

第6章 樋門

6-1 樋門設計の基本 [河川砂防(設I)第1章 8.1.1]

1) 設計の基本

樋門は、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通常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、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、付近の河岸および河川管理施設等の構造に著しい支障を及ぼさず、水棲生物等の生息環境を考慮し、ならびに樋門に接続する河床、高水敷等の洗掘の防止について適切に考慮された構造となるよう設計するものとする。

【解説】

樋門の設計の基本的事項は、河川砂防技術基準によるものとする。本要領は、この基準の意図するところを実現する技術資料として位置付けられる。

樋門は、以下に示すような基本的な性能（機能を含む）を十分考慮し、当該樋門に求められる性能を満足するように設計しなければならない。

樋門の設計においては、樋門の周辺が堤体漏水の原因となり易いことから堤防機能の確保が樋門設計の重要な課題であるので、樋門の構造体としての安全性の確保は当然として、むしろ堤防機能を優先して確保するように努めなければならない。

① 制水機能の確保

排水樋門は、計画高水位以下の水位の流水（計画高水位の定めのない水路等においては、水路の設計流量、または流下能力）の流下を妨げない断面とし、堤内の排水（洪水流を含む）を安全に本川に流下させ、本川洪水時には本川の流水の堤内への逆流を防止する。

取水樋門は、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とし、本川から必要に応じて所要の流水を堤内に導水し、本川洪水時には本川の流水の堤内への逆流を防止する。

② 堤防機能の確保

樋門および周辺堤防は、洪水時において本川の流水の流下を妨げることなく、流水（浸透流による影響を含む）が堤内へ浸入するのを防止する堤防としての機能を確保する。 [柔構造樋門（共通）7.1]

堤防の盛土については、既設堤防とのなじみをよくするため段切りを行い、材料の選定基準、品質管理の基本となる締固め度等を規定することにより、堤防に求められる機能を確保するものとする。

[河川土工マニュアル]

③ ゲート機能の確保

樋門は、所要の条件において使用者がゲート操作を確実かつ容易に行える操作性、およびゲート機能を保持するための日常点検等の維持管理のし易さなどの使用性を確保する。また、ゲート機能を維持するため、部材等の点検、塗装、消耗部品の取替え、補修等が容易に行えるように考慮する。

④ 地盤の変位・変形に対する安全性の確保

樋門は、周辺堤防と地盤との相互作用に十分配慮し、特に軟弱地盤上に設ける樋門は地盤の変位・変形によって堤防に悪影響を与える可能性を考慮し、それに対応できる構造とする。 [柔構造樋門（共通）7.2.1]

⑤ 想定される荷重に耐える必要な強度の確保

樋門の機能を確保するため、想定される荷重条件のもとで、安定、変位および破壊に対して必要な安全性を確保する。

⑥ 流水の乱流等に対する防護

樋門は、計画高水位以下の水位の流下を妨げることなく、付近の河岸および河川管理施設等に支障を及ぼさず、ならびに樋門に接続する河床、高水敷等の洗掘の防止に適切に配慮する。

⑦ 環境に対する配慮

樋門を設計する場合は、樋門の建設によって地域の水環境および景観が損なわれないように、周辺の河川環境との調和を図って環境保全に配慮する。また、うるおいのある水辺空間や魚類の遡上・降下等の水棲生物の生息環境に配慮し、多様な生物の生育・生息環境の場を保全するように努める。

⑧ 景観に対する配慮

樋門の構造上、門柱、ゲート扉体、操作室等は水面より上部に位置するため、景観への影響が大きい。各部位の形式、形状、上屋の材料選定の際には、周辺の景観との調和を図るよう配慮する。

⑨ 維持管理に対する配慮

樋門の維持管理を踏まえ、点検のための点検歩廊の設置、カメラ等の監視設備の設置等を検討する。また、扉体、戸当りについてはライフサイクルコストの低減を考慮した材質を選定する。

2) 概要説明

河川堤防内に築造された樋門において、土堤と樋門本体の周辺部に空洞の発生する例（空洞化）が多く、これが洪水時の河川堤防の安全を脅かす原因となると認識されている。空洞化は、近年の調査研究から地盤の沈下が大い軟弱地盤において本体を支持杭基礎等によって剛支持することが主原因であることが明らかになった。このことから、樋門の基礎としては、支持杭基礎を原則として採用しないものとし、地盤の沈下に対応できる直接基礎および柔支持基礎（柔構造樋門）とするものとした。

3) 柔構造樋門

柔構造樋門は、周辺堤防の空洞化対策の検討から新しい樋門の設計・施工法として開発されたものであり、樋門本体を地盤の沈下変形に追従できる構造として堤防と一体的に挙動させることで堤防との密着性を確保しようとするものである。

柔構造樋門の設計の基本的考え方は「柔構造樋門設計の手引き：(財)国土開発技術研究センター」にまとめられている。本要領は、この図書に示される柔構造樋門の設計理念を踏襲し、中部地方整備局管内の軟弱地盤の特性および現在までに得られている知見を考慮して当地域の実状に合う柔構造樋門の設計の考え方としてまとめたものである。しかし、今後さらに充実させなければならない課題も多いので本要領の記述にのみ頼るのではなく、今後の新技術・新工法などの動向を踏まえ、柔構造樋門の設計理念に合致するよりよい設計となるように努める必要がある。

4) 適用の範囲

(1) 適用範囲

本要領に示す事項は、河川区域内に設置する樋門の設計に適用する。運用にあたっては、当該河川の特徴、地盤の特徴、工事の規模と内容等の現地条件を十分把握し、現地への適用性を考慮しなければならない。

特殊条件の場合や特殊な構造の樋門の設計については、6-7 に記述した。ここでは本要領の作成時において課題が十分には解決されていないもの、あるいは採用にあたって検討が必要なものを示している。これらの標準的でない構造を採用する場合は、各々の課題について十分に検討し、課題に対する解決の見通しが得られていなければならない。

なお、樋門の基礎として支持杭基礎形式は原則として採用しないことから、本要領には支持杭基礎の設計に関する記述をしていない。

(2) 建設省土木構造物標準設計、第3巻・第4巻（樋門・樋管）の適用について

建設省土木構造物標準設計の樋門の構造は、柔構造樋門に完全には対応していないので使用する場合は次の事項を考慮する。このようなことから、現行の標準設計を使用するメリットは少ないので、地盤条件が良好な小規模の樋門を除いてその適用は慎重でなければならない。

- ① 本体の縦方向の設計は、必ず行う。
- ② 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設計することを原則とする。
- ③ 管理橋の支承を門柱部に固定とする場合は、地震時の管理橋の慣性力の算定にこの影響を考慮しなければならない。
- ④ その他、柔構造樋門の設計法の趣旨を反映させる。

6-2 設計一般

6-2-1 設計の基本事項

1) 樋門の基本諸元

(1) 計画流量

① 計画流量の算定 [河川砂防(計) 2.8]

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、流域に貯留現象がなく、または、貯留現象を考慮する必要がない河川においては、一般に以下に示す合理式法により算定してもよい。

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

ここに、

Q = 計画流量 (m³/s)

f = 流出係数

r = 洪水到達時間内の平均雨量強度 mm/nr)

A = 流域面積 (km²)

- a. この式の適用範囲は、豪雨の面積スケール 40 km²程度以下の流域と考えられるが流域の降雨条件が一樣とみなされる場合には、より大きな流域にも適用される。 [水理公式集 3.2]
- b. 合理式法による計画排水量の採用にあたっては、比流量図 [河川砂防(計) 2.8] により、同一水系内の他河川、他水系で流域の状況が類似している河川等との計画規模のバランスを検討しておくものとする。

② 流出係数 [河川砂防(計) 2.8]

合理式において用いる流出係数の値は、流域の地質、将来における流域の土地利用状況等を考慮して決定するものとする。

- a. 流出係数の値については [河川砂防(調) 5章 2節 2.2] に示すとおりであるが、一般には次の値を標準値として用いてもよい。

表 6-2-1 流出係数

土地利用	流出係数
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

- b. 地目が混在する場合の流出係数は加重平均値を流域全体の流出係数とすることができる。

③ 洪水到達時間 [河川砂防(計) 2.8]

合理式に用いる洪水到達時間は、原則として雨水が流域から河道にいたる流入時間と、河道内の洪水伝播時間(流下時間)の和として算定する。

a. 流入時間(t_1)と流下時間(t_2)に分けて求める方法i. 流入時間(t_1)

一般には次の値を標準として定めてよい。 [河川砂防(計) 2.8]

表 6-2-2 流入時間

流域概要	集水面積 (km ²)	流入時間 (min)
山地流域	2	30
特に急斜面流域	2	20
下水道整備区域	2	30

ii. 流下時間(t_2)

i. 一般には、kraven (クラーベン) 式による場合が多い。 [河川砂防(計) 2.8]

$$t_2 = L/W$$

ここに、 t_2 = 流下時間 (sec)

W = 流下速度 (m/s)

L = 河道距離 (m)

表 6-2-3 流下速度

流路勾配 L	流下速度 W
1/100 以上	3.5m/s
1/100~1/200	3.0m/s
1/200 以下	2.1m/s

ii. 河道においては、Manning の平均流速公式が流下速度を与えるとして計算してもよい。

b. 土木研究所で整理した式 [河川砂防(調) 第5章 2節 2.2]

$$\text{都市流域では、 } T = 2.40 \times 10^{-4} (L/\sqrt{S})^{0.7}$$

$$\text{自然流域では、 } T = 1.67 \times 10^{-3} (L/\sqrt{S})^{0.7}$$

ここに、

T : 洪水到達時間 (h)

L : 流域最遠点から流量計算地点までの流路長 (m)

S : 流量最遠点から流量計算地点までの平均流路勾配

この公式の通用範囲は、都市流域で流域面積、 $A < 10\text{km}^2$ 、 $S > 1/300$ 、自然流域では、 $A < 50\text{km}^2$ 、 $S > 1/500$ である。

④ 平均雨量強度

合理式法において用いる洪水到達時間内の平均雨量強度は、原則として確率降雨強度曲線式により求めるものとする。

a. 計画雨量規模

計画雨量規模は、支川の計画規模に合わせたものとするが、流域の開発状況(現況及び将来)等を勘案の上定めるものとする。また、水路の流末に接続する場合の計画雨量規模は、水路の計画規模相当または、現況流下能力等を勘案して定めるものとする。

なお、確率雨量の計算は、水理公式集 第4編 2.1によるものとする。

b. 降雨強度曲線式 [水理公式集 第4編 2.1]

Talbot (タルボット) 型	$r = \frac{b}{t+a}$	Sherman (シャーマン) 型	$r = \frac{b}{t^n}$
Cleveland (クリーブランド) 型	$r = \frac{b}{t^n + a}$	久野・石黒型	$r = \frac{b}{t^{0.5} \pm a}$

ここに、 r : 降雨強度 (mm/h)

t : 降雨継続時間 (min)

a, b, n : 各地点で定まる定数

それぞれの式の適合値の判定は標準偏差を計算して求める。

(2) 樋門の断面 [構造令]

① 排水樋門

a. 函体断面は、維持管理の容易性等を考慮して内径 1.0m 以上でなければならない。

b. 函内流速は、支川の断面の大きさ、接続する排水河川の洪水流下への影響等を考慮するとともに、樋門吐口部において、限界流速となるように設定するものとする。

ポンプ場に接続する樋門の函内流速は、ポンプ吐出管での流速を超過しないように定めるものとする。

c. 計画排水量が流下するときの函内の水位は、樋門吐口で限界水深を算出し、それを出発水位として、上流に向かって不等流計算を行い算出する。なお、樋門吐口で限界水深が発生しない場合は、(川表翼壁の水路幅が樋門断面幅と同じであるような場合など) 不等流計算の出発点を適宜設定することとする。

d. 樋門の内り高 (図 6-2-1 参照) については、流木等の流下物が特に多い場合を除き、樋門が横断する河川または水路の計画高水位に表 6-2-4 に掲げる値を加えた高さ以上とし、残留沈下量とキャンパー量を考慮して決定する。

e. 広域地盤沈下が予想される場合は、その影響を考慮して余裕高を決定する。

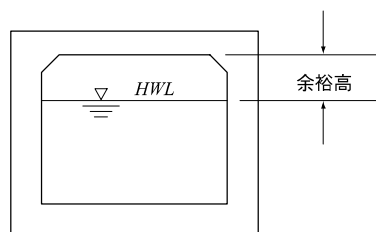


図 6-2-1 函体断面の余裕高

表 6-2-4 樋門の余裕高

計画高水流量 (m^3/s)	余裕高	備考
20 未満	計画高水流量が流下する断面の 1 割を内のり幅で除した値以上	残留沈下量の扱いは、適宜検討の上、左表の値に加算してもよい。 (0.1m 単位に切り上げる)
20 以上 50 未満	0.3m 以上	
50 以上	0.6m 以上	

〔構造令〕

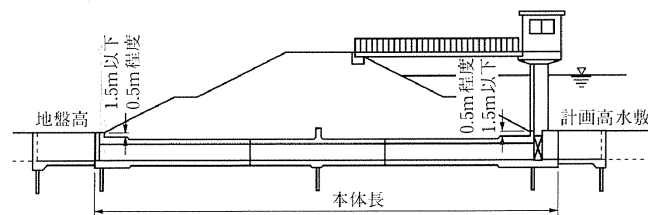
② 取水樋門

取水樋門の断面は、排水樋門に準じるが、計画取水量に対応できかつ函体内に土砂が沈殿しないように断面を定めるのがよい。取水可能量が過大となる場合には、計画取水量以上の取水ができないような措置を行なう。

(3) 樋門の本体長 〔柔構造樋門（共通） 6.1〕

樋門の本体長は、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は、胸壁が護岸の基礎として機能することを考慮して、函体頂版の天端から胸壁の天端までの高さが 0.5m 程度とするのを原則とする。



〔柔構造樋門（共通） 6.1〕

図 6-2-2 樋門の本体長

(4) 樋門の敷高

① 敷高の決定

樋門の敷高は、堤内湛水地域の地盤高、本川の河床高、支川あるいは水路の敷高、湛水位を考慮して、堤防の安全、用排水に支障のない高さとする。

- 排水樋門の敷高は、低すぎると土砂が堆積して流下断面積が減少し、高すぎると排水能力が減少するので、本川の河床高と支川あるいは水路の敷高との関係から決定する。
- 取水樋門の敷高は、河床低下により取水困難となっている例が多く、低すぎると取水量が水利権以上となることがあるので、過去の河床変動の動向を調べ将来の河床低下を考慮して決定する。

② 樋門の縦断勾配

樋門の敷高は、一般に水平とする。ただし、柔構造樋門の本体の不同沈下による疎通能力の障害を特に軽減する必要がある場合は、函体に縦断勾配を付けることが有効な場合がある。縦断勾配を付ける場合は、流速が大きくなって吐口部の洗掘が生じないように配慮する。

2) 樋門の構造形式 [柔構造樋門(共通) 2.4]

樋門の構造形式は、基礎地盤の残留沈下量および基礎の特性等を考慮して選定するものとし、原則として柔構造樋門とする。

6-2-2 地盤調査

1) 地盤調査の基本

(1) 調査計画

地盤調査は、樋門の計画、基礎形式の選定、設計条件の決定のためのみならず、施工中の仮設構造物などの設計・施工管理、樋門の維持管理までを視野に入れて調査計画を立案する。

軟弱地盤の場合は、当該工事で発生する障害や問題を的確に予測し、それらを整理して検討すべき課題を明確にすることが重要であり、柔構造樋門の設計を行うためには、地盤の沈下・側方変位などの地盤の変形挙動や地盤改良を行うに必要な地盤情報を得る必要がある。また、おぼれ谷の存在、砂層などの薄層の介在など、軟弱地盤の全体的分布状況、軟弱地盤の層相の変化状況、支持層の傾斜状況を把握する。

地盤調査を進めるにあたっては、次の事項について常に留意する。

- ① 地盤調査の対象となる樋門の特性、目的などを十分に把握する。
- ② 必要な地盤情報は何かを、明確にする。
- ③ 既存資料に何があるかをよく調べる。地盤条件に関する既存資料と、当該地点に関する地形・地質情報の活用は重要である。
- ④ 段階的に調査を進め、問題点を浮かび上がらせるとともに、重点的に調査すべき事項をしぼり込む。すなわち、画一的な調査でなく、目的に対応した調査を行う。

(2) 予備調査と本調査

地盤調査には、建設地点の選定および本調査の計画のために行う調査と、構造設計（実施設計）のために行う調査がある。前者は予備調査で、後者が本調査と呼ばれる（表 6-2-5 参照）

表 6-2-5 予備調査と本調査の調査内容

調査	目的	調査内容
予備調査	地盤の土層構成・特性の概略の性状を把握する。	既往の資料収集、既存構造物の調査、地表地質調査、ボーリング、テストピットなどによる調査を必要に応じて組み合わせる。
本調査	地盤の土層構成、特性、地下水の状況などを把握する。	ボーリングを中心とした調査。土の諸特性は一般に土質試験によって求める。 成層状態が明らかな場合は、ボーリングを減らして、サウンディング（スウェーデン式サウンディングやオランダ式二重管コーン貫入試験等）を併用してもよい。 成層状態が複雑な場合は、支持地盤の傾斜や中間砂層の連続性を確認する。

地盤調査をこのように分けて行うのは、調査を効果的かつ効率的に行うためである。したがって、理想的には予備調査から本調査と順序を踏んで調査を進めるのがよい。しかし、小規模な樋門の場合は、予備設計を省略して本調査のみとする方が効率的となることも多い。

このようなことから、地盤調査を予備調査と本調査に分けて行うか、あるいは本調査のみとするかは、いずれの方法が地盤調査の目的を効率的に果たすことができるかで判断すべきである。樋門の位置が確定しており、地盤の概略の性状が明らかな場合は、予備調査を省略してもよい。

2) 資料収集

資料収集は、既存の資料を収集整理し、軟弱地盤の分布や土質工学的特性、施工事例等についての情報を得て計画上の参考とするものであり、その主要目的は、次のとおりである。

- ① 計画上大きな課題となりうる事態を予測する。
- ② 地盤（軟弱地盤）の概況を把握する。（軟弱地盤の分布範囲、土層の厚さ、沈下・変形などの概略の工学的特性）
- ③ 施工条件その他の制約条件を把握する。
- ④ 本調査の計画を作成する資料とする。

調査すべき資料の種類としては、次のもの等がある。

- a. 文献（論文、古文書、地域に関する資料等）
- b. 地形図、治水地形分類図
- c. 航空写真
- d. 地質図等諸図面
- e. 既存調査報告書および施工記録

文献としては、地質学、土質工学に関する学会論文、技術報告、地方地質誌、官公庁・民間ならびに大学等研究機関による発表資料などがあげられる。該当する資料だけでなく類似地盤における同様な設計施工例も参考となる。

地層条件を知るためには、表層土を剥ぎ取ったときに分布する地層状況をまとめた地盤図が有効である。地盤図としては、名古屋地域地質断面図集（地盤工学会中部支部、名古屋地盤図出版会）や通産省工業技術院地質調査所等から発行されている各種の地質図がある。

3) 本調査

(1) 調査内容

調査内容は、樋門の設計上の課題に対応した調査項目（表 6-2-6 参照）の中から選定して行う。標準的な室内土質試験および原位置試験の数量は、表 6-2-7 を目安とする。資料採取は、ボーリング調査において調査目的や土質に応じたサンプラーを選定して行う。一般に広く用いられているサンプラーとしては、表 6-2-8 に示すものがある。

(2) 樋門の地質調査

地盤調査では、地盤性状を精度良く把握するために必要なボーリングの位置・本数とし、特に地盤の即時沈下および圧密沈下の推定に必要な試験の密度・個数は、次項を加味して決定する。

- ① 圧密試験は、原則として層区分される粘性土層毎、および各層の層厚に配慮して必要な個数で実施する。
- ② 深度 20m 未満の緩い砂質土層では、原則としてボーリング孔内水平載荷試験を行う。
- ③ 液状化が想定される砂質土層では、振動三軸試験を行うなど〔柔構造樋門（共通）2.3.3〕を考慮して必要な調査項目を決定する。

表 6-2-6 調査目的別の一般的な試験項目

調査目的	試験項目		備考
土 圧	一軸または三軸圧縮試験	△	
	物理試験一式 ^注	△	
	盛土材の締固め試験	△	盛土材の物理試験 ^注 を行う
	N 値	○	
	地下水位	○	
圧密沈下	土の圧密試験	○	
	物理試験一式 ^注	○	
即時沈下	ボーリング孔内水平載荷試験	△	変形係数の推定
	N 値	○	
	物理試験一式 ^注	△	
地盤の支持力 堤防の安定	一軸または三軸圧縮試験	○	
	ボーリング孔内水平載荷試験	△	
	N 値	○	
	平板載荷試験	△	
液状化の判定	振動三軸試験	△	
	物理試験一式 ^注	○	
	N 値	○	
	地下水位（被圧地下水位を含む）	○	必要に応じて間隙水圧を測定
仮 設	一軸または三軸圧縮試験	○	
	物理試験一式 ^注	○	
	地下水位（被圧地下水位を含む）	○	
	現場透水試験あるいは揚水試験	△	地下水位低下工法

○：標準的に行う、△：必要に応じて行う。

注) 物理試験は、土粒子の密度試験、土の含水比試験、土の粒度試験、土の液性・塑性限界試験、土の湿潤密度試験を土質等を考慮して選択する。

表 6-2-7 試験等の数量の目安

試験項目		試験数量	適用試料	
			乱した	乱さない
標準貫入試験 (N 値)		1 回/m を原則とする。	---	---
原位置 試験	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	---	---
	平板載荷試験	適 宜	---	---
室内 土質 試験	土粒子の密度試験	1 個 / 3 m 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 / 3 m または 1 個 / 各層	○	○
	土の液性・塑性限界試験	1 個 / 3 m または 1 個 / 各層	○	○
	土の湿潤密度試験	1 個 / 3 m または 1 個 / 各層	×	○
	土の一軸圧縮試験	2 個 / 3 m または 2 個 / 各層	×	○
	土の圧密試験	2 個 / 各層	×	○
	土の三軸圧縮試験	適 宜	×	○

〔柔構造樋門（共通）2.3.2、加筆〕

表 6-2-8 主なサンプラーと標準的なボーリング孔径

	主な対象土質	ボーリング孔径	備 考
標準貫入試験	ほぼすべての土	66mm	乱した試料
シンウォールサンプラー	N 値 3 から 4 以下の軟らかい粘性土	86mm	乱さない試料
デニソン型サンプラー	やや硬質の粘性土 N 値 5 以上、20 ~ 30 以下	116mm	乱さない試料
サンドサンプラー (三重管)	砂質土、N 値 50 以上まで可能なものもある	86~135mm	乱さない試料

(3) 調査位置 [柔構造樋門 (共通) 2.3.2]

樋門のボーリング調査は、図 6-2-3 a) に示すように原則として構造物の位置において 3 個所以上行う。予備調査でやむを得ず構造物の位置でボーリング調査を行うことができなかった場合は、本調査において構造物の位置でボーリング調査を行うのがよい。改築樋門などで構造物の位置で調査することが困難な場合は、できるだけ新たに設ける構造物の近くで行う。

多連函体などで横幅が大きい樋門では、函体横方向（堤防縦断方向）の土層分布を把握するために必要に応じて、図 6-2-3 b) に示すようにボーリング等の調査箇所を増して（スウェーデン式サウンディングやオランダ式二重管コーン貫入試験等を併用してもよい）堤防縦断方向の地盤条件を把握する。

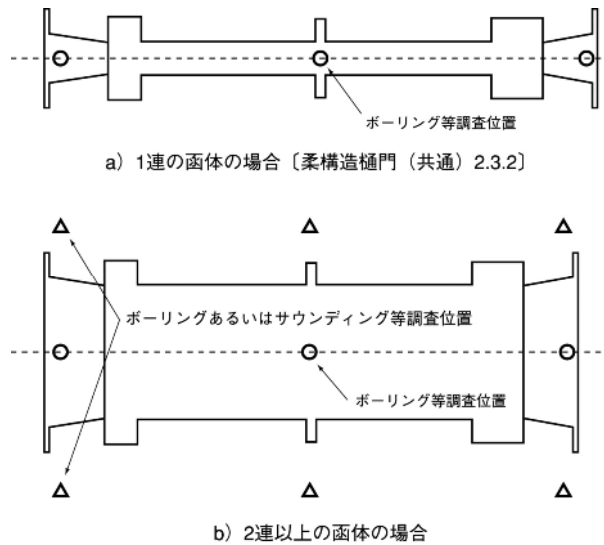


図 6-2-3 ボーリング調査位置の例

(4) 調査の深度 [柔構造樋門 (共通) 2.3.2]

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する。

良質な支持層としては、砂層・砂礫層では N 値が大略 30 以上、粘性土層では N 値が大略 20 以上を目安とし、これらの層厚が 3~5m 以上連続していることを確認する。支持層が沖積層である場合は、沖積層全層の調査を行っておくことが望ましい。

また、ボーリング調査終了後のボーリング孔は、被圧地下水の水みちや漏水の原因とならないように適切な材料を用いて充填しなければならない。充填材として、セメントモルタルにベンナイト溶液を加えた充填材が望ましい。

(5) 補足調査 [柔構造樋門 (共通) 2.3.2]

推定した地盤条件に基づいた設計が工事の安全性や工費に大きな影響がある場合は、補足調査あるいは追加調査を行って地盤定数を確認するのがよい。

次に示すような場合には、適切な方法による補足調査あるいは追加調査を行う。

- ① 軟弱層の深さが著しく変化していたり、複雑な土層構成であったため、土層の連続性を明確に把握できない。
- ② 必要な場所における試料採取の不足等によって、地盤の特性が的確に把握できない。
- ③ 設計段階で選定された対策工法を設計するための設計条件が決定できない。
- ④ 液状化の可能性がある場合に動的な調査・試験を追加するなど、さらに詳細な検討を必要とする場合。

6-3 基礎地盤の検討

6-3-1 地盤の残留沈下量の許容値と地盤の安定

1) 地盤の残留沈下量の許容値

地盤の残留沈下量の許容値の目安は、表 6-3-1 に示すとおりである。

表 6-3-1 残留沈下量の許容値の目安

樋門の構造形式	残留沈下量の許容値		適用
	キャンバー盛土非考慮	キャンバー盛土考慮	
柔構造樋門（直接基礎）	5 cm	—	
柔構造樋門（柔支持基礎）	30 cm	50 cm	

残留沈下量：将来予測される函体施工直後からの函体直近における地盤の沈下量、および地盤の沈下対策として実施された地盤改良後の床付け面あるいは基礎上面における沈下量

[柔構造樋門 7.3]

2) 地盤の安定

地盤の安定は、沈下・側方変位、支持力、液化化に対して検討する必要がある。

樋門の基礎地盤および樋門の周辺堤防の安定は、常時および地震時の円弧すべり安全率によって評価することが可能であり、円弧すべりに対する許容安全率は、一般に次の値がとられている。地震時の検討においては、慣性力および過剰間隙水圧を考慮する〔柔構造樋門（基礎）5.2 および（耐震）6.1〕。ただし、②と③を同時に作用させる必要はない。

$$\textcircled{1} \text{ 常時} \text{ ----- } F_s = 1.2$$

$$\textcircled{2} \text{ 地震時（慣性力考慮）} \text{ ----- } F_{sh} = 1.0$$

$$\textcircled{3} \text{ 地震時（過剰間隙水圧考慮：砂質地盤）} \text{ ----- } F_{sd} = 1.0$$

6-3-2 地盤の沈下量および側方変位量

1) 地盤の残留沈下量

(1) 地盤条件の検討

① 沈下特性の把握

柔構造樋門の設計では、地盤の残留沈下量分布（即時沈下、圧密沈下）に基づいて地盤対策の必要性を検討する。このため、地盤の沈下・変形特性に関する精度の良い地盤情報を把握することが重要である。また、広域地盤沈下や潮位・地下水位の変動に関する情報も合わせて重要である。

② 変形特性の把握

地盤の即時沈下や側方変位（弾性変形）は、地盤の変形係数を用いて求められる。地盤の変形係数は、N 値などから推定することもできるが精度が良いとはいえないので、ボーリング孔内水平載荷試験を行って地盤の変形係数を求めることが望ましい。

③ 地盤条件の整理にあたっての留意事項

a. 地盤調査の精度

地盤の土層構成や土の変形特性・強度特性などは、ボーリングや土質試験等によって調査されるが、その個数と頻度は限られたものであり、サンプリング等に伴う機械的な試料の乱れ、拘束圧力の変化、試験試料作成時の乱れなどから正確な地盤特性の把握は難しい。このために、地盤調査で得られた結果のみにとらわれずに、付近の調査で得られたデータなども参考にして十分に吟味する。

b. 地盤の不均質性

軟弱地盤を解析する場合は、一般に地盤を数層の土層にモデル化して代表的な土質定数を設定する。しかし、自然地盤はサンドシームの存在や土の強度・変形特性の異方性など平面的にも深度方向にも複雑であり、その挙動は過去の応力履歴に左右されるなど地盤の不均質性による解析結果への影響は大きい。このため、現実の地盤と解析・設計モデルとは隔たりがあることに配慮して地盤をモデル化するのがよい。

c. 地盤のモデル化

地盤をモデル化する場合は、次の事項を考慮する。

イ. 土質試験等によって得られるデータの種々の特性についてその相関性を吟味し、異常データか否かを判断し、異常値は棄却する。地盤情報の主要な相関性には、次のものがある。

- ・ 深度と非排水せん断強さ、および圧密降伏応力
- ・ 圧密降伏応力と非排水せん断強さ、および鉛直方向有効応力

ロ. 主要な土層毎に、その物理特性・強度特性・圧密特性などをプロットし、周辺地盤の既往のデータも参考として諸特性の傾向およびばらつきの範囲を把握する。

ハ. 土層の連続性は、堆積年代に基づく区分に従うのが基本であるが、区分された土層が厚い場合は、同一土層の中で圧密特性や強度特性が異なる毎に層区分するのがよい。

ニ. 既存資料による情報などを参照し、地盤条件を総合的に、また立体的に把握する。

d. 地盤の沈下対策と観測施工

盛土による軟弱地盤の沈下は、弾性的な即時沈下、間隙水圧の消散による圧密沈下、クリープ的な二次圧密沈下、側方流動に基づく沈下などからなる。しかし、十分な精度を持ってこれらを推定することは困難と思われる。したがって、地盤の沈下の算定にあたっては、地盤調査、土質定数の決定、沈下計算などの方法について吟味するとともに、過去の経験などを考慮しながら、施工の段階における沈下量等を計測する観測施工を行い、計測値に基づいて設計値を修正するのがよい。

(2) 荷重条件の検討

① 堤防盛土条件

沈下計算に考慮する盛土条件を設定する場合は、沈下が終息している既設盛土と盛土荷重として考慮する新規盛土を明確に区分しなければならない。さらに、次の項目について検討し、必要に応じて考慮する。

a. 余盛り盛土

b. 置換する場合は、置換材と原状土の単位体積重量差

c. 荷重として考慮した盛土（湿潤重量）が地下水位以下に沈下することによる浮力（水中重量）の影響

d. 堤防天端高を確保するために堤防が沈下した分を追加する盛土による影響

② 荷重条件

即時沈下の計算には、図 6-3-1 ｲ) に示すように床付け面以上の全盛土荷重を考慮する。圧密沈下の計算には、図 6-3-1 ｴ) に示すように新たに加わる腹付け盛土部分のみを考慮する。

上載荷重（活荷重）は、一般に圧密沈下の計算に必要なに応じて考慮する。なお、ここで上載荷重を考慮した場合は、本体の縦方向の計算には上載荷重を考慮しない。

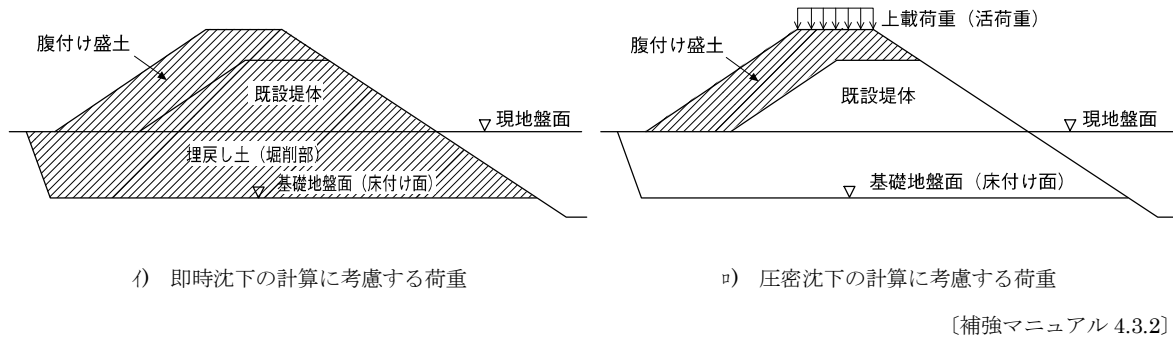


図 6-3-1 沈下の計算に考慮する荷重

(3) 残留沈下量の算定

地盤の残留沈下量は、函体施工以後の即時沈下量および圧密沈下量の沈下量分布を算出する。一般に樋門の存在を無視して計算してもよい。

① 即時沈下量

即時沈下量は、堤体盛土の载荷による地盤内のせん断変形に伴う沈下量であり、圧密終了地盤であるか否かに拘らず函体設置後の埋戻し盛土によって必ず発生する。比較的軟弱な地盤においては、即時沈下量がかなり大きな量に達するので、その推定には荷重条件や地盤の変形特性等の把握に十分な検討を要する。

