

国土交通省 河川砂防技術基準 設計編

第1章 河川構造物の設計

第1節 総説

1.1 基本的考え方

第2節 堤防

2.1 総説

2.1.1 目的と適用範囲

2.1.2 用語の定義

2.2 機能と設計に反映すべき事項

2.2.1 機能

2.2.2 設計に反映すべき事項

2.3 堤防の材質と構造

2.4 設計の基本

2.5 堤防の高さの設定

2.6 断面形状の設定

2.7 安全性能の照査等

2.7.1 設計の対象とする状況と作用

2.7.2 土堤の安全性能の照査

2.7.3 特殊堤の安全性能の照査

2.8 土堤の強化対策

2.8.1 強化工法選定の基本

2.8.2 常時のすべり破壊に対する安定及び沈下に対する強化

2.8.3 侵食に対する強化

2.8.4 浸透に対する強化

2.8.5 地震に対する強化

2.8.6 波浪に対する強化

2.9 堤防構造に関するその他の事項

第3節 高規格堤防

3.1 総説

3.1.1 目的と適用範囲

3.1.2 用語の定義

3.2 機能

3.3 設計の基本

3.4 基本的な構造

3.4.1 高さ

3.4.2 形状

3.4.3 天端幅

3.4.4 材質と構造

3.5 安全性能の照査等

3.5.1 設計の対象とする状況と作用

3.5.2 安全性能の照査

3.6 高規格堤防構造に関するその他の事項

3.6.1 分合流部の設計

3.6.2 高規格堤防上の細部構造の設計

3.6.3 段階的施工に関する留意点等

3.6.4 ICT や BIM/CIM の利用

第4節 護岸・水制

4.1 総説

4.1.1 適用範囲

4.1.2 用語の定義

4.2 機能

4.3 設計の基本

4.4 護岸の基本的な構造

4.4.1 構造形式・工種の設定

4.4.2 材質と構造

4.4.3 安全性能の照査等

4.4.4 各部位の設計

4.5 水制の基本的な構造

4.5.1 構造形式の設定

4.5.2 材質と工種

4.5.3 安全性能の照査等

4.5.4 各部位の設計

第5節 第4節に統合(令和5年10月改定時)

第6節 床止め

6.1 総説

6.1.1 適用範囲

6.1.2 用語の定義

6.2 機能

6.3 設計の基本

6.4 基本的な構造

6.4.1 構造型式の設定

6.4.2 材質と構造

6.5 安全性能の照査等

6.5.1 設計の対象とする状況と作用

6.5.2 安全性能の照査

6.5.3 許容応力度

6.6	各部位の設計等
6.6.1	本体
6.6.2	水叩き
6.6.3	護床工
6.6.4	基礎
6.6.5	遮水工
6.6.6	取付擁壁・護岸
6.6.7	高水敷保護工・のり肩工
6.6.8	魚道
6.7	床止め構造に関するその他事項
第7節	堰
7.1	総説
7.1.1	適用範囲
7.1.2	用語の定義
7.2	機能
7.3	設計の基本
7.4	基本的な構造
7.4.1	流下断面及び堰径間長の設定
7.4.2	ゲート開閉時の高さの設定
7.4.3	門柱の天端高
7.4.4	材質と構造
7.4.5	堰周辺の堤防
7.5	安全性能の照査等
7.5.1	設計の対象とする状況と作用
7.5.2	安全性能の照査
7.5.3	許容応力度
7.6	各部位の設計等
7.6.1	本体
7.6.2	水叩き
7.6.3	護床工
7.6.4	基礎
7.6.5	遮水工
7.6.6	取付擁壁・護岸
7.6.7	高水敷保護工
7.6.8	魚道、閘門、土砂吐き
7.6.9	付属施設
7.6.10	既存施設の自動化・遠隔化
7.7	堰構造に関するその他の事項
第8節	樋門
8.1	総説
8.1.1	適用範囲

8.1.2	用語の定義
8.2	機能
8.3	設計の基本
8.4	基本的な構造
8.4.1	函渠の内空断面の設定
8.4.2	函渠長
8.4.3	門柱の天端高
8.4.4	材質と構造
8.4.5	樋門周辺の堤防
8.5	安全性能の照査等
8.5.1	設計の対象とする状況と作用
8.5.2	安全性能の照査
8.5.3	許容応力度
8.6	各部位の設計等
8.6.1	本体
8.6.2	胸壁
8.6.3	翼壁
8.6.4	水叩き
8.6.5	遮水工
8.6.6	基礎
8.6.7	護床工
8.6.8	護岸
8.6.9	取付水路
8.6.10	高水敷保護工
8.6.11	付属施設
8.6.12	既存施設の自動化・遠隔化
8.7	樋門構造に関するその他の事項
第9節	水門
9.1	総説
9.1.1	適用範囲
9.1.2	用語の定義
9.2	機能
9.3	設計の基本
9.4	基本的な構造
9.4.1	水門の断面幅及び径間長の設定
9.4.2	ゲート開閉時の高さの設定
9.4.3	門柱の天端高
9.4.4	材質と構造
9.4.5	水門周辺の堤防
9.5	安全性能の照査等
9.5.1	設計の対象とする状況と作用

9.5.2	安全性能の照査
9.5.3	許容応力度
9.6	各部位の設計等
9.6.1	本体
9.6.2	胸壁
9.6.3	翼壁
9.6.4	水叩き
9.6.5	遮水工
9.6.6	基礎
9.6.7	護床工
9.6.8	護岸
9.6.9	高水敷保護工
9.6.10	付属施設
9.6.11	既存施設の自動化・遠隔化
9.7	水門構造に関するその他事項
第10節	トンネル構造による河川
10.1	トンネル構造による河川設計の基本
10.2	構造細目
10.2.1	本体
10.2.2	呑口部および流入施設
10.2.3	吐口部および排水施設
10.2.4	維持管理に対する施設
10.3	設計細目
10.3.1	トンネル
第11節	排水機場
11.1	排水機場設計の基本
11.2	構造細目
11.2.1	沈砂池
11.2.2	機場本体
11.2.3	基礎
11.2.4	機場上屋
11.2.5	ポンプ設備
11.2.6	スクリーン
11.2.7	角落し等
11.2.8	吐出水槽
11.2.9	付属設備
11.2.10	機場内配置
11.3	設計細目
11.3.1	設計荷重
11.3.2	沈砂池
11.3.3	吸水槽

第2章	ダム設計
第1節	総説
1.1	基本的考え方
1.2	目的と適用範囲
1.3	用語の定義
第2節	ダムの基本形状、型式及び位置の決定
2.1	ダムの基本形状
2.1.1	堤体の非越流部の高さ
2.1.2	ダム設計洪水流量
2.2	ダムの位置の選定
2.3	ダムの型式の選定
2.4	ダムの配置設計
2.4.1	重力式コンクリートダムの配置設計
2.4.2	アーチ式コンクリートダムの配置設計
2.4.3	フィルダムの配置設計
第3節	ダム設計の基本条件
3.1	設計の要件
3.2	設計の前提
3.3	設計水位等
3.4	荷重の組合せ
3.5	荷重の計算法
3.5.1	自重
3.5.2	静水圧
3.5.3	泥圧
3.5.4	揚圧力
3.5.5	地震時慣性力
3.5.6	地震時動水圧
3.5.7	温度荷重
第4節	コンクリートダムの設計
4.1	設計の基本
4.2	堤体材料
4.2.1	ダムコンクリートの基本
4.2.2	ダムコンクリートの設計値
4.2.3	ダムコンクリートの強度
4.2.4	ダムコンクリートの配合強度
4.3	重力式コンクリートダムの基本設計
4.3.1	形状及び安定計算
4.3.2	応力解析
4.4	アーチ式コンクリートダムの基本設計
4.4.1	形状及び安定計算
4.4.2	応力解析

- 4.5 温度規制計画と収縮継目
 - 4.5.1 温度規制計画の策定
 - 4.5.2 収縮継目
 - 4.5.3 せん断キーと継目グラウチング
- 4.6 堤体各部の設計
 - 4.6.1 止水装置
 - 4.6.2 通廊(監査廊)
 - 4.6.3 堤頂構造物
- 4.7 計測装置の設置
- 第5節 フィルダムの設計
 - 5.1 設計の基本
 - 5.1.1 フィルダムの型式
 - 5.1.2 均一型フィルダム
 - 5.1.3 ゾーン型フィルダム
 - 5.1.4 表面遮水壁型フィルダム
 - 5.1.5 複合ダム
 - 5.2 堤体材料
 - 5.2.1 堤体材料
 - 5.2.2 透水性材料
 - 5.2.3 半透水性材料
 - 5.2.4 遮水材料
 - 5.2.5 堤体材料の試験
 - 5.3 フィルダム堤体の基本設計
 - 5.3.1 すべり破壊に対する安全性
 - 5.3.2 地震に対する安全性
 - 5.3.3 地震時の強度低下に対する安全性の確保
 - 5.3.4 浸透破壊に対する安全性
 - 5.3.5 ゾーニングによる設計上の配慮
 - 5.3.6 上・下流面勾配
 - 5.3.7 堤頂幅
 - 5.3.8 余盛り
 - 5.3.9 上・下流面の保護
 - 5.3.10 通廊(監査廊)
 - 5.4 水位低下用放流設備
 - 5.5 計測装置の設置
- 第6節 ダムの基礎地盤の設計
 - 6.1 基礎地盤の設計の基本
 - 6.2 基礎地盤の特性の把握
 - 6.2.1 基礎地盤のせん断強度特性
 - 6.2.2 基礎地盤の変形性
 - 6.2.3 基礎地盤の遮水性
 - 6.3 コンクリートダムにおける基礎地盤の設計
 - 6.3.1 基礎地盤の安定計算
 - 6.3.2 基礎排水孔
 - 6.4 フィルダムにおける基礎地盤の設計
 - 6.4.1 基礎掘削線と基礎処理
 - 6.5 基礎地盤の改良
 - 6.6 グ라우チングによる基礎処理計画
 - 6.6.1 コンソリデーショングラウチング
 - 6.6.2 ブランケットグラウチング
 - 6.6.3 カーテングラウチング
 - 6.7 グ라우チング以外の基礎処理
 - 6.7.1 弱部処理
 - 6.7.2 砂礫基礎における基礎処理
 - 6.7.3 岩盤・砂礫以外の基礎における基礎処理
- 第7節 洪水吐き及びその他の放流設備の設計
 - 7.1 放流設備の設計
 - 7.1.1 放流設備の設計
 - 7.1.2 構成及び型式
 - 7.1.3 洪水吐きの設計
 - 7.1.4 配置
 - 7.1.5 形状
 - 7.1.6 構造
 - 7.2 流入部の設計
 - 7.2.1 流入水路
 - 7.2.2 流入部
 - 7.3 導流部の設計
 - 7.4 減勢工の設計
 - 7.5 放流管の設計
 - 7.6 排砂設備の設計
 - 7.6.1 排砂設備の設計の基本
 - 7.6.2 排砂バイパス
 - 7.6.3 堤体に設置する排砂設備
- 第8節 ゲートの設計
 - 8.1 ゲートの設計
 - 8.2 予備ゲートの設計
- 第9節 管理設備の設計
 - 9.1 ダムの管理設備
 - 9.2 水理観測・計測設備
 - 9.3 放流警報設備

9.3.1	放流警報設備
9.3.2	放流警報設備を設置する区域
9.4	ダム管理用制御処理設備
9.5	監視設備
9.6	通信設備
9.7	電気設備
9.8	ダム・貯水池付属設備
9.9	管理所
第10節	試験湛水
第11節	ダム再生
第12節	ダムの耐震性能照査
12.1	耐震性能照査の基本
12.2	耐震性能の照査に用いる地震動
12.2.1	想定地震の選定
12.2.2	耐震性能の照査に用いるレベル2地震動の設定
12.3	ダム本体の耐震性能の照査
12.3.1	ダム本体の耐震性能の照査方針
12.3.2	コンクリートダム本体の耐震性能の照査
12.3.3	フィルダム本体の耐震性能の照査
12.3.4	その他の型式のダムの本体の耐震性能照査
12.4	関連構造物等の耐震性能の照査
12.4.1	耐震性能の照査の対象とする関連構造物等
12.4.2	関連構造物等の耐震性能照査
第3章	砂防施設の設計
第1節	総則
第2節	砂防ダム
2.1	砂防ダムの設計
2.2	安定計算に用いる荷重および数値
2.2.1	安定計算に用いる荷重
2.2.2	安定計算に用いる数値
2.3	ダム型式の選定
2.4	水通しの設計
2.4.1	水通しの位置
2.4.2	水通し断面
2.5	本体の設計
2.5.1	天端幅

2.5.2	重力式コンクリートダムの設計
2.5.3	アーチ式コンクリートダムの設計
2.6	基礎の設計
2.6.1	基礎地盤の安定
2.6.2	基礎処理
2.7	袖の設計
2.8	前庭保護工の設計
2.8.1	前庭保護工
2.8.2	副ダム
2.8.3	水叩き
2.8.4	護床工
2.8.5	側壁護岸
2.9	付属物の設計
第3節	床固工
3.1	床固工の設計
3.2	安定計算に用いる荷重および数値
3.3	水通し
3.4	本体
3.5	基礎
3.6	袖
3.7	前庭保護工
3.8	帯工
第4節	護岸
4.1	護岸の設計
4.2	のり勾配
4.3	法線
4.4	取付け
4.5	根入れ
4.6	根固工
第5節	水制工
5.1	水制工の設計
5.2	水制工の形状
5.3	本体および根固工
第6節	流路工
6.1	流路工の設計
6.2	計画高水位
6.3	流路工の縦断形
6.4	流路工の計画断面
6.5	流路工における護岸
6.6	流路工における床固工
6.7	底張り

第7節 山腹工

- 7.1 山腹工の設計
- 7.2 谷止工
- 7.3 のり切工
- 7.4 土留工
- 7.5 水路工
- 7.6 暗渠工
- 7.7 柵工
- 7.8 積苗工
- 7.9 筋工
- 7.10 伏工
- 7.11 実播工
- 7.12 植栽工

第8節 その他の施設

- 8.1 その他の施設

第4章 地すべり防止施設の設計

第1節 総説

第2節 抑制工の設計

- 2.1 地表水排除工
- 2.2 地下水排除工
 - 2.2.1 地下水排除工
 - 2.2.2 浅層地下排除工
 - 2.2.3 深層地下水排除工
- 2.3 排土工および押さえ盛土工
 - 2.3.1 排土工(切土工)
 - 2.3.2 押さえ盛土工
- 2.4 河川構造物

第3節 抑止工の設計

- 3.1 杭工
 - 3.1.1 杭工
 - 3.1.2 杭の構造
 - 3.1.3 杭の配列
 - 3.1.4 基礎への根入れ
- 3.2 シャフト工
- 3.3 グラウンドアンカー工
 - 3.3.1 グラウンドアンカー工
 - 3.3.2 アンカーの構造
 - 3.3.3 受圧板

第5章 急傾斜地崩壊防止施設の設計

第1節 総説

第2節 各施設の設計

- 2.1 排水工
 - 2.1.1 排水工の目的
 - 2.1.2 地表水排除工
 - 2.1.3 地下水排除工
- 2.2 植生工
 - 2.2.1 植生工の目的
 - 2.2.2 植生工の選定
- 2.3 吹付工
 - 2.3.1 吹付工の目的
 - 2.3.2 吹付工の設計
- 2.4 張工
 - 2.4.1 張工の目的
 - 2.4.2 張工の設計
- 2.5 のり砕工
 - 2.5.1 のり砕工の目的
 - 2.5.2 のり砕工の設計
- 2.6 切土工
 - 2.6.1 切土工の目的
 - 2.6.2 のり面の形状
 - 2.6.3 のり尻保護工
- 2.7 擁壁工
 - 2.7.1 擁壁工の目的
 - 2.7.2 擁壁工の位置
 - 2.7.3 擁壁工の排水
 - 2.7.4 擁壁工の設計
- 2.8 アンカー工
 - 2.8.1 アンカー工の目的
 - 2.8.2 アンカー工の種類
 - 2.8.3 アンカー工の設計
- 2.9 落石対策工
 - 2.9.1 落石対策工の目的
 - 2.9.2 落石対策工の計画
 - 2.9.3 落石対策工の設計
- 2.10 杭工
 - 2.10.1 杭工の目的
 - 2.10.2 杭工の設計
- 2.11 土留柵工
 - 2.11.1 土留柵工の目的

2.11.2 土留柵工の設計

2.12 編柵工

2.12.1 編柵工の目的

2.12.2 編柵工の設計

第6章 節雪崩対策施設の設計総説

第1節 総説

1.1 荷重

1.2 基礎工

第2節 予防工の設計

2.1 発生予防工

2.1.1 適用の留意点

2.1.2 予防柵工

2.1.3 予防杭工

2.1.4 階段工

2.2 雪庇予防柵工

2.2.1 適用の留意点

2.2.2 吹溜柵工

2.3 グライド防止工

2.3.1 適用の留意点

2.3.2 グライド防止工

第3節 防護工の設計

3.1 阻止工

3.1.1 適用の留意点

3.1.2 防護柵工

3.1.3 防護擁壁工

3.1.4 防護堤防工

3.2 減勢工

3.2.1 適用の留意点

3.2.2 減勢枠組工

3.2.3 減勢柵工

3.3 誘導工

3.3.1 適用の留意点

3.3.2 誘導擁壁工

3.3.3 誘導柵工

3.3.4 誘導堤(溝)工

3.3.5 雪崩割工

第7章 海岸保全施設の設計

第1節 総説

第2節 設計基礎条件

2.1 一般

2.2 波浪

2.2.1 一般事項

2.2.2 浅水変形

2.2.3 屈折による変化

2.2.4 回折による変化

2.2.5 反射による変化

2.2.6 砕波

2.3 潮位

2.4 波力

2.4.1 一般事項

2.4.2 直立壁に作用する波力

2.4.3 揚圧力

2.4.4 消波ブロックで被覆された直立壁に作用する波力

2.4.5 波力に対する捨石等の所要重量

2.5 水圧

2.6 土質と土圧

2.6.1 土質

2.6.2 土圧

2.7 地震

2.8 越波量とうちあげ高

2.8.1 越波量

2.8.2 波のうちあげ高

第3節 堤防および護岸

3.1 設計の基本方針

3.2 設計条件

3.3 型式の選定

3.4 基本型

3.4.1 法線

3.4.2 表のり勾配

3.4.3 天端高

3.4.4 裏のり勾配

3.4.5 天端幅

3.5 堤体

3.6 構造細目

3.6.1 表のり被覆工

3.6.2 天端被覆工および裏のり被覆工

3.6.3 基礎工

3.6.4 止水工

3.6.5 根固工

3.6.6	消波工	7.4	堤体
3.6.7	波返工	第8節	養浜
3.6.8	根留工	8.1	設計の基本方針
3.6.9	排水工	8.2	設計条件
第4節	突堤	8.3	基本形
4.1	設計の基本方針	8.3.1	断面形状
4.2	設計条件	8.3.2	汀線形状
4.3	型式の選定	8.4	養浜材料
4.4	基本型	8.5	養浜量
4.4.1	長さ	第9節	高潮・津波防波堤
4.4.2	方向	9.1	設計の基本方針
4.4.3	間隔	9.2	設計条件
4.4.4	天端高	9.3	型式の選定
4.4.5	天端幅	9.4	基本型
4.5	堤体	9.5	法線
4.6	構造細目	9.6	構造
第5節	離岸堤	第10節	附帯施設
5.1	設計の基本方針	10.1	水門および樋門
5.2	設計条件	10.1.1	設計の基本方針
5.3	型式の選定	10.1.2	設計条件
5.4	基本型	10.1.3	位置の選定
5.4.1	平面配置	10.1.4	敷高および断面
5.4.2	天端高	10.1.5	構造
5.4.3	天端幅	10.1.6	本体およびゲート
5.5	堤体	10.2	排水機場
5.6	構造細目	10.2.1	設計の基本方針
5.6.1	本体	10.2.2	設計条件
5.6.2	基礎工	10.2.3	位置
第6節	消波堤	10.2.4	構造
6.1	設計の基本方針	10.2.5	ポンプおよび原動機
6.2	設計条件	10.3	陸こう
6.3	基本型	10.3.1	設計方針
6.3.1	平面線形	10.3.2	設計条件
6.3.2	天端高および天端幅	10.3.3	扉体の構造
6.3.3	堤体	10.4	潮遊び
第7節	リーフ工法	10.5	昇降路および階段工
7.1	設計の基本方針	10.6	えい船道および船揚場
7.2	設計条件		
7.3	基本型		
7.3.1	断面形状		
7.3.2	平面配置		

適用上の位置付け

河川砂防技術基準設計編は、基準の適用上の位置付けを明確にするために、下表に示すように適用上の位置付けを分類している。

分類		適用上の位置付け	末尾の字句例
考え方	技術資料	●目的や概念、考え方を記述した事項。	「…ある。」「…いる。」 「…なる。」「…れる。」
必須	技術基準	●法令による規定や技術的観点から実施すべきであることが明確であり遵守すべき事項。	「…なければならない。」「…ものとする。」
標準	技術基準	●特段の事情がない限り記述に従い実施すべきだが、状況や条件によって一律に適用することはできない事項。	「…を標準とする。」 「…を基本とする。」 「…による。」
推奨	技術資料	●状況や条件によって実施することが良い事項。	「…望ましい。」 「…推奨する。」 「…務める。」 「…必要に応じて…する。」
例示	技術資料	●適用条件や実施効果について確定している段階ではないが、状況や条件によっては導入することが可能な新技術等の例示。 ●状況や条件によって限定的に実施できる技術等の例示。 ●具体的に例示することにより、技術的な理解を助ける事項。	「…などの手法（事例）がある。」 「…などの場合がある。」 「…などが考えられる。」 「…の場合には…ことができる。」 「…例示する。」 「例えば…。」 「…事例もある。…もよい。」

関連通知等	関連する通知やそれを理解する上で参考となる資料
参考となる資料	例示等に示した手法・内容を理解する上で参考となる資料

第1章 河川構造物の設計

第1節 総説

1.1 基本的考え方

<考え方>

本章は、河川管理施設等構造令（以下「構造令」という。）で定められる事項に加え、河川構造物を設計する場合の一般的かつ基本的な規定を示すものである。なお、その適用に当たっては、各項の規定するところに従い実状に即した適切な判断をするべきである。

<標準>

河川構造物は、河道並びに河川構造物の計画に基づき、目的と機能に適合し、構造物としての安全性を有すると共に、環境・景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、事業実施による地域への影響、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮して設計することを基本とする。

<推奨>

河川構造物の設計に当たっては、まずは施工対象となる河川の河道について、既往洪水での被災、砂利採取、土砂供給、河道や横断工作物の改修等に対する長期的な応答に関するデータを収集・分析することが望ましい。長期的な視点から改修とその後の洪水に対する河道の応答等を分析し、その効果や影響が河道の変化にどの様に顕れるかを検討した上で各構造物の設計に反映することで、治水と河川環境の調和、適切な河道管理に繋げることができる。

また、各構造物の設計の過程等において、現場条件等により、構造物としての安全性、環境・景観との調和、維持管理、施工性、経済性等の面から、当該河川構造物の設置位置またはその構造を見直すことが必要となる場合がある。当該河川構造物のみの設計では洪水時の堤防の安全性の確保や河川環境の保全、総合的な土砂管理等の観点から十分に期待する効果が得られないことが想定される場合等においては、河道の平面形（位置・法線）の設定や高水敷幅、関連する複数施設の組合せ等の河道計画や配置計画について、再検討することが望ましい。

<例示>

多摩川中流においては、これまでの洪水、砂利採取、河川改修等の履歴をもとに、河道の平面形や縦横断形の長期的変化（おおむね60～70年間）を分析し、その結果を堰改築（床止めに変更）や河床低下対策として整備する帯工の端部構造の設計等に反映している。

これにより、固定化していた砂州が洪水によって削られ、下流側へ土砂供給が促されることにより、河床高が維持され、交互砂州が回復するなど、縦断的な河床低下を抑制し、安定した河道の形成につながりつつある。

<参考となる資料>

多摩川中流域における過去73年間のデータに基づき河道の変化・応答を分析し、これまでの河道改修の効果等を整理した事例については、下記の資料が参考となる。

- 1) 後藤勝洋, 下條康之, 後藤岳久, 福岡捷二: 多摩川中流河道の洪水被害と対策, 改修工事に対する河道の長期的(1947年～2019年)変化・応答, 土木学会論文集 B1(水工学) Vol.77, No.2, pp.I_391-I_396, 2021.

第1章 河川構造物の設計

第2節 堤防

2.1 総説

2.1.1 目的と適用範囲

<考え方>

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

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

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

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

<標準>

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

<関連通知等>

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

2.1.2 用語の定義

<標準>

次の各号に掲げる用語の定義は、それぞれ以下に示す。

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

2. 2 機能と設計に反映すべき事項

2. 2. 1 機能

<考え方>

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

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

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

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

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

<必須>

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

<関連通知等>

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

2. 2. 2 設計に反映すべき事項

<考え方>

堤防に求められる機能を有するよう設計する際、堤防の歴史的な経緯を踏まえることが重要である。すなわち、堤防は長い歴史の中で大洪水に遭遇して危険な状態になることを経験すると、その後順次嵩上げ及び拡幅等を実施することにより強化を図ってきた構造物である。また、時代によって築堤材料や施工法が異なるため、堤体の強度が不均一であること及びその分

布が不明であること並びに基礎地盤自体が古い時代の河川の作用によって形成された地盤であり、極めて複雑であること等の特性を有していることを踏まえておく必要がある。

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

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

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

<標準>

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

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

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

<関連通知等>

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

2.3 堤防の材質と構造

<考え方>

堤防の材質と構造は、構造令に基づき土堤が原則である。これは、土堤が歴史的な経緯の中で、工事の費用が比較的低廉であること、材料の取得が容易であり構造物としての劣化現象が起きにくいこと並びに堤防に求められる機能及び設計に反映すべき事項等を満足してきたとみなすことができるためである。

土地利用の状況その他の特別の事情によりやむを得ないと認められる場合には、特例的に特殊堤とすることができる。中でもいわゆる自立式構造の特殊堤は特例中の特例と考えるべきであり、都市河川の高潮区間等において限定的に設けられている。特殊堤においても、土堤と同様に「2.2 機能と設計に反映すべき事項」を満足することを確認する必要がある、土堤とは異なる構造であることを踏まえた維持管理を適切に行うことが重要となる。

<必須>

堤防の材質と構造は、構造令に基づき土堤とする。

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

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局：[河川砂防技術基準 維持管理編（河川編）](#)，第6章 施設の維持及び修繕・対策，平成27年3月。

2.4 設計の基本

<考え方>

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

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

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

以上の考えから、平成9年の河川砂防技術基準（案）設計編の改定では、堤防の断面形状については従来の考えを踏襲しつつ、堤防の耐侵食性能及び耐浸透性能に関しては、その性能毎

に水理学的あるいは土質力学的な知見に基づく安全性能の照査法を用いた堤防設計法を導入してきたところである。これは、経験に基づき設計する形状規定方式と理論に基づき安全性能を照査する手法を組み合わせ、前者で設計することを基本とし、堤防の信頼性を高めるために必要に応じて後者により安全性能を照査するものであり、安全性能の照査だけで設計を行うことにはならないことに留意する必要がある。すなわち、安全性能の照査は、安全性能を満足しているかどうかの判断と、安全性能を満足させるための強化という局面において用いるものである。

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

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

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

<必須>

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

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

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

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：[土木工事施工管理基準（案）](#)，平成28年3月。
- 2) （財）国土技術研究センター：河川土工マニュアル，[第2章 河川土工のための調査](#) 第2.1節 基礎地盤調査，2009。
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局河川環境課：[堤防等河川管理施設及び河道の点検要領](#)，平成28年3月。

- 4) 国土交通省水管理・国土保全局：河川砂防技術基準 調査編，[第10章災害調査](#)，平成26年4月。
- 5) 河川管理技術研究会編：[改訂 解説・工作物設置許可基準](#)，(財)国土技術研究センター，1998。

<推 奨>

堤防の維持と強化は、様々な規模の洪水等を経験しながら極めて長期的に続くものであることを踏まえ、点検、維持、管理及び被災後の堤防強化等の対応に活用することができるよう、堤防の設計、施工、強化及び復旧の検討における安全性の確認結果や対策工の設計及び施工結果の随時更新及び保存に努める。

<推 奨>

基礎地盤及び堤体の不均質な構造及び性状に由来する不確実性を低減するための調査及び検討並びに実現象を踏まえた堤防の破壊及び変形メカニズムを反映した解析手法等、更なる研究や技術開発に取り組み、それらによる知見の蓄積を踏まえ、設計及び強化に当たって活用可能な技術を積極的に取り込んでいくことが望ましい。

<例 示>

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

- 1) 洪水時の堤防裏のり先への浸透流の集中機構に着目し、堤防安定性を低下させる堤体等の特徴を指標化することにより、浸透に対する堤防危険箇所を推定する手法の研究が進められ、堤防の維持管理に活かされ始めており、強化に当たっての優先度評価への活用も考えられる。本手法を活用することにより、洪水時に河川水位がピークを過ぎて低下しても、なお堤体内裏のり付近の水位が上昇し堤防の安全度が低下していくことを簡便に表現できるようになりつつある。また、水位計の高密度化とデータ補完技術の進展により、河川水位が時間的・空間的に精度高く把握できるようになりつつあり、これらと組み合わせることにより、流水が堤体に浸透することによる堤防の安全性の縦断的及び時間的な把握ができるようになるとともに、従来別々に検討してきた河道と堤防を一連で設計できるようになることにつながる。
- 2) すべり安定計算において浸透圧による有効応力の低下を考慮すること及び基礎地盤のパイピングが堤体のすべり破壊を誘発する現象等、堤防の破壊及び変形メカニズムの解明につながる取り組みが進められている。
- 3) 弾性波探査及び電気探査等の物理探査の研究及び検証が進められており、基礎地盤及び堤防の土質構造を概略ではあるが三次元的に連続して把握することが可能になりつつある。

<参考となる資料>

- 1) 福岡捷二、田端幸輔：[堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標に基づく堤防破壊危険タイムラインを用いた被災プロセスの見える化](#)，第4回河川堤防技術シンポジウム，pp.61-64，2016。
- 2) 福岡捷二、田端幸輔：[浸透流を支配する力学指標と堤防浸透破壊の力学的相似条件](#)，土木学会論文集B1(水工学) Vol.74, No.5, I_1435-I_1440, 2018。

- 3) 石原雅規、吉田直人、秋場俊一、佐々木哲也：[堤防のりすべり事例を対象とした浸透力を考慮した円弧すべりの感度分析](#)，第3回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，pp. 76-79，2015.
- 4) 小高猛司、李圭太：不飽和浸透連成剛塑性有限要素法による河川堤防の安定解析，計算工学講演会論文集，Vol. 22，F-03-5，2017.
- 5) (公社)物理探査学会：物理探査適用の手引き，2008.

2. 5 堤防の高さの設定

＜考え方＞

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

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

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

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

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

<必須>

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

湖沼、高潮区間又は津波区間の堤防の高さは、構造令に基づき定めるものとする。

<例示>

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

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

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

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局水政課長、治水課長通達：[河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について](#)，昭和52年2月1日，建設省河政発第5号，建設省河治発第6号。
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局：河川砂防技術基準計画編，[施設配置計画編](#)，平成30年3月
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局河川計画課長、治水課長通達：[河川津波対策について](#)，平成23年9月2日，国水河計第20号，国水治第35号。
- 4) 建設省河川局治水課長通達：[堤防余盛基準について](#)，昭和44年1月17日，建設省河治発第3号。

2.6 断面形状の設定**<考え方>**

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

堤防の高さについては「2.5 堤防の高さの設定」に基づき設定する。

天端幅については、土堤の場合は浸透水に対して必要な堤防断面幅を確保するためのしかるべき幅を確保する必要がある他、堤防の天端は管理用通路として使用されるだけでなく、散策路や高水敷へのアクセス路として広く利用されており、それらの機能増進及びバリアフリー

化の推進、あるいは洪水時等の巡視、応急復旧活動及び水防活動における円滑な車両通行の確保並びに地震災害時等の河川水利用等を考慮し、構造令に基づき可能な限り広く設けるべきである。

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

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

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

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

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

<必 須>

土堤の断面形状は、計画堤防断面形状を設定し、これを有するものとする。

<標 準>

計画堤防断面形状ののり面は、一枚のりを基本とする。

<推 奨>

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

<関連通知等>

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

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

2.7 安全性能の照査等

2.7.1 設計の対象とする状況と作用

<考え方>

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

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

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

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

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

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

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

<標準>

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

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

<関連通知等>

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

2.7.2 土堤の安全性能の照査

(1) 安全性能の照査事項

<考え方>

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

① 常時の健全性の照査

新堤の築造又は既設堤防の嵩上げ若しくは腹付けを軟弱地盤上に行う場合は、基礎地盤の強度不足によるすべり破壊又は基礎地盤の圧縮性が大きいことによる過大な沈下が生じ、洪水等の外力による作用を受けずとも、堤防の自重により堤防の健全性が損なわれる可能性があるため、常時の健全性の照査を行う必要がある。さらには堤防の自重により盛土側方地盤の沈下、隆起及び側方変位等を生じ周辺地盤に影響を与える可能性もあるため、必要に応じて周辺地盤への影響について照査を行う。

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

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

② 耐侵食性能の照査

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

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

③ 耐浸透性能の照査

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

照査を行う際の河川水位は、計画降雨に基づき設定した水位波形とする。

④ 耐震性能の照査

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

照査を行う際の河川水位は、通常想定される水位とする。

⑤ 波浪等に対する安全性の照査

高潮時及び風浪時の波浪並びに計画津波水位以下の津波に伴い、堤防表のり面における波の打ち寄せによる侵食に加え場合によっては堤内地への越波を生じ、堤内地の浸水及び堤防裏のり面が洗掘することにより堤防の安全性が損なわれる可能性があるため、侵食及び越波に対する確認及び照査を行うものである。確認及び照査を行う際の河川水位は、高潮時は計画高潮位、風浪時は計画高水位又は風浪が最も発達する時の河川水位が計画高水位より低いことが明らかな場合には、必要に応じて風浪が最も発達する時の河川水位又は津波発生時は計画津波水位とする。

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

表2-1 土堤の安全性能の照査項目と設計の対象とする作用及び河川水位

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

<標準>

土堤における安全性能については、計画堤防断面形状を有することを前提に、安全性能として「2.7.1 設計の対象とする状況と作用」に対し、以下の性能を設定し、照査することを基本とする。

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

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

照査手法は、これまでの経験及び実績から妥当と見なせる方法又は当該河川若しくは類似河川で被災等の実態を再現できる論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局：[河川構造物の耐震性能照査指針・解説—II. 堤防編—](#)，平成28年3月。
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局河川計画課長、治水課長通達：[河川津波対策について](#)，平成23年9月2日，国水河計第20号，国水治第35号。
- 3) (財)国土技術研究センター：河川土工マニュアル，[第2章 河川土工のための調査](#) 第2.1節 基礎地盤調査，2009。
- 4) (財)国土技術研究センター：[河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）](#)，第4章 浸透に対する堤防の構造検討，第5章 侵食に対する堤防の構造検討，2012。
- 5) (財)国土技術研究センター：[河川構造物の耐震性能照査において考慮する河川における平常時の最高水位の算定の手引き（案）](#)，2007。

(2) 常時の健全性に対する照査**① 常時のすべり破壊に対する安定の照査****<考え方>**

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

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

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

なお、軟弱地盤の判定を行う際には河川土工マニュアルが参考となる。

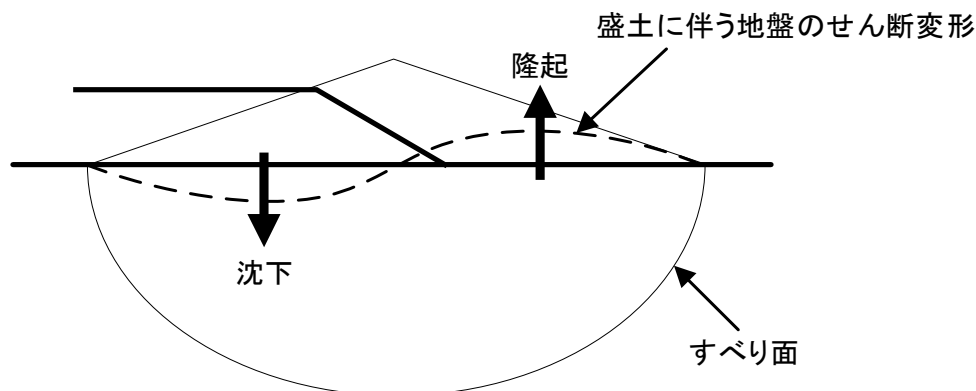


図2-1 基準地点模式図

<標準>

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

なお、実績等から軟弱地盤でない場合には、照査は省略できる。

<参考となる資料>

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

② 沈下の照査**<考え方>**

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

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

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

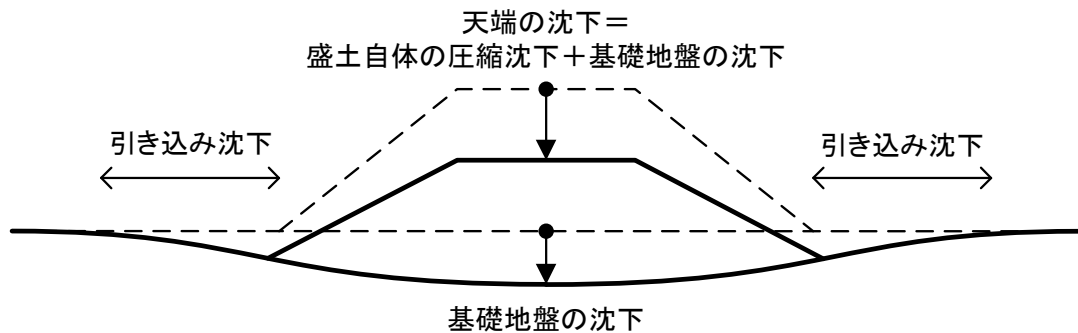


図 2-2 堤防の自重による沈下

<標準>

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

なお、実績等から軟弱地盤でない場合には、照査は省略できる。

<関連通知等>

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

③ その他留意事項**<考え方>**

堤防天端は、降雨の堤体への浸透抑制、河川巡視の効率化及び河川利用の促進等の観点から、

河川環境上の支障を生じる場合等を除いて、舗装されていることが望ましいが、不同沈下等によって堤防の高さに不陸を生じた箇所又は橋梁の取り付け部等で縦断勾配が変化している箇所等においては、雨水排水の集中を生じやすく、堤防のり面のガリ及びのり崩れ又はのり肩の破損等が発生することがある。したがって、このような現象が発生する恐れのある箇所に対して雨水排水の集中状況を確認するものである。

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

<標準>

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

<関連通知等>

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

(3) 耐侵食性能の照査

<考え方>

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

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

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

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

<標準>

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

<例示>

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

洪水時に侵食される高水敷幅の設定に当たっては、河川定期縦横断測量成果及び航空写真等

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

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

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

耐侵食性能の照査における許容値の設定には以下が考えられる。

- ① 堤防表のり面及びのり尻の直接侵食について
堤防表面の侵食耐力 > 堤防前面の流速
- ② 主流路（低水路等）からの側方侵食について
現況の高水敷幅 > 一洪水で侵食される高水敷幅
- ③ 洗掘について
堤防前面の基礎工の根入れ高 > 一洪水で洗掘される河床高

<関連通知等>

- 1) (財)国土技術研究センター：[河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）](#)，第5章 侵食に対する堤防の構造検討，2012.
- 2) 多自然川づくり研究会編：多自然型川づくりポイントブックⅢ，(財)リバーフロント整備センター，2011.
- 3) (財)国土技術研究センター：[改訂 護岸の力学設計法](#)，第4章 護岸の力学的安定性の照査に用いる設計条件，2007.
- 4) (財)国土技術研究センター：[河道計画検討の手引き](#)，第8章 河道の平面計画，2002.

(4) 耐浸透性能の照査

<考え方>

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

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

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

<標準>

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

<例示>

耐浸透性能の照査に当たって、一連区間を細分区間に分割し、区間内において代表断面を設

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

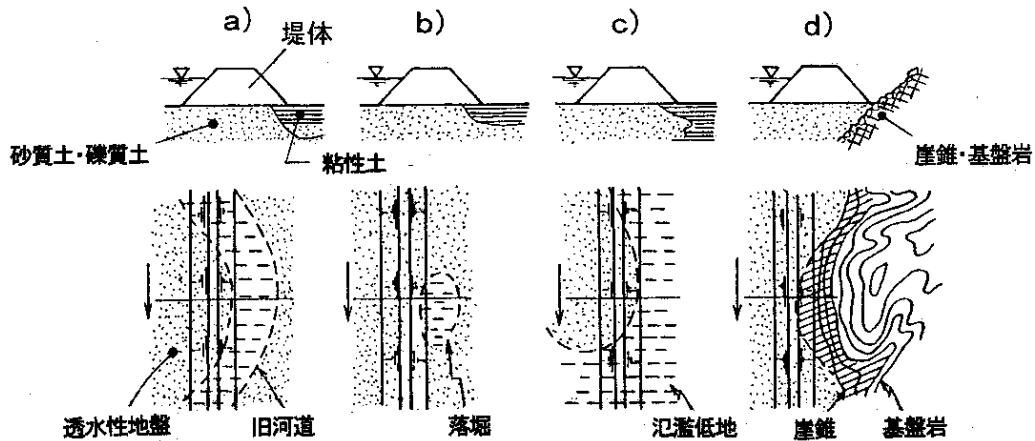
＜関連通知等＞

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

＜例 示＞

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

浸透が特に問題となる基礎地盤では、土質構成として透水性の異なる土質が複雑に分布する 경우가多くみられる。透水性地盤において裏のり尻下に粘性土等の難透水層が分布していると、いわゆる行き止り地盤を形成し、基礎地盤の浸透水が難透水層で行き止まり、堤体内へ上昇することで堤体内の浸潤面を押し上げ、漏水又はすべり破壊が発生しやすくなる場合がある。(図 2-3 参照) また、裏のり尻近傍の難透水層が薄い場合には、基礎地盤からの漏水やパイピング破壊が発生しやすくなる場合がある。



	堤外側の地形	堤内側の地形
a)	旧河道・自然堤防・旧川微高地	埋積された旧河道
b)	旧河道・自然堤防・旧川微高地	落堀
c)	旧河道・自然堤防・旧川微高地	氾濫低地
d)	河床・自然堤防	崖錐・基盤岩

図 2-3 行き止まり型地盤の例

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

<関連通知等>

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

(5) 耐震性能の照査**<考え方>**

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

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

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

<標準>

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

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局：[河川構造物の耐震性能照査指針・解説Ⅱ. 堤防編一](#)，平成28年3月.
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：[河川堤防の耐震点検マニュアル](#)，平成28年3月.
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局治水課課長補佐事務連絡：河川構造物の耐震性能照査における優先度の考え方について（通知），平成25年2月8日.
- 4) (財)国土技術研究センター：河川構造物の耐震性能照査において考慮する河川における平常時の最高水位の算定の手引き（案），2007.

(6) 波浪等に対する安全性の照査**<考え方>**

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

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

津波は、水位上昇の継続時間が短く浸透を考慮する必要はないが、大きな流速と流速の変動

を伴うため堤体への侵食作用に対する配慮が必要となる等、洪水や高潮とは異なる外力である。また、堤防の高さと計画津波水位との差、計画津波の特性等を勘案し、津波による越波の可能性にも配慮する必要がある。

<標準>

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

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

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

<例示>

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

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局河川計画課長、治水課長通達：[河川津波対策について](#)，平成23年9月2日，国水河計第20号，国水治第35号。
- 2) 合田良美：[防波護岸の越波流量に関する研究](#)，港湾技術研究所報告第9巻，第4号，pp. 3-42，1970。

2.7.3 特殊堤の安全性能の照査

<考え方>

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

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

①耐震性能の照査

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

胸壁を有する構造の特殊堤については、土堤の耐震性能の照査が参考となる。

②耐震性能以外の安全性能の照査

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

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

<標準>

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

1) 耐震性能の照査

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

2) 耐震性能以外の安全性能の照査

個別に適切な照査事項と照査方法を用いることを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局：[河川構造物の耐震性能照査指針・解説Ⅲ．自立式構造の特殊堤編一](#)，平成24年2月。

2.8 土堤の強化対策

2.8.1 強化工法選定の基本

<考え方>

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

次に、「2.2.2 設計に反映すべき事項」における検討項目の観点により適切な強化工法を二次選定する。

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

現在の土堤は、長い年月をかけて経験的に安全を確認してきた構造であると考えられることから、土堤の強化工法の検討に当たっては少なくとも現状での堤防の安全性を低下させない工法であることが必要であるとともに、「2.2 機能と設計に反映すべき事項」で求められる堤防の機能等が担保されることを確認できる技術的検討を経た工法であることが必要である。

<標準>

土堤の強化対策に当たっては、「2.2.2 設計に反映すべき事項」における検討項目の観点から堤防強化工法の適用性を比較及び検討し、安全性能を満足するよう適切な工法を選定することを基本とする。

<関連通知等>

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

2.8.2 常時のすべり破壊に対する安定及び沈下に対する強化**<考え方>**

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

<標準>

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

<例示>

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

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

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

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

<関連通知等>

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

2.8.3 侵食に対する強化**<考え方>**

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

<標準>

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

<推奨>

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

<例示>

- ① 侵食外力を軽減する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。
 - 高水敷の造成
高水敷を造成することにより、堤防前面流速を低減し、侵食代（高水敷幅）を確保する。
 - 水制の設置
水制の設置により、粗度効果による流速低減及び主流路を遠ざける水はね効果が見込まれ、洪水及び高潮時の侵食に対して堤防を保護する。
 - 低水路平面形の修正
主流路を遠ざける効果及び堤防前面流速の低減効果が見込まれ、洪水及び高潮時の侵食に対して堤防を保護する。
- ② 侵食耐力を強化する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。
 - 護岸の設置（のり覆工）
表面侵食耐力を増強することで洪水及び高潮時の侵食に対して堤防を保護する。なお、環境面に配慮する場合は、護岸等を覆土する手法を採用されることが多い。

<関連通知等>

- 1) (財) 国土技術研究センター：[河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）](#)，第5章 侵食に対する堤防の構造検討 5.4 強化工法の設計，2012.
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局防災課：[美しい山河を守る災害復旧基本方針](#)，平成30年6月.
- 3) (財) 国土技術研究センター：[護岸の力学設計法（第7刷）](#)，2007.

2.8.4 浸透に対する強化**<考え方>**

浸透に対する強化に当たっては、1. 降雨あるいは流水を堤防に浸透させないこと（浸透の抑制又は防止）、2. 浸透水は速やかに排水すること、3. 堤防、特に裏のり尻部の強度を増加させること（堤体のせん断強さの増加及び堤防内の動水勾配の低下）、4. 堤防断面を拡幅し、浸透路長を長くすることが基本であり、これらを踏まえた工法を選定するものである。

<標準>

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

<推奨>

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

<例示>

① のりすべりに対して強化する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。

➤ 断面拡大工法

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

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

➤ ドレーン工

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

➤ 表のり遮水工法

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

② パイピングに対して強化する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。

➤ 川表遮水工法

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

➤ ブランケット工法

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

➤ 堤内基盤排水工法

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

<関連通知等>

- 1) (財) 国土技術研究センター：[河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）](#)，第4章 浸透に対する堤防の構造検討 4.4 強化工法の設計，2012.
- 2) (国研) 土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：[堤内基盤排水対策マニュアル（試行版）](#)，2017.

2. 8. 5 地震に対する強化

<考え方>

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

<標準>

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

<推奨>

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

<例示>

① 液状化の発生を抑制する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。

▶ 抑え盛土工法

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

▶ 締め固め工法

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

▶ 排水工法

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

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

▶ 固化工法

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

▶ 矢板工法

鋼管矢板又は鋼矢板の剛性により液状化層の側方変位を抑制する。

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

<関連通知等>

- 1) (財) 国土技術研究センター：[河川堤防の構造検討の手引き \(改訂版\)](#)，第6章 地震に対する堤防の構造検討 6.4 強化工法の設計，2012。

- 2) (国研) 土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：[河川堤防の液状化対策の手引き](#)，2016.

2. 8. 6 波浪に対する強化

<考え方>

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

<必須>

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

<推奨>

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

<例示>

高潮区間に設置される堤防において堤内地への越波を防ぐためには、必要に応じて波返工を設けるが、波の入射角が概ね30度以上で、波高が1m程度以上の場合、若しくは概ね30度未満で1.5m程度以上の場合に波返しに対する措置が必要となる場合がある。また、越波量が延長1m当たり0.02m³/s程度以上の場合には堤体を被覆することが考えられ、その場合、越波量は1m当たり0.05m³/s程度以下としている。

<関連通知等>

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

2. 9 堤防構造に関するその他の事項

<考え方>

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

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

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

現況施設能力を上回る洪水に対する「構造上の工夫」については、今後効果の定量化に向け

た検討等に取り組むとともに、その実施により現状での堤防の安全性を低下させないことを前提に、構造物の耐久性、維持管理の容易性及び経済性等の観点から技術開発を進めていく必要がある。

<例 示>

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

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

<関連通知等>

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

第3節 高規格堤防

3.1 総説

3.1.1 目的と適用範囲

<考え方>

本節は、流水が河川外に流出することを防止するために設ける堤防のうち、その敷地の大部分で通常の土地利用がなされても、計画高水位を超えて流下してくる洪水の作用に対しても耐えることができる規格構造を有する堤防（以下「高規格堤防」という。）について適用する。

高規格堤防は河川法第6条第2項の規定の適用を受ける堤防の一形態であり、特に高規格堤防を適用除外とする規定がない限り、河川管理施設等構造令第三章堤防の各規定は高規格堤防についても適用されるものである。

<標準>

流水が河川外に流出することを防止するために設ける堤防のうち、その敷地の大部分で通常の土地利用がなされても、計画高水位を超えて流下してくる洪水の作用に対しても耐えることができる規格構造を有する堤防について適用する。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、平成4年2月1日、建設省河政発第31号。

3.1.2 用語の定義

<考え方>

高規格堤防の名称は図3-1による。

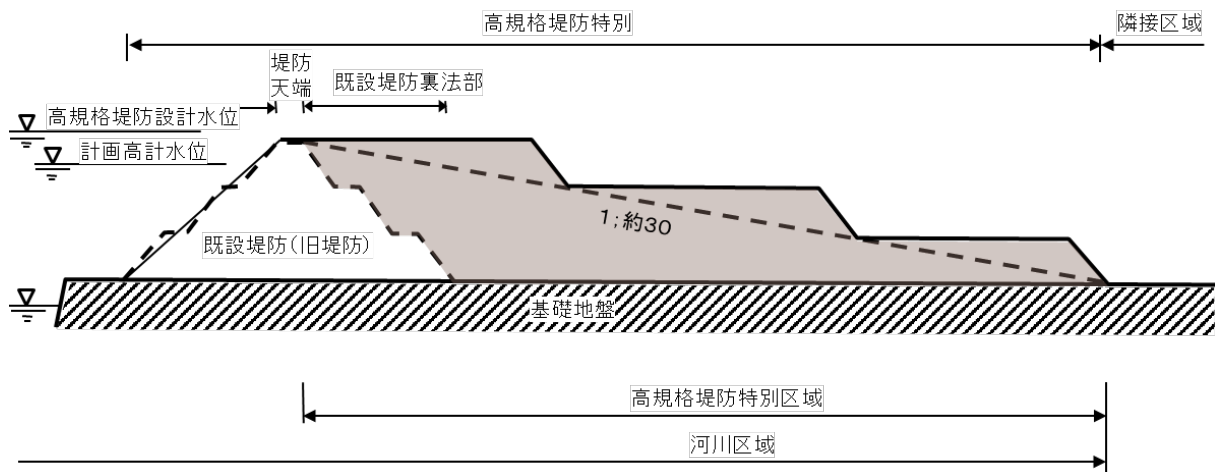


図3-1 高規格堤防の名称

<標準>

次の各号に掲げる用語の定義は、それぞれ以下に示す。

- 一. 高規格堤防設置区間：高規格堤防の設置が河川整備基本方針に定められた河川の区間
- 二. 高規格堤防設計水位：高規格堤防の設計に用いる水位
- 三. 高規格堤防特別区域：高規格堤防の敷地である土地の区域のうち、通常の利用に供することができる土地の区域

3.2 機能

<考え方>

高規格堤防は、普通の堤防で求められる機能とともに、高規格堤防設計水位の作用時およびその前後に発生すると予想される流水による諸荷重に対して堤防およびその地盤に、川表側からの浸食破壊、越流水による川裏側からの洗掘破壊、すべり破壊、浸透破壊を生じさせない機能が求められる。

さらに、計画高水位以下の水位において、地震荷重による堤防および地盤のすべり破壊と液状化破壊に対して必要な安全性を有することが求められる。

普通の堤防の場合と異なり、河道内水位が計画高水位以下の場合において地震による荷重を考慮する理由は、堤防の一部が通常の利用に供されることから、高規格堤防の復旧において数年という年月を要し、その間の出水に対処できないこと、土地利用者やその施設等の地震時の安全を通常の市街地と同程度以上には確保する必要があることによる。

ただし、計画高水位を超える洪水と地震の同時発生を想定することは堤防破壊危険性の過大評価となるので、地震による荷重を考慮するのは河道内水位が計画高水位以下の場合のみとしている。

なお、通常の利用とは、一般に行なわれている住宅・ビルの建築や道路・公園の設置、農地としての利用等種々の土地利用をいう。

築造中および築造後においては、他の河川管理施設等の機能、高規格堤防特別区域における通常の利用、堤内地の利用に重大な支障を与える変状が、高規格堤防およびその周辺に生じないようにしなければならず、設計においてもこのことが留意されなければならない。

<必須>

高規格堤防は、護岸などの施設と一体となって高規格堤防設計水位以下の水位における河道内流水の作用による浸透・侵食、越流水による洗掘に対して安全である機能を有するよう設計するものとする。

また、常時に自重による沈下及びすべり破壊等に対して安全であるとともに、計画高水位以下の水位における地震荷重に対して、安全性が確保される構造となるよう設計するものとする。

3.3 設計の基本

<考え方>

設計に当たっては、普通の堤防の様な経験に基づく堤防断面形の決定という形状規程方式ではなく、越流水による洗掘破壊、浸透破壊、すべり破壊等に対する安定性等について構造計算により検討を行う。

また、将来にわたる高規格堤防特別区域の土地利用状況を特定することは不可能であることから、設計においては、当面予想される土地利用状況とは無関係に、設計検討項目ごとに予想される堤防の破壊に対して最も厳しい土地利用状況を想定する必要がある。

<標準>

設計に当たっては、堤防形状、堤防材料とその物性、堤防の地盤、その他これらに類する施設を対象とし、高規格堤防特別区域が将来にわたりさまざまな土地利用に供されることを前提として、堤防の破壊にとって予想される最も厳しい土地利用状況を前提とすることを基本とする。

3.4 基本的な構造

3.4.1 高さ

<考え方>

通常、堤防の高さは、計画高水流量以下の流水を越流させないように、洪水時の波浪、うねり、跳水等による一時的な水位上昇に対し、しかるべき余裕をとること、及び洪水時の巡視や水防活動を実施する場合の安全の確保、流木等流下物への対応等種々の要素を包含するためにしかるべき余裕をとることの主として2点から定められている。

高規格堤防は、このような普通の堤防が持つ機能を含有するとともに、計画高水流量を越える流水の作用に対しても耐えることができる機能を持つ必要がある。

また、高規格堤防は、まちづくり等と一体となって整備されるのが一般的で、連続してではなく、飛び飛びに築造されることが多いことから、堤防の高さは上下流及び左右岸の堤防の高さとの整合を求められる。

<必須>

高規格堤防の高さは、河道計画において設定される計画高水流量に応じて構造令で定める値を加えたもの以上とする。

3.4.2 形状

<考え方>

断面形状は、越流水によるせん断力や地震時の慣性力などの予想される荷重により生じる洗掘破壊、すべり破壊、浸透破壊等に対する構造計算により決定される。

構造計算により得られた基本断面形に対し、高規格堤防に求められる機能を踏まえ、設計の対象とする状況と作用に応じた安全性能の照査を行う必要がある。

なお、高規格堤防特別区域上の土地は通常の利用がなされるため、構造計算により設定された基本断面形より上に土地利用を考えた盛土が行われるものであるが、基本断面形は堤内側に概ね 1/30 程度の勾配を持った断面形となる。

<必須>

設計に当たっては、構造計算に基づき基本断面形を定め、高規格堤防に求められる機能を踏まえ、設計の対象とする状況と作用に応じた安全性能を設定し、照査によりこれを満足することを確認しなければならない。

3.4.3 天端幅

<考え方>

高規格堤防は、既設堤防の背面に盛土を有する構造であるため、普通の堤防の機能を包含するものである。

普通の堤防の天端は、本章第2節堤防 2.6 断面形状の設定に示した通りであり、高規格堤防においても、天端幅については、普通の堤防における規定に定められた数値を最低限とすることが望ましい。

さらに、越水するような事態においても破堤は許されず、また、堤防上の一部は通常の利用及びまちづくりが実施されるため、完成後は天端幅の拡大は不可能であるため、当該地区の重要性、河川の巡視、洪水時の水防活動、緊急車両の円滑な通行等河川管理、社会状況の変化に伴い河川空間に期待される役割の増大等を勘案し、天端幅を定める必要がある。

< 必 須 >

天端幅は、「第1章 河川構造物の設計 第2節 堤防 2.6 断面形状の設定」に規定する普通の堤防の天端幅を最低限確保するものとする。

ただし、高規格堤防の機能の確保、河川の巡視、洪水時の水防活動、緊急車両の円滑な通行等を勘案し、普通の堤防の天端幅を基本として、必要な天端幅を適切に設定するものとする。

3.4.4 材質と構造**< 考え方 >**

高規格堤防は構造令に基づき盛土により築造する。

なお、高規格堤防特別区域は通常の土地利用に供されることから、その材質と構造は、利用状況に応じた各種基準に準ずる必要がある。

< 必 須 >

堤体材料として適当な性質をもつものを用い、構造令に基づき盛土により築造する。

< 関連通知等 >

- 1) (財)国土技術研究センター：河川土工マニュアル，第3章 河川土工の設計 3.1.3 堤体材料の選定，第7章 各論 第7.6節 土壌汚染対策，平成21年4月。

3.5 安全性能の照査等**3.5.1 設計の対象とする状況と作用****(1) 設計水位****< 考え方 >**

設計に当たっては、高規格堤防設計水位、計画高水位、平水位を基準として、破壊形態・機構に応じて適切な河道内水位を想定し設計荷重を与えることが求められる。

高規格堤防設計水位の設定は、洪水により発生する河道内の最高水位に基づき行い、ここでいう最高水位は水面上の微細な変動は無視した平均的水位を対象とする。

なお、高規格堤防設計水位は、おおよそ起こりうる河道内の最高水位であり、計画堤防天端高（堤防満杯流）の水位において、その時にいかなる地点でも発生しうる河床変動等に起因する水位変動による外力に対処できるよう設定することが求められる。

また越水現象は、過去の堤防越水の状況でも報告されているように、堤防天端が上下流方向になめらかな場合には、相当区間平均に薄層で発生すると考えられる。

このため、高規格堤防設置区間の多くの区間では、堤防天端高とほぼ近い高さの水位で流下すると想定される。

こうして定められる高規格堤防設計水位には、河道形状の影響による現象等が加味されていないので、そうした現象を反映させる必要がある。

このため、一定の降雨を与えて流出解析を行い、不定流計算等によりその状況を想定することが求められる。

< 必 須 >

設計のための水位として、高規格堤防設計水位、計画高水位、平水位を設定するものとする。

高規格堤防設計水位は、流域の水文特性および河道計画等に基づき定めるものとする。

<例 示>

河道内の最高水位は次のように求める。

1. 不定流計算および高潮計算

まず、高規格堤防設置区間において、想定し得る最大規模の洪水流量を算定する。

また、上記区間の河口において同様に発生すると考えられる最高潮位を算定する。

この潮位をもとに下流端水位条件を設定し、堤防からの越流を考慮した不定流計算を行い、高規格堤防設置区間各地点でのピーク水位を求める。

なお、不定流計算に用いる越水の流量係数は $C=0.6\text{m}^{1/2}/\text{s}$ とする。

2. 河床変動等に起因する水位変動の加味

予想される洪水時の河床変動等に起因する水位変動の影響を 1. で求めた水位に加味したものを、河道内の最高水位とする。

高規格堤防設計水位の設定は計算された河道内の最高水位に基づいて行うことになるが、その際には最高水位の計算精度、計算条件のもつ不確定要素等を十分踏まえ、設計のための水位として適切となるように留意する。

<関連通知等>

- 1) (財)リバーフロント整備センター：高規格堤防整備事業の手引，平成10年2月。
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局：浸水想定（洪水、内水）の作成等のための想定最大外力の設定手法，平成27年7月。
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局河川環境課水防企画室 国土技術政策総合研究所河川研究部水害研究室：洪水浸水想定区域図作成マニュアル（第4版），平成27年7月。
- 4) 農林水産省農村振興局整備部防災課 農林水産省水産庁漁港漁場整備部防災漁村課 国土交通省水管理・国土保全局河川環境課 国土交通省水管理・国土保全局海岸室 国土交通省港湾局海岸・防災課：高潮浸水想定区域図作成の手引き Ver2.00、令和2年6月。

(2) 設計荷重**<考え方>**

高規格堤防に作用する荷重としては、ダムや普通の堤防と同様に、堤防の自重、静水圧の力、地震時における慣性力に加え、高規格堤防の特質である越流水による洗掘破壊に対する安定性において検討すべき越流水によるせん断力等がある。

堤防の破壊形態、破壊機構、想定する河道内水位および採用する荷重の組合わせについて、設計時に考慮する必要がある。

1. 高規格堤防の自重

自重は、高規格堤防の材料の単位体積重量を基礎として計算する必要がある。

単位体積重量は、原則として、実際に使用する材料について試験を行い、その結果に基づいて決定される。

2. 河道内静水圧

河道内の水位の状況を静水圧として作用させる。

3. 地震時慣性力

地震時における高規格堤防の慣性力は、堤体に水平に作用するものとし、堤体の自重に設計水平震度を乗じて求める。

4. 間隙圧

間隙圧は、浸透流による間隙水圧と土質材料を構成する土粒子骨格の変形によって生じる圧力である。

間隙圧が発生すると、その分すべり破壊におけるすべり面の摩擦抵抗が減ぜられることになる。

5. 越流水によるせん断力

高規格堤防上に越流水が流下した場合、流水との接触面に水平にせん断力が働く。

このせん断力が一定以上になると堤体表面が浸食され、洗掘を受けることとなる。

6. 河道内流水によるせん断力

高規格堤防設計水位以下の河道内流水によるせん断力を作用させる。

なお、地震時における荷重の検討については、一般的には高規格堤防整備事業の手引が参考となる。

高規格堤防の供用期間中に発生する確率が高い地震動（以下「レベル1地震動」という。）及び対象地点において現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動（以下「レベル2地震動」という。）については、共同事業者と協議し検討することが求められる。

<必須>

設計に用いる荷重としては、高規格堤防の自重、河道内の流水による静水圧の力、地震時における堤防およびその地盤の慣性力、間げき圧（高規格堤防およびその地盤の内部の浸透水による水圧）の力、越流水によるせん断力、河道内流水によるせん断力等を考慮するものとする。

設計においては、取り扱う破壊形態・機構の種類に応じて、採用する荷重の組合わせを設定し、適切な河道内水位を想定して設計荷重を与えるものとする。

<関連通知等>

- 1) (財)リバーフロント整備センター：高規格堤防整備事業の手引，平成10年2月。
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局河川計画課長、治水課長通達：河川津波対策について，平成23年9月2日，国水河計第20号，国水治第35号。

3.5.2 安全性能の照査

(1) 越流水による洗掘に対する安全性

<考え方>

高規格堤防の堤体は、堤防の一部が通常の土地利用がなされても越流水による洗掘に対して耐えうる構造とする必要がある。

このため、河道内の水位が高規格堤防設計水位時における越流水の流速が堤体表面のせん断破壊を生じない流速以下にする必要がある。

越流水の流速は高規格堤防の裏法面の勾配に左右されるため、越流水による堤防上部の表面のせん断力に対し安全となる裏法面の勾配を定めることが求められる。

<必須>

越流水による洗掘破壊が生じないよう、堤防上部に作用する越流水による洗掘に対し、必要なせん断抵抗力を有するように設計するものとする。

＜例 示＞

高規格堤防の裏法面の勾配は以下の式を満たすように求めることができる。

$$\tau = W_o h_s I_e \quad (1-1)$$

$$\tau \leq \tau_a$$

- τ : 越流水によるせん断力 (tf/m²) {kN/m²}
 W_o : 水の単位堆積重量 (tf/m³) {kN/m³}
 h_s : 高規格堤防の表面における越流水の水深 (m)
 I_e : 越流水のエネルギー勾配
 q : 単位幅越水量 (m³/s/m)
 I : 堤防の川裏側の勾配 ($I = I_e$)
 τ_a : 堤防表面の許容せん断力 (0.008tf/m²) {0.078kN/m²}

上式の τ と τ_a は高規格堤防上の土地利用状況によって大きく変化するので、設計においてはそれらの想定とそれに応じた τ と τ_a の算定が最も重要である。

高規格堤防の設計においては、堤防の破壊にとって設計項目ごとに予想される最も厳しい土地利用状況を想定しなければならない。

越流水による洗掘破壊を考える場合、一般に越流水が道路部に集中する状況が最も厳しいので、道路面に作用するせん断力が許容せん断力より小さくなるように、上式により堤防裏のり勾配を定める必要がある。

道路面に作用するせん断力について、道路上の流れに等流条件を仮定することにより、上式は下式に変換される。

$$\text{道路面に作用するせん断力 } \tau = W_o n^{3/5} (q R r)^{3/5} I^{7/10} \quad (1-2)$$

ここで、 $q R r$ は単位幅あたりの道路流量 (=道路流量/道路幅) である。 q は単位幅越流量 (m³/s/m) である。

$$q = C h k^{3/2} \quad (1-3)$$

- $h k$: 計画堤防天端高を基準とする高規格堤防設計水位 (m)
 C : 流量係数
 I : 堤防の川裏側の勾配
 (=堤防法線と直角にとおる裏法道路の勾配)
 $R r$: 堤防法線と直角にとおる裏法道路一本の幅に対する、
 その道路が越流水に対して受け持つ堤防法線長の比
 n : 道路表面のマニングの粗度係数

上式より求めた τ が τ_a より小さいという条件から、堤防裏のり勾配 I を定めることができる。

n の値については、0.016 を目安とする。

種々の検討の結果、一般的には $C=1.6$ を用い、

$$\tau = 0.3446 q^{3/5} I^{7/10} \quad \{= 3.3794 q^{3/5} I^{7/10}\}$$

として設計する。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局水政課長、建設省河川局河川計画課長、建設省河川局治水課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について、平成4年2月1日（最終改正平成11年10月15日）、建設省河政発第32号 建設省河計発第37号 建設省河治発第10号（建設省河政発第74号 河計発第83号 河治発39号）。
- 2) （財）リバーフロント整備センター：高規格堤防整備事業の手引、平成10年2月。

（2） 河道内流水による侵食に対する安全性**<考え方>**

普通の堤防は、「第1章 河川構造物の設計 第2節 堤防 2.4 設計の基本」に示したように計画高水位以下の水位の流水の通常的作用に対して安全な構造となるよう設計され、表のり侵食破壊に対して護岸その他これに類する施設と一体となって安全な構造となるよう設計される。

高規格堤防は、普通の堤防のもつべき条件を包含するとともに、計画高水位を超えて流下してくる洪水的作用に対して破壊されないよう設計することが求められる。

このため、水衝部等においては、必要に応じて護岸、水制等を設けるなど、その外力に見合う措置を設計に組み込む必要がある。

なお、ここでいう河道内流水的作用には、表のり肩付近における越流水的作用も併せて考える。

<必須>

高規格堤防設計水位以下の河道内流水的作用による侵食破壊に対して安全な構造となるよう、必要に応じ護岸、水制等を設けるものとする。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局水政課長、建設省河川局河川計画課長、建設省河川局治水課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について、平成4年2月1日（最終改正平成11年10月15日）、建設省河政発第32号 建設省河計発第37号 建設省河治発第10号（建設省河政発第74号 河計発第83号 河治発39号）。
- 2) （財）国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）、第5章 侵食に対する堤防の構造検討、平成24年2月。
- 3) （財）リバーフロント整備センター、多自然川づくり研究会編：多自然型川づくりポイントブックⅢ、平成23年10月。
- 4) （財）国土技術研究センター：改訂 護岸の力学設計法、第4章 護岸の力学的安定性の照査に用いる設計条件、平成19年11月。
- 5) （財）国土技術研究センター：河道計画検討の手引き、第8章 河道の平面計画、平成14年2月。

（3） 浸透に対する安全性**<考え方>**

浸潤線が川裏側の堤体ののり先より高い位置に浸出すると、堤体ののり面等が泥ねい状になって堤体の強度が著しく低下し、浸透水等で堤体が侵食されやすくなる。

このため、浸透水ののり面への浸出による堤防の侵食破壊を防ぐため、浸潤線が川裏側ののり面と交わらないよう設計することが求められる。

もし、浸潤線が堤防の川裏側ののり面と交わる場合には、ドレーン工等の対策工を実施す

る必要がある。

また、堤防及びその地盤においてパイピング破壊が生じないように堤防及びその地盤を設計することが求められる。

パイピングは、堤体とその地盤あるいは構造物とその地盤の接合部およびその付近における浸透現象であり、高規格堤防特別区域で通常の土地利用がなされても、河道内の水位と川裏側の地表面の差から生ずる浸透力に対して耐えうる構造とすることが求められる。

< 必 須 >

堤防およびその地盤における浸透破壊およびパイピング破壊に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

< 推 奨 >

パイピング破壊を生じさせないための対策工を実施する場合には、地下水環境の保持等の観点から全区間連続したしゃ水矢板等の設置は行わないのが望ましい。

< 例 示 >

1. 浸透破壊

浸潤線の算出については、有限要素法による非定常浸透流解析等により算出することができる。

この検討における川裏側ののり面位置としては、のり尻部を除き実際ののり面位置よりも 1.5m 低い位置をとる。

これは、高規格堤防特別区域においては、堤防表面から一定の深さまでは掘削・埋戻しが自由に行われるからである（河川法第 27 条第 2 項参照）。

2. パイピング破壊

高規格堤防の堤体およびその地盤において、パイピング破壊が生じない有効浸透路長の確保を検討する場合には、レーンの加重クリーブ比で評価することができる。

なお、パイピング破壊を生じさせないための対策工を実施する場合には、地下水環境の保持等の観点から全区間連続したしゃ水矢板等の設置は行わないのが望ましい。

< 関連通知等 >

- 1) 建設省河川局水政課長、建設省河川局河川計画課長、建設省河川局治水課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について、平成 4 年 2 月 1 日（最終改正平成 11 年 10 月 15 日）、建設省河政発第 32 号 建設省河計発第 37 号 建設省河治発第 10 号（建設省河政発第 74 号 河計発第 83 号 河治発 39 号）。
- 2) （財）国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）、第 4 章 浸透に対する堤防の構造検討、平成 24 年 2 月。
- 3) 独立行政法人土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント、平成 25 年 6 月。
- 4) （財）リバーフロント整備センター：高規格堤防整備事業の手引、平成 10 年 2 月。

(4) すべりに対する安全性**<考え方>**

高規格堤防及びその基礎のすべり破壊に対する安定性の検討は、円弧すべり法を用いて、滑り破壊に対する堤防及びその安定性を検討する必要がある。

算定された安全率によりすべり破壊の危険性が高いとみなされる場合には、バーチカルドレーン工法、サンドコンパクションパイル工法、固結工法等により適切な対策を行う必要がある。

また、軟弱地盤上の築堤で既設堤や周辺地盤への影響が懸念される場合には、別途検討を行うか、必要に応じて適切な対策を行うことが求められる。

<必須>

浸透および地震時の慣性力によるすべり破壊に対して安全な構造となるよう、円弧すべり法により最小安全率を1.2として設計するものとする。

<例示>

高規格堤防のすべり破壊に対する安定性については、表1-1に示す水位、地震力等の組合わせについて検討することができる。

浸透によるすべり破壊に対しては、浸透流解析による浸潤面を算出し、円弧すべり法によりすべり安定計算を行う。

なお、浸潤面の算出は、河川水位と降雨を考慮した外力条件で非常浸透流解析によって行うものとする。

また、地震時の安定問題については、堤防上の一部が通常の土地利用、宅地として利用に供されることから、宅地造成時に一般的に用いられている震度法を用いた円弧すべり法等を用いるものとする。

地震時の安全性については、次節を参照すること。すべり破壊に対する最小安全率については、土地利用者やその施設等の地震時の安全性を通常の市街地と同程度以上に確保することから、1.2とする。(構造令施行規則第13条の5)

このようにして算定された安全率が1.2未満である場合は、バーチカルドレーン工法、サンドコンパクションパイル工法、固結工法等により適切な対応を行う。

表1-1 すべり破壊に関する安定計算に用いる外力条件

条件	計画対象のり面	地震力			水位	間隙圧
		強	中	弱		
(1) 計画高水位を超え 高規格堤防設計水位以下	裏のり面	-	-	-	高規格堤防 設計水位	浸透圧
(2) 平水位を超え 計画高水位以下	裏のり面	0.075	0.006	0.05	計画高水位	浸透圧
(3) 水位低下時	表のり面	-	-	-	高規格堤防 設計水位 → 平水位	残留間隙 水圧
(4) 水位低下時	表のり面	0.075	0.06	0.05	計画高水位 → 平水位	残留間隙 水圧
(5) 平水位以下	裏のり面 表のり面	0.15	0.12	0.10	平水位	浸透圧

また、軟弱地盤上の築堤で既設堤や周辺地盤への影響が懸念される場合には、別途検討を行い、必要に応じ適切な対策を行う。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局水政課長、建設省河川局河川計画課長、建設省河川局治水課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について、平成4年2月1日（最終改正平成11年10月15日）、建設省河政発第32号 建設省河計発第37号 建設省河治発第10号（建設省河政発第74号 河計発第83号 河治発39号）。
- 2) （財）国土技術研究センター：河川土工マニュアル，第3章 河川土工の設計 第3.2節 軟弱地盤対策，平成21年4月。

<参考となる資料>

- 1) 国土交通省都市局：宅地防災マニュアル，平成19年3月改訂。
- 2) 国土交通省都市局：大規模盛土造成地の滑動崩落対策推進ガイドライン及び同解説，平成2年5月改訂。
- 3) 独立行政法人都市再生機構：宅地耐震設計マニュアル（案），平成20年4月。

（5）地震時の安全性

<考え方>

高規格堤防の地盤の地震時の液状化破壊については、液状化の判定を行う土層に対して液状化に対する抵抗率FLを算出し、液状化に対する堤体の安定について過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり安定解析により安定性を照査する必要がある。

地震時の安定性の検討については、一般的には高規格堤防盛土設計・施工マニュアル、河川堤防の液状化対策の手引き等が参考となる。

<必須>

地震時の安定性は、はじめに地盤の液状化判定を行い、その結果により液状化の恐れのある地盤とない地盤に分類し、所要の安全性を確保できる構造となるよう、過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり安定解析により安定性を照査するものとする。

<推奨>

地震時の安定性の検討については、高規格堤防特別地域内の土地利用に対して重大な支障が生じないよう、共同事業者と協議し、照査基準の検討等について共同で行うことが望ましい。

<例示>

地震時の安定性は、以下により検討することができる。

1. 液状化の恐れのある地盤

基礎地盤に液状化の可能性がある土層が分布し、かつ地震時の過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり安定計算(ΔU法)の最小安全率Fs(ΔU)が1.2未満となる場合は、液状化の恐れのある地盤として検討を行う。

液状化の恐れのある地盤については、ΔU法の最小安全率Fs(ΔU)が1.2以上となるように必要な対策を講じ、さらに、液状化対策を講じた条件のもとで地震時慣性力を考慮した円弧すべり安定計算(Kh法)を行い、最小安全率Fs(Kh)が1.2以上あることを確認する。ここで、Fs(Kh)が1.2未満となる場合は、動的変形解析により地震時の安定性を検討する。

2. 液状化の恐れのない地盤

基礎地盤に液状化の可能性がある土層が分布しない場合や、液状化の可能性がある土層が分布しても地震時の過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり安定計算(ΔU法)の最小安全率 $F_s(\Delta U)$ が1.2以上ある場合は、液状化の恐れのない地盤として地震時安定性の検討を行う。液状化の恐れのない地盤については、地震時慣性力を考慮した円弧すべり安定計算(Kh法)を行い、最小安全率 $F_s(Kh)$ が1.2以上あれば対策は不要と判定できる。また、 $F_s(Kh)$ が1.2未満となる場合は、動的変形解析により地震時の安定性を検討する。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局水政課長、建設省河川局河川計画課長、建設省河川局治水課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について、平成4年2月1日（最終改正平成11年10月15日）、建設省河政発第32号 建設省河計発第37号 建設省河治発第10号（建設省河政発第74号 河計発第83号 河治発39号）。
- 2) 河川局治水課課長補佐 事務連絡：<参考> 高規格堤防に関する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（補足説明）、平成10年2月10日。
- 3) 建設省河川局治水課課長補佐 事務連絡：高規格堤防における地震時の安定性解析手法及び対策工の設計手法に関する当面の取り扱いについて、平成12年3月10日。
- 4) （財）リバーフロント整備センター：高規格堤防盛土設計・施工マニュアル、平成12年3月。
- 5) （財）国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）、第6章 地震に対する堤防の構造検討、平成24年2月。
- 6) 建設省土木研究所：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）平成9年10月。
- 7) （国研）土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：河川堤防の液状化対策の手引き、平成28年3月。

（6） 沈下に対する配慮

<考え方>

高規格堤防上に構造物等が築造された後、この堤防および構造物の荷重によって、土地利用に支障を及ぼすような新たな沈下が起こらないようにするため、設計・施工段階から上載荷重を考慮しておく必要がある。

なお、上載荷重としては、土地利用形態や宅地に建築される建築物の規模等を勘案して適切な荷重を設定する必要があるため、共同事業者と協議・合意を図ることが重要である。

この上載荷重を考慮して沈下計算を行い、残留沈下量の予測を行う。許容残留沈下量についても、共同事業者と協議・合意を図ることが必要である。

盛土による沈下予測結果による残留沈下量が許容残留沈下量を超える場合には、パーチカルドレーン工法、サーチャージ工法、固結工法等による適切な対策が必要である。

また、残留沈下量に見合う余盛りを設計時点で勘案しておくものとし、「堤防余盛基準について」（昭和44年1月17日付治水課長通達）は高規格堤防については適用しない。

なお、設計時点で予測した沈下挙動と実際の挙動とが異なる可能性もあるので、原則として動態観測を実施し、予測の修正や設計の見直しに反映させる必要がある。

また、地盤強度についても共同事業者や地権者との間で誤解や認識不足が生じないように、共同事業者との間で確保する地盤強度の考え方について協議・合意を図ることが重要である。

<必須>

高規格堤防特別区域が通常の土地利用に供されることから、土地利用に支障を及ぼさないよう極力沈下を生じないように施工上配慮するとともに、必要な余盛りを設計に勘案するものとする。

<関連通知等>

- 1) (財)リバーフロント整備センター：高規格堤防盛土設計・施工マニュアル，平成12年3月。
- 2) (財)国土技術研究センター：河川土工マニュアル，第3章 河川土工の設計 第3.2節 軟弱地盤対策，平成21年4月。

(7) 隣接構造物への影響に対する配慮**<考え方>**

高規格堤防の隣接区域は、既に商工業地域や住宅地として土地利用されている場合が多く、堤防盛土施工に伴い発生する側方変位や引き込み沈下によって、隣接構造物に機能障害が生ずることが懸念される。

このような盛土による影響が想定される場合には、常時の応力～変位解析や圧密沈下解析を行い、変位量が許容値以下であるかどうかを確認する必要がある。

算定された変位量が許容値以上であることが明らかな場合には、必要な対策を講じることが求められる。

なお、安定解析（常時）によって求められた最小安全率が $F_s=1.4$ 以上であれば、側方変位が小さいことが知られており、このような場合には、側方変位の解析を行わなくてよい。

<標準>

高規格堤防の予定地に隣接構造物がある場合には、側方変位や引き込み沈下の解析を行うこと標準とする。

解析の結果より、変位量が許容値以上である場合には、必要な対策を講じることが基本とする。

<関連通知等>

- 3) (財)リバーフロント整備センター：高規格堤防盛土設計・施工マニュアル，平成12年3月。

3.6 高規格堤防構造に関するその他事項**3.6.1 分合流部の設計****<考え方>**

分合流部に設けられる高規格堤防を設計する場合、分合流のタイプごとに十分な対策を行う必要がある。

支川に逆流防止水門がある場合や派川に分流堰がある場合など、洪水時に本川と支派川との間に水位差がある（本川水位が高い）場合には、越流量の増大による荷重増や水位差による浸透破壊を防止する対策等に配慮する必要がある。

また、支川が自己流を持って合流する場合や支川堤防がバック堤である場合、自然分流域である場合など、洪水時に本川と支派川の水位が等しい場合には、越流増大による荷重増に対する対策の検討が必要となる。

ただし、バック堤の場合には、支川における川表側からの洗掘破壊の検討は不要となる。

<必須>

分合流部の設計においては、分合流部固有の荷重作用特性および堤防形状に十分留意しなければならない。

<例示>

分合流部に設けられる高規格堤防を設計する場合、対象分合流が次に示すタイプⅠとタイプⅡのどちらに属するかによって、設計における留意事項が変わってくる。

タイプⅠ：支川に逆流防止水門がある場合や派川に分流堰がある場合など、洪水時に本川と支派川との間に水位差がある（本川水位が高い）。

タイプⅡ：支川が自己流を持って合流する場合や支川堤防がバック堤である場合、自然分流である場合など、洪水時に本川と支派川の水位が等しい。

タイプⅠの場合、支派川には高規格堤防が造られず、本川の高規格堤防を支派川が横切ることになる。

タイプⅡの場合、支派川にも高規格堤防が造られる。

それぞれのタイプの設計において以下の点に留意する。

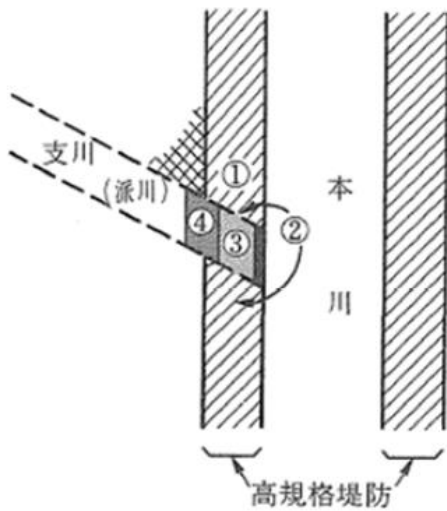


図3-2 タイプⅠ

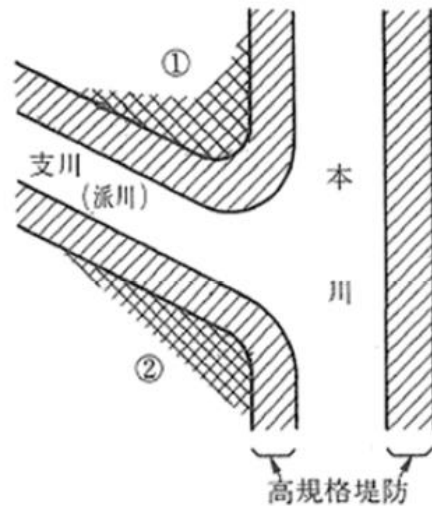


図3-3 タイプⅡ

1. タイプⅠの場合

- (1) 本川と支派川とがなす角が鋭角の側（図1-6の①の部分）においては、越流水の収束が川裏側堤防上で起こり単位幅あたりの越流量が増大する。この荷重の増大に対処するため堤防川裏側の勾配を緩くする必要があり、この部分の堤防幅を大きくし、適切な堤防川裏側形状をもたせなければならない。
- (2) 本川と支派川に囲まれたくさび状の高規格堤防部分（図1-6の②の部分）の周囲では、平面距離の割に大きな水位差が生じる場合があるので、必要に応じて浸透破壊を防止する対策を検討しなければならない。
- (3) 支派川が高規格堤防を横切る部分において（図1-6の③の部分）、越流水が支派川に落ち込むと支派川の堤防表のり面が破壊され、その破壊が高規格堤防に波及する危険がある場合には、支派川の堤防表のり面が破壊されないような措置を講じるか、越流水の支派川への落込みをなくす措置をとらなければならない。
- (4) 本川に先立って支川で堤防越流が起こり、これにより支川堤防および接続する高規格

堤防下部（図1-6の④の部分）が一部破壊され、破壊部分が本川高規格堤防上の越流水に対して弱点個所となることが予想される場合には、必要な対策をとらなければならない。

2. タイプⅡの場合

- (1) 本川と支派川とがなす隅角部（図1-7の①の部分）においては、越流水の収束が川裏側堤防上で起こり単位幅あたりの越流量が増大する。この荷重の増大に対処するため堤防川裏側の勾配を緩くする必要があり、この部分の堤防幅を大きくし、適切な堤防川裏側形状をもたせなければならない。
- (2) 支川がバック堤の場合には、支川における川表側からの洗掘破壊の検討は不用である。

3. タイプⅠ、Ⅱ両方について

本川と支派川に囲まれたくさび状の高規格堤防部分が諸荷重に対して弱点個所とならないかどうか検討し、必要に応じて対策を講じることが求められる。

3. 6. 2 高規格堤防上の細部構造の設計

<考え方>

細部構造とは、高規格堤防上の土地利用にとって直接必要になるもののうち公共性が高いものを対象とし、例えば、道路、宅盤間あるいは宅盤・道路間の段差部の擁壁などがこれにあたる。

設計に際しては、当面の土地利用状況から考えて適切な方法を用い適切な上載荷重を考慮する必要がある。

これは、堤防設計当初に細部構造を設計対象とする必要があるが、堤防完成時以降の土地利用形態の変更に伴う細部構造の変更は原則として土地利用者（関係する国、地方自治体等を含む）が行うためである。

<標準>

高規格堤防上において宅盤等の段差部に設けられる擁壁等については、想定される当面の土地利用状況に応じて適切に設計することを標準とする。

3. 6. 3 段階的施工に関する留意点等

<考え方>

ここでの段階的施工とは、開発計画、現状の土地利用との整合から、高規格堤防設置区間の一連の区間のうち一部が整備された場合や、暫定断面形として整備された場合の考え方について述べるものである。

高規格堤防は、段階的施工においても、その整備箇所は安全性が向上する。

また、他の区間における堤防の決壊等により周辺地域が水没する事態が生じた場合には、周辺住民等の避難場所や、被災者の救助、緊急物資の輸送・供給など災害時の様々な活動の拠点となる重要な高台の役割を果たす。

このため、段階的施工における設計では、まちづくり関係者と十分な調整を図りつつ、以下の検討を行う。

1. 段階的施工における暫定断面形

段階的施工における暫定断面の形状は、横断方向では一般に高規格堤防基本断面に対して堤防幅の狭いものが対象となる。

この場合においても将来の完成時に手戻りとならないよう、その裏のり部分の高さについては将来形にそった高さでの施工を行うことが求められる。

2. 段階的施工における設計

- (1) 段階的施工においても所要の安定性を求められる。堤防幅とは密接な関係にある構造令施行規則第13条の5第1項(洗掘)および第13条の5第4項(浸透)については、完成後において確保すべき安定性に影響を与えない程度の安定性を有している必要がある。

また、同第13条の5第2項、第3項(すべり)、第13条の5第5項(液状化)については、完成堤防と同等の安定性を有する必要がある。

暫定断面の洗掘および浸透に対する安全性は、宅地や社会基盤に重大な支障を生じないようにすることが必要である。

さらに、端部の形状・構造、周辺の利用状況を考慮し、必要に応じて天端や法尻部の保護、ドレーン工等の排水対策を検討することが求められる。

- (2) 暫定断面として特に注意を要するのは同第13条の5第2項、第3項、第5項の安定性であり、これらについては、縦断方向及び横断方向について満足している必要がある。

<標準>

高規格堤防の整備は、開発計画、現状の土地利用との整合から、一連の区間のうち一部区間の整備や、全幅において完成断面にできなくても、逐次段階的に実施するものとする。

しかしその設計にあたっては、高規格堤防特別区域が通常の土地利用に供されることや、現状の堤防機能を損なわない構造とすること、将来完成時に極力手戻りが少なくなること等に配慮することを標準とする。

<関連通知等>

- 1) (財)リバーフロント整備センター：高規格堤防盛土設計・施工マニュアル，平成12年3月。
- 2) (財)リバーフロント整備センター：高規格堤防整備事業の手引，平成10年2月。
- 3) 高規格堤防の効率的な整備の推進に向けて 提言，平成29年12月，高規格堤防の効率的な整備に関する検討会。
- 4) 災害に強い首都「東京」の形成に向けた連絡会議：災害に強い首都「東京」形成ビジョン，令和2年12月。

3.6.4 ICT や BIM/CIM の利用

<考え方>

i-Construction 推進の一環として、ICT による建設生産プロセスのシームレス化が取り組まれている。

UAV 写真測量やレーザースキャナー計測などで得られる3次元点群データを活用することで、現況地形や既設物の構造を様々な角度・断面から把握することができる。

新設・改修する施設の3次元モデルを作成し活用することにより、構造に関して関係者の理解と合意形成が促進される。

このため、計画段階など事業の早期段階をはじめ、施工段階、施工後の点検・補修・修繕の段階において BIM/CIM を積極的に活用し、高規格堤防を適切に維持管理していくことが求められる。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：CIM 導入推進委員会：CIM 導入ガイドライン(案)，令和2年3月。

第4節 護岸・水制

4.1 総説

4.1.1 適用範囲

<考え方>

本節は、護岸及び水制を単独あるいは組み合わせ、新設あるいは改築する場合の設計に適用する。ただし、既設の護岸及び水制の安全性能の照査にも構造形式や現地の状況等に応じ準用することができる。

護岸及び水制は、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用に対して堤防を保護する、あるいは掘込河道にあつては堤内地を安全に防護するために設けるもののほか、平均年最大流量等のある程度頻繁に発生するような洪水に対して低水路河岸の侵食や洗掘を抑制するために設けるものもある。さらに水制については良好な河川環境の保全・創出、良好な景観への改善・創出、航路維持（流路の安定）のために設けるものもある。

これらの求められる機能を満足するために、護岸や水制、さらには河床形状を制御することも機能に組み込んだ工法を組み合わせ設計を実施することも考えられ、本節はこのような構造の設計についても適用することができる。なお、越流堤覆工については本節の適用外とする。

<標準>

本節は、護岸及び水制を単独あるいは組み合わせ、新設あるいは改築する場合の設計に適用する。

<関連通知等>

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

4.1.2 用語の定義

<考え方>

護岸には、高水護岸、低水護岸、及びそれらが一体となった堤防護岸があり、主にのり覆工、基礎工（のり留工含む。以下において同じ）、根固工等から構成される。

水制には、透過水制と不透過水制があり、主に杭、コンクリートブロック、玉石、割石等で構成される。

<標準>

次の各号に掲げる用語の定義は、それぞれ以下に示す。

- 1) 高水護岸：複断面河道で高水敷幅が十分あるような箇所の堤防を、流水その他から保護することを目的として設置される護岸
- 2) 低水護岸：堤防を保護するために低水路河岸の流水による侵食を防止することや、低水路河岸の侵食や洗掘を抑制することを目的に設置される護岸
- 3) 堤防護岸：単断面河道である場合、あるいは複断面河道であるが高水敷幅が狭く、堤防と低水路河岸を一体として保護しなければならない場合の護岸
- 4) 透過水制：杭群等、流水が透過する構造のもので、水制が粗度要素となって流速を減じて洗掘を防いだり土砂を堆積させる効果を持つ構造物
- 5) 不透過水制：石積みやコンクリートブロック積みのように流水の透過度がほとんど無い水制で、水はね効果が大きい構造物

<関連通知等>

- 1) [河川砂防技術基準施設配置等計画編](#), 平成30年3月, 国土交通省水管理国土保全局.

<参考となる資料>

護岸・水制の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) [改訂 護岸の力学設計法](#), 令和5年10月, (財) 国土技術研究センター.
- 2) 護岸・水制の計画・設計, 平成15年6月, (株) 山海堂

4.2 機能**<考え方>**

河川においては、洪水時の流水の作用によって堤防や河岸が侵食されると、河川管理施設等構造令に基づき最低限確保すべき計画堤防断面形状を満足しない等、治水上危険な状態になる等の問題が生じる場合がある。

洪水時のこのような状態を回避するため、堤防の保護等を目的とする護岸及び水制には、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用に対して堤防を保護する、あるいは掘込河道にあつては堤内地を安全に防護する機能が求められる。

護岸及び水制が堤防の保護等の機能を発揮するに当たっては、護岸単独によるもののほか、護岸に作用する流体力を軽減する必要がある場合には水制との組合せ、湾曲部において外岸側の河床洗掘が課題となっている場合は護岸や水制、さらには河床形状を制御することも機能に組み込んだ工法との組合せを検討し、実施することが考えられる。

また、護岸及び水制には、平均年最大流量等のある程度頻繁に発生するような洪水に対して、低水路河岸の侵食や洗掘を抑制する機能が求められる場合もある。

護岸及び水制で、低水路河岸の侵食や洗掘を抑制する機能を発揮するに当たっては、堤防の保護等に必要の高水敷が十分にある場合は、低水護岸を設置して低水路河岸位置の変化を過度に抑制するのではなく、低水路河岸位置の変化をある程度許容する河道の管理を実施することが考えられる。

水制には、良好な河川環境の保全・創出、良好な景観への改善・創出、航路維持（流路の安定）の機能が求められるものもある。

良好な河川環境の保全・創出の面からの水制の機能としては、流速の速い所や遅い所を生じさせ水生生物に対して多様な環境場をつくること、水制頭部の洗掘や背後の土砂堆積により生物や植物への多様な環境場を提供すること、ワンドの形成により洪水時に魚類の避難空間を提供すること等が考えられる。

良好な景観への改善・創出の面からの水制の機能としては、土砂の堆積を誘導し水制から水際まで自然河岸化すること等が考えられる。

航路維持の面からの水制の機能としては、流水の流下幅を狭めるように水制を設置することで、航路部の河床を低下させ、通航可能水深と航路幅を確保、維持することが考えられる。

<必須>

堤防の保護等を目的とする護岸及び水制は、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用に対して、堤防の侵食や崩壊に対する安全性を向上させること、洗掘の影響を回避・軽減させることにより堤防を保護する、あるいは掘込河道にあつては堤内地を安全に防護する機能を有するよう設計するものとする。

水制には、良好な河川環境を保全・創出する機能、良好な景観へ改善・創出する機能また

は船の航路を維持（流路の安定）する機能が求められるものもあり、このうち必要なものを有するよう設計するものとする。

<関連通知等>

- 1) [河川砂防技術基準施設配置等計画編](#)，平成30年3月，国土交通省水管理国土保全局。

<参考となる資料>

護岸・水制の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) [改訂 護岸の力学設計法](#)，令和5年10月，(財)国土技術研究センター。
- 2) 護岸・水制の計画・設計，平成15年6月，(株)山海堂

4.3 設計の基本

<考え方>

我が国は沖積河川の氾濫原に人口・資産が集中しており、堤防により洪水及び高潮から人命と財産を防御している。護岸及び水制、さらには河床形状を制御することも機能に組み込んだ工法は、単独あるいは組み合わせて設置されることで堤防を保護する、掘込河道にあっては堤内地を安全に防護することを主たる目的として設置される重要な河川構造物である。

護岸及び水制は、対象とする河川区間の河道の平面形及び縦横断形、河道特性、平常時及び洪水時の流況等を踏まえて堤防防護ライン等を定め、その配置計画を検討するとともに、長期的な河道の安定や局所的な河川の変動特性を十分に考慮して設計する必要がある。

また、想定される外力に対して安全な構造とすることに加えて、動植物の生息・生育・繁殖環境と多様な河川景観の保全・創出に十分に留意して設計する必要がある。

護岸及び水制の設計に当たっては、これらを踏まえ、以下の事項について検討し、設計に反映することが求められる。

1) 基本方針

護岸及び水制の設計に当たっては、「4.2 機能」に示す事項を満足するとともに、類似河川や近隣区間での実績、過去の経験等を参考にしながら、想定される外力に対して安全な構造となるよう設計する必要がある。

堤防の保護等を目的とする護岸及び水制の設計に当たっては、対象とする河川区間の河道の平面形及び縦横断形、河道特性、平常時及び洪水時の流況、地質、土砂流送特性、河川環境等を踏まえ、長期的、局所的または広範囲の河川の変動特性を十分に考慮するとともに、護岸及び水制の特性を十分に理解した上で、所要の機能を必要最小限の施設の新設や既設施設の改築で発揮させる方策を検討し、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮して、計画高水位以下の水位の流水の通常的作用に対して、単独あるいは組み合わせて設置されることで堤防を保護する、あるいは掘込河道にあっては堤内地を安全に防護するよう設計する。

護岸及び水制の配置の検討に当たっては、自然河岸の侵食耐力等について種々の調査結果等により適切に評価し、構造物の設置の必要性について十分検討する必要がある。河岸は粘性土や砂礫質土等の種々の土質材料とそこに生育する植生により構成され、河岸そのものもある程度の耐侵食性を有し、外力の条件によっては自然河岸のまま、あるいは多少の補強により洪水時の安全を確保できる場合もある。特に、植生は地上部の葉や茎による流体力の低減、河岸表面の被覆による河岸の流水作用からの保護、根による河岸表面の直接保護（強化）等により、

相当程度の河岸防護効果が期待される。また、河岸近傍の樹木についても流速の低減等により河岸防護機能が期待できる場合がある。

護岸及び水制等の工法の選定に当たっては、目的とする機能の発揮に必要な工法の最適な組合せを総合的に検討する必要がある。例えば、堤防や低水路河岸表面の侵食耐力を洪水流の作用が上回る場合には護岸を設置するが、その際、現況の高水敷幅が一洪水で侵食される恐れのある高水敷幅よりも広い等、十分な高水敷幅がある場合は高水護岸を設置する。また、高水敷幅が十分でない場合は低水護岸や高水護岸を必要に応じて設置し、単断面河道あるいは複断面河道であるが高水敷幅が狭く堤防と低水路河岸を一体として保護しなければならない場合は堤防護岸を設置する。さらに、河床の洗掘により基礎工の根入れ長が極端に大きくなると考えられる場合等は、根固工を組み合わせることでより経済的な設計とすることが重要である。

維持管理の容易性、経済性の観点等からは、護岸と水制を組み合わせることによって、護岸に作用する流体力の軽減や護岸前面の河床洗掘を抑制することで、護岸の重量等を軽減して経済的な設計とすることが考えられる。また、主として湾曲部において外岸側の河床洗掘の程度が大きく、更なる対策が必要な場合等は護岸や水制、さらには河床形状を制御することも機能に組み込んだ工法を組み合わせることにより、河床洗掘を抑制する設計としている事例がある。

これらによっても、当該河川構造物のみの設計では、洪水時の堤防の安全性の確保や良好な河川環境の保全、総合的な土砂管理等の観点から、十分に期待する効果が得られないことが想定される場合等には、河道計画や施設等の配置計画に立ち戻って、床止めの設置による河道の安定化の検討や、河道の平面形及び縦横断形等の再設定により、再検討することが望ましい。

堤防の保護等を目的とする護岸及び水制の設計に当たり工法選定を検討する際の基本的な考え方の流れを以下に示す。

なお、この基本的な考え方の適用が困難な場合は必ずしもこの考え方に基づく必要はないが、現地条件や河道特性等も踏まえて検討することが望ましい。

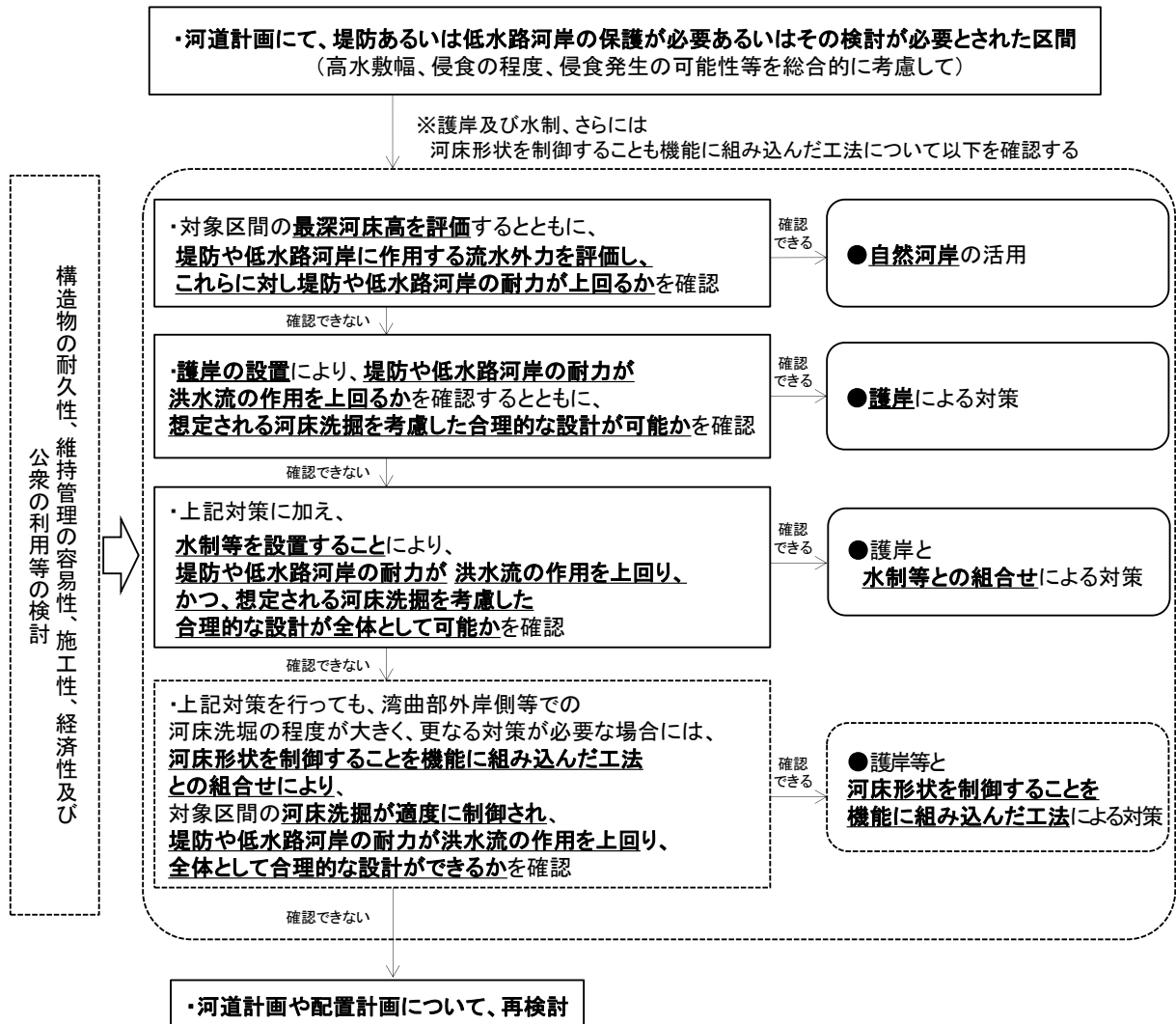


図 1-4-1 堤防の保護等を目的とする護岸及び水制の設計に当たり
工法選定を検討する際の基本的な考え方の流れ

また、平均年最大流量等のある程度頻繁に発生するような洪水に対して、低水路河岸の侵食や洗掘を抑制することが考えられる。

例えば、一洪水で侵食される恐れのある高水敷幅に対して現況の高水敷が十分な幅を有する場合には、コンクリートブロックによる低水護岸を設置して低水路河岸の変化を過度に制限するのではなく、高水敷利用の状況も考慮しつつ捨石護岸等を施工することで、平均年最大流量等のある程度頻繁に発生する洪水に対して低水路河岸を保護しつつ、計画規模相当の流量等の大きな洪水に対しては低水路河岸の位置の変化をある程度許容する河道の管理も考えられる。

水際部は生物の多様な生息環境であることから、動植物の生息・生育・繁殖環境と多様な河川景観の保全・創出のためには護岸は極力設置しない方がよいと考えられるが、護岸の設置が必要となった場合は、必要最小限となるよう設置箇所、法線、延長を検討するとともに、環境への影響を検討し必要に応じ影響緩和策（護岸構造の変更や、淵、河畔樹木の保全等）を検討する必要がある。一方、水制はその周辺に多様な水環境を形成し、良好な河川環境の保全・創出、良好な景観への改善・創出に効果を有するので、この効果を十分活かすよう構造や配置、材質を検討する必要がある。

護岸設計の際には、自然環境への配慮として、流下能力や発生流速、潮の干満等の河道条件に応じて護岸前面への盛土や捨石、控え護岸等を検討すること、侵食や堆積で水際が変化する自然な河岸・水際部の形成等を図ること、覆土や土砂の堆積を促す護岸構造等により場の湿潤状態を維持すること、乱積みの根固工や捨石の設置等により水際部の多孔質な空間の確保や流れの多様性を形成すること等の工夫が考えられる。なお、施工時においても、注目すべき生物の生息・生育地を避けて仮設構造物を設置したり、水中施工では水生生物に対する影響について十分注意する等、環境に配慮することが望ましい。

また、景観への配慮として、覆土や前面への盛土等により護岸を極力露出させないこと、露出する場合には護岸天端等の境界を不明瞭にすること、分節して面積を小分けにすること、明度を下げることで、周辺の景観と調和した適度なテクスチャーを持った素材を用いる等が考えられる。

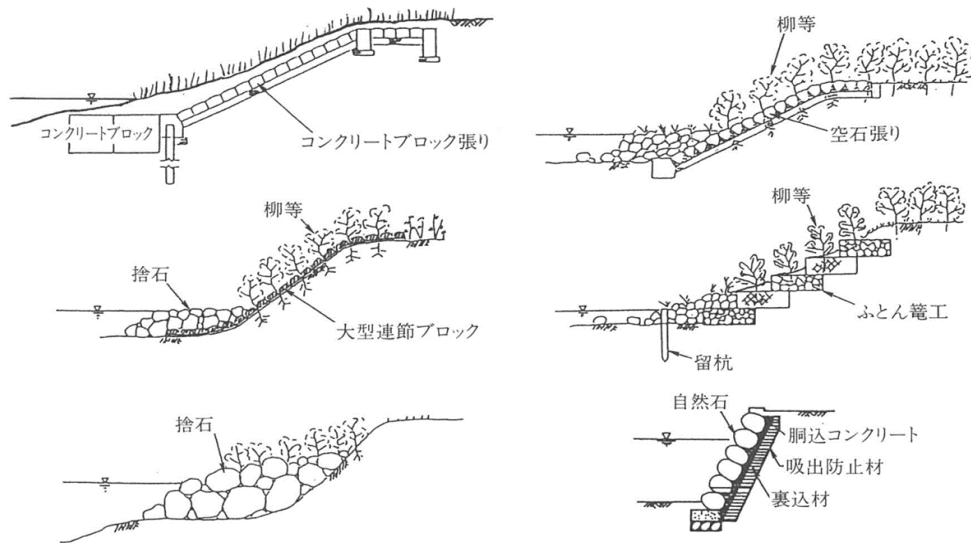


図 1-4-2 環境等に配慮した護岸の例

水制設計の際には、自然環境への配慮として、河床地形や流れの多様性を創出するために、土砂の堆積により河岸が自然の土砂と植物で覆われるよう設計すること、ワンド空間を意識的に形成する場合は、水制間に土砂が堆積して陸化しないように水制高、間隔を設定すること等が考えられる。また、景観への配慮として、水制の長さ、高さ、材料の大きさ、色彩等は周辺の景観と調和的であるようにすること、単体の工法や形状、素材にのみ、その価値を見いだすのではなく、群体としての存在、流況による水制群回りの堆積や洗掘、流れの変化を概括的に捉えて設計すること、流速の変化、渦、波紋、反射等の変化をもたらすようにすること、河川景観になじんだ貴重な風景資源として既存の水制を生かす工夫を行うこと等が考えられる。

航路維持のための水制は、中砂以下の河床材料をもつ河川を対象に設置する。砂利河川が対象にならないのは、長大水制で川幅を制御しようとする建設費が巨大となり、また、勾配が急であるので、確保水深を砂利河川並みに維持することが困難であることから吃水深の浅い船しか通行できないからである。砂利河川の場合、河床は洪水時しか大きく変化しないので、プレジャーボート等のためには掘削を行うほうが一般に得策である。

2) 中小河川の場合の留意点

中小河川は大河川と比較して川幅が狭く単断面形状であることが多い。加えて、周辺の土地利用の制約を受けることが多いため、堤内地を安全に防護するために、護岸や水制が設置され

ることが多い。また、このように川幅に制約がある場合等においても、川が有する自然の復元力を活用するため、河岸ののり勾配を五分程度に立てて河床幅を十分に確保することが一般的である。

このため、水際部が河川環境や景観に与える影響が相対的に大きいので、良好な川づくりを達成する上では、その設計がとりわけ重要となる。

また、河道の長期的な安定性を確保する前提で、できる限り縦断的、横断的に自然な変化をもつ河岸・水際部になるよう、護岸及び水制等の配置を単独あるいは組み合わせで検討する必要がある。

護岸の設計の際に環境上配慮すべき事項についての考え方は、「4.3 設計の基本 1) 基本方針」で示したもののほか、のり肩・水際部に植生を持つことを基本とし、直接人の目に触れる部分を極力小さくすること、周囲の景観と調和させること、水際及び背後地を重要な生息空間とする生物が分布している場合は生息・生育空間・移動経路として生物が利用できるよう配慮することが望ましい。具体的には、河岸樹木等の保全、護岸の前面への寄せ土、寄せ石、盛土等により自然な河岸・水際部の形成を検討するとともに、淵や河畔林が存在する場合には、根固工の設置高さの工夫、護岸構造等の工夫等により保全を図ること等がある。

また、護岸が露出する場合には、周囲と調和するように護岸のり肩、護岸の水際線等の境界の処理を行うこと、生物の生息・生育場所や植生基盤となりうる空隙や透水性・保水性を持つこと等があげられる。なお、現況で人の利用がある場合には、階段護岸の設置や緩傾斜の河岸構造とすることにより人の水辺へのアプローチを確保すること等があげられる。

<必須>

堤防の保護等を目的とする護岸及び水制は、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用に対して、堤防を保護する、あるいは掘込河道にあつては堤内地を安全に防護できる構造となるよう設計するものとする。

また、水際部に設置する護岸及び水制は、水際部が生物の多様な生息環境であることから、十分に自然環境を考慮した構造とすることを基本として、施工性や経済性等を考慮して設計するものとする。

<標準>

護岸及び水制の設計に当たっては、以下の事項を反映することを基本とする。

- 1) 対象とする河川区間の河道の平面形及び縦横断形、河道特性、洪水流の流況、地質、河川環境等を踏まえ、長期的または局所的な河川の変動特性を十分に考慮するとともに、護岸及び水制等の特性を十分に理解した上で、設置目的に応じた機能を有するように、類似河川や近隣区間での実績、過去の経験等を参考にしながら設計し、対象とする状況と作用に応じた安全性能照査を行うことを標準とする。
- 2) 構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮して設計するとともに、堤防の保護等に当たって有効と考えられる護岸及び水制等の施設を単独あるいは組み合わせ、また構造物を設置することによる周辺の河道への影響に十分配慮して、設置場の条件に合わせて設計することを標準とする。
- 3) 堤防の保護等を目的とする護岸や水制においても、河川環境や景観へ配慮して設計する。特に水制は、その周辺に多様な水環境を形成し、良好な河川環境の保全・創出、良好な景観への改善・創出に効果を有するので、この効果を十分活かすよう構造や配置、材質を検討して設計することを標準とする。

<推 奨>

「図1-4-1 堤防の保護等を目的とする護岸及び水制の設計に当たり工法選定を検討する際の基本的な考え方の流れ」に示すとおり、護岸及び水制、さらには河床形状を制御することも機能に組み込んだ工法のみでの設計では洪水時の堤防の安全性の確保や良好な河川環境の保全、総合的な土砂管理等の観点から十分に期待する効果が得られないことが想定される場合等においては、河道の平面形及び縦横断形の設定や高水敷幅、護岸、水制、床止め等の関連する河道の制御施設の組合せ等の河道計画や配置計画について、再検討することが望ましい。

<関連通知等>

- 1) [美しい山河を守る災害復旧基本方針](#) (平成30年6月), 2018, 国土交通省水管理・国土保全局防災課.
- 2) [河川景観ガイドライン「河川景観の形成と保全の考え方」](#) (平成18年10月), 国土交通省河川局 河川環境課, 治水課, 防災課
- 3) [「多自然川づくり」の推進について](#), 平成18年10月13日, 国河環第38号, 国河治第86号, 国河防第370号, 国土交通省河川局長通達
- 4) [国土政策技術総合研究所資料, 景観デザイン規範事例集\(河川・海岸・港湾編\)](#), 平成20年3月.
- 5) [中小河川に関する河道計画の技術基準について](#), 平成22年8月9日, 国河環第30号, 国河域第7号, 国河防第174号, 国土交通省河川局河川環境課長, 治水課長, 防災課長通達
- 6) [大川における多自然川づくり～Q&A形式で理解を深める～](#), 平成31年3月, 国土交通省水管理・国土保全局河川環境課

<例 示>

「図1-4-1 堤防の保護等を目的とする護岸及び水制の設計に当たり工法選定を検討する際の基本的な考え方の流れ」に示すとおり、河道湾曲部の外岸側等において、護岸及び水制のみでは河床洗掘等の課題が解消されない場合には、河床形状を制御することも機能に組み込んだ工法（ベーン工や置換工等）と組み合わせで対策を実施している事例がある。

- ・ベーン工は、翼板状の構造物を湾曲河道外岸の河床に設置し、流れと流砂を同時に制御し、湾曲部外岸の河床洗掘の抑制等を図る工法である。
- ・置換工は、河床材料を洪水時にも動きにくい材料で置換することにより水衝部深掘れの軽減等を図る工法である。

<参考となる資料>

護岸及び水制の設計に当たっては、下記資料が参考となる。

- 1) [改訂 護岸の力学設計法](#), 令和5年10月, (財)国土技術研究センター.
- 2) 護岸・水制の計画・設計, 平成15年6月, (株)山海堂.

環境や景観に配慮した設計については、下記資料が参考となる。

- 3) 多自然川づくりポイントブックⅢ, (財)リバーフロント整備センター, 2011, 多自然川づくり研究会.

ベーン工の設計に当たっては、下記資料が参考となる。

- 4) 土木学会：水理公式集 2018年版 平成31年3月

緩流河川の湾曲部にある水衝部の河岸侵食防止対策工として、ベーン工を配置し検証を実施した例としては、下記資料が参考となる。

- 5) 石田和典・東川敏・服部敦・福岡捷二：[阿賀野川灰塚地区におけるベーン工による水衝部対策の効果](#)，河川技術論文集，第16巻，2010。

脆弱な地層が分布する区間において、河床低下抑制を目的とした現地発生の玉石・砂礫による対策工を検討した例としては、下記資料が参考となる。

- 6) 松田龍朋・倉光宏一・木原恒二・柳田公司・服部敦・笠瀬明日香・倉吉一盛・伊藤寛之・岩谷栄林・長谷川清史：[脆弱な地層が分布する法線是正区間における河床低下抑制のための現地発生材使用による対策工法の提案](#)，河川技術論文集，第22巻，2016。

河道湾曲部において、上流内岸側に水制工、下流外岸側に帯工を組み合わせた河床変動対策を行い、河道法線形の修正と同等の、平面流況の制御の効果発現について検証を実施した例としては、下記資料が参考となる。

- 7) 福岡捷二・安部友則・西村達也：[信濃川小千谷・越路地区の河床変動対策—現地観測，模型実験，数値解析結果の比較—](#)，水工学論文集，第44巻，2000。

堤防と一体となった高水敷（寄り州）の侵食に対する耐力を補強し、できるだけ現況のままの河岸を維持することを目的として、環境に配慮しつつ河岸線の変動を許容した簡易的な河岸侵食対策工を検討した例としては、下記資料が参考となる。

- 8) 山本晃一・高橋晃・林正男：黒部川の河道特性と河道計画，土木研究所資料，第3139号，1993。

連続する護岸施工の途上で、護岸施工により洗掘が激しくなり、かえって河岸防御が困難になる区間において、巨石付き盛土砂州によりみお筋を滑らかに河道中央に寄せ、砂州の形状を整正することで河岸を防護した事例については、下記の資料が参考となる。

- 9) 長田健吾、福岡捷二、氏家清彦：急流河川における砂州を活かした治水と環境の調和した河道計画，河川技術論文集，Vol.18，pp.227-232，2012。
10) 北陸地方整備局河川部北陸急流河川研究会：治水と環境の調和した新たな河岸防護技術の手引き～巨石付き盛土砂州を用いた河岸防護工～，平成25年3月。

4.4 護岸の基本的な構造

＜考え方＞

護岸及び水制は、「4.3 設計の基本」までに示したとおり、堤防の保護等、低水路河岸の侵食や洗掘の抑制、河川環境や景観の保全・創出、航路維持等、求める機能を有するように設計するとともに、対象河川の河道特性等を踏まえ、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性及び公衆の利用の容易性等を総合的に考慮し、施設を単独あるいは組み合わせて、周辺の河道への影響に十分配慮して設計することが重要である。

「4.4 護岸の基本的な構造」では、このうち護岸の設計及び照査の基本的な考え方を示す。

4.4.1 構造形式・工種の設定

＜考え方＞

護岸の構造形式としては、「張り護岸」や「積み護岸」、「矢板護岸」等の構造がある。

また、護岸には、多くの工種があり、使用される素材、構造の外観等はさまざまである。一般には、同じ構造的な特徴を持つ形式ごとに、「練張り護岸」「空張り護岸」「練積み護岸」「空積み護岸」等に分類されており、設置後の変状や被災事例などによって、各工種の安定性上の

特性が経験的に把握されている。複雑な外力条件にさらされる護岸の設計については、それらの経験の積み重ねが特に重要であり、過去あるいは類似河川での経験を十分に踏まえるとともに、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性、及び環境・景観との調和等を考慮して設計に当たる必要がある。

工種が異なると、設計時に考慮すべき外力や、設計すべき項目も異なるものとなる。設計に際しては、各工種の構造的な特徴を理解したうえで、設置箇所の河道特性に応じた工種を選択する必要がある。

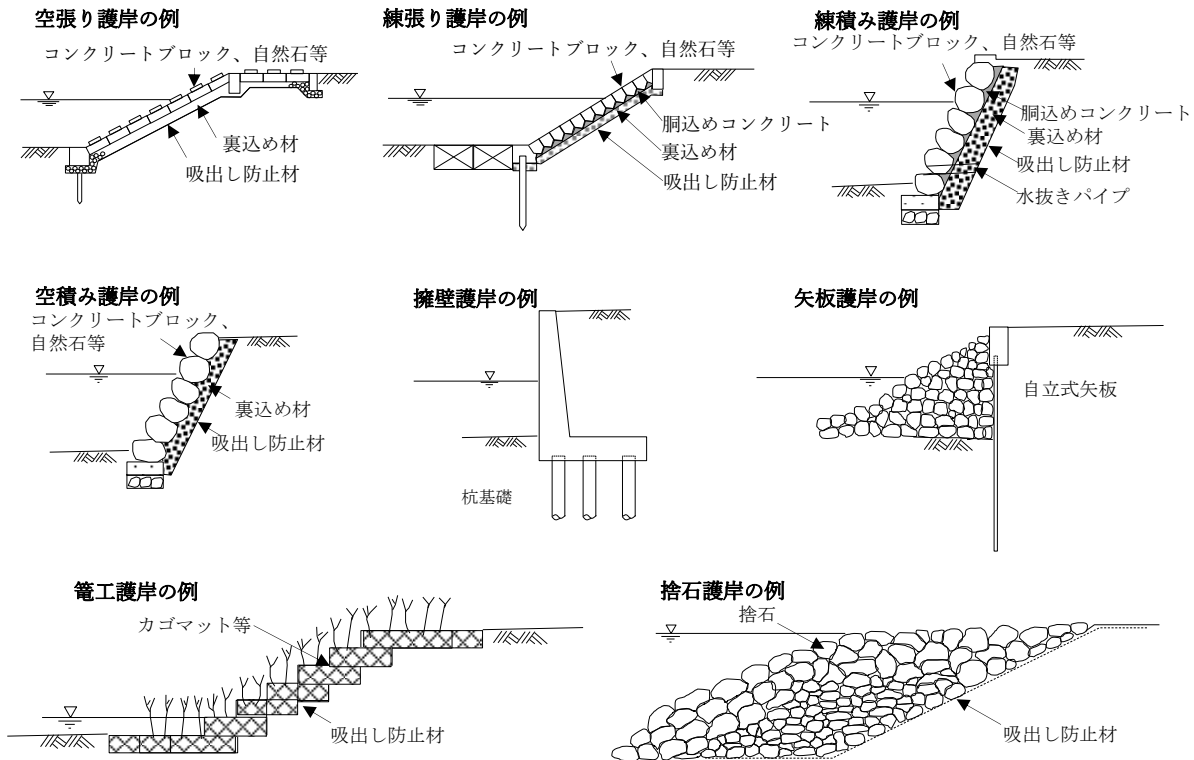


図 1-4-3 護岸の工種

<標準>

護岸の工種は、「練張り護岸」、「空張り護岸」、「練積み護岸」、「空積み護岸」、「擁壁護岸」、「矢板護岸」等がある。工種の選定に当たっては、過去あるいは類似河川での経験及び設置箇所の河道特性を十分に踏まえるとともに、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性、及び環境・景観との調和等に考慮して設定することを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、昭和 51 年 11 月 23 日、建設省河政発第 70 号、建設省河川局長通達。
- 2) [河川砂防技術基準施設配置等計画編](#)、平成 30 年 3 月、国土交通省水管理国土保全局。
- 3) [美しい山河を守る災害復旧基本方針](#) (平成 30 年 6 月)、2018、国土交通省水管理・国土保全局防災課。
- 4) [河川景観ガイドライン「河川景観の形成と保全の考え方」](#) (平成 18 年 10 月)、国土交通省河川局 河川環境課、治水課、防災課
- 5) [「多自然川づくり」の推進について](#)、平成 18 年 10 月 13 日、国河環第 38 号、国河治第 86 号、国河防第 370 号、国土交通省河川局長通達

- 6) [国土政策技術総合研究所資料，景観デザイン規範事例集（河川・海岸・港湾編）](#)，平成 20 年 3 月。
- 7) [中小河川に関する河道計画の技術基準について](#)，平成 22 年 8 月 9 日，国河環第 30 号，国河域第 7 号，国河防第 174 号，国土交通省河川局河川環境課長，治水課長，防災課長通達

<参考となる資料>

護岸の構造形式の設定については、下記の資料が参考となる。

- 1) [改訂 護岸の力学設計法](#)，令和 5 年 10 月，（財）国土技術研究センター。
- 2) 護岸・水制の計画・設計，平成 15 年 6 月，（株）山海堂。

環境や景観に配慮した設計については、下記の資料が参考となる。

- 3) 多自然川づくりポイントブックⅢ，平成 23 年 10 月，（財）リバーフロント整備センター。

4. 4. 2 材質と構造

(1) 使用材料

<考え方>

護岸で使用される素材はコンクリートブロック、石、木材、植生等さまざまである。護岸を設計する場合には、その耐久性について十分吟味し、堤防の保護等の機能を有する安全な構造となるよう十分な検討が必要である。

護岸の表面形状が滑らかになると、護岸周辺の流速が大きくなり、護岸前面や周辺の侵食・洗掘力が増す等により、設計対象護岸自身や周辺の河川管理施設の構造に支障を及ぼす可能性があるため、護岸は適切な表面粗度とする必要がある。

<標準>

護岸の使用材料は、設置目的に応じて要求される強度や耐久性を満足するための品質を有し、その性状が明らかにされているものを使用することを基本とする。

<例示>

- 1) 護岸の表面形状については粗面仕上げとする等、表面粗度に配慮する必要があり、護岸の適切な表面粗度の目安としては、例えば低水護岸や堤防護岸の護岸設置区間の河床が有する代表的な粗度と同程度にするという考え方がある。ただし、河床の状況によって護岸構造が現実的なものとはならない場合がある。したがって周辺も含めた河川管理施設等に与える影響や流下能力の確保、河川環境等の観点から総合的に判断する必要がある。護岸表面の粗度評価方法の一例として、コンクリートブロックの突起形状、配置形状に着目した研究成果がある。
- 2) 急流河川において、現地発生の玉石を用いた練張り護岸で、流砂や礫の衝突による磨耗・破損に対する対策を実施している事例がある。

<参考となる資料>

護岸の材質と構造については、下記の資料が参考となる。

- 1) [改訂 護岸の力学設計法](#)，令和 5 年 10 月，（財）国土技術研究センター。
- 2) 護岸・水制の計画・設計，平成 15 年 6 月，（株）山海堂。

(2) 主な構造

＜考え方＞

護岸は、主のり覆工、基礎工、根固工等から構成される。

- 1) のり覆工は堤防等を保護する構造物で、護岸の構造の主たる部分を占めるものであり、流水・流木の作用、土圧等に対して安全な構造となるように設計するとともに、その形状・構造は多くの場合に良好な河川環境の保全・創出と密接に関連することから、設計に際しては生態系や景観について十分に考慮する必要がある。
- 2) 基礎工はのり覆工を支持する構造物であり、その天端高は、洪水時に洗掘が生じても護岸基礎の浮き上がりが生じないように、過去の実績や調査研究成果等を利用して最深河床高を評価することにより設定する必要がある。
- 3) 根固工は基礎工が安全となるよう設置する構造物であり、大きな流速の作用する場所に設置されるため、流体力に耐える重量であること、護岸基礎前面に洗掘を生じさせない敷設量であること、耐久性が大きいこと、河床変化に追従できる屈とう性構造であることが必要となる

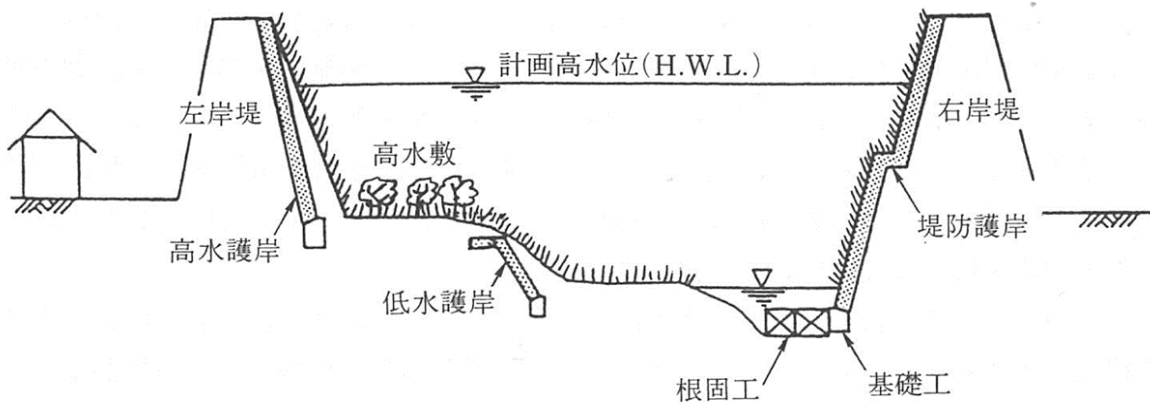


図 1-4-4 高水護岸、低水護岸、堤防護岸

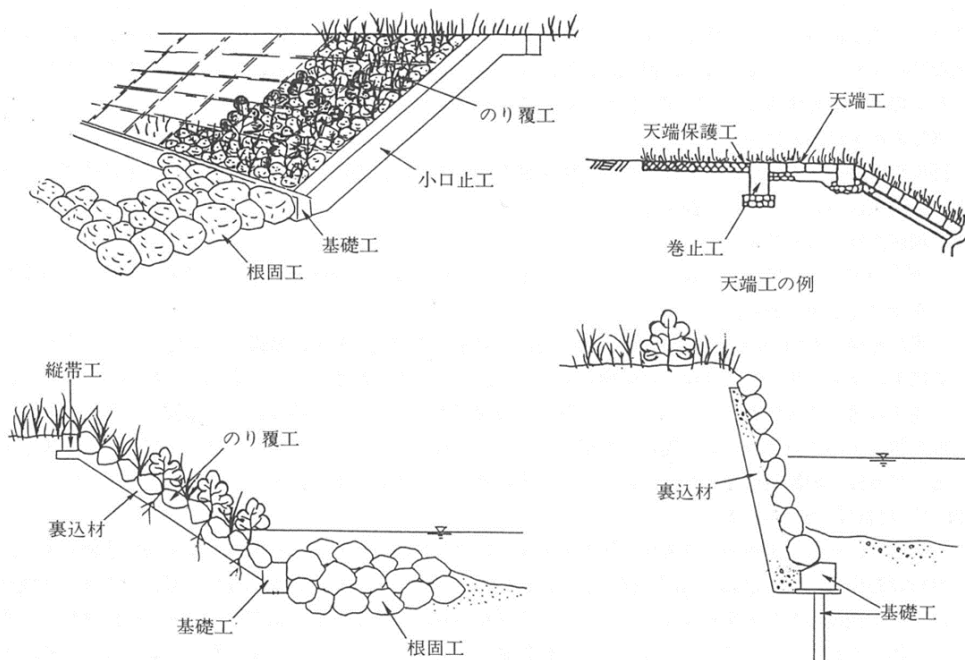


図 1-4-5 護岸の構成

護岸の設計条件として、流体力、土圧等の外力、洪水時の河床変動による周辺地形変化、流砂や礫の衝突による磨耗・破損、流水や降雨の浸透による吸出し、侵食防止や軽減、河川環境、景観、河川利用、施工性、経済性等を考慮する必要がある。

これらすべての要因について理論上の解釈を与えて設計することは現状では難しく、伝統工法等に関しての過去の経験、過去の被災形態や類似河川の実績、あるいは新しい工種に関しての試験施工・模型実験、調査研究の成果等を利用して設計するものとする。特に、良好な河川環境の保全やコスト縮減等の観点から、より合理的な護岸の構造とすることが望まれる場合があるので、試験施工・模型実験、調査研究の成果等を積極的に活用して設計検討を実施する必要がある。

護岸は河川環境にとって特に重要である水際部に設置されることが多く、設置箇所の生態系や良好な景観を保全するような構造の工夫が求められる。したがって、各河川における多自然川づくりの目標が十分に達せられるよう、護岸の構造は良好な河川環境や景観に適したものとすることが必要である。護岸が露出する場合については、護岸を大きく見せないように工夫するとともに、明度を抑え適度なテクスチャーを持った素材を用いる等、景観面・自然環境面に配慮することが重要である。

その際、むやみに耐久性や安全性に過大な余裕をもたせるのではなく、河道の長期的な変化になじんだ構造であること、高水敷や水制等と一体として堤防を保護することが護岸の目的であることを勘案して設計する。

護岸の設計に当たっては、被災形態の把握が重要であるため、既往の被災事例を調査し、被災部位別のおもな被災原因や護岸構造ごとの被災形態の特徴について十分に把握する必要がある。被災形態の把握に当たっては、適切かつ具体的な目的設定に基づく災害調査等から得られた知見を蓄積し、河川等の計画、設計及び維持管理等のための技術情報として共有化できるようにすることが重要である（調査編 10 章災害調査参照）。以下に、主な護岸の被災形態を示す。

1) 河床洗掘による被災

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

2) すり付け部からの被災

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

3) のり覆工の被災

のり覆工のみが被災を受ける事例もある。のり覆工には、おもに表面の凹凸部に流水から

の抗力や揚力が作用し、自重によってこれらの流体力に抵抗する。しかし、流体力が卓越すると被災にいたることがある。例えば、小口部分が保護され、めくれは発生しないのり覆工であっても、ブロックの自重による摩擦抵抗よりも、抗力・揚力等の作用が卓越すると、ブロックは、作用外力の方向に滑動をはじめ、のり覆工は被災にいたる。また、捨石のように、球に近い素材を用いた構造ののり覆工では、素材の径や比重が不足すると、流水からの掃流力によって、のり覆工が掃流されてしまうことがある。のり覆工には、ブロックや石等の使用素材による形状の違いのほかに、胴込コンクリートによって一体化を図った「練り」タイプのもものと、一体化を図らない「空」タイプのもものとがある。この違いは、流水の作用に耐える強さの差となって現れる。

4) 天端工及び天端保護工の流失

低水護岸の天端部分の被災事例も多い。洪水時の流量、河道の断面形状あるいは平面形状によっては、洪水が高水敷から低水路部分に落ち込んだり、逆に低水路部分から高水敷に乗り上げたりする現象が発生する。このような現象が発生すると、天端部分では大きな流速を生じるので、天端工及び天端保護工にブロックを用いる場合には、重量や敷設幅が不足すると、めくれや滑動を生じる。天端工及び天端保護工の流失は、護岸ののり覆工の背面の裏込材の流失を招き、最悪の場合のはのり覆工の破壊にいたる。

5) 背面土砂の吸出し

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

<標準>

護岸は、のり覆工、基礎工、根固工をはじめいくつかの部位から構成される。各部位には水圧、土圧、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用による外力等が作用するほか、河床変動等の影響を受けるが、護岸を構成する各部位の設計に当たっては、護岸全体として機能を確保し、所要の安全性を確保できる構造となるように設計することを基本とする。

また、設計に当たっては、河川環境及び景観を考慮した構造とすることを基本とする。

<参考となる資料>

護岸の主な構造については、下記の資料が参考となる。

- 1) [改訂 護岸の力学設計法](#), 令和5年10月, (財) 国土技術研究センター.
- 2) 護岸・水制の計画・設計, 平成15年6月, (株) 山海堂.

環境や景観に配慮した設計については、下記の資料が参考となる。

- 3) 多自然川づくりポイントブックⅢ, 平成23年10月, (財) リバーフロント整備センター.

護岸の明度及びテクスチャの計測手法及び評価手法については、下記資料が参考となる。

- 4) [大河川における多自然川づくり～Q&A形式で理解を深める～](#), 平成31年3月, 国土交通省水管理・国土保全局河川環境課

護岸等の、被災部位別のおもな被災原因や護岸構造ごとの被災形態の特徴については、下記資料が参考となる。

- 5) 諏訪義雄：[河川構造物と堤内地の洪水応答特性と減災への反映](#)，中央大学博士論文，2021.3

4.4.3 安全性能の照査等

(1) 設計の対象とする状況と作用

<考え方>

護岸の設計に当たっては、護岸の工種ごとに、必要に応じて常時、洪水時、地震時等の安全性能を確保することが求められる。

護岸の安全性能の照査は、のり覆工、基礎工、根固工等の各部位ごとに行うこととし、照査に当たっては、基礎地盤の特性、河道の特性、維持管理に必要となる前提条件等を土質地質調査や河道特性調査等に基づき設定する必要がある。

設計の対象とする作用は、計画高水位以下の水位の流水の通常的作用による流体力と自重に加え、積み護岸の場合は土圧と水圧、擁壁護岸や矢板護岸の場合はさらに地震時慣性力等が対象になると考えられる。その他必要に応じて、河床変動、載荷重、揚圧力、波浪や風浪、津波、航走波、副振動（セイシュ）、アイスジャム、流砂・礫の衝突による摩耗・破損、土石流等の影響を考慮するものとする。

なお、施工条件の影響により、施工時荷重についても考慮が必要となる場合がある。

<標準>

護岸の安全性能の照査は、のり覆工、基礎工、根固工等について行うこととし、照査に当たっては、次の表から、護岸の設置箇所、工種ごと、各部位の構造形式ごとに、設計の対象として必要とされる状況と作用を設定し、これを踏まえて照査事項を設定することを基本とする。

表 1-4-1 護岸の設計の対象とする状況と作用

護岸の状況	作用 ^{※1}
常時	自重、土圧、水圧
洪水時	計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用による流体力、自重、土圧、水圧
地震時	自重、土圧、水圧、地震の影響 ^{※2}

※1 河床変動、載荷重、揚圧力、波浪や風浪、津波、航走波、副振動（セイシュ）、アイスジャム、流砂・礫・流木の衝突による摩耗・破損、土石流、施工時荷重等の影響を受ける場合には、必要に応じて考慮するものとする。

※2 地震時土圧、地震時動水圧、地震時慣性力等

<参考となる資料>

護岸の設計の対象とする状況と作用については、下記の資料が参考となる。

- 1) [改訂 護岸の力学設計法](#)，令和5年10月，（財）国土技術研究センター。
- 2) 護岸・水制の計画・設計，平成15年6月，（株）山海堂
- 3) 災害復旧工事の設計要領，令和4年8月，（公財）全国防災協会。
- 4) 鋼矢板二重式工法仮締切りマニュアル，平成13年5月，（財）国土技術研究センター。
- 5) 道路土工 擁壁工指針，平成24年7月，（公社）日本道路協会。

- 6) 道路土工 仮設構造物指針, 平成11年3月, (公社) 日本道路協会.
- 7) 道路橋示方書同解説 IV下部構造編, 平成29年11月, (公社) 日本道路協会.
- 8) 水理公式集, 平成31年3月, (公社) 土木学会.
- 9) 海岸保全施設の技術上の基準・同解説, 平成30年8月, (一社) 全国海岸協会.

(2) 安全性能の照査

<考え方>

護岸は、「4.4.3 (1) 設計の対象とする状況と作用」に示す状況と作用ごとに、照査の条件として適切な水位を設定し、安全性能について照査する必要がある。

護岸の洪水時の安全性能の照査は、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用による抗力や揚力、掃流力等の流体力や、土圧及び水圧に対して、のり覆工、基礎工、根固工等の各部位が安全であるよう照査を行う。このほかにも、土石流、高潮、波浪、アイスジャム、載荷重等を考慮すべき場合もあるので、必要に応じて検討する。

堤防、河岸に作用する侵食力の大きさや、護岸ののり覆工に作用する抗力、揚力などの流体力は、流速の大小と密接に関連している。このため、流速の評価は照査において重要となる。また、護岸の設計では、洪水時の最深河床高が重要な設計条件となる。護岸の被災事例の多くが、流水による急激な河床洗掘を契機とした基礎工の流出を原因としているためである。なお、基礎工の沈下やのり尻からの土砂の流出などを防止するために設置される根固工を設計する場合でも最深河床高の評価は重要である。

1) 流速

洪水時に発生する流速は、護岸を設置する箇所の最深河床高、低水路及び高水敷の粗度、のり勾配等の影響を受ける。したがって、設計に用いる流速や、最深河床高等の設計条件は、水理模型実験、数値計算、最近の研究成果による理論的な算定方法等の中から護岸設置箇所の河道特性を反映できる方法で評価する必要がある。ここでは、堤防、河岸に作用する流速を代表流速 V_0 と定義して、その求め方の一手法を示す。

堤防及び低水河岸の護岸設計に用いる流速を代表流速 V_0 と定義する。本節に示す代表流速 V_0 の算定方法は、マンニングの平均流速公式で求めた平均流速 V_m について、考慮されていない要因を水理的に評価補正することにより補正係数 α を求め、

$$V_0 = \alpha V_m \quad (1-4-1)$$

として求めるものである。ただし、低水路平面形状が変化に富む場合や高水敷上の樹木群と堤防の間に速い流れが生じる場合等には、この手法では V_0 の評価が困難である。このような流れが複雑な場合は、平面二次元流解析、あるいは水理模型実験によって V_0 を算定することが望ましい。

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

$$V_m = \frac{1}{n} H_d^{\frac{2}{3}} I_e^{\frac{1}{2}} \quad (1-4-2)$$

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

洗掘や湾曲等の影響により、式(1-4-2)で求まる V_m を補正する必要がある場合には、式(1-4-1)の補正係数 α を用いて代表流速 V_0 を求める。補正を行う要因には、砂州の発生、川幅の変化、低水路の流れと高水敷の流れの干渉、湾曲等の河道特性による要因、及び根固工、橋

脚、堰、床止め上流部等での構造物周辺の局所的な流れの変化等があげられる。具体的な補正係数の値については種々の研究成果等から定めるものとする。

設計に用いる流速は、計画高水位以下の水位のさまざまな流況条件の中で、実際に河岸等に作用する流速のうち最大の値を用いる必要がある。流速は、一般に計画高水位相当の水深が生じた場合が最も大きくなるが、堰・床止め等の横断構造物等や狭窄部の上下流部、高水敷から低水路へ流れが落ち込む場合や低水路の主流が高水敷に乗り上がる場合、水深変動に伴う河床形態の変化によって粗度係数の値に変動が生じる場合等、河道条件によっては、計画高水位以下の水位での流速が大きくなることに留意する必要がある。

2) 土圧、水圧等

積み護岸、擁壁護岸、矢板護岸等の設計では、流体力に加え土圧及び水圧を考慮する必要がある。擁壁、矢板の設計では、地震時の土圧及び水圧についても必要に応じて検討する。

3) 最深河床高

安全性能の照査では、洪水時の最深河床高が重要な設計条件となる。最深河床高は、洪水時の洗掘現象や埋め戻しによって変化するが、この変化の状態は河道特性によって異なり、定量的な評価に必要なデータ収集が観測の難しさもあって現段階では不十分なことから、最深河床高の定量的評価は難しい。そのため、これまでの研究成果等を基にした「4.4.4 各部位の設計(2)基礎工」〈推奨〉の方法により最深河床高を推定するのが一般的である。

〈標準〉

護岸は、「4.4.3 (1) 設計の対象とする状況と作用」に対し、洪水時等の安全性能について照査することを基本とする。

照査に当たっては、これまでの経験及び実績から妥当とみなせる方法又は論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とする。

〈参考となる資料〉

護岸の安全性能の照査については、下記の資料が参考となる。

- 1) [改訂 護岸の力学設計法](#), 令和5年10月, (財)国土技術研究センター.
- 2) 護岸・水制の計画・設計, 平成15年6月, (株)山海堂.

〈例示〉

海岸保全施設としての堤防に設置される護岸の性能の照査に当たっては、当該海岸における設計潮位、設計波、設計津波等を適切に設定し、波のうちあげ高若しくは越波流量又は設計津波の水位（護岸によるせり上がりを考慮した津波高さ）が所定の値（うちあげ高にあっては天端高、越波流量にあっては許容越波流量、設計津波の水位にあっては地震後の天端高）を上回らないことを確認することとされている。

〈参考となる資料〉

護岸の洪水時の安全性能については、下記の資料が参考となる。

- 1) [改訂 護岸の力学設計法](#), 令和5年10月, (財)国土技術研究センター.
- 2) 護岸・水制の計画・設計, 平成15年6月, (株)山海堂.
- 3) 水理公式集, 平成31年3月, (公社)土木学会.
- 4) 海岸保全施設の技術上の基準・同解説, 平成30年8月, (一社)全国海岸協会.

