

4. 第4章 河川構造物

4.1 第1節 樋門

4.1.1 樋門設計の基本方針

4.1.1.1 樋門の概要と役割

樋門および水門は、河川又は水路を横断して設けられる制水施設であって、堤防の機能を有するものである。【構造令 P.233】

堤内地の雨水や水田の水などが支川（川・水路）を流れ、より大きな川（本川）に合流する場合、合流する川の水位が洪水などで高くなった時に、その水が堤内地側に逆流しないように設ける施設を「樋門・水門」という。

このような施設のなかで、排水路や支川が堤防を横断して流れ込む場合に、堤防の中にトンネルのようにコンクリートの水路が通り抜けるものを「樋門」と呼ぶ。

また、堤防を分断し完全な開水路で通り抜け、ゲートを設置するものを「水門」と呼ぶ。

水門を堰と混同される場合があるが、水門はゲートを閉めた時に堤防の役割を果たすものである。



図 4.1.1-1 樋門・水門の概要図



写真 4.1.1-1 引上げ式ゲート樋門



写真 4.1.1-2 起伏式ゲート樋門



写真 4.1.1-3 一連式水門



写真 4.1.1-4 二連式水門

4.1.1.2 樋門計画の基本的な考え方

樋門の計画にあたっては、流入する河川や水路の現況を把握し、次に示す留意事項を踏まえ、改修効果や経済性等について総合的に検討する必要がある。

なお、樋門に流入する河川や水路は、合流部分の処理方式が一般的に自己流堤として処理されることとなるが、堤内地の状況に応じて、バック堤（背水堤）による取付けについても十分検討した上で、樋門の計画を行うこととする。

本県において、本体の基礎底面が計画高水位以上に設置される場合は、本体が計画高水位以下の水位の流水の影響を受けないことから、排水工として設計してよい。

(1) 河川，水路等の管理区分

- ・河川種別（一級，二級，準用，普通），水路等の管理区分（管理者）の確認。
- ・現況河川，既設水路等の排水系統と流末処理の確認。

(2) 堤防機能の連続性

- ・本川，支川の堤防機能の連続性（管理用道路）が必要であるか確認。
- ・本川，支川堤防における兼用工作物（道路法上の道路認定済）の有無の確認。

(3) 制約条件の確認

- ・背後地状況（住家密集地，耕作地等）の確認。
- ・用地的制約等がないかの確認。

(4) 樋門検討フロー

- ・バック堤（背水堤）方式，自己流堤方式による樋門検討フローを図4.1.1-2に示す。

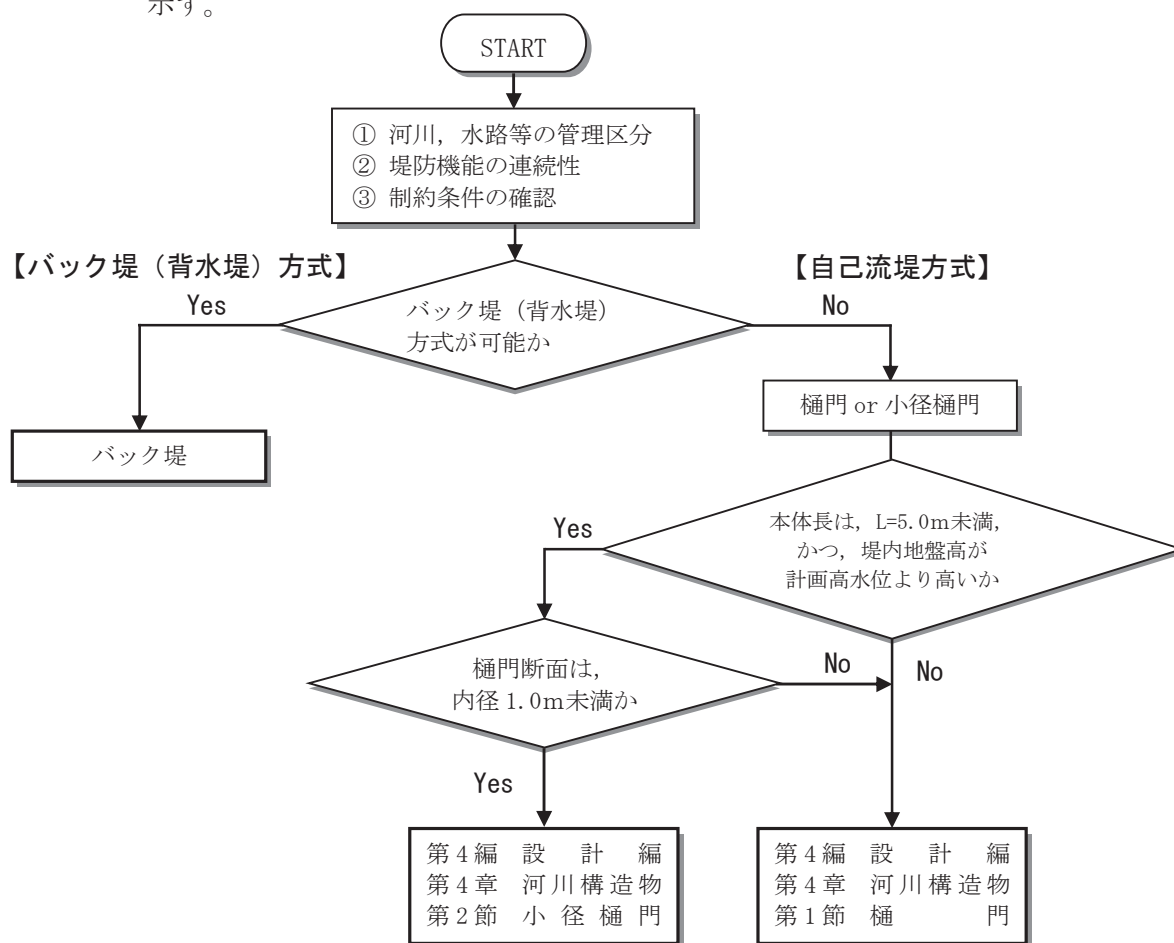


図 4.1.1-2 樋門検討フロー

4.1.1.3 設計計画

樋門設計は、作業工程を立案して実施すること。

樋門設計（剛支持・柔構造）の標準的なフローを図4.1.1-3に示す。

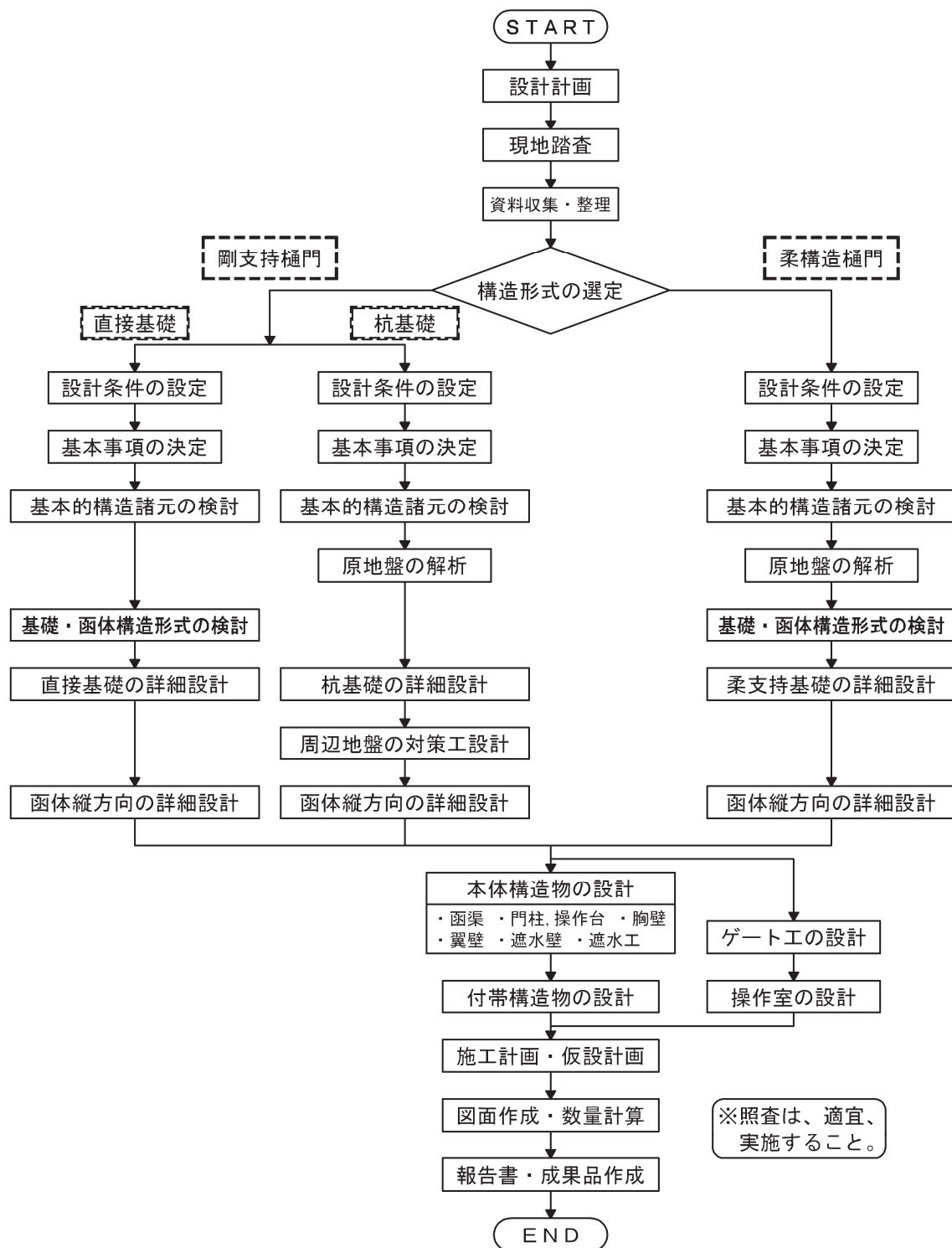


図 4.1.1-3 樋門設計の標準フロー

【樋門要領 P.1】

本設計基準書では、樋門の構造形式として「柔構造形式（柔構造樋門）」を原則としており、良質な地盤に直接支持する場合や函体の沈下を許容できない場合等の剛支持樋門については、「樋門要領 第11章 剛支持樋門の設計」に準拠するものとする。

柔構造樋門設計のフローを図4.1.1-4に示す。

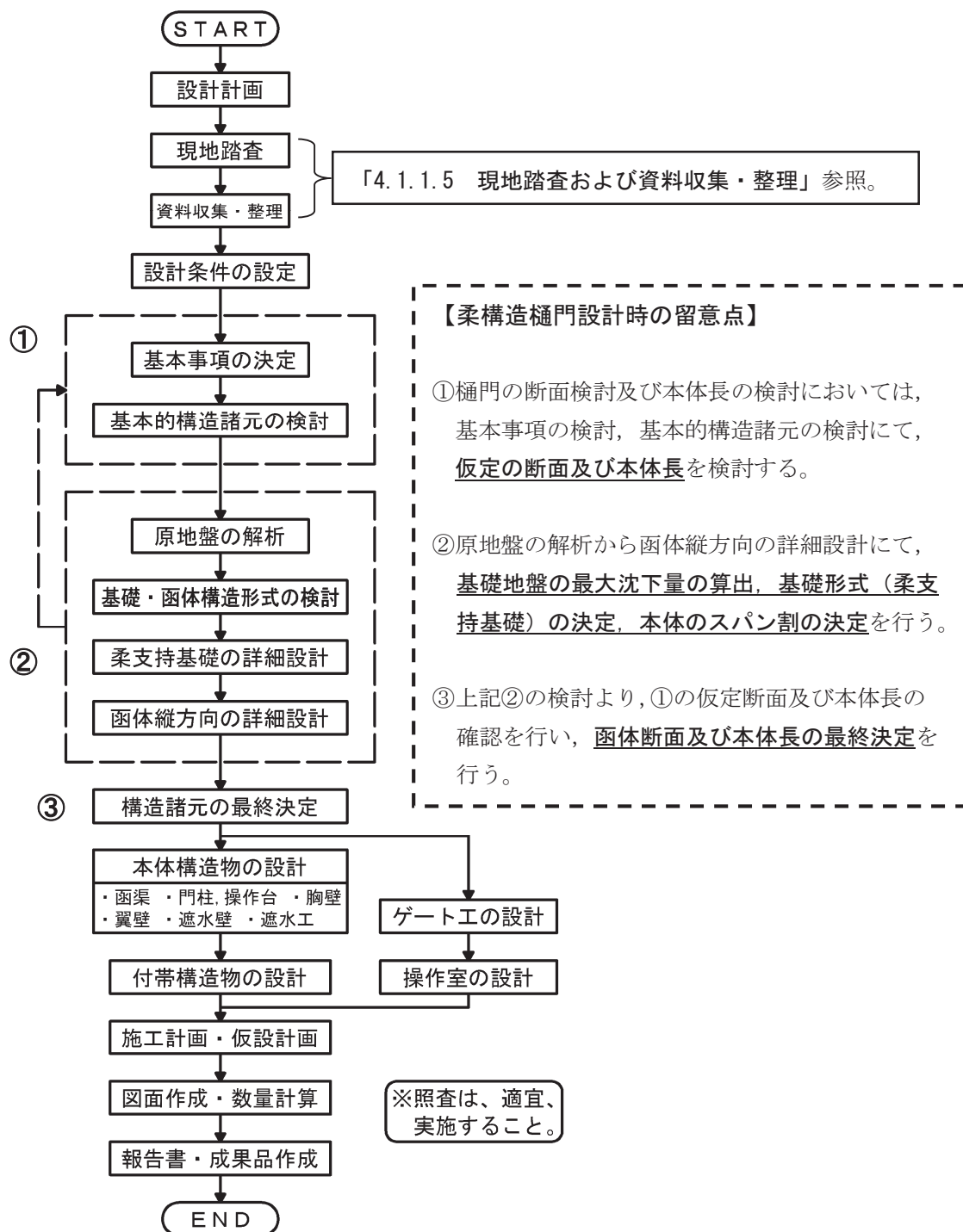
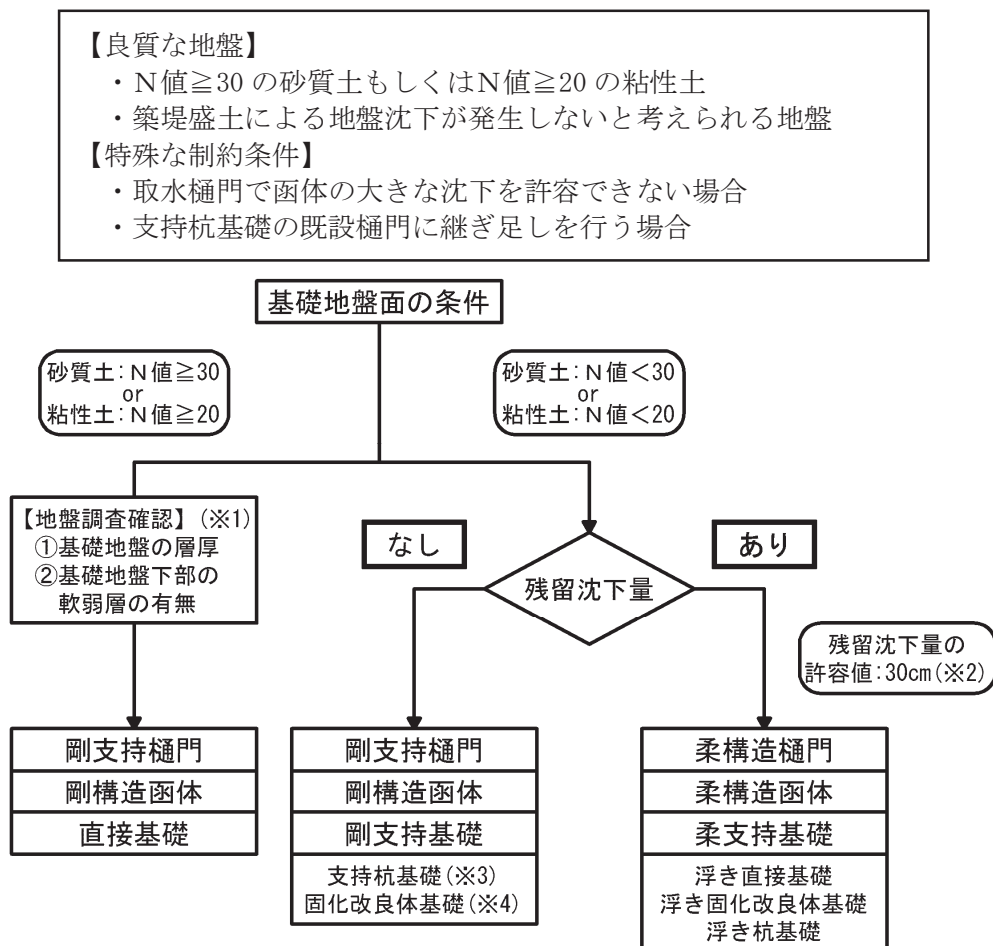


図 4.1.1-4 柔構造樋門設計のフロー

4.1.1.4 樋門の構造形式

樋門の構造形式は、良質な地盤に直接支持する場合、あるいは特殊な制約条件がある場合以外は、原則として「柔構造形式（柔構造樋門）」とする。

また、特殊な制約条件がある場合においても、可能な限り柔構造形式（柔構造樋門）を優先して検討する。樋門の構造形式選定のフローを図4.1.1-5に示す。



※1：①基礎地盤の層厚の確認。（良質な地盤が3m以上連続していることが望ましい）
②下部の軟弱層（N値10以下）の有無確認。

上記の確認範囲（深さ方向）は、原地盤の解析と同様に、載荷幅の3倍程度を目安とし、現況堤防高、新規盛土高より判断する。（図4.1.5-5 参照）

※2：残留沈下量の許容値は30cmを目安とする。（4.1.7 柔支持基礎の詳細設計 参照）

※3：支持杭の周辺地盤の変位抑制工を実施し、函体の沈下を確実に抑制できる場合。

※4：取水樋門などで地盤の沈下量を小さくする場合や支持杭では杭長が大きくなり、不経済となる場合には適用できる。

※5：剛支持基礎（※3、※4）で、杭基礎先端地盤や改良体が着底する地盤が、十分な支持力を持たない場合は、沈下が発生する恐れがあるため、函体は柔構造函体とすることが望ましい。

図4.1.1-5 樋門の構造形式選定フロー

【樋門要領 P. 2, P. 161】

【柔構造手引き P. 233】

4.1.1.5 現地踏査および資料収集・整理

樋門設計の現地踏査および資料収集・整理においては、「4.1.1.2 樋門計画の基本的な考え方」に示す留意事項をふまえ、以下の確認を行い、整理する。

(1) 現地踏査結果の整理

現地踏査結果として、以下の状況確認、写真撮影および整理を行う。

- ① 既設樋門状況および樋門計画地周辺状況（既設樋門等がない場合）
- ② 本川・支川の河道状況、水路の排水状況
（現況河川、既設水路等の排水系統と流末処理の確認）
- ③ 周辺構造物の状況（護岸・堤脚水路等）
- ④ 背後地状況

(2) 河川条件の整理

河川条件として、以下の整理を行う。

- ① 河川（本川・支川）、水路等に関する諸元および管理区分
 - ア 河川種別（一級、二級、準用、普通）、水路等の名称、管理区分および管理者の確認。
 - イ 樋門（既設・新設）の名称と樋門計画位置
※樋門計画位置は、「4.1.3.1 樋門の設置位置および方向」にて決定し、反映する。
 - ウ 樋門計画位置における本川・支川の河道諸元および定規断面の確認。
（計画高水流量、計画高水位、計画堤防高、計画河床高、計画河床勾配）
 - エ 流量配分図の確認。
- ② 堤防機能の連続性
 - ア 本川、支川の堤防機能の連続性（管理用道路）が必要であるか確認。
 - イ 本川、支川堤防における兼用工作物（道路法上の道路認定済）の有無の確認。
- ③ 制約条件の確認
 - ア 背後地状況（住家密集地、耕作地等）の確認。
 - イ 用地的制約等がないかの確認。

(3) 地質条件の整理

地質条件として、「4.1.2.6 土質条件」及び地質調査結果より、①地盤定数、②地質断面図、③ボーリング柱状図・コア写真の整理を行う。

(4) 設計条件の整理

設計条件として、「4.1.2 設計条件」より、各種条件の整理を行う。

4.1.2 設計条件

4.1.2.1 参考図書等の表記

本節で引用する図書等の名称については、下表の「略称」欄の表示にて表記することとする。

表 4.1.2-1 準拠基準および指針

	基準・指針名	発行先	制定・改訂	略称
1	樋門の設計要領(案)	国土交通省 九州地方整備局	H13. 4	樋門要領
2	柔構造樋門設計の手引き	(財)国土開発技術 研究センター	H10. 11	柔構造手引き
3	土木構造物設計ガイドライン 土木構造物設計マニュアル(案) [樋門編]	国土交通省大臣官房 技術調査課 国土交通省国土技術 政策総合研究所	H13. 12	樋門マニュアル
4	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]	国土交通省大臣官房 技術調査課 国土交通省国土技術 政策総合研究所	H13. 12	樋門マニュアル (設計・施工)
5	ダム・堰施設技術基準(案) 基準解説編・マニュアル編	(社)ダム・堰施設 技術協会	H11. 3	ダム・堰基準 (基準・マニュアル)

4.1.2.2 樋門の耐震性能照査

本県の樋門設計に用いる耐震性能照査は、従来の耐震設計で考慮されていた設計震度に相当するレベル1地震動（中規模地震動）に対する耐震設計を適用する。

また、レベル2地震動に対する耐震性能照査の実施については、河川課と協議の上、決定する。（第4編 設計編 第2章 耐震設計 参照）

表 4.1.2-2 樋門の耐震性能照査

構造物	治水・利水上の区分	L1 照査	L2 照査
樋門	治水上・利水上重要	耐震性能 1	耐震性能 2
	それ以外	耐震性能 1	耐震性能 3

4.1.2.3 樋門の重要度

樋門は重要度に応じて、表4.1.2-3 に示すようにA種の樋門とB種の樋門の2つに区分する。

表 4.1.2-3 樋門の重要度区分

重要度区分	対象となる樋門
A種	下記以外の樋門
B種	地震による被災時の二次災害の可能性およびその規模、立地条件、施設の機能・規模、復旧の難易度等を勘案して重要と認められる樋門

【B種の樋門の該当条件】

二次災害の可能性：堤内地地盤高が朔望平均満潮位（堰上流区間にあつては、平常時の最高水位）＋1.0m，計画津波高のいずれかより低い区間に設ける樋門のうち，地震により被災すると二次被害の発生が予想される樋門等

立 地 条 件：背後地の重要度が高い，都市河川等で計画水位に達する洪水の発生確率が高い場所に設けられる樋門等

施 設 の 機 能：都市用水等の取水樋門等

施 設 の 規 模：施設規模が大きい樋門等

復 旧 の 難 易 度：被災した場合の復旧が困難，代替施設がない樋門等

なお，B種の樋門には万が一被災した場合の二次被害の重大性等その重要度が特に高い樋門があり，これを特に重要な樋門として細分する。

【樋門要領 P.3】

【柔構造手引き P.285】

4.1.2.4 荷重条件

樋門の設計にあたっては，表4.1.2-4に示す荷重を考慮する。

表 4.1.2-4 荷重条件

区分	荷重
主荷重	①死荷重，②地盤変位の荷重，③活荷重，④土圧，⑤水圧 ⑥負の周面摩擦力の影響 ⑦プレストレス力（函体にプレストレスを導入する場合） ⑧コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響
従荷重	⑨地震の影響，⑩温度変化の影響，⑪風荷重
その他	⑫その他の荷重

(1) 死荷重

死荷重は、表4.1.2-5に示す単位体積重量を用いて算出する。

ただし、実重量が明らかなもの、試験結果が得られているものは、その値を用いる。

土の単位体積重量は、「4.1.2.6 土質条件」に示す。

表 4.1.2-5 材料の単位体積重量の一般値 (kN/m³)

材料名	単位体積重量	材料名	単位体積重量
鉄筋コンクリート	24.5	セメントモルタル	21.1
プレストレストコンクリート	24.5	砂・砂利・碎石	18.6
無筋コンクリート	23.0	石 材	25.5
鋼・鉄鋼・鍛鋼	77.0	木 材	7.9
ダクティル鉄	70.1	瀝青材（防水用）	10.8
鉄 鉄	71.1	アスファルト舗装	22.6

【樋門要領 P.5】

【柔構造手引き P.44】

(2) 地盤変位の影響

地盤変位の影響とは、地盤の変位が樋門に与える影響のことで、① 地盤の沈下分布（函軸方向分布）と② 地盤の水平変位分布（函軸方向分布）を柔構造樋門の本体縦方向の設計などで考慮する。

① 地盤の沈下分布

地盤の沈下分布は、樋門の施工後に生じる基礎地盤の残留沈下量分布とする。

地盤処理を行わない場合は原地盤の沈下分布を用い、地盤処理を行う場合は柔支持基礎の詳細設計結果として得られる基礎地盤の沈下分布を用いる。

② 地盤の水平変位分布

地盤の水平変位分布は、樋門の施工後に生じる地盤の側方変位量の函軸方向分布とする。地盤処理を行わない場合は原地盤の水平変位分布を用い、地盤処理を行う場合は柔支持基礎の詳細設計結果として得られる地盤の水平変位分布を用いる。

【樋門要領 P.6】

【柔構造手引き P.45】

(3) 活荷重

活荷重は、① 自動車荷重および② 群集荷重とする。

① 自動車荷重

自動車荷重は、原則として 245 (kN) 荷重とし、衝撃を考慮する。

この自動車荷重を上載荷重として考慮する場合は、9.8 (kN/m²) を標準とする。

自動車荷重の算出は、「樋門要領 2.2.3 活荷重」に準拠する。

② 群集荷重

群集荷重は、原則として 3.43 (kN/m²) として、地震時には考慮しない。

【樋門要領 P.6～7】

【柔構造手引き P.45】

(4) 土圧

土圧は、① 函体に作用する土圧および② 胸壁・翼壁に作用する土圧とする。
算定式については、「樋門要領 2.2.4 土圧」に準拠する。

① 函体に作用する土圧

ア 函体上面に作用する鉛直土圧は、土かぶり厚さに基づいて算出する。

イ 水平土圧

- ・剛性函体の側壁に作用する土圧は、静止土圧とする。
- ・たわみ性函体の側面に作用する土圧は、構造特性に応じて算出する。

② 胸壁・翼壁等に作用する土圧

胸壁・翼壁等に作用する土圧は、構造体の変位特性に応じて、静止土圧または主働土圧とする。

【樋門要領 P. 8～11】

【柔構造手引き P. 47～52】

(5) 水圧

水圧は、構造物の水中部分および地中の地下水位以下の部分を対象とし、① 静水圧、② 残留水圧、③ 揚圧力等を算定する。

算定式については、「樋門要領 2.2.5 水圧」に準拠する。

【樋門要領 P. 12～14】

【柔構造手引き P. 53～55】

(6) 負の周面摩擦力の影響

負の周面摩擦力とは、構造物周辺の地盤が構造物より大きく沈下する時に構造物周面に鉛直下向きの摩擦力が生じることである。

地盤が沈下する場合は、負の周面摩擦力の大きさおよび分布を適切に評価し、基礎および遮水矢板等の設計にこの影響を考慮する。

また、軟弱地盤の層厚が厚い等で、負の周面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面摩擦力の影響についても考慮する必要がある。

【樋門要領 P. 14】

【柔構造手引き P. 56】

(7) プレストレス力

函体にプレストレスを導入する場合には、設計にプレストレス力を考慮する。
適用については、「樋門要領 2.2.7 プレストレス力」に準拠する。

【樋門要領 P. 14～15】

【柔構造手引き P. 56～57】

(8) コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響

コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響は、コンクリートの材令による強度の発現等を考慮して設定する。適用については、「樋門要領 2.2.8 コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響」に準拠する。

【樋門要領 P. 15～16】

【柔構造手引き P. 57～59】

(9) 地震の影響

地震の影響は、樋門の設計に必ず考慮しなければならない荷重である。

本県の樋門設計においては、従来の耐震設計で考慮されていた設計震度に相当するレベル1地震動に対する耐震設計を適用するものとしており、具体的な取扱いとは、「4.1.2.5 耐震設計条件」に示す。

【樋門要領 P. 17】

【柔構造手引き P. 59】

(10) 温度変化の影響

温度変化の影響は、一般に大気中にある構造物の構造特性に応じた適切な値を設定し、水中または土中にある構造物には原則として考慮しなくてよい。

ただし、土中に埋設する構造物でも使用する材料の温度依存特性により、施工時の材料温度の影響が完成後に無視できない残留応力となる場合等では、必要に応じてその影響を検討する。

適用については、「樋門要領 2.2.10 温度変化の影響」に準拠する。

【樋門要領 P. 17】

【柔構造手引き P. 59～60】

(11) 風荷重

門柱および上屋等に作用する風荷重は、設計基準風速を40 (m/s) として一般に2.94 (kN/m²) とし、一部の強風地域では地域特性に応じてこの値以上とすることができる。

風荷重の方向は、原則として水平とし、同時に2方向には作用しないものとする。

管理橋に作用する橋軸直角方向の風荷重は、一般には考慮しなくてよいが、桁高が大きくなる場合やトラス構造等では考慮しなければならない。

なお、暴風時に管理橋が浮上る可能性がある場合は、水平方向と同程度の風荷重を鉛直上向きに作用させた検討を行う。

【樋門要領 P. 18】

【柔構造手引き P. 61】

(12) その他の荷重

その他の荷重として、堤防および樋門の安全を図る上で必要な荷重は考慮する。

① 施工時荷重, ② 堤体内の過剰間隙水圧, ③ 津波の影響

④ 風浪による波圧の影響, ⑤ 流木や船舶の衝突荷重の影響

【樋門要領 P. 18】

【柔構造手引き P. 62】

4.1.2.5 耐震設計条件

(1) 荷重の種類と組合せ

① 荷重の種類

樋門の耐震設計にあたっては、表 4.1.2-6 に示す荷重を考慮し、建設地点の諸条件や構造特性などによって選定する。

また、耐震設計においては一般に活荷重は考慮する必要はないが、自動車荷重等の活荷重の影響が大きいと認められる場合は、上載荷重として $4.9 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ を考慮する。

表 4.1.2-6 耐震設計の荷重条件

区分	荷重
主荷重	①死荷重，②土圧，③水圧，④負の周面摩擦力の影響 ⑤有効プレストレス力
従荷重	⑥地震の影響

② 荷重の組合せ

耐震設計で考慮する荷重の組合せは、表 4.1.2-7 を目安として、設計対象部位に最も不利な応力，変位，その他の影響が生じるように作用させるものとする。

なお、本体の縦方向の設計における地震時の計算は、平常時（地震時の計算のための常時）の変位・応力状態に対して地震時の付加荷重が作用すると考えて、平常時の計算結果に地震の影響を考慮した計算結果を重ね合わせて評価する。

表 4.1.2-7 耐震設計の荷重の組合せの目安

設計部位 荷重		死荷重	負の周面摩擦力の影響	有効プレストレス力	地震の影響			
					地震時鉛直土圧	地震時水平土圧	地震時動水圧	慣性力
周辺堤防		○	—	—	—	△	△	○
本体	横方向	△	—	△	—	△	△	—
	縦方向	○	△	△	△	○	△	△
胸壁		○	—	△	—	○	—	△
門柱		○	—	△	—	△	△	○
翼壁		○	△	△	—	○	△	○