即時沈下量は、即時沈下が卓越する土層までの深さを対象として、地盤を弾性体とみなし弾性変位量として求めることができる。〔柔構造樋門（共通） 5.3.2〕

なお、地盤の層厚分布が複雑な場合の即時沈下量は、地盤を弾性体とした FEM 解析等によっても求めることができる。

② 圧密沈下量

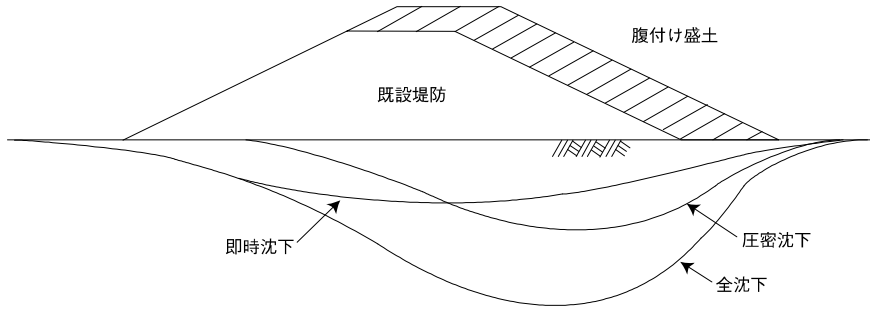
圧密沈下量の算定は、一般にテルツァギーの一次元圧密計算によって行なう。〔柔構造樋門（共通） 5.3.3〕沈下分布を精度良く推定するためには、土層分布等を適切にモデル化し、二次圧密が大きい場合は、必要に応じて二次圧密沈下量を考慮する。また、次の事項に配慮する。

- a. 複数の圧密試験データを利用すると同時に、周辺の沈下観測データを参考とする。
- b. プレロード盛土等の沈下観測データから沈下定数を推定する。

特にプレロード期間中の沈下情報は、沈下量の予測精度を向上させるために有用であるので、この成果を樋門の設計に反映させることを原則とする。

③ 腹付け盛土（堤防開削）の残留沈下量

腹付け盛土の残留沈下量を検討する場合は、既設堤体による地盤の圧密沈下が終了しているか否かを盛土後の経過年数、計測データ等から判断し、圧密終了地盤であれば腹付け盛土部分を増加応力として圧密沈下量を計算する。即時沈下は当然見込まなければならない（図 6-3-2 参照）。既設堤体による圧密沈下が進行中の場合は、現況の圧密度を考慮して圧密沈下量を算定する。



〔補強マニュアル 4.3.2〕

図 6-3-2 腹付け盛土による一般的な地盤の沈下量分布

2) 地盤の側方変位量

地盤の側方変位量は、盛土の载荷による地盤のせん断変形に伴う水平変位量とし、地盤を弾性体とみなして求める〔柔構造樋門（共通）5.3.4〕。一般に樋門の存在を無視して計算してもよい。

なお、側方変位量は、即時沈下量と同様に地盤を弾性体としたFEM解析等によっても求めることができる。

6-3-3 地盤対策の検討

1) 地盤対策の基本

(1) プレロード

柔構造樋門は、基礎地盤の沈下に追随することが可能ではあるが、地盤の残留沈下量が小さければ地盤の沈下対策を必要とせず、樋門および周辺堤防の安全を確保することが容易になる。地盤の沈下を終息させるためには、築堤が可能であれば放置期間を確保するだけでよい。このため、軟弱地盤の場合は、河川改修の手順や実施時期などを樋門の建設時期との関係で調整し、樋門施工前に築堤を先行（プレロード）させて地盤の残留沈下量を低減できる事業計画とすることが重要である。

また、プレロード工法は、上記のような事前対応が行われていない場合でも樋門の施工前に沈下抑制効果が得られ、確実に信頼性が高く、堤体の均質性の保持が可能で堤防への悪影響が最も少ない地盤対策工である。このため、可能な限りプレロード工法を優先して採用することが望ましい。

(2) 地盤対策

樋門の地盤対策を検討する場合は、次の事項を考慮する。

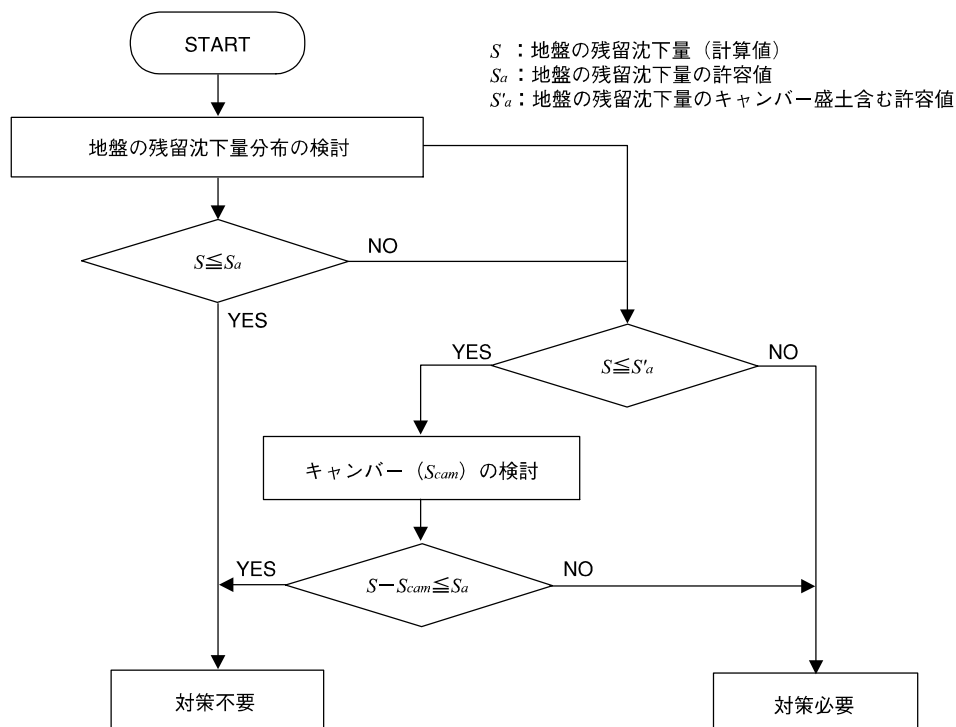
- ① 地盤改良工法は、樋門の基礎地盤全体の強度増加を図る（圧密促進工法等）、地盤強度を改善する（置換工法等）を優先して採用する。
- ② キャンバー盛土は、信頼性の高い不同沈下対策工と位置付けられるので、積極的に採用することを検討する。キャンバー量は、残留沈下量分布に対応して適切に設定する。

- ③ 柔支持基礎は、地盤改良工法による沈下抑制では十分な効果が得られない場合に適用するのが原則であるが、沈下抑制を主目的とするので、地盤対策工の一つとして検討する。
- ④ プレロードによる沈下抑制が長期間を要するためにプレロード工法の効果が少ないと判断される場合でも、沈下促進工法を考慮するなどできるだけプレロード工法によることを検討し、有効な放置期間の確保に努める。
- ⑤ キャンバー盛土は、樋門の設置高や設置勾配そして不同沈下対応の盛土形状等についてその配分を比較検討し、供用初期にキャンバーが残っても流下能力に支障がないキャンバー量を設定する。また、翼壁との接続部の連続性にも配慮する。
- ⑥ 門柱の施工は、門柱の傾斜量を予測して門柱の傾く方向と逆方法に施工するキャンバー盛土で対応するのが望ましい。

2) 地盤の沈下対策

(1) 沈下対策の必要性の判断

沈下対策の必要性は、地盤の残量沈下量とその許容値によって判断する。一般的な検討フローを以下に示す。



[補強マニュアル 4.3.3]

図 6-3-3 地盤の残留沈下量による沈下対策の必要性

(2) プレロード工法の検討

プレロード工法は、サーチャージ盛土を考慮して沈下量をできるだけ低減するように計画し、余裕のある放置期間を確保する。

プレロード工法の検討手順は、図 6-3-4 のようになる。

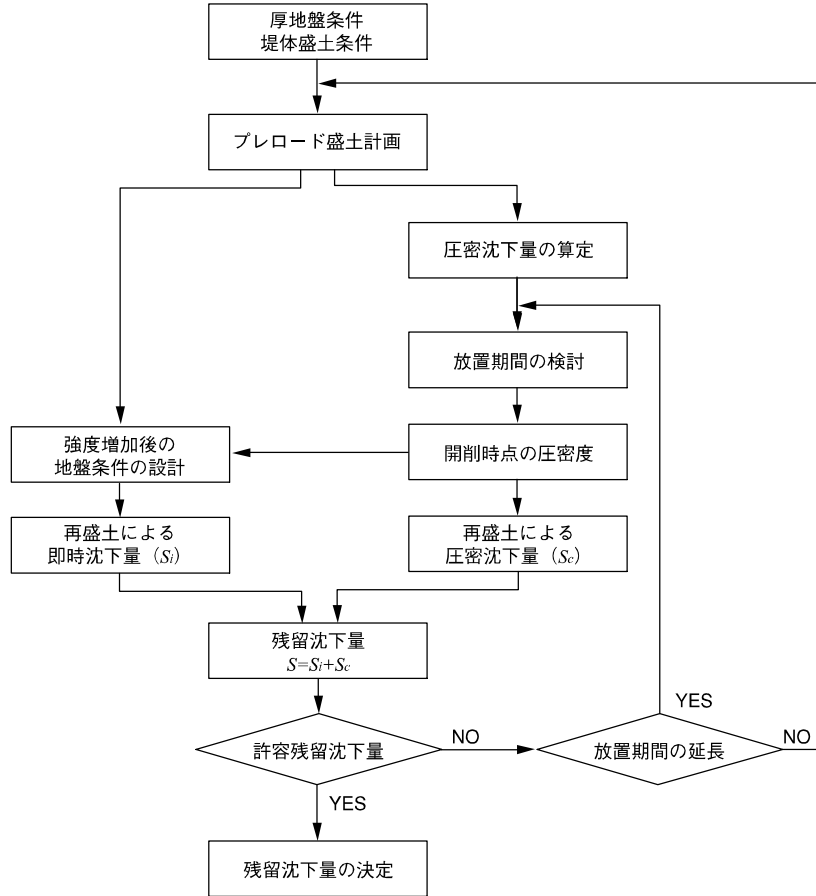


図 6-3-4 プレロード工法の検討手順

(3) キャンバー盛土

キャンバー盛土は、地盤の残留沈下量分布に対応して適切に設定することにより、以下の効果がある。

- a. 樋門本体の施工時の設置高を上げ越し施工することで、本体の敷高が計画高より下がることを抑制する。
- b. 樋門本体の施工時の設置勾配を、地盤の沈下終息時に本体計画勾配となるように設定することで、逆勾配とならないようにする。
- c. 樋門本体の施工時の設置形状を、残留沈下量分布に対応するように設置することで、本体の不同沈下を抑制し、本体に発生する断面力を低減する。また、継手部の変位・断面力を抑制する。

また、残留沈下量は計算による予測精度が一般に高くないのに対して、キャンバー量は設定値を設計値として見込むことが可能で、経済性・信頼性に優れている。このため、沈下対策としてキャンバー盛土を考慮するのがよい。

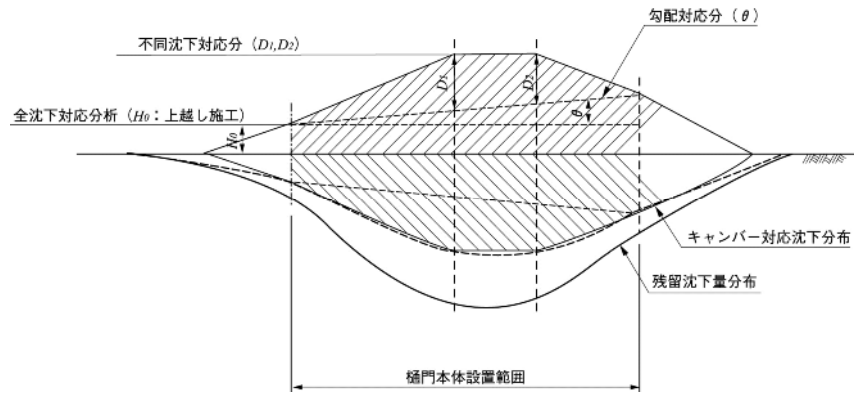


図 6-3-5 キャンバー盛土の効果説明図

① キャンバー盛土の検討

キャンバー盛土は、地盤の残留沈下量分布、スパン割を考慮してキャンバー盛土高さおよび形状を設定する。

- a. キャンバー盛土の設置高は、即時沈下量相当分とするのが望ましいが、その予測精度に配慮して大き過ぎる値としないようにする。
- b. 腹付け盛土による圧密沈下量大きい場合は、残留沈下量分布に対応する適切なスパン割を行い、キャンバー盛土を考慮するのがよい。
- c. 継手構造によっては、施工時におけるキャンバー対応が容易なものと難しいものがあるので施工性に十分配慮する。

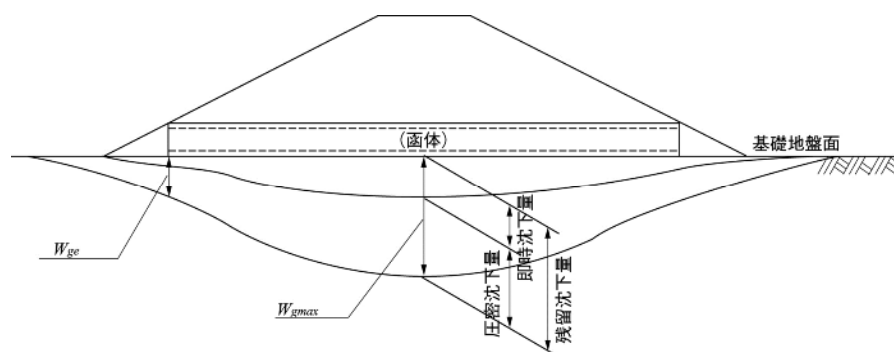
キャンバー量を決定する場合は、図 6-3-5 に示すような継手の設置条件とその施工性について検討する。

② キャンバー盛土

地盤の残留沈下量分布 (図 6-3-6 参照) は、次の値程度となるのが一般的である。

$$w_{ge} / w_{gmax} = 0.45 \sim 0.65$$

この値から、地盤の残留沈下量大きい場合には、その半分程度を本体を上越し施工することで、地盤の残留沈下量を実質的に半減できる可能性が考えられる。



[柔構造樋門 7.3]

図 6-3-6 本体端部の地盤の残留沈下量 w_{ge} と残留沈下量の最大値 w_{gmax} の定義

門柱部の傾斜および本体と翼壁との接続部については、予測される門柱の傾斜および本体と翼壁との接続部の折れ角に対応して、それを減殺するキャンバー盛土を設置するなどの対策が考えられる。

3) 側方変位対策

地盤の水平変位には、地盤の弾性的変形とみなして設計する側方変位と、塑性的変形とみなす側方流動がある。地盤の側方流動（塑性変形）が大きいと想定される場合は、側方流動を抑制するように配慮し、必要に応じて側方流動対策を検討する。

側方流動は、一般に円弧すべり安全率 1.5 程度以上であれば発生量が少ないと判断することが可能であり、堤防の円弧すべり安全率を向上させることで側方流動を低減することができる〔柔構造樋門（基礎）2.3〕。ただし、円弧すべり安全率を向上させるために大規模な地盤対策が必要となる場合があるので、このような場合は、必要に応じて函軸緊張構造として本体の水平変位を拘束することを検討する。

4) 液状化対策

柔構造樋門の安定は、周辺堤防の安定に大きく依存するので、基礎地盤が液状化する場合は、液状化を抑制して周辺堤防の安定を確保するのが基本である。樋門の周辺堤防の地震時の安定は、地震時における樋門の安全を確保するために必要な安全度が求められる。

基礎地盤の砂質地盤が液状化する場合は、液状化対策を検討する〔柔構造樋門（耐震）6.2〕。液状化に至らなくても^{注1)}程度の場合は、地盤内に発生する過剰間隙水圧の影響によって周辺堤防の安定が損なわれることがあるため、この影響による周辺堤防の安定について検討する。液状化対策の一般的な検討フローを図 6-3-7 に示す。

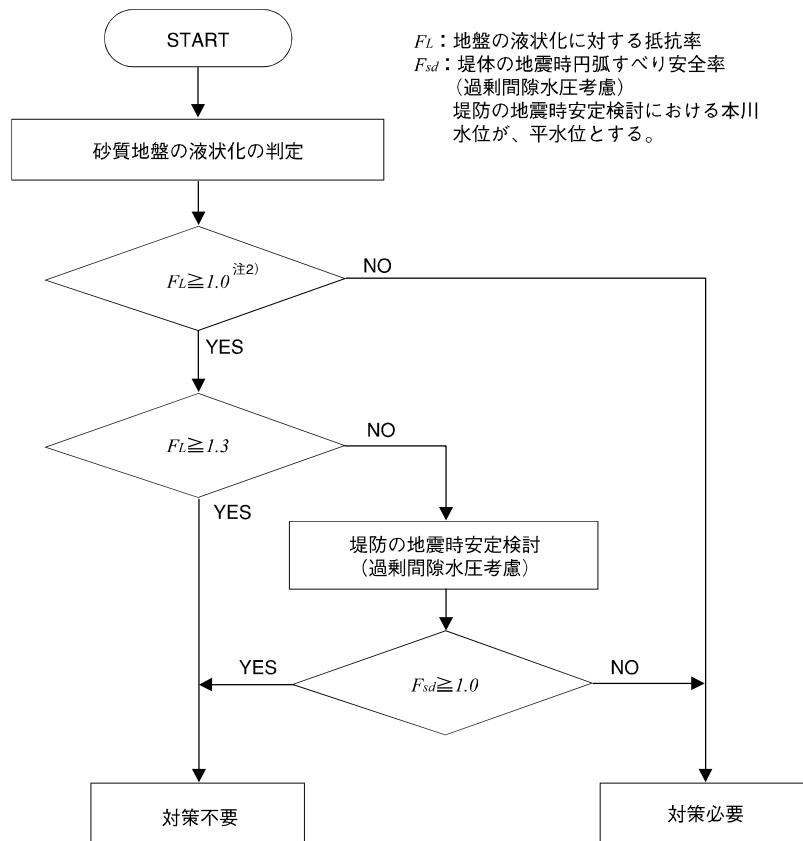


図 6-3-7 液状化対策の検討フロー（砂質地盤）

注 1) 過剰間隙水圧比の関係は、〔柔構造樋門（耐震）3.7.4、図 3-3-7〕に示されている。

2) 薄層や局所的な液状化が発生すると想定される場合でも全体的な液状化に至らず、流動化等による有害な沈下・変形が生じない判断される場合は、“YES”と判断してもよい。

6-3-4 地盤対策工の選定

1) 地盤対策工の選定の考え方

(1) 地盤対策の目的

地盤対策工の選定にあたっては、表 6-3-2 などを参考にして対策工を必要とする理由・目的を明確にしなければならぬ。

表 6-3-2 地盤対策の目的区分

目 的		概 要
沈 下 対 策	圧密沈下の促進	地盤の沈下を促進して有害な沈下量を少なくする。
	全沈下の減少	地盤の沈下そのものを少なくする。
	不同沈下の減少	地盤の沈下を段階的に抑制して不等沈下を少なくする。
側 方 流 動 対 策	せん断変形の抑制	盛土によって周辺の地盤が膨れ上がったり、側方流動したりすることを抑制する。
安 定 対 策	強度低下の抑制	地盤の強度が盛土などの荷重によって低下することを抑制し安定を図る。
	強度増加の促進	地盤の強度を増加させることによって安定を図る。
	すべり抵抗の付与	盛土形状を変えたり地盤の一部を置き換えることによってすべり抵抗力を付与し安定を図る。
	液状化防止	地盤の液状化を防ぎ、地震時の安定を図る。
浸 透 流 対 策	浸透流の影響を軽減	浸透流によるパイピング、ルーフィングを防止する。

(2) 地盤対策工選定の優先順位

樋門の地盤対策は、図 6-3-11 に示すように分類される。地盤対策工の選定する場合は、図 6-3-8 に示す優先順位に沿って選定することを原則とする。

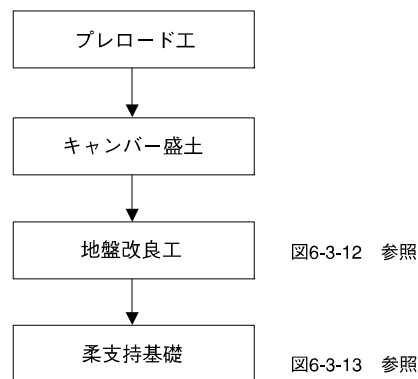


図 6-3-8 地盤対策工選定の優先順位

(3) 柔支持基礎の選定の考え方

① 浮き直接基礎

浮き直接基礎は、無処理地盤の残留沈下量が許容値以下の場合、およびプレロード工法や地盤改良工法によって残留沈下量を許容値以下に抑制することが可能な場合に適用する。

② 浮き固化改良体基礎、浮き杭基礎

浮き固化改良体基礎、浮き杭基礎は、プレロード工法や地盤改良工法では残留沈下量を許容値以下に抑制することができない場合や、液状化対策を考慮しなければならない場合に適用する。

③ 柔支持基礎の適用性

柔支持基礎の適用性は、地盤の残留沈下量に応じて図 6-3-9、図 6-3-10 に示すような手順で検討することができる。

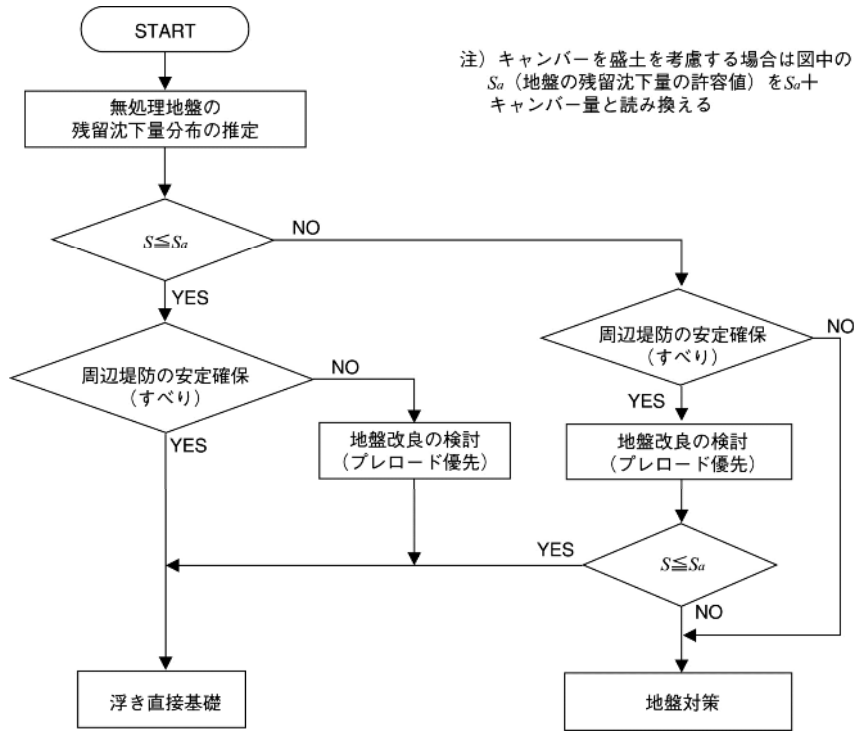


図 6-3-9 粘性地盤における柔支持基礎の検討フロー

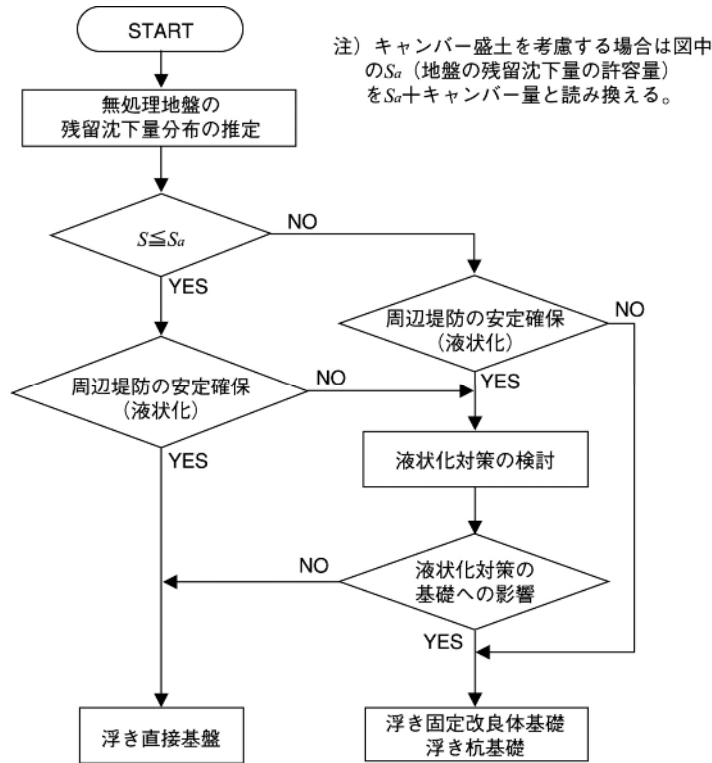


図 6-3-10 砂質地盤における柔支持基礎の検討フロー

2) 地盤対策工の概要

(1) 概要

地盤対策は、その対策原理から図 6-3-11 に示すように分類される。柔支持基礎は、主に沈下対策や地盤補強対策等として用いることから地盤対策の一つとして位置付けられる。

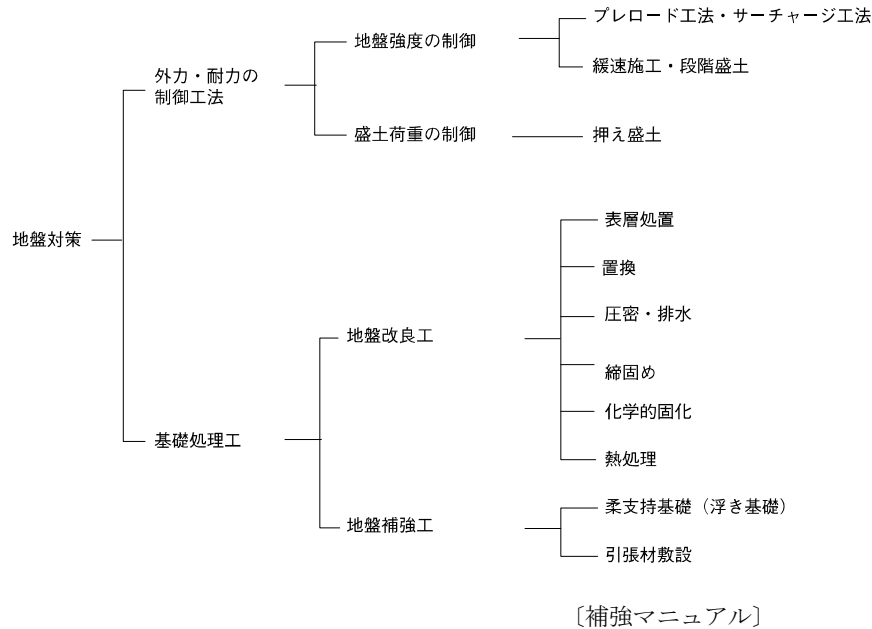


図 6-3-11 地盤対策の原理による分類

(2) 基礎処理工

基礎処理工には、基礎地盤の工学的性質を積極的に改善する地盤改良工と基礎地盤内に構造体を挿入あるいは造成して地盤を補強する地盤補強工が含まれる。基礎処理工の原理と主要工法の概要は、表 6-3-3 のように示される。

① 地盤改良工法

地盤改良工法は、図 6-3-12 に示すように分類される。一般に改良効果は、単一ということではなく主目的とする効果と、二次的効果を持つことが多いので、それらの効果についての評価も必要である。

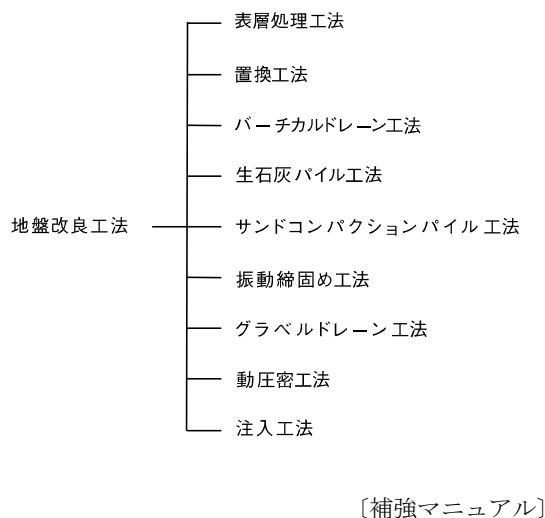
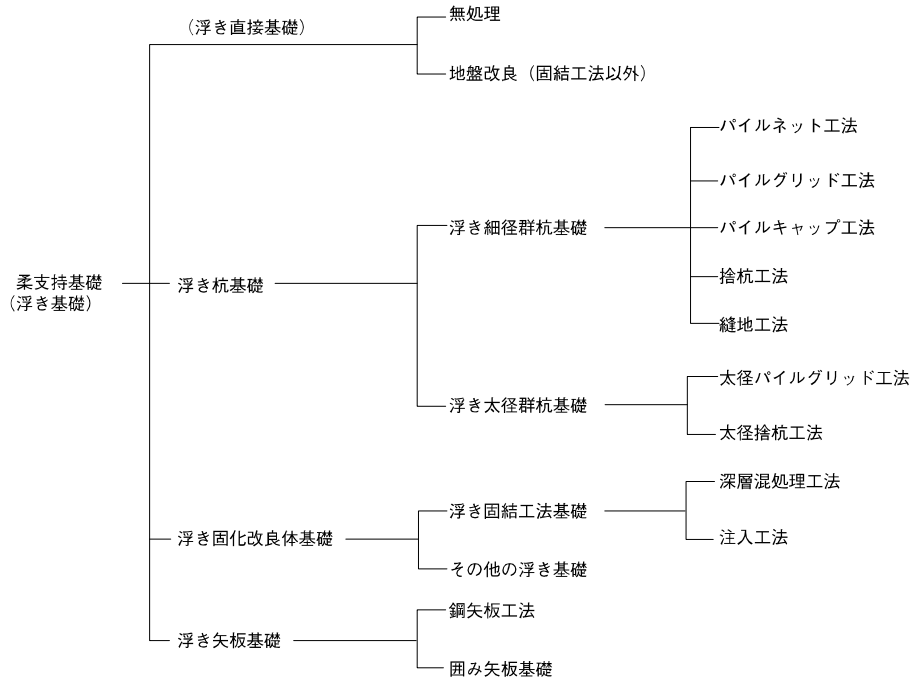


図 6-3-12 地盤改良工法の分類

② 柔支持基礎による地盤対策工

柔支持基礎による地盤対策は、図 6-3-13 に示すように分類され、地盤の強度が小さく、盛土による地盤のすべり破壊の可能性が高く、大きな沈下が生じる場合に適用性が高い。浮き杭基礎については、使用実績等から改良率によって浮き細径群杭基礎と浮き太径群杭基礎に分類した。



[補強マニュアル]

図 6-3-13 地盤対策としての柔支持基礎の分類

浮き直接基礎、浮き杭基礎、浮き固化改良体基礎は、[柔構造樋門（基礎）第4章]に詳しく記述されているので、以下に浮き矢板基礎として分類した鋼矢板工法および囲み矢板基礎についてその概要を示す。

a. 鋼矢板工法

鋼矢板工法は、盛土側面の地盤に鋼矢板を打設して、盛土本体のすべり破壊を防止するとともに、地盤の側方変位を抑制して盛土の安定を図る工法である。

本工法は、その効果が比較的確実で施工が容易であることから、近接施工対策としての遮断壁や、新設盛土に伴う沈下抑制対策、地盤の液状化対策^{注)}として適用可能である。