4. 4. 4 各部位の設計

(1) のり覆工

<考え方>

のり覆工の破壊要因は流体力、および土圧・水圧であり、のり勾配によりどちらが主要因となるか分類できる。のり勾配が比較的緩い場合は‘張り’の状態のため、流体力が破壊の主要因となり、のり勾配が比較的急な場合は‘積み’の状態のため、土圧・水圧の作用が破壊の主要因となる。

のり勾配が比較的緩いのり覆工では、以下に示すような破壊形態をとる。

- 1) コンクリートブロックのように底面が平坦で、上下流端がすり付け護岸で保護されているのり覆工では、流体力によりコンクリートブロックが滑動する破壊形態となる。
- 2) 自然石のように、丸みを帯びた材料を用いたのり覆工では、流れにより掃流されてのり覆工が破壊される形態をとる。
- 3) 小口が保護されていないのり覆工では、流体力によりのり覆工がめくれて破壊にいたることが多い。

胴込コンクリート等によりのり覆工が一体化されているかどうかは流水への抵抗力に差異を生じる。このことは同じ材料を用いたのり覆工でも設置状態が異なれば安定性が異なることを示している。

また、のり勾配が比較的急なのり覆工では、常時・洪水時（洪水後含む）・地震時に作用する背面の土圧により倒壊する場合がある。

これらの観点から、流体力あるいは土圧・水圧の破壊要因、滑動・めくれ等の破壊形態、小口や一体性等の設置状態を反映させ、安定性照査のモデルを設定する。

堤防護岸（高水護岸）ののり覆工の高さは、原則として堤防天端までとする。これは、計画高水位付近を水面とする洪水が流下した場合に、洪水時に発生する風浪、うねり、跳水等によって、計画高水位より上の堤防法面が侵食されるおそれがあるためである。また、河川管理施設等の周りで、流水が著しく変化することとなる区間である場合等も、原則として堤防天端まで設置することとされている。ただし、植生被覆等の効果等も勘案して過大な範囲とならないように留意する必要がある。

低水護岸については、流水の作用状況や植生等による自然河岸の侵食耐力等を勘案して、必要とされる範囲に設置するものとする。低水護岸では、のり覆工の高さは、一般には設置する河岸付近の高水敷高とする。

なお、河川管理施設等の周りに護岸を設置する場合の設置範囲及び湖沼、高潮区間に護岸を設置する場合の措置については、河川管理施設等構造令の記述を参照するものとする。

計画堤防断面形状ののり面は、一枚のりを基本としているが、堤防に小段があり、小段の上に護岸を設ける場合には、小段位置において、コンクリートブロック張り等の場合は基礎工を、蛇籠張り等の場合には止杭を設けるものとする。石積みまたはコンクリートブロック積みの練積みのり覆工においては、組石材を胴込コンクリートで一体構造とする。

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

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

のり覆工には必要に応じて次の付属工を設けるものとする。

- 1) 小口止工：のり覆工の上下流端に施工して、護岸を保護する。
- 2) 横帯工：のり覆工の延長方向の一定区間ごとに設け、護岸の変位・破損が他に波及しないように絶縁する。
- 3) 縦帯工：護岸ののり肩部の施工を容易にし、また護岸ののり肩部の破損を防ぐ。

なお、天端工、天端保護工及びすり付け工については、「4.4.4 各部位の設計(4)その他の設計(天端工、天端保護工、すり付け工)」にて記載する。

<標準>

のり覆工は、河道特性、河川環境等を考慮して、流水・流木の作用、土圧等に対して安全な構造となるように設計することを基本とする。

<推奨>

のり勾配が1:1.5以下の緩い勾配の場合は‘張り’の状態とし、のり勾配が1:1.5以上の急な勾配の場合は‘積み’の状態と考えることが多い。

のり覆工のうち、張り構造の主な破壊形態を以下に示す。

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

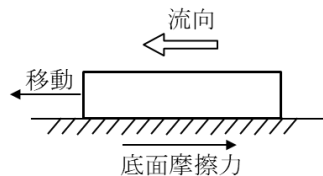


図 1-4-6 滑動による破壊形態

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

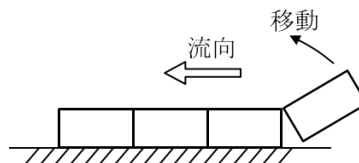


図 1-4-7 めくれによる破壊形態

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

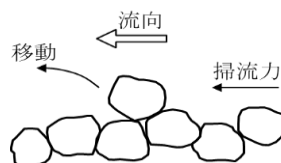


図 1-4-8 掃流による破壊形態

以上によるのり覆工の流体力による破壊形態をまとめて表 1-4-2 に示す。

表 1-4-2 のり覆工の流体力による破壊形態

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

のり覆工の安定性照査のモデルは、過去の被災事例等を踏まえ、主な破壊形態及び設置状態に基づき分類できる。のり覆工の主な安定性照査のモデルを以下に示す。

1) 「滑動-単体」モデル

のり覆工の一体性が無く、個々の部材が流れの中に単独で置かれた状態を想定する。空ブロック張り護岸等が該当する。単体として扱うことのできるのり覆工の流体力に対する安定検討は、滑動、流れ方向の転動、のり面最大傾斜角方向の転動が考えられるが、一般に用いられるのり覆工では、滑動に比べて転動に対する安定性がかなり高いことがわかっているので、一般には式(1-4-3)に示すように抗力D、揚力Lに対する部材単体の滑動を想定した照査をおこなえばよい。

$$\mu(W_w \cos \theta - L) \geq ((W_w \sin \theta)^2 + D^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$L = \frac{1}{2} \rho_w C_L A_b V_d^2 \quad (1-4-3)$$

$$D = \frac{1}{2} \rho_w C_D A_D V_d^2$$

ここで、 μ ：摩擦係数（一般に $\mu=0.65$ ）、 W_w ：のり覆工の部材の水中重量、 θ ：のり面勾配、 ρ_w ：水の密度、 g ：重力加速度、 C_L ：部材の揚力係数、 C_D ：部材の抗力係数、 A_b ：部材の上方投影面積、 A_D ：部材の流下方向投影面積である。式(1-4-3)の適用に当たっては、周囲の部材拘束効果等を考慮していないので、 W_w は安全側の値であると考えられる。

既往の設置事例からすると算定される重量の1/3程度で安定性に問題の生じていない事例が多く、1/3程度の値を照査の目標値としてもよい。同じ部材を、次に示す「滑動-群体」モデルにより照査して求まる W_w は拘束効果を考慮した値であり、 W_w の下限の参考値になるので、それとも比較のうえ検討することが望ましい。

式(1-4-3)に用いる抗力・揚力は、のり覆工表面の相当粗度 k_s 高さでの流速である近傍流速 V_d を用いて評価する。

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

2) 「滑動-群体」モデル

このモデルには、胴込コンクリートや連結が確実な鉄筋等によつてのり覆工の一体性が保たれており、隣接部材と接した面への流体力の作用を無視できる工種である、練張り護岸、連節ブロック護岸等が該当する。群体の流体力に対する安定性検討は、単体と同様に滑動について行えばよく、式(1-4-3)を基本式とした検討を行う。ただし、揚力 L 、抗力 D を評価する際の投影面積のとり方は異なり、

$$\begin{aligned} L &= \frac{1}{2} \rho_w C_L A_g V_d^2 \\ D &= \frac{1}{2} \rho_w C_D A_D V_d^2 \end{aligned} \quad (1-4-4)$$

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

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

3) 「めくれ」モデル

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

$$W_w \cos \theta l_b / 2 \geq L l_L + D l_D \quad (1-4-5)$$

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

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

4) 「掃流-一体性が弱い」モデル

隣接部材との一体性が弱く、個々の部材が敷き並べられている構造ののり覆工であり、捨石護岸が該当する。単体の部材の安定に関する照査を行う。具体的手法としては、アメリカ工兵隊の基準にある、捨石径の算定方法に基づいて照査するとよい。すなわち、のり覆工の部材に作用する掃流力が部材(自然石)の移動限界を超えないものとして代表流速 V_0 と部材の大きさの関係を次式により定める。

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 2g \left[\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right]} V_0^2 \quad (m) \quad (1-4-6)$$

ここに、 D_m :石の平均粒径、 ρ_s :石の密度、 E_1 :流れの乱れの強さを表す実験係数である。通常は $E_1=1.2$ が用いられる場合が多い。この値は、比較的乱れが小さい流れの場合の係数である。乱れが大きい流れの場合の係数としては、 $E_1=0.86$ という値が示されている。

式(1-4-6)は水平面上の捨石について与えられるものであり、捨石を斜面角度 θ ののり面に設置する場合には、粒径 D_m に対して斜面の補正係数 K を乗じた値 $K \cdot D_m$ を捨石径とする。ここで、 ϕ は石材料の水中安息角(ϕ :自然石で 38° 程度、碎石では 41° 程度)である。

$$K = \frac{1}{\cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}}} \quad (1-4-7)$$

5) 「掃流-一体性が強い」モデル

一体性が強いのみ覆工とは、ほぼ等しい大きさの部材(切出し石等)が、かみ合わせ効果を期待できるよう、隙間に碎石等の胴込材を施工して、整然と設置されている状態である。空石張り護岸が該当する。

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

$\tau_{*d} = 0.05$ τ_{*d} :部材に作用する無次元せん断力
とし、角度 θ の斜面に設置する場合には次式の補正を行う。

$$\tau_{*sd} = \tau_{*d} \times \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}} \quad (1-4-8)$$

必要径 D_m は次式にて検討する。相当粗度 k_s は D_m と等しくとればよい。

$$D_m \geq V_0^2 / \left[\{6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d/k_s)\}^2 \cdot \tau_{*sd} \cdot S \cdot g \right] \quad (1-4-9)$$

求められた値は、何らかの原因でかみ合わせ効果が不十分になると、急激に流出しやすくなるので、照査の目標値としては30~50%程度割り増した値とすることが望ましい。

6) 「掃流-籠詰め」モデル

籠詰め状態のみ覆工とは、ほぼ同一粒径の球状の材料(石等)が籠状の枠の中に詰められている状態であり、フトン籠護岸、蛇籠護岸が該当する。籠詰め状態のみ覆工は、代表流速 V_0 に対して、籠に変形を与えるような籠詰め材料の移動を原則として許さないものとして安定性を照査する。したがって、籠詰め材料が無次元掃流力に耐えうるよう照査を行う。ここでは、無次元限界掃流力をコロラド大学の実験結果より、

$\tau_{*d}=0.10$ (籠の変形を許さない場合)

$\tau_{*d}=0.12$ (籠の変形を多少許す場合)

として、部材の必要径を照査する。ただし、これらの値は水平床上での値であり、角度 θ の斜面に設置する場合は「掃流-一体性の強い」モデルに示した式(1-4-9)を用いて補正する。ただし、フトン籠を階段状に設置する場合は平坦に設置した条件で計算してよい。中詰め石の平均粒径 D_m は、 τ_{*d} を求める際の相当粗度としては $k_s=2.5D_m$ 程度として算出する。

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

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

のり覆工の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) [改訂 護岸の力学設計法](#)，令和5年10月，(財)国土技術研究センター。
- 2) 護岸・水制の計画・設計，平成15年6月，(株)山海堂。
- 3) 災害復旧工事の設計要領，令和4年8月，(公財)全国防災協会。
- 4) 土木構造物標準設計第2巻手引き（擁壁類），平成12年9月，(一社)全日本建設技術協会。
- 5) 道路土工 擁壁工指針，平成24年7月，(公社)日本道路協会。
- 6) 水理公式集，平成31年3月，(公社)土木学会。
- 7) 海岸保全施設の技術上の基準・同解説，平成30年8月，(一社)全国海岸協会。

(2) 基礎工**<考え方>**

護岸の被災事例で最も顕著なものは、洪水時の河床洗掘を契機として基礎工が浮き上がってしまい、基礎工及びのり覆工が被災を受ける事例である。

基礎工が被災を受けると、裏込材の吸出し等が生じ、広範囲にわたる被災を引き起こすことがある。このため、基礎工の設計では、基礎工天端高の決定が最も重要である。

基礎工天端高は、洪水時に洗掘が生じても護岸基礎の浮上がりが生じないように、過去の実績や調査研究成果等を利用して最深河床高を評価することにより設定するものとする。なお、根入れが深くなる場合には、根固工を設置することで基礎工天端高を高くする方法もある。

また、基礎工の天端高の基本的な考え方としては、以下の四つがあげられ、これらの考え方から、当該箇所に最も適切な考え方で基礎工の天端高を決定する。

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

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

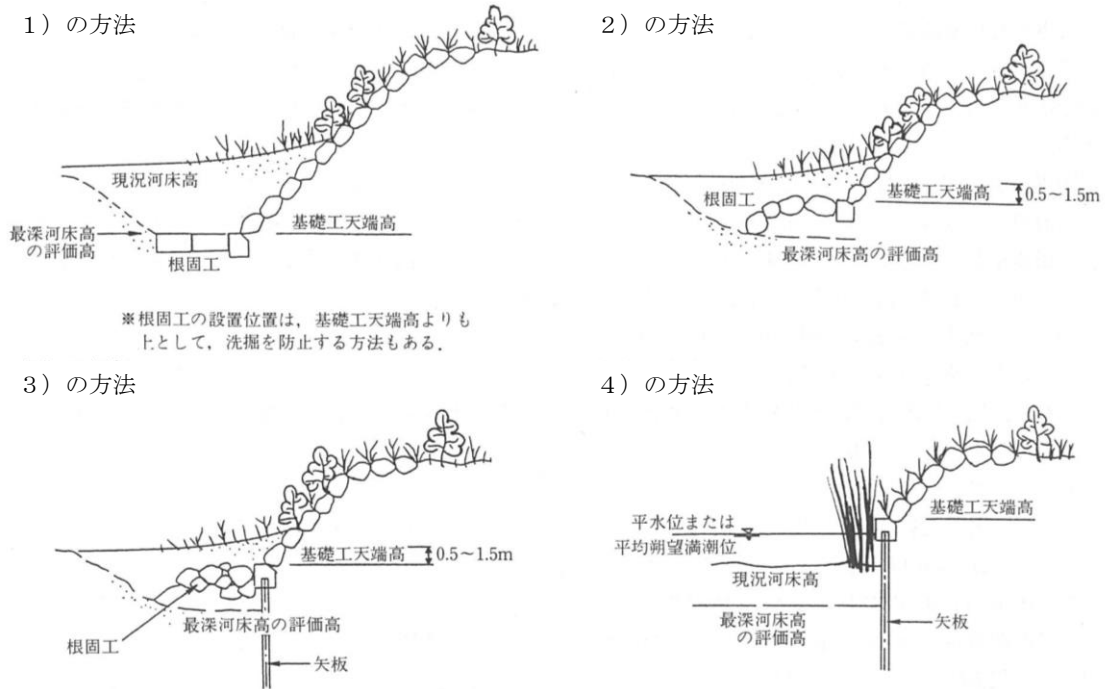


図 1-4-9 最深河床高の評価方法

基礎工は、土質、施工条件、河道特性に応じて選択する。地盤が良好な場合には直接基礎とし、軟弱地盤の場合には杭または矢板を用いることが多い。また、平水位の高い箇所や洗掘を考慮する必要がある箇所では矢板を用いるケースがある。なお、護岸を設置する地盤が堅固な岩盤である場合は、基礎工を設置せず、のり覆工を直接岩着するケースもある。

基礎工の工種は、その強度、耐久性等を考慮して選定するものとする。鋼矢板を用いる場合は腐食を考慮することとし、特に酸性河川や感潮河川等については、腐食に対して十分に考慮しなければならない。

図 1-4-10 に、基礎工の例を示す。

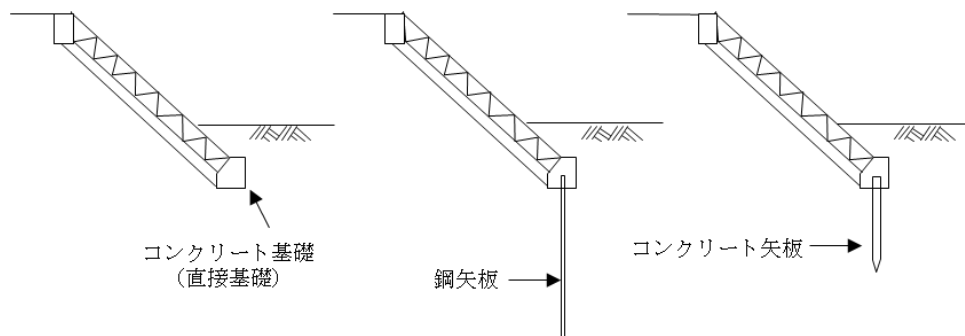


図 1-4-10 基礎工の例

<標準>

護岸の基礎工は、洪水による洗掘等を考慮して、のり覆工を支持できるように、安全な構造となるように設計することを基本とする。

<推奨>

最深河床高は、洪水時の洗掘現象や埋め戻しによって変化する。この変化の状態は河道特性によって異なり、定量的な評価に必要なデータ収集が観測の難しさもあって現段階では不十分

なことから、最深河床高の定量的評価は難しい。そのため、これまでの研究成果等を基にした次の方法により最深河床高を推定するのが一般的である。

- 1) 経年的な河床変動データからの評価
- 2) 既往研究成果からの評価
- 3) 数値計算による評価
- 4) 移動床水理模型実験による評価

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

基礎工天端高を、「4.4.4 各部位の設計(2)基礎工」＜考え方＞の2)及び3)の方法で設定する場合には、基礎工天端高を計画断面の平均河床高と現況河床高のうち低いほうより0.5～1.5m程度深くしているものが多い。

＜関連通知等＞

- 1) 河川工事における鋼矢板選定について、令和元年9月5日、国土交通省水管理・国土保全局治水課流域減災推進室長、防災課防災企画官、事務連絡。

＜参考となる資料＞

基礎工の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) [改訂 護岸の力学設計法](#), 令和5年10月, (財)国土技術研究センター。
- 2) 護岸・水制の計画・設計, 平成15年6月, (株)山海堂。
- 3) 災害復旧工事の設計要領, 令和4年8月, (公財)全国防災協会。
- 4) 鋼矢板二重式工法仮締切りマニュアル, 平成13年5月, (財)国土技術研究センター。
- 5) 道路土工 擁壁工指針, 平成24年7月, (公社)日本道路協会。
- 6) 道路土工 仮設構造物工指針, 平成11年3月, (公社)日本道路協会。
- 7) 水理公式集, 平成31年3月, (公社)土木学会。
- 8) 海岸保全施設の技術上の基準・同解説, 平成30年8月, (一社)全国海岸協会。

(3) 根固工

＜考え方＞

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

根固工は大きな流速の作用する場所に設置されるため、流体力に耐える重量であること、護岸基礎前面に洗掘を生じさせない敷設量であること、耐久性が大きいこと、河床変化に追従できる屈とう性構造であることが必要となる。このため、根固工は、流体力に対して安定を保つことのできる重量以上とするとともに、予測される洗掘に対して基礎工前面を保護することのできるような敷設幅、敷設高を照査する。

根固工の敷設天端高は基礎工天端高と同高とすることを基本とするが、根固工を基礎工よりも上として洗掘を防止する方法もある。また、根固工とのり覆工との間に間隙を生じる場合には、適当な間詰工を施すものとする。

根固工の代表的な工種としては次のようなものがある(図1-4-11)

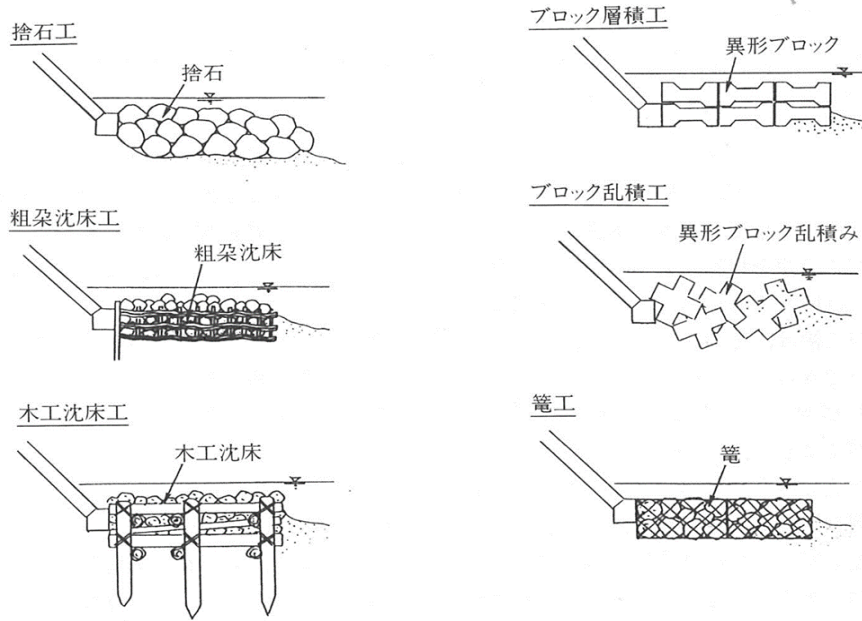


図 1-4-11 代表的な根固工

- 1) 捨石工：十分な重量を有する捨石を用いる。
- 2) 沈床工：粗染沈床、木工沈床、改良沈床等があり、粗染沈床は緩流河川で、木工沈床は急流河川で用いられることが多い。改良沈床は枠組み材や中詰め材にコンクリート材を用いたもので強度が大きく、水中から露出する場合でも耐久性に優れる。
- 3) 籠工：蛇籠、フトン籠等を用いる。
- 4) 異形コンクリートブロック積工：各種の異形コンクリートブロックを用いたもので、層積みと乱積みがある。

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

<標準>

根固工は、河床の変動等を考慮して、基礎工が安全となるよう、流体力の作用に対して安全な構造となるように設計することを基本とする。

<推奨>

根固工の敷設方法には、洗掘前の河床に重ね合わせずに設定して自然になじませる場合と、既存の深掘れ部に重ねて設置する場合とがある。

沈床を深掘れ部に重ねて設置する場合には3～6m幅を基本とし、これを階段状に積み重ねることが多い。沈床の場合には、重ね合わせ幅を、下段沈床幅の1/3以上とする事例が多い。木工沈床を重ね合わせて設置する工法は、急流河川に多い事例である。

周辺の河床低下や洗掘が予想される区間では、護岸基礎前面の河床が低下しない敷設幅を確保する必要がある。すなわち、護岸前面に河床低下が生じても最低1列もしくは2m程度以上の平坦幅が確保されることが必要とされる。

幾何学的には、敷設幅 B は、根固工敷設高と最深河床高の評価高の高低差 ΔZ を用いれば

$$B = L_n + \Delta Z / \sin \theta \quad (1-4-10)$$

となる。ここで、

L_n : 護岸前面の平坦幅（ブロック1列もしくは2m程度以上）

θ : 河床洗掘時の斜面勾配

ΔZ : 根固工敷設高から最深河床高の評価高までの高低差

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

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

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

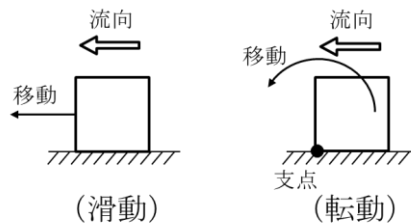


図1-4-12 滑動、転動による破壊形態

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

また、ブロック等の設置状態により層積み、乱積み、籠詰めに分けることができ、設置状態によっても安定性の考え方が異なってくる。以上の破壊形態をまとめて表1-4-3に示す。

表1-4-3 根固工の流体力による破壊形態

破壊形態	設置状態	安定性照査のモデル
滑動・転動	層積み	「滑動・転動-層積み」モデル
滑動・転動	乱積み	「滑動・転動-乱積み」モデル
掃流	乱積み	「掃流-乱積み」モデル
掃流	籠詰め	「掃流-籠詰め」モデル
掃流	中詰め	「掃流-中詰め」モデル

根固工の安定性照査のモデルは、過去の被災事例等を踏まえ、主な破壊形態及び設置状態に基づき分類できる。根固工の主な安定性照査のモデルを以下に示す。

1) 「滑動・転動-層積み」モデル

上流端に位置する根固工であって、流体力による滑動、あるいは転動により部材の一連部分に移動を生じる。設置面はほぼ平らであり、規則的に敷き並べられた状態を想定する。異形ブロック層積みの根固工が該当する。

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

滑動及び転動に対する安定条件より、根固工の所要重量は次式により与えられる。

$$W > a \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \frac{\rho_b}{g^2} \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6 \quad (1-4-11)$$

ここで、 V_d には一般に代表流速 V_0 を用いてよい。また、 ρ_b は標準的な無筋コンクリートの密度の値 (2.3t/m³程度) を参考としてよい。ただし、設計時に実重量に基づく密度が明らかかなものはその値を用いてよい。係数 a 、 β は部材の配置形状によって異なる。これらの値は、根固工の形状、部材の方向、配置形態に応じて、水理模型実験や現地の施工実績により求めることが望ましい。水理模型実験により数種類の異形コンクリートブロックについて求めた a 、 β を表 1-4-4 に参考として示す。

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

表 1-4-4 異形コンクリートブロックの係数 a 及び β の参考値

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

2) 「滑動・転動-乱積み」モデル

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

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

3) 「掃流-乱積み」モデル

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

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

4) 「掃流-籠詰め」モデル

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

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

5) 「掃流-中詰め」モデル

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

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

<参考となる資料>

根固工の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) [改訂 護岸の力学設計法](#), 令和5年10月, (財) 国土技術研究センター.
- 2) 護岸・水制の計画・設計, 平成15年6月, (株) 山海堂.
- 3) 災害復旧工事の設計要領, 令和4年8月, (公財) 全国防災協会.
- 4) 日本の水制, 平成8年1月, (株) 山海堂.
- 5) 水理公式集, 平成31年3月, (公社) 土木学会.
- 6) 海岸保全施設の技術上の基準・同解説, 平成30年8月, (一社) 全国海岸協会.

(4) その他(天端工、天端保護工、すり付け工)

①天端工、天端保護工

<考え方>

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

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

天端保護工は、天端工と背後地の間から侵食が生じることが予測される場合に設置するものである。構造は屈とう性のある構造とし、流体力の作用に対して安全な厚さとする必要がある。

護岸の法肩部の線形が直線的で明瞭だと、自然な要素で構成されている河川景観の中で目立ち、固く人工的な印象となってしまうので、天端工や天端保護工は法肩に丸みを持たせたり、植生により法肩部と高水敷の境界線を曖昧にする等、景観面の工夫が必要である。

<標準>

低水護岸が流水により裏側から侵食されることを防止するため、必要に応じて天端工・天端保護工を設けるものとする。天端工及び天端保護工は、流体力の作用に対して安全な構造となるように設計することを基本とする。

<推 奨>

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

護岸天端部分に作用する流速が1~2m/s程度を超える場合には、洗掘が生じる可能性が高いため、天端保護工を設置することが望ましい。

<参考となる資料>

天端工、天端保護工の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) [改訂 護岸の力学設計法](#), 令和5年10月, (財)国土技術研究センター.
- 2) 護岸・水制の計画・設計, 平成15年6月, (株)山海堂.

②すり付け工**<考え方>**

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

すり付け工の施工幅は、その機能から最低限のり覆工及び天端工の範囲をカバーする必要がある。また、のり尻の侵食を防止できるよう河床面に適切な幅の垂らし幅を確保する必要がある。施工延長は既往事例からはおおむね5m以上となっているものが多いが、河道の特性等に応じた適切な施工延長を検討することが望ましい。

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

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

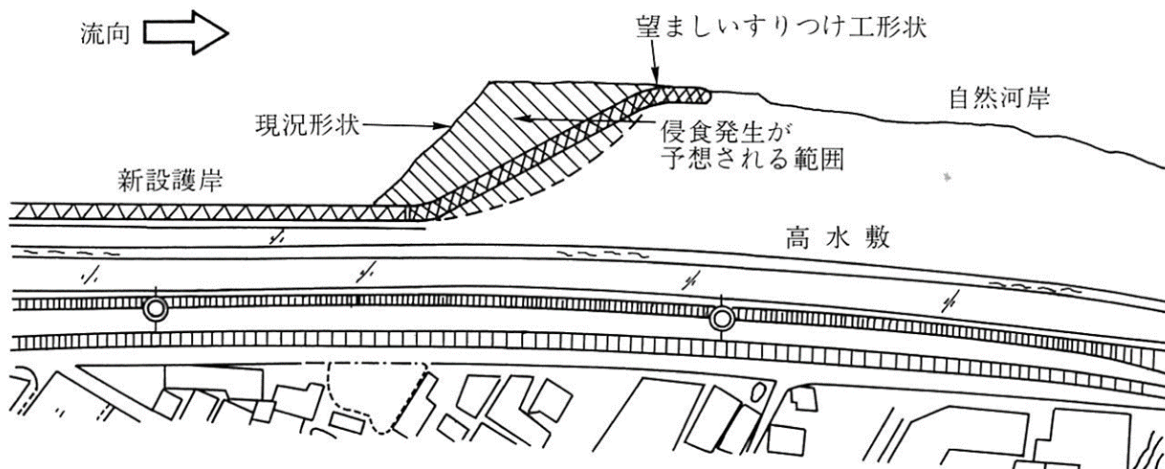


図1-4-13 すり付け工の形状形態

<標準>

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

<参考となる資料>

すり付け工の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) [改訂 護岸の力学設計法](#)，令和5年10月，(財)国土技術研究センター。
- 2) 護岸・水制の計画・設計，平成15年6月，(株)山海堂。

4.5 水制の基本的な構造**<考え方>**

護岸及び水制は、「4.3 設計の基本」までに示したとおり、堤防の保護等、低水路河岸の侵食や洗掘の抑制、河川環境や景観の保全・創出、航路維持等、求める機能を有するように設計するとともに、対象河川の河道特性等を踏まえ、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性及び公衆の利用の容易性等を総合的に考慮し、施設を単独あるいは組み合わせ、周辺の河道への影響に十分配慮して設計することが重要である。

「4.5 水制の基本的な構造」では、このうち水制の設計及び照査の基本的な考え方を示す。

4.5.1 構造形式の設定**<考え方>**

水制の構造形式は透過水制と不透過水制がある。構造形式の選定に当たっては、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性、及び環境・景観との調和等に考慮して設定する必要がある。透過水制は流水が透過する構造のもので、水制が粗度要素となって流速を減じて洗掘を防いだり、適切に配置すれば土砂を堆積させる効果をもつ。不透過水制は流水を透過させないもので、水制上を越流するかしないかで越流水制と非越流水制に分けられる。不透過水制は水はね効果が大いだが、水制先端部や水制の下流部が特に洗掘されやすいので、水制周辺に根固工を設置する必要があることが多い。

水制の設計に当たっては、設置目的、設置箇所の河道特性、外力条件、洪水特性などさまざまな要因が関係する。水制はそれらの要因を考慮して、類似河川や近隣区間での実績を参考にしながら、設置目的に適し、かつ計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用に対して堤防を保護する、あるいは掘込河道にあつては堤内地を安全に防護する構造とするよう設計する。水制はその周辺に多様な水環境を形成し、良好な河川環境の保全・創出、良好な景観への改善・創出に効果を有するので、この効果を十分活かすよう構造や配置、材質を検討して設計する必要がある。

水制の働きに対応して、次のような構造の水制が選ばれる。

- 1) 流速減少を目的とするもの
 - a) 水制の高さは低い。
 - b) 透過性あるいは水深に比し低い不透過性水制である。
 - c) 杭工等が主で軽い工作物になっている。
 - d) 数本ないし数十本が並置され、それが全体として作用する。
- 2) 水はねを目的とするもの
 - a) 水制の高さは高い。
 - b) 半透過性または不透過性である。
 - c) 土石、コンクリート等が主で容量が大きく、重い構造物になっている。
 - d) 単独あるいは少数並置される。

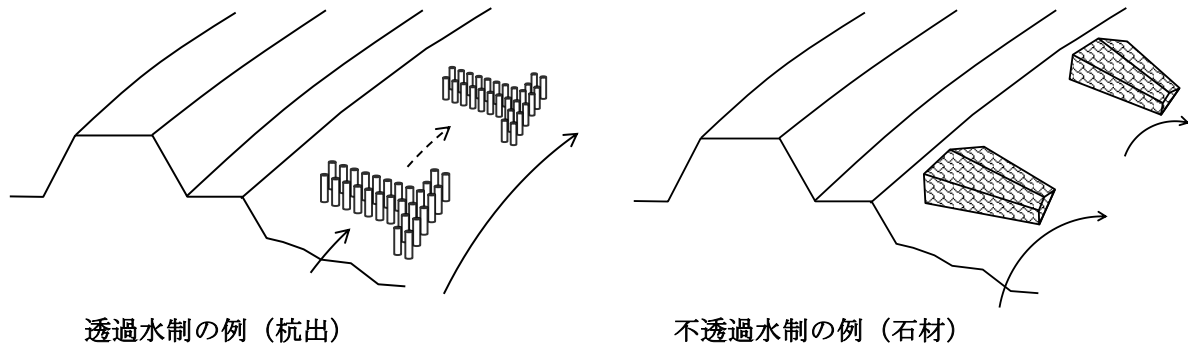


図 1-4-14 水制の構造形式の例

<標準>

水制の構造型式は、透過水制と不透過水制がある。構造型式の選定に当たっては、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性、及び環境・景観との調和等を考慮して設定することを基本とする。

水制の工種は、河川の平面及び縦横断形状、流量、水位、河床材料、河床変動等をよく検討し、目的に応じて選定することを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について，昭和51年11月23日，建設省河政発第70号，建設省河川局長通達。
- 2) [河川砂防技術基準施設配置等計画編](#)，平成30年3月，国土交通省水管理国土保全局。
- 3) [美しい山河を守る災害復旧基本方針](#)（平成30年6月），2018，国土交通省水管理・国土保全局防災課。
- 4) [河川景観ガイドライン「河川景観の形成と保全の考え方」](#)（平成18年10月），国土交通省河川局 河川環境課，治水課，防災課
- 5) [「多自然川づくり」の推進について](#)，平成18年10月13日，国河環第38号，国河治第86号，国河防第370号，国土交通省河川局長通達
- 6) [国土政策技術総合研究所資料，景観デザイン規範事例集（河川・海岸・港湾編）](#)，平成20年3月。
- 7) [中小河川に関する河道計画の技術基準について](#)，平成22年8月9日，国河環第30号，国河域第7号，国河防第174号，国土交通省河川局河川環境課長，治水課長，防災課長通達

<参考となる資料>

水制の構造形式の設定については、下記の資料が参考となる。

- 1) 護岸・水制の計画・設計，平成15年6月，（株）山海堂。
- 2) 水理公式集，平成31年3月，（公社）土木学会。

環境や景観に配慮した設計については、下記の資料が参考となる。

- 3) 多自然川づくりポイントブックⅢ，平成23年10月，（財）リバーフロント整備センター。

4. 5. 2 材質と工種

(1) 使用材料

<考え方>

水制の使用材料は、設置目的に応じて要求される強度や耐久性を満足する必要がある。

水制材料として使用される玉石、割石、コンクリート異形ブロック等は、水制の機能を保持しうるように、流水の作用によりその位置、形状が大きく変わってはならない。すなわち、水制を構成する材料は、流水に対して移動しないだけの重さ、大きさ、形状である必要がある。

良好な河川環境の保全・創出のための水制に、材料として木材を用いる場合には、水面付近の木材が腐りやすい点に十分に留意して設計する必要がある。また、多孔質な材料（石材、籠工）を用いる等の工夫をすることが考えられる。

<標準>

水制の使用材料は、設置目的に応じて要求される強度や、耐久性等の性能を満足するための品質を有し、その性状が明らかにされているものを使用することを基本とする。

<参考となる資料>

水制の使用材料については、下記の資料が参考となる。

- 1) 護岸・水制の計画・設計，平成15年6月，(株)山海堂.
- 2) [改訂 護岸の力学設計法](#)，令和5年10月，(財)国土技術研究センター.

(2) 主な工種

<考え方>

水制の主な工種としては、以下があげられる。

- 1) コンクリートブロック、石材、四基構、三基構、大聖牛
- 2) 三角枠、ポスト、枠出し、籠出し、棚牛、笈牛、菱牛、川倉
- 3) 木工沈床、改良沈床、合掌枠、ケレップ、杭打ち上置工、杖（杭）出

一般的にはこの順序で急流河川から緩流河川に使用されている。水制は、杭としての抵抗によるものと水制自体の自重により流水に抵抗するものとに大別されるが、緩流河川では杭出水制が多く用いられ、急流河川では水制の強度の面から、また、河床材料の粒度が大きくなって杭打が不可能になることから、河床上に設置して自重で流水に抵抗するようなブロック水制あるいは聖牛が多く用いられる。

水制の設計に当たっては、被災形態の把握が重要であるため、既往の被災事例を調査し、被災部位別のおもな被災原因や水制構造ごとの被災形態の特徴について十分に把握する必要がある。被災形態の把握に当たっては、適切かつ具体的な目的設定に基づく災害調査等から得られた知見を蓄積し、河川等の計画、設計及び維持管理等のための技術情報として共有化できるようにすることが重要である（調査編第10章災害調査参照）。

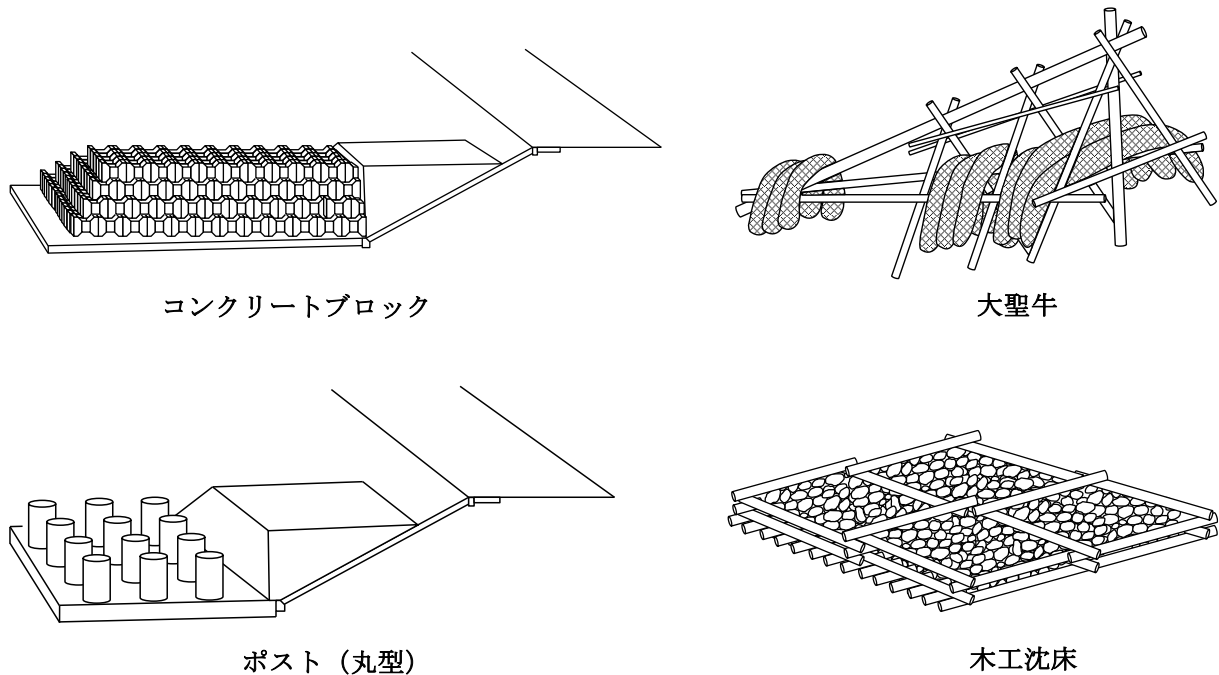


図 1-4-15 水制の工種の例

<標準>

水制は、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用に対して、目的とする機能を確保し、所要の安全性を確保できる構造となるように設計することを基本とする。

<参考となる資料>

水制の主な工種については、下記の資料が参考となる。

- 1) 護岸・水制の計画・設計，平成15年6月，(株)山海堂.
- 2) 災害復旧工事の設計要領，令和4年8月，(公財)全国防災協会.

4.5.3 安全性能の照査等**<考え方>**

水制の設計に当たっては、水制の工種ごとに、洪水時等の安全性能を確保することが求められる。照査に当たっては、基礎地盤の特性、河道の特性、維持管理に必要となる前提条件等を土質地質調査や河道特性調査等に基づき設定する必要がある。また、これまでの経験及び実績から妥当とみなせる方法又は論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とする。

水制の被災は、水制に作用する流体力によって、水制を構成する材料が滑動・転動、あるいは流出することによって生じる。設計の対象とする作用は、計画高水位以下の水位の流水の通常的作用による流体力と自重が対象になると考えられ、水制を構成する材料が安全であるよう照査を行う。

その他必要に応じて、河床変動、載荷重、波浪や風浪、津波、航走波、副振動（セイシュ）、アイスジャム、流砂・礫の衝突による摩耗・破損、土石流等の影響を考慮するものとする。

なお、施工条件の影響により、施工時荷重についても考慮が必要となる場合がある。

<標準>

水制の安全性能の照査に当たっては、次の表から設計の対象として必要とされる状況と作用を設定し、これを踏まえて照査事項を設定することを基本とする。

表 1-4-5 水制の設計の対象とする状況と作用

水制の状況	作用
洪水時	計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用による流体力、自重

※河床変動、土圧、水圧、揚圧力、載荷重、波浪や風浪、津波、航走波、副振動（セイシュ）、アイスジャム、流砂・礫・流木の衝突による摩耗・破損、土石流、施工時荷重、地震時土圧、地震時動水圧、地震時慣性力等の影響を受ける場合には、必要に応じて考慮するものとする。

<参考となる資料>

水制の安全性能の照査等については、下記の資料が参考となる。

- 1) 護岸・水制の計画・設計，平成15年6月，(株)山海堂.
- 2) [改訂 護岸の力学設計法](#)，令和5年10月，(財)国土技術研究センター.
- 3) 水理公式集，平成31年3月，(公社)土木学会.

4. 5. 4 各部位の設計**(1) 水制****<考え方>**

水制は、堤防及び河岸を洪水時の侵食作用に対して保護することを主たる目的として設置されるものであるが、良好な河川環境の保全・創出、良好な景観への改善・創出、航路維持のために設けられることもある。

水制の設計に当たっては、設置目的、設置箇所の河道特性、外力条件、洪水特性等さまざまな要因が関係する。水制はそれらの要因を考慮して、類似河川や近隣区間での実績を参考にしながら、設置目的に適し、かつ計画高水位以下の水位の流水の通常的作用に対して、堤防を保護する、あるいは掘込河道にあつては堤内地を安全に防護する構造とするよう設計する。

水制の安全性に関する検討事項は護岸とほぼ同様であるが、水制は護岸以上に理論上の解釈を与えて設計することが難しく、過去の経験、類似河川の実績、あるいは新しい工種に関しての試験施工、模型実験、調査研究の成果等を利用して、施工性、経済性、維持管理や河川利用者の安全面にも配慮して設計する。水制の力学的な安定を理論的に設計することの難しい大きな理由は、河道は変化が大きく水制設置場の種々の特性（例えば洪水時の河床高、流速）を的確に予測することが難しく、さらに水制設置によってそれらが変化するので予測がより困難であることにある。したがってより合理的な水制の設計を行うためには、以下の事項に留意して水制設置場の種々の特性と水制の水理について十分に検討し、必要に応じて施工後の経緯を踏まえつつ改良を図るものとする。

1) 水制回りの局所洗掘

水制は河道内に設置され、流れに対して障害物となって河岸寄りの流速を低下させ、また、水をはねるものである。このことは、水制頭部に流水を集中させることになり、水制回りに洗掘が生じる。この洗掘は水制頭部の水深を確保する機能となる一方で、水制の破損原因となるので、水制回りの洗掘深がどの程度になるのか、洗掘範囲がどの程度であるのかを前もって評価しておくことが必要である。

2) 水制による流速低減効果

水制による流速低減効果は、水制群を、①相当粗度として評価する方法、②水制に働く抗力を算定して評価する方法がある。水制群による河川沿いの流速低減効果は、基本的にはこの考え方に従って評価しうるが、次のような課題がある。

- a) 種々の形状の水制に対して、実験的な検討が行われておらず、水制形状が複雑なものは、理論中に含まれる種々の係数を実験により求める必要がある。
- b) 水制域内と主流部との境界付近の流速の評価方法が不明確である。
- c) 水制の効果は、水制域の平均流速で評価しうるものでなく、水制群内での土砂の働きとの関連性で評価されるべきであるが、この関係が明確となっていない。

3) 水制域内への土砂の堆積条件

水制の設置に伴い、水制域間の土砂堆積現象が発生する可能性があるため、その効果と影響について把握する必要がある。この場合、水制域内に堆積する材料によって土砂の輸送形式が異なるので、土砂の粒径集団ごと（調査編第4章河道特性調査参照）にその土砂の堆積・侵食量を評価する必要がある。

4) 水制材料の移動限界流速

水制材料として使用される玉石、割石、コンクリート異形ブロック等は、水制の機能を保持しうるように、流水の作用によりその位置、形状が大きく変わってはならない。すなわち、水制を構成する材料は、流水に対して移動しないだけの重さ、大きさ、形状である必要がある。

5) 水制と河岸線

水制の高さが高く、土砂が水制間に堆積し高水敷化した場合、あるいは水制間の河床を人為的に埋め立てて高水敷化した場合には、水制間の河岸線の変化を検討しておく必要がある。

<標準>

水制は、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用に対して堤防を保護する、あるいは掘込河道にあつては堤内地を安全に防護できる構造とするよう良好な河川環境の保全・整備に十分留意しつつ、過去の経験・類似河川の実績、あるいは試験施工・模型実験の成果等を基にし、施工性、経済性等を考慮して設計し、必要に応じて施工後の経緯を踏まえて改良することを基本とする。

<参考となる資料>

水制の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) 護岸・水制の計画・設計，平成15年6月，(株)山海堂.
- 2) [改訂 護岸の力学設計法](#)，令和5年10月，(財)国土技術研究センター.
- 3) 水理公式集，平成31年3月，(公社)土木学会.

(2) 方向

<考え方>

水制の方向としては流向に対して上向き、直角、下向きの方向があるが、過去の実績等において砂河川で用いられた航路用の水制及び根固水制は10～15度程度上向きに向けられたものが多かった。これは水制元付け下流の洗掘軽減、水制間における土砂堆積のためには上向きの方が好ましいとされたためである。

水制高の低い根固水制あるいは不透水水制については経済性の観点から、また土砂を積極的に堆積させなければならないというものでもないので、水制の方向は直角でよいと判断される。

セグメント1（扇状地河川）で特に急流の河川では、不透過水制あるいは半透過水制の水はね水制を設置し、水衝部を河岸から離す計画がなされることがある。この場合は水制先端部の局所洗掘を軽減するために下向きに水制を設置するのが普通である。

セグメント2-2に設置される水はね水制では、河岸に直で良いと考えられるが、多少上向きにすると、水制を越流する流水による水制元付け下流側の洗掘軽減、水制間の土砂堆積を促進する作用がある。

<標準>

水制の方向は、流向に対して上向き、直角、下向きの方向があるが、その設置目的、河川の状況等により個々に定めるものとする。

<参考となる資料>

水制の方向については、下記の資料が参考となる。

- 1) 護岸・水制の計画・設計，平成15年6月，(株)山海堂.
- 2) 水理公式集，平成31年3月，(公社)土木学会.

(3) 長さ、高さ及び間隔等

<考え方>

水制の長さ、高さ及び間隔は、河道の状況、水制の設置目的、上下流及び対岸への影響、構造物自身の安全を考慮して、文献や過去の事例等も参考にして定めるものとする。

1) 河岸侵食防止のための根固水制

一般に強固な単独水制で流れに抵抗させるのは、水流の乱れを大きくし、水制付近に大きな洗掘を招くことが多く、また水制自身の維持も容易でない。したがって、一定区間にわたる水制群としての総合的な効果により流速を低減させ、かつ各水制が平等に抵抗力を発揮するよう、構造、配列を定める必要がある。これらの観点から水制の長さも上流側を短くし、上流の水制の水勢に対する負担を軽くする例もある。

このため、一般に水制はあまり長く出さないで水制と護岸を併設するのが維持管理上からも工費的にも経済的となる場合が多い。

また、水制は河岸付近の流速を減ずることから流下能力に影響を及ぼすことがあるので、特に長い水制を設置する場合には水制の長さ、高さを考慮して河道計画を検討する必要がある。なお、水制を用いず護岸根固工でも河岸侵食に対処しうるので、経済面、環境面、景観面など総合的に検討して水制設置の判断を行う必要がある。

2) 河岸侵食防止のための水はね水制

高さが高く不透過である水制を設置する場合は、これを根固水制と位置づけるのではなく、水制先端線を結んだ線を河岸防御の防護線に位置づけて、侵食防止のための水制として位置づけるべきである。また、あまり長大な不透過水制を出すことは工事費の面で得策でない。

3) 航路維持のための水制

航路維持のための水制を設置する場合は、船の吃水深で規定される確保水深や、確保水深を得るために必要な川幅、船の運航に必要な航路幅を定める必要がある。水制の天端高は、水制設置後の確保水深を維持するために必要な流量時等の水位を基準にして設定し、水制の長さは、水制によって制御する水路幅に合わせた長さとする考えられる。水制の間隔については、水制の長さの1.5～2倍程度がよいとしている文献が多い。

4) 河川環境の保全・創出のための水制

生態系の保全・創出に役立つ水制の機能としては、①水の流れに変化を与えることにより、水中生物に多様な環境を作る、②洪水時の魚の避難空間を形成する、③河岸を自然河岸と同様な環境としうる、の3点が考えられる。この場合の設計の留意点は次のようである。

- a) 水制の材料として木材を用いる場合には、水面付近の木材が腐りやすい点に十分に留意して設計する。
- b) 多孔質な材料（石材、籠工）を用いた水制を工夫する。
- c) 意図的に水制によってワンドを形成する場合は、ワンドが土砂により埋没しないようにする。
- d) 既存の護岸、根固め周辺の生態環境の改善を図るために水制を設置する場合には、護岸との取付部周辺で流体力が大きくなるので、護岸及びその周辺河岸の安全性に留意する。
- e) 工事終了後に水制周辺に生ずる土砂の堆積、侵食、植生状態の変化等を想定して設計する。この想定のためには、ほぼ同じような河道特性をもつセグメントでの事例調査が役立つ。

5) 景観の保全・創出のための水制

景観の保全・創出のための水制を設置する場合は、①水制が治水上の悪影響を与えないこと、②水制工種が設置場所の河道景観、護岸と調和していること、③水制だけでなく護岸、河岸植生等と一体として景観デザインすること、④既存の水制を生かす工夫を行うこと、⑤植生変化や土砂の堆積に関して検討し、適切な維持管理を行うことができるようにすること等に留意する必要がある。

<標準>

水制の長さ、高さ及び間隔は、河道の状況、水制の目的、上下流及び対岸への影響、構造物自身の安全を考慮して定めるものとする。

<例示>

1) 河岸侵食防止のための根固水制

流速を減少させるために設置する水制の長さは川幅の10%以下、高さは計画高水流量が流れるときの水深の0.2～0.3倍程度、間隔は長さの2～4倍、高さの10～30倍にすることが多い。湾曲部の凹岸では水制の間隔は長さの2倍以下にすることが多い。

また、砂河川での水制の高さは元付け付近で平水位上0.5～1.0m程度とし、河心に向かって1/20～1/100の下り勾配をつけるのが一般的である。急流部では高い水制を用いる傾向がある。

2) 河岸侵食防止のための水はね水制

扇状地河川で単断面河道に高さが高く不透過である水制を設置する場合は、水制の元付け部分の高さは計画高水位程度とし、水制を越流した流水が堤防護岸をたたかないようにする。なお、水制の前面の水位は、水制先端部の流水の流速水頭だけ水位が上昇するので、水制前後の堤防護岸は十分な高さまで練積み等の強固な護岸で保護しておく。

この種の水制では、水制の間隔は当該区間に形成される砂州長さの1/2～1/3程度以下とする。この場合の水制の方向は、河岸に直か、多少下向きとする。

<参考となる資料>

水制の長さ、高さ及び間隔については、下記の資料が参考となる。

- 1) 護岸・水制の計画・設計，平成15年6月，(株)山海堂.
- 2) 日本の水制，平成8年1月，(株)山海堂.
- 3) 水理公式集，平成31年3月，(公社)土木学会.

第6節 床止め

6.1 総説

6.1.1 適用範囲

<考え方>

本節は、床止めを新設あるいは改築する場合の設計に適用する。ただし、既設の床止めの安全性能の照査にも構造形式や現地の状況等に応じ準用することができる。流水の作用により河床が侵食・低下すると、護岸等の基礎が浮き上がり、治水上危険な状態になるとともに、各種用水の取り入れが困難になる等の障害が生ずる。床止めは、このような場合に河床を適切な高さに維持するとともに、二極化を防ぐなど、河床を安定させる目的のために河道を横断して設置する。床止めには落差のあるものとなないものがあり、落差のあるものを落差工、落差のないものを帯工というが、本節でいう床止めは主に落差工を指している。帯工については、本節に加え、関連通知や参考となる資料等を参照されたい。

<標準>

本節は、床止めを新設あるいは改築する場合の設計に適用する。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

帯工の設計に当たっては、下記の資料が参考となる。

- 1) 床止めの構造設計手引き, 平成10年12月, (財) 国土技術研究センター。

6.1.2 用語の定義

<考え方>

床止めは、本体、水叩き、護床工、基礎、遮水工、取付擁壁・護岸、高水敷保護工・のり肩工及び魚道等の各部位から構成される。床止めの本体には、一般にコンクリート構造のものと、根固ブロック等を用いて屈とう性をもたせた構造のものがあるが、本節では、設置事例が多く一般的な構造であるコンクリート構造について示している。

床止めの各部位の名称は図6-1による。

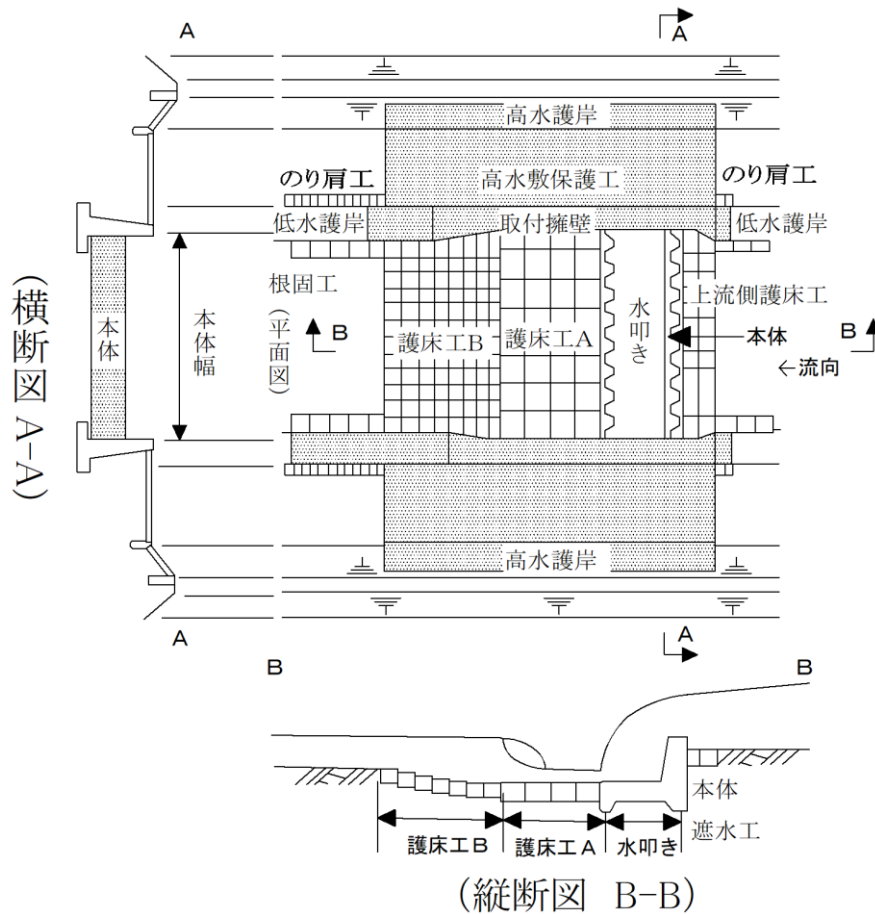


図6-1 床止めの各部位の名称（コンクリート構造の場合）

＜標準＞

次の各号に掲げる用語の定義は、それぞれ以下に示す。

- 一．屈とう性構造：本体にコンクリートブロックなどの屈とう性のある材料を用いた構造
- 二．直壁型：本体下流ののり勾配が 1:0.5 より急な型式
- 三．緩傾斜型：本体下流ののり勾配を 1:10 程度より緩くし、落差をある程度の延長をもって処理する型式

6.2 機能

＜考え方＞

河川においては、流水の作用によって河床が洗掘され低下すると、護岸等の施設の基礎が浮き上がり、治水上危険な状態になる等の問題が生じる場合がある。このような場合に備え、床止めには河床低下を防止して河川管理上必要な高さを維持し、河床を安定させる機能が求められる。

＜必須＞

床止めは、河川管理上必要な高さに河床を維持し、安定させる機能を有するように設計するものとする。

<関連通知等>

- 1) 河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について、昭和52年2月1日、建設省河政発第5号、建設省河治発第6号、最終改正：平成11年10月15日建設省河政発第74号、河計発第83号、河治発第39号、建設省河川局水政課長、治水課長通達。

6.3 設計の基本**<考え方>**

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

1) 基本方針

床止めの設計に当たっては、「6.2 機能」に示す事項を満足するとともに、想定される外力に対して安全な構造となるよう設計する必要がある。

床止めは、河川を横断して設ける施設であることから、床止めに接続する高水敷や堤防の洗掘の防止について適切に配慮された構造とし、床止め周辺の堤防が一連区間の中で相対的な弱点とならないよう、設計する必要がある。また、床止めは河床高を固定することから、予め、これまでの河川整備と洪水等による長期的な河道の応答を分析し、床止めの新設又は改築による効果や影響が河道の変化にどのように顕れるかを考慮のうえ、位置や平面形状、方向、縦断形状及び横断形状等の施設の設置条件を検討する必要がある。

なお、河川改修などにより、床止めなどの河道内の構造物を改築し、旧施設を撤去する場合には、周辺の堤防、河床や河岸及びその他の河川管理施設等への影響が生じることも想定される。このため、長期的な河道の応答を分析したうえで、一部施設の残置や撤去方法など必要な対策工等を検討する必要がある。

床止めの位置や天端高については河道計画で概略設定しているが、床止め設置後の将来的な河床変動を考慮して、位置や天端高を必要に応じて見直す。特に、床止め設置後の河床変動が激しく、安定しないことが想定される場合には河道計画を見直すことも考えられる。河道計画を見直した場合には、床止め設置後の河床変動特性を再度確認し、河道の維持管理に支障が生じないことを確認する必要がある。

河川整備においては、河川法の目的である河川環境の整備と保全の観点から、河川が本来有している自然環境や多様な景観の保全・創出が図られることが基本であることから、床止めの設計に当たっては、生物の生息・生育の環境や水辺環境、周辺の景観等との調和を図る必要がある。

床止めは、一般に、床止め上下流で落差を生じたり、床止め本体上で浅い水深の流れを生じるため、魚類の遡上等を妨げることがないように、構造令第35条の2の規定に従って魚道を設置したり、床止め本体を緩斜型の構造とするなどの対策を講じる必要がある。

2) 天端高と落差

床止めの天端高は、河道計画における河道の縦断形の検討により決定される設計・管理の目安となる河床高等（計画横断形の河床に係る部分をいう）と一致させる必要がある。また、床止めの落差については、小さい落差より大きな落差の方が床止め下流で跳水による確実な減勢が期待できるが、一方で魚類の遡上等の妨げとなることや、洗掘の危険性が增大するなどの課題も生じる。したがって、床止めの落差は1～2m程度以内とする必要がある。

床止めの天端高と落差の設定に当たっては、設置後の将来的な河床変動量を把握し、設計・管理の目安となる河床高を維持できるか確認する必要がある。河床変動量予測の結果、設計・管理の目安となる河床高等を維持できないと判断される場合には、以下の対策が必要となり、河道計画の見直しも含めて検討する必要がある。

- ・床止めの位置、落差高を変更する
- ・護岸や橋脚基礎等の構造物において必要な対策を実施する。

河床変動量予測を行う際には、比較的変動量の小さい平水時と中小洪水を中心とした経年的な予測に加え、短期的に変動量が大きい洪水時の状況も把握しておく必要がある。

3) 床止めの位置

床止めの位置は、「計画編 施設配置等計画編 第2章 河川施設配置計画 第2-1章 河道並びに河川構造物 第1節 河道計画 1.6.5 床止めの計画」を踏まえ、河道の平面形状や床止めを設置したことによる流況の変化等を検討して決定する必要がある。設置後の流況変化という観点から望ましいと考えられる設置箇所の留意点を整理すると以下のとおりである。

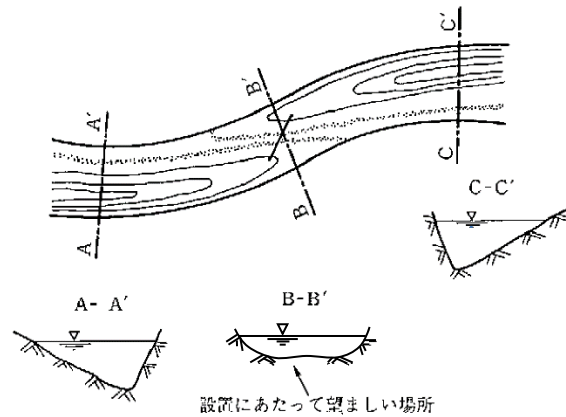


図6-2 砂州の移動がある場合に設置が望ましい場所

- ①床止めの安定性は、設置後の河床形状に大きく影響を受けるため、床止めの上下流で大きな河床洗掘が生じにくい直線河道に設置する。
- ②蛇行度がある程度あり砂州の移動が生じる場合は、図 6-2 に示すような横断形状がほぼ矩形断面となる地点に設置する。矩形断面の位置は低水路の法線形状や砂州の形成条件によって変わるので、横断測量結果よりその位置を判断する。
- ③堤防法線と低水路法線が平行な箇所は、偏流等が生じることが少ないため、そのような地点を選んで設置する。
- ④床止めは、洪水時に床止め付近の堤防や河岸での激しい流れを生じさせることがあるため、近傍に山つき箇所、堤内地盤高の高い箇所、掘り込み河道部等がある場合には、その地点を選んで設置する。
- ⑤合流点付近に床止めを設置する必要がある場合は、合流点の直近に設置するのではなく、やや上流へ設置し、洪水時に発生した床止め下流の激しい流れが収まった後に合流するようにする。

4) 平面形状及び方向

床止めを流下する流水は、通常、床止めと直角の方向に流れるものであり、その平面形状によっては、下流側の水衝作用を助長したり、局所洗掘の原因となることが多い。このような理由から、床止めの河川横断方向の線形は洪水流に対して直角とする。なお、主に中小河川において、下流部での局所洗掘、床止め付近での洪水流の著しい乱れ等による治水上の支障が生じるおそれがない場合は、図 6-3 に示すような折線型、曲線型の床止めとすることができる。

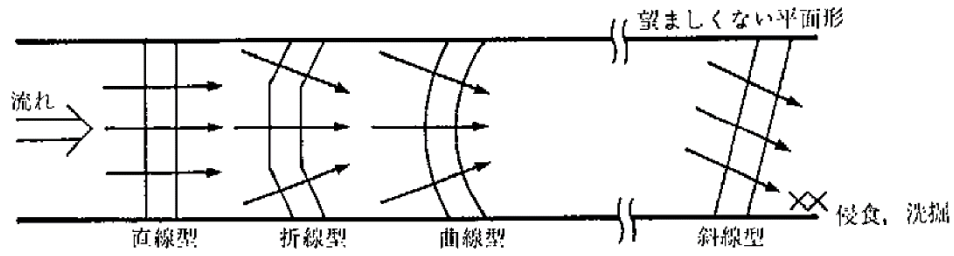


図6-3 落差工の平面形状模式図

5) 縦断形状

床止め本体の縦断形状としては、一般に直壁型が用いられていることが多いが、流水の落下によって生じると予測される騒音を防止する目的、また魚道の機能を持たせる目的で、本体の下流側のり勾配を 1 : 10 程度より緩い緩傾斜型にする場合もある。ただし、落差が大きい緩傾斜型の場合には、緩い勾配にすると、流速の速い範囲が下流に広がるおそれがあり、構造物が相対的に大きくなることから、経済的に見て不利になる場合が多く、さらに、河床の広い範囲をコンクリート構造で覆うことになるので、環境・景観面からも配慮が必要である。

6) 横断形状

床止めの天端は、流水が 1 箇所に集中しないように水平とすることが一般的である。ただし、魚道設置のために天端部に切欠きを設ける場合や水生生物の遡上・降下のために天端形状を V 字型にすることがある。この場合は、流水の集中による河床変動や構造物の安全性について留意する必要がある。

7) 端部の構造（嵌入、取付擁壁）

床止め本体の端部処理については、堤体に嵌入した場合、床止め本体と堤体との間で水みちが発生する危険性や、床止め本体が被災を受けた場合に、堤防にまで被災が及ぶ危険性がある。このため、床止め本体が被災しても堤防は安全であるように、床止め本体と堤防とは絶縁する必要がある。また、複断面河道では、樹木等の影響で高水敷上での流水が乱れることにより、高水敷と床止めの境界付近の洗掘を助長し、それが拡大することで堤防の決壊を引き起こす危険性があるため、これを防止することを目的として図 6-4 に示すように床止め取付部の上下流を擁壁構造の護岸とし、高水敷に保護工を設ける必要がある。特に、急流河川では、洪水時に高水敷上での流速が速いほか、床止め下流で高水敷から低水路への落込流により高水敷に侵食が生じやすい。これを防止するため、図 6-5 のように床止め本体の両端を堤防表のり尻まで嵌入させ、堤防とは矢板で絶縁し、仮に床止めが被災しても堤防に影響が及ばないようにすることが必要である。

なお、単断面で河床勾配が 1/100 程度の急流の掘込河道の場合には、床止め本体を河岸等に嵌入させてもよい。

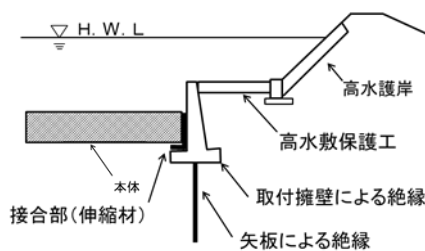


図6-4 取付擁壁+高水敷保護工

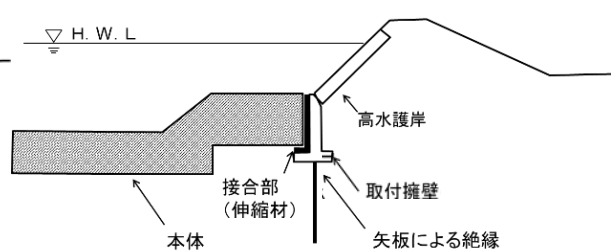


図6-5 本体の堤防のり尻までの嵌入

8) 安全、確実・円滑な施工

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

9) 機能を長期的に容易に維持できる構造

長期的に機能を低下させる要因としては、部材等の経年劣化、流砂等による部材の摩耗、圧密による地盤変位の進行に伴う床止め本体の沈下、床止め上下流の河床変動や土砂堆積、床止め本体と護床工の下面、護岸背面等における土砂の吸出し等があり、これらに配慮する必要がある。

10) 維持管理に配慮した構造

床止めの点検、修繕、更新等の作業を容易に行うため、堤防や高水敷に管理用通路や階段を設けるなど維持管理に配慮した構造にする必要がある。

< 必 須 >

床止めの設計に当たっては、以下の事項を反映するものとする。

- 1) 計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造となるよう設計するものとする。
- 2) 床止め周辺の堤防、河岸及びその他河川管理施設等の構造に著しい支障を及ぼさない構造となるよう設計するものとする。

< 標 準 >

床止めの設計に当たっては、以下の事項を反映することを基本とする。

- 1) 床止めに求められる機能を満足するように床止めの位置、平面形状、方向、縦断又は横断形状及び端部の構造等を設定するとともに、設計の対象とする状況と作用に応じた安全性能を設定し、照査によりこれを満足することを確認する。
- 2) 床止めの天端の高さは、河道計画に基づき決定されるものであるが、設計・管理の目安となる河床高等（計画横断形の河床に係わる部分をいう）と一致するよう設計する。なお、河床変動の著しい河川では現況河床及び将来の変動を想定して定める必要がある。
- 3) 床止め上下流の落差は、1～2m程度とする。
- 4) 環境及び景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性及び経済性等を総合的に考慮する。
- 5) 土質・地質調査、河道特性や自然環境等を把握するため現地条件や設置目的に応じて必要な調査を計画して実施する。

< 推 奨 >

事前の地盤調査は、土層構成、土質、地下水の状況などを把握し、設計に必要な地盤性状及び土層の特性等の条件を設定するため、ボーリング調査・原位置試験及び室内土質試験の組合せで実施することが望ましい。なお、事前の地盤調査結果より軟弱地盤や透水性地盤が想定される場合には、各々の課題に対応した原位置試験等の調査・試験を実施したうえで設計に反映することが望ましい。

また、環境面では、護岸のブロックに適度な空隙や粗度を発生させ水生生物の生息や移動（生態系ネットワーク）等に支障が生じないように工夫した設計を、景観面では、コンクリートブロックの明度（護岸の明度は6以下を目安）やテクスチャー（輝度の標準偏差は11以上を目安）、表面の景観パターン等に留意した設計を行うことが望ましい。

<関連通知等>

- 1) 美しい山河を守る災害復旧基本方針(平成30年6月), p. 87-94, 2018, 国土交通省水管理・国土保全局防災課.

<参考となる資料>

環境や景観に配慮した設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) 多自然川づくりポイントブックⅢ, p. 120-136, (財)リバーフロント整備センター, 2011, 多自然川づくり研究会.

6.4 基本的な構造

6.4.1 構造型式の設定

<考え方>

床止めの構造は、コンクリート構造と屈とう性構造に大きく分けられる。コンクリート構造が一般的に多く用いられている。屈とう性構造は、コンクリート構造に比べて経済的に有利であり、施工が容易である等の利点を持つことが多いが、地震時に液状化するような危険性のある箇所や、複断面河道となっている急流河川では、被災を受けやすいため避けた方がよい。構造型式は、環境及び景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性及び経済性等を総合的に考慮して選定する必要がある。

1) コンクリート構造

コンクリート構造には、分離式構造と一体式構造がある。分離式構造は、本体と水叩きを分離し、本体にかかる重力により、土圧、水圧等の外力に対する安定を保つ型式である。一体式構造は、本体・水叩きを鉄筋コンクリートなどで一体化した型式である。

従来の設計では、分離式構造を基本としていたが、この構造には以下の問題点が指摘されていた。

- ・本体のみで自立させる構造であるため、安定する自重を確保するための本体幅が大きくなりすぎる
- ・本体と水叩きの接合部で流水や地震により目地等の開きが発生した場合、パイピング現象により床止め本体が被災を受ける可能性がある

本体と水叩きを一体とした一体式構造の床止めでは、これらの問題点を解消できる場合が多いことから、最近ではこの構造が用いられることが多い。ただし、揚圧力が大きくなる場合等では、分離式構造が有利となることもある。

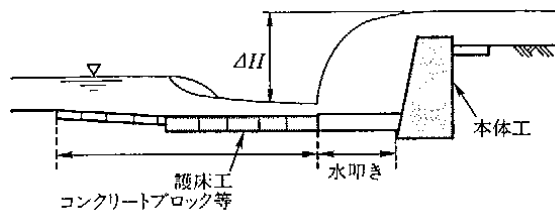


図6-6 分離式構造

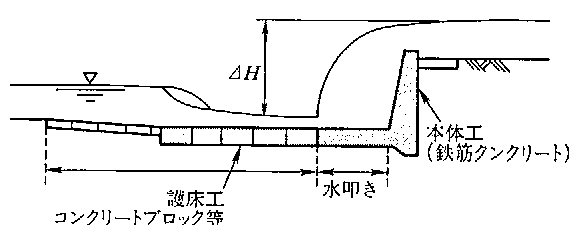


図6-7 一体式構造

2) 屈とう性構造

床止めでは天端の沈下、欠落は許されないため、ブロック同士の一体性が強い層積みとした方がよい。また、特に高流速となり流れが乱れる区間では、鉄筋によるブロック間の連結等によって全体が一体となって流水に抵抗できるようにする必要がある。この型式は、コンクリート構造に比べて経済的に有利であり、施工が容易である等の利点を持つことが多い。屈とう性構造は以下のような場合に選定することが考えられる。

- ・河床変動が大きいと予想されるが、その変動量予測が難しいため、将来の床止めの変形を補修によって対処することが有利と判断される場合
- ・長期的な河床低下への部分的な対応や橋脚の保護のためなど、未改修分との接続のために暫定的に床止めが必要な場合

ただし、地震時に液状化するような危険性のある箇所（セグメント 2-2 及び 3）や、複断面河道となっている急流河川（セグメント 1）で、高水敷の侵食防止が必要な箇所での設置は、被災を受けやすいため避けた方が良い。

また、屈とう性構造では、ブロック間を水が伏流する可能性があることから水深が確保できず魚類等の移動の障害となることが予想されるので、水密性を保つ工夫や魚道の設置などを検討する必要がある。

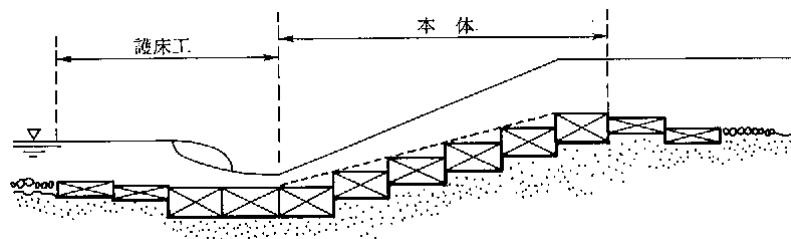


図6-8 屈とう性構造（コンクリートブロックの場合）

<標準>

床止めの構造型式は、コンクリート構造と屈とう性構造がある。構造型式の選定に当たっては、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性、及び環境・景観との調和等に考慮して設定することを基本とする。

6.4.2 材質と構造

(1) 使用材料

<考え方>

床止めの使用材料は、設置目的に応じて要求される強度や耐久性を満足する必要がある。

<標準>

床止めの使用材料は、設置目的に応じて要求される強度や耐久性を満足するための品質を有し、その性状が明らかにされているものを使用することを基本とする。

<推奨>

鉄筋コンクリート構造物（プレキャスト製品を除く）に用いるコンクリートの設計基準強度は、 24N/mm^2 、無筋コンクリート構造物に用いるコンクリートの設計基準強度 18N/mm^2 、鉄筋の材質は、SD345 を推奨する。

JIS 等の公的な品質規格に適合し、適用範囲が明らかな用途に対して使用することが望ましい。公的な品質規格がない材料の場合には、材料特性が床止めに及ぼす影響を試験等によって確認するとともに、品質についても JIS 等の規格と同等以上であることを確認することが望ましい。

(2) 主な構造**<考え方>**

床止めを構成する主な構造としては、本体、水叩き、護床工、基礎、遮水工、取付擁壁・護岸、高水敷保護工・のり肩工、魚道等があげられる。本体は、一般にコンクリート構造、コンクリートブロックやかご工などで構成される。いずれの構造においても、所要の安全性を確保する必要がある。

<標準>

床止めは、本体、水叩き、護床工をはじめいくつかの部位から構成される。各部位には、水圧、土圧、揚圧力などの外力が作用するが、床止めを構成する各部位の設計に当たっては、床止め全体として機能を確保し、所要の安全性を確保できる構造となるように設計することを基本とする。

設計に当たっては、環境及び景観との調和を図ることを基本とする。

(3) 設計用定数**<標準>**

床止めの設計に用いる材料の各種定数は、所要の安全性が確保できるよう、力学特性を考慮し、必要に応じて調査・試験を実施したうえで、設定することを基本とする。

① ヤング係数**<標準>**

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

<推奨>

ヤング率として、以下の値を用いることが望ましい。

1) ヤング係数

- ・コンクリートのヤング係数は、 2.5×10^4 N/mm² (設計基準強度：24N/mm²)
- ・鋼材のヤング係数は、 2.0×10^5 N/mm²

2) ヤング係数比

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

② 地盤に係る定数**<標準>**

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

<推奨>

1) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力として、表 6-1 に示す値を用いることができる。

表6-1 摩擦角と付着力

条 件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 c_B
土とコンクリート	$\phi_B = \frac{2}{3}\phi$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に 栗石を敷く場合	$\tan \phi_B = 0.6$ $\phi_B = \phi$ } の小さい方	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

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

ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (rad)

c_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m^2)

2) 基礎地盤支持力及び摩擦係数

基礎地盤支持力及び摩擦係数は、表 6-2 に示す値を用いることができる。

表6-2 基礎地盤支持力及び摩擦係数

基礎地盤の種類	許容支持力度 { kN/m^2 }		摩擦係数 場所打ちコンクリート の場合の堰等の底 面の滑動安定計算に 用いるすべり	備 考		
	常 時	地震時		qu { kN/m^2 }	N 値	
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1,000	1,500	0.7	10,000以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	900	0.7	10,000以上	—
	軟岩、土丹	300	450	0.7	1,000以上	—
礫 層	密なもの	600	900	0.6	—	—
	密でないもの	300	450	—	—	—
砂質 地盤	密なもの	300	450	0.6	—	30~50
	中位なもの	200	300	0.5	—	15~30
粘性 土地盤	非常に堅いもの	200	300	0.5	200~400	15~30
	堅いもの	100	150	0.45	100~200	8~15
	中位なもの	50	75	—	50~100	4~8

3) 地盤の許容鉛直支持力

地盤の許容鉛直支持力は、荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力

に対して、表6-3に示す安全率を確保していることが望ましい。

表6-3 安全率

常時、洪水時	地震時	施工時
3	2	2

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

$$Q_u = A_e \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + (1/2) \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \}$$

ここに、

Q_u : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

q : 上載荷重 (kN) で、 $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1 、 γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α 、 β : 基礎の形状係数

κ : 根入れ効果に対する割増係数

N_c 、 N_q 、 N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c 、 S_q 、 S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$\tan\theta$: 荷重の傾斜

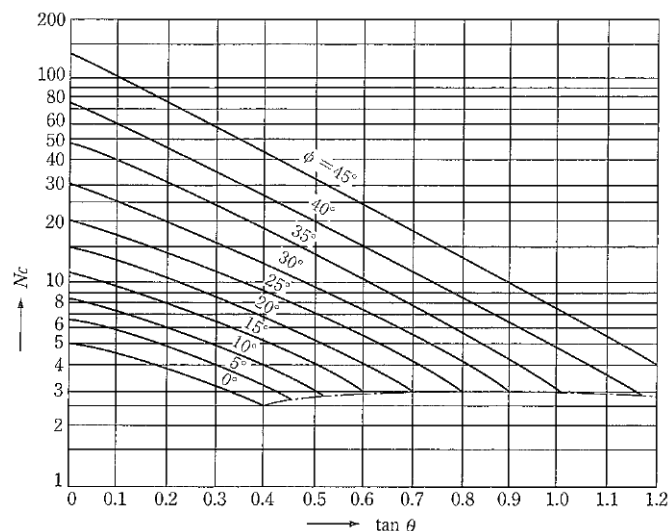


図6-9 支持力係数 N_c を求めるグラフ

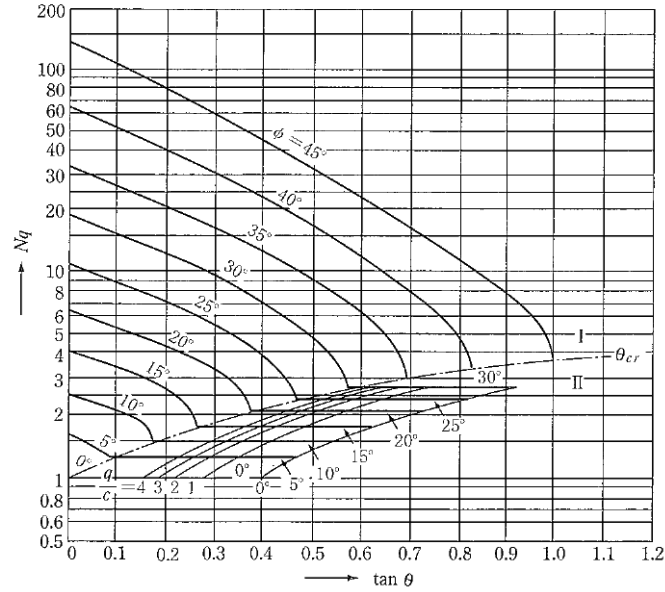


図6-10 図支持力係数 N_q を求めるグラフ

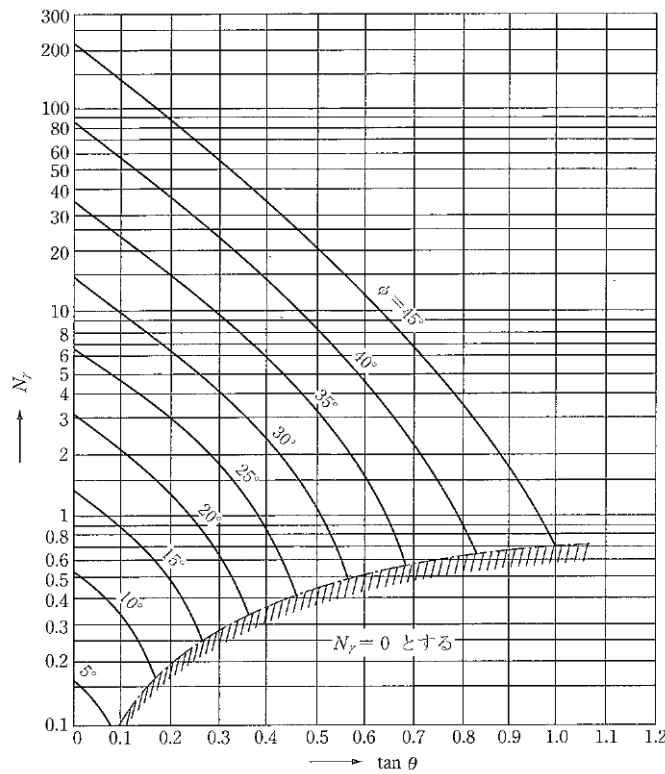


図6-11 支持力係数 N_y を求めるグラフ

＜関連通知等＞

- 1) 河川砂防技術基準調査編，平成24年4月1日，国水情第52号，国土交通省水管理国土保全局。

＜参考となる資料＞

地盤に係る定数の設定については、下記の資料が参考となる。

- 1) 道路橋示方書・同解説 IV. 下部構造編, 平成24年3月(社), 日本道路協会.

(4) 鉄筋コンクリート部材の最小寸法

<標準>

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

<推奨>

鉄筋コンクリートの部材の最小寸法は、施工性を重視し主鉄筋を内側に配置するため、0.4mとすることが望ましい。

<関連通知等>

- 1) 土木構造物設計マニュアル(案)樋門編, 平成13年2月, 国土交通省.

6.5 安全性能の照査等

6.5.1 設計の対象とする状況と作用

<考え方>

床止めの設計に当たっては、常時、洪水時及び地震時の安全性能を確保することが求められる。コンクリート構造の床止めについては、常時、洪水時及び地震時に、屈とう性構造の床止めについては、常時及び洪水時について照査する必要がある。

照査に当たっては、基礎地盤の特性、河道の特性、維持管理に必要となる前提条件を設定する必要がある。なお、前提条件は、土質地質調査や河道特性調査等に基づき設定する必要がある。

設計の対象とする作用については、本体の自重、計画高水位以下の水圧、土圧、地震の影響等が考えられ、設計の対象とする床止めの状況に応じて適切に組合せて設定する必要がある。

また、必要に応じて施工時についても安全性能の照査を行う。

なお、床止めを高潮区間に設置された事例が確認されていないことから、本節においては、高潮や風浪、津波の作用は必要に応じて考慮することとしている。

<標準>

安全性能の照査に当たっては、次の表のように設計の対象とする状況と作用を設定し、これを踏まえて照査事項を設定することを基本とする。

床止めの状況	作用
常時	自重(死荷重)、土圧、水圧、泥圧(必要な場合)、揚圧力等
洪水時	自重(死荷重)、土圧、水圧※、泥圧(必要な場合)、揚圧力 ※計画高水位
地震時	自重(死荷重)、水圧、泥圧(必要な場合)、揚圧力、地震の影響※等 ※構造物の重量に起因する慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、液状化の影響
その他	施工時荷重、セイシュによる影響

※高潮や風浪、津波等の影響を受ける場合には、必要に応じて考慮するものとする。

<関連通知等>

- 1) 河川構造物の耐震性能照査指針・解説—IV. 水門・樋門及び堰編一, 令和2年2月(令和2年6月一部追記), 国土交通省水管理・国土保全局.
- 2) 河川津波対策について、平成23年9月2日, 国水計第20号, 国水治第35号, 国土交通省水管理・国土保全局河川計画課長、治水課長.

<推奨>

床止めの設計に当たっては、作用毎に以下の数値を用いることが望ましい。

1) 自重(死荷重)

自重(死荷重)は、適切な単位体積重量を用いて算出する。

材料の単位体積重量は、表6-4、表6-5の値を参考に定めるものとする。

表6-4 材料の単位体積重量(kN/m³)

材 料	単位体積重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0
鋳鉄	71.0
アルミニウム	27.5
鉄筋コンクリート	24.5
コンクリート	23.0
セメントモルタル	21.0
木材	8.0
歴青材(防水用)	11.0
アスファルト舗装	22.5

土の単位体積重量は、一般的な値を示したものであり、土質試験データがある場合は、その値を用いて設計することが望ましい。コンクリートについても、できるだけ試験データによることが望ましい。また、堤防盛土材料に現地発生材を用いる場合や、盛土材料が明確になっていない場合は、一般に18 kN/m³を用いる。

表6-5 土の単位体積重量(kN/m³)

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

地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から9を差し引いた値としてよい。

地下水位は施工後における水位の平均値を考慮する。

2) 土圧

① 静止土圧

静止土圧は、次式による。

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

ここに

P_{hd} : 任意の深さの水平土圧強度(kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数(通常は $K_0 = 0.5$ と考えてよい)

γ : 土の単位体積重量(kN/m³)

h : 任意の深さ(m)

q_0 : 上載荷重(kN/m²)

②主働土圧

主働土圧は、次式による。

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

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

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

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

ここに

P_a : 任意の深さの主働土圧強度(kN/m²)

K_A : 主働土圧係数

ξ_A : 主働崩壊角(度)

γ : 土の単位体積重量(kN/m³)

h : 任意の深さ(m)

q_0 : 上載荷量(kN/m²)

α : 地表面と水平面のなす角(度)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角(度)

ϕ : 土の内部摩擦角(度)

δ : 土圧作用面の種別に応じた壁面摩擦角(度)

土と土の場合: $\delta = \phi$

土とコンクリートの場合: $\delta = \phi / 3$

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

上載荷量 q_0 は必要に応じて考慮する。

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

③地震時主働土圧

地震時主働土圧は、河川構造物の耐震性能照査指針 IV水門・樋門及び堰編による。

3) 水圧

①静水圧

静水圧は、常時、洪水時においては、流量規模に応じた上流側及び下流側の水位を求め、最大となる水位差の水圧を求める。地震時においては、上下流とも平水位での水圧とする。

③ 地震時動水圧

地震時動水圧は、河川構造物の耐震性能照査指針 IV水門・樋門及び堰編による。

4) 揚圧力

揚圧力は、水叩き長と上下流水位差により求める。

5) 構造物の重量に起因する慣性力

構造物の重量に起因する慣性力は、構造物の重量に水平震度を乗じた水平力として算出する。このときの水平震度は、河川構造物の耐震性能照査指針Ⅳ水門・樋門及び堰編による。なお、動的照査法を用いる場合は、構造物の質量に応答加速度を乗じたものとして算出される。

6) その他荷重

床止めや魚道の設計に当たっては必要に応じて以下の荷重を考慮する。

- ・施工時荷重
- ・セイシュによる影響

＜関連通知等＞

- 1) 土木構造物設計マニュアル（案）樋門編，平成13年2月，国土交通省。
- 2) 河川構造物の耐震性能照査指針・解説Ⅳ．水門・樋門及び堰編一，令和2年2月（令和2年6月一部追記），国土交通省水管理・国土保全局。

＜参考となる資料＞

設計の対象とする作用の設定に当たっては、下記の資料が参考となる。

- 1) 道路橋示方書・同解説 I．共通編，平成29年11月，（公社）日本道路協会。
- 2) 柔構造樋門設計の手引き，平成10年11月，（財）国土技術研究センター。
- 3) 道路土工，擁壁工指針，平成24年版，（公社）日本道路協会。
- 4) 道路土工，カルバート工指針，平成21年版，（公社）日本道路協会。

6.5.2 安全性能の照査

＜考え方＞

床止めは、「6.5.1 設計の対象とする状況と作用」に示す状況と作用毎に、照査の条件として適切な床止めの上下流の水位の組合せを設定し、安全性能について照査する必要がある。

＜標準＞

床止めは、「6.5.1 設計の対象とする状況と作用」に対し、以下の事項の安全性能について照査することを基本とする。

- (1) 常時の安全性能
- (2) 洪水時の安全性能
- (3) 耐震性能

照査に当たっては、これまでの経験及び実績から妥当とみなせる方法又は論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とする。

＜推奨＞

鉄筋コンクリート部材の安全性能を照査するに当たっては、以下の手法によることが望ましい。

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

(1) 常時の安全性能**<考え方>**

床止めは、自重や背面からの土圧、さらに軟弱な地盤上に床止めを新設する場合には基礎地盤の強度不足又は圧縮性が大きいことによる圧密沈下等により、構造物の安全性が損なわれる可能性があるため、取付擁壁の応力度や基礎の沈下量、支持力等について常時の安全性能の照査を行う必要がある。護岸についても必要に応じて常時の安全性能の照査を行う必要がある。

<標準>

常時の床止めの安全性能は、本体や水叩きの自重、水圧、土圧、揚圧力が作用に対して以下の項目の安全性を評価し、所定の安全性又は許容値を満足することを照査の基本とする。

1) 各部位の安定性

床止め本体（一体式構造の場合は水叩きを含む、以下同様）が転倒、滑動、基礎地盤支持力に対して所要の安全性を確保する。また本体については、揚圧力に対して所要の安全性を確保する。

2) 発生応力に対する安全性

「6.5.1 設計の対象とする状況と作用」により諸条件を設定し、床止め本体に発生する応力が「6.5.3 許容応力度」以下となることを確認する。

3) 耐浸透性能

床止め本体と基礎地盤との接触面における浸透に対して所要の安全性を確保する。

<推奨>

1) 各部位の安定性

所要の安定性とは、表6-6に示す安全率を満足するものとする。

表6-6 各項目の安全率

項目	安全率
転倒	合力の作用点が中央 1/3 以内
滑動	1.5
基礎地盤支持力	3

2) 発生応力に対する安全性

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

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

3) 耐浸透性能

耐浸透性照査における所要の安全性は、地盤の土質区分、本体及び水叩き長、考慮する水頭差、遮水工の配置、深さ、長さを考慮したうえで、レインの式による浸透経路長を満足することを確認する。なお、遮水工を2列に入れる場合深さに対して間隔が短すぎると浸透路長が遮水工沿いとはならない場合があるので、実現象に合うように浸透路長をとるよう留意する。また、地盤が互層の場合は、浸透流が常に浸透抵抗の小さいところを流れることを念頭において浸透経路を検討することが望ましい。

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

ここに

C : 加重クリープ比

L : 本体及び水叩きの長さ (m)

Σl : 鉛直方向浸透路長 (m)

ΔH : 上下流最大水位差 (m)

表6-7 加重クリープ比 C

地盤の土質区分	C
極めて細かい砂又はシルト	8.5
細砂	7.0
中砂	6.0
粗砂	5.0
細砂利	4.0
中砂利	3.5
栗石を含む粗砂利	3.0
栗石と礫を含む砂利	2.5
柔らかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
堅い粘土	1.8

4) 揚圧力に対する安全性

揚圧力に対する安全率は、4/3 とする。

<参考となる資料>

安全性能の照査に当たっては、下記の資料が参考となる。

- 1) 床止めの構造設計手引き, 平成 10 年 12 月, (財) 国土技術研究センター.
- 2) 道路土工, 擁壁工指針, 平成 24 年版, (公社) 日本道路協会.

(2) 洪水時の安全性能

<考え方>

床止めは、計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造が求められる。

なお、安全性能の照査は、本体・水叩き一体式構造と分離式構造において行うものとする。

<標準>

洪水時の床止めの安全性能は、本体や水叩きの自重、水圧、揚圧力が作用する状態で、以下の項目について照査することを基本とする。

1) 各部位の安定性

床止め本体が転倒、滑動、基礎地盤支持力に対して所要の安全性を確保する。また本体については、揚圧力に対して所要の安全性を確保する。

2) 発生応力に対する安全性

「6.5.1 設計の対象とする状況と作用」により諸条件を設定し、床止め本体に発生する応力が「6.5.3 許容応力度」以下となることを確認する。

<推奨>

1) 各部位の安定性

所要の安定性とは、以下の安全率を満足するものとする。

表6-8 各項目の安全率

項目	安全率
転倒	合力の作用点が中央 1/3 以内
滑動	1.5
基礎地盤支持力	3

揚圧力に対する安全率は、4/3 とする。

2) 発生応力に対する安全性

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

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

(3) 耐震性能

<考え方>

床止めの耐震性能の照査は、河川構造物の耐震性能照査指針に基づき実施する必要がある。レベル 1 地震動に対しては、地震によって床止めとしての健全性を損なわないか否かを照査する。なお、本体以外は構造物の主な部分ではないため照査対象外として良い。また、床止め本体（一体式構造の場合は水叩きを含む）が転倒、滑動、基礎地盤支持力に対して所要の安全性を確保することについても照査する必要がある。

床止め本体（一体式構造の場合は水叩きを含む）には地震時に慣性力及び水圧が作用するとともに、本体の背面には地震時土圧が作用する。また、床止め本体、水叩きの地震時挙動は、地形、地盤条件等の種々の要因の影響を受けるが、中でも、基礎地盤の影響を大きく受ける。基礎地盤が液状化した場合には、液状化に伴う基礎地盤の変形が地震時挙動に大きく影響を及ぼすため、液状化を考慮する必要がある。

<標準>

耐震性能の照査に当たっては、レベル 1 地震動に対して地震によって床止めとしての健全性を損なわないことを照査の基本とする。

<推 奨>

1) 各部位の安定性

所要の安定性とは、表6-9に示す安全率を満足するものとする。

表6-9 各項目の安全率

項目	安全率
転倒	合力の作用点が中央 2/3 以内
滑動	1.2
基礎地盤支持力	2

2) その他の安全性

その他の耐震性能の照査については、河川構造物の耐震性能照査指針・解説一IV. 水門・樋門及び堰編による。

<関連通知等>

- 1) 河川構造物の耐震性能照査指針・解説一IV. 水門・樋門及び堰編一，令和2年2月（令和2年6月一部追記），国土交通省水管理・国土保全局。

<参考となる資料>

耐震性能の照査については、下記の資料が参考となる。

- 1) 道路土工，擁壁工指針，平成24年版，（公社）日本道路協会。

6.5.3 許容応力度**<標 準>**

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

<推 奨>

許容応力度として、以下の値を用いることが望ましい。

1) コンクリートの許容応力度

表6-10 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

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

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

2) 鉄筋の許容引張応力度

表6-11 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

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

※1 通常的环境や常時水中、土中の場合

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

3) 鋼材の許容応力度（ゲート等の機械設備を除く）

表6-12 構造用鋼材の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

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

4) 鋼管杭の許容応力度

表6-13 鋼管杭の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

区分及び応力度の種類		鋼管杭の種類	SKK400	SKK490
母材部		引張	140	185
		圧縮	140	185
		せん断	80	105
溶接部	工場溶接	引張	140	185
		圧縮	140	185
		せん断	80	105
	現場溶接	引張	原則として、工場溶接と同じ値とする。	

5) 既製コンクリート杭の許容応力度

JIS に基づき適切に定める。

6) 許容応力度の割増し

作用の組合せにおいて地震の影響、施工時荷重等を考慮する場合は、表6-14による許容応力度の割増しを行うことができる。下記以外の作用の組合せによる許容応力度の割増しを考慮する場合は、個々の状況に応じて適切に定める。

表6-14 許容応力度の割増し

短期荷重	割増率 (%)
地震の影響を考慮する場合	50
施工時荷重を考慮する場合	50

6.6 各部位の設計等

6.6.1 本体

<考え方>

床止め本体は、河床の洗掘を防いで河床を安定させ、河川の縦断又は横断形状の維持に必要な機能を満足する適切な位置へ設ける必要がある。

本体の設置位置の考え方は「6.3 設計の基本」に示す通りとする。

本体の縦断形状は、直壁型と緩傾斜型に大別できる。選定に当たっては、設置する河道の特性を踏まえ、環境及び景観的な観点も含めた総合的な比較検討を行った方が良い。

天端高と落差は、「6.3 設計の基本」に示す内容により設計し、構造形式や端部の取り合いを考慮のうえ、設定する必要がある。

天端幅は0.5m程度が最小と考えられるが、河床材料により天端幅を広く確保する場合や、滑動などに対する安全性より求める場合がある。転石が多い河川に設置する場合は、流出土砂による衝撃に耐えられるとともに、通過土砂の摩耗にも耐えうるような幅とした方が良い。流出土砂による衝撃や摩耗の程度は、設置場所での河道特性により異なるため、注意を要する。

<必須>

床止め本体は、設計荷重に対して安全な構造となるように設計するものとする。

<標準>

床止め本体は、自重、土圧、静水圧、揚圧力、地震時慣性力等を考慮して、所要の安全性が確保されるように設計することを基本とする。

<推奨>

1) 本体の設計

コンクリート構造の床止めの場合は、転倒、滑動、基礎地盤支持力に対する所要の安全性が確保されるように設計することが求められる。無筋構造とする場合は、本体と水叩きとが一体式構造となっても、不測の事態を考慮して、図6-12のように本体単独で安定計算を行う必要がある。転倒については、本体底面について検討を行う必要がある。

本体と水叩きとの間に必要な配筋がなされた鉄筋コンクリート構造の場合は、一体式構造と見なして図6-13に示す荷重に対する安定検討を行い、一体式構造として設計を行う場合は、従来の安定検討に加えて配筋部分の応力検討が必要となる。

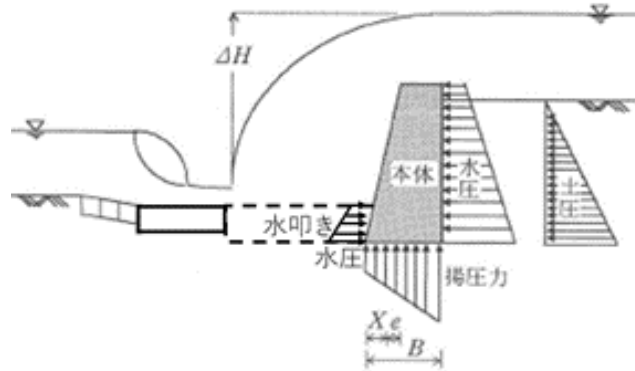


図6-12 一体式構造と見なさない場合（常時、洪水時の場合）

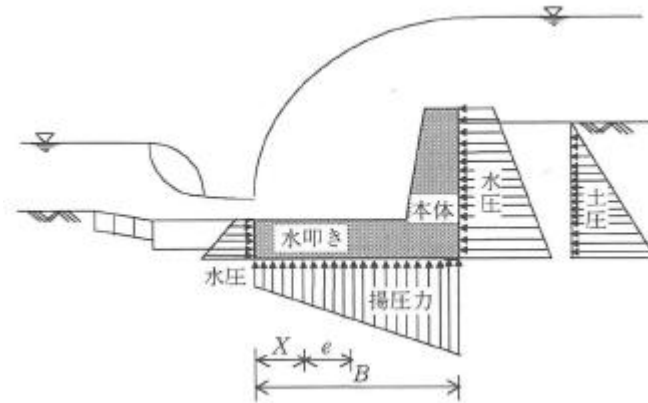


図6-13 一体式構造と見なす場合（常時、洪水時の場合）

滑動及び基礎地盤支持力は、直接基礎にあっては、地盤と底面との摩擦抵抗力及び基礎地盤支持力について検討し、杭基礎等である場合には鉛直支持力と水平支持力について検討を行う必要がある。

屈とう性構造の床止めは、流水の作用に対して安全であることが必要である。このため、床止め本体を構成するブロックや鉄筋などが流水により移動や過大な変形を生じない形状、重さ、材質とする必要がある。また、土砂の吸出しや揚圧力によるパイピングを防止するため、吸出し防止材をブロック構造体の下に敷設すると同時に、揚圧力により基礎の土砂が動かないように、床止め本体の下流側斜面勾配はレインのクリープ比 C の逆数よりも緩くすることが望ましい（図6-14参照）。また、ブロックの下端長は浸透経路長として評価することも必要である。

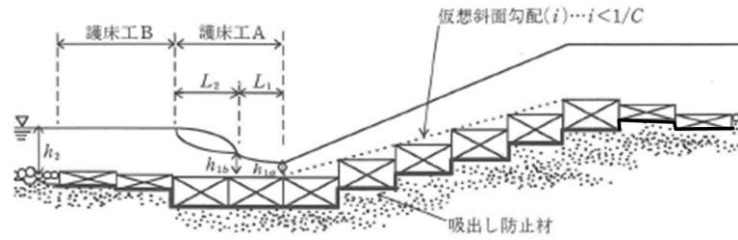


図6-14 ブロック構造による落差工の模式図

コンクリート構造の床止め本体の安定計算法の例を次に示す。これは直接基礎の場合の例であり、常時、洪水時及び地震時について行う。

(1) 荷重

設計に用いる荷重は、自重、地震時慣性力、土圧（一般にクーロンの式により常時、地震時の土圧を計算）、水压（常時：流量規模に応じた上・下流側の最大水位差、地震時：上下流ともに平水時の水位差）、揚圧力である（図 6-15）。揚圧力は、水叩きの長さとして上下流水位差により、次式により計算するものとする。

$$U_{px} = \left(h_{1a} + \Delta h \frac{\sum l - l_x}{\sum l} + d \right) W_0 \quad (1-15)$$

U_{px} ：任意の点の揚圧力

Δh ：上下流最大水位差

$\sum l$ ：全浸透経路長 = $L_p + l_1 + l_2 + l_3 + l_4$

l_x ：任意の点での浸透経路長

W_0 ：水の単位積重量

d ：水叩き天端高と本体底面高の差

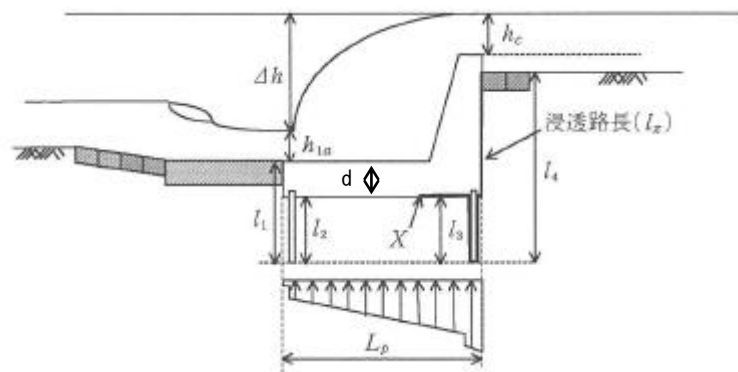


図6-15 床止めに作用する揚圧力

(2) 転倒に対する検討

底面下流端部に関する常時、地震時のモーメントを計算し、合力の作用点を計算して偏心距離を求め、転倒に対する安全率が規定以上「6.5.2 (1) 常時の安全性能」、「6.5.2 (2) 洪水時の安全性能」「6.5.2 (3) 耐震性能」になるように設計する。

(3) 滑動に対する検討

直接基礎の場合、滑動に対する安全率が「6.5.2 (1) 常時の安全性能」、「6.5.2 安全性能の照査 (2) 洪水時の安全性能」、「6.5.2 安全性能の照査 (3) 耐震性能」の安全率の規定以上になるよう設計する。

(4) 基礎地盤支持力に対する検討

直接基礎においては、「6.4.2 構造形式の設定 (3) 設計用定数②地盤に係る定数」に示す地

盤許容支持力度が鉛直最大反力以上になるよう設計する。

安定計算は、重力擁壁としての安定計算法を用いて行う。なお、基礎地盤支持力に対する検討としては、揚圧力が生じない状態（水位が底面以下の場合）を確認しておく必要がある。

床止め本体を一体と見なさずに設計する場合は、コンクリート本体の応力計算は行わなくてもよいが、比較的地盤の軟弱な個所や、背後地に及ぼす影響の大きい個所に設置する床止めについては、鉄筋直径 0.013m の用心鉄筋を表面付近に 0.25m 間隔程度で配筋をする場合もある。一体構造とする場合には、応力計算を行って必要な鉄筋量を求める。

<例 示>

玉石が多く流下する河川では天端幅を 2.0m、砂混じりの砂利や玉石混じりの砂利が多く流下する河川では天端幅を 1.0m としているなど、天端幅を大きくしている事例がある。

6. 6. 2 水叩き

<考え方>

水叩きは、本体からの越流水による洗掘、流水や転石による衝撃から構造物の破損を防ぐために設置するものである。床止めの被災形態としては、本体、水叩き等の下部でのパイピング現象による基礎地盤支持力の低下、流水や転石による水叩きへの直接衝撃、流水による下流部の洗掘、堤体下部からの吸出し及び揚圧力に起因する移動等が考えられる。したがって、水叩きは、洗掘等を防げる長さで揚圧力に耐えうる重量（厚さ）を有する必要がある。

また、上流から流下する流水や転石による水叩きへの直接衝撃や大規模な洗掘に対しては、水叩きを所要の長さを有する強固な構造とし、下流部の洗掘に対しては所要の長さを有する護床工を設置して対処するとともに、間詰め石などにより吸出しを防止する必要がある。パイピングについては、「6.5.2 安全性能の照査」を参照されたい。

水叩きの縦断形状は、流水の減勢や魚類等の移動を考慮して、下流河床よりも掘り込んでウォータークッションを設ける等の工夫を図る必要がある。

<必 須>

水叩きは、必要な水密性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標 準>

水叩きは、本体を越流する水の侵食作用や水や転石による直接衝撃による構造物の破損を防ぎ、下面から働く揚圧力に対して安全な長さ及び構造とすることを基本とする。

<推 奨>

水叩きの設計に当たって、長さ、厚さを以下の通り考慮することが望ましい。

1) 水叩きの長さ

水叩きの長さの計算は、本体から越流水の落下距離を求めることで行う。越流水の落下距離の計算にはさまざまな方法があり、石田・井田の公式に代表されるような流量公式に自由落下現象を組み合わせる方法もある。ここでは簡易的に求めることができる RAND(1955) の公式を示す。

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

ここに、W：水叩き長、D：落差高、hc：限界水深 である。この式は床止め天端で限界水深が発生する場合に適用できる。

床止め上の越流現象は、 $hc + D > h_2$ の場合に完全越流であり、 $hc + D = h_2$ の付近で潜り越流

へ変化して水叩き部へ与える落下衝撃力が小さくなる。したがって、水叩き長の計算は低水流量から計画流量のうちで完全越流から潜り越流に変化する限界の条件（一般には $h_c + D = h_2$ でよい）について行う。

常に越流現象が潜り越流になっている場合は、水叩きは特に必要ない。実際の現象としては、 $h_c + D = h_2$ 付近では完全越流と潜り越流との過渡状態である不完全越流状態となる。したがって、水叩きへの落下衝撃も完全越流時よりも弱まってくる。しかし、ここでは設計での判断を単純化するために $h_c + D = h_2$ を境界とし、完全越流、潜り越流に分類して扱っても良い。

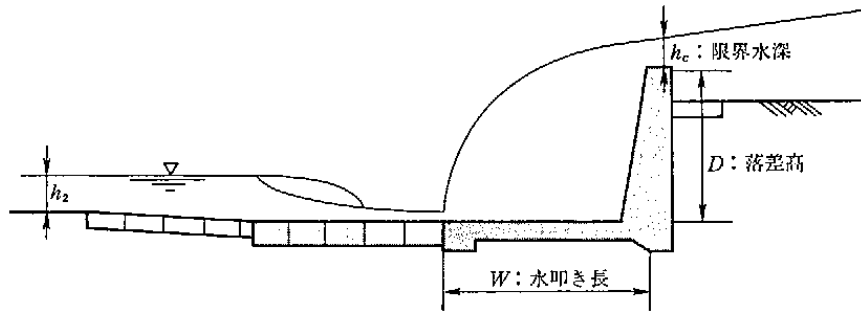


図6-16 完全越流時の水面形状

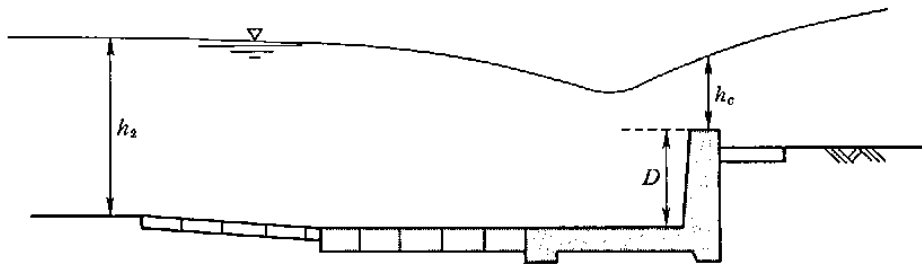


図6-17 潜り越流時の水面形状

2) 水叩きの厚さ

水叩きは、水叩きにかかる揚圧力に対して安定となる重量（厚さ）とする。ただし、水叩きの最小部材厚は、衝撃や耐久性等から 0.4m 以上としておくことが望ましい。水叩き厚さの計算は、本体、水叩きが鉄筋コンクリートで一体化している場合は、本体の安定検討から求められる。鉄筋構造の場合は、次式により水叩きにかかる最大揚圧力から求められるのが一般的である。

$$t = \frac{F_s \frac{u_{pm} - h_{1a} W_0}{\gamma_c - 9.8}}{}$$

t : 水叩きの必要厚 (m)
 u_{pm} : 水叩きに作用する揚圧力のうち最大の値 (kN/m³)
 γ_c : コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)
 F_s : 安全率 (F_s は一般に 4/3 が用いられている)
 W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 h_{1a} : 越流落水深 (m)

水叩きの縦断形状は、魚類等の遡上等、流水の減勢等を考慮して、下流の河床よりも掘り込んでウォータークッションを設ける等の工夫を図る。

また、水叩き等では、流水等の侵食作用によるコンクリート表面の摩耗、礫の落下や転石による直接衝突によるコンクリート表面のひび割れや剥離が生じやすいため、必要に応じて、

コンクリート自体の摩擦抵抗性を高めるほか、摩耗抵抗性の高い材料によってコンクリート表面を保護する等の摩耗の進行を抑制する対策を検討する。

<例 示>

水叩きのコンクリート表面の摩耗の進行を抑制するため、高強度コンクリートや高強度モルタル等の材料による表面保護を施した事例がある。

<参考となる資料>

水叩きの設計に当たっては、下記の資料が参考となる。

- 1) 表面保護工法 設計施工指針 (案), 平成17年4月, 土木学会.

6.6.3 護床工

<考え方>

護床工は、床止め上下流で生じる局所洗掘の防止や、高速流の減勢のために本体及び水叩き上下流側に設置するものである。

護床工の構造、床止め上下流の河床勾配、落差、洪水時の流速、平水時の流況による生態系への影響、河床の地質等を勘案して選定する。

例えば、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間（護床工A）では、鉄筋により連結されたブロック構造かコンクリート構造等が用いられ、その下流の整流となる区間（護床工B）では、できるだけ流勢を減殺する工法として、一般には、コンクリートブロックや粗朶沈床、木工沈床、改良沈床等が用いられる。護床工Bは、できるだけ屈とう性を持たせ、護床工Bの下流端では河床とのなじみをよくする。このように護床工Aから護床工Bにかけて硬い構造のものから軟らかい構造のものへと変化させるような配慮が必要である。

下流側の護床工の範囲は、落差工による流水の影響がなくなると推定される範囲までとし、上流側の護床工の範囲は計画高水位時の上流側の水深と同様の距離以上とする必要がある。

特に急流河川では、下流側の護床工Aが長くなる場合が多いので、これを短くするために流れの減勢を目的とした補助構造物を水叩き又は護床工に設置し、これにより強制的に跳水を発生させエネルギーを減勢する方法がある。強制跳水に必要な補助構造物としてはエンドシル、バップルピア、段上がりがある。魚類等のためには、段上がりとしてウォータークッションの水深を深くする方法がよい。

<必 須>

護床工は、必要な屈とう性を有する構造とし、近傍流速に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標 準>

護床工は、本体及び水叩き上下流での洗掘を防ぐため、その上下流側に設けることを基本とする。

護床工は、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間ではコンクリート構造等、その下流の整流となる区間では屈とう性を有する構造とし、本体上下流での洗掘を防ぐことができる長さ及び構造となるよう設計することを基本とする。

＜推 奨＞

上流側護床工及び下流側護床工の設計に当たっては、長さ、重量は以下のとおり考慮する。

1) 護床工の長さ

(1) 上流側護床工

床止め上流側の護床工は、床止め直上流で生ずる局所洗掘を防止し、本体及び河岸部の取付擁壁を保護することを目的としている。本体天端高より上流側河床高が低下すると、本体直上流部では渦流の発生が促進され、局所洗掘が発生しやすい。水理実験や既設事例によれば、最低でも計画高水位時の水深程度以上の長さは必要である。

(2) 下流側護床工

床止め下流側の護床工の長さは、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間（護床工 A）と、その下流の整流区間（護床工 B）とに分けて求めることができる（図 6-18）。各区間での計算方法を次に示す。

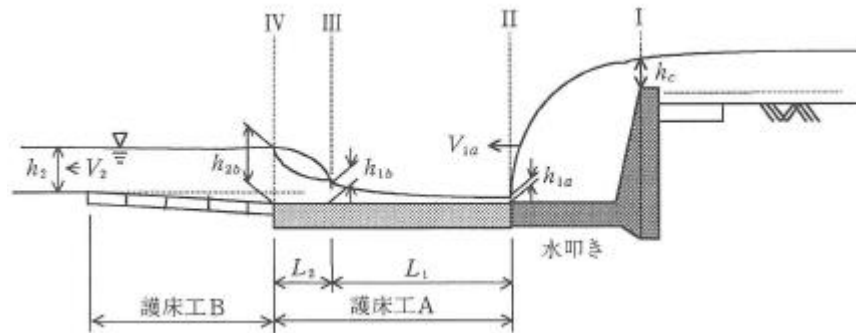


図6-18 下流側護床工の区分

a) 護床工 A について

護床工 A の区間長 L は、 $L=L_1+L_2$ で表すことができる。

L_1 ：落下後から跳水発生までの射流で流下する区間

L_2 ：跳水発生区間

射流区間長 L_1 と跳水発生区間長 L_2 の計算は、低水流量から計画流量までの流量について床止め本体から落下した流水の跳水現象を検討することにより以下の手法で計算することができる。

① 越流落水深 h_{1a} の計算

I-II 断面（図 6-16 参照）間の関係はエネルギー保存式に $V_{1a}=q/h_{1a}$ (q ：単位幅流量) を代入して加の多項式とし、トライアル計算により越流落水深 h_{1a} を求める。

② 跳水開始水深 h_{1b} の計算

III-IV（図 6-16 参照）断面間で発生している跳水の開始水深を床止め下流部の水深 h_2 、床止め下流部のフルード数 F_2 より求める。

③ 本体直下流水深 h_{1a} と跳水開始水深 h_{1b} との比較

ア. $h_{1a}=h_{1b}$ の場合

$h_{1a}=h_{1b}$ の場合、跳水は本体越流落下直下流より発生する。したがって、射流区間 L_1 は発生せず、跳水発生区間長 L_2 のみの計算となる。跳水発生区間長は下流水深の 4.5～6 倍程度であるため、護床工 A 区間長 L は次式により算出される。

$$L=L_2=(4.5\sim 6)\cdot h_2$$

イ. $h_{1a}>h_{1b}$ の場合

$h_{1a}>h_{1b}$ の場合は、もぐり跳水となるため護床工 A 区間を特に設置する必要はない。ただし、河床上で噴流が走る可能性があるため、護床工 B 区間長を長めに取る必要がある。

ウ. $h_{1a} < h_{1b}$ の場合

$h_{1a} < h_{1b}$ の場合は、水叩き下流端でから跳水が発生するまで射流区間が発生し、位置が本体越流落下点より下流へ移動するため、この分護床工 A を長くする必要があるので、護床工 A 区間長 L は次式により算出される。

$$L = L_1 + L_2$$

L_1 は、 h_{1a} が h_{1b} の水位まで上昇する間の長さであり、水面形を求めることにより求められる。よって必要な護床工 A 区間長 L は、先の跳水の発生区間の長さとして併せて次式となる。

$$L = L_1 + L_2 = L_1 + (4.5 \sim 6) \cdot h_2$$

急流河川では、跳水発生前の射流区間 L_1 が長くなりすぎ、護床工 A の施工延長が長くなってしまふことがある。この場合には、エンドシル、バップルピア、段上がり等による強制跳水で L_1 区間を短縮する方法が有効である。

b) 護床工 B について

護床工 B は、跳水終了後の整流および下流河床とのすり付けのために設置される。設置範囲は水理模型実験結果などによると、下流側計画高水位時の水深の 3~5 倍程度必要であることが明らかになっている。

2) 護床ブロック重量

護床工のブロックの重量は、各区間でブロックに作用する近傍流速を用いて、力学的な安定等から定めるものとする（護岸の根固め等を参照）。以下には、近傍流速の考え方の一例を示す。

(1) 上流側護床工

床止め上流の平均流速を用いる。

(2) 下流側護床工

① 護床工 A

護床工 A は流れが激しく乱れ、かつ高流速となる場である。したがって護床工 A 区間では、一般にブロックを鉄筋で連結して、ブロック全体で外力に対抗できるような群体とする。この区間の近傍流速は、次の 2 つの区間に分けて検討する（図 6-19 参照）。

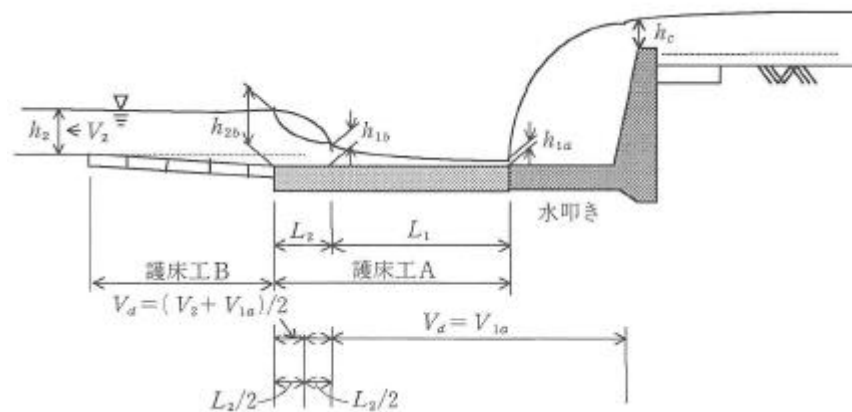


図6-19 下流側護床工の長さの区分

イ. 本体直下流～跳水発生区間前半 $L_2/2$

本体直下流から跳水が発生するまでの区間 L_1 から跳水発生区間前半 $L_2/2$ は高流速で流下するため、設計流速 $V_d =$ 本体直下流流速 V_{1a} とする。

ロ. 跳水発生区間後半

跳水発生区間後半部では、上記区間よりも流速が緩くなっている。しかし、どの程度速度が緩くなっているかについては定かではない。大体本体直下流と護床工下流の流速の平

均程度と見積もっておくとよいと考えられる。

$$\text{設計流速}(V_d) = \{ \text{本体直下流流速}(V_{1a}) + \text{下流流速}(V_2) \} \times 1/2$$

②護床工B

護床工B下流の跳水後の水位での平均流速を用いる ($V_d=V_2$)。

6.6.4 基礎

<考え方>

床止め本体の基礎は、直接基礎が一般的である。その他の基礎として杭基礎があるが、直接基礎で十分に本体等を支持できない場合に杭基礎を採用する。

基礎の設計に当たっては、道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成24年3月）、杭基礎に当たっては杭基礎設計便覧（平成27年3月）により設計するものとする。道路橋示方書は平成29年11月に、杭基礎設計便覧は令和2年9月に改訂されている。これらの改訂では、性能規定（限界状態設計法及び部分係数法）に対応した記述に見直しており、従来の仕様規定（許容応力度設計法）とは異なる設計体系となっている。一方、堰の耐震設計以外の設計は、性能規定化に至っておらず本基準においても仕様規定での設計体系である。そのため、道路橋示方書、杭基礎設計便覧の設計法を適用する場合は、従来の仕様規定について記載しているものを適用する必要がある。

<必須>

基礎は、上部荷重等によって不同沈下を起こさないよう、良質な地盤に安全に荷重を伝達する構造とするものとする。

<標準>

基礎は、本体及び水叩きと取付擁壁、魚道の間不同沈下が発生し堤防の弱点とならないようにするため、本体及び水叩きと取付擁壁、魚道の下に同一の基礎で設けることを基本とする。

基礎の形式及び構造は、良質な地盤に安全に荷重を伝達できるよう適切に選定することを基本とする。

<例示>

良質な地盤の目安としては、砂層、砂礫層においてはN値が概ね30以上。粘性土層ではN値が概ね20以上と考えてよい。

<参考となる資料>

基礎の設計に当たっては、下記の資料が参考となる。

- 1) 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，平成24年3月，（公社）日本道路協会.
- 2) 杭基礎設計便覧（平成26年度改訂版），平成27年3月，（公社）日本道路協会.

6.6.5 遮水工

<考え方>

遮水工は、上下流の水位差で生じるおそれのある揚圧力やパイピング作用を減殺するために設ける必要がある。本体および水叩き端部に設けられる遮水工は、取付擁壁及び護岸に設置する遮水工と連続させるものとする。また、取付擁壁に設ける遮水工は、本体及び水叩き端部に設けられる遮水矢板と同規模とする必要がある。

遮水工の深さ及び水平方向の長さは、水頭差、遮水工の配置を考慮したうえで、レインの式などによる浸透経路長を検討し設定する必要がある。また、遮水工には構造計算上の荷重は分担させない。遮水工は一般的に鋼矢板が用いられるが、鋼矢板以外の材料とする場合は材料の強度、耐久性、遮水効果について検討を行う必要がある。

< 必 須 >

遮水工は、必要な水密性を有する構造とし、地盤条件や施工条件に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

< 標 準 >

遮水工は、上下流の水位差で生じるおそれのある揚圧力やパイピング作用を減殺する構造として設計することを基本とする。

< 推 奨 >

1) 配置

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、本体、水叩き下部の土砂移動と洗掘による土砂の吸出しを防止するために図6-20のように設けることが望ましい。

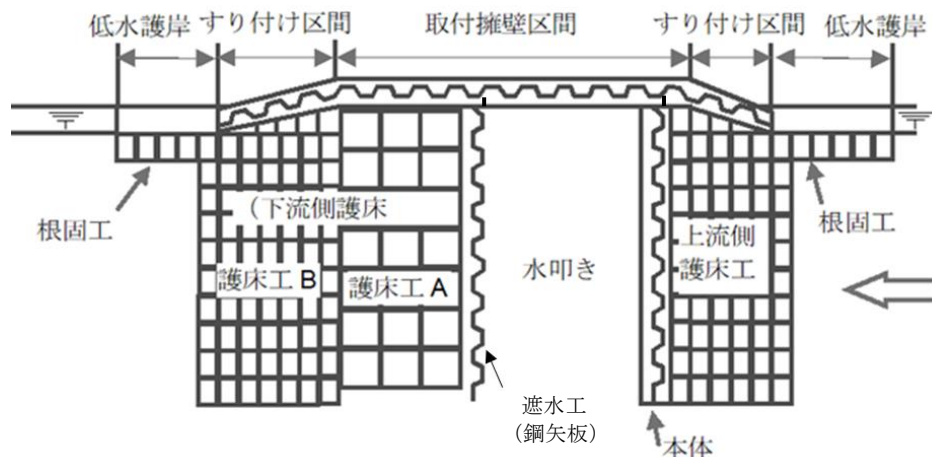


図6-20 遮水工の設置平面図

2) 構造

遮水工は、本体と離脱しないように配慮して設計することが望ましい。遮水工の根入れ長は、鉛直方向の浸透経路で計算するが、遮水工を2列に入れる場合、実現象の流線を考えると一般に遮水工間隔の1/2以内の長さにするのが望ましい。なお、1/2以上の長さとなる場合は、水叩きの長さを伸ばすなどの処置をする場合が多い。

3) 鋼矢板を遮水工として用いる場合の留意点

鋼矢板は遮水工として用いる場合、安全性、現場条件及び鋼矢板の市場性を考慮したうえで、経済比較を行い、適切に選定することが望ましい。

< 例 示 >

基礎地盤が良好な場合の直接基礎で鋼矢板の施工が困難な場合は、コンクリート構造のカットオフとする場合がある。

6. 6. 6 取付擁壁・護岸

＜考え方＞

洪水時には河床そのものが動いており、床止めの設置によってその連続性が失われるので、その上下流において射流の有無にかかわらず、局所的な洗掘が生じやすい。したがって、床止めの上下流の河岸又は堤防は、しかるべき範囲に護岸を設ける必要がある。その範囲は、上流側は床止めの上流端から 10m の地点又は護床工の上流端から 5m の地点のうちいずれか上流側の地点、下流側は水叩きの下流端から 15m の地点又は護床工の下流端から 5m の地点のうちいずれか下流側の地点までの範囲を最低限として設ける必要がある（図 6-21 参照）。

なお、床止め下流側では落下した流れが護岸に衝突し、護岸が損傷する恐れがあるため、これを防止するため、取り付け擁壁を直壁とし、水叩き部の幅を拡幅する等の工夫を行う必要がある。

この区間のうち、床止めから越流落水水により跳水が発生する取付区間では、特に流水の乱れが激しく、河岸部に強いせん断力が発生し、また、高水敷からの落込流による河岸侵食のおそれもある。このため、この区間では強固な河岸防護工として取付擁壁構造の護岸を設置する必要がある（図 6-22 参照）。

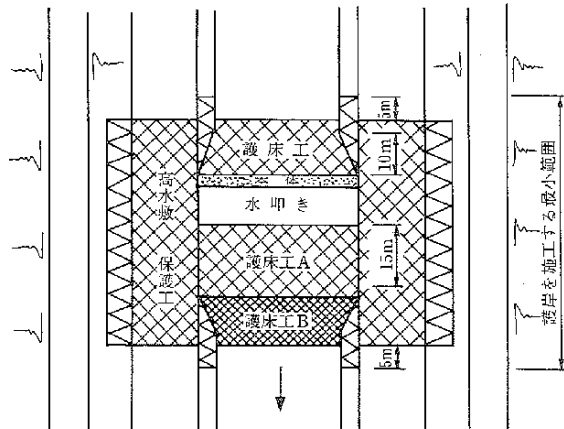


図6-21 床止めの設置に伴い必要となる護岸を設置する最小範囲

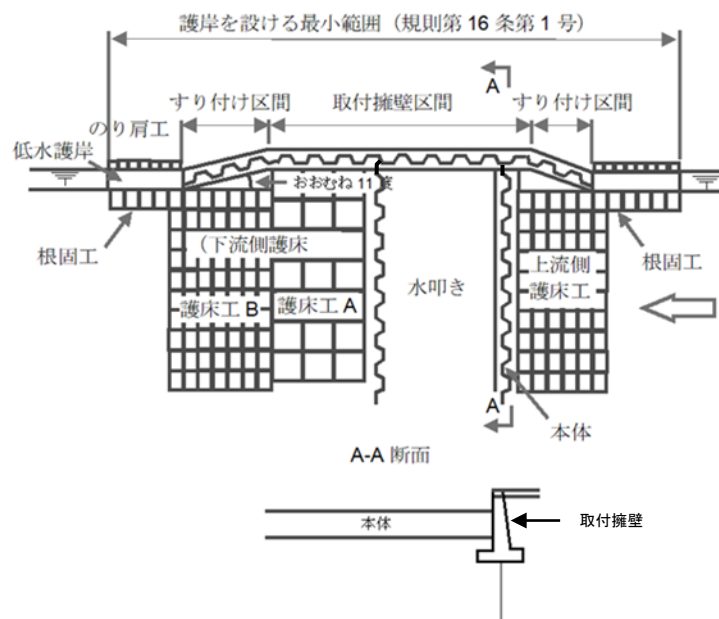


図6-22 護岸を設ける区間のうち取付擁壁構造の護岸とする区間

取付擁壁は、仮に床止め本体が被災しても堤防に影響が及ばないように、擁壁の底面は水叩きや護床工の底面より低い所に設ける（図6-23参照）。

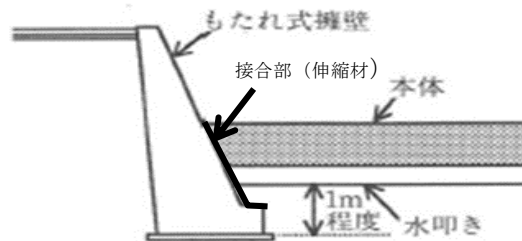


図6-23 取付擁壁

護岸の形式及び構造は、改訂 護岸の力学設計法を参考に設定する必要がある。護岸には、多くの形式があり、使用される素材、構造の外観等はさまざまであるが、設置箇所の河道特性や周辺の護岸形式及び構造に加え、環境や景観にも配慮して設計する必要がある。

< 必 須 >

護岸は、流水の変化に伴う河岸又は堤防の洗掘を防止するために設けるものとし、設計流速に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

また、取付擁壁の構造は、堤防の機能を損なわず流水の乱れに伴って生じる河岸侵食を防止するように、仮に床止め本体及び水叩きが消失しても安定である構造（床止め本体及び水叩きをなしとした場合の安定計算を行う必要がある）とするものとし、必要に応じて周辺景観との調和に配慮して設計するものとする。

< 標 準 >

床止めの設置に伴い必要となる取付擁壁・護岸は、以下の事項を設計に反映することを基本とする。

1) 床止めの設置に伴い必要となる護岸は、以下により設定する。

①床止めに接する河岸又は堤防の護岸は、上流側は床止めの上流端から10mの地点又は護床工の上流端から5mの地点のうちいずれか上流側の地点から、下流側は水叩きの下流端から15mの地点又は護床工の下流端から5mの地点のうちいずれか下流側の地点までの区間以上の区間に設ける。

②前項に掲げるもののほか、河岸又は堤防の護岸は、湾曲部であることその他河川の状況等により特に必要と認められる区間に設ける。

③河岸（低水路の河岸を除く）又は堤防の護岸の高さは、計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）とするものとする。

ただし、床止めの設置に伴い流水が著しく変化することとなる区間にあつては、河岸又は堤防の高さとする。

④低水路の河岸の護岸の高さは、低水路の河岸の高さとするものとする。

2) 取付擁壁の設置範囲は、床止め下流側では跳水の発生区間（護床工Aの範囲まで）を原則とする。上流側では、低下背水による流速の増大に対する安全を見込み、本体より5m程

度上流まで取付擁壁を設ける。

- 3) 床止め本体及び水叩きと取付護岸との接合部は絶縁し、擁壁の底面は水叩きや護床工の底面より1m程度低い所に設けるほか、護床工下流の擁壁及び護岸前面には根固工を設ける等により洗掘に備える。

<推奨>

直壁形状の取付擁壁は、拡幅した形状として下流の河岸に取り付けられるが、この場合、下流の河岸部においては、取付擁壁に沿う流れと本体を直進してきた流れが集中することによって局所で大きな洗掘力が生じる。このため、取付擁壁の下流側護岸とのすり付け角度は、流水のはく離が生じないとされている角度とすることが望ましい。その角度は、既往の実験結果によると、11度程度を目安とするとはく離流の発生が防止できるという結果が得られている。

<参考となる資料>

取付擁壁・護岸の設計に当たっては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土技術研究センター：改訂 護岸の力学設計法，平成19年9月。

6.6.7 高水敷保護工・のり肩工

<考え方>

床止めの被災原因の1つに高水敷の洗掘があげられる。これは、高水敷から低水路へ落ち込む流れや、逆に乗り上げる流れなどの床止め周辺の局所流によって生じるものである。特に、このような流れが強くなることが予想される場所では、高水敷保護工、のり肩工を設置して高水敷を保護する必要がある。

高水敷保護工及びのり肩工は、かごマット、連節ブロック等の屈とう性のあるもので、洪水時の掃流力に耐えうるものとする。

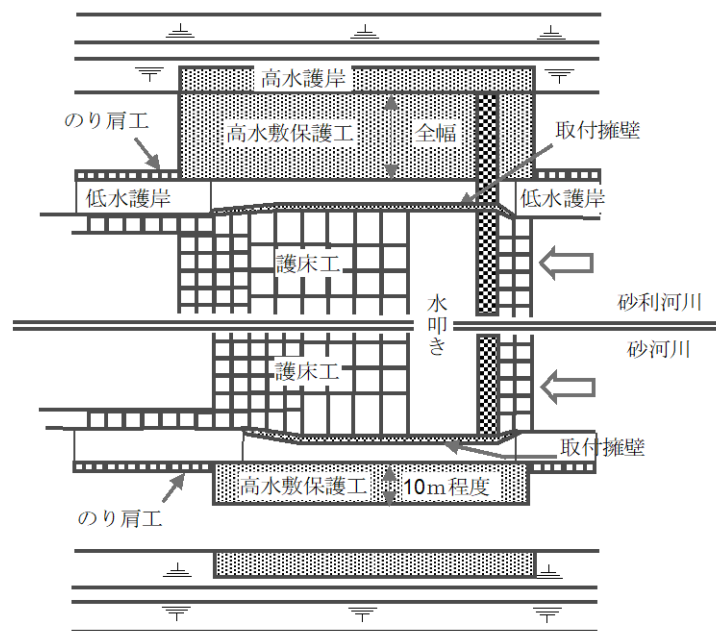


図6-24 高水敷保護工の敷設例

<必須>

高水敷保護工及びのり肩工は、床止めに接続する高水敷の洗掘を防止するために設けるものとし、設計流速に対して安全な構造とするものとする。

<標準>

高水敷保護工は、流水等の作用による高水敷の洗掘を防止するため、高水護岸前面に設けることを基本とする。高水敷保護工の構造は、河川の生態系の保全等の河川環境の保全に配慮した構造を基本とする。

高水敷保護工は、「6.6.6 取付擁壁・護岸」で示す護岸の範囲において設けることを基本とする。

<推奨>

図6-22に示す高水敷保護工の設置範囲は、最低基準値であるので、必要な場合は、数値計算（必要に応じて水理模型実験）等による流速評価を行い、設置範囲を決定するのが望ましい。

6.6.8 魚道**<考え方>**

床止めは低水路部分を横断して設置される構造物であり、構造によっては魚類等の遡上を妨げるものであることから、魚道の設置について検討を行う必要がある。

検討にあたり土砂堆積の影響が懸念される場合等には、維持管理の容易性及び経済性等に配慮する必要がある。

魚ののぼりやすい床止めの構造には、本体と分離して魚道を設ける場合と本体（緩傾斜型）の全断面を魚道とする場合等がある。落差が小さい場合には落差工天端に切欠きを設ける構造や天端をV字型とする構造も考えられるが、切り欠く深さ、幅等によっては洪水時に流れが集中することにより、床止め上下流に著しい洗掘をもたらす危険性があるので、影響が大きいと想定される場合は、水理模型等により対策工を含めた検討を行う必要がある。

魚道の構造形式の選定に当たっては、対象とする魚種（回遊性のエビ・カニ類等も含む、以下魚類等）、設置位置、流況に応じて行う。また、平常時及び中小出水時の流況を把握して魚類等の遡上・降下の特性に適したものとなるよう検討する。

<必須>

床止めを設ける場合において、魚類の遡上等を妨げないようにするために必要があるときは、魚道を設けるものとする。魚道の構造は、次に定めるところによるものとする。

- 1) 床止めの直上流及び直下流部における通常予想される水位変動に対して魚類の遡上等に支障のないものとする。
- 2) 床止めに接続する河床の状況、魚道の流量、魚道において対象とする魚類等を適切に考慮したものとする。

<標準>

魚道の規模、形式の決定に当たっては、対象となる魚類等の習性或魚道通過時の成長の度合いを考慮することを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 魚がのぼりやすい川づくりの手引き，平成17年3月，国土交通省河川局。

<参考となる資料>

魚道の設計に当たっては、下記の資料が参考となる。

- 1) 最新 魚道の設計，平成10年8月，一般社団法人ダム水源地環境整備センター.
- 2) 技術者のための魚道ガイドライン，平成23年9月，NPO法人 北海道魚道研究会.
- 3) 多自然型魚道マニュアル，平成10年1月，リバーフロント整備センター.

6.7 床止め構造に関するその他事項**<考え方>**

1) ICTやBIM/CIMの利用

i-Construction 推進の一環として、ICTによる建設生産プロセスのシームレス化が取り組まれている。UAV写真測量やレーザースキャナー計測などで得られる3次元点群データを活用することで、現況地形や既設物の構造を様々な角度・断面から把握することができる。新設・改築する施設のBIM/CIMモデル(3次元モデル+属性情報)を作成し活用することにより、構造に関して関係者の理解と合意形成が促進される。このため、施工段階、施工後の点検・補修・修繕の段階においてBIM/CIMを積極的に活用し、床止め及び床止め周辺の堤防を適切に維持管理していくことができるように、設計成果を3次元モデルに反映しておくことが有用である。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：CIM導入推進委員会：CIM導入ガイドライン(案)，令和3年3月.