【凡例】 ○：考慮すべき荷重， △：条件によって考慮する荷重

【樋門要領 P. 18～19】

【柔構造手引き P. 293～294】

(2) 地震の影響

地震の影響として、① 地震時慣性力、② 地震時土圧、③ 地震時動水圧を考慮する。

① 地震時慣性力

構造物の重量に起因する地震時慣性力は、原則として地上部の構造物に対して震度法による耐震設計を行う場合に考慮し、慣性力の作用方向は、一般に構造物に不利な水平一方向に構造物の重心を通して作用させる。

また、擁壁等において構造物と一緒に振動し、構造物に大きな影響を与える土塊部分（負載重量）に対して慣性力を考慮する場合には、土塊の重量に設計水平震度を乗じて求めるものとする。

算定式については、「樋門要領 2.3.3 地震時慣性力」に準拠する。

【樋門要領 P.20】

【柔構造手引き P.295～296】

② 地震時土圧

地震時土圧としては、地震時鉛直土圧と地震時水平土圧がある。

ア 地震時鉛直土圧は、B種の樋門（特に重要な樋門を除く）において、必要に応じて地震の影響による地盤の沈下を考慮して算出する。

イ 地震時水平土圧は、A種・B種の樋門の胸壁、翼壁等に設計水平震度を考慮して算出するが、函体横方向には考慮しなくてよい。

算定式については、「樋門要領 2.3.4 地震時土圧」に準拠する。

【樋門要領 P.20～23】

【柔構造手引き P.296～300】

③ 地震時動水圧

地震時動水圧は、水深が比較的大きい等で動水圧の影響が大きいと予測される場合等、必要に応じて考慮し、動水圧の作用方向は、慣性力の作用方向と一致させる。

算定式については、「ダム・堰基準 3-1-4 設計荷重」に準拠する。

【ダム・堰基準（基準・マニュアル） P.52～54】

(3) 水平震度（設計水平震度）

① 構造物の耐震設計に用いる水平震度

構造物の耐震設計に用いる水平震度は、次式により算出する。

ただし、次式による値が 0.1 を下回る場合には 0.1 とする。

$$k_h = C_z \cdot C_s \cdot k_{h0}$$

ここに、 k_h ：水平震度（小数点以下 2 桁に切り上げる）

k_{h0} ：構造物の耐震設計に用いる水平震度の標準値で表 4.1.2-8 による

C_z ：地域別補正係数で表 4.1.2-10, 11 による

C_s ：構造物特特性別補正係数で表 4.1.2-12 による

表 4.1.2-8 構造物の耐震設計に用いる水平震度の標準値

地盤種別	I 種	II 種	III 種
k_{h0}	0.16	0.20	0.24

【樋門要領 P. 24】

【柔構造手引き P. 311～312】

② 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、原則として次式で算出される地盤の特性値 T_G をもとに、表 4.1.2-9 により区分する。地表面が基盤面と一致する場合は、I 種地盤とする。

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

ここに、 T_G ：地盤の特性値（sec）

H_i ：i 番目の土層の厚さ（m）

V_{si} ：i 番目の土層の平均せん断弾性波速度（m/sec）

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

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

N_i ：標準貫入試験による i 番目の土層の平均 N 値

I：当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるとき、地表面から i 番目の土層の番号。基盤面とは、粘性土層の場合は N 値が 25 以上、砂質土層の場合は N 値が 50 以上の土層の上面、もしくはせん断弾性波速度が 300（m/sec）程度以上の土層の上面をいう。

表 4.1.2-9 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤と特性値 T_G （sec）
I 種	$T_G < 0.2$
II 種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III 種	$0.6 \leq T_G$

【樋門要領 P. 28】

【柔構造手引き P. 300～301】

③ 水平震度の補正係数

ア 地域別補正係数

地域別補正係数 C_z は、地域区分に応じて表 4.1.2-10 の値とする。ただし、対象地点が地域区分の境界線上にある場合は、係数の大きい方の値とする。

表 4.1.2-10 地域別補正係数

地域区分	補正係数 C_z	対象地域
A	1.0	下記 2 地域以外の地域
B	0.85	「Z の数値, R_t および A_t を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」(昭和 55 年 11 月 27 日建設省告示第 1793 号)第 1 項(Z の数値)表中(二)に掲げる地域
C	0.7	「Z の数値, R_t および A_t を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」(昭和 55 年 11 月 27 日建設省告示第 1793 号)第 1 項(Z の数値)表中(三)におよび(四)に掲げる地域

【樋門要領 P.24】

【柔構造手引き P.313】

表 4.1.2-10 より作成した地域区分図を図 4.1.2-1 に、地域区分の具体的な対象地域を表 4.1.2-11 に示す。

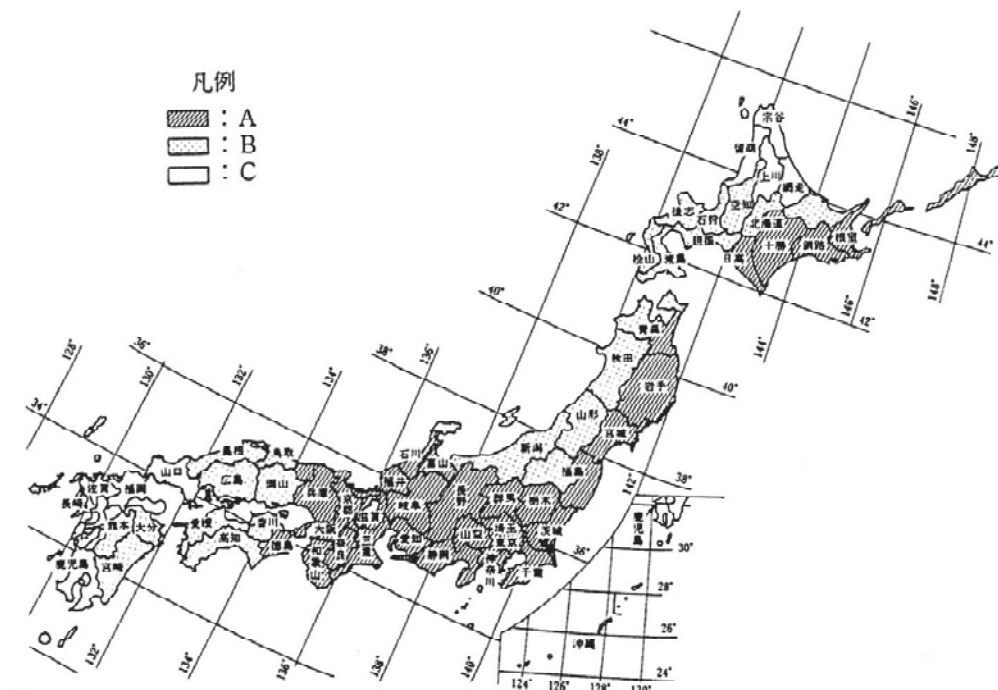


図 4.1.2-1 地域別補正係数の地域区分図

表 4. 1. 2-11 地域別補正係数の地域区分

地域区分	補正係数 C_z	対象地域	建設省告示第 1793 号第 1 項中の表
A	1. 0	北海道のうち釧路市, 帯広市, 根室市, 沙流郡, 新冠郡, 静内郡, 三石郡, 浦河郡, 様似郡, 幌泉郡, 河東郡, 上川郡(十勝支庁), 河西郡, 広尾郡, 中川郡, 足寄郡, 十勝郡, 釧路郡, 厚岸郡, 川上郡, 阿寒郡, 白糠郡, 野付郡, 標津郡, 目梨郡 青森県のうち三沢市, 十和田市, 八戸市, 上北郡, 三戸郡, 岩手県, 宮城県 福島県のうち福島市, 二本松市, 相馬市, 原町市, いわき市, 伊達郡, 相馬郡, 安達郡, 田村郡, 双葉郡, 石川郡, 東白川郡 茨城県, 栃木県, 群馬県, 埼玉県, 千葉県, 東京都, 神奈川県, 長野県, 山梨県, 富山県のうち富山市, 高岡市, 氷見市, 小矢部市, 砺波市, 新湊市, 中新川郡, 上新川郡, 射水郡, 婦負郡, 東砺波郡, 西砺波郡, 石川県のうち金沢市, 小松市, 七尾市, 羽咋市, 松任市, 加賀市, 鹿島郡, 羽咋郡, 河北郡, 能美郡, 石川郡, 江沼郡 静岡県, 愛知県, 岐阜県, 三重県, 福井県, 滋賀県, 京都府, 大阪府, 奈良県, 和歌山県, 兵庫県, 鳥取県のうち鳥取市, 岩美郡, 八頭郡, 気高郡 徳島県のうち徳島市, 鳴門市, 小松島市, 阿南市, 板野郡, 阿波郡, 麻植郡, 名西郡, 名東郡, 那賀郡, 勝浦郡, 海部郡 香川県のうち大川郡, 木田郡 鹿児島県のうち名瀬市, 大島郡	(一)
B	0. 85	北海道のうち札幌市, 函館市, 小樽市, 室蘭市, 北見市, 夕張市, 岩見沢市, 網走市, 苫小牧市, 美唄市, 芦別市, 江別市, 赤平市, 三笠市, 千歳市, 滝川市, 砂川市, 歌志内市, 深川市, 富良野市, 登別市, 恵庭市, 伊達市, 札幌郡, 石狩郡, 厚田郡, 浜益郡, 松前郡, 上磯郡, 亀田郡, 芽部郡, 山越郡, 檜山郡, 爾志郡, 久遠郡, 奥尻郡, 瀬棚郡, 島牧郡, 寿都郡, 磯谷郡, 虻田郡, 岩内郡, 古宇郡, 積丹郡, 古平郡, 余市郡, 空知郡, 夕張郡, 樺戸郡, 雨竜郡, 上川郡, (上川支庁)のうち東神楽町, 上川町, 東川町および美瑛町, 勇払郡, 網走郡, 斜里郡, 常呂郡, 有珠郡, 白老郡 青森県のうち青森市, 弘前市, 黒石市, 五所川原市, むつ市, 東津軽郡, 西津軽郡, 中津軽郡, 南津軽郡, 北津軽郡, 下北郡, 秋田県, 山形県, 福島県のうち会津若松市, 郡山市, 白河市, 須賀川市, 喜多方市, 岩瀬郡, 南会津郡, 北会津郡, 耶麻郡, 河沼郡, 大沼郡, 西白河郡, 新潟県 富山県のうち魚津市, 滑川市, 黒部市, 下新川郡 石川県のうち輪島市, 珠州市, 鳳至郡, 珠州郡 鳥取県のうち米子市, 倉吉市, 境港市, 東伯郡, 西伯郡, 日野郡 島根県, 岡山県, 広島県, 徳島県のうち美馬郡, 三好郡 香川県のうち高松市, 丸亀市, 坂出市, 善通寺市, 観音寺市, 小豆郡, 香川郡, 綾歌郡, 仲多度郡, 三豊郡, 愛媛県, 高知県, 熊本県のうち熊本市, 菊池市, 人吉市, 阿蘇郡, 菊池郡, 上益城郡, 下益城郡, 八代郡, 球磨郡, 大分県のうち大分市, 別府市, 臼杵市, 津久見市, 佐伯市, 竹田市, 日田郡, 玖珠郡, 大分郡, 直入郡, 大野郡, 北海部郡, 南海部郡, 宮崎県	(二)
C	0. 7	北海道のうち旭川市, 留萌市, 稚内市, 紋別市, 士別市, 名寄市, 上川郡(上川支庁)のうち鷹栖町, 当麻町, 比布町, 愛別町, 和寒町, 剣淵町, 朝日町, 風連町および下川町, 中川郡(上川支庁), 増毛郡, 留萌郡, 苫前郡, 天塩郡, 宗谷郡, 枝幸郡, 礼文郡, 利尻郡, 紋別郡 山口県, 福岡県, 佐賀県, 長崎県 熊本県のうち八代市, 荒尾市, 水俣市, 玉名市, 本渡市, 山鹿市, 牛深市, 宇土市, 飽託郡, 宇土郡, 玉名郡, 鹿本郡, 葦北郡, 天草郡 大分県のうち中津市, 日田市, 豊後高田市, 杵築市, 宇佐市, 西国東郡, 東国東郡, 速見郡, 下毛郡, 宇佐郡 鹿児島県(名瀬市および大島郡を除く)	(三)
		沖縄県	(四)

④ 構造物特性別補正係数

構造物特性別補正係数 C_s は、構造物種別に応じて表 4.1.2-12 の値とする。

ただし、堤防の形状効果を考慮する場合は、0.75 に表 4.1.2-13、図 4.1.2-2 に示す補正係数を乗じて用いてもよい。この係数は、対象とする堤防の B/H が大きくなる場合には、作用する地震力は最大で 2 割程度の低減ができるという解析結果に基づいて設定したものである。

表 4.1.2-12 構造物特性別補正係数

地域区別	樋門	樋門周辺の堤防
補正係数 C_s	1.0	0.75

【樋門要領 P. 24】

【柔構造手引き P. 313】

表 4.1.2-13 堤防形状による補正係数

B/H	$B/H \leq 10$	$10 < B/H \leq 20$	$B/H > 20$
補正係数	1.0	0.9	0.8

ここに、 B ：堤防幅、 H ：堤防高さ

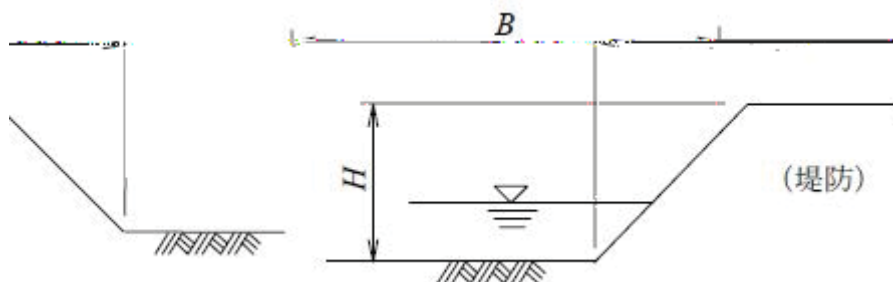


図4.1.2-2 堤防形状 B/H

【樋門要領 P. 26】

【柔構造手引き P. 317】

4.1.2.6 土質条件

地盤調査は、ボーリング調査・原位置試験および室内土質試験の組合せで実施し、地盤の諸定数は、地盤調査および土質試験の結果等や周辺の施工データを総合的に判断して決定する。

(1) 調査位置

ボーリング調査は、図4.1.2-3に示すように函軸方向に川表・川裏の2箇所を標準とする。成層状態が明らかな場合は、図4.1.2-4(a)に示すようにボーリング試験を減らし、サウンディング試験等を併用し、成層状態が複雑であると想定される場合は、図4.1.2-4(b)に示すように支持地盤の傾斜や中間砂層の連続性等を確認すること。

また、構造物の規模、土層の形状、仮設計画等に配慮し、多連函体の場合や堤防縦断方向の土層の変化が予想される場合は、函軸直角方向についても調査を行う。

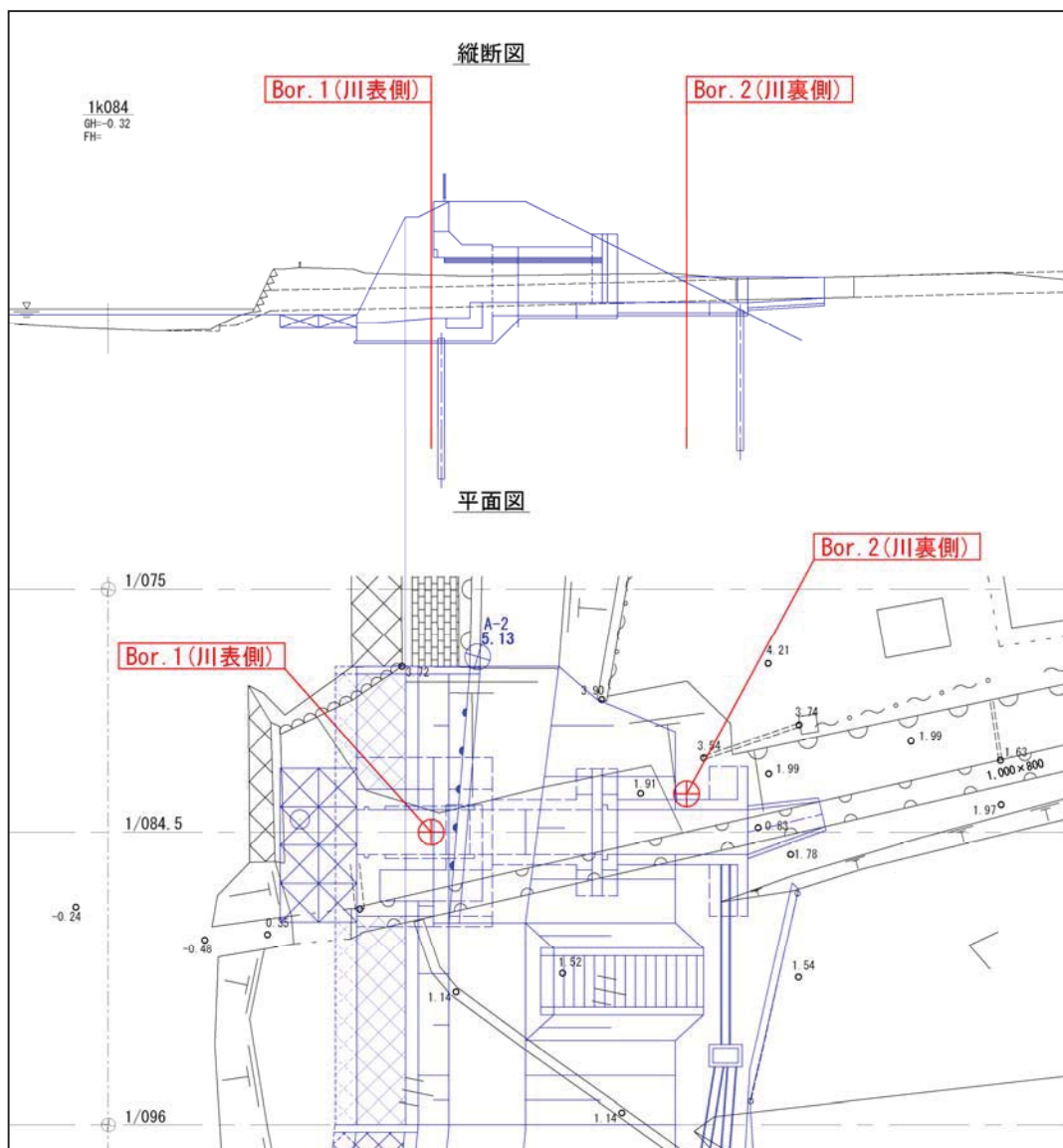


図 4.1.2-3 ボーリング調査位置（標準）

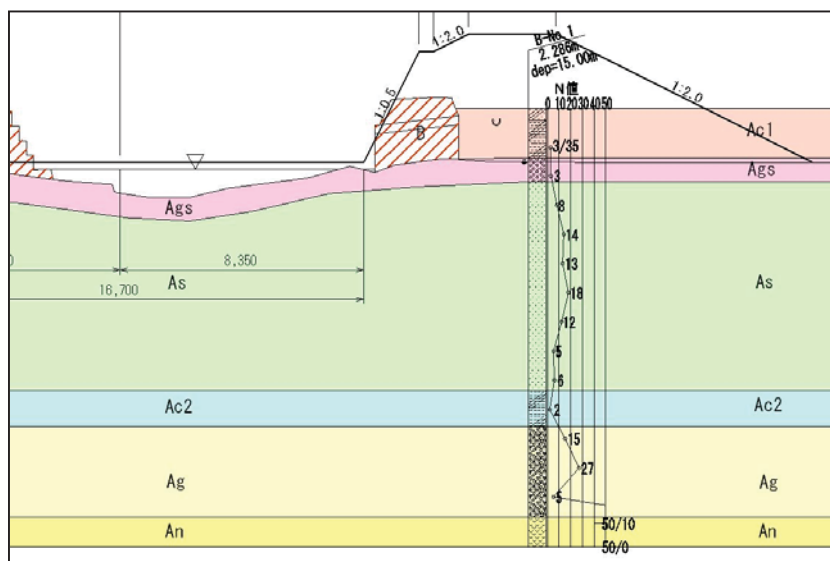


図 4.1.2-4(a) 成層状態が明らかな場合

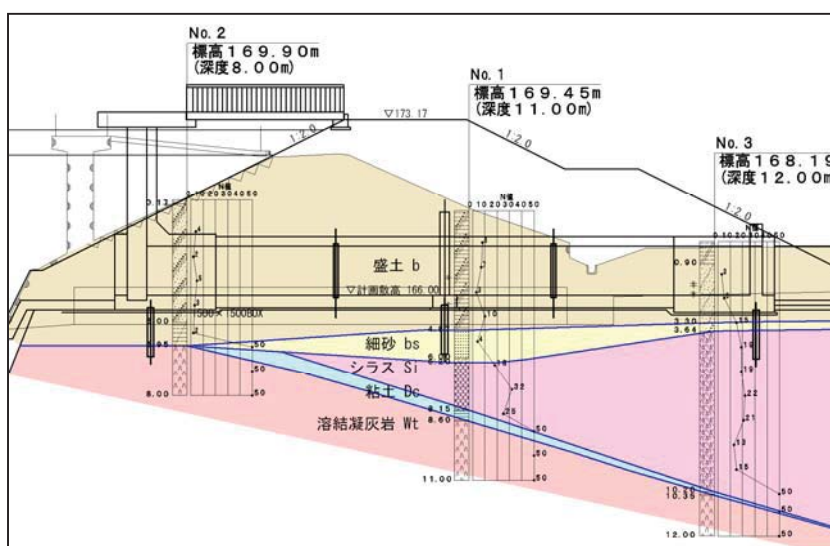


図 4.1.2-4(b) 成層状態が複雑な場合

【樋門要領 P. 29～30】

【柔構造手引き P. 14～15】

(2) 調査深度

調査深度は、良質な支持層が確認される深さまで行うことを原則とし、既往の調査結果から地層の変化が小さいと判断される場合は、「3箇所の内1箇所のみを支持層まで調査し、2箇所は沈下する可能性のある軟弱層の下層までとする」などして調査の効率化を図る。

良質な支持層としては、砂層・砂礫層ではN値が30以上、粘性土層ではN値が20以上を目安とし、これらの層が3～5m以上連続している必要がある。

【樋門要領 P. 30】

【柔構造手引き P. 15】

(3) 調査項目

地盤調査の標準的な調査項目を表4.1.2-14に示す。

なお、樋門の基礎地盤が軟弱地盤や透水性地盤である場合には、ボーリング（標準貫入試験）に加えて、各々で得られる情報、主な利用法に対応した調査・試験を実施する。

軟弱地盤や透水性地盤の調査項目については、「柔構造手引き 2.3.2 地盤調査」に準拠する。

表 4.1.2-14 標準的な地盤調査項目

目的	調査方法	得られる情報	主な利用法	備考
土層構成の把握	ボーリング (標準貫入試験)	・ N 値 ・ 土質の分類	・ 土質定数の概略値推定	あくまでも概略値の推定
地盤の変形特性	原位置試験 ボーリング孔内 水平載荷試験	・ 地盤の変形係数 (E_0) ・ 水平方向地盤反力係数 (k_h)	・ 地盤の即時沈下 (S_i), 側方変位量の推定 (R)	
地盤の鉛直支持力		・ 地盤の極限支持力 (q_d) ・ 鉛直方向地盤反力係数 (k_v) ・ 変形係数 (E_0)	・ 地盤の支持力の推定 ・ 水平方向地盤反力係数 (k_h) の推定	特に入念な検討を行う場合に調査する
土質定数の推定	室内土質試験	物理試験 ・ 土の判別分類 ・ 土粒子の密度 ・ 含水比 ・ 湿潤密度 ・ 粒度分布 ・ 液性、塑性限界	・ 粘土の物性把握 ・ 単位体積重量 ・ 体積圧縮係数 (m_v), 圧縮指数 (C_c), 圧密係数 (C_v) の推定	土の力学特性の推定値で、あくまでも概略値として用いる
		一軸圧縮試験 ・ 土の一軸圧縮強さ (q_u) ・ 変形係数 (E_{50})	・ 地盤の即時沈下量 (S_i) 側方変位量 (R) の推定 ・ 粘土の粘着力 (c) の推定 ・ 粘土地盤の支持力推定	
		三軸圧縮試験 ・ 土の粘着力 (c) ・ 内部摩擦角 (ϕ) ・ 変形係数 (E_0)	・ 地盤の支持力推定 ・ 粘土地盤の強度増加率 ・ 水平方向地盤反力係数 (k_h) の推定	砂分を多く含む場合や、粘土の強度を詳細に調査する場合に有用である
圧密沈下量の推定	圧密試験	・ 圧密降伏応力 (p_c) ・ $e \sim \log P$ 曲線 ・ 圧密係数 (C_v) ・ 体積圧縮係数 (m_v)	・ 粘土層の圧密沈下量の推定 ・ 圧密時間の推定	圧密沈下量の推定のために必要な試験である

【樋門要領 P. 29】

【柔構造手引き P. 16～17】

(4) 試験の数量

地盤調査の標準的な試験の数量を表4.1.2-15に示す。

表 4.1.2-15 標準的な試験の数量

試験項目		試験数量
ボーリング（標準貫入試験）		1 回/mを原則とする
試験 原位置	ボーリング孔内水平載荷試験	基礎底面から開削幅の 3 倍程度の深さの範囲 良質な支持層が確認される深さの範囲
	平板載荷試験	適宜
室内土質試験	土粒子の密度試験	1 個/3mまたは 1 個/各層
	土の含水比試験	採取した試料すべて
	土の粒度試験	1 個/3mまたは 1 個/各層
	土の液性・塑性限界試験	1 個/3mまたは 1 個/各層
	土の湿潤密度試験	1 個/3mまたは 1 個/各層
	土の一軸圧縮試験	2 個/3mまたは 2 個/各層
	土の三軸圧縮試験	適宜
	土の圧密試験	2 個/各層

【柔構造手引き P.19】

(5) 土質定数

① 土の単位体積重量

土の単位体積重量は、土質試験により求めることが望ましいが、土質試験を行うことが難しい場合は、表 4.1.2-16 に示す単位体積重量を用いる。

表 4.1.2-16 土の単位体積重量の一般値 (kN/m³)

土質	飽和重量	湿潤重量	水中重量
礫質土	20.6	19.6	10.8
砂質土	19.6	18.6	9.8
粘性土	18.6	17.7	8.8
盛土（山土）	19.6	18.6	9.8

② 地盤の変形係数

地盤の変形係数は、(ア)ボーリング（標準貫入試験）、(イ)ボーリング孔内水平載荷試験、(ウ)平板載荷試験、(エ)供試体の一軸または三軸圧縮試験のN値より推定する。

③ 粘着力およびせん断抵抗角

粘着力やせん断抵抗角は表 4.1.2-14 に示す力学試験等により求める。

力学試験結果がない場合は、既往調査結果および、N値などから推定してもよいが、適用性については十分検討する。

適用性の検討においては、物理試験結果等を参考に同様の土として評価できるか、近辺の工事での変状事例や設定した地盤定数での計算値に対する評価などを行い、設計値として問題ないと判断できるようにする。

④ 圧密特性

地盤の圧密特性は、供試体の圧密試験から推定するが、圧密試験から得られる圧密係数は、一般に誤差が大きいため圧密係数の決定に際しては、付近の盛土の動態観測等の実績を参考として考慮する。

【樋門要領 P. 29～30】

【柔構造手引き P. 77～78】

4.1.2.7 施工条件

施工条件として、既存資料を収集し、過去の施工における問題点などを整理するとともに、盛土条件、自然条件、環境条件等を整理する。

また、現地調査により流域内の水路系統、近接樋門の統廃合の可能性、既設構造物（敷高、水路形状・高さ、地盤高、潟土による影響）、施工上の制約条件（搬入路、障害物、家屋の近接状況）などを確認する。

【樋門要領 P. 36】

【柔構造手引き P. 21】

4.1.2.8 材料条件

（１） 材料規格

① コンクリート

ア 鉄筋コンクリート部材

樋門に使用するコンクリート（プレキャスト製品を除く）の設計基準強度は、 $\sigma_{ck}=24$ (N/mm²) を標準とする。

イ プレストレストコンクリート部材

プレストレストコンクリート部材（プレキャスト部材）は、工場製作を前提とし、現場において縦方向に緊結する構造であるため、設計基準強度は、 $\sigma_{ck}=40$ (N/mm²) 以上を標準とする。

② 鉄筋（鉄筋コンクリート用鋼棒）

樋門に使用する鉄筋（プレキャスト製品を除く）は、日本工業規格（JIS）に適合するものとし、SD345 を標準とする。

③ 鋼材

鉄筋コンクリート用鋼棒以外の鋼材は、日本工業規格（JIS）に適合するものを標準とし、規格については、「樋門要領 2.7.1.2 鋼材」に準拠する。

④ その他の材料

上記に示す以外の材料を用いる場合は、日本工業規格（JIS）等の規格に適合する、あるいは試験によってその品質を確認し、強度その他の設計値を定めるものとする。

【樋門マニュアル P. 5, P. 13】

【樋門要領 P. 36～37】

【柔構造手引き P. 63～65】

(2) 設計計算に用いる物理定数

設計計算に用いる物理定数は、材料の物理特性を考慮して定められた値を用いる。

① コンクリート

ア コンクリートのヤング係数 (E_c)

ヤング係数は、 $\sigma_{ck}=24$ (N/mm²) の場合、 $E_c=2.45 \times 10^4$ (N/mm²) とする。

イ コンクリートのせん断弾性係数 (G_c)

せん断弾性係数は、次式による算出する。

$$G_c = \frac{E_c}{2.3}$$

ここに、 G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

② 鋼材

鋼材の物理定数は、表 4.1.2-17 に示す値とする。

表 4.1.2-17 鋼材の物理定数

種類	物理定数の値
鋼のヤング係数	2.06×10^5 (N/mm ²)
PC 鋼線, PC より線, PC 鋼棒のヤング係数	1.96×10^5 (N/mm ²)
ダクタイル鋳鉄のヤング係数	1.57×10^5 (N/mm ²)
鋼のせん断弾性係数	7.94×10^4 (N/mm ²)
鋼のポアソン比	0.30
ダクタイル鋳鉄のポアソン比	0.28

③ PC 鋼材の見かけのリラクセーション率

プレストレスの損失量を算出する場合の PC 鋼材の見かけのリラクセーション率は、「樋門要領 表解-2.7.5」に準拠する。

④ 弾性ゴム

継手等に用いられる弾性ゴムの物理定数は、「樋門要領 表解-2.7.6」に準拠する。

【樋門要領 P. 37～38】

【柔構造手引き P. 65～66】

(3) 許容応力度

① コンクリート

ア 鉄筋コンクリート部材

コンクリートの許容応力度は、コンクリート標準示方書等の規定を考慮して定めるものとし、表 4.1.2-18 のとおりとする。

表 4.1.2-18 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

種別	常時	地震時	風荷重作用時
設計基準強度	24		
許容曲げ圧縮応力度	8.0	12.0	10.0
許容付着応力度 (異径鉄筋)	1.60	2.40	2.00
許容せん断応力度	0.39	0.58	0.48

イ プレストレストコンクリート部材

プレストレストコンクリートの許容応力度は、「樋門要領 表解-2.7.8」に準拠する。

ウ 鉄筋コンクリート部材およびプレストレストコンクリート部材のコンクリートの許容圧縮応力度は、「樋門要領 式解-2.7.2, 図解-2.7.1」に準拠する。

② 鉄筋

ア 鉄筋の許容応力度

鉄筋の許容応力度は、直径 51mm 以下の鉄筋に対しては、コンクリート標準示方書等の規定を考慮し、表 4.1.2-19 のとおりとする。

表 4.1.2-19 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

応力度, 部材の種類		鉄筋の種類	SD345
引張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合（常時）	①一般の部材 ※1	180
		②厳しい環境下の部材 ※2	160
	③荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値（地震時）		200
	④鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合		200
	圧縮応力度		200

