表の下欄に掲げる値を加えた値以上とするものとする。ただし、堤防に隣接する堤内の土地の地盤高（以下「堤内地盤高」という。）が計画高水位より高く、かつ、地形の状況等により治水上の支障がないと認められる区間にあつては、この限りではない。

項	1	2	3	4	5	6
計画高水流量（単位m ³ /s）	200未満	200以上 500未満	500以上 2,000未満	2,000以上 5,000未満	5,000以上 10,000未満	10,000以上
計画高水位に加える値（単位m）	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	2

2. 前項の堤防のうち計画高水流量を定める湖沼又は高潮区間の堤防の高さは、同項の規定によるほか、湖沼の堤防にあつては計画高水位に、高潮区間の堤防にあつては計画高潮位に、それぞれ波浪の影響を考慮して必要と認められる値を加えた値を下回らないものとするものとする。
3. 計画高水流量を定めない湖沼の堤防の高さは、計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位。第五項において同じ。）に波浪の影響を考慮して必要と認められる値を加えた値以上とするものとする。
4. 津波区間の堤防の高さは、前三項の規定によるほか、計画津波水位に河口付近の海岸堤防の高さ及び漂流物の影響を考慮して必要と認められる値を加えた値を下回らないものとするものとする。
5. 胸壁を有する堤防の胸壁を除いた部分の高さは、計画高水位以上とするものとする。

(考え方)

堤防は計画高水流量以下の流水を越流させないように設けるべきものであり、堤防の高さの設定に当たっては、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）を河川砂防技術基準計画編の施設配置等計画編により設定する。これに加えて、洪水時及び高潮時等における風浪、うねり及び跳水等による一時的な水位上昇への対応、巡視、水防活動を実施する場合の安全の確保並びに流木等流下物への対応等その他の種々の要素をカバーするために、構造令で定める値を構造上の余裕として加えるものである。また、堤防の高さは、上下流及び左右岸の堤防の高さとの整合性が強く求められる。ここで、構造上の余裕は、堤防の構造

河川砂防
技術基準
設計編

1.2.5

【R6.6 改定】

河川管理施設
等構造令
第20条解説

河川砂防
技術基準
設計編

1.2.5

【R6.6 改定】

上必要とされる高さの余裕であり、計画上の余裕は含まないものである。

また、堤防を設ける場所は一般に地盤条件が悪い箇所が多く、また堤体自体の圧縮もあるため、堤防の沈下は通常避けられない。そのため、堤防を築造するときには、沈下相当分の高さを余盛として構造上の余裕に増高して施工することが一般的である。余盛は、施工上の配慮として行うものであり、計画上の堤防の高さには含まないものである。

湖沼及び高潮区間の堤防においては、構造令に基づき、計画高水流量に応じて定める構造上の余裕の他、波浪の影響を考慮して高さを決定することとなる。波浪の影響には、台風等の強風により生じる風浪や沖合から来るうねりがある。水面積の大きい湖沼等計画高水流量が定められていない湖沼の湖岸堤の高さについては、計画高水位（このような湖沼のうち、例えば浜名湖等、高潮の影響を受ける湖沼の区間にあつては計画高潮位）に波浪の影響を考慮して必要と認められる値を増高するものである。また、計画高水流量の定めのない湖岸堤の計画高水位は、湖への流入量と流出量で定まる平均水位をもとに定めている場合が多いため、風浪に加えて、岸に吹き寄せられて水位が上昇する吹き寄せ及び副振動（セイシュ）を必要に応じて考慮する必要がある。なお、高潮堤の場合、吹き寄せ及び副振動（セイシュ）による影響は、計画高潮位の設定の際に潮位偏差として含まれている。

また、津波区間の堤防においては、構造令に基づき、上述の湖沼及び高潮区間の堤防における増高に加えて、計画津波水位に河口付近の海岸堤防の高さ及び漂流物の影響を考慮して必要と認められる値を加えた値を下回らないよう設定するものである。

その他、支川と本川の合流点に逆流防止施設（通常は水門）を設けない場合における支川の背水区間の堤防（以下「バック堤」という。）については、本川に面する堤防と一連のものとして同一区域の氾濫を防止する機能を有し、しかも当該区間における洪水の継続時間は本川の背水ないし逆流によって本川と同程度若しくはそれ以上であるため、背水区間の堤防の構造設計においてはこれに留意する必要がある。そのため、バック堤の堤防の高さは、構造令に基づき少なくとも本川の堤防の高さを下回ってはならないものである。なお、合流点に逆流防止施設を設けて本川背水位が支川へ及ぶのをしゃ断できる場合の支川堤防（以下「セミバック堤」という。）の高さについては本川の計画高水位に支川の計画高水流量に応じた構造上の余裕を加算し、自己流堤の高さについては支川の計画高水位に支川の計画高水流量に応じた構造上の余裕を加算するものである。

『例 示』

堤内地盤高が計画高水位より高い、いわゆる堀込河道の区間にあつては、所定の余裕高を持たない低い堤防を計画することがあるが、一般に計画の規模が小さく、計画を超える洪水の頻度が高い河川の堀込河道の区間においては、越水被害を極力小さくする配慮が特に必要となる場合がある。以下、構造令第 20 条第 1 項におけるただし書きの運用について例示する。

- ① 掘込河道の場合であっても、溢流部を特定させるのを避けるため、又は管理用通路の設置や官地の明確化等のため、河岸にはある程度の盛土部分があることが望ましい。このような場合には、一般に 0.6m 程度の構造上の余裕を確保するものとされている。
- ② 背後地が人家連担地域である場合は、計画高水流量に応じ所定の構造上の余裕を確保することが多い。
- ③ 掘込河道部分に構造上の余裕を設けることは築堤河道部分に計画以上の負担を課することとなるので、このような場合には、構造上の余裕を状況に応じ 0～0.6m とする。
- ④ 内水による氾濫の予想される河川において、構造上の余裕のための盛土がかえって内水被害を助長すると考えられる場合は、構造上の余裕を 0～0.6m とする場合が少なくない。

この他、小河川については、構造令第 76 条及び構造令施行規則第 36 条第 2 号に定める小河川の特例がある。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局水政課長、治水課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について、昭和 52 年 2 月 1 日，建設省河政発第 5 号，建設省河治発第 6 号。
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局：河川砂防技術基準 計画編，施設配置等計画編，令和 6 年 6 月，
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局河川計画課長、治水課長通達：河川津波対策について，平成 23 年 9 月 2 日，国水河計第 20 号，国水治第 35 号。
- 4) 建設省河川局治水課長通達：堤防余盛基準について，昭和 44 年 1 月 17 日，建設省河治発第 3 号。

2-6 断面形状の設定

土堤の断面形状は、計画堤防断面形状を設定し、これを有するものとする。

計画堤防断面形状ののり面は、一枚のりを基本とする。

(考え方)

計画堤防断面形状の設定に当たっては、まず堤防整備区間を対象として河道特性又は洪水氾濫区域が同一若しくは類似する区間（以下「一連区間」という。）を設定し、堤防の高さ、天端幅及びのり勾配を定める必要がある。一連区間の境界は、支派川の分合流箇所又は山付き箇所に設定することを基本とするが、河川の特長、地形地質、堤内地の状況（地盤高等）及び想定される氾濫形態等も考慮して分割するものである。また、堤防の断面形状は、上下流及び左右岸の堤防の断面形状との整合性が強く求められる。

堤防の高さについては「2-5 堤防の高さの設定」に基づき設定する。

天端幅については、土堤の場合は浸透水に対して必要な堤防断面幅を確保するためのしかるべき幅を確保する必要がある他、堤防の天端は管理用通路とし

河川砂防
技術基準
設計編

1.2.6

【R6.6 改定】

て使用されるだけでなく、散策路や高水敷へのアクセス路として広く利用されており、それらの機能増進及びバリアフリー化の推進、あるいは洪水時等の巡視、応急復旧活動及び水防活動における円滑な車両通行の確保並びに地震災害時等の河川水利用等を考慮し、構造令に基づき可能な限り広く設けるべきである。

また、湖沼、津波区間又は高潮区間の堤防及び特殊堤においても、日常の河川巡視、洪水・高潮時の河川巡視、水防活動並びに地震発生後の河川工作物点検等のために、堤防には管理用通路を設ける必要があり、一般には管理用通路は堤防天端に設けられることから、天端幅の設定に当たっては、管理用通路としての必要最小幅を構造令に基づき設けるものである。

その他、バック堤については、構造令に基づき本川の日端幅を下回ってはならないものである。なお、セミバック堤及び自己流堤の日端幅については、構造令に基づき支川の計画高水流量に応じて定まる日端幅が最低基準となり、セミバック堤の日端幅は、当該区間の状況に応じて支川の堤防の日端幅と本川の堤防の日端幅との間の適切な幅とする必要がある。

のり勾配については、土堤の場合は流水及び降雨の浸透に対して安定させるための視点から決まるものである他、過去の経験又は実験等から、構造令では 2 割より緩い勾配とし、一定の高さ以上の堤防については必要に応じ小段を設けることとなるが、小段は降雨の浸透をむしろ助長する場合があります、浸透面からみると緩やかな勾配の一枚のりとした方が有利なこと、除草等の維持管理面及び公衆の利用を促進する面からも、のり面は緩やかな勾配が望まれていること等を考慮する。のり勾配は構造令から定まる最低限確保すべき断面形状を包絡するような緩い勾配とした一枚のりの台形断面として設定するが、堤防のすべり安全性を現状より下回らないという観点から、堤防敷幅は最低でも小段を有する断面とした場合の敷幅より狭くならないようにする。ただし、従来より小段を設ける計画がないような高さの低い堤防に関してはこの限りではない。また、既存堤防において小段が兼用道路として利用されている等の理由から一枚のりにすることが困難な場合には、必ずしも一枚のりとする必要はないが、雨水排水が適確に行われるよう対処することが必要である。

また、堤防の安定を図るため必要がある場合には、堤防の裏側に側帯を設けることとなる。

なお、既設の堤防の拡張又は新堤の整備において段階的に築造する場合は、計画堤防断面形状の高さと段階的な整備における堤防の高さとの差に相当する値を計画高水位から差し引いた高さの水位を計画高水位とみなして、この節の規定を適用することとなる。その際、必要な高さのみを有し計画堤防断面形状の日端幅やのり勾配が不足した堤防（いわゆるカミソリ堤）は設けるべきではない。

【推 奨】

堤防のり面は表裏のりともにのり勾配が 3 割より緩い勾配とし、一枚のりの台形断面として設定することが望ましい。

(1) 天 端 幅

1. 堤防の天端幅は、堤防の高さと堤内地盤高との差が 0.6m 未満である区間を除き、計画高水流量に応じ次表の下欄に掲げる値以上とするものとする。ただし、堤内地盤高が計画高水位より高く、かつ地形の状況等により治水上の支障がないと認められる区間にあつては、計画高水流量が 1 秒間につき 500 立方メートル以上である場合においても 3 m 以上とすることができる。

計画高水流量(単位 m^3/s)	天端幅(m)
500 未満	3
500 以上 2000 未満	4
2000 以上 5000 未満	5
5000 以上 10000 未満	6
10000 以上	7

2. バック堤については、本川の天端幅を下回ってはならないものとする。
ただし、堤内地盤高が計画高水位より高く、かつ、地形の状況等により治水上支障がないと認められる区間にあつてはこの限りでない。

(解 説)

堤防の天端は、浸透水に対して必要な堤防断面幅を確保するためにしかるべき幅が必要であることのほか、常時の河川巡視又は洪水時の水防活動等のためにもしかるべき幅が必要である。天端幅も余裕高と同様、本来的には、個々の区間について、背後地の重要性、洪水の継続時間、堤防又は地盤の土質条件等の特性に応じて定めるべきであるが、実態上それは極めて困難である。また、天端幅が区間によって異なることは、堤防天端を管理用通路等として使用するうえで適当でなく、また堤防の断面形が区間によって異なることは地域住民に与える心理的影響が大きい等の難点もある。このような観点から余裕高の場合と同様、計画高水流量に応じて段階的に最低基準を定めているものである。なお、実際の運用に当たっては、計画高水量の変わる箇所天端幅を急変することは地域住民に与える心理的影響も大きいので、できるだけ山付等区切りのつく所で変えるのが一般的である。また、地形上適当な区切りのない場合であっても、相当の延長にわたり穏やかにすり付けるよう心がけるべきである。なお、堤防天端は、散策路や高水敷へのアクセス路として、河川空間のうちで最も利用されている空間であり、これらの機能を増進し、高齢者等の河川利用を容易にするため、及び河川水を消火用水として利用する場合、消防車両等の緊急車両が堤防天端を経由して高水敷に円滑に通行できるようにするため、都市部の河川を中心に堤防天端幅をゆとりのある広い幅にすることが望ましい。

また、堤防天端は、雨水の堤体への浸透抑制や河川巡視の効率化、河川利用の促進等の観点から、河川環境上の支障を生じる場合等を除いて、舗装されていることが望ましい。ただし、雨水の堤体への浸透を助長しないように舗装のクラック等は適切に維持管理するとともに、堤体のり面に雨裂が発生しないように、アスカーブ及び排水処理工の設置、適切な構造によるのり肩

の保護等の措置を講ずるものとする（図1-2-2参照）。また、暴走行為等による堤防天端利用上の危険の発生を防止するため、必要に応じて、車止めを設置する等の適切な措置を講ずるものとする。

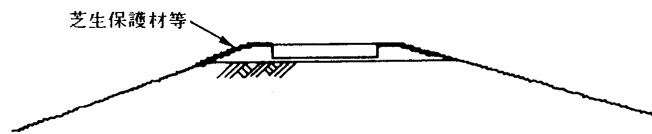


図1-2-1 のり肩保護の例

天端幅の特例

- ① 本文1. のただし書は、堤内地盤高が計画高水位より高い区間に設けるいわゆる余裕高堤防についての緩和規定である。例えば下流に堤防の山付箇所がある場合等地形の状況等により治水上の支障がないと認められる一連区間に限定して、天端幅の緩和を行っても差し支えないものである。しかし、この場合にあっても、管理用通路として最小必要幅を確保するため、3m以上としたものである。
- ② 堤防の高さと堤内地盤高との差が0.6m未満の堤防は、堤内地盤高が計画高水位より高い場合である、この場合には堤防を設けないときもあり得る特別の扱いとなっている。したがって、天端幅についても特別の扱いであって、第1項により「堤防の高さと堤内地盤高との差が0.6メートル未満である区間」については、天端幅の規定が適用除外となっており、基準値の規定がない。しかし、0.6m未満の高さの堤防についても、しかるべき管理用道路の幅を確保する必要がある。なお、0.6m未満の高さの堤防に設ける管理用通路の必要幅については、構造令第27条(管理用通路)の解説を参照されたい。
- ③ 計画高水流量が100m³/s未満の小河川については、堤内地盤高が計画高水位より低い場合であってもその差が0.6m未満の時は、特例的な取扱いができることとなっており、その詳細については、構造令第76条(小河川の特例)の解説を参照されたい。
- ④ 本文2. は、ただし書も含めて、バック堤の天端幅についての規定であり、セミバック堤又は自己流堤については触れられていないことに注意する必要がある。すなわち、セミバック堤又は自己流堤の天端幅については、本文1. の規定がそのまま適用されるものであり、自己流堤はもちろんのこと、セミバック堤についても、構造令では、自己流量に応じて定まる天端幅が最低基準となっている。

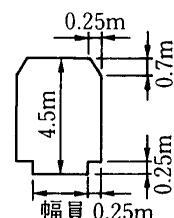
(2) 管理用通路

堤防には、国土交通省令で定めるところにより、河川の管理のための通路（以下「管理用通路」という。）を設けるものとする。

堤防の管理用通路

前条に規定する管理用通路は、次の各号に定めるところにより設けるものとする。ただし、これに代わるべき適当な通路がある場合、堤防の全部もしくは主要な部分がコンクリート、鋼矢板もしくはこれらに準ずるものによる構造のものである場合、または、堤防の高さと堤内地盤高との差が 0.6m 未満の区間である場合においては、この限りでない。

1. 幅員は、3 m 以上で堤防の天端幅以下の適切な値とすること。
2. 建築限界は次の図に示すところによること。



(解 説)

1. 一般原則

管理用通路は、日常の河川巡視、洪水時の河川巡視又は水防活動、地震発生後の河川工作物点検等のために必要であり、一般には堤防天端に設けられる。

管理用道路は、散策路や高水敷のアクセス路として、日常的に住民の利用に供している河川空間であるが、これらの機能の増進、高齢者等の利用の円滑化、消化用水取水時の消防車両の活動の円滑化、都市内における貴重な緑の空間としての活用、河川に正面を向けた建築の促進、出水時の排水ポンプ車の円滑な活動の確保を図ることが必要であることから、都市部の河川を中心に管理用通路を原則として 4 m 以上とすることが望ましい。

これに関して、若干補足する。

我が国の都市域には川の空間が広く連続している。都市地域（市街化区域）の面積の約 1 割は川の空間であり、その水辺までの距離はおおむね 300m、歩いて 5 分程度の身近な距離にある。川は、水と緑、生物の賑わい、風と匂いなどがある開けた空間であり、人を健康にし、人の心を癒す機能を有している空間である。また、子供、大人、高齢者、障害を持つ人が世代を越えて交流できる空間である。高齢化社会の到来に伴い、川の持つこれらの機能を活かすことが求められており、「川の 365 日」を意識した健康づくりやふれあい・交流の場としての川づくりが求められている。

このため、特に次のような事項に留意する必要がある。

- ① 管理用通路は、可能な場合には適切に幅を拡幅し、ゆとりのある広い幅とすることが望ましい。
- ② 河川利用促進の観点から、堤防天端は舗装することが望ましい。
- ③ 川辺や堤防上の散策路、堤内地の歩道等からなるネットワークの形成に配慮して、管理用通路には適当な位置に適当な間隔で、坂路や階段を設置するものとする。
- ④ 管理用通路や坂路は、高齢者、障害者、車いす等の利用に配慮するもの

とし、地形の状況や地域の意向を踏まえつつ、可能な限り歩車道の分離、歩道等の有効幅員の確保、歩道等と車道との適切なすり付け等がなされるよう配慮するものとする。

- ⑤ 段階には、河川の安全な利用のため手すりを設置することが望ましい。その際、治水上支障が生じないよう適切に配慮した構造とするものとする。
- ⑥ 管理用通路や坂路、段階と横断歩道との取付部には、横断待ちの歩行者のための安全な待ちスペースを確保することが望ましい。
- ⑦ 前記の①から⑥に当たっては、地域住民、NGO、社会福祉協議会、福祉関係者、障害を持つ人と河川管理者とが協力しあい、街から川へのアクセス、川の通路等の利用性、川に出ることによる効用等について点検するものとする。また、都市部では、利用の多い、あるいは利用が期待される川の区間、地方部では拠点的な川の区間を対象として、これらについて定期的に点検し、優先的に改善すべき箇所について、現状、課題、改善の方向等を改善プログラムとしてまとめるものとする。
- ⑧ 地域住民、NGO、福祉関係者、障害を持つ人等の協力を得て、川の点検や川の利用のためのソフト（例：点検、診断のための「川と土手チェックシート」、「川へ行こうガイドマップ」、「健康・福祉・川ガイド」等）を開発し、情報を蓄積するものとする。

なお、最近では、先進的な取り組みや、実践、事例もできており、それらを参考とし、各地域の特性を踏まえた積極的な取り組みが期待される。

また、本文で「幅員は、3メートル以上で堤防の天端幅以下の適切な値とすること。」とあるのは、管理用通路の幅員については、極力天端幅が確保されるべきものであり、特にやむを得ない場合であっても、3m以上のできるだけ天端幅に近い幅員を確保しなければならないという趣旨である。

2. 特 例

- ① 「管理用通路に代わるべき適当な通路がある場合」とは、堤防からおおむね 100m 以内の位置に存する通路(私道を除く)で、適当な間隔で堤防への進入路を有し、かつ、所定の建築限界を満たす空間を有するものがある場合をいうものである。この場合において、当該通路に係る橋の設計自動車荷重については、従来から運用してきた 20t 相当以上が望ましいが、河川又は地域の状況を勘案し、河川管理上特に支障がないと認められるときは、14t 相当以上のものとすることができる。なお、この場合の特例が適用されるのは、構造令第 66 条(管理用通路の構造の保全)の適用において、所定の管理用通路を堤防上に設けることが不适当又は著しく困難であると認められるとき及び計画高水流量が $100\text{m}^3/\text{s}$ 未満又は川幅(計画高水位における水面幅をいう)が 10m 未満のときに限定し、これらの場合においても、本文の図又は構造令第 36 条(小河川の特例)第 3 号に規定する基準にできるだけ近い構造の管理用道路を堤防上に設けるよう努めるものとしている。
- ② 「堤防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らに準ずるものによる構造のものである場合」とは、いわゆる自立式構造

の特殊堤の場合のことであるが、この場合にあっても、極力1 m以上の適当な幅員の管理用通路を設けることが望ましい。

- ③ 堤防の高さと堤内地盤高との差が0.6m未満である区間の管理用通路についての運用としては、管理用通路に代わるべき適当な道路がある場合又は自立式構造の特殊堤の場合その他特別の事情により管理用通路を設けることが不適当又は著しく困難であると認められる場合を除き、原則として、次に示す基準によるものとする。

イ 川幅が5 m未満の場合は、兩岸とも1 m以上とする。

ロ 川幅が5 m以上10m未満の場合は、片岸を3 m以上、対岸を1 m以上とすること。

ハ 川幅が10m以上の場合は、兩岸とも3 m以上とすること。

これらの場合の建築限界については、幅員3 m以上のものは本文の図、幅員3 m未満のものは構造令規則第36条(小河川の特例)第3号の規定にそれぞれ準ずる必要がある。

なお、従来から、堤防を設けない河岸の場合においても、常時の河川巡視のほか、河川決壊に対する水防活動又は災害復旧工事等のため、上記の基準に準じて管理用通路を設けることとしている。ただし、一連の山付区間や山間狭窄部など、治水上支障のない場合はこの限りでない。

- ④ 川幅が10m未満である場合は、構造令規則第36条(小河川の特例)第3号の規定により、管理用通路の幅員を、2.5mまで縮小することができるが詳細については構造令第76条、規則第36条の解説を参照されたい。

3. 兼用道路の場合の河川管理用通路

管理用通路は日常の河川巡視又は水防活動等のために必要であり、堤防を道路と兼用する場合であっても、堤防天端の本来的な機能である河川管理用通路としての機能を優先させること。

堤防を道路と兼用する場合において、管理用通路は以下のように取り扱うものとする。

計画交通量が1日につき6,000台以上の道路の場合は、川側の位置に幅員3 m以上の管理用道路を設けるものとする。ただし、次の各号のすべてに該当する場合はこの限りでない。

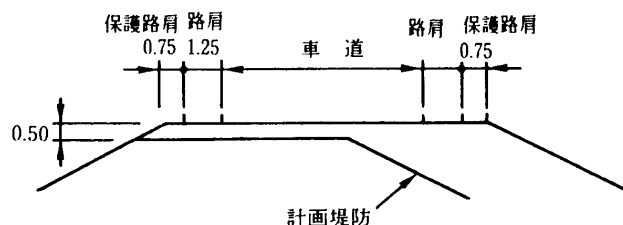


図1-2-2 兼用道路区間における管理用通路

工作物設置許可基準
第26条

- イ 計画交通量が1日につき6,000台以上で10,000台未満の道路で、かつ、車線数が2車線以下の道路の場合。
- ロ 川側の路肩の幅員が1.25m以上の場合。(図1-2-2)
- ハ 前記の川側の路肩に河川管理用車両が駐停車可能な場合。

また、計画交通量が1日につき、6,000台未満の道路の場合は、管理用の通路と兼ねることができるものとする。

なお、堤防の天端を拡幅しないまま道路と兼用し、道路交通法により一方通行等の交通規制が掛けられ河川管理上の支障となった事例があるため、留意する必要がある。

4. 河川管理用通路と橋の交差

河川管理用通路が確保されていないと、平常時の河川巡視に支障を生じるとともに、洪水時等の緊急用に河川管理車両及び水防車両の通行に支障が生じ危険箇所の発見の遅れを招き、ひいては水防活動を遅らせるなど、河川管理上に重大な影響を与えることも考えられる。このため、河川管理の重要度と通行障害の程度を勘案して、表1-2-1に従って、平面、立体又はこれらを併設した交差方法で河川管理用通路を確保するものとする。

また、高架橋で平面交差ができない場合は、桁下高を「堤防天端高に管理用通路の建築限界(4.5m)を加えた高さ」とすることを基本とする。やむを得ない場合は「堤防天端高に構造令の規則第36条(小河川の特例)で示される管理用通路の建築限界(2.5m)を加えた高さ」又は「出水時でも冠水して通行止めとなることがないように管理用通路の敷高を計画高水位以上として、管理用通路の建築限界(4.5m)を加えた高さ」のいずれか高いほうとしている事例が多い。

表 1－2－1 河川管理用通路と橋の交差方法

計画高水流量(単位1秒間につき立方メートル)	1,000 以上	1,000 未満で重要な河川の区間	1,000 未満
- 橋の計画交通量 6,000 台/日以上 - 踏切最大遮断時間 20 分/時間以上	原則として立体交差と平面交差を併設する。 なお、道路橋の場合で橋と交差する管理用通路が道路と兼用しており、当該道路に渋滞対策として、その計画交通量に応じた右折車線を設置する場合はこの限りでない。また、他に管理用道路に代わるべき適当な通路がある場合はこの限りではない。 (図1-2-3参照)		平面交差で可
- 橋の計画交通量 6,000 台/日未満 - 踏切最大遮断時間 20 分/時間未満	平面交差で可		平面交差で可

注)「重要な河川の区間」とは水防上重要な河川をいい、一般河川の直轄管理区間及びこれに準ずる区間がこれに該当する。

なお、立体交差と平面交差を併記すべき場合であっても、河川の堤防が低く、立体交差のための建築限界を確保するためには地下道形式となる場合又は立体交差とするために著しく費用増となる場合は平面交差のみとすることができる。この場合、橋が道路橋で、かつ、当該橋と交差する管理用通路が道路と兼用していると

工作物設置許可基準
第 23 条

きには、該当道路に渋滞対策としてその計画交通量に応じた右折車線を設置するよう努めるものとする。また、高速道路等沿道制限がある場合は、立体交差とすることができる。

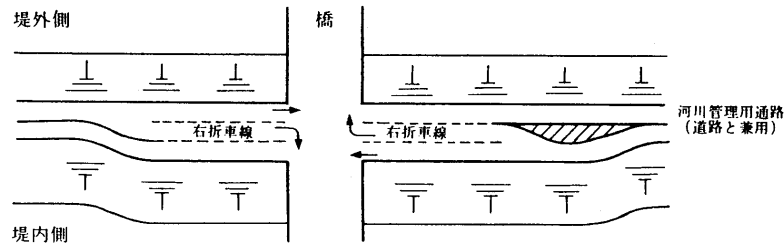


図 1-2-3 右折車線を設置して河川管理用通路を確保する場合

なお、橋梁における管理用通路の取扱いは、構造令第 66 条によること。

(3) のり勾配

盛土による堤防（胸壁の部分及び護岸で保護される部分を除く）の法勾配は、堤防の高さと堤内地盤高との差が 0.6 m 未満である区間を除き、2 割以上とするものとする。

(解 説)

堤防は、道路等の盛土と異なり、河川水及び雨水の浸透に対して安定したのり面を有していなければならない。従来小規模な堤防等において 1.5 割ののり勾配のものがあつたが、洪水時の河川の浸透や雨水の浸透によってすべり、のり崩れ等の現象が多く発生している。なお、すべりは特に引水時に発生しやすい。このような過去の経験又は実験等から、堤防は護岸で保護される部分を除き、2 割以上の緩やかなのり勾配でなければならないものとしている。

従来、堤防には多くの場合小段が設けられてきた。しかし、小段は雨水の堤体への浸透をむしろ助長する場合もあり、浸透面からみると緩やかな勾配（緩勾配）の一枚のりとしたほうが有利である。また、除草等の維持管理面や堤防ののり面の利用面からも緩やかな勾配ののり面が望まれる場合が多い。このため、小段の設置が特に必要とされる場合を除いては、原則として、堤防は可能な限り緩やかな勾配の一枚のりとするものとする（図 1-2-4 参照）。一枚のりとする場合ののり勾配については、すべり破壊に対する安全性等を照査したうえで設定するものとする。なお、堤防のすべり安全性を現状より下回らないという観点からは、堤防敷幅が最低でも小段を有する断面とした場合の敷幅より狭くならないことが必要である。

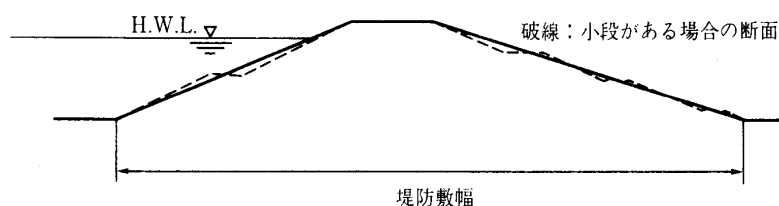


図 1-2-4 小段のあるのり面を緩勾配の一枚のりにする例

(4) 余盛

1) 堤防の余盛基準については下記による。

- ① 余盛は、堤体の圧縮沈下、基礎地盤の圧密沈下、天端の風雨等による損傷等を勘案して通常の場合は別表に掲げる高さを標準とする。ただし、一般的に地盤沈下の甚だしい地域、低湿地等の地盤不良地域における余盛高は、さらに余裕を見込んで決定するものとする。
- ② 余盛高は堤高の変動を考慮して支川合流点、堤防山付、橋梁等によって区分される一連区間（改修計画における箇所番号区間を標準とする。）毎に定めるものとする。
- ③ 余盛高の基準となる堤高は、対象とする一連区間内で、延長 500 メートル以上の区域についての堤高の平均値が最大となるものを選ぶものとする。
- ④ 余盛のほかに堤防天端には排水のために 10% 程度の横断勾配をつけるものとする。
- ⑤ 残土処理等で堤防断面をさらに拡大する場合にはこの基準によらないことができる。

表 1-2-2 余盛高の標準 (単位 cm)

堤体の土質		普通土		砂・砂利	
地盤の地質		普通土	砂・砂利	普通土	砂・砂利
堤高	3 m 以下	20	15	15	10
	3 m ～ 5 m まで	30	25	25	20
	5 m ～ 7 m まで	40	35	35	30
	7 m 以上	50	45	45	40

- (注) 1 余盛の高さは、堤防法肩における高さをいう。
2 かさ上げ、拡巾の場合の堤高は、垂直盛土厚の最大値をとるものとする。

2) 堤防余盛のすりつけ

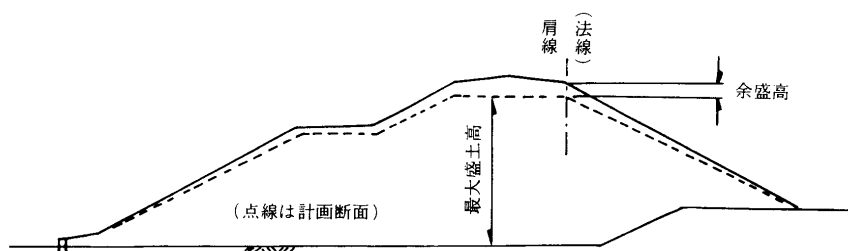


図 1-2-5 堤防余盛のすりつけ

(5) 堤防小段

堤防の安定を図るため必要がある場合においては、その中腹に小段を設けるものとする。ただし、堤防の安定を図るため必要がある場合を除いては原則として、堤防は可能な限り緩やかな勾配の一枚のりとするものとする。

(6) 堤防の側帯

1) 第一種側帯

旧川の締切箇所、漏水箇所その他堤防の安定を図るため必要な箇所に設けるものとし、その幅は、一級河川の指定区間外においては 5 メートル以上、一級河川の指定区間内及び二級河川においては、3 メートル以上とすること。

2) 第二種側帯

非常用の土砂等を備蓄するために特に必要な箇所に設けるものとし、その幅は、5 メートル以上で、かつ、堤防敷（側帯を除く）の幅の二分の一以下（20 メートル以上となる場合は、20 メートル）とし、その長さは、おおむね長さ 10 メートルの堤防の体積（100 立方メートル未満となる場合は、100 立方メートル）の土砂等を備蓄するために必要な長さとする。

3) 第三種側帯

環境を保全するため特に必要な箇所に設けるものとし、その幅は、5 メートル以上で、かつ、堤防敷（側帯を除く）の幅の二分の一以下（20 メートル以上となる場合は、20 メートル）とすること。

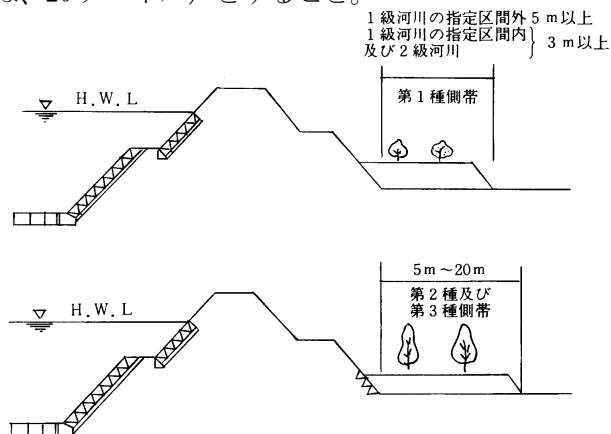


図 1-2-6 堤防側帯の設置例

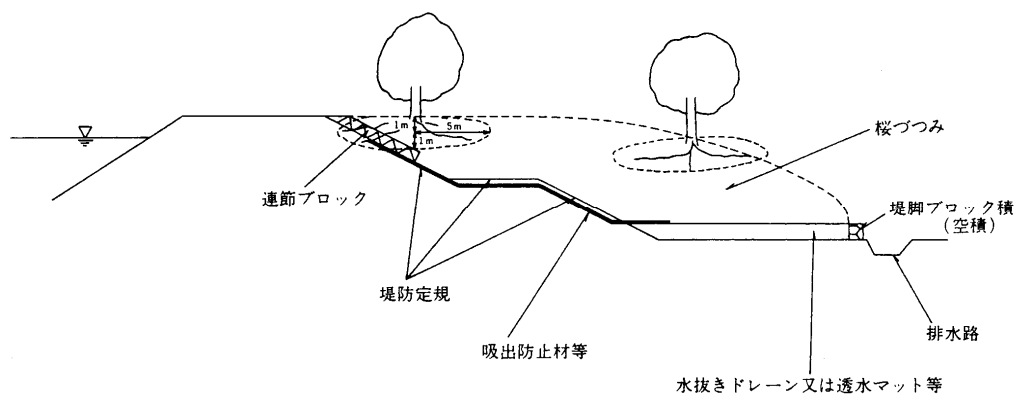


図 1-2-7 桜づつみ標準横断面図

河川事業
関係例規集
「桜づつみの
整備について
(H21. 4. 1 国河
環 122 号・国河
治 2 号)」

＜関連通知等＞

- 1) 建設省河川局水政課長、治水課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について，昭和 52 年 2 月 1 日，建設省河政発第 5 号，建設省河治発第 6 号.
- 2) 建設省河川局水政課長、河川計画課長，治水課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について，平成 11 年 10 月 15 日，建設省河政発第 74 号，建設省河計発第 83 号，建設省河治発第 39 号.
- 3) 河川管理技術研究会編：改訂 解説・工作物設置許可基準，第 10 章 橋，第 12 章 道路，第 13 章 自転車歩行者専用道路，(財) 国土技術研究センター，1998.

河川砂防
技術基準
設計編

1.2.6

【R6.6 改定】

2-7 安全性能の照査等

2-7-1 設計の対象とする状況と作用

安全性能の照査に当たっては、設計の対象とする状況と作用を次の表のように設定し、これを踏まえて安全性能の照査事項を設定することを基本とする。常時、洪水時及び地震時については全ての堤防において設定し、これに加えて、高潮堤の場合には高潮時、湖岸堤の場合には風浪時について設定することを基本とする。

堤防の状況	作用
常時	自重 その他の作用（土圧、水圧、降雨等）
洪水時	自重 計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用 降雨による浸透 その他の作用（土圧、水圧等）
地震時	自重 地震動 その他の作用（土圧、水圧、必要に応じて津波による侵食及び越波等）
高潮時	その他の作用（波浪による侵食及び越波等）
風浪時	その他の作用（風浪による侵食及び越波、必要に応じて吹き寄せ及び副振動（セイシュ）による水位上昇等）

（考え方）

安全性能の照査は、常時、洪水時、地震時、高潮時及び風浪時について実施する。常時、洪水時及び地震時については全ての堤防において照査する必要があるが、これに加えて、高潮堤の場合には高潮時、湖岸堤の場合には風浪時について照査するものとする。

設計の対象とする作用については、自重として堤体の自重、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用として流水による侵食及び浸透、降雨による浸透、地震動として河川構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動（以下「レベル 1 地震動」という。）及び対象地点において現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動（以下「レベル 2 地震動」という。）並びにその他の作用として土圧、水圧の他、常時には降雨の影響、地震時には必要に応じて津波による侵食及び越波、高潮時には波浪による侵食及び越波並びに風浪時には風浪による侵食及び越波並びに吹き寄せによる水位上昇等が考えられ、設計の対象とする堤防の状況に応じて適切に組み合わせて設定する。

常時に対象とする作用の組合せは、自重及びその他の作用（土圧、水圧、降雨等）とする。

洪水時に対象とする作用の組合せは、自重、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用、降雨による浸透及びその他の作用（土圧、水圧等）とする。

地震時に対象とする作用の組合せは、自重、地震動及びその他の作用（土圧、水圧並びに必要に応じて津波による侵食及び越波等）とする。

高潮時に対象とする作用の組合せは、その他の作用（波浪による侵食及び越波等）とする。

風浪時に対象とする作用の組合せは、その他の作用（風浪による侵食及び越波並びに吹き寄せ及び副振動（セイシュ）による水位上昇等）とする。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局：河川構造物の耐震性能照査指針・解説―Ⅱ. 堤防編一，平成 28 年 3 月.
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局河川計画課長、治水課長通達：河川津波対策について，平成 23 年 9 月 2 日，国水河計第 20 号，国水治第 35 号.

2-7-2 土堤の安全性能の照査

(1) 安全性能の照査事項

土堤における安全性能については、計画堤防断面形状を有することを前提に、安全性能として「2-7-1 設計の対象とする状況と作用」に対し、以下の性能を設定し、照査することを基本とする。

- ① 常時の健全性
- ② 耐侵食性能
- ③ 耐浸透性能
- ④ 耐震性能
- ⑤ 波浪等に対する安全性

照査の結果、安全性能を満足しない場合には、強化工法の検討を行うことを基本とする。

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。

(考え方)

土堤における安全性能の照査に当たっては、以下の安全性能毎に、照査条件として適切な河川の水位（波形）を設定の上、作用に対して安全性能を満足するように設計する必要がある。（表 1-2-3 参照）

① 常時の健全性の照査

新堤の築造又は既設堤防の嵩上げ若しくは腹付けを軟弱地盤上に行う場合は、基礎地盤の強度不足によるすべり破壊又は基礎地盤の圧縮性が大きいことによる過大な沈下が生じ、洪水等の外力による作用を受けずとも、堤防の自重により堤防の健全性が損なわれる可能性があるため、常時の健全性の照査を行う必要がある。さらには堤防の自重により盛土側方地盤の

河川砂防
技術基準
設計編

1.2.7.2

【R6.6 改定】

沈下、隆起及び側方変位等を生じ周辺地盤に影響を与える可能性もあるため、必要に応じて周辺地盤への影響について照査を行う。

常時の健全性の照査としては、常時のすべり破壊に対する安定の照査、沈下の照査を行うものである。

照査を行う際の河川水位は、通常想定される水位とする。なお、沈下等に伴う降雨排水の集中により、雨裂（以下「ガリ」という。）が生じる可能性があるため、雨水排水の集中状況の確認を行う必要がある。

② 耐侵食性能の照査

計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用による土堤の侵食については、流水のせん断力による堤体表面の直接侵食及び洗掘、洪水時の主流路の移動による側方侵食並びに護岸及び水制等の洗掘被災が生じる可能性がある。これらの現象によって計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用に対し安全な機能が失われる可能性があるため、耐侵食性能の照査を行うものである。

照査を行う際の河川水位は、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）とし、中小洪水時の河岸の耐侵食性能の検討等に当たっては、必要に応じてそれ以下の規模の洪水時の水位設定を加える必要がある。

③ 耐浸透性能の照査

計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用による土堤の浸透については、基礎地盤及び堤体への流水及び降雨の浸透により土のせん断強度が低下し、堤防のすべり破壊に対する安全性が低下する。また、浸透水の動水勾配が大きくなると、浸透力により土粒子が移動して、パイピング破壊が発生する可能性がある。これらの破壊現象によって、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用及び降雨による浸透に対し安全な機能が失われる可能性があるため、耐浸透性能の照査を行うものである。

照査を行う際の河川水位は、計画降雨に基づき設定した水位波形とする。

④ 耐震性能の照査

地震動の作用による基礎地盤及び堤体の液状化により堤防が沈下することによって流水が堤内地に侵入し、被害が発生する可能性があるため、地震動の作用により堤防に沈下が生じた場合においても、河川の流水の河川外への越流を防止する機能を保持することを照査するものである。なお、津波区間においては沈下後の堤防に対し計画津波の遡上により流水が河川外へ越流することを防止する機能を保持することを照査する。

照査を行う際の河川水位は、通常想定される水位とする。

⑤ 波浪等に対する安全性の照査

高潮時及び風浪時の波浪並びに計画津波水位以下の津波に伴い、堤防表のり面における波の打ち寄せによる侵食に加え場合によっては堤内地への越波を生じ、堤内地の浸水及び堤防裏のり面が洗掘することにより堤防の安全性が損なわれる可能性があるため、侵食及び越波に対する確認及び照査を行うものである。確認及び照査を行う際の河川水位は、高潮時は計画

高潮位、風浪時は計画高水位又は風浪が最も発達する時の河川水位が計画高水位より低いことが明らかな場合には、必要に応じて風浪が最も発達する時の河川水位又は津波発生時は計画津波水位とする。

なお、風浪時において湖沼の流入量と流出量の収支で河川水位を評価する場合には、吹き寄せ及び副振動（セイシュ）による水位上昇の影響を必要に応じて考慮する。

表 1－2－3 土堤の安全性能の照査項目と設計の対象とする作用及び河川水位

堤防の状況	照査項目	作用	河川水位
常時	常時の健全性 （常時のすべり 破壊に対する安定、沈下）雨水 排水による侵食	自重 その他の作用（土 圧、水圧、降雨等）	通常想定される水位
洪水時	耐侵食性能（直接侵食、側方侵食） 耐浸透性能（すべり、パイピング）	自重 計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用（侵食作用、浸透作用） 降雨による浸透 その他の作用（土圧、水圧等）	（侵食作用）計画高水位及び必要に応じそれ以下の規模の洪水時水位 （浸透作用）計画降雨波形に基づき設定した水位波形
地震時	耐震性能（液状化による沈下）	自重 地震動 その他の作用（土圧、水圧、必要に応じて津波による侵食及び越波等）	通常想定される水位（津波による侵食及び越波） 計画津波水位
高潮時	波浪等に対する安全性（侵食及び越波）	その他の作用（波浪による侵食及び越波等）	計画高潮位
風浪時		その他の作用（風浪による侵食及び越波等）	計画高水位 又は風浪が最も発達する時の河川水位

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局：河川構造物の耐震性能照査指針・解説―Ⅱ.堤防編一，平成 28 年 3 月。

- 2) 国土交通省水管理・国土保全局河川計画課長、治水課長通達：河川津波対策について，平成 23 年 9 月 2 日，国水河計第 20 号，国水治第 35 号.
- 3) (財) 国土技術研究センター：河川土工マニュアル，第 2 章 河川土工のための調査 第 2.1 節 基礎地盤調査，2009.
- 4) (財) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），第 4 章 浸透に対する堤防の構造検討，第 5 章 侵食に対する堤防の構造検討，2012.
- 5) (一財) 国土技術研究センター：改訂 護岸の力学設計法，第 4 章 護岸の力学的安定性の照査に用いる設計条件，2023

(2) 常時の健全性に対する照査

① 常時のすべり破壊に対する安定の照査

常時のすべり破壊に対する安定の照査は、すべり安全率等の許容値を設定した上で、基礎地盤及び堤体の土質等を考慮し、自重によるすべり破壊に対する安全率等を評価し、許容値を満足することを照査することを基本とする。

なお、実績等から軟弱地盤でない場合には、照査は省略できる。

(考え方)

軟弱地盤においては、図 1-2-8 に示すように盛土高が高くなるにつれ沈下量及び隆起量は増大し、盛土荷重によるせん断力が基礎地盤のせん断抵抗を超えた場合、すべり面に沿って盛土は破壊する。

新堤の築造又は既設堤防の嵩上げ若しくは腹付けを行う場合で、それが軟弱地盤上に位置する場合には、常時のすべり破壊に対する安定を確認する必要がある。

軟弱地盤でない場合には、適切な施工が行われることを前提に、常時のすべり破壊に対する安定の照査を省略できることとしている。

なお、軟弱地盤の判定を行う際には河川土工マニュアルが参考となる。

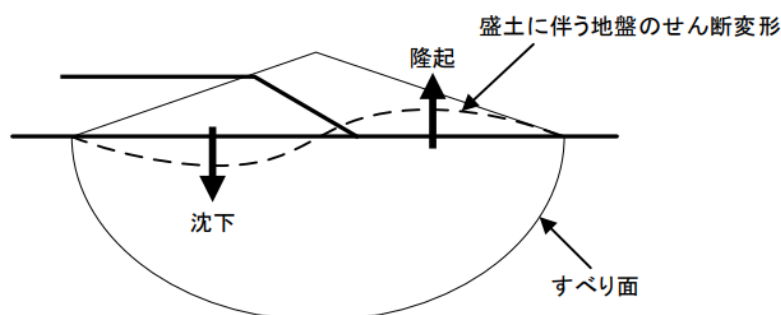


図 1-2-8 基準地点模式図

<参考となる資料>

- 1) (財) 国土技術研究センター：河川土工マニュアル，第 3 章 河川土工の設計 第 3.2 節 軟弱地盤対策 3.2.2 軟弱地盤の安定，2009.

② 沈下の照査

沈下の照査は、余盛り高を考慮した沈下量等の許容値を設定した上で、基礎地盤の圧密及び盛土の圧縮を考慮した沈下等の変形を評価し、許容値を満足することを照査することを基本とする。

なお、実績等から軟弱地盤でない場合には、照査は省略できる。

(考え方)

軟弱地盤においては、図 1-2-9 に示すように盛土の载荷に伴い、圧密により盛土の直下及び側方の基礎地盤に沈下が生じる。沈下を生じると堤防の健全性が損なわれる可能性があるため、沈下に対する照査を行う。さらには、基礎地盤の圧密沈下が大きくなると、周辺の地盤も一緒に沈下する現象（引き込み沈下と呼ばれる）が生じるため、周辺の土地利用と軟弱地盤の程度に応じて、周辺地盤への影響についても検討する必要がある。

堤防の沈下に対しては、余盛り高等を考慮して、沈下に対する許容値を設定し、これを超えないことを照査するものである。また、引き込み沈下に対しては、周辺への影響を考慮して堤内地盤変形の許容値を設定し、これを超えないことを照査するものである。

軟弱地盤でない場合には、盛土自体の圧縮が沈下の多くを占めることとなり、実績等によると沈下量が標準的な余盛り高の範囲内に収まることから、適切な施工が行われることを前提に、照査を省略できることとしている。

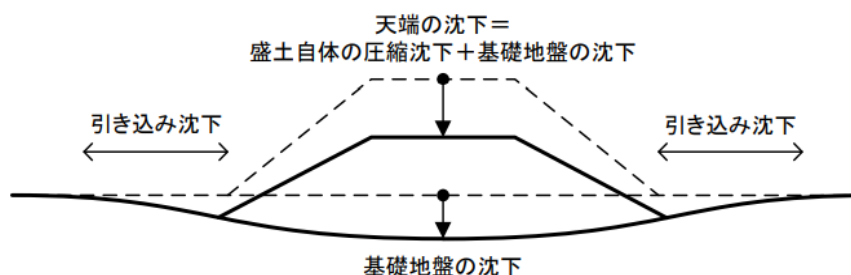


図 1-2-9 堤防の自重による沈下

<関連通知等>

- 1) (財) 国土技術研究センター：河川土工マニュアル，第 3 章 河川土工の設計 第 3.2 節 軟弱地盤対策 3.2.2 軟弱地盤の安定，2009.
- 2) 建設省河川局治水課長通達：堤防余盛基準について，昭和 44 年 1 月 17 日，建設省河治第 3 号.

③ その他留意事項

その他雨水排水の集中によりガリ及びのり崩れ等の発生を助長しない天端及びのり面の形状であることを確認する。

(考え方)

堤防天端は、降雨の堤体への浸透抑制、河川巡視の効率化及び河川利用の促進等の観点から、河川環境上の支障を生じる場合等を除いて、舗装されていることが望ましいが、不同沈下等によって堤防の高さに不陸を生じた箇所又は橋梁

の取り付け部等で縦断勾配が変化している箇所等においては、雨水排水の集中を生じやすく、堤防のり面のガリ及びのり崩れ又はのり肩の破損等が発生することがある。したがって、このような現象が発生する恐れのある箇所に対して雨水排水の集中状況を確認するものである。

なお、舗装後の堤防の沈下又は路盤の補修による天端形状の変化等に伴い、雨水に関する同様の問題が生じることもあるため、適切な維持管理が行われることが重要である。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局水政課長、河川計画課長、治水課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について、平成 11 年 10 月 15 日、建設省河政発第 74 号、建設省河計発第 83 号、建設省河治発第 39 号。
- 2) 建設省河川局治水課長通達：堤防余盛基準について、昭和 44 年 1 月 17 日、建設省河治発第 3 号。

(3) 耐侵食性能の照査

耐侵食性能の照査は、過去の被災実績、護岸の設置状況及び堤防前面の高水敷幅等を踏まえた堤防のり面の侵食限界流速又は高水敷の侵食量等の許容値を設定した上で、河道の平面形及び縦横断形等を考慮し、洪水時の作用による流速又は侵食量等を評価し、許容値を満足することを照査することを基本とする。

(考え方)

耐侵食性能の照査は、堤防表のり面及びのり尻表面の直接侵食と、主流路（低水路）からの側方侵食及び洗掘に対して行うものである。

直接侵食については、被災実績から直接侵食が生じる堤防前面の流速を把握することが重要である。堤防前面の流速の算定に当たっては、河道の平面形及び縦横断形、床止め及び水制の配置並びに堤防近傍の樋門、樋管及び橋脚の影響を考慮する。

側方侵食については、河川定期縦横断測量成果及び航空写真等を用いて、滯筋の位置の経年変化及び水衝部の位置の変化を把握することが重要である。

洗掘については、河川定期縦横断測量成果等を用いて、最深河床高の縦断図及びその変化並びにこれら縦断図を重ね合わせ包絡することで確認できる最も洗掘された河床高の縦断図を把握することが重要である。

『例 示』

耐侵食性能の照査に当たって、照査外力として堤防前面の流速を設定する手法がある。洪水時の堤防前面の流速の算定に当たっては、マンニングの平均流速公式若しくは一次元不等流解析で求めた平均流速に湾曲等による補正係数を乗じて算出する手法及び準二次元不等流計算若しくは平面二次元流解析等によって堤防前面の流速を直接算出する手法等がある。

洪水時に侵食される高水敷幅の設定に当たっては、河川定期縦横断測量成果

及び航空写真等を用いて、一洪水で侵食される高水敷幅を横断測線毎に調べ、それらの縦断分布図を作成した上で、例えばセグメント毎に侵食幅の最大値を設定する方法がある。

最大洗掘深の設定に当たっては、河川定期縦横断測量成果等を用いて、最深河床高の縦断図を作成し、過去に記録された縦断図を重ね合わせることで、最も洗掘された河床高の縦断図から設定する方法がある。

また、洪水時に侵食される高水敷幅及び最大洗掘深については、平面二次元河床変動計算又は準三次元河床変動計算によって算定することもできる。

耐侵食性能の照査における許容値の設定には以下が考えられる。

① 堤防表のり面及びのり尻の直接侵食について

堤防表面の侵食耐力>堤防前面の流速

② 主流路（低水路等）からの側方侵食について

現況の高水敷幅>一洪水で侵食される高水敷幅

③ 洗掘について

堤防前面の基礎工の根入れ高>一洪水で洗掘される河床高

<関連通知等>

- 1) (財) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），第 5 章 侵食に対する堤防の構造検討，2012.
- 2) 多自然川づくり研究会編：多自然型川づくりポイントブックⅢ，(財) リバーフロント整備センター，2011.
- 3) (一財) 国土技術研究センター：改訂 護岸の力学設計法，第 4 章 護岸の力学的安定性の照査に用いる設計条件，2023.
- 4) (財) 国土技術研究センター：河道計画検討の手引き，第 8 章 河道の平面計画，2002.

(4) 耐浸透性能の照査

耐浸透性能の照査は、すべり破壊及びパイピング破壊に対する安全率等の許容値を設定した上で、水位波形、降雨波形並びに基礎地盤及び堤体の土質等を考慮し、すべり破壊及びパイピング破壊に対する安全率等を評価し、許容値を満足することを照査することを基本とする。

(考え方)

堤防の浸透破壊には、大きく分けてすべり破壊とパイピング破壊がある。すべり破壊は降雨や流水が堤体内の浸潤面を上昇させて、土のせん断強度が低下することにより生じ、パイピング破壊は、主に堤内側のり尻の基礎地盤付近の動水勾配が増加して発生する漏水や噴砂に起因し、それが拡大進行することにより生じる。

浸透破壊に至る初期の変形として、すべり破壊ではのり面若しくは小段の亀裂、陥没若しくははらみだし又は裏のりからの漏水若しくは裏のり尻付近の泥濘化等が生じ、パイピング破壊では裏のり尻又は裏のり尻付近の基礎地盤において漏水、噴砂若しくは盤ぶくれ並びに堤体の亀裂若しくは陥没等が生じる。

計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水による浸透及び降雨による浸透に対する安全性能の照査としては、すべり破壊及びパイピング破壊に対する安全率等の許容値を設定し、これを超えないことを照査するものである。

『例 示』

耐浸透性能の照査に当たって、一連区間を細分区間に分割し、区間内において代表断面を設定し、のり面のすべり破壊とパイピング破壊について照査を行う手法がある。この場合、当該区間の降雨特性及び地下水位を初期条件として設定するとともに、堤体の土質構造及び土質定数を調査に基づいて適切に設定し、外力として降雨波形及び水位波形を与えて、浸透流計算と円弧すべり法による安定解析を用いて安全性を評価する等の手法がある。

<関連通知等>

- 1) (財) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），第 4 章 浸透に対する堤防の構造検討，2012.

『例 示』

基礎地盤等の土質を考慮する際、浸透に対する安全性能に影響を与えやすい基礎地盤を以下に例示する。

浸透が特に問題となる基礎地盤では、土質構成として透水性の異なる土質が複雑に分布する場合が多くみられる。透水性地盤において裏のり尻下に粘性土等の難透水層が分布していると、いわゆる行き止り地盤を形成し、基礎地盤の浸透水が難透水層で行き止まり、堤体内へ上昇することで堤体内の浸潤面を押し上げ、漏水又はすべり破壊が発生しやすくなる場合がある。（図 1－2－10 参照）また、裏のり尻近傍の難透水層が薄い場合には、基礎地盤からの漏水やパイピング破壊が発生しやすくなる場合がある。

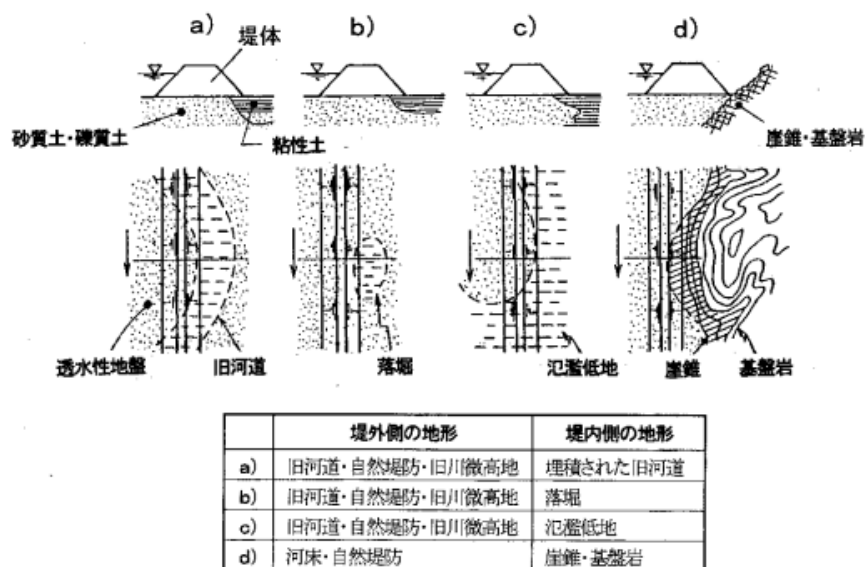


図 1－2－10 行き止まり型地盤の例

このような基礎地盤条件を有する箇所の有無は、堤防縦断方向の調査結果のみで類推することは一般的には難しいが、「治水地形分類図」や「土地分類図」等から類推し、詳細な調査を実施することにより判断できる場合もある。いずれにせよ堤防縦断方向の調査において透水性地盤であることが確認され、かつ相対的に透水性の低い比較的薄い土層が表層付近に存在するような地盤又は行き止まり地盤は、浸透に対しては条件の厳しい箇所と判断して差し支えがない場合が多い。

<関連通知等>

- 1) (財) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），第 3 章 設計のための調査 3.2 浸透に対する構造検討のための調査，2012.
- 2) 独立行政法人土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント，2013.

(5) 耐震性能の照査

耐震性能の照査は、平常時の流水又は計画津波等が越流しないような地震後の堤防の高さ等の許容値を設定した上で、地震動による堤体変形後の高さ等を評価し、許容値を満足することを照査することを基本とする。

(考え方)

耐震性能の照査は、「河川構造物の耐震性能照査指針」（以下「耐震性能照査指針」という。）に基づき、実施するものである。地震による堤防の被災は、液状化に起因するものがほとんどであるため、地震動により土堤が沈下し、流水又は計画津波等が堤内地に侵入することによって浸水が発生するか否かを照査するものである。

照査に当たっては、地震後の堤防の高さ等の許容値を設定し、地震変形後の堤防の高さ等がこれを下回らないことを確認する。照査において考慮する河川水位としては、地震と洪水が同時に生起することは極めてまれであるため、原則として平常時の最高水位とするが、河口部付近の場合は朔望平均満潮位及び波浪の影響を考慮し、津波の遡上が予想される場合は計画津波水位を考慮する。

なお、レベル 1 地震動とレベル 2 地震動を受けた場合の土堤の変形、沈下等の損傷状況は異なるが、土堤の耐震性能の照査においては、レベル 1 地震動とレベル 2 地震動のうち厳しい結果を与えるレベル 2 地震動のみを考慮することとしている。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局：河川構造物の耐震性能照査指針・解説—Ⅱ. 堤 防 編—，平成 28 年 3 月.
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川堤防の耐震点検マニュアル，平成 28 年 3 月.