第7節 堰

7.1 総説

7.1.1 適用範囲

<考え方>

本節は、堰を新設あるいは改築する場合の設計に適用する。ただし、既設の堰の安全性能の照査にも構造形式や現地の状況等に応じ準用することができる。また、本節で扱う堰とは、河川の水位を調節して、都市用水や灌漑用水等の取水や、塩水の遡上の防止、河川を分派する等の目的のために河道を横断して設置する施設で、河道の縦断形を将来にわたって制御する施設である。堰と水門又は樋門との区別は、関連通知を参照されたい。

なお、構造上の分類として、堰は、可動堰と固定堰に分けられ、ゲートによって水位の調整ができるものを可動堰といい、調節のできないものを固定堰（又は洗い堰）という。

<標準>

本節は、堰を新設あるいは改築する場合の設計に適用する。

<関連通知>

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

7.1.2 用語の定義

<考え方>

堰は、本体、水叩き、護床工、基礎、遮水工、取付擁壁・護岸、高水敷保護工、魚道、閘門、土砂吐き及び管理橋・操作室等の附属施設の各部位によって構成される。このうち、本体は、ゲート、床版、堰柱、門柱、ゲートの操作台で構成される。

引上げ式ゲートを有する可動堰の場合の各部位の名称は図7-1による。

固定堰の各部位の名称は図7-2による。

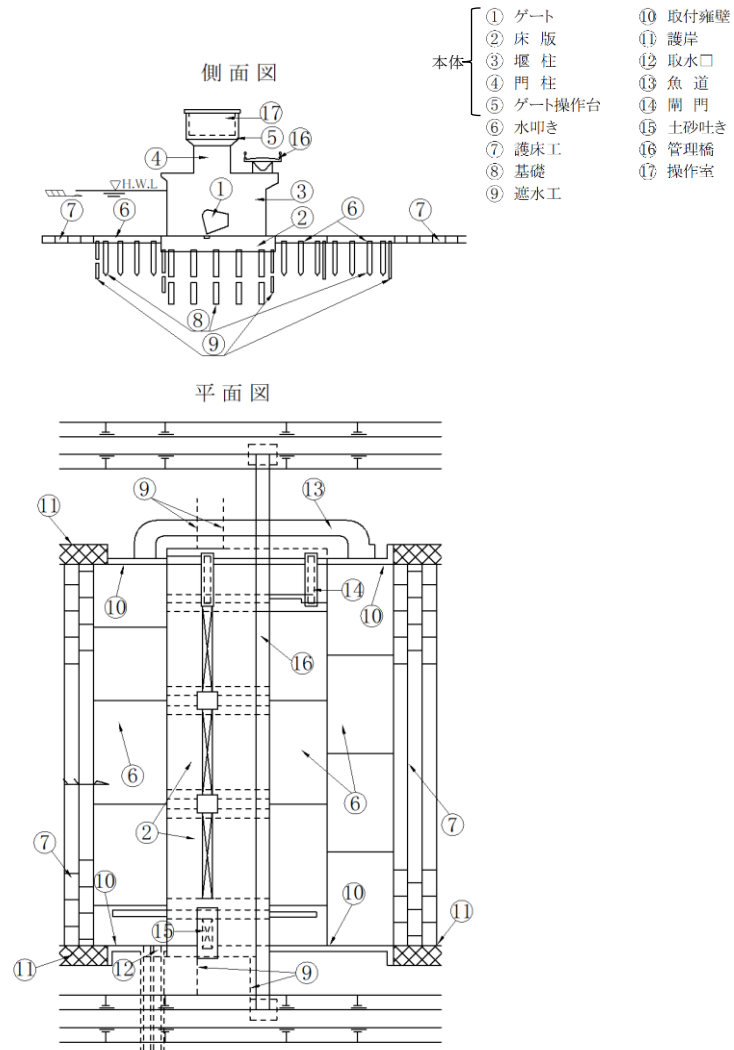


図7-1 堰の各部位の名称（引上げ式ゲートを有する可動堰の場合）

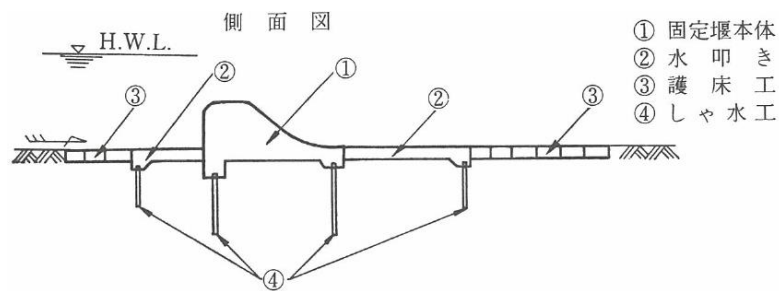


図7-2 堰の各部位の名称（固定堰の場合）

<標準>

次の各号に掲げる用語の定義をそれぞれ以下に示す。

- 一、径間長：隣り合う堰柱の中心間距離
- 二、堰周辺の堤防：堰の周辺の堤防で、堰本体、魚道や土砂吐きとの取り付けに伴う開削や杭基礎等の施工の影響を受ける範囲

7.2 機能**<考え方>**

堰は主に以下のとおり分類され、それぞれの設置目的を達成するために必要な機能を有することが求められる。

- 1) 分流堰：河川の分派地点に設け、水位を調節又は制限して洪水又は低水を計画的に分流させる。
- 2) 潮止堰：感潮区間に設け、塩水の遡上を防止する。
- 3) 取水堰：河川の水位を調節して、都市用水、灌漑用水及び発電用水等を取水する。
- 4) その他の堰：河川の水位及び流量（流水）を調節する多目的堰。河口堰は潮止堰としての機能を有する多目的堰の場合が多い。

<必須>

堰は、設置目的に応じて、分流機能、潮止め機能、取水等を目的とした水位及び流量（流水）調節機能のうち、必要な機能を有するよう設計するものとする。

<関連通知等>

- 1) 河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について、昭和52年2月1日、建設省河政発第5号、建設省河治発第6号、最終改正：平成11年10月15日建設省河政発第74号、河計発第83号、河治発第39号、建設省河川局水政課長、治水課長通達。

7.3 設計の基本**<考え方>**

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

1) 基本方針

堰は「7.2 機能」に示す事項を満足すると共に、想定される外力に対して安全な構造となるよう設計する必要がある。

堰は河川を横断して設ける施設であることから、堰に接続する高水敷や堤防の洗掘の防止について適切に配慮された構造とし、堰周辺や湛水区間の堤防等が一連区間の中で相対的な弱点とならないよう設計する必要がある。また、堰は河床高を固定することから、予め、これまでの河川整備と洪水等による長期的な河道の応答を分析し、堰の新設又は改築による効果や影響が河道の変化にどのように顕れるかを考慮の上、堰の位置、平面形状及び方向、縦断形状、敷高や可動部・水通しの位置等の施設の設置条件を検討する必要がある。

なお、河川改修や取水位置の変更など様々な理由により、堰などの河道内の構造物を改築し、旧施設を撤去する場合には、周辺の堤防、河床や河岸及びその他の河川管理施設等への影響が生じることも想定される。このため、長期的な河道の応答を分析したうえで、一部施設の残置や撤去方法など必要な対策工等を検討する必要がある。

堰の位置や敷高については河道計画で概略設定しているが、堰設置後の将来的な河床変動を考慮して、位置や敷高を見直すものとする。特に、堰設置後の河床変動が激しく、維持管理が容易でないことが想定される場合には河道計画を見直すことも考える。河道計画を見直

した場合には、堰設置後の河床変動特性を再度確認し、河道の維持管理に支障が生じないことを確認する。

河川整備においては、河川法の目的である河川環境の整備と保全を踏まえ、河川が本来有している自然環境や多様な景観の保全・創出が図られることが基本であることから、堰の設計に当たっては、生物の生息・生育の環境や水辺環境、周辺の景観等との調和を図る必要がある。

堰は、河川の低水路を横断して設置される工作物であり魚類の遡上等を妨げる場合が多いことから、構造令第44条の規定に基づき第35条の2の規定を準用し、魚道を設置するなどの対策を講じる必要がある。

2) 堰の位置

堰の位置の決定に当たっては、堤内地の地形、地盤高、水路系統、水路敷高及び洪水時の本川の特性等を調査する。調査結果及び「計画編 施設配置等計画編 第2章 河川施設配置計画 第2-1章 河道並びに河川構造物 第5節 堰、水門、樋門 5.1 設置の基本」を踏まえ、堰の位置を決定する。なお、狭窄部（山間狭窄部は除く。）、水衝部、支川の合流部、河床の変動が大きい箇所、みお筋の不安定な箇所をできるだけ避けて計画する。また、河川に設けられている他の工作物（橋、伏せ越し等）に近接した箇所、堤内地の排水に影響を及ぼすおそれのある箇所、堰の計画湛水位が堤内地盤より高くなる箇所に設置する場合は、影響を緩和するための対策を行う。

3) 平面形状及び方向

堰を流下する流水は、通常、堰と直角の方向に流れるものであり、その平面形状によっては、下流側の水衝作用を助長したり、局所洗掘の原因となることが多い。従来、取水の都合から、斜堰が用いられた例も少なくないが、このような理由から、堰の河川横断方向の線形は洪水の流心方向に直角の直線形とし、堰柱の方向は、洪水の流心方向とすることを基本とする。なお、中小河川において、下流部での局所洗掘や堰付近での洪水流の著しい乱れ等による治水上の支障が生じるおそれがない場合は、円弧形の緩傾斜（全面魚道タイプ）の堰とすることができる。

4) 縦断形状

堰の設置によって河道の縦断形が変化し、堰上流河道では河床上昇が、堰下流河道では河床低下が生じる可能性があるため、河道の維持管理が容易でない場合には河道計画を見直すことも考える。河道計画を見直した後、堰設置後の河床変動特性を再度確認する必要がある。

5) 堰の敷高

堰の敷高（又は固定部）は、一般に、設計・管理の目安となる河床高と一致させる。ただし、設計・管理の目安となる河床高と比較し現況河床高が低い場合においては、上下流の河床高を考慮し適切に設定する必要がある。

6) 端部の構造（嵌入等）

堰本体の端部処理については、堰取り付け部の上下流を擁壁構造の護岸とし、堤体に嵌入しない。これは、堤体に嵌入した場合、堰取り付け部の護岸が被災し、一方で堰本体が残存することにより堤防にまで被災が及ぶ危険性があるためである。また、複断面河道では、高水敷上の流水が高水敷や本体下流部の河岸の洗掘を生じさせ堤防の決壊を起こす可能性があることから、これを防止するため、高水敷に保護工を設ける。

7) 堰柱

イ 堰柱の幅と断面形状

堰柱の幅については、ゲートの大きさ、堰柱の高さ、地盤の土質条件等によって左右されるため、構造令には特にそれを規定する条項が定められていないが、技術的に無理のない範囲で、極力狭くするよう配慮する必要がある。堰柱（管理橋の橋脚を含む）による河積の阻害

率(計画高水位における流向と直角方向の洪水吐き部の堰柱の幅の総和が川幅(無効河積を除く)に占める割合)(図7-3参照)は、おおむね10%を超えないものとする。やむを得ずこれを超える場合は堰柱のせき上げによる水位上昇量や背水区間の計算を行い、上流水位に影響を与える場合には、河積拡大等の措置を講ずる必要がある。

なお、堰柱の断面形状については、洪水時の流水抵抗を少なくするため、できるだけ細長い楕円形又はこれに類する形状のものとする。

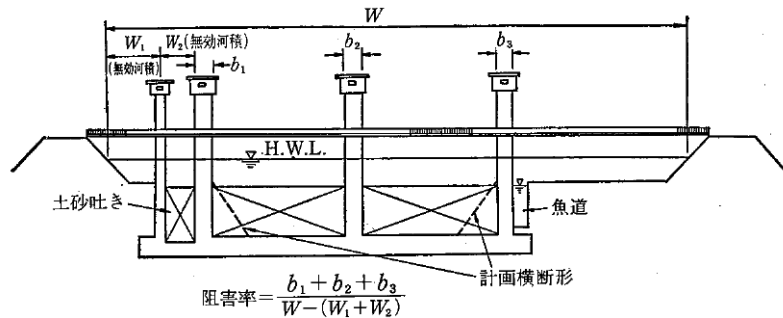


図7-3 堰の阻害率

ロ 両端の堰柱の位置

堰の構造は付近の河岸及び河川管理施設等の構造に著しい支障を及ぼさず、堰に接続する河床及び高水敷の洗掘の防止について適切に配慮された構造とする必要がある。両端の堰柱の位置は、計画堤防を著しくおかさないよう配慮する必要がある。両端の堰柱を堤防内に設ける場合には、それが堤防の弱点となるおそれがある。一方、両端の堰柱を堤防外に設ける場合には、堤防との間に無効河積が生じて堰による河積の阻害が大きくなることに加え、堤防との間が流木等により閉塞しやすくなるおそれがある。これらを総合的に勘案の上、両端の堰柱の位置を決定する。

また、堰が低水路部分のみに設けられる場合には、原則として、低水路ののり肩線に堰柱の内側(ゲート側)を合わせるものとするが、低水路の断面積が上下流に比べて著しく大となる時及び起伏堰にあっては、堰の設置前の低水路断面積と等値となるよう両端の堰柱の位置を決定して差し支えない。

8) ゲート設備

ゲートは、確実に開閉(起伏)し、かつ、必要な水密性及び耐久性を有する構造が求められる。開閉装置は、ゲートの開閉(起伏)を確実にできる構造が求められる。また、常用電源が喪失した場合に備え、予備電源や予備動力、補助開閉装置を設けるなど、ゲートの開閉に必要な機能を維持することが求められる。なお、地域特性に応じて、自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討する。

9) 安全、確実・円滑な施工

堰の施工では、仮締切により生じる揚圧力や掘削によるボイリングなど、安全を脅かす状況が発生する可能性がある。このため、設計においても、安全で確実・円滑な施工が可能となるような配慮が求められ、施工上の制約から構造が決まることもある。

10) 機能を長期的に容易に維持できる構造

長期的に機能を低下させる要因としては、部材等の経年劣化、流砂等による部材の摩耗、圧密による地盤変位の進行、河床変動や土砂堆積、堰下面、護岸背面等における土砂の吸出しがあり、これらに配慮する必要がある。

門柱については、断面形状を凹凸の小さな単純なものとする等により、部材としての耐荷機構が明確で耐震性に優れた構造とする必要がある。

1 1) 維持管理に配慮した構造

堰の点検、修繕、更新等の維持管理に配慮した構造にする必要がある。

<必須>

堰の設計に当たっては、以下の事項を反映するものとする。

- 1) 計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造とするものとする。
- 2) 計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げることなく、堰周辺の堤防、河岸及び河川管理施設等の構造に著しい支障を及ぼさず、並びに堰に接続する河床及び高水敷等の洗掘等の防止について適切に配慮された構造となるよう設計するものとする。
- 3) 常用電源が喪失した場合においても必要最小限の開閉操作が可能となるよう設計するものとする。

<標準>

堰の設計に当たっては、以下の事項を反映することを基本とする。

- 1) 堰に求められる機能を満足するために、堰の平面形状及び方向、端部・堰柱構造や両端の堰柱の位置を設定するとともに、設計の対象とする状況と作用に応じた安全性能を設定し、照査によりこれを満足することを確認する。
- 2) 堰に求められる機能を満足するために、上下流の河床洗掘が発生しにくく、土砂が堆積しにくい構造となるよう設計するとともに、維持管理上、堆積土砂等の排除に支障のない構造となるよう設計する。
- 3) 環境及び景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、事業実施による地域への影響、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮する。
- 4) 土質・地質調査、河道特性や自然環境等を把握するため現地条件や設置目的に応じて必要な調査を計画して実施する。

<推奨>

事前の地盤調査は、土層構成、土質、地下水の状況などを把握し、設計に必要な地盤性状及び土層の特性等の条件を設定するため、ボーリング調査・原位置試験及び室内土質試験の組合せで実施することが望ましい。なお、事前の地盤調査結果より軟弱地盤や透水性地盤が想定される場合には、各々の課題に対応した原位置試験等の調査・試験を実施したうえで設計に反映することが望ましい。

また、環境面では、護岸等のブロックに適度な空隙や粗度を発生させ水生生物の生息や移動（生態系ネットワーク）等に支障が生じないように工夫した設計を、景観面については、コンクリートブロックの明度（護岸の明度は6以下を目安）やテクスチャー（輝度の標準偏差は11以上を目安）、表面の景観パターン等に留意した設計を行うことが望ましい。

<関連通知等>

- 1) 美しい山河を守る災害復旧基本方針(平成30年6月), p. 87-94, 2018, 国土交通省水管理・国土保全局防災課。

<参考となる資料>

環境や景観に配慮した設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) 多自然川づくりポイントブックⅢ, p. 120-136, (財)リバーフロント整備センター, 2011, 多自然川づくり研究会。

7.4 基本的な構造

7.4.1 流下断面及び堰径間長の設定

(1) 流下断面

<考え方>

堰の設置に当たっては、設置の必然性があり、かつ、治水上、河川環境上著しく支障がない構造とする必要がある。これは、堰の固定部（又は固定堰）は、洪水の流下に与える影響も極めて大きく、洪水氾濫の原因となった事例が見受けられるためであり、適切に洪水の流下断面（計画高水流量を計画高水位以下で安全に流下させるために必要な断面をいう。）の確保を図る必要がある。

土砂吐き、舟通し、魚道等については、利水、利用、環境上の機能確保のため必要に応じて設けるが、それらを現状又は計画の流下断面内に設けることは、堰上流部における洪水時の水位上昇、下流部における局所洗掘等を招き、洪水による被害の危険性を増大させる。したがって、堰の固定部となるこれらの施設は、流下断面内には設けてはならない。

堰の設置に当たっては、以下の事項について反映することが求められる。

- 1) 現況河道と堰の設計時の横断形が著しく異なる場合において、堰の機能が著しく阻害されるおそれのあるときは、堰の設置時期と関連する河川整備の実施時期についての調整を行うとともに、関連の河川整備の促進を図ることが考えられる。
- 2) 山間狭窄部であることその他河川の状況、地形の状況等により治水上の支障がないと認められるなど、堰（固定堰を含む）の設置地点に堤防（計画堤防を含む）がない場合であって、かつ、堰の設置による治水上の影響が堰の上下流に及ばない場合は、治水上の機能の確保のため適切と認められる措置を講ずることにより、流水を流下させるためのゲート及びこれを支持する堰柱等の可動部以外の部分及び固定堰は、流下断面内に設けることができる。上流への影響がない場合とは、土砂吐き、舟通し、魚道、固定部又は固定堰等を流下断面内に設けることによって背水の影響が、堰の上流部に存する堤防、家屋、農地等に及ばない場合をいうものである。下流への影響がない場合とは、河積阻害により、堰設置地点又は堰の上流付近から越水し、堰付近の家屋、農地等に浸水、又はこの越流水が堰付近の低部又は水路等を通じて、下流側の堤内地に流入するおそれのない場合をいうものである。山間狭窄部等の下流付近に堰を設ける場合が多いが、その場合は特にこの点に留意する必要がある。構造令第39条第1項の表の第3欄に掲げる値に満たない土砂吐き又は舟通し並びに魚道等は無効河積としてせき上げ水位の計算を行う必要がある。小規模な堰では、河床上昇については、固定堰又は固定部の天端高を起点として、現況河床勾配の1/2勾配で推定し、せき上げ水位については不等流計算で推定する方法がよく用いられている。

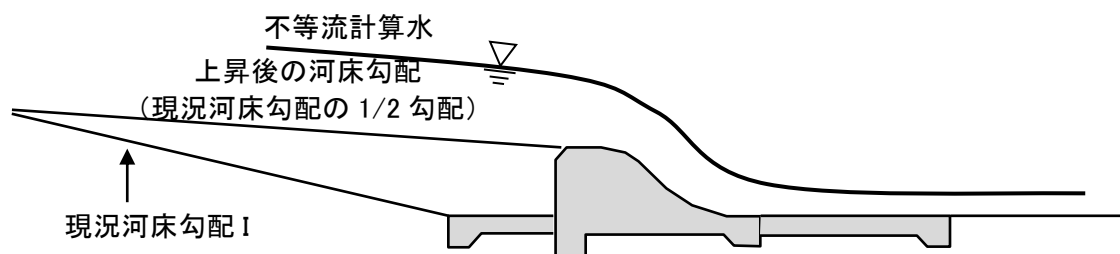


図7-4 せき上げ水位の計算イメージ

- 3) 土砂吐き、舟通し、魚道等（固定堰は除く）を流下断面外に設けるとその機能が発揮されない場合があるが、河床の状況によりやむを得ないと認められる場合には、次のよう

な措置を講ずることにより、流下断面内に設けることができる。

- ①河道の横断形又は現状の流下断面積をそれぞれ小さくすることなく、かつ、治水上支障のない範囲で部分的に低水路の法線形を修正する場合。
- ②構造令第39条（可動堰の可動部の径間長の特例）第1項の表の第3欄に掲げる径間長に満たない可動部（土砂吐き及び舟通し、それらを設けることにより増えることとなる堰柱を含む。）及び魚道等は無効河積と考え、阻害される河積に相当する河積を低水路又は川幅の拡幅により別途確保する場合（図7-5参照）。

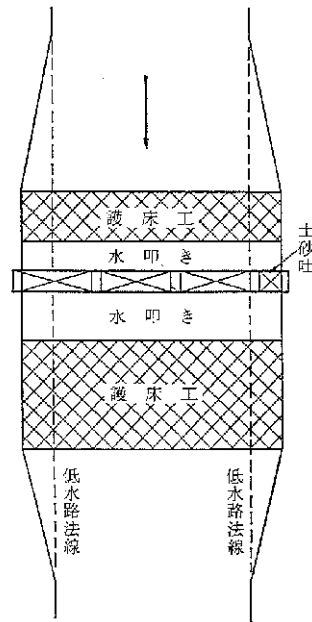


図7-5 拡張に伴う取付けの例

<必須>

ゲート、堰柱等の可動部以外の部分及び固定堰は、流下断面内に設けてはならない。ただし、山間狭窄部であることその他河川の状況、地形の状況等により治水上の支障がないと認められるとき、及び河床の状況により流下断面内に設けることがやむを得ないと認められる場合において、治水上の機能の確保のため適切と認められる措置を講ずるときはこの限りでない。

また、洪水を分流させる堰については、上記内容を適用しない。

(2) 堰の径間長

<考え方>

堰の径間長は、河積の阻害を小さくするためできるだけ大きくとり、堰柱の数を減ずることが重要である。堰柱に流木が引っ掛かる等により閉塞が生じ、それが原因で災害が発生することがないように流木長を考慮した径間長とする必要がある。

<必須>

堰の径間長は、堰が横断する河川を洪水時に流下する流木等による閉塞を防止するため、構造令第37条から第39条、施行規則第17条から第19条に基づき、堰の固定部（又は固定堰）を流下断面外とするとともに、計画流量に応じて定めた値以上となるように適切に設定するものとする。

7. 4. 2 ゲート開閉時の高さの設定

(1) 引上げ式ゲートの最大引上げ時のゲート下端高

<考え方>

堰は、引上げ式ゲートの最大引上げ時において河川の所定の流下能力を確保できるようにする。そのため、最大引上げ時のゲート下端高は、計画高水位との間に洪水時における流木等流下物の浮上高等を考慮して、しかるべき空間が確保できるよう設定する必要がある、一般的には、現状又は計画堤防高のいずれか高い方に合わせる。

なお、引上げ式ゲートの最大引上げ時のゲート下端高は、ゲートの維持管理に用いる保守点検に必要な揚程は含まない。

<必須>

引上げ式ゲートの最大引上げ時のゲート下端高は、以下の事項に基づき定めるものとする。

- 1) 引上げ式ゲートの最大引上げ時のゲート下端高は、堰が横断する河川の計画高水位に構造令第20条第1項の表の下欄に掲げる値（以下「余裕高」という。）を加えた高さ以上で、高潮区間においては計画高潮位を下回らず、その他の区間においては当該地点における河川の兩岸の堤防（現状又は計画堤防高のいずれか高い方の堤防）の表法肩を結ぶ線の高さを下回らないものとする。ただし、背水区間に設ける場合のゲート下端高は、治水上の支障がないと認められるときは、次に掲げる高さのうちいずれか高い方の高さ以上とすることができるものとする。
 - 一 当該河川に背水が生じないとした場合に定めるべき計画高水位に、計画高水流量に応じた余裕高を加えた高さ
 - 二 計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）
- 2) 地盤沈下のおそれがある地域に設ける場合のゲート下端高は、1)によるほか、予測される地盤沈下及び河川の状況を勘案して必要と認められる高さを下回らないものとする。
- 3) 洪水を分流させる堰については、前項1)及び前項2)の規定を適用しない。

(2) 起伏式ゲートの起立時のゲート上端高

1) 起立時のゲート上端高

<考え方>

起伏式ゲートの起立時のゲート上端高は、堰の有する流水の制御機能を確保するため、堰の目的に応じた水位に基づいて設定する必要がある。ただし、起伏式ゲートは、下流側の堆砂等により不完全倒伏が懸念されるため、万一不完全倒伏という事態が起こってもそれが直ちに災害に結び付かないようにあらかじめ配慮しておく必要がある。

<標準>

起伏式ゲートの起立時のゲート上端高は、以下の事項を反映することを基本とする。

- 1) 起伏式ゲートの起立時における上端高は、設計・管理の目安となる河床高と計画高水位の中間の高さ以下とする。
- 2) 起伏式ゲートの直高（起立時のゲート上端高からゲート下流側の床版までの高さ）は、3m以下とする。

<推奨>

- 1) 起伏式ゲートを洪水時においても土砂、竹木その他の流下物によって倒伏が妨げられな

い構造とするとき、又は治水上の機能の確保のため適切と認められる措置を講ずるときは、ゲートの起立時における上端高を堤内地盤高又は計画高水位のうちいずれか低い方の高さ以下とすることができる。

- 2) 起伏式ゲートを洪水時においても土砂、竹木その他の流下物によって倒伏が妨げられない構造とすることは、ゲート直高を3mより高くすることができる。

<関連通知等>

- 1) ゴム袋体をゲート又は起伏装置に用いる堰のゴム袋体に関する基準（案）の策定について、平成27年3月31日、国総公第94号、国水環第12号、国水治第148号、国土交通省総合政策局公共事業企画調整課長・水管理・国土保全局河川環境課長、治水課長。

<参考となる資料>

ゴム引布性起伏堰及び鋼製起伏ゲートの起立時のゲート上端高の設定については、下記の資料が参考となる。

- 1) 引布性起伏堰技術基準（案），平成12年9月，(財)国土技術研究センター。
- 2) 鋼製起伏ゲート設計要領（案），令和2年10月，一般社団法人ダム・堰施設技術協会。

2) 倒伏時のゲート上端高

<考え方>

起伏式ゲートは、倒伏時において河川の所定の流下能力を確保できるようにする。そのため、起伏式ゲートの倒伏時のゲート上端高は、設計・管理の目安となる河床高以下とする。

<必須>

起伏式ゲートの倒伏時のゲート上端高は、以下の事項に基づき定めるものとする。

- 1) 起伏式ゲートの倒伏時における上端高は可動堰の基礎部（床版を含む。）の高さ以下とするものとする。
- 2) 洪水を分流させる堰については、前項の規定を適用しない。

7.4.3 門柱の天端高

<考え方>

門柱は、主に引上げ式ゲートの開閉を行うために設け、ゲートの開閉が容易な構造とする必要がある。また、門柱の天端高は、最大引上げ時のゲート下端高が計画高水位との間に洪水時における流木等流下物の浮上高等を考慮して、しかるべき空間を確保するとともに、ゲートの維持管理・更新のための戸溝からの取外し等に必要な高さを確保する必要がある。

<標準>

引上げ式ゲートの場合の堰の門柱の天端高は、最大引上げ時のゲート下端高にゲートの高さ及びゲートの管理に必要な高さを加えた高さを確保するよう設計することを基本とする。

<推奨>

ゲートの管理に必要な高さとしては、引上げ余裕高(1m以上)のほか、滑車等の付属品の高さを考慮することが望ましい。

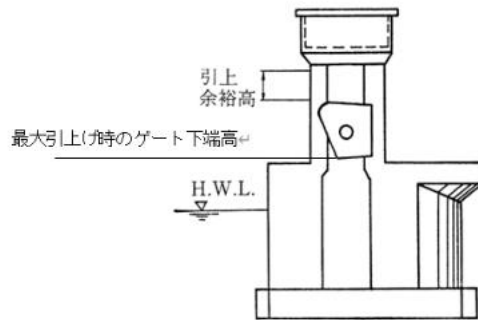


図7-6 門柱

<例 示>

津波が想定される堰の場合には、段波波高又は段波による水位を考慮して門柱の天端高（操作台上面高）を決定した事例がある。

7. 4. 4 材質と構造**(1) 使用材料****<考え方>**

堰の使用材料は、設置目的に応じて要求される強度や耐久性を満足する必要がある。

<標準>

堰の使用材料は、設置目的に応じて要求される強度や耐久性を満足するための品質を有し、その性状が明らかにされている材料を使用することを基本とする。

<推奨>

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

JIS 等の公的な品質規格に適合し、その適合範囲が明らかな用途に対して使用することが望ましい。公的な品質規格がない材料の場合には、材料特性が堰に及ぼす影響を試験等によって確認するとともに、品質についても JIS 等との規格と同等以上であることを確認することが望ましい。

(2) 主な構造**<考え方>**

堰を構成する主な構造は鉄筋コンクリート構造又はこれに準ずる構造とし、ゲートについては引上げ式ゲート及び回転式ゲートは鋼構造又はこれに準ずる構造とする。起伏式ゲートは鋼構造又はゴム引布構造又はこれに準ずる構造とする。

また、堰の安全性を確保するため、部材の安全性の確保と継手部の水密性の確保によって、全体として必要な水密性を有する構造となるよう設計する必要がある。ここで、必要な水密性を有するとは、部材の損傷や劣化、継手部の開き等により堰周辺の堤防の土砂が吸い出されることのない状態を確保するという意味であり、部材によっては多少の漏水が生じる状態は許容される。

<標準>

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

引上げ式ゲート及び回転式ゲートは鋼構造又はこれに準ずる構造とし、起伏式ゲートは鋼構造又はゴム引布構造又はこれに準ずる構造とし、ゲートは確実に開閉（起伏）し、かつ必要な水密性を有する構造となるよう設計することを基本とする。

ゲートの開閉装置は、ゲートの開閉（起伏）を確実に行うことができる構造となるよう設計することを基本とする。

設計に当たっては、環境及び景観との調和を図ることを基本とする。

<推奨>

引上げ式ゲートの場合の可動堰の本体の構造形式は、一般に以下に示すものが用いられている（図7-7参照）。

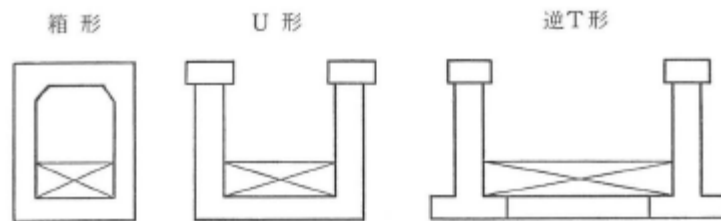


図7-7 可動堰本体の形式

引上式ゲートの場合の可動堰の本体の構造形式は、小径間長のものにおいては箱形、大径間長のものにおいては逆T形、中間のものにおいてはU形としている例が多く見受けられるが、構造形式の選定に当たっては、基礎地盤の良否、施工性（仮締切との関連）、経済性等も考慮する。

また多連となる場合は、基礎地盤の強度不足又は圧縮性が大きいことによる圧密沈下の影響による不同沈下についても考慮する。

ゲート重量は、ゲートに用いる材質や構造によって異なるが、ゲート開及び閉状態では床版や基礎等の設計に、また、ゲート開状態では門柱や堰柱等の設計に関係する。したがって、あらかじめ堰を設置する場所の条件や必要な対策を踏まえ、ゲートの材質と構造を選定し、基礎や床版等の設計を行う。

<例示>

ゲートの鋼構造に準ずる構造には、ステンレス製ゲート等の事例がある。

(3) 設計用定数**<標準>**

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

① ヤング係数

<標準>

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

<推奨>

ヤング係数として、以下の値を用いることが望ましい。

1) ヤング係数

- ・コンクリートのヤング係数は、 $2.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ （設計基準強度：24N/mm²）
- ・鋼材のヤング係数は、 $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

2) ヤング係数比

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

② 地盤に係る定数

<標準>

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

<推奨>

1) 基礎底面と支持地盤との間の摩擦係数と付着力

基礎底面と支持地盤との間の摩擦係数と付着力として、表7-1に示す値を用いることができる。

表7-1 摩擦角と付着力

条件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 c_B
土とコンクリート	$\phi_B = -\phi$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に 栗石を敷く場合	$\tan \phi_B = 0.6$ $\phi_B = \phi$ } の小さい方	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ただし、 ϕ ：支持地盤のせん断抵抗角（度）、 c ：支持地盤の粘着力（kN/m²）

ϕ_B ：基礎底面と地盤との間の摩擦角（rad）、

c_B ：基礎底面と地盤との間の付着力（kN/m²）

2) 地盤支持力及び摩擦係数

地盤支持力及び摩擦係数は、表7-2に示す値を用いることができる。

表7-2 地盤支持力及び摩擦係数

基礎地盤の種類		許容支持力度		摩擦係数 場所打ちコンクリートの場合の堰等の底面の滑動安定計算に用いるすべり	備考	
		{kN/m ² }			q_u {kN/m ² }	N 値
		常 時	地震時			
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1,000	1,500	0.7	10,000以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	900	0.7	10,000以上	—
	軟岩, 土丹	300	450	0.7	1,000以上	—
礫層	密なもの	600	900	0.6	—	—
	密でないもの	300	450	—	—	—
砂質地盤	密なもの	300	450	0.6	—	30~50
	中位なもの	200	300	0.5	—	15~30
粘性土地盤	非常に堅いもの	200	300	0.5	200~400	15~30
	堅いもの	100	150	0.45	100~200	8~15
	中位なもの	50	75	—	50~100	4~8

3) 地盤の許容鉛直支持力

地盤の許容鉛直支持力は、荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力に対して、表7-3に示す安全率を確保していることが望ましい。

表7-3 安全率

常時、洪水時	地震時	施工時
3	2	2

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

$$Q_u = A_e \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + (1/2) \gamma_1 \beta B e N_\gamma S_\gamma \}$$

ここに

Q_u : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

q : 上載荷重 (kN) で、 $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1 、 γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α 、 β : 基礎の形状係数

κ : 根入れ効果に対する割増係数

N_c 、 N_q 、 N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c 、 S_q 、 S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$\tan\theta$: 荷重の傾斜

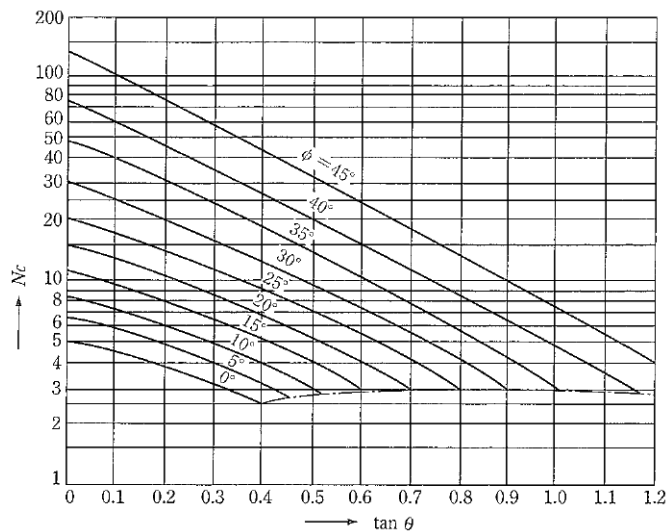


図7-8 支持力係数 N_c を求めるグラフ

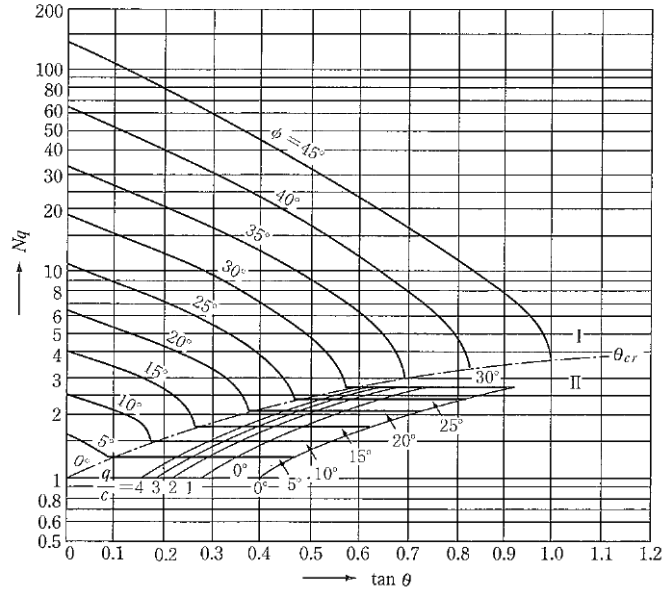


図7-9 支持力係数 N_q を求めるグラフ

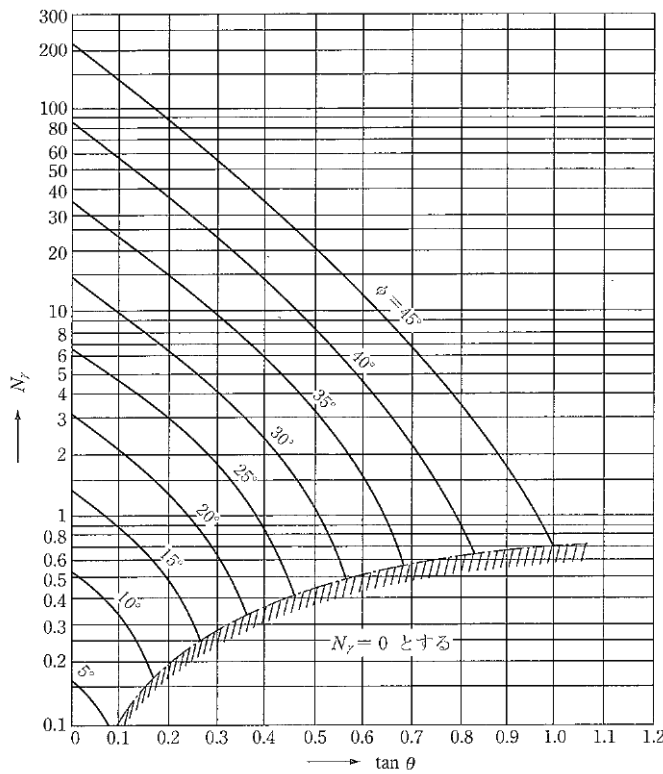


図7-10 支持力係数 N_y を求めるグラフ

<関連通知等>

- 1) 河川砂防技術基準調査編，平成24年4月1日，国水情第52号，国土交通省水管理国土保全局。

<参考となる資料>

地盤に係る定数の設定については、下記の資料が参考となる。

- 1) 道路橋示方書・同解説 IV. 下部構造編，平成24年3月，(社)日本道路協会。

(4) 鉄筋コンクリート部材の最小寸法**<標準>**

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

<推奨>

鉄筋コンクリートの部材の最小寸法は、施工性を重視し主鉄筋を内側に配置するため、0.4mとすることが望ましい。

<関連通知等>

- 1) 土木構造物設計マニュアル（案）樋門編，平成13年2月，国土交通省。

7.4.5 堰周辺の堤防**<考え方>**

堰周辺の堤防には、本体、魚道や土砂吐きの施工による埋戻し部分も含まれる。その影響範囲は、対象とする事象によっても異なるが、堤防縦断方向に堤防高さの2～3倍以上に及ぶ。堰周辺の堤防に用いる土質材料は、堤防に適したものを選定し、十分に締固めを行う必要がある。

「7.5 安全性能の照査等」に当たっては、堰周辺の堤防が一連区間の中の弱点とならないことが前提となっており、堰湛水域の波浪等に対する安全性の照査については、「第2節 堤防」に準じて安全性能の照査を行い、前後区間と比較して相対的に安全性が低下しないように対策を行う必要がある。

<必須>

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

<標準>

堰周辺の堤防の断面形状（堤防高、天端幅、堤体幅）は、計画堤防断面以上であり、かつ、隣接する堤防断面以上とすることを基本とする。

堰湛水域の波浪等に対する安全性の照査については、「第2節 堤防」に準じて堤防の安全性照査を行い、一連区間と比較して相対的に安全性が低下しないように必要に応じて対策を行う。

<推奨>

両端の堰柱をやむを得ず計画堤防断面内に設置する場合には、川裏側に堤防断面を拡幅する等の対策を行うことが望ましい。ただし、掘込河道の場合はこの限りでない。

<関連通知等>

- 1) 工作物設置許可基準，平成6年9月22日，建河治発第72号，建設省。

<参考となる資料>

堤防に用いる土質材料については、下記の資料が参考となる。

- 1) 河川土工マニュアル，平成21年4月（財），国土技術研究センター。

7.5 安全性能の照査等

7.5.1 設計の対象とする状況と作用

<考え方>

堰の設計に当たっては、常時、洪水時、地震時、高潮時及び風浪時の安全性能を確保することが求められる。全ての堰について、常時、洪水時及び地震時、さらに高潮堤に接続して設けられる堰は高潮時、湖岸堤に接続して設けられる堰は風浪時についても照査する必要がある。

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

設計の対象とする作用については、本体やゲート等の自重、計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）以下の水圧、土圧、風の影響等のほか、地震時には地震の影響に加え、必要に応じて津波による波圧、高潮時には波浪並びに風浪時には風浪による影響等が考えられ、設計の対象とする堰の状況に応じて適切に組合せて設定する必要がある。なお、地震の影響の算出の基となる地震動としては、河川構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動及び対象地点において現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動の2種類を考慮する必要がある。

また、必要に応じて施工時についても安全性能の照査を行う。

<標準>

安全性能の照査に当たっては、次の表のように設計の対象とする状況と作用を設定し、これを踏まえて照査事項を設定することを基本とする。常時、洪水時及び地震時については全ての堰において設定し、これに加えて、高潮区間の堰の場合には高潮時、湖岸堤に接続して設ける堰の場合には風浪時について設定することを基本とする。

取水や潮止め、舟の通行等治水以外の設置目的を有する場合には当該設置目的に応じた常時の作用を適切に設定することを基本とする。

堰の状況	作用
常時	自重（死荷重）、活荷重、土圧（水流直角方向）、水圧、泥圧（必要な場合）、揚圧力、風荷重、温度変化の影響（水流直角方向）、雪荷重（必要な場合）、ゲート等の自重等、舟の衝突（水流方向、必要な場合）
洪水時	自重（死荷重）、活荷重、土圧（水流直角方向）、水圧 [*] 、揚圧力、風荷重、ゲート等の自重等、流木の衝突（必要な場合） ※計画高水位、高潮区間にあつては計画高潮位
高潮時	自重（死荷重）、活荷重、土圧（水流直角方向）、水圧、泥圧（必要な場合）、揚圧力、風荷重、雪荷重（必要な場合）、ゲート等の自重等、舟の衝突（水流方向）、高潮位における波浪による波圧（水流方向）
風浪時	自重（死荷重）、活荷重、土圧（水流直角方向）、水圧、泥圧（必要な場合）、揚圧力、風荷重、雪荷重（必要な場合）、ゲート等の自重、舟の衝突（水流方向）、風浪による波圧（水流方向）、副振動・セイシュによる影響（必要な場合）
地震時	自重（死荷重）、水圧、泥圧（必要な場合）、揚圧力、地震の影響 [*] 、雪荷重（必要な場合）、ゲート等の自重、地震（津波）による波圧 ※構造物の重量に起因する慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、液状化の影響
その他	施工時荷重

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

＜関連通知等＞

- 1) ダム・堰施設技術基準（案），平成28年3月，国土交通省。
- 2) 河川構造物の耐震性能照査指針・解説—IV．水門・樋門及び堰編一，令和2年2月（令和2年6月一部追記），国土交通省水管理・国土保全局。
- 3) 河川津波対策について、平成23年9月2日，国水計第20号，国水治第35号，国土交通省水管理・国土保全局河川計画課長、治水課長。

＜推 奨＞

堰の設計に当たっては、作用毎に以下の数値を用いることが望ましい。

1) 自重（死荷重）

自重（死荷重）は、適切な単位体積重量を用いて算出する。

材料の単位体積重量は、表7-4及び表7-5の値を参考に定める。

土の単位体積重量は、一般的な値を示したものであり、土質試験データがある場合は、その値を用いて設計することが望ましい。また、堤防盛土材料に現地の発生材を用いる場合や、盛土材料が明確になっていない場合は、一般に18 kN /m³を用いる。

表7-4 材料の単位体積重量 (kN/m³)

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

※ゲート等の機械設備については除く。

表7-5 土の単位体積重量 (kN/m³)

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

地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から9を差し引いた値としてよい。
地下水位は施工後における水位の平均値を考慮する。

2) 活荷重

活荷重は、自動車荷重及び群集荷重とする。

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

群集荷重は、管理橋及び操作台等に 3.5kN/m^2 の等分布荷重を考慮する。

3) 土圧

① 静止土圧

静止土圧は、次式による。

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

ここに

P_{hd} : 任意の深さの水平土圧強度 (kN/m^2)

K_0 : 静止土圧係数 (通常は $K_0 = 0.5$ と考えてよい)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

h : 任意の深さ (m)

q_0 : 上載荷重 (kN/m^2)

② 主働土圧

主働土圧は、次式による。

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

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

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

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

ここに

P_a : 任意の深さの主働土圧強度 (kN/m^2)

K_A : 主働土圧係数

ξ_A : 主働崩壊角 (度)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

h : 任意の深さ (m)

q_0 : 上載荷量 (kN/m^2)

α : 地表面と水平面のなす角 (度)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

δ : 土圧作用面の種別に応じた壁面摩擦角 (度)

土と土の場合: $\delta = \phi$

土とコンクリートの場合: $\delta = \phi/3$

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

上載荷量 q_0 は必要に応じて考慮する。

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

③ 地震時主働土圧

地震時主働土圧は、河川構造物の耐震性能照査指針 IV 水門・樋門及び堰編による。

4) 水圧

① 静水圧

堰の上下流水位について、堰の操作上考えられる組合せを検討する。

ただし、地震と高潮は同時に生起しないものとし、地震時慣性力及び地震時動水圧と洪水時における水圧は、同時に作用させる必要はない。

ゲート引上げ時にも流水から受ける力を必要に応じて考慮する。

② 地震時動水圧

地震時動水圧は、河川構造物の耐震性能照査指針 IV水門・樋門及び堰編による。

③ 残留水圧

両端の堰柱や取付擁壁の前面の水位と背面の水位の間に水位差が生じる場合は、この水位差に伴う残留水圧を考慮する。残留水位 (RWL) は、外水位が低下した場合などで両端の堰柱や取付擁壁の背後の地盤中に残留する水位であり、次のように定めてよい (図7-11 参照)。

(1) 自然地下水位 (GWL) < 両端の堰柱や取付擁壁背後の地盤高 (GL)

$$\text{残留水位 (RWL)} = (\text{計画高水位 (HWL)} - \text{前面水位 (WL)}) \times 2/3$$

(2) 自然地下水位 (GWL) > 両端の堰柱や取付擁壁背後の地盤高 (GL)

$$\text{残留水位 (RWL)} = (\text{計画高水位 (HWL)} - \text{自然地下水位 (GWL)}) \times 2/3$$

(1) 自然地下水位 (GWL) < 両端の堰柱や取付擁壁前面の水位 (WL)

$$\text{残留水位 (RWL)} = (\text{両端の堰柱や取付擁壁背後の地盤高 (GL)} - \text{前面水位 (WL)}) \times 2/3$$

(2) 自然地下水位 (GWL) > 両端の堰柱や取付擁壁前面の水位 (WL)

$$\text{残留水位 (RWL)} = (\text{両端の堰柱や取付擁壁背後の地盤高 (GL)} - \text{自然地下水位 (GWL)}) \times 2/3$$

感潮区間の残留水位 (RWL) は、前面潮位差の 2/3 の水圧差を対象とする (図7-12 参照)。

(1) 自然地下水位 (GWL) < 両端の堰柱や取付擁壁背後の地盤高 (GL)

(2) 自然地下水位 (GWL) > 両端の堰柱や取付擁壁背後の地盤高 (GL)

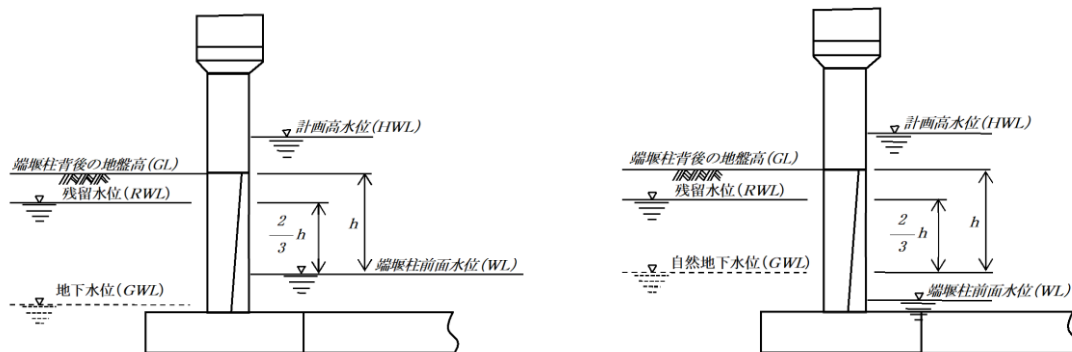


図7-11 残留水位の設定方法 (洪水時)

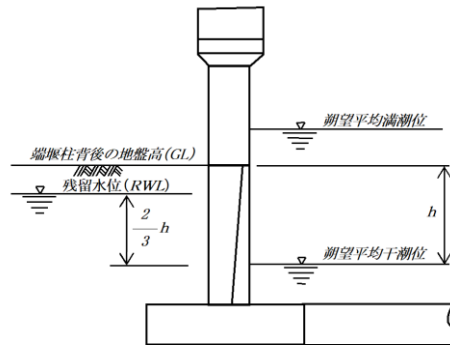


図7-12 感潮区間の残留水位

5) 泥圧

土砂の堆積によって生じる泥圧については、以下のとおりとする。

① 鉛直力

泥圧のうち鉛直力は、堆積した泥土の水中における重量とする。

② 水平力

水平方向の泥圧は次式によって求める。

$$Pe = Ce \times W_t \times d$$

Pe : 水平方向泥圧 (kN/m²)

Ce : 泥圧係数

W_t : 泥土の水中における単位体積重量 (kN/m³)

d : 泥土の深さ (m)

設計に用いる堆積した泥土（以下「堆泥」という。）の深さは、周辺の堆積状況、実績等適切な方法を用いて推定する。

堆泥の重量は、

$$W_t = W - (1 - \nu) \times W_0$$

で示される。ここに W_0 は水の単位体積重量 {kN/m³}、 W は堆泥の見かけの単位体積重量 {kN/m³}、 ν は堆泥の空隙率である。

これらの概略値として、下記の数値が常用されている。

$$W = 15 \sim 18 \text{ kN/m}^3, \quad \nu = 0.3 \sim 0.4, \quad Ce = 0.4 \sim 0.6,$$

$$W_0 = 10 \text{ kN/m}^3$$

なお、地震時は地震時動水圧を考慮するため、動泥圧は一般に考慮しなくてよい。

6) 揚圧力

揚圧力は、堰の操作上考えられる堰の上下流の水位差が最大となる水位により求める。また、耐震補強等で仮締切ゲートを用いて締め切る場合も、上下流の水位差を用いて揚圧力を算定する。

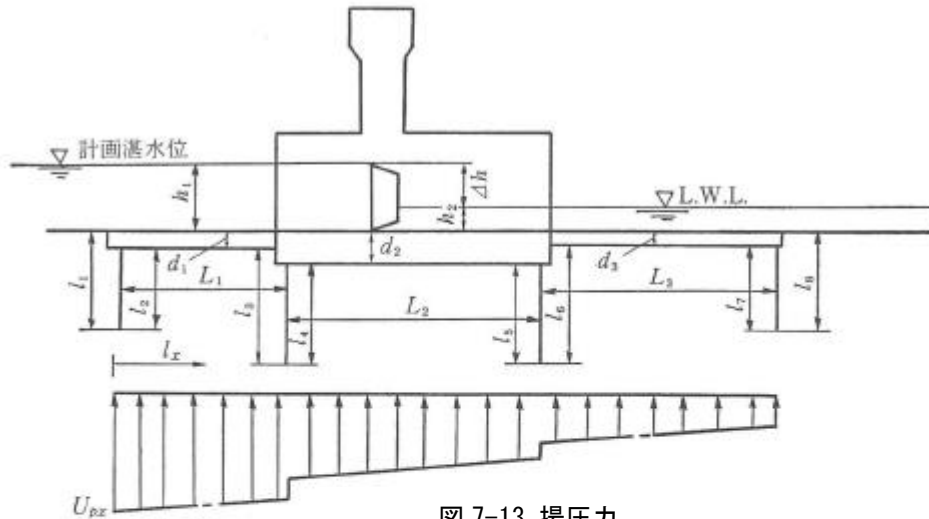


図 7-13 揚圧力

$$U_{px} = (h_2 + \Delta h \frac{\sum l - lx}{\sum l} + dl) \cdot W_0 \text{ とする.}$$

U_{px} : 任意の点の揚圧力 (tf/m²) {kN/m²}

Δh : 上下流水位差 ($h_1 - h_2$) (m)

l_x : 上流端から任意の点までの浸透径路長 (m)

$\sum l$: 全浸透径路長 (m)

W_0 : 水の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

dl : 任意の点における床版もしくは水叩きの厚さ (m)

7) 風荷重

風荷重は 3kN/m² とする。

8) 温度変化の影響

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

9) 雪荷重

雪荷重は、雪の単位堆積重量と積雪深の積として求める。一般に多雪地方においては、雪荷重 3.5 kN/m² を見込めばよい。積雪深は、既往の積雪記録、構造物上での積雪状態などを考慮して設定する。積雪のない地方では考慮する必要はない。ただし、積雪が少ないために積雪深を決定できない場合は、雪荷重を 1 kN/m² としてよい。

10) 構造物の重量に起因する慣性力

構造物の重量に起因する慣性力は、構造物の重量に水平震度を乗じた水平力として算出する。このときの水平震度は、河川構造物の耐震性能照査指針 IV 水門・樋門及び堰編による。なお、動的照査法を用いる場合は、構造物の質量に応答加速度を乗じたものとして算出される。

11) 液状化の影響

液状化の影響は、河川構造物の耐震性能照査指針 IV 水門・樋門及び堰編による。

1 2) 波圧

波圧について以下を考慮する。

- ・高潮区間や湖岸堤等で考慮する。
- ・波浪高の推定に当たっては「調査編第21章第5節及び本編第7章第2節」を参照する。

1 3) その他荷重

施工時荷重については、必要に応じて考慮する。

＜関連通知等＞

- 1) 土木構造物設計マニュアル（案）樋門編，平成13年2月，国土交通省。
- 2) ダム・堰施設技術基準（案），平成28年3月，国土交通省。
- 3) 河川砂防技術基準調査編，平成26年4月1日，国水情第52号，国土交通省水管理国土保全局。
- 4) 河川構造物の耐震性能照査指針・解説—IV. 水門・樋門及び堰編一，令和2年2月（令和2年6月一部追記），国土交通省水管理・国土保全局。

＜参考となる資料＞

設計の対象とする作用の設定にあたっては、下記の資料が参考となる。

- 1) 道路橋示方書・同解説 I. 共通編，平成29年11月，（公社）日本道路協会。
- 2) 柔構造樋門設計の手引き，平成10年11月，（財）国土技術研究センター。
- 3) 道路土工，擁壁工指針，平成24年版，（公社）日本道路協会。
- 4) 道路土工，カルバート工指針，平成21年版，（公社）日本道路協会。

7. 5. 2 安全性能の照査

＜考え方＞

堰における安全性能の照査は、「7.5.1 設計の対象とする状況と作用」に示す状況と作用毎に、照査の条件として適切な上下流水位の組合せを設定し、安全性能について照査する必要がある。

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

＜標準＞

堰は、「7.5.1 設計の対象とする状況と作用」に対し、以下の事項について安全性能を設定して照査することを基本とする。なお、固定堰の場合は、(1)～(3)の事項について安全性能を設定して照査する。

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

照査に当たっては、これまでの経験及び実績から妥当とみなせる方法又は論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とする。

<推奨>

安全性能を照査するに当たっては、以下の手法によることが望ましい。

1) 鋼製の門扉の部材設計

部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。

2) 鉄筋コンクリート部材設計

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

(1) 常時の安全性能**<考え方>**

常時においては、堰の上下流の水位差が最大となる際における水圧の作用等に対して安全な構造が求められる。

常時には、操作で想定されるゲートの状態（ゲート全閉又は一部開放時）に対し、ゲートへの水圧、床版への揚圧力、ゲート・ゲート操作台・付属施設（管理橋・操作室等）の自重、堰周辺の堤防からの土圧、風荷重等が作用する。堰の状況に応じて作用を設定し、適切に組合せて各部位の安定性及び応力計算を行う必要がある。堰の基礎を杭基礎、ケーソン基礎とした場合、堰本体部と周辺地盤との不同沈下による局所的な沈下による段差が生じ、この段差が堰周辺の堤防に悪影響を与える可能性があるため、隣接堤防との境界部における不同沈下について照査も行う必要がある。

<標準>

常時の安全性能の照査は、堰の上下流の水位差が最大となる際における水圧の作用に対して、以下の項目の安全性を評価し、所定の安全性又は許容値を満足することを照査の基本とする。

1) 各部位の安全性

堰本体及び水叩きが転倒、滑動、基礎地盤支持力に対して所定の安全性を確保する。また、水叩きについては、揚圧力に対して所定の安全性を確保する。

2) 発生応力に対する安全性

「7.5.1 設計の対象とする状況と作用」により、常時の操作において想定される諸条件を設定し、堰及びゲート部材に発生する応力が「7.5.3 許容応力度」以下となることを確認する。

3) 耐浸透性能

堰及び水叩きと堤体や基礎地盤との接触面における浸透に対して、所定の安全性を確保する。

<推奨>

1) 各部位の安全性

所定の安全性とは、以下の安全率を満足する。

表7-6 各項目の安全率

項目	安全率
転倒	合力の作用点が中央 1/3 以内
滑動	1.5
基礎地盤支持力	3

2) 発生応力に対する安全性

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

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

3) 耐浸透性能

耐浸透性照査における所要の安全性は、地盤の土質区分、堤防断面形状、考慮する水頭差、遮水工の配置、深さ、長さ、不同沈下が生じる場合にはルーフィング発生による浸透路長の減少を考慮したうえで、レインの式による浸透経路長を満足することを確認する。なお、遮水工を2列に入れる場合、深さに対して間隔が短すぎると浸透路長が遮水工沿いとはならない場合があるので、実現象に合うように浸透路長をとるよう留意する。また、地盤が互層の場合は、浸透流が常に浸透抵抗の小さいところを流れることを念頭において浸透経路を検討することが望ましい。

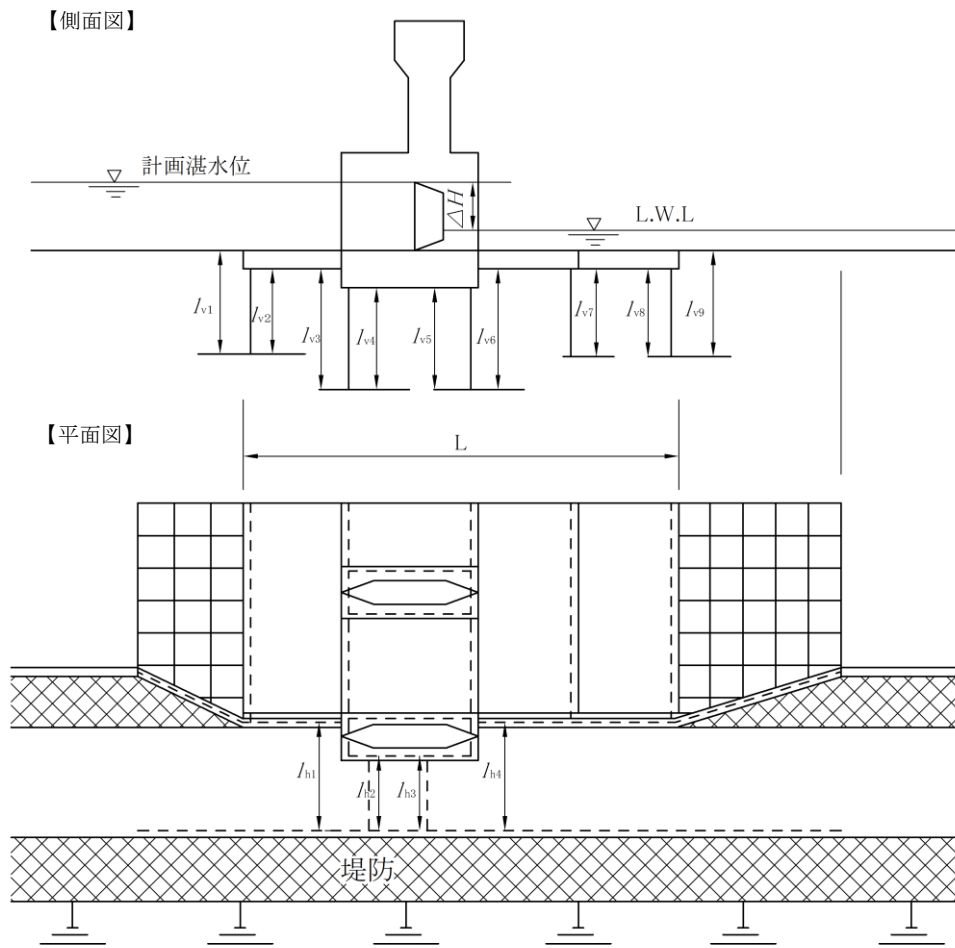


図7-14 遮水工の浸透経路長

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

ここに

- C : 加重クリープ比
 C_v : 遮水工の鉛直方向の加重クリープ比
 C_h : 遮水工の水平方向の加重クリープ比
 L : 本体、水叩き及び取付擁壁の流下方向の浸透経路長 (m)
 Σl : 遮水矢板等の鉛直方向及び水平方向の浸透経路長 (m)
 l_v : 鉛直方向の浸透経路長
 l_h : 水平方向の浸透経路長
 ΔH : 上下流水位差 (m)

表7-7 加重クリープ比 C

地盤の土質区分	C
極めて細かい砂又はシルト	8.5
細砂	7.0
中砂	6.0
粗砂	5.0
細砂利	4.0
中砂利	3.5
栗石を含む粗砂利	3.0
栗石と礫を含む砂利	2.5
柔らかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
堅い粘土	1.8

4) 揚圧力に対する安全性

揚圧力に対する安全率は、4/3 とする。

5) ゲート機能

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

(2) 洪水時の安全性能**<考え方>**

洪水時においては、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の作用等に対して安全な構造が求められる。

洪水時には、操作で想定されるゲートの状態（ゲート全開時）に対し、床版への揚圧力、ゲート・ゲート操作台・付属施設（管理橋・操作室等）の自重、堰周辺の堤防からの土圧、風荷重等が作用する。固定堰の場合は、本体への水圧・揚圧力、本体の自重、土圧が作用する。堰の状況に応じて作用を設定し、適切に組合せて各部位の安定性及び応力計算を行う必要がある。

<標準>

洪水時の安全性能の照査は、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して、以下の項目の安全性を評価し、所定の安全性又は許容値を満足することを照査の基本とする。なお、固定堰の場合は、以下の項目のうち 1) について照査することを基本とする。

1) 各部位の安全性

堰本体及び水叩きが転倒、滑動、基礎地盤支持力に対して所定の安全性を確保する。また、水叩きについては、揚圧力に対して安全性を確保する。

2) 発生応力に対する安全性

「7.5.1 設計の対象とする状況と作用」により、洪水時に想定される諸条件を設定し、堰に発生する応力が「7.5.3 許容応力度」以下となることを確認する。

<推奨>

1) 各部位の安全性

所定の安全性とは、以下の安全率を満足するものとする。

表7-8 各項目の安全率

項目	安全率
転倒	合力の作用点が中央 1/3 以内
滑動	1.5
基礎地盤支持力	3

2) 発生応力に対する安全性

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

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

(3) 耐震性能**<考え方>**

堰の耐震性能の照査は、河川構造物の耐震性能照査指針に基づき実施する必要がある。

レベル 1 地震動に対しては、地震によって堰としての健全性を損なわない構造が求められる。また、レベル 2 地震動に対しては、治水上又は利水上重要な堰は、地震後においても堰としての機能を保持する構造が、それ以外の堰は、地震による損傷が限定的にとどまり、堰としての機能の回復が速やかに行い得ることができる構造が求められる。

地震時には、堰柱及びゲートには慣性力及び地震時動水圧が作用する。また、堰の地震時挙動は、地形、地盤条件等の種々の要因の影響を受けるが、中でも、基礎地盤の影響を強く受ける。基礎地盤が液状化した場合には、液状化に伴う基礎地盤の変形が地震時挙動に大きく影響を及ぼすため、液状化を考慮する必要がある。

なお、津波に対しては (4) 風浪等に対する安全性能に基づき照査する。

<標準>

耐震性能の照査は、レベル 1 地震動に対して堰としての健全性を損なわないこと、レベル 2 地震動に対して堰の重要性に応じて機能を保持あるいは堰としての機能の回復が速やかに行い得ることを照査の基本とする。

<推奨>

1) 各部位の安全性

レベル1地震動については、転倒、滑動、基礎地盤支持力に対し以下の安全率を満足するものとする。

表7-9 各項目の安全率

項目	安全率
転倒	合力の作用点が中央2/3以内
滑動	1.2
基礎地盤支持力	2

2) その他の安全性

その他の耐震性能の照査については、河川構造物の耐震性能照査指針・解説—IV. 水門・樋門及び堰編による。

<関連通知等>

- 1) 河川構造物の耐震性能照査指針・解説—IV. 水門・樋門及び堰編一，令和2年2月（令和2年6月一部追記），国土交通省水管理・国土保全局。

<参考となる資料>

耐震性能の照査については、下記の資料が参考となる。

- 1) 道路土工，擁壁工指針，平成24年版，（公社）日本道路協会。

(4) 風浪等に対する安全性能**<考え方>**

堰は設置位置によって高潮時及び風浪時の波浪並びに計画津波水位以下の津波の作用等に対して安全な構造が求められる。

風浪時等には、操作で想定されるゲートの状態（ゲート全閉又は一部開放時）に対し、ゲートへの水圧、波圧・津波荷重、床版への揚圧力、ゲート・ゲート操作台・付属施設（管理橋・操作室等）の自重、堰周辺の堤防からの土圧、風荷重等が作用する。堰の状況に応じて作用を設定し、適切に組合せて各部位の安定性及び応力計算を行う必要がある。

ゲートの照査に用いる波圧及び津波荷重はダム・堰施設技術基準（案）、防波堤の耐津波設計ガイドラインに基づき設定する必要がある。特に津波に対しては、堰によってゲートを全閉とする操作規則としている場合がある。このような施設においては、津波による波圧に対し、ゲート全閉状態を想定した本体の安全性能の照査を行う必要がある。

<標準>

風浪等に対する安全性能の照査は、堰本体が受ける水圧及び波圧の作用に対して安全性を評価し、許容値を満足することを照査の基本とする。

1) 各部位の安全性

堰本体及び水叩きが転倒、滑動、基礎地盤支持力に対して所定の安全性を確保する。また、水叩きについては、揚圧力に対して安全性を確保する。

2) 発生応力に対する安全性

「7.5.1 設計の対象とする状況と作用」により、常時の操作において想定される諸条件を設

定し、堰及びゲート部材に発生する応力が「7.5.3 許容応力度」以下となることを確認する。

7.5.3 許容応力度

<標準>

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

<推奨>

許容応力度として、以下の値を用いることが望ましい。

1) コンクリートの許容応力度

表7-10 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

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

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

2) 鉄筋の許容引張応力度

表7-11 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

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

※1 通常的环境や常時水中、土中の場合（操作台に適用）

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

3) 鋼材の許容応力度（ゲート等の機械設備を除く）

表7-12 構造用鋼材の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

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

4) 鋼管杭の許容応力度

表7-13 鋼管杭の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

区分及び応力度の種類		鋼管杭の種類		
		SKK400	SKK490	
母材部		引張	140	185
		圧縮	140	185
		せん断	80	105
溶接部	工場溶接	引張	140	185
		圧縮	140	185
		せん断	80	105
	現場溶接	引張	原則として、工場溶接と同じ値とする。	

5) 既製コンクリート杭の許容応力度

JISに基づき適切に定める。

6) 許容応力度の割増し

作用の組合せにおいて地震の影響、温度変化の影響等を考慮する場合は、表7-14による許容応力度の割増しを行なうことができる。下記以外の作用の組合せによる許容応力度の割増しを考慮する場合は、個々の状況に応じて適切に定める。

表7-14 許容応力度の割増し

作用の組合せ	割増率 (%)
温度変化の影響を考慮する場合	15
風荷重を考慮する場合	25
地震の影響を考慮する場合	50
温度変化の影響及び風荷重を考慮する場合	35
施工時荷重を考慮する場合	50

7. 6 各部位の設計等

7. 6. 1 本体

(1) ゲート

1) ゲートの構造

<考え方>

洪水時及び高潮時において、ゲートを全開又は一部開放することによって計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の作用、風浪等における波圧に対して安全な構造となるよう設計する必要がある。ゲートは、確実に開閉（起伏）し、かつ、必要な水密性を有する構造とするため適切なゲート形式を選定する必要がある。堰のゲートは、一般に引上げ式のローラゲート、起伏式ゲートとして鋼製起伏ゲート及びゴム引布製起伏ゲート（図7-15、図7-16参照）等が使用されている。

引上げ式ゲートには越流をさせる形式とさせない形式のものがあり、その選定にあたっては河川の特長、堰の目的、維持管理等を検討して定める。

可動堰においては、堆砂傾向や河床材料等の河道特性を踏まえ、引上げ式ゲートや起伏式ゲートを選定する場合がある。

起伏式ゲートは、油圧シリンダや空気又は水を充填・排除することにより操作するが、堆砂により起伏が確実に行われないおそれがある場合は、引上げ式ゲートとする。

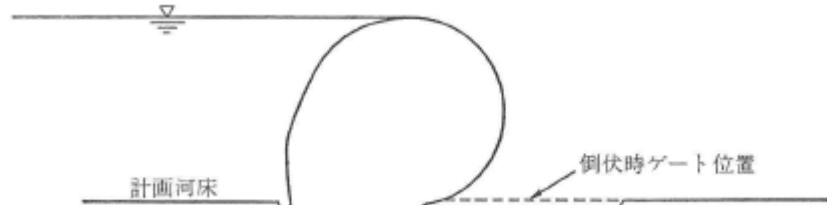


図7-15 ゴム引布製起伏式ゲート

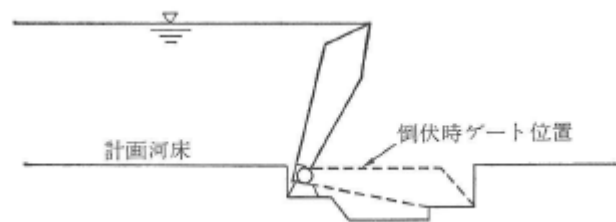


図7-16 起伏式ゲート

ゲートの点検や補修を行う際に堰の機能維持が必要な場合は、予備ゲート等を設ける。

ゲートの基本寸法とは、設置標高、径間長、断面高等を意味し、引上げ式ゲートの最大引上げ時のゲート下端高については揚程を考慮し設定する必要がある。

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

<必須>

ゲートは、確実な開閉（起伏）が行えるとともに必要な水密性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

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

ゲートの基本寸法は、制約条件を考慮して、「7.4 基本的な構造」に準じて決定することを基本とする。

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

<推奨>

越流させない形式の引上げ式ゲートにあっては、万一越流した場合についても検討を加えておくことが望ましい。

＜例 示＞

河川や設置場所の特性に応じて、鋼製起伏堰〔SR 堰〕の採用事例がある（図 7-17 参照）。SR 堰は、鋼製の扉体と袋状のゴム引布製の起伏装置（以下「ゴム袋体」という。）を有し、ゴム袋体に空気又は水を充填し、若しくはゴム袋体から排除することによって起伏させる形式の堰をいう。

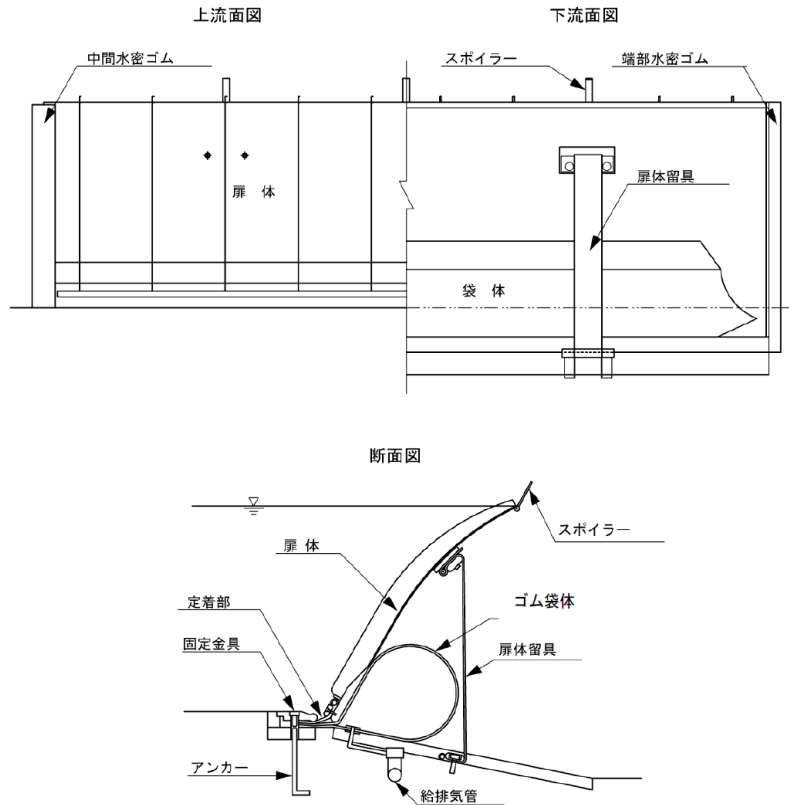


図7-17 SR堰各部の名称

また、ライジングセクターゲート（図 7-18 参照）やラジアルゲート等の採用事例もある。

ライジングセクターゲートは、扉体の両端が円盤となっており、この円盤を回転させることにより開閉を行うものである。引上げ式ゲートのようにゲートを巻き上げるための門柱が不要となる。一方、緊急時に自重閉鎖が不可能であるため、現場の状況に合わせて採用するのが良い。

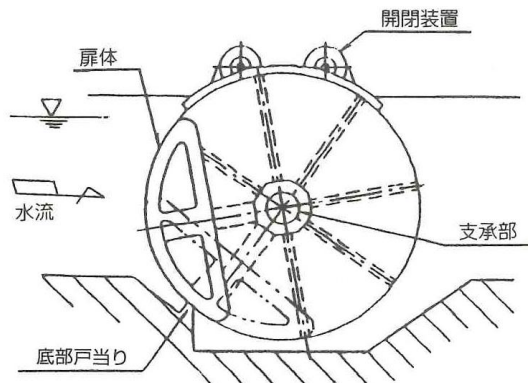


図7-18 ライジングセクターゲート各部の名称

2) 開閉装置

<考え方>

堰は、平常時は全閉しており、洪水時又は高潮時にゲートを全開又は一部開放し、河川の流水を制御する必要があることから、確実にゲートを開閉（起伏）できる必要がある。

開閉装置の設置箇所は、ゲート形式に応じて適切に設定する必要がある。引上げ式ゲートの場合は堤防高よりも高い操作台の上に開閉装置を設置している場合が多い。起伏式ゲートの場合は、計画高水位又はそれに類する水位より上に開閉装置を設置している場合が多い。

ゲートの開閉（起伏）を確実にを行うため、開閉装置は電動式（電動による油圧、水圧、エアポンプ等も含む）とする。これにより電源として常用（商用）と予備電源の両方を使用でき、平常時又は暴風雨時等に常用電源が停電した場合にも、予備発電装置により予備電源を確保することができる。

なお、起伏式ゲートには予備動力は設けないのが一般的である。また、必要に応じて手動操作を備える必要がある。

<必須>

開閉装置は、ゲートの確実な開閉（起伏）操作が行えるとともに、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

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

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

開閉用の動力は、電動機によるものとし、全てのゲートに開閉用予備動力を備えることを基本とする。

ゲートの操作のための設備は、施設規模に応じて、機側操作、又は遠方操作・遠隔操作とするものとする。なお、遠方操作・遠隔操作方式の場合には、機側操作も可能なものとする。機側操作は、確実に操作ができるものとし、機側操作中は、安全管理上遠方操作・遠隔操作方式では作動しないような構造とする。

<例示>

起伏式ゲートや小規模な引上げ式ゲートの場合には、開閉用の動力は内燃機関又は手動式油圧シリンダによるものとすることができる。

(2) 本体の安定計算

<考え方>

堰本体は、可動堰の場合、ゲート、床版、堰柱、門柱、ゲート操作台で構成し、固定堰の場合、固定堰本体で構成する。設計に当たっては、各部位の機能の確保と堰全体の安定に配慮した構造とする。

<必須>

堰本体は、設計荷重に対して、転倒、滑動、基礎地盤支持力に対する所要の安全率が確保されるよう設計するものとする。

<推奨>

1) 可動堰の安定計算

安定計算の順序及び計算方法は、以下に示す方法が望ましい。

a) 形状寸法の仮定

敷高、径間長、門柱高及び管理橋幅員等の諸元を満足するように本体のゲート操作台、門柱、堰柱、床版等の各部位の主要形状寸法を仮定し、本体の重量を求める。

b) ゲート、開閉装置、戸当り、管理橋、その他の付属物の重量の仮定

ゲート、開閉装置、戸当り重量の仮定は、敷高、径間長、ゲート高及び設計水深に対し、他の可動堰の実例、その他参考文献により算定する。また、管理橋重量は、幅員及び径間長に対し、他の橋梁の実施例等の参考文献より算定する。その他の付属物で安定計算に影響を与えるおそれのあるものについては、それらの重量を仮定する。

c) 荷重の計算

荷重の計算に当たっては、「7.5.1 設計の対象とする状況と作用」に基づいて算出する。

d) 転倒、滑動、基礎地盤支持力に対する検討

転倒、滑動、基礎地盤支持力に対する検討は、2) の荷重条件に対して行い、その安全率が「7.5.2 安全性能の照査」の規定以上になるよう設計する。

2) 可動堰の安定計算を行う場合の荷重条件

表 7-15～表 7-21 は、可動堰の安定計算を行う場合の荷重条件（上流側に波圧を考慮する必要がない場合の荷重条件）の一例を示したものである。

ここに示した荷重条件のほか、予想される上下流の水位の組合せに対して安全であるよう設計することが望ましい。

なお、荷重の組合せのうち、洪水と地震、波圧と地震、風荷重と地震は同時に考慮する必要はない。

表7-15 中央堰柱の荷重条件 (1)

	水流方向	水流直角方向
常時 (計画湛水位時)	<p> V_0 : 本体(管理橋ゲートを含む)の重量 V_1 : 上流側水重 V_2 : 下流側水重 P_1 : 上流側水圧 P_2 : 下流側水圧 U : 揚圧力 W_1 : 風荷重(操作室, 操作台, 門柱, 堰柱, 管理橋) E' : 泥圧(必要な場合) </p>	<p> W_2 : 風荷重(操作室, 操作台, 門柱, 堰柱) $V_{1,2}$: 上下流水重 </p>
洪水時	<p> P_0 : 流水から受ける力 V_1 : 水重 W_3 : 風荷重(ゲート) </p>	

表7-16 中央堰柱の荷重条件 (2)

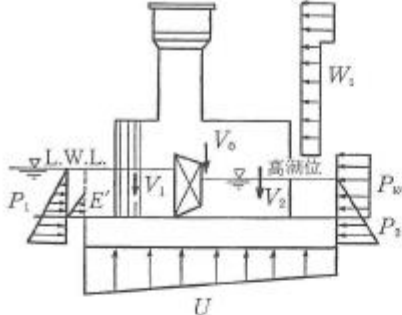
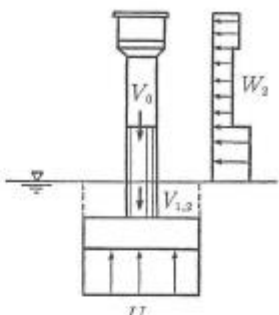
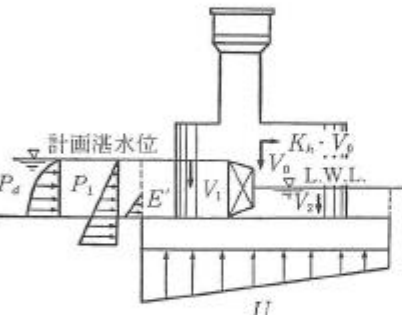
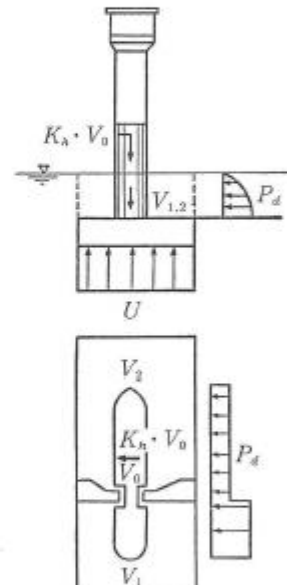
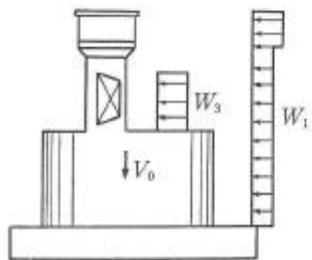
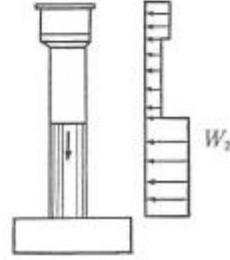
<p>常時 (高潮時)</p>	 <p>P_w: 下流側液圧 液圧は、設計波に対して求める。</p>	
<p>地震時 (計画湛水位時)</p>	 <p>P_d: 地震時動水圧</p>	
<p>施工時</p>		

表7-17 両端の堰柱の荷重条件 (1)

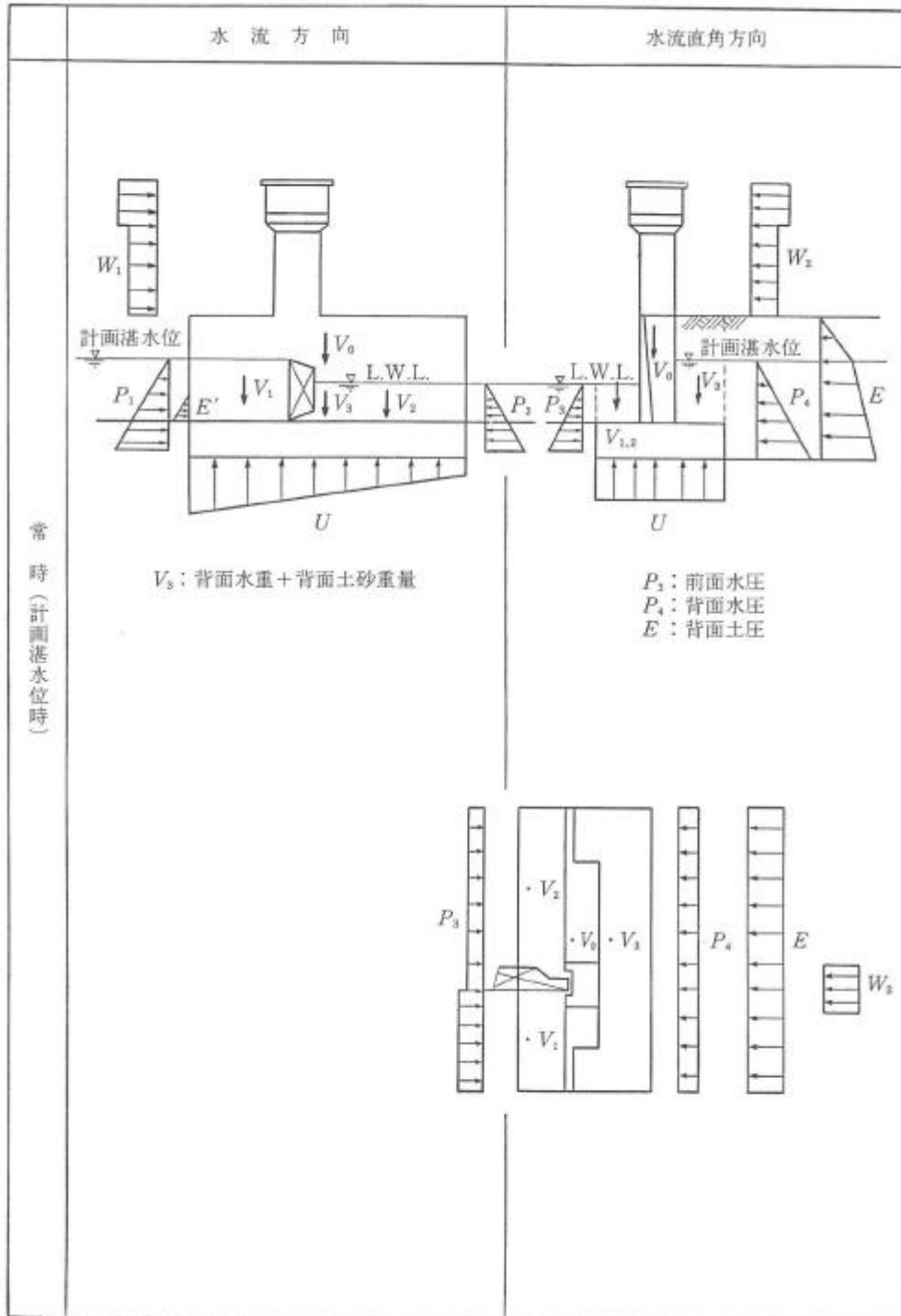


表7-18 両端の堰柱の荷重条件 (2)

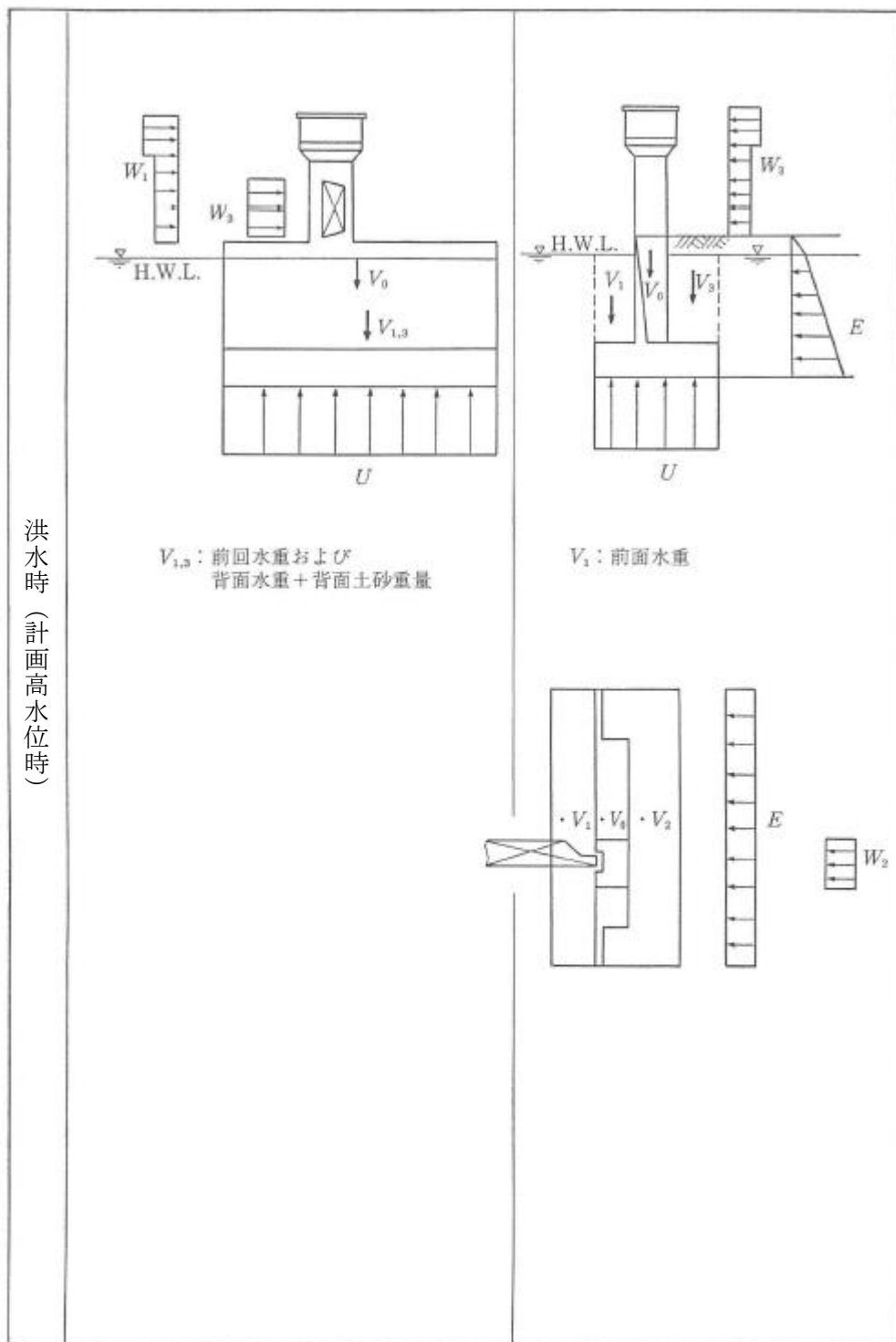


表7-19 両端の堰柱の荷重条件 (3)

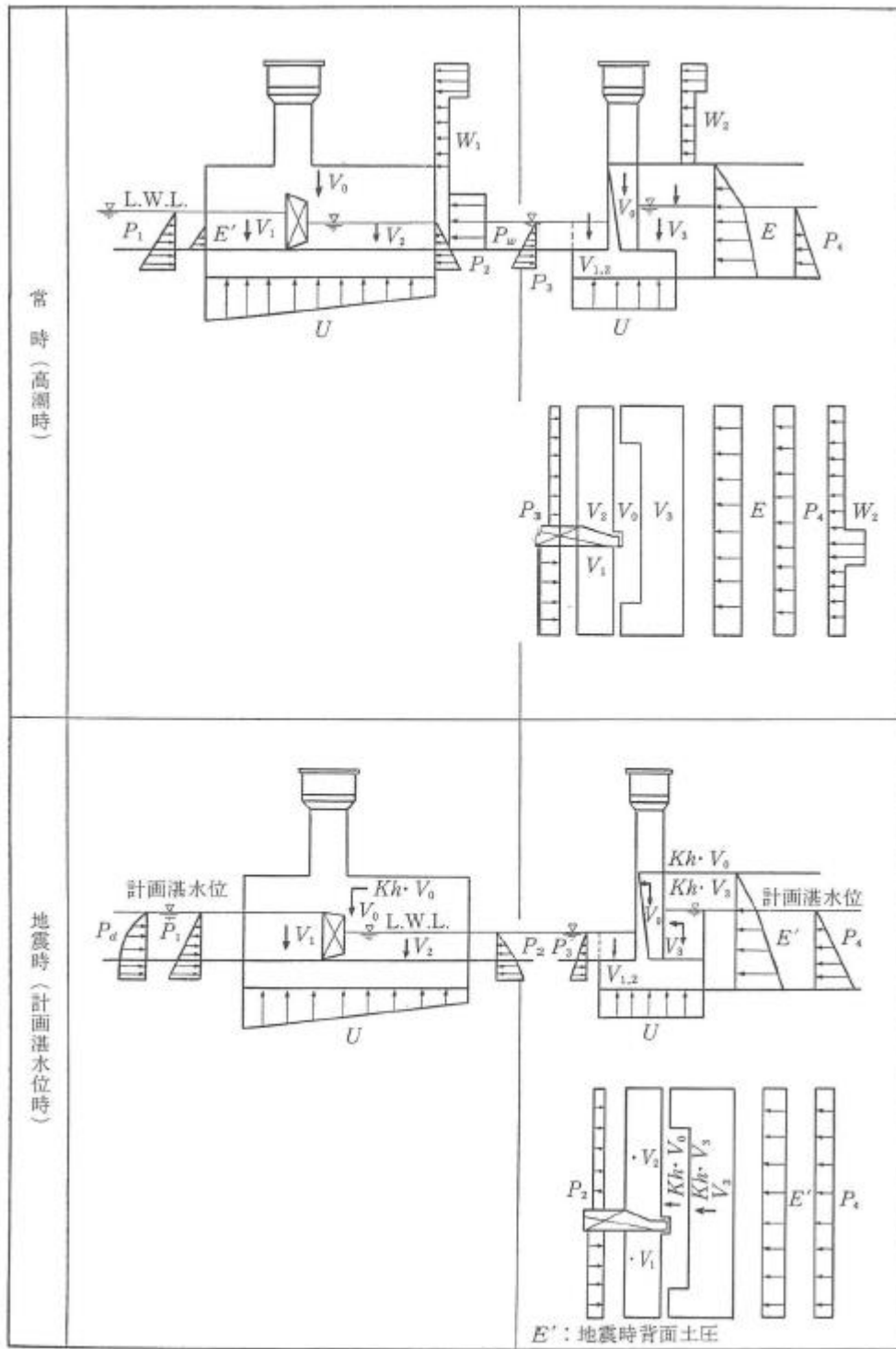
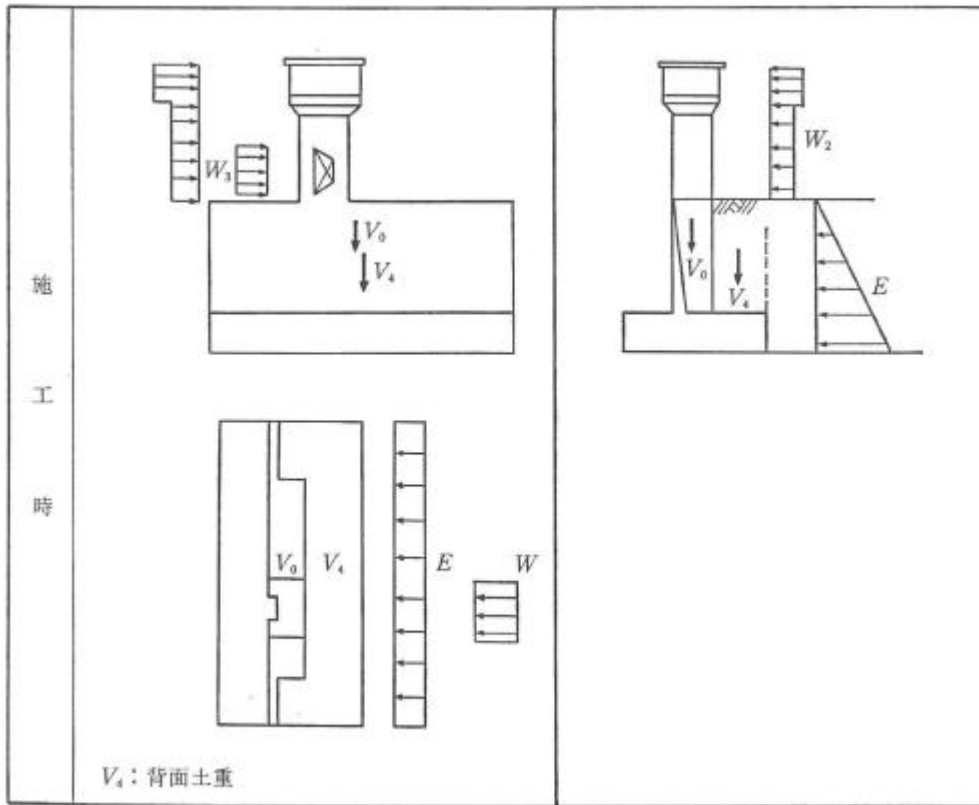


表7-20 両端の堰柱の荷重条件 (4)



3) 固定堰の安定計算

固定堰の安定計算の順序及び計算方法は、以下に示す方法が望ましい。

a) 形状寸法の仮定

敷高、水理条件より主要形状寸法を仮定する。

b) 荷重の計算

(1) 鉛直荷重

荷重の計算に当たっては、「7.5.1 設計の対象とする状況と作用」に基づいて算出するが、固定堰の仮定した形状寸法により水流直角方向 1m 当たりの重量を計算する。

(2) 土圧

上流側は、固定堰天端まで堆砂する場合についても計算する。

(3) 水圧

堰の上下流の水位の組合せによる。

(4) 構造物の重量に起因する慣性力

構造物の重量に起因する慣性力は、構造物の重量に水平震度を乗じた水平力として算出する。このときの水平震度は、河川構造物の耐震性能照査指針 IV水門・樋門及び堰編による。

(5) 揚圧力

揚圧力は、1)と同様とする。

c) 転倒、滑動、基礎地盤支持力に対する検討

転倒、滑動、基礎地盤支持力に対する検討は、2)の荷重条件に対して行い、その安全率が「7.5.2 安全性能の照査」の規定以上になるよう設計する。

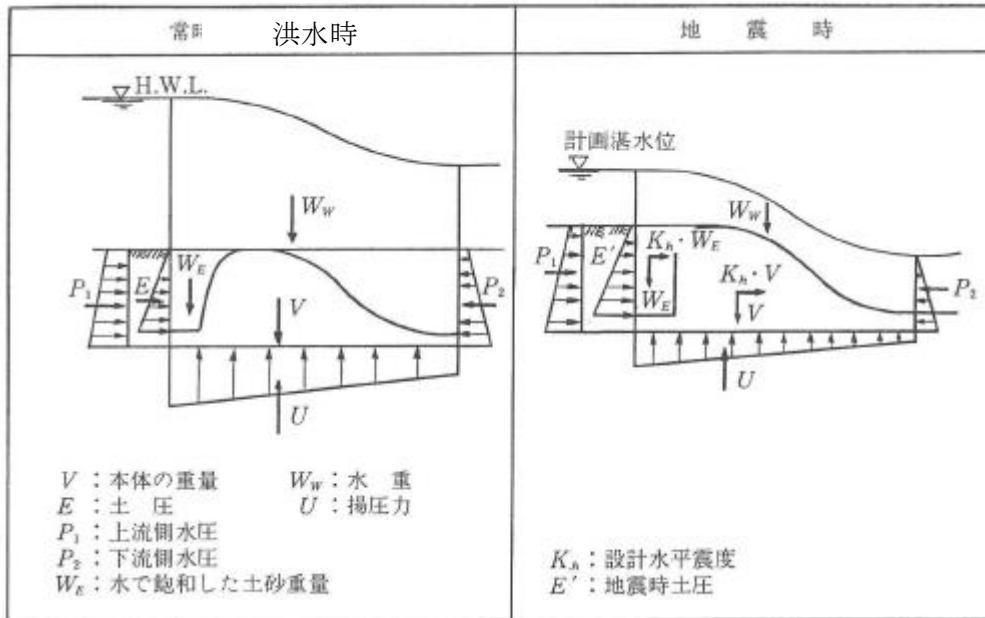
4) 固定堰の安定計算を行う場合の荷重条件

表 7-21 は、堰の上下流に水叩きが設けられている一般的な形状の固定堰の本体において検

討すべき荷重条件の一例を示したものである。

ここに示した荷重条件のほか、必要に応じ上流側に堆砂がなく動水圧が作用する場合や揚圧力が作用しない場合の荷重条件に対しても安全であるように設計することが望ましい。

表7-21 固定堰の荷重条件



(3) 床版

<考え方>

可動堰の床版は、上部荷重を支持し、ゲートの水密性を確保し、堰柱間の河床洗掘防止機能を果たすことができる構造とする必要がある。

床版は、本体の形式に応じて決定され、箱型、U形構造の場合は堰柱と一体構造となり、逆T形の場合は、堰柱と一体となった堰柱床版と堰柱と分離した中間床版に分類される。中間床版の基礎は、ゲート荷重に対して不同沈下が生じないような構造とし、中間床版は、ゲートとの間の水密性を確保できるようにする必要がある。

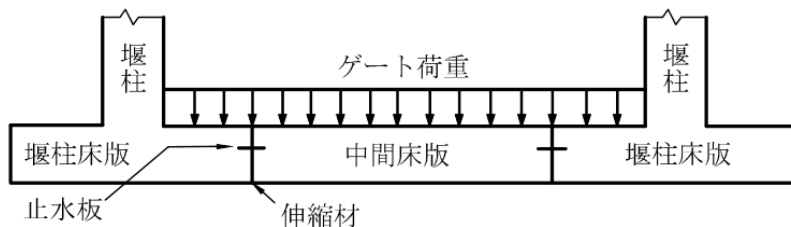


図7-19 本体の形式が逆T形の場合の床版

底部戸当り面は、ゲートとの確実な水密性、土砂等の堆積防止のために床版と同一平面とする必要がある。

<必須>

床版は、ゲートと必要な水密性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

床版は、河床洗掘を防止するとともにゲートとの水密性を確保し、本体の形式に応じてゲートや堰柱等の荷重を支持できる構造となるよう設計することを基本とする。

底部戸当り面は、床版と同一平面とすることを基本とする。

<例示>

中間床版は、堰柱間の水平力に対するストラット（支材）を兼ねさせた事例がある。

施工時には、半川締切によって堰柱が片側のみから水圧を受ける場合や、締切内の堰柱床版及び中間床版に揚圧力が作用する場合があるが、これらに対する堰柱床版又は中間床版の安定性の検討に当たっては、堰柱床版又は中間床版をそれぞれ単独で安定させることが必要となる場合がある。

(4) 堰柱**<考え方>**

堰柱は、ゲート側面との水密を確保し、門柱や操作台・操作室等の上部荷重及びゲートで受ける水圧を安全に床版に伝えるために設ける。堰柱の配置は、「7.4.1 流下断面及び径間長の設定」、「7.4.2 ゲート開閉時の高さの設定」を考慮したうえで決定する必要がある。

堰柱は、上部荷重及び水圧等の作用を安全に床版に伝えるため、箱型、U形及び逆T形の一部においては床版と一体構造とする必要がある。

堰柱の天端高は計画高水敷高以上（ゲート全閉時の天端高）とする必要がある。管理橋を設置する場合は、管理橋の桁下高が河川管理施設等構造令（昭和51年政令第199号）第64条に規定する高さ以上となるように堰柱の天端高を設定する必要がある。

堰柱長は、力学的安定性、ゲートの戸当たり寸法、門柱形式、予備ゲート構造等を考慮して決定する。ゲート前面には必要に応じて角落しを設けるための戸溝を設ける必要がある。角落しは、常時水位が高い場合等においてゲートや戸当りの維持管理を行うために設ける。戸溝幅は、水圧の大きさにより決定される角落しの規模により設定する必要がある。

<必須>

堰柱は、門柱及び一部の床版と一体構造で、ゲートに必要な水密性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

堰柱は、ゲートとの水密性を確保し、上部荷重及び水圧を安全に床版に伝えるために設置し、流下断面や径間長を考慮して適切な配置で設計することを基本とする。

堰柱は、上部荷重及び水圧等の作用を安全に床版に伝える構造として設計することを基本とする。

中央堰柱の形状は流水に対する抵抗に配慮した構造とすることを基本とする。

堰柱の天端高については、ゲートの全閉時の天端高、管理橋等の条件を考慮して決定し、堰柱の幅及び長さは、管理橋の幅員、ゲート戸当たり寸法、開閉装置の寸法、力学的安定計算等から決定することを基本とする。

ゲート前面の堰柱には、必要に応じて角落しを設けるための戸溝を設けることを基本とする。

＜推奨＞

堰柱の設計に当たっては、以下の方法で設計することが望ましい。

- 1) 堰柱先端部には用心鉄筋として、中間部と同程度の配筋を設ける（図7-20参照）。
- 2) 堰柱の構造計算に用いる有効断面には、原則として戸当りの箱抜部分の二次コンクリートを考慮せず設計する。また、有効長は、図7-21に示す箱抜き部、両端の円弧部は除き設定する。
- 3) 門柱と堰柱との結合部、堰柱と床版との結合部は、応力集中を避けるため、図7-22のように配筋する。

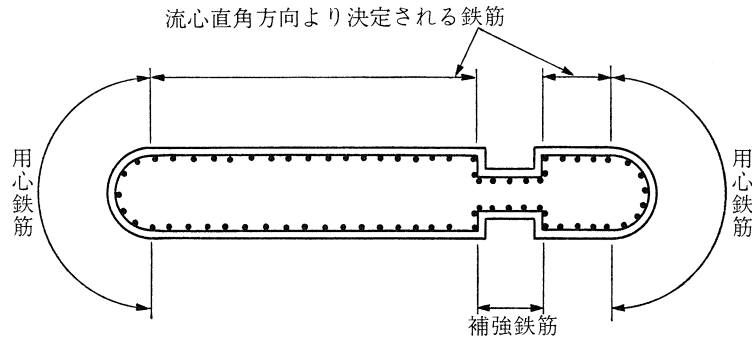


図7-20 堰柱の配筋

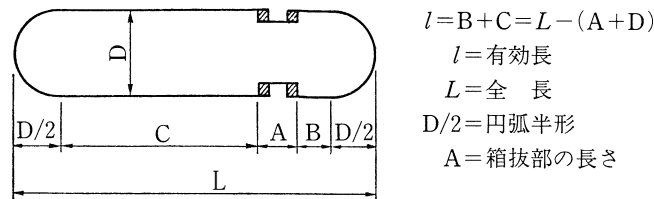


図7-21 堰柱の有効長

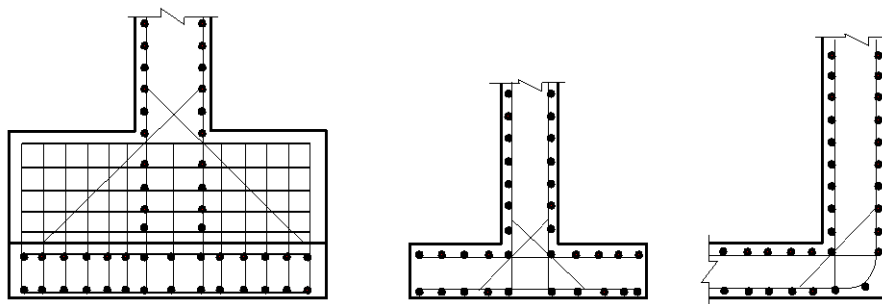


図7-22 門柱と堰柱との結合部、堰柱と床版との結合部の配筋

＜例示＞

堰柱と床版は、同じ長さとするが、中間堰柱にあつては、必要に応じ堰柱長を床版長より短くする場合もある。

引上式ゲートの場合の中央堰柱の断面形状は、流水に対する抵抗を小さくし、流水に対する安全性を確保するため、上下流端を半円形等とする例が多い（図7-23参照）。

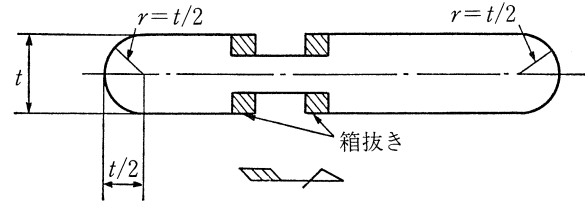


図7-23 堰柱形状

(5) 門柱

<考え方>

門柱は、ゲートを引上げるために設ける。門柱は、堰柱や管理橋の配置とともに、門柱の断面寸法や戸溝の配置を勘案の上、配置する必要がある。

門柱の高さは、「7.4.3 門柱の天端高」に従い、ゲートの大きさ、引上げ余裕高等を考慮し、設定する必要がある。

門柱の断面設定においては、設けるゲート及び戸当り金物の規模、設置スペースを考慮して設定する必要がある。

<必須>

門柱は、堰柱、操作台と一体構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

門柱は、ゲート形式が引上げ式ゲートの場合に設置し、堰柱及び管理橋の配置に合わせて設けることを基本とする。

門柱の高さは、「7.4.3 門柱の天端高」に従って設定することを基本とする。

門柱は、堰柱及び操作台と一体構造とし、上部荷重を安全に堰柱に伝える構造として設計することを基本とする。

門柱の断面は、戸当り金物を十分な余裕をもって取り付けられるように設計することを基本とする。また、門柱部の戸当りは、ゲートが取りはずせるように設計することを基本とする。

<推奨>

ゲートの管理に必要な高さとしては、引上げ余裕高(1m以上)のほか、滑車等の付属品の高さを考慮することが望ましい(図7-24)。

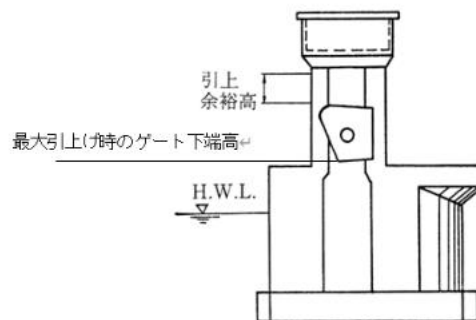


図7-24 門柱

<例 示>

門柱の戸当たりが吹き抜け構造の施設では、引上げ式ゲートの主ローラなど端部の点検又は補修等を門柱内部から行える事例もある。

(6) ゲートの操作台**<考え方>**

操作台は、ゲート操作用の開閉装置及び操作盤等の機器の設置、照明等の付属施設を設けるため、引上げ式ゲートの場合は門柱の上に設ける。

操作台は、開閉装置の設置及び操作、点検並びに整備等の維持管理が容易に行える広さを有する必要がある。維持管理に必要な広さの設定は、水門・樋門ゲート設計要領（案）6-3-3 開閉操作室に準拠する。

<必 須>

引上げ式ゲートの操作台は、門柱と一体の構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標 準>

引上げ式ゲートの操作台は、ゲート操作用の開閉装置、操作盤等の機器を設けるため、門柱の上に設けることを基本とする。

ゲート操作台は、操作性、維持管理に配慮した形状寸法を基本とする。ゲート操作台には、操作室を設けることを基本とする。

<推 奨>

操作室は、補修時に機器の搬入ができる措置（例えば、チェーンブロック用梁、機器の大きさに応じた扉の設置等）をとることが望ましい。

操作室の設置に当たっては、耐震性能や維持管理などを考慮して適切な材質を選定することが望ましい。

<参考になる資料>

引上げ式ゲートの操作台の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) 水門・樋門ゲート設計要領（案），平成13年12月，一般社団法人ダム・堰施設技術協会。

7. 6. 2 水叩き**<考え方>**

水叩きは、堰の安全を保ち、上下流河床と本体部分の粗度の違い又はゲート開放時の流水等によって河床が洗掘されるのを防止する必要な長さや構造を有する必要がある。水叩きの設計に当たっては、構造や材料の特性に応じた設計手法を適用しモデル化を行い、最も不利な断面力が生じる作用に対して、安全性が確保される必要がある。また、水叩きと床版の継手部は、吸出し防止を目的とし、水密性を確保する必要がある。

水叩きは、水重、揚圧力等の荷重に対して安全な構造となるよう設計する必要がある。

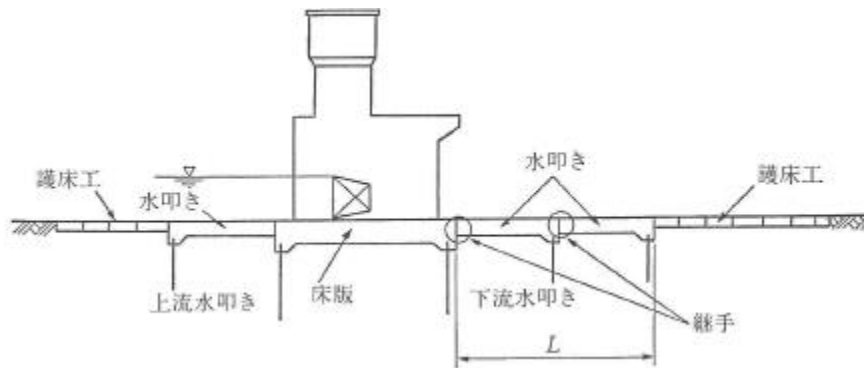


図7-25 水叩き

< 必 須 >

水叩きは、必要な水密性及を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

< 標 準 >

水叩きの設計に当たっては、以下の事項を反映することを基本とする。

- 1) 水叩きは、本体の上下流の河床に設けることを基本とする。また、本体の上下流の河床に設ける水叩きとは別に魚道、土砂吐き、閘門についても水理特性を考慮して水叩きを設ける。
- 2) 水叩きと護床工を含めた長さは、必要に応じて、水理計算、水理模型実験、河床材料、河道形状（単、複断面）、河床勾配、堰の全幅、揚圧力に対する安定条件、遮水形状等についての検討結果及び過去の事例等を参考として総合的に判断して決定する。
- 3) 水叩きは堰本体を保護する最も重要な構造物であり、鉄筋コンクリート構造とする。
- 4) 水叩きと床版との継手は、水密でかつ不同沈下にも対応できる構造とする。

< 推 奨 >

1) 継手の構造

継手の構造には、一般にダウエルバー方式（スリップバー方式）とキー方式がある。ダウエルバー方式は施工が煩雑であるが、耐震性や、たわみ性において優れており、ダウエルバー方式を採用するのが望ましい。

水叩き等では、流水等の侵食作用によるコンクリート表面の摩耗、礫の落下や転石による直接衝突によるコンクリート表面のひび割れや剥離が生じやすいため、必要に応じて、コンクリート自体の摩擦抵抗性を高めるほか、摩耗抵抗性の高い材料によってコンクリート表面を保護する等の摩耗の進行を抑制する対策を検討することが望ましい。

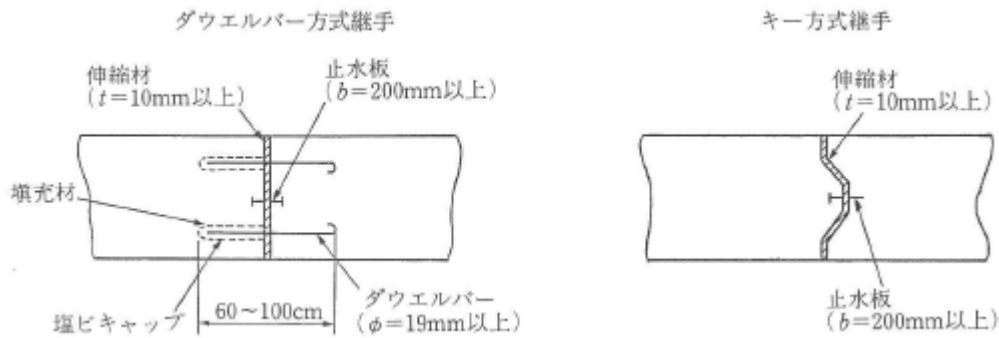


図7-26 水叩きの継手

2) 摩耗対策

水叩き等では、流水等の侵食作用によるコンクリート表面の摩耗、礫の落下や転石による直接衝突によるコンクリート表面のひび割れや剥離が生じやすいため、必要に応じて、コンクリート自体の摩擦抵抗性を高めるほか、摩耗抵抗性の高い材料によってコンクリート表面を保護する等の摩耗の進行を抑制する対策を検討することが望ましい。

3) 水叩きと護床工を含めた長さ

水叩きと護床工を含めた長さは、「水理公式集」等に示される式を使用して跳水計算を行い、射流区間や通常の河川流になる位置を水叩きの長さや護床工の長さとする方法がある。この手法は、河床材料によってどの流況まで水叩きとすべきかのパラメーターがない、堰柱によって発生する縮流、渦流等の複雑な水理現象を表現できないなどの課題がある。近年数値解析の手法が著しく発達・普及してきたため、前述の方法と合わせて検討することが望ましい。また、水理模型実験等も合わせて実施するのが望ましい。

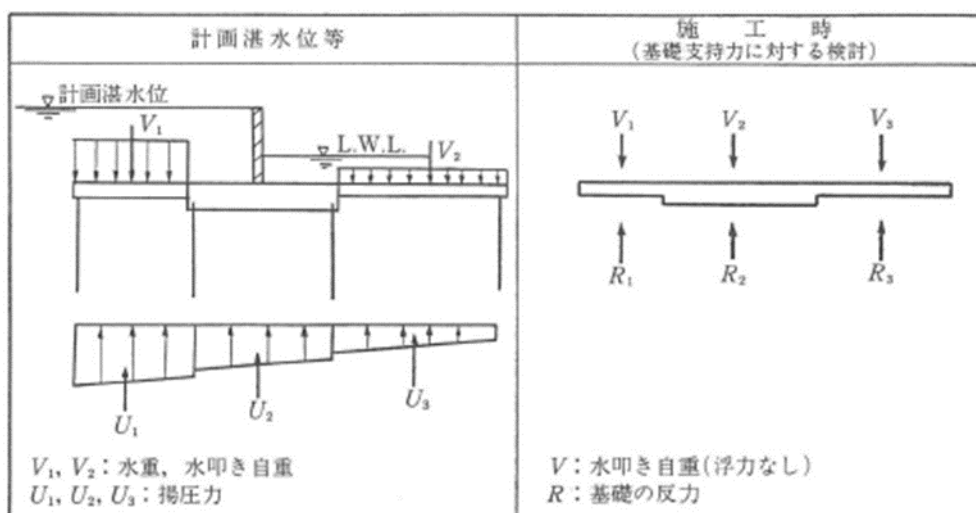
＜例 示＞

止水板は、可とう性のあるもの（塩化ビニール板等）を用い、伸縮材としては弾力性のあるもの（発砲樹脂系等）を用いることが多い。

水叩きのコンクリート表面の摩耗の進行を抑制するため、高強度コンクリートや高強度モルタル等の材料、高強度パネル等による表面保護を施した事例がある。

水叩きの安定計算に用いる荷重条件の一例を表7-22に示す。

表7-22 水叩きの安定計算のための荷重条件



<参考となる資料>

高強度コンクリートや高強度モルタル等の材料、高強度パネル等による表面保護を施した事例については、下記の資料が参考となる。

- 1) 表面保護工法 設計施工指針 (案), 平成17年4月, 土木学会.

7.6.3 護床工**<考え方>**

護床工は、堰上下流で生じる局所洗掘の防止や、高速流の減勢のために本体上下流側に設ける必要がある。

工種の選定に当たっては、次の点を検討の上、決定する必要がある。

①剛性

堰本体から離れるに従い剛なものから柔なものに変化させる。

(例)

- ・コンクリートブロック床と粗朶沈床
- ・コンクリートブロック床と捨石床

②粗度

小から大に変化させる。

③安定性

コンクリート床版に接続する部分は流速が大きくなることが多いので、想定される流速(以下「設計流速」という。)に対し単体としての安定性及び河床材の吸出し防止を考慮する。特に河口部に設けられる堰においては、波浪に対する安全性も考慮する。

④施工性

⑤河床変動とのなじみ

⑥腐食

木工沈床、粗朶沈床等は、常時水中にある場合は腐食しにくいですが、その他の場合は、腐食が問題となるので注意を要する。

⑦吸出し

河口部で波浪の影響を受ける場合については、その特性をよく把握し、アスファルトマット等を併用することも検討する。

<必須>

護床工は、必要な屈とう性を有する構造とし、設計流速に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

護床工は、本体及び水叩きの上下流での洗掘を防ぐため、水叩きの上下流側に設けることを基本とする。

護床工は、屈とう性を有する構造とし、本体上下流での洗掘を防ぐことができる長さ及び構造となるよう設計することを基本とする。

7.6.4 基礎**<考え方>**

基礎は、床版及び魚道や土砂吐きの下に同一の基礎形式を選定し、不同沈下を起こさず、堰や堤防の弱点とならないようにすることが必要である。

基礎は、鉛直荷重のみならず水平荷重に対して安定する構造として設計する必要がある。

基礎の設計に当たっては、道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成24年3月）、杭基礎に当たっては杭基礎設計便覧（平成27年3月）により設計するものとする。道路橋示方書は平成29年11月に、杭基礎設計便覧は令和2年9月に改訂されている。これらの改訂では、性能規定（限界状態設計法及び部分係数法）に対応した記述に見直しており、従来の仕様規定（許容応力度設計法）とは異なる設計体系となっている。一方、堰の耐震設計以外の設計は、性能規定化に至っておらず本基準においても仕様規定での設計体系である。そのため、道路橋示方書、杭基礎設計便覧の設計法を適用する場合は、従来の仕様規定について記載しているものを適用する必要がある。その際、堰が河川管理施設であることを踏まえ、堰の安定やゲートの開閉（起伏）に支障が出ないように許容値等を設定する必要がある。

なお、調査方法や施工方法等の設計法に影響しない記載については、適宜改訂されたものを適用して良い。

基礎形式の選定に当たっては、必要工期、作業場面積の大小、環境面での制限、施工機械の保有量、経済性等を考慮し、総合的に判断する必要がある。

地質条件等によっては地震時の液状化対策も必要となるため、耐震対策の必要性も併せて検討する必要がある。耐震対策を行う場合は、河川構造物の耐震性能照査指針・解説、IV水門・樋門及び堰編によって照査を行い設計する必要がある。

<必須>

基礎は、上部荷重等によって不同沈下を起こさないよう、良質な地盤に安全に荷重を伝達する構造とするものとする。また、水平荷重に対して安定する構造となるよう設計するものとする。

<標準>

基礎は、本体と魚道や土砂吐きの間に不同沈下が発生し堰や堤防の弱点とならないようにするため、床版及び魚道や土砂吐きの下に同一の基礎で設けることを基本とする。

基礎の形式及び構造は、良質な地盤に安全に荷重を伝達できるよう適切に選定することを基本とする。基礎は、発生する変位を堰の安定とゲートの開閉（起伏）に支障のない範囲内に抑えるように設計することを基本とする。

<推奨>

杭基礎を用いる場合の許容水平変位量は、これまで、堤体に与える影響、ゲートの開閉（起伏）、複雑な構造かつ防災上重要であること等を考慮し、0.01mとして設計されてきた。このため、堰や水門の杭基礎の設計においては、常時、洪水時及び地震時（レベル1地震動）の安全性能の照査における杭の許容水平変位量は0.01m程度を目安とする。

<関連通知等>

- 1) 構造物基礎用鋼管ぐいの設計に関する取扱いについて、昭和45年12月15日、建設省河川局。
- 2) 河川構造物の耐震性能照査指針・解説—IV. 水門・樋門及び堰編—、令和2年2月（令和2年6月一部追記）、国土交通省水管理・国土保全局。

<参考となる資料>

- 1) 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、平成24年3月、（社）日本道路協会。
- 2) 杭基礎設計便覧（平成26年度改訂版）、平成27年3月、（公社）日本道路協会。

7. 6. 5 遮水工

<考え方>

遮水工は、堰柱や床版及び水叩き下部の土砂流動と、洗掘による土砂の吸出しにより、堰が堤防の弱点となることを防止するために設ける。本体及び水叩き端部に設けられる遮水工は、取付擁壁及び護岸に設置する遮水工と連続させる。また、取付擁壁に設ける遮水工は、本体及び水叩き端部に設けられる遮水工と同規模とする必要がある。

遮水工の深さ及び水平方向の長さは、水頭差、遮水工の配置を考慮したうえで、レインの式などにより浸透経路長を検討し設定する必要がある。また、遮水工には構造計算上の荷重は分担させない。遮水工には一般的に鋼矢板が用いられるが、鋼矢板以外の材料とする場合は、材料の強度、耐久性、遮水効果について検討を行う必要がある。

<必須>

遮水工は、必要な水密性を有する構造とし、地盤条件や施工条件に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

遮水工は、堰上下流の水位差によって生じる浸透水の動水勾配を減少させ、堰下部の土砂の流動及び土砂の吸出しを防止するため、適切な位置に設けることを基本とする。

遮水工の構造は、原則としてコンクリート構造のカットオフ又は鋼矢板構造とし、遮水工の深さ、水平方向の長さは、堤防断面形状、水頭差、浸透経路長、過去の事例などを総合的に検討の上で決定することを基本とする。

<推奨>

1) 配置

遮水工は、図 7-27 及び図 7-28 に示すように、床版、水叩き下部、堰の堤防等への取付部及び堰の上下流の取付擁壁の底版下部等に設けられるが、大規模な堰の場合には遮水工の設置によって、浸透経路長を長くすることにより揚圧力を減殺し、床版、水叩き厚を薄くする効果もあるので、遮水工の長さはこれらの効果を総合的に検討して決定することが望ましい。

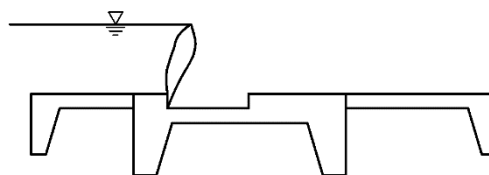


図7-27 遮水工(カットオフ)

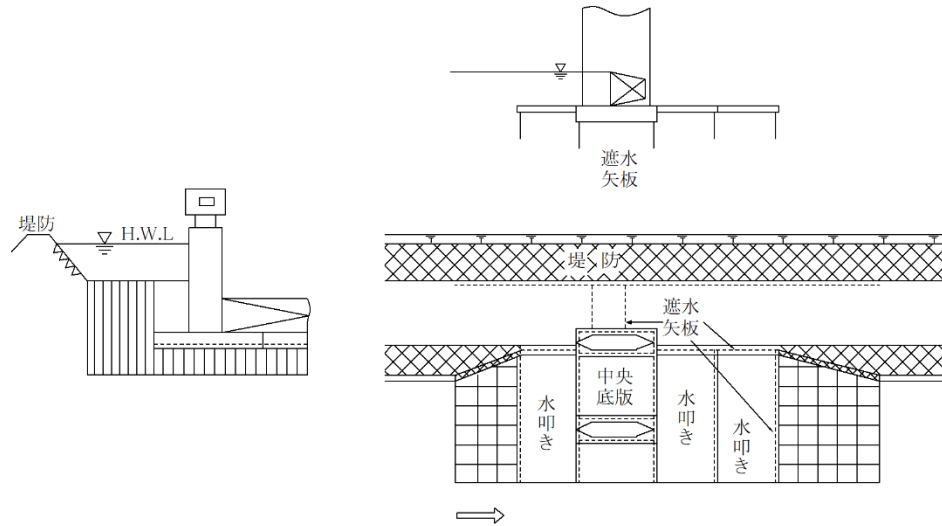


図7-28 遮水工（鋼矢板構造）

2) 構造

遮水工は、床版水叩き及び堰の取付部分にすべて連続させた構造として設計することが望ましい。なお、軟弱地盤における遮水工は、本体及び水叩きと離脱しない構造とする。

遮水工の根入れ長は、原則として設置間隔の1/2以内とし、1/2以上の長さとなる場合は、水叩き長さを延ばすなどの措置を講じることが望ましい。また、遮水工の矢板長を極端に変化させることは好ましくない。なお、上流側遮水工をわずかに延ばすことで確実な不透水層に届く場合は、この限りではない。不透水層に届くように遮水工の根入れ長を決定した場合の揚圧力は、必要に応じ0～50%に低減することができる。

堤防との取付部の遮水工についても平面的な浸透経路長を計算し、堤防方向への根入れ長を決めることが望ましい。

3) 鋼矢板を遮水工として用いる場合の留意点

鋼矢板は遮水工として用いる場合、安全性、現場条件及び鋼矢板の市場性を考慮したうえで、経済比較を行い、適切に選定することが望ましい。

7. 6. 6 取付擁壁・護岸

<考え方>

洪水時には河床そのものが動いており、堰の設置によってその連続性が失われるので、その上下流において射流の有無にかかわらず局所的な洗掘が生じやすい。このため、堰の上下流の河岸又は堤防には、しかるべき範囲に護岸を設ける必要がある。その範囲は、上流側は堰の上流端から10mの地点又は護床工の上流端から5mの地点のうちいずれか上流側の地点、下流側の水叩きの下流端から15mの地点又は護床工の下流端から5mの地点のうちいずれか下流側の地点までの範囲を最低限として設ける必要がある（図7-29参照）。

この区間のうち、堰の直下流では、特に流水の乱れが激しく、河岸部に強いせん断力が発生し、また、高水敷からの落込流による河岸侵食のおそれもある。このため、この区間では強固な河岸防護工として取付擁壁構造の護岸を設置する必要がある。

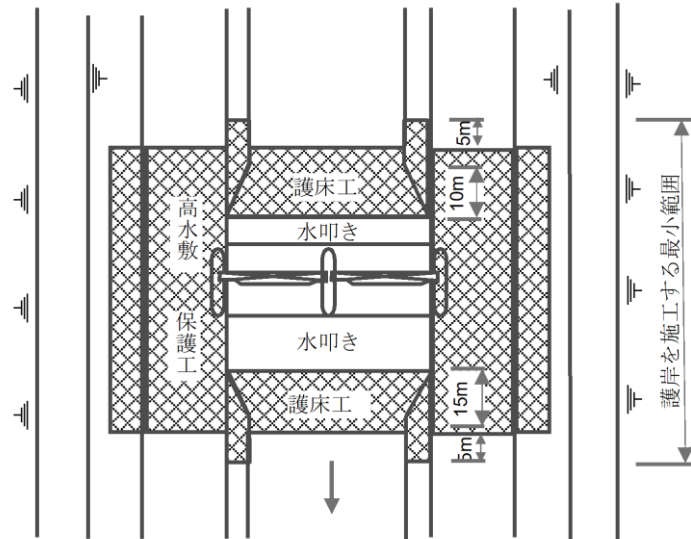


図7-29 堰の設置に伴い必要となる護岸を設置する最小範囲

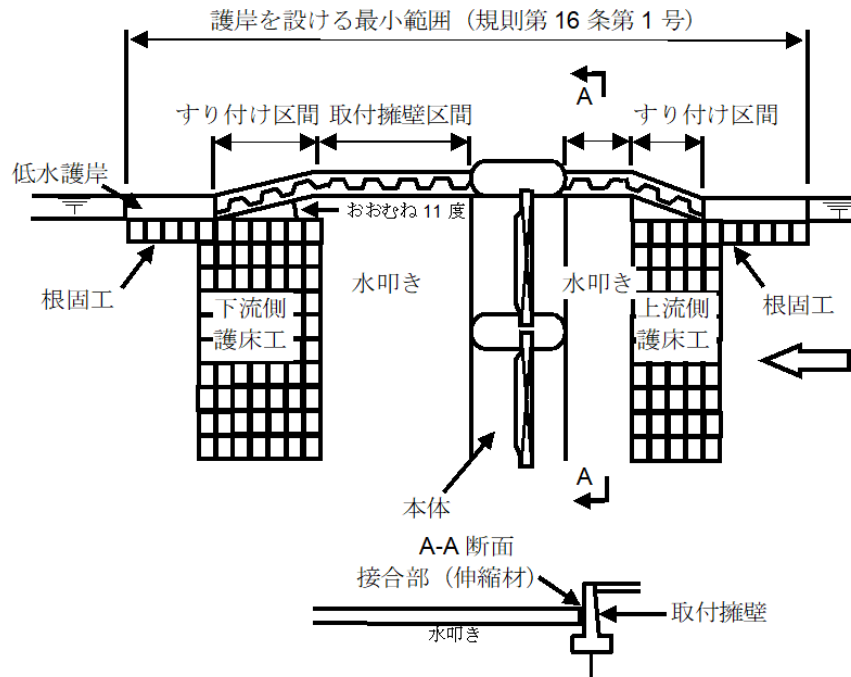


図7-30 護岸を設ける区間のうち取付擁壁構造の護岸とする区間

護岸の形式及び構造は、改訂 護岸の力学設計法を参考に設定する必要がある。護岸には、多くの形式があり、使用される素材、構造の外観等はさまざまであるが、設置箇所の河道特性や周辺の護岸形式及び構造に加え、環境や景観にも配慮して設計する必要がある。

<必須>

護岸は、流水の変化に伴う河岸又は堤防の洗掘を防止するために設けるものとし、設計流速に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

また、取付擁壁の構造は、堤防の機能を損なわず流水の乱れに伴って生じる河岸侵食を防止するように、仮に堰本体及び水叩きが消失しても安定である構造（堰本体及び水叩きをなしとした場合の安定計算を行う必要がある）とするものとし、必要に応じて周辺景観との調

和に配慮して設計するものとする。

<標準>

堰の設置に伴い必要となる取付擁壁・護岸は、以下の事項を設計に反映することを基本とする。

- 1) 堰の設置に伴い必要となる護岸は、以下により設定する。
 - ①堰に接する河岸又は堤防の護岸は、上流側は堰の上流端から10mの地点又は護床工の上流端から5mの地点のうちいずれか上流側の地点から、下流側は水叩きの下流端から15mの地点又は護床工の下流端から5mの地点のうちいずれか下流側の地点までの区間以上の区間に設ける。
 - ②前項に掲げるもののほか、河岸又は堤防の護岸は、湾曲部であることその他、河川の状況等により特に必要と認められる区間に設ける。
 - ③河岸（低水路の河岸を除く）又は堤防の護岸の高さは、計画高水位とするものとする。ただし、堰の設置に伴い流水が著しく変化することとなる区間にあつては、河岸又は堤防の高さとする。
 - ④低水路の河岸の護岸の高さは、低水路の河岸の高さとする。
- 2) 取付擁壁の設置範囲は、堰本体の構造、堤防法線の線形、護岸の形式、魚道、土砂吐き、閘門の有無及びその位置等を考慮して必要な区間に設ける。ただし、必要最小限水叩きの区間まで設ける。

なお、固定堰においては、取付擁壁の設置範囲は、堰下流側では跳水の発生区間を原則とする。

<推奨>

直壁形状の取付擁壁は、拡幅した形状として下流の河岸に取り付けられるが、この場合、下流の河岸部においては、取付擁壁に沿う流れと本体を直進してきた流れが集中することによって局所で大きな洗掘力が生じる。このため、取付擁壁の下流側護岸とのすり付け角度は、流水のはく離が生じないとされている角度とすることが望ましい。その角度は、既往の実験結果によると、11度程度を目安とするとはく離流の発生が防止できるという結果が報告されている。

<参考となる資料>

取付擁壁・護岸の設計に当たっては、下記の資料が参考となる。

- 1) 改訂 護岸の力学設計法，平成19年9月，（財）国土技術研究センター。

7.6.7 高水敷保護工

<考え方>

流水が高水敷を流下する場合、堰付近では流水の乱れにより護岸の肩部分及び高水敷内に設けられた構造物の部分（例えば魚道）が特に洗掘されやすい。したがって、高水敷内の構造物周辺及び護岸肩部分については、コンクリートブロック、コンクリート床版等によって保護する。この場合、粗度を急変させないよう留意する。

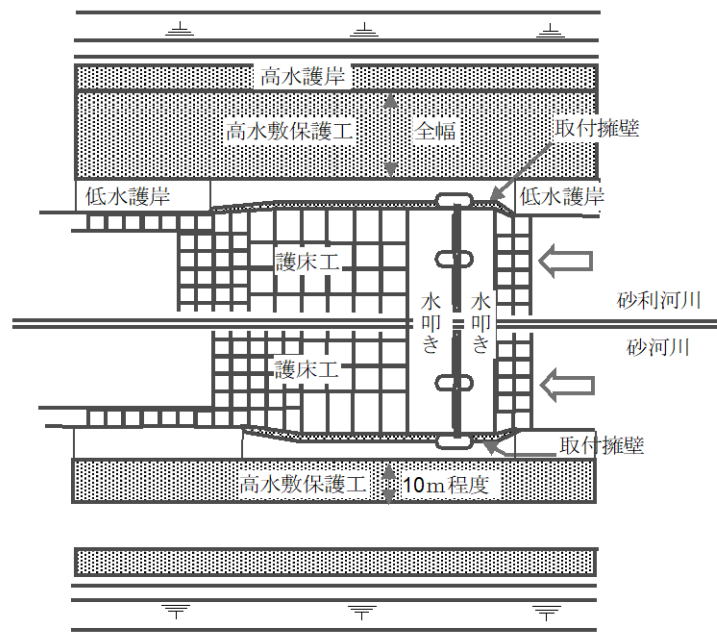


図7-31 高水敷保護工の敷設例

< 必 須 >

高水敷保護工は、堰に接続する高水敷の洗掘を防止するために設けるものとし、設計流速に対して安全な構造とするものとする。

< 標 準 >

高水敷保護工は、流水等の作用による高水敷の洗掘を防止するため、高水護岸前面に設けることを基本とする。高水敷保護工の構造は、河川環境や景観に配慮した構造を基本とする。
高水敷保護工は、「7.6.6 取付擁壁・護岸」で示す護岸の範囲において設けることを基本とする。

7. 6. 8 魚道、閘門、土砂吐き**< 考 え 方 >**

堰には、自然環境保全、舟の通行、安定取水のため必要があるときは、魚道、閘門、土砂吐きを設ける必要がある。

魚道の規模、構造形式は、対象となる魚種とその習性、利用可能な流量、魚道上・下流の水位変動等を考慮して決定する。

閘門の規模、設置位置は対象となる舟種を考慮の上決定する。

土砂吐きの規模、設置位置は非洪水時の堰上流の堆砂の防止及び堰下流への土砂の供給の機能が確保されるよう決定する。

< 必 須 >

堰を設ける場合において、魚類の遡上等を妨げないようにするため必要があるときは、魚道を設けるものとする。魚道の構造は、次に定めるところによるものとする。

- 1) 堰の直上流及び直下流部における通常予想される水位変動に対して魚類の遡上等に支障のないものとする。

- 2) 堰に接続する河床の状況、魚道の流量、魚道において対象とする魚類等を適切に考慮したものとすること。

<標準>

堰に魚道や閘門を設ける場合には、以下を基本する。

- 1) 魚道の規模（延長、幅員等）、形式は、対象となる魚種の習性や魚道通過時の成長の度合いを考慮して決定する。
- 2) 閘門には、船舶の航行に支障を及ぼさないよう導流壁を必要な長さまで設ける。
- 3) 閘門の開室の有効幅と有効長さは、次のように定める。
 有効幅＝対象船舶の幅×配列数＋余裕
 有効長さ＝対象船舶の長さ×縦方向隻数＋余裕
- 4) 閘門ゲート開閉の所要時間は、通航船の通過時間に与える影響、開閉装置の機構と規模、経済性等を総合的に判断して決定する。

<関連通知等>

- 1) 魚がのぼりやすい川づくりの手引き，平成17年3月，国土交通省河川局。

<参考となる資料>

魚道の設計に当たっては、下記の資料が参考となる。

- 1) 最新 魚道の設計，平成10年8月，一般社団法人ダム水源地環境整備センター。
- 2) 技術者のための魚道ガイドライン，平成23年9月，NPO法人 北海道魚道研究会。
- 3) 多自然型魚道マニュアル，平成10年1月，リバーフロント整備センター。

7.6.9 付属施設

(1) 管理橋

<考え方>

堰の開閉（起伏）操作及び維持管理、河川管理用通路、一般の道路橋として利用するため、管理橋を設ける場合は、堰左右岸の堤防天端を円滑に接続する必要がある。

管理橋の桁下高は、流下断面を阻害しないことを目的に、計画堤防高以上とする必要がある。管理橋の橋面高は、取付道路の構造等を確認し、路盤が計画堤防断面内に入らないような高さとする必要がある。管理橋の構造は、設計自動車荷重やゲート等の維持管理時の重機荷重を考慮して、適切な構造とする必要がある。設計自動車荷重の設定において、堰に接続する堤防は水防活動上必要な道路として耐えられる設計自動車荷重であるにもかかわらず、堰の管理橋だけがそれに耐えられないのは極めて不都合であるため、配慮が必要である。

ただし、管理橋の幅員が3m未満の場合はこの限りではなく、堰の維持管理上必要な荷重を勘案したうえで設計自動車荷重を設定する必要がある。

管理橋の幅員は、接続する管理用通路の幅員、交通量、その重要性等と、堰管理及び水防時の交通を考慮して決定する必要がある。ただし、兼用道路の場合は道路管理者と協議する必要がある。

<必須>

堰の管理を目的として設置する管理橋は、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

管理橋は、堰の操作、河川管理用通路、一般道として利用するため、堰柱上に設置し堤防天端と接続するよう設けることを基本とする。

管理橋の桁下高は、計画高水位に余裕高を加えた堤防高さ（現状の堤防の高さが計画堤防の高さより高い場合には現状の堤防の高さ）以上とすることを基本とする。管理用通路としての効用を兼ねる管理橋の設計自動車荷重は、堰に接続する管理用通路の設計自動車荷重を考慮して20t以上の適切な値を設定することを基本とする。

ただし、管理橋の幅員が3m未満の場合や兼用道路にならない場合はこの限りでない。堰に接続する堤防が兼用道路の場合で、設計自動車荷重を道路構造令（昭和45年政令第320号）第35条第2項に規定する25tとしている場合には、設計自動車荷重を25tとすることを標準とする。また、河川管理上必要と認められる場合には、設計自動車荷重を25tとしてもよい。

管理橋の幅員は、堰に接続する管理用通路の幅員を考慮した適切な値とすることを基本とする。

<推奨>

近年は、歩行者や自転車への管理橋の一般開放が行われていることから、設計に当たっては、高欄等の安全施設は、歩行者や自転車の安全性も考慮した設計強度等を設定の上、設計することが望ましい。

(2) その他付属施設**<考え方>**

付属施設には、管理所、警報設備、水位観測設備、照明設備、CCTV設備、管理用階段、ゲート操作用階段、防護柵、タラップ等があり、維持管理及び低水時、洪水時の操作に必要な施設を設ける必要がある。

<標準>

堰には、維持管理及び操作のため、必要に応じて付属施設を設けることを基本とする。

7. 6. 10 既存施設の自動化・遠隔化**<考え方>**

新設の堰のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとしているが、既存の堰のゲートの操作のための設備についても、堰の目的、規模、操作員の負担軽減や安全の確保等の管理体制を踏まえ、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。

自動化は、計測した水位に応じて自動で開閉操作を行うことができるように改造することや、ゲート自体を自動開閉が可能なものとするのであり、遠方操作化、遠隔操作化は、管理所や遠隔地から操作を行うことを可能とすることである。

<標準>

堰のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することを基本とする。

7.7 堰構造に関するその他の事項

<考え方>

1) 気候変動等を踏まえた施設設計について

気候変動による将来の予測として、降雨量の増加、平均海面水位の上昇、潮位偏差及び年最大波などの極値の増加等が想定されており、外力が増加する可能性があることにも留意して設計する必要がある。そのため、堰等の耐用期間の長い施設については、外力の増加への対応として、大規模な改良とならないよう補強しやすい構造とする又は、あらかじめ対策を施すなどの「構造上の工夫」が求められる。

また、堰の設備においては、マスプロダクツ化や故障することも考慮した機能確保「N+1保全」の考え方を取り入れた設計に配慮することも考えられる。

2) ICTやBIM/CIMの利用

i-Construction 推進の一環として、ICTによる建設生産プロセスのシームレス化が取り組まれている。UAV写真測量やレーザースキャナー計測などで得られる3次元点群データを活用することで、現況地形や既設物の構造を様々な角度・断面から把握することができ、新設・改築する施設の3次元モデルを作成し活用することで、構造に関して関係者の理解と合意形成が促進される。このため、施工段階、施工後の点検・補修・修繕の段階においてBIM/CIMを積極的に活用し、堰本体及び堰周辺の堤防を適切に維持管理していくことができるように、設計成果を3次元モデルに反映しておくことが有用である。

<例示>

気候変動により外力が増大し、将来、施設の改造が必要になった場合でも、外力の増大に柔軟に追随できる、できるだけ手戻りの少ない設計を実施している以下のような事例がある。

- ・水門では、耐用年数内の平均海面水位の上昇量を想定し、改造等が容易な構造形式の選定、追加的な補強が困難な門柱部の嵩上げ及び基礎部補強をあらかじめ実施している。

<関連通知等>

気候変動等を踏まえた施設設計及びICTやBIM/CIMの利用については、下記の資料が参考となる。

- 1) 河川機械設備のあり方について（中間とりまとめ）、令和3年8月31日、国土交通省。
- 2) CIM導入推進委員会：CIM導入ガイドライン（案）、令和3年3月、国土交通省。

第8節 樋門

8.1 総説

8.1.1 適用範囲

<考え方>

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

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

<標準>

本節は、樋門（樋管を含む）を新設或いは改築する場合の設計に適用する。

<関連通知等>

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

8.1.2 用語の定義

<考え方>

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

樋門のゲートが引上式の場合の各部位の名称は図8-1による。

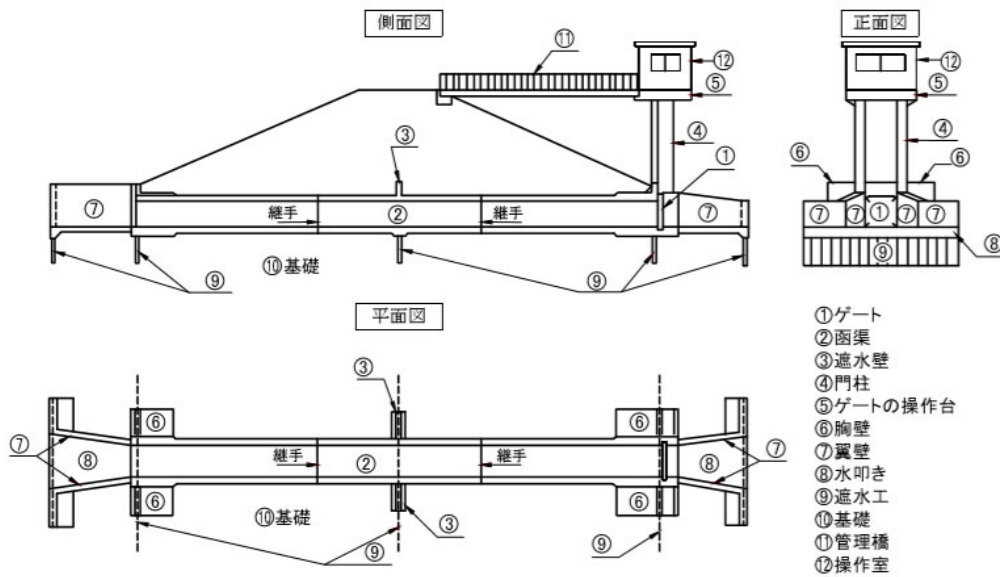


図8-1 樋門の各部位の名称（ゲートが引上式の場合）

＜標準＞

次の各号に掲げる用語の定義は、それぞれ以下に示す。

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

8.2 機能

＜考え方＞

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

＜必須＞

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

＜関連通知等＞

- 1) 建設省河川局水政課長、治水課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について、昭和52年2月1日、建設省河政発第5号、建設省河治発第6号、最終改正：平成11年10月15日建設省河政発第74号・河計発第83号・河治発第39号。

8.3 設計の基本

＜考え方＞

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

1) 基本方針

樋門の設計に当たっては、樋門が堤体内に函渠を設ける施設であること及び「8.2 機能」に

示す事項を踏まえ、樋門の安全性のみならず、樋門周辺の堤防の安全性の確保も重要であり、樋門と樋門周辺の堤防を一体的に設計する必要がある。このため、樋門の設置に当たっては、樋門の数は最小限とし、可能な限り統廃合に努めるとともに、樋門及び樋門周辺の堤防が一連区間の中で相対的な弱点とならないよう、樋門の構造及び施工についても十分考慮する必要がある。

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

2) 樋門の位置

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

3) 函渠の平面配置

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

4) 基礎地盤及び堤体の地盤変位が樋門に及ぼす影響

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

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

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

5) 樋門の敷高

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

6) 構造形式

樋門においては、地震時に堤体との接触面である程度の空隙が生じることは避けられない。また、樋門と堤体では重量差があり、地盤に伝わる荷重が異なるため、樋門の沈下と堤防の沈下とは一般に差異があるが、このことによっても樋門と堤体との接触面には空隙が生じることがある。樋門と堤体との接触面に空隙等が生じると、それが原因となって、漏水や堤体を構成する土粒子の移動が起こりやすく、これらの作用が繰り返され、空隙が拡大・進展し、

連続した大きな空洞が形成される。これらの現象は、樋門の基礎が杭基礎である場合や、樋門に接続する堤防並びに基礎地盤の土質条件が軟弱な場合に特に顕著である。このため、樋門の構造形式は、基礎地盤の残留沈下量及び基礎の特性等を考慮して選定を行い、杭（先端支持杭及び摩擦支持杭）基礎等の不同沈下により空洞化が生じやすい基礎形式を避け、柔構造樋門として設計を行う必要がある。

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

7) ゲート設備

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

8) 安全、確実・円滑な施工

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

9) 機能を長期的に容易に維持できる構造

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

10) 維持管理に配慮した構造

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

<必須>

設計に当たっては、以下の事項を反映するものとする。

- 1) 樋門は、計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造となるよう設計するものとする。また、高規格堤防設置区間及び当該区間に係る背水区間における樋門にあつては、前述の規定によるほか、高規格堤防設計水位以下の水位の流水の作用に対して耐えることができる構造となるよう設計するものとする。
- 2) 樋門は、計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げることなく、周辺の河岸及び河川管理施設等の構造に著しい支障を及ぼさず、並びに樋門に接続する河床及び高水敷等の洗掘の防止について適切に配慮された構造となるよう設計するものとする。
- 3) 樋門は、樋門周辺の堤防との不同沈下或いは空洞化をできるだけ小さく留める構造となるよう設計するものとする。
- 4) 樋門は、常用電源が喪失した場合においても必要最小限の開閉操作ができるよう設計するものとする。

<標準>

- 1) 設計に当たっては、樋門に求められる機能を満足するように樋門の位置、函渠の配置、樋門の敷高、構造形式を設定するとともに、設計の対象とする状況と作用に応じた安全性能を設定し、照査によりこれを満足することを確認する。

- 2) 環境及び景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、事業実施による地域への影響、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮することを基本とする。
- 3) 函軸方向は、堤防方向に直角にすることを基本とするが、高規格堤防特別区域内での函軸方向は、滑らかに通水され、土砂等の堆積のおそれがない場合は、堤防法線に対し直角にしなくてもよい。
- 4) 樋門の構造形式は、柔構造樋門を基本とする。ただし、基礎地盤が良質な場合は、剛構造樋門を採用してもよい。
- 5) 樋門は、樋門に求められる機能を満足するために、土砂が堆積しにくい構造となるよう設計するとともに、維持管理上、堆積土砂等の排除に支障のない構造となるよう設計するものとする。

<推奨>

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

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：河川砂防技術基準 計画編、施設配置等計画編 第2章 河川施設配置計画 第2-1章 河道並びに河川構造物 第5節 堰、水門、樋門 5.1 設置の基本。
- 2) 国土交通省：ダム・堰施設技術基準（案）の一部改定について、平成28年3月31日、国技電第72号、国総公第80号、国水環第140号、国水治第142号。
- 3) 国土交通省河川局：「[多自然川づくり](#)」の推進について、平成18年10月13日、国河環第38号、国河治第86号、国河防第370号。

- 4) 国土交通省河川局：[美しい河川景観の形成と保全の推進について](#)，平成18年10月19日，国河環第40号，国河治第94号，国河防第376号。
- 5) (財)国土技術研究センター：[柔構造樋門設計の手引き（Ⅰ 共通編、Ⅱ 基礎構造編）](#)，平成10年11月。

8.4 基本的な構造

8.4.1 函渠の内空断面の設定

<考え方>

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

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

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

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

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

2連以上の函渠の隔壁の端部は、ゲート戸当たりのため中央部の隔壁より厚くなることが多いが、函渠端部の通水断面が中央部より狭くなることのないよう、図8-2のように通水断面を確保する必要がある。

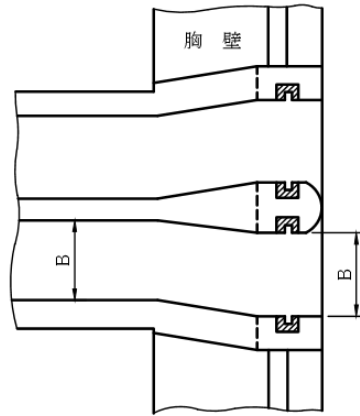


図8-2 2連以上の函渠端部

<必須>

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

<標準>

函渠の内空断面は、次により設定することを基本とする。

1) 内空断面

函渠の内空断面は、内空幅・内空高とも1m以上とすることを標準とする。

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

2) 排水機能が求められる場合の余裕高

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

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

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

3) ゲートの門数

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

<推奨>

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

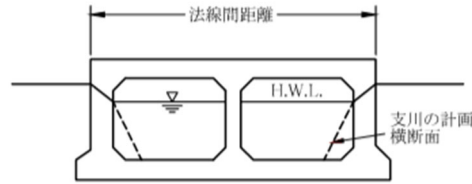


図8-3 樋門の断面説明図（流下断面積が1:1.3以内の場合）

8.4.2 函渠長

<考え方>

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

<標準>

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

<推奨>

函渠長は、堤防の土留めを目的とした胸壁の配置を考慮して決定する必要がある。

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

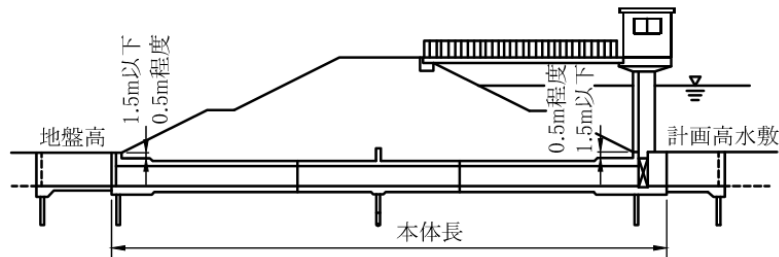


図8-4 函渠長

8.4.3 門柱の天端高

<考え方>

門柱は、主に引上げ式ゲートの開閉を行うために設け、ゲートの開閉が容易な構造とする必要がある。また、門柱の天端高は、ゲート全開時のゲート下端高が取水、排水、舟の通行に支障を及ぼさない高さを確保するとともに、ゲートの維持管理・更新のための戸溝からの取外し等に必要の高さを確保する必要がある。同様に、管理橋の桁下高もそれらに支障を及ぼさない高さとする必要がある。

<標準>

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

<推 奨>

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

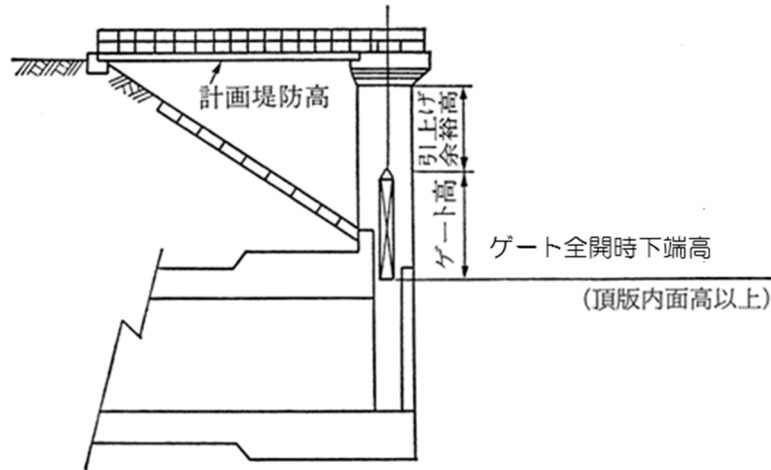


図8-5 引上げ余裕高

8.4.4 材質と構造**<考え方>**

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

(1) 使用材料**<標準>**

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

<推 奨>

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

(2) 主な構造**<考え方>**

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

< 必 須 >

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

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

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

< 標 準 >

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

< 例 示 >

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

鋼構造に準ずる構造には、ステンレス製ゲート、アルミ製ゲート等がある。

(3) 設計用定数**< 標 準 >**

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

① ヤング率**< 標 準 >**

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

< 推 奨 >

ヤング率として、以下の値を用いることが望ましい。

1) ヤング係数

- ・コンクリートのヤング係数は、 2.5×10^4 N/mm²
- ・鋼材のヤング係数は、 2.0×10^5 N/mm²

2) ヤング係数比

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

② 地盤に係る定数**< 標 準 >**

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

＜推 奨＞

1) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

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

表8-1 摩擦角と付着力

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

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

2) 地盤の許容鉛直支持力

地盤の許容鉛直支持力は、荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力に対して、表8-2に示す安全率を確保していることが望ましい。

表8-2 安全率

常 時	地震時	施工時
3	2	2

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

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

ここに、

Q_u ：荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力（ kN ）

c ：地盤の粘着力（ kN/m^2 ）

q ：載荷重（ kN/m^2 ） $q = \gamma_2 D_f$

A' ：有効載荷面積（ m^2 ）

γ_1, γ_2 ：支持地盤および根入れ地盤の単位体積重量（ kN/m^3 ）

ただし、地下水位以下では、水中単位体積重量を用いる。

B_e ：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅（ m ）

$$B_e = B - 2e_B$$

B ：基礎幅（ m ）

e_B ：荷重の偏心量（ m ）

D_f ：基礎の有効根入れ深さ（ m ）

α, β ：基礎の形状係数

k ：根入れ効果に対する割増係数

N_c, N_q, N_r ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数

(4) 鉄筋コンクリート部材の最小寸法**<標準>**

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

<例示>

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

8.4.5 樋門周辺の堤防**<考え方>**

樋門周辺の堤防には、樋門の施工による埋戻し部分も含まれる。その影響範囲は、対象とする事象によっても異なるが、抜け上がりまで含めれば、堤防縦断方向に堤防高さの2～3倍以上に及ぶ。「8.5 安全性能の照査等」に当たっては、樋門周辺の堤防が一連区間の中の弱点でないことが前提となっており、必要に応じて「第2節 堤防」に準じて安全性の照査を行い、前後区間と比較して相対的に安全性が低下しないように強化対策を行う必要がある。

<必須>

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

<標準>

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

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

<関連通知等>

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

8.5 安全性能の照査等**8.5.1 設計の対象とする状況と作用****<考え方>**

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

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

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

せて設定する必要がある。

なお、必要に応じて施工時についても安全性能の照査を行う。

<標準>

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

取水や舟の通行等治水以外の設置目的を有する場合には当該設置目的に応じた常時の作用を適切に設定することを基本とする。

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

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

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：[ダム・堰施設技術基準（案）](#)，平成28年3月。
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局：[河川構造物の耐震性能照査指針・解説Ⅰ．共通編一](#)，平成24年2月。
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局：[河川構造物の耐震性能照査指針・解説Ⅳ．水門・樋門及び堰編一](#)，令和2年2月（令和2年6月一部追記）。
- 4) 国土交通省水管理・国土保全局河川計画課長、治水課長：[河川津波対策について、平成23年9月2日](#)，国水計第20号，国水治第35号。

<推奨>

樋門の設計に当たっては、次の作用を考慮するのが望ましい。

1) 自重（死荷重）

自重（死荷重）は、適切な単位体積重量を用いて算出する。

材料の単位体積重量は、表8-3、表8-4の値を参考に定めるものとする。

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

表8-3 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

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

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

地下水位は施工後における水位の平均値を考える。

表8-4 材料の単位体積重量 (kN/m³)

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

2) 活荷重

活荷重は、自動車荷重及び群集荷重とする。

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

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

3) 地盤変位の影響

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

1. 地盤の沈下による変位(沈下)

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

2. 地盤の水平変位による変位(側方変位)

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

4) 土圧

① 胸壁・翼壁に作用する土圧

胸壁・翼壁に作用する土圧は、原則として表 8-5 の区分に従って適用する。

表8-5 土圧の区分

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

a) 静止土圧

胸壁・翼壁に作用する静止土圧は、次式による。

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

ここに

P_{hd} : 任意の深さの水平土圧強度 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数 (通常は $K_0 = 0.5$ と考えてよい)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_0 : 上載荷重 (kN/m²)

b) 主働土圧

主働土圧は、次式による。

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

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

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

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

ここに

P_a : 任意の深さの主働土圧強度 (kN/m²)

K_A : 主働土圧係数

ξ_A : 主働崩壊角 (度)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_0 : 上載荷量 (kN/m²)

α : 地表面と水平面のなす角 (度)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

δ : 土圧作用面の種別に応じた壁面摩擦角 (度)

土と土の場合: $\delta = \phi$

土とコンクリートの場合: $\delta = \phi/3$

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

上載荷量 q_0 は必要に応じて考慮する。

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

c) 地震時主働土圧

胸壁・翼壁に作用する地震時主働土圧は、次式による。

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

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

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

ここに

P_{Ea} : 任意の深さの地震時主働土圧強度 (kN/m²)

K_{EA} : 地震時主働土圧係数

ξ_{EA} : 地震時の主働崩壊角 (度)

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_0' : 地震時の上載荷重 (kN/m²)

α : 地表面と水平面のなす角 (度)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

土圧作用面の種別に応じた地震時壁面摩擦角 (度)

δ_E : 土と土の場合: $\delta_E = \phi/2$

土とコンクリートの場合: $\delta_E = 0$

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

- k_h : 設計水平震度
 k'_h : 水中の見かけの水平震度 $k'_h = \frac{\gamma \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2 + q'_0}{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + q'_0} \cdot k_h$
 γ_{sat} : 土の飽和単位体積重量 (kN/m³)
 γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)
 h_1 : 水面上の土層厚さ (m)
 h_2 : 水面下の土層厚さ (m)

ただし、 $\phi - \alpha - \theta_0 < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha - \theta_0) = 0$ とする。また、 q'_0 は地震時に確実に作用するもののみとし、活荷重は原則として含まないものとする。

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

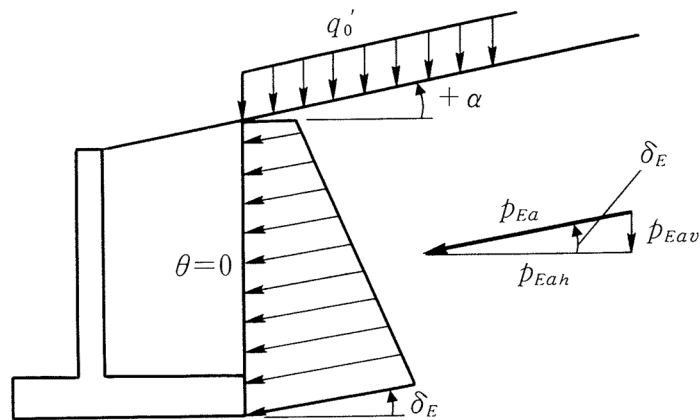


図8-6 地震時主働土圧

d) 地震時静止土圧

翼壁・翼壁に作用する地震時静止土圧は、次式による。

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

ここに

- P_{0E} : 地震時静止土圧合力 (kN)
 P_0 : 常時の静止土圧合力 (水平成分) (kN)
 P_{HE} : 主働土圧状態を仮定した場合の地震時の土圧合力の水平成分 (kN)
 P_H : 主働土圧状態を仮定した場合の常時の土圧合力の水平成分 (kN)

② 函体に作用する土圧

a) 鉛直土圧

函体上面に作用する鉛直土圧は、次式により算定する。

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

ここに

- P_{vd} : 鉛直土圧強度 (kN/m²)
 α : 鉛直土圧係数 ($\alpha=1.0$ と考えてよい)
 γ : 土かぶり土等の単位体積重量 (kN/m³)
 h : 函体の土かぶり厚さ (m)

b) 水平土圧

1. 剛性函体

剛性函体の側壁に作用する静止土圧は、次式により算定する。

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

ここに

P_{hd} : 任意の深さの水平土圧強度 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数 (通常は $K_0=0.5$ と考えてよい)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

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

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

ここに

P_{hde} : 上載荷重による水平土圧強度 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数 (通常は $K_0=0.5$ と考えてよい)

q_0 : 上載荷重 $q_0=10$ kN/m²

2. たわみ性函体

たわみ性函体の設計は、剛性特性に応じた各々の設計法による。

5) 水圧

① 静水圧

樋門の上下流水位について、樋門の操作上考えられる組合せを検討する。

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

ゲート引上げ時には、流水から受ける力を必要に応じて考慮する。

② 地震時動水圧

地震時動水圧は、ウエスターガードの近似式により計算する。

③ 胸壁・翼壁に作用する残留水圧

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

感潮区間の場合は、前面潮位差の 2/3 の水圧差を対象とする。

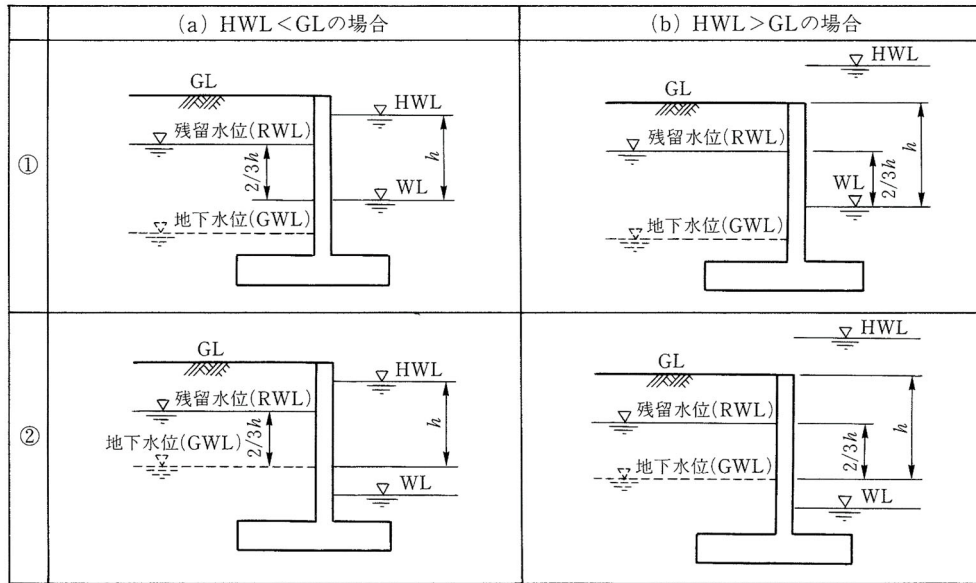


図8-7 残留水位の設定方法（常時）

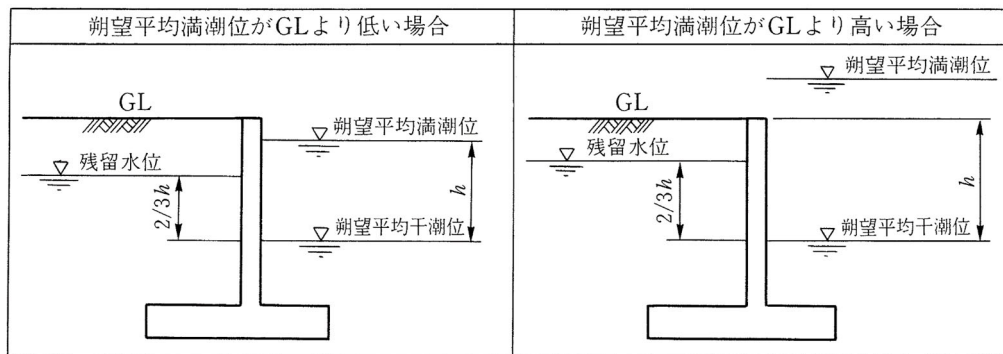


図8-8 感潮区間の残留水位

6) 揚圧力

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

7) 風荷重

風荷重は 3kN/m^2 とする。

8) 温度変化の影響

温度荷重は、温度変化を $\pm 15^\circ\text{C}$ とし、膨張係数を鋼で 0.000012 、コンクリートで 0.00001 として計算する。

9) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響

① コンクリートのクリープひずみ

コンクリートのクリープひずみは次式により算定することができる。

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

ここに、

ε_{cc} : コンクリートのクリープひずみ

- σ_c : 持続荷重による応力度 (N/mm²)
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
 ϕ : コンクリートのクリープ係数

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

② コンクリートのクリープ係数

プレストレスの損失量及び不静定力を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は、表8-6の値とする。

表8-6 コンクリートのクリープ係数

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

コンクリートのひずみは、作用する持続荷重を取り除くと回復するクリープひずみと回復しないクリープひずみの和であると考えられる。一般に、プレストレスの損失量を算出する場合は、クリープひずみをこれら2成分に分けて算出しても、或いは分けずに算出しても結果的に大差ないので、表8-6に示すクリープ係数をそのまま用いてよい。なお、持続荷重を載荷した時のコンクリートの材令が表8-6に示す値の間にある場合のクリープ係数は直線補間による値を用いてよい。