※1：通常的环境や常時水中、土中の場合。(操作台に適用)

※2：一般の環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、しゃ水壁、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。)

イ ガス圧接継手の許容応力度は、十分な管理を行う場合は、母材の許容応力度と同等としてよい。

ウ 鉄筋と他の鋼材とのアーク溶接によるすみ肉溶接部の許容せん断応力度は、「樋門要領表解-2.7.10」に準拠する。

③ 構造用鋼材

構造用鋼材の母材部および溶接部の許容応力度は、鋼構造物設計指針等の規定を考慮して定めるものとし、「樋門要領 表解-2.7.11～2.7.12」に準拠する。

④ PC 鋼材

PC 鋼材の許容応力度は、コンクリート標準示方書等の規定を考慮して定めるものとし、「樋門要領 表解-2.7.13～2.7.14」に準拠する。

⑤ その他の材料

上記に示す以外の材料の許容応力度は、試験結果あるいは実績等を考慮して定めるものとする。

⑥ 許容応力度の割増し

従荷重を考慮する場合は、許容応力度を割増しすることができる

ア 鉄筋コンクリート構造、鋼構造

従荷重を考慮した場合の許容応力度の割増係数は、表 4.1.2-20 の値とする。

なお、鉄筋の許容応力度を割増す場合については、荷重の組合せに応じて表 4.1.2-19 の①、②の許容応力度に対しては表 4.1.2-20 の①～④の割増係数を、また表 4.1.2-19 の③の許容応力度に対しては表 4.1.2-20 の⑤、⑥の割増係数を用いるものとする。

表 4.1.2-20 許容応力度の割増 (N/mm²)

荷重の組合せ	割増係数
	鉄筋コンクリート構造および鋼構造
① 主荷重	1.00
② 主荷重＋温度変化の影響	1.15
③ 主荷重＋風荷重	1.25
④ 主荷重＋温度変化の影響＋風荷重	1.35
⑤ 地震の影響	1.50
⑥ 施工時荷重	1.50

イ プレストレストコンクリートの許容引張応力度の割増し

従荷重を考慮した場合のプレストレストコンクリートの許容応力度は、「樋門要領 表解-2.7.16」に準拠する。

【樋門マニュアル P.5】

【樋門要領 P.38～44】

【柔構造手引き P.67～76】

4.1.3 基本事項の検討

4.1.3.1 樋門の設置位置および方向

樋門の設置位置は目的に応じて選定するが、原則として河状が安定し、洪水時に堤防の弱点とならないように配慮した位置に設ける。

設置位置の選定においては、以下の点に留意して決定する。

- (1) 樋門の設置位置は、堤内地の地形、地盤高、水路系統、水路敷高および洪水時の本川の特長等を調査し、本川の湾曲部、水衝部、河床の不安定な個所を極力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ならびに周辺環境に支障を及ぼさない地点とする。
また、地形条件等の制約から旧河道の位置に設置せざるを得ない場合は、調査段階からそれに配慮した計画とし、設計にあたって旧河道部の地盤条件・水理地質特性等に十分配慮して周辺堤防の安全性の確保に努める。
- (2) 地盤の沈下分布（局所的に沈下が大きくなる箇所があるなど）が樋門に影響を及ぼす位置や液状化の可能性のある場所に設置することはできるだけ避けるものとし、避けきれない場合は、予測される課題を整理しその対策について十分検討する。
- (3) 堤防の機能と安全性を確保するために、樋門の数は最小限とし、統廃合に努める。
- (4) 既設構造物とやむを得ず近接する場合は、地盤の変位が、堤体の弱体化および近接構造物に影響を与えないように補強等の対策について十分検討する。
- (5) 樋門の函軸方向は、原則として堤防法線に直角とし、支川の合流形状、本川と対岸の距離等の理由でやむを得ず斜角とする場合においては、構造上および施工上の安全性の確保について十分に配慮し、河川課と協議の上、決定する。

【樋門要領 P. 45】

【柔構造手引き P. 12】

【要領（河川） 河 2-63】

【工作物基準 P. 21～26】

4.1.3.2 樋門の敷高

樋門の敷高は、取水および排水のそれぞれの目的に応じて決定する。

- (1) 取水樋門の敷高
取水樋門の敷高は、水利権に係わる要件を満足するように決定する。
このとき、河床低下により取水困難となっている例があるため、過去の河床変動等から河床低下の可能性について検討することが必要である。
- (2) 排水樋門の敷高
排水樋門の敷高は、下記事項に留意して決定する。
 - ① 既設樋門・川裏水路の敷高
 - ② 堤内田面・地盤高：計画流出量流下時の樋門呑口の水位（不等流水位）が堤内地盤高に対して高すぎないように断面検討と併せて検討する。
 - ③ 本川の河床高、計画河道断面

【樋門要領 P. 45】

【要領（河川） 河 2-63】

4.1.3.3 樋門の断面

樋門の断面は、取水樋門および排水樋門における計画取水量および計画流出量等に応じて決定する。

(1) 取水樋門の断面検討

取水樋門の断面検討は、取水上過大にならないように、かつ対象渇水時においても計画取水量が確保できる断面とする。

(2) 排水樋門の断面検討

排水樋門の断面検討は、水路の計画流出量および断面形状、流下能力に対する余裕高および残留沈下量に対する余裕高等を考慮して決定する。

排水樋門の計画流出量は、現地状況を十分把握し、将来の土地利用計画も考慮した上で決定しなければならない。また、断面は樋門吐口部を限界水深とした水面追跡を行うとともに、施工性、維持管理等の面から、総合的に決定する。

(3) 樋門の最小断面

樋門の最小断面は、原則として内径 1.0m 以上とする。

ただし、本体長が 5.0m 未満であって、かつ、堤内地盤高が計画高水位より高い場合には、内径 0.3m まで小さくすることができる。

取水樋門で断面を内径 0.3m としても取水量が過大となる場合、あるいは、沈下に伴い取水量が過大になる場合は、樋門に接続する水路もしくは樋門本体の呑口又は吐口に適当な調整施設を設け、計画取水量以上の取水ができないような措置を行う。

本県の内径 1.0m 未満の樋門においては「4.2 第 2 節 小径樋門」に準拠する。

(4) 樋門函体の断面形状

樋門函体の断面形状は、一般的に矩形（鉄筋コンクリート函渠）のものが多く、接続水路および接続構造物との関係により、円形（ヒューム管、鋼管、ダクタイル鋳鉄管）などがある。また、必要断面積の関係で多連にする場合がある。函体の断面形状は、「4.1.6 基礎・函体構造形式の検討」により決定する。

【樋門要領 P.46】

【柔構造手引き P.90】

【要領（河川） 河 2-64, 75】

【構造令 P.241】

【技術基準（設計 I） P.97】

本設計基準書においては、排水樋門の断面検討について、以降に示す。

4.1.3.4 排水樋門の断面検討

(1) 流域の実態把握

排水樋門の断面検討にあたっては、集水面積、流路延長、流出係数等を図上からのみ判断することなく、必ず現地調査を行い、以下の資料について整理し、対象とする流域の実態を把握する。

- ① 流域図（集水区域の調査資料）
- ② 土地利用状況および将来土地利用計画
- ③ 集水区域内の用排水路系統図
- ④ 既設排水施設の構造諸元・排水機能および管理状況等

(2) 計画規模

計画流出量を決定する際の計画規模は、以下のとおりとする。

① 県管理河川（一級河川、二級河川）に設置する樋門の場合

- ア 支川流量が定められている場合
（主に県管理河川、準用河川など）
 - ・樋門の計画流量は、管理者が定める流量と同一とする。
- イ 支川流量が定められていない場合
（主に普通河川、農業用排水路など）
 - ・各施設管理者と協議の上、現況流下能力を基にした管理者が定める流量とする。
 - （計画規模の上限は10年確率とする。）

② 県管理河川で直轄河川近隣に設置する樋門の場合

直轄河川の樋門の近隣に計画する樋門で、堤内地の流域が重複する箇所等の樋門の計画規模については、断面の整合などを図る必要があることから河川課と協議の上、決定する。

【直轄河川の樋門の計画規模】

- ア 一般地域：30年確率
- イ 市街地：50年確率
- ウ 特に過密な地域：80年確率

対象地域のおおよその分類基準は次のとおりとする。

「市街地」とは、湛水地域内の人家20戸程度で2～3年に一度は浸水被害をうけるところ、または今後10年内外で人家が込み、その程度の被害が予想されるところをいい、人家あるいは浸水被害の頻度が上記より少ないところを「一般地域」、多いところを「特に過密な地域」とする。

※許可工作物において、協議により断面拡大など工作物の機能を向上させる場合には、必要な手続きを行い、管理者に、その費用の負担を適切に求めること。

（第1編 事業編 3.1.1 附帯工事参照）

(3) 計画流出量

計画流出量は、Rational 式により算出する。

$$Q = \frac{1}{3.60} \cdot f \cdot \gamma \cdot A$$

ここに、 Q ：計画流出量(m^3/sec)

f ：流出係数

γ ：洪水到達時間内の平均降雨強度(mm/hr)

A ：流域面積(km^2)

(4) 流出係数

流域内の地目別の流出係数(f)は以下の値を標準とし、地目が混在する場合の流出係数(f)は加重平均値を採用するものとする。

密集市街地：0.9, 一般市街地：0.8, 畑・原野：0.6

水田：0.7, 山地：0.7

流出係数は流域の開発等によって大きな変化を受けることが多い。

そのため、計画時点で農地・原野であっても将来の市街地化が予想される場合は、このことを考慮して計画する必要がある。

(5) 洪水到達時間

洪水到達時間はKravenの値および中安式より求め、その平均値を採用する。

ただし、洪水到達時間が30分に満たない場合は30分とする。

① Kraven の値

I	1/100 以上	1/100~1/200	1/200 以上
W	3.5	3.0	2.1

$$t_1 = L / W$$

ここに、 I ：勾配

W ：洪水到達速度 (m/sec)

L ：最大流路延長 (m)

t_1 ：洪水到達時間 (sec) → (min) に換算

② 中安式

$$t_g = 0.27 \cdot L^{0.7}$$

$$t_2 = 2 \cdot t_g$$

ここに、 t_g ：出水の遅れ

L ：最大流路延長 (km)

t_2 ：洪水到達時間 (hr) → (min) に換算

③ 洪水到達時間

$$t = \frac{t_1 + t_2}{2} \geq 30 \text{ (min)}$$

ここに、 t ：洪水到達時間 (min)

(6) 降雨強度の算定

洪水到達時間内平均降雨強度 (γ) は、観測資料をもとに確率降雨強度式を作成し、その式に洪水到達時間を代入して算出する。

本県における降雨強度の算定については、「鹿児島県における短時間降雨強度式」より、近傍の雨量観測所の降雨強度式を用いる。

なお、直轄河川（国土交通省）の合流部付近および管理区域の分岐点付近の樋門設計においては、地域振興局もしくは河川課との協議の上、「樋門要領 3.3.1.6 降雨強度の算定」に準拠する。

(7) 断面の決定

樋門の断面は計画流出量が流下するときの水位に、塵などの流下に対する余裕高と、沈下に対する余裕高を考慮し、河川断面（定規断面）と樋門の敷高より、仮一般図を作成し、以下に示す不等流計算により決定する。

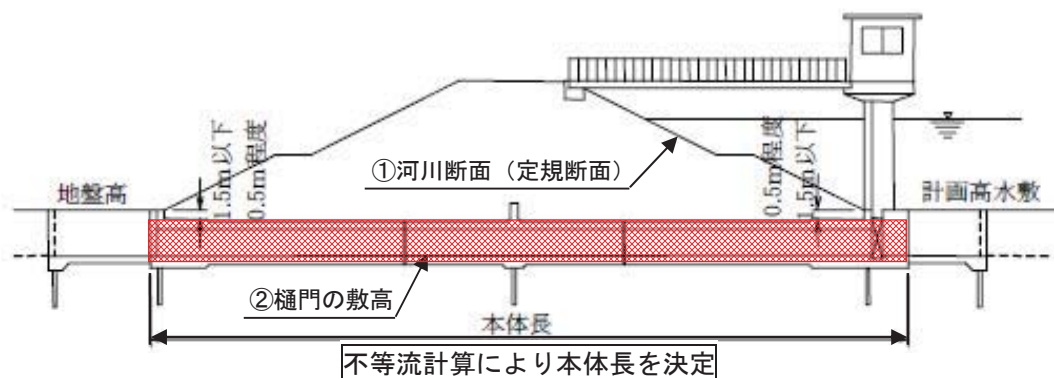


図4.1.3-1 仮一般図

① 不等流計算

樋門内を計画流出量が流下するときの水位は、樋門吐口で限界水深となると仮定して、不等流計算により算出する。

不等流計算に用いる粗度係数は $n=0.02$ とする。

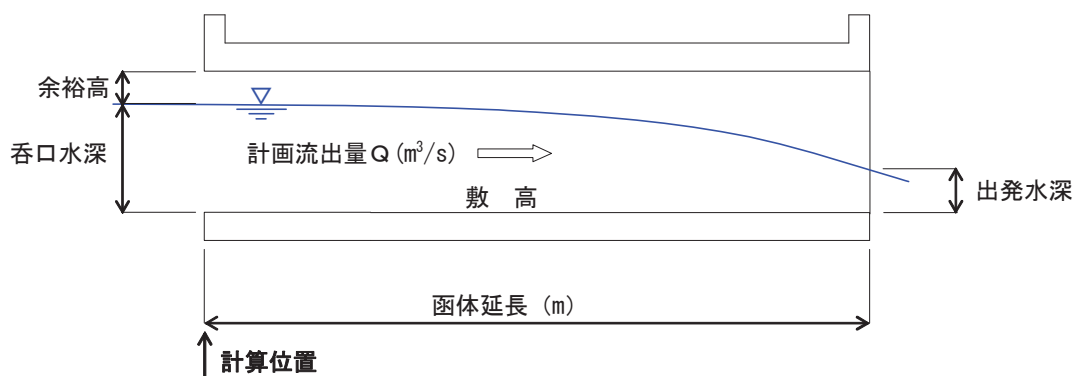


図 4.1.3-2 断面形算出要領

ア 出発水深の算出

不等流計算の出発水深は、限界水深により求める。

限界水深は、下記に示す式により算出する。

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot B^2}}$$

ここに、 h_c : 限界水深 (m) α : 補正係数 (=1.0)
 Q : 計画流出量 (m³/s) g : 重力加速度 (=9.8m/s²)
 B : 内法幅 (m)

イ 呑口水深の算出

不等流計算は、下記に示す逐次計算式によって行うものとする。

エネルギー式

$$\left\{ H_2 + \frac{1}{2g} \left(\frac{Q_2}{A_2} \right)^2 \right\} - \left\{ H_1 + \frac{1}{2g} \left(\frac{Q_1}{A_1} \right)^2 \right\} = h_e$$

エネルギー損失

$$h_e = \frac{1}{2} \left(\frac{n_1^2 Q_1^2}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{n_2^2 Q_2^2}{A_2^2 R_2^{4/3}} \right) \Delta X$$

ここに、添字 1 は下流断面の既知水理量、添字 2 は上流断面の未知水理量であるが、そのうち Q_2 、 n_2 は既知とする。

H : 水深 (m) α : 補正係数 (=1.0)
 Q : 計画流出量 (m³/s) A : 流下断面積 (m²)
 g : 重力加速度 (=9.8m/s²) h_e : エネルギー損失 (m)
 n : 粗度係数 (=0.020) R : 径深 (m)
 ΔX : 区間距離 (m)

② 内のり高

樋門の内のり高は、以下に示す 2 つの余裕高を考慮する。

余裕高Ⅰ：流木等流下物による閉塞の可能性を考慮して必要となる余裕高
余裕高Ⅱ：沈下を容認する樋門において、沈下後においても所定の流下能力を確保するために必要となる余裕高

ア 余裕高Ⅰ

流木等の流下物が特に多くない場合の樋門の断面は、計画流出量が流下するときの最大水深に表 4.1.3 に掲げる値を加えた高さ以上とし、流木等流下物が多いと判断される場合は、適宜余裕高を設定することとする。

表 4.1.3 流下物に対する余裕高

計画流出量	流下物に対する余裕高
20(m ³ /sec)未満	矩形：計画流出量が流下する断面の 1 割を内のり幅で除して得られる値 円形：0.2D, D：内径（空積率が流下断面積のほぼ 1 割に相当する）
20～50(m ³ /sec)未満	0.3m
50(m ³ /sec)以上	0.6m

イ 余裕高Ⅱ

柔構造樋門等で樋門が沈下することを想定する場合は、沈下後も所要の流下能力を確保できるように、断面に余裕を考慮する。断面に余裕を考慮する方法としては、沈下量だけ内のり高を上げる方法と、幅を大きくすることも含めて断面検討する方法が挙げられる。なお、沈下に対する断面の余裕は計画流出量が流下するときの最大水深に基礎地盤の最大沈下量を考慮する。

余裕高Ⅱの算定においては、「4.1.3 基本事項の検討」にて沈下量を仮定し、「4.1.7 柔支持基礎の詳細設計」における最大沈下量により決定する。
(図 4.1.1-5 参照)

ウ 内のり高（内空高）および内のり幅（内空幅）の決定

樋門断面の内のり高は、呑口水深に余裕高Ⅰおよび余裕高Ⅱを加えた必要内のり高より、10cm ピッチにて検討を行う。

内のり幅も同様に、流入河川および水路等の幅より、10cm ピッチにて検討を行う。

樋門断面は、地域振興局等もしくは河川課との協議の上、決定する。

【樋門要領 P. 46～54】

【柔構造手引き P. 90】

【要領（河川） 河 2-64～70】

【構造令 P. 244】

4.1.3.5 二連以上の樋門の径間長

二連以上の樋門の適用については、「樋門要領 3.3.1.8 二連以上の樋門の径間長」に準拠する。

【樋門要領 P. 55】

【要領（河川） 河2-71～72】

【構造令 P. 245～247】

4.1.4 基本的構造諸元の検討

4.1.4.1 本体構造

樋門の本体は、原則として函体、継手、胸壁、門柱、ゲート操作台、しゃ水壁等で構成し、ゲート、戸当り、開閉装置、管理橋、付属設備等も含まれる。

また、本体に加えて樋門にはその他に翼壁、水叩き、しゃ水工、取付水路、護床・護岸、管理用階段、その他の付属設備等によって構成されるのが一般的である。

なお、本体内部の水替えや異常時の仮ゲート機能の確保のために川裏側には角落し等を設置できる構造とすることが望ましく、背後地、規模等を考慮し、重要な樋門については、川裏側に予備ゲートを設けることがある。

設計にあたっては、各構造部位の機能の確保と同時に全体系としての安定に配慮した構造としなければならない。

樋門構造の基本構成および各部の名称を図4.1.4-1に示す。

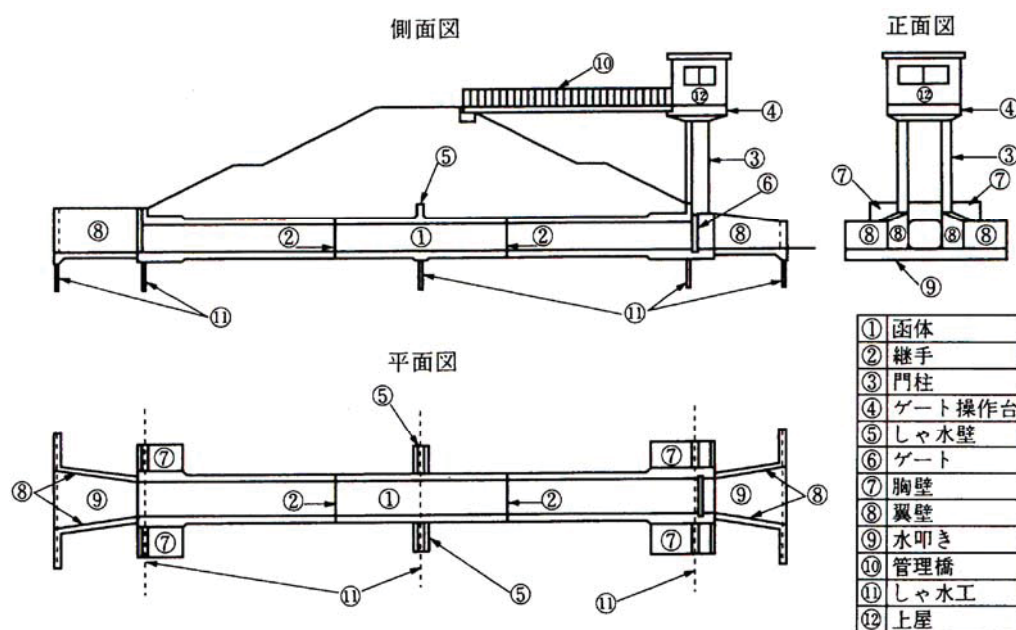


図4.1.4-1 樋門構造の基本構成および各部の名称（コンクリート構造）

【柔構造手引き P. 89～90】

【要領（河川） 河 2-72～73】

【技術基準（設計Ⅰ） P. 95～96】

4.1.4.2 本体

(1) 本体長

樋門の本体長は、堤防断面をできるだけ切込まないように決定し、敷高および通水断面等の樋門の機能の確保のために、堤防断面を切込まざるを得ない場合においても、切込みを必要最小限とするように努めなければならない。

必要最小限の切込みとは、函体頂版の天端から胸壁の天端までの高さを1.5m以下とすることであり、胸壁が護岸の基礎として機能することを考慮して、

図4.1.4-2のように0.5m程度とすることが望ましい。

本体長を決定する際の堤防断面は、計画断面を用いることを原則とする。

また、本体長の決定においては、「4.1.3.4排水樋門の断面検討」にて不等流計算による本体長を仮定し、「4.1.8函体縦方向の詳細設計」におけるスパン割の検討により決定する。（図4.1.1-4 参照）

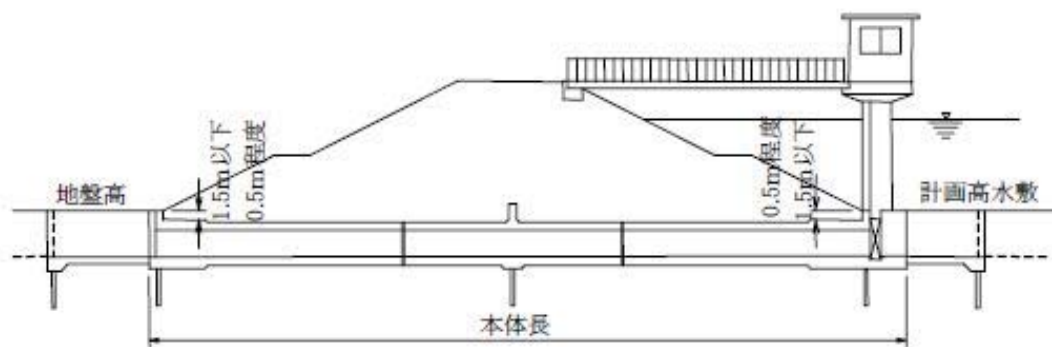


図 4.1.4-2 樋門の本体長

(2) 継手

継手は、水密性と必要な可とう性を確保し、耐久性・施工性等に配慮した構造で、その設置位置によって樋門本体のスパン割を規定するものである。

継手に必要とされる機能には次のものがある。

- ① 柔構造樋門の場合は、継手の変形能力によって函体（樋門本体）の函軸たわみ性を達成し、適切なスパン割との組み合わせにより、函体に発生する応力を抑制する。
- ② 函体の水密性を確保する。
- ③ 継手の変形によって、樋門本体の不同沈下・地震・コンクリートの収縮等の影響から函体の損傷を防止する。

継手の設置位置や形式はスパン割や函体の構造形式とともに、柔構造樋門の設計における重要な検討事項であり、基礎地盤の沈下や側方変位を考慮して、継手部の変形量や函体に発生する応力を照査したうえで決定する必要がある。

継手の詳細検討は「4.1.6 基礎・函体構造形式の検討」，「4.1.8 函体縦方向の詳細設計」に示す。

(3) 函体端部の構造

函体端部は、門柱・胸壁・しゃ水矢板等から伝達する荷重に対して安全で安定した構造とする。

コンクリート構造の函体では、図4.1.4-3のように函体端部の部材厚を増して補強することが望ましい。ただし、大規模な樋門等で部材厚が大きい（50cm以上）場合、および十分な検討によって安全が確認された場合は、補強の必要はない。

なお、函体端部の底版厚さは、下部戸当りの箱抜きやPC 函体においては、緊張材の定着のための必要厚さを考慮して決定するものとし、胸壁の底版厚さと同一とすることを原則とする。

函体端部の予期せぬ不同沈下を防止して安定を図るためには、図4.1.4-4に示すように函体端部（門柱部）を短いスパンとせず一般部の函体と一体化する等で比較的長いスパン長を確保することが有効である。

端部スパン長が比較的短く、可撓性の継手を利用する場合には端部スパンの安定が確保されても、変位・変形が問題になることがあるので十分な検討が必要である。

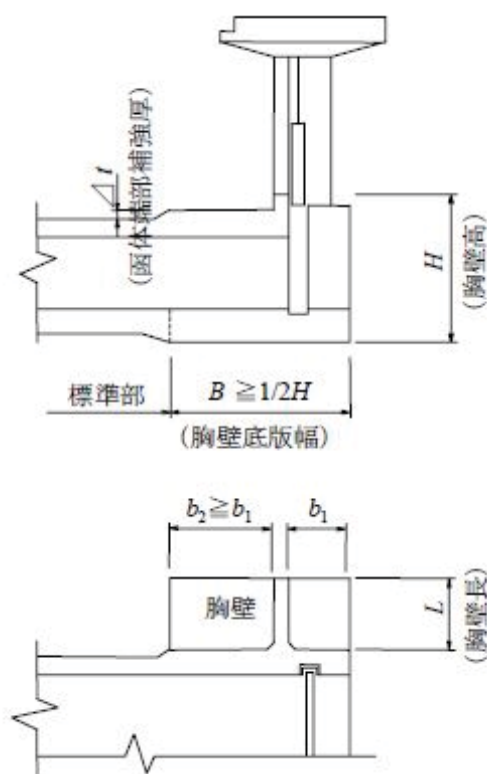


図 4.1.4-3 函体端部の構造（門柱部）

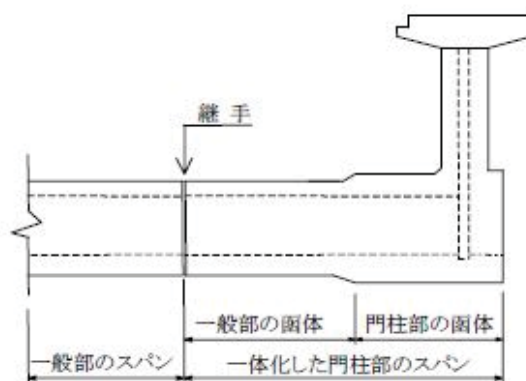


図 4.1.4-4 端部スパンのスパン割の例

(4) 監査孔

樋門の函体底版には空洞充填のため、あるいは函体下の空洞化を調査するための監査孔を設置するものとし、設置間隔は、遮水矢板の位置や空洞充填のグラウトの能力により決定するが、5m程度を目安とする。

なお、設置については、地域振興局等および河川課と協議の上、決定する。

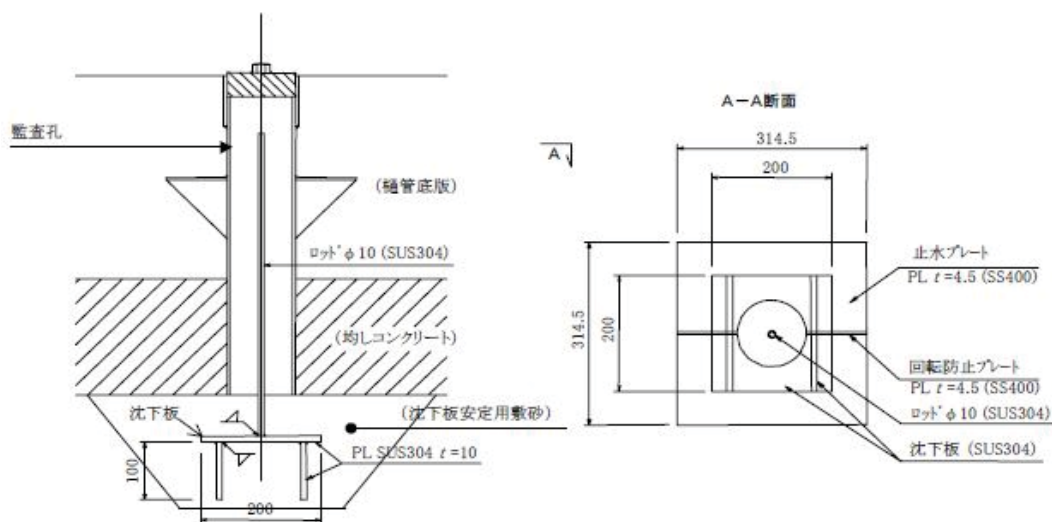


図 4.1.4-5 監査孔および函体直下の空洞化計測用沈下板の設置例

(5) 二連以上の函体端部の断面

二連以上の函体端部の断面は、ゲート戸当りのため標準部の隔壁より厚くなる場合は、図4.1.4-6に示すように、標準部と同一の通水断面を確保することを原則とする。

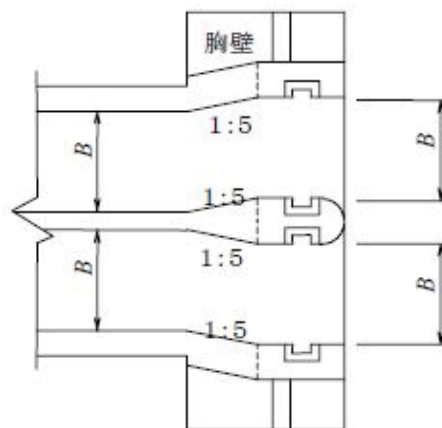


図4.1.4-6 函体端部の通水断面の確保

【樋門要領 P. 56～59】

【柔構造手引き P. 91～93】

【要領（河川） 河 2-75～78】

【技術基準（設計 I） P. 97～99】

4.1.4.3 胸壁

胸壁は本体と一体構造として堤体内の土粒子の移動および吸い出しを防止するとともに、翼壁の破壊等に伴う堤防の崩壊を一時的に防止できる構造とする。

【胸壁構造の留意点】

- (1) 胸壁は本体と一体構造とし、樋門の川表、川裏に設けるものとする。
- (2) 胸壁の天端は原則として計画堤防断面内とし、横方向の長さは1m程度で、遮水矢板の配置を考慮して決定する。
ただし、やむを得ず胸壁が翼壁を兼ねる場合は、(4)項による。
- (3) 胸壁の形状は逆T型を標準とし、図4.1.4-7に示すように底版幅(B)は胸壁高(H)の $1/2H$ 以上で、後趾(b_2)の長さは前趾(b_1)の長さ以上とする。
(国土交通省(旧建設省)制定の標準設計がこれを満たす場合は、標準設計に準拠してよい。)
- (4) 柔構造樋門においては、函体が柔軟に地盤沈下に追随するためには、胸壁幅は小さい方が有利であると考えられるため、なるべく翼壁を設置して、通常の胸壁幅(1m程度)になるように努めるものとする。

