河川構造物（樋門）設計の手引き

令和４年３月

国土交通省　関東地方整備局
河川部　河川工事課

目　　次

第１章　総　　則..... 1
１－１　総　説..... 1
１－２　適用範囲..... 1
１－３　用語の定義 3
１－３－１　河川の施設などの用語..... 3
１－３－２　樋門各部の用語..... 4
１－３－３　沈下量などの用語..... 5

第２章　設計計画..... 9
２－１　設計計画の基本 9
２－２　設置位置..... 9
２－３　敷　高..... 10
２－４　計画排水量 10
２－４－１　計画排水量の算定..... 10
２－４－２　流出係数 11
２－４－３　洪水到達時間..... 12
２－４－４　平均雨量強度..... 14
２－４－５　流域面積 14
２－５　函渠断面..... 14
２－６　構造の原則 17
２－７　函渠長..... 20
２－８　継手位置と継手構造..... 21
２－９　函渠端部の構造 24
２－10　二連以上の函渠端部の断面..... 26
２－11　門　柱..... 27
２－12　扉　室..... 29
２－13　ゲート操作台 30
２－14　遮　水　壁..... 31

２－15　胸　壁 32
２－16　翼　壁 34
２－17　遮　水　工 37
２－18　ゲート設備 39
２－18－１　ゲートの基本 39
２－18－２　ゲート形式の基本 39
２－18－３　スライドゲートの選定 41
２－19　管理橋 42
２－19－１　管理橋の構造 42
２－19－２　管理橋の橋台 43
２－20　護岸等 44
２－20－１　堤防護岸 44
２－20－２　階　段 48
２－21　付属施設 49

第３章　土質調査及び土質検討 **51**
３－１　総　説 51
３－２　予備調査 51
３－３　土質調査 52
３－３－１　調査方法 52
３－３－２　ボーリング調査 53
３－３－３　土質調査の一般的項目 55
３－３－４　土圧等の検討に必要な土質調査項目 58
３－３－５　圧密沈下等の検討に必要な土質調査項目 60
３－３－６　基礎地盤の支持に関する検討に必要な土質調査項目 .. 62
３－３－７　液状化の判定に必要な土質調査項目 62
３－３－８　仮設設計に必要な土質調査項目 63
３－４　土質検討 64
３－４－１　土圧検討 64
３－４－２　圧密沈下検討 65
３－４－３　即時沈下量 69

３－４－４　側方変位量 72

第４章　樋門形式の選定 73
４－１　選定方針 73
４－２　基礎形式の選定 73
４－２－１　選定の基本 73
４－２－２　支持方式の選定 74
４－３　函体の構造形式 75
４－４　構造形式と支持方式の組合せ 77
４－５　残留沈下量 78
４－６　樋門形式の選定の手順 80
４－７　液状化の検討 83
４－７－１　液状化の判定 83
４－７－２　液状化対策 87
４－８　地盤改良工法の選定 89

第５章　設計一般 93
５－１　材料の単位重量 93
５－２　本体等の設計に用いる荷重 94
５－３　ゲートの設計に用いる荷重 114
５－３－１　設計水位 114
５－３－２　操作水位 116
５－４　構造物の設計に用いる設計水平震度 118
５－４－１　レベル１地震動の水平震度 118
５－４－２　レベル２地震動の水平震度 120
５－４－３　構造物特性補正係数 124
５－４－４　地域別補正係数 125
５－４－５　地盤種別 127
５－５　地盤の液状化判定に用いる設計水平震度 128
５－６　弾性係数 129
５－７　許容応力度 130

５－７－１　コンクリートの許容応力度 130
５－７－２　鉄筋の許容応力度..... 131
５－７－３　鋼材の許容応力度..... 132
５－７－４　基礎杭の許容応力度..... 134
５－８　許容応力度の割増し..... 136
５－９　基礎杭の許容変位量..... 137
５－10　最小部材厚..... 138
５－11　鉄筋の配置..... 139
５－11－１　鉄筋のかぶり 139
５－11－２　最小鉄筋量 143
５－11－３　鉄筋の最小径 145
５－11－４　鉄筋の継手等 145
５－11－５　主鉄筋の配置 146
５－12　せん断力に対する照査..... 148

第６章　樋門の設計..... **153**
６－１　基礎の設計方針 153
６－２　基礎に作用する荷重..... 153
６－２－１　荷重状態 153
６－２－２　鉛直荷重 154
６－２－３　水平荷重 156
６－３　函体スパンの組合せ..... 158
６－４　直接基礎の設計 160
６－４－１　設計の基本 160
６－４－２　地盤の降伏変位量..... 162
６－４－３　縦方向の解析手法..... 163
６－４－４　地盤バネの設定範囲..... 173
６－４－５　門柱を設置した函体端部の設計 176
６－５　地盤改良体の設計 179
６－５－１　改良地盤に対する設計の基本的取扱い..... 179
６－５－２　複合地盤的解析手法の留意点 181

６－６　函体の設計 185
６－６－１　函体縦方向の設計..... 185
６－６－２　函体横方向の設計..... 188
６－７　門柱及び操作台の設計..... 191
６－７－１　縦方向（流水方向）の設計 191
６－７－２　横方向（流水直角方向）の設計 194
６－８　胸壁の設計 197
６－９　継手の設計 203
６－10　翼壁の設計..... 211
６－11　遮水工の設計 220
６－12　グラウトホール 229
６－13　ゲートの設計 231
６－13－１　扉体の設計 231
６－13－２　戸当りの設計 232
６－13－３　開閉装置の設計..... 233
６－14　管理橋の設計 235
６－15　樋門の耐震設計及び耐震性能照査..... 237
６－15－１　基本事項 237
６－15－２　耐震性能 238

第７章　仮設工等..... **241**
７－１　総　説..... 241
７－２　事前調査..... 241
７－３　土　工..... 242
７－３－１　堤防開削等 242
７－３－２　仮設時の斜面の安定計算..... 244
７－４　基礎工..... 245
７－５　ひび割れ照査 246
７－６　本体工..... 247
７－７　仮設工..... 247
７－７－１　仮締切工 247

７－７－２　土留工 249
７－７－３　掘削底面の安定 251
７－７－４　その他の仮設工 254
７－７－５　仮設工等に対する配慮 255

第８章　資 料 編 257
８－１　杭基礎の設計 257
８－１－１　設計の基本 257
８－１－２　杭の配置 257
８－１－３　杭の軸方向許容押込み支持力 259
８－１－４　杭の軸方向許容引抜き力 268
８－１－５　負の周面摩擦力 268
８－１－６　縦方向の解析手法 271
８－１－７　杭のバネ定数 273
８－１－８　水平荷重を考慮する基礎杭の設計 277
８－１－９　杭体の設計 278
８－１－10　杭頭結合 290
８－１－11　杭頭処理 295
８－１－12　レベル２地震時に対する設計 301
８－２　切梁式土留工設計マニュアル（案） 302
８－３　設計資料 322
８－３－１　参考資料 322

第１章　総　　則

１－１　総　説

本手引きは、関東地方整備局管内における河川構造物（樋門）の設計を実施するための一般的な考え方・手法並びに手順を示したものである。

解　説

本手引きは、河川構造物（樋門）が適切な機能と安全性を有するように、その設計が円滑に実施できるよう一般的な考え方・手法並びに手順を示したものである。

河川構造物（樋門）の設計に当たっては、新技術・新工法の導入やコスト縮減等について検討を行い、環境面や維持管理面にも配慮することが肝要である。

１－２　適用範囲

本手引きは、河川堤防内に設置する河川構造物（樋門）の設計に関する事項に適用する。

解　説

１．本手引きは、河川構造物（樋門）の設計を実施する場合に適用するものとする。また、樋門以外の河川構造物を設計する場合において、本手引きが適用できる場合には適用してもよい。

なお、本手引きは以下の主な基準等を参考にとりまとめたものである。

①	改定 解説・河川管理施設等構造令	平成 12 年 1 月 （財）国土開発技術研究センター
②	河川砂防技術基準	平成 9 年 10 月　建設省
③	河川構造物の耐震性能指針・解説	令和 2 年 2 月（令和 2 年 6 月一部追記）　国土交通省
④	道路橋示方書・同解説	平成 24 年 3 月　日本道路協会
⑤	コンクリート標準示方書	平成 29 年　　土木学会

⑥　ダム・堰施設技術基準（案）　　平成 28 年 3 月
ダム･堰施設技術協会

⑦　道路土工－擁壁工指針　　平成 24 年 8 月　日本道路協会

⑧　道路土工－カルバート工指針　　平成 21 年 4 月　日本道路協会

⑨　道路土工－仮設構造物工指針　　平成 11 年 3 月　日本道路協会

⑩　道路土工－軟弱地盤対策工指針　　平成 24 年 8 月　日本道路協会

⑪　杭基礎設計便覧　　令和　2 年 9 月　日本道路協会

⑫　土木構造物設計マニュアル（案）樋門編　　平成 14 年 1 月
(社)全日本建設技術協会

2．本手引きでは、高規格堤防（スーパー堤防）設置区間の樋門設計についての主な考え方、留意事項等も示しているが、本書により難い場合は、本書によらなくてもよい。

3．本手引きで取扱う柔構造柔支持形式の樋門は、函体に沈下・変位を許容するなど他の土木施設の構造物に比べて特異な点が多く、技術的課題も多い。このため、本書により難い場合は、本書にはよらなくてもよい。

4．樋門と樋管は、内空断面の大きさ、連数、構造、形状等で区別する考え方があるが、本来、樋門と樋管の機能ないし設置目的に差異はないので、本手引きでは、河川管理施設構造令と同様に、樋門として取扱うものとする。

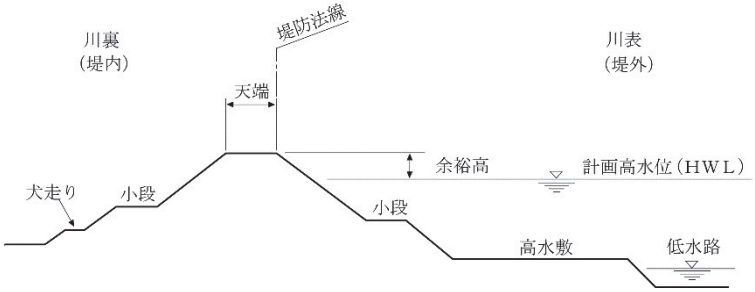
１－３　用語の定義

１－３－１　河川の施設などの用語

堤防：流水が河川外に流出することを防止するために設けられる施設をいう。
護岸：通常の流水の作用から堤防を保護するために設けられる施設をいう。
樋門：堤防の機能を有し堤防を横断して設けられる制水施設をいう。
水門：堤防の機能を有し堤防を分断して設けられる施設をいう。

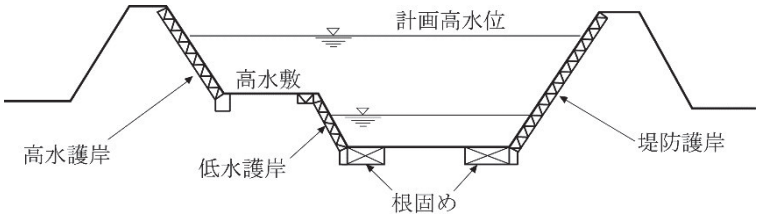
解　説

１．堤防各部の名称は、図－1.1 に掲げる各部をいう。



図－1.1　堤防各部の名称

２．護岸は、堤防を直接的に保護するもので、法覆工・基礎工・根固工などの総称であり、水制とは区別される。



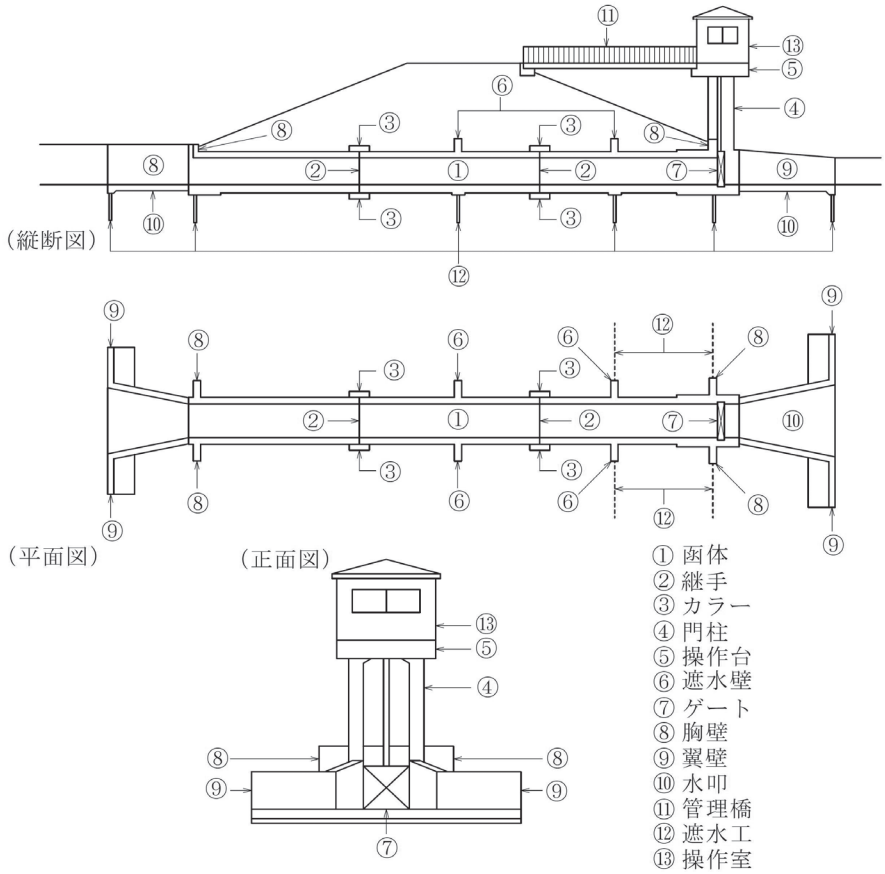
図－1.2　護岸の名称

１－３－２　樋門各部の用語

樋門は、本体、翼壁、ゲート設備等から構成され、本体は函体、門柱、操作台、胸壁等の各部より構成される。

解　説

１．一般的な樋門各部の名称は、図－1.3 に掲げる各部をいう。



図－1.3　樋門各部の名称

２．函体と函渠

本手引きでは、樋門本体を「函体」又は「本体」と言い、函体の暗渠部分を「函渠」と言う。

１－３－３　沈下量などの用語

残留沈下量	：将来予測される函体施工直後からの地盤の沈下量
絶対沈下量	：将来予測される函体施工直後からの函体自体の沈下量
相対沈下量	：函体の沈下量とその直近における基礎地盤の沈下量との差
不同沈下量	：函体縦方向の函体自体の最大沈下量と最小沈下量の差
抜け上り量	：函体直上の堤体高とその付近の函体の影響を受けない堤体高の差
空　洞　化	：函体と地盤あるいは函体と堤体の間に空洞が生じる現象
函体の開口	：函体の隣接するスパン間の軸線方向の開き

解　説

①　残留沈下量（ S_{res} ）

残留沈下量は、堤体盛土荷重などにより将来予測される地盤の沈下量で、函体施工直後からの即時沈下量と圧密沈下量の和とする。

$$S_{res}=S_i+S_c$$

ここに、　S_i　：即時沈下量

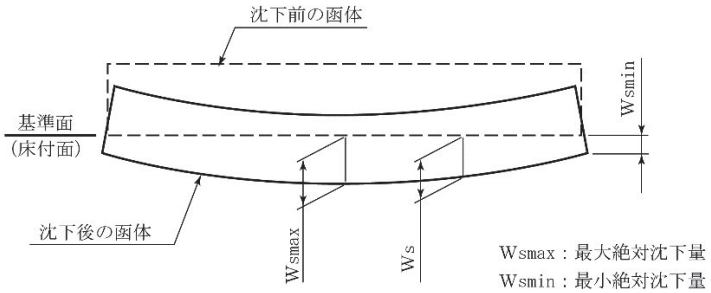
S_c　：圧密沈下量

なお、函体施工直後とは、函体の施工が完了し、埋戻し直前の状態をいう。基礎の設計に用いる場合の残留沈下量は、函体床付面の位置を基準面とする。

ここで、即時沈下量とは、盛土などの載荷と同時に終了する沈下量をいう。圧密沈下量とは、飽和粘土が外力を受け排水をともなって体積を減少するとき、粘土の透水性が小さいために排水に時間がかかり、結果的に圧縮が時間的遅れをともなう沈下量をいう。

②　絶対沈下量（ W_S ）

絶対沈下量は、函体施工直後から沈下すると予測される函体自体の沈下量とする。

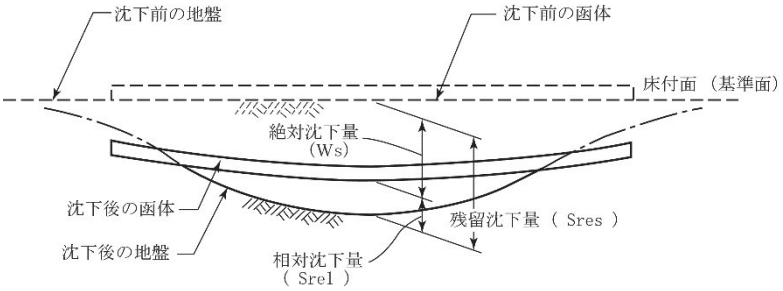


図－1.4　絶対沈下量

③　相対沈下量（ S_{rel} ）

相対沈下量は、函体の沈下量とその直近での基礎地盤（堤体）の沈下量の差であり、残留沈下量と絶対沈下量の差である。

$$S_{rel} = \text{残留沈下量} - \text{絶対沈下量}$$
$$= S_{res} - W_s$$

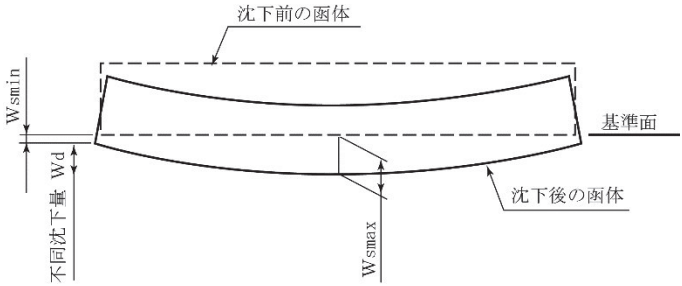


図－1.5　相対沈下量

④　不同沈下量（ W_d ）

不同沈下量は、函体縦（軸）方向の最大絶対沈下量と最小絶対沈下量の差である。

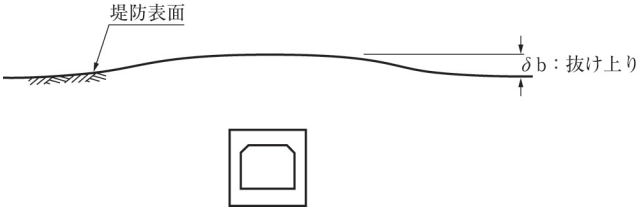
$$W_d = \text{最大絶対沈下量} - \text{最小絶対沈下量}$$
$$= W_{smax} - W_{smin}$$



図－1.6　不同沈下量

⑤　抜け上り（δ_b）

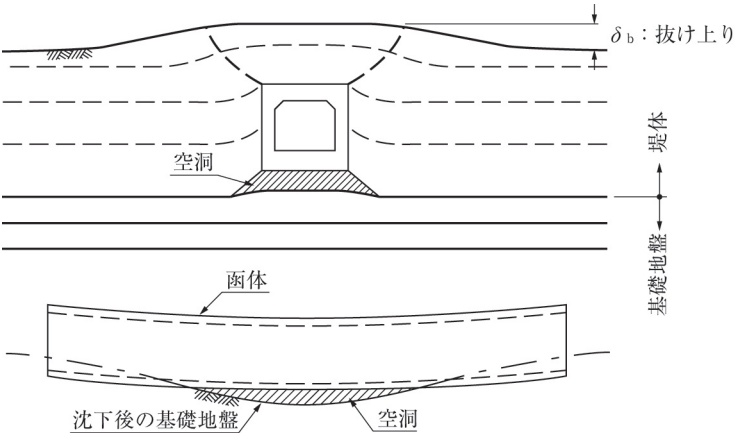
抜け上りは、函体の沈下が堤防本体部の沈下よりも少ないことにより堤体表面に生じる段差量である。



図－1.7　抜け上り

⑥　空洞化

空洞化は、函体と堤体の相対沈下量が大きくなり、函体直下の地盤の応力緩和状態が進行して、浸透流などによる土粒子の流出などにより空洞を生じる現象及び函体の抜け上りによって堤体内に生じるせん断面亀裂・クラックが進行して空洞を生じる現象など、函体と堤体の相互作用によって函体周辺に空洞を生じる現象である。

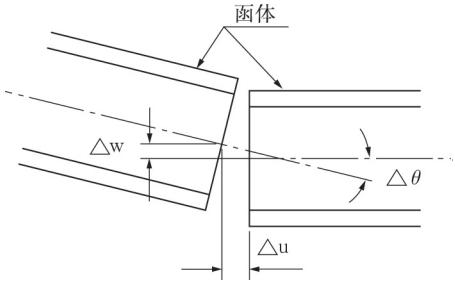


図－1.8　空洞化

⑦　函体の開口（Δ u）、目違い（Δ w）、折れ角（Δ θ）

函体の開口、目違い、折れ角は函体の隣り合うスパンの相対的変形状態を表す量で、図－1.9 のように定義する。

以降、本手引きで用いる継手の開口はΔ u、目違いはΔ w、折れ角はΔ θ である。継手の設計においては、その高さ、幅等の継手の断面諸元を勘案して最大となる変位量を考慮する必要がある。



図－1.9　開口、目違い、折れ角

第２章　設計計画

２－１　設計計画の基本

樋門は、河川改修計画等に適合し、堤体の機能と安全性を確保するとともに、環境に配慮した計画・設計でなければならない。

解　説

１．樋門は、河川改修計画等に適合し、計画高水位（高潮区間では計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造でなければならない。

２．高規格堤防に設置する樋門は、前項によるほか、高規格堤防設計水位以下の水位の流水の作用に対して耐えることができる構造でなければならない。

３．樋門は、排水・取水等の制水機能を確保するとともに、堤防としての機能を確保するものでなければならない。

４．樋門の計画・設計に当たっては、周辺の河川環境との調和を図った設計をすることが好ましい。

２－２　設置位置

樋門は、原則として河状が安定し、洪水時に周囲の堤体の弱点とならないように配慮した位置に設置するものとする。

解　説

１．樋門は、本川の河状や基礎地盤の特性等を調査・計画時点からそれに配慮し、周囲の堤防の弱点とならぬ位置に設置する必要がある。

　地形条件等の制約から旧河道の位置等に設置する場合には、特にその対策について十分検討しなければならない。

２．樋門は、接続する河川又は水路の将来的な計画を十分考慮の上、統廃合に努めなければならない。

３．樋門の方向は、堤防法線に対して直角を原則とする。

４．高規格堤防特別区域内での樋門の方向は、流下能力が確保される限り、堤防法線に対して直角でなくてもよい。

２－３　敷　高

排水樋門の敷高は、本川河床高や接続する河川又は水路の敷高等を考慮し検討する。取水樋門の敷高は、将来の河床変動等を検討して定めるものとする。

解　説

1．排水を目的とする樋門の敷高は、低過ぎると土砂等の堆積によりゲート操作や維持管理に支障を来すとともに、有効断面積が減少し、排水能力の低下にもつながることもある。また、高過ぎると排水能力が減少する。このため、本川の河床高や接続する河川又は水路の敷高等を十分検討し決定しなければならない。

2．取水を目的とする樋門の敷高は、本川の過去の河床変動状況を調査し、将来の河床変動について十分な検討を行い決定しなければならない。自然取水の場合、函渠自体の（絶対）沈下の発生により敷高が低下し、取水量が水利権以上になる恐れがあるので、絶対沈下量を予測するとともに、角落し堰等により取水能力を調整できる対策を検討する必要がある。

２－４　計画排水量

２－４－１　計画排水量の算定

排水を目的とする樋門等の計画排水量は、接続する河川等に洪水調節施設がなく、流域面積が比較的小さく、かつ流域に貯留現象を考慮する必要がない場合には、一般に合理式法により算定してよい。

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r \cdot A \qquad (2.1)$$

ここに、Q ：計画排水量（m^3/s）

f ：流出係数

r ：対象流域での洪水到達時間内の平均雨量強度（mm/hr）

A：流域面積（km^2）

解　説

1．合理式を適用する河川等は、流域内に貯留現象を考慮する必要がない場合であり、流域面積が概ね200㎢未満、又は洪水到達時間が概ね２時間程度以内とする。

2．接続する河川等の計画排水量の算定に当たっては、河川等の計画や予見し得る将来の土地利用状況等を推定して行うものとする。

3．合理式法による計画排水量の採用に当たっては、比流量図により、同一水系内の他河川等や他水系での流域が類似している河川等との計画規模のバランスを検討することが望ましい。

２－４－２　流出係数

合理式法に用いる流出係数は、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。

解　説

1．流出係数は、一般には表－2.1に掲げる値を標準値として用いてもよい。

表－2.1　合理式法に用いる流出係数（標準値）

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

2．流域内の土地利用が区分される場合には、それぞれの土地利用面積による流出係数の加重平均値を流域全体の流出係数とすることができる。

２－４－３　洪水到達時間

合理式法に用いる洪水到達時間は、原則として流入時間と流下時間の和として算定する。

解　説

１．洪水到達時間は、流域の最遠点に降った雨がその流域の下流端（出口）に達するまでに要する時間と定義され、洪水到達時間は通常次の２方法で算定される。

①　雨水が流域から河道等に入るまでの時間（流入時間）と水路等の中を流下して下流端に達するまでに要する時間（流下時間）の和として求める方法

$$t_c = t_1 + t_2 \qquad (2.2)$$

ここに、　t_c　：　洪水到達時間

t_1　：　流入時間

t_2　：　流下時間

②　経験式を用いる方法

２．流入時間は、流域や排水区の形状や面積の大小、地表面勾配、地被状態、流下距離、降雨強度など多くの要素に支配されるため、将来の土地利用計画や流域の排水路の整備状況等を考慮して定めるものとする。

①　「国土交通省河川砂防技術基準 計画編 技術資料」による方法

一般には次の値を標準として定めてもよい。

・山地流域　：　2㎢で 30 分

・特に急傾斜面流域　：　2㎢で 20 分

・下水道整備区域　：　2㎢で 30 分

②　Kraven の式（次項を参照）

自然山地における河道等への流入時間は、市街地におけるものよりも定量化が困難であるが、Kraven の式がよく用いられる。

３．Rziha 式は、流下時間を求める式として計画策定に用いる場合、通常の流域では過小な値を与えることから一般に Kraven 式による場合が多い。

〈Kraven 式〉

$$t_2 = L / V \qquad (2.3)$$

ここに、 t_2 ： 流下時間

L ： 流路延長

V ： 流下速度

表－2.2 Kraven 式による流下速度

流 路 勾 配	流 下 速 度
1/100 以上	3.5 m/s
1/100 ～ 1/200	3.0 m/s
1/200 以下	2.1 m/s

4．経験式を用いる方法

洪水到達時間を求める経験式は、いろいろ提案されているが、その多くは流路延長と勾配を用いた表現となっている。ここでは、次に掲げる方法を参考にするとよい。

① Kraven 式（前項を参照）

② 土研式

（イ）自然流域：$t_c = 1.67 \times 10^{-3} \left(L / \sqrt{S} \right)^{0.7}$ (2.4)

（ロ）都市流域：$t_c = 2.40 \times 10^{-4} \left(L / \sqrt{S} \right)^{0.7}$ (2.5)

ここに、 t_c ：洪水到達時間（hr）

L ：流域最遠点から流量計算地点までの流路延長（m）

S ：流域最遠点から流量計算地点までの平均勾配

ただし、この公式の適用範囲は、自然流域で流域面積 A ＜50㎢、S ＞1/500、都市流域では A ＜10㎢、S ＞1/300 である。

２－４－４　平均雨量強度

合理式法に用いる洪水到達時間内の平均雨量強度は、原則として確率別継続時間降雨強度曲線により求めるものとする。

解　説

1．確率別継続時間降雨強度曲線は、時間雨量資料が多く、かつ、降雨の傾向が計画地域とほぼ同様と考えられる雨量観測所のものを用いる。

2．確率は、計画規模に応じて定める。

２－４－５　流域面積

合理式法に用いる流域面積は、流域界、排水路系統等を十分調査して定めなければならない。

解　説

1．流域面積の決定に当たっては、分水嶺、道路、鉄道等の構造物による流域界、下水路網、農業用排水路等の排水路系統を十分調査しておくものとする。特に排水路系統については将来実施が見込まれるようなものについても把握しておくものとする。

2．内水区域については流域面積から除外し、別に将来の排水構想も考慮した適当な排水量を計画排水量に加算するものとする。

２－５　函渠断面

函渠断面は、排水を目的とするものにあっては、接続する排水河川・水路等の計画排水量、計画河道断面等を勘案して定めるものとする。

取水を目的とするものにあっては、取水計画上過大に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を定めるものとする。

解　説

（自然排水）

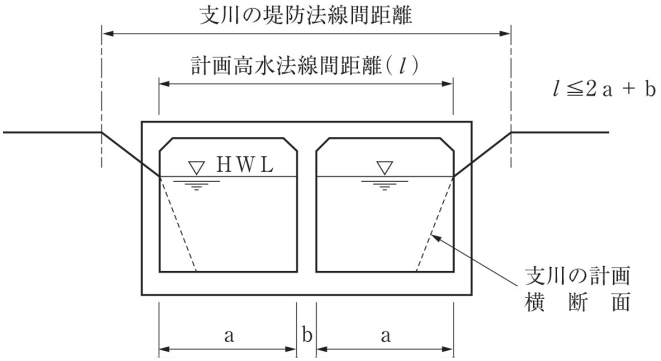
1．排水を目的とする場合の函渠断面

(1) 自然排水を目的とする樋門の函渠内流速は、接続する排水河川等の流速に比べて著しく増減することがないように配慮する。

(2) 自然排水を目的とする樋門で接続する河川の計画排水量、計画河道断面が定まる場合、函渠の内法幅は次のように定める。

函渠の内法幅の総和に隔壁幅を加えた値は、接続する河川の計画高水位と堤防の交点（以下「計画高水法線」という）の間の距離以上とする。

ただし、計画地点において樋門を設置しないときの当該河川（支川）の計画高水位以下の断面積が、樋門を設置したときの断面積と比較して１：1.3 以上となる場合には、それが１：1.3 となるまで樋門の総幅員を縮小することができる。



図－2.1　函渠の断面説明図
（流下断面積が 1：1.3 以内の場合）

(3) 排水樋門等に接続する水路が排水路等で水路計画が定まっていない場合の排水樋門等の管内設計流速は、急流河川などの特殊な場合を除き 2m/s 程度を採用する事例が多い。しかし、緩流河川で管内流速を一律 2m/s 程度を採用すると、接続水路の断面に比べ著しく小さな函渠断面になったり、また、急流河川では著しく大きな函渠断面になったりする場合もある。このため、一律に管内流速を定めるのではなく、樋門等の計画排水量に整合する水路計

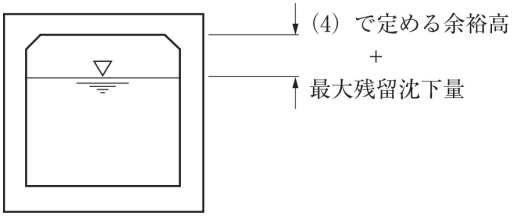
画を想定し、接続する排水路等の流速に比べて著しく増減することがないように流下能力を確保できる函渠断面を定めるものとする。この場合、一般には本川水位を平水位とした一連区間での不等流計算により、排水路等の計画水位と整合させるとともに函渠区間で満流にならないような函渠断面及び敷高をチェックする例が多い。

(4) 残留沈下量を考慮しない場合の樋門内法高については、流木等流下物が特に多い場合を除き、樋門等が横断する河川又は水路の計画高水位に、表－2.3 に掲げる値を加えた高さ以上とすることを標準とする。ただし、当該河川又は水路の計画高水流量が 20㎥/s 未満の場合は、計画高水流量が流下する断面の１割を内法幅で除して得られる値以上とすることができる。

表－2.3　樋門の余裕高

計画高水流量（㎥/s）	余裕高（m）
50 未満	0.3
50 以上	0.6

(5) 残留沈下量を考慮する樋門内法高については、残留沈下量を（4）に掲げる値に加算して余裕高を定めるものとする。ここでいう残留沈下量は最大残留沈下量であり、余裕高は 0.1m単位で切上げてよいものとする。



図－2.2　函渠の余裕高

（強制排水）

(6) ポンプ場に接続する樋門（強制排水）の管内流速は、低揚程でのポンプ運転時の最大排水量が計画排水量に対して約 30～40%増加することから計画排水量に対する満流状態で 1.5m/s を標準としてきた。管内流速を過度に高めると、摩擦損失水頭等の増加による原動機の所要出力の増加やサージングによる調圧水槽内での過度の水位上昇、また樋門前面の本川河床洗掘等に結び

つくこともある。このため、管内土砂の堆積、ポンプ設備のバランス、サージング、本川への影響等を十分検討した上で、ポンプ吐出管での放流流速を超過しないように適切な管内流速を定めるものとする。近年は、ポンプ技術の進歩等により、吸水路の高流速化等を検討し管内流速を 2.0m/s した例が多い。

2．取水を目的とする場合の函渠断面

(1) 取水を目的とする場合には、特に解説を要しないと考えられるが、維持管理を考慮した函渠断面や函渠自体の沈下により取水可能量が過大となる場合には、堤内地側の接続する水路で計画取水量以上の取水ができないような措置を行うものとする。

(2) 取水を目的とする樋門の余裕高については、本川平水位においても第１項（4）に掲げる値を確保することが望ましいが、本川水位の変動状況等設置地点での取水条件や取水方式を十分検討し、適切な余裕高を定めてもよい。

3．接続する排水河川等が法河川（準用河川も含む）である場合において、２連以上の函渠断面とする場合の内法幅は５ｍ以上とする。ただし、内法幅が内法高の２倍以上となるときはこの限りではない。

4．函渠の最小断面は、堆積土砂の排除に支障がないよう、原則として内径1.0m（1.0m×1.0m）とする。ただし、樋門本体の長さが５ｍ未満で、かつ堤内地盤高が計画高水位以上となる場合には、内径 30cm まで縮小することができる。

２－６　構造の原則

樋門の本体は、鉄筋コンクリート構造又はこれに準ずる構造とする。

解　説

樋門の本体は、従来から鉄筋コンクリート構造が用いられてきた。これは、樋門が堤防の弱点箇所になりやすいため、本体と一体的に遮水壁及び胸壁を設けることができる鉄筋コンクリート構造が強度、止水性、耐久性等に優れているとの考えによるものである。

一方、これまでに多くの新技術・新工法など積極的な採用により、函体の材

質に鉄筋コンクリート以外の鋼管、鋳鉄管、プレストレストコンクリートなどを用いた樋門の施工も試みられてきた。これは、堤体内に極力空洞を発生させないよう、一定程度の残留沈下量を許容する直接基礎を採用し、強度、止水性、耐久性等が十分検討され特に継手構造に配慮された構造となっている。

したがって、本規定は、鉄筋コンクリート構造のものと同等の強度、止水性、耐久性等が確保されると認められない限り禁止するという趣旨である。

1．本規定の「これに準ずる構造」とは、プレキャストコンクリート管、鋼管及びダクタイル鋳鉄管を含むものであるが、遠心力コンクリート管及びダクタイル鋳鉄管以外の鋳鉄管は、強度、耐久性等の面で問題があるので、基本的に使用しないこととする。なお、鋼管はさびやすいため、防食についての検討が必要である。このほかに新しい材料として高耐圧ポリエチレン管、強化プラスチック複合管（ＦＲＰ管）等の採用が考えられるが、構造的に解決すべき課題も多いため、今後の更なる調査研究が望まれる。

2．函渠に管径が小さい遠心鉄筋コンクリート管（ヒューム管等）を用いる場合には、鉄筋コンクリートで巻き立てるものとし、ヒューム管の強度を無視して設計するものとする。

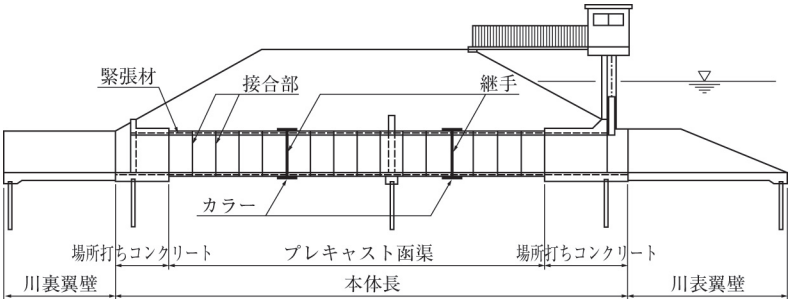
3．函渠の部材厚は、函渠端部を除き荷重にかかわらず一定とするものとする。

4．函渠が鉄筋コンクリート構造の場合、隅角部にはハンチを設けるものとする。ハンチの寸法は、内法断面が 2.0m×2.0m 以下では 15cm、内法幅又は内法高が 2.0m を超える場合には 20cm とする例が多い。

ただし、樋門の場合は底版側のハンチは設けないものとする。

5．近年、函渠にプレキャストコンクリートや鋳鉄管等の既製品を用いた樋門も実績が増えつつある。これらの既製品の選定・採用に当たっては、使用材料の特性や構造特性、制約条件を十分に検討する必要がある。

場所打ちコンクリート樋門とプレキャスト樋門の比較を行なうに当たっては、表－2.4 に示す比較表を参考とするのがよい。



図－2.3　函渠にプレキャストコンクリートを用いた樋門の事例

表－2.4　場所打ちコンクリート樋門とプレキャストコンクリート樋門の特性比較表

条件項目		場所打ちコンクリート樋門	プレキャストコンクリート樋門
構造性	部材の削減	鉄筋のかぶり厚さと有効高さ等より部材厚が設定される。	場所打ちコンクリートと比較し鉄筋のかぶり厚さを小さく設定できること等から、部材厚の低減が可能である。
	品質・耐久性の確保	場所打ちであるため、施工環境等の影響を受け易い。	工場製品であり品質の信頼性が高い。
	部材の形状	部材ごとの個別形状に対する適用性が高い。	部材ごとの個別形状が変化する場合の適用性が低い。
施工性	省力化・省人化	現場での鉄筋組立・型枠支保工・コンクリート打設・養生等が必要である。	一連の製作工程が工場で行われることにより、製作の効率化が図れる。
		現場施工であり運搬上の制約はない。	断面が大きくなる場合は分割した製品の運搬が必要となる。
	工期短縮	一連の施工工程や気象条件の影響から工期短縮には限界がある。	工場製作のため先行施工が可能となり工期の短縮が図れる。又、工期短縮により仮設等の縮小が図れる。
	施工管理	コンクリートの品質・出来形等において、良好な施工管理が必要である。	プレキャスト製品の据付け・緊張等に高い施工管理を要する。
経済性		函渠の構築に関するコストは一般的に安価になる傾向があるが、工期の長期化が伴う場合、仮設費等の費用が大きくなる。	プレキャスト製品はコストが高価になる傾向があるが工期短縮等に伴う仮設費の軽減が図れる。

２－７　函渠長

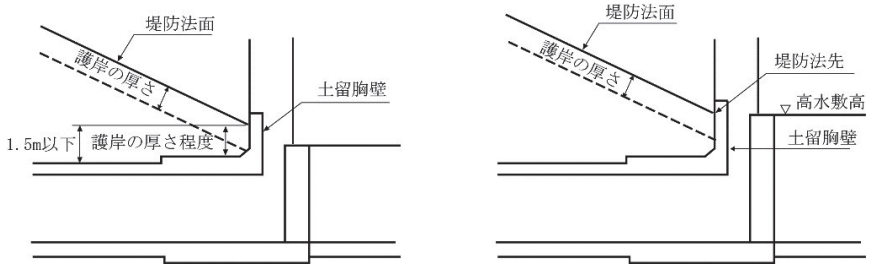
函渠長は、原則として堤防断面の川表、川裏の法先までとなるように設計するものとする。

解　説

１．函渠長は、土留胸壁の高さで定まるものであり、堤防断面に対して必要最小限の切り込みとなるようにしなければならない。

２．土留胸壁の高さは、函渠標準部の天端から 1.5m 以内とし、函渠端部での高さを護岸の厚さ程度とする。

３．頂版高が低い場合などで土留胸壁の高さをやむをえず 1.5m 以下にできない場合は、堤防法先に土留胸壁を設けて函渠長を定めてよいものとする。



(1)　標準的な函渠長の場合

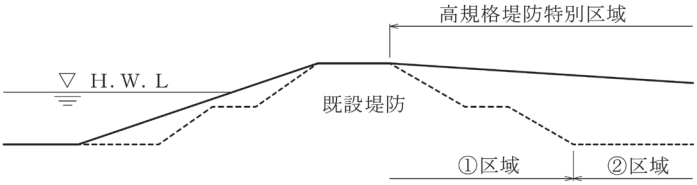
(2)　土留胸壁が 1.5m 以下にできない場合の例

図－2.4　函　渠　長

４．高規格堤防の施工と同時に設置される樋門の適用基準は次のように扱うものとする。

(1) 既設堤防の①区域は、樋門として設計を行う。

(2) 既設堤防の②区域は、施設管理者（道路、下水道等）の設置基準で設計してよい。



図－2.5　高規格堤防における樋門の適用範囲

２－８　継手位置と継手構造

樋門の函体は、函体の構造、基礎地盤の強度と沈下特性、基礎形式、函体に作用する荷重等を考慮して適切な位置に継手を設けるものとする。継手は、水密性と必要な可撓性、強度を確保し、耐久性、施工性等に配慮した構造とする。

解　説

樋門の函体は、20m程度を限度（最大長）として継手を設けるものとする。

1．継手は堤体の弱点となりやすいため、継手の数ができる限り少なくなるように函体の継手の位置とスパン割を検討する必要がある。

2．直接基礎で残留沈下を考慮する場合、函体は基礎地盤の沈下に追随して適度に沈下することが望ましい。この場合、継手の位置やスパン割が函体の変位・応力状態に大きく影響するので、20mにこだわらず函体縦方向の残留沈下量分布、地盤の強度などを十分検討して 20m以下の適切な位置に継手を設ける必要がある。

3．直接基礎の樋門は、函体の変位により門柱が傾斜し、これがゲート操作に支障を与えることもあるので、函体の継手位置や継手構造に配慮しなければならない。

4．継手は、水密性と耐外圧性を確保する必要がある。函体の水密性を確保することは当然としても、土圧、水圧等の外圧に耐えるものでなければならない。

その採用に当たっては、函体の開口、目違い等を検討し、確保すべき能力に適合した継手を選定する必要がある。

(1) 水密性の確保

函体の水密性を確保する継手には、一般にゴム製の伸縮継目用止水板、伸縮可撓吸収型止水板、可撓継手等がある。これらの継手は作用する水圧

に対して安全性が保障されているものを使用する。

① 伸縮継目用止水板や伸縮可撓吸収型止水板は、小さい伸縮量の場合に採用される。

② 可撓継手は、函体内面側に設置されるので維持管理が容易であるとともに、大きな伸縮、目違いに対応できる。

(2) 耐外圧性の確保

一般には鉄筋コンクリートカラー、耐圧ゴム等で巻きたてるカラー構造があり、函体外周面側から作用する外圧（土圧）に耐えうるものでなければならない。

① 鉄筋コンクリートカラー、鋼製カラー等

函体の目違いを許容しない場合に採用され、函渠断面の確保に優れる。その構造特性上、函体から伝達されるせん断力に対して安全なものでなければならない。

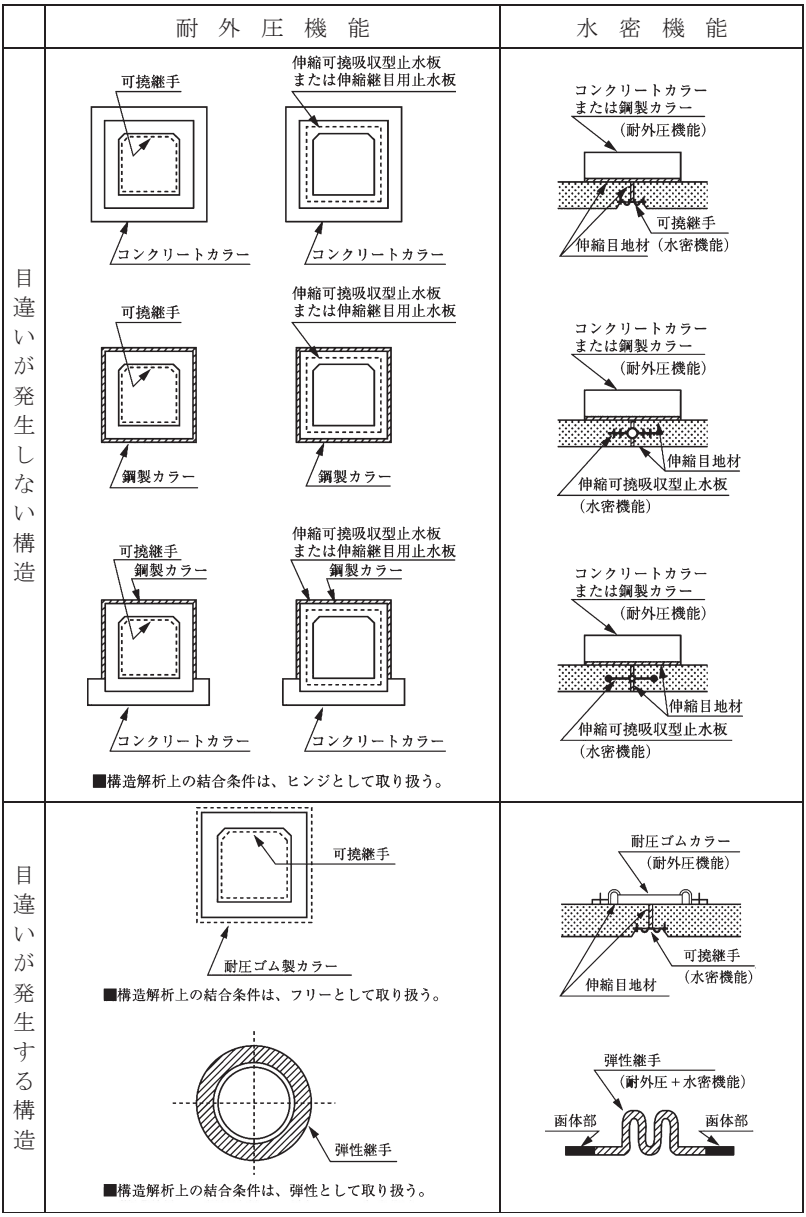
② 耐圧ゴムカラー

函体の目違いを許容するカラーとして採用されるが、その構造特性上、隣り合う函体からの断面力が伝達されないという利点がある。大きな目違いが発生すると通水機能の確保に支障が生じることになるため注意を要する。

③ 弾性継手

函体の目違いを許容するカラーとして採用されるが、その構造特性上や隣り合う函体の相対変位量に応じた断面力が伝達されるものとして取扱われる。

5．継手の採用に当たっては、継手の変形性能、流水の水質、維持管理の方法等を勘案し、適切な構造の組合わせを検討しければならない。



図－2.6　継手構造の組合せの例

２－９　函渠端部の構造

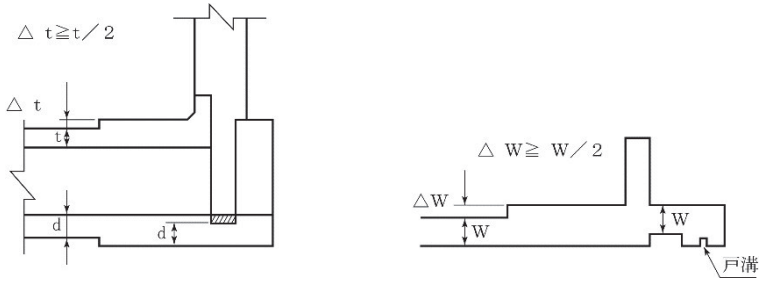
函渠端部は、門柱、胸壁と一体とし、胸壁などの荷重に対して安全な構造としなければならない。

解　説

１．川表側函渠端部には門柱からの荷重及び胸壁に作用する土圧力による荷重が作用するため、函渠端部の頂版部、底版部及び側壁の厚さを増して補強することを標準とする。

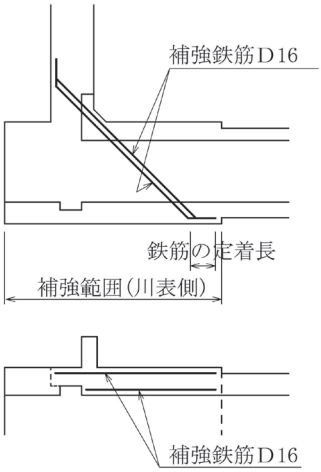
頂版の部材厚が 50cm 以上の場合には頂版を補強する必要はないものとする。50cm 以下の場合には、補強後の頂版厚の上限を 50cm とする。また、函渠端部の底版及び側壁の厚さは、下部及び側部戸当りの設置に必要な箱抜き寸法を考慮し、函体標準部の部材厚を確保するように定める。

門柱レス樋門の場合においても、ゲート設備の設置、胸壁や箱抜き等の設置により複雑な構造になるため、函渠端部は補強することを標準とする。



図－2.7　川表側函渠端部の補強寸法

２．川表側函渠端部の補強範囲は、函体と門柱の接続部に斜め補強鉄筋が配置できる長さ以上を補強する。補強鉄筋は、門柱と函渠の接続部は応力集中が考えられるので、補強鉄筋は門柱基部と函体端部の双方を補強するための用心鉄筋であることから、設計の簡素化を考慮して、函体縦方向鉄筋の最小鉄筋径であるD16 とする。補強鉄筋は、図－2.8 に示すように 31.25d （d は補強鉄筋径）以上の定着長を確保する。

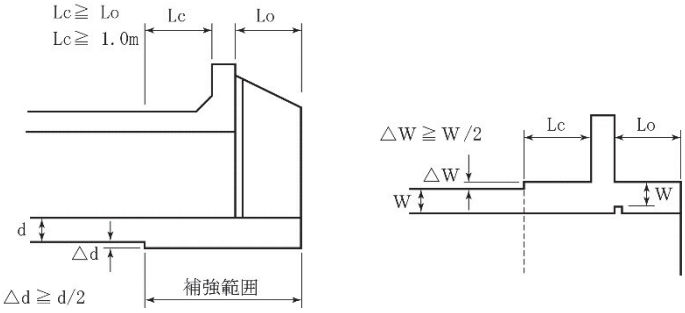


図－2.8　川表側函渠端部の補強範囲

3．川裏側函渠端部には、角落しのための戸溝を設けることを標準とする。

　川裏側函渠端部を補強する場合、側壁及び底版は戸溝による部材厚の減少分（戸溝の奥行き分）以上を補強するものとし、頂版は補強しなくてよい。ただし、底版は、補強後の厚さの上限を 50㎝ とし、補強前の厚さが 50㎝ 以上の場合には、補強する必要はない。

4．川裏側での胸壁背後の補強範囲（L_c）は、開渠区間の長さ（L_0）以上、かつ 1m程度以上とする。



図－2.9　川裏側函渠端部の補強範囲

5．調圧水槽や集水桝などに接続する場合は、胸壁や戸溝が設置されないので、川裏側函渠端部は補強しなくてもよい。

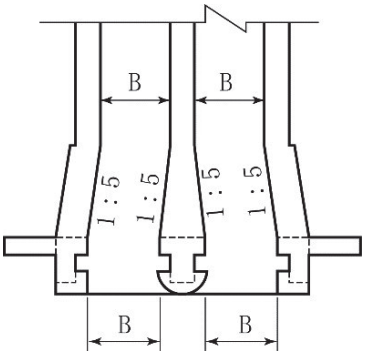
２－10　二連以上の函渠端部の断面

二連以上の函渠端部の断面の通水断面は原則として標準部の通水断面と同一にするものとする。

解　説

1．二連以上の函渠の隔壁の端部は、ゲート戸当りのため函渠標準部の隔壁より厚くなることが多いが、函渠端部の通水断面が狭くならないよう、図－2.10のように流水線を変えて通水断面を確保することを標準とする。

2．流水線を変えた範囲の函渠端部は、一連断面の場合と同様に補強するものとする。



図－2.10　二連以上の函渠端部

２－11　門　柱

門柱の天端高は管理橋桁下高が計画堤防高以上とし、ゲートの操作及びゲートの管理に必要な操作台下面の高さを決定する。

解　説

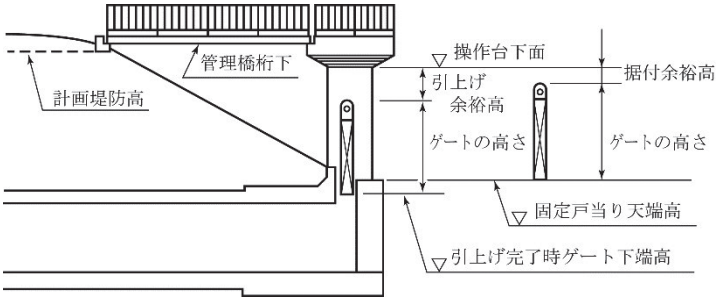
１．門柱の高さは、次により決定するものとする。

（イ）管理橋の桁下高は計画堤防高以上とする。

（ロ）操作台下面（ハンチ含む）の高さは、次の高さの大なる方とする。

①　（引き上げ完了時のゲート下端高）＋（ゲートの高さ）＋（引上げ余裕高）

②　（固定戸当りの天端高）＋（ゲートの高さ）＋（据付･取りはずし余裕高）

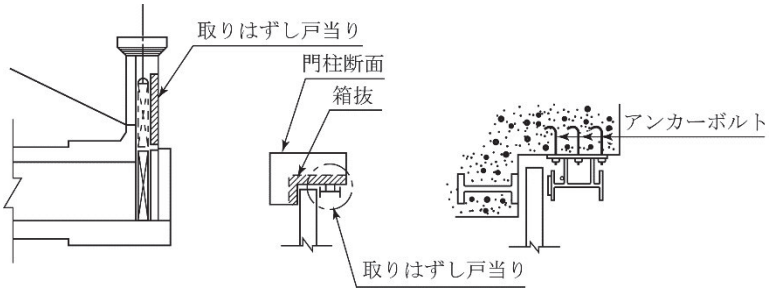


図－2.11　門柱の高さ

なお、ここでいう引上げ完了時のゲート下端高は函渠の内法高に 0.1m を加えた高さとし、ゲートの高さには滑車等の付属品の高さを含むものとする。

また、引上げ余裕高及びゲート据付・取りはずしに必要な余裕高は、標準的な樋門では50cm以上とする。

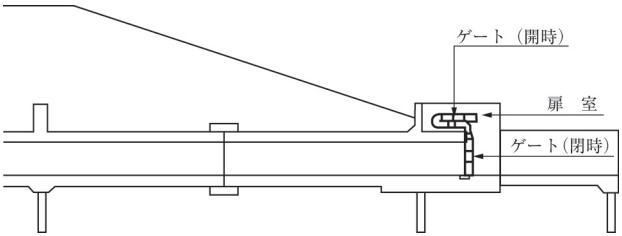
２．門柱部の戸当りは、ゲートが取りはずせるように取りはずし可能な方式とすることを標準とする。



図－2.12　戸　当　り

3．門柱レスゲートは、門柱・管理橋を省略できるゲート形式である。門柱レスゲートの採用に当たっては、安全性・信頼性を確実に確保するとともに、設置箇所の現場特性等を十分検討するものとする。

門柱レス樋門の例を図－2.13 に示す。



図－2.13　門柱レスゲートを適用した樋門の例

２－12　扉　室

堤外水路が暗渠構造の場合などでは、必要に応じて函渠・門柱及び胸壁等と一体構造の扉室を設けるものとする。

解　説

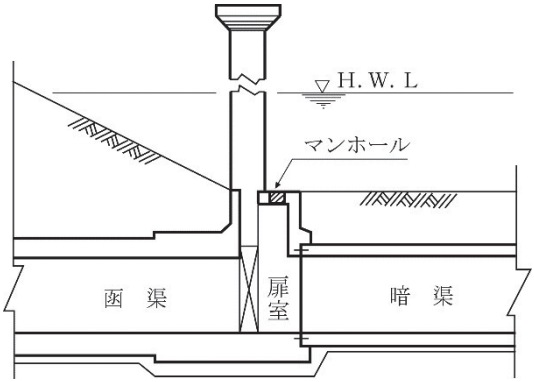
1．堤外水路が暗渠構造の場合等は、ゲート収納部には扉室を設けるものとする。

2．扉室は、函渠・門柱等と一体構造とする。

3．扉室は、堤体土砂の吸出しを防止できる構造とし、函渠あるいは暗渠との接合部は水密性を有し、かつ函渠の変位にも十分対応できる構造とする。

4．扉室は、ゲートの据付・取りはずしや維持管理に必要な寸法を確保するとともに、扉室内の維持管理等のためにマンホールや梯子などを設けるものとする。

5．函体は、暗渠との継手条件を考慮して設計する。



図－2.14　扉 室 の 例

２－13　ゲート操作台

門柱の上にゲート操作用の開閉機を設置するための操作台を設ける場合には、ゲート操作台は門柱と一体の構造とするものとする。

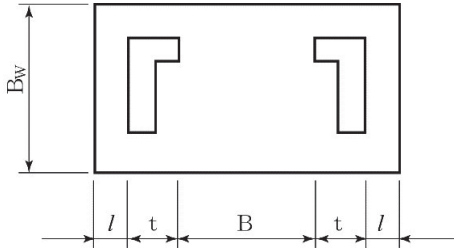
解　説

１．ゲート操作台の設計においては、開閉機の操作や維持管理を行うために必要なスペースを確保するものとする。

一般に、必要なスペースは表－2.5 の値を目安として定めてもよい。

表－2.5　操作台の平面寸法（目安）　　(m)

操作台の幅（B_W）			操作台の張出し長（l）		
函渠の内法幅 (B)	操作室無し	操作室有り	操作室の有無	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≧2.0	3.0	3.5	有 り	0.5	1.5－t



図－2.15　操作台の平面図

２．操作室を設置しないゲート操作台には、手摺及び管理橋支承を設けるものとする。

３．樋門等の規模、開閉機の構造、維持管理、周囲の環境、操作員の待機所としての役割等を考慮の上、操作室を設けることが望ましい。

なお、開閉機が電動の場合には操作室を設けることを原則とする。

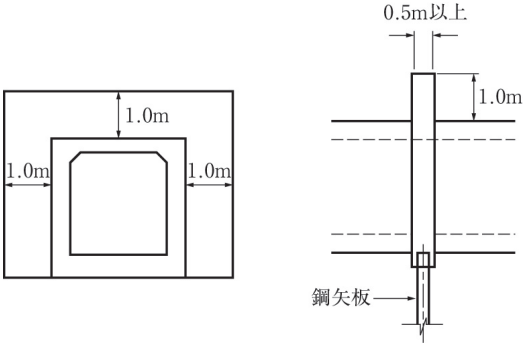
２－14　遮　水　壁

樋門の本体には、コンクリート構造等で函渠と一体構造の遮水壁を設けなければならない。

解　説

浸透流により函渠周辺にパイピング現象が生じることを防ぐために図－2.16に示すようにコンクリート壁等で函渠本体と一体の遮水壁を設けるものとする。したがって、遮水壁は函渠の継手部のカラーに取付けてはならない。

１．遮水壁の高さ及び幅は、原則として 1.0m以上とし、１ヶ所以上設けるものとする。



図－2.16　遮　水　壁

２．堤防断面が大きく、本体の長さが長い場合や堤防との一体性を損なう恐れがある場合には、遮水壁を２ヶ所以上設けるものとする。

３．背後地が高い場合や函体の土被り高さが低い場合などでは遮水壁の高さを 1.0m 以下とすることができる。

４．遮水壁の厚さ及び底版幅は、広幅型鋼矢板等の採用を考慮し 50cm を標準とする。

５．配筋は、D13mm を 250mm 以下の間隔に挿入することを標準とする。

２－15　胸　壁

胸壁は、本体と一体構造とし、川表及び川裏に設けることを標準とする。

解　説

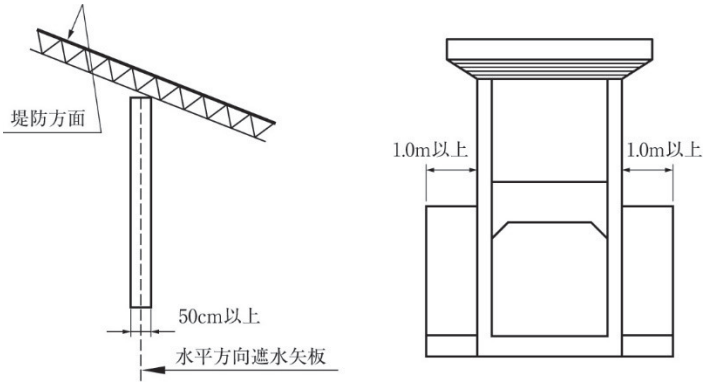
胸壁は、本体と堤防との接触部の土粒子の移動又は吸出し等を防止することを目的として設けられるものである。

1．胸壁は、本体と一体の鉄筋コンクリート構造等とし、本体の川表及び川裏に設けるが、調圧水槽や集水桝などに接続する場合には、川裏側には設置しない場合もある。

2．胸壁の本体からの張出し長は、1.0m以上とする。

3．胸壁の竪壁の厚さは、遮水矢板の設置等を考慮し川表側にあっては 50cm 以上を標準とする。

4．胸壁の天端は、原則として堤防断面内とする。



図－2.17　胸　　壁

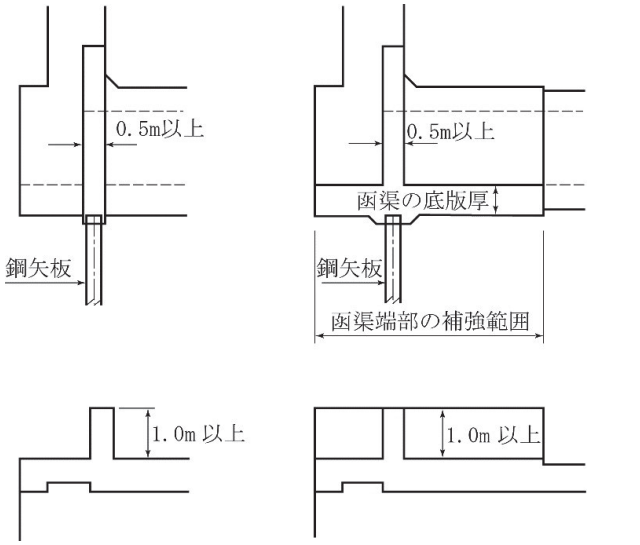
5．胸壁の底版

①　胸壁の底版幅は、遮水矢板の設置等を考慮して、50cm 以上を確保することを標準とする。また、底版の厚さは、函渠端部の底版の厚さと同一とする。

②　門柱・操作台からの水平荷重に対して函渠端部横方向（流水直角方向）の安定性が確保できない場合や、直接基礎で相対沈下量が地盤の降伏変位量に対して安全性が確保できない場合などでは、函渠端部の補強範囲と同

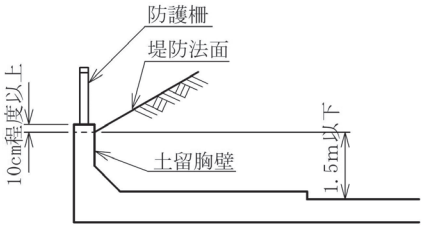
じ範囲まで胸壁の底版長を拡幅し、かつ本体からの壁の張出し長さ（1.0m以上）と同じ長さまで張出すものとする。

川表胸壁の底版を張出した場合は、形状のバランス等を考慮して川裏胸壁の底版も張出してよいものとする。



図－2.18 胸壁の底版

6．函渠端部の土留胸壁天端高は、堤防法面からの落石等によりゲート操作の支障にならないように、地表面から10cm程度以上高くする例が多い。



図－2.19 土留胸壁の天端高

２－16　翼　壁

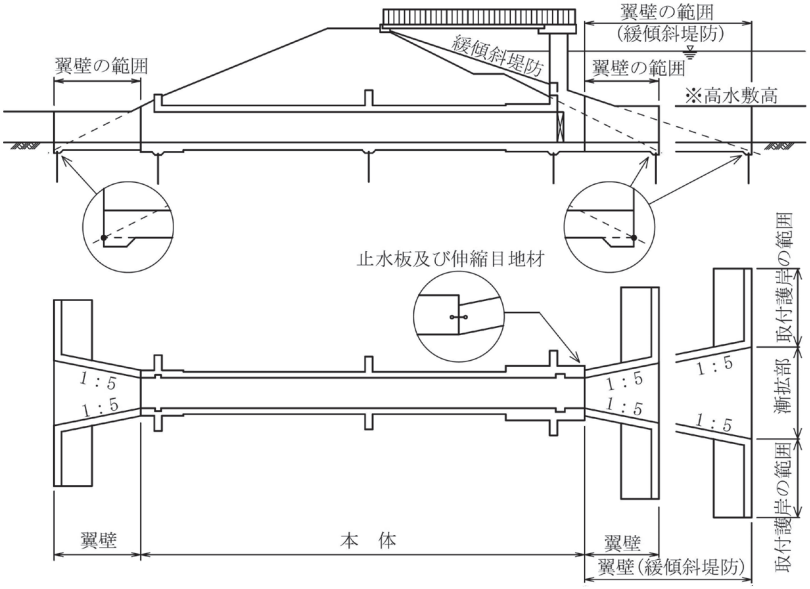
翼壁は、本体と分離させた自立構造として設計するものとする。

解　説

１．翼壁は、本体と分離させた鉄筋コンクリート構造を標準とし、継手は伸縮目地材を用いて止水板又は可撓継手を設け、水密性が確保できる構造とする。

２．翼壁は、堤防又は堤脚の保護を目的とし、堤防として設定した基本断面形状以上の範囲まで設けることを標準とする。ただし、基本断面形状が緩やかな勾配の一枚のり化により、翼壁が長く、暫拡端部の幅が大きくなる場合は、現場の特性を踏まえて検討する。

３．翼壁の平面形は、本川及び支川の河状、流況等を考慮し、図－2.20を標準とする。ただし、川裏側翼壁は、接続する河川あるいは水路の断面を考慮し、暫拡しない例もある。



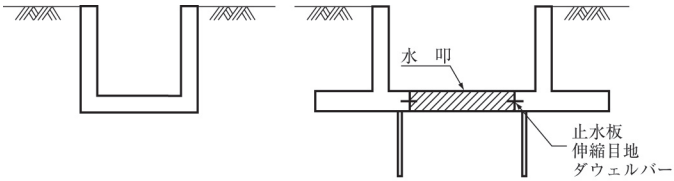
※ 施設設計時に設定する高水敷高を表す。

図－2.20　翼壁の範囲

4．川表側における流水直角方向の翼壁は、取付護岸がコンクリートブロック張護岸の場合は、護岸天端の巻止コンクリートまで、カゴマット護岸の場合は、護岸天端のカゴマット端部まで、それぞれ張り出す例が多い。（図－2.32、図－2.33 の断面図に示す）

5．翼壁の断面形は、図－2.21 に示すＡタイプ（Ｕ型断面）を標準とするが、壁高や水路幅が大きく、地下水位が高い場合には、安定性、施工性、経済性等を検討しＢタイプを採用する例もある。

Ｂタイプの場合、水叩との取付け部には止水板、伸縮目地及びダウェルバーを設けるものとする。

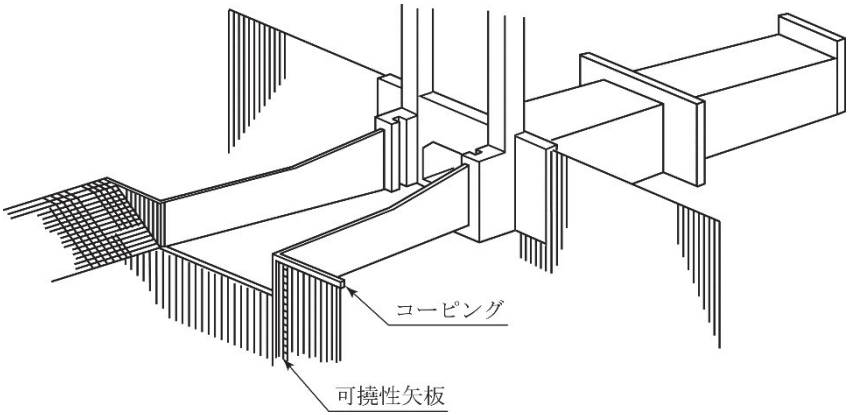


①　Ａタイプ（標準）　　②　Ｂタイプ

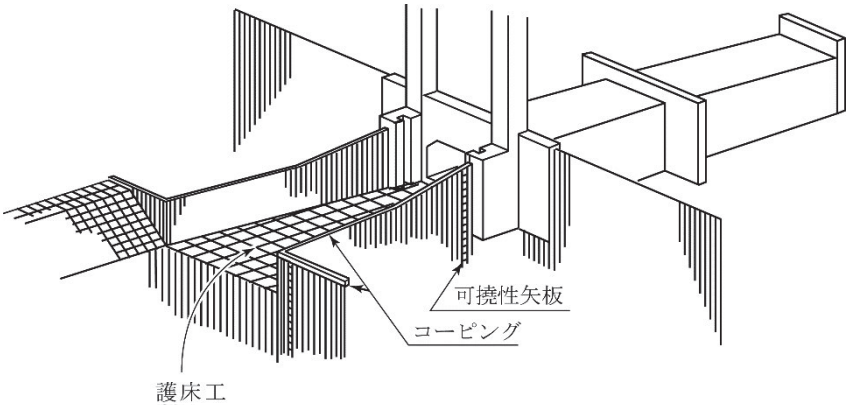
図－2.21　翼壁の断面形

6．特殊な翼壁構造の例では、図－2.22 に示すようなものがある。

① コンクリート水路と鋼矢板構造の併用タイプ



② 鋼矢板構造タイプ



※ 翼壁底版部に護床工を採用する場合は、浸透路長等の検討を要する。

図－2.22 特殊な翼壁構造の例

２－17　遮　水　工

樋門には、遮水工を設けなければならない。

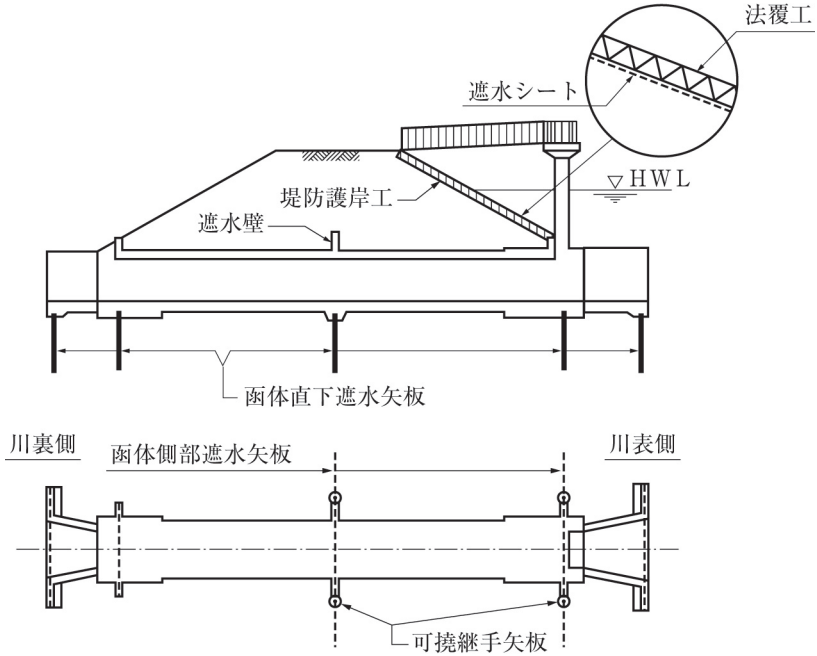
解　説

１．遮水工は、内外水位差による浸透水の動水勾配を減少させ、土砂の流動と洗掘による土砂の吸出しを防止するために設ける。

遮水工には、設置する位置により図－2.23 のように分類できる。

①　樋門上下面の函体直下の遮水工

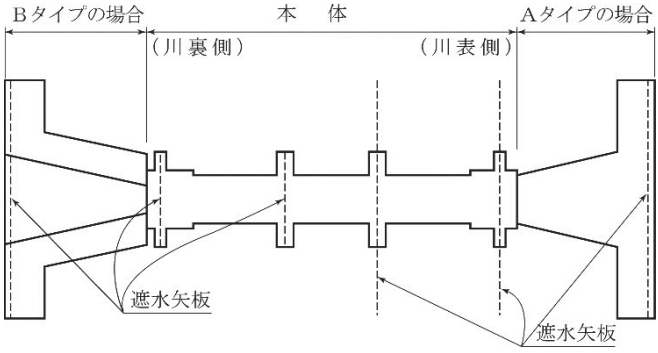
②　樋門側方の函体側部の遮水工



図－2.23　遮水工の種類

2．函体直下及び函体側部の遮水工は、原則として鋼矢板とし、鋼矢板の施工が困難な場合には、深さ１m程度のコンクリートカットオフを用いてもよい。

3．遮水矢板は、原則として図－2.24 に示すように配置する。



図－2.24　遮水矢板の配置

4．遮水矢板の長さは、最小 2.0mとする。

5．函体直下の遮水工は、土質、内外水位差、樋門長などにより浸透路長を計算し、本体及び翼壁の端部と本体の遮水壁部（１ヶ所以上）を優先して、長さ及び設置箇所を決定する。