③ コンクリートの乾燥収縮度

プレストレスの損失量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、表8-7の値とする。

表8-7 コンクリートの乾燥収縮度
(普通及び早強ポルトランドセメント使用の場合)

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

コンクリートそのものの乾燥収縮度は表8-7に示す値より一般に大きいですが、部材に配置される鋼材の影響などを考慮して、プレストレスの損失量を算定する場合は表8-7に示す値を用いてよいこととした。なお、プレストレスを導入する時のコンクリートの材令が表8-7に示す値の間にある場合の乾燥収縮度は直線補間による値を用いてよい。

④ ②項又は③項によりがたい場合

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

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

1 0) 負の周辺摩擦力の影響

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

1 1) 雪荷重

雪荷重は、雪の単位堆積重量と積雪深の積として求める。一般に多雪地方においては、雪荷重 3.5 kN/m^3 を見込めばよい。積雪深は、既往の積雪記録、構造物上での積雪状態などを考慮して設定する。積雪のない地方では考慮する必要はない。ただし、積雪が少ないために積雪深を決定できない場合は、雪荷重を 1 kN/m^2 としてよい。

1 2) プレストレス力

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

① プレストレスング直後のプレストレス力

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

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

② 有効プレストレス力

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

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

1 3) 地震動

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

1 4) その他荷重

堤防及び樋門の安全を図るうえで以下の必要な荷重を考慮する。

① 波圧

以下の波圧を考慮する。

a) 波浪及び風浪

高潮区間や湖岸堤等で必要に応じて考慮する。

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

b) 津波

津波遡上区間で必要に応じて考慮する。

② その他

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

＜関連通知等＞

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

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I. 共通編，平成29年7月21日。
- 2) 国土交通省：[土木構造物設計マニュアル（案）樋門編](#)，平成13年2月。
- 3) 国土交通省：[土木構造物設計マニュアル（案）に係わる設計・施工の手引き（案）【樋門編】](#)，平成13年12月。
- 4) (財)国土技術研究センター：[柔構造樋門設計の手引き](#)，平成10年11月。
- 5) (公社)日本道路協会：道路土工，擁壁工指針，平成24年版。
- 6) (公社)日本道路協会：道路土工，カルバート工指針，平成21年版。
- 7) 国土交通省：[ダム・堰施設技術基準（案）](#)，平成28年3月。
- 8) 国土交通省：河川砂防技術基準調査編，平成26年4月版，第21章海岸調査 第5節 波浪調査。
- 9) 建設省河川局：河川砂防技術基準（案）設計編，平成9年9月，第7章 海岸保全施設の設計 第2節 設計基礎条件。

8.5.2 安全性能の照査

＜考え方＞

樋門における安全性能の照査は、「8.5.1 設計の対象とする状況と作用」に示す状況と作用毎に、照査の条件として適切な外水位及び内水位の組合せを設定し、安全性能について照査する必要がある。

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

＜標準＞

樋門は、「8.5.1 設計の対象とする状況と作用」に対し、以下の事項について安全性能を設定して照査することを基本とする。

- 1) 常時の安全性能

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

安全性能の照査に当たっては、これまでの経験及び実績から妥当とみなせる方法又は論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とする。

<推奨>

安全性能を照査するに当たっては、以下の手法によることが望ましい。

- 1) 鉄筋コンクリート部材設計
 - ・部材の設計に用いる断面力は、弾性理論により算出する。
 - ・部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。
- 2) 鋼製の門扉の部材設計
 - ・部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。

(1) 常時の安全性能

<考え方>

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

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

<標準>

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

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

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

(2) 洪水時の安全性能

<考え方>

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

<標準>

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

する。

1) 函体の安全性

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

2) 発生応力

樋門及びゲートの部材に発生する応力が「8.5.3の許容応力度」以下となることを確認する。

3) 耐浸透性

樋門と堤体との接触面における浸透に対して、所定の安全性を確保する。

4) ゲート閉鎖の確実性及び水密性

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

<推奨>

1) 耐浸透性

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

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

ここに、

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

表8-8 加重クリープ比 C

地盤の土質区分	C
極めて細かい砂又はシルト	8.5
細砂	7.0
中砂	6.0
粗砂	5.0
細砂利	4.0
中砂利	3.5
栗石を含む粗砂利	3.0
栗石と礫を含む砂利	2.5
柔らかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
堅い粘土	1.8

2) ゲート機能

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

(3) 耐震性能**<考え方>**

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

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

<標準>

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

<推奨>

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

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

地震動による作用応力、変位量等の応答値が許容値を超えないことを照査する。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局：[河川構造物の耐震性能照査指針・解説一Ⅳ．水門・樋門及び堰編一](#)，令和2年2月（令和2年6月一部追記）。

(4) 風浪等に対する安全性**<考え方>**

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

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

<標準>

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

<関連通知等>

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

8.5.3 許容応力度**<標準>**

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

<推奨>

許容応力度として、以下の値を用いることが望ましい。

- 1) コンクリートの許容応力度

表8-9 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

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

なお、せん断応力度は、せん断力を部材幅 (b) ×有効高 (d) で割った平均せん断応力度。せん断応力度の照査は、支点が直接支持となっているものは支点の前面より 1/2h だけ内側で行ってよい。(h:はり高)

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

- 2) 鉄筋の許容引張応力度

表8-10 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

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

※1 通常的环境や常時水中、土中の場合（操作台に適用）

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

3) 鋼材の許容応力度（ゲート等の機械設備を除く）

表8-11 構造用鋼材の母材部及び溶接部の許容応力度（N/mm²）

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

4) 許容応力度の割増し

地震、温度変化等の短期荷重を考慮する場合は、表8-12による許容応力度の割増しを行なうことができる。下記以外の荷重の組合せによる許容応力度の割増しを考慮する場合は、個々の状況に応じて適切に定める。

表8-12 許容応力度の割増し

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

8.6 各部位の設計等

8.6.1 本体

(1) ゲート

① ゲートの構造

＜考え方＞

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

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

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

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

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

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

< 必 須 >

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

< 標 準 >

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

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

扉体構造はプレートガーダ構造を基本とする。

ゲートの基本寸法は、制約条件を考慮して、「8.4 基本的な構造」に準じて決定することを基本とする。

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

< 例 示 >

河川や設置場所の特性に応じて門柱レスゲートの採用事例がある。

門柱レスゲートの主な構造形式を表 8-13 に示す。

表8-13 門柱レスゲートの主な構造形式

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

② 開閉装置

<考え方>

樋門は、平常時は全開又は一部開放しており、洪水時又は高潮時にゲートを全閉し堤防機能を確認する必要があることから、確実にゲートを開閉できる必要がある。開閉装置の設置箇所は、ゲート形式に応じて適切に設定する必要があり、引上げ式ゲートの場合は堤防高よりも高い操作台の上に設置している場合が多い。

開閉装置の形式は、標準で示すものの他、使用頻度、流量調整の有無、締切力の有無、操作室のスペース、維持管理等を検討し、選定する必要がある。一般的によく利用される開閉装置形式は、ラック式、ワイヤーロープウインチ式、油圧シリンダ式などがあり、小・中型ゲートでは操作性がよく、扉体自重による急閉塞も可能なラック式の採用が多い。

開閉装置は、操作の確実性や容易さを考慮し、電動機を原則とする。なお、小規模樋門のゲートでは、経済性を考慮して人力による開閉操作の採用も考えられるが、この場合は、操作水位、ゲート形式、自重降下の有無、人力での操作力と操作時間（一般に 10kgf 以下で操作時間 10 分未満程度が限界）等を考慮して、所定の機能等を確保する必要がある。

予備電源を設けることにより、常用（商用）電源が暴風雨等において停電した場合でも対応することができ、必要最小限の機能を確保できる。中・小型のゲートでは、ゲート形式と自重降下の有無、開閉装置形式、管理体制等を考慮して、人力による方式も採用でき、この場合、常用（商用）電源の代わりとなる予備電源は省略することもできる。

予備動力を設けることにより、主動力が使用不可能となっても、ゲートを操作することができる。予備動力は、電動機による方式が望ましいが、中・小型のゲートでは、ゲート形式と自重降下の有無、開閉装置形式、管理体制等を考慮して、人力による方式で代用することができる。

ゲートの操作は機側操作が一般的に採用されるが、樋門の目的、規模、現場操作員の負担軽減や安全の確保等の管理体制を踏まえ、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。自動化は、計測した水位に応じて自動で開閉操作を行うことができるように改造することや、ゲート自体をフラップゲート等自動開閉が可能なものとするところであり、遠方操作化や遠隔操作化は、管理所や遠隔地から操作を行うことを可能とすることである。

<必須>

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

<標準>

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

開閉装置形式の選定に当たっては、設備の設置目的、用途、ゲートの種類、開閉荷重の大

きさ、方向及び押下げ力の要否、揚程、開閉装置の設置位置、配置及び設置環境を考慮の上、選定することを基本とする。

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

ゲートの操作のための設備は、機側操作を基本とする。なお、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。

<推 奨>

樋門に使用する開閉装置では、小型ゲートについては操作性がよく、扉体自重により急閉塞も可能なラック式の採用が望ましい。

<例 示>

ゲートの操作は、操作上の安全確保の観点から、機側操作優先で設計される場合が多い。ただし、津波・高潮区間や排水機場周辺の連動操作が必要な場合など、管理体制等の条件により遠方操作・遠隔操作を行う場合、十分な安全性を確保したうえで、機側操作に対し遠方操作・遠隔操作を優先する設計を行う場合がある。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：[ダム・堰施設技術基準（案）](#)，平成28年3月。
- 2) 一般社団法人ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準（案）（平成28年3月改正）基準解説編・設備計画マニュアル編，平成28年10月。
- 3) 一般社団法人ダム・堰施設技術協会：水門・樋門ゲート設計要領（案），平成13年12月。

（2） 函渠

① 函渠の構造

<考え方>

函渠は、用水、排水及び舟の通行に必要な機能を満足する適切な位置へ設ける必要がある。樋門の設置位置の考え方は「8.3 設計の基本」に示すとおりとする。

函軸の構造形式は、継手の構造特性、胸壁・遮水壁等の構造特性及び基礎形式等を考慮して設定し、たわみ性構造及び非たわみ性構造に分類される。たわみ性構造は剛な函体とたわみ性の継手、或いは函体自体がたわみ性の構造で、柔構造樋門として用いられる構造である。非たわみ性構造は継手が無い1スパンの場合や継手の変形能力が小さい構造であり、変形が許容できない場合に適用され、良好な地盤や地盤改良等を行ったうえで用いる。

函体断面の構造形式は、断面のたわみ特性の違いから、コンクリート構造の剛性函体及び鋼管・ダクタイル鋳鉄管等で構成されるたわみ性函体に分類される。たわみ性函体は、函体自体が変形を許容する構造のため、堤防機能に悪影響を及ぼさないよう留意する必要がある。

函渠の断面、函渠長は、「8.4.1 函渠の内空断面の設定」及び「8.4.2 函渠長」に示す内容により設計し、構造形式や端部の取り合いを考慮の上、設定する必要がある。

ゲート前面には必要に応じて角落しを設けるための戸溝を設ける必要がある。川表側は、常時水位が高い場合等においてゲートや函内の維持管理を行うために設ける。川裏側は、川表側と同様に維持管理の利用に加え、異常時の仮ゲート機能の確保のために設ける。それぞれ必要性を検討して設ける必要がある。戸溝幅は、水圧の大きさにより決定される角落しの規模により設定する必要があるが、0.1m程度としている場合が多い。

<必 須>

函渠は、遮水壁、門柱、胸壁、ゲート操作台と一体構造とし、必要な水密性、屈とう性を有する構造とし、残留沈下を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標 準>

函渠は、目的とする取水機能、排水機能等を満足させ、適切な位置に設けることを基本とする。

函渠の構造形式は、函体の断面構造及び継手の構造特性を考慮して決定することを基本とする。

函渠の断面、函渠長は、「8.4.1 函渠の内空断面の設定」、「8.4.2 函渠長」に示す内容により設計することを基本とする。

ゲート前面には、角落し設置のための戸溝を設けることを基本とする。

<推 奨>

1) 函渠端部の構造

函渠端部は、門柱、胸壁、遮水矢板等からの作用の影響や戸溝の設置など函渠中央部よりも設計条件が厳しくなるため、これらの状況に対して安全な構造が求められる。函渠両端には、図 8-9 に示すように函渠両端部の頂版部及び川表側端部の側壁の厚さを増して補強することが望ましい。ただし、大規模な樋門で頂版及び側壁の厚さが大きい場合(0.5m以上)には補強の必要はない。また、0.5m以下の場合には、補強後の厚さの上限を 0.5mとすることが望ましい。なお、函渠端部の底版の厚さは、下部戸当りのため必要な厚さを考慮し、また、胸壁の底版の厚さと同一となるように定めることが望ましい。

函体端部を短いスパンとした場合は、予期せぬ不同沈下が生じるため、あらかじめ防止策を検討して安定を図る必要がある。

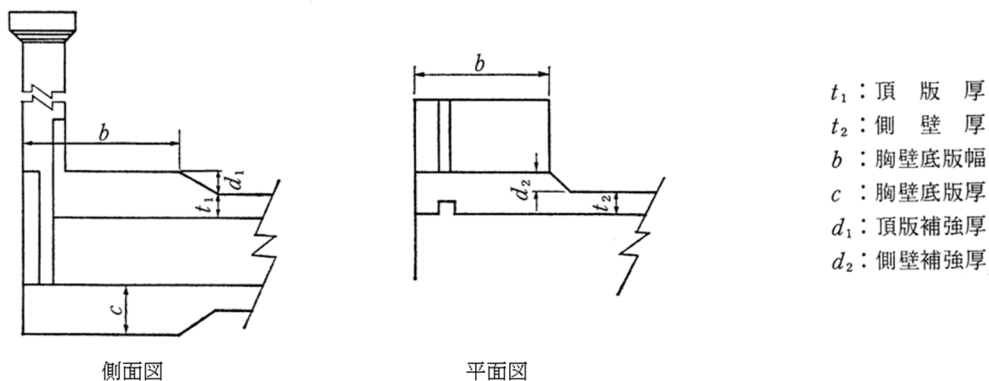


図8-9 川表函渠端部

2) 戸溝部の補強

戸溝による部材厚の減少分については、必要に応じて厚さを増すことによる補強又は鉄筋補強を行うことが望ましい。

3) 水生生物等の環境の配慮

川表・川裏側の底版と河床の間に著しい段差を生じさせないなど、水生生物等の生息環境、本支川の移動等を考慮して設計することが望ましい。

② 継手**<考え方>**

継手は、地盤の残留沈下量分布、堤防の横断形状、樋門の構造形式、基礎及び地盤の変形特性、基礎形式等を考慮して適切に函渠をスパン割し、設ける必要がある。

継手の構造形式は、想定される変形量に応じた函渠の開口、折れ角、目違い等を検討し、適切な形式を選定する必要がある。一般的には、継手の開口、折れ角、目違いをほとんど拘束しない可とう性継手、継手の目違いを拘束するが、開口、折れ角をほとんど拘束しないカラー継手、継手バネの大きさとスパン間の変位差に応じた断面力を伝達する弾性継手がある。

<必須>

継手は、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、残留沈下を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

継手は、地盤の沈下・変位に樋門を追随させるために設置し、函渠の適切なスパン割を検討して配置することを基本とする。

継手は、想定される変形量に応じ、適切な構造形式を選定することを基本とする。

<推奨>

1) 継手の設置間隔

継手の最大間隔は 20m 程度を推奨するが、軟弱地盤における樋門では、不同沈下の影響が避けられないので、継手間隔は地盤条件及び構造特性を考慮した適切な間隔とすることが望ましい。

2) 継手の設置位置

継手の位置は、土圧が大きい中央部付近をできる限り避けるようにすることが望ましい。そのため、継手は2箇所以上とすることが望ましく、スパン長や継手部の安全性に配慮して、設置位置を決定する。

③ 扉室**<考え方>**

取水のための樋門で、敷高が低い場合や取付水路の延長が長く維持管理ができない場合、又は排水のための樋門で高水敷が公園等に利用されている場合等では、取付水路を函渠構造とすることが多い。このような場合は、ゲートの維持管理や据え付け・取外しを支障なく実施できるよう扉室を設ける必要がある。

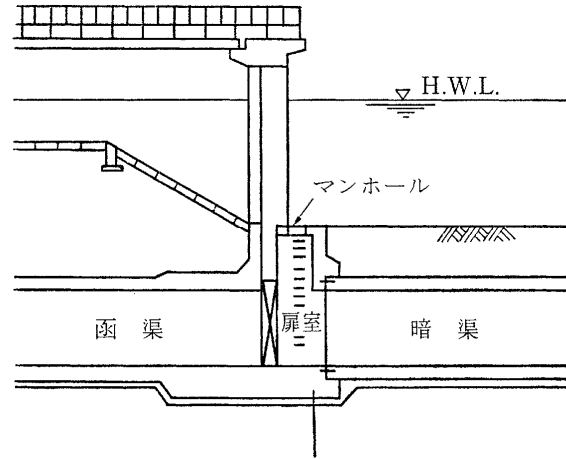


図8-10 扉室

<標準>

扉室は、取付水路が函渠構造の場合に、函渠内部やゲートの維持管理を行うため、取付水路の函渠と接続部に設けることを基本とする。

<推奨>

1) マンホールの蓋の浮上り防止

扉室に設けるマンホールは、密閉された状態の空間に河川水が流入することによって圧力が発生し、マンホールの蓋が浮上ることが考えられることから、マンホールの蓋の浮上がりを検討し、必要に応じ浮上り防止のための金具を設けるなどの対策を講ずることが望ましい。

2) マンホール内の昇降施設の設置

昇降施設として維持管理のためのタラップ等を常設し、水没する場合においては、必要に応じてタラップの腐食等を考慮した構造や材質とすることが望ましい。

<関連通知等>

- 1) 下水道マンホール緊急対策検討委員会、[下水道マンホール安全対策の手引き\(案\)](#)，平成11年3月。

(3) 遮水壁**<考え方>**

遮水壁は、樋門と堤体の接触面で発生する浸透流の卓越に伴うパイピングにより樋門が堤防の弱点となることを防止するため、1箇所以上設ける必要がある。

遮水壁の高さ及び幅は、函渠天端及び函渠側面からそれぞれ1m以上となるように設定するが、土被りが小さい樋門で遮水壁の高さを1mとすることが不適当な場合は、適当な範囲まで縮小することができる。

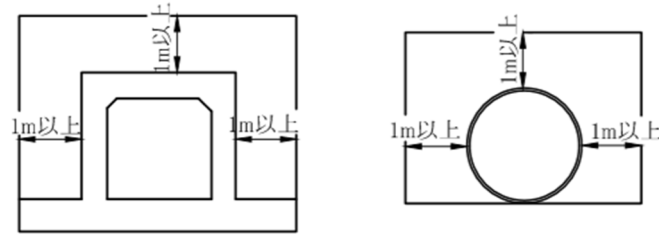


図8-11 遮水壁の設置例

<必須>

遮水壁は、函渠と一体構造で必要な水密性を有する構造とし、残留沈下を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

遮水壁は、函渠の上面及び側面に沿うパイピングを防止するため、函渠に1箇所以上設けることを基本とする。

遮水壁の高さ及び幅は、函渠天端及び函渠側面からそれぞれ1m以上を基本とする。

<推奨>

堤防断面が大きく、函渠の長さが長い場合には、遮水壁を2箇所以上設けることが望ましい。

(4) 門柱**<考え方>**

門柱は、引上げ式ゲートを採用した場合において、ゲートを引上げるために設ける必要がある。フラップゲートやマイターゲート等のゲート形式の場合は門柱を必要としない。

門柱の高さは「8.4.3 門柱の天端高」に従い、ゲートの大きさ、引上げ余裕等を考慮し、設定する必要がある。

門柱の断面設定においては、設けるゲート及び戸当り金物の規模、設置スペースを考慮して設定する必要がある。

門柱の底部戸当り面は、函渠との段差を生じさせないように函渠底版と同一平面とする必要がある。

<必須>

門柱は、函渠と一体構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

門柱は、ゲート形式が引上げ式ゲートの場合に設置し、函渠の配置に合わせて設けることを基本とする。

門柱の高さは「8.4.3 門柱の天端高」に従って設定することを基本とする。

門柱の断面は、戸当り金物を十分な余裕をもって取り付けられるように設計することを基本とする。

門柱の底部戸当り面は、函渠底版と同一平面とすることを基本とする。

<推奨>

- 1) 門柱の構造計算に用いる有効断面には、原則として戸当たりの箱抜き部分の二次コンクリートを考慮せず設計することが望ましい。
- 2) 門柱部の戸当りは、ゲートが取外せるように取外し式又は回転式とすることが望ましい(図8-12 参照)。

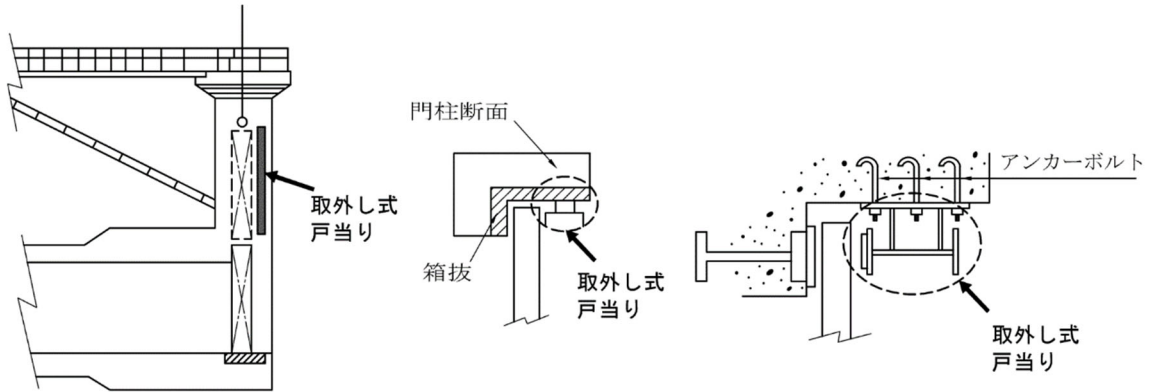


図8-12 取外し式戸当りの例

- 3) 門柱と函渠の接続部は、応力集中が考えられるため、図8-13のように斜め補強筋、或いはその他の方法で補強することが望ましい。

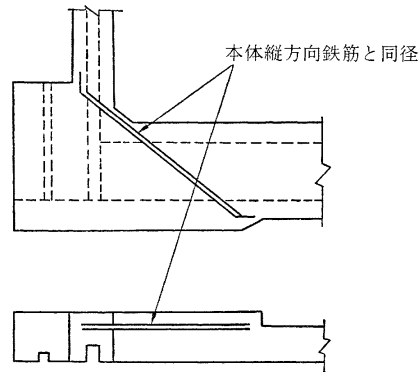


図8-13 門柱と函渠接続部の配筋

(5) ゲートの操作台**<考え方>**

操作台は、ゲート操作の開閉装置及び操作盤等の機器の設置、照明等の付属施設を設けるため、引上げ式ゲートの場合は門柱の上に設ける必要がある。

操作台は、開閉装置の設置及び操作、点検並びに整備等の維持管理が容易に行える広さを有する必要がある。維持管理に必要な広さの設定は、水門・樋門ゲート設計要領(案) 6-3-3 開閉操作室に準拠する。

<必須>

操作台は、門柱と一体構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

操作台は、ゲート操作用の開閉装置、操作盤等の機器を設けるため、門柱の上に設けることを基本とする。

ゲート操作台は、操作性、維持管理に配慮した形状寸法を基本とする。

<推奨>

操作室の設置に当たっては、耐震性能を確保する観点から極力軽量の材質を適切に選定することが望ましい。

<関連通知等>

- 1) 一般社団法人ダム・堰施設技術協会：水門・樋門ゲート設計要領（案），平成13年12月。

8.6.2 胸壁**<考え方>**

胸壁は、堤防内の土粒子の移動及び吸出しを防止するとともに、翼壁が洗掘等により破損し、堤防前面が崩壊した場合においても、一時的に堤防の崩壊を防止できる構造とするため、函渠と一体構造とし、樋門の川表及び川裏に設ける必要がある。

胸壁は、函渠と一体となって堤体土の崩壊を防止する壁構造とするため、逆T形構造を基本とする。

胸壁の函軸直角方向の長さは1m程度とする必要がある。

胸壁の横方向の長さは1m程度とし、函体上面からの胸壁の高さは、堤防断面の最小限の切り込みを考慮して決定する必要がある。

<必須>

胸壁は、函渠と一体の構造で必要な水密性を有する構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

胸壁は、堤防内の土粒子の移動及び吸出しを防止するとともに、翼壁の破損等による堤防の崩壊を一時的に防止できる構造とするため、樋門の川表及び川裏に設けることを基本とする。

胸壁の構造は、逆T形を基本とする。

胸壁の横方向の長さは、1m程度を基本とする。

<推奨>

函渠頂版の天端から胸壁の天端までの高さは、「8.4.2 函渠長」のとおり0.5m程度とし、高くても1.5m以下とすることが望ましい。

胸壁の断面形状は、図8-13に示すように底版幅(B)は、胸壁高(H)の1/2以上で、かかと(b2)の長さはつま先(b1)の長さ以上とすることが望ましい。

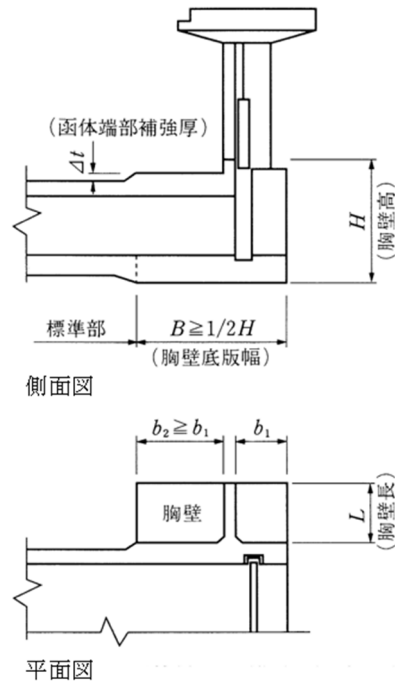


図8-14 函体端部の構造（門柱部）

8.6.3 翼壁

<考え方>

翼壁は、函渠及び胸壁と分離した構造で、堤防や堤脚を保護し、接続する河川又は水路を円滑に通水させるため、樋門の川表及び川裏に設ける必要がある。

翼壁の構造は、安定性、経済性から図8-15に示すU形断面（Aタイプ）とすることを基本とするが、水路幅が広くなると、底板が厚くなり、品質及び経済性に課題が生じる場合があるため、その場合には逆T形断面（Bタイプ）を採用する。また、必要に応じて水生生物の生息に配慮した形状構造を工夫する。

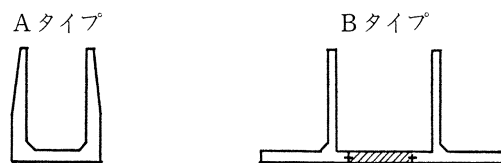


図8-15 翼壁標準断面図

翼壁の端部は、接続する河川又は水路及びその周辺からの洗掘等による堤防への影響を避けるため、堤防と並行に壁を設ける必要がある。

<必須>

翼壁は、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

翼壁は、函渠及び胸壁と分離した構造で、堤防や堤脚を保護するため、樋門の川表及び川裏に設けることを基本とする。

翼壁の構造は、U形断面を基本とし、水路幅が広い場合は逆T形断面とする。

翼壁の端部は、堤防と並行に壁を設けることを基本とする。

<推奨>

1) 平面形状

翼壁の平面形は、図8-16のように川表及び川裏に向かって漸拡することが望ましい。

2) 設置範囲

翼壁は、図8-16に示すように堤防断面以上（堤防断面の法面を延長し翼壁の底版と交差する範囲）の範囲まで設けることが望ましい。

翼壁の端部は、水路の洗掘等を考慮し、堤防に平行な取付水路の護岸の範囲又は翼壁端部の壁高に1mを加えた値のいずれか高い方の高さとすることが望ましい。

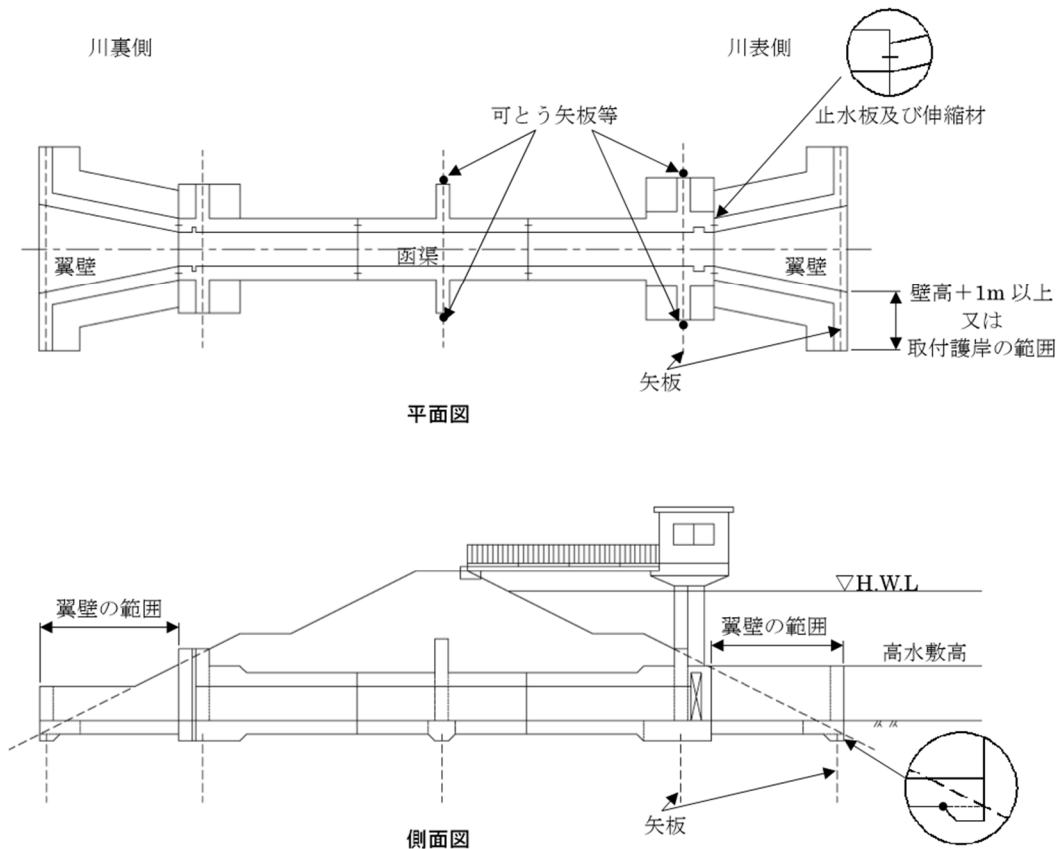


図8-16 翼壁の平面図及び側面図

8.6.4 水叩き

<考え方>

水叩きは、樋門の安全性を保ち、吐口部及び呑口部の河床と函渠部分の粗度の違い又はゲート開放時の流水等によって河床が洗掘されるのを防止するために設ける必要があり、翼壁の構造形式が「8.6.3 翼壁」の〈標準〉逆T形断面（Bタイプ）となる場合に設ける。

水叩きと翼壁との継手は、水密かつ不同沈下にも対応できる構造で、表面に大きな段差を生じさせないよう設計する必要がある。また、翼壁に設ける遮水工が水叩きによって分断さ

れないように配慮する必要がある。

水叩きは、翼壁の底版を保護する必要があるため、翼壁と同一の長さとする必要がある。

<必須>

水叩きは、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

水叩きは、樋門の吐口部及び呑口部の洗掘を防ぐため、必要に応じて翼壁に設けることを基本とする。

水叩きの先端は、流水による洗掘及び遮水工との接続に配慮した構造であることを基本とする。

水叩きは、翼壁と同一の長さとすることを基本とする。

8.6.5 遮水工

<考え方>

遮水工は、函渠及び翼壁下部の浸透流の卓越に伴う土砂流動と、翼壁前面での河床洗掘による土砂の吸出しにより、樋門が堤防の弱点となることを防止するために、翼壁や函渠に設ける必要がある。

遮水工は、鋼矢板を用いることが多く、遮水工の深さ及び水平方向の長さは、堤防断面形状、水頭差、遮水工の配置を考慮したうえで、レインの式などによる浸透経路長を検討し設定する必要がある。鋼矢板以外の材料とする場合は材料の強度、耐久性、遮水効果について検討を行う必要がある。

<必須>

遮水工は、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、残留沈下を考慮して設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

遮水工は、函渠及び翼壁下部の土砂流動と洗掘による土砂の吸出しを防止するため、適切な位置に設けることを基本とする。

遮水工の構造、遮水工の深さ、水平方向の長さは、堤防断面形状、水頭差、浸透経路長、過去の事例などを総合的に検討のうえで決定することを基本とする。

<推奨>

1) 配置

遮水工に用いる矢板は、内外水位差による浸透水の動水勾配を減少させ、樋門下部の土砂流動と洗掘による土砂の吸出しを防止するために図8-17のように設けることが望ましい。

翼壁のU型断面（Aタイプ）、逆T型断面（Bタイプ）の形式は「8.6.3 翼壁」による。

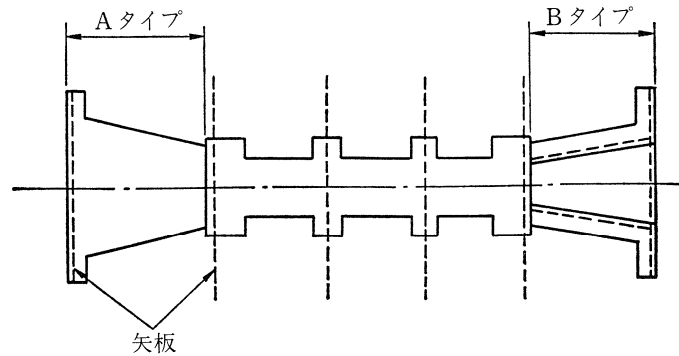


図8-17 遮水工

2) 構造

遮水矢板は、本体と離脱しないように配慮し、水平方向に設ける遮水矢板は必要に応じ屈とう性を有する構造として設計することが望ましい。

3) 鋼矢板を遮水工として用いる場合の留意点

鋼矢板を遮水工として用いる場合、安全性、現場条件及び市場性を考慮したうえで、U形（普通型、広幅型等）、ハット型の経済比較を行い、適切に選定すること。

鋼矢板の設置間隔が狭く、かつ鋼矢板が長い場合、鋼矢板間に地下水が回り込まず、想定した浸透経路長が確保できない場合がある。そのため、遮水工の深さは2m程度以上、水平方向の長さは遮水壁及び胸壁から2m程度以上かつ開削法面範囲までとし、函軸方向の設置間隔の1/2以下とすることが望ましい。

<例 示>

基礎地盤が良好な場合の直接基礎で鋼矢板の施工が困難な場合は、コンクリートのカットオフとする場合がある。

8. 6. 6 基礎

<考え方>

基礎は、函渠の構造特性及び地盤変位の影響に対応できるものとし、樋門の機能を確保するとともに、樋門周辺の堤防が有すべき堤防機能を損なわない構造として設計する必要がある。すなわち、函渠自体の変形がない場合に、函渠周辺の地盤が沈下すると函渠周りに空洞ができることが多いため、周辺地盤の沈下とともに函渠が追随するような基礎とする必要がある。したがって、樋門の基礎は、基礎地盤の残留沈下量及び樋門の構造形式に応じた直接基礎とすることが一般的である。基礎は、残留沈下量と函渠構造との関係より、地盤改良等を含めて経済性を考慮したものとする。なお、沈下抑制対策を行った場合に函渠部とその樋門周辺の堤防の沈下量の差が大きくなる場合は、すり付けのための対策を考慮する必要がある。

樋門の構造形式は、基礎地盤の残留沈下量及び基礎の特性等を考慮して選定を行い、杭（先端支持杭及び摩擦支持杭）基礎等の不同沈下により空洞化が生じやすい基礎形式を避け、柔構造樋門として設計を行う必要がある。

函渠とその周辺地盤の一体性が十分でなく、函体の直下に空洞が発生した場合、その対策として底版に設置したグラウトホールからグラウトを注入し空洞を充填することが有効である。

<必須>

基礎は、函渠の構造特性、残留沈下量及び樋門周辺の堤防への影響を考慮し、設計荷重に対して安全な構造とするものとする。

<標準>

基礎は、函渠及び翼壁の下に同一の基礎で設けることを基本とする。

基礎の形式及び構造は、樋門周辺の堤防との不同沈下或いは空洞化をできるだけ小さく留めるよう適切に選定することを基本とする。

函渠には、グラウトホールを設けることを基本とする。

<推奨>

1) 残留沈下量の抑制

残留沈下量は、樋門の開閉性、水密性、函体の構造特性及び堤体に悪影響を及ぼさない範囲まで抑制することが望ましい。残留沈下量が大きい場合は、地盤改良工法を併用し、スパン割、函体や継手の構造特性等に応じて残留沈下量を適切な範囲に抑制することが望ましい。

地盤の残留沈下量を抑制する地盤改良工法としては、プレロード工法を優先的に検討することが望ましい。

2) 空洞化対策

グラウトホールの設置間隔は、過去の施工実績や試験施工、資機材規格（能力）等を踏まえた施工性により、一般的に5m程度で設置されているが、遮水矢板の位置、グラウトの能力に応じて決定するのが望ましい。このグラウトホールを利用して、底版下地盤に空洞測定用沈下板を設けることで空洞の発生を観測することができる。

なお、グラウトの追跡調査により効果を検証することが望ましい。

<例示>

グラウトホールの設置間隔は、軟弱地盤（「ガタ土」と呼ばれる微細な粘土及び泥炭）上において試験施工を行い決定した事例や底面については2m程度とした事例がある。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局水政課長、建設省河川局治水課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について、昭和52年2月1日、建設省河政発第5号、建設省河治発第6号、最終改正：平成11年10月15日建設省河政発第74号、河計発第83号、河治発第39号。
- 2) (財)国土技術研究センター：[柔構造樋門設計の手引き（Ⅰ 共通編、Ⅱ 基礎構造編）](#)，平成10年11月。

8.6.7 護床工**<考え方>**

護床工は、流速を弱め流水を整え、併せて流水による洗掘等から堤防や函渠、水叩きを保護するために翼壁前面に設ける必要がある。

護床工の構造は、水叩き下流で流水が減勢される区間では、鉄筋により連結されたブロック構造又はコンクリート構造等とし、その下流の整流となる区間では、粗朶沈床、木工沈床、改良沈床、コンクリート床版、コンクリートブロック等が用いられる。そのため、屈とう性を有する構造とし、硬い構造のものから漸次軟らかい構造のもので河床になじみよくするよう配慮が必要である。

根固めブロックによる護床工の例を図8-18に示す。

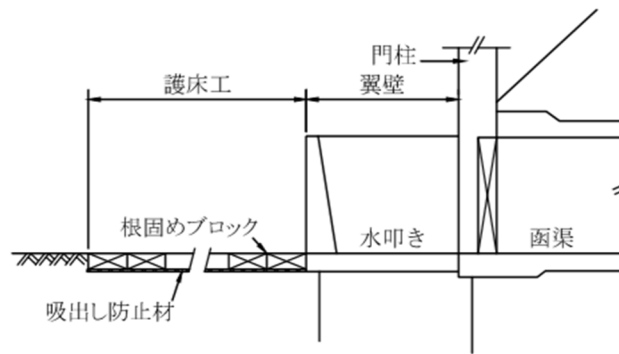


図8-18 護床工（根固めブロックの例）

<必須>

護床工は、必要な屈とう性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

護床工は、樋門の吐口部及び呑口部の流水による洗掘を防ぐため、翼壁の前面に設けることを基本とする。

護床工は、水叩きと河床との洗掘を防ぐことができる長さ及び構造となるよう設計することを基本とする。

8.6.8 護岸

<考え方>

護岸は、樋門の影響による流水の乱れ、高潮時及び風浪時の波浪、計画津波水位以下の津波及び越波に対し堤防を保護するとともに、樋門及び樋門周辺の堤防が一連区間の中で相対的な弱点とならないように護岸を設ける必要がある。

樋門が横断する河岸又は堤防に設ける護岸は、樋門の両端（胸壁又は翼壁のいずれか長い方の端部）から上流及び下流にそれぞれ10mの地点を結ぶ区間以上、堤防天端での開削幅がカバーできる区間以上のいずれか大きい区間に設ける。既設護岸と近接する場合は、その区間を空けずに連続させる必要がある。また、管理橋下の堤防の法面は、図8-19に示す範囲に護岸を設ける必要がある。

護岸の形式及び構造は、「改訂 護岸の力学設計法」を参考に設定する必要がある。

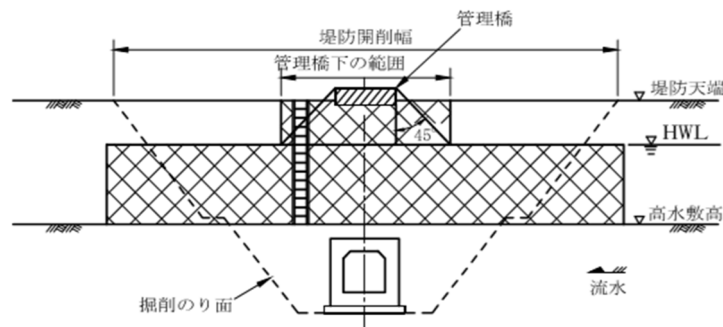


図8-19 樋門の護岸の例

護岸には、多くの形式があり、使用される素材、構造の外観等はさまざまであるが、設置箇所の河道特性や周辺の護岸形式及び構造を踏まえて設計する必要がある。

<必須>

護岸は、流水の変化に伴う河岸又は堤防の洗掘を防止する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

護岸は、流水等の作用により、堤防又は河岸を保護するため、適切な範囲に設けることを基本とする。

護岸の形式及び構造は、設置箇所の河道特性及び樋門周辺の堤防環境を考慮し、適切に設定することを基本とする。

<関連通知等>

- 1) (財)国土技術研究センター：[改訂 護岸の力学設計法](#)，平成19年9月。

8.6.9 取付水路

<考え方>

取付水路によって高水敷が上下流に分断されることにより、その一体的利用が損なわれないように、取付水路の横断や親水性等に配慮する必要がある。堤防への影響を最小限に留めるように、川表の取付水路は、翼壁前面から低水路に向かって、川裏は支川水路との取付部に、堤防法線に直角に設ける必要がある。

<必須>

取付水路は、樋門の円滑な取水機能及び排水機能を満足するとともに、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。なお、高水敷の河川横断方向に設ける樋門の取付水路については、工作物設置許可基準第十を参照する。

<標準>

取付水路は、堤防に及ぼす影響を最小限に留めるよう、堤防法線に直角に設けることを基本とする。

<推奨>

支川の河床又は敷高と本川の河床とに落差があるなどの状況により、内水位が本川水位より高くなる場合には、樋門と堤体との接触面に沿って内水が堤外に浸透することがある。この場合、長年の間に樋門と堤体との接触面付近に大きな空隙が生じ、洪水時に突然堤防決壊を引き起こすこともある。したがって、このような場合には、内水が堤外に浸透することについても十分留意する必要がある。支川の取付護岸は必要な区間に対して遮水シートを有するコンクリート護岸等とするとともに、翼壁の接続部の水密性を保つようにすることが望ましい。

<関連通知等>

- 1) 河川管理技術研究会編：[改訂 解説・工作物設置許可基準](#)，(財)国土技術研究センター，平成10年。

8. 6. 10 高水敷保護工

<考え方>

高水敷保護工は、樋門の翼壁部分又は取付水路によって上下流に不連続となり、一般にその部分で乱流が起こり、洗掘を受けやすいので、必要な範囲に高水敷保護工を設ける必要がある。

高水敷保護工の構造は、一般には、カゴマット、連節ブロック等を用いて流水の作用による高水敷の洗掘を防止するものとし、かつ、周辺景観との調和、河川の生態系の保全等の河川環境に配慮して覆土を行う必要がある。

取付水路の保護工は、取付水路の範囲に周辺護岸や高水敷の利用を踏まえて設ける必要がある。

<必須>

高水敷保護工は、高水敷の洗掘を防止する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

高水敷保護工は、流水等の作用による高水敷の洗掘を防止するため、必要に応じて高水護岸前面に設けることを基本とする。

高水敷保護工は、河川の生態系の保全等の河川環境に配慮した構造を基本とする。

高水敷保護工は、「8.6.8 護岸」で示す護岸の範囲において設けることを基本とする。

8. 6. 11 付属施設

<考え方>

付属施設には、操作室、樋門操作員待機場、管理橋、管理用階段、照明設備、水位観測施設、船舶通航用の信号、繫船環、防護柵等があり、ゲート操作のための水位把握、操作員等の安全確保、維持管理に必要な施設を設ける必要がある。

<標準>

樋門には、維持管理及び操作のため、必要に応じて付属施設を設けることを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：道路橋示方書・同解説，平成29年7月21日。
- 2) 国土交通省：[ダム・堰施設技術基準（案）](#)，平成28年3月。

8. 6. 12 既存施設の自動化・遠隔化

<考え方>

新設の樋門のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとしているが、既存の樋門のゲートの操作のための設備についても、樋門の目的、規模、操作員の負担軽減や安全の確保等の管理体制を踏まえ、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。

自動化は、計測した水位に応じて自動で開閉操作を行うことができるように改造することや、ゲート自体をフラップゲート等自動開閉が可能なものとするものであり、遠方操作化、遠隔操作化は、管理所や遠隔地から操作を行うことを可能とすることである。

<標準>

既存の樋門のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することを基本とする。

8.7 樋門構造に関するその他の事項**<考え方>**

1) 現況施設の能力を上回る事象に対する対応について

現況施設能力を上回る洪水の生起により計画高水位を超えるような事象が頻発しており、今後の気候変動の影響によっては、このような事象が更に増えることも考えられる。そのため施設能力を上回る外力に対し、「構造上の工夫」により減災を図ることが求められる。

2) 気候変動を踏まえた施設設計について

今後、気候変動により外力が更に増加する可能性があることにも留意する必要がある。そのため、外力の増加への対応として、大規模な改良とならないよう補強しやすい構造とする又は、あらかじめ対策を施すなどの設計が求められる。

3) ICTやBIM/CIMの利用

i-Construction 推進の一環として、ICTによる建設生産プロセスのシームレス化が取り組まれている。UAV写真測量やレーザースキャナー計測などで得られる3次元点群データを活用することで、現況地形や既設物の構造を様々な角度・断面から把握することができる。新設・改修する施設の3次元モデルを作成し活用することにより、構造に関して関係者の理解と合意形成が促進される。このため、計画段階など事業の早期段階をはじめ、施工段階、施工後の点検・補修・修繕の段階においてBIM/CIMを積極的に活用し、樋門本体及び樋門周辺の堤防を適切に維持管理していくことが求められる。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：[CIM導入推進委員会：CIM導入ガイドライン（案）](#)，令和2年3月。

第9節 水門

9.1 総説

9.1.1 適用範囲

<考え方>

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

水門と堰との区別は、堤防の機能を有しているかどうかで定まる。河口付近に河川を横断して設ける高潮の遡上を防止するための施設は、河口堰と外見はほとんど変わらなくても、水門（防潮水門）である。また、放水路等の分派点に設ける分流施設には、堰と称すべきものと水門と称すべきものがある。計画高水流量が流下するときにゲートを全閉する施設は水門、計画高水流量が流下するときに分流する施設は堰であり、水門と堰では河川管理施設等構造令の適用が異なる。

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

<標準>

本節は、水門を新設或いは改築する場合の設計に適用する。

<関連通知等>

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

9.1.2 用語の定義

<考え方>

水門は、本体と胸壁、翼壁、水叩き、遮水工、基礎及び操作室、管理橋等の付属施設の構造各部位によって構成される。このうち、本体は、ゲート、床版、堰柱、門柱、ゲートの操作台で構成される。そのほか、水門の設置に伴い、一体で整備するものとして、護床工、護岸、高水敷保護工がある。

水門のゲートが引上式の場合の各部位の名称は、図9-1による。

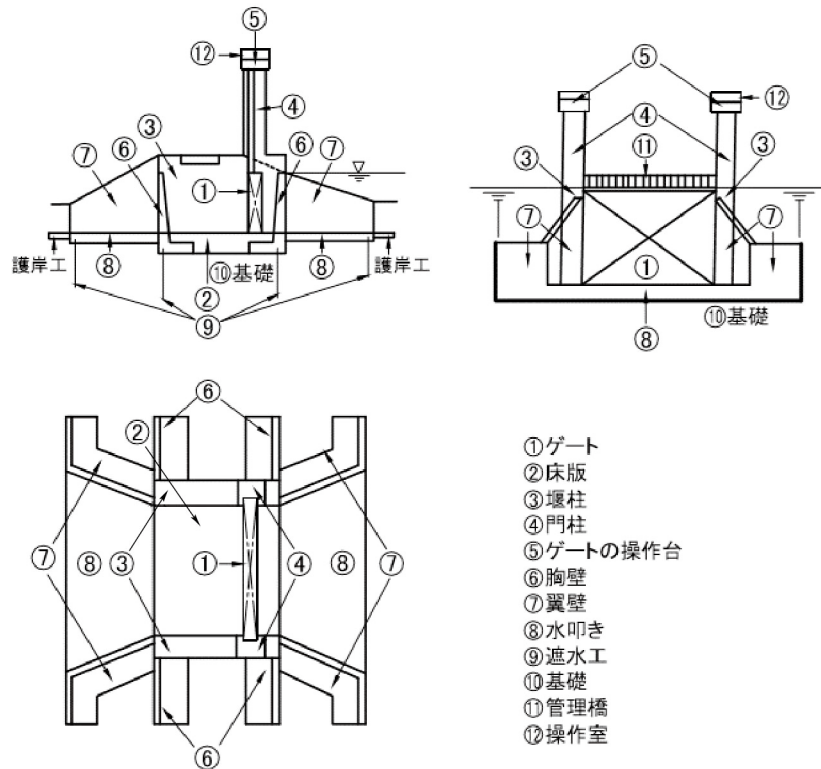


図9-1 水門の各部位の名称（ゲートが引上式ゲートの場合）

＜標準＞

次の各号に掲げる用語の定義は、それぞれ以下に示す。

- 一．径間長：隣り合う堰柱の中心間距離
- 二．カーテンウォール：ゲートと一体となって堤防の機能を発揮する止水壁
- 三．水門周辺の堤防：水門の周辺の堤防で、水門本体との取り付けに伴う開削や杭基礎等の施工の影響を受ける範囲

9.2 機能

＜考え方＞

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

＜必須＞

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

＜関連通知等＞

- 1) 建設省河川局水政課長、治水課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について、昭和52年2月1日、建設省河政発第5号、建設省河治発第6号、最終改正：平成11年10月15日建設省河政発第74号・河計発第83号・河治発第39号。

9.3 設計の基本

＜考え方＞

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

1) 基本方針

水門の設計に当たっては、水門が河川（本川）の堤防を分断して設ける施設であること及び「9.2 機能」に示す事項を踏まえ、水門の安全性のみならず、水門周辺の堤防の安全性の確保も重要である。このため、水門の設置に当たっては、水門周辺の堤防が一連区間の中で相対的な弱点とならないよう、水門の構造及び施工についても十分考慮する必要がある。

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

2) 水門の位置

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

3) 水門の敷高

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

4) 構造形式

水門においては、地震時に堤体との接触面である程度の空隙が生じることは避けられない。また、水門と堤体では重量差があり、地盤に伝わる荷重が異なるため、水門の沈下と堤防の沈下とは一般に差異があるが、このことによっても水門と堤体との接触面には空隙が生じることがある。水門と堤体との接触面に空隙が生じると、それが原因となって、漏水や堤体を構成する土粒子の移動が起りやすく、これらの作用が繰り返され、空隙が拡大・進展し、連続した大きな空洞が形成される。これらの現象は、水門の基礎が杭基礎である場合や、水門に接続する堤防並びに基礎地盤の土質条件が軟弱な場合に特に顕著である。このため、水門の構造形式は、堤防の一連区間の中で相対的な弱点とならない構造として設計を行う必要がある。

5) ゲート設備

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

6) 安全、確実・円滑な施工

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

7) 機能を長期的に容易に維持できる構造

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

8) 維持管理に配慮した構造

水門の点検、修繕、更新等の作業を容易に行うため、維持管理に配慮する必要がある。

<必須>

設計に当たっては、以下の事項を反映するものとする。

- 1) 水門は、計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造となるよう設計するものとする。また、高規格堤防設置区間及び当該区間に係る背水区間における水門にあつては、前述の規定によるほか、高規格堤防設計水位以下の水位の流水の作用に対して耐えることができる構造となるよう設計するものとする。
- 2) 水門は、計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げることなく、周辺の河岸及び河川管理施設の構造に著しい支障を及ぼさず、並びに水門に接続する河床及び高水敷等の洗掘の防止について適切に配慮された構造となるよう設計するものとする。
- 3) 水門は、水門周辺との空洞化をできるだけ小さく留める構造となるよう設計するものとする。
- 4) 水門は、常用電源が喪失した場合においても必要最小限な開閉操作をできるように設計するものとする。

<標準>

- 1) 設計に当たっては、水門に求められる機能を満足するように水門の位置、構造形式を設定するとともに、設計の対象とする状況と作用に応じた安全性能を設定し、照査によりこれを満足することを確認する。
- 2) 環境及び景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、事業実施による地域への影響、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮することを基本とする。
- 3) 水門は、水門に求められる機能を満足するために、土砂が堆積しにくい構造となるよう設計するとともに、維持管理上、堆積土砂等の排除に支障のない構造となるよう設計するものとする。

<推奨>

- 1) 事前の地盤調査は、土層構成、土質、地下水の状況などを把握し、設計に必要な地盤性状及び土層の特性等の条件を設定するため、ボーリング調査・現位置試験及び室内土質試験の組合せで実施することが望ましい。なお、事前の地盤調査結果より軟弱地盤や透水性地盤が想定される場合には、各々の課題に対応した原位置試験等の調査・試験を実施したうえで設計に反映するよう努める。
- 2) 水門が横断する河川の河床又は水路の敷高と本川の河床とに落差があるなどの状況により、内水位が本川水位より高くなる場合には、水門と堤体との接触面に沿って内水が堤外に浸透することがある。この場合、長年の間に水門と堤体との接触面付近に大きな空隙が生じ、洪水時に突然堤防決壊を引き起こすこともある。したがって、このような場合には、内水が堤外に浸透することについても十分留意する必要がある。堤内側の河川又は水路の取付護岸は必要な区間に遮水シートを有するコンクリート護岸等とともに、翼壁の接続部の水密性を保つようにすることが望ましい。
- 3) 排水のための水門を設ける場合で、水門から合流する河川（本川）までの間で段差等が生じており、魚類等の移動のため必要があるときは、当該河川及びその接続する水路の状況等（必要な場合には関係者の意見を含む）を踏まえ、段差等の緩傾斜化、水深の確保等に配慮した構造とすることが望ましい。

<例 示>

水門の景観設計に当たっては、以下のような事例がある。

- ・高さの統一性（堤防高と水門高の一致）により周囲との一体感のある景観を形成し、堰柱の高さと径間長のバランスがよく水門として機能美と風格を感じさせ、重量感あふれるデザインで治水構造物として堅固なイメージを醸し出し、コンクリート固有の造形美を有している事例として、荒川の岩淵水門がある。
- ・施設の老朽化に伴う改築事業において、旧施設の老朽化の状況、土木史的な価値等について調査し、脇谷水門・鴛波水門、締切堤及び水路の複数の施設からなる空間全体をシステムとして捉え、歴史的土木施設の保存と共存する新施設のデザインを行った事例として、旧北上川分流施設群の改築がある。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：河川砂防技術基準 計画編、施設配置等計画編 第2章 河川施設配置計画 第2-1章 河道並びに河川構造物 第5節 堰、水門、樋門 5.1 設置の基本。
- 2) 国土交通省：ダム・堰施設技術基準（案）の一部改定について、平成28年3月31日，国技電第72号，国総公第80号，国水環第140号，国水治第142号。
- 3) 国土交通省河川局：「[多自然川づくり](#)」の推進について，平成18年10月13日，国河環第38号，国河治第86号，国河防第370号。
- 4) 国土交通省河川局：[美しい河川景観の形成と保全の推進について](#)，平成18年10月19日，国河環第40号，国河治第94号，国河防第376号。
- 5) 国土交通省：国土政策技術総合研究所資料，[景観デザイン規範事例集（河川・海岸・港湾編）](#)，平成20年3月。

9.4 基本的な構造**9.4.1 水門の断面幅及び径間長の設定****(1) 水門の断面幅****<考え方>**

水門の断面幅は、支川の計画高水流量及び流下断面内の流速が接続する支川の流速に比べて著しく増減することがないように適切なものとする必要がある。

排水を目的とする水門にあつては、支川の計画高水流量に十分対応した断面幅とし、全開時の支川の流下能力が確保できていること及びゲート操作に支障を及ぼす土砂堆積が生じない敷高とする必要がある。また、取水を目的とする水門にあつては、取水計画上問題とならない範囲において対象渇水時においても計画取水量が確保できる断面幅とする必要がある。舟の通行が見込まれる水門にあつては、舟の通行に支障を及ぼさない断面幅とする必要がある。

また、土砂吐及び舟通しについては、それらの機能確保のため、流下断面内に設けざるを得ない場合も多いが、それらを現状又は計画の流下断面内に設けることは、水門上流部における洪水時の水位上昇、下流部における局所洗掘等を招き、洪水による被害（内水を含む）の危険性を増大させるおそれがある。したがって、土砂吐及び舟通しは、現状又は計画の流下断面内には設けてはならない。

<必須>

水門の断面幅は、計画高水流量（取水の用に供する水門にあつては計画取水量、舟の通行の用に供する水門にあつては計画高水流量及び通行すべき舟の規模）を計画高水位以下で流下させること、維持管理を勘案して設定するものとする。なお、河川（「準用河川」を含む）

以外の水路が河川に合流する箇所において当該水路を横断して設ける水門について準用するものとする。

<標準>

水門の断面幅は、次により設定することを基本とする。

- 1) 水門のうち流水を流下させるためのゲート及び門柱以外の部分は、流下断面（計画横断形が定められている場合には、当該計画横断形に係わる流下断面を含む）内に設けてはならない。ただし、山間狭窄部であることその他河川の状況、地形の状況等により治水上の支障がないと認められるとき、及び河床の状況により流下断面内に設けることがやむを得ないと認められる場合において、治水上の機能の確保のため適切と認められる措置を講ずるときはこの限りでない。
- 2) 取水を目的とする水門の断面幅は、取水計画上問題とならない範囲において、対象水位時の計画取水量を確保できるように定める。

<推奨>

支川において、本川の背水の影響を軽減する目的で設ける水門の設置地点の断面幅は、次により設定することを基本とする。

- 1) 水門を設置したときの支川の計画高水位以下の流下断面積が、水門を設置しないときの支川の計画高水位以下の流下断面積に比べ 1.3 倍以内の場合には、堤防の両端部に位置する堰柱の内側を支川の計画高水位と堤防の交点の位置とする。
- 2) 上記の場合において、流下断面積の比率が 1.3 倍以上となる場合は、1.3 倍となるまで水門の総幅員（純径間と中央堰柱の堰柱幅の総和）を縮小することができる。

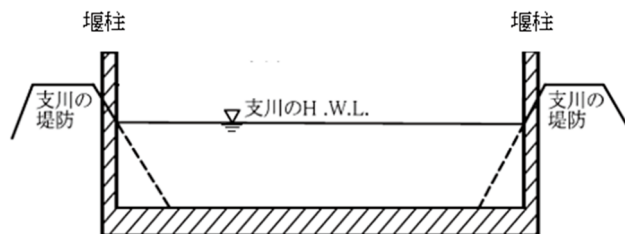


図9-2 水門の断面説明図（流下断面が1.3倍以内の場合）

(2) 水門の径間長

<考え方>

水門の径間長は、河積の障害を小さくするため、できるだけ大きくとり、堰柱の数を減ずることが重要である。また、堰柱によって流木等流下物の閉塞が生じ、それが原因で災害が発生することがないように、できるだけ大きい径間長とする必要がある。

<必須>

水門の径間長は、水門が横断する河川又は水路を洪水時に流下する流木等流下物による閉塞を防止するため、構造令第49条及び第37条から第39条、施行規則第23条、施行規則第17条及び第19条に基づき適切な値を設定し、これを有するものとする。

9.4.2 ゲート開閉時の高さの設定

(1) ゲートの天端高

<考え方>

ゲートの天端高は、水門の有する堤防機能を確認するため、水門に接続する堤防との高さの連続性を確保できるよう設定する必要がある。

ゲート閉鎖時における上端の高さを接続する堤防の高さとした際に、ゲート製作費、開閉機等の費用が相当大きくなる場合は、これを避けることを目的にカーテンウォールを設ける場合がある。カーテンウォールは、洪水時又は高潮時にゲートと一体となって堤防の機能を有することが求められる。

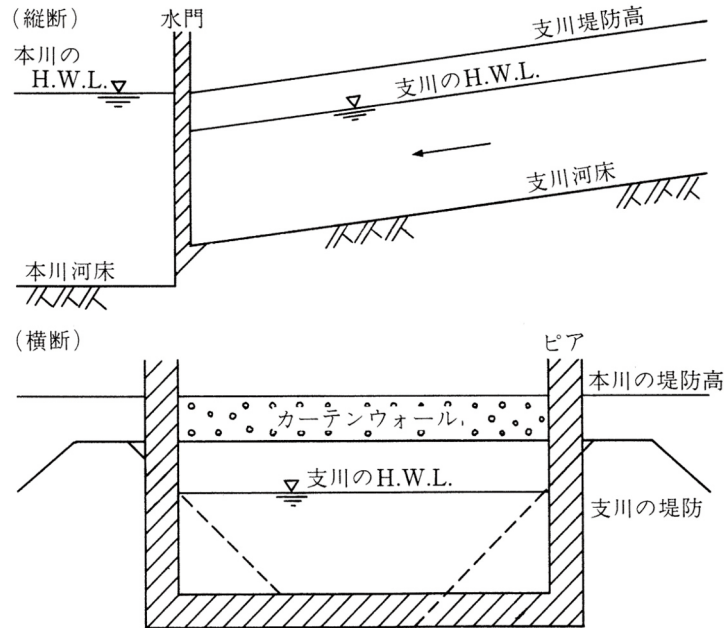


図9-3 水門の断面説明図

<必須>

水門のゲートの閉鎖時における上端の高さ又は水門のカーテンウォールの上端の高さは、水門に接続する堤防（現状又は計画堤防高のいずれか高い方の堤防）の高さを下回らないものとするものとする。

ただし、高潮区間において水門の背後地の状況その他の特別の事情により治水上支障がないと認められるときは、水門の構造、波高等を考慮して、計画高潮位以上の適切な高さとするすることができる。

(2) 引上げ完了時のゲート下端高

<考え方>

水門は、引上げ式ゲートの最大引上げ時において河川の所定の流下能力を確保することが求められる。そのため、ゲート下端高は、計画高水位との間に洪水時における流木等流下物の浮上高等を考慮して、しかるべき空間が確保できるよう設定する必要がある、一般的には、現状又は計画堤防高のいずれか高い方に合わせる。

<必須>

引上げ完了時のゲート下端高は、構造令及び施行規則に基づき定めるものとする。

- 1) 水門の引上げ式ゲートの最大引上げ時における下端の高さ及び水門のカーテンウォール
の下端の高さは、水門が横断する河川又は水路の計画高水位に余裕高を加えた高さ以上
で、高潮区間においては計画高潮位を下回らず、その他の区間においては当該地点にお
ける河川の両岸の堤防（現状又は計画堤防高のいずれか高い方の堤防）の表法肩を結ぶ
線の高さを下回らないものとするものとする。ただし、治水上の支障がないと認められ
るときは、次に掲げる高さのうちいずれか高い方の高さ以上とすることができるものと
する。
- 一 当該河川に背水が生じないとした場合に定めるべき計画高水位に、計画高水流量に
応じ、構造令 第20条第1項の表の下欄に掲げる値を加えた高さ
 - 二 計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）
- 2) 地盤沈下のおそれがある地域に設ける水門の引上げ式ゲートの最大引上げ時における下
端の高さ及び水門のカーテンウォールの下端の高さは、前項の規定によるほか、予測さ
れる地盤沈下及び河川の状況を勘案して必要と認められる高さを下回らないものと
する。

<推奨>

水門のゲートの引上げ完了時のゲート下端高及びカーテンウォールの下端高の決定に当た
っては、舟の通行がある場合は、舟の通行に支障を及ぼさないような高さ、ただし、マスト
等の高いプレジャーボート等が該当するときは、経済性、景観等の面から関係者との十分な
調整や検討することが望ましい。

9.4.3 門柱の天端高

<考え方>

門柱は、主に引上げ式ゲートの開閉を行うために設け、ゲートの開閉が容易な構造とする
必要がある。また、門柱の天端高は、ゲート引上げ時のゲート下端高が取水、排水、舟の通
行に支障を及ぼさない高さを確保するとともに、ゲートの維持管理・更新のための戸溝から
の取外し等に必要な高さを確保する必要がある。

<標準>

門柱は、流水の障害にならないように計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）が
計画堤防法面に交わる点よりも天端側に設けることを基本とする。

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

<推奨>

ゲートの管理に必要な高さとしては、引上げ余裕高(1m程度)のほか滑車等の付属品の高さ
を考慮することが望ましい。

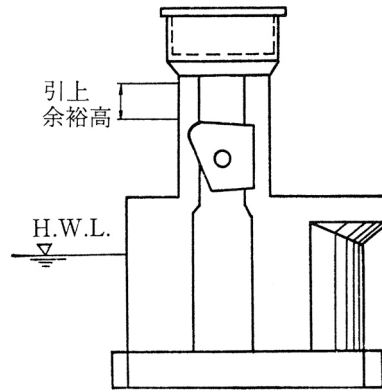


図9-4 門柱

<例 示>

津波が想定される水門の場合、段波高水位を考慮して門柱の高さ（操作台上面高）を決定する場合がある。

9.4.4 材質と構造**<考え方>**

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

(1) 使用材料**<標準>**

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

<推奨>

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

(2) 主な構造**<考え方>**

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

< 必 須 >

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

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

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

大規模な水門のゲートについては、ダムゲートに関する規定（構造令第10条第1項から第3項、第11条及び第12条）を準用するものとする。

< 推 奨 >

水門の構造形式は、一般に次に示すものが用いられている（図9-5 参照）。

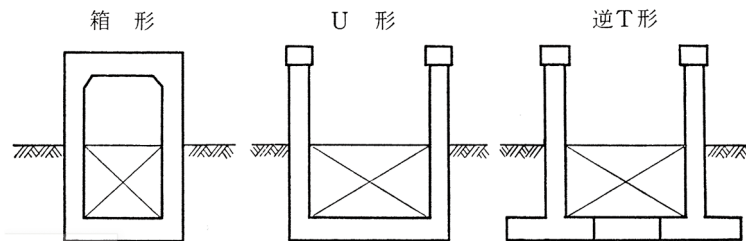


図9-5 水門の本体の形式

水門の構造形式は、小規模なものは箱形、大規模なものは逆T形となり、中間のものはU形としている場合が多いが、構造形式の選定に当たっては、基礎地盤の良否、施工性（仮締切との関連）、事業費等も考慮することが望ましい。

また、カーテンウォールは、洪水時又は高潮時にゲートと一体となって堤防の機能を有するものであり、カーテンウォールとゲート間の水密性が確保できる構造となるように設計するのが望ましい。

< 例 示 >

本川の背水を軽減する目的で設ける支川の水門において、支川の計画高水位が本川の計画高水位（高潮区間にあつては、計画高潮位）と比較して相当低い場合等で舟の通行に影響がない場合等においては、カーテンウォールを採用している事例がある。

ゲートの鋼構造に準ずる構造には、ステンレス製ゲート、アルミ製ゲート等の事例がある。

(3) 設計用定数**< 標 準 >**

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

① ヤング率**< 標 準 >**

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

<推奨>

ヤング率として、以下の値を用いることが望ましい。

1) ヤング係数

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

2) ヤング係数比

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

② 地盤に係る定数**<標準>**

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

<推奨>

1) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

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

表9-1 摩擦角と付着力

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

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

2) 地盤の許容鉛直支持力

地盤の許容鉛直支持力は、荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力に対して、表9-2に示す安全率を確保していることが望ましい。

表9-2 安全率

常時	地震時	施工時
3	2	2

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

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

ここに、

Q_u ：荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c ：地盤の粘着力 (kN/m²)

q ：載荷重 (kN/m²) $q = \gamma_2 D_f$

A' ：有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 ：支持地盤および根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では、水中単位体積重量を用いる。

B_e ：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B ：基礎幅 (m)

e_B ：荷重の偏心量 (m)

D_f ：基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β ：基礎の形状係数

k ：根入れ効果に対する割増係数

N_c, N_q, N_r ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数

(4) 鉄筋コンクリート部材の最小寸法

<標準>

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

<例示>

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

9.4.5 水門周辺の堤防

<考え方>

水門周辺の堤防には、水門の施工による埋戻し部分も含まれる。その影響範囲は、対象とする事象によっても異なるが、堤防縦断方向に堤防高さの2～3倍以上に及ぶ。「9.5 安全性能の照査等」に当たっては、水門周辺の堤防が一連区間の中の弱点でないことが前提となっており、必要に応じて「第2節 堤防」に準じて安全性の照査を行い、前後区間と比較して相対的に安全性が低下しないように強化対策を行う必要がある。

<必須>

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

<標準>

水門周辺の堤防に用いる土質材料は、堤防に適したものを選定し、十分に締固めを行うものとする。また、水門周辺の堤防の断面形状は、水門本体による止むを得ない切り込みを除く。

き、隣接する堤防の大きさ（堤防高、天端幅、堤体幅）及び計画堤防の大きさを上回る大ききとすることを基本とする。

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

<関連通知等>

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

9.5 安全性能の照査等

9.5.1 設計の対象とする状況と作用

<考え方>

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

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

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

なお、必要に応じて施工時についても安全性能の照査を行う。

<標準>

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

取水や舟の通行等治水以外の設置目的を有する場合には当該設置目的に応じた常時の作用を適切に設定することを基本とする。

水門の状況	作用
常時	自重（死荷重）、活荷重、土圧、水圧、泥圧、揚圧力、風荷重、温度変化の影響、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響、負の周辺摩擦力の影響、雪荷重、プレストレス力等
洪水時	自重（死荷重）、活荷重、土圧、泥圧、水圧*、揚圧力、風荷重、温度変化の影響、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響、負の周辺摩擦力の影響、雪荷重、プレストレス力等 ※計画高水位、高潮区間にあつては計画高潮位
高潮時	高潮位における波浪による波圧
風浪時	風浪による波圧
地震時	自重（死荷重）、地震動、活荷重、水圧、揚圧力、温度変化の影響、負の周辺摩擦力の影響、地震の影響*、雪荷重、プレストレス力等 ※地震時土圧、地震時動水圧、液状化の影響

その他	津波による波圧 副振動、セイシュによる影響 施工時荷重 流木の衝突 舟の衝突
-----	--

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

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：[ダム・堰施設技術基準（案）](#)，平成28年3月。
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局：[河川構造物の耐震性能照査指針・解説—I. 共通編一](#)，平成24年2月。
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局：[河川構造物の耐震性能照査指針・解説—IV. 水門・樋門及び堰編一](#)，令和2年2月（令和2年6月一部追記）。
- 4) 国土交通省水管理・国土保全局河川計画課長、治水課長：[河川津波対策について、平成23年9月2日](#)，国水計第20号，国水治第35号。

<推奨>

水門の設計に当たっては、次の作用を考慮するのが望ましい。

1) 自重（死荷重）

自重（死荷重）は、適切な単位体積重量を用いて算出する。

材料の単位体積重量は、表9-3、表9-4の値を参考に定めるものとする。

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

表9-3 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

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

地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から9を差し引いた値としてよい。

地下水位は施工後における水位の平均値を考える。

表9-4 材料の単位体積重量 (kN/m³)

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

2) 活荷重

活荷重は、自動車荷重及び群集荷重とする。

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

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

3) 土圧

① 胸壁・翼壁に作用する土圧

胸壁・翼壁に作用する土圧は、原則として表 9-5 の区分に従って適用する。

表9-5 土圧の区分

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

a) 静止土圧

胸壁・翼壁に作用する静止土圧は、次式による。

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

ここに

P_{hd} : 任意の深さの水平土圧強度 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数 (通常は $K_0=0.5$ と考えてよい)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_0 : 上載荷重 (kN/m²)

b) 主働土圧

主働土圧は、次式による。

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

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

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

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

ここに

P_a : 任意の深さの主働土圧強度 (kN/m²)

K_A : 主働土圧係数

ξ_A : 主働崩壊角 (度)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_0 : 上載荷量 (kN/m²)

α : 地表面と水平面のなす角 (度)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

δ : 土圧作用面の種別に応じた壁面摩擦角 (度)

土と土の場合: $\delta = \phi$

土とコンクリートの場合: $\delta = \phi / 3$

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

上載荷量 q_0 は必要に応じて考慮する。

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

c) 地震時主働土圧

胸壁・翼壁に作用する地震時主働土圧は、次式による。

$$P_{Ea} = K_{EA} (\gamma \cdot h + q'_0)$$

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

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

ここに

- p_{Ea} : 任意の深さの地震時主働土圧強度 (kN/m²)
- K_{EA} : 地震時主働土圧係数
- ξ_{EA} : 地震時の主働崩壊角 (度)
- γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)
- h : 任意の深さ (m)
- q_0' : 地震時の上載荷重 (kN/m²)
- α : 地表面と水平面のなす角 (度)
- θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度)
- ϕ : 土の内部摩擦角 (度)
土圧作用面の種別に応じた地震時壁面摩擦角 (度)
- δ_E : 土と土の場合: $\delta_E = \phi/2$
土とコンクリートの場合: $\delta_E = 0$
- θ_0 : 地震時合成角 (度) $\theta_0 = \tan^{-1} k_h$ または $\theta_0 = \tan^{-1} k'_h$
- k_h : 設計水平震度
- k'_h : 水中の見かけの水平震度 $k'_h = \frac{\gamma \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2 + q_0'}{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + q_0'} \cdot k_h$
- γ_{sat} : 土の飽和単位体積重量 (kN/m³)
- γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)
- h_1 : 水面上の土層厚さ (m)
- h_2 : 水面下の土層厚さ (m)

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

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

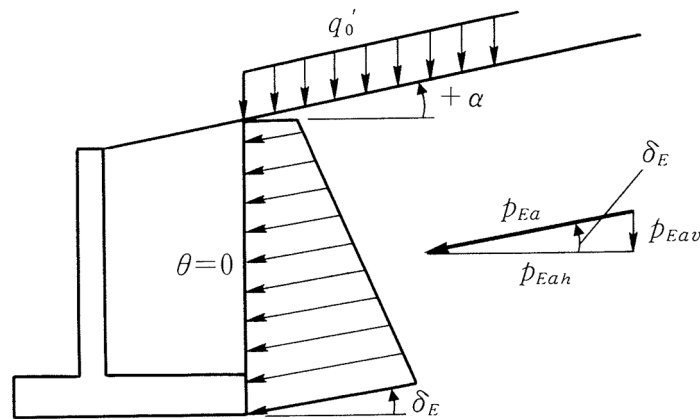


図9-6 地震時主働土圧

d) 地震時静止土圧

翼壁・翼壁に作用する地震時静止土圧は、次式による。

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

ここに

- P_{0E} : 地震時静止土圧合力 (kN)
 P_0 : 常時の静止土圧合力 (水平成分) (kN)
 P_{HE} : 主働土圧状態を仮定した場合の地震時の土圧合力の水平成分 (kN)
 P_H : 主働土圧状態を仮定した場合の常時の土圧合力の水平成分 (kN)

② 堰柱に作用する土圧

a) 静止土圧

① 胸壁・翼壁に作用する土圧 a) 静止土圧に準ずる。

b) 主働土圧

① 胸壁・翼壁に作用する土圧 b) 主働土圧に準ずる。

c) 地震時主働土圧

① 胸壁・翼壁に作用する土圧 c) 地震時主働土圧に準ずる。

4) 泥圧

土砂の堆積によって生じる泥圧については、以下のとおりとする。

① 鉛直力

泥圧のうち鉛直力は、堆積した泥土の水中における重量とする。

② 水平力

水平方向の泥圧は次式によって求める。

$$P_e = C_e W_l d$$

 P_e : 水平方向泥圧 (kN/m²) C_e : 泥圧係数 W_l : 泥土の水中における単位体積重量 (kN/m³) d : 泥土の深さ (m)

設計に用いる堆積した泥土 (以下「堆泥」という。) の深さは、周辺の堆積状況、実績等適切な方法を用いて推定する。

堆泥の重量は、

$$W_l = W - (1 - \nu) \cdot W_0$$

で示される。ここに W_0 は水の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}、 W は堆泥の見かけの単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}、 ν は堆泥の空隙率である。

これらの概略値として、下記の数値が常用されている。

$$W = 15 \sim 18 \text{ kN/m}^3, \quad \nu = 0.3 \sim 0.4, \quad C_e = 0.4 \sim 0.6,$$

$$W_0 = 10 \text{ kN/m}^3$$

なお、地震時は地震時動水圧を考慮するため、動泥圧は一般に考慮しなくてよい。

5) 水圧

① 静水圧

水門の上下流水位について、水門の操作上考えられる組合せを検討する。

ただし、地震と高潮は同時に生起しないものとし、地震時慣性力及び地震時動水圧と計画高水位時における水圧は、同時に作用しない。

ゲート引上げ時には、流水から受ける力を必要に応じて考慮する。

② 地震時動水圧

地震時動水圧は、ウェスターガードの近似式により計算する。

③ 胸壁・翼壁に作用する残留水圧

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

感潮区間の場合は、前面潮位差の2/3の水圧差を対象とする。

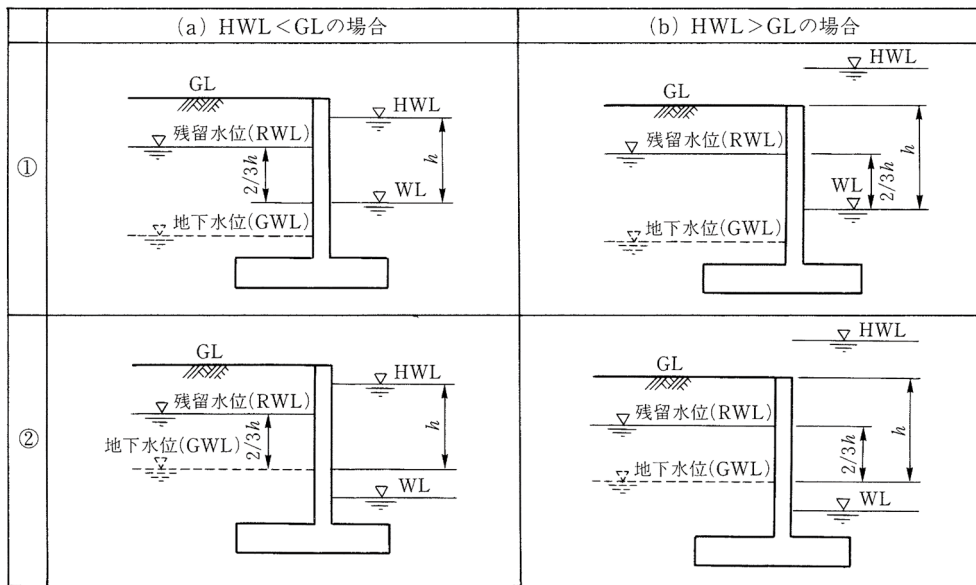


図9-7 残留水位の設定方法（常時）

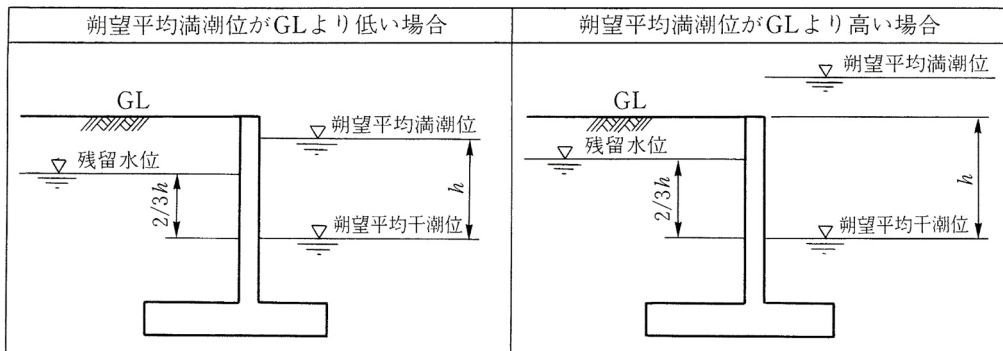


図9-8 感潮区間の残留水位

6) 揚圧力

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

7) 風荷重

風荷重は 3kN/m^2 とする。

8) 温度変化の影響

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

9) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響

① コンクリートのクリープひずみ

コンクリートのクリープひずみは次式により算定することができる。

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

ここに、

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

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

② コンクリートのクリープ係数

プレストレスの損失量及び不静定力を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は、表 9-6 の値とする。

表9-6 コンクリートのクリープ係数

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

コンクリートのひずみは、作用する持続荷重を取り除くと回復するクリープひずみと回復しないクリープひずみの和であると考えられる。一般に、プレストレスの損失量を算出する場合は、クリープひずみをこれら 2 成分に分けて算出しても、或いは分けずに算出しても結果的に大差ないので、表 9-6 に示すクリープ係数をそのまま用いてよい。なお、持続荷重を載荷した時のコンクリートの材令が表 9-6 に示す値の間にある場合のクリープ係数は直線補間による値を用いてよい。

③ コンクリートの乾燥収縮度

プレストレスの損失量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、表 9-7 の値とする。

表9-7 コンクリートの乾燥収縮度
(普通及び早強ポルトランドセメント使用の場合)

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

コンクリートそのものの乾燥収縮度は表 9-7 に示す値より一般に大きい、部材に配置される鋼材の影響などを考慮して、プレストレスの損失量を算定する場合は表 9-7 に示す値を用いてよいこととした。なお、プレストレスを導入する時のコンクリートの材令が表 9-7 に示す値の間にある場合の乾燥収縮度は直線補間による値を用いてよい。

④ ②項又は③項によりがたい場合

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

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

1 0) 負の周辺摩擦力の影響

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

1 1) 雪荷重

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

1 2) プレストレス力

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

① プレストレス直後のプレストレス力

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

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

② 有効プレストレス力

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

- a) コンクリートのクリープ

- b) コンクリートの乾燥収縮
- c) 緊張材のリラクセーション

1 3) 地震動

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

1 4) その他荷重

堤防及び水門の安全を図るうえで以下の必要な荷重を考慮する。

① 波圧

以下の波圧を考慮する。

a) 波浪及び風浪

高潮区間や湖岸堤等で必要に応じて考慮する。

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

b) 津波

津波遡上区間で必要に応じて考慮する。

② その他

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

<関連通知等>

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I. 共通編，平成 29 年 7 月 21 日。
- 2) 国土交通省：[土木構造物設計マニュアル\(案\) 樋門編](#)，平成 13 年 2 月。
- 3) (財) 国土技術研究センター：[柔構造樋門設計の手引き](#)，平成 10 年 11 月。
- 4) (公社) 日本道路協会：道路土工，擁壁工指針，平成 24 年版。
- 5) (公社) 日本道路協会：道路土工，カルバート工指針，平成 21 年版。
- 6) 国土交通省：[ダム・堰施設技術基準\(案\)](#)，平成 28 年 3 月。
- 7) 国土交通省水管理国土保全局：河川砂防技術基準調査編，平成 26 年 4 月版，第 21 章海岸調査 第 5 節波浪調査。

9. 5. 2 安全性能の照査

<考え方>

水門における安全性能の照査は、「9. 5. 1 設計の対象とする状況と作用」に示す状況と作用毎に、照査の条件として適切な外水位及び内水位の組合せを設定し、安全性能について照査する必要がある。

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

<標準>

水門は、「9.5.1 設計の対象とする状況と作用」に対し、以下の事項について安全性能を設定して照査することを基本とする。

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

安全性能の照査に当たっては、これまでの経験及び実績から妥当とみなせる方法又は論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とする。

<推奨>

安全性能を照査するに当たっては、以下の手法によることが望ましい。

- 1) 鉄筋コンクリート部材設計
 - ・部材の設計に用いる断面力は、弾性理論により算出する。
 - ・部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。
- 2) 鋼製の門扉の部材設計
 - 部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。

(1) 常時の安全性能**<考え方>**

洪水等の外力による作用を受けずとも、水門の自重や水門周辺の堤防からの土圧、さらに軟弱な地盤上に水門を新設する場合には基礎地盤の強度不足又は圧縮性が高いことによる圧密沈下の影響により、構造物の安全性が損なわれる可能性があるため、端部堰柱及び胸壁の応力度や基礎の沈下量、支持力等について常時の安全性能の照査を行う必要がある。

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

<標準>

水門の自重や水門周辺の堤防からの土圧等の作用や圧密沈下量等の諸条件を設定し、発生する応力度、変位や支持力等を評価し、許容値を満足することを照査の基本とする。

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

(2) 洪水時の安全性能**<考え方>**

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

<標準>

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

する。

1) 各部位の安全性

水門本体、翼壁及び水叩きが転倒、滑動、基礎地盤支持力に対して所定の安全性を確保する。

2) 発生応力

水門及びゲート部材に発生する応力が「9.5.3 許容応力度」以下となることを確認する。

3) 耐浸透性

水門と堤体との接触面における浸透に対して、所定の安全性を確保する。

4) ゲート閉鎖の確実性及び水密性

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

<推奨>

1) 各部位の安全性

所定の安全性とは、以下の安全率を満足するものとする。

表9-8 各項目の安全率

項目	安全率
基礎	3
転倒	合力の作用点が中央 1/3 以内
滑動	1.5

2) 耐浸透性

耐浸透性照査における所要の安全性は、地盤の土質区分、堤防断面形状、考慮する水頭差、遮水工の配置、深さ、長さ、不同沈下が生じる場合にはルーフィング発生による浸透路長の減少を考慮したうえで、レインの式による浸透経路長を満足することを確認する。なお、遮水工を2列に入れる場合深さに対して間隔が短すぎると浸透路長が遮水工沿いとはならない場合があるので、実現象に合うように浸透路長をとるよう留意する。

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

ここに、

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

表9-9 加重クリープ比C

地盤の土質区分	C
極めて細かい砂又はシルト	8.5
細砂	7.0
中砂	6.0
粗砂	5.0
細砂利	4.0
中砂利	3.5
栗石を含む粗砂利	3.0
栗石と礫を含む砂利	2.5
柔らかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
堅い粘土	1.8

3) ゲート機能

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

(3) 耐震性能

<考え方>

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

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

<標準>

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

<推奨>

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

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

地震動による作用応力、変位量等の応答値が照査許容値を超えないことを照査する。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局：[河川構造物の耐震性能照査指針・解説Ⅳ．水門・樋門及び堰編一](#)，令和2年2月（令和2年6月一部追記）。

(4) 風浪等に対する安全性**<考え方>**

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

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

<標準>

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

9.5.3 許容応力度**<標準>**

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

<推奨>

許容応力度として、以下の値を用いることが望ましい。

- 1) コンクリートの許容応力度

表9-10 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

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

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

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

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

2) 鉄筋の許容引張応力度

表9-11 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

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

※1 通常的环境や常時水中、土中の場合（操作台に適用）

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

3) 鋼材の許容応力度（ゲート等の機械設備を除く）

表9-12 構造用鋼材の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

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

4) 鋼管杭の許容応力度

表9-13 鋼管杭の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

区分及び応力度の種類		鋼管杭の種類	SKK400	SKK490	
		母材部	引張 圧縮 せん断		140
	140			185	
	80			105	
溶接部	工場溶接	引張 圧縮 せん断	引張	140	185
			圧縮	140	185
			せん断	80	105
	現場溶接	引張	原則として、工場溶接と同じ値とする。		

5) 既製コンクリート杭の許容応力度

JIS による

6) 許容応力度の割増し

地震、温度変化等の短期荷重を考慮する場合は、表9-14による許容応力度の割増しを行なうことができる。下記以外の荷重の組合せによる許容応力度の割増しを考慮する場合は、個々の状況に応じて適切に定める。

表9-14 許容応力度の割増し

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

9.6 各部位の設計等

9.6.1 本体

(1) ゲート

① ゲートの構造

＜考え方＞

ゲートは全閉することによって、洪水時又は高潮時において、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の作用、風浪等における波圧に対して安全な構造となるよう設計する必要があり、原則として水門の下流側に設ける必要がある。

ゲートは、確実に開閉し、かつ、必要な水密性を有する構造とするため適切なゲート形式を選定する必要がある。水門のゲートは、一般的に引上げ式のローラゲート、起伏ゲート、セクターゲート、マイターゲート等が使用されているが、操作の確実な点では引上げ式のローラゲートが最も優れている。しかし、マイターゲートは、頻繁に操作が必要な感潮区間や、中小河川で出水頻度が多く出水時間が早い場合、或いは高潮による急激な水位上昇が発生する場合などに有利であり、高齢化による操作員の減少、安全の確保という背景と操作の確実性という要請などを踏まえると有効な選択肢となり得る。そのため、水門ゲート構造については、施設の規模、背後地の土地利用状況、個別の状況（管理上、構造上の条件等）を総合的に勘案し選定する必要がある。なお、ゲート形式をマイターゲートとする場合は、不完全閉塞を起こす可能性が非常に少なく、不完全閉塞が起こったとしても、治水上著しい支障を及ぼすおそれがないと認められ、かつ、引上げ式ゲートとした場合に、出水時の開閉操作にタイミングを失うおそれがあること、人為操作が著しく困難又は不相当と認められること、予備ゲート又は角落し等を設けることによって容易、かつ、確実に外水を遮断できる構造であることが必要である。

カーテンウォールを用いる場合は、ゲートとともに堤防の役割を果たす必要があるため、堰柱や門柱との接続を勘案し、水圧や揚圧力等の作用を考慮したうえで、ゲートとの確実な水密を確保できる構造とする必要がある。また、カーテンウォールの配置は、ゲートが点検や整備時に取り外されることも考慮して決定する必要がある。

水門で用いられる扉体構造は、小・中形ゲートではプレートガーダ構造、大形ゲートでは

シェル構造の採用が多い。

ゲートの基本寸法とは、設置標高、径間長、断面高等を意味し、引き上げ式ゲート全開時の扉体の下端標高については揚程を考慮し設定する必要がある。

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

<必須>

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

<標準>

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

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

ゲートの基本寸法は、制約条件を考慮して、「9.4 基本的な構造」に準じて決定することを基本とする。

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

<例示>

河川や設置場所の特性に応じて門柱レスゲートの採用事例がある。

門柱レスゲートの主な構造形式を表 9-15 に示す。

表9-15 門柱レスゲートの主な構造形式

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

② 開閉装置

<考え方>

水門は、平常時は全開又は一部開放しており、洪水時又は高潮時にゲートを全閉し堤防機能を確認する必要があることから、確実にゲートを開閉できる必要がある。開閉装置の設置箇所は、ゲート形式に応じて適切に設定する必要があり、引上げ式ゲートの場合は堤防高よりも高い操作台の上に開閉装置を設置している場合が多い。

開閉装置の形式は、標準で示すものの他、使用頻度、流量調整の有無、締切力の有無、操作室のスペース、維持管理等を検討し、選定する必要がある。一般的によく利用される開閉装置形式は、ラック式、ワイヤーロープウインチ式、油圧シリンダ式などがあり、適切な形式を選定する必要がある。

開閉装置は、操作の確実性や容易さを考慮し、電動機を原則とする。ただし、地域特性により電動機の使用が著しく困難な場合には、信頼性確保を十分行う対策を講じたうえで、他の動力を使用できる。

全てのゲートに予備動力を設けることにより、主動力が使用不可能となっても対応することができる。予備動力は、電動機による方式が望ましい。

全ての設備に予備電源を設けることにより、常用（商用）電源が暴風雨等において停電した場合でもゲートを操作することができ、必要最小限の機能を確保できる。

ゲートの操作は機側操作が一般的に採用されるが、水門の目的、規模、現場操作員の負担軽減や安全の確保等の管理体制を踏まえ、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。自動化は、計測した水位に応じて自動で開閉操作を行うことができるように改造することや、ゲート自体を自動開閉が可能なものとするのであり、遠方操作化、遠隔操作化は、管理所や遠隔地から操作を行うことを可能とすることである。

< 必 須 >

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

< 標 準 >

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

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

開閉装置は、電動機によるものとし、全てのゲートに開閉用予備動力を備えることを基本とする。

ゲートの操作のための設備は、機側操作を基本とする。なお、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。

< 例 示 >

ゲートの操作は、操作上の安全確保の観点から、機側操作優先で設計される場合が多い。ただし、津波・高潮区間や周辺樋門等との連動操作が必要な場合など、管理体制等の条件により遠方操作・遠隔操作を行う場合、十分な安全性を確保したうえで、機側操作に対し遠方操作・遠隔操作を優先する設計を行う場合がある。

< 関連通知等 >

- 1) 国土交通省：[ダム・堰施設技術基準（案）](#)，平成28年3月。
- 2) 一般社団法人ダム・堰施設技術協会：[ダム・堰施設技術基準（案）（平成28年3月改正）](#)
基準解説編・設備計画マニュアル編，平成28年10月。
- 3) 一般社団法人ダム・堰施設技術協会：[水門・樋門ゲート設計要領（案）](#)，平成13年12月。

（2）床版

< 考 え 方 >

水門の床版は、上部荷重を支持し、ゲートの水密性を確保し、堰柱間の水叩きの効用を果たすことができる構造とする必要がある。

床版は、本体の形式に応じて決定され、箱型、U形構造の場合は堰柱と一体構造となり、逆T形の場合は、堰柱と一体となった堰柱床版と堰柱と分離した中間床版に分類される。中

間床版の基礎は、ゲート荷重に対して不同沈下が生じないように構造とし、中間床版は、ゲートとの間の水密性を確保できるようにする必要がある。また、中間床版は、堰柱間の水平力に対するストラット（支材）を兼ねさせることがある。半川締切り等で堰柱を仮締切りに兼用させる場合は、堰柱及び堰柱床版は単独で安定させる必要がある。

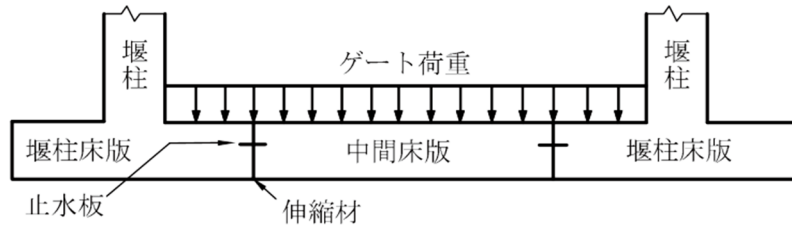


図9-9 本体の形式がT形の場合の床版

底部戸当り面は、ゲートとの確実な水密性、土砂等の堆積防止のために床版と同一平面とする必要がある。

<必須>

床版は、ゲートと必要な水密性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

床版は、ゲートとの水密性を確保し、水叩きの機能を果たすために設置し、堰柱間に設けることを基本とする。

床版は、本体の形式に応じてゲートや堰柱等の荷重を支持できる構造となるよう設計することを基本とする。

底部戸当り面は、床版と同一平面とすることを基本とする。

(3) 堰柱

<考え方>

堰柱は、ゲート側面との水密を確保し、門柱や操作台・操作室等の上部荷重及びゲートで受ける水圧を安全に床版に伝えるために設ける必要がある。堰柱の配置は、「9.4.1 水門の断面幅及び径間長の設定」、「9.4.2 ゲート開閉時の高さの設定」を考慮したうえで決定する必要がある。

堰柱は、上部荷重及び水圧等の作用を安全に床版に伝えるため、箱型、U形及び逆T形の一部においては床版と一体構造とする必要がある。

堰柱の天端高は、ゲートの全閉時の天端高、管理橋等の条件を考慮して決定する必要があるが、一般には計画堤防高とすることが多い。

ゲート前面には必要に応じて角落しを設けるための戸溝を設ける必要がある。角落しは、常時水位が高い場合等においてゲートや戸当りの維持管理を行うために設ける。戸溝幅は、水圧の大きさにより決定される角落しの規模により設定する必要がある。

<必須>

堰柱は、門柱及び一部の床版と一体構造で、ゲートと必要な水密性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

堰柱は、ゲートとの水密性を確保し、上部荷重及び水圧を安全に床版に伝えるために設置し、流下断面や径間長を考慮して適切な配置で設計することを基本とする。

堰柱は、上部荷重及び水圧等の作用を安全に床版に伝える構造として設計することを基本とする。

堰柱の天端高については、ゲートの全閉時の天端高、管理橋等の条件を考慮して決定し、堰柱の幅及び長さは、管理橋の幅員、ゲート戸当り寸法、開閉装置の寸法、力学的安定計算等から決定することを基本とする。

ゲート前面の堰柱には、必要に応じて角落しを設けるための戸溝を設けることを基本とする。

<推奨>

- 1) 堰柱先端部には用心鉄筋として、中間部と同程度の配筋を設けることが望ましい(図9-10参照)。
- 2) 堰柱の構造計算に用いる有効断面には、原則として戸当りの箱抜き部分の二次コンクリートを考慮せず設計することが望ましい。また、有効長は、図9-11に示す箱抜き部、両端の圆弧部は除き設定することが望ましい。
- 3) 門柱と堰柱との結合部、堰柱と床版との結合部は、応力集中を避けるため、図9-12のように配筋することが望ましい。

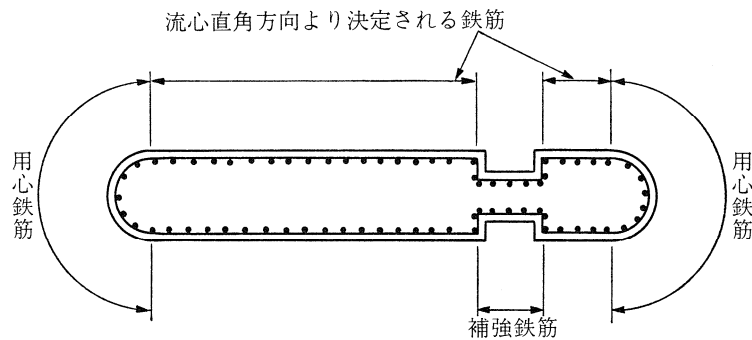


図9-10 堰柱の配筋

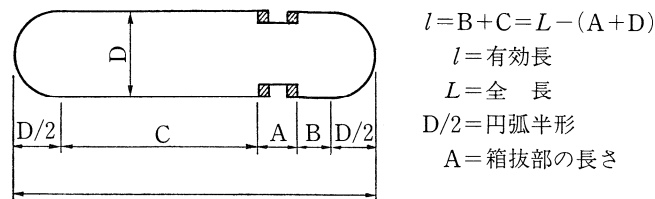


図9-11 堰柱の有効長

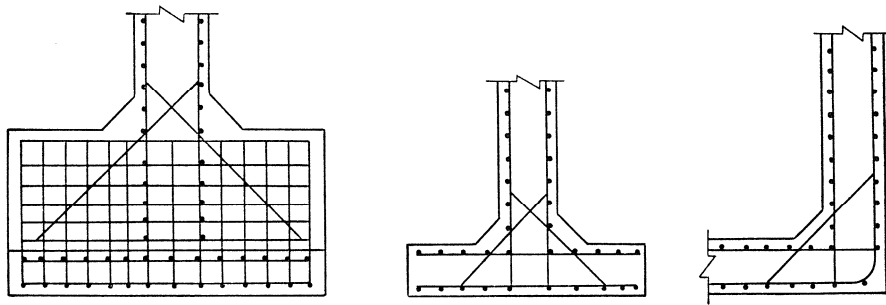


図9-12 門柱と堰柱との結合部、堰柱と床版との結合部の配筋

<例示>

水門の堰柱の天端高は、計画堤防高とすることが多いが、河川の状況によっては現状が計画堤防高より高い場合は現状の堤防高とする場合がある。

堰柱と床版は、同じ長さとするが、中間堰柱にあつては、必要に応じ堰柱長を床版長より短くする場合もある。

引上式ゲートの場合の中央堰柱の断面形状は、流水に対する抵抗を小さくし、流水に対する安全性を確保するため、上下流端を半円形等とする例が多い（図9-13参照）。

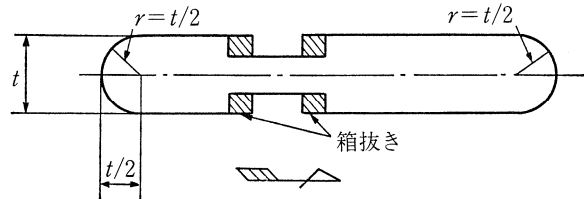


図9-13 堰柱形状

(4) 門柱**<考え方>**

門柱は、引上げ式ゲートを採用した場合において、ゲートを引上げるために設ける必要がある。マイターゲートやセクターゲート等のゲート形式の場合は門柱を必要としない。

門柱は、堰柱や管理橋の配置とともに、門柱の断面寸法や戸溝の配置を勘案の上、配置する必要がある。

門柱の高さは、「9.4.3 門柱の天端高」に従い、ゲートの大きさ、引上げ余裕等を考慮し、設定する必要がある。

門柱の断面設定においては、設けるゲート及び戸当り金物の規模、設置スペースを考慮して設定する必要がある。

<必須>

門柱は、堰柱、操作台と一体構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

門柱は、ゲート形式が引き上げ式ゲートの場合に設置し、堰柱及び管理橋の配置に合わせて設けることを基本とする。

門柱の高さは、「9.4.3 門柱の天端高」に従って設定することを基本とする。

門柱は、堰柱及び操作台と一体構造とし、上部荷重を安全に堰柱に伝える構造として設計することを基本とする。

門柱の断面は、戸当り金物を十分な余裕をもって取り付けられるように設計することを基本とする。また、門柱部の戸当りは、ゲートが取りはずせるように設計することを基本とする。

＜推 奨＞

門柱部の戸当りは、ゲートが取外せるように取外し式又は回転式とすることが望ましい。

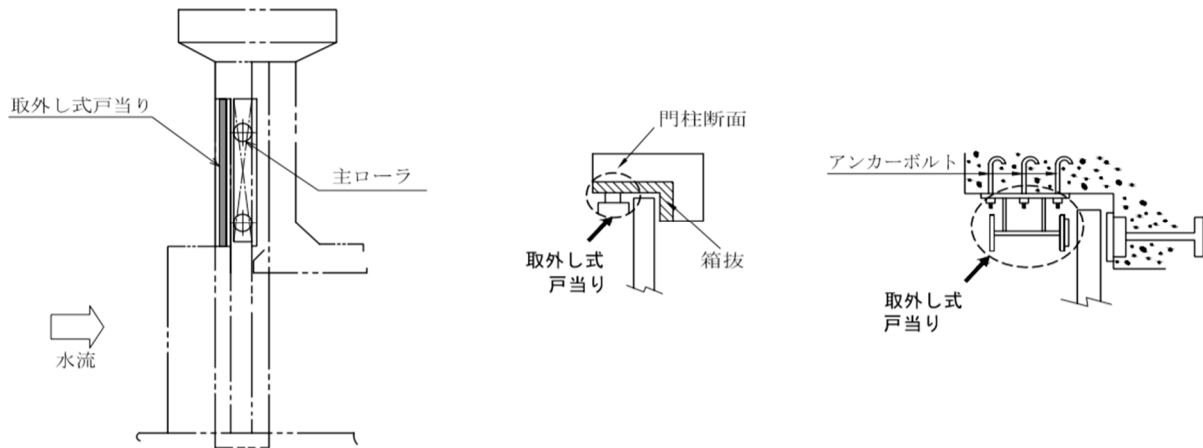


図9-14 取外し式戸当りの例

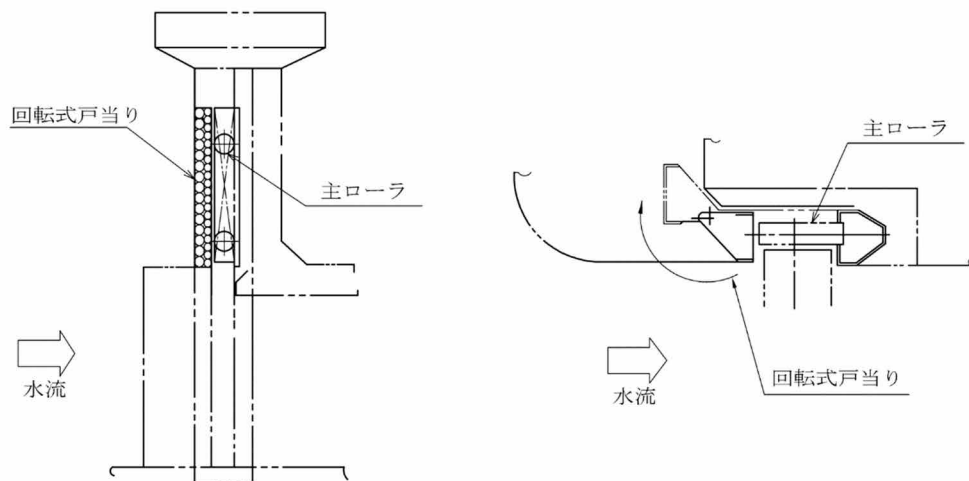


図9-15 回転式戸当りの例

(5) ゲートの操作台

＜考え方＞

操作台は、ゲート操作用の開閉装置及び操作盤等の機器の設置、照明等の付属施設を設けるため、引上げ式ゲートの場合は門柱の上に設ける必要がある。

操作台は、開閉装置の設置及び操作、点検並びに整備等の維持管理が容易に行える広さを有する必要がある。維持管理に必要な広さの設定は、水門・樋門ゲート設計要領(案) 6-3-3 開閉操作室に準拠する。

<必須>

操作台は、門柱と一体の構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

操作台は、ゲート操作用の開閉装置、操作盤等の機器を設けるため、門柱の上に設けることを基本とする。

ゲート操作台は、操作性、維持管理に配慮した形状寸法を基本とする。

ゲート操作台には、操作室を設けることを基本とする。

<推奨>

操作室の設置に当たっては、耐震性能を確保する観点から極力軽量の材質を適切に選定することが望ましい。

<関連通知等>

- 1) 一般社団法人ダム・堰施設技術協会：水門・樋門ゲート設計要領（案），平成13年12月。

9.6.2 胸壁**<考え方>**

胸壁は、堤防内の土粒子の移動及び吸出しを防止するとともに、翼壁が洗掘等により破損し、堤防前面が崩壊した場合においても、一時的に堤防の崩壊を防止できる構造とするため、堰柱と一体構造とし、水門の上下流に設ける必要がある。

胸壁は堰柱と一体化するが、土圧等に対して自立できるよう設計する必要がある。

胸壁の天端は、計画堤防断面内を基本とし、河川の状況によって施工断面内とする必要がある。

胸壁の横方向の長さは、土砂の吸出し、一時的な崩壊防止等を考慮のうえ、胸壁の高さの半分以上の長さで、必要な長さを確保する必要がある。

<必須>

胸壁は、堰柱と一体の構造で必要な水密性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

胸壁は、堤防内の土粒子の移動及び吸出しを防止するとともに、翼壁の破損等による堤防の崩壊を一時的に防止できる構造とするため、水門の上下流に設けることを基本とする。

胸壁は、土圧等に対して自立できるよう設計することを基本とする。

胸壁の天端は、計画堤防断面内とすることを基本とする。

胸壁の横方向の長さは、胸壁の高さの半分以上の長さで、必要な長さを確保することを基本とする。

9.6.3 翼壁**<考え方>**

翼壁は、堤防や堤脚を保護し、接続する河川又は水路を円滑に通水させるため、水門の上

下流に設ける必要がある。

翼壁は、堰柱及び胸壁と分離した構造とするが、堰柱と翼壁の接続部は、屈とう性のある止水板及び伸縮材を使用し、構造上の変位が生じても水密性を確保する必要がある。

翼壁の天端高は、計画堤防断面又は現況断面のいずれか大きい方に合わせ、突出しないようにする必要がある。また、翼壁の端部は、取付水路が洗掘しないように、取付水路の護岸の範囲又は翼壁端部の壁高に1m程度を加えた値以上、堤防に平行に嵌入させる必要がある。

<必 須>

翼壁は、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標 準>

翼壁は、水門の上下流に対して堤防や堤脚を保護するため、水門の上下流に設けることを基本とする。

翼壁は、堰柱及び胸壁と分離した構造となることを基本とする。

翼壁の天端高は、計画堤防断面又は現況断面のいずれか大きい方に合わせることを基本とする。また、端部は、堤防に平行に、取付水路の護岸の範囲又は翼壁端部の壁高に1m程度を加えた値以上嵌入することを基本とする。

<推 奨>

翼壁の平面形は、図9-16のように上流及び下流に向かって漸拡することが望ましいが、本川及び支川の河状を考慮して決定する。

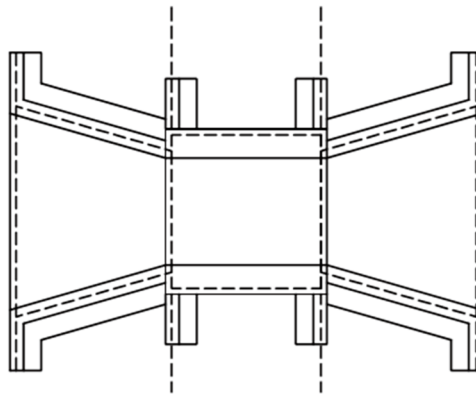


図9-16 翼壁平面図

9.6.4 水叩き

<考え方>

水叩きは、水門の安全性を保ち、上下流河床と本体部分の粗度の違い又はゲート開放時の流水等によって河床が洗掘されるのを防止するため、翼壁の範囲に設ける必要がある。

水叩きと翼壁及び床版との継手は、水密かつ不同沈下にも対応できる構造で、表面に大きな段差を生じさせないように設計する必要がある。また、翼壁に設ける遮水工が水叩きによって分断されないように配慮する必要がある。

水叩きの長さは、翼壁が堤防の一部であることを考慮して、内外水位差による浸透水、ゲート操作の影響による洗掘等により、翼壁が破損しないように翼壁と同一の長さとする必要がある。

< 必 須 >

水叩きは、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

< 標 準 >

水叩きは、本体前面の洗掘を防ぎ、翼壁の安定性を保つために、水門上下流の翼壁の河床に設けることを基本とする。

水叩きの先端は、流水による洗掘及び遮水工との接続に配慮した構造であることを基本とする。

水叩きは、翼壁と同一の長さとするを基本とする。

< 推 奨 >

水叩きは、一般に鉄筋コンクリート構造とすることが多いが、揚圧力が大きく明らかに不経済となる状況においては、揚圧力の軽減を図る構造（根固工等を利用）とすることが望ましい。この場合においても、必要な浸透経路長を確保することが望ましい。

9. 6. 5 遮水工**< 考 え 方 >**

遮水工は、堰柱や床版及び水叩き下部の土砂流動と、洗掘による土砂の吸出しにより、水門が堤防の弱点となることを防止するために設ける必要がある。

遮水工の構造、遮水工の深さ、水平方向の長さは、堤防断面形状、水頭差を元にレインの式などにより浸透経路長を考慮して決定する必要がある。また、遮水矢板には、構造計算上の荷重は分担させない。

< 必 須 >

遮水工は、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

< 標 準 >

遮水工は、水門下部の土砂流動と洗掘による土砂の吸出しを防止するため、適切な位置に設けることを基本とする。

遮水工の構造、遮水工の深さ、水平方向の長さは、堤防断面形状、水頭差、浸透経路長、過去の事例などを総合的に検討のうえで決定することを基本とする。

< 推 奨 >

1) 配置

遮水工に用いる矢板は、内外水位差による浸透水の動水勾配を減少させ、水門下部の土砂流動と洗掘による土砂の吸出しを防止するために図 9-17 のように設けることが望ましい。

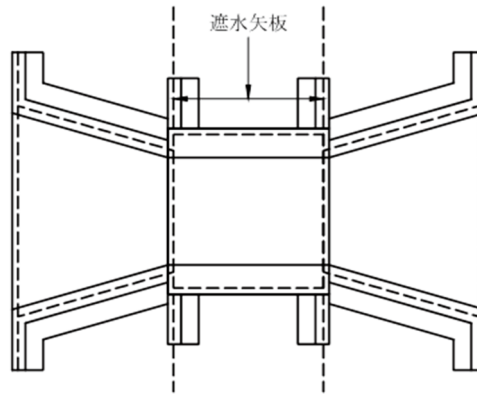


図9-17 水門の遮水矢板の配置

2) 構造

遮水矢板は、本体と離脱しないように配慮し、水平方向に設ける遮水矢板は必要に応じ屈とう性を有する構造として設計することが望ましい。

3) 鋼矢板を遮水工として用いる場合の留意点

遮水矢板は、安全性、現場条件及び市場性を考慮したうえで、U形（普通型、広幅型等）、ハット型の経済比較を行い、適切に選定することが望ましい。

<例 示>

基礎地盤が良好な場合の直接基礎で鋼矢板の施工が困難な場合は、コンクリートのカットオフとする場合がある。

9. 6. 6 基礎

<考え方>

基礎は、床版及び翼壁の下に同一の基礎形式を選定し、不同沈下を起こさず、堤防の弱点とならないようにすることが必要である。

基礎は、鉛直荷重のみならず水平荷重に対して安定する構造として設計する必要がある。

基礎の設計に当たっては、道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成24年3月）、杭基礎に当たっては杭基礎設計便覧（平成27年3月）及び杭基礎施工便覧（平成27年3月）により設計するものとする。道路橋示方書は平成29年11月に、杭基礎設計便覧及び杭基礎施工便覧は令和2年9月に改訂されている。これらの改訂では、性能規定（限界状態設計法及び部分係数法）に対応した記述に見直しており、従来の仕様規定（許容応力度設計法）とは異なる設計体系となっている。そのため、道路橋示方書、杭基礎設計便覧及び杭基礎施工便覧の設計法を適用する場合は、従来の仕様規定について記載しているものを適用する必要がある。

基礎形式の選定に当たっては、必要工期、作業場面積の大小、環境面での制限、施工機械の保有量、経済性等を考慮し、総合的に判断する必要がある。

地質条件等によっては地震時の液状化対策も必要となるため、耐震対策の必要性も併せて検討する必要がある。耐震対策を行う場合は、河川構造物の耐震性能照査指針・解説、IV水門・樋門及び堰編によって照査を行い設計する必要がある。

<必 須>

基礎は、上部荷重等によって不同沈下を起こさないよう、良質な地盤に安全に荷重を伝達する構造となるよう設計するものとする。また、水平荷重に対して安定する構造となるよう

設計するものとする。

<標準>

基礎は、水門と翼壁の間に不同沈下が発生し堤防の弱点とならないようにするため、床版及び翼壁の下に同一の基礎で設けることを基本とする。

基礎の形式及び構造は、良質な地盤に安全に荷重を伝達できるよう適切に選定することを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，平成24年3月。
- 2) (公社)日本道路協会：杭基礎設計便覧（平成26年度改訂版），平成27年3月。
- 3) (公社)日本道路協会：杭基礎施工便覧（平成26年度改訂版），平成27年3月。

9.6.7 護床工

<考え方>

護床工は、流速を弱め流水を整え、併せて流水による洗掘等から堤防や翼壁、水叩きを保護するために翼壁前面に設ける必要がある。

護床工の構造は、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間では、鉄筋により連結されたブロック構造又はコンクリート構造等とし、その下流の整流となる区間では、粗朶沈床、木工沈床、改良沈床、コンクリート床版、コンクリートブロック等が用いられる。そのため、屈とう性を有する構造とし、硬い構造のものから漸次軟らかい構造のもので河床になじみよくするような配慮が必要である。

上流側護床工の設置範囲は、計画高水位の水深程度以上の長さを確保する。下流側護床工の設置範囲は、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間と、その下流の整流区間とに分けて設計する。

<必須>

護床工は、必要な屈とう性を有する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

護床工は、水叩き上下流での洗掘を防ぐため、翼壁の前面に設けることを基本とする。

護床工は、屈とう性を有する構造とし、水叩き上下流での洗掘を防ぐことができる長さ及び構造となるよう設計することを基本とする。

9.6.8 護岸

<考え方>

護岸は、水門の影響による流水の乱れ、高潮時及び風浪時の波浪、計画津波水位以下の津波及び越波に対し堤防を保護するとともに、水門及び水門周辺の堤防が一連区間の中で相対的な弱点にならないように水門周辺の堤防に護岸を設ける必要がある。

水門が横断する河岸又は堤防に設ける護岸は、水門の両端（胸壁又は翼壁）から上流及び下流にそれぞれ10mの地点を結ぶ区間以上、堤防天端での開削幅がカバーできる区間以上のいずれか大きい区間に設ける必要がある。近接する場合は、その区間を空けずに連続させる必要がある。

護岸の形式及び構造は、改訂 護岸の力学設計法を参考に設定する必要がある。

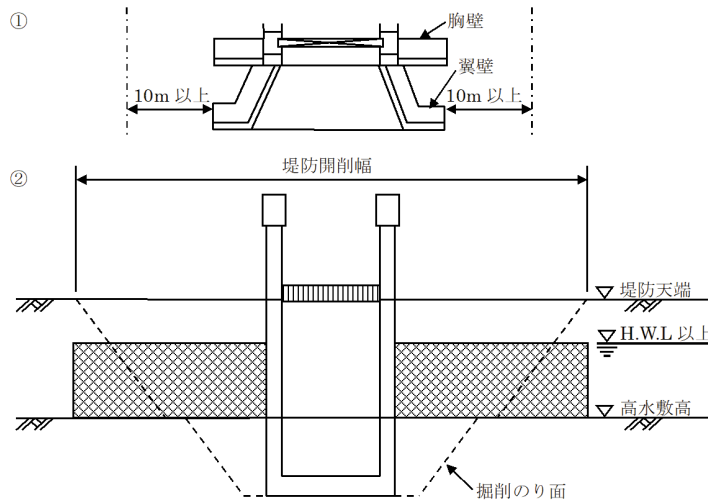


図9-18 水門の護岸の例

護岸には、多くの形式があり、使用される素材、構造の外観等はさまざまであるが、設置箇所への河道特性や周辺の護岸形式及び構造を踏まえて設計する必要がある。

<必須>

護岸は、流水の変化に伴う河岸又は堤防の洗掘を防止するために設けるものとし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

護岸は、流水等の作用により、堤防又は河岸を保護するため、適切な範囲に設けることを基本とする。

護岸の形式及び構造は、設置箇所への河道特性及び水門周辺の堤防環境を考慮し、適切に設定することを基本とする。

<関連通知等>

- 1) (財) 国土技術研究センター：改訂 護岸の力学設計法，平成19年9月。

9.6.9 高水敷保護工

<考え方>

高水敷は、水門の翼壁部分又は取付水路によって上下流に不連続となり、一般にその部分で乱流が起こり、洗掘を受けやすいので、必要な範囲に高水敷保護工を設ける必要がある。

なお、高水敷の河川横断方向に設ける水門の取付水路については、工作物設置許可基準 第十を参照する。

高水敷保護工の構造は、一般には、カゴマット、連節ブロック等を用いて流水の作用による高水敷の洗掘を防止するものとし、かつ、周辺景観との調和、河川の生態系の保全等の河川環境の保全に配慮して覆土を行う必要がある。

取付水路保護工は、取付水路の範囲において設けることを基本とし、周辺護岸や高水敷の利用を踏まえて設ける必要がある。

<必須>

高水敷保護工は、高水敷の洗掘を防止する構造とし、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

高水敷保護工は、流水等の作用による高水敷の洗掘を防止するため、高水護岸前面に設けることを基本とする。

高水敷保護工の構造は、河川の生態系の保全等の河川環境の保全に配慮した構造を基本とする。

高水敷保護工は、「9.6.8 護岸」で示す護岸の範囲において設けることを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 河川管理技術研究会編：[改訂 解説・工作物設置許可基準](#)，(財)国土技術研究センター，1998.

9.6.10 付属施設**(1) 管理橋****<考え方>**

管理橋は、水門の開閉操作及び維持管理、堤防の管理用通路として利用するため、水門左右岸の堤防天端を円滑に接続する必要がある。

管理橋の桁下高は、流下断面を阻害しないことを目的に、計画堤防高さ以上とする必要がある。管理橋の橋面高は、取付道路の構造等を確認し、路盤が計画堤防断面内に入らないような高さとする必要がある。管理橋の構造は、設計自動車荷重を考慮して、適切な構造とする必要がある。設計自動車荷重の設定において、水門に接続する堤防は水防活動上必要な道路として耐え得る設計自動車荷重であるにもかかわらず、水門の管理橋だけがそれに耐え得ないのは極めて不都合であるため、配慮が必要である。

ただし、管理橋の幅員が3m未満の場合や兼用道路にならない場合はこの限りではなく、水門の維持管理上必要な荷重を勘案したうえで設計自動車荷重を設定する必要がある。

管理橋の幅員は、接続する管理用通路の幅員、交通量、その重要性等と、水門管理及び水防時の交通を考慮して決定する必要がある。ただし、兼用道路の場合は道路管理者と協議する必要がある。

<必須>

管理橋は、水門の管理を目的として設置し、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

管理橋は、水門の操作及び堤防の管理用通路として利用するため、堰柱上に設置し堤防天端を接続するよう設けることを基本とする。

管理橋の桁下高は、計画高水位に余裕高を加えた堤防高さ（計画堤防の高さが現状の堤防の高さより低く、かつ、治水上の支障がないと認められるときは現状の堤防の高さ）以上とすることを基本とする。管理用通路としての効用を兼ねる管理橋の設計自動車荷重は、水門に接続する管理用通路の設計自動車荷重を考慮して20t以上の適切な値を設定することを基本とする。ただし、管理橋の幅員が3m未満の場合や兼用道路にならない場合はこの限りでな

い。水門に接続する堤防が兼用道路の場合で、設計自動車荷重を道路構造令（昭和45年政令第320号）第35条第2項に規定する25tとしている場合には、設計自動車荷重を25tとすることを標準とする。また、河川管理上必要と認められる場合には、設計自動車荷重を25tとしてもよい。

管理橋の幅員は、水門に接続する管理用通路の幅員を考慮した適切な値とすることを基本とする。

（2） その他付属施設

＜考え方＞

付属施設には、操作室、水門等操作観測員待機場、管理用階段、照明設備、水位観測施設、船舶通航用の信号、繫船環、防護柵等があり、ゲート操作のための水位把握、操作員等の安全確保、維持管理に必要な施設を設ける必要がある。

＜標準＞

水門には、維持管理及び操作のため、必要に応じて付属施設を設けることを基本とする。

＜関連通知等＞

- 1) 国土交通省：道路橋示方書・同解説，平成29年7月21日。
- 2) 国土交通省：[ダム・堰施設技術基準（案）](#)，平成28年3月。

9.6.11 既存施設の自動化・遠隔化

＜考え方＞

新設の水門のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとしているが、既存の水門のゲートの操作のための設備についても、水門の目的、規模、操作員の負担軽減や安全の確保等の管理体制を踏まえ、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。

自動化は、計測した水位に応じて自動で開閉操作を行うことができるように改造することや、ゲート自体を自動開閉が可能なものとするものであり、遠方操作化、遠隔操作化は、管理所や遠隔地から操作を行うことを可能とすることである。

＜標準＞

既存の水門のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することを基本とする。

9.7 水門構造に関するその他事項

＜考え方＞

- 1) 現況施設の能力を上回る事象に対する対応について

現況施設能力を上回る洪水の生起により計画高水位を超えるような事象が頻発しており、今後の気候変動の影響によっては、このような事象が更に増えることも考えられる。そのため施設能力を上回る外力に対し、「構造上の工夫」により減災を図ることが求められる。

- 2) 気候変動を踏まえた施設設計について

今後、気候変動により外力が更に増加する可能性があることにも留意する必要がある。そのため、外力の増加への対応として、大規模な改良とならないよう補強しやすい構造とする又は、あらかじめ対策を施すなどの設計が求められる。

- 3) ICTやBIM/CIMの利用

i-Construction 推進の一環として、ICT による建設生産プロセスのシームレス化が取り組まれている。UAV 写真測量やレーザースキャナー計測などで得られる3次元点群データを活用することで、現況地形や既設物の構造を様々な角度・断面から把握することができる。新設・改修する施設の3次元モデルを作成し活用することにより、構造に関して関係者の理解と合意形成が促進される。このため、計画段階など事業の早期段階をはじめ、施工段階、施工後の点検・補修・修繕の段階において BIM/CIM を積極的に活用し、水門本体及び水門周辺の堤防を適切に維持管理していくことが求められる。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省：[CIM 導入推進委員会：CIM 導入ガイドライン（案）](#)，令和2年3月。

<例 示>

気候変動により外力が増大し、将来、施設の改造が必要になった場合でも、外力の増大に柔軟に追随できる、できるだけ手戻りのない設計を実施している以下のような事例がある。

- ・日光川水閘門では、耐用年数内の海面水位の上昇量を想定し、改造等が容易な構造形式の選定、追加的な補強が困難な門柱部の嵩上げ及び基礎部補強をあらかじめ実施している。

第10節 トンネル構造による河川

10.1 トンネル構造による河川設計の基本

トンネル構造による河川は、設計流量の流水の作用に対して安全であり、付近の河岸および河川管理施設等の構造に著しい支障を及ぼさず、ならびにトンネル構造による河川に接続する河床および高水敷の洗掘の防止について適切に配慮された構造となるよう設計するものとする。

10.2 構造細目

10.2.1 本体

トンネルの本体は、全断面コンクリート・ライニングその他これに類するものとし、流出土砂による摩耗に対して安全な構造とするものとする。

10.2.2 呑口部および流入施設

10.2.2.1 呑口部

トンネル河川の呑口部は、流水が平滑に流入できる形状とするものとし、流送土砂、流木等による閉塞を防ぐための適切な対策を行うものとする。

また、トンネル河川の呑口部に接続する河道には、必要な範囲に護岸および護床工を設けるものとする。

10.2.2.2 流入施設

地下河川の流入施設は、流水が平滑に流入できる形状とするものとする。流入施設には、河状に応じて、流送土砂、流木等に対して適切な防除対策を行うものとする。

さらに、圧力管方式の場合には、空気混入量を極力減ずる形状とするものとする。

10.2.3 吐口部および排水施設

10.2.3.1 吐口部

トンネル河川の吐口部は、流水が平滑に流出できる形状とするものとする。

トンネル河川の吐口部に接続する河道には、必要な範囲に護岸および護床工を設けるものとする。

10.2.3.2 排水施設

地下河川の排水施設の設計にあたっては、吸水槽規模、ポンプ規模、サージング現象等地下河川全体に与える影響とともに、排水域に与える影響を十分に考慮するものとする。

10.2.4 維持管理に対する施設

トンネル構造による河川は、非洪水時に容易にかつ安全に巡視ができるように、また、非洪水時に上下流からトンネル内への河川水の流入を容易にしゃ断でき、かつ維持修繕工事のための資材搬入路が確保できる構造とするものとする。

10.3 設計細目

10.3.1 トンネル

10.3.1.1 設計流量

トンネルの設計流量は、原則として計画で配分される計画高水流量の130%流量以上とするものとする。

10.3.1.2 設計流速

トンネル内の設計流速は、トンネル本体の維持上安全な流速とするものとする。

10.3.1.3 断面

トンネルの断面は、安全性、施工性等を考慮したうえで、流水の流下に支障を及ぼさないよう設計するものとする。

第11節 排水機場

11.1 排水機場設計の基本

排水機場は、内水または河川水を排除する所要の機能が達せられ、河岸および河川管理施設等の構造に著しい支障を及ぼさないようにするとともに、保守運転を考慮して設計するものとする。

11.2 構造細目

11.2.1 沈砂池

沈砂池は、流水中の土砂を沈降させてポンプの摩耗、損傷を防ぐため、必要に応じて吸水槽の前に設けるものとする。沈砂池の流入部は、偏流を防ぐようにするものとする。

11.2.2 機場本体

11.2.2.1 機場本体

機場本体は、設計荷重に対して安全な構造とし、内水に対して水密な構造とするものとする。

11.2.2.2 吸水槽

11.2.2.2.1 吸水槽の形式

吸水槽の形式は、ポンプ容量、ポンプ形式等を考慮して定めるものとする。

11.2.2.2.2 吸水槽の形状と構造

吸水槽の形状は、流水の乱れが起きないようにものとし、断面の急変を避けるとともに、流入口の位置、吸水槽容量、ポンプ配置等を考慮して定めるものとする。吸水槽は、設計荷重に対して安全な構造とするものとする。

11.2.2.3 冷却水槽

冷却水槽は、内燃機関の冷却方式との関連で必要に応じて設けるものとする。

11.2.2.3 冷却水槽

冷却水槽は、内燃機関の冷却方式との関連で必要に応じて設けるものとする。

11.2.2.4 燃料貯油槽

燃料貯油槽は、機場内のスペースを有効に活用するとともに、給油が容易で原動機に近い位置に配置するものとする。

燃料貯油槽の形式は、地下タンク貯蔵所、屋外タンク貯蔵所、屋内タンク貯蔵所を標準とするものとする。

燃料貯油槽の容量は、原動機の種類、出力、運転継続時間等から決定するものとする。

11.2.2.5 地下ポンプ室

二床式の場合の地下ポンプ室は、次に示す内容を考慮して定めるものとする。

1. 地下ポンプ室は、上部荷重を安全に下方に伝達できる構造とする。
2. 地下ポンプ室は、補助機器の据付け、保守、点検が容易な構造とし、機器の搬入口、換気口、保守点検のための段階、歩廊、マンホール等を設けるものとする。

11.2.3 基礎

排水機場の基礎は、上部荷重を良質な地盤に伝達する構造として設計するものとする。

11.2.4 機场上屋

11.2.4.1 ポンプ室

ポンプ室は、特に必要な場合に設けるものとする。

11.2.4.2 操作室、管理室等

排水機場には、適切な操作室、管理室等を設けるものとする。

11.2.5 ポンプ設備

11.2.5.1 ポンプ設備

ポンプ設備は、内水排除計画に基づき所要の機能が発揮できるよう設計するものとする。

11.2.5.2 ポンプ容量と台数

一台あたりのポンプ容量は、計画排水量、内水流出特性、中小洪水時の操作、ポンプ場へ連結する水路の特性、堤内地の湛水形態等を考慮して決定するものとする。

11.2.5.3 計画実揚程

ポンプの排水量は、揚程によって変化するので、計画実揚程は、本川の外水位変動と内水位変動との関係、ポンプの特性等を検討し決定するものとする。

11.2.5.4 ポンプ形式の選定

ポンプの形式は、所要の機能が発揮できるよう決定するものとする。

11.2.5.5 主原動機の種類を選定

主ポンプ駆動用の主原動機は、内燃機関を標準とするものとする。

11.2.5.6 ポンプの運転範囲

ポンプの運転範囲については、本川の河道改修計画、将来の地盤沈下量、支川の河道および排水機場へ連結する水路の断面特性等を考慮し、次に定めるところを標準として決定するものとする。

ただし、地形の状況により運転範囲が明確な場合、その他特別の理由により、次に定めるところに従うことが適当でない場合には、この限りではない。

1. ポンプは、内水位と外水位がいずれも計画運転開始内水位に等しい場合および内水位が計画運転内水位で外水位が計画高水位の場合のいずれにおいても、運転可能なようにする。
2. ポンプの運転可能最低内水位は、維持管理を考慮して定めるものとする。

11.2.5.7 ポンプの運転操作方式

ポンプおよび補助機器の運転操作方式は、中央操作を標準とし、機側における単独優先操作も可能なものとする。ただし、小規模な設備の場合は、機側操作のみでもよいものとする。

11.2.6 スクリーン

ポンプの吸込み側には、必要に応じて除塵用の一次スクリーンを設けるものとする。

11.2.7 角落し等

吸水槽の流入口には、清掃、点検、修理等のため、角落し等を設けるものとする。

11.2.8 吐出水槽

ポンプ場と排水樋門の間には、調圧水槽を兼ねた吐出水槽を設けるものとする。ただし、樋門が横断する河岸、または堤防の構造に支障を及ぼす恐れのないときはこの限りでない。吐出水槽は、前後の構造物と絶縁した構造とするものとする。

吐出水槽の上端の高さは、原則として、吐出水槽内に生じる可能性のある最高水位に対して安全な高さであり、かつ、排水樋門が横断する堤防（計画横断形が定められている場合においては、計画堤防の高さが現状の堤防の高さより低く、かつ治水上の支障がないと認められる場合、または計画堤防の高さが現状の堤防の高さより高い場合は、計画堤防）の高さ以上とする。

11.2.9 付属設備

機場には、必要に応じて水位計、照明灯、消火設備等の付属設備を設けるものとする。

11.2.10 機場内配置

機場内の各機器の配置は、ポンプ占有面積、運転操作、維持管理等を考慮して決定するものとする。

11.3 設計細目

11.3.1 設計荷重

排水機場の吸水槽、吐出水槽等の設計に用いる荷重のおもなものは、自重、静水圧、揚圧力、地震時慣性力、土圧、風荷重とするものとする。

11.3.2 沈砂池

沈砂池は、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

11.3.3 吸水槽

吸水槽は、上部荷重を安全に下方に伝達する構造として設計するものとする。

第2章 ダムの設計

第1節 総説

1.1 基本的考え方

<考え方>

本章は、構造令で定められる事項に加え、ダムを設計する場合の一般的かつ基本的な規定を示すものである。なお、その適用に当たっては、各項の規定するところに従い、実情に即した適切な判断をする。また、特に堤高が高いダム、あるいは、特殊な条件のダムについては、さらに、特別の配慮を必要とする場合がある。

<標準>

ダムは、その計画に基づき、目的と機能に適合し、構造物としての安全性を有するものとした上で、環境・景観との調和、耐久性、維持管理の容易性、施工性、事業実施による地域への影響、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮して設計することを基本とする。

1.2 目的と適用範囲

<考え方>

構造令を適用するダムの範囲は、構造令第3条において以下のように定められている。

(適用の範囲)

第3条 この章の規定は、次に掲げるダム以外のダムについて適用する。

- 一 土砂の流出を防止し、及び調節するため設けるダム
- 二 基礎地盤から堤頂までの高さが15メートル未満のダム

本章の適用の対象とするダムは、河川を横断して流水を貯留するために設けるダムで、基礎地盤から堤頂までの高さが15m以上のダムである。ダムの堤体を構成する材料によってダムを分類すると、主にコンクリートで構成されるコンクリートダム、堤体の大部分を岩石、土及び砂で構成されるフィルダムなどに分かれる。コンクリートダムは、その構造によって、アーチ式コンクリートダム、重力式コンクリートダム、中空重力式コンクリートダム、バットレスダムに区分される。

土砂の流出を防止し、及び調節するため設けるダム（砂防堰堤等）については、本章の適用外とする。

高さ15m未満のダムも、事実上のダム高と考えられる現河床から設計洪水位までの高さが低く、ダムの上下流に与える影響が小さいこと、構造令第3条の適用対象でないこと、実用上、河川法（以下「法」という。）第13条第1項の規定で足りると考えられることにより、本章の適用外とする。

堤高15m以上の中空重力式コンクリートダム、アーチ重力式コンクリートダムについては、本章の規定を準用する。

複数の異なる種類のダムを組み合わせたダム（いわゆる複合ダム）は、この基準に規定するダムの種類に該当する部分に対して、それぞれの該当項を適用する。

<標準>

構造令第3条に基づき、流水を貯留することを目的とした基礎地盤から堤頂までの高さが15m以上の重力式コンクリートダム、アーチ式コンクリートダム及びフィルダムについては、本章を適用することを基本とする。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

ダムに関する用語については、下記の資料が参考になる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令、平成12年1月。

1.3 用語の定義**<考え方>**

主要な貯水位の定義は、構造令第2条第1項から第3項において、以下のように定められている。

(用語の定義)

第2条 この政令において、次の各号に掲げる用語の意義は、それぞれ当該各号に定めるところによる。

- 一 常時満水位 ダムの新築又は改築に関する計画において非洪水時にダムによって貯留することとした流水の最高の水位でダムの非越流部の直上流部におけるものをいう。
- 二 サーチャージ水位 ダムの新築又は改築に関する計画において洪水時にダムによって一時的に貯留することとした流水の最高の水位でダムの非越流部の直上流部におけるものをいう。
- 三 設計洪水水位 ダムの新築又は改築に関する計画において、ダムの直上流の地点において200年につき1回の割合で発生するものと予想される洪水の流量、当該地点において発生した最大の洪水の流量又は当該ダムに係る流域と水象若しくは気象が類似する流域のそれぞれにおいて発生した最大の洪水に係る水象若しくは気象の観測の結果に照らして当該地点に発生するおそれがあると認められる洪水の流量のうちいずれか大きい流量（フィルダムにあっては、当該流量の1.2倍の流量。以下「ダム設計洪水流量」という。）の流水がダムの洪水吐きを流下するものとした場合におけるダムの非越流部の直上流部における最高の水位（貯水池の貯留効果が大きいダムにあっては、当該水位から当該貯留効果を考慮して得られる値を減じた水位）をいう。

(第4項～第13項省略)

その他、ダムの諸元の定義は以下のとおりとする。

1. 堤高は、ダムの基礎地盤面から堤頂までの高さとする。

堤高の基準となる堤頂は、堤体の天端の最高の部分であり、コンクリートダムにあっては、非越流部の最上面とし、フィルダムにあっては、非越流部に遮水ゾーン上部の保護層の厚さを含んだ最上面とするが、高欄、胸壁や堤体天端を道路として利用するために付加された部分（舗装など）は含めない。

堤高の基準となる基礎地盤面は、止水壁（遮水壁及びカーテングラウチングを含む）のないダムでは、基本的に堤頂の上流端を通る鉛直面と基礎地盤面とが交わる堤体の最低標高部とする（図2-1-1参照）。また、止水壁のあるダムでは、止水壁直下流の堤体部分をつないだ鉛直面が基礎地盤面と交わる堤体の最低標高部とする。ただし、堤体部に傾斜した遮水壁を持つ場合（表面遮水壁型フィルダム、傾斜コア型フィルダム等）はその直下流の堤体の最低標高部となる。なお、止水壁のうち、地中連続壁等の基礎地盤面内に埋設された部

分及びフィルダムの監査廊は堤高に含めない。

2. ダム軸面は、河川を横断する方向でのダムの構造設計上基準となる鉛直面とする。

ダム軸面とは、河川を横断する方向でのダムのほぼ中心を示すダムの構造設計上基準となる鉛直面であり、重力式コンクリートダムにおいては基本三角形の頂点を連ねた線を含む鉛直面、アーチ式コンクリートダム及びフィルダムにおいては堤頂の横断方向の中点を連ねた線を含む鉛直面とする。なお、表面遮水壁型フィルダムにあっては天端の上流端を連ねた線を含む鉛直面を用いる。

ダム軸面は、堤体部における定義であるので、堤体をはずれた兩岸の岩盤部での定義は特には行わないが、便宜上使用する場合は、通常カーテングラウチングの中心面をもってダム軸面とする。

なお、アーチ式コンクリートダムのダム軸は、手計算を主体とした解析と設計を行っていた時代は、アーチの円弧を平面形状の基線とした場合は下流面を基準とし、外力としての水圧の計算を優先する場合は上流面を基準とし、統一されていなかった。電子計算機による解析を行う現在では、上流面よりも構造物の中心であるダムの中心線を基準とする方が解析上も都合がよく、これをダム軸として用いる。

3. 堤頂長は、ダム軸面と堤頂標高の水平面との交線上のダムの堤体の長さとする。

堤頂長には、堤体に隣接する道路部分、フィルダムにおける洪水吐きコンクリート部分は含めないが、フィルダムの堤頂部に隣接する部分の洪水吐きの幅は（ ）書きで併記する。なお、複合ダムの場合は、堤体のコンクリート部分及びフィル部分の堤頂長の総和を堤頂長とする。

4. ダムの堤体とは、河川を横断して流水を貯留するため設けられる構造物及びこれと一体不可分としてその効用を果たす部分のうち、基礎地盤内に設けられた構造物を除いた部分とする。また、堤体積とは堤体の実体積とする。

コンクリートダムの堤体には、フィレット、フーチング等堤体の安定上一体となる部分及び堤体を保護する部分を含める。また、堤体上に一体として設置される洪水吐きも堤体に含めるが、本体部と分離した洪水吐き、基礎処理と考えられる断層置換え等は堤体に含めない。中空重力式コンクリートダムの場合は、実コンクリート部を堤体とする。

フィルダムの堤体には、堤体保護部、洪水吐き接合部等堤体と一体となる部分を含める。なお、洪水吐き、減勢工等のコンクリート部分、基礎処理と考えられる断層置換え、止水ブランケット、堤体上流側の埋戻し部、または、堤体背面の盛土等で堤体自体の安定上必要でない部分は堤体に含めない。

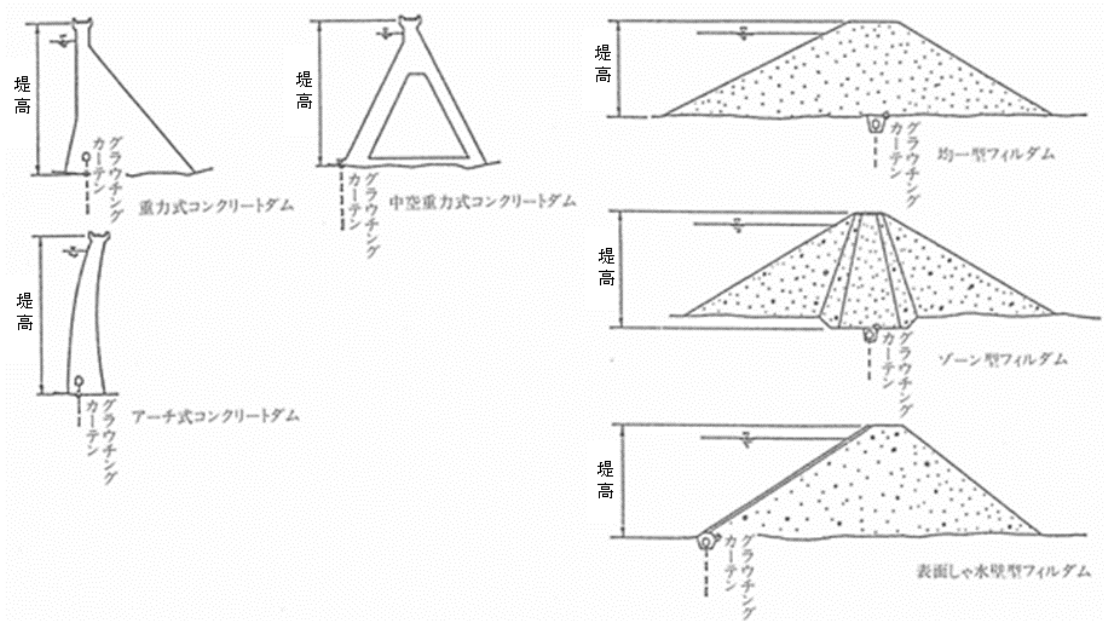


図2-1-1 各種のダムの堤高

<必須>

ダム設計に用いる主要な貯水位である常時満水位、サーチャージ水位、設計洪水水位は構造令第2条第1項から第3項によるものとする。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、昭和51年11月23日、建設省河政第70号。
- 2) 河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について：昭和52年2月1日、建設省河政発第6号、建設省河開発第9号。

<参考となる資料>

ダム設計に関する用語や考え方については、下記の資料が参考になる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。

第2節 ダムの基本形状、型式及び位置の決定

2.1 ダムの基本形状

<考え方>

ダムの基本形状とは、ダムの高さ、横断面形状、平面形状、左右岸取付部の深さ、洪水吐きの形状をいう。

ダムの高さは、貯水池計画で定められる常時満水位、サーチャージ水位、設計洪水位を基に本章2.1.1に示す方法で求めた非越流部の高さに基づいて定める。

ダムの堤体の横断面形状は、本章3.4で規定する予想される荷重の組合せに対して、必要な安定性を確保するよう定める。

ダムの堤体の平面形状は、特に3次元構造として設計されるアーチ式コンクリートダムにおいては、予想される荷重の組合せに対して、必要な安定性を確保するよう定める。

ダムの堤体の左右岸取付部の深さは、予想される荷重の組合せまたは、浸透流に対して、十分な強度、変形性、遮水性を有するように、基礎地盤の状態に基づいて定める。

ダムは想定される最大規模の流量を安全に流下させる放流能力を持った洪水吐きを有する必要がある。

なお、想定される最大規模の流量としてダム設計洪水流量を採用する。

<必須>

ダムの基本形状は、必要な非越流部の高さや洪水吐きの能力等を勘案して決定するものとする。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

ダムの基本形状を決定する上で勘案すべき事項については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。

2.1.1 堤体の非越流部の高さ

<考え方>

堤体の非越流部の高さは、常時満水位、サーチャージ水位、設計洪水位のそれぞれに所要の付加高さを加え、このうち最も高い値以上で、当該ダムの実情に応じて定める。

非越流部の高さは、構造令第5条において、以下のように定められている。

(堤体の非越流部の高さ)

第5条 ダムの堤体の非越流部の高さは、洪水吐きゲートの有無に応じ、コンクリートダムにあっては次の表の下欄に掲げる値のうち最も大きい値以上、フィルダムにあっては同欄に掲げる値のうち最も大きい値に1mを加えた値以上とするものとする。

項	区 分	堤体の非越流部の高さ (単位 メートル)
1	洪水吐きゲート を有するダム	$H_n + h_w + h_e + 0.5$ ($h_w + h_e < 1.5$ のときは $H_n + 2$) $H_s + h_w + \frac{h_e}{2} + 0.5$ ($h_w + \frac{h_e}{2} < 1.5$ のときは $H_s + 2$) $H_d + h_w + 0.5$ ($h_w < 0.5$ のときは $H_d + 1$)
2	洪水吐きゲート を有しないダム	$H_n + h_w + h_e$ ($h_w + h_e < 2$ のときは $H_n + 2$) $H_s + h_w + \frac{h_e}{2}$ ($h_w + \frac{h_e}{2} < 2$ のときは $H_s + 2$) $H_d + h_w$ ($h_w < 1$ のときは $H_d + 1$)

備考

この表において、 H_n 、 h_w 、 h_e 、 H_s 及び H_d は、それぞれ次の数値を表すものとする。

H_n 常時満水位 (単位 メートル)

h_w 風による波浪の貯水池の水面からの高さ (単位 メートル)

h_e 地震による波浪の貯水池の水面からの高さ (単位 メートル)

H_s サーチャージ水位 (単位 メートル)

H_d 設計洪水水位 (単位 メートル)

- 2 洪水吐きゲートを有しないフィルダムで、ダム設計洪水流量の流水が洪水吐きを流下する場合における越流水深が2.5メートル以下であるものに関する前項の規定の適用については、同項の表2の項の下欄中、「 $h_w + h_e < 2$ のときは $H_n + 2$ 」とあるのは、「 $h_w + h_e < 1$ のときは $H_n + 1$ 」と、「 $h_w + h_e/2 < 2$ のときは $H_s + 2$ 」とあるのは、「 $h_w + h_e/2 < 1$ のときは $H_s + 1$ 」とする。

風による波浪の高さは、常時満水位、サーチャージ水位、設計洪水水位それぞれの水位の状態における貯水池水面以上の波浪高さを採用することが考えられるが、便宜的に設計洪水水位の状態における貯水池水面からの波浪高さをもち、サーチャージ水位、常時満水位の状態における貯水池水面からの波浪高さとみなす。

地震による波浪の貯水池水面からの高さについても、常時満水位、サーチャージ水位のそれぞれの貯水池水位の状態における貯水池水面からの高さを採用することが考えられるが、常時満水位の状態における貯水池水面からの波浪高さを基準とし、サーチャージ水位における波浪の高さは、常時満水位の波浪の高さの1/2とする。

ゾーン型及び均一型のフィルダムでは付加高さを決定する場合、頂部の保護層は付加高さに加えず、図2-2-1に示すように遮水ゾーンの頂部を非越流部の高さとする。

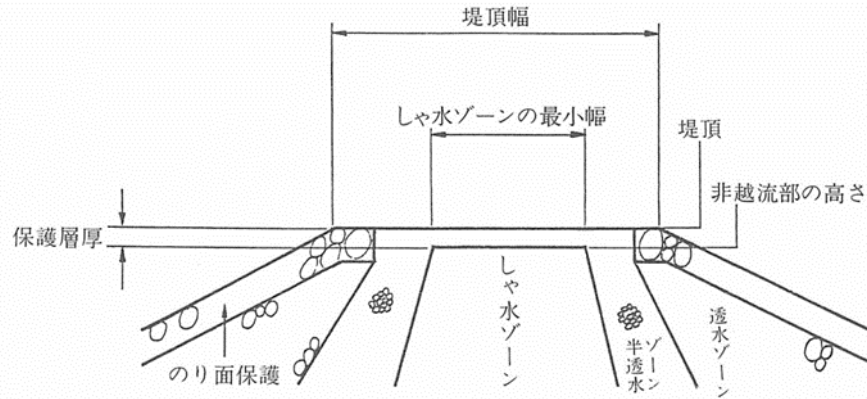


図2-2-1 ダム堤頂付近標準図

<必須>

ダムの堤体の非越流部の高さは、ダムの種類及び洪水吐きゲートの有無に応じ、構造令第5条で定める方法に従い決定するものとする。

<例示>

風による波浪の高さは、S. M. B法におけるWilsonの改良式により求めること等が考えられる。堤体の上流面がほぼ鉛直な場合は、反射波を考慮して、貯水池水面からの波浪高さは2倍の半波高すなわち全波高となるので、次式により計算する（図 2-2-2、図 2-2-3 参照）。

$$h_w = 0.00077V \cdot F^{0.5}$$

V : 10 分間平均風速 (m/s) (一般に、30m/s ないしは 20m/s をとることが多い)