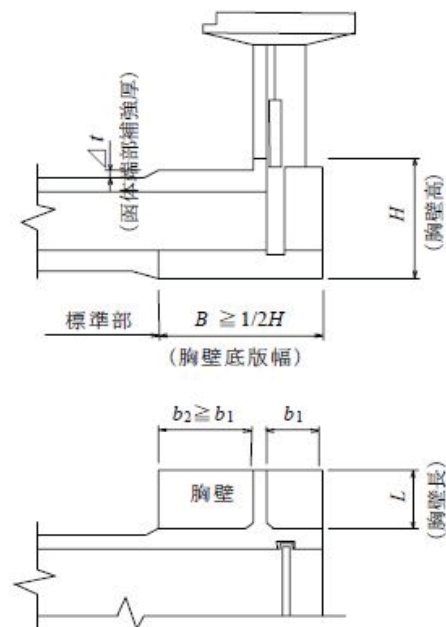


図 4.1.4-7 胸壁構造

特に、胸壁幅を大きくすることが函体の沈下追随性に支障を来すと思われる場合は、通常の胸壁幅(1m程度)にとどめるべきである。

胸壁幅を大きくすることで函体の沈下追随性に支障があると思われるのは、基礎地盤の状況が変化しており沈下量が異なる場合、左右の胸壁上の盛土条件が異なる場合などが考えられる。

また、施工時は左右の胸壁に均等に荷重が作用するように注意する必要がある。

本県の単断面河道に設置する柔構造樋門は、胸壁幅 $B=1.0\text{m}$ を標準とする。

【樋門要領 P.58】

【柔構造手引き P.93～94】

【要領(河川) 河2-81】

【技術基準(設計Ⅰ) P.101】

4.1.4.4 門柱

門柱は、ゲートの開閉が容易で、流水の抵抗を極力少なくできる構造とし、門柱の天端高の決定には、ゲートの管理に必要な高さ、管理橋の桁下と計画高水位との余裕および樋門の沈下を許容する場合は門柱の沈下量を考慮する。

また、操作機器類および管理橋は、門柱の沈下や傾斜に対応できる構造とする。

ゲートの管理に必要な高さとしては、図4.1.4-8に示すように引上げ余裕高（50cm程度）と吊り下げ金具等の付属品の高さを考慮する。

戸当りについては、次の点を考慮して決定する。

- (1) 底部戸当り面は、原則として函体底版と同一平面とする。
- (2) 門柱部の戸当りは、ゲートが取り外せる構造とする。

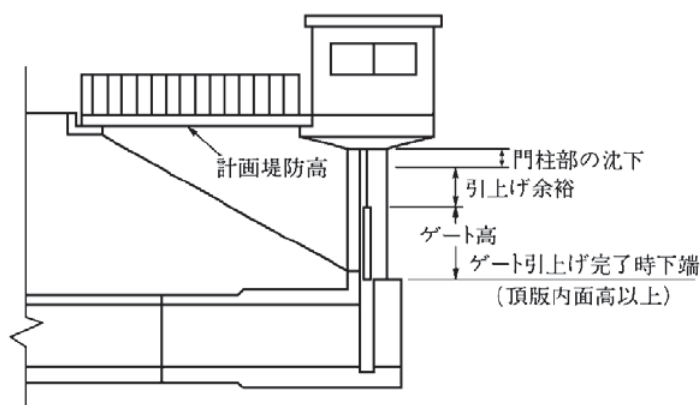


図 4.1.4-8 ゲートの引上げ余裕高

【参考：門柱天端高の決定】

門柱天端高は、① 計画堤防高より決まる高さ、② 引上げ完了時のゲート下端高より決まる高さの比較を行い決定するのが一般的である。

① 計画堤防高より決まる高さ（操作台標高）

$$h_1 = \text{計画堤防高} + \text{管理橋桁高} + \text{門柱の沈下量}$$

② 引上げ完了時のゲート下端高より決まる高さ（操作台標高）

$$h_2 = \text{引上げ完了時ゲート下端高} + \text{ゲート高} + \text{ゲート付属品の高さ} \\ + \text{ゲートの管理に必要な高さ} + \text{操作台厚}$$

【樋門要領 P.59】

【柔構造手引き P.94】

【要領（河川） 河2-79】

【技術基準（設計Ⅰ） P.99】

4.1.4.5 ゲート操作台および上屋

ゲート操作台は、開閉装置の操作に必要な広さに十分な余裕を確保する等、操作性に配慮した形状寸法とし、樋門の沈下を許容する場合は、門柱部の沈下量を考慮してゲート操作台の下端高を設定する。

ゲート操作台には、樋門の規模の大小を問わず上屋を設けることが望ましいが、設置については、河川課と協議の上、決定する。

上屋の設計は、「ダム・堰基準（基準・マニュアル）」の開閉装置室に準じるものとし、その形状や色彩が景観を損なわないように配慮する。

小規模の樋門で上屋を設けることが適当でない場合は、ゲート操作時の状況を勘案し、安全性に配慮した防護施設を設けるものとする。

【樋門要領 P.60】

【柔構造手引き P.95】

【要領（河川） 河2-80】

【技術基準（設計Ⅰ） P.100】

4.1.4.6 遮水壁

樋門の本体には、原則として1ヶ所以上の遮水壁を設けるものとし、以下の点に留意する。

- ① 遮水壁の高さおよび幅は、図4.1.4-9に示すように原則として1.0m以上とする。

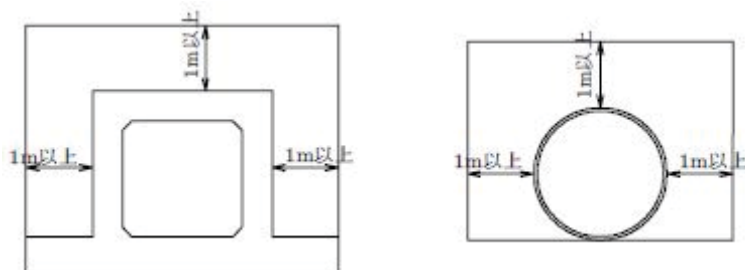


図4.1.4-9 遮水壁

- ② 堤防断面が大きい場合や遮水矢板が長くなる場合は、遮水壁を2ヶ所以上設けて、遮水効果を確実にすると同時に遮水工による本体への影響を分散させる。
- ③ 土かぶり小さい樋門で、遮水壁の高さを1.0m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。
- ④ 掘込み河道等の堤防に設ける樋門で、堤内地盤高が高く浸透流に対する安全が確保される場合は、遮水壁を設けなくてもよい。
- ⑤ 遮水壁の厚さは、遮水工の接続等を考慮して決定するが、コンクリート構造の場合に遮水鋼矢板を接続する場合は、使用する鋼矢板の高さ、鉄筋径、鉄筋のかぶりを考慮して定める。

【樋門要領 P.60】

【柔構造手引き P.95】

【要領（河川） 河2-80】

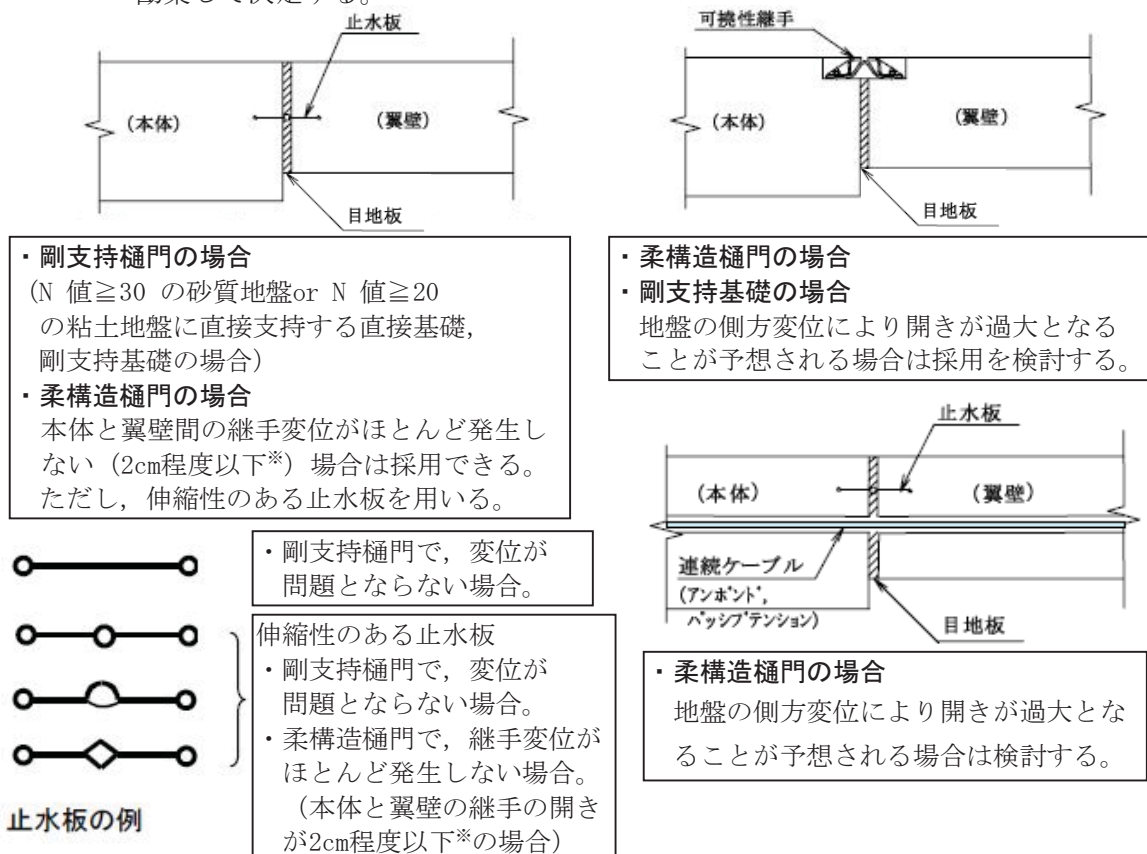
【技術基準（設計Ⅰ） P.100】

4.1.4.7 翼壁

(1) 翼壁の構造

翼壁は、原則として本体と分離した自立構造とし、堤防を十分保護できる範囲まで設けるものとする。また、樋門本体との接続部は可撓性継手あるいは可撓性のある止水板および伸縮材等を使用して、構造上の変位が生じてでも水密性を確保できる構造とする。

接続部については、図4.1.4-10に示すように本体と翼壁間の接続部の変位量を勘案して決定する。

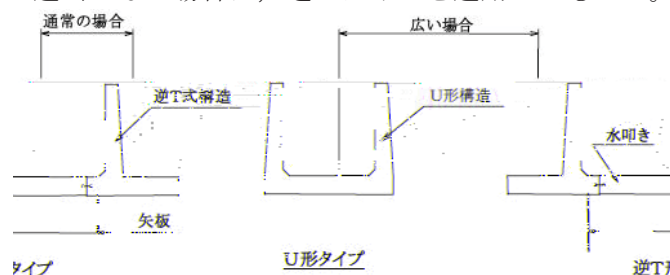


※) 伸縮性のある止水板の許容変位量が 3cm 程度であることを想定し、現時点での沈下量予測精度を考慮して 2cm としている。この条件に合わない場合は適宜決定するものとする。

図 4.1.4-10 樋門本体と翼壁の接続例

(2) 翼壁の構造タイプ

翼壁の構造タイプはU型タイプを原則とするが、水路幅が広く、U型タイプとすることが適当でない場合は、逆Tタイプを適用してもよい。



4.1.4-11 翼壁の構造タイプ

(3) 翼壁の範囲

川表および川裏翼壁は、堤防または堤脚の保護を目的とし、原則として、図 4.1.4-12に示すように堤防断面以上の範囲まで設けるものとする。

【平面形状】

川表翼壁の平面形状は、図 4.1.4-12 に示すように 1:5 で漸拡させることを標準とするが、本川および支川の河状を考慮して決定する。

川裏翼壁の平面形状は、流入してくる支川、水路等の規模を考慮して決定する。

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、または翼壁端部の壁高に 1.0m を加えた値のいずれか大きい方の長さとする。

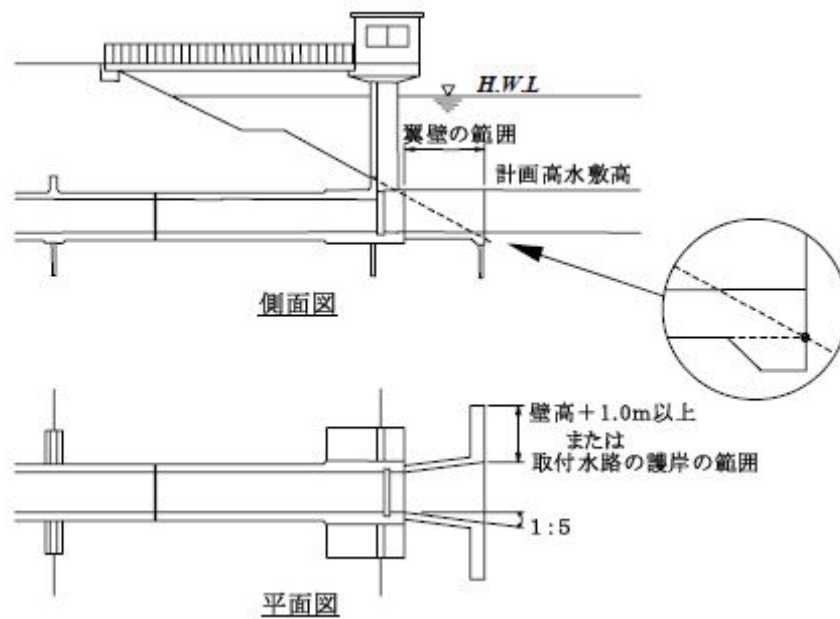


図 4.1.4-12 翼壁の範囲

【樋門要領 P. 62～63】

【柔構造手引き P. 98～100】

【要領（河川） 河 2-81～83】

【技術基準（設計 I） P. 101～102】

4.1.4.8 ゲート、戸当り、開閉装置

ゲート、戸当り、開閉装置は、洪水時等のゲート操作時において確実な操作が可能な構造とする。

- (1) ゲートの構造形式は、ローラーゲート、スライドゲート、フラップゲート、ローティングゲート等の中から、樋門の内空断面積、開閉操作の要否、経済性、維持管理体制などを勘案し、適切な構造形式を選定する。

ゲート形式については、表 4.1.4-1 にゲート設備一覧表（標準）を示す。

【参考】

本県の管理河川では、中小河川が多く、小規模ゲートの設置事例が多い状況にある。

- (2) 戸当り部の部材厚は、図 4.1.4-13(1) に示すとおりとする。
- (3) 門柱の傾斜が予想される場合は開閉装置への影響について検討し、門柱の傾斜によって、ネジ部の偏磨耗、軸受の損傷、摩擦抵抗の増大などの障害が生じないように配慮しなければならない。
- (4) 引上げ式ゲートについては、操作体制の状況に応じて、開閉機器の動力化、上屋及び照明等の附属設備を検討するものとする。
- (5) 水門及び樋門の構造が、川裏の予備ゲート又は角落とし等によって容易かつ、確実に外水を遮断できる構造とする。
- (6) 川表側の胸壁部には幅 10cm 程度の溝を設置する必要がある。万一のゲートの不完全閉塞時には、この溝に角落としを設置するか、それが困難な場合には、杭等をひっかけ、その杭等に土嚢等をひっかけて、樋門を閉塞することができる。

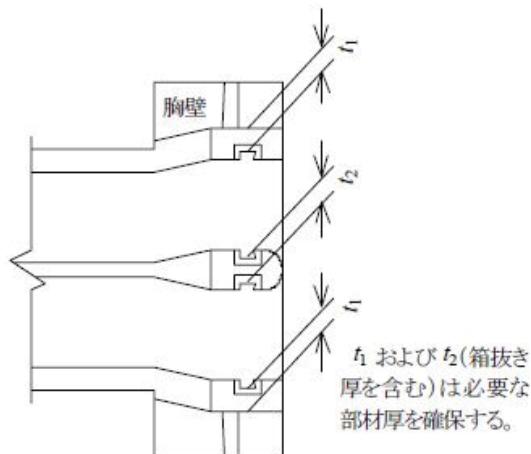


図 4.1.4-13(1) 戸当り部の部材厚

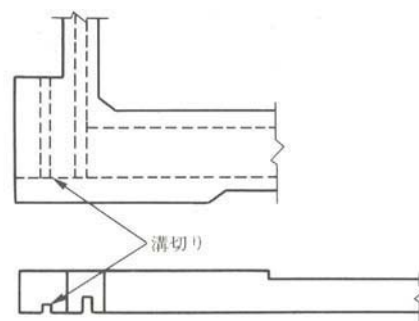


図 4.1.4-13(2) 川表側の溝切り

【樋門要領 P. 61】

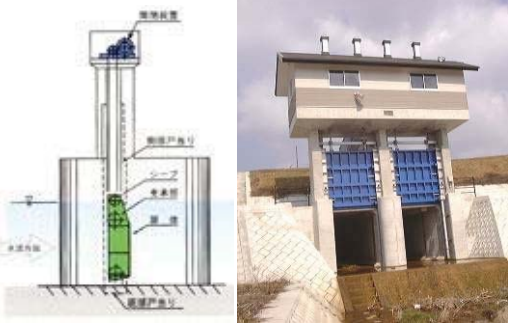
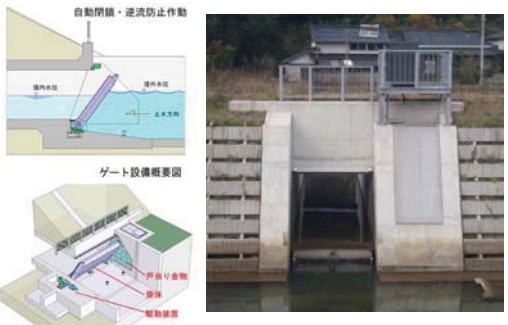
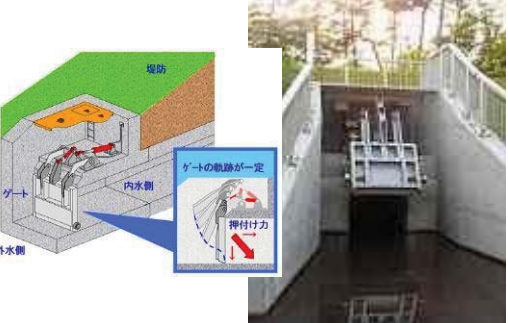
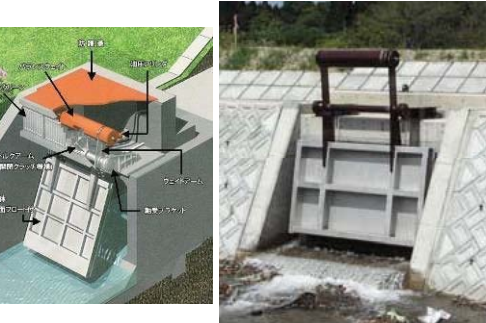
【柔構造手引き P. 96～97】

【要領（河川） 河 2-80～81】

【技術基準（設計Ⅰ） P. 100～101】

【構造令 P. 250～】

表 4.1.4-1 ゲート設備一覧表（標準）

形式	引上げ式（昇降式）	
名称	ローラーゲート	スライドゲート
概略図 写真		
参考	目安 幅：2m以上，高さ：2m以上	目安 幅：2m以下，高さ：2m以下 扉体面積：5m ² 以下程度
形式	起伏式	フラップ式
名称	フローティングゲート	フラップゲート
概略図 写真		
参考	目安 幅：1.2～12m，高さ：1～5m	目安 幅：3m以下，高さ：3m以下
形式	フラップ式	フラップ式
名称	リンク機構式フラップゲート	バランスウエイト式フラップゲート
概略図 写真		
参考	目安 幅：3m以下，高さ：3m以下	目安 扉体面積：12m ² 以下程度

(5) ゲートの無動力化について

平成19年8月の「ゲート設備の危機管理対策の推進について(提言)」(堰・水門等ゲート設備の危機管理に関する検討会)では、比較的小規模なゲート設備は完全な止水よりも操作遅れのない閉操作が求められ、フラップゲートを積極的に採用すべき、と提言されている。

内空断面積が小さい樋門の設置事例が多い本県においても、フラップゲート等、ゲートの無動力化に努めるものとする。

ゲートの無動力化については、「樋門の無動力化と共同管理に関するガイドライン」(平成22年3月、九州地方整備局)において、次のように整理されている。

- ① 無動力ゲートの採用にあたっては、河川特性等から不完全閉塞の可能性が低いことが前提であり、さらには、施設の規模と背後地の土地利用の2項目について評価して判断することが必要である。
- ② 比較的小規模なゲート設備では、完全な止水よりも、操作遅れのない閉操作が求められており、ガイドラインにおいては、比較的小規模な施設として、内空断面積 2m^2 以下を無動力ゲート採用の目安として取扱う。
これは、万が一不完全閉塞が発生した場合でも、 2m^2 程度の規模であれば逆流量が少なく、かつ土木的な措置での緊急対応が可能との判断によるものである。
- ③ 背後地の土地利用の重要度に関しては、HWLまで背後地が浸水した場合を想定して、その影響度により判断することとする。

これらを踏まえ、ゲート形式の選定にあたっては、図4.1.4-14「県管理河川における樋門ゲートの選定フロー」によることとするが、各河川の特性或地域特性に応じて、フローによりがたい場合は、別途検討を行うこととする。

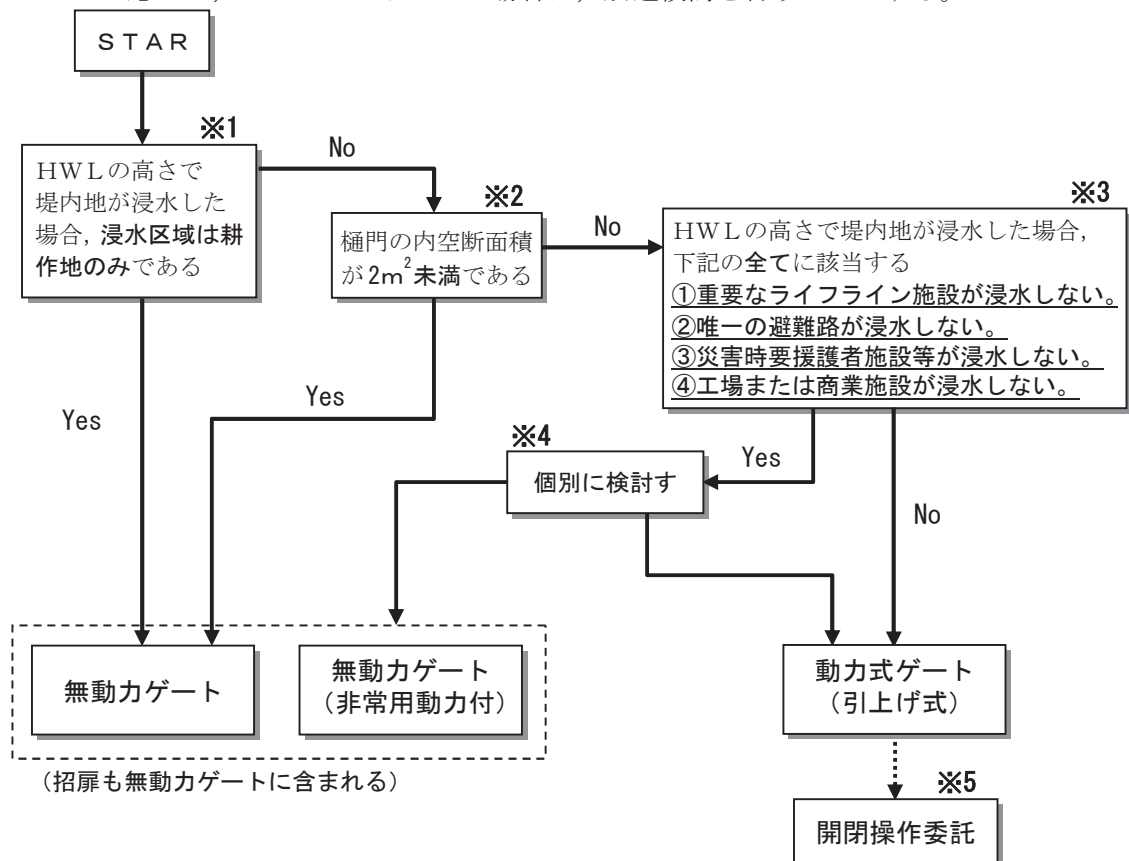


図4.1.4-14 県管理河川における樋門ゲートの選定フロー

【県管理河川における樋門ゲートの選定フローの解説および選定上の留意点】

※1：HWLの設定

- ① 選定フロー中のHWLは、本川計画高水位（HWL）を基本とする。
- ② HWLの高さで背後地が浸水した場合の浸水区域が、すべて耕作地である場合でも、ハウス栽培の高付加価値な農業が行われている場合などには、「無動力(非常用動力付)」とすることが出来るものとし、河川の状況に応じて適用する。

※2：操作遅れのない閉操作性

小規模ゲートは止水性より操作遅れのない閉操作性が必要であり、2m²以下であれば、不完全閉塞時の逆流量も少なく、かつ土木措置的な緊急対応が可能である。

（「樋門の無動力化と共同管理に関するガイドライン」）

※3：背後地の土地利用の重要度

背後地の土地利用の重要度判定については、以下の①～④を標準とし、河川の状況に応じて適用する。

- ① 重要なライフライン施設とは、上下水道や電力、ガス等の拠点施設、並びに駅や鉄道、主要幹線道路等をいう。
- ② 唯一の避難路とは、市町村地域防災計画書等に位置付けられた道路等をいう。
- ③ 災害要援護者施設等とは、病院や老人ホーム、公民館、避難所等をいう。
- ④ 工場または商業施設とは、大規模な工場や大型商業施設(ショッピングモールなど)等をいう。

※4：個別検討

内空断面積2m²以上の場合で、次による場合は、無動力ゲートを適用できる。

- ① 開閉操作の委託体制が確保できない場合
- ② 河道特性や過去の洪水状況から、水位上昇速度が速く、閉操作の時間が確保できない場合
- ③ その他の理由

※5：開閉操作委託を行なう樋門

開閉操作委託を行なう樋門については、操作体制の状況に応じて、上屋や照明等の附属施設を設置することができる。

4.1.4.9 遮水工

遮水工は、函体と一体として設置される遮水壁・胸壁とそれらの下部・側部に接続して設ける遮水矢板等によって、樋門本体と堤防との接触面に沿って生じる本体の函軸方向のルーフィング等の浸透流の影響に対して安全となるように設計する。

(1) 遮水工の配置

遮水工の一般的な配置を図4.1.4-15に示す。

樋門本体に設ける遮水工の規模は、(6)に示す加重クリープ比による計算による必要な浸透経路長を考慮して検討する。

翼壁部の下部に設ける遮水矢板等は、翼壁構造に応じた図4.1.4-16のように配置する。

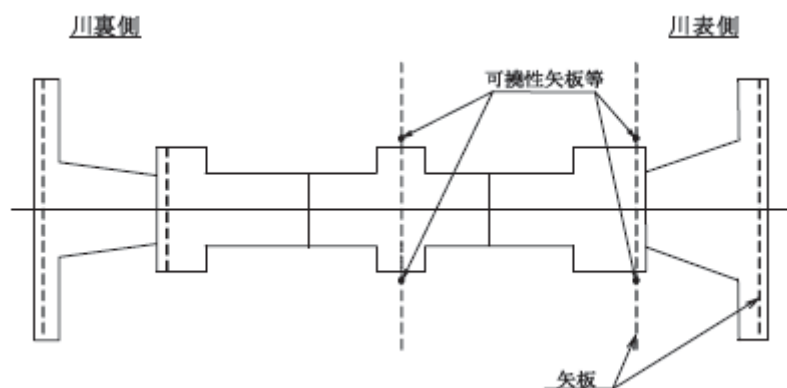


図 4.1.4-15 遮水工の配置

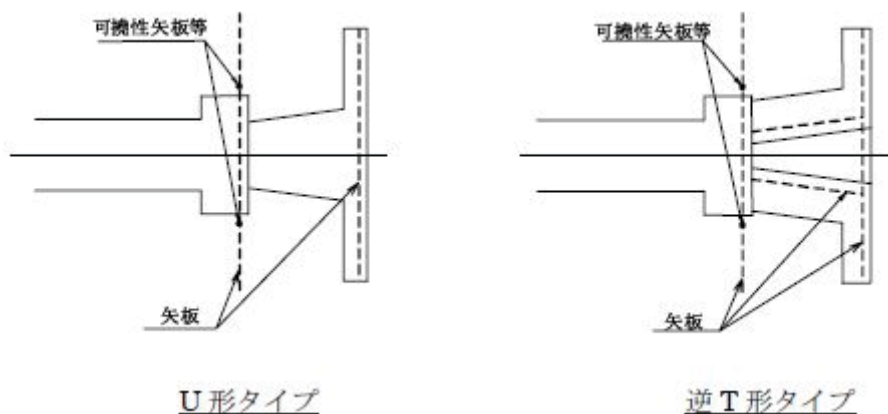


図 4.1.4-16 翼壁構造タイプ別の遮水工の配置

(2) 遮水矢板等の構造と長さ

遮水矢板等として鋼矢板を用いる場合は、長さは2m程度以上で設置間隔の1/2以内とし、樋門本体および翼壁底版下面に埋め込んで結合する。

鋼矢板の型式（ワイド型・ハット型など）は、施工性等を考慮して選定する。

遮水矢板等の材質を鋼矢板以外の可撓性材料とすることも考えられるが、この場合は材料の強度、耐久性、遮水効果について十分な検討を行う。

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、深さ1m程度のコンクリートのカットオフとしてよい。

(3) 堤防開削による堤防浸透に対する配慮（水平方向の遮水工について）

堤防開削後の堤防の埋戻し（築堤）土の土質等によっては、この部分が堤体浸透の弱点となりやすいことから、(6)に示すように、堤防開削を考慮して設置幅を検討する。

また、洪水時の浸透流から堤防の安定を確保するためには、堤体内への浸透水の浸入を抑制し、堤体内に浸入した浸透水は速やかに排水するのが基本である。樋門周辺においても同様な配慮が必要であり、川裏側の遮水矢板等によって、堤体内に浸透水を滞留させないようにしなければならない。

このため、遮水矢板等を水平方向に延長する場合は、図4.1.4-15で示すように、川表側の胸壁位置から堤体中央付近までの間に設置する。

(4) 遮水鋼矢板に作用する負の周面摩擦力に対する配慮

函体の周辺地盤の沈下によって、遮水鋼矢板には負の周面摩擦力が作用する。

遮水鋼矢板は表面積が大きいので、この影響は大きな集中荷重となって樋門本体に作用し、クラックを発生させる等の悪影響を与えたり、遮水鋼矢板が樋門本体等から脱落して遮水機能が損なわれることがある。

この対応策として以下の事項に配慮するとともに、必要に応じて本体の縦方向の設計には、遮水鋼矢板から樋門本体に伝達する負の周面摩擦力の影響（集中荷重等）を考慮する。

- ① 遮水鋼矢板の樋門本体等との接続部は、負の周面摩擦力によって樋門本体等から脱落させないために図4.1.4-17に示すように、遮水鋼矢板にヒゲ鉄筋を設けて樋門本体等と結合する等の脱落防止措置を行う。