注) 河川堤防の液状化対策の手引き

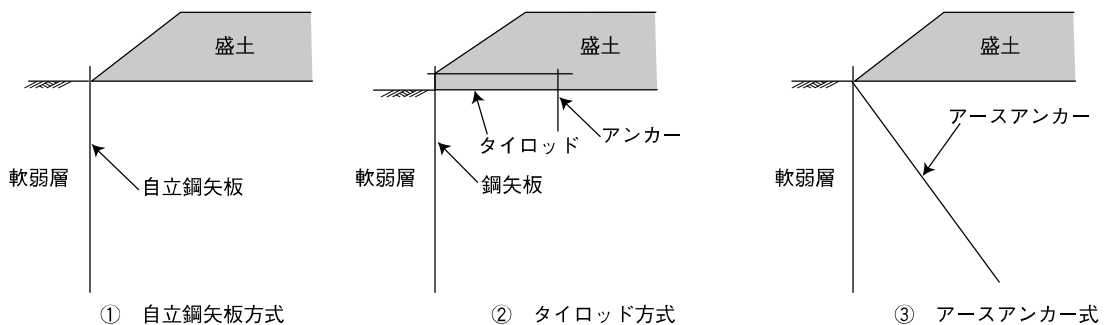
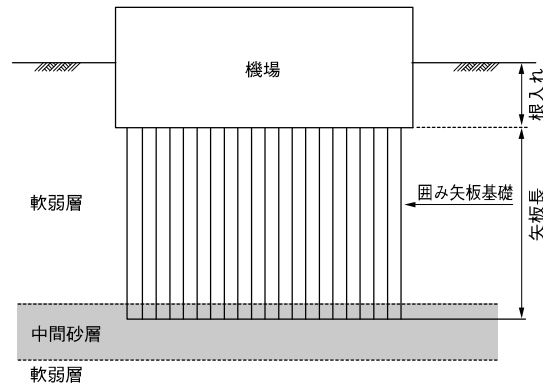


図 6-3-14 鋼矢板工法

b. 囲み矢板基礎

囲み矢板基礎は、基礎周辺を矢板で囲むことで基礎内部の地盤を拘束して、矢板で囲まれた範囲の基礎地盤を一体の基礎として扱う浮き基礎である（図 6-3-15 参照）。長尺支持杭を避ける目的で適用した 12ヶ所のポンプ場の例（木曾川左岸、海部農地開発事務所管内）では、囲み矢板を中間支持層（砂層）に到達させ、基礎の一体化を図るために囲み矢板基礎内に矢板と同程度の長さの群杭を設けて、地盤沈下地帯である当地域において地盤沈下による悪影響を軽減する良好な効果が得られている。



〔軟弱地盤対策技術総覧 第4編 12章〕

図 6-3-15 機場に適用した囲み矢板基礎の概念図

(3) 外力・耐力の制御工法

盛土荷重や地盤強度を制御する地盤対策としては、地盤の強度増加を図るために盛土時期、盛土速度によって地盤強度を制御する工法と基礎地盤内のせん断応力の軽減または均等化を図るために盛土荷重を制御する工法がある。

① 地盤強度を制御する工法

a. プレロード工法・サーチャージ工法

プレロード工法は、盛土等によって事前に地盤の圧密促進と地盤の強度増加を図る工法である。その効果は、次のようになる。

- ・ プレロードによって圧密促進を図り、事前に沈下量を抑制する。
- ・ 粘性土地盤の強度増加を図り、堤防の安定と地盤の支持力を増加させる。

b. 緩速施工・段階盛土工法

緩速施工・段階盛土工法は、地盤の圧密促進・強度増加を図るために、盛土などの施工に時間をかける、あるいは段階的な盛土を行う工法である。

② 盛土荷重を制御する工法

盛土荷重を制御する工法としては、押え盛土工法がある。

表 6-3-3 基礎処理工の原理と主要工法の概要

対策原理		工法の概要		代表的な工法名	改良の目的	適用土質	
地盤改良工	表層処理	表層混合処理	軟弱な表層の土をセメント系あるいは石灰系の地盤改良材と攪拌混合して、土を化学的に固結する。	(表層混合処理工法)	トラフィカビリティ確保	粘性土 有機質土	
		マット材敷設 シート・ネット敷設	施工性の良い砂質土等をマット状に敷設、あるいはシート・ネットを敷設し、上載圧を均等に分散させて、施工機械のトラフィカビリティを確保する。	サンドマット工法 シート・ネット工法	トラフィカビリティ確保 水平排水層確保		
	置換	掘削置換	軟弱層の一部または全層を掘削あるいは浚渫除去し、良質土と置換する。	床掘り置換工法	(爆破置換工法)	すべり抵抗の付与 全沈下の減少	粘性土 砂質土 有機質土
		破壊置換	爆破・水ジェットあるいは大きな盛土により地盤のすべり破壊を発生させ、破壊と同時に良質土に置換する。				
		強制置換	大径のサンドコンパクションパイルを密に圧入造成して、強制的に締まった砂に置換する。	締固め砂杭による置換工法			
	圧密・排水	地下水低下	地下水位を下げ有効応力を増大させて、圧密を促進する。	ディープウェル工法 ウェルポイント工法	圧密沈下の促進 強度増加の促進	粘性土 有機質土	
		加圧脱水(ドレーン材による排水)	粘性土地盤中にある間隔で垂直なドレーン柱(サンドドレーン、プラスチックカードボードドレーン、袋詰サンドドレーン等)、あるいは水平なドレーン層を造成し、載荷重により圧密を促進して強度増加を図る。	バーチカルドレーン工法	圧密沈下の促進 全沈下の減少 強度増加の促進		
		化学的脱水	生石灰の水和反応による吸水膨張を利用して粘性土を脱水強化する。	生石灰パイル工法			
		電氣的脱水	電気浸透現象を利用して粘性土を脱水強化する。	電気浸透工法、半透膜工法			
		間隙圧消散	緩い砂の地震時の間隙圧の早期消散を図る。	グラベルドレーン工法	液状化防止		
	締固め	締固め砂杭	軟弱地盤中に締まった砂杭を造成して地盤の締固め(主に砂質土)および地盤の砂杭応力集中ならびにドレーン効果(主に粘性土)によって地盤の強化を図る。	サンドコンパクションパイル工法	液状化防止 全沈下の減少 強度増加の促進	砂質土	
		振動締固め	地盤に振動機を作用させて締め固める。	ロッドコンパクション工法			
		振動水締め	棒状振動機の貫入と注水および土砂の投入により地盤の振動水締めを図る。	パイプロフローテーション工法	液状化防止 全沈下の減少	粘性土 砂質土	
		衝撃締固め	地盤に落下、爆破などの衝撃エネルギーを作用させて締め固める。	動圧密工法			
	化学的 固化	プラント混合処理	土を一度プラントに入れ、土と地盤改良材をプラントで混合処理した後、所定の場所に戻す。	(残土式地上混合処理工法)	すべり抵抗付与 全沈下の減少 せん断変形の抑制 強度低下の抑制	粘性土 砂質土 有機質土	
		薬液注入	地盤の空隙に効果性の薬液を充填し、土を固結する。	注入工法			
熱処理	凍結・焼結	土中の間隙水を凍結させて、一時的に固結する。土を高温に加熱することにより焼結させて固結する。	凍結工法(焼結工法)				
地盤補強工	引張材敷設	盛土内に引張材となるジオテキスタイル(ジオグリッド等)を敷設し、すべりに対する抵抗を分担する。	敷設材工法	局部沈下低減 すべり抵抗付与	粘性土 砂質土 有機質土		
	柔支持基礎 (浮き基礎)	杭あるいは杭状の固化改良体を支持層に着底させないで、支持層に頼らないで摩擦力等によって上載荷重を支持する(柔支持)。矢板等によって土層を遮断することにより、沈下変形を抑制する。	浮き群杭基礎(パイル初工法等) 浮き固化改良体基礎 鋼矢板工法、囲み矢板基礎	全沈下の減少 すべり抵抗付与 せん断変形の抑制 強度低下の抑制			

6-4 樋門の設計

6-4-1 設計に関する一般事項

1) 本体の設計の基本 [柔構造樋門 (共通) 7.2.1]

柔構造樋門の本体は、函体の構造形式を問わず本体の函軸方向の地盤変位（沈下・側方変位）分布をできるだけ精度良く推定し、地盤変位分布に適切に対応できるように設計しなければならない。

また、将来の維持管理を考慮し、施工後の基礎地盤の沈下を抑制するために、函体、ゲート設備、上屋等の軽量化を図ることが望ましい。

樋門の設計手順は、[柔構造樋門 (共通) 2.4.1、図 1-2-4] によるのがよい。

2) 函体の構造形式の選定

(1) 一般

函体構造は、地盤の残留沈下量の大きさや分布形状、キャンバー盛土対応、改良後地盤の特性、基礎形式の影響などの条件によって適用性が異なる。このため、沈下対策などの地盤対策を伴う場合は、地盤対策を検討した上で、函体構造の選定を行うのがよい。

函体構造を検討する上で函体の構造形式とりわけ函体の函軸構造形式の特性を理解することが重要である [柔構造樋門 (共通) 2.4.2 参照]。柔構造樋門の残留沈下（地盤変位）の影響と函軸構造形式の特性との対応は、次のようになる。

- ① 地盤の沈下の影響に対しては、函軸たわみ特性で対応する。
- ② 地盤の側方変位の影響に対しては、函軸変位特性で対応する。

函軸たわみ性は、函体構造、スパン割、継手の変形能力によって達成される。函体構造と継手構造は密接に関係するので、函体構造を検討する場合は、継手構造との適合性を考慮する。

一般的に用いられる函体構造は、表 6-4-1 に示すとおりである。

表 6-4-1 一般的な函体構造

構 造 材		形 状	特 徴
コンクリート構造	RC構造	矩 形 (円形)	施工実績が多い 大断面に対応できる
	PC構造		
ダクタイル 鋳 鉄 管		円 形	大きな沈下に対応できる 管長 4~6m、弾性継手 溶接が適さない
鋼 構 造		円 形	比較的大きな沈下に対応できる 水密性が高い、弾性継手 防食が必要

(2) 函体構造の概略適合性

函体構造を選定する場合は、当該樋門の課題や諸条件を考慮する。代表的な地盤条件等の制約条件と函体構造の概略適合性は、表 6-4-2 のようになる。

表 6-4-2 地盤条件等の制約条件と函体構造の概略適合性

地盤条件等の制約条件		RC 構造	PC 構造	ダクトイル 铸铁管	鋼構造
設計条件	多連函体	A	A	C	C
	断面が大きい	A	A	B~C	B~C
	内水圧が大きい	B	B	A	A
	土かぶり小さい	A	A	B	B
	土かぶりが大きい	A	A	B	B
	揚圧力対応	A	A	B	B
	しゃ水矢板との結合	A	A~B	B	B
	門柱部との結合	A	B	B	B
	現場工期の短縮	B	A	A	A
	施工時豪雨対応	A	A	B	B
残留沈下量 30cm 以下	新設盛土	A	A	A	A
	腹付け盛土	B	B	A	A~B
	キャンバー盛土対応	B	B	A	B
	側方変位が大きい	B	A	B	A
	残留沈下量の推定精度に課題有り	B	B	A	B
	浮き固化改良体基礎	A	A	B~C	B~C
	浮き杭基礎	A	A	C	C

注) A：一般には適合するが、検討を要する場合もある。

B：十分な検討を行えば適合する。

C：一般的に不適合となることが多い（検討により適合する場合もある）。

3) 本体のスパン割

本体のスパン割の検討にあたっては、次の事項に留意する。

- ① 本体のスパン割りは、残留沈下量分布の曲線にスムーズに適合するように計画する。
- ② 予想される残留沈下量の大きさとスパン割・継手形式に配慮して検討する。
- ③ 地盤の不均質性等によって地盤に大きな不同沈下が予想される場合には、できるだけ短いスパン（15m 以内）とすることが望ましい。
- ④ 門柱部のスパンの安定を図るために、門柱部のスパンはある程度の長さを堤体内部に貫入させる。
- ⑤ 特に改良型カラー継手（従来型カラー継手は適用できない）等の変形能力が小さい継手を使用する場合には、スパン割に十分配慮する。

樋門本体の最大スパン長は、次のとおりとする。

- ① 良質な地盤の直接基礎の樋門は、20m 以下を標準とする。
- ② 上記以外の樋門は、15m 以下とすることが望ましい。

4) グラウトホール

函体内部から空洞化の処理が行えるよう、原則として函体底版にはグラウトホールを設ける。グラウトホールには空洞測定用沈下板を設置するのがよい。

グラウトホールの設置間隔は5m程度で、しゃ水矢板の位置、グラウトの能力(3m²当り1箇所程度)を考慮して決定する。

5) 荷重 [柔構造樋門(共通) 3.1]

樋門の設計にあたっては、次の荷重を考慮する。

(1)主荷重

- | | |
|----------|-----------------------------|
| ①死荷重 | ⑤水圧 |
| ②地盤変位の影響 | ⑥負の周面摩擦力の影響 |
| ③活荷重 | ⑦プレストレスカ(函体等にプレストレスを導入する場合) |
| ④土圧 | ⑧コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響の影響 |

(2)従荷重

- ⑨地震の影響
- ⑩温度変化の影響
- ⑪風荷重

(3)主荷重に相当する特殊荷重

- ⑫雪荷重

(4)その他

- ⑬その他の荷重

① 死荷重 [柔構造樋門(共通) 3.2]

死荷重は、適切な単位体積重量を用いて算出する。実重量の明らかなもの、および試験結果が得られているものはその値を用いる。

表 6-4-3 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・砕石	18.6
無筋コンクリート	23.0	石材	25.5
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0	木材	7.85
ダクタイル鋳鉄	70.1	歴青材(防水用)	10.8
鋳鉄	71.1	アスファルト舗装	22.6

[柔構造樋門(共通) 3.2]

② 地盤変位の影響 [柔構造樋門(共通) 3.3]

地盤変位の影響としては、次の変位分布を考慮する。

- a. 地盤の沈下による地盤変位(沈下)
- b. 地盤の水平変位による地盤変位(側方変位)

③ 活荷重 [柔構造樋門(共通) 3.4]

活荷重は、自動車荷重および群集荷重とする。

- a. 自動車荷重は、原則として245kN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、9.8kN/m²を標準とする。
- b. 群集荷重は、原則として3.43kN/m²とする。

④ 土圧 [柔構造樋門 (共通) 3.5]

樋門の設計に考慮する土圧は、次のとおりとする。

a. 函体に作用する土圧

イ. 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。

ロ. 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。

b. 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動土圧とする。

【解説】

a. 函体に作用する土圧

イ. 函体上面に作用する鉛直土圧は、次式により算定する。

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

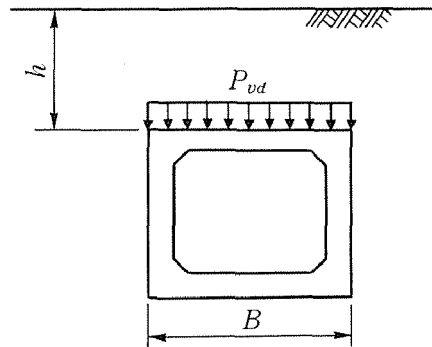
ここに

P_{vd} : 鉛直土圧強度(kN/m²)

α : 鉛直土圧係数で、函体の形状、土かぶり、基礎の支持条件に応じて表に示す値とする。

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)



[柔構造樋門 (共通) 3.5]

図 6-4-1 鉛直土圧

表 6-4-4 鉛直土圧係数

条件	α	
	次の条件のいずれかに該当する場合 ・ 良好な地盤上に設置する直接基礎の函体で土かぶり厚が 10m 以上でかつ内空高が 3m を超える場合 ・ 杭基礎等 ¹⁾ で盛土の沈下に函体が抵抗する場合	$h/B < 1$
$1 \leq h/B < 2$		1.2
$2 \leq h/B < 3$		1.35
$3 \leq h/B < 4$		1.5
上記以外の場合 ²⁾	1.0	

¹⁾ 剛支持の固化改良体基礎を含む。 [柔構造樋門（共通） 3.5]

²⁾ 盛土の沈下とともに函体が沈下する場合で、柔構造樋門の柔支持基礎の場合を含む。

ただし、

h : 函体の土被り厚さ(m)

B : 函体の外幅(m)

α : 鉛直土圧係数

ロ. 水平土圧

- ・ 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)

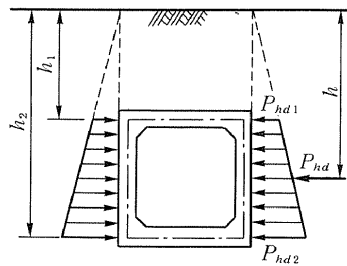
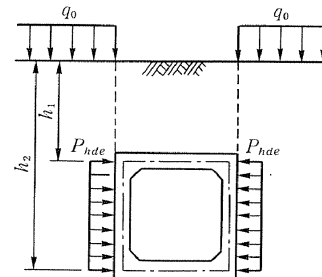


図 6-4-2 水平土圧



[柔構造樋門（共通） 3.5]

図 6-4-3 上載荷重による水平土圧

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上に上載荷重を載荷させて、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 $q_0 = 9.8 \text{ kN/m}^2$

- ・ たわみ性函体

たわみ性函体の設計は、構造特性に応じた各々の設計法による。

b. 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、下表の区分に従って適用する。

表 6-4-5 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

[柔構造樋門（共通）3.5]

胸壁が一体化される函体端部は、地震時には変位すると想定されるため胸壁の設計に考慮する地震時土圧は、地震時主働土圧とした。このため、本体が1スパン等で地震時に函体(胸壁)の変位が拘束されることが確かな場合は、地震時静止土圧とするのがよい。

逆T形タイプの翼壁は、水叩きによって底版位置の水平変位が拘束される場合も回転変位は拘束されないので常時、地震時ともに主働土圧としてよい。

イ. 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)

なお、背面土の傾斜の影響は、下図に示す影響範囲を45°と仮定して、この範囲の土重および上載荷重を載荷重に換算しても良い。

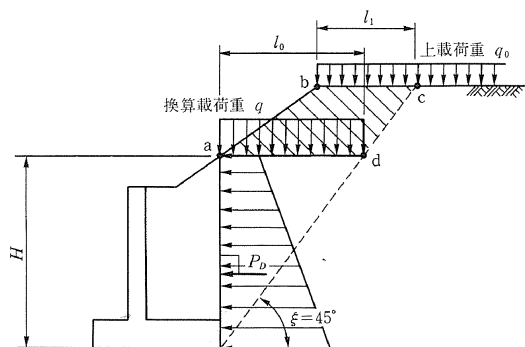


図 6-4-4 背面土の換算載荷重

㊦. 主働土圧

主働土圧は、次式による。

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

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

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

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

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 (°)

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 (°)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

δ : 土圧作用面の種別に応じた壁面摩擦角 (°)

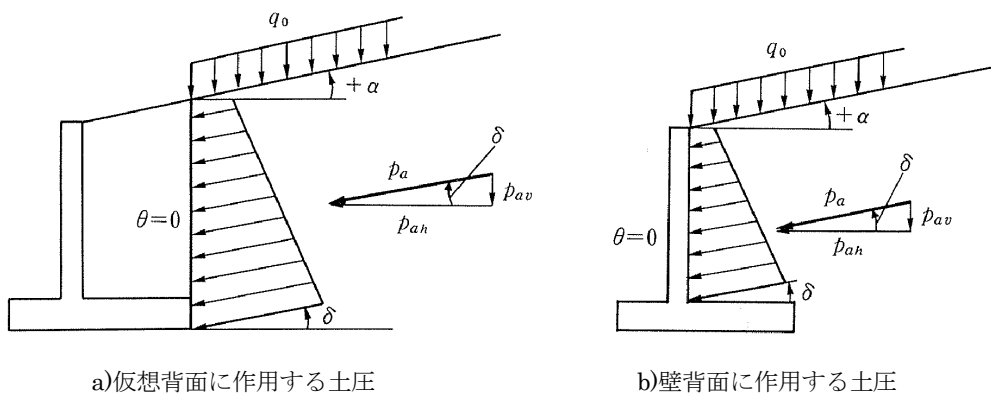
土と土の場合 : $\delta = \phi$

土とコンクリートの場合 : $\delta = \phi / 3$

ただし、 $\phi - \alpha < 0$ の時は $\sin(\phi - \alpha) = 0$ とする。

上載荷重 q_0 は必要に応じて考慮する。

ここで用いている角度は、反時計回りを正とする。



[柔構造樋門 (共通) 3.5]

図 6-4-5 主働土圧

⑤ 水圧 [柔構造樋門 (共通) 3.6]

構造物の水中にある部分および地中の地下水位以下にある部分には、静水圧・残留水圧・揚圧力等の水圧を考慮する。

a. 静水圧

静水圧は、次式により算出する。

$$P_h = \gamma_w \cdot h$$

ここに

- P_h : 水面より h の深さの静水圧強度(kN/m²)
 γ_w : 水の単位体積重量(kN/m³)
 h : 水面よりの深さ(m)

b. 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を生じる場合は、この水位差に伴う残留水圧を考慮しなければならない。

残留水位(RWL)は、外水位が低下した場合などでの胸壁・翼壁の背後の地盤中に残留する水位であり、次のように定めてよい。

イ. HWL < GL の場合

- ・ GWL < WL のとき … ケース 1

$$RWL = (HWL - WL) \times 2/3$$

- ・ GWL > WL のとき … ケース 2

$$RWL = (HWL - GWL) \times 2/3$$

ロ. HWL > GL の場合

- ・ GWL < WL のとき … ケース 1

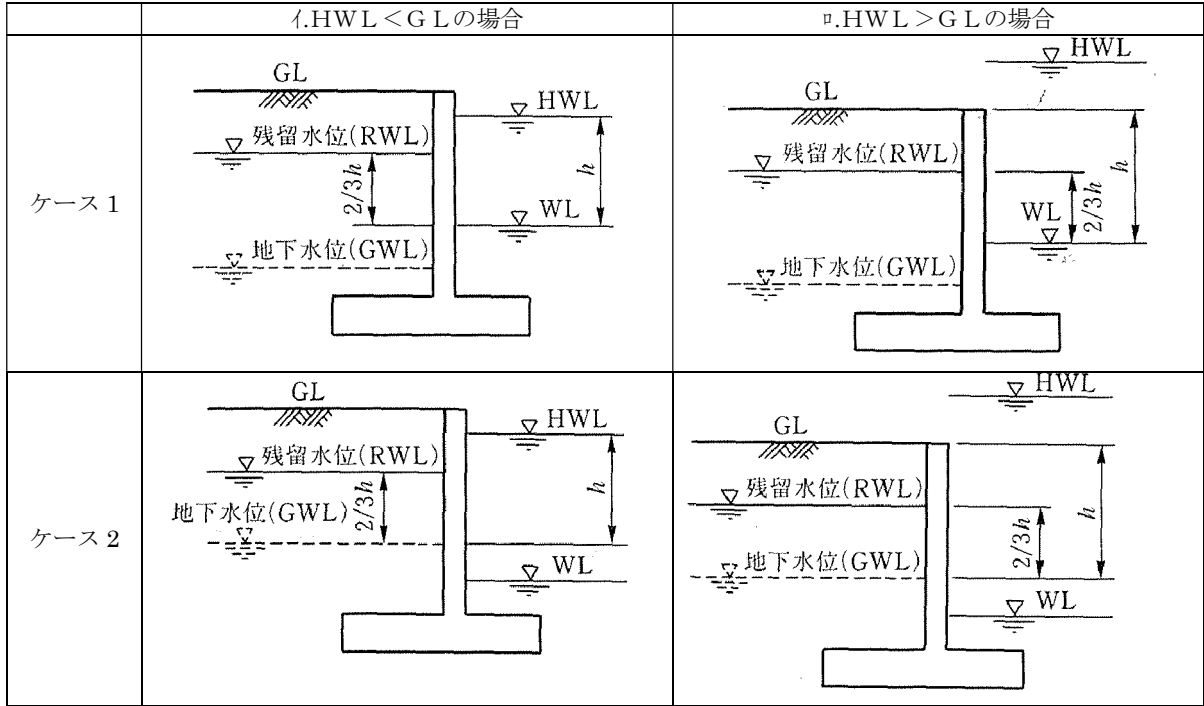
$$RWL = (GL - WL) \times 2/3$$

- ・ GWL > WL のとき … ケース 2

$$RWL = (GL - GWL) \times 2/3$$

ここに

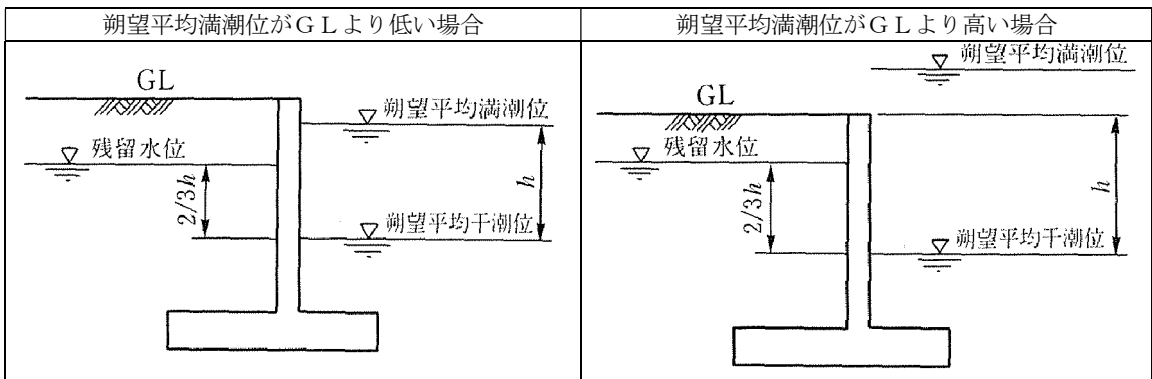
- RWL : 残留水位
 HWL : 計画高水位
 GWL : 自然地下水位
 WL : 前面水位
 GL : 構造物背後の地盤高



[柔構造樋門 (共通) 3.6]

図 6-4-6 残留水位の設定方法 (常時)

- ハ. 前面水位は、常時の場合には低水位 (LWL)、地震時の場合には平水位とする。
- ニ. 地震時では残留水位はないものとし、胸壁・翼壁の背後の設計水位は、自然地下水位と平水位の高いほうの水位とする。
- ホ. 常に潮位差の影響を受けている感潮区間の残留水位は、常時および地震時とも前面潮位差に応じて下図のように定めてよい。



[柔構造樋門 (共通) 3.6]

図 6-4-7 感潮区間の残留水位

⑥ 負の周面摩擦力の影響 [柔構造樋門（共通）3.7]

基礎および遮水矢板等に負の周面摩擦力が作用する場合には、設計にこの影響を考慮する。

⑦ プレストレス力 [柔構造樋門（共通）3.8]

函体にプレストレスを導入する場合には、設計にこれを考慮する。

- a. プレストレス力は、プレストレッシング直後のプレストレス力および有効プレストレス力について考慮する。
- b. 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引張力に、必要な損失を考慮して算出する。
- c. 有効プレストレス力は、bの規定により算出するプレストレッシング直後のプレストレス力に、必要な損失を考慮して算出する。

⑧ コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響 [柔構造樋門（共通）3.9]

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。

⑨ 地震の影響 [耐震性能照査指針（Ⅱ）、耐震性能照査指針（Ⅳ）]

地震の影響については、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅱ堤防編－及び－Ⅳ水門・樋門編－」に準拠して設定する。

⑩ 温度変化の影響 [柔構造樋門（共通）3.11]

温度変化の影響は、構造特性に応じた適切な値を設定する。

⑪ 風荷重 [柔構造樋門（共通）3.12]

風荷重は、地域特性に応じた値とする。門柱および上屋等に作用する風荷重は、設計基準風速を40m/sとして一般に、 2.94kN/m^2 とし、地域特性に応じてこの値以上とすることができる。

⑫ 雪荷重 [柔構造樋門（共通）3.13]

雪荷重は、原則として雪の単位体積重量と積雪深の積として求める。雪の単位体積重量は、地域、季節などにより大幅に異なるので実態にあわせて決定するものとするが、一般に多雪地方においては、 3.43kN/m^3 を見込めばよい。

⑬ その他の荷重 [柔構造樋門（共通）3.14]

その他に堤防および樋門の安全を図るうえで必要な荷重を考慮する。その他の荷重としては、次に示すものがある。

- a. 施工時荷重
- b. 堤体内の過剰間隙水圧
- c. 津波の影響
- d. 風浪による波圧の影響

e. 流木や船舶の衝突荷重の影響

6-4-2 函体の横方向の設計

1) 設計モデル

函体の断面構造には、その形状から矩形、アーチ形、円形、インバート形があり、さらに、円形管体は剛性管とたわみ性管に分けられる。函体の横方向の設計にあたっては、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。〔柔構造樋門（共通）7.5.1〕

- ① 函体は、施工条件等の制約条件に配慮の上、プレキャスト化を検討するものとする。なお、採用にあたっては**経済性、工期短縮等を考慮して検討する。**
- ② 鉄筋コンクリート構造（RC、PC）の矩形函体は原則として箱型フレームとモデル化する。
- ③ 矩形函体の頂版・底版・側壁の形状は、等厚の矩形断面とする。なお、場所打ちコンクリートの函体の部材最小厚は40cm（10cmピッチ）とする。
- ④ 円形たわみ性管体：ダクタイル鋳鉄管および鋼製管体は、各々の設計法に基づいてモデル化する〔柔構造樋門（共通）7.5.3〕
- ⑤ その他の構造（PC管、アーチ形函体、推進工法の函体等）の場合は、別途検討されている適切な資料等による。
- ⑥ 生態系に配慮し、常時の本川と支川の水面の連続性を確保した函体断面形状とすることが望ましい。

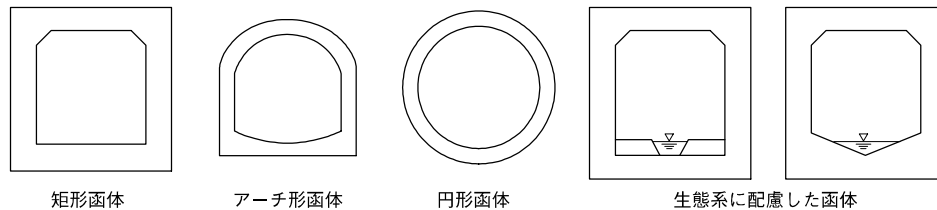


図 6-4-8 函体の形状の例（場所打ち）

2) 荷重の設定

函体の横方向の設計にあたっては、表 6-4-6 に示す荷重について函体に最も不利となる組合せを設定して部材計算を行う。〔柔構造樋門（共通）7.5.1〕

地下水位については、函体が大断面である場合や浮力の影響が大きい場合を除いて、一般に地下水位は無視できる。

表 6-4-6 函体の横方向の設計に考慮する荷重の種類

荷重種別		函体の横方向の設計
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 [柔構造樋門（共通）7.2.2]

① 矩形（剛性）函体

- a. 横方向の設計は、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検討する。
- b. 排水機場等に接続する函体で内水圧が作用する場合は、内水圧作用時の検討を行う。このときの外圧（鉛直土圧、水平土圧等）は、該当スパンの最小有効土かぶりを考慮する。

多連の函体において、排水機場に連結する場合等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場合を考慮して検討する。

② 円形たわみ性管体（ダクタイル鋳鉄管および鋼製管体）

- a. 盛土等の荷重の変化点ごとの各々の荷重条件に対して検討する。
- b. 管体周辺の盛土材の土圧を管体の設計支持角に反映させる。
- c. 管体自重は無視してもよい。
- d. 内水圧が作用する場合は、別途検討する。

3) 函体の横方向の計算

函体の横方向の計算は、函体の断面形状に適合する設計法を用いて計算する。〔柔構造樋門（共通）7.5.2、7.5.3〕

① 矩形（剛性）函体

鉄筋コンクリート構造の矩形（剛性）函体のコンクリートおよび鉄筋の応力度は、許容応力度以内とする。

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。フレーム軸線は断面の中心線を用いる。また、通常は節点部の剛域を考慮しなくてもよい。

② 円形たわみ性管体（ダクタイル鋳鉄管および鋼製管体）

円形のたわみ性管体の応力度は、許容応力度以内とし、断面たわみ率は、許容たわみ率以内とする。

ダクタイル鋳鉄管および鋼製管体の許容断面たわみ率は、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する。

ダクタイル鋳鉄管および鋼製管体の横方向の計算は、〔柔構造樋門（共通）7.5.3〕に示される参考（管厚計算式）による。

6-4-3 本体の縦方向の設計

1) 基礎形式と本体の縦方向の計算

本体の縦方向の計算は、基礎形式に応じて表 6-4-7 のように区分して設計する。浮き固化改良体基礎、浮き杭基礎を原則として浮き直接基礎として設計するのは、これらの基礎は樋門本体と結合させないで構造的に分離して適用するためである〔柔構造樋門（共通）2.4.4〕。

表 6-4-7 基礎形式と設計計算法

基礎形式		設計計算法
直接基礎 注1)		直接基礎
柔支持基礎	浮き直接基礎	浮き直接基礎
	浮き固化改良体基礎	原則として浮き直接基礎 注2)
	浮き杭基礎	原則として浮き直接基礎 注2)