6．函体側部の遮水矢板は、川表の胸壁箇所から優先して２箇所以上に設ける。

２－18　ゲート設備

２－18－１　ゲートの基本

ゲートは、強度・操作性・水密性・耐久性等を検討し設計するものとする。

解　説

1．ゲート設備は、治水上の重要な機能が要求されるものであり、必要な時に確実に開閉操作可能なことが最も重要である。したがって、ゲート設備は次に掲げる事項に適合しなければならない。

① 確実に開閉できること。

② 必要な水密性及び耐久性を有する構造とすること。

③ 予想される荷重に対して安全な構造とすること。

④ 有害な振動やキャビテーションが発生しないこと。

⑤ 操作及び保守管理が容易かつ安全に行えること。

2．直接基礎の樋門では、函体の変位により門柱が傾斜することもあるので、門柱の傾斜が予測される場合には、開閉装置への影響を検討し、門柱の傾斜によってネジ部の偏磨耗、軸受の損傷、摩擦抵抗力の増加などの障害が生じないように配慮しなければならない。

２－18－２　ゲート形式の基本

樋門のゲート形式は、ローラゲートを標準とし、自重降下できることが望ましい。

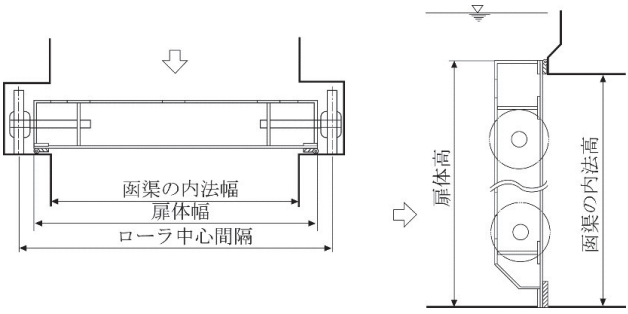
解　説

1．樋門のゲート形式は、ローラゲートを標準とするが、強度・操作性・水密性・耐久性等を十分検討の上、必要なゲートの機能が保証される場合には、ローラゲート以外のゲート形式の採用も可能であるものとし、これを禁止するものではない。

2．開閉装置は、引上げ式ゲートではラック式を標準とするが、ゲート形式を十分検討の上、操作性等の必要なゲートの機能が保証される場合には、ラック式以外の開閉装置の採用も可能であるものとし、これを禁止するものではない。

3．小規模ゲートでは、スライドゲートを採用することができる。

4．開閉用常用主動力は、電動機を原則とする。ただし、小規模で操作力が小さい場合には、人力操作を採用することもある。



図－2.25　ローラゲートの形状

5．フラップゲート（マイターゲート等を含む）は、わずかなゴミ等の障害物がはさまること等によって不完全閉塞ないし開閉不能を起こしやすいので、最も確実な引き上げ式ゲートの採用を原則とすべきであるが、設置場所などについて十分吟味し、不完全閉塞を起こすおそれがないと認められるときは、次に示す条件を満足する場合に限定して採用することができる。

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恐れがないと認められ、かつ引き上げ式ゲートとした場合に、出水時の開閉操作にタイミングを逸する恐れがあること、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 樋門構造が、川裏の予備ゲート又は角落し等によって容易、かつ確実に外水を遮断できる構造であること。

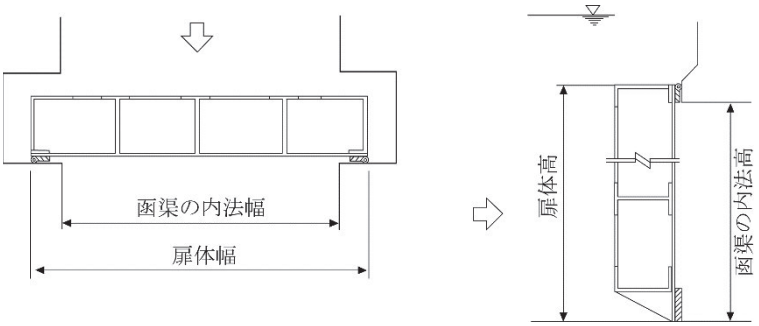
２－18－３　スライドゲートの選定

樋門のゲート形式にスライドゲートを選定するときの目安は、開閉動力が人力の場合では扉体面積が概ね2㎡以下、電動機の場合では5㎡程度以下としてよい。

解　説

1．人力操作の望ましい条件は、操作員の高齢化や苦渋作業からの解消を考慮し、操作力を概ね 100N 以下として毎分 30 回転で連続作業可能時間が 10 分程度とした。これを、人力の場合の選定の目安の基本とする。

2．開閉動力が電動機の場合、汎用性及び維持管理面からの容易さ等から、スライドゲートはラック式開閉装置能力が 70kN 以下であることを選定の目安とする。



図－2.26　スライドゲートの形状

２－19　管理橋

２－19－１　管理橋の構造

樋門の管理橋の有効幅員は1.0m以上とし、桁下高は計画堤防高以上としなければならない。

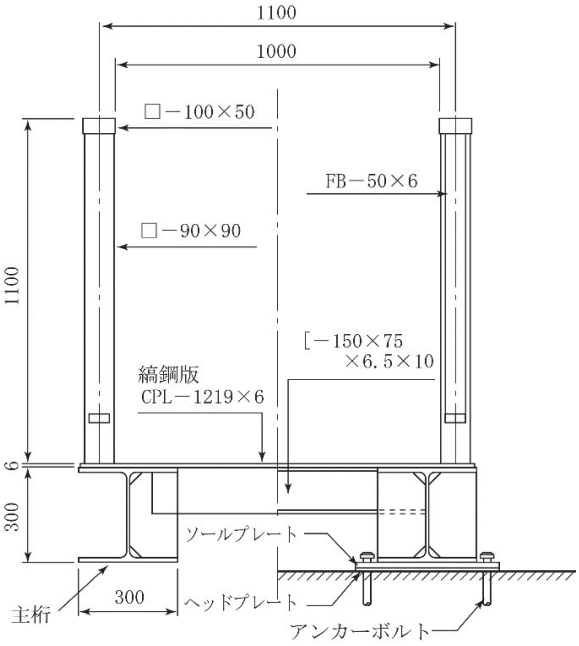
解　説

１．管理橋の有効幅員は1.0m以上とし、橋体は原則として１スパンとする。

２．管理橋の桁下高は、計画堤防高以上とし、基礎地盤の沈下等の影響を考慮して定めるものとする。基礎地盤の沈下等の影響は、通常、函体の最大残留沈下量を考慮する。

３．管理橋には、高さ 110cm 以上の高欄を設けるものとする。

４．管理橋は、鋼製の２主桁構造が多用されているが、スパンが長くなる場合には、構造（ねじれ、撓み等）及び景観等に配慮しパイプトラス構造などが採用されることもある。



図－2.27　管理橋の例

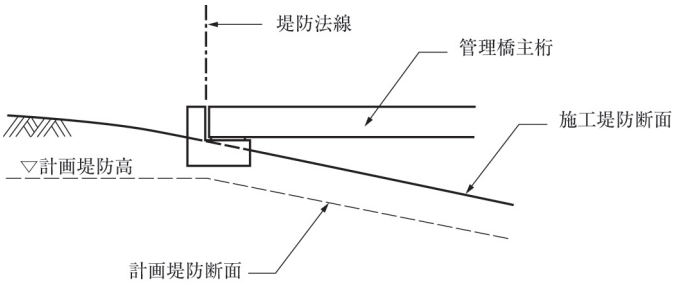
２－19－２　管理橋の橋台

樋門の管理橋の橋台は、コンクリート構造を原則とし、計画堤防断面内に設けてはならない。

解　説

１．管理橋の橋台は、コンクリート構造を原則とする。

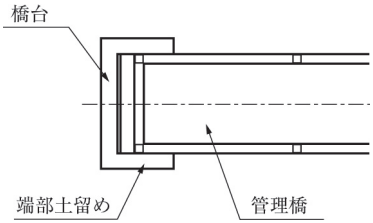
２．管理橋の橋台は、図－2.28 に示す位置に設置することを標準とする。



図－2.28　橋台の位置

３．堤防法面が緩勾配で管理橋主桁が土中に埋没する場合は、沓座面を高くしたり、図－2.29 に示すように、端部に土留め壁等を設ける例もある。

なお、沓座面を高く設置した場合には、管理橋を水平にするのではなく操作台が必要以上に高くならないように管理橋を緩勾配にする等の配慮が必要である。



図－2.29　橋台端部に土留め壁を設置した例

２－20　護岸等

２－20－１　堤防護岸

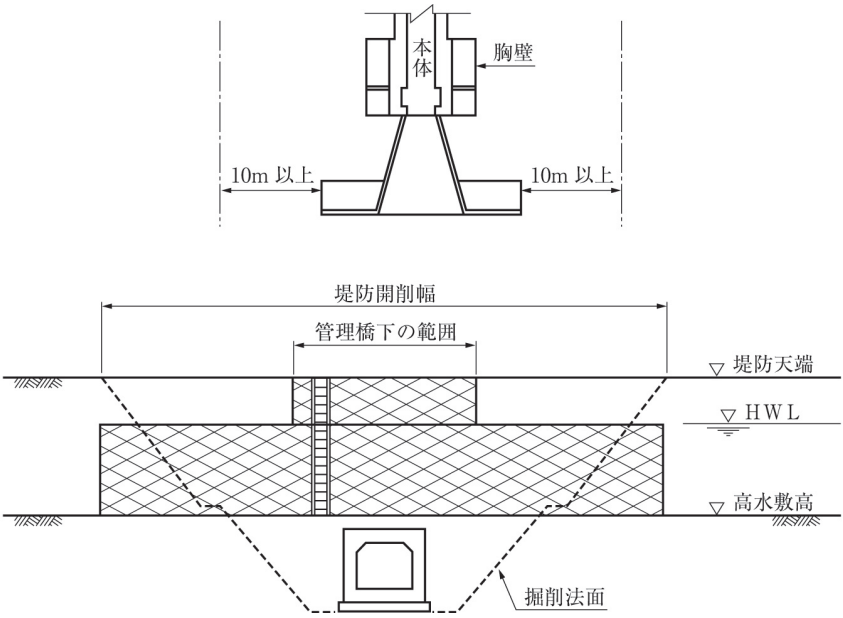
本堤川表側の堤防護岸は、樋門の端部より上下流最低 10mの範囲において計画高水位まで法覆しなければならない。

解　説

１．堤防護岸は、「河川管理施設等構造令」（第 53 条）により樋門の両端部から上流及び下流にそれぞれ 10m以上の範囲まで設けるものとし、次の事項の内いずれか大きい範囲で決定するものとする。

①　胸壁又は翼壁のいずれか長い方の端部から、上下流にそれぞれ 10m の範囲以上

②　堤防天端での開削幅がカバーできる範囲以上

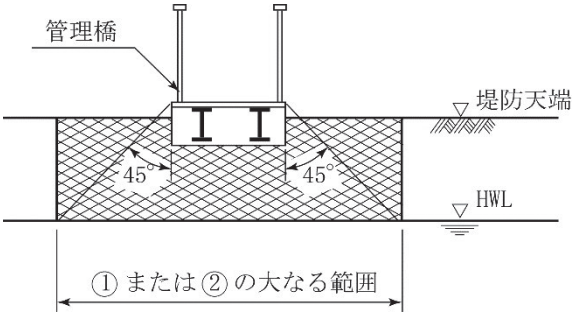


図－2.30　堤防護岸の範囲

2．管理橋下の堤防法面は、日照及び雨水の落下により芝の成育に悪影響を与える恐れがあるので、次のいずれか大きい範囲で堤防天端まで護岸を設けるものとする。

① 長さ5m以上

② 管理橋の両端部から 45° で包絡した線が計画高水位と交わる点の範囲以上



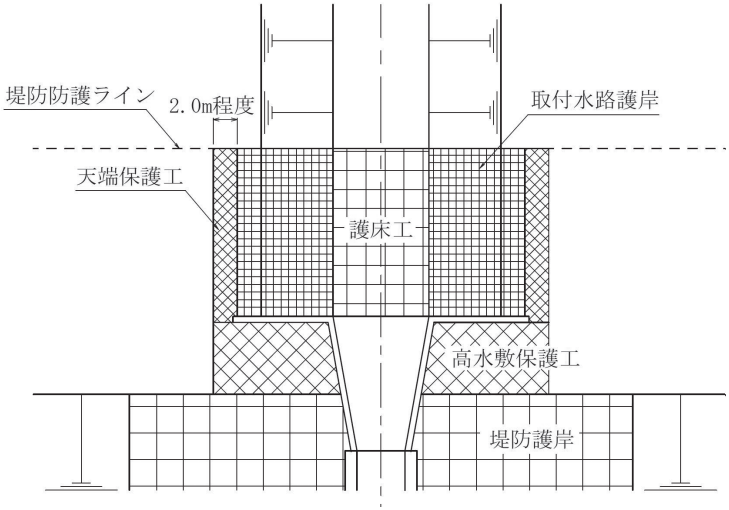
図－2.31　管理橋下の護岸の範囲

3．高水敷は、翼壁又は取付水路によって上下流の洪水流が不連続になり、洗掘を受けやすいので、翼壁の範囲を基本に高水敷保護工を設置するものとする。

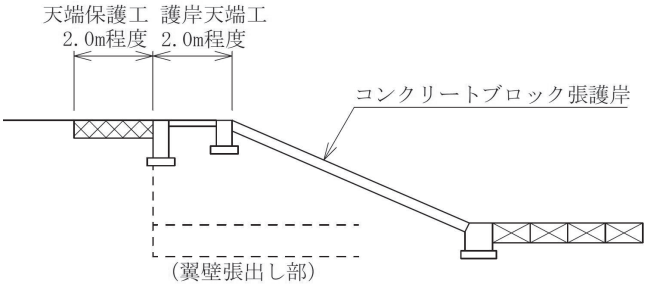
また、取付水路の護岸は、堤防の安定性を考慮し堤防防護ラインまで設置することを基本とする。天端保護工の幅は２m程度としている例が多い。

なお、護岸構造等については、河川の特性又は特殊性を考慮して決定する。

① コンクリートブロック張護岸の場合



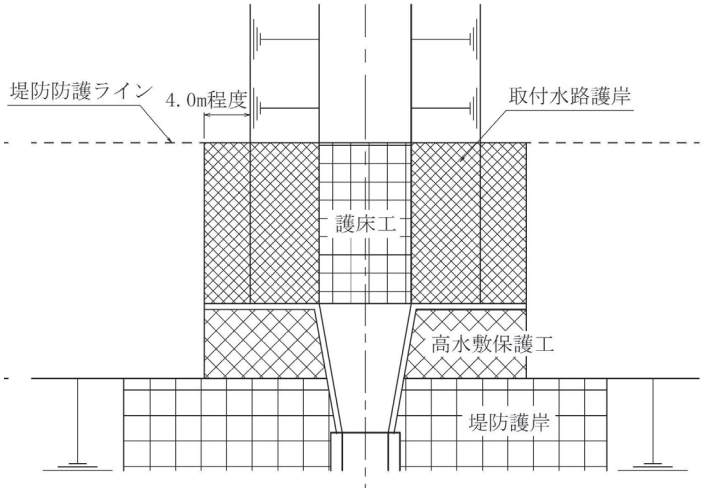
（平面図）



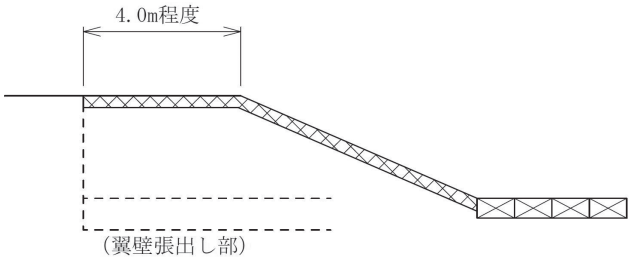
（断面図）

図－2.32　高水敷保護工及び取付水路の天端保護工の設置範囲（1）

② カゴマット護岸・連節ブロック護岸の場合



（平面図）



（断面図）

図－2.33　高水敷保護工及び取付水路の天端保護工の設置範囲（2）

２－20－２　階　段

樋門には、川表・川裏の堤防法面に管理用の階段を設けるものとする。

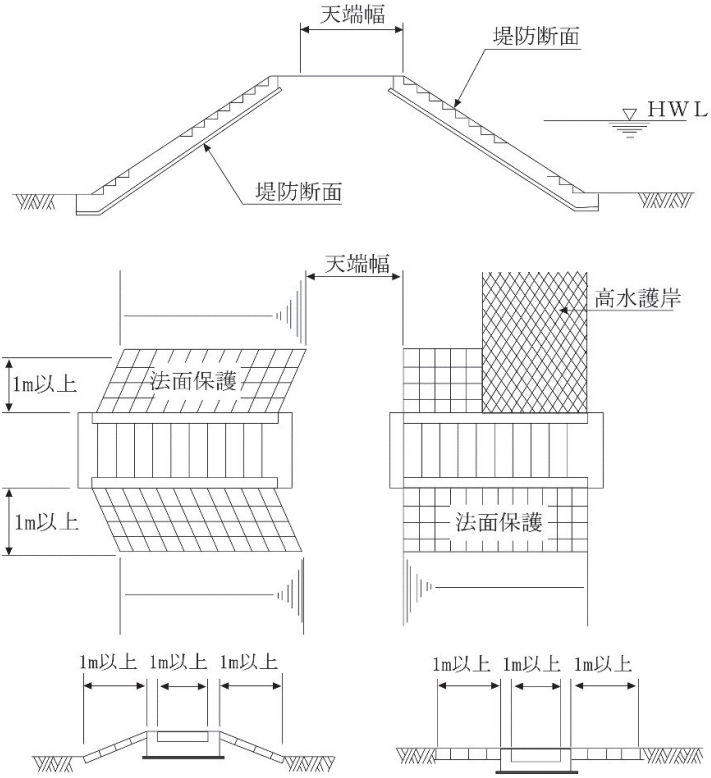
解　説

１．階段はコンクリート構造を原則とし、有効幅は 1.0m以上、１段当り高さは15～20cm 程度を標準とする。

２．川表側は階段の上面を堤防法面に合わせ、川裏側は階段を計画堤防断面外に設置することを基本とする。

３．階段は、本川下流側に設置するとともに、川表・川裏が一直線になるように設けることが望ましい。

４．多連の大規模樋門などでは、上下流に設けることが望ましい。



図－2.34　階　　段

２－21　付属施設

樋門には、維持管理及び安全に必要な付属施設を設けるものとする。

解　説

1．樋門の川表及び川裏には、堤防天端以上の水位を計測できる水位計測装置及び水位標識を設けるものとし、その取付位置は門柱付近とする。川裏翼壁等にも水位計測装置及び水位標識を設けるものとする。

2．水位標識の設置に当たっては、出水時に視認できる位置とする。門柱レス樋門の場合は、管理階段の帯工に設置するなど工夫する。

3．川表及び川裏側の胸壁及び翼壁には、原則として転落防止用の防護柵を設ける。

4．夜間でのゲート操作に配慮し、必要に応じて適切な位置に、照明設備を設けるものとする。

5．遠隔操作、遠隔監視等を考慮して、ＣＣＴＶ設備を設置する場合もある。

6．ゲート設備については、設置環境に応じて自動化、遠隔操作、遠隔監視等について検討する。河口部のゲート設備については、「津波・高潮対策における水門・陸閘等管理システムガイドライン」等を参考にするとよい。

第３章　土質調査及び土質検討

３－１　総　説

河川構造物の設計に当たっては、設置位置において基礎地盤の地質・土質調査（以下、土質調査という）及び土質検討を行うものとする。

解　説

１．樋門等の河川構造物は計画高水位以下の水位の作用に対し、安全な構造になるよう設計する必要があり、下記の目的に沿った土質調査及び土質検討を実施するものとする。

⑴ 設計・施工の安全性の検討

⑵ 構造物と堤防等との整合の検討

２．軟弱地盤上の河川構造物は堤防等の間に相対沈下による空洞が生じやすく、堤防の機能に支障をおよぼすことも考えられるため、整合のとれた適切な措置を検討する必要がある。

３．土質調査・土質検討は、河川砂防技術基準（案）調査編、道路橋示方書、道路土工、土質調査法、土質試験法等に基づいて実施するものとする。

４．パイロット事業等試験的に実施する特殊な設計・施工を行う場合には別途調査を実施するものとする。

３－２　予備調査

土質調査を実施するに当たっては、既存資料等を把握し、調査項目・方法等を計画・検討する。

解　説

土質調査は、下記の既存資料等を把握し、実施するものとする。

① 古地図（迅速図等）、治水地形分類図

② 既往地質調査資料（周辺及び旧施設のもの）

③ 堤防の履歴

④ 周辺既設構造物の状況（樋門、堤防、護岸等）

⑤　その他

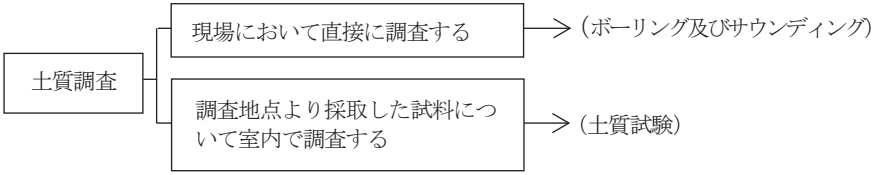
３－３　土質調査

３－３－１　調査方法

基礎地盤の土質調査は、ボーリング調査及びサウンディング調査並びにサンプリング調査とする。

解　説

1．基礎地盤の土の物理的性質や力学的・工学的性質は、実際には現地調査や室内試験を行うことで求められるものであり、土質調査は図－3.1 に示す全般の調査をいう。



図－3.1　土質調査の区分

①　ボーリングは、機械器具を用いて土や岩を採取しながら、あるいは地盤土を排除しながら地中に穴をあけることを意味し、土質調査におけるボーリングは、土質試験に必要な乱さない試料の採取や原位置試験を行うのに、所定の深さまで穴をあけることをいう。

②　サウンディングは、原位置において、深さ方向にそれぞれの土層の相対的な強さや締まり具合などを直接に測定してゆく、いわゆる原位置試験のことをいう。サウンディングには、標準貫入試験やスウェーデン式サウンディングなどがある。

③　土の工学的な性質を細かく調べることが必要な場合には、採取された土試料について室内で土質試験を行わなければならない。土質試験のために土試料を採取することをサンプリングという。このサンプリングには、求めたい土の性質や土質試験の目的によって、「乱した試料」でよい場合と、「乱さない試料」が必要な場合がある。

2．土質調査

土の諸性質は、それぞれの構造物や地盤の状態によって異なる。そのため、調査目的に適合した試験項目を選定して土質調査を行うことが必要である。

土質試験は、その目的によって表－3.1 に示す試験項目がある。

表－3.1　主な土質試験の分類

種 類	目　　的	主な試験名称
物理的性質を求める試験	土を分類・判別するため	粒度試験 液性限界試験 塑性限界試験 収縮限界試験
	土の状態をあらわす諸量をもとめるため	含水量試験 土粒子の比重試験 単位体積重量試験
力学的・工学的性質を求める試験	地盤の破壊に関する事項	一軸圧縮試験 三軸圧縮試験
	粘性土の沈下に関する事情	圧密試験
	地盤の透水に関する事項	透水試験
	地盤の締固めに関する事項	締固め試験

３－３－２　ボーリング調査

樋門のボーリング調査は、川表側、堤防天端部、川裏側の３地点で実施することを標準とする。

解　説

1．樋門などでは、堤防横断方向に長い構造物になるため、ボーリング調査は原則として堤防横断方向の地層の傾きや地盤の特性などを把握できるように標準貫入試験も併せて実施しな ければならない。

また、堤防縦断方向に幅広い構造物の場合や地盤改良工法等を検討する場合、旧河道等で地層の変化が激しい場合は、必要に応じ堤防縦断方向の調査も実施する必要がある。

2．ボーリング調査は、翼壁を含めた樋門全体の地層状況が把握できるように、川表・川裏の堤防法先附近及び堤防天端部分の３地点で実施することを標準

とし、取付水路や二重締切工が予想される箇所ではボーリング調査を実施する必要がある。

構造物の規模、地層の成状、想定される仮設計画等により、ボーリング調査地点を増減するものとする。

なお、ボーリング調査終了後地質想定縦断面図を作成し、一連の地層を把握する必要がある。

① 線的な調査地点　　② 平面的に広がりを持つ調査地点

図－3.2　ボーリング調査地点の例

3．ボーリング調査は、原則として十分な層厚を有する良好な支持地盤を確認できる深さまで実施するものとする。

ボーリング調査の打ち止めは『*N*値 50 程度の層を 3m以上確認する』又は『代表孔を除き *N*値 30 以上を 5m程度確認する』ことを目安とする。

4．調査目的や土質に応じた適切なサンプラーを選定しなければならない。

一般に広く用いられているサンプラーは、表－3.2 に示す種類がある。

表－3.2　主なサンプラーと標準的なボーリング孔径

サンプラーの種類	主な対象土質	ボーリング孔径	備　　考
標準貫入試験機	ほぼ全ての土	66㎜	乱した試料
シンウォール サンプラー	*N*値 3～4 以下の柔らかい粘性土	86㎜	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 20～30 以下	116㎜	乱さない試料

ボーリング孔内で水平載荷試験を行う場合には、適切な載荷試験方法及びボーリング孔径を選定しなければならない。

5．ボーリング調査終了後のボーリング孔は、適切な材料を用いて充填しなければならない。

ボーリング孔の充填が不完全な場合には、工事施工中にボーリング孔から地下水が噴出することもあり、工事に支障をきたすばかりか水みちの助長にもなりかねないので、閉塞材としてセメントモルタルにベントナイト溶液を加えた充填材が望ましいと言われている。

３－３－３　土質調査の一般的項目

ボーリング調査と併せてボーリング孔で標準貫入試験を実施し、必要に応じ原位置試験や室内土質試験を実施することを原則とする。

解　説

１．標準貫入試験は、土の強度等を把握できるため広く普及した試験である。標準貫入試験結果から表－3.3 の事項が判断・推定できるが、直接的な値ではないので、原位置試験や室内土質試験も実施して精度を高めることが望ましい。

表－3.3　標準貫入試験による調査結果から判明する主な事項

区　　分		主な判別・推定事項
調査結果一覧図から総合判定する事項		構成土質、深さ方向の強度変化 支持層の位置（地表からの深さと配列） 軟弱層の有無（圧密沈下計算の対象となる土層の深さ） 液状化対象層の有無
*N*値から直接推定される事項	砂地盤	相対密度 沈下に対する許容支持力 支持力係数、変形係数 液状化強度
	粘土地盤	コンシステンシー、一軸圧縮強さ（粘着力）変形係数、破壊に対する極限及び許容支持力

２．全ボーリング孔で地下水位を測定しなければならない。

地下水位は、土圧計算や法面安定計算及び仮設設計においても幅広く利用される。このため、測定精度を高め、自然地下水位を測定する必要があり、河川水位も同時に測定することが望ましい。

また、粘性土下の砂礫層などでは被圧されていることが多いので、掘進途

中で被圧地下水位（水頭）も測定する必要がある。

表－3.4　主な土質定数と試験法

性質			土質定数		試験法
物理的性質	固有の特性	土粒子・粒度・コンシステンシー	土粒子の比重	(G_s)	土粒子の比重
			均等係数	(U_c)	粒度試験
			液性限界	(W_L)	液性限界試験
			塑性限界	(W_P)	塑性限界試験
			収縮限界	(W_S)	収縮限界試験
			塑性指数	(I_P)	
	状態の特性		土被り荷重	(P_0)	単位体積重量試験
			圧密降状応力	(P_c)	圧密試験
			間隙比	(e)	
			含水比	(W)	含水量試験
			単位体積重量	(γ_t, γ_d)	単位体積重量試験
			飽和度	(S_r)	
			鋭敏比	(S_t)	一軸圧縮試験
力学的性質	変形特性	圧密沈下	圧縮指数	(C_c)	圧密試験
			圧縮係数	(a_v)	
			体積圧縮係数	(m_v)	
			圧密係数	(C_v)	
		変位・変形	変形係数	(E_{50}, E_u)	一軸圧縮試験
			破壊ひずみ	(ε_f)	三軸圧縮試験
			地盤反力係数	(K_v)	平板載荷試験
			変形係数	(E_0)	孔内載荷試験
	強度特性	全応力・有効応力	せん断強さ	(S_u, S_d)	直接せん断試験
			粘着力	(C_u, C_d, C')	一軸圧縮試験
			せん断抵抗角	(ϕ_u, ϕ_d, ϕ')	三軸圧縮試験
			強度増加率	(C_u / p)	
締固め特性その他		締固め	最大乾燥密度	(γ_{dmax})	締固め試験
			最適含水比	(W_{opt})	
		透水	透水係数	(K)	透水試験
		原位置強度	コーン指数	(q_c)	コーン貫入試験
			N値		標準貫入試験

表－3.5　主な調査方法と結果の利用

主な目的	調査方法		得られる主な情報	主な利用法	備　　考
土層構成の把握 土質定数の概略推定	ボーリング		・土層区分 （分類、厚さ） ・地下水位、支持層の位置	・土層構成の把握 ・設計地下水位	自然地下水位も同時に測定する。
	標準貫入試験 （ボーリングと併用）		・N値 ・試料採取による土質の分類	・砂の内部摩擦角 ・砂地盤の液状化の判定 ・粘土の一軸圧縮強度、粘着力 ・杭の鉛直支持力 ・土の変形係数 ・地盤反力係数	一般にボーリングと併用して用いる。 これらの調査結果から推定される土性値は概略値として用いるべきである。
	サウンディング	オランダ式二重管入試験	・コーン支持力	・N値の推定 ・粘土の一軸圧縮強度、粘着力の推定	一般に概略的な調査として、あるいはボーリング間の土層の連続性を把握知るために用いる。
		スェーデン式サウンディング試験	・貫入量 1m 当りの半回転	・N値の推定 ・粘土の一軸圧縮強度、粘着力の推定	軟弱地盤では、本試験を実施するのが望ましい。
地盤の変形特性	原位置試験	ボーリング孔内水平載荷試験	・地盤の変形係数	・地盤反力係数 ・地盤の即時沈下	特に入念な検討を行う場合に調査する。
地盤の鉛直支持力		平板載荷試験	・地盤の極限支持力 ・変形係数	・地盤の支持力 ・地盤反力係数	特に入念な検討を行う場合に調査する。
土質定数の把握	室内土質試験	物理試験 （土粒子の密度、含水比、湿潤密度、粒度、液性・塑性限界試験など）	・土の判別分類 ・土粒子の密度、含水比 ・湿潤密度 ・粒度分布 ・液性・塑性限界	・砂地盤の液状化の判定 ・土の単位体積重量 ・地盤の透水係数 （密度試験） ・粘土の圧縮指数、圧密係数（液性・塑性限界試験）	・土の力学特性の推定値は、概略値として用いるべきである。 ・土性に応じたサンプリングを行う。
		一軸圧縮試験	・土の一軸圧縮強度 ・変形係数	・土の支持力 ・土の強度増加率 ・地盤反力係数	・粘性土地盤の土質定数を求める場合、切土や盛土の斜面の安定等を検討する場合にこの試験が必要である。 ・地盤強度に応じたサンプリングを行う。
		三軸圧縮試験	・土の粘着力 ・内部摩擦角 ・変形係数	・地盤の支持力 ・土の強度増加率 ・地盤反力係数	
圧密沈下量の推定		圧密試験	・圧密降伏応力 ・$e-\log P$　曲線 ・圧密係数 ・体積圧縮係数	・圧密沈下発生の有無の判定 ・粘土層の圧密沈下量、圧密沈下量	軟弱粘性土層の場合はこの試験が必要である。地盤強度に応じたサンプリングを行う。
地下水対策 透水性地盤	地下水調査	地下水試験	・各帯水層の地下水位 ・間隙水圧 ・流向・流速	・施工法選定の資料 ・被圧の有無の判定 ・砂地盤の液状化の判定 ・水圧分布の測定	仮締切工や土留工の検討、堤防開削の場合には調査することが望ましい。
		現場透水試験 室内透水試験 揚水試験	・地盤の透水係数 ・地盤の貯留係数	・施工法選定の資料	透水性地盤や重要な構造物の場合は、調査することが望ましい。

３－３－４　土圧等の検討に必要な土質調査項目

構造物及び仮設設計などでの土圧等の検討に必要な土質定数は、物理試験、一軸・三軸圧縮試験等により求めることを原則とする。

解　説

１．土圧等の検討に必要な土質定数は、次のものがある。

・土の単位体積重量――――　γ （kN/m^3）

・土の内部摩擦角――――　ϕ （度）

・土の粘着力――――　C （kN/m^2）

２．土の単位体積重量の試験は、物理試験によることを原則とする。

①土粒子の比重試験――――　G_s （土粒子の比重）

②含水量試験――――　W_n （含水比）

③密度試験――――　γ_t （湿潤）、γ_d （乾燥）

④盛土材の締固め試験――――　W_{opt} （最適含水比）

$$\gamma_t(\text{湿潤}) = \frac{G_s + \frac{S_r}{100}\cdot e}{1+e}\cdot\gamma_w \qquad (3.1)$$

$$\gamma_{sat}(\text{飽和}) = \frac{G_s + e}{1+e}\cdot\gamma_w \qquad (3.2)$$

$$\gamma'(\text{水中}) = \frac{G_s - 1}{1+e}\cdot\gamma_w \qquad (3.3)$$

$$\gamma_d(\text{乾燥}) = \frac{G_s}{1+e}\cdot\gamma_w \qquad (3.4)$$

ここに、　G_s ： 土粒子の比重

S_r ： 飽和度（%）

e ： 間隙比

γ_w ： 水の単位体積重量

３．土のせん断強度

土のせん断強度は、クーロンの式で表すことができ、必要な定数は一軸又は三軸圧縮試験により求めることを原則とする。

$$S = C + \sigma \tan\phi \qquad (3.5)$$

ここに、 S ： せん断強度 (N/mm²)

C ： 土の粘着力 (N/mm²)

σ ： 垂直応力 (N/mm²)

ϕ ： 内部摩擦角 (度)

① 一軸圧縮試験

飽和粘土の一軸圧縮強度（q_u）は、式－3.6 で表すことができる

$$\left.\begin{aligned} C_u &= q_u / 2 \\ \phi_u &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad (3.6)$$

ここに、 C_u ： 粘着力 (N/mm²)

q_u ： 一軸圧縮強度 (N/mm²)

ϕ_u ： 内部摩擦角 (度)

② 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験は、間隙水の排水の制御方法により見かけ上異なった値が得られるため、適切な排水条件を選定しなければならない。

排水条件と外力の載荷過程との組合せは、表－3.6 に示す。

表－3.6 排水条件と外力の載荷過程の組合せ

排水条件		非圧密非排水	圧密非排水		圧密排水
試験名称		*UU*試験	*CU*試験	$\overline{CU}$試験	*CD*試験
載荷過程	圧密過程	非排水	排水	排水	排水
	せん断過程	非排水	非排水	非排水	排水
C，ϕ の表記方法		C_u，ϕ_u (全応力)	C_{cu}，ϕ_{cu} (全応力)	C'，ϕ' (有効応力)	C_d，ϕ_d (有効応力)
試験結果の適用		構造物の載荷後の短時間における安全性を検討する場合	粘性土地盤の圧密による強度増加を推定する場合	*CD* 試験の代用として、構造物載荷後の長時間たってからの安全性を検討する場合	構造物載荷後長時間たってからの安全性を検討する場合
一般的な適用土質		粘性土	粘性土	粘性土	砂質土

1） *UU*試験は、現状地盤の粘着力や変形係数等を推定し、斜面の安定検討や地盤バネを検討する場合等に用いられ、一般には一軸圧縮試験に比べて精度が得られやすいと考えられている。

2） ＣＵ試験は、現状及び盛土後の施工段階における粘着力や変形係数等を推定し、プレロード工法の検討等に用いられる。

３－３－５　圧密沈下等の検討に必要な土質調査項目

圧密沈下等が予想される場合の沈下検討に必要な土質定数は、物理試験、圧密試験により求めることを原則とする。

解　説

１．圧密沈下や即時沈下等が予想される軟弱地盤の判定基準は、粘性土、有機質土の地盤では、次いずれかに該当する地盤条件を目安とする。

①　標準貫入試験による N 値が４以下の地盤

②　オランダ式二重管コーン貫入値が 300ｋN/m^2 以下の地盤

③　スウェーデン式サウンディング試験において　1kN 以下の荷重で沈下する地盤

軟弱地盤の基底は、以下の項目に該当するかを目安に判断してもよい。

①　粘性土で N 値４～６以上の層

②　サウンディング試験では、粘性土で 1m あたりの半回転数が 100 程度以上

③　オランダ式二重管コーン貫入試験では、粘性土では q_c =1,000kN/m^2 程度以上、砂質土では 4,000～6,000kN/m^2 程度以上

２．サンプリング（試料採取）の位置及び個数は、次のような地層成状を考慮し、適切に定める必要がある。

①　底版直下（床付面直下）附近の地層

②　一層の粘性土層が薄く、砂質土層との互層となっている場合は、 N 値やボーリングなどから推定できる代表的な地層

③　粘性土層が厚い場合には、地層全体の圧密特性が把握できる位置

④　下部粘性土層などが存在し、この層が圧密沈下するか否かを判断する必要がある場合の地層

⑤　既設堤防腹付け、嵩上げの場合は、既設堤防部に加えて荷重履歴を受けていない高水敷部等の圧密特性を把握できる位置

3．盛土による地盤中の強度増加率（C_u/p）や圧縮指数（C_c）は、次の物理試験から推定できる。

①　粒土試験　　（JIS-A1204）――粒径加積曲線
②　含水量試験　（JIS-A1203）――含水比　（W_n）
③　比重試験　　（JIS-A1202）――比重　　（G_s）
④　塑性限界試験（JIS-A1206）――塑性限界（W_P）、塑性指数（I_P）
⑤　液性限界試験（JIS-A1205）――液性限界（W_L）
⑥　単位体積重量試験――――――――単位体積重量（γ_t，γ_{sat}，γ'）

4．圧密試験（JIS-A1217）

圧密試験の値から、表－3.7 の手順により圧密沈下量等の推定ができる。

表－3.7　圧密試験結果の整理

	各荷重段階におけるデータの整理	圧密計算に必要なデータの処理
圧密沈下量計算	・荷重増分△ｐに対する 24 時間後の体積減少の割合（△V／V） ↓ 体積圧縮係数m_vの決定	圧密荷重ｐとm_vの関係図
	・24 時間後の圧密量 ↓ 間隔比ｅの計算	ｅ－log ｐ曲線の作成 （圧縮指数C_cと圧密降伏応力p_cの決定）
沈下時間の計算	・圧縮量～時間曲線の作成 ↓ 圧縮係数C_vの決定	圧密荷重ｐとC_vの関係図

３－３－６　基礎地盤の支持に関する検討に必要な土質調査項目

基礎地盤の支持に関する検討に必要な土質定数は、一軸及び三軸圧縮試験、孔内水平載荷試験等により求めることを原則とする。また、地盤改良を伴う場合は、配合試験を行うものとする。

解　説

基礎地盤の設計に必要な地盤反力係数（K_V，K_H）定数は、N 値により推定できる他、次の試験結果より推定できる。

①　一軸又は三軸圧縮試験

②　孔内水平載荷試験

③　平板載荷試験

地盤改良を実施する場合には、改良材の種類や添加量を把握するために配合試験を行う。

なお、室内配合試験時に六価クロム溶出試験を実施する。

３－３－７　液状化の判定に必要な土質調査項目

基礎地盤の液状化の判定を行う場合に必要な土質定数は、標準貫入試験、物理試験及び地下水位調査を実施して設定することを原則とする。

解　説

１．以下の３つの条件全てに該当する原則として沖積層の飽和砂質土層は地震時に液状化が生じる可能性がある。

1）地下水位が現地盤から 10m以内にあり、かつ、現地盤面から 20m以内の深さに存在する飽和土層

2）細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、又は、FC が 35%を超えても塑性指数 I_P が 15 以下の土層

3）平均粒径 D_{50} が 10㎜ 以下で、かつ、10%粒径 D_{10} が 1㎜ 以下である土層

２．液状化の判定を行う場合に必要な土質調査は、次のものを標準とする。

①　標準貫入試験（N 値）

②　物理試験

土の湿潤及び水中単位体積重量、平均粒径、塑性指数等を求めるための

物理試験を実施する。

イ）土粒子の比重試験

ロ）密度試験

ハ）粒度試験（D_{50}、FC、D_{10}）

ニ）液性限界試験（W_L）、塑性限界試験（W_P）

③　地下水位調査

ボーリング孔などで確認される自然地下水位面を調査する。

３－３－８　仮設設計に必要な土質調査項目

掘削法面の安定や仮締切工及び湧水検討等の仮設設計に必要な土質定数等は、それぞれ必要に応じた土質調査・試験により求めることを原則とする。

解　説

掘削法面の安定、仮締切工、山留工、湧水検討など仮設設計に必要な主な土質定数には次のようなものがある。

・土の単位重量（湿潤、水中）　　・土の内部摩擦角

・土の粘着力　　・地下水位面

・地盤の透水係数

①　河川構造物の床付面は自然地下水位面より深くなることが多いので、ボイリング、ヒービング、パイピング及び盤膨れ等の検討を行う必要がある。

②　床付面より下方に砂礫層などがある場合には被圧地下水位（水頭）を測定する必要がある。

③　ディープウェル等の地下水位低下工法を検討する場合は、現地透水試験あるいは室内透水試験を実施する必要がある。

３－４　土質検討

３－４－１　土圧検討

構造物に作用する土圧を検討する場合は、土質調査により求められた試験結果をもとに、適切な土質定数を定めることを原則とする。

解　説

１．土の単位体積重量

①　物理試験結果がない場合には、既往調査結果などを参考に求める。

②　埋戻し土の試験データがない場合には、表－3.8 の値を用いてもよい。

表－3.8　埋戻し土の単位重量　(kN/㎥)

	砂質土	粘性土を多く含む場合
湿潤単位重量（γ_t）	18	17.5
水中単位重量（γ'）	10	9.5
飽和単位重量（γ_{sat}）	20	19.5

２．内部摩擦角及び粘着力

力学試験結果がない場合には、既往調査結果及び N 値などから推定してもよい。

３．N 値による推定法

N 値から土の内部摩擦角や粘着力などの推定式は多種あるので、地層種類、粒度などを十分吟味する必要がある。

①　砂質土に対する N 値による内部摩擦角の主な推定式は、次のようなものがある。式－3.7 は、設計上の配慮から下限値を与える式である。

・$\phi = 15 + \sqrt{15N} \leqq 45°$　　（ただし、$N > 5$）　　(3.7)

・$\phi = 15 + \sqrt{20N}$　　［大崎の式］　　(3.8)

・$\phi = 27 + 0.3N$　　［ペックの式］　　(3.9)

②　粘性土の場合は、標準貫入試験の N 値と粘着力 c との相関はよくないので、乱さない試料による三軸圧縮試験から c を求めなければならない。軟らかい粘性土においては、乱さない試料による一軸圧縮試験から q_u を求め

q_u /２としてよい。

・$q_u = (12 \sim 20)\, N$　　(kN/㎡)　　(3.10)

・$q_u = \dfrac{(100 \sim 250)\, N}{8}$　［$N < 5$］(kN/㎡)

・$q_u = 12.5N$　　［$5 \leqq N \leqq 15$］(kN/㎡)　　(3.11)

・$q_u = \dfrac{(50 \sim 100)\, N}{8}$　［$N > 15$］(kN/㎡)

３－４－２　圧密沈下検討

圧密沈下の計算は、圧密試験結果で求まる $e - \log p$ 曲線により圧密沈下量を算定し、圧密係数により圧密沈下時間を算定することを原則とする。

解　説

圧密沈下は、飽和粘土が外力を受け、排水をともなって体積を減少するとき、粘土の透水性が小さいために排水に時間がかかり、結果的に圧縮が時間的遅れをともなって沈下する現象のことである。

１．圧密沈下の原因には、次のものがある。

①　軟弱地盤（特に沖積粘土地盤）の上に構造物荷重を載荷した場合。

②　土層がある地盤で地下水のくみ上げにより地下水位を低下させた場合

２．圧密沈下の発生予測

圧密降伏応力（p_c）は、過去にどれだけの圧力を受けていたかを表す値であり、対象とする粘性土層が将来沈下が発生するか否かの判断は次式による。

$p_c < p_0 + \Delta p$ ―――――― 沈下する

$p_c \geqq p_0 + \Delta p$ ―――――― ほとんど沈下しない

ここに、　p_c ： 圧密降伏応力

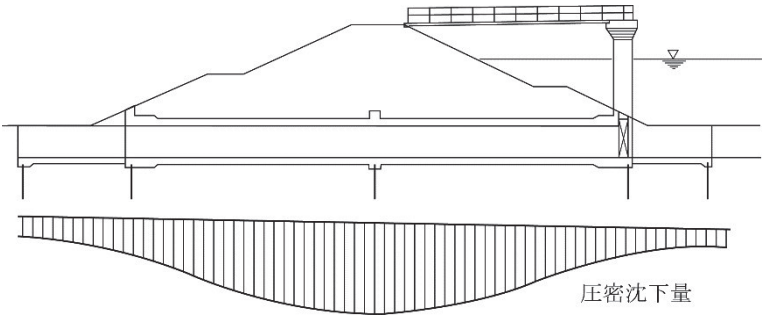
P_0 ： 現在受けている有効土被り圧

ΔP ： 工事後に増加する地盤内応力

３．残留沈下量の計算地点

残留沈下量の計算地点は、堤防横断方向（函体縦方向）について算定して残留沈下量縦断分布図を作成することを原則とする。また、必要に応じ堤防

縦断方向（函体横方向）についても作成するものとする。



図－3.3　残留沈下量の縦断分布図

4．圧密沈下量の算定方法

(1) 圧密沈下量の算定には、次の方法がある。

① $S_c = H \cdot \dfrac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$　　(3.12)

過圧密・正規圧密状態にかかわらず計算できる。

② $S_c = \dfrac{C_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \dfrac{p_0 + \Delta p}{p_0}$　　(3.13)

正規圧密状態でしか適用できない。C_cは式－3.14により求められる。

$C_c = 0.009\left(W_L - 10\right)$　　(3.14)

ここに、　C_c　：圧縮係数

W_L　：液性限界

③ $S_c = m_v \cdot \Delta p \cdot H$　　(3.15)

正規圧密状態でしか適用できない。

ここに、　S_c　：圧密沈下量　(m)

e_0　：載荷前における土被り圧（P_0）対する間隙比

e_1　：載荷後の地盤内応力（$P_0 + \Delta p$）に対する間隙比

H　：圧密層の層厚　(m)

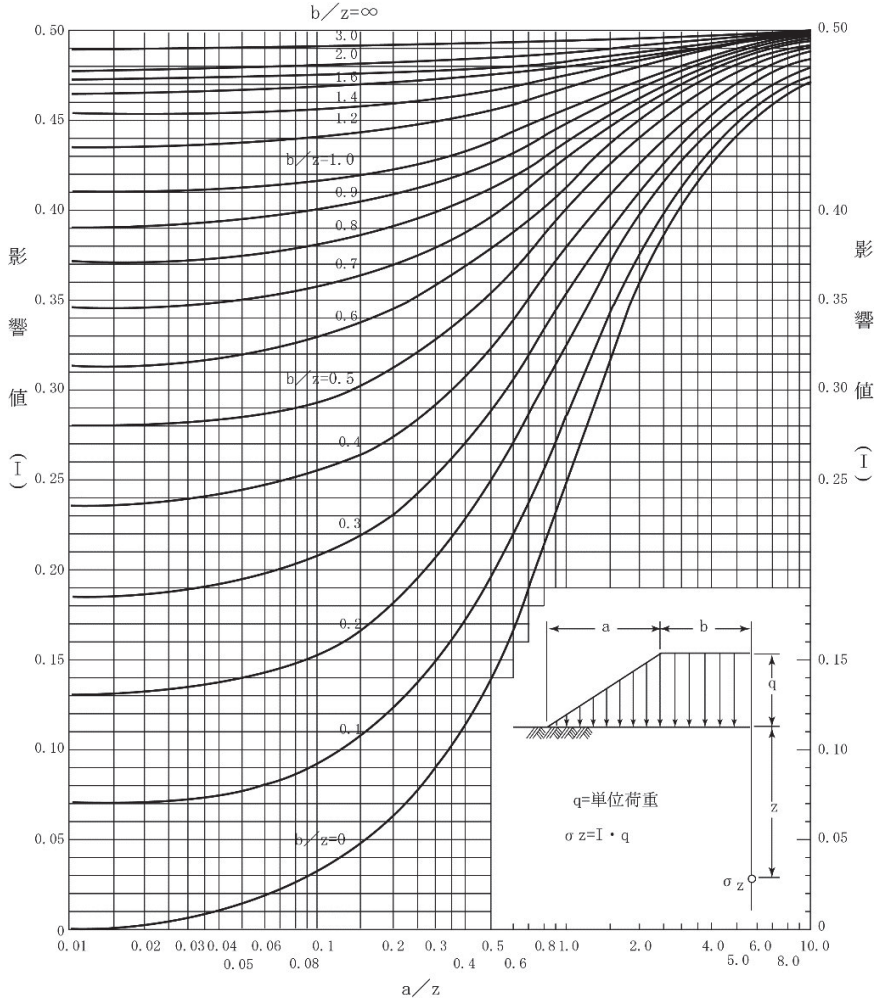
C_c　：圧縮係数

P_0　：載荷前の有効土被り圧　(kN/m²)

ΔP　：載荷後の地盤内増加応力　(kN/m²)

m_v ： 体積圧縮係数で一般に$P_0 + \Delta p$に対応する値（㎡/kN）

(2) 地盤内増加応力（ΔP）の計算において、一般に堤防のように台形をした無限に長い台形分布荷重を対象とする場合は、図－3.4 Osterberg（オスターバーグ）の図表により求めることが多い。



図－3.4 オスターバーグの図表

「軟弱地盤における土質工学 調査から設計・施工まで（著者：稲田 倍穂、出版社：鹿島出版会）の図表を元に作成」

5．圧密沈下時間の計算

(1) 圧密沈下時間は、Terzaghi（テルツァーギ）の圧密理論に基づく次式で算定してもよい。

$$t = \frac{T_v \cdot D^2}{C_v} \qquad (3.16)$$

ここに、 t ： 圧密度 U に達するに要する時間（日）

T_v ： 圧密度 U に対応する時間係数（表－3.9 参照）

C_v ： 圧密係数（cm²/日）

D ： 最大排水距離（cm）

両面排水のとき： $D = H/2$

片面排水のとき： $D = H$

ここに、H は層厚（cm）

U ： 圧密度（%）

$$U = S_t / S_c$$

ここに、S_t ：求めようとする時間での沈下量（cm）

S_c ：最終沈下量（cm）

表－3.9 圧密度と時間係数

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

(2) 圧密層が２層以上の場合には、ある一定の圧密係数を有する単層に換算して計算してもよい。

$$H' = H_1\sqrt{\frac{C_{v0}}{C_{v1}}} + H_2\sqrt{\frac{C_{v0}}{C_{v2}}} \cdots\cdots + H_n\sqrt{\frac{C_{v0}}{C_{vn}}} \qquad (3.17)$$

ここに、 H' ： 換算層厚 (cm)

H_i ： i 番目の地層厚（cm）

C_{vi} ： i 番目の地層の圧密係数 (cm²/日)

C_{v0} ： 全く任意に選んだ圧密係数（cm²/日）

6．動態観測結果による沈下量の推定

築堤やプレロード等施工中の動態観測による将来沈下予測手法は「双曲線法」を標準とする。

$$\left.\begin{aligned} S_t &= S_0 + \frac{t}{a + b \cdot t} \\ S_e &= S_0 + S_p \end{aligned}\right\} \qquad (3.18)$$

ここに、

S_t ： 時間 t の沈下量

S_e ： 最終沈下量（$t = \infty$）

S_0 ： 初期沈下量（$t = 0$）［盛土終了時点］

S_p ： 将来予測沈下量（$S_p = 1/b$）

t ： 盛土終了時点からの経過時間

a ： 実側値から求められる定数

b ： 実側値から求められる定数

３－４－３　即時沈下量

軟弱な砂層等の即時沈下量は、盛土などの載荷と同時に沈下が終了するものとして計算してもよいものとする。

解　説

1．軟弱な砂層等の即時沈下量は、地盤を弾性体とした弾性沈下量として求めるのが一般的である。

即時沈下量を求める場合には、次に掲げる次項に留意するものとする。

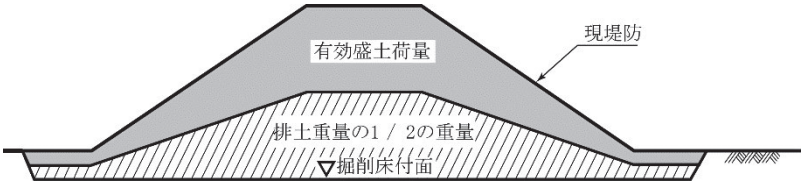
①　即時沈下量を見込まなくてもよい地層は

砂質土層：N 値≧30

粘性土層：N 値≧20

として取扱ってよい。

②　現堤防を開削する場合などでは、平らな地盤表面に盛土を行った場合と異なり、掘削深さ以浅の土の押え効果によって即時沈下量が低減することは古くから知られている。このような場合には、排土重量の 1/2 の重量が押え効果と考え、即時沈下量計算に用いる有効盛土荷重は排土重量の 1/2 を減じてよいものとする。プレロードの場合も同様に考える。



図－3.5　掘削深さ以浅の土の押え効果

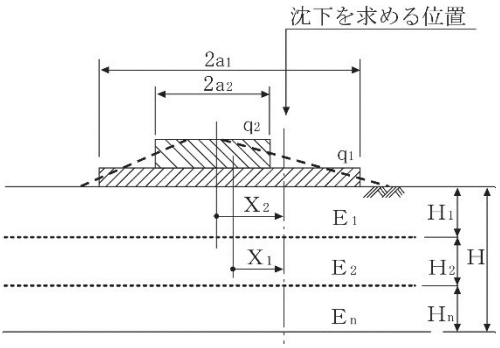
2．即時沈下量の算定方法

函体縦方向の即時沈下量分布は、式－3.19 に示す式を用いて算定する。この式は、堤体を等価な複数の帯状に近似して沈下量の分布を求めるものであり、道路土工指針に用いられている方法と基本的に同じである。

$$S_x=\sum_{i=1}^{n}\frac{-3a_i\cdot q_i}{E_m\cdot\pi}\log\ \sin\left(\tan^{-1}\frac{a_i}{H}\right)\cdot\left\{1.0-\frac{0.75}{\pi}\left[\left(1+\frac{x}{a_i}\right)\log\left|1+\frac{x}{a_i}\right|+\left(1-\frac{x}{a_i}\right)\log\left|1-\frac{x}{a_i}\right|\right]\right\} \tag{3.19}$$

ここに、
- S_x ： 函軸方向 x の位置の地盤の即時沈下量（m）
- q_i ： 盛土荷重（kN/㎡）
- E_m ： 地盤の換算変形係数（kN/㎡）
- $2a_i$ ： 載荷幅（m）
- H ： 即時沈下の影響を考慮する深さ（m）
- n ： 等分布荷重数
- x ： それぞれの等分布荷重のセンターからの距離（m）

地盤の換算変形係数 E_m は、道路橋示方書に準拠して求めてよい。ただし、一軸・三軸圧縮試験、ボーリング孔内水平載荷試験より求めた変形係数（E_0）を用いる場合には、$E_m=E_0/4$ としてよい。

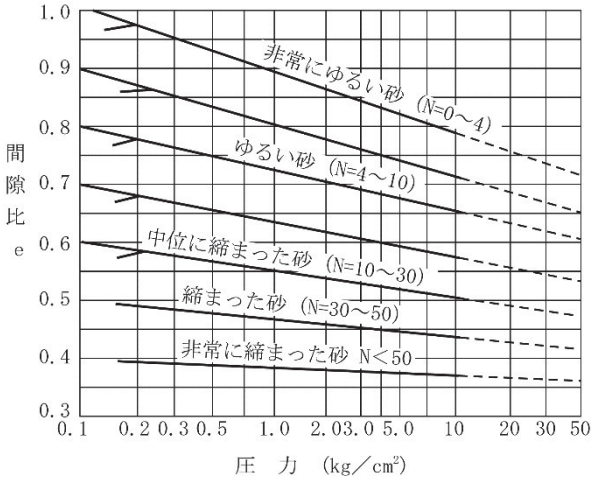


図－3.6　即時沈下の計算モデル

【参　考】

B. K. Hough の図表

一軸・三軸圧縮試験、ボーリング孔内水平載荷試験を実施しない場合の砂層の即時沈下量は、図－3.7 に示す $e - \log p$ 曲線を用いて求めることができる。これは、圧密沈下計算（式－3.12）を用いて求めることができる。



図－3.7　砂の $e - \log P$ 曲線（B. K. Hough）

３－４－４　側方変位量

軟弱な地盤の側方変位量については、樋門の残留沈下量を 10cm 以内に抑制すれば、側方変位量の計算は行わなくてもよい。

解　説

１．樋門の残留沈下量を 10cm 以内に抑制した場合、多くの函体縦方向計算により問題がないことが確認されているので、側方変位量の計算は実施しなくてもよいものとした。

第４章　樋門形式の選定

４－１　選定方針

樋門形式の選定に当たっては、地盤条件を詳細に調査し地盤の沈下性状を把握したうえで、函体と堤体の機能が満足しうるよう安全性、施工性、経済性等を考慮して総合的に判断し決定しなければならない。

解　説

１．軟弱地盤上に設置される樋門では残留沈下に伴い相対沈下が発生することが多い。この相対沈下により、堤体の段差（抜け上り）による堤体内でのクラックの発生や函体周辺の空洞化等により、堤体に有害な影響を与える要因となるので樋門形式は総合的に選定する必要がある。

２．地層の傾斜や不均一性により地盤の沈下性状が複雑になる場合や液状化の発生が予測される場合には、必要な対策工を講じなければならない。

なお、同一構造物内では異種の対策工を併用しないものとする。

４－２　基礎形式の選定

４－２－１　選定の基本

樋門の基礎形式は、直接基礎を原則とする。

解　説

１．一般に、杭基礎の場合には杭自体の（弾性）沈下量は極めて小さく残留沈下量がほぼ相対沈下量になるので、残留沈下量に相当する空洞が発生するものと考えられる。

一方、直接基礎の場合には残留沈下に伴って函体自体も沈下することになるので、杭基礎の場合に比べれば空洞等の発生に対しては、より安全になるものと考えられる。

このため樋門は、残留沈下とともに函体が適度に沈下する基礎形式が望ましいと考えられるので、堤防本来の機能を確保しやすいとの判断により直接基礎を選定することを原則とした。

２．樋門の基礎は、堤防としての機能を確保する観点から、杭（先端支持杭及び

摩擦支持杭）基礎以外の基礎形式を選定するものとする。

４－２－２　支持方式の選定

直接基礎の樋門は、残留沈下や函体の沈下量を考慮し、適切な支持方式を選定する。

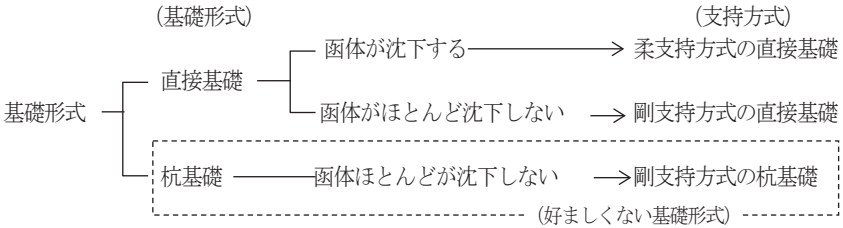
解　説

１．支持方式の種類

直接基礎の支持方式には、柔支持方式と剛支持方式がある。

柔支持方式とは、軟弱地盤や緩い砂層地盤等に設置される樋門において、残留沈下の発生にともない函体の沈下を許容する支持方式である。また、剛支持方式とは、岩盤や締まった砂礫地盤等に設置される樋門において、残留沈下が発生せず函体が沈下しない支持方式である。

樋門の基礎を柔支持方式とするか剛支持方式とするかは、端的には函体が沈下するか、沈下しないかを判断することである。



図－4.1　樋門の基礎形式と支持方式

２．函体が沈下するか否かは絶対沈下量で判断するものであるが、本書では残留沈下量が発生するか否かで判断する。

３．柔支持方式を選定するか剛支持方式を選定するかで、函体に作用する鉛直土圧の考え方や函体縦方向解析においての取扱い等が異なるので注意する。

４－３　函体の構造形式

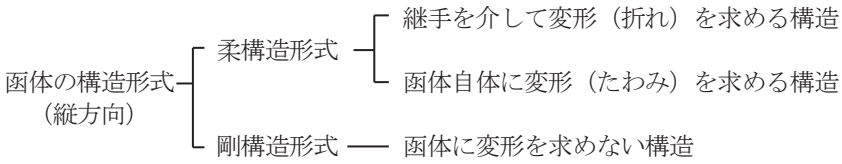
直接基礎の函体は、残留沈下量や函体の沈下量を考慮し、適切な構造形式を選定する。

解　説

１．構造形式の種類

函体の構造形式には、柔構造形式と剛構造形式がある。

柔支持方式において、残留沈下により生じる函体の変形に対して、継手を介して函体を折れやすくした構造や、鋼管等を用い縦方向の函体自体に変形（たわみ）を求める場合等では柔構造として取扱う。また、堅固な地盤上に設置され、函体に変形を求めない構造では剛構造として取扱う。



図－4.2　函体の構造形式

２．函体構造の特性

各種函体構造の適用性は表－4.1 に示すよう評価される。樋門工事においては、函体等のプレキャスト化が現場作業の省力化や工期短縮及びコスト縮減に寄与する場合が多い。このため、二次製品の積極的な活用が望まれる。

函体構造の決定に当たっては、プレキャスト化した函体の上下分割を伴わない内空断面（2.5m程度まで）の函体については、現場作業の省力化の観点から、プレキャストＰＣ函体を積極的に採用することとする。プレキャストＰＣ函体を採用する場合は、コスト縮減に配慮して、内空断面を 50cm ラウンドの正方形断面で設定する。函体構造の決定根拠の整理に当たっては。経済性のみならず、「現場作業の省力化、工期短縮、計画的な事業推進等」を総合的に評価することとする。プレキャスト樋門の設計に当たっては、「柔構造樋門設計の手引き」の該当部分を参考とするとよい。

ダクタイル鋳鉄管のメカニカル継手は弾性継手として位置づけられ、抜出

しがロックされる耐震性能があり、推進工法への適用性がある。

表－4.1　函体構造の適用性

函体構造		適用性評価
ＲＣ函体 （場所打ち）		標準的に使用される。ひび割れが生じ易い弱点がある。 耐久性を確保するため、水セメント比の改善などが望まれる。 RC構造の弱点はPRC構造とすることで補うことができる。
PC函体	場所打ち	継手ゴムを縦方向のプレストレスにより圧縮して弾性継手とする。 継手開口をプレストレスにより抑制する耐震性を確保できる。 大型樋門、多連樋門やその他特殊条件の樋門で適用性がある。
	プレキャスト	施工の合理化、工期短縮、寒中施工等に対応できる。 ひび割れが少なく耐久性が高い。全スパン緊張構造は耐震性がある。 函体の規格化・標準化が行われておりコスト縮減が期待される。
既製管	ダクタイル 鋳鉄管	内圧管である水道管としての豊富な実績がある。 埋設管（推進工法）としての適用性は実証済みである。 錆等に対する耐久性も通常の使用条件では問題とはならない。
	鋼　管	柔構造樋門の試験施工や一般の樋門でも実績がある。 継手（スチールベロース）の性能（特に水密性）が高い。 錆に弱いので防食に十分配慮する必要がある。
	高耐圧ポリエチレン管等の既成管	縦方向の断面力に対する安全性にやや課題がある。 樋門函体として適用する場合は十分検討する必要がある。

４－４　構造形式と支持方式の組合せ

残留沈下が発生する場合の樋門は、柔構造柔支持方式を選定する。

解　説

1．軟弱地盤上の樋門の函体周辺には空洞が生じやすい。全ての樋門で空洞化を完全に無くすことは困難であるが、空洞化を極力抑制するためには、函体を地盤沈下分布に追随させることが可能な柔構造柔支持方式を選定する。

2．柔構造柔支持方式の樋門は「柔構造樋門」と、また剛構造剛支持方式の樋門は「剛構造樋門」という。

【参　考】

「河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について（平成 11 年 10 月 15 日）」より令第 46 条（構造の原則）関係

樋門の設計については、「樋門、樋管設計指針（案）の運用について」（平成 10.6.19）建設省河治発第 39 号）により通達しているところであるが、その運用に当たっては、同通達によるほか以下のとおり取扱うものとすること。

(1) 樋門の新設・改築に当たっては、杭（先端支持杭及び摩擦支持杭）基礎以外の構造とするものであること。

(2) 樋門の構造形式は、基礎地盤の残留沈下量及び基礎の特性等を考慮して選定するものとし、原則として柔構造樋門とするものであること。

４－５　残留沈下量

残留沈下量は、樋門の機能、函体の構造特性及び堤体に悪影響を及ぼさない範囲まで抑制するのが望ましい。

解　説

１．直接基礎の場合、函体に働く断面力や相対沈下量は、函体のスパン割、地盤強度やその変化、残留沈下量の変化の度合い等、多くの要因に支配される。

函体の構造、スパン割、継手の構造などを工夫し検討すれば、ある程度の残留沈下量までは構造上の対処が可能になる。しかし、残留沈下量が過大になると大きな空洞が発生し、本来有しなければならない堤防の機能が確保出来ない恐れがあるので、樋門の機能、函体の構造特性及び堤体に悪影響を及ぼさない範囲まで残留沈下量を抑制するのが望ましい。

樋門の残留沈下量は、以下の理由より 10cm 以内とする。

① 従来の剛支持樋門で採用されていたコンクリートカラー継手が、継手性能より 10 cm以内であれば直接基礎方式での設計が可能と判断していたこと。

② 許容沈下量を 30 cm程度として設計した試験施工の結果、門柱等の構造に支障を生じたこと（スピンドル軸のズレ等)。

③ 残留沈下が大きくなると、堤防の治水機能に悪影響があること。

２．地盤の残留沈下量を抑制する地盤改良工法としては、プレロード工法を優先的に検討するものとする。プレロード工法は、函体施工前に沈下抑制効果が期待でき、確実で信頼性が高く、経済性にも優れ、堤体への悪影響が少ない対策工法である。

３．残留沈下量の抑制

① 無処理地盤の残留沈下量が１.で定めた値を超過する場合には、地盤改良工法を併用し、スパン割、函体や継手の構造特性等に応じて残留沈下量を 10cm 以内の適切な範囲に抑制するものとする。

② 無処理地盤の残留沈下量が１.で定めた値以内であっても、下記に掲げる場合には、地盤改良工法を併用し適切な沈下量まで抑制する必要がある。

a) 残留沈下量や地盤強度が函体区間の途中で急激に変化し、構造上の対処や堤体の機能の確保の点で支障が生じる場合。

b) 函体が地盤を押し込む量（正の相対沈下量）や空洞量（負の相対沈下量）が基準値を超過する場合。

③　高規格堤防（スーパー堤防）設置区間の樋門は、『高規格堤防盛土設計・施工マニュアル』の考え方を参考に、無処理地盤の残留沈下量が 10cm を超過する場合には、地盤改良工法を併用して残留沈下量を 10cm 以内に抑制するのが望ましい。

④　残留沈下量を抑制する目的で深層混合処理工法を用いる場合、残留沈下量を無視できる値まで改良しないものとする。これは、改良地盤と周辺堤防の沈下量の差により堤防に悪影響を与えないためである。

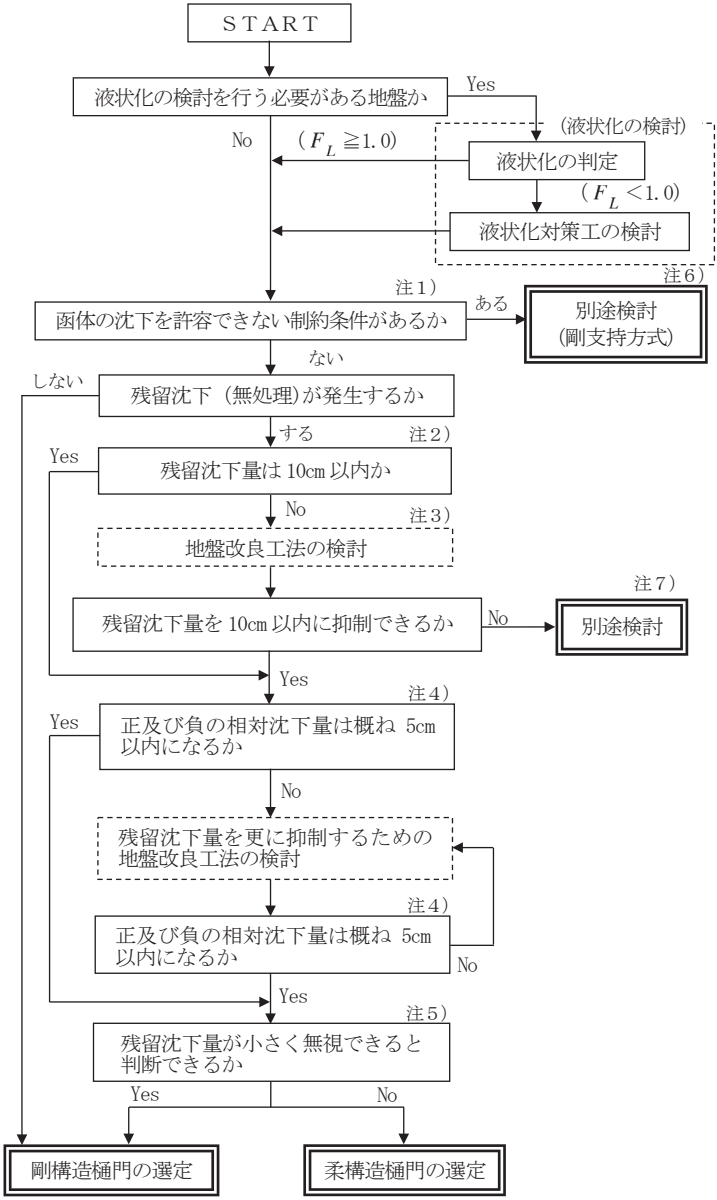
⑤　キャンバーを用いて函体を施工する考え方もあるが、施工実績は極めて少ない。キャンバーを採用する場合のキャンバー量は即時沈下量分（最大でも 20cm 程度で確実に沈下が予測できる量）とするのがよい。予測した沈下量が得られず通水機能に支障が出た事例もあるため、残留沈下量の計算精度や地盤強度の推定などのバラツキ等を考慮して慎重に検討する必要がある。