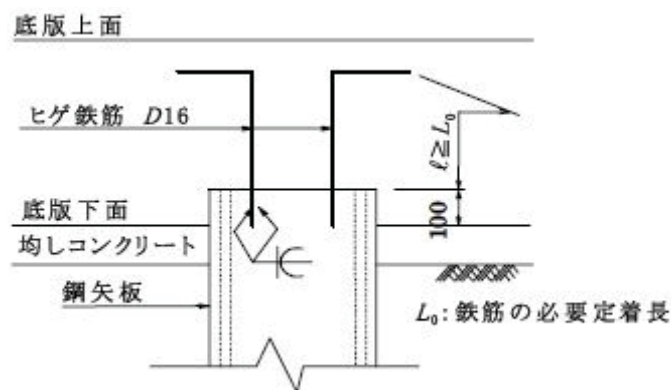


図4.1.4-17 ヒゲ鉄筋の配置

② 遮水鋼矢板を水平方向に延長する場合は、図 4.1.4-18 に示すように、樋門本体との取付部に可撓性矢板を設置する。

ただし、矢板の設置幅が 2.0m に満たない場合で、樋門本体に悪影響を与えないと判断された場合には設けなくてもよい。

基礎の周辺地盤が過大な沈下を生じると、上記の方法によっても可撓性矢板のゴムが破断することがあるので、残留沈下のすり付け対策に十分配慮する必要がある。特に、杭支持樋門の場合には注意を要する。

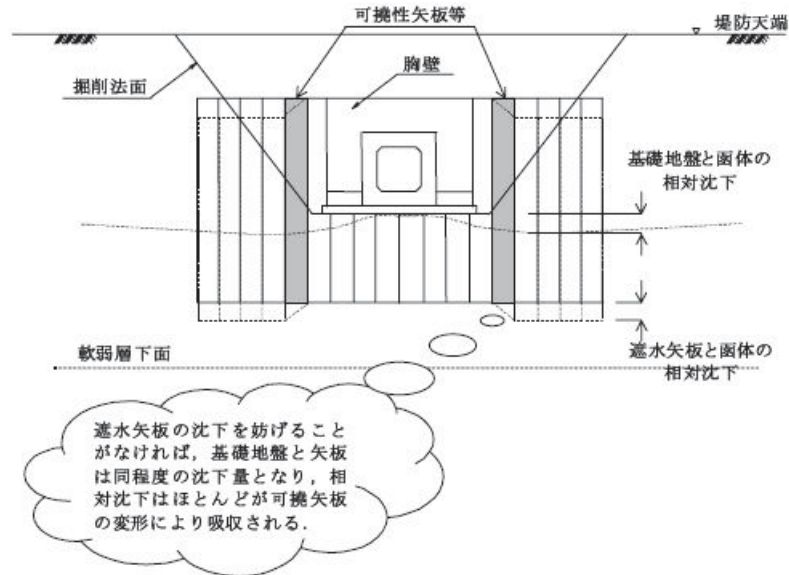


図4.1.4-18 水平方向（堤防縦断方向）の遮水鋼矢板の配置

(5) 遮水鋼矢板の支持抵抗に対する配慮

遮水鋼矢板の先端が中間砂層等の比較的良好な土層に根入れされると、遮水鋼矢板の先端支持力や正の周面摩擦力によって支持抵抗が大きくなり、函体に予期せぬ大きな断面力が発生するなどの悪影響を与えるおそれがある。浸透流に対して長い遮水鋼矢板が必要となる場合は、特に注意が必要であり、設置位置を増加させて遮水鋼矢板の長さを短くする、あるいは遮水鋼矢板の接続部を可撓性構造とするなどの配慮が必要である。

本体の縦方向の設計には、必要に応じて遮水鋼矢板の支持抵抗の影響を考慮する。

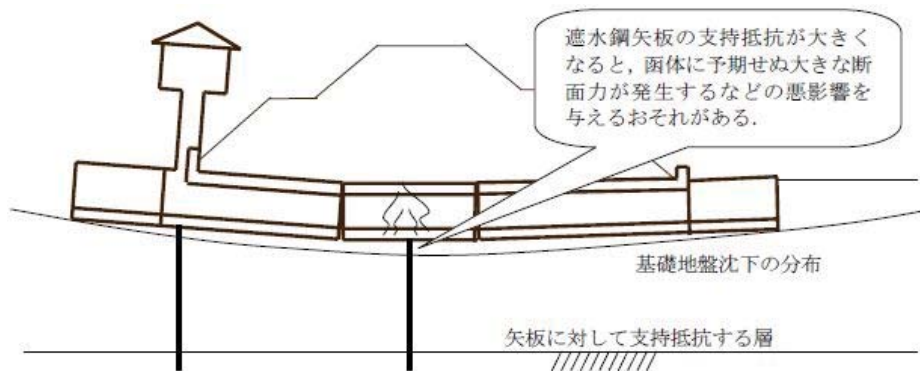


図 4.1.4-19 遮水鋼矢板の支持抵抗への配慮

(6) 浸透流に対する遮水矢板の検討

遮水工の遮水効果は、ルーフィング等の浸透流による影響に対して遮水矢板等によって必要な浸透経路長を確保することで得ることとする。

遮水矢板等の遮水工の必要な設定範囲の目安は、打設長（遮水工の鉛直方向）および打設範囲（遮水工の水平方向）の2つの方向について、レインの提案に基づく加重クリープ比による方法により検討する。

① 鉛直方向の遮水工

鉛直方向の遮水工における浸透経路長の設定にあたっては、函体底面下に空洞が発生する場合は、その区間の抵抗長さ（浸透経路長）を低減する。

ア 浸透経路長による検討

$$C_v \leq \frac{\frac{L}{3} + \Sigma l_v}{\triangle H}$$

ここに、 C_v : 遮水工の鉛直方向の加重クリープ比（表 4.1.4-2 参照）

L : 本体および翼壁の函軸方向の総浸透経路長（m）

Σl_v : 遮水矢板等の鉛直方向の総浸透経路長（m）

$\triangle H$: 内外水位差（m）

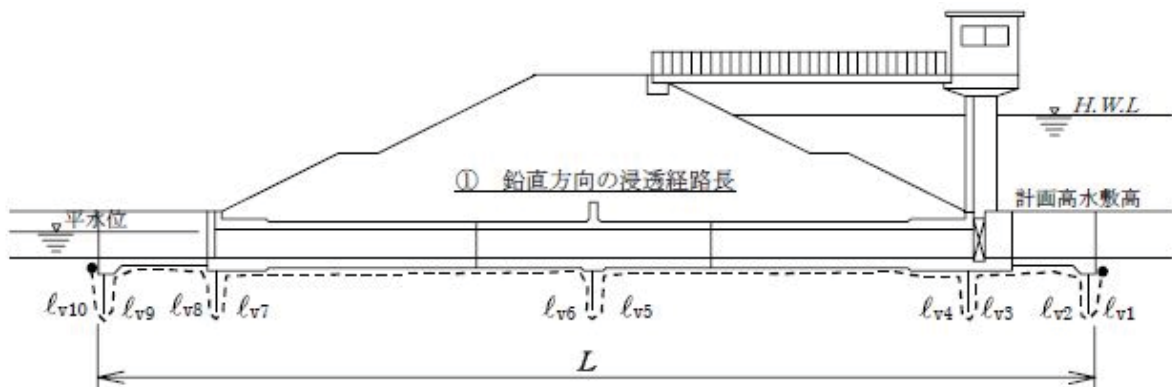


図4.1.4-20 鉛直方向の浸透経路長

イ 地盤が互層の場合

地盤が互層の場合は、浸透流が常に浸透抵抗の小さいところを流れることを念頭において浸透経路を検討する必要がある。



図4.1.4-21 互層地盤の鉛直方向の浸透経路の検討例

② 水平方向の遮水工

水平方向の遮水工の長さは、浸透経路長の検討で得られる長さ、堤防の標準開削幅を考慮して決定するが、堤防開削幅を大きく切り込んで設ける必要はない。

ア 浸透経路長による検討

$$C_h \leq \frac{\frac{L}{3} + \Sigma l_h}{\triangle H}$$

ここに、 C_h : 遮水工の水平方向の加重クリープ比（表 4.1.4-2 参照）

L : 本体および翼壁の函軸方向の総浸透経路長（m）

Σl_h : 遮水矢板等の水平方向の総浸透経路長（m）

$\triangle H$: 内外水位差（m）

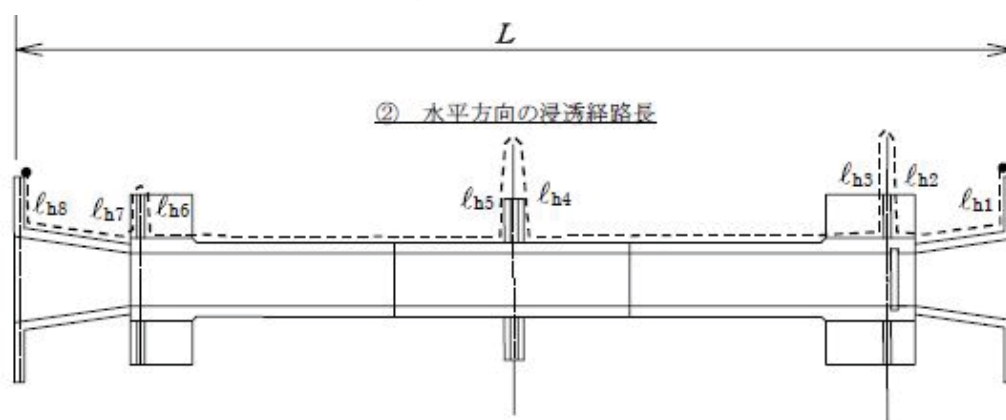


図4.1.4-22 水平方向の浸透経路長

イ 堤防の標準開削幅による検討

水平方向遮水矢板の施工幅は、矢板天端と掘削線の交点①（標準開削幅）までを原則とする。なお、置換基礎の場合においても、矢板天端と置換時の掘削線との交点①までとする（図 4.1.4-23 参照）。ただし、床掘勾配 1 割以上・切梁土留矢板方式等による場合は、床掘幅端部より 1 割勾配と胸壁および遮水壁との天端の交点までの範囲とする。

なお、浸透流計算より求めた長さが標準開削幅を上回る場合は、浸透流計算より求めた長さまで、施工幅を延長するものとする。ただし、矢板天端面より現地盤高が高い場合は、標準開削幅とする。

・ 矢板天端高より現地盤が高い場合

開削した箇所の締固めに不統一が生じ、堤防横方向の弱点が生じることから施工するもので原則として標準開削幅とする。（現地盤条件等により判定困難な場合は、別途協議を行う。）

・ 矢板天端高より現地盤が低い場合（但し、計算で決定されない場合） 現地盤と矢板の交点までとする。

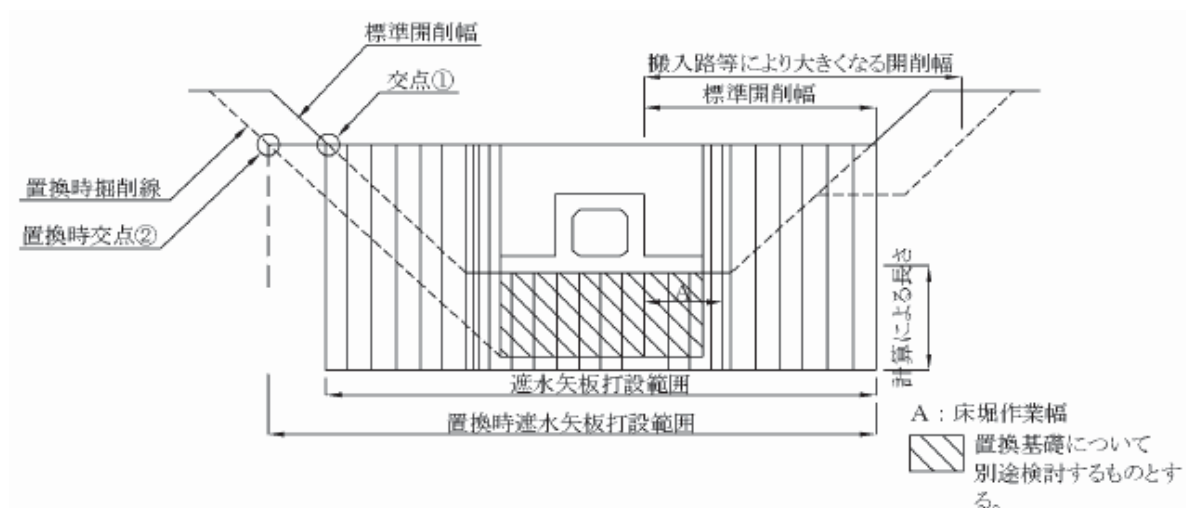


図 4.1.4-23 堤防の標準開削幅

③ 加重クリープ比

表 4.1.4-2 加重クリープ比 (Lane の原典より)

区分	C	区分	C
極めて細かい砂又はシルト	8.5	栗石を含む粗砂利	3.0
細 砂	7.0	栗石と礫を含む砂利	2.5
中 砂	6.0	軟かい粘土	3.0
粗 砂	5.0	中位の粘土	2.0
細 砂 利	4.0	堅い粘土	1.8
中 砂 利	3.5		

なお、粘土とシルトの加重クリープ比は大きく異なるため、粘土の加重クリープ比を用いる場合は、その土層の判定に十分留意し、確実に粘土層であることを確認しなければならない。

遮水矢板等先端の比較的浅い位置に粘土層がある場合は、川表側の遮水矢板等をこの層に 50cm 程度以上根入れすることが望ましい。

【樋門要領 P. 63～67】

【柔構造手引き P. 100～103, P. 188～190】

【要領（河川） 河 2-84, 2-94～98】

【技術基準（設計 I） P. 102～103】

4.1.5 原地盤の解析

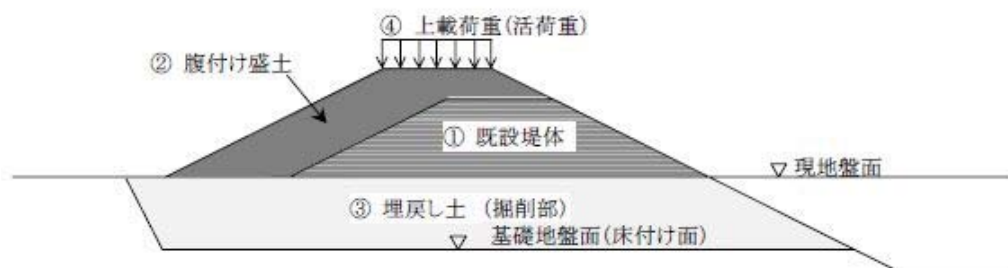
4.1.5.1 基礎地盤の沈下量

(1) 一般

- ① 基礎地盤の沈下量および側方変位量は、地盤調査、土質試験等の結果を十分検討して算出する。
- ② 基礎地盤の沈下量は即時沈下量と圧密沈下量を考慮して、樋門函軸方向の沈下分布として求める。

(2) 沈下量算出の留意点

- ① 沈下量を算定する位置は樋門直近で、函体を据え付ける基礎地盤面とする。
- ② 基礎地盤面の沈下量は函体を施工した後に発生する全沈下量とし、即時沈下量と圧密沈下量の和とする。
- ③ 即時沈下量 S_i は函体施工以降に行う函体床付け面（基礎地盤面）より上の埋戻し・盛土の全荷重を用いて算出する。
- ④ 圧密沈下量 S_c は新規盛土のみを荷重条件として算出する。
ただし、現盛土による圧密沈下が終息していないと判断される場合は現盛土による残留分の沈下量を足し合わせる必要がある。
- ⑤ 既設堤防の開削によるリバウンドや、沈下対策工としてプレロード工法を用いる場合のプレロード期間中の沈下量は、その後の即時沈下量を推定する上で、あるいは今後の樋門設計において有用な情報となるため、極力計測するよう努める。



即時沈下：計算対象荷重＝①＋②＋③

圧密沈下：計算対象荷重＝②（既設堤体による地盤の圧密が終了（ $U=100\%$ ）している場合）

注：④は必要に応じて考慮する。

図4.1.5-1 沈下計算に考慮する荷重区分（例）

(3) 即時沈下量

即時沈下量 S_i は弾性地盤のせん断変形に伴う沈下で、弾性沈下量として求めるものとし、函体軸方向の即時沈下量分布は下式により算出する。

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

ここに、 S_{ix} : 函軸方向 x の位置の地盤の即時沈下量 (m)
 q_i : 盛土荷重 (kN/m^2)
 E_m : 地盤の換算変形係数 (kN/m^2)
 $2a_i$: 載荷幅 (m)
 H : 即時沈下の影響を考慮する深さ (m)
 n : 等分布荷重数
 x : それぞれの等分布荷重のセンターからの距離 (m)

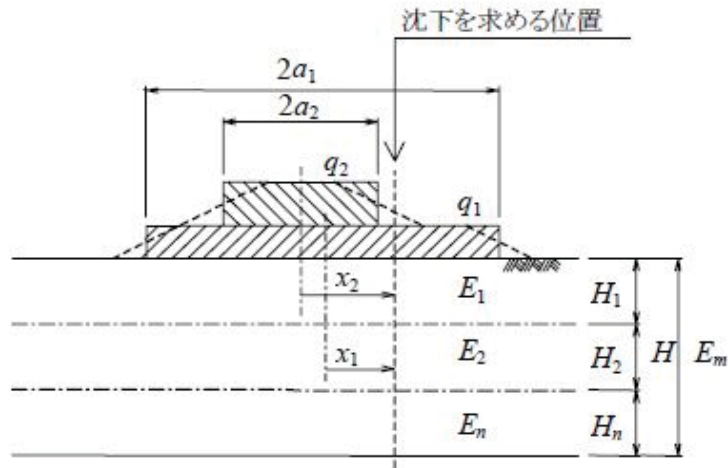


図 4.1.5-2 即時沈下の計算モデル

(4) 圧密沈下量

① 圧密沈下量の計算

圧密沈下量 S_c は圧密試験結果に基づいて、下式のいずれかにより算定する。

ア 圧密試験結果 ($e \sim \log P$ 曲線) より算出する場合【標準】

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H$$

イ 正規圧密粘土の場合

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \cdot H$$

ウ 体積圧縮係数を用いる場合

$$S_c = m_v \cdot \Delta p \cdot H$$

ここに、 S_c : 圧密沈下量 (m)
 e_0 : 粘土の初期間隙比
 e_1 : 粘土の圧密後の間隙比
 C_c : 粘土の圧縮指数
 H : 粘土層の層厚 (m)
 p_0 : 盛土前の有効土かぶり圧 (kN/m^2)
 Δp : 盛土荷重による増加応力 (kN/m^2)
 m_v : 粘土層の平均体積圧縮係数 (m^2/kN)
 n : 等分布荷重数
 x : それぞれの等分布荷重のセンターからの距離 (m)

② 圧密沈下時間の計算

地盤対策工としてプレロードを用いる場合、また、既往の盛土による圧密沈下が終息していない場合は、現盛土による圧密沈下時間の算定を次式により行い、効果の判定や残留沈下量を検討する。

$$t = \frac{T_v \cdot d^2}{c_v}$$

ここに、 t : 圧密度 U に達するに要する時間（日）

T_v : 表 4.1.5-1 に示す圧密度 U に対応する時間係数

表 4.1.5-1 圧密度と時間係数

U (%)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
T_v	0.008	0.031	0.071	0.126	0.197	0.287	0.403	0.567	0.848	∞

C_v : 圧密係数 ($\text{m}^2/\text{日}$)

C_c : 粘土の圧縮指数

d : 最大排水距離 (m)

両面排水のとき： $d = H/2$ ，片面排水のとき： $d = H$

H : 層厚 (m)

U : 圧密度 (%) $U = S_t / S_c$

S_t : 求めようとする時間での沈下量 (m)

S_c : 最終沈下量 (m)

③ 圧密層の単層換算

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

$$H' = H_1 \sqrt{\frac{c_{v0}}{c_{v1}}} + H_2 \sqrt{\frac{c_{v0}}{c_{v2}}} + \dots + H_n \sqrt{\frac{c_{v0}}{c_{vn}}}$$

ここに、 H' : 換算層厚 (m)

H_i : i 番目の層厚 (m)

C_{vi} : i 番目の層の圧密係数 ($\text{m}^2/\text{日}$)

C_{v0} : 任意の層の圧密係数 ($\text{m}^2/\text{日}$)

【樋門要領 P. 68～78】

【柔構造手引き P. 83～87】

4.1.5.2 側方変位量

側方変位量は盛土によって生じる地盤のせん断変形として算出される計算値および、動態観測結果等を用いて推定する。

地盤のせん断変形による側方変位量は弾性変位量として次式により算出するものとし、地盤の変形係数 E_m は即時沈下量を算出する際に用いた変形係数 E_s を用いてよい。

なお、下式は理論式であるが適用性については十分に検証されていないため、現地での動態観測結果等を十分に活用することが望まれる。

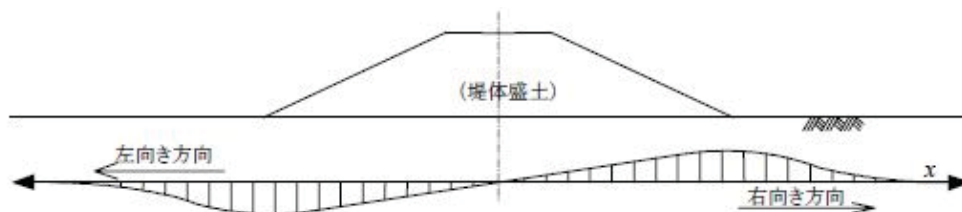


図 4.1.5-3 側方変位分布

ただし、地盤の水平変位が、地盤の側方流動や流動化によって生じる場合は適用しない。このような場合は、樋門本体や基礎に及ぼす影響が大きいので別途詳細な検討が必要である。地盤の側方流動が問題となる目安として、円弧すべりに対する安全率が1.5を下回る場合が提案される。

$$R_{ix} = \sum_{i=1}^n \frac{-(1+\nu)(1-2\nu)q_i \cdot a_i}{E_m \cdot \pi} \left[\frac{b_i}{2a_i} \log \frac{(a_i - x)^2 + b_i^2}{(a_i + x)^2 + b_i^2} + \frac{a_i - x}{a_i} \tan^{-1} \frac{b_i}{a_i - x} - \frac{a_i + x}{a_i} \tan^{-1} \frac{b_i}{a_i + x} \right]$$

ここに、 R_{ix} : 函軸方向 x の位置の地盤の側方変位量 (m)

q_i : 盛土荷重 (kN/m^2)

E_m : 地盤の換算変形係数 (kN/m^2)

ν : 地盤のポアソン比で、通常 $\approx 0.3 \sim 0.45$ 程度である。

$2a_i$: 載荷幅 (m) 堤体幅 $B = 2a_i$

$2b_i$: 載荷奥行 (m) 平均開削幅 $L = 2b_i$

n : 等分布荷重数

x : それぞれの等分布荷重のセンターからの距離 (m)

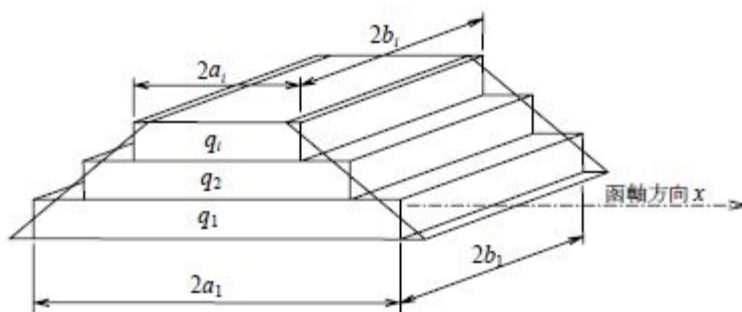


図 4.1.5-4 側方変位の計算モデル

【樋門要領 P. 79】

【柔構造手引き P. 87～88】

4.1.5.3 地盤の変形係数

地盤の変形係数は、地盤調査および土質試験の結果を十分検討して推定する。

(1) 地盤の即時沈下・側方変位等を推定するための地盤の変形係数 E_s

地盤の即時沈下および側方変位等を推定するために用いる地盤の変形係数 E_s は、ボーリング孔内で測定した変形係数、一軸圧縮試験の E_{50} および三軸圧縮試験より求めた変形係数を用いる。

また、標準貫入試験の N 値より推定する場合は、 $E_s=700\text{N}$ 程度とするのが一般的であるが、盛土工事中の即時沈下だけが発生するような砂地盤においては、これまでの動態観測結果に基づいて $E_s=1400\text{N}$ としてよい。砂質土と粘性土の互層の場合は、砂質土層について $E_s=1400\text{N}$ としてよい。

【九州地方整備局 河川部 河川工事課 事務連絡：平成15年3月】

(2) 地盤反力係数を推定するための地盤の変形係数 E_0

地盤反力係数を推定するための地盤の変形係数 E_0 は、表4.1.5-2による。

表 4.1.5-2 E_0 と α

次の試験方法による変形係数 E_0 (kN/m^2)	α	
	常時	地震時
直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0=2800\text{N}$ で推定した変形係数	1	2

(3) 多層地盤の換算変形係数 E_m

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

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

ここに、 E_m : $B \neq L$ のときの地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m^2)

B : 載荷幅 (m)

L : 載荷奥行 (m)

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

h_i : 細分する各層底面までの深さ (m)

E_i : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kN/m^2)

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

なお、載荷幅、載荷奥行については、 E_{sm} を求める時は堤防幅、堤体幅とする。

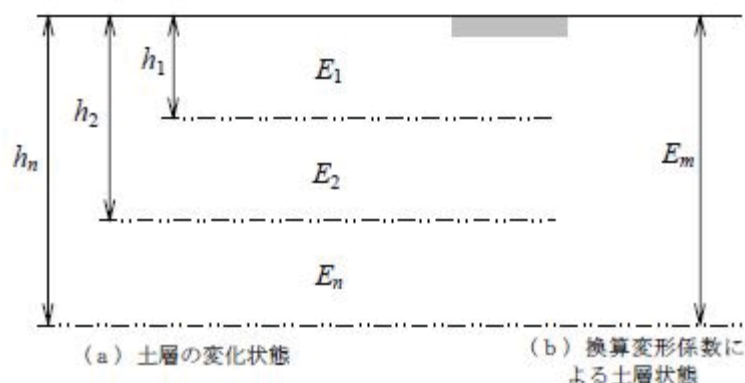


図 4.1.5-5 土層が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

【樋門要領 P. 80～81】

【柔構造手引き P. 78～80】

4.1.6 基礎・函体構造形式の検討

本設計基準書では、樋門の構造形式として「柔構造形式（柔構造樋門）」を原則としており、良質な地盤に直接支持する場合や函体の沈下を許容できない場合等の剛支持樋門については、「樋門要領 第11章 剛支持樋門の設計」に準拠するものとする。

ここでは、柔構造樋門の基礎形式および函体構造形式について示す。

4.1.6.1 基礎形式の検討

柔構造樋門の基礎は、柔支持基礎としなければならない。

柔支持基礎は、基礎地盤を無処理、あるいは地盤改良を行って浮き直接基礎とする場合や浮き固化改良体基礎や浮き杭基礎によって沈下を抑制する場合などの樋門の沈下を許容する浮き基礎全般をいう。

柔支持基礎形式の選定においては、基礎地盤の残留沈下分布、沈下抑制効果、地盤条件、施工条件、環境条件、堤防の安定条件、堤防への影響、周辺地盤や近接構造物への影響、経済性などを考慮し、**図4.1.6-1**に示すような柔支持基礎から選定する。

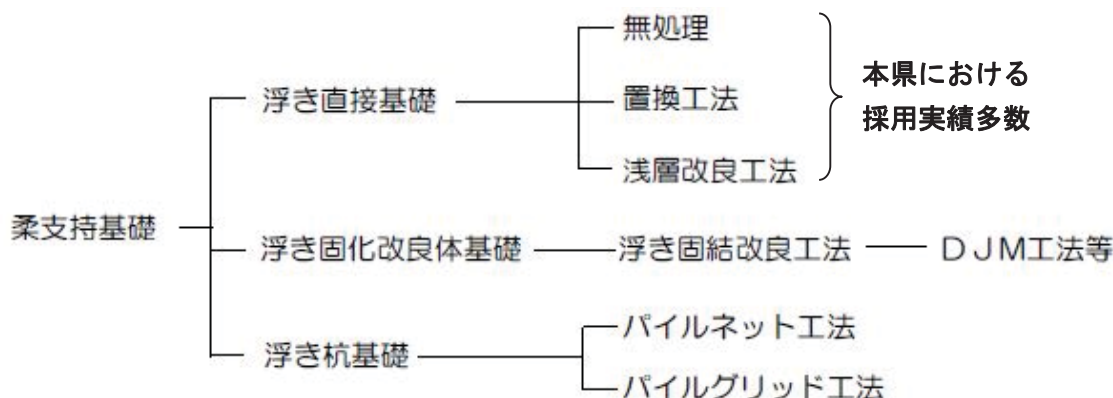


図 4.1.6-1 柔構造樋門の基礎形式

(1) 浮き直接基礎

① 無処理

基礎地盤の沈下量が小さい場合は、無処理による浮き直接基礎の採用が可能である。

② 置換工法・浅層改良工法

軟弱層が比較的浅い場合は、置換工法や浅層改良工法を選定できる。

置換工法は締め固めが十分効かないため即時沈下を期待どおりに抑制することは難しいと思われる。従って、置換工法では圧密沈下のみの抑制工法として扱うものとし、即時沈下については原地盤程度の地盤として評価することを原則とする。

浅層改良工法は圧密沈下を抑制するとともに、即時沈下の抑制効果ももつ。計算上は改良層の圧密沈下=0とし、即時沈下は変形係数 $E_s=100q_u$ （ q_u は浅層改良強度）として算出してもよいものとする。

また、置換・浅層改良の施工可能深さは2m程度が限界であること、施工時の掘削に伴う地盤の安定などに注意を要する。

(2) 浮き固化改良体基礎

深層混合処理工法を砂層に着底することなく、軟弱な粘土層内に浮いた状態で造成することにより、基礎地盤の沈下を抑制しようとする工法である。また、同時に地盤の側方流動の抑制効果も高い。

浮き固化改良体基礎の改良率は30%より大きくするものとする。

(3) 浮き杭基礎

径20～25cm程度、杭長6～12m程度の木杭を1～1.5m程度の間隔に打設して、杭と杭の頭を鉄筋で連結する工法が原形である。最近では煩雑な鉄筋の連結作業を簡略化するための工夫もみられる。六角川（佐賀県）では柔構造樋門の試験施工として杭頭を連結せずに、ジオテキスタイル（ジオグリッド）を用いたパイルグリッド工法の実績がある。

この工法は残留沈下量の推定が現時点では十分な精度を有していないため、採用にあたっては詳細な検討が必要であり、試験的な扱いを前提とする場合（効果を確認して今後の設計資料とする場合）のみ採用できる。

また、深層混合処理工法を30%以下で採用する場合も浮き杭基礎として取り扱う。この工法についても、六角川（佐賀県）流域で効果が確認されたものであるため、他の流域での採用に際しては、適用性に注意する必要がある。

(4) その他

プレロード工法は地盤中に周辺地盤と剛性の違うものが入ることがなく、なじみに問題がないこと、経済的工法であることなどを考慮して、可能な限り採用していくことが望ましい。

地震時の液状化が問題になる場合は、基礎工法の選定に際しては液状化対策としても効果がある工法や施工方法を選定する必要がある。なお、地震時の堤防安定対策が必要となるのは、重要度B種の樋門である。

さらに、キャンバー盛土は基礎地盤面の沈下量の一部をあらかじめ上げ越しておこうとするもので、経済的で確実な工法であるため積極的に採用することが望まれる。

沈下抑制の規模は函体の沈下追随能力によって差があるため、後項の函体の構造形式と組合せて選定することとする。

【樋門要領 P. 86～87】

【柔構造手引き P. 40～42】

4.1.6.2 函体構造形式の検討

柔構造樋門の函体の構造形式は、基礎地盤の沈下に追随するようにスパン割した柔構造函体とする。

また、地盤の水平変位についても考慮して函体構造を選定するものとする。

(1) 基礎地盤の沈下に対する構造形式：函軸たわみ性構造

柔構造樋門の函体の構造形式は、基礎工の設計で算出される基礎地盤の残留沈下分布に柔軟に追随するように、函体をスパン割して継手をつなぎ、継手の変形能力を利用して函軸たわみ性を得る柔構造函体とする。