注1) 「柔構造樋門」における剛支持基礎と同意味である。地盤の残留沈下量が5cm程度を超える場合は、柔支持基礎とする。

2) 基礎工の特性によってはその影響を地盤反力係数等により適切に評価した設計法による必要がある。

〔柔構造樋門（共通）7.2.2〕一部加筆

2) 設計モデル

(1) 設計モデル 〔柔構造樋門（共通）7.6.2〕

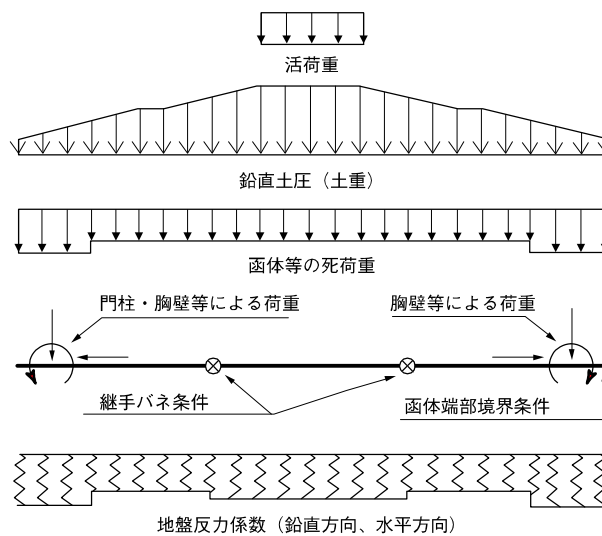
本体の縦方向は、基礎形式に応じて次のようにモデル化する。

- a. 直接基礎の本体は「弾性床上の梁」とモデル化する。
- b. 柔構造樋門の本体は「地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁」とモデル化する。

いずれの場合も函体スパンを継手の結合条件に応じて連結した連続梁と仮定して解くのがよい。

① 直接基礎の樋門

直接基礎の樋門の本体の縦方向の設計モデルは、図 6-4-9 に示すようになる。主要荷重として鉛直土圧（土重）を考慮する。



〔柔構造樋門 7.6.2〕

図 6-4-9 直接基礎の樋門の設計モデル（弾性床上の梁）

② 柔支持基礎の柔構造樋門

柔支持基礎の柔構造樋門の本体の縦方向の設計モデルは、図 6-4-10 に示すようになる。

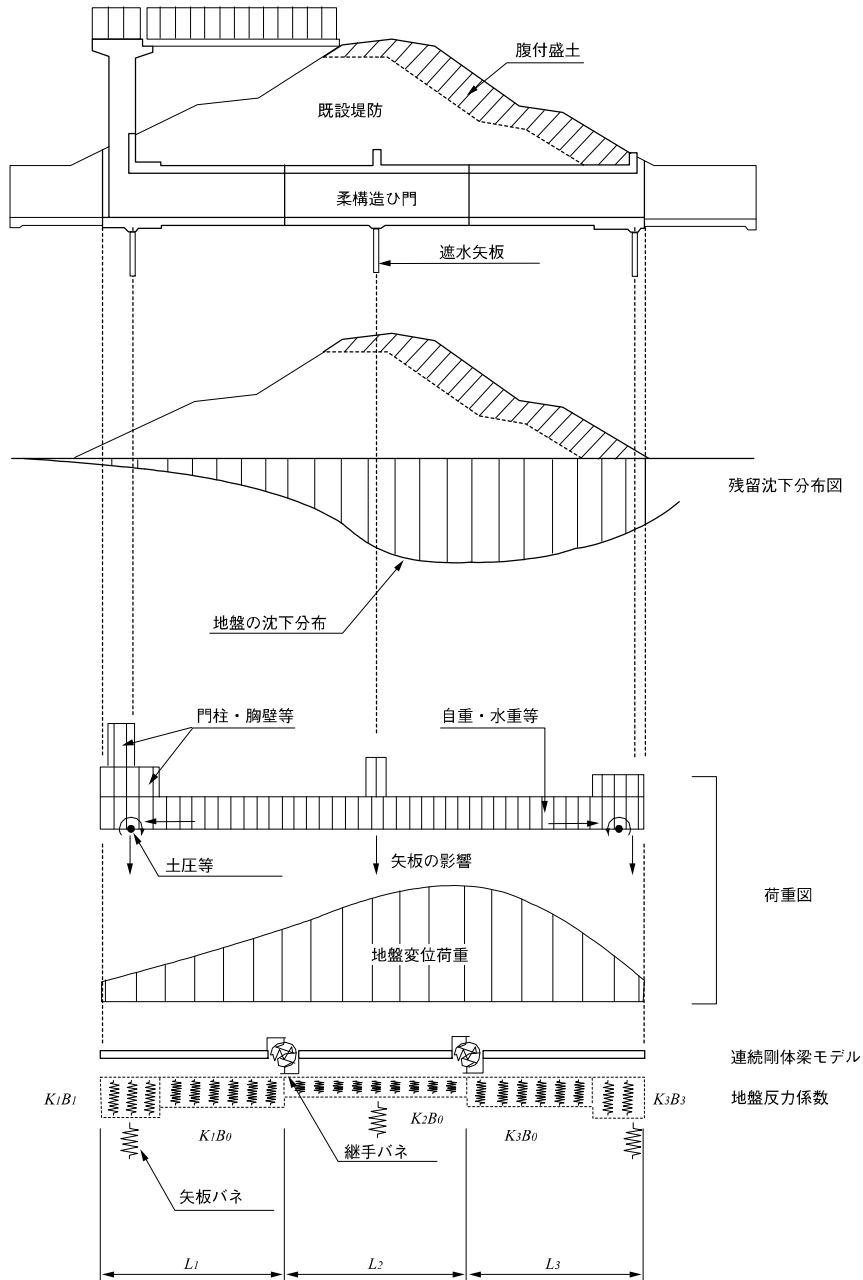


図 6-4-10 柔構造樋門の縦方向の設計モデル（弾性継手の場合）

3) 荷重の設定

(1) 荷重の組合せ [柔構造樋門（共通）7.2.2]

本体の縦方向の設計は、本体に最も不利な断面力および変位が生じる荷重の組合せを設定して行う。

(2) 地盤変位（沈下・側方変位）

地盤変位（沈下・側方変位）は、地盤の残留沈下量分布および側方変位量分布に基づいて設定する。

地盤の残留沈下量分布の推定精度によっては、門柱の傾斜量や継手の開口量が大きくなることが想定される。このような場合に対応するため、推定精度が十分でない場合は、樋門の機能に支障をきたさないために、地盤の残留沈下量を割増するなどの検討によって樋門の安全性を確認することが望ましい。

(3) 地盤反力係数

地盤反力係数は、圧密沈下に伴う地盤の強度増加、地盤改良による効果等を的確に推定して、スパン毎に設定する。載荷幅については、函体一般部と胸壁部等の幅を適宜考慮する。

(4) キャンバー量

キャンバー盛土による継手の初期折れ角の影響は、継手の設置条件によって以下の2つの計算方法がある。

① キャンバー量に対応した継手設置条件の場合

本ケース（継手部に設定された折れ角に相当する断面力が発生している場合）は、継手を水平に設置後にキャンバー部の折れ角に合わせて継手部を折る方式で、継手のバネが小さい場合に適用できる。（図6-4-11 a）参照）

② キャンバー量に対応しない継手設置条件の場合

本ケース（継手部に設定された折れ角に相当する断面力が発生しない場合）は、直近の函体にキャンバー折れ角に相当する角度を設置する方式で、継手バネが大きい等で継手部に折れ角を設置することが困難な場合に適用できる。（図6-4-11 b）、c）参照）

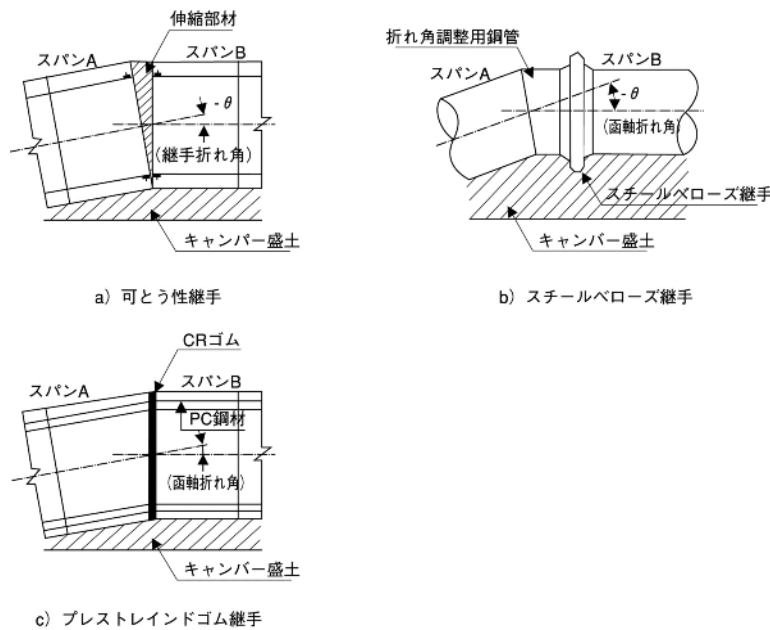


図 6-4-11 各種継手のキャンバー盛土上の設置例

(5) しゃ水鋼矢板の影響 [柔構造樋門（共通）7.6.2]

しゃ水鋼矢板は、函体を支持する効果（押し上げ力）あるいは函体を地盤に引き込む効果（引き込み力）として作用することがある。このようなしゃ水鋼矢板の影響は、鋼矢板頭部のバネおよび鋼矢板頭部に伝達する負の周面摩擦力（または、正の周面摩擦力）の影響で評価する。

しゃ水鋼矢板の先端が砂層や硬い層にある場合は、しゃ水鋼矢板による支持効果が大きくなるので、しゃ水鋼矢板による先端支持効果が発揮しないように配慮する。

① 鋼矢板頭部の軸方向バネ定数

樋門におけるしゃ水鋼矢板および基礎鋼矢板の頭部バネは、一般には3成分のバネとして評価するのがよい。

鋼矢板の全長に正の周面摩擦力が発生している場合の、鋼矢板頭部の軸方向バネ定数は次式で求めてもよい。このバネ定数値の計算にあたっては、鋼矢板先端の地盤の特性、鋼矢板に発生する正負の周面摩擦力の発生位置に配慮する。

$$K_V = a \frac{A_p E_p}{L} n \quad \text{-----} \quad \text{式 6-4-1}$$

ここに、

- K_V : 鋼矢板の軸方向(鉛直方向)バネ定数 (kN/m)
- A_p : 鋼矢板の純断面積 (m²) (腐食代は一般に考慮しなくてよい)
- E_p : 鋼矢板のヤング係数 (kN/m²)
- L : 鋼矢板長 (m)
- n : バネを考慮する函軸横断方向の鋼矢板枚数

$$a = \frac{\lambda \tanh \lambda + \gamma \lambda}{\gamma \tanh \lambda + \lambda} \quad \text{-----} \quad \text{式 6-4-2}$$

$$\gamma = \frac{A_i k_V L}{A_p E_p} \quad \text{-----} \quad \text{式 6-4-3}$$

$$\lambda = L \sqrt{\frac{C_S U}{A_p E_p}} \quad \text{-----} \quad \text{式 6-4-4}$$

ここに、

- A_i : 鋼矢板の先端面積 (m²)
- U : 鋼矢板の周長 (m)
- k_V : 鋼矢板先端地盤の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)
- C_S : 鋼矢板と周面地盤のすべり係数 (kN/m³)

粘性土においては、概ね次の関係式が得られている。

$$C_S = \frac{N}{0.15} \text{KN/m}^3$$

上記の a の式では鋼矢板先端の影響を考慮しているが、これは鋼矢板先端が良質層に到達している状態に適合する。鋼矢板先端が良質層で浅で止まっている場合には、式の中の鋼矢板先端に関する γ を考慮せずに、 a を次式で算出してもよい。

$$a = \lambda \tanh \lambda \quad \text{-----} \quad \text{式 6-4-5}$$

② 鋼矢板頭部の水平バネ定数と曲げバネ定数

鋼矢板と樋門本体が剛結合の場合には、水平バネ定数； K_H と曲げバネ定数； K_M を考慮するが、一般に曲げバネ定数は、 $K_M = 0$ としてもよい。

バネ定数の算定は杭のそれに準じるが、鋼矢板は一般に 2~4m 程度の長さであるため、有限長の矢板(杭)として計算するのがよい。

③ 負の周面摩擦力の影響

しゃ水矢板には周辺地盤との相対沈下によって、正負の周面摩擦力が作用する。一般には周辺地盤の沈下が大きいことが多く、この場合にはしゃ水矢板に負の周面摩擦力が作用する。地盤条件によっては、この負の周面摩擦力の影響が極めて大きく、樋門本体の断面力に大きな影響を与えることがある。

しゃ水矢板に作用する負の周面摩擦力は、しゃ水矢板から樋門本体に伝達する集中荷重として考慮する。この場合は一般に、しゃ水矢板頭部のバネは無視するのがよい。

(6) 本体の端部の境界条件

本体の端部（上下流端）の境界条件は、一般には両端フリーとする。しかし、支持杭基礎の吐出水槽に接続する場合等では、杭のバネ定数等を設定した境界条件とするのがよい。

吐出水槽と樋門本体との間で大きな沈下差を生じる場合は、可撓性継手を用い、接続部スパンを短くして2ヶ所の継手に対応する。あるいは吐出水槽側に部分的な地盤改良、あるいは浮き杭による沈下すり付け対策を考慮するのがよい。

(7) PC函体のプレストレス力の扱い [柔構造樋門（共通）7.6.5.2]

a. 函軸に緊張材を配置して継手ゴムを圧縮することで函軸弾性を得るアンボンドケーブルによるPC函体は、プレストレス力を軸力（外力）として扱いRC構造と同様の計算を行ってもよい。

b. 緊張材を用いて複数の函体ブロックを一体化するプレキャストブロック工法によるPC函体は、接合部に引張力を発生させない（フルプレストレス）PC構造の計算を行う。なお、一体化するスパンの接合部と継手の機能を期待する接合部は別途に扱わなければならない。

4) 本体の縦方向の計算 [柔構造樋門（共通）7.6.1]

本体の縦方向は、以下の照査事項を満足しなければならない。

① 本体の沈下・側方変位

地盤には残留沈下量の許容値があり、本体の沈下の照査は省略する。本体の側方変位は、継手の開口で照査する。

② 地盤反力度、本体と地盤との相対変位（沈下）量

本体の地盤反力度は、本体と基礎地盤の相対変位（沈下）量が、門柱部等の函体端部において基礎地盤の降伏変位量（基礎幅の1.0%かつ5.0cm）以内のいずれかを満足することを照査する。

また、本体と地盤の相対変位（沈下）量（負値）、すなわち計算上の空洞量は5cm以内とする。

③ 継手、接合部の変形能力

継手部、接合部の相対水平変位量は、使用する継手・接合部の許容開口量以内とする。

継手部の変位量（開口、目違い、折れ角）は、使用する継手の変形能力以内とする。継手の変形能力は、既製品の場合は公称値から求めてよい。

6-4-4 継手の設計

1) 継手の特性 [柔構造樋門（共通）7.6.7]

函体の継手は、以下の機能を確保しなければならない。

- ① 函体内外の水圧に対する水密性を確保する。
- ② 継手部の変位は、継手の変形能力以内にある。
- ③ 継手部の断面力は、継手の耐力に対して安全である。

※継手部の変位は、継手をはさんで隣接するスパン間の相対変位（開口、目違い、折角）のことである。

樋門で使用される継手の特性は、表6-4-8のように示される。一般に継手バネは非線形の変形特性を有しており、計算結果としての変形量が弾性範囲の外にある場合は、その特性を考慮した解析（試行による等価線形バネの設定等）が必要となる場合がある。

可撓性継手の結合条件は、一般的にはフリーとすることが多いが、継手ゴムのバネ定数を評価することで弾性継手に準じて設計することもできる。

表 6-4-8 継手形式と変形特性および結合条件

継手形式	継手の種類	特徴	変形特性	結合条件
可撓性継手	可撓継手	主部材はゴムメンブレン等で、スパン間の相対変位を拘束することが他の構造に比べ少ない。	継手の開口、折れ角、目違いをほとんど拘束しないため断面力の伝達は少ない。	フリー
カラー継手	カラー継手 改良型カラー継手	せん断方向には変位を拘束するが、函軸方向に対しての拘束はほとんどない。 カラー・函体間に応力分散ゴムを挟んだ改良型カラー継手の場合は、弾性継手として考える。	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。このため、せん断力のみを伝達する。	ヒンジまたは弾性(函軸方向はフリー)
弾性継手	プレストレインドゴム継手	スパン間にゴムを挟んで、これにプレストレスを与えて弾性を確保した継手である。軸力、せん断力、曲げモーメントを隣接するスパンに伝達させる機能がある。	継手バネの大きさとスパン間の変位差に応じた断面力の伝達がある。	弾性(函軸方向バネ、せん断バネ、曲げバネ)
	スチールベローズ継手	鋼管構造に使用される継手である。変形に対して剛性の高い継手であるが、比較的小量の変形で塑性状態となる。		
	メカニカル継手	S型ダクタイル鋳鉄管のソケット型の継手である。パッキング材のゴム輪が弾性挙動を示す。		

2) 継手の設計

(1) 継手の設計上の要点

継手の設計では、モデル化した継手の特性を考慮して本体の縦方向の計算を行い、使用する継手の変形能力以内であることを照査する。

継手の設計上の要点を以下に示す。

- ① 継手の位置は地盤の沈下分布等を考慮して設定するが、できるだけ堤体中央部付近を避けることが望ましい。
- ② 可撓性継手とする場合には、外巻のコンクリートカラーは設置しなくてもよい。止水ゴムは、取替可能とすることが望ましい。
- ③ 継手の取付金具は、一般に感潮部では SUS304、それ以外は SS400 とする。
- ④ 使用する継手の変形能力は、予測される変形に対して地盤の沈下の推定精度を考慮して必要な余裕を確保する。
- ⑤ 継手のバネは、一般的に線形のパネ定数で評価するが、大きな変形を許容する継手では、必要に応じて非線形バネ特性について検討することが望ましい。

(2) 可撓性継手 [柔構造樋門 (共通) 7.6.7]

可撓性継手は、隣接するスパン間での力の伝達がないフリー結合あるいは小さなバネ定数を有する弾性結合とモデル化することができる。フリー結合とみなす場合には、計算上は各スパンが各々独立したものと考えてスパン毎に本体の縦方向の計算を行い、隣接するスパン間の開口、目違い、折れ角の値が使用する継手の許容値以内であることを照査する。

(3) 弾性継手 [柔構造樋門 (共通) 7.6.7]

弾性継手は、バネ結合としてモデル化する。

プレストレインドゴム継手の場合には、コンクリート函体に挟まれたゴム材のバネを適切に評価する。

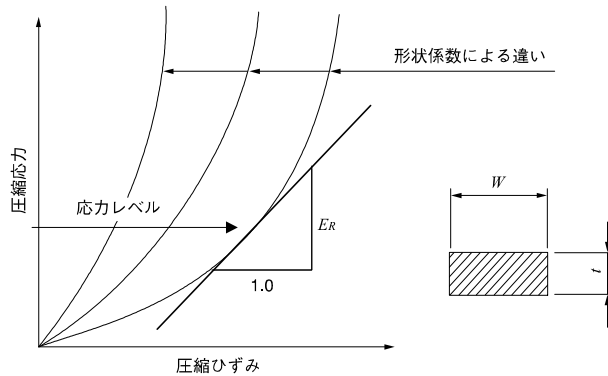
① ゴムの材質

ゴムの材質は、「JIS K 6353 水道用ゴム」に規定する I 類 A の規格に適合するものとする。ただし、天然ゴムは水質等によっては微生物に侵食されることがあるので、合成ゴムの使用が望ましい。

プレストレインドゴム継手のゴム材としては、クロロプレンゴム（硬度 50 度）を平板状あるいは六角形断面とした例がある。

② ゴム材のバネ定数

ゴム材のバネ定数は、ゴムの材質、形状、応力レベルにより異なるので、ゴムの応力ひずみ曲線を用いて、ゴム材の変形状態のひずみレベルに対応した値を設定する（図 6-4-12 参照）。



〔柔構造樋門（共通） 7.6.7〕

図 6-4-12 ゴム材の応力ひずみ曲線（平ゴムの場合）

(4) 改良型カラー継手

従来のカラー継手は、カラーと函体間に目地材としてエラストイトや硬度の低い発泡ゴムを設置する構造であるため、カラーと函体との間に必要なクリアランスが確保されず、発生する折れ角に対応できないことが少なくなかった。従来型のカラー継手を柔構造樋門に適用すると、ここに応力集中が生じて函体にクラックが発生することがある。このため柔構造樋門には従来型のカラー継手を採用してはならない。

柔構造樋門におけるカラー継手として、開口・折れ角に対応するためには、カラーと函体のコンクリートの直接接触による応力集中を避けることが重要であり、このため必要な位置にゴム等の弾性材を挟んで隣接するスパン間の力の伝達を図る新しいカラー継手（改良型カラー継手）が提案されている。

改良型カラー継手は、応力集中を緩和するために発泡ゴムに代えて硬度の高い応力分散ゴム(硬度 30 または 50 程度の CR ゴム)を設置するのがよい。

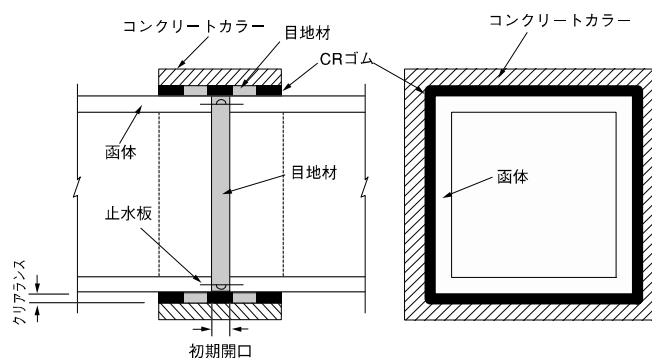


図 6-4-13 改良型カラー継手

この改良型カラー継手の、バネ定数の算定式は、次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} K_F &= \frac{GA}{4t} \\ K_S &= \frac{E_C A}{4t} \\ K_M &= K_S \frac{L^2}{16} \end{aligned} \right\} \text{----- 式 6-4-6}$$

ここに、

- K_F : 軸方向バネ定数 (kN/m)
- K_S : せん断バネ定数 (kN/m)
- K_M : 曲げバネ定数 (kN・m/rad)
- G : ゴム材のせん断弾性係数 (N/mm²)
硬度 50 の C R ゴムの場合 $G=0.63\text{N/mm}^2$
- E_C : 帯状ゴムの変形係数 $E_C = \frac{4}{3} E_0 (1 + 2ks^2)$
- E_0 : ゴム材の変形係数 (N/mm²)
硬度 50 の C R ゴムの場合 $E_0 = 2.16\text{N/mm}^2$
- k : ゴム材の特性係数
硬度 50 の C R ゴムの場合 $k = 0.73$
- s : 形状係数 $s = \frac{w}{2t}$
- A : カラー上面側に接するゴムの総面積 (mm²){cm²}
図 6-4-13 の着色部 $A = \sum bw$
- L : カラーの函軸方向の長さ (mm){cm }
- w : ゴムの函軸方向の奥行 (mm){cm }
- b : ゴムの函軸直角方向の幅 (mm){cm }
- t : ゴムの厚さ (mm){cm }

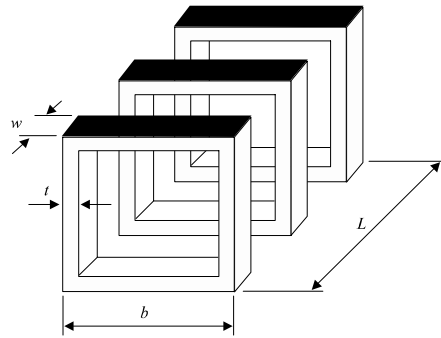


図 6-4-14 応力分散ゴムの配置

6-4-5 門柱の設計

(1) 門柱の設計

- ① 門柱の設計の詳細は、〔柔構造樋門（共通）7.8〕による。
- ② 門柱の標準的な検討ケースと許容応力度の割増係数の関係は、表 6-4-9 のとおりとなる。

表 6-4-9 門柱の標準的な検討ケース

検討ケース	許容応力度の割増係数
常時（風荷重非考慮）	1.00
地震時	1.50
風荷重作用時	1.25

〔柔構造樋門（共通）4.3.6〕

- ③ 門柱の傾斜は、沈下終息時においてゲート機能に支障がないようにする。一般にローラーゲートの場合には、門柱の傾斜角としては2度程度まで許容できると考えられている。比較的大きな残留沈下量を許容する場合は、予期せぬ不同沈下が生じる可能性が大きくなるので、以下の事項に配慮し、必要に応じて施工時に逆傾斜を付けて門柱を施工するなど、できるだけ供用時に垂直となるように配慮する。
 - a. 門柱部の函体スパンは、ある程度長くして堤防への貫入を大きくする。
 - b. 函軸直角方向の傾斜に対しては、沈下分布を函軸に対称となるようにし、盛土の施工手順に配慮する。
 - c. 傾斜の影響は、ゲートの設計条件や管理橋の支承の遊間の設定に配慮する。
 - d. ゲート操作台に設けるゲート引き上げラック棒あるいはスピンドル用の穴そしてぶれ止め金具には、必要な余裕を確保する。

(2) 門柱の構造

門柱の構造は、コンクリート構造、鋼構造を標準とする。

門柱の天端高は、計画堤防高に管理橋桁高を加えてゲート操作台の厚さを差し引いた値、または引き上げ完了時のゲート下端高にゲートの高さ、門柱部の沈下量および管理に必要な高さを加えた値の大きい方で決定する。

- ① 門柱の断面は、本川の流水方向に対し、出来るだけ門柱の幅を狭くするように配慮し、戸当たり金物を十分余裕をもって取り付けられる断面とする。
- ② ゲート操作台は門柱と一体の構造として設計するものとする。
- ③ 門柱と操作台との隅角部はテーパ処理とせず応力レベルの高い面内にもみ最小限のハンチ（1:2 程度）を設ける。
- ④ 門柱の高さは、次式を満足するように検討する。なお、余裕高さ h_2 については、ゲート上部の吊り金具等と巻上げ余裕高（50cm 程度）が含まれる。

H_m は $h_1 + h_2 + h_3 + h_4$ と、 $h_5 + h_6 + h_7$ の両者の大きい方が採用となる。

ここに、

H_m : 門柱高さ h_1 : ゲート高さ h_2 : 余裕高さ h_3 : 操作台厚 h_4 : 門柱部の沈下量
 h_5 : 計画堤防高 h_6 : 橋台高 h_7 : 管理橋桁高

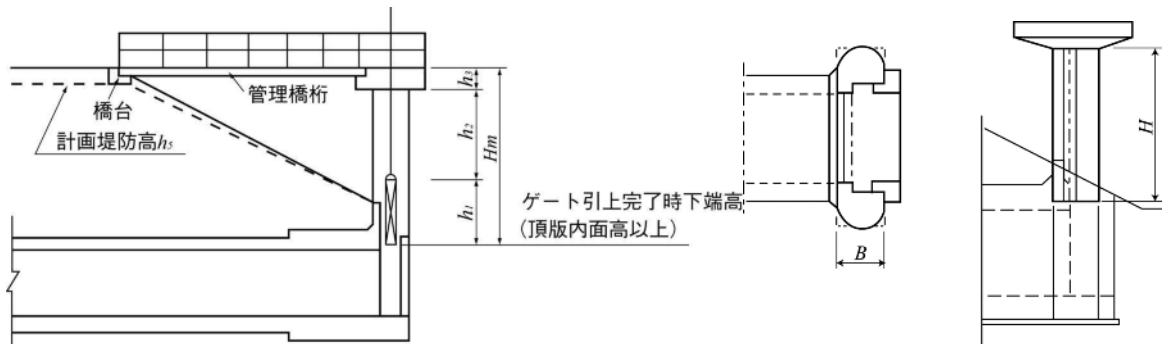


図 6-4-15 ゲートの引上げ余裕高

- ⑤ 門柱の断面幅が構造上 1.5m を越える場合は、流水に対する阻害を極力少なくするために門柱断面は上、下流側共に半円状とする。

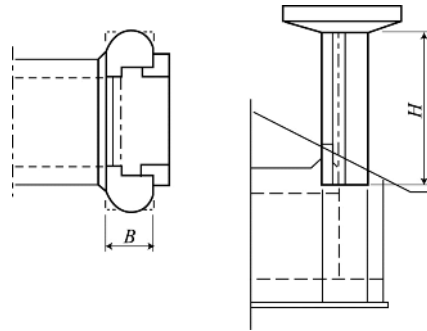


図 6-4-16 門柱断面を半円状とする区間 (B=1.5m 以上)

- ⑥ 戸当りについては、次項を考慮して決定する。(図 6-4-17 参照)
- 底部戸当り面は、原則として函体底版と同一平面とする。
 - 門柱部の戸当りは、ゲートの点検・塗装・修繕のため、容易に取り外し可能な構造とする。なお、ゲートの取り外し作業を容易にするため、門柱に吊フックを設置したり、取り外し戸当りをヒンジ構造とするなど設計時点で配慮しておくのが望ましい。

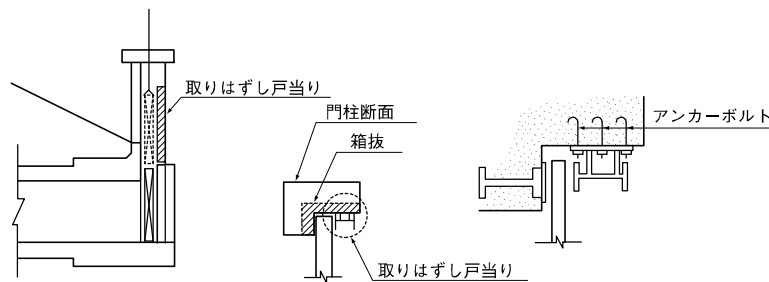


図 6-4-17 戸当り

- ⑦ 川表・川裏側の胸壁部には、樋門を閉塞するために、10 cm 程度の溝を設置する必要がある。〔構造令 (4) 川表側の溝切り〕
- (3) 広域地盤沈下に対する対応
- 広域地盤沈下が生じる地域の樋門は、次の事項を考慮する。
- 門柱の高さは、予想される広域地盤沈下量を考慮して余裕高を設定する。
 - 門柱間の胸壁、翼壁等の地上に露出する構造の高さは、広域地盤沈下によって将来追加される盛土および想定堤防断面に対応できるように配慮する。

6-4-6 ゲート、開閉装置の設計

1) 適用基準

樋門に設置する一般的なゲート、戸当り、開閉装置の設計は、**ダム・堰施設技術基準（案）**および**水門・樋門ゲート設計要領（案）**による。また、電気設備や建築の設計は、これらの関連基準による。

標準的な樋門の構成を、図 6-4-18 に示す。

2) ゲート形式、開閉装置形式

(1) 標準のゲート形式および開閉装置形式

樋門のゲート形式および開閉装置形式を決定する要因には以下のものがある。

- ① 設置目的（排水、取水、通航）
- ② 規模（径間、扉高、連数）
- ③ 樋門の重要度（2次災害の可能性、後背地の条件、都市用水等の取水樋門）
- ④ 操作条件（出水時間と操作時間、操作頻度、設計水深、操作水深、操作時温度）
- ⑤ 門柱の傾斜・沈下量
- ⑥ 河相（堆砂、流芥物）
- ⑦ 施工条件（期間、工法）
- ⑧ 景観・生態系

樋門のゲート形式には、引上げ式ローラゲートの他、引上げ式スライドゲート、フラップゲート、マイタゲート等があるが、構造令では、操作の確実性で、引上げ式ローラゲートが最も優れているとされている。したがって、本要領では、以下のゲート形式を標準とする。

- ・ゲート形式 : 引上げ式ローラゲート
- ・開閉装置 : ラック式開閉装置

門柱の傾斜などによって引上げ式ゲートの機能に支障があると予想される場合や、重要度、景観、操作条件、**扉体の規模**等によって引上げ式ゲート以外の形式と比較検討を行い、ゲート形式を決定する。

※特に小規模な場合はスライドゲートを用いることができる。扉体面積が 5m^2 程度以上ではローラゲートが採用されることが多い。〔ゲート設計要領 第2章 2-2-1〕