- 3) 国土交通省水管理・国土保全局治水課課長補佐事務連絡：河川構造物の耐震性能照査における優先度の考え方について（通知），平成 25 年 2 月 8 日．
- 4) （財）国土技術研究センター：河川構造物の耐震性能照査において考慮する河川における平常時の最高水位の算定の手引き（案），2007．

（6） 波浪等に対する安全性の照査

波浪又は津波の影響を著しく受ける堤防についての波浪又は津波による侵食に対する安全性の確認は、高潮時は計画高潮位、風浪時は計画高水位又は風浪が最も発達する時の河川水位以下の流水による堤体への侵食、津波発生時は計画津波水位以下の津波による堤体への侵食に対して、過去の被災実績等を考慮し安全が確保されることを確認することを基本とする。

波浪の影響を著しく受ける堤防についての波浪による越波に対する安全性の照査は、堤内地の利用及び堤防の被災等を考慮した越波量等の許容値を設定した上で、堤防の断面形状を考慮した計画高潮位等と設計の対象とする波浪によるうちあげ高及び越波量等を評価し、許容値を満足することを照査することを基本とする。

津波の影響を著しく受ける堤防についての津波による越波に対する安全性の確認は、堤防の高さと計画津波水位との差、計画津波の特性等を確認することを基本とする。

（考え方）

波浪の影響については、高潮時の波によるうねり及び風浪又は湖沼における風浪等による侵食及び越波について検討を行うものであり、地形による波浪の増幅及び減衰、波浪の方向、屈折、回折、反射、消波及び越波の他、堤防の構造（のり勾配又は波返工の有無等）、堤内地の利用状況（将来を含む）及び海岸等関連する他事業との調整等についても十分な配慮が必要となる。

設計の対象とする湖沼における風による吹き寄せ及び風浪については、過去の風速、風向及び水位の実績をもとにして検討を行うものである。

津波は、水位上昇の継続時間が短く浸透を考慮する必要はないが、大きな流速と流速の変動を伴うため堤体への侵食作用に対する配慮が必要となる等、洪水や高潮とは異なる外力である。また、堤防の高さと計画津波水位との差、計画津波の特性等を勘案し、津波による越波の可能性にも配慮する必要がある。

『例 示』

波浪等に対する安全性の照査は、高潮時又は風浪時に、堤防が越波による損傷を生じないこと（計画高潮位等＋波浪による有義波のうちあげ高 $\leq$ 堤防の高さ、越波量 $\leq$ 許容越波量）等により許容値を設定し、設計の対象とする波浪によるうちあげ高又は越波量等がこれを超えないことを照査する等の手法がある。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局河川計画課長、治水課長通達：河川津波対策について，平成 23 年 9 月 2 日，国水河計第 20 号，国水治第 35 号．

- 2) 合田良美:防波護岸の越波流量に関する研究, 港湾技術研究所報告第 9 巻, 第 4 号, pp. 3-42, 1970.

2-7-3 特殊堤の安全性能の照査

特殊堤を採用する場合には、計画堤防断面形状を有する土堤と同等以上の安全性能を満足することを照査することを基本とする。

1) 耐震性能の照査

耐震性能の照査に当たっては、レベル 1 地震動に対して地震によって特殊堤としての健全性を損なわないことを照査し、レベル 2 地震動に対して特殊堤としての機能を保持する、あるいは特殊堤としての機能の回復が速やかに行い得ることを照査することを基本とする。

2) 耐震性能以外の安全性能の照査

個別に適切な照査事項と照査方法を用いることを基本とする。

(考え方)

市街地又は重要な施設に近接する堤防で用地取得が極めて困難な場合等においては、土堤以外の構造を採用する場合があります。都市河川の高潮区間等においていわゆる特殊堤が限定的に築造されている。

特殊堤を採用する場合は、設計の基本で示した計画堤防断面形状を定める必要はないが、当該河川における計画堤防断面形状を有する土堤と同等以上の安全性能を満足する必要がある。特殊堤の安全性能の照査として、耐震性能の照査と、耐震性能以外の安全性能の照査について以下に述べる。

①耐震性能の照査

自立式構造の特殊堤における耐震性能の照査は、耐震性能照査指針に基づき、実施するものである。レベル 1 地震動に対しては、地震によって特殊堤としての健全性を損なわないか否かを照査するものである。レベル 2 地震動に対しては、堤内地盤高が平常時の最高水位よりも低い地域の自立式構造の特殊堤については、地震によりある程度の損傷が生じた場合においても河川水が堤内地に侵入することによって浸水等の二次災害を発生するか否かを照査し、それ以外の地域の自立式構造の特殊堤については、地震後に特殊堤としての機能が応急復旧等により速やかに回復できるか否かを照査するものである。

胸壁を有する構造の特殊堤については、土堤の耐震性能の照査が参考となる。

②耐震性能以外の安全性能の照査

照査事項及び照査方法等については、個別に適切な方法を用いて設計を行う必要がある。

自立式構造の特殊堤については、滑動及び転倒に対する安全性についても照査する必要がある。胸壁を有する構造の特殊堤については、土堤の安全性能の照査が参考となる。

河川砂防
技術基準
設計編

1. 2. 7. 3

【R6. 6 改定】

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局：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―，平成 24 年 2 月.

2-8 土堤の強化対策

2-8-1 強化工法選定の基本

土堤の強化対策に当たっては、「2-2-2 設計に反映すべき事項」における検討項目の観点から堤防強化工法の適用性を比較及び検討し、安全性能を満足するよう適切な工法を選定することを基本とする。

(考え方)

堤防強化工法の選定に当たっては、安全性能の照査の結果、所要の安全性が確保されていないと判断される区間を堤防強化区間として設定し、過去の被災履歴、被災の原因及び堤防の現況等を踏まえ、洪水の流下に支障を及ぼさないよう河積の確保等について配慮した上で、所要の安全性を確保できる強化工法を一次選定する。

次に、「2-2-2 設計に反映すべき事項」における検討項目の観点により適切な強化工法を二次選定する。

さらに一連区間における構造の連続性及び樋門等の構造物の設置状況等を勘案し、総合的に検討を行い強化工法を決定する。その際、特定の機能に対する強化工法が他の機能を低下させないこと、構造物と堤体の境界部が弱部とならないよう留意すること並びに上下流及び左右岸の構造の連続性及び整合性について配慮することが重要である。

現在の土堤は、長い年月をかけて経験的に安全を確認してきた構造であると考えられることから、土堤の強化工法の検討に当たっては少なくとも現状での堤防の安全性を低下させない工法であることが必要であるとともに、「2-2 機能と設計に反映すべき事項」で求められる堤防の機能等が担保されることを確認できる技術的検討を経た工法であることが必要である。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省河川局治水課河川整備調整官事務連絡：「河川堤防質的整備技術ガイドライン（案）」について，平成 16 年 3 月 31 日.
- 2) 国土交通省河川局治水課企画専門官事務連絡：「河川堤防質的整備技術ガイドライン（案）同解説」について（通知），平成 16 年 3 月 31 日.

2-8-2 常時のすべり破壊に対する安定及び沈下に対する強化

常時のすべり破壊に対する安定及び沈下に対する強化に当たっては、沈下による堤体への影響を緩和する工法及び沈下の発生を抑制する工法があることを踏まえ、基礎地盤の土層構造や背後地の土地利用状況等を勘案し、堤防強化工法を選定することを基本とする。

河川砂防
技術基準
設計編

1.2.8.1

【R6.6 改定】

河川砂防
技術基準
設計編

1.2.8.2

【R6.6 改定】

(考え方)

常時のすべり破壊に対する安定及び沈下に対する強化に当たっては、急激な盛土載荷による地盤沈下及び堤体の変形を緩和すること並びに地盤沈下の発生を抑制することが基本であり、これらを踏まえた工法を選定するものである。

『例 示』

常時のすべり破壊に対する安定に対しては、堤体への盛土載荷による影響を緩和する工法として、盛土による堤体の強度増加を図りながら段階的に堤防を盛り立てる緩速施工による対応等が考えられる。これが難しい場合には、すべりに対する工法として地盤改良等の補助工法を実施することが考えられる。

沈下に対しては、軟弱地盤における沈下の発生を抑制する工法として堤防自体の沈下抑制及び周辺への影響を緩和するために地盤改良等を実施する場合がある。

補助工法を行う場合、基礎地盤の川表側に透水性の高い軟弱地盤対策（バーチカルドレーン等）を行うと洪水及び高潮時の基盤浸透で堤体内浸潤面を高める場合がある。また、基礎地盤の川裏側に透水性の低い固結工法を行うと、浸透水の行き止まりで浸潤面を高める場合があるため留意する必要がある。

雨水排水の集中に対する対策としては、天端舗装をした場合にのり面への雨水排水の集中を防止するためのアスカーブの設置、集まった雨水を排水するための排水処理施設又はのり肩の保護等適切な構造による措置を講ずることが考えられる。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局水政課長、河川計画課長、治水課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について、平成 11 年 10 月 15 日、建設省河政発第 74 号、建設省河計発第 83 号、建設省河治発第 39 号。
- 2) (財) 国土技術研究センター：河川土工マニュアル，第 3 章 河川土工の設計 第 3.2 節 軟弱地盤対策，2009。

2-8-3 侵食に対する強化

侵食に対する強化に当たっては、侵食外力を軽減する方法、侵食耐力を強化する方法又は両者を適切に組み合わせる方法があることを踏まえ、河道の特性を勘案し、強化対象箇所における被災履歴及び現地の状況等に応じて、侵食の機構に応じた所要の安全性を確保できる構造となるような堤防強化工法を選定することを基本とする。

(考え方)

侵食に対する強化に当たっては、直接侵食、洗掘及び側方侵食に対して、低水路平面形の修正、高水敷の造成及び水制等により侵食外力の軽減を図ること並びに護岸等により侵食耐力の強化を図ることが基本であり、これらを踏まえた工法を選定するものである。

河川砂防
技術基準
設計編

1.2.8.3

【R6.6 改定】

【推 奨】

水制により河岸前面の流速を低減し、河岸沿いのせん断力を弱め河岸の侵食耐力以下とすることで、護岸で覆わない盛土部分を残すことができる。水制まわりの流速低減域若しくは洗掘域を残すことで、生物の多様な生息環境確保に資する効果が期待できる場合もあるので、多自然川づくりの観点からも選択肢に加えることが望ましい。

『例 示』

① 侵食外力を軽減する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。

➤ 高水敷の造成

高水敷を造成することにより、堤防前面流速を低減し、侵食代（高水敷幅）を確保する。

➤ 水制の設置

水制の設置により、粗度効果による流速低減及び主流路を遠ざける水はね効果が見込まれ、洪水及び高潮時の侵食に対して堤防を保護する。

➤ 低水路平面形の修正

主流路を遠ざける効果及び堤防前面流速の低減効果が見込まれ、洪水及び高潮時の侵食に対して堤防を保護する。

② 侵食耐力を強化する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。

➤ 護岸の設置（のり覆工）

表面侵食耐力を増強することで洪水及び高潮時の侵食に対して堤防を保護する。なお、環境面に配慮する場合は、護岸等を覆土する手法を採用されることが多い。

＜関連通知等＞

- 1) （財）国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），第 5 章 侵食に対する堤防の構造検討 5.4 強化工法の設計，2012.
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局防災課：美しい山河を守る災害復旧基本方針，平成 30 年 6 月.
- 3) （一財）国土技術研究センター：改訂 護岸の力学設計法，2023.

2-8-4 浸透に対する強化

浸透に対する強化に当たっては、のりすべりに対して強化する方法、パイピングに対して強化する方法又は両者を適切に組み合わせる方法があることを踏まえ、堤体と基礎地盤の土層構造を勘案し、強化対象箇所における被災履歴及び現地の状況等に応じて、浸透の機構に応じた所要の安全性を確保できる構造となるような堤防強化工法を選定することを基本とする。

（考え方）

浸透に対する強化に当たっては、1. 降雨あるいは流水を堤防に浸透させない

河川砂防
技術基準
設計編

1.2.8.4

【R6.6 改定】

こと（浸透の抑制又は防止）、2. 浸透水は速やかに排水すること、3. 堤防、特に裏のり尻部の強度を増加させること（堤体のせん断強さの増加及び堤防内の動水勾配の低下）、4. 堤防断面を拡幅し、浸透路長を長くすることが基本であり、これらを踏まえた工法を選定するものである。

【推 奨】

堤防断面を広げてのり面を緩傾斜とする断面拡大工法は、既設堤防や基礎地盤とのなじみがよく、他の浸透対策工法に比較して環境面や維持管理面でも有利となるため、用地の制約が厳しい区間を除けば優先的に選定することが望ましい。

『例 示』

① のりすべりに対して強化する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。

➤ 断面拡大工法

堤防断面を拡大することにより浸透路長の延伸を図り、平均動水勾配を減じて堤体の安全性を増加させる他、のり勾配を緩くすること（緩傾斜化）によりすべり破壊に対する安全性を増加させる。また、抑え盛土効果も見込めるのでパイピングに対する安全性も増加させる。

なお、旧堤拡築の場合、可能な限り裏腹付けとするものとするが、堤防の計画法線上の制約や河道断面が広く河積に余裕がある場合等は表腹付けをすることもある。

➤ ドレーン工

堤体の川裏のり尻を透水性の大きい材料で置き換え、堤体に浸透した水を速やかに排水する。また、のり尻をせん断強度の大きい材料で置き換えるため安定性が増加する。

➤ 表のり遮水工法

表のり面を難透水性材料で被覆することにより高水位時の河川水の表のりからの浸透を抑制する。

② パイピングに対して強化する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。

➤ 川表遮水工法

川表のり尻に止水矢板等による遮水壁を設置することにより基礎地盤への浸透水量を低減する。

➤ ブランケット工法

高水敷を難透水性材料で被覆することにより、浸透路長を延伸させ、裏のり尻近傍の浸透圧を低減する。高水敷の造成又は低水路内の河岸侵食の軽減により、基礎地盤透水層の露出を回避することでブランケット工法と同様の効果を発現する可能性がある場合には、必要に応じて低水路法線形や河道横断面等の河道設計の修正を行うことも考えられる。

➤ 堤内基盤排水工法

基礎地盤からの浸透水を裏のり尻に鉛直方向に設置したドレーンで排水することにより、裏のり尻近傍の浸透圧を低減する。

＜関連通知等＞

- 1) (財) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），第 4 章 浸透に対する堤防の構造検討 4.4 強化工法の設計，2012.
- 2) (国研) 土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：堤内基盤排水対策マニュアル（試行版），令和 3 年 3 月.

2-8-5 地震に対する強化

地震に対する強化に当たっては、液状化の発生を抑制する方法、液状化による基礎地盤及び堤体の変形を抑制する方法又は両者を適切に組み合わせる方法があることを踏まえ、基礎地盤及び堤体の土層構造並びに背後地の状況等を勘案し、強化対象箇所における被災履歴及び現地の状況等に応じて、所要の安全性を確保できる構造となるような堤防強化工法を選定することを基本とする。

(考え方)

地震に対する強化に当たっては、過去の地震による河川堤防の大きな被害が液状化に起因する事例が多いことから、液状化の発生を抑制又は液状化による堤体や地盤の変形を抑制することが基本であり、これらを踏まえた工法を選定するものである。

【推 奨】

強化に当たっては、侵食及び浸透等に対する安全性の確保との整合を考えると、断面拡大工法が望ましい。これが難しい場合には、耐震対策として効果のあるものを抽出し組み合わせて安全性が確保できる構造とすることが望ましい。

『例 示』

- ① 液状化の発生を抑制する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。

➤ 抑え盛土工法

抑え盛土荷重により地盤に働く上載荷重を増し、液状化を抑制する。
また、すべりに対しても盛土荷重が抵抗側に働き安定化する。

➤ 締め固め工法

充填剤の挿入や振動締め固めを行うことにより、液状化層を締め固めて液状化の発生を抑制する。

➤ 排水工法

裏のり尻ドレーン等により、地震時に地下水が排水され、過剰間隙水圧の上昇を抑制することで液状化の発生を抑制する。

- ② 液状化による堤体や地盤の変形を抑制する工法としては、例えば以下の工法

河川砂防
技術基準
設計編

1.2.8.5

【R6.6 改定】

が考えられる。

➤ 固化工法

深層混合処理や薬液注入によって地盤を固化することにより、堤体のり尻の側方変位の抑制をする。

➤ 矢板工法

鋼管矢板又は鋼矢板の剛性により液状化層の側方変位を抑制する。

兵庫県南部地震における淀川の被害状況をみると、高水敷の造成及び堤防の緩傾斜化等の河川改修工事は、液状化の抑制を直接の目的とはしていないものの、地震時の堤防の安定性に一定の役割を果たしており、侵食及び浸透に対する強化を含めた治水対策として計画されている各種の工事の実施見通しを踏まえ、地震に対する効果も加味して、耐震強化を進めることが効率的かつ経済的である場合がある。

＜関連通知等＞

- 1) (財) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），第 6 章 地震に対する堤防の構造検討 6.4 強化工法の設計，2012.
- 2) (国研) 土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：河川堤防の液状化対策の手引き，2016.

2-8-6 波浪に対する強化

波浪又は津波の影響を著しく受ける堤防については、構造令に基づき必要に応じて措置を講ずるものとする。

(考え方)

波浪又は津波に対する強化に当たっては、堤防への侵食作用若しくは波力の低減又は越波の抑制若しくは越波に対する堤防の耐力強化が基本であり、これらを踏まえた工法を選定するものである。その際、接続する海岸堤防の構造を勘案し、接続部分の構造に配慮する必要がある。

【推 奨】

湖沼、高潮区間の堤防における三面張構造の堤防のコンクリートのり面被覆部は、景観との調和、河川の生態系の保全等の観点から覆土することが望ましい。

『例 示』

高潮区間に設置される堤防において堤内地への越波を防ぐためには、必要に応じて波返工を設けるが、波の入射角が概ね 30 度以上で、波高が 1m 程度以上の場合、若しくは概ね 30 度未満で 1.5m 程度以上の場合に波返しに対する措置が必要となる場合がある。また、越波量が延長 1m 当たり $0.02\text{m}^3/\text{s}$ 程度以上の場合には堤体を被覆することが考えられ、その場合、越波量は 1m 当たり $0.05\text{m}^3/\text{s}$ 程度以下としている。

河川砂防
技術基準
設計編

1.2.8.6

【R6.6 改定】

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局河川計画課長、治水課長通達：河川津波対策について，平成 23 年 9 月 2 日，国水河計第 20 号，国水治第 35 号。

2-9 ドレーン工

1. ドレーン工の基本

1.1 基本方針

ドレーン工は、平時や洪水時に堤防に浸透した降雨ならびに河川水を裏のり尻のドレーン部に集水し、堤防外に速やかに自然排水する機能を長期にわたって有する対策工であり、主として堤体の浸潤面の低下を目的とするものである。

解 説

ドレーン工は、平時や洪水時に堤防に浸透した降雨ならびに河川水を裏のり尻のドレーン部に集水し、堤防外に速やかに自然排水する機能を長期にわたって有する対策工で、主として堤体の浸潤面の低下を目的とするものである。その効果は図 1-2-11 に示すとおりで、降雨あるいは河川水の浸透によって形成される堤体内湿潤面が裏のり面に浸出することを抑制し、堤体内浸潤面を低下させるとともに堤体の一部をドレーン材料に置き換えることによるせん断強度の向上とも相まって、堤防の安全性を確保しようとするものである。

基礎地盤が軟弱粘性土の場合、築堤荷重による圧密沈下により堤体が基礎地盤にめり込むように沈下し、堤体内に浸透した雨水等が堤体下部に滞留し、常時飽和状態となることがあるが、堤体下部材料が砂質土の場合には、地震動を受けると堤体下部の飽和砂質土に液状化が発生、堤体沈下等の変形を生じる場合がある。このような堤防土質構造の場合には、のり尻付近にドレーン工を設置することで、地震前における堤体内水位を低下させ、液状化が生じる領域を小さくすることができ、被害を軽減することが期待できる。

また、堤体に液状化が生じるような条件では、のり尻付近の飽和度が高く、拘束圧が低いため、のり尻付近の堤体の液状化に伴う強度低下をきっかけとして堤防が変状しやすい環境となる。このため、のり尻付近の安定化を図ることで、堤体の液状化による被害を軽減することができ、対策工の例としては、のり尻にドレーン工を設置する方法や押え盛土を設置する方法が考えられるが、対策原理が浸透対策としてのドレーン工と大きく異なることから、本マニュアルでは堤体の液状化対策として堤体のり尻部を安定化させるためのドレーン工は扱わない。

なお、基礎地盤の液状化対策として、やむを得ず固結工法及び鋼材を用いた工法を裏のり尻に適用する場合、裏のり尻部の浸潤面が上昇し浸透に対する安全性が低下することから、ドレーン工を併用する場合が多い。このようなドレーン工には、本マニュアルを適用することができる。

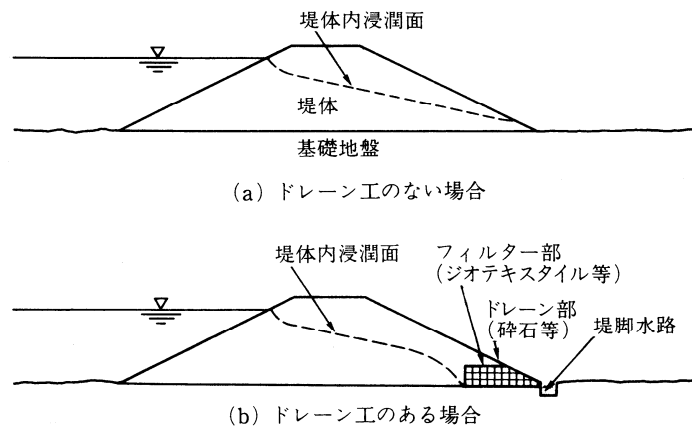


図 1-2-11 のり肩保護の例

1.2 構造の基本

1.2.1 ドレーン工の構造

ドレーン工は、原則としてドレーン部、フィルター部および堤脚水路で構成するものとし、その機能が長期的に確保され、かつ堤防の安定性を阻害することのない構造として計画するものとする。

解 説

ドレーン工は、平時や洪水時に堤体に浸透した降雨ならびに河川水を集排水するためのドレーン部、排水を受けこれを所定の流末に導くための堤脚水路、ならびに堤体の土粒子の流出を防止するとともにドレーン部の目詰まりを防止するためのフィルター部により構成される。

ドレーン部の構成材料には、その目的から透水性の大きい材料を使用することになるが、堤体とドレーン部の間には適切なフィルター部を必ず設け、堤体を構成する土粒子が移動して堤体にゆるみ等が生じないように、また移動した土粒子がドレーン部に侵入して目詰りを生じないようにし、ドレーン工の機能の長期的な確保を保証しなければならない。

1.2.2 排水計画

ドレーン工の排水を受ける堤脚水路は、適当な排水路に接続する必要がある。

解 説

ドレーン工の計画にあたっては、ドレーン部からの排水を速やかに処理するための堤脚水路を裏のり尻付近に計画する必要があるが、堤脚水路は堤内地の適当な排水路に接続する必要がある。適当な排水路とは、原則的には洪水中においても十分な排水機能を有している河川または水路である。

なお、ドレーン部から堤脚水路への接続が確実でない場合や浸透水を 1 箇所で集中して排水する構造とした場合、豪雨等によりドレーン工からの排水不良が生じ、堤体のり尻が泥濘化、のり崩れ等を生じる場合があるので、ドレーン部からの排水は堤脚水路に確実に接続するとともに、1 箇所に集中させないように注意する必要がある。

2. ドレーン工の設計

2.1 設計の基本方針

ドレーン工は、長期間にわたりその機能を発揮し、浸透や地震に対する堤防の安全性が確保できるよう設計するものとし、浸透に対しては当該河川の堤防に求められている所要の安全水準以上、地震に対しては所要の堤体内水位以下となるように設計する。

解 説

ドレーン工は浸透水を余裕をもって排水できる構造、すなわち断面形状と材料を設計する必要がある。浸透に対しては、堤体の裏のりすべり破壊に対する安全率が、当該河川の堤防に求められている所要の安全率以上となるように設計する。

また、地震に対しては、飽和層厚の最も厚いところが 1m 未満、または堤防高さの 0.2 倍未満となるように、堤体内水位を低下させるように設計する。

ドレーン工の設計にあたって特に注意すべき点は、当初の機能を長期間維持することである。ドレーン工の内部では、降雨や出水により浸透水が通過することから、堤体を構成する土粒子も移動しやすい条件にある。仮に土粒子の移動が長期間にわたり繰り返されれば、ドレーン部に目詰りが発生して機能が低下する可能性も否定できない。このようなことを考えると、ドレーン工の設計にあたっては長期の安定性を確保することに十分に留意することが必要である。

2.2 設計の手順

ドレーン工の設計の手順は、浸透に対しては①土質調査、②浸透流解析、及び円弧すべり計算、③安全性の確認の順で、地震に対しては、①土質調査、②浸透流解析、③所要の堤体内水位の確認の順で設計を行う。

解 説

設計の手順は図 1-2-12 に示す。浸透に対しては、①十分な土質調査を実施した上で適切な外力条件（高水の波形や降雨量）を設定、②非定常浸透流計算の実施、③裏のりの円弧すべりに対する安定計算の順で行うものとし、裏のりすべり破壊に対する安全率が当該河川の堤防に求められている所要の安全率以上であるか否かで判断する。ここで安全性が確保されていないことが確認された場合には、断面形状を再設定した上で改めて安全性の確認を行う必要がある。

地震に対しては、①十分な土質調査を実施した上で適切な外力条件（水位波形や降雨量）を設定、②非定常浸透流計算の実施、③飽和層厚の最も厚いところが 1m 未満、または堤防高さの 0.2 倍未満となる堤体内水位か否かで判断する（東北地方太平洋沖地震による被災事例及びその近傍の無被災事例の分析から得られたもので、2.3. 設計の方法に後述。）。ここで所要の堤体内水位までの低下が確認されない場合には、断面形状を再設定した上で改めて浸透流解析を行う必要がある。

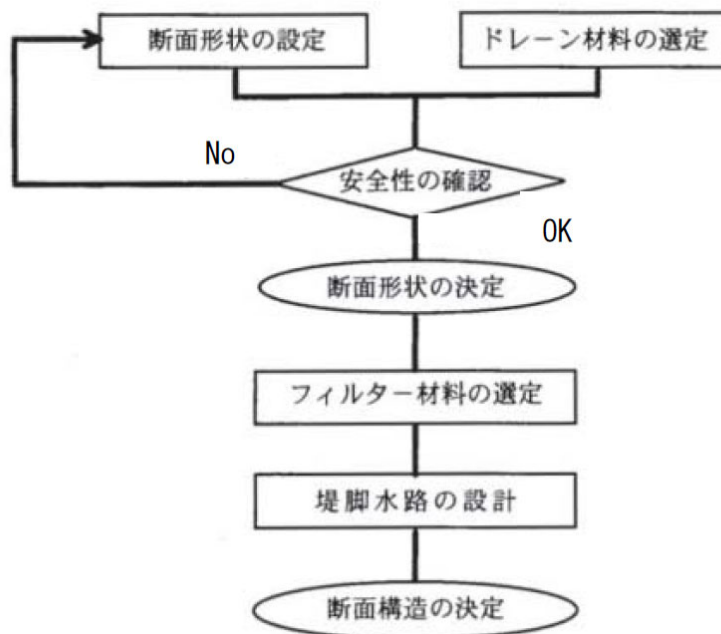


図 1-2-12 ドレーン工の設計手順

2.3 設計の方法

ドレーン工の設計の方法は、浸透に対しては非定常浸透流解析と円弧すべり法に基づく安定計算により行うものとし、地震に対しては定常浸透流解析により行うものとする。

解 説

(1) 浸透に対するドレーンの設計方法

ドレーンの設計の方法は、①堤体内浸潤面の設定、および②裏のりの円弧すべりに対する安定計算によるものとする。①の堤体内浸潤面については、十分な土質調査を実施し、築堤履歴を考慮した適切な堤防土質構成並びにドレーン工の形状及び材料をモデル化し、適切な外力条件（照査に用いる水位波形や降雨量等）を設定し、非定常浸透流計算を行って最も高い堤体内浸潤面を設定する。

②のすべり破壊に対する安定計算は、原則として次式の円弧すべり法によるものとする。

$$F_s = \frac{\sum \{c l + (W - ub) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum \{W \cdot \sin \alpha\}}$$

ここに、 F_s : 安全率

u : すべり面の間隙水圧 (kPa)

W : 分割片の重量 (kN/m)

c : すべり面に沿う土の粘着力 (kPa)

l : 円弧の長さ (m)

ϕ : すべり面に沿う土の内部摩擦角 (°)

b : 分割片の幅 (m)

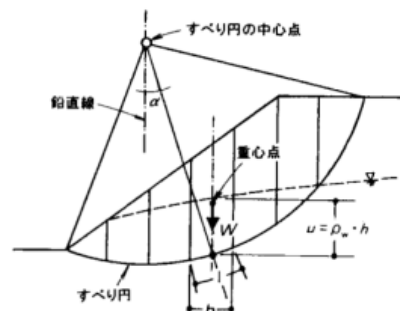


図 1-2-13 すべり破壊に対する安定計算

安全性の確認は、堤体の裏のりすべり破壊に対する安全率が当該河川の堤防に求められている所要の安全率以上であるか否かによって判断する。

なお、浸透流計算におけるドレーン工の透水係数については、フィルター部を含むドレーン工全体として 1×10^{-2} (cm/sec)、安定計算におけるドレーン部の強度については、材料試験による他、密度(ρ)については $\rho = 2.0 \text{ t/m}^3$ 、強度定数については、粘着力 $c = 1 \text{ kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 40^\circ$ を標準として設定しても良い。

ここで、フィルター材の透水係数の経年変化について、現地事例を基に整理した結果を図 1-2-14 に示す。設置から 10 年から 30 年以上経過したフィルター材でも、規格値である 1×10^{-2} (cm/sec) が確保されていることが確認できている。また、室内実験より、フィルター材と直近の土粒子部分を含めたドレーン工全体の透水係数についても、長期的な機能保持が確認できている。

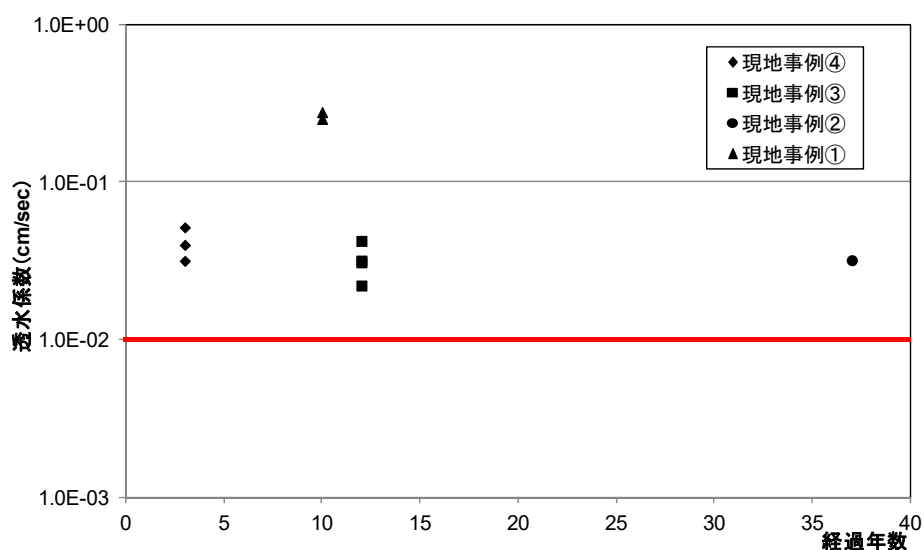


図 1-2-14 現地事例におけるフィルター材の透水係数の経年変化

しかし、現地の堤体内水位モニタリング等に基づくドレーンの長期的な機能確保については、今なお確認中であることから、ドレーン工の目詰まり等によって、排水機能が損なわれた場合を想定して、図 1-2-15 に示すように定常浸潤面を設定した断面における堤防の裏のりすべり破壊に対する安定計算を行い、裏のり安全率が 1.2 以下とならないかチェックを行う。

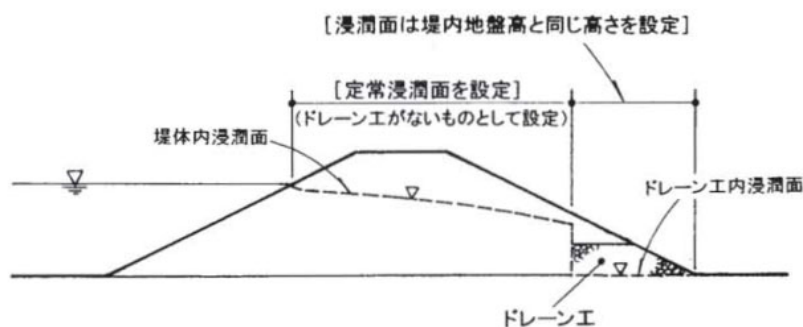


図 1-2-15 安全性確認時の堤体内浸潤面の設定

(2) 地震に対するドレーンの設計方法

地震に対する安全性が確保されるように、堤体内水位を低下させることとし、そのために必要な形状のドレーン工を設ける。飽和層厚の最も厚いところが 1m 未満、または堤防高さの 0.2 倍未満となるように、堤体内水位を低下させることを目標とし、浸透流解析を用いて、ドレーン工の形状を設定する。

なお、飽和層厚の目標は、東北地方太平洋沖地震による被災事例及びその近傍の無被災事例の分析から得られたもので、たとえ堤体が基礎地盤にめり込んでいたとしても、飽和層厚が 1m 未満あるいは飽和層厚比（＝飽和層厚／堤防高さ）が 0.2 未満では有意な天端の沈下が見られなかったためである。

また、ドレーン部の強度、透水係数については、(1) 浸透に対するドレーン工の設計方法における設定値に準拠するものとする。

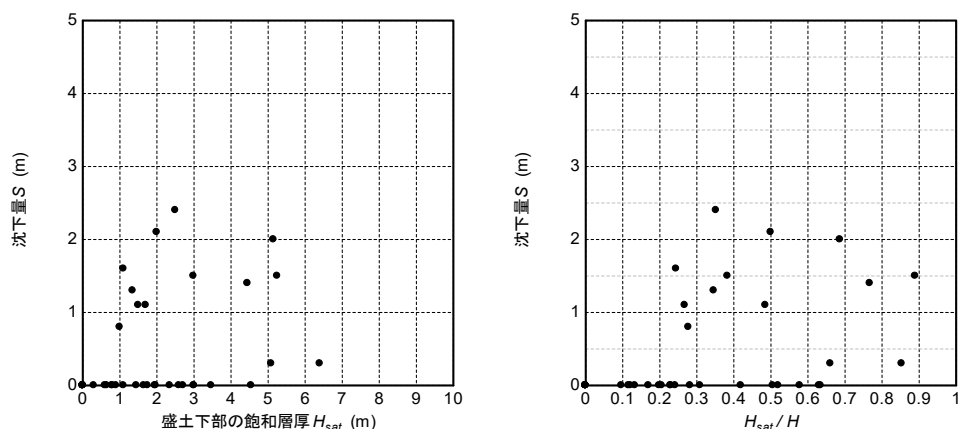


図 1-2-16 東北地方太平洋沖地震における堤体の液状化による沈下量と飽和層厚の関係

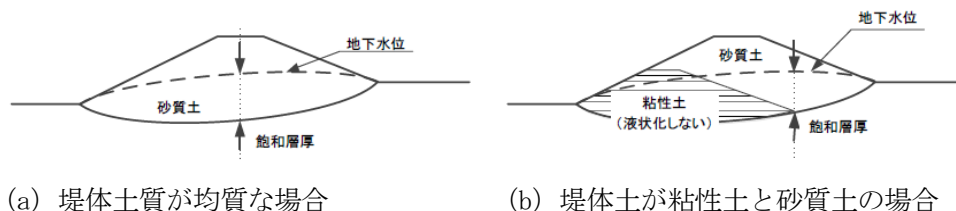


図 1-2-17 飽和層厚 (H_{sat}) の考え方

また、堤体下端が周辺の排水路敷高よりも明らかに低く排水勾配を確保することが困難な場合や、浸透流解析の結果、十分な排水が期待出来ない場合などについては、のり尻安定化工法の検討を別途行う。

2.4 ドレーン工を構成する部材等の設計上の留意事項

2.4.1 断面形状

ドレーン工の幅(奥行)は、追い込みすぎによるパイピングの発生や、小さすぎによる排水機能の不足を生じさせないように、適切に設定する。

また、ドレーン工の高さ(厚み)は、沈下や変形等による機能の低下を考慮して最低限の厚みを確保する。

解 説

(1) ドレーン工の幅(奥行)の設定

ドレーン工の幅(奥行)は堤体内の浸潤面を低下させるという意味では広いほど、すなわち堤防の表側に追い込むほど効果があるが、極端に追い込むとドレーン工と接する堤体に大きな浸透圧が作用してフィルター部に過大な負担をかけることになり、フィルターの材料や構造によっては出水のたびに堤体を構成する土粒子が流失し、パイピングを誘発する恐れがある。

また、土粒子のドレーン部への侵入は目詰りの原因となり、ドレーン工の排水能力を低下させることになる。したがって、フィルター部の破損、目詰まりによって排水能力が低下した場合でも最低限堤防の安全性が確保できるよう留意する必要がある。

一方、ドレーン工の幅(奥行)が小さ過ぎると堤体内の浸潤面を低下させることが困難になる。このようなことから、ここではドレーン工の幅(奥行)の設定の目安を以下のように考えることにする。

1) 幅(奥行)の上限

ドレーン工の幅(奥行)は、図 1-2-18 のようにドレーン工の幅を考慮した平均動水勾配 (H/D) が 0.3 以上とならないよう設定することにする。ここで平均動水勾配の最大値を 0.3 としたのは図 1-2-19 に示すように、平均動水勾配が概ね 0.3 以下であればパイピングを生ずる可能性がほとんどないことが土木研究所における模型実験で確認されているためである。

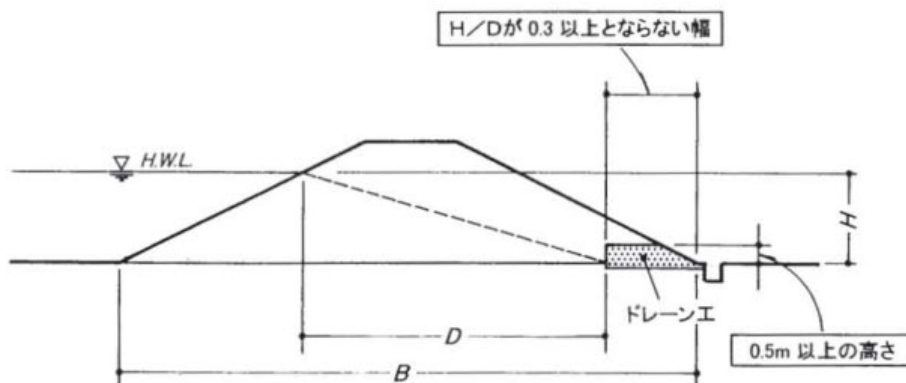


図 1-2-18 ドレーン工の断面と平均動水勾配

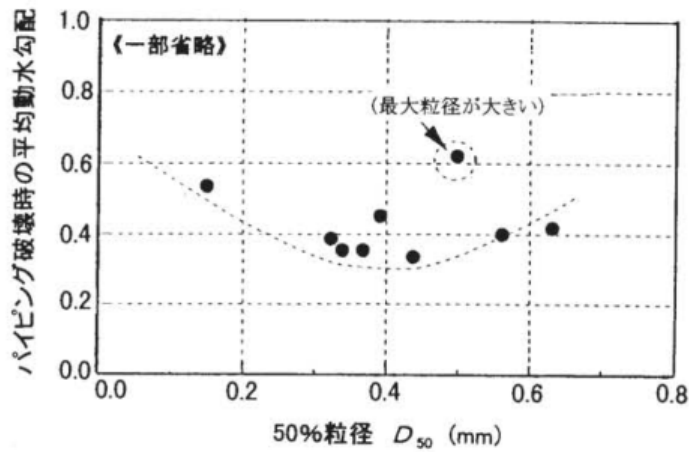


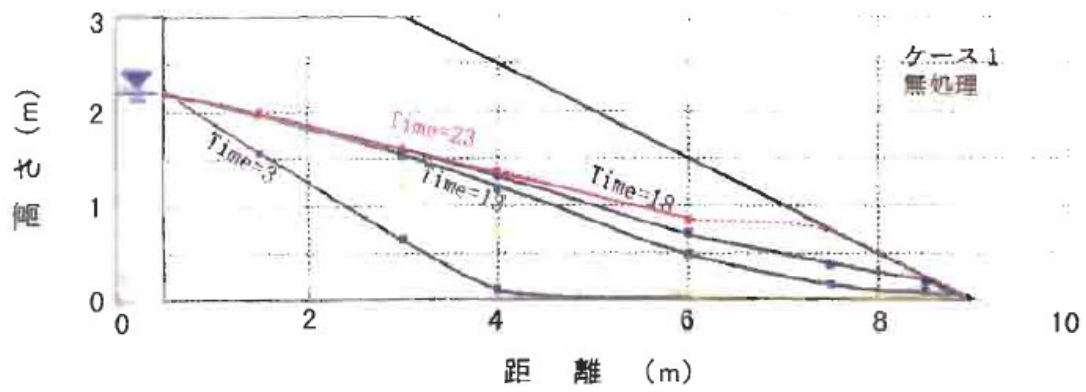
図 1-2-19 50%粒径と平均動水勾配の関係

(三木・山田他：土木技術資料第 37 巻第 12 号, 1996)

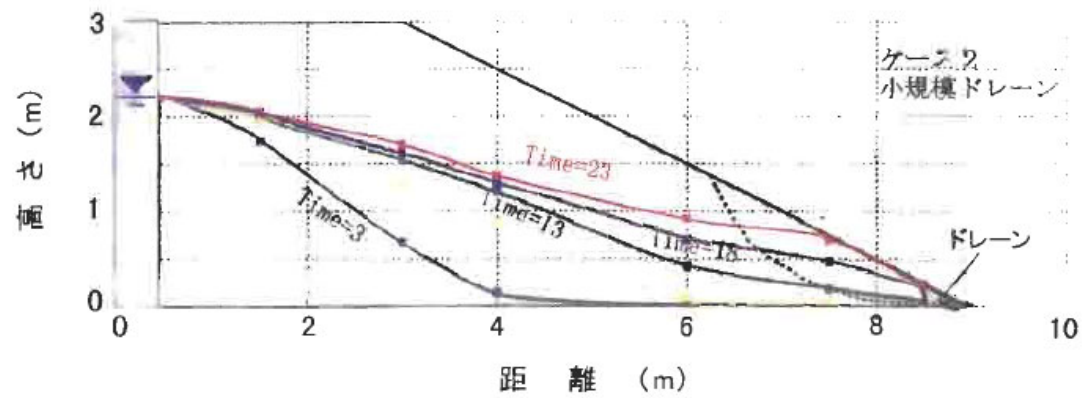
2) 幅(奥行)の下限

ドレーン工の幅(奥行)は、十分な土質調査を実施した上で適切な外力条件を設定し、非定常浸透流計算をおこなって算出された浸潤面を設定した断面において堤防の裏のりすべり破壊に対する安定計算を行い、当該河川の堤防に求められている所要の安全率以下とならないように設定する。

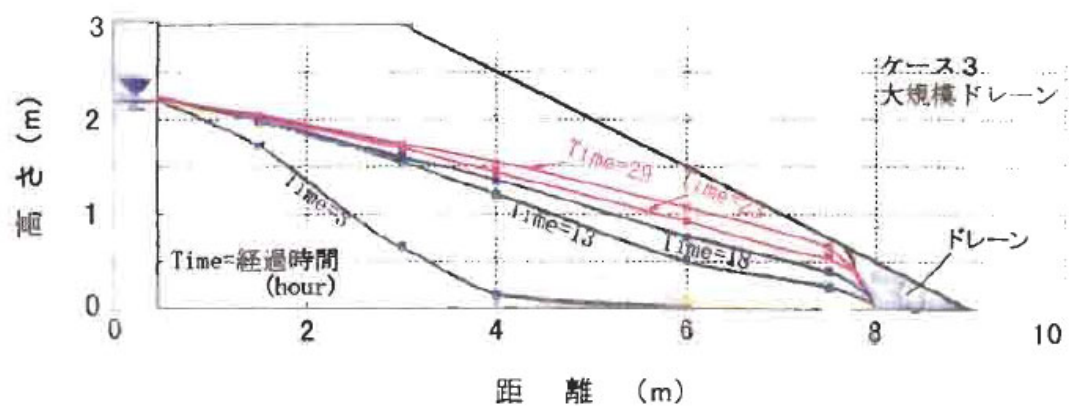
なお、図 1-2-20 は土木研究所における模型実験の結果で、極端に小規模なドレーン工では排水が追いつかないことを示している。



a) ケース1；無処理



b) ケース2；小規模ドレーン



c) ケース3；大規模ドレーン

図 1-2-20 ドレーン工の効果についての模型実験の結果
(三木・山田他：土木学会第 51 回年次学術講演会,1996)

(2) ドレーン工の高さ(厚み)の設定

ドレーン工の高さ(厚み)については、理論的には排水量とドレーン部の透水性によって決まり、一般には相当薄くても良ことになるが、余裕のある通水断面とする必要があること、および施工の確実性や設置後の沈下や変形による機能の低下を考慮し、図 1-2-18 に併示したように、堤体内で 0.5m 以上を確保するものとする。

なお、現地の事例では、ドレーン工の高さ(厚さ)は、現場の状況に応じて図 1-2-21 に示すように 0.35m~2.0m となっており、0.5m の事例が多い。

ドレーン工の敷高については、堤体内の浸透水の確実な排除のために地盤面より若干低くすることが望ましいが、堤脚水路の敷高より深くしないようにする必要がある。

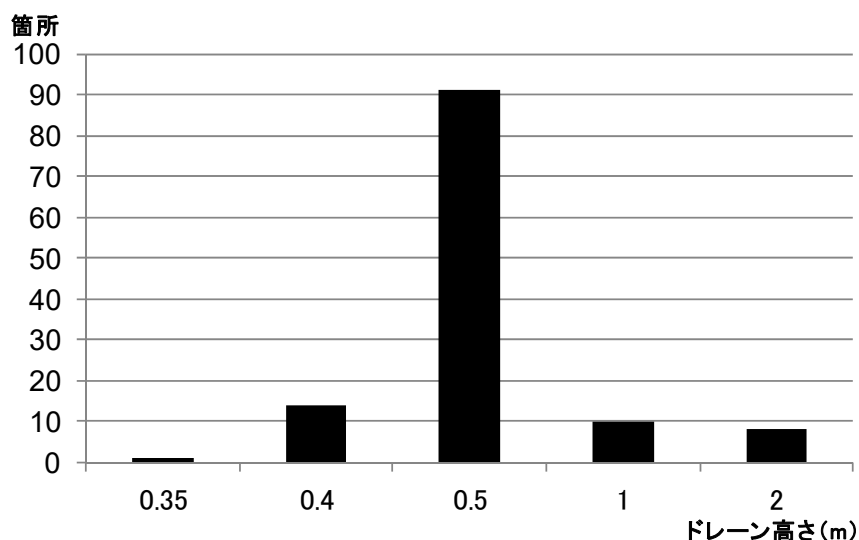


図 1-2-21 ドレーン工の高さ(厚み)の現地事例

2.4.2 ドレーン材料

ドレーン材料は、透水性が大きく、かつせん断強さの大きい材料とすることを原則とするものとする。

解 説

ドレーン材料は、堤体から、あるいは基礎地盤を通じての浸透水を少ない損失水頭で排水しうるものでなければならない。したがって、透水性の大きい材料とする必要があるが、その目安を透水係数でいえば、フィルター部を含むドレーン工全体としては堤体のそれより 2 オーダー程度大きめ(100 倍程度)、ドレーン部単独ではそれ以上の透水係数を有する土質材料ということになる。一方、堤防の安定性に関わるせん断強さについては、内部摩擦角(せん断抵抗角)が概ね 40° 以上の材料とする必要があり、また施工時や施工後に劣化、すなわち細粒化を生ずるような材料は避けなければならない。

以上のようなことを考えると、ドレーン材料としては‘細粒分含有量の少ない単粒度碎石や礫とすることが望ましいといえる。なお、かご等をドレーン部に用いる場合、かごに面する材料については、その編み目を通過しないような粒径の材料を選定することに留意する。

2.4.3 フィルター材料

フィルター材料は、品質の長期的安定性、入手の難易、経済性、施工性等を十分に検討し、ドレーン工の当初の機能を長期間にわたり維持できるものを選定するものとする。

解 説

フィルター部は、透水性すなわち粒度組成が大きく異なる堤体とドレーン部に間に設置するもので、堤体の土粒子のドレーン部への移動流失を遮断してパイピングの発生を防止するという極めて重要な機能を有しておりドレーン工の成否を左右するものといつてよい。

また、仮に土粒子の移動が長期間にわたり繰り返されたとしても、フィルター部の目詰りの発生によるドレーン工の透水機能の低下を防止する必要がある。

フィルター材料は土質材料と人工材料に大別できるが、材料の入手の容易さ、品質の安定性、および施工性を考慮すると、吸出し防止材あるいは目詰り防止材と称される人工材料(いわゆるジオテキスタイル)を使用することが多い。なお、人工のフィルター材料には、河川護岸用吸出し防止シートの開発や河川堤防のドレーン工への適用という点を考慮し、次のような条件を満たしているものが望ましい。

なお、ジオテキスタイル開孔径については、ジオテキスタイルを通過したガラスビーズの粒径加積曲線の 95%粒径を見かけの開孔径としているが、ジオテキスタイルを通過した粒状材料の 90%粒径を開孔径 (JGS0911-2009 (2008 改正)) と読みかえることができるものとする。

また、フィルター材料の厚さは透水係数との兼ね合いで決まるものであるが、施工中の損傷等を防ぐため、10mm 以上のものが望ましい。

- ① フィルター材の開孔径は、以下の範囲内であること

$$0.1\text{mm} \leq O_{95} \leq D_{85}$$

ここに、 O_{95} ; ジオテキスタイル95%開孔径 (AOS)

D_{85} ; 粒径加積曲線の通過重量85%相当粒径

- ② 長期的に目詰りを生じないこと
- ③ 透水係数は $1 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$ 以上が望ましいが、最低でも $1 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ 以上は確保すること
- ④ 材質の強度が高いこと
- $$T_p \geq 2.0 \text{kN/m} \quad (T_p \text{ ; 引張強度})$$
- ⑤ 化学的変質に対して安定であること
- ⑥ 親水処理が施されていること

2.4.4 堤脚水路

堤脚水路は、ドレーン部からの排水ならびに雨水等を流下しうよう設計するものとする。

解 説

ドレーン工に附帯する堤脚水路は、ドレーン部からの排水を速やかに流末に導水することを目的として設置するもので、堤内地盤高やドレーン工の敷高に留意して適切な設置高とする必要がある。

堤脚水路の断面は、当該河川の計画降雨量（総降雨量）を与えた場合の堤防のり面の表面流出量によってほぼ決まるが、厳密にはこれにドレーン部からの排水量を加えたものとなる。

ドレーン部からの排水量については、ドレーン工の規模を設定する際に行った、飽和－不飽和浸透流解析等の結果を用いると良い。なお、排水先の水路や河川までの距離や勾配を踏まえ、余裕のある大きさとするのが望ましい。

3. 施工上の留意点

ドレーン工の施工は浸透対策としてのドレーン工の成否を左右するものである。したがって、その目的および機能を十分に理解した上で、適切かつ入念な施工が必要である。

解 説

施工にあたり特に留意すべき事項は次のとおりである。

(1) きめ細かな施工計画の立案

ドレーン工の施工では、既設堤防の掘削、ドレーン材料やフィルター材料の敷設および埋戻し等を比較的狭い空間で丁寧に実施する必要がある。したがって、完成後のドレーン工の機能を損なうことなく、施工を効率的かつ安全に行うためには、重機や人員の配置、材料や掘削土の搬出入、施工の方法や手順、施工管理等について綿密な施工計画を立てる必要がある。

(2) 既設堤体の掘削にあたっての留意点

- ・ ドレーン工の敷設に先立つ堤体の掘削では、既設の堤体を乱さないよう留意する必要がある。また、敷設地盤面の攪乱はドレーン工の沈下の原因となるので注意を要する。掘削面は必ずしも平滑に仕上げる必要はないが、フィルター材料の敷設精度を高める程度の不陸の整正が必要である。
- ・ ドレーン工施工による堤防部分開削時の切土勾配については、既往基準等により適切に設定するものとし、これによりがたい場合は別途考慮するものとする¹⁾。

1) 堤防切土施工・管理の留意点について（通知） 国土交通省治水課企画専門官事務連絡
H22. 6. 30

(3) ドレーンの敷高設定にあたっての留意点

- ・ 基礎地盤の構造によっては、ドレーン工の設置高さを極端に低くすると被覆

土層を損傷し、その下の透水層の細粒分が吸い出されることによってパイピングを助長することが懸念されるので、ドレーン工の設置高さの設定にあたっては基礎地盤の被覆土層を保持するよう十分に留意する必要がある。

(4) フィルター材料の敷設

- ・ フィルター材料としてのジオテキスタイルは、既設の堤体および地盤との間に空隙が生じないよう、敷設面に密着して敷設する必要がある。密着を容易にするためには厚さ 30～50mm の砂質土(堤体材料よりは透水性の大きいもの)を敷設面に敷均すとよい。特に、敷設面が傾斜している部分では空隙ができやすく、このような場合にはジオテキスタイルと敷設面の間を砂質土で充填することが望ましい。ただし、充填にあたっては、締め固め時にドレーン工と堤体との間に不透水層を作らないように十分に留意する必要がある。
- ・ ジオテキスタイルとジオテキスタイルの間は 20cm 程度重ね合わせ、隙間が生じないようにする。ドレーン材料の敷設にともなって隙間が生じたような場合には、隙間を同種のジオテキスタイルで補間することを怠ってはならない。
- ・ ジオテキスタイルの敷設にあたっては、経年的な品質劣化（強度、透水係数等）につながらないように、できるかぎり丁寧に扱うことが大切であり、重機等でジオテキスタイルを損傷しないよう注意し、仮に損傷したような場合には、その部分にジオテキスタイル重ねる等の処置が必要である。また、ドレーン工の完成後にジオテキスタイルが地表に露出していると、日照等による化学的な劣化の原因となるので、この点にも留意しなければならない。仮置き時や敷設時のジオテキスタイルへの泥水等の侵入も、品質の劣化、目詰りの原因につながるので注意が必要である。

(5) ドレーン材料の敷設

- ・ ドレーン材料は、材料の品質を損なわないよう、またフィルター材料を損傷しないよう敷設する必要がある。ドレーン材料はフィルター材料の敷設後、あるいはフィルター材料の敷設と並行して敷設される。材料の撒出し、敷均し、締め固めについては通常の盛土工に準ずればよいが、過度な締め固めは細粒分を生じさせたり、フィルター材料を損傷するので注意が必要である。
- ・ ドレーン材料として粒径の大きなものを使用する場合には、フィルター材料の損傷を防止するため、周囲には粒径の相対的に小さい材料を配置するよう配慮する必要がある。
- ・ かご工を用いてドレーン部を整形する場合には、かご工の材料（鉄筋等）がフィルター材料を損傷しないよう敷設する必要がある。

(6) ドレーン工の上方の盛土

既設堤防にドレーン工を施工する場合、ドレーン工周辺の盛土材料については、不透水層とならないように盛土材を吟味すること。ドレーン工の上方を盛土し、締め固める場合には、ドレーン工に沈下や変形等の損傷を与えないよう十分に留意

する必要がある。また、ドレーン工の上方の緑化を図る必要がある場合には、土羽土の厚さは50cm以上とし、タンパー等によって締固める。

(7) ドレーン工の沈下

堤防の拡幅・嵩上げと併せてドレーン工を施工する場合、基礎地盤が軟弱な箇所では、築堤（ドレーン工含む）荷重により、堤防の沈下が生じ、ドレーン工が逆勾配または排水路以深になることでドレーンの排水不良が生じることがあるので注意が必要である。このような場合には、沈下を見込んで堤防横断方向に勾配を設ける等の対応をしておくことが望ましい。

4. モニタリング

4.1 効果確認のための計測機器によるモニタリング

ドレーン工の効果確認を行う場合のモニタリングの方法としては、多量の降雨時や出水時にドレーン内あるいは堤体内の水位を観測する方法が確実である。観測施設(水位観測孔)については施工時に設置するのが容易で経済的である。特に、ドレーン工内部の水位を観測する施設については、施工後の設置は極めて困難なので、施工時に設置する必要がある。

4.2 巡視及び点検

出水時や多量の降雨時には、ドレーン工の施工区間において①ドレーン工からの排水の状況(排水位置、排水量や排水の濁り)、②のり面を流下する表流水のドレーン工周辺での状況(集中傾向や吸い込み)、および③ドレーン工の上方ののり面からの浸出水の有無等を観察し、ドレーン工の効果や機能が確保されているかを確認する必要がある。また、出水後には、堤体を起源とする土砂が堤脚水路等に堆積していないか、あるいは変状が発生していないか等を点検し、ドレーン工に機能の低下等が生じているかを確認するとともに、平常時にも重点的に巡視を行い、機能の低下の徴候を速やかに把握することが重要である。

(考え方)

前項までは、堤防の護岸、水制その他これらに類する施設と一体として、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用による侵食や浸透等に対して安全である機能を発揮するために、安全性能の照査を行い、その結果が安全性能を満たさない場合に安全性能を満足させるための対応を示したものである。

しかしながら、現況施設能力を上回る洪水の生起により計画高水位を超えるような事象が頻発しており、今後の気候変動の影響によっては、このような事象は更に増えることも考えられる。

これらの事象が発生した場合に対し、堤防が決壊するまでの時間を少しでも引き延ばすことにより避難までの時間の確保や氾濫被害の軽減に寄与するなど効果を期待して、「構造上の工夫」を堤防に施す場合がある。「構造上の工夫」は、越流水の作用に対する堤防の力学的な破壊メカニズムの解析及び明確な安全基準の設定が可能な状況にないことから、現時点で堤防の設計に含むものではないが、いわゆる減災を目的に施策上実施しているものである。堤防越流に対しては、不同沈下等により堤防に不陸が生じるような場合等において、越流水が集中する可能性があることにも留意する必要がある。

現況施設能力を上回る洪水に対する「構造上の工夫」については、今後効果の定量化に向けた検討等に取り組むとともに、その実施により現状での堤防の安全性を低下させないことを前提に、構造物の耐久性、維持管理の容易性及び経済性等の観点から技術開発を進めていく必要がある。

『例 示』

現況施設能力を上回る洪水への対応として、以下のような堤防の構造上の工夫を実施している事例がある。

- ・天端の舗装及び裏のり尻をブロック張等により補強する構造上の工夫を実施している場合がある。
- ・表のり尻から天端にかけて遮水シート及び護岸を施工している場合がある。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局長通達：「水防災意識社会 再構築ビジョン」に基づく取組について、平成 28 年 1 月 18 日，国水河計第 77 号。
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局治水課技術調整官、企画専門官事務連絡：危機管理型ハード対策（堤防決壊までの時間を少しでも引き延ばす堤防構造の工夫）の施工について，平成 28 年 6 月 16 日。
- 3) 服部敦、森啓年、笹岡信吾：越水による決壊までの時間を少しでも引き延ばす河川堤防天端・のり尻の構造上の工夫に関する検討，国土技術政策総合研究所資料，第 911 号，2016。