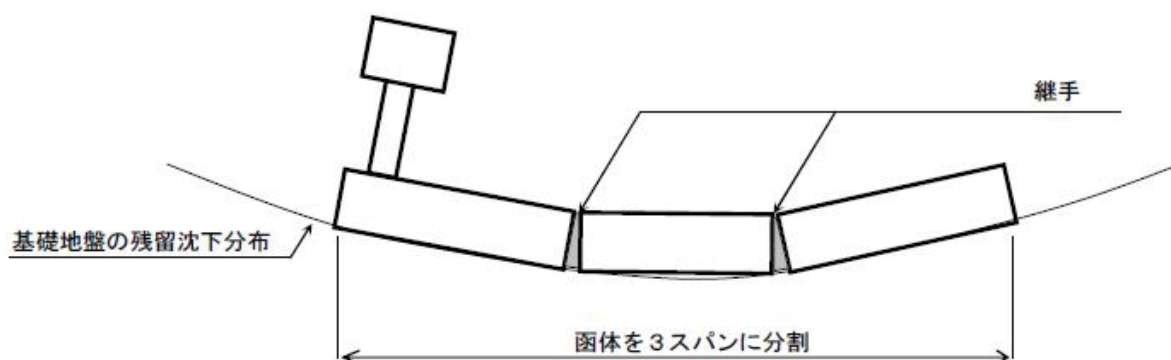


図 4.1.6-2 基礎地盤の残留沈下分布と函体のスパン割概念図

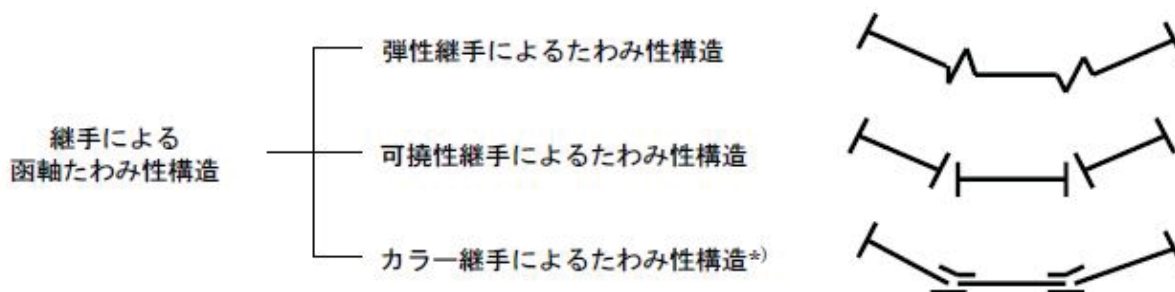


図 4.1.6-3 函軸たわみ性構造の概念図

(2) 地盤の水平変位に対する構造形式：函軸自由変位構造 or 函軸弾性構造

函体の継手構造により函軸方向の変位特性が異なることを考慮して地盤の水平変位も考慮して次のように選定する必要がある。

地盤の水平変位は堤防盛土に伴うものと、地震動によるものが考えられる。

これらの函体構造と水平変位の要因に対して次のように考えることとする。

① 堤防盛土に伴う水平変位に対して

堤防盛土に伴う地盤の側方流動が発生するような場合は水平変位が過大となるため、函軸方向の変位を抑制できる函軸弾性構造とする。

堤防盛土に伴う側方流動の可能性を推定するのは困難であるが、一般には円弧すべりに対する安全率 F_s が 1.5 以下となると側方流動が発生しやすいといわれることから、かねがねから側方流動が懸念される地域で、安全率 $F_s < 1.5$ となる場合は注意を要する。

② 地震動による水平変位に対して

地震動による水平変位量についても予測は困難である。ここでは「4.1.2.3 樋門の重要度」を考慮して重要度Bの樋門は函軸弾性構造とすることとする。

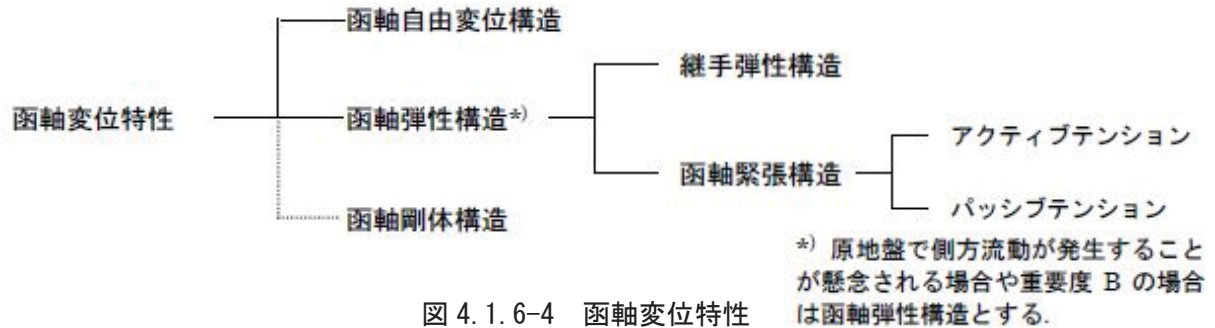


図 4.1.6-4 函軸変位特性

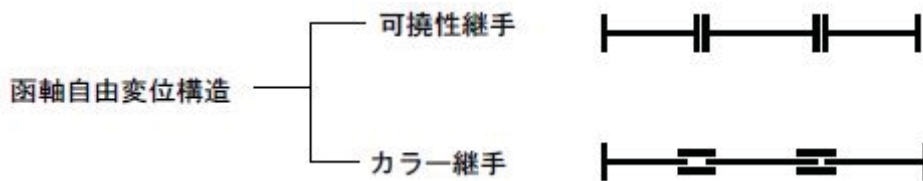


図 4.1.6-5 函軸自由変位構造の概念図

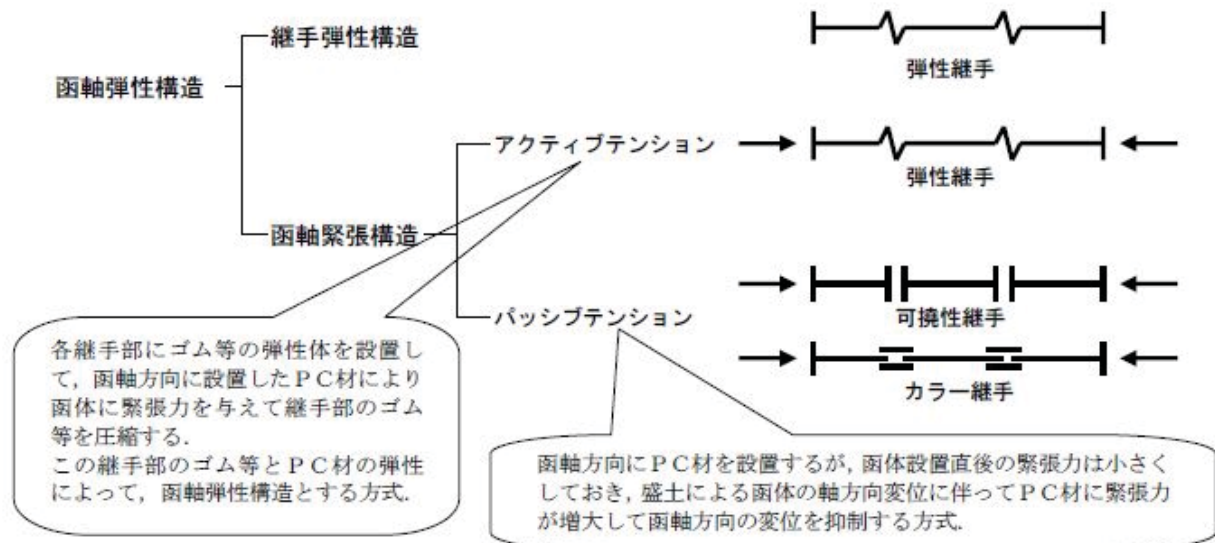


図 4.1.6-6 函軸弾性構造の概念図

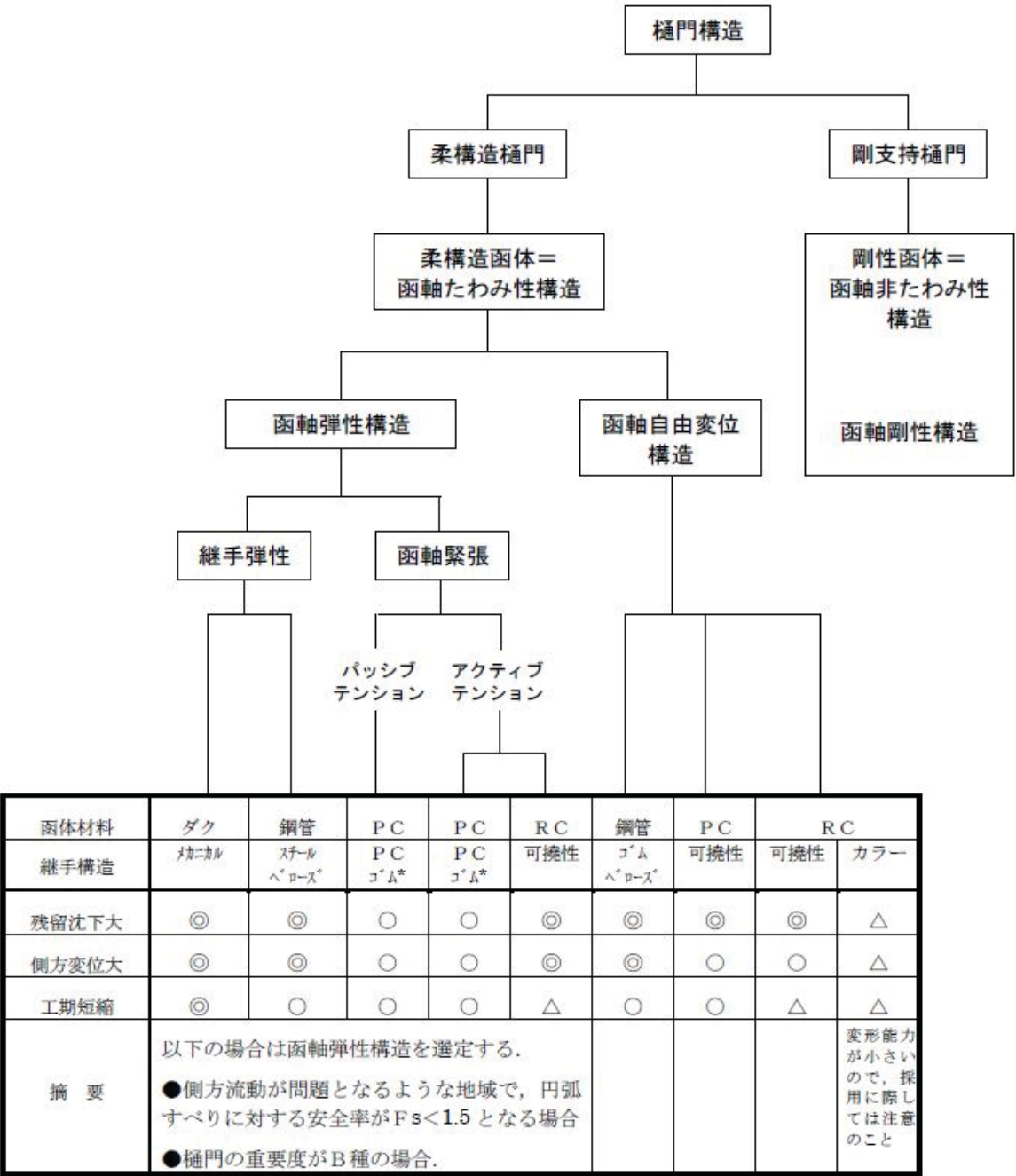
③ 経済性の検討における留意点

函体の構造形式によっては基礎地盤への沈下の追随性等に差があるため、基礎形式と組合せたうえで経済性を評価することとする。

また、函体の構造形式によってはプレキャスト函体（コンクリート函，ダクタイル鉄管，鋼管等）を用いることが可能となることから，施工性や工期まで考慮したうえで経済性を評価することが望ましい。

④ 基礎形式・函体の構造形式の比較検討および決定

基礎形式と函体の構造形式は両方の特性を考慮した組み合わせを行い，基礎地盤の沈下への追随性（函軸たわみ特性），地盤の側方変位への対応能力（函軸変位特性），施工性，経済性など総合的に比較して選定するものとする。



* : PCゴム継手=プレストレインドゴム継手.

◎：一般に適用性が高い，○：一般に適用性がある，△：一般に適用性が低い.

図 4.1.6-7 函体の構造形式の分類

【樋門要領 P. 82～84】

【柔構造手引き P. 29～36】

4.1.7 柔支持基礎の詳細設計

本設計基準書では、「4.1.6 基礎・函体構造形式の検討」より、柔構造樋門の柔支持基礎について示す。

4.1.7.1 設計方針

(1) 一般

柔支持基礎は良質な基礎層に着底させないで、基礎の沈下を適切な範囲まで許容しつつ、安定するように設計するものとし、基礎地盤の残留沈下分布、沈下抑制効果、地盤条件、施工条件、環境条件、堤防の安定条件、堤防への影響、周辺地盤や近接構造物への影響、経済性などを考慮し、図4.1.7-1に示すような柔支持基礎から選定する。

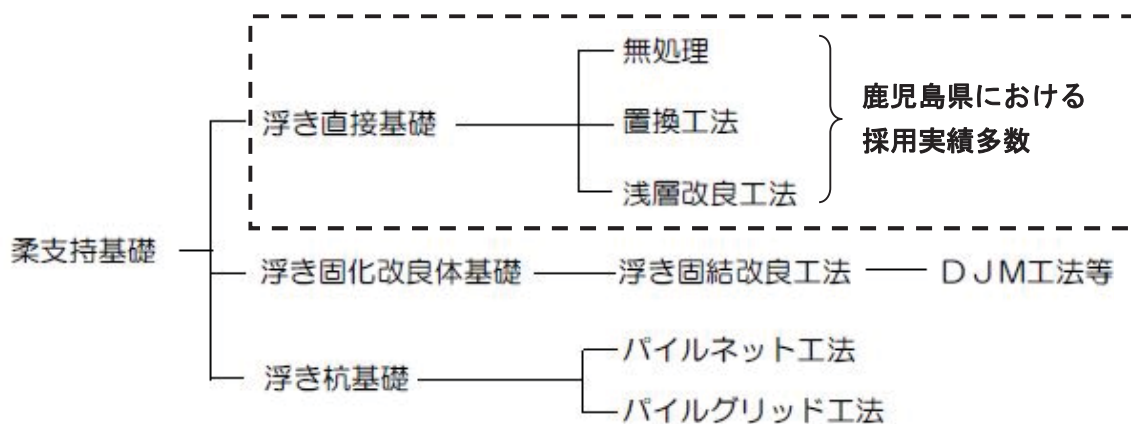


図 4.1.7-1 柔支持基礎

本県の柔構造樋門設計における柔支持基礎形式については、浮き直接基礎の採用実績が多く、基礎地盤の残留沈下量の許容値（ $S_a=30\text{cm}$ ）以上となる地域・河川は限られていることから、本設計基準書では、「浮き直接基礎」について後項に整理する。

なお、「浮き固化改良体基礎」、「浮き杭基礎」の適用については、「樋門要領第6章 6.4～6.5」に準拠するものとする。

(2) 残留沈下量の許容値

基礎地盤の残留沈下量は樋門の構造特性を損なわず周辺堤防に悪影響を及ぼさない量まで抑制しなければならない。

① 残留沈下量

樋門の設計における地盤の残留沈下量とは、函体設置以後に生じる函体直近の基礎地盤沈下量のことである。ただし、キャンバー盛土を実施する場合は、この残留沈下量からキャンバー盛土量を控除して設計用の残留沈下量とする。

また、地盤の残留沈下量 S は、即時沈下量 S_i と圧密沈下量 S_c を合計した沈下量の最大値とする。

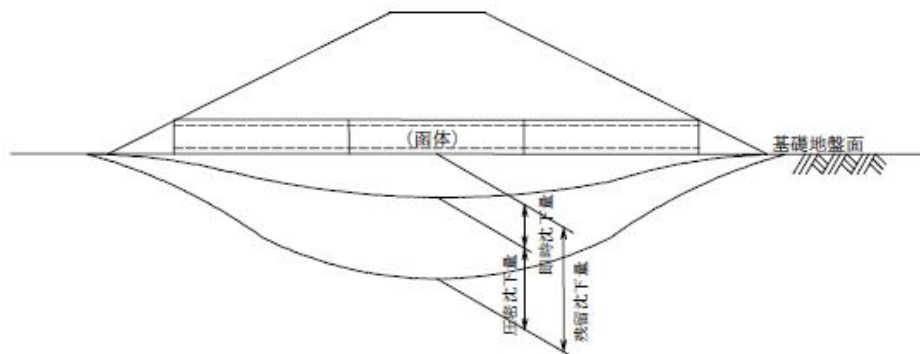


図 4.1.7-2 地盤の残留沈下量の分布例

[残留沈下量]			
キャンバー盛土 無	:	$S = S_i + S_c$	$\leq S_a$
キャンバー盛土 有	:	$S = S_i + S_c - \text{キャンバー盛土量}$	$\leq S_a$
S : 残留沈下量, Si : 即時沈下量, Sc : 圧密沈下量, Sa : 許容沈下量			

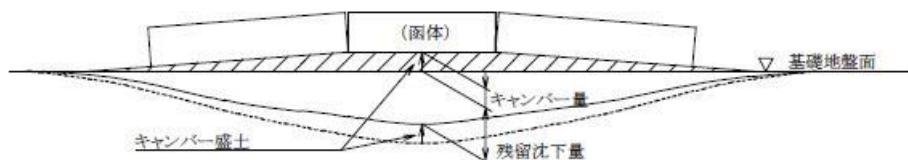


図 4.1.7-3 キャンバー盛土を考慮する場合の残留沈下量

② 残留沈下量の許容値 (S_a) の目安

基礎地盤の残留沈下量の許容値 S_a は 30cm を目安とする。

ただし、残留沈下量の許容値は上記目安値にかかわらず責任技術者の判断で弾力的に運用してもよい。この場合は、原地盤の残留沈下量の大きさ、残留沈下量分布、沈下抑制工法の信頼性・確実性、地盤条件・荷重条件の他、樋門の構造形式や構造材料、スパン割、継手形式、キャンバー盛土等を考慮して評価することとする。

例えば、沈下量が大きな地盤の上に砂礫層があり深層混合処理などの地盤改良が困難な場合、あるいは地盤改良することが不経済であるような場合は、「残留沈下量の許容値 $S_a = 30\text{cm}$ 」を満足することはむしろ合理的でないこともある。

このような場合は、より大きな沈下量を許容して函体構造形式（構造材料、スパン割、継手形式）やキャンバー盛土等により対処する等の方法が考えられる。

なお、地盤沈下の予測値には誤差が含まれるので注意を要する。予測精度は既往の文献等によれば、計算値に対して実測値は、おおむね 0.6～1.5 倍程度の範囲となるようである。沈下の予測や設計においては、このことを念頭において検討をすすめることが必要である。予測精度は地盤条件等により予測精度もばらつきがあることから、適宜、考察を繰り返しながら検討をすすめることも肝要である。

「樋門要領」では、沈下が予測以上に発生した場合に、特に継手の水密性が損なわれることが懸念されることから、継手の設計においては、継手部の変位量は 1.5 倍して評価することとしている。

【樋門要領 P. 88～89】

【柔構造手引き P. 234～235】

4.1.7.2 キャンバー盛土

柔支持基礎の不同沈下対策および沈下抑制対策として、キャンバー盛土を設置することができる。

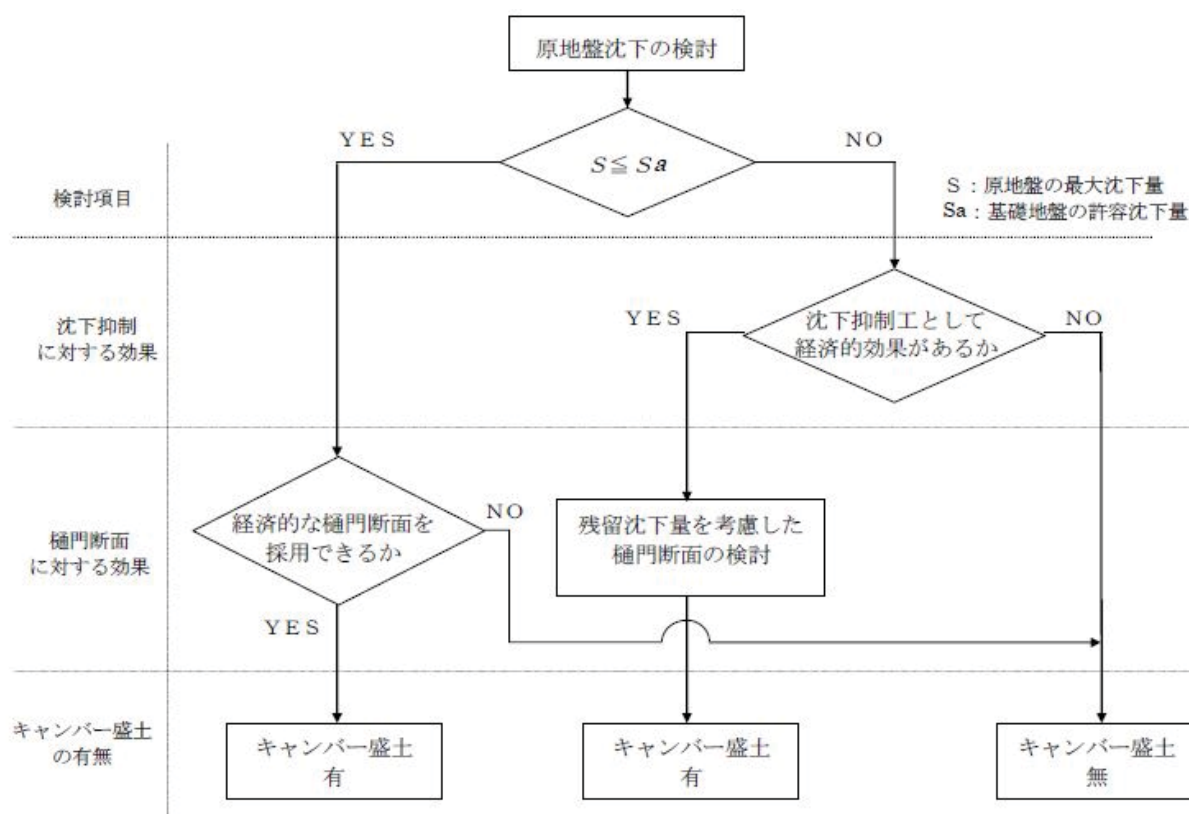
キャンバー盛土で函体を計画敷高に対して上げ越して設置することにより、函体の残留沈下量を実質的に少なく抑えることが可能であり、樋門本体の不同沈下量を軽減することができる。

キャンバー盛土は、経済的でかつ確実な沈下抑制工であり、残留沈下量に対する余裕高を小さくできる分だけ経済的な樋門断面とすることが期待されることから、有用な対策工である。

キャンバー盛土量の設定においては、樋門供用開始時点で不都合とならないように配慮することとし、例えば、堤防盛土が完了する時点で発生する即時沈下分布相当量とするのが1つの考え方である。

また、キャンバー盛土による効果は上記のとおり期待されるが、函体据え付け面の施工や斜面（勾配＝1％程度）での函体施工が煩雑になるといった短所も考えられるため、効果が評価できない場合まで設置する必要はない。

キャンバー盛土設置の検討手順例を図4.1.7-4に示す。



【樋門要領 P. 89～90】

【柔構造手引き P. 127～128】

4.1.7.3 浮き直接基礎

(1) 適用

浮き直接基礎は、原則として基礎地盤の残留沈下量が許容値以内の場合に適用することとし、残留沈下量の許容値については「4.1.7.1 (2) 残留沈下量の許容値」に示す。

浮き直接基礎は、柔支持基礎のうち基礎地盤を無処理か表層部の置換・浅層改良程度を行う基礎工法であり、本県の柔構造樋門設計での採用実績も多い。

また、浮き固化改良体基礎や浮き杭基礎を使用する場合でも、その上に設置する樋門は浮き直接基礎として設計する。

(2) 樋門本体の地盤支持に対する検討

樋門の本体の支持に対する安定は、基礎地盤との相対地下量が許容値以内であることで照査する。

① 樋門本体の地盤支持に対する安定は、本体の縦方向の計算（「地盤の変位の影響を考慮した弾性床上の梁」の解析）で得られる本体と基礎地盤との相対沈下量が許容値以内であることを照査することで行う。

ア 樋門本体と基礎地盤の正の相対沈下量（樋門本体が基礎地盤にめりこむ量）は、基礎地盤の降伏変位量を超えないものとする。基礎地盤の降伏変位量は、基礎幅の 1.0%かつ 5.0cm 以内とし、常時・地震時とも同一値とする。

イ 樋門本体と基礎地盤の負の相対沈下量（空洞量）は 5.0cm 以下とする。

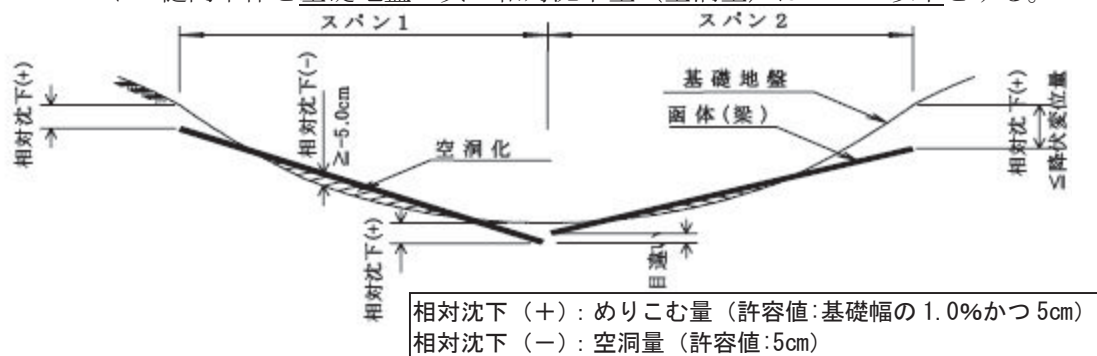


図 4.1.7-5 樋門本体と地盤との相対沈下

② 樋門は、地盤の全般せん断破壊の安全性に対する地盤の支持力の照査を省略することができる。しかし、支持力に余裕のない地盤では、施工時に門柱部等が不同沈下する可能性があるため、必要に応じて施工時の地盤の支持力を照査する必要がある。

特に、「一軸圧縮強度が 20 (kN/m²) 以下の粘性土あるいはシルト質土」が函体据え付け面付近に位置する場合は地震時における安定性の如何にかかわらず、上記の支持条件を満足する場合でも、置換工法か浅層改良などの地盤処理を行うこととする。

置換工法や浅層改良の規模は、施工時の地盤の支持力計算により検討するが、最低でも函体据え付け面から 50cm 以上の深さを対象とする。なお、上記のようなごく軟弱な地盤では、置換土の締め固めが十分でないことがあるため、置換工法の採用については注意が必要である。

(3) 翼壁の安定に対する検討

翼壁の支持に対する安定は、基礎地盤の降伏変位量で照査する。

また、翼壁は転倒・滑動に対して安定でなければならない。

① 翼壁部は、基礎を剛体と仮定した安定計算を行い、地盤支持に対する検討は本体と同様、地盤の降伏変位量に対する照査を行う。底面幅が長いなどで基礎を剛体と仮定することが適用でない場合は、基礎を弾性体として算出する。

② 翼壁の一般的な安定照査条件は、表 4.1.7 のとおりとする。

ただし、U型タイプの翼壁でL型部の土留め壁を持たない場合は、滑動および転倒の照査は行わなくてよい。

また、前項「(2) 樋門本体の地盤支持に対する検討 イ」の条件に適合する場合は、翼壁についても同様の措置を検討する。

表 4.1.7 翼壁の安定照査条件

	滑動 (安全率)	転倒 (荷重の偏心距離 e)	地盤支持 ※	揚圧力 (安全率)
常時	F s=1.5	$ e \leq \frac{B}{6}$ 、B:底版幅	地盤の降伏変位量 (フーチングと地盤面の正 の相対沈下量が 5cm かつ フーチング幅の 1%以下)	F s=4/3 図 4.1.7-6 参照
常時 (揚圧力考慮)	F s=1.2	$ e \leq \frac{B}{3}$ 、B:底版幅		
地震時				

※必要に応じて施工時の地盤の支持力を照査する。

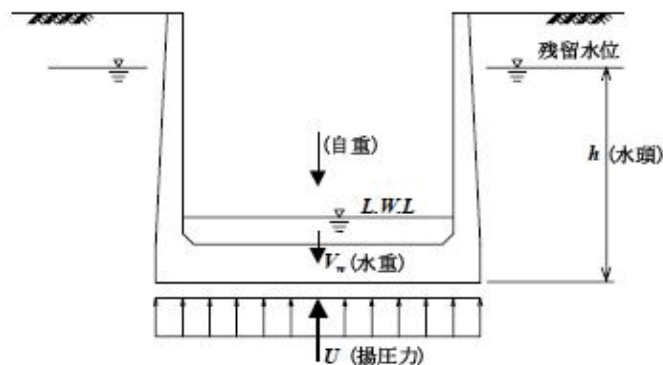


図 4.1.7-6 翼壁の浮上りに対する検討

- ③ 翼壁の端部（ウイング部分）の設計においては、原則として単位幅当りで安定を確保する。ただし、翼壁のウイング部が水路部と一体とみなしうる場合は、図 4.1.7-7 に示すように、翼壁全体に作用する外力に対し一体とみなせる底版の範囲を安定計算に考慮してもよい。

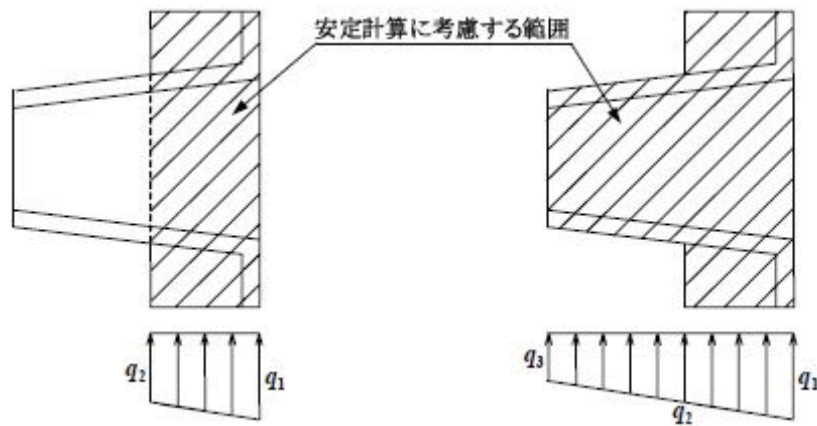


図 4.1.7-7 翼壁の安定に考慮する底版の範囲の考え方

- ④ 翼壁の据付地盤面が粘性土地盤の場合では、付着力として地盤の粘着力を期待できない場合があるため、滑動に対する抵抗として遮水矢板の影響を考慮することができる。