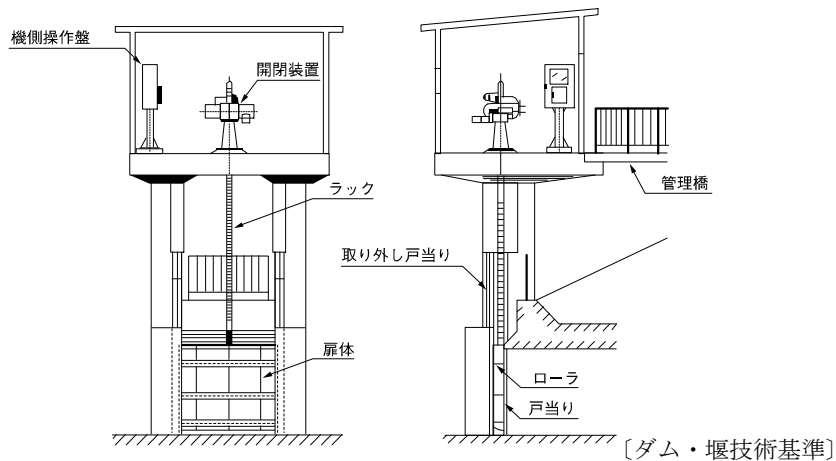


図 6-4-18 標準的な樋門の構造（ローラゲートの例）

(2) ゲートの無動力化

近年では、施設管理者や操作員の高齢化による社会環境の変化や豪雨への対応等を踏まえ、ゲートの無動力化による維持管理の効率化を図る目的で、フラップゲート、マイタゲート等を採用する事例もみられる。これらのゲートの採用にあたっては、構造令に示す以下の条件、背後地の状況および樋門の重要度等を考慮して検討する。

① 不完全閉塞を起こす可能性が非常に少なく、仮に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、引上げ式のローラ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するおそれがあること、その他人為操作が著しく困難又は不適当と認められること。

② 樋門の構造が、川裏ゲート又は角落し等によって容易、かつ、確実に外水をしゃ断できる構造であること。
 [構造令] 第6章

樋門に要求される機能に対して使用可能なゲート形式を以下に示す。

表 6-4-10 水門等の水門扉の形式

設置目的		設備の形式(標準)	水門扉の用途	水門扉の形式(標準)	
水門等	水門	分流逆流防止	制水	ローラ、起伏、ヒンジ式(パイザ、マイタ)、フローティング	
		舟通し用開門	制水、舟通し	ローラ、ヒンジ式(マイタ、スイング、セクタ、パイザ)	
	樋門	排水	制水	ローラ、スライド、ヒンジ式(マイタ、上端ヒンジフラップ)	
		取水	制水、取水	ローラ、スライド	
	防潮水門	排水	制水、舟通し	ローラ、ヒンジ式(マイタ、スイング、セクタ、パイザ)	
		防潮	制水	ローラ、シェル構造ローラ、起伏、ヒンジ式(マイタ、スイング、セクタ)	
	遊水池	防津波防止	舟通し用開門	制水、舟通し	ローラ、ヒンジ式(マイタ、スイング、セクタ、パイザ)
		水調節池	洪水調節用	制水、流量調節	ローラ、起伏、2段式ローラ
修理用ゲート		修理用	ゲート補修時の水位維持	フローティング式、支柱支持式、橋梁支持式、角落し式、楯式	

第2編
河川編
第6章
樋門

[ダム・堰技術基準]

【コラム】 門柱レスゲートおよび予備ゲートの事例

【門柱レスゲート】

○近年では、景観性に配慮して門柱のない新しい形式のゲートの採用実績が多くなっている。オートゲート、オーバーリンクゲート、下部ヒンジゲート等が採用されている。

○操作の確実性で引上げ式ゲートが優れているものの、確実な操作が必要になるため、維持管理や背後地の土地利用を踏まえた上での選定が必要である。



オートゲート例

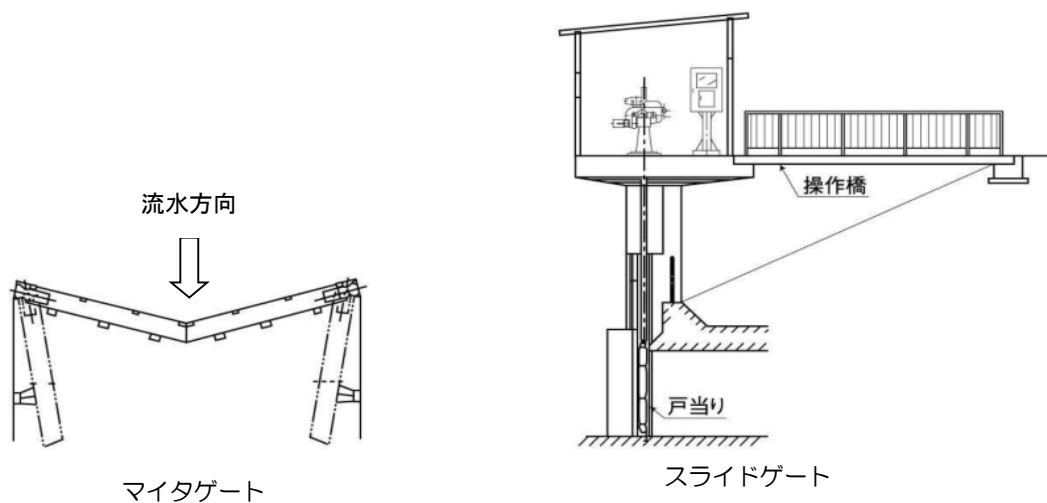


オーバーリンクゲート例

【予備ゲート（マイタゲート等）】

○感潮区間については、予備ゲートとしてマイタゲートやフラップゲート等の併設を検討するのが望ましい。

○山地区間については、スライドゲートではゲート閉口後に山地側からの山水により堤内地の水位が短時間で高くなるため操作管理が困難な場合がある。よって、必要に応じて操作管理の面からマイタゲート等の併設を検討するのが望ましい。



(3) ゲート形式の検討

① ゲート形式を決定する上での一般的な検討事項は以下の通りである。

- a. 操作性 : 出水時間と所要開閉時間、手動操作力
- b. 水密性 : 塵芥・異物の水密部への噛み込みによる漏水
- c. 操作の確実性 : 閉時の強制押し込み力の有無、異物噛み込み時の強制開閉操作の可否、堆砂による開閉障害の可能性
- d. 維持管理性 : ゲート・開閉装置の維持管理の項目・頻度、塵芥・異物・堆積土砂の除去、油圧式開閉装置からの漏油の可能性
- e. 流水阻害 : 門柱による流水阻害、扉体による通水断面阻害
- f. 経済性 : 建設費、維持管理費

② 柔構造樋門は、地盤の残留沈下に追従する構造のため門柱の沈下・傾斜が発生する。引上げ式ゲートでは、門柱の沈下・傾斜が大きくなると、開閉荷重の増加など、表 6-4-11 のような影響が想定されるため、設計にあたって予め対応策を検討する必要がある。

表 6-4-11 ローラゲートの検討事項

設備区分	想定される問題点
扉体・戸当り	<ul style="list-style-type: none"> ● 沈下による設計水深の増加。 ● 扉体が傾くことにより水密ゴムが戸当りと接触できず止水が困難となる。あるいは、必要以上の接触による、開閉操作時の捲くれ込みによる損傷や磨耗。 ● 扉体傾斜による主ローラの扉体自重の分力の作用。 ● 戸溝部の土砂堆積によるゲート不完全閉鎖。
開閉装置	<ul style="list-style-type: none"> ● 水密ゴムと戸当りとが常時接触することによる開閉荷重の増加。 ● 開閉装置内部のバックアップローラとラック棒の接触によるラック棒への付加曲げモーメントの作用。 ● 中間振れ止めとラック棒の接触による開閉荷重への過負荷・開閉不能及び負傷。 ● 開閉装置の傾斜による、開閉装置ケーシング合わせ面からの潤滑油のにじみ・漏れ。
管理橋	<ul style="list-style-type: none"> ● 沈下・傾斜による支承部の変形・破損。
その他	<ul style="list-style-type: none"> ● 電線管類の沈下・傾斜による構造物継手部での破損・断線。 ● 架空線の径間の変化による頭上余裕高の不足あるいは過度の張力による断線。 ● 函体底部・戸溝部の土砂堆積による通水断面の阻害。

(4) ゲートの構造

ゲートの構造は、次の仕様を原則とする。

また、ゲートの維持管理、更新を踏まえ、必要に応じてゲート前面に点検用歩廊の設置を検討する。

① 扉体

- a. ゲート材質は鋼構造又はこれに準ずる、十分な強度と耐久性を有する構造とする。
- b. 主桁の配置、本数、断面寸法は、合理的・経済的に決定する。
- c. 引上げ式ゲートの全開時におけるゲート下端高は、樋門の頂板高以上とし、樋門の有効断面に食い込まない構造とすることと、修理等のためゲートを戸溝から取り外せるようにする。

② 戸当り

- a. 門柱戸当りは、ゲートの修理点検が容易にできるように取り外し可能なものとする。
- b. 底部戸当り面は、函渠底版と同一平面とする。

- ③ 開閉装置
 - a. 開閉装置の形式については、ゲート規模、設置条件、開閉荷重、揚程等を考慮して、開閉動力形式および動力伝達形式を検討する。
 - b. ラック式の場合の開閉動力は、信頼性・維持管理の容易性から電動機を標準とし、手動装置等の予備動力を備える。
- ④ 機側操作盤
 - a. 機側操作盤には、制御機能、監視機能、保護機能などゲート操作・監視に必要な機能を設ける。また、ゲート開度計を設けることを標準とする。
 - b. 機側操作盤の制御回路は、信頼性を考慮して簡素化を図り、ゲートを確実に開閉できる構成とする。
- ⑤ 電源
 - a. 樋門の操作、監視、制御および照明等は確実性の高い商用電源の使用を標準とする。なお、山間部などで受電が困難な場合は、内燃機関や太陽光発電の採用を検討する。

3) ゲート操作台、上屋および管理橋

(1) ゲート操作台

門柱の上には、ゲート操作用の開閉機を設置するため、門柱と一体構造の操作台を設けるものとする。ゲートの操作台に設置される機器は一般に以下のものが考えられる。

- ① 開閉装置
- ② 機側操作盤
- ③ 照明設備
- ④ 水位計盤、CCTV 装置

操作台には、ゲート操作および維持管理に対して十分な広さを有するものとし、規模の大小を問わず、上屋を設けるものとする。操作室を設置しない場合は、ラック棒にカバーを設け、防鳥対策を施すものとする。

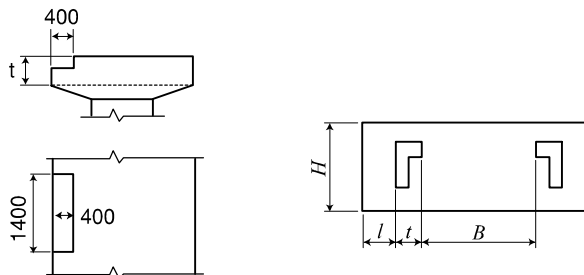
また、上屋設置後の開閉装置の維持管理、更新を踏まえ、機器の搬出入のための搬出入口、吊り上げ機（チェーンブロック等）の設置を検討する。

ゲート操作台の平面寸法の見方を、表 6-4-12、図 6-4-19 に示す。

表 6-4-12 操作台の平面寸法の見方 (m)

操作台の幅 (H)			操作台の張り出し長 (L)		
函体の内寸法 (B)	上屋無し	上屋有り	上屋の有無	1 本吊りのゲート	2 本吊りのゲート
$B < 2.0$	2.5	3.0	無し	0	1.3-t
$B \geq 2.0$	3.0	3.5	有り	0.5	1.5-t

[土木標準設計]



[土木標準設計]

図 6-4-19 操作台の標準的な平面形状

(2) 上屋

上屋の景観は、対象箇所(1)の川づくりにおける景観方針に配慮する。また、周辺の市町村の景観計画を確認し、高さ制限、色彩制限等を確認する必要がある。また、周辺自治体の景観計画がない場合でも、上屋、門柱、ゲートがシンプルで周辺環境に調和した印象を与えるように、形状、構造、色彩等に配慮することが必要である。

なお、色彩、デザインの検討にあたっては以下を参考とする。

- ① 「未来を拓く中部の景観づくり実践編」
- ② 小規模工事・維持管理等における色彩・デザインの手引き（案）
- ③ 中部地方整備局 公共事業における色彩・デザイン指針

(3) 管理橋

土木標準設計の管理橋は平面支承方式であり、可動端側の支承のアンカーホールを50～60mmの長穴とし、ある程度の伸縮・移動を許容する構造となっている。

堤防高と操作台の高低差が生じ、管理橋ではなく管理階段を設ける必要がある場合は、点検者に配慮し、極力緩い勾配となるよう階段の構造を検討する。

4) 配管類

樋門、橋台等その機能上やむを得ず堤防の定規断面内に設けることが必要となる工作物以外は、堤防の定規断面内に設置しないことを基本としている（許可基準）。その他、樋門への給電配管や油圧配管等の設置にあたっては、以下の許可基準に準拠する。

- ① 堤防法線に対し直角に配管することを原則とし、縦断的に配置しないことを基本とする。
- ② 圧力配管は、二重構造（二重さや管構造等）とする。

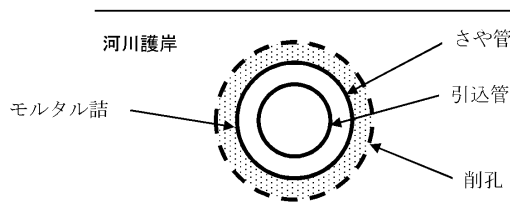


図 6-4-20 二重さや管構造のイメージ

- ③ 堤防乗り越し管は、堤防の表法肩から堤外側部分については流水の乱れを大きくしないような対策を講ずる。
 - ④ 堤防乗り越し管は、堤防の天端及び裏法肩から堤内地側の部分については堤防の定規断面内に設置しないものとする。
 - ⑤ 堤防乗り越し管は、管類の振動が堤防に支障を与えないよう必要な対策を講ずるものとする。
- なお、門柱の沈下・傾斜に対しては、可撓管の採用、十分な余長をもった配線等、慎重に検討する事とする。

5) 照明

樋門の操作室には運転操作あるいは点検・整備に必要な照明設備を設置する。

また、ゲート周りや量水標、流水状況が確認できるよう屋外にも照明設備を設置する。

光源や照明器具は、設置場所や環境条件に適したものを選定し、効率的な照度や配置・数量になるよう検討すること。

6) 水位計

樋門の川表及び川裏側には、量水標を必ず設ける。

また、水位把握の確実性、安定性、ゲートの操作性等の操作環境に配慮して、量水標とは別に水位計を設置し、操作室内で確認できるようにする。

水位計は、様々な形式があるが、流水、風波浪等の影響を除去して、必要な精度を確保する必要がある。このため、高水時の流水の影響、風の吹寄せを受けにくい場所、河床変動が少ない場所、流木や塵芥の影響の少ない場所を選定する。

6-4-7 翼壁の設計

(1) 翼壁の構造

- ① 翼壁の平面形は本川および支川の河状を考慮して決定する。翼壁の断面形は、U形タイプを標準とする〔柔構造樋門（共通）6.2〕。
- ② 翼壁の形状は、つま先およびかかと版には、テーパおよびハンチを設けないものとする。また、たて壁には勾配を設けないものとする。
- ③ 翼壁の部材形状は、等厚の矩形断面とする。なお、場所打ちコンクリートの最小部材厚は、たて壁、底板とも40cm（10cmピッチ）とし、幅の寸法は50cmピッチとする。
- ④ 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を嵌入させる。翼壁の天端は原則として計画堤防断面に合致させる。
- ⑤ 翼壁は、自立構造とし樋門本体と分離させるのが一般的である。構造は、鉄筋コンクリート造りを原則とし、樋門本体と翼壁の接合部は、可撓性のある止水板（銅板、塩化ビニール板等）および伸縮材（エラストイト、セロタイト等）または可撓性継手を使用し、本体と翼壁の接続部に相対変位が生じても水密および構造の安全を確保できるようにする。
- ⑥ 翼壁部には、函体との接続部の目視点検やゲートの点検を踏まえ、河道内に容易に降りることができるようにタラップ、はしご等の設置を検討する。

(2) 翼壁の安定

翼壁の端部（ウィング部分）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（図6-4-21参照）。ただし、翼壁のウィング部が水路部と一体とみなしうる場合は、翼壁全体に作用する外力に対し一体とみなせる底板の範囲を安定計算に考慮することができる（図6-4-22参照）。

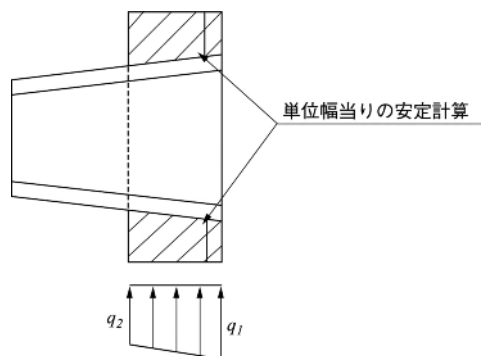
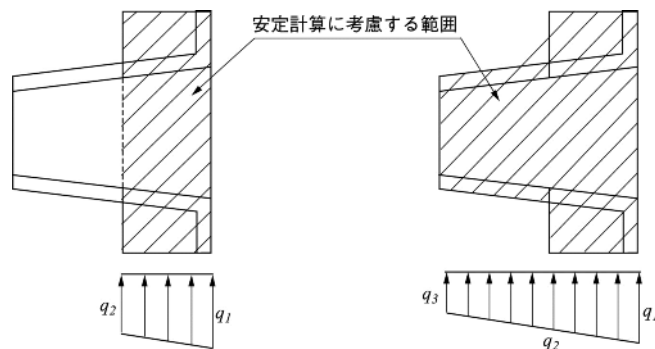


図 6-4-21 通常の場合の安定計算の場合



〔柔構造樋門（共通）7.12〕

図 6-4-22 翼壁の安定に考慮する底板の範囲の考え方

6-4-8 シャ水矢板の設計

(1) シャ水矢板の目的

構造物周辺の水みちは、河川の水位変動（中小洪水、潮位変動等）や降雨による堤体内の間隙水圧の上昇等による土粒子の吸出しの繰り返し作用によって、進展・拡大していき、連続した空洞として形成されるものである。

シャ水矢板の目的は、このような浸透流による悪影響に対する安全を確保するため、浸透流が構造物と地盤の接触面に沿って流れ易いことから図 6-4-23 に示すように鉛直方向の浸透流と水平方向の浸透流を想定し、Lane（レーン）の提案に基づく加重クリープ比による方法によりそれぞれ必要な浸透経路長が確保できるシャ水矢板を設けるものである。

Lane（レーン）の加重クリープ比 [柔構造樋門 第7章]

$$\text{① 鉛直方向の浸透経路長} \quad C_v \leq \frac{\frac{L}{3} + \sum \ell_v}{\Delta H}$$

$$\text{② 水平方向の浸透経路長} \quad C_h \leq \frac{\frac{L}{3} + \sum \ell_h}{\Delta H}$$

ここに、 C : 加重クリープ比

L : 本体および翼壁の水平方向の総浸透経路長 (m)

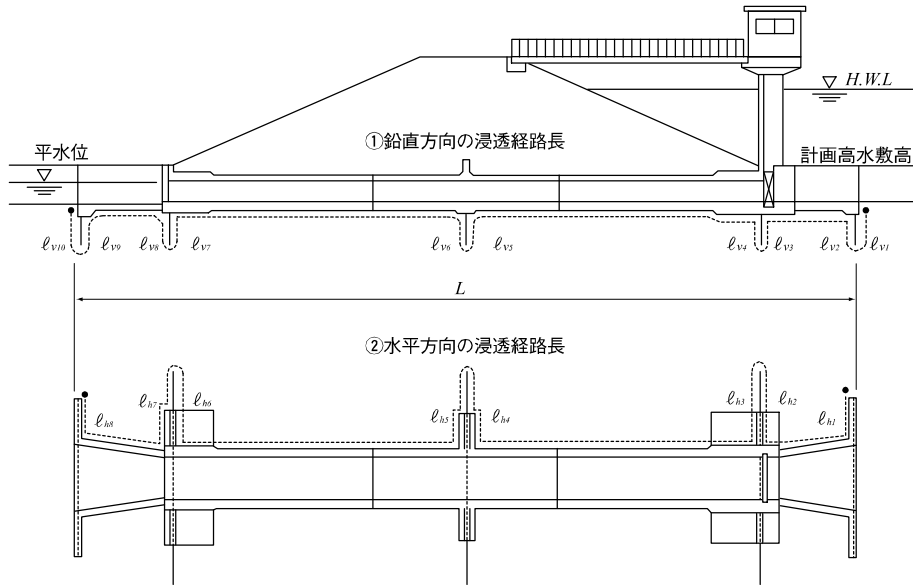
$\sum \ell_v$: シャ水矢板等の鉛直方向の総浸透経路長 (m)

$\sum \ell_h$: シャ水矢板等の水平方向の総浸透経路長 (m)

ΔH : 内外水位差 (m)

表 6-4-13 加重クリープ比 (Lane の原典より)

区 分	C	区 分	C
極めて細かい砂またはシルト	8.5	栗石を含む粗砂利	3.0
細 砂	7.0	栗石を礫を含む砂利	2.5
中 砂	6.0	軟らかい粘土	3.0
粗 砂	5.0	中くらいの粘土	2.0
細砂利	4.0	堅い粘土	1.8
中砂利	3.5	非常に堅い粘土	1.6



〔柔構造樋門（共通）7.13〕

図 6-4-23 鉛直方向と水平方向の浸透経路

(2) シャ水矢板の課題と対応

シャ水鋼矢板による樋門本体への悪影響は、① 鋼矢板の支持効果の影響によるもの、② 鋼矢板に作用する周面摩擦力の影響によるものに大別される。いずれも、樋門の周辺地盤の沈下に伴う樋門と周辺地盤との相対沈下を原因として発生する。したがって、シャ水矢板に鋼矢板を用いる場合で基礎地盤に沈下の課題がある場合は、十分検討して適切に対応する。

① 鋼矢板の支持効果による影響

シャ水鋼矢板の支持効果は、浮き直接基礎の樋門において長いシャ水鋼矢板とする場合や鋼矢板の先端が中間支持層に着底している場合に生じ易い。鋼矢板の先端部が砂層に到達する場合は、先端支持効果が発生する可能性が高いので注意が必要である。

② 鋼矢板に作用する周面摩擦力の影響

鋼矢板に作用する周面摩擦力の影響としては、正の周面摩擦力によって①に示したような支持効果として機能することもあるが、一般的には周辺地盤の沈下による負の周面摩擦力によってシャ水鋼矢板が函体を地中へ引き込むように作用する。

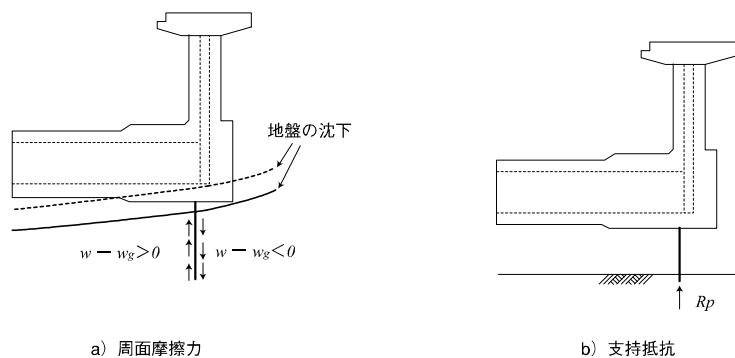


図 6-4-24 シャ水工による本体への影響

これらに対する一般的な対応の考え方を以下に示す。

- a. シャ水鋼矢板の先端が砂層等に着底する場合は、着底しない長さとする。着底が避けられない場合は、鋼矢板から伝達する力を遮断する工夫を要する。長いシャ水鋼矢板が必要となる場合は、設置箇所を増やしてシャ水鋼矢板の長さを短くする。
- b. シャ水鋼矢板が負の周辺摩擦力によって本体から脱落する等でシャ水機能を失うことのないように「ひげ鉄筋」(D16、t=500mm)を用いる等、配慮した構造とする。
- c. シャ水鋼矢板と本体との接続部に可撓性矢板を設ける、あるいは可撓性構造とする(図6-4-25参照)。
- d. シャ水鋼矢板の支持効果の影響を本体の縦方向の計算に考慮し、函体の安全を確認する。
- e. 円形たわみ性管体のシャ水矢板としては、図6-4-26のような構造がある。
- f. 今後の検討課題ではあるが、シャ水矢板自体が変形する構造とすることが有効である。

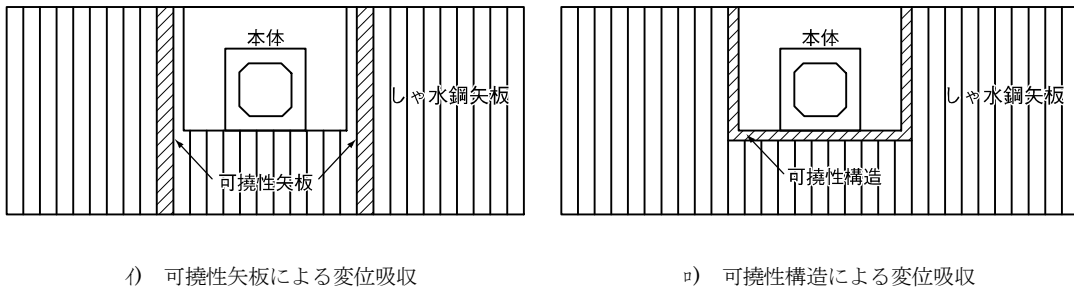


図 6-4-25 シャ水鋼矢板の変位を吸収する構造

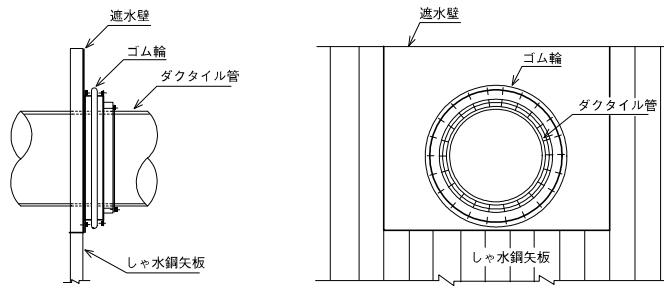


図 6-4-26 ダクタイル铸铁管のシャ水工の構造例

(3) シャ水工の設計上の留意事項

① 粘土における加重クリープ比

細かい砂またはシルト粒子は、浸透流によって運搬されやすい。これに対して粘土層は透水係数も小さくまた粘着力があるので浸透流による土粒子運搬の危険は少ない。粘土とシルトの荷重クリープ比は大きく異なるため、粘土の荷重クリープ比を用いる場合は、その土層の判定には十分留意し、確実に粘土層であることを確認しなければならない。しかし、シルト層と粘土層の判定が難しい場合は、シルト層として扱うのがよい。

② 水平方向の浸透路長

水平方向のしゃ水工を検討する場合は、浸透流が水平方向に卓越する性質があることを考慮する。「矢板長は矢板間隔の1/2以内」という考え方は、図6-4-27に示すように隣接するしゃ水工における実際の浸透流は、設計で想定したように流れない可能性があることに対応したものである。

浸透経路長に基づくしゃ水工の設計は、浸透流による影響を定量的に評価する方法ではあるが万能ではないので、浸透流がどのように流れやすいかを考えて対応することが必要である。

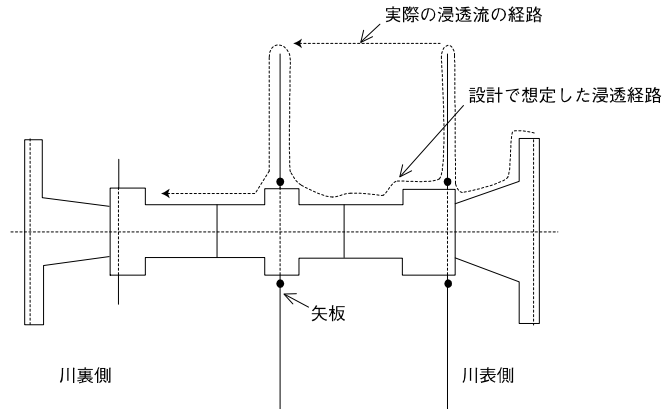


図 6-4-27 水平方向の浸透経路の例

③ 吐出樋門の浸透経路の考え方

吐出樋門の場合の浸透流は、図6-4-28に示すように堤内地盤高が低い場合などでは、函体底面から抵抗の少ない法尻部に浸出すると想定される。このような場合は浸透流が法尻部付近の堤内地盤に浸出すると仮定して、浸透経路長の計算に考慮する函体長は法尻部まで、あるいは法尻部から法尻部における函体底面からの土かぶり厚の3倍程度の函体長までを考慮できる限界とするのがよい。

この場合の堤内側の水位は、浸透流が浸出する場所の（支川）水位あるいは地下水位とするのがよい。地下水位は、堤外が高水位のときの地下水位であり、降雨等の影響によって地下水位が堤内側地盤高まで上昇する場合は、堤内側地盤面としてもよい。

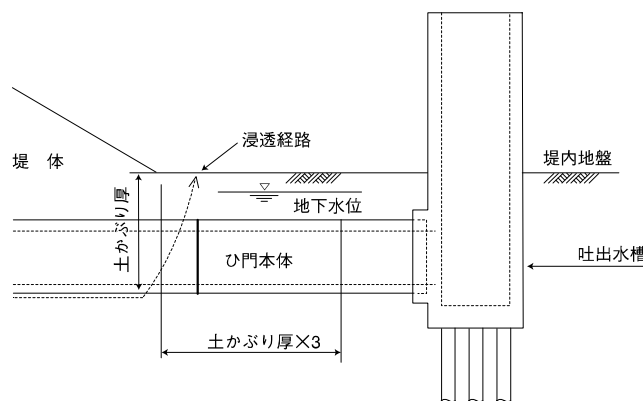


図 6-4-28 吐出樋門水槽に接続する樋門の浸透経路

(4) しゃ水矢板の構造

しゃ水矢板は、本体との接続部の水密性を確保し、しゃ水矢板による本体への悪影響防止に配慮した構造とする。

① 鉛直方向のしゃ水矢板

- a. 鉛直方向のしゃ水矢板の長さは、各箇所ともできるだけ同一長とするのがよい。
- b. しゃ水矢板を本体底版と結合する場合は、図 6-4-29 に示す構造を標準とする。ただし本体としゃ水矢板の間に可撓性構造を考慮する場合は、これによらなくてもよい。
- c. しゃ水矢板をジェット工法で打込むことは、堤敷をかく乱するため、原則として用いてはならない。
- d. しゃ水矢板の打込みが困難な場合は、深さ 1m 程度のコンクリートカットオフとしてもよい(図 6-4-30 参照)。

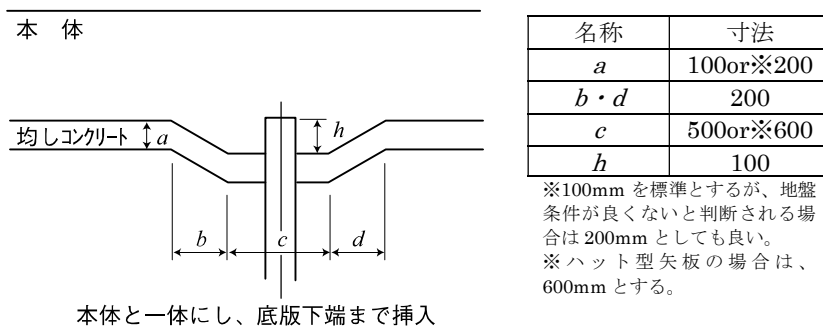


図 6-4-29 しゃ水矢板と本体底版の取付け標準寸法

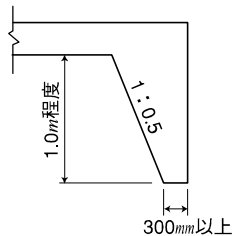


図 6-4-30 コンクリートカットオフの例

② 水平方向のしゃ水矢板

- a. 水平方向のしゃ水矢板は、原則として川表から優先して 2 箇所以上設ける (図 6-4-31、図 6-4-32 参照)。
- b. 水平方向のしゃ水矢板の設置幅は開削幅を原則とする。ただし、般入路等により大きくなる場合は流削幅とする (図 6-4-33(a) 参照)。浸透路長より求めた長さを満足しない場合は、設置箇所を増やして対応するのがよい。
- c. 無堤部 (新設) の場合は、原則として床堀線と矢板の接する点、もしくは鉛直方向のしゃ水矢板の長さのいずれか長い方の長さ以上とする (図 6-4-33(b) 参照)。
- d. 水平方向のしゃ水矢板の設置幅が 2m を超える場合は、原則として可撓性矢板を設ける。ただし、樋門を直接基礎 (無処理地盤の残留沈下量が 5cm 以下) とする場合は、可撓性矢板を設置しなくてもよい。