4．基礎形式の選定や基礎の設計に用いる残留沈下量とは、函体床付面を基準とした函体直近の堤防の残留沈下量である。

5．残留沈下量は、一般には堤防横断方向（函体縦方向）の各地点で異なる沈下量を示すが、直接基礎の設計に用いる残留沈下量とは、函体設置直後（埋戻し前）から将来予測される函体直近での最大残留沈下量（縦方向の最大値）をいう。

４－６　樋門形式の選定の手順

樋門形式の選定は、次の手順にしたがって進めることを標準とする。



図－4.3　樋門形式の標準的な選定手順

解　説

注 1）は、樋門に要求される機能等から判断される制約条件であり、取水を目的とした樋門や既設樋門に継ぎ足して函体を設置する場合等が該当するものと考えられるが、極力柔支持方式の直接基礎（柔構造樋門）を選定するものとする。

注 2）は、高規格堤防（スーパー堤防）区間に設置される樋門では、「10cm 以内」として取扱う。

注 3）地盤の残留沈下量を抑制する地盤改良工法としては、プレロード工法を優先的に検討するものとする。

注 4）正の相対沈下量は函体が地盤を押し込む量であり、負の相対沈下量は空洞の発生量である。

注 5）「残留沈下量が小さく無視できる」場合とは、基礎地盤が砂礫や土丹等の堅固（硬質）な場合や、地盤改良工法を採用することによって残留沈下が発生しない場合と考えてよい。この場合は、剛構造樋門として設計する。

残留沈下量が 5cm 以下になる場合には残留沈下量を無視した剛支持方式として設計してもよいとする考え方もあるが、柔支持方式の場合と比べ剛支持方式とした場合には、函体に働く断面力（曲げモーメント等）を過小に評価してしまう恐れもある（図－4.4 を参照）。このため、残留沈下量が発生する場合は、残留沈下量の大小にかかわらず、柔構造樋門として取扱うことを基本とする。

わずかな残留沈下量の場合、残留沈下量を考慮した場合と無視した場合の函体縦方向に働く断面力による必要鉄筋量が変わらなければ、剛構造樋門してよい。

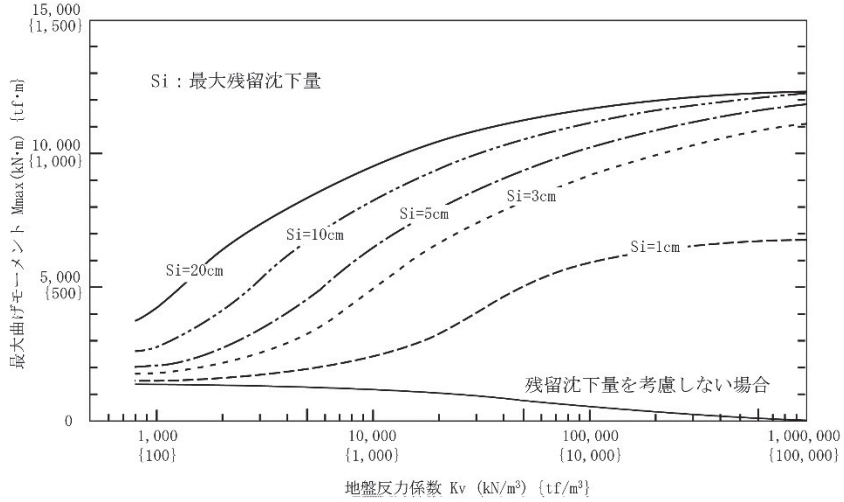
注 6）は、樋門に要求される機能等から判断される制約条件から、剛支持方式（杭基礎も含む）の採用もやむを得ない場合もある。

注 7）地盤改良工法を併用する場合、現在の施工技術レベルでは残留沈下量を 10cm 以内に抑えることは多くの場合可能になるが、この選択肢は特殊な場合であると想定される。軟弱地盤層が極めて深くまで続く場合などで、地盤改良の施工上の制約などからどうしても残留沈下量を 10cm 以内に抑制できない特殊な場合には、杭基礎の採用もやむを得ない。

ただし、函体の抜け上りによる堤体への影響、負の周面摩擦力及び基礎への影響等を検討し十分な空洞化対策や残留沈下のすり付け対策等を講じなければならない。

【参　考】

残留沈下量が概ね5cm以下になった場合でも、残留沈下量を無視して計算した場合と考慮して計算した場合とでは、地盤バネ値が大きくなるにしたがって、函体縦方向に働く最大曲げモーメントに極めて大きな違いが生じることが明らかになっている。函体と荷重条件を一定にして地盤バネ値を変化させた場合の計算結果の例を図－4.4に示す。



図－4.4　残留沈下を考慮した場合と無視した場合の最大曲げモーメント結果の図

４－７　液状化の検討

４－７－１　液状化の判定

基礎地盤及び堤体部に液状化の発生が予想される土層がある場合には、液状化の判定を行うものとする。

解　説

地盤の液状化は、レベル１、レベル２の地震動による間隙水圧の急激な上昇により飽和した砂質土層などがせん断強度を失い、土の構造に破壊が生じる現象である。

１．液状化の検討について

① 地震時の基礎地盤の液状化によって、函体が変状することもある。この被害に対する函体の復旧は堤体一般部に比べて容易ではないことから、液状化によって函体は致命的被害を受けないことが必要である。

② 基礎地盤が液状化すると判定され、かつ地盤改良工法を併用することで残留沈下量を抑制することができる場合には、両方の目的が満足されるよう同一工法を選定するのが望ましい。

２．液状化の判定を行う必要がある土層

① 以下の３つの条件全てに該当する沖積層及び堤体の土層は地震時に液状化が生じる可能性があるので液状化の判定を行うものとする。

1) 地下水位が現地盤面から 10m 以内にあり、かつ、現地盤面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層

2) 細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、又は、FC が 35%を超えても塑性指数 I_p が 15 以下の土層

3) 50%粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 D_{10} が 1mm 以下である土層

② 洪積層は一般に N 値が高く、また続成作用により液状化に対する抵抗が高いため、一般には液状化の可能性は低い。しかし、地域によっては低い N 値を示したり、あるいは続成作用を喪失した洪積土層が存在することから、このような洪積土層については液状化の判定を行うのがよい。

３．一般に河川構造物の設計では、地震動は平常時状態で発生するものと取扱うので、ここでいう地下水位面とはボーリング孔などで確認される自然地下水位面である。

4．液状化の判定

液状化の判定を行う必要のある土層に対しては、液状化に対する抵抗率 F_L を式－4.1 により算出し、この値が 1.0 以下の土層については液状化するとみなすものとする。

① 液状化に対する抵抗率

$$F_L = R / L \tag{4.1}$$

$$R = C_w \cdot R_L \tag{4.2}$$

$$L = \gamma_d \cdot k_{hgL} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \tag{4.3}$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x \tag{4.4}$$

$$k_{hgL} = c_z \cdot k_{hgL0} \tag{4.5}$$

$$\sigma_v = \gamma_{t1} \cdot h_w + \gamma_{t2}\left(x - h_w\right) \tag{4.6}$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} \cdot h_w + \gamma'_{t2}\left(x - h_w\right) \tag{4.7}$$

（レベル 1 地震動及びレベル 2-1 地震動の場合）

$$c_w = 1.0 \tag{4.8}$$

（レベル 2-2 地震動の場合）

$$c_W = \begin{cases} 1.0 & \left(R_L \leqq 0.1\right) \\ 3.3R_L + 0.67 & \left(0.1 < R_L \leqq 0.4\right) \\ 2.0 & \left(0.4 < R_L\right) \end{cases} \tag{4.9}$$

ここに、

F_L ：液状化に対する抵抗率

R ：動的せん断強度比

L ：地震時せん断応力比

C_W ：地震動特性による補正係数

R_L ：繰返し三軸強度比（②の規定により求める）

r_d ：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_{hgL} ：液状化の判定に用いる地盤面の水平震度

c_Z ：地域別補正係数で、表－5.15 規定する c_{1Z}、または c_{2Z} とする。

k_{hgL0} ：液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値で、表－5.18 に規定する値

σ_v ：全上載圧（kN/㎡）

σ'_v ：有効上載圧（kN/㎡）
x ：地表面からの深さ（m）{m}
γ_{t1} ：地下水位以浅の土の単位体積重量（kN/m³）
γ_{t2} ：地下水位以深の土の単位体積重量（kN/m³）
γ'_{t2} ：地下水位以深の土の有効単位体積重量（kN/m³）
h_w ：地下水位の深さ（m）

② 繰返し三軸強度比

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6\times10^{-6}\cdot(N_a - 14)^{4.5} & (14 \le N_a) \end{cases} \quad (4.10)$$

ここで

【D_{50} ＜2㎜ の場合】

$$N_a = c\left(N_1 + 2.47\right) - 2.47 \quad (4.11)$$

$$N_1 = 170N / \left(\sigma'_v + 70\right) \quad (4.12)$$

注：式-4.12 の σ'_v には、“標準貫入試験を行ったときの有効上載圧（kN/㎡）”1 を代入する。

$$c_{FC} = \begin{cases} 1 & (0\% \leqq FC < 10\%) \\ (FC + 20) / 30 & (10\% \leqq FC < 40\%) \\ (FC - 16) / 12 & (40\% \leqq FC) \end{cases} \quad (4.13)$$

【D_{50} ≧2㎜ の場合】

$$N_a = \left\{1 - 0.36\cdot\log10\left(D_{50} / 2\right)\right\} N_1 \quad (4.14)$$

ここに

R_L ：繰返し三軸強度比
N ：標準貫入試験から得られる N 値
N_1 ：有効上載圧 100kN/㎡相当に換算した N 値
N_a ：粒度の影響を考慮した補正 N 値
c_{FC} ：細粒分含有率による N 値の補正係数
FC ：細粒分含有率（%）（粒径 75μm以下の土粒子の通過質量百分率）
D_{50} ：50%粒径（㎜）

式-4.10 よって繰返し三軸強度比を推定するに当たっては、N 値と細粒分含有率の組合せが特に重要である。したがって、粒度分布試験は 1ｍ 間隔程度ごとに行う必要があり、粒度分布試験の結果に応じて液性限界・塑性限界試験

も同等の頻度で実施する必要がある。これらの試験結果は、地盤特性の総合的な評価を行う際にも役立つものである。

また、繰返し三軸強度比 R_L の算出式（式－4.10）、粒度の影響を考慮した補正 N 値 N_a の算出式（式－4.11）、細粒分含有率による N 値の補正係数 c の算出式（式－4.13）を最新の検討成果を踏まえ改定した。東北地方太平洋沖地震後に、被災した河川堤防において数多くの不攪乱試料を採取し、繰返し三軸試験を実施した。これらの試料の中には、従来ほとんど試験が実施されてこなかった細粒分を多く含むものも含まれており、ここで得られた細粒分含有率と繰返し三軸強度比 R_L 、 N 値の関係から、式－4.10、式－4.11、式－4.13を見直したものである。式－4.10で求めた繰返し三軸強度比 R_L は、細粒分含有率が比較的少ない範囲では改定前の式で求めた繰返し三軸強度比とほとんど変わらないが、粘性土に分類されるような細粒分を多く含む土では改定前に比べ大きな繰返し三軸強度比が得られる。

5．液状化が生じる土層の取扱い

レベル1地震動及びレベル2地震動で液状化が生じると判定された土層は、算出した液状化に対する抵抗率F_Lの値に応じて耐震性能照査上土質定数を低減させる。液状化が生じると判定された場合の土質定数は、その土層が液状化しないと仮定して求めた土質定数に表－4.2 の係数 D_Eを乗じて算出する。なお、$D_E=0$ の場合の土層は耐震性能照査上土質定数を零とする土層とする。

表－4.2　土質定数の低減係数 D_E

F_Lの範囲	地表面からの深度　x (m)	動的せん断強度比 R	
		R ≦0.3	0.3＜R
$F_L \leqq 1/3$	0≦ x ≦10	0	1/6
	10＜ x ≦20	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leqq 2/3$	0≦ x ≦10	1/3	2/3
	10＜ x ≦20	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leqq 1$	0≦ x ≦10	2/3	1
	10＜ x ≦20	1	1

F_L は、標準貫入試験が実施された深度において得られるが、D_Eを求めるためには通常は 1m程度間隔でF_Lを計算し、土層ごとに平均的なF_Lを求めて、これより表－4.2 により D_Eを求めるのがよい。

４－７－２　液状化対策

液状化の判定の結果、液状化すると判定された場合には適切な対策を講ずるものとする。

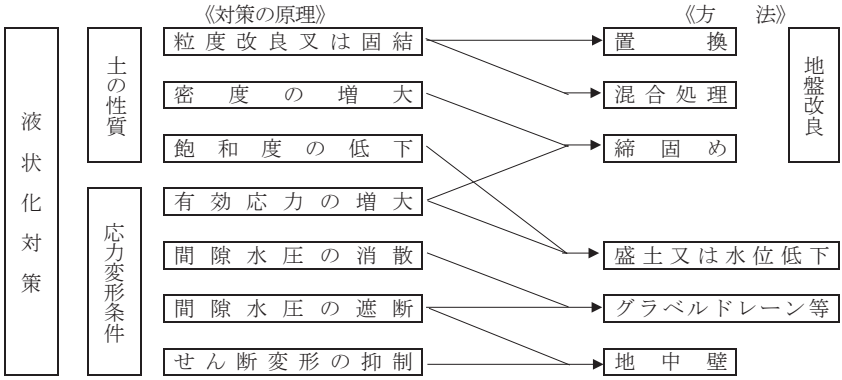
解　説

１．液状化すると判定された場合には、設計上土質定数を低減あるいは零と見なし、地盤改良工法などの対策工を施すものとする。

対策工の検討については、「土木研究所資料　河川堤防の液状化対策の手引き」（平成 28 年 3 月）を参考にするとよい。

２．対策工法の原理と方法

液状化対策は不明確な部分も多く設計法は一般的に確立されていないが、対策の原理と方法は図－4.5 及び表－4.3 がある。



図－4.5　地盤の液状化強度を増加させる原理と方法

表－4.3　地盤の液状化強度を増加させる工法の例

原　　理	工　　法	摘　　要
締固めによる密度の増大	サンドコンパクションパイル	工法の選定にあっては、沈下抑制を目的とした地盤改良工法との関連や堤防の機能を低下させないことなどにも配慮する。
	ロッドコンパクションパイル	
	バイブロフローテーション	
粒土改良	置　　換	
固　　結	深層混合処理	
	中層混合処理	
	浅層混合処理	
水位低下	ウェルポイント	
	盛　　土	
変形の拘束	深層混合処理	
	浅層混合処理	

3．直接基礎の液状化対策

直接基礎の液状化により地盤反力が急激に低下するために不均一で不規則な大きな沈下が生じ大きく変状するばかりか、場合によっては函体や継手が破損に結びつくことが考えられる。

このため、堤防などの盛土とは異なり、その復旧には多大な時間と費用を必要とすることから、樋門の基礎地盤がレベル１地震動、レベル２地震動で液状化すると判定された場合には、原則として液状化対策を行うものとする。

４－８　地盤改良工法の選定

地盤改良工法の選定に当たっては、函体の機能、地盤条件、施工条件、周辺に及ぼす影響、経済性などの諸条件を考慮して決定しなければならない。

解　説

1．地盤改良の主な目的は、残留沈下を抑制し地盤強度を高めることにあり、函体の機能、地盤条件を考慮し、適切な工法を選定しなければならない。

地盤改良工法によっては下記のような問題が発生することもあるため、選定に当たっては注意する。

①　改良部の遮水性の低下

②　改良部における空洞の発生

2．プレロード工法は、函体施工前に沈下抑制効果が期待でき、確実で信頼性が高く、堤体への悪影響が少ない対策工として考えられるので、長期的に施工時期を検討し、積極的にプレロード工法を採用するのが望ましい。

3．地盤改良工法の選定は表－4.4 を参考にしてよい。

表－4.4　地盤改良工法の概略選定表

選定条件				在来工法		地盤改良工法														
						圧密排水工法				締固め工法			固結工法							化学的脱水工法
				置換工法	プレロード	サンドドレーン	袋詰めサンドドレーン	プラスチックボードドレーン	グラベルドレーン	SCP工法	振動締固め	静的締固	深層混合処理			中層混合処理			浅層混合処理	
												流動材・砂圧入	機械攪拌	機械攪拌＋高圧噴射	高圧噴射	機械攪拌	機械攪拌＋高圧噴射	機械攪拌	石灰パイル
地盤条件	適用土質	砂礫		○	○	×	×	×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	×
		砂質土	N値＜20	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△
			20～50	○	○	△	△	×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	×
			N値≧50	○	○	×	×	×	×	×	×	×	△	×	△	△	×	△	×
		粘性土	N値＜4	○	○	○	○	○	△	△	×	○	○	○	○	○	○	○	○
			4～10	○	○	△	○	○	△	△	×	△	×	△	△	△	△	△	△
			N値≧10	○	○	×	○	△	△	△	×	△	×	×	×	△	△	△	×
		腐植土		○	○	○	○	△	○	△	×	△	○	○	△	△	○	○	○
	地下水の状態	被圧地下水	0～2m	－	○	○	○	△	△	○	○	○	△	×	△	△	△	△	×
			≧2m	－	○	○	○	△	△	○	△	○	△	×	△	△	△	△	×
		流動地下水	3m/分以上	－	○	○	○	△	△	△	△	○	△	×	×	△	△	△	×
施工条件	改良可能深度（m）			3m以下	－	46～48	30～40	25～55	7.3～25	25～50	18～30	20～50	11～55	30～40	20～60	4～13	6～13	1.2～3	3～45
	改良径（m）			－	－	0.4～0.5	0.12	0.1～0.05	0.4～0.5	0.5～0.8	0.5～0.7	0.4～0.7	0.4～2.6	1.0～1.6	0.3～5.0	1.0～1.4	1.0	1.0～1.4	0.5～0.55
地盤改良の目的	安定対策	せん断変形抑制		○	○	×	○	△	△	△	△	○	○	○	○	△	○	○	○
		すべり抵抗増加		○	○	△	○	△	△	△	△	○	○	○	○	△	○	○	○
		土圧調整		○	○	×	○	○	△	△	△	△	○	○	○	△	○	○	○
		表層の安定		○	○	×	○	○	△	△	△	△	○	×	○	○	○	○	×
	沈下対策	圧密沈下抑制		○	－	×	○	△	△	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○
		沈下抑制		○	－	×	○	△	△	△	△	△	○	○	○	△	○	○	○
		圧密促進		－	○	○	○	○	×	○	△	△	×	×	×	×	△	×	○
		不等沈下抑制		○	○	×	○	○	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○
	液状化防止			△	○	×	×	△	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	○
	地下水対策	難透水地盤築造		△	－	×	×	△	△	×	×	×	△	○	○	○	○	△	×
		止水壁築造		△	－	×	×	×	×	×	×	×	△	○	○	△	△	△	×
環境条件	振動の低減			○	○	×	×	○	○	△	△	○	△	○	○	△	○	○	○
	騒音の低減			○	○	×	×	○	○	△	△	○	△	○	○	△	○	○	○
	周辺地盤への影響			○	△	×	○	○	○	×	△	△	△	△	○	△	○	○	○
	産業廃棄物の抑制			○	○	×	×	△	△	×	△	△	△	△	○	△	○	○	○
堤体への影響(不同沈下等)				○	△	×	○	○	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	△
標準施工能力（圧密・締固:m/日）（固結工法等㎥/日）				－	－	240～390	1500～1770	1600～5000	50～190	140～190	100～300	5～150	50～1200	18～430	5～200	100～250	50	40～285	80～330

○：適用（施工）可能。△：適用（施工）可能な工法がある。×：適用不可（施工困難）。－：該当しない

出典：「土木学会建設機械小委員会（第11回）資料、11-3 地盤改良工法」地盤改良工法1次選定表を元に一部加筆

4．工法検討に当たっての一般的な留意事項

① プレロード工法

イ） 載荷期間

ロ） プレロード取除き時に生ずるリバウンド

ハ） 残留沈下量

ニ） 盛土の安定を考慮した段階施工

ホ） 近接施工に伴う周辺施設への影響

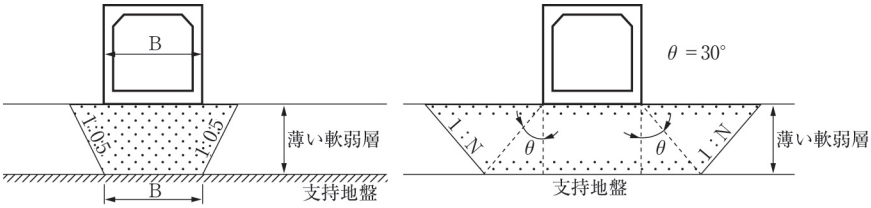
② 置換工法

イ） 地下水対策方法

ロ） 置換土の土質選定及び土質評価

ハ） 置換土の範囲と深さ

ニ） 堤防開削幅の拡大による工事量の増加



(a) 残留沈下が発生しない基盤　　(b) 残留沈下が発生する基盤

図－4.6　置換形状の例

③ サンドコンパクションパイル工法とドレーン工法

イ） 粘性土地盤でのサンドマットによる遮水機能の低下

④ 混合処理工法

イ） 改良範囲（改良深度、改良幅等）

ロ） 改良強度、改良率

第５章　設計一般

５－１　材料の単位重量

材料の単位重量は、表－5.1 の値を参考に定めるものとする。

表－5.1　材料の単位重量

材　料　名		単位重量（kN/m³）
鉄筋コンクリート		24.5
プレストレスを導入するコンクリート	σ_{ck} = 60N/mm²以下	24.5
	σ_{ck} = 60N/mm²を超え 80N/mm²まで	25.0
無筋コンクリート		23.0
土（空中）	砂質土	18.0
	礫質土	19.0
土（水中）	砂質土	10.0
	礫質土	10.0
セメント・モルタル		21.0
水（淡水）		10.0
水（海水）		10.3
鋼・鋳鋼・鍛鋼		77.0
鋳　　鉄		71.0
砂・砂利・砕石		19.0
石　　材		25.0
木　　材		8.0
瀝青材（防水用）		11.0
瀝青舗装		22.5

解　説

１．設計に用いる土の単位重量

設計に用いる土の単位重量は、次の考え方による。

①　河川堤防の土は、遮水性も確保する観点で「シルト分を含む良好な砂質土」として取扱われており、道路構造物等の土とは、おのずと異なるものと考えられてきた。

②　土の単位重量は、管内の多くの築堤工事や樋門工事での物理試験結果より、概ね 17.5～18kN/m³の値が報告されている。

③　設計に用いる土の単位重量は、原位置試験や既往調査結果などを参考に

定めることが基本であるが、設計段階で土質試験が困難な場合などでは、表－5.2の値を用いてよいものとする。

表－5.2　設計に用いる土の単位重量（シルトを含む良質な砂質土の場合）

湿潤重量（γ_t）	水中重量（γ'）	飽和重量（γ_{sat}）
18 kN/m^3	10 kN/m^3	20 kN/m^3

④　上流域における礫や玉石等が主体の土の単位重量は、近隣の築堤工事や樋門工事での物理試験結果を参考に定めることが基本であるが、設計段階で土質試験が困難な場合などでは、表－5.3の値を用いてよいものとする。

表－5.3　設計に用いる土の単位重量（礫質土の場合）

湿潤重量（γ_t）	水中重量（γ'）	飽和重量（γ_{sat}）
19 kN/m^3	10 kN/m^3	20 kN/m^3

５－２　本体等の設計に用いる荷重

設計に用いる荷重は、次の荷重を標準とする。

①死荷重、②水圧、③地震荷重、④活荷重、⑤土圧、⑥風荷重、⑦温度荷重、⑧その他の荷重

解 説

１．死荷重

(1) 自重は、材料の単位重量によって計算する。

(2) 設計における土重、函渠内水重は、次の事項に留意する必要がある。

①　堤防の土重は、施工断面で計算し、広域地盤沈下量を見込む必要がある場合は沈下量を加えた断面で計算する。

②　高規格堤防（スーパー堤防）が見込まれる構造物については、通常堤防断面とスーパー堤防断面のそれぞれの荷重で計算する。

③　排水樋門などの函渠内の水は、断面設計時には考慮する必要はないが、基礎設計時（縦方向）には考慮するものとする。

2．水　圧

(1) 静水圧

静水圧は、式－5.1 で算定するものとする。

ただし、地震荷重と計画高水位における静水圧は、同時に作用しないものとする。

$$P_w = \gamma_w \cdot h \qquad (5.1)$$

ここに、　P_w　：任意の深さに作用する静水圧強度　(kN/㎡)

γ_w　：水の単位重量　(kN/㎥)

h　：水位面から任意の位置までの深さ　(m)

(2) 残留水圧

残留水圧は、構造物背後の残留水位と前面水位との差による水圧とし、静水圧として計算するものとする。

① 残留水位

残留水位（ＲＷＬ）は、外水位が低下した場合などでの構造物背後の地盤中に残留する水位であり、次のように定めてもよいものとする。

a)　計画高水位（HWL）＜構造物背後の地盤高（ＧＬ）の場合

（イ）自然地下水位（GWL）＜前面水位（WL）のとき

ＲＷＬ＝（HWL－WL）×2/3

（ロ）自然地下水位（GWL）＞前面水位（WL）のとき

ＲＷＬ＝（HWL－GWL）×2/3

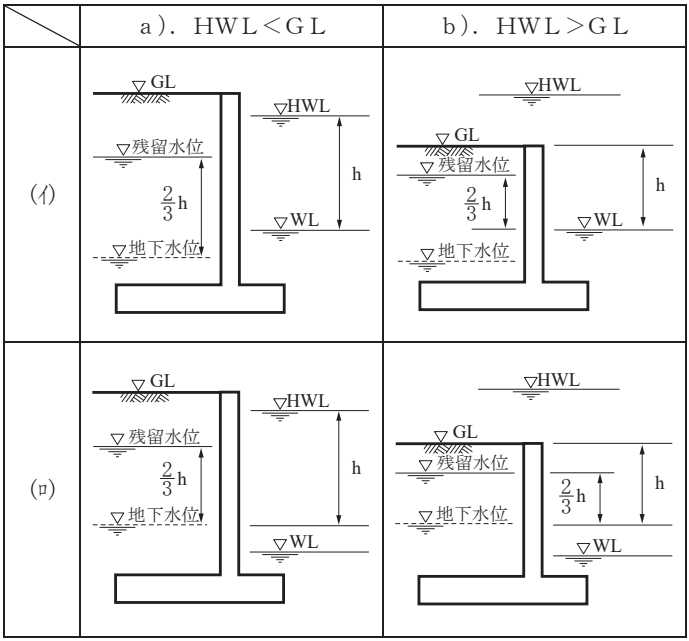
b)　計画高水位（HWL）＞構造物背後の地盤高（ＧＬ）の場合

（イ）自然地下水位（GWL）＜前面水位（WL）のとき

ＲＷＬ＝（ＧＬ－WL）×2/3

（ロ）自然地下水位（GWL）＞前面水位（WL）のとき

ＲＷＬ＝（ＧＬ－GWL）×2/3

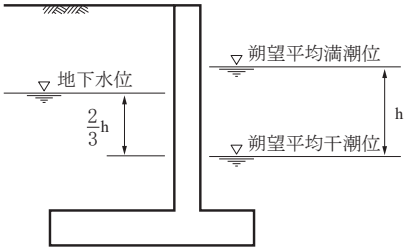


図－5.1　残留水位の設定方法（常時）

c)　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（MWＬ）とする。

d)　地震時では残留水位はないものとし、構造物背後の設計水位は自然地下水位と平水位の内の高い方の水位とする。

e)　感潮区間の構造物は常に潮位差の影響を受けているので、自然地下水位の変動も考えられる。したがって、常時及び地震時とも前面潮位差の 2/3 の水位を背後の自然地下水位として考える必要がある。この前面潮位差は、朔望平均満潮位と朔望平均干潮位の差としてよい。



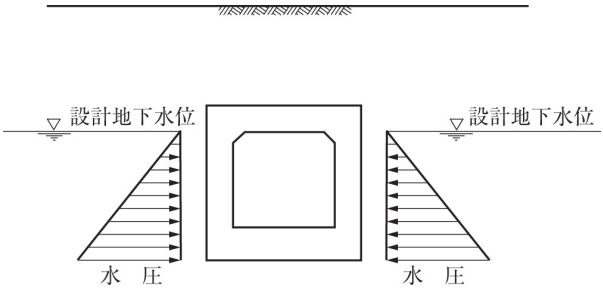
図－5.2　感潮区間の地下水位

②　自然地下水位

自然地下水位は、ボーリング孔などで確認される地下水位であり、降雨等による影響を受けていることがあるので、調査位置、地質の状況等を考慮して適切な水位を定めるものとする。

③　函渠の断面設計に用いる設計水位

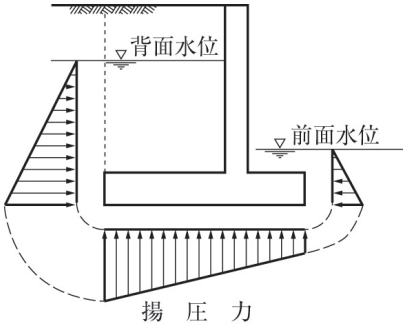
設計地下水位が敷高よりも高くなる場合は函渠の側壁には水圧が常時作用するので、函渠の断面設計（横方向）では自然地下水位を設計地下水位とし、静水圧を考慮しなければならない



図－5.3　函渠断面の設計地下水位と水圧

(3) 揚圧力

揚圧力は、構造物と基礎地盤との接触面に垂直に作用するものとし、対象構造物の上下流、あるいは前面・背後の水位により求めるものとする。



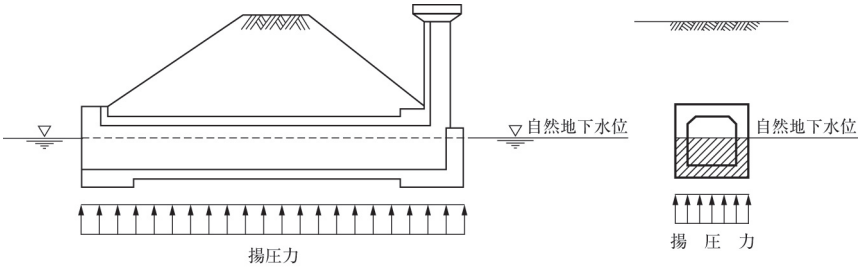
図－5.4　揚 圧 力

なお、基礎地盤が岩盤等の難透水層の場合、構造物背面側における揚圧力は、前面と背面の水位差の 1/3 以上を前面側水圧に加えた値とする場合もある。

①　函渠縦方向計算での揚圧力の取扱い

函渠縦方向の計算は、一般に地下水位を考えずに計算される場合が多い。

常時地下水位が函渠に影響するものと考えられる場合には、地下水位面を考え、その分鉛直荷重を減じた荷重を考えた方が問題は少ない。なお、このような場合には、地下水位がない埋戻し完了直後の状態についても考慮する必要がある。



図－5.5　函渠縦方向の揚圧力

3．地震荷重

地震荷重は、門柱・翼壁等に作用する地震慣性力とし、地震慣性力は部材

等の重量と設計震度の積で求まる力とする。

設計震度は、水平方向についてのみ考慮し、5－4（構造物の設計に用いる設計水平震度）により算定する。

4．活荷重

活荷重は、自動車荷重、上載荷重、群集荷重、雪荷重とする。

(1) 自動車荷重

函渠に影響する自動車荷重は、河川管理上必要な堤防天端、小段、堤内・堤外地盤に載荷させるものとする。この自動車荷重は、一般的には常時荷重状態で T 荷重245kNの後輪荷重（衝撃を考慮）とするものとし、堤防横断方向に載荷させる。

自動車荷重は堤防横断方向には制限なく載荷させるものとし、堤防上における函渠縦方向の単位長さ当りの荷重は次式によるものとする。

$$P_{l+i}=\frac{2\cdot T}{B}(1+i) \qquad (5.2)$$

ここに、 P_{l+i} ：自動車後輪による活荷重（kN･m）

T ：自動車 T 荷重245kNの１後輪荷重（T ＝100kN）

B ：自動車占有幅（B ＝2.75m）

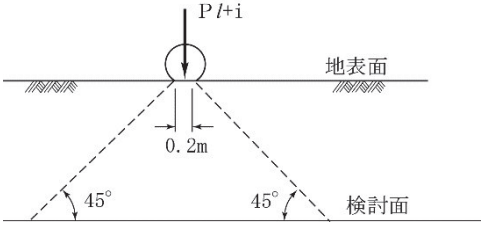
i ：衝撃係数（i）は表－5.4の値とする。

表－5.4　衝撃係数（i）

土かぶり（h）	4.0m未満	4.0m以上
衝撃係数	0.3	0

また、自動車後輪による活荷重は、地表面より設置幅 0.2m で堤防縦断方向にのみ45°の角度をもって地中に分布するものと考える。

なお、前輪の影響は原則として考慮しなくてよい。ただし、函体内法幅が大きくなると前輪の影響を考慮する場合があり、この場合には前輪については断面力の低減係数 β_t は設けないものとする。



図－5.6　自動車荷重

(2) 上載荷重

上載荷重は、次の標準値の等分布荷重とする。

① 堤防天端や川表小段などでは、水防活動に必要な土のう等の資機材なども考慮した上載荷重として、常時 W_0 ＝10kN/㎡、地震時 W_0 ＝5kN/㎡ とする。

② 施工時でこの値以上の上載荷重が作用すると考えられる場合には、別途考慮するものとする。

a) 函渠横方向の設計では自動車荷重と上載荷重は、一般的に図－5.7 に示すように函渠の土被り高さで区分するものとする。

1) 土かぶり 4.0m 未満の場合

$$P_{vl}=\frac{P_{l+i}\cdot\beta_t}{W}=\frac{P_l+i\cdot\beta_t}{2h+0.2} \qquad (5.3)$$

ここに、 P_{vl} ：自動車後輪による函渠上面の活荷重強度

β_t ：断面力の低減係数で表－5.5による。

W ：活荷重強度の分布幅 (m)

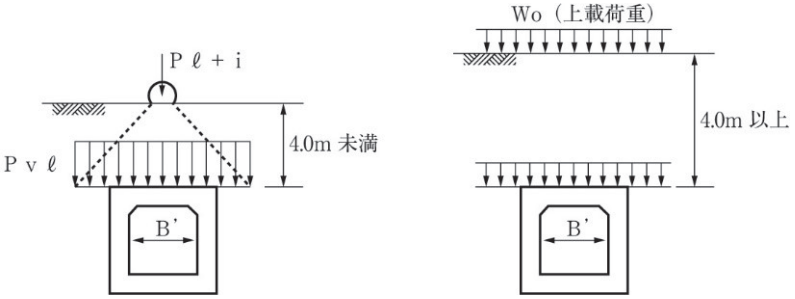
h ：函渠の土かぶり厚さ (m)

表－5.5　断面力の低減係数

	土かぶり h≦１mかつ 内空幅 B’ ≧４mの場合	左記以外の場合
β_t	1.0	0.9

2) 土かぶり 4.0m 以上の場合

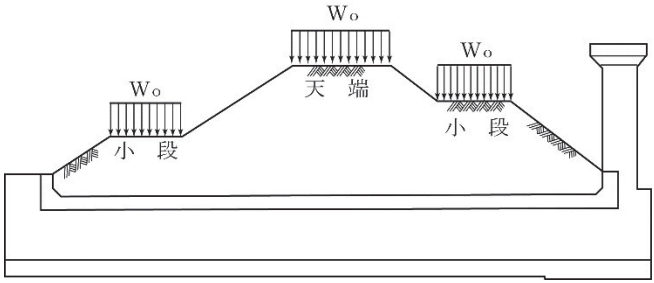
土かぶり 4.0m 以上の場合には、鉛直荷重として函渠上面に一様に W_0 ＝10kN/㎡の荷重を考慮するものとする。



①土かぶり 4.0m 未満の場合　　②土かぶり 4.0m 以上の場合

図－5.7　自動車荷重と上載荷重

b)　函渠縦方向の設計に用いる上載荷重は、土被り高さにかかわらず W_0 ＝10kN/㎡で計算してよいものとする。



図－5.8　函渠縦方向の上載荷重

(3) 群集荷重

操作台や管理橋等は、群集荷重として 3.5kN/㎡を作用させるものとする。この群集荷重は常時荷重状態で考慮し、地震時では考慮しないものとする。

(4) 雪荷重

雪荷重は原則として考慮しないものとする。ただし、雪荷重を考慮する必要がある場合には 1kN/㎡を標準とし、地域特性に応じこの値を増減するものとする。

5．土　圧

(1) 胸壁、翼壁等の壁面に作用する土圧は、常時及び地震時について計算するものとする。

① 構造物背後における埋戻し土の内部摩擦角は $\phi=30°$ を標準とする。

② 土圧作用面と壁面摩擦角（δ）については、表－5.6 の値を用いるものとする。

表－5.6　壁面摩擦角

	摩擦角の種類	壁面摩擦角（°）	
		常　時 δ	地震時 δ_E
安定計算	土と土	ϕ	$\phi/2$
壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0

③ 常時の主働土圧強度

a) 常時の主働土圧強度は、クーロン土圧係数により式-5.4 で算定する。

$$p_i=K_A\cdot(\gamma\cdot h+q) \qquad (5.4)$$

ここに、　p_i ：地表面からｈ地点の主働土圧強度（kN/㎡）

K_A ：常時のクーロン主働土圧係数

γ ：土の湿潤単位重量（kN/㎥）
※水中では水中単位重量γ'を用いる。

q ：地表面の上載荷重（kN/㎡）

b) 常時のクーロン主働土圧係数と主働崩壊角

$$\left.\begin{aligned} K_A&=\frac{\cos^2(\phi-\eta)}{\cos^2\eta\cdot\cos(\delta+\eta)\left(1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\beta)}{\cos(\delta+\eta)\cdot\cos(\eta-\beta)}}\right)^2}\\ \cot(\xi_A-\beta)&=-\tan(\phi+\delta+\eta-\beta)\\ &\quad+\sec(\phi+\delta+\eta-\beta)\sqrt{\frac{\cos(\eta+\delta)\cdot\sin(\phi+\delta)}{\cos(\eta-\beta)\cdot\sin(\phi-\beta)}} \end{aligned}\right\}(5.5)$$

ここに、　K_A ：常時の主働土圧係数

ξ_A ：常時の主働崩壊角（°）

ϕ ：土の内部摩擦角（°）

β　：地表面と水平とのなす角（°）

η　：壁背面と鉛直面とのなす角（°）

δ　：壁背面と土との間の壁面摩擦角（°）
表－5.6による。

④　地震時の主働土圧強度：「修正物部・岡部法」

水門・樋門・堰で、レベル１地震動及びレベル２地震動の地震時土圧強度を「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－」により計算する場合に適用する。この方法は、「道路橋示方書・耐震設計編」と同じ手法である。

地震時の主働土圧強度は、式－5.6により算定する。

$$p_i = K_{EA} \cdot (\gamma \cdot h + q) \qquad (5.6)$$

ここに、　p_i　：地表面からｈ地点の主働土圧強度（kN/㎡）

K_{EA}　：地震時主働土圧係数であり、式－5.7による。

γ　：土の単位重量（kN/㎥）
※水中では水中単位重量γ'を用いる。

q　：地表面の上載荷重（kN/㎡）

（イ）地震時主働土圧係数（K_{EA}）：レベル１地震動とレベル２地震動に適用

地震時主働土圧係数は、式－5.7により算定する。

この土圧係数は「物部・岡部法」による算定式をレベル２地震動まで適用できるように拡張した「修正物部・岡部法」による地震時主働土圧係数を簡易な近似式として与えたものである。

1)　背面が土とコンクリートの場合（壁面摩擦角δ_Eを考慮）

砂及び砂礫　：$K_{EA} = 0.21 + 0.90\,k_{hg}$

砂質土　　：$K_{EA} = 0.24 + 1.08\,k_{hg}$

2)　背面が土と土の場合（壁面摩擦角δ_Eを考慮）

砂及び砂礫　：$K_{EA} = 0.22 + 0.81\,k_{hg}$

砂質土　　：$K_{EA} = 0.26 + 0.97\,k_{hg}$　　(5.7)

ここに、　K_{EA}　：地震時主働土圧係数

k_{hg}　：レベル１地震動の地盤面における水平震度k_{hg}
又はレベル２地震動の地盤面における水平震度
k_{h1g}若しくはk_{h2g}

（ロ）水中の見かけの水平震度：「港湾二建式」

「修正物部・岡部法」による地震時主働土圧係数を用いる場合の水中における見かけの水平震度は、式－5.8 による。この式は、「港湾二建式」と言われている。

地下水位以下の土による地震時土圧は、式－5.8 により水中の見かけの震度を算定した上で、式－5.6 及び式－5.7 を用いて算定する。なお、式－5.8 を用いる際には、地下水位以下の土の単位重量は水中重量（γ'）を用いるものとする。

$$k_{hg}' = \frac{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + \gamma_w \cdot h_2 + q'}{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + q'} \times k_{hg} \qquad (5.8)$$

ここに、
- $k_{hg'}$ ： 水中の見かけの水平震度
- γ ： 地下水以深の土の単位重量（kN/m³）
- γ' ： 地下水以深の土の水中の見かけの単位重量（kN/m³）
- γ_w ： 水の単位重量（kN/m³）
- h_1 ： 地下水位以浅の土層厚（m）
- h_2 ： 地下水位以深の土層厚（m）
- q' ： 地震時の地表載荷荷重（kN/m²）
- k_{hg} ： レベル１地震動の地盤面における水平震度 k_{hg} 又はレベル２地震動の地盤面における水平震度 k_{h1g} 若しくは k_{h2g}

（ハ）主働崩壊角（θ_s）

「修正物部・岡部法」による主働崩壊面は、レベル１地震動とレベル２地震動における主働崩壊面として、式－5.9 で算定する。

$$\cot(\theta_s - \alpha) = -\tan(\phi_{peak} + \delta_E + \theta - \alpha) + \sec(\phi_{peak} + \delta_E + \theta - \alpha)\sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta_E + \theta_0)\sin(\phi_{perk} + \delta_E)}{\cos(0 - \alpha)\sin(\phi_{perk} - \alpha - 0_0)}} \qquad (5.9)$$

ここに、
- θ_s ： 主働崩壊角（すべり面と水平面のなす角）（°）
- α ： 地表面と水平とのなす角（°）
- δ_E ： 壁背面と土との間の壁面摩擦角（°）であり、表－5.6 の地震時の値による
- θ ： 壁背面と鉛直面とのなす角（°）

θ_0 ： 地震時合成角で $\theta_0 = \tan^{-1} k_h$

k_h ： 地震時土圧の算定に用いる設計水平震度

ϕ_{peak} ： 土質に応じた背面土のピーク強度時のセン断抵抗角（°）
砂及び砂れきで ϕ_{peak}=50°、砂質土で ϕ_{peak}=45°とする。

詳しくは「道路橋示方書・耐震設計編　6.2.4　地震時土圧」を参照するとよい。

【参考】「物部・岡部法」により地震時主働土圧を算定する場合

矢板護岸や堤内水路など、「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－」を適用しない構造物の地震時主働土圧を算定する場合に適用する。

「物部・岡部法」（1924 年）は、古くから河川構造物に限らず多くの構造物のレベル１地震動地震時土圧の算定に使用されてきたものであり、「修正物部・岡部法」の基礎になっている。この方法は、古くから「クーロン地震時土圧」と言われてきたものであり、レベル２地震動には適用できないので注意する。

（イ）地下水位以浅の地震時主働土圧強度

地下水位以浅の地震時の主働土圧強度の算定には、式－5.10 により算定する。

$$p_i = K_{EA} \cdot (\gamma \cdot h + q) \qquad (5.10)$$

ここに、 p_i ： 地表面からｈ地点の主働土圧強度（kN/㎡）

K_{EA} ： 「物部・岡部法」の地震時主働土圧係数

γ_t ： 土の湿潤単位重量（kN/㎥）

q ： 地表面の上載荷重（kN/㎡）

（ロ）地下水位以深の地震時主働土圧強度

地下水位以下での土圧強度は、見かけの震度（K'）により算定された土圧係数（K_{EA}'）が用いられるが、式－5.10 の K_{EA} に地震時の K_{EA}' を使用すると地下水位以上の土と上載荷重に対しても見かけの震度が適用され、見かけの震度の適用範囲が過大となり、その結果土圧も過大になる。

このため、地下水位以下の土圧強度は、水中の土（$\gamma' \cdot h$）だけに見かけの震度（K'）を適用し、地下水位以上の土には空気中の震度（K_h）が作用するよう、式−5.11により算定する。

$$p_i = K_{EA} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_1 + q \right) + K_{EA}' \cdot \left(\gamma' \cdot h_2 \right) \qquad (5.11)$$

ここに、
- p_i ： 地下水位面以下h_2地点の主働土圧強度（kN/㎡）
- K_{EA} ： 主働土圧係数（地震時、空気中）
- K_{EA}' ： 主働土圧係数（地震時、水中）
- γ_t ： 土の湿潤単位重量（kN/㎥）
- γ' ： 土の水中単位重量（kN/㎥）
- h_1 ： 地表面から地下水位面までの深さ（m）
- h_2 ： 地下水位面から土圧強度を求める地点までの深さ（m）
- q ： 地表面の上載荷重（kN/㎡）

（ハ）地震時土圧係数と主働崩壊角：「物部・岡部法」

「物部・岡部法」による地震時主働土圧係数と主働崩壊角は、式−5.12による。

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \eta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\eta \cdot \cos(\delta + \eta + \theta)\left(1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \eta + \theta) \cdot \cos(\eta - \beta)}}\right)^2}$$

$$\cot(\xi_{EA} - \beta) = -\tan(\phi + \delta + \eta - \beta) + \sec(\phi + \delta + \eta - \beta)\sqrt{\frac{\cos(\eta + \delta + \theta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\eta - \beta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}} \qquad (5.12)$$

ここに、
- K_{EA} ： 地震時の主働土圧係数：「物部・岡部法」
- ξ_{EA} ： 地震時の主働崩壊角（°）
- ϕ ： 土の内部摩擦角（°）
- β ： 地表面と水平とのなす角（°）
- η ： 壁背面と鉛直面とのなす角（°）
- δ_E ： 壁背面と土との間の壁面摩擦角（°）
- θ ： 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} K_h$ 又は $\theta = \tan^{-1} K'$
- K_h ： 設計水平震度
- K' ： 水中における見かけの水平震度

（ニ）水中における見かけの水平震度：「理論式」

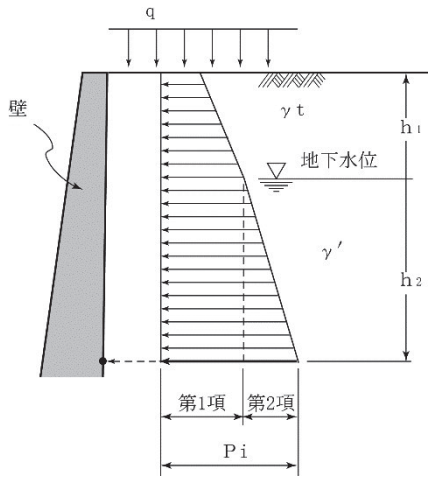
「物部・岡部法」の地震時主働土圧係数を用いた場合の水中における見かけの水平震度は、式－5.13 による。

この式は、古くから「理論式」と言われてきており、空気中の地震時合成角 θ を水中の地震時合成角 θ' に置換えた場合の水中の見かけの水平震度 K' を算定するものであり、空中における水平震度よりの見かけ上、大きな水平震度として取扱われることから「見かけの水平震度」と言われてきた。

$$K' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \times k_h \qquad (5.13)$$

ここに、
- K' ： 水中における見かけの水平震度
- γ_{sat} ： 水中で飽和された土の空気中の単位重量（kN/m³）
- γ_w ： 水の単位重量（kN/m³）。真水では γ_w =10kN/m³
- k_h ： 空気中における設計水平震度（レベル 1 地震動に適用）

水中における見かけの震度を式－5.13（理論式）で算定した場合、地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} K'$ により式－5.12 で水中の地震時主働係数（K_{EA}'）を算定し、式－5.11 で地下水位以下の地震時土圧強度を求めるものとする。



図－5.9　地震時の土圧図

⑤　特殊断面における土圧

構造物背後の地表面形状が図－5.10 のような場合の土圧は、基礎地盤より主働崩壊角（ξ_a）が影響する斜面の土重を等分布荷重（q_0）に換算し、地表面を水平として式－5.14 によって算定してもよい。

$$q_0 = \frac{\gamma \times (abcd\text{の面積}) + W_0 \cdot l_1}{l_0} \qquad (5.14)$$

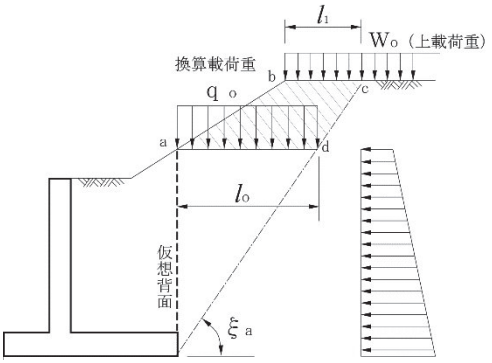
ここに、　ξ_a　：　主働崩壊角　（度）

l_0　：　主働崩壊面と交差するまでの水平距離　（m）

W_0　：　地表面の上載荷重　（kN/m²）

l_1　：　上載荷重が影響する距離　（m）

γ　：　土の単位重量　（kN/m³）



図－5.10　特殊断面における土圧

(2) 函体に作用する土圧は、鉛直土圧及び水平土圧とする。

①　鉛直土圧

函体上面に作用する鉛直土圧は 式－5.15 によって算出する。

$$P_{vd} = \alpha \cdot \gamma \cdot h \qquad (5.15)$$

ここに、　P_{vd}　：　鉛直土圧　（kN/m²）

α　：　鉛直土圧の割増し係数

γ　：　函渠上部の土の単位重量　（kN/m³）

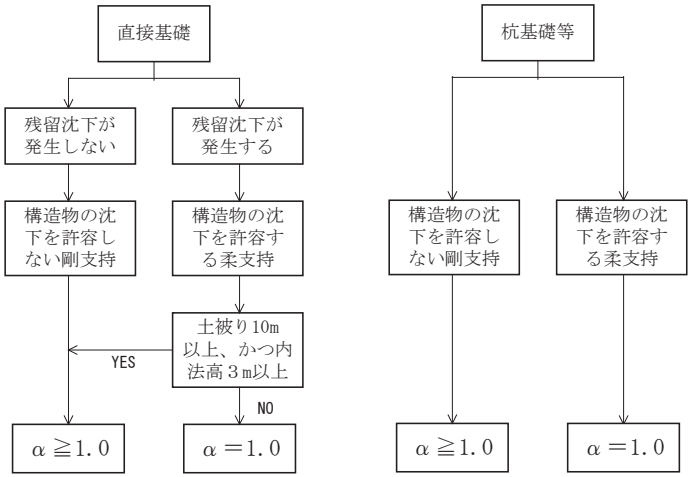
h　：　土被り高さ　（m）

盛土内の函体には、堤体と函体の剛性の違いや相対沈下等により鉛直

土圧の増加が生じる。この鉛直土圧の増加は割増し係数 α で表される。

この鉛圧直圧の割増し係数は、埋戻土の種類や埋戻し施工方法等によってもその値が大きく変化することは知られてきている。しかし、相対沈下が発生する場合の鉛直土圧の割増し係数を理論的・実験的に定めることは困難であるため、樋門の函体及び基礎の設計では、次に揚げる事項に留意し鉛直土圧の割増し係数 α を定めてよいものとする。

a) 鉛直土圧の割増し係数を考慮する手順は、図－5.11 による。



図－5.11　鉛直土圧の割増し係数を考慮する手順

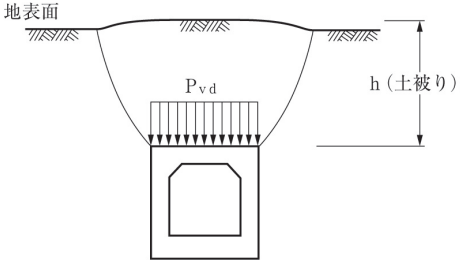
b) 鉛直土圧の割増し係数を考慮する場合には、次に揚げる事項に留意する。

（イ）鉛直土圧の割増し係数は、横方向及び縦方向について、表－5.7 の値を用いてよい。

表－5.7　鉛直土圧の割増し係数（ α ）

h ／ B	1未満	1以上 2未満	2以上 3未満	3以上 4未満	4以上
α	1.0	1.2	1.35	1.5	1.6

ここに、h：土被り高さ、B：函体幅

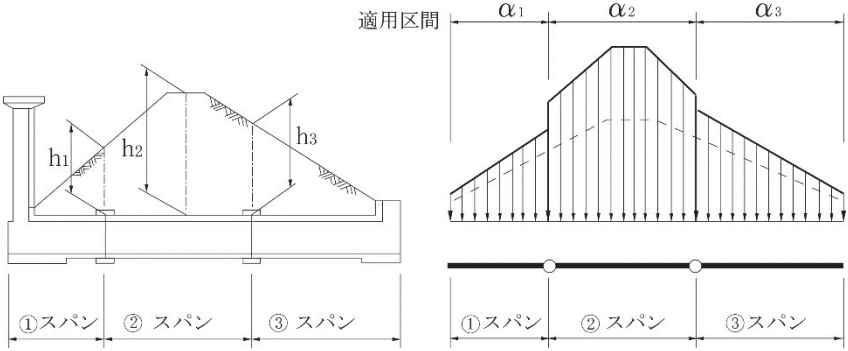


図－5.12　鉛直土圧

（ロ）残留沈下量の計算では、鉛直土圧の割増しはしない。

（ハ）函体横方向の設計では、各スパンで土被り高さが最大となる地点での鉛直土圧の割増し係数をそのスパンに一律に適用してよい。

（ニ）函体縦方向の設計では、各スパンで土被り高さが最大となる地点での鉛直土圧の割増し係数をそのスパンに一律に適用してよい。



図－5.13　鉛直土圧の割増し係数の適用例

②　水平土圧

堤体中の函体は地中構造物とし、函体の側面に作用する水平土圧は式－5.16によって算出する。

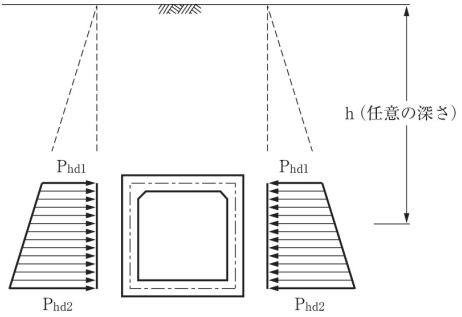
$$P_{hd}=K_0\cdot\gamma\cdot h \qquad (5.16)$$

ここに、　P_{hd} ：任意の深さにおける水平土圧　(kN/m²)

h ：任意の深さ　(m)

γ ：土の単位重量　(kN/m³)

k_0　：　静止土圧係数（＝0.5）



P_{hd1}，P_{hd2}：断面の軸線位置に作用する水平土圧

図－5.14　水平土圧

③　上載荷重による水平土圧

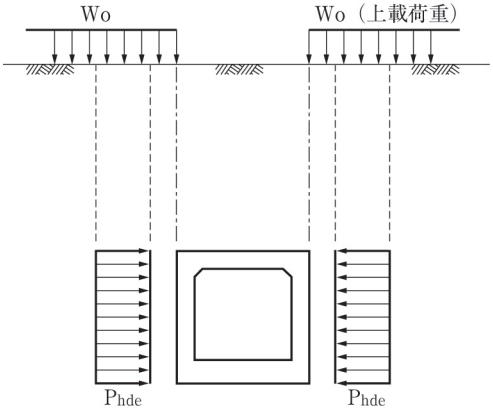
函体の側面に作用する上載荷重による水平土圧は式－5.17 より算出する。

$$P_{hde}=k_0 \cdot W_0 \qquad (5.17)$$

ここに、　P_{hde}　：　任意の深さの上載荷重による水平土圧　(kN/㎡)

k_0　：　静止土圧係数（＝0.5）

W_0　：　上載荷重　(kN/㎡)



図－5.15　上載荷重における水平土圧

④　たわみ性管に作用する土圧

ダクタイル鋳鉄管、鋼管等のたわみ性管に作用する土圧は、構造特性に応じた各々の設計法によって算定する。

6．風荷重

門柱・操作台（室）等に作用する風荷重は、風方向の有効鉛直投影面積に対して3.0kN/㎡を作用させるものとし、地震時には考慮しない。

7．温度荷重

温度荷重は地上部分の部材に対して、温度上昇のときは部材の伸び量、温度下降のときは部材の縮み量として作用させ、コンクリート構造の温度変化は±15℃を考える。

部材の線膨張係数は、次の値を用いる。

1)　コンクリート：0.00001

2)　鋼　　材：0.000012

8．その他の荷重

ここで示した荷重は、樋門本体等の設計に用いる常時及び地震時を標準とした主な荷重を列挙したものであり、建設地点の諸条件や構造特性などに応じて、「⑧その他の荷重」を適宜選定・設定するものとする。

なお、「⑧その他の荷重」には、「地盤変位の影響」や「負の周面摩擦力影響」、プレストレス導入による「プレストレス力」や「コンクリートのクリープ及び乾燥収縮影響」なども含まれるが、それらは、別途、個別の基準や指針、マニュアルにより適切に設定するものとする。

また、堤防及び樋門の安全を図る上で必要な以下の荷重を考慮する。

(1) 波圧等

①　波浪及び風浪

高潮区間や湖岸堤等で必要に応じて考慮する。

波浪高の推定に当たっては、「河川砂防技術基準　調査編」を参照する。

②　津　波

津波遡上区間で必要に応じて考慮する。

その他、副振動、セイシュによる影響、施工時荷重、流木の衝突、舟の衝突

③　地震時動水圧

地震時動水圧は、水深が比較的大きい等で動水圧の影響が大きい場合に考慮する。

地震時動水圧の算定は、「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－」に準拠する。

５－３　ゲートの設計に用いる荷重

５－３－１　設計水位

樋門のゲートの設計水位は、表－5.8に示す水位を標準とする。

表－5.8　ゲートの設計水位

	外　水　位	内　水　位
自然排水又は取水を目的とする	本川のＨＷＬ	樋門の敷高 又は内水のＬＷＬ
ポンプ場に接続する強制排水専用のゲート	本川のＨＷＬ	樋門の敷高

解　説

1．樋門のゲートの設計水位は、「ダム・堰施設技術基準（案）」の考えに準拠する。

2．自然排水又は取水を目的とするゲートの設計内水位は、樋門の敷高又は内水のＬＷＬのどちらか高い方とする。

3．樋門のゲートの設計で考慮する荷重は静水圧のみとし、地震時については検討しなくてもよい。

ただし、取水を目的とするゲート等で、全閉時に平水位でゲートが没する場合には、静水圧の他、地震慣性力、地震時動水圧等を考慮した地震時の荷重（許容応力度の割増しは1.50倍）についても検討しなければならない。

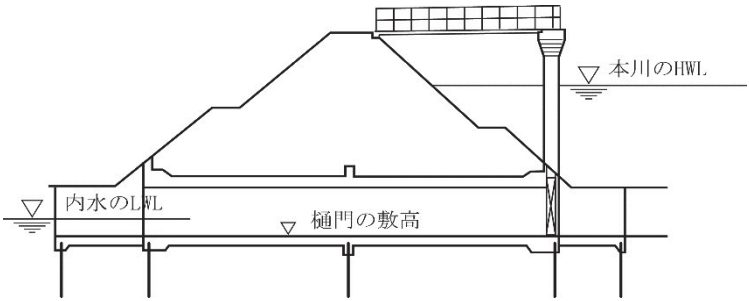
4．自然排水又は取水を目的とするゲートの許容応力度

①　閉時の操作水位で外水位を本川堤防高とする場合のゲートの設計に用いる許容応力度の割増しは表－5.9を標準とする。

表－5.9　ゲート設計の許容応力度の割増し

外水位条件	許容応力度の割増し
本川のＨＷＬ	1.00
本川堤防高	1.50

ただし、樋門のゲート設計では、外水位が本川堤防高の条件で支配されることはないので、本川のＨＷＬの水位条件のみで設計する。なお、水門のゲートについては両者の条件で照査する。



図－5.16　ゲートの設計水位

② 高規格堤防設置区間及び当該区間の背水区間の水門及び樋門の構造計算は、設計における安定計算に用いる荷重条件をこれまでの計画高水位での静水圧としていたものを高規格堤防設計水位での静水圧に置き換えて検討するものである。また、その場合の構造計算はゲートが全閉のケースで行うものであり、強度に係わる変更はあっても、基本形状の変更はない。

高規格堤防設置区間の樋門の場合には、表－5.8 に掲げる外水位条件のうち本川堤防高を高規格設計水位に読みかえるものとする。ただし、この条件で支配されることはないので、①項と同様に、本川ＨＷＬの水位条件のみで設計する。

5．ポンプ場に接続する強制排水専用のゲートにおいては、本川水位が計画高水位（ＨＷＬ）を越えた状況でポンプ運転を継続することはないと考えられるので、表－5.8 に掲げる水位で設計するものとする。

高規格堤防設置区間の樋門の場合にも、これと同様に取扱う。

５－３－２　操作水位

樋門のゲートの操作水位は、表－5.10 に示す水位を標準とする。

表－5.10　ゲートの操作水位

	開　時		閉　時	
	外水位	内水位	外水位	内水位
自己流堤による支川処理方式で処理される樋門	支川の堤防高 -1.0m	支川の堤防高	本川の堤防高	支川の堤防高
排水機場の樋門（強制排水専門）	本川のＨＷＬ	ゲート敷高	本川のＨＷＬ	本川のＨＷＬ -1.0m
排水機場の樋門（自然排水兼用）	支川の堤防高 -1.0m	支川の堤防高	本川の堤防高	支川の堤防高

解　説

1．ゲートの操作水位は、「ダム・堰施設技術基準（案）」に準拠する。

2．自然排水又は取水を目的とするゲートでは、操作の遅れがあったとしても、外水位が堤防高にあっても確実に閉塞できる開閉能力を有する必要があると考え、外水位を堤防天端高とする。

3．取水を目的とするゲートでは、取水形態によっては小洪水時においても取水する場合もあるので、取水条件を十分考慮して適切な開時の操作水位を定めなければならない。

4．高規格堤防設置区間の樋門で自然排水又は取水を目的とするゲートの操作水位のうち閉時の外水位は、高規格堤防設計水位のときにはゲート操作が終了しているものと考えられるので表－5.10 のとおり本川の堤防高としてよいものとする。

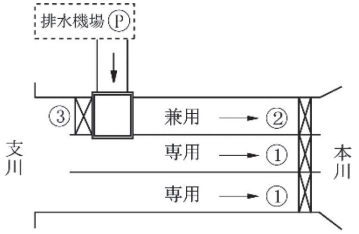
5．本川の洪水到達時間が長く、水位上昇速度が比較的小さい河川において、十分な管理体制が確実に維持できる場合には、閉時の荷重を水位差 1mまでの範囲で小さくできるものとする。

6．接続する支川等が掘込み河道の場合には、表－5.10の閉時の内水位における支川の堤防高は堤内地の地盤とする。

7．ポンプ場に接続するゲートで、強制排水・自然排水兼用となる場合には、表－5.11 に準じて操作水位を定めてよい。

表－5.11　強制排水・自然排水兼用ゲートの操作水位

ゲートの設置位置	操作水位の適用方法
①	自然排水ゲート
②	強制排水専用ゲート
③	自然排水ゲート



５－４　構造物の設計に用いる設計水平震度

５－４－１　レベル１地震動の水平震度

レベル１地震動の水平震度は、式－5.18 により算出するものとする。ただし、式－5.18 による値が 0.1 を下回る場合には 0.1 とする。

$$k_h = c_Z \cdot k_{h0} \qquad (5.18)$$

ここに、k_h ：レベル１地震動の水平震度（四捨五入により小数点以下２けたに丸める）

k_{h0} ：レベル１地震動の水平震度の標準値で、表－5.12による。

c_Z ：5－4－4に規定するレベル１地震動の地域別補正係数

なお、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出においては、式－5.19 により算出する地盤面における水平震度 k_{hg} を用いるものとする。

$$k_{hg} = c_Z \cdot k_{hg0} \qquad (5.19)$$

ここに、k_{hg} ：レベル１地震動の地盤面における水平震度（四捨五入により小数点以下２けたに丸める）

k_{hg0} ：レベル１地震動の地盤面における水平震度の標準値で、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対して、それぞれ、0.16、0.20、0.24とする。

表－5.12　レベル１地震動の水平震度の標準値 k_{h0}

地盤種別	固有周期 T （S）に対する k_{h0} の値		
Ⅰ種	$T<0.10$ $k_{h0}=0.431\,T^{1/3}$ ただし、$k_{h0}\geq 0.16$	$0.10\leq T\leq 1.10$ $k_{h0}=0.20$	$1.10<T$ $k_{h0}=0.213/T^{2/3}$
Ⅱ種	$T<0.20$ $k_{h0}=0.427\,T^{1/3}$ ただし、$k_{h0}\geq 0.20$	$0.20\leq T\leq 1.30$ $k_{h0}=0.25$	$1.30<T$ $k_{h0}=0.298/T^{2/3}$
Ⅲ種	$T<0.34$ $k_{h0}=0.430\,T^{1/3}$ ただし、$k_{h0}\geq 0.24$	$0.34\leq T\leq 1.50$ $k_{h0}=0.30$	$1.50<T$ $k_{h0}=0.393/T^{2/3}$

解　説

１．水門・樋門及び堰の設計に用いるレベル１地震動の設計水平震度は、「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－」に準拠するものとする。

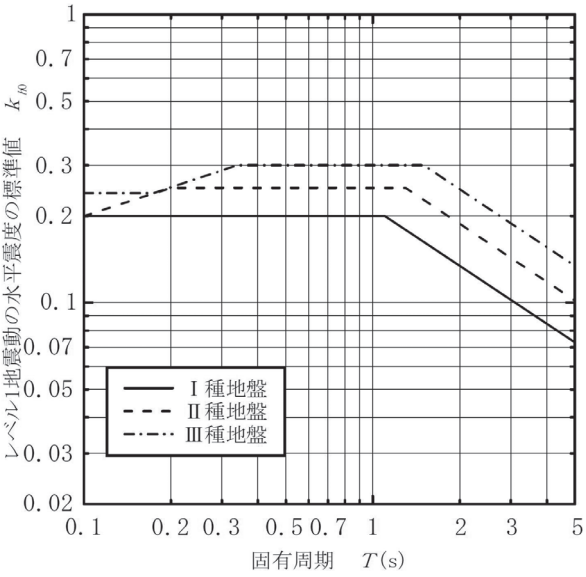
２．国土交通省河川砂防技術基準・設計編（令和元年７月部分改定）では、構造物の重量に起因する慣性力を算出するための水平震度と土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧を算出するための地盤面における水平震度が明確に区分されていないが、両者を区分することとした。これは、一般に、地震時の

地盤面の振動と構造物の応答は異なるためである。

レベル１地震動の水平震度 k_h は、表－5.12 に規定する水平震度の標準値 k_{h0} を 5－4－4 に規定する地域別補正係数 c_Z により補正して算出することとした。表－5.12 に規定する固有周期ごとの設計水平震度の標準値は、レベル１地震動の加速度応答スペクトルに固有周期ごとの減衰定数の補正を加えて定めたものである。また、レベル１地震動の水平震度の設定に当たっては、震度法による従来の耐震設計で考慮されていた設計水平震度のレベルを考慮した。表－5.12 を図示すれば、図－5.17 のようになる。

ここで、式－5.18 による水平震度の算出に際しては、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（平成 24 年３月）を参照して、水平震度を極端に小さくすることがないように、下限値を 0.1 とすることとした。

また、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に用いる水平震度としては、地盤面における水平震度を用いることとし、レベル１地震動の地盤面における水平震度の標準値 k_{hg0} は、地盤種別に応じて、0.16～0.24 とした。ここで、k_{hg0} は道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（平成 24 年３月）等を参考にして設定したものである。



図－5.17　レベル１地震動の水平震度の標準値 k_{h0}

５－４－２　レベル２地震動の水平震度

レベル２地震動の水平震度は、（１）及び（２）の規定により算出するものとする。

（１）レベル 2-1 地震動の水平震度

レベル 2-1 地震動の水平震度は、式－5.20 により算出するものとする。ただし、レベル 2-1 地震動の水平震度の標準値 k_{h10} に地域別補正係数 c_{1Z} を乗じた値が 0.40 を下回る場合には、水平震度は 0.40 に構造物特性補正係数 c_s を乗じた値とする。また、水平震度が 0.40 に地域別補正係数 c_{1Z} を乗じた値を下回る場合には、水平震度は 0.40 に地域別補正係数 c_{1Z} を乗じた値とする。

$$k_{h1}=c_s \cdot c_{1Z} \cdot k_{h10} \qquad (5.20)$$

ここに、k_{h1} ：レベル2-1地震動の水平震度（四捨五入により小数点以下２けたに丸める）

k_{h10} ：レベル2-1地震動の水平震度の標準値で、表－5.13による。

c_s ：5－4－3に規定するに規定する構造物特性補正係数

c_{1Z} ：5－4－4に規定するレベル2-1地震動の地域別補正係数

なお、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出、また、砂質土層の液状化の判定においては、式－5.21 により算出する地盤面における水平震度 k_{h1g} を用いるものとする。

$$k_{h1g}=c_{1Z} \cdot k_{h1g0} \qquad (5.21)$$

ここに、k_{h1g} ：レベル2-1地震動の地盤面における水平震度（四捨五入により小数点以下２けたに丸める）

k_{h1g0} ：レベル2-1地震動の地盤面における水平震度の標準値で、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対して、それぞれ、0.50、0.45、0.40とする。

表－5.13　レベル 2-1 地震動の水平震度の標準値 k_{h10}

地盤種別	固有周期 T（S）に対する k_{h10} の値		
Ⅰ種	$T<0.16$ $k_{h10}=2.58\,T^{1/3}$	$0.16\leq T\leq 0.6$ $k_{h10}=1.40$	$0.6<T$ $k_{h10}=0.996/\,T^{2/3}$
Ⅱ種	$T<0.22$ $k_{h10}=2.15\,T^{1/3}$	$0.22\leq T\leq 0.9$ $k_{h10}=1.30$	$0.9<T$ $k_{h10}=1.21/\,T^{2/3}$
Ⅲ種	$T<0.34$ $k_{h10}=1.72\,T^{1/3}$	$0.34\leq T\leq 1.4$ $k_{h10}=1.20$	$1.4<T$ $k_{h10}=1.50/\,T^{2/3}$