F : 設計洪水位におけるダムの堤体からの最大対岸距離 (m)

また、フィルダムのように上流面が傾斜している場合には、堤体に沿った波の打上げ高を考慮し、Saville の方法を用いること等が考えられる。

図 2-2-4 は、S. M. B 法によって求めた波高と Saville の方法により導かれた上流面の斜面勾配、斜面保護材料及び打上げ高／波高との関係を組み合わせ、対岸距離及び風速から波高を含めた打上げ高 (R) をもとめられるようにしたものである。

地震による波浪高さの計算は、佐藤清一の次式により求めること等が考えられる。

$$h_e = \frac{1}{2} \cdot \frac{K\tau}{\pi} \sqrt{gH_o}$$

K : 常時満水位の状態における設計震度

τ : 地震周期 (地震動の卓越周期) (s) (1 秒とすることが多い)

H_o : 常時満水位の状態における貯水池の水深 (m)

g : 重力の加速度 9.8m/s²

例えば $K=0.15$ 、 $\tau=1$ 秒、 $H_o=60\sim100$ m で $h_e=0.6 \sim 0.7$ m である。

なお、流水型ダムのように常時満水位時の水深がきわめて浅い場合には、地震による波浪高さ h_e を、上式の H_o にサーチャージ水位時の貯水池の水深を代入して算出する場合がある。

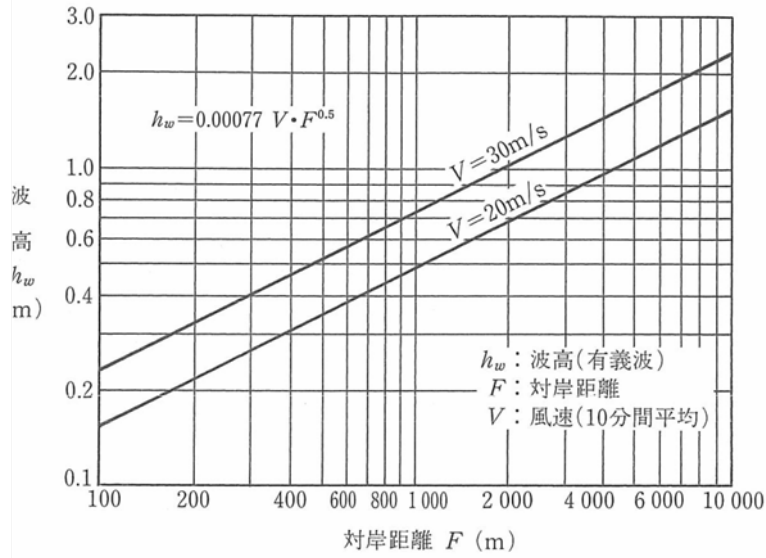


図2-2-2 S. M. B 法における Wilson の改良式によって求めた波高

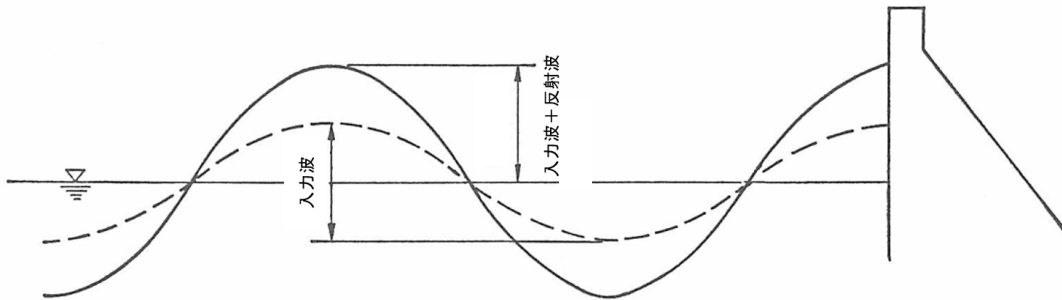


図2-2-3 貯水池の水面からの波浪高さ

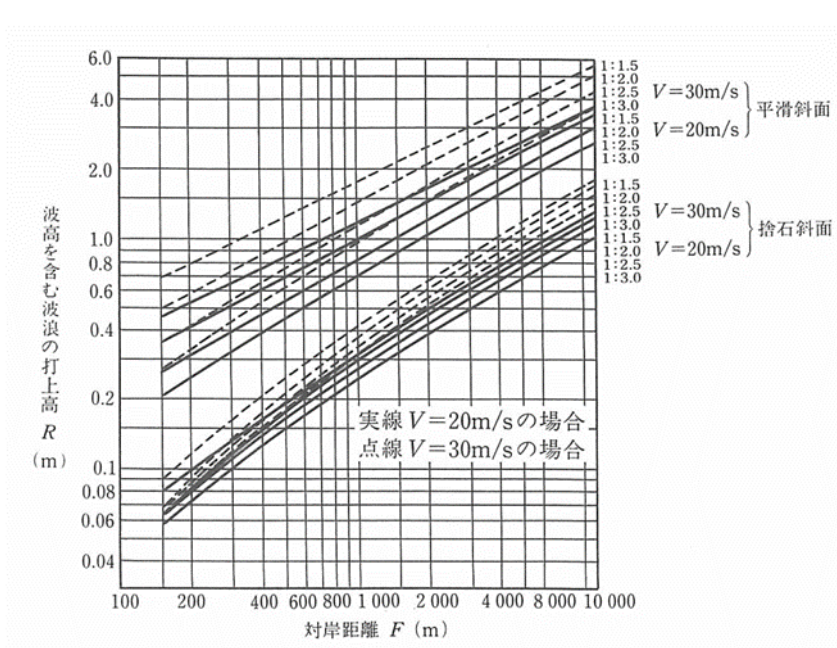


図2-2-4 S. M. B 法における Wilson の改良式と Saville の方法とを組み合わせる求めた打上げ高（波高を含む）

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局水政課長、開発課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について、昭和52年2月1日、建設省河政発第6号・建設省河開発第9号。

<参考となる資料>

ダムの堤体の非越流部の高さを決定する際の付加高さの算定については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。

2. 1. 2 ダム設計洪水流量**<考え方>**

ダム設計洪水流量及び設計洪水位は、ダム地点の洪水に関してダムの安全性を確保するため定められる重要な基本量である。

ダム設計洪水流量及び設計洪水位は、ダムの計画において、ダム堤体の非越流部の高さ、ダムの堤体及び基礎地盤の安定計算に使用される水位、ならびに洪水吐きの流下能力を決定するために用いられるものである。

ダム設計洪水流量及び設計洪水位は、構造令第2条第3項（本章1.3参照）において、定められている。

フィルダムでは、洪水が堤体を越流した場合の危険性を考慮して、コンクリートダムの場合のダム設計洪水流量の1.2倍の流量をダム設計洪水流量として定める。

ダムの堤体がコンクリートダムとフィルダムの両者で構成される複合ダムの場合、ダム設計洪水流量は、フィルダムのダム設計洪水流量を用いる。

貯水池が導水による間接流域を有する場合のダム設計洪水流量は、貯水池へ直接流入する直接流域を対象として上述の方法により求められる流量（直接流域ダム設計洪水流量）に、間接流域から導水され得る流量を加えた流量とする。間接流域から導水され得る流量は、導水地点の洪水流量及び取水・導水施設等の構造等を勘案して設定し、導水地点の洪水流量は、間接流域を対象として、ダム設計洪水流量と同様の方法で求める（間接流域ダム設計洪水流量）。

なお、間接流域の導水地点下流にダムが設けられる場合の下流ダムのダム設計洪水流量については、上述の導水流量が、一般に取水・導水施設計画以上の流量となり導水の確実性に疑問があること等、確実に導水される流量を意味しないことから、導水によるダム設計洪水流量の低減は、原則として行わない。

また、取水・導水施設にゲートが設けられ操作が行われる場合においても、間接流域ダム設計洪水流量が発生するような出水に対する確実なゲート操作が、施設の構造計画、洪水処理計画及び管理面上担保されない限りにおいては、ゲート全開の状態により、間接流域から導水され得る流量を算出する。

<必須>

ダムの堤体及び洪水吐きの設計において基本となるダム設計洪水流量は、構造令第2条第3項で定める方法に従い決定するものとする。

<例示>

ダムの堤体がコンクリートダムとフィルダムの両者で構成される複合ダムの場合、ダム設計洪水流量は、フィルダムのダム設計洪水流量を用いることとしているが、コンクリートダムがダムの堤体の主たる構成要素である複合ダムの場合のコンクリートダム部の非越流部高さ及び

その決定に用いる設計洪水位の算出においては、コンクリートダムとして求めたダム設計洪水流量を用いることができる。すなわち、コンクリートダム部及びフィルダム部について、それぞれの種類のダムとしての設計洪水位、非越流部の高さを設定し、設計することができる。この場合、コンクリートダムの堤体上に洪水吐きが設けられ、かつ 1.2 倍の流量が流下することによる導流部、減勢工導流壁からの越流や減勢工での流況の悪化が、フィルダムの堤体の安全に支障ないと判断される場合には、洪水吐きの構成要素のうち導流部、減勢工の設計におけるダム設計洪水流量としてコンクリートダムとして求めたダム設計洪水流量を用いることができる。

ダム地点の流域と類似する流域の洪水の観測結果に照らして、当該ダム地点に発生する恐れがあると認められる洪水の流量は、地域別比流量図（図 2-2-5、表 2-2-1、図 2-2-6 参照）から算出される流量を基にして定めるなどの手法がある。ただし、地域別比流量図の数値は、それぞれの流域における下限値を示すものであるから、その適用にあたっては、当該ダム流域と水象もしくは気象が類似する流域において発生した降雨や流量の観測資料を用い、降雨の観測資料を用いる場合は適正な流出解析を実施して、その妥当性を確認することができる。

当該ダムの流域面積が 20 km² 以下である場合には、地域別比流量図から求められる流量以上の流量で、当該ダム流域の実情に応じた数値がダム設計洪水流量として定められるが、流域面積が 1 km² 未満の場合の地域別比流量図から求められる流量は、1 km² の場合の比流量値より求められる流量とする場合が多い。

貯水池が導水による間接流域を有する場合は、地域別比流量図に見られるように、集水面積が大きくなると、比流量は小さくなる傾向にあるので、直接流域ダム設計洪水流量発生時の導水地点洪水流量は、上述の方法で求めた間接流域ダム設計洪水流量より小さいことが考えられるため、この影響を適切に評価することができる場合には、検討の対象とする導水地点の洪水流量を低減することができる。

比流量曲線式

$$q = C \cdot A^{(A^{-0.05} - 1)}$$

q : 比流量 (m³ / sec / km²)

A : 集水面積 (km²)

C : 地域係数

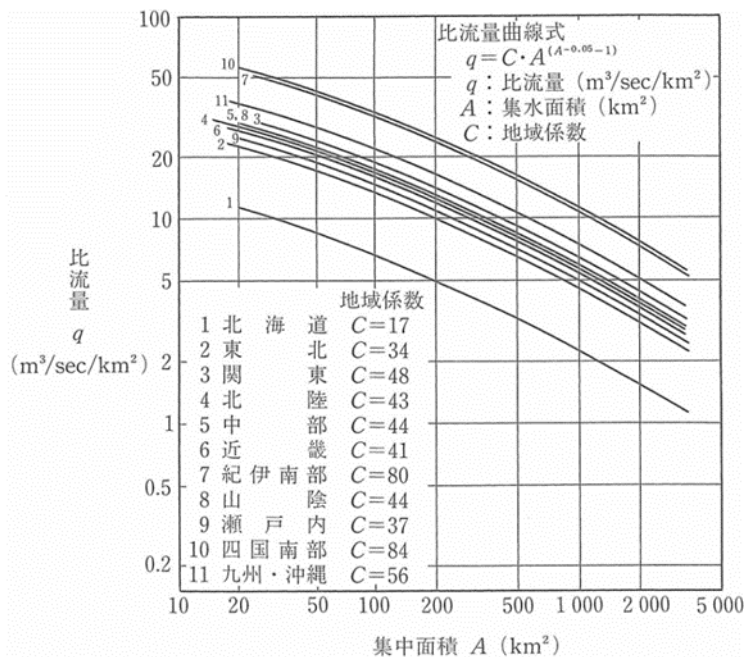


図2-2-5 地域別比流量図

表2-2-1 地域別比流量図の地域係数

地 域	地域係数 C	適 用 地 域
① 北 海 道	17	北海道全域
② 東 北	34	青森・岩手・宮城・秋田・山形・福島（阿賀野川流域を除く）の各県
③ 関 東	48	茨城・栃木・群馬（信濃川流域を除く）・埼玉・東京・千葉・神奈川の各都県、山梨県のうち多摩川、相模川流域及び静岡県のうち酒匂川流域
④ 北 陸	43	新潟・富山・石川の各県、福島県のうち阿賀野川流域、群馬県のうち信濃川流域、長野県のうち信濃川・姫川流域、岐阜県のうち神通川・庄川流域及び福井県のうち九頭竜川流域以北の地域
⑤ 中 部	44	山梨県及び静岡県のうち③に属する地域を除く地域、長野県及び岐阜県のうち④に属する地域を除く地域、愛知県及び三重県（淀川流域及び榑田川流域以南の地域を除く）
⑥ 近 畿	41	滋賀県、京都府のうち淀川流域、大阪府、奈良県のうち淀川流域及び大和川流域、三重県のうち淀川流域及び兵庫県のうち神戸市以東の地域
⑦ 紀伊南部	80	三重県のうち榑田川流域以南の地域、奈良県のうち⑥に属する地域を除く地域及び和歌山県
⑧ 山 陰	44	福井県のうち④に属する地域を除く地域、京都府のうち⑥に属する地域を除く地域、兵庫県のうち日本海に河口を有する流域の地域、鳥取、島根の各県、広島県のうち江の川流域及び山口県のうち佐波川流域以西の地域
⑨ 瀬 戸 内	37	兵庫県のうち⑥及び⑧に属する地域を除く地域、岡山県、広島県及び山口県のうち⑧に属する地域を除く地域、香川県、愛媛県のうち⑩に属する地域を除く地域
⑩ 四 国 南 部	84	徳島県、高知県、愛媛県のうち吉野川・仁淀川流域及び肱川流域以南の地域
⑪ 九州・沖縄	56	九州各県及び沖縄県

（注）地域④のうち長野県に属する信濃川流域及び地域⑤のうち長野県に属する天竜川流域については、当該地域の地域係数 C を35以上とすることができる。

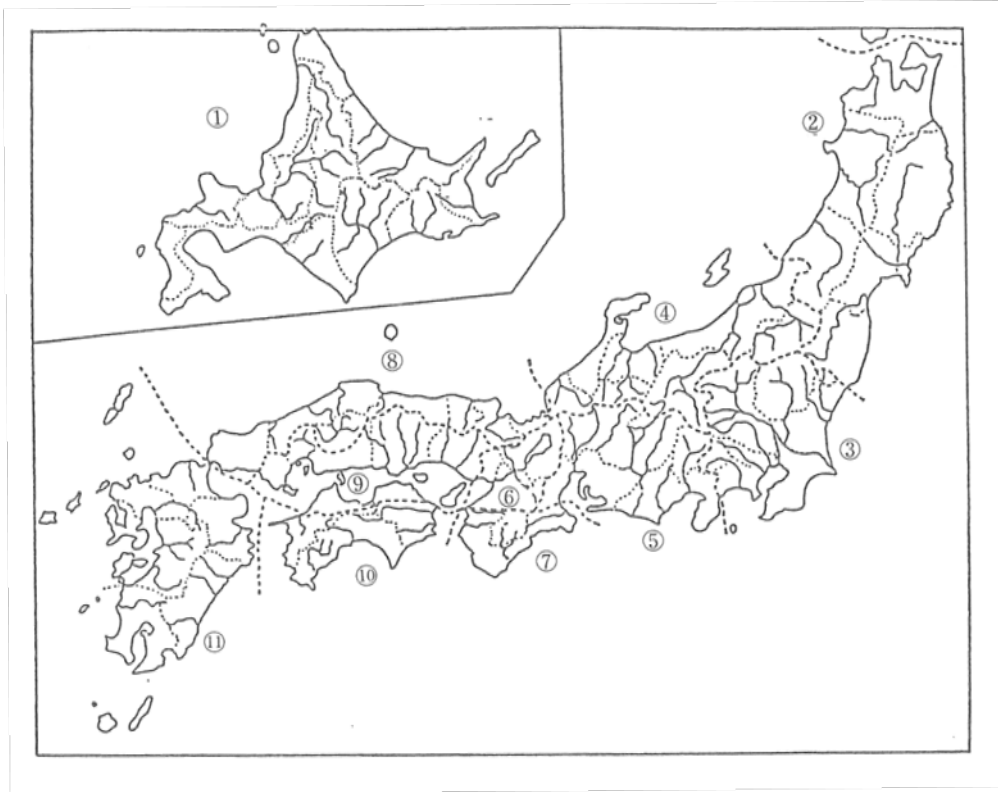


図2-2-6 地域別比流量図の地域区分（図中の番号は表 2-2-1 に示すもの）

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について，昭和 51 年 11 月 23 日，建設省河政発第 70 号。
- 2) 建設省河川局水政課長、開発課長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について：昭和 52 年 2 月 1 日，建設省河政発第 6 号，建設省河開発第 9 号。

<参考となる資料>

ダム設計洪水流量の算出方法については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財) 国土開発技術研究センター編／(社) 日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成 12 年 1 月

2. 2 ダムの位置の選定

<考え方>

ダムの位置を決定する作業は、必要な貯水容量が最も効率的に確保可能なサイトを、地域の社会経済、自然環境なども十分考慮して選定（以下、「サイト選定」という。）した上で、当該サイトにおいて、安全かつ最も経済的にダムの建設が可能な配置を定める（以下、「配置設計」という。）手順で行う。なお、この配置を定める作業は、通常、「座取り」とも呼ばれている。

サイト選定は、目的とする治水・利水機能が確保され、所要の貯水容量が得られる複数の候補サイトの中から、地形・地質調査、環境調査等の調査結果、水没地域の実態、経済性などを総合的に勘案して最適な位置を選定するよう行う。

サイト選定、配置設計の各段階に応じて、基礎岩盤やその周辺の地質調査、第四紀断層調査、貯水池周辺地すべり等の調査、堤体材料調査、環境調査などを系統的かつ効率的に行い、これらの課題の把握や対応について検討することが重要である。

<必須>

ダムの位置は、ダムの高さ、地形、地質、洪水処理の方法等の諸条件を総合的に検討し、選定するものとする。

<参考となる資料>

ダムの位置の選定方法については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第2巻 環境・調査I編，平成17年6月。

2.3 ダムの型式の選定**<考え方>**

ダム型式は、堤体材料から主にコンクリートダム及びフィルダムに分類される。

コンクリートダムは、力学的な特性により主に重力式コンクリートダムとアーチ式コンクリートダムに、フィルダムは、堤体材料によってアースダムとロックフィルダムに分類され、また遮水機能を果たす部分の構造により均一型ダム、ゾーン型ダム、表面遮水壁型ダムに分類される。なお、上記以外の台形CSGダムやフィルダムで表面遮水壁型ダムとするような特殊な構造のダムとする場合には、構造令第73条第4項（いわゆる大臣特認制度）の手続きをとる必要がある。

一般に重力式コンクリートダムは地形、地質、洪水吐きの規模の面からみて、アーチ式コンクリートダムと比べて比較的制約の少ない型式である。

谷幅が狭く、平面形状がアーチ推力を安全に支持できるような地形、地質の場合は、アーチ式コンクリートダムが有利となる場合がある。

フィルダムの場合は、コンクリートダムに比較して、地形、地質上の制約は少ないが、堤体と別個に洪水吐きを設けなければならないことから、洪水規模が大きい場合、コンクリートダムに比べ不利となる。また、堤体積が大きくなることから、ダムサイト周辺で堤体材料を採取できる場合に有利となる。

これらの分類から、目的に対し所要の機能を十分に発揮する上で必要な安全性を最も合理的に確保できるようダムの型式を選定する。

<必須>

ダムの型式は、ダムの規模、ダム地点の地形、地質、洪水吐きの規模及び堤体材料等の諸条件を総合的に検討し、決定するものとする。

<例示>

ダムの主な型式ごとの特性を以下に例示する。また、複数のダムの型式を組み合わせる建設する事例もある。

1. 重力式コンクリートダム

重力式コンクリートダムは、貯水の水圧等の荷重を堤体の自重によって下方の基礎岩盤に伝達する構造物であり、必然的に大きな堤体断面を要求される。このため、基礎岩盤に作用する単位面積当たりの荷重はアーチ式コンクリートダムに比べ小さくなるが、基礎岩盤としてダム高に応じた十分なせん断強度を有する岩盤が必要である。水平または、これに近い断層、弱層が存在する場合には十分な注意が必要である。

堤体については、同一堤高のアーチ式コンクリートダムに比べ堤体断面が大きいことから、一般に発生応力は小さく、上流面に生じる鉛直方向の引張応力や、堤高が特に高いダムにお

ける下流部の圧縮応力を除けば、堤体の強度が問題となることは少ない。

2. アーチ式コンクリートダム

アーチ式コンクリートダムは、貯水の水圧等の荷重を主として堤体のアーチ作用によって左右岸の基礎岩盤に伝達する構造物であり、堤体断面を適切に選定すれば、コンクリートの強度を最大限に利用できる薄さまで、堤体断面を小さくすることができる。しかし、反面、基礎岩盤に伝達する単位面積当たりの荷重は大きくなり、重力式コンクリートダムに比べ、基礎岩盤の地形、地質の制約を受けやすい。よって、アーチ式コンクリートダムの基礎岩盤に対しては、重力式コンクリートダムに比べて剛性、強度に関する制約が大きくなる。

また、アーチ作用による荷重を基礎岩盤の厚みで支える必要があるため、アーチ式コンクリートダムのアバットメントの下流には十分な厚みを有する基礎岩盤が要求され、基礎岩盤内にアーチ作用を受けたときにすべりやすい方向の弱層が存在する場合等には、十分な注意が必要である。

3. フィルダム

一般に、フィルダムはコンクリートダムに比べダムから受ける荷重をより広い地盤に伝えるので、基礎の強度の面からの制約条件は少ない。

基礎地盤の必要条件として、せん断強さやパイピングに対する抵抗性が要求されるとともに、遮水ゾーンの基礎では所要の遮水性が要求される。

岩盤基礎の場合は、特別な欠陥がない限り強度的には問題ない。なお、遮水ゾーンの基礎地盤は一般に堤体の透水係数と同程度となるまで掘削するか、あるいはグラウチングにより処理できるものでなければならない。

砂礫基礎は、層状に形成されたもの以外は一般に十分なせん断強さを有するが、遮水性に劣るので、ダムの高さや基礎地盤の透水性に応じた遮水対策を検討する。

土質基礎は、比較的遮水性に優れているが、一般にせん断強度が小さく、滑動、沈下あるいは変形に対して問題があり、堤高が高いダムの基礎地盤としては適当でない。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

ダムの型式の選定方法については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財) 国土開発技術研究センター編／(社) 日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成 12 年 1 月。
- 2) (財) ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成 17 年版 第 4 巻 設計 I 編，平成 17 年 6 月。

2. 4 ダムの配置設計

<考え方>

ダムの配置設計は、選定したダムの位置、ダムの型式を踏まえて、ダムの高さ、地形、地質及び洪水処理の方法等の諸条件を総合的に検討して実施する。

2. 4. 1 重力式コンクリートダムの配置設計

<考え方>

重力式コンクリートダムの配置は、堤体及び基礎岩盤の安定上、問題となる地形や地質を避けるとともに、安全に洪水処理が可能となること等の条件を考慮し、候補となる案の中か

ら決定する。

1. 地形

- (1) 谷幅：谷幅の広さは堤体積に直接影響するため、経済性の面から重視する必要がある。
- (2) やせ尾根：中位から高位標高にかけて特に注意する必要がある、透水性、せん断強度等が問題となる。
- (3) 下流下がり：最大荷重がかかった場合の堤体の安定性に注意する必要がある、下流下がりの状況によっては大きな岩盤強度を必要とする。
- (4) 上流下がり：貯水池空虚時及び貯水位が低い場合の堤体の安定性に注意する必要がある。
- (5) 長大のり面：施工時及びダム完成後の長大のり面の斜面安定について、地質条件とも関連し注意する必要がある。

2. 地質

- (1) 堅岩線：堤高に応じて必要な岩盤強度があり、それに応じた堅岩線が決定されるが、その深さは風化の度合に大きく影響される。ここで重要なのは岩盤のせん断強度であり、堤体の安定上必要なせん断強度が確保される基礎地盤であれば、支持力に関わる圧縮強度は一般的に問題とはならない。
- (2) 断層：基礎地盤に存在する断層でダム及び基礎地盤の安定上特に注意を要するのは、低角度断層と下流端付近の上流落ち（下流上がり）断層である。これに対して、鉛直に近い傾斜をもった断層は比較的問題は少ないが、断層規模が大きくなると、基礎処理を施しても高いダムを築造するのが難しくなる場合がある。一般に、断層の規模が大きくなると断層と堅岩との境界面が明確な場合には置換えなどの基礎処理は容易である。断層の透水性については、一般に断層粘土は透水性が低いとが周囲の破碎部は透水性が高く、グラウチングによる改良が難しいことが多く、グラウチング改良区域に分布する場合は所要の遮水性が確実に得られるよう改良できることが必要である。

3. 洪水処理

重力式コンクリートダムは洪水吐きを堤体内に設置できることが特徴の1つである。したがって、次の事項について考慮する。

- (1) 越流型洪水吐き：容量、位置、方向を考慮して水理条件を満たすための検討が必要である。
- (2) 放流管の配置：放流管及び操作室は、ダムの形状、継目の位置及び間隔等と関連して、その配置を検討する必要がある。
- (3) 減勢工：対象流量を減勢するのに必要な地形条件を考慮するとともに、他の構造物への影響がないことが必要である。

4. 施工設備

主な施工設備のうち、特にコンクリート運搬設備はダムの配置設計と大きな関連があり、地形・地質条件による制約を踏まえ、機種を選択や基本的な配置を考える。

<標準>

重力式コンクリートダムは、ダムの高さ、地形、基礎地盤の強度などの地質条件及び洪水処理の方法等を考慮して配置設計を行うことを基本とする。

<参考となる資料>

重力式コンクリートダムの配置設計の方法については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。

2.4.2 アーチ式コンクリートダムの配置設計

<考え方>

アーチ式コンクリートダムの配置は、ダムや貯水池からの荷重を支持するのに必要な十分な厚みと強度を有する基礎岩盤が得られるとともに、安全に洪水処理が可能となること等の条件を考慮し、候補となる案の中から決定する。

アーチ式コンクリートダムの場合は、左右岸の基礎岩盤に作用する荷重が大きいため、特に基礎岩盤ショルダーの厚さを十分確保できるようにダムを配置する必要がある。

基礎岩盤となる左右岸の岩盤の安定性を確保するためのダムの配置設計及びダムの根入れ深さ（アバットメントの位置）の概略検討は、所要堅岩線の検討により行う。

所要堅岩線は次のようにして求められる。まず、任意の水平断面を取り、ダム上流端から任意の方向のせん断面 S_i を仮定し、これに作用する岩盤内の揚圧力、ダムからの荷重などを算出することにより、所要のせん断摩擦安全率を満足するために必要な堅岩線の長さ l_i を Henny の式から次のように求める（図 2-2-7 参照）。

$$l_i = \frac{nH_i - f_i(V_i - U_i)}{\tau_i}$$

ここに、

l_i : 仮定せん断面 S_i に沿った所要の堅岩線の長さ (m)

τ_i : 仮定せん断面 S_i に沿ったせん断強度 (kN/m²)

f_i : 仮定せん断面 S_i に沿った内部摩擦係数

H_i : アーチ式コンクリートダムからの鉛直方向単位幅当たりの荷重の仮定せん断面に平行な成分 (kN/m)

V_i : アーチ式コンクリートダムからの鉛直方向単位幅当たりの荷重の仮定せん断面に垂直な成分 (kN/m)

U_i : せん断面に作用する揚圧力の鉛直方向単位幅当たりの合力 (kN/m)

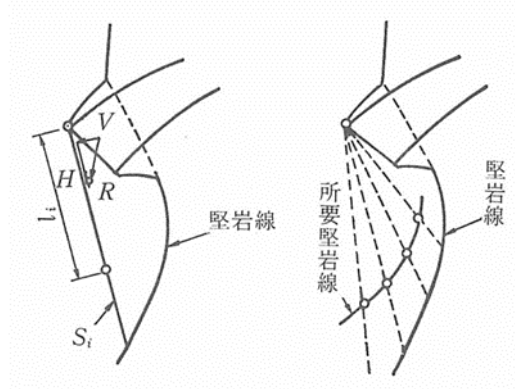
n : せん断摩擦安全率

揚圧力は仮定せん断面に対し本章 3.5.4 に示す方法を踏まえて設定する。

仮定せん断面の方向を種々に変えてその所要の堅岩線の長さを計算すれば図 2-2-7 に示すような所要の堅岩線の長さを包絡する曲線が求められる。この曲線を所要堅岩線と呼んでいる。

所要堅岩線は基礎岩盤の安全性を確保するために必要なショルダーの範囲であり、これが基礎岩盤内の実際の堅岩線と交差するときは、その標高での2次元検討による基礎岩盤は所要の安全率を持たないことを示し、反対に両者の間隔が非常に広いときは、ダムの根入れが深すぎて不経済なことを示す。

一般に所要堅岩線を計算する際に用いるせん断摩擦安全率は4とする。しかし基礎岩盤内にせん断破壊を生じやすい方向に断層等の弱層がある場合には、別途、その弱層の位置、方向及び規模を考慮した安全性の検討が必要である。



注) 図示の簡略化のため堅岩線の川側(図では右側)に存在する地表線は描いていない。

図2-2-7 所要堅岩線

堤体と基礎岩盤の接触面及び基礎岩盤内部の断層、節理等の弱点と考えられる面の安全性は、本章 6.3.1 に示す方法に準じて判断する。特にアーチ式コンクリートダムの場合、ダムの左右岸部において高角度の弱層が存在する場合にその安全性に注意を要することが多い。

<標準>

アーチ式コンクリートダムは、ダムの高さ、地形、基礎地盤(特に左右岸)の強度などの地質条件及び洪水処理の方法等を考慮して配置設計を行うことを基本とする。

<例示>

アーチ式コンクリートダムにおいては、基礎岩盤の安全性を検討する際、標高ごとの2次元の所要堅岩線による検討が行われることが一般的である。しかし、堤体と基礎岩盤の接触面及び基礎岩盤内部の断層、節理等の弱点と考えられる面の安全性を検討する際などには、必要に応じて岩盤をモデルに組み込んだ3次元のせん断破壊に対する安全率の検討を行う場合がある。この場合の所要安全率として、解析の精度等を考慮して、2次元の検討で用いる4よりも大きい数値を用いている事例がある。

<参考となる資料>

アーチ式コンクリートダムの配置設計の方法については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編, 平成17年6月。

2.4.3 フィルダムの配置設計

<考え方>

フィルダムの配置は、堤体の安定や基礎地盤の遮水上問題となる地質を避けるとともに、安全な洪水処理が可能となる洪水吐きの配置などを考慮し、決定する。

フィルダムの場合、コンクリートダムと異なり堤体と分離して洪水吐きを設置しなければならないことから、洪水吐きの設置の容易さも考慮してダムを配置する必要がある。

フィルダムは、一般にコンクリートダムに比べ基礎地盤が良好でないサイトでも築造可能であるが、基礎地盤は堤体の安定上問題となる不等沈下や過大な沈下が生じないことが条件となる。また、必要な遮水性を確保することができるかどうか、配置設計の重要な要因となることが多い。

地形が極端なV字型の谷となっている場合の急傾斜部や変形性が大きく異なる地質境界部

に遮水ゾーンを設置すると、不等沈下によるせん断変形が亀裂の原因となり、ひいては、これが浸透破壊の誘因となることがあるので、注意する。

フィルダムは、堤体内に洪水吐きを設置できないので（構造令第4条第5項参照）、付近の地山に設置が可能かどうか、地形、地質面からの検討が重要である。洪水吐きを急峻な山腹に設ける場合、掘削量が大量となること及び長大のり面の安定性の確保や維持管理上の問題からダムの配置が不適当となることがあるので注意を要する。

<標準>

フィルダムは、ダムの高さ、堤体の遮水型式、地形、地質条件及び洪水吐きの配置等を考慮して配置設計を行うことを基本とする。

<例示>

フィルダムのダム軸の平面形状は、直線が一般的であるが、貯水圧による遮水ゾーンの応力状態を改善したり、地形によっては掘削量、盛立量あるいは堤体と洪水吐きの配置上有利とする目的で、上流側に凸の曲線が採用された事例もある。

<参考となる資料>

フィルダムの配置設計の方法については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。

第3節 ダム設計の基本条件

3.1 設計の要件

<考え方>

ダムは流水を貯留することにより洪水調節を行うとともに、各種の水の利用を図ることを目的として建設される構造物であり、ダムは長期的にこれらの治水と利水の機能を確実に発揮できるように設計する必要がある。

ダムは堤体及び基礎が一体となって流水を止める働きをする構造物であるので、ダムの堤体及び基礎地盤は所要の水密性及び予想される荷重に対する安全性を有するとともに一定期間内確実に効用を発揮するのに必要な耐久性を有する構造とする。またダムは所要の放流が可能となる放流設備を有し、管理上も操作が確実に行える構造とする。さらに、ダムの設置される周辺環境と調和するよう配慮して設計する。

ダムの位置は計画上ならびに自然、社会条件等から通常は自由に選ぶことはできない。したがって、決められたダムサイトに対し、ダムの規模、ダムサイトの地形、地質条件、水文条件、堤体材料の条件、気象、施工性等の条件を総合的に検討することによって、ダムの型式及び基本的な配置を決定し、続いて詳細な設計へと移行していく必要がある。

ダムの構造の原則は、構造令第4条において、以下のように定められている。

(構造の原則)

- 第4条 ダムの堤体及び基礎地盤（これと堤体との接合部を含む。以下同じ。）は、必要な水密性を有し、及び予想される荷重に対し必要な強度を有するものとするものとする。
- 2 コンクリートダムの堤体は、予想される荷重によって滑動し、又は転倒しない構造とするものとする。
 - 3 フィルダムの堤体は、予想される荷重によって滑り破壊又は浸透破壊が生じない構造とするものとする。
 - 4 ダムの基礎地盤は、予想される荷重によって滑動し、滑り破壊又は浸透破壊が生じないものとするものとする。
 - 5 フィルダムの堤体には、放流設備その他の水路構造物を設けてはならない。

<必須>

ダムは、構造令第4条で定める構造の原則に従い、予想される荷重に対する安全性及び必要な水密性が備わった構造とし、耐久性、操作性、景観及び経済性を総合的に考慮して設計するものとする。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

ダムの設計の要件については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令、平成12年1月。

3.2 設計の前提

<考え方>

ダムを安全に設計するためには、予想される荷重に対して堤体及び基礎地盤が安定であるか検討する必要がある。特に、ダムは、その規模が大きく、万一破壊すると及ぼす影響が大きいので、社会的にも極めて高い安全性を要求される。ダムの種類は、コンクリートダム、フィルダムなどに大別され、コンクリートダムは弾性構造物、フィルダムは非弾性構造物として設計される。

ダムは、その安全性を確保するために、ダム型式等に応じた合理的な設計手法により、設計手法に基づいた所要の安全率を有した設計を行う必要がある。

コンクリートダムの安定性及び強度は、河川管理施設等構造令施行規則（以下「施行規則」という。）第9条において、以下のように定められている。

（コンクリートダムの安定性及び強度）

規則第9条 コンクリートダムは、第1条第1項に規定する場合において、ダムの堤体と基礎地盤との接合部及びその付近における剪断力による滑動に対し、必要な剪断摩擦抵抗力を有するものとする。

2 前項の剪断摩擦抵抗力は、次のイの式によって計算するものとし、かつ、次のロの式を満たすものでなければならない。

$$\text{イ } R_b = fV + \tau_0 l_0$$

$$\text{ロ } R_b \geq 4H$$

これらの式において、 R_b 、 f 、 V 、 τ_0 、 l_0 及び H は、それぞれ次の数値を表すものとする。

R_b 単位幅当たりの剪断摩擦抵抗力（単位 1メートルにつき重量トン）

f 適切な工学試験の結果又は類似のダムの構造計算に用いられた値に基づき定める

内部摩擦係数

V 単位幅当たりの剪断面に作用する垂直力（単位 1メートルにつき重量トン）

τ_0 類似のダムに関する資料及び岩盤性状等により明らかな場合を除き、現場試験の結果に基づき定める剪断強度（単位 1平方メートルにつき重量トン）

l_0 剪断抵抗力が生ずる剪断面の長さ（単位 メートル）

H 単位幅当たりの剪断力（単位 1メートルにつき重量トン）

3 コンクリートダムの堤体に生ずる応力は、第1条第1項に規定する場合において、標準許容応力を超えてはならないものとする。ただし、地震時において、ダムの堤体に生ずる圧縮応力については、標準許容応力にその30パーセント以内の値を加えた値を超えてはならないものとする。

4 前項の標準許容応力は、ダムの堤体の材料として用いられるコンクリートの圧縮強度を基準とし、安全率を4以上として定めるものとする。

5 重力式コンクリートダムの堤体は、第1条第1項に規定する場合において、その上流面に引っ張り応力を生じない構造とするものとする。ただし、局部的な引っ張り応力に対して鉄筋等で補強されているダムの堤体の部分については、この限りでない。

フィルダムの安定性及び堤体材料については、施行規則第10条において、以下のように定められている。

（フィルダムの安定性及び堤体材料）

規則第10条 フィルダムは、第1条第1項及び第2項に規定する場合において、ダムの堤

- 体の材料の性質及び基礎地盤の状況を考慮し、ダムの堤体の内部、ダムの堤体と基礎地盤との接合部及びその付近における滑りに対し、必要な滑り抵抗力を有するものとする。
- 2 前項の滑り抵抗力は、次のイの式によって計算するものとし、かつ、次のロの式を満たすものでなければならない。

$$\text{イ } R_s = \sum\{(N - U)\tan\phi + Cl_1\}$$

$$\text{ロ } R_s \geq 1.2 \sum T$$

これらの式において、 R_s 、 N 、 U 、 ϕ 、 C 、 l_1 及び T は、それぞれ次の数値を表すものとする。

R_s 単位幅当たりの滑り抵抗力 (単位 1メートルにつき重量トン)

N 円形滑り面上の各分割部分に作用する荷重の単位幅当たりの垂直分力 (単位 1メートルにつき重量トン)

U 円形滑り面上の各分割部分に作用する荷重の単位幅当たりの間隙圧 (単位 1メートルにつき重量トン)

ϕ 円形滑り面上の各分割部分の材料の内部摩擦角 (単位 度)

C 円形滑り面上の各分割部分の材料の粘着力 (単位 1平方メートルにつき重量トン)

l_1 円形滑り面上の各分割部分の長さ (単位 メートル)

T 円形滑り面上の各分割部分に作用する荷重の単位幅当たりの接線分力 (単位 1メートルにつき重量トン)

- 3 フィルダムの堤体は、第1条第1項に規定する場合において、浸潤線がダムの堤体の下流側の法面と交わらない構造とするものとする。
- 4 フィルダムのしゃ水壁は、次の各号に定めるところによるものとする。
- 一 しゃ水壁の材料は、土質材料その他不透水性のものであること。
 - 二 しゃ水壁の高さは、令第5条の規定による値以上であること。
 - 三 しゃ水壁及びこれと基礎地盤との接合部は、貫孔作用が生じないものであること。
- 5 基礎地盤から堤頂までの高さが30メートル以上で、かつ、その堤体がおおむね均一材料によるフィルダムの構造は、第1項及び第3項の規定によるほか、堤体の材料及び設計等について類似のダムに用いられた適切な工学試験又は計算等に基づき安全の確認されたものとする。
- 6 フィルダムには、ダムの堤体の点検、修理等のため貯水池の水位を低下させることができる放流設備を設けるものとする。

ダムの堤体及び基礎地盤の安定性は、堤体及び基礎地盤の物性、予想される荷重状態とその大きさ、使用する解析法の種類と仮定、その結果考慮すべき所定の安全率の大きさを鑑み総合的に評価することによって初めて正しく検討することができる。したがって、使用する解析法、材料の物性が異なれば、安全率の値も当然異なるので、設計を行うにあたっては、これらについて十分考慮し、注意深く行う必要がある。

ダム及び基礎地盤に作用する荷重及び荷重の組合せについては本章 3.4 に述べる。また、ダム型式ごとの設計手法については、表 2-3-1 に示すとおりであるが、それぞれの堤体材料の物性等による設計上の特徴及び使用する解析法と安全率について以下に述べる。

1. コンクリートダム

重力式コンクリートダムの設計にあたっては、ダム軸に垂直な鉛直断面を用いて2次元設計が行われる。この場合、一般に平面保持の仮定を用いた片持ばり理論が用いられる。そのうえで、上流面に鉛直方向の引張応力が生じないように、予想される荷重による合力の作用点が堤体内の上下流面間の長さの中央1/3 (ミドルサード (Middle third)) 内に入るよう基本断面を設定する。

アーチ式コンクリートダムの設計は3次元的な解析が行われ、以前はアーチ要素と片持ばり要素の組合せとして解く荷重分割法で計算した応力状態等を模型実験で確認する方法で行われていたが、現在では、堤体の最終形状が概ね固まった段階で、有限要素法にて応力解析を行っている。重力式、アーチ式とも堤体コンクリートの許容応力を考える際の安全率は4以上を用いる。なお、地震時においては、許容応力にその30%以内の値を加えた値を基本とする。

コンクリートダムの基礎地盤の設計にあたっては、一般にコンクリートダムの設計の際に堤体と基礎地盤を一体となった剛体として取り扱い、2次元断面に対して作用力と抵抗力の比（Hennyの式）が4以上の安全率を確保するように設計する。また、基礎地盤の安定性が問題となるときには併せて内部応力を考慮した解析を行う。この場合、基礎地盤は一般に弾性体として取り扱われ、単位面積当たりのせん断摩擦安全率（局所せん断摩擦安全率）が概ね2以上になるよう設計する。

2. フィルダム

フィルダムの最大の特徴は、堤体が岩石、砂礫、土質材料などからなり塑性的あるいは粘弾性的性質を有する材料でできていることであり、かつ、フィルダムには、基礎地盤あるいは堤体自体の沈下に対しても、それに追従し、十分安定した状態を保っていられるという、コンクリートダムにない特徴がある。なお、基礎地盤の地形、地質条件から不等沈下が設計上の問題になる場合には注意が必要である。また、底面積を広くすることによりダムの基礎に及ぼす応力を小さくすることができるため、基礎地盤の条件によるダム設計上の制約はコンクリートダムに比べて小さい。

フィルダムはコンクリートダムに比べて非弾性的性質が著しいが、その非弾性的な性質に対する理論的な検討が複雑であることもあり、弾塑性解析に基づいた理論的な設計体系がたてにくいことも特徴である。また、フィルダムの堤体材料は一般の材料と異なり、強度が間隙水圧に影響されるため破壊の定義が複雑になる。

以上の状況から、現状ではフィルダムの設計は、斜面のすべりに対する安定性について2次元の円弧すべり面についてスライス法により検討し、作用力と抵抗力の比に対して安全率が1.2以上となるような断面形状となるよう設計する。なお、浸透力による遮水ゾーンの滑動に対しては下流の透水ゾーンの重量による摩擦抵抗で抵抗しているが、一般にこの条件から定まる下流面勾配よりも円弧すべりを考慮した検討から定まる下流面勾配の方が大きくなるため、通常は上記の円弧すべりに対する検討により設計することができる。

設計外力に対する変形及び応力・ひずみの解析を堤体設計に取り込む手法については、必要に応じ参考的に実施する。

表2-3-1 各ダム型式の設計手法の違い

ダム型式	基本的仮定	ダム標準設計条件	基本的な設計数値
重力式 コンクリート ダム	2次元 弾性体	1) 外力として考慮する力の合力の作用点が堤体水平断面のMiddle Thirdに入ること 2) Hennyの式で安全率が4以上あること 3) 堤体中に生ずる圧縮応力が許容応力を超えないこと	原位置試験による 岩盤のせん断強度 τ_0 岩盤の内部摩擦係数 f 配合試験による コンクリートの強度
アーチ式 コンクリート ダム	3次元 弾性体	1) 堤体中に生ずる圧縮応力が許容応力を超えないこと* 2) Hennyの式で安全率が4以上あること	

フィルダム	2次元 非弾性体	1) 円弧すべり面についてスライズ法による安全性が1.2以上あること	室内三軸試験等による フィル材料・基礎の 粘着力 c 内部摩擦角 ϕ
-------	-------------	------------------------------------	--

*) 堤体の組合せ応力より定めた修正係数を考慮する。

<必須>

ダムは予想される荷重状態とその大きさ、堤体及び基礎地盤の物性、使用する解析法、考慮すべき安全率等を総合的に検討し、施行規則第9条及び第10条で定める方法に従い、所要の安全性を確保するよう設計するものとする。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

ダムの設計の前提条件については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。

3.3 設計水位等

<考え方>

ダムの構造計算に採用する荷重状態の対象となる水位は、施行規則第1条において、以下のように定められている。

(ダムの構造計算)

規則第1条 ダムの堤体及び基礎地盤（これと堤体との接合部を含む。次項及び第8条において同じ。）に関する構造計算は、ダムの非越流部の直上流部における水位が次の各号に掲げる場合及びダムの危険が予想される場合における荷重を採用して行うものとする。

- 一 常時満水位である場合
 - 二 サーチャージ水位である場合
 - 三 設計洪水水位である場合
- 2 フィルダムの堤体及び基礎地盤に関する構造計算は、前項の規定によるほか、ダムの非越流部の直上流部における水位が常時満水位以下で、かつ、水位を急速に低下させる場合における荷重を採用して行うものとする。

ダムの堤体設計等の基準となる貯水池の水位等は次のとおりである。

1. 常時満水位：本章1.3に示す水位である。なお、この水位は、利水目的で貯留される各種容量、死水容量、堆砂容量の組合せで決まる貯水池容量に対応する貯水池の水位である。洪水調節を目的に含むダムでは、洪水期に常時満水位を下回った水位を維持することがあるが、これを洪水期制限水位と呼ぶ。
2. サーチャージ水位：本章1.3に示す水位である。洪水調節を目的に含むダムでは、洪水防衛計画における基本高水に対して必要な洪水調節容量を確保しなければならないが、この容量と各種利水容量、死水容量、堆砂容量との組合せで決まる貯水池容量に対応する最高

の水位がサーチャージ水位である。

同様に、利水専用ダムにおいても、サーチャージ水位を定める。この場合のサーチャージ水位は、貯水池運用上定まる洪水時の初期水位、対象洪水及び洪水吐きの構造を検討して定めるが、このとき使用する対象洪水は、当該ダム地点の基本高水が年超過確率で 1/100 以上の規模である場合は当該ダム地点の基本高水を、基本高水が年超過確率で 1/100 以下の規模であるか、または、基本高水が定められていない場合には、当該ダム地点におけるコンクリートダムとしてのダム設計洪水流量の 80% の流量を基準として定める。

3. 設計洪水位：本章 1.3 に示す水位である。なお、利水専用ダムにおける設計洪水位を定めるにあたっては、洪水吐きゲートを有さず、かつ、流域面積に比べ貯水池面積の著しく大きいダムを除き、貯水池の貯留効果を考慮してはならない。
4. 最低水位：貯水池の運用計画上の最低の水位であり、最低水位以下の容量は堆砂容量あるいは死水容量として通常の計画では利用されない。
5. 堆砂位：貯水池流域の地形、地質、気象、水文状況等より貯水池の比堆砂量を推定し、これを基にして求めた概ね 100 年間の堆砂量より定められる。
6. 堤体の下流側水位：ダムの設計において、堤体の下流側水位による静水圧など水平に作用する力は一般に堤体の安定計算上安全側に作用するが、間隙水圧、揚圧力など鉛直に作用する力は危険側に作用する場合がある。したがって、下流側水位は、設計に用いるそれぞれの貯水位に対して、これと同時に起こる可能性のある水位でダム構造物の安定計算上、最も危険側となる水位状態をとり、ダム構造物の安定計算上、安全な設計となるよう設定する。
7. その他の水位：その他の水位についても、本章 3.4 に規定される荷重との組合せにおいて危険が予想される場合について定める。

<必須>

ダムの堤体設計の基準となる貯水池の水位等は、施行規則第 1 条で定めるもののほか、流域の水文特性及び貯水池の運用計画等に基づき定めるものとする。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、昭和 51 年 11 月 23 日、建設省河政発第 70 号。
- 2) 河川砂防技術基準計画編，平成 31 年 3 月，国土交通省水管理・国土保全局 施設配置等計画編 第 2 章 河川施設配置計画 第 2-1 章 河道並びに河川構造物 第 3 節 貯水池（ダム）。

<参考となる資料>

ダムの構造計算に用いる設計水位については、下記の資料 1) が参考となる。また、ダムの容量については、下記の資料 2) が参考となる。

- 1) (財) 国土開発技術研究センター編／(社) 日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成 12 年 1 月。
- 2) (財) ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成 17 年版 第 2 巻 環境・調査 I 編，平成 17 年 6 月。

3.4 荷重の組合せ

<考え方>

ダムの堤体及び基礎地盤（これと堤体との接合部を含む）に関する安全性については具体的に構造計算等によって確かめる必要がある。

構造設計において考慮すべき荷重の種類と組合せは、構造令第6条において、以下のよう
に定められている。

(堤体等に作用する荷重の種類)

第6条 ダムの堤体及び基礎地盤に作用する荷重としては、ダムの種類及び貯水池の水位
に応じ、次の表に掲げるものを採用するものとする。

貯水池の水位		ダムの種類		
		重力式 コンクリート ダム	アーチ式 コンクリート ダム	フィルダム
1	ダムの非越流部の直上流 部における水位が常時満 水位以下又はサーチャ ージ水位以下である場合	$W, P, P_e,$ I, P_d, U	$W, P, P_e,$ $I, P_d, U,$ T	$W, P, I,$ P_p
2	ダムの非越流部の直上流 部における水位が設計洪 水位である場合	$W, P, P_e,$ U	$W, P, P_e,$ U, T	W, P, P_p

備考

この表において、 W 、 P 、 P_e 、 I 、 P_d 、 U 、 P_p 及び T は、それぞれ次の荷重を表すもの
とする。

W ダム堤体の自重

P 貯留水による静水圧の力

P_e 貯水池内に堆積する泥土による力

I 地震時におけるダムの堤体の慣性力

P_d 地震時における貯留水による動水圧の力

U 貯留水による揚圧力

P_p 間げき圧 (ダムの堤体の内部及びダムの基礎地盤の浸透水による水圧) の力

T ダムの堤体の内部の温度の変化によって生ずる力

構造計算を行うにあたって必要な荷重の種類と組合せについては、貯水池の水位とダムの
種類に応じて表 2-3-2 に示すとおりである。

表2-3-2 荷重の組合せ

貯水池の 水位状態		ダムの種類		
		重力式 コンクリート ダム	アーチ式 コンクリート ダム	フィルダム
常時満水位 及び サーチャージ水位	自重 静水圧 地震時動水圧 (氷圧) 泥圧 地震時慣性力 揚圧力	自重 静水圧 地震時動水圧 (氷圧) 泥圧 地震時慣性力 揚圧力 温度荷重	自重 静水圧 地震時慣性力 間隙圧	

設計洪水位	自重 静水圧 泥揚圧力	自重 静水圧 泥揚圧力 温度荷重	自重 静水圧 間隙圧
最低水位	自重 地震時慣性力 静水圧 地震時動水圧 揚圧力	自重 地震時慣性力 静水圧 地震時動水圧 揚圧力 温度荷重	
水位が急速に低下した場合			自重 静水圧 地震時慣性力 間隙圧
中間水位			自重 静水圧 地震時慣性力 間隙圧
貯水池空虚 (フィルダムにあっては堤体完成直後)	自重 地震時慣性力	自重 地震時慣性力 温度荷重	自重 地震時慣性力 間隙圧

備考

自重：ダムの堤体の自重

静水圧：貯留水による静水圧の力

泥圧：貯水池内に堆積する泥土による力

地震時慣性力：地震時におけるダムの堤体の慣性力

地震時動水圧：地震時における貯留水による動水圧の力

揚圧力：貯留水による揚圧力

間隙圧：間隙圧（ダムの堤体の内部及びダムの基礎地盤の浸透水による水圧）の力

温度荷重：ダムの堤体の内部の温度の変化によって生ずる力

1. コンクリートダム（特に重力式コンクリートダム）においては、常時の状態及び下流向き
の地震時慣性力を受けた状態では、高い水位状態での安全性が確認されれば、低い水位状
態では自動的にその安全性が確認されるのが一般である。しかし、上流向きの地震時慣性
力を受けたときには水位の低い方が危険側となることがあるので、このような水位状態に
対しての検討が必要である。
2. 浸透流については通常は、定常状態となった場合について検討する。したがって、フィル
ダムにあっては、所要の水位状態が長期間継続したものとして水位を求め、その結果、定常
状態の浸潤線より低い堤体の部分は飽和状態にあるとして検討を行う。
3. フィルダムにおける、表 2-3-2 中の「水位が急速に低下した場合」とは、一般に、貯水池
水位が常時満水位から貯水池運用計画における最低水位までの範囲で貯水池運用計画に基
づき急速に低下し、間隙圧が堤体内に残留する場合とする。

その他、サーチャージ水位と常時満水位との間の水位においても当該ダムの実情に応じ

すべき荷重の種類と組合せは、貯水池の水位及びダムの型式に応じて構造令第6条で定められたものを用いるものとする。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

ダムの構造計算に用いる荷重の組合せについては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年1月。

3.5 荷重の計算法

3.5.1 自重

<考え方>

ダムの堤体の自重は、施行規則第3条において、以下のように定められている。

(ダムの堤体の自重)

規則第3条 河川管理施設等構造令（以下「令」という。）第6条のダムの堤体の自重は、ダムの堤体の材料の単位体積重量を基礎として計算するものとする。

ダムの自重は設計上大きな要素となる。それに用いる単位体積重量は、実際に使用する材料について試験を行い決定するのが原則である。詳細については、コンクリートダムは本章4.2、フィルダムは本章5.2で述べる。

<必須>

堤体の自重は、施行規則第3条で定める方法によって計算するものとする。

<標準>

堤体材料の単位体積重量は、実際に使用する材料について試験を行い決定することを基本とする。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

ダムの堤体の自重の計算方法については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。

3.5.2 静水圧

＜考え方＞

貯留水による静水圧の力は、施行規則第4条において、以下のように定められている。

(貯留水による静水圧の力)

規則第4条 令第6条の貯留水による静水圧の力は、ダムの堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、次の式によって計算するものとする。

$$P = W_0 h_0$$

この式において、 P 、 W_0 及び h_0 は、それぞれ次の数値を表すものとする。

P 貯留水による静水圧の力 (単位 1平方メートルにつき重量トン)

W_0 水の単位体積重量 (単位 1立方メートルにつき重量トン)

h_0 次の表の中欄に掲げる区分に応じ、同表の下欄に掲げる水位からダムの堤体と貯留水との接触面上の静水圧の力を求めようとする点までの水深 (単位 メートル)

項	貯水池の水位	ダムの非越流部の直上流部における波浪を考慮した水位 (単位 メートル)
1	ダムの非越流部の直上流部における水位が常時満水位である場合	常時満水位に風による波浪の貯水池の水面からの高さ及び地震による波浪の貯水池の水面からの高さを加えた水位
2	ダムの非越流部の直上流部における水位がサーチャージ水位である場合	サーチャージ水位に風による波浪の貯水池の水面からの高さ及び地震による波浪の貯水池の水面からの高さの2分の1を加えた水位
3	ダムの非越流部の直上流部における水位が設計洪水位である場合	設計洪水位に風による波浪の貯水池の水面からの高さを加えた水位

2. 令第5条第1項及び前項の地震による波浪の貯水池の水面からの高さは、第2条第1項の規定により定めた設計震度の値を用いて計算するものとする。

ダムの安定計算に用いる静水圧は、設計の対象となるそれぞれの水位に風による波浪の貯水池の水面からの高さを加えた水位によって計算する。

地震時のダムの安定計算において、本章 3.5.6 に規定する地震時動水圧と組み合わせて用いる静水圧は、さらに、地震による波浪の貯水池の水面からの高さを加えた水位によって計算する。

フィルダムのスライス法による安定計算において、水面下の静水圧状態の部分に飽和重量を用いた場合の外力としての水圧は、堤体表面に作用する水圧、スライスのすべり面と側面に垂直に作用する水圧である。

堤体内の間隙圧としては、常時満水位時、サーチャージ水位時及び設計洪水位時には、それぞれの水位による定常浸透圧を、水位急低下時には、残留間隙圧を、完成直後には建設中の間隙圧を考慮する。計算法は、本章 5.3 で詳しく述べる。

<必須>

静水圧は、施行規則第4条で定める方法によって計算するものとする。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

貯留水による静水圧の力の計算方法については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。

3.5.3 泥圧

<考え方>

貯水池内に堆積する泥土（以下「堆泥」という）による力は、施行規則第5条において、以下のように定められている。

(貯水池内に堆積する泥土による力)

規則第5条 令第6条の貯水池内に堆積する泥土による力は、ダムの堤体と貯水池内に堆積する泥土との接触面において鉛直方向及び水平方向に作用するものとし、鉛直方向に作用する力は堆積する泥土の水中における単位体積重量を基礎として計算するものとし、水平方向に作用する力は次の式によって計算するものとする。

$$P_e = C_e W_1 d$$

この式において、 P_e 、 C_e 、 W_1 及び d は、それぞれ次の数値を表すものとする。

P_e 泥土による水平力（単位 1平方メートルにつき重量トン）

C_e 適切な工学試験の結果又は類似のダムの構造計算に用いられた値に基づき定める泥圧係数

W_1 堆積する泥土の水中における単位体積重量（単位 1立方メートルにつき重量トン）

d 貯水池内に堆積すると予想される泥土面からダムの堤体と堆積する泥土との接触面上の泥土による水平力を求めようとする点までの深さ（単位 メートル）

設計に用いる堆泥の深さは、貯水池計画において想定される概ね100年間の堆泥量を基に、一般に河状、貯水池面積の広狭、水深の大小等の貯水池の状況を考慮して推定する。

堆泥の重量は、

$$W_1 = W - (1 - v) \cdot W_0$$

で示される。ここに W_0 は水の単位体積重量（ kN/m^3 ）、 W は堆泥の見掛けの単位体積重量（ kN/m^3 ）、 v は堆泥の空隙率である。

これらの概略値として、下記の数値が常用される。

$$W = 14.7 \sim 17.7 \text{ kN/m}^3, v = 0.3 \sim 0.4, C_e = 0.4 \sim 0.6, W_0 = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

なお、地震による動泥圧は、一般に本章3.5.6に後述する地震時動水圧を堆泥部も含めて考慮することで別途考慮しない。

貯水池の堆砂層を支配する因子としては、地形、地質、気象、水文、その他の流域特性及び貯水池特性などがあり、これらの因子は複雑に関連しあっているため、近傍類似水系の既設

貯水池の堆砂実績及び各種公式等に基づき的確に推定することが必要である。

堆砂形状については河川及び貯水池の形状、流入土砂の粒度特性、貯水池の年間変動形態、洪水規模と頻度、堆砂の進行状況などに影響され、通常、傾斜形状を呈するが、ダムの堤体の安定計算においては安全側となるよう考慮して、水平堆砂とすることとしている。

<必須>

貯水池内に堆積する泥土による力は、施行規則第5条で定める方法によって計算するものとする。

<標準>

ダムの構造設計に用いる堆砂位は、想定される100年間の堆砂量が水平に堆砂するとした標高とすることを基本とする。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

貯水池内に堆積する泥土による力の計算方法については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。

3.5.4 揚圧力

<考え方>

貯留水による揚圧力は、堤体内及び基礎地盤に水が浸透することによって発生する間隙圧を断面力として扱ったもので、本質的には間隙圧の力と同じのものである。技術的慣習、工学計算の便宜さから、コンクリートダムでは揚圧力を考慮する。また、フィルダムでは間隙圧を考慮する。

コンクリートダムの底面に作用する揚圧力は、施行規則第8条において、以下のように定められている。

断面上の位置 断面の区分		(1)	(2)			(3)
		上流端	上流端と下流端の間			下流端
1	排水孔の効果が及ぶ断面	上流側水圧の値	(イ)	(ロ)	(ハ)	下流側水圧の値
			上流端と排水孔の間	排水孔	排水孔と下流端の間	
			(1)欄の値	(1)欄の値	(2)の(ロ)	

			と(2)の(口)欄の値とを直線的に変化させた値	と(3)欄の値との差の5分の1以上の値に(3)欄の値を加えた値	欄の値と(3)欄の値とを直線的に変化させた値	
2	排水孔の効果が及ばない断面又は排水孔の無いダムの断面	上流側水圧と下流側水圧との差の3分の1以上の値に下流側水圧を加えた値	(1)欄の値と(3)欄の値とを直線的に変化させた値			下流側水圧の値

コンクリートダムでは、基礎地盤の状況等から判断して基礎排水孔を設けることが適切でないと考えられる場合を除いて、基礎排水孔を設ける。また、軟岩基礎や一部に軟弱な層を含む基礎の場合には、施行規則第8条に定める値では過小になる場合があるので注意を要する。両岸の高標高部断面や、河床部断面においても放流管等の堤内構造物の配置から、基礎排水孔の設置標高の条件として、堤体底面から孔口標高までの高さが施行規則第8条の(1)欄の値と(3)欄の値の差の5分の1以下とならない場合は、基礎排水孔の設置標高を考慮して基礎排水孔位置の揚圧力の値を修正する必要がある。

また、堤体内の断面に作用する揚圧力を考慮する場合の分布についても上記に準じて定める。アーチ式コンクリートダムの底面に作用する揚圧力は、重力式コンクリートダムの場合と同様に作用するものとして考慮する。ただし、アーチ式コンクリートダムの場合、揚圧力を考慮しない方が堤体の安定性に与える影響が大きくなる場合があるため、揚圧力を考慮しない場合の安定性検討も行う必要がある。

揚圧力の値は、波浪及び貯水池水位の短時間の変化の影響を受けないこととしている。

<必須>

コンクリートダムの底面に作用する揚圧力は、施行規則第8条に定める方法により計算するものとする。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

揚圧力の計算方法については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令、平成12年1月。

- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年1月。

3.5.5 地震時慣性力

<考え方>

地震時におけるダムの堤体の慣性力は、施行規則第6条において、以下のように定められている。

(地震時におけるダムの堤体の慣性力)

規則第6条 令第6条の地震時におけるダムの堤体の慣性力は、ダムの堤体に水平方向に作用するものとし、次の式によって計算するものとする。

$$I = WK_d$$

この式において、 I 、 W 及び K_d は、それぞれ次の数値を表すものとする。

I 地震時におけるダムの堤体の慣性力 (単位 1立方メートルにつき重量トン)

W ダムの堤体の自重 (単位 1立方メートルにつき重量トン)

K_d 第2条第1項又は第2項の規定により定めた設計震度

ダムの構造計算に用いる設計震度は、施行規則第2条において、以下のように定められている。

(ダムの構造計算に用いる設計震度)

規則第2条 ダムの構造計算に用いる設計震度は、ダムの種類及び地域の区分に応じ、次の表に掲げる値以上の値で当該ダムの実情に応じて定める値とする。

ダムの種類		地域の区分		
		強震帯地域	中震帯地域	弱震帯地域
1.	重力式コンクリートダム	0.12	0.12	0.10
2.	アーチ式コンクリートダム	0.24	0.24	0.20
3.	フィルダム	ダムの堤体がおおむね均一の材料によるもの	0.15	0.15
	その他のもの			

2 ダムの非越流部の直上流部における水位がサーチャージ水位である場合は、第4条第2項の場合を除き、ダムの構造計算に用いる設計震度は、前項の規定により定めた値の2分の1の値とすることができる。

3 アーチ式コンクリートダムのゲートを堤体以外の場所に設ける場合における当該ゲートの構造計算に用いる設計震度は、前2項の規定により定めた値の2分の1の値とすることができる。

4 第1項の表に掲げる強震帯地域、中震帯地域及び弱震帯地域は、国土交通大臣が別に定めるものとする。

設計震度の値は、図2-3-2に示す「建設省告示第1715号（昭和56年10月16日）」による地域区分、基礎地盤の状態及びダムの型式を考慮して、表2-3-3に示す値を目安とする。

設計震度の値は、表2-3-3に示す値を目安に設定するが、ダム地点周辺における既往地震の履歴、基礎地盤の地質、堤体の動力学的特性等を考慮して特に必要のある場合には、当該目安以上の値を定める。

なお、ダム本体とは別の隣接型及び分離型洪水吐きで、重力式コンクリートダムの型式をとるものについては、表2-3-3の重力式コンクリートダムの値を適用する。

ダムの非越流部の直上流部における水位がサーチャージ水位にある場合についての設計震度に関しては、施行規則第2条の規定のとおり、常時の水位時の1/2の設計震度を考慮することができる。また、同水位が設計洪水位である場合は、本章3.4に定めるように地震時慣性力や地震時動水圧を考慮しない。これは、ダムの堤体の安定計算にあたっては、地震時、平常時を問わず、ダムの型式に応じた同一の所要安全率を満足するよう計算することとしているために、それぞれの水位の発生頻度等を考慮して、堤体に負荷する荷重の大きさを定めているものである。

コンクリートダムにおいて貯水池空虚時の安定を検討するとき、フィルダムにおいて完成直後の安定を検討するとき及び水位急低下が日常行われないダムにおいて水位急低下時の安定計算をするときは、表2-3-3に示す値の2分の1の値とすることができる。



図2-3-2 設計震度の地域区分

表2-3-3 設計震度

ダムの基礎条件	重力式 コンクリートダム、 中空重力式 コンクリートダム	アーチ式 コンクリート ダム	ゾーン型 フィルダム	均一型 フィルダム
強 通常の岩盤基礎	0.12~0.15	0.24~0.30	0.15	0.15~0.18

震帯地域	土質基礎	—	—	0.18	0.20
中震帯地域	通常の岩盤基礎	0.12	0.24	0.12～0.15	0.15
	土質基礎	—	—	0.15～0.18	0.18～0.20
弱震帯地域	通常の岩盤基礎	0.10～0.12	0.20～0.24	0.10～0.12	0.12
	土質基礎	—	—	0.15	0.18
(注) これらの値は目安の値であり、当該地域の地震履歴、地質条件、堤体の動力学的特性を考慮してこれらの値以上をとることとする。					

高さ100m以下のフィルダムについては、構造令で示された設計震度以外に、地震時の堤体応答を考慮した設計震度である修正震度法によっても堤体の耐震性を確認する必要がある。確認の方法の詳細は本章5.3.2に示す。

<必須>

地震時におけるダムの堤体の慣性力は、施行規則第6条に定める方法により計算するものとする。

<標準>

高さ100m以下のフィルダムの堤体については、本章5.3.2に示す方法によっても地震に対する安全性を確認することを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、昭和51年11月23日、建設省河政発第70号。
- 2) 建設省河川開発課長通知：「フィルダムの耐震設計指針（案）」について、平成3年4月1日、建設省河開発第49号。
- 3) 建設省告示第1715号、昭和56年10月16日。

<参考となる資料>

地震時慣性力の計算方法については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令、平成12年1月。
- 2) 建設省河川局開発課監修／(財)国土開発技術研究センター発行：フィルダムの耐震設計指針（案）、平成3年6月。

3.5.6 地震時動水圧

＜考え方＞

地震時に堤体に働く外力には、地震時慣性力のほかに、貯留水の動水圧がある。

地震時における貯留水による動水圧の力は、施行規則第7条において、以下のように定められている。

(地震時における貯留水による動水圧の力)

規則第7条 令第6条の地震時における貯留水による動水圧の力は、ダムの堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、適切な工学試験又は類似のダムの構造計算に用いられた方法に基づき定める場合を除き、次の式によって計算するものとする。

$$p_d = 0.875W_0K_d\sqrt{H_1 \cdot h_1}$$

この式において、 p_d 、 W_0 、 K_d 、 H_1 及び h_1 は、それぞれ次の数値を表すものとする。

p_d 地震時における貯留水による動水圧の力 (単位 1平方メートルにつき重量トン)

W_0 水の単位体積重量 (単位 1立方メートルにつき重量トン)

K_d 第2条第1項又は第2項の規定により定めた設計震度

H_1 ダムの非越流部の直上流部における水位から基礎地盤までの水深 (単位 メートル)

h_1 ダムの非越流部の直上流部における水位からダムの堤体と貯留水との接触面上の動水圧を求めようとする点までの水深 (単位 メートル)

(注：施行規則の H_1 及び h_1 は、本節では H 及び h と記載する。)

ダムの堤体の上流面が鉛直に近い場合、適切な工学試験又は類似のダムの構造計算に用いられた方法に基づきその数値を求めることができない場合には、施行規則第7条のWestergaardの式によることができる。

Westergaardの式において全動水圧 $P_d (= \int_0^H p_d dz)$ 及び全動水圧の作用点の基礎地盤からの高さ H_d は次のように表される (図2-3-3参照)。

$$P_d = \int_0^H p_d dz = 7/12 W_0 k H^2$$

$$H_d = 0.4H$$

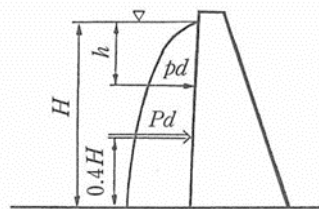


図2-3-3 Westergaard の式

なお、上流面が緩勾配で、動水圧に特殊な検討を必要とする場合には次のZangarの式を用いることがある。

$$p_d = C \cdot W_0 \cdot k \cdot H$$

$$C = \frac{c_m}{2} \left\{ \frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right) + \sqrt{\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right)} \right\}$$

C_m : 与えられたダム上流面勾配より定める定数 (図2-3-4参照)

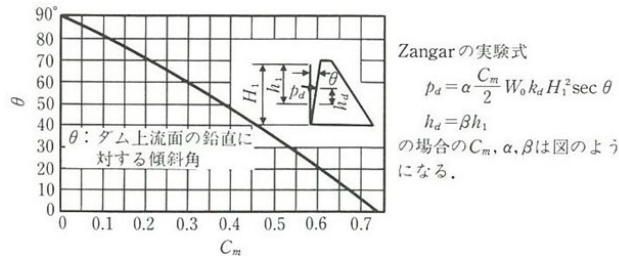


図2-3-4 Zangar の式の $\theta-C_m$ 曲線

Zangar の式においては、水深 h から上の全動水圧 $\int_0^H p_d dz$ 及び水深 h の位置から $\int_0^H p_d dz$ の作用点までの高さ h_d は次のように表される。

$$\int_0^H p_d dz = \alpha \cdot \frac{C_m}{2} W_0 k H^2 \sec \theta$$

$$h_d = \beta h$$

この式における α 、 β は図 2-3-5 により求める。

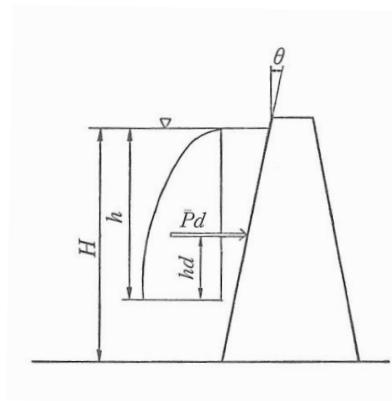
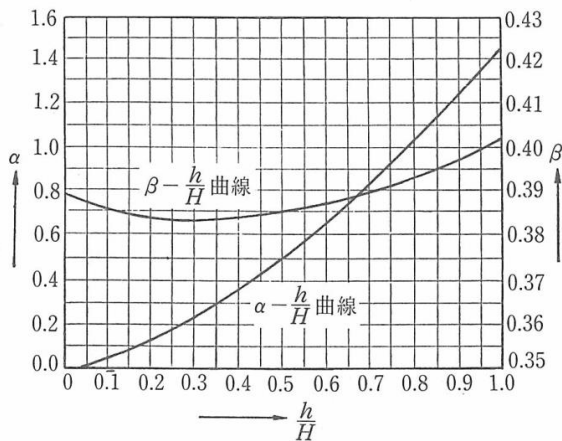


図2-3-5 h/H と α 及び β の曲線

なお、ダムの上流面が鉛直面と傾斜面との組合せから成る場合には Zangar の式の中の傾斜角度 θ は次のように考える。

- (1) ダムの上流面の鉛直部分の高さがダムの高さの 1/2 以上の場合は、上流面の全部を鉛直とみなす。
- (2) ダムの上流面の鉛直部分の高さがダムの高さの 1/2 未満の場合は、ダムの横断面において上流面が貯水面と交わる点と、上流面が基礎と交わる点とを結んだ直線の勾配を用いる。

<標準>

地震時における貯留水による動水圧の力は、施行規則 7 条に定める方法により計算することを基本とする。

<関連通知等>

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

＜参考となる資料＞

地震時動水圧の計算方法については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。

3.5.7 温度荷重

＜考え方＞

アーチ式コンクリートダム以外の型式のダムは、適当な収縮継目の設置により温度荷重による応力は緩和され、堤体安定性の上の問題とならないため無視して差し支えない。

アーチ式コンクリートダム堤体の応力計算を行う場合は、一般にアーチ作用が確保された後の温度降下のみを考慮する。一方、基礎岩盤の安定性の検討では、温度荷重によるアーチスラストへの影響を検討し、基礎岩盤の安定上不利に働く場合には温度荷重を考慮する。

アーチ式コンクリートダムの場合、温度上昇による曲げモーメントならびに半径方向せん断力は、水圧荷重等による曲げモーメント及び半径方向せん断力と向きが反対となるため、堤体設計上は安全側になる。また、温度上昇によるアーチ推力は、水圧荷重等によるアーチ推力と同じ向きになるが、この値は一般に堤体の内部応力の安全性を脅かすものではない。温度降下による曲げモーメントならびに半径方向せん断力は、水圧荷重等による曲げモーメント及び半径方向せん断力と同じ向きになり、またアーチ推力は引張応力を生じさせる向きに作用する。

堤体内部の温度による応力を求める場合には一般に以下の項目について考慮する必要がある。

- (1) 断面内の平均温度の変化
- (2) 上下流方向の温度勾配の変化
- (3) 上下流面表面近くに形成される温度勾配の変化

このうち、断面内の平均温度の変化は、ダムのたわみ、アーチ推力、アーチの曲げモーメント及び片持ばりの曲げモーメントに大きな影響を与える。また上下流方向の温度勾配の変化は、アーチの曲げモーメントにはかなりの影響を与えるが、ダムのたわみ及びアーチ推力に及ぼす影響は小さい。

設計には(1)、(2)を併せて考慮することを原則とする。

(3)の上下流面表面付近に形成される温度勾配による応力は局部的な応力であり、通常無視してよい(図2-3-6参照)。

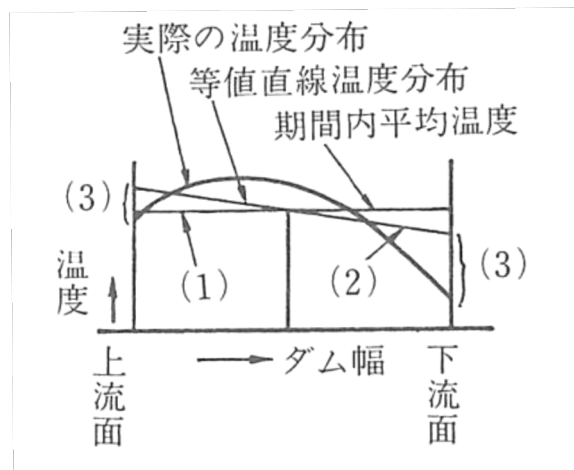


図2-3-6 ダム断面内温度分布

<標準>

アーチ式コンクリートダムの温度荷重は、収縮継目グラウチングの後に予想される堤体の内部温度の変化に基づき計算することを基本とする。

<参考となる資料>

温度荷重の計算方法については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計Ⅱ編，平成17年6月。

第4節 コンクリートダムの設計

4.1 設計の基本

<考え方>

コンクリートダムの構造の原則については、構造令第4条第1項及び第2項（本章3.1参照）において、コンクリートダムの安定性及び強度については、施行規則第9条（本章3.2参照）において、それぞれ定められている。

コンクリートダムの堤体設計にあたっては、予想される荷重の組合せに対して十分な安全性が確保されるように、堤体の断面、形状が決定されなければならない。設計に際しては、以下の点に注意しなければならない。

1. コンクリートダムはダム本体と基礎が一体となって挙動するように設計されているので、ダム本体の設計と基礎の物性とは切り離して考えることはできない。したがって、コンクリートダムの基礎は堤体を支持するのに十分な強度と、変形に対する抵抗性を有し、かつ、パイピング等によって基礎の弱層部に変化が生じ、これが堤体の支持力に影響を与えることのないように浸透破壊に対しても十分な抵抗性を有していなければならない。このためダム基礎で堤体からの荷重を直接受ける部分あるいは貯水の浸透水圧の影響を強く受けると考えられる部分が上記の条件を満足していない場合にはグラウチングや一部置換えを含む基礎処理方法によって十分な強度、変形、浸透破壊に対する抵抗性を有するよう対処する必要がある。
2. 1.に示した設計の前提から、ダムと基礎地盤は十分に付着しているものとする。そのため、施工時には基礎表面はこのような状態が確保されるように表面仕上げがなされなければならない。
3. コンクリートダムの設計に際しては、ダムコンクリートは弾性体として取り扱われる。したがって、コンクリートダム内に生じる応力は弾性体として近似できる応力範囲になければならない。
4. ダム堤体に設置される収縮継目には横継目と縦継目がある。2次元設計の重力式コンクリートダムにあつては縦継目、3次元設計のアーチ式コンクリートダムにあつては横継目も含めて、設計条件に合致するように、十分な継目グラウチングを実施して堤体を一体化しなければならない。なお、最近の重力式コンクリートダムの一般的な施工法であるRCD工法や拡張レア工法を採用したダムでは、堤体の温度応力に関する十分な検討に基づいて縦継目を省略することが一般的となっている。

設計の具体方法については、本章4.3及び4.4に示す。

<必須>

コンクリートダムは、その堤体の構造上の特質及び基礎地盤の特性等を考慮し、所要の安全性が確保されるよう設計するものとする。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

コンクリートダムの構造の原則の考え方としては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。

4.2 堤体材料

4.2.1 ダムコンクリートの基本

<考え方>

コンクリートダムの堤体に用いるコンクリート（ダムコンクリート）は、耐久性及び水密性が大きく、所要の強度及び単位体積重量を持ち、品質のバラツキが少なく、また、ひび割れの発生の恐れが少ないものであることが必要である。また、ダムコンクリートは各部に要求される性能に応じて、それらを満足するように配合区分（外部、内部等）を設けるのが一般的である。

内部コンクリートは主に強度と単位体積重量が要求され、外部コンクリートは主に内部コンクリートに要求される性能に加えて水密性や耐久性などが要求される。

ダムコンクリートの耐久性は特に外部コンクリートについて適切な空気導入が行われた状態で打設される場合には問題となることは少ないが、骨材に懸念のある場合には、必要な耐久性に関する試験を行う必要がある。

<標準>

コンクリートダムの堤体に用いるコンクリート（ダムコンクリート）は、ダムの構造の安全性と貯水機能を確保するために必要な強度、水密性、耐久性等の品質を有することを基本とする。

また、堤体各部の必要とする品質に応じた配合区分（外部、内部等）を設けることを基本とする。

<参考となる資料>

ダムコンクリートの堤体材料としては、下記の資料が参考となる。

- 1) 土木学会：2013 制定 コンクリート標準示方書（ダムコンクリート編），平成 25 年 10 月。
- 2) （財）ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成 17 年版 第 4 巻 設計 I 編 平成 17 年 6 月。

4.2.2 ダムコンクリートの設計値

<考え方>

ダムコンクリートの設計値（構造設計に用いる物性の入力値）は安全側の値として確保されるか、または設計上許容する範囲内である必要がある。

ダムコンクリートの設計値としては、コンクリートの単位体積重量、弾性係数、ポアソン比等があり、実際に使用する材料及び配合で試験を行い、その結果に基づいて決定するのが基本である。なお、コンクリートの弾性係数やポアソン比は、有限要素法（FEM）解析等により堤体内部の応力状態等を検討する際に用いる。

コンクリートの弾性係数は圧縮強度が大きいほど大きくなる。

コンクリートのポアソン比は、材料・配合・材齢及び荷重の大きさによって若干異なるが一般的には 0.2 が用いられている。また、熱膨張係数は材料及び配合に影響される。

ダムコンクリートの温度規制を行う場合のコンクリートの熱拡散率・熱伝導率・比熱等は、安全側の値を用いるのが一般的であるが、必要に応じて断熱温度上昇試験等の実験を行い値の妥当性を確認する。

<標準>

ダムコンクリートの設計値は、実際に使用する材料及び配合によって試験を行い定めることを基本とする。

<例 示>

設計に用いる弾性係数の値は、持続荷重を受ける場合のクリープを考慮して、一般に 19.6kN/mm^2 ないし 29.4kN/mm^2 を採用すること等が考えられる。なお、残留ひずみを除いた材齢 91 日における応力ひずみ曲線は、通常許容応力の範囲内ではほとんど直線に近く、その付近での弾性係数は 29.4kN/mm^2 ないし 39.2kN/mm^2 の値を示すのが普通である。

基本断面設定時等の配合試験を行っていない段階で設計する場合には、次の各設計値を用いること等が考えられる。

単位体積重量 = 22.56 kN/m^3

ポアソン比 = 0.2

熱膨張係数 = $0.00001/^\circ\text{C}$

弾性係数 = 19.6 kN/mm^2

<参考となる資料>

ダムを設計する際に用いるコンクリートの設計値としては、下記の資料が参考となる。

- 1) 土木学会：2013 制定 コンクリート標準示方書(ダムコンクリート編)，平成 25 年 10 月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成 17 年版 第 4 巻 設計 I 編 平成 17 年 6 月。

4. 2. 3 ダムコンクリートの強度**<考え方>**

コンクリートダムが設計荷重を受けるのは、コンクリートを打ち込んでから長時間経過後である。また、ダムコンクリートには水和熱を抑えたセメントや多量の混和材が用いられるため、一般のコンクリートに比べて初期の強度発現が小さい特徴がある。これらのことから、コンクリートダムの設計基準強度は、材齢 91 日での圧縮強度をもとに定める。コンクリートの強度は材齢 91 日の後も強度が漸増し、材齢 365 日で材齢 91 日の強度の 10%程度を増すような材料、または、配合を選ぶ。

ダムコンクリートの強度については、施行規則第 9 条（本章 3.2 参照）において、定められている。

施行規則第 9 条第 3 項において「コンクリートダムの堤体に生ずる応力は、標準許容応力を超えてはならない」とし、同第 4 項では「前項の標準許容応力は、ダム堤体の材料として用いられるコンクリートの圧縮強度の基準とし、安全率を 4 以上として定める」ことを規定している。この基準となる圧縮強度は、実務では「設計基準強度」（土木学会コンクリート標準示方書）と呼ぶ。

なお、コンクリートの圧縮強度はひずみ速度が標準試験の場合に比べ著しく大きくなると増加すること等を踏まえ、地震時の検討における上記の圧縮強度の基準値は、標準試験で得られた強度に基づき安全率を考慮して得られる値にその 30%以内を加えた値として差し支えない。

アーチ式コンクリートダムでは、ダム堤体内に引張応力の発生を認めていること、ダム堤体内の応力状態が多軸応力状態にあること等を考慮してダム堤体内の任意の点に生じる第 1 主応力（最大圧縮応力）に 4 以上の安全率（地震時以外）を乗じ、さらに第 3 主応力の大きさを考慮して定めた修正係数（図 2-4-1 参照）で除した値を設計基準強度とする。

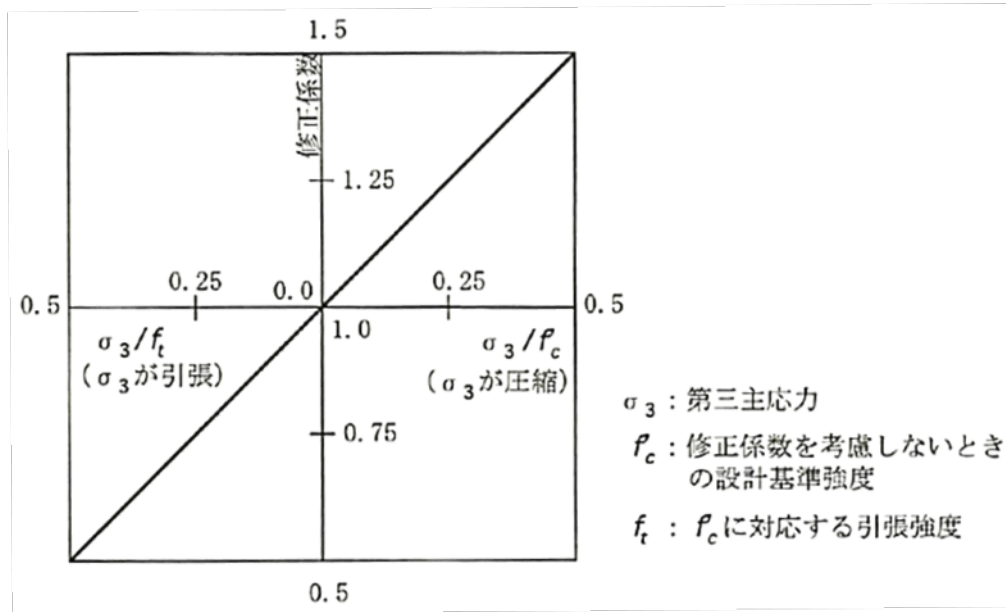


図2-4-1 アーチ式コンクリートダムにおける修正係数

<必須>

ダムコンクリートの強度は、材齢91日の圧縮強度とし、設計基準強度は予想される荷重により堤体に生じる応力に対し、4以上の適切な安全率を有するよう定めるものとする。
 なお、ダムが地震荷重を受けた状態においては、上記の方法で求めた値を1.3を越えない値で除した値を設計基準強度とするものとする。

<標準>

アーチ式コンクリートダムにおけるダムコンクリートの設計基準強度は、組合せ応力の効果を考慮し、適切な補正を行うことを基本とする。

<推奨>

1. ダムコンクリートの設計基準強度は、標準養生を行った直径15cm、高さ30cmの材齢91日の供試体を用いたJIS A1108圧縮強度試験方法で得られる一軸圧縮強度をもとに定めることが望ましい。
2. ダムコンクリートの引張強度は、設計基準強度を定めた配合のダムコンクリートの引張強度を基準としてその許容値を設定することが望ましい。

<例示>

コンクリートダム堤体に生じる圧縮応力 σ_c と設計基準強度 f'_{ck} の関係を地震荷重の有無とダム型式の違いによって例示する（土木学会コンクリート標準示方書）。

重力式コンクリートダムの場合：

$$f'_{ck} \geq \sigma_c \times 4 \quad (\text{地震荷重を受けていない状態})$$

$$f'_{ck} \geq \sigma_c \times 4 \div 1.3 \quad (\text{地震荷重を受けた状態})$$

アーチ式コンクリートダムの場合：

$$f'_{ck} \geq \sigma_c \times 4 \div [\text{修正係数}] \quad (\text{地震荷重を受けていない状態})$$

$$f'_{ck} \geq \sigma_c \times 4 \div [\text{修正係数}] \div 1.3 \quad (\text{地震荷重を受けた状態})$$

ここに、 f'_{ck} ：設計基準強度、 σ_c ：堤体内に生じる圧縮応力

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

ダムコンクリートの設計に用いるダムコンクリートの強度については、以下の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。
- 2) 土木学会：2013 制定 コンクリート標準示方書(ダムコンクリート編)，平成25年10月。

4.2.4 ダムコンクリートの配合強度

<考え方>

ダムコンクリートの配合強度は、設計基準強度に、現場におけるダムコンクリートの品質の変動を考慮した割増しを行って定められる。割増し係数は現場において予想されるコンクリートの圧縮強度の変動係数に応じて定められる。工事の初期においては十分な資料がないことから変動係数を適切に定めるのが困難な場合が多く、この場合は施工設備、既往の実績等を考慮して変動係数を推定し、これに応じた割増し係数を定めることとし、工事の進捗に伴って蓄積される施工実績を検討し、必要に応じて修正を行うこととする。

<標準>

ダムコンクリートの配合強度は、設計基準強度に、現場におけるダムコンクリートの品質の変動を考慮した割増しを行って定めることを基本とする。

<例示>

配合強度は設計基準強度に変動係数に応じて定まる割増し係数を乗じて定められるが、そのために必要な割増し係数の求め方について例示する。

図2-4-2は現場において、予想されるコンクリートの圧縮強度の変動係数から割増し係数を求めるために一般に用いられる図である。これは現場における圧縮強度の試験値が設計基準強度の80%を下回る確率が1/20以下であること及び設計基準強度を下回る確率が1/4以下であることの2つの条件から求めたものである。

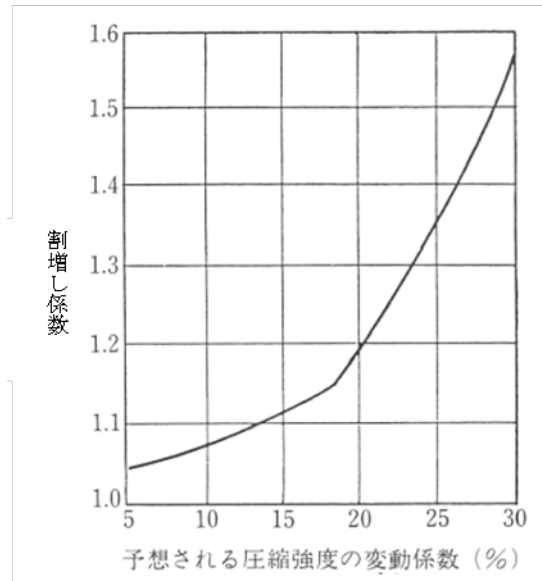


図2-4-2 一般の場合の割増し係数

＜参考となる資料＞

ダムコンクリートの配合強度については、下記の資料が参考となる。

- 1) 土木学会：2013 制定 コンクリート標準示方書（ダムコンクリート編），平成 25 年 10 月。

4.3 重力式コンクリートダムの基本設計

4.3.1 形状及び安定計算

＜考え方＞

重力式コンクリートダムの設計では、適切な配置設計を行った後、堤体の安定計算を行って、その横断面形状を定める。安定計算にあたって、堤体は単位幅の片持ばりがそれぞれ隣接する片持ばりと独立しているものとし、横断面形状を 2 次元設計によって定めるのが一般的である。この基本的な堤体の横断面の形状を基本三角形断面と呼ぶ。越流部については必要な修正を行って、所要の安定性を有する堤体形状を決定する。

重力式コンクリートダムの基本形状決定までの一般的な手順は以下となる。

- (1) 堤体の上流面に鉛直方向の引張応力を生じないように基本三角形断面を決定する。これによって、上・下流面勾配を最も経済的に決定することができる。
- (2) (1)の条件によって定まった基本三角形断面について堤体、着岩面及び基礎地盤内でのせん断に対して安全率が 4 以上であることを確認する。ここで必要な安全率 4 が得られない場合には、堤体断面からの対応としては、適切な増厚を行って安全率 4 以上を得るようにする。この場合、(1)の条件に対して求めた上・下流面勾配をもった基礎三角形が、最も経済的な断面とならないことがある。その場合は、断面形状の修正を行って、上・下流面勾配を設定することになる。
- (3) (2)で定まった基本三角形断面において、堤体内の応力が許容応力を超えないことの確認を行う。一般に重力式コンクリートダムに生じる圧縮応力は小さく、特に堤高が高いダムの場合等を除き、問題にならない場合が多い。
- (4) 想定されるせん断面において局所安全率がおよそ 2 以上であることを確認する。

以下に重力式コンクリートダムの安定性確保のための 3 条件を記す。

1. 堤体の上流面に鉛直方向の引張応力を生じないための条件

堤体を片持ばりとして、平面保持の仮定に基づいて縁応力を求めると、荷重の合力の作

用点が中立軸から断面の6分の1の距離にある場合に、その反対側の縁応力が0となる。したがって、堤体の上流面に鉛直方向の引張応力を生じないための条件に対しては荷重の合力が中央3分点内にあればよく、そのため、この条件は普通ミドルサードの条件とよばれる。

貯水池空虚時や最低水位の状態の上流向きの地震力を受けた場合の安定、すなわち、下流面に生ずる引張応力についても検討するが、一般には上流端の引張応力を厳しく規制する。これは、上流面に引張応力が発生すると、打継面が開いたり、基礎岩盤に緩みができやすくなり、その隙間に貯水が浸透して揚圧力が増大し、設計時の条件を大きく変えることになり危険になるからである。下流面の引張応力がコンクリートの許容引張応力の範囲である程度許容されるのは、下流面に引張応力が生じると考えられる場合は地震時の短時間に限られており、また下流側の水位条件及びそれに伴う揚圧力についても上流側に比べて著しく条件が緩やかになるためである。なお、本節で扱う構造計算の方法（施行規則第9条の規定による方法）によって上流面に引張応力が発生しない堤体形状とした場合でも、有限要素法（FEM）での詳細な解析を行うと引張応力が計算される場合もあるが、ミドルサード条件（本章3.2参照）に相当する本条件を満足する断面形状としておくことで、実際に引張応力が生じる可能性を大幅に小さくすることができる。

ミドルサードの条件を満足している場合には、平面保持の仮定に従えば、堤体内に引張応力を生じることはないが、例えば貯水池空虚時に上流向きの地震力を受けたような場合には下流面に引張応力を生じることがあるように、堤体の一部の引張応力が生じることがある。このような引張応力は許容引張応力の範囲内でこれを許容できる。許容引張応力は、許容圧縮応力（コンクリートの圧縮強度を元に安全率を4以上として定めた値）の10%を目安とすることができる。

2. せん断に対して安全であることの条件

せん断に対する安定については、堤体と基礎地盤との接合部、基礎地盤内について次のHennyの式を用いて検討し、施行規則第9条に定める4以上の安全率を有するものとする。

$$n = \frac{\tau_0 l + fV}{H}$$

n ：せん断摩擦安全率

H ：単位幅当たりのせん断面に作用するせん断力（kN/m）

V ：単位幅当たりのせん断面に作用する全垂直力（揚圧力を差し引いた垂直力）（kN/m）

τ_0 ：せん断強度（堤体又は基礎地盤の小さい方の値）（kN/m²）

f ：内部摩擦係数（堤体又は基礎地盤の小さい方の値）

l ：せん断面の長さ（m）

3. 堤体内の圧縮応力が許容圧縮応力を超えないことの条件

重力式コンクリートダム内に生じる圧縮応力は、一般に小さく、堤高が100mを大きく超えるような場合や、基礎地盤が著しく不均一な場合を除いて、その値が問題となることはまれである。

基礎地盤が著しく不均一で堤体や基礎地盤内の応力が問題となる場合には、さらに、厳密な解析が必要となる。

堤体の基本形状（基本三角形）を用いた安定計算において、基礎地盤の条件等から滑動や転倒に対する安定性の確保が難しい場合、せん断面積の増加や上載荷重の増加を図り必要な安全率を確保する目的で、堤体上流面にフィレット（増厚部）が付設されることがある（図2-4-3参照）。フィレットのうち、荷重の伝達、応力集中、施工性等を考慮して、特に上流面に緩い勾配で張り出す三角形躯体であるフィレットは、通常その勾配は1:1程度以

下とする。なお、フィレットの設計においては、堤体から基礎地盤への荷重伝達への悪影響、取付け部周辺での応力集中等の可能性に留意して、フィレットの形状はあまり上面が緩勾配の厚みのないものにならないように注意する必要がある。

一方、地形及び地質条件によっては、増厚が難しい場合もあるので、その場合、フィレット同様の可能性に留意して、コンクリートマット等の特殊な基礎形状とすることによって堤体安定性を確保する方法を検討する。

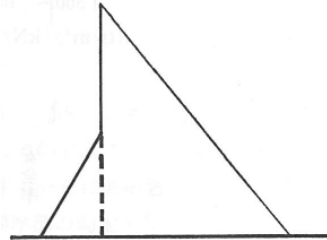


図2-4-3 フィレットの設置

重力式コンクリートダムのせん断に対する安定性は、施行規則第9条（本章3.2参照）において、定められている。

a. 堤体上流端に鉛直方向の引張応力を生じないような基本三角形断面の計算

重力式コンクリートダムの最も経済的な断面を、貯水位と基本三角形の頂点が一致する条件で検討した結果を以下に記す。

なお、形状、外力についてはそれぞれ表2-4-1及び図2-4-4のとおりである。

表2-4-1 外力及び外力によるモーメント

	荷 重	記号	外 力	上流端より作用線 までの距離	外力によるモーメント
水 平 力	静 水 圧	H_w	$\frac{1}{2} W_w h^2$	$\frac{1}{3} h$	$\frac{1}{6} W_w h^3$
	水平工法泥圧	H_s	$\frac{1}{2} W_s C_e h_s^2$	$\frac{1}{3} h_s$	$\frac{1}{6} W_s C_e h_s^3$
	地 震 時 慣 性 力	H_c	$\frac{1}{2} (m + n) W_c k h^2$	$\frac{1}{3} h$	$\frac{1}{6} (m + n) W_c k h^3$
	地 震 時 動 水 圧	H_{kw}	$\frac{7}{12} W_w k h^2$	$\frac{2}{5} h$	$\frac{7}{30} W_w k h^3$
$\sum H_i = \frac{1}{2} W_w h^2 + \frac{1}{2} W_s C_e h_s^2 + \frac{1}{2} (m + n) W_c k h^2 + \frac{7}{12} W_w k h^2$ $\sum M_i = \frac{1}{6} W_w h^3 + \frac{1}{6} W_s C_e h_s^3 + \frac{1}{6} (m + n) W_c k h^3 + \frac{7}{30} W_w k h^3$					
鉛 直 力	上流面水重	V_w	$\frac{1}{2} m W_w h^2$	$\frac{1}{3} m h$	$\frac{1}{6} m^2 W_w h^3$
	鉛直方向泥圧	V_s	$\frac{1}{2} m W_s h^2 s$	$\frac{1}{3} m h_s$	$\frac{1}{6} m^2 W_s h^3 s$
	堤体自重	V_c	$\frac{1}{2} (m + n) W_c h^2$	$\frac{2m + n}{3} h$	$\frac{1}{6} (m + n)(2m + n) W_c h^3$
	揚 圧 力	V_u	$-\frac{1}{2} (m + n) U_p W_w h^2$	$\frac{1}{3} (m + n) h$	$-\frac{1}{6} (m + n)^2 U_p W_w h^3$
$\sum V_i = \frac{1}{2} m W_w h^2 + \frac{1}{2} m W_s h^2 s + \frac{1}{2} (m + n) W_c h^2 - \frac{1}{2} (m + n) U_p W_w h^2$ $\sum M_i = \frac{1}{6} m^2 W_w h^3 + \frac{1}{6} m^2 W_s h^3 s + \frac{1}{6} (m + n)(2m + n) W_c h^3 - \frac{1}{6} (m + n)^2 U_p W_w h^3$					

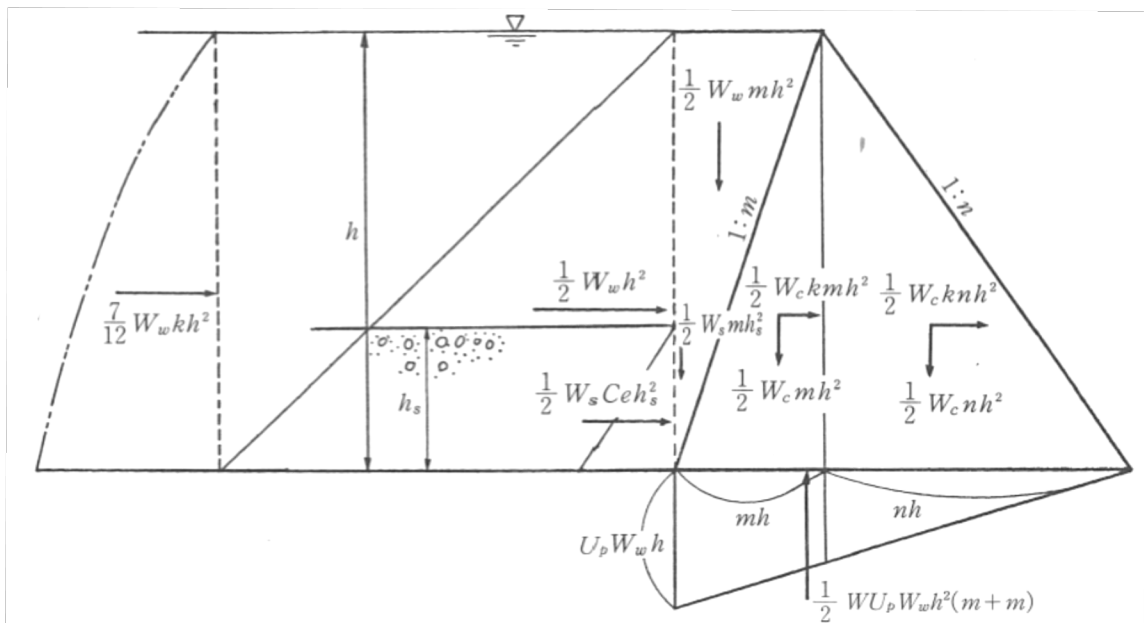


図2-4-4 外 力

いま、図 2-4-5 のように合力の作用点と上流端の距離 X_0 を定めると、

$$X_0 \leq \frac{2}{3}(m+n)h$$

$$X_0 = \frac{\text{水平, 鉛直によるモーメントの総和}}{\Sigma V}$$

と表すことができる。上式に表による外力及びモーメントを代入して、両辺に $6/h^3$ を乗じて $(m+n)$ について整理すると、

$$(m+n)^2(W_c - W_w U_p) - (m+n) [\{W_c - 2W_w - 2W_s(h_s/h)^2\} m + W_c k] - [W_s(h_s/h)^3 + W_w] m^2 + W_w + W_s C_e (h_s/h)^3 + (7/5) W_w k \geq 0$$

となり、この式を満足する m 及び n を求める。

ここで、 $A(m+n)^2 - B(m+n) - C \geq 0$ とおくと、

$$m+n = \frac{B + \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A}$$

となる。

記号の説明

h : 貯水深

h_s : 泥土の深さ

m, n : 上、下流面勾配

W_c : コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

W_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

W_s : 泥土の水中における単位体積重量 (kN/m³)

k : 設計震度

U_p : 揚圧力係数 (上流端における揚圧力の値と静水圧の比)

C_e : 泥圧係数

ただし、泥圧は $P_e = C_e W_s H_s$

地震動水圧は $P_0 = \frac{7}{8} W_w k \sqrt{Hh}$ (Westergaard の近似式)

で表される。

$$A = W_e - W_w U_p$$

$$B = \{W_c - 2W_w - 2W_s (h_s/h)^2\} m + W_c k$$

$$C = \{W_s (h_s/h)^3 + W_w\} m^2 + W_w + W_s C_e (h_s/h)^3 + (7/5) W_w k$$

最も経済的な断面を揉めるといふことは、条件を満たす $m+n$ の最小値を求めることにほかならない。ここで、 A, B, C 等は m を除いては設計しようとするダムについてはすべて既知であるので、 $m+n$ を最小値にする m を決めればよい。すなわち、

$$m+n = \frac{B + \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A}$$

を最小的にする m を求めればよいことになる。2A は常数だから、

$$f(m) = B + \sqrt{B^2 + 4AC} = \alpha_1 m + \alpha_2 + \sqrt{(\alpha_1 m + \alpha_2)^2 + 4A(\alpha_3 m^2 + \alpha_4)}$$

とおく。ここで、

$$\alpha_1 = W_c - 2W_w - 2W_s (h_s/h)^2$$

$$\alpha_2 = W_c k$$

$$\alpha_3 = W_s (h_s/h)^2 + W_w$$

$$a_4 = W_w + W_s C_e (h_s/h)^3 + \frac{7}{8} W_w k$$

$$A_4 = W_c - W_w U_p$$

である。 $f(m)$ を m で微分すると、

$$\frac{df(m)}{dm} = \frac{\alpha_1(\alpha_1 m + \alpha_2) + 4A\alpha_3 m}{\sqrt{(\alpha_1 m + \alpha_2)^2 + 4A(\alpha_3 m^2 + \alpha_4)}} + \alpha_1$$

となる。ここで、 α_2 、 α_3 、 α_4 、 A は常に正である。

いま $\alpha_1 \geq 0$ のときは、 df/dm は m を正にとれば常に正であり、 $m=0$ のときに $m+n$ は最小値となり、最も経済的な断面となる。

次に $\alpha_1 < 0$ のときは、 m がある値をとる場合に $m+n$ が最小値となる。しかし、これは泥土の深さが貯水深に比べて比較的大きい場合に限られ、一般には上流面が鉛直のときには最も経済的な断面と考えてよい。

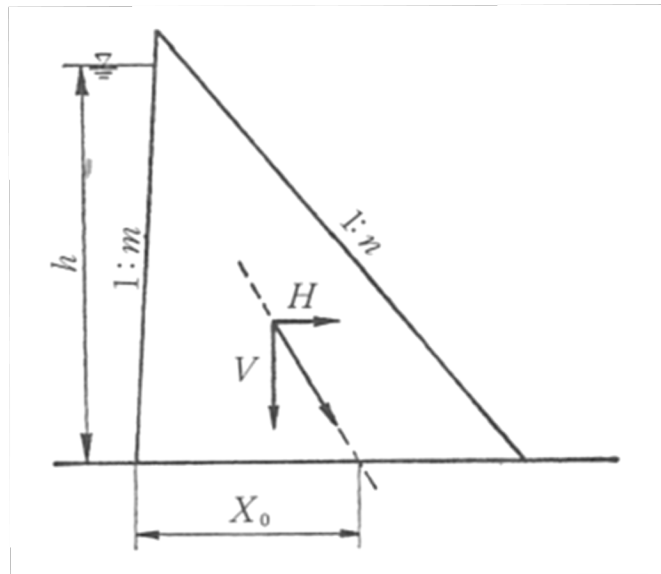


図2-4-5 重力式コンクリートダムに作用する合力の作用点

b. せん断面沿いのせん断摩擦安全率と局所安全率との関係

せん断面沿いのせん断摩擦安全率と局所安全率との関係を解析した例を図2-4-6に示す。

局所安全率の目安値の設定として次のような考え方がある。岩盤せん断試験を行ったとき、破壊荷重の6~7割程度の荷重で垂直方向の浮上がり現象が生じ、この点から水平方向の変形も増大する。したがって、この点が岩盤の弾性限界に関する特異点ということが出来る。そこで、この特異点を破壊荷重の60%とすると、局所安全率が $1/0.6 \approx 1.7$ のとき、その箇所では特異点に達する。このことから解析方法や強度評価の不確かさを考えて、局所安全率の一応の目安として2を基準にすることができる。

基礎地盤内にせん断破壊を生じやすい方向に断層等の弱層がある場合には、堤体と基礎地盤との接触面よりもこれら弱層に沿ったせん断摩擦安全率が小さな値を示すことがある。したがって、このような弱層が存在する場合には、弱層沿いのせん断摩擦安全率、局所安全率の検討を行うものとする。所要の安全率が確保されない場合には、堤体の形状を変えるかまたは、基礎地盤の処理を行って所要の安全率を確保する必要がある。

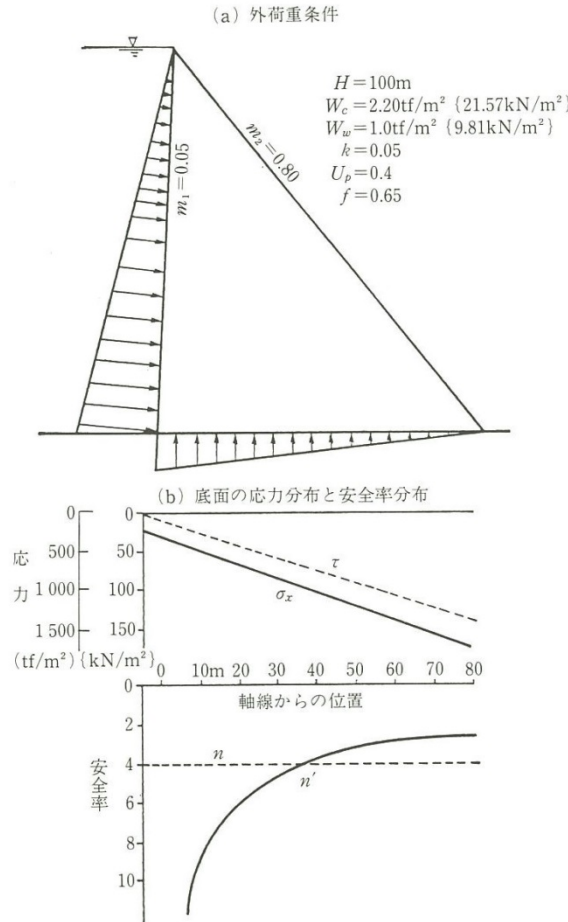


図2-4-6 ダムの堤体と基礎地盤の接触面における局所安全率の分布の例

c. 局所安全率と堤体の安全性の評価例

図 2-4-7 は均一な基礎地盤内の局所安全率の分布を示したものである。この結果から、局所安全率は堤体と基礎地盤の接触面よりも基礎地盤内部のほうが低い値を示し、またその方向は必ずしも水平方向ではない。しかし、巨視的に見た場合、局所安全率が小さな部分を結んだ形状は、堤体と基礎地盤の接触面と大きな差はないので、基礎地盤が一様である場合には、せん断に対しては堤体と基礎地盤の接触面沿いに検討を行うことは十分妥当なことが判る。

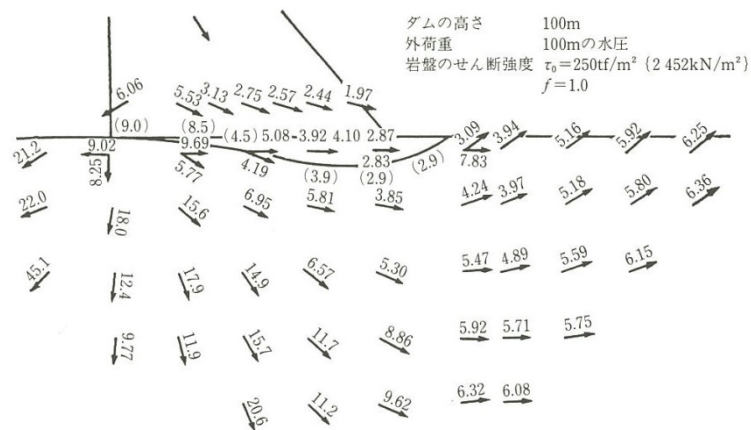


図2-4-7 重力式コンクリートダムの基礎岩盤内の局所安全率の分布

<必須>

重力式コンクリートダムの堤体の形状は、谷の形状、基礎地盤の性状及び洪水処理の方法を考慮し、堤体及び基礎地盤の安定性が確保されるよう設計するものとする。

重力式コンクリートダムは、施行規則第9条の規定に基づく構造計算により、以下の条件を満足するよう設計するものとする。

1. 堤体の上流面に鉛直方向の引張応力を生じないこと。
2. 堤体、堤体と基礎地盤の接合部及び基礎地盤内でのせん断に対して安全であること。
3. 堤体内の応力が、ダムコンクリートの圧縮強度を所要の安全率で除して求めた標準許容応力を超えないこと。

<例示>

特殊断面による堤体安全の確保方法について例示する。

地形及び地質条件によって増厚部の設置が不適当な場合には、ダムの下にウェッジなどを掘り下げ、せん断面の位置を深くしてせん断面の長さを大きくすることによりせん断摩擦抵抗を大きくする方法がとられる事例があるが、その効果には次の2つの場合がある。

- (1) 上流側を深く掘り込み、せん断面を下流上流にしてダムに作用する合力とすべり面との交角をできるだけ大きくし、すべり成分を小さくすることによってせん断摩擦抵抗を増加させる方法
- (2) 下流端をくさび状に掘り込み、このくさびによりダムからの力を下流側に伝え、すべり面を下流側に延ばしてせん断摩擦抵抗を増加させる方法

(1)は静水圧が大きくなる可能性があり、外荷重が大きくなる結果、効果が減殺される。

(2)はせん断面がくさびの下側に押し下げられ、特にダム下流側の岩盤が良好な場合には有利な方法である。

なお、基礎地盤を深く掘り込みウェッジを造成する際には、掘削により基礎地盤、特に堅固な岩盤を傷めないように留意する必要がある。

基礎地盤が普通以上に悪い場合にフーチング形状をとる場合があるが、これはフィレット（増厚部）の変形として取扱い、応力分布の検討を行う必要がある。

<参考となる資料>

フィレットの勾配に関する検討としては、下記の資料が参考となる。

- 1) 飯田隆一：コンクリートダムの設計法 技報堂出版 平成4年4月.
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編 平成17年6月.

4.3.2 応力解析**<考え方>**

重力式コンクリートダムにおいて転倒や滑動の条件で基本断面が決定された後に、堤体内の応力状態を確認するために応力解析が実施される。応力の算定は、本章4.3.1で述べた片持ばり理論等のダム軸に直角な方向の2次元での断面応力計算を行うのが一般的である。ただし、堤体内部の応力や変形をより詳細に知る必要があるときは、2次元または3次元モデルによる有限要素法（FEM）での解析を行う。また、堤体内に放流管、ゲート室、通廊などの大きな開口部があるときは、同様に応力解析により周辺に有害な変形や応力集中が生じないかを確認する。

<標準>

重力式コンクリートダムの応力解析は、堤体及び基礎地盤の応力状態を適切に判断できる方法で行うものとし、ダム軸に直角な方向の2次元応力計算により行うことを基本とする。

<例示>

堤体の片持ちばり理論に基づく応力解析の計算式について例示する。

平面保持の仮定によれば、検討する断面の垂直応力及び曲げ応力は次式で示される。

$$\text{垂直応力度} = \frac{V}{B}$$

$$\text{曲げ応力度} = \frac{M}{I}y = \frac{Ve}{I}y$$

ここで、 V ：底面に作用する全鉛直力

M ：底面中心軸に作用する単位幅当たりのモーメント

I ：底面中心軸に対する単位幅当たりの断面二次モーメント

$$I = B^3/12$$

e ：底面中心より合力の作用点までの距離

B ：底面の長さ

y ：底面中心より曲げ応力を求めようとする点までの距離

このとき、下流端応力 σ_d 、上流端応力 σ_u は次式で示される。

$$\sigma_d = \frac{V}{B} + \frac{Ve}{I}y = \frac{V}{B} + \frac{Ve}{B^3/12} \cdot \frac{B}{2} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$\sigma_u = \frac{V}{B} + \frac{Ve}{I}y = \frac{V}{B} + \frac{Ve}{B^3/12} \cdot \left(-\frac{B}{2}\right) = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

これらの式によって示される最大垂直圧縮応力がダムの堤体に生じる最大応力ではなく、最大応力はダムの下流端で、ダムの下流面に垂直な面内に作用し、その値は次式で示される。

$$\sigma_1 = \sigma_d (1+n^2)$$

ここに、 n ：下流面勾配

堤体内部の有限要素法（FEM）解析による応力解析方法について例示する。

堤体付近及び堤体内に放流管、水圧管、通廊等の開口部があるときは、その付近の引張応力や応力集中について局所的な応力解析を行い、鉄筋による補強を検討する必要がある（本章4.6.2<例示>参照）。

堤体内に設置される放流管部の設計に際しては、放流管に作用する内圧は放流管のみで受け、空洞部周辺の応力は周辺のコンクリート部で受け持つよう設計されるのが一般的である。

なお、実態としては、放流管は周辺コンクリートに拘束され両者が荷重を分担している状態（協働状態）にある。このことを考慮した応力解析を行い、放流管の大幅軽量化及び放流管周辺構造鉄筋の縮減を図る技術開発が進んでおり、実際のダムの設計に採用された事例もある（図2-4-8参照）。

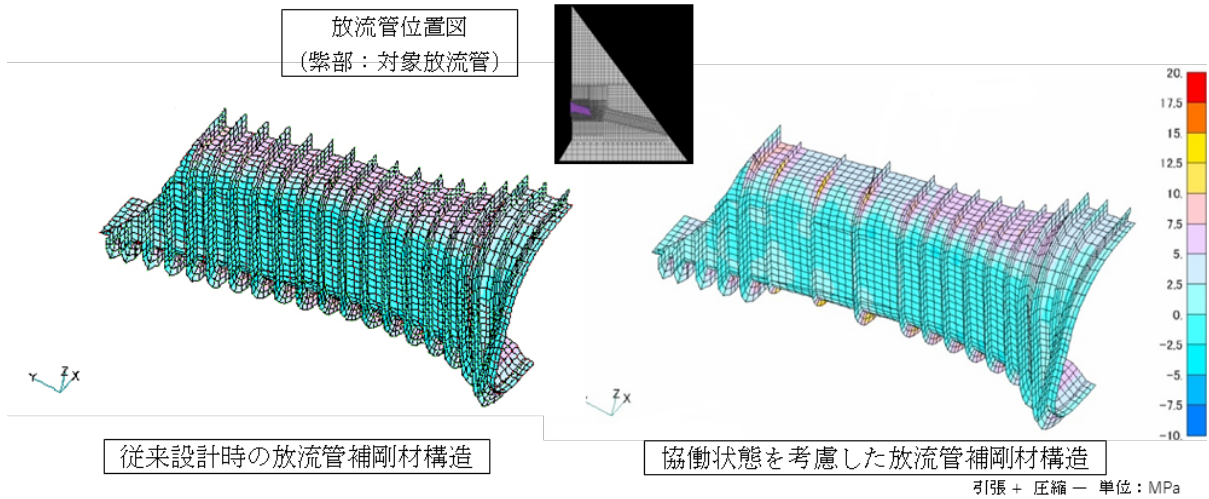


図2-4-8 放流管における協働設計の事例

<参考となる資料>

重力式コンクリートダムの応力計算としては、下記の資料1)が参考となる。また、協働設計の事例としては、下記の資料2)が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。
- 2) (財)ダム技術センター：「30年の歩み」，平成24年10月。

4.4 アーチ式コンクリートダムの基本設計

4.4.1 形状及び安定計算

<考え方>

アーチ式コンクリートダムは堤体内及びこれを支持する基礎岩盤内に大きな応力が発生することがその特徴である。したがって、その設計では、堤体の配置設計を基礎地盤（岩盤）の特性とともに総合的に検討して最適な堤体形状を決定することが重要になる。

アーチ式コンクリートダムの設計は、3次元構造として行われるが、以下に留意する必要がある。

1. 水平断面の設定：アーチの中心角を大きくとれば堤体の応力上は有利に作用するが、基礎地盤に作用する荷重は下流向きになり所要のショルダーを確保できなくなる場合もある。したがって、水平断面におけるアーチの曲線形については、アーチ応力の調整と、基礎地盤に作用する推力の方向を考慮して、単心円を用いるよりもアーチクラウン付近の曲率を小さくした三心円、放物線等を利用するのが有利になることが多い。また不等厚アーチを用いてアーチ応力の調整を図るのも有効である。
2. 鉛直断面の設定：アーチ式コンクリートダムの中央部の鉛直断面（拱頂片持梁という）の形状は一般的に下流側へオーバーハングを与えた形状とする。これは両岸に近いダムの鉛直断面での上流側へのオーバーハングを減じてダムの水平断面に対して適切な中心角を与えるのに有利となるためである。なお、セルフローズ（自重により継目が閉じること）による工事中のダムの安定を高める効果がある。
3. 洪水吐きの位置：アーチ式コンクリートダムは洪水吐き放流管が堤体内に設置されることが多いが、その際堤体内に局部的な応力を発生させるとともに、その規模によっては全体的な応力状態にも影響を与えるため、それを考慮した応力解析が行われる。

なお、洪水吐きは、継目の位置及び基礎岩盤に及ぼす影響を考慮して配置するとともに、

ゲート操作室を堤体外に置く等堤内開口部を少なくすることに留意する必要がある。

4. 発生応力への対応：堤体内に生じる応力は、堤高が同程度の重力式コンクリートダムに比べて著しく大きくなる。従って、堤体の形状は、実際に施工可能な配合から決まるコンクリートの許容圧縮応力を満足させることから、決定される。引張応力については、本章4.2.3に述べたアーチ式コンクリートダムにおける方法で対処される。
5. 補足構造物の設置：基礎岩盤の地形、または地質上の欠陥を補うためあるいはダムの安定性を改善するために、アバットメントに補足構造物を設ける場合がある。この場合はその安定性の検討を行って形状を定めなければならない。

アーチ式コンクリートダムのせん断に対する安定性は、施行規則第9条（本章3.2参照）の規定による。この検討は、堤体と基礎地盤の接合部でのせん断に対しては重力式コンクリートダムと同様のHenny式（本章4.3.1参照）を用いて、また基礎地盤内のせん断に対してはHenny式とそれに基づく所要堅岩線（本章2.4.2参照）の確認により行う。

<必須>

アーチ式コンクリートダムの堤体の形状は、谷の形状、基礎地盤の性状、洪水吐きの位置等を考慮し、堤体及び基礎地盤の安定性が確保されるように設計するものとする。

アーチ式コンクリートダムは、施行規則第9条の規定に基づき、以下の条件を満足するよう3次元構造としての構造計算を行って設計するものとする。

1. 堤体内の応力が、ダムコンクリートの設計基準強度を所要の安全率で除した値を超えないこと。
2. 堤体、堤体と基礎地盤の接合部及び基礎地盤内でのせん断に対して安全であること。

<例示>

アーチ式コンクリートダムの形状決定方法について例示する。

アーチ式コンクリートダムでは、以下に示すように、アーチの中心角、オーバーハングの大きさ、堤体の厚さを種々に変化させるとともに、補足構造物による地形・地質上の課題を解決するための検討が行われ、安全で経済的な断面が決定される。

1. アーチの中心角は、一般に放物線アーチを用いた場合 $70\sim 75^\circ$ とするのが最もよいとされており、アバットメントとクラウンにおけるダムの厚さの比は1~2としている例が多い。
2. ダムの中央鉛直断面のオーバーハングの大きさは、放物線アーチの場合、ダムの高さの10%程度とするのが一般的である。
3. アーチ式コンクリートダムのアバットメントの補足構造物には次のものがある。

(1) スラストブロック（下筈ダム等）

スラストブロックは堤頂付近で谷が急に開いている場合または、地質上の欠陥がある場合に、堤体と基礎岩盤との間に設けられる人工構造物で堤体からの推力を堅硬な基礎岩盤に伝達するものである（図2-4-9参照）。スラストブロックを採用することによって、堤体の形状を地形または、地質上の局所的な欠陥に左右されることなく決定することができる。

(2) 重力式アバットメントとウイングダム（黒部ダム等）

重力式アバットメントは、堤頂付近で谷が急に開いているような場合に設けられる補足構造物で、アーチ堤体からの推力を重力作用によってその直下の基礎岩盤に伝達するものである（図2-4-10参照）。

ウイングダムは、重力式アバットメントの採用に伴ってその上流側に設けられる構造物で、重力式アバットメントとその上流側の基礎岩盤との間での水の貯留を確保するための

構造物である（図 2-4-10 参照）。

(3) プラグ（川治ダム等）

河床付近の地形が急峻で、適切な堤体の形状を確保するためには、河床付近の両岸の岩盤を非常に深くまで掘削しなければならない場合に、これを避けるために堤体の基本形状と区別してその部分に設けられる人工の基礎をプラグという（図 2-4-11 参照）。

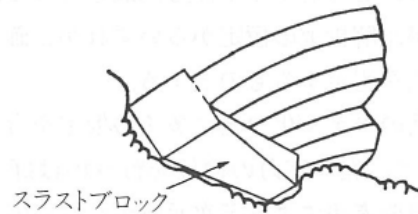


図2-4-9 スラストブロック

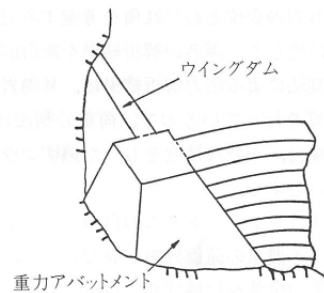


図2-4-10 重力式アバットメント及びウイングダム

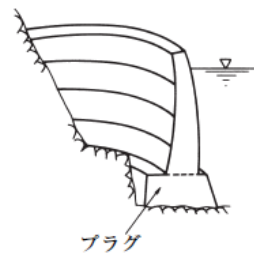


図2-4-11 プラグ

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

アーチ式コンクリートダムの基本設計の考え方としては、下記の資料 1) が参考となる。また、アーチ式コンクリートダムの応力計算及び形状決定としては、下記の資料 2) が参考となる。

- 1) (財) 国土開発技術研究センター編／(社) 日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成 12 年 1 月。
- 2) (財) ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成 17 年版 第 4 巻 設計 I 編，平成 17 年 6 月。

4.4.2 応力解析

<考え方>

従来のアーチ式コンクリートダムの応力解析は、比較的容易に応力が算出され、かつ十分な実績を有する荷重分割法によって解析を行い、荷重載荷を再現した模型実験によって応力状態を確認するのが一般的であった。荷重分割法はアーチ式コンクリートダムを片持ばり要素とアーチ要素に分割して解析する簡便法であるが、簡略化されたモデルのため正確性の判断が難しかった。

現在は、アーチ式コンクリートダム堤体の応力や変形を精度良く把握するために、堤体の最終形状が概ね固まった段階で有限要素法での3次元応力解析が用いられる。

<標準>

アーチ式コンクリートダムの応力解析は、堤体及び基礎地盤の応力状態を適切に判断できるよう、堤体の3次元形状や基礎地盤の変形性が堤体応力に及ぼす影響を考慮できる方法によることを基本とする。

<参考となる資料>

アーチ式コンクリートダムの基本設計の考え方としては、下記の資料1)が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。

4.5 温度規制計画と収縮継目

4.5.1 温度規制計画の策定

<考え方>

コンクリートは硬化する際に、セメントの水和作用によって熱を発生する。ダムのようなマスコンクリートでは蓄積される熱量が多くなり、そのため種々の拘束を受けて温度ひび割れ発生の原因となるなどの弊害を生じる。コンクリートダムにおける温度ひび割れは、岩着部、既設コンクリートとの打継部、ゲートなどの開口部等において発生しやすい。したがって、最高上昇温度と各材齢における温度履歴を計算し、有害な温度ひび割れの発生を防止する必要がある。

このため、リフトスケジュールの調整、収縮継目の設置、コンクリート配合、プレクーリング、パイプクーリング、施工時（練混ぜ、打設時等）の温度上昇の規制、湛水養生、保温養生などの単独ないしは複数を組み合わせて設計・施工上の適切な対応を定める温度規制計画を定める。

<必須>

コンクリートダムでは、最高上昇温度及び温度履歴について考慮し、有害な温度ひび割れが生じないよう温度規制計画を策定するものとする。

<例示>

コンクリートダムでの温度ひび割れについては、堤体形状や打設工程を考慮した有限要素モデルによる温度応力解析を行って、供試体の引張強度の特性値と構造物中の引張側主応力の応答値の比であるひび割れ指数を求めて予測する手法などがある。

コンクリートダムにおける温度規制の方法の例としては以下のようなものがある。

- (1) リフト厚や打込み間隔などのリフトスケジュールを調整する方法。
- (2) 水和熱の小さいセメントを使用するか、単位セメント量を低減することにより発生する

熱を抑える方法。

(3) プレクーリングによる方法

夏期などの温度の高いときにコンクリートを打設する場合、コンクリートの材料の一部または、全部を予め冷却し、コンクリートの打設温度を低下させることにより、最高上昇温度を低下させる方法である。練混ぜ水に冷水を用いる方法、一部を氷で置換する方法がある。また、材料の冷却には冷気または、冷水を用いる。

冷水を用いる場合は配合水の管理上、細骨材の冷却は一般に好ましくなく、冷却効果の大きい粗骨材の冷却が主として行われる。

(4) パイプクーリングによる方法

パイプクーリングとは水和熱の大きい有スランブコンクリートを内部コンクリートに用いる柱状工法でのコンクリート打設の際、予め埋め込まれた鋼管内に冷水を通すことにより、セメントの水和熱を吸収し、コンクリートの温度上昇ならびに最高上昇温度を抑える方法で継目グラウチングとともに用いられるのが一般的である。なお、継目グラウチングを行う場合にはコンクリートを最終安定温度まで低下させておく必要がある。

<参考となる資料>

コンクリートダムの温度規制計画の考え方や方法、事例などについては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計Ⅱ編，平成17年6月。
- 2) (財)ダム技術センター：改訂3版 コンクリートダムの細部技術，平成22年7月。
- 3) 土木学会：2013 制定 コンクリート標準示方書(ダムコンクリート編)，平成25年10月。

4.5.2 収縮継目

<考え方>

温度応力によるコンクリートの温度ひび割れを防止するため、または、コンクリート打設備の能力に併せて、コンクリートダムには一般に適当な間隔の収縮継目が設けられる。ダム軸に直角方向の継目を横継目、ダム軸に平行な継目を縦継目という。

1. 横継目：ダム軸に直角方向に入る不規則なひび割れは、堤体の止水に対して決定的な障害となる。このため、温度応力によるひび割れを防止するため、収縮継目としての横継目を設ける必要がある。漏水を防止するため、横継目には止水板を設置する。

放流設備の配置、基礎地盤内に存在する断層等との位置関係、その他堤体の折曲がりや左右岸の取付けなど、堤体の安定性、または、施工性により部分的に横継目の間隔を広げることが検討するときには、周到な温度規制計画を策定し、ひび割れ防止に努める。

2. 縦継目：ダム軸に平行方向に入る不規則なひび割れは、堤体の安定性に大きな影響を及ぼす。このため、重力式コンクリートダムのように上下流方向に堤体が長くなる場合には、ダム軸に平行かつ鉛直な縦継目が設けられる。ただし、RCD工法や拡張レア工法の面状工法では、堤体を一様に立ち上げ、コンクリートを定期的なサイクルで打設することを前提とした堤体の温度応力についての十分な検討に基づいて、縦継目を設けないことが可能となっている。柱状工法で築造する重力式コンクリートダムでは図 2-4-12 に示すような鉛直縦継目が一般的である。縦継目には堤体の一体化を図るために、継目グラウチングが行われる(本章 4.5.3 参照)。

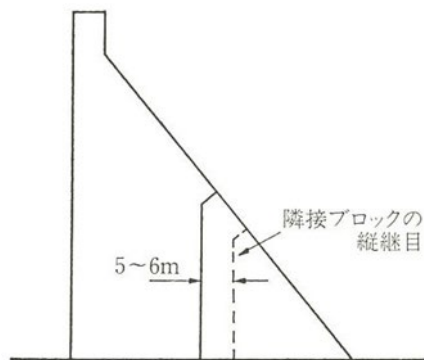


図2-4-12重力式コンクリートダムの鉛直縦継目

3. 傾斜継目：重力式コンクリートダムでは、温度ひび割れ防止の目的で、下流下がり傾斜継目を採用することがある。傾斜継目は、その方向が堤体内部に発生する圧縮側の主応力の方向にほぼ合致するように設置することで、大きなせん断応力は作用せず、垂直応力も小さいため、傾斜継目がない場合とほぼ同様の応力状態とすることができるという考え方によっている。そのため、一般に継目グラウチングは行われない。なお、面状工法で施工されるダムでも大規模ダムにおいては、上下流方向に長大ブロックとなる場合に傾斜継目が設けられる場合がある。

<必須>

コンクリートダムには、ダムコンクリートの有害な温度ひび割れを防止するため、適切な間隔で収縮継目を設けるものとする。

<例示>

各種収縮継目の間隔等について例示する。

1. 横継目の間隔：横継目は、ダム軸方向に 15m 間隔で施工されるのが一般的である。
2. 鉛直縦継目の間隔：柱状工法のダムで用いられた縦継目の間隔は、温度規制の方法によって定められるが、コンクリート打設設備の能力によって制約されることもある。一般には 20～60m の施工実績が多い。
3. 傾斜継目の処置：面状工法のうち RCD 工法を採用した宮ヶ瀬ダムでは、上下流方向に長大ブロックとなる下部標高において、コンクリートの日打設量が打設能力を上回るため主応力方向と一致する下流下がり傾斜継目を採用した。また、傾斜継目の設置が温度規制の軽減に寄与することを温度応力解析により明らかにした。傾斜継目はその上端をダム上流面に到達させずに途中で止めるので、その上端からひび割れが生じるのを防止する処置が必要であり、一般に上端に通廊を設置するか、半割管を用いて継目を消去する。堤体内で消す鉛直縦継目の場合も同様の処置となる。

<参考となる資料>

コンクリートダムの収縮継目の事例としては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：改訂3版 コンクリートダムの細部技術，平成22年7月。

4.5.3 せん断キーと継目グラウチング

<考え方>

収縮継目には、堤体ブロック間の応力伝達を確実なものにしてブロックの上下流方向の相対変位を拘束するため、せん断キー（歯型）が設けられる。ただし、上下流方向断面での2次

元設計が基本の重力式コンクリートダムでは、ブロック間での応力伝達を考慮しない構造として設計していることから、横継目のせん断キーは省略できる。RCD 工法や拡張レア工法のように、コンクリート打設後に横継目を造成する工法では、せん断キーを省略する。また近年は、重力式コンクリートダムにおいて、施工の合理化のために横継目のせん断キーを省略して、鋼製埋設型枠を使うことが多い。

収縮継目のうち、構造上一体化が必要な重力式コンクリートダムの縦継目やアーチ式コンクリートダムの横継目では、継目グラウチングを行って隣接ブロック同士を一体化させる必要がある。

なお、アーチ式コンクリートダムでは、堤体が一体となった構造として機能させる必要があるため、収縮継目（横継目、縦継目）には必ず継目グラウチングが行われる。一方、重力式コンクリートダムでは、上下流方向の堤体ブロックを2次元構造物として設計することを基本としていることから、一般に横継目には継目グラウチングを行わない。

継目グラウチングは、コンクリートが収縮し、継目が最も開いた状態で行う。

<必須>

アーチ式コンクリートダムの堤体内に設ける収縮継目や重力式コンクリートダムの堤体内にダム軸方向に設ける収縮継目（縦継目）では、堤体を一体化するためにせん断キーを設け、継目グラウチングを行うものとする。

<例示>

せん断キー（歯型）の設置と継目グラウチングの施工時期について例示する。

1. せん断キー

3次元構造物として設計されるアーチ式コンクリートダムの横継目には、隣接ブロック間での応力伝達を確実にするため、図 2-4-13 に示すような縦歯型のせん断キーが設けられる。また、重力式コンクリートダムは2次元構造物として設計されるため、隣接ブロック間の応力伝達を目的とする横継目部のせん断キーは必要としないが、柱状工法のダムでは一体性を期待してせん断キーを設けることが一般的である。

縦継目には図 2-4-14 に示すような横歯型のせん断キーが設けられる。縦継目のせん断キーの面は、満水時において、ダム下流端付近に生ずる主応力の方向になるべく直交させる形がとられている。

継目にせん断キーを設ける場合には、その形状と大きさについて次の事項に注意する。

- (1) 継目に作用する応力を伝達できること。
- (2) 継目グラウチングを実施する場合、注入材料の流れを妨げないこと。
- (3) 応力集中及び表面の温度勾配によるひび割れを生じないこと。
- (4) 施工中に破損しないこと。

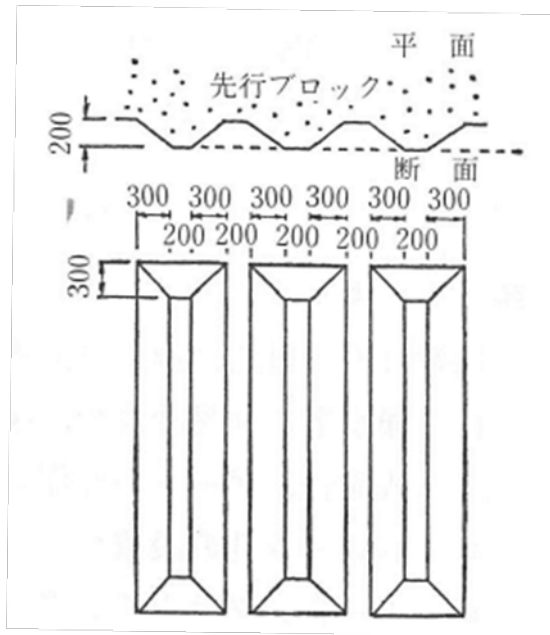


図2-4-13横継ぎ目のせん断キーの標準図

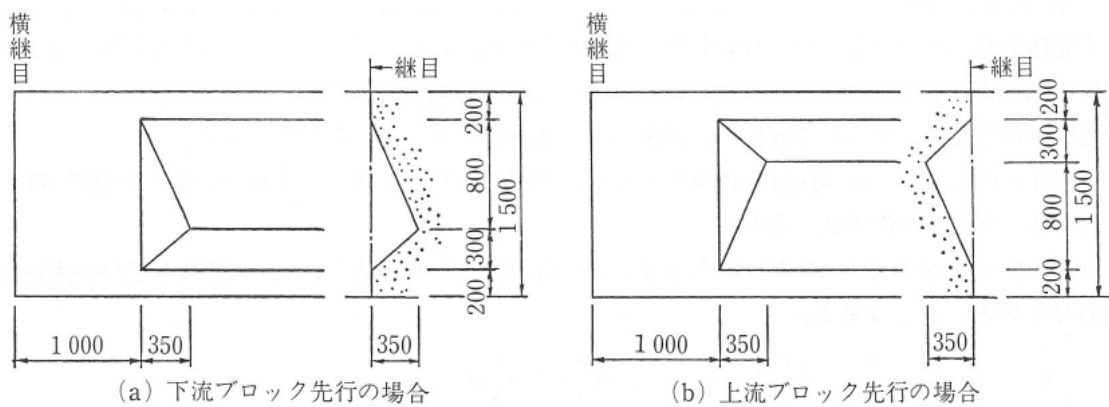


図2-4-14縦継目のせん断キーの標準図

2. 継目グラウチング

継目グラウチングは、コンクリートが収縮し、継目が最も開いた状態で行うのが効果的である。パイプクーリングを行う場合は、コンクリートの温度を通常起こり得る最低温度以下の温度まで低下させる。

アーチ重力式コンクリートダムでは、収縮継目へのせん断キー設置と継目グラウチングを行っている。

<参考となる資料>

コンクリートダムの収縮継目の事例としては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：改訂3版 コンクリートダムの細部技術，平成22年7月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計Ⅱ編，平成17年6月。

4.6 堤体各部の設計

4.6.1 止水装置

<考え方>

止水装置は、止水効果を図るため、基礎地盤の不透水部に確実に接続させる必要がある。

<標準>

止水装置は、十分な水密性及び耐久性を有する材料を使用し、継目の伸縮に応じられる構造とし、横継目の上流面に近い位置に設けることを基本とする。

<例示>

止水装置の構造を図 2-4-15 に例示する。

主止水板の設置位置は上流面より 1m 程度以上内部とし、主、副止水板とも堤体コンクリートへの埋込み深さは 15cm 以上とし、基礎地盤に確実に定着させる。なお、止水板を定着させるための基礎岩盤地盤の掘削は概ね 50 cm 程度の深さとしている。また、止水板の後部に継目排水孔を設け、横継目内への漏水を通廊（監査廊）に導水・排水できるようにするとともに、監視できるようにする。

止水板には、かつてはステンレス鋼板または、銅板などが主に用いられていたが、最近は大半の場合、伸縮性、経済性等に優れている塩化ビニール製止水板が使用されている。

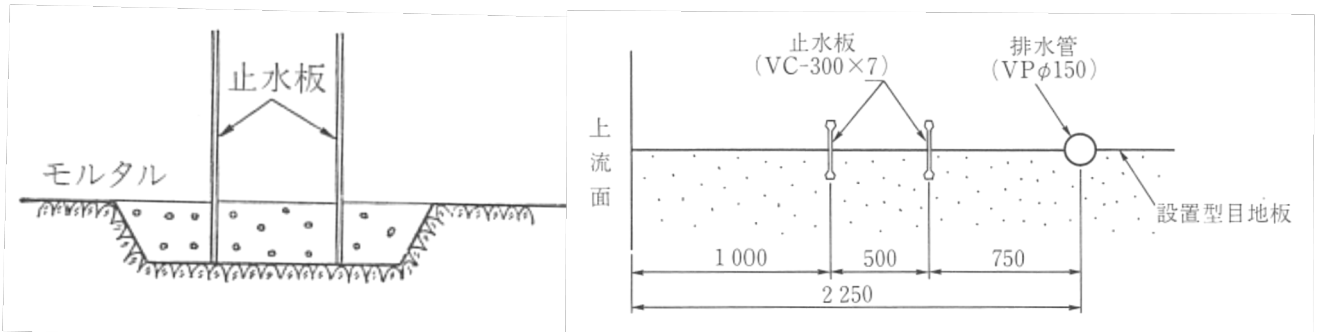


図2-4-15 止水装置の構造図

<参考となる資料>

止水装置となる止水板と継目排水孔の配置の事例としては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：改訂3版 コンクリートダムの細部技術，平成22年7月。

4.6.2 通廊（監査廊）**<考え方>**

通廊（監査廊）は堤体においてその目的に適した位置に設けることが必要である。一般には次のような事項を目的として設置される。

1. 漏水量、揚圧力などの安全管理のための計測及び堤体内の巡視・点検
2. 基礎排水孔などのドレーン孔の設置
3. 放流管の点検やゲート操作室への連絡通路
4. カーテングラウチングの施工スペース

<標準>

堤体内施設の安全管理、基礎排水孔などのドレーン孔の設置及びカーテングラウチングの施工等を目的として、コンクリートダムの堤体内には通廊を設けることを基本とする。

なお、堤体内の空洞部となる通廊は、その周辺に発生する引張応力に対しても安全な構造となるよう設計することを基本とする。

<例示>

通廊（監査廊）の設置位置と空洞部の応力分布について例示する。

1. 通廊（監査廊）の設置位置

基礎排水孔などのドレーン孔の設置及びカーテングラウチングの施工スペース確保を目的として通廊を設置する場合には、できるだけ上流面に近く、河床に近い位置に設けるのが望ましい。

しかし、通廊の上流面からの距離の設定にあたっては、通廊周辺に発生する引張応力やコンクリート打設のためのスペースにも配慮する必要がある。事例によると、上流面からの距離は、フィレットがない断面では3～5mであり、フィレットのある断面ではフィレットの形状等の影響もあり3～6mの範囲のダムが多い。

また、基礎岩盤からの距離の設定にあたっては、基礎岩盤の性状や施工方法にも配慮する必要がある。事例によると、基礎岩盤からの距離は、水平部で2～5m、傾斜部（傾斜距離）では2～4mを最小距離としているダムが多い。

2. 空洞部の応力分布

空洞部の断面を円とした場合には、応力分布が図2-4-16のようになり、それに基づき必要な鉄筋量を定めることができる。

図は、無限平板がy軸方向に一律な圧縮力を受けた場合の応力分布を表し、x、y軸線上でかつ両軸に直交する方向の応力を σ_x 、 σ_y とすると、

$$\sigma_y = \frac{1}{2}\sigma\left(2 + \frac{r^2}{x^2} + 3\frac{r^4}{x^4}\right)$$

$$\sigma_x = \frac{1}{2}\sigma\left(\frac{r^2}{y^2} - 3\frac{r^4}{y^4}\right)$$

となる。

これによると引張応力はy軸上で円の周から $\sqrt{3r}$ の位置で0になることがわかる。

特に空洞部が大きい場合や、空洞部の位置及び堤体形状との関係などから特別な応力集中が考えられる場合など、空洞部周辺の応力状態を詳細に予測する必要がある場合には、有限要素法による応力解析が有効である。

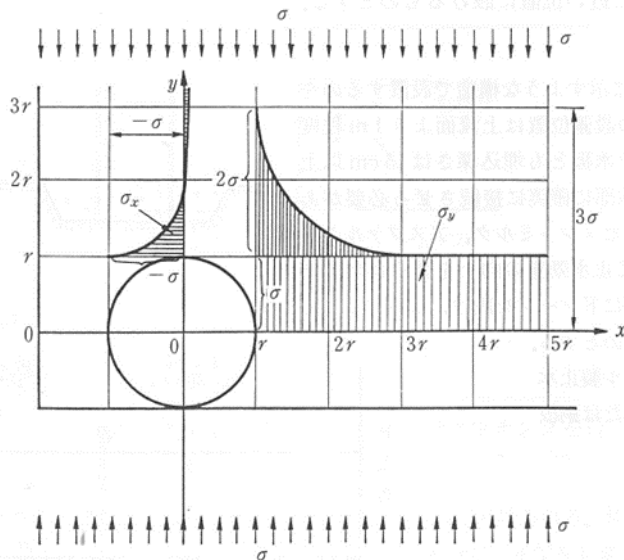


図2-4-16 空洞部周辺の応力分布

<参考となる資料>

通廊の事例としては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：改訂3版 コンクリートダムの細部技術，平成22年7月。

4.6.3 堤頂構造物

<考え方>

ダムの堤頂構造物（門柱、天端橋梁、高欄等）は他の構造物との関連、相互の位置を考慮して配置を決定する。

門柱部は所要の水力条件を満足する形状で、予想される荷重や表面の損傷に対して安全な構造物とする必要がある。クレストゲートを支持する場合は、ゲート機能を損なわないようにより高い剛性が必要となる。構造物設計の技術基準としては、ダム・堰施設技術基準(案)、道路橋示方書等がある。

天端橋梁は所要の水力条件を満足する位置で、道路橋に係る各種技術基準に従って、将来の維持、管理をも考慮して構造を決定する必要がある。

高欄の強度は道路橋に係る各種技術基準に準じて設定する。

<標準>

ダム堤体の上部に放流設備の設置や通行の用に供するために設ける各種の堤頂構造物は、ダムと各々の構造物の機能及び安全性を考慮してその配置及び構造を決定することを基本とする。

<参考となる資料>

堤頂構造物の事例としては、下記の資料1)が参考となる。クレストゲートの事例としては、下記の資料2)、3)及び4)が参考となる。天端橋梁の事例としては、下記の資料3)及び4)が参考となる。高欄の事例としては、下記の資料5)及び6)が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：改訂3版 コンクリートダムの細部技術，平成22年7月。
- 2) (一財)ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準(案)「平成28年3月改正」(基準解説編・マニュアル編)，平成28年10月。
- 3) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編，平成29年。
- 4) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱコンクリート橋・コンクリート部材編，平成29年。
- 5) 公益社団法人 日本道路協会：防護柵の設置基準・同解説，平成28年。
- 6) 社団法人 日本道路協会：車両用防護柵標準仕様・同解説，平成16年。

4.7 計測装置の設置

<考え方>

ダムの安全管理の基本となる計測装置は、構造令第13条において、以下のように定められている。

(計測装置)			
第13条 ダムには、次の表の中欄に掲げる区分に応じ、同表の下欄に掲げる事項を計測するための装置を設けるものとする。			
項	区 分		計 測 事 項
	ダムの種類	基礎地盤から堤頂までの高さ(単位：メートル)	
一	重力式コンクリートダム	50未満	漏水量，揚圧力
		50以上	漏水量，変形，揚圧力

二	アーチ式コンクリートダム		30 未満	漏水量, 変形
			30 以上	漏水量, 変形, 揚圧力
三	フィルダム	ダムの堤体がおおむね均一の材料によるもの		漏水量, 変形
		その他のもの		漏水量, 変形, 浸潤線

2 基礎地盤から堤頂までの高さが 100 メートル以上のダム又は特殊な設計によるダムには、前項に規定するもののほか、当該ダムの管理上特に必要と認められる事項を計測するための装置を設けるものとする。

また、地震時においてはダムの安全性を迅速に確認することが求められ、最寄り地点で気象庁震度階 4 以上または基礎地盤相当位置での加速度が 25gal 以上の地震が発生した場合に必要な地震後の臨時点検を実施する必要がある。このような一定の強さ以上の地震が発生した場合の臨時点検の実施の判断、損傷の推定、安全性の評価などを迅速に行えるように、構造令第 13 条で定められている計測装置に加え、地震計を設置する。

ダムの計測装置には、安全管理以外にも、施工中のダムの状態監視（施工管理）の目的で設けられる埋設計器及び各種の調査研究の目的で設置されるものがある。下記は計測全体における目的別の計測の種類と方法だが、各目的に応じた適切な配置計画に基づいて、計測装置を設置することが重要である。

1. 安全管理

安全管理を目的とした計測の主な項目としては次のものがある。

- (1) 堤体及び基礎地盤の漏水量
- (2) 揚圧力
- (3) 堤体及び基礎地盤の変位
- (4) 堤体及び基礎地盤の地震時挙動

このほか、必要に応じ、次項に示す施工管理の目的で設置された埋設計器等を活用するなどして、温度、応力・ひずみ、継目の開度などの計測を行う。

ダムの安全管理を行う場合には、まず巨視的にみてダムが安全であるか否かを知ることが必要で、このためにはダムの全体的な状態を表す測定値に着目して、ダムが安定した状態にあるか、または、危険な状態にいたる段階にあるかを知ればよい。全体的な状態は全漏水量と変位によって判断することができる。また、堤体内の個々の排水孔からの漏水量や揚圧力の計測のように、ダム各部の状態が把握できるよう計測装置をダム全体に広く配置することで、ダムの全体的な状態を表す全漏水量などの計測値に異常がみられた場合、その原因箇所の把握や対策の検討を行いやすくすることも重要である。

2. 施工管理

施工管理を目的とした計測の主なものは、コンクリートの温度規制のための温度計測と、継目グラウチングを行うダムにおいてその実施時期の選定及び施工中の継目の開閉状況把握のための継目の開度の計測である。また、高圧によりグラウチングを施工するにあたっては、岩盤変位計などにより岩盤変位等の管理を行うことがある。

3. 調査研究

調査研究のための計測は、ダムの設計に用いられる様々な仮定の妥当性の検証とそれを踏まえたダムの設計手法の合理化や高度化、あるいは既設ダムの安全性や健全性の評価などに必要となる実測挙動の把握を目的として行われる。

<必須>

コンクリートダムには、その種類（型式）、規模（高さ）等に応じ、構造令第13条に規定する計測装置を設けるものとする。

<標準>

コンクリートダムには、地震動（地震時の加速度）を計測するための計測装置を設けることを基本とする。

<例示>

計測装置の配置計画及び計測項目と計測装置の種類について以下に例示する。

1. 計測装置の配置計画

(1) 安全管理

安全管理を目的とした計測装置としては、漏水量、揚圧力、変位等の計測装置が配置される。漏水量の計測は本章6.3.2に示した基礎排水孔や、横継目などからの漏水を排水する継目排水孔からの漏水などが対象となる。漏水量の計測装置は、これらをあわせた全漏水量、及び個別の排水孔からの漏水量を適切に把握できるよう配置される。

全漏水量の計測は河床部、左右岸部と分けて行うと漏水箇所の把握等に便利である。

変位の計測はプライムライン（正立）及びリバースプライムライン（倒立）で行われるのが一般的である。プライムラインは少なくとも最大断面に1箇所設置される（図2-4-17参照）。リバースプライムラインは河床部の最大断面付近または、断層等の軟弱地盤部分に設置される。

このほか、コンクリートダム、特にアーチ式コンクリートダムの場合、変位や応力の大きさが貯水池の水位によって変化するばかりでなく、温度変化の影響を強く受けるので、変位や応力と同時に温度分布が計測される。

漏水量、揚圧力の計測は通廊内の基礎排水孔によって行い、特に揚圧力の上下流方向の分布を測定する場合にはクロスギャラリー（ダム軸に直角方向の通廊）に排水孔を設けて行われる。

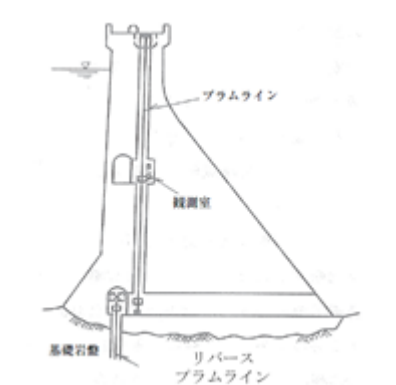


図2-4-17 重力式コンクリートダムに設置されたプライムライン

(2) 施工管理

施工管理を目的とした計測装置としては、温度計、継目計等が配置される。

温度の計測は、コンクリートの水和熱によるひび割れの発生を防止するために、また継目グラウチングを行うダムでは最終安定温度を知るために実施される。

2. 計測項目と計測装置の種類

(1) 全漏水量の計測

全漏水量の計測には、①個々の基礎排水孔や継目排水孔などの漏水量の和として求める

方法、②三角堰による計測、③集水水槽の水位上昇による計測、があるが、一般に②の方法が簡便で安定した計測値を得られる。③の方法は計測が容易で精度も高く優れた方法であるが、水槽及びポンプの容量を十分検討して行う必要がある。

(2) 個別箇所の漏水量の計測

個別の基礎排水孔などからの漏水量の計測は、一般にメスシリンダーにより一定時間あたりの漏水量を計測することにより行われる。

(3) 揚圧力の測定

基礎排水孔にブルドン管圧力計を取り付けて計測する方法と間隙水圧計による方法とがあり、一般に前者が多く用いられている。

(4) プラムラインによる変位の計測

①プライムライン（正立）：堤体内に鉛直に直径 30cm 程度の防食性のある管を埋設し、この中にピアノ線によって錘重を下げて移動量を測定するのが一般的である。

②リバースプライムライン（倒立）：ダムの基礎地盤にボーリング孔を削孔し、ピアノ線を孔底に固定して引き上げ、上部で水槽に浮かせたフロートの移動量を測定するのが一般的である。

(5) 温度計

温度計は測温体の熱膨張を電気抵抗の変化に変換して測定する型式が一般的である。

(6) ひずみ・応力の計測

①ひずみ計：ひずみ計は歪（ひずみ）に対応するブリッジ回路の電気抵抗の変化により測定する型式が一般的である。

②応力計：応力計は受圧面に作用する圧力を封入された水銀に伝え、この水銀にかかる圧力を小円板に変形に変えて、ひずみ計と同様の原理で測定する形式が一般的である。

(7) 継目開度の計測

継目計は原理的にはひずみ計と同じであるが測定すべき長さがひずみ計より大きいいため大きな変位を測定できる。

(8) 地震計

地震時の応答は一般に堤体の上部で大きくなることから、その影響も含めて把握するため、地震計は基礎地盤相当位置（底部監査廊内など）に加え、ダムの天端付近など堤体上部にも設置される。地震計で得られる加速度波形データは、臨時点検以外にも、レベル2地震動に対する耐震性能照査（本章第12節参照）に必要となるダムの動的応答特性や長期的な健全性の変化を把握する上でも有効に活用できる。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、昭和 51 年 11 月 23 日、建設省河政発第 70 号。
- 2) 国土交通省河川局河川環境課長通知：地震発生後のダム臨時点検結果の報告について、平成 20 年 10 月 28 日、国河流第 3 号。
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局長通達：国土交通省河川砂防技術基準 維持管理編（ダム編）について、平成 26 年 4 月 1 日、国水情 26 号。

<参考となる資料>

計測装置の設置の考え方としては、下記の資料 1) が参考となる。また計測装置の事例としては、下記の資料 2) 及び 3) が参考となる。

- 1) （財）国土開発技術研究センター編／（社）日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成 12 年 1 月。

- 2) (財)ダム技術センター：改訂3版 コンクリートダムの細部技術，平成22年7月．
- 3) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第7巻 管理編 第37章，平成17年1月．

第5節 フィルダムの設計

5.1 設計の基本

<考え方>

フィルダムの構造の原則については、構造令第4条第1項及び第3項（本章3.1参照）において、フィルダムの安全性及び堤体材料については、施行規則第10条（本章3.2参照）において、それぞれ定められている。

1. フィルダムの安全性

- (1) すべり破壊：堤体及び基礎は、静水圧、地震時慣性力、間隙圧等の荷重によるすべり破壊に対して十分な安全性を有している必要がある。
- (2) 浸透破壊：フィルダムは変形性に対し、比較的柔軟な構造をもつ反面、土質材料により遮水ゾーンを形成する場合、パイピング等による浸透破壊の危険性がコンクリートダムに比べて大きい。したがって、堤体材料として十分な遮水機能を持つ材料を使用することはもちろんのこと、堤体と基礎地盤との接触部付近の遮水について特に注意深く設計する必要があり、堤体との接触部付近の基礎地盤における十分なグラウチング及び良質な岩着材の選定などを行う必要がある。
- (3) 不同沈下（不等沈下とも呼ぶ）等：フィルダムは、完成後も堤体の沈下が避けられないこと、堤体と剛性の異なる構造物を堤体内に設けると堤体の不同沈下や地震時の振動に対する応答の相異等によって構造物の破壊等の恐れがある。特に堤体内に埋設される構造物が水路構造物であるときは、周辺の堤体内にダムの貯留水が漏水したり、当該水路構造物を使用しての貯水位操作ができなくなり貯水位が上昇するなどして、不測の事態を生じる恐れがある。このため、放流設備、自由越流堤等の水理構造物は堤体内には設けてはならない。また、これらの構造物は、堤体と接するときには、堤体から受ける荷重に対して安全となるように設計する必要がある。
- (4) 洪水吐き能力（本章3.1参照）：フィルダムは、万一の越流に対して抵抗力を期待できないので、洪水吐きの放流能力に十分余裕をもたせること、洪水到達時間が早いダムでは自由越流堤も同時に検討しながら堤体設計を行う必要がある。
- (5) 水位低下用放流設備：本章5.4に示すように、フィルダムには、万が一の時の貯水位低下による安全確保、点検・修理等のために、貯水位の低下が可能な放流設備が設けられる。

2. フィルダム設計の特徴

フィルダムは、その堤体材料としてダムサイト周辺で得られる多様な自然材料を使用する点で、コンクリートダムと大きな違いがある。そのため、力学的な条件だけでなく、利用可能な堤体材料の賦存量や効率的な採取計画等の要素も含めた検討の中で材料の特性に応じた設計が行われ、これによって堤体の断面形状やゾーニングが決まることも多い。すなわち、フィルダムでは、その施工計画も同時に検討しながら堤体設計が行われる。

<必須>

フィルダムは、その堤体の材料や構造上の特質及び基礎地盤の特性等を考慮し、所要の安全性が確保されるよう設計するものとする。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

フィルダムの設計の基本の考え方としては、下記の資料1)が参考となる。また、フィルダムの設計における安定性の検討事例等については、下記の資料2)が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。

5.1.1 フィルダムの型式**<考え方>**

フィルダムは、その堤体に主として使用される材料によってその構造が支配されるので、材料の面からみてアースダム及びロックフィルダムに区分することもあるが、本基準では、遮水機能を果たす部分の構造により、以下に示す均一型フィルダム、ゾーン型フィルダム、表面遮水壁型フィルダムに区分する。

なお、均一型フィルダムは余り堤高を高くするのは難しく、施行規則第10条第5項によると、均一型フィルダムは、基本的にダムの高さが30m程度以内の場合に選定できるものとされている。なお、同高さを超える場合は、施行規則第10条第5項に定められた方法によりその安全が確認された構造とする必要がある。

<標準>

フィルダムには、均一型フィルダム、ゾーン型フィルダム及び表面遮水壁型フィルダムがある。これらからダムの必要高さ、入手可能な堤体材料の性質及び採取可能量、ダム地点の地形及び地質、気象条件ならびに貯水池の運用計画等を考慮して型式を選定することを基本とする。

<例示>

フィルダムの型式と型式選定の留意点を以下に例示する。

1. フィルダムの型式

フィルダムは遮水の機能を果たす部分の構造により、図2-5-1に示す3つの型式に分類される。

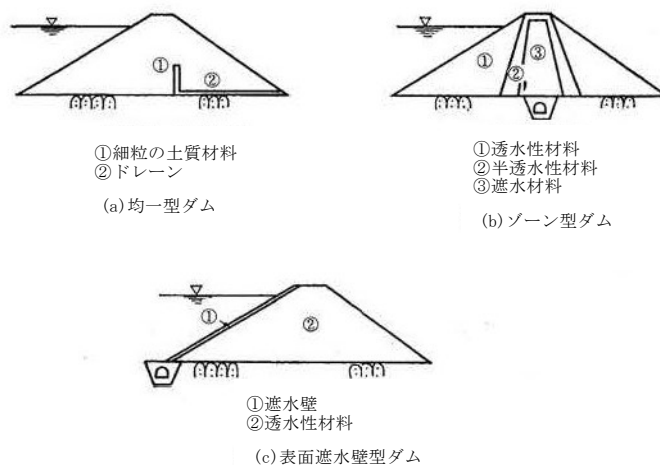


図2-5-1 フィルダムの型式

- (1) 均一型フィルダムとは堤体の大部分が、ほぼ均一な細粒の土質材料によって構築されたフィルダムをいう。
- (2) ゾーン型フィルダムとは、透水性の異なるいくつかのゾーンによって構築されたフィルダムをいう。
- (3) 表面遮水壁型フィルダムとは、透水ゾーンの上流側にアスファルトコンクリート、鉄筋コンクリートなどで作られた遮水壁を有するフィルダムをいう。

2. 型式選定の留意点

(1) ダムの高さ

低いダムでは、型式上の制約は少ないが、施工が簡単な均一型が採用されることが多い。なお、この型式のものは、高さ30m程度が限度である（施行規則第10条第5項）。高いダムは、一般にゾーン型が多い。

表面遮水壁型は、ダム高が大きくなると堤体の沈下が遮水機能に与える影響が大きくなるため、遮水壁の安定性等についても検討する。

(2) 堤体材料の性質及び採取可能量

ダムサイト周辺で、土質材料、透水性材料及び半透水性材料が十分得られる場合には、ゾーン型フィルダムとすることが多いが、低いダムで透水性材料が得にくく土質材料が豊富な場合には一般に均一型が採用される。

透水性材料は十分得られるが土質材料が得にくい場合は、表面遮水壁型フィルダムの採用が検討される。

(3) 地形及び地質

アバットメントが急傾斜の場合は、堤体の不同沈下を生じやすいので、比較的薄い鉄筋コンクリートなどの遮水壁を有する表面遮水壁型は損傷の懸念があるため適しておらず、ゾーン型では傾斜コア型より中央コア型の方が適している（本章5.1.3参照）。

基礎地盤が堅硬な岩盤の場合は、型式選定についての制約は少ない。土質基礎の場合は均一型が採用されることが多い。

(4) 気象条件

土質材料の含水比は、工学的性質や施工性に大きく影響するので天候・気温・降雨量等の気象条件により施工日数が制限を受ける。したがって、多雨地域では土質材料の使用量の少ない型式が適しており、この点では、均一型は不利である。

(5) 貯水池の運用計画

揚水式発電所の調整池のように水位低下速度が大きいダムでは、上流面のすべりに対する安全性を重視して、一般に、中央コア型または、表面遮水壁型が有利とされている。

以上のフィルダムの型式と考慮すべき要素をまとめると表2-5-1のようになる。

表2-5-1 フィルダムの型式と考慮すべき要素

要素	均一型	ゾーン型	表面遮水壁型
堤高	30m程度以下	特に制約なし	必ずしも明確な制約はないが、高いほど、より検討を要する。
堤体材料	土質材料	土質材料 透水性材料 半透水性材料	透水性材料 その他のランジション材料
ダムサイトの地形	—	アバットメントが急傾斜の場合は、中央コア型が有利	アバットメントが急傾斜の場合は不利
ダムサイトの地質	土質基礎の場合が多い	岩盤基礎の場合が多い	岩盤基礎の場合が多い
気象	寒冷地、多雨地域には不利	寒冷地、多雨地域では遮水ゾーンの薄いものが有利	多雨地域では有利
貯水池の運用計画	水位急低下に不利	水位急低下の場合、傾斜コア型は不利	水位急低下の場合有利

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

フィルダムの型式は、下記の資料1)が参考となる。また、型式の選定については、資料2)が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。

5.1.2 均一型フィルダム

<考え方>

均一型フィルダムは、堤体材料が難透水性及び半透水性のほぼ均一な材料により構築されるため、ドレーンを設けない場合には浸潤線が下流法面に現れてダムの安定性を損なうことがある。また建設中、間隙水圧が消散しにくいので堤体内部に高い間隙水圧が蓄積し安定性を低下させることがある。したがって、ドレーンの設置が有効である。

均一型フィルダムは次のような特徴を有する。

- (1) 堤体材料のほとんどが単一で、ほぼ均一な材料により構築されるので、施工が単純である。
- (2) 遮水ゾーンの幅が広いので、動水勾配が緩やかとなる。
- (3) 堤体内部にドレーンを設けないと、下流法面に浸潤線が現れ、ダムの安定性を損なうことがある。
- (4) 施工中に堤体内部に発生する間隙水圧が消散しにくく、せん断強さも小さいので、一般に同じ形状を想定すると、ほかの型式のダムより安定性が低い。
- (5) 地震時の非排水繰り返し载荷による強度低下（極端な場合は液状化）に対する安全性を確認する必要がある。

フィルダムの構造の原則については構造令第4条第3項（本章3.1参照）において、安定性については施行規則第10条（本章3.2参照）において、非越流部の高さは構造令第5条（本章2.1.1参照）において、それぞれ定められている。

<必須>

均一型フィルダムは、構造令第4条及び施行規則第10条の関係規定を満足する構造とし、構造令第5条の規定に基づく非越流部の高さ以上となるよう、また浸潤線が下流側法面と交わらないよう設計するものとする。

<標準>

均一型フィルダムでは、堤体内に発生した間隙水圧の消散を図るため、適切なドレーンを設けることを基本とする。

<例示>

均一型フィルダムに用いる細粒の土質材料とは、ここで50%粒径が5mm以下または、透水係数が $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 以下の材料を指す。なお、50%粒径とはそれより細かい材料が重量で、全体の重量の50%を占める粒径をいう。

ドレーンの配置はダムの高さ、予想される間隙水圧の大きさ及び浸透流量によって異なるが、代表的な配置例を図2-5-2に示す。(1)、(2)は低いダムに適用されることが多く、(2)は基礎地盤内部の間隙水圧を減じる効果もある。また、(2)は帯状ドレーンとすることもある。

高さ30mに近いダムでは、浸潤線を低下させるために(3)の型式が多いが、さらに、(4)のような(3)に数条の水平ドレーンを組み合わせることもある。この場合、各ドレーンは建設中の間隙水圧の消散に、上流側水平ドレーンは水位急低下時の残留間隙水圧の低下に、下流側の立上りドレーンは浸潤線の低下にそれぞれ効果がある。ただし、上流側のドレーンは貯水池からの浸透水の動水勾配を大きくするため、設計にあたっては浸透破壊に対して十分検討する必要がある。

ドレーンの材料にはその透水係数が、一般的に堤体材料の10～100倍程度の材料が採用されている。

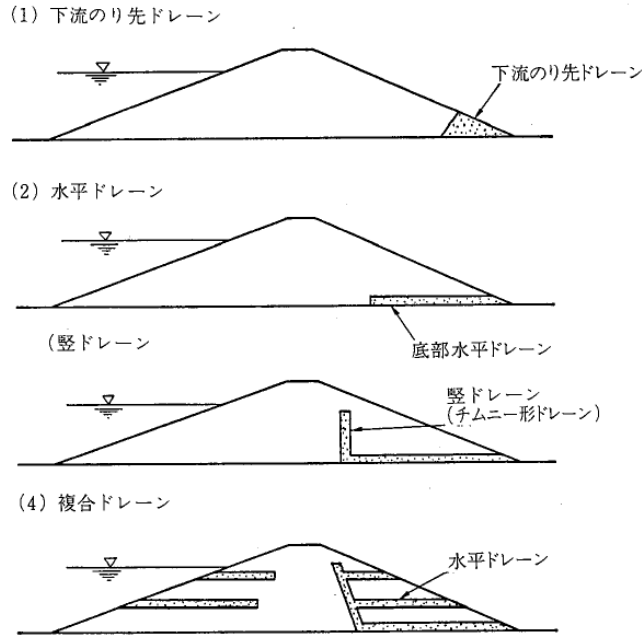


図2-5-2 均一型フィルダムにおけるドレーンの配置

＜参考となる資料＞

均一型フィルダムのドレーンの配置は、下記の資料1) が参考となる。また、地震時の非排水繰り返し載荷による強度低下(極端な場合は液状化)については、下記の資料2) が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編, 平成17年6月.
- 2) 国土技術政策総合研究所資料：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料, 国土技術政策総合研究所資料第244号/土木研究所資料第3965号, 2005年3月.