2-1-1 堤脚保護工

- (1) 堤脚保護工は、原則として鍬止擁壁又は水路等により境界工と兼ねること。

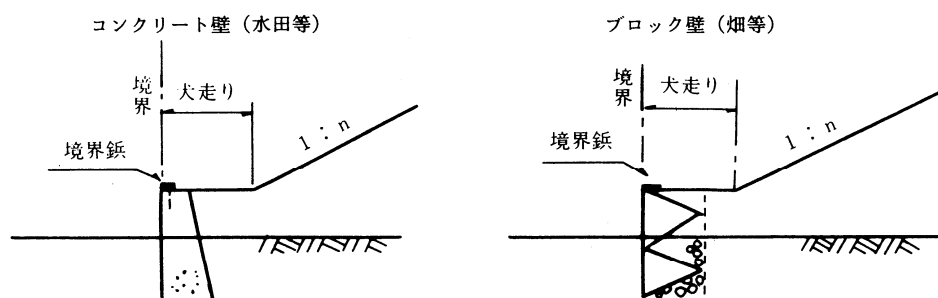


図 1-2-22(1) 境界工

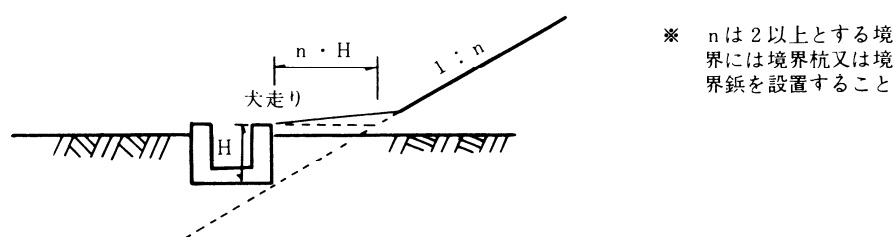


図 1-2-22(2) 水路

注) 構造については中国地整制定の小構造物標準設計図集を参考にする。

2-1-2 その他付属構造物

2-1-2-1 坂路

- (1) 堤防の川表坂路は原則として下流側に向っておりよう設け構造についてはコンクリート舗装する。
- (2) 堤防土羽部には土羽保護を目的とした駒止土を設ける。
- (3) 法面は堤防法面勾配と同一に設計するものとする。
- (4) 幅員は利用目的により決定するが原則として現道幅員以下とする。
- (5) 坂路の勾配は、10%程度とする。ただし、公園の坂路等（事業活動、生活等のため企業や個人が設置する坂路を除く。）は、地形の状況や地域の意向を踏まえつつ、可能な限り、緩傾斜化、転倒防止のための緑石の設置、車いすが通行可能な車止めの設置等がなされるよう配慮するものとする。なお、堤防天端取付部分 $2W$ 以上はレベルとする。

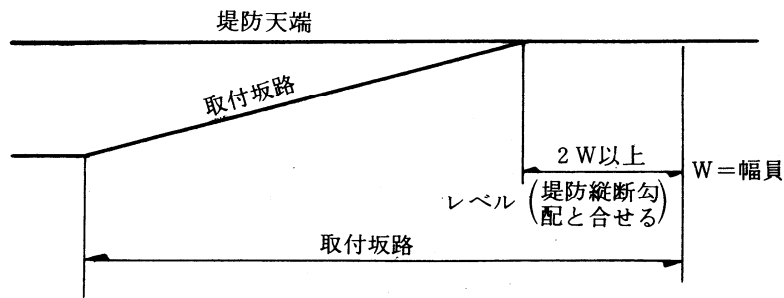


図 1-2-23 坂路の勾配

- (6) 平面形 図 1-2-24 によることを標準とする。

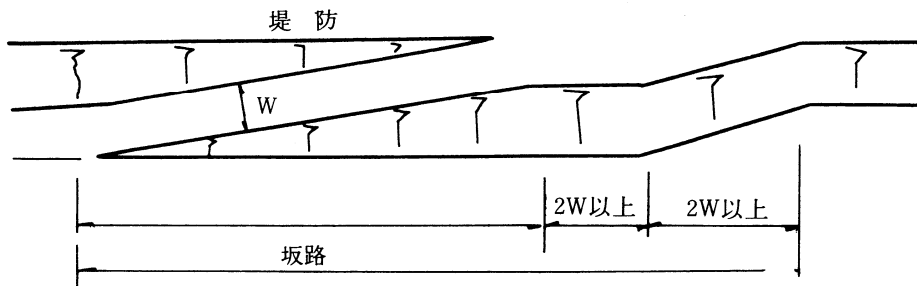


図 1-2-24 坂路の平面形（堤防に平行）

- (7) 道路の適用を受ける道路の場合は道路構造令によるものとする。
(8) 構造については中国地整制定の小構造物標準設計図集を参考にする。

2-1 2-2 水路

- (1) 用水路は、在来機能補償が原則であり、在来断面より大きくしたり、過大な改良を行うことのない様にする。
- (2) 排水路は、これに接続する樋門、水路等に比して、不合理に大きな断面としないこと。
- (3) 水路における目地は 10m (標準) に 1 個所の割合で設けることとし、側壁、底板とも同一個所に設けること。

又、漏水のない構造とするとともに重要な水路にあつては止水板等を用いること。

- (4) 堤内における堤防沿いに設置する水路、パイプ、その他の工作物の構造基準については、下記のとおりとする。

堤脚から 50 パーセントの勾配 (2 割勾配) の線より堤内側及び堤脚から 20 メートル (深さ 10 メートル以内の工作物の場合については 10 メートル) を超える範囲 (下図の車線害の堤内地側の部分) における工作物の設置 (堤防の基礎地盤が安定している箇所に限る。) については、特に支障を生じないものであること。

(平成 6 年 5 月 31 日 建設省河治発第 40 号 河川局治水課長通達)

河川事業

関係例規集

「堤内地の堤脚付近に設置する工作物の位置等について (H6.5.31 建河治発 40 号)」

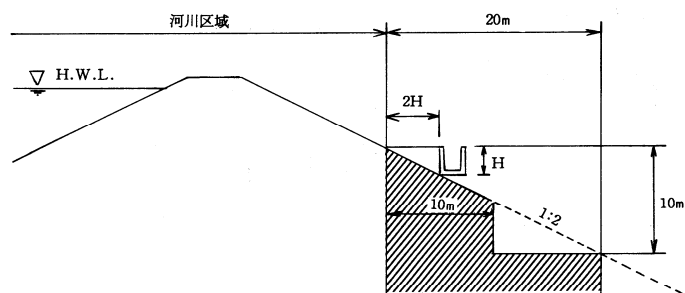


図 1 - 2 - 25 河道の一定区間に堤防がある場合

2 - 1 2 - 3 階 段

- (1) 階段は必要に応じ川表、川裏、に設置するものとする。
- (2) 段階の構造は標準図のとおりとするが、幅員は 1.5m（地覆の内々）を標準とする。
- (3) 環境整備地区や河川敷利用者の多い所では構造等を別途考慮する。

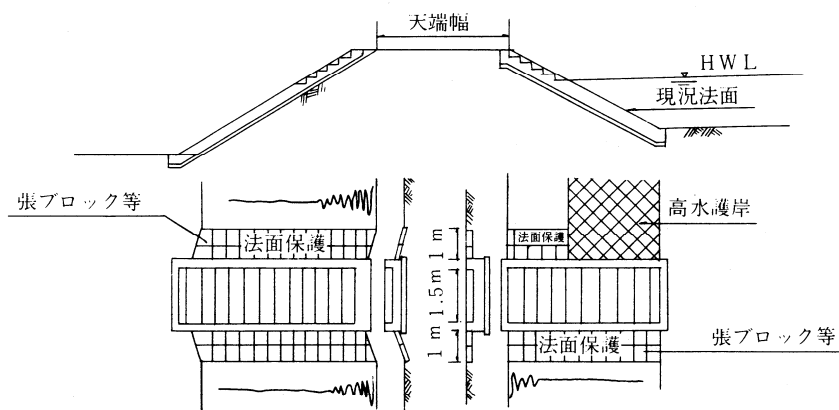


図 1 - 2 - 26 階段標準図

(4) 設置位置

川表に設ける場合は、計画堤防の法面又は現状堤防の法面に沿って設けるものとし、川裏に設ける場合は、計法定規断面外の法面に設けることを原則とする。但し現地の状況等によりやむを得ない場合にはこの限りではない。

(5) 土羽堤防の保護

設置場所が土羽堤防の場合で川表にあっては、乱流等により法面洗掘が起らないように施設の両端から 1 m 以上の範囲において、法面保護を行うことを原則とする。

また、川裏にあっては、自転車運搬等で施設の両端部の法面が損壊をまねくおそれがあり、川表と同様な範囲で保護工を施すものとする。

注) 構造については中国地整制定の小構造物標準設計図集を参考にする。

第3節 掘削

3-1 掘削工事

- (1) 掘削形状の設定にあたっては多自然川づくりを基本とし、セグメントなど流程を考慮し、再堆積や深掘れ等が起こりにくいように配慮すること。
- (2) 計画掘削断面が確定しており、低水護岸と掘削とが同時に施工される場合、又は後日早々に護岸を実施する事が確実な場合には、断面とおりに掘削する。
- (3) 水裏で当分護岸の予定のない場合、又は護岸の施工が2年以上遅れる場合は、掘削肩線に2～10mの余裕を残して掘削し、切取法勾配は1：3程度より緩とし、洗掘に対処しておくこと。(下図参照)

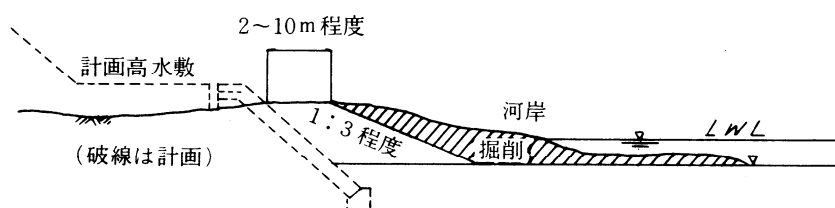


図1-3-1 掘削(1)

- (4) 掘削高は一定の基準で掘削すること。(或いはELを明示すること)掘削とは、原則として計画流量を安全に流下させるに必要な河積を確保するために地盤を掘る作業等をいう。従って河床整正、護岸施工のための土砂切取等は掘削とはしない。
- (5) 高水敷のない場合、或は単断面で護岸を行わない場合には本堤脚から10m以上控えて掘削すること。(下図参照)

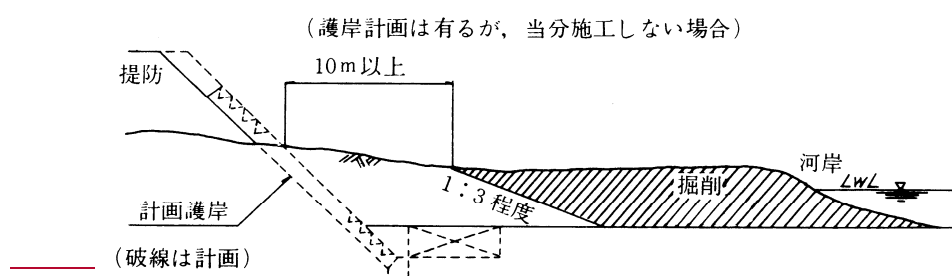


図1-3-2 掘削(2)

3-2 旧堤掘削

旧堤は、新堤工事竣工後3年間は原則として撤去しないこと。但し、護岸等の法覆工を整備した場合には、期間短縮を可能とする。

第4節 護 岸

4－1 護岸設計の基本

護岸は、水制等の構造物や高水敷と一体となって、計画高水位以下の水位の流水の通常的作用に対して堤防を保護する。あるいは堀込河道にあっては堤内地を安全に防護できる構造とするものとする。また水際部に設置する護岸は、水際部が生物の多様な生息環境であることから、十分に自然環境を考慮した構造とすることを基本として、施工性、経済性等を考慮して設計するものとする。

護岸の設計に関して本マニュアルでは「改訂新版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔1〕」を基に記載するが、護岸の設計に求められる内容のうち、力学的な安定性を確保するための照査手法については「護岸の力学設計法（（財）国土開発技術センター編 平成19年11月）」によるものとする。

（解 説）

1) 基本方針

護岸は、堤防および低水河岸を、洪水時の侵食作用に対して保護することを主たる目的として設置されるものである。護岸には高水護岸と低水護岸、およびそれらが一体となった堤防護岸があり図1－4－1、図1－4－2に示すように構成されている。

護岸の設計には設置箇所の自然条件、外力条件、過去の被災履歴等の様々な要因が関係する。護岸はそれらの要因を考慮して、類似河川や近隣区間での実績を参考にしながら、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の通常の流れの作用に対して、水制等の構造物や高水敷と一体となって堤防を保護する。あるいは堀込河道にあっては堤内地を安全に防護する構造とするように設計される。例えば高水敷の広い区間の低水護岸と堤防護岸とでは護岸の安全性に関する考え方は異なるものとなる。

護岸の設計条件として、流体力、土圧当の外力、洪水時の河床変動による周辺地形変化、流砂や礫の衝突による磨耗・破損、流水や降雨の浸透、自然環境、河川利用、施工性、経済性等を考慮する必要がある（下表）。

これら全ての要因について理論上の解釈を与えて設計することは現状では難しく、伝統工法等に關しての過去の経験や類似河川の実績、あるいは新しい工種に關しての試験施工・模型実験、調査研究の成果等を利用して設計するものとする。特に、河川環境の保全やコスト縮減等の観点から、より合理的な護岸の構造とすることが望まれる場合があるので、試験施工・模型実験、調査研究の成果等を積極的に活用して設計検討を実施する必要がある。護岸の力学的な安定性については種々の調査研究成果があるので、それらを利用して安全性の照査を行うことが望ましい。

河川砂防
技術基準
設計編

1. 4. 1

【R6.6 改定】

安全性の設計	・流水の作用による外力、土圧等の外力、洪水時の河床変動 ・流砂や礫の衝突等による磨耗・破損・劣化 ・流水や降雨の浸透による吸い出し等
機能の設計	・侵食防止・軽減 ・河川環境の保全・整備
合理性の設計	・経済性、施工性

護岸は河川環境にとって特に重要である水際に設置されることが多く、設置箇所の生態系や景観を保全するような構造が求められる。したがって、各河川における多自然型川づくりの目標が十分に達せられるよう、護岸の構造は自然環境や景観に適したものとする必要がある。ただし、生態系や景観の保全に配慮した護岸には多くの種類があり、また使用される素材も石、木材、植生など様々である。このような新しい機能を含む護岸を設計する場合には、その耐久性について十分吟味し、堤防や河岸の侵食防止機能を有することと、流水に対し安全な構造とするよう十分な検討が必要である。その際、むやみに耐久性や安全性に過大な余裕を持たせるのではなく、河道の長期的な変化になじんだ構造であること、高水敷や水制などと一体として堤防を保護することが護岸の目的であることを勘案して設計する。

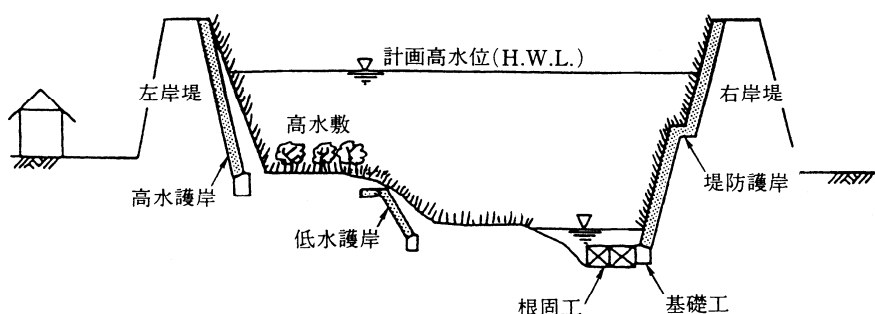


図 1-4-1 高水護岸と低水護岸

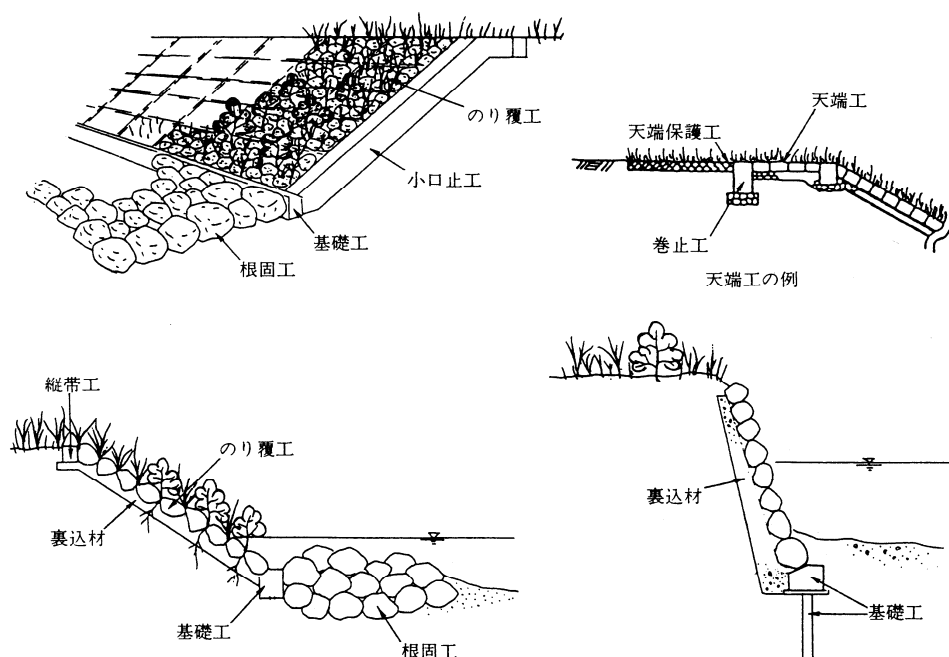


図 1-4-2 護岸の構成

2) 護岸の被災形態の把握

護岸の設計を行う場合は、既往の被災事例を調査し、被災部位別の主な被災原因や護岸構造ごとの被災形態の特徴について十分に把握する必要がある。

(1) 河床洗掘による被災

護岸の被災事例で最も顕著なものは、基礎工前面の河床洗掘を契機として、基礎工およびのり覆工が被災を受ける事例である。

護岸基礎工前面の河床洗掘が基礎工天端高以下の深さまで達すると、基礎工が河床より浮き上がり、その結果、支えを失ったのり覆工は破壊してしまう。このとき、流水によって裏込め材が吸い出されると、のり覆工は著しく破壊され、さらに上下流側にも破壊現象が伝播して広範囲にわたる被災となる。基礎工前面に根固工が設置されている場合でも根固工の重量や敷設幅が不足している場合は、根固工の流失を契機として基礎工の流出が発生し、洗掘による被災が発生することがある。

(2) すり付け部からの被災

護岸と、その上下流の護岸未施工区間とのすり付け部に設置されるすり付け護岸の被災事例が多い。すり付け護岸は、本護岸の小口部を保護するために設置される。すり付け護岸は、一般に、未施工区間との法線形や粗度のなじみを良くするため、屈とう性があり、かつ表面形状に凹凸のある、連節ブロックや籠工が用いられることが多い。それらのすり付け護岸は安全性上の十分な重量を有していないことや、上下流端の小口が保護されないことが多いことから、上流端からめくれてしまうことがある。また、連節ブロックは、鉄線などで連結されているため、めくれは下流側にも伝播することになる。籠工の場合は、籠の強度が不十分であったり、中詰め石の径が小さかったりすると、籠が変形したり、あるいは籠全体が流失してしまうことがある。

(3) のり覆工の被災

のり覆工のみが被災を受ける事例もある。のり覆工には、主に表面の凹凸部に流水からの抗力や揚力が作用し、自重によってこれらの流体力に抵抗する。しかし、流体力が卓越すると被災にいたることがある。例えば、小口部分が保護され、めくれは発生しないのり覆工であっても、ブロックの自重による摩擦抵抗よりも、抗力・揚力等の作用が卓越すると、ブロックは、作用外力の方向に滑動をはじめ、のり覆工は被災にいたる。

また、捨石のように、球に近い素材を用いた構造ののり覆工では、素材の径や比重が不足すると、流水からの掃流力によって、のり覆工が掃流されてしまうことがある。

のり覆工には、ブロックや石などの使用素材による形状の違いのほかに、胴込めコンクリートによって一体化を図った「練り」タイプのものと、一体化を図らない「空」タイプのものとがある。この違いは、流水の作用力に耐える強さの差となって現れる。

(4) 天端工および天端保護工の流失

低水護岸の天端部分の被災事例も多い。洪水時の流量、河道の断面形状あるいは平面形状によっては、洪水が高水敷から低水路部分に落ち込んだり、逆に低水路部分から高水敷に乗り上げたりする現象が発生する。

このような現象が発生すると、天端部分では大きな流速を生じるので、

天端工および天端保護工にブロックを用いる場合には重量や敷設幅の不足する場合には、めくれや滑動を生じる。天端工および天端保護工の流失は、護岸のり覆工の背面の裏込め材の流失を招き、最悪の場合はのり覆工の破壊にいたる。

(5) 背面土砂の吸出し

護岸の裏面の堤体土が吸出しを受けて、護岸全体が破壊にいたる場合もある。この原因は、吸出し防止材の機能不足にあることが多い。吸出し防止材の開孔径、透水係数等の材質が堤体土に対して適切でなかったり、吸出し防止材を敷設する際の重ね合わせ部等に隙間が生じた場合などには、吸出し現象が発生することがある。吸出し現象はいったん発生すると周辺部にも伝播する危険がある。これによって、のり覆工の裏面に凹凸が生じるため、のり覆工の安定条件そのものも崩れてしまう。このため、護岸の被災が広範囲に及ぶ危険がある。

4-2 構造細目

4-2-1 のり覆工

護岸ののり覆工は、河道特性、河川環境等を考慮して、流水・流木の作用、土圧等に対して安全な構造となるように設計するものとする。

(解 説)

のり覆工は堤防および河岸を保護する構造物であり、護岸の構造の主たる部分を占めるので、流水・流木の作用、土圧等に対して安全な構造となるように設計するとともに、その形状・構造は多くの場合に河川環境の保全・整備と密接に関連することから、設計に際しては生態系や景観について十分に考慮する必要がある。

護岸の工種は多種多様であり、種々の文献にまとめられている。のり覆工の工種の例を図1-4-3に示す。のり覆工は河道特性や作用する流速、あるいは高水敷の幅等を考慮して、河川環境に適した工種を選定し、設計する必要がある。

のり覆工の高さは、堤防護岸（高水護岸）では原則として堤防天端までとする。ただし、植生被覆等の効果等も勘案して過大な範囲とならないように留意する。また、のり長が10mを越えるような場合には、必要に応じて1m以上の幅の小段を設けるものとする。低水護岸については、流水の作用状況や植生等による自然河岸の耐侵食性等を勘案して、必要とされる範囲に設置するものとする。

力学的な設計では護岸構造と外力条件によってきまる破壊時の物理現象を反映させることが重要である。のり覆工の安定性は、工種や設置状態等により異なるものであり、過去の経験・類似河川の実績を基にして、試験施工・模型実験、調査研究の成果等を利用して力学的安定や耐久性について必要に応じて照査し、適切に設計する。また、新しい素材を利用した工種等では、特に土砂の移動の激しい箇所での磨耗等の耐久性についても検討しておく必要がある。

小段の上に護岸を設ける場合には、小段位置において、コンクリートブロック張り等の場合は基礎工を、また蛇籠張り等の場合には止杭を設けるものとする。石積みまたはコンクリートブロック積みの練積みのり覆工においては、組

石材を胴込めコンクリートで一体構造とする。

一方、河岸は粘性土や砂礫質土等の種々の土質材料とそこに育成する植生により構成される。河岸そのものもある程度の耐侵食性を有し、外力の条件によっては自然河岸のままで、あるいは多少の補強により洪水時の安全を確保できる場合もある。特に、植生は地上部の葉や茎による流体力の低減、河岸表面の被覆による河岸の流水作用からの保護、根による河岸表面の直接保護（強化）などにより、相当程度の河岸防護効果が期待される。また、河岸近傍の樹木についても流速の低減などにより河岸防護機能が期待できる場合がある。これらの効果については調査研究が進められており、確実な効果は発現や長期的な効果の維持、土壌や植生、補助工が複合した状態、等について、留意しながら設計する必要がある。

植生を活用した河岸防護は今後の河川改修にとっては重要な手法となるものである、種々の調査成果を活用して積極的に採用することが望まれる。

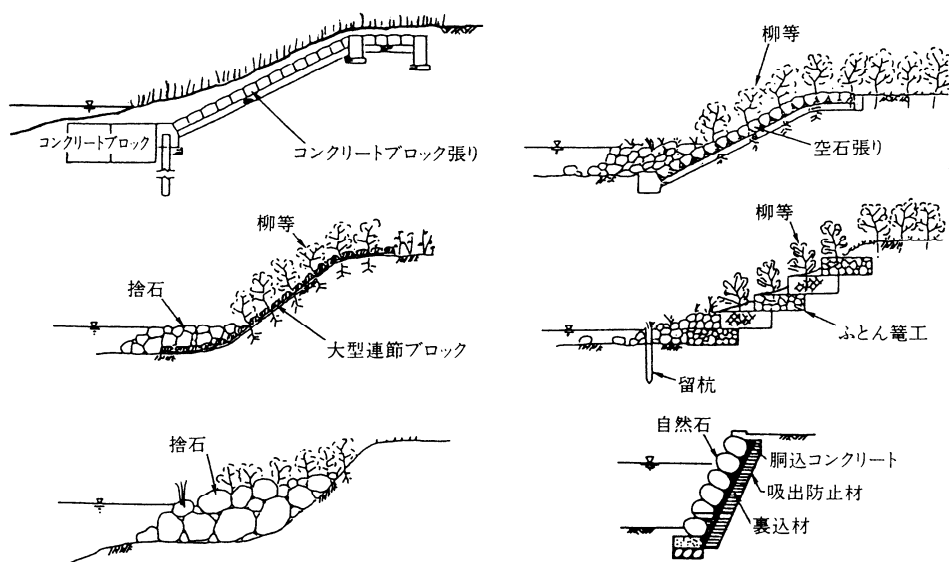


図 1-4-3 のり覆工の工種の例

なお、護岸には残留水圧が作用しないよう、必要に応じて裏込め材を設置する必要がある。ただし、裏込め土砂が砂礫質で透水性が高い場合には必ずしも裏込め材を設置する必要はない。護岸には一般に水抜きは設けないが、堀込河道等で残留水圧が大きくなる場合には、必要に応じて水抜きを設けるものとする。水抜きは、堤体材料等の微粒子が吸い込まれないよう考慮するものとする。

吸い出し防止材は、護岸背後の残留水が抜ける際、あるいは高流速の流水がのり覆工に作用する際に、のり覆工の空隙等から背面土砂が吸い出されるのを防ぐために設置する。また、吸出し防止材は練積み護岸において裏込め材への細粒分の流入を防止したり、施工性を考慮して設置される場合もある。

のり覆工には必要に応じて次の付属工を設けるものとする（図 1-4-3 参照）。

- (1) 小口止工 : のり覆工の上下流端に施工して、護岸を保護する。
- (2) 横帯工 : のり覆工の延長方向の一定区間毎に設け、護岸の変位・破

損が他に波及しないように絶縁する。

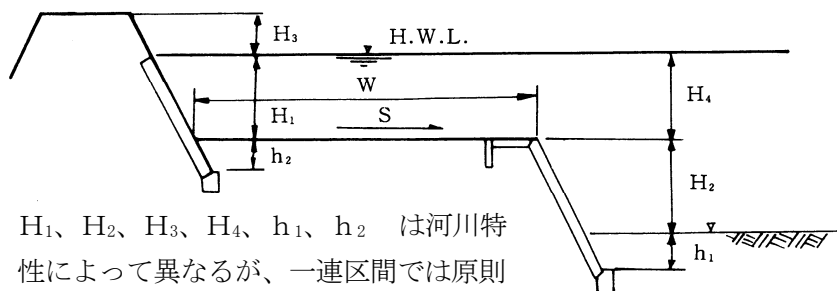
- (3) 縦帯工 : 護岸ののり肩部の施工を容易にし、また護岸ののり肩部の破損を防ぐ。

4-2-2 護岸の法線

- (1) 護岸の法線は、改修計画で定められているものであるが、実際に施工する際には、一連区間の現地踏査測量等を行い十分に検討するものとする。
- (2) 低水護岸の法線は、低水位のみの検討ではなく、高水時には流水が直進する傾向があるので、高水時の流向も考慮に入れるものとする。
- (3) 湾曲部は、曲線半径を小さくすると局部洗掘を起すおそれがあるので、できるだけ半径を大きくとするものとする。
- (4) 他の構造物付近での護岸法線は、偏流を起こさぬよう、取付をできるだけなめらかにするものとする。

4-2-3 護岸の高さ

- (1) 高水護岸の高さは、原則として計画高水位に一致させるものとする。
- (2) 低水護岸の高さは、原則として計画高水敷高に一致させるものとする。
ただし、現高水敷高が計画高水敷高に満たない場合、又は計画高水敷高が定められていない場合は、一連区間について検討し、決定するものとする。
- (3) 計画高水位と低水護岸等の関連



H_1 、 H_2 、 H_3 、 H_4 、 h_1 、 h_2 は河川特性によって異なるが、一連区間では原則として一定とする。したがって高水敷巾 (W) が変化するときには H_1 、 H_4 が一定であるから勾配 (S) が変化することになる。

図 1-4-4

4-2-4 小段工

- (1) 小段工の一般

- 1) 前小段がおおむね 10m 以下の場合は、小段をコンクリート張とし、高水護岸の根入れを浅くするのが通例である。
- 2) 小段のコンクリート張工の伸縮目地の設置位置は高水護岸の伸縮目地の設置位置と完全に一致させて設ける。
護岸の目地間隔は 10m~20m を標準として設けるので、小段の平張コンクリートには更にこの中間にもう 1~2ヶ所に伸縮目地を設ける。
- 3) 小段の平張コンクリートに、縦枠を設けることは、水理工学上は望ましいことであるが、河川の自由使用の観点よりみて好ましくないので特殊の場合（著しい水衝箇所又は付近住民があまり使用しない場所等）以外は設置しないものとする。但し車の乗入れによりかえって付近住民の自由使用を妨げるおそれがある場合には、車の乗入れを禁止する所のみ設置する。

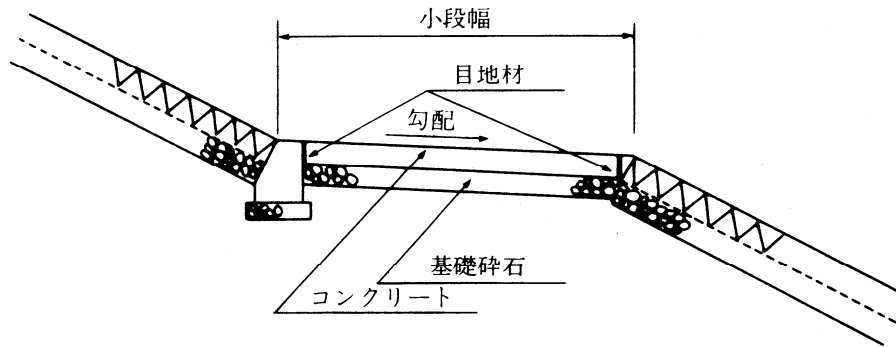


図 1-4-5 小段平張工の例

(2) 小段平張工の構造

注) 構造については中国地整制定の小構造物標準設計図集を参考にする。

4-2-5 端止工 (小口止工)

(1) 端止工の一般

各施工単位の上下流には、幅 30 cm、高さ 1.0m の端止工を設けるのを標準とする。

ただし、地形等の理由で不適当な場合は、別途考慮するものとする。

(2) 端止工の構造

注) 構造については中国地整制定の小構造物標準設計図集を参考にする。

4-2-6 目地工

(1) 目地の構造

法覆工の破損は、目地施工不良、間隔の不適正等による割合が多いため設計、施工には入念な注意を要する。

膨張目地材はコンクリートの全厚 (ブロック積では裏込コンクリート背面まで) に亘って丁寧に挿入し、コンクリートの膨張に対して充分効果があるよう注意深く施工しなければならない。又、基礎工、法覆工、法肩工の各目地施工位置は相互に関連する位置とする。

(2) 目地間隔

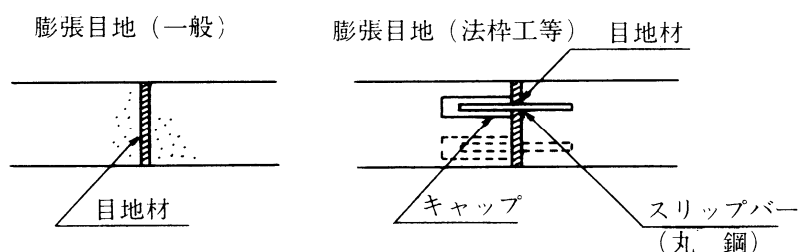
法覆工 (コンクリートブロック張、コンクリート法枠工) 10m~20m程度

コンクリート平張 (小段平張等)

5 m~10m程度

収縮目地

必要に応じて設置する。



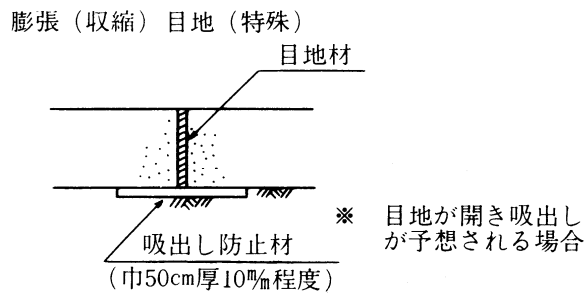


図 1-4-6

(3) 水抜き孔

護岸には一般に水抜きは設けないが、掘込河道等で残留水圧が大きくなる場合には、必要に応じて水抜きを設けるものとする。水抜きは、堤体材料等の吸い出し及び河川水が容易に入らないよう考慮するものとする。

4-2-7 橋梁取付護岸

(1) 橋梁の計画に当っては、河川管理施設等構造令(昭和 51 年政令第 199 号)及び同規則(省令 13 号)を参照のこと。

(2) 取付護岸(令第 65 条、省令第 31 条参照)

河道内に橋脚を設ける場合又は、河岸、堤防に橋台を設ける場合は下図による範囲以上に護岸を設けること。

河川管理施設
等構造令
第 65 条

(斜橋で河岸と堤防が同位置の場合)

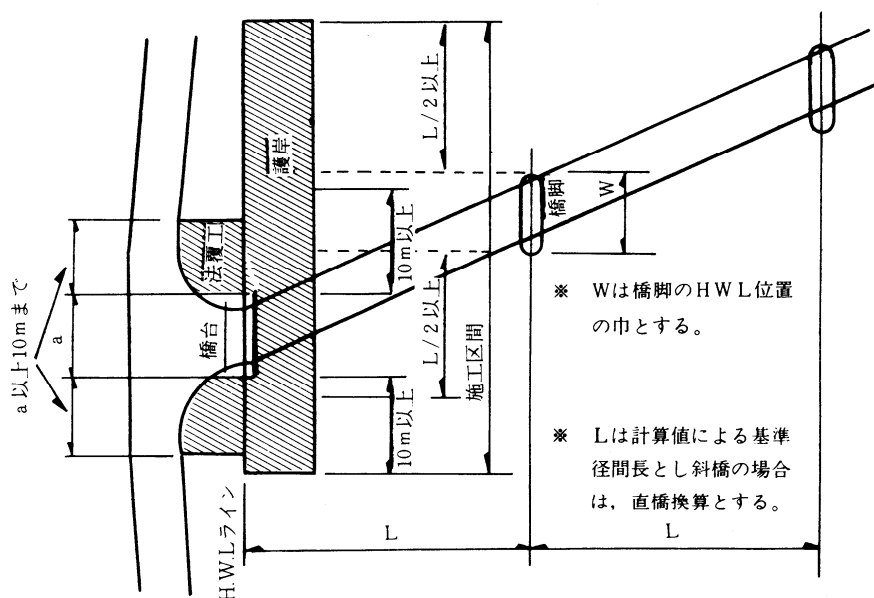


図 1-4-7 取付護岸の範囲(1)

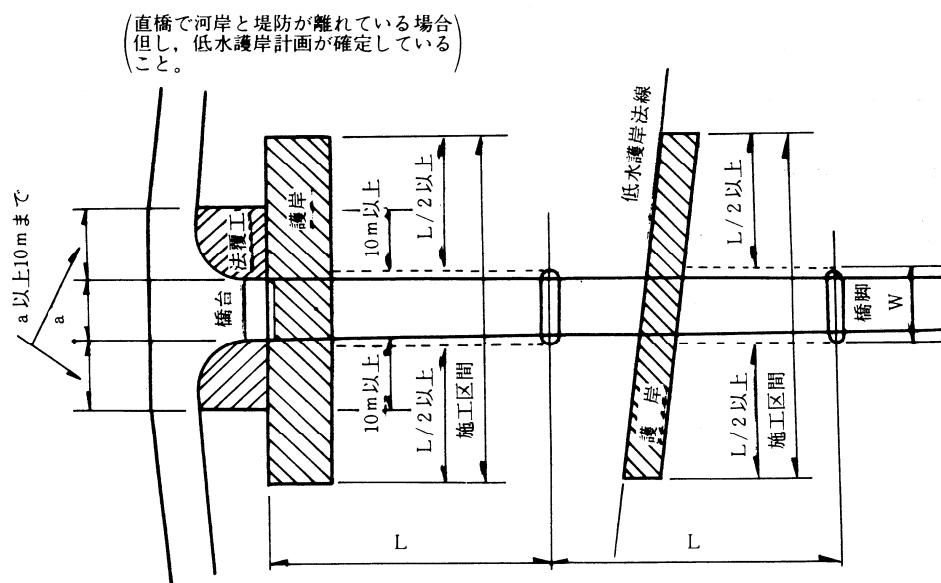
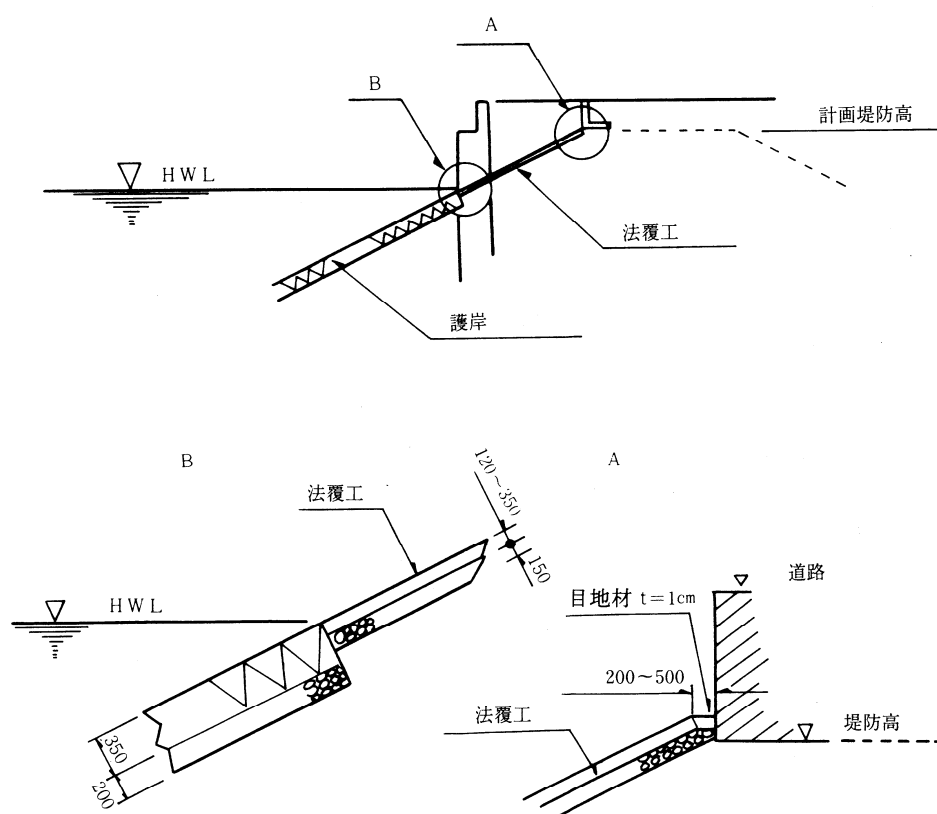


図 1-4-8 取付護岸の範囲(2)

(3) 令第 65 条による護岸の構造は下記を標準とする。



※護岸控え長等の設計は、4-1 及び 4-3 により決定すること。

図 1-4-9 法覆工の構造例

護岸の基礎工（のり留工）は、洪水による洗掘等を考慮して、のり覆工を支持できる構造とする

（解 説）

1. 天端高（根入れ）

護岸の被災事例で最も顕著なものは、洪水時の河床洗掘を契機として基礎工が浮き上がってしまい、基礎工およびのり覆工が被災を受ける事例である。基礎工が被災を受けると、裏込め材の吸い出しなどが生じ、広範囲にわたる被災を引き起こすことがある、このため、基礎工の設計では、基礎工天端高の決定が最も重要である。

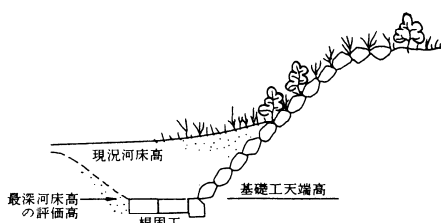
基礎工天端高は、洪水時に洗掘が生じても護岸基礎の浮き上がりが生じないよう、過去の実績や調査研究成果等を利用して最深河床高を評価することにより設定するものとする。なお、根入れが深くなる場合には、根固工を設置することで基礎工天端高を高くする方法もある。基礎工天端高の基本的な考えとしては次の4つがある（図1-4-10参照）

- (1) 最深河床高の評価高を基礎工天端高とし、必要に応じて前面に最小限の根固工を設置する方法。
- (2) 最深河床高の評価高よりも上を基礎工天端高とし、洗掘に対しては前面の根固工で対処する方法。
- (3) 最深河床高の評価高よりも上を基礎工天端高とし、洗掘に対して基礎矢板の根入れ深と前面に根固工で対処する方法。
- (4) 感潮区間など水深が大きく基礎の根入れが困難な場合に、基礎を自立可能な矢板で支える方法。

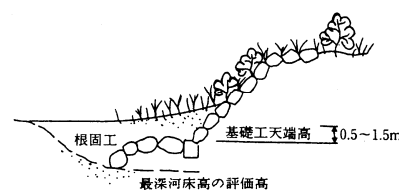
これらの考え方の中から、当該箇所に最も適切な考え方で基礎工天端高を決定する。なお、今までの事例によると、(2)および(3)の方法では、基礎工天端高を計画断面の平均河床高と現況河床高のうち低い方より0.5～1.5m程度深くとしているものが多い。また、根固工を設置する場合には、その敷設天端高は、基礎工天端高と同じ高さとするのが望ましい。

基礎工天端高の設計にあたっては、一連の護岸（一湾曲部程度）は、その区間の最深河床高に対して求めた基礎工天端高とすることが基本的な考え方であるが、一連の護岸の設置区間が長く、かつ深堀れ位置が移動しないような場合には、河道の特性に応じて各断面ごとの最深河床高の評価高を検討することが望ましい。

(1)の方法

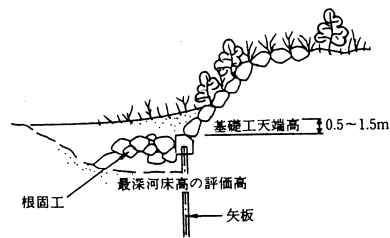


(2)の方法



※根固工の設置位置は、基礎工天端高よりも上として、洗掘を防止する方法もある。

(3)の方法



(4)の方法

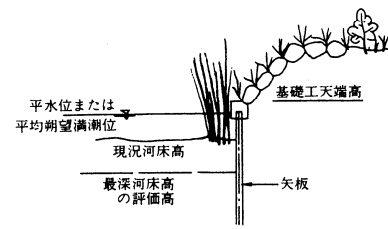


図 1-4-10 基礎工天端高と根固めの組み合わせ

2. 構造

基礎工は、土質、施工条件、河道特性に応じて選択する。地盤が良好な場合には直接基礎とし、軟弱地盤の場合には杭または矢板を用いることが多い。また、平水位の高い箇所や洗掘を考慮する必要がある箇所では矢板を用いるケースがある。

基礎工およびのり留工の工種は、その強度、耐久性等を考慮して選定するものとする。酸性河川、感潮河川等において鋼矢板を用いる場合は腐食代を十分見込むか、腐食を考慮しなければならない。図 1-4-11 に、基礎工及びのり留工の例を示す。

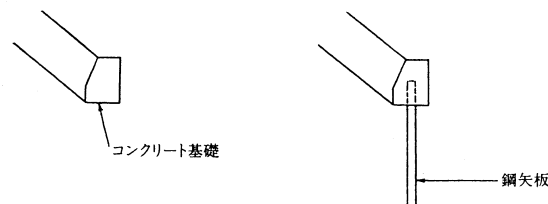


図 1-4-11 基礎工およびのり留工の例

4-2-9 護岸の根入れ

(1) 低水護岸

低水護岸の根入れは、将来の河床低下や洗掘に対して護岸が安全であればよいのであって、根入れを大きくすることは一つの方法ではあるが、これ以外に方法がないわけではなく、例えば、根入れを深くする代わりに根固を施工し、護岸基礎工部分の洗掘を防止するのも一つの方法である。何れの方法が良いかは、箇々の場所について判断すべき事である。

通常の場合は、ある一連区間では、根入れ深さは一定とする。

また、根固工を前面に設置する場合は、根固工天端と基礎天端高を合わせることを基本とする。

(2) 高水護岸

高水護岸の根入れも、河成、河状等によって決定されるが、0.5~1.0m程度を標準とする。基礎工の保護工がある場合は浅くすることが出来る。

(3) 支持地盤が岩盤の場合の護岸基礎構造

支持地盤が岩盤の場合の護岸基礎について、間知ブロックで護岸を施工する際の根入れは、軟岩Ⅰの場合は0.5m、軟岩Ⅱ以上の場合は0.3mを標準とする。

なお、施工に当たっては、岩種やスレーキングの有無などを確認し、適用の可否を判断すること。

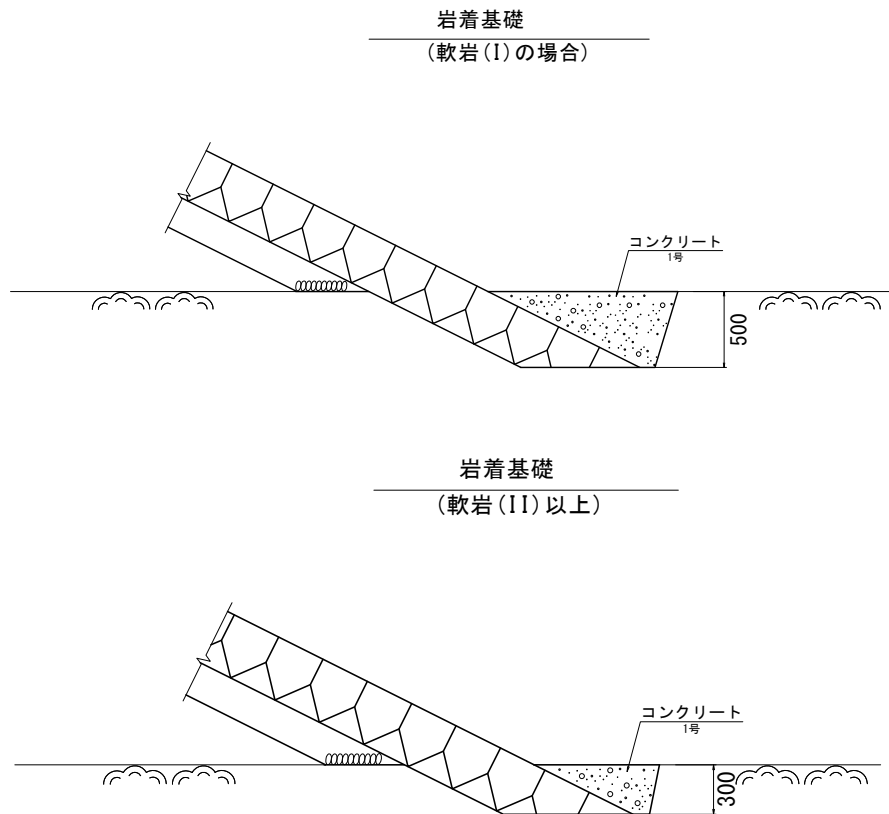


図 1-4-12 支持地盤が岩盤の場合の護岸基礎構造

根固工は、河床の変動等を考慮して、基礎工が安全となる構造とするものとする。

(解 説)

護岸の破壊は、基礎部の洗掘を契機として生じることが多い。根固工は、その地点の流勢を減じ、さらに河床を直接覆うことで急激な洗掘を緩和する目的で設置される。

根固工は大きな流速の作用する場所に設置されるため、流体力に耐える重量であること、護岸基礎前面に洗掘を生じさせない敷設量であること、耐久性が大きいこと、河床変化に追従できる屈とう性構造であることが必要となる。根固工の敷設天端高は基礎工天端高と同高とすることを基本とするが、根固工を基礎工よりも上として洗掘を防止する方法もある。また、根固工とのり覆工との間に間隙を生じる場合には、適当な間詰工を施すものとする。

根固工の敷設方法には、洗掘前の河床に重ね合わせずに設定して自然になじませる場合と、既存の深堀れ部に重ねて設置する場合とがある。沈床を深堀れ部に重ねて設置する場合には1枚3～6m幅を基本とし、これを段階状に積み重ねることが多い。沈床の場合には、重ね合わせ幅を、下段沈床幅の1/3以上とする事例が多い。木工沈床を重ね合わせて設置する工法は、急流河川に多い事例である。

周辺の河床低下や洗掘が予想される区間では、護岸基礎前面の河床が低下しない敷設幅を確保する必要がある。すなわち、護岸前面に河床低下が生じても最低1列もしくは2m程度以上の平坦幅が確保されることが必要とされる。幾何学的には、敷設幅 B は、根固工敷設高と最深河床高の評価高の高低差 ΔZ を用いれば

$$B = L_n + \Delta Z / \sin \theta$$

となる。ここで、

L_n : 護岸前面の平坦幅 (ブロック1列もしくは2m程度以上) : (m)

θ : 河床洗掘時の斜面勾配

ΔZ : 根固工敷設高から最深河床高の評価高までの高低差 : (m)

斜面勾配 θ は、河床材料の水中安息角程度になるが、安全を考えると一般に 30° とすればよい。以上より、基礎工天端高が設定されれば、最深河床高を評価することにより、照査の目標とする敷設幅を算定できる。

根固工の代表的な工種としては次のようなものがある (図1-4-13)。

1. 捨石工 : 十分な重量を有する捨石を用いる。
2. 沈床工 : 粗朶沈床、木工沈床、改良沈床等があり、粗朶沈床は暖流河川で、木工沈床は急流河川で用いられることが多い。改良沈床は枠組み材にコンクリート材を用いたものである。
3. 籠工 : 蛇籠、ふとん籠等を用いる。
4. 異形コンクリート : 各種の異形コンクリートブロックを用いたもので、
ブロック積工 層積み乱積みがある。

根固工、設置箇所の河道特性等に応じて最も適する構造とすべきであり、のり覆工同様に過去の経験・類似河川の実績、あるいは試験施工・模型実験、調査研究の成果等に基づき、必要に応じて力学的安定や敷設量等について照査しながら、適切に設計する必要がある。

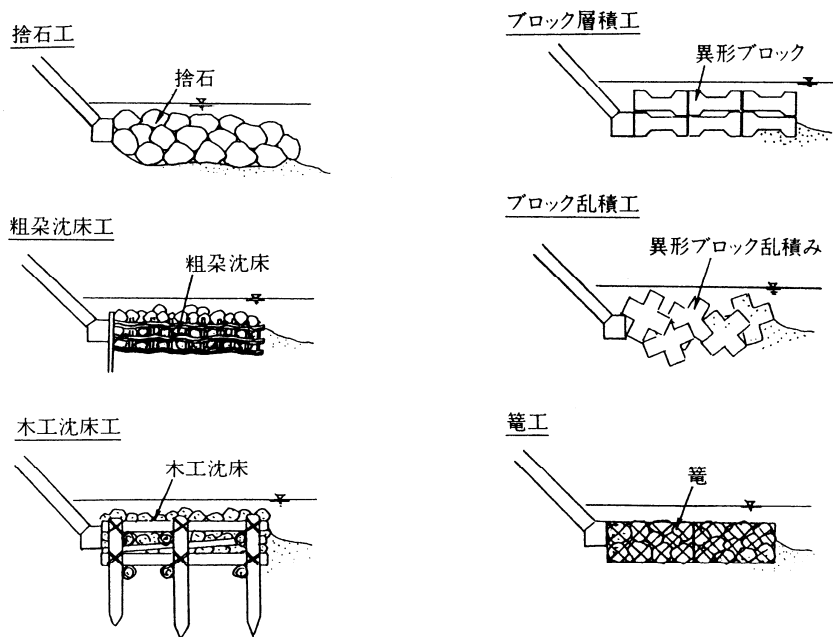


図 1 - 4 - 13 根固工の代表的な工種

低水護岸が流水により裏側から侵食されることを防止するため、必要に応じて天端工・天端保護工を設けるものとする。

(解 説)

天端工、天端保護工は、低水護岸の天端部分を洪水による侵食から保護する必要がある場合に設置するものであり（図1-4-14 参照）、また天端工の端に巻止め工を設置する場合もある。

天端工は、のり覆工と同様、洪水時に流体力が作用するので、これに対して安全な構造とする必要がある。なお、のり覆工と同じ工種を用いるのが望ましい。また、控え厚方法で流体力の作用に対して安全な厚さとする必要がある。

天端保護工は、天端工と背後地の間から侵食が生じることが予測される場合に設置するものである。天端部分に作用する流速が $1\sim 2\text{ m/s}$ 程度を超える場合には、洗掘が生じる可能性が高いため設置することが望ましい。構造は屈とう性のある構造とし、流体力の作用に対して安全な厚さとする必要がある。

天端工の幅は $1\sim 2\text{ m}$ 程度、天端保護工の幅は $1.5\sim 2\text{ m}$ 程度で設置されている事例が多いが、明らかに低水路部からの流れの乗り上げ位置となっている場所など河道の特性に応じて適切な幅を確保することが望ましい。

(1) 法肩工の一般（天端工）

低水護岸の天端の保護工として法肩工を原則として設ける。

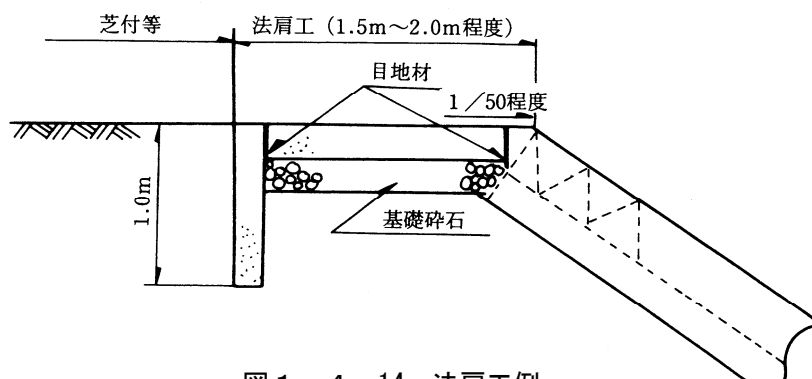
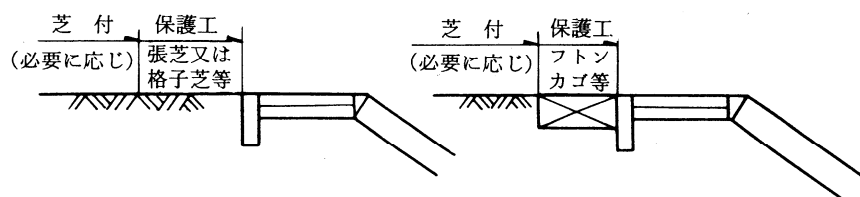


図1-4-14 法肩工例

法肩工の保護工として芝付（張芝、格子芝等）又はフトンカゴ等を設ける場合は、フトンカゴの天端と法肩工の天端を同一高さにするものとする。環境整備地区等高水敷利用者の多い所は、10cm程度下げて土砂で被覆を行ってもよい。



(高水敷利用者の多い箇所)

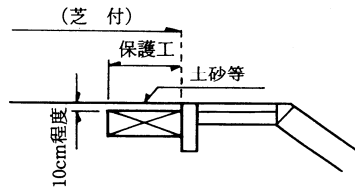


図 1-4-15 法肩工の保護工例

(2) 法肩工

注) 構造については中国地整制定の小構造物標準設計図集を参考にする。

4-2-12 すり付け工

護岸上下流端部に設けるすり付け工は、上下流端で河岸侵食が発生しても本体に影響が及ばないような構造とするものとする。

(解 説)

すり付け工には、護岸上下流で侵食が生じた際に、侵食の影響を吸収して護岸が上下流から破壊されることを防ぐ機能がある。また、粗度が小さい本護岸で生じる速い流れが直接下流側河岸にあたらないように、粗度の大きなすり付け工部で流速を緩和し、下流河岸の侵食を発生しにくくする機能もある。このような機能を満足するため、すり付け工は屈とう性があり、ある程度粗度の大きな工種を用いることが望ましい。

すり付け工の施工幅は、その機能から最低限のり覆工および天端工の範囲をカバーする必要がある。また、のり尻の侵食を防止できるよう河床面に適切な幅の垂らし幅を確保する必要がある。

施工延長は既往事例からは概ね 5 m 以上になっているものが多いが、河道の特性等に応じた適切な施工延長を検討することが望ましい。

すり付け工の施工幅は、その機能から最低限のり覆工および天端工の範囲をカバーする必要がある。また、のり尻の侵食を防止できるよう河床面に適切な幅の垂らし幅を確保する必要がある。

施工延長は既往事例からは概ね 5 m に以上になっているものが多いが、河道の特性等に応じた適切な施工延長を検討することが望ましい。

すり付け工は上流の侵食に伴い、流体力によってめくれ上がり、破壊する事例が多く、特に、急流河川のすり付け工に被災事例が多く見られるため、この点についても考慮する必要がある。

すり付け工の控え厚はすりつけ端部において流水の作用により生ずる、めくれを考慮して安全な厚となるように設計する必要があるが、控え厚が大きくなり経済的でない場合は、めくれないような工夫（上流先端部の地中への埋め込み等）をすることが望ましい。

4-3 設計細目

護岸の安全性の照査は、のり覆工、基礎工、根固工等について、流水の作用、土圧、河床変動等を考慮して行うものとする。

河川砂防
技術基準
設計編

1. 4. 4. 3

【R6.6 改定】

河川砂防
技術基準
設計編

1. 4. 4. 3

【R6.6 改定】

1. 外 力

護岸の安全性の照査のうち、力学的な安定性を照査するための主な外力は、流水による流体力と土圧及び水圧である。この他にも、土石流、高潮、波浪、アイスジャム、載荷重などを考慮すべき場合もあるので、必要に応じて検討する。堤防、河岸に作用する侵食力の大きさや、護岸ののり覆工に作用する抗力、揚力などの流体力は、流速の大小と密接に関連している。このため、流速の評価は照査において重要となる。また、護岸の設計では、洪水時の最深河床高が重要な設計条件となる。護岸の被災事例の多くが、流水による急激な河床洗掘を契機とした基礎工の流出を原因としているためである。なお、基礎工の沈下や法尻からの土砂の流出などを防止するために設置される根固工を設計する場合でも最深河床高の評価は重要である。