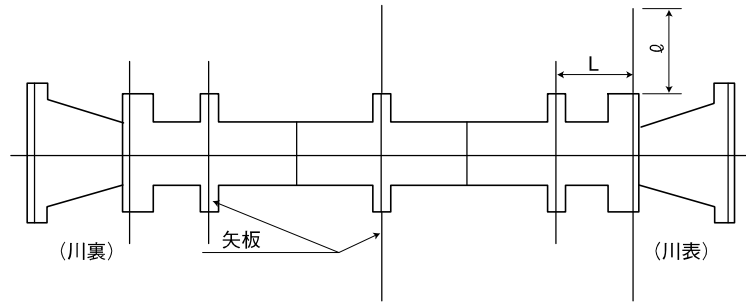


図 6-4-31 水平方向のしゃ水矢板の設置箇所 ($l > L/2$ の場合)

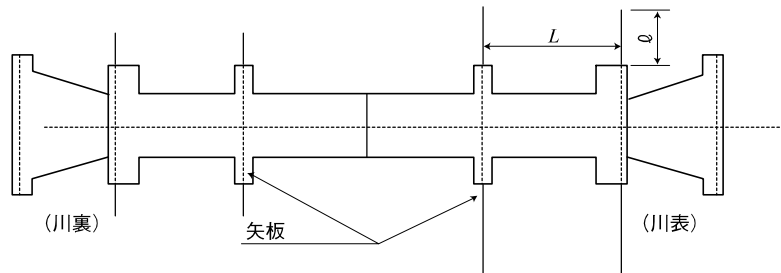


図 6-4-32 水平方向のしゃ水矢板の設置箇所 ($l \leq L/2$ の場合)

第2編
河川編
第6章
樋門

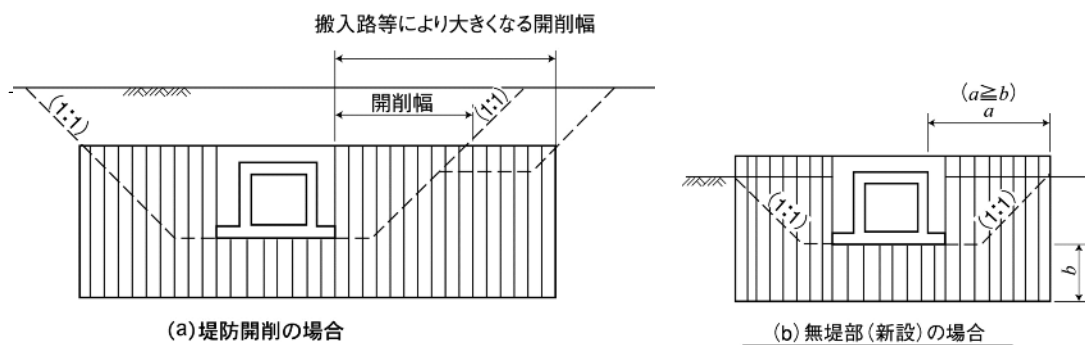


図 6-4-33 水平方向のしゃ水矢板の設置範囲

6-4-9 構造細目

1) 本体

(1) 本体長の決定

本体長は、原則として図 6-4-34 に示すように計画堤防断面の川表および川裏のり尻までとする。

門柱位置は、図 6-4-35 により検討する。

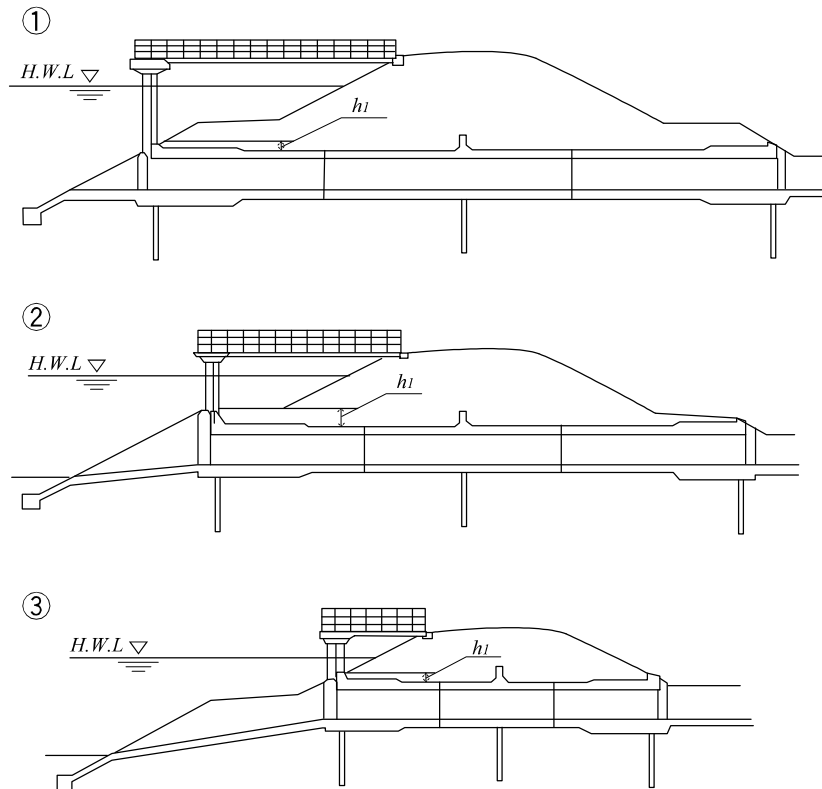


図 6-4-34 本体長の決定の考え方

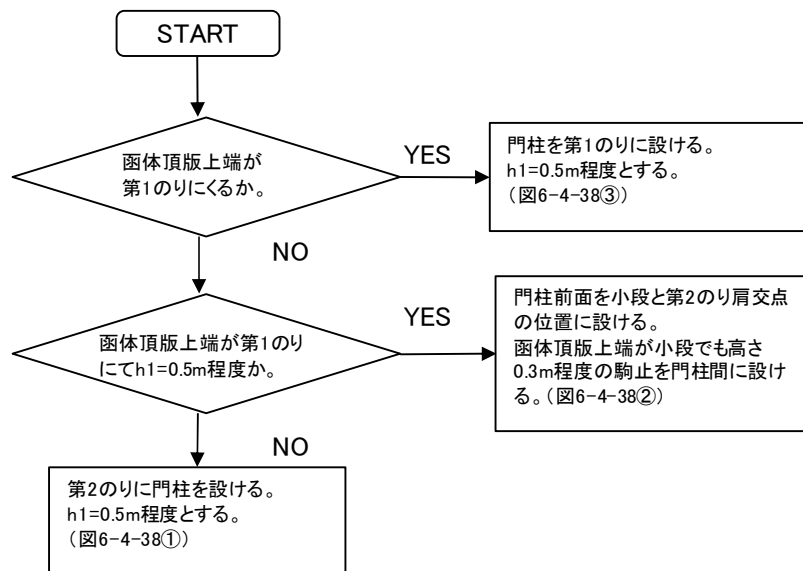


図 6-4-35 門柱位置の検討フロー

(2) 函体の最小鉄筋量〔柔構造樋門（共通）7.14.1.2〕

鉄筋コンクリート構造の函体の最小鉄筋量は以下のとおりとする。

- ・ 函体横方向の最小鉄筋量は、コンクリート有効断面積の 0.2%以上とする。
- ・ 函体縦方向の最小鉄筋量は、コンクリート有効断面積の 0.3%以上とする。

(3) 函体端部の構造〔柔構造樋門（共通）6.1.5〕

函体端部は、門柱、胸壁と一体構造とし、適切なスパン長を確保する。

- ① 函体端部は、原則として堤体に適切な長さの端部スパンを貫入させることによって安定を図る。
- ② 函体端部は、原則として図 6-4-36 に示すように函体端部の頂版部および川表側端部の側壁の厚さを増して補強する。ただし、頂版および側壁の厚さが 50cm 以上の場合は補強しなくてもよい。
- ③ 函体端部の底版厚さは、下部戸当たりに必要な厚さを考慮して定める。胸壁の底版厚さは、本体の底版厚さと同一となるように定めるのがよい。
- ④ 函体端部には、維持管理、点検の際に函体内を締切るための角落としを設ける。また、締切り用資材の共有化が可能な場合は、それらを活用できるよう角落としの仕様・寸法を決定する。

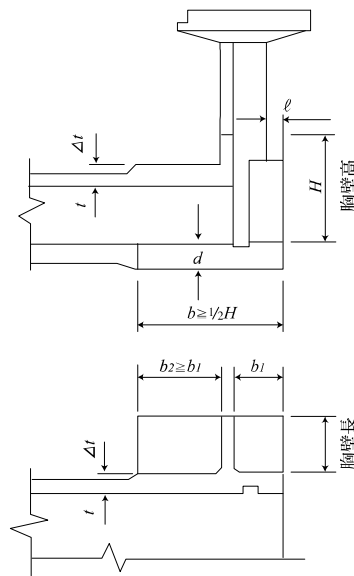


図 6-4-36 函体端部の構造

表 6-4-14 RC 構造の函体端部の寸法の目安

記号	寸法のおよびその説明		
t	頂版厚、側壁厚		
Δt	$t \geq 50\text{cm}$	補強を要しない。	
	$t < 50\text{cm}$	上限値を 50cm とし、 $\#2$ の補強全体厚は 10cm まるめの切り上げ	
d	胸壁底版厚と同じとする。		
b	函体側壁に配置される斜め補強筋の配筋を考慮した長さとする。		
ℓ	一連	スライドゲート	40cm
		ローラーゲート	50cm
	二連	$b/2 + 10\text{cm}$ b_1 : 中柱幅	

〔柔構造樋門（共通）6.1.5〕

(4) 胸壁

- ① 胸壁は、たて壁と底版の付け根にハンチを設けない単純化した形状とする。
- ② 胸壁の天端は、計画堤防断面内の護岸にクラック等の悪影響を与えない高さとする。護岸への悪影響が予想される場合は、胸壁天端を護岸表面に露出させ、胸壁に接続するしゃ水矢板の天端は護岸下面以下とするのがよい。
- ③ 胸壁のたて壁の壁厚は、結合するしゃ水矢板を考慮して決定する〔(4)しゃ水壁 参照〕。

(5) しゃ水壁

- ① しゃ水壁の高さおよび幅は原則として 1.0m 以上とする。
- ② しゃ水壁は、たて壁と底版の付け根にハンチを設けない単純化した形状とする。
- ③ たて壁の壁厚は接続するしゃ水工の構造を考慮して決定するが、しゃ水工として鋼矢板を使用するときは、60cm 以上とするのがよい。(図 6-4-37 参照)。
- ④ しゃ水矢板は、ハット型鋼矢板も比較を行い、しゃ水壁に 20cm 以上貫入させる。ただし、可撓性矢板については標準型としてもよい。

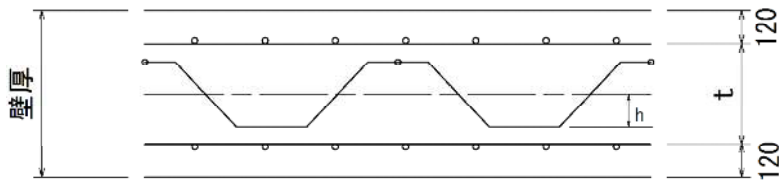


図 6-4-37 RC構造のしゃ水壁の厚さ

(6) 扉室

堤外水路が暗渠構造の場合は、必要に応じて堤外水路の暗渠と樋門の函体を接続する扉室を設ける。

- ① 扉室は函渠、門柱、胸壁と一体構造として設計するものとする。
- ② 取水樋門で敷高が低い場合や、川表側の取付水路が長く維持管理が容易でない場合、あるいは、高水敷が公園等に利用されている場合等では川表水路を暗渠構造とし、図 6-4-38 に示すような扉室を設ける。
- ③ 扉室の構造は、土砂やごみ等の流入を防ぐようにし、維持管理のためのマンホールや梯子を設ける。また、扉室と川表側暗渠の接合部は水密構造とし、かつ暗渠の変位にも対応できる構造とする。

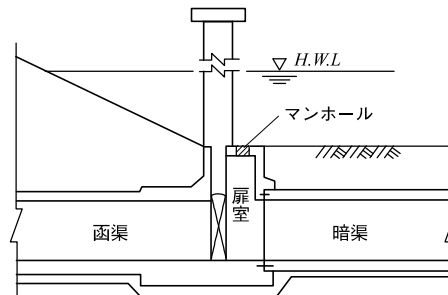


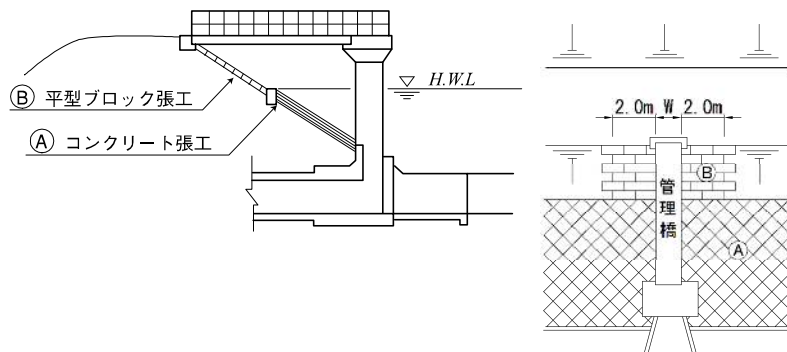
図 6-4-38 扉室

(7) 管理橋 [柔構造樋門 (共通) 6.1.11、7.10]

- ① 管理橋の幅員は1.0m以上とし、橋体は原則として1スパンとして、高さ110cm以上の高欄を設ける。
- ② 管理橋は、操作台が堤防天端高より著しく高い場合は、階段またはタラップ構造とする。
- ③ 管理橋の支承は、地震時の落橋被害を最小限に抑えるために原則として門柱側を固定とし、堤防側を可動とするのがよい。可動側支承の遊間は、門柱の傾斜の影響を考慮して設定する。

管理橋下から受ける暴風によって管理橋が浮き上がらないように、必要に応じて支承には落橋防止装置を設ける。

- ④ 管理橋の設置に伴い、日照が阻害され芝の成育が悪くなる。また、管理橋からの雨水や天端からの排水により、のり面が痛み、排水の水みち(凹み)ができるため、管理橋下の計画高水位以上の堤防ののり面にはのり面保護工を設ける。のり面保護工の構造は、平ブロック張等とし、その範囲は、管理橋の上下流端から、それぞれ45°以上(2.0m程度)とする(図6-4-39参照)。



※土堤とブロック張の接続部は、雨裂防止のためブロックを千鳥配置にする。

図 6-4-39 管理橋下ののり面保護工

2) 水叩き

水叩きの長さは翼壁と同一とし、流水による洗掘に配慮した構造とする。

水路幅が広く底版が厚くなる場合の逆T形タイプの翼壁区間に設ける水叩きは、規模が大きい場合を除いて次の仕様を標準とする。

- ① 水叩きと翼壁底版との接続部には、不等沈下に対応できる止水板あるいは可撓性継手を設けて水密性を確保する。
- ② 川表、川裏における揚圧力は、特別な場合を除き計算しないものとする。
- ③ 最小部材厚は、40cmとする。
- ④ 鉄筋は、D13、25cmピッチ(ダブル)に配筋するものとする。

3) 取付水路

取付水路は、流水の疎通に支障がなく、本川洪水時に堤防に悪影響のない構造とする。

- ① 河岸防御ラインが設定されている区間に取付水路を設計する場合は、河岸防御ラインの内外で構造形式を変えるかどうかの比較検討を行う。
- ② 取付水路はコンクリート張等に準じた構造とする。

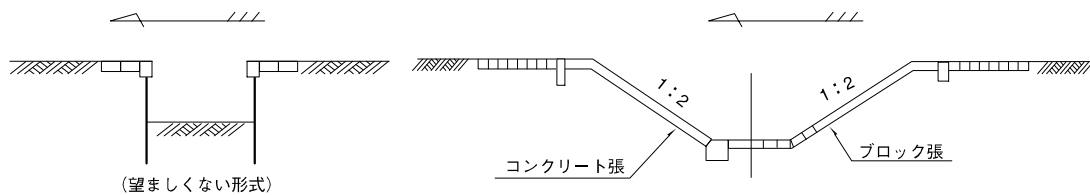


図 6-4-40 取付水路の構造 (例)

- ③ 取付水路ののり面勾配は2割以上の緩やかな勾配とするものとする。
- ④ 樋門の堤内水路を堤防に沿って設ける場合は、堤脚から取付水路の深さの2倍以上(2Hルール)の距離を離すのが原則である。水路の基礎材も堤防定規の外に配置するものとする。
- ⑤ 川表の取付水路は、高水敷の上下流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する〔柔構造樋門(共通)6.4〕。

4) 護床工

川表、川裏の水叩きと取付水路の間には、原則として屈撓性のある護床工を設ける。

護床工は、流速に対する安定性を確保した重量を有するものを選定し、据付費を含めた経済性に優れたものを採用する。

5) 取付護岸工

本堤川表には、樋門両端から上下流にそれぞれ10m以上で計画高水位以上の範囲に、堤防を保護する護岸を設ける(構造令)。護岸の範囲は、次の事項を考慮して決定する。

- ① 洗掘防止及びのり面保護のため、河状に応じて計画高水位以上の高さまで護岸を設けるものとし、その範囲は胸壁又は翼壁のいずれかの長い方の端部から上下流それぞれ10m以上、またはH.W.L位置の堤防開削幅+5.0m以上のいずれか大きい区間とする。詳細については、図6-4-41、図6-4-42により決定する。
なお、既設護岸と近接する場合には、原則としてその間は空けずに接続する。
- ② 工事施工上、堤防開削した場合の復旧後の護岸は、計画高水位以上の高さまで施工することは当然であるが、その範囲は、前述①にかかわらず図6-4-42によるのが原則である。
- ③ 土堤とブロック張の接続部は、雨裂防止のためブロックを千鳥配置にする。

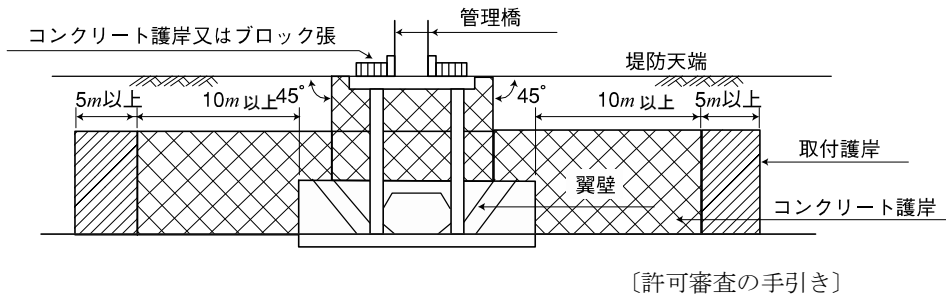


図 6-4-41 護岸正面図

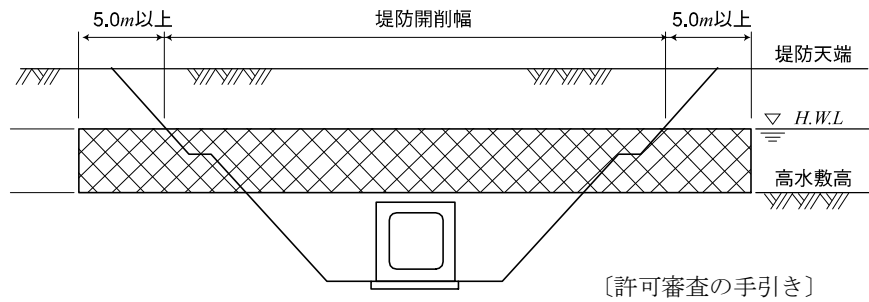


図 6-4-42 堤防開削部の護岸

6) 高水敷保護工

高水敷保護工の長さは、原則として取付護岸工（高水護岸工）と同じ長さとする。その幅は 3m以上を基本とする。

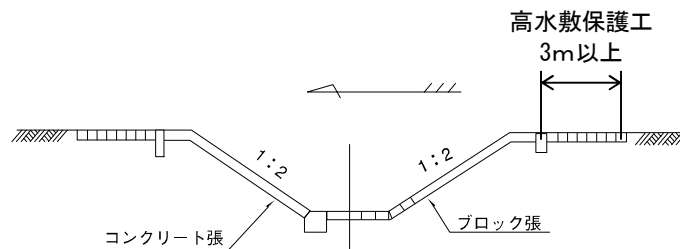


図 6-4-43 高水敷保護工

7) 付属設備

付属設備として、以下に示すような階段、量水標、防護柵を設ける。

① 階段

- a. 川表・川裏に階段を設けるものとし、位置は川表・川裏が一直線上に設けることを原則とする。
- b. 大規模な樋門には、上下流に設けることが望ましい。
- c. 階段の構造は、本編 2-3-4 8)に準じるものとする。

② 量水標

川表および川裏には水位標を必ず設置する。取付位置は翼壁および門柱とする。

③ 防護柵

川表および川裏の胸壁、翼壁には、必要に応じて転落防止の防護柵を設置する。防護柵は、ステンレス製・アルミ製を標準とする。

④ その他、必要に応じて、照明設備、操作員待機場、CCTV による監視操作等を設置するものとする。

6-5 基礎の設計

6-5-1 設計一般

1) 無処理地盤の検討

浮き杭基礎および浮き固化改良体基礎は、地盤改良の場合と異なり、地盤自体の変形特性や強度特性に大きな変化を与えるものではない。浮き杭あるいは浮き固化改良体によって変形特性・強度特性を改善するものがあるが、その沈下抑制メカニズムは、周辺地盤（無処理部）との相互作用が重要な役割を果たす。このため、基礎の設計にあたっては、無処理地盤の挙動を精度良く把握し、無処理地盤の沈下・側方変位の検討を入念に行うことが重要である。

2) 直接基礎の検討

直接基礎は、函体直下の地盤が軟岩や砂礫地盤あるいは硬い砂層地盤などのように地盤が支持層としての条件を満足し、圧密沈下がなく即時沈下量が小さい場合で、地盤の残留沈下量が5cm以下の場合に適用する。

上記の条件を満足しない場合は、浮き直接基礎の柔構造樋門として設計する。

直接基礎の設計の詳細は、〔柔構造樋門（基礎）第3章〕による。

3) 柔支持基礎の検討

(1) 設計の考え方

柔支持基礎の設計は、土層分布の特性、無処理地盤の沈下挙動を十分に把握し、表6-5-1に示す設計の基本的考え方を考慮して設計する。

表6-5-1は、柔支持基礎の設計実務に配慮して基本事項を示したものである。したがって、より合理的な設計を拘束するものではないので、より精度の高い手法による場合は表6-5-1によらなくてもよい。

表 6-5-1 柔支持基礎の設計の基本的考え方

		浮き直接基礎	浮き固化改良体基礎	浮き杭基礎	
設計モデル		-----	仮想ケーソン 仮想地中連続壁	群杭	
設計の 考え方	主荷重	本体の縦方向の設計から 得られる地盤反力	上載盛土 本体の縦方向の設計から得られる地盤反力		
	改良率	-----	30%以上	30%未満	
	沈下抑制	地盤対策で別途検討	改良体による 圧密沈下層厚減少効果	群杭密度（改良率）による 圧密沈下層厚減少効果	
	安定	周辺堤防が安定	基礎の安定は、確保されると考える。		
		周辺堤防が不安定	堤防の安定対策が必要	原則として堤防の安定対策を別途考慮する。	
	支持力	降伏変位量	正負の周面摩擦力がバランスする 基礎の根入れを考慮		
応力	-----	改良体頭部に作用する 地盤反力度以上	杭頭に作用する 地盤反力度以上		
照査 条件	沈下抑制	残留沈下量で照査済	許容残留沈下量以内	許容残留沈下量以内	
	安定	堤防の円弧すべり安全率で照査			
	支持力	降伏変位量	軟弱層に対して十分な根入れが確保されていれば、 通常、照査は不要		
	応力	-----	改良体の許容応力度以内	杭体の許容応力度以内	

注) 改良率：図 6-5-6 参照

(2) 浮き直接基礎

浮き直接基礎は、地盤の残留沈下量が 5cm 程度以上の場合に適用する。

大きな残留沈下量を許容する浮き直接基礎の場合は、次の事項について検討する。

- ① 門柱の傾斜対策を検討し、管理橋の可動側支承の遊間を照査する。
- ② 門柱の施工、ゲートの取付けおよび管理橋の設置は、堤体盛土を行い地盤の沈下の進行を図った上で
行うことが望ましい。
- ③ 床付け面が軟弱の場合は、必要に応じて表層改良等の対策を行う。

(3) 浮き固化改良体基礎

浮き固化改良体基礎の適用にあたっては、柔構造樋門の特性を損なわないスムーズな残留沈下量分布が得られるように改良体を配置し、基礎の抜け上がりによる周辺堤防への影響について検討する。

浮き固化改良体基礎を検討する場合は、次の事項を考慮する。

- ① 改良体ブロックは継手位置で縁を切るとともに、函軸方向の残留沈下量分布に段差ができないように配置する。
- ② 浮き固化改良体基礎による沈下抑制量が大きい場合は、基礎端部において生じる沈下の段差が堤体に
悪影響を与えないか検討し、必要に応じて地盤の沈下すり付け対策を考慮する。
- ③ 改良体は、引張強さが期待できないので純引張応力や曲げ引張応力が発生しないように配慮する。
- ④ しゃ水工が改良体と一体化しないように必要な離隔距離を確保するなど配慮する。

(4) 浮き杭基礎

浮き杭基礎は、改良率に応じて浮き太径群杭基礎と浮き細径群杭基礎に分類して扱うものとし、改良体および杭材の特性と短所を考慮して設計する。

① 浮き太径群杭基礎

- a. 深層混合処理工法等の固結工法による固化改良体を用いて浮き杭基礎とする場合は、浮き太径群杭
基礎と呼び、その改良率 a_p は 10~30%程度とする。

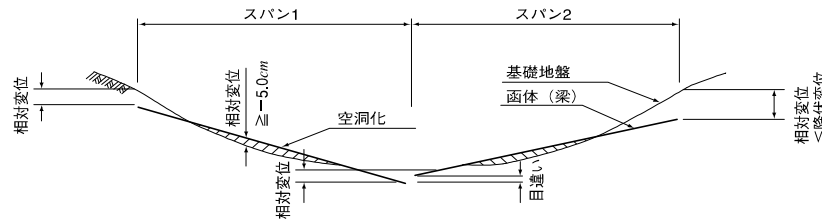
- b. 浮き太径群杭基礎に作用する荷重は、改良体間地盤には分担させず、改良体のみが負担すると考える。
 - c. 浮き太径群杭基礎は、主として改良体に圧縮軸力およびせん断力の作用を期待した設計とし、負の周面摩擦力や側方変位の作用によって改良体に引張応力や曲げ応力が発生しないように配慮する。
- ② 浮き細径群杭基礎
- a. 既製杭等の比較的細径の群杭を用いて浮き杭基礎とする場合は、浮き細径群杭基礎と呼び、その改良率 a_p は2~5%程度が適当である。
 - b. 浮き細径群杭基礎に作用する荷重は、杭体および杭間地盤が分担する。この分担割合は、杭頭処理（杭頭連結、ジオグリッド等の引張材敷設）の影響を考慮して決定する。

6-5-2 柔支持基礎の設計

1) 浮き直接基礎の設計

(1) 樋門本体〔柔構造樋門（基礎）4.2.3〕

浮き直接基礎の樋門本体の支持力は、地盤の支持力度（局部せん断破壊）に対して降伏変位量で照査する。本体底版下に生じる空洞量は、許容値以内とする。具体的には、本体の縦方向の計算で得られる樋門本体と地盤との相対変位量（相対沈下量）に基づいて次の2条件を照査する（図6-5-1参照）。



〔柔構造樋門（基礎）4.2.3〕

図6-5-1 樋門本体と基礎地盤の相対変位（2スパンの場合）

- ① 樋門本体と地盤との正の相対変位量は、基礎地盤の降伏変位量（基礎幅の1.0%かつ5.0cm）以内とする。
- ② 本体底版下に発生する空洞量（樋門本体と地盤との負の相対変位量）は、-5.0cm以内を目標とする。
 なお、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。

(2) 翼壁等〔柔構造樋門（基礎）4.2.3〕

翼壁等の浮き直接基礎は、転倒、滑動に対して安定でなければならない。支持に対する安定は、樋門本体と同様に基礎地盤の降伏変位量で照査する。

2) 浮き固化改良体基礎の設計

浮き固化改良体基礎の設計については、「柔構造樋門設計の手引きⅡ基礎構造編4.3」を基本とする。

(1) 改良率と設計モデル

浮き固化改良体基礎は、改良体ブロックを一体の基礎として扱う。このために改良率は、30%程度以上とするが、一般には30~50%程度を標準とする。

浮き固化改良体基礎の設計モデルとしては、表6-5-2に示すように仮想地中連続壁基礎あるいは仮想ケーソン基礎とモデル化して剛体と仮定する。また、樋門本体の底版反力を浮き固化改良体基礎に均等に伝達するため、基礎上面にはクッション材を設けることを原則とする。

表6-5-2 浮き固化改良体基礎の設計モデル

改良体の配置	設計モデル
格子状	仮想地中連続壁基礎（剛体）
杭状	仮想ケーソン基礎（剛体）

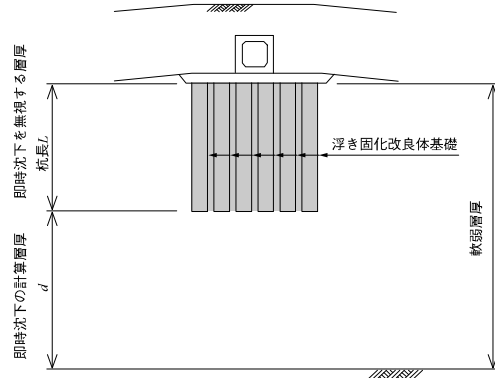
〔柔構造樋門（基礎）4.3.2〕

(2) 浮き固化改良体基礎の沈下量（沈下抑制効果）

浮き固化改良体基礎の沈下量は、基礎の上面に作用する荷重および周辺地盤の沈下に伴う負の周面摩擦力を考慮して求めることが望ましいが、通常は改良部の沈下量を無視し、基礎先端以深に分布する軟弱層等の沈下対象層の沈下量（即時沈下量、厚密沈下量）をもって浮き固化改良体基礎上面の沈下量としてもよい。

① 即時沈下量

浮き固化改良体基礎の即時沈下量は、図 6-5-2 に示すように基礎底面までの層厚を無視し、地盤に作用する荷重の作用位置を浮き固化改良体基礎底面として基礎底面以深の土層を対象に通常の即時沈下計算の方法により求めることができる。このときの荷重は、函体は無視した堤体盛土としてもよい。

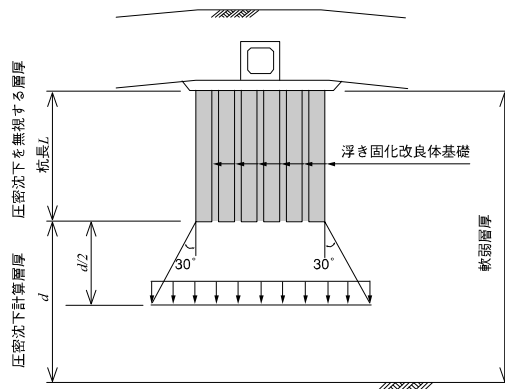


〔柔構造樋門（基礎）4.3.4〕

図 6-5-2 浮き固化改良体基礎の即時沈下量の計算モデル

② 圧密沈下量

浮き固化改良体基礎の圧密沈下量は、図 6-5-3 に示すように荷重の分散位置を浮き固化改良体基礎底面として通常の圧密沈下計算の方法により求める。このときの荷重は、函体は無視した堤体盛土、必要に応じて上載荷重（自動車荷重等）を考慮する。



〔柔構造樋門（基礎）4.3.4〕

図 6-5-3 浮き固化改良体基礎の圧密沈下量を求める場合の応力分散の考え方

(3) 負の周面摩擦力の影響

浮き固化改良体基礎の外周面には、周辺地盤の沈下によって負の周面摩擦力が作用する。基礎内部の改良体内にも負の周面摩擦力が作用するが、改良率を30%以上とする基礎内部の負の周面摩擦力の影響はわずかであると考えて無視することとする。したがって、負の周面摩擦力の影響は外周部の改良体で検討する。

負の周面摩擦力を軽減する方法として、基礎の周辺に捨杭としての改良体を配置し、この改良体に負の周面摩擦力を受け持たせることで基礎本体への影響を軽減することができる。基礎周辺に浮き群杭を設けて地盤の沈下すり付け対策を行う場合には、この効果によって基礎本体に作用する負の周面摩擦力の影響は軽減されると考えてもよい。

(4) 改良体の応力度の照査

浮き固化改良体基礎に作用する鉛直荷重によって改良体頭部に生じる圧縮応力度およびせん断応力度は、改良体の許容応力度以下であることを照査する。

なお、負の周面摩擦力の影響が大きいと予測される場合は、その影響の大きい改良体を選んで圧縮応力度を照査する。

3) 浮き杭基礎の設計

(1) 浮き細径群杭基礎

① 杭間隔と群杭の杭長

既製杭等を用いた浮き細径群杭基礎は、杭による改良率を10%程度以下として適用する。群杭の杭間隔は、群杭効果を考慮した杭の許容支持力と杭に作用する荷重を考慮した次式により検討することができる。