この場合は、遮水矢板を基礎矢板としてⅢ型以上を用いて設計しなければならない。

矢板頭部は応力伝達に支障がないように底版に十分貫入させ鉄筋等を用いて結合しなければならない。また、この場合、翼壁に発生する応力についても照査することとする。

【樋門要領 P. 90～93】

【柔構造手引き P. 235～238】

4.1.7.4 浮き固化改良体基礎

浮き固化改良体基礎は、原則として基礎上面の残留沈下量が許容値以下となるように設計し、鉛直荷重に対して安定でなければならない。

本県の柔構造樋門設計における柔支持基礎形式については、「浮き直接基礎」の採用実績が多く、基礎地盤の残留沈下量の許容値（ $S_a=30\text{cm}$ ）以上となる地域・河川は限られていることから、本設計基準書では、取り扱わないものとする。

浮き固化改良体基礎の適用については、「樋門要領 6.4 浮き固化改良体基礎」に準拠する。

【樋門要領 P. 94～108】

【柔構造手引き P. 239～260】

4.1.7.5 浮き杭基礎

浮き杭基礎工法には、深層混合処理によるφ1,000程度の改良杭を用いる場合と、パイルネットやパイルグリッド等のように小口径の杭を用いる場合がある。

いずれの工法も六角川（佐賀県）や石狩川（北海道）の試験施工で採用された基礎工法で、沈下抑制工としての適用性が確認されているが、小口径の杭を用いる工法については設計の考え方が十分に検証されておらず、大口径の杭（改良杭）を用いる場合についても、比較的均一な（砂層等を介在しない）軟弱粘土層のような場所以外での適用性や設計法が確認されていないため、採用に際しては注意を要する。

また、浮き杭基礎工法を採用する場合は、沈下の抑制効果等について十分な検討を行い、さらに推定沈下量を割増して設計沈下量を設定するなどの配慮および動態観測を実施することが必要となる。

設計法については「柔構造手引き II 参考資料」に示されているが、より詳細な検討が望まれている。

本県の柔構造樋門設計における柔支持基礎形式については、「浮き直接基礎」の採用実績が多く、基礎地盤の残留沈下量の許容値（ $S_a=30\text{cm}$ ）以上となる地域・河川は限られていることから、本設計基準書では、取り扱わないものとする。

【樋門要領 P.109】

【柔構造手引き P.269～278】

4.1.7.6 堤防の安定対策

柔構造樋門の基礎を含む周辺堤防および基礎地盤は、すべり等の影響に対して安定していなければならない。

また、固結工法等の浮き固化改良体基礎による堤防の安定は、円弧すべりについて照査するものとし、杭体の強度を考慮して検討する必要がある。

本県の柔構造樋門設計においては、浮き固化改良体基礎等による堤防の安定化が必要となる地域・河川が少ないことから、本設計基準書では、取り扱わないものとする。

堤防の安定対策の適用については、「樋門要領 6.6 堤防の安全対策」に準拠する。

【樋門要領 P.110～112】

【柔構造手引き P.266～268】

4.1.7.7 地盤の沈下すりつけ対策

柔構造樋門の基礎等による地盤の沈下抑制の影響が、周辺堤防に悪影響を与えることが想定される場合は、原則として地盤の沈下すりつけ対策を行う必要がある。

本県の柔構造樋門設計においては、樋門の基礎地盤の沈下抑制が周辺堤防に影響を与える地域・河川が少ないことから、本設計基準書では、取り扱わないものとする。

地盤の沈下すりつけ対策の適用については、「樋門要領 6.7 地盤の沈下すりつけ対策」に準拠する。

【樋門要領 P.113～115】

【柔構造手引き P.261～266】

4.1.8 函体縦方向の詳細設計

4.1.8.1 設計の基本

- (1) 柔構造樋門の函体縦方向の設計においては、樋門の構造形式・基礎形式の特性、地盤の残留沈下量の影響に配慮し、弾性床上の梁の基本式に地盤変位を考慮する設計手法を適用する。
- (2) 函体縦方向の設計にあたって考慮すべき荷重および荷重の組合せは、**表 4.1.8-1**に示すものを基本とし、本体に最も不利な断面力あるいは変位を生じるように作用させる。また、函体縦方向の設計は、「地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁」解析により行い、**表 4.1.8-1**に「弾性床上の梁」の場合を比較して示す。

表 4.1.8-1 函体縦方向の設計に考慮する荷重の種類

荷重種別		函体の縦方向の設計		摘要
		弾性床上の梁	地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁	
死荷重	本体自重 (門柱・胸壁等を含む)	○	○	
	内水重	○	○	
地盤変位 による影響	地盤変位 (沈下)	×	○	
	地盤変位 (側方変位)	×	△	
活荷重	自動車荷重	○	△ ^注	
土 圧	鉛直土圧	○	×	
	胸壁に作用する土圧	○	○	
水 圧	胸壁に作用する水圧	○	○	
負の周面摩擦力 による影響		△	△	遮水鋼矢板等
プレストレス力	PC 函体	△	△	
地震の影響		○	○	

○：考慮する，△：条件によって考慮する，×：考慮しない

注：地盤変位（沈下）の算定で上載荷重（活荷重）を考慮している場合は，考慮しない。

- (3) 樋門本体と地盤との相対沈下量は、許容値以内でなければならないものであり、この許容値は、正負の値があり、それぞれ 5cm かフーチング幅の 1%のいずれか小さい値とする。
- (4) 地震の影響は地震時水平土圧、地上部部材の慣性力（および慣性力による曲げモーメント）、必要に応じて地震時動水圧、また重要度 B 種（特に重要な場合を除く）は地震時鉛直土圧の割り増しを考慮することとする。

重要度 B 種で特に重要な場合の地震時の設計方法は責任技術者の判断により、適宜選定して行うこと。

なお、本体の縦方向の設計における地震時の計算は、平常時（地震時計算のための常時）の変位・応力状態に対して、地震時の付加加重が作用すると考えて、平常時の計算結果に地震の影響を考慮した計算結果を重ね合わせて評価するものとする。

【樋門要領 P.116】

【柔構造手引き P.149】

4.1.8.2 函体縦方向の設計

函体縦方向の設計は、原則として「地盤変位の影響を考慮した弾性床土上の梁」として設計する。

(1) 柔構造樋門の本体の縦方向の設計

① 「地盤変位の影響を考慮した弾性床土上の梁」の基本式

地盤変位（沈下・側方変位）を考慮した弾性床土上の梁の基本式は、次式によるものとし、浮き直接基礎等の柔支持基礎の樋門本体に適用する。

$$\frac{EI}{B} \cdot \frac{d^4 w}{dx^4} + k_v (w - w_g) = q \quad (\text{たわみ}) \quad \cdots \text{式 4.1.8-1}$$

$$\frac{EA}{U} \cdot \frac{d^2 u}{dx^2} + k_s (u - u_g) = p \quad (\text{函軸変位}) \quad \cdots \text{式 4.1.8-2}$$

- ここに、
 w : 函体の変位【たわみ：(m)】
 w_g : 地盤変位【沈下：(m)】
 k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)
 B : 函体の幅 (m)
 EI : 函体の剛性 (kN・m²)
 q : 函軸鉛直方向荷重 (kN/m²)
 u : 函軸方向変位 (m)
 u_g : 地盤変位【函軸方向の側方変位：(m)】
 k_s : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
 U : 函体の周長 (m)
 EA : 函体の函軸方向剛性 (kN)
 p : 函軸方向荷重 (kN/m²)

上記、式 4.1.8-1 の右辺の函軸鉛直方向荷重 q には、土かぶり土重（鉛直土圧）は考慮しないものとする。

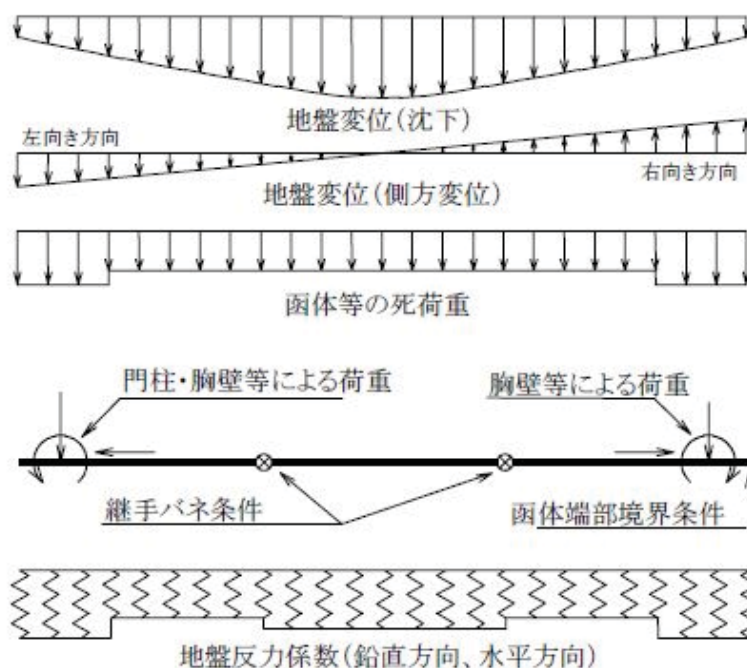


図 4.1.8-1 地盤変位の影響を考慮した弾性床土上の梁の設計モデル（柔構造樋門）

② 計算条件

ア 計算に必要な諸条件

柔構造樋門の函体縦方向の設計に必要な諸条件・適用について、表 4.1.8-2 に示す。

- (ア) 函体諸元（スパン割，断面諸元）
- (イ) スパンの結合条件（継手の変形特性）
- (ウ) 境界条件（樋門本体の左端，右端の支持条件）
- (エ) 鉛直方向地盤反力係数・水平方向せん断地盤反力係数
- (オ) キャンバー量の函軸方向分布
- (カ) 地盤変位の影響（地盤の沈下量および側方変位量の函軸方向分布）
- (キ) その他の外力（函体・門柱等の自重，土重，水重，土圧等）
- (ク) 初期折れ角（キャンバー盛土施工時の継手部設置角）
- (ケ) しゃ水鋼矢板等の影響（鋼矢板と函体との結合条件，鋼矢板諸元，鋼矢板に作用する正負の周面摩擦力の影響等）
- (コ) 緊張材の影響（緊張材の諸元，配置，緊張力，各種ロス等）

表 4.1.8-2 柔構造樋門の函体縦方向の設計に必要な条件量

基本式	考慮すべき条件（上記番号と対応）	
	一般に考慮	必要に応じて考慮
地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁	(ア) (イ) (ウ) (エ) (カ) (キ) (ケ)	(オ) (ク) (コ)

イ 地盤反力係数（ k_v ， k_s ）

地盤の地盤反力係数は，地盤改良や浮き基礎等の地盤対策を実施する場合には，その影響を考慮して地盤反力係数を算定しなければならない。

この方法は，地盤改良工法や浮き基礎による改良効果を地盤の変形係数に換算することが基本となるが，具体的な方法は工法やその規模によって異なるので工法の原理に配慮して適切な値を設定する。

- (ア) 地盤反力係数を推定するための地盤の変形係数 E_0 は，表 4.1.8-3 による。

表 4.1.8-3 E_0 と α （表 4.1.5-2 参照）

次の試験方法による変形係数 E_0 （ kN/m^2 ）	α	
	常時	地震時
直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0=2800\text{N}$ で推定した変形係数	1	2

(イ) 多層地盤の換算変形係数 E_m (4.1.5.3 地盤の変形係数 参照)

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

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

ここに、 E_m : $B \neq L$ のときの地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m^2)

B : 載荷幅 (m)

L : 載荷奥行 (m)

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

h_i : 細分する各層底面までの深さ (m)

E_i : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kN/m^2)

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

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

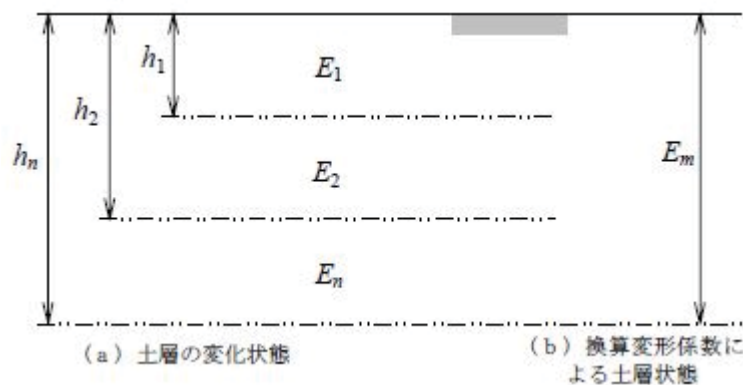


図 4.1.8-2 土層が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

(ウ) 鉛直方向地盤反力係数

地盤反力係数の推定方法を以下に示す。この方法は地盤の変形係数を用いた推定法の 1 つにすぎないが、算定にあたっては、検討時点の圧密度等の地盤の特性や基礎の設置条件を考慮して、総合的に検討することが望ましい。

直接基礎および浮き直接基礎の樋門の設計等に用いる鉛直方向地盤反力係数は次式による。

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{30} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここに、 k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{v0} : 直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³) で、各種土質試験、調査により求めた変形係数から推定する場合は、次式により求める。

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha \cdot E_0$$

B_v : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) で、表 4.1.8-4 に示す方法で求める。

E_0 : 表 4.1.8-3 に示す方法で測定または推定した、設計対象位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、表 4.1.8-3 に示す。

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

D : 底版の幅 (m)

L : 函体のスパン長 (m)

β : 函体の特性値 (m⁻¹)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v D}{4EI}}$$

EI : 函体の曲げ剛性 (kN・m²)

表 4.1.8-4 基礎の換算載荷幅 B_v (m)

函体剛性の評価	B_v	摘 要
剛 体	$\sqrt{A_v}$	$B \cdot L \leq 1.5$ の場合
弾性体	$\sqrt{D/\beta}$	$B \cdot L > 1.5$ の場合

函体の B_v を算定する際の k_v は常時の値で代表させるものとする。

鉛直方向地盤反力係数および水平方向せん断地盤反力係数についても、基礎地盤の成層状態に配慮した換算変形係数 E_{0m} から算定する。

(エ) 水平方向せん断地盤反力係数

直接基礎および浮き直接基礎の樋門の設計に用いる水平方向せん断地盤反力係数は、次式により推定することができる。ただし、函体の挙動に関連する水平方向せん断地盤反力係数を適切に推定した場合は、その値を用いてもよい。

$$k_s = \lambda \cdot k_v$$

ここに、 k_s : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

λ : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断反力係数の比、 $\lambda = 1/3 \sim 1/4$ とする。

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

(オ) 水平方向地盤反力係数

矢板の設計等に用いる水平方向地盤反力係数は次式による。

$$k_h = k_{h0} \cdot \left(\frac{B_h}{30} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここに、 k_h : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{h0} : 直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³) で、各種土質試験、調査により求めた変形係数から推定する場合は、次式により求める。

$$k_{h0} = \frac{1}{30} \alpha \cdot E_0$$

B_h : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) で、一般に弾性体基礎の水平抵抗に関与する地盤としては、 $1/\beta$ 程度まで考えればよい。

$$B_h = \sqrt{D/\beta}$$

E_0 : 表 4.1.8-3 に示す方法で測定または推定した、設計対象位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、表 4.1.8-3 に示す。

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

$1/\beta$: 水平方向に関与する地盤の深さ (m) で、基礎の長さ以下とする。

β : 基礎の特性値 (m⁻¹) $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}}$

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

ウ スパンの結合条件

スパンの結合条件は、使用する継手の特性にあわせて設定する。

一般には、下記の条件が適用されることが多い。

(「4.1.6.2 函体構造形式の検討」参照)

(ア) 可撓性継手

結合条件をフリーとする。

(イ) カラー継手

結合条件をヒンジとする。ただし、函軸方向はフリーとする。

(ウ) 弾性継手

結合条件として継手の函軸方向バネ、せん断バネ、曲げバネを考慮する。

エ キャンバー盛土の考慮

キャンバー盛土を考慮する場合は、単純にキャンバー量だけ地盤の沈下量が減ずると考えてよい。ただし、継手の構造によってはキャンバー盛土上における継手設置方法に応じた初期折れ角の影響を考慮しなければならない。

オ 遮水鋼矢板の影響

遮水鋼矢板の影響は、バネとして評価するのが望ましい。軸方向のバネは、負の周面摩擦力の影響を無視でき鋼矢板先端が良好な土層に到達していない場合は次式で推定できる。

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{L}$$

ここに、 k_v : 鋼矢板の軸方向バネ定数 (kN/m)

A_p : 鋼矢板の純断面積 (m²)

E_p : 鋼矢板の弾性係数 (kN/m²)

L : 鋼矢板長 (m)

$$a = \lambda \cdot \tanh \lambda$$

$$\lambda = L \sqrt{\frac{C_s \cdot U}{A_p \cdot E_p}}$$

U : 鋼矢板の周長 (m)

C_s : 鋼矢板と周面地盤のすべり係数 (kN/m³)

C_s については、杭基礎を対象として $C_s \sim N$ 関係を砂質土と粘性土地盤に対して調査し、特に粘性土においてばらつきが大きいものの、概ね次の関係式が得られている。

$$C_s = \frac{N}{0.15} \text{ kN/m}^3$$

なお、鋼矢板の先端が比較的良好な砂層等に到達する場合は、鋼矢板先端バネの影響が卓越するので別途適切な方法で推定する必要がある。

負の周面摩擦力の作用が見込まれる場合は、外力として考慮するのがよい。

カ 境界条件

樋門本体の両端の境界条件は、一般には両端ともフリーと考えられる場合が多い。

川裏側が吐出水槽に連結する場合等では、境界条件を単純支持とする等その接続条件に応じた境界条件を設定する必要がある。

【樋門要領 P. 117～122】

【柔構造手引き P. 150～161】

4.1.8.3 スパン割の検討

柔構造樋門本体の函軸方向は、地盤の残留沈下量分布、堤防の横断形状、樋門の構造形式、基礎および地盤の変形特性、基礎形式等を考慮して適切なスパン割とする。

(1) スパン割の検討手順

大きな沈下を許容する柔構造樋門では、不同沈下の影響が避けられないので、地盤条件および構造特性に応じて最大スパン長を設定するものとし、スパン長は最大でも、15m程度とするのがよい。

スパン割の検討手順を図4.1.8-3に示す。

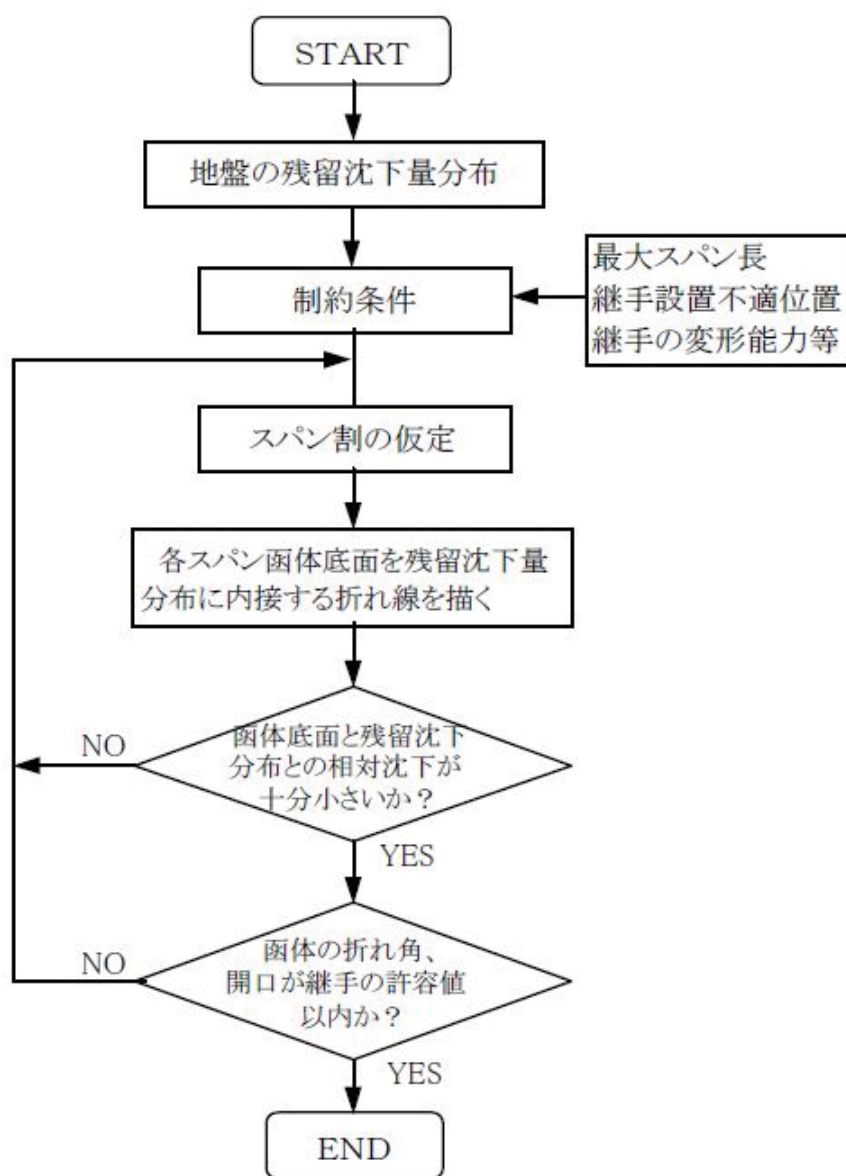


図 4.1.8-3 柔構造樋門の樋門本体のスパン割の検討手順

(2) スパン割における留意事項

- ① 基礎地盤の残留沈下分布の曲線に柔軟に追従するように検討する必要がある、最も基本とするところである。
- ② 基礎地盤の残留沈下分布に柔軟に追従するために、通常は3スパン程度以上とする。

本県の15m未満の柔構造樋門設計においては、1～2スパンの採用実績もある。

- ③ 基礎地盤の残留沈下分布の極値（最大値などのように屈曲する部）となる箇所は、継手の変形が発生しやすく、予想以上の変位が生じる恐れがあるため、継手を設置することは、なるべく避ける。
- ④ 門柱部は周辺土の拘束が小さく、不同沈下を生じやすいため、門柱部（川表函体）のスパン長を長くして、不測の不同沈下が発生しないようにする。

スパン割は、上記①を基本として、②から④の事項を総合的に検討して設定する。

なお、設定したスパン割の条件で、函体の沈下量、地盤支持力、継手の変位、函体応力が許容値を満足するかを、函体縦方向の設計により照査して決定することとなる。

【樋門要領 P.122～123】

【柔構造手引き P.161～173】

4.1.8.4 継手の設計

柔構造樋門の継手は、次の機能を満足するように設計する。

- ① 函体内外の水圧に対する水密性を確保するものとし、継手の水密性に対しては、一般に $p_w=98$ (kN/m²) または $p_w=147$ (kN/m²) 程度の水圧に対して安全である。
- ② 継手部の変位は、函体縦方向の設計における「地盤沈下の影響を考慮した弾性床上の梁」解析により算出される継手を挟んで隣接するスパン間の相対変位（開口、目違い、折れ角）を算出し、各種継手の変形能力以内にある。

なお、基礎地盤沈下の推定精度を考慮して、当面は上記計算で算出される継手部変位量の1.5倍を許容できる継手とすることとする。

- ③ 継手部の断面力は、継手の耐力に対して安全である。

以下の表4.1.8-5に代表的な継手の変形能力の目安を示すが、設計において採用する継手種別の変形能力を考慮して照査する必要がある。

表 4.1.8-5 代表的な継手（1ヶ所当り）の変形能力の目安

継手種別		開口 (mm)	目違い (mm)	折れ角 (度)	摘 要
可撓性継手		70～300	開口と同程度	開口量に制約される	
カラー継手		止水板の変形能力による	数 mm	函体とカラーのクリアランスによる	
弾性継手	プレストレストゴム継手	20～40 程度	数 mm	開口量に制約される	
	スチールローズ継手	30～80	開口の1/2 程度	3 度程度	φ1.2m～3.2m 1 山タイプ
	ゴムローズ継手	80～140	100～300mm 程度	6～4 度程度	φ1.0m～2.6m 3～5 山タイプ
	メカニカル継手(S, US 形) (ダクタイル鋳鉄管)	75～85	数 mm	1.8～1.5 度	φ1.0m～2.6m の場合

【代表的な継手種別】

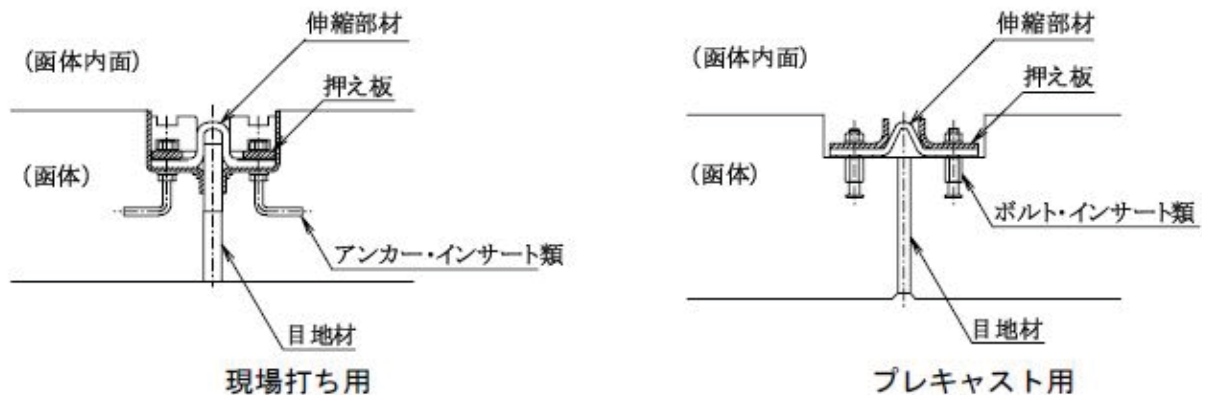


図 4.1.8-4 可撓性継手の例

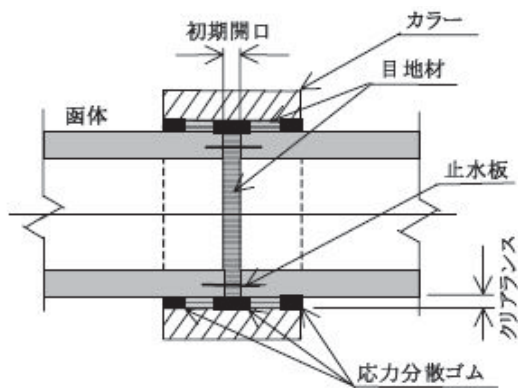


図 4.1.8-5 改良型カラー継手の例

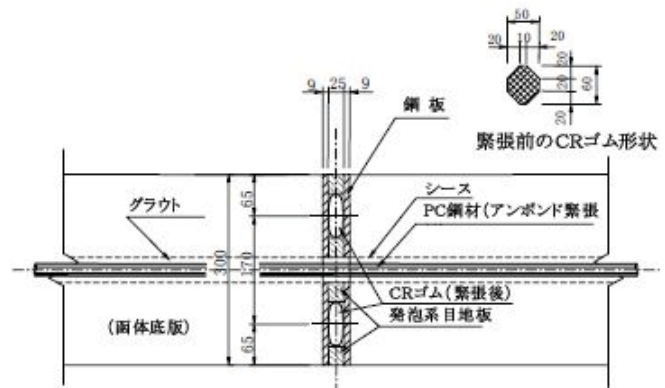


図 4.1.8-6 弾性継手の例（プレストレストゴム継手）

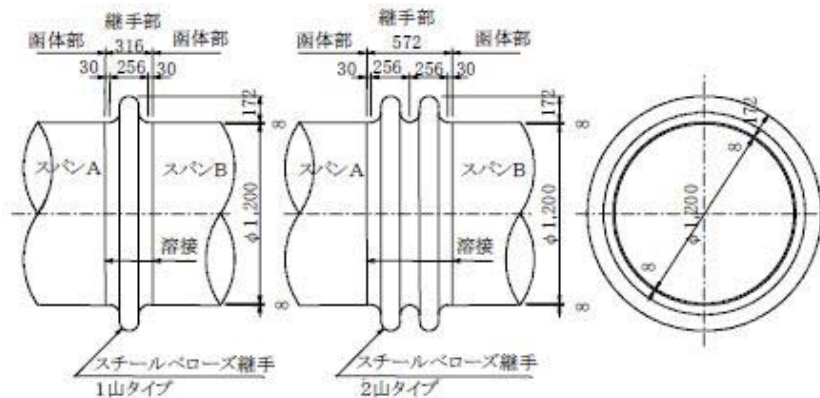


図 4.1.8-7 弾性継手の例（スチールベローズ継手）

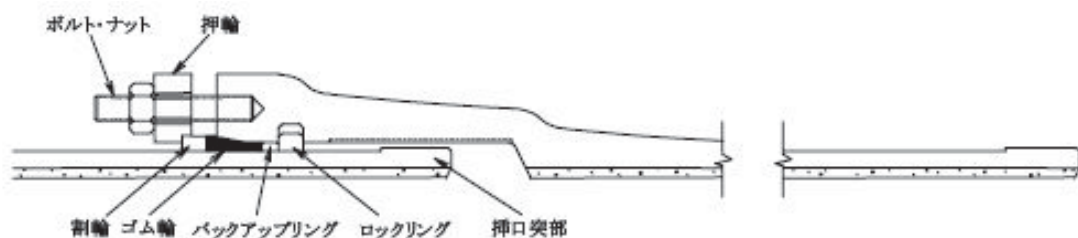


図 4.1.8-8 弾性継手の例（S型ダクタイル鋳鉄管の継手）

【樋門要領 P. 85, P. 124～127】

【柔構造手引き P. 36～40, P. 173～181】

4.1.9 本体構造物の設計

4.1.9.1 函体横方向の設計

(1) 設計の基本

- ① 函体の断面構造には、その形状から矩形、円形、アーチ形があり、さらに、円形管体は剛性管とたわみ性管に分けられる。

函体横方向の設計においては、これらの断面構造および材料特性に応じた設計法を適用する。

- ② 函体横方向の設計に考慮する荷重および荷重の組合せは表 4.1.9-1 に示す。

これらの荷重のうち、函体横方向に最も不利な断面力が生じるように作用させ部材計算を行なうものとする。

表 4.1.9-1 函体横方向の設計に考慮する荷重の種類

荷重種別		函体横方向の設計
死荷重	函体自重	○
活荷重	自動車荷重	○
土 圧	鉛直土圧・水平土圧	○
水 圧	地下水圧	△
	内水圧等	△

○：考慮する，△：条件によって考慮する

(2) コンクリート構造

① 鉄筋コンクリート構造

矩形函体は、函体をフレーム構造にモデル化し、この軸線に荷重を作用させて計算する。

円形の剛性函体は、函体の材質や地盤の性状および埋設形式を考慮して適切な設計法を適用する。

ア 設計モデル

函体の横方向の設計モデルは「箱型フレーム」としてフレーム軸線に荷重を作用させて計算を行う。フレーム軸線は断面の中心線を用いるものとし、通常は節点部の剛域を無視して行ってよい。

イ 検討ケース

検討ケースは、計画地点の条件に応じて必要な組合せを考慮して設定する。検討ケース例を図 4.1.9-1 に示す。

ウ 検討時の留意点

(ア) 横方向の設計は、各スパンごとに最も危険な断面を選定し、各々の荷重条件に対して安全となるように検討する。

(イ) ケース 2 は、函体が排水機場等に接続する等で、函体に内水圧が作用する場合を示した。内水圧作用時の検討においては、考えられる最小の外圧（鉛直土圧、水平土圧等）とする必要がある。多連の函体において、その一部の断面にのみ内水圧を作用させる場合は、内水圧が偏載荷となるのでこれを考慮して検討する。