洪水時に発生する流速は、護岸を設置する箇所の最深河床高、低水路および高水敷の粗度、のり勾配などの影響を受ける。したがって、設計に用いる流速や、最深河床高などの設計条件は、水理模型実験、数値計算、最近の研究成果による理論的な算定方法等の中から護岸設置箇所の河道特性を反映できる方法で評価する必要がある。ここでは、堤防、河岸に作用する流速を代表流速 V_o と定義して、その求め方の一手法を示すとともに、河道特性に応じた最深河床高の評価方法を示す。

積み護岸、擁壁護岸、矢板護岸などでは、一般に流体力より土圧および水圧が安定性を支配する外力になる。土圧および水圧に対する安定性は、道路構造物の設計などで一般的に用いられている方法により検討する。擁壁、矢板の設計では、地震時の土圧および水圧についても必要に応じて検討する。

2. 代表流速の求め方

堤防および低水河岸の護岸設計に用いる流速を代表流速 V_o を定義する。本書に示す代表流速 V_o の算定方法は、マンニングの平均流速公式で求めた平均流速 V_m について考慮されない要因を水理的に評価、補正することにより補正係数 α を求め、

$$V_o = \alpha \cdot V_m \quad \cdots \cdots (1.1)$$

として求めるものである。ただし、低水路平面形状が変化に富む場合や高水敷上の樹木群と堤防の間に速い流れが生じる場合等には、この手法では V_o の評価が困難である。このような流れが複雑な場合は、二次元平面流計算、あるいは水理模型実験によって V_o を算定することが望ましい。

平均流速 V_m は、護岸の設置位置に応じてマンニングの平均流速公式より算定する。

$$V_m = \frac{1}{n} H_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2} \quad (\text{m/sec}) \quad \cdots \cdots (1.2)$$

ここで、設計水深 H_d は低水護岸および堤防護岸の場合は低水路内断面平均流速を算定するための水深を、高水護岸の場合は堤防近傍流速を算定するための水深を指す。

洗掘や湾曲などの影響により、式 (1.2) で求まる V_m を補正する必要がある場合には、式 (1.1) の補正係数 α を用いて代表流速 V_o を求める。補正を行う要因には、砂州の発生、河幅の変化、低水路の流れと高水敷の流れの干渉、湾曲などの河道特性による要因、および根固工、橋脚、堰・床止め

上流部などでの構造物周辺の局所的な流れの変化などが挙げられる。具体的な補正係数の値については種々の研究成果等からの定めるものとする。

3. 最深河床高の評価法

最深河床高は、洪水時の洗掘現象や埋め戻しによって変化する。この変化の状態は河道特性によって異なり、定量的な評価に必要なデータ収集が観測の難しさもあって現段階では不十分なことから、最深河床高の定量的評価は難しい。そのため、これまでの研究成果などを基にした次の方法により推定するのが一般的である。

○方法1；経年的な河床変動データからの評価

○方法2；既往研究成果からの評価

○方法3；数値計算による評価

○方法4；移動床水理模型実験による評価

これらの方法のなかから、河床変動データの所在状況、河道特性、設計対象区間の重要性等を勘案して適切な方法を用いる。これらの4つの方法のうち、「方法1」は、過去の被災状況や河床材料および岩の露出状況といった河床変動要因を把握するのに有効である。ただし、計画高水位相当の洪水を経験していない場合や、洪水後の埋め戻し現象によって必ずしも洪水中の最深河床高を把握できていないこともあるため、「方法2」による評価と合わせて最深河床高を評価することが望ましい。

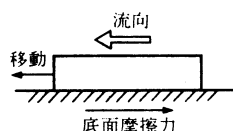
4. のり覆工の流体力に対する安定性の照査法

コンクリートブロックのように底面が平坦で、上下流端がすりつけ護岸で保護されているのり覆工では、流体力によりコンクリートブロックが滑動する破壊形態となる。自然石のように、丸みを帯びた材料を用いたのり覆工では、流れにより掃流されてのり覆工が破壊される形態をとる。また、小口が保護されていないのり覆工では、流体力によりのり覆工がめくれて破壊にいかどうかは流水への抵抗力に差異を生じる。このことは同じ材料を用いたのり覆工でも設置状態が異なれば安全性が異なることを示している。さらに、のり面が比較的急な場合には、背面の土圧により倒壊する場合もある。これらの観点から、流体力あるいは土圧の破壊要因、滑動・めくれなどの破壊形態、小口や一体性などの設置状態を反映させ、安全性照査のモデルを設定する。

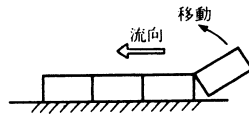
のり覆工の破壊要因は流体力、および土圧・水圧であり、のり勾配によりどちらが主要因となるか分類できる。一般に、のり勾配が1：1.5より緩い場合が‘張り’の状態であり流体力が破壊の主要因となり、のり勾配が1：1.5より急な場合が‘積み’の状態であり土圧・水圧が破壊の主要因となる。

(1) 張りの構造の破壊機構

- ① 滑動：流体力が部材に作用し底面摩擦力を上回った場合に滑りだす現象である。空ブロック張りなどの単独部材を整然と配置したのり覆工や、練張りなど部材が群体とみなせるのり覆工の破壊形態である。



- ② めくれ：流体力の作用によって部材がめくれる現象である。小口ののないのり覆工端部等に生ずる。例えば、すりつけ護岸の連節ブロック端部の破壊現象にみられる。

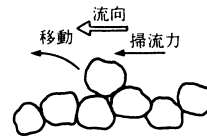


- ③ 掃流：自然石などの部材が流れの作用により、転がり（転動あるいは小跳躍して）移動する現象である。捨石のように部材間の一体性が弱いものと、空石張りのように部材間の一体性（かみ合わせ）が弱いものとで流体力を分けて検討する必要がある。また、籠工では中詰め材の掃流による籠の変形が破壊の主因となる。

以上によるのり覆工の流体力による破壊形態をまとめて表 1-4-1 に示す。

表 1-4-1 のり覆工の流体力による破壊形態

破壊形態	設置状態	安定性照査のモデル
滑動	単体	「滑動－単体」モデル
滑動	群体	「滑動－群体」モデル
めくれ	単体	「めくれ」モデル
掃流	一体性弱い	「掃流－一体性が弱い」モデル
掃流	一体性強い	「掃流－一体性が強い」モデル
掃流	籠詰め	「掃流－籠詰め」モデル



(2) 「滑動－単体」モデル

のり覆工の一体性が無く、個々の部材が流れの中に単独で置かれた状態を想定する。空ブロック張り護岸等が該当する。単体として扱うことのできるのり覆工の流体力に対する安定検討は、滑動、流れ方向の転動、のり面最大傾斜角方向の転動が考えられるが、一般に用いられるのり覆工では滑動に比べて転動に対する安定性がかなり高いことが分っているので、一般には 式 (1.3) に示すように抗力D、揚力Lに対する部材単体の滑動を想定した照査をおこなえばよい。

$$\mu (W_w \cdot \cos \theta - L) \geq ((W_w \cdot \sin \theta)^2 + D^2)^{1/2} \dots\dots\dots \text{式 (1.3)}$$

$$L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot A_b \cdot V_d^2$$

$$D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot A_D \cdot V_d^2$$

ここで、 μ ：摩擦係数（一般に $\mu = 0.65$ ）、 W_w ：のり覆工の部材の水中重量、 θ ：のり面勾配、 ρ_w ：水の密度、 g ：重力加速度、 C_L ：部材の揚力係数、 C_D ：部材の抗力係数、 A_b ：部材の上方投影面積、 A_D ：部材の流下方向投影面積である。式 (1.3) の適用にあたっては、周囲の部材拘束効果等を考慮していないので、 W_w は安全側の値であると考えられる。既往の設置事例からすると算定される重量の 1/3 程度で安定性に問題の生じていない事例が多く、1/3 程度の値を照査の目標地としてもよい。同じ部材を、次に示す「滑動－群体」モデルにより照査して求まる W_w は拘束効果を考慮した値であり、 W_w の下限の参考値になるので、それとも比較の上検討することが望ましい。

式 (1.3) に用いる抗力・揚力は、のり覆工表面の相当粗度 k_s 高さで

の流速である近傍流速 V_d を用いて評価する。

「滑動－単体」モデルに用いる抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L は単独に設置した状態での係数を用いる必要がある。一般に、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L は個々の形状について実験により定めることが基本であるが、水理公式集や既往の実験結果により形状が類似の部材の値を流用することもできる。また揚力係数 C_L の簡便な設定方法として、とりうる範囲の上限値に近い1.0程度の値を与えて安全側の照査を行う方法もある。

(3) 「滑動－群体」モデル

このモデルには胴込めコンクリートや連結が確実な鉄筋などによつてのり覆工の一体性が保たれており、隣接部材と接した面への流体力の作用を無視できる工種であり、練張り護岸、連節ブロック護岸が該当する。群体でも単体と同様に流体力に対する安定性検討は、滑動について行えばよく、式(1.3)を基本式とした検討を行う。ただし、揚力 L 、抗力 D を評価する際の面積の取り方は異なり

$$L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot A_g \cdot V_d^2$$

$$D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot A_D \cdot V_d^2$$

である。ここで A_g ：部材の突出部の上方投影面積、 A_D ：部材の突出部の流下方向投影面積である。したがって、 C_L 、 C_D は各々の面積に対して評価された係数を用いる。これにより求まる W_w は、整然と平面的に施工された一体性を持つのり覆工に適用されるものであり、現実には部分的に段差等を生ずることが想定されることから、照査に当たっては計算されるのり覆工の控え厚に対して30～50%程度、割り増した値を使用することが望ましい。

群体として扱うのり覆工でも、のり覆工表面の相当粗度 k_s 高さでの近傍流速 V_d を用いるが、このとき単体の場合とは異なり乱れの影響は考慮しない。また、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L は、単体と同様に実験等を基本に定めるものとする。

(4) 「めくれ」モデル

のり覆工の上流側端部が小口が保護されていない状態で設置されている空張りあるいは連節ブロック護岸が該当する。「めくれ」モデルでは、のり覆工の部材の重量（あるいは控え厚）は次式に示すように、上流端に置かれた部材が流体力によって回転しないように照査を行う。

$$W_w \cdot \cos \theta \cdot l_b / 2 \geq L \cdot l_L + D \cdot l_D \cdots \cdots \text{式 (1.5)}$$

ここで、 l_b ：上流端の部材の流下方向長さ、 l_L ：上流端の部材の揚力に対する回転半径（m）、 l_D ：上流端の部材の抗力に対する回転半径（m）であり、揚力、抗力のとり方は「滑動－単体」モデルと同じである。この場合に求められる重量は安定条件の限界に近いものであり、十分に安全とするために割り増すと上流端部の部材が重くなりすぎる場合がある。このため、端部をもぐらせる、あるいは、小口止めを設けるなどの方法により端部における流体力の作用する面積を小さくする工夫をすることが望まれる。

流体力は、「滑動－単体」モデルと同じく乱れを考慮した近傍流速を用いる。また、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L についても、他モデルと同様にして実験等を基本に定めるものとする。

(5) 「掃流一体性が弱い」モデル

隣接部材との一体性が弱く、個々の部材が敷き並べられている構造ののり覆工であり、捨石護岸が該当する。単独の部材の安定に関する照査を行う。具体的手法としては、アメリカ工兵隊の基準にある、捨石径の算定方法に基づいて照査するとよい。すなわち、のり覆工の部材に作用する掃流力が部材（自然石）の移動限界を越えないものとして代表流速 V_o と部材の大きさの関係を次式により定める。

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 \cdot 2g \left[\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right]} V_o^2 (m) \quad \dots\dots\dots \text{式 (1.6)}$$

ここに、 D_m ：石の平均粒径、 ρ_s ：石の密度、 E_1 ：流れの乱れの強さを表す実験係数である。通常は $E_1=1.2$ が用いられる場合が多い。この値は、比較的乱れが小さい流れの場合の係数である。乱れが大きい流れの場合の係数としては、 $E_1=0.86$ という値が示されている。式 (1.6) は水平面上の捨石について与えられるものであり、捨石を斜面角度 θ ののり面に設置する場合には、粒径 D_m に対して斜面の補正係数 K を乗じた値 $K \cdot D_m$ を捨石径とする。ここで、 Φ は石材料の水中安息角（ Φ ：自然石で 38° 程度、砕石では 41° 程度）である。

$$K = \frac{1}{\cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \Phi}}} \quad \dots\dots\dots \text{式 (1.7)}$$

(6) 「掃流——一体性が強い」モデル

一体性が強い のり覆工とは、ほぼ等しい大きさの部材（切り出し石など）が、かみ合わせ効果を期待できるよう、隙間に砕石などの胴込め材を施工して、整然と設置されている状態である。空石張り護岸が該当する。

河床材料の掃流と同じ現象であり、一般に掃流力が限界掃流力を上回った場合に移動が生じる。限界掃流力はシールズなどの水平床上での実験式によって求められた

$$\tau_{*d} = 0.05 \quad \tau_{*d} : \text{部材に作用する無次元せん断力} \quad \dots\dots \text{式 (1.8)}$$

とし、角度 θ の斜面に設置する場合の次式の補正を行うことにより部材の必要径を照査する。

$$\tau_{*d} = \tau_{*d} \times \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \Phi}} \quad \dots\dots\dots \text{式 (1.9)}$$

τ_{*d} を求める際の相当粗度 K_s は D_m と等しくとればよい。求められた値は、何らかの原因でかみ合わせ効果が不十分になると、急激に流出しやすくなるので、照査の目標値としては 30～50% 程度割り増した値とすることが望ましい。

(7) 「掃流——籠詰め」モデル

籠詰め状態の のり覆工とは、ほぼ同一粒径の球状の材料（石など）が籠状の枠の中に詰められている状態であり、フトン籠護岸、蛇籠護岸が該当する。籠詰め状態の法覆工は、代表流速 V_o に対して、籠に変形を与えるような籠詰め材料の移動を原則として許さないものとして安定性を照査する。したがって、籠詰め材料が無次元掃流力に耐えうるよう照査を行う。ここでは、無次元限界掃流力をコロラド大学の実験結果より

$\tau_{*d}=0.10$ (籠の変形を許さない場合)

$\tau_{*d}=0.12$ (籠の変形を多少許す場合)

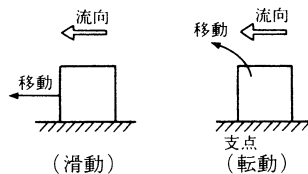
として、部材を必要径を照査する。ただし、これらの値は水平床上での値であり、角度 θ の斜面に設置する場合は「掃流—一体性の強い」モデルに示した式(1.8)を用いて補正する。ただし、布団籠を階段状に設置する場合は平坦に設置した条件で計算してよい。中詰め石の平均粒径 D_m は、 τ_{*d} を求める際の、相当粒度としては $K_*=2.5 \cdot D_m$ 程度として算出する。

また、新しい材料等を用いて強度の高い籠を用いる場合などでは、個々の場合について実験により τ_{*d} 定める必要がある。

5. 根固工の流体力に対する力学的安定性の照査法

根固工の破壊は流体力が主要因である。なお、洗掘による変形に対しては、最深河床高の評価高を想定して十分な敷設幅を持たせることにより対応する。根固工の主な破壊形態を以下に示す。

- ① 滑動：部材に作用する流体力が底面摩擦力を上回った場合にすべりだす現象である。根固工の上流端や河床変動に伴い変形して突出した部材、凹凸の大きなコンクリートブロックなど、流れの作用を全体的に受ける部材に生ずる。たとえば、根固工上流端部の異形ブロック層積み工、異形ブロック乱積み工などの破壊現象にみられる。
- ② 転動：流体力の作用によって一点を支点として部材がめくれ、回転する現象を指す。たとえば、根固工上流端部の異形ブロック層積み工、異形ブロック乱積み工などの破壊現象にみられる。



- ③ 掃流：部材が流れ方向の抗力や揚力の作用を受け、河床上を転動あるいは河床部筋で小跳躍を繰り返しながら移動する現象である、部材が平坦に敷き並べられる工種にみられ、自然石や凹凸の少ないコンクリートブロックの部材が整然と設置された場合に生じる。たとえば、捨石根固工、籠根固工などの破壊現象にみられる。

また、ブロック等の設置状態により層積み、乱積み、籠詰めに分けることができ、設置状態によっても安定性の考え方が異なってくる。以上の破壊形状をまとめて表1-4-2に示す。

表 1-4-2 根固工の破壊形態

破壊形態	設計状態	安定性照査のモデル
滑動、転動	層積み	「滑動・転動—層積み」モデル
滑動、転動	乱積み	「滑動・転動—乱積み」モデル
掃 流	乱積み	「掃流—乱積み」モデル
掃 流	籠詰め	「掃流—籠詰め」モデル
掃 流	中詰め	「掃流—中詰め」モデル

(1) 「滑動、転動－層積み」モデル

上流端に位置する根固工であって、流体力による滑動、あるいは転動により部材の一連部分に移動を生じる。

設置面はほぼ平らであり、規則的に敷きならべられた状態を想定する。異形ブロック層積の根固工が該当する。

流体力が部材のほぼ全体に作用し、上流端部の根固工や、凹凸の大きな根固工では、滑動・転動の両方を想定した照査を行う。根固工の所要重量は流速の6乗に比例するので、流速の変化に対し重量の変化が非常に大きい点に留意する。

滑動及び転動に対する安定条件より、根固工の所要重量は次式により与えられる。

$$W > a \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \cdot \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6 \dots\dots\dots \text{式 (1.11)}$$

ここで、 V_d には一般に代表流速 V_o を用いてよい。また、 ρ_b は標準的な無筋コンクリートの密度の値 (2.3t/m³ 程度) を参考として良い。ただし、設計時に実重量に基づく密度が明らかなものはその値を用いてよい。係数 a 、 β は部材の配置形状によって異なる。これらの値は、根固工の形状、部材の方向、配置形状に応じて、水理模型条件や現地の施工実績により求めることが望ましい。水理模型実験により数種類の異形コンクリートブロックについて求めた α 、 β を表 1－4－3 に参考として示す。

表 1－4－3 異形コンクリートブロックの係数 a 及び β の参考値

ブロック種別	a	β
対称突起型	1.2	1.5
平面型	0.54	2.0
三角錐型	0.83	1.4
三点支持型	0.45	2.3
長方形	0.79	2.8

部材の連結が確実であれば、 β を大きくとることができる。連結を確実にするためには、異形コンクリートブロック等を吊り下げることのできる径の鉄筋を用いるとともに、鉄筋を固着しているコンクリート部分が破壊にいたる引張り応力が作用しない構造とする必要がある。

(2) 「滑動、転動－乱積み」モデル

上流端部の部材、あるいは凹凸が大きく不規則に積み上げられた状態で単独に扱うべき部材で、流体力による滑動・転動による移動が生じる。異形ブロック乱積みの根固工が該当する。

このモデルの安定性の照査式は、「滑動・転動－層積み」モデルと同様である。式中に用いられる a は抗力係数、揚力係数などによる係数であり、「滑動・転動－層積み」モデルと変わらない。 β は一体性が認められる場合に $\beta > 1$ となるが、一体性の弱い乱積みでは $\beta = 1.0 \sim 1.3$ の範囲で設定するとよい。敷設個所が現況より深堀れするおそれが強い場合など、安全性を高める場合には、 $\beta = 1.0$ とする。

(3) 「掃流－乱積み」モデル

面的に設置された部材に作用する流体力が限界掃流力を上回って、掃流状態（転動や跳動）により移動する現象である。面的に密に敷き並べられていても、隣接部材との一体性が弱いため、単独で設置された状態を想定して安定検討を行う。捨石根固工が該当する。

安定性照査の基本式の考え方は、アメリカ工兵隊の基準にある捨石径の算定方法に基づいている。具体的内容は、のり覆工の「掃流－一体性が弱い」モデルと同様である。このとき、流速には設置地点の代表流速 V_0 を用いる。

(4) 「掃流－籠詰め」モデル

面的に設置されたほぼ同一粒径の球状の材料（石など）が籠状のものの中に詰められ、中詰めの部材が掃流によって移動して破壊する。フトン籠の根固工が該当する。

安定性照査の基本式は、籠状の枠の中で籠の変状を生じるような中詰め材料の移動を原則として許さないものとするもので、具体的な内容はのり覆工の「掃流－籠詰め」モデルと同様である。

(5) 「掃流－中詰め」モデル

中詰め状態の根固工とは、ほぼ等しい径の部材（切り出し石など）がかみ合わせ効果を持ちながら、格子枠状のものに詰められているもので、部材が流体力で掃流され破壊される。粗朶沈床、木工沈床が該当する。

安定性の照査は、代表流速 V_0 に対して、部材の移動を許さないよう照査を行う。具体的内容については、のり覆工の「掃流－一体性が強い」モデルと同様である。

4-4 鋼矢板使用護岸工

4-4-1 鋼矢板の選定

(1) 応力計算をしないで使用する鋼矢板の線定

応力計算を要しない遮水用に使用する鋼矢板については、施工性等の現場条件を勘案して、Ⅱ型の標準型、改良型、広幅型の中から適切な型を選定するものとする。

(選定にあたっては、経済性・安全性に十分配慮すること)

(2) 応力計算をして使用する鋼矢板の選定

計算値により使用する型を決めるものとするが、この場合でも1の区分について十分考慮のうえ使用型を選定するものとする。

(3) 鋼矢板の腐食代

矢板護岸等に使用する鋼矢板の腐食代は、一般の場合片面が1mm(両面2mm)とし、感潮区間等(汚濁の著しい区間を含む)で特に配慮が必要な場合は、表2mm、裏1mm(両面3mm)を見込むものとする。

(4) 樋門、樋管等については、「河川管理施設等構造令及び河川砂防技術基準(案)」によるものとする。

(5) 継続工事等で、すぐ鋼矢板の変更が出来ない場合は、従来どおりとするが、構造物の区切りのよい個所から切り換えていくものとする。

(6) 上記運用により難しい場合は担当課と協議すること。

(7) 応力計算をする場合の鋼矢板護岸(標準型、改良型を用いたものの鋼矢板壁単位巾当りの継手効率は、笠コンクリートや鋼矢板の根入れ等が十分確保できる場合には当分の間断面二次モーメント(I)に関する継手効率を $\alpha I = 0.8$ 、断面係数(z)に関する継手効率を $\alpha z = 1.0$ とする。

ただし、Changの公式により最終根入長さを決定する場合には断面二次モーメントは $\alpha I = 1.0$ とする。

なお、仮設鋼矢板には適用しない。

河川事業

関係例規集

「護岸用鋼矢板選定について(H10.4.6河川局事務連絡)」

4-4-2 鋼矢板護岸の設計

(1) 概 要

鋼矢板護岸には、自立式鋼矢板、タイロット式鋼矢板、斜控杭式鋼矢板、組合せ鋼矢板、セル式鋼矢板等がある。

計算法については、多く発表されているが、ここで一般的には次によるものとする。

(2) 一般事項

1) 土留高

① 一連区間の最深部を土止高とする。

(注) 一連区間とは 100～500m を考えて実施すること。

② 根固 (乱積) ケ所で断面の大きな乱積の根固工がある場合は、根固工の高さの $1/2$ 程度の高さを設計河床と考えることができる。

③ 河床掘削がある場合は、計画河床とする。

④ 洗掘のおそれのあるケ所は、河床変動及び上下流の洗掘深等を調査し決定すること。

2) 水 圧

① 残留水圧は土留高の $2/3$ 程度とする。

ただし、地価水が高い場合は、その高さとする。

② 外水位については最低水位とする。

3) 腐食代

4-4-1 鋼矢板の選定の項を参照のこと。

4) 頭部コンクリート

頭部は継手効率等を考慮し R C 構造等でコーピングし、一体として荷重に耐えうようにする。

5) 継手効率

$I = 0.8$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{ただし、頭部コンクリートや根入れが十分に確保できる場合とする。} \\ \text{Z} = 1.0 \left\{ \begin{array}{l} \text{なお、Chang の式による根入長を決定する場合は } I = 1.0 \text{ とする。} \end{array} \right. \end{array} \right.$

6) 地震の震度

震度は建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説設計編によるものとする。

7) 変位量

常時 50m/m

地震時 75m/m

(3) 計算法の例

1) 円弧すべりの安定計算

軟弱地盤上の護岸、岸壁などの建造物は円弧すべりに対する安定性の検討を必要とする場合がある。

円弧すべりは円形に近いすべり面で破壊することが多く、計算上はすべり面を円弧と仮定する。この計算は予想されるすべり円弧の中心の位置と円弧の大きさを仮定し、分割法、摩擦円法などによって安全率を求めるものである。

安全率は、すべりを生ずる力とすべりに抵抗する力の円の中心に関するモーメントの比であらわされる。

多くのすべり面について安全率を求め、最も小さいものをその建造物の安全率とする。

分割法は地盤を図 1-4-16 のように便宜上等間隔に近いいくつかの部分に

分割し、式（1－1）より安全率を求める方法である。

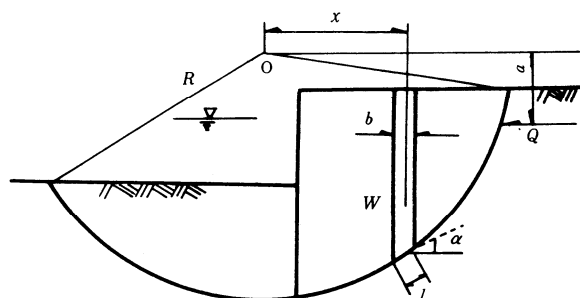


図 1－4－16 円弧すべり

$$F_s = \frac{R \sum (cl + W' \cos \alpha \tan \phi)}{\sum W_x + \sum Q_a} = \frac{\sum (cb + W' \cos^2 \alpha \tan \phi) \sec \alpha}{\sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum Q_a} \quad (1-1)$$

ここに、 F_s : すべりに対する安全率

R : すべり円の半径 (m)

c : 土の粘着力 (t/m^2)

ϕ : 土の内部摩擦角 ($^\circ$)

l : 分割片の幅 (m)

W' : 分割片の有効重量 (土の重量と上載荷重の和)

水中部分の土については水中単位体積重量を考える (t/m)

W : 分割片の全重量 (土と水の全重量と上載荷重の和) (t/m)

α : 分割片の底辺の傾角 ($^\circ$)

x : 分割片の重心とすべり円中心の間の水平距離 (m)

Q : すべり円内の土塊に働く水平外力 (水圧、地震力など) (t/m)

a : 外力 Q のすべり円中心に関するアーム長 (m)

円弧すべりに対する安全率は、常時 1.3 以上とする。

ただし、護岸等で本堤に直接影響のない場合は 1.2 以上とする。

2) 土 圧

① 砂質土土圧

イ) 主働土圧

$$P_A = K_A \left(\sum \gamma h + \frac{w \cos \phi}{\cos (\phi - \beta)} \right) \cos \phi \quad (2-1)$$

$$K_A = \frac{\cos^2 (\phi - \phi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \phi \cos (\delta + \phi + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \beta - \theta)}{\cos (\delta + \phi + \theta) \cos (\phi - \beta)}} \right)^2} \quad (2-2)$$

ロ) 受働土圧

$$P_p = K_p \left(\Sigma \gamma h + \frac{w \cos \phi}{\cos (\phi - \beta)} \right) \cos \phi \quad (2-3)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos (\delta + \psi - \theta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi - \delta) \sin (\phi + \beta - \theta)}{\cos (\delta + \psi - \theta) \cos (\psi + \beta)}} \right)^2} \quad (2-4)$$

- P_A : 主働土圧強度 (t/m²)
 P_p : 受働土圧強度 (t/m²)
 ϕ : 土の内部摩擦角 (°)
 γ : 土の単位体積重量 (t/m³)
 h : 地表面からの深さ (m)
 K_A : 主働土圧係数
 K_p : 受働土圧係数
 ψ : 壁面が鉛直となす角 (°)
 β : 地表面が水平となす角 (°)
 δ : 壁面と土との摩擦角 (°)
 ζ : 崩壊面が水平となす角 (°)
 w : 単位面積当りの上載荷重 (t/m²)
 θ : 地震合成角 $\theta = \tan^{-1} \cdot k$ $\theta = \tan^{-1} k'$
 k : 地震震度
 k' : 水中における見かけの震度

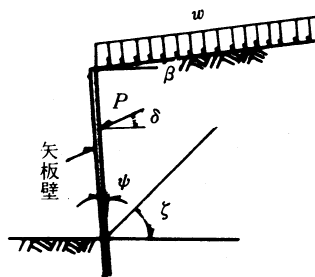


图 1-4-17 土压

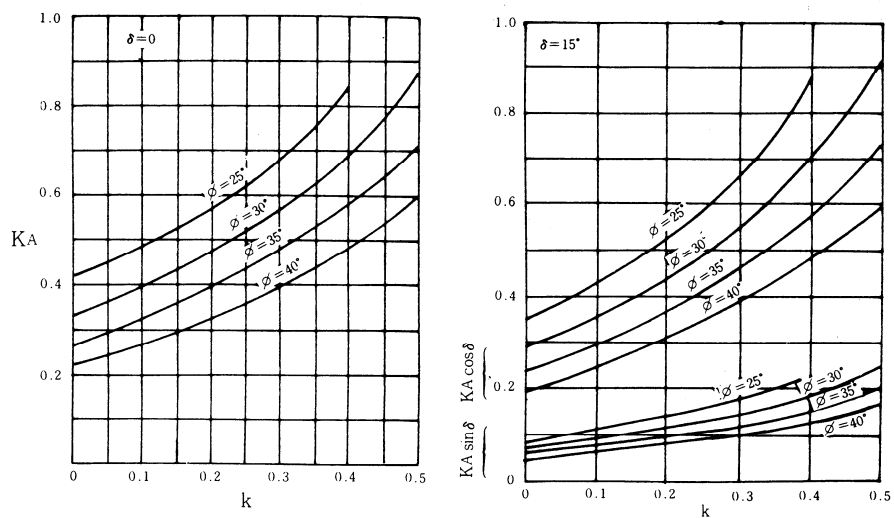


图 1-4-18 主动土压系数

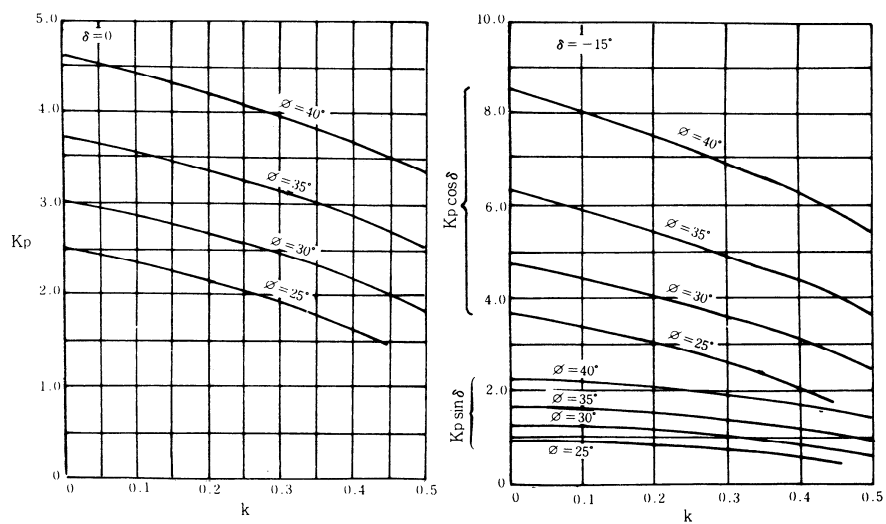


图 1-4-19 受働土压系数

② 粘性土の土圧

イ. 主働土圧

現在粘性土の土圧については、不確定な要素が多く、確立された計算式は特に無い。ここで参考として次式によることが出来るものとする。

常時の主働土圧強度は式(2-5)または式(2-6)によって算出し、その合力の大きいほうをとる。ただし、式(2-5)を使用した場合に生ずる負の土圧は考えない。

$$P_A = \Sigma \gamma h + w - 2c \quad (2-5)$$

ここに、 c : 粘着力 (t/m^2)

$$P_A = Kc (\Sigma \gamma h + w) \quad (2-6)$$

ここに、 Kc : 圧密平衡係数、 $Kc=0.5$

地震時の主働土圧強度は式(2-7)または(2-8)の大きいほうの値をとるものとする。

$$P_A = \frac{(\Sigma \gamma h + w) \sin(\theta + \alpha)}{\cos \theta \cdot \sin \alpha} - \frac{c}{\cos \alpha \cdot \sin \alpha} \quad (2-7)$$

$$\text{ただし、} \alpha = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\Sigma \gamma h + 2w}{2c} \right) \tan \theta}$$

$$P_A = Kc (\Sigma \gamma h + w) \quad (2-8)$$

ここに、 γ : 土の単位体積重量 (t/m^3)

h : 土層の厚さ (m)

w : 上載荷重 (t/m^2)

c : 粘性土の粘着力 (t/m^2)

θ : 地震合成角 ($^\circ$) $\theta = \tan^{-1} k$ $\theta = \tan^{-1} k'$

Kc : 圧密平衡係数 $Kc = 0.5$

なお、粘性土の地震時における主働土圧強度は、土層によりつぎのように算定するものとする。

河床面及び河床面以上については、上記の計算法に基づくものとする。河床面以下については、河床面下 10m において $K' = 0$ として式(2-5)で算定した値と式(2-6)による値との大きいほうの値をとり、その間直線的に変化すると考える。ただし、河床面下 10m における土圧強度が河床面における値より小さな値となる場合は、河床面の値をとる。河床面下 10m より深い所の土圧強度は式(2-5)、(2-6)で求める。

(図 1-4-20) 参照

ロ. 受働土圧

受働土圧強度は常時、地震時とも式(2-9)によって算出する。

$$P_p = \Sigma \gamma h + w + 2c \quad (2-9)$$

ハ. 地震時における粘性土の主働土圧および受働土圧の基準を図式化すると図 1-4-20 のようになります。

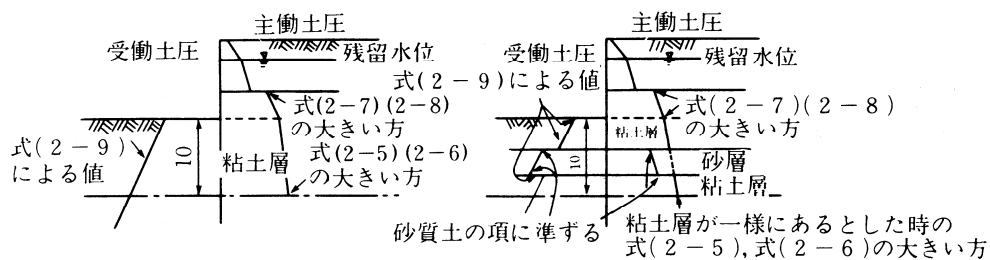


図 1-4-20 地震時の粘性土の土圧

③ 土の単位体積重量

表 1-4-4 土の単位体積重量

種 類	単位体積重量 (t/m ³)
礫、礫質土、砂	2.0
砂 質 土	1.9
シルト、粘性土	1.8

注：水中および地下水位以下にある土の単位体積重量は表中の値から 0.9 を差し引いた値とする。

3) 水 圧

裏込め内の水位と前面の水位との間に水位差を生ずる場合には、設計に際しつぎのような残留水圧が作用するものとする。

$$0 \leq y < hw \text{ のとき } P_w = \gamma_w y$$

$$hw \leq y \text{ のとき } P_w = \gamma_w hw \quad (3-1)$$

ここに、 P_w ： 残留水圧又は地下水 (t/m³)

hw ： 残留水位又は地下水と前面水位との水位差 (m)

y ： 裏込め内の水面から残留水圧を求める点までの深さ (m)

γ_w ： 水の単位体積重量 (t/m³)

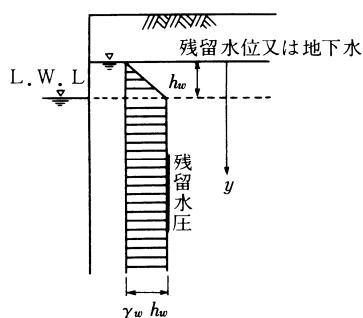
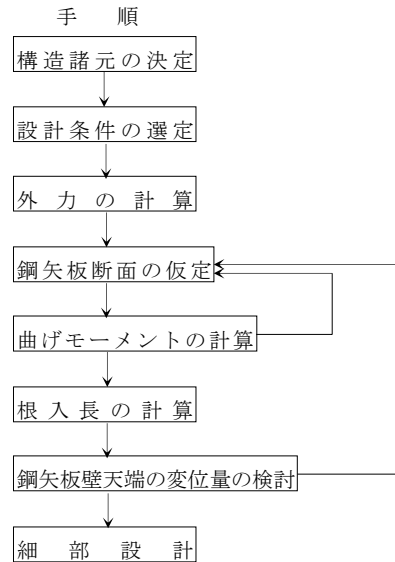


図 1-4-21 残留水圧

4) 自立式矢板

① 設計の手順

自立式矢板壁の設計は一般に
つぎの手順で行います。



② 一般式及びその解

自立式鋼矢板は一般にChangの方法を鋼矢板壁に適用して設計されているので、本節ではこの方法を詳述することとする。ここで、河床面は前述した仮想河床面を考える。

イ. 最大曲げモーメントの算定

自立式鋼矢板壁の河床面以下の微分方程式は、

$$E I \frac{d^4 y}{d \chi^4} = -E_s y = -k_h B y \quad (\chi \geq 0) \quad (4-1)$$

ここに、

- E : 鋼の弾性係数 (kg/cm²)
- I : 鋼矢板の壁幅 1 m 当りの断面二次モーメント (cm⁴/m)
- E_s : 地盤の弾性係数 (kg/cm²)
- k_h : 土の横方向地盤反力係数 (kg/cm³)
- B : 壁幅 (cm)

式 (4-1) の一般解は、

$$y = e^{\beta \chi} (a \cos \beta \chi + b \sin \beta \chi) + e^{-\beta \chi} (c \cos \beta \chi + d \sin \beta \chi) \quad (4-2)$$

ここで鋼矢板壁の根入れは無限であると仮定する。この仮定を採用すると式 (4-2) は

$$\chi \rightarrow \infty \text{ で } y=0, \frac{dy}{d\chi}=0 \quad (4-3)$$

が成立しなければならないので、 $a=0$ 、 $b=0$ となり、

$$y = e^{-\beta \chi} (c \cos \beta \chi + d \sin \beta \chi) \quad (4-4)$$

となる。

$$\left. \begin{aligned} \text{また、} \chi=0 \text{ (河床面で) } M &= -E I \frac{d^2 y}{d \chi^2} = M_0 \\ S &= -E I \frac{d^3 y}{d \chi^3} = S_0 \end{aligned} \right\} \quad (4-5)$$

とします。

ここに、

M_0 : 河床面より上の荷重による河床面での曲げモーメント (kg・cm/m)

S_0 : 河床面より上の荷重による河床面でのせん断力 (kg/m)

式（４－３）を式（４－５）の境界条件で解けば、

$$y = \frac{e^{-\beta x}}{2\beta^3 E I} \{S_o \cos \beta x + M_o \beta (\cos \beta x - \sin \beta x)\} \quad (4-6)$$

$$\text{ここに } \beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4 E I}} \quad (4-7)$$

最大曲げモーメントを生じる深さ $l m$ は、

$$l m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{S_o}{S_o + 2\beta M_o} \right) \quad (4-8)$$

最大曲げモーメント M_{max} は、

$$M_{max} = -\frac{1}{2\beta} \sqrt{(S_o + 2\beta M_o)^2 + S_o^2} \cdot \exp \left(-\tan^{-1} \frac{S_o}{S_o + 2\beta M_o} \right) \quad (4-9)$$

となる。

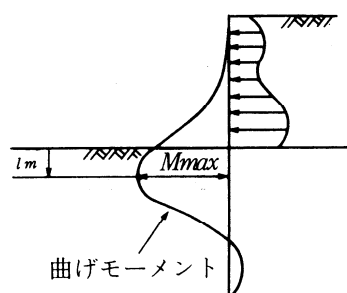
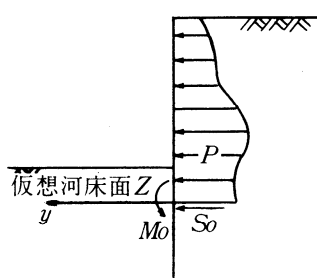


図 1-4-22 土圧 図 1-4-23 自立式鋼矢板壁の曲げモーメント

但し、粘質土の場合は別途考慮する。

Z : 仮想河床面までの深さ

ロ. 頭部変位量の計算

自立式鋼矢板壁の頭部変位量 δ は式（４－１０）で計算される、（図 1-4-24 参照）

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \quad (4-10)$$

ここに

δ : 頭部変位置

δ_1 : 河床面での変位量

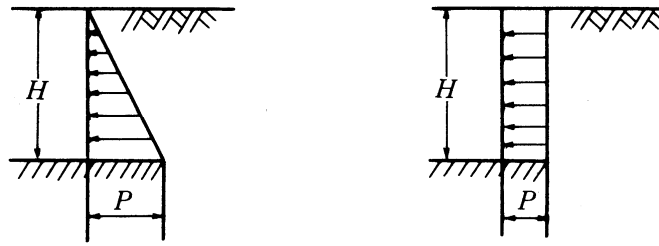
$$\delta_1 = \frac{1}{2\beta^3 E I} (S_o + \beta M_o) \quad (4-11)$$

δ_2 : (河床面での傾き) $\times$ (壁高)

$$\delta_2 = \frac{H}{2\beta^2 E I} (S_o + 2\beta M_o) \quad (4-12)$$

H : 壁高

δ_3 : 背後の土圧 P による片持ちばりとしてのたわみ



$$\delta_3 = \frac{PH^4}{30EI}$$

$$\delta_3 = \frac{PH^4}{8EI}$$

図 1-4-24 荷重

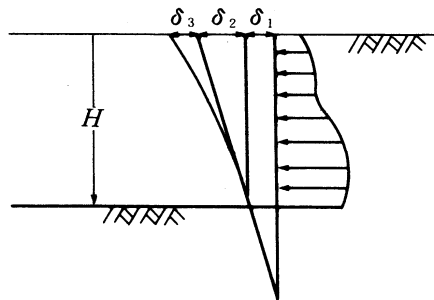


図 1-4-25 自立式鋼矢板壁のたわみ

ロ. 根入長の算定

自立式鋼矢板の根入長は $\frac{\pi}{\beta}$ 以上あれば十分とされている。

なお鋼度に応じて式 (4-13) のようにあればよいとされている。

$$L = 3/\beta \quad EI \leq 10^{12} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$L = 2.5/\beta \quad EI \leq 10^{12} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2 \quad (4-13)$$

ただし、 L 鋼矢板の必要根入長 (m)

二. $M_0 S_0$ の計算

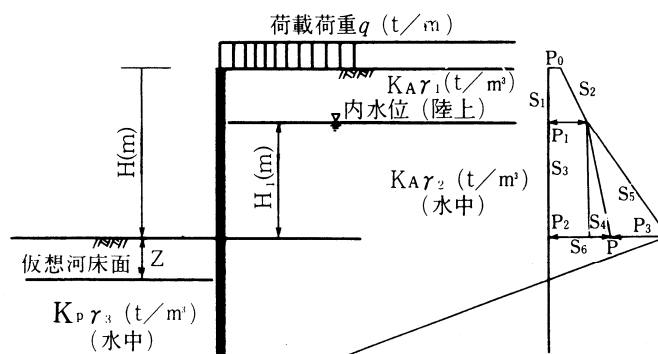


図 1-4-26 土圧、水圧

$$P_0 = q \times K_A \times \cos \delta$$

$$P_1 = P_0 + \gamma_1 \times (H - H_1) \times K_A \times \cos \delta \quad \dots\dots\dots \text{土圧}$$

$$P_2 = P_1 + \gamma_2 \times H_1 - K_A \times \cos \delta \quad \dots\dots\dots \text{土圧}$$

$$P_3 = 1 \text{ t/m}^3 \times H_1 \quad \dots\dots\dots \text{水圧}$$

$$P = P_2 + P_3 \quad \dots\dots\dots \text{土圧} + \text{水圧}$$

$$Z = \frac{P}{K_p - K_A} \quad \dots\dots\dots \text{仮想河床面の深さ}$$

注) $\cos \delta$ は壁

S (t/m)		ℓ (m)		M	
S_1	$P_0 + (H - H_1)$	ℓ_1	$H_1 + Z + (H - H_1)/2$	M_1	$S_1 \times \ell_1$
S_2	$(P_1 - P_0) \times (H - H_1)/2$	ℓ_2	$H_1 + Z + (H - H_1)/3$	M_2	$S_2 \times \ell_2$
S_3	$P_1 \times H_1$	ℓ_3	$Z + H_1/2$	M_3	$S_3 \times \ell_3$
S_4	$(P_2 - P_1) \times H_1/2$	ℓ_4	$Z + H_1/2$	M_4	$S_4 \times \ell_4$
S_5	$P_3 \times H_1/2$	ℓ_5	$Z + H_1/2$	M_5	$S_5 \times \ell_5$
S_6	$P \times Z/2$	ℓ_6	$Z \times 2/3$	M_6	$S_6 \times \ell_6$
計	$S_0 = \sum_{i=1}^n S_i$	計		計	$M_0 = \sum_{i=1}^n S_i \ell_i$

$$h = \frac{M_0}{S_0}$$

第2章 樋門・樋管

目 次

第2章 樋門・樋管	2-2- 1
第1節 総説	2-2- 1
1-1 適用範囲	2-2- 1
1-2 用語の定義	2-2- 2
第2節 樋門樋管の断面の決定	2-2- 2
2-1 計画規模	2-2- 2
2-2 流出計算方法	2-2- 2
2-3 断面決定	2-2- 3
第3節 機 能	2-2- 5
3-1 機能	2-2- 5
第4節 樋門設計の基本	2-2- 6
4-1 樋門設計の基本	2-2- 6
第5節 基本的な構造	2-2-10
5-1 函渠の内空断面の設定	2-2-10
5-2 函渠長	2-2-12
5-3 門柱の天端高	2-2-12
5-4 材質と構造	2-2-13
5-5 樋門周辺の堤防	2-2-16
第6節 安全性能の照査等	2-2-17
6-1 設計の対象とする状況と作用	2-2-17
6-2 安全性能の照査	2-2-28
6-3 許容応力度	2-2-32
第7節 各部位の設計等	2-2-34
7-1 本 体	2-2-34
7-2 胸 壁	2-2-43
7-3 翼 壁	2-2-44
7-4 水叩き	2-2-46
7-5 遮水工	2-2-47
7-6 基 礎	2-2-52
7-7 護床工	2-2-53

7-8 護岸	2-2-53
7-9 取付水路	2-2-54
7-10 高水敷保護工	2-2-55
7-11 付属施設	2-2-55
7-12 既存施設の自動化・遠隔化	2-2-56
第8節 樋門構造に関するその他の事項	2-2-56
8-1 樋門構造に関するその他の事項	2-2-56
第9節 上屋の設置	2-2-57
9-1 上屋の設置	2-2-57
第10節 照明等の設置	2-2-57
10-1 照明等の設置	2-2-57
第11節 監視装置等の設置	2-2-57
11-1 監視装置の設置	2-2-57
11-2 CCTV装置の設置	2-2-57

第2章 樋門・樋管

第1節 総説

樋門、樋管の設計に際しては、「河川砂防技術基準調査編、計画編、設計編」、
「河川管理施設等構造令」に準じて設計すること。

特に柔構造樋門の設計については、「柔構造樋門設計の手引き」（（財）国土開
発技術研究センター編）によるものとする。

また、ゲート設計の詳細については下記の指針、基準等によるものとする。

なお、国土交通省制定の「土木構造物設計マニュアル（案）－樋門編－」、土
木構造物標準設計を活用するものとする。

- (1) 機械工事塗装要領（案）・同解説（令和3年2月 国土交通省）
- (2) ダム・堰施設技術基準（案）（平成28年3月 国土交通省）
- (3) 水門・樋門ゲート設計要領（案）（平成13年12月（社）ダム・堰施設技術協会）
- (4) ゲート用開閉装置（機械式）設計要領（案）（平成12年8月（社）ダム・堰
施設技術協会）
- (5) ゲート用開閉装置（油圧式）設計要領（案）（平成12年6月（社）ダム・堰
施設技術協会）

1-1 適用範囲

本節は、樋門（樋管を含む）を新設或いは改築する場合の設計に適用す
る。

（考え方）

本節は、樋門を新設或いは改築する場合の設計に適用する。ただし、既設の
樋門の安全性能の照査にも構造形式や現地の状況等に応じ必要かつ適切な補正
を行ったうえで準用することができる。

当該施設の横断する河川又は水路が合流する河川（本川）の堤防を分断して
設けるものは水門、堤体内に函渠を設けるものは樋門であり、水門と樋門とで
は河川管理施設等構造令の適用が異なる。施設の設置に当たっては、用途、施
設規模、施工性、経済性等を考慮して水門と比較検討のうえ施設形式を決定す
る。通常、支川がセミバック堤（半背水堤）の場合は水門を採用し、自己流堤
の場合は樋門を採用することが多い。また、河川管理施設等構造令では、樋門
と樋管の区別はなく、通常樋管と称しているものも樋門に含めて取り扱うこと
としている。

<関連通知等>

- 1) 河川管理施設等構造令，昭和51年7月20日，政令第199号

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.1.1

【R6.6改定】

1-2 用語の定義

次の各号に掲げる用語の定義は、それぞれ以下に示す。

- 一．柔構造樋門：沈下を許容する直接基礎の樋門
- 二．剛構造樋門：非たわみ性構造の函渠で、沈下の影響を無視できる直接基礎の樋門
- 三．残留沈下量：函渠直下における函渠設置後の地盤の沈下量
- 四．樋門周辺の堤防：樋門本体直上及びその周辺の堤防で、開削や地盤改良等の施工の影響を受ける範囲或いは抜け上がり等の樋門の影響を受ける範囲

(考え方)

樋門は、本体と胸壁、翼壁、水叩き、遮水工、基礎及び管理橋、操作室等の付属施設の各部位によって構成される。このうち、本体は、ゲート、函渠（管渠を含む）、遮水壁、門柱、ゲートの操作台で構成される。そのほか、樋門の設置に伴い、一体で整備するものとして、護床工、護岸、高水敷保護工がある。

樋門のゲートが引上式の場合の各部位の名称は図2-2-1による。

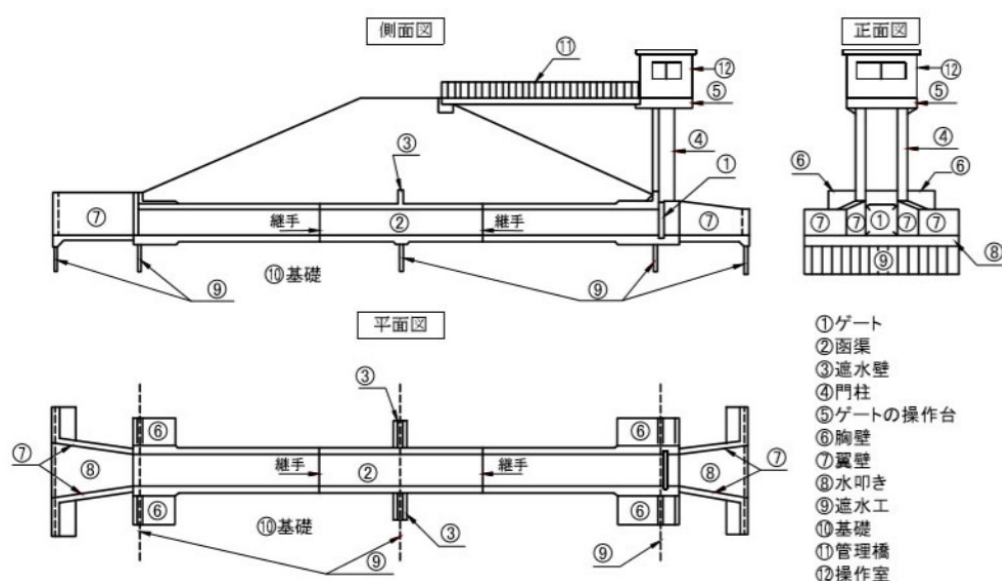


図2-1-1 樋門の各部位の名称（ゲートが引上式の場合）

第2節 樋門樋管の断面の決定

2-1 計画規模

排水樋門（管）は、排水区域内のピーク流量を流すのに必要な断面を確保するものとし、計画規模は、流域の状況、当該支川上流の改修規模等を勘案のうえ決定するものとする。

2-2 流出計算方法

樋門等は、雨水排水用として用いられることが最も多く、雨水流出量の計算方法には、つぎのようなものがある。

合 理 式
 単 位 図 法
 貯 留 関 数 法
 特 性 曲 線 法

これら計算方法のうちどれによるかは、地域特性、雨量、流量資料の有無等を勘案して決定すべきである。

接続する河川等に洪水調節施設がなく、流域面積が比較的小さく、かつ流域に貯留現象を考慮する必要がない場合には、一般に合理式法により算定してもよい。

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r \cdot A$$

Q：計画流量（m³/sec）

f：流出係数………建設省河川砂防技術基準調査編による。

r：洪水到達時間内の平均雨量強度（mm/hr）……… ”

A：流域面積（km²）

2-3 断面決定

樋門（管）の断面の計算方法には、つぎのようなものがある。

流速仮定方式：管内流速を仮定して断面を求める。

水路勾配方式：流入水路の勾配より流速を求め、断面を決定する。

限界水深方式：樋門（管）吐口の限界水深を、境界条件として水面計算をし、断面を決定する。

一般的によく使われている限界水深方法を挙げると、つぎのようになる。

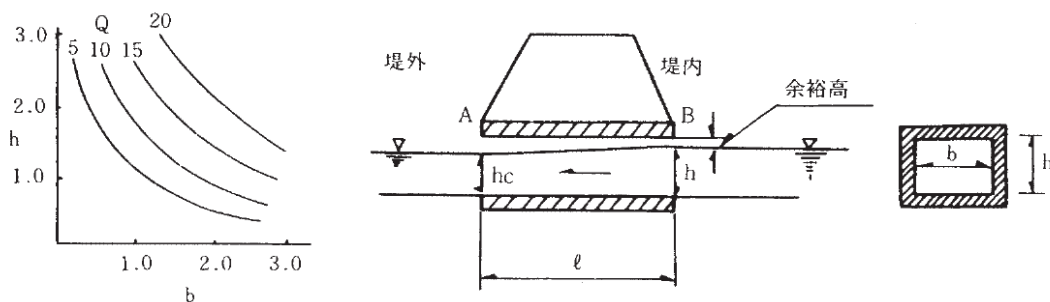


図 2-2-1 h～b 関係図

計算流量を流過させる樋門樋管の断面は、流量 Q をパラメーターとした h～b 関係図より求める。h～b 関係図はつぎのような手順により作成する。

(1) 樋 管 長

樋管長は設備場所によって異なるが、個々の樋管毎に h～b 関係図を作るとは煩雑であるから、今後設置する樋管長を調べ、あらかじめ 3～4 段階に分けて標準長 (1) を求める。

河川砂防
 技術基準
 調査編 3.2.4
 【R6.6 改定】

(2) 樋管吐口 (A) 水位

流量規模毎に樋管の幅を各種変えて、それぞれの限界水深 (h_c) を求める。

(3) 樋管呑口 (B) の水位

管内の水面を吐口の h_c を出発水位として背水計算し、 ℓ だけ離れた呑口 B 点の水位を求める。

(4) $h \sim b$ 関係図

流出量 Q をパラメーターとし、縦軸を樋管高 (h)、横軸を樋管幅 (b) とした $h \sim b$ 関係図を作成する。

(5) 断面決定にあたってつぎの点に注意すること。

- 1) 支川の計画高水流量 (計画排水量) を勘案して定めること。
- 2) 標準設計を活用するよう心がけること。
- 3) 標準設計に適合する断面がないときは直近上位の断面を採用する。
- 4) 樋門 (管) の断面は原則として最小内径 1 m 以上とする。

ただし、樋門の長さが短くかつ堤内地盤高が計画高水位以上の場合においては、内径を 30cm 程度まで小さくすることが出来る。

(6) 樋門の内り高

樋門の内り高については特に構造令の規定がないが、ここに標準的な取扱いを述べておきたい。

樋門の内り高については、流木等流下物が特に多い場合を除き、樋門が横断する河川又は水路の計画高水位に、表 2-2-1 に掲げる値を加えた高さ以上とすることを標準とする。ただし、当該河川又は水路の計画高水流量が 20 m^3/s 未満の場合は、計画高水流量が流下する断面の 1 割を内り幅で除して得られる値以上とすることができる。

表 2-2-1 樋門の余裕高

項	計画高水流量 (m^3/s)	余裕高 (m)
1	50未満	0.3
2	50以上	0.6

河川管理施設
等構造令
第 47 条解説
第 48 条解説

第3節 機能

3-1 機能

樋門は、ゲートを全閉することにより、堤防機能を有するよう設計するとともに、ゲート全閉時以外において、当該施設の設置目的に応じて、取水機能、排水機能、舟を支障なく通行させる機能を有するよう設計するものとする。

(考え方)

樋門は、堤防機能及び設置目的を達成するために必要な機能を有することが求められる。

<関連通知等>

- 1) 河川管理施設等構造令，昭和 51 年 7 月 20 日，政令第 199 号.