（2） レベル 2-2 地震動の水平震度

レベル 2-2 地震動の水平震度は、式－5.22 により算出するものとする。ただし、レベル 2-2 地震動の水平震度の標準値 k_{h20} に地域別補正係数 c_{2Z} を乗じた値が 0.60 を下回る場合には、水平震度は 0.60 に構造物特性補正係数 c_s を乗じた値とする。また、水平震度が 0.4 に地域別補正係数 c_{2Z} を乗じた値を下回る場合には、水平震度は0.4に地域別補正係数 c_{2Z} を乗じた値とする。

$$k_{h2}=c_s \cdot c_{2Z} \cdot k_{h20} \qquad (5.22)$$

ここに、 k_{h2} ： レベル2-2地震動の水平震度（四捨五入により小数点以下２けたに丸める）

k_{h20} ： レベル2-2地震動の水平震度の標準値で、表－5.14による。

c_s ： 5－4－３に規定するに規定する構造物特性補正係数

c_{2Z} ： 5－4－４に規定するレベル2-2地震動の地域別補正係数

なお、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出、また、砂質土層の液状化の判定においては、式－5.23 により算出する地盤面における水平震度 k_{h2g} を用いるものとする。

$$k_{h2g}=c_{2Z} \cdot k_{h2g0} \qquad (5.23)$$

ここに、 k_{h2g} ： レベル2-2地震動の地盤面における水平震度（四捨五入により小数点以下２けたに丸める）

k_{h2g0} ： レベル2-2地震動の地盤面における水平震度の標準値で、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対して、それぞれ、0.80、0.70、0.60とする。

表－5.14 レベル 2-2 地震動の水平震度の標準値 k_{h20}

地盤種別	固有周期 T （S）に対する k_{h20} の値		
Ⅰ種	$T<0.30$ $k_{h20}=4.46\,T^{2/3}$	$0.30\leq T\leq 0.70$ $k_{h20}=2.00$	$0.70<T$ $k_{h20}=1.24/\,T^{4/3}$
Ⅱ種	$T<0.40$ $k_{h20}=3.22\,T^{2/3}$	$0.40\leq T\leq 1.20$ $k_{h20}=1.75$	$1.20<T$ $k_{h20}=2.23/\,T^{4/3}$
Ⅲ種	$T<0.50$ $k_{h20}=2.38\,T^{2/3}$	$0.50\leq T\leq 1.50$ $k_{h20}=1.50$	$1.50<T$ $k_{h20}=2.57/\,T^{4/3}$

解　説

1．水門・樋門及び堰の設計に用いるレベル２地震動の設計水平震度は、「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－」に準拠するものとする。

2．レベル 2 地震動に対する水平震度としては、レベル 2-1 地震動の水平震度とレベル 2-2 地震動の水平震度の２種類を規定した。

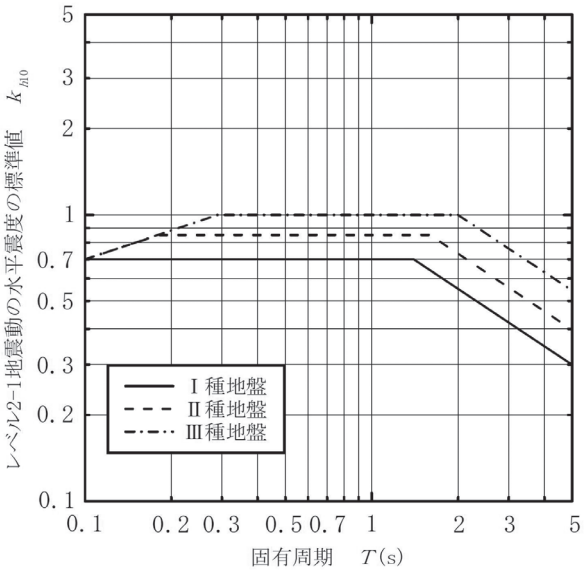
レベル 2-1 地震動及びレベル 2-2 地震動の水平震度 k_{h1} 及び k_{h2} は、それぞれ、表－6.2.2 及び表－6.2.3 に規定した水平震度の標準値 k_{h10} 及び k_{h20} を 5－4－3 に規定する構造物特性補正係数 c_s と 5－4－4 に規定する地域別補正係数 c_{1Z} または c_{2Z} により補正して算出することとした。表－5.13 及び表－5.14 に規定する固有周期ごとの水平震度の標準値は、レベル 2-1 地震動及びレベル 2-2 地震動の標準加速度応答スペクトルに固有周期ごとの減衰定数の補正を加えて定めたものである。表－5.13 及び表－5.14 を図示すると、それぞれ、図－5.18 及び図－5.19 のようになる。

レベル 2-1 地震動の水平震度の標準値に地域別補正係数を乗じた値の下限値を 0.40、レベル 2-2 地震動の水平震度の標準値に地域別補正係数を乗じた値の下限値を 0.60 としたのは、水平震度は長周期領域においても地盤面における水平震度を下回らないこと、また、地震動に含まれる長周期成分の影響を考慮し、長周期領域においても中間周期領域における水平震度を大きく下回らないようにするという判断によるものである。

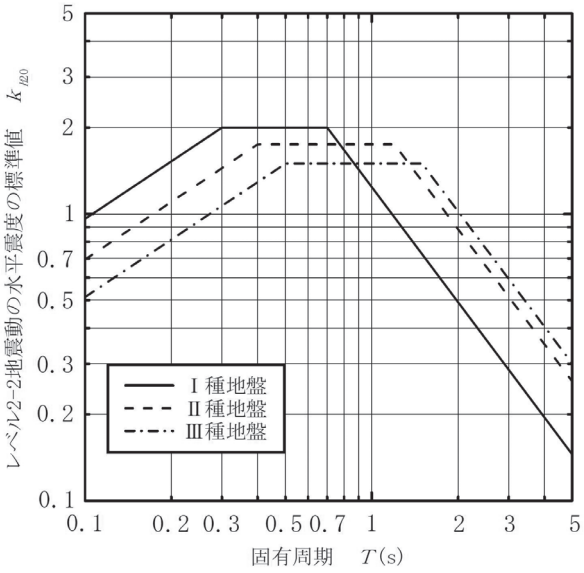
また、構造物特性補正係数を考慮した水平震度の下限値を $0.4c_{1Z}$（あるいは $0.40c_{2Z}$）としたのは、周期が長い構造物等では水平震度が極端に小さくなる場合も生じるが、このような場合でも構造物に一定以上の耐力を付与するように配慮したためである。

地盤面における水平震度の標準値は、地盤種別に応じて、レベル 2-1 地震動に対しては 0.40～0.50、レベル 2-2 地震動に対しては 0.60～0.80 とした。これらは、レベル 2-1 地震動については、大正 12 年（1923 年）関東地震において東京周辺で生じた地盤上の加速度は、関東地震の際の被害状況の記録等に関する近年の分析を踏まえると、0.4～0.5G 程度と考えられていること、また、レベル 2-2 地震動については、平成 7 年（1995 年）兵庫県南部地震において地盤上で実測された加速度記録が 0.6～0.8G 程度であったことを考慮して設定したものである。

静的照査法でも地震動の継続時間が必要となる場合には、既往の強震記録、地震動の継続時間に関する距離減衰式等から継続時間を算定するのがよい。



図－5.18　レベル 2-1 地震動の水平震度の標準値 k_{h10}



図－5.19　レベル 2-2 地震動の水平震度の標準値 k_{h20}

５－４－３　構造物特性補正係数

構造物特性補正係数 c_s は、構造部材の塑性化の程度等の力学的特性を考慮して適切に設定するものとする。

解　説

レベル２地震動の水平震度は、構造部材に許容できる塑性化の程度等によって変化するため、当該構造部材の力学特性を踏まえて構造物特性補正係数 c_s を適切に設定する必要がある。構造物特性補正係数 c_s は、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（平成 24 年３月）を参照して算出するのがよい。なお、構造物特性補正係数は、本来、河川構造物に必要とされる耐震性能、河川構造物の構造部材の特徴等に応じて定めるべきものであるが、現状では十分な知見の蓄積もないため、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（平成 24 年３月）を参照して算出するのがよいとしたものである。

本手引において、水門・樋門及び堰などの構造物別補正係数は、当面、c_s =1.0 としてよいものとする。

５－４－４　地域別補正係数

地域別補正係数 c_Z、c_{1Z}、c_{2Z} は、地域区分に応じて表－5.15 の値とする。ただし、対象地点が地域区分の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとらなければならない。

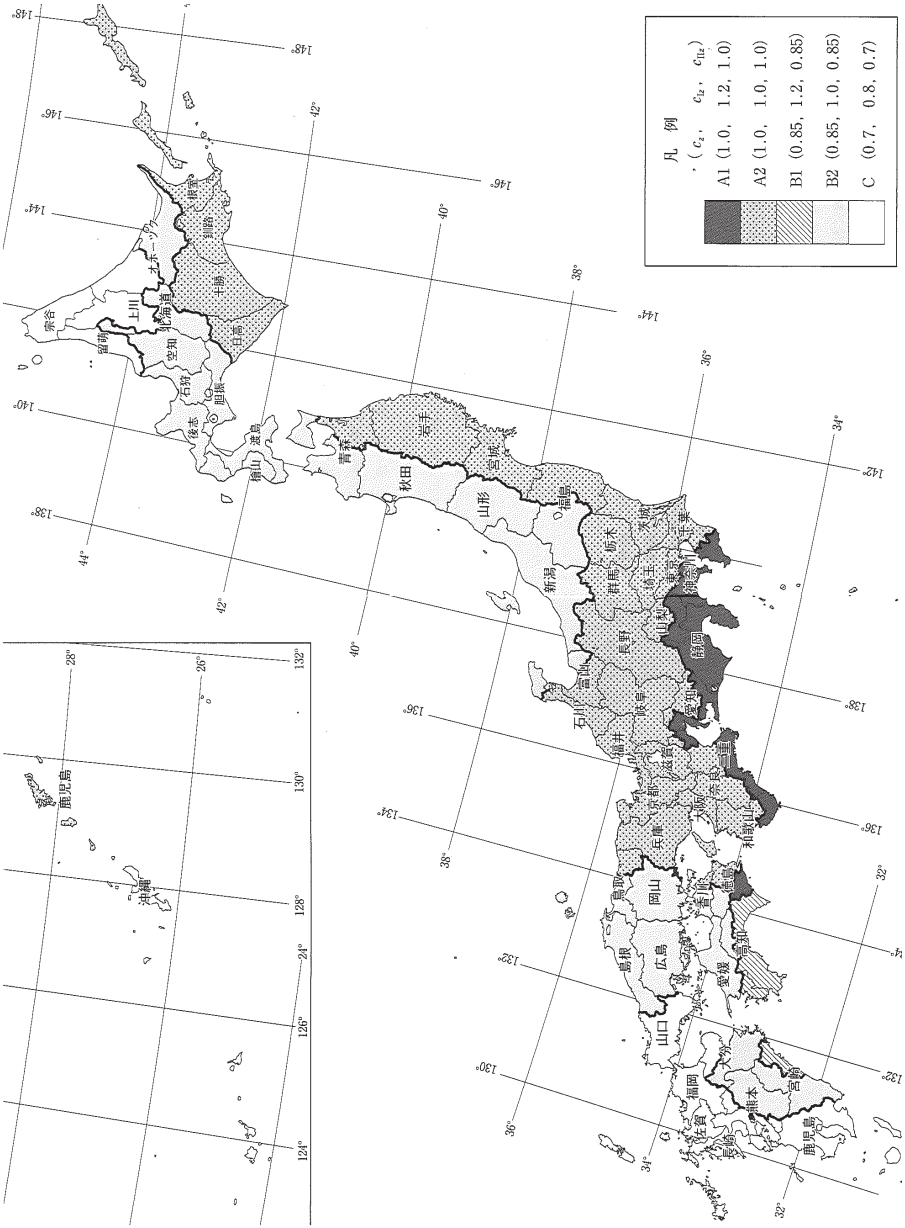
また、地域別補正係数の地域区分は、図－5.20 とする。

表－5.15　地域別補正係数

地域区分	c_Z	c_{1Z}	c_{2Z}
A1	1.0	1.2	1.0
A2	1.0	1.0	1.0
B1	0.85	1.2	0.85
B2	0.85	1.0	0.85
C	0.7	0.8	0.7

解　説

地震動強度の地域特性については、新耐震設計法（案）における地域区分図としてまとめられている。その後の多くの耐震設計基準類では、地震動強度の地域特性として新耐震設計法（案）による地域区分を基礎としている。令和２年「河川構造物の耐震性能照査指針・同解説」の改定でも、レベル 2-2 地震動で用いる地域別補正係数 c_{2Z} は、従来の強震帯地域（A1,A2）、中震帯地域（B1,B2）、弱震帯地域（C）と同じ地域で同じ係数を規定した。一方、レベル 2-1 地震動に関しては、平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震、北海道の太平洋沖の地震動が連動する場合や、東海地震、東南海地震、南海地震及び『日向灘地震』が連動する場合などの大規模な地震の震源域が連動する影響も考慮し、レベル 2-1 地震動で用いる地域別補正係数 c_{1Z} を規定した。


凡 例
（c_z, c_{Hz}, c_{Hz}）
A1 (1.0, 1.2, 1.0)
A2 (1.0, 1.0, 1.0)
B1 (0.85, 1.2, 0.85)
B2 (0.85, 1.0, 0.85)
C (0.7, 0.8, 0.7)
北海道
青森
岩手
宮城
秋田
山形
福島
新潟
群馬
栃木
茨城
埼玉
千葉
東京
神奈川
山梨
長野
静岡
愛知
岐阜
富山
石川
福井
滋賀
京都
大阪
兵庫
奈良
和歌山
三重
鳥取
島根
岡山
広島
山口
徳島
香川
愛媛
高知
福岡
佐賀
長崎
熊本
大分
宮崎
鹿児島
沖縄
鹿児島

図－5.20　地域区分図

５－４－５　地盤種別

設計水平震度の算定に用いる地盤種別は、原則として式－5.24 で算出される地盤特性値 T_G をもとに表－5.16 により区分するものとする。地表面が基盤面と一致する場合はⅠ種地盤とする。

$$T_g = 4\sum_{i=1}^{n}\frac{H_i}{V_{si}} \qquad (5.24)$$

ここに、　T_g　：　地盤の特性値（sec）

H_i　：　i 番目の地層の厚さ（m）

V_{si}　：　i 番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/sec）

値は式－5.25 によるものとする。

・粘性土層の場合

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leqq N_i \leqq 25)$$

・砂質土層の場合

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leqq N_i \leqq 50) \qquad (5.25)$$

N_i　：　標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

i　：　当該地盤が地表面から基礎面まで n 層に区分されるときの、地表面から i 番目の地層の番号。基盤面とは、粘性土の場合は N 値が 25 以上、砂質土の場合は N 値が 50 以上の地層の上面、若しくはせん断速度が 300m/sec 程度以上の地層の上面をいう。

表－5.16　耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値（sec）
Ⅰ　種	$T_G < 0.2$
Ⅱ　種	$0.2 \leqq T_G < 0.6$
Ⅲ　種	$0.6 \leqq T_G$

解　説

① 式－5.24 の V_{si} は、弾性波深査やＰＳ検層によって測定するのが望ましいが、実測値がない場合は式－5.25 によって N 値から推定してもよい。

② 地盤種別の概略の目安として、Ⅰ種地盤は岩盤、Ⅲ種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤、Ⅱ種地盤はⅠ種地盤及びⅢ種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤と考えてよい。ここでいう沖積層には、がけ崩れなどによる新しい堆積層、表土、埋立土、並びに軟弱層を含み、沖積層には、沖積層のうち締まった砂層、砂れき層、玉石層を含む。

③　相当深くまでボーリング調査を実施しても基盤面が確認できないなど T_G を式－5.24 で求めがたい場合には、表－5.17 により地盤種別を分類してもよい。

表－5.17　沖積層厚と洪積層厚による地盤種別

地盤種別	対　象　地　盤
Ⅰ　種	沖積層厚が25m未満で、かつ、沖積層厚の２倍と洪積層厚の和が10m以下の地盤
Ⅱ　種	沖積層厚が25m未満で、かつ、沖積層厚の２倍と洪積層厚の和が10mを超える地盤
Ⅲ　種	沖積層厚が25m以上の地盤

５－５　地盤の液状化判定に用いる設計水平震度

沖積層及び堤体の土層については、液状化が生じると判定される土層を特定するために、液状化の判定を行うものとする。

液状化の判定に用いる地盤面の水平震度は、地震動のタイプと地盤種別に応じて、表－5.18 の標準値に地域別補正係数を乗じた値を用いるものとする。

表－5.18　液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値

地盤種別	レベル１	レベル 2-1 地震動	レベル 2-2 地震動
I 種	0.12	0.50	0.80
II 種	0.15	0.45	0.70
III 種	0.18	0.40	0.60

解　説

１．水門・樋門及び堰の設計に用いる地盤の液状化判定に用いる設計水平震度は、「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－」に準拠するものとする。

２．液状化の判定は、レベル１地震動及びレベル２地震動を対象として行う。特に必要がある場合には、対象地点における詳細な地盤調査、室内土質試験等を実施し、液状化の判定を行うのがよい。

３．地域別補正係数（c_Z）は、0（構造物の設計に用いる設計水平震度）の解説１による。

４．設計水平震度の算定に用いる地盤種別は、5－4－5 の解説による。

５－６　弾性係数

設計計算に用いる弾性係数等の物理定数は、材料の物理特性を考慮して定められた値を用いる。

解　説

１．コンクリート

コンクリートの弾性係数は、表－5.19 の値とする。

鉄筋コンクリート部材の応力度計算に用いる弾性係数比ｎは 15 とする。

表－5.19　コンクリートの弾性係数

材　　料			弾性係数（N/mm²）
コンクリート	不静定力又は弾性変形の場合	σ_{ck} ＝24（N/mm²）	25,000
		σ_{ck} ＝30（N/mm²）	28,000
		σ_{ck} ＝36（N/mm²）	30,000
		σ_{ck} ＝40（N/mm²）	31,000
		σ_{ck} ＝50（N/mm²）	33,000
既製杭	ＰＨＣ杭	σ_{ck} ＝80（N/mm²）	40,000
	ＳＣ杭	σ_{ck} ＝80（N/mm²）	35,000

２．鋼　材

鋼材の物理定数は、表－5.20 の値とする。

表－5.20　鋼材の弾性係数

材　　料	物理定数
鋼材の弾性係数	200,000（N/mm²）
PC 鋼線、PC より線、PC 鋼棒の弾性係数	200,000（N/mm²）
ダクタイル鋳鉄の弾性係数	160,000（N/mm²）
鋼のせん断弾性係数	77,000（N/mm²）

５－７　許容応力度

５－７－１　コンクリートの許容応力度

鉄筋コンクリート部材におけるコンクリートの許容応力度は表－5.21 の値による。

表－5.21 コンクリートの許容応力度

			許容応力度 (N/mm²)
設計基準強度		σ_{ck}	24
許容曲げ圧縮応力度		σ_{ca}	8.0
許容軸圧縮応力度		σ_{ca}	6.5
許容せん断応力度	コンクリートのみで負担する場合	τ_{a1}	0.39（0.23）
	斜引張鉄筋と協同で負担する場合	τ_{a2}	1.7
	押抜きせん断応力度	τ_{a3}	0.90
許容付着応力度（異形鉄筋）		τ_{0a}	1.60

ただし、（ ）は門柱・操作台に適用する

解　説

１．樋門及びその他の河川構造物に用いるコンクリートの設計基準強度は、σ_{ck} ＝24（N/mm²）を標準とする。

２．樋門の設計に用いる許容せん断応力度は、次に揚げる事項に留意する。

① 函渠、胸壁、翼壁等の地表面以下に設置される構造物の地震時挙動は、周辺の地盤の挙動に支配されるものと考えられるので、設計基準強度 24（N/mm²）のコンクリートを使用する場合の許容せん断応力度は 0.39 （N/mm²）を用いて設計する。

② 地上に突出した門柱の地震時挙動は、門柱自身の形状や作用荷重によって支配されるものと考えられるので、設計基準強度 24（N/mm²）のコンクリートを使用する場合、門柱及び操作台の許容せん断応力度は「道路橋示方書・同解説」（平成 24 年 3 月）で規定する 0.23（N/mm²）を用いて設計する。

③ コンクリートのみでせん断力を負担できない場合には、帯鉄筋やスターラップを斜引張鉄筋として検討してよい。

④ 函渠断面で底版側のハンチを設けない場合は、ハンチ無しの影響を考慮して、側壁下端と底版端部のコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容応力度の 3/4 程度の部材厚にすることとする。

3．基礎杭の設計での杭頭部における底版コンクリートの許容応力度は、表－5.22 の値を用いるものとする。なお、許容押抜きせん断力は、地震時では割増してはならない。

表－5.22　底版コンクリートの許容応力度（基礎杭設計）

杭頭部の照査項目		許容応力度（N/mm²）
設計基準強度	σ_{ck}	24
許容垂直支圧応力度	σ_{bav}	$0.5\sigma_{ck}$
許容水平支圧応力度	σ_{bah}	$0.3\sigma_{ck}$
許容押抜せん断応力度	τ_{a3}	0.9

4．コンクリート許容支圧応力度は、式－5.26 により求める。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{ba}&=\left(0.25+0.05\frac{A_c}{A_b}\right)\cdot\sigma_{ck}\\ \text{ただし、}\sigma_{ba}&=\leqq 0.5\cdot\sigma_{ck}\end{aligned}\right\}\qquad(5.26)$$

ここに、σ_{ba} ：コンクリートの許容支圧応力度　(N/mm²)

A_c ：局部載荷の場合のコンクリート面の全面積（mm²）

A_b ：局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積（mm²）

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度　(N/mm²)

５－７－２　鉄筋の許容応力度

鉄筋コンクリート部材における鉄筋の許容応力度は、表－5.23 の値による。

表－5.23　鉄筋の許容応力度（σ_{sa}）

		許容引張応力度（N/mm²）	
		一般の部材	水に接する部材
普通丸鋼	SR235	140	140
異形丸鋼	SD345	180	160

解　説

1．樋門及びその他の河川構造物に用いる鉄筋（プレキャスト製品は除く）は、SD345 を標準とする。

2．地震時などの鉄筋の許容応力度の割増しや、重ね継手長あるいは定着長を算定する場合の基本値は、表－5.24 による。

表－5.24　鉄筋の基本値

		鉄筋の基本値（N/mm²）
普通丸鋼	SR235	140
異形丸鋼	SD345	200

3．樋門の門柱、操作台を含む土木構造物の部材は、「水に接する部材」として取扱う。

4．操作室等は、本規定の値によらなくてよい。

５－７－３　鋼材の許容応力度

鋼材の許容応力度は、表－5.25 による。

表－5.25　鋼材の許容応力度

鋼　　種			許容引張応力度（N/mm²）
鋼　材	ＳＳ400		140
鋼矢板	ＳＹW295		180
	ＳＹW390		240
タイロッド	ＳＳ400	16mm＜径≦40mm	90
		40mm＜径	80
	ＳＳ490	16mm＜径≦40mm	110
		40mm＜径	100
	高張力 690		180

解　説

1．タイロッドの許容応力度は「河川砂防技術基準（案）・設計編」に準拠した。

2．設計に使用するH形鋼は、原則として表－5.26 による。

表－5.26　設計に用いるＨ形鋼

広　幅　系　列			中　幅　系　列			細　幅　系　列		
呼び名	t_1	t_2	呼び名	t_1	t_2	呼び名	t_1	t_2
100×100	6	8	150×100	6	9	100× 50	5	7
125×125	6.5	9	200×150	6	9	150× 75	5	7
150×150	7	10	250×175	7	11	175× 90	5	8
175×175	7.5	11	300×200	8	12	200×100	5.5	8
200×200	8	12	350×250	9	14	200×200	5	8
250×250	9	14	400×300	10	16		6	9
300×300	10	15	450×300	11	18	300×300	5.5	8
350×350	10	16	500×300	11	18		6.5	9
	12	19	600×300	12	17	125×125	7	11
400×400	13	21		12	20	150×150	7	11
	18	28		14	23		8	13
	20	35	700×300	13	24	200×200	9	14
	30	50	800×300	14	26	250×250	10	16
	45	70	900×300	15	23	300×300	11	17
	21	21		16	28			
500×500	25	25		19	37			

ここに、t_1：ウェブ厚さ（㎜）、t_2：フランジ厚さ（㎜）

JIS 規格外

５－７－４　基礎杭の許容応力度

基礎杭の許容応力度は、次による。

(1)　鋼管杭の許容応力度は、表－5.27 による。

表－5.27　鋼管杭の許容応力度（N/㎟）

		常 時	地震時
許容曲げ引張応力度	σ_{sa}	140	210
許容曲げ圧縮応力度	σ_{sa}'	140	210
許容せん断応力度	τ_{sa}	80	120

(2)　ＰＨＣ杭及びＳＣ杭のコンクリートの許容応力度は、表－5.28 の値による。

表－5.28　ＰＨＣ杭及びＳＣ杭のコンクリートの許容応力度（N/㎟）

			ＰＨＣ杭		ＳＣ杭	
			常 時	地震時	常 時	地震時
設計基準強度		σ_{ck}	80.0		80.0	
許容軸圧縮応力度		σ_{ca}	23.0	34.5	23.0	34.5
許容曲げ圧縮応力度		σ_{ca}	27.0	40.0	27.0	40.0
許容曲げ引張応力度	A種	σ_{ca}'	0	−3.0	−	−
	B種	σ_{ca}'	0	−5.0	−	−
許容せん断応力度		τ_{sa}	0.85	12.7	0.85	12.7

(3)　水中で施工する場所打ち杭のコンクリートの許容応力度は、表－5.29 の値による。

表－5.29　場所打ち杭のコンクリートの許容応力度（N/㎟）

コンクリートの呼び強度			30
水中コンクリートの設計基準強度		σ_{ck}	24
許容軸方向圧縮応力度		σ_{ca}	6.5
許容曲げ圧縮応力度		σ_{ca}	8.0
許容せん断応力度	コンクリートのみで負担する場合	τ_{a1}	0.23
	斜引張鉄筋と協同して負担する場合	τ_{a2}	1.7
許容付着応力度（異形鉄筋）		τ_{0a}	1.2

解　説

1．鋼管杭の材質は、SKK400 を標準とする。

2．常時水中及び土中にある部分の鋼管杭の腐食代は、外周面に対して 1.0㎜ を標準とする。

3．鋼管杭の最小部材厚は 9.0㎜ とする。

4．ＰＨＣ杭は、一般にＡ種、Ｂ種が用いられ、それぞれの有効プレストレスは次の値としてよい。

・Ａ種 ： 有効プレストレス σ_{ce} ＝4 (N/㎟)

・Ｂ種 ： 有効プレストレス σ_{ce} ＝8 (N/㎟)

5．既製コンクリート杭の長さは、支持力・施工性・継手箇所の信頼性を考慮し設計する。ＰＨＣ杭は、近年３本継・４本継が施工され実績も多く問題点も少なくなっているが、選定に当たっては施工方法・継手構造等を十分検討しなければならない。

6．水中で施工する場所打ち杭のコンクリートの呼び強度（JIS-A5308 で保証される圧縮強度）が 30 (N/㎟) 以上の水中コンクリートを用いるものとする。

7．場所打ち杭において、コンクリートのみで負担する場合の許容せん断応力度は、「道路橋示方書・同解説」に準拠し 0.23 (N/㎟) とする。

8．場所打ち杭の設計径は 80㎝ 以上とし、10㎝ ラウンドとする。

５－８　許容応力度の割増し

短期荷重による許容応力度の割増しは、表－5.30 の値による。

表－5.30　許容応力度の割増し

荷重の組合せ	割増し率（%）
① 主荷重（常時）	－
② 主荷重＋温度変化の影響	15
③ 主荷重＋風荷重	25
④ 主荷重＋温度変化の影響＋風荷重	35
⑤ 地震の影響	50
⑥ 施工時荷重	50

解　説

1．許容応力度の割増しは、「道路橋示方書・同解説」に準拠した。

2．河川構造物の設計は、高水時荷重と地震時荷重を組合せないことを原則とする。

3．鉄筋の許容応力度の割増しに用いる基本値は、表－5.24の値を用いるものとする。

4．高規格堤防区間に設置される樋門の設計では、本川水位が高規格堤防設計水位の場合には、「耐えることができる構造」とするので、許容応力度の割増しは 50%とする。ただし、函渠、門柱等の設計では、この水位条件では支配されないので、通常堤防に設置される樋門と同様に設計してよいものとする。

5．通常堤防の自立式擁壁（パラペット）等で、堤防天端の静水圧を考慮した場合の許容応力度の割増しは、ゲート設計や高規格堤防設計の考え方を準用し、地震時相当（短期荷重状態）の 1.50 として取扱ってよいものとする。

５－９　基礎杭の許容変位量

基礎杭の許容水平変位量は、表－5.31 の値を標準とする。

表－5.31　基礎杭の許容水平変位量

項　　目	常　時	地震時（L1 地震動）
許容水平変位量	10㎜	10㎜

解　説

1．河川構造物においては、基礎杭の許容水平変位量は常時及び地震時（L1 地震動）とも概ね 10㎜ を標準とし、常時においては基礎杭に引抜き力を発生させないことを原則とする。

2．河川構造物の基礎杭の許容水平変位量は、昭和 45 年以降第１項の考え方で設計されてきたものであり、杭体耐力等だけではなく、以下の河川構造物の特性や機能・役割、長年にわたる実績等に配慮して定められ運用されてきたものである。

① 堤体に与える影響
② 門扉の開閉
③ 機場等の複雑な構造及び重要性を考慮
④ ポンプ設備やゲート設備等への影響を考慮

3．基礎杭の変位量が許容変位量を超過する場合には、杭配置、本数、杭径（肉厚）等を変更して設計しなければならない。

５－10　最小部材厚

鉄筋コンクリートの最小部材厚は、40cm を原則とする。

解　説

１．樋門の各部材寸法は、表－5.32 に示すとおりとする。

表－5.32　各部材寸法の規格

場所打ちＲＣ構造		最小部材厚（cm）	増加ピッチ（cm）	
			部材厚	幅
函体（頂版・側壁・底版）		40	10	－
胸壁 翼壁	堅壁	40	10	－
	底版	40	10	50

２．操作室等は、本規定の値によらなくてよい。

３．化粧型枠などを用いてコンクリート表面を仕上げる場合には、打増し分の厚さを設計上の部材厚に含めてはならない。

４．樋門で水平方向の遮水矢板が接合する胸壁、遮水壁での部材厚は、50cm を標準とする。また、樋門の門柱及び操作台の最小部材厚は、帯鉄筋と中間帯鉄筋の配置を考慮し、50cm としてよい。

５．工場等で製作するプレキャスト製品は、本規定の値によらなくてよい。

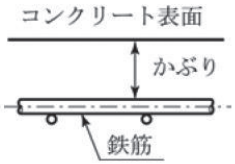
５－11　鉄筋の配置

５－11－１　鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりは、表－5.33 の値による。

表－5.33　鉄筋の純かぶり

鉄筋の位置	鉄筋のかぶり
標　準　値	7.5cm 以上
底版下面	10 cm 以上



図－5.21　鉄筋のかぶり

ただし、操作台等は別途取扱うものとする。

解　説

1．河川構造物の鉄筋のかぶりは、コンクリート標準示方書で規定する「腐食性環境」部材の「望ましい値」に準拠する。

2．河川構造物に用いる鉄筋径は、D 13～D 32 を標準とする。ただし、D 35 以上の鉄筋径を用いる場合のかぶりは別途考慮する。

3．表－5.33 の値は、水に接する部材を対象としたものである。

4．樋門の操作台の鉄筋の純かぶりは 3.0cm 以上としてよい。

一般に樋門の操作台は次に示す理由により、操作台での配筋上のかぶりの考え方は「一般の部材」としてよいものとする。

①　操作台の重量を軽くすることにより門柱以下の部材の応力的負担を軽減することができる。

②　操作室を設けた場合、操作室の鉄筋との施工上の接合を考慮することができる。

5．コンクリート表面から主鉄筋中心までの距離は、樋門は表－5.34 の①、その他の河川構造物では表－5.34 の②の値を用いてもよい。ただし、D 32 の鉄筋径を使用する場合には、鉄筋のかぶりが確保できるように表－5.34 に示す値に 5mm を加算するものとする。

樋門の鉄筋の配置は、「土木構造物設計マニュアル（案）に係わる設計・施工の手引き（案）［樋門編］」を参照するとよい。

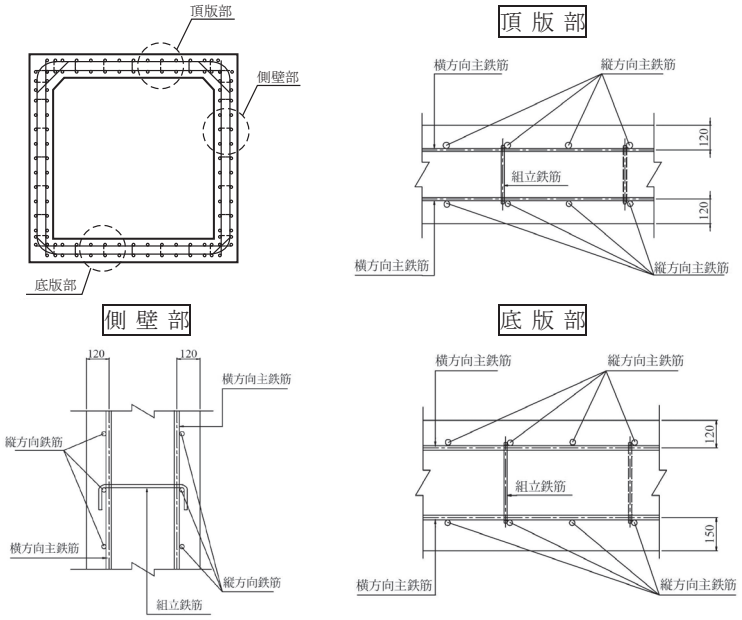
表－5.34　樋門のコンクリート表面から主鉄筋中心までの距離（㎜）

構造部名	適用箇所	主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離	鉄筋純かぶり
函体	・底版下面 ・頂版・側壁・底版上面	150 120	100 75
門柱及び操作台	・操作台 ・柱 ・下部戸当り上面	70 120 90	30 75 40
胸壁・遮水壁・翼壁	・たて壁[注1)] ・底版上面 ・底版下面	120 120 150	75 75 100

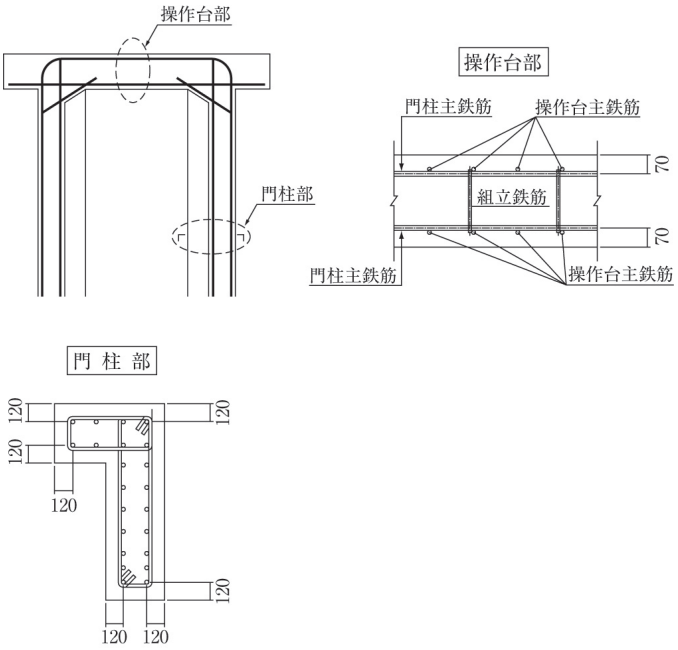
注1）配力鉄筋を主鉄筋の外側に配置する。

6．杭基礎の場合の底版下面での鉄筋の純かぶりは、「道路橋示方書・下部構造編」に準拠し、杭頭部から 10㎝ 以上とし、コンクリートの表面（床付面）から主鉄筋中心までの距離は、表－5.34 ①の値の 150㎜ を 220㎜ と読みかえるものとする。

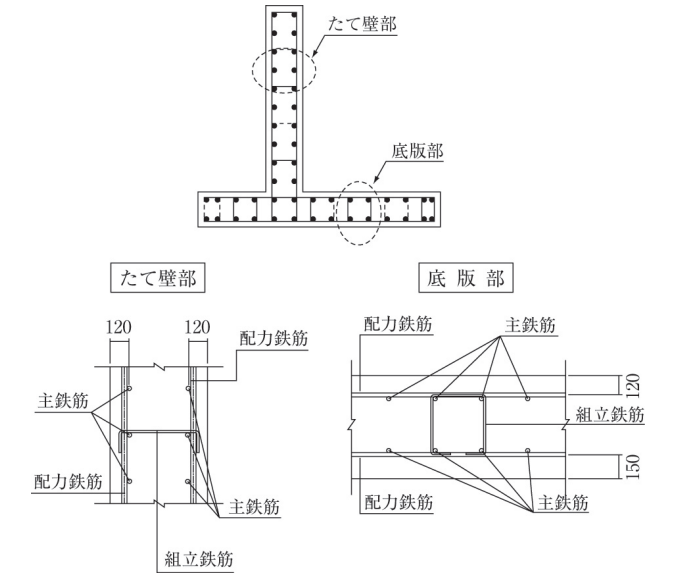
7．図－5.22（1）～（4）は樋門各部材でのコンクリートの表面から主鉄筋中心までの距離の標準的なものを示した。



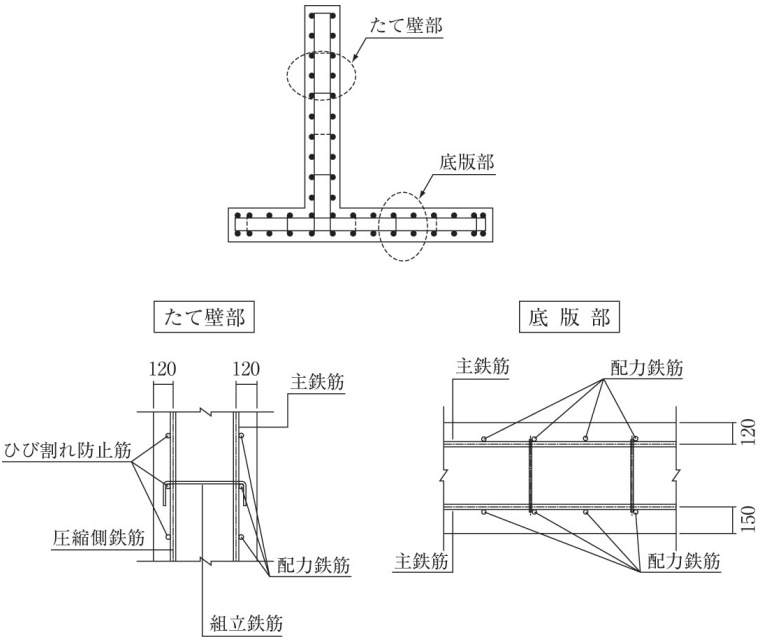
図－5.22（1）　函　体



図－5.22（2）　門柱及び操作台



図－5.22（3）　胸壁（底版を張出した場合）・遮水壁


たて壁部
底版部
たて壁部
底 版 部
120
120
主鉄筋
ひび割れ防止筋
圧縮側鉄筋
配力鉄筋
組立鉄筋
主鉄筋
配力鉄筋
120
150
主鉄筋
配力鉄筋

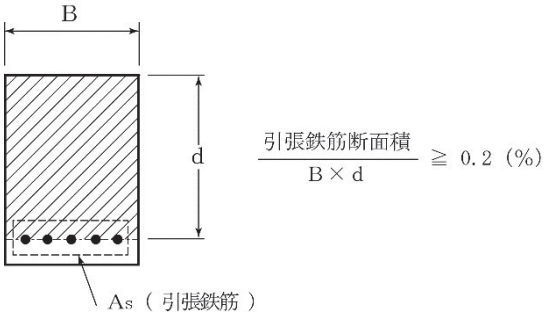
図－5.22（4）　翼　壁

５－11－２　最小鉄筋量

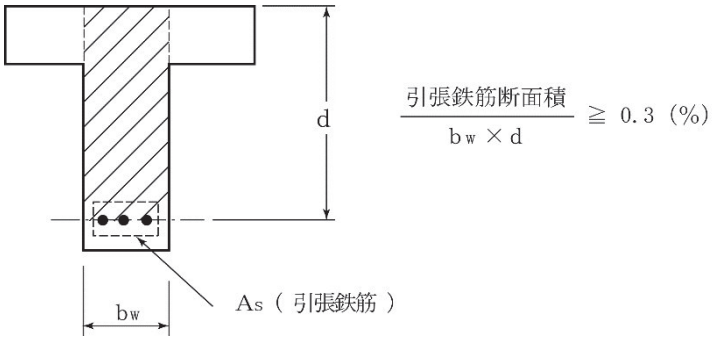
鉄筋コンクリート部材の主鉄筋の引張鉄筋量は、引張鉄筋比　0.2%以上を原則とする。

解　説

１．本規定は、曲げモーメントが支配的な矩形断面の最小引張鉄筋量を規定したものである。Ｔ型断面（函体縦方向など）の場合には、引張鉄筋をコンクリート有効断面積の 0.3%以上配置しなければならない。ここでいうコンクリート有効断面積とは、断面の有効高さ d に腹部の幅 b_w を乗じた面積である。



図－5.23　矩形断面の最小鉄筋量

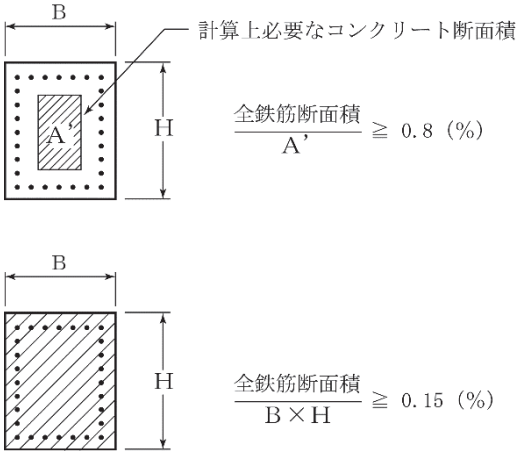


図－5.24　Ｔ型断面の最小鉄筋量

２．軸力が支配的な門柱などの部材は、次の規定が適用される。

①　計算上必要なコンクリート断面積の 0.8%以上の軸方向鉄筋を配置しなければならない。

② 計算上必要な断面より大きな断面を有する場合でも、コンクリート断面積の0.15%以上の軸方向鉄筋を配置するのが望ましい。



図－5.25　軸力が支配的な部材の最小鉄筋量

計算上必要なコンクリート断面積は、式－5.27で算定してもよいものとする。

$$A' = N / \left(0.008\,\sigma_{sa} + \sigma_{ca} \right) \qquad (5.27)$$

ここに、
- A' ： 計算上必要なコンクリートの断面積（mm²）
- N ： 軸力 （N）
- σ_{sa} ： 鉄筋の許容圧縮応力度 （N/mm²）
- σ_{ca} ： コンクリートの許容軸圧縮応力度 （N/mm²）

(1) 樋門における軸力が支配的な部材は、門柱や多連の函渠の隔壁などである。

(2) 計算上必要なコンクリート断面積（A'）を算定する場合の許容応力度は、SD345 の鉄筋で σ_{sa} ＝180（N/mm²）、σ_{ck} ＝24（N/mm²）のコンクリートで σ_{ca} ＝6.5（N/mm²）を用いる。

５－11－３　鉄筋の最小径

河川構造物に用いる鉄筋の最小径は、D13㎜を標準とする。ただし、樋門の場合の函体縦方向主鉄筋は、頂版及び底版ともD16㎜以上とする。

解　説

１．河川構造物に用いる主鉄筋・配力鉄筋などの最小径は、D13㎜を標準とする。ただし、水門や排水機場等の大規模で重要と考えられる構造物では、引張主鉄筋の最小径をD16㎜とする場合もある。

２．樋門の縦方向計算では、地盤のバネ値の取り方などにより曲げモーメントの発生傾向が大きく異なる場合があるので、地盤強度のバラツキや不明確さ等を考慮し、函体縦方向主鉄筋は頂版及び底版ともD16㎜を最小径とした。

５－11－４　鉄筋の継手等

河川構造物に用いる鉄筋の継手は重ね継手を標準とし、SD345 の鉄筋を用いる場合の重ね継手長は 31.25d （d は鉄筋径）以上とする。

解　説

１．重ね継手長は、式－5.28 で求まる長さ以上で、かつ鉄筋径の 20 倍以上とする

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{0a}} \cdot d \qquad (5.28)$$

ここに、　l_a　：付着応力度より求まる重ね継手長　(㎜)

σ_{sa}　：鉄筋の許容引張応力度の基本値 (N/㎟)

τ_{0a}　：コンクリートの許容付着応力度 (N/㎟)

d　：鉄筋の直径　(㎜)

ここで、SD345 の鉄筋を用いる場合の重ね継手長は、鉄筋径を d とすると次のように 31.25d と求まる。

$$l_a = \frac{200}{4 \times 1.6} \times d = 31.25d \quad (10㎜単位に切上げ)$$

２．異なる鉄筋径同志で重ね継手を行う場合には、大きい方の鉄筋径求まる長さ以上としなければならない。

３．鉄筋の継手の位置は、原則として同一断面に集中させてはならないものとする。継手を同一断面に集中させないため、継手位置を軸方向に相互にずらす距離は、継手の長さに鉄筋径の 25 倍か部材厚のどちらか大きい方を加えた長

さ以上を標準とする。

4．重ね継手ができない場合には、圧接することができる。

5．鉄筋の最大定尺長は、12mを標準とする。

6．施工の省力化等のために、機械式の鉄筋継手工法や鉄筋定着工法の採用について検討する。

５－11－５　主鉄筋の配置

主鉄筋は、250㎜ 又は 125㎜ の間隔で配筋することを原則とする。

解　説

1．樋門の函体縦方向の主鉄筋は、各スパンごとに頂版及び底版の両方に同径・同量を配置するものとし、最小径はD16㎜ とする。

2．一般に、応力をできるだけ均一に分散すること、及びできるだけひび割れを防止する意味から、部材の主鉄筋は密に配筋することが望ましい。

3．主鉄筋の純間隔（あき）は、4㎝ 以上かつ粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とし、更に鉄筋径の 1.5 倍以上としなければならない。

4．乾燥収縮及び温度変化等による有害なひび割れを防ぐために、広い露出面を有する翼壁などの壁の露出面では、水平方向に壁の高さ 1mあたり 5㎝^{2}以上の断面積の鉄筋（配力鉄筋）を配置するのがよい。

5．門柱などの軸方向鉄筋の配置は一律同じとし、段落しは原則として行ってはならない。

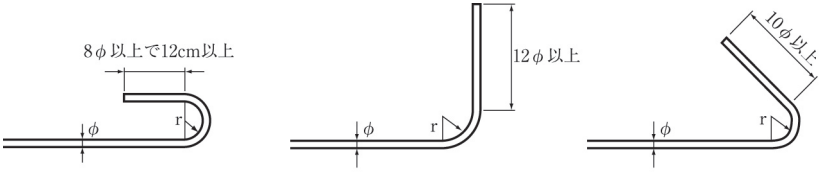
6．鉄筋の配置

①　はり部材の配力鉄筋は、引張主鉄筋断面積の 1/6 以上としなければならない。

②　主鉄筋の配置は、２段までとする。

③　門柱などの柱部材での帯鉄筋は、15㎝ 以下の間隔に配置することを原則とする。

④　門柱などの帯鉄筋は「道路橋示方書・同解説」に準拠し、鋭角フック又は半円形フックを用いて図－5.26 に示す値以上まっすぐ伸ばすものとする。



(a) 半円形フック　(b) 直角フック　(c) 鋭角フック

ここに、
φ：鉄筋の直径（cm）
r：鉄筋の曲げ内半径（cm）

図－5.26　鉄筋フックの形状

⑤　定着部が曲がった鉄筋の定着長のとり方は、以下のとおりとする。

1)　曲げ内半径が鉄筋径の 10 倍以上の場合は、折り曲げた部分も含み、鉄筋の全長を有効とする。

2)　曲げ内半径が鉄筋径の 10 倍未満の場合は、折り曲げてから鉄筋径の 10 倍以上まっすぐ延ばしたときにかぎり、その直線部分だけを有効とする。

⑥　壁や柱の軸方向鉄筋の定着、片持梁の固定部における定着等は、単なる鉄筋の定着というだけでなく部材と部材の連結箇所であるので、以下の方法で定着する。

1)　壁、柱の軸方向鉄筋は、底版の下側主鉄筋位置まで延ばすものとし、鉄筋の端部はフックをつけて定着することが望ましい。

2)　片持梁の固定端等では、引張鉄筋の端部が定着部において上下から拘束されていない場合には断面の有効高 d 、また、引張鉄筋の端部が定着部において上下から拘束されていない場合には、断面の有効高 d の 1/2 だけ定着部内に入った位置から所定の定着長を確保するのが望ましい。

(1) 上下から拘束されていない場合　(2) 上下から拘束されている場合

図－5.27　片持梁の鉄筋の定着例

５－12　せん断力に対する照査

鉄筋コンクリート部材で、コンクリートのみでせん断力を負担する場合、平均せん断力応力度（τ_m）は許容せん断応力度（τ_{a1}）を越えてはならない。

解　説

１．平均せん断応力度（許容応力度法）

部材の有効高が変化しないときのコンクリートの平均せん断応力度は、式－5.29 により算定するものとする。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d} \qquad (5.29)$$

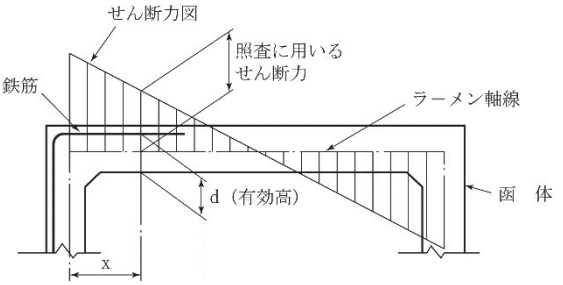
ここに、　τ_m ： コンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）

S ： 断面に作用するせん断力　(N)

b ： 断面幅（mm）

d ： 断面の有効高（mm）

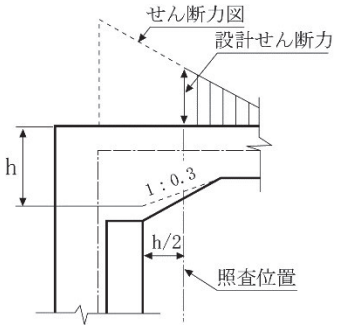
２．函渠横方向の平均せん断応力度の照査は、図－5.28 に示す x ＝0～2 d の範囲で行うものとする。



図－5.28　平均せん断応力度の照査位置（函渠断面）

ただし、荷重が分布荷重の場合には簡易化のために x ＝0、 x ＝2 d の２点だけで照査を行ってもよいものとする。この場合の x ＝0 における有効高は x ＝2 d の位置の有効高さを用いるものとする。

3．門柱横方向の設計において、操作台の平均せん断応力度は、図－5.29に示す部材断面で照査してよい。



図－5.29　操作台の平均せん断応力度の照査位置

4．コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度（τ_{a1}）は、式－5.30で算定される値で割増しできるものとする。

$$\tau_m \leqq \alpha \cdot \tau_{a1} \tag{5.30}$$

$$\alpha = 2 - \frac{X}{2d} \qquad (1 \leqq \alpha \leqq 2) \tag{5.31}$$

ここに、　α　：許容せん断応力度の割増係数

X　：照査断面位置の節点からの距離

d　：有効高さ

① 許容せん断応力度（τ_{a1}）は上記の割増しの他に、荷重の組合せによる割増した値を用いてよい。

② τ_m が許容せん断応力度（τ_{a1}）を越える場合には、斜引張鉄筋（スターラップ又は帯鉄筋）を配置するものとする。

τ_m が表－5.21 に規定する τ_{a2} の値を越える場合には、コンクリート断面を大きくしなければならない。

5．コンクリートのみでせん断力を負担することができない場合には、式－5.32により算定される断面積以上の斜引張鉄筋を配置するものとする。

なお、この場合は、斜引張鉄筋が負担するせん断力の1/2以上をスターラップで負担させることを原則とする。

式－5.32 は斜引張鉄筋が部材軸と直交する場合で、部材の有効高さが変化しないときの算定式を示す。

$$\left.\begin{aligned} A_W &= \frac{1.15 \cdot S_h' \cdot a}{\sigma_{sa} \cdot d} \\ S_h' &= S - S_c \end{aligned}\right\} \qquad (5.32)$$

ここに、 A_W ： 間隔 a で配筋される斜引張鉄筋の断面積（㎟）

S_h' ： 間隔 a で配筋される斜引張鉄筋が負担するせん断力（N）

S ： 部材断面に作用するせん断力（N）

S_c ： コンクリートが負担するせん断力（N）

鉄筋コンクリートの場合

$$S_c = \frac{1}{2} \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot d$$

τ_{a1} ： コンクリートのみでせん断力を負担する許容せん断応力度（N/㎟）。ただし、荷重の組合せを考慮した許容応力度の割増しをしてはならない。

d ： 部材断面の有効高（㎜）

b ： 部材断面幅（㎜）

a ： 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔（㎜）

σ_{sa} ： 斜引張鉄筋の許容引張応力度（N/㎟）

① コンクリートが負担するせん断力 S_c を算定する場合の τ_{a1} は、許容応力度の割増しを行ってはならない。

② 部材の有効高が変化したり、斜引張鉄筋が部材軸方向と直交しない場合には、「道路橋示方書・同解説」を参照するとよい。

6．スターラップの配置

(1) スターラップは、引張鉄筋を取囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着させなければならない。また、圧縮鉄筋がある場合は、引張鉄筋及び圧縮鉄筋を取囲み、原則としてフックをつけて圧縮部コンクリートに定着させるものとする。

(2) 梁部材断面に計算上スターラップを配置する必要がある場合、原則としてスターラップの間隔は梁の有効高の 1/2 以下かつ 30㎝以下としなければならない。

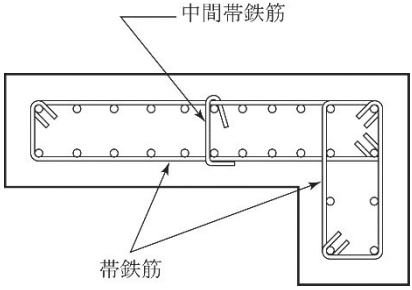
7．帯鉄筋の配置

(1) 門柱の帯鉄筋は、直径 13㎜ 以上とし、その高さ方向の間隔は 15㎝ 以下とすることを原則とする。

(2) 門柱の帯鉄筋には、帯鉄筋と同径で、かつ図－5.30 に示すような位置に１本以上の中間帯鉄筋を配置する。

① 中間帯鉄筋は、門柱の高さ方向に間隔１ｍ以内に配置する。

② 中間帯鉄筋は、半円形フック若しくは鋭角フックにより定着させることを原則とするが、樋門の門柱のように部材が小さく施工上の制約等によりやむを得ない場合には、中間帯鉄筋の一方のフックは直角フックを用いて直角フックの位置が千鳥状（交互）になるよう定着させてもよい。



図－5.30　門柱の帯鉄筋と中間帯鉄筋の例（平面図）

第６章　樋門の設計

６－１　基礎の設計方針

樋門の基礎の設計は地盤の挙動を考慮して堤体及び樋門の機能を確保し得るよう設計しなければならない。

解　説

樋門は河川堤防内を横断して設置される構造物で、特に圧密沈下が発生する軟弱地盤上に設置される樋門の基礎においては、従来は強固な支持層まで貫入された支持杭が多く用いられてきた。このため堤体と函体との間に相対沈下が生じ、堤体及び函体に影響を及ぼしかねない場合が多かった。

このため、基礎及び函体の設計は、堤体及び樋門の本来の機能を確保し得るように設計する必要がある。

６－２　基礎に作用する荷重

６－２－１　荷重状態

樋門の基礎は、常時荷重で設計するものとし、必要に応じ地震時荷重でも検討する。

解　説

１．ボックスカルバートなどの地中構造物は地震時でも土と一体の挙動を示すと考えられることから、樋門の基礎の設計は常時荷重で設計することとした。

なお、函体端部には門柱、胸壁が設けられるので土圧などの水平荷重が函体に作用すると考えられ、函体が複数スパンになる場合の端部スパンでは水平荷重に対しても検討することとした。

２．直接基礎は、「弾性床上の梁」で鉛直荷重と水平荷重を同時に計算することは解析上極めて複雑になるので、常時荷重では鉛直荷重のみで検討する。

３．複数スパンとなる場合の門柱などを含む端部スパンは、門柱や胸壁などから作用する水平荷重を考慮する。

６－２－２　鉛直荷重

樋門の基礎に作用する主な鉛直荷重は、土重、函体自重、函渠内水重、上載荷重、門柱及び胸壁からの荷重とする。

解　説

1．函渠頂版に作用する土重は、表－5.7 の割増し係数 α を考慮した鉛直土圧とする。

2．函渠頂版に作用する鉛直土圧（土重）は、道路ボックスカルバートに作用する鉛直土圧と同様、柔構造樋門においても剛構造樋門においても、土被り高さに応じた鉛直土圧（土重）を作用させるものとする。これは、一般に、樋門の開削工事による埋戻土は N 値が小さく（N 値が概ね 5 程度以下）ゆるい砂質土であることから、函渠頂版に作用する鉛直土圧（土重）は深くて硬い地盤中のトンネル等の地下構造物に作用する土圧とは異なるものと考えられてきたことによる。

3．地盤の変位（沈下）を考慮した「弾性床上の梁」の計算では、地盤の変位が函体に影響するので、函体自重や函渠内水重などの等分布荷重を考慮するものとする。

4．上載荷重は、堤防の天端、小段などの平場部分に作用する荷重であり、常時においては、W_0 =10kN/㎡の等分布荷重としてよい。

なお、函渠頂版に作用する上載荷重については式－6.1による。

$$P_{vd}=W_0 \cdot B \qquad (6.1)$$

ここに、P_{vd} ：函体縦方向1m当りに作用する上載荷重（kN/m）

W_0 ：地表面での上載荷重 ＝10kN/㎡

B ：函体の奥行き（m）

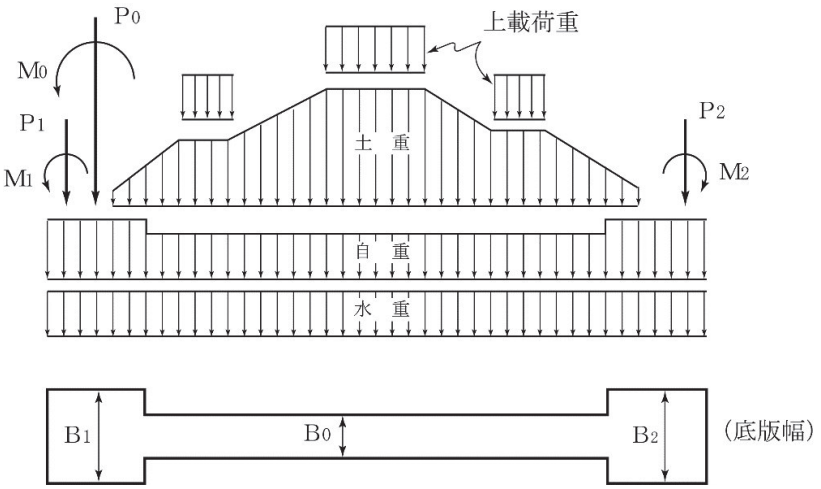
5．門柱及び胸壁からの荷重は、鉛直荷重とモーメント荷重とする。

① 門柱からの荷重は、門柱の流水方向の設計で算定される門柱下端位置での値を用いてよい。

② 胸壁からの荷重は、胸壁の安定計算で算定される値を用いてよい。

6．函体に作用する鉛直土圧（割増し係数を考慮）の他に函体側面に作用する摩擦力も考えられるが、相対沈下が発生する前の鉛直土圧に対する側面摩擦力の比率は小さいことが実験で確認されているので、函体側面に作用する摩擦力を考慮しなくてよい。

7．函体縦方向の鉛直荷重は、図－6.1 のようになる。



P0，M0 ：門柱からの鉛直・モーメント荷重
P1，M1 ：川表胸壁からの鉛直・モーメント荷重
P2，M2 ：川裏胸壁からの鉛直・モーメント荷重

図－6.1　標準的な縦方向の載荷図

６－２－３　水平荷重

函体が２スパン以上になる場合の端部スパンは、門柱及び胸壁から伝達される水平荷重を考慮して設計することを原則とする。

解　説

函体端部には門柱や胸壁の地震時慣性力や土圧などの水平荷重が函体に伝達されるが、函体と堤体の相互の挙動については不明確な部分が多く、水平力を理論的・定量的に評価することは現在の技術レベルでは困難である。

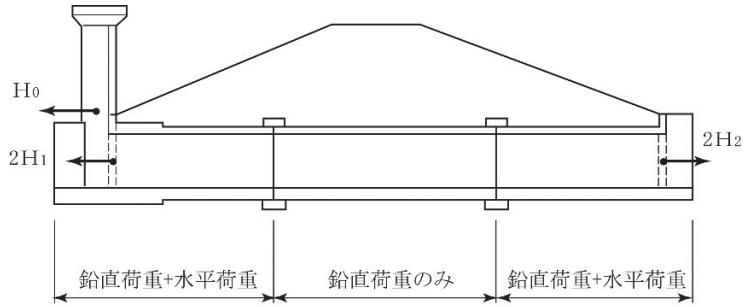
しかし、２スパン以上の端部スパンでは継手部分に有害な変位が生じやすいことは経験上知られていたことであり、門柱及び胸壁から伝達される水平荷重は、簡便的に次のように設計することとした。

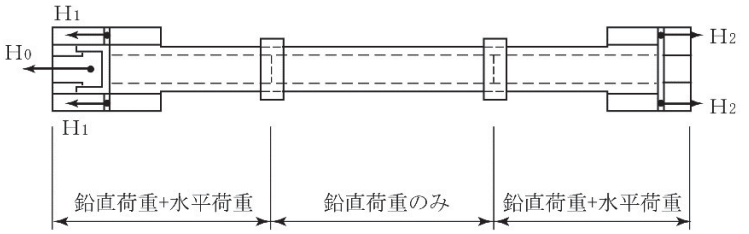
① 門柱からの水平荷重は、門柱下端位置から上方の風荷重や門柱・操作台（室）などの重量に対する地震時慣性力とする。この水平力は門柱の流水方向の設計で算定される値を用いてもよい。

② 胸壁からの水平荷重は、胸壁の安定計算で算定される土圧、地震慣性力などの水平力とする。

③ 単スパンの場合には、胸壁の水平荷重の作用方向が相反することから川表と川裏の水平荷重はバランスするものとし、水平荷重は考慮せず、鉛直荷重のみで設計してもよいものとする。

④ ２スパン以上の場合、端部スパンは門柱、胸壁からの水平荷重が作用するが、両端部スパンは構造上分離するために水平荷重はバランスせずそれぞれに作用するものとし、端部スパンに対しては鉛直荷重及び水平荷重で設計するものとする。



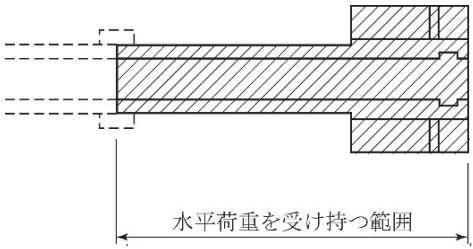


H_0 ：門柱からの水平荷重
H_1 ：川表腕壁からの水平荷重
H_2 ：川裏腕壁からの水平荷重

図－6.2　２スパン以上の水平荷重

⑤　２スパン以上で川裏側端部スパンの水平荷重の影響が小さく、これを無視できる場合には、鉛直荷重のみを考慮して設計してもよいものとする。

⑥　水平荷重は、函体から張出した胸壁の底版幅を含めた端部スパン全体で受け持つものとする。



図－6.3　水平荷重を受け持つ範囲

６－３　函体スパンの組合せ

継手を有する函体縦方向は、継手の力学特性、基礎の特性、函体構造特性等を考慮し、全区間のスパンを連続させた適切な函体の力学モデルにより設計することを標準とする。

解　説

1．継手を有する函体縦方向は、カラー継手等の結合条件、地盤強度と分布特性、函体材質等の構造特性などを評価し、継手の力学特性に応じて全区間のスパンを連続させた函体力学モデルを検討して設計する必要がある。

2．継手の変形・強度の特徴に応じた結合条件は、次のように大別評価できる。

(a) ヒンジ結合（カラー継手などで、せん断力は伝達される。）

(b) フリー結合（柔可撓継手や耐圧ゴムカラーなどで、断面力は伝達されないものとする。）

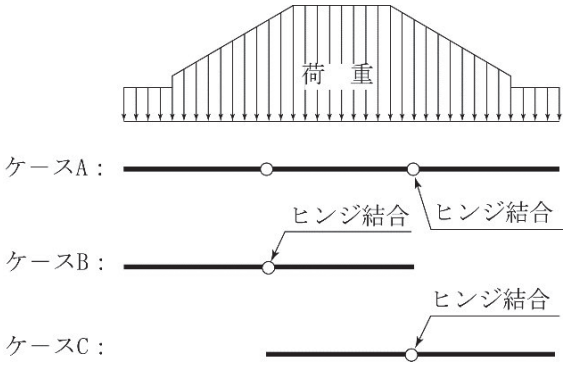
(c) 弾性結合（ベローズ継手などで、せん断力と曲げモーメントが伝達される。）

3．直接基礎で地層が傾斜し函体が洪積層と沖積層にまたがって設置される場合等では、残留沈下量や地盤（バネ）強度が急激に変化することもある。このような場合には、隣接するスパンの変位等の影響により、函体に働く曲げモーメントが大きく影響を受けやすくなる。

(1) 残留沈下量や地盤のバネ強度の急変による函体の変位・反力状態が大きく変化したり、施工完了時と将来で堤防断面が異なる場合などでは、隣接するスパンの有無により大きく影響を受けることが考えられるので、このような場合には、継手の結合条件等を考慮して次のような函体のスパンを組合せて設計する。

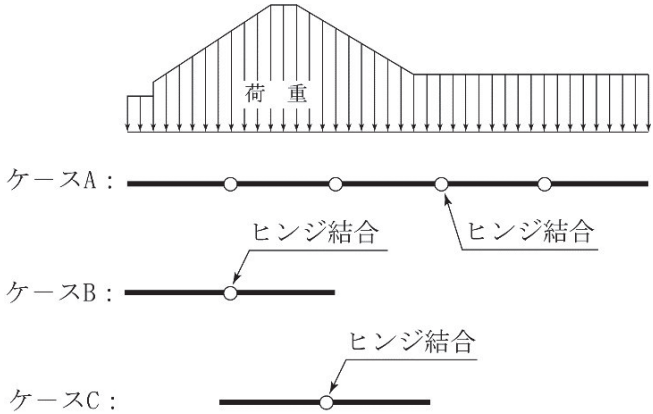
ケースＡ　　：全スパンを連続させたケース

ケースＢ、Ｃ　：相隣り合う２スパンを連続させたケース



図－6.4　3スパンの組合せケースの例（ヒンジ結合）

(2) 函体が長尺となり相隣り合う２スパンを組合せて設計する場合には、図－6.5のように堤防荷重が影響する範囲の函体スパンのみを取扱ってよいものとする。



図－6.5　5スパンの組合せケースの例（ヒンジ結合）

６－４　直接基礎の設計

６－４－１　設計の基本

直接基礎形式の函体は、基礎地盤と函体の相互の挙動を考慮し、転倒･滑動･地盤の降伏変位量について縦方向で設計することを原則とする。

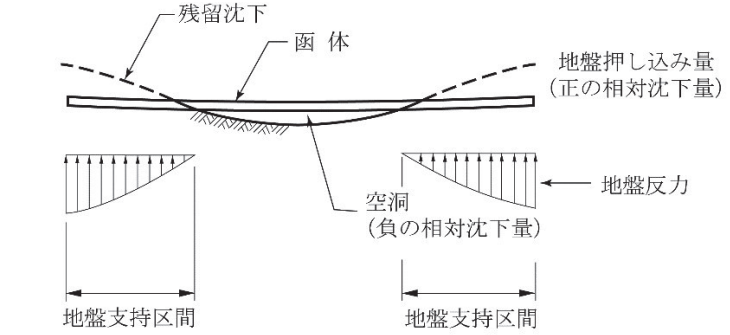
解　説

基礎に対する安定は、次により従来から取扱われてきた「地盤の支持力」を「地盤の降伏変位量」に換えて設計するものとする。

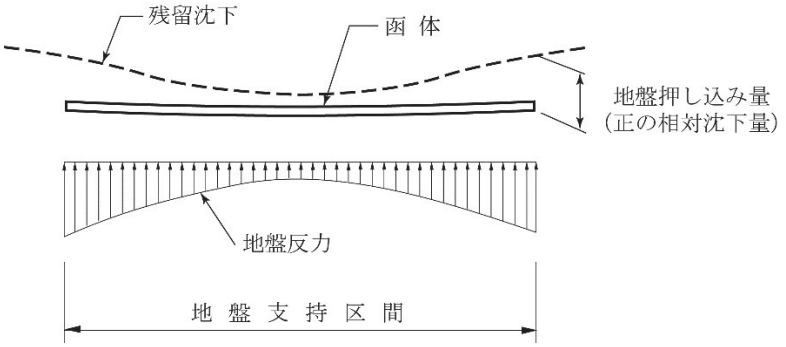
１．地盤による函体の支持機構

① 構造物の地盤支持力は、構造物の基礎底面は地盤と接していることを前提とした Terzaghi のせん断破壊理論を基本とし、地盤の極限支持力を安全率で除して求まる許容支持力と構造物底面から基礎地盤に伝達される荷重を比較し検討されてきた。

② 軟弱地盤上の樋門は、地盤の沈下に伴って函体自体も沈下することになるが、函体底面から地盤に伝達される荷重と等しい地盤反力が得られるまで函体は沈下することになるため、地盤反力は、地盤の残留沈下形状と函体自体の沈下量によってその範囲や地盤反力度が定まるものであり、函体はいずれかの区間で地盤に支持される。



（a） 空洞が発生する場合の例



（b） 空洞が発生しない場合の例

図－6.6 函体縦方向の沈下状況

③ 函体は縦方向スパン全体としての梁で地盤に支持される状態になり、図－6.6 のように函体のスパン端部が地盤を押し込み、これによる地盤反力によって支持されている梁の形態となるので、地盤で支持される区間で地盤が破壊（降伏）しないかを検討するものとする。

④ 個々の地盤が持っている降伏変位領域を推定することは容易ではないので、6－4－2 に定める地盤の降伏変位量と縦方向計算で求まる地盤押し込み量（相対沈下量）によって検討するものとした。