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{q_0}{q_i}} \text{ ----- 式 6-5-1}$$

ここに、

- l_{\max} : 群杭効果が得られる最大杭間隔 (m)
- q_0 : 杭1本が分担する荷重強度 (kN/m²/本)
- q_i : 群杭1本あたりの許容支持力 (kN/本)

細径群杭の杭長は、杭間隔と杭の許容支持力（群杭効果を考慮する）を考慮して決定するが、群杭の杭先端位置は、基礎地盤の土層構成に応じて軟弱層を単層とモデル化できる場合と中間砂層等が分布し複層としてモデル化する場合に分けて、一般的に次のように考えることができる。

a. 沈下対象層が単層とモデル化できる場合

軟弱層の層構成が比較的単純で、沈下対象層とその下位に洪積層等の比較的固い層や支持層がある場合は、次の条件を満足する杭長とするのがよい。

- ・ 沈下対象層の深さの概ね5～6割以上の杭長を確保することが望ましい。
- ・ 群杭（杭体）が沈下した場合でも杭先端が支持層に着底しない長さとする。

b. 中間砂層等が分布し複層としてモデル化する場合

軟弱層中に層厚2m程度以上の砂層が分布するなど中間層がある場合は、群杭の杭先端をこの層に置くことを検討することで、比較的大きな沈下抑制効果と不等沈下の軽減を得ることができる。ただし、一部の杭先端の地盤が塑性化して大きな不等沈下を発生する、あるいは杭体に大きな応力が発生する可能性があるため杭体の安全性の確保に十分な配慮が必要である。

② 浮き細径群杭基礎の沈下計算

a. 即時沈下量

浮き細径群杭基礎の即時沈下量は、図 6-5-4 に示すように基礎先端の深さまでを杭体と現地地盤で構成された複合地盤と考え、この複合地盤の変形係数 E_{m0} を用いるものとし、基礎先端から下の原地盤はその変形係数 E_{ci} を用いて多層地盤の換算変形係数 E_m を算出して帯状荷重を載荷した通常の即時沈下計算の方法により求めることができる。

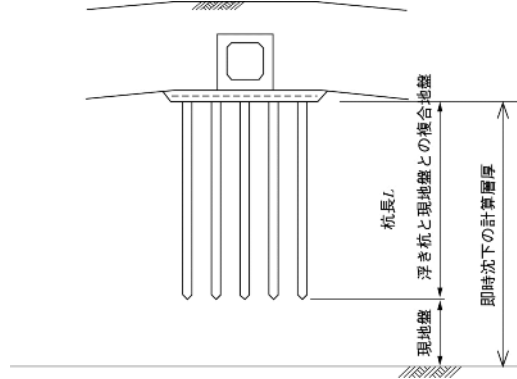


図 6-5-4 浮き細径群杭基礎の即時沈下量の計算モデル

杭体と現地地盤との複合地盤の変形係数は次式で求めることができる。

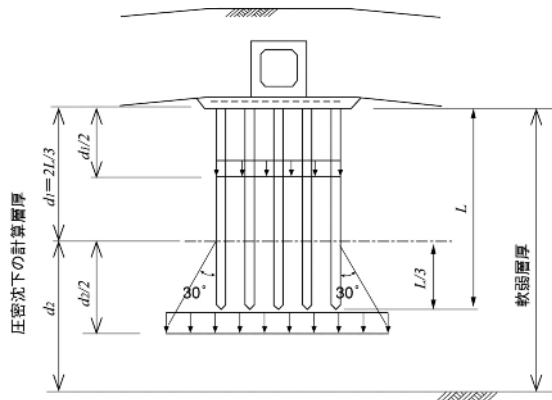
$$E_{m0} = (1 - a_p) E_c + a_p \cdot E_p \quad \text{----- 式 6-5-2}$$

ここに、

- E_{m0} : 杭体と原地盤との複合地盤の平均変形係数 (kN/m²)
- E_c : 原地盤の鉛直方向の変形係数 (鉛直方向) (kN/m²)
- E_p : 杭体の鉛直方向の変形係数 (kN/m²)
- a_p : 改良率

b. 圧密沈下量

浮き細径群杭基礎の圧密沈下量は、杭先端地盤の圧密変形のみならず、杭間地盤の圧密変形を考慮する。杭間地盤の圧密変形は、杭間地盤の増加応力を推定して検討する。



[柔構造樋門 (基礎) 参考資料]

図 6-5-5 浮き細径群杭基礎の圧密沈下量を求める場合の応力分散の考え方

(2) 浮き太径群杭基礎

① 杭間隔と群杭の杭長

固結工法による固化改良体を用いて浮き太径群杭基礎とする場合の杭間隔は、改良率 a_p が10~30%程度を標準的とする。固化改良体は引張強さが小さいため、負の周面摩擦力の影響や側方変位の影響によって改良体に引張応力が作用するおそれがある。このような場合は、改良率 a_p を30%に近い値とすることでこの影響を軽減することができる。改良率 a_p は、改良対象面積に占める改良体の面積の割合を表し、一般的には矩形または千鳥状に配置する。(図6-5-6 参照)

群杭の杭長は、浮き細径群杭基礎の解説に準じて検討する。

$$a_p = \frac{A_p}{x_1 \cdot x_2} \times 100 \quad \text{----- 式 6-5-3}$$

ここに、

- a_p : 改良率 (%)
- A_p : 改良体1本の改良面積
- $x_1 \cdot x_2$: 改良体1本の分担面積

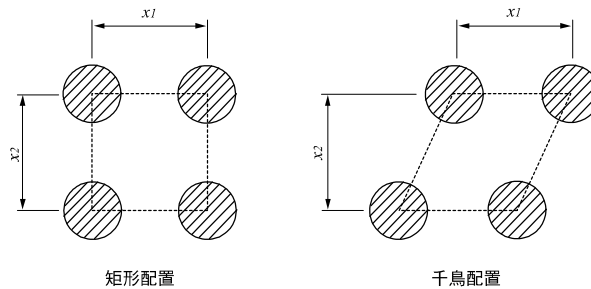


図 6-5-6 改良率

② 浮き太径群杭基礎の沈下計算

a. 即時沈下量

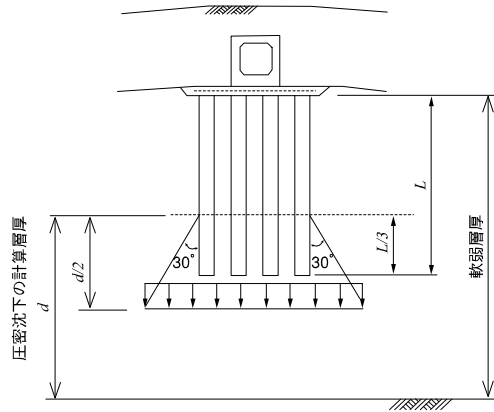
浮き太径群杭基礎の即時沈下量は、浮き細径群杭基礎に示した複合地盤とする方法に準じて求める。

なお、固結工法による杭体の変形係数は、現地処理土の一軸圧縮強度の平均値 $\overline{q_{uf}}$ に対応する値とする。

b. 圧密沈下量

浮き太径群杭基礎の圧密沈下量は、次に示す方法によることができる。

圧密沈下量は、図6-5-7に示すように荷重の分散位置を杭の先端から $1/3 \cdot L$ の位置として通常の圧密沈下計算の方法により求める。



[柔構造樋門（基礎）参考資料]

図 6-5-7 浮き太径群杭基礎の圧密沈下量を求める場合の応力分散の考え方

4) 構造細目

(1) クッション材の厚さと材質

- ① クッション材の目的は、杭状の改良体等が均等に沈下せず、一部の改良体が抜け上がった場合の函体への悪影響を防止し、上部荷重をできるだけ均等に改良体に伝達するために設けるものである。その厚さは、改良体頭部の応力分散、改良体の抜け上がり量等を考慮する必要があるが、特に検討した場合を除いて函体底板下から杭頭部までの有効厚を 50cm 以上とするのがよい（図 6-5-8、図 6-5-9 参照）。
 - ② クッション材の材質は、堤体土としての適性を考慮して選定するものとし、その透水性が堤防に悪影響を与えない材質とする。〔柔構造樋門（共通）7.4.4 の置換工法の置換材料を参照〕
- クッション材中にジオテスタイル等の補強材を敷設することでより確実に荷重分散効果を得ることができる。

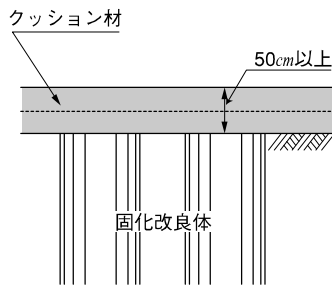


図 6-5-8 浮き固化改良体基礎のクッション材の標準的な厚さ

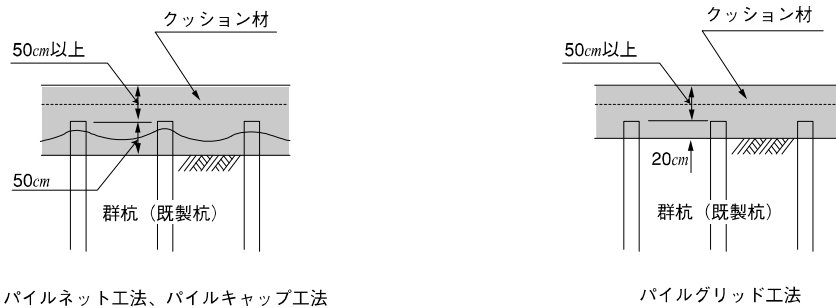


図 6-5-9 浮き杭基礎のクッション材の標準的な厚さ

6-6 耐震設計

6-6-1 地震対策の基本

耐震設計は「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－」によるものとする。

耐震性能照査では、東日本大震災を踏まえ、大規模地震による津波遡上区間及び背後地がゼロメートル地帯である区間で、施設が被災した場合、直接的に二次災害を発生させる恐れのある施設について優先的に照査を実施する。

優先度の基本的な考えは、「河川構造物の耐震照査における優先度の考え方」(平成25年2月8日 水管理・国土保全局 事務連絡)を参考とし、樋管の重要度による分類(A種またはB種)は用いないものとする。

6-6-2 基本方針

「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－」ではすべての樋門が、耐震設計の対象となる。ただし、地盤の液状化が生じない場合には函体の照査は省略できるものとする。

1) 耐震性能 [耐震性能照査指針(Ⅳ)2.1]

(1) 水門・樋門及び堰の耐震性能は、次のとおりとする。

① 耐震性能1

地震によって水門・樋門又は堰としての健全性を損なわない性能

② 耐震性能2

地震後においても、水門・樋門又は堰としての機能を保持する性能

③ 耐震性能3

地震による損傷が限定的なものにとどまり、水門・樋門又は堰としての機能の回復が速やかに行い得る性能

(2) レベル1地震動に対しては、すべての水門・樋門及び堰について耐震性能1を確保するものとする。

(3) 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・樋門及び堰については耐震性能2を、また、それ以外の水門・樋門及び堰については耐震性能3を確保するものとする。

「治水上又は利水上重要」の判定基準は以下による。

①地震によりゲートの開閉操作が不可能になった場合に、照査外水位の発生により、周辺で想定される浸水家屋数が200戸以上となるおそれがあるもの。

②地震によりゲートの開閉操作が不可能になった場合に、上下水道、農業用水、工業用水等の取水に障害が生じるおそれがあるもの。

2) 地震の影響 [耐震性能照査指針(Ⅳ)2.2]

水門・樋門及び堰の耐震性能の照査においては、地震の影響として、次のものを考慮するものとする。

① 構造物の重量に起因する慣性力

② 地震時土圧

③ 地震時動水圧

④ 液状化の影響

3) 耐震性能の照査

(1) 一般〔耐震性能照査指針(IV) 3.1〕

- ① 水門・樋門及び堰の耐震性能の照査にあたっては、水門・樋門及び堰の限界状態に基づき、各部材の限界状態を適切に設定するものとする。
- ② 水門・樋門及び堰の耐震性能の照査は、耐震性能の照査に用いる地震動によって生じる各部材の状態が、①の規定により設定した当該部材の限界状態を超えないことを照査することにより行うものとする。

(2) 耐震性能の照査方法〔耐震性能照査指針(IV) 3.2〕

水門・樋門及び堰の耐震性能の照査は、耐震性能の照査に用いる地震動並びに水門・樋門及び堰の限界状態に応じて、適切な方法に基づいて行うものとする。ただし、一般には、静的照査法により耐震性能の照査を行えば、本規定を満足するとみなしてよい。

(3) 耐震性能1に対する水門・樋門及び堰の限界状態〔耐震性能照査指針(IV) 3.3〕

耐震性能1に対する水門・樋門及び堰の限界状態は、原則として、各部材の力学特性が弾性域を超えない範囲内で適切に定めるものとする。

(4) 耐震性能2に対する水門・樋門及び堰の限界状態〔耐震性能照査指針(IV) 3.4〕

耐震性能2に対する水門・樋門及び堰の限界状態は、塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形がゲートの開閉を妨げないとともに、函渠の水密性を保持できる範囲内になるよう適切に定めるものとする。

(5) 耐震性能3に対する水門・樋門及び堰の限界状態〔耐震性能照査指針(IV) 3.5〕

- ① 耐震性能3に対する水門・樋門及び堰の限界状態は、塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る範囲内になるよう適切に定めるものとする。
- ② 塑性化を考慮する部材としては、確実にエネルギー吸収を図ることができ、かつ、速やかに修復を行うことが可能な部材を選定するものとする。

4) 耐震性能照査に用いる地震動

レベル1地震動は、河川構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動とする。また、レベル2地震動は、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とする。ここで、レベル2地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したレベル2-1地震動及び内陸直下型地震を想定したレベル2-2地震動の2種類を考慮するものとする。

ただし、レベル2地震動については、対象地点周辺における過去の地震情報、活断層情報、プレート境界で発生する地震の情報、地下構造に関する情報、対象地点の地盤条件に関する情報、既往の強震記録等を考慮して対象地点における地震動を適切に推定できる場合には、その結果に基づいて設定してもよい。

5) 静的照査法による耐震性能の照査方法

(1) 一般〔耐震性能照査指針(IV) 4.1〕

- ① レベル1地震動に対する静的照査法による水門・樋門及び堰の耐震性能の照査は、原則として、震度法に基づいて行うものとする。また、レベル2地震動に対する静的照査法による耐震性能の照査は、原則として、地震時保有水平耐力法に基づいて行うものとする。
- ② レベル1地震動に対する静的照査法による水門・樋門及び堰の耐震性能の照査にあたっては、まず、慣性力、地震時土圧及び地震時動水圧を算定し、液状化の可能性がある場合には、その影響を考慮するものとする。次に、門柱・堰柱、基礎、ゲート及び函渠について、それぞれ、耐震性能1の照査を行うものとする。
- ③ レベル2地震動に対する静的照査法による水門・樋門及び堰の耐震性能の照査にあたっては、まず、慣性力、地震時土圧及び地震時動水圧を算定し、液状化の可能性がある場合には、その影響を考慮するものとする。次に、門柱・堰柱、基礎、ゲート及び函渠について、それぞれ、耐震性能2又は耐震性能3の照査を行うものとする。

(2) レベル1地震動に対する耐震性能の照査〔耐震性能照査指針(IV) 4.4〕

① 門柱・堰柱の照査

門柱・堰柱については、門柱・堰柱に生じる応力度が許容応力度以下であることを照査するものとする。

② 基礎の照査

門柱・堰柱の基礎については、基礎に生じる応力度が許容応力度以下であり、かつ、支持、転倒及び滑動に対して安定であるとともに、基礎の変位が許容変位以下であることを照査するものとする。

③ ゲートの照査

ゲートについては、部材に生じる応力度が許容応力度以下であることを照査するものとする。

④ 函渠の照査

函渠については、門柱等に起因して函渠端部に作用する曲げモーメントを考慮し、函渠に生じる応力度が許容応力度以下であることを照査するものとする。

(3) レベル2地震動に対する耐震性能の照査〔耐震性能照査指針(IV) 4.5〕一部加筆

① 門柱の照査

a. 耐震性能2の照査

門柱については、門柱の地震時保有水平耐力が門柱に作用する慣性力を下回らないとともに、門柱の残留変位がゲートの開閉性から決定される許容残留変位以下であることを照査するものとする。

b. 耐震性能3の照査

門柱については、門柱の地震時保有水平耐力が門柱に作用する慣性力を下回らないとともに、門柱の残留変位が許容残留変位以下であることを照査するものとする。

② 基礎の照査

門柱の基礎については、原則として、地震時に降伏に達しないことを照査するものとする。ただし、液化が生じる場合には基礎に塑性化が生じることを考慮してもよいものとする。

③ ゲートの照査

a. 耐震性能2の照査

ゲートについては、ゲートの残留変位がゲートの開閉性から決定される許容残留変位以下であることを照査するものとする。

b. 耐震性能3の照査

ゲートについては、ゲートの残留変位が許容残留変位以下であることを照査するものとする。

④ 函渠の照査

a. 耐震性能2の照査

函渠については、函渠縦断方向の変形を静的に算定し、原則として、函体に生じる曲げモーメント及びせん断力が、それぞれ、終局曲げモーメント及びせん断耐力以下であるとともに、継手を有する場合には継手の変位が許容変位以下であることを照査するものとする。

b. 耐震性能3の照査

函渠については、函渠縦断方向の変形を静的に算定し、原則として、函体に生じる曲げモーメント及びせん断力が、それぞれ、終局曲げモーメント及びせん断耐力以下であることを照査するものとする。

6-6-3 本体の耐震設計

本体の縦方向の設計における地震時の計算は、平常時荷重（地震時の計算のための常時）による変位・断面力の作用の下に地震荷重（地震時の付加荷重）が作用すると考えて、平常時荷重による計算結果と地震荷重による計算結果を重ね合わせて評価する方法によることを標準とする。

(1) 平常時荷重および地震荷重による地震時の計算

地震時の計算における平常時荷重と地震荷重の区分は、表 6-6-1 を標準とする。

地盤反力係数は、地震荷重に対しては地震時の地盤反力係数を適用し、平常時荷重に対しては常時の地盤反力係数を適用する。

平常時荷重を設定する場合は、地震時に対応した平常時荷重を考慮する必要があるが、考慮する内容としては、例えば次のようなことが挙げられる。

- ① 平常時の函体内には、平水位の水重を考慮する。
- ② 地震時に上載荷重を考慮する場合には、平常時荷重として $q=5.0\text{kN/m}^2$ を考慮する。
- ③ 胸壁には、地震荷重として地震時水平土圧を考慮するが、このとき平常時荷重の胸壁には土圧を考慮しない。

表 6-6-1 本体の耐震設計に考慮する荷重の区分

平常時荷重 (常時荷重)	地震荷重 (一時荷重)
<ul style="list-style-type: none"> ・ 本体自重 ・ 内水重 ・ 門柱自重 ・ 胸壁自重 ・ 胸壁に作用する水圧 ・ 上載荷重 ・ 鉛直土圧 ・ 地盤変位（沈下・側方変位）の影響 ・ キャンバー盛土の影響 その他 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 胸壁に作用する地震時土圧 ・ 門柱の慣性力の影響 ・ 胸壁の慣性力の影響 その他 <hr style="border-top: 1px dashed black;"/> <ul style="list-style-type: none"> ・ 地震時鉛直土圧

(2) 地震時鉛直土圧の考え方

地震時鉛直土圧は、地震の影響による周辺地盤の沈下（永久変位）による影響を函体に作用する鉛直土圧の増分として考慮するものである。この沈下は一時的なものではないので、平常時の地盤反力係数を用いて（平常時荷重として）計算するのがよい。

6-7 特殊構造の樋門の設計

6-7-1 特殊構造の樋門

特殊構造の樋門は、次のような場合に採用を検討することができる。

- ① 特殊な現場条件に対応するために、調査・設計・施工法について特別な検討を行う。
- ② 樋門の経済性や施工性向上を目的として、新技術・新材料の特性を活用する。
- ③ 柔構造樋門の課題を軽減あるいは解決する構造検討を行う。

特殊構造を理由として、樋門に求められる機能、特に堤防機能の安全性を損なうことを許容するものではない。

6-7-2 各種の特殊条件

特殊な現場条件に対応する樋門を設計する場合は、樋門および周辺堤防の長期的な安全性確保を優先して考慮する必要がある。このため、原則として柔構造樋門とする。

(1) 多連構造の樋門

多連構造の樋門は、函軸直角方向の地盤の沈下の影響を考慮して設計する（図 6-7-1 参照）。設計上で配慮すべき事項を以下に示す。

- ① 函軸直角方向の地盤の沈下性状を把握する。
- ② 函軸直角方向の地盤の沈下分布による空洞化を検討し、必要に応じて対策を行う。

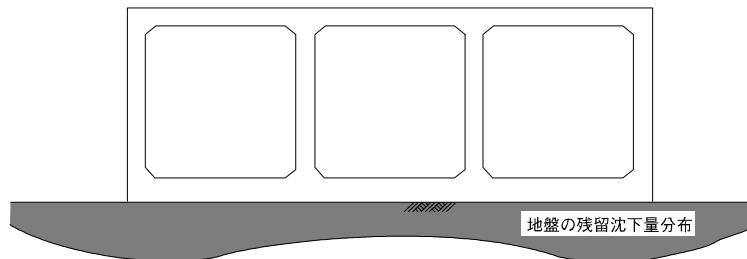


図 6-7-1 函軸直角方向の地盤の残留沈下量分布（例）

(2) 継ぎ足し樋門

継ぎ足し樋門を設計する場合は、既設樋門の課題に対する対策を合わせて実施し、施設全体として安全性の高い樋門とするのが原則である。既設樋門が支持杭基礎の場合は、空洞化の課題について検討する。

継ぎ足し樋門の設計にあたっては、次の事項に配慮する。

- ① 既設樋門の健全度（周辺堤防の空洞化状況、函体の損傷、継手の変形）を診断し、全面改築とするか、既設樋門の補強が必要か、既設と継ぎ足し部の基礎形式の相違による影響を克服できるか等を把握する。
- ② 既設樋門の耐久性を向上させる対策を行う。
- ③ 施工時の除荷および再載荷による既設樋門への影響を検討する。
- ④ 水路の切回しなどを考慮した施工性を検討する。
- ⑤ 新設樋門と比較する場合は、堤防への影響、樋門の安全性などを考慮する。

支持杭基礎の既設樋門に対する対策が必要か否かは、樋門建設後の周辺地盤の沈下状況を把握することによって、あるいは空洞充填グラウトの実施状況によって予測できる。既設樋門の空洞化傾向が明らかな場合は、一時的な対応では解決しないので、根本的な対策を検討するのがよい。根本的な対策として、継ぎ足しによらず柔構造樋門として全面改築することも検討する。

(3) 非開削工法による樋門

堤防天端あるいは裏小段が交通量の多い道路で、堤防を開削することにより道路の切回しや規模の大きい二重締切を伴う場合は、推進工法等の非開削工法による樋門の構築が有利になることがある。

推進工法によって樋門を構築する場合は、柔構造樋門としての機能を備えるように設計するものとし、次の事項について十分な検討を行なわなければならない。

- ① 管周囲が緩められるための浸透流によるルーフィングの対策
- ② 軟弱地盤の場合は、門柱部の不同沈下の可能性とその対策
- ③ 腹付け・嵩上げ盛土や将来の増加盛土による地盤の沈下の影響
- ④ しゃ水工の位置、構造、設置方法
- ⑤ しゃ水矢板との接続方法
- ⑥ 締切の考え方

6-7-3 特殊構造の検討

1) 函体構造

従来の樋門構造は鉄筋コンクリート構造で施工されてきた。これは樋門・樋管の水密性等、構造物としての機能を重視したためである。

RC構造から他の構造にすることの狙いには、次の点が挙げられる。

- ① 函体の重量を軽くし、軟弱地盤においても直接基礎とし、併せて地盤の変形に対して追従性に優れた構造とし空洞化やクラック発生を防止する。
- ② 函体材料を工場製作とし、現場作業の簡略化、省力化、工期の短縮を図る。
- ③ 継手部の止水性能の向上。
- ④ 土地利用の条件によっては、推進工法を採用し施工の合理化（堤防上の構築物や道路交通等に影響を与えず、大掛かりな二重締切りを省略する）を図る。

函体構造としては、PC管等の既製管の活用が考えられる（表6-7-1参照）。これらの構造材を採用する場合は、継手の構造特性などの柔構造樋門としての適正に配慮するとともに、たわみ性管の場合には、埋め戻し材や土被りの制約を考慮した検討が必要である。

表 6-7-1 特殊構造函体の比較

項目	プレキャスト PC	鋼管	ダクタイル 鑄鉄管	FRP/FRPM 管	高耐圧ポリ エチレン管	備考
強度	◎ 樋管として使用する十分な強度を有している。	◎ 樋管として使用する十分な強度を有している。強靱性に富み、衝撃に強い。	◎ 樋管として使用する十分な強度を有している。強靱性に富み、衝撃に強い。	○ 管は、たわみやすい。剛性が低い。管軸方向強度が円周方向に比し弱い。	○ 管は、たわみやすい。剛性が低い。長期使用時のクリープ変形による強度低下を確認する。	
規格化または製品化断面 (mm)	○ 函体寸法的には、特に制約はない。	○ STW400 は、呼び径 3000 A まで JIS 化。	○ JISG5526,5527 にて φ2,600 まで規格化、φ2,900 まで製品化。	○ FRPM JIS A5350 にて呼び径 3,000 まで規格化。	△ φ2,000 まで製品化。耐圧ポリエチレンリブ管 (JISK6780)。	ほぼ φ3,000 程度まで対応可能であるが、ポリ管のみ φ2,000 が現状。
耐久性、耐食性	○ 緊張材の防食処理必要	△ 塗装が必要	○ 内面はモリタルライニング。外面は合成樹脂塗装	◎ 酸、アルカリに強く、水質が悪い環境でも耐えられる。	◎ 耐薬性、耐食性、耐摩耗性に優れる。	鉄系は、防食処理を確認すること。
可撓性 (折れ角)	◎ プレストレインドゴム継手。折れ角は、開口量に制約される。	○ スチールベローズ継手 (折れ角 3°)、スチールゴム継手 (4~6°) が必要。継手は高価。	◎ メカニカル継手。離脱防止機構を有す。折れ角 1.5~1.8°。	○ 差込式。継手に離脱防止機構がない。折れ角は、2°30'~4°。	○ 差込式であるが、樋門では溶接して漏水防止する。差込式の場合の折れ角は 3°程度。	
継手の水密性	○ ゴムによる止水。	◎ 溶接施工により確保。	○ ゴム輪による止水。	○ ゴム輪による止水。継手の離脱防止機構がない。	◎ 溶接施工により確保。	ゴム止水の耐久性を確認すること。
管施工	○ PC 鋼線の緊張に時間と特殊技術を要する。函体重量は、最も重くなり建設機械も大きくなる。	△ 溶接を必要とし施工管理が重要。また、作業が天候に左右される。管重量は比較的軽い。	◎ 差込、ボルト締め接合なので作業が容易。管自重は、鋼管より重い。	◎ 差込継手であり、管自重も軽く施工は容易である。	○ 溶接を必要とするが鋼管、管自重は最も軽いため工場溶接を増やし現場溶接を減らすことが可能。	
施工速度	○	△	◎	◎	◎	
経済性	○	△	△	◎	◎	鉄系やや高価。プラスチック系は、しゃ水壁高価。

◎優。○良。△可 (検討を要す)。

2) 門柱を必要としないゲート構造

(1) 門柱を必要としないゲートの検討

門柱を必要としないゲートを検討する場合の趣旨として、以下の点があげられる。

① 門柱・管理橋レス化：門柱・管理橋の廃止によるコスト縮減

大断面、緩傾斜堤防等で管理橋が長くなる場合、門柱・管理橋を設けず設備建設費および維持管理費を縮減する。

- ② 基礎処理の軽減：上部工荷重の低減による基礎工の経済性の向上
門柱、戸当り、管理橋等を設けず上部工荷重を低減することにより基礎工費用を軽減する。
- ③ 地盤変位に対する適応性向上：地盤沈下によるゲート部傾斜の影響の軽減
特に軟弱地盤の場合、ゲート部の軽量化および引上げ形式以外のゲート形式採用により地盤沈下に対する適応性を向上させる。
- ④ 工期の短縮：門柱部戸当りの省略、工場製品の多用による現場施工の省力化
プレハブ製品とすることにより、現場工程を省力化し全体工期を短縮する。
- ⑤ 景観との調和：目立たない施設とすることによる景観との調和
河川環境の改善他、要求される景観に配慮したゲート形式を採用する。
- ⑥ 操作の簡易化：洪水時のゲート操作の簡易化
無動力形式のゲート採用による操作の省力化、および動力形式であっても門柱・管理橋レスとすることにより豪雨、大風時における機側操作の負担を軽減する。

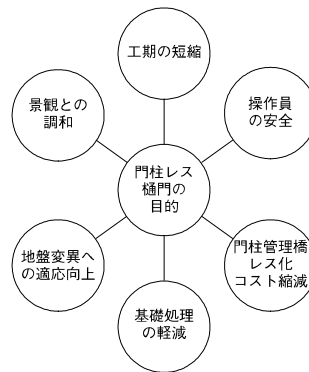


図 6-7-2 門柱なしゲートの設置目的

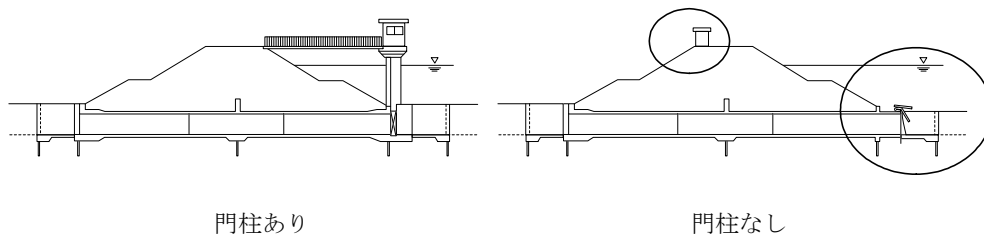


図 6-7-3 門柱ありゲートと門柱なしゲートのイメージ

(2) 門柱を必要としないゲートの種類

門柱を必要としないゲート形式として以下が挙げられる。

- ① ヒンジ式ゲート
- －フラップゲート（無動力、動力式）
 - －起伏式ゲート（無動力式）
 - －スイングゲート（無動力、動力式）
 - －マイターゲート（無動力、動力式）
- ② 斜行式
- －斜行式ゲート（動力式）
- ③ ラバーゲート（ゴム引布製起伏ゲート）