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.2

【R6.6 改定】

第4節 設計の基本

4-1 設計の基本

設計に当たっては、以下の事項を反映するものとする。

- 1) 樋門は、計画高水位（高潮区間にあっては、計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造となるよう設計するものとする。また、高規格堤防設置区間及び当該区間に係る背水区間における樋門にあっては、前述の規定によるほか、高規格堤防設計水位以下の水位の流水の作用に対して耐えることができる構造となるよう設計するものとする。
- 2) 樋門は、計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げることなく、周辺の河岸及び河川管理施設等の構造に著しい支障を及ぼさず、並びに樋門に接続する河床及び高水敷等の洗掘の防止について適切に配慮された構造となるよう設計するものとする。
- 3) 樋門は、樋門周辺の堤防との不同沈下或いは空洞化をできるだけ小さく留める構造となるよう設計するものとする。
- 4) 樋門は、常用電源が喪失した場合においても必要最小限な開閉操作ができるよう設計するものとする。
- 5) 設計に当たっては、樋門に求められる機能を満足するように樋門の位置、函渠の配置、樋門の敷高、構造形式を設定するとともに、設計の対象とする状況と作用に応じた安全性能を設定し、照査によりこれを満足することを確認する。
- 6) 環境及び景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、事業実施による地域への影響、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮することを基本とする。
- 7) 函軸方向は、堤防方向に直角にすることを基本とするが、高規格堤防特別区域内での函軸方向は、滑らかに通水され、土砂等の堆積のおそれがない場合は、堤防法線に対し直角にしくてもよい。
- 8) 樋門の構造形式は、柔構造樋門を基本とする。ただし、基礎地盤が良質な場合は、剛構造樋門を採用してもよい。
- 9) 樋門は、樋門に求められる機能を満足するために、土砂が堆積しにくい構造となるよう設計するとともに、維持管理上、堆積土砂等の排除に支障のない構造となるよう設計するものとする。

(考え方)

設計に当たっては、以下の事項について検討し、設計に反映することが求められる。

1) 基本方針

樋門の設計に当たっては、樋門が堤体内に函渠を設ける施設であること及び「3-1 機能」に示す事項を踏まえ、樋門の安全性のみならず、樋門周辺の堤防の安全性の確保も重要であり、樋門と樋門周辺の堤防を一体的に設計する必要がある。このため、樋門の設置に当たっては、樋門の数は

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.3

【R6.6 改定】

最小限とし、可能な限り統廃合に努めるとともに、樋門及び樋門周辺の堤防が一連区間の中で相対的な弱点とならないよう、樋門の構造及び施工についても十分考慮する必要がある。

また、周辺の河川環境との調和を図り、環境保全に配慮するとともに、地域の水環境及び景観が損なわれないように配慮する必要がある。

2) 樋門の位置

樋門の位置は、「計画編 施設配置等計画編 第2章 河川施設配置計画 第2-1章 河道並びに河川構造物 第5節 堰、水門、樋門 5.1 設置の基本」を踏まえ、堤内地の地形、地盤高、水路系統、水路敷高及び洪水時の本川の特性等を調査し、本川の湾曲部、水衝部、河床の不安定な箇所、既設の樋門に近接した箇所、基礎地盤が軟弱な箇所、堤防又は基礎地盤に漏水履歴がある箇所を避けて計画するとともに、排出水の水質等により他の水利施設及び周辺環境に支障を及ぼさない地点とする必要がある。

3) 函渠の平面配置

樋門は、一連区間の中で相対的な弱点となるおそれがある構造物である。堤防への影響範囲を最小化し、施工の確実性を図るため、函軸方向を堤防法線に直角にし、斜角にすることによる構造の複雑化を避ける必要がある。なお、高規格堤防においては、高規格堤防特別地域が設定されるために、直交させることが困難なことが多い。高規格堤防特別区域内での函軸の方向は、滑らかに通水され、土砂等の堆積のおそれがない限り、堤防法線に対して直角でなくてもよい。

4) 基礎地盤及び堤体の地盤変位が樋門に及ぼす影響

堤防における設計に反映すべき事項の「不同沈下に対する修復の容易性」と「基礎地盤及び堤体の一体性及びなじみ」に対応する項目である。

函渠と樋門周辺の堤防では基礎地盤に作用する荷重が異なること（堤防縦断方向の荷重の変化）や堤体形状等に起因し堤防横断方向にも荷重が変化すること等から、樋門周辺では不同沈下や水平変位のような地盤変位が生じる。

また、樋門には、土とは性質が大きく異なるコンクリートや鋼材等の材料が用いられるため、基礎地盤や樋門周辺の堤防とのなじみが悪く、地盤変位が生じた場合に空洞や緩みが形成されやすい。このような空洞や緩みが洪水時に樋門周辺で発生する漏水や決壊の主な原因であると考えられることから、樋門は一連区間の中で相対的な弱点になるおそれがある構造物である。空洞や緩みのような局所的な事象は、照査の中では取り扱うことが極めて難しいことから、樋門設置箇所の堤防が、一連区間におけるその他の堤防に対して堤防断面が小さくならない等、相対的な弱点にならないような配慮が求められる。

5) 樋門の敷高

樋門の敷高は、排水を目的とするものにあつては、接続する河川の河床高又は水路の敷高を考慮し、取水を目的とするものにあつては、それぞれの取水目的に応じて定めるが、本川の将来の河床変動についても配慮する必要がある。また、舟の通行を目的とするものにあつては、舟の通行に支

障を及ぼさない敷高とする必要がある。

6) 構造形式

樋門においては、地震時に堤体との接触面である程度の空隙が生じることは避けられない。また、樋門と堤体では重量差があり、地盤に伝わる荷重が異なるため、樋門の沈下と堤防の沈下とは一般に差異があるが、このことによっても樋門と堤体との接触面には空隙が生じることがある。樋門と堤体との接触面に空隙等が生じると、それが原因となって、漏水や堤体を構成する土粒子の移動が起こりやすく、これらの作用が繰り返され、空隙が拡大・進展し、連続した大きな空洞が形成される。これらの現象は、樋門の基礎が杭基礎である場合や、樋門に接続する堤防並びに基礎地盤の土質条件が軟弱な場合に特に顕著である。このため、樋門の構造形式は、基礎地盤の残留沈下量及び基礎の特性等を考慮して選定を行い、杭（先端支持杭及び摩擦支持杭）基礎等の不同沈下により空洞化が生じやすい基礎形式を避け、柔構造樋門として設計を行う必要がある。

なお、良質な地盤に支持され、沈下の影響を無視できる場合には、直接基礎の剛構造樋門を採用してもよい。また、地盤が良質ではなく沈下することは分かっているが、どの程度沈下するか予測ができず柔構造樋門以外の構造を採用せざるを得ない場合がある。

7) ゲート設備

ゲート設備の設計に当たっては、ゲートは、確実に開閉し、かつ、必要な水密性及び耐久性を有する構造が求められ、開閉装置は、ゲートの開閉を確実にできる構造が求められる。また、常用電源が喪失した場合に備え、予備動力や急降下閉鎖装置等を設けるなど、必要最小限な機能を維持できることが求められる。なお、想定外の外力が働いた場合においても、必要なゲート操作は可能となるように配慮することが望ましい。

8) 安全、確実・円滑な施工

樋門の施工では、掘削中のボーリングや重機の転倒など、安全を脅かす状況が発生する可能性がある。このため、設計においても、安全で確実・円滑な施工が可能となるような配慮が求められ、施工上の制約から構造が決まることもある。

9) 機能を長期的に容易に維持できる構造

長期的に機能を低下させる要因としては、圧密による地盤変位の進行、河床変動や土砂堆積があり、これらに配慮する必要がある。

10) 維持管理に配慮した構造

樋門の点検、修繕、更新等の作業を容易に行うため、維持管理に配慮した構造とする必要がある。

【推 奨】

- 1) 設計に当たっては、施工の合理化、省力化を図るため、函渠等のプレキャスト化、ユニット化の採用を検討することが望ましい。
- 2) 長期間継続する基礎地盤の残留沈下は、本体の変位・断面力に大きな影響を及ぼすので、地盤改良等の対策工を行い、事前にできるだけ小さくするよ

うに努める。

- 3) 事前の地盤調査は、土層構成、土質、地下水の状況などを把握し、設計に必要な地盤性状及び土層の特性等の条件を設定するため、ボーリング調査・現位置試験及び室内土質試験の組合せで実施することが望ましい。なお、事前の地盤調査結果より軟弱地盤や透水性地盤が想定される場合には、各々の課題に対応した原位置試験等の調査・試験を実施したうえで設計に反映するよう努める。
- 4) 樋門が接続する河川の河床又は水路の敷高と本川の河床とに落差があるなどの状況により、内水位が本川水位より高くなる場合には、樋門と堤体との接触面に沿って内水が堤外に浸透することがある。この場合、長年の間に樋門と堤体との接触面付近に大きな空隙が生じ、洪水時に突然堤防決壊を引き起こすこともある。したがって、このような場合には、内水が堤外に浸透することについても十分留意する必要がある、接続する河川又は水路の取付護岸は必要な区間に遮水シートを有するコンクリート護岸等とするとともに、翼壁の接続部の水密性を保つようにすることが望ましい。
- 5) 排水のための樋門を設ける場合で、樋門から合流する河川（本川）までの間で段差等が生じており、魚類等の移動のため必要があるときは、当該河川及びその接続する水路の状況等（必要な場合には関係者の意見を含む）を踏まえ、段差等の緩傾斜化、水深の確保等に配慮した構造とすることが望ましい。
- 6) 施工時では、盛土載荷後などの沈下に影響する施工段階に応じ、函体の沈下量を計測して設計時に想定された沈下量以内となっているか観測を行うことが望ましい。また、沈下が想定よりも大きい場合には、門柱や継手において異常が生じていないか、グラウトホールから函体底部と地盤の隙間がないかなどの確認を行うことが望ましい。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：河川砂防技術基準 計画編，施設配置等計画編 第 2 章 河川施設配置計画 第 2-1 章 河道並びに河川構造物 第 5 節 堰、水門、樋門 5.1 設置の基本.
- 2) 国土交通省：ダム・堰施設技術基準（案）の一部改定について，平成 28 年 3 月 31 日，国技電第 72 号，国総公第 80 号，国水環第 140 号，国水治第 142 号.
- 3) 国土交通省河川局：「多自然川づくり」の推進について，平成 18 年 10 月 13 日，国河環 第 38 号，国河治第 86 号，国河防第 370 号.
- 4) 国土交通省河川局：美しい河川景観の形成と保全の推進について，平成 18 年 10 月 19 日，国河環第 40 号，国河治第 94 号，国河防第 376 号.
- 5) (財) 国土技術研究センター：柔構造樋門設計の手引き（Ⅰ 共通編、Ⅱ 基礎構造編），平成 10 年 11 月.

第5節 基本的な構造

5-1 函渠の内空断面の設定

函渠の内空断面は、支川の計画高水流量（取水の用に供する樋門にあっては計画取水量、舟の通行の用に供する樋門にあっては計画高水流量及び通行すべき舟の規模）、維持管理を勘案して設定するものとする。なお、河川（「準用河川」を含む）以外の水路が河川に合流する箇所において当該水路を横断して設ける樋門について準用するものとする。

函渠の内空断面は、次により設定することを基本とする。

1) 内空断面

函渠の内空断面は、内空幅・内空高とも 1m 以上とすることを標準とする。

ただし、函渠長が 5m 未満であって、かつ、堤内地盤高が本川の計画高水位より高い場合においては、内空幅・内空高とも 0.3m まで小さくすることができる。また、2 門以上の函渠端部の内空幅は、函渠中央部の内空幅と同一とする。

2) 排水機能が求められる場合の余裕高

流木等流下物が多い場合を除き、函渠の余裕高は、樋門が横断する河川又は水路の計画高水位に次に掲げる値を加えた高さ以上とする。

- ・計画高水流量が $50\text{m}^3/\text{s}$ 未満の場合：0.3m
- ・計画高水流量が $50\text{m}^3/\text{s}$ 以上の場合：0.6m

ただし、支川の計画高水流量が $20\text{m}^3/\text{s}$ 未満の場合、上記の値を流下断面の水深の 1 割以上とすることができる。なお、柔支持基礎を採用する場合は、函渠が沈下した場合にも流下能力を確保するため、函渠の余裕高に残留沈下量を加える。

3) ゲートの門数

できる限りゲートの門数を少なくするよう設計することを基本とする。やむを得ず 2 門以上のゲートが必要となる場合には、それぞれの函渠の内空幅は 5m 以上を基本とする。ただし、内空幅が内空高の 2 倍以上となるときは、この限りでない。

(考え方)

函渠の内空断面は、内空幅と内空高で表される。内空高は流下断面に余裕高を加えた高さ、流下断面は計画高水流量又は計画流量が流下する断面である。

函渠の断面を大きくしすぎると、河積が函渠で急増することにより、流速が緩くなり、土砂が堆積しやすくなる。流下能力の観点のみから函渠の幅員を設定すると、支川の幅に比べて函渠の幅員が狭くなることがあり、流木等流下物の影響や縮流によるエネルギー損失のため洪水の円滑な疎通に支障を来すことがある。また、堆積土砂の排除にも支障を来すことがある。このようなことから、求められる機能に加えて、維持管理、経済性を勘案し、適切な断面を設定

することが必要となる。

排水を目的とする樋門にあっては、支川の計画高水流量の流下を妨げず、函渠内の流速が接続する支川の流速に比べて著しく増減することがない函渠の内空断面を設定する必要がある。このうち、内水排水を目的とする樋門にあっては、内水対策の計画排水量に対応した函渠の内空断面とする必要がある。なお、計画排水量については、計画する樋門の流域（集水区域）、計画規模並びに降雨規模及び降雨分布を定め、流域内の現況及び将来の土地利用状況を考慮して算出する。

取水を目的とする樋門にあっては、取水計画上問題とならない範囲において対象渇水時の計画取水量が確保できる函渠の内空断面、また、舟の通行が見込まれる樋門にあっては、舟の通行に支障を及ぼさない函渠の内空断面とする必要がある。

樋門の内空幅は、門数を2連以上に増やせば増やすほど小さくなって、流木等流下物による閉塞の可能性が増大する。流木等流下物による閉塞は、洪水の円滑な疎通を阻害するばかりではなく、ゲートの開閉にも支障を及ぼしかねない。また、ゲートが横方向に極めて細長い形となる場合には、ゲート構造及び開閉機等が同じ内空幅のゲートに比べ大規模となるため不経済なゲートとなる。以上の観点から、樋門の内空幅は、流木等流下物に対する配慮とゲートの構造上の制約という相反する要素の調整を図って適切なものとする必要がある。

2連以上の函渠の隔壁の端部は、ゲート戸当たりのため中央部の隔壁より厚くなることが多いが、函渠端部の通水断面が中央部より狭くなることのないよう、図2-5-1のように通水断面を確保する必要がある。

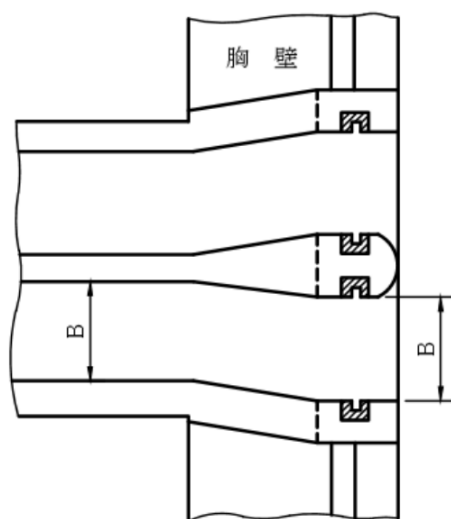


図2-5-1 2連以上の函渠端部

【推 奨】

函渠の内空断面積が流下断面積の1.3倍以内の場合には、函渠側壁の内側を支川の計画高水位と堤防の交点の位置とすることを推奨する。こうした場合に、函渠の内空断面積が流下断面積の1.3倍以上の場合には1.3倍となるまで函渠の総幅員（内空幅と中央部の隔壁幅の総和）を縮小することができる。

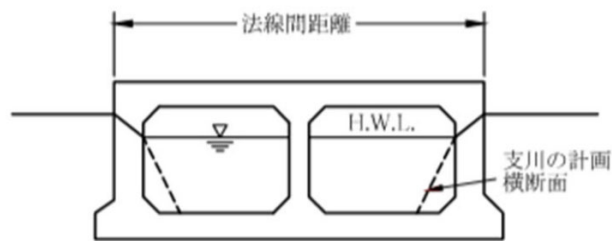


図 2-5-2 樋門の断面説明図（流下断面積が 1:1.3 以内の場合）

5-2 函渠長

函渠長は、計画堤防断面の川表、川裏の法尻までとなるよう設計することを基本とする。

（考え方）

函渠の長さは、計画堤防断面の川表、川裏の法尻までとなるように設定する必要がある。これは、樋門の機能を確保するように敷高や函渠の内空断面等を設定した結果、堤防断面を切り込まざるを得ない樋門の構造となる場合があるためである。このような場合でも、堤体強度の低下をできるだけ避けるために切り込みを必要最小限とする必要がある。

【推 奨】

函渠長は、堤防の土留めを目的とした胸壁の配置を考慮して決定する必要がある。

函渠頂版の天端から胸壁の天端までの高さは、胸壁が樋門の上の堤防の土留壁として機能することを考慮すると、0.5m 程度とし、高くても 1.5m 以下とすることが望ましい。

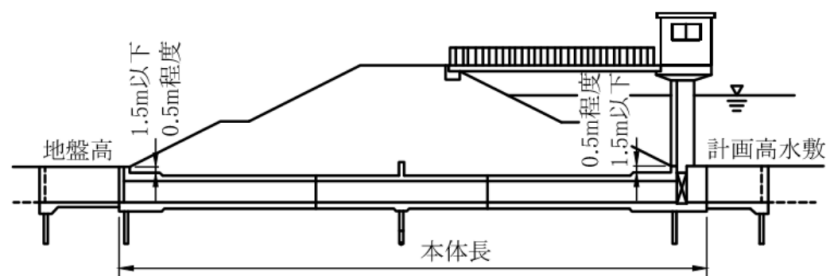


図 2-5-3 函渠長

5-3 門柱の天端高

門柱の天端高は、ゲート全開時のゲート上端部にゲートの管理に必要な高さを加えた高さを確保し、管理橋の桁下高が計画堤防高以上となるよう設計することを基本とする。

（考え方）

門柱は、主に引上げ式ゲートの開閉を行うために設け、ゲートの開閉が容易な構造とする必要がある。また、門柱の天端高は、ゲート全開時のゲート下端高が取水、排水、舟の通行に支障を及ぼさない高さを確保するとともに、ゲ-

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.4.2

【R6.6 改定】

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.4.3

【R6.6 改定】

トの維持管理・更新のための戸溝からの取外し等に必要な高さを確保する必要がある。同様に、管理橋の桁下高もそれらに支障を及ぼさない高さとする必要がある。

【推 奨】

ゲートの管理に必要な高さとしては、引上げ余裕高(0.5m 程度)のほか滑車等の付属品の高さを考慮することが望ましい。柔構造樋門等で門柱部の沈下が予測される場合は、予測される沈下量を見込んで天端高を設定することが望ましい。

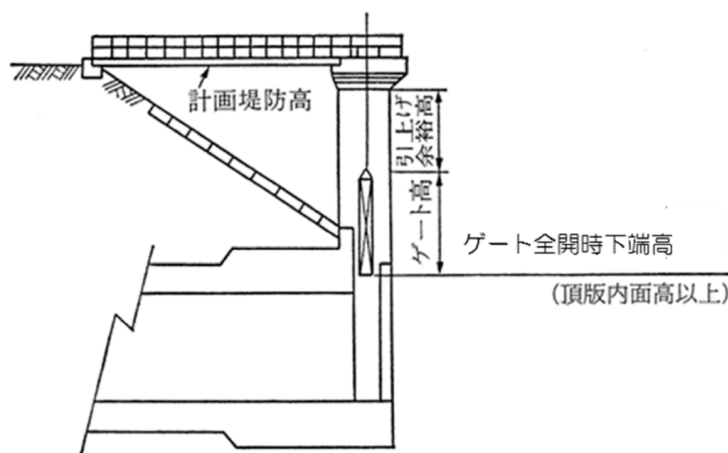


図 2-5-4 引上げ余裕高

5-4 材質と構造

(1) 使用材料

設置目的に応じて要求される強度、施工性、耐久性、環境適合性等の性能を満足するための品質を有し、その性状が明らかにされている材料を使用することを基本とする。

(考え方)

使用材料は、設置目的に応じて要求される強度、施工性、耐久性、環境適合性等の性能を満足するための品質を有し、その性状が明らかなものでなければならない。このため、JIS 等の公的な品質規格に適合し、その適用範囲が明らかな用途に対して使用することが望ましい。公的な品質規格がない材料の場合には、材料特性が樋門に及ぼす影響を試験等によって確認するとともに、品質についても JIS 等の規格と同等であることを確認する必要がある。

【推 奨】

鉄筋コンクリート構造物（プレキャスト製品を除く）に用いるコンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 、鉄筋の材質 SD345 を推奨する。

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.4.4

【R6.6 改定】

(2) 主な構造

函体、遮水壁、門柱、胸壁、ゲートの操作台は、鉄筋コンクリート構造又はこれに準ずる構造とする。函体、遮水壁、胸壁、翼壁、水叩き、遮水工は、部材の安全性と継手部の水密性の確保によって、全体として必要な水密性を有する構造となるよう設計するものとする。

ゲートは、鋼構造又はこれに準ずる構造とし、ゲートは確実に開閉し、かつ、必要な水密性を有する構造となるよう設計するものとする。

ゲートの開閉装置は、ゲートの開閉を確実に行うことができる構造となるよう設計するものとする。

函渠、翼壁、水叩きは必要に応じ継手等によって屈とう性を有する構造とし、護床工は地盤の洗堀や変形に追随する構造となるよう設計することを標準とする。

(考え方)

樋門を構成する主な構造としては、函体、遮水壁、門柱、胸壁、ゲートの操作台があり、これらは、鉄筋コンクリート構造又はこれに準ずる構造とし、必要な安全性を確保する必要がある。また、樋門の安全性を確保するため、函体、遮水壁、胸壁、翼壁、水叩き、遮水工は、部材の安全性の確保と継手部の水密性の確保によって、全体として必要な水密性を有する構造となるよう設計する必要がある。ここで、必要な水密性を有するとは、部材の損傷や劣化、継ぎの開き等により樋門周辺の堤防の土砂が吸い出されることのない状態を確保する意味であり、部材によっては多少の漏水が生じる状態は許容される。

『例 示』

鉄筋コンクリート構造に準ずる構造には、鋼管及びダクタイル鋳鉄管の事例がある。新しい材料として高耐圧ポリエチレン管、FRP 管等の採用が考えられるが、構造的に解決すべき課題もあるため、今後のさらなる調査研究が望まれる。

鋼構造に準ずる構造には、ステンレス製ゲート、アルミ製ゲート等がある。

(3) 設計用定数

設計に用いる各種定数は、適切な安全性が確保できるよう、使用する材料の力学特性を考慮し、必要に応じて調査・試験を実施したうえで、設定することを基本とする。

① ヤング率

設計に用いるヤング率は、使用する材料の特性や品質を考慮したうえで適切に設定することを基本とする。

【推 奨】

ヤング率として、以下の値を用いることが望ましい。

1) ヤング係数

- ・コンクリートのヤング係数は、 $2.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- ・鋼材のヤング係数は、 $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

2) ヤング係数比

- ・許容応力度による設計を行う場合の鉄筋コンクリート部材の応力度の計算に用いるヤング係数比は 15

② 地盤に係る定数

ボーリング調査、サウンディング調査、現位置試験、室内土質試験を組合せた地盤調査（既往調査含む）や周辺の工事履歴、試験施工等に基づき総合的に判断し、施工条件等も十分に考慮したうえで、地盤に係る定数を設定することを基本とする。

【推 奨】

1) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力として、以下の値を用いることができる。

表 2-5-1 摩擦角と付着力

条件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 C_B
土とコンクリート	$\phi_B = 2/3 \phi$	$C_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$C_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$C_B = C$

ただし、 ϕ ：支持地盤のせん断抵抗角（度）、 C ：支持地盤の粘着力（ kN/m^2 ）

2) 地盤の許容鉛直支持力

地盤の許容鉛直支持力は、荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力に対して、表 2-5-2 に示す安全率を確保していることが望ましい。

表 2-5-2 安全率

常 時	地震時	施工時
3	2	2

荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力は、次式により求めることができる。平板載荷試験により求める場合には、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 C 、せん断抵抗角 ϕ を用いて以下の式に従って算出することが望ましい。

$$Q_u = A' \left\{ \alpha \cdot k \cdot c \cdot N_c + k \cdot q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \right\}$$

ここに、

Q_u ：荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c ：地盤の粘着力 (kN/m²)

q ：載荷重 (kN/m²) $q = \gamma_2 D_f$

A' ：有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 ：支持地盤および根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では、水中単位体積重量を用いる。

B_e ：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B ：基礎幅 (m)

e_B ：荷重の偏心量 (m)

D_f ：基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β ：基礎の形状係数

k ：根入れ効果に対する割増係数

N_c, N_q, N_r ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数

(4) 鉄筋コンクリート部材の最小寸法

鉄筋コンクリートの部材の最小寸法は、耐久性、強度を有するために必要なかぶり及び施工性に配慮し設定することを基本とする。

『例 示』

鉄筋コンクリートの部材の最小寸法は、施工性を重視し主鉄筋を内側に配置するため、0.4m が用いられる場合が多い。

5-5 樋門周辺の堤防

樋門周辺の堤防が一連区間と比較して相対的に弱点とならないように設計するものとする。

樋門周辺の堤防に用いる土質材料は、堤防に適したものを選定し、十分に締固めを行うものとする。また、樋門周辺の堤防の断面形状は、樋門本体による止むを得ない切り込みを除き、隣接する堤防の大きさ（堤防高、天端幅、堤体幅）及び計画堤防の大きさを上回る大きさとするを基本とする。

必要に応じて「河川砂防技術基準 設計編 第2節 堤防」に準じて堤防の安全性照査を行い、一連区間と比較して相対的に安全性が低下しないよう必要に応じて強化対策を行う。

(考え方)

樋門周辺の堤防には、樋門の施工による埋戻し部分も含まれる。その影響範囲は、対象とする事象によっても異なるが、抜け上がりまで含めれば、堤防縦断方向に堤防高さの2～3倍以上に及ぶ。「第6節 安全性能の照査等」に当た

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.4.5

【R6.6改定】

っては、樋門周辺の堤防が一連区間の中の弱点でないことが前提となっており、必要に応じて「河川砂防技術基準 設計編 第2節 堤防」に準じて安全性の照査を行い、前後区間と比較して相対的に安全性が低下しないように強化対策を行う必要がある。

＜関連通知等＞

- 1) (財) 国土技術研究センター：河川土工マニュアル，平成 21 年 4 月．

第6節 安全性能の照査等

6-1 設計の対象とする状況と作用

安全性能の照査に当たっては、設計の対象とする状況と作用を次の表のように設定し、これを踏まえて照査事項を設定することを基本とする。常時、洪水時及び地震時については全ての樋門において設定し、これに加えて、高潮区間の樋門の場合には高潮時、湖岸堤等に設ける樋門の場合には風浪時について設定することを基本とする。取水や舟の通行等治水以外の設置目的を有する場合には当該設置目的に応じた常時の作用を適切に設定することを基本とする。

樋門の状況	作用
常時	自重（死荷重）、活荷重、地盤変位の影響、土圧、水圧、揚圧力、風荷重、温度変化の影響、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響、負の周辺摩擦力の影響、雪荷重、プレストレス力等
洪水時	自重（死荷重）、活荷重、地盤変位の影響、土圧、水圧※、揚圧力、風荷重、温度変化の影響、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響、負の周辺摩擦力の影響、雪荷重、プレストレス力等 ※計画高水位、高潮区間にあつては計画高潮位
高潮時	高潮位における波浪による波圧
風浪時	風浪による波圧
地震時	自重（死荷重）、地震動、活荷重、地盤変位の影響、水圧、揚圧力、温度変化の影響、負の周辺摩擦力の影響、地震の影響※、雪荷重、プレストレス力等 ※地震時土圧、地震時動水圧、液状化の影響
その他	津波による波圧 副振動、セイシュによる影響 施工時荷重 流木の衝突 舟の衝突

高規格堤防設置区間及び当該区間の背水区間の樋門の照査に当たっては、計画高水位での静水圧を高規格堤防設計水位での静水圧に置き換えて行うことを基本とする。

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.5.1

【R6.6 改定】

(考え方)

樋門の設計に当たっては、常時、洪水時、地震時、高潮時及び風浪時の安全性能を確保することが求められる。全ての樋門について、常時、洪水時及び地震時、さらに高潮堤に設けられる樋門は高潮時、湖岸堤等に設けられる樋門は風浪時についても照査する必要がある。

照査に当たっては、広域地盤沈下量、基礎地盤の特性、維持管理に必要な前提条件を設定する必要がある。なお、前提条件は、土質地質調査等に基づき設定する必要がある。

設計の対象とする作用については、本体やゲート等の自重、計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）以下の水圧、地震動として河川構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動及び対象地点において現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動、土圧、風の影響等の他、地震時には必要に応じて津波による波圧、高潮時には波浪並びに風浪時には風浪による影響が考えられ、設計の対象とする樋門の状況に応じて適切に組合せて設定する必要がある。

なお、必要に応じて施工時についても安全性能の照査を行う。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：ダム・堰施設技術基準（案），平成 28 年 3 月.
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局：河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅰ. 共通編－，平成 24 年 2 月.
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局：河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅳ. 水門・樋門及び堰編－，令和 2 年 2 月（令和 2 年 6 月一部追記）.
- 4) 国土交通省水管理・国土保全局河川計画課長、治水課長：河川津波対策について、平成 23 年 9 月 2 日，国水計第 20 号，国水治第 35 号.

【推 奨】

樋門の設計に当たっては、次の作用を考慮するのが望ましい。

1) 自重（死荷重）

自重（死荷重）は、適切な単位体積重量を用いて算出する。

材料の単位体積重量は、表 2-6-1、表 2-6-2 の値を参考にするものとする。

土の単位体積重量は、一般的な値を示したものであり、土質試験データがある場合は、その値を用いて設計することが望ましい。コンクリートについても、できるだけ試験データによることが望ましい。

表 2-6-1 土の湿潤単位体積重量(kN/m³)

地盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然 地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛 土	砂及び砂礫	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

表に示す土の湿潤単位体積重量に対して飽和単位体積重量は 1kN/m³程度重く、地下水以下の飽和重量は水の重量 10kN/m³ (9.8kN/m³の丸め) を差し引くため、地下水位以下にある土の湿潤単位体積重量は、それぞれの表中の値から 9 を差し引いた値としてよい。

地下水位は施工後における水位の平均値を考える。

表 2-6-2 材料の単位体積重量 (kN/m³)

材料	単位体積重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0
鋳鉄	71.0
アルミニウム	27.5
鉄筋コンクリート	24.5
プレストレスを導入するコンクリート (設計基準強度 60N/mm ² 以下)	24.5
プレストレスを導入するコンクリート (設計基準強度 60N/mm ² を超え 80N/mm ² まで)	25.0
コンクリート	23.0
セメントモルタル	21.0
木材	8.0
歴青材 (防水用)	11.0
アスファルト舗装	22.5

2) 活荷重

活荷重は、自動車荷重及び群集荷重とする。

自動車荷重は必要に応じ、大型の自動車の交通状況に応じて TL-25 荷重を考慮する。

群集荷重は、管理橋及び操作台等に 3.5kN/m² の等分布荷重を考慮する。

3) 地盤変位の影響

地盤変位の影響とは、地盤の変位が樋門本体に与える影響のことであり、設計上は解析対象物の軸線上の変位分布として扱う。

1. 地盤の沈下による変位(沈下)

地盤の沈下による変位(沈下)としては、樋門の施工後に生じる地盤の残留沈下量分布とする。

2. 地盤の水平変位による変位(側方変位)

地盤の水平変位による変位(側方変位)としては、樋門の施工後に生じる基礎地盤の側方変位量分布とする。

4) 土圧

①胸壁・翼壁に作用する土圧

胸壁・翼壁に作用する土圧は、原則として表 2-6-3 の区分に従って適用する。

表 2-6-3 土圧の区分

種 別		常 時	地震時
胸壁		静止土圧	地震時主働土圧
翼壁	U形タイプ	静止土圧	地震時静止土圧
	逆T形タイプ	主働土圧	地震時主働土圧

a) 静止土圧

胸壁・翼壁に作用する静止土圧は、次式による。

$$P_{hd} = K_0 (\gamma \cdot h + q_0)$$

ここに

P_{hd} : 任意の深さの水平土圧強度 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数 (通常は $K_0 = 0.5$ と考えてよい)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_0 : 上載荷重 (kN/m²)

b) 主働土圧

主働土圧は、次式による。

$$P_a = K_A (\gamma \cdot h + q_0)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$\cot(\xi_A - \alpha) = -\tan(\phi + \delta + \theta - \alpha)$$

$$+ \sec(\phi + \delta + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha)}}$$

ここに

P_a : 任意の深さの主働土圧強度 (kN/m²)

K_A : 主働土圧係数

ξ_A : 主働崩壊角 (度)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_0 : 上載荷重 (kN/m²)

α : 地表面と水平面のなす角 (度)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

δ : 土圧作用面の種別に応じた壁面摩擦角 (度)

土と土の場合 : $\delta = \phi$

土とコンクリートの場合 : $\delta = \phi/3$

ただし、 $\phi - \alpha < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha) = 0$ とする。

上載荷重 q_0 は必要に応じて考慮する。

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

c) 地震時主働土圧

胸壁・翼壁に作用する地震時主働土圧は、次式による。

$$p_{Ea} = K_{EA} (\gamma \cdot h + q_0')$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = -\tan(\phi + \delta + \theta - \alpha) + \sec(\phi + \delta + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta + \theta_0) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}}$$

ここに

p_{Ea} : 任意の深さの地震時主働土圧強度 (kN/m²)

K_{EA} : 地震時主働土圧係数

ξ_{EA} : 地震時の主働崩壊角 (度)

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_0' : 地震時の上載荷重 (kN/m²)

α : 地表面と水平面のなす角 (度)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

土圧作用面の種別に応じた地震時壁面摩擦角 (度)

δ_E : 土と土の場合: $\delta_E = \phi/2$

土とコンクリートの場合: $\delta_E = 0$

θ_0 : 地震時合成角 (度) $\theta_0 = \tan^{-1} k_h$ または $\theta_0 = \tan^{-1} k'_h$

k_h : 設計水平震度

k'_h : 水中の見かけの水平震度 $k'_h = \frac{\gamma \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2 + q_0'}{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + q_0'} \cdot k_h$

γ_{sat} : 土の飽和単位体積重量 (kN/m³)

γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)

h_1 : 水面上の土層厚さ (m)

h_2 : 水面下の土層厚さ (m)

ただし、 $\phi - \alpha - \theta_0 < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha - \theta_0) = 0$ とする。また、 q_0' は地震時に確実に作用するもののみとし、活荷重は原則として含まないものとする。

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

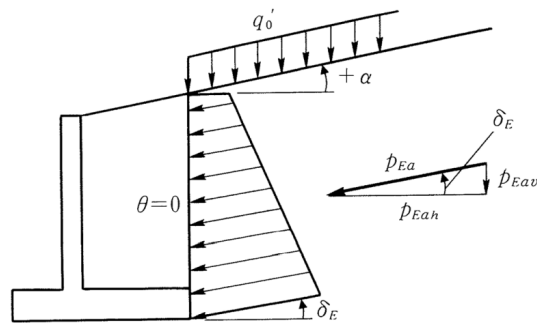


図 2-6-1 地震時主働土圧

d) 地震時静止土圧

翼壁・翼壁に作用する地震時静止土圧は、次式による。

$$P_{0E} = P_0 + (P_{HE} - P_H)$$

ここに

P_{0E} : 地震時静止土圧合力 (kN)

P_0 : 常時の静止土圧合力 (水平成分) (kN)

P_{HE} : 主働土圧状態を仮定した場合の地震時の土圧合力の水平成分 (kN)

P_H : 主働土圧状態を仮定した場合の常時の土圧合力の水平成分 (kN)

② 函体に作用する土圧

a) 鉛直土圧

函体上面に作用する鉛直土圧は、次式により算定する。

$$P_{vd} = \alpha \cdot \gamma \cdot h$$

ここに

P_{vd} : 鉛直土圧強度 (kN/m²)

α : 鉛直土圧係数 ($\alpha=1.0$ と考えてよい)

γ : 土かぶり土等の単位体積重量 (kN/m³)

h : 函体の土かぶり厚さ (m)

b) 水平土圧

1. 剛性函体

剛性函体の側壁に作用する静止土圧は、次式により算定する。

$$P_{hd} = K_0 \cdot \gamma \cdot h$$

ここに

P_{hd} : 任意の深さの水平土圧強度 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数 (通常は $K_0=0.5$ と考えてよい)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

活荷重による水平土圧は、土かぶり厚さに関係なく函体両側面に上載荷重を戴荷させて、次式により算定する。

$$P_{hde} = K_0 \cdot q_0$$

ここに

P_{hde} : 上載荷重による水平土圧強度 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数 (通常は $K_0=0.5$ と考えてよい)

q_0 : 上載荷重 $q_0=10$ kN/m²

2. たわみ性函体

たわみ性函体の設計は、剛性特性に応じた各々の設計法による。

5) 水圧

① 静水圧

樋門の上下流水位について、樋門の操作上考えられる組合せを検討する。

ただし、地震時慣性力及び地震時動水圧と計画高水位時における水圧は、同時に作用しない。

ゲート引上げ時には、流水から受ける力を必要に応じて考慮する。

② 地震時動水圧

地震時動水圧は、ウエスターガードの近似式により計算する。

③ 胸壁・翼壁に作用する残留水圧

胸壁・翼壁の前面の水位と背面の水位の間に水位差が生じる場合は、この水位差に伴う残留水圧を考慮する（下図参照）。

感潮区間の場合は、前面潮位差の $2/3$ の水圧差を対象とする。

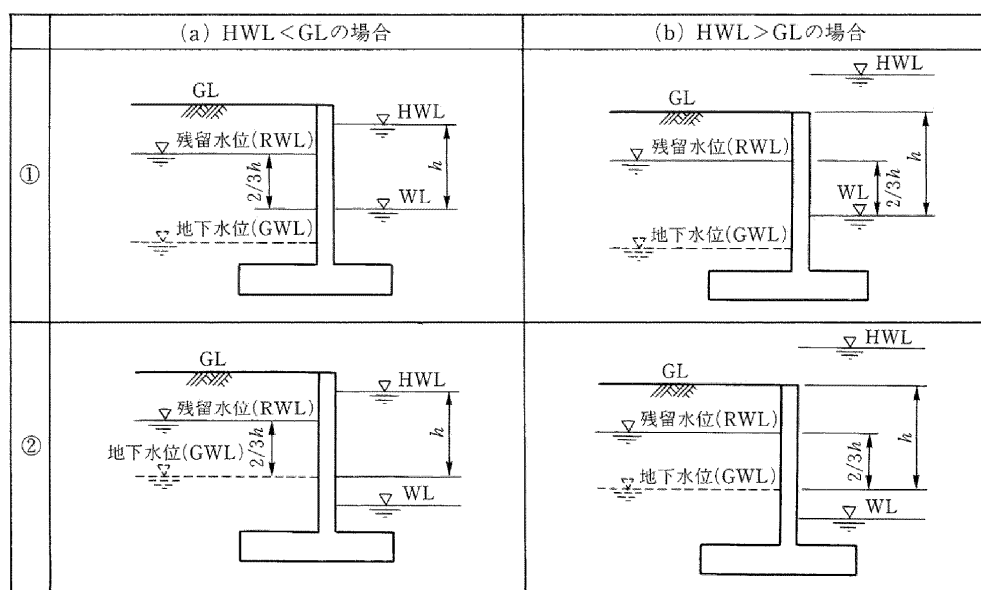


図 2-6-2 残留水位の設定方法（常時）

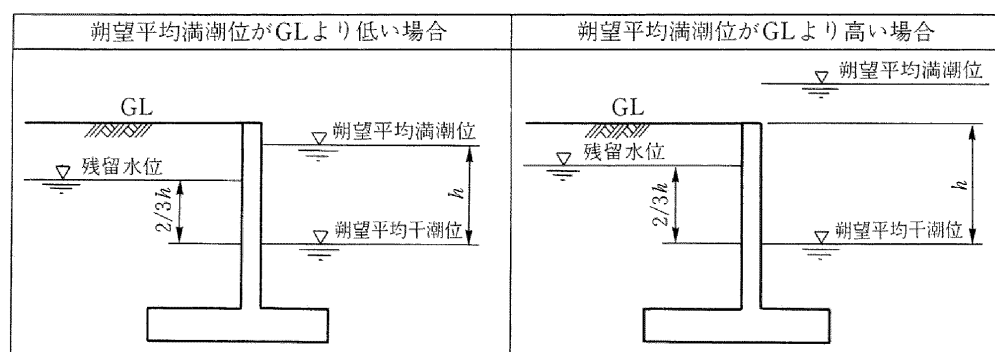


図 2-6-3 感潮区間の残留水位

6) 揚圧力

揚圧力は、樋門の操作上考えられる樋門の上下流の水位差が最大となる水位により求める。

7) 風荷重

風荷重は 3kN/m²とする。

8) 温度変化の影響

温度荷重は、温度変化を±15℃とし、膨張係数を鋼で 0.000012、コンクリートで 0.00001 として計算する。

9) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響

① コンクリートのクリープひずみ

コンクリートのクリープひずみは次式により算定することができる。

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi$$

ここに、

ε_{cc}	: コンクリートのクリープひずみ
σ_c	: 持続荷重による応力度 (N/mm ²)
E_c	: コンクリートのヤング係数 (N/mm ²)
φ	: コンクリートのクリープ係数

コンクリートのクリープひずみについては、作用する持続荷重による応力度がコンクリートの圧縮強度の 40%程度以下の場合、上式が成立すると考えてよい。一般には、コンクリートの圧縮強度の 40%を超える持続荷重による応力度が作用することはなく、上式が用いられるが、40%を超える場合には別途試験などによりクリープひずみを定めなければならない。

② コンクリートのクリープ係数

プレストレスの損失量及び不静定力を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は、表 2-6-4 の値とする。

表 2-6-4 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷する時のコンクリートの材令 (日)		4~7	14	28	90	365
クリープ係数	早強ボルトランドセメント使用	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
	普通ボルトランドセメント使用	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4

コンクリートのひずみは、作用する持続荷重を取り除くと回復するクリープひずみと回復しないクリープひずみの和であると考えられる。一般に、プレストレスの損失量を算出する場合は、クリープひずみをこれら 2 成分に分けて算出しても、或いは分けずに算出しても結果的に大差ないので、

表 2-6-4 に示すクリープ係数をそのまま用いてよい。なお、持続荷重を載荷した時のコンクリートの材令が表 2-6-4 に示す値の間にある場合のクリープ係数は直線補間による値を用いてよい。

③ コンクリートの乾燥収縮度

プレストレスの損失量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、表 2-6-5 の値とする。

表 2-6-5 コンクリートの乾燥収縮度
(普通及び早強ポルトランドセメント使用の場合)

プレストレスを導入する時の コンクリートの材令 (日)	3 以内	4~7	28	90	365
乾 燥 収 縮 度	25×10^{-5}	20×10^{-5}	18×10^{-5}	16×10^{-5}	12×10^{-5}

コンクリートそのものの乾燥収縮度は表 2-6-5 に示す値より一般に大きい、部材に配置される鋼材の影響などを考慮して、プレストレスの損失量を算定する場合は表 2-6-5 に示す値を用いてよいこととした。なお、プレストレスを導入する時のコンクリートの材令が表 2-6-5 に示す値の間にある場合の乾燥収縮度は直線補間による値を用いてよい。

④ ②項又は③項によりがたい場合

②項又は③項によりがたい場合は、部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法、荷重が作用する時のコンクリートの材令などを考慮して別途定めるものとする。

特にコンクリート材令の若い時期にプレストレッシングを行う場合などでは、上記の諸要因を考慮して試験により別途定めるか、或いは、適切な方法によって推定してもよい。

1 0) 負の周辺摩擦力の影響

軟弱地盤の層厚が厚い等で負の周辺摩擦力の影響が大きいと予想される場合には、遮水矢板等から樋門本体へ伝達する負の周辺摩擦力の影響について考慮する。

1 1) 雪荷重

雪荷重は、雪の単位堆積重量と積雪深の積として求める。一般に多雪地方においては、雪荷重 3.5 kN/m^2 を見込めばよい。積雪深は、既往の積雪記録、構造物上での積雪状態などを考慮して設定する。積雪のない地方では考慮する必要はない。ただし、積雪が少ないために積雪深を決定できない場合は、雪荷重を 1 kN/m^2 としてよい。

1 2) プレストレス力

プレストレス力は、プレストレスを与えた直後（プレストレッシング直後）のプレストレス力とその後に生じるコンクリートのクリープ、乾燥収縮及び緊張材のリラクセーションが終わったときの有効プレストレスについて考慮する。

① プレストレッシング直後のプレストレス力

ポストテンション方式のプレストレッシング直後のプレストレス力は、緊張材の緊張端に与えた緊張力に以下に示す影響による損失を考慮して算出する。

- a) コンクリートと継手材の弾性変形
- b) 緊張材とシースの摩擦
- c) 函体と均しコンクリートの摩擦
- d) 緊張材を定着する際のセット

② 有効プレストレス力

有効プレストレス力は、次に示すコンクリートのクリープ及び乾燥収縮と緊張材の見かけのリラクセーションによるプレストレス力の損失量をプレストレッシング直後のプレストレス力より減じることによって算出する。

- a) コンクリートのクリープ
- b) コンクリートの乾燥収縮
- c) 緊張材のリラクセーション

1 3) 地震動

地震動は、構造物の重量に河川構造物の耐震性能照査指針 共通編に規定する水平震度を乗じた水平力とし、これを水流方向及び水流直角方向に作用させる。

1 4) その他荷重

堤防及び樋門の安全を図るうえで以下の必要な荷重を考慮する。

① 波圧

以下の波圧を考慮する。

a) 波浪及び風浪

高潮区間や湖岸堤等で必要に応じて考慮する。

波浪高の推定に当たっては、「河川砂防技術基準 調査編 第 21 章 第 5 節及び本編第 7 章 第 2 節」を参照する。

b) 津波

津波遡上区間で必要に応じて考慮する。

② その他

- ・副振動、セイシュによる影響
- ・施工時荷重
- ・流木の衝突
- ・舟の衝突

<関連通知等>

土木構造物の許容応力度は、道路橋示方書及び土木構造物設計マニュアル（案）に係わる設計・施工の手引き（案）【樋門編】の規定を基本として定めたものである。ゲート等の機械設備に関しては、ダム・堰施設技術基準（案）による。

- 1) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ．共通編，平成 24 年 3 月．
- 2) 国土交通省：土木構造物設計マニュアル（案）樋門編，平成 13 年 2 月．
- 3) 国土交通省：土木構造物設計マニュアル（案）に係わる設計・施工の手引き（案）【樋門編】，平成 13 年 12 月．
- 4) （財）国土技術研究センター：柔構造樋門設計の手引き，平成 10 年 11 月．
- 5) （公社）日本道路協会：道路土工，擁壁工指針，平成 24 年版．
- 6) （公社）日本道路協会：道路土工，カルバート工指針，平成 21 年版．
- 7) 国土交通省：ダム・堰施設技術基準（案），平成 28 年 3 月．
- 8) 国土交通省：河川砂防技術基準調査編，平成 26 年 4 月版，第 21 章 海岸調査 第 5 節 波浪調査．
- 9) 建設省河川局：河川砂防技術基準（案）設計編，平成 9 年 9 月，第 7 章 海岸保全施設の設計 第 2 節 設計基礎条件．

6-2 安全性能の照査

樋門は、「6-1 設計の対象とする状況と作用」に対し、以下の事項について安全性能を設定して照査することを基本とする。

- 1) 常時の安全性能
- 2) 洪水時の安全性能
- 3) 耐震性能
- 4) 風浪等に対する安全性能

安全性能の照査に当たっては、これまでの経験及び実績から妥当とみなせる方法又は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。

（考え方）

樋門における安全性能の照査は、「6-1 設計の対象とする状況と作用」に示す状況と作用毎に、照査の条件として適切な外水位及び内水位の組合せを設定し、安全性能について照査する必要がある。

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.5.2

【R6.6 改定】

また、樋門における安全性能の照査は、構造や材料の特性に応じた設計手法を適用してモデル化を行い、最も不利な断面力が生じる作用に対して、安全性能が確保できるようにする。なお、「最も不利な断面力が生じる作用」とは、考慮すべき荷重の組合せのうち、発生応力等が構造物に対して最も不利に働く荷重の組合せをいう。

【推 奨】

安全性能を照査するに当たっては、以下の手法によることが望ましい。

1) 鉄筋コンクリート部材設計

- ・部材の設計に用いる断面力は、弾性理論により算出する。
- ・部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。

2) 鋼製の門扉の部材設計

部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。

(1) 常時の安全性能

樋門の自重や樋門周辺の堤防からの土圧等の作用や地盤変位の影響等の諸条件を設定し、発生する応力度、変位や支持力等を評価し、許容値を満足することを照査の基本とする。

また、沈下抑制対策を行った場合には、盛土終了後に残留する樋門本体位置とその周辺の堤防の圧密沈下量の差分を評価し、許容値を満足することを照査の基本とする。許容値を満足しない場合は、対策工を検討し、そのうえで許容値を満足することを照査する。

新規築堤や引堤のように、樋門とともに樋門周辺の堤防を新たに築造する場合には、樋門周辺の堤防に関しても地盤の複雑さに応じて、「河川砂防技術基準 設計編 第 1 章 河川構造物の設計 第 2 節 堤 防 2.7 安全性能の照査等」の記載に従って安全性能の照査を行うことを基本とする。

(考え方)

樋門の自重や樋門周辺の堤防からの土圧、さらに軟弱な地盤上に樋門を新設する場合には基礎地盤の強度不足又は圧縮性が大きいことによる地盤変位（残留沈下や側方変位）の影響により、洪水等の外力による作用を受けずとも、構造物の安全性が損なわれる可能性があるため、函渠及び胸壁の応力度、基礎の沈下量、支持力等について常時の安全性能の照査を行う必要がある。

また、樋門の基礎或いは地盤改良等による地盤の沈下抑制の影響によって、基礎を含む樋門本体部と周辺地盤との不同沈下による局所的な沈下による段差が生じる。この段差が樋門周辺の堤防に悪影響を与える可能性があるため、樋門周辺の堤防との境界部における不同沈下について照査を行う必要がある。

(2) 洪水時の安全性能

洪水時の安全性能は、ゲートへの水圧、床版への揚圧力、本体・ゲート・付属施設（操作室・管理橋等）の自重、土圧が作用する状態で、以下の項目について照査することを基本とする。

1) 函体の安全性

自重、洪水時の土圧や水圧が作用した状態で函体が安定する（浮き上がらない）ことを確認する。内空高よりも大きい土被りがある函体は照査を省略できる。

2) 発生応力

樋門及びゲートの部材に発生する応力が「5－3 の許容応力度」以下となることを確認する。

3) 耐浸透性

樋門と堤体との接触面における浸透に対して、所定の安全性を確保する。

4) ゲート閉鎖の確実性及び水密性

ゲート閉鎖の確実性（床版及び戸溝に土砂が堆積しない、確実な閉操作が可能なこと）、水密性を確保する。

(考え方)

樋門は、ゲート全閉時において、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造が求められる。

【推 奨】

1) 耐浸透性

耐浸透性照査における所要の安全性は、地盤の土質区分、堤防断面形状、考慮する水頭差、遮水工の配置、深さ、長さ、不同沈下が生じる場合にはルーフィング発生による浸透路長の減少を考慮したうえで、レインの式による浸透経路長を満足することを確認する。

$$\text{レイン加重クリープ比 } C \leq \frac{\frac{L}{3} + \sum l}{\Delta H}$$

ここに、

C	: 荷重クリープ比
C_v	: 遮水工の鉛直方向の加重クリープ比
C_h	: 遮水工の水平方向の加重クリープ比
L	: 本体及び翼壁の函軸方向の浸透経路長 (m)
$\sum l$	: 遮水矢板等の鉛直方向及び水平方向の浸透経路長 (m)
l_v	: 鉛直方向の浸透経路長
l_h	: 水平方向の浸透経路長
ΔH	: 内外水位差 (m)

表 2-6-6 加重クリープ比 C

地盤の土質区分	C
極めて細かい砂又はシルト	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
栗石と礫を含む砂利	2.5
柔らかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
堅い粘土	1.8

2) ゲート機能

ゲート機能は、同様の敷高・規模及び操作形式の樋門・水門における操作の確実性を確認できれば機能を確保しているとみなすことができる。なお、堆砂傾向については、必要に応じて水理模型実験を実施して確認する。

(3) 耐震性能

耐震性能の照査に当たっては、レベル 1 地震動に対して地震によって樋門としての健全性を損なわないことを照査し、レベル 2 地震動に対して樋門としての機能を保持する、或いは 樋門としての機能の回復が速やかに行い得ることを照査の基本とする。

(考え方)

樋門の耐震性能の照査は、河川構造物の耐震性能照査指針に基づき実施する必要がある。レベル 1 地震動に対しては、地震によって樋門としての健全性を損なわないか否かを照査する。レベル 2 地震動に対しては、治水上又は利水上重要な樋門については、地震後においても、樋門としての機能を保持し、それ以外の樋門については、地震による損傷が限定的にとどまり、樋門としての機能の回復が速やかに行い得ることを照査する必要がある。

樋門の門柱及びゲートには地震時に慣性力及び地震時動水圧が作用するとともに、樋門周辺の堤防には地震時土圧が作用する。また、樋門の函渠の地震時挙動は、地形、地盤条件等の種々の要因の影響を受けるが、中でも、堤体及び基礎地盤の影響を強く受ける。特に、基礎地盤が液状化した場合には、液状化に伴う堤体及び基礎地盤の変形が函渠の縦断方向の地震時挙動に大きな影響を及ぼすため、液状化を考慮する必要がある。

【推 奨】

レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動の設定及び応答値の算定は、基本的に静的照査法を用いることができる。レベル 2 地震動の照査において静的照査法では適切な応答値を算定できない構造の場合には、動的解析を用いた照査を行う必要がある。

照査許容値は、求める耐震性能に応じた限界状態、構造・照査手法に応じた適切な値を設定する。

地震動による作用応力、変位量等の応答値が許容値を超えないことを照査する。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局：河川構造物の耐震性能照査指針・解説—IV. 水門・樋門及び堰編—，令和 2 年 2 月（令和 2 年 6 月一部追記）。

（４） 風浪等に対する安全性

風浪等に対する本体の安全性能の照査は、本体が受ける水圧及び波圧の作用に対して安全性を評価し、許容値を満足することを照査の基本とする。風浪等に対する樋門周辺の堤防の安全性能の照査は、「設計編 第 1 章 河川構造物の設計 第 2 節 堤防 2.7 安全性能の照査等」を満足することを基本とする。

（考え方）

高潮時及び風浪時の波浪並びに計画津波水位以下の津波に伴い、ゲートに波圧・津波荷重が作用する。ゲートの照査に用いる波圧及び津波荷重はダム・堰施設技術基準（案）、防波堤の耐津波設計ガイドラインに基づき設定する必要がある。

樋門周辺の堤防は波の打ち寄せによる侵食に加え、場合によっては堤内地への越波を生じ、堤内地の浸水及び樋門周辺の堤防裏法面が洗掘することにより堤防の安全性が損なわれる可能性がある。樋門周辺の堤防に対する照査は、堤防と同様にうちあげ高及び越波量により照査を行う必要がある。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：ダム・堰施設技術基準（案），平成 28 年 3 月。
- 2) 国土交通省：防波堤の耐津波設計ガイドライン，平成 25 年 9 月。

6－3 許容応力度

許容応力度等は、使用する材料の基準強度や力学特性を考慮して、適切な安全性が確保できるように設定することを基本とする。

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.5.3

【R6.6 改定】

【推 奨】

許容応力度として、以下の値を用いることが望ましい。

1) コンクリートの許容応力度

表 2-6-7 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

設計基準強度	許容曲げ圧縮応力度	許容付着応力度	許容せん断応力度
24	8.0	1.60	0.39

なお、せん断応力度は、せん断力を部材幅 (b) ×有効高 (d) で割った平均せん断応力度。

せん断応力度の照査は、支点が直接支持となっているものは支点の前面より 1/2h だけ内側で行ってよい。(h:はり高)

無筋コンクリートの許容応力度は、道路橋示方書・同解説 IV. 下部構造編 (平成 24 年 3 月 26 日) による。

2) 鉄筋の許容引張応力度

表 2-6-8 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

鉄筋の種類			SD345
応力度、部材の種類			
引張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重或いは地震の影響を含まない場合	一般の部材※1	180
		厳しい環境下の部材※2	160
	荷重の組合せに衝突荷重或いは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値		200
	鉄筋の重ね継手長或いは定着長を算出する場合		200

※1 通常的环境や常時水中、土中の場合 (操作台に適用)

※2 一般的环境に比べて乾湿の繰り返しが多い場合や有害な物質を含む地下水位以下の土中の場合 (函渠、胸壁、遮水壁、門柱、翼壁に適用) (海洋環境などでは別途かぶりなどについて考慮する)

3) 鋼材の許容応力度 (ゲート等の機械設備を除く)

表 2-6-9 構造用鋼材の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

区分及び 応力度の種類			鋼材記号	SS400	SM490	SM490Y	SM570 SMA570W
			SM400	SM520			
			SMA400W	SMA490W			
母材部			引張	140	185	210	255
			圧縮	140	185	210	255
			せん断	80	105	120	145
溶接部	工場溶接	全断面溶込みグループ溶接	引張	140	185	210	255
			圧縮	140	185	210	255
			せん断	80	105	120	145
		すみ肉溶接，部分溶込みグループ溶接	せん断	80	105	120	145
	現場溶接		引張 圧縮 せん断	原則として、工場溶接と同じ値とする。			

4) 許容応力度の割増し

地震、温度変化等の短期荷重を考慮する場合は、表 2-6-10 による許容応力度の割増しを行なうことができる。下記以外の荷重の組合せによる許容応力度の割増しを考慮する場合は、個々の状況に応じて適切に定める。

表 2-6-10 許容応力度の割増し

短 期 荷 重	割増率 (%)
温度変化の影響	15
風荷重	25
地震動	50
温度変化の影響＋風荷重	35
温度変化の影響＋地震動	65
施工時荷重	50

第 7 節 各部位の設計等

7-1 本体

(1) ゲート

① ゲートの構造

ゲートは、確実な開閉が行えるとともに必要な水密性を有する構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

ゲートは、洪水時、高潮時及び風浪等が作用した場合において、全閉することによって堤防の代わりとなり得るように川表に設けることを基本とする。

ゲート形式及び規模は、本体の形式・規模及び戸当り等、他の設備との配置を考慮して、設計条件を満足するように決定することを基本とする。

扉体構造はプレートガーダ構造を基本とする。

ゲートの基本寸法は、制約条件を考慮して、「第 5 節 基本的な構造」に準じて決定することを基本とする。

戸当りの形状はゲートの形式に適合したものとし、扉体支承部からの荷重を安全にコンクリート構造物に伝達することができるよう寸法、強度及び剛性を有することを基本とする。

(考え方)

ゲートは全閉することによって、洪水時又は高潮時において、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の作用、風浪等における波圧に対して安全な構造となるよう設計する必要がある、河川水が堤防内に入り滞留することを防ぐため、原則として川表側に設ける必要がある。

ゲートは、確実に開閉し、かつ、必要な水密性を有する構造とするため適切なゲート形式を選定する必要がある。樋門のゲートは、一般的に引上げ式の

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.6.1

【R6.6 改定】

ローラゲート、スライドゲート、マイターゲート、フラップゲートが使用されているが、操作の確実な点では引上げ式のローラゲートが最も優れている。しかし、フラップゲートやマイターゲート等の水圧、浮力で開閉するゲートは、頻繁に操作が必要な感潮区間や、中小河川で出水頻度が多く出水時間が早い場合、或いは高潮による急激な水位上昇が発生する場合などに有利であり、高齢化による操作員の減少、安全の確保という背景と操作の確実性という要請などを踏まえると有効な選択肢となり得る。そのため、樋門ゲート構造については、施設の規模、背後地の土地利用状況、個別の状況（管理上、構造上の条件等）を総合的に勘案し選定する必要がある。なお、ゲート形式をフラップゲート又はマイターゲートとする場合は、不完全閉塞を起こす可能性が非常に少なく、不完全閉塞が起こったとしても、治水上著しい支障を及ぼすおそれがないと認められ、かつ、引上げ式ゲートとした場合に、出水時の開閉操作にタイミングを失うおそれがあること、人為操作が著しく困難又は不適當と認められること、川裏の予備ゲート又は角落し等を設けることによって容易、かつ、確実に外水を遮断できる構造であることが必要である。

扉体構造は、実績も多く、荷重を合理的に受け、戸当りを介して函渠、門柱へ伝達することができるプレートガーダ構造を基本としている。

ゲートの基本寸法とは、設置標高、内空断面、断面高等を意味し、引上げ式ゲート全開時の扉体の下端標高については揚程を考慮し設定する必要がある。また、ゲート引上げ完了時のゲート下端高は、樋門の頂版以上の高さとする必要がある。