5. 1. 3 ゾーン型フィルダム

＜考え方＞

ゾーン型フィルダムは、透水係数と材料の粒度が急変しないようにするために、遮水ゾーンを中心とし、その両側に半透水ゾーン、さらに、その外側に透水ゾーンを配置するのが一般的であり、堤高100 m以上の高いダムの築造も可能である。遮水ゾーンの材料選定、半透水ゾーンを構成するフィルター材の粒度設定、強度と排水性を有する透水ゾーンの合理的配置を適切に行うことが必要となる。フィルダムの遮水ゾーンが堤体のほぼ中央にあるものを中央コア型ダム、上流に傾斜したものを傾斜コア型ダムと呼ぶ。

ゾーン型フィルダムの設計においては、次の点を考慮する必要がある。

- (1) 堤体の上下流幅に対して遮水ゾーンの幅が小さいので、施工は天候に支配されることが少ない。
- (2) 堤体の大部分が、せん断強さの大きい透水性材料で構造されるので、均一型ダムと比較して比較的安定性が高い。
- (3) 水圧に比して遮水ゾーンが薄く、浸透水の動水勾配が大きくなるため、フィルターの粒度設定を厳密に検討する。

また、ゾーン型フィルダムの設計においては、以下に示す中央コア型ダムと傾斜コア型ダムの特徴を考慮する必要がある。

1. 中央コア型ダム

- (1) 基礎地盤と遮水ゾーンの接触面及び遮水ゾーン内の各標高にそれより上部の全堤高の

荷重がかかっており、基礎地盤との接触面及び遮水ゾーンにおける浸透破壊に対する安全性が高い。

- (2) 遮水ゾーンにおける動水勾配は、傾斜コア型ダムの場合より緩やかになる。
- (3) アバットメントが急傾斜の場合、傾斜コア型ダムに比べ、遮水ゾーンの基礎地盤の施工が容易であり、また沈下に対して順応性が高い。

2. 傾斜コア型ダム

- (1) 下流側の透水ゾーンを先行して、盛立てることができる。
- (2) 基礎地盤の透水性が大きく、土質材料を用いたブランケットを施工する必要がある場合、遮水ゾーンと接合するブランケットの堤体内での長さを短くできるため施工上有利である。
- (3) 上流側の透水ゾーンが薄いので、上流側法面のすべりに対する安定性が相対的に強度の小さい遮水ゾーンのすべりにより支配される場合があるので注意する。

フィルダムの構造の原則については構造令第4条第3項（本章3.1参照）において、安定性については施行規則第10条（本章3.2参照）において、非越流部の高さは構造令第5条（本章2.1.1参照）において、それぞれ定められている。

<必須>

ゾーン型フィルダムは、構造令第4条及び施行規則第10条の関係規定を満足する構造とし、遮水ゾーンの頂部は構造令第5条の規定に基づく非越流部の高さ以上となるよう設計するものとする。

<標準>

ゾーン型フィルダムの遮水ゾーン、半透水ゾーン及び透水ゾーンの材料及び配置は、耐震性や経済性にも配慮して適切なものとなるようにし、また各ゾーン間の堤体材料の移動が生じないように設計することを基本とする。

<例示>

ゾーン型フィルダムの国内事例を表2-5-2に示す。

表2-5-2 ゾーン型フィルダムの国内事例（堤体構造）

	事業者名	竣工年	堤高H(m)	堤頂長(m)	堤長幅(m)	遮水ゾーン		フィルター最小厚		B/H	余盛りΔH(m)	法面勾配 1:n		コアタイプ	ΔH/H(%)
						最大幅B(m)	最小幅(m)	上流(m)	下流(m)			上流	下流		
御母衣	電源開発	1960	131.0	405.0	12.0	101.05	5.00	2.00	2.00	0.77	2.70	2.50	1.75	傾斜コア型	2.06
牧尾	水資源機構	1961	106.0	264.0	10.0	25.00	6.00	4.00(等厚)	4.00(等厚)	0.24	2.00	3.00	2.25	中央コア型	1.89
魚梁瀬	電源開発	1965	115.0	202.0	10.0	60.00	4.00	3.00	3.00	0.52	1.50	2.50	2.00~2.20	中央コア型	1.30
本沢	神奈川県	1965	73.0	234.0	15.0	51.80	8.00	2.80	2.37	0.71	2.20	3.50	3.00~3.50	中央コア型	3.01
九頭竜	電源開発	1968	128.0	355.0	12.0	55.00	4.00	2.00	2.00	0.43	1.15	2.60~3.00	1.80	傾斜コア型	0.90
水窪	電源開発	1969	105.0	225.0	10.0	27.00	4.50	2.25	2.25	0.26	1.00	2.30~2.50	2.00	中央コア型	0.95
喜撰山	関西電力	1969	95.0	270.0	11.0	51.00	4.00	細 1.50 粗 2.00	細 1.50 粗 2.00	0.54	2.00	2.50~3.00	2.20	中央コア型	2.11
下小島	関西電力	1973	119.0	289.2	11.0	49.70	3.00	細 1.00 粗 2.00	細 1.00 粗 2.00	0.42	2.00	2.30~2.40	1.83~1.85	中央コア型	1.68
福地	沖繩総合事務局	1973	91.5	264.0	10.2	40.00	3.00	1.524	1.52	0.44	0.90	2.25~3.00	2.00	中央コア型	0.98
新冠	北海道電力	1973	102.8	326.0	11.0	45.12	4.00	2.00	2.00	0.44	2.00	2.30	1.90	中央コア型	1.95
大雪	北海道開発局	1974	86.5	440.0	12.0	37.32	6.00	4.00(等厚)	4.00(等厚)	0.43	2.00	2.65	1.90~2.10	中央コア型	2.31
広瀬	山梨県	1974	75.0	255.0	10.0	48.70	4.00	3.00	3.00	0.65	1.00	2.50	2.00	中央コア型	1.33
岩屋	水資源機構(中部電力)	1976	127.5	366.0	10.0	42.25	4.00	10.25(等厚)	9.775	0.33	2.00	2.50	2.00	傾斜コア型	1.57
寺内	水資源機構	1977	83.0	420.0	10.0	79.25	5.00	8.00(等厚)	8.00	0.95	1.50	2.70	2.10	中央コア型	1.81
高瀬	東京電力	1978	176.0	362.0	14.0	94.00	6.00	2.00 トランジション	細 2.00 粗 2.00	0.53	3.00	2.60	2.10	中央コア型	1.70
七倉	東京電力	1978	125.0	340.0	12.0	62.00	6.00	細 3.00 粗 2.00	細 3.00 粗 2.00	0.50	1.50	2.70	2.00	中央コア型	1.20
瀬戸	関西電力	1978	110.5	342.8	11.0	37.15	4.00	2.00	2.00	0.34	1.00	2.50	2.00	中央コア型	0.90
三保	神奈川県	1978	95.0	590.0	15.0	39.25	6.00	3.00	3.00	0.41	2.00	3.40	2.80	傾斜コア型	2.11
手取川	電源開発	1978	153.0	420.0	12.0	67.50	6.00	6.00(等厚)	6.00(等厚)	0.44	4.00	2.60	1.85	中央コア型	2.61
漆沢	宮城県	1979	80.0	308.4	10.0	35.00	4.00	5.00(等厚)	5.00(等厚)	0.44	1.00	2.80	2.50	中央コア型	1.25
漁川	北海道開発局	1980	45.5	270.0	10.0	21.40	5.00	4.00(等厚)	4.00(等厚)	0.47	1.00	3.20	2.10	中央コア型	2.20
白川	東北地建	1981	66.0	348.2	10.0	31.00	5.00	2.00	2.00	0.47	1.00	2.50	2.30	中央コア型	1.52
前川	山形県	1982	50.0	265.5	10.0	24.50	4.50	3.00	3.00	0.49	1.30	3.00	2.40	中央コア型	2.60
御所	東北地建	1982	52.5	210.0	10.0	23.00	4.00	2.13	2.13	0.44	0.50	3.30	2.50	複合タイプ	0.95
高見	北海道電力	1983	120.0	435.0	11.0	46.60	4.00	2.00	2.00	0.39	1.20	2.60	1.95	中央コア型	1.00
十勝	北海道開発局	1984	120.0	443.0	12.0	46.00	6.00	6.00(等厚)	6.00(等厚)	0.55	2.00	2.60	2.00	中央コア型	2.37
七北田	宮城県	1985	74.0	420.0	10.0	41.00	4.00	1.00	1.00	0.55	1.00	3.00	2.20	中央コア型	1.35
寺山	栃木県	1985	62.2	260.0	10.0	31.00	4.00	2.00	2.00	0.50	1.50	2.50	2.00	中央コア型	2.41
奥野	静岡県	1989	63.0	323.0	12.0	34.13	6.00	2.00	2.00	0.54	1.00	3.60	2.20	中央コア型	1.59
寒河江	東北地建	1990	112.0	510.0	14.0	49.20	5.00	細 5.00 粗 2.50	細 5.00 粗 2.50	0.44	1.50	2.90	2.10	中央コア型	1.34
奈良俣	水資源機構	1990	158.0	520.0	14.0	68.92	6.00	12.00(等厚)	12.00	0.44	2.00	2.70	2.05	中央コア型	1.27
阿木川	水資源機構	1990	101.5	362.0	11.0	54.75	4.00	5.00(等厚)	5.00	0.54	1.50	2.60	2.00	中央コア型	1.48
七ヶ宿	東北地建	1991	90.0	565.0	12.0	45.48	5.00	2.50	2.50	0.51	1.00	2.60	2.00	中央コア型	1.11
山瀬	秋田県	1991	62.0	380.0	10.0	29.70	5.70	3.00	3.00	0.48	1.00	2.90	2.10	中央コア型	1.61
三國川	北陸地建	1992	119.5	419.5	10.0	51.40	4.00	5.00(等厚)	5.00	0.43	1.50	2.40	1.90	中央コア型	1.26
倉敷	沖縄県	1995	33.5	441.0	8.0	17.20	4.00	2.00	2.00	0.51		3.30	2.30	中央コア型	0
味噌川	水資源機構	1996	140.0	446.9	12.0	61.00	5.00	2.50	2.50	0.44	2.00	3.00	2.20	中央コア型	1.43
大谷	富山県	1998	29.5	168.0	10.0	140.00	4.00	2.0	2.0	4.75	0.50	3.00	1.20	中央コア型	1.69
堀川	福島県	2000	57.0	390.0	10.0	27.11	5.00	2.5	2.5	0.48	0.50	3.20	2.20	中央コア型	0.88
竜門	九州地整	2002	31.4	240.0	10.0	16.56	4.00	3.00	3.00	0.53	0.50	2.60	2.00	複合タイプ	1.59
柿崎川	新潟県	2003	54.0	424.0	10.0	25.28	2.00	2.0	2.0	0.47	1.00	2.70	2.00	中央コア型	1.85
上大沢	宮城県	2003	19.0	228.5	8.0	8.07	3.12	0.3	0.3	0.42	1.00	3.50	3.00	傾斜コア型	5.26
羽地	沖繩総合事務局	2004	66.5	198.0	10.0	37.00	4.00	1.50	1.50	0.56	1.00	2.70	2.20	中央コア型	1.50
摺上川	東北地整	2005	105.0	718.6	12.0	40.36	5.00	3.50	3.50	0.38	1.00	2.65	2.00	中央コア型	0.95
忠別	北海道開発局	2006	78.5	885.0	12.0	37.00	6.00	3.00	3.00	0.47	1.00	2.90	2.10	複合タイプ	1.27
藤波	福岡県	2009	52.0	295.0	10.0	33.70	4.00	4.0	4.0	0.65	0.50	2.90	2.10	中央コア型	0.96
留萌	北海道開発局	2009	41.2	440.0	10.0	21.32	5.00	2.50	2.50	0.52	0.40	2.40	1.80	中央コア型	0.97
森吉山	東北地整	2011	89.9	786.0	12.0	39.16	5.00	2.50	2.50	0.44	0.50	2.80	2.10	中央コア型	0.56
大分川	九州地整	2020	91.6	400.0	10.0	40.24	4.00	3.00	3.00	0.44	1.50	2.50	1.90	中央コア型	1.64
徳山	水資源機構	2008	161.0	427.1	14.0	57.42	6.00	2.00	2.00	0.36	2.00	3.00	2.25	中央コア型	1.24
殿	中国地整	2011	75.0	294.0	12.0	34.60	5.00	2.00	2.00	0.46	1.00	2.80	2.20	中央コア型	1.33
胆沢	東北地整	2013	127.0	723.0	12.0	54.80	4.00	2.00	2.00	0.43	1.50	2.70	2.00	中央コア型	1.18
大保勝	沖繩総合事務局	2011	66.0	445.0	10.0	30.20	4.00	2.00	2.00	0.46	1.30	3.00	2.70	中央コア型	1.97

注 1. コアタイプのうち、緩いコア傾斜のダムは中央コア型に分類
 2. 堤高H、遮水ゾーンの最大幅Bについては、図 2-5-3 参照。

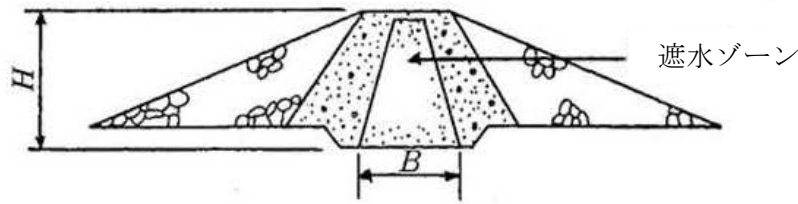


図2-5-3 ゾーン型フィルダムの堤高と遮水ゾーン最大幅の定義

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

ゾーン型フィルダムの設計については、下記の資料1)及び資料2)が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。

5. 1. 4 表面遮水壁型フィルダム

<考え方>

表面遮水壁型フィルダムはロック、砂礫などの良好な透水性材料は得られるが、遮水ゾーンに用いる適当な土質材料が得られない場合に採用される型式で、フィル堤体、遮水壁、プリンス(カットオフ)から構成される。遮水壁には種々の材料が用いられるが、鉄筋コンクリートや、アスファルトコンクリートによるものがある。

表面遮水壁型フィルダムの設計においては、次の点を考慮する必要がある。

- (1) 堤体の大部分に、せん断強さが大きく間隙水圧の発生しない透水性材料を使用することができるので、同じ高さの他の型式のフィルダムに比べ上流側法面勾配を急にすることができ、堤体断面を小さくすることができる。
- (2) 表面遮水壁は堤体の最上流部に配置されているため、水位急低下に対し、比較的安定性が高い。
- (3) 他の型式のフィルダムに比べて工程を短縮できる。
- (4) 地震、透水ゾーンの不同沈下等により、遮水壁が損傷を受けると、堤体の遮水機能が損なわれるおそれがある。
- (5) 遮水壁と基礎地盤の浸透路長が短いため、基礎地盤中の動水勾配が他の型式のフィルダムに比べ大きくなることを踏まえた確実な止水処理が行われる。

表面遮水壁型フィルダムの場合、本章2.3に示すように、特殊な構造のダムとして区別し、構造令第73条第4項(いわゆる大臣特認制度)の手続きをとって設計する必要がある。なお、この場合においても、表面遮水壁型フィルダムを含むフィルダムに対して共通して要求されると考えられる要件を定めた構造令第4条 構造の原則(本章3.1参照)、同第5条 堤体の非越流部の高さ(本章2.1.1参照)及び施行規則第10条 フィルダムの安定性及び堤体材料(本章3.2参照)に従う必要がある。

1. フィル堤体

表面遮水壁型フィルダムのフィル堤体の材料は良好な透水性材料を用いる必要がある。盛立ては薄い層状に巻き出して十分な締固めを行い、圧縮変形が生じないように配慮する。

遮水壁背面にはトランジションゾーンを設ける。これは、水圧荷重の本体への均等な伝達、背圧防止、凍害防止のほか、アスファルトコンクリート遮水壁の場合はその堤体への貫入防止等の目的を持っている。トランジション材料としては、細粒のロックまたは砂礫を用いるが、材料の選定、巻き出し、転圧を、十分慎重に行うように配慮する。

2. 遮水壁

(1) 鉄筋コンクリート遮水壁

鉄筋コンクリート遮水壁は堤体の不同沈下、温度変化及び水圧により極端な漏水を発生させるようなひび割れを生じない設計とする。

遮水壁の厚さについては、予想される荷重を考慮した応力解析のほか、施工性及び乾燥や温度変化によるひび割れ対策も考慮して設計する必要があるが、これまでの事例ではダムの天端付近では施工上の最小厚さや気象条件を考慮して 30 cm 程度以上とし、水深 1m の増加に対して 2-3mm 増厚している。

また、堤体の沈下や遮水壁の収縮によるひび割れが生じないように継目が設けられる。継目には水密性確保のため止水板が設置され、ウレタン系その他適切な目地材ですき間を充填する。

(2) アスファルトコンクリート遮水壁

アスファルトコンクリート遮水壁は、所要の水密性、たわみ性、強度及び耐久性等を有するものとし、一般に上層、中間排水層、下層より構成する。下層の下部には基層を設ける。基層は 1~2 層のアスファルトコンクリートにより構成される。

また、表面には耐久性を大きくするための保護膜が設けられる。上層及び下層には遮水を目的として密粒アスファルトコンクリートが用いられ、中間排水層には排水性を持たせるため粗粒アスファルトコンクリートが用いられる。また基層には貧配合のアスファルトコンクリートが用いられ、本体との十分な密着が図られるとともに、不陸直しなどが行われる。遮水壁全体の厚さは 30~40cm 程度が一般的である。また、これまでこの全体厚さを 4~6cm の厚さで積層打設されるのが一般であったが、最近の事例では 8cm の厚層舗設がなされている。施工継目の間隔は、施工機械の種類及び能力を考慮して決定される。

3. プリンス (カットオフ)

プリンス (カットオフ) は、遮水壁を基礎地盤上で確実に支持するとともに、基礎地盤と遮水壁間の水密を確保する構造として設計するとともに、不同沈下が生じないように良好な岩盤上に設ける。

プリンス (カットオフ) 内部には、一般的に監査廊 (通廊) を設ける。監査廊は、本体の盛立てと並行してカーテングラウチングを実施できること、アスファルトコンクリート遮水壁においては安全管理上遮水壁の排水層とパイプで連絡しておくことにより、遮水壁からの漏水量を知ることができること等の利点がある。プリンス (カットオフ) の施工継目間隔は、10~15m 程度である。

<必須>

表面遮水壁型フィルダムは、遮水壁が構造的に安定するとともに、遮水機能を損なうひび割れが発生しないよう設計するものとする。

<例示>

コンクリート表面遮水壁型フィルダムの国内事例を表 2-5-3 に示す。

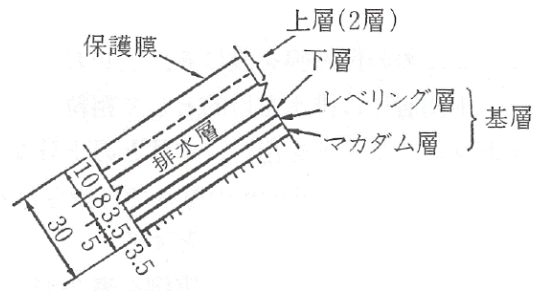
表2-5-3 我が国におけるコンクリート表面遮水壁型フィルダムの事例

ダムまたは貯水池名	竣工年	堤高(m)	遮水壁厚さ(cm)	遮水壁勾配	監査廊
小淵	1951	18.4	30~45	1:1.3	なし
石淵	1953	53.0	40 50 60	1:1.2 1:1.3 1:1.4	なし
野反	1956	44.0	30~60	1:1.3	なし
皆瀬	1963	66.5	30~60	1:1.35	あり
菅沢鞍部	1967	15.9	30	1:1.3	なし
荒沢1号	1972	38.0	35~59	1:1.095 ~1:1.3	なし
苫田鞍部	2004	25.0	35	1:2.0	なし
南摩	建設中	86.5	35~55	1:1.805	あり

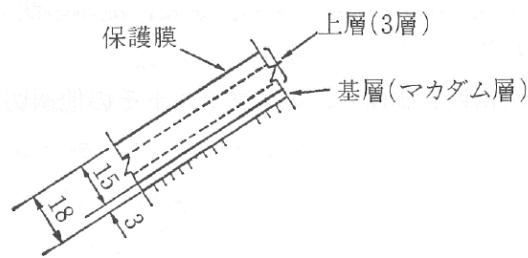
アスファルト表面遮水壁型フィルダムの国内事例を表 2-5-4 に示す。また、アスファルトコンクリート遮水壁の構造例を図 2-5-4 に示す。

表2-5-4 我が国におけるアスファルト表面遮水壁型フィルダムの事例

ダムまたは貯水池名	竣工年	堤高(m)	遮水壁厚さ(cm)	遮水壁勾配	中間排水層
大津岐	1968	52	30	1:1.7	あり
二の倉	1970	37	27	1:2.0	あり
東富士	1970	22	24	1:2.5	あり
大平沼	1970	32	12	1:2.5	なし
高野山	1971	33	18 23 28	1:1.8	あり
深山	1973	75.5	35.5	1:1.9	あり
沼原	1973	38	30	1:2.5	あり
多々良木	1974	64.5	33	1:1.8	あり
時雨	1975	24.2	22	1:2.1	なし
南川鞍部	1986	19.6	16	1:2.0	なし
双葉	1987	61.4	30.5 40.5	1:1.85	あり
万場	1993	28.6	26	1:2.7	あり
八汐	1994	90.5	37	1:2.0	あり
大瀬内	2007	65.5	35 26	1:2.5	あり
かなすみ	2007	42.5	30	1:2.5	あり
京極上部	2014	22.6	36 21	1:2.5	あり



中間排水層を設けた例



中間排水層を設けない例

図2-5-4 アスファルトコンクリート遮水壁の構造例

アスファルト表面遮水壁型フィルダムのプリンス（カットオフ）の例を図 2-5-5 に示す。

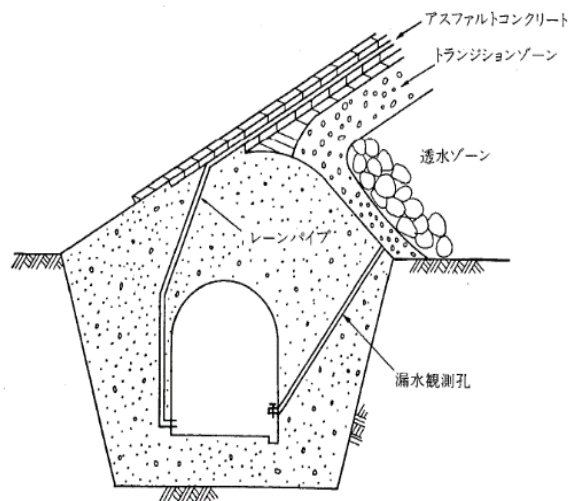


図2-5-5 アスファルト表面遮水壁型フィルダムのプリンス（カットオフ）の例

＜参考となる資料＞

表面遮水壁型フィルダムの設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。

5. 1. 5 複合ダム

<考え方>

1. 複合ダムとは、地形、地質条件等から、2つ以上の異なる型式のダムを結合させたダムで、代表的な例は越流部を重力式コンクリートダム、非越流部をフィルダムとしたものである。ダムの基礎地盤にその変形性・強度が著しく異なる種類の地質が隣接して分布しており、しかも大規模な洪水吐きを必要とする場合に複合ダムが採用されることが多い。

2. 越流部を重力式コンクリートダム、非越流部をフィルダムとした複合ダムの設計上の特徴を以下に記す。

(1) 遮水ゾーンとコンクリートダムの接合面の勾配は、一般に緩やかであることが望ましく、堤高にもよるが、1:0.5程度の勾配より緩やかにするのが一般的である。

(2) 接合面における遮水材料の施工は一般のフィルダムのアバットメント部における施工と考え方は同じである。すなわち、コンクリート面をピックなどではつり、これに高含水比の塑性に富む細粒材料を付着させ、その後、遮水材料を巻き出して入念に締め固める。遮水材料としては沈下が少なく浸透破壊に対して抵抗性の大きい材料が用いられる。

(3) フィルダムとコンクリートダムの堤体材料特性が異なるので、接合部の設計にあたっては非地震時の安全性のほか、地震時の耐震性に十分注意する。接合部の安全性を高めるためには塑性に富み粒度のよい遮水材料を用い、十分な締め固めを行うことが重要である。また、接合部における耐震性および(2)に示す浸透破壊に関する対応として、接合部付近だけでも遮水ゾーンに接する範囲のフィルター材の品質（粒度構成）を高めたり、フィルターゾーンを厚くするなどが考えられる。接合部の高さは、これまでの実績では50m以下の例が多い。

(4) 複合ダムには、フィルダムでコンクリートダムを巻き込む型式のものとフィルダムとコンクリートダムの間にセパレートウォールを設ける型式のものがある。一般にセパレートウォールの設計は、重力式コンクリートダムの設計（本章第4節）に準じて行う。

複合ダムを構成するコンクリートダムとフィルダムの構造ごとに、構造の原則は構造令第4条（本章3.1参照）、安定性と強度や堤体材料については施行規則第9条及び第10条（本章3.2参照）に従う必要がある。

<必須>

コンクリートダム及びフィルダムからなる複合ダムは、コンクリートダム及びフィルダムの堤体及び基礎地盤について、それぞれ構造令第4条、施行規則第9条及び第10条、本基準の関係規定を満足する構造とした上で、両堤体間の接合部の止水性及び耐震性にも配慮して設計するものとする。

<例示>

複合ダムの接合部の国内事例を表2-5-5に示す。

接合部には、フィルダムでコンクリートダムを巻き込む型式（表2-5-5タイプA）とフィルダムとコンクリートダムの間にセパレートウォールを設ける型式（表2-5-5タイプB）がある。

表2-5-5 国土交通省所管の複合ダムにおける接合部の形状

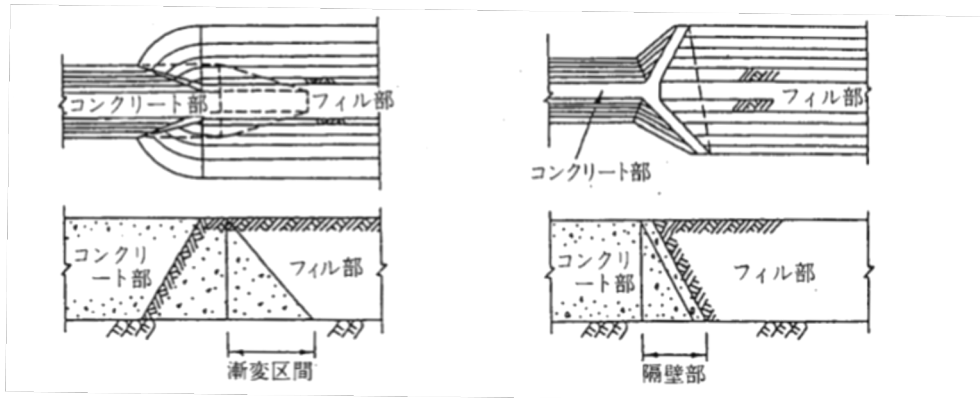
	ダム名	竣工年度	タイプ	接合部高	縦断勾配	コア接合面底辺の形状
複合ダム	(左岸) 四十四田 (右岸)	1968	B+A*	12.5m	1:0.5	フィルダム部を包み込む形状
			B	24.0m	1:0.5	フィルダム部を包み込む形状
	御所	1981	B	43.5m	1:0.65	ダム軸直交方向から上流側に約10°傾斜
	辺野喜	1986	A	35.0m	1:0.65	ダム軸直交方向から上流側に10°傾斜
	美利河	1991	A	22.0m	1:0.5	ダム軸と直交
	竜門	2002	B	31.4m	1:0.7	ダム軸と直交
	忠別	2007	A	76.0m	1:0.7	ダム軸方向から上流側に約3°傾斜

注1. タイプA、Bは、下図に示す。

2. *四十四田ダム左岸の接合部は、上流側がタイプB、下流側がタイプA。

タイプA (巻き込み型)

タイプB (セパレートウォール (隔壁) 型)



＜参考となる資料＞

複合ダムの設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。

5.2 堤体材料

5.2.1 堤体材料

＜考え方＞

フィルダムの堤体材料は、通常ダムサイト周辺で得られる土質材料、砂礫材料、ロック材料等が用いられ、必要に応じて粒度及び含水量の調整が行われる。それぞれの材料は使用目的に応じた工学的特性（強度、遮水性、透水性、耐久性等）を有する必要がある。

採取地の材料や掘削ずりなどのなかには材料の特質が一定せず堤体材料としては用いることができないものがあるが、堤体の上下流に押え盛土として有効に用いられることもある。土質材料は、均一型フィルダムでは堤体の大部分を構成する材料として、ゾーン型フィルダムでは遮水ゾーンの材料として用いられる。

砂礫材料は、主としてゾーン型フィルダムの半透水ゾーンに用いられ、礫の粒径の大きなものは透水ゾーンに用いられることもある。

ロック材料は、主としてゾーン型フィルダム及び表面遮水壁型フィルダムの透水ゾーンに用いられるが、粒径の小さなものは半透水ゾーンにも用いられる。

このほか、表面遮水壁型フィルダムの遮水材料として、アスファルトコンクリートや鉄筋コンクリートなどの遮水材料が用いられる。

<必須>

フィルダムの堤体材料には、それぞれの目的に応じた性質の材料を用いるものとする。

<参考となる資料>

フィルダムの堤体材料としては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計I編，平成17年6月。

5.2.2 透水性材料

<考え方>

透水性材料は岩石、掘削ずり、砂礫等所要の排水性を有する粗粒材料が用いられ、主として力学的安定性を分担する。

透水性材料は自由な排水が阻害されないことが必要であり、施工中に破砕されて著しく細粒化したり、風化の恐れのある材料を用いる場合には、ゾーニングや物性設定などにおいて特別な設計上の配慮が必要である。

透水性材料のせん断強さは、堤体の安定性に大きな影響を及ぼす。せん断強さは材質、粒子の形状、粒度分布、密度、含水比及び応力ひずみ状態等によって異なるが、一般に堅硬なもの、粒度分布がよいもの及び締固め度の大きいものほどせん断強さは大きく、盛立て後の変形が小さい。

透水性材料には、せん断強さの大きいロック材料、砂礫材料等が使用される。表層は水位変動、凍結融解、乾湿繰り返し、降雨、波浪などの外的条件に対する耐久性に優れたリップラップと呼ばれる大粒径材料を中心とした材料で保護される。透水ゾーンは遮水ゾーンからの浸透水、雨水及び貯水池の水位急低下時に残留する間隙水を速やかに排除できる排水性も考慮される。

<標準>

フィルダムの透水性材料は、所要のせん断強さ、排水性を有し、堅硬で耐久性があり、かつ締固めた状態で変形が小さい材料を使用することを基本とする。

<例示>

堤体表層付近に配置される材料は、特に粒径が大きく締固めが容易で耐久性のあるものが用いられる。一般に比重及び一軸圧縮強度が大きく吸水率の小さいものは耐久性がある。

岩種から透水性材料としての一般的な適合性をまとめると表 2-5-6 のようになる。

表2-5-6 岩種からみた透水性材料の一般的適合性

適合すると考える岩種	使用にあたって注意すべき岩種
深成岩 花崗岩、閃緑岩、斑れい岩など	超塩基性岩 蛇紋岩など
半深成岩 石英斑岩、ひん岩、輝緑岩など	変成岩 片理の発達した結晶片岩、片麻岩など
火山岩 流紋岩、安山岩、玄武岩など	火山岩 温泉作用を受けた岩石、熔岩自破砕部
中生代以前の堆積岩 砂岩、輝緑凝灰岩、チャートなど (頁岩、粘板岩など層理が密な岩石を除く)	堆積岩 頁岩、粘板岩、新第三紀以後の凝灰岩、 新第三紀以後の砂岩及び隆起サンゴ 礁石灰石など

<参考となる資料>

フィルダムの透水性材料としては、下記の資料1)及び資料2)が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計I編，平成17年6月。

5.2.3 半透水性材料**<考え方>**

半透水性材料は、透水性材料よりやや細粒で粘着性のない材料が用いられ、遮水ゾーンと透水ゾーン間の粒度を漸変させるとともに、遮水材料の流出を防止する等の機能が求められる。そのため、材料としての粒度が重要である。半透水性材料のせん断強さ、変形性、締固めの難易については本章5.2.2 透水性材料で述べたのと同様である。

半透水性材料が用いられる半透水性ゾーンは、遮水ゾーンと透水ゾーンの間配置され、両ゾーン間の材料の性質の急変を避ける役割を持つ。このような特性から半透水性ゾーンをトランジションゾーンと呼ぶこともある。また、遮水材料の流出を防ぎ浸透水の排水を目的として設けられる半透水性ゾーンをフィルターといい、フィルターで保護される材料である遮水材料の粒度に応じて、基準を満足する材料を用いる。これに関する基準としてフィルター5則やSherard (1985) のフィルター基準等がある。

望ましいフィルター材料として河床砂礫がある。

<標準>

フィルダムの半透水性材料は、遮水材料と透水性材料の間での粒度の急変を避けるとともに、フィルター材料としての役割を有するときは保護する遮水材料の流出を起さない粒度分布のもので、所要の排水性及びせん断強さを有し、締固めが容易であり、かつ締め固めた状態で変形が小さい材料を使用することを基本とする。

<例示>

一般に、施工性の観点からは単層のフィルターが望ましいが、単層のフィルター材料の粒度分布がフィルターに関する基準を満足しない場合には細粒2層のフィルターにすることがある。

フィルターの厚さは、施工条件や、地震に対する安全性などを考慮し、最小厚を2.0～4.0 m にしている例が多い（表 2-5-2 参照）。遮水ゾーンにおける構成材料の流出、クラック、地震に対する安全性に十分配慮してフィルターゾーンの設計が行われる。

フィルター材料で保護される遮水性材料とフィルター材料の粒度について満たすべき条件であるフィルター5則を以下に示す。

$$1. \quad \frac{\text{フィルター材料の 15\% 粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の 15\% 粒径}} > 5$$

$$2. \quad \frac{\text{フィルター材料の 15\% 粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の 85\% 粒径}} < 5$$

3. フィルター材料の粒度曲線は、フィルターで保護される材料の粒度曲線とほぼ並行であることが望ましい。
4. フィルターで保護される材料が粗粒材料を含む場合は、その材料の粒径 26.5mm 以下の部分について 1. 及び 2. を適用する。
5. フィルター材料は粘着性のないものとし、0.075mm 以下の細粒分を 5%以上含んでいてはならない。

なお、フィルターで保護される材料が粘着性に富む場合、これらの条件を多少緩和することができる。

この基準を満足すれば基本的に排水性も十分であり、フィルターで保護される材料の浸透破壊に対する抵抗性も大きいと考えてよい。フィルター材料の透水係数は一般にフィルターで保護される材料の透水係数の 10～100 倍ぐらいが適当である。

また、フィルター材料の細粒分含有率が 5%以上であっても、液性及び塑性限界試験から非塑性であることを確認したうえで、図 2-5-6 に示す Sand Castle 試験を実施して非粘着性判定を行うことで、5%よりも高い細粒分含有率を採用している事例もある。

さらに、Sherard (1985) らの提案したフィルター基準（表 2-5-7 参照）は、当該基準を満足すれば、地震等の不測の事態により遮水ゾーンに水みちが形成され、集中的な浸透流によりフィルターゾーン側へ遮水材料の細粒分が流出した場合でも確実にフィルターゾーンで捕捉される効果があるとされており、国内でも設計に考慮されている事例がある。

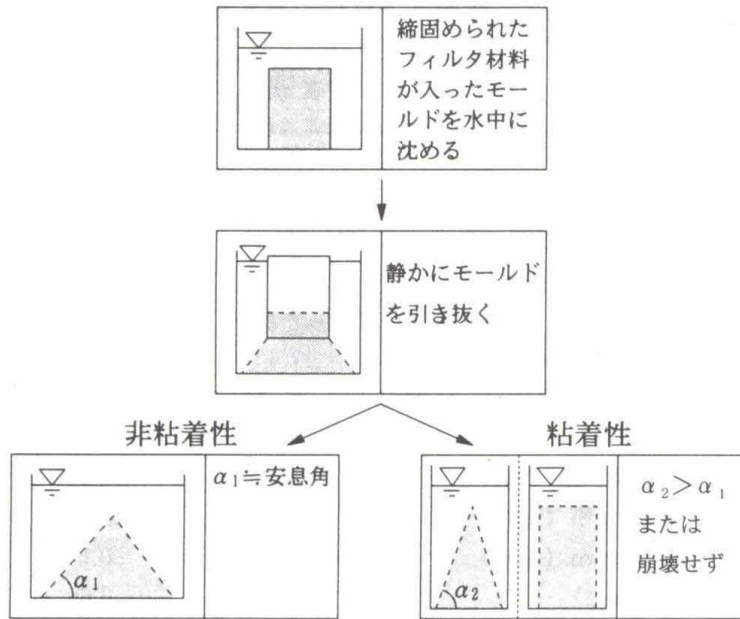


図2-5-6 Sand Castle 試験の手順

表2-5-7 Sherard らによって提案されたフィルター基準

グループ	細粒分含有率 A (%)	設計基準 (適切な安全率を加味してある)
①	85~100	$D_{15}/d_{85} \leq 9$
②	40~85	$D_{15} \leq 0.7(mm)$
③	0~15	$D_{15}/d_{85} \leq 4$
④	15~40	$D_{15} \leq 0.7 + (40 - A) (4 \times d_{85} - 0.7)/25(mm)$

(注) D_{15} : フィルター材料の 15%通過粒径

d_{85} : ベース材料 (フィルター材料で保護される材料) の 85%通過粒径

A : 4.75mm ふるいを通過する部分の細粒分 (粒径 0.075mm 以下) の含有率

<参考となる資料>

フィルダムの半透水性材料のフィルター基準については、下記の資料 1) が参考となる。また、材料の粒度分布については、下記の資料 2) が参考となる。さらに、フィルター材料の非粘着性確認試験については、下記の資料 3)、4) が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成 17 年版 第 4 巻 設計 I 編，平成 17 年 6 月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成 17 年版 第 5 巻 設計 II 編，平成 17 年 6 月。
- 3) 山口嘉一、横森源治、安仁屋勉、赤松利之：フィルタ材料の非粘着性向上に関する検討、ダム工学、Vol. 16、No. 1、2006 年 6 月。
- 4) 上阪恒雄、山口嘉一：フィルタ材料の非粘着性判定のための実験的研究、ダム工学、Vol. 11、No. 1、2001 年 6 月。

5.2.4 遮水材料

<考え方>

施行規則第10条第4項（本章3.2参照）によると、遮水材料は、土質材料またはその他不透水性の材料であることと規定されている。

土質材料の遮水材料としては、主として風化残留土、崖錐等のシルト分以下を10%程度以上含む細粒な材料が用いられる。また、締固めが容易であり、締固めた状態で変形が小さく、所要の遮水性とせん断強さを有し、かつ有害量の有機物等を含まない材料を使用する必要がある。

一方、土質材料以外の遮水材料としては、主として表面遮水壁型フィルダムの遮水壁に用いられる鉄筋コンクリート及びアスファルトコンクリートがある。これらの材料は、所要の遮水性、強度及び耐久性を有する必要がある。

一般に遮水ゾーンには下記を考慮して適当な土質材料を用いる。

(1) 材料の透水係数

遮水ゾーンとして要求される透水係数は、 $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 以下を標準とするが、試料の最大粒径、透水係数の異方性、試験の方法及び試験値のバラツキを考慮し、室内試験では $1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 以下に管理される場合が多い。

(2) 浸透破壊に対する抵抗性

締固めの十分なもの、塑性指数の大きい（ $I_p > 10 \sim 15$ 程度）ものなどは、浸透破壊に対する抵抗性が大きい。

(3) クラック

基礎地盤の変形性が大きく異なる地質が隣接する場合、局部的な凹凸がある場合、アバットメントの傾斜が急な場合等遮水ゾーンにクラックの発生が懸念されることがある。そのような場合には、基礎掘削線の設定により対応したうえで、良好な材料により入念に施工するとともに、遮水ゾーンの厚さ（上下流方向幅）を少し厚くしておく等の配慮を行うことがある。

(4) 遮水ゾーンの厚さ

遮水ゾーンの厚さについては過去の経験から水深の30～50%の厚さをもっていれば、かなり厳しい条件下でも安全性に問題が発生することはないとされている。

遮水ゾーンの最小幅は、施工条件により決まることが多く、4～6mとしている例が多い（表2-5-2参照）。

<必須>

フィルダムの遮水材料は、土質材料またはその他の不透水性の材料でなければならない。

<標準>

フィルダムの土質材料は、締固めが容易であり、締固めた状態で変形が小さく、所要の遮水性とせん断強さを有し、かつ有機物等を有害量は含まない材料を使用することを基本とする。

土質材料以外の遮水材料には、所要の遮水性、強度及び耐久性を有する材料を使用することを基本とする。

<例示>

土質材料及び土質材料以外の遮水材料（鉄筋コンクリート、アスファルトコンクリート）の特性等について以下に例示する。

1. 土質材料

土質材料の透水係数及びせん断強さは、土の種類、締固め密度等に影響される。締固め密度は締固めエネルギーが同じであれば図 2-5-7 に示すように締固め含水比に影響され、乾燥密度が最大となる含水比（最適含水比）を有する。一般に透水係数は最適含水比より1~2% 湿潤側で最小となり、粘着力は最適含水比よりやや湿潤側で、内部摩擦角はやや乾燥側でそれぞれ最大となる。間隙水圧は、締固め含水比が最適含水比より2~3% 乾燥側ではほとんど発生せず、その後締固め含水比が大きくなるにつれて大きくなり、最適含水比より2~3%湿潤側でほぼ収束する。

図 2-5-8 に示すように締固めた乾燥密度は同一材料であれば締固めエネルギーの増大とともに大きくなり、最適含水比は小さくなる。

最適含水比より多少湿潤側で締め固めた場合や塑性指数の大きいものは、変形量が大きくても変形に追従しやすいのでクラックが発生しにくい傾向がある。一方、含水比が最適含水比より数%湿潤側になると、締固めは困難になる。

土質材料は、締固めが十分なものほど変形は小さくなる。一般に粗粒分を多く含む材料ほど、締固めが容易であり、細粒分の多い材料ほど、変形が大きくなる。土質材料を最適含水比で締め固めた場合、細粒な材料ほどせん断強さは小さくなり、透水係数は小さくなる。

土質材料としてよく用いられる粒度の範囲は、図 2-5-9 に示すとおりである。

土質材料中に含まれる有機物は腐敗したり、溶出したりして材料内部に空隙を生じさせたり、化学変化によって材料の性質を変化させることがあるので注意する。有機物等を有害量含む材料は堤体材料には用いない。

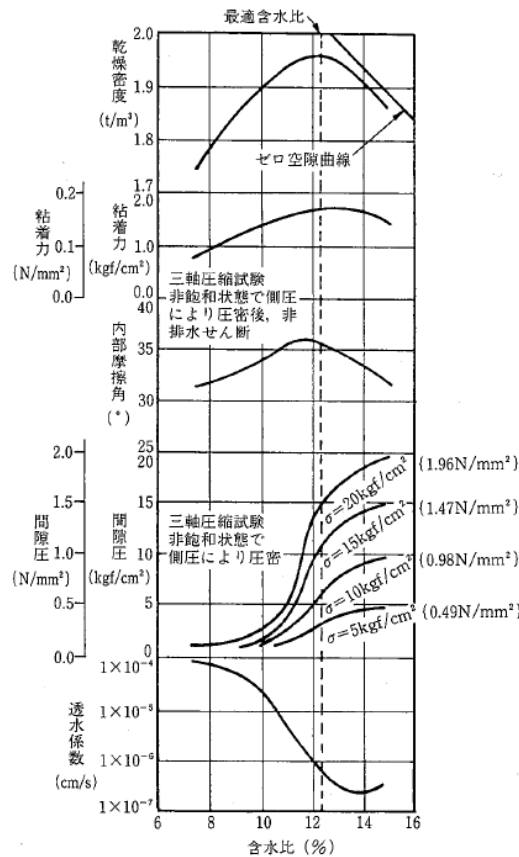


図2-5-7 含水比による土質材料の性質変化

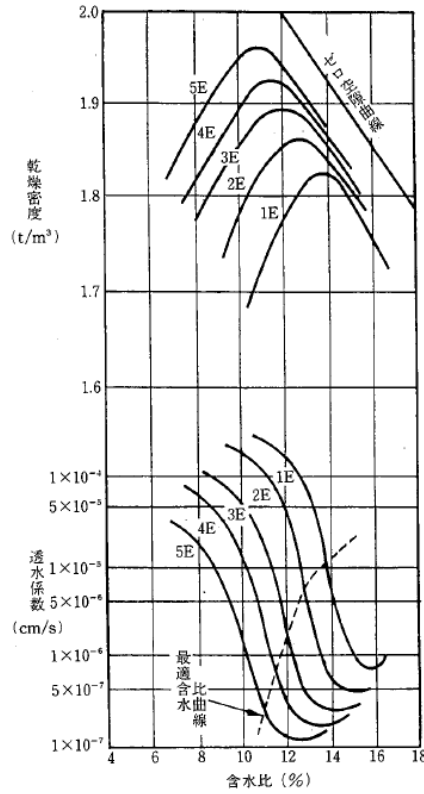


図2-5-8 締めエネルギーを変えた場合の乾燥密度、透水係数－含水比曲線

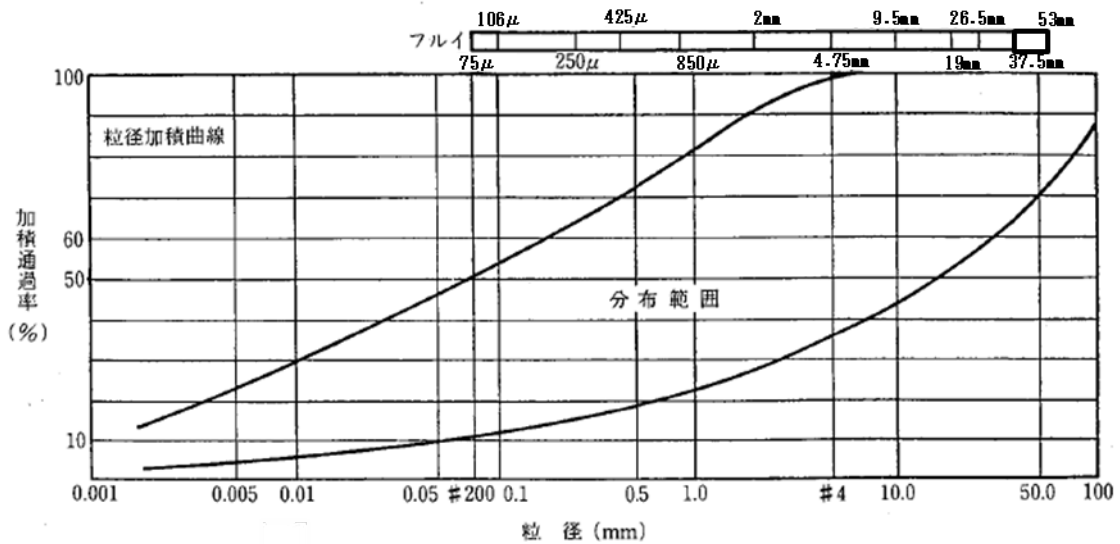


図2-5-9 土質材料の粒度分布の範囲

2. 土質材料以外の遮水材料：鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートはコンクリート標準示方書（土木学会）に準拠し、所要の水密性、強度及び耐久性を有するものが使用される。

3. 土質材料以外の遮水材料：アスファルトコンクリート

アスファルトコンクリートとは、アスファルト、骨材及びフィラーから成り、また使用目的に

応じ添加物を加えることもある。アスファルトコンクリートを遮水壁に用いる場合には所要の遮水性、排水性、強度、たわみ性、安定性、耐久性を有することが必要であるが、これらの性質は構成材料の種類及び配合に影響されるので、配合の決定には慎重な検討を必要とする。遮水壁表面にはアスファルト及びフィラーより成るアスファルトマスチックによる保護膜を舗設する。

アスファルトとしては一般にはストレートアスファルトが使用され、品質規格としては JIS K2207 があるが、遮水壁として用いる場合にはダム地点の気象状況、斜面の勾配、施工条件を考慮し慎重な検討を行う。

粗骨材としては天然砂利、破碎岩及びスラグ等が用いられ、細骨材としては天然砂、砕砂等が用いられる。その性状は、堅硬かつ耐久性があり適切な粒度分布を有し、加熱による品質の変化がなく、吸水量が小さくアスファルトとの付着が良好で粘土、シルト及び有機物を有害量含まないこと等が要求されることが多い。

フィラーは、一般にセメント、石灰石粉末及び消石灰粉末が用いられるが、ごみ、シルトを含まず団粒のないものが用いられる。

フィラーの添加量は、材料の特性及び施工性を考慮して決められる。

<参考となる資料>

遮水材料のうち、全般については下記の資料 1)、土質材料については、下記の資料 2) が参考となる。また、鉄筋コンクリートについては、下記の資料 3) が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成 17 年版 第 4 巻 設計 I 編，平成 17 年 6 月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成 17 年版 第 5 巻 設計 II 編，平成 17 年 6 月。
- 3) 土木学会：2017 制定 コンクリート標準示方書（設計編・施工編），平成 30 年 3 月。

5. 2. 5 堤体材料の試験

<考え方>

フィルダムでは堤体の安全性を検討するにあたり、各材料の密度、せん断強さ、透水性などの設計値を決定する必要がある。設計値は、原則として実際に使用する材料について試験を行い、その結果をもとに、設計・施工条件、材料の品質のバラツキも考慮して総合的に決定することが重要である。

堤体材料について実施すべき一般的な試験は表 2-5-8 に示すとおりである。なお、材料が所要の性質を有することが明らかな場合にはこれらの試験の一部を省略することができる。堤体材料の試験については、調査編第 15 章土質地質調査 4. 6. 3、4. 6. 4、4. 6. 5 による。

材料により、これらの試験のみでは不十分な場合には必要に応じて試験を追加する。

試験の方法は JIS あるいは関連する学会等が制定した試験の基準による。これらの基準が制定されていない場合には材料の性質を把握できる適切な方法により実施する。

表2-5-8 フィルダムの材料試験一覧表

第Ⅰ期 材料の調査及び選定		第Ⅱ期 設計値及び施工計画の決定	
土質材料	粗粒材料	土質材料	粗粒材料

どのよう な実施す べきでも 試験	粒 度 含 水 比 比 重 コンシステンシー 締 固 め (標 準) 透 水 (標 準)	粒 度 比重及び吸水率 一 軸 圧 縮 強 度	粒 度 含 水 比 比 重 コンシステンシー 締 固 め (エネルギー変化) 透 水 (エネルギー変化) せ ん 断 ($\bar{C}U$ 飽和) 現場採取、盛立て	粒 度 比重及び吸水率 大 型 せ ん 断 ($\bar{C}D$ 不飽和) 締 固 め
必 要 に 応 じ て 試 験	締 固 め (エネルギー変化) 透 水 (エネルギー変化) 有機物含有量 水溶性成分含有量 吸 水 膨 張 圧 密 せ ん 断	耐 久 性 有機物含有量	大型締固め (エネルギー変化) 大型透水 (エネルギー変化) せん断 (UU 不飽和) 圧密 せん断 ($\bar{C}U$ 不飽和)	一 軸 圧 縮 強 度 大 型 せ ん 断 ($\bar{C}U$ 、 $\bar{C}D$ 飽和) 現場採取、盛立て 耐 久 性 大 型 透 水

<標 準>

フィルダムの堤体材料は、所要の試験を行い、その性質を明らかにすることを基本とする。

<例 示>

各種材料に対する試験の主なものについて以下に例示する。

1. 土質材料

土質材料の締固め試験において、粗粒分の含有率より材料の諸性質が著しく変化する場合には、図 2-5-10 に示すように粗粒分の含有率と材料全体の性質の関係についても検討する。透水試験は室内試験では、 $1 \times 10^{-6} \sim 10^{-7} \text{cm/s}$ を目標とする。

せん断試験は、原則として三軸圧縮試験により行い、排水条件は非圧密非排水試験 (UU 試験) あるいは圧密非排水試験 ($\bar{C}U$ 試験) による。

土質材料は一般に最大粒径 10~15cm 程度の粗粒分を含むため、現場粒度による室内試験を行うことは現実的ではない。この場合、試験のための供試体はその最小寸法を全体材料の 85% 粒径の 5 倍以上とし、供試体の最大粒径が全体材料の 80% 粒径以上になるような材料について行った試験結果を全体材料の性質とみなすことも行われている。

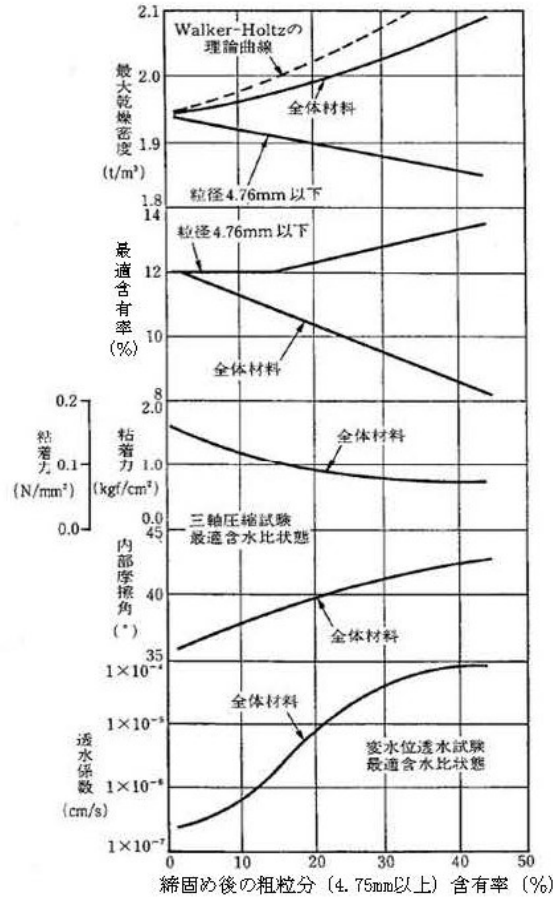


図2-5-10 土質材料の粗粒分(4.75 mm 以上)含有率による性質の変化

土質材料の室内試験の締固め機構は、実際の施工におけるものと異なるために、転圧試験を行って室内試験との関係について検討することが多い。試験は転圧機種、巻き出し厚さ、転圧回数、含水比等を変化させ、それぞれについて密度、含水比、透水係数、沈下量、転圧後の粒度の変化等に注意して行う。なお、近代的施工では、現場での締固めエネルギーは通常室内締固め試験での締固めエネルギーを超える場合が少なくない。したがって、施工時の含水比は現場締固めエネルギーに対応した最適含水比に対して調整・管理することが重要となる。

2. 粗粒材料（透水性材料及び半透水性材料）

粗粒材料の締固め試験において、材料によっては締固め時の破碎により細粒化することがあるので、試験後の試料を用いた粒度試験を行い粒度の変化傾向を把握する場合がある。特にフィルター材料として用いられる材料については、必要な工学的特性が粒度分布により強く影響を受けるため、粒度組成は重要な要素となる。

また粗粒材料は耐久性に優れていることが望ましい。耐久性は、比重及び吸水率、一軸圧縮強度、凍結融解等の試験結果から推定される。一般に、比重、圧縮強度が小さく吸水率の大きい材料は耐久性が小さい場合が多い。

粗粒材料のせん断試験は、大型三軸圧縮試験（直径 30cm 以上）によって行うのが一般的である。このとき供試体の最大粒径は、供試体の直径の 1/5~1/6 とする。せん断強さは材料の締固め度、粒度分布、気乾・飽和の試料状態、試験時の側圧範囲などの条件に影響されるので、これらを適切に組み合わせて試験を行う。このうち、締固め度については2~3の密度条件、側圧についてはダムの高さを考慮し5種類以上の条件で行うことが多い。

また試験粒度は実際に用いられる材料とほぼ相似となるよう調整する。ただし、相似粒度の

試料では、細粒分が多くせん断面において間隙水圧の発生が問題となる場合には、単に最大粒径のみを制限するせん頭粒度で調整することもある。透水材料は排水性が大きい材料であるために、三軸圧縮試験は一般的に圧密排水条件（CD試験）による。

細粒分を含む透水性の小さい材料の場合には、供試体を飽和させて圧密非排水試験（ \overline{CU} 試験）を行うこともある。粗粒材料の締固め度は、粒度、締固めエネルギーなどを適切に組み合わせた室内試験によって決定し、盛立試験によって確認する。

透水性材料の排水性については、一般に問題となることは少ないがシルト分以下の粒径を数%以上含む場合、または、破碎されて細粒になりやすい場合には、透水係数が小さくなり、自由な排水が阻害される恐れがある。このような材料を用いる場合には盛立試験、あるいは大型の供試体による透水試験を行い、透水性を確認しておく。

3. 土質材料以外の遮水材料の試験

(1) アスファルトコンクリート

アスファルトコンクリートの試験には、アスファルト及びアスファルトコンクリートに関するものがある。

アスファルトに関しては JIS K 2207 に示される品質を有するものに対し、針入度、比重、軟化点等の試験を行ってその性質を確認する。骨材に関する試験には粒度、密度、吸水率等がある。

このほかにアスファルトコンクリートにはフィラーが混合されるが、それぞれ必要な試験を行いその性質を確認しておく。

アスファルトコンクリートに対する試験項目は密度、安定性、透水性、強度、変形性、たわみ性及び耐久性等である。

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、コンクリート標準示方書等に従って品質試験を行うが、使用条件によって所要の性質が異なる場合には、必要な試験を追加する。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省 水管理・国土保全局：河川砂防技術基準 調査編，平成26年4月。

<参考となる資料>

ゾーン型フィルダムの設計については、下記の資料1)及び資料2)が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計II編，平成17年6月。
- 3) (公社)地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，平成21年11月。
- 4) 土木学会：2017制定 コンクリート標準示方書（設計編・施工編），平成30年3月。

5.3 フィルダム堤体の基本設計

5.3.1 すべり破壊に対する安全性

<考え方>

フィルダムの堤体及び基礎地盤の安定性については施行規則第10条（本章3.2参照）において、定められている。

フィルダムの堤体及び基礎地盤は、予想される荷重に対してすべり破壊が生じないように設計する必要がある。堤体材料及び基礎地盤の性質は多種多様であり、同種の材料でも均一性に乏しい場合が多い。また設計及び施工の条件あるいは気象条件によってもその性質は大きく変化する。したがって、設計値はこれらの条件を考慮し、本章5.2.5に規定する試験を行い、試験結果のバラツキ及び材料の不均一性等に対する余裕を見込んで決定する必要がある。

フィルダムでの円弧すべりに対する安全性の検討は、原則として、すべり面上の土塊を鉛直方向に細分したスライスに作用する荷重による滑動力と抵抗力の関係を検討するスライス法により行う。

1. 設計荷重

堤体及び基礎地盤のすべり破壊に対する安全性の検討を行う際に考慮する荷重は、自重、静水圧、間隙水圧及び地震時慣性力である。

(1) 自重

均一型フィルダム及びゾーン型フィルダムの場合、常時満水位時、サーチャージ水位時、設計洪水水位時及び中間水位時についての安定性の検討には堤体の浸潤線以上の部分は湿潤重量を、それ以下の部分には飽和重量を用いる。水位急低下時においては、遮水ゾーンの水位低下前の浸潤線以上の部分は湿潤重量を、それ以下の部分については飽和重量を用い、透水ゾーンは、水位低下後の浸潤線以上の部分は湿潤重量を、それ以下の部分は飽和重量を用いる。なお、完成直後の安定性の検討には各材料の湿潤重量を用いる。表面遮水壁型フィルダムの場合には遮水壁については遮水壁の重量を、その他の堤体材料については湿潤重量を用いる。

(2) 静水圧

スライス法による安定計算において、外力としての水圧はスライスのすべり面と側面に垂直に作用する。この場合の水圧は堤体内においては間隙水圧として作用する。

(3) 間隙水圧

間隙水圧はスライス法による計算においてスライスの側面及びすべり面に垂直に作用するものとし、完成直後の安定性の検討には工事中の間隙水圧を、常時満水位時、中間水位時、サーチャージ水位時及び設計洪水水位時には貯水の浸透による間隙水圧を、また水位急低下時には、残留間隙水圧を考慮する。

完成直後の間隙水圧は次項2.設計値に、常時満水位時、サーチャージ水位時、設計洪水水位時、中間水位時及び水位急低下時の間隙水圧は、各種の浸透流解析等による。

(4) 地震時慣性力

地震時慣性力は、自重に設計震度を乗じた値とし、水平方向に一様に作用するものとする。設計震度は本章3.5.5及び本章5.3.2による。また、表面遮水壁型フィルダムは、ゾーン型フィルダムに準ずる。

(5) その他

地震時に作用する動水圧は、表面遮水壁型フィルダムの場合を除き、外力として小さいので考慮しないことが一般的である。また、泥圧は、通常は安全側に作用するので考慮しないのが一般的であるが、想定するすべり面の形状及びすべり方向を踏まえ、危険側に作用する際には考慮する場合がある。

2. 設 計 値

すべりに対する安全性の検討を行う場合には、密度、せん断強さ、間隙水圧及び透水係数等の設計値を下記のように決定する。

(1) 粗粒材料（透水性材料及び半透水性材料）

粗粒材料の密度の設計値は、室内締固め試験結果に基づき決定し、盛立試験により確認する。

せん断強度の設計値は、原則として大型三軸圧縮試験を実施し、設計密度に対応する値として決定する。これまでの事例によれば内部摩擦角の設計値は、 $35\sim 43^\circ$ 程度である。試験の結果では、見掛けの粘着力成分が認められることがあるが、粗粒材料の粘着力成分は設計上考慮しない。

一般に透水係数が 1×10^{-3} cm/s 以下になると、水位急低下時において、間隙水圧が残留するので、浸透流解析により残留間隙水圧を評価する。

(2) 土質材料

一般に土質材料の密度の設計値は、標準プロクター（1Ec）による締固め試験に基づく最大乾燥密度の $90\sim 95\%$ が用いられるが、JIS 第1法のエネルギーによる最大乾燥密度とすることもある。

せん断強さの設計値は、施工含水比に対応した乾燥密度やその設計値に対応したせん断強さの下限値を基準として決定する。

ゾーン型フィルダムでは、土質材料のせん断強さの設計値が、安全に及ぼす影響は小さいが、遮水ゾーンの幅が広い中央コア型ダム、極端な傾斜コア型ダム及び均一型フィルダムでは土質材料のせん断強さはすべり破壊にとって重要な要素となる。

すべりに対する安定性については原則として有効応力法によって検討するものとし、設計値は \overline{CU} 試験によって求める。この場合、堤体の間隙水圧を推定することが必要となる。常時満水位時及び水位急低下時における間隙水圧は、本章 5.3.4 に示す方法による。

完成直後の間隙水圧を試験によって求める場合には、次のような方法がある。

- ① 圧密非排水条件のもとに三軸圧縮試験を行って直接測定する方法（ \overline{CU} 試験）。
- ② 圧密試験を行って、次の Hilf の式により求める方法。

$$U = \frac{F_a \Delta}{V_a + hV_w - \Delta}$$

ここに、

U ：間隙水圧（kN/m²）

F_a ：ダム地点における大気圧（kN/m²）

Δ ：原容積に対する圧密量の百分率

V_a ：原容積に対する圧密後の間隙内の自由空気容積の百分率

h ：水中における空気溶解度（Henry の常数で 20°C のとき 0.0198）

V_w ：原容積に対する圧密後の間隙水の容積の百分率

①、②による場合、間隙水圧は堤体内の位置、施工後の経過時間、盛立速度、遮水ゾーンの幅等を考慮し適正な低減を行って設計値とする。

試験を行わない場合には、すべり面における載荷重量から推定することが多い。この

場合の間隙水圧は載荷重の 20～100 %の値をとる。

透水係数は、一般に $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 以下とする。この数値を確保できない場合には透水係数が $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 以下となるように土質材料の粒度調整を行うか、あるいは透水係数の設計値を緩和する場合には浸潤線が適切に低下するようコア幅を変更（広く）し、十分な浸透破壊に対する抵抗性を確認するなど設計上特別な配慮を行うことが必要である。

安定性の検討は全応力法によることもある。全応力法とは間隙水圧を介さずにせん断試験により、全応力でせん断強さを決定する方法であり、この場合のせん断試験は一般に三軸圧縮試験により、非圧密非排水条件（UU 条件）で行う。試験値は材料の性質、含水比等により大きく変化するので設計値の設定にあたっては慎重な検討を必要とする。

3. 安定計算

堤体及び基礎地盤のすべり破壊に対する安定性の検討は原則として円弧すべり面についてスライス法により、表 2-5-9 の (1)から(6)の条件について行う。

表2-5-9 安定計算の条件

条件	計算対象のり面	堤体震度	水位	間隙圧
(1) 常時満水時	上・下流	100%	常時満水位	定常浸透圧
(2) 完成直後	上・下流	50%		工事中の間隙水圧残存
(3) 中間水位時 注)	上流	100%	常時満水位と最低水位の間の水位	定常浸透圧
(4) サーチャージ水位時	上・下流	50%	サーチャージ水位	定常浸透圧
(5) 設計洪水時	上・下流	0%	設計洪水水位	定常浸透圧
(6) 水位急低下時				
a) 日常水位急低下が行われるダム	上流	100%	常時満水位→最低水位 サーチャージ水位→洪水期制限水位	残留間隙水圧
b) その他のダム	上流	50%	常時満水位→最低水位	残留間隙水圧

注) 常時満水位と最低水位の間の水位で最も危険となるときの水位。

すべりに対する安全率 n は次式で表され、1.2 以上を確保する。

$$n = \frac{\Sigma\{cl + (N - U - N_e)\tan \varphi\}}{\Sigma(T + T_e)}$$

ここに、

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（地震力を除く）

S : T 、 T_e とスライスの右と左の側面に働く有効土圧 P'_{n+1} 、 P'_n の合力（底面に平行と仮定）、ここに、 $\Sigma T = \Sigma\{S - (P'_{n+1} - P'_n)\} = \Sigma(S) - \Sigma(P'_{n+1} - P'_n) = \Sigma S$ の関係にある

U : 各スライスのすべり面上に働く間隙水圧の合力

N_e : 各スライスのすべり面上に働く地震時慣性力の垂直分力

T_e : 各スライスのすべり面上に働く地震時慣性力の接線分力

ϕ : 各スライスのすべり面における材料の内部摩擦角

c : 各スライスのすべり面における材料の粘着力

l : 各スライスのすべり面の長さ

なお、上式の安全率はすべり面沿いの滑動力に対する抵抗力の比として定義したものであるが、すべり面上の各スライスに働く地震時慣性力の接線成分 T_e が各スライスの重心ではなく底面に作用すると考えた場合の滑動モーメントに対する抵抗モーメントの比とみることもしることができる。スライスの両側面に作用する有効土圧の合力はスライス底面に平行と仮定する。ここで、 N 、 T 、 N_e 、 T_e 、 U は次のように表される。以下の式での記号の意味は次の通り。

ρ_w : 水の密度 (t/m³) γ_w : 水の単位重量 ($\rho_w \times g$)
 ρ_t : 材料の密度 (t/m³) γ_t : 材料の湿潤重量 ($\rho_t \times g$)
 ρ_{sat} : 材料の飽和密度 (t/m³) γ_{sat} : 材料の飽和重量 ($\rho_{sat} \times g$)
 ρ_{sub} : 材料の水中密度 (t/m³) γ_{sub} : 材料の水中重量 ($\rho_{sub} \times g$)
 g : 重力加速度 (m/s²)
 ρ : 各スライスの密度 (t/m³)
 V : 各スライスの体積 (m³) W : 各スライスの重量 ($\rho \times g \times V$)
 b : 各スライスの幅 (m)
 θ : 各スライス底面の勾配
 k : 堤体の設計震度
 u : 間隙水圧 (kN/m²)

なお、この安定計算の定式化においては、本章 5.3.2 に記載している修正震度法と異なり、地震時慣性力のモーメントをスライス底面の位置に作用させているため、重心位置に作用させるよりも地震時慣性力のモーメントがやや大きめの値となる。

(1) 空虚時 (図 2-5-11 参照)

$$\begin{aligned}\Sigma N &= \Sigma (W \cos \theta) = \Sigma (bh \gamma_t \cos \theta) \\ \Sigma N_e &= \Sigma (kW \sin \theta) = \Sigma (kbh \gamma_t \sin \theta) \\ \Sigma U &= \Sigma (u l) \\ \Sigma T &= \Sigma (W \sin \theta) = \Sigma (bh \gamma_t \sin \theta) \\ \Sigma T_e &= \Sigma (kW \cos \theta) = \Sigma (kbh \gamma_t \cos \theta)\end{aligned}$$

ここに、 h : 各スライスの堤体上面からすべり面までの距離 (m)

(2) 満水時 (静水圧分布の場合) (図 2-5-12 参照)

$$\begin{aligned}\Sigma N &= \Sigma (W \cos \theta + \Delta E \sin \theta) \\ &= \Sigma \{ (W_s + W_w) \cos \theta + (E_n - E_{n+1}) \sin \theta \} \\ &= \Sigma \{ (\gamma_{sat} h_s + \gamma_w h_w) b \cos \theta + \gamma_w h b \sin^2 \theta / \cos \theta \} \\ &= \Sigma (\gamma_{sub} h_s b \cos \theta + \gamma_w h b / \cos \theta) \\ \Sigma N_e &= \Sigma (kW_s \sin \theta) \\ &= \Sigma (k \gamma_{sat} h_s b \sin \theta) \\ \Sigma U &= \Sigma (u l = \gamma_w h b / \cos \theta) \\ \Sigma T &= \Sigma (W \sin \theta - \Delta E \cos \theta) \\ &= \Sigma \{ (W_s + W_w) \sin \theta - (E_n - E_{n+1}) \cos \theta \} \\ &= \Sigma \{ (h_s \gamma_{sat} + h_w \gamma_w) b \sin \theta - \gamma_w h b \sin \theta \} \\ &= \Sigma (bh_s \gamma_{sub} \sin \theta) \\ \Sigma T_e &= \Sigma (kW_s \cos \theta) \\ &= \Sigma (kh_s \gamma_{sat} b \cos \theta)\end{aligned}$$

ここに、 h : 設定水面からすべり面までの距離 (m)

h_s : 各スライスの堤体上面からすべり面までの距離 (m)

h_w : 各スライスの設定水面から堤体上面までの距離 (m)

W_s : 各スライスの飽和重量 (kN/m)

W_w : 各スライス上面の水の重量 (kN/m)

E_n, E_{n+1} : 各土のスライスとその上の水柱の側面に作用する静水圧の合力 (kN/m)

ΔE : $E_n - E_{n+1}$ (kN/m)

(3) 部分貯水時 (浸透流がある場合) (図 2-5-13 参照)

$$\Sigma N = \Sigma (W \cos \theta + \Delta E \sin \theta)$$

$$= \Sigma \{ (W_1 + W_2) \cos \theta + (E_n - E_{n+1}) \sin \theta \}$$

$$= \Sigma \{ (\gamma_t h_1 + \gamma_{sat} h_2) b \cos \theta + (E_n - E_{n+1}) \sin \theta \}$$

$$\Sigma N_e = \Sigma \{ (W_1 + W_2) k \sin \theta \}$$

$$= \Sigma \{ (h_1 \gamma_t + h_2 \gamma_{sat}) b k \sin \theta \}$$

$$\Sigma U = \Sigma (u l)$$

$$\Sigma T = \Sigma (W \sin \theta - \Delta E \cos \theta)$$

$$= \Sigma \{ (W_1 + W_2) \sin \theta - (E_n - E_{n+1}) \cos \theta \}$$

$$= \Sigma \{ (h_1 \gamma_t + h_2 \gamma_{sat}) b \sin \theta - (E_n - E_{n+1}) \cos \theta \}$$

$$\Sigma T_e = \Sigma \{ (W_1 + W_2) k \cos \theta \}$$

$$= \Sigma \{ (h_1 \gamma_t + h_2 \gamma_{sat}) b k \cos \theta \}$$

ここに、 h_1 : 各スライスの堤体上面から浸潤面までの距離 (m)

h_2 : 各スライスの浸潤面からすべり面までの距離 (m)

W_1 : 各スライスの堤体上面から浸潤面までの部分の重量 (kN/m)

W_2 : 各スライスの浸潤面からすべり面までの部分の飽和重量 (kN/m)

ただし、堤体及び基礎地盤ですべり面が円弧にならないと推定される場合には、複合円によるスライス法、ウェッジ法または、修正 Fellenius 法等を用いて計算する。この場合も安全率は原則として 1.2 以上とする。

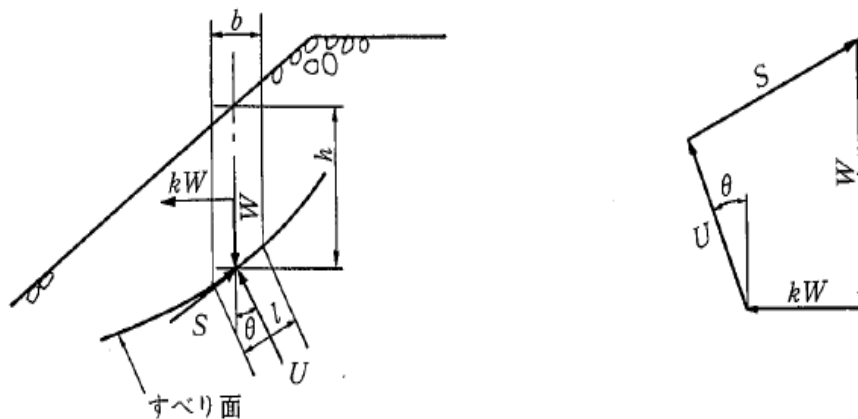


図2-5-11 スライス法による荷重 (貯水池空虚時)

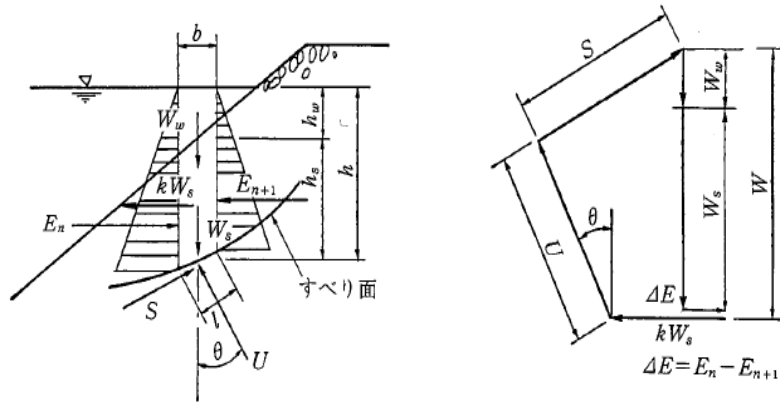


図2-5-12 スライス法による荷重（満水時、静水圧分布の場合）

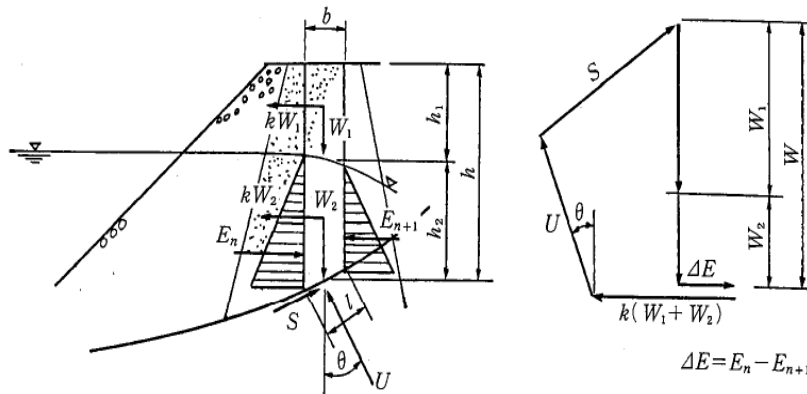


図2-5-13 スライス法による荷重
（部分貯水時、 E_n と E_{n+1} 、間隙水圧は浸透流解析から求める）

< 必 須 >

フィルダムの堤体及び基礎地盤は、施行規則第10条に規定される構造計算により、すべり破壊に対して所要の安全率を有するよう設計するものとする。

< 例 示 >

中央コア型ダムのように、遮水ゾーンの幅が狭く、遮水ゾーンのダムの安定性に及ぼす影響が小さいフィルダムでは、透水ゾーンのせん断強さを粘着力=0、内部摩擦角=一定と仮定すると、円弧すべり面法による場合のすべりに対する安全率は、無限斜面を想定した平面すべり面法による安全率に近似される。このため、堤体の上・下流面勾配を概略的に検討する場合に平面すべり面法が用いられることがある。

空虚地震時及び満水地震時における平面すべり面法によるすべり安全率の算定式を以下に示す。なお、ここで地震時の安全率の算定式を示したのは、すべり安定性に関しては地震時の安定性がより厳しい条件になることを考慮したことによる。

1) 空虚地震時 (図 2-5-14 参照)

$$N = W \cos \theta = br_t \cos \theta$$

$$N_e = kW \sin \theta = kbr_t \sin \theta$$

$$T = W \sin \theta = br_t \sin \theta$$

$$T_e = kW \cos \theta = kbr_t \cos \theta$$

$$n = \frac{(N - N_e) \tan \varphi}{T + T_e} = \frac{1 - k \tan \theta}{\tan \theta + k} \tan \varphi$$

ここに、 θ : 法面傾斜角
 φ : 材料の内部摩擦角

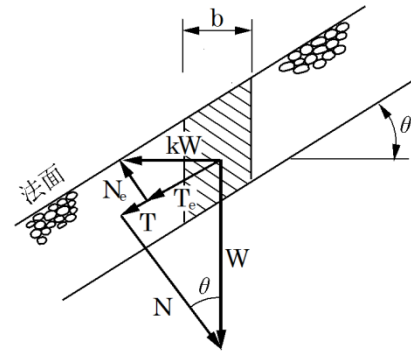


図2-5-14 無限斜面の単位体積に作用する力 (空虚地震時)

2) 満水地震時 (図 2-5-15 参照)

$$N = W \cos \theta = br_{sub} \cos \theta$$

$$N_e = kW \sin \theta = kbr_{sat} \sin \theta$$

$$T = W \sin \theta = br_{sub} \sin \theta$$

$$T_e = kW \cos \theta = kbr_{sat} \cos \theta$$

$$n = \frac{(N - N_e) \tan \varphi}{T + T_e} = \frac{1 - k \frac{r_{sat}}{r_{sub}} \tan \theta}{\tan \theta + k \frac{r_{sat}}{r_{sub}}} \tan \varphi$$

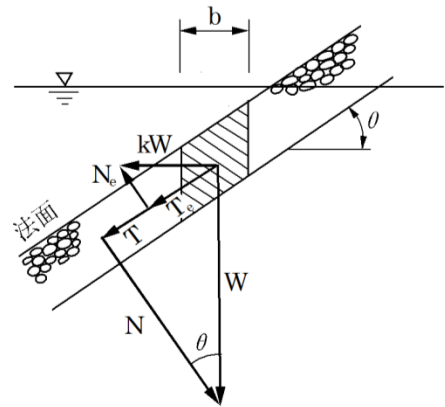


図2-5-15 無限斜面の単位体積に作用する力 (満水地震時)

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

フィルダムのすべり破壊に対する安全性については、下記の資料 1) が参考となる。また、スライス法については、資料 2) 及び資料 3) が参考となる。

- 1) (財) 国土開発技術研究センター編 / (社) 日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成 12 年 1 月。
- 2) 建設省河川局開発課監修 / (財) 国土開発技術研究センター発行：フィルダムの耐震設計指針 (案)，平成 3 年 6 月。
- 3) (財) ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成 17 年版 第 4 巻 設計 I 編，平成 17 年 6 月。

5.3.2 地震に対する安全性

<考え方>

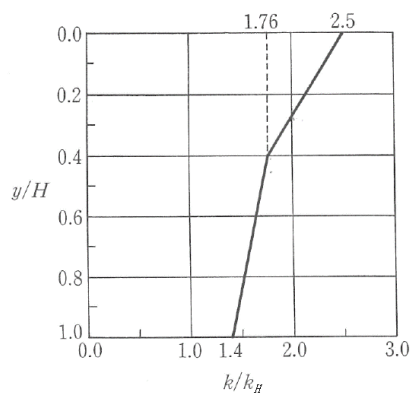
フィルダムが地震時に受ける被害には、堤体のすべり、沈下、亀裂、のり面のはらみ出し及び基礎地盤または、堤体の液状化による被害等がある。また、水理施設の受けた被害が原因でフィルダムの堤体にパイピングを生じさせることもある。したがって、フィルダムの堤体及び基礎地盤の設計においては、これらの被害が発生しないよう地震に対する安全性に十分配慮を払う必要がある。このため、フィルダムでは、構造令で示された震度法により耐震性を確認しているが、地震時の堤体応答を考慮した照査法である修正震度法によっても堤体の耐震性を確認することが基本である。

構造令に示されている震度法は一律の震度を堤体に加え、力のつり合いから安全性を判断する方法で、この方法により設計されたダムが、地震により大きな被害を受けた例がないことから、経験的にその有効性が実証されている。

一方、ダムの基礎地盤や堤体における地震観測、模型振動実験等のデータが蓄積されるにつれて、堤体の揺れ方が鉛直方向に一律でないこと、設計震度を上回る加速度を受けても大きな変状をきたさないことなどがわかってきた。このような背景を受けて、既設フィルダムの耐震性の評価結果や耐震設計に関する技術的知見を踏まえ、観測された地震動や堤体の応答特性を考慮し、標高に応じた地震力を考慮して堤体の耐震性を確認する方法として、修正震度法が提案された。この方法は、「フィルダムの耐震設計指針（案）」に示されている。

1. 修正震度法の使適用方法と安定計算

堤体に作用する地震力はすべり土塊の重量に設計地盤震度 (k_H) 及び図 2-5-16 に示す堤体震力係数を乗じることで求められる。また、設計に用いる粗粒材料のせん断強さについては、震度法では三軸圧縮試験から得られるせん断強さ $\tau = c + \tan \phi$ (c : 見掛けの粘着力、 ϕ : 内部摩擦角) の直線近似式に基づき、見掛けの粘着力 $c=0$ とするとともに、内部摩擦角 ϕ についてもばらつきを考慮することで設計上の余裕を確保した値を設計値として用いているが、修正震度法においては、指数近似曲線等の曲線近似式 (ϕ_0 法、もしくは Ab 法) によるせん断強さを採用し、低拘束圧条件下での強度を適切に評価して耐震性の確認を行う。



k : 堤体震力係数 k_H : 設計地盤震度



図2-5-16 堤体震力係数

修正震度法の安定計算は、円弧すべり面についてのスライス法を用い、次式によって安全率 n を求める（図 2-5-17参照）。

$$n = r \sum_{i=1}^n (\tau \cdot \ell_i) / \sum_{i=1}^n (M_{Di})$$

ここに、

τ : 材料のせん断強さ

M_{Di} : 各スライスの滑動モーメント、静水圧下のスライスでは $M_{Di} = \bar{W}_i \cdot r \cdot \sin\theta_i + k \cdot$

$W_i \cdot h_i$

\bar{W}_i : 各スライスの単位幅当たりの有効土柱重量（自由水面下については水中重量、自由水面より上位については湿潤重量）

W_i : 各スライスの単位幅当たりの全土柱重量（自由水面下については飽和重量、自由水面より上位については湿潤重量）

θ_i : 各スライスの底面が水平となす角度

r : すべり円弧の半径

h_i : すべり円弧の中心と各スライスに働く地震力の作用線との垂直距離

ℓ_i : 各スライスのすべり面の長さ

k : 堤体震力係数

なお、上記の計算では、地震時慣性力は各スライスの重心に作用させたいうで滑動モーメントを求めている。

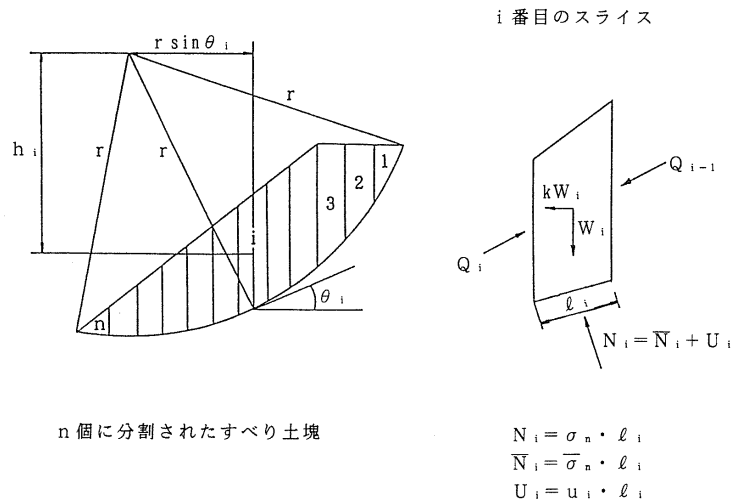


図2-5-17 スライス法

2. 修正震度法の適用対象

高さ 100m 程度以下のフィルダムについては材料物性値や実地震時挙動に関する経験の蓄積が多い。また、高さ 100m 程度以上となると堤体の固有周期が長くなり、岩盤における地震加速度の周波数特性などを考慮すると、修正震度法で示した堤体震力は減ずることができる可能性がある。このため、図 2-5-16 の堤体震力係数の適用範囲については高さ 100m 程度以下のフィルダムを基本としている。なお、高さ 100m 程度以上のダムに図 2-5-16 の堤体震力係数を用いた修正震度法を適用すると一般的に設計上安全側の対応となるが、検討対象の高さ 100m 程度以上のダムについては、地震時の挙動をより忠実に再現する動的解析等を行い、よ

り実態に即した堤体震力係数を求めたうえで修正震度法を適用することでより合理的な設計とすることも可能である。

<必須>

堤体及び基礎地盤は、地震時において所要の安全性を有するよう設計するものとする。

<標準>

高さ100m程度以下のゾーン型フィルダム及び均一型フィルダムでは、地震時の堤体応答を考慮できるよう標高に応じた地震力を用いて耐震性の確認を行うことを基本とする。

<例示>

フィルダムの地震時の挙動をより忠実に再現する方法として動的解析や模型振動実験がある。動的解析を行うにあたっては、(1)入力地震動の特性、(2)材料物性、(3)解析法、(4)解析結果の評価、の点について十分配慮する必要がある。模型振動実験は厳密に相似則を満足させて行うのは困難であるが、破壊等の性状を定性的に知るために使われることがある。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川開発課長通知：「フィルダムの耐震設計指針（案）」について、平成3年4月1日、建設省河開発第49号。

<参考となる資料>

フィルダム堤体の地震に対する安全性（修正震度法）については、下記の資料が参考となる。

- 1) 建設省河川局開発課監修／（財）国土開発技術研究センター発行：フィルダムの耐震設計指針（案）、平成3年6月。

5.3.3 地震時の強度低下に対する安全性の確保

<考え方>

緩い砂質地盤上に堤体を築造する場合や堤体材料に地震時の非排水繰返し載荷による過剰間隙水圧の上昇によりせん断強さの低下が生じることが予想される場合には、基礎地盤あるいは堤体について調査、実験、解析等による地震時の強度低下に対する安全性の検討を行う必要がある。なお、地震時の非排水繰返し載荷により著しい強度低下が発生した場合を液状化という。

基礎地盤について、地震時に強度低下が生じる可能性がある場合は、ダムサイトの再検討、対象となる砂質地盤の掘削除去ないしは地盤改良工法による確実な対策を検討する必要がある。堤体材料については、砂質土や粗粒材料に砂分が混入している場合には地震時に強度低下する可能性があるため、近代的工法により密に締固めることで地震時の強度低下に対する抵抗性は高まるものの、使用する材料の変更、砂質土を使用する場合の断面内の配置などを検討する必要がある。

砂質材料は、地震時に非排水繰返し載荷によって過剰間隙水圧が増加し、生じるひずみが大きくなるにつれて残留非排水せん断強度と剛性は低下していく。この低下の程度は、堤体材料の土質・締固め状態によって異なるので、詳細には現場条件を反映した供試体を用いて非排水繰返し三軸試験と非排水三軸圧縮試験を組み合わせることで評価することができる。一般に、良く締め固めるほど、同じ地震荷重によって生じるひずみは小さくなり、同じひずみによ

って生じる残留非排水強度と剛性の低下率は小さくなるため、同一の地震荷重を受けた後の残留非排水せん断強度と剛性は急速に増加して、地震荷重に対するすべり安全率は急速に増加する。

<標準>

フィルダムの設計においては、地震時においてその堤体または基礎地盤が過剰間隙水圧の上昇により強度が低下することを考慮して、十分な安定性の検討を行うことを基本とする。

<例示>

地震時による強度低下が生じる可能性がある土層の条件について例示する。

道路橋示方書・同解説 V耐震設計編によると地震時による強度低下が生じる可能性がある土層の条件として、以下に示す(1)～(4)の全てに該当する飽和砂質土層とされている。

- (1) 地下水位面が現地盤面から 10m 以内にある土層
- (2) 現地盤面から 20m 以内の範囲にある土層
- (3) 平均粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ 10%粒径 D_{10} が 1mm 以下の土層
- (4) 細粒分含有率 F_c が 35%以下の地盤、または F_c が 35%を超えても塑性指数 I_p が 15%以下の土層

<参考となる資料>

地震時の強度低下の可能性のある土層条件については、下記の資料が参考となる。

- 1) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，平成 29 年。

5.3.4 浸透破壊に対する安全性

<考え方>

フィルダムの堤体及び基礎地盤は、あらかじめ発生が予想される浸透水圧、動水勾配等に対する安全性について検討する必要がある。

つまり、堤体及び基礎地盤は、浸透破壊が生じないように、浸透流速または浸透流による動水勾配を制限する必要がある。浸透破壊に対する安全性の検討のためには、浸透流解析が行われる。浸透流解析によって堤体内の間隙水圧、浸潤線を知ることが、すべり破壊に対する安全性の検討にも必要である。

1. 浸透流解析

浸透流解析は、一般に、均質体における定常浸透流の場合は与えられた境界条件のもとで Laplace の方程式を解くことにより、また非定常浸透流の場合には近似的に熱伝導型の方程式を解くことにより行われる。しかし、フィルダムの場合、定常流の場合でも境界条件が複雑であるため、数値解析による方法が一般的に用いられている。なお、以前は図式解法や模型実験が用いられることもあった。

浸透流解析は浸透流量と動水勾配の関係が Darcy の法則に従うとして行うが、結果の信頼性に大きな影響を及ぼすのは、解析に使用した仮定と実際の条件との相違であるので、解析結果を解釈する際には仮定と実際の条件との相違について十分留意する。

Darcy の法則は以下のとおりである。

$$Q = kiA$$

Q : 浸透流量 (m³/s)

k : 透水係数 (m/s)

i : 動水勾配

A : 浸透流の通過断面積 (m²)

2. 浸透破壊に対する検討

フィルダムの堤体及び基礎地盤の設計では、あらかじめ浸透水圧や動水勾配について検討し、クイックサンド、ボイリング及びパイピングなどの浸透破壊現象が生じないようにする。

浸透水圧は、浸透水が粒子に及ぼす力のことをいい、例えば一次元的浸透流を考えると、流入部と流出部間の平均的な浸透水圧は次式で表される。

$$P = i \gamma_w \quad (i = \Delta h / l)$$

P : 浸透水圧 (kN/m²)

γ_w : 水の単位体積重量 ($\rho_w \times g$)、 ρ_w : 水の密度 (t/m³)、 g : 重力加速度 (m/s²)

i : 動水勾配

Δh : 流入部と流出部間の水頭差 (m)

l : 流入部と流出部間の距離 (m)

したがって、動水勾配が大きくなると、浸透破壊に対する危険性は増すこととなり慎重な配慮を必要とする。浸透破壊は堤体材料、基礎地盤における不均一部及びクラック、堤体と基礎地盤との接合面に生じる可能性があり、設計、施工にあたっては慎重な配慮を必要とする。

堤体について浸透破壊に対する抵抗性を大きくする方法は、浸透水を極力抑制するとともに、いったん浸透した水は安全に堤外に排除することである。言い換えると、透水性が小さく浸透破壊に対する抵抗性の大きい遮水材料を用いること、遮水ゾーンを広くし浸透経路長を長くすること、遮水ゾーンの締固めを十分に行うこと、粒度の適切な幅広いフィルターを設けること、クラックや不同沈下を生じない設計とすることである。基礎地盤に対する対策については本章 6.6 に示す。

特に堤体と基礎地盤の接触面付近はフィルダムの構造上の弱点でもあり、特にパイピングに対し慎重な配慮を必要とする。対策として、パイピングに対する抵抗性の大きい塑性に富む細粒材料を用いる、入念な締固めを行うなどがある。

施行規則第10条第4項(本章3.2参照)において、遮水ゾーン(コアゾーン)及びこれと基礎地盤との接合部(コア敷)は貫孔作用(パイピング)が生じてはならないことが規定されている。

<必須>

フィルダムの堤体及び基礎地盤は、堤体と基礎地盤の接合部を含め、パイピングを含む浸透破壊に対して安全となるよう設計するものとする。

<例示>

浸透流の解析方法と浸透破壊に対する解析方法について以下に例示する。

1. 浸透流の解析方法

前述したように、浸透流解析の方法としては、近年では数値解析による方法が一般的に用いられる。また、数値解析の方法としては、差分法、有限要素法などが用いられている。差分法は浸透流の方程式(Laplaceの方程式)を差分方程式に変換し、数値計算を行う方法であり、非定常浸透流にも適用することができる。

しかし最近では、有限要素法により解析される例が多い。この方法は非定常問題にも適用でき、かつ異方性、複雑な境界条件も考慮できるうえ、3次元の解析も可能であるが、一般には2

次元問題として取り扱われることが多い。

2. 浸透破壊に対する解析方法

浸透破壊に対する理論的な取扱いは一般に難しいが、次のような検討方法を参考として利用することができる。

(1) 限界流速による方法 (Justin の方法)

Justin は土粒子の径に対し、浸透流速の限界値を求め、粒子はその限界値を超えると移動しパイピングが発生するとした。このときの流速は限界流速とよばれ次式で表される。

$$V = \sqrt{\frac{W g}{A \gamma_w}}$$

ここに、 V ：限界流速 (m/s)

W ：土粒子の水中重量 (kN) $= (\rho - \rho_w) \times g$

ρ ：土粒子の密度 (t/m³)、 ρ_w ：水の密度 (t/m³)

A ：水流を受ける粒子の面積 (m²)

γ_w ：水の単位体積重量 ($\rho_w \times g$) (kN/m³)

g ：重力加速度 (m/s²)

上式から、粒径と限界流速の関係を求めたものを表 2-5-10 に示す。

表2-5-10 限界流速と粒径の関係

粒径 (mm)	限界流速 (cm/s)
4.0 ~4.8	20.0
2.8 ~3.4	17.0
1.0 ~1.2	10.0
0.7 ~0.85	8.5
0.4 ~0.7	7.0
0.25 ~0.5	4.2
0.11 ~0.25	3.5
0.075~0.11	2.5
0.044~0.075	2.0

土粒子径 d とその土粒子が移動しパイピングが発生する際の浸透の実流速、つまり限界流速との関係についての多くの研究成果をとりまとめたものを図 2-5-18 に示す。試験あるいは解析条件によって、同一粒径に対する限界流速は大きく変化することがわかる。また、天然の土粒子には種々の粒径のものが混じっており粒径の基準が定めにくい等の問題があるので、過去の研究成果の適用にあたっては試験及び解析条件を十分考慮した上で、十分な余裕を見込む等の配慮を行うことが望ましい。

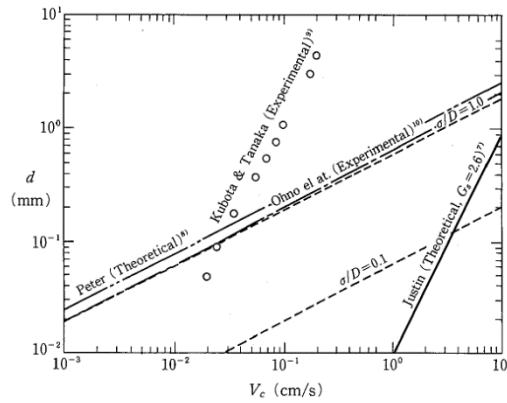


図2-5-18 砂あるいは砂質土の限界実流速

(2) 限界動水勾配による方法

水が静止している場合は土塊に作用する水圧は間隙水圧のみであるが、流れがある場合には浸透水圧を受ける。上向きの浸透を考慮すると、浸透水圧が大きくなっていくと土塊中の有効応力が小さくなり、やがてゼロになる。このときの動水勾配を限界動水勾配という。

Terzaghi は上向きの浸透水圧を受けた場合、限界動水勾配は次の式で表されるとした。

$$i_c = \gamma' / \gamma_w = (1 - n)(G_s - 1) = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

ここに、 i_c : 限界動水勾配

γ' : 土の水中単位体積重量 = $(\rho - I) \times g$ 、 ρ : 土粒子の密度 (t/m³)

n : 土の間隙率

e : 土の間隙比

G_s : 土粒子の比重

γ_w : 水の単位体積重量 = $\rho_w \times g$ 、 ρ_w : 水の密度 (t/m³)、 g : 重力加速度 (m/s²)

土粒子の粘着力、かみ合わせ状態により土粒子間の抵抗力が変わるが定性的には土の塑性指数が大きい場合には抵抗力は大きく、塑性指数が小さくなるに従って小さくなる。粘着力がない細粒土の場合、限界動水勾配は 0.5~0.8 といわれている。

なお、過去の研究成果から対象地盤や堤体の限界流速、限界動水勾配を精度良く評価することは必ずしも容易ではない。そのため、必要に応じて、不攪乱試料や再構成試料を用いたパイピング試験を行い、限界流速や限界動水勾配を求める。ただし、この場合でも、試験結果のバラツキには十分留意する。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

フィルダムの浸透破壊に対する安全性の考え方は、下記の資料 1) が参考となる。また、解析については、資料 2) が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。

5.3.5 ゾーニングによる設計上の配慮

<考え方>

ゾーン型フィルダムにおいて、遮水ゾーン、半透水ゾーン（フィルターゾーン）、透水ゾーン、上・下流面盛土等によるゾーニングは堤体の安全性や経済性を高める上で重要であるが、適切なゾーニングはフィルダムの耐震性も向上させる。地震時の安全対策上、効果的な対応を以下に記す。

(1) 良好なフィルターゾーンの配置

遮水ゾーンの上下流に良好なフィルターゾーンを配置することはゾーン境界付近における地震時の亀裂の発生の抑制に効果的である。

(2) 変形性の不連続を避ける

一般に剛性の著しく異なる材料が接している構造は地震時における応答特性・変形特性が異なるため、異種材料の境界付近において亀裂が発生しやすい。したがって、ゾーン型フィルダムでは透水ゾーンから遮水ゾーンにいたる間には、半透水ゾーンやトランジションゾーンが設けられるのが一般的で、結果的に変形性を漸変させる効果も得られる。

(3) パイピングに対する安全性

塑性的な遮水材料と適切な粒度の半透水性材料（フィルター材）の組合せは、遮水材料のパイピングに対する安全性を増し、間接的に耐震性を高める。

(4) 地震時の強度低下に対する安全性

耐震性は地震力に対するすべり安定性の他、地震時の強度低下に対する安全性についても配慮する必要がある。たとえば、ゾーニング対応の一つの対応として押え盛土を用いた場合、地震時のすべりに対する安全性を高めるだけでなく、基礎地盤の地震時の強度低下に対する安全性を高めることができる。

<標準>

ゾーン型フィルダムの堤体においては、安定性、変形性、浸透破壊、耐震性等を考慮して、遮水ゾーンの材料選定、半透水ゾーンのフィルター材料としての粒度設定、適切な強度と排水性を有する透水ゾーンの材料選定等を行い、各ゾーンの配置（ゾーニング）を合理的かつ適切に行うことを基本とする。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

ゾーン型フィルダムのゾーニングについては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。

5.3.6 上・下流面勾配

<考え方>

フィルダム堤体の上・下流面勾配は、堤体材料及び基礎地盤の特性、貯水池の運用計画、施工条件等の要素を考慮した上で、予想される荷重に対する安定計算を実施して所要の安全性を有するように決定する。

フィルダム堤体の上・下流面勾配は、本章 5.3.1 に規定する安全率を有するように決定する。なお、過去の実績等からフィルダムの上・下流面勾配については一般に次に示すような傾向がある。

1. 均一型フィルダム

均一型フィルダムの材料は、一般に比較的細粒でせん断強さが小さく間隙水圧の発生も大きいので、上・下流面勾配は他の型式のダムより緩くなる。

均一型フィルダムが土質基礎上に築造される場合、上・下流面勾配は基礎地盤の性質や弱層の分布に大きく左右されるので注意を要する。

上流面勾配は、堤体材料の性質、貯水位の変動範囲、水位低下速度等によって異なるが、下流面勾配に比べて一般に緩くなる。下流面はドレーンを効果的に配置することにより、間隙水圧の消散を図り浸潤線を低下させることができるので、この場合は下流面勾配を急にできる。

ダム高が高くなると、上・下流面勾配は緩くなる傾向にあるが、一般に上流面では1:3.0~1:4.5、下流面では、1:2.0~1:3.5程度である。

2. ゾーン型フィルダム

上流面勾配については、傾斜コア型ダムでは、せん断強さの小さい遮水ゾーンが上流面に近いので緩くなる。

中央コア型ダムあるいは中央コア型ダムに近い傾斜コア型ダムでは、遮水ゾーンに左右されることは少なく、透水ゾーンのせん断強さが支配的であり、傾斜コア型ダムに比べて特に上流面勾配を急にできる。

貯水位の変動が大きく、かつ水位低下速度が大きいダムで透水ゾーンの材料が細粒で排水性が劣る場合には、一般に上流面勾配は緩くなる。下流面勾配は、傾斜コア型、遮水ゾーンの薄い中央コア型で同等の条件である。

一般に上流面では1:2.2~1:3.4、下流面では1:1.7~1:2.8程度である（表 2-5-2 参照）。

3. 表面遮水壁型フィルダム

表面遮水壁型フィルダムでは、上流面勾配は水圧が安全側に働き、また、堤体内に間隙水圧が発生しないので、一般に急にできる。上流面勾配は遮水壁の施工条件により決まることが多いが、堤体材料のせん断強さが小さい場合には、その材料の性質に応じて緩くなる。

下流面勾配の設計条件は、ゾーン型フィルダムの場合と同じである。

<標準>

フィルダム堤体の上・下流面勾配は、フィルダムの型式、基礎地盤の特性、貯水池の運用計画、地震力を含む荷重条件等を考慮し、すべり破壊、浸透破壊、地震時の強度低下等に対する安全性を有するよう定めることを基本とする。

<参考となる資料>

フィルダム堤体の上・下流面勾配の考え方は、下記の資料 1) が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。

5.3.7 堤頂幅

<考え方>

フィルダムの堤頂幅は、施工上の必要幅、完成後の使用目的等を考慮して定められるが、堤体の安全性を考慮し、余裕のあるものとする。

<標準>

フィルダムの堤頂幅は、施工にあたっての必要幅、完成後の使用目的とともに堤体の安全性等も考慮して定めることを基本とする。

<例示>

フィルダムの堤頂幅の例は表2-5-2に示すとおりであり、低いダムでは6～9m、高いダムでは10～15mとしている例が多い。

堤頂付近の標準的な構造を図2-5-19に示す。遮水ゾーン頂部は、フィルターで保護し、さらに、波浪による浸食を防止するために、岩片や砂利をよく締め固めた堤頂保護層を設ける。また、堤頂部を一般道路と兼用する場合は、堤頂保護層の上に路盤を設ける。

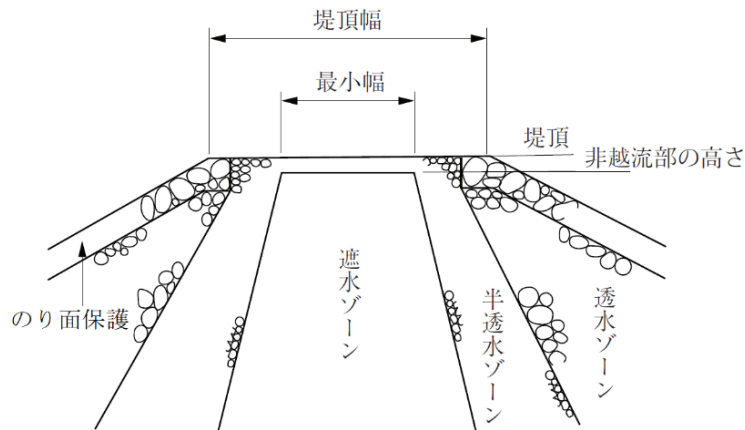


図2-5-19 堤頂付近標準図

<参考となる資料>

フィルダムの堤頂幅の考え方は、下記の資料1)が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。

5.3.8 余盛り

<考え方>

フィルダムの堤体の余盛りは、その目的によって設計余盛りと施工余盛りに分けることができるが、一般に両者の合計を余盛りと称している。設計余盛りとは、ダム完成後に堤体または基礎地盤が自重、水圧、地震等によって沈下した場合に備えて設計上確保する余盛りで、施工余盛りとは、築堤施工中から築堤完了時までには生じる堤体の沈下量を対象として設計余盛り断面を確保するための余盛りである。

余盛りは、ダム軸方向にはダム高が高い中央部を高く、左右岸方向に低くするように曲線あるいは直線を組み合わせた形状とする。横断方向には堤址部付近の適切な位置で余盛りをゼロとして、その位置と頂部余盛りののり肩とを結ぶように上下流面勾配を補正した形状とする。

堤頂部における余盛りは、堤体の完成後予想される沈下量以上に行うが、沈下量は基礎の地質、堤高、堤体材料の性質、施工の方法等によって異なる。堤体の完成後の沈下は粒度分布がよく、大粒径のものを含む材料を十分締固めた場合、一般に1%以下である。したがって、堤頂部における余盛り高さは、ダム高の1.0～2.0%、細粒な土質材料を主体とするダムでは3.0～5.0%とするのが一般的である。

<標準>

フィルダム堤体の余盛り高は、沈下後においても遮水ゾーン頂部において構造令第5条の規定による非越流部高さが確保されるように堤体及び基礎地盤の変形を考慮して定めることを基本とする。

<参考となる資料>

フィルダムの堤体の余盛りの考え方は、下記の資料1)が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。

5.3.9 上・下流面の保護

<考え方>

フィルダムの堤体の上・下流面は波浪、風、雨、気温の変化、貯水位の変動等により侵食作用、風化作用を受けるので、侵食防止のための保護が必要である。

上記の外的要因を踏まえ、表層には耐久性が高く、堅硬な材料を配置する必要がある。

表面遮水壁型ダム以外のダムの上流面の保護は、捨石、張石、コンクリートブロック張りなどによっており、下流面は、捨石、張石、張芝等によっている。

一般的な工法は捨石工で、その他の工法は良好な捨石材料が得られない場合か、または、得られても非常に高価な場合や景観等の周囲の条件から捨石工で施工することが難しい場合に限られている。その理由として捨石工は安価であり、上流面に用いる場合、波のはい上がり高さが低いので堤高を少し低くできること、沈下に対し順応性が大きいことがあげられる。適当な捨石材料が得られない場合、または、特に下流面では、美観上から張石工を使用することもある。張石工は捨石工より層厚を薄くできるが高価であり、また上流面については波のはい上がり高さが捨石工より高くなるので注意する。

上流面は、波の作用を受けるので波によって移動しない粒径の大きいものを所要の厚さに配置することが必要であり、その範囲は堤頂から最低水位以下2.0～3.0mまでとする。捨石工の厚さは、捨石の岩質、波高及び上下流面勾配により異なるが、粒径分布のよい捨石を利用した場合、0.5～1.0mである。

また、均一型フィルダムの場合、堤体を構成する遮水材料と捨石などの粒度の大きい材料の間に適切なフィルターを配置する必要がある。

<標準>

フィルダムの堤体の上・下流面には、堤体の侵食防止、風化防止等を考慮して、適切なのり面保護を行うことを基本とする。

<参考となる資料>

フィルダムの堤体の上・下流面の考え方は、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。

5.3.10 通廊（監査廊）**<考え方>**

フィルダムでは、遮水ゾーン下部の岩盤内に通廊（監査廊）を設けることにより、安全管理及び補修を容易にし、盛立とカーテングラウチングとを並行して行うことを可能にする。また、遮水ゾーンの盛立後、通廊（監査廊）周辺の岩盤に対して地表からのグラウチングを補強するために通廊（監査廊）内からコンタクトグラウチングを行うことにより、着岩部の施工に万全を期すことができるなどの利点がある。

<標準>

フィルダムの遮水ゾーンの下部には、通廊を設けることを基本とする。なお、通廊は岩盤内に設けることを基本とする。

<例示>

通廊は一般に図 2-5-20 に示すように岩盤をオープンカットして岩盤内に設けられるが、岩盤が不均一で変形性の著しく異なるものがあったり、大規模な断層等がある場合には、特に通廊の断面、施工継目間隔及び位置等に配慮する。通常、通廊の施工継目間隔は、10m程度以下とすることが望ましい。堤体の築造に伴う通廊の継目の開きやズレは施工継目間隔が広くなるほど大きくなるのが一般的で、基礎地盤を掘り込んで設けられる通廊の施工継目直上の堤体の遮水ゾーンの浸透破壊が懸念される。また、岩盤が不均一で変形性の著しく異なるものがあったり、大規模な断層等がある場合には施工継目の位置が継目の開きやズレの量に影響する。よって、施工継目の間隔及び位置を適切に設定するとともに、適切な止水構造を構築する必要がある。なお、岩盤が良好でなくオープンカット方式の通廊を設けることが強度不足、掘削面の崩壊あるいは過大な変形のため困難なときには、地山内にトンネル式の通廊を設ける等の配慮を行う。

そのほか、カーテングラウチングを行うためのグラウチングトンネルを通廊と連絡させてアバットメント部に設けることがある。

通廊に用いるコンクリートは、土木学会コンクリート標準示方書による。

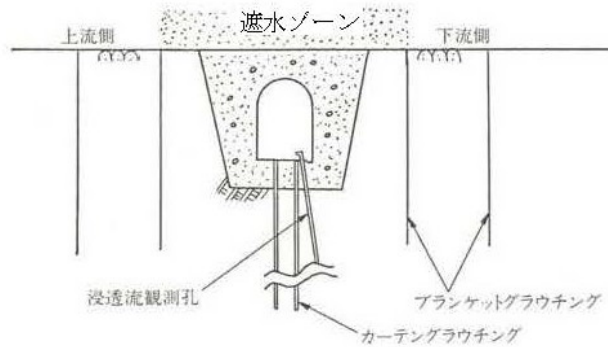


図2-5-20 通廊断面図

＜参考となる資料＞

フィルダムに設ける通廊の考え方は、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年6月。
- 2) 土木学会：2013 制定 コンクリート標準示方書(ダムコンクリート編)，平成25年10月。

5.4 水位低下用放流設備

＜考え方＞

フィルダムには堤体の点検及び補修、初期湛水時における水位制御、非常時における対処等を目的とし、貯水位の低下が可能な放流設備を設けておく必要がある。ただし、利水放流設備等の放流設備を有する場合には、その設備に貯水池の水位低下機能を兼用させることができる。

なお、構造令第4条第5項（本章3.1参照）に定められるように放流設備等の水理構造物は、フィルダムの堤体内には設置しないものとされており、水位低下用放流設備も同様である。

水位低下用放流設備は、貯水池の規模及び低下水位、フィルダムの型式、他の目的の放流設備の有無、貯水位低下の目的等を考慮して定められる。

貯水位の低下により、本章5.3.1に規定する安定計算の条件以外の条件が予想される場合には、その条件に従ってダム堤体や基礎地盤の安定性への影響を確認しておく必要がある。この場合には、通常地震力は考慮されない。

＜必須＞

フィルダムには、貯水池の水位を低下させることが可能な放流設備を設けるものとする。

＜関連通知等＞

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

＜参考となる資料＞

フィルダムに設ける水位低下用放流設備の考え方は、下記の資料1)が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。

5.5 計測装置の設置

<考え方>

ダムの安全管理の基本となる計測装置は、構造令第13条（本章4.7参照）において定められている。

また、地震時においてはダムの安全性を迅速に確認することが求められ、最寄り地点で気象庁震度階4以上または基礎地盤相当位置での加速度が25gal以上の地震が発生した場合に必要な地震後の臨時点検を実施する必要がある。このような一定の強さ以上の地震が発生した場合の臨時点検の実施の判断、損傷の推定、安全性の評価などを迅速に行えるように、構造令第13条で定められている計測装置に加え、地震計を設置する。

ダムの計測装置には、安全管理以外にも、施工中のダムの状態監視（施工管理）の目的及び各種の調査研究の目的で設置される埋設計器等がある。下記は計測全体における目的別の計測の種類と方法について以下に示すが、各目的に応じた適切な配置計画に基づいて、計測装置を設置することが重要である。

1. 安全管理

安全管理を目的とした計測の主な項目としては次のようなものがある。

- (1) 堤体及び基礎地盤の漏水量
- (2) 堤体及び基礎地盤の変位
- (3) 堤体及び基礎地盤の間隙水圧（水圧管、観測井など長期的に計測可能な計測設備）
- (4) 堤体の浸潤面（均一型フィルダム）
- (5) 堤体及び基礎地盤の地震時挙動

このほか、必要に応じ、次項に示す施工管理の目的で設置された埋設計器等の計測結果を活用する。

ダムの安全管理では、ダムが安全であるか否かに直接関係する値を確実に得ることが重要である。フィルダムでは安全性の判断は主として漏水量と変位によって行う。このとき個々の間隙水圧の測定は、漏水の計測に関し補助的な意味を持つ。

2. 施工管理

施工管理を目的とした計測としては、ゾーン型フィルダムの遮水ゾーン、または、均一型フィルダムにおける土圧計、間隙水圧などの計測がある。洪水吐きにおいてはコンクリートダムと同様に温度、応力・ひずみなどの計測を行うこともある。電気式の埋設計器の場合は、施工から試験湛水までの挙動計測が主目的である。

3. 調査研究

ダムの設計は多くの仮定のうえで行われている。これらの仮定が妥当なものであるか否かを確認、設計を合理化していくためには、実際のダムでその挙動を測定し解析することが必要である。

調査研究のための計測としては、解析の目的に応じて変位、土圧、間隙水位、地震時挙動（主として加速度、場合によって速度、変位）等がある。

<必須>

フィルダムには、その種類（型式）、規模（高さ）等に応じ、構造令第13条に規定する計測装置を設けるものとする。

<標準>

フィルダムには、地震動（地震時の加速度）を計測するための計測装置を設けることを基本とする。

<例 示>

計測装置の配置計画について以下に例示する。

(1) 安全管理

① 漏水量の計測

フィルダムの漏水量は堤体の下流のり尻に締切り堰を設けて計測する場合が多い。この方法によるときには、地表水、湧水、堤体からの漏水、基礎からの漏水の合計量が測定されるので、湛水前から降雨による地表水及び湧水の量を測定しておかないと、貯水による漏水量を分離して把握できない。また、この方法ではダム下流の水位が高いときには、漏水量の計測は困難である。

これに対して漏水を一時的にのり尻の締切り堰付近の集水ますに貯留し、一定時間ごとに強制排水して漏水量を計測する方法もある。一方、漏水が堤体のどの部分からの漏水かを知るためには、遮水ゾーンの下流部に（フィルターの一部）小さな堰をいくつか設け、浸透水を集水し、パイプで通廊または、のり尻へ排水してこれを計測する方法がある。

通廊（監査廊）を設けたフィルダムで岩盤基礎の場合には、カーテングラウチングの下流側に浸透流観測孔を設けて地下水位分布を計測し、そこから得られる動水勾配と基礎地盤の透水係数から基礎地盤の漏水量を算出することもある。基礎地盤の漏水量を知ることは安全管理上意義が大きい。

② 変位の計測

変位測定は堤体内部の変位測定と表面の変位の測定に分けられる。

堤体内部の変位測定は、層別沈下計または、岩盤変位計等を施工段階から順次設置し、施工中から実施しておく。層別沈下計は、通常、間隙水位計、土圧計等を設置する1～2断面に1～2基設置する。岩盤変位計は、堅岩部にアンカーをとり、通廊（監査廊）に引き出すかまたは、層別沈下計に接続し、特に基礎の弱層部で設計上沈下量が大きいと懸念される部分に設置する。

表面変位は、視準測量によって計測されるので、確実であり、しかも堤体の巨視的な挙動が測定できる。表面側点は堤体天端に10～15点ぐらいを配置し（測点間隔が15mより短くなるときには15m間隔）、これをほぼ等間隔に格子状に、下流面及び水位が下がる範囲の上流面に配置する。

安全管理のための計測では、表面変位の測定が有効な場合が多い。

なお最近では、表面変位の測定において、地震時のように迅速に計測結果が求められる場合にも有効なGPS変位計測システムの導入事例も増えている。

③ 間隙水圧の計測

間隙水圧の計測は、湛水後の挙動の安定が確認されたダムの安全管理ではそれほど重視されないことも多いが、均一型フィルダムや水位急低下を日常的に行うダムでは重要である。

基礎地盤の間隙水圧については、カーテングラウチングの効果を調べたり、基礎の浸透流の挙動を知るうえで役立つ場合がある。

④ 浸潤線の計測

均一型フィルダムでは、ドレーンが有効に働き浸潤線が下流面に出てないことを確認するために、水位観測孔を設けて浸潤線を計測することが一般的である。

ゾーン型フィルダムにおいて下流側ゾーンの排水機能が低いと予想される場合も、同様である。

⑤ 地震計

地震計は地震時の堤体基礎部及び天端部の加速度を正確に測定できるような位置に配置する。なお、洪水吐きのピア部などの堤体天端と応答が異なると考えられる部分では堤体の天

端部の加速度を正しく測定できないので注意を要する。

(2) 施工管理

均一型フィルダムや遮水ゾーンの幅の広いゾーン型フィルダムでは、施工中に間隙水圧が消散しにくく、盛立速度が間隙水圧の大きさによって制限される場合がある。間隙水圧計をこのような施工管理の目的で配置するときには、堤体材料によって異なるが、代表的な1～2断面に約10 m間隔程度に配置するのが標準的である。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について，昭和51年11月23日，建設省河政発第70号。
- 2) 国土交通省河川局河川環境課長通知：地震発生後のダム臨時点検結果の報告について，平成20年10月28日，国河流第3号。
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局長通達：国土交通省河川砂防技術基準 維持管理編（ダム編）について，平成26年4月1日，国水情26号。

<参考となる資料>

計測装置の設置の考え方は、下記の資料1)が参考となる。また、計測計画上の留意点は、資料2)が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第7巻 設計I編，平成17年6月。

第6節 ダムの基礎地盤の設計

6.1 基礎地盤の設計の基本

<考え方>

ダムの基礎地盤とは、岩盤基礎、土質基礎を問わず、ダムの堤体を通じて伝えられる外力に対して、工学的な抗力（せん断摩擦抵抗力、支持力等）が生じ、かつ工学上必要な水密性を得なければならないと考えられるダムの堤体の直下及びその付近の地盤をいう。

ダムの基礎地盤の構造の原則については、構造令第4条第1項及び第4項（本章3.1参照）において、定められている。

ダムの基礎地盤は、堤体との接合部及び基礎地盤内部でのせん断、変形及び浸透破壊に対して、十分な安全性を確保する必要がある。そのため、地質状況、ダムの型式、規模等に応じて、基礎掘削線（範囲）を適切に設定するとともに、必要な基礎処理の設計を行う必要がある。基礎処理の目的には大きく遮水性、変形性、せん断抵抗性等の改良がある。その改良目標は、ダム型式、水理地質構造等の地質、地盤の透水性状、地盤の改良特性等に応じて設定する。以下に、遮水性、変形性、せん断抵抗性等の改良方法とその効果について示す。

1. 基礎地盤における遮水性の改良方法（グラウチング）

グラウチングによる遮水性の改良度合は、岩盤基礎についてはルジオン値、砂礫基礎及びその他の土質基礎については透水係数によって一般に把握される。これは浸透流に関するそれぞれの基礎地盤の特性に基づくものであり、また、それによる既往の資料も整っているため、判断基準が得やすいことによる。

カーテングラウチング（本章6.6.3参照）の改良目標値は、従来、コンクリートダムで1～2 Lu、フィルダムで2～5 Luとダム型式により一律に設定されてきたが、現在、改良目標値はダム型式以外にも水理地質構造等の地質、地盤の透水性状、グラウチングによる地盤の改良特性等に応じて適切に設定することとしている。

なお、グラウチングには基礎地盤の密度あるいは変形性を改良する効果があると考えられるが、基礎地盤の強度を支配していると考えられる割れ目に介在する粘土等は、そのまま改良されずに残る可能性があり、定量的に改良度を把握することが困難なため、強度、変形性とも設計にあたってグラウチングによる改良を見込んだ値を用いることは一般には行っていない。

2. 基礎地盤における変形性、せん断抵抗性等の改良方法

基礎地盤の変形性、せん断抵抗性等に著しい不均一さ、あるいは弱点がある場合には、基礎掘削線（範囲）を適切に設定するとともに、必要なコンクリート置換などの対策（改良）を行う。

重力式コンクリートダムで強度の不均一さが問題になる例としては、堤体の下流端付近に良好でない岩盤が存在する場合がある。このような場合、その部分の安全率が著しく低下するので、コンクリート置換え等の設計上の配慮が必要となる。

変形性の不均一さが問題となり、検討が必要とされる事項としては、アーチ式コンクリートダムでは堤体や基礎地盤内の応力分布、重力式コンクリートダムでは主として基礎地盤内の応力分布、フィルダムでは堤体及び洪水吐きの沈下などがある。

<必須>

ダムの基礎地盤は、堤体から伝達される荷重に対して安全であるとともに、貯水池からの浸透流に対して所要の遮水性を有するよう設計するものとする。

＜例 示＞

基礎地盤のせん断強度、変形性、遮水性についての試験方法、評価指標、対策工法についてまとめると表2-6-1 のとおりとなる。

表2-6-1 基礎地盤の試験方法、評価指標、対策工法

	試験方法	評価指標	対策工法
強度	原位置ブロック（ロック）せん断試験、三軸圧縮試験、一面せん断試験	せん断強度 τ_0 、内部摩擦係数 f 粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ	断層処理 岩盤プレストレス工法等
変形性	ジャッキ試験（平板載荷試験） 孔内載荷試験 三軸圧縮試験	弾性係数 E 変形係数 D	コンソリデーショングラウチング 断層処理等
遮水性 (透水性)	ルジオンテスト ダルシーの法則に基づく透水試験	ルジオン値 Lu 透水係数 k	カーテングラウチング ブラケットグラウチング コンタクトグラウチング 断層処理、ブランケット リリーフウェル、ドレーン 遮水壁（連続地中壁）等

＜関連通知等＞

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、昭和 51 年 11 月 23 日 建設省河政発第 70 号。
- 2) 国土交通省河川局長通達：国土交通省河川砂防技術基準 調査編について、平成 24 年 6 月 29 日 国水情 26 号。
- 3) 国土交通省河川局治水課長通知：グラウチング技術指針について、平成 15 年 4 月 1 日、国河治第 263 号。

＜参考となる資料＞

基礎地盤の設計の考え方としては、下記の資料 1) が参考となる。また、グラウチングによる改良効果としては、下記の資料 2) 及び 3) が参考となる。

- 1) (財) 国土開発技術研究センター編／(社) 日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成 12 年 1 月。
- 2) (財) 国土技術研究センター：グラウチング技術指針・同解説，平成 15 年 7 月。
- 3) (財) ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成 17 年版 第 4 巻 設計 I 編，平成 17 年 1 月。

6. 2 基礎地盤の特性の把握

6. 2. 1 基礎地盤のせん断強度特性

＜考え方＞

コンクリートダムの設計で必要とされるものは、一般に基礎地盤（岩盤）のせん断摩擦抵抗力であり、その値は原則として原位置試験を行って求める。試験は、基礎地盤（岩盤）となる各岩級の代表的な分布箇所において実施する必要がある。ただし、試験を多数実施することが困難な場合において、地質工学性状の類似性を十分確認した上で他ダムの原位置試験結果を参考に設計値を定めることができる場合はこの限りでない。

基礎地盤（岩盤）のせん断摩擦抵抗力は、以下の方法によって、原位置試験結果から決定する。

岩盤面に作用する垂直応力を種々変化させたときの単位面積当たりのせん断摩擦抵抗力 τ を図 2-6-1 のように整理し、次式によって各強度定数を算出する。この場合、破壊時の作用応力はそのダムの基礎地盤（岩盤）に作用すると考えられる応力の範囲を考慮して選択される。

$$\tau = \tau_0 + f \cdot \sigma$$

τ_0 : 基礎地盤（岩盤）のせん断強度（ kN/m^2 ）

f : 基礎地盤（岩盤）の内部摩擦係数

σ : 垂直応力（ kN/m^2 ）

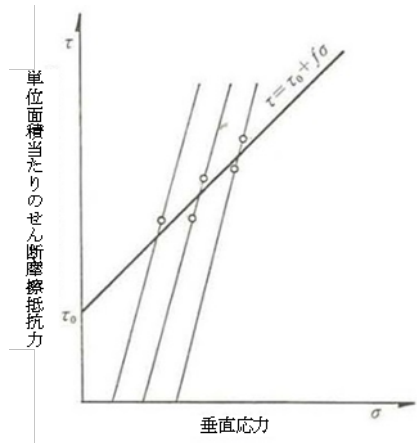


図2-6-1 原位置せん断試験結果の例

フィルダムについては、基礎地盤のせん断強度の面からの制約は一般的には少ないが、軟岩あるいは土質、砂礫基礎などのように堤体及び基礎地盤が一体となったすべりの安定性について検討する必要があるときは、室内試験等を行い、基礎地盤のせん断強度を決定する。

<標準>

基礎地盤の設計に用いるせん断摩擦抵抗力は、原位置試験の結果を基に、基礎地盤の性状等を考慮して決定することを基本とする。

<例示>

せん断摩擦抵抗力の原位置試験は、岩盤上に図 2-6-2 に示すように、標準 $60 \times 60 \text{cm}$ のコンクリートブロックを打ち込み、その上面及び傾斜を設けた側面に同時に垂直力を加え、底面にせん断破壊を起こさせることにより行われる（ブロックせん断試験）。

試験せん断面は、横坑掘削等による人工的な緩みの影響のないようにしなければならない。通常、横坑の底面では、深さ 30cm 程度まではこの影響があるとみられており、この程度まで手掘りによって除去され、ていねいに清掃される。また、図 2-6-3 のように切り出された岩塊を包むように造成されたブロックによりせん断試験を行うこともある（ロックせん断試験）。

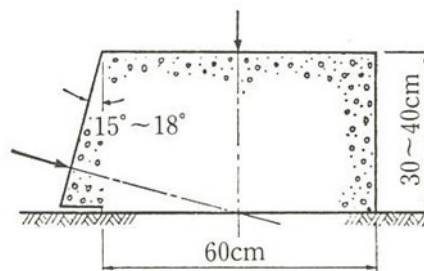


図2-6-2 ブロックせん断試験

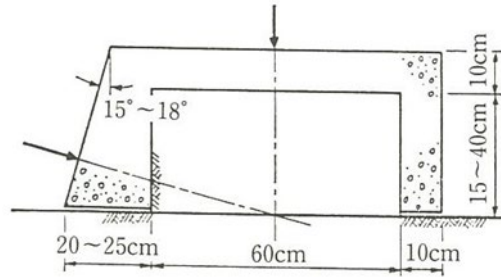


図2-6-3 ロックせん断試験

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について，昭和 51 年 11 月 23 日 建設省河政発第 70 号.
- 2) 国土交通省河川局長通達：国土交通省河川砂防技術基準 調査編について，平成 24 年 6 月 29 日 国水情 26 号.

<参考となる資料>

基礎地盤のせん断強度特性の考え方としては、下記の資料 1) が参考となる。また、せん断摩擦抵抗力の事例としては、下記の資料 2) 及び 3) が参考となる。

- 1) (財) 国土開発技術研究センター編／(社) 日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令、平成 12 年 1 月.
- 2) (財) ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成 17 年版 第 4 巻 設計 I 編，平成 17 年 1 月.
- 3) 土木学会岩盤力学委員会：原位置岩盤試験法の指針、平成 12 年 12 月.