2．水平力を考慮しない函体の直接基礎は、地盤の降伏変位量によってのみ検討し、転倒・滑動については省略してもよい。

3．水平力を考慮する函体については、転倒・滑動・地盤の降伏変位量によって検討する。

転倒・滑動については一般の構造物の安定計算と同じ方法で検討するものとする。

６－４－２　地盤の降伏変位量

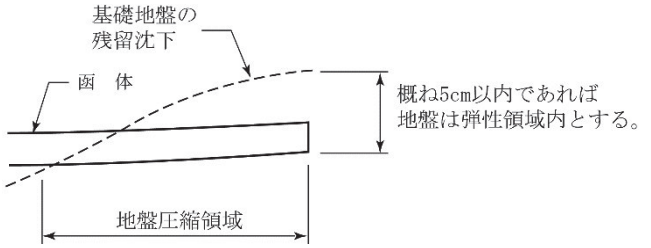
直接基礎の函体の地盤支持は、地盤の降伏変位量で検討するものとする。

解　説

1．地盤を弾性体と考えた場合、個々の地盤の降伏変位量を推定することは容易ではないが、地盤の水平方向の降伏変位量は、基礎の水平変位量を弾性変位量以内におさえる意味で基礎幅の１％かつ 5.0cm であると考えられている。また、地盤の鉛直方向の降伏変位量は、水平方向の降伏変位量よりは大きいものと考えられている。

このため、水平方向の降伏変位量を鉛直方向に準用し、基礎幅（函体幅）にかかわらず地盤鉛直方向の降伏変位量を概ね５cm とした。

2．樋門の直接基礎の設計においては、函体幅にかかわらず縦方向の計算で求まる正の相対沈下量（函体が地盤を押し込む量）が概ね５cm 以内であれば地盤は弾性領域内と考え、地盤支持に対しては安全とするものとする。



図－6.7　地盤の降伏変位量

3．地盤沈下量は、地層の不均一性や地盤強度のバラツキ、荷重の変化等より、一様な分布にならないことが多く、場合によっては函体底版下面に空洞が発生する。堤防の機能を確保する点から考えれば、函体下面の空洞化を防ぐよ

うに設計するのが望ましいが、地盤と函体の剛性が異なること、また、地盤強度や沈下量分布によっては空洞化が避けられない場合もある。しかし、過大な空洞化は、堤防の機能に重大な影響を与える恐れもあり、できるだけ空洞化を小さく抑える意味において、土質定数の推定精度や計算精度等を考慮し、函体下面の空洞化（負の相対沈下量）は、概ね５cm 以内になるように設計する。

４．洪積地盤など N 値が大きい良好な地盤では、過大な地盤反力度により地盤の塑性化状態の発生も予想されることから、最大地盤反力度は表－6.1 の値以内にするものとする。

表－6.1　良好地盤の常時における最大地盤反力度

良好地盤の種類	最大地盤反力度 (kN/m²)	N 値の目安
砂礫地盤	700	大略 N 値が 30 以上
砂 地 盤	400	
粘性土地盤	200	大略 N 値が 20 以上 （一軸圧縮強度が 0.4N/mm²程度以上）

６－４－３　縦方向の解析手法

直接基礎の函体縦方向の設計は、基礎地盤の沈下を考慮した「弾性床上の梁」として解析することを原則とする。

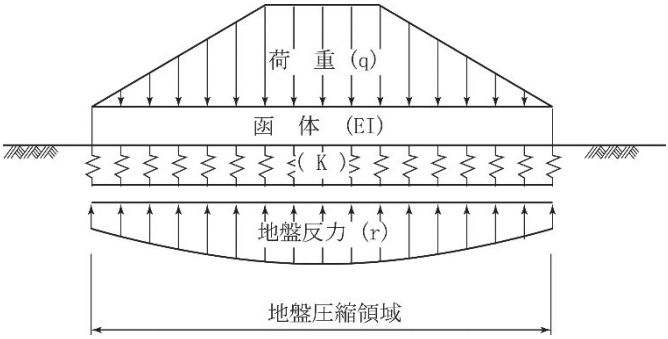
解　説

１．直接基礎の函体縦方向は、函体の沈下量に正比例する地盤反力が得られるものと仮定しWinkler モデルによる「弾性床上の梁」によって解析され、このモデルは杭の計算に広く用いられるChang の式の基礎式になっている。

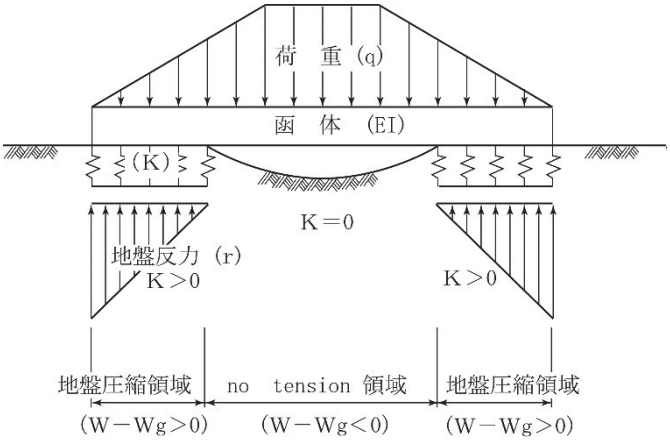
残留沈下を生じる地盤上に函体を設置すると、設置直後においては、函体は地盤に全面支持され、その挙動は、従来から用いられてきたWinkler モデルで表現できる（図－6.8）。しかし、時間の経過とともに地盤沈下が不均一に進行すると、地盤沈下分布が一様でないために支持状態が変化し、底版に働く反力状態も変化することになる。地盤沈下分布によっては、函体中央部付近に空洞が発生し、函体は両端部付近の地盤で部分支持される状態になる場合も考えられる（図－6.9）。

Winkler モデルでは、函体の全区間が常に地盤に支持された状態を取扱うものであり、地盤沈下量と函体の沈下量との差（相対沈下量）については考慮されない。このため、設置直後とは異なる地盤変位が発生する場合には、残留沈下量をWinkler モデルの弾性床上の梁理論の中に組み込み、相対沈下量に起因する地盤反力を取扱う必要があり、地盤の沈下量が函体の沈下量より大きい空洞化領域では、地盤バネによる引張反力が働かないものとしなければならない。

したがって、残留沈下が発生する（設計上、残留沈下を無視できない）柔構造樋門の場合には地盤の変位を考慮した「弾性床上の梁」として解析する必要がある。



図－6.8　従来からの解析モデル説明図



図－6.9　地盤沈下を考慮した解析モデル説明図

2．地盤沈下を考慮した「弾性床上の梁」の解析

(1) 地盤の沈下を考慮した「弾性床上の梁」は、地盤の沈下量を解析の中に組み込むとともに、函体の絶対沈下量が残留沈下量よりも小さい領域（空洞発生区間）では、地盤バネによる地盤反力（引張力）が働かないno-tension領域として取扱う必要があり、これがWinkler のモデルの基本式と異なる点である。

地盤沈下を考慮した「弾性床上の梁」の基本式は式－6.2 である。

《空洞解析法》

地盤沈下をWinkler モデルに組み込んだ基本式

$$EI\frac{d^4W}{dX^4}+K\left(W-W_g\right)=q$$
ただし、$W-W_g<0$ のときは $K=0$とする。 (6.2)

ここに、EI ：函体の断面剛性 (kN･m²)

W ：函体の変位（絶対沈下量） (m)

W_g ：地盤の変位（残留沈下量） (m)

K ：地盤バネ定数（$=K_v\cdot B$） (kN/m²)

X ：函体縦方向の位置 (m)

q ：函体に作用する実荷重 (kN/m)

(2) この解析で留意すべき事項は次の点にある。

① 地盤バネ定数（K）

$$K=K_v\cdot B \qquad (6.3)$$

ここに、K_v ：鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

B ：底版幅 (m)

② 函体の上に作用する実荷重（q）は、土重、上載荷重とする。

$$q=q_0\cdot B \qquad (6.4)$$

ここに、q_0 ：函体の単位奥行き当りの荷重 (kN/m²)

B ：荷重を受け持つ函体の奥行き (m) (=底版幅)

この他に、函体の自重、函体内の水重、門柱・胸壁からの荷重を考慮する。

③ 残留沈下量を考慮しない（剛構造樋門）場合には、全区間で$W_g=0$とすればよい。

④　式－6.2 は地盤の変位（残留沈下 W_g）を既知量として取扱うものであり、Winkler のモデルの「弾性床上の梁」の解析方法の一部を修正することで容易に計算できる。

⑤　なお、より簡便な方法として、地盤変位等価荷重（$K \cdot W_g$）を用いる方法もある。

《地盤変位等価荷重法》

$$EI\frac{d^4W}{dX^4} + K \cdot W = q + K \cdot W_g \qquad (6.5)$$

（記号は前掲）

この方法は、既知となる K と W_g の積（$K \cdot W_g$）を仮想荷重と考え、この仮想荷重を右辺の実荷重（q）に加えて、従来からの「弾性床上の梁」により計算する方法である。

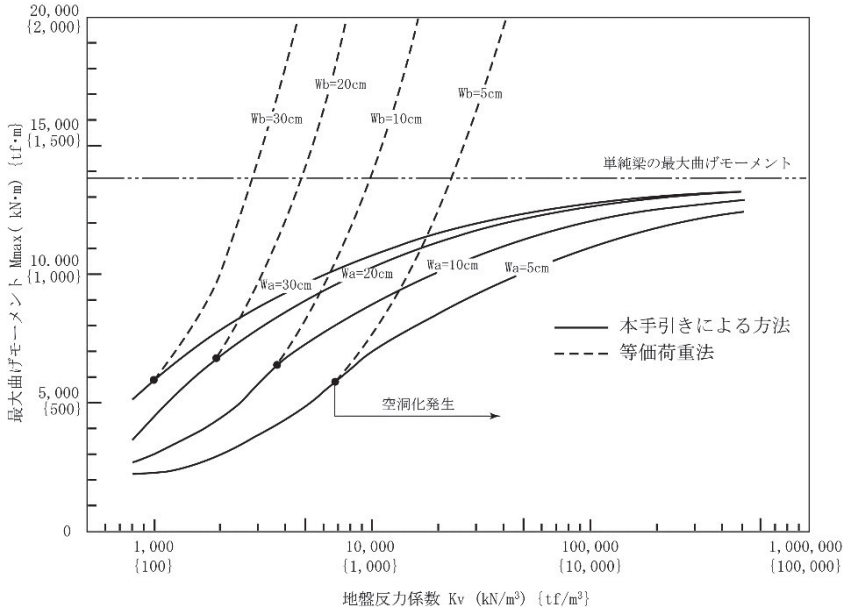
地盤変位等価荷重法の適用に際しては、下記の事項に注意する。（図－6.10 を参照）

（イ）函体は常に全区間で地盤に支持された状態を仮定しているので、空洞が発生しない場合には空洞解析法（地盤沈下をWinklerモデルに組み込んだ解析方法）と解析結果は一致する。

（ロ）しかし、僅かでも空洞が発生する場合には、この方法では曲げモーメント等が過大に求まり、理論上求められる最大値（両端支点の単純梁として求まる値）よりも超過することもある。このため、空洞化区間では地盤反力が発生しないので、空洞が発生する区間の地盤バネを無視（$K=0$）するno-tension解法（空洞解析法）を適用する必要がある。

【参　考】

部材及び荷重条件を一定とした場合の「空洞解析法」と「地盤変位等価荷重法」による解析結果の例を図－6.10に示す。



図－6.10　解析方法別の地盤バネ～最大曲げモーメント図の例

(3) 函体の断面剛性

函体の断面剛性は、函体の弾性係数（E）と断面二次モーメント（I）の積で定義される。

① 弾性係数は、函体の材質の弾性係数とし、コンクリートがσ_{ck} ck=24N/mm²の場合にはE =25,000 N/mm²の値を用いる。

② 断面二次モーメントは、函体の横断面に対しての断面形状で求める。

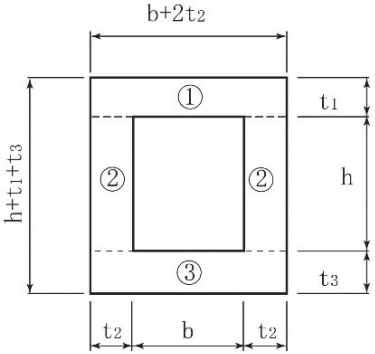
例えば、１連のボックス断面の断面二次モーメントは次のように求めることができる。

《１連のボックス断面の断面二次モーメント》

部材	A_i （面積）	Y_i （重心の高さ）	$A_i \cdot Y_i$	$A_i \cdot Y_i^2$	I_{oi} （断面二次モーメント）
頂版	$(b+2\cdot t_2)\ t_1$	$h+t_3+t_1/2$			$(b+2\cdot t_2)\ t_1^3/12$
側壁	$2\cdot h\cdot t_2$	$t_3+h/2$			$t_2\cdot h^3/6$
底版	$(b+2\cdot t_2)\ t_3$	$t_3/2$			$(b+2\cdot t_2)\ t_3^3/12$
Σ	ΣAi		$\Sigma Ai\cdot Yi$	$\Sigma Ai\cdot Yi^2$	ΣI_{oi}

函体の図心位置：$Y_g = \dfrac{\Sigma A_i \cdot Y_i}{\Sigma A_i}$

函体の断面二次モーメント：$I = \Sigma A_i \cdot Y_i^2 + \Sigma I_{0i} - Y_g^2 \cdot \Sigma A$



図－6.11　１連のボックス断面形状

なお、函体の端部断面は補強することとなるが、解析上大きな影響を与えないので全長に渡り標準部の断面二次モーメントを用いて計算してもよい。

(4) 函体継手の結合条件

函体縦方向の函体結合条件は、使用する継手の力学特性に応じて定めなければならない。

継手は構造上、次の３形式に大別できる。

① カラー継手

函体の接合部を帯状に取り巻く形式で、現在多くの函体継手に採用されている。函体を鉄筋コンクリート構造とするときにはカラー継手も鉄

筋コンクリート構造が採用され、可撓継手と併用されることが多い。

力学的には、カラー継手はせん断力のみを伝達し、曲げモーントは伝達しないヒンジ結合としてよい。

なお、耐圧ゴム製カラーを用いる場合には、それ自体が変形追随することができるので、解析上は力学特性を無視してもよい。

② 柔可撓継手

函体の接合部にコンクリートカラー継手等を設けず、隣接する函体の変位量の差を大きく許容する構造である。この柔可撓継手は主に止水を目的として採用されるもので、ゴム板等が用いられる場合が多い。

力学的にはせん断力、曲げモーメントは伝達されるが、それはごく小さいので、解析上はフリー結合とし、柔可撓継手の力学特性を無視してよい。

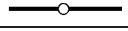
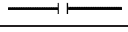
③ 弾性継手

継手部に隣接する函体の変位量の差を互いに吸収しあう特性を持つ構造であり、スチールベローズ継手やメカニカル継手などがこの形式に該当する。

力学的には継手の力学特性に応じ、せん断力、曲げモーメンが伝達される弾性結合としてよい。

以上の３形式の継手は、表－6.2 のような結合条件として計算してよいものとする。

表－6.2 継手部の結合条件

	結合条件	記 号	解析上のバネ定数の取扱い	
			せん断バネ	回転バネ
カラー継手	ヒンジ		無限大	なし
柔可撓継手	フリー		なし	なし
弾性継手	弾 性		あり	あり

(5) 遮水矢板による影響

遮水矢板は、その周辺地盤との相対沈下により函体を支持したり、函体を引き込んだりする場合がある。

（イ）遮水矢板が支持抵抗として機能する場合は、遮水矢板の軸方向バネを杭の軸方向バネとして取扱うのが望ましい。

$$K_v = \alpha \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{l} \qquad (6.6)$$

ここに、K_v ：矢板の軸方向バネ定数 (N/mm)

A_p ：矢板の純断面積 (mm^2)

E_p ：矢板の弾性係数 (N/mm^2)

l ：矢板の長さ (mm)

$$\alpha = \lambda \cdot \tanh(\lambda)$$

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

U ：矢板の周長 (mm)

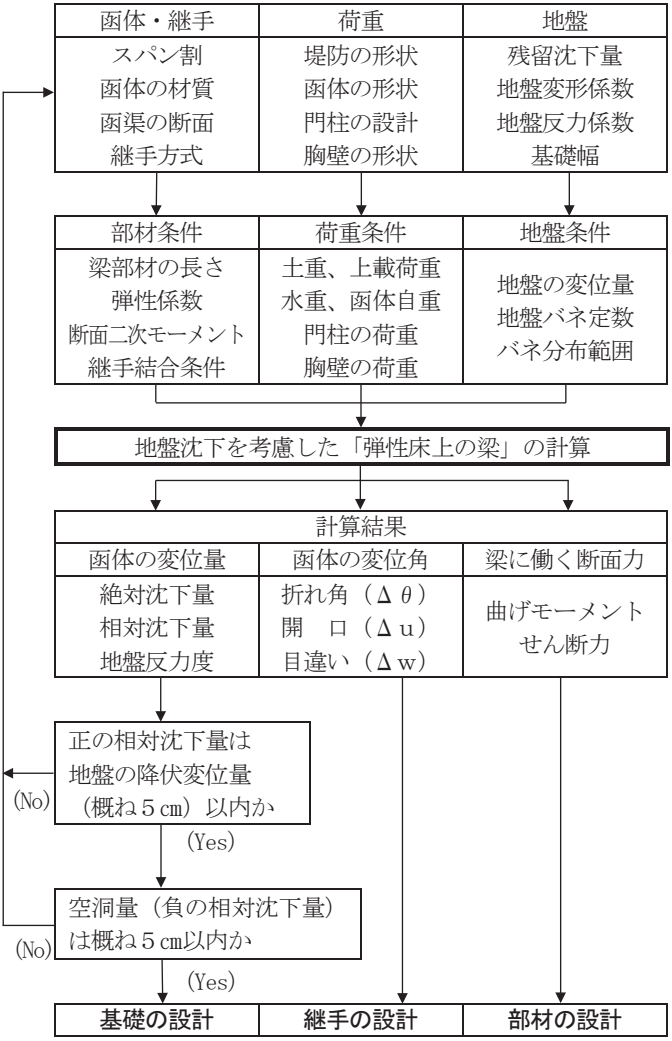
C_s ：矢板と周面地盤のすべり係数 (N/mm^3)

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

$$C_s = \frac{N}{15} \quad (\mathrm{N/mm^3}) \qquad (6.7)$$

（ロ）遮水矢板による影響が函体に大きく影響する場合には、止水ゴムを設置した遮水矢板（６－11を参照）等を採用することが好ましい。

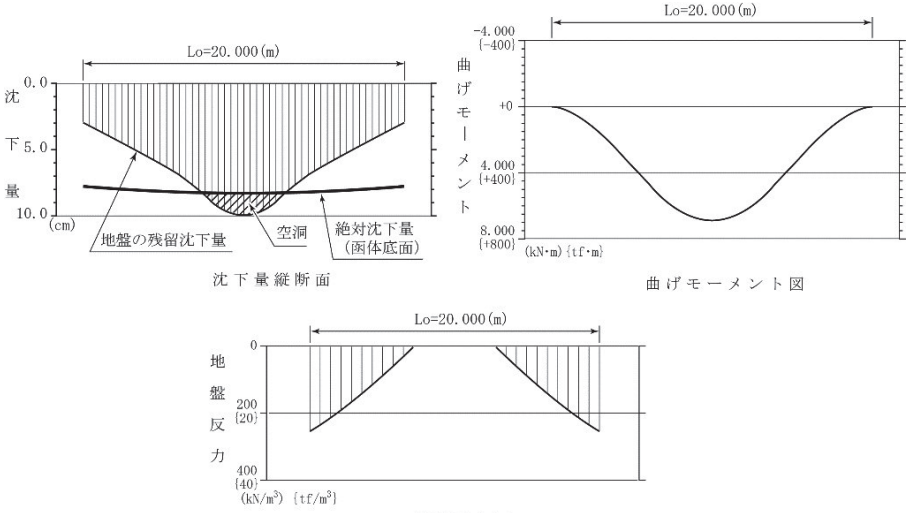
(6) 地盤沈下を考慮した弾性床上の梁の計算流れ図



図－6.12　地盤沈下を考慮した弾性床上の梁の計算流れ図

(7) 解析結果の例

① 1スパンの場合

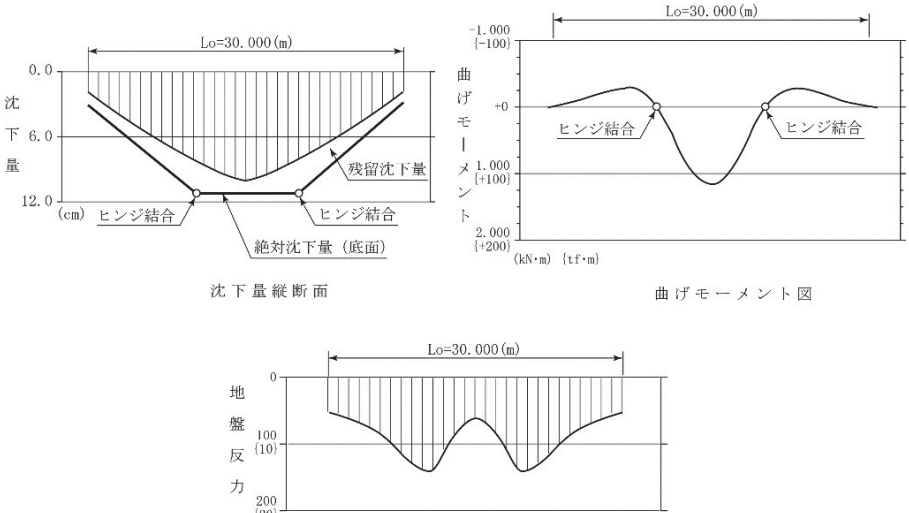


沈下量縦断面　　曲げモーメント図

地盤反力図

図－6.13 (1)　解析結果の例（1スパン）

② 3スパンの場合



沈下量縦断面　　曲げモーメント図

地盤反力図

図－6.13 (2)　解析結果の例（3スパン）

６－４－４　地盤バネの設定範囲

直接基礎の函体縦方向の計算に用いる地盤バネ定数は、想定される分布範囲を適切に組合せ、函体が安全となるように設計しなければならない。

解　説

函体縦方向の「弾性床上の梁」の計算に用いる地盤バネ定数は、土質調査結果などから推定される鉛直方向地盤反力係数（K_v）と基礎幅（底版幅：B）の積で求める。

１．鉛直方向地盤反力係数

鉛直方向地盤反力係数は、各種の調査・試験結果を検討して定めなければならない。

鉛直方向地盤反力係数は、式－6.8による。

$$K_v = K_{v0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}} \qquad (6.8)$$

ここに、K_v　：鉛直方向地盤反力係数（kN/m^3）

K_{v0}　：直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数（kN/m^3）で、各種土質試験・調査により求めた変形係数から推定する場合には、次式により求める。

$$K_{v0} = \frac{1}{0.3}\cdot \alpha E_0 \qquad (6.9)$$

B_v　：基礎の換算載荷幅（m）で次式により求める。ただし、底面形状が円形の場合には直径とする。

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

E_0　：表－6.3 に示す方法で測定又は推定した、設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m^2）

α　：地盤反力係数の推定に用いる係数で、表－6.3に示す。

A_v　：鉛直方向の載荷面積（m^2）

表－6.3　E_0 と α

次の試験方法による変形係数 E_0 (kN/㎡)	α	
	常時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平版載荷試験の繰り返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より E_0 =2800 N で推定した変形係数	1	2

① 基礎の換算載荷幅（B_v）は、縦方向解析上函体を梁（ビーム）とするので、式－6.10 で求めてよい。

$$B_v = B \qquad (6.10)$$

ここに、B_v ：基礎の換算載荷幅 (m)

B ：基礎の奥行き（底版幅）(m)

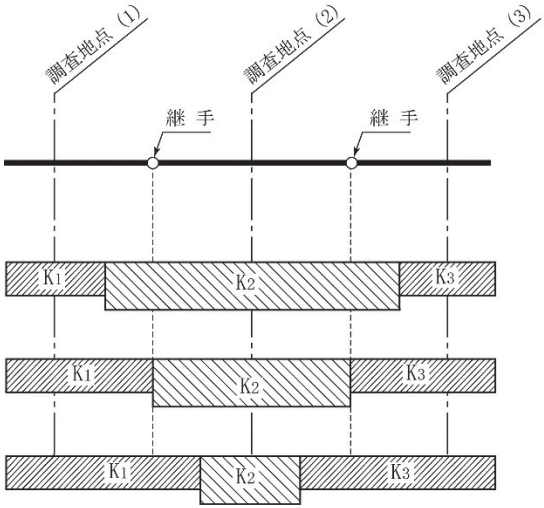
② 函体底版下の基礎地盤が深さ方向に変化する場合や軟弱層がある場合にはその影響を考慮に入れる必要がある。換算変形係数は「道路橋示方書・同解説（下部構造編)」に準拠するものとする。

2．地盤バネの設定範囲

函体縦方向の地盤バネの設定範囲は、地盤調査結果などから推定される地盤反力係数により地盤バネ定数を定める。

基礎地盤は、土の粒度・密度の不均一性や地層の傾斜・変化などにより、地盤強度も不均一と考えられるので、調査地点や継手位置などに配慮し、地盤バネの分布範囲を想定して組合せ計算するものとした。

なお、組合せの例を図－6.14に示す。



（注）K1，K2，K3 は、それぞれの調査地点で換算される変形係数から求めた地盤反力係数である。

図－6.14　地盤バネの分布範囲の組合せの例

６－４－５　門柱を設置した函体端部の設計

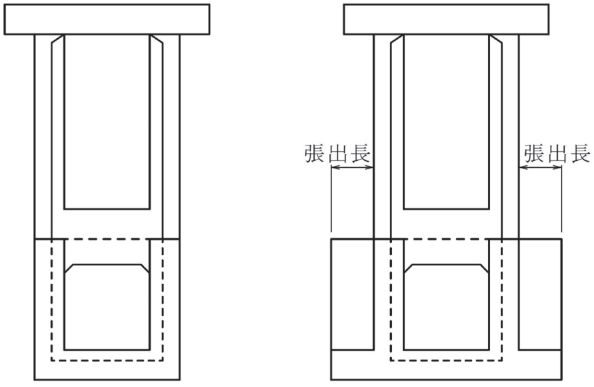
門柱を設置した函体端部は、流水直角方向の転倒に対して安全となるよう設計しなければならない。

解　説

１．函体横方向（流水直角方向）の設計

門柱を設置した函体端部（函体補強部）の流水方向には、門柱から鉛直荷重及び水平荷重が作用することになるが、管渠断面が小さく門柱が高い場合には、地盤強度の不均一性などを考慮すると、水平荷重により門柱が横方向に傾斜し標準部の函渠にねじれ等の影響を及ぼすことも考えられる。このような場合には函体端部の補強区間のみを対象に函体横方向（流水直角方向）の転倒に対する安全性を検討し、胸壁底版の必要性を検討するものとした。

２．検討対象断面は、多くの樋門設計を踏まえ、函渠断面が１連で、かつ函渠内法幅が 3.0m 以下の場合に検討する。門柱レス樋門の場合は検討しなくてよい。



(1)　底版を張出す前　　(2)　底版を張出した後

図－6.15　胸壁底版の張出し

３．門柱及び胸壁等から函体に伝達される水平荷重は、常時に比べ地震時の方が卓越すると考えられるので、常時荷重状態の検討を省略し地震時荷重状態（Ｌ１地震動）のみで設計するものとした。

４．門柱を設置した函体端部の横方向（流水直角方向）の設計

(1) 胸壁底版の必要性を検討する手順

① 底版を設置しない基本形状（図－6.15（1））で転倒に対しての安定性を検討する。

② 基本形状で安定しない場合には、胸壁の底版を 1.0m 張出した形状で再検討する。

③ それでも安定しない場合は、竪壁と底版の張出長を更に（0.5m ピッチ）延長する。

(2) 荷　重

函体端部は堤防内に設置された地中構造物と考えられるが、函体端部の横方向の安定に用いる地中部での作用荷重等は不明な部分が多いため、便宜的に次のように検討するものとした。

① 荷重は、地震時（Ｌ１地震動）を対象とする。

② 鉛直荷重及び水平荷重（地震時慣性力）は、自重、函体上の土重、及び胸壁底版を張出した場合には底版上の土重も考慮する。

③ 門柱下端部（函渠頂版）には、門柱・操作台からの鉛直荷重・水平荷重・モーメント荷重が作用するものとする。（流水直角方向の門柱の設計計算値を使用するとよい）

④ 函体端部の門柱・函体の自重や函体上の土重（底版を張出した場合は底版上の土重も）だけで安定するように、函体側部の土圧（主働土圧と抵抗土圧）は考慮しないものとする。

⑤ 地下水位を無視できない場合には、底版下面に揚圧力を作用させる。

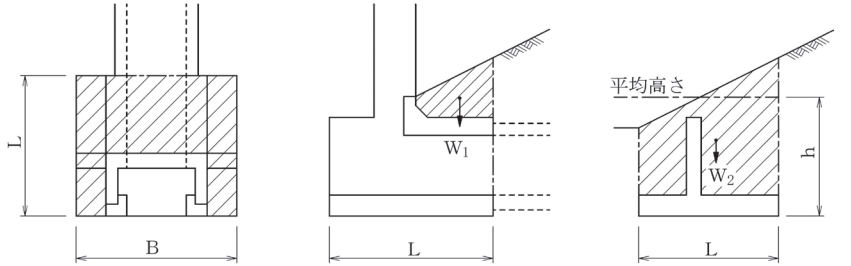
(3) 転倒に対する検討

転倒に対する安定性の判定は、次によるものとする。

・地震時　　：　$B/6 \leqq x \leqq 5B/6$

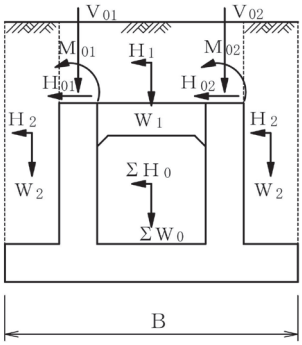
ここに、B ：函体端部の底版（流水直角方向）全幅（m）
胸壁底版を張出した場合は、胸壁底版を含んだ函体端部の底版全幅

x ：合力の作用位置



(イ) 土重を考慮する範囲　(ロ) 函渠頂版上の土重 (W_1)　(ハ) 胸壁底版上の土重 (W_2)

図－6.16　検討対象範囲と土重を考慮する範囲（補強区間を対象）



イ）　門柱からの荷重
$\left[\begin{matrix} V_{01}, H_{01}, M_{01}, \\ V_{02}, H_{02}, M_{02}, \end{matrix} \right]$

ロ）　門柱部以外の函体と胸壁の
躯体自重（ΣW_0）と水平力（ΣH_0）

ハ）　函体上の土重（W_1）と水平力（H_1）

ニ）　胸壁底版上の土重（W_2）と水平力（H_2）

図－6.17　函体端部の横方向の荷重（胸壁底版を設置した場合）

６－５　地盤改良体の設計

６－５－１　改良地盤に対する設計の基本的取扱い

改良地盤の設計は、「複合地盤的設計手法」によるものとする。

解　説

１．改良地盤の取扱い方法

深層混合処理工法等を採用する場合、その設計手法はまだ確立されたものではないが、次に掲げる基本的考えで設計することとする。

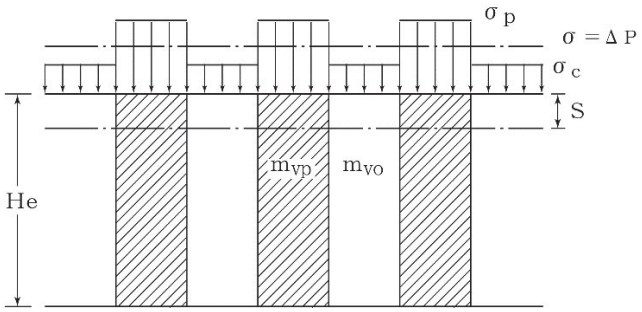
① 深層混合処理工法等による改良地盤は、改良体自体は必ずしも均質ではなく強度のバラツキを内在する。このため、改良部と未改良部の平均的なせん断強度を有する複合地盤に作用する荷重に対して一体となって挙動（抵抗）すると仮定した「複合地盤的設計手法」を採用する。設計手法等は、「陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版」（平成 16 年 3 月）などを参考にするとよい。

② 改良地盤の沈下量を算定する場合には、実績調査結果に基づいた応力分担比などを用いた比較的簡素化された次の方法を用いるとよい。

$$\left.\begin{aligned} S &= \beta' \cdot S_0 \\ \beta' &= \frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{1}{(n-1)\,a_p + 1} \\ S_0 &= m_{v0} \cdot H_c \cdot \alpha \end{aligned}\right\} \qquad (6.11)$$

ここに、

S	：改良地盤の沈下量	n	：応力分担比＝σ_p / σ_c
S_0	：無改良の場合の沈下量	σ_p	：改良体にかかる応力
β'	：沈下低減係数	m_{vp}	：改良土の体積圧縮係数
a_p	：改良率	σ_c	：無改良土にかかる応力
σ	：＝ΔP 増加応力	m_{v0}	：原地盤の体積圧縮係数
H_c	：改良層の厚さ		



図－6.18　沈下量の検討

2．改良強度と改良率の選定の目安

① 樋門の深層混合処理工法等の主な目的は、残留沈下量の抑制とともに改良地盤の強度の確保にある。通常、改良強度は 1.0MN/㎡ 以下（50kN/㎡ まるめ)、改良率は 50%程度以上、応力分担比は 10～20 の範囲で設定することが多い。ただし、次の事項に留意することが必要である。

（イ）近年の施工実績によると、現場発現強度が確実なこと、室内配合試験強度と現場発現強度の比が小さくなる傾向にあることが明らかになってきている。このため、経済性や目標とする沈下量抑制の程度により改良強度を上記より高く設定する場合には、施工実績を考慮して決定するとともに動態観測を行いその効果について確認する必要がある。

（ロ）深層混合処理工法では、一般に同一スパン内においては改良強度及び改良率を変化させない例が多い。

（ハ）基礎地盤が傾斜し改良深さを変化させる場合には、改良深さに応じた地盤バネを用い縦方向の計算を行う。

② 排水機場に接続する樋門

調圧水槽は一般に支持杭基礎を採用する例が多く、排水樋門との接合箇所付近で空洞の発生が懸念される。このため、調圧水槽に接合する函体のスパン長（継手位置）を短くするなどの検討を行うとともに、改良強度や改良率を暫変させるなどの工夫が必要となる。

3．格子状改良の取扱い

液状化対策を目的として改良体の断面形状に格子式を採用する場合、格子

状改良の改良率は50%程度を目安として設計されている。

改良部分を「構造物」として取扱う考え方もあるが、「複合地盤」として函体に働く断面力を求めた場合とほとんど違いがないことから、改良地盤を複合地盤として取扱ってもよい。

4．地盤の沈下すり付け対策

函体直下の地盤改良部と未改良部の沈下量の差が大きく、周辺堤防に影響を与えることが予想される場合は対策工を行う必要がある。対策工として、堤防縦断方向に対する地盤改良のすり付け区間を設ける例もある。

5．広幅な樋門に対する留意事項

広幅な樋門では、基礎地盤の傾斜により函体横断方向の残留沈下量に差が生じることがある。地盤改良工法を採用する場合には、樋門縦方向のみならず、樋門横断方向の改良仕様も検討する必要がある

6－5－2　複合地盤的解析手法の留意点

(1) 函体横断方向（流水直角方向）の改良体設置範囲

函体横断方向（流水直角方向）の改良体の設置範囲は、施工性、現場条件等を勘案し函体側面から 1.0m程度とする例が多い。柔支持基礎を地盤改良で設計した当初では、地盤改良体の標準的な直径が 1.0mであったことから、改良径の半分の範囲に函体を配置するよう配慮して函体側面から 0.5m程度としていた事例が多かった。近年、地盤改良体が大口径化してきたことに伴い、函体側面から1.0m程度とする事例が多くなっている。

(2) 地盤改良体の「複合地盤」の変形係数

① 「複合地盤」の変形係数は、改良体の変形係数 E_{50} と原地盤の変形係数 E_0 を改良率 A_p で合成した値を用いる。

「複合地盤」の変形係数E は下記による。

$$E = E_{50} \cdot A_p + \alpha_s \cdot E_0 \left(1 - A_p \right) \qquad (6.12)$$

ここに、 E_{50} ： 改良体の変形係数（$E_{50} = 100\, q_u$ ）

A_p ： 地盤改良率

E_0 ： 原地盤の変形係数（一軸圧縮試験、孔内水平載荷試験等による）

α_s ： 改良体一軸圧縮強度の破壊ひずみに対する原地盤一軸圧縮強度の強度低減率（1/2～1/3 の安全側として「1/2」）

E は縦方向計算時の鉛直方向地盤反力係数を求めるのに使用するが、原地盤の変形係数 E_0 に孔内水平載荷試験や一軸又は三軸試験により求めた値を用いない場合は、多層地盤の換算変形係数算出前に予め α を乗じておく（改良体の変形係数 E_{50} に乗じる α は常時４、地震時８を用いる）。

α ：地盤反力係数の推定に用いる係数（E_0 の測定・推定方法によって異なるので注意する。）

(3) 地盤改良体の強度照査

地盤改良体は「複合地盤」として扱い、変位量により照査することから、本来、構造物的照査は必要ないが、変位量による照査では地盤改良体の強度が極端に小さくなる（貧配合程度）ことがあるため、必要最低限の地盤改良体としての強度を参考的に確認するものとする。

上載荷重は、沈下量算出の際と同様、「函渠底版下面より上部の盛土荷重（等分布上載荷重も考慮）」とする。しかし、堤防断面に比較して函渠が大きい場合は「函渠荷重＋水重＋函渠上部の盛土荷重＋等分布上載荷重」の実荷重で照査した方が危険となる場合もあることから比較検討し安全側で設計すること。

安全率 F_s は、下記の理由により「1.0」として扱う。

① 地盤改良体（基礎地盤）として破壊しない最低限の強度があればよい。

② 実際には未改良部も荷重を受け持っているが、照査は改良体に全ての荷重を作用させる手法としており、改良体にとって危険側の照査となっている。

③ 基本的な樋門基礎地盤の設計思想として「柔支持構造」とすることがあり、基礎地盤に過大な強度を持たせることは設計思想に反すると考えられる。

(4) 堤防部の沈下すり付け改良

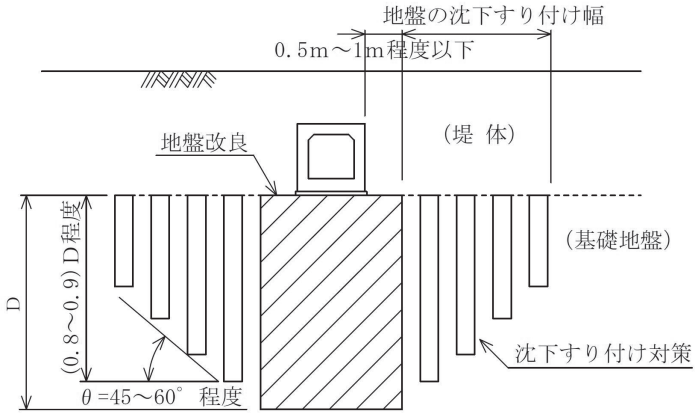
新堤防部に樋門を新設する場合や、堤防嵩上げや拡幅を伴う樋門の新設・改築の場合で、地盤改良により沈下抑制した樋門部と周辺堤防部との沈下差が大きく堤防に悪影響を与えることが想定される場合は、沈下すり付け改良

を行うものとする。具体的設計手法は「柔構造樋門設計の手引き」の該当箇所を参考とし、沈下のすり付け勾配は10%程度を目安（図－6.19、図－6.20参照）とする。

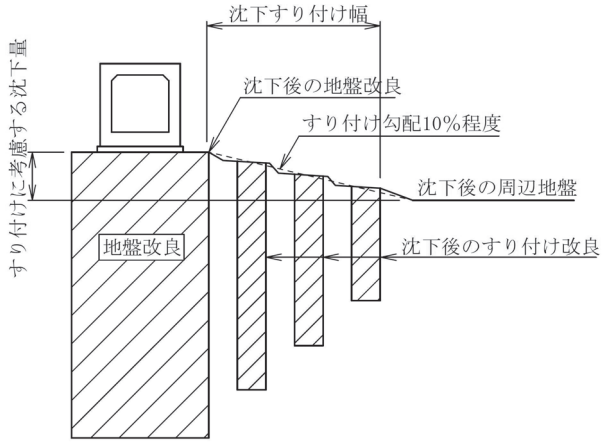
なお、応力分担比を用いた設計となるため改良率は複合地盤として扱える50%以上を基本とするが、堤防断面が大きく高盛土（6m以上）として扱える場合は、過去の実績等を踏まえ35%まで改良率を低下させることができる。（陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版、平成16年3月）

柔支持・柔構造樋門は、堤防への追随性を高め樋門を堤防機能の弱点とさせないことを目的として実施してきている。樋門の基礎地盤は10㎝以下として残留沈下量を抑制するよう設計されることから、周辺堤防が大きく圧密沈下する場合には、挙動に大きな差が出るため堤防機能に悪影響を与えるおそれがある。

樋門部と周辺堤防に大きな沈下差が発生する場合には、沈下すり付け改良を実施する。沈下量の差の許容値については、10㎝以下として設計する。これは、樋門の基礎地盤は残留沈下量を10㎝以下として設計しており、堤防との挙動の一体性に配慮するには、樋門部の沈下許容値と合わせた設計を行うことが重要と考えるためである。



図－6.19　沈下すり付け対策の例



図－6.20　沈下すり付けの考え方

(5) 液状化地盤における堤防部の対策

樋門の周辺堤防の基礎地盤が液状化する場合は、樋門の遮水工＋2m又は樋門端部から 10mの広い方の範囲について、堤防の液状化対策について検討する。この堤防液状化対策については、遮水矢板との併用を検討し、他の工法との経済性も考慮する。

固結工法を液状化対策として用いる場合は、堤防法尻付近を基本とする。基礎地盤全体に対して適用することも考えられるが、例えば堤体に浸透した雨水が基礎地盤に浸透されにくくなり、堤体内の水位が高い状態となることが想定される。堤体内の水位が高いと、堤体液状化が生じやすく、洪水時にも河川水が堤体に浸透しやすくなる。このため、堤体直下全面に対する固結工法の適用は避けるものとする。適用せざるを得ない場合は、格子状改良としたり、法尻にドレーンを設置するなど、堤体の水位が高くならないように配慮する。

具体的設計手法は、「河川堤防の液状化対策の手引き　平成 28 年 3 月　土木研究所」を参考にするとよい。

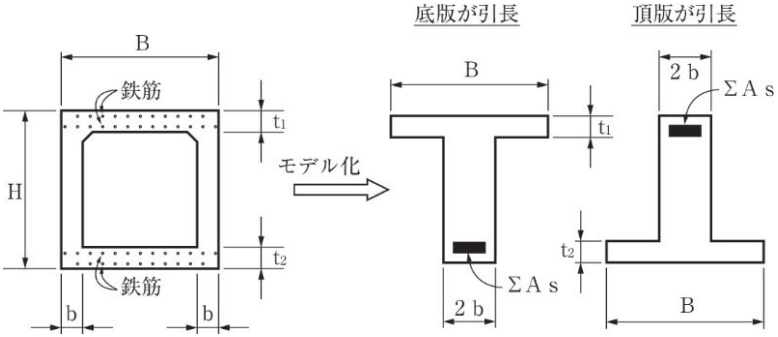
６－６　函体の設計

６－６－１　函体縦方向の設計

函体縦方向は、地盤沈下を考慮した「弾性床上の梁」によって算定された断面力に対して、T形断面として設計することを原則とする。

解　説

１．函体縦方向の設計は、T形断面として設計するものとする。



図－6.21　函体縦方向の断面のモデル化

２．直接基礎の場合には、地層の傾斜・変化、地盤強度の不均一等を考慮して、函体縦方向の主鉄筋は各スパンごとに頂版及び底版の両方に同径・同量を配置するものとし、最小径はD16㎜とする。

３．鉄筋コンクリート断面計算は次により計算する。

①　仮定した主鉄筋量に対して、T形断面としての中立軸を求める。

単鉄筋として計算する場合の中立軸の位置は、式－6.13で求める。

$$x=\frac{n\cdot A_s\cdot d+b\cdot t^2/2}{n\cdot A_s+b\cdot t} \qquad (6.13)$$

ここに、

x　：　中立軸の位置　(㎜)

n　：　鉄筋とコンクリートとの弾性係数比（＝15)

A_s　：　引張鉄筋量　(㎟)

d　：　梁の有効高さ　(㎜)

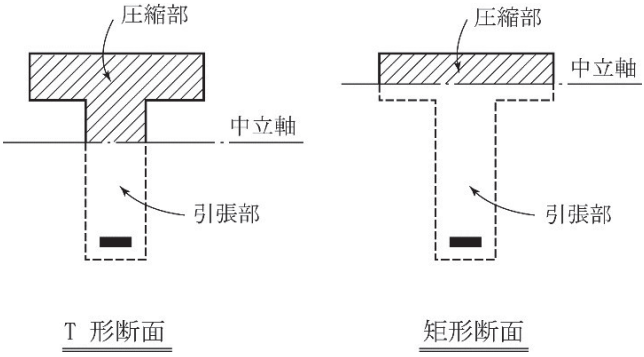
b　：　突縁（フランジ）幅　(㎜)

t　：　突縁（フランジ）厚さ　(㎜)

② 中立軸の位置により、応力度計算上の断面は次のように計算する。

イ）中立軸が壁（ウェブ）内にあるときは、T形断面とする。

ロ）中陸軸が頂版又は底版内にあるときは、矩形断面とする。



図－6.22　鉄筋コンクリート計算の断面の計算方法

③ 函体縦方向の平均せん断応力度は、式－6.14により照査する。

$$\tau_m = \frac{S}{b_w \cdot d} \qquad (6.14)$$

ここに、

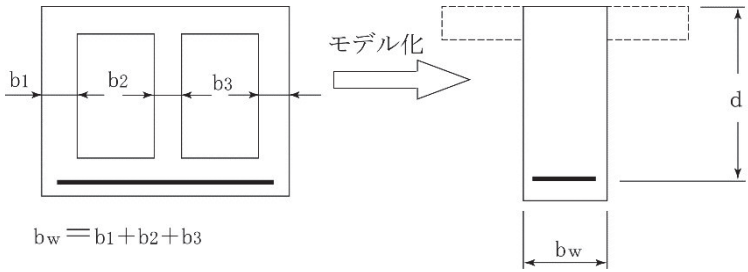
τ_m ： 平均せん断応力度（N/mm²）

S ： せん断力　（N）

b_w ： 部材断面の幅（mm）

d ： 断面の有効高さ（mm）

イ）函体縦方向での部材断面の幅（b_w）は壁（ウェブ）の合計幅とする。



図－6.23　bwと d の取り方

ロ）平均せん断応力度（τ_m）は、表－5.17 に規定する許容せん断応力度（τ_{a1}, τ_{a2}）と比較し、次の考え方で検討する。

(a) $\tau_{a1} \geqq \tau_m$ ： コンクリートのみで負担出来るので、斜引張鉄筋を配置しなくてよい。

(b) $\tau_{a2} \geqq \tau_m > \tau_{a1}$ ： コンクリートのみで負担できないので、斜引張鉄筋と協同で負担させる。

(c) $\tau_m > \tau_{a2}$ ： 斜引張鉄筋と協同で負担できないので、コンクリート断面（壁厚）を変更する。

斜引張鉄筋は、側壁や中壁に函体横方向主鉄筋と同じ方向に配置する。

斜引張鉄筋を配置する場合には、横方向で必要な鉄筋量（A_{s1}）とは別に必要斜引張鉄筋量（A_{s2}）を加算する。

$$A_s \geqq A_{s1} + A_{s2} \tag{6.15}$$

ここに、 A_s ： 壁に配置する鉄筋量

A_{s1} ： 横方向の曲げモーメントに必要な鉄筋量

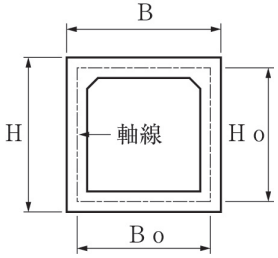
A_{s2} ： 縦方向のせん断力に必要な斜引張鉄筋量

６－６－２　函体横方向の設計

函体横方向の設計は、函体を「箱型ラーメン」として解くこととし、基礎形式にかかわらず底版には鉛直荷重に対応する上向きの等分布反力を作用させて設計することを原則とする。

解　説

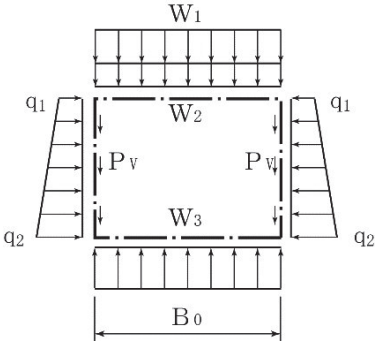
１．函体の横方向の計算モデルは「箱型ラーメン」としてラーメン軸線に荷重を作用させて計算を行う。ラーメン軸線は図－6.24 に示す断面中心線を用いるものとする。また、ラーメンの部材接点には剛域を考慮ないものとする。



図－6.24　箱型ラーメンの軸線

２．荷重条件

函体に作用する荷重は、図－6.25 に示す荷重を標準とする。



図－6.25　荷重の組合せ

ここに、　W_1　：　頂版に作用する鉛直荷重　(kN/㎡)

W_2　：　頂版自重　(kN/㎡)

W_3　：　（$W_1 + W_2$ ＋両側壁自重）／B_0　(kN/㎡)

P_v ： 側壁の自重による線荷重 (kN/m)

$q_1 \cdot q_2$ ： 側壁に作用する水平荷重 (kN/m²)

B_0 ： 軸線幅 (m)

3．荷重については、次の事項に留意しなければならない。

① 函渠内については水を考慮しない空水時の荷重を標準とし、調圧水槽に接続する場合の函体では強制排水時を別途検討する。

② 頂版に作用する鉛直荷重（W_1）は、鉛直土圧及び活荷重を考慮する。

③ 側壁に作用する水平荷重には、土圧及び自然地下水位までの水圧を考慮する場合もある。

4．内圧を考慮する函体の荷重

調圧水槽に接続する函体は、内圧を考慮する必要がある。

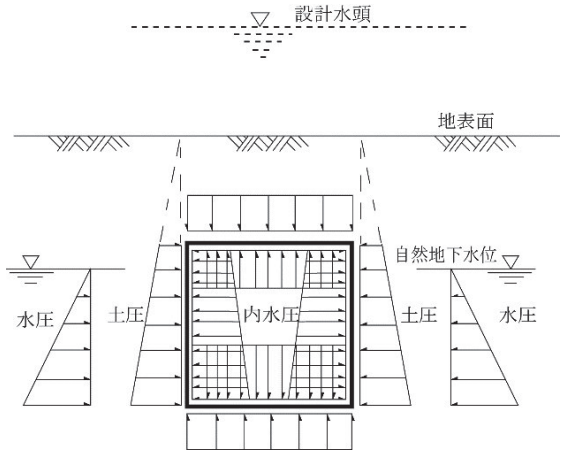
内圧を考慮する場合の荷重は、次の事項に留意する。

① 土被り高さの最も小さい箇所の断面で検討する。

② 鉛直土圧及び水平土圧は、上載荷重などの活荷重による影響を考えないものとする。

③ 設計水頭は、調圧水槽での設計最高水位とする。

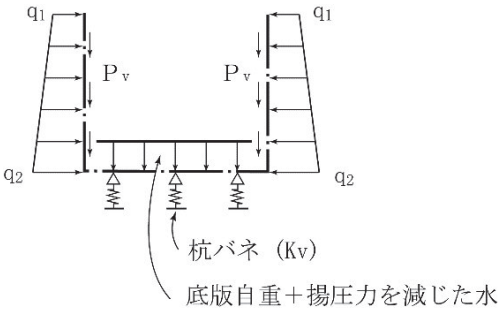
④ ２連以上の自然排水強制排水兼用樋門などでは、各断面に作用する水圧が異なる場合もあるので、適切な内圧の組合せを行うものとする。



図－6.26 内圧を考慮した函体に作用する荷重

5．U型水路等で基礎杭を採用した場合（樋門以外）

杭の列数にかかわらず、底板には等分布反力が生じるものとして設計することを基準とする。ただし、杭が３本以上の場合には、杭を線バネとしたケースでも検討する。



図－6.27　３列以上の杭の場合

6．２スパン以上の函体では、それぞれの函体に対して最大となる荷重で計算し、１つのスパン内では同じ配筋とする。

６－７　門柱及び操作台の設計

６－７－１　縦方向（流水方向）の設計

門柱縦方向（流水方向）は、函渠頂版に固定された片持梁として常時及び地震時について計算することを原則とする。

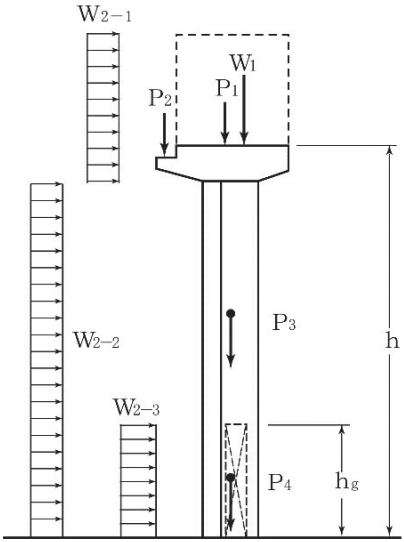
解　説

１．荷重状態

常時においては風荷重を作用させた場合とし、地震時（L1 地震動）においては風荷重を考慮しないものとする。

ゲートは常時及び地震時とも、吊り上げ完了状態とする。

①　常　時（風作用時）



図－6.28　常時の荷重状態（縦方向）の例

ここに、　W_1　：　（操作台＋操作室）の自重と群集荷重

P_1　：　（ゲート＋開閉装置）の自重と摩擦抵抗力

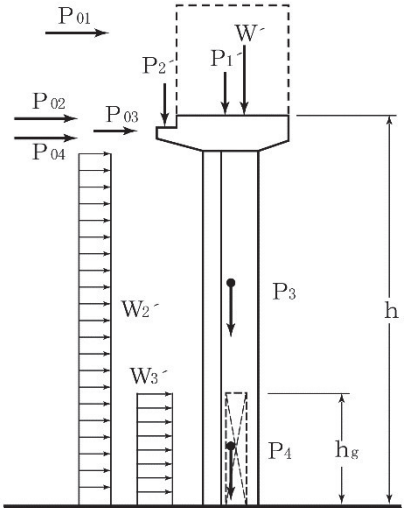
P_2　：　管理橋反力（死荷重＋活荷重）

P_3　：　柱部の自重

P_4　：　（柱部＋戸当り部）の自重

W_{2-1} ： （操作台＋操作室）に作用する風荷重
W_{2-2} ： 柱部に作用する風荷重
W_{2-3} ： ゲート部に作用する風荷重
h_g ： ゲートの高さ（吊り上げ完了時）

② 地震時



図－6.29 地震時の荷重状態（横方向）の例

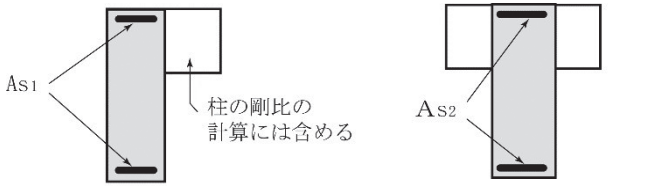
ここに、 W_1' ： （操作台＋操作室）の自重
P_1' ： （ゲート＋開閉装置）の自重
P_2' ： 管理橋反力（死荷重）
P_3' ： 柱部の自重
P_4' ： （柱部＋戸当り部）の自重
P_{01} ： 操作室に作用する慣性力
P_{02} ： 開閉装置に作用する慣性力
P_{03} ： 管理橋（死荷重）に作用する慣性力
P_{04} ： 操作台に作用する慣性力
W_2' ： 柱部に作用する慣性力
W_3' ： （ゲート＋戸当り部）に作用する慣性力

2．部材断面

① 門柱の縦方向の部材断面は、図－6.30 に示すように矩形断面として計算するものとする。

② それぞれの柱（端柱及び中柱）に関する設計断面力は、縦方向全体に作用する断面力をそれぞれ柱断面全体の剛比で配分するものとする。

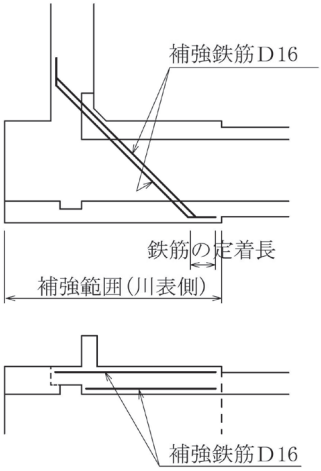
③ 門柱の有効断面には、戸当りの二次コンクリートを考えない。



a） 端 柱　　b） 中 柱（2連）

図－6.30 門柱縦方向の設計断面

3．門柱と函渠の接続部は、図－6.31のように補強鉄筋を配置するものとする。補強鉄筋の径は、門柱基部と函体端部の双方を補強するための用心鉄筋であることから、設計の簡素化を考慮して、函体縦方向鉄筋の最小鉄筋径であるD16㎜とする。補強鉄筋は、補強鉄筋の端部には、長さ31.25d （dは鉄筋径）以上の定着長を設けるものとする。



図－6.31 接続部の補強鉄筋

６－７－２　横方向（流水直角方向）の設計

門柱横方向（流水直角方向）は、函渠頂版に固定された門形ラーメンとして、常時及び地震時について計算することを原則とする。

解　説

１．荷重状態

門柱横方向（流水直角方向）の計算での荷重状態は、表－6.4 に示す荷重の組合せを標準とする。

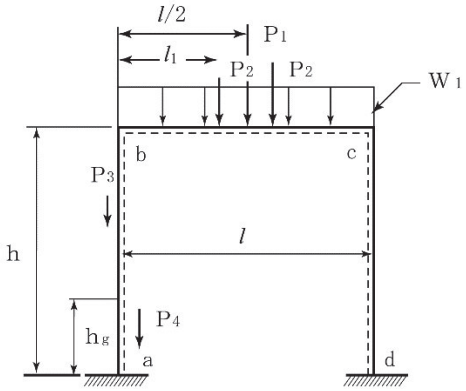
表－6.4　横方向の荷重の組合せ

荷重のケース		1	2	3	4	5	6	備 考
常時	平 常 時	○	○	○	○	○		
	風作用時	○			○	○		3kN/㎡
	温度上昇時		○		○			＋15℃
	温度下降時			○		○		－15℃
地 震 時（L1 地震動）							○	
許容応力度の割増係数		1.25	1.15	1.15	1.35	1.35	1.50	

a)　荷重の組合せによる許容応力度の割増率は表－5.30の値による。

b)　常時及び地震時とも、ゲートは吊り上げ完了状態とする。

①　平常時

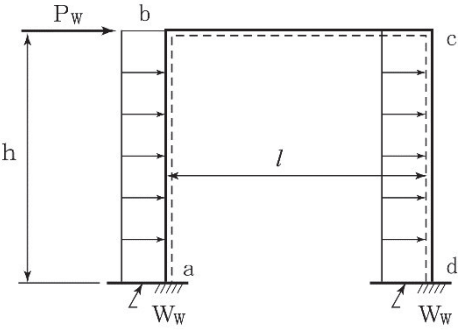


図－6.32　平常時の荷重状態（横方向）の例

ここに、　W_1　：　（操作台＋操作室）の自重＋群集荷重

P_1 ： （ゲート＋開閉装置）の自重＋摩擦抵抗力
〔１本吊りの場合〕
P_1 ： 管理橋反力（死荷重＋活荷重）
P_3 ： 柱部 （ｈ－ｈ$_g$）の自重
P_4 ： （柱部＋戸当り部）の自重
h_g ： ゲートの高さ

② 風作用時

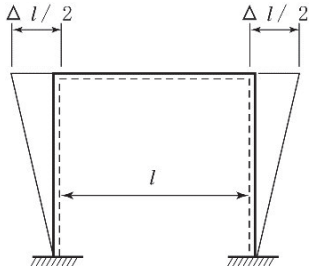


図－6.33 風作用時の荷重状態（横方向）の例

ここに、 W_w ： 柱部に作用する風荷重
P_w ： （操作台＋操作室）に作用する風荷重
風荷重によるａ点でのモーメントの値を軸線の高さｈ
で除した値

③ 温度変化時（温度上昇時、温度下降時）

温度変化時は、温度変化による部材の軸方向伸縮量による影響を計算するものとし、両端柱及び中柱の高さが同一の場合には、柱部の上下方向の伸縮量は断面力に影響しないので、操作台（水平部材）のみに温度変化を考慮してもよいものとする。

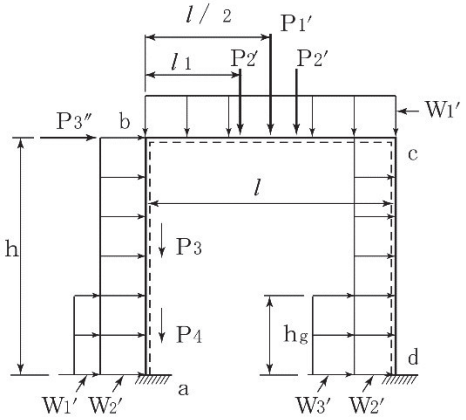


$\Delta l = l \cdot \Delta t \cdot \varepsilon$

ここに、
Δl ：伸縮量
l ：部材の長さ
Δt ：温度変化
ε ：線膨張係数

図－6.34 温度変化（横方向）の例

④　地震時



図－6.35　地震時の荷重状態（横方向）の例

ここに、　W_1'　：　（操作台＋操作室）の自重

W_2'　：　柱部の慣性力

W_3'　：　（ゲート＋戸当り部）に作用する慣性力

W_4'　：　戸当り部の慣性力

P_1'　：　（ゲート＋開閉装置）の自重〔１本吊りの場合〕

P_2'　：　管理橋反力（死荷重）

P_3''　：　〔操作台＋操作室＋管理橋反力（死荷重）＋開閉装置〕の慣性力

それぞれの慣性力によるａ点でのモーメントの合計値を軸線の高さｈで除した値

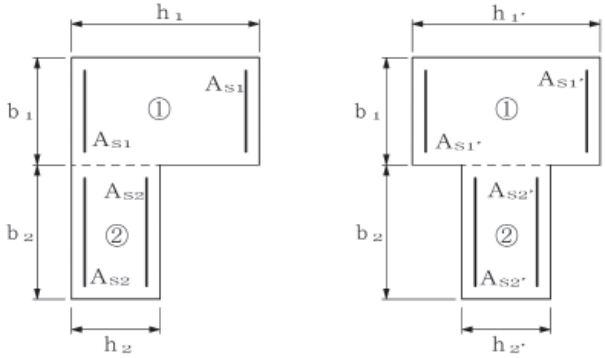
P_3　：　柱部の自重

P_4　：　（柱部＋戸当り部）の自重

h_g　：　ゲートの高さ

２．部材断面

それぞれの断面の設計に用いる断面力は、曲げモーメントに対しては①と②の断面剛比（EI）で、軸力及びせん断力に対しては断面積比（Ａ）で配分するものとする。



a) 端　柱　　b) 中　柱（2連以上）

図－6.36　横方向の設計断面

3．ゲートの摩擦抵抗力

ゲートの摩擦抵抗力は、平常時で考慮し、開閉装置の設計で算定される開時の値で設計するものとする。

6－8　胸壁の設計

胸壁は、函体に固定された片持梁として設計することを原則とし、底版は必要に応じて設置するものとする。

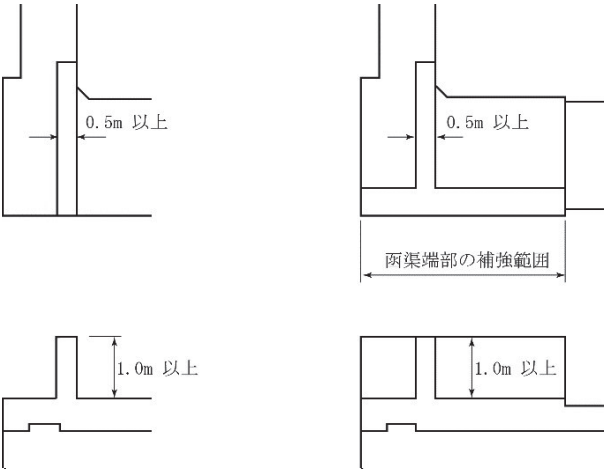
解　説

1．胸壁は、図－6.37（イ）に示す形状を標準とする。竪壁の厚さは、水平方向に張り出す遮水矢板の接合などを考慮して等厚とし、川表側は 50cm 以上を標準とする。川裏側についても、川表側と同厚としてよい。

2．胸壁の底版は、次の事項に留意し底版設置の必要性を検討する。

(1) 函渠の内法総幅が概ね 3.0m以下の函体で門柱の高さが高い場合などでは、門柱を含む函渠端部横方向の安定性について検討を行うものとする。函渠端部横方向（流水直角方向）の安定性が確保できない場合や、相対沈下量が地盤の降伏変位量（概ね 5cm）に対して安全性が確保できない場合などでは、函渠端部の補強範囲と同じ範囲で胸壁の幅を拡幅し、かつ本体からの壁の張出し長と同じ長さまで張り出すものとする。それでも安定しない場合は、張出し長を延長する。

(2) 底版を拡幅した場合でも、胸壁の安定計算は省略してよい。



(ｲ) 張出しを必要としない場合　　(ﾛ) 張出しを必要とする場合

図－6.37 胸壁の底版形状

ただし、胸壁から函体に伝達される荷重は、函体縦方向の設計や門柱を含む端部スパン縦方向の安定検討等に用いるので、底版を設置しない場合には竪壁に作用する土圧、水圧等を考慮する。また、底版を張出した場合の胸壁からの荷重は、転倒に対する安定計算に準じて算定する。

荷重は、次の事項に留意する。

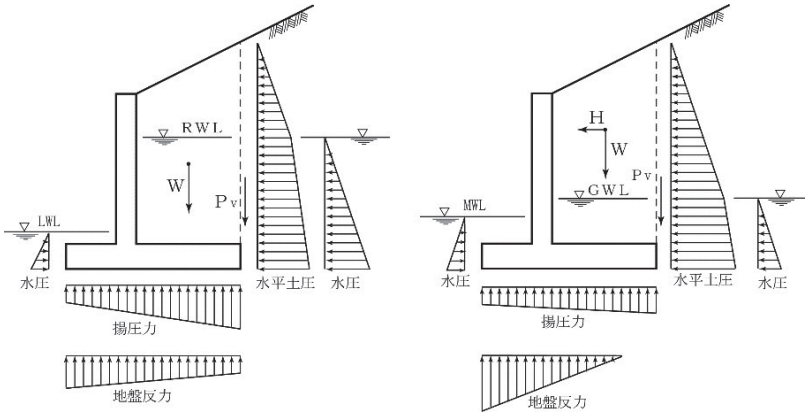
① 胸壁の前面の受働土圧は考慮しないものとする。

② 胸壁の背面には主働土圧及び、必要に応じて水圧を作用させるものとする。

表－6.5 胸壁の設計水位

荷重状態	前面水位	背面水位
常時	低水位	残留水位
地震時	平水位	自然地下水位 または平水位

③ 水圧を考慮する場合には、底版下面には上向きに作用する揚圧力を考慮する。



図－6.38　胸壁の荷重状態（底版を張出した場合）

3．部材の設計

(1) 土　圧

胸壁の設計に用いる土圧は、次に掲げる理由により、常時及び地震時とも通常の擁壁等で用いられる主働土圧としてよい。

道路構造物としての橋台など、内部に土砂を埋戻したU字形状となるウィング（橋台ウィング）では、橋台竪壁との接続部に亀裂が発生した事例が多いので、古くから静止土圧により設計されている。

樋門の胸壁は、函体から直角に張り出すので橋台のウィングに一見類似した形状になるが、樋門の胸壁は一般には堤防の法先付近に設置されるために、胸壁背後の堤体土砂が橋台とは異なり活荷重によって絶えず転圧される状況にはない。また橋台のようにU字形状ではなく単なる片持梁の壁（底版を張出す場合にはL字形状）となるので、活荷重の影響を考慮するとしても活荷重による地中内応力が周囲の地盤に分散するため活荷重による転圧の影響はないと考えられる。このため、樋門の胸壁に静止土圧を考えると過大な土圧を見積もることになるので、前面の土砂を無視した壁（張出し先端部の拘束はない）としての主働土圧を用いて設計するものとした。

表－6.6　胸壁に作用する土圧

荷重状態	常　時	地震時（L1 地震動）
土圧の種類	クーロン常時主働土圧	地震時主働土圧 （修正物部・岡部法）

(2) 部材の設計

① 竪壁の設計

底版を張出した場合の竪壁は、函体と底版の２辺に固定されるので、２辺固定版の解析により設計するのがよいが、２辺固定版の解析は繁雑となり、任意の位置での断面力を求めることは実用上困難さを伴う。図表などを利用して２辺固定版の断面力を求める場合においても、任意位置で、任意荷重（台形荷重など）を対象とした算定図表も一般には整備されてはいない。

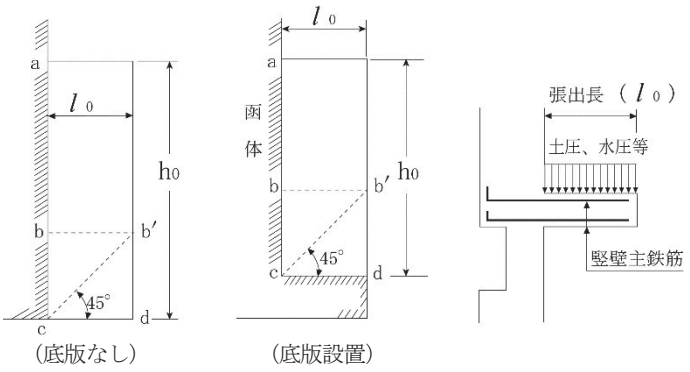
橋台のウィングにおいては解析の繁雑さを解消し慣用的な方法で設計されているが、樋門の胸壁は函体からの張出し長が 1.0mと短いことなどを考慮し、橋台のウィングの慣用的方法を基本として、次のように設計してよいものとする。

（イ）竪壁は、函体に固定された水平の片持梁として設計する。

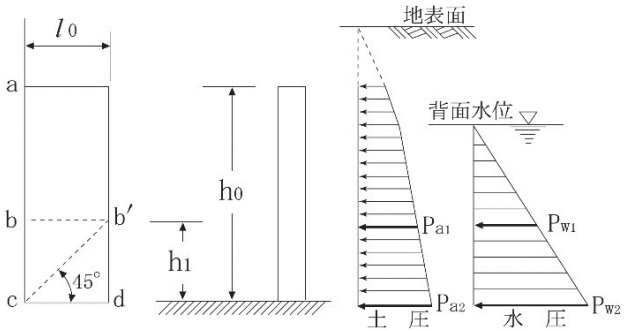
（ロ）水平方向鉄筋は鉛直方向鉄筋の外側に配置する。

（ハ）竪壁の計算対象位置は、b-b’断面、c－ｄ断面の２地点を標準とする（図－6.39）。

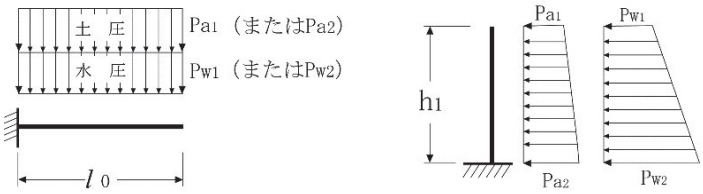
（ニ）底版を張出した場合の竪壁の鉛直鉄筋は、底版に固定された片持梁として設計するものとし、d-b’断面で求まる鉛直鉄筋径を胸壁天端まで同径で延長する。