戸当りは、コンクリート構造物の規模、強度等に与える影響が大きいため、戸当りの寸法、構造、設置方法等とコンクリート構造物との関連性を検討する必要がある。また、ゲートが点検や整備時に取り外されることも考慮して構造を決定する必要がある。

a) 川表側の溝切り

川表側の胸壁部には、幅 10 cm 程度の溝を設置する必要がある。

b) ゲートストッパーの設置

ゲートの全開又は上限位置において、ゲートが戸溝から脱落するおそれがあるものについては、停止機構（ストッパー）を設けるものとする。

『例 示』

河川や設置場所の特性に応じて門柱レスゲートの採用事例がある。

門柱レスゲートの主な構造形式を表 2-7-1 に示す。

表 2-7-1 門柱レスゲートの主な構造形式

開閉形式	ゲート形式	主な主動力方式
ヒンジ形式	起伏ゲート	無動力式
	マイターゲート	無動力式、機械式、油圧式
	フラップゲート	無動力式、機械式、油圧式

② 開閉装置

開閉装置は、ゲートの確実な開閉操作を行うとともに必要な水密性を有する構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

開閉装置は、ゲートの開閉を確実にを行うために設置し、ゲート形式に応じて適切な箇所に設けることを基本とする。

開閉装置形式の選定に当たっては、設備の設置目的、用途、ゲートの種類、開閉荷重の大きさ、方向及び押下げ力の要否、揚程、開閉装置の設置位置、配置及び設置環境を考慮の上、選定することを基本とする。

開閉装置は、小規模なゲートを除き、電動機等によるものとし、全てのゲートに開閉用予備動力を備えることを基本とする。

ゲートの操作のための設備は、機側操作を基本とする。なお、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。

(考え方)

樋門は、平常時は全開又は一部開放しており、洪水時又は高潮時にゲートを全閉し堤防機能を確保する必要があることから、確実にゲートを開閉できる必要がある。開閉装置の設置箇所は、ゲート形式に応じて適切に設定する必要がある。引上げ式ゲートの場合は堤防高よりも高い操作台の上に設置している場合が多い。

開閉装置の形式は、標準で示すものの他、使用頻度、流量調整の有無、締切力の有無、操作室のスペース、維持管理等を検討し、選定する必要がある。一般的によく利用される開閉装置形式は、ラック式、ワイヤーロープウインチ式、油圧シリンダ式などがあり、小・中型ゲートでは操作性がよく、扉体自重による急閉塞も可能なラック式の採用が多い。

開閉装置は、操作の確実性や容易さを考慮し、電動機を原則とする。なお、小規模樋門のゲートでは、経済性を考慮して人力による開閉操作の採用も考えられるが、この場合は、操作水位、ゲート形式、自重降下の有無、人力での操作力と操作時間（一般に 10kgf 以下で操作時間 10 分未満程度が限界）等を考慮して、所定の機能等を確保する必要がある。

予備電源を設けることにより、常用（商用）電源が暴風雨等において停電した場合でも対応することができ、必要最小限の機能を確保できる。中・小型のゲートでは、ゲート形式と自重降下の有無、開閉装置形式、管理体制等を考慮して、人力による方式も採用でき、この場合、常用（商用）電源の代わりとなる予備電源は省略することもできる。

予備動力を設けることにより、主動力が使用不可能となっても、ゲートを操作することができる。予備動力は、電動機による方式が望ましいが、中・小型のゲートでは、ゲート形式と自重降下の有無、開閉装置形式、管理体制等を考慮して、人力による方式で代用することができる。

ゲートの操作は機側操作が一般的に採用されるが、樋門の目的、規模、現場操作員の負担軽減や安全の確保等の管理体制を踏まえ、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。自動化は、計測した水位に応

じて自動で開閉操作を行うことができるように改造することや、ゲート自体をフラップゲート等自動開閉が可能なものとすることであり、遠方操作化や遠隔操作化は、管理所や遠隔地から操作を行うことを可能とすることである。

【推 奨】

門に使用する開閉装置では、小型ゲートについては操作性がよく、扉体自重により急閉塞も可能なラック式の採用が望ましい。

『例 示』

ゲートの操作は、操作上の安全確保の観点から、機側操作優先で設計される場合が多い。ただし、津波・高潮区間や排水機場周辺の連動操作が必要な場合など、管理体制等の条件により遠方操作・遠隔操作を行う場合、十分な安全性を確保したうえで、機側操作に対し遠方操作・遠隔操作を優先する設計を行う場合がある。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：ダム・堰施設技術基準（案），平成 28 年 3 月．
- 2) 一般社団法人ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準（案）（平成 28 年 3 月改正）基準解説編・設備計画マニュアル編，平成 28 年 10 月．
- 3) 一般社団法人ダム・堰施設技術協会：水門・樋門ゲート設計要領（案），平成 13 年 12 月．

（２） 函渠

① 函渠の構造

函渠は、遮水壁、門柱、胸壁、ゲート操作台と一体構造とし、必要な水密性、屈とう性を有する構造とし、残留沈下を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

函渠は、目的とする取水機能、排水機能等を満足させ、適切な位置に設けることを基本とする。

函渠の構造形式は、函体の断面構造及び継手の構造特性を考慮して決定することを基本とする。

函渠の断面、函渠長は、「５－１ 函渠の内空断面の設定」、「５－２ 函渠長」に示す内容により設計することを基本とする。

ゲート前面には、角落し設置のための戸溝を設けることを基本とする。

(考え方)

函渠は、用水、排水及び舟の通行に必要な機能を満足する適切な位置へ設ける必要がある。樋門の設置位置の考え方は「第4節 設計の基本」に示すとおりとする。

函軸の構造形式は、継手の構造特性、胸壁・遮水壁等の構造特性及び基礎形式等を考慮して設定し、たわみ性構造及び非たわみ性構造に分類される。たわみ性構造は剛な函体とたわみ性の継手、或いは函体自体がたわみ性の構造で、柔構造樋門として用いられる構造である。非たわみ性構造は継手が無い 1 スパンの場合や継手の変形能力が小さい構造であり、変形が許容できない場合に適用され、良好な地盤や地盤改良等を行ったうえで用いる。

函体断面の構造形式は、断面のたわみ特性の違いから、コンクリート構造の剛性函体及び鋼管・ダクトイル鉄管等で構成されるたわみ性函体に分類される。たわみ性函体は、函体自体が変形を許容する構造のため、堤防機能に悪影響を及ぼさないよう留意する必要がある。

函渠の断面、函渠長は、「5-1 函渠の内空断面の設定」及び「5-2 函渠長」に示す内容により設計し、構造形式や端部の取り合いを考慮の上、設定する必要がある。

ゲート前面には必要に応じて角落しを設けるための戸溝を設ける必要がある。川表側は、常時水位が高い場合等においてゲートや函内の維持管理を行うために設ける。川裏側は、川表側と同様に維持管理の利用に加え、異常時の仮ゲート機能の確保のために設ける。それぞれ必要性を検討して設ける必要がある。戸溝幅は、水圧の大きさにより決定される角落しの規模により設定する必要があるが、0.1m 程度としている場合が多い。

【推 奨】

1) 函渠端部の構造

函渠端部は、門柱、胸壁、遮水矢板等からの作用の影響や戸溝の設置など函渠中央部よりも設計条件が厳しくなるため、これらの状況に対して安全な構造が求められる。函渠両端には、図 2-7-1 に示すように函渠両端部の頂版部及び川表側端部の側壁の厚さを増して補強することが望ましい。ただし、大規模な樋門で頂版及び側壁の厚さが大きい場合(0.5m以上)には補強の必要はない。また、0.5m以下の場合には、補強後の厚さの上限を 0.5mとすることが望ましい。なお、函渠端部の底版の厚さは、下部戸当りのため必要な厚さを考慮し、また、胸壁の底版の厚さと同一となるように定めることが望ましい。

函体端部を短いスパンとした場合は、予期せぬ不同沈下が生じるため、あらかじめ防止策を検討して安定を図る必要がある。

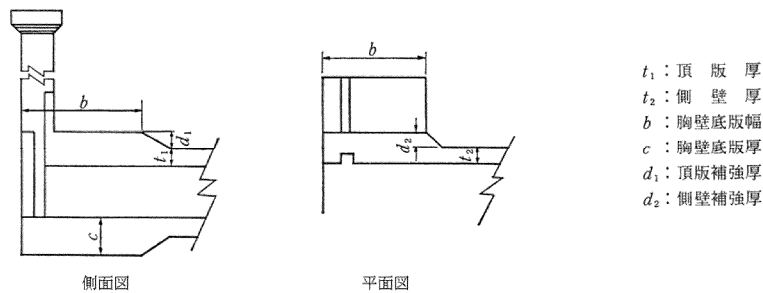


図 2-7-1 川表函渠端部

2) 戸溝部の補強

戸溝による部材厚の減少分については、必要に応じて厚さを増すことによる補強又は鉄筋補強を行うことが望ましい。

3) 水生生物等の環境の配慮

川表・川裏側の底版と河床の間に著しい段差を生じさせないなど、水生生物等の生息環境、本支川の移動等を考慮して設計することが望ましい。

② 継手

継手は、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、残留沈下を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

継手は、地盤の沈下・変位に樋門を追随させるために設置し、函渠の適切なスパン割を検討して配置することを基本とする。

継手は、想定される変形量に応じ、適切な構造形式を選定することを基本とする。

(考え方)

継手は、地盤の残留沈下量分布、堤防の横断形状、樋門の構造形式、基礎及び地盤の変形特性、基礎形式等を考慮して適切に函渠をスパン割し、設ける必要がある。

継手の構造形式は、想定される変形量に応じた函渠の開口、折れ角、目違い等を検討し、適切な形式を選定する必要がある。一般的には、継手の開口、折れ角、目違いをほとんど拘束しない可とう性継手、継手の目違いを拘束するが、開口、折れ角をほとんど拘束しないカラー継手、継手バネの大きさとスパン間の変位差に応じた断面力を伝達する弾性継手がある。

【推 奨】

1) 継手の設置間隔

継手の最大間隔は 20m 程度を推奨するが、軟弱地盤における樋門では、不同沈下の影響が避けられないので、継手間隔は地盤条件及び構造特性を考慮した適切な間隔とすることが望ましい。

2) 継手の設置位置

継手の位置は、土圧が大きい中央部付近をできる限り避けるようにすることが望ましい。そのため、継手は 2 箇所以上とすることが望ましく、スパン長や継手部の安全性に配慮して、設置位置を決定する。

③ 扉室

扉室は、取付水路が函渠構造の場合に、函渠内部やゲートの維持管理を行うため、取付水路の函渠と接続部に設けることを基本とする。

(考え方)

取水のための樋門で、敷高が低い場合や取付水路の延長が長く維持管理ができない場合、又は排水のための樋門で高水敷が公園等に利用されている場合等では、取付水路を函渠構造とすることが多い。このような場合は、ゲートの維持管理や据え付け・取外しを支障なく実施できるよう扉室を設ける必要がある。

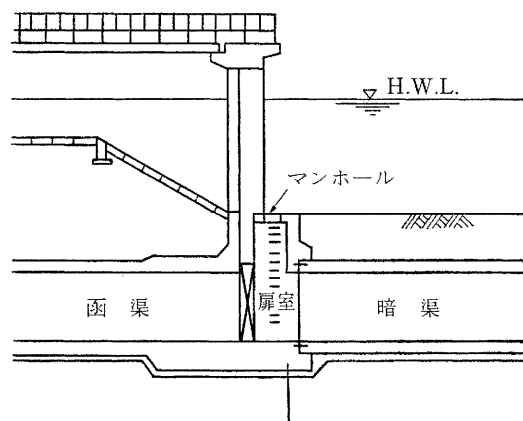


図 2-7-2 扉室

【推 奨】

1) マンホールの蓋の浮上り防止

扉室に設けるマンホールは、密閉された状態の空間に河川水が流入することによって圧力が発生し、マンホールの蓋が浮上ることが考えられることから、マンホールの蓋の浮上りを検討し、必要に応じ浮上り防止のための金具を設けるなどの対策を講ずることが望ましい。

2) マンホール内の昇降施設の設置

昇降施設として維持管理のためのタラップ等を常設し、水没する場合においては、必要に応じてタラップの腐食等を考慮した構造や材質とすることが望ましい。

< 関連通知等 >

- 1) 下水道マンホール緊急対策検討委員会，下水道マンホール安全対策の手引き（案），平成 11 年 3 月。

(3) 遮水壁

遮水壁は、函渠と一体構造で必要な水密性を有する構造とし、残留沈下を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

遮水壁は、函渠の上面及び側面に沿うパイピングを防止するため、函渠に 1 箇所以上設けることを基本とする。遮水壁の高さ及び幅は、函渠天端及び函渠側面からそれぞれ 1m 以上を基本とする。

(考え方)

遮水壁は、樋門と堤体の接触面で発生する浸透流の卓越に伴うパイピングにより樋門が堤防の弱点となることを防止するため、1 箇所以上設ける必要がある。

遮水壁の高さ及び幅は、函渠天端及び函渠側面からそれぞれ 1m 以上となるように設定するが、土被りが小さい樋門で遮水壁の高さを 1m とすることが不適当な場合は、適当な範囲まで縮小することができる。

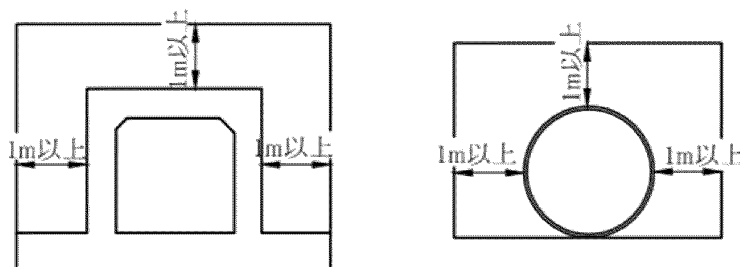


図 2-7-3 遮水壁の設置例

【推 奨】

堤防断面が大きく、函渠の長さが長い場合には、遮水壁を 2 箇所以上設けることが望ましい。

(4) 門柱

門柱は、函渠と一体構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

門柱は、ゲート形式が引上げ式ゲートの場合に設置し、函渠の配置に合わせて設けることを基本とする。

門柱の高さは「5-3 門柱の天端高」に従って設定することを基本とする。

門柱の断面は、戸当り金物を十分な余裕をもって取り付けられるように設計することを基本とする。

門柱の底部戸当り面は、函渠底版と同一平面とすることを基本とする。

(考え方)

門柱は、引上げ式ゲートを採用した場合において、ゲートを引上げるために設ける必要がある。フラップゲートやマイターゲート等のゲート形式の場合は門柱を必要としない。

門柱の高さは「5-3 門柱の天端高」に従い、ゲートの大きさ、引上げ余裕

等を考慮し、設定する必要がある。

門柱の断面設定においては、設けるゲート及び戸当り金物の規模、設置スペースを考慮して設定する必要がある。

門柱の底部戸当り面は、函渠との段差を生じさせないように函渠底版と同一平面とする必要がある。

【推 奨】

- 1) 門柱の構造計算に用いる有効断面には、原則として戸当たりの箱抜き部分の二次コンクリートを考慮せず設計することが望ましい。
- 2) 門柱部の戸当りは、ゲートが取外せるように取外し式又は回転式とすることが望ましい（図 2-7-4 参照）。

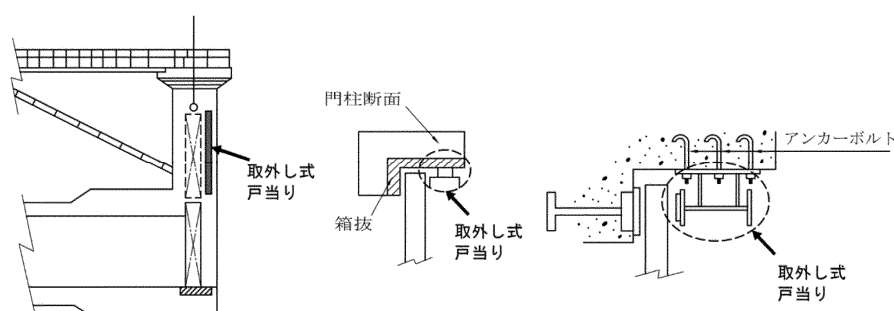


図 2-7-4 取外し式戸当りの例

- 3) 門柱と函渠の接続部は、応力集中が考えられるため、図 2-7-5 のように斜め補強筋、或いはその他の方法で補強することが望ましい。

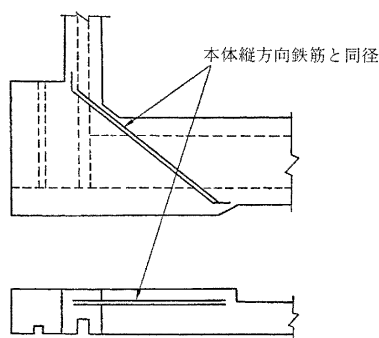


図 2-7-5 門柱と函渠接続部の配筋

(5) ゲートの操作台

操作台は、門柱と一体構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

操作台は、ゲート操作の開閉装置、操作盤等の機器を設けるため、門柱の上に設けることを基本とする。

ゲート操作台は、操作性、維持管理に配慮した形状寸法を基本とする。

(考え方)

操作台は、ゲート操作の開閉装置及び操作盤等の機器の設置、照明等の付属

施設を設けるため、引上げ式ゲートの場合は門柱の上に設ける必要がある。

操作台は、開閉装置の設置及び操作、点検並びに整備等の維持管理が容易に行える広さを有する必要がある。維持管理に必要な広さの設定は、水門・樋門ゲート設計要領（案） 6-3-3 開閉操作室に準拠する。

【推 奨】

操作室の設置に当たっては、耐震性能を確保する観点から極力軽量の材質を適切に選定することが望ましい。

＜関連通知等＞

- 1) 一般社団法人ダム・堰施設技術協会：水門・樋門ゲート設計要領（案），平成 13 年 12 月。

7-2 胸壁

胸壁は、函渠と一体の構造で必要な水密性を有する構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

胸壁は、堤防内の土粒子の移動及び吸出しを防止するとともに、翼壁の破損等による堤防の崩壊を一時的に防止できる構造とするため、樋門の川表及び川裏に設けることを基本とする。

胸壁の構造は、逆 T 形を基本とする。

胸壁の横方向の長さは、1m 程度を基本とする。

（考え方）

胸壁は、堤防内の土粒子の移動及び吸出しを防止するとともに、翼壁が洗掘等により破損し、堤防前面が崩壊した場合においても、一時的に堤防の崩壊を防止できる構造とするため、函渠と一体構造とし、樋門の川表及び川裏に設ける必要がある。

胸壁は、函渠と一体となって堤体土の崩壊を防止する壁構造とするため、逆 T 形構造を基本とする。

胸壁の函軸直角方向の長さは 1m 程度とする必要がある。

胸壁の横方向の長さは 1m 程度とし、函体上面からの胸壁の高さは、堤防断面の最小限の切り込みを考慮して決定する必要がある。

【推 奨】

函渠頂版の天端から胸壁の天端までの高さは、「5-2 函渠長」のとおり 0.5m 程度とし、高くても 1.5m 以下とすることが望ましい。

胸壁の断面形状は、図 2-7-6 に示すように底版幅 (B) は、胸壁高 (H) の 1/2 以上で、かかと (b2) の長さはつま先 (b1) の長さ以上とすることが望ましい。

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.6.2

【R6.6 改定】

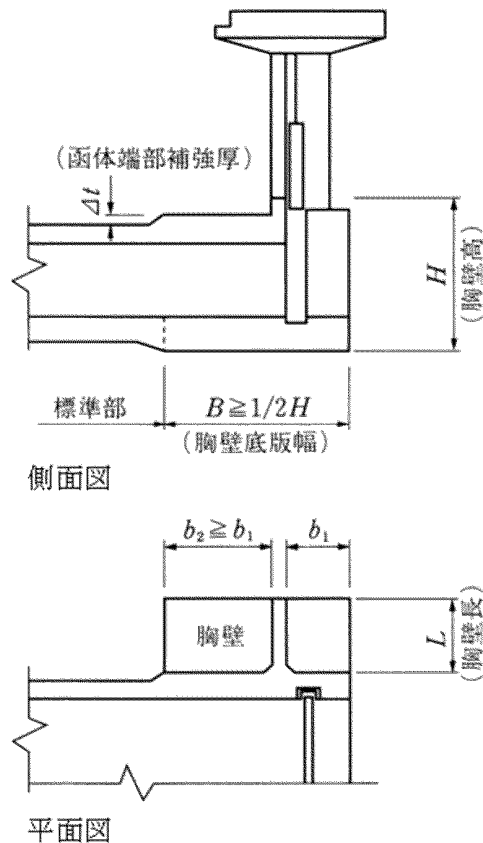


図 2-7-6 函体端部の構造（門柱部）

7-3 翼壁

翼壁は、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

翼壁は、函渠及び胸壁と分離した構造で、堤防や堤脚を保護するため、樋門の川表及び川裏に設けることを基本とする。

翼壁の構造は、U形断面を基本とし、水路幅が広い場合は逆T形断面とする。

翼壁の端部は、堤防と並行に壁を設けることを基本とする。

（考え方）

翼壁は、函渠及び胸壁と分離した構造で、堤防や堤脚を保護し、接続する河川又は水路を円滑に通水させるため、樋門の川表及び川裏に設ける必要がある。

翼壁の構造は、安定性、経済性から図 2-7-7 に示すU形断面（A タイプ）とすることを基本とするが、水路幅が広くなると、底版が厚くなり、品質及び経済性に課題が生じる場合があるため、その場合には逆T形断面（B タイプ）を採用する。また、必要に応じて水生生物の生息に配慮した形状構造を工夫する。

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.6.3

【R6.6 改定】

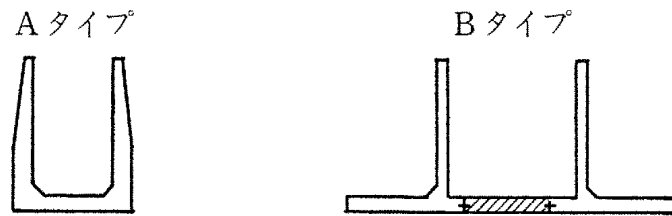


図 2-7-7 翼壁標準断面図

翼壁の端部は、接続する河川又は水路及びその周辺からの洗掘等による堤防への影響を避けるため、堤防と並行に壁を設ける必要がある。

【推 奨】

1) 平面形状

翼壁の平面形は、図 2-7-8 のように川表及び川裏に向かって漸拡することが望ましい。

2) 設置範囲

翼壁は、図 2-7-8 に示すように堤防断面以上（堤防断面の法面を延長し翼壁の底版と交差する範囲）の範囲まで設けることが望ましい。

翼壁の端部は、水路の洗掘等を考慮し、堤防に平行な取付水路の護岸の範囲又は翼壁端部の壁高に 1m を加えた値のいずれか高い方の高さとすることが望ましい。

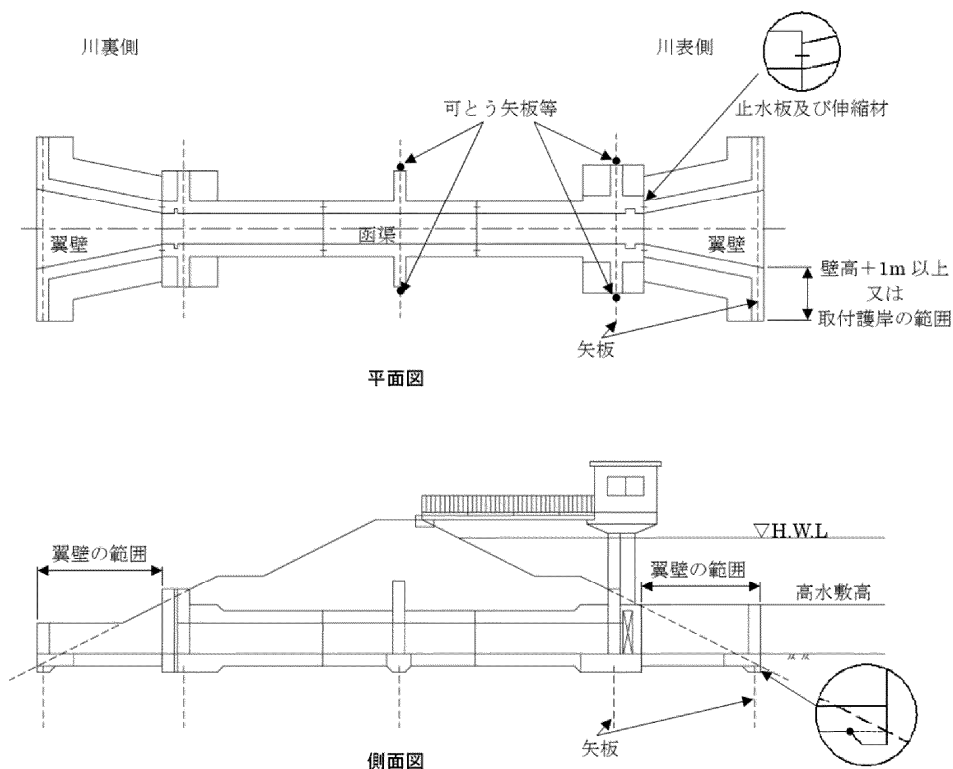


図 2-7-8 翼壁の平面図及び側面図

水叩きは、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

水叩きは、樋門の吐口部及び吞口部の洗掘を防ぐため、必要に応じて翼壁に設けることを基本とする。

水叩きの先端は、流水による洗掘及び遮水工との接続に配慮した構造であることを基本とする。

水叩きは、翼壁と同一の長さとするを基本とする。

(考え方)

水叩きは、樋門の安全性を保ち、吐口部及び吞口部の河床と函渠部分の粗度の違い又はゲート開放時の流水等によって河床が洗掘されるのを防止するために設ける必要があり、翼壁の構造形式が「7-3 翼壁」の〈標準〉逆T形断面(Bタイプ)となる場合に設ける。

水叩きと翼壁との継手は、水密かつ不同沈下にも対応できる構造で、表面に大きな段差を生じさせないように設計する必要がある。また、翼壁に設ける遮水工が水叩きによって分断されないように配慮する必要がある。

水叩きは、翼壁の底版を保護する必要があるため、翼壁と同一の長さとする必要がある。

遮水工は、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、残留沈下を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

遮水工は、函渠及び翼壁下部の土砂流動と洗掘による土砂の吸出しを防止するため、適切な位置に設けることを基本とする。

遮水工の構造、遮水工の深さ、水平方向の長さは、堤防断面形状、水頭差、浸透経路長、過去の事例などを総合的に検討のうえで決定することを基本とする。

(考え方)

遮水工は、函渠及び翼壁下部の浸透流の卓越に伴う土砂流動と、翼壁前面での河床洗掘による土砂の吸出しにより、樋門が堤防の弱点となることを防止するために、翼壁や函渠に設ける必要がある。

遮水工は、鋼矢板を用いることが多く、遮水工の深さ及び水平方向の長さは、堤防断面形状、水頭差、遮水工の配置を考慮したうえで、レインの式などによる浸透経路長を検討し設定する必要がある。鋼矢板以外の材料とする場合は材料の強度、耐久性、遮水効果について検討を行う必要がある。

【推 奨】

1) 配置

遮水工に用いる矢板は、内外水位差による浸透水の動水勾配を減少させ、樋門下部の土砂流動と洗掘による土砂の吸出しを防止するために図 2-7-9 のように設けることが望ましい。

翼壁の U 型断面 (A タイプ)、逆 T 型断面 (B タイプ) の形式は「7-3 翼壁」による。

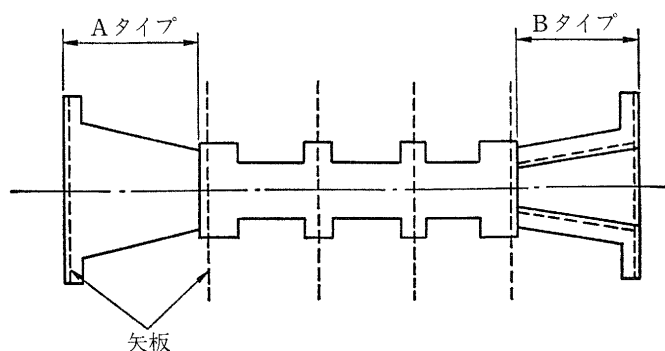


図 2-7-9 遮水工

2) 構造

遮水矢板は、本体と離脱しないように配慮し、水平方向に設ける遮水矢板は必要に応じ屈とう性を有する構造として設計することが望ましい。

3) 鋼矢板を遮水工として用いる場合の留意点

鋼矢板を遮水工として用いる場合、安全性、現場条件及び市場性を考慮したうえで、U 形 (普通型、広幅型等)、ハット型の経済比較を行い、適切に選

定すること。

鋼矢板の設置間隔が狭く、かつ鋼矢板が長い場合、鋼矢板間に地下水が回り込まず、想定した浸透経路長が確保できない場合がある。そのため、遮水工の深さは 2m 程度以上、水平方向の長さは遮水壁及び胸壁から 2m 程度以上かつ開削法面範囲までとし、函軸方向の設置間隔の 1/2 以下とすることが望ましい。

『例 示』

基礎地盤が良好な場合の直接基礎で鋼矢板の施工が困難な場合は、コンクリートのカットオフとする場合がある。

コンクリートのカットオフを用いる場合、深さは 1m 程度とする。

図 2-7-10 に標準的な例を示す。

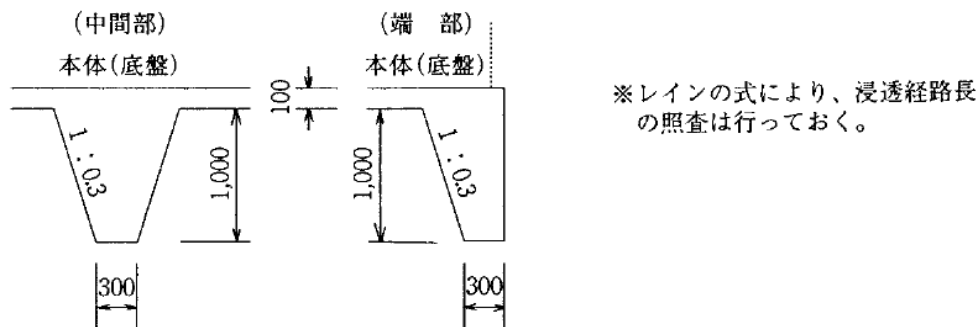


図 2-7-10 標準的なコンクリートのカットオフ

7-5-1 水平方向遮水矢板の設置について

従来設置していた遮水矢板（BOX 下端）箇所では川表（胸壁部）から優先して 2 箇所以上とする。

(1) 遮水矢板の延長箇所

堤防断面は洪水流量、洪水継続時間等から決まっていること、遮水矢板は川表（HWL）からの浸透を対象に検討していること、洪水時浸透した水は堤防体に滞留させないこと等から水平方向遮水矢板の延長箇所は川表から優先して 2 箇所以上とし、図 2-7-11～図 2-7-13 を標準とする。

(2) 可撓継手の設置箇所

軟弱地盤において水平方向に遮水矢板を延長する場合は、可撓継手を設けるものとする。ただし、矢板の延長幅が 2.0m に満たない場合には設けなくてよい。

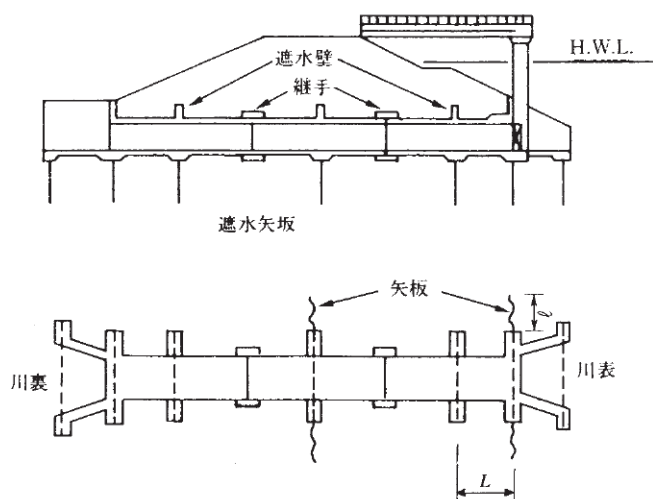


図 2-7-11 遮水矢板の位置 (1) [$D > L/2$ の場合]

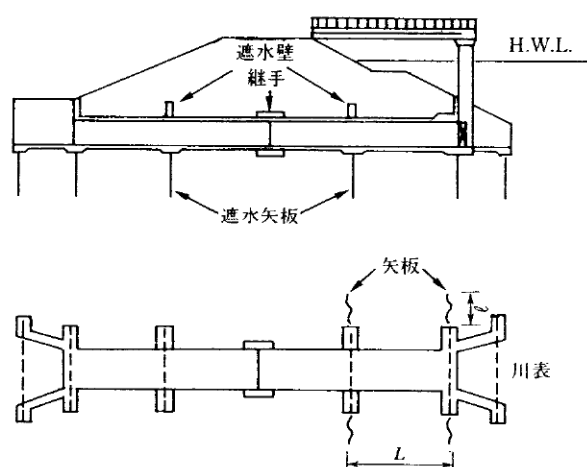


図 2-7-12 遮水矢板の位置 (2) [$D \leq L/2$ の場合]

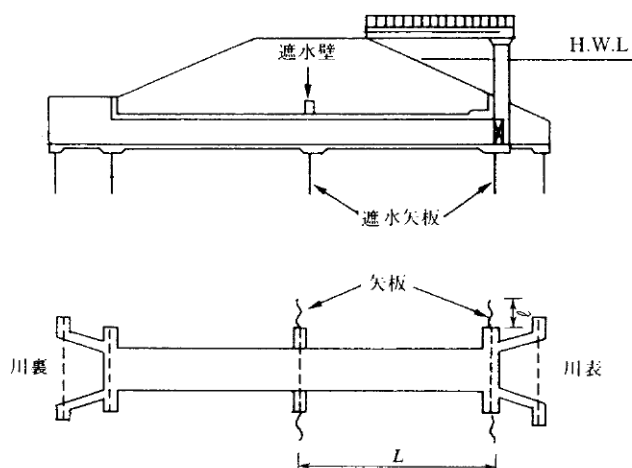
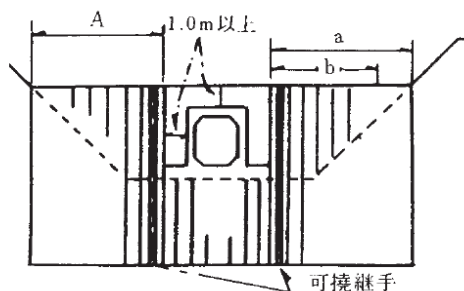


図 2-7-13 遮水矢板の位置 (3) [$D \leq L/2$ の場合]

7-5-2 水平方向遮水矢板の施行幅 (A) について

- ① 開削幅より求める幅 (a) と浸透経路長より求めた幅 (b) のいずれか長いほうとする。
- ② 水平方向の浸透経路長の決定はクリープ比によるレインの式による。
- ③ 可撓継手は A が 2.0m に満たない場合は設けなくてもよい。



- (1) 水平方向遮水矢板の延長幅は標準開削幅を原則とするが、浸透経路長より求めた長さを満足しない場合は延長箇所を増やすものとする。

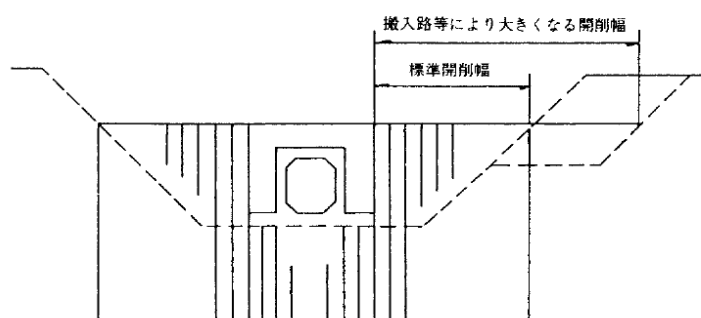


図 2-7-14 開削幅

- (2) 仮設用の搬入路等により開削幅が大きくなる場合は、遮水矢板の施工幅は標準開削幅とする。
- (3) 仮設矢板による開削の場合も標準開削幅とする。
- (4) 新堤の場合は浸透経路長により求めた幅 (b) でよい。

ℓ_2 = 開削幅より求めた幅と計算より算出
(レインの式) のいずれか長いほう
 ℓ_1 = 計算より算出 (レインの式)

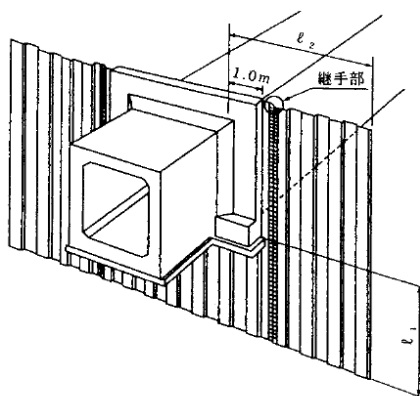


図 2-7-15 遮水壁部詳細図

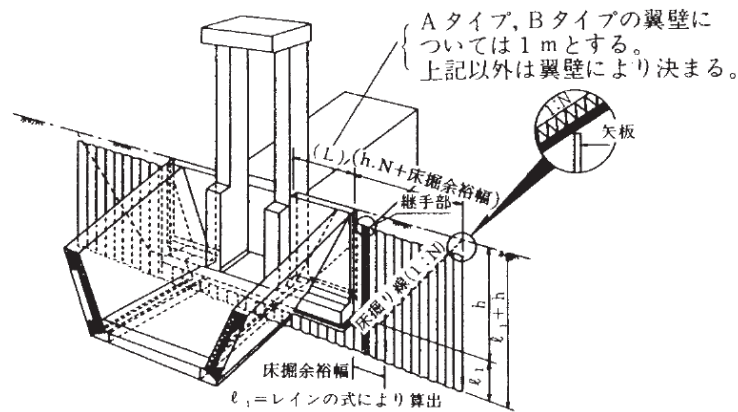


図 2-7-16 胸壁部詳細図

7-6 基礎

基礎は、函渠の構造特性、残留沈下量及び樋門周辺の堤防への影響を考慮し、設計荷重に対して安全な構造とするものとする。

基礎は、函渠及び翼壁の下に同一の基礎で設けることを基本とする。

基礎の形式及び構造は、樋門周辺の堤防との不同沈下或いは空洞化をできるだけ小さく留めるよう適切に選定することを基本とする。

函渠には、グラウトホールを設けることを基本とする。

(考え方)

基礎は、函渠の構造特性及び地盤変位の影響に対応できるものとし、樋門の機能を確保するとともに、樋門周辺の堤防が有すべき堤防機能を損なわない構造として設計する必要がある。すなわち、函渠自体の変形がない場合に、函渠周辺の地盤が沈下すると函渠周りに空洞ができることが多いため、周辺地盤の沈下とともに函渠が追随するような基礎とする必要がある。したがって、樋門の基礎は、基礎地盤の残留沈下量及び樋門の構造形式に応じた直接基礎とすることが一般的である。

直接基礎では、函渠の函軸構造は残留沈下分布に対応した構造でなければならず、残留沈下量が5cm程度を超える場合は、柔支持基礎とし、残留沈下量が5cm程度以下の場合には、剛支持基礎とすることができる。

基礎は、残留沈下量と函渠構造との関係より、地盤改良等を含めて経済性を考慮したものとする。なお、沈下抑制対策を行った場合に函渠部とその樋門周辺の堤防の沈下量の差が大きくなる場合は、すり付けのための対策を考慮する必要がある。

樋門の構造形式は、基礎地盤の残留沈下量及び基礎の特性等を考慮して選定を行い、杭（先端支持杭及び摩擦支持杭）基礎等の不同沈下により空洞化が生じやすい基礎形式を避け、柔構造樋門として設計を行う必要がある。

また、既設の杭基礎構造の樋門に継ぎ足す場合には、その機会を捉えて空洞化の調査・対策を行ったうえで、杭基礎以外の構造で継ぎ足すことが重要である。

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.6.6

【R6.6 改定】

柔構造
樋門設計の
手引き

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.6.6

【R6.6 改定】

河川管理施
設等構造令
第46条解説

函渠とその周辺地盤の一体性が十分でなく、函体の直下に空洞が発生した場合、その対策として底版に設置したグラウトホールからグラウトを注入し空洞を充填することが有効である。

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.6.6

【R6.6 改定】

【推 奨】

1) 残留沈下量の抑制

残留沈下量は、樋門の開閉性、水密性、函体の構造特性及び堤体に悪影響を及ぼさない範囲まで抑制することが望ましい。残留沈下量が大きい場合は、地盤改良工法を併用し、スパン割、函体や継手の構造特性等に応じて残留沈下量を適切な範囲に抑制することが望ましい。

地盤の残留沈下量を抑制する地盤改良工法としては、プレロード工法を優先的に検討することが望ましい。

2) 空洞化対策

グラウトホールの設置間隔は、過去の施工実績や試験施工、資機材規格（能力）等を踏まえた施工性により、一般的に 5m 程度で設置されているが、遮水矢板の位置、グラウトの能力に応じて決定するのが望ましい。このグラウトホールを利用して、底版下地盤に空洞測定用沈下板を設けることで空洞の発生を観測することができる。

なお、グラウトの追跡調査により効果を検証することが望ましい。

また、剛支持樋門においても、地盤の沈下が予想される場合は、グラウトホールの設置を検討する。

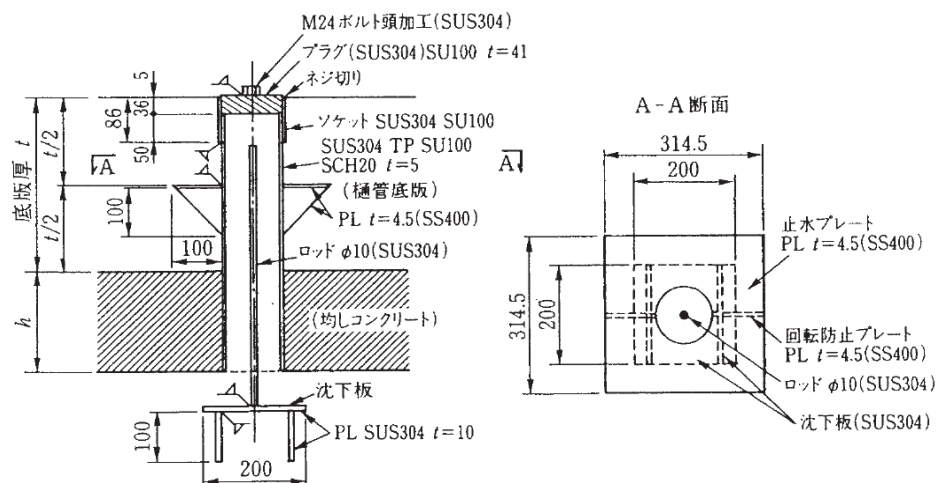


図 2-7-17 グラウトホールの例

柔構造樋門
設計の手引き

『例 示』

グラウトホールの設置間隔は、軟弱地盤（「ガタ土」と呼ばれる微細な粘土及び泥炭）上において試験施工を行い決定した事例や底面については 2m 程度とした事例がある。

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.6.6

【R6.6 改定】

＜関連通知等＞

- 1) 河川管理施設等構造令，昭和 51 年 7 月 20 日，政令第 39 号.
- 2) (財) 国土技術研究センター：柔構造樋門設計の手引き（Ⅰ 共通編、Ⅱ 基礎構造編），平成 10 年 11 月.

7-7 護床工

護床工は、必要な屈とう性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

護床工は、樋門の吐口部及び吞口部の流水による洗掘を防ぐため、翼壁の前面に設けることを基本とする。

護床工は、水叩きと河床との洗掘を防ぐことができる長さ及び構造となるよう設計することを基本とする。

(考え方)

護床工は、流速を弱め流水を整え、併せて流水による洗掘等から堤防や函渠、水叩きを保護するために翼壁前面に設ける必要がある。

護床工の構造は、水叩き下流で流水が減勢される区間では、鉄筋により連結されたブロック構造又はコンクリート構造等とし、その下流の整流となる区間では、粗朶沈床、木工沈床、改良沈床、コンクリート床版、コンクリートブロック等が用いられる。そのため、屈とう性を有する構造とし、硬い構造のものから漸次軟らかい構造のもので河床になじみよくするような配慮が必要である。

根固めブロックによる護床工の例を図 2-7-18 に示す。

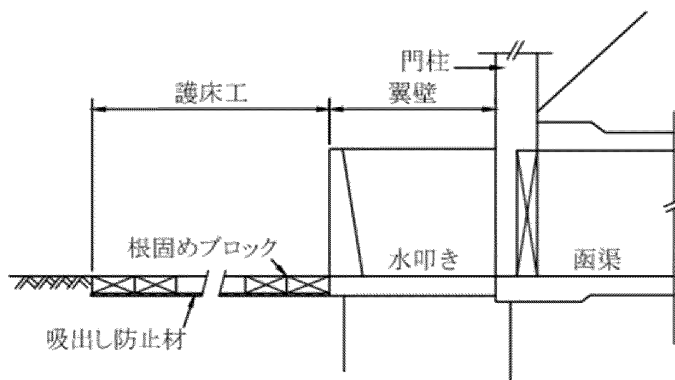


図 2-7-18 護床工（根固めブロックの例）

7-8 護岸

護岸は、流水の変化に伴う河岸又は堤防の洗掘を防止する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

護岸は、流水等の作用により、堤防又は河岸を保護するため、適切な範囲に設けることを基本とする。

護岸の形式及び構造は、設置箇所の河道特性及び樋門周辺の堤防環境を考慮し、適切に設定することを基本とする。

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.6.7

【R6.6 改定】

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.6.8

【R6.6 改定】

(考え方)

護岸は、樋門の影響による流水の乱れ、高潮時及び風浪時の波浪、計画津波水位以下の津波及び越波に対し堤防を保護するとともに、樋門及び樋門周辺の堤防が一連区間の中で相対的な弱点とならないように護岸を設ける必要がある。

樋門が横断する河岸又は堤防に設ける護岸は、樋門の両端（胸壁又は翼壁のいずれか長い方の端部）から上流及び下流にそれぞれ 10m の地点を結ぶ区間以上、堤防天端での開削幅がカバーできる区間以上のいずれか大きい区間に設ける。既設護岸と近接する場合は、その区間を空けずに連続させる必要がある。また、管理橋下の堤防の法面は、図 2-7-19 に示す範囲に護岸を設ける必要がある。

護岸の形式及び構造は、「改訂 護岸の力学設計法」を参考に設定する必要がある。

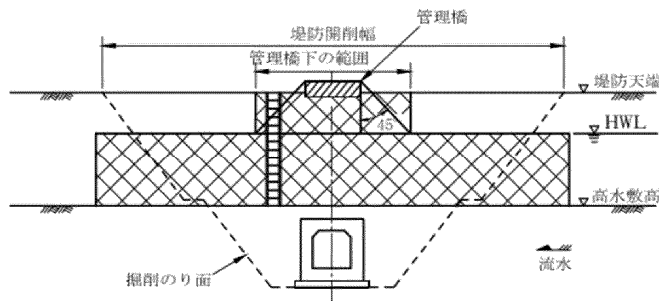


図 2-7-19 樋門の護岸の例

護岸には、多くの形式があり、使用される素材、構造の外観等はさまざまであるが、設置箇所の河道特性や周辺の護岸形式及び構造を踏まえて設計する必要がある。

<関連通知等>

- 1) (一財) 国土技術研究センター：改訂 護岸の力学設計法，2023。

7-9 取付水路

取付水路は、樋門の円滑な取水機能及び排水機能を満足するとともに、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。なお、高水敷の河川横断方向に設ける樋門の取付水路については、工作物設置許可基準第十を参照する。

取付水路は、堤防に及ぼす影響を最小限に留めるよう、堤防法線に直角に設けることを基本とする。

(考え方)

取付水路によって高水敷が上下流に分断されることにより、その一体的利用が損なわれないように、取付水路の横断や親水性等に配慮する必要がある。堤防への影響を最小限に留めるように、川表の取付水路は、翼壁前面から低水路に向かって、川裏は支川水路との取付部に、堤防法線に直角に設ける必

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.6.9

【R6.6 改定】

要がある。

【推 奨】

支川の河床又は敷高と本川の河床とに落差があるなどの状況により、内水位が本川水位より高くなる場合には、樋門と堤体との接触面に沿って内水が堤外に浸透することがある。この場合、長年の間に樋門と堤体との接触面付近に大きな空隙が生じ、洪水時に突然堤防決壊を引き起こすこともある。したがって、このような場合には、内水が堤外に浸透することについても十分留意する必要があり、支川の取付護岸は必要な区間に対して遮水シートを有するコンクリート護岸等とするとともに、翼壁の接続部の水密性を保つようにすることが望ましい。

<関連通知等>

- 1) 河川管理技術研究会編：改訂 解説・工作物設置許可基準，（財）国土技術研究センター，平成 10 年。

7-10 高水敷保護工

高水敷保護工は、高水敷の洗掘を防止する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

高水敷保護工は、流水等の作用による高水敷の洗掘を防止するため、必要に応じて高水護岸前面に設けることを基本とする。

高水敷保護工は、河川の生態系の保全等の河川環境に配慮した構造を基本とする。

高水敷保護工は、「7-8 護岸」で示す護岸の範囲において設けることを基本とする。

（考え方）

高水敷保護工は、樋門の翼壁部分又は取付水路によって上下流に不連続となり、一般にその部分で乱流が起こり、洗掘を受けやすいので、必要な範囲に高水敷保護工を設ける必要がある。

高水敷保護工の構造は、一般には、カゴマット、連節ブロック等を用いて流水の作用による高水敷の洗掘を防止するものとし、かつ、周辺景観との調和、河川の生態系の保全等の河川環境に配慮して覆土を行う必要がある。

取付水路の保護工は、取付水路の範囲に周辺護岸や高水敷の利用を踏まえて設ける必要がある。

7-11 付属施設

樋門には、維持管理及び操作のため、必要に応じて付属施設を設けることを基本とする。

（考え方）

付属施設には、操作室、樋門操作員待機場、管理橋、管理用階段、照明設備、

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.6.10

【R6.6 改定】

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.6.11

【R6.6 改定】

水位観測施設、船舶通航用の信号、繫船環、防護柵等があり、ゲート操作のための水位把握、操作員等の安全確保、維持管理に必要な施設を設ける必要がある。

<関連通知等>

- 1) (公社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 I. 共通編 平成 24 年 3 月.
- 2) 国土交通省:ダム・堰施設技術基準(案), 平成 28 年 3 月.

7-1-2 既存施設の自動化・遠隔化

既存の樋門のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することを基本とする。

(考え方)

新設の樋門のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとしているが、既存の樋門のゲートの操作のための設備についても、樋門の目的、規模、操作員の負担軽減や安全の確保等の管理体制を踏まえ、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。

自動化は、計測した水位に応じて自動で開閉操作を行うことができるように改造することや、ゲート自体をフラップゲート等自動開閉が可能なものとすることであり、遠方操作化、遠隔操作化は、管理所や遠隔地から操作を行うことを可能とすることである。

第8節 樋門構造に関するその他の事項

8-1 樋門構造に関するその他の事項

(考え方)

1) 現況施設の能力を上回る事象に対する対応について

現況施設能力を上回る洪水の生起により計画高水位を超えるような事象が頻発しており、今後の気候変動の影響によっては、このような事象が更に増えることも考えられる。そのため施設能力を上回る外力に対し、「構造上の工夫」により減災を図ることが求められる。

2) 気候変動を踏まえた施設設計について

今後、気候変動により外力が更に増加する可能性があることにも留意する必要がある。そのため、外力の増加への対応として、大規模な改良とならないよう補強しやすい構造とする又は、あらかじめ対策を施すなどの設計が求められる。

3) ICT や BIM/CIM の利用

i-Construction 推進の一環として、ICT による建設生産プロセスのシームレス化が取り組まれている。UAV 写真測量やレーザースキャナー計測などで得られる 3 次元点群データを活用することで、現況地形や既設物の構造を様々な角度・断面から把握することができる。新設・改修する施設の 3 次元モデルを作成し活用することにより、構造に関して関係者の理解と合意形成

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.6.12

【R6.6改定】

河川砂防
技術基準
設計編

1.8.7

【R6.6改定】

が促進される。このため、計画段階など事業の早期段階をはじめ、施工段階、施工後の点検・補修・修繕の段階において BIM/CIM を積極的に活用し、樋門本体及び樋門周辺の堤防を適切に維持管理していくことが求められる。

＜関連通知等＞

- 1) 国土交通省：BIM/CIM 活用ガイドライン（案），令和 4 年 3 月．

第 9 節 上屋の設置

9－1 上屋の設置

樋門には、ゲートの開閉装置の設置とゲートの操作に十分な広さを有するゲート操作台が必要である。ゲート操作台には、規模の大小を問わず上屋を設けることが望ましい。

河川管理施設
等構造令
第 52 条解説

第 10 節 照明等の設置

10－1 照明等の設置

操作及び管理上照明を設置することが望ましい。なお、樋門、樋管の新設時に照明が設置できない場合は、将来照明を設置できるよう構造に配慮するものとする。

荷重計算や
樋門本体内
への配慮 etc

第 11 節 監視装置等の設置

11－1 監視装置の設置

遠隔操作及び監視情報の伝送装置は、管理上設置することが望ましい。なお、樋門、樋管の新設時に設置できない場合は、将来設置できる構造に配慮すること。

11－2 CCTV装置の設置

操作時の監視及び施設周辺の状況把握を行ううえで設置することが望ましい。

なお、樋門、樋管の新設時に設置できない場合は、将来設置できる構造に配慮すること。

第 3 章 水 門

目 次

第3章 水 門	2-3- 1
第1節 総 説	2-3- 1
1-1 適用範囲.....	2-3- 1
1-2 用語の定義	2-3- 2
第2節 機 能	2-3- 2
2-1 機 能	2-3- 2
第3節 設計の基本	2-3- 3
3-1 設計の基本	2-3- 3
第4節 基本的な構造	2-3- 7
4-1 水門の断面幅及び径間長の設定	2-3- 7
4-2 ゲート開閉時の高さの設定	2-3- 8
4-3 門柱の天端高	2-3-11
4-4 材質と構造	2-3-12
4-5 水門周辺の堤防	2-3-15
第5節 安全性能の照査等	2-3-16
5-1 設計の対象とする状況と作用	2-3-16
5-2 安全性能の照査	2-3-26
5-3 許容応力度	2-3-30
第6節 各部位の設計等	2-3-32
6-1 本 体	2-3-32
6-2 胸 壁	2-3-40
6-3 翼 壁	2-3-40
6-4 水叩き	2-3-41
6-5 遮水工	2-3-42
6-6 基 礎	2-3-43
6-7 護床工	2-3-44
6-8 護 岸	2-3-44
6-9 高水敷保護工	2-3-45
6-10 付属施設	2-3-46
6-11 既存施設の自動化・遠隔化	2-3-47
第7節 水門構造に関するその他事項	2-3-48
7-1 水門構造に関するその他事項	2-3-48

第3章 水 門

第1節 総 説

水門の設計に際しては「河川砂防技術基準調査編，計画編，設計編」，「河川管理施設等構造令」（昭和51年 政令第199号），「同規則」（省令13号）に準じて設計すること。

また，ゲートの詳細については，下記指針，基準等によるものとする。

- (1) ゴム袋体をゲート又は起伏装置に用いる堰のゴム袋体に関する基準（案）（平成27年 国土交通省）
- (2) 機械工事塗装要領（案）・同解説（令和3年2月 総合政策局建設施工企画課）
- (3) ダム・堰施設技術基準（案）（平成28年3月 国土交通省）
- (4) 水門・樋門ゲート設計要領（案）（平成13年12月（社）ダム・堰施設技術協会）
- (5) ゲート用開閉装置（機械式）設計要領（案）（平成12年8月（社）ダム・堰施設技術協会）
- (6) ゲート用開閉装置（油圧式）設計要領（案）（平成12年6月（社）ダム・堰施設技術協会）

1-1 適用範囲

本節は、水門を新設或いは改築する場合の設計に適用する。

（考え方）

本節は、水門を新設或いは改築する場合の設計に適用する。ただし、既設の水門の安全性能の照査にも構造形式や現地の状況等に応じ必要かつ適切な補正を行ったうえで準用することができる。

水門と堰との区別は、堤防の機能を有しているかどうかで定まる。河口付近に河川を横断して設ける高潮の遡上を防止するための施設は、河口堰と外見はほとんど変わらなくても、水門（防潮水門）である。また、放水路等の分派点に設ける分流施設には、堰と称すべきものと水門と称すべきものがある。計画高水流量が流下するときにゲートを全閉する施設は水門、計画高水流量が流下するときに分流する施設は堰であり、水門と堰では河川管理施設等構造令の適用が異なる。

また、当該施設の横断する河川又は水路が合流する河川（本川）の堤防を分断して設けるものは水門、堤体内に函渠を設けるものは樋門であり、水門と樋門とでは河川管理施設等構造令の適用が異なる。施設の設置に当たっては、用途、施設規模、施工性、経済性等を考慮して水門と比較検討のうえ施設形式を決定する。通常、支川がセミバック堤（半背水堤）の場合は水門を採用し、自己流堤の場合は樋門を採用することが多い。

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.1.1

【R6.6改定】

<関連通知等>

1) 河川管理施設等構造令, 昭和 51 年 7 月 20 日, 政令第 199 号.

1-2 用語の定義

次の各号に掲げる用語の定義は、それぞれ以下に示す。

- 一. 径間長：隣り合う堰柱の中心間距離
- 二. カーテンウォール：ゲートと一体となって堤防の機能を発揮する止水壁
- 三. 水門周辺の堤防：水門の周辺の堤防で、水門本体との取り付けに伴う開削や杭基礎等の施工の影響を受ける範囲

(考え方)

水門は、本体と胸壁、翼壁、水叩き、遮水工、基礎及び操作室、管理橋等の付属施設の構造各部位によって構成される。このうち、本体は、ゲート、床版、堰柱、門柱、ゲートの操作台で構成される。そのほか、水門の設置に伴い、一体で整備するものとして、護床工、護岸、高水敷保護工がある。

水門のゲートが引上式の場合の各部位の名称は、図 3-1-1 による。

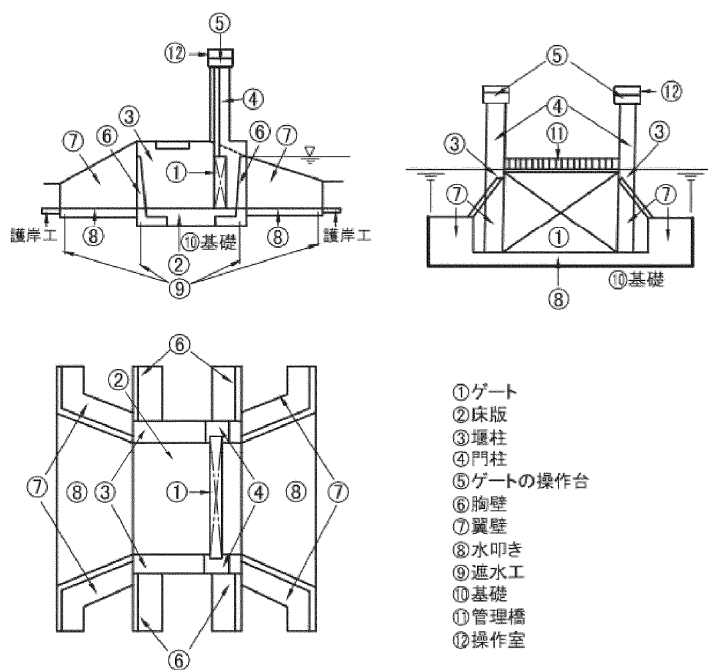


図 3-1-1 水門の各部位の名称（ゲートが引上式ゲートの場合）

第 2 節 機 能

2-1 機 能

水門は、ゲートを全閉することにより、堤防機能を有するよう設計するとともに、ゲート全閉時以外において、当該施設の設置目的に応じて、取水機能、排水機能、舟を支障なく通行させる機能を有するよう設計するものとする。

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.1.2

【R6.6 改定】

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.2

【R6.6 改定】

(考え方)

水門は、堤防機能及び設置目的を達成するために必要な機能を有することが求められる。

＜関連通知等＞

- 1) 河川管理施設等構造令，昭和 51 年 7 月 20 日，政令第 199 号.