(3)門柱なしゲートの計画

① 樋門施設および樋門ゲート機能の確認

排水（逆流防止、吐出樋管）、取水、舟運など樋門施設の設置目的を確認する。

また、樋門ゲートとして要求される機能は、以下のとおりである（図 6-7-4 参照）。

- ・ 確実な開閉
- ・ 必要な水密性
- ・ 耐久性
- ・ 維持管理性

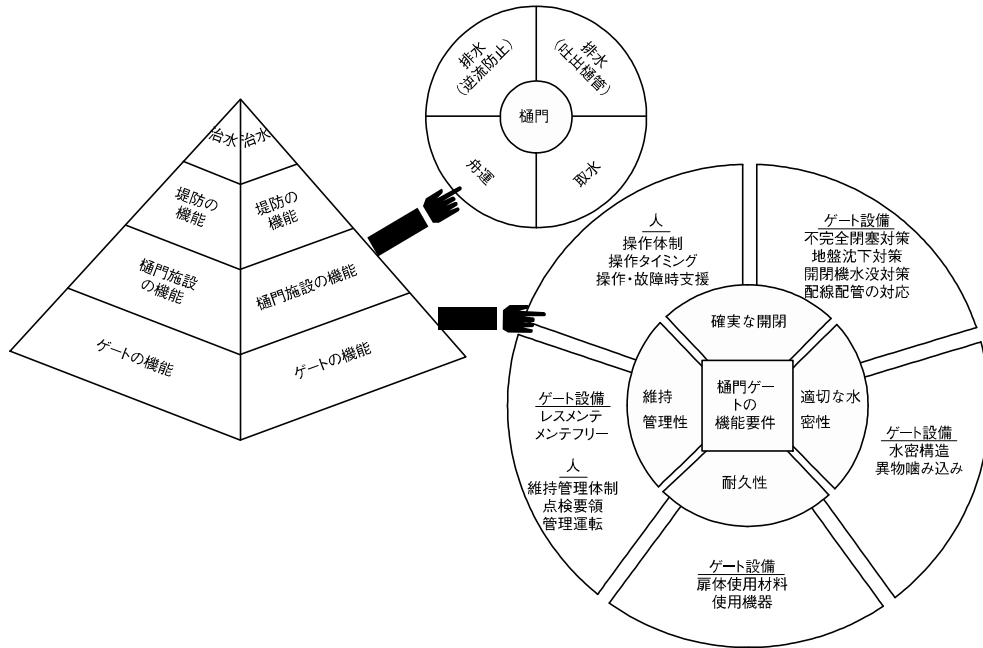


図 6-7-4 樋門およびゲート機能の確認

② ゲート形式選定の流れ

門柱なしゲート形式選定の流れを図 6-7-5 に示す。ゲート選定においては、以下の点に特に留意して適切な形式を選定する。

a. 操作条件の確認

樋門操作は、現状では委託操作となるため操作をタイマーかつ確実に実施できるものでなければならない。従って、操作体制、出動時間、出水状況、操作時間、操作頻度、操作時水位等を考慮し、後背地の状況によっては無動力式の採用も視野に入れる。

b. 施工限界の確認

現状では、無動力起伏式は、扉体面積 10m² 以下、設計水深 5m 以下。ラバーゲートも設計水深 5m 以下に限定されるなど、規模、設計水深による限界を確認して採用する必要がある。

c. 不完全閉塞に対する配慮

引上げ式以外のヒンジ形式が多いため、堆砂の影響、流下物の影響、基礎地盤の条件など現場設置条件を十分考慮し、異物噛み込みや躯体傾斜により不完全閉塞を防止可能な形式とする。また障害時のバックアップ操作が可能な形式とする。

d. 使用材料

扉体、戸当り、開閉装置が洪水時には没水するため、維持管理に配慮する。使用材料は、ステンレス系など耐食性材料の使用が望ましい。

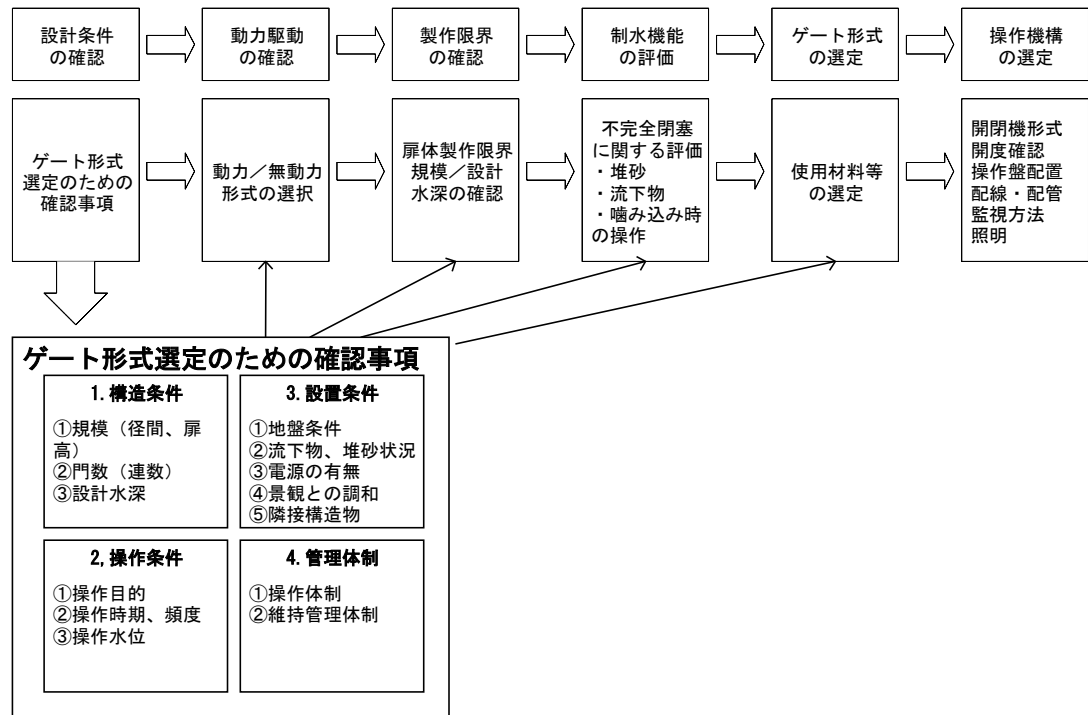


図 6-7-5 門柱なしゲート選定フロー

e. 監視操作制御設備

門柱なし形式となるため、配線・配管方法について堤防定規との関係、沈下や配管損傷時の対策について検討が必要となる。また、開度の確認方法、監視方法についても検討が必要となる。

③ 各種ゲートの概要

門柱なしゲートのおもな形式の概要について、以下に紹介する。

a. ヒンジゲート

- ・ フラップゲート(無動力、動力式)

水位差による無動力あるいは回転軸を油圧シリンダにより揺動させ開閉を行う。油圧式の場合、緊急時に油圧を解除することで自重降下が可能となる。設置高さも低くできる。ただし、全開時の内部漏油によるずり落ち対策が必要となる。また、扉体が全開時に外水側へ突き出すため、その分堤内への切れ込みが大きくなる。油圧シリンダによるフラッシング操作は可能ではあるが、開閉機構上、土砂堆積や塵芥噛み込みによる影響が懸念される。

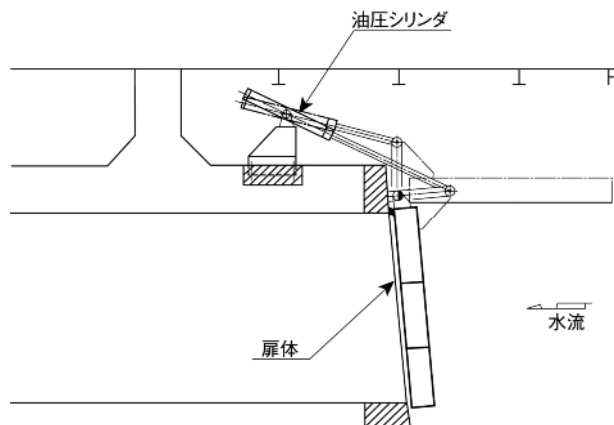


図 6-7-6 フラップゲート

- ・ 起伏ゲート(無動力)

無動力の起伏ゲートは、ゲート自体に浮力を持たせ、下端側を支承装置で固定し、堤外の水位（河川水位）によって自動的に開閉するものである。構造・機構が単純で人為操作が不要で、土木を含めた全体コストが安い特徴を有する。反面、機構上、閉時の押込み力や塵芥噛み込み時の強制開閉排除が期待できない。また、扉体が常時水没しており使用部材の制約や保守点検にやや難がある。設計水深は5m以下、許容堆砂厚は5cm以下とされており採用にあたっては留意が必要である。

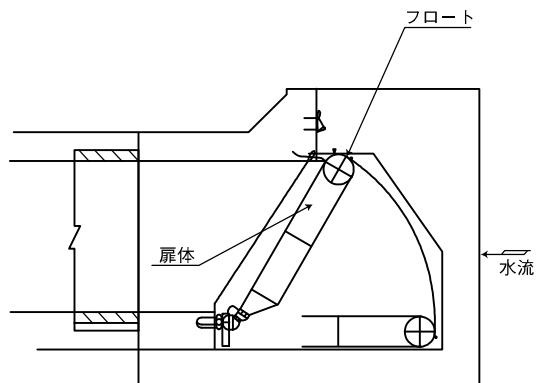


図6-7-7 起伏ゲート

- ・ スイング・マイターゲート（無動力、動力式）

横ヒンジ形式として水流方向に開閉する構造である。構造は簡単であるが、堆砂や流下物の噛み込みによる影響が懸念される箇所では不向きである。操作障害が生じたときのフラッシング操作を考慮した場合、操作水位によっては開閉機の容量が大きくなる。また、扉体が水没状態にあるため水密ゴムの交換ほか維持管理上の問題も検討する必要がある。

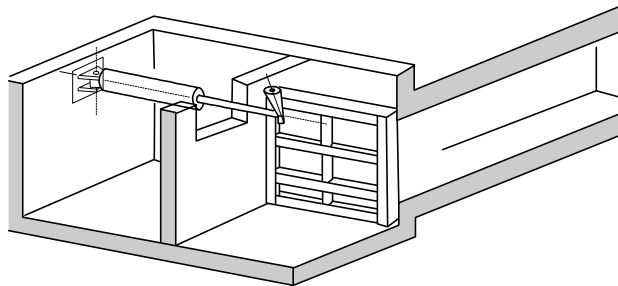


図6-7-8 スイング・マイターゲート

b. 斜行式

- ・ 傾斜設置式ローラゲート

堤防法面に合せて、油圧シリンダ駆動ローラゲートを設置する。一般的な引上げ形式が採用可能である。斜樋構造となるため、扉体および戸当り金物の重量が増加し、法面に合せた土木施工が必要となる。

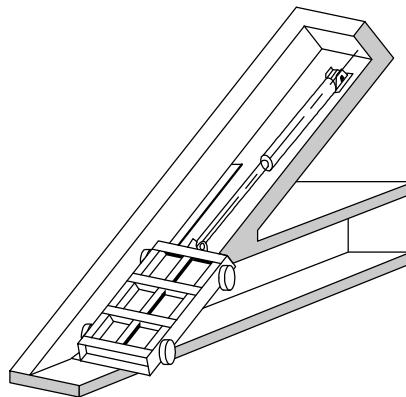


図 6-7-9 傾斜設置式・ローラゲート

c. ラバーゲート

ゲートは、ボックスと一体化されているため地盤沈下によるたわみを受け難く、外枠までユニット化されているため土木構造が簡素で施工が容易である。ただし、堰とは異なり、逆流防止等の水密確保が必要であるが、異物の介在によって完全閉塞ができないおそれがある。また、その構造・機構上、設置位置が函体内部になるため保守点検が困難であり塵芥・堆砂に対して懸念されること、常時水没であるため将来的な維持管理のため角落し等の設備が必要になる。現状、設計水深は5m以下である。

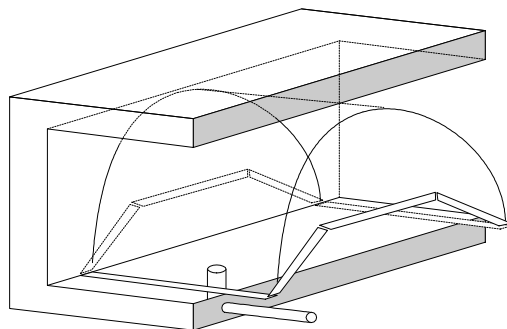


図6-7-10 ラバーゲート

門柱を必要としないゲート構造を採用する場合は、表6-7-2に示す課題、ゲート操作の確実性、挟雑物による影響、耐久性、維持管理等について十分な技術的検討を行わなければならない。

表6-7-2 引上げ式以外のゲートの課題

形式	課題	適用
①ヒンジゲート	フラップゲート <ul style="list-style-type: none"> 無動力式の場合の排水能力 開閉装置の配置検討 全開時のずれ落ち対策 土砂堆積や塵芥噛み込みによる動作不良の対策 躯体傾斜による自重成分の開閉力に及ぼす影響。 フラッシング操作水位の検討と開閉装置容量の設計 	土砂堆積や塵芥が少ない箇所に適する。無動力形式では、感潮区間のサービスゲートとして使用例が多い。
	スイング・マイターゲート <ul style="list-style-type: none"> 土砂堆積や塵芥噛み込みによる動作不良の対策 躯体傾斜による自重成分の開閉力に及ぼす影響。 フラッシング操作水位の検討と開閉装置容量の設計 	
	起伏式ゲート <ul style="list-style-type: none"> 自動開閉排水能力。 土砂堆積や塵芥噛み込みによる動作不良の対策 躯体傾斜による影響 	流出が急で自動操作を要する箇所。土砂堆積や塵芥が少ない箇所。
②傾斜設置式ローラゲート	<ul style="list-style-type: none"> 扉体、開閉装置の設置スペース 躯体傾斜と開閉装置の容量 	基本的に引上げ式に近い性能を有するため、機能的な問題は少ない。
③ラバーゲート	<ul style="list-style-type: none"> 扉体の設置位置と維持管理 止水機能の確実性 適用条件が限定される（小断面で、設計水深も5m以下） 	止水の困難さや維持管理が実施しにくい等の面から重要度の高い設備には適さない。

6-7-4 既設樋門の耐震対策

既設樋門の補強を検討する場合は、耐震診断結果に基づき補強の目的を明確にして、補強を行う場所の施工条件を考慮し最適な補強工法を検討する。

1) 門柱の対策

門柱の耐震補強の方法については、あと施工アンカーによるせん断補強工法や補強筋埋設方式耐震補強工法等が挙げられる。あと施工アンカーによるせん断補強工法は曲げ耐力を一定にしたまま、せん断耐力を向上できる。補強筋埋設方式耐震補強工法は、既設コンクリート内に直接補強筋を埋め込むことにより、コンクリート断面を大幅に増加することなく耐力向上を図ることができる。ただし、両工法ともに既設門柱を削孔する必要があるため、鉄筋探査により既設配筋を十分に調査する必要がある。

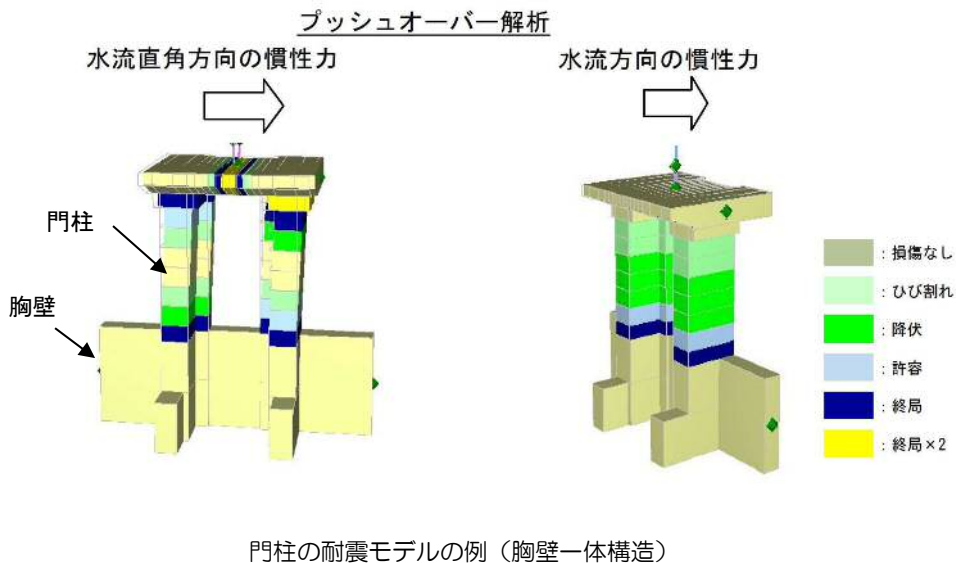
なお、対策工の設計にあたっては、地震時保有水平耐力法により対策工の効果を評価する必要がある。



図 6-7-11 門柱補強工法の事例

【コラム】門柱の耐震性能照査のポイント

○旧施設の門柱は、下図に示すように胸壁が大きいものがあり、耐震性能照査では配筋等を確認した上で、胸壁等が一体構造と判断できる場合は門柱と合わせてモデル化することにより、実情に即した解析となる場合もある。



門柱の耐震モデルの例（胸壁一体構造）

2) 函体の対策

樋門函体の耐震補強にあたっては、鋼板や炭素繊維シートを貼り付ける工法が考えられるが、補強が必要となる函渠の基礎地盤は、液状化の程度が著しいケースが想定されるため、周辺堤防の液状化対策も有効な方法である。ただし、既存施設への液状化対策は、既存施設に与える影響が懸念され、構造物を新設する際に実施する地盤改良よりも非常に困難・煩雑となることから、函体の地震対策にあたっては、施設の耐用年数や維持管理費等を考慮し、改築の可能性を含めて総合的に判断する必要がある。

表 6-7-3 樋門の耐震対策例

補強対象	工種 (例)
門柱	あと施工アンカーによるせん断補強 補強筋埋設方式耐震補強工法
函体	液状化対策 (地盤改良) 鋼板巻立て工法 炭素繊維シート巻立て工法

第2編
河川編
第6章
樋門

【コラム】 竣工年代が古い構造の耐震性能照査のポイント

○竣工年次が古い構造物の鉄筋は、異形鉄筋ではなく丸鋼材である可能性が高い。よって、1960年代以前の既設構造物の耐震性能照査については、使用されている鉄筋（丸鋼）に留意して検討を行う。

(単位：1000トン，%)

年度平均	異形棒鋼		丸 棒		計	
1952～1955 年度	25	3.5	680	96.5	705	100.0
1956～1960	82	6.2	1 237	93.8	1 319	100.0
1961～1965	525	20.0	2 101	80.0	2 626	100.0
1966～1970	2 092	39.7	3 178	60.3	5 270	100.0
1971～1975	5 545	67.5	2 669	32.5	8 214	100.0

出所：『普通鋼鋼材品種別・寸法別生産実績』（鋼材倶楽部）

1960年代前半までは、丸鋼が80%以上を占めている。

6-8 施工中および施工後のモニタリング

1) 動態観測

柔構造樋門の施工は、基礎地盤および函体の沈下・変位の早期挙動を動態観測によって把握し、必要に応じて修正設計・設計変更等が適切に行えるような動態観測を行うことが望ましい。

施工にあたっては、多くの不確定要因に対応して要求される品質・形状の構造物を工期内に完成させるために、工事の全期間にわたって構造物および堤体の挙動をよく観測し、状況に応じて適切な対策工を講じなければならない。

動態観測の主要な目的は、次の3点である。

- ① 盛土のすべり破壊の予知、上げ越し量の決定などの安定管理および沈下管理のために、主に地盤の沈下・側方変位等の情報を得る。
- ② 基礎地盤や基礎工そして構造物各部の挙動を把握・評価し、施工時に対応すべき対応策および維持管理のための基礎資料を得る。
- ③ 設計時の地盤変位（沈下・側方変位）の妥当性を評価し、必要に応じて設計変更を行い、より適切な設計・施工方法とする。

動態観測で最も重要なことは上記の目的に役立つことにあるが、周辺環境への影響把握や事故の回避などにも密接に結びつくものとなる。また、現場での計測データは事前の設計チェックや対策工の効果の評価、あるいは設計変更などにおける貴重な資料として役立つこととなる。

主要な計測計器を表 6-8-1 に示した。設置位置は、図 6-8-1 を参考にして計画する。観測頻度は、表 6-8-2 に示す値を標準とし、可能な限り供用後も継続することが望ましい。

表 6-8-1 動態観測計器一覧表

計測種別	計器		設置目的	計測方法
	記号	名称		
沈下計測	▽	ロッド式地表沈下板	地表面に設置して、盛土による地盤の沈下量を計測する	水準測量
	▼	構造物ロッド沈下計	構造物にロッドを溶接等で設置して、沈下量を計測する	水準測量
	○	グラウトホール沈下板	グラウトホール内に沈下板を設置し沈下量を計測する	水準測量
	●	層別沈下計	ボーリング孔から地中に沈下板を設けて沈下量を計測する	水準測量
	☆	沈下側定鋸	構造物上に鋸を設置して構造物の沈下量を計測する	水準測量
変位計測	★	変位計継目計	計測対象の変位（開口）を専用計器で自動計測する	計器計測
		変位測定鋸	計測対象間に鋸を設置してその間の変位を計測する	手動計測
	◎	孔内挿入式傾斜計	ボーリング孔内に設けた計測孔の変位を計測する	計器計測
	■	側方変位測定杭	堤体側方地盤に設けた杭の距離と高さを測量する	距離測量 水準測量
	※	携帯式傾斜計	計測対象に計器を当てて傾斜を測定する	手動計測
	*	水位観測孔	ボーリング孔を利用して観測孔を設けて孔内水位を計測する	手動計測
応力計測	◇	鉄筋計歪ゲージ	コンクリート内等に設置して対象物の歪量を計測し、これより発生応力を求める	計器計測
	◆	ロードセル(荷重計)	P C鋼材等の端部に設けて緊張力の変化を計測する	計器計測
	□	土圧計	構造物に作用する土圧を計測する	計器計測
	△	間隙水圧計	ボーリング孔から地中に計器を設置して土中の間隙水圧を計測する	計器計測

表 6-8-2 測定の頻度と期間の標準

計測種別	盛土完了後 1ヶ月まで	盛土完了後 3ヶ月まで	盛土完了後 3ヶ月以降	供用後
沈下、変位、応力	1回/1～5日	1回/5～10日	1回/1ヶ月	1回～4回/1年
側方変位測定杭	1回/1～5日	1回/5～10日	必要の都度	

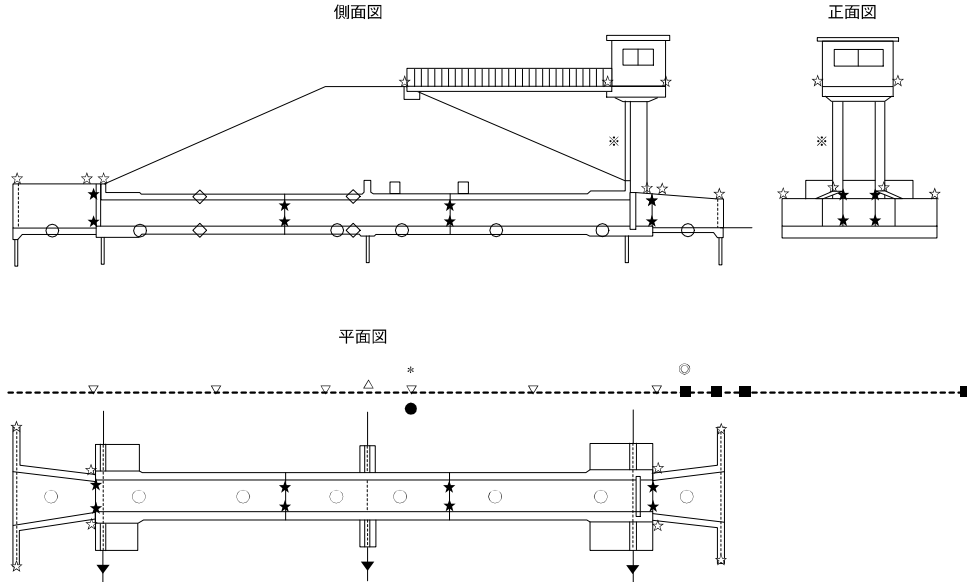


図 6-8-1 動態観測計器設置例（記号は表 6-8-1 より）

2) 沈下量の予測

軟弱地盤上の樋門の施工においては、施工中の地盤の沈下・変形の影響によって函体の変位、門柱の不同沈下などの変状が生じることがあり、このような変状は工事が完了しても継続することが多い。これらに適切に対応するために施工中の地盤の挙動（沈下・側方変位）を把握して、将来沈下を予測する必要がある。

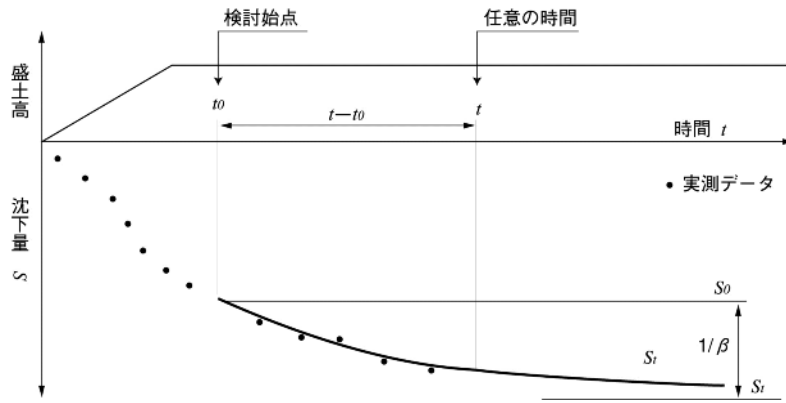
沈下管理手法として種々の方法が提案されているが、これらの中で双曲線法（宮川の方法）が最も多く利用されている。双曲線法は、盛土の沈下曲線が時間とともに双曲線的に減少するという経験に基づいて導かれている。基本式は次式に示すもので、盛土等の荷重が一定になった時点から適用するのがよい。

$$S = S_0 + \frac{(t-t_0)}{\alpha + \beta(t-t_0)} = S_0 + S_t$$

この式を変形すると

$$\frac{(t-t_0)}{(S+S_0)} = \frac{(t-t_0)}{S_t} = \alpha + \beta(t-t_0)$$

これは、 $(t-t_0)/S_t \sim (t-t_0)$ 関係が勾配 β 、切片 α の直線関係にあることを示している。 α 、 β は図 6-8-3 に示すように図解法によって求めることができる。

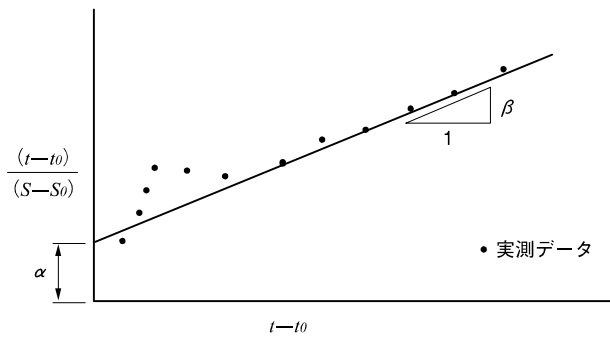


[軟弱地盤対策技術総覧 第1編第8章]

図 6-8-2 双曲線法 S~t 関係模式図

こうして求めた α 、 β 、 S_0 、 t_0 を式に代入すれば、任意の時間 t における沈下量 S_t が予測できる。なお、最終沈下量 S_f は式の t を $t \rightarrow \infty$ とすることによって次式のように求めることができる。

$$S_f = S_0 + \frac{1}{\beta}$$



[軟弱地盤対策技術総覧 第1編第8章]

図 6-8-3 $(t-t_0)/(S-S_0) \sim (t-t_0)$ 関係図

3) 盛土に伴う沈下の監視

(1) 監視方法

軟弱地盤における盛土工事は、盛土荷重の増加が地盤の強度増加とバランスするように地盤の圧密を進行させ、地盤の強度増加を図りながら施工を進めるのが基本であり、このために、盛土速度をコントロールする必要がある。盛土速度については、「道路土工、軟弱地盤対策工指針」等を参考にするとよい。

盛土の安定を監視するには、測定が容易で工事に迅速に反映するために地表沈下量、法尻部の地表側方変位量あるいは地中側方変位量を指標として使用するのがよい。

計測結果を用いて盛土に伴う地盤の破壊を定量的に予測する方法としては、次の4つの方法が一般に用いられている。表6-8-3に各方法の概要を示した。

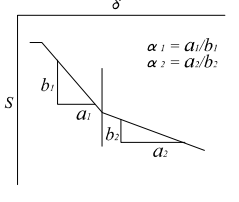
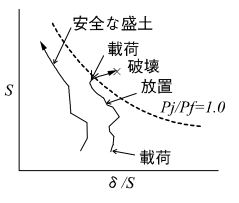
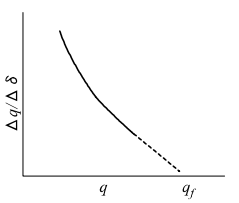
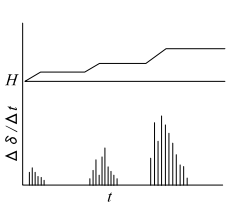
- ① $S \sim \delta$ 法
- ② $S \sim \delta S$ 法
- ③ $\Delta q / \Delta \delta \sim q$ 法
- ④ $\Delta \delta / \Delta t \sim t$ 法

ここに、

- S : 盛土中央部の地表面沈下量
 δ : 法尻部の変位杭または地中変位計の側方変位量
 $\Delta \delta$: δ の増分
 q : 盛土荷重 (盛土高さでもよい)
 Δq : q の増分
 Δt : 測定時間間隔

表6-8-3の表中の管理基準値の目安はいずれも経験から導かれた値であり盛土条件や地盤条件によって変わるため、実際には類似した地盤での実績や試験盛土あるいはパイロット盛土の結果に基づいて基準値を決定するのがよい。また、これら4つの管理法のうち①、②、④は盛土放置期間を含む全工事期間について適用できるが、③は盛土施工期間しか適用できない点に留意し、いくつかの手法を併用して管理することが望ましい。

表 6-8-3 盛土工の安定管理方法

管理方法		内 容		摘 要
①	$S \sim \delta$ 法	 <p>$\alpha_1 = a_1/b_1$ $\alpha_2 = a_2/b_2$</p>	<p>Sとδをプロットし、$\alpha_2/a_2 \sim \alpha_1/a_1$がある大きさを越えることで破壊を予測。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・圧密変形とせん断変形のバランスが容易にみられ、破壊の兆候が早くつかめる ・管理基準値の目安 $\alpha_2/a_2 \sim \alpha_1/a_1$関係図による。
②	$S \sim \delta S$ 法	 <p>安全な盛土 載荷 破壊 放置 $P_j/P_f=1.0$ 載荷</p>	<p>SとδSをプロットし、その軌跡が破壊基準線に近づくかどうかで破壊を予測。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・盛土工の全期間にわたって地盤の挙動を把握するのに有効である。 ・管理基準値の目安 $P_j/P_f = 0.8 \sim 0.9$ (表 6-8-4 参照)
③	$\Delta q / \Delta \delta \sim q$ 法		<p>漸増载荷中の$\Delta q / \Delta \delta \sim q$関係(右下からの曲線)を外挿することで破壊荷重$q_f$を予測。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ある程度の高さまで施工した時点でそれまでのデータを用いて限界盛土高を推定するのに有効である。 ・管理基準値の目安 $\Delta q / \Delta \delta \leq (150 \text{ kN/m}^3) \{15 \text{ tf/m}^3\}$
④	$\Delta \delta / \Delta t \sim t$ 法		<p>δの一日当りの変位量$\Delta \delta / \Delta t$がある大きさを越えることで破壊を予測</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・1日当りの変位量が簡便にチェックできる。 ・管理基準値の目安 $\Delta \delta / \Delta t \sim t \leq 2 \text{ cm/日}$

第2編
河川編
第6章
樋門

[軟弱地盤対策技術総覧 第1編第8章] 加筆

表 6-8-4 $S \sim \delta/S$ 法における P_j/P_f の等値線の回帰分析結果^{注)}

P_j/P_f	a	b	c	適用範囲
1.0	5.93	1.28	-3.41	$0 < \delta/S \leq 1.4$
0.9	2.80	0.40	-2.49	$0 < \delta/S \leq 1.2$
0.8	2.94	4.52	-6.37	$0 < \delta/S \leq 0.8$
0.7	2.66	9.63	-9.97	$0 < \delta/S \leq 0.6$
0.6	0.98	5.93	-7.37	$0 < \delta/S \leq 0.6$
$S = a \cdot \exp \{ b (\delta/S)^2 + c (\delta/S) \}$				

ここに、

P_j : 施工途中の任意の段階における盛土荷重

P_f : 破壊時の盛土荷重

注) 松尾稔ほか：軟弱地盤上の盛土施工に関する施工管理図、土と基礎、Vol.26、No.7、pp.5-10、1978

(2) 出来高管理

柔構造樋門は、施工途中においても沈下が進行するので、構造物の高さを設計値で管理することは一般に困難である。したがって、このような場合は、あらかじめ構造物の高さの変化点等を観測点として、その点の沈下を定期的に計測することによって管理するのがよい。ただし、沈下計測の開始時点は床付けあるいは均しコンクリート打設時点を標準とする。なお、竣工検査時において高さの出来高が、管理基準値を満足しないことが予想される場合は、樋門本体の完成までの間に、出来高確認あるいは中間検査を受けるのがよい。

○参考文献

基準等の略称	名 称	発行 年月	監修・編集・発行等
耐震性能照査指針（Ⅱ）	河川構造物の耐震性能照査指針・解説 －Ⅱ. 堤防編－	H28.3	国土交通省
耐震性能照査指針（Ⅳ）	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－	H24.2	国土交通省
河川砂防（調）	河川砂防技術基準 調査編 国土交通省	H26.4	国土交通省
河川砂防（計）	河川砂防技術基準 同解説 計画編 土木構造物設計ガイドライン	H17.11	国土交通省
構造マニュアル（樋門）	土木構造物設計マニュアル（案）〔樋門編〕	H14.1	国土交通省
樋門補強マニュアル	樋門補強マニュアル（案）	H13.12	国土交通省
構造令	改定 解説・河川管理施設等構造令	H12.1	(社)日本河川協会
河川砂防（設Ⅰ）	改訂建設省河川砂防技術基準(案)設計編(Ⅰ)	H9.10	(社)日本河川協会
土木標準設計	建設省土木構造物標準設計	－	(社)全日本建設技術協会 (株)産業技術サービス センター
軟弱地盤対策技術総覧	実用軟弱地盤対策技術総覧	H5.12	(財)国土技術研究センター
柔構造樋門	柔構造樋門設計の手引き	H10.11	(財)国土技術研究センター
ゲート設計要領	水門・樋門ゲート設計要領（案）	H13.12	(社)ダム・堰施設技術協会
ダム・堰技術基準	ダム・堰施設技術基準(案) 「基準解説編・マニュアル編」	H26.9	(社)ダム・堰施設技術協会