図－6.39（a） 竪壁の設計（計算位置と主鉄筋）



図－6.39（b） 竪壁の設計 （荷重値の例）



図－6.39（c） 竪壁の設計（各計算位置での荷重の例）

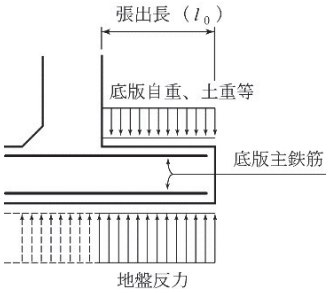
② 底版の設計

必要に応じて張り出す底版は、函体に固定された片持梁として設計する。

（イ）底版の厚さは、函体底版と同厚にする。

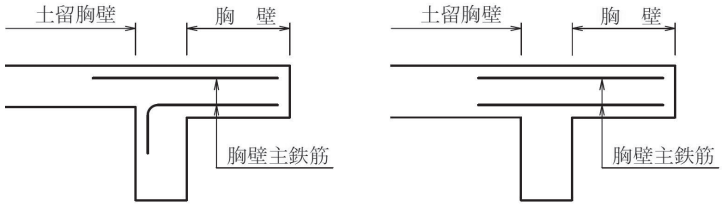
（ロ）函体から張り出す水平鉄筋を主鉄筋とする。配力鉄筋（流水方向）は主鉄筋の内側に配置する。

（ハ）計算に用いる地盤反力は、函体縦方向の設計で求まる地盤反力を用いる。このとき、胸壁底版の範囲での最大及び最小地盤反力を用いた２ケースを対象とする。



図－6.40　底版の設計（胸壁）

４．土留胸壁の厚さは、胸壁主鉄筋の施工性等に配慮し、胸壁の竪壁と同厚とするとともに、胸壁の竪壁と土留胸壁の壁面を同一にする（そろえる）のがよい。



①土留胸壁厚さ＜胸壁厚さ、の場合　　②土留胸壁厚さ＝胸壁厚さ、の場合

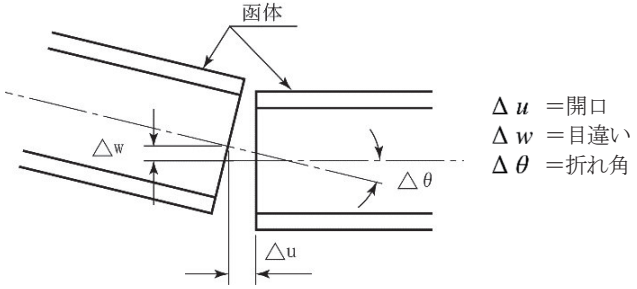
図－6.41　土留胸壁と胸壁主鉄筋の配置例（函渠頂版の上方位置）

６－９　継手の設計

継手は、函体の変位に応じた開口・目違い・折れ角に安全に対応できる能力を確保するとともに、水密性や外圧に対する安全性が確保できる構造でなければならない。

解　説

1．継手は、カラー継手、可撓継手、弾性継手に大別できるが、いずれの継手も、函体の変位に応じた開口（Δu）、目違い（Δw）、折れ角（$\Delta \theta$）に安全に対応できる能力が確保できる構造とし、設置後の維持管理が容易に行える構造とする。



図－6.42　開口、目違い、折れ角の説明図

2．継手は、十分な変形性能と水密性を確保する他に、函体周囲から土圧、水圧等の外圧に対して安全な構造でなければならない。

一般に、水密性の確保には止水板が用いられ、また外圧に対してはカラー継手が用いられる。

①　止水板は、材質で分類すると高分子系（ゴム、ポリ塩化ビニル等）と金属系（銅板、ステンレス鋼板等）があるが、一般には、伸縮性や脆性に優れるゴム止水板が用いられる。

ゴム止水板には、一般に伸縮可撓吸収型止水板、可撓継手が用いられるが、作用する水圧 0.1N/㎟程度以上に対しての安全性が保障されているものを使用する。

止水板の採用に当たっては、耐水圧性能の他、函体の変位に応じた伸縮性能や、沈下（目違い）性能が保証されるものを検討しなければならない。

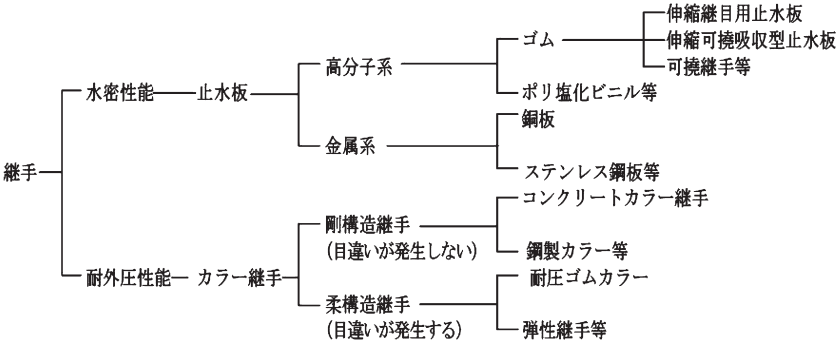
なお、一般に広く用いられている可撓継手は、水圧に対しては保証されているが、それ自体は土圧には保証されたものではないので函体外周囲からの土圧に対する安全性を確保するには、継手部の変位量にかかわらずカラー継手（コンクリートカラーや耐圧ゴムカラーなど）を設置しなければならない。

② 外圧に対する安全性を確保するカラー継手は、一般に次のようなタイプの採用が考えられる。いずれのタイプにおいても、継手部での耐外圧性能を確保できるものでなければならない。

（イ）目違いを許容しない、コンクリートカラー継手や鋼製カラー継手等

（ロ）目違いを許容する、耐圧ゴムカラー継手や弾性継手（ベローズ継手等）等

また、目違い（Δw）を許容しないカラー継手を採用する場合には、継手部に働くせん断力に対しての安全性を確保する。



図－6.43 継手の分類（水密性能、耐外圧性能）

3．カラー継手（剛構造継手）の設計

(1) 変形形状の算定

カラー継手と函体との相互の変形形状は、次により計算できる。

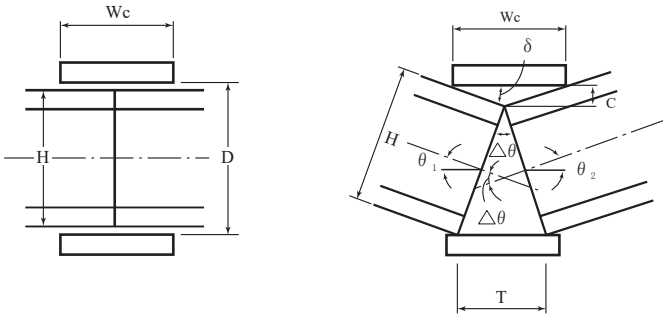
函体縦方向の計算で求まる両函体の継手位置での変位角をそれぞれθ_1，θ_2とした場合、折れ角は$\Delta\theta = \theta_1 + \theta_2$で求まり、函体軸のカラー継手面となす角度（$\delta$）は両函体部分では等しくなる。

$$\delta = \Delta\theta / 2$$
$$= (\theta_1 + \theta_2) / 2 \qquad (6.16)$$

図－6.42 に示すように、カラー継手と函体との相互の変形形状は式－6.17 で求めることができる。

$$\left.\begin{aligned} C &= \frac{W_c}{2} \cdot \tan\delta \\ T &= 2H \cdot \sin\delta \end{aligned}\right\} \qquad (6.17)$$

ここに、
- C ： 函体の上又は下のカラー継手との最大開き寸法 $C = D - H$
- D ： カラーの内法高
- T ： 函体相互の最大開き寸法
- W_c ： カラーの長さ
- H ： 函体の高さ
- δ ： 式－6.16 求まる角度



a)　沈下前　　b)　沈下後

図－6.44　カラー継手の変形状態

(2) カラー継手の形状

継手部での函体の目違いを許容しない剛構造継手には、一般にコンクリートカラーが多用されているが、鋼製など他の材質の採用も考えられる。

① カラーの長さ（W_c）

函体の折れ角（$\Delta\theta$）が大きくなると、カラーが函体の変位を拘束し函体に影響を及ぼすため、カラーの長さはできるだけ短くするのが望ましい。

コンクリートカラーを採用する場合には、函渠断面の大きさや基礎形

式に関わらず、カラーの長さ（W_c）は1.0m以下とするのがよい。

② カラーの内法高（D）と目地材の厚さ

カラーと函体のクリアランスは、函体の変形状態を考慮し決定する。

カラーと函体の間には目地材を設置するものとし、カラーの内法高と目地材の厚さは、次のように設計する。

a) 目地材の最小厚さは、基礎形式に関わらず20㎜を標準とする。

b) 一般に目地材の圧縮量は、目地厚の 50%程度までは保証される。このため、柔支持方式の場合、カラーと函体の間の目地材の厚さは、式−6.17 で求まるCの値の 2 倍以上（20 ㎜以上で 10 ㎜単位）を確保する。

③ カラーの耐力

カラー継手は目違いを拘束するので、構造解析上はヒンジ結合として取扱われる。このため、カラーは結合部に働くせん断力に対して安全な構造とする必要がある。

コンクリートカラーを採用する場合、カラーの耐力は次のように取扱う。

a) １連の函体の場合

函体縦方向の設計でせん断力を照査するので、隣り合う函体の部材厚と横方向鉄筋量が確保（配置）されていればカラーの耐力は確保されていると考えてよい。

コンクリートカラーの縦方向の鉄筋は、横方向鉄筋に対する配力鉄筋として取扱ってよい。ただし、最小鉄筋径はD16㎜とする。

b) ２連以上の函体の場合

継手位置に働くせん断力に対して、設計を行うものとする。

一般には、カラーの部材厚は、函体と同規模の寸法が採用されるが、通常考えられる部材厚や鉄筋量で対処できない場合には、耐圧ゴムカラー継手等の柔構造継手の採用を検討する必要がある。

④ 水密性能の確保

一般に、水密性能の確保にはゴム止水板が用いられているが、止水板の許容伸び量に対して式−6.17 で求まる T の値（最大開き寸法）に十分な余裕を持ったタイプを選定する必要がある。

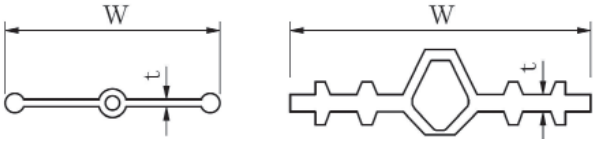
止水板のタイプと規格（材質）を決定する場合には、許容伸び量の他に、維持管理の方法、流水の水質等を検討することが大切である。

a)　伸縮継目用止水板

伸縮継目用止水板は、一般に許容伸び量は 10 ㎜～15 ㎜程度しかないので、T ≦数㎜程度の場合にしか採用できない。樋門においては、変形性能を求めないコンクリートカラー継手を設置した剛支持樋門の継手部などに採用される

b)　伸縮可撓吸収型止水板（耐震用ゴム止水板）

耐震用ゴム止水版は、一般に許容伸び量が 60 ㎜程度であり、T ≦ 40 ㎜程度の場合に採用する。樋門においては、幅 280㎜ ゴム素材の標準タイプを原則とする。



伸縮目地用止水板　　伸縮可撓吸収型止水板

図－6.45　ゴム止水板の例

c)　可撓継手

一般に、十分な変形能力を有する取り替え可能な止水板として多用される。可撓継手の規格 100㎜ を標準とし、表－6.7 より選定する。

表－6.7　可撓継手の規格

最大開き寸法（計算値 T ：㎜）	可撓継手の規格（㎜）
T ≦ 100	100
T ≦ 150	150
T ≦ 200	200
T ≦ 300	300

4．耐圧ゴムカラー継手（柔構造継手）の設計

(1) 耐圧ゴムカラー継手の基本

耐圧ゴムカラー継手は、耐外圧（土圧）性能を有するものの、それ自体で水密性は確保できない。このため、水密性を確保する目的で、函体内面

側に可撓継手等を設置するのが一般的である。

耐圧ゴムカラーは、その構造上函体の変位を拘束しないので、構造解析ではフリー結合として取扱うことになる。

(2) 耐圧ゴムカラーの選定

① 耐圧ゴムカラーは、目違いを許容する場合に採用され、目違い（Δw）や開口（T）の値に対して、十分な余裕をもった規格を選定する。また、函体の外周面側に設置されるので、カラーに作用する外圧に対して安全なものでなければならない。

函渠断面の大きさに関わらず、耐圧ゴムカラーの長さは 1.0m以下とする例が多い。

一般には、継手部の力学的制約や施工工期短縮の観点でコンクリートカラー等の剛構造継手の採用が困難になる場合などに選定するのがよい。

② 耐圧ゴムカラーはプレート型とΩ（オメガ）型があり、継手部の土被り荷重に応じて選定する。プレート型の耐土圧性能としては、一般に100kN/m^{2}型、200kN/m^{2}型がある。

③ 耐圧ゴムカラーを採用した場合の目地は、次のように設計する。

a) 耐圧ゴムと函体の間には目地材は設置しない。

b) 函体の接合面の目地材は、20 ㎜の厚さを標準とする。

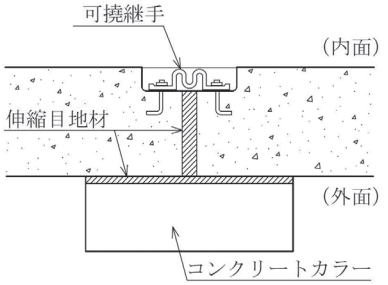
(3) 水密性能の確保

水密性能を確保する目的で、ゴム止水板が用いられる例が多い。

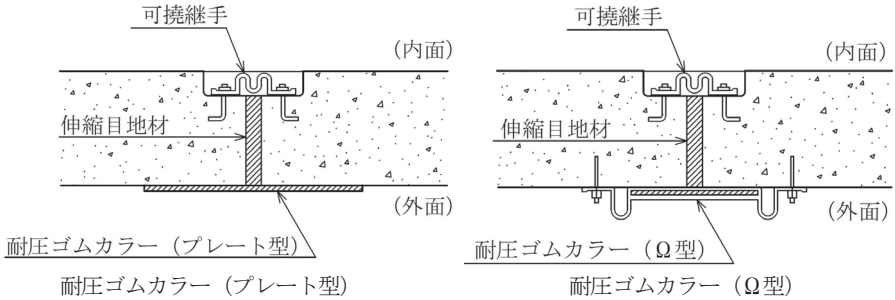
耐圧ゴムカラーは、目違いや開口を許容するので、函体の変形に応じた大きな開口が発生することが多い。このため、ゴム止水板は、伸縮継目用止水板や伸縮可撓吸収型止水板の採用も考えられるが、これらのタイプの止水板の許容伸び量は小さいこと、また函体の変形を拘束しないために地盤強度のバラツキによる函体の挙動が不確実になりやすいこと等を考慮すると、このタイプの止水板採用は避けるべきである。

つまり、耐圧ゴムカラーを採用した場合には、予測される継手部の変形（目違い、開口）に応じた可撓継手の採用が望ましい。

目違いが小さい場合



目違いが大きい場合



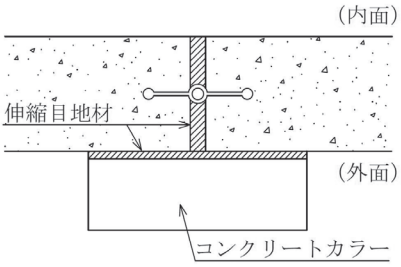
図－6.46　継手構造の例

5．剛支持方式の函体の継手

剛支持方式の採用は、函体の沈下を考慮しない（無視できる）場合であり、継手に求められる性能は、主に水密性能と耐外圧性能である。

このため、大きな変形性能を有する耐圧ゴムカラーや可撓継手等を選定する理由は乏しい。

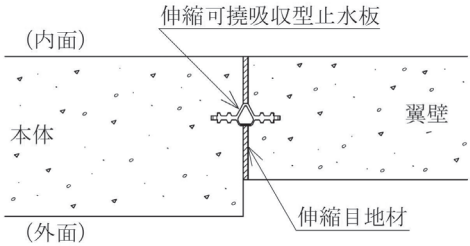
ただし、維持管理の方法や流水の水質等を考慮して函体の内側に可撓継手を設置することもある。



図－6.47　継手構造の例

6．本体と翼壁との接合部の継手

従来は、この接合部では伸縮目地用止水板により水密性を確保してきたが、本体と翼壁の変位状態が異なるので止水板が破断する例もあった。このため、直接基礎の場合には、本体と翼壁の相互変位を予測し、止水性が確保できるように耐震用などに用いられる伸縮可撓吸収型止水板等相互の変位に対応できるものを採用する。



図－6.48　本体と翼壁の継手の例

６－10　翼壁の設計

翼壁は、本体と分離した自立構造とし、常時及び地震時に対して安全になるように設計することを原則とする。

解　説

1．翼壁の断面形は、２－16 に示すＡタイプ（Ｕ型断面）を標準とし、Ａタイプによりがたい場合にはＢタイプを採用できるものとする。また、翼壁は、川表及び川裏側とも翼壁前面土砂の受働土圧を考慮しないで設計することを原則とする。

2．翼壁は、常時及び地震時の荷重に対して安定が確保できるように設計するものとし、流水方向及び流水直角方向について検討する。

⑴ 翼壁の安定計算に用いる水平荷重は、次の事項に留意する。

① 翼壁に作用する土圧は、次の理由により主働土圧を用いるものとする。

ボックスカルバートや壁頭部に梁を設置したＵ型水路のように、壁の頭部と底部の両方が拘束される場合には土圧等による水平方向の変位がほとんど生じない（固定壁）と考えられるので、静止土圧により設計する。壁の頭部を固定しない場合には、壁頭部に変位が生じる（可動壁）ので主働土圧により設計するものとする。

表－6.8　翼壁に作用する土圧

荷重状態	常　時	地震時（L1 地震動）
土圧の種類	クーロン常時主働土圧	地震時主働土圧 （修正物部・岡部法）

② 転倒・滑動及び浮き上がりに対する検討に用いる水位は、表－6.9 による。

表－6.9　翼壁の設計水位（転倒・滑動・浮き上がり）

荷重状態	川表側翼壁		川裏側翼壁	
	水路内水位	背面水位	水路内水位	背面水位
常　時	低　水　位	残留水位	低　水　位	残留水位
地震時	平　水　位	平水位又は 自然地下水位	平　水　位	平水位又は 自然地下水位

③　地盤支持に対する検討に用いる水位は、表－6.10 による。

表－6.10　翼壁の設計水位（支持）

荷重状態	川表側翼壁		川裏側翼壁	
	水路内水位	背面水位	水路内水位	背面水位
常　時	函渠内法高	自然地下水位	函渠内法高	自然地下水位
地震時	平　水　位	自然地下水位	平　水　位	自然地下水位

④　仮想背面内の上載荷重は、転倒・滑動・浮き上がりに対する検討では考慮しないが、地盤の支持に対する検討では考慮する

(2) 流水直角方向の安定計算

(a) Aタイプ（U型断面）

左右の壁に作用する水平荷重はバランスするものとし、浮き上がりに対して、常時状態で式－6.18 により検討するものとする。

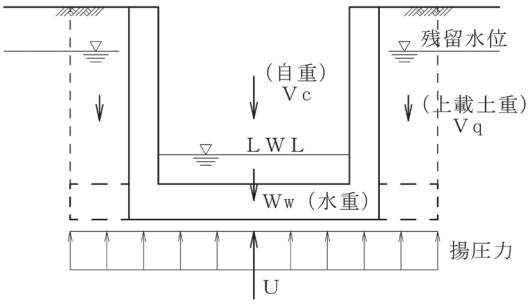
$$F_s = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} \tag{6.18}$$

ここに、F_s　：浮き上がりに対する安全率（＝4/3）

ΣV　：下向きの鉛直荷重（自重、水路内水重）

ΣU　：底版下面に作用する揚圧力（上向き）

浮上がりに対して安定しない場合には、底版などの部材厚を大きくしたり、底版を張出すなどの検討が必要になる。



図－6.49　浮上がりに対する検討（Aタイプ）

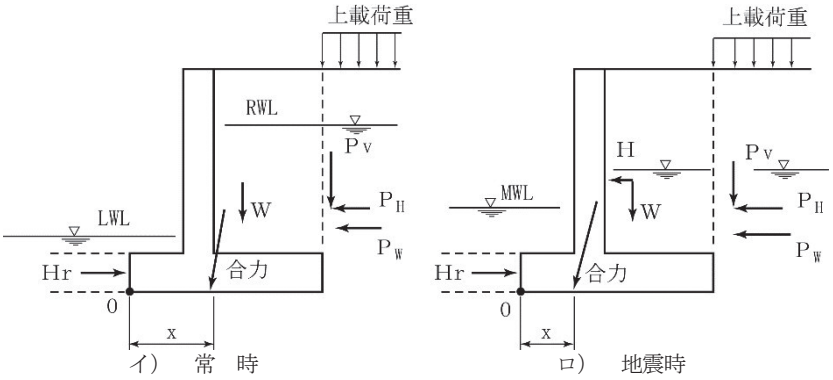
(b) Bタイプ

次の事項を満足する場合には水平荷重はバランスするものとし、水叩をストラットとしてよいものとする。

イ）鉄筋コンクリート構造とすること。

ロ）水叩の厚さは、翼壁の底版厚と同厚以上とすること。

① 転倒に対して安定する底版幅を確保するものとする。



図－6.50 転倒に対する検討（Bタイプ）

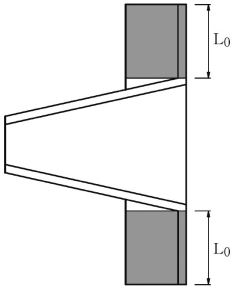
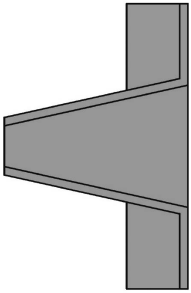
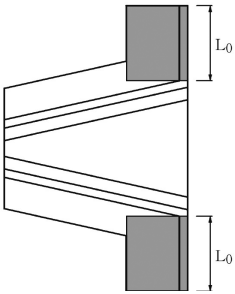
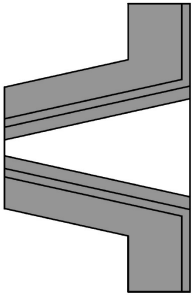
② 水叩は浮上がりに対してAタイプと同様に常時水位で検討するものとする。水叩に作用する下向きの鉛直荷重は、水叩きの自重及び水路内水重だけなので、浮上がりに対して安定しない場合には水叩厚等を大きくするなどの検討が必要になる。

(3) 流水方向の安定計算

(a) 水平荷重の範囲

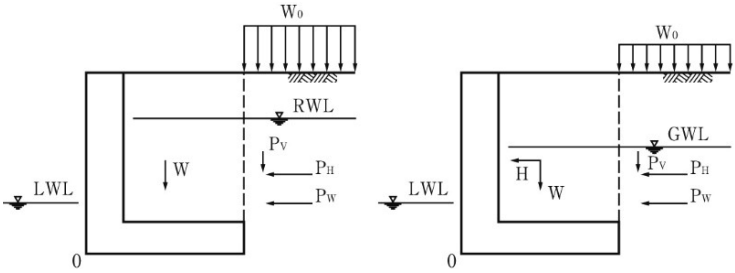
翼壁全体に作用する水平荷重を理論的に評価することが難しいので、翼壁に作用する水平荷重の範囲は表－6.11 によるものとする。

表－6.11　翼壁に作用する水平荷重の範囲

	水平荷重を考慮する範囲	水平荷重を分担させる範囲
Aタイプ		
Bタイプ		

注 1) 着色部が、それぞれの範囲を示す。

注 2) L_0は、水平荷重を考慮する長さ。



図－6.51　張出し擁壁に作用する荷重（流水方向）

水平荷重を考慮する範囲は次の点に留意する。

① 翼壁引出し擁壁の水平荷重は、張出し擁壁天端の長さの範囲（表－6.11 の L_0：水平荷重を考慮する長さ）とし、一般の L 形擁壁と同様に図－6.51 より求める。

② 地震時では、一般の L 形擁壁と同様に表－6.11 の L_0 の範囲の有重及び底盤上の土重に対する地震慣性力も考慮する。

③ 水路内の水重に対しては、地震慣性力は作用させないものとする。

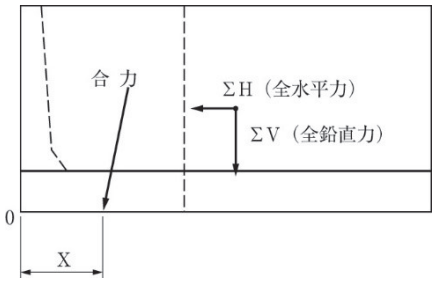
(b) Aタイプ

① 直接基礎の場合は、地震時について転倒・滑動・地盤の降伏変位量に対して検討するものとする。

但し、流水直角方向に張出した擁壁がない場合には、流水方向の安定は保てるものと考え、安定計算は省略してもよい。

イ）安定計算は、6－4－5 によるものとする。

ロ）U型断面部分の長さが短い場合には、安定性を確保できないこともあるので、底版を張出すか、底版厚を大きくするなどの検討が必要となる。



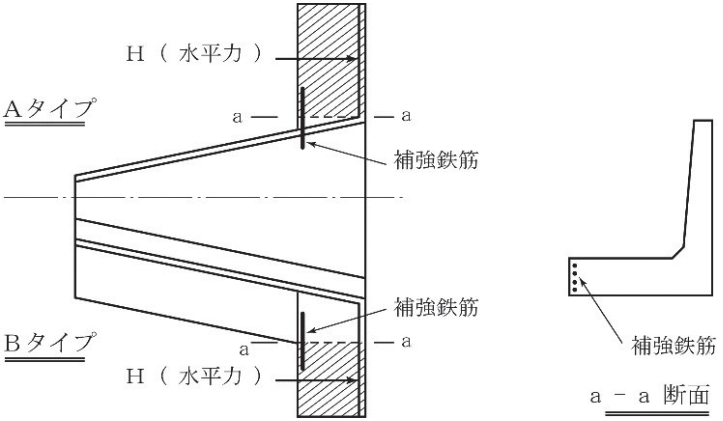
図－6.52　流水方向の安定計算

(c) Bタイプ

Aタイプに準じた検討を行う。

(d) 張出し擁壁の補強鉄筋

翼壁底版との接合部の底版に図－6.53 に示すような補強鉄筋を配置するものとする。



図－6.53　張出し擁壁の補強鉄筋

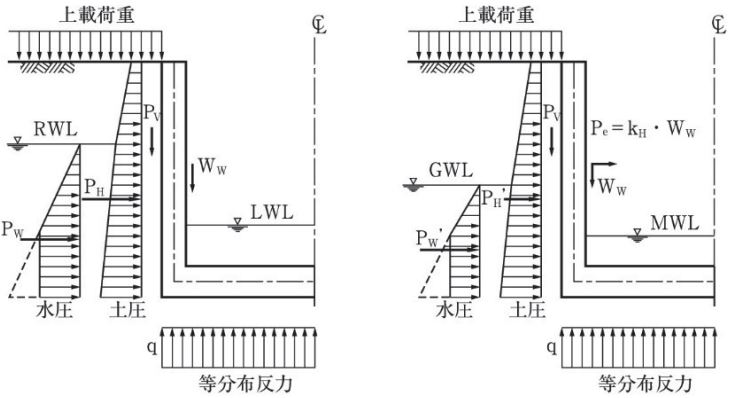
3．用水路などでは、水抜きパイプ（逆流防止機能付きを含む）を設置して壁背後の地下水位を低下させる事例がある。しかし、前面の水位変動によりパイプ内に土砂等の堆積による目詰まりが発生したり、壁背後の土砂の吸出しを助長したりして、その機能が喪失することが多いため、河川構造物においては、従来より水抜きパイプを設置しないことを原則としてきた。

4．部材の設計

(1) Aタイプ

竪壁は底版に固定された片持梁とし、底版は竪壁に固定された固定梁として設計することを原則とする。

基礎形式にかかわらず底版には鉛直荷重に対応する上向きの等分布反力を作用させるものとする。



図－6.54 Ａタイプの荷重

ここに、 P_H P_H' ： 土圧の水平成分（常時、地震時）

P_V ： 土圧の鉛直成分

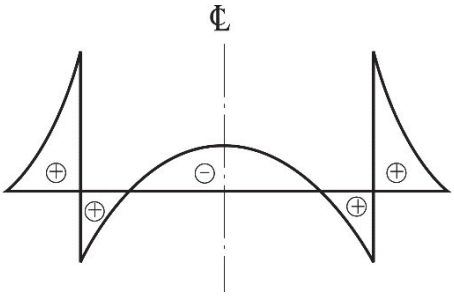
W ： 竪壁の自重

P_W P_W' ： 水圧（常時、地震時）

P_e ： 壁の自重に対する地震慣性力

k_H ： 設計水平震度

q ： 鉛直荷重に対応する等分布反力（上向き）

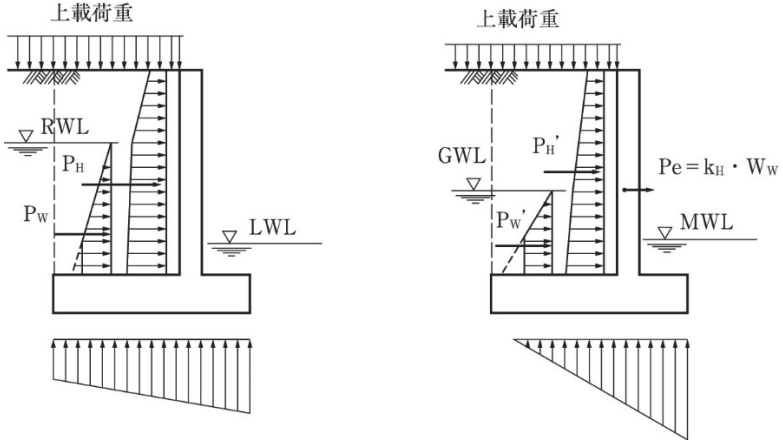


図－6.55 Ａタイプの曲げモーメント図の例

(2) Bタイプ

竪壁は底版に固定された片持梁とし、底版は竪壁に固定された片持梁として解くことを原則とする。

基礎形式にかかわらず底版には合力の作用位置に対応した上向の台形反力又は三角形反力を作用させるものとする。



イ） 常 時　　ロ） 地震時

図－6.56 竪壁に作用する荷重（Bタイプ）

ここに、 P_H P_H' ：土圧の水平成分（常時、地震時）

P_W P_W' ：水圧（常時、地震時）

P_e ：壁の自重に対する地震慣性力

底版に上向きに作用する反力は、合力の作用位置（x）により次になるように算定することができる。

① $B/3 \leqq x \leqq 2B/3$（台形分布反力）

$$q_1, q_2 = \frac{V}{B \cdot L}\left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right)$$

② $B/6 \leqq x \leqq 5B/6$（三角形分布反力）

$$q_1 = \frac{2 \cdot V}{L \cdot b}$$

ここに、 q_1, q_2 ： 反力強度の最大値、最小値

B　：　底版幅

L　：　底版の奥行き（一般には１ｍとする）

V　：　鉛直荷重

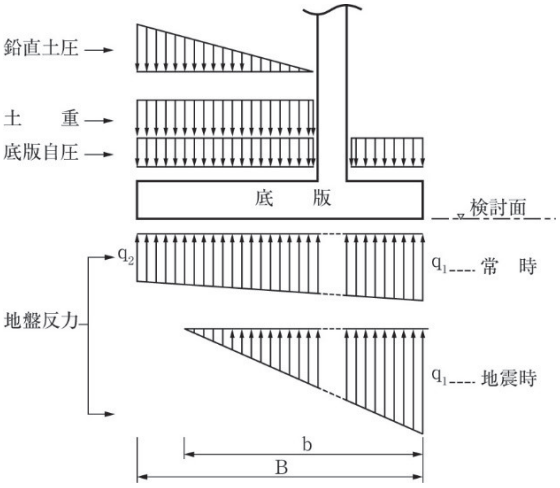
e　：　底版中央からの荷重の偏心距離

b　：　三角形反力の作用幅

$b = 3(B/2 - e)$

b が B より小さいときには三角形分布になり、

b が B より大きいときには台形分布となる。



図－6.57　底版に作用する荷重（Bタイプ）

６－11　遮水工の設計

遮水工の遮水効果は、浸透路長について検討を行うことを原則とする。

解　説

１．遮水壁や遮水矢板などの遮水工は、函体・翼壁の外面に沿った浸透流（ルーフィング）などを防止する目的で設置され、函体と堤体の相互の変位による函体周辺の緩みや函体直下に発生する空洞化などによる高水時での土粒子の移動や吸出しに対して堤体の機能を維持するための重要な役割を持っている。

樋門などでは、堤外側と堤内側の水位差による動水勾配がある値以下になれば土粒子の移動などに対しても安全となるものとし、浸透路長は Lane（レイン）の方法により函体直下の浸透路長の他、函体側面に沿う水平方向の浸透路長についても検討する。

遮水工は、式－6.19 により算定される加重クリープ比が、表－6.12 に示した値を満足するように設計するものとする。

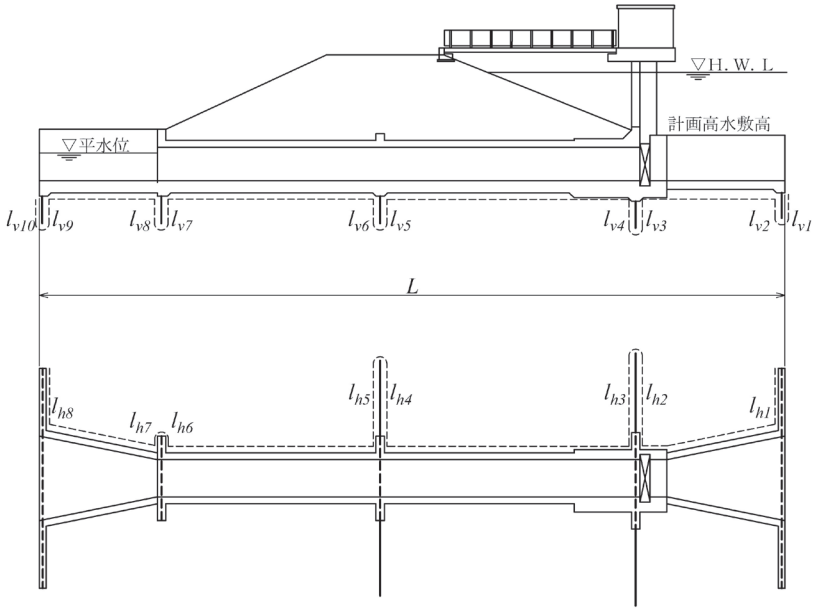
$$C_a = \frac{\frac{L}{3} + \Sigma l}{\Delta H} \qquad (6.19)$$

ここに、　C_a　：加重クリープ比（表－6.12 参照）
（クリープ比は函体直下の値を採用する）

L　：樋門の函体縦方向の総浸透路長（m）

Σl　：遮水矢板による鉛直方向及び水平方向の総浸透路長（m）
l_v：遮水矢板等の鉛直方向の浸透路長
l_h：遮水矢板等の水平方向の浸透路長

ΔH　：内外水位差（m）
ΔH＝ＨＷＬ－（ＭＷＬ又は敷高）



図－6.58　浸透路長

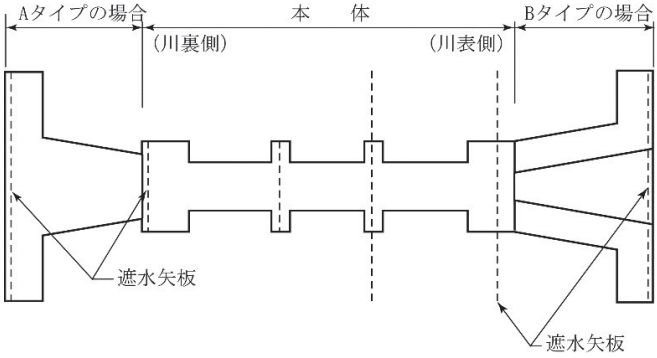
表－6.12　加重クリープ比 C_a（Lane の原典より）

区　　分	C_a	区　　分	C_a
極めて細かい砂又はシルト	8.5	栗石を含む粗砂利	3.0
細　砂	7.0	栗石と礫を含む砂利	2.5
中　砂	6.0	柔らかい粘土	3.0
粗　砂	5.0	中位の粘土	2.0
細砂利	4.0	かたい粘土	1.8
中砂利	3.5	非常にかたい粘土	1.6

函体直下の浸透路長の計算に用いる加重クリープ比は、函体直下の現地盤の値を用いるものとし、また函体側面に沿う水平方向の浸透路長の計算に用いる加重クリープ比は、函体側面の埋戻し土（堤体土）の値を用いるものとする。

2．函体直下及び水平方向の遮水工

函体直下の遮水工は、図－6.59 に示す位置に配置するものとする。



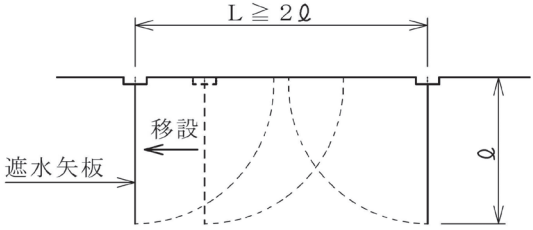
図－6.59　遮水工の配置

函渠直下の遮水矢板は、次の事項に留意する。

① 函体直下の遮水矢板長は、最小 2.0m とする。

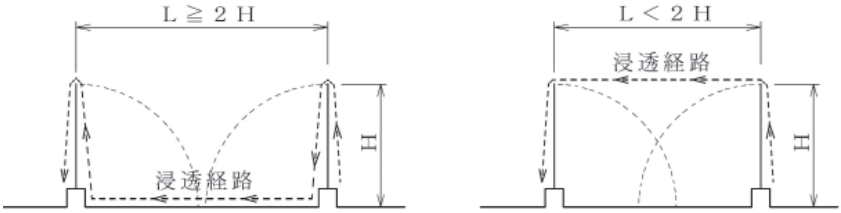
② 遮水壁は計算上必要な範囲で１ヶ所以上設けるものとする。

③ 函体下の鉛直方向遮水矢板の根入れ長は、遮水矢板間隔の 1/2 以内とし、1/2 以上の長さになる場合には遮水矢板（遮水壁）の位置を変更するなどの対策を講ずることを原則とする。



図－6.60　鉛直方向の遮水矢板の配置

④ 水平方向の遮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し、図－6.61（1）に示すように矢板張出し長は矢板間隔の 1/2 以内とする。矢板張出し長を矢板間隔の 1/2 以内にできない場合には、図－6.61（2）のように、張出し矢板の先端部を結ぶ浸透経路に変更して検討する。



L：張出し矢板間隔　H：張出し矢板長

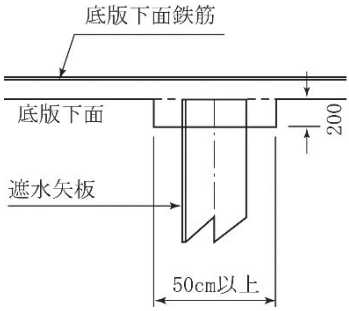
(1)　L≧２Hの場合　　(2)　L＜２Hの場合

図－6.61　水平方向の浸透経路

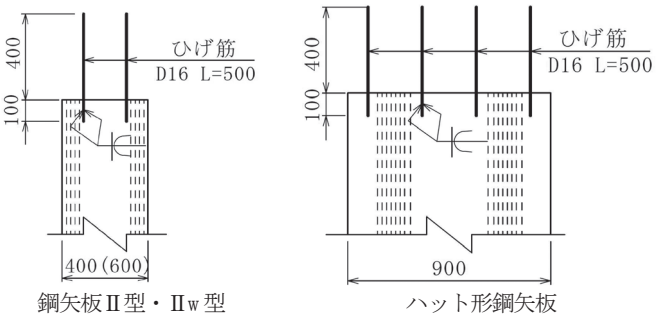
⑤　護岸用鋼矢板も含めた鋼矢板を設計するに当たっては、安全性、現場条件及び鋼矢板の市場性を考慮した上で、U形（普通型、広幅型等）に加えて、ハット形も含めて経済比較を行うなどして、適切な鋼矢板を選定するものとする。

⑥　遮水矢板の頭部位置は、図－6.62 に示す。

特に、軟弱地盤の場合には、図－6.63 を参考に矢板頭部に用心鉄筋としての「ひげ筋」(D16、L＝500㎜) を設けるものとし、底版の鉄筋と接合しないものとする。

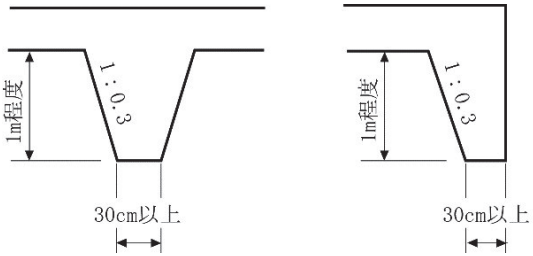


図－6.62　遮水鋼矢板の頭部位置



図－6.63　遮水矢板頭部のひげ筋の例

⑦　鋼矢板による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を用いてもよい。ただし、カットオフに水平抵抗力を期待してはならない。



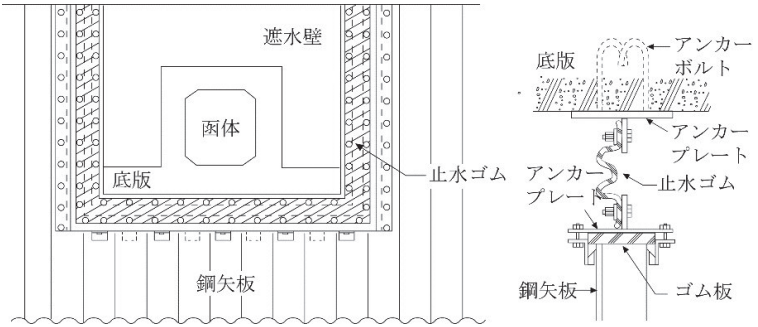
図－6.64　コンクリートカットオフの例

⑧　軟弱地盤上の大規模な樋門などでは、遮水矢板に作用するネガティブフリクション等を検討し、周辺の残留沈下の影響を減少させるために底版全体を囲む遮水矢板（スカート矢板）を設ける場合もある。

⑨　遮水矢板の先端よりやや深さ位置に不透水層（粘土層など）がある場合には、遮水効果を確実にするために不透水層に1ｍ程度貫入した長さまで矢板長を伸ばす場合もある。

⑩　函体直下の地盤に比べて函体直下の遮水矢板先端の地盤が良好で沈下しない場合には、遮水矢板は支持杭のような挙動を示したり、またその逆に函体周囲の地盤沈下が大きい場合には、遮水矢板が函体を引込むように挙動し、函体に影響を及ぼすこともある。このような場合には、函体縦方向の設計に遮水矢板の影響を考慮して設計しなければならない。

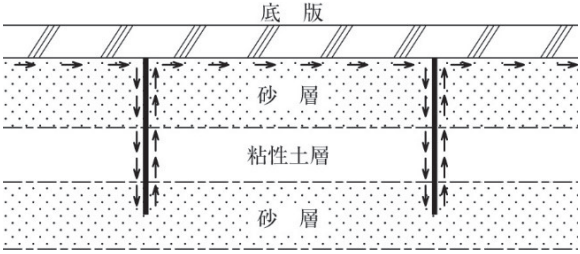
遮水矢板の影響を消去する方法として、遮水矢板に函体をU字形に取り囲む止水ゴムを設置するとよい。



図－6.65　遮水矢板の影響を遮断した工法の例

⑪　互層地盤の場合の浸透経路長

互層地盤の場合、底版直下の地盤を対象とせずに更にその下の地層を対象とした浸透経路長で検討する方法もある。しかし、地層中の浸透流に比べ構造物と堤防の接触面に沿って流れる浸透流いわゆるルーフィングによる安全性を確保するために遮水矢板を設置することを目的としているので、構造物に沿って流れる浸透経路長を設定して検討するものとする。



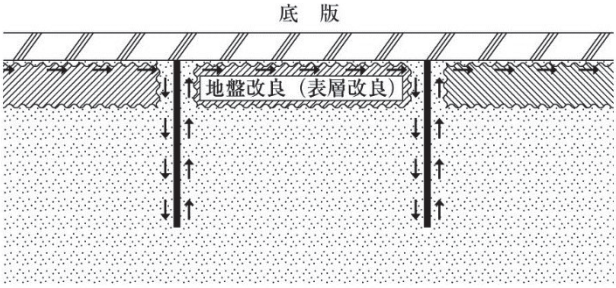
図－6.66　互層地盤の浸透経路長

⑫　地盤改良を伴う場合の浸透経路長

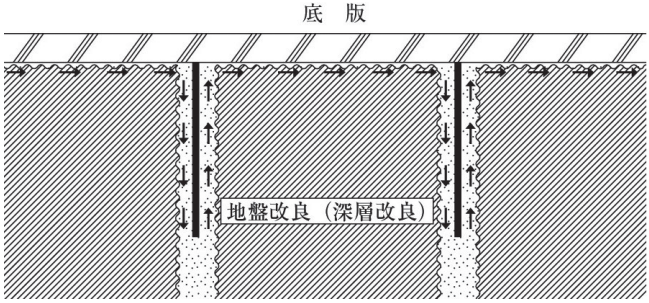
地盤改良は遮水矢板の打設前に施工されるため、矢板設置予定箇所は未改良区間として残存するので矢板周面は原地盤の状態となる。また改良地盤の上面も下面と同様に凸凹状態になる。このため、改良体直下面の経路

長を対象とせず、無改良と同様に原地盤を対象に構造物に沿って流れる浸透経路長を設定して検討するものとする。

なお、クリープ比は原地盤の値を採用する。



(a)　表層改良の場合



(b)　深層混合処理工法の場合

図－6.67　地盤改良を伴う場合の浸透経路長

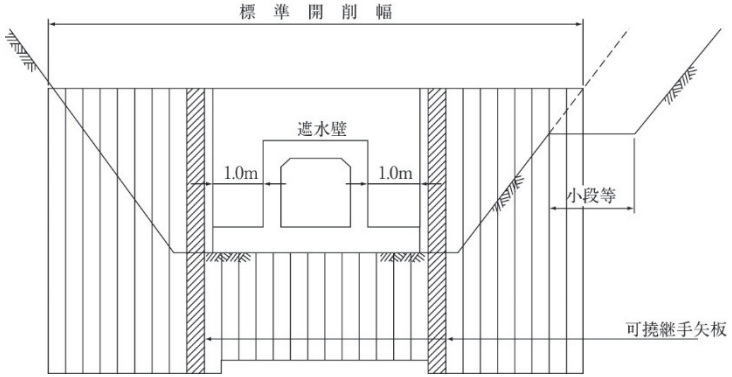
3．函体側部の遮水工

函体側部に張出す遮水工は、川表から優先して２ヶ所以上設置することを原則とする。

これは、浸透に対する堤防の安全性確保の観点から、川表側については従来通り堤防前面からの浸透を防止し、川裏側では堤体内の浸透水の排水を妨げることとならないよう川裏胸壁部には張出す遮水矢板は配置しない等の配慮する必要があるためである。

(1) 遮水工の設置範囲

函体側部遮水工の設置範囲は、図－6.68 に示す標準開削幅まで設置することを原則とする。標準開削幅を大きく切り込んで設置する必要はない。



図－6.68　遮水工の設置範囲（函体側部）

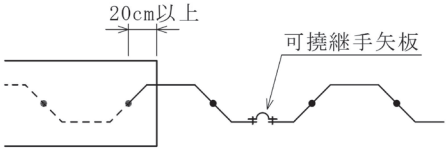
必要加重クリープ比を満足できない場合は、設置箇所数を増やす等の対策が必要になる。

函体側部の遮水矢板は、次の事項に留意しなければならない。

① 函渠側部の遮水矢板の根入れ先端位置は、鉛直方向の遮水矢板先端以深にする。

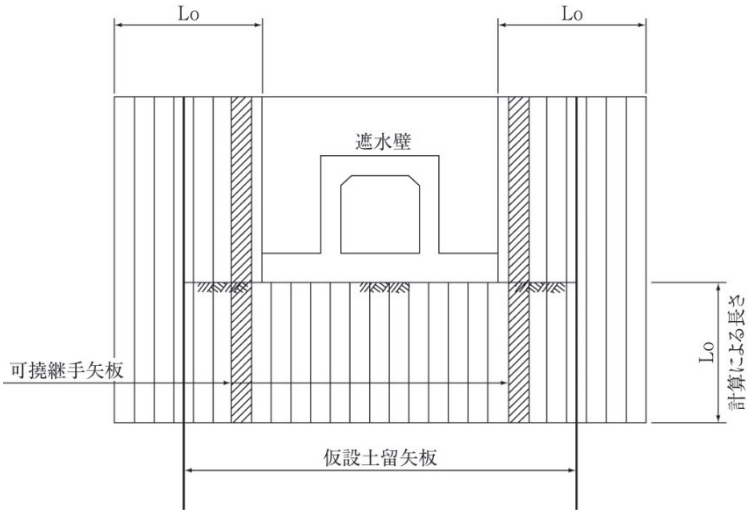
② 遮水壁端部等での矢板のコンクリートへの埋込み長は、遮水壁の鉄筋配置を考慮して、遮水矢板の形式にかかわらず、20cm 以上を標準とする。

なお、図－6.69 に示すような位置に可撓継手矢板を設置するものとする。



図－6.69　遮水壁との接合

③ 切梁式鋼矢板土留工法などで施工される場合の設置範囲は、函体直下遮水矢板の根入れ長と同長以上を函体側部に確保するものとする。



図－6.70　土留工法により施工される場合の設置範囲

６－12　グラウトホール

樋門にはグラウトホールを設置するものとし、設置間隔は 5m以下を標準とする。

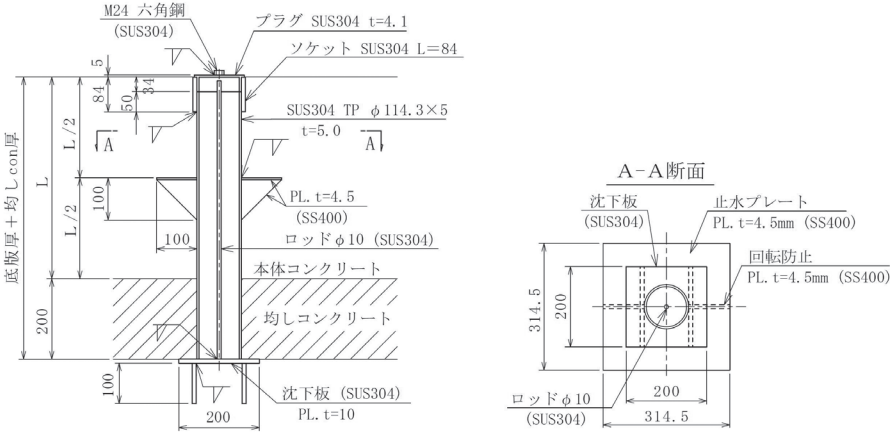
解　説

樋門では、残留沈下に伴い底版下面に空洞が発生しやすいので、基礎形式にかかわらずグラウトホールを設置するものとし、設置間隔は注入材の拡散範囲などを考慮して5m以下を標準とする。

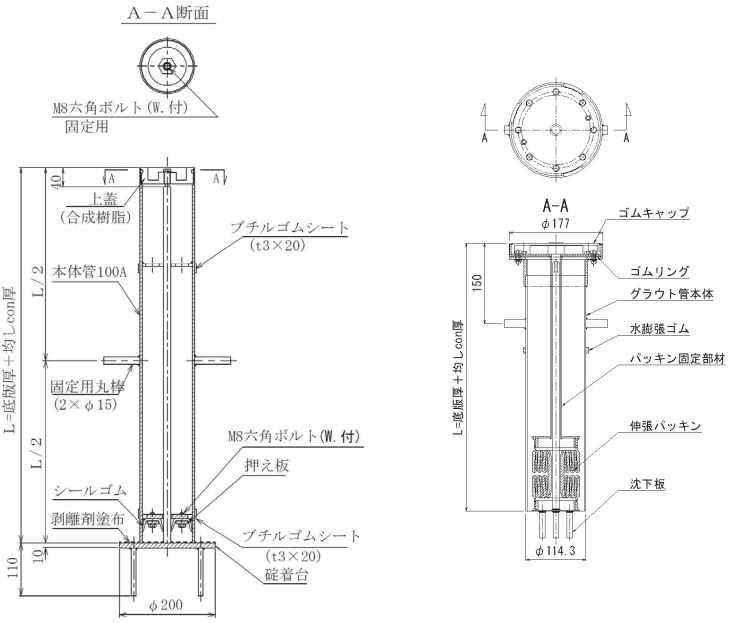
グラウトホールは、底版下面の空洞等の点検孔を兼ねることができる。

空洞化及び地盤沈下状況の観測を行う上で、施工時から沈下板の高さ（初期値）を管理しておく。

グラウトホールの現場取付けに当たっては、底版鉄筋と交差しない位置にずらす等の施工上の配慮が必要になることもある。



図－6.71　グラウトホールの例（従来型）



※鋼材はすべてSUS304とする

図－6.72　グラウトホールの例（逆流防止型）

６－13　ゲートの設計

６－13－１　扉体の設計

扉体は、設計水位に対して所定の強度・剛性を有する安全な構造でるとともに、必要な水密性及び耐久性を有する構造とする。

解　説

１．扉体、戸当り等の鋼材の許容応力度の割増しは、地震時の設計では 50%を原則とし、地震時以外の設計では割増しを考慮しないものとする。

ただし、樋門のゲートは、地震時について検討する必要はない。

高規格堤防設置区間の樋門や水門等のゲートにおいて高規格堤防設計水位で検討する場合には、許容応力度の割増しを考慮する。(5－3－1 参照)

２．水圧方向の荷重に対する扉体の撓み度は、径間に対して 1/800 以下の値とする。

撓み度の算定における径間は、ローラゲートの場合はローラ中心間隔、スライドゲートは支持間隔とする。

３．余裕厚

(1) 扉体に使用する部材の板厚は、計算板厚に表－6.13 に掲げる腐食代を加えた厚さ以上とする。

表－6.13　部材の腐食代（㎜）

接水条件 / 水質条件	常時接水している		常時は接水していない	
	片面接水部材	両面接水部材	片面接水部材	両面接水部材
淡　　水	1.0	2.0	0.5	1.0
海　　水	1.5	3.0	1.0	2.0

(2) 部材の腐食代の適用に当たっては、次に掲げる事項に留意する。

① 感潮区間のゲートは、海水区域に準ずる。

② 河川に設置される水門、樋門のゲートは、一般に両面接水とみなす。

③ ステンレス鋼等の耐食性の良好な材料を使用した場合には、腐食代は見込まない。

4．最小板厚

樋門等の小形ゲート（10㎡未満）の扉体、戸当り等に使用する主要部材の板厚は余裕厚を含み、スキンプレートは9㎜以上、鋼板では6㎜以上、形鋼では5㎜以上とする。

5．水密方式

(1) 樋門のゲートは、片面ゴム水密を原則とする。

(2) ポンプ場に接続する強制排水専用のゲート等ではポンプの管理運転方式によっては両面水密が必要となる場合がある。

6－13－2　戸当りの設計

ゲートの戸当りは、水密上必要な寸法と精度を有し、扉体支承部からの荷重を安全に門柱等のコンクリート構造物に伝達することができる寸法、強度及び剛性を有した構造とする。

解　説

1．戸当りには、水密板として水密ゴムの当たる十分な幅を持ったステンレス鋼板を配置する。

2．ローラの作動の確認や点検が容易に行えるように、取りはずし戸当り（図－2.12を参照）の一部を開閉式にするのが望ましい。

3．戸当り付近の箱抜きに充填される二次コンクリートは、無筋コンクリートとして設計し、一般にせん断応力度、支圧応力度により検討する。

4．箱抜き部に設置する挿筋は、D16㎜（l =500㎜）を使用している例が多い。

６－13－３　開閉装置の設計

ゲートの開閉装置は、扉体を長期間にわたり所定の速度で確実に開閉操作ができるものとし、開閉用動力は原則として電動機とし、開閉用予備動力を設けるものとする。

解　説

１．開閉装置

(1) ローラゲート又はスライドゲートの扉体の開閉荷重は、式－6.20 に掲げる荷重を標準とする。

$$W = G + (F_1 \text{ 又は } F_2) + (F_3 \text{ 又は } F_4) + F_5 + F_6 \qquad (6.20)$$

ここに、
- W ： 開閉荷重
- G ： 扉体可動部重量
- F_1 ： ローラゲートの支承部ローラの回転摩擦力
- F_2 ： スライドゲートの水密部金属間のすべり摩擦力
- F_3 ： 水密ゴムと戸当り面のすべり摩擦力
- F_4 ： 水密ゴムのみで扉体の全水圧を受ける場合の水密金属と水密ゴム間のすべり摩擦力
- F_5 ： 没水部の浮力
- F_6 ： ゲート操作時のゲート下端に作用する下方向の水理力

(2) 開閉荷重の算定においては、次に掲げる事項に留意する。

① 閉時の操作水位のうち、外水位を本川の堤防高とする場合には、締切力に余裕を設けなくてよい。ラック式等を用いて押下げる場合には、その押下げ力は開閉装置能力の 100%を期待してもよい。

② ワイヤーロープ式等締切力を期待できない開閉装置形式の場合、確実に全閉できるよう、締切力の余裕は全抵抗力の 25%以上とする。

③ 扉体可動部重量には、扉体と開閉装置を連結するワイヤーロープ、ラック棒等の重量も含めるものとする。ただし、自重降下時に対しては、扉体重量のみを考慮する。

２．開閉速度

(1) 門扉の開閉速度は、一般には 0.3m/分前後を目安とした例が多い。本川の

水位上昇速度、電動機容量等、開閉装置を含めた全体での合理的な設計や安全性を考慮して決定する。

(2) ラック式開閉装置の場合、自重降下速度は6m/分以下とする例が多い。

3．開閉装置の能力

(1) ラックの本数は扉体の純径間が2.5m以上では２本吊を標準とする。

また、純径間が2.5m未満の場合でも操作荷重が大きいときや扉体の縦横比が大きいときなどは２本吊とすることもある。

(2) 人力による開閉操作の望ましい条件は、操作力を 100N 以下として毎分 30 回転で連続作業可能時間は10分程度とする。

(3) 操作力が大きい場合などには、ワイヤーロープ式開閉装置を採用することができる。

4．ラックは、開閉荷重、座屈荷重に対して必要な強度を有するものとする。

5．開閉用動力

(1) 樋門ゲートの開閉用動力は、原則として電動機とする。操作頻度が少なく、開閉力が小さい場合には、人力を採用できる。ただし、操作時間が 10 分程度以上になる場合には、人力を避け、電動機等の動力を採用する。

(2) 開閉用動力を人力とする場合には、過大な力から開閉装置を保護するために過負荷防止装置を設けるものとする。

6．予備動力

(1) 常用動力設備が故障した場合にも開閉操作ができるように、電動機、内燃機関、人力操作装置などの予備動力設備を設けるものとする。

(2) 小規模なゲートで常用動力に人力を採用した場合には、予備動力設備を設けなくてもよい。

(3) 常用動力が電動機の場合には、一般に簡易な可般式予備発電機を使用することが多いが、設置条件、門数、操作、保守の容易さを考慮し、固定式も含めて検討する。

(4) 予備動力設備として人力を採用する場合は、操作時間が10分程度以上になるときには人力を避け、他の方法を検討する必要がある。

６－14　管理橋の設計

樋門に設置する管理橋は、鋼製の２主桁形式の単純梁構造を原則とし、設計荷重に対して所定の強度、剛性を有する構造として設計するものとする。

解　説

１．管理橋の設計は、「立体横断施設技術基準・Ⅱ横断歩道橋編」（日本道路協会）及び「ダム・堰施設技術基準（案）」に準拠する。

２．荷　重

(1) 活荷重は、次に掲げる等分布荷重を標準とする。

① 床版及び床組の設計は、5kN/㎡とする。

② 主桁の設計は、3.5kN/㎡とする。

(2) 通常の樋門等の管理橋は、地震の影響よりも活荷重による影響が大きいので地震時の計算は省略する例が多い。ただし、必要に応じ地震の影響を考慮する場合の活荷重は1kN/㎡を標準とする。

(3) 設置条件などにより、雪荷重を考慮することがある。

(4) 風荷重を考慮する場合には、風上側の有効鉛直投影面積に対して、3kN/㎡を標準とし、風下側には考慮しなくてもよい。

(5) 管理橋の高欄の設計に用いる荷重は、次の値を標準とする。

① 高欄頂部には橋軸直角方向に2.5kN/mの水平力が外側に作用するものとする。

② 高欄上に人間が乗ったり、重量物を乗せたりする可能性もあるので、1～1.5kN/mの中間値の鉛直荷重1.25kN/mを考慮する。

③ 操作室を設置しない場合の操作台の手摺は、管理橋の高欄に準じて設計する。

(6) 管理橋の設計においては、一般に温度荷重は考慮しないものとする。

３．許容応力度の割増し許容応力度の割増しは、表－6.14に掲げる値を標準とする。

表－6.14　許容応力度の割増し

荷重の組合せ	割増し係数
主荷重	1.15
主荷重＋風荷重	1.40
死荷重＋主荷重に相当する荷重＋地震の影響	1.70

4．鋼材の最小厚は、次に掲げる値とする。

① 縞鋼版などの鋼床版：6㎜

② 主要部材　　：6㎜

ただし、高欄などは、この値によらなくてもよい。

5．活荷重による主桁の最大撓み度は、主桁の支間長の 1/600 を超えてはならない。

6．支承は、門柱・操作台に作用する水平力を極力低減することを目的に、操作台側を可動支承、橋台側を固定支承とすることを標準とする。

7．支間長が長くなると風荷重等の水平力に対してねじれ等の影響が生じるので、主桁同士の合成を高めるために横桁や中間対傾構などを設けた構造を検討する必要がある。

8．胸壁・翼壁天端に設置する転落防止柵は、水平方向 0.4（kN/m）、垂直方向 0.6（kN/m）程度の荷重に耐える構造とするのが望ましい。

ただし、周辺が河川公園等で人が密集して滞留する可能性が高い箇所などでは、防護柵の側面に直角方向に 2.5（kN/m）の水平力が頂部に作用するものとして設計する。この場合は、許容応力度については割増しを行わないものとする。

また、防護柵上に人間が乗ったり、重量物をのせたりする可能性もあるので、1.0～1.5kN/m の中間値の 1.25kN/m 鉛直荷重を考慮するのが望ましい。

9．管理橋の門扉は、管理橋桁下から堤防法面までの空間が 1m 以上になる位置に設置するとともに、門扉周面には忍び返しを取付ける例が多い。

６－15　樋門の耐震設計及び耐震性能照査

６－15－１　基本事項

樋門の耐震設計は「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–」に準拠するものとする。

解　説

耐震設計は、従来の耐震設計で考慮されていた設計震度に相当するレベル１地震動（中規模地震）に加え、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であるレベル２地震動（L2-1 地震、L2-2 地震）に対する河川構造物の耐震設計について規定したものである。

表－6.15　耐震設計で考慮するレベル２地震動

レベル２地震動	L 2-1 地震	L 2-2 地震
想定地震	プレート境界で発生する大規模な地震	マグニチュード７級の内陸直下型地震
津波の発生	有り	想定しない

１．レベル１地震動に対する設計の基本

樋門のレベル１地震動に対する耐震設計は、従来の耐震設計と同様に、震度法（許容応力度法）に基づく設計を行う。

２．レベル２地震動に対する設計の基本

樋門のレベル２地震動に対する耐震設計は、原則として、「静的照査法」である地震時保有水平耐力法に基づいて行う。

参考資料：地震時保有水平耐力法に基づく水門・堰の耐震性能照査に関する計算例　平成 20 年 3 月（独）土木研究所

「動的照査法」を用いる場合には入力地震動波形が必要となるが、その設定方法には様々なものがあるため、手法の適用性について十分検討した上で、耐震設計上の地盤面や耐震設計上の基盤面など、適切な入力位置で設定する必要がある。なお、「動的照査法」を用いた場合の設計項目については、「静的照査法」の設計項目に準じて、適切に設定する必要がある。

(1) 函渠の地震時挙動は、特に、基礎地盤の液状化に伴う堤体及び基礎地盤の変形が函渠の縦断方向の地震時挙動に大きな影響を及ぼすため、液状化の影響のみを考慮することとしている。そのため、レベル２地震動に対して、門

柱の慣性力や地震時土圧に対する函渠の設計は行わなくてよい。

したがって、樋門の周辺地盤に液状化が生じない場合は、函渠の耐震設計は省略してよい。

(2) 函渠の基礎については、函渠の基礎に塑性化が生じたとしても、函体を支持することは可能であるため、函体の基礎の設計は省略することができる。

3．設計外水位

耐震設計において考慮する外水位の設定は、以下の文献によるものとする。

① 河川構造物の耐震性能照査において考慮する河川における平常時の最高水位の算定の手引き（案） 2007 年：財団法人 国土技術研究センター

② 津波の河川遡上解析の手引き（案） 2007 年：財団法人 国土技術研究センター

６－15－２ 耐震性能

1．レベル１地震動に対しては、全ての樋門について耐震性能１を確保するものとする。
2．レベル２地震動に対しては、治水上重要な樋門については耐震性能２を、また、それ以外の樋門については耐震性能３を確保するものとする。

解 説

1．樋門の確保すべき耐震性能は、次のとおりとする。

① 耐震性能１：地震によって樋門としての健全度を損なわない性能。

② 耐震性能２：地震後においても、樋門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、樋門としての機能の回復が速やかに行い得る性能。

2．設計内容

樋門の部材毎の設計は、表－6.16 に示す内容を標準とする。

表－6.16　樋門の部材毎の設計内容

<table>
<tr><td rowspan="2">地震の影響</td><td rowspan="2">部 材</td><td>レベル1地震動</td><td colspan="2">レベル2地震動</td></tr>
<tr><td>耐震性能1</td><td>耐震性能2</td><td>耐震性能3</td></tr>
<tr><td rowspan="6">慣性力
・
地震時土圧
・
地震時動水圧
・
液状化</td><td>函 渠</td><td>・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。</td><td>・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。
・継手の変位が許容変位以下であること。</td><td>・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。</td></tr>
<tr><td>門 柱</td><td>・門柱に生じる応力度が許容応力度以下であること。</td><td>・地震時保有水平耐力が、作用する慣性力を下回らないこと。
・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。</td><td>・地震時保有水平耐力が、作用する慣性力を下回らないこと。
・残留変位が、許容残留変位以下であること。</td></tr>
<tr><td>基 礎
(杭基礎)</td><td>・基礎に生じる応力度が許容応力度以下であること。
・支持、転倒及び滑動に対して安定であること。
・基礎の変位が許容変位以下であること。</td><td colspan="2">・原則として、地震時に降伏に達しないこと。
・ただし、液状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。
・なお、液状化が生じると判定された場合には、液状化が生じないとした場合の耐震性能の照査も行い、いずれか厳しい方の結果を用いる。</td></tr>
<tr><td>ゲート</td><td>・部材に生じる応力度が許容応力度以下であること。</td><td>・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。
・ただし、原則として、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してもよい。</td><td>・残留変位が、許容残留変位以下であること。
・ただし、原則として、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してもよい。</td></tr>
<tr><td>胸壁
翼壁</td><td rowspan="2">・部材に生じる応力度が許容応力度以下であること。</td><td colspan="2">対象外</td></tr>
<tr><td>管理橋</td><td colspan="2">各種関連基準に準拠</td></tr>
<tr><td>上 屋</td><td colspan="3">各種関連基準に準拠</td></tr>
</table>

3．レベル１地震動に対しては、従来の耐震設計と同様に、地震後においても機能回復のための修復をすることなく、地震前と同じ機能を保持することができるように、地震によって樋門としての健全性を損なわない性能を確保

する。

4．レベル２地震動に対しては、治水上又は利水上重要な樋門については、地震後においてもゲートの開閉性、函渠の水密性等の確保が求められることから、地震によりある程度の損傷が生じた場合においても、樋門としての機能を保持できることを必要な耐震性能とする。

耐震対策を実施する樋門等については、設計外水位に対して堤防の耐震性能を満足させる必要がある区間に位置するものや、洪水調節等の治水上の重要機能又は利水上の重要機能を有する施設等が対象となると考えられるため、「耐震性能２」を確保するものとする。

一方、小口径樋門等で、土のうや角落し、排水ポンプ等により最小限の機能確保が可能な場合もあり、地震後に樋門としての機能を応急復旧等により速やかに回復できる場合は耐震性能３とすることも可能と考えられる。

構造物の重要度、設置環境、背後地の状況等から「耐震性能３」による設計が妥当と判断される施設の耐震対策を行う場合は、個別に検討する。

第７章　仮設工等

７－１　総　説

河川構造物の設計に当たっては、安全かつ合理的な仮設工等を設計するとともに、バランスのとれた仮設計画を立てなければならない。

解　説

河川構造物の設計に当たっては、構造物が完成するまでの一連の施工手順や施工上定まる制約条件で不合理な設計になる恐れがあるので、施工との関連性を検討した上で、安全かつ合理的な仮設工等を設計するとともに、全体としてバランスのとれた設計を行うことが必要である。

７－２　事前調査

設計に当たっては、施工上の制約などの施工条件を明確にしておかなければならない。

解　説

設計に当たっては、次の事項について事前調査を実施するものとする。

(1) 施工時期

(2) 関係機関との調整

(3) 用地

　イ）自治体や地権者との調整

　ロ）用地境界

　ハ）水路切廻しや搬入路などの借地の可否

　ニ）その他

(4) 施工ヤード

(5) 交通条件

　イ）幅員、交通量（資材搬入経路）

　ロ）施工中の交通遮断の可否と程度

(6) 支障物件（埋設物、架空線など）

(7) 周辺の土地利用状況
(8) 近接物件（既設樋門など）
(9) 騒音・振動等に対する環境規制
(10) 近隣の家屋や井戸の調査
(11) 電力源
(12) その他

7－3　土　工

7－3－1　堤防開削等

堤防開削は、オープン掘削によるものとし、これによりがたい場合には適切な土留工法を選定することを原則とする。

解　説

1．掘　削

(1) 堤防開削工法には、オープン掘削と土留工を使用した掘削に大別できる。

土留工法を使用した場合、土圧などによる壁体の変位により山留壁背後の堤体も変化することになり、このような現象は肉眼で確認することは困難な場合が多いので、堤防開削はオープン掘削によることを原則とした。

但し、施工条件等によりオープン掘削を選定できない場合には、堤体への影響を小さくするように検討を行い、適切な土留工法を選定するものとする。

(2) 掘削についての留意事項を次に示す。

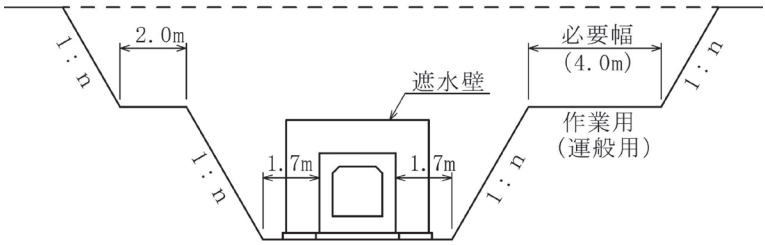
① オープン掘削（ドレーン工施工も含む）の場合の法面勾配は、砂質地盤で 1：1.5、粘性土地盤で 1：1.0 を標準とし、安定計算により掘削法面の安全性を照査するものとする。なお、目標安全率は F_s =1.2 以上を原則とする。