第3節 設計の基本

3-1 設計の基本

設計に当たっては、以下の事項を反映するものとする。

- 1) 水門は、計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造となるよう設計するものとする。また、高規格堤防設置区間及び当該区間に係る背水区間における水門にあつては、前述の規定によるほか、高規格堤防設計水位以下の水位の流水の作用に対して耐えることができる構造となるよう設計するものとする。
- 2) 水門は、計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げることなく、周辺の河岸及び河川管理施設の構造に著しい支障を及ぼさず、並びに水門に接続する河床及び高水敷等の洗掘の防止について適切に配慮された構造となるよう設計するものとする。
- 3) 水門は、水門周辺との空洞化をできるだけ小さく留める構造となるよう設計するものとする。
- 4) 水門は、常用電源が喪失した場合においても必要最小限な開閉操作をできるように設計するものとする。
- 5) 設計に当たっては、水門に求められる機能を満足するように水門の位置、構造形式を設定するとともに、設計の対象とする状況と作用に応じた安全性能を設定し、照査によりこれを満足することを確認する。
- 6) 環境及び景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、事業実施による地域への影響、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮することを基本とする。
- 7) 水門は、水門に求められる機能を満足するために、土砂が堆積しにくい構造となるよう設計するとともに、維持管理上、堆積土砂等の排除に支障のない構造となるよう設計するものとする。

(考え方)

設計に当たっては、以下の事項について検討し、設計に反映することが求められる。

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.3

【R6.6 改定】

1) 基本方針

水門の設計に当たっては、水門が河川（本川）の堤防を分断して設ける施設であること及び「2-1 機能」に示す事項を踏まえ、水門の安全性のみならず、水門周辺の堤防の安全性の確保も重要である。このため、水門の設置に当たっては、水門周辺の堤防が一連区間の中で相対的な弱点とならないよう、水門の構造及び施工についても十分考慮する必要がある。

また、周辺の河川環境との調和を図り、環境保全に配慮するとともに、地域の水環境及び景観が損なわれないように配慮する必要がある。

2) 水門の位置

水門の位置は、「計画編 施設配置等計画編 第2章 河川施設配置計画 第2-1章 河道並びに河川構造物 第5節 堰、水門、樋門 5.1 設置の基本」を踏まえ、堤内地の地形、地盤高、水路系統、水路敷高及び洪水時の本川の特性等を調査し、本川の湾曲部、水衝部、河床の不安定な箇所、既設の水門に近接した箇所、基礎地盤が軟弱な箇所、堤防又は基礎地盤に漏水履歴がある箇所を避けて計画するとともに、排出水の水質等により他の利水施設及び周辺環境に支障を及ぼさない地点とする必要がある。

水門の方向は原則として、本川堤防法線に対して直角とする。

又、平行河川の場合は、本川堤防の法線を変更することができるものとする。

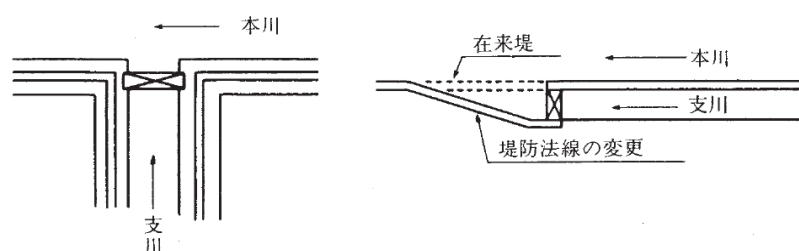


図3-3-1 水門設置位置

3) 水門の敷高

水門の敷高は、排水を目的とするものにあつては、接続する河川の河床高又は水路の敷高を考慮し、取水を目的とするものにあつては、それぞれの取水目的に応じて定めるが、本川の将来の河床変動についても配慮する必要がある。

また、舟の通行を目的とするものにあつては、舟の通行に支障を及ぼさない敷高とする必要がある。

4) 構造形式

水門においては、地震時に堤体との接触面である程度の空隙が生じることは避けられない。また、水門と堤体では重量差があり、地盤に伝わる荷重が異なるため、水門の沈下と堤防の沈下とは一般に差異があるが、このことによっても水門と堤体との接触面には空隙が生じることがある。水門と堤体との接触面に空隙が生じると、それが原因となって、漏水や堤体を構成する土粒子の移動が起こりやすく、これらの作用が繰り返され、空隙が拡大・進展し、連続した大きな空洞が形成される。これらの現象は、水門の基礎が杭基礎である場合や、水門に接続する堤防並びに基礎地盤の土質条件が軟弱な場合に特に顕著である。このため、水門の構造形式は、堤防の一連区間の中で相対的な弱点とならない構造として設計を行う必要がある。

〔解説〕工作物
設置許可基準
第八

河川砂防
技術基準
設計編
1.9.3

【R6.6 改定】

5) ゲート設備

ゲート設備の設計に当たっては、ゲートは、確実に開閉し、かつ、必要な水密性及び耐久性を有する構造が求められ、開閉装置は、ゲートの開閉を確実にできる構造が求められる。また、常用電源が喪失した場合に備え、予備動力や急降下閉鎖装置等を設けるなど、必要最小限な機能を維持できることが求められる。なお、想定外の外力が働いた場合においても、必要なゲート操作は可能となるように配慮することが望ましい。

6) 安全、確実・円滑な施工

水門の施工では、掘削中のボーリングや重機の転倒など、安全を脅かす状況が発生する可能性がある。このため、設計においても、安全で確実・円滑な施工が可能となるような配慮が求められ、施工上の制約から構造が決まることもある。

7) 機能を長期的に容易に維持できる構造

長期的に機能を低下させる要因としては、圧密による地盤変位の進行、河床変動や土砂堆積があり、これらに配慮する必要がある。

8) 維持管理に配慮した構造

水門の点検、修繕、更新等の作業を容易に行うため、維持管理に配慮する必要がある。

【推 奨】

- 1) 事前の地盤調査は、土層構成、土質、地下水の状況などを把握し、設計に必要な地盤性状及び土層の特性等の条件を設定するため、ボーリング調査・現位置試験及び室内土質試験の組合せで実施することが望ましい。なお、事前の地盤調査結果より軟弱地盤や透水性地盤が想定される場合には、各々の課題に対応した原位置試験等の調査・試験を実施したうえで設計に反映するよう努める。
- 2) 水門が横断する河川の河床又は水路の敷高と本川の河床とに落差があるなどの状況により、内水位が本川水位より高くなる場合には、水門と堤体との接触面に沿って内水が堤外に浸透することがある。この場合、長年の間に水門と堤体との接触面付近に大きな空隙が生じ、洪水時に突然堤防決壊を引き起こすこともある。したがって、このような場合には、内水が堤外に浸透することについても十分留意する必要がある。堤内側の河川又は水路の取付護岸は必要な区間に遮水シートを有するコンクリート護岸等とするとともに、翼壁の接続部の水密性を保つようにすることが望ましい。
- 3) 排水のための水門を設ける場合で、水門から合流する河川（本川）までの間で段差等が生じており、魚類等の移動のため必要があるときは、当該河川及びその接続する水路の状況等（必要な場合には関係者の意見を含む）を踏まえ、段差等の緩傾斜化、水深の確保等に配慮した構造とすることが望ましい。

『例 示』

水門の景観設計に当たっては、以下のような事例がある。

- ・高さの統一性（堤防高と水門高の一致）により周囲との一体感のある景観を形成し、堰柱の高さと径間長のバランスがよく水門として機能美と風格を感じさせ、重量感あふれるデザインで治水構造物として堅固なイメージを醸し出し、コンクリート固有の造形美を有している事例として、荒川の岩淵水門がある。
- ・施設の老朽化に伴う改築事業において、旧施設の老朽化の状況、土木史的な価値等について調査し、脇谷水門・鵜波水門、締切堤及び水路の複数の施設からなる空間全体をシステムとして捉え、歴史的土木施設の保存と共存する新施設のデザインを行った事例として、旧北上川分流施設群の改築がある。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：河川砂防技術基準 計画編，施設配置等計画編 第 2 章 河川施設配置計画 第 2-1 章 河道並びに河川構造物 第 5 節 堰、水門、樋門 5.1 設置の基本.
- 2) 国土交通省：ダム・堰施設技術基準（案）の一部改定について，平成 28 年 3 月 31 日，国技電第 72 号，国総公第 80 号，国水環第 140 号，国水治第 142 号.
- 3) 国土交通省河川局：「多自然川づくり」の推進について，平成 18 年 10 月 13 日，国河環 第 38 号，国河治第 86 号，国河防第 370 号.
- 4) 国土交通省河川局：美しい河川景観の形成と保全の推進について，平成 18 年 10 月 19 日，国河環第 40 号，国河治第 94 号，国河防第 376 号.
- 5) 国土交通省：国土政策技術総合研究所資料，景観デザイン規範事例集（河川・海岸・港湾編），平成 20 年 3 月.

第4節 基本的な構造

4-1 水門の断面幅及び径間長の設定

(1) 水門の断面幅

水門の断面幅は、計画高水流量（取水の用に供する水門にあつては計画取水量、舟の通行の用に供する水門にあつては計画高水流量及び通行すべき舟の規模）を計画高水位以下で流下させること、維持管理を勘案して設定するものとする。なお、河川（「準用河川」を含む）以外の水路が河川に合流する箇所において当該水路を横断して設ける水門について準用するものとする。

水門の断面幅は、次により設定することを基本とする。

- 1) 水門のうち流水を流下させるためのゲート及び門柱以外の部分は、流下断面（計画横断形が定められている場合には、当該計画横断形に係わる流下断面を含む）内に設けてはならない。ただし、山間狭窄部であることその他河川の状況、地形の状況等により治水上の支障がないと認められるとき、及び河床の状況により流下断面内に設けることがやむを得ないと認められる場合において、治水上の機能の確保のため適切と認められる措置を講ずるときはこの限りでない。
- 2) 取水を目的とする水門の断面幅は、取水計画上問題とならない範囲において、対象水位時の計画取水量を確保できるように定める。

(考え方)

水門の断面幅は、支川の計画高水流量及び流下断面内の流速が接続する支川の流速に比べて著しく増減することがないように適切なものとする必要がある。

排水を目的とする水門にあつては、支川の計画高水流量に十分対応した断面幅とし、全開時の支川の流下能力が確保できていること及びゲート操作に支障を及ぼす土砂堆積が生じない敷高とする必要がある。また、取水を目的とする水門にあつては、取水計画上問題とならない範囲において対象渇水時においても計画取水量が確保できる断面幅とする必要がある。舟の通行が見込まれる水門にあつては、舟の通行に支障を及ぼさない断面幅とする必要がある。

また、土砂吐及び舟通しについては、それらの機能確保のため、流下断面内に設けざるを得ない場合も多いが、それらを現状又は計画の流下断面内に設けることは、水門上流部における洪水時の水位上昇、下流部における局所洗掘等を招き、洪水による被害（内水を含む）の危険性を増大させるおそれがある。したがって、土砂吐及び舟通しは、現状又は計画の流下断面内には設けてはならない。

【推奨】

支川において、本川の背水の影響を軽減する目的で設ける水門の設置地点の断面幅は、次により設定することを基本とする。

- 1) 水門を設置したときの支川の計画高水位以下の流下断面積が、水門を設置しないときの支川の計画高水位以下の流下断面積に比べ 1.3 倍以内の場合

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.4.1

【R6.6 改定】

には、堤防の両端部に位置する堰柱の内側を支川の計画高水位と堤防の交点の位置とする。

- 2) 上記の場合において、流下断面積の比率が 1.3 倍以上となる場合は、1.3 倍となるまで水門の総幅員（純径間と中央堰柱の堰柱幅の総和）を縮小することができる。

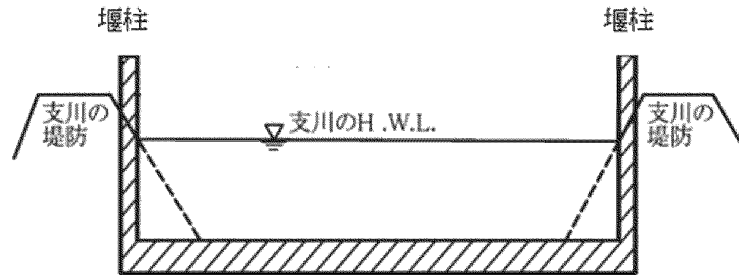


図 3-4-1 水門の断面説明図（流下断面が 1.3 倍以内の場合）

(2) 水門の径間長

水門の径間長は、水門が横断する河川又は水路を洪水時に流下する流木等流下物による閉塞を防止するため、構造令第 49 条及び第 37 条から第 39 条、施行規則第 23 条、施行規則第 17 条及び第 19 条に基づき適切な値を設定し、これを有するものとする。

(考え方)

水門の径間長は、河積の阻害を小さくするため、できるだけ大きくとり、堰柱の数を減ずることが重要である。また、堰柱によって流木等流下物の閉塞が生じ、それが原因で災害が発生することがないように、できるだけ大きい径間長とする必要がある。

4-2 ゲート開閉時の高さの設定

(1) ゲートの天端高

水門のゲートの閉鎖時における上端の高さ又は水門のカーテンウォールの上端の高さは、水門に接続する堤防（現状又は計画堤防高のいずれか高い方の堤防）の高さを下回らないものとするものとする。

ただし、高潮区間において水門の背後地の状況その他の特別の事情により治水上支障がないと認められるときは、水門の構造、波高等を考慮して、計画高潮位以上の適切な高さとすることができる。

(考え方)

ゲートの天端高は、水門の有する堤防機能を確保するため、水門に接続する堤防との高さの連続性を確保できるよう設定する必要がある。

ゲート閉鎖時における上端の高さを接続する堤防の高さとした際に、ゲート製作費、開閉機等の費用が相当大きくなる場合は、これを避けることを目的にカーテンウォールを設ける場合がある。カーテンウォールは、洪水時又は高潮時にゲートと一体となって堤防の機能を有することが求められる。

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.4.2

【R6.6 改定】

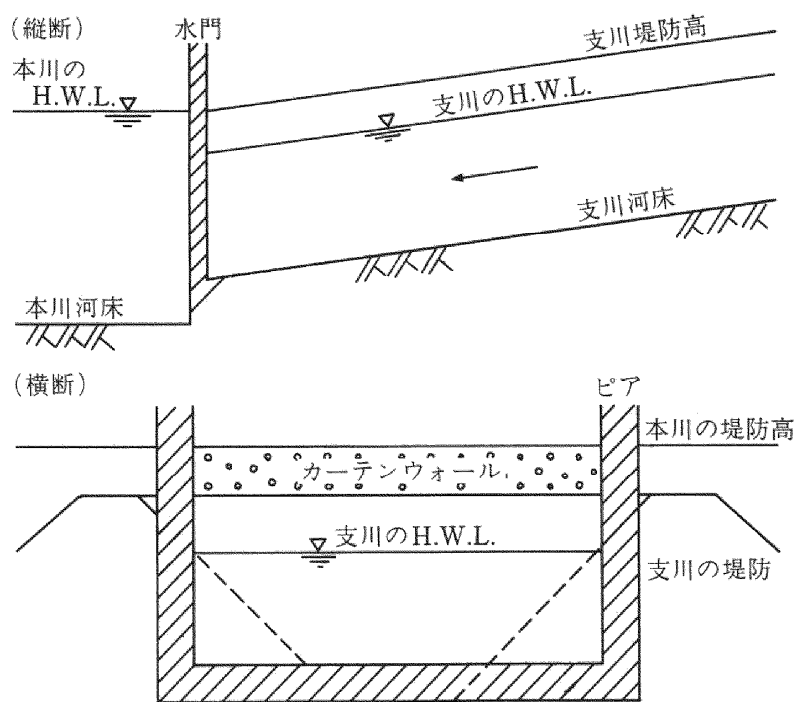


図 3 - 4 - 2 水門の断面説明図

(2) 引上げ完了時のゲート下端高

引上げ完了時のゲート下端高は、構造令及び施行規則に基づき定めるものとする。

- 1) 水門の引上げ式ゲートの最大引上げ時における下端の高さ及び水門のカーテンウォール下端の高さは、水門が横断する河川又は水路の計画高水位に余裕高を加えた高さ以上で、高潮区間においては計画高潮位を下回らず、その他の区間においては当該地点における河川の兩岸の堤防（現状又は計画堤防高のいずれか高い方の堤防）の表法肩を結ぶ線の高さを下回らないものとするものとする。ただし、治水上の支障がないと認められるときは、次に掲げる高さのうちいずれか高い方の高さ以上とすることができるものとする。

一 当該河川に背水が生じないとした場合に定めるべき計画高水位に、計画高水流量に応じ、下表の下欄に掲げる値を加えた高さ

項	1	2	3	4	5	6
計画高水流量（単位 m^3/s ）	200未満	200以上 500未満	500以上 2,000未満	2,000以上 5,000未満	5,000以上 10,000未満	10,000以上
計画高水位に加える値（単位 m ）	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	2.0

二 計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）

- 2) 地盤沈下のおそれがある地域に設ける水門の引上げ式ゲートの最大引上げ時における下端の高さ及び水門のカーテンウォール下端の高さは、前項の規定によるほか、予測される地盤沈下及び河川の状況を勘案して必要と認められる高さを下回らないものとする。

(考え方)

水門は、引上げ式ゲートの最大引上げ時において河川の所定の流下能力を確保することが求められる。そのため、ゲート下端高は、計画高水位との間に洪水時における流木等流下物の浮上高等を考慮して、しかるべき空間が確保できるよう設定する必要がある、一般的には、現状又は計画堤防高のいずれか高い方に合わせる。

【推奨】

水門のゲートの引上げ完了時のゲート下端高及びカーテンウォール下端高の決定に当たっては、舟の通行がある場合は、舟の通行に支障を及ぼさないような高さ、ただし、マスト等の高いプレジャーボート等が該当するときは、経済性、景観等の面から関係者との十分な調整や検討することが望ましい。

4-3 門柱の天端高

門柱は、流水の阻害にならないように計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）が計画堤防法面に交わる点よりも天端側に設けることを基本とする。

門柱の天端高は、ゲートの全開時のゲート上端部にゲートの管理に必要な高さを加えた高さを確保し、管理橋の桁下高が計画堤防高以上となるよう設計することを基本とする。

（考え方）

門柱は、主に引上げ式ゲートの開閉を行うために設け、ゲートの開閉が容易な構造とする必要がある。また、門柱の天端高は、ゲート引上げ時のゲート下端高が取水、排水、舟の通行に支障を及ぼさない高さを確保するとともに、ゲートの維持管理・更新のための戸溝からの取外し等に必要な高さを確保する必要がある。

【推 奨】

ゲートの管理に必要な高さとしては、引上げ余裕高(1m 程度)のほか滑車等の付属品の高さを考慮することが望ましい。

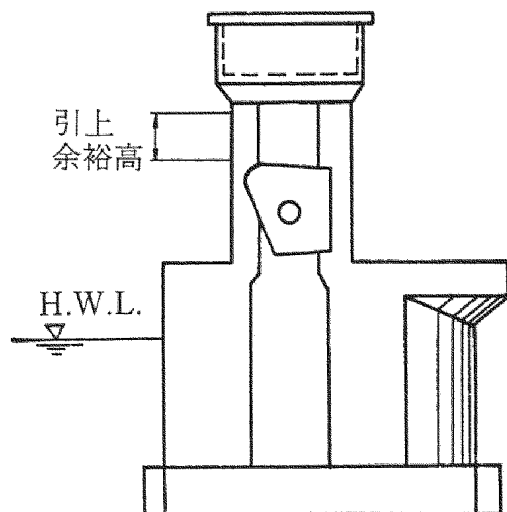


図3-4-3 門柱

『例 示』

津波が想定される水門の場合、段波波高水位を考慮して門柱の高さ（操作台上面高）を決定する場合がある。

4-4 材質と構造

(1) 使用材料

設置目的に応じて要求される強度、施工性、耐久性、環境適合性等の性能を満足するための品質を有し、その性状が明らかにされている材料を使用することを基本とする。

(考え方)

使用材料は、設置目的に応じて要求される強度、施工性、耐久性、環境適合性等の性能を満足するための品質を有し、その性状が明らかなものでなければならない。このため、JIS 等の公的な品質規格に適合し、その適用範囲が明らかな用途に対して使用することが望ましい。公的な品質規格がない材料の場合には、材料特性が水門に及ぼす影響を試験等によって確認するとともに、品質についても JIS 等の規格と同等であることを確認する必要がある。

【推 奨】

鉄筋コンクリート構造物（プレキャスト製品を除く）に用いるコンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 、鉄筋の材質 SD345 を推奨する。

(2) 主な構造

床版、堰柱、門柱、胸壁、ゲートの操作台、カーテンウォールは、鉄筋コンクリート構造又はこれに準ずる構造とする。床版、堰柱、門柱、胸壁、翼壁、水叩き、遮水工は、部材の安全性と継手部の水密性の確保によって、全体として必要な水密性を有する構造となるよう設計するものとする。

ゲートは、鋼構造又はこれに準ずる構造とし、ゲートは確実に開閉し、かつ、必要な水密性を有する構造となるよう設計するものとする。

ゲートの開閉装置は、ゲートの開閉を確実に行うことができる構造となるよう設計するものとする。

大規模な水門のゲートについては、ダムのゲートに関する規定（構造令第 10 条第 1 項から第 3 項、第 11 条及び第 12 条）を準用するものとする。

(考え方)

水門を構成する主な構造としては、床版、堰柱、門柱、胸壁、ゲートの操作台、カーテンウォールがあり、これらは、鉄筋コンクリート構造又はこれに準ずる構造とし、必要な安全性を確保する必要がある。また、水門の安全性を確保するため、床版、堰柱、門柱、胸壁、翼壁、水叩き、遮水工は、部材の安全性の確保と継手部の水密性の確保によって、全体として必要な水密性を有する構造となるよう設計する必要がある。ここで、必要な水密性を有するとは、部材の損傷や劣化、継ぎの開き等により水門周辺の堤防の土砂が吸い出されることのない状態を確保する意味であり、部材によっては多少の漏水が生じる状態は許容される。

【推 奨】

水門の構造形式は、一般に次に示すものが用いられている(図 3-4-4 参照)。

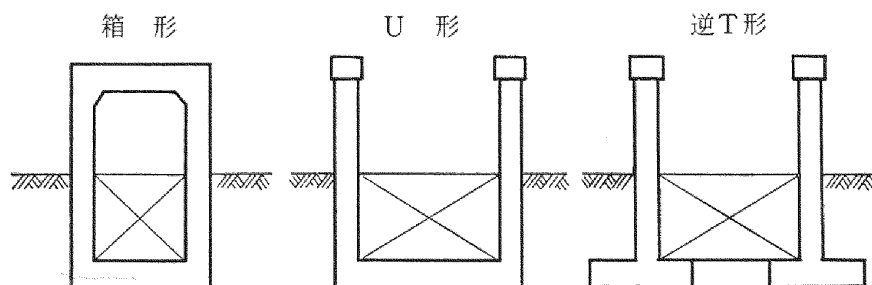


図 3-4-4 水門の本体の形式

水門の構造形式は、小規模なものは箱形、大規模なものは逆T形となり、中間のものはU形としている場合が多いが、構造形式の選定に当たっては、基礎地盤の良否、施工性(仮締切との関連)、事業費等も考慮することが望ましい。

また、カーテンウォールは、洪水時又は高潮時にゲートと一体となって堤防の機能を有するものであり、カーテンウォールとゲートの間の水密性が確保できる構造となるように設計するのが望ましい。

『例 示』

本川の背水を軽減する目的で設ける支川の水門において、支川の計画高水位が本川の計画高水位(高潮区間にあつては、計画高潮位)と比較して相当低い場合等で舟の通行に影響がない場合等においては、カーテンウォールを採用している事例がある。

ゲートの鋼構造に準ずる構造には、ステンレス製ゲート、アルミ製ゲート等の事例がある。

(3) 設計用定数

設計に用いる各種定数は、適切な安全性が確保できるよう、使用する材料の力学特性を考慮し、必要に応じて調査・試験を実施したうえで、設定することを基本とする。

① ヤング率

設計に用いるヤング率は、使用する材料の特性や品質を考慮したうえで適切に設定することを基本とする。

【推 奨】

ヤング率として、以下の値を用いることが望ましい。

1) ヤング係数

- ・コンクリートのヤング係数は、 $2.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- ・鋼材のヤング係数は、 $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

2) ヤング係数比

- ・許容応力度による設計を行う場合の鉄筋コンクリート部材の応力度の計算に用いるヤング係数比は 15

② 地盤に係る定数

ボーリング調査、サウンディング調査、現位置試験、室内土質試験を組合せた地盤調査（既往調査含む）や周辺の工事履歴、試験施工等に基づき総合的に判断し、施工条件等も十分に考慮したうえで、地盤に係る定数を設定することを基本とする。

【推 奨】

1) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力として、以下の値を用いることができる。

表 3－4－1 摩擦角と付着力

条件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 C_B
土とコンクリート	$\phi_B = 2/3 \phi$	$C_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$C_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$C_B = C$

ただし、 ϕ ：支持地盤のせん断抵抗角（度）、 C ：支持地盤の粘着力（ kN/m^2 ）

2) 地盤の許容鉛直支持力

地盤の許容鉛直支持力は、荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力に対して、表 3－4－2 に示す安全率を確保していることが望ましい。

表 3－4－2 安全率

常 時	地震時	施工時
3	2	2

荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力は、次式により求めることができる。平板載荷試験により求める場合には、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 C 、せん断抵抗角 ϕ を用いて以下の式に従って算出することが望ましい。

$$Q_u = A' \left\{ \alpha \cdot k \cdot c \cdot N_c + k \cdot q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \right\}$$

ここに、

Q_u ：荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力（ kN ）

c ：地盤の粘着力（ kN/m^2 ）

q ：載荷重（ kN/m^2 ） $q = \gamma_2 D_f$

A' ：有効載荷面積（ m^2 ）

γ_1, γ_2 ：支持地盤および根入れ地盤の単位体積重量（ kN/m^3 ）

ただし、地下水位以下では、水中単位体積重量を用いる。

B_e ：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B ：基礎幅 (m)

e_B ：荷重の偏心量 (m)

D_f ：基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β ：基礎の形状係数

k ：根入れ効果に対する割増係数

N_c, N_q, N_r ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数

(4) 鉄筋コンクリート部材の最小寸法

鉄筋コンクリートの部材の最小寸法は、耐久性、強度を有するために必要なかぶり及び施工性に配慮し設定することを基本とする。

『例 示』

鉄筋コンクリートの部材の最小寸法は、施工性を重視し主鉄筋を内側に配置するため、0.4m が用いられる場合が多い。

4-5 水門周辺の堤防

水門周辺の堤防が一連区間と比較して相対的に弱点とならないように設計するものとする。

水門周辺の堤防に用いる土質材料は、堤防に適したものを選定し、十分に締固めを行うものとする。また、水門周辺の堤防の断面形状は、水門本体による止むを得ない切り込みを除き、隣接する堤防の大きさ（堤防高、天端幅、堤体幅）及び計画堤防の大きさを上回る大きさとするを基本とする。

必要に応じて「設計編 第1章 河川構造物の設計 第2節 堤防」に準じて堤防の安全性照査を行い、一連区間と比較して相対的に安全性が低下しないよう必要に応じて強化対策を行う。

(考え方)

水門周辺の堤防には、水門の施工による埋戻し部分も含まれる。その影響範囲は、対象とする事象によっても異なるが、堤防縦断方向に堤防高さの2～3倍以上に及ぶ。「第5節 安全性能の照査等」に当たっては、水門周辺の堤防が一連区間の中の弱点でないことが前提となっており、必要に応じて「設計編 第1章 河川構造物の設計 第2節 堤防」に準じて安全性の照査を行い、前後区間と比較して相対的に安全性が低下しないよう強化対策を行う必要がある。

<関連通知等>

- 1) (財) 国土技術研究センター：河川土工マニュアル，平成 21 年 4 月。

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.4.5

【R6.6 改定】

第5節 安全性能の照査等

5-1 設計の対象とする状況と作用

安全性能の照査に当たっては、設計の対象とする状況と作用を次の表のように設定し、これを踏まえて照査事項を設定することを基本とする。常時、洪水時及び地震時については全ての水門において設定し、これに加えて、高潮区間の水門の場合には高潮時、湖岸堤に設ける水門の場合には風浪時について設定することを基本とする。

取水や舟の通行等治水以外の設置目的を有する場合には当該設置目的に応じた常時の作用を適切に設定することを基本とする。

水門の状況	作用
常時	自重（死荷重）、活荷重、土圧、水压、泥圧、揚圧力、風荷重、温度変化の影響、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響、負の周辺摩擦力の影響、雪荷重、プレストレス力等
洪水時	自重（死荷重）、活荷重、土圧、泥圧、水压※、揚圧力、風荷重、温度変化の影響、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響、負の周辺摩擦力の影響、雪荷重、プレストレス力等 ※計画高水位、高潮区間にあつては計画高潮位
高潮時	高潮位における波浪による波圧
風浪時	風浪による波圧
地震時	自重（死荷重）、地震動、活荷重、水压、揚圧力、温度変化の影響、負の周辺摩擦力の影響、地震の影響※、雪荷重、プレストレス力等 ※地震時土圧、地震時動水压、液状化の影響
その他	津波による波圧 副振動、セイシュによる影響 施工時荷重 流木の衝突 舟の衝突

高規格堤防設置区間及び当該区間の背水区間の水門の照査に当たっては、計画高水位での静水压を高規格堤防設計水位での静水压に置き換えて行うことを基本とする。

（考え方）

水門の設計に当たっては、常時、洪水時、地震時、高潮時及び風浪時の安全性能を確保することが求められる。全ての水門について、常時、洪水時及び地震時、さらに高潮堤に設けられる水門は高潮時、湖岸堤に設けられる水門は風浪時についても照査する必要がある。

照査にあたっては、広域地盤沈下量、基礎地盤の特性、維持管理に必要となる前提条件を設定する必要がある。なお、前提条件は、土質地質調査等に基づき設定する必要がある。

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.5.1

【R6.6改定】

設計の対象とする作用については、本体やゲート等の自重、計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）以下の水圧、地震動として河川構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動、及び対象地点において現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動、土圧、風の影響等の他、地震時には必要に応じて津波による波圧、高潮時には波浪並びに風浪時には風浪による影響等が考えられ、設計の対象とする水門の状況に応じて適切に組合せて設定する必要がある。

なお、必要に応じて施工時についても安全性能の照査を行う。

< 関連通知等 >

- 1) 国土交通省：ダム・堰施設技術基準（案），平成 28 年 3 月．
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局：河川構造物の耐震性能照査指針・解説—I．共通編—，平成 24 年 2 月．
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局：河川構造物の耐震性能照査指針・解説—IV．水門・樋門及び堰編—，令和 2 年 2 月（令和 2 年 6 月一部追記）．
- 4) 国土交通省水管理・国土保全局河川計画課長、治水課長：河川津波対策について、平成 23 年 9 月 2 日，国水計第 20 号，国水治第 35 号．

【推 奨】

水門の設計に当たっては、次の作用を考慮するのが望ましい。

1) 自重（死荷重）

自重（死荷重）は、適切な単位体積重量を用いて算出する。

材料の単位体積重量は、表 3-5-1、表 3-5-2 の値を参考に定めるものとする。

土の単位体積重量は、一般的な値を示したものであり、土質試験データがある場合は、その値を用いて設計することが望ましい。コンクリートについても、できるだけ試験データによることが望ましい。

表 3-5-1 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

地盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然 地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛 土	砂及び砂礫	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から 9 を差し引いた値としてよい。

地下水位は施工後における水位の平均値を考える。

表 3-5-2 材料の単位体積重量 (kN/m³)

材料	単位体積重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0
鋳鉄	71.0
アルミニウム	27.5
鉄筋コンクリート	24.5
プレストレスを導入するコンクリート (設計基準強度 60N/mm ² 以下)	24.5
プレストレスを導入するコンクリート (設計基準強度 60N/mm ² を超え 80N/mm ² まで)	25.0
コンクリート	23.0
セメントモルタル	21.0
木材	8.0
歴青材 (防水用)	11.0
アスファルト舗装	22.5

2) 活荷重

活荷重は、自動車荷重及び群集荷重とする。

自動車荷重は必要に応じ、大型の自動車の交通状況に応じて TL-25 荷重を考慮する。

群集荷重は、管理橋及び操作台等に 3.5kN/m² の等分布荷重を考慮する。

3) 土圧

① 胸壁・翼壁に作用する土圧

胸壁・翼壁に作用する土圧は、原則として表 3-5-3 の区分に従って適用する。

表 3-5-3 土圧の区分

種 別		常 時	地震時
胸壁		静止土圧	地震時主働土圧
翼壁	U形タイプ	静止土圧	地震時静止土圧
	逆T形タイプ	主働土圧	地震時主働土圧

a) 静止土圧

胸壁・翼壁に作用する静止土圧は、次式による。

$$P_{hd} = K_0 (\gamma \cdot h + q_0)$$

ここに

P_{hd} : 任意の深さの水平土圧強度 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数 (通常は $K_0 = 0.5$ と考えてよい)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_0 : 上載荷重 (kN/m²)

b) 主働土圧

主働土圧は、次式による。

$$P_a = K_A (\gamma \cdot h + q_0)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$\cot(\xi_A - \alpha) = -\tan(\phi + \delta + \theta - \alpha)$$

$$+ \sec(\phi + \delta + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha)}}$$

ここに

P_a : 任意の深さの主働土圧強度 (kN/m²)

K_A : 主働土圧係数

ξ_A : 主働崩壊角 (度)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_0 : 上載荷量 (kN/m²)

α : 地表面と水平面のなす角 (度)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

δ : 土圧作用面の種別に応じた壁面摩擦角 (度)

土と土の場合 : $\delta = \phi$

土とコンクリートの場合 : $\delta = \phi/3$

ただし、 $\phi - \alpha < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha) = 0$ とする。

上載荷量 q_0 は必要に応じて考慮する。

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

c) 地震時主働土圧

胸壁・翼壁に作用する地震時主働土圧は、次式による。

$$P_{Ea} = K_{EA} (\gamma \cdot h + q_0')$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = -\tan(\phi + \delta + \theta - \alpha) + \sec(\phi + \delta + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta + \theta_0) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}}$$

ここに

- p_{Ea} : 任意の深さの地震時主働土圧強度 (kN/m²)
 K_{EA} : 地震時主働土圧係数
 ξ_{EA} : 地震時の主働崩壊角 (度)
 γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)
 h : 任意の深さ (m)
 q_0' : 地震時の上載荷重 (kN/m²)
 α : 地表面と水平面のなす角 (度)
 θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度)
 ϕ : 土の内部摩擦角 (度)
 土圧作用面の種別に応じた地震時壁面摩擦角 (度)
 δ_E : 土と土の場合 : $\delta_E = \phi/2$
 土とコンクリートの場合 : $\delta_E = 0$
 θ_0 : 地震時合成角 (度) $\theta_0 = \tan^{-1} k_h$ または $\theta_0 = \tan^{-1} k'_h$
 k_h : 設計水平震度
 k'_h : 水中の見かけの水平震度 $k'_h = \frac{\gamma \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2 + q_0'}{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + q_0'} \cdot k_h$
 γ_{sat} : 土の飽和単位体積重量 (kN/m³)
 γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)
 h_1 : 水面上の土層厚さ (m)
 h_2 : 水面下の土層厚さ (m)

ただし、 $\phi - \alpha - \theta_0 < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha - \theta_0) = 0$ とする。また、 q_0' は地震時に確実に作用するもののみとし、活荷重は原則として含まないものとする。

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

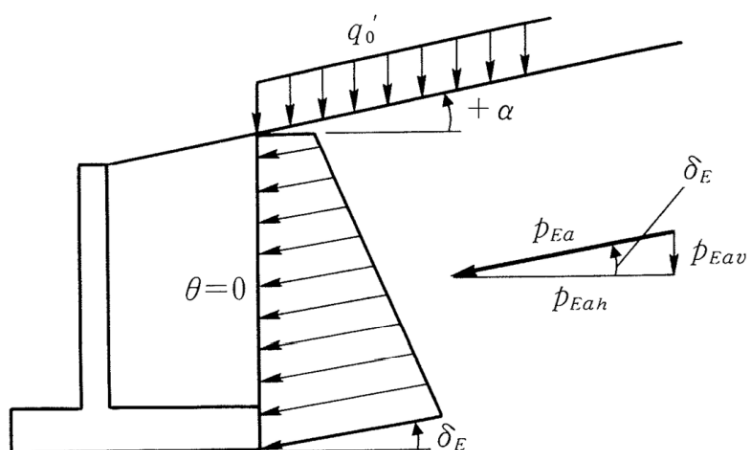


図 3-5-1 地震時主働土圧

d) 地震時静止土圧

翼壁・翼壁に作用する地震時静止土圧は、次式による。

$$P_{0E} = P_0 + (P_{HE} - P_H)$$

ここに

P_{0E} : 地震時静止土圧合力 (kN)

P_0 : 常時の静止土圧合力 (水平成分) (kN)

P_{HE} : 主働土圧状態を仮定した場合の地震時の土圧合力の水平成分 (kN)

P_H : 主働土圧状態を仮定した場合の常時の土圧合力の水平成分 (kN)

② 堰柱に作用する土圧

a) 静止土圧

①胸壁・翼壁に作用する土圧 a) 静止土圧に準ずる。

b) 主働土圧

①胸壁・翼壁に作用する土圧 b) 主働土圧に準ずる。

c) 地震時主働土圧

①胸壁・翼壁に作用する土圧 c) 地震時主働土圧に準ずる。

4) 泥圧

土砂の堆積によって生じる泥圧については、以下のとおりとする。

① 鉛直力

泥圧のうち鉛直力は、堆積した泥土の水中における重量とする。

② 水平力

水平方向の泥圧は次式によって求める。

$$P_e = C_e W_l d$$

P_e : 水平方向泥圧 (kN/m²)

C_e : 泥圧係数

W_l : 泥土の水中における単位体積重量 (kN/m³)

d : 泥土の深さ (m)

設計に用いる堆積した泥土 (以下「堆泥」という。) の深さは、周辺の堆積状況、実績等適切な方法を用いて推定する。

堆泥の重量は、

$$W_l = W - (1 - \nu) \cdot W_0$$

で示される。ここに W_0 は水の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}、 W は堆泥の見かけの単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}、 ν は堆泥の空隙率である。

これらの概略値として、下記の数値が常用されている。

$$W = 15 \sim 18 \text{ kN/m}^3, \quad \nu = 0.3 \sim 0.4, \quad C_e = 0.4 \sim 0.6,$$

$$W_0 = 10 \text{ kN/m}^3$$

なお、地震時は地震時動水圧を考慮するため、動泥圧は一般に考慮しなくてよい。

5) 水圧

① 静水圧

水門の上下流水位について、水門の操作上考えられる組合せを検討する。
 ただし、地震と高潮は同時に生起しないものとし、地震時慣性力及び地震時動水圧と計画高水位時における水圧は、同時に作用しない。
 ゲート引上げ時には、流水から受ける力を必要に応じて考慮する。

② 地震時動水圧

地震時動水圧は、ウェスターガードの近似式により計算する。

③ 胸壁・翼壁に作用する残留水圧

胸壁・翼壁の前面の水位と背面の水位の間に水位差が生じる場合は、この水位差に伴う残留水圧を考慮する（下図参照）。
 感潮区間の場合は、前面潮位差の $2/3$ の水圧差を対象とする。

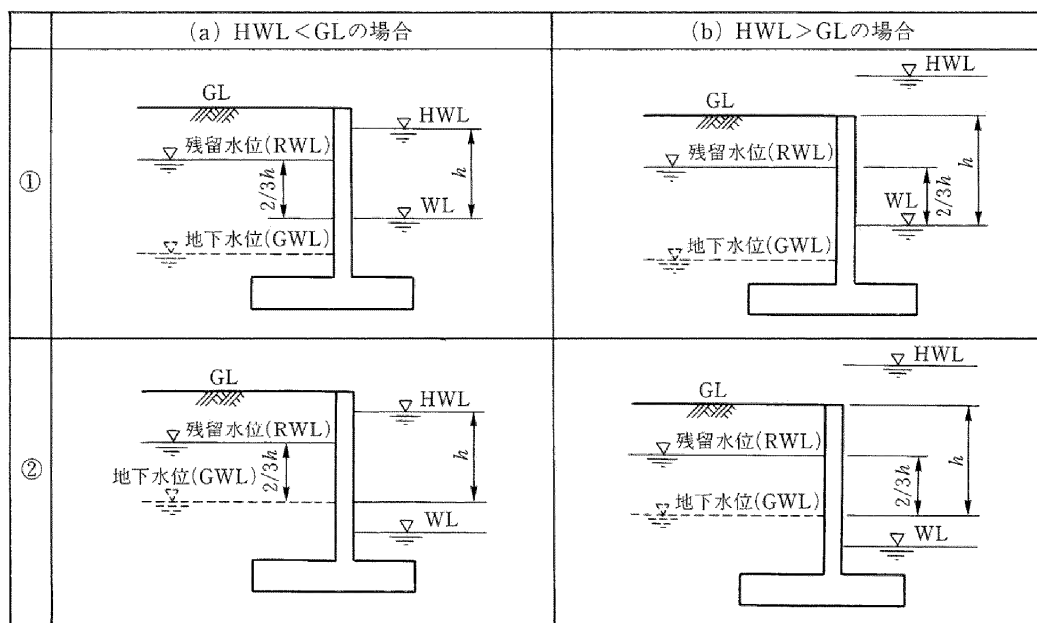


図 3-5-2 残留水位の設定方法（常時）

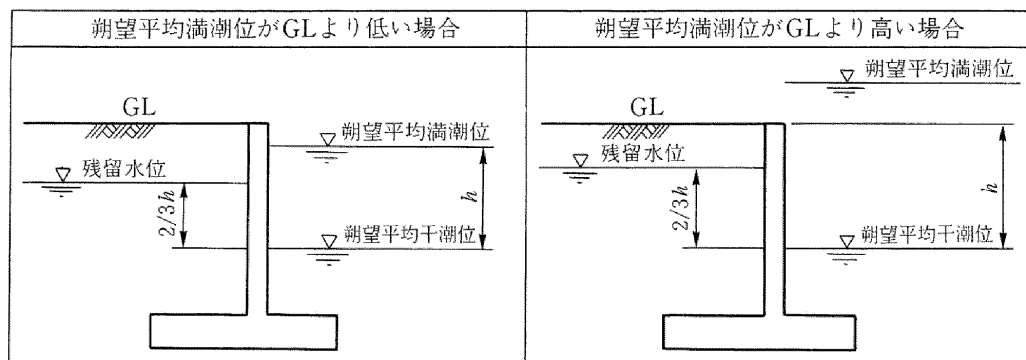


図 3-5-3 感潮区間の残留水位

6) 揚圧力

揚圧力は、水門の操作上考えられる水門の上下流の水位差が最大となる水位により求める。

7) 風荷重

風荷重は 3kN/m²とする。

8) 温度変化の影響

温度荷重は、温度変化を±15℃とし、膨張係数を鋼で 0.000012、コンクリートで 0.00001 として計算する。

9) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響

① コンクリートのクリープひずみ

コンクリートのクリープひずみは次式により算定することができる。

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi$$

ここに、

ε_{cc}	:	コンクリートのクリープひずみ
σ_c	:	持続荷重による応力度 (N/mm ²)
E_c	:	コンクリートのヤング係数 (N/mm ²)
φ	:	コンクリートのクリープ係数

コンクリートのクリープひずみについては、作用する持続荷重による応力度がコンクリートの圧縮強度の 40%程度以下の場合、上式が成立すると考えてよい。一般には、コンクリートの圧縮強度の 40%を超える持続荷重による応力度が作用することはなく、上式が用いられるが、40%を超える場合には別途試験などによりクリープひずみを定めなければならない。

② コンクリートのクリープ係数

プレストレスの損失量及び不静定力を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は、表 3-5-4 の値とする。

表 3-5-4 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷する時のコンクリートの材令 (日)		4~7	14	28	90	365
クリープ係数	早強ポルトランドセメント使用	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
	普通ポルトランドセメント使用	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4

コンクリートのひずみは、作用する持続荷重を取り除くと回復するクリープひずみと回復しないクリープひずみの和であると考えられる。一般に、プレストレスの損失量を算出する場合は、クリープひずみをこれら 2 成分に分けて算出しても、或いは分けずに算出しても結果的に大差ないので、表 3-5-4 に示すクリープ係数をそのまま用いてよい。なお、持続荷重を載荷した時のコンクリートの材令が表 3-5-4 に示す値の間にある場合のクリープ係数は直線補間による値を用いてよい。

③ コンクリートの乾燥収縮度

プレストレスの損失量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、表 3-5-5 の値とする。

表 3-5-5 コンクリートの乾燥収縮度
(普通及び早強ポルトランドセメント使用の場合)

プレストレスを導入する時の コンクリートの材令 (日)	3 以内	4~7	28	90	365
乾 燥 収 縮 度	25×10^{-5}	20×10^{-5}	18×10^{-5}	16×10^{-5}	12×10^{-5}

コンクリートそのものの乾燥収縮度は表 3-5-5 に示す値より一般に大きい、部材に配置される鋼材の影響などを考慮して、プレストレスの損失量を算定する場合は表 3-5-5 に示す値を用いてよいこととした。なお、プレストレスを導入する時のコンクリートの材令が表 3-5-5 に示す値の間にある場合の乾燥収縮度は直線補間による値を用いてよい。

④ ②項又は③項によりがたい場合

②項又は③項によりがたい場合は、部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法、荷重が作用する時のコンクリートの材令などを考慮して別途定めるものとする。

特にコンクリート材令の若い時期にプレストレッシングを行う場合などでは、上記の諸要因を考慮して試験により別途定めるか、或いは、適切な方法によって推定してもよい。

1 0) 負の周辺摩擦力の影響

軟弱地盤の層厚が厚い等で負の周辺摩擦力の影響が大きいと予想される場合には、遮水矢板等から水門本体へ伝達する負の周辺摩擦力の影響について考慮する。

1 1) 雪荷重

雪荷重は、雪の単位堆積重量と積雪深の積として求める。一般に多雪地方においては、雪荷重 3.5 kN/m^3 を見込めばよい。積雪深は、既往の積雪記録、構造物上での積雪状態などを考慮して設定する。積雪のない地方

では考慮する必要はない。ただし、積雪が少ないために積雪深を決定できない場合は、雪荷重を 1 kN/m^2 としてよい。

1 2) プレストレス力

プレストレス力は、プレストレスを与えた直後（プレストレッシング直後）のプレストレス力とその後に生じるコンクリートのクリープ、乾燥収縮及び緊張材のリラクセーションが終わったときの有効プレストレスについて考慮する。

① プレストレッシング直後のプレストレス力

ポストテンション方式のプレストレッシング直後のプレストレス力は、緊張材の緊張端に与えた緊張力に以下に示す影響による損失を考慮して算出する。

- a) コンクリートと継手材の弾性変形
- b) 緊張材とシースの摩擦
- c) 函体と均しコンクリートの摩擦
- d) 緊張材を定着する際のセット

② 有効プレストレス力

有効プレストレス力は、次に示すコンクリートのクリープ及び乾燥収縮と緊張材の見かけのリラクセーションによるプレストレス力の損失量をプレストレッシング直後のプレストレス力より減じることによって算出する。

- a) コンクリートのクリープ
- b) コンクリートの乾燥収縮
- c) 緊張材のリラクセーション

1 3) 地震動

地震動は、構造物の重量に河川構造物の耐震性能照査指針 共通編に規定する水平震度を乗じた水平力とし、これを水流方向及び水流直角方向に作用させる。

1 4) その他荷重

堤防及び水門の安全を図るうえで以下の必要な荷重を考慮する。

① 波圧

以下の波圧を考慮する。

- a) 波浪及び風浪

高潮区間や湖岸堤等で必要に応じて考慮する。

波浪高の推定に当たっては、「河川砂防技術基準 調査編第 21 章 第 5 節及び本編第 7 章 第 2 節」を参照する。

- b) 津波

津波遡上区間で必要に応じて考慮する。

② その他

- ・副振動、セイシュによる影響
- ・施工時荷重
- ・流木の衝突
- ・舟の衝突

<関連通知等>

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I．共通編，平成 24 年 3 月．
- 2) 国土交通省：土木構造物設計マニュアル（案）樋門編，平成 13 年 2 月．
- 3) (財) 国土技術研究センター：柔構造樋門設計の手引き，平成 10 年 11 月．
- 4) (公社) 日本道路協会：道路土工，擁壁工指針，平成 24 年版．
- 5) (公社) 日本道路協会：道路土工，カルバート工指針，平成 21 年版．
- 6) 国土交通省：ダム・堰施設技術基準（案），平成 28 年 3 月．
- 7) 国土交通省水管理国土保全局：河川砂防技術基準調査編，平成 26 年 4 月版，第 21 章海岸調査 第 5 節波浪調査．

5-2 安全性能の照査

水門は、「5-1 設計の対象とする状況と作用」に対し、以下の事項について安全性能を設定して照査することを基本とする。

- 1) 常時の安全性能
- 2) 洪水時の安全性能
- 3) 耐震性能
- 4) 風浪等に対する安全性能

安全性能の照査に当たっては、これまでの経験及び実績から妥当とみなせる方法又は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。

(考え方)

水門における安全性能の照査は、「5-1 設計の対象とする状況と作用」に示す状況と作用毎に、照査の条件として適切な外水位及び内水位の組合せを設定し、安全性能について照査する必要がある。

また、水門における安全性能の照査は、構造や材料の特性に応じた設計手法を適用してモデル化を行い、最も不利な断面力が生じる作用に対して、安全性能が確保できるようにする。なお、「最も不利な断面力が生じる作用」とは、考慮すべき荷重の組合せのうち、発生応力等が構造物に対して最も不利に働く荷重の組合せをいう。

【推 奨】

安全性能を照査するに当たっては、以下の手法によることが望ましい。

- 1) 鉄筋コンクリート部材設計
 - ・部材の設計に用いる断面力は、弾性理論により算出する。

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.5.2

【R6.6 改定】

- ・部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。

2) 鋼製の門扉の部材設計

部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。

(1) 常時の安全性能

水門の自重や水門周辺の堤防からの土圧等の作用や圧密沈下量等の諸条件を設定し、発生する応力度、変位や支持力等を評価し、許容値を満足することを照査の基本とする。

新規築堤や引堤のように、水門とともに水門周辺の堤防を新たに築造する場合には、水門周辺の堤防に関しても地盤の複雑さに応じて、「河川砂防技術基準 設計編 第 1 章 河川構造物の設計 第 2 節 堤防 2.7 安全性能の照査等」の記載に従って安全性能の照査を行うことを基本とする。

(考え方)

洪水等の外力による作用を受けずとも、水門の自重や水門周辺の堤防からの土圧、さらに軟弱な地盤上に水門を新設する場合には基礎地盤の強度不足又は圧縮性が大いことによる圧密沈下の影響により、構造物の安全性が損なわれる可能性があるため、端部堰柱及び胸壁の応力度や基礎の沈下量、支持力等について常時の安全性能の照査を行う必要がある。

また、水門の基礎或いは地盤改良等による地盤の沈下抑制の影響によって、基礎を含む水門本体部と周辺地盤との不同沈下による局所的な沈下による段差が生じ、この段差が水門周辺の堤防に悪影響を与える可能性があるため、隣接堤防との境界部における不同沈下について照査を行う必要がある。

(2) 洪水時の安全性能

洪水時の安全性能は、ゲートへの水圧、床版への揚圧力、本体・ゲート・付属施設（操作室・管理橋等）の自重、土圧が作用する状態で、以下の項目について照査することを基本とする。

1) 各部位の安全性

水門本体、翼壁及び水叩きが転倒、滑動、基礎地盤支持力に対して所定の安全性を確保する。

2) 発生応力

水門及びゲート部材に発生する応力が「5－3 許容応力度」以下となることを確認する。

3) 耐浸透性

水門と堤体との接触面における浸透に対して、所定の安全性を確保する。

4) ゲート閉鎖の確実性及び水密性

ゲート閉鎖の確実性（床版及び戸溝に土砂が堆積しない、確実な閉操作が可能なこと）、水密性を確保する。

(考え方)

水門は、ゲート全閉時において、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造が求められる。

【推 奨】

1) 各部位の安全性

所定の安全性とは、以下の安全率を満足するものとする。

表 3－5－6 各項目の安全率

項目	安全率
基礎	3
転倒	合力の作用点が中央 1/3 以内
滑動	1.5

2) 耐浸透性

耐浸透性照査における所要の安全性は、地盤の土質区分、堤防断面形状、考慮する水頭差、遮水工の配置、深さ、長さ、不同沈下が生じる場合にはルーフィング発生による浸透路長の減少を考慮したうえで、レインの式による浸透経路長を満足することを確認する。なお、遮水工を 2 列に入れる場合深さに対して間隔が短すぎると浸透路長が遮水工沿いとはならない場合があるので、実現象に合うように浸透路長をとるよう留意する。

$$\text{レイン加重クリープ比 } C \leq \frac{\frac{L}{3} + \sum l}{\Delta H}$$

ここに、

C : 荷重クリープ比

C_v : 遮水工の鉛直方向の加重クリープ比

C_h : 遮水工の水平方向の加重クリープ比

L : 本体及び翼壁の函軸方向の浸透経路長 (m)

$\sum l$: 遮水矢板等の鉛直方向及び水平方向の浸透経路長 (m)

l_v : 鉛直方向の浸透経路長

l_h : 水平方向の浸透経路長

ΔH : 内外水位差 (m)

表 3-5-7 加重クリープ比 C

地盤の土質区分	C
極めて細かい砂又はシルト	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
栗石と礫を含む砂利	2.5
柔らかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
堅い粘土	1.8

3) ゲート機能

ゲート機能は、同様の敷高・規模及び操作形式の樋門・水門における操作の確実性を確認できれば機能を確保しているとみなすことができる。なお、堆砂傾向については、必要に応じて水理模型実験を実施して確認する。

(3) 耐震性能

耐震性能の照査に当たっては、レベル 1 地震動に対して地震によって水門としての健全性を損なわないことを照査し、レベル 2 地震動に対して水門としての機能を保持する、或いは水門としての機能の回復が速やかに行い得ることを照査の基本とする。

(考え方)

水門の耐震性能の照査は、河川構造物の耐震性能照査指針に基づき実施する必要がある。レベル 1 地震動に対しては、地震によって水門としての健全性を損なわないか否かを照査する。レベル 2 地震動に対しては、治水上又は利水上重要な水門については、地震後においても、水門としての機能を保持し、それ以外の水門については、地震による損傷が限定的にとどまり、水門としての機能の回復が速やかに行い得ることを照査する必要がある。

水門の門柱、堰柱及びゲートには地震時に慣性力及び地震時動水圧が作用するとともに、水門周辺の堤防には地震時土圧が作用する。また、水門の地震時挙動は、地形、地盤条件等の種々の要因の影響を受けるが、中でも、基礎地盤の影響を強く受ける。基礎地盤が液状化した場合には、液状化に伴う基礎地盤の変形が地震時挙動に大きく影響を及ぼすため、液状化を考慮する必要がある。

【推奨】

レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動の設定及び応答値の算定は、基本的に静的照査法を用いることができる。レベル 2 地震動の照査において静的照査法では適切な応答値を算定できない構造の場合には、動的解析を用いた照査を行う

必要がある。

照査許容値は、求める耐震性能に応じた限界状態、構造・照査手法に応じた適切な値を設定する。

地震動による作用応力、変位量等の応答値が照査許容値を超えないことを照査する。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局：河川構造物の耐震性能照査指針・解説—IV. 水門・樋門及び堰編—，令和 2 年 2 月（令和 2 年 6 月一部追記）。

（４） 風浪等に対する安全性

風浪等に対する本体の安全性能の照査は、本体が受ける水圧及び波圧の作用に対して安全性を評価し、許容値を満足することを照査の基本とする。風浪等に対する水門周辺の堤防の安全性能の照査は、「河川砂防技術基準設計編 第 1 章 河川構造物の設計 第 2 節 堤防 2.7 安全性能の照査等」を満足することを基本とする。

（考え方）

高潮時及び風浪時の波浪並びに計画津波水位以下の津波に伴い、ゲートに波圧・津波荷重が作用する。ゲートの照査に用いる波圧及び津波荷重はダム・堰施設技術基準（案）、防波堤の耐津波設計ガイドラインに基づき設定する必要がある。

水門周辺の堤防は波の打ち寄せによる侵食に加え、場合によっては堤内地への越波を生じ、堤内地の浸水及び水門周辺の堤防裏法面が洗掘することにより堤防の安全性が損なわれる可能性がある。水門周辺の堤防に対する照査は、堤防と同様にうちあげ高及び越波量により照査を行う必要がある。

5-3 許容応力度

許容応力度等は、使用する材料の基準強度や力学特性を考慮して、適切な安全性が確保できるように設定することを基本とする。

【推 奨】

許容応力度として、以下の値を用いることが望ましい。

- 1) コンクリートの許容応力度

表 3-5-8 コンクリートの許容応力度（N/mm²）

設計基準強度	許容曲げ圧縮応力度	許容付着応力度	許容せん断応力度
24	8.0	1.60	0.39

なお、せん断応力度は、せん断力を部材幅（b）×有効高（d）で割った平均せん断応力度。

せん断応力度の照査は、支点が直接支持となっているものは支点の前面より

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.5.3

【R6.6 改定】

1/2h だけ内側で行ってよい。(h:はり高)

無筋コンクリートの許容応力度は、道路橋示方書・同解説 IV. 下部構造編（平成 24 年 3 月 26 日）による。

2) 鉄筋の許容引張応力度

表 3-5-9 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

鉄筋の種類			SD345
応力度、部材の種類			
引張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重或いは地震の影響を 含まない場合	一般の部材※1	180
		厳しい環境下の部材※2	160
	荷重の組合せに衝突荷重或いは地震の影響を含む場合の許容応力度の 基本値		200
	鉄筋の重ね継手長或いは定着長を算出する場合		200

※1 通常的环境や常時水中、土中の場合（操作台に適用）

※2 一般的环境に比べて乾湿の繰り返しが多い場合や有害な物質を含む地下水水位以下の土中の場合（胸壁、遮水壁、堰柱、門柱、翼壁に適用）（海洋環境などでは別途かぶりなどについて考慮する）

3) 鋼材の許容応力度（ゲート等の機械設備を除く）

表 3-5-10 構造用鋼材の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

区分及び 応力度の種類			鋼材記号	SS400	SM490	SM490Y	SM570 SMA570W
			SM400 SMA400W	SM520 SMA490W			
母材部			引張	140	185	210	255
			圧縮	140	185	210	255
			せん断	80	105	120	145
溶接部	工場溶接	全断面溶込みグループ溶接	引張	140	185	210	255
			圧縮	140	185	210	255
			せん断	80	105	120	145
	現場溶接	すみ肉溶接，部分溶込みグループ溶接	せん断	80	105	120	145
			引張 圧縮 せん断	原則として、工場溶接と同じ値とする。			