6. 2. 2 基礎地盤の変形性**<考え方>**

ダムの設計を行う際に、特に基礎地盤（岩盤）の変形を考慮して解析を行う場合は、弾性係数または変形係数を用いる必要があり、原則として原位置試験を行って求める。試験は、基礎地盤（岩盤）となる各岩級の代表的な分布箇所において実施する必要がある。

基礎地盤の弾性係数・変形係数を求める現地での直接荷重による原位置試験は、ジャッキ試験によることが多いが、任意の深度で試験できることから補助的に孔内荷重試験を用いることもある。ジャッキ試験は、荷重をオイルジャッキによって荷重伝達板を介して岩盤面に作用させ、岩盤の変位が測定される。その荷重伝達板には、等変位荷重を目的として剛体円板を用いるもの（平板荷重試験）と、等分布荷重荷重を目的としてフラットジャッキを用いるものがある。なお、最近では、フラットジャッキはほとんど用いられていない。試験面は、せん断試験と同様に人工的な緩みを取り除くようにする。また、孔内荷重試験では、試験面となる孔壁を直接観察したり触れたりすることができないため、ボーリングコア観察やポアホールテレビなどでその状況を確認することが重要である。

<標準>

基礎地盤の変形を考慮して設計を行う場合には、基礎地盤の弾性係数または変形係数は、原位置試験を行い決定することを基本とする。

＜例 示＞

ジャッキ試験（平板載荷試験）による弾性係数の評価方法とその他の変形性の評価方法について以下に例示する。

1. ジャッキ試験（平板載荷試験）による弾性係数の評価方法

剛体円板を用いたジャッキ試験（平板載荷試験）により弾性係数を求めるには、図 2-6-4 に示すような荷重方法によって荷重を載荷し、得られた図 2-6-5 のような荷重変位曲線における急勾配で直線的な線上の点の値を用いて、次式によって計算する。なお、変形係数を求める際にも同式を用いる。

$$E_r = \frac{(1-\nu^2)(F_2-F_1)}{2a(W_2-W_1)}$$

ここに、 E_r ：弾性係数 (N/mm²)

a ：剛体円板の半径 (mm)

ν ：ポアソン比

F_1, F_2 ：荷重変位曲線上の2点の荷重の値 (N)

W_1, W_2 ：それぞれ F_1, F_2 に対応する変位の値 (mm)

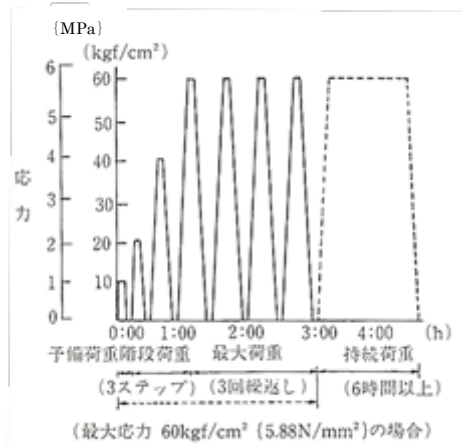


図2-6-4 荷重載荷方法の例

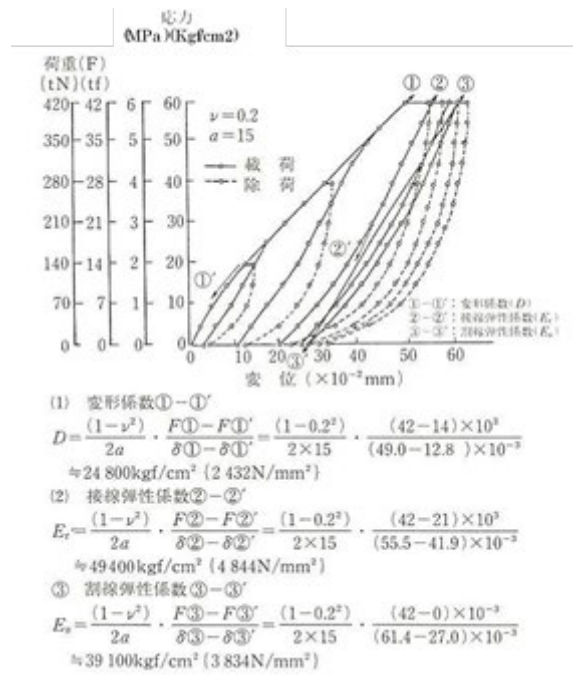


図2-6-5 荷重変位曲線の例

2. その他の変形性の把握方法

基礎地盤の変形性については、補助的手段として弾性波試験によっても概略的に把握することができる。

弾性波試験は、衝撃的な荷重によって生ずる弾性波の伝播速度を測定し、これにより岩盤の弾性係数を求めるもので、地山全体の状態を概略把握するために有効である。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

原位置試験の事例としては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年1月。
- 2) 土木学会岩盤力学委員会：原位置岩盤試験法の指針、平成12年12月。

6. 2. 3 基礎地盤の遮水性

<考え方>

ダムの基礎地盤に求められる遮水性を確保するためには、基礎地盤の透水性を知ることが不可欠である。

基礎地盤の透水性を求める方法としては、比較的簡便に試験ができること、実用的に透水性の大小を知ることができること、直接ボーリング孔に水を圧入するのでグラウチングの資料を得やすいこと、ならびに測定値から簡単に透水性を求め得ることなどから、岩盤基礎においてはルジオンテストが一般に用いられる。

岩盤基礎でも風化部や断層部等のように限界圧力が低い場合は、静水圧だけによるルジオンテストである静水圧透水試験や、ピット法等による Darcy 則に基づく透水試験が行われることもある。その他、ボーリング孔を用いた地下水位観測が一般に行われる。

ルジオンテストの方法及び地下水位観測の方法について以下に示す。

1. ルジオンテストの試験方法と評価方法

- (1) ルジオンテストは、ボーリング孔に水を圧力注入し、得られた有効注入圧力と注入量の関係から岩盤の透水性を表すルジオン値や限界圧力を求めるもので、ボーリング孔 1m につき 0.98MPa の注入圧力で 1l/min の水が入ったとき、岩盤の透水性は 1 ルジオンであると規定し、例えば同じ 0.98MPa の圧力でボーリング孔 1m につき 9l/min 入れれば 9 ルジオン (Lu) である。
- (2) 調査の初期段階では一般に最大ダム高程度の深度までを調査範囲とする (図 2-6-6 参照)。ただし、比較的浅部で難透水性の地盤が確認された場合には、その後の調査深度を浅くすることも可能である。なお、カーテングラウチングの計画深度付近でもルジオン値が大きい場合は、さらに延長する。調査段階では、地質調査を目的として 20~40m 程度のグリッド間隔で設けられるボーリング孔でルジオンテストを実施する。
- (3) 各ボーリング孔のステージ別のルジオン値が得られたならば、これをダムサイトの断面図に記入し、ルジオン値分布図 (ルジオンマップ) を作成する。これは、その後のグラウチングの設計及び施工にあたって有効な資料となる。なお、このルジオンマップに併せて同一縮尺の地質図、岩級区分図も用意する。
- (4) ルジオンテストを行った場合、良好な岩盤では図 2-6-7 の①の曲線のように注入圧力 P と注入量 Q とは、注入圧力が 0.98MPa 程度以上まで比例することが多い。図 2-6-7 に

示すような注入圧力 P と注入量 Q の関係図を P - Q 曲線と呼ぶ。しかし、さらに注入圧力を上げると比例しなくなり、注入量が急速に増加してくる。また軟弱な岩盤の場合には、しばしば、注入圧力をそれ以上に上げることができない限界圧力が生じ、②の曲線のようなになる場合がある。このように、注入圧力として 0.98MPa を採用できない場合には、図 2-6-7 に示すように、図上で点線のように 0.98MPa まで外挿してルジオン値（換算ルジオン値）を求める。

一般に風化の進んだ岩盤では、大きな注入圧力を採用すると、限界圧力以下の岩盤の透水性を評価できないことがあるので、 0.98MPa 以下の圧力で試験を行わなければならない場合がある。このように限界圧力が低い場合のルジオン値は、 P - Q 曲線の限界圧力以下の直線部を 0.98MPa の圧力まで延ばして求める。

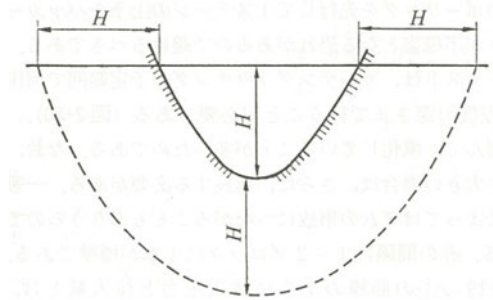
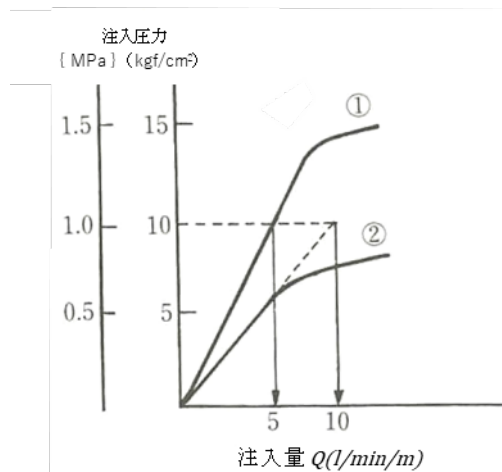


図2-6-6 ルジオンテストの範囲

図2-6-7 P - Q 曲線とルジオン値の決め方

2. 地下水位の観測方法

貯水池の水位との関連で、いわゆるリム部のカーテングラウチングであるリムグラウチングの範囲を定めるにあたって、地下水位は極めて有力な情報である。これは、リム部における地下水位が貯水位より高くなる範囲では、湛水時に当該範囲の地盤を通じた浸透流が新たに発生することは考えにくいから、そのような範囲は遮水性改良のための基礎処理の施工範囲としないことが可能となるからである。なお、ダム施工時における基礎掘削により地下水位が変化（低下）する場合があるので注意が必要である。

地下水位は基礎地盤の透水性も反映しており、透水性の低い地盤に存在する地下水位は安定していることが一般的である。逆に透水性の高い地盤の地下水位は、降雨などの影響を受ける場合が多く、このため経時的な地下水位観測が必要になってくる。

また、不透水層の下に透水層がある場合には、上部の不透水層中に見掛けの地下水位が存在することがある。これを宙水とよぶが、真の地下水位ではないので注意が必要である。

<標準>

基礎地盤の遮水工法の設計及び遮水性の改良度の判定は、基礎地盤の地質状況等に応じた透水試験、地下水位観測等の結果に基づいて行うことを基本とする。

透水試験方法は、岩盤基礎においてはルジオンテストを標準とするが、その他岩盤の性状に応じて、静水圧による透水試験等を行うことを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、昭和 51 年 11 月 23 日 建設省河政発第 70 号。
- 2) 国土交通省河川局治水課長通知：グラウチング技術指針について、平成 15 年 4 月 1 日、国河治第 263 号。
- 3) 国土交通省河川局治水課長通知：ルジオンテスト技術指針について、平成 18 年 1 月 20 日、国河治第 128 号。

<参考となる資料>

ダムの基礎地盤に求められる透水性の考え方としては、下記の資料 1) が参考となる。また、透水試験の方法や事例としては、下記の資料 2)、3) 及び 4) が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令、平成 12 年 1 月。
- 2) (財)国土技術研究センター：グラウチング技術指針・同解説、平成 15 年 7 月。
- 3) (財)国土技術研究センター：ルジオンテスト技術指針・同解説、平成 18 年 7 月。
- 4) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成 17 年版 第 4 巻 設計 I 編、平成 17 年 1 月。

6.3 コンクリートダムにおける基礎地盤の設計**<考え方>**

コンクリートダムの基礎地盤は、堤体から伝達される力によるせん断及び変形に対して安全であるとともに貯水池からの浸透流に対して所要の遮水性を有することが必要である。

コンクリートダムの基礎地盤の設計は、ダムの高さ、型式、地盤の種類、断層・弱層の有無等によって異なるが、せん断、変形、浸透、地震時挙動等に着目し、堤体との関連において安全性の検討を行い、必要に応じて対策を検討する。

基礎地盤に弱層、断層等が存在する場合、また過度の変形、浸透流が生じる恐れのある場合、本章 6.3.1 の各種安定計算を行い、所要の安全性を有さない場合は、所要の安全性が得られるように基礎掘削線(範囲)を設定するか、堤体の形状の変更を行うとともに、必要な基礎地盤の改良を行う。

堤体の形状を変える方法として、重力式コンクリートダムの場合、フィレットやマット工の設置、特殊断面の採用等があり、アーチ式コンクリートダムの場合は配置設計、中心角の変更等の措置がある。

基礎地盤の改良には、グラウチング、コンクリート置換え等の断層処理、基礎排水等の工法がある。

<必須>

コンクリートダムの基礎地盤は、せん断による滑動破壊や貯水池からの浸透による浸透破壊を生じず、また変形により堤体の安定性を損なうことがないように設計するものとする。

<標準>

コンクリートダムの基礎地盤の設計では、せん断による滑動破壊に対して所定の安全率を有さない場合は、堤体の形状を変えるか、基礎地盤の改良を行うことを基本とする。また、過度の変形、浸透流が生じる恐れのある場合も基礎地盤の改良を行うことを基本とする。

<参考となる資料>

コンクリートダムにおける基礎地盤の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年1月。

6.3.1 基礎地盤の安定計算**<考え方>**

コンクリートダムの基礎地盤の安定性については、施行規則第9条（本章3.2参照）において、定められている。

コンクリートダムの基礎地盤は、堤体との接合部及び基礎地盤内におけるせん断力による滑動や変形に対し、必要なせん断摩擦抵抗力を有しなければならない。

基礎地盤における安全性確保の考え方について以下に示す。

1. 堤体接合部及び基礎地盤内におけるせん断に対する安定性

基礎地盤のせん断に対する安定性は、堤体形状との関連性が大きいことから、通常は、堤体及び基礎地盤を一体とした解析が行われる。このため、基礎地盤の安定性は、本章4.3.1及び4.4.1のコンクリートダム堤体の安定性とあわせて検討することが重要である。

堤体接合部及び基礎地盤内の想定せん断面におけるせん断に対する安定性については、Henny式を用いて検討し、4以上のせん断摩擦安全率が確保されることを確認する。

$$n = \frac{\tau_0 l + fV}{H}$$

n ：せん断摩擦安全率

H ：単位幅あたりのせん断面に作用するせん断力(kN/m)

V ：単位幅あたりのせん断面に作用する全垂直力(kN/m)（揚圧力を含む）

τ_0 ：せん断強度（堤体接合部と基礎地盤の小さい方の値）(kN/m²)

f ：内部摩擦係数（堤体接合部と基礎地盤の小さい方の値）

l ：せん断面の長さ(m)

2. 弱層の局部せん断に対する安定性

基礎地盤内にせん断破壊を生じやすい方向に弱層がある場合には、弱層沿いのせん断摩擦安全率、局所せん断摩擦安全率の検討が行われる。所要の安全率が確保されない場合には、堤体の配置設計、(座取り)または、形状を変えることになるが、基礎地盤面(掘削面)の変更もしくはコンクリート置換などの基礎地盤の処理を行って所要の安全率を確保する場合もある。

せん断面沿いの局所せん断摩擦安全率は、岩盤のせん断破壊がモール・クーロンの式に基づくと考えることで、次式により求める。局所せん断摩擦安全率は概ね2.0以上の値が目安となる。

$$n' = \frac{\tau_0 + f(\sigma - u)}{\tau}$$

ここで、 n' ：局所せん断摩擦安全率

τ_0 ：局所のせん断強度(kN/m²)

f ：局所の内部摩擦係数

- σ : せん断面沿いの垂直応力度 (kN/m²)
- τ : せん断面沿いのせん断応力度 (kN/m²)
- u : 局所のせん断面沿いの間隙圧 (kN/m²)

3. 変形に対する安全性

コンクリートダムの基礎地盤の変形性が問題となることは一般的には少ないが、堤体と基礎地盤との接合面または、基礎地盤内に強度または、変形性の大きく異なる部分が存在する場合には、変形に伴う応力集中に対する安全性を検討することが重要である。また、堤体左右岸の端部に基礎掘削量や堤体積の削減を目的とした端部処理工を設けるような場合にも、せん断に対する安定性等の検討だけでなく、設計の前提として、その基礎地盤が必要な支持力を有し、有害な変形を生じないものである必要があることに留意することが重要である。

<必須>

コンクリートダムの基礎地盤は、予想される荷重による安定計算を行い、せん断及び変形に対する所要の安全性を確保するよう設計するものとする。

<例示>

コンクリートダムの基礎地盤内の弱層の局所せん断に関する安定性と基礎地盤の変形に対する安全性の検討事例を以下に示す。

1. 基礎地盤内の弱層の局所せん断に対する安定性検討事例

(1) 重力式コンクリートダムの場合、水平に近い弱層が存在するとき、そのせん断に対する安全性について検討が必要とされる場合が多い。図 2-6-8 はこのような弱層の存在が基礎掘削段階で判明したために、当該弱層沿いのせん断に対する安全性を検討した例を示したものである。このような場合、局所せん断摩擦安全率、せん断摩擦安全率ともに小さくなり、コンクリートによる弱層の置換えが必要となる。

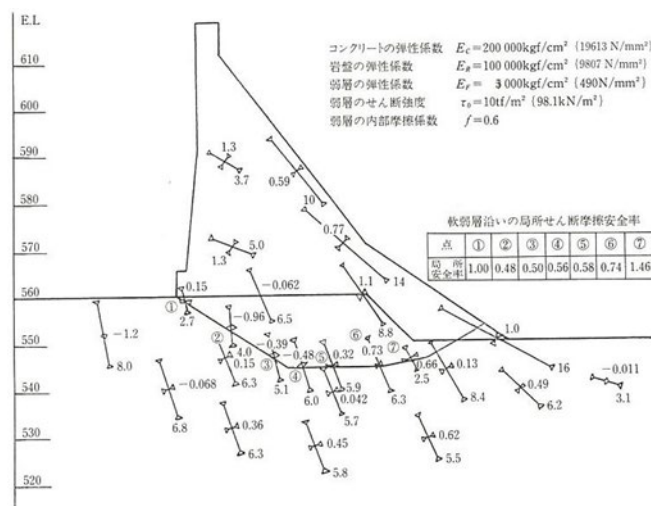


図2-6-8 水平に近い弱層がある場合の重力式コンクリートダムの応力及び局所せん断摩擦安全率

(2) アーチ式コンクリートダムの基礎となる岩盤では、特に、ダムからの荷重に対してすべりやすい方向に連続性のある弱層があるとき、そのせん断破壊に対する安全率が最も低い値を示す。一般的には、図 2-6-9 の (a) のように、ダムから作用する力と鋭角で交わる弱層がダムの直下流の地表面に抜けているとき、基礎岩盤のせん断破壊に対する安全率が極めて小さくなる。しかし、同図 (b) のように、弱層とダムから作用する力のなす角度が大きくなると、せん断方向の力の成分が小さくなるため安全率は比較的高くなる。また、弱層がダム

から離れている場合、作用する応力が小さくなり、さらに、せん断に抵抗する長さも長くなるので安全率も向上するが、荷重を受けるブロックが弱層で区切られ地山から分離しやすくなっているときは、この距離が大きくなっても全体としての安全率は大きくならないので注意を要する。なお、アーチ式コンクリートダムの基礎岩盤における弱層の安定性は非常に重要な検討事項であり、2次元的な解析のみならず3次元解析による検討が行われる場合もある。

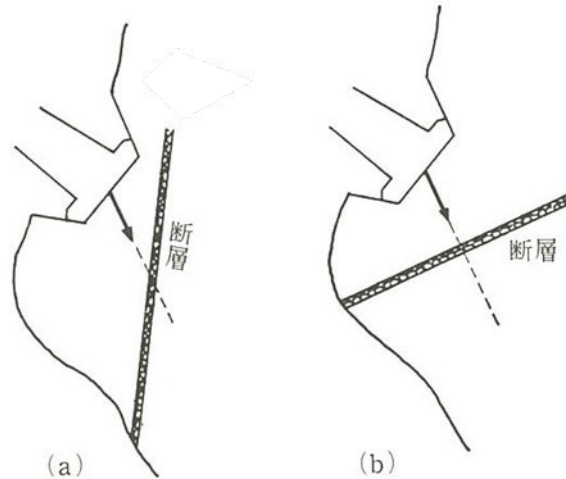


図2-6-9 アーチ式コンクリートダムの基礎岩盤における連続性のある弱層分布

2. 鉛直な弱層が存在する場合の安全性検討事例

図 2-6-10 は、鉛直な弱層が基礎地盤内に存在する場合の応力の分布を示したものである。この場合、堤体の下流端付近の基礎地盤と接触する部分に著しい応力集中を起こしている。これはいわゆるブリッジ作用によって、弱層より下流側の基礎地盤に大部分の荷重が伝達されるためである。また基礎地盤内の応力分布を見ても、堤体から作用する水平力は大部分が弱層より下流側の基礎地盤に伝えられていて、その部分の局所せん断摩擦安全率が小さくなっている。このような場合は、配置設計の再検討や変形に伴う応力集中を改良するために弱層に対してコンクリートによる置換え等の処理が必要となる。

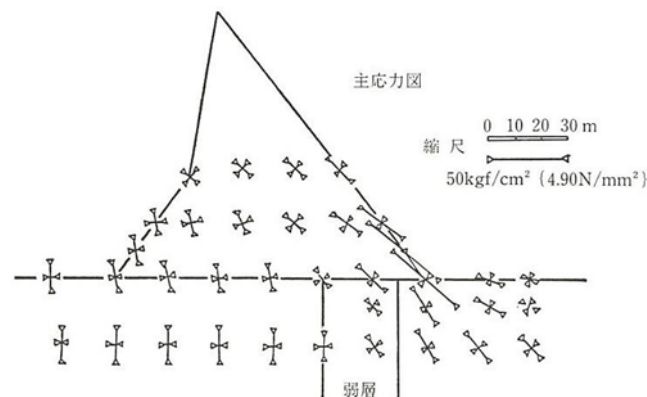


図2-6-10 垂直な弱層部が存在する場合の基礎地盤内応力

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

基礎地盤の安定計算としては、下記の資料 1) が参考となる。また、安定計算の事例としては、

下記の資料2)が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令、平成12年1月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編、平成17年1月。

6.3.2 基礎排水孔

<考え方>

基礎地盤内の間隙水圧に起因する揚圧力は垂直応力を減少させ、それにより基礎地盤内のせん断面での摩擦抵抗力を減少させる。その結果、堤体の安定が損なわれる場合もあるので、揚圧力をできるだけ低減させる必要がある。そのため、通廊（監査廊）内からカーテングラウチング直下流に基礎排水孔を適切に配置する方法が標準的に用いられる。

基礎排水孔の設計では次の点に注意を要する。

1. 貯水池に近い位置に配置するほうが揚圧力低下の効果が高くなるので有利であるが、反面、貯水池に近い所ほど動水勾配が急になるので位置の決定には注意が必要である。一般に、基礎排水孔は、1ブロックあたりの孔数は3本程度が配置されている。
2. 基礎排水孔では、揚圧力を計測するため圧力計を設置することが一般的である。必要に応じて、当該孔の排水量を計測するため流量計を設置する。
3. 排水処理については、ポンプを使わない自然排水が維持管理の面から有利となる。

<標準>

コンクリートダムでは、堤体の底面及び基礎地盤内に作用する揚圧力を低減させるため、適切な位置に基礎排水孔を設けることを基本とする。

<参考となる資料>

基礎排水孔の事例としては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：改訂3版 コンクリートダムの細部技術、平成22年7月。

6.4 フィルダムにおける基礎地盤の設計

<考え方>

フィルダムは、コンクリートダムと比較すれば、基礎地盤に伝える応力が小さく、ある程度の沈下にも順応できるので、基礎地盤の条件による制約は少ない。しかし、基礎地盤の良否は、基礎掘削量やグラウチングの施工量に影響し、結果として建設費に大きな影響を及ぼすのでダムの設計にあたっては慎重な検討が必要である。

フィルダムの基礎地盤の設計は、ダムの高さ、型式（ゾーン型の場合はゾーンの種類）、地盤の種類・性状等によって異なるが、すべり、変形、浸透、地震時の強度低下等に目し、堤体との関連において安全性の検討を行い、必要に応じて対策を検討する。なお、地震時の強度低下に対する安全性については、5.3.3に示す。

フィルダムの基礎地盤が、岩盤、砂礫等の基礎地盤の種類によって処理の内容、方法及び規模が異なるため、基礎条件に適応した基礎処理を設計する。

基礎地盤の改良工法には、グラウチング、遮水壁（連続地中壁）、ブランケット、ドレーン及びリリーフウェル、押え盛土等がある。

<必須>

フィルダムの基礎地盤は、すべり破壊や浸透破壊を生じず、また変形により堤体の過大な

沈下を生じたり安定性を損なったりしないよう設計するものとする。

<参考となる資料>

フィルダムにおける基礎地盤の設計としては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年1月。

6.4.1 基礎掘削線と基礎処理

<考え方>

岩盤基礎は、一般に、特殊な欠陥がない限り、フィルダムの基礎地盤としては安全性が大きいので高いダムの建設も可能である。しかし、岩盤は、断層、亀裂、節理、シーム等の弱層が発達していることが多く、表層部には風化や緩みがあるため、所要の安全性が確保される岩盤まで掘削する。掘削の目標は、遮水ゾーンの基礎とする場合は遮水性の改良の可能性を考慮した良好な岩盤までとし、透水ゾーンの基礎とする場合はすべりを生じない範囲までとする。岩盤基礎の遮水性の改良は、主としてグラウチングにより行う。

岩盤基礎でも不等沈下やパイピングの原因となる弱層を含んだり、層状構造がすべり面となる層理面を形成することがあるので、注意を要する。

岩盤基礎には、新第三紀以降の固結度の低い堆積岩、低溶結の溶結凝灰岩及びマサのような風化岩等のいわゆる軟岩基礎が含まれている。これらの軟岩基礎は、変形性が大きく、強度が小さく、また透水性が大きいことが多い。また、堅硬な岩盤とは異なり、応力の解放、含水比の変化、乾湿の繰返しなどにより、たとえばスレーキングの発生など、性質が変化することが知られている。軟岩基礎の性質は、岩石の種類や生成の時代により異なっているので、適切な試験の結果に基づき、設計、施工を進めることが重要である。

<標準>

フィルダムの基礎地盤の設計では、せん断によるすべり破壊や貯水池からの浸透による浸透破壊を生じず、また変形により堤体の過大な沈下を生じたり安定性を損なったりすることがないように掘削範囲を設定するとともに、基礎処理による改良を設定することを基本とする。

<参考となる資料>

岩盤基礎における基礎処理としては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年1月。

6.5 基礎地盤の改良

<考え方>

ダムの基礎地盤は、堤体の安全性とともにダムの貯水機能を確保するため、必要な強度と遮水性を有している必要がある。このため、基礎地盤の地質状況に応じて、適切に弱部の補強および遮水性の改良を行う必要がある。湛水後に漏水などの問題が生じてからでは処理が非常に難しいため、事前に基礎地盤の改良（基礎処理）を行うことが重要である。

基礎地盤のせん断強度、変形性及び遮水性に関する各種の試験結果を基に、基礎地盤の物理的な特性を適切に評価して、基礎処理方法を決定する。

基礎処理の方法の種類について以下に示す。

1. 遮水性の改良を目的とした場合、グラウチングは他の工法と比較して次のような利点があるので、優先して検討する。詳細は本章6.6に記す。

- (1) 施工実例が多く技術が一般化し定着している。
 - (2) 一般に、亀裂性の岩盤の遮水性の改良に適している。
 - (3) 広範囲の施工が比較的容易にできる。
 - (4) 施工の進捗と並行して、ルジオン値の低減等として効果が比較的容易に検証できる。
2. 通常のグラウチングでは改良されにくい場合、あるいは施工が困難である場合はダムの型式、基礎の地質特性に応じた適切な他の工法を単独、あるいは併用して行う。
 3. 強風化部分等グラウチングによる改良の効果が期待できない部分に対しては、コンクリートなどの遮水壁（連続地中壁）による止水や基礎掘削線の見直し等を検討する。
 4. フィルダムの砂礫基礎の止水のためには、透水層の厚さ等に応じてコアトレンチ、土質材料を用いたブランケット、遮水壁（連続地中壁）などの工法を用いる。基礎地盤の浸透圧の処理のために堤体下流端付近にリリーフウェル、ドレーンなどの施設を設けることもある。
 5. 基礎処理を行って断層などの弱部の強度および変形性を改良する場合には、コンクリート置換えによることを原則とする。この場合周辺岩盤の遮水性と変形性の改良を図るために、グラウチングを併用するのが一般的である。

<必須>

基礎地盤の改良（基礎処理）の方法は、基礎地盤の特性を的確に評価した上で、ダムの型式と規模、地形、基礎地盤の地質及び透水性等に基づき、改良目的に応じた必要な効果が得られるよう決定するものとする。

<標準>

基礎処理の方法としては、遮水性の改良の目的には、基礎地盤が岩盤の場合はセメントミルクを用いたグラウチングを基本とし、岩盤でも強風化部分等や岩盤以外の基礎地盤の場合は、コンクリートなどの遮水壁（連続地中壁）、ドレーン、土質ブランケット等から所要の効果が効率的に得られる方法を選定する。弱部の改良の目的には、コンクリート置換え等から適切な方法を選定して行うことを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省河川局治水課長通知：グラウチング技術指針について、平成15年4月1日、国河治第263号。

<参考となる資料>

基礎地盤の改良方法については、下記の資料が参考となる。

- 1) 土木学会：ダム建設における水理地質構造の調査と止水設計，平成13年。
- 2) (財)国土技術研究センター：グラウチング技術指針・同解説，平成15年7月。
- 3) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年1月。

6.6 グ라우チングによる基礎処理計画**<考え方>**

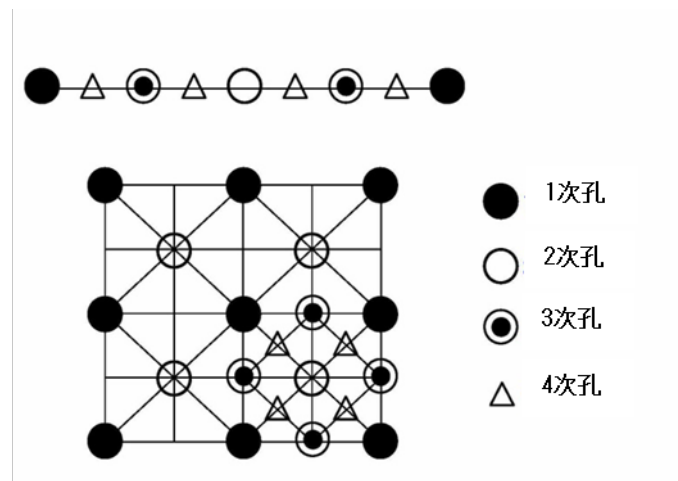
基礎処理のうち、ダムの基礎地盤に多数の削孔を行い、その孔を通じて基礎地盤にグラウトを注入し、地盤を改良する工法をグラウチングと呼ぶ。

グラウチングによる基礎処理計画を合理的に立案するためには、遮水性の改良が必要な地盤の性状と分布形態を把握することが最も重要である。このため、各ダムサイトにおける透水性と関連する地質的諸要因等の水理地質構造を把握するための調査を十分に行う。

グラウチングによる基礎処理計画について、本基準に明示していないものについては、「グラウチング技術指針」による。

以下に、グラウチングによる基礎処理計画の立案にあたっての留意点を示す。

1. グ라우チングは、他の工種と比較して、施工状況を常に分析しながら計画の妥当性の検証を行い、必要に応じて見直ししながら進めることが特徴的である。これは、対象とする基礎地盤の条件が多様であること、地下の状況を簡単に数値化できないことなどに由来するものであるが、効果的なグラウチングを行うためには地質調査、ルジオンテスト等の調査を行うと同時に、施工段階に入ってから、資料を整理、分析して当初計画の妥当性を確かめ、必要に応じて計画の修正を行いながら進める。
2. ルジオン値が同一であっても、岩盤の種類や状況によってグラウチングの効果は異なってくる。すなわち、硬い岩盤で大きな割れ目が存在する場合は特別大きなオープクラックでない限り、一般に改良効果は高いが、軟岩や破碎風化岩の場合には全体として小さな間隙が存在し、水は通すがセメントを主材料としたグラウトは入らない場合があり、一般にグラウチングによる改良性が低い。したがって、このような場合にはグラウチングテストを行って、岩盤の改良特性を把握したうえで遮水性改良の確実性や経済性を考慮してグラウチングの採否の判断を行う。
3. 一般には過去の類似の例を踏まえつつ、ダムサイトの水理地質構造等に基づいて、グラウチングの計画を立案する。しかし、対象となる岩盤の注入特性が多様であり、既設ダムの実例をそのまま適用することが不相当であることもあるため、注意が必要である。
4. グ라우チングは、順次2孔の中央に実施する中央内挿法にて施工し（図 2-6-11 参照）、水押し試験または、ルジオンテストを並行して行い、改良目的を考慮して中央孔のルジオン値及びセメント注入量の低下を確認し、これらの減少等によって注入効果を判定する。この際、施工状況を分析しながら計画の妥当性を検証し、必要に応じて見直しすることが重要である。



(注) 図は、直線配置及び面的配置の中央内挿法の概念を説明したものである。

図2-6-11 中央内挿法の説明（平面配置）

<標準>

基礎地盤のグラウチングは、ダムの型式と規模、地形、基礎地盤の地質及び透水性等に基づいて、改良目的に応じた必要な効果が得られるよう計画することを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、昭和51年11月23日、建設省河政発第70号。
- 2) 国土交通省河川局治水課長通知：グラウチング技術指針について、平成15年4月1日、国河治第263号。

<参考となる資料>

基礎処理計画の考え方としては、下記の資料1)が参考となる。また、グラウチングの計画については、下記の資料2)及び3)が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令、平成12年1月。
- 2) (財)国土技術研究センター：グラウチング技術指針・同解説、平成15年7月。
- 3) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編、平成17年1月。

6.6.1 コンソリデーショングラウチング**<考え方>**

コンクリートダムのコンソリデーショングラウチングは、着岩部付近において、カーテングラウチングとあいまって浸透路長が短い部分の遮水性を改良する、あるいは断層・破碎帯等の弱部を補強するために実施する。前者を遮水性の改良目的のコンソリデーショングラウチング、後者を弱部の補強目的のコンソリデーショングラウチングという。

なお、フィルダムの洪水吐きの着岩部付近において、遮水性の改良を目的として実施するグラウチングは、遮水性の改良目的のコンソリデーショングラウチングに含める。

コンクリートダムのコンソリデーショングラウチングの計画上の留意点を以下に示す。

1. 施工範囲

重力式コンクリートダムの遮水性の改良目的のコンソリデーショングラウチングは、堤敷上流端から基礎排水孔直下流の部分までの間または浸透路長が短い部分を、また弱部の補強目的のコンソリデーショングラウチングは、基礎地盤に作用する応力を考慮して、断層・破碎帯、変質帯、強風化部等の弱部を施工範囲とする。なお、重力式コンクリートダムでは、その堤趾部付近において大きな応力が作用するので、必要に応じて施工範囲に含める。

アーチ式コンクリートダムは、堤体幅が薄く、また基礎地盤に作用する荷重も大きいいため、コンソリデーショングラウチングは堤敷全面を施工範囲とする。

2. 改良目標値

重力式コンクリートダムの遮水性の改良目的のコンソリデーショングラウチングの改良目標値は、水理地質構造等を総合的に勘案して、適切に設定する。硬岩からなる亀裂性の地盤の改良目標値は、5Lu程度とする。また、弱部の補強目的のコンソリデーショングラウチング改良目標値はルジオン値または単位注入セメント量によって設定する。ルジオン値で設定する場合には10Lu以下とする。

アーチ式コンクリートダムでは、一次、二次の2回に分けてコンソリデーショングラウチングを施工する。これは、アーチ式コンクリートダムにおいては、重力式コンクリートダムより変形性が小さい基礎地盤が要求されること、また継目グラウチング前の片持ち梁状態となる堤体の撓みによって生じているおそれのある基礎地盤の緩みに対応することによってしている。なお、改良目標値は一次で5Lu以下、二次で2～5Lu以下とする。

3. 施工時期

重力式コンクリートダムの遮水性の改良目的のコンソリデーショングラウチングは、作業性及び注入効果の向上を図るため、本体コンクリートを数リフト打設後に施工するのが一般的である。一方、基礎地盤が良好でセメントミルクのリークや有害な地盤変位の発生のおそれがない場合には、カバーロックを残した粗掘削後の基礎地盤面から堤体打設前に直接施工する場合もある。また、弱部の補強目的のコンソリデーショングラウチングは、カバーコンクリート上から施工するか、コンクリート打設前に弱部をV字型に掘り下げてコンクリートを打設し、その上から施工することが一般的である。

また、アーチ式コンクリートダムの一次コンソリデーショングラウチングの施工時期は、重力式コンクリートダムと同様とするが、二次コンソリデーショングラウチングは、高圧注入を行うため所定の高さまで堤体が打ち上がった後に堤内通廊あるいは上・下流フーチングから施工する。

4. 孔の配置および深さ

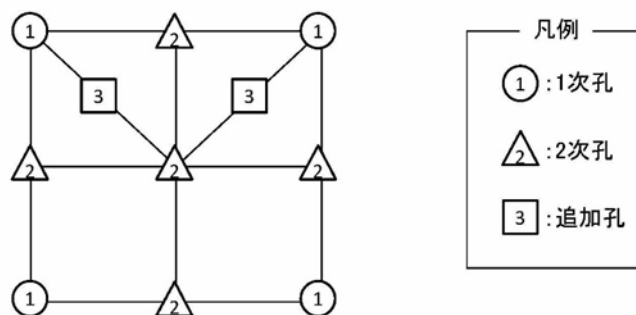
(1) 孔の配置

重力式コンクリートダムの遮水性の改良目的のコンソリデーショングラウチングでは、規定孔で3～6m格子程度の孔配置を標準とする。一般的な孔配置の概念図を図2-6-12に示す。また、弱部の補強目的のコンソリデーショングラウチングでは、断層・破碎帯等の弱部の幅が広い場合は格子状の孔配置とするが、幅が狭い場合は弱部を挟んで1～2列の列状の孔配置として弱部周辺も含めて串刺すように施工する。

また、アーチ式コンクリートダムの一次コンソリデーショングラウチング孔配置は、重力式コンクリートダムと同様に3～6mの格子状に配置する。また、二次コンソリデーショングラウチングの孔配置は、通廊（監査廊）または上下流面から放射状に配置する。

(2) 孔の深さ

重力式コンクリートダムの遮水性の改良目的のコンソリデーショングラウチングにおける孔の深さは5mまたはそれ以上の適切な値で設定し、弱部の補強目的のコンソリデーショングラウチングにおける孔の深さは5mを標準とするが、断層・破碎帯等の弱部が深部に及ぶ場合は5m以上の適切な深さとする。なお、急勾配のアバットメント部における施工において、斜面直交方向に改良深度5mを確保するために、5mよりも孔の深さが長い鉛直孔を配置する場合がある。



(注) 図中の記号内の数字は次数を示す。

図2-6-12 孔の平面配置

<標準>

コンソリデーショングラウチングは、コンクリートダムの着岩部付近において、カーテングラウチングとあいまって浸透路長が短い部分の遮水性の改良または断層・破碎帯等の弱部

を補強すること目的として計画することを基本とする。

施工範囲は、その目的に応じて、着岩部付近の地盤の性状を考慮して適切に設定することを基本とする。

また、改良目標値は、遮水性を改良するまたは弱部を補強する目的が達成されるように、着岩部付近の地盤の性状、グラウチングによる地盤の改良特性等を考慮して適切に設定することを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省河川局治水課長通知：グラウチング技術指針について、平成15年4月1日、国河治第263号。

<参考となる資料>

コンソリデーショングラウチングについては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土技術研究センター：グラウチング技術指針・同解説、平成15年7月。
- 2) 独立行政法人土木研究所水工研究グループダム構造物チーム：重力式コンクリートダムの遮水改良目的のコンソリデーショングラウチングの施工範囲と基礎排水孔の位置関係、ダム技術、No.263、1998年8月。
- 3) 独立行政法人土木研究所水工研究グループダム構造物チーム：改訂グラウチング技術指針運用に際しての課題、ダム技術、No.269、2009年2月。

6.6.2 ブランケットグラウチング

<考え方>

ブランケットグラウチングは、ロックフィルダムの基礎地盤において、遮水（コア）ゾーンの全面にわたって格子状に浅いグラウチングを行うものであり、カーテングラウチングとあいまって浸透路長が短い遮水（コア）ゾーンとの接触部付近（以下、コア着岩部という。）の遮水性を改良するために実施する。

ロックフィルダムのブランケットグラウチングの計画上の留意点を以下に示す。

1. 施工範囲

ブランケットグラウチングの施工範囲は基本的にコア着岩部全域を対象とする。

2. 改良目標値

ブランケットグラウチングの改良目標値は、実績によれば5～10Luとする例が多いが、改良目標値の設定にあたっては、透水性状等の基礎地盤の性状、グラウチングによる地盤の改良特性等を総合的に考慮して設定する。

3. 施工時期

ブランケットグラウチングは、ロックフィルダムの遮水（コア）材料の盛立前に施工する。割れ目の発達した岩盤に対して基礎地盤面からグラウチングを行うと、小さい注入圧力からリークしたり、有害な地盤変位が発生したりすることがある。このような場合には、グラウチングによる改良効果を高めるため、カバーロックを厚めにする等の表面処理を施した後にグラウチングを施工する。

4. 孔の配置および深さ

ブランケットグラウチングは、面的な中央内挿法によって施工する。孔間隔は、規定孔で3～6mを標準とするが、地盤の状況や改良目標値の大きさに応じて適切な間隔を設定する。

また、孔の深さは、実績によれば5～10mとしている場合が多いが、孔の深さの設定にあたっては、透水性状等の基礎地盤の性状等を勘案したうえで適切に設定する。

<標準>

ブラケットグラウチングは、ロックフィルダムの基礎地盤において、カーテングラウチングとあいまって浸透路長が短い遮水（コア）ゾーンとの接合部付近（以下、コア着岩部という。）の遮水性の改良を行う目的に計画することを基本とする。

施工範囲は、コア着岩部付近の遮水の重要性を考慮し基本的にコア着岩部全域を対象とするが、透水性等の基礎地盤の性状等を考慮して適切に設定することを基本とする。

また、改良目標値は、遮水性を改良する目的が達成されるように、透水性状等の基礎地盤の性状、グラウチングによる地盤の改良特性等を考慮して適切に設定することを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、昭和 51 年 11 月 23 日 建設省河政発第 70 号.
- 2) 国土交通省河川局治水課長通知：グラウチング技術指針について、平成 15 年 4 月 1 日、国河治第 263 号.

<参考となる資料>

ブラケットグラウチングの設計の事例としては、下記の資料が参考となる。

- 1) （財）国土技術研究センター：グラウチング技術指針・同解説、平成 15 年 7 月.

6. 6. 3 カーテングラウチング**<考え方>**

カーテングラウチングは、ダムの基礎地盤及びリム部の地盤において、浸透路長が短い部分と貯水池外への水みちを形成するおそれのある高透水路部の遮水性を改良することを目的とした孔長の比較的長いグラウチングである。なお、リム部のカーテングラウチングをリムグラウチングと呼ぶことがある。

カーテングラウチングの計画上の留意点を以下に示す。

1. 施工範囲

カーテングラウチングの施工範囲は、地形、水理地質構造、貯水位と地下水位の関係などを考慮して適切に設定することを基本とするが、最大ダム高を限度に、基礎地盤の深度方向には、地盤の透水性が、その深度に応じた改良目標値に達するまでの範囲を目安とする、また、リム部奥行き方向には、水みちとなる高透水路が無いことを前提に、①地盤の透水性が、その奥行きに応じた改良目標値に達するまでの範囲、②地下水位が高い場合には、地下水位（季節的な変動を考慮）と貯水位（常時満水位～サーチャージ水位の間）との交点までの範囲、とする。なお、②において、施工範囲は、各ダムサイトのリム部の地形、地質、サーチャージ水位と常時満水位の水位差、常時満水位以上の水位継続時間等の条件を総合的に考慮して設定する。

なお、断層・破碎帯、冷却節理、粒子間の間隙等が高透水路部の成因となっている地盤においては、それぞれの高透水路部の成因と性状を踏まえて施工範囲を設定する。高透水路であっても、深部に孤立して存在し上下流方向の連続性が認められないものについては、カーテングラウチングの施工範囲に含めない。

また、カーテングラウチングの施工範囲は、パイロット孔の施工結果により水理地質構造の検証、再検討を行い、必要に応じて見直す。

2. 改良目標値

カーテングラウチングの改良目標値は、従来、ダム型式により一律にコンクリートダムで1~2Lu、フィルダムで2~5Luとされてきたが、本来、改良目標値はダム型式以外にも水

理地質構造等の地質、地盤の透水性状、グラウチングによる地盤の改良特性等に応じて適切に設定すべきものである。また、一般的に地盤の深部では浸透路長が長く動水勾配が小さいことから、改良目標値を緩和することができるため、深度に対応した改良目標値は、次の値を標準として、水理地質構造等が類似する他ダムの事例も参照した上で設定する。

0～ $H/2$: 2～5 Lu 程度、 $H/2$ ～ H : 5～10 Lu (H は最大堤高)

なお、コンクリートダムの場合、堤体の上流面付近に基礎排水孔が設けられるので、堤体の上流端から基礎排水孔までの間の動水勾配が大きくなる。そこで、浅部は水理地質構造に応じて改良目標値を厳しくして入念な施工を行う。一方、軟岩等の遮水性の改良が難しい地盤では、改良目標を5 Lu 程度とする代わりに、浅部の複数列化によって厚みのある遮水ゾーンを形成する等、地盤状況に応じた適切な対応をとる。

なお、断層・破碎帯、冷却節理、粒子間の間隙等が高透水部の成因となっている地盤においては、それぞれの高透水部の成因と性状を踏まえて改良目標値を設定する。

3. 施工位置及び施工時期

カーテングラウチングは、コンクリートダム上流フーチングまたは堤内通廊（監査廊）から、ロックフィルダムは基礎通廊（監査廊）から施工する。リム部は、グラウチングトンネルあるいは地表から施工する。なお、コンクリートダムにおける施工位置は、特に地盤の水理地質構造、施工性等を考慮して適切に設定する。

また、カーテングラウチングは、注入効果を高めるため、地盤に有害な変位を与えない範囲で注入圧力をできるだけ高くする。そのためには、上載荷重となる堤体高がある程度高くなった後に施工することが望ましいが、全体施工計画に支障をきたさない範囲で適切な時期に施工する。

4. 孔の配置

調査孔の目的を兼ねるパイロット孔は、12m 間隔を標準とする。また、規定孔の間隔は1.5m 程度を最小とするように計画する。なお、単列の孔配置では追加孔の施工が多くなり、孔間隔が75cm より狭くなると想定される場合には、複数列配置等により厚みのある遮水ゾーンを形成する等によって対応する。この場合、単列配置と比べて改良目標値を緩和することができる。

CM 級以上の地質の良好な基礎地盤で、単列で規定孔の孔間隔を3m 以上に広く設定する場合は、中央内挿法による改良の進捗状況、地盤の性状、セメントミルク（グラウト）の到達距離等を十分検討したうえで孔配置を設定する。

注入圧力を高めることのできる深部は、セメントミルクが広い範囲に到達することから、注入圧力に応じて段階的に孔間隔を広く設定することができる。

また、割れ目の方向から斜孔とする場合は、注入効果、経済性、地盤による孔壁保持性等を十分考慮して適切な角度及び配置とする。

<標準>

カーテングラウチングは、ダムの基礎地盤及びリム部の地盤において、浸透路長が短い部分と貯水池外への水みちを形成するおそれのある高透水部の遮水性を改良することを目的として計画することを基本とする。

施工範囲は、地形、水理地質構造等の地質、地盤の性状、貯水位と地下水位の関係等を考慮して適切に設定することを基本とする。

また、改良目標値は、ダム型式・規模、水理地質構造等の地質、地盤の性状、グラウチングによる地盤の改良特性等を考慮して適切に設定することを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、昭和 51 年 11 月 23 日 建設省河政発第 70 号.
- 2) 国土交通省河川局治水課長通知：グラウチング技術指針について、平成 15 年 4 月 1 日、国河治第 263 号.

<参考となる資料>

カーテングラウチングについては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財) 国土技術研究センター：グラウチング技術指針・同解説，平成 15 年 7 月.

6. 7 グラウチング以外の基礎処理**6. 7. 1 弱部処理****<考え方>**

基礎地盤内の断層等の弱部が、堤体の安全性に影響を与える場合や湛水時の水みちとなる可能性がある場合は、適切な基礎処理を行う必要があるが、グラウチング以外にコンクリートダムで用いられる処理方法として、以下のような方法がある。なお、弱部処理において、大規模な岩盤掘削・置換が伴う場合には岩盤を大きく緩める可能性について、十分配慮する必要がある。

1. コンクリート置換え

基礎地盤の表層に局所的な弱部がある場合にこれを掘削してコンクリートで置き換える工法である。一般的な基礎処理方法であり、大規模なものはプラグ処理と呼ばれることもある。断層を通る浸透流が過度となる恐れがあり、グラウチングによる処理では十分に処理できない場合に、置換えコンクリートプラグによる処理を行う場合もある。断層をコンクリートで置き換える場合は、十分な深さまで断層を掘削し、置換えコンクリートを施工した後、堅岩との接触部周辺にグラウチングを行う。

2. 推力伝達構造物（スラストブロック）による方法

断層を貫いて推力を深部の堅岩に伝達するためにコンクリートの柱または、壁を設ける工法である。

3. ダウエリング工法

断層など弱層のせん断抵抗力を改善するため、弱部をコンクリートで置換えしてせん断抵抗力を増加させる工法である。

4. 岩盤 PS 工

アーチ式コンクリートダムのショルダーの谷側へのはらみ出しを拘束し、基礎岩盤を補強するため、岩盤に削孔し、その孔内にテンドン（PC 鋼より線の束）を挿入して、先端部を岩盤に定着し、テンドンを緊張して岩盤内にプレストレス（圧縮力）を与える工法である。なお、鋼材を使用する本工法では、その耐久性に十分配慮すること等により長期的な安定性の確保が重要となる。

<標準>

ダムの基礎地盤において、その一部にせん断強度、変形性または遮水性の面で望ましくない断層やゆるみ等の弱層でグラウチングによる改良が困難な箇所が残る場合には、コンクリート置換え等の適切な基礎処理を行うよう設計することを基本とする。

＜例 示＞

重力式コンクリートダムの基礎地盤における弱部処理について以下に例示する。

1. 下流端付近に下流上りの弱層が分布する場合

基礎地盤内の応力分布は断層等の弱層によって乱されているのが一般的である。特に弱層が図2-6-13に示されるように重力式コンクリートダムの堤体の下流端付近にあって、その傾斜が下流上りの場合は、弱層の下流側の基礎地盤への力の伝達が阻害され、基礎地盤の安全性が著しく低下することがある。このような弱層はコンクリートで置き換えるが、その深さはダムの高さ、断層の位置及び規模ならびに堤体コンクリート、置換えコンクリート及び弱層の変形特性を考慮した解析を行って定めることが多い。なお、置換えコンクリートの設置により底面沿いの揚圧力が増加する場合があるので注意する必要がある。

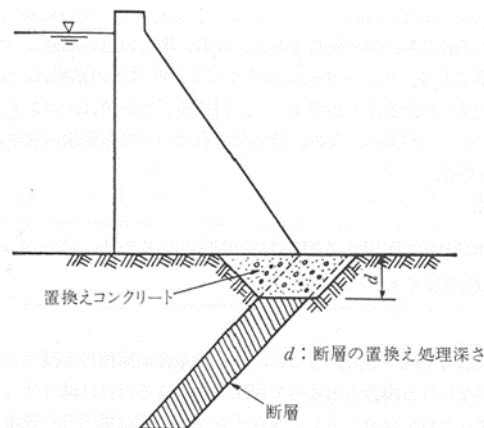


図2-6-13 堤体の下流端付近の断層のコンクリートによる置換え処理

2. 下流上りの低角度断層が分布する場合

重力式コンクリートダムの基礎地盤内に、下流上りで連続性がよい断層などの弱層が分布している場合、ダム基礎岩盤及びダム堤体のせん断力による滑動に対する安全性に大きな影響を及ぼす。

このような状況を想定した解析モデルを図2-6-14に示す。堤体基礎岩盤面上の荷重（水平力 H 、鉛直力 V ）、岩盤自重、揚圧力を BC のすべり面に対して、すべり面法線方向の垂直力 N と接線方向のせん断力 S に変換し、 BC 面に対し、Henny の式を適用して、せん断摩擦安全率を求めた。この際、 AB 面のせん断角 δ は 45° とし、 AB 間は引張応力発生範囲と考え、せん断抵抗 (τ_0, φ) は考慮していない。なお、図2-6-14に示すように単純な下流上りの弱層ではなく、低角度弱層と堅岩部で構成される想定せん断面上の岩盤ブロックに対するせん断力の作用方向を想定した上で、想定せん断面沿いの弱層部と堅岩部の延長比率を考慮した平均的なすべり面強度を設定して安定解析を行うことになる。

Henny の式により算定したせん断摩擦安全率 n は所要の値である 4 を下回った。

$$n = \frac{\tau_0' l_2 + N \tan \varphi}{S} = 3.34 < 4$$

ここに、 τ_0' 、 φ ：低角度弱層のせん断強度 (0.049 N/mm^2)、内部摩擦角 (20°)

l_2 ：低角度弱層のせん断抵抗長

N ：単位幅当たりの低角度弱層に垂直な方向の力

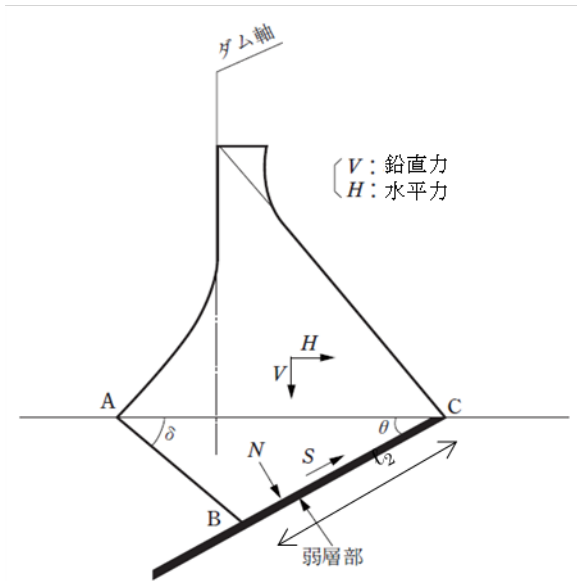
S ：単位幅当たりの低角度弱層をせん断する方向の力

このため、図2-6-15に示すように、下流端付近のすべり面上部をコンクリートで置換え、 CM 級岩盤のせん断抵抗によって、すべり抵抗力を増加させる方法を用いた。コンクリート置換え長さが長いほどせん断摩擦安全率が増すが、検討の結果、せん断摩擦安全率が 4 以上を満足する最小置換え長さは 2.4m となった。

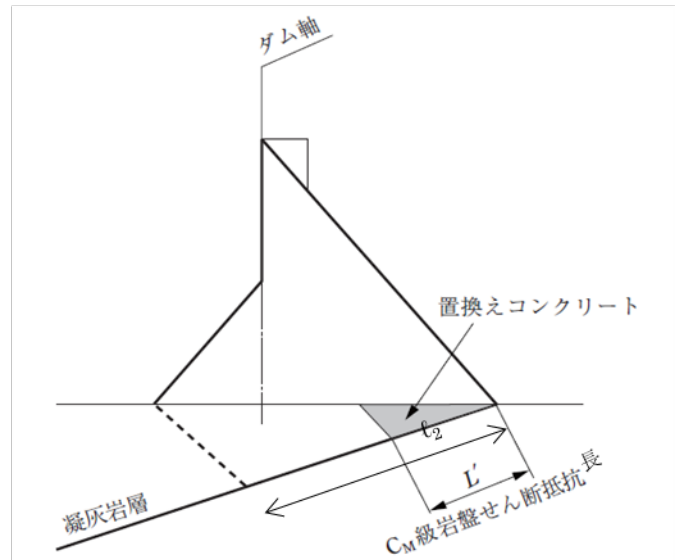
$$n = \{[\tau_0'(l_2-L') + \tau_1 L'] + N \{(l_2-L')\tan\phi + L' \tan\phi_1\} / l_2\} / S$$

ここに、 τ_1 、 ϕ_1 ：CM級岩盤のせん断強度（0.784 N/mm²）、内部摩擦角（45°）

L' ：CM級岩盤のせん断抵抗長



l_2 ：せん断抵抗長
 τ_0' 、 ϕ' ：低角度弱層のせん断強度、内部摩擦角



l_2 ：せん断抵抗長
 τ_1' 、 ϕ_1' ：CM級岩盤のせん断強度、内部摩擦角

図2-6-14解析モデルの断面図

図2-6-15対策工の考え方

3. 弱層がダム軸と直角に近い角度で交わる場合

断層等の弱層が重力式コンクリートダムのダム軸と直角に近い角度で交わり堤体ブロックの岩着面のせん断摩擦抵抗力が不足する場合は、必要な深さまでコンクリートで置き換えることによりせん断摩擦抵抗力の不足を補うことが多い。弱層の幅が1~2mと狭く堅岩の境界が明白なとき、また堅岩線の勾配がそれほど急でないときには、図2-6-16に示すような置換えを行うが、その深さは次式によって計算する。なお、弱層幅が広い場合には別途有限要素法等で応力状態などを解析することがある。

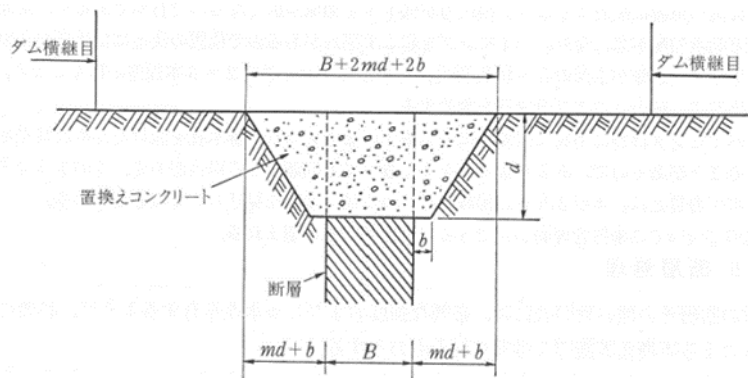


図2-6-16ダム軸と直角に近い角度で交わる断層のコンクリートによる置換え処理

$$d = \frac{nH - fV}{2\sqrt{1+m^2}\tau_0 l}$$

ここに、 d ：置換えの深さ（m）

n ：せん断摩擦安全率

H ：($B + 2md + 2b$)の区間に作用する水平力（kN）

V : $(B+2md+2b)$ の区間に作用する鉛直力 (kN)

B 、 b : $(B+2md+2b)$ に示すそれぞれの長さ (m) (b は通常 0.5 ~ 1.0 m)

f : 内部摩擦係数 (岩盤の f とコンクリートの f のうち小さい値)

τ_0 : せん断強度 (kN/m²) (岩盤の τ_0 とコンクリート τ_0 のうち小さい値)

l : コンクリート置換え長さ (m) (通常堤敷幅)

<参考となる資料>

弱部処理の事例としては、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編，平成17年1月。

6.7.2 砂礫基礎における基礎処理

<考え方>

砂礫基礎とは、礫を主体とする透水性の高い基礎地盤であり、フィルダムの場合、基礎地盤の対象とすることがある。砂礫基礎はグラウチングによる改良が難しいため、遮水対策を行っても高いダムの建設は、基本的に困難である。低いダムを設計する場合に限るが、砂礫基礎を対象とした遮水工法としては、以下のような遮水壁（連続地中壁）、ブランケット、ドレーン、リリーフウェル、コアトレンチ、押え盛土等がある。

(1) 遮水壁（連続地中壁）による方法

透水性が高く改良が必要な部分を安定液を用いて掘削壁面の崩壊を防ぎながら壁状に掘削し、これに組み立てた鉄筋を挿入した後コンクリートを打設して鉄筋コンクリート壁を築造する方法や透水性が高く改良が必要な部分をセメント懸濁液と混合攪拌してソイルセメント壁を築造する方法などがあるが、実際の設計にあたっては、止水の信頼性や耐震性等に十分配慮する。

(2) ブランケットによる方法

ダムの高さが低い場合には、堤体の上流側に土質材料で築造する不透水性のブランケットを設けて浸透路長を長くし、結果として砂礫基礎内の浸透流の動水勾配を小さくし、浸透水量を減少させる方法である（図 2-6-17 参照）。

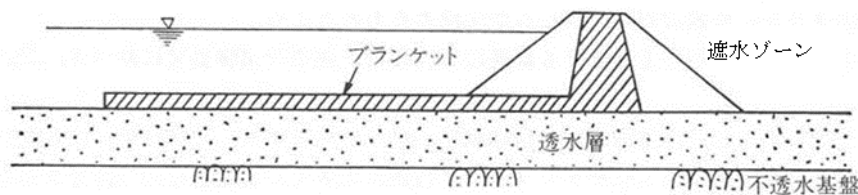


図2-6-17 ブランケットによる砂礫基礎の遮水

(3) ドレーン及びリリーフウェルによる方法

一般に、粒度が均一で締まりにくい砂礫基礎の場合には堤体の下流側の基礎地盤に接する部分にドレーンを設けて、基礎地盤内の間隙水圧を減じて浸透破壊の発生を防止する必要がある（図 2-6-18 参照）。

一方、透水性が高い基礎地盤で、上層を不透水層が覆っている場合には、堤体下流付近において浸透水圧が増大し下流面の安定を脅かすばかりでなく、浸透破壊の誘因となることがあるので、浸透水圧を軽減するためにリリーフウェルを配置する場合がある（図 2-6-19 参照）。リリーフウェルは堤趾部に直径 15~60cm 程度の井戸を設けるが、井戸には、透水層内部に間隙水圧計を設けておき、その測定結果に基づいて効果を検討しつつ配置する。リリーフウェルは、一方では浸透流量を増加させる結果となるので、フィルターを井戸内に配置して堤体材料や基礎地盤のパイピングを生じないように対応する。

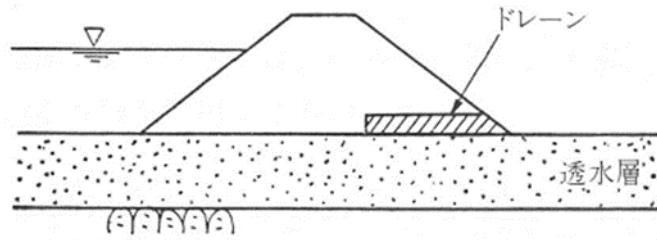


図2-6-18 ドレーンの配置

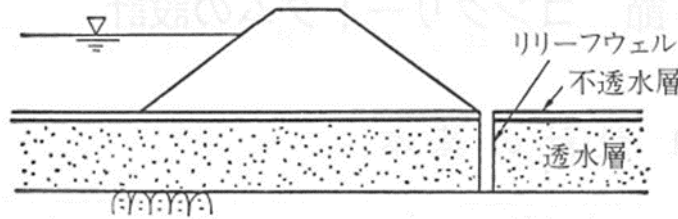


図2-6-19 リリーフウェルの配置

(4) コアトレンチによる方法

砂礫基礎を基岩部までトレンチ掘削し、その部分に遮水性材料を締め固めて砂礫基礎部に遮水部を構築する工法である。

(5) 押え盛土による方法

堤体の下流に押え盛土を行うもので、浸透水圧による基礎地盤の持ち上がりを防止し、かつ堤体のすべり破壊に対する安全性を大きくすることができる。

なお、ゾーン型フィルダムの透水ゾーンの基礎地盤としては、砂礫層を含む地盤を高いダムの基礎とすることも可能である。これは、一般に砂礫層は締まっており、表層付近の緩んだ部分を除去すればせん断強さや変形が問題となることが少ないためである。しかし、砂及びシルトなどの細粒分を互層に含む場合には、掘削、除去するのが望ましい。

<標準>

フィルダムにおける砂礫基礎では、浸透流を抑制するとともに、浸透破壊に対し安全性を確保するため、グラウチング以外の適切な方法による基礎処理を行うことを基本とする。

<参考となる資料>

砂礫基礎における基礎処理としては、下記の資料が参考となる。

- 1) 土木学会：ダム建設における水理地質構造の調査と止水設計，平成13年。

6.7.3 岩盤・砂礫以外の基礎における基礎処理

<考え方>

岩盤及び砂礫以外の基礎とは、崖錐堆積物、砂、シルト、粘土等の細粒材料を主体とする土質基礎であり、フィルダムの場合、基礎の対象とすることがある。これらは、一般にフィルダムの基礎地盤として安定性に課題があることが多いことから、高いフィルダムの基礎としては不適当となることが多い。

崖錐堆積層等のような、ルーズな堆積層をフィルダムの基礎地盤とする場合、遮水ゾーンの基礎地盤としては遮水性が問題となり、また基礎処理の効果を期待できないことが多いために、一般に除去されることが多い。透水ゾーンの基礎地盤とする場合には、堆積層の分布の調査及び基礎の性質についての試験結果に基づき、すべり、変形に対する検討を行ったうえ

で除去するか、所要の対策を講じるかを決める必要がある。

岩盤及び砂礫以外の基礎における基礎処理の設計上の留意点を以下に示す。

- (1) 砂、シルト、粘土等の細粒材料を主体とする基礎地盤の場合には、適切な試験結果に基づき、設計、施工を進める必要がある。
- (2) 安全性の検討に必要な諸数値は、室内試験と現地試験の結果から求める。力学試験は乱さない試料を採取して行うが、特にせん断強さは、試験の方法やサンプリング技術に大きく左右されるので注意する。
- (3) シルトや粘土を主体とする場合には、遮水性には優れているが堤体の自重による基礎の変形及びすべりに留意する必要がある。変形は圧縮によるものが支配的であり、圧密試験を行って推定する。試験値から設計値を求める場合には、試験の精度やバラツキを考慮し、安全側の値を採用するよう配慮する。
- (4) 基礎が砂層を主体とする場合には、上記の検討のほかに地震時の強度低下についても検討する。地震時の強度低下については本章 5.3.3 による。検討の結果、安全性が十分でない場合には掘削除去も含めて適切な対策を講じる。
- (5) 基礎処理としては、これらの基礎地盤ではグラウチングによることは困難であり、目的によっても異なるが、一般に本章 6.7.2 で述べた工法も有効である。
- (6) 基礎地盤が細粒の材料の場合には、圧密を促進させるためコンパクションパイル工法がとられることもある。また、盛立速度を制限する緩速工法も有効な手段である。ただし、これらの工法の採用にあたっては慎重な配慮を必要とする。

<標準>

フィルダムにおける岩盤や砂礫以外の基礎では、すべり破壊や浸透破壊に対する安全性の確保及び遮水性や変形性の改良のため、適切な方法によって必要な基礎地盤の処理を行うことを基本とする。

第7節 洪水吐き及びその他の放流設備の設計**7.1 放流設備の設計****7.1.1 放流設備の設計****<考え方>**

ダムの放流設備（洪水吐き）は、構造令第7条及第1項及び第14条において以下のように定められている。

（洪水吐き）

第7条 ダムには、洪水吐きを設けるものとする。
（第2項及び第3項省略）

（放流設備）

第14条 ダムには、河川の流水の正常な機能を維持するために必要な放流設備を設けるものとする。

放流設備等の水理構造物の設計にあたっては、形状・寸法の基礎となる水理機能に関する設計と構造に関する設計が必要である。なお、この両者が与えられた設計条件のもとでいずれかに過大な負担をかけることなく適当な調和を保つように配慮する。一般には、与えられた設計条件のもとで水理機能設計を先行して行い、それを満足させる構造設計を行うという傾向が強いが、水理機能面の改良を重視するあまり構造設計を困難にしたり、製作・施工あるいは操作及び保守管理を困難にすることのないよう配慮する必要がある。

設計された洪水吐き及び放流設備については、既往の流量記録等を用いて操作シミュレーションを行い、円滑に機能することを確認する必要がある。

水理構造物に用いるコンクリートは、コンクリート標準示方書（設計編）による。ただし、マスコンクリートとなる場合は、コンクリート標準示方書（ダムコンクリート編）による。

ダムの放流設備の設計について、本基準に明示していないものについては、ダム・堰施設技術基準（案）による。

<必須>

構造令第7条第1項及び第14条の規定に従い、ダムの放流設備の配置、型式及び規模は、操作及び保守管理に十分配慮して設計するものとする。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、昭和51年11月23日、建設省河政発第70号。
- 2) 技術調査課長・公共事業企画調整課長・河川環境課長・治水課長通達：ダム・堰施設技術基準(案)の一部改定について、平成28年3月31日、国技電第72号・国総公第80号・国水環第140号・国水治第142号。
- 3) 河川砂防技術基準計画編，平成31年3月，国土交通省水管理・国土保全局 施設配置等計画編 第2章 河川施設配置計画 第2-1章 河道並びに河川構造物 第3節 貯水池（ダム）。

<参考となる資料>

放流設備の設計については、下記の資料1)、2)及び3)が参考となる。また、水理構造物に用いるコンクリートの設計については、下記の資料4)及び5)が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。
- 2) (一社)ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準(案)「平成28年3月改正」(基準解説編・マニュアル編)，平成28年10月。
- 3) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計Ⅱ編，平成17年6月。
- 4) 土木学会：2017年制定 コンクリート標準示方書(設計編)、平成30年3月。
- 5) 土木学会：2013年制定 コンクリート標準示方書(ダムコンクリート編)，平成25年10月。

7.1.2 構成及び型式

<考え方>

ダムの放流設備は、機能面から大別すると洪水吐きとその他の放流設備に分けられるが、構造面からみると、表2-7-1のように越流型の放流設備と管路型の放流設備に分類される。

ダムの放流設備は、洪水時に貯水池に流入してきた流水を放流する洪水吐きと非洪水時に河川の流水の正常な機能を維持するため及び利水目的のため放流する設備(低水放流設備)、貯水位の維持等を目的として放流する設備、ダムの安全管理上貯水池の水位を低下させるために設けられる放流設備及び土砂を流下させるために設けられる排砂設備等により構成される。洪水吐きについては、サーチャージ水位以下の水位で洪水調節を行うための放流設備(洪水調節用放流設備)とそれ以外の洪水を放流する設備に分けられる。これらの各設備は複数の目的で兼用して用いられることがある。

表2-7-1 ダムの放流設備

機能 \ 構造	越流型の放流設備	管路型の放流設備
洪水吐き 洪水調節用放流設備 洪水調節用以外の放流設備	越流型洪水吐き オリフィス型洪水吐き	放流管型洪水吐き
その他の放流設備		
貯水位維持用放流設備	越流型の「その他の放流設備」※	管路型の「その他の放流設備」
低水放流設備 水位低下用放流設備		管路型の「その他の放流設備」
排砂設備	排砂バイパス 排砂ゲート	排砂管

※ 通常、越流型洪水吐きと兼用される。

越流型の放流設備には、越流型の洪水吐き(オリフィス型洪水吐きを含む)と越流型の「その他の放流設備」とがあるが、通常後者は前者と兼用で用いられる。

管路型の放流設備は、放流管型洪水吐きと管路型の「その他の放流設備」があり、後者は、低水放流設備、フィルダムなどの水位低下用放流設備等に用いられる。

放流管は、大容量放流管と小容量放流管に大別し、構造的には圧力管路と無圧管路に区分して取り扱う。なお、選択取水設備等は放流管に含めて取り扱う。一般に、低水放流設備は、

選択取水設備を有する小容量放流管と減勢工により、水位低下用放流設備は小容量、もしくは大容量放流管と減勢工により構成される。

洪水調節用放流設備は、洪水調節計画を満たすために、大容量放流管を有する洪水吐きもしくはオリフィス式流入部を有する洪水吐きとなるのが通例である。

排砂設備には、貯水池上流の分派設備堰から水路を介してダム下流に土砂を排出する排砂バイパスや、堤体に設置する排砂ゲート及び排砂管がある。

<標準>

ダムの放流設備は、越流型と管路型に大別し、越流型は流入部、導流部及び減勢工により、管路型は放流管及び減勢工により構成することを基本とする。なお、越流型の放流設備は、原則として、越流式流入部、堤体流下式あるいは水路式導流部、跳水式あるいは自由落下式減勢工により構成することを基本とする。

<例示>

越流型の洪水吐きは、越流式流入部、堤体流下式あるいは水路式導流部、跳水式減勢工が最も好ましい組合せとなる。ただし、アーチ式コンクリートダムの減勢工では自由落下式とすることが多い。

常時満水位における放流能力が過大となる場合にはオリフィス型洪水吐きを採用することができる。

地形上の制約から水路式導流部を採用するのが困難な場合でそれを採用することの安全性が十分確認されている場合には、トンネル式導流部を用いることができる。

スキージャンプ式減勢工は、下流河床の洗掘等下流河川の管理上問題がない場合のみに限定して採用することができる。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、昭和51年11月23日、建設省河政発第70号。
- 2) 技術調査課長・公共事業企画調整課長・河川環境課長・治水課長通達：ダム・堰施設技術基準(案)の一部改定について、平成28年3月31日、国技電第72号・国総公第80号・国水環第140号・国水治第142号。

<参考となる資料>

放流設備の構成と型式については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。
- 2) (一社)ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準(案)「平成28年3月改正」(基準解説編・マニュアル編)，平成28年10月。
- 3) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計Ⅱ編，平成17年6月。

7.1.3 洪水吐きの設計

<考え方>

洪水吐きの構造は、構造令第7条第2項及び第3項において以下のように定められている。

(洪水吐き)

第7条 (第1項省略)

2. 洪水吐き(減勢工を除く。)は、ダム設計洪水流量以下の流水を安全に流下させることができる構造とするものとする。
3. 洪水吐きは、ダムの堤体及び基礎地盤並びに貯水池に支障を及ぼさない構造とするものとする。

減勢工の設置は、構造令第9条において以下のように定められている。

(減勢工)

第9条 ダムの堤体又は下流の河床、河岸若しくは河川管理施設を保護するため、洪水吐きを流下する流水の水勢を緩和する必要がある場合においては、洪水吐きに適当な減勢工を設けるものとする。

洪水吐きは、流入部、導流部及び減勢工によって構成され、その構造は、洪水調節計画に対して必要となる放流能力が確保されるとともに、ダム設計洪水流量時に設計洪水位において放流することとなる流量以下のすべての流量に対してダムの堤体ならびに基礎地盤の安全を損なうことなく流下させる必要がある。なお、洪水吐きは、ダムの堤体に対して常に安全であることが必要である。

減勢工を除く洪水吐きは、サーチャージ水位における放流可能流量もしくは年超過確率1/100の規模の洪水流量もしくは、基本高水のピーク流量のうちいずれか大なる流量以下の流量をすべて安定した流況で安全に流下させようことを設計条件とする。ここに、放流可能流量とは、ダム設計洪水流量時に設計洪水位において放流することとなる流量の放流を行っているときのゲートなどの状態でサーチャージ水位において放流される流量のことである。また、安定した流況とは、流れの水理量の時間的変動の少ない流況を示しており、水理設計の判断基準となる流況を表している。ダム地点の基本高水のピーク流量が決められていない場合、もしくはこの流量が年超過確率1/100の規模の洪水流量以下の場合は、当該ダム地点のコンクリートダムとしてのダム設計洪水流量の80%の流量を基本高水のピーク流量として用いる。

洪水吐きの減勢工は、水叩き下流端までの減勢池とその下流の護岸・護床などを施した河道区間に区分され、設計洪水位において放流することとなる流量以下の流量を放流する際の流水の状態が、減勢工内においてダム築造前の状態に復するように設計する。

減勢池は、その型式にもよるが、一般に比較的広い流量範囲において減勢効果を有しており、減勢池内において減勢できる流量を減勢池の対象流量とすると、この対象流量を超える流量に対してもかなりの程度の減勢効果を期待することができる。このため、減勢池の対象流量は、通常、設計洪水位において放流することとなる流量より小さい流量で設定されており、対象流量を超える流量に対しては、減勢効果の一部を河道区間に分担させるのが一般的である。この場合、減勢池の対象流量は、対象流量を超える放流における減勢工内の流れの状況、下流河道区間で必要となる護岸、護床等の規模・型式等の諸事項を勘案して決定する必要がある。これら諸事項の状況は、対象流量との流量比はもちろん、減勢型式、洪水吐き配置等により異なるが、減勢池の対象流量の一応の目安として計画最大放流量、年超過確率1/100の規模の洪水流量、ダム地点の計画高水のピーク流量等がある。

<必須>

洪水吐きは、構造令第7条第2項及び第3項に定める構造となるよう設計するものとする。

<標準>

洪水吐きの流入部、導流部については、サーチャージ水位における放流可能流量もしくは年超過確率1/100の規模の洪水流量、もしくはダム地点の基本高水のピーク流量のうちいずれか大なる流量以下の流量を安定した流況で安全に流下させ得る構造となるよう設計することを基本とする。

構造令第9条の規定に従い、洪水吐きに適当な減勢工を設けることを基本とする。

減勢工は、設計洪水位において放流することとなる流量以下の流量に対し、河川の従前の機能が維持されるよう設計することを基本とする。

<例示>

減勢工において、最も一般的な直線等幅の副ダム付き水平水叩き式減勢工では、設計洪水位において放流することとなる流量と減勢池の対象流量の比は1.4～1.5倍程度が水理的な一応の目安とされており、ダム地点の計画高水のピーク流量を減勢池の規模を設定する際の対象流量としている場合が多い。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、昭和51年11月23日、建設省河政発第70号。
- 2) 河川砂防技術基準計画編，平成31年3月，国土交通省水管理・国土保全局 施設配置等計画編 第2章 河川施設配置計画 第2-1章 河道並びに河川構造物 第3節 貯水池（ダム）。

<参考となる資料>

洪水吐きの設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。

7.1.4 配置**<考え方>**

放流設備の配置については、放流目的と必要な施設及び施設の特性を十分に念頭において実施する必要がある。

放流設備は、堤体との構造上の関係により、付属型、隣接型及び分離型に分類される。

コンクリートダムで一般に採用される付属型放流設備は、構造上堤体の一部を構成するものであり、その構造・形状は堤体の構造に直接影響を及ぼすため、堤体としての条件を満たすよう設計する。

構造令第4条第5項（本章3.1参照）に規定されているとおり、フィルダムの堤体には付属型放流設備を設けてはならない。これは、完成後の沈下は避けられないため水理構造物等の剛構造物の基礎として適当でないこと、剛性の異なる基礎上に構造物を設けると不同沈下の恐れがあること、堤体と構造物の密な接合の維持が困難であり浸透流によるパイピングの危険があること、地震時における振動特性が異なるため一体性の維持が困難なことなどの理由による。フィルダムの洪水吐き、放流設備、自由越流堤等の構造物は十分支持できる基礎上

に設ける。

堤体内に水理構造物を設けてはならないフィルダムや発電施設等の他の施設との放流設備の併用が困難なコンクリートダムでは、隣接型や分離型の放流設備が設けられる。

隣接型や分離型放流設備の止水機能に係る構造は、コンクリートダムに準じて設計する。

長大掘削のり面はできるだけ避けるように、水理構造物を設計する。長大のり面を生ずる場合にはのり面の安定を検討し必要に応じのり面保護を行う。

放流設備の壁部は、地質、地形等の条件によって異なるが重力式鉄筋コンクリート構造物または、張コンクリートとして設計する。張コンクリートの場合は、比較的良好な岩盤に適しているがロックアンカーなどが必要となることもある。

堤体に接して設けられる隣接型放流設備では、堤体から受ける荷重に対して安全となるように設計する。また、構造物の基礎が同時に堤体の基礎となるから、放流設備の基礎処理は堤体の基礎の取扱いと整合させる必要がある。堤体と放流設備の接合部が弱点となりやすいので、特に注意を要する。なお、フィルダムの堤体との接合部の設計は、複合ダムの設計に準じて行う。

堤体から独立して設けられる分離型放流設備については、独自のコンクリート構造物としての設計を行うものとし、特に周辺の地形・地質ならびに環境との適合に留意して設計する。

<必須>

ダムの放流設備の配置は、ダム型式、地形、地質、放流量等を考慮し、ダムの堤体に支障を及ぼさないよう定めるものとする。

なお、フィルダムについては、構造令第4条第5項の規定に基づき堤体内に放流設備を設けることができないため、堤体外に放流設備を設けるものとする。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

放流設備の配置については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計Ⅱ編，平成17年6月。

7.1.5 形状

<考え方>

放流設備の形状は、設計条件に対し、安定した流況を示す形状とすることが原則である。構造物の全体規模は、流況を考えて決定することが必要で、流況の安定性に欠ける場合には構造に対して十分な配慮を必要とする。

放流設備の形状は、流水によって摩耗あるいは侵食され、設計形状の維持が難しいため、わずかな変形によって機能や流況が急変しない形状とする。

さらに、放流設備の流水に接する構造物の表面については、流水による洗掘や摩耗の軽減に配慮して設計する。

流入水路等で流速の小さい場合には、流線の集中等がなければ保護工を実施しなくても侵食の危険は少ないが、必要な場合には捨石工やコンクリートライニングを行い水路の安定を

図る。流速が大きい場合には、流水やキャビテーションによる摩耗や侵食の対策を考える必要があり、施工上生じたコンクリート面の不整や段差がキャビテーションの原因となることも予想されるので、設計にあたってはコンクリート面の許容圧力を大気圧 $-0.029\text{N}/\text{mm}^2$ 以上とする。また、流速が $20\text{m}/\text{s}$ 程度を超える圧力管路では許容圧力を大気圧以上として設計し、鋼板ライニングを施すのが一般的である。

<標準>

ダム放流設備は、設計条件に対し、安定した流況を示す形状とすることを基本とする。

<参考となる資料>

放流設備の形状については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計Ⅱ編，平成17年6月。

7.1.6 構造

<考え方>

ダムの放流設備は、堤体とともにダムを構成する重要な構造物であるから、その耐久性ならびに安定性については堤体と同等の安全性を有するよう配慮する必要がある。

このため、ダムの放流設備の主要な構造、特に洪水吐きの主要構造はコンクリート構造とし、コンクリートダムの堤体に属する部分を除き、いずれも安定した基礎地盤に緊密に接続した構造とする。洪水吐きの主要構造とは、流入部、導流部ならびにダムの堤体に重大な影響を及ぼすと考えられる部分である。このうち堤体と分離して設置されるフィルダムの洪水吐きについては、流入部と導流部の堤体側は原則として重力式コンクリートダムと同等の安全性を有するように設計する。

洪水吐きの主要構造の中にはゲートや放流管のように機能上鋼構造とすることが要求される部分もあるが、これらに対しても他のコンクリート構造と同様な耐久性ならびに安定性が維持できるように設計するとともに、完成後の適切な管理が可能な構造とする必要がある。

ダムの放流設備の各部分の構造は、それに作用する荷重に対して安定かつ安全であることが必要であり、作用する荷重は、その状態により異なるが、一般には自重、貯留水および放流水による内水圧（波圧を含む）、外水圧（揚圧力を含む）、土圧、氷圧、地震時慣性力、地震時動水圧、施工時に作用するコンクリート圧等の一時荷重、温度荷重及びその他の荷重の組合せとして定められる。

ここに、内水圧は、流水に接する構造物表面に作用するもので、外水圧及び土圧は直接基礎地盤、地山あるいはフィルダムの堤体に接する場合に注意が必要である。

内水圧のうち、放流水による水圧は水理機能設計に基づき算定する。また、構造物に接して貯留水の水面がある場合には、氷圧、波圧あるいは地震時動水圧等を必要に応じ考慮する必要がある。

施工時には一時荷重として施工機械等による付加加重、コンクリート圧あるいはグラウト注入圧等も作用するので、その状態に応じ適宜考慮する必要がある。

これら以外にも、構造型式や状態によっては温度荷重や風圧、雪荷重等も考慮することが必要な場合もあり、荷重の組合せはその影響を勘案して十分検討のうえ行うことが必要である。

なお、本項における常時とは地震時以外の状態であり、貯水池の水位はダムの堤体の設計に用いる水位に準じて定める。また、この場合、ゲートなどを有する放流設備においてはゲートなど開放時（放流時）と全閉時の状態の荷重の組合せについて検討する。

荷重の計算方法は、堤体に作用する荷重と同種の荷重についてはこの計算方法に準じて行い、それ以外の荷重については一般的な公式が適用できる場合もしくは過去の試験、実験の資料が利用できる場合にはそれらによるものとし、それ以外は試験もしくは実験により求める。

ダムの放流設備の各部分の応力は、構造、型式に応じてその応力状態を適切に判断できる方法で応力解析を行い検討する。

< 必 須 >

ダムの放流設備の主要な構造は、ゲートなどの可動部、放流管あるいは流出水路等を除き、コンクリート構造とするものとし、コンクリートダムの堤体に属する部分を除き、基礎地盤に緊密に接続した構造とするものとする。

また、常時及び地震時において予想される荷重に対して安定かつ安全な構造となるよう設計するものとする。

< 関連通知等 >

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

< 参考となる資料 >

放流設備の構造については、下記の資料が参考となる。

- 1) 国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。

7.2 流入部の設計

7.2.1 流入水路

< 考え方 >

フィルダムの洪水吐きのように、地山に放流設備を設ける場合には、貯水池から放流設備まで流れを導く流入水路が必要となる場合が多い。流入水路の水面の動揺や流れの不均一性は、放流量の低下の原因となるとともに、導流部や減勢工での流況を乱す原因にもなるので、できるだけ緩やかな形状変化となるよう考慮するとともに、流速についてもできるだけ抑える必要がある。

< 標 準 >

流入水路は、水深を大きくして流速を小さくし、平面形状はできるだけ緩やかに変化させて流速分布を均一にし、流れに攪乱を生じないように設計することを基本とする。

< 推 奨 >

流入水路の底部は、地質条件によっても異なるが、流水による侵食、風化が問題とされる場合にはコンクリート張りとするのが望ましい。

< 例 示 >

流入水路の越流頂の高さ以下の深さ W が小さく、設計越流水深 h との比 W/h が小さくなると、流量係数が小さくなる。一般に放流能力を損なわないためには、 W/h が 1/5 程度以上とされる（図 2-7-1 参照）。

また、洪水吐きの入口の形状が流れに攪乱を与えるものであると、流入損失水頭が増大し、

かつ疎通能力を低下させ、この攪乱は導流部に存続して流量分布を不均一にし、減勢工の減勢能力を損なうことがある。このほか、土砂流入の点からも接近流速を増すことは好ましいことではなく、接近流速の限界は一般にほぼ4m/s以下であるとされる。

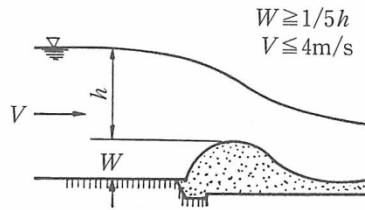


図2-7-1 流入水路の水深

<参考となる資料>

流入水路の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計Ⅱ編，平成17年6月。

7.2.2 流入部

<考え方>

ダムの越流型洪水吐きの越流部の幅は、構造令第8条及び施行規則第12条の2において以下のように定められている。

(越流型洪水吐きの越流部の幅)

第8条 越流型洪水吐きを有するダムの上流における堤防（計画横断形が定められている場合には、当該計画横断形に係る堤防（以下「計画堤防」という。）を含む。）の高さが当該ダムの設計洪水水位以上非越流部の高さ以下である場合においては、第38条及び第39条の規定は、当該ダムの洪水吐きについて準用する。この場合において、第38条第1項中「径間長（隣り合う堰柱の中心線間の距離をいう。以下この章において同じ。）」とあり、並びに同条及び第39条中「径間長」とあるのは、越流部の幅（洪水吐きの越流部が門柱、橋脚等によって分割されているときは、分割されたそれぞれの越流部の幅をいう。）と読み替えるものとする。

(ダムの越流型洪水吐きの越流部の幅の特例)

規則第12条の2 越流型洪水吐きを有するダムの上流における堤防（計画横断形が定められている場合には、計画堤防を含む。）の高さが当該ダムの設計洪水水位以上非越流部の高さ以下である場合においては、第17条から第19条までの規定を当該ダムの洪水吐きについて準用する。この場合において、これらの規定中「可動部」とあるのは、「越流型洪水吐き」と、「径間長」とあるのは、「越流部の幅（洪水吐きの越流部が門柱、橋脚等によって分割されているときは、分割されたそれぞれの越流部の幅をいう。）」と、第17条及び第19条中「径間長に応じた径間数」とあるのは、「当該越流部の幅に応じた越流部の数」と、第19条中「可動堰」とあるのは、「ダム」と読み替えるものとする。

構造令及び施行規則では、原則として、ダムは、山間狭窄部でダムの影響が及ぶ付近までは、堤防等が存在しない河川の区域に建設されるものとして、また堰は、平野部の堤防によって洪水防御される河川の区域に建設されるものと考えて規定している。堤防区間の河川に設

けられたダムについては、堰と同様な配慮が必要であるので、越流型洪水吐きの越流部の幅について、堰の規定との整合性を取る必要がある。

流入部は、流量を制御する重要な部分である。したがって、厳密な形状維持を図るとともに、変動の少ない、安定した放流流況が得られるよう設計する。

流入部には越流式とオリフィス式の2型式がある。越流式流入部は、正面越流型と横越流型の2種に大別される。朝顔形流入部も越流式に含まれる。オリフィス式流入部とは、使用水頭が25m程度以下の高圧放流管に属さない管路型の流入部のことであり、一般には出口断面高 d と最大使用水頭 h の比 d/h が1/4程度以上で、かつ出口断面高と管長がほぼ等しいものをいう。

越流式流入部においては、越流頂に負圧を生ぜしめないで流量係数をできるだけ大きくすることが必要であるため頂部の縦断形状として刃形堰の自由ナップ下側の形を設計の目安とすることが一般的である。

横越流型流入部の場合は、側水路の水力条件によっては完全越流、不完全越流、潜り越流の流況が生ずることがある。潜り越流になると流量係数が急減すること及び越流方向の流れを側水路方向の流れに変換するために生じる一種のらせん流とそれによる水面動揺が激しいことなどの現象を生ずるため設計上注意を払う必要がある。

また、貯水池の堆砂が越流頂付近まで達するようになると、流入部の放流能力は低下するので、満砂状態が予想されるダムでは、予めその対策を考慮しておく必要がある。

オリフィス式流入部において、オリフィスの流量係数は、流況に応じその流出機構も異なることから一様に表示できないので、模型実験あるいは実例により定める。

キャビテーションの許容負圧は、流速変動及びコンクリート面の微小な凹凸を考慮して、 -0.029N/mm^2 程度とする。

<必 須>

越流型洪水吐きの越流部の幅の決定にあたっては、構造令第8条及び施行規則第12条第2項の規定を踏まえて設計するものとする。

流入部は、放流時にキャビテーションまたは、危険な振動を誘発するような負圧を生じないように設計するものとする。

<標 準>

流入部の形状及び流量係数は、その特性が既に明らかにされているものを使用する場合のほかは、実験によって定めることを基本とする。

<推 奨>

越流型流入部において、下流水位が高く、潜り越流になる恐れがある場合、アーチダムのように曲線越流頂である場合、あるいはゲート部分開放操作の流量係数等で、その特性がまだ明らかにされていない場合については模型実験によって定めることが望ましい。

オリフィス式流入部においては、上流側水位に応じて自由越流状態から管路流状態まで変化し、両者の遷移区間では管内の流れが不安定になり、流量も安定しないので、オリフィスの配置と設計にあたっては常時使用する状態で上に述べたような流況ができるだけ生じないように配慮することが望ましい。

アーチ式コンクリートダムの自由落下式洪水吐きの場合は、キャビテーションの許容負圧以下の負圧でも水脈の振動を誘発する恐れがあり、またアーチ式コンクリートダムに限らず、ゲート部分開放操作時には自由越流時より負圧が発生しやすいので、流量係数を多少犠牲にしても安全な形状に定めるのが望ましい。

<例 示>

越流型洪水吐きで洪水吐きゲートを有するものにあつては、ダム貯水池に当該ダムの設計洪水位以上で非越流部高さ以下の高さの堤防がある場合、構造令第8条の規定に合致するような幅を有するダムの洪水吐きゲートを建設することは、ゲートの構造上困難である場合が多い。このようなときには、上流の堤防の高さをダムの堤体の非越流部高さ以上の高さまで嵩上げし、堤防を安全にすることも考えられる。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

流入部の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令、平成12年1月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計Ⅱ編、平成17年6月。

7.3 導流部の設計**<考え方>**

導流部の流れは、流速の大きい流れであり、フルード数も大きい。したがって、水路は、原則として等幅・直線とする。

導流部には明渠と暗渠の2型式があり、明渠型式の導流部は堤体流下式と水路(シュート)式に分類される。また、暗渠型式の導流部はトンネル式導流部とよばれる。

導流部の平面線形を直線とするのは流速、流量分布が均等で安定した流況と効果的な減勢が期待できるからであり、やむを得ず平面湾曲を挿入する場合または水路幅を変化させる場合は衝撃波、水位上昇、流れの不均等についての配慮が必要となる。

縦断湾曲のうち凸な鉛直曲線を挿入するときは、流れが水路底からはく離するのを防ぐため断面の平均流速を初速とする自由落下軌道曲線を用いる。また、凹の鉛直曲線を挿入するときは、流れの遠心力による水路底への動水圧を小さくするため十分大きな曲率半径の曲線とする。

導流部においては、一般に流れが高速となるのでキャビテーションによる損傷を生じないように、ジョイントの施工等に注意を要する。底部は鉄筋コンクリートとし、厚さは地質条件によっても異なるが、1.5m程度とする。壁部と底部には必要に応じてドレーンを設ける。

導流部は高速流による摩耗、損傷によって変形すると著しい流況の変化をきたすことがあるので、その機能の保全に十分配慮した設計とする。

導流部の側壁高については、一般に高速流では空気混入現象が十分に発達するものと考え、この場合空気の混入によって水面が上昇するため模型実験あるいは計算によって求めた水位に空気混入による水位上昇分の補正を行った水位を対象として定める。

平面湾曲のある場合は、水路湾曲部外側壁における水位上昇は遠心力と重力との平衡の条件で計算した値の2倍程度となる。したがって、やむを得ず水路を湾曲させる場合の側壁高は、この水位上昇に対し安全なものとなるよう設計する。

トンネル式導流部を採用する場合は、堅硬な岩盤内部にルートを選定する必要がある。トンネルの覆工は鉄筋コンクリートとし、覆工周辺にはグラウチングを行う。

トンネル式導流部の平面形状は直線を原則とする。これは、トンネル内の流れはエネルギーの集中度が高いため、平面内の湾曲は激しい攪乱の原因となり流れを不安定にするからである。また、万一流木が流入した場合でも直線の場合は被害が少ないと考えられる。

トンネル内の流れは常に開水路流となるよう設計する。流れが開水路流から管路流に移行するトンネルは脈動や危険な圧力変動が生じることがあるので好ましくない。ただし、朝顔形流入部の場合は、流入部のみ管路流となる状態を許容する。

設計洪水位において放流することとなる流量の流積 A_w とトンネル断面積 A_o の比 A_w/A_o は 3/4 程度を上限とする。

トンネル内の流れを安定した開水路流に保つためには空気の供給が必要であり、現状では経験的に朝顔形流入部とトンネルの接続点、勾配の変化点、流積の増大により気流が阻害される点の下流等に必要に応じ適当な規模の給気孔を設置する。

トンネル式導流部中心線の標高は原則として下流水位以上とする。やむを得ずトンネル中心線標高が下流水位より低くなる場合は、流出端部のみでも下流水位以上とすることが必要である。この場合、洪水放流初期に管内で跳水が生じると過度的にエアハンマー現象を伴うことがあるから、流出部形状の設計には適切な考慮を必要とする。

<標準>

導流部の平面線形は、原則として直線とし、縦断形状の急激な変化は避けることを基本とする。また、導流部の断面はできるだけ緩やかに変化させることを基本とする。

なお、導流部は設計洪水位において放流することとなる流量をダムの堤体及び基礎地盤の安全性に支障なく流下させる側壁高をもたせるものとし、トンネル式導流部では常に開水路となるよう設計することを基本とする。

<参考となる資料>

導流部の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計Ⅱ編，平成17年6月。

7.4 減勢工の設計

<考え方>

洪水吐きの減勢工の型式の選定、規模及び形状の設計は、ダムの堤体及び基礎地盤の安全性の確保とともに下流に存続する水勢の程度、水流の性状及び下流部の状況等を考慮して行うことが肝要である。

減勢工の底部の厚さは、地質条件、流況ならびに揚圧力の影響によっても異なるが一般に下流水位の低い跳水式減勢工では導流部と水叩きの接触部付近及び副ダムの上流部を除き1.5～2.0m程度とする。壁部と底部には必要に応じてドレーンを設ける。

洪水吐きの減勢工には、主に跳水式、スキージャンプ式及び自由落下式の3型式がある。また、これら以外にも小規模の放流設備に利用できる衝撃型、減勢バルブ等の型式がある。

1. 跳水式減勢工

跳水式減勢工については水叩き上で安定した跳水を形成するように設計する。跳水式減勢工の型式は跳水曲線と下流河川の水位流量曲線との関係によって決まるものであるが、両者が一致することは極めてまれであり、下流水深が不足する場合は水叩き面の低下または、副ダムによる水深の増加を必要とする。一方、下流水深が大きすぎる場合は、水叩き面の底上げあるいはバケット型水叩き、または、順傾斜水叩きの採用が考えられる。

水叩き部の断面形状については、その側壁は流水の横方向の振動を防ぐためにできる限

り鉛直とする。また、等幅直線水路でないと安定した跳水の形成は難しいので、水叩き幅の変化や中心線の湾曲はなるべく避ける。やむを得ず水叩き幅を変化させたり湾曲させたりあるいはその特性が定められていない特殊な水叩きを採用する場合は、原則として模型実験によってその形状を定める。

水叩き部の長さは、跳水の表面渦の長さを基準として定めるが、下流河床の状態、水叩き末端のエンドシルの形状によってある程度短縮することができる。

副ダムを設ける場合は、副ダムによって堰上げられたエネルギーに留意し、必要があれば副ダム下流に二次減勢工を付加する。また、水叩き末端付近の構造、河床の状況によっては、その付近に発生する平面渦によって砂礫の巻込みを生ずることがあるので、直下流の河床に床固め工を施すなどの対策を必要とすることがある。

2. スキージャンプ式減勢工

スキージャンプ式減勢工は、水流を空中にはね上げて下流の河床に放流し、その洗掘によって形成される自然の水クッションによって減勢効果を期待する型式である。ダムの堤体の安全を保ち、かつ落下点より下流の河川にまで必要以上に洗掘が拡大することを避けるために、水脈の落下点は、原則としてダムの堤体からできるだけ遠ざけかつ水脈を広範囲に拡散させるように設計する。

水脈の射出端には落下点及び拡散範囲を適正かつ効果的に制御する目的でデフレクタや歯型を設けるのが普通である。

水脈落下点の河床洗掘は、水クッションの形成によって比較的早く平衡状態に達するが、過度に下流に発達することを避けるために必要ならば床固め工等を設ける。

なお、拡散水脈の直接、間接的影響及び河床洗掘の二次的影響によって山腹の崩壊を起こすことは絶対に避けなければならないため、スキージャンプ式減勢工の利用は限定される。

3. 自由落下式減勢工

自由落下式減勢工は、水脈落下点の動水圧を軽減し、かつ落下後に速やかに減勢するよう設計する。

自由落下式減勢工では落下水脈が河床に与えるエネルギーの拡散を図るため越流幅をなるべく広くとることが望ましい。ただし、水脈落下幅を水叩き幅より広くして水脈が水クッションのない斜面に直接衝突することは好ましくない。

このため、水叩き幅と水脈落下幅はほぼ等しくとることが落下点の保護及びエネルギーの処理の点から考えて合理的である。

水叩き上の流れが落下水脈によって上下流に遮断される場合は、下流側から堰上げのない露出した水叩きでも水脈の落下点と堤体との間に自然に水クッションが形成され、落下水の減勢に効果のあることが知られている。

水叩き部の長さは、落下後直ちに跳水を起こす場合の表面渦の長さが1つの基準になるが、下流河床の状態によってある程度短縮することができる。

自由落下水脈を受ける水叩き部は、水クッションの有無にかかわらず動水圧が作用し基礎地盤が洗掘される恐れがあるので、原則としてコンクリートで保護する。

<標準>

減勢工の型式、規模及び形状は、ダムの堤体及び基礎地盤の安全性、放流される流水の性状ならびに下流部の状況等を考慮して決定することを基本とする。また、その特性が既に明らかにされている場合のほかは、実験に基づき定めることを基本とする。

<例 示>

跳水式減勢工において、跳水長の短縮及び跳水水深の低下を図るために逆傾斜水叩き、または、シュートブロック、バップルピアー、エンドシルなどを併用した強制跳水による減勢方法が採用される場合がある。

<関連通知等>

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

<参考となる資料>

減勢工の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。
- 2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計Ⅱ編，平成17年6月。

7.5 放流管の設計**<考え方>**

放流管は、貯水池から放流断面までを管路にて繋ぐ主たる部材が鋼材の構造物であり、コンクリートダム堤体やトンネル内に埋設される場合が多く、荷重に対して安全なことのほか、周辺コンクリートに有害な影響を及ぼさないとともに、コンクリートの施工が容易に行える必要がある。また、取り替えが簡単ではないため、摩耗に対する余裕を考慮するなど十分な耐久性を有し、点検・整備が行えるよう設計する必要がある。

放流管は、次の事項を考慮してその型式を選定する。

- (1) 設置目的（洪水調節、ダム保安、流水管理、その他）
- (2) 使用範囲（放流量、操作水頭）
- (3) 使用頻度（年間放流時間及びその平均放流量、連続放流時間及びその平均流量）
- (4) 使用条件（流量調節方式ならびに調節精度）
- (5) 流入条件（入口部周辺の構造、形状等）
- (6) 放流条件（出口部周辺の構造、形状、特に減勢処理方式等）
- (7) 放流水の性質（酸等の含有量、流砂、流木の状況等）
- (8) 将来予想される堆砂、堆泥の状況
- (9) 放流管設置条件（放流管設置部周辺の構造、形状、特に応力状態、荷重状態、継目位置等）
- (10) ゲート・バルブの型式、位置の選定
- (11) 製作、輸送ならびに据付け上の配慮事項
- (12) 保守ならびに管理上の配慮事項（監査廊、管理所との配置等）

放流管は、洪水調節、ダム保安、流水管理等のために設置される圧力管路部を有する放流設備である。

放流管は、設置目的ならびに使用範囲によって大容量放流管と小容量放流管に区分される。また、使用する主ゲート・バルブの型式及び位置によっては圧力管路と無圧管路で構成され

る場合もある。

一般に、洪水調節用放流管は大容量放流管となり、ダム保安、流水管理あるいはその他の用水補給等の放流管は小容量放流管となる。

放流管の条数等はダム設置計画において選定されるが、使用頻度、使用条件等によっては大容量放流管に分岐構造を設け、小容量放流管を併設する必要がある場合も生じる。

流水管理用あるいは用水補給用等の目的で使用される放流管の呑口には、通常、選択取水設備が設けられる。また、フィルダムに設置される小容量放流管は仮排水路に設置されることが多い。この場合、仮排水路閉塞用のプラグコンクリート内に放流管及びゲートを配置し、上流側はコンクリートの圧力トンネルとし、下流側は開水路トンネルとして使用するのが一般的である。

放流管からの放流水は流路の特性によって、直ちに短区間で減勢処理を必要とする場合もあり、特殊な減勢方式により減勢する場合がある。

流砂、流木の状況ならびに将来予想される堆砂、堆泥の状況により、土砂の流入が重大な影響を及ぼすと推定される放流管においては、入口の構造を土砂等の流入を防止する構造とし、摩耗によって頻繁な維持補修を必要とする区間をできるだけ短くするなどの配慮が必要になる。また、設置目的により流量調節用などとしてバルブ型式が採用できる場合には、開口面積の小さいスクリーン構造として塵芥等の流入を防止する。

放流管の水力機能は、圧力管路出口断面の形状、位置、放流管の線形ならびに設置されるゲート・バルブの機能によって定まるので、これらが正常に機能するよう設計することが放流管設計の基本原則である。

放流管はゲート類とともに大規模な鋼構造物であるから、工場製作、輸送ならびに据付け上の自由度はコンクリート構造物に比して著しく制約される。特にダム地点は山間部が多いので、これらが重大な制約条件となる場合もあり、予め十分な調査が必要となる。放流管の管胴の材質は、近年では、点検・整備の困難性を考慮して耐久性の高いステンレス鋼又はステンレスクラッド鋼が原則的に用いられている。また、同時に放流管は定期点検、塗装を必要とするので、これらが容易に行えるように設計されることが必要であり、設計では製作コストとともにこれらの維持補修のコストを含めた総コストでその経済性を考える必要がある。

1. 大容量放流管

大容量放流管とは、洪水調節用放流設備として利用される出口断面積が3～4 m²以上の放流管である。

流量調節操作を行う大容量放流管では、圧力管路部下流端にゲートを設置する。設計水深25m程度以上の場合には、ゲートには一般に高圧ラジアルゲート、あるいは高圧ローラゲートが使用される。また、放流管入口には、管路ならびに主ゲートの保守点検用として予備ゲートを設置する。予備ゲートには流水遮断が可能な機能を付与する。

予備ゲートに流水遮断の機能を持たせるためには、入口周辺の形状を流水遮断が可能な形状とすることが必要で、放流管入口上部のリセスの設置ならびに管内入口部の給気孔の配置等に十分な配慮が必要である。なお、圧力管路入口部に設けられる管内空気吸排気用ならびに流水遮断用の給気孔は、管内圧力が常に高い領域に配慮し、通常の放流に際して空気混入が生じないようにする。

大容量放流管の圧力管路部は、通常流速が20m/s以上となり、管壁面の不整等によってキャビテーションなどの問題が生じやすいので、設計では管内圧力が常に大気圧以上とな

ることが必要である。また、無圧管路部では、流況を定常化し気圧の低下を許容範囲に収めるために、トンネル式導流部と同様な目的の大口径の給気設備を必要とする。

管路壁面の遷移形状は、流線のはく離に伴う圧力低下を防止する形状とすることが必要で、流速が急激に加速される領域では特に形状の変化に注意する必要がある、貯水池に直接面する放流管では入口形状をベルマウス形状とする。

大容量放流管では、管路断面積をできる限り小さくして経済的設計とすることを目標とする。

2. 小容量放流管

小容量放流管とは、小規模の洪水調節用放流設備、ダム保安用あるいは流水管理用の放流設備として利用される出口断面積が3~4 m²未満の放流管である。

放流量の調節操作を行う小容量放流管では、圧力管路部下流端にゲートあるいはバルブを設置する。型式は、高圧スライドゲート、ジェットフローゲート、ホロージェットバルブ、フィクストコーンバルブ、コーンスリーブバルブあるいは引張りラジアルゲートなどが利用される。また、流量制御を全開全閉操作で行う場合には、圧力管路途中に高圧スライドゲートを設置する場合がある。

管長が長くかつ使用頻度が高い放流管では、これら主ゲート・バルブの直上流に流水遮断可能な副ゲートを設置するのが通例である。副ゲートとしては、高圧スライドゲート、リングホローゲートあるいはゲート・バルブなどが使用される。また、放流管最上流端には、これらのスルースバルブのほかに、管路の維持補修用の修理用ゲートが必要である。

バルブを使用する場合あるいは小口径の放流管では、適当な開口を有するスクリーンを放流管入口に設ける。

小容量放流管では、断面は一般に円形断面であり、管長が十分長いことならびにバルブなどの損失水頭が比較的大きいことなどのために、管内圧力の調整は大容量放流管に比べて容易であり、入口部、湾曲部あるいは断面遷移部の局所的な圧力降下のみに注意すれば、かなり自由な線形を選定できる。

しかし、末端に設置されるゲートあるいはバルブは一般に流線が管軸に平行する場合を標準として設計されているので、これらの直上流で湾曲管路とするときには流線の修正のための措置が必要となる。

管長が長くかつ断面の小さい管路では、維持補修を念頭においた設計とすることが必要で、急勾配管路等は好ましくなく、また、マンホールの配置を適切に行う必要がある。同時に、堤体内に埋設される管路は口径 800mm 以上を標準とし、800mm 未満のものは原則として露出管として設計する。ただし、管路閉塞の恐れがないあるいはこれに代わる放流設備により機能が確保される場合は、800mm 未満としてもよい。

小容量放流管で、管路途中にゲートなどを設けこの下流を無圧管路として設計する場合がある。この場合には、ゲートなどの下流の流れは極度に発達した空気混入流となり空気と水との混相流の流況を呈するので、管路の線形を適切に選定し、十分な給気設備を設けて流況の定常化を図る必要がある。

<必須>

放流管は、管内圧力を正常に保つようにするとともに、維持管理に配慮して設計するものとする。

<標準>

放流管は、所要の流量を安定した流況で放流するため、できる限り単純な形状となるよう

設計することを基本とする。

＜関連通知等＞

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について，昭和51年11月23日，建設省河政発第70号。
- 2) 技術調査課長・公共事業企画調整課長・河川環境課長・治水課長通達：ダム・堰施設技術基準(案)の一部改定について，平成28年3月31日，国技電第72号・国総公第80号・国水環第140号・国水治第142号。

＜参考となる資料＞

放流管の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。
- 2) (一社)ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準(案)「平成28年3月改正」(基準解説編・マニュアル編)，平成28年10月。
- 3) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計Ⅱ編，平成17年6月。

7.6 排砂設備の設計

7.6.1 排砂設備の設計の基本

＜考え方＞

貯留型ダムにおいて、貯水池の堆砂対策のため放流設備を用いて流水とともに土砂を流下させる排砂設備には、貯水池上流の分派設備堰から水路を介してダム下流に土砂を排出する排砂バイパスや、堤体に設置する排砂ゲート等がある。これらの排砂設備は、流入土砂の量と質、流入条件や貯水池運用条件、地形・地質、環境への影響等を考慮し、対象とする土砂を計画的に排砂することができるよう設計するとともに、閉塞やキャビテーション、摩耗等による施設の損傷が発生しないよう留意する必要がある。

なお、排砂設備については、近年整備事例が増加しつつあることも踏まえ、設計時点での技術的な進展等を考慮しつつ、新たな技術の積極的な取り組みを行っていくことが望ましい。

＜標準＞

排砂設備は、対象とする土砂を計画的に排砂ことができ、摩耗等により所要の施設機能に支障を及ぼすことがないよう設計することを基本とする。

7.6.2 排砂バイパス

＜考え方＞

排砂バイパスについては、貯水池を迂回して土砂を通過させるため水路となり、出水時の流水の一部または全部を分流するための分流設備や水路を通過した流れを必要に応じて減勢させる減勢工から構成される。

排砂バイパスの設計では、貯水池から水路への分流が適切に行われるような分派堰の構造とするとともに、対象とする土砂が安全・確実に排砂されるよう、必要な掃流能力が確保される水路断面や縦断勾配を設定する。

排砂バイパスの呑口部は、分流設備にスクリーンや流木止めを設置するとともに、分流設備側を越流しやすい構造とするなどの配慮が必要である。また、土砂によるゲート等の損傷が考えられるため、ゲート操作は全閉・全開操作を基本とし、自然調節で分流する方式とする

のが望ましい。

水路内は土砂の堆積を生じさせないのが原則であり、設計流速は土砂による摩耗量の増加やキャビテーションを考慮して設定する。また、10m/sを超える流速となる場合には、空気混入現象にも留意する必要がある。

水路が開水路トンネルの場合は、第1章第10節のトンネル構造による河川によるが、土砂流下時には、流砂による抵抗が存在するのでその抵抗を見込む必要がある。

平面線形については、地形・地質特性を踏まえて、構造安全性や水理面等で支障の無い範囲で最短となるルートとすることが多いが、既存施設（利水導水管等）に有害な影響が生じないよう十分な離隔を確保するとともに、湾曲部では土砂輸送能力が低下することが考えられ、トンネルの摩耗は内側に集中する事例が確認されているため、摩耗対策の観点からは、できるだけ湾曲部を長くして曲率半径を大きくする等の工夫をすることが望ましい。

排砂バイパスの減勢工は、ダムの減勢工及び下流河道の流況に悪影響を与えないように留意して配置・構造を定める。

<標準>

排砂バイパスは、排砂効果を最大限発揮することができるように計画し、対象とする土砂を安全かつ確実に流下させると共に、施工性や経済性、将来的な維持管理面に配慮した形状・構造とすることを基本とする。

<例示>

排砂バイパストンネルの摩耗対策としては、摩耗損傷が集中するインバートにおける対策が重要であり、インバートが流出すると大規模な補修となることから、インバートコンクリートに十分な摩耗代を設けるとともに、掃流砂が流下する場合にはインバートに高強度コンクリートを用いる事例がある。

<参考となる資料>

排砂バイパスの設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計Ⅱ編，平成17年6月。
- 2) ダム工学 18-4 2008：ダム工学会 維持管理研究部会 排砂施設の設置に関する技術的検討ーダム排砂バイパスの事例研究。
- 3) 土木学会：水理公式集 2018年版 平成31年3月。

7.6.3 堤体に設置する排砂設備

<考え方>

貯留型ダムの堤体に設置する排砂設備は、貯水位を低下させること等により貯水池内の流水の土砂輸送力を回復させ、堆砂した土砂を排出する排砂ゲートや、管路流の状態で呑口近傍の限られた範囲の土砂を排出する排砂管がある。

排砂設備は、土砂を含む流れを遮断することが可能となるよう、ゲートやバルブの型式・構造を決定する必要がある、その操作は可能な限り低い貯水位の間に実施することが望ましい。また、対象となる土砂の量・粒径を考慮して、必要な操作が可能となるように土砂の噛み込みや摩耗に対応できること、将来的な維持管理に配慮すること等に留意して設計を行う必要がある。特に、土砂の流下による排砂設備の摩耗・損傷はダムの健全性を損なう恐れがあるため、摩耗対策が必要となる。

貯水位を低下させてから土砂を排出し再び貯留する排砂ゲートの場合、相当量の流入量が

あり、貯水池容量に対する年間総流入量が大きなダムが基本的に対象となる。この場合、貯水位を低下させほぼ空虚となった堆砂面上の流れは河道でのそれと同様となり、地形の影響を受けてみお筋を形成しながら流下する。このため、排砂設備は貯水池の湾曲形状等に留意してみお筋が向かうと想定される位置に配置することが望ましい。

排砂ゲートによる排砂時は、ダム近傍の堆砂面上の流れが流速の大きな射流となることが多いため、ダムのアバットメント部の岩盤や堤体上流面等に有害な影響を与えないように排砂ゲート流入部の形状・構造に配慮する。

排砂管の場合は、土砂を含む堆積物の堆積・圧密等による固結を抑制するために、定期的な操作が必要である。

<標準>

堤体に設置する排砂設備は、土砂の噛み込みや摩耗に対する対策を図り、将来的な維持管理面にも配慮した形状・構造とすることを基本とする。

<例示>

1. 排砂ゲート

排砂ゲート設備は、図2-7-2のように止水ゲート・主ゲート・副ゲートの3枚構造とする事例がある。

ゲートは土砂の噛み込みに対し、構造的に有利なバーチカル型式とし、最上流の止水ゲートは、排砂時に戸溝保護枠を挿入して戸溝への土砂の流入を防止する構造とし、主・副ゲートは、戸溝内への土砂の侵入による損傷を抑制するため、オフセットを大きく取るとともに、戸溝幅を極力狭くしたナロースロット型を採用している事例がある。摩耗対策は、耐摩耗性や強度を考慮して材質や板厚を設定し、補修困難な流入部や導流部はジベル方式とし、堤内水路部は取り外し可能なボルト取付方式、堤体外の下流水路は経済性を考慮して高強度の石材とした事例がある。

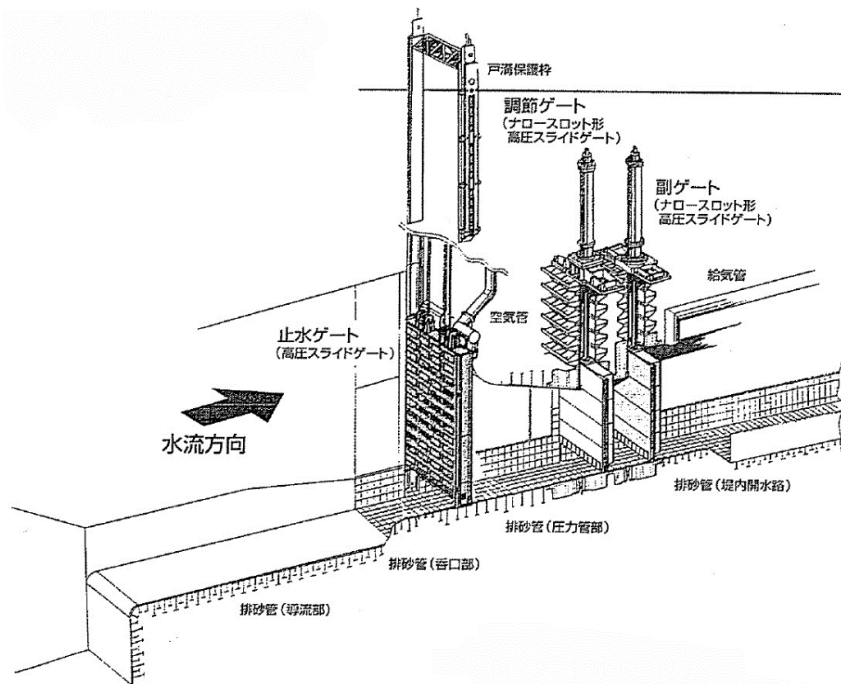


図2-7-2 排砂ゲートの事例

2. 排砂ゲート流入部

排砂ゲートの流入部は、排砂時のダム近傍での堆砂上の流れが比較的流速の速い射流になる

ことから、土砂混じりの流れが、ダムのアバットメント部の岩盤や堤体上流面等に与える有害な影響を極力軽減するため、図 2-7-3 のように流入部の流向を管軸方向に一樣にして堤体内を通過させることを目的として構造物を配置した事例がある。

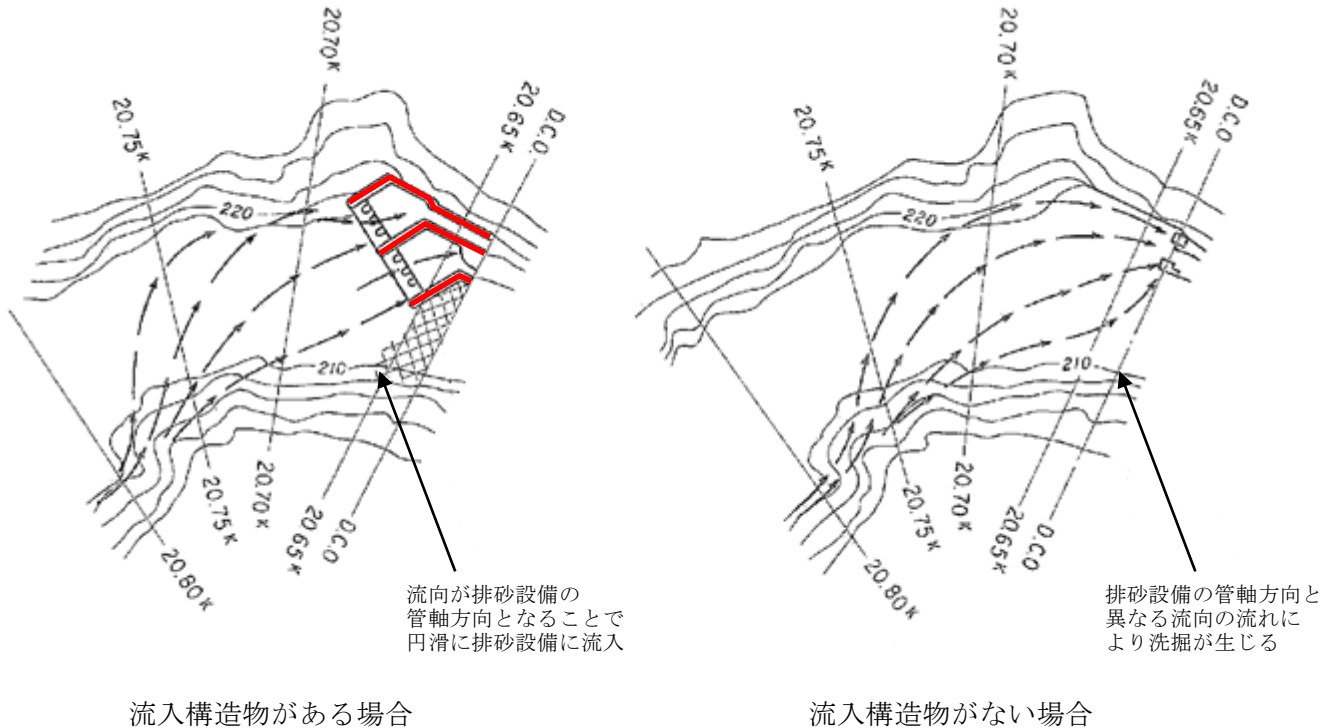


図2-7-3 流入部構造物有無のダム近傍の流れの比較

<参考となる資料>

堤体に設置する排砂設備の設計については、下記の資料が参考となる。

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計Ⅱ編，平成17年6月。
- 2) 建設省土木研究所ダム部水工研究室：土木研究所資料 宇奈月ダム水理模型実験報告書－排砂設備の流入部形状の検討－，平成2年3月。
- 3) 柏井条介：宇奈月ダムの洪水吐き・排砂設備の水理設計、取水と制水 No. 44、(一社)ダム・堰施設技術協会、p. 133-139、平成14年9月。
- 4) 林ほか：排砂設備、取水と制水 No. 44、(一社)ダム・堰施設技術協会、p. 41-45、平成14年9月。

第8節 ゲートの設計

8.1 ゲートの設計

＜考え方＞

1. ゲートの種類

ゲートには、その目的から洪水吐き（構造令第7条）に設けられるゲート（バルブを含む。以下同じ。）、河川の流水の正常な機能を維持するため必要な放流設備（構造令第14条）に設けられるゲート、フィルダムの点検・修理等のため貯水池の水位を低下させるための放流設備（施行規則第10条第6項）に設けられるゲート、その他各種利水用の放流設備に設けられるゲート等がある。

また、ゲートの形式は、ローラゲート、スライドゲート等のように鉛直方向に引き上げる非ヒンジ形式とラジアルゲート等の支承部の回転によるヒンジ形式に大別される（図2-8-1参照）。

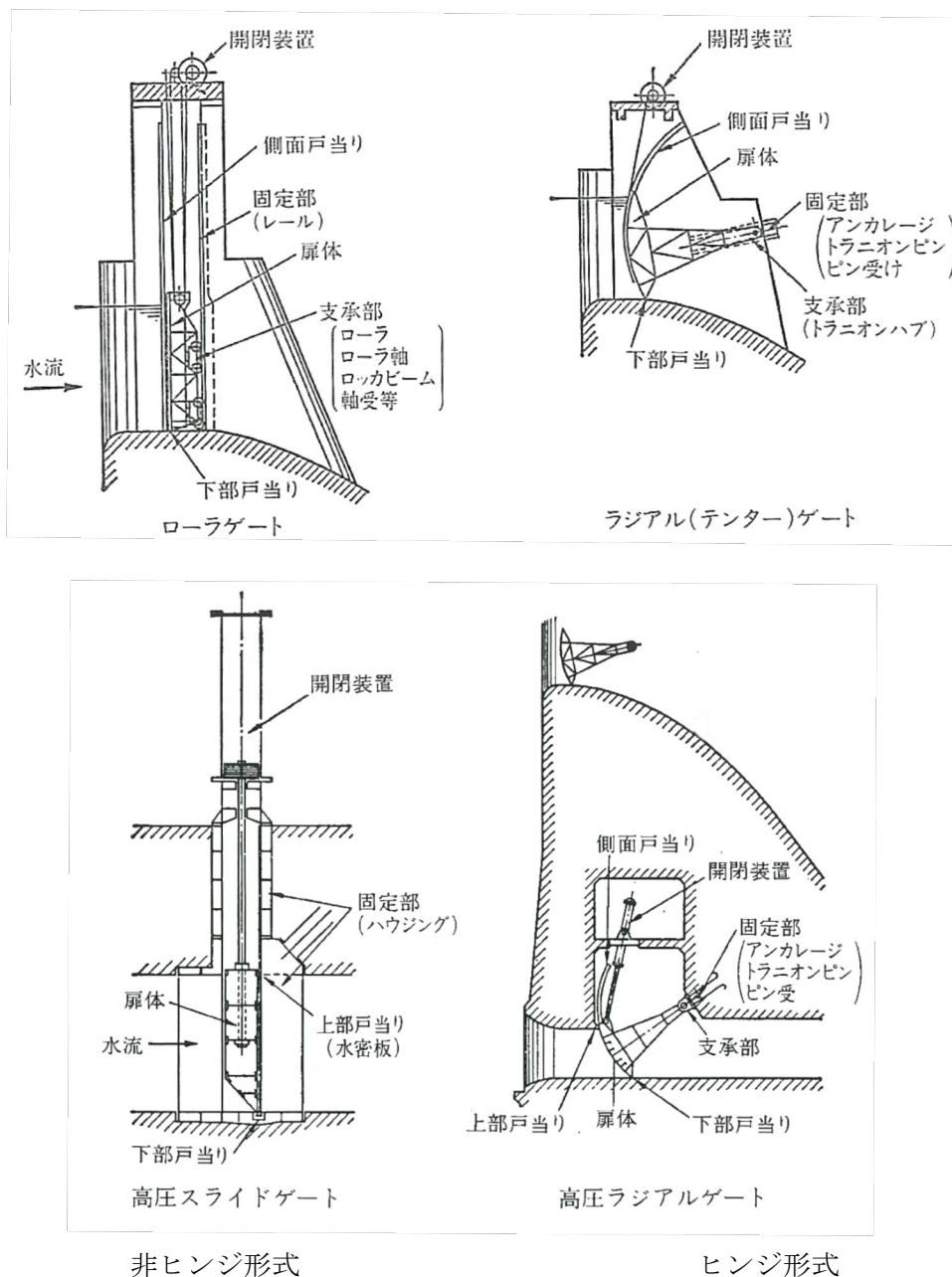


図2-8-1 ゲートの種類

2. ゲートの構造の原則

ゲートの構造の原則は、構造令第10条第1項から第3項において、以下のように定められている。

(ゲート等の構造の原則)

第10条 ダムのゲート(バルブを含む。以下この章において同じ。)は、確実に開閉し、かつ、必要な水密性及び耐久性を有する構造とするものとする。

2 ダムのゲートの開閉装置は、ゲートの開閉を確実に行うことができる構造とするものとする。

3 ダムのゲートは、予想される荷重に対して安全な構造とするものとする。

(第4項 省略)

ゲートは、予想される荷重によって生じる応力が材料の許容応力度を超えないようにするとともに、その荷重によって座屈を生じない構造とすることが必要である。

ゲートの高さ、揚程、水密性、開閉速度等のゲートの基本的な形状、寸法及び機能は、その用途に合致したものであることが必要である。

ゲートは、ゲートの使用によって有害な振動を生ぜず、扉体が円滑かつ確実に作動するとともに、耐久性があり十分な剛性を有する構造とする必要がある。また、操作および点検・整備が容易かつ安全に行えるようにする。

3. ゲートの構造計算

ゲートに作用する荷重は、構造令第11条において、以下のように定められている。

(ゲートに作用する荷重の種類)

第11条 ダムのゲートに作用する荷重としては、ゲートの自重、貯留水による静水圧の力、貯水池内に堆積する泥土による力、貯留水の氷結時における力、地震時におけるゲートの慣性力、地震時における貯留水による動水圧の力及びゲートの開閉によって生ずる力を採用するものとする。

ゲートに作用する荷重の具体的な計算方法、荷重の組み合わせ及び許容応力は、施行規則第11条において以下のように定められている。

(ダムのゲートに作用する荷重)

規則第11条 令第11条に規定するダムのゲートに作用する荷重のうち、ゲートの自重、貯留水による静水圧の力、貯水池内に堆積する泥土による力、地震時におけるゲートの慣性力及び地震時における貯留水による動水圧の力については、第3条から第7条までの規定を準用する。この場合において、これらの規定中「ダムの堤体」とあるのは、「ダムのゲート」と読み替えるものとする。

2 ダムのゲートに作用する荷重としては、次の表の中欄に掲げる区分に応じ、同表の下欄に掲げるものを採用するものとする。

項	区分	荷重
1	地震時以外の時	W, P, Pe, Pi, Po
2	地震時	W, P, Pe, Pi, I, Pd
備考		

この表において、 W 、 P 、 Pe 、 Pi 、 I 、 Pd 及び Po は、それぞれ次の荷重を表すものとする。

- W ゲートの自重
- P 貯留水による静水圧の力
- Pe 貯水池内に堆積する泥土による力
- Pi 貯留水の氷結時における力
- I 地震時におけるゲートの慣性力
- Pd 起震時における貯留水による動水圧の力
- Po ゲートの開閉によって生ずる力

- 3 前項の表において採用する荷重によりダムゲートに生ずる応力は、適切な工学試験の結果に基づき定める許容応力を超えてはならないものとする。

ゲートの実状を踏まえ、必要に応じて、構造令第11条の規定以外の荷重との組合せを考慮する。

ゲートの応力精査は従来、ダム軸に直角な方向の2次元応力計算により行われることが多かったが、ゲートの形状が複雑な場合は3次元モデルやダム軸方向モデルで解析されることが多くなっている。

4. ゲートの構造の条件

越流型洪水吐きの引上げ式ゲートの最大引上げ時におけるゲートの下端及び越流型洪水吐きに付属して設けられる橋、巻上げ機等の堤頂構造物が設計洪水位において放流されることとなる流水の越流水面から有しなければならない間隔は、施行規則第12条において、以下のように定められている。

(ダムの越流型洪水吐きのゲート等の構造)

規則第12条 越流型洪水吐きの引上げ式ゲートの最大引上げ時におけるゲートの下端及び越流型洪水吐きに付属して設けられる橋、巻上げ機その他の堤頂構造物は、設計洪水位において放流されることとなる流量の流水の越流水面から1.5メートル以上の距離を置くものとする。

- 2 ダム設計洪水流量の流水が洪水吐きを流下する場合における越流水深が2.5メートル以下であるダムに関する前項の規定の適用については、同項中「1.5メートル」とあるのは、「1.0メートル」とする。

越流水面から有しなければならない間隔の範囲は、図 2-8-2 のとおりである。

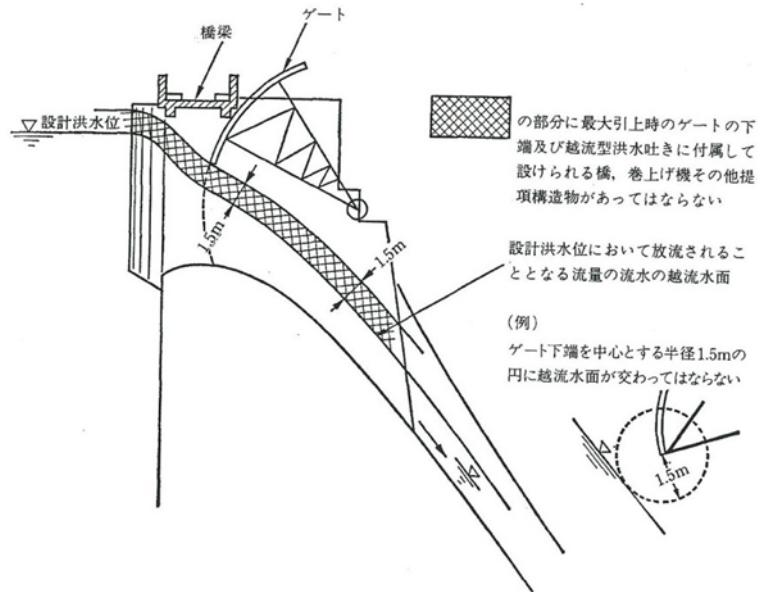


図2-8-2 ダムの越流型洪水吐きのゲートの構造

ゲートを、波浪等による越波に対しても安全な構造とするため、越流型洪水吐きのゲートの上端の標高は、ゲート形式及び各々の貯水池の水位に応じて必要な余裕を加えた標高のうち大きい値以上とする必要がある（表 2-8-1 参照）。

表2-8-1 ダムの越流部に設置されるゲートの上端の標高

ゲート形状		貯水池の水位	常時満水位	サーチャージ水位
		引上げ式	ラジアル形式	$H_n + h_w + h_e$
	パーティカル形式	$H_n + (h_w + h_e)/2$	$H_s + (h_w + h_e/2) / 2$	
	越流式	$H_n + H_w/2$	H_s	

注) 1. H_n : 常時満水位、 H_s : サーチャージ水位
 h_w : 風による波浪高さ、 h_e : 地震による波浪高さ
 2. h_w 及び h_e は、本章 2.1.1 によるものとする。

扉体の開閉速度は、一般に 0.3m/min 前後を目安とする。

主動力の故障時に必要最低限の機能を確保するため、ゲートの開閉装置には、常用する動力設備のほか予備の動力設備を設けることとしている。ゲートの規模が小さく手動によっても確実に開閉できるときには、予備の動力設備に代えて、手動の開閉機構を設けることができる。

5. その他

ゲートの設計について、本基準に明示していないものについては、ダム・堰施設技術基準(案)による。

<必須>

1. ゲート（バルブを含む。以下同じ。）は、構造令第10条第1項から第3項に定めるゲート等の構造の原則に従い、必要な強度を有する材料及び部材を使用するものとし、以下の条件に適合するよう設計するものとする。

- ① ゲートは、十分な水密性及び耐久性を有する構造であること。
 - ② 予想される荷重によって生じる応力度が材料の許容応力度を超えないこと及びその荷重によって座屈を生じない構造であること。
 - ③ ゲートの高さ、揚程は流水の流下に対して安全であること。
 - ④ ゲートの開閉が円滑かつ確実であること。
 - ⑤ ゲートの開閉速度は、その使用条件に適合していること。
 - ⑥ ゲートの使用によって、有害な振動を生じないこと。
 - ⑦ ゲートのローラ、トラニオンハブなどの支承部は、扉体にかかる荷重を戸当りまたは、固定部に安全に伝える構造であること。
 - ⑧ 戸当りまたは固定部は、扉体にかかる荷重を支承部より受け、堤体等に安全に伝える構造であること。
 - ⑨ ゲートには原則として、ゲートを開閉するための動力設備及びその予備動力設備を用いること。
 - ⑩ ゲートは、操作及び保守管理が容易かつ安全に行えること。
2. ゲートに関する構造計算において作用する荷重の種類と組合せは、構造令第11条で定められたものを用いるものとし、それぞれの荷重は、施行規則第11条で定める方法によって計算するものとする。
 3. 越流型洪水吐きの引上げ式ゲートの最大引上げ時におけるゲートの下端及び越流型洪水吐きに付属して設けられる橋、巻上げ機等の堤頂構造物は、設計洪水位において放流されることとなる流量の流水の越流水面から、施行規則第12条に定める距離を置くものとする。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について、昭和51年11月23日 建設省河政発第70号。
- 2) 技術調査課長・公共事業企画調整課長・河川環境課長・治水課長通達：ダム・堰施設技術基準(案)の一部改定について、平成28年3月31日、国技電第72号・国総公第80号・国水環第140号・国水治第142号。

<参考となる資料>

ゲートの設計に関しては、下記の資料1)、資料2)及び3)が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。
- 2) (一社)ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準(案)「平成28年3月改正」(基準解説編・マニュアル編)，平成28年10月。
- 3) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻 設計Ⅱ編，平成17年1月。

8.2 予備ゲートの設計

<考え方>

予備ゲートは、構造令第10条第4項において、以下のように定められている。

(ゲート等の構造の原則)

第10条

(1項～3項 省略)

4. ゲートを有する洪水吐きには、必要に応じ、予備のゲート又はこれに代わる設備を設け

るものとする。

ゲートを有する洪水吐きには、主ゲートの万一の故障及び保守点検に備えて、予備のゲートを設置しておく必要がある。ただし、保守点検や補修のときに貯水池水位の低下が容易に可能である場合には予備のゲートを必ずしも設ける必要はない。

また、ゲートの敷高と常時満水位との水頭が小さなきはこれに代わる角落とし等の戸当りを設けておくことが好ましい。

<標準>

ゲートを有する洪水吐きには、構造令第10条第4項に従い、主ゲートの故障、補修のために、予備ゲート又は、これに代わる設備を設けることを基本とする。

<関連通知等>

- 1) 建設省河川局長通達：河川管理施設等構造令及び同令施行規則の施行について，昭和51年11月23日 建設省河政発第70号。
- 2) 技術調査課長・公共事業企画調整課長・河川環境課長・治水課長通達：ダム・堰施設技術基準(案)の一部改定について，平成28年3月31日，国技電第72号・国総公第80号・国水環第140号・国水治第142号。

<参考となる資料>

予備ゲートの設計に関しては、下記の資料1)及び資料2)が参考となる。

- 1) (財)国土開発技術研究センター編／(社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，平成12年1月。
- 2) (一財)ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準(案)「平成28年3月改正」(基準解説編・マニュアル編)，平成28年10月

第9節 管理設備の設計

9.1 ダムの管理設備

<考え方>

ダムの安全性を維持し、建設目的に応じた所要の機能を発揮するため、ダムには管理設備を設ける必要がある。

管理設備は、所要の洪水処理、低水放流が安全・確実に実施できるようにしなければならないことはもちろんであるが、併せて、設備部品の故障や地震による各種施設の破壊・損傷等の異常時あるいは緊急時の対応や設備の維持、修繕、更新の対応についても、これらが容易に行える施設とする必要がある。

このため、異常時あるいは緊急時に故障箇所等の必要な場所に操作員が速やかに移動できるよう十分配慮するとともに、貯水位計や放流設備の開度計等の重要な設備は、二重化する必要がある。

また、設備の維持、修繕、更新のための通路、機器の搬入方法について十分配慮するとともに、耐用年数が長い材質の採用、機器における汎用品の活用等についても併せて検討する必要がある。

管理設備は、降雨や洪水に対して確実に機能を発揮するために必要に応じて耐水化を図る必要がある。

ダムの管理設備は、施工時期が建設工程の最終段階になることや対象範囲が広範囲かつ多岐にわたることから、ダムの操作・運用への配慮が不足し、管理に入ってから問題を生じる場合があるため、ダム建設当初の段階から、逐次検討していく必要がある。

<標準>

ダムには管理設備として、水理観測・計測設備、放流警報設備、ダム管理用制御処理設備、監視設備、通信設備、電気設備、ダム・貯水池付属設備、管理所等を設置することを基本とする。

<例示>

以上のほか、管理設備として管理用車両及び船舶、一般広報設備、融雪施設等がある。

<関連通知等>

- 1) 水位・流量・雨雪量：河川法第45条，政令第25条・第26条。
- 2) 放流警報：河川法第48条，政令第31条，その他特定多目的ダム法第32条。
- 3) 河川砂防技術基準維持管理編（ダム編），平成28年3月，国土交通省水管理・国土保全局。

9.2 水理観測・計測設備

<考え方>

ダムの操作が当該河川の管理上適正に行われることを確保するため、雨量計、積雪計、貯水位計、河川水位計、流量計、開度計、水質自動観測装置、気象観測装置等の水理観測・計測設備を設置する必要がある。

これら各種データの収集・表示・記録等は一般にダム管理用制御処理設備を用いて行われることが多い。

各設備の設計にあたっては、以下のことに留意する必要がある。

1. 雨量計の配置は、集水域の面積50km²に1個所を目安とし、流域の規模、形状や降雨特性

等を考慮し、ダム目的、規模、特性に十分適合するよう検討する。

また、ダム操作上の基準地点までの間に大きな支川が合流する場合など、必要に応じ集水域外にも設置する。

2. 積雪計は集水域の一部または全部が積雪地域に属する場合に、原則として1箇所以上設けるものとする。

積雪計は、集水域内の積雪量がダムの設置目的・特性に応じて把握できるように集水域内の地形や降雪特性を調査して配置する。

3. 水位計は、ダム貯水量の把握、流入量の変化の把握や洪水のピーク到達時間の推定、放流による水位上昇量の把握や利水基準点までの到達時間の推定等、的確な放流操作等を行うため、必要な箇所に設置する。

- (1) 貯水位計の設置位置は、ダムの直上流部に設置することを原則とし、貯水池の水面変動や放流による影響の少ない地点に正・副を設置する。計測範囲は、最低部の放流設備敷高からダム天端までとする。また、貯水池の特性からダムの直上流部の貯水位計だけでは貯水位が的確に捉えられない場合は、必要に応じてダムの直上流部以外にも設置する。

- (2) ダム上流の河川水位計は、流入河川の特性を把握し、流入河川の流入状態が把握できるように、必要な箇所に設置する。

- (3) ダム下流の河川水位計は、治水基準点、利水基準点及び操作のための基準点に設置する。また、必要に応じて狭窄部等に設置する。

4. 流量計は、小流量の放流能力を持つ低水放流設備等の流量を把握する必要がある場合に、放流管等に設置する。

5. 開度計は開度制御が必要な全てのゲート、バルブに設置する。

また、調整・点検が容易な場所に設置する。

重要なゲート、バルブの開度計は二重化する。

6. 水質自動観測装置は、選択取水設備を設置するなど連続的な水質観測が必要な貯水池において必要に応じて設置する。

ダム貯留水の水質を観測する地点は、取水または放流の影響を受けない地点とする。

また、流入水及び放流水を観測する地点は、貯水池にできるだけ近い地点とする。

計測装置は、維持管理を考慮して水中潜漬方式のものとし、信頼性、耐久性に配慮するものとする。

7. ダムの管理に必要な気象情報として、大雨・洪水警報等の気象予警報、台風情報、天気予報、アメダス、高層気象、天気図、降水短時間予報、XRAIN、気象庁レーダ情報、気象衛星画像があるが、収集できない情報がある場合は、必要に応じて管理所周辺に気象観測装置を設置する。

<標準>

ダム管理に必要な水理観測・計測設備は当該ダムの設置位置、ダム操作方法等に応じ、雨量計、積雪計、貯水位計、河川水位計、流量計、開度計、水質観測設備等を設置することを基本とする。

貯水位計は正・副2台の水位計を設置することとし、量水標は管理所より目視により確認できるものであることを基本とする。

<推奨>

間接流域のあるダムにおいて、ダムを操作する上で間接流域の降雨情報が必要とされる場合には、間接流域にも雨量計を設置することが望ましい。

また、雨量がダムの管理運営上に重要なデータとなる場合は、欠測を考慮した配置を行うことが望ましい。

雨量計の設置地点は、公道の近く等、維持補修を容易に行える場所とすることが望ましい。

<例 示>

ダム集水域内に設置する雨量計のほかに地点雨量では把握の難しい降雨域の移動状況や流域内の雨量強度の分布等を定量的あるいは定性的に把握することが重要であり、そのための情報としては、流域の水位、カメラ画像、レーダ雨量(XRAIN)、ダムの情報、水質・潮位・積雪深、河川の子警報などがある。

水質自動観測装置の観測項目としては、水温、pH、溶存酸素(DO)、導電率、濁度、COD、クロロフィルaなどがある。

気象観測装置の観測項目としては、温度、湿度、気圧、蒸発量、日照・日射量、風向・風速などがある。

<関連通知等>

- 1) 水位・流量・雨雪量：河川法第45条，河川法施行令第25条・第26条。
- 2) 放流警報：河川法第48条，河川法施行令第31条，特定多目的ダム法第32条。
- 3) 国土交通省大臣官房技術調査課電気通信室長通知：電気通信施設設計要領（通信編），平成29年3月28日，国技電第40号。
- 4) 技術調査課長・公共事業企画調整課長・河川環境課長通達：ダム管理用制御処理設備標準設計仕様書について，平成28年8月1日，国官技第122号・国総公第28号・国水流第8号。

<参考となる資料>

水理観測・計測設備の標準的な設計手法としては、下記の資料1)が参考となる。開度計の設計手法としては、下記の資料2)が参考となる。ダム管理用制御処理設備の標準的な設計仕様としては、下記の資料3)が参考となる。また水理観測・計測設備の事例としては、下記の資料4)が参考となる。

- 1) 国土交通省大臣官房技術調査課電気通信室監修／（一社）建設電気技術協会：電気通信施設設計要領・同解説（通信編），平成29年11月。
- 2) （一社）ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準(案)「平成28年3月改正」（基準解説編・マニュアル編），平成28年10月。
- 3) 電気通信室課長補佐・公共事業企画調整課長補佐・流水管理室課長補佐：ダム管理用制御処理設備標準設計仕様書・同解説，平成28年8月。
- 4) （財）ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第7巻 管理編 第37章、平成17年1月。

9.3 放流警報設備

9.3.1 放流警報設備

<考え方>

ダムによって貯留された流水を放流することによって、流水の状況に著しい変化を生ずると認められる場合において、これによって生ずる危害を防止するため必要があると認められるときに、放流に先だて、あらかじめ河川の区域内にいる河川利用者のほか、河川の区域内に立ち入ろうとしている人々に警告を与えることを目的として放流警報設備を設置する必要がある。

ゲートを有しないダム、またはゲートを有していても洪水時に操作しないダムでは、常用洪水吐きから越流する場合、非常用洪水吐きから越流する場合の各場合において、これによって生ずる危害を防止するため必要があると認められる場合には、放流警報設備を設置する必要がある。

異常洪水時防災操作時におけるダム放流警報設備等の機能確保として、必要に応じ施設能力を超える規模の洪水に対するダム警報設備等の耐水化を図る必要がある。

各設備の設計にあたっては、以下のことに留意する必要がある。

1. サイレン及びスピーカ装置は、定められた放流警報区域の河川沿いの全範囲にわたり、河川の区域内に立ち入ろうとする人が確実に聞き取れるように、音達範囲、周辺環境、電源状況、電波伝搬等を考慮の上、配置する。

制御はダム管理所からの遠隔制御とし、無線回線を基本とし、その動作が管理所で直ちに確認できるよう返送確認方式の作動確認装置を設置する。

また、停電時の電源設備は直流電源とし、スピーカによる音声放送及びサイレン疑似音による警報が可能なものとする。

2. 立札は、ダムによる放流の危険性があること及びサイレンによる警報の意味について、河川利用者及び周辺住民に周知できるよう、定められた放流警報区域内の河川利用者や周辺住民の目につきやすい場所に設置する。

3. 放流警報表示装置は、サイレン及びスピーカ等の警報装置の補助的手段として、警報周知の徹底が必要な場合に活用するものとする。

制御はダム管理所からの遠隔制御とし、有線または無線回線を用いるものとする。

4. 注意灯は、放流警報後における警報継続を示すものとし、サイレン及びスピーカ装置、放流警報表示装置の各装置に併設して設置する。

制御は管理所からの遠隔制御方式とし、被併設装置の操作時にあわせて作動するものとする。

5. 警報車は、移動しながらの速やかな警報が可能なように、下流河川の利用状況、河川周辺の道路状況、警報区間、河道特性等の状況に応じて台数設定する。

警報車にはスピーカ装置を搭載するものとする。

また、緊急指定用の赤色回転灯及びサイレンを装備するとともに、管理所との連絡用として専用の移動無線電話装置を装備することを基本とする。

6. 放流に関する通知は、FAX等により送信し、電話で着信確認することを基本として行う他、関係機関とのホットラインを活用するなどし、ダムからの放流が影響を及ぼす恐れのある地域を所轄する都道府県知事、市町村長、警察署長及び必要に応じその他機関に通知できるものとする。

<必須>

ゲート操作を行うダムでは、ダムから放流を開始する場合、放流継続中に放流量増加制限を越えて放流を行う場合、異常洪水時防災操作に移行する場合の各場合において、警報を実施する為の放流警報設備を設置するものとする。

また、河川利用者等への警報のほか、防災活動の実施機関や放流による影響が生じると認められる関係機関へ通知するための装置を設けるものとする。

<標準>

放流警報設備は、立札、サイレン、スピーカを基本とし、警報車を備えるものとする。また必要に応じて放流警報表示装置、注意灯等を用いることを基本とする。

9.3.2 放流警報設備を設置する区域

<考え方>

放流警報設備を設置すべき区域は、ダムからの放流による水位上昇量が30分間で30cmとなる影響範囲を考慮し設定されることが多いが、異常洪水時防災操作にあたり必要な警報を与えるべき区間も考慮し、周辺条件の連続性（直近の支川合流点、連続する家屋等）等を踏まえて設定する。

<標準>

放流警報設備を設置すべき区域は、ダムからの放流により流水の状況に著しい変化を生ずると認められる区間を基本とする。

<関連通知等>

- 1) 放流警報：河川法第48条，政令第31条，その他特定多目的ダム法第32条。
- 2) 国土交通省河川局河川環境課流水管理室長通知：ダム放流警報システム計画・設計指針（案）の改訂について，平成23年4月1日、国河流第3号。
- 3) 国土交通省大臣官房技術調査課電気通信室長通知：電気通信施設設計要領（通信編），平成29年3月28日，国技電第40号。

<参考となる資料>

放流警報設備の計画及び設計の基本的な事項については、下記の資料1)が参考となる。放流警報設備の標準的な設計手法として下記の資料2)が参考となる。また放流警報設備の事例としては下記の資料3)が参考となる。

- 1) 国土交通省河川局河川環境課流水監理室事務連絡：ダム放流警報システム計画・設計指針（案）・同解説，平成23年4月。
- 2) 国土交通省大臣官房技術調査課電気通信室監修／（一社）建設電気技術協会：電気通信施設設計要領・同解説（通信編），平成29年11月。
- 3) （財）ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第7巻 管理編 第37章，平成17年1月。

9.4 ダム管理用制御処理設備

<考え方>

ダムの制御の基本は、放流設備の操作を的確に行うことにより洪水調節、用水補給などの機能を確実に発揮させる必要がある。

ゲート・バルブなどの操作は操作員により行われるが、ダム管理用制御処理設備は、この操作を確実にかつ容易に行うための補助設備であり、実際に操作を判断・実行する操作員との役割分担を十分に理解して設置する必要がある。

<標準>

ダム管理用制御処理設備は、ダムの操作などに応じ、入出力処理機能、演算処理機能、制御処理機能、表示・記録処理機能、情報伝達処理機能、その他機能を有する設備を設置することを基本とする。

ダム管理用制御処理設備はダム管理上の情報が集中する設備であるため主要な部分の二重化による安全性を確保した設備を設置することを基本とする。

また、修繕、更新の容易さを確保するため汎用型の機器により構成された設備を設置することを基本とする。

<推 奨>

通常経路の途絶やダム地点への立ち入り規制等によりダム管理所にダムの操作員が参集できなくなる等の異常事態に対処するため、放流設備の遠隔操作が可能な設備を導入することが望ましい。ダム管理用制御処理設備標準設計仕様書では、導入する場合の安全対策について示している。

<関連通知等>

- 1) 技術調査課長・公共事業企画調整課長・河川環境課長通達：ダム管理用制御処理設備標準設計仕様書について，平成28年8月31日，国管技第122号・国総公第28号・国水流第8号。

<参考となる資料>

ダム管理用制御処理設備の標準的な設計仕様として下記の資料が参考となる。

- 1) 電気通信室課長補佐・公共事業企画調整課長補佐・流水管理室課長補佐：ダム管理用制御処理設備標準設計仕様書・同解説，平成28年8月。

9.5 監視設備**<考え方>**

CCTV装置は、管理棟内においてゲートの動作状態、貯水池及びダム直下流の河川内の状況を確認できるものとし、運用条件、距離等を勘案の上配置する必要がある。

遠隔監視設備は、ダム管理所から離れた遠隔地においてダム管理情報を監視できるものとし、ダム管理用制御処理設備からダム管理情報を伝送する通信設備、遠隔管理箇所での表示装置、無停電化された電源設備により構成する必要がある。

遠隔監視設備で取り扱う情報は、(1)洪水警戒体制の判断に必要な情報、(2)貯水位、ダムの取水・放流量などダムに関する情報、(3)地震動による最大加速度、地震後の漏水量、(4)施設の状態信号、故障信号など設備の動作監視に必要な各種情報の中からダムの操作等を勘案の上選択する必要がある。