地震時の安定計算は一般に検討しなくてもよいものとする。

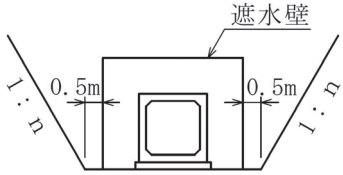
② 掘削高が 5mを超える場合には、床付面から 5m以内の高さに幅 2m程度の小段を設置するものとする。

③ 小段を運搬路として使用する場合は 4m以上を標準とし、作業スペースと兼用する場合には、作業性を考慮した高さ及び小段幅とする。

④　床付平場は作業性を考慮してＲＣ函体の場合は函体から 1.7m、プレキャスト函体の場合は遮水壁から 0.5mを確保することを標準とする。



(a)　ＲＣ函体の場合



(b)　プレキャスト函体の場合

標準法面勾配（n）
- 砂質地盤　1：1.5
- 粘性土地盤　1：1.0

図－7.1　堤防の開削例

⑤　掘削法面が安定しない場合には、小段幅を広げ平均法面勾配を緩くするなど、法面の安定を図るものとするが、堤防開削幅はむやみに大きくしてはならない。

⑥　土留工により堤防開削を行う場合には、壁体の変位により堤体内の土の緩みやクラックの発生等も考えられるので、大きな変化が生じないような工法を選定しなければならない。

直接基礎形式の場合は、掘削床付面が乱されないように慎重に掘削しなければならない。

2．埋戻し及び盛土

①　函渠等の構造物の埋戻しを急速に行うと、偏土圧が発生して函体等にねじれ、クラックあるいは変位等が発生することがあるので、構造物周辺での埋戻しは慎重に行う必要がある。

施工手順等により構造物に悪影響を与える恐れがある場合には、必要に応じ施工手順等を条件明示するものとする。

② 掘削土砂を埋戻し土に利用する場合には、必要に応じ抜気などの措置を講ずるものとし、施工スペースの可能な限り仮置土は低盛土で行なうことが望ましい。

③ 地下水が高いなど液状化し易い箇所の埋戻しに用いる土は、土質改良等の必要性を検討するものとする。

3．残土処理等

① 残土が発生する場合には、リサイクル利用が行えるように検討しなければならない。

② 残土処理に当たっては、捨土箇所や流用場所等について検討を行うものとする。

7－3－2 仮設時の斜面の安定計算

斜面の安定計算は、円形すべり面について所定の安全率を確保することを原則とする。

解 説

1．斜面に対して安定性を検討する場合は、原則として円形すべり面についてスライス法を用いるものとする。

$$F_s = \frac{\Sigma \{C\,l + (N + U)\tan\phi\}}{\Sigma T} \qquad (7.1)$$

ここに、 F_s ： 安全率

N ： 各スライスのすべり面上に働く荷重の垂直分力

T ： 各スライスのすべり面上に働く荷重の接線分力

U ： 各スライスのすべり面上に働く間隙水圧

ϕ ： 各スライスのすべり面における土の内部摩擦角

C ： 各スライスのすべり面における土の粘着力

l ： 各スライスのすべり面の長さ

2．堤防開削部以外の仮設時の斜面の安定計算に用いる安全率は、「防災調節池技術基準（案）」等に準拠し、$F_s \geqq 1.1$ とする。

7－4　基礎工

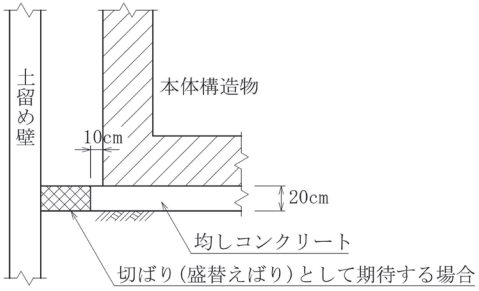
基礎工は、施工上の制約条件等を理解・把握し設計する必要がある。

解　説

1．均しコンクリート

河川構造物の均しコンクリートは、施工基盤面の不陸整正、本体構造物構築の施工性等を考慮して厚さ 20 cmを標準とする。均しコンクリートの下には、栗石砕石等の石材を敷設してはならない。均しコンクリートは、型枠面積及び養生日数を計上するものとする。

土留め壁まで均しコンクリートを打設し、切ばり（盛替えばり）としての効果を期待する場合は、所定の耐力を得るための断面及び強度を確保するものとする。



図－7.2　均しコンクリートの切ばりとしての利用

2．基礎杭

①　基礎杭は、支持力を確認するものとし、現地の状況に応じた適切な方法によるものとする。

②　支持地盤が傾斜している場合などでは、試験打ちを行ない支持層の深さ等を確認する必要がある。

また、必要があれば施工中にボーリング調査を実施するものとする。

７－５　ひび割れ照査

比較的大規模な河川重要構造物は、設計段階からひび割れ照査を行うものとする。

解　説

比較的大規模でコンクリートとしてもマッシブな堤防機能を有するなどの河川重要構造物（水門、樋門・樋管、堰、床止めなど）については、必要に応じて設計段階からマスコンクリート構造物として設計を行うことを原則とする。

① マスコンクリートとして取扱う構造物の部材寸法は、広がりのあるスラブについてはおおよそ厚さ 80～100 ㎝以上、下端が拘束された壁では厚さ 50 ㎝以上を目安とする。

② ひび割れ発生の有無は、ひび割れ指数によって照査するものとし、目標とするひび割れ指数は Icr=1.0 以上を原則とする。

③ 照査の結果、必要となった対策については、当初設計に反映し適切に工事発注を行うものとする。

④ ひび割れ照査の実施に当たっての留意事項については、下記を参照する。

【目標ひび割れ指数について】

・コンクリート標準示方書においては、ひび割れ発生の有無は、ひび割れ発生確率の限界値から定められるひび割れ指数によって照査するものとされている。

・目標とするひび割れ指数は、ひび割れの発生を許容するが、ひび割れが過大とならないよう制限する（有害なひび割れは制限）ものとして Icr ≧1.0 を原則とする。

【照査実施の留意事項について】

1） 材料

・標準的に入手可能及び一般的に使用されているセメント材料を選定する。

・全てのセメントの種類に対して温度応力解析が出来ないことに留意する。

2） 打設計画、打設時期

・打設割や打設リフト高はプラント１社の供給量や生コン車の運搬能力、日あたりの標準的なコンクリート打設量、構造体の形状、実施工（型枠の段取り替え）等を勘案し、一般的な段取りを設定する。

・打設時期は、工事発注時期なども考慮した官積による標準工程で設定する。

・養生については上記で設定した打設時期により標準的な養生を設定する。

3） ひび割れ指数を満足するための対応案の検討

・極力、セメントの種類、打設リフト高の変更など対応が困難でない方法を選択し、特殊養生やひび割れ誘発目地等は避け、経済性にも配慮する。

7－6 本体工

本体工は、維持管理に配慮した設計を行うものとする。

7－7 仮設工

7－7－1 仮締切工

仮締切工は、設置期間や設置目的に応じた設計水位に対して安全な構造となるよう設計しなければならない。

解 説

1．仮締切工を設置する場合の基準については、「仮締切堤設置基準（案）H26」に準拠する。鋼矢板二重式仮締切工法の設計方法は、「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアルH13（財）国土技術研究センター」によるものとする。

2．仮締切工の設計水位は、「仮締切堤設置基準（案)」に準拠し、仮締切工の設置期間や設置目的に応じて定めなければならない。

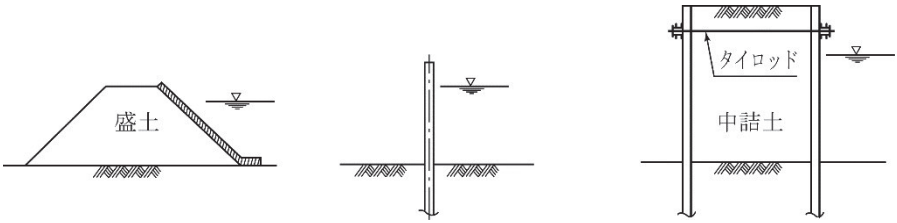
3．仮締切工の形式

仮締切工の構造形式は、一般に次のようなものがある。

イ）土堤式

ロ）鋼矢板自立式

ハ）鋼矢板二重式（二重締切ともいう）



(ｲ) 土堤式　　(ﾛ) 鋼矢板自立式　　(ﾊ) 鋼矢板二重式

図－7.3　仮締切の形式の例

4．仮締切工の設計における留意点

工事を安全かつ経済的に実施するためには、過去の事例や教訓を参考にする必要があり、標準的な考え方にこだわらず個々の現場に適した方法を検討する必要がある。

① 冠水頻度が高い無堤地区では、仮締切基準を単純に適用するだけでなく、出水被害と仮設費用のバランスを考慮して、仮締切工の高さを検討する。

② 特に川幅の狭い河川内の仮締切工は、河道急縮の影響による水位の上昇に配慮した設計水位を検討する。

③ 工事工程が出水期に接近する場合には、工事工程に余裕を持たすこと、出水期に近い仮締切設計水位を検討する等の配慮が必要である。

④ 大規模な仮締切工では、澪筋の流向を大きく変える恐れがあるので、新たに水衝部となるような箇所では、上下流に与える影響を十分考慮する必要がある。

⑤ 異常出水に対する配慮

（イ）河道水位が仮締切工天端を越えた場合を想定し、被害を最小にする工法及び施工法を検討する。

（ロ）堤防開削を伴わない出水期の河道横断方向の仮締切工は、本堤の安全性確保の観点から、一定水位以上の外力に対して壊れやすくする等の配慮が必要である。

（ハ）備蓄土の確保のために、ストックヤードを検討する。例えば、側帯等を利用する等の配慮が必要である。

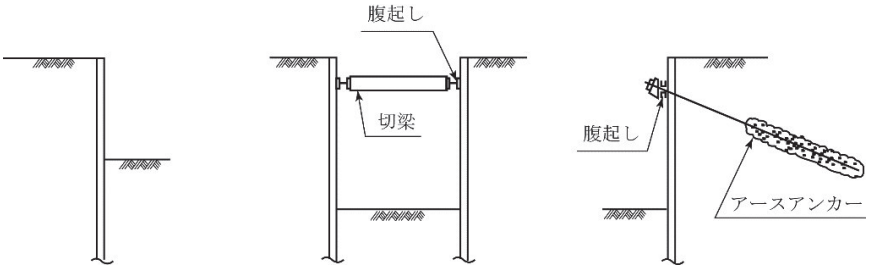
（ニ）出水期間中の堤防工事は、前腹付けはもちろん裏腹付け工事も行うべきではない。やニを得ず裏腹付け工事を実施する場合には、堤防天端に土嚢積み等による越水防止策等の仮締切を検討する。

７－７－２　土留工

土留工は、土質調査結果等により土圧、水圧等の外力に対して安全となるよう設計する必要がある。

解　説

１．土留工の形式は、次のようなものがある。



図－7.4　土留工の例

２．土留工の検討に当たって留意すべき事項は次のようなものがある。

①　堤防内に土留工を設置する場合

イ）自立式は、頭部変位等を検討するものとする。

ロ）撤去後、堤体内で水みちを助長する恐れがあるので、これらに配慮した工法を選定するものとする。

②　土留工に近接して既設構造物がある場合

イ）壁体の変位・撓み等による影響

ロ）地下水位低下による周辺地盤の圧密沈下

③　市街地などでは、低騒音・低振動に配慮した施工方法を選定する必要がある。

④　仮設用Ｈ形鋼でリース材を用いる場合は、断面欠損等を考慮し、表－7.1の値により設計するものとする。

表－7.1　H形鋼の断面性能

規　格 H×B×t_1×t_2	区　分	質　量 W（kg/m）	断　面　性　能		
			A（cm^2）	Ix（cm^4）	Zx（cm^3）
200×200× 8×12	生　　材	49.9	63.5	4,720	472
	リース材	55.0	51.5	3,660	366
250×250× 9×14	生　　材	72.4	92.1	10,800	867
	リース材	80.0	78.1	8,850	708
300×300×10×15	生　　材	94.0	119.8	20,400	1,360
	リース材	100.0	104.8	17,300	1,150
350×350×12×19	生　　材	137.0	173.9	40,300	2,300
	リース材	150.0	154.9	35,000	2,000
400×400×13×21	生　　材	172.0	218.7	66,600	3,330
	リース材	200.0	197.7	59,000	2,950

a)　腹起こしの継ぎ手間隔は、6.0m程度以上、最小部材はH-300とし、鉛直方向の間隔6.0m程度とする。

b)　切梁の水平方向の設置間隔は、5.0m程度以下、最小部材はH－300とする。

c)　自立式土留壁の最小部材については、掘削深さが3m以上の場合、親杭横矢板壁では、H－300、鋼矢板壁の場合は、Ⅲ型以上とする。　掘削深さが3m以下の場合は、親杭横矢板壁では、H－150、鋼矢板壁の場合はⅡ型以上を目安とする。

⑤　火打ちブロックを使用することにより大幅にボルトの使用本数を減じ、簡易で確実な施工が可能となるので、切梁式仮締切工等で次に掲げる現場条件が全て充足する場合には、火打ちブロックを採用する。

イ）鋼矢板が直線的かつ平行に打設できる。

ロ）腹起しと切梁が直角である。

ハ）腹起しの内々寸法が概ね6m以上である。

７－７－３　掘削底面の安定

土留工等の背面の地下水位が掘削底面より高い場合には、ボイリング・ヒービング、パイピングについて、また掘削底面より下方に被圧地下水層がある場合には盤膨れについて検討する必要がある。

解　説

１．土留工等の背面の地下水位が掘削底面より高い場合には、ボイリング・ヒービング及びパイピングについて検討しなければならない。

これらの現象に対して安定性が確保できない場合には、土留鋼矢板等の根入れを伸延したり、地下水位を低下させる等の対策を講じるものとする。

①　ボイリング

砂質地盤のように透水性の高い地盤において、締切により掘削する場合、締切背面の水位と掘削内の水位とに差を生じる。この水位差により掘削内に上向きの浸透流が生じ、この浸透圧が掘削面側の鉛直有効圧に等しくなると、砂の粒子がわきたつ状態となる。このような状態をボイリングという。

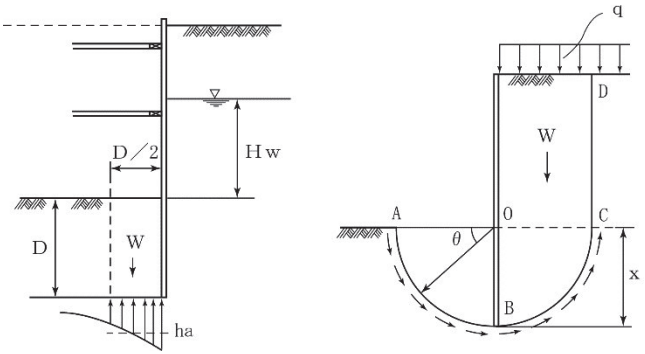
ボイリングが生じると、掘削側の抵抗が減じるため締切の安定が失われ締切の破壊に至ることになるので、ボイリングに対する安定を確保する必要がある。

②　ヒービング

ヒービングは、軟弱な粘性土地盤を開削した場合、土留め壁の削面と背面との間に荷重差が生じ、背面地盤が陥没し、前面の底面が隆起する状態をいう。

粘性土地盤では、掘削が進むに伴い、掘削面側と背面側との力の不均衡が大きくなるため、掘削底面側に周囲の地盤が回り込み、掘削底面が盛り上がる可能性がある。底面のふくれ上がりが大きくなると、土留めが安全に施工できなくなるばかりでなく、土留め周辺地盤の沈下により近接した既設構造物に対し悪影響を及ぼすことになる。

したがって、粘性地盤の掘削に当たっては、ヒービングに対する安全性を確保する必要がある。



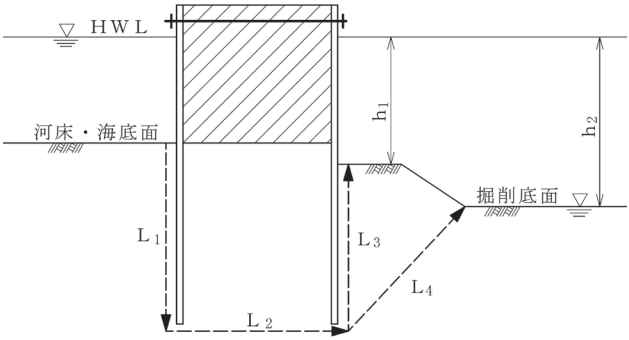
(ｲ)　ボイリング　　(ﾛ)　ヒービング

図－7.5　ボイリングとヒービング

③　パイピング

ボイリングと同様に浸透破壊現象であるが、何らかの理由により「水みち」が形成され、水みちに沿って水と土砂が噴出する現象をいう。

通常は、浸透路長と水位差の比によるクリープ比が地盤の種類に応じた限界のクリープ比を満足するように、根入れ長を決定する。



図－7.6　パイピング

2．盤膨れに対する安全性

盤膨れは、土留工等による掘削やオープン掘削を行ったときに被圧地下水位によって掘削底面が浮き上がる現象をいう。掘削底面下に砂礫層などの被圧地下水層が存在する場合には、盤膨れに対する安全性を検討しなければな

らない。

盤膨れに対する検討は、式－7.2による。

$$F_s = \frac{\gamma \cdot d}{\gamma_w \cdot h} \qquad (7.2)$$

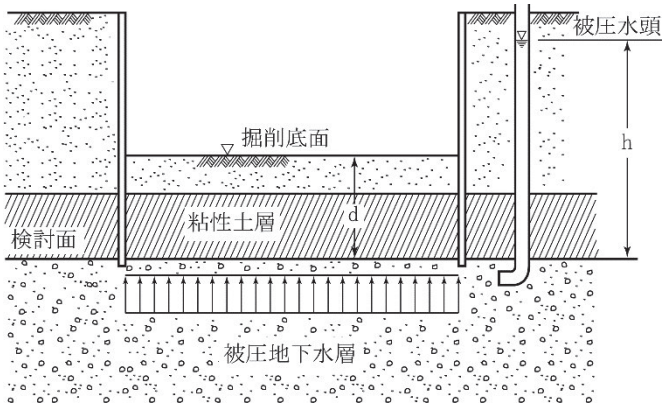
ここに、　F_s ： 安全率

γ ： 掘削底面から被圧地下水層上面までの土の単位重量

d ： 掘削底面から被圧地下水層上面までの深さ

γ_w ： 水の単位重量

h ： 被圧地下水層上面での被圧水頭



図－7.7　盤膨れ

① 盤膨れの検討は、被圧地下水層上面での力のつり合い状態を考える。

② 掘削底面から被圧地下水層上面までの土の単位体積重量は、一般に湿潤重量が用いられている。

③ 間隙水圧の値や土の単位体積重量等の設計定数の決定に当たって十分な調査を行っていることを前提とした場合、安全率F_s＝1.1 とする。それ以外の場合は、十分な検討を行い安全率を決定するものとする。

④ 掘削深さが大きくなる場合などでは土留工の壁面に摩擦抵抗力を考慮する場合もある。

⑤　対策工には、次のようなものがある。

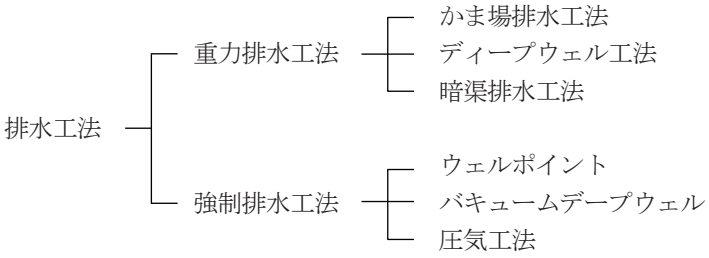
イ）土留壁を被圧地下水層を貫いて下部粘性土層に根入れする。

ロ）薬液注入工法を用いて、掘削側への地下水の浸透を防ぐ。

ハ）地下水位低下工法により、被圧水頭を減少する。

3．地下水対策工法

地下水処理は、その目的などにより図－7.8に示す排水工法がある。



図－7.8　排水工法の種類

7－7－4　その他の仮設工

切廻し水路、切廻し道路等についても検討する必要がある。

解　説

1．切廻し水路は、現況機能を確保することを原則とする。

2．切廻し道路

切廻し道路が必要となる場合には、道路管理者及び交通管理者と協議を行うものとする。

①　切廻し道路は、堤内地側に設置することを原則とする。

②　地形的制約などでやむを得ず堤外地側に設置する場合には、河積阻害等について検討する。

③　切廻し道路の線形・幅員などは、道路構造令及び水理条件等を検討し決定するものとする。

3．作業スペースの確保

①　工事用搬入路・作業用通路は、施工形態・施工機種等を考慮し、作業に

支障のないよう計画する。

② 鉄筋加工場、資材仮置ヤード、根固ブロック製作仮置ヤード等、工事施工上必要なスペースを確保する必要がある。

4．事業損失防止

工事に伴う振動・騒音・井戸枯れ・水質汚濁・電波障害等の発生が予想される場合には、事前に近隣の家屋・井戸・地下水等の調査を実施する必要がある。

7－7－5 仮設工等に対する配慮

河川工事は、周囲の自然環境に配慮するとともに、仮設工等の目的や機能を考慮した適切な施工時期を検討する必要がある。

解 説

1．施工時期に対する配慮

① 通年施工において、出水の影響が避けられない場合は、工事中止期間を設ける等の工夫が必要である。

② 堤防の引き堤工事などで、新堤を設置してから旧堤を撤去する場合は、新堤と法面の安定性を確保するために十分な期間を確保する必要がある。

③ 堤防の腹付け工事では、施工中あるいは施工直後の出水に遭遇しないような施工時期を検討する。

2．周辺の自然環境への配慮

① 周辺の植生に対する配慮

準備工事等における周辺の植生の伐採は最小限度にとどめるとともに、必要に応じて移植を検討する。やむを得ず移植する場合には、同一河川の近傍や同一水系の河川で移植前に生育していた場所と同様な環境が確保できる場所が望ましい。

② 工事用道路に対する配慮

（イ）工事用道路は生物の生息・生育にとって重要な区域を避けて設置するとともに、その延長と幅員は必要最小限となるように配慮する。

（ロ）工事用道路に他区域から土砂を利用する場合は、当該地にとってふさわしくない生物が生息・生育する恐れがあるので、現地盤の上にシート等を布設する等の措置を講じるのが望ましい。

③　土砂、濁水流出に対する配慮

土砂や濁水の流出は、水質の悪化や河床への堆積による底質の変化を生じさせる恐れがあるので防止対策を講じる。

④　工事ヤードとして利用する個所は、あらかじめ表土を採取し、仮置きして、工事終了後に表土を元の状態に近似した形態に戻す等、工事用地の表土の保全に配慮する。

3．推進工法による雨休率に対する配慮

①　雨休率は推進時及び管内作業については、休日のみを考慮する。

②　その他の部分（発進又は到達立坑構築）の雨の影響により作業ができないと考えられる工種については別途考慮する。

③　推進工は昼夜連続作業とするが、施工条件により、これによりがたい場合は昼施工又は深夜施工とすることができる。

④　作業時間については、作業条件及び経済性等を考慮する。

第８章　資 料 編

８－１　杭基礎の設計

８－１－１　設計の基本

杭基礎形式の構造物は、杭で支持させるものとし、杭の鉛直・水平支持力及び変位量について検討することを原則とする。

解　説

樋門の基礎形式は、杭基礎を採用しないものとする。水門･堰などで杭基礎を採用する場合は本項を参照されたい。

１．杭基礎は、従来から用いられてきた基礎形式のひとつであり実績も多い。

杭基礎では、杭先端を良好な地盤に根入れするために杭自体の弾性沈下量は小さく、構造物の沈下量も小さい。このため、構造物周辺の堤防等が沈下する場合には構造物の周囲に空洞が生じやすいので、空洞化対策に十分配慮した設計を行う必要がある。

８－１－２　杭の配置

杭は長期荷重に対して均等に荷重を受けるように配置するものとし、杭の中心間隔は2.5D（Dは杭径）以上を原則とする。

解　説

１．杭は長期荷重に対して均等に荷重を受けるように配置することが望ましい。

構造物に作用する載荷状況を考慮し、常時荷重に対して均等に荷重を受けるように配置する必要がある。

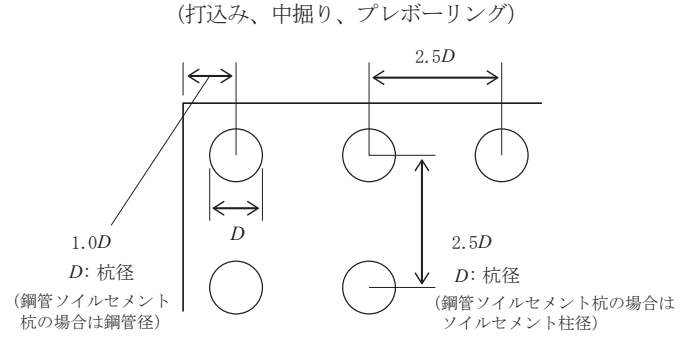
２．杭中心間隔が杭径の 2.5 倍より小さくなる場合には、群杭の影響についての検討が必要となる。

なお、外周に配置する杭中心と底版縁端距離は、底版の押抜きせん断破壊や杭頭部の損傷による破壊が生じないように、杭の施工誤差や配筋余裕を考慮して決定する必要があるが、標準的には杭径の 1.0 倍とすればよい。

ただし、杭径が小さく既成杭を用いる場合には、杭中心から杭径の 1.0 倍よ

りも仮想鉄筋コンクリート断面の径が大きくなることから、仮想鉄筋コンクリート断面の寸法を考慮して縁端距離を確保する必要がある。

3．縁端部の杭は、遮水矢板に接近して設置されることが多いので 1.0***D*** にこだわらず、施工時の作業スペースが確保できるような縁端距離を確保する。



図－8.1　杭の最小中心間隔

4．杭の最大中心間隔は、10***D***（***D*** は杭径）程度とする。

5．コンクリートカラー継手部には杭を配置してはならない。

８－１－３　杭の軸方向許容押込み支持力

１本の軸方向許容押込み支持力は、式－8.1 により算定するものとする。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} R_u \qquad (8.1)$$

ここに、　R_a　：杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力（kN）

n　：表－8.1に示す安全率

表－8.1　安全率

	支持杭	摩擦杭
常　時	3	4
地震時	2	3

ただし、支持杭と同等の安全性を有する摩擦杭は、支持杭の安全率を適用してもよい。

γ　：極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数（表－8.2）

R_u　：地盤から決まる杭の極限支持力　(kN)

解　説

１．式－8.1 は、杭の自重が小さい場合のものである。場所打ち杭のように、杭の自重が大きい場合には、式－8.2 で算定する。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} (R_u - W_s) + W_s - W \qquad (8.2)$$

ここに、　R_a　：杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力（kN)}

n　：表－8.1 に示す安全率

γ　：極限支持力推定法の相違による安全率の補正数

R_u　：地盤から決まる杭の極限支持力（kN)

W_s　：杭で置き換えられる部分の土の有効重量（kN)

W　：杭及び杭内部の土の有効重量（kN)

２．極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数（γ）は、表－8.2 によるものとする。

表－8.2　極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数（γ）

極限支持力推定法	安全率の補正係数
支持力推定式	1.0
鉛直載荷試験	1.2

3．支持杭の取扱い

支持杭は杭先端を良好な支持層に嵌入させるものとし、良好な支持層は砂層、砂礫層では大略 N 値が 30 以上、粘性土層では大略 20 以上（一軸圧縮強度 q_u が 0.4N/㎟程度以上）を標準とする。

4．摩擦杭の採用条件

近年摩擦杭に関する載荷試験データが蓄積され、短期支持力持杭と同程度の安全性を有することが確認されてきているが、長期支持力については不明な点が多いので、摩擦杭形式を選定できる地盤条件を次のように定めた。

① 著しい地盤沈下が生じないこと、及び将来とも予想されないこと

② 杭長が杭径の 25 倍（杭径 1m以上の杭については 25m）程度以上あること

③ 粘性系地盤においては、杭の根入れ長の 1/3 以上が過圧密地盤に嵌入されていること

摩擦杭で上記の条件を満足する場合には、支持杭の安全率を採用してよいこととする。

なお、摩擦杭の場合、杭先端の支持力は原則として考慮しないものとし、中掘り杭の摩擦形式は、これまでの実績がなく支持力特性も明らかでないので原則として選定してはならない。

5．地盤から決まる杭の極限支持力（R_u）は、式−8.3により推定してもよい。

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \Sigma (l_i \cdot f_i) \qquad (8.3)$$

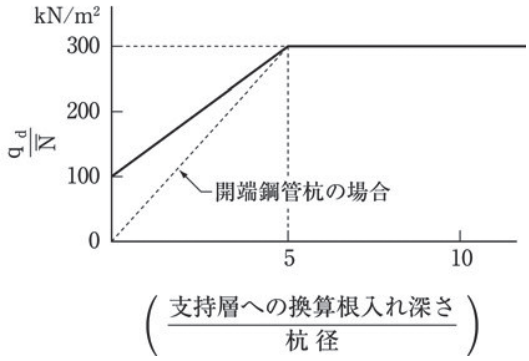
ここに、
- R_u ： 地盤から決まる杭の極限支持力（kN）
- A ： 杭先端面積（㎡）
- q_d ： 杭先端で支持する単位面積あたりの極限支持力度（kN/㎡）
- U ： 杭の周長（m）。ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合においてはソイルセメント柱の周長とする。
- l_i ： 周面摩擦力を考慮する層の層厚 （m）
- f_i ： 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/㎡）

(1) 杭先端の極限支持力度（q_d）は、以下のように推定してもよい。

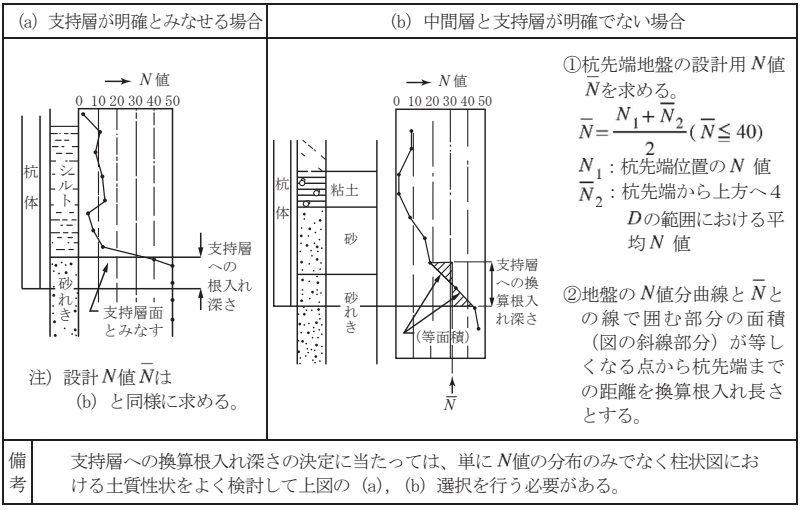
① 打込み杭

打込み杭の場合、杭先端の極限支持力度は図−8.2 によってよい。

ただし、杭先端地盤の設計 N値は、支持力算定上 40 を上限とする。



図－8.2　杭先端地盤の q_d 算定図



図－8.3　支持層への換算根入れ深さの決定法

② 場所打ち杭

場所打ち杭の場合、杭先端の極限支持力度は表－8.3 の値を用いてよい。

表－8.3　場所打ち杭の q_d 推定表

地　盤　種　別	杭先端の極限支持力度（kN/㎡）
砂礫層及び砂層（$N \geqq 30$）	3,000
良質な砂礫層　（$N \geqq 50$）	5,000
粘　性　土　層 （$N \geqq 20$、$q_u \geqq 0.4$N/㎟）	$3q_u$

ここに、q_u：一軸圧縮強度（kN/㎡）、N：標準貫入試験の N 値

表－8.3 の運用に当たっては、設計上、次の事項に注意する。

（イ）先端は良質な支持地盤中に、杭径程度貫入させること。

（ロ）杭の施工中はボイリングの発生に注意し、かつスライム処理を十分に行うこと。

③　中掘り杭

中掘り杭工法により施工される先端処理方法は以下の３方法に大別される。

(a) 最終打撃による方法

(b) セメントミルク噴出攪拌による方法（砂質系地盤のみに適用）

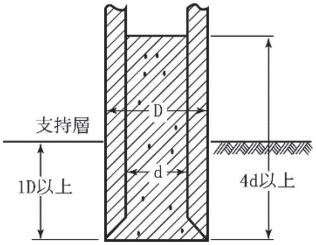
表－8.4 に示すセメントミルク噴出攪拌による方法は、外径が 500㎜ から 1,000㎜ 程度の範囲の既製杭を使用する工法である。過去の鉛直載荷試験結果からその支持力特性が明らかとされ、式－8.3 より求まる極限支持力と同等以上の杭頭支持力が確認されており、さらにその施工管理手法が確立されている工法に限定する。このとき、支持層には杭径以上根入れさせるものとし、設計径は杭径とする。

(c) コンクリート打設による方法

本方法は杭先端地盤が（a）又は（b）方法により施工できない場合にのみ適用する。

これらの工法によった場合の杭先端の極限支持力度は、表－8.4 に示す値とする

表－8.4　中掘り杭工法による杭先端の極限支持力度

先端処理方法	杭先端の極限支持力度の算定法
最終打撃方式	打込み杭の算定法を適用する
セメントミルク噴出攪拌方式	極限支持力度（kN/㎡） $q_d = 150N$ （≦ 7,500）砂層 $200N$ （≦10,000）砂礫層 ここに、N：杭先端地盤のN値
コンクリート打設方式  	場所打ち杭の極限支持力度を適用する。

④　プレボーリング杭

プレボーリング杭工法による杭先端の極限支持力度は、載荷試験結果に基づき表－8.5 に示す値とする。

表－8.5　プレボーリング杭工法による杭先端の極限支持力度 q_d

地 盤 種 別	杭先端の極限支持力度　(kN/㎡)
砂　層	$150N$ （≦ 7,500 ）
砂 礫　層	$200N$ （≦10,000 ）

ただし、N は杭先端地盤における標準貫入試験の N値

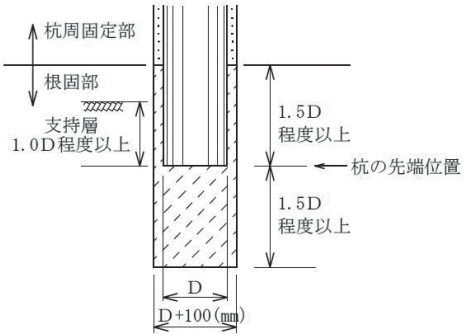
プレボーリング杭工法は、外径 300㎜ から 1,000㎜ 程度の範囲のＰＨＣ杭又はＳＣ杭を使用する工法である。表－8.5 の適用に当たっては、過去の鉛直載荷試験結果からその支持力特性が明らかにされ、式－8.3 により求まる極限支持力と同等以上の支持力が確認されているとともに、孔壁と杭体周面との間をソイルセメントで確実に満たすことによって、地盤の水平抵抗が期待でき、さらに施工管理手法が確立されている工法に限定する。このとき、支持層には杭径以上根入れさせるものとし、設計径は杭径とする。

また、表－8.5 の適用に当たっては、次に示す根固部（図－8.4）の仕様を満たす必要がある。

（イ）支持層への杭先端の根入れ深さは、杭径 D 程度以上とする。

（ロ）根固部への杭の貫入深さは杭径 D の 1.5 倍程度以上とする。杭の先端位置から根固部の底面までの深さは、杭径 D の 1.5 倍程度以上とする。

（ハ）杭周固定部及び根固部の径は杭径 D に 100㎜ を加えたもの、杭外周のソイルセメント柱の片側かぶりは 50㎜ を標準とする。



図－8.4　プレボーリング杭の根固部

⑤　鋼管ソイルセメント杭工法

鋼管ソイルセメント杭工法による杭先端の極限支持力度は、載荷試験結果に基づき表－8.6 に示す値とする。なお、式－8.3 における杭先端面積Aは、ソイルセメント柱の断面積とする。

表－8.6　鋼管ソイルセメント杭工法による杭先端の極限支持力度 q_d

地 盤 種 別	杭先端の極限支持力度　(kN/㎡)
砂　層	150 N （≦ 7,500）
砂 礫　層	200 N （≦10,000）

ただし、N は杭先端地盤における標準貫入試験の N 値

表－8.6 に示す鋼管ソイルセメント杭工法により築造される杭は、ソイルセメント柱径が 1000㎜ から 1500㎜ 程度、鋼管径が 800㎜ から 1300㎜ 程度、ソイルセメントの片側かぶりが 100㎜ から 200㎜ 程度が一般的な範囲である。表－8.6 の適用に当たっては、過去の鉛直載荷試験結果からその支持力特性が明らかにされ、式－8.3 により求まる極限支持力と同等以上の杭頭支持力が確認されているとともに、その施工管理方法が確立されている工法に限

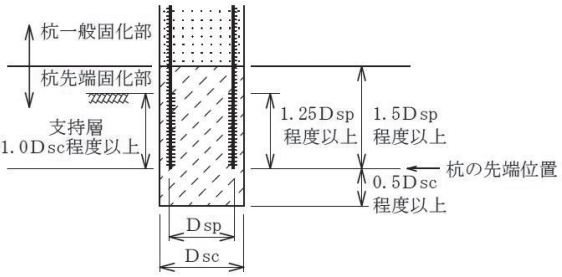
定する。

表－8.6 の値は、鋼管ソイルセメント杭の載荷試験結果を考慮したうえで定めているが、その適用に当たっては、次に示す杭先端固化部（図－8.5）の仕様を満たす必要がある。

（イ）支持層への杭先端の根入れ深さは、ソイルセメント柱径 D_{sc} 程度以上とする。

（ロ）杭先端固化部への鋼管の貫入深さは鋼管径 D_{sp} の 1.5 倍程度以上とする。なお、杭の先端位置から鋼管径 D_{sp} の 1.25 倍程度以上の範囲の鋼管内部には、リブ又は付着金物を必要とする。

（ハ）杭の先端位置から杭先端固化部の底面までの深さは、ソイルセメント柱径 D_{sc} の 0.5 倍程度以上とする。



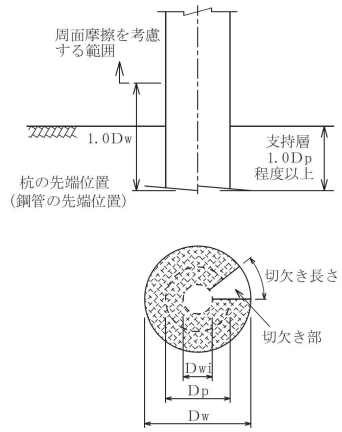
図－8.5　鋼管ソイルセメント杭の杭先端固化部

⑥　回転杭工法

回転杭工法による杭先端の極限支持力度は、載荷試験結果に基づき設定された表－8.7 に示す値とする。なお、式－8.3 における杭先端面積は図－8.6 における先端羽根の投影面積 A_W とする。

表－8.7　回転杭工法による杭先端の極限支持力度 q_d

地盤種別	羽根外形/杭径	杭先端の極限支持力度（kN/m²）
砂　層	1.5 倍	$120N$（≦ 6,000）
	2.0 倍	$100N$（≦ 5,000）
砂礫層	1.5 倍	$130N$（≦ 6,500）
	2.0 倍	$115N$（≦ 5,750）



A_w ：羽根投影面積（m²）

$A_w = \pi \cdot D_w^2 / 4$

D_w ：羽根外径（m）

D_p ：杭径（m）

D_{wi} ：羽根内径（m）

図－8.6　回転杭の先端投影面積と周面摩擦を考慮する範囲

(2) 杭周面に働く最大周面摩擦力度（f_i）は、杭の施工方法、地盤種別に従って表－8.8に示す値とする。

回転杭工法において周面摩擦を期待できる範囲は、フーチング下面から支持層の上面の位置まで、又は鋼管の先端から羽根外径分だけ上方の位置までのいずれか浅い方とする（図－8.6）。また、場所打ち杭工法、中掘り杭工法、プレボーリング杭工法及び鋼管ソイルセメント杭工法の場合には、根拠となった載荷試験分析の前提から、杭の先端から杭径分だけ上方の位置までを押込みに対して周面摩擦力を考慮する範囲とする。

N値が５未満の軟弱層では、粘着力をN値によって推定することは困難なため、別途土質試験により最大周面摩擦力度を推定するのがよい。

表－8.8　最大周面摩擦力度　　(kN/m²)　F_L

	砂質土	粘性土
打込み杭工法 (打撃工法、バイブロハンマ工法)	$2N$ （≦100）	C 又は $10N$ （≦150）
場所打ち杭工法	$5N$ （≦200）	C 又は $10N$ （≦150）
中掘り杭工法	$2N$ （≦100）	$0.8C$ 又は $8N$ （≦100）
プレボーリング杭工法	$5N$ （≦150）	C 又は $10N$ （≦100）
鋼管ソイルセメント杭工法	$10N$ （≦200）	C 又は $10N$ （≦200）
回転杭工法	$3N$ （≦150）	C 又は $10N$ （≦100）

ここに、C ：地盤の粘着力（kN/m²）、 N：標準貫入試験のN値

6．レベル１及びレベル２地震時に液状化が生じると判定された砂質土層は、液状化に対する抵抗率F_Lの値に応じて耐震設計上、土質定数を低減させるものとする。この場合の土質定数は、その土層が液状化しないものとして求めた土質定数に表－8.9の低減係数D_Eを乗じて算出するものとする。

表－8.9　土質定数の低減係数（D_E）

F_Lの範囲	地表面からの深度 x（m）	動的せん断強度比 R	
		R≦0.3	0.3＜R
F_L≦1/3	0≦x≦10	0	1/6
	10＜x≦20	1/3	1/3
1/3＜F_L≦2/3	0≦x≦10	1/3	2/3
	10＜x≦20	2/3	2/3
2/3＜F_L≦1	0≦x≦10	2/3	1
	10＜x≦20	1	1

ここに、R：動的せん断強度比

①　低減係数D_Eを乗じて低減させる土質定数とは、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度を指す。

８－１－４　杭の軸方向許容引抜き力

杭の軸方向許容引抜き力は、式－8.4により算出するものとする。

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W \qquad (8.4)$$

ここに、　P_a　：杭頭における杭の軸方向許容引抜き力（kN）

n　：表－8.10に示す安全率

表－8.10　安全率

常　時	地 震 時
0	3

P_u　：地盤から決まる杭の極限引抜き力（kN）

W　：杭の有効重量（kN）

解　説

1．長期の引抜き抵抗については不明な点が多いことなどから、河川構造物では、常時において杭に引抜き力を発生させてはならないことを原則とした。

2．地盤から決まる杭の軸方向極限引抜き力は、杭の極限支持力算定式（式－8.3）の第２項・最大周面摩擦力に準じた取扱いができる。

８－１－５　負の周面摩擦力

圧密沈下を生じるおそれのある地盤に打設する場合は、杭の鉛直支持力、杭体応力度及び杭頭沈下量について、負の周面摩擦力による影響を考慮して検討を行わなければならない。

解　説

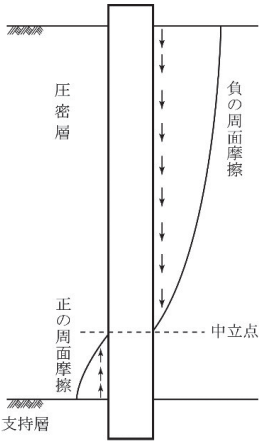
1．圧密沈下を生じる恐れのある地盤を貫いて打設される杭では、杭周面に下向きに作用する負の周面摩擦力を検討しなければならない。この負の周面摩擦力は、圧密沈下する層及びその上層に働く負の周面摩擦力の和として求める。

2．負の周面摩擦力の検討に用いる荷重は死荷重とし、地震時には負の周面摩擦力を考慮する必要はない。

3．負の周面摩擦力の検討

① 中立点の位置

負の周面摩擦力が作用する部分としては、中立点より上を考えればよいが、その位置は先端支持地盤の硬さによって変化し、一律に与えることはできない。とくにデータがない場合は、中立点の位置は、圧密層の下端と仮定してよい。



図－8.7 負の周面摩擦力と中立点

② 鉛直支持力の検討

負の周面摩擦力を考慮した許容支持力は、式－8.5 により求めるものとする。

$$R_a' = \frac{1}{1.5}(R_u' - W_s') + W_s' - (R_{nf} + W) \qquad (8.5)$$

ここに、

R_a' ： 負の周面摩擦力を考慮した許容支持力（kN）

R_u' ： 中立点より下にある地盤による杭の極限支持力（kN）。すなわち、中立点の下層から杭先端までの最大周面摩擦力と杭先端の極限支持力（摩擦杭の場合は無視）の和であり、8－1－３の解説に準じて計算する。

R_{nf} ： 負の周面摩擦力（kN）。すなわち、中立点より上のある層の最大周面摩擦力の和。最大周面摩擦力は表－8.8 に準じて計算するが、N値が２以下の軟弱層においては、土質試験により得られた粘着力により最大周面摩擦力を算定しなければならない。

W_s' ： 中立点より下方の杭で置き換えられる部分の土の有効重量（kN）

W ： 杭及び杭内部の土砂の有効重量（kN）

③ 杭体応力度の検討

負の周面摩擦力を考慮した杭体応力度は、式－8.6 により安全性を照査する。

$$1.2\times(P_0+R_{nf}+W')\leqq\sigma_y\cdot A_p \qquad (8.6)$$

ここに、

P_0 ：杭頭に加えられた死荷重による杭頭反力（kN）

R_{nf} ：負の周面摩擦力 （kN）

W' ：中立点より上方の部分の杭の有効重量

σ_y ：杭材料の降伏応力度（kN/㎟）

A_p ：照査断面での杭の純断面積（㎡）

ただし、杭材料の降伏応力度は、次のとおりとする。

（イ）鋼管杭は、SKK400 の場合は σ_y ＝240N/㎟とする。

（ロ）既製コンクリート杭では設計基準強度を 1.3 で除した値で、ＰＨＣ杭では σ_y ＝61N/㎟としてよい。

4．負の周面摩擦力を低減する方法は、既製杭の場合、杭周面に歴青材を塗布した杭などがある。

負の周面摩擦力の対策方法について次に示す。

a） 杭耐力又は地盤支持力を増加させる方法

- 杭径、板厚を増す
- 杭の材質を上げる
- 杭本数を増す
- 支持層への根入れ深さを増す
- 杭先端面積を増す

b） 負の周面摩擦力を低減する（フリクションカット）方法

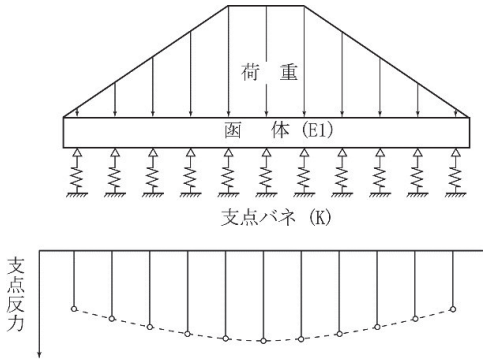
- アスファルト塗布
- 二重管
- 薄膜による杭被覆
- テーパ杭

８－１－６　縦方向の解析手法

杭基礎の函体縦方向の設計は、杭を弾性体とした「弾性支承上の梁」として解析する。

解　説

１．樋門以外の函渠型水路等における杭基礎の函体縦方向の設計では、杭を弾性支承（バネ支点）とし、函体の沈下量に正比例してバネ反力が得られるものと仮定した「弾性支承上の梁」によって解析する。



図－8.8　弾性支承上の梁の解析モデル図

２．「弾性支承上の梁」の解析では、鉛直荷重のみを対象とする。

３．水平荷重を考慮する場合は、２スパン以上の場合の端部スパンが対象となり、この取扱いについては8－1－8による。

４．コンクリートカラー継手を有する函体では、スパンを組合せて計算する必要がある。

継手の結合条件は、6－4－3の解説による。

５．弾性支承上の梁の計算で留意すべき事項は次の点にある。

①　支点バネ定数（K_{vn}）

$$K_{vn} = n \cdot K_v \qquad (8.7)$$

ここに、　K_{vn}　：杭位置での１列当りの支点バネ定数（kN･m）

n　：１列当りの杭本数

K_v　：杭１本当りの軸方向バネ定数（kN･m）

② 函体上に作用する荷重（q）は、土重、上載荷重とする。

$$q = q_0 \cdot B \tag{8.8}$$

ここに、 q ： 函体上に作用する荷重 (kN･m)

q_0 ： 函体の単位奥行き当りの荷重 (kN/m²)

B ： 荷重を受け持つ函体の奥行き (m)

③ 杭１本当りの軸方向押込み力

計算で求まる杭位置でのせん断力の差が支点反力となるので、杭１本当りの軸方向押込み力は式－8.9 で求まる。

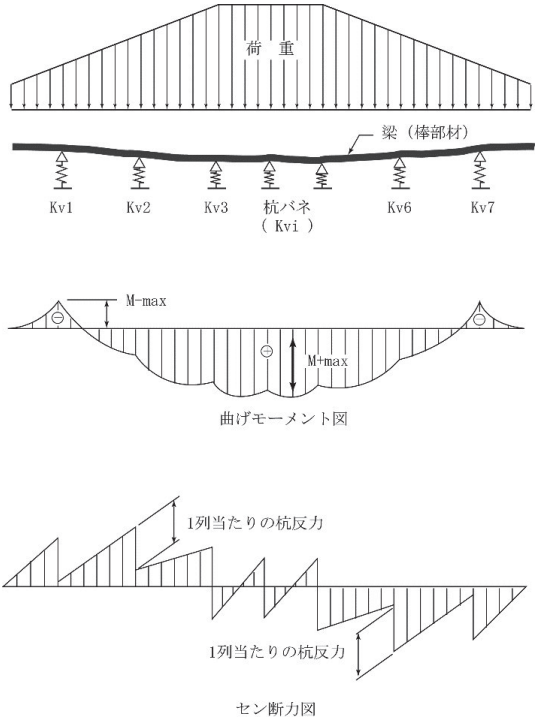
$$P_{Ni} = \Delta S_i / n \tag{8.9}$$

ここに、 P_{Ni} ： 杭１本当りの軸方向押込み力（(kN) /本）

ΔS_i ： 支点反力 (kN)

n ： １列当りの杭本数

６．標準的な載荷図と解析結果の例を、図－8.9 に示す。



図－8.9 弾性支承上の梁の載荷図と解析結果の例

８－１－７　杭のバネ定数

杭の軸方向バネ定数は、既往の鉛直載荷試験に基づく推定式や土質試験の結果によるか、鉛直載荷試験による荷重～沈下量曲線から求めるものとする。

また、杭の軸直角方向バネ定数は、水平方向地盤反力係数を用いて弾性床上の梁の理論に基づき算出するものとする。

解　説

１．杭の軸方向バネ定数

杭の軸方向バネ定数 K_v は、杭の鉛直載荷試験による杭頭荷重～杭頭沈下量曲線から求めることが望ましいが、一般的な杭基礎の設計に当っては、支持力と同様、式－8.10 に示す推定式によって求めてよいこととした。

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{L} \qquad (8.10)$$

ここに、
- K_v ： 杭の軸方向バネ定数（kN/m）
- A_p ： 杭の純断面積（mm²）
- E_p ： 杭体の弾性係数（kN/mm²）
- L ： 杭長（m）

なお、鋼管ソイルセメント杭の場合は、式－8.11 により推定する

$$K_v = a \cdot \frac{A_{sp} \cdot E_{sp} + A_{sc} \cdot E_{sc}}{L} \qquad (8.11)$$

ここに
- A_{sp} ： 鋼管の純断面積（mm²）
- E_{sp} ： 鋼管の弾性係数（kN/mm²）
- A_{sc} ： ソイルセメント柱の純断面積（mm²）
- E_{sc} ： ソイルセメントの変形係数（kN/mm²）

  $E_{sc}=500\,q_u$
- q_u ： ソイルセメントの一軸縮強度（kN/mm²）
- L ： 杭長（m）
- a ： 杭種別及び施工方法別に杭の根入れ比（L/D）との関係で求まる係数で、表－8.11 で算定する。

表－8.11　a の算定式

杭施工方法と杭種	a の算定式
打込み杭（打撃工法）	0.014（L/D）+0.72
打込み杭（バイブロハンマ工法）	0.017（L/D）−0.014
場 所 打 ち 杭	0.031（L/D）−0.15
中 堀 り 杭	0.010（L/D）+0.36
プレボーリング杭	0.013（L/D）+0.53
鋼管ソイルセメント杭	0.040（L/D）+0.15
回　転　杭	0.013（L/D）+0.54（1.5 倍径） 0.010（L/D）+0.36（2.0 倍径）

ここに、D ：杭径（m）

次により、K_v を算定する。

① 表－8.11 は、原則として根入れ比が 10 以上の杭に適用するものとする。したがって、L/D ＜10 の杭では、類似した条件の載荷試験記録などを参考にして総合的に K_v を決定するのが望ましい。

② 打込み杭などの A_p は杭頭（上杭）の純断面積を採用する。

なお、表－8.11 の算定式は、杭の支持形式によらず適用することができる。

鋼管ソイルセメント杭においては、D はソイルセメント柱径とする。ＰＨＣ杭の上杭としてＳＣ杭を用いる場合には、a 、A_p、E_p はＰＨＣ杭の値を使用する。また、回転杭においては、D は杭径とする。

２．杭の軸直角方向バネ定数

１本の杭の軸直角方向バネ定数 K_1～K_4 は以下に示すように定義される。

K_1、K_3 ： 杭頭部に回転を生じないようにして、杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力（kN/m）及び曲げモーメント（kN･m/m）

K_2、K_4 ： 杭頭部に移動を生じないようにして、杭頭部を単位量だけ回転させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力（kN/rad）及び曲げモーメント（kN･m/rad）

これらのバネ定数は、水平方向地盤反力係数（K_H ）を用いた弾性床上のはりの理論に基づき算出される荷重と変位量の関係から求められる。

① 半無限長（$\beta l \geqq 3$）の杭の場合

水平方向地盤反力係数が深さによらず一定で、杭の根入れ深さが十分に長く、かつ、杭頭剛結合のときには、表－8.12により算出すればよい。

表－8.12 杭の軸直角方向バネ定数（杭頭剛結合の場合）

	突き出し長：h	
	$h=0$	$h\neq 0$
K_1	$4EI\beta^3$	$\dfrac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$
K_2，K_3	$2EI\beta^2$	$K_1\cdot\dfrac{\lambda}{2}$
K_4	$2EI\beta$	$\dfrac{4EI\beta}{1+\beta h}\cdot\dfrac{(1+\beta h)^3+0.5}{(1+\beta h)^3+2}$

ここに、 β ： 杭の特性値（m^{-1}）

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

K_H ： 水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

λ ： $h+\dfrac{1}{\beta}$（m）

D ： 杭径（m）
鋼管ソイルセメント杭の場合は、ソイルセメント柱径とする。

EI ： 杭の曲げ剛性（$kN\cdot m^2$）
鋼管ソイルセメント杭の曲げ剛性は、ソイルセメントの一軸圧縮強度が $1.0N/mm^2$ 程度までの場合にはその寄与度が僅かなため、鋼管のみの曲げ剛性としてよい。

h ： 杭の設計地盤面から上の部分の杭軸方向の長さ（m）

② 有限長（$1<\beta l<3$）の杭の場合

有限長の杭の軸直角方向変位量及び断面力は、杭先端の支持条件の影響を受けるため、支持条件を考慮する必要がある。ただし、一般的には、良質な支持層に杭径程度の根入れがなされれば、先端ヒンジとして考えてよい。

3．水平方向地盤反力係数

杭の軸直角方向バネ定数を算定する場合に用いる水平方向地盤反力係数は、式－8.12により求めるものとする。

$$K_H = K_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}} \qquad (8.12)$$

ここに、 K_H ：水平方向地盤反力係数（kN/m³）

K_{H0} ：直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数（kN/m³）で、各種土質試験調査により求めた変形係数から推定する場合は、次式により求める。

$$K_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 \qquad (8.13)$$

B_H ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅（m）で、杭基礎の場合には次式により求める。

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \qquad (8.14)$$

一般に、杭基礎の水平抵抗に関与する地盤としては、設計地盤面から $1/\beta$ 程度まで考えればよい。

E_0 ：表－8.13に示す方法で測定又は推定した、設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m²）

α ：地盤反力係数の推定に用いる係数で、表－8.13に示す。

D ：杭の直径（m）

$1/\beta$ ：水平抵抗に関与する地盤の深さ（m）で、杭の長さ以下とする。

β ：杭の特性値（m⁻¹）

$$\sqrt[4]{\frac{K_H D}{4EI}}$$

EI ：杭の曲げ剛性（kN･m²）

表－8.13　E_0 と α

次の試験方法による変形係数 E_0（kN/m²）	α	
	常時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平版載荷試験の繰り返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より E_0 =2800 N で推定した変形係数	1	2

なお、杭基礎の B_H を算定する際の K_H は常時の値とし、設計地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な値としてよい。

８－１－８　水平荷重を考慮する基礎杭の設計

水平荷重を考慮する杭基礎は、常時及び地震時荷重で杭の鉛直・水平支持力及び変位量を検討し、安全となるよう設計しなければならない。

杭反力及び変位量は、底版を剛体とし、底版の変位を考慮した「変位法」によって計算することを原則とする。

解　説

１．杭基礎では、常時及び地震時荷重で検討するものとする。

２．変位法について

杭頭の反力は、杭基礎全体の変位をバネマトリックスを介して、杭基礎全体に作用する水平力、鉛直力、回転モーメントにつり合わせた式を解く変位法によることを原則とした。

⑴ 変位法における計算上の仮定

変位法による杭反力、及び底版変位の計算上の仮定は次のとおりである。

① 杭基礎は、二次元構造物とする。

② 杭は、押込み、引抜き、曲げともに線形弾性的であるとし、杭頭における軸方向、及び軸直角方向のバネ定数は、それぞれ荷重によらず一定とする。また、押込み、引抜きとも、同じバネ定数を用いる。

③ 底版は剛体とし、杭群の図心を中心として回転する。

なお、水平荷重を考慮する底版の変位法の計算では、杭頭部は剛結合とする。

⑵ 計算法

変位法による計算方法は、図－8.10 のように座標を組み、底版の任意の１点Ｏを原点とし、Ｏ点に作用する外力を図中にあるように定め、Ｏ点の座標軸方向の変位 δ_x 、 σ_y 及び回転 α を図の方向に合わせる。

原点Ｏは、底版下面の杭群の図心に一致させるのがよい。

⑶ 計算の結果

変位法による計算で求められた底版原点での変位量（δ_x 、 δ_x 、 α ）により、各杭頭に作用する杭軸方向力 P_{Ni}、杭軸直角方向力 P_{Hi} 、及びモーメント M_{ti} を計算することができる。この値を用いて検討する主なものは次のとおりである。

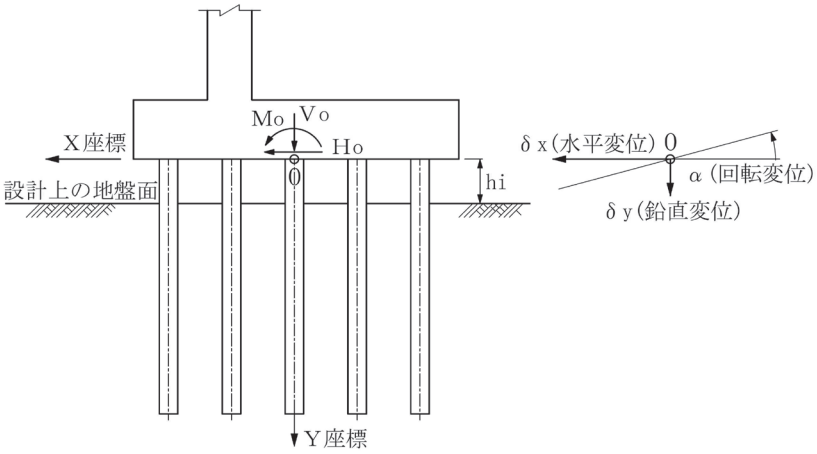
① $P_{Ni} \leqq R_a$ （地盤から決まる許容押込み力）

ただし、常時では引抜き力を発生させない。

② $\delta_x \leqq \delta_y$ （許容変位量）

ここに、底版の水平変位量と杭頭部水平変位量は同値となる。

P_{Ni}、P_{Hi}、M_{ti} により杭体等の設計を行う。



図－8.10　変位法による計算座標

８－１－９　杭体の設計

杭体は、軸直角方向力と杭頭モーメントによる杭体各部の曲げモーメント及びせん断力に対して、杭頭剛結の場合と杭頭ヒンジのいずれの場合においても安全となるように設計しなければならない。

解　説

１．設計の基本

杭体は、杭と底版との結合を剛結合として設計する場合でも、理想的な結合条件を設計施工で確保することは困難なこと、及び地震時における最悪の条件を考慮すれば杭頭ヒンジ結合の状態での検討も必要と考えられる。

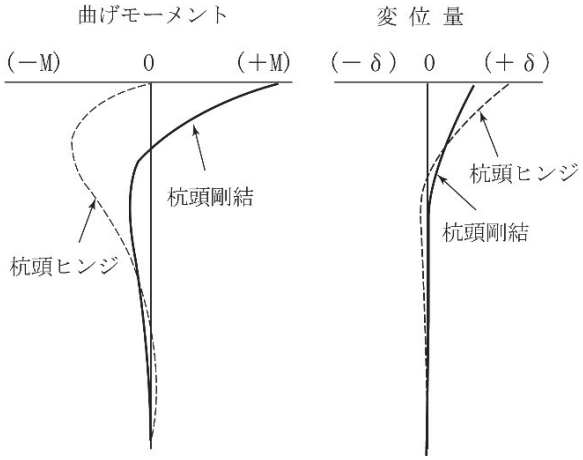
したがって、杭体の設計用曲げモーメントは以下の２点を考慮して決定するものとする。

① 杭頭部の設計用曲げモーメントは、杭頭剛結合の場合、変位法で算出される杭頭曲げモーメントの値とする。この値と杭頭ヒンジ結合と考えた地中部最大曲げモーメントの値とを比較して大きい方を用いるものとする。

② 杭中間部は、杭頭剛結合であっても、杭頭ヒンジ結合と仮定した曲げモーメントと比較して、その大きい方で設計するものとする。軸直角方向力と曲げモーメントによる杭体各部の曲げモーメント及びせん断力は、杭体を弾性床上の梁として求め、杭の特性に応じ次のように取扱うものとする。

イ） $\beta l \geqq 3$ の場合には半無限長の杭

ロ） $\beta l < 3$ の場合には有限長の杭



図−8.11 杭頭剛結合と杭頭ヒンジ結合の断面力

2．杭体応力度の計算

杭体応力度の検討は、軸力最大（N_{max}）と軸力最小（N_{min}）の両方について行うものとする。

(1) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭

① 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{N}{Z} \tag{8.15}$$

ここに、　σ　：杭体に生じる応力度（N/mm²）

N　：杭の軸力　(N)

A　：杭の有効断面積　(mm²)

M　：曲げモーメント　(N･mm)

Z　：杭の有効断面係数　(mm³)

鋼管杭の重量及び断面性能の計算式は、次のとおりである。

鋼材断面積　$A = \pi \cdot t \cdot (D - t)$

断面二次モーメント　$I = \dfrac{\pi}{64} \cdot (D^4 - d^4)$

断面係数　$Z = \dfrac{\pi}{32} \cdot \dfrac{D^4 - d^4}{D}$

ここに、D ：外径（mm）、t ：肉厚（mm）、d ：内径（mm）

鋼管杭の腐食代は一般に外側１mm とし、内側は考慮しない。

② せん断応力度

一般には、杭体に生じるせん断応力度は式－8.16 により求めてよい。

$$\tau = \frac{S}{A} \tag{8.16}$$

ここに、　τ　：せん断応力度（N/mm²）

S　：せん断力　(N)

A　：有効断面積　(mm²)

(2) ＰＨＣ杭

① 軸力及び曲げモーメントによる応力度

圧縮側　：　$\sigma_c = \sigma_{ce} + \dfrac{M}{Z_e} + \dfrac{N}{A_e} \leqq \sigma_{ca}$ (8.17)

引張側　：　$\sigma_c{}' = \sigma_{ce} - \dfrac{M}{Z_e} + \dfrac{N}{A_e} \leqq \sigma_{ca}{}'$ (8.18)

ここに、　σ_c　：コンクリートの圧縮縁応力度　(N/mm²)

$\sigma_c{}'$　：コンクリートの引張縁応力度　(N/mm²)

σ_{ca}　：コンクリートの許容曲げ圧縮応力度（N/mm²)

$\sigma_{ca}{}'$　：コンクリートの許容曲げ引張応力度（N/mm²)

σ_{ce}　：有効プレストレス量　（N/mm²）

M　：部材断面に作用する曲げモーメント（N･mm)

N　：部材断面に作用する軸方向力　(N)

Z_e　：換算断面係数　(mm³)

A_e ： 換算断面積 （㎟）

② せん断力に対する設計

a) 斜引張鉄筋（スパイラル鉄筋）と共同してせん断力を負担する場合

スパイラル鉄筋で補強したＰＨＣ杭を用いる場合は、スパイラル鉄筋の体積比とスパイラル鉄筋の降伏点の積$\rho_s \cdot \sigma_{sy}$ ≧2.45（最小鉄筋量）を満足する仕様とし、100㎜以下の間隔で配置する。

$\rho_s \cdot \sigma_{sy}$ ≧2.45 としてスパイラル鉄筋を配置しでもせん断耐力を満足しない場合は、杭種の変更、杭本数、杭径の増加等の検討が必要となる。なお、スパイラル鉄筋の体積比は式－8.19 による。

$$\rho_s = \frac{4 \cdot A_h}{s \cdot d'} \tag{8.19}$$

ここに、 ρ_s ： スパイラル鉄筋の体積比

A_h ： スパイラル鉄筋の断面積（㎟）

s ： スパイラル鉄筋の部材軸方向の間隔（㎜）

d' ： スパイラル鉄筋の有効長で、鉄筋中心の径（㎜）としてよい。

上記の仕様を満足するスパイラル鉄筋を有するＰＨＣ杭の許容せん断力P_s は式－8.20～式－8.22 により求め、許容せん断力が発生せん断力以上であることを照査する。

$$P_s = S_c + S_s \tag{8.20}$$

$$S_c = \tau_a \cdot c_N \cdot b \cdot d \tag{8.21}$$

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot s} \tag{8.22}$$

ここに、 P_s ： 許容せん断力（N）

S_c ： コンクリートの負担するせん断力（N）

S_s ： 斜引張鉄筋の負担するせん断力（N）

τ_a ： コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度（N/㎟）

c_N ： 軸方向圧縮力による補正係数

$c_N = 1 + \frac{M_0}{M}$ ただし、$1 \leqq c_N \leqq 2$

M_0 ： 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント（N・mm）

$$M_0 = \left(\sigma_{ce} + \frac{N}{A_c} \right) \cdot \frac{I_c}{y}$$

M ： 部材断面に作用する曲げモーメント（N・mm）

b ： 部材断面幅（等積箱形断面の腹部の合計幅とする）（mm）

d ： スパイラル鉄筋の部材軸方向の間隔（mm）

A_w ： 間隔sおよび角度θで配筋される斜引張鉄筋の断面積（mm^2）

σ_{sa} ： 斜引張鉄筋の許容引張応力度（N/mm^2）

s ： 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔（mm）

θ ： 斜引張鉄筋が部材軸方向となす角度（90° として算出する）

N ： 部材断面に作用する軸方向圧縮力（N）

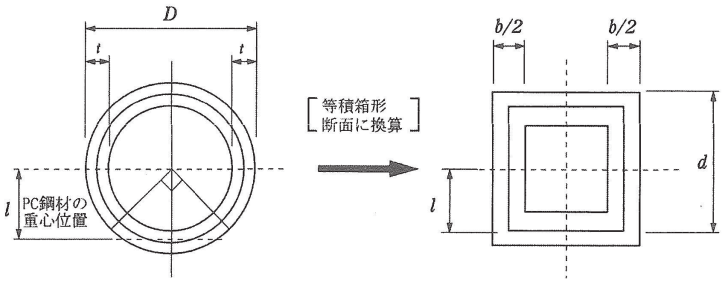
I_c ： 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント（mm^4）

A_c ： 部材断面積（mm^2）

y ： 部材断面の図心より部材引張縁までの距離（mm）

σ_{ce} ： 有効プレストレス（N/mm^2）

なお、b、dは、図－8.12 に示す。



図－8.12　ＰＨＣ杭の断面換算図

b)　コンクリートのみでせん断力を負担する場合

a）に示す仕様のスパイラル鉄筋を有さないＰＨＣ杭のせん断力に対する照査は、式－8.23 により求めた平均せん断応力度が許容せん断応力度以下であることを照査する。

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \qquad (8.23)$$

ここに、 τ ： 平均せん断応力度（N/㎟）

S ： せん断力 （N）

b ： 部材断面幅（等積箱形断面の腹部の合計幅とする）（㎜）

d ： 部材断面の有効高（等積箱形断面の有効高とする）（㎜）

杭断面に発生する軸方向力及び有効プレストレスの影響による許容せん断応力度の割増しを考慮する。ただし、部材の有効高の影響及び軸方向引張鉄筋比の影響による補正は行わない。

$$\tau_a' = c_N \cdot \tau_a \qquad (8.24)$$

$$c_N = 1 + \frac{M_0}{M} \qquad \text{ただし、} 1 \leqq c_N \leqq 2$$

ここに、 τ_a' ： 軸方向圧縮力により割増しされた許容せん断応力度（N/㎟）

τ_a ： コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度（N/㎟）

c_N ： 軸方向圧縮力による補正係数

M_0 ： 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント（N・㎜）

$$M_0 = \left(\sigma_{ce} + \frac{N}{A_c} \right) \cdot \frac{I_c}{y}$$

M ： 部材断面に作用する曲げモーメント（N・㎜）

N ： 部材断面に作用する軸方向圧縮力（N）

I_c ： 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント（㎜^{4}）

A_c ： 部材断面積（㎟）

y ： 部材断面の図心より部材引張縁までの距離（㎜）

σ_{ce} ： 有効プレストレス（N/㎟）

③ 有効プレストレス（σ_{ce}）は、次の値を用いてもよい。

A種： σ_{ce} ＝4 N/㎟

B種： σ_{ce} ＝8 N/㎟

④　ＰＣ鋼材の配置仕様は製作メーカーにより差異があるので、断面性能はＰＣ鋼材を無視してコンクリートの断面を対象に算定してもよいものとする。

$$A_e = \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - d^2)$$

$$I_e = \frac{\pi}{64} \cdot (D^4 - d^4)$$

$$Z_e = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{D^4 - d^4}{D}$$

ここに、D ：外径、d ：内径、t ：肉厚

⑶ 場所打ち杭

①　杭体は、軸力と曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート断面として応力度の算定を行うことにより設計する。