4) 鋼管杭の許容応力度

表 3-5-11 鋼管杭の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

鋼管杭の種類			SKK400	SKK490	
区分及び応力度の種類					
母 材 部			引 張	140	185
			圧 縮	140	185
			せん断	80	105
溶 接 部	工 場 溶 接	引 張	140	185	
		圧 縮	140	185	
		せん断	80	105	
	現 場 溶 接	引 張	原則として、工場溶接と同じ値とする。		

5) 既製コンクリート杭の許容応力度
JIS による

6) 許容応力度の割増し

地震、温度変化等の短期荷重を考慮する場合は、表 3-5-12 による許容応力度の割増しを行なうことができる。下記以外の荷重の組合せによる許容応力度の割増しを考慮する場合は、個々の状況に応じて適切に定める。

表 3-5-12 許容応力度の割増し

短期荷重	割増率 (%)
温度変化の影響	15
風荷重	25
地震動	50
温度変化の影響+風荷重	35
温度変化の影響+地震動	65
施工時荷重	50

第 6 節 各部位の設計等

6-1 本体

(1) ゲート

① ゲートの構造

ゲートは、確実な開閉が行えらるとともに必要な水密性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

ゲートは洪水時、高潮時及び風浪等が作用した場合において、全閉することによって堤防の代わりとなり得るように水門の下流側に設けることを基本とする。

ゲート形式及び規模、カーテンウォールの構造は、本体の形式・規模及び戸当り等、他の設備との配置を考慮して、設計条件を満足するように決定することを基本とする。

ゲートの基本寸法は、制約条件を考慮して、「第 4 節 基本的な構造」に準じて決定することを基本とする。

戸当りの形状はゲートの形式に適合したものとし、扉体支承部からの荷重を安全にコンクリート構造物に伝達することができるよう寸法、強度及び剛性を有するものを基本とする。

(考え方)

ゲートは全閉することによって、洪水時又は高潮時において、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の作用、風浪等における波圧に対して安全な構造となるよう設計する必要がある、原則として水門の下流側に設ける必要がある。

ゲートは、確実に開閉し、かつ、必要な水密性を有する構造とするため適切

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.6.1
【R6.6 改定】

なゲート形式を選定する必要がある。水門のゲートは、一般的に引上げ式のローラゲート、起伏ゲート、セクターゲート、マイターゲート等が使用されているが、操作の確実な点では引上げ式のローラゲートが最も優れている。しかし、マイターゲートは、頻繁に操作が必要な感潮区間や、中小河川で出水頻度が多く出水時間が早い場合、或いは高潮による急激な水位上昇が発生する場合などに有利であり、高齢化による操作員の減少、安全の確保という背景と操作の確実性という要請などを踏まえると有効な選択肢となり得る。そのため、水門ゲート構造については、施設の規模、背後地の土地利用状況、個別の状況（管理上、構造上の条件等）を総合的に勘案し選定する必要がある。なお、ゲート形式をマイターゲートとする場合は、不完全閉塞を起こす可能性が非常に少なく、不完全閉塞が起こったとしても、治水上著しい支障を及ぼすおそれがないと認められ、かつ、引上げ式ゲートとした場合に、出水時の開閉操作にタイミングを失うおそれがあること、人為操作が著しく困難又は不適当と認められること、予備ゲート又は角落し等を設けることによって容易、かつ、確実に外水を遮断できる構造であることが必要である。

カーテンウォールを用いる場合は、ゲートとともに堤防の役割を果たす必要があるため、堰柱や門柱との接続を勘案し、水圧や揚圧力等の作用を考慮したうえで、ゲートとの確実な水密を確保できる構造とする必要がある。また、カーテンウォールの配置は、ゲートが点検や整備時に取り外されることも考慮して決定する必要がある。

水門で用いられる扉体構造は、小・中形ゲートではプレートガーダ構造、大形ゲートではシェル構造の採用が多い。

ゲートの基本寸法とは、設置標高、径間長、断面高等を意味し、引き上げ式ゲート全開時の扉体の下端標高については揚程を考慮し設定する必要がある。

戸当りは、コンクリート構造物の規模、強度等に与える影響が大きいため、戸当りの寸法、構造、設置方法等とコンクリート構造物との関連性を検討する必要がある。また、ゲートが点検や整備時に取り外されることも考慮して構造を決定する必要がある。

『例 示』

河川や設置場所の特性に応じて門柱レスゲートの採用事例がある。

門柱レスゲートの主な構造形式を表 3－6－1 に示す。

表 3－6－1 門柱レスゲートの主な構造形式

開閉形式	ゲート形式	主な主動力方式
ヒンジ形式	起伏ゲート	無動力式
	マイターゲート	無動力式、機械式、油圧式
	セクターゲート	機械式、油圧式

② 開閉装置

開閉装置は、ゲートの確実な開閉操作を行うとともに必要な水密性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

開閉装置は、ゲートの開閉を確実にを行うために設置し、ゲート形式に応じて適切な箇所に設けることを基本とする。

開閉装置形式の選定に当たっては、設備の設置目的、用途、ゲートの種類、開閉荷重の大きさ、方向及び押下げ力の要否、揚程、開閉装置の設置位置、配置及び設置環境を考慮の上、選定することを基本とする。

開閉装置は、電動機によるものとし、全てのゲートに開閉用予備動力を備えることを基本とする。

ゲートの操作のための設備は、機側操作を基本とする。なお、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。

(考え方)

水門は、平常時は全開又は一部開放しており、洪水時又は高潮時にゲートを全閉し堤防機能を確保する必要があることから、確実にゲートを開閉できる必要がある。開閉装置の設置箇所は、ゲート形式に応じて適切に設定する必要がある。引上げ式ゲートの場合は堤防高よりも高い操作台の上に開閉装置を設置している場合が多い。

開閉装置の形式は、標準で示すものの他、使用頻度、流量調整の有無、締切力の有無、操作室のスペース、維持管理等を検討し、選定する必要がある。一般的によく利用される開閉装置形式は、ラック式、ワイヤーロープウインチ式、油圧シリンダ式などがあり、適切な形式を選定する必要がある。

開閉装置は、操作の確実性や容易さを考慮し、電動機を原則とする。ただし、地域特性により電動機の使用が著しく困難な場合には、信頼性確保を十分行う対策を講じたうえで、他の動力を使用できる。

全てのゲートに予備動力を設けることにより、主動力が使用不可能となっても対応することができる。予備動力は、電動機による方式が望ましい。

全ての設備に予備電源を設けることにより、常用（商用）電源が暴風雨等において停電した場合でもゲートを操作することができ、必要最小限の機能を確保できる。

ゲートの操作は機側操作が一般的に採用されるが、水門の目的、規模、現場操作員の負担軽減や安全の確保等の管理体制を踏まえ、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。自動化は、計測した水位に応じて自動で開閉操作を行うことができるように改造することや、ゲート自体を自動開閉が可能なものとするのであり、遠方操作化、遠隔操作化は、管理所や遠隔地から操作を行うことを可能とすることである。

『例 示』

ゲートの操作は、操作上の安全確保の観点から、機側操作優先で設計される場合が多い。ただし、津波・高潮区間や周辺樋門等との連動操作が必要な場合

など、管理体制等の条件により遠方操作・遠隔操作を行う場合、十分な安全性を確保したうえで、機側操作に対し遠方操作・遠隔操作を優先する設計を行う場合がある。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：ダム・堰施設技術基準（案），平成 28 年 3 月．
- 2) 一般社団法人ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準（案）（平成 28 年 3 月改正）基準解説編・設備計画マニュアル編，平成 28 年 10 月．
- 3) 一般社団法人ダム・堰施設技術協会：水門・樋門ゲート設計要領（案），平成 13 年 12 月．

(2) 床版

床版は、ゲートと必要な水密性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

床版は、ゲートとの水密性を確保し、水叩きの機能を果たすために設置し、堰柱間に設けることを基本とする。

床版は、本体の形式に応じてゲートや堰柱等の荷重を支持できる構造となるよう設計することを基本とする。

底部戸当り面は、床版と同一平面とすることを基本とする。

(考え方)

水門の床版は、上部荷重を支持し、ゲートの水密性を確保し、堰柱間の水叩きの効用を果たすことができる構造とする必要がある。

床版は、本体の形式に応じて決定され、箱型、U形構造の場合は堰柱と一体構造となり、逆T形の場合は、堰柱と一体となった堰柱床版と堰柱と分離した中間床版に分類される。中間床版の基礎は、ゲート荷重に対して不同沈下が生じないような構造とし、中間床版は、ゲートとの間の水密性を確保できるようにする必要がある。また、中間床版は、堰柱間の水平力に対するストラット（支材）を兼ねさせることがある。半川締切り等で堰柱を仮締切りに兼用させる場合は、堰柱及び堰柱床版は単独で安定させる必要がある。

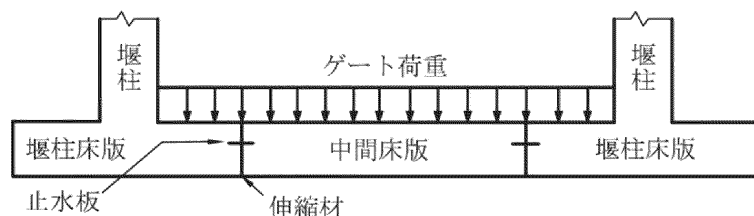


図3-6-1 本体の形式がT形の場合の床版

底部戸当り面は、ゲートとの確実な水密性、土砂等の堆積防止のために床版と同一平面とする必要がある。

(3) 堰柱

堰柱は、門柱及び一部の床版と一体構造で、ゲートと必要な水密性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

堰柱は、ゲートとの水密性を確保し、上部荷重及び水圧を安全に床版に伝えるために設置し、流下断面や径間長を考慮して適切な配置で設計することを基本とする。

堰柱は、上部荷重及び水圧等の作用を安全に床版に伝える構造として設計することを基本とする。

堰柱の天端高については、ゲートの全閉時の天端高、管理橋等の条件を考慮して決定し、堰柱の幅及び長さは、管理橋の幅員、ゲート戸当り寸法、開閉装置の寸法、力学的安定計算等から決定することを基本とする。

ゲート前面の堰柱には、必要に応じて角落しを設けるための戸溝を設けることを基本とする。

(考え方)

堰柱は、ゲート側面との水密を確保し、門柱や操作台・操作室等の上部荷重及びゲートで受ける水圧を安全に床版に伝えるために設ける必要がある。堰柱の配置は、「4-1 水門の断面幅及び径間長の設定」、「4-2 ゲート開閉時の高さの設定」を考慮したうえで決定する必要がある。

堰柱は、上部荷重及び水圧等の作用を安全に床版に伝えるため、箱型、U形及び逆T形の一部においては床版と一体構造とする必要がある。

堰柱の天端高は、ゲートの全閉時の天端高、管理橋等の条件を考慮して決定する必要があるが、一般には計画堤防高とすることが多い。

ゲート前面には必要に応じて角落しを設けるための戸溝を設ける必要がある。角落しは、常時水位が高い場合等においてゲートや戸当りの維持管理を行うために設ける。戸溝幅は、水圧の大きさにより決定される角落しの規模により設定する必要がある。

【推奨】

- 1) 堰柱先端部には用心鉄筋として、中間部と同程度の配筋を設けることが望ましい(図3-6-2 参照)。
- 2) 堰柱の構造計算に用いる有効断面には、原則として戸当りの箱抜部分の二次コンクリートを考慮せず設計することが望ましい。また、有効長は、図3-6-3 に示す箱抜き部、両端の円弧部は除き設定することが望ましい。
- 3) 門柱と堰柱との結合部、堰柱と床版との結合部は、応力集中を避けるため、図3-6-4 のように配筋することが望ましい。

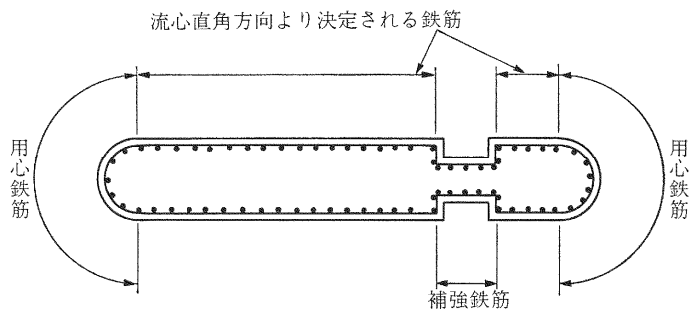


図 3-6-2 堰柱の配筋

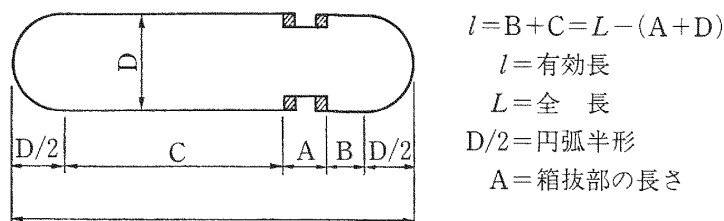


図 3-6-3 堰柱の有効長

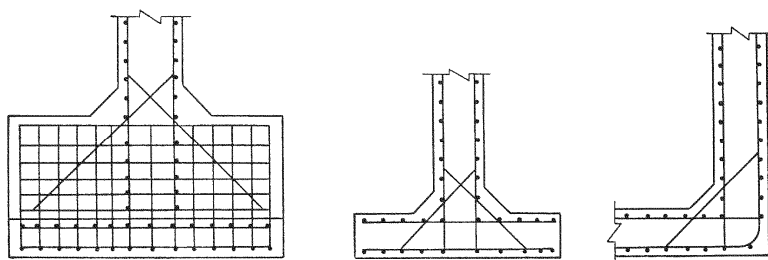


図 3-6-4 門柱と堰柱との結合部、堰柱と床版との結合部の配筋

『例 示』

水門の堰柱の天端高は、計画堤防高とすることが多いが、河川の状態によっては現状が計画堤防高より高い場合は現状の堤防高とする場合がある。

堰柱と床版は、同じ長さとするが、中間堰柱にあつては、必要に応じ堰柱長を床版長より短くする場合もある。

引上式ゲートの場合の中央堰柱の断面形状は、流水に対する抵抗を小さくし、流水に対する安全性を確保するため、上下流端を半円形等とする例が多い（図 3-6-5 参照）。

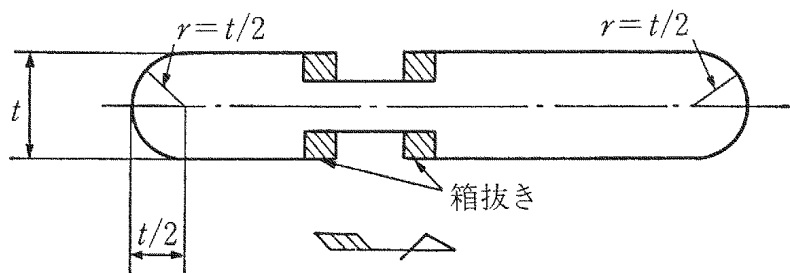


図 3-6-5 堰柱形状

(4) 門柱

門柱は、堰柱、操作台と一体構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

門柱は、ゲート形式が引き上げ式ゲートの場合に設置し、堰柱及び管理橋の配置に合わせて設けることを基本とする。

門柱の高さは、「4-3 門柱の天端高」に従って設定することを基本とする。

門柱は、堰柱及び操作台と一体構造とし、上部荷重を安全に堰柱に伝える構造として設計することを基本とする。

門柱の断面は、戸当り金物を十分な余裕をもって取り付けられるように設計することを基本とする。また、門柱部の戸当りは、ゲートが取りはずせるように設計することを基本とする。

(考え方)

門柱は、引上げ式ゲートを採用した場合において、ゲートを引上げるために設ける必要がある。マイターゲートやセクターゲート等のゲート形式の場合は門柱を必要としない。

門柱は、堰柱や管理橋の配置とともに、門柱の断面寸法や戸溝の配置を勘案の上、配置する必要がある。

門柱の高さは、「4-3 門柱の天端高」に従い、ゲートの大きさ、引上げ余裕等を考慮し、設定する必要がある。

門柱の断面設定においては、設けるゲート及び戸当り金物の規模、設置スペースを考慮して設定する必要がある。

【推 奨】

門柱部の戸当りは、ゲートが取外せるように取外し式又は回転式とすることが望ましい。

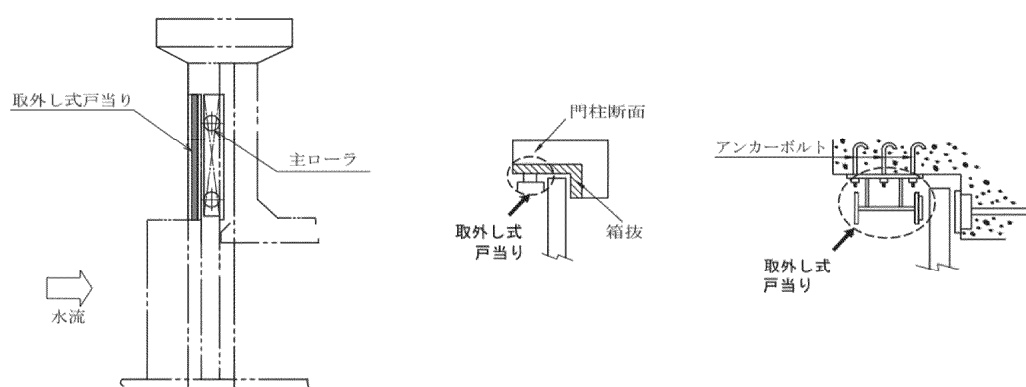


図3-6-6 取外し式戸当りの例

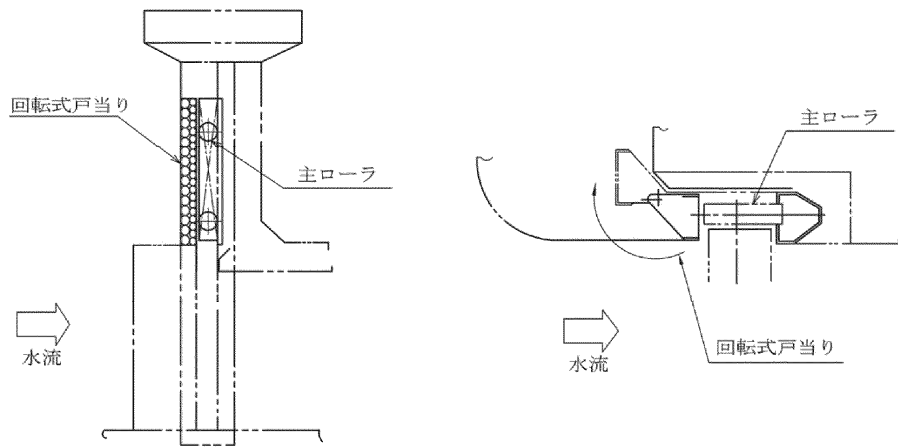


図 3-6-7 回転式戸当りの例

(5) ゲートの操作台

操作台は、門柱と一体の構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

操作台は、ゲート操作用の開閉装置、操作盤等の機器を設けるため、門柱の上に設けることを基本とする。

ゲート操作台は、操作性、維持管理に配慮した形状寸法を基本とする。

ゲート操作台には、操作室を設けることを基本とする。

(考え方)

操作台は、ゲート操作用の開閉装置及び操作盤等の機器の設置、照明等の付属施設を設けるため、引上げ式ゲートの場合は門柱の上に設ける必要がある。

操作台は、開閉装置の設置及び操作、点検並びに整備等の維持管理が容易に行える広さを有する必要がある。維持管理に必要な広さの設定は、水門・樋門ゲート設計要領（案） 6-3-3 開閉操作室に準拠する。

【推 奨】

操作室の設置に当たっては、耐震性能を確保する観点から極力軽量の材質を適切に選定することが望ましい。

<関連通知等>

- 1) 一般社団法人ダム・堰施設技術協会：水門・樋門ゲート設計要領（案），平成 13 年 12 月。

6-2 胸壁

胸壁は、堰柱と一体の構造で必要な水密性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

胸壁は、堤防内の土粒子の移動及び吸出しを防止するとともに、翼壁の破損等による堤防の崩壊を一時的に防止できる構造とするため、水門の上下流に設けることを基本とする。

胸壁は、土圧等に対して自立できるよう設計することを基本とする。

胸壁の天端は、計画堤防断面内とすることを基本とする。

胸壁の横方向の長さは、胸壁の高さの半分以上の長さで、必要な長さを確保することを基本とする。

(考え方)

胸壁は、堤防内の土粒子の移動及び吸出しを防止するとともに、翼壁が洗掘等により破損し、堤防前面が崩壊した場合においても、一時的に堤防の崩壊を防止できる構造とするため、堰柱と一体構造とし、水門の上下流に設ける必要がある。

胸壁は堰柱と一体化するが、土圧等に対して自立できるよう設計する必要がある。

胸壁の天端は、計画堤防断面内を基本とし、河川の状況によって施工断面内とする必要がある。

胸壁の横方向の長さは、土砂の吸出し、一時的な崩壊防止等を考慮のうえ、胸壁の高さの半分以上の長さで、必要な長さを確保する必要がある。

6-3 翼壁

翼壁は、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

翼壁は、水門の上下流に対して堤防や堤脚を保護するため、水門の上下流に設けることを基本とする。

翼壁は、堰柱及び胸壁と分離した構造となることを基本とする。

翼壁の天端高は、計画堤防断面又は現況断面のいずれか大きい方に合わせることを基本とする。また、端部は、堤防に平行に、取付水路の護岸の範囲又は翼壁端部の壁高に 1m 程度を加えた値以上嵌入することを基本とする。

(考え方)

翼壁は、堤防や堤脚を保護し、接続する河川又は水路を円滑に通水させるため、水門の上下流に設ける必要がある。

翼壁は、堰柱及び胸壁と分離した構造とするが、堰柱と翼壁の接続部は、屈とう性のある止水板及び伸縮材を使用し、構造上の変位が生じて水密性を確保する必要がある。

翼壁の天端高は、計画堤防断面又は現況断面のいずれか大きい方に合わせ、突出しないようにする必要がある。また、翼壁の端部は、取付水路が洗掘しないように、取付水路の護岸の範囲又は翼壁端部の壁高に 1m 程度を加えた値以

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.6.2

【R6.6 改定】

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.6.3

【R6.6 改定】

上、堤防に平行に嵌入させる必要がある。

【推 奨】

翼壁の平面形は、図 3-6-8 のように上流及び下流に向かって漸拡することが望ましいが、本川及び支川の河状を考慮して決定する。

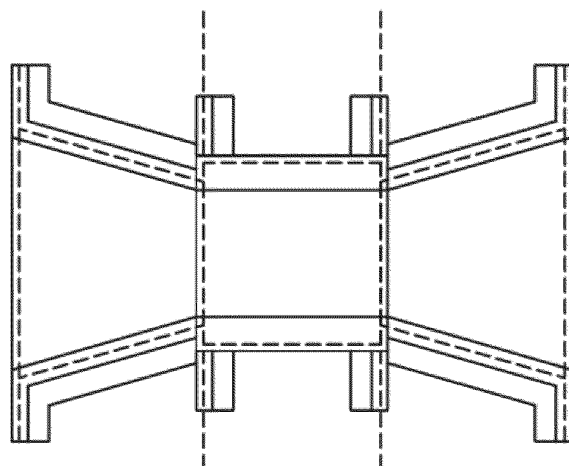


図 3-6-8 翼壁平面図

6-4 水叩き

水叩きは、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

水叩きは、本体前面の洗掘を防ぎ、翼壁の安定性を保つために、水門上下流の翼壁の河床に設けることを基本とする。

水叩きの先端は、流水による洗掘及び遮水工との接続に配慮した構造であることを基本とする。

水叩きは、翼壁と同一の長さとするを基本とする。

(考え方)

水叩きは、水門の安全性を保ち、上下流河床と本体部分の粗度の違い又はゲート開放時の流水等によって河床が洗掘されるのを防止するため、翼壁の範囲に設ける必要がある。

水叩きと翼壁及び床版との継手は、水密かつ不同沈下にも対応できる構造で、表面に大きな段差を生じさせないように設計する必要がある。また、翼壁に設ける遮水工が水叩きによって分断されないように配慮する必要がある。

水叩きの長さは、翼壁が堤防の一部であることを考慮して、内外水位差による浸透水、ゲート操作の影響による洗掘等により、翼壁が破損しないように翼壁と同一の長さとする必要がある。

【推 奨】

水叩きは、一般に鉄筋コンクリート構造とすることが多いが、揚圧力が大きく明らかに不経済となる状況においては、揚圧力の軽減を図る構造（根固工等を利用）とすることが望ましい。この場合においても、必要な浸透経路長を確保することが望ましい。

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.6.3

【R6.6 改定】

遮水工は、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

遮水工は、水門下部の土砂流動と洗掘による土砂の吸出しを防止するため、適切な位置に設けることを基本とする。

遮水工の構造、遮水工の深さ、水平方向の長さは、堤防断面形状、水頭差、浸透経路長、過去の事例などを総合的に検討のうえで決定することを基本とする。

(考え方)

遮水工は、堰柱や床版及び水叩き下部の土砂流動と、洗掘による土砂の吸出しにより、水門が堤防の弱点となることを防止するために設ける必要がある。

遮水工の構造、遮水工の深さ、水平方向の長さは、堤防断面形状、水頭差を元にレインの式などにより浸透経路長を考慮して決定する必要がある。また、遮水矢板には、構造計算上の荷重は分担させない。

【推奨】

1) 配置

遮水工に用いる矢板は、内外水位差による浸透水の動水勾配を減少させ、水門下部の土砂流動と洗掘による土砂の吸出しを防止するために図 3-6-9 のように設けることが望ましい。

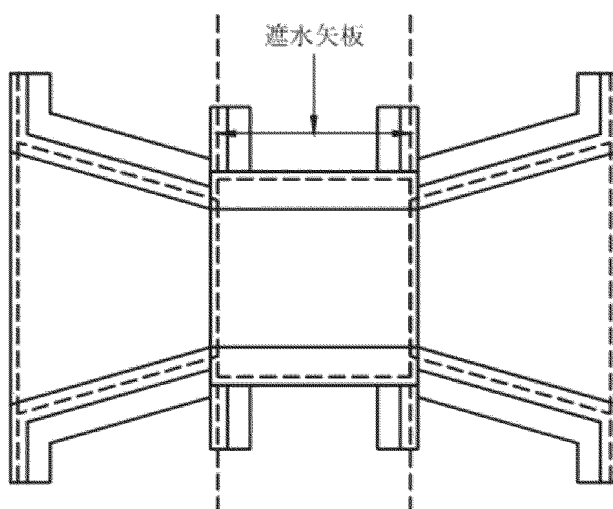


図 3-6-9 水門の遮水矢板の配置

2) 構造

遮水矢板は、本体と離脱しないように配慮し、水平方向に設ける遮水矢板は必要に応じ屈とう性を有する構造として設計することが望ましい。

3) 鋼矢板を遮水工として用いる場合の留意点

遮水矢板は、安全性、現場条件及び市場性を考慮したうえで、U形（普通型、広幅型等）、ハット型の経済比較を行い、適切に選定することが望ましい。

『例 示』

基礎地盤が良好な場合の直接基礎で鋼矢板の施工が困難な場合は、コンクリートのカットオフとする場合がある。

6-6 基礎

基礎は、上部荷重等によって不同沈下を起こさないよう、良質な地盤に安全に荷重を伝達する構造となるよう設計するものとする。また、水平荷重に対して安定する構造となるよう設計するものとする。

基礎は、水門と翼壁の間に不同沈下が発生し堤防の弱点とならないようにするため、床版及び翼壁の下に同一の基礎で設けることを基本とする。

基礎の形式及び構造は、良質な地盤に安全に荷重を伝達できるよう適切に選定することを基本とする。

(考え方)

基礎は、床版及び翼壁の下に同一の基礎形式を選定し、不同沈下を起こさず、堤防の弱点とならないようにすることが必要である。

基礎は、鉛直荷重のみならず水平荷重に対して安定する構造として設計する必要がある。

基礎の設計に当たっては、道路橋示方書(Ⅳ下部構造編)・同解説(平成 24 年 3 月)、杭基礎に当たっては杭基礎設計便覧(平成 27 年 3 月)及び杭基礎施工便覧(平成 27 年 3 月)により設計するものとする。道路橋示方書は平成 29 年 11 月に、杭基礎設計便覧及び杭基礎施工便覧は令和 2 年 9 月に改訂されている。これらの改訂では、性能規定(限界状態設計法及び部分係数法)に対応した記述に見直しており、従来の仕様規定(許容応力度設計法)とは異なる設計体系となっている。そのため、道路橋示方書、杭基礎設計便覧及び杭基礎施工便覧の設計法を適用する場合は、従来の仕様規定について記載しているものを適用する必要がある。

基礎形式の選定に当たっては、必要工期、作業場面積の大小、環境面での制限、施工機械の保有量、経済性等を考慮し、総合的に判断する必要がある。

地質条件等によっては地震時の液状化対策も必要となるため、耐震対策の必要性も併せて検討する必要がある。耐震対策を行う場合は、河川構造物の耐震性能照査指針・解説、Ⅳ水門・樋門及び堰編によって照査を行い設計する必要がある。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編，平成 24 年 3 月。
- 2) (公社)日本道路協会：杭基礎設計便覧(平成 26 年度改訂版)，平成 27 年 3 月。
- 3) (公社)日本道路協会：杭基礎施工便覧(平成 26 年度改訂版)，平成 27 年 3 月。

河川砂防

技術基準

設計編

1.9.6.6

【R6.6 改定】

6-7 護床工

護床工は、必要な屈とう性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

護床工は、水叩き上下流での洗掘を防ぐため、翼壁の前面に設けることを基本とする。

護床工は、屈とう性を有する構造とし、水叩き上下流での洗掘を防ぐことができる長さ及び構造となるよう設計することを基本とする。

(考え方)

護床工は、流速を弱め流水を整え、併せて流水による洗掘等から堤防や翼壁、水叩きを保護するために翼壁前面に設ける必要がある。

護床工の構造は、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間では、鉄筋により連結されたブロック構造又はコンクリート構造等とし、その下流の整流となる区間では、粗朶沈床、木工沈床、改良沈床、コンクリート床版、コンクリートブロック等が用いられる。そのため、屈とう性を有する構造とし、硬い構造のものから漸次軟らかい構造のもので河床になじみよくするような配慮が必要である。

上流側護床工の設置範囲は、計画高水位の水深程度以上の長さを確保する。下流側護床工の設置範囲は、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間と、その下流の整流区間とに分けて設計する。

6-8 護岸

護岸は、流水の変化に伴う河岸又は堤防の洗掘を防止するために設けるものとし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

護岸は、流水等の作用により、堤防又は河岸を保護するため、適切な範囲に設けることを基本とする。

護岸の形式及び構造は、設置箇所の河道特性及び水門周辺の堤防環境を考慮し、適切に設定することを基本とする。

(考え方)

護岸は、水門の影響による流水の乱れ、高潮時及び風浪時の波浪、計画津波水位以下の津波及び越波に対し堤防を保護するとともに、水門及び水門周辺の堤防が一連区間の中で相対的な弱点にならないように水門周辺の堤防に護岸を設ける必要がある。

水門が横断する河岸又は堤防に設ける護岸は、水門の両端（胸壁又は翼壁）から上流及び下流にそれぞれ 10m の地点を結ぶ区間以上、堤防天端での開削幅がカバーできる区間以上のいずれか大きい区間に設ける必要がある。近接する場合は、その区間を空けずに連続させる必要がある。

護岸の形式及び構造は、改訂 護岸の力学設計法を参考に設定する必要がある。

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.6.7

【R6.6 改定】

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.6.8

【R6.6 改定】

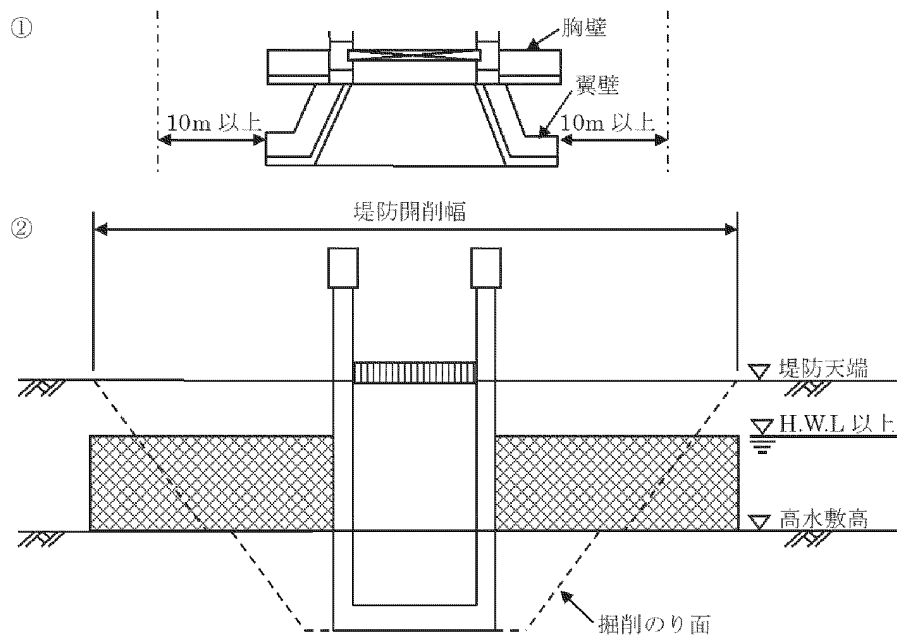


図 3-6-10 水門の護岸の例

護岸には、多くの形式があり、使用される素材、構造の外観等はさまざまであるが、設置箇所の河道特性や周辺の護岸形式及び構造を踏まえて設計する必要がある。

<関連通知等>

- 1) (財) 国土技術研究センター: 改訂 護岸の力学設計法, 平成 19 年 9 月.

6-9 高水敷保護工

高水敷保護工は、高水敷の洗掘を防止する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

高水敷保護工は、流水等の作用による高水敷の洗掘を防止するため、高水護岸前面に設けることを基本とする。

高水敷保護工の構造は、河川の生態系の保全等の河川環境の保全に配慮した構造を基本とする。

高水敷保護工は、「6-8 護岸」で示す護岸の範囲において設けることを基本とする。

(考え方)

高水敷は、水門の翼壁部分又は取付水路によって上下流に不連続となり、一般にその部分で乱流が起こり、洗掘を受けやすいので、必要な範囲に高水敷保護工を設ける必要がある。

なお、高水敷の河川横断方向に設ける水門の取付水路については、工作物設置許可基準 第十を参照する。

高水敷保護工の構造は、一般には、カゴマット、連節ブロック等を用いて流水の作用による高水敷の洗掘を防止するものとし、かつ、周辺景観との調和、

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.6.9

【R6.6 改定】

河川の生態系の保全等の河川環境の保全に配慮して覆土を行う必要がある。

取付水路保護工は、取付水路の範囲において設けることを基本とし、周辺護岸や高水敷の利用を踏まえて設ける必要がある。

<関連通知等>

- 1) 河川管理技術研究会編：改訂 解説・工作物設置許可基準，（財）国土技術研究センター，1998.

6-10 付属施設

(1) 管理橋

管理橋は、水門の管理を目的として設置し、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

管理橋は、水門の操作及び堤防の管理用通路として利用するため、堰柱上に設置し堤防天端を接続するよう設けることを基本とする。

管理橋の桁下高は、計画高水位に余裕高を加えた堤防高さ（計画堤防の高さが現状の堤防の高さより低く、かつ、治水上の支障がないと認められるときは現状の堤防の高さ）以上とすることを基本とする。管理用通路としての効用を兼ねる管理橋の設計自動車荷重は、水門に接続する管理用通路の設計自動車荷重を考慮して 20t 以上の適切な値を設定することを基本とする。ただし、管理橋の幅員が 3m未満の場合や兼用道路にならない場合はこの限りでない。水門に接続する堤防が兼用道路の場合で、設計自動車荷重を道路構造令（昭和 45 年政令 第 320 号）第 35 条第 2 項に規定する 25t としている場合には、設計自動車荷重を 25 t とすることを標準とする。また、河川管理上必要と認められる場合には、設計自動車荷重を 25 t としてもよい。

管理橋の幅員は、水門に接続する管理用通路の幅員を考慮した適切な値とすることを基本とする。

(考え方)

管理橋は、水門の開閉操作及び維持管理、堤防の管理用通路として利用するため、水門左右岸の堤防天端を円滑に接続する必要がある。

管理橋の桁下高は、流下断面を障害しないことを目的に、計画堤防高さ以上とする必要がある。管理橋の橋面高は、取付道路の構造等を確認し、路盤が計画堤防断面内に入らないような高さとする必要がある。管理橋の構造は、設計自動車荷重を考慮して、適切な構造とする必要がある。設計自動車荷重の設定において、水門に接続する堤防は水防活動上必要な道路として耐え得る設計自動車荷重であるにもかかわらず、水門の管理橋だけがそれに耐え得ないのは極めて不都合であるため、配慮が必要である。

ただし、管理橋の幅員が 3m未満の場合や兼用道路にならない場合はこの限りではなく、水門の維持管理上必要な荷重を勘案したうえで設計自動車荷重を設定する必要がある。

管理橋の幅員は、接続する管理用通路の幅員、交通量、その重要性等と、水門管理及び水防時の交通を考慮して決定する必要がある。ただし、兼用道路の

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.6.10

【R6.6 改定】

場合は道路管理者と協議する必要がある。

(2) その他付属施設

水門には、維持管理及び操作のため、必要に応じて付属施設を設けることを基本とする。

(考え方)

付属施設には、操作室、水門等操作観測員待機場、管理用階段、照明設備、水位観測施設、船舶通航用の信号、繫船環、防護柵等があり、ゲート操作のための水位把握、操作員等の安全確保、維持管理に必要な施設を設ける必要がある。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：道路橋示方書・同解説，平成 29 年 7 月 21 日．
- 2) 国土交通省：ダム・堰施設技術基準（案），平成 28 年 3 月．

6-1-1 既存施設の自動化・遠隔化

既存の水門のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することを基本とする。

(考え方)

新設の水門のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとしているが、既存の水門のゲートの操作のための設備についても、水門の目的、規模、操作員の負担軽減や安全の確保等の管理体制を踏まえ、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。

自動化は、計測した水位に応じて自動で開閉操作を行うことができるように改造することや、ゲート自体を自動開閉が可能なものとするものであり、遠方操作化、遠隔操作化は、管理所や遠隔地から操作を行うことを可能とすることである。

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.6.11

【R6.6 改定】

第7節 水門構造に関するその他事項

7-1 水門構造に関するその他事項

(考え方)

1) 現況施設的能力を上回る事象に対する対応について

現況施設能力を上回る洪水の生起により計画高水位を超えるような事象が頻発しており、今後の気候変動の影響によっては、このような事象が更に増えることも考えられる。そのため施設能力を上回る外力に対し、「構造上の工夫」により減災を図ることが求められる。

2) 気候変動を踏まえた施設設計について

今後、気候変動により外力が更に増加する可能性があることにも留意する必要がある。そのため、外力の増加への対応として、大規模な改良とならないよう補強しやすい構造とする又は、あらかじめ対策を施すなどの設計が求められる。

3) ICT や BIM/CIM の利用

i-Construction 推進の一環として、ICT による建設生産プロセスのシームレス化が取り組まれている。UAV 写真測量やレーザースキャナー計測などで得られる 3 次元点群データを活用することで、現況地形や既設物の構造を様々な角度・断面から把握することができる。新設・改修する施設の 3 次元モデルを作成し活用することにより、構造に関して関係者の理解と合意形成が促進される。このため、計画段階など事業の早期段階をはじめ、施工段階、施工後の点検・補修・修繕の段階において BIM/CIM を積極的に活用し、水門本体及び水門周辺の堤防を適切に維持管理していくことが求められる。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省: CIM 導入推進委員会: CIM 導入ガイドライン(案), 令和 2 年 3 月.

『例 示』

気候変動により外力が増大し、将来、施設の改造が必要になった場合でも、外力の増大に柔軟に追随できる、できるだけ手戻りのない設計を実施している以下のような事例がある。

- ・日光川水閘門では、耐用年数内の海面水位の上昇量を想定し、改造等が容易な構造形式の選定、追加的な補強が困難な門柱部の嵩上げ及び基礎部補強をあらかじめ実施している。

河川砂防
技術基準
設計編

1.9.7

【R6.6 改定】

目 次

第4章 規則・通達・通知等	2-4- 1
第1節 設計基準等	2-4- 1
1-1 構造物基礎用鋼管杭の設計に関する取扱いについて	2-4- 1
1-2 河川構造物の基礎工の許容水平変位量について	2-4- 1
1-3 基礎杭の最大間隔について	2-4- 1
1-4 杭頭結合部の設計について	2-4- 2
第2節 その他	2-4- 4
2-1 工事中における堤防天端通行の確保について	2-4- 4
2-2 パラペットの開口部の扉体構造について	2-4- 4
2-3 直轄管理ダム区間内における維持修繕及び災害復旧の取扱いについて	2-4- 4
2-4 旧橋撤去について	2-4- 5
2-5 堰の両端の堰柱と堤防（河岸）間の河積の取扱いについて	2-4- 5
2-6 海岸保全事業の調査・計画・施設等において使用する潮位の記号について	2-4- 5
2-7 連接ブロック用鉄筋の溶接について	2-4- 6

第 4 章 規則・通達・通知等

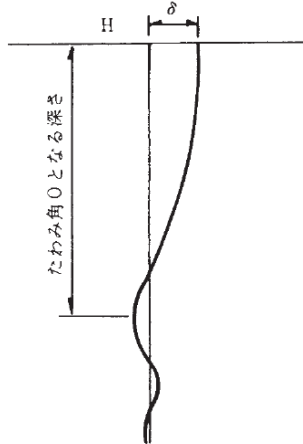
第4章 規則・通達・通知等

第1節 設計基準等

1-1 構造物基礎用鋼管杭の設計に関する取扱いについて〔昭和60年2月25日改正〕

- (1) 詳細については第1編第4章基礎工を参照のこと。
- (2) 鋼管杭の不等肉厚の継手位置について

①たわみ曲線図



②曲げモーメント図

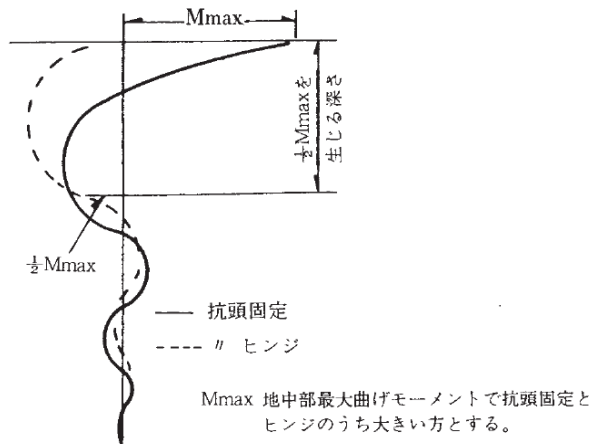
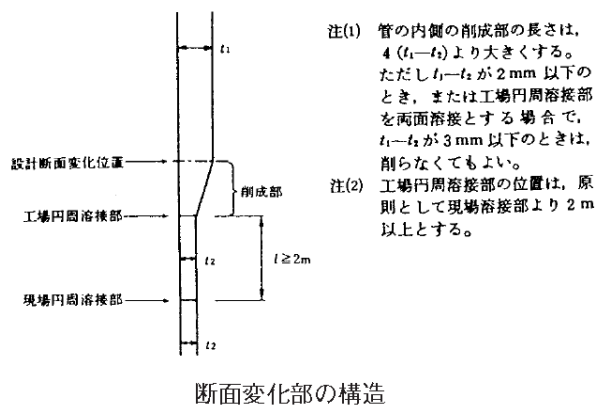


図4-1-1 たわみ、曲げモーメント図

$\frac{M_{max}}{2}$ で統一する。昭和45年12月15日専門官通達は改訂する。

- (3) 継手部の形状、寸法



断面変化部の構造

1-2 河川構造物の基礎工の許容水平変位量について

許容水平変位量は、通常、地震時共1cmを標準とする。なお、計算は変位法によるものとする。

1-3 基礎杭の最大間隔について

基礎杭（既成杭）の最大間隔は、当面の間は10D程度とするが、4.0mを超える場合は4.0m程度とする。

杭基礎設計
便覧

杭とフーチングの結合部は原則として杭頭剛結合とし、結合部に生じる応力に対して安全であることを照査する。

杭頭部の結合としては、一般に剛結合とヒンジ結合が考えられるが、ここでは原則として剛結合として設計することとした。その理由は、杭頭剛結合として設計した方が水平変位によって設計が支配される場合には有利であること、不静定次数が大きいため耐震上の安定性が高いとみなし得ること等による。

1) 結合方法

杭とフーチングの結合方法は次のいずれかの方法としてよい。

方法 A：フーチングの中に杭を一定長さだけ埋込み、埋込んだ部分によって杭頭曲げモーメントに抵抗する方法。杭頭部の埋込み長は杭径以上とする。鋼管杭，鋼管ソイルセメント杭，PHC杭，SC杭及びRC杭に適用できる。

方法 B：フーチング内の杭の埋込み長さは最小限度に留め、主として鉄筋で補強することにより杭頭曲げモーメントに抵抗する方法。杭頭部の埋込み長は100 mmとする。鋼管杭，鋼管ソイルセメント杭，PHC杭，SC杭，RC杭及び場所打ち杭に適用できる。

【参考文献】

- 1) 道路橋示方書Ⅳ下部構造編：日本道路協会，平成14年3月
- 2) 杭基礎設計便覧：日本道路協会，平成4年10月

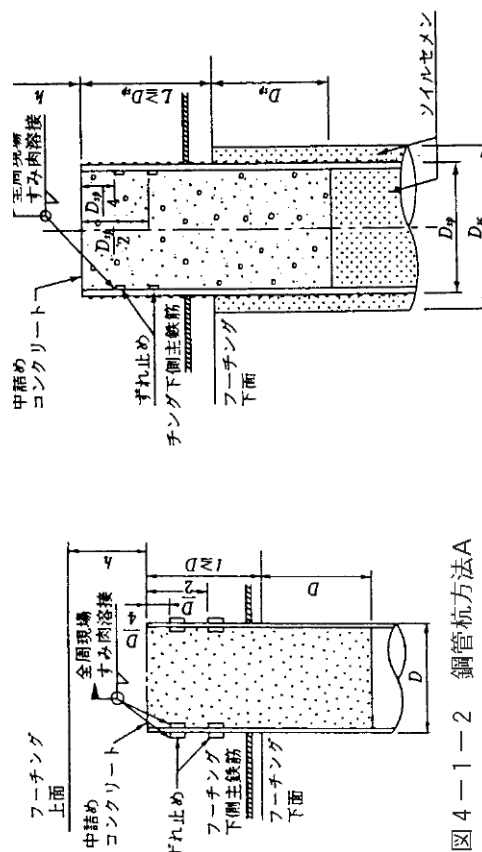


図 4-1-2 鋼管杭方法A

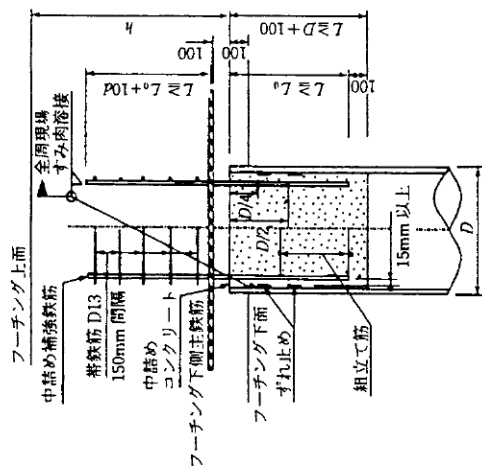


図 4-1-3 鋼管ソイルセメント杭方法A

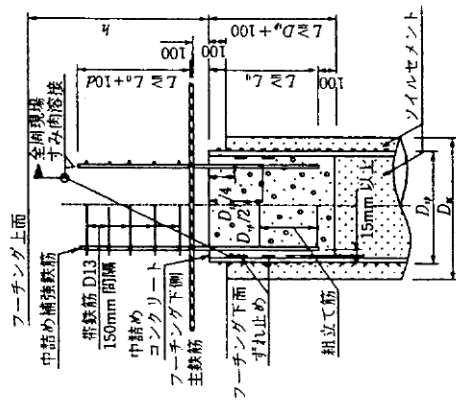


図 4-1-4 鋼管ソイルセメント杭方法B

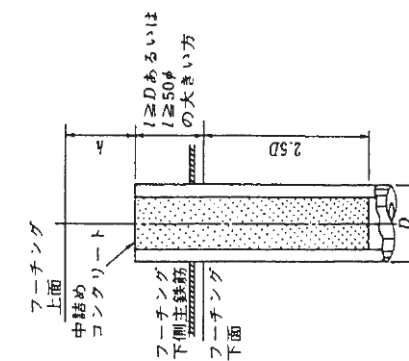


図 4-1-5 PHC杭方法A, RC杭方法A

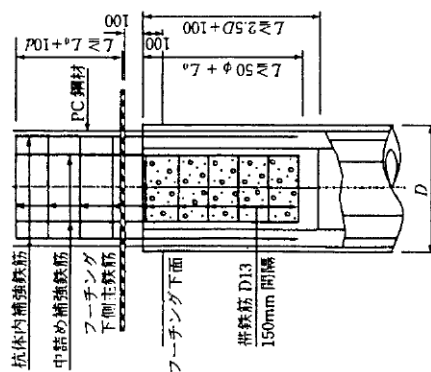


図 4-1-6 PHC杭方法B, RC杭方法B

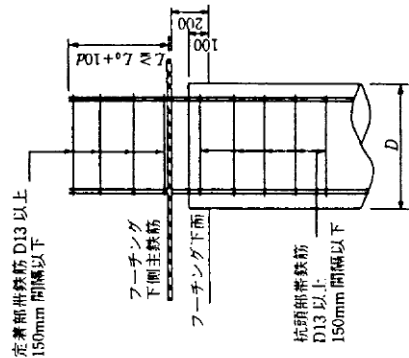


図 4-1-7 PHC杭方法B, RC杭方法B

第2節 その他

2-1 工事中における堤防天端通行の確保について

水門、樋門等の施工に伴う堤防開削、あるいは橋梁工事、河川工事等の施工期間中に、一時的に堤防天端又は小段等を遮断し巡視用の通行も不可能とし、大きな迂廻を余儀なくしている例が見受けられるが、今後の工事施工に際しては、天端、小段、高水敷等のいずれかにより（場合によっては民地の一時借上げも止むを得ない。）縦断的な河川管理者の通路を確保し、日常の巡視等に支障を与えないよう配慮されたい。

2-2 パラペットの開口部の扉体構造について

特殊堤（堀込河道）におけるH. W. L以上のパラペットの開口部の扉体構造について構造令には陸閘はないので準じると地盤高がH. W. L以上の場合、樋門、伏越は理論的にはゲートを必要としないが、異常出水等に備えて、本堤同様の強度を必要とする。従って角落しについては管理上好ましくなく鋼製ゲートとする。

2-3 直轄管理ダム区間内における維持修繕及び災害復旧の取扱いについて

(1) ダム建設のための指定区間の解除

ダム建設のために指定区間を解除する場合には、必要最小限に止めることを原則とし治水課、協議の上施行するものとする。

なお、貯水区域等計画の確定に伴なって必要があればすみやかに修正を行うものとする。

(2) ダム区間の維持修繕及び災害復旧の取扱い

ダム区間の維持修繕及び災害に関する河川とダムとの取扱い区分は次によるものとする。ただし、河川の取扱いにかかるものは、地整より治水課に報告し、治水課、協議の上処理するものとする。

1) ダム実施調査中

直轄河川維持修繕または直轄河川災害復旧として処理する。

2) ダム建設中

イ ダム事業として施行中または竣工済の施設、及びこれと密接な関連があるものは、ダムにおいて処理する。

ロ 水没予定地にかかるものは、原則としてダムにおいて処理する。

ハ ダム事業と密接な関係がないものは、直轄河川維持修繕または、直轄河川災害復旧として処理する。

(3) ダム竣工後

1) ダム施設と貯水池周辺及びこれらと密接な関連のあるものは、直轄堰堤維持またはダム災害復旧として処理する。

ただし、河口堰等の湛水区域が、直轄河川管理区域内に設けられた場合は、維持修繕については、堰の施設及び予め定めた区域、災害復旧については、堰の施設のみをダムにおいて処理するものとする。

2) ダム区間で上記以外のものについては、直轄河川維持修繕または、直轄河川災害復旧として処理する。

2-4 旧橋撤去について

- (1) 堤体内は完全撤去すること。但し、基礎杭等撤去困難な場合は、この限りではない。
- (2) 低水路部及び低水路肩より 20m 間の高水敷部は、従来の計画断面の河床高又は最深河床のいずれか低い方より -2 m 以上撤去することを原則とする。
- (3) (2) 以外の高水敷部は計画高水敷又は現況高水敷のいずれか低い方より -1 m 以上撤去すること。
- (4) (1) について、橋台撤去後は掘削幅に 5 m を加えた範囲の護岸を施工することを原則とする。

2-5 堰の両端の堰柱と堤防（河岸）間の河積の取扱いについて

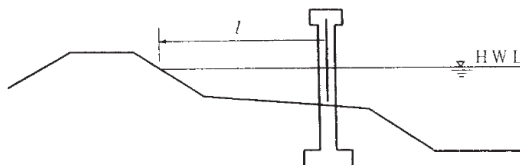
低水路部あるいはこれに相当する部分に堰を設ける場合は、高水敷の幅によって、堤防又は河岸と両端の堰柱の間に実質上短い径間長が出現することがある。

下図において、 l は堤防までの距離が十分あるときは、できるだけ令第 38 条の表の下欄に掲げる値以上とすること。少なくとも令第 39 第 1 項の表の第 3 欄の値以上確保することとする。

但し川幅の状況等により、上記の値を確保することがきわめて困難な場合で l が令第 39 条第 1 項の表の第 3 欄の $2/3$ 以上ある場合は、河川管理者と協議打合せにより、規則第 16 条に定められた護岸長より少なくとも、上下流各 5 m 以上延長し、かつ護岸高は河岸又は堤防高まで実施する等特別の措置を講ずる場合は有効河積とみなすことができる。なお取水塔の場合についても同じ取

扱いとする。又量水塔につい

ては構造令の適用はないが取水塔に準ずるものとする。



(参 考)

計 画 高 水 流 量 (m^3/s)	500 未 満	500 以上 2,000 未 満	2,000 以上 4,000 未 満	4,000 以上
令第 38 条の表の下欄の値 (m)	15	20	30	40
令第 39 条第 1 項の表の第 3 欄の値 (m)	12.5	12.5	15	20

2-6 海岸保全事業の調査・計画・施設等において使用する潮位の記号について

名 称	記 号	備 考
既 往 最 高 潮 位	H. H. W. L.	{ 河川の計画高水位と混同されるおそれがある場合は、河川の計画高水位は H.W.L. (計画高水位) とする。
被 災 時 最 高 潮 位	D. W. L.	
朔 望 平 均 満 潮 面	H. W. L.	
上 下 弦 平 均 満 潮 面	H. W. O. N. T.	
平 均 満 潮 面	M. H. W. L.	{ 河川の平均低水位と混同されるおそれがある場合は、河川の平均低水位は L.W.L. (平均低水位) とする。
平 均 水 面	M. S. L.	
平 均 干 潮 面	M. L. W. L.	
朔 望 平 均 干 潮 面	L. W. L.	
上 下 弦 平 均 干 潮 面	L. W. O. N. T.	
既 往 最 低 潮 位	L. L. W. L.	
東 京 湾 中 等 潮 位	T. P.	
基 本 水 準 面	C. D. L.	
地 盤 高	G. L.	

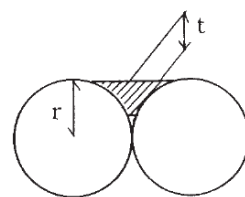
2-7 連節ブロック用鉄筋の溶接について

鉄筋の溶接長については、次式により算出するものとする。

$$\text{有効長 } \ell = \frac{A \cdot \sigma a}{t \cdot \tau a \cdot f} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{溶接長 } L = \ell + 2 \cdot t \dots\dots\dots (2)$$

A: 鉄筋の断面積 (cm ²)	t ≐ 0.7 r とする
t: のど厚 (cm)	
σa: 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm ²)	1,400 kg/cm ²
τa: 溶接部の許容剪断応力度 (kg/cm ²)	800 kg/cm ²
f: 現場溶接効率	0.9



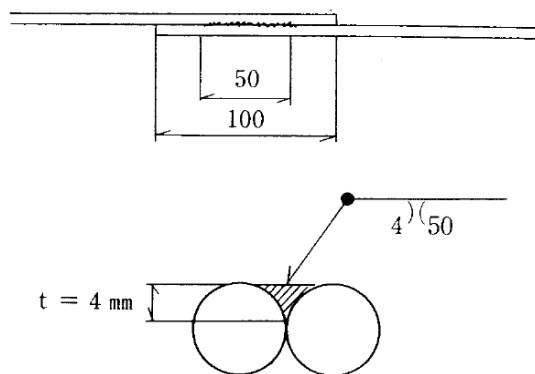
(φ 9 mm の場合)

$$\ell = \frac{0.636 \times 1,400}{0.315 \times 800 \times 0.9} \doteq 3.93 \text{ cm}$$

$$A = 0.45^2 \times 3.14 = 0.636 \text{ cm}^2$$

$$t = 0.45 \times 0.7 = 0.315 \text{ cm}$$

$$L = 3.93 + 2 \times 0.315 = 4.56 < 5.0 \text{ cm}$$



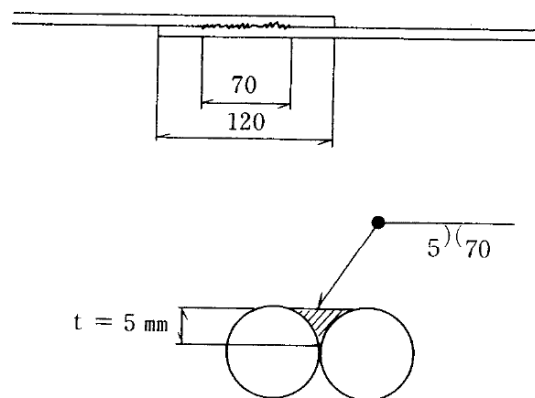
(φ 13 mm の場合)

$$\ell = \frac{1.327 \times 1,400}{0.455 \times 800 \times 0.9} \doteq 5.67 \text{ cm}$$

$$A = 0.65^2 \times 3.14 = 1.327 \text{ cm}^2$$

$$t = 0.65 \times 0.7 = 0.455 \text{ cm}$$

$$L = 5.67 + 2 \times 0.455 = 6.58 < 7.0 \text{ cm}$$



(φ 16 mm の場合)

$$\ell = \frac{2.01 \times 1,400}{0.56 \times 800 \times 0.9} \doteq 6.98 \text{ cm}$$

$$A = 0.80^2 \times 3.14 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$t = 0.80 \times 0.7 = 0.56 \text{ cm}$$

$$L = 6.98 + 2 \times 0.56 = 8.10 < 9.0 \text{ cm}$$