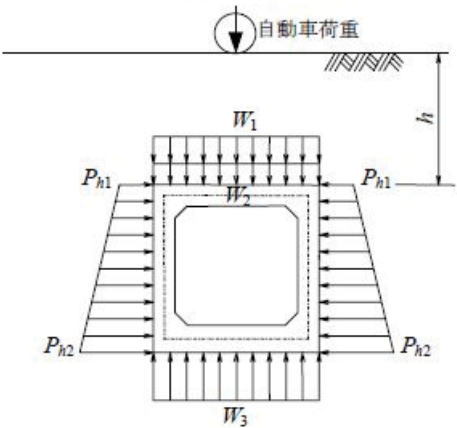
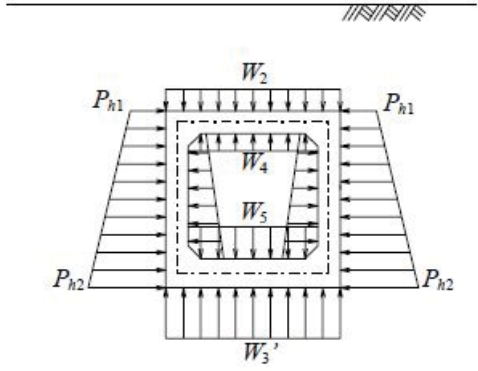
ケース 1	ケース 2
	
W_1 : 鉛直土圧+自動車荷重+ (雪荷重) W_2 : 頂版自重 W_3 : $W_1 + W_2$ + 側壁の自重 P_{h1} , P_{h2} : 水平土圧	W_2 : 頂版自重 W_3' : W_2 + 側壁の自重 W_4 : 頂版に作用する内水圧 (H.W.L) W_5 : 底版に作用する内水圧 (H.W.L) P_{h1} , P_{h2} : 水平土圧

図 4. 1. 9-1 函体横方向の検討ケースの例

② プレストレストコンクリート構造

プレストレストコンクリート構造の樋門本体の函軸方向の構造特性の 1 つとして、函軸方向に緊張材を配置してプレストレスを導入し、函軸たわみ性を確保しつつ函軸方向の変位を抑制する方式がある。

本方式による場合、函体の横方向は鉄筋コンクリートとして扱う場合とプレストレストコンクリートとして扱う場合がある。

ア プレストレストコンクリート函体の横方向の設計において、部材厚を薄くして耐力を向上させる目的で頂版・底版にプレストレスを導入することがある。

この場合の部材設計は、パーシャルプレストレスとして設計することを原則とする。

イ プレストレストコンクリート部材の安全確認は、コンクリートおよび鋼材の応力度がそれぞれの許容応力度以内であることを照査することにより行う。

【参考：コンクリート部材設計】

コンクリート部材設計（鉄筋コンクリート部材・プレストレストコンクリート部材）については、「樋門要領 P. 132～138」を参考とする。

(3) 鋼構造

① 鋼構造の円形管体の設計

断面たわみ性の円形管体（鋼管・ダクトイル鋳鉄管等のたわみ性函体）の設計法は、いくつか提案されているが評価が定まっていない。

このため、統一された設計法が確立されるまでは、“日本水道協会規格（JWWA）”に定める管厚計算に準拠し、断面剛性等の構造特性に応じた設計法を適用するものとする。なお、常時の鉛直土圧係数は、 $\alpha=1.0$ とする。

ここに、基礎の設計支持角 β の考え方は、以下のとおりとする。（図 4.1.9-2 参照）

ア 管体の基礎地盤および管体周辺は十分な締固めを行うことが前提であるので、通常は $\beta=90^\circ$ としてよい。ただし、管体周辺の盛土材が高含水比の粘性土である場合、あるいは管体周辺の盛土材の締固めが十分に行えない等のために円形管体側面の抵抗土圧が十分発揮できないと推定される場合は、 $\beta=60^\circ$ として設計する。

イ $\beta=120^\circ$ とする場合は、管体周辺の盛土材が砂質系の良質土で十分な締固めが行えるものでなければならない。

基床の形状寸法は、表 4.1.9-2 によるものとし、設計に考慮する活荷重は、「4.1.2.4 荷重条件 (3)活荷重」に示す自動車荷重（輪荷重）とする。

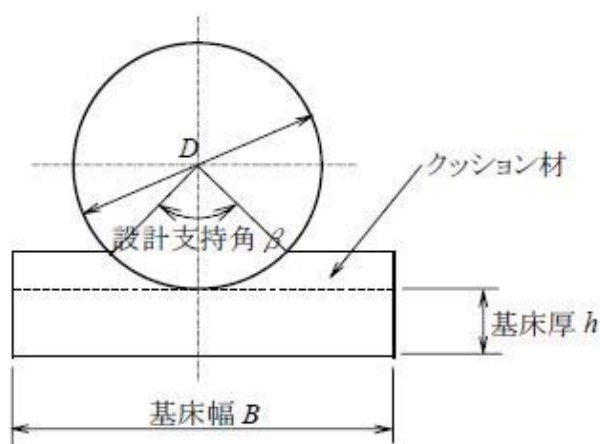


図 4.1.9-2 断面たわみ性の円形管体の設計支持角 β

ダクトイル鋳鉄管：管底支持角($\beta=2\theta$)，鋼管：基礎支持角($\beta=\theta$)

表 4.1.9-2 基床幅および基床厚の目安

地盤の種類	基床幅 B	最小基床厚 h	摘要
普通地盤	2D	0.2D または、 30cm 以上	
軟弱地盤	2D～3D	0.3D または、 50cm 以上	
岩盤等	1.5D	50cm 以上	固結工法等による固 い改良地盤を含む

ここに、D：呼び径

② 円形管体の部材の応力度

円形管体の部材の安全は、上述した管厚計算式等によって求めた応力度が、当該材料の許容応力度以内であることを照査することで確認する。

③ 円形管体の断面たわみ率

たわみ性管として設計される普通鋼管およびダクタイル鋳鉄管の許容断面たわみ率は、一般に 3.0% が用いられている。樋門の管体においても 3.0% とする。

管体の断面たわみ率は、横方向の計算で求まる変形量と管径の比として算出し、適切に定めた許容断面たわみ率以下でなければならない。

なお、管体の内面にモルタルライニングを行う場合も、同様とする。

【参考：円形管体の管厚計算式】

円形管体（ダクタイル鋳鉄管・鋼管）については、「樋門要領 P. 140～143」を参考とする。

【樋門要領 P. 130～143】

【柔構造手引き P. 139～148】

【要領（河川） 河 2-89～90】

【技術基準（設計Ⅰ） P. 105】

4.1.9.2 胸壁の設計

胸壁は樋門本体と一体構造とし、胸壁のたて壁および底版は各々が樋門本体に固定された片持梁として設計することを原則とする。

たて壁の計算においては、図4.1.9-3に示すように主働側の土圧・残留水圧等を考慮し、受働側の土圧・水圧は考慮しないものとする。

底版の設計においては、図4.1.9-4に示すように自重・土重・揚圧力・地盤反力等を考慮し、底版の地盤反力は、計算条件によってその大きさが異なる場合があるので、安全性に配慮して荷重条件を設定する。

検討ケースとしては、常時および地震時について行う。

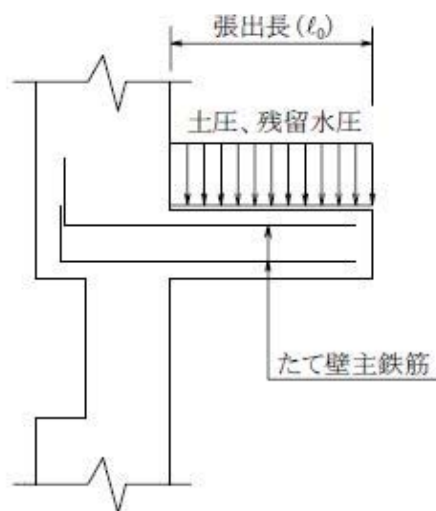


図 4.1.9-3 たて壁の設計

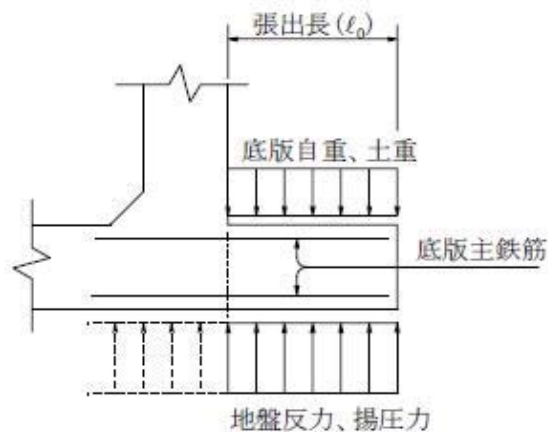


図 4.1.9-4 底版の設計

【樋門要領 P.144】

【柔構造手引き P.181～182】

4.1.9.3 門柱・操作台の設計

門柱は函体頂版を固定端として、横方向は門形フレーム、縦方向は片持梁として設計を行う。

検討ケースとしては、常時、地震時、風荷重作用時、温度変化時について行うものとし、標準的な荷重条件を図4.1.9-5に示す。

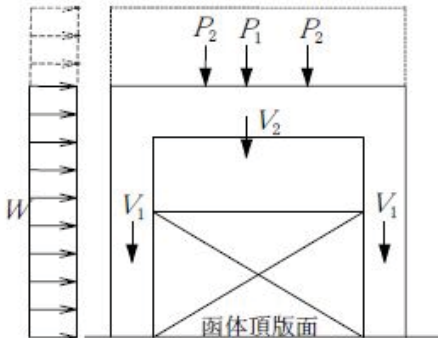
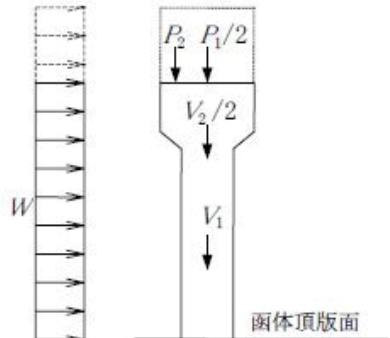
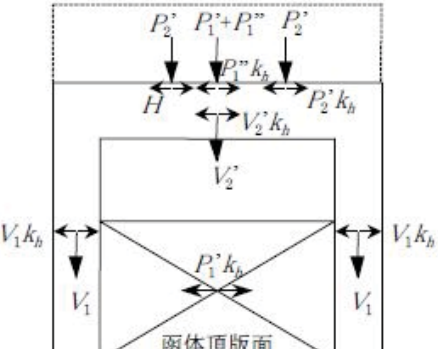
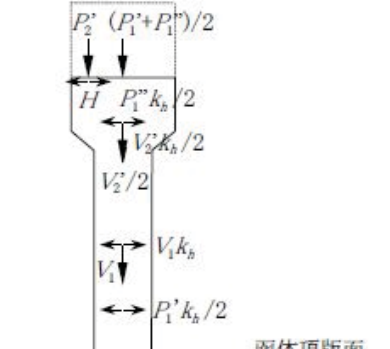
	横方向	縦方向
常時および風荷重作用時	 P_1 : (ゲート+開閉装置)の自重+摩擦抵抗力 P_2 : 管理橋反力(死荷重+活荷重) W : 風荷重 (風荷重作用時のみ考慮) V_1 : 門柱の自重 V_2 : (操作台+上屋)の自重+群集荷重	 記号は左に同じ
地震時	 P_1' : ゲート自重 P_1'' : 開閉装置自重 P_2' : 管理橋反力(死荷重) H : 管理橋の慣性力 V_2' : (操作台+上屋)の自重 kh : 設計震度	 記号は左に同じ

図 4.1.9-5 門柱設計の標準的な荷重条件

(1) 設計の考え方

- ① 常時の設計には、風荷重を考慮しない
- ② 風荷重作用時の許容応力度の割増しは、「4.1.2.8 材料条件 (3) 許容応力度 ⑥ 許容応力度の割増し 表 4.1.2-20」による。
- ③ 地震時の管理橋の慣性力は、支承の条件(可動, 固定)に応じて算出する。
- ④ 門柱の設計に考慮する有効断面には、原則として、戸当りの箱抜き部分の二次コンクリートを考慮しない。

- ⑤ 門柱の横方向の設計においては、図 4.1.9-6 の①に示すように柱断面を区分して設計してもよい。区分した断面の設計に用いる断面力は、曲げモーメントに対しては剛比で、軸力およびせん断力に対しては面積比で配分する。
- ⑥ 門柱の縦方向の設計においては、図 4.1.9-6 の②に示すように柱断面を矩形断面として設計してもよい。それぞれの柱（端柱および中柱）の設計断面力は、縦方向全体の断面力をそれぞれの柱の全断面積を考慮した剛比で配分する。
- ⑦ 門柱と函体頂版の接続部は、図 4.1.9-7 に示すような斜め補強筋あるいはその他の方法で補強することが望ましい。

	(a) 端柱	(b) 中柱(2連)
① 横方向の設計		
② 縦方向の設計		

図 4.1.9-6 門柱の有効断面の考え方

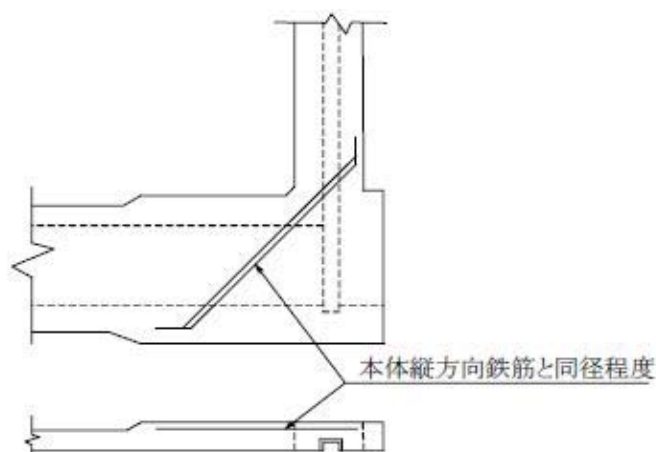


図 4.1.9-7 門柱と函体接続部の配筋

【樋門要領 P.144～146】

【柔構造手引き P.182～184】

【要領（河川） 河 2-91～92】

【技術基準（設計 I） P.106～107】

4.1.9.4 遮水壁の設計

遮水壁は、函体と堤体との接触面に沿って生じる浸透水（ルーフィング）や地盤の弱線に沿うパイピングを防止するものであり、現場打ちコンクリートの場合は、遮水壁と函体は一体構造とし、プレキャスト構造の場合等で一体構造とすることが困難な場合は、止水性に十分配慮した構造としなければならない。

また、遮水壁は、遮水矢板等の遮水工と一体となって浸透流による悪影響を防止するものであり、函体および遮水工に作用する周面摩擦力の影響等による力が伝達されため、遮水壁の各部はこれらの力に対して安全な構造としなければならない。

【樋門要領 P.146～147】

【柔構造手引き P.185】

4.1.9.5 翼壁の設計

翼壁は、原則として樋門本体と分離した自立構造として設計する。

ただし、翼壁長が短いために翼壁を自立構造とすることが不適当な場合、および函体端部の安定を図るために翼壁の一部を樋門本体と一体化することが望ましい場合は、樋門本体と一体化してもよい。

また、翼壁と樋門本体との接統部は、段差が生じやすいので、樋門本体の沈下性状と整合させるように配慮することが望ましい。

（１）設計の考え方

- ① 検討ケースとしては、常時および地震時について行う。
- ② 翼壁の一般的な安定照査条件は、表 4.1.9-3 のとおりとする。
ただし、U型タイプの翼壁の場合は、滑動および転倒の照査は行わなくてよい。
（「4.1.7.3 浮き直接基礎 （３）翼壁の安定に対する検討」 参照）
- ③ 揚圧力による浮上りに対する安全率は、U型タイプおよび逆T型タイプともに、 $F_s = 4/3$ とする（図 4.1.9-8 参照）。
- ④ U型タイプの側壁の設計では、側壁に作用する土圧や水圧の鉛直成分および側壁の自重は、通常は無視してよい。

表 4.1.9-3 翼壁の安定照査条件（表 4.1.7 参照）

	滑動 (安全率)	転倒 (荷重の偏心距離 e)	地盤支持 ※	揚圧力 (安全率)
常時	F s=1.5	$ e \leq \frac{B}{6}$ 、B:底版幅	地盤の降伏変位量 (フーチングと地盤面の正 の相対沈下量が 5cm かつ フーチング幅の 1%以下)	F s=4/3 図 4.1.9-8 参照
常時 (揚圧力考慮)	F s=1.2	$ e \leq \frac{B}{3}$ 、B:底版幅		
地震時				

※必要に応じて施工時の地盤の支持力を照査する。

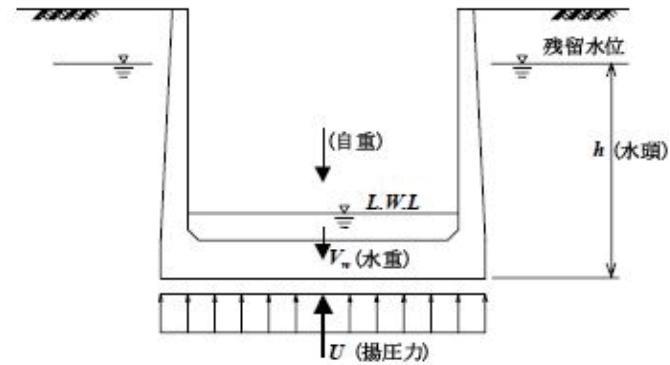


図 4.1.9-8 翼壁の浮上りに対する検討（図 4.1.7-6 参照）

- ⑤ 翼壁の端部（ウイング部分）の設計においては、原則として単位幅当りで安定を確保する。ただし、翼壁のウイング部が水路部と一体とみなしうる場合は、図 4.1.9-9 に示すように、翼壁全体に作用する外力に対し一体とみなせる底版の範囲を安定計算に考慮してもよい。

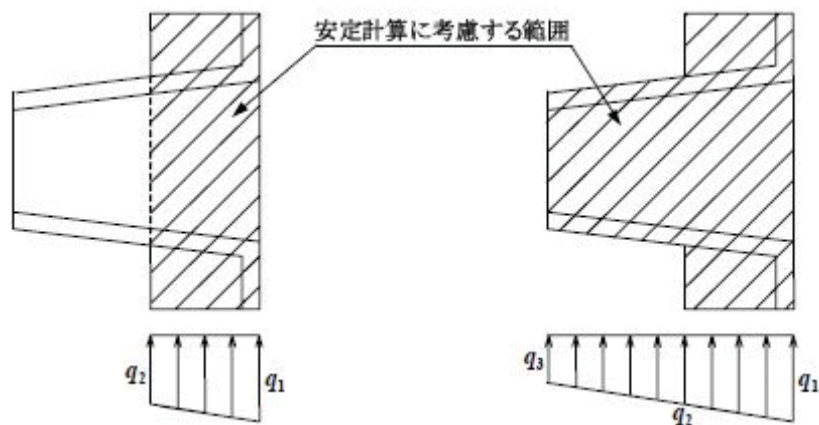


図 4.1.9-9 翼壁の安定に考慮する底版の範囲の考え方（図 4.1.7-7 参照）

【樋門要領 P. 147～148】

【柔構造手引き P. 186～187】

【要領（河川） 河 2-93】

【技術基準（設計 I） P. 107】

4.1.10 付帯構造物の設計

4.1.10.1 護岸工

(1) 取付水路

川表の取付水路は、本川洪水時に堤防に及ぼす影響を最小限かつ治水上問題のない範囲にとどめる。

- ① 地盤が軟弱である場合、法面安定や沈下等に留意した構造とする。
- ② 川表の取付水路は、原則として堤防法線に直角に設ける。
- ③ 高水敷が公園等に利活用されている場合などは、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などに配慮し、必要に応じて生態系にも配慮する。

(2) 取付護岸および護床工

取付護岸および護床工は、流水による洗掘等から堤防を防護できる構造とする。

① 取付護岸の範囲

護岸工の施工箇所および延長は、河道内の水理現象の変化などを考慮して定めるものとし、**図 4.1.10-1～2** に示す。

ア 旧施設撤去の場合

護岸施工範囲は、掘削幅に上下流 2m を加えた長さとする。

イ 新設の場合（改築を含む）

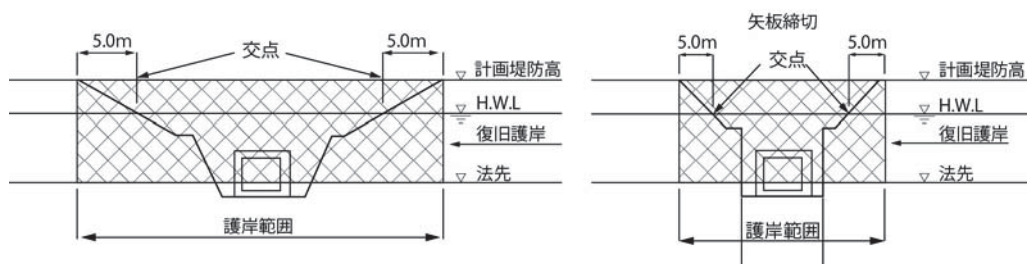
護岸工施工範囲は、掘削幅（掘削線と、HWL 又は現堤防高との交点）に上下流 5m を加えた長さ又は、河川構造令規則（上下流 10m）のどちらか大きい範囲とする。

（“現堤防高との交点” とは HWL より現堤防高が低い場合）

旧施設撤去の場合



新設の場合



注) 例は掘削より決まる場合

図4.1.10-1 取付護岸工の範囲（土木工事設計要領 河川編）

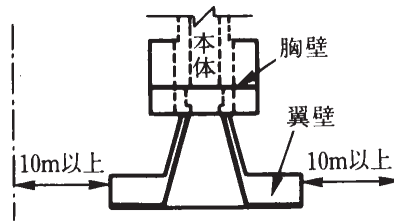


図4.1.10-2 取付護岸工の範囲（構造令）

② 取付護岸の高さ

取付護岸の高さは、計画堤防高もしくは現況堤防高までとする。

③ 取付護岸の構造

取付護岸の構造は、本設計基準書の「第4編 設計編 第3章 河川堤防 第3節 護岸 3.3.3 護岸の構造 図3.3.3-4 河川施設取付護岸の構造事例」を参照する。

④ すり付け工

取付護岸計画においては、既設堤防の現状（完成堤・未改修）に応じて、上下流端部にすり付け工を設けるものとし、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。

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し、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。

すり付け工の施工延長は、既往事例からは概ね 5m 以上と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。

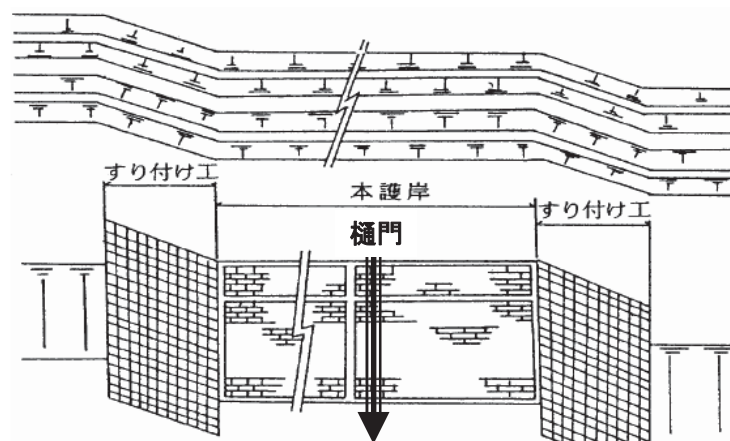


図 4.1.10-3 すり付け工

⑤ 護床工

護床工は、原則として屈撓性を有する構造として設計する。

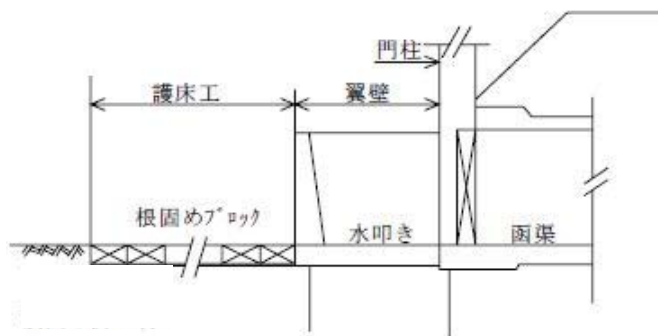


図 4.1.10-4 護床工

(3) 高水敷保護工

高水敷保護工は、水流の作用による高水敷の洗屈を防止しうる構造として設計する。

高水敷保護工の施工幅は、堤防法尻より15mの範囲は取付護岸幅とし、それ以上は3～5m程度を標準とする。

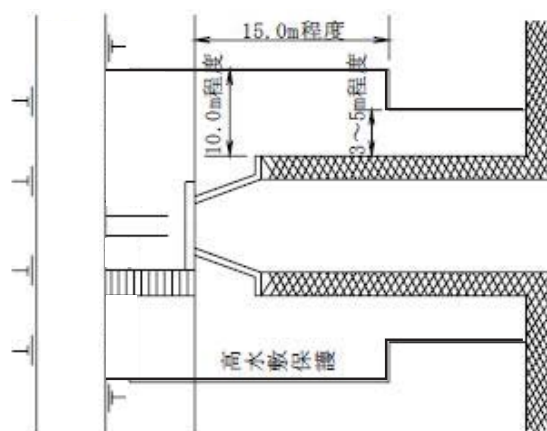


図 4.1.10-5 高水敷保護工

4.1.10.2 階段工

樋門の堤防のり面には、原則として管理用の階段を設けるものとし、適用においては、本設計基準書の「第4編 設計編 第4節 坂路・階段」を参照する。

- (1) 階段は、川表・川裏のそれぞれの堤防のり面に一直線となるように設けることが望ましく、一般に、樋門の下流側に設置する。
- (2) 階段の幅員は、管理用階段として 2.0m を標準とする。
- (3) けあげ高 20cm、踏み面 40cm (勾配 1 : 2.0) を標準とする。
- (4) 掘込河川および単断面河道で、標準的な管理用階段（幅員 2.0m）の確保が困難な場合は、本土工下流側の胸壁工および吐口工に足掛金具 (B=300) を設置する。

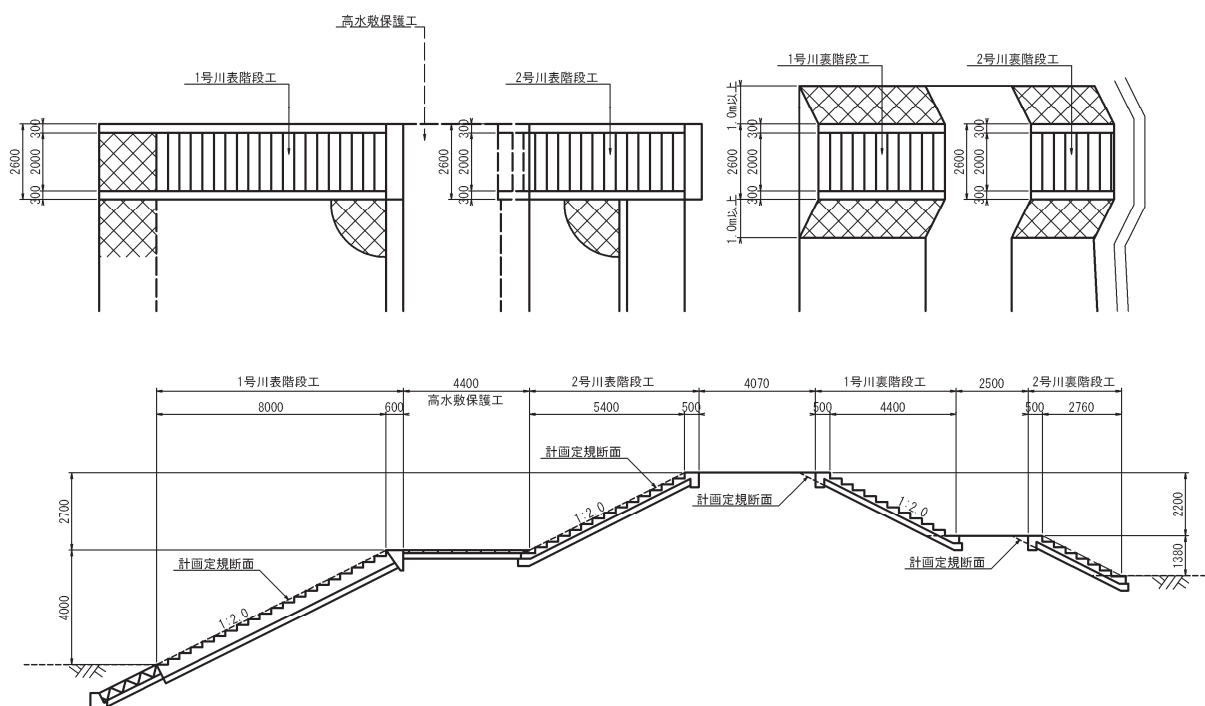


図 4.1.10-6 階段工

4.1.10.3 管理橋

管理橋は原則として鋼製とし、幅員は1.1m 以上（有効幅員1.0m以上）とする。

また、管理橋は1スパンを原則とし、樋門の沈下や変位に対応できるように、堤防側に可動支承を設けるものとする。

橋台の位置は、原則として計画堤防定規断面外とするが、余盛がない築堤河川および掘込河川ではこの限りではない。

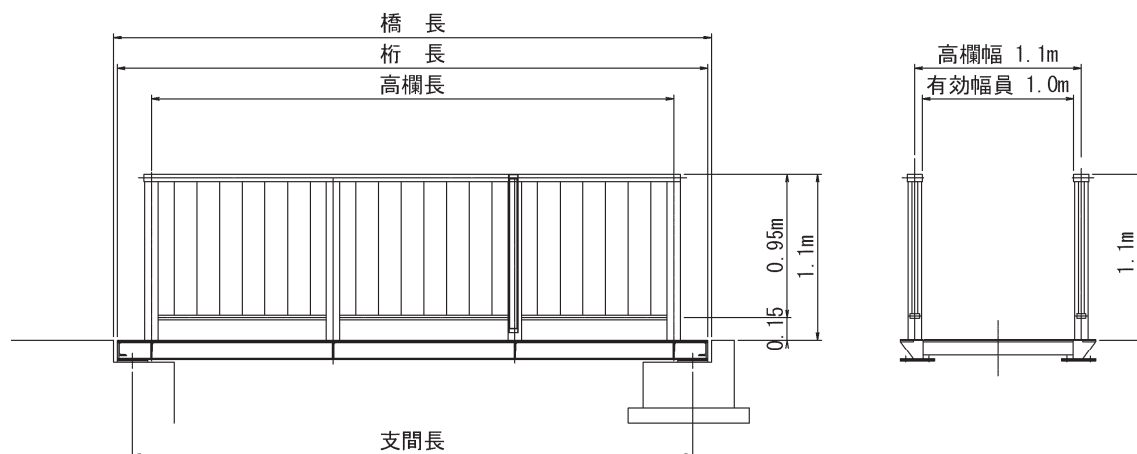


図 4.1.10-7 管理橋

4.1.10.4 量水標

樋門の川表および川裏には、維持管理および安全に必要な付属施設として、翼壁および門柱付近などに水位標識（量水標）を設ける。



写真 4.1.10 量水標（参考）

4.1.10.5 付属施設

樋門には、維持管理および安全に必要な付属施設として、川表および川裏の胸壁および翼壁に転落防止用の防護柵、適切な位置に照明等を必要に応じて設ける。

【樋門要領 P.149～151】

【柔構造樋門の手引き P.103～106】

【要領（河川） 河 2-86～89】

【技術基準（設計Ⅰ） P.103～104】