また、鉄筋とコンクリートのいずれの応力度も許容値を満足する必要があり、応力度照査は軸力最大と軸力最小の両方について行う。

②　杭体の構造細目

イ）設計径は80㎝以上とし、原則として10㎝単位とする。

ロ）主鉄筋の最小鉄筋比は0.4%とし、最大でも6%以下とする。

ハ）主鉄筋の最小径はD22（㎜）とし、６本以上配置する。

ニ）主鉄筋の最小準間隔は、鉄筋径の２倍以上又は粗骨材最大寸法の２倍以上とする。

3．鋼管杭及びＰＨＣ杭の規格等

(1) 主な鋼管杭の重量及び断面性能

表－8.14　主な鋼管杭の重量及び断面性能（ＪＩＳ規格）

外径 D (㎜)	肉厚 t (㎜)	単位質量 w (kg･m)	外側１㎜の腐食代を考慮した場合		
			断面積 A (cm^2)	断面二次モーメント I (cm^4)	断面係数 Z (cm^3)
400.0	9.0	86.8	98.0	186×10^2	936.
	12.0	115.	133.7	250 〃	125×10
500.0	9.0	109.	123.2	369 〃	148 〃
	12.0	144.	168.3	499 〃	200 〃
	14.0	168.	198.1	582 〃	234 〃
600.0	9.0	131.	148.3	645 〃	215 〃
	12.0	174.	202.9	874 〃	292 〃
	14.0	202.	238.9	102×10^3	341 〃
	16.0	230.	274.7	116 〃	390 〃
700.0	9.0	153.	173.4	103 〃	295 〃
	12.0	204.	237.4	140 〃	401 〃
	14.0	237.	279.8	164 〃	470 〃
	16.0	270.	321.9	187 〃	538 〃
800.0	9.0	176.	198.5	154 〃	388 〃
	12.0	233.	272.0	210 〃	527 〃
	14.0	271.	320.6	247 〃	619 〃
	16.0	309.	369.0	282 〃	708 〃

(2) 主なＰＨＣ杭の規格

表－8.15　主なＰＨＣ杭の規格（ＪＩＳ規格）

外径 D (㎜)	ＰＨＣ杭	
	肉厚 t (㎜)	長さ（m）
300	60	（A種）7～13
350	60	（B種）7～15
400	65	7～15
450	70	7～15
500	80	7～15
600	90	7～15
700	100	7～15
800	110	7～15

（注１）ＰＨＣ杭は外径1,200㎜まで規定されている。
（注２）製作長は、1m単位とする。

4．断面変化位置

(1) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭

鋼管杭の板厚変化は、極端な断面変化による応力集中の影響を考慮して、板厚変化の最大値は7㎜を原則とする。

① 断面変化位置の設計

(a) 第１断面変化位置

$$l_1 \geqq l_a + l_f \qquad (8.25)$$

ここに、 l_1 ：杭頭からの第１断面変化位置までの距離（m）ただし、0.5m単位で切上げる。

l_a ：底版下面から地中部の曲げモーメントの値が最大曲げモーメントMmax の 1/2 となる位置までの長さ（m）

l_f ：底版への埋込み長（m）

M_{max} ：M_t、M_m のいずれか大きい方の曲げモーメント（kN･m）

M_t ：杭頭剛結として求めた杭頭曲げモーメント（kN･m）

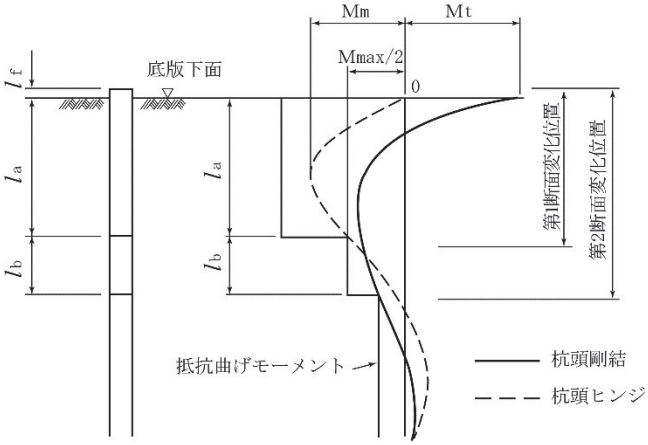
M_m ：杭頭ヒンジとして求めた地中部最大曲げモーメント（kN･m）

(b) 第２断面変化位置

$$l_2 \geqq l_a + l_b + l_f \qquad (8.26)$$

ここに、 l_2 ：杭頭からの第２断面変化位置までの距離（m）ただし、0.5m 単位で切上げる。

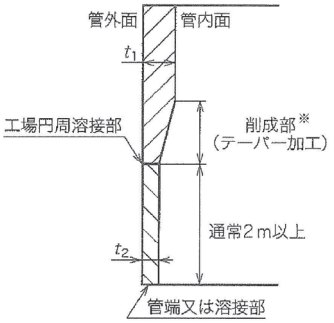
l_b ：第１断面下端位置より設計曲げモーメントと第３断面の抵抗曲げモーメントが一致する位置までの距離（m）で、l_b ≧2mとする。



図－8.13　断面変化の設計位置

② 断面変化部の構造

断面変化部の構造は、図－8.14 を参考にしてよい。



※ 素管の内側の削成部の長さは、4（$t_1 - t_2$）以上とする。ただし（$t_1 - t_2$）が 2㎜以下のとき、又は工場円周溶接部を内外面溶接とする場合で（$t_1 - t_2$）が 3㎜以下のときは、削らなくてもよい。

図－8.14　断面変化部の構造

なお、鋼管杭の単杭最大長は、現地までの道路幅員条件等運搬条件を考慮して決定するものとする。

⑵ ＰＨＣ杭

ＰＨＣ杭 では、断面変化位置は１ヶ所の場合が多く、上杭にＢ種、下杭にＡ種を用いるのが一般的である。

ＰＨＣ杭の断面変化位置の設計の考え方は、鋼管杭と同じものとするが、

次の事項に注意する必要がある。

イ）杭頭から第１断面変化位置までの距離は、1ｍ単位で切上げるものとする。カットオフを行う場合はカットオフの位置からの長さである。

ロ）杭頭から第２断面変化位置までの距離は、1ｍ単位で切上げるものとする。

(3) 場所打ち杭

① 断面変化部の設計

場所打ち杭の断面変化は２断面変化までとし、計算は次の手順で行う。

イ）杭頭剛結として算出した曲げモーメントのいずれかの最大値M_{max}に対して杭頭附近の鉄筋量（最大鉄筋量を示す）A_{si}を求める。

ロ）次に、A_{s1}の半分の鉄筋量を、杭体の設計曲げモーメントがM_{max}/2に対応する位置、あるいはA_{s1}の半分の鉄筋量で杭断面の鉄筋・コンクリートの応力度が許容値を満足する位置のいずれか深い方まで延ばし、そこから所定の定着長を取って定着する。

ハ）残りの半分の鉄筋量は、杭体の設計曲げモーメントが最小鉄筋量（0.4%）に対応する抵抗曲げモーメントN_{min}となる位置まで延ばす。

ニ）それより以下の鉄筋本数はそのままとし、最小鉄筋量を下まわらない範囲の鉄筋量を鉄筋径で調整して配筋する。

② 帯鉄筋

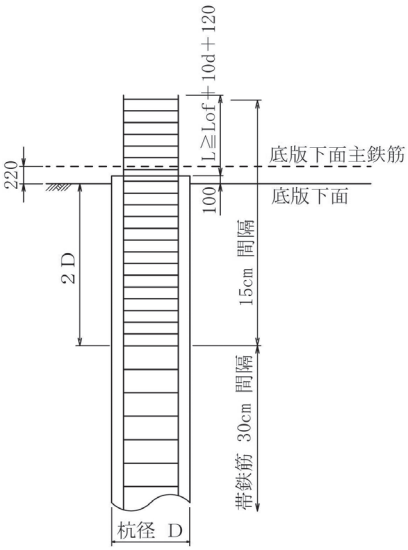
イ）帯鉄筋は、底版下面より杭径の２倍の位置まで 15cm 間隔で、かつ側断面積の0.2%以上の鉄筋量を配筋する。帯鉄筋間隔を15cmとした時の必要な帯鉄筋の鉄筋量（A_s）は

$$A_s \geqq 0.001D \times 15.0$$

で求められる（Dは杭径)。

ロ）底版下面より$2D$の位置から主鉄筋の第１断面変化位置までは、30cmを標準とする。

ハ）帯鉄筋のかぶりは、設計径の外周から120㎜以上を確保する。



Lof は 35d としてよい。

図－8.15　帯鉄筋の位置

８－１－10　杭頭結合

基礎杭の杭頭結合条件は、剛結合を原則とし、接合部に生じる力に対して安全であることを照査する。

解　説

1．杭頭結合条件は、一般的に剛結合が採用されている。これは、ヒンジ結合に比べて不静定次数が大きいので水平力に対する安定性が高いと考えられることによる。

したがって、河川構造物においても、水平力や曲げモーメントが発生する杭頭結合条件は、剛結合として設計することを原則とする。

2．杭頭結合方法として、ここでは、全杭種に適用可能である底版内の杭の埋込み長さを最小限度（100 ㎜）に留め、主として鉄筋で補強することにより杭頭曲げモーメントに抵抗する方法について示す。この方法は、従来方法Ｂと呼ばれていた接合法であるが、従来示していた方法Ａ（フーチングの中に杭を一定長さだけ埋込む）方法については、近年はほとんど使用されていないことから削除している。

3．杭頭結合部の設計

(1) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭

①　底版端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度（τ_h）

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l + D + 2h')} \leqq \tau_a \qquad (8.27)$$

ここに、

τ_h　：水平方向の押抜きせん断応力度（N/㎟）

τ_a　：コンクリートの許容押抜きせん断応力度（N/㎟）

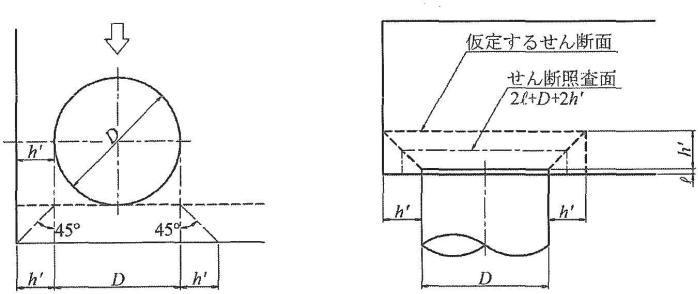
H　：軸直角方向力　(N)

M　：モーメント　(N･㎜)

l　：杭の押込み長　(㎜)

D　：杭の外径　(㎜)、ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合は、鋼管径とする

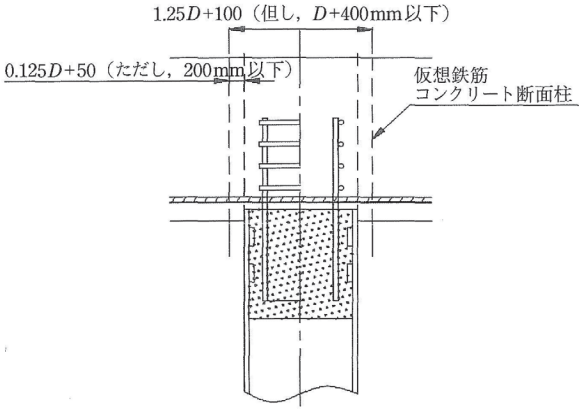
h'　：水平方向の押抜きせん断力に抵抗する底版の有効厚さ（㎜）



図－8.16　水平方向の押抜きせん断応力度

② 仮想鉄筋コンクリートの応力度

軸方向押込み力 P とモーメント M、又は軸方向引抜き力 P_t とモーメント M が作用する場合には、鉄筋コンクリート断面を仮定して、コンクリートと鉄筋の応力度を検討する。仮想鉄筋コンクリート断面の図心は杭断面の図心と一致するものとし、仮想鉄筋コンクリート断面の直径〈有効径〉は、杭径D（ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合は鋼管径：㎜）に 0.25D+100（㎜）（ただし、最大 400㎜）を加えた径とする（図－8.17）。杭頭補強鉄筋としては、中詰め補強鉄筋を考慮する。



図－8.17　仮想鉄筋コンクリート断面

③　鉄筋の定着長（l_a）

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{0a}} d \qquad (8.28)$$

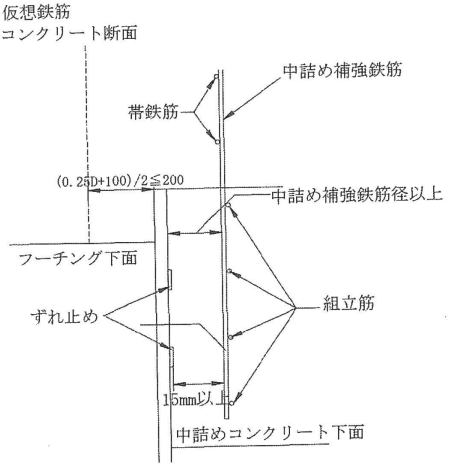
一般には、$l_a \geqq 35d$ としてよい。

ここに、　l_a　：付着応力度より算出する定着長（mm）

σ_{sa}　：鉄筋の許容引張応力度（N/mm²）

τ_{0a}　：コンクリートの許容付着応力度　（N/mm²）

d　：鉄筋の直径　（mm）



図－8.18　鉄筋の配置

④　ずれ止め

（イ）ずれ止めは、２段配置を標準とする。

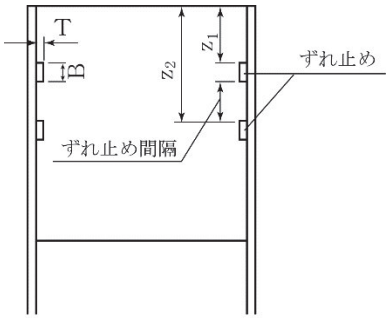
（ロ）ずれ止めの厚さ（T）は表－8.16 の値とし、ずれ止めの幅（B）は、ずれ止めの厚さの２倍以上とする。なお、ずれ止めの現場溶接は施工性を考慮してずれ止め上面の全周すみ肉溶接とする。

表－8.16　鋼管杭のずれ止めの厚さ

杭径（mm）	ずれ止め厚さ（mm）
800 未満	9
800 以上から 1,200 未満	12
1,200 以上から 1,500 未満	16

（ハ）ずれ止めと鉄筋のあきは一般に 15㎜ 以上、杭と鉄筋のあきは鉄筋径以上とする。

（ニ）鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の杭頭部の補強は、施工品質の確保が可能な中詰め補強鉄筋を用いた鉄筋かご方式による。施工品質の確保が困難な溶接による補強は用いないこととし、S0345 の中詰め補強鉄筋では配置が困難な場合には、SD390 や SD490 を用いる。ただし、この場合にはコンクリートの設計基準強度を 30N/㎟ とする。



図－8.19　ずれ止めの配置

(2) ＰＨＣ杭及びＳＣ杭

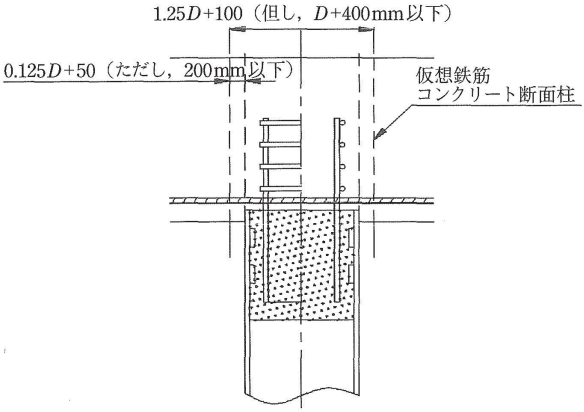
①　ＰＨＣ杭及びＳＣ杭の杭頭における応力度は、鋼管杭に準じて検討する。

②　底版コンクリートの許容応力度についても、鋼管杭に準ずる。

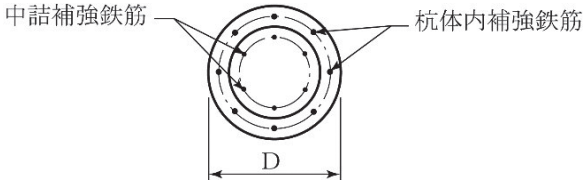
③　仮想鉄筋コンクリート断面の応力度

軸方向押込み力 P とモーメントM、又は軸方向引抜き力 P_t とモーメント M が作用する場合には、鉄筋コンクリート断面を仮定して、コンクリートと鉄筋の応力度を検討する。仮想鉄筋コンクリート断面の図心は杭断面の図心と一致するものとし、仮想鉄筋コンクリート断面の直径〈有効径〉は、杭径Dに0.25D+100（㎜）（ただし、最大400㎜）を加えた径とする（図－8.20)。杭頭補強鉄筋としては、中詰め補強鉄筋や、ＰＨＣ杭お

よびＳＣ杭の場合のみ使用可能な杭体内補強鉄筋を考慮するものとし、ＰＨＣ杭のＰＣ鋼材は無視する。



図－8.20　仮想鉄筋コンクリート断面



図－8.21　ＰＨＣ杭の杭頭鉄筋の配置

(3) 場所打ち杭

原則として、ＰＨＣ杭に準じた設計を行うものとする。

８－１－11　杭頭処理

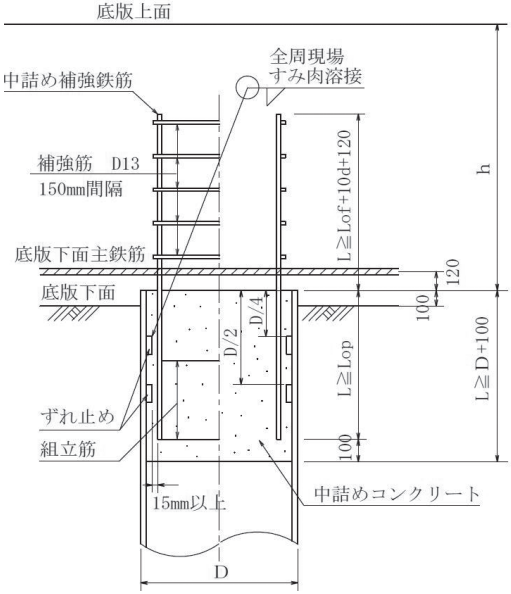
鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の中詰補強鉄筋は中詰鉄筋方式（鉄筋かご方式）を原則とする。

解　説

１．鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の杭頭処理法

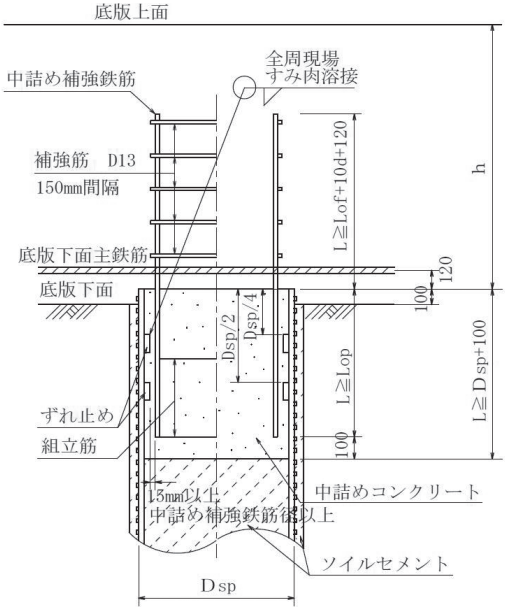
河川構造物の鋼管杭及び鋼管セメント杭は、「道路橋示方書・同解説（下部構造偏）」に準拠して中詰鉄筋方式（鉄筋かご方式）を原則とする。

中詰め鉄筋方式の標準的な杭頭処理を、図－8.22、図－8.23 に示す。



Lop 及び Lof は 35d としてよい。

図－8.22　鋼管杭の杭頭処理（中詰鉄筋方式）



Lop 及び Lof は 35d としてよい。

図－8.23　鋼管ソイルセメント杭の杭頭処理

2．ＰＨＣ杭及びＳＣ杭の杭頭処理方法

ＰＨＣ及びＳＣ杭杭は、杭頭結合条件と杭頭変位量により適切な杭頭処理を行う必要がある。

(1) 剛結合の杭頭処理

剛結合の杭頭処理は、次の方法がある。

(a) 杭体内補強鉄筋及び中詰補強鉄筋を配置する方法

(b) 中詰補強鉄筋だけを配置する方法

水平力が作用する場合で、杭体内補強鉄筋を配置せず、杭中空部にのみ補強鉄筋を配置した場合には、構造上杭頭の水平変位量は固定の場合の 1.2 倍になる。剛結合として計算した杭頭部変位量の 1.2 倍が許容変位量を超過する場合には（a）の方法、超過しない場合には（b）の方法で杭頭処理を行うものとする。

このため、杭頭部変位量が 8.7㎜ 以下になる場合には（b）の方法を選定できる。

(a) 杭体内補強鉄筋及び中詰補強鉄筋を配置する方法

① 杭体内補強鉄筋

（イ）底版コンクリートへの鉄筋の定着長は、底版下面鉄筋位置から上方に $L=35d+10d$（d は鉄筋径）以上とし、カットオフの長さは表－8.17 の値としてよい。

表－8.17 カットオフの長さ

杭体内補強鉄筋径 d (mm)	カットオフの長さ L_1 (cm)
13	70
16	80
19	100

ここに、$L_1=35d+10d+120$mm 以上

（ロ）カットオフ面より下方での鉄筋の定着長は式－8.28 で求まる値以上とし、ＰＣ鋼材の径は表－8.18 の値を用いてもよいものとする。

$$L_2=50\phi+35d+10d \qquad (8.29)$$

ここに、 ϕ ： ＰＣ鋼材の径、 d ：鉄筋の径

表－8.18 ＰＣ鋼材の径（ＰＨＣ杭）

杭径 (mm)	ＰＣ鋼材の径 ϕ (mm)	
	A種	B種
300	7.4	10.3
350	7.4	10.3
400	7.4	10.3
450	9.2	10.3
500	9.2	11.0
600	9.2	11.0
700	11.0	11.0
800	11.0	11.0

(注：杭メーカー実態調査より)

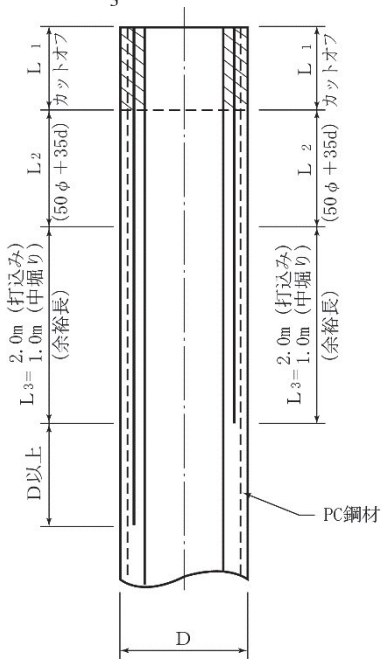
（ハ）鉄筋の余裕長は支持層の推定誤差や高止りなどを考慮し、打込み杭の場合はL_3＝2.0m、中堀り杭の場合はL_3＝1.0mとする。

ただし、支持層が傾斜している場合や変動が激しい場合などでは、余裕長を割増しすることができる。

（ニ）鉄筋は杭体に６本以上配置し、１本おきに杭径以上長くする。（$L_1 + L_2 + L_3 + D$）

（ホ）カットオフ部のＰＣ鋼材は、切断してはならない。

杭体内補強鉄筋の長さは、図－8.24のようになる。



図－8.24　杭体内補強鉄筋の長さ

②　中詰補強鉄筋

（イ）中詰補強鉄筋は、底版下面鉄筋より上方に$L = 35d + 10d$（dは鉄筋径）以上を確保する。

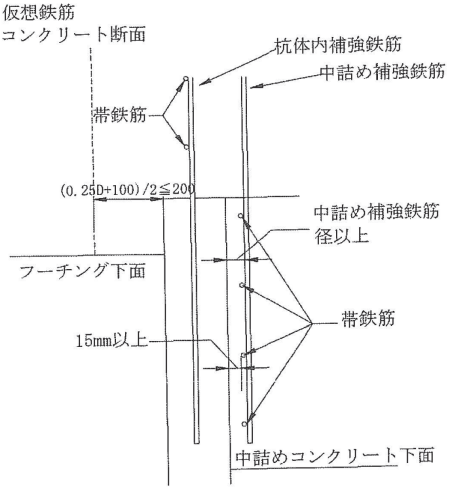
（ロ）カットオフ面より下方では、$L_2 = 50\phi + 35d$以上かつ 2.5D（Dは杭径）以上の定着長を確保する。

（ハ）中詰鉄筋は、杭体内補強鉄筋本数の 1/2 以上とし、最小６本配置する。

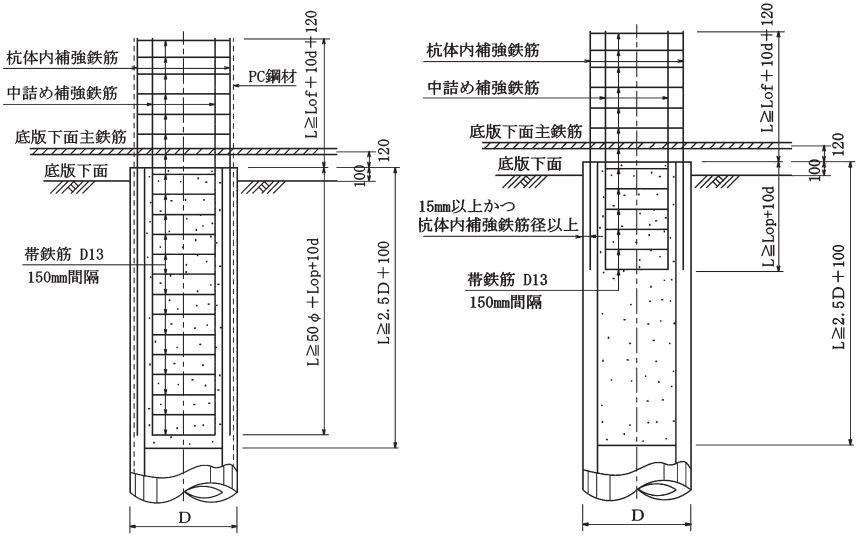
（ニ）鉄筋はD16㎜以上で 15㎝以下の間隔で配置する。

（ホ）中空部での鉄筋のかぶりは、帯鉄筋で 15㎜以上確保する。

（ヘ）仮想鉄筋コンクリート断面の応力度計算では、杭体内補強鉄筋だけで計算してもよいが、中詰補強鉄筋は配置しなければならない。



図－8.25　中詰補強鉄筋のかぶり



Lop 及び Lof は 35d としてよい。

図－8.26　ＰＨＣ杭、ＳＣ杭の杭頭処理〔剛結合、(a) の方法〕

(b) 中詰補強鉄筋だけを配置する方法

① カットオフを行わない場合

（イ）杭頭面から上方は、$L = 35d + D/2 + 120$（d は鉄筋径、D は杭径）以上の定着長を確保する。

（ロ）杭頭面から下方は$L_2 = 35d$以上かつ D 以上の定着長を確保し、中詰コンクリートの深さはD ＋100（㎜）以上とする。

（ハ）中詰補強鉄筋だけで対処できない場合には杭体内補強鉄筋を考慮し、カットオフによる杭頭処理を行うものとする。

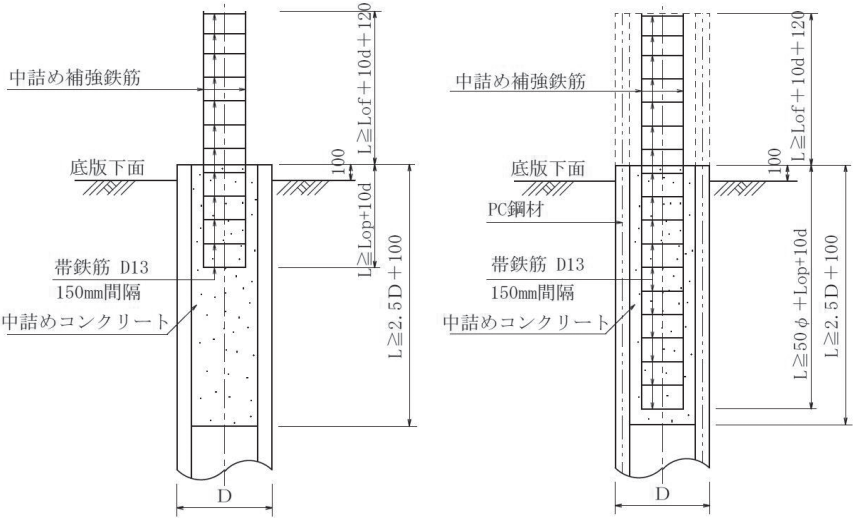
② カットオフを行う場合

杭の高止りなどでカットオフを行う場合は、中詰補強鉄筋で杭頭部を補強しなければならない。

（イ）中詰補強鉄筋は、底版下面鉄筋より上方に$L = 35d + 10d$（d は鉄筋径）以上を確保する。

（ロ）カットオフ面から下方に、$L_2 = 50\phi + 35d$ 以上（ϕはＰＣ鋼材の径）かつ2.5D （D は杭径）以上の定着長を確保する。

（ハ）ＰＣ鋼材は切断しないものとする。



① カットオフなし　　② カットオフあり

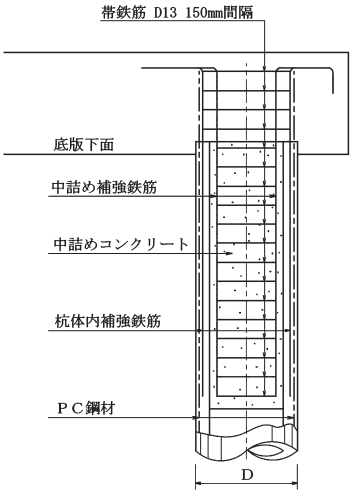
Lop 及び Lof は 35d としてよい。

図－8.27　ＰＨＣ杭の杭頭処理〔剛結合、(b) の方法〕

(2) 底版内の杭頭鉄筋処理

底版に埋込まれる杭頭面から上方の補強鉄筋は、底版上面鉄筋方向にまっすぐに延ばすものとし、上面鉄筋位置で水平方向に折り曲げてよい。ただし、折り曲げ区間（フック部）は鉄筋の定着長に含めてはならない。

底版縁端部では、図－8.28 に示す例のようにそれでも処理できない場合には、底版上面鉄筋位置から下方に更に折り曲げてよい。



図－8.28　底版縁端部での杭頭鉄筋処理の例

８－１－12　レベル２地震時に対する設計

レベル２地震時に、杭基礎に生じる断面力、杭頭反力及び変位を算出し、原則として杭基礎が降伏しないことを設計する。ただし、杭基礎に塑性化が生じることを考慮する場合においては、基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、それぞれが許容値以下となることを設計しなければならない。

なお、詳細については、「道路橋示方書Ⅳ下部構造編」や「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説」を参考とするものとする。

８－２　切梁式土留工設計マニュアル（案）

（中規模土留切梁）

［河川工事課］

まえがき

近年、河川における工事規模は、年々大規模化し周辺状況・関係各機関との調整等、公共工事を実施する側において年々難しくなっており、かつ注目をあつめる事となる。

工事を設計する側においても、種々の状況を踏まえ現地状況に合致した設計を行うことが肝心である。又、年々工事の大規模化・複雑化に伴い、仮設も大規模化・複雑化している状況を考慮すると、仮設工事中の事故、手戻り等のないように設計に於いては充分に注意を必要とする。

この様な状態を踏まえて、特に仮設については詳細な設計が求められている事にかんがみ、仮設切梁土留工［慣用法］の設計の標準マニュアルを示したものであるが、手法等については、個々の工事現場条件、仮設条件、仮設規模等を勘案し、適切に運用するよう留意されたい。

１．土留工の設計法と適用範囲

土留工の掘削深さに応じ、次表の設計法を適用する。

支保工形式	掘削深さ	土留めの応力・変形の計算法
切梁式 アンカー式	$H \leqq 10.0$m	慣用法 注1）
	$H > 10.0$m 注2）	弾塑性法

注１）慣用法では土留め壁の変形量を求めることができないため、近接構造物が存在し変形量を求める必要がある場合は弾塑性法によるのがよい。

注２）N値が２以下若しくは粘着力が 20kN/㎡ 程度以下の軟弱地盤においては掘削深さが $H > 8.0$m に対して適用する。

【参考：弾塑性法の特徴】

弾塑性法は、各掘削段階の変形、応力状態等をできるだけ忠実に反映させようとする設計法であり、土留め壁を有限長の弾性梁、地盤を弾塑性床、切梁を弾性支承と仮定して、土留め壁の断面力及び変形を掘削段階ごとのステップ解析により求めるところに大きな特徴がある。

この方法は、多くの土質定数等を用いて計算を行うことから、諸定数の選定には特に注意する。

弾塑性法の解析上の一般的な仮定及び考え方は次のとおりである。

(1) 基本仮定

① 土留め壁は、有限長の弾性梁とする。

② 背面側の主働側圧及び掘削面側の受動側圧は、掘削による土質条件の変化（地下水位低下等）に対処できるように掘削段階ごとに定める。

③ 掘削底面以深において土留め壁に働く抵抗土圧（地盤反力）は、土留め壁の変位に一次的に比例し、かつ、有効受動側圧をこえない。

④ 切梁は弾性支承とし、そのバネ定数は設置間隔、断面積、長さ、材料のヤング係数等から求める。

⑤ ある掘削段階での切梁位置の変位及び切梁軸力は、設置時に既に土留め壁に発生している先行変位を考慮して求める。

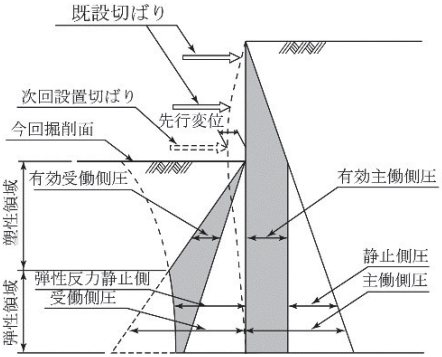
(2) 側圧に対する仮定

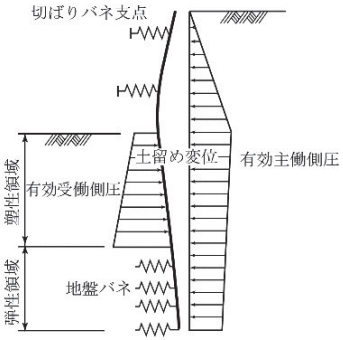
① 掘削底面以浅には、土留め壁背面から主働側圧が作用するものとする。

② 掘削底面以深には、土留め壁背面から主働側圧が作用し、掘削面側は受動側圧が作用するが、掘削面側は受動側圧と掘削面側の静止側圧と弾性反力の和とを比較して弾性領域と塑性領域に分けて考える。ここで、静止側圧と弾性反力の和が受動側圧以下となる部分を弾性領域、受動側圧以上となる部分を塑性領域とする。

背面側の主働側圧から掘削面側の静止側圧を差し引いたものを「有効主働側圧」とし、掘削面側の受動側圧から掘削面側の静止側圧を差し引いたものを「有効受動側圧」とすると、上記の仮定は次のように表される。

『背面側から有効主働側圧が作用し、掘削面側の塑性領域では有効受動側圧が、弾性領域では土留め壁の変位に比例した弾性反力が働く』





(3) 構造系のモデル化

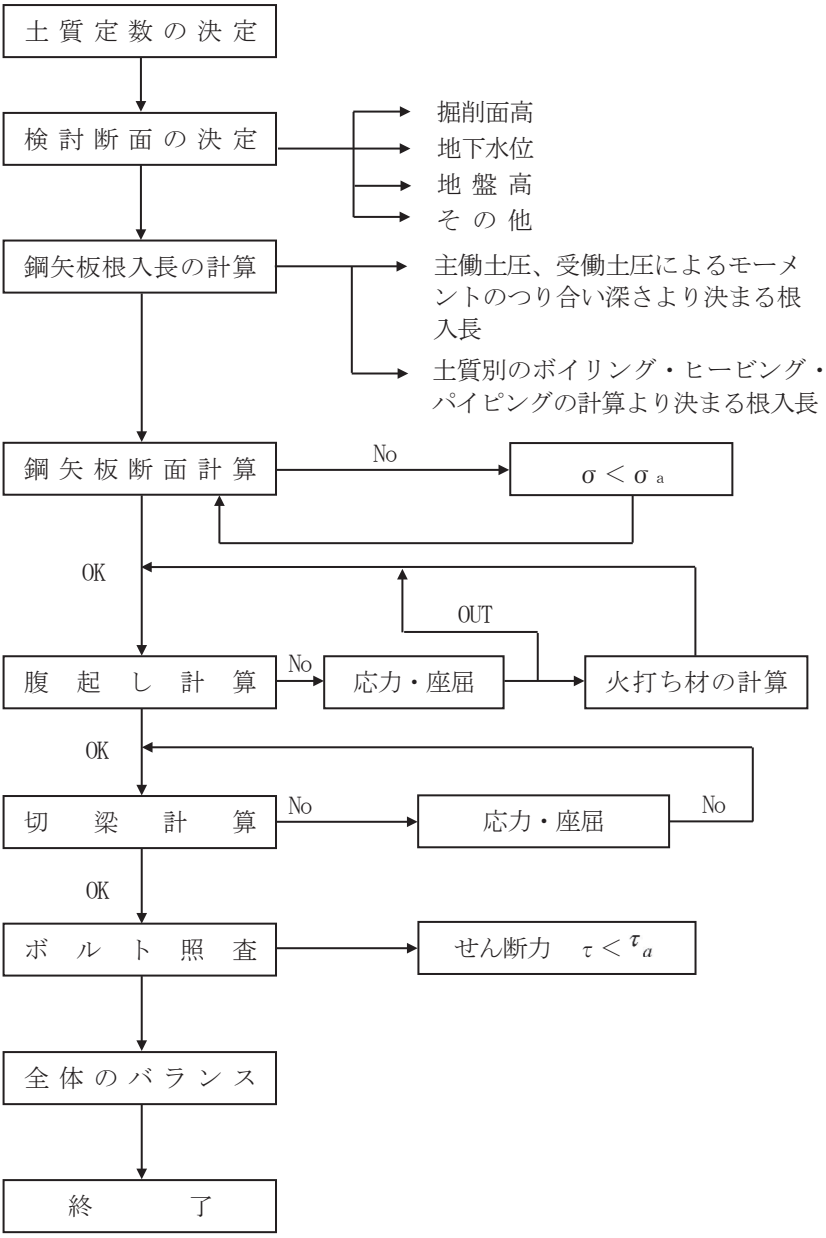
① 掘削前の土留め壁の断面力と変位はともにゼロで、掘削の進行に伴ってこれらが増加する。土留め壁は弾性体であるため、その応力とひずみは比例するが、土は応力が大きくなるに従い応力と変位の比例関係が成立しなくなる。したがって、土を弾性領域と塑性領域に分けて考える。

② 切梁は、土留め壁にその時点の掘削状態に応じた断面力と変位が生じた後に設置されるため、構造系は各掘削段階ごとに変化し、以後の掘削進行に伴って、切梁の断面力と変位も変化する。

(4) 切梁

切梁は、各掘削段階で算定される各最大切梁反力を用い、慣用法と同様に設計する。

2．慣用法による設計


土質定数の決定
検討断面の決定
掘削面高
地下水位
地盤高
その他
鋼矢板根入長の計算
主働土圧、受働土圧によるモーメントのつり合い深さより決まる根入長
土質別のボイリング・ヒービング・パイピングの計算より決まる根入長
鋼矢板断面計算
No
σ＜σa
OK
OUT
腹起し計算
No
応力・座屈
火打ち材の計算
OK
切梁計算
No
応力・座屈
No
OK
ボルト照査
せん断力　τ＜τa
全体のバランス
終了

① 鋼矢板根入長の決定

土圧式：ランキン・レザール式

主働土圧 $P_a=(\Sigma\gamma h+q)\tan^2(45°-\phi/2)-2C\tan(45°-\phi/2)$

受働土圧 $P_p=(\Sigma\gamma h')\tan^2(45°+\phi/2)+2C\tan(45°+\phi/2)$

ここに、

P_a	：	主働土圧（kN/㎡）
P_p	：	受働土圧（kN/㎡）
K_A	：	主働土圧係数（$K_a=\tan^2(45°-\phi/2)$）
K_p	：	受働土圧係数（$K_p=\tan^2(45°+\phi/2)$）
ϕ	：	着目点における土のせん断抵抗角（度）
$\Sigma\gamma h$	：	着目点における主働側の有効土被り圧（kN/㎡）
$\Sigma\gamma h'$	：	着目点における受働側の有効土被り圧（kN/㎡）
γ	：	各層の土の湿潤単位重量（kN/㎥）で、地下水位下は水中単位重量を用いる。
h	：	着目点までの主働側の各層の層厚（m）
h'	：	着目点までの受働側の各層の層厚（m）
q	：	地表面での上載荷重（kN/㎡）
C	：	着目点における土の粘着力（kN/㎡）

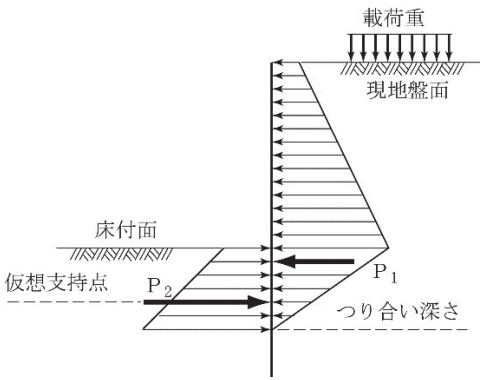
ただし、粘性土地盤の主働土圧の下限値は、$P_a=0.3\gamma h$ とし、算出した土圧と比較して大きい方を用いるものとする。ただし、この土圧の下限値には、地表面での上載荷重 q は考慮しなくてもよい。

水　圧：三角形水圧

つり合い深さを求める …… $M_a+M_w=M_p$

つり合い深さまでの受働土圧の合力の作用点を仮想支持点とする。

$\longrightarrow$ $\dfrac{\Sigma M}{\Sigma P}$ …… 掘削床付面からの距離



※根入長＝モーメントのつり合い深さ×1.2以上を最終掘削時と最下段切梁設置前の比較で大きい方を根入長さとする。
（但し、最小根入長さは3mとする。）

矢板長＝壁高＋根入長とする。

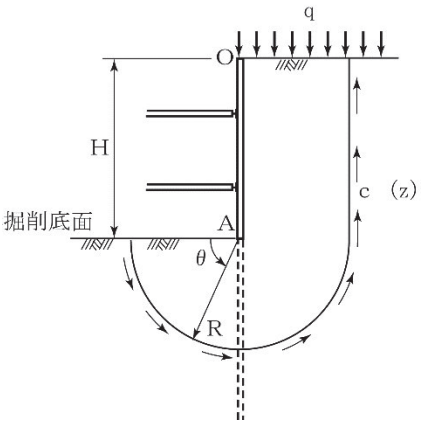
※鋼矢板根入長は、モーメントのつり合い深さによる方法と、ボイリング・ヒービング・パイピング検討結果の大きい方を根入長と考える。

(1) 粘性地盤の場合

・土の重量によるモーメント

$$M_1=(\gamma H+q)\times R\times \frac{R}{2}$$

$$=\frac{1}{2}(\gamma H+q)\times R^2$$



・粘着力による抵抗モーメント

$$M_2 = \int_0^{\pi} C \cdot R d\theta \cdot R + \int_0^{H} C \cdot dx \cdot R$$

$$= \int_0^{\pi} C \cdot R^2 d\theta + \int_0^{H} CR dx$$

$$= CR^2 \pi + CRH$$

$$F_2 = \frac{CR(R\pi + H)}{\frac{1}{2}(\gamma H + q)} = \frac{2C\pi R^2}{(\gamma H + q) R^2} + \frac{2CHR}{(\gamma H + q) R^2}$$

$$= \boxed{\frac{2C\pi}{(\gamma H + q)}} + \frac{2CH}{(\gamma H + q) R}$$

※最小安全率（安全側にみた）の場合は、□部のみとする。

(2) 砂質地盤の場合

1) 水中掘削の場合

・ボイリング照査 $d_2 \geqq \frac{F_s}{2} \cdot \frac{H}{\gamma'}$

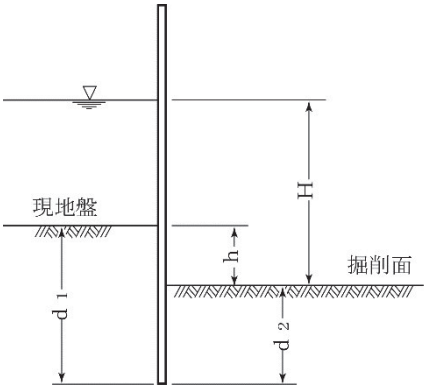
・パイピング照査 $d_1 + d_2 \geqq 2H$

2) 陸上掘削の場合

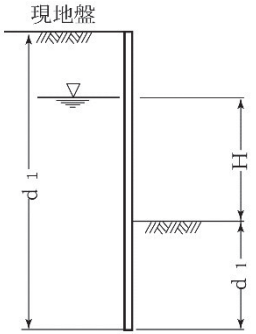
・ボイリング照査 $d_2 \geqq \frac{F_s}{2} \cdot \frac{H}{\gamma'}$

・パイピング照査 $2d_2 \geqq H$

（水中掘削）

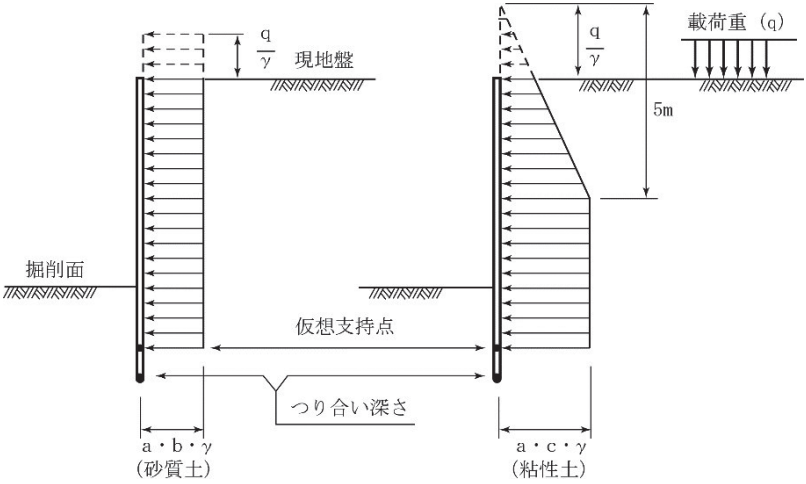


（陸上掘削）



② 鋼矢板断面照査

断面計算用土圧図



a ：掘削深さ H による係数

5.0m≦ H ；$a = 1$

5.0m＞ H ≧3.0m ；$a = \frac{1}{4}(H-1)$

b ：土質による係数（砂質土） $b = 2$

c ：　　〃　　（粘性土）

N ＞5　；　C ＝4

N ≦5　；　C ＝6

q ：載荷重　　q ＝10（kN/㎡）

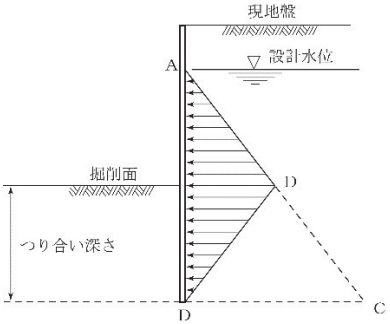
※粘性土と砂質土が互層になっている場合は、地表面から仮想支持点までの各層を砂質土、粘性土（N ＞5）、粘性土（N ≦5）に分類し、各層の層厚の一番厚いものを設計上の土の種類として土圧を求める。

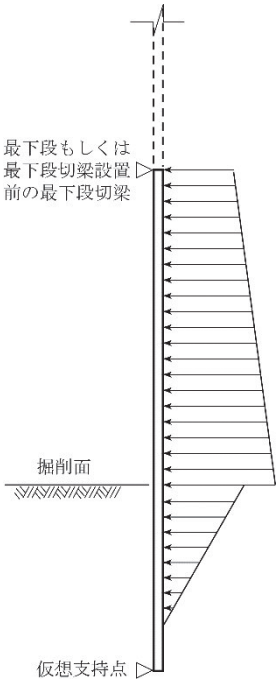
※q / γ に使用する γ は地表面から仮想支持点までの各層毎の加重平均による γ を使用する。

断面計算用水圧図

・△ＡＢＤの三角形分布水圧とする。

$P_w = W \cdot H$





断面計算照査は最終掘削時と最下段切梁設置前の２ケースにおいて照査を行う。

矢板応力度 $(\sigma) = \dfrac{M_{max}}{Z} < \sigma_a$ （N/㎟）

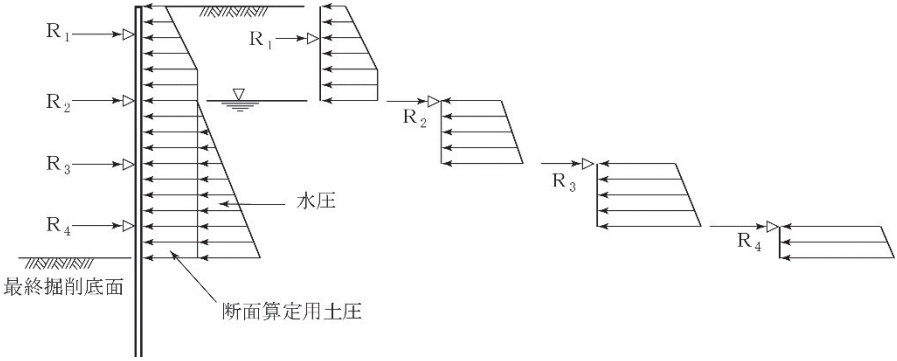
M_{max} ：最大曲げモーメント

Z ：鋼矢板断面係数（継手効率 0.6 を標準とするが、頭部を剛結する等の措置を講じた場合は、0.8 程度とする事が出来る。）

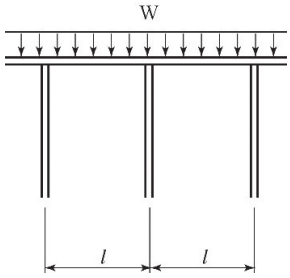
σ_a ：鋼矢板許容曲げ引張（圧縮）応力度（265N/㎟）

③　腹起しの計算

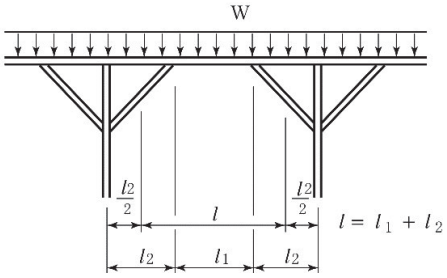
腹起し及び切梁には、次図に示すように最終掘削段階において断面算定用土圧及び水圧が下方分担で作用する事とする。



腹起しに作用する荷重 τ_a は、下方分担により求めた土圧（前図の面積）が腹起しの単位長さ当りに作用するものとして、単純梁で計算する。



火打ちの無い場合　支間：l



火打ちのある場合　支間：l_1+l_2

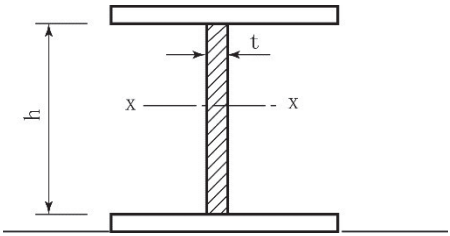
$$\sigma = \frac{M}{Z} < \sigma_a$$

$$M = \frac{W l^2}{8}$$

$$\tau = \frac{S}{h \cdot t} \leqq \tau_a$$

$$S = \frac{R l}{2}$$

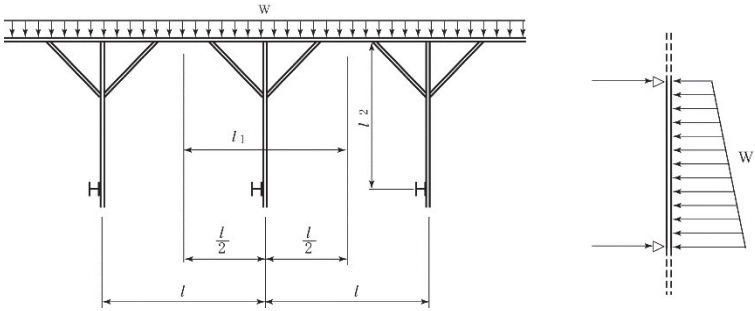
σ ： 発生応力度（N/mm²）
M ： 曲げモーメント（N･mm）
Z ： 断面係数（mm³）
σ_a ： 許容応力度（205N/mm²）
τ ： 発生せん断応力度（N/mm²）
S ： せん断力（N）
h ： ウェブ高さ（mm）
t ： ウェブ厚さ（mm）
τ_a ： 許容せん断応力度（N/mm²）
R ; W ： 腹起しに作用する荷重（N･mm）



④ 切梁の計算

1) 作用荷重

切梁にかかる荷重は、腹起し同様下方分担法により求めた単位長さ当りの荷重（τ_a）が、切梁間隔に作用するものとする。



$N = w \cdot l_1 + N'$　(kN)

$N' = 150$　(kN)　→　温度変化による増荷重

鉛直荷重として5kN/m（鋼材自重）を考慮し、曲げモーメントを求めると、

$$M = \frac{1}{8} \times 5 \times l_2{}^2 \qquad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

2)　切梁部材断面照査

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}\left[1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right]} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}\left[1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right]} \leqq 1$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\left[1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right]} + \frac{\sigma_{bcz}}{\left[1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right]} \leqq \sigma_{cal}$$

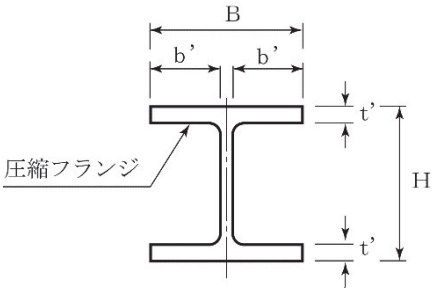
σ_c　：　軸方向圧縮応力度（N/mm²）

σ_{bcy}，σ_{bcz}　：　強軸、弱軸まわりに作用する曲げ圧縮応力度（N/mm²）

σ_{caz}　：　弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度（N/mm²）
但し $b' \leqq 13.1\,t'$

σ_{bagy}　：　局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度（N/mm²）
但し $2A_c \geqq A_w$
A_c　：　圧縮フランジの総断面積（mm²）
A_W　：　腹板の総断面積（mm²）

Σ_{ba0}　：　局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度（205N/mm²）
但し $b' \leqq 13.1\,t'$



$$A_c = B\,t'$$

$$A_w = (H - 2\,t')\,(B - 2\,b')$$

σ_{cal} ： 局部座屈に対する許容応力度（205/㎟）

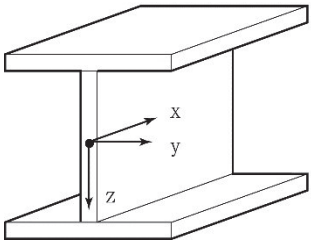
σ_{eay} , σ_{eay} ： 強軸、弱軸まわりのオイラー座屈応力度（N/㎟）

$$\sigma_{eay} = 1,200,000 \,/\, \left(\frac{l}{r_y}\right)^2 \left\{12,000,000/\left(\frac{l}{r_y}\right)^2\right\}$$

$$\sigma_{eaz} = 1,200,000 \,/\, \left(\frac{l}{r_z}\right)^2 \left\{12,000,000/\left(\frac{l}{r_z}\right)^2\right\}$$

r_y , r_z ： 強軸及び弱軸まわりの断面二次半径 （㎜）

l ： 有効座屈長 （㎜）



$$\sigma_c = \frac{N}{A} \quad (\text{N/㎟})$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{M}{Z} \quad (\text{N/㎟})$$

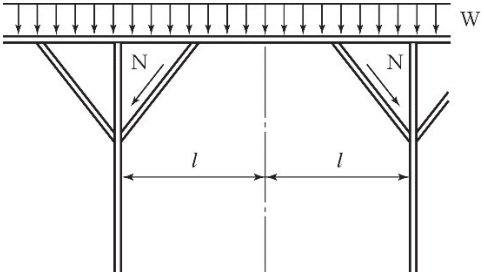
N ：切梁に作用する軸力（N）

A ：鋼材の断面積 （㎟）

M ：鋼材に作用する曲げモーメント（N･㎜）

Z ：鋼材の断面係数 （㎜³）

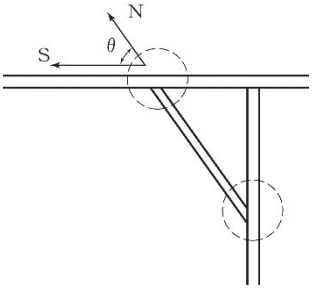
⑤　火打材取付部のボルト照査



火打材の軸力（N）は、下方分担法により算出した単位長さ当りの荷重が上図の l の如く作用するものとして、合力分散するものとして算出する。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \quad (\mathrm{N/mm^2}) \quad < \sigma_a$$

1)　火打材取付部のセン断力（S）



$$S = N \cdot \cos\theta \qquad (\mathrm{kN})$$

$$n = \frac{S}{A \cdot \tau_a}$$

n　：必要ボルト本数（本）
S　：せん断力　(N)
A　：ボルト断面積　($\mathrm{mm^2}$)
τ_a　：ボルトの許容せん断応力度　($\mathrm{N/mm^2}$)

2)　必要プレート厚（t）

$$t = \frac{S}{n \cdot d \cdot \sigma_a}$$

t　：支圧応力度より決る火打ピースプレート及び腹起しH鋼のフランジ必要厚（㎜）
S　：せん断力　(N)
d　：ボルト径　(㎜)
σ_a　：ボルトの許容支圧応力度（N/㎟）

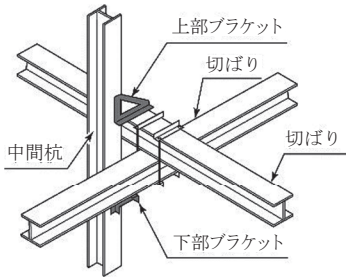
⑥　許容応力度一覧表

1.　土留め用仮設鋼材（SS400）、溶接部及び接合用鋼材

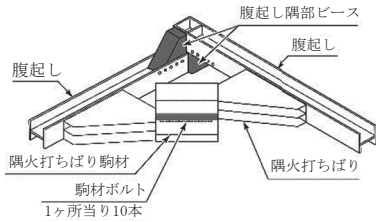
許容軸方向引張応力度（純断面）	210	
許容軸方向圧縮応力度（総断面） l：部材の座屈長さ（㎜） γ：断面二次半径（㎜）	$\frac{l}{\gamma} \leqq 18$	210
	$18 < \frac{l}{\gamma} \leqq 92$	$\left\{135 - 0.82\left(\frac{l}{\gamma} - 18\right)\right\} \times 1.5$
	$92 < \frac{l}{\gamma}$	$\frac{1,200,000}{6,700 + \left(\frac{l}{\gamma}\right)^2} \times 1.5$
許容曲げ引張応力度（総断面）	210	
許容曲げ圧縮応力度（総断面） l：フランジ固定点間距離（㎜） b：フランジ幅（㎜）	$\frac{l}{b} \leqq 4.5$	210
	$4.5 < \frac{l}{b} \leqq 30$	$\left\{140 - 2.4\left(\frac{l}{\gamma} - 4.5\right)\right\} \times 1.5$
許容せん断応力度（総断面）	120	
ボルトの許容せん断応力度	普通ボルト	135
	高力ボルト（F10T）	285
ボルトの許容支圧応力度	普通ボルト	315
	高力ボルト（F10T）	360
工場溶接部は母材と同じ値を用い、現場溶接部はその80%とする。		

2.　鋼矢板

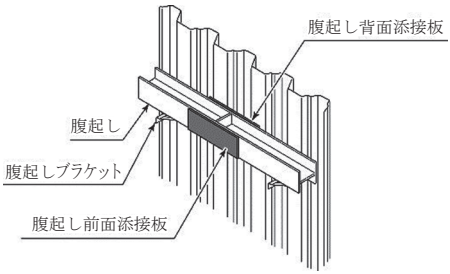
鋼矢板母材の許容応力度	SY295	SY390	軽量鋼矢板
許容曲げ引張応力度	270	360	210
許容曲げ圧縮応力度	270	360	210
現場溶接部の許容応力度			
1. 建込み前に矢板を寝かして良好な施工条件で溶接が可能な場合			
・突合せ溶接許容曲げ引張応力度	220	290	170
・突合せ溶接許容曲げ圧縮応力度	220	290	170
・すみ肉溶接許容せん断応力度	130	170	100
2. 現場建込み溶接の場合			
・突合せ溶接許容曲げ引張応力度	140	180	110
・突合せ溶接許容曲げ圧縮応力度	140	180	100
・すみ肉溶接許容せん断応力度	80	100	60



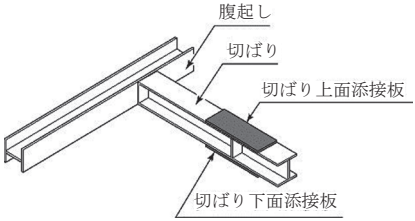
図－１　切ばり交差部取付図



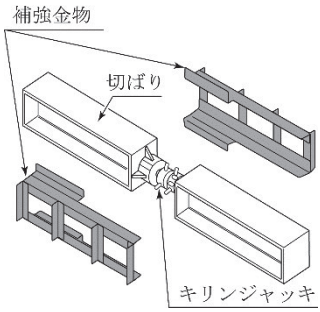
図－２　隅火打ちばり取付図



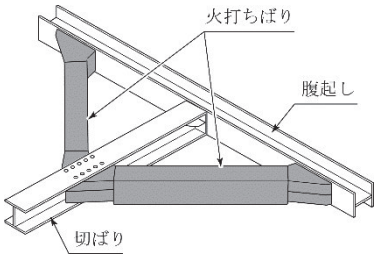
図－３　腹起し添接板取付図



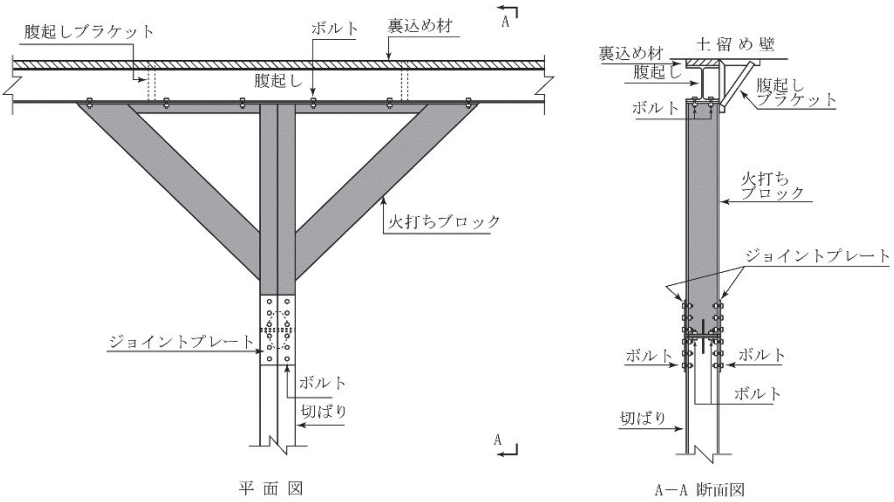
図－４　切りばり添接板取付図



図－５　キリンジャッキ取付部



図－６　切りばり火打ちばり取付部



図－７　火打ちブロック取付部

腹起し・切梁・火打等部材詳細図

鋼矢板壁の継手効率について

表－１　鋼矢板の継手効率及び許容応力度

分類	構造	継手効率	許容応力度（SY295）(N/mm²)		摘要
			常時	地震時	
本設	U型鋼矢板壁	I＝0.8（I＝1.0）根入れ Z＝1.0	180	265	1）許容応力度について、二重仮締切は長期となり、重要性を考え本設と同じとする。 2）許容応力度について、切梁・自立式鋼矢板は短期で一時的仮設と考える。
	タイロッド式護岸の控えU型鋼矢板壁等	I＝0.45（I＝1.0）根入れ Z＝0.6	180	265	
	ハット形鋼矢板壁	I＝1.0 Z＝1.0	180	265	
	タイロッド式護岸の控えハット形矢板壁等	I＝1.0 Z＝1.0	180	265	
仮設	二重式仮締切鋼矢板	I＝0.45 Z＝0.6	180	265	
	切梁・腹起し材のある鋼矢板壁	同上	265	－	
	自立式鋼矢板壁	I＝0.45（I＝1.0）根入れ Z＝0.6	265	－	

※仮設の許容変位量については、現場条件等が異なるので統一しない。

※市街地での施工となる場合は、「建設工事公衆災害防止対策要綱」により、土留用矢板は最低Ⅲ型とする。

※仮設の自立式鋼矢板の許容変位量は15㎝を限度とするが、現場条件等を考慮して検討するものとする。

※鋼矢板継手部の掘削面側を鋼矢板頭部から50㎝程度溶接したり、コンクリートで鋼矢板頭部から30㎝程度の深さまで連結して固定したもの等については、断

面係数と断面二次モーメントを全断面有効の 80%まで上げることができる。

※土留切梁工の設計は原則として仮設構造物工指針によるものとする。

※根入れ長の計算

$$l = \frac{\pi}{\beta'}$$

ここに、

l = 鋼矢板の根入れ長（m）

π = 3.14

β' = 特性係数（I を算出する時に継手効率＝１として計算する。また、本設については腐食代（表－２）について考慮すること。仮設については考慮しない。）

ただし、鋼矢板二重式工法仮締切において堤防開削を伴わない工事（護岸工事等）については、工事期間が短期間となる場合には、表－３のとおり許容応力度の割増しを行う。

表－２

	鋼矢板型	腐食時の断面係数比
U型鋼矢板	Ⅱ型	0.81（0.81）
	Ⅲ型	0.85（0.85）
	Ⅳ型	0.86（0.88）
	V_L型	0.91
ハット形鋼矢板	10H	0.79
	25H	0.82

（注）（ ）内は広幅型鋼矢板の場合

表－３

材　料　名	常　時 (N/mm²)
鋼　矢　板（SYW295）	265
〃　　（SYW390）	355
タイロッド（SS400）	140
〃　　（HT690）	265
腹起し材（SS400）	210

８－３　設計資料

８－３－１　参考資料

１．戸溝寸法

樋門の川表及び川裏の函渠端部に設ける戸溝寸法は、表－8.19 に示す寸法を標準とする。

角落し寸法は、一般に木材（角材：松材）の角落しを設置することを念頭に水圧が最大となる地点で部材厚 t （板厚）を次式のとおり求めたものである。

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot Mmax}{h \cdot \sigma_a}} \quad (\mathrm{cm})$$

ここに、

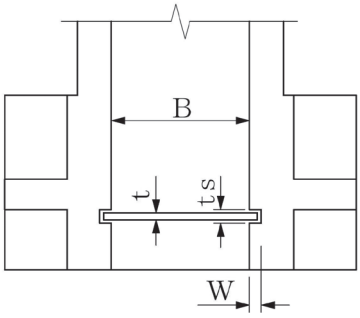
$$\mathrm{Mmax} = \frac{P_w}{8} \times B^2 \quad (\mathrm{N \cdot cm})$$

h　：計算単位幅（100cm）

σ_a　：角材の許容応力度（松角材:650 N/cm^2）

P_W　：角落しに作用する水圧（N/cm^2）

B　：水路幅（cm）



図－8.29　戸溝寸法

表－8.19　戸溝寸法の標準値

函渠内空寸法（m）		角材寸法 t （cm）		戸溝寸法（cm）	
内空幅B	内空高H	計算値	使用板厚	幅（ts）	奥行（w）
1.00	1.00	3.4	3.8	5	5
	1.25	3.8	3.8	5	5
	1.50	4.2	5.1	10	7.5
1.25	1.00	4.2	5.1	10	7.5
	1.25	4.7	5.1	10	7.5
	1.50	5.2	6.4	10	7.5
	1.75	5.6	6.4	10	7.5
1.50	1.00	5.1	6.4	10	7.5
	1.25	5.7	6.4	10	7.5
	1.50	6.2	6.4	10	7.5
	1.75	6.7	7.7	10	7.5
	2.00	7.2	7.7	10	7.5
1.75	1.25	6.6	7.7	10	10
	1.50	7.3	7.7	10	10
	1.75	7.9	10	15	10
	2.00	8.4	10	15	10
	2.25	8.9	10	15	10
2.00	1.50	8.3	10	15	10
	1.75	9.0	10	15	10
	2.00	9.6	10	15	10
	2.25	10.2	13	15	10
	2.50	10.7	13	15	10
2.25	1.50	9.4	10	15	10
	1.75	10.1	13	15	10
	2.00	10.8	13	15	10
	2.25	11.5	13	15	10
	2.50	12.1	13	15	10
2.50	1.50	10.4	13	15	15
	1.75	11.2	13	15	15
	2.00	12.0	13	15	15
	2.25	12.7	13	15	15
	2.50	13.4	15	20	15
	2.75	14.1	15	20	15
2.75	2.00	13.2	15	20	15
	2.25	14.0	15	20	15
	2.50	14.8	15	20	15
	2.75	15.5	16	20	15
	3.00	16.2	18	20	15
3.00	2.00	14.4	15	20	15
	2.50	16.1	18	20	15
	2.75	16.9	18	20	15
	3.00	17.7	18	20	15

出典：土木構造物標準設計３・４巻 手引き（樋門・樋管）P132

参 考 文 献

・国土開発技術研究センター ：改定　解説・河川管理施設等構造令、山海堂、平成 12 年 1 月

・国土交通省：河川砂防技術基準　令和 3 年 4 月

・日本河川協会：河川改修事業関係例規集（令和 2 年度版）

・地盤工学会：地盤調査法、平成 15 年 6 月

・地盤工学会：土質試験の方法と解説、平成 16 年 8 月

・土質工学会：新・土と基礎の設計計算演習、平成 6 年 8 月

・土質工学会：土質調査の計画と適用、昭和 56 年 2 月

・土質工学会：土質工学数式入門、昭和 59 年 10 月

・能城・林田他：土質力学の基礎、技報堂、1983 年 2 月

・日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅴ耐震設計編、平成 24 年 3 月

・日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅳ下部構造編、平成 24 年 3 月

・日本道路協会：杭基礎設計便覧、平成 27 年 3 月

・日本道路協会：道路土工－擁壁工指針、平成 24 年 8 月

・日本道路協会：道路土工－カルバート工指針、平成 21 年 4 月

・日本道路協会：道路土工－仮設構造物工指針、平成 11 年 3 月

・日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針、平成 24 年 8 月

・日本道路協会：道路土工－土質調査指針、昭和 61 年 11 月

・（社）全日本建設技術協会：土木構造物設計マニュアル（案）に係わる設計・施工の手引き（案）［樋門編］、平成 14 年 1 月

・土木学会：コンクリート標準示方書　設計編（2017 年制定）、平成 30 年 3 月

・稲田倍穂：軟弱地盤における土質工学　調査から設計・施工まで、鹿島出版会、1981 年 6 月

・日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、平成 30 年 5 月

・星川・上原：地盤沈下を考慮した弾性床上の梁の解法について
第 2 回建設コンサルタントシンポジウム・論文集、土木学会、1988 年 11 月

・星川・館山他：地盤沈下を考慮した樋管縦方向の設計法について
第 22 回関東支部技術研究発表会講演概要集、土木学会、1995 年 3 月

・Lane,E.W. ：Security from under - seepage：Masonry Dams on Foundations, Trans. A.S.C.E., 100, (1934)
・土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル 改訂版、平成16年3月
・大成出版社：建設工事公衆災害防止対策要綱の解説、令和元年9月
・日本河川協会：防災調節池技術基準（案）・解説と設計実例、平成13年8月
・土木学会：トンネル標準示方書（開削編）・同解説、平成18年7月
・(社) ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準（案)、平成28年3月
・(社) ダム・堰施設技術協会：水門・樋門ゲート設計要領（案)、平成13年12月
・国土開発技術研究センター：解説・工作物設置許可基準、平成10年11月
・国土開発技術研究センター：柔構造樋門設計の手引き、平成10年11月