<標 準>

監視設備は、CCTV装置及び遠隔監視設備を必要に応じて設置することを基本とする。

<推 奨>

遠隔監視設備は、操作規則上の所長が常駐する場所が遠隔地である場合、複数のダムを統合管理する場合、積雪地域のダムで冬期に管理所までの交通が容易に確保できない場合、ダムの操作頻度が比較的高い場合などには設置することが望ましい。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省大臣官房技術調査課電気通信室長通知：電気通信施設設計要領（情報通信システム編），平成29年3月28日，国技電第40号。

<参考となる資料>

監視設備の標準的な設計手法として下記の資料が参考となる。

- 1) 国土交通省大臣官房技術調査課電気通信室監修／（一社）建設電気技術協会：電気通信施設設計要領・同解説（情報通信システム編），平成29年11月。

9.6 通信設備

<考え方>

通信設備は、ダム管理に必要な情報伝達を担う重要な設備であり、体制の判断に必要な不可欠な情報の収集、あるいは放流操作に係る関係機関への連絡通知等のため設置する必要がある。

各設備の設計にあたっては、以下のことに留意する必要がある。

1. 職員及び関係機関などが管理所の外から貯水位、流入量、流域雨量、累積雨量などの基本的なダム情報を把握できるようにする必要がある。
2. ダム管理用の通話装置として、管理所とゲート機械室等堤体内の主要設備が設置されている場所、電気室、発電室、無線室、艇庫、車庫、通路の出入口、昇降口などの現地との連絡が可能なよう所内電話を設置する。

<標準>

通信する必要がある情報の種類、量などに応じて、適切な通信設備を設置することを基本とする。

<推奨>

ダム管理用の通話装置は、原則として外線との接続を行わないこととするが、ゲート機械室、電気室、無線室等では機器の保守作業時に外部との連絡が必要になるため、外線への接続が可能であることが望ましい。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省大臣官房技術調査課電気通信室長通知：電気通信施設設計要領（通信編），平成29年3月28日，国技電第40号。

<参考となる資料>

通信設備の標準的な設計手法として下記の資料が参考となる。

- 1) 国土交通省大臣官房技術調査課電気通信室監修／（一社）建設電気技術協会：電気通信施設設計要領・同解説（通信編），平成29年11月。

9.7 電気設備

<考え方>

電気設備の計画にあたっては、管理設備全体を把握し、施設の目的や規模に合った適切なものとする必要がある。

受変電設備の電力容量は、将来需要を見込んだ上、適切な需要率を乗じて設定する必要がある。

ダム管理設備の中から交流電源の瞬断が許されない機器については、無停電電源装置を計画する必要がある。

<標準>

電気設備は、安定した電源の供給と停電時の電源を確保するものとし、適切な電気設備を設置することを基本とする。

地震や豪雨等の停電発生時における、予備発電機の連続運転可能時間は、72時間以上とすることを基本とする。

予備発電設備の発電機は、ゲートを有するダムでは2台方式、ゲートを有しないダムでは1台方式を基本とする。

<例 示>

電気設備を構成する設備・装置には、受変電設備、配電設備、予備発電設備、無停電電源装置、照明設備などがある。

<関連通知等>

- 1) 国土交通省大臣官房技術調査課電気通信室長通知：電気通信施設設計要領（電気編），平成29年3月28日，国技電第40号。

<参考となる資料>

電気設備の標準的な設計手法として下記の資料が参考となる。

- 1) 国土交通省大臣官房技術調査課電気通信室監修／（一社）建設電気技術協会：電気通信施設設計要領・同解説（電気編），平成29年11月。

9.8 ダム・貯水池付属設備

<考え方>

ダム・貯水池付属設備は、ダム・貯水池の管理を効率的に行うように補助する設備、あるいはダム湖及び周辺環境の保全を目的として設置する設備である。

各設備の設計にあたっては、以下のことに留意する必要がある。

1. 昇降設備は、堤体・基礎地盤の補修及びゲート・バルブ等の堤体内の諸設備の維持管理のための人荷輸送が適切に行われるように、必要に応じて設ける。

設備形式としてはエレベータ、モノレール、インクライン等があるが、一般にエレベータが設けられている。

モノレール、インクラインについても有効に活用されるためには、設置目的を明確にするとともに、乗降の便や乗車中の安全性を十分考慮する。

2. 排水設備は、堤体や基礎地盤からの漏水等を排除するものであり、ダム形型式、ダム規模、基礎地盤の地質特性等を考慮の上必要な排水量を検討し、確実に排水できるよう計画する。

排水は、原則として自然流下によるものとするが、下流水位が高く、自然流下による排水が困難な場合には、ポンプ設備を用いる。

3. 係船設備は、係留設備、昇降設備、格納庫から構成するものとし、貯水池の水位変動、船舶の使用頻度等を考慮して、必要な機能を発揮できるよう計画する。

4. 除塵及び処理設備は、一般に流木止め、引揚設備、運搬路により構成され、集塵船が用いられる場合もある。

設備の計画にあたっては、発生流木量、流木・塵芥の種類、湛水面積に十分留意のうえ、流木・塵芥の収集から処理までの作業が一連のものとして円滑に行えるよう検討する。

5. 作業ヤードや貯水池への進入路は、流木・塵芥の収集や堆砂掘削などの貯水池の管理に必要な作業を考慮して計画する。

<標準>

ダム・貯水池付属設備は、ダムや貯水池の特性に応じ、昇降装置、排水設備、係船設備、除塵及び処理設備、作業ヤードや進入路を設置することを基本とする。

9.9 管理所

<考え方>

管理所は、洪水時及び異常時等においてもダムの管理を十分安全に行い、また、日常の作業を円滑に行うために設ける必要がある。

管理所の設置に当たっては、以下のことに留意する必要がある。

1. 管理所はダム本体上に設置してはならない。
2. 管理所は、異常時に浸水、がけ崩れ等のため機能が停止するような場所に設置してはならない。
3. 管理所の構造は永久構造とし、その規模は操作室の面積及び操作、監視等に必要な設備機器の床面積等、将来を考慮して決定することを基本とする。
4. 管理所の設置位置は貯水池水位、ゲートの操作状況を目視できる場所に設けるものとし、近くに作業用の広場を極力確保することを基本とする。
また、洪水時における勤務体制を考慮して、宿泊等が可能な施設を設けることを基本とする。
5. 管理所には、ダムの操作、情報の収集、連絡・通報・警報の発信、記録の作成、情報の処理等の機器を配置する必要がある。
6. 管理所には、操作室、事務室、資料室、宿直施設、車庫、倉庫、予備動力室、油庫、受電施設室等を設け、このうち予備動力室、車庫等は別棟とし、管理業務に支障を生じないよう配慮する必要がある。
7. ダム管理用制御処理設備等電子機器を入れる場合には、特に空調施設を考慮しなければならないが、管理所全体の空調施設との関連を十分検討しておく必要がある。

<標準>

ダムには、ダムの管理を安全確実にを行うため、管理所を設けることを基本とする。

<例示>

より効率的なダム運用を実現することを目的として複数のダムを1箇所の管理所より遠隔監視・制御している事例がある。

第10節 試験湛水

＜考え方＞

試験湛水とは、ダムの本格的な運用に移行する前に、貯水池の水位を上昇及び下降させてダム、その基礎地盤及び貯水池周辺の斜面の安全性を確認する行為である。

ダムの建設にあたっては、入念な諸調査を実施し、その結果に基づいて諸施設の確実な設計、施工を行っているところであるが、ダムの初期湛水時にあたっては、その挙動を計測、監視し、ダムの安全性を確認する試験湛水を行う必要がある。

試験湛水は、「試験湛水実施要領（案）」に基づき、実施する。

ダムを築造して初めて湛水にあたる場合には、ダムや基礎地盤の安全性、さらには、放流設備やそれに関わる諸設備の作動状況、操作の信頼性を確実なものにしておかなければならない。また、貯水池周辺の斜面も、貯水位の上昇による浮力の発生や貯水位の下降による残留間隙水圧等が原因となって不安定な状態となる場合があることから、その安全性も同時に確認しておかなければならない。

ダム再生事業等において、堤体のかさ上げ、放流設備の増設等の改良により運用貯水位の変動範囲や変動速度を変更させるなどの貯水池運用変更をする場合は、管理ダムの運用貯水位の変動範囲や変動速度の実績、既往の調査結果や計測データを踏まえて試験湛水の必要性を検討し、必要に応じて試験湛水を行う。

また、試験湛水時の状況や各種計測結果は、その後のダム管理に使用するダム点検整備基準を策定するうえで必要な情報となる。

＜標準＞

ダムはその本格的な運用に移行する前に、貯水池の水位を上昇及び下降させてダム、その基礎地盤及び貯水池周辺の斜面の安全性を確認することを基本とする。

＜関連通知等＞

- 1) 建設省河川局開発課通達：試験湛水実施要領（案）の策定について、平成11年10月1日、建河開発第98号。
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局長通達：国土交通省河川砂防技術基準維持管理編（ダム編）について、平成28年3月31日、国水流第31号。
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局河川環境課長通達：ダム総合点検実施要領について、平成25年10月1日、国水環第65号。
- 4) 国土交通省水管理・国土保全局河川環境課長、治水課長通達：貯水池周辺の地すべりに係る調査と対策に関する技術指針・同解説について、平成31年3月25日、国水環第205号、国水治第170号。

＜参考となる資料＞

試験湛水の実施方法については、下記の資料が参考となる。

- 1) （財）ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第7巻 管理編 第35章、平成17年6月。

第11節 ダム再生

<考え方>

既設ダムを有効活用するダム再生には、降雨予測の精度向上を図りながらの事前放流等の運用改善、既設ダムのかさ上げ、容量振替、既設ダム間の連携利用、堆砂対策等の様々な手法があるが、洪水調節容量の増加や放流能力の増強等のための施設改造が必要となることがある。

ダム再生における施設改造の手法としては、堤体のかさ上げ、堤体の削孔又は切削による放流設備の増設、地山の開削やトンネル掘削による放流設備の増設等がある。

ダム再生における施設改造は、現ダムの治水・利水機能を維持しながら施工することを考慮し、工事中の安全性保持や利水施設への影響に留意する必要がある。特に、既設ダムを改造する場合には施工中の河流処理が大きな課題となるため、設計段階で施工計画を一体的に検討しておくことが必要である。

以下では国内で実績のある改造方式について述べる。なお、応力状態が複雑なアーチダムでは堤体のかさ上げや削孔などの国内事例がなく、今後の技術的な検討の積み重ねが必要である。

1. 重力式コンクリートダムのかさ上げ

かさ上げを行う重力式コンクリートダムでは、かさ上げを行うダム堤体全体としての安定性ととも、既設堤体コンクリート及びこれに拘束される新堤体コンクリートの温度応力、新旧堤体の一体化の確実性、水圧増加による基礎処理の止水機能への影響、必要せん断強度の増加に伴う基礎地盤の安定性への影響等に対して検討を行う。また、かさ上げ工事中は、既設堤体に及ぼす影響を抑えるために、既設堤体下流の掘削の施工方法を慎重に選定する。

既設ダムのかさ上げは、既設堤体とダムを同一として堤高を増加させる同軸かさ上げと、既設ダムより下流側にダム軸を持つ新堤体により堤高を増加させる下流軸かさ上げがある。なお、既設堤体の頂部のみをかさ上げする堤頂部かさ上げや、既設堤体下流面の高標高部以上の一部をかさ上げする部分かさ上げが行われることもある（図 2-11-1 参照）。

下流面全体の増厚を伴う同軸かさ上げでは、垣谷公式等による堤体安定性の検討を基本として基本断面形状の決定を行うが、決定した堤体形状に対して内部応力解析を行い、安定性の確認や基本形状の微修正を行う場合がある。

部分かさ上げは、同軸かさ上げと同様の検討を行う。

小規模なかさ上げである堤頂部のかさ上げでは、垣谷公式は用いず、新設ダムと同じ安定計算を行って安定性を確認することが可能であるが、最大断面以外にも堤頂部付近の下流面勾配が変化する断面の堤体上流端に引張が生じ易くなる場合があるため注意を要する。

下流軸かさ上げでは、新設ダムと同様の安定性の検討が必要となる。なお、新堤体の一部が既設堤体に上座する場合は、既設堤体の横継目を經由して貯水が新設堤体内に浸透しやすくなるため十分な止水処理を行う必要がある。なお、既設ダムの下流側に新規ダムを建設する場合については、設計面では基本的に新設ダムの場合と同様であるため、ここでは既設ダムのかさ上げのタイプとして位置づけていない。

重力式コンクリートダムのかさ上げにあたっては、既設ダムに比べ相対的に地形・地質条件が厳しい可能性があること、既設堤体の扱いとして施工中の放流設備の機能維持や新ダムの運用上支障となる設備の撤去が必要になることなどに留意する必要がある。

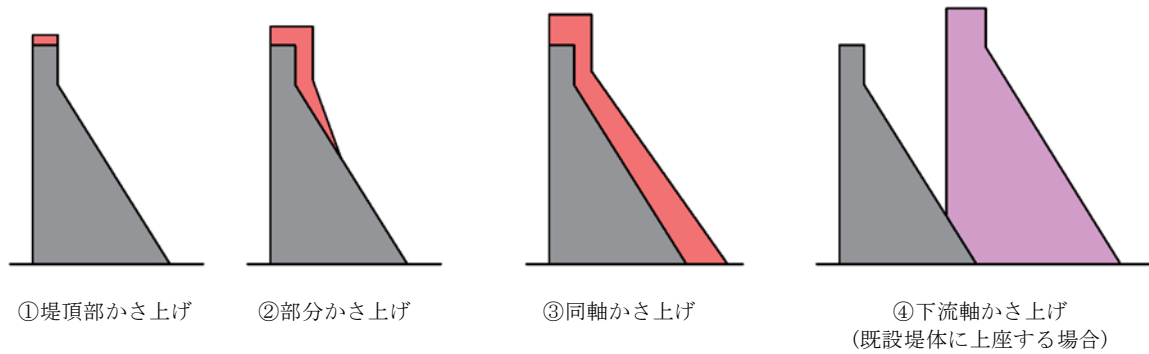


図2-11-1 重力式コンクリートダムのかさ上げのタイプ

かさ上げを行うダムの温度応力を検討する場合の特徴としては、基礎岩盤の他に既設堤体コンクリートに拘束された新堤体コンクリートの温度応力の他、貯水位変動に伴った既設堤体の挙動による、新設堤体への荷重が作用する条件下にあることが挙げられる。このため、施工時水位とリフトスケジュールを組み合わせた計算モデルにより、温度応力を検討し、その検討結果を堤体設計や施工計画に反映させる検討が必要となる。

かさ上げを行うダムは、新旧堤体が一体化し水圧に抵抗する構造物であり、また、万一の漏水が打継面に浸入すると水圧が作用し新旧堤体の一体化が阻害されることから、既設堤体下流面の表層劣化部をチップングし、新堤体コンクリートの付着を確実にする必要がある。

かさ上げを行うダムは貯水位が従前より増加するため、水理地質に関する調査および解析を行い、カーテングラウチングを新たに実施する場合が多い。ただし、施工範囲については、既設ダムにおける基礎岩盤内の浸透流の状況に関する調査結果も踏まえ適切に設定する必要がある。この場合のカーテングラウチングの施工は、一般には既設ダムの通廊内から実施されるが、通廊が設置されていない場合には、既設ダムの天端からの施工や貯水位を一時的に下げて上流フーチングから実施する場合がある。また、コンソリデーショングラウチングについては、新堤体の基礎岩盤部分にのみ実施する例が多い。

かさ上げダムで基礎掘削を行う場合は、既設ダムの直近傍で実施され、水圧等による応力が作用している状態での岩盤掘削となることから、既設ダム堤体に及ぼす影響を最小限に抑える必要がある。

2. フィルダムのかさ上げ

アースダムのかさ上げでは、既設堤体の物性やそれに基づく安定性評価の結果が現行の基準に適合するか確認するとともに、かさ上げダムの地震時を含めた安全性評価が必要である（図 2-11-2 参照）。堤体が砂質土主体で築造されている場合には、地震時の非排水繰り返し荷重による強度低下とひずみ軟化を考慮した安定性の検討等が必要になることもある。また、施工に当たっては、新旧堤体の境界面が水みちとなって安全性に影響を及ぼす可能性が考えられることから、新旧堤体の境界面の施工、締固めには十分留意する必要がある。

ゾーン型（土質遮水壁型）ロックフィルダムのかさ上げでは、新旧堤体の遮水ゾーン（コアゾーン）の連続性を確保するほか、既設堤体内の遮水ゾーンの堤敷幅は拡大出来ないため貯水位の上昇に対する遮水ゾーンの水压破砕に対する安全性の検討や監査廊コンクリートの応力増加に対する安全性の検討も必要となる。これらの課題検討の必要性より一般的に、ゾーン型（土質遮水壁型）ロックフィルダムの大規模なかさ上げは困難を伴う点が多い。なお、既設フィルダムを新設のゾーン型（土質遮水壁型）ロックフィルダムの上流側透

水ゾーン（ロックゾーン）に取り込むかさ上げ事例もあるが、この場合には遮水ゾーン（コアゾーン）の連続性などの課題は発生しないが、新旧堤体の変形性に大きな差がある場合には新設堤体の築堤による応力に対する安全性の検討が重要となる。また、既設ダムのかさ上げにおいては、コア材の水圧破碎に対する抵抗性の試験・評価方法の精度向上が重要である。

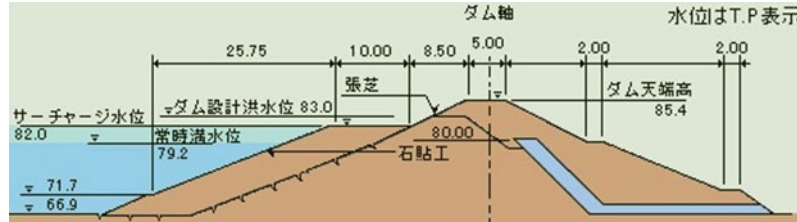


図2-11-2 アースダムのかさ上げ

3. 既設重力式コンクリートダムの削孔

既設重力式コンクリートダムの堤体を削孔し、放流管を新設又は増設する場合には、施工時及び完成時に削孔した周辺のコンクリートに発生する引張応力に対する安全性を確認する必要がある。

放流管周辺のコンクリートに発生する応力を算出する手法は、新設ダムの放流管ブロックの設計を行う方法に準じることとなる。しかし、放流管周辺コンクリートの補強のための配筋計算の際、新設ダムの場合には、上載される堤体自重や水圧により生じる堤体内応力に対して配筋量を定めていたが、既設堤体を削孔する場合、施工時水位に対応した水圧荷重と堤体自重分による応力は既設のコンクリート内で再配分されることから、その状態を初期応力状態として必要となる配筋量を計算することとなる。なお、特に削孔箇所が堤体下部となる場合、施工時において削孔した周辺には大きな引張応力が発生する可能性があることから、必要な配筋を行うとともに、ひび割れの発生を監視しながらの施工が必要である。

堤体削孔により設ける放流管の開口部の大きさは、開口部周辺に生じる引張応力が大きくなることから設置される堤体ブロック幅の1/3程度以下とするのが一般的であるが、より大きな開口部を設計する場合には、応力条件がさらに厳しくなる。また、開口部を設ける箇所が深いほど応力条件は厳しくなる。開口部の設計にあたってはこれらのことを考慮して、開口部を含む堤体ブロックについて詳細な応力解析を行い、安全性を確認する必要がある。

また、増設放流管の規模や条数を検討する場合には、放流管に求められる放流機能、キャビテーション損傷を防止するための負圧発生への対応、操作条件や操作効率を考慮することが必要である。

さらに、堤体上流面に設置する仮締切工は、削孔部の両側堤体に貯水等から作用する荷重を伝達する重要な構造物であることを考慮し、その堤体との接合部を含めて施工中の安全性が十分確保されるよう設計する必要がある。

4. 既設重力式コンクリートダム上部の切削

既設重力式コンクリートダムの堤体の天端を含む高標高部を切削し、洪水吐きなどの放流設備を新設、増設又は改造（ゲートレス化含む）する場合、切削による改造を施した周辺の堤体に発生する応力等に対する安全性が確保されるよう設計・施工する必要がある。

そのためには、堤体構造及び貯水池運用の特性を踏まえ、貯水や地震による荷重に対する堤体の安定性が改造（切削）後の状態だけでなく施工の各段階においても確保されるよ

うにする必要がある。このため、完成後とともに施工中においても必要な安全性を確保するための施工手順を施工中の運用水位制限の必要性を含め設計段階で検討しておく必要がある。

例えば、切削部周辺の堤体においては、新設ダムの構造設計で一般的に考慮される上下流方向の荷重に対する安定性だけでなく、ダム軸方向の荷重に対する安定性の確保も必要となる。既設堤体が無筋コンクリートであることもあり、切削部周辺堤体のダム軸方向の変位を抑制するための補強部材の設置が必要になる場合もある。なお、このような補強部材の設計を含むダム軸方向の安定性の検討では、堤体や補強部材の温度変化による影響も考慮する必要がある。

さらに、堤体上流面に設置する仮締切工は、切削部の両側堤体に貯水等から作用する荷重を伝達する重要な構造物であることを考慮し、その堤体との接合部を含めて施工中の安全性が十分確保されるよう設計する必要がある。

5. トンネル洪水吐きの増設

地山を掘削して洪水吐きを設置するトンネル洪水吐きは、呑口部（流入水路含む）、トンネル部、吐口部（減勢工）で構成され、各々の構造的安定性を確保するように設計する必要がある。

トンネルの平面線形は、既設堤体及びカーテングラウチングに有害な影響を与えないこと、十分な浸透路長を確保すること等を考慮して定める必要がある。また、地山の地下水位がトンネル背面を介して下流側へ浸透しないようにトンネル周辺の止水処理は入念に行う必要がある。

呑口部は貯水池を運用しながら施工する場合は、大規模な仮締切（鋼管矢板構造等）が必要となり、土留め壁等として恒久的に活用する前提で仮締切を設計することが多い。この場合、仮締切は、完成後の形状と荷重条件も考慮して設計する必要がある。仮締切は、トンネル掘削時、流入水路設置時の鋼管矢板の切断により荷重状態が大きく変わるため、各施工ステップで構造的安定性を検討する必要がある。呑口部とトンネルの接合部は止水上の弱点となり易いため密実な止水グラウチングを行うことが重要である。

6. 地山開削による洪水吐きの増設

地山開削により増設する洪水吐きは、呑口部、導流水路部（シュート部含む）、減勢部で構成され、各々の構造的安定性を確保するように設計する必要がある。

地山開削に伴い既設堤体の変形や浸透量が増大しないように施工方法を含めて検討する必要がある。また、造成する洪水吐きと既設堤体の止水ラインの連続性に留意して基礎処理を行う必要がある。

<標準>

既設ダムの改造は、既設ダムの設計条件や挙動を踏まえ、新設ダムと異なる応力状態となることに留意して、施工条件を考慮した上で設計することを基本とする。

<例示>

同軸かさ上げダムの設計は、「垣谷公式」を基本として検討されることが多い。その基本形状は、上流面は貯水位を低下させることが出来ないため下流面勾配を調整して安定性を確保するように決定する。

垣谷公式では以下の仮定を前提としている。

- ①新コンクリートの硬化収縮による容積変化を無視する
- ②新コンクリートの物理的性質の相違などを無視する

③新旧コンクリートが一体となれば剛体力学的に扱うことができる

④新コンクリートは自重のほかには外力を受けずに硬化するものとする

かさ上げ後の堤体着岩部の応力は、既設ダムの応力とかさ上げによって新たに生じた荷重による新ダムの応力との和となる。かさ上げダムの断面は、この重ね合わせた応力が、堤体の上流端で0若しくは圧縮側となるように決定される。既設堤体に作用する荷重は静水圧及び水重、かさ上げによって新たに加わる荷重は静水圧（かさ上げによる増分）、堆砂圧、地震時慣性力、地震時動水圧、水重、揚圧力、自重である（図 2-11-3 参照）。自重については、かさ上げ部分も含めた全堤体の自重をかさ上げ後の荷重として取り扱っている。

既設堤体上流端の着岩部応力は、

$$\sigma_u(I) = \frac{2n_0\beta^2}{m_0 + n_0} \gamma \cdot h - \frac{(1 + n_0^2)\beta^3}{(m_0 + n_0)^2} \gamma \cdot h$$

新堤体上流端の着岩部応力は、

$$\begin{aligned} \sigma_u(II) = & \frac{h}{(m + n_0)^2(1 + \alpha)^2} [(\gamma_c - \mu \cdot \gamma)(1 + \alpha)^3 m^2 \\ & + [(1 + \alpha)^3 \{2\gamma \cdot n_0 + \gamma_c n_0 - 2\mu \cdot \gamma \cdot n_0 - \gamma_c k\} + \\ & (1 + \alpha)\{2(\gamma_s - 1) \cdot n_0 \delta^2 - 2\gamma \cdot n_0 \beta^2\}] m \\ & + (1 + \alpha)^3 \{\gamma \cdot n_0^2 - \mu \cdot \gamma \cdot n_0^2 - \gamma - 1.4\gamma \cdot k \cdot \zeta^3 - \gamma_c k n_0\} + \\ & (1 + \alpha)\{2(\gamma_s - 1)n_0^2 \delta^2 - 2\gamma \cdot n_0^2 \beta^2\} + \gamma \beta^3(1 + n_0^2) - (\gamma_s - 1)\delta^3(n_0^2 + C_e)] \end{aligned}$$

ここで、

n_0 : 既設堤体上流面勾配

m_0 : 既設堤体下流面勾配

m : 新堤体下流面勾配

h : 旧堤高

α : かさ上げ高と h の比率（かさ上げ高/ h ）

β : 施工時水深と h の比率（施工時水深/ h ）

δ : 堆砂高と h との比率（堆砂高/ h ）

ζ : 新満水位時水深と新堤高 $(1 + \alpha)h$ との比率（新満水位時水深/新堤高）

γ : 水の単位体積重量

γ_c : コンクリートの単位体積重量

γ_s : 堆砂の水中の単位体積重量

μ : 揚圧力係数

k : 設計震度

C_e : 泥圧係数

W : かさ上げ後の全堤体の自重

σ_u : 堤体底面上流端に作用する鉛直応力

σ_j : 既設堤体底面下流端に作用する鉛直応力

σ_d : 新堤体底面下流端に作用する鉛直応力

ここで堤体上流端の応力を0とする必要から、 $\sigma_u(I) + \sigma_u(II) = 0$ が成り立ち、これにより、かさ上げ堤体の下流面勾配 m が求められる。

なお、垣谷公式では、かさ上げ前の既設堤体には静水圧及び水重のみを作用させているが、実際の荷重の載荷状況を踏まえて、かさ上げ前の既設堤体に自重、揚圧力も作用させ、かさ上げ後にはそれらの荷重増加分のみを作用させて安定計算を行う場合もある。一般的には垣谷公式を用いた方が安定条件を満足する下流面勾配が緩くなる点で安全側の設計となる。

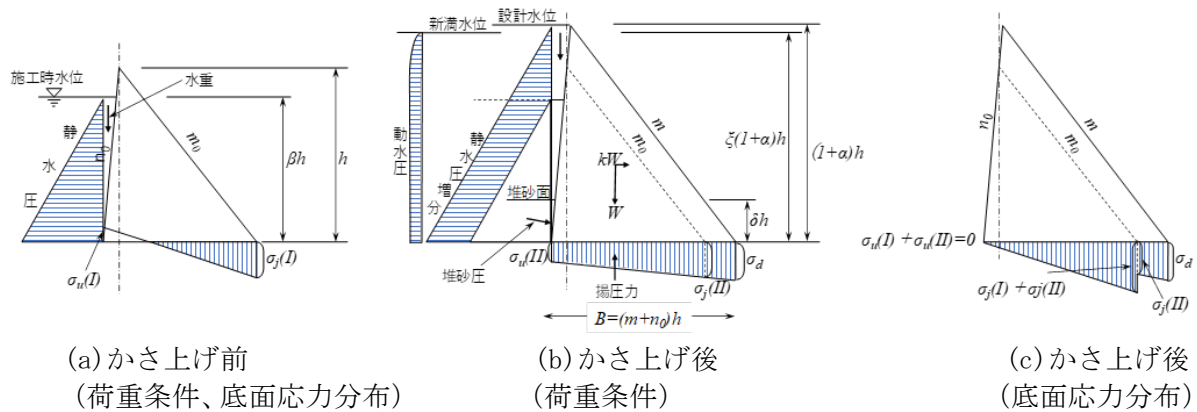


図2-11-3かさ上げ公式（垣谷公式）での荷重条件と着岩部の応力分布

堤体削孔による構造解析は、近年では1ブロックの抽出モデルを対象に3次元FEM解析により行うことが多くなっている。内部応力に対する安全性評価は、施工時水位での初期応力に対して、完成後の水位の上昇による荷重増分や地震荷重による発生応力を重ね合わせて検討されている。この際、既設堤体に発生する応力については既設堤体コンクリートの引張強度を十分下回ることを条件とし、放流管周りの充填コンクリートに発生する引張応力に対しては配筋により対応することが多い。

堤体削孔による増設放流管は、求められる放流機能として既設の放流設備より低位での放流が可能となるよう圧力管として設計される事例がある。また、トンネル洪水吐きは、一般に対象流量が大きく必要断面が大きくなるため、経済性や施工性を考慮してコンクリート覆工の圧力トンネルとして設計される事例がある。これらの圧力管もしくは圧力トンネルについては、キャビテーション損傷を防止するための負圧発生への対応として、水理的な安全性確保の面から、既往事例では流速10m/s以下として設計されているのが基本であるが、水理模型実験等により安全性を確認し、流速10m/s以上で設計した事例もある。

<関連通知等>

ダム再生ビジョン 平成29年6月 国土交通省水管理・国土保全局。

- 2) ダム再生ガイドライン 平成30年3月 国土交通省水管理・国土保全局河川環境課流水管理室、治水課事業監理室。

<参考となる資料>

- 1) 垣谷正道：嵩上げ堰堤の安定計算について 日本発送電工 第1202号，1946。
- 2) 独立行政法人土木研究所：環境に配慮したダムの効率的な建設・再開業事業に関する研究 土木研究所報告 No. 208，平成19年。
- 3) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設 平成17年版 第5巻，設計Ⅱ編，平成17年6月。

第12節 ダムの耐震性能照査

12.1 耐震性能照査の基本

<考え方>

ダムの耐震設計は、構造令に基づき、ダムの自重に地域ごとに経験的に定められた一定の設計震度を乗じて算定される慣性力等を水平地震力として考慮する方法（以下、「震度法」という。）により行われている。この「震度法」で設計されたわが国のダムは、これまで致命的な地震被害を被っていないが、近年では、観測設備等の整備により極めて強い地震動がダムにおいても観測されるようになってきている。このため、ダム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、いわゆるレベル2地震動に対してもダムの安全性について合理的に照査することが重要である。なお、新設のダムや堤体改造を伴う再開発ダムに関しては、構造令に基づく設計がなされたものに対して耐震性能照査を行う。

ダム本体（ダムの堤体及び堤体と接する部分の基礎地盤）及び関連構造物等（ダム本体またはその周辺に設置され、ダムの機能を担う各種の構造物や設備で、ダム本体に含まれないもの）の耐震性能照査にあたっては、以下のことに留意する必要がある。

1. レベル2地震動に対する耐震性能照査は、ダムの型式や構造上の特徴、材料特性等を踏まえたうえで、関連した最新情報などを考慮して行う。
2. レベル2地震動の設定は、ダム地点周辺において過去に発生した地震に関する情報や周辺に分布する活断層やプレート境界等の情報について文献資料等により十分な調査を行うとともに、関連した最新情報に基づき、当該ダムに最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震動を設定する。
3. ダムの耐震性能の照査において考慮する貯水位は、供用中のダムにおいて通常時の状態として想定される水位の中で、地震が発生した場合にダムの構造物に対する影響が大きくなる水位である常時満水位を基本とする。なお、常時満水位より低い水位であっても、構造上、耐震性能を照査する上で別途考慮すべき水位条件を有するダムについては、常時満水位のほか当該水位についても照査を行う。
4. レベル2地震動に対しては、一定の損傷を許容した上で、ダムの「貯水機能が維持されること」、「生じた損傷が修復可能な範囲にとどまること」をダムが満足すべき条件、つまり耐震性能とする。なお、貯水機能が維持されることとは、制御できない貯水の流出が生じないことをいう。また、修復可能な範囲にとどまることとは、適用可能な技術でかつ妥当な経費および期間の範囲でダムの継続使用を可能とする範囲にとどまることをいう。
5. ダムの耐震性能を満足しない場合、構造令に基づく設計がなされた新設のダムや堤体改造を伴う再開発ダムでは耐震性能を満足するように設計を行う。

<標準>

ダムは、そのダム本体及び関連構造物等の設計に際して、レベル2地震動に対する耐震性能の照査を行い、地震時に損傷が生じたとしても、「ダムの貯水機能が維持されるとともに、生じた損傷が修復可能な範囲にとどまる」ことを確認することを基本とする。

<例示>

照査にあたり考慮する貯水位は、供用中のダムにおいて通常時の状態として想定される水位の中で、地震が発生した場合にダムの構造物に対する影響が大きくなる水位である常時満水位を基本としている。

なお、ダムの構造上、地震時におけるダムの応答が常時満水位時よりも大きくなる可能性のある貯水位が、ある程度の期間継続する可能性がある場合については、そのような貯水位についてもダムの耐震性能を照査する必要がある。このような貯水位としては、アーチ式コンクリ

ートダムの最低水位等がある。

<参考となる資料>

ダムの耐震性能照査に関する基本的な考え方については以下の図書が参考となる。

- 1) 「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」：国土技術政策総合研究所資料 第244号 平成17年3月。
- 2) 「多目的ダムの建設 平成17年版 第4巻 設計I編」：財団法人 ダム技術センター。
- 3) 三石真也、島本和仁：大規模地震に対する耐震性能照査について，ダム技術，No. 274，pp. 6-35，2009年7月。

12.2 耐震性能の照査に用いる地震動

12.2.1 想定地震の選定

<考え方>

照査に用いる地震動の設定にあたっては、当該ダムに最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震を「想定地震」として選定する必要がある。

想定地震の選定は、当該ダムの周辺地域において過去に大きな被害をもたらした地震の再来の可能性、またダム地点周辺の活断層やプレート境界等の活動による地震発生の可能性等の観点から行う必要がある。

また、その際には、国または地域の防災計画に位置づけられている地震のうち、当該ダムに大きな影響を及ぼす可能性のある地震についても考慮する必要がある。

そのため、まず、当該ダム周辺において過去に発生した被害記録がある地震や当該ダムに大きな影響を与える地震を発生させる可能性のある活断層やプレート境界等に関する情報等を文献資料等により抽出・収集する。

文献資料等調査の結果に基づき抽出された地震の中から「想定地震」を選定することになるが、この作業は、便宜上、ダムの基礎地盤における地震動記録をもとに経験的に得られている加速度応答スペクトルの距離減衰式（以下、「ダムの距離減衰式」という。）等を用い、ダム地点に生じる地震動の強さ（加速度応答スペクトル）を推定することにより行うことができる。

なお、地震動がダムに及ぼす影響は、地震動の加速度応答スペクトルだけでなく、地震動の継続時間などにも左右される。想定地震は、活断層で発生する地震あるいはプレート境界で発生する地震等の地震の種類やそれに伴う継続時間の違いなどによる影響についても勘案して選定する必要があり、必要に応じて複数選定する。

<標準>

照査に用いるレベル2地震動の設定にあたっては、あらかじめダム地点周辺において過去に発生した地震に関する情報や周辺に分布する活断層やプレート境界等の情報について文献資料等により十分な調査を行い、その結果に基づき、当該ダムに最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震（以下、「想定地震」という。）を選定することを基本とする。

<例示>

1. 想定地震選定における調査文献資料等

想定地震の選定にあたって調査する文献資料等としては、過去に発生した地震に関する情報や活断層やプレート境界等に関する情報を全国的にとりまとめた代表的な文献資料等として、『新編 日本の活断層』、『日本の地震断層パラメーター・ハンドブック』、『活断層詳細デジタルマップ』などがある。

また、地震学・地質学的調査研究の成果として特定または関係する地域における活断層等の情報を示した資料、歴史地震に関する資料等についても、必要に応じて参照するのが良い。

さらに、内閣府中央防災会議や政府の地震調査研究推進本部の情報、各地方公共団体や国の研究機関による活断層の調査結果などもある。

2. 地震動推定手法の概要とダムの距離減衰式

前述したように、文献資料等調査の結果に基づき抽出された地震に関する情報から「想定地震」を選定する際に、それらの地震の影響を推定する方法として、ダムの距離減衰式を用いる方法がある。ダムの距離減衰式は、比較的良好な岩盤であるダムサイトにおける地震観測記録をもとに、地震動の距離減衰特性を地震の規模等をパラメータとして統計的に評価した結果を用いて、ダム地点における地震動の加速度応答スペクトルを求める経験的方法であり、断層モデル等の詳細な諸元が明らかでない場合にも適用できる実用的な地震動推定手法である。

なお、震源等の情報をもとに、ある地点での地震動を推定する手法の特徴等について以下に例示する。

①経験的手法

距離減衰式等、過去に発生した地震の震源に関する情報と実際に観測された地震動に関する情報との関係等を統計的に分析して得られた結果をもとに、想定する地震によってダム地点において発生する地震動を推定する方法である。過去にダム基礎岩盤で実際に観測された多数の地震動記録に基づき、ダム地点での地震動（加速度応答スペクトル）を推定する「ダムの距離減衰式」もこのひとつである。

距離減衰式をはじめとする経験的手法は、地震の発生機構や地震波の伝播過程等をモデル化して考慮するものではないが、想定地震の震源となる断層に関する情報が限られている場合にも適用できることから、実用的な方法である。

②半経験的手法

同じ断層において発生する大規模地震と小規模地震の震源特性の違いは、震源の相似則で説明できるものと仮定して、小規模地震による地震動波形を重ね合わせることで大規模地震による地震動波形を合成する手法である。

この半経験的方法の代表的な手法としては、検討対象とする断層における地震による地震動として当該地点において実際に観測された小規模地震による地震動波形を用いる「経験的グリーン関数法」や、検討対象とする断層に小規模地震による地震波形成記録がない場合に人工的に合成した小規模地震による地震動波形を重ね合わせて大規模地震による地震動波形を作成する「統計的グリーン関数法」と呼ばれる方法がある。

いずれも、想定地震の震源となる断層の位置、形状、破壊過程などを適切にモデル化する必要がある。

③理論的手法

断層で発生し地盤中を伝播する地震波を3次元差分法や有限要素法を用いて理論的に計算する方法である。想定地震の震源となる断層のモデル化に加え、断層と地震動予測地点の間の領域（伝播経路）についても適切にモデル化する必要がある。

ただし、地震動の短周期成分については、伝播経路や対象地点近傍の地盤の微細な構造に大きく影響を受けるため、この手法はおおむね周期1s以上の長周期成分が適用範囲となるとされている。

このため、長周期成分に対しては理論的方法、短周期成分に対しては半経験的方法を適用し、双方の長所を有効に利用する方法（ハイブリッド法）も提案されている。

以下、経験的手法の代表例であるダムの距離減衰式について詳述する。

ダムの距離減衰式には、震源からの距離の取り方により、断層面と対象とするダム地点間の最短距離を用いた最短距離式と、断層面から発散される地震のエネルギーと等価となる仮想的な点震源と対象とするダム地点間の距離（等価震源距離）を用いた等価震源距離式（図2-12-1 参照）とがある。

ダムの距離減衰式を用いてダム地点の地震動を推定する際には、ダムの距離減衰式に含まれるパラメータを設定するため、あらかじめ文献資料等をもとにダム地点周辺に位置する活断層やプレート境界について、① 断層面の位置と範囲、② ダム地点と断層との距離（最短距離および等価震源距離）、③ 当該断層で発生する地震の規模（マグニチュード）以下の情報を整理する必要がある。

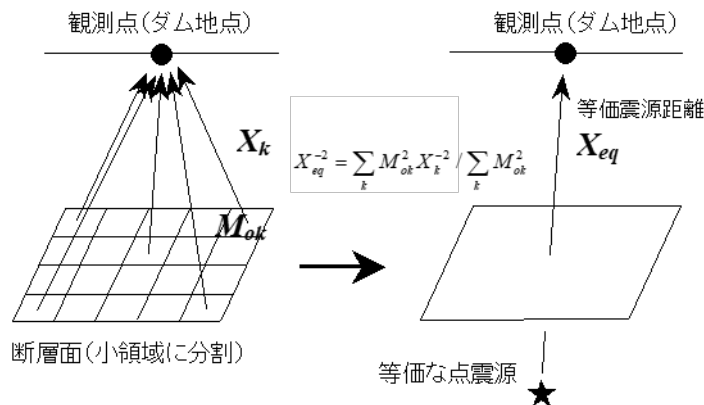


図2-12-1 等価震源距離の概念

ダムの距離減衰式の最短距離式と等価震源距離式の具体的な式形を以下に示す。

[最短距離式]

$$\log SA(T) = Cm1(T)Mw + Ch(T)Hc - \log(R + C1(T) \cdot 10^{0.5Mw}) - (Cd(T) + Cdh(T)Hc)R + Co(T) \quad (Mw \leq 5.0)$$

$$\log SA(T) = Cm1(T)Mw + Cm2(T)(Mo - Mw)^2 + Ch(T)Hc - \log(R + C1(T) \cdot 10^{0.5Mw}) - (Cd(T) + Cdh(T)Hc)R + Co(T) \quad (Mw > 5.0)$$

[等価震源距離式]

$$\log SA(T) = Cm1(T)Mw + Ch(T)Hc - \log(Xeq + C(T)) - (Cd(T) + Cdh(T)Hc)Xeq + Co(T) \quad (Mw \leq 5.0)$$

$$\log SA(T) = Cm1(T)Mw + Cm2(T)(Mo - Mw)^2 + Ch(T)Hc - \log(Xeq + C(T)) - (Cd(T) + Cdh(T)Hc)Xeq + Co(T) \quad (Mw > 5.0)$$

ここに、

T : 固有周期(s)

$SA(T)$: 応答スペクトル(cm/s^2)

Mw : 断層で発生する地震のモーメントマグニチュード

Mo : 5.0

Hc : 断層面中心の地表からの深さ(km) (ただし、100kmを超える場合は100km)

R : 断層面までの最短距離(km)

Xeq : 等価震源距離(km)

$Cm1(T)$, $Cm2(T)$, $Ch(T)$, $Cd(T)$, $Cdh(T)$, $Co(T)$, $C1(T)$: 地震のタイプに応じた回帰係数

なお、最短距離式の水平動と鉛直動の回帰係数をそれぞれ 図 2-12-2、図 2-12-3 に、ま

た、等価震源距離式の水平動と鉛直動の回帰係数をそれぞれ 図 2-12-4、図 2-12-5 に示す。

また、地震タイプと使用する補正倍率（全タイプの地震を対象として求めた各周期の回帰係数に対する各タイプの地震のみを対象とした場合の同じ周期の回帰係数の比率）の対応を表 2-12-1 に示す。

表2-12-1 地震タイプ別補正倍率

タイプ名	地震タイプ	使用する補正倍率
A	内陸地殻内地震	タイプ A
B	プレート境界地震	タイプ B
α	プレート内地震	タイプ α
E	日本海東縁部の地震	タイプ B

タイプ A、B、 α は、観測データから得られた補正倍率を用い、タイプ E は、十分な数の観測データが得られていないため、当面は、プレートの相対運動に伴う圧縮力の作用により発生する地震である点で類似するタイプ B の補正倍率を用いる。

最短距離式と等価震源距離式の地震タイプ別補正倍率を、それぞれ 図 2-12-6、図 2-12-7 に示す。

なお、モーメントマグニチュード M_w が求められていない地震については、気象庁マグニチュード M_J からモーメントマグニチュード M_w へ変換する必要があることに留意する。また、最短距離式の特長として、条件によっては地震規模が非常に大きい領域（マグニチュード 8 程度を超える場合）ではマグニチュードの増加に対して加速度応答スペクトルが減少する場合があるため、想定地震の前後でマグニチュードの値を変化させて加速度応答スペクトルを算出し、算出される対象構造物の固有周期帯における加速度応答スペクトルが最大となるマグニチュードに対応する加速度応答スペクトルを採用するなど、対象構造物（ダム、関連構造物）の加速度応答スペクトルが過小とならないよう留意する。

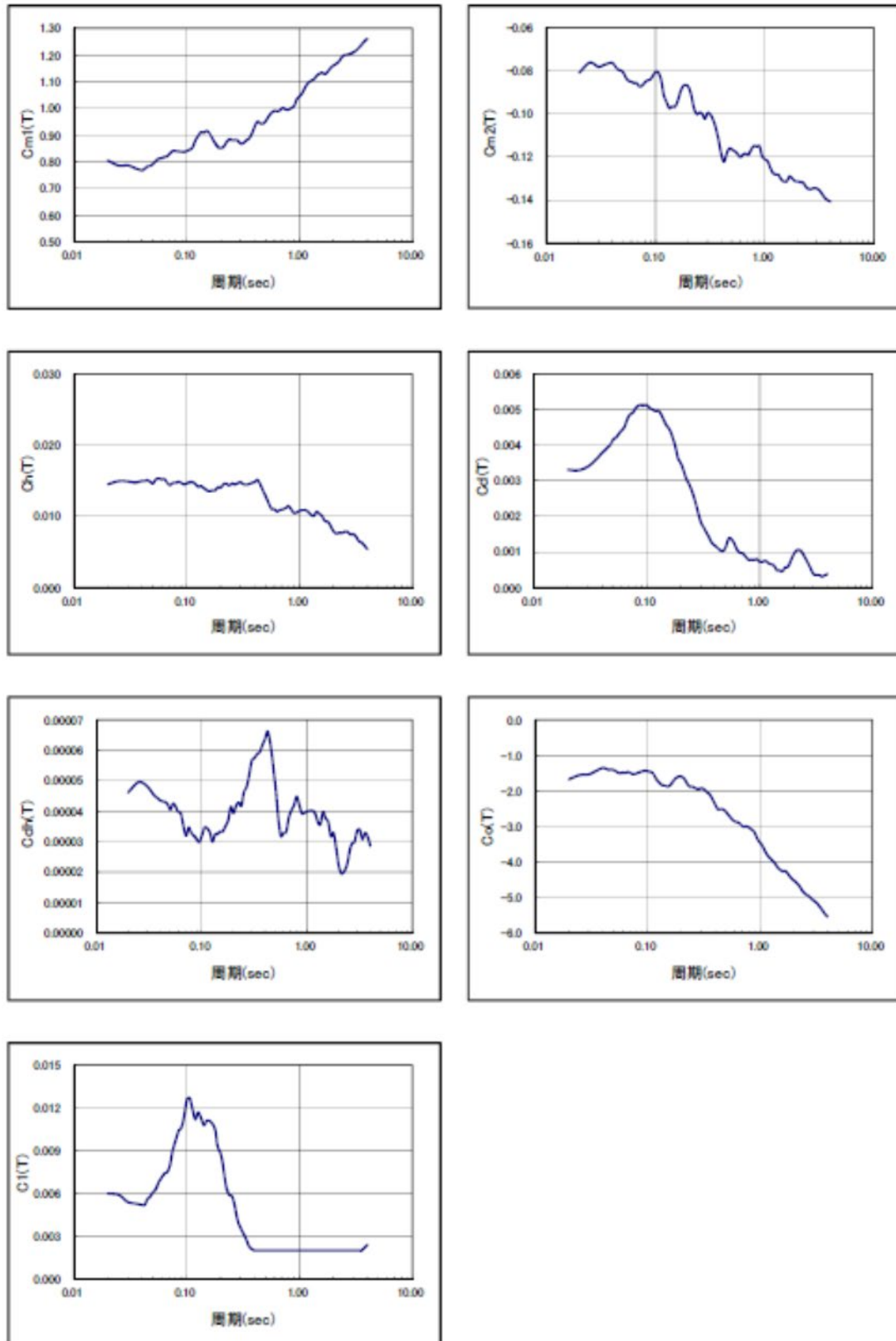


図2-12-2 水平動最短距離式の回帰係数

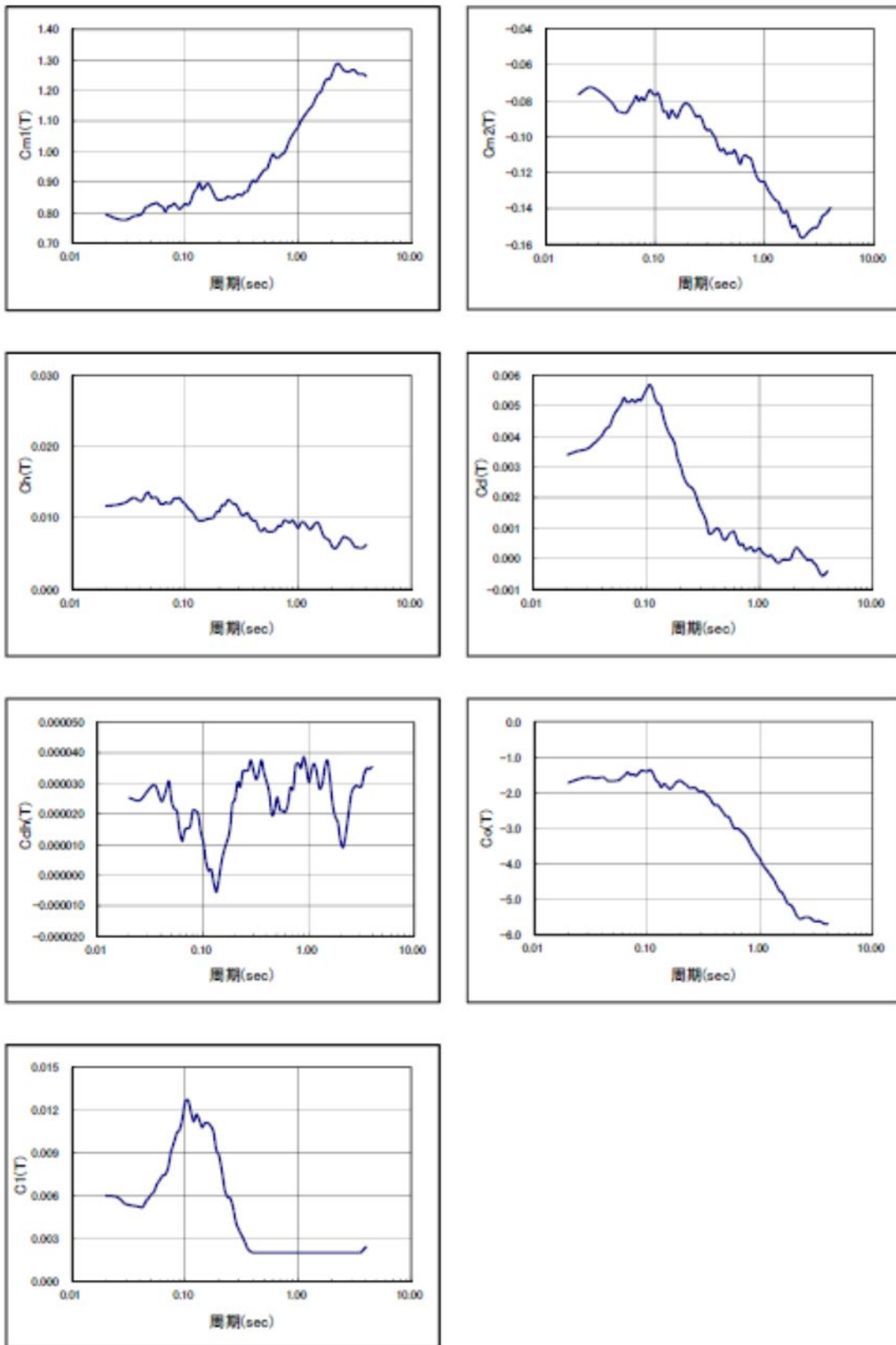


図2-12-3 鉛直動最短距離式の回帰係数

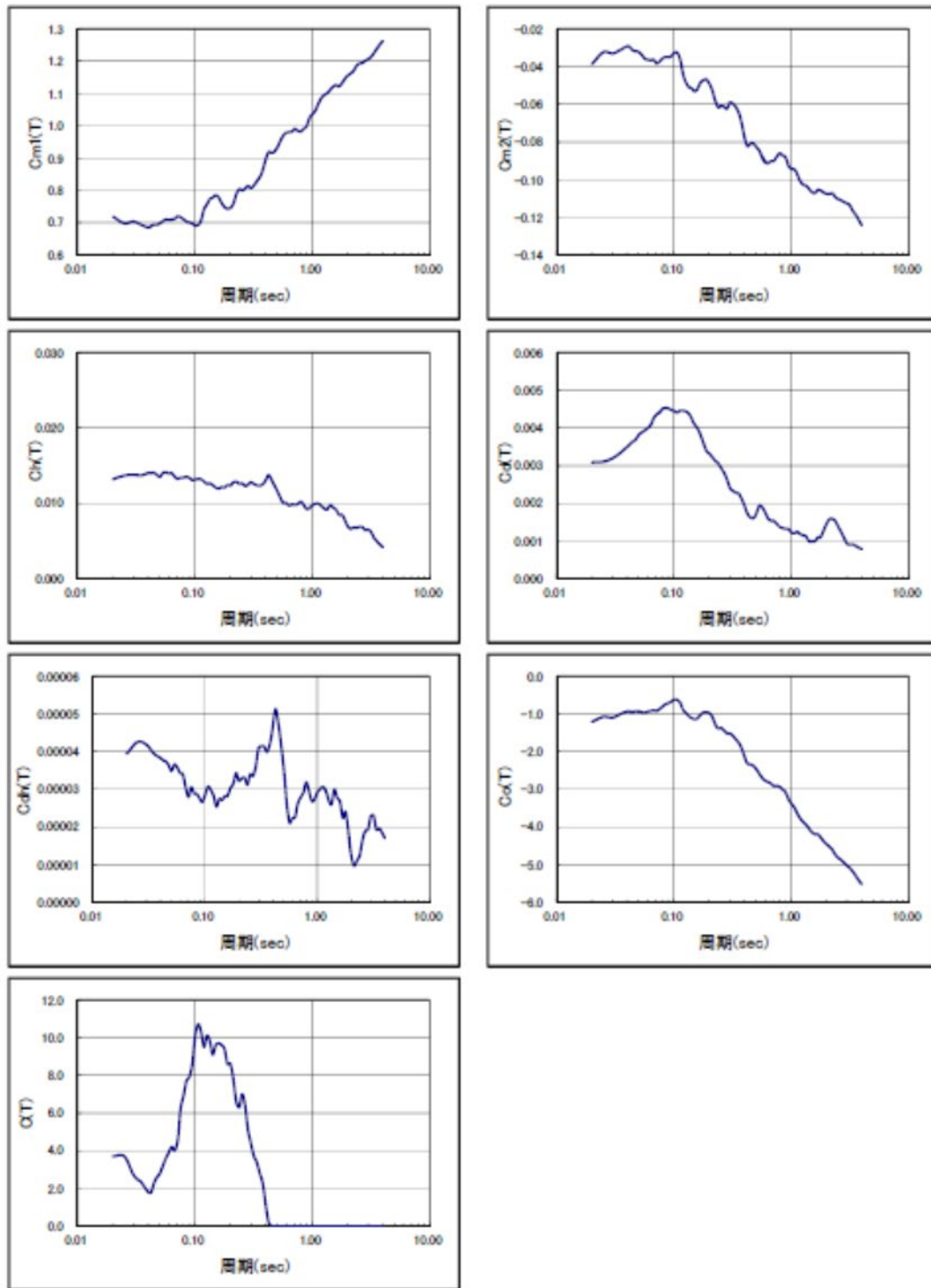


図2-12-4 水平動等価震源距離式の回帰係数

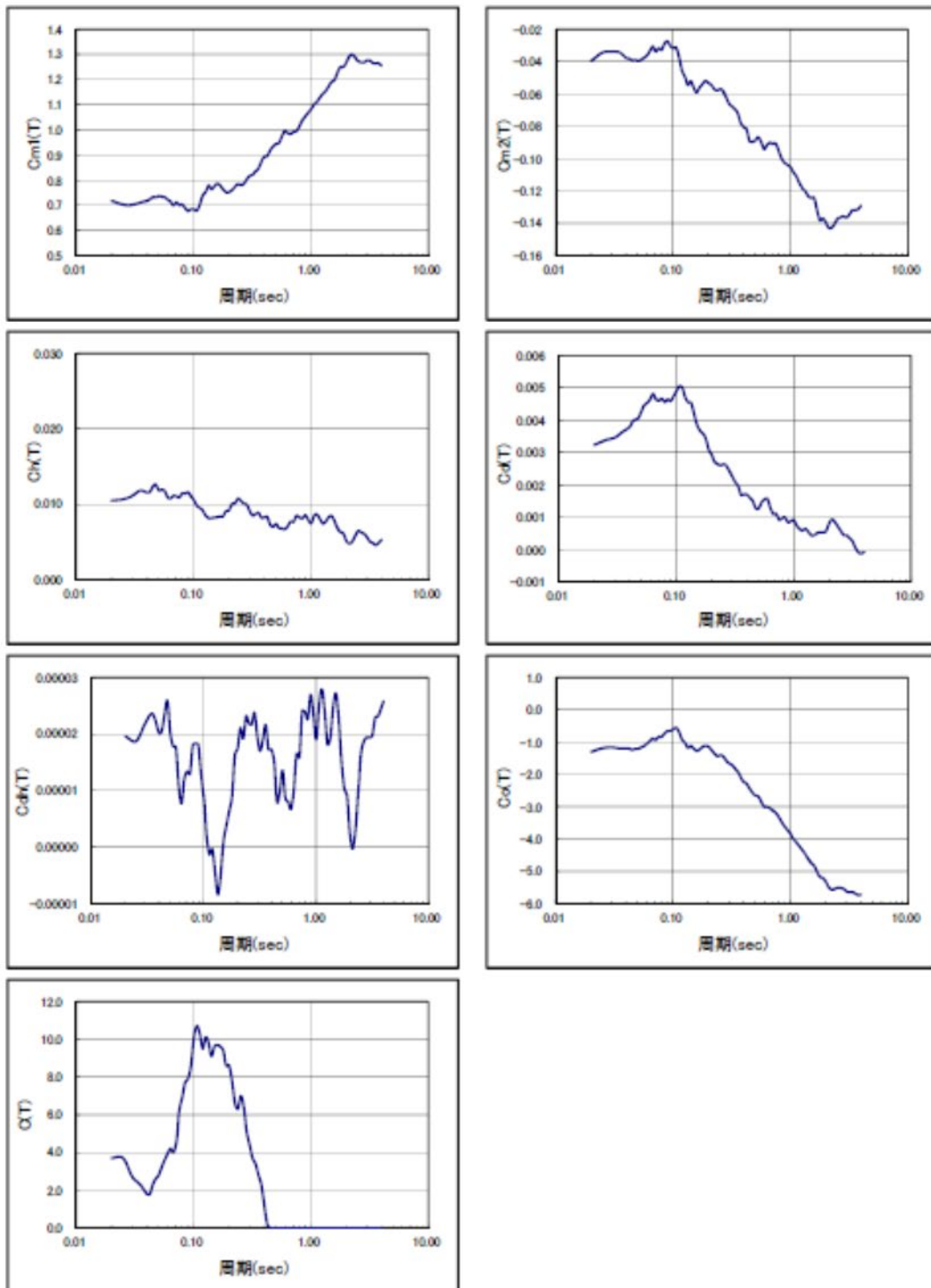


図2-12-5 鉛直動等価震源距離式の回帰係数

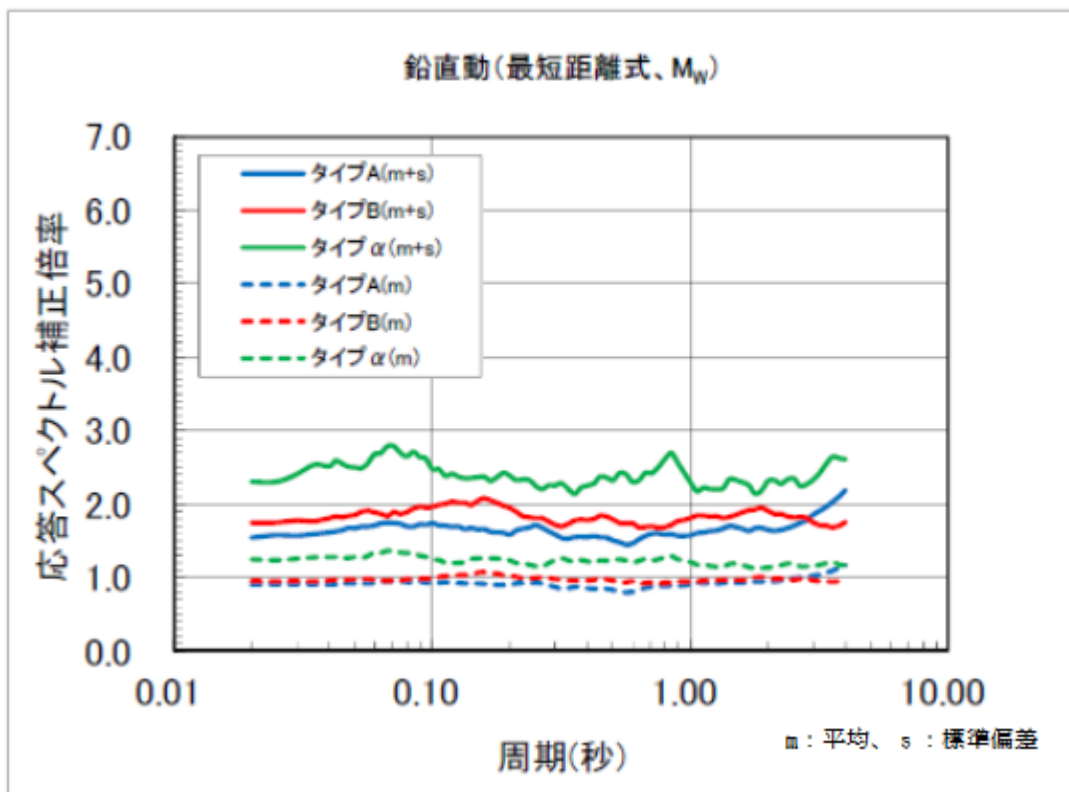
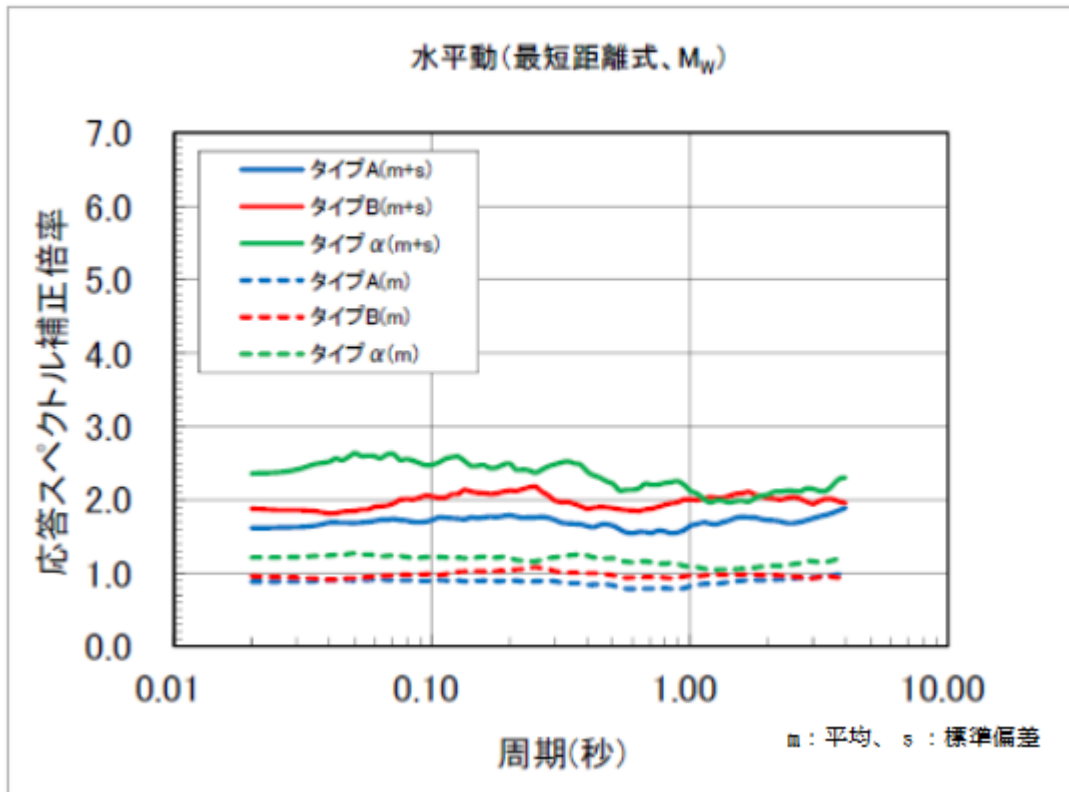


図2-12-6 最短距離式 地震タイプ別補正倍率

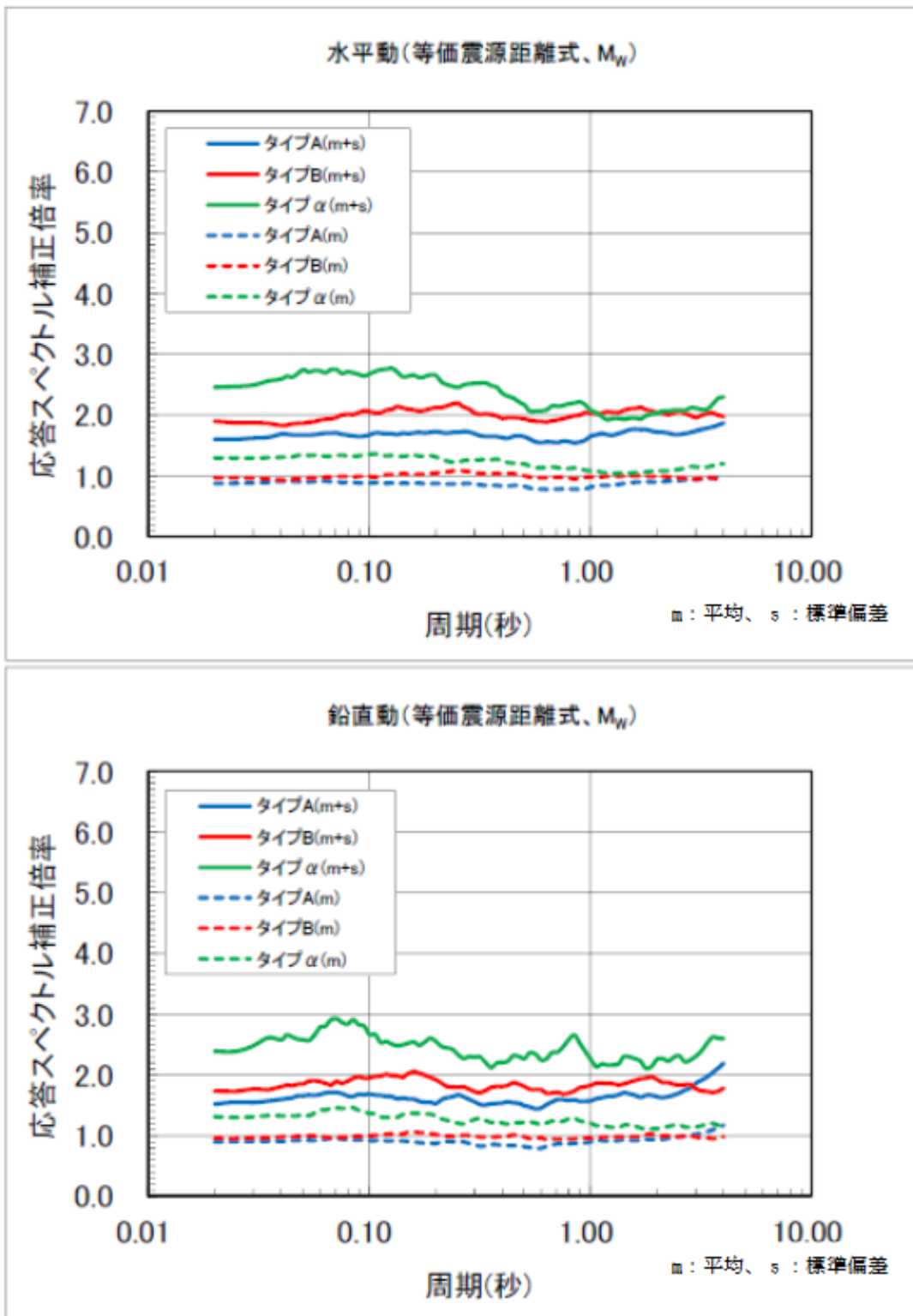


図2-12-7 等価震源距離式 地震タイプ別補正倍率

＜参考となる資料＞

ダムの距離減衰式を含む地震動設定手法の概要については以下の1)の資料が、また、ダムの距離減衰式の詳細については以下の2)、3)が参考となる。さらに、想定地震選定における調査文献資料等としては4)～10)が挙げられる。

- 1) 「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」：国土技術政策総合研究所資料，第244号，平成17年3月。
- 2) 佐々木隆、伊藤壮志：地震動の距離減衰式の改良，ダム技術，No. 338，pp. 17-28，2014年11月。
- 3) 佐々木隆、伊藤壮志：東北地方太平洋沖地震を踏まえたダムにおける地震動距離減衰式，日本地震工学論文集，第16巻，第4号，pp. 80-92，2016年。
- 4) 活断層研究会：新編 日本の活断層，東京大学出版会，1991年。
- 5) 佐藤良輔：日本の地震断層パラメーター・ハンドブック，鹿島出版会，1989年。
- 6) 中田 高・今泉俊文：活断層詳細デジタルマップ，東京大学出版会，2002年。
- 7) 国土交通省国土地理院：都市圏活断層図。
- 8) 宇佐美龍夫：新編 日本被害地震総覧 [増補改訂版 416-1995]，1996年。
- 9) 内閣府中央防災会議：<http://www.bousai.go.jp/index.html>
- 10) 地震調査研究推進本部：<https://www.jishin.go.jp/>

12. 2. 2 耐震性能の照査に用いるレベル2地震動の設定

＜考え方＞

選定した「想定地震」を踏まえ、耐震性能照査に用いるレベル2地震動を具体的に設定する方法は、以下のとおりである。

1) 想定地震による地震動の推定

想定地震によりダム地点において発生する地震動を推定する手法としては、①ダムの距離減衰式などの経験的方法、②経験的グリーン関数法や統計的グリーン関数法などの半経験的方法及び③理論的方法などがある。

少なくとも、断層モデル等の詳細な諸元が明らかでない場合にも適用できる、「①経験的方法であるダムの距離減衰式」による推定結果を得て、さらに、「②半経験的方法」や「③理論的方法」によって地震動が推定できる場合には、それらの推定結果も含め総合的に判断して適切な地震動を設定する。

2) 過去に実際に観測された地震動及び照査用下限加速度応答スペクトルを有する地震動との比較

ダムの耐震性能照査に用いるレベル2地震動は、想定地震によってダム地点において発生するものと推定される地震動によることを基本としても、(1)過去にダム地点またはその近傍で実際に観測された最大の地震動や、(2)地震の震源となる活断層が地表面に現れていない場合を想定して、最低限考慮すべき地震動を加速度応答スペクトルとして設定した、照査用下限加速度応答スペクトルを有する地震動による影響の方が大きいと予想される場合には、それらについても考慮して照査に用いる地震動を設定する。この際、それぞれの加速度応答スペクトルのほか、活断層で発生する地震あるいはプレート境界で発生する地震等の地震の種類やそれに伴う地震動の継続時間の違いなども考慮して比較する。

3) 加速度応答スペクトルに適合する時刻歴波形の作成

想定地震によってダム地点において生じる地震動をダムの距離減衰式によって推定する場合、その地震動は加速度応答スペクトルとして推定されるが、レベル2地震動に対するダムの耐震性能照査では、推定された加速度応答スペクトルが有する地震動の周波数特性を保持しつつ、これに適合するよう位相特性に関する情報を付与した加速度時刻歴波形が必要となる。

この場合の位相特性は、実測により得られた地震動の加速度時刻歴波形（以下、これを「原種波形」という。）により与える方法などが考えられる。

原種波形としては、当該ダム地点及び近傍において、想定地震の震源として考慮している活断層やプレート境界等を震源とする過去の地震による強震記録が得られているときはそれをを用い、そのような記録が得られていない場合は、過去の大規模地震時にダム基礎岩盤で得られている代表的な強震記録を用いることができる。ただし、この場合には、選定された想定地震と同じ種類（活断層で発生する地震あるいはプレート境界で発生する地震等）で規模（マグニチュード）が同程度の地震により得られた強震記録を採用するなどの配慮が必要である。

なお、ここで設定したレベル2地震動は、ダム基礎岩盤相当の地盤におけるものであるため、岩盤を基礎としないフィルダム（特にアースダムに多い。）の照査では、地震応答解析に用いる入力地震動は、表層地盤における地震動の増幅特性が適切に考慮されたものとする必要がある。

<標準>

ダムの耐震性能の照査には、想定地震によってダム地点において発生するものと推定される地震動の加速度時刻歴波形（加速度応答スペクトルを推定した場合は、それに適合するもの）を用いることを基本とする。

ただし、想定地震によってダム地点において発生するものと推定される地震動よりも、以下に示す地震動による影響の方が大きいと予想される場合には、その影響についても考慮した上で、当該ダムに最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震動を照査に用いる地震動として設定することを基本とする。

- (1) ダム地点またはその近傍で過去に実際に観測された最大の地震動
- (2) 表 2-12-2、図 2-12-8及び表 2-12-3、図 2-12-9に掲げる照査用下限加速度応答スペクトルを有する地震動

表2-12-2照査用下限加速度応答スペクトル(水平地震動)(減衰定数=5%)

固有周期 $T(\text{sec})$ の範囲	加速度応答スペクトル $S_A(\text{gal})$
$0.02 \leq T < 0.10$	$S_A = 300 \times (T / 0.02)^{0.5265}$
$0.10 \leq T \leq 0.70$	$S_A = 700$
$0.70 < T \leq 4.00$	$S_A = 700 \times (T / 0.7)^{-1.409}$

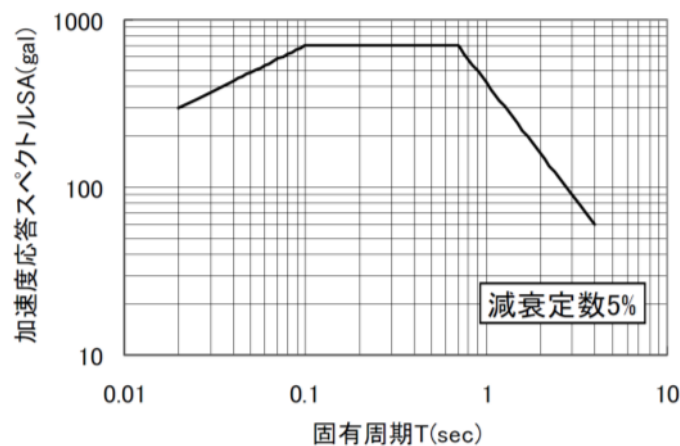


図2-12-8 下限加速度応答ベクトル図 水平地震動

表2-12-3照査用下限加速度応答ベクトル(鉛直地震動)(減衰定数=5%)

固有周期 $T(\text{sec})$ の範囲	加速度応答スペクトル $S_A(\text{gal})$
$0.02 \leq T < 0.08$	$S_A = 250 \times (T / 0.02)^{0.5}$
$0.08 \leq T \leq 0.40$	$S_A = 500$
$0.40 < T \leq 4.00$	$S_A = 500 \times (T / 0.4)^{-1.096}$

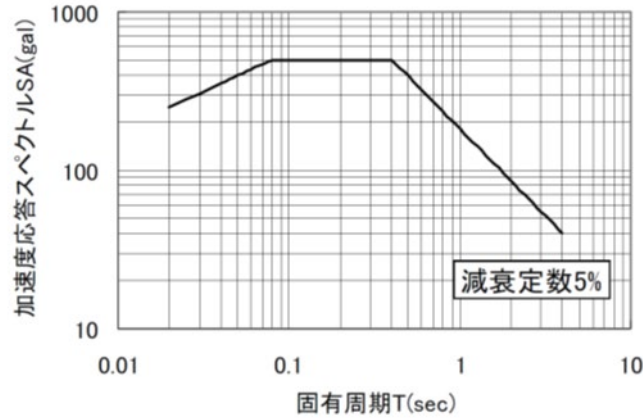


図2-12-9 下限加速度応答ベクトル図 鉛直地震動

<参考となる資料>

照査用下限加速度応答スペクトルの検討方法、経緯等については、以下の資料が参考となる。

- 1) 「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」：国土技術政策総合研究所資料，第244号，平成17年3月。
- 2) 佐々木隆、伊藤壮志：地震動の距離減衰式の改良，ダム技術，No. 338，pp. 17-28，2014年11月。
- 3) 三石真也、島本和仁：大規模地震に対する耐震性能照査について，ダム技術，No. 274，pp. 6-35，2009年7月。

12.3 ダム本体の耐震性能の照査

12.3.1 ダム本体の耐震性能の照査方針

<考え方>

レベル2地震動に対するダムの耐震性能照査では、「ダムの貯水機能が維持されること」、及び「生じた損傷が修復可能な範囲にとどまること」の2点を確認する必要がある。

ダム本体に関する照査において、このうち、貯水機能が維持されるかどうかは、地震応答解析によって確認する。

また、地震応答解析の結果からダム本体に何らかの損傷が予想される場合においては、地震応答解析の結果から予想される損傷の形態や程度を勘案し、補修工法等を想定の上、所要の耐震性能を回復することが可能と判断される場合は修復可能であるとしてよい。

<標準>

ダム本体の耐震性能の照査は、ダム本体に損傷が生じたとしても、その貯水機能が維持されることをダムの構造特性に応じた適切な地震応答解析により確認するとともに、生じた損傷が修復可能な範囲にとどまることを確認することにより行うことを基本とする。

＜参考となる資料＞

ダム本体の耐震性能照査全般に対する関する資料として以下の資料がある。

- 1) 「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」：国土技術政策総合研究所資料，第244号，平成17年3月．三石真也、島本和仁：大規模地震に対する耐震性能照査について，ダム技術，No. 274，pp. 6-35，2009年7月．

12. 3. 2 コンクリートダム本体の耐震性能の照査

＜考え方＞

- 1) 重力式コンクリートダム

重力式コンクリートダム本体の照査では、その材料特性上、一般に引張破壊に対する条件が最も厳しくなる。このため、特に引張破壊に対する安全性について確認することが重要となる。

重力式コンクリートダム本体の照査の流れを図 2-12-10に示す。

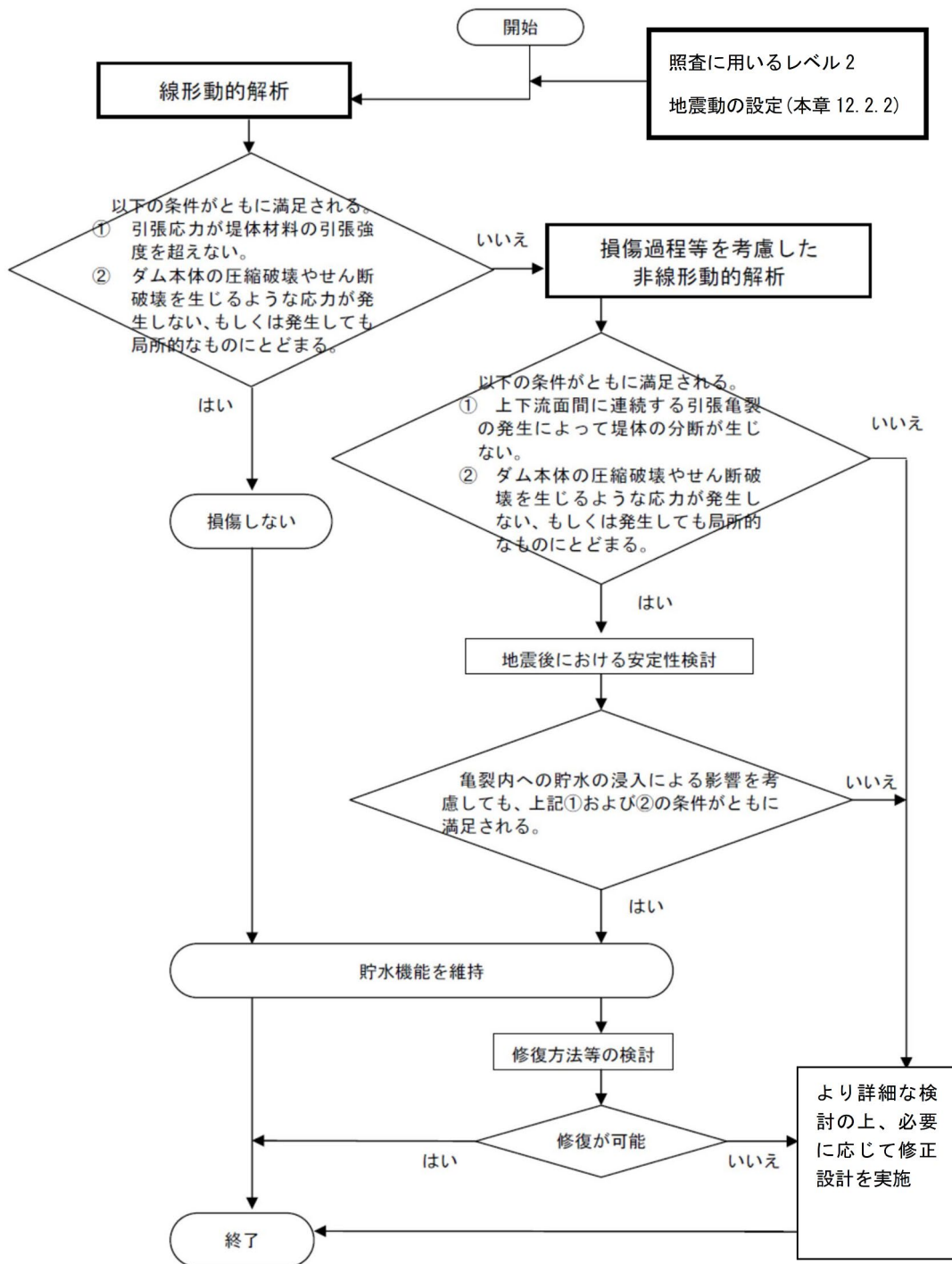


図2-12-10 重力式コンクリートダム本体の耐震性能の照査の流れ

ア. 線形動的解析

重力式コンクリートダム本体の耐震性能照査は、まず線形動的解析により行ってよい。解析の結果、以下の①及び②がともに満足されることが確認されれば、ダム本体に損傷を生じるおそれはないと考えられるため、所要の耐震性能は確保されるとしてよい。

- ① 引張応力が堤体材料の引張強度を超えない。
- ② ダム本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる。

イ. 損傷過程等を考慮した地震応答解析

線形動的解析の結果、ダム本体に損傷（特に引張破壊）が生じるおそれがある場合には、引張亀裂の進展等、引張破壊による損傷過程を適切に考慮できる非線形動的解析が必要となる。

解析の結果、以下の①及び②がともに満足されることが確認されれば、地震時においてダム本体に生じる損傷は限定的なものにとどまると考えてよい。

- ① 上下流面間に連続する引張亀裂の発生によって堤体の分断が生じない。
- ② ダム本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる。

なお、①の条件については、解析上、引張亀裂がダム本体を上下流面間に連続するものとなっても、その上部の堤体ブロック全体が不安定化しなければダムの貯水機能は維持されると考えられるが、安全側の判断として設定したものである。

ダム本体に引張亀裂が生じるおそれがある場合、それが地震時には限定的なものにとどまっても、地震後に亀裂内に浸入する貯水の影響によりダム本体を分断するものにならないことを確認しておく必要がある。この検討は、亀裂内における揚圧力の発生を考慮した静的解析により行うことができる。

解析の結果、上記①及び②の条件が満足されることが確認されれば、地震後においてもダム本体に生じる損傷は限定的なものにとどまると考えられるため、貯水機能は維持されるものとしてよい。

ウ. その他

以上の検討によっても所要の耐震性能が確保されることを確認できない場合には、上下流面間に連続する引張亀裂が生じた場合における上部の堤体ブロックの安定性を検討するなど、さらに詳細な検討が必要となる。

なお、このような検討を含めた照査の結果、堤体の上下流面間に連続する引張亀裂の発生などによりダムの耐震性能が確保されないと判断される場合には、修正設計が必要となる。

2) アーチ式コンクリートダム

アーチ式コンクリートダム本体の照査では、その構造上、継目の挙動を適切に考慮することが重要であるほか、材料及び応答特性上は一般に引張破壊に対する条件が最も厳しくなることから、堤体の引張破壊に対する安全性について確認することが重要となる。

アーチ式コンクリートダム本体の照査の流れを図 2-12-11に示す。

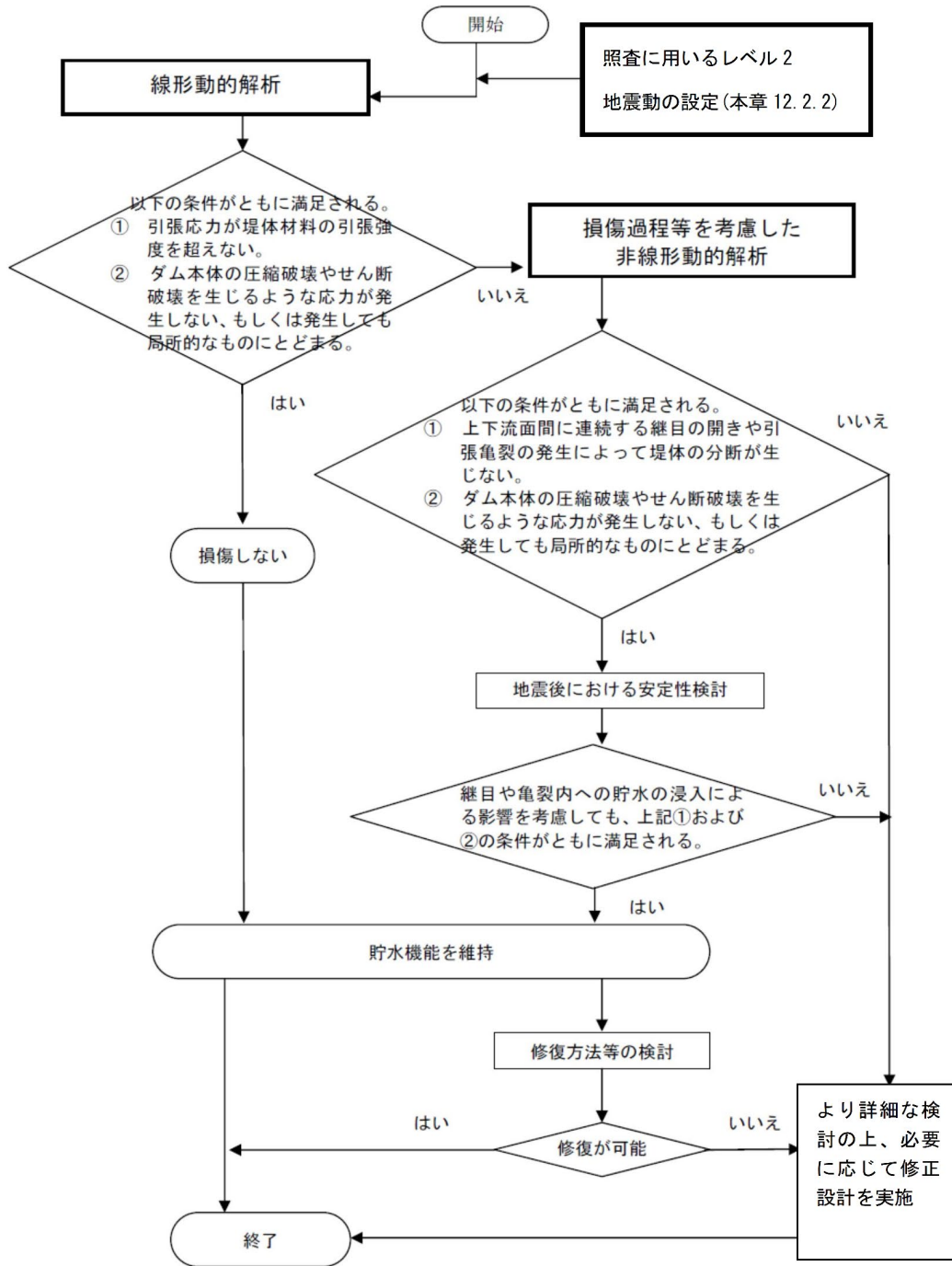


図2-12-11 アーチ式コンクリートダム本体の耐震性能の照査の流れ

ア. 線形動的解析

アーチ式コンクリートダム本体の照査は、重力式コンクリートダムと同様、ダム本体を線形弾性体として取り扱う線形動的解析により行ってよい。

解析の結果、以下の①及び②がともに満足されることが確認されれば、ダム本体に損傷を生じるおそれはないと考えられるため、所要の耐震性能は確保されるとしてよい。

- ① 引張応力が堤体材料の引張強度を超えない。
- ② ダムの本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる。

イ. 損傷過程等を考慮した地震応答解析

線形動的解析の結果、ダム本体に損傷（特に引張破壊）が生じるおそれがある場合には、ブロック間の応力伝達を受け持つ横継目や周辺継目の挙動を適切に考慮できる非線形動的解析が必要となる。なお、このような継目の挙動を考慮しても、地震時においてダム本体に発生する応力が材料の強度を超える場合には、重力式コンクリートダム同様、引張破壊による損傷が生じることも考えられる。

解析の結果、以下の①及び②がともに満足されることが確認されれば、ダム本体に生じる損傷は限定的なものにとどまると考えてよい。

① 上下流面間に連続する継目の開きや引張亀裂によってダム本体の分断が生じない。

② ダム本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる。

なお、継目の挙動を考慮した非線形動的解析にあたっては、算定される継目の開きが、キーや止水板の構造上、適切な範囲内にとどまっていることをあわせて確認しておく必要がある。

ダム本体に継目の開きや引張亀裂が生じるおそれがある場合、それが地震時には限定的なものにとどまっても、地震後に開口した継目や亀裂内に浸入する貯水の影響によりダム本体を分断するものとならないことを確認しておく必要がある。この検討は、開口した継目や亀裂内における揚圧力の発生を考慮した静的解析により行うことができる。

解析の結果、上記①及び②の条件が満足されることが確認されれば、地震後においてもダム本体に生じる損傷は限定的なものにとどまると考えられるため、貯水機能は維持されるものとしてよい。

ウ. その他

以上の検討によっても所要の耐震性能が確保されることを確認できない場合には、上下流面間に連続する継目の開きや引張亀裂が生じた場合における上部の堤体ブロックの安定性を検討するなど、さらに詳細な検討が必要となる。

なお、このような検討を含めた照査の結果、堤体の上下流面間に連続する継目の開きや引張亀裂の発生などによりダムの耐震性能が確保されないと判断される場合には、修正設計が必要となる。

<標準>

コンクリートダム本体の耐震性能の照査は、以下の手順により行うことを基本とする。

1. 線形動的解析を行い、その結果、地震時にダム本体に発生する応力が材料の強度を超えない場合には、ダム本体に損傷が生じるおそれはないため、所要の耐震性能は確保されるものとしてよい。
2. 上記1.における線形動的解析の結果、ダム本体に損傷が生じるおそれがある場合は、さらに損傷過程等を考慮した地震応答解析を行うものとする。その結果、ダム本体に損傷が生じたとしても、それが限定的なものにとどまる場合には、ダムの貯水機能は維持されるものとしてよく、かつ修復可能な範囲にとどまる場合には、所要の耐震性能は確保されるものとしてよい。

<例示>

コンクリートダム堤体の損傷過程を考慮する地震応答解析（非線形動的解析）の方法について

て以下に例示する。

1) 重力式コンクリートダム堤体の引張破壊を考慮した数値解析方法

重力式コンクリートダム堤体は、ダム軸方向を横断するような横継目によって幅15m程度のブロックごとに分割されていることから、設計においては2次元断面でその構造安定性を確認している。そこで、耐震性能照査においても、一般的には2次元断面で検討が行われている。

引張破壊による損傷過程を考慮する地震応答解析（非線形動的解析）に利用可能な数値モデルとしては、引張破壊により発生したクラックの開きを変位として考慮できる要素（例：ジョイント要素）を用いる「離散型クラックモデル」と要素自体にクラック発生前後の特性を付与することで予めクラックが入る場所を設定する必要がない「分布型クラックモデル（スミアドクラックモデル（smeared crack model））」がある。大規模地震時における重力式コンクリートダム堤体のクラック発生箇所および進展方向を予め推定・予測することは困難であることから、重力式コンクリートダムのクラック進展解析は分布型クラックモデルを用いて行われることが多い。

分布型クラックモデルを用いて引張破壊による損傷過程を考慮した非線形動的解析により得られた地震終了時における最終的な引張亀裂の発生範囲（図中の色付要素）の例を図2-12-12に示す。

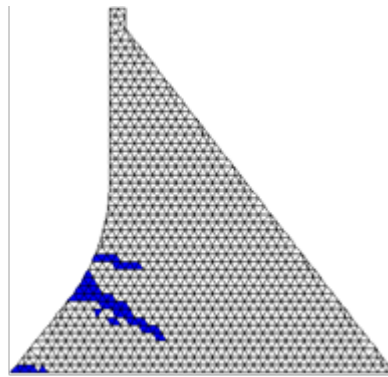


図2-12-12 重力式コンクリートダムの引張亀裂発生範囲（色付要素表示）の例

2) アーチ式コンクリートダム堤体の引張破壊を考慮した数値解析方法

アーチ式コンクリートダムは、構造上、3次元的な挙動が特徴的であるダム型式であるため、堤体および基礎地盤を含めた3次元モデルを用いることが適切である。

アーチ式コンクリートダムでは、地震応答解析にあたり、ブロック間の応力伝達を受け持つ横継目や堤体と岩盤間の応力伝達を受け持つ接合部（周辺継目が設けられている場合はその継目部）の挙動を適切に考慮する必要がある。このため、アーチ式コンクリートダムの非線形動的解析は横継目や堤体と岩盤の接合部の開口挙動を考慮できるジョイント要素を用いて行われることが多い。

横継目や周辺継目にジョイント要素を設定した非線形動的解析により得られた周辺継目の開口範囲の例を図2-12-13に示す。

レベル2地震動によって、アーチ式コンクリートダムの横継目や堤体と岩盤の接合部（周辺継目が設けられている場合はその継目部）が開いても発生応力が堤体コンクリートの強度を超える場合には、分布型クラックモデル等を用いて任意の方向に引張亀裂が発生することを考慮した3次元動的解析を実施することが考えられる。

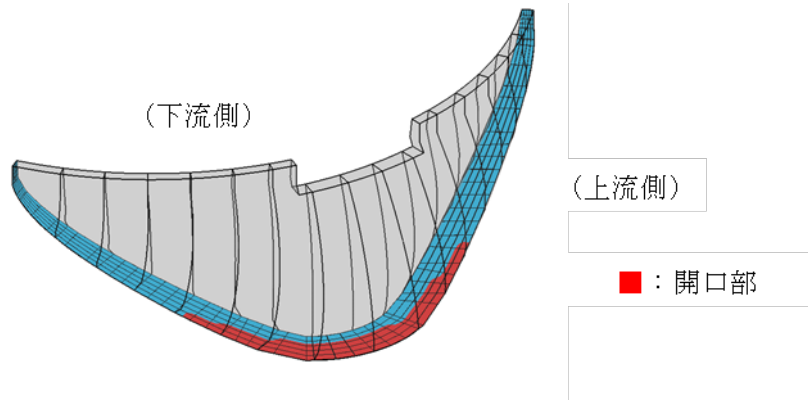


図2-12-13 アーチ式コンクリートダムの周辺継目の開口範囲の例

<参考となる資料>

コンクリートダムの引張破壊を考慮した数値解析手法やそれを用いた照査事例については、以下の資料が参考となる。

- 1) 「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」：国土技術政策総合研究所資料、第244号、平成17年3月。
- 2) 三石真也、島本和仁：大規模地震に対する耐震性能照査について、ダム技術、No. 274、pp. 6-35、2009年7月。

12. 3. 3 フィルダム本体の耐震性能の照査**<考え方>**

フィルダムの堤体材料である粗粒材料や土質材料は、応力とひずみの関係において非線形性を有するとともに塑性を有する材料であるため、フィルダム本体の耐震性能の照査は、その特性を考慮した動的解析により行うこと望ましい。

フィルダム本体の照査の流れを図 2-12-14 に示す。

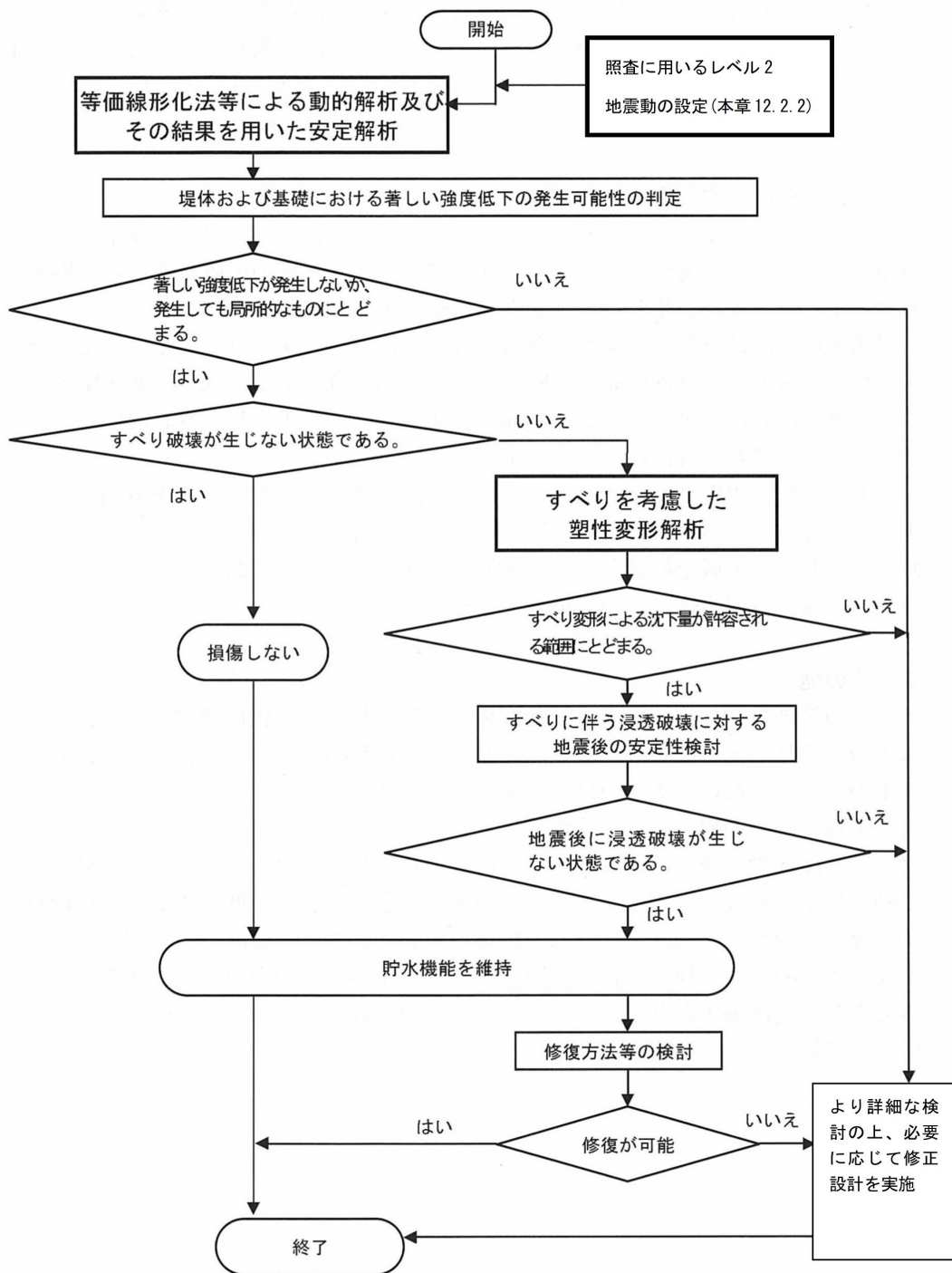


図2-12-14 フィルダム本体の耐震性能の照査の流れ

1) 等価線形化法等による動的解析及びその結果を用いた安定解析

フィルダム本体の耐震性能の照査は、前述のフィルダムの堤体材料の特性を考慮した動的解析により行うこと望ましいが、通常の場合、この解析は既往の実績も多く実用上妥当な挙動予測を行うことができる等価線形化法による動的解析によって行うことができる。

すべり破壊に対する安定性は、最もその安全性が低くなるすべり面に対して評価する必要があるため、等価線形化法等による動的解析の結果から得られた慣性力を用い、堤体あるいは必要に応じ基礎地盤を含め、すべり破壊が生じる可能性を考慮した多数のすべり面に沿っ

て検討する。なお、すべり面の形状としては、ダム基礎地盤に弱層が存在する場合などを除き、一般に円弧を想定してよい。

なお、近代的なロックフィルダムは、比較的良質な基礎地盤に品質管理をおこなった材料を十分締め固めて施工しているため地震動による非排水繰り返し荷重による著しい強度低下は、通常の場合、これを別途考慮しなくても差し支えない。しかし、堤体の締固めが十分でなかったり、未固結の堆積層等を基礎地盤としていたりするフィルダムで、地震動により堤体材料や基礎地盤の強度が著しく低下する可能性のあるフィルダムについては、等価線形化法等による動的解析の結果に基づき、液状化の判定に用いられる安全率（ FL 値）による判定を行う。

その結果、著しい強度低下が生じるおそれがない、あるいは生じても局所的なものにとどまるフィルダムでは、せん断力の総和がせん断抵抗力を超えない、あるいはすべり面上の土塊に作用するすべりモーメントが抵抗モーメントを超えない場合には、すべり破壊が生じるおそれはないため、所要の耐震性能は確保されるとしてよい。

2) 塑性変形解析

ア. 越流に対する安全性の照査

等価線形化法等による動的解析の結果、すべり等による塑性変形が生じるおそれがある場合には、まず、塑性変形に伴う堤体の沈下により貯水の越流が生じないことを確認する必要がある。これは、フィルダムでは、堤体からの越流が生じた場合、堤体材料の流出により貯水機能が維持されないおそれがあるためである。

フィルダムのすべりによる残留変形量は、等価線形化法等による動的解析結果をもとに、想定する土塊に作用する慣性力とすべり面沿いの抵抗力を踏まえて、塑性変形解析により算定することができる。

なお、レベル2地震動に対する塑性変形解析により、ある程度大きな変形量が算定される場合には、ピーク強度以降のひずみ領域におけるひずみ軟化に伴う強度低下を考慮する必要があるが、算定されるすべり変形量が比較的小さな範囲では、通常の三軸圧縮試験によって得られたピーク強度を用いて評価してもよい。

以上のような塑性変形解析の結果、すべり変形による沈下が堤体からの越流に対して十分安全な程度に小さいものとして許容される範囲にとどまる場合には、堤体からの越流が生じるおそれはないものと考えてよい。

ここでは、許容される範囲としては、設計上見込まれている付加高さ以内とすることが基本となる。なお、構造令に基づいて設計されたフィルダムにおいては、フィルダム堤体からの越流がダムの致命的な破壊をもたらすことを踏まえ、コンクリートダムと同様の考え方に基づいて算出した付加高さにさらに1 mを加えた高さが確保されているため、沈下量が1 m以内であれば十分な余裕を持って許容されると考えてよい。

なお、沈下の形態としては、すべりに伴うものとともに、いわゆる揺すり込みによるものが考えられる。しかし、構造令に基づいて設計されたフィルダムにおいては、付加高さが設定されているため、堤体及び基礎地盤に著しい強度低下が発生しないと判断され、かつ、すべりに伴う沈下量が十分小さい場合には、揺すり込みによる沈下については耐震性能照査上特に考慮しなくても大きな問題にならないと考えられる。ただし、すべり変形による沈下が十分安全な程度に小さいものと判断し難い場合や、設計上見込まれている付加高さが非常に小さいフィルダムの場合、想定地震によるレベル2地震動の継続時間が非常に長く揺すり込みによる沈下が大きくなることが想定される場合などは、3) その他に示す手法により揺すり込み沈下を適切に考慮することが望ましい。

イ. 浸透破壊に対する安全性の照査

すべり等による変形が生じるおそれがある場合には、越流に対して沈下量が許容される範囲にとどまると考えられる場合であっても、すべり面の位置や変形量を勘案して、貯水による浸透破壊が生じないことをあわせて確認する必要がある。

浸透破壊が問題となる可能性があるのは、下流側へのすべりが想定される場合であるが、想定されるすべり面の始点が貯水位より高い場合、あるいは土質遮水壁型のロックフィルダムにおいて遮水ゾーンを貫通するすべり面の発生が想定されない場合には、浸透破壊が生じるおそれはないとしてよい。

一方、土質遮水壁型ロックフィルダムで、遮水ゾーンを貫通する下流側へのすべりが生じるおそれがある場合、あるいは堤体全体が遮水材料で構築されているアースダムで、貯水位より低い位置を始点とする下流側へのすべりが生じるおそれがある場合には、浸透破壊に対する安全性について検討する必要がある。

3) その他

1) の等価線形化法等による動的解析の結果に基づく液状化判定の結果、著しい強度低下のおそれがある領域がかなり広範囲に及ぶおそれがあると判断される場合、及び、著しい強度低下のおそれがない、あるいはその領域が局所的なものにとどまる場合でも、2) の検討結果から所要の耐震性能が確保されることを確認できない場合には、対象となる堤体材料や基礎地盤の繰り返し荷重に対する変形及び強度を評価した上で、有効応力に基づく動的弾塑性解析や地震による変形の増加を考慮して剛性を低下させた変形解析（「累積損傷度理論」に基づく残留ひずみの評価等）を実施するなど、適切な手法により貯水の越流が生じないことを確認する必要がある。

なお、このような検討を含めた照査の結果、すべり等の変形に伴う沈下による貯水の越流または浸透破壊などによりダムの耐震性能が確保されないと判断される場合には、修正設計が必要となる。

<標準>

フィルダム本体の耐震性能の照査は、以下の手順により行うことを基本とする。

なお、地震動によりその強度低下を生じる可能性のある堤体材料または基礎地盤を有するフィルダムについては、地震時における堤体材料または基礎地盤の強度低下について考慮する。

1. 等価線形化法等による動的解析を行い、得られた慣性力を用いたすべりに対する安定解析の結果、地震時にすべり破壊が生じないと判断される場合は、ダム本体の損傷が生じるおそれはないため、所要の耐震性能は確保されるとしてよい。
2. 上記1. における安定解析の結果、ダム本体の損傷が生じるおそれがある場合には、さらに1. による解析結果を用いた塑性変形解析により、地震によるすべり等の変形を推定する。その結果、変形に伴う沈下が貯水の越流を生じるおそれがないほど小さく、かつ地震後において浸透破壊を生じるおそれがない場合には、ダムの貯水機能は維持されるとしてよく、かつ修復可能な範囲にとどまる場合には、所要の耐震性能は確保されるとしてよい。

<例示>

フィルダム本体のすべり変形量を求める塑性変形解析と地震時における堤体および基礎地盤の強度低下を判定する方法について以下に例示する。

1) すべり変形量を求める塑性変形解析

フィルダム本体の耐震性能照査解析の手法として、等価線形化法による動的解析、およびその結果を用いてすべり変形量を求める塑性変形解析手法である Newmark 法と渡辺・馬場法がある。

a) Newmark 法

Newmark 法は、すべり土塊を剛体として考え、すべり面に応力ひずみの関係から完全剛塑性を仮定し、すべり土塊の滑動変形量を算定するものである。

まず、円弧すべり面を仮定した簡便分割法に基づいて安定計算によるすべり安全率 F_s は次式のように表される (図 2-12-15 参照)。

$$F_s = \frac{M_R}{M_{DW} + M_{DKH}} = \frac{M_{RW} + M_{RC} - k_H M_{RK}}{M_{DW} + k_H M_{DK}}$$

ここに、

M_R : 抵抗モーメントの合計

M_{DW} : 自重による滑動モーメント ($= \sum x_g W$)

M_{RC} : 粘着力による抵抗モーメント ($= r \sum c \cdot L$)

M_{DKH} : 地震慣性力による滑動モーメント ($= k_H \sum y_g W$)

M_{RW} : 自重による抵抗モーメント ($= r \sum (W - b \cdot u) \cos \alpha \cdot \tan \phi$)

M_{RK} : 地震慣性力 1G が作用した場合の抵抗モーメント ($= r \sum W \sin \alpha \cdot \tan \phi$)

M_{DK} : 地震慣性力 1G が作用した場合の滑動モーメント ($= \sum y_g W$)

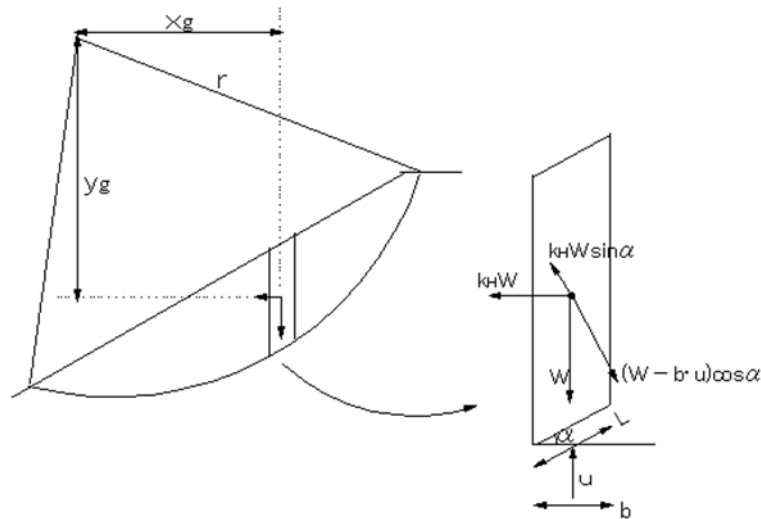


図2-12-15 滑動変位計算モデル

いま、土塊が滑動する直前で釣り合っているとすれば、 $F_s=1$ 、 $k_H = k_y$ (降伏震度)として式を変形することで次式が得られる。

$$k_y (M_{RK} + M_{DK}) = M_{RW} - M_{DW}$$

ここで、動的解析により求まる時々刻々の土塊の平均加速度を等価瞬間震度を k_{H0} とすれば、角運動量保存則より、

$$\ddot{\theta} = \Delta M / J = (k_{H0} - k_y) (M_{RK} + M_{DK}) / J$$

ここに、

$\ddot{\theta}$: 回転加速度

J : 土塊の慣性モーメント

k_{H0} が k_y を越えた分に対し、線形加速度法 ($\beta=1/6$) により逐次計算して回転角 θ を算定し、それに半径 R を乗じて変形量 δ を求める。

$$\left. \begin{aligned} \dot{\theta}_{n+1} &= \dot{\theta}_n + \frac{1}{2}(\ddot{\theta}_n + \ddot{\theta}_{n+1})\Delta t \\ \theta_{n+1} &= \theta_n + \dot{\theta}_n \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2 \ddot{\theta}_n + \beta\Delta t^2 \ddot{\theta}_{n+1} \\ \delta &= \theta \cdot R \end{aligned} \right\}$$

b) 渡辺・馬場法

渡辺・馬場法は、潜在のすべり円弧上土塊の等価瞬間震度 k_h に対応する慣性力、重力、すべり円弧に作用する応力の釣り合い式から、土塊がすべり出すのに必要な震度を降伏震度 k_{hy} と定義し、これを超える震度が土塊に作用した場合にすべり変位が生じるとして計算する。

すべり安全率 F_s の算定方法は以下のとおりである (図 2-12-16 参照)。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^M l_i (c_i + \sigma_{ni}' \tan \phi_i) + \sum_{j=1}^P l_j A_j \sigma_{nj}' b_j + \sum_{k=1}^Q l_k A_k' \sigma_{nk}' b_k'}{\sum_{i=1}^M \tau_{Si} l_i + \sum_{j=1}^P \tau_{Sj} l_j + \sum_{k=1}^Q \tau_{Sk} l_k}$$

ここに、

M : すべり線を通過する要素のうちコア部を通過する要素の数

P : すべり線を通過する要素のうちフィルタ部を通過する要素の数

Q : すべり線を通過する要素のうちロック部を通過する要素の数

i, j, k : i, j, k 番目要素

l : すべり面上の要素 i, j, k を通過するすべり線長さ

c_i, ϕ_i : 要素 i の強度定数 (コア材)

A_j, b_j : 要素 j の強度定数 (フィルタ材)

A'_k, b'_k : 要素 k の強度定数 (ロック材)

σ_{ni}' , σ_{nj}' , σ_{nk}' : 要素 i, j, k におけるすべり面直交方向の有効応力

τ_{Si} , τ_{Sj} , τ_{Sk} : 要素 i, j, k におけるすべり面沿いのせん断応力

ただし、 σ_n' が引張の場合には抵抗力を 0 とする。

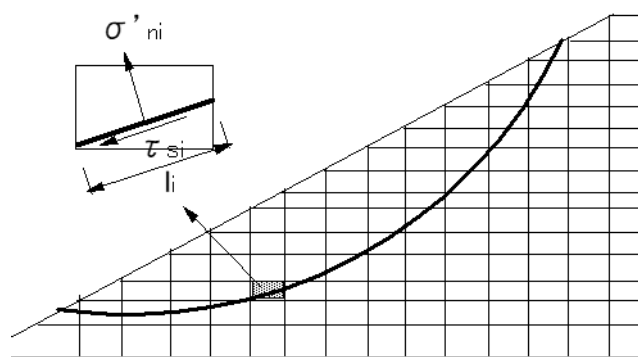


図2-12-16 すべり線上の要素の応力

鉛直震度の影響を無視した場合、降伏震度 k_{hy} は次式で求められる。

$$k_{hy} = F_s k_h + (F_s - 1) \tan \beta$$

ここに、 β は円弧中心と土塊重心との連結直線が鉛直線となす角度である。

降伏加速度を超過する加速度に対して、すべり線上の土塊の水平残留変位量 D_{rh} は次式で求められる。

$$D_{rh} = \int_{t_0}^{t_1} \int (k_h - k_{hy}) g d\tau dt$$

ここに、

k_{hy} : 降伏震度

t_1 : 土塊の速度がゼロとなる時刻

t_0 : 潜在すべり線の安全率が1となる時刻

2) 地震時における堤体および基礎地盤の強度低下を判定する方法

地震時におけるフィルダムの堤体および基礎地盤の強度低下を判定する方法として、通常、次式に示す液状化を判定するための安全率 F_L が用いられている。

$$F_L = \frac{R}{L}$$

ここに、

F_L : 液状化を判定するための安全率

R : 動的せん断強度比

L : 地盤の地震時せん断応力比

いま、動的せん断強度比 R については、簡易判定では粒度ならびに N 値等の一般調査結果から、また詳細判定では不攪乱試料による液状化試験結果からそれぞれ求める。また、地震時せん断応力比 L については、フィルダムの堤体と基礎地盤を含めた地震応答解析結果から求める。

なお、密な砂では、一旦過剰間隙水圧が有効拘束圧に達しても、緩い砂のようにせん断抵抗が失われてひずみが急激に増加するような、いわゆる完全液状化は起こらず、正のダイラタンシー (dilatancy : せん断による体積の膨張) の影響により、せん断応力が大きくなるにつれて有効応力が回復して、ある限られたひずみの範囲でせん断ひずみの増加により接線せん断剛性が増加するサイクリックモビリティ (cyclic mobility) 現象が生じる。したがって、 F_L が1.0を下回っても液状化によるせん断強度が完全に喪失することはなく、むしろ、cyclic mobilityによりどの程度のひずみが地盤に引き起こされるのかを評価することが重要となる。

<参考となる資料>

フィルダムのすべり変形量を求める塑性変形解析手法や照査事例については、以下の1)、2)の資料が、また、液状化を判定するための安全率については、以下の3)の資料が参考となる。

- 1) 「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」：国土技術政策総合研究所資料、第244号、平成17年3月。
- 2) 三石真也、島本和仁：大規模地震に対する耐震性能照査について、ダム技術、No.274、pp.6-35、2009年7月。
- 3) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、平成29年11月。

12.3.4 その他の型式のダムの本体の耐震性能照査**<考え方>**

ダムは構成材料および構造等の違いからいくつかの型式に分類される。本章12.3.2、12.3.3でその本体の耐震性能照査について示した、重力式コンクリートダム、アーチ式コンクリートダム、土質遮水壁型ロックフィルダム及びアースダムといった主要型式ほか、表面遮水壁型ロックフィルダム、複合型式ダム、中空重力式コンクリートダム、バットレスダムなどがある。さらに、新型式のダムとして台形CSGダムがある。

これら主要型式以外のダムに関しても、主要型式のダム本体の耐震性能照査方法を参照し、またその構造上の特徴や材料特性等を踏まえ適切な方法により本体の耐震性能照査を行う。

<標準>

重力式コンクリートダム、アーチ式コンクリートダム、土質遮水壁型ロックフィルダムおよびアースダム以外の型式のダムの本体についても、またその構造上の特徴や材料特性等を踏まえ適切な方法により本体の耐震性能照査を行うことを基本とする。

12.4 関連構造物等の耐震性能の照査**12.4.1 耐震性能の照査の対象とする関連構造物等****<考え方>**

ダム全体として所要の耐震性能が確保されるかどうかを照査するためには、本章12.3に示したダム本体についての照査だけでなく、放流設備や各種の管理設備等の関連構造物等のうち、ダム全体の耐震性能に係わるようなものについても、重大な損傷が生じないことを確認する必要がある。

ただし、関連構造物等の場合、ダム本体とは異なり、損傷した構造物等の全体の取替または再設置等を行えば、ダム全体として十分に継続使用が可能となると想定される。このため、関連構造物等の耐震性能の照査では、耐震性能のうち貯水機能が維持されることを確認することが基本となる。

なお、その際、地震時のみならず地震後の出水への対応も考慮して、以下に示す視点を踏まえて照査の対象とする関連構造物等を選定する必要がある。

- ① 当該関連構造物等が損傷した場合、制御できない貯水の流出を生じるおそれがあるもの
- ② 地震後に、ダムの安全性を確保するために、緊急に水位を低下させたり、また低下させた水位の上昇を規制するために必要となるもの。

これらに該当する関連構造物等としては、非常用洪水吐き及び常用洪水吐きの放流設備等主要な放流設備の主ゲートや、緊急水位低下や低下させた水位の上昇を規制するために必要な放流設備の主ゲート、またこれらを支持する門柱、操作・制御する上で必要な設備等が想定される。

1) 主要な放流設備の主ゲート及び緊急水位低下に必要な放流設備の主ゲート

非常用洪水吐き及び常用洪水吐きの放流設備等の主要な放流設備の主ゲートは、洪水処理に利用されるため一般にその放流能力が大きいこと、また常時は閉じた状態にあって貯水位を保持していることから、地震により重大な損傷を生じた場合には、制御できない貯水の流出を生じるおそれがある。このため照査の対象とする必要がある。

また、地震時に、ダムの安全性を確保するために緊急に貯水位を低下させるとともに、出水等による貯水位の上昇を規制しなければならない場合がある。このため、水位低下用放流設備や地震後の出水に対して水位の上昇を規制できる放流設備の主ゲートについては照査の対象とする必要がある。

なお、上記以外の放流設備であっても、地震により重大な損傷を生じた場合に制御できない貯水の流出により下流域に甚大な被害を発生させる可能性があるものや、フィルダム堤体に隣接して設置される洪水吐きの堤体との接合部等、地震時に損傷を生じた場合にダム本体の耐震性能に影響を及ぼすおそれのあるものについては照査の対象とする必要がある。

2) 上記1) を操作・制御する上で必要な設備等

上記1) に示した放流設備は直接流水を制御する構造物であるが、それを操作・制御可能な状態に維持するために、開閉装置や機側操作盤等についても照査の対象とする必要がある。

また、放流設備の機側操作盤にアクセスするために必要となる施設や、停電等により常用電源が使用できない状態となった場合に放流設備のゲートを駆動させるために必要となる予備電源設備等についても、照査の対象とする必要がある。

<標準>

関連構造物等の耐震性能の照査は、それが損傷した場合にダムの貯水機能が維持されないおそれがあるものについて行うことを基本とする。

<参考となる資料>

関連構造物等の耐震性能照査全般に対する関する資料として以下の資料がある。

- 1) 「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」：国土技術政策総合研究所資料，第244号，平成17年3月。
- 2) 三石真也、島本和仁：大規模地震に対する耐震性能照査について，ダム技術，No. 274，pp. 6-35，2009年7月。

12. 4. 2 関連構造物等の耐震性能照査**<考え方>**

関連構造物等の耐震性能の照査において、貯水機能が維持されるかどうかは、地震応答解析等の結果から評価する。

なお、地震応答解析等の結果、関連構造物等に何らかの損傷が予想される場合には、予想される損傷の形態や程度を勘案し、必要に応じその修復方法や取替等の対応方法について検討しておく必要がある。

以下、各種の関連構造物等について本章12. 4. 1で示した選定の視点①②を踏まえた耐震性能の照査の考え方を表 2-12-4に示すとともに、放流設備ゲート（扉体、戸当り及び固定部）の耐震性能の照査の流れを図 2-12-17に示す。

表2-12-4各種関連構造物の耐震性能照査の考え方

		関連構造物等を選定する視点			
		① 当該関連構造物等が損傷した場合、制御できない貯水の流出を生じるおそれがあるもの	②-1 地震後に、ダムの安全性を確保するために緊急に水位を低下させるために必要となるもの	②-2 地震後に、ダムの安全性を確保するために緊急に低下させた水位の上昇を規制するために必要となるもの	
関連構造物等に求められる性能		貯水機能の維持	地震直後に水位を低下できるように、地震直後にゲートを解放することが可能	地震後の出水に対して、水位の上昇を規制できるように地震後の出水時までにはゲートを解放することが可能	
照査の確認事項	ゲート	部材の座屈	<ul style="list-style-type: none"> ・主要構造部材が座屈しない ・補助構造部材が座屈しない、又は、一部の補助構造部材が座屈しても、その影響により主要構造部材が座屈しない 		
		部材の塑性化	主要構造部材がほぼ弾性域内にとどまるとともに、補助構造部材が限定的な塑性化にとどまる	主要構造部材及び補助構造部材ともにほぼ弾性域内にとどまる	
		開閉装置等の状態		開閉装置等が、ほぼ健全な状態を維持（ほぼ健全とは、すみやかに必要な補修や取替え等の対応で健全な状態を維持する状況）	
	門柱	門柱全体の損傷状態	主ゲートの脱落等、重大な損傷により貯水機能が維持できない状況にならない		
		門柱の変形がゲートに与える影響	損傷しても、その変形による影響でゲートが変形して貯水機能が維持できない状況にならない。	損傷しても、その変形がゲートとの遊間長に収まり、ゲートを開けることができる。	

※ ②-1、②-2 は求められる性能において、それが発揮されるべき時期に相違があるが、現状では照査の確認事項としては差異をつけることが困難であるため同一の照査の確認事項としている。

1) 放流設備のゲート等

放流設備のゲート等の耐震性能の照査は、本章12.2の方法で設定したレベル2地震動による当該ゲートの設置位置における加速度応答を考慮して行う。ダム本体の堤体上に設置されているゲートの場合は、本章12.3の方法によって行ったダム本体の地震応答解析の結果から得られるゲート等の設置位置での応答加速度の時刻歴波形を用いることができる。なお、ゲート等の設置位置付近において強震記録が得られている場合には、照査に用いる入力加速度を設定するにあたり、その記録から得られる振動特性を考慮する。

ア. 非常用洪水吐きの主ゲート

非常用洪水吐きの主ゲートは、常時満水位がゲート敷高より高い場合、地震によって扉体の架構部または支承部に変形が生じたり、戸当り及び固定部や門柱部が損傷して扉体の脱落等が生じたりすれば、制御できない貯水の流出が生じるおそれがある。このため、そ

のような損傷が生じないことを地震応答解析により確認する必要がある。

なお、照査にあたって考慮する開閉状態としては、全閉の状態を基本とする。

・扉体、戸当り及び固定部

まず、ゲートの各構成部材に発生する応力を線形動的解析等によって求め、その結果、ゲート全体構造の安定性を確保する上で必要な主要部材（以下、「主要構造部材」という。）の座屈を生じるおそれがなく、かつ各部材の力学的状態がほぼ弾性域内にあることが確認できれば、耐震性能上問題となるような損傷は生じないと考えてよい。

なお、主要構造部材以外の構造部材（補助構造部材）の一部において座屈を生じるおそれがある場合には、当該補助構造部材の座屈の影響を考慮した動的解析等を行って、ゲート全体構造の安定性が確保されることを確認することが必要となる。

次に、主要構造部材の座屈が生じるおそれはないものの、一部部材の力学的状態がほぼ弾性域にとどまることが確認できない場合には、当該部材の降伏による塑性化の影響を再現できる非線形動的解析等を行う必要がある。

その結果、主要構造部材の塑性化が限定的なものにとどまるとともに、塑性変形量がゲート操作に支障をきたすものとならない場合には、耐震性能上問題となるような損傷は生じないと考えてよい。

また、以上の動的解析等において考慮していない部材については、動的解析等の結果を踏まえた構造計算等により、耐震性能の確保上問題となる損傷が生じないことを確認する必要がある。

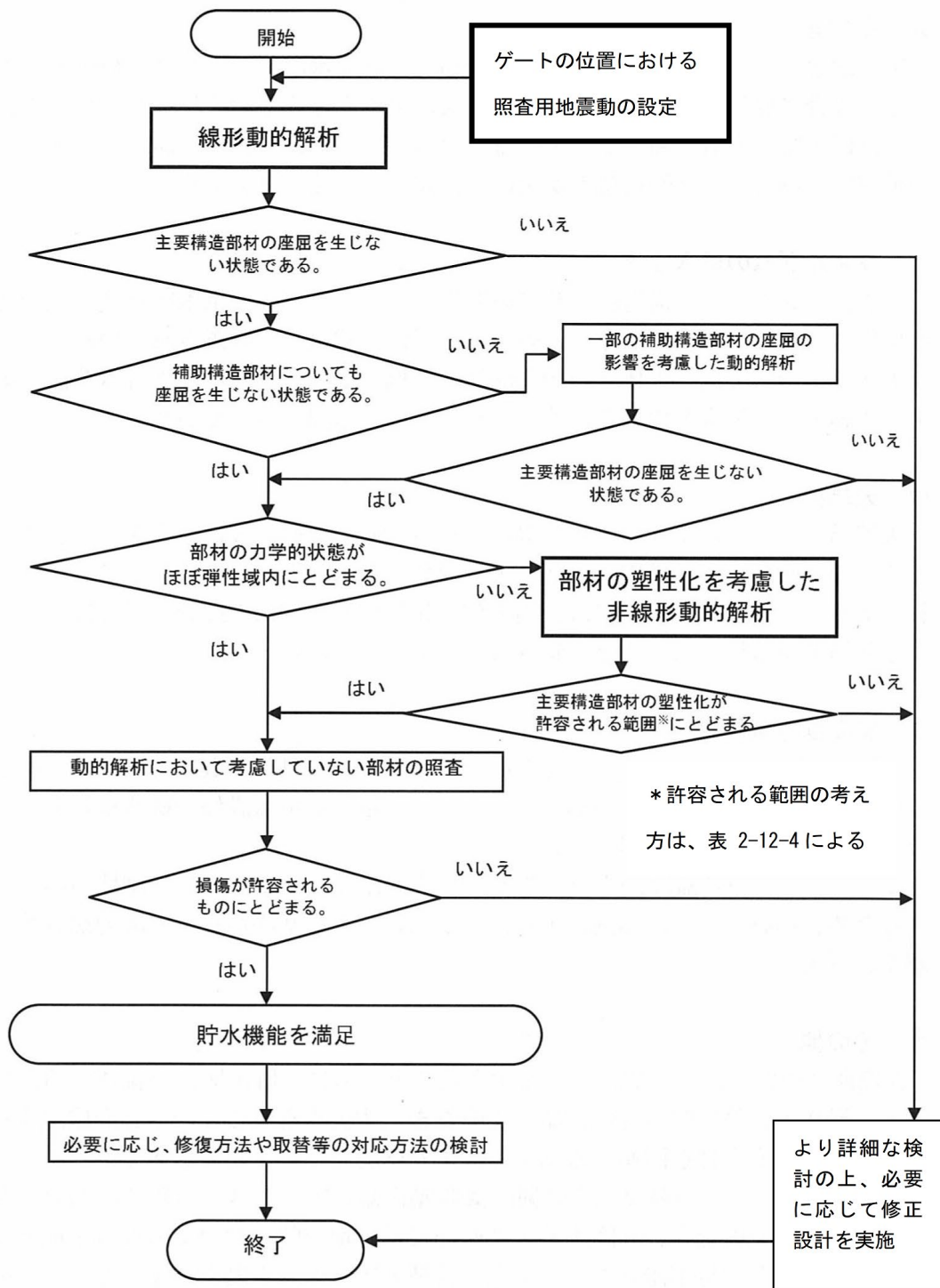


図2-12-17 放流設備のゲート（扉体、戸当り及び固定部）の耐震性能の照査の流れ

・門柱部

主ゲートを支持する門柱（天端橋梁の橋脚と一体構造のものを含む）は、構造的にはダム本体の一部であるが、その重大な損傷により主ゲートの脱落、顕著な変形等により貯水機能が維持できない状況にならないことを確認する必要がある。なお、ダム本体の場合と異なり、ダム軸方向の地震動の影響が大きくなる可能性があることに留意する必要がある。

イ. 常用洪水吐きの主ゲート

常用洪水吐きの主ゲートは、地震によって扉体の架構部または支承部に大変形が生じたり、戸当り及び固定部が損傷して扉体の脱落等が生じれば、制御できない貯水の流出が生じるおそれがある。また、ダムによっては、緊急水位低下や低下させた水位の上昇を規制するために、常用洪水吐きの主ゲートを使用する必要がある。このため、求められる耐震性能を満たさなくなるような損傷が生じないことを地震応答解析等により確認する必要がある。

・扉体、戸当り及び固定部

耐震性能の照査の手法および解析結果の評価の考え方については、基本的に非常用洪水吐きの主ゲートの扉体、戸当り及び固定部の場合と同様である。ただし、地震後に、ダムの安全性を確保するために、緊急に水位を低下させたり、また低下させた水位の上昇を規制するために必要とされる場合には、部材がほぼ弾性域内にとどまり、主ゲートを開放することが可能であることを確認する必要がある。

・開閉装置等

主ゲートを操作・制御するための開閉装置本体については一般に剛性が高いため、装置の移動もしくは転倒による破損が生じないことを基礎ボルトの応力照査等により確認することとしてよい。また、機側操作盤についても同様である。

開閉装置架台については、通常十分剛性が高い構造となるよう設計されているが、たとえば、門構形式など比較的地震動の影響を受けやすい構造の場合には、大きな変形等の損傷が生じないことを確認する必要がある。

開閉装置室（ゲート室建屋）については、特に張出し構造の場合には地震動の影響を大きく受けるため、開閉装置の支持機能が失われるような損傷を生じないことを確認する必要がある。

・門柱部

常用洪水吐きの主ゲートが門柱で支持されている場合には、門柱についても、重大な損傷により主ゲートの脱落等が生じないことを確認する必要がある。この場合、ダム軸方向の地震動の影響が大きくなる可能性があることに留意する必要がある。その際、緊急に水位を低下させたり、低下させた水位の上昇を規制する際に使用するゲートを支持する門柱の場合は、門柱の損傷に対して、ゲートを開放することが可能であることを確認する必要がある。

ウ. その他のゲート

低水放流設備、水位維持放流設備、水位低下用放流設備等の主ゲート等のうち、損傷した場合に制御できない貯水の流出が生じるおそれがあるものについては、非常用洪水吐きの主ゲートや常用洪水吐きの主ゲートと同様の考え方により照査を行うものとする。

予備ゲート等については、常時は水圧を受ける状態にないために荷重条件が厳しくないこと、及び主ゲートの安全性が確認されておれば地震時においてもダムの貯水機能は保持されることから、必ずしも照査を行う必要性はない。一般に修理用ゲートや副ゲートについても同様に地震動の影響は小さいと考えられるため、同様である。

ただし、予備ゲートの開閉装置室（予備ゲート室建屋）については、床版が上下方向の地震動の影響を受けやすい張出し構造であり、床版の損傷等により開閉装置の落下が生じた場合、洪水吐きを閉塞して主ゲートの機能を阻害するおそれがあるので、非常用洪水吐きの主ゲートの開閉装置室と同様に照査しておく必要がある。

エ. その他

以上の各種関連構造物については、表 2-12-4に示した耐震性能照査の考え方にに基づき、求められる耐震性能を有するかどうかを確認することになる。しかし、これらの照査によっても所要の耐震性能を確認できない場合には、ゲートであれば座屈・塑性化後の変形解析の実施や、門柱である鉄筋コンクリート構造物の動的解析の実施など、さらに詳細な検討を行って、求められる性能を満たすかどうかを、照査する必要がある。

なお、このような検討を含めた照査の結果、構造物毎の求められる性能が確保されないと判断される場合には、修正設計が必要となる。

2) その他の関連構造物等

ア. 取水塔

選択取水ゲート等及びその支持構造物である取水塔については、配置上、塔体が倒壊した場合に堤体や主要な放流設備に重大な損傷を与えるおそれがある場合や、緊急時の水位低下時に放流設備として用いる必要がある場合には、その構造等を考慮した適切な地震応答解析により地震時の安全性を確認しておく必要がある。

イ. フィルダムの洪水吐き

一般にコンクリート構造物として設置されるフィルダムの洪水吐きは、地震時の挙動が堤体とは異なるものとなる。このため、堤体に隣接して設置されているフィルダムの洪水吐きについては、堤体との接合部等の損傷により、ダム本体の貯水機能を維持する上で問題となる損傷を生じるおそれがないことを確認する必要がある。

ウ. 天端橋梁

天端橋梁が地震により落下した場合、放流設備のゲート等に被害を与え、その操作の支障となったり、添架電線の破断により開閉用電力の供給に支障を及ぼしたりするおそれがある。このような場合には、橋脚部に相当する門柱部の照査結果等に基づき、橋梁の上部構造が落橋しないことを確認しておく必要がある。

エ. 重要な電気設備等

主要な放流設備については、緊急時においてもその開閉用電力の供給が確保され、必要な操作が可能である必要がある。このため、重要な電気設備や機側操作盤等については、地震時の安全性を確認する必要がある。

なお、これらの設備は、その構造上、装置本体については一般に剛性が高いと考えられるため、移動もしくは転倒により損傷しないことを基礎ボルトの応力照査等により確認すればよい。

オ. その他

管理棟については、人的被害の発生を防ぐとともに、貯水機能を維持するために行うゲート操作等、緊急時の管理機能に支障をきたす被害を生じないことを確認するため、その構造上の安全性を関連する基準等により確認しておく必要がある。

また、管理棟から主要な放流設備の機側操作盤にアクセスするための通路となる天端橋梁、操作橋、監査廊、昇降設備等については、地震時においても通行不能となることがないか、また通行不能となった場合に代替のアクセス手段を確保できるか等の観点から、その安全対策を検討しておく必要がある。

<標準>

関連構造物等の耐震性能の照査は、当該関連構造物等に損傷が生じたとしても、ダムの貯水機能が維持されることを、その機能や構造特性に応じた地震応答解析その他の適切な手法により確認することを基本とする。

<例示>

ゲートの耐震性能照査においては、構造部材について、座屈しないことと、塑性化がほぼ弾性領域内にとどまることを照査する。ここに、ほぼ弾性領域内にとどまる範囲とは、最大ひずみを降伏ひずみの2倍程度まで、限定的な塑性化にとどまる範囲としては最大ひずみを降伏ひずみの10倍程度までが目安となる（図2-12-18参照）。なお、部材の塑性化の可能性を検討する方法として、図2-12-19に示すように線形動的解析の最大応力値からエネルギー一定則を用いて簡便に塑性ひずみを算出する方法を用いることもできるが、塑性化の程度について詳しい検討が必要な場合は、部材の塑性化を考慮する非線形動的解析等によることが考えられる。

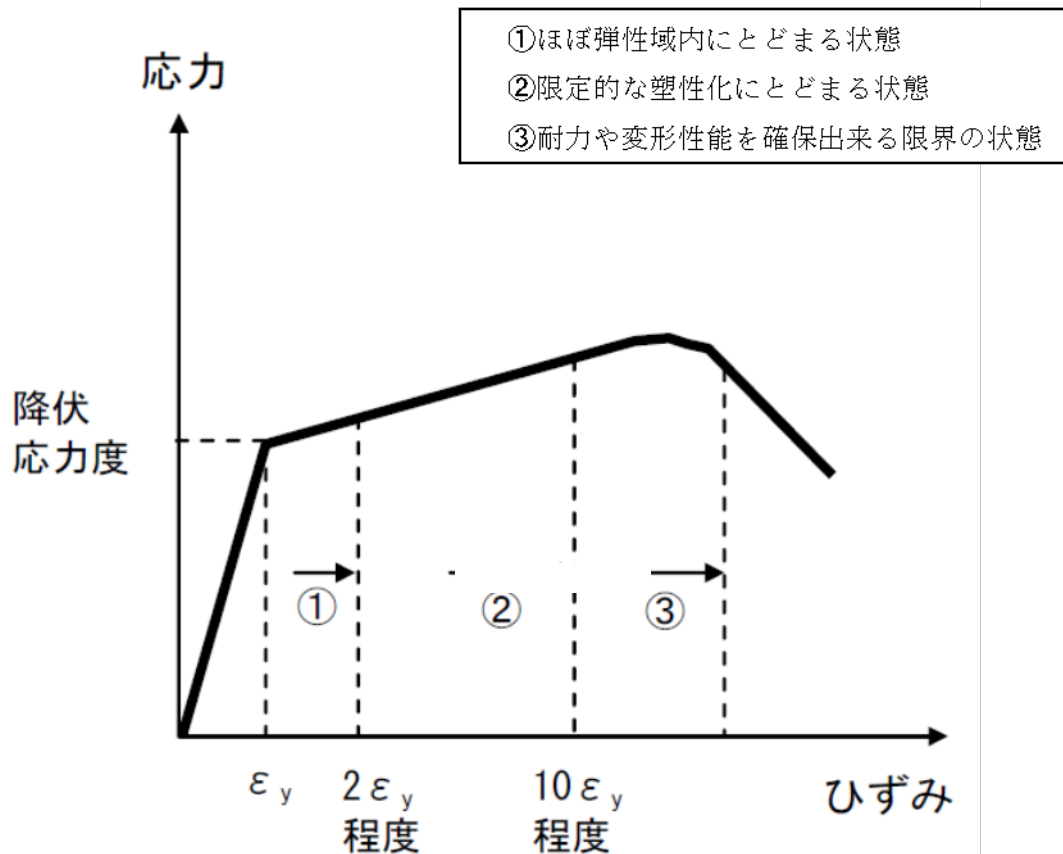


図2-12-18 鋼部材の許容される限界状態の範囲

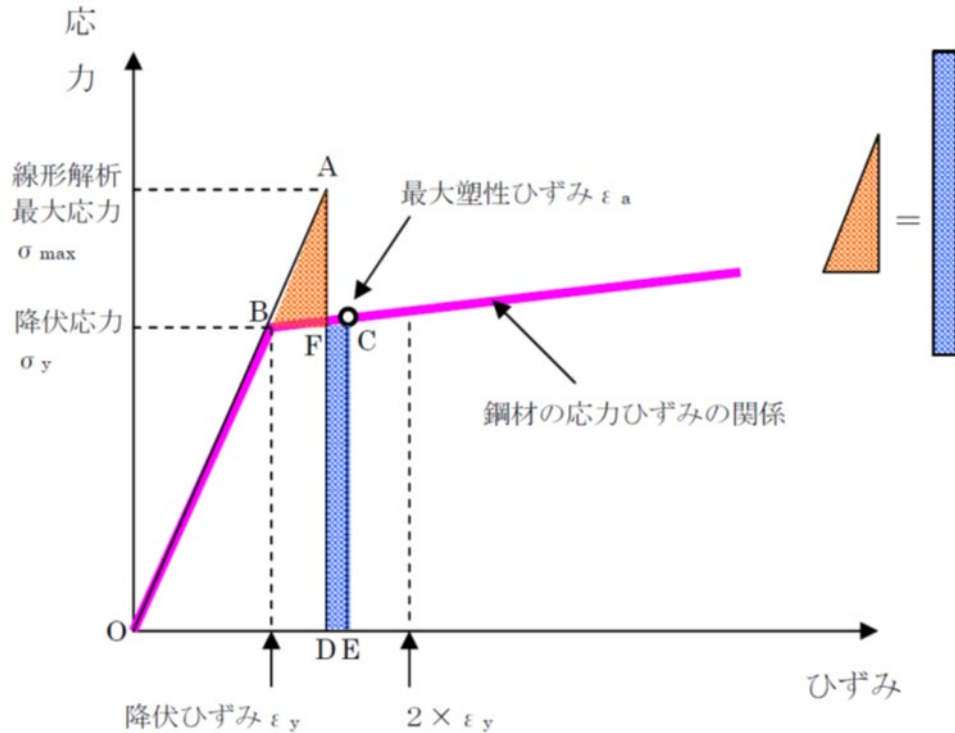


図2-12-19 鋼材のエネルギー一定則の適用概念

鉄筋コンクリート構造物であるダムの門柱の耐震性能照査においては、設定したレベル2地震動やそれを考慮したダム本体の地震応答解析結果をもとに門柱に作用する地震力（震度ないしは地震動）を設定したあと、曲げ損傷のほかせん断損傷に関する検討を行う。

門柱の比較的簡便な実務的照査手法としては、道路橋示方書V耐震設計編に規定された鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力法のように、鉄筋コンクリートの弾塑性変形により消費されるエネルギーが弾性変形により消費されるエネルギーと等しいとするエネルギー一定則を適用して非線形応答変位を求める（図2-12-20参照）方法が考えられる。ただし、一般にダム門柱はこの方法の適用に適した橋梁の橋脚のように慣性力が頂部に集中して作用するトップヘビーな構造ではないため、自身の重量や動水圧の影響が大きくなりやすく、断面形状や配筋が高さ方向に大きく変化しているため、塑性化を生じる可能性のある部位を複数想定すべきケースも考えられる。このような場合には、これらの点を適切に考慮できる詳細な検討として有限要素モデル等による地震応答解析を行うのがよい。

門柱のせん断に対する照査に必要なせん断耐力については、道路橋示方書に棒部材を対象とした算定式が示されているが、せん断スパン比が小さい門柱で、その実際の構造に応じてコンクリートが負担するせん断力が向上する効果（いわゆるディープビーム効果）が見込めると考えられる場合には、この効果を見込むことができるコンクリート標準示方書〔設計編〕のせん断耐力式を適用して算定してもよい。

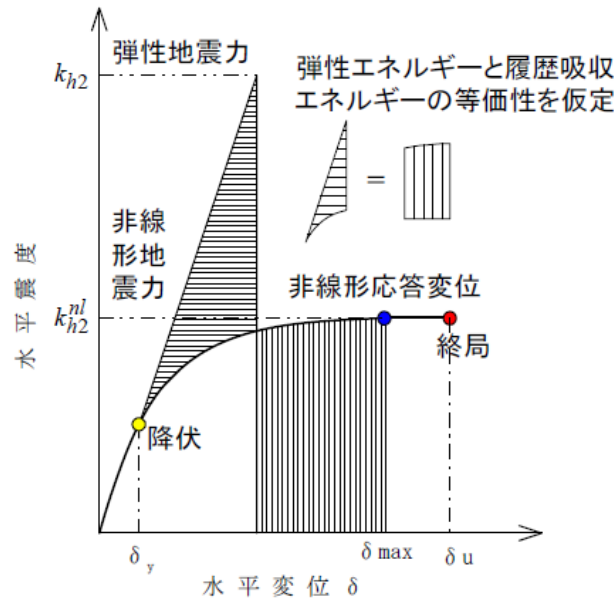


図2-12-20 エネルギー一定則による非線形応答の推定

<参考となる資料>

関連構造物等の耐震性能照査の全般については、以下の 1)、2)が、ゲートの耐震性能照査の詳細や塑性化判定などについては、以下の 3)~7)が、ダム門柱の耐震性能照査の参考となる鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有耐力法については、以下の 8)が、またせん断耐力式については、以下の 9)が参考となる。

- 1) 「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」：国土技術政策総合研究所資料，第 244 号，平成 17 年 3 月。
- 2) 三石真也、島本和仁：大規模地震に対する耐震性能照査について，ダム技術，No. 274，pp. 6-35，2009 年 7 月。
- 3) 「大規模地震に対するダムゲートの耐震性能照査手法の現状」：ダム技術研究所報告 第 201101 号 平成 23 年 3 月。
- 4) 土木学会 地震工学委員会：橋の動的耐震設計，平成 15 年 3 月。
- 5) 宇佐美勉・(社)日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，2006 年 9 月。
- 6) 建設省建築研究所・(社)鋼材倶楽部：エネルギー法に基づく耐震性能評価法－鋼構造建築物に適用した場合－，平成 12 年 10 月。
- 7) 加藤勉・中尾雅躬：局部座屈に支配される H 形断面鋼部材の耐力と変形能力，日本建築学会構造系論文集、第 458 号，pp. 127-136，1994 年 4 月。
- 8) (社)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。
- 9) (社)土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書【設計編】，平成 20 年 3 月。

第3章 砂防施設的设计

第1節 総則

砂防施設は、砂防施設計画に基づき、必要な機能と安全性を有するように設計するものとする。

第2節 砂防ダム

2.1 砂防ダムの設計

砂防ダムの設計にあたっては、その目的とする機能が発揮され、かつ、その機能が長期間保持されるよう安全性を考慮するとともに、維持管理面等についても考慮するものとする。
なお、本節で扱う砂防ダムは、土石流の直撃を受ける恐れのあるものは対象としていない。

2.2 安定計算に用いる荷重および数値

2.2.1 安定計算に用いる荷重

砂防ダムの安定計算に用いる荷重には、自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重があり、ダムの高さ、型式により選択するものとする。

2.2.2 安定計算に用いる数値

砂防ダムの安定計算に用いる数値は、必要に応じて、実測により求めるものとする。

2.3 ダム型式の選定

ダムの型式には、重力式コンクリートダム、アーチ式コンクリートダム等があり、その選定にあたっては、地形、地質等の自然条件、施工条件、地域条件等を考慮するものとする。

2.4 水通しの設計

2.4.1 水通しの位置

水通しの中心の位置は、原則として現河床の中央に位置するものとし、ダム上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向等を考慮して定めるものとする。

2.4.2 水通し断面

水通し断面は、原則として台形とし、その形状は次によるものとする。

1. 水通し幅は、流水によるダム下流部の洗掘に対処するため、側面侵食による著しい支障を及ぼさない範囲において、できる限り広くする。
2. 水通しの高さは、対象流量を流しうる水位に、計画編第13条6.2で定める余裕高以上の値を加えて定める。

2.5 本体の設計

2.5.1 天端幅

天端幅は、ダムサイト付近の河床構成材料、流出土砂形態、対象流量等の要素を考慮して決定するものとする。

2.5.2 重力式コンクリートダムの設計

2.5.2.1 安定条件

重力式コンクリートダムは、地形、地質および流出土砂形態を考慮し、堤体および基礎地盤の安全性が確保できるように設計するものとする。

堤体の安定計算においては、次の条件を満足するものとする。

1. 原則として、ダムの堤底端に引張応力が生じないように、ダムの自重および外力の合力の作用線が堤底の中央1/3以内に入ること。
2. 堤底と基礎地盤内との間および基礎地盤内で滑動を起こさないこと。
3. ダム内に生じる最大応力度が、材料の許容応力度を超えないとともに、地盤の受ける最大圧力が地盤の許容支持応力度以内であること。また、基礎地盤が砂礫の場合は、浸透破壊に対しても安定であること。

2.5.2.2 断面形状

重力式コンクリートダムの断面形状は、構造上の安全性、施工性等を考慮して決定するものとする。

越流部断面の下流り勾配は、1 : 0.2 を標準とするが、流出土砂の粒径が小さく、かつ、その量が少ない場合は必要に応じこれより緩くすることができるものとする。

非越流部の断面は、越流断面と同一とすることを標準とする。非越流部の断面を越流部の断面と変える場合は、平常時、洪水時の安定性のほか、15m以上のダムについては、未満砂で湛水していない状態のときに下流側から地震時慣性力が作用する状態についても安全性を有する断面とするものとする。

2.5.3 アーチ式コンクリートダムの設計

アーチ式コンクリートダムは、本編第2章第5節に準じて設計するものとする。

2.6 基礎の設計

2.6.1 基礎地盤の安定

基礎地盤は、原則として岩盤とする。

2.6.2 基礎処理

基礎地盤が所要の強度を得ることができない場合は、想定される現象に対応できるよう適切な基礎処理を行うものとする。

2.7 袖の設計

ダムの袖は、洪水を越流させないことを原則とし、想定される外力に対して安全な構造として設計するものとする。なお、その構造は、次によるものとする。

1. 袖天端の勾配は、上流の計画堆砂勾配と同程度かそれ以上とする。
2. 袖天端の幅は、水通し天端幅以下とし、構造上の安全性も考慮して定める。
3. 袖の両岸への嵌入は、ダム基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行う。
4. 屈曲部におけるダムの凹岸側の袖高は、偏流を考慮して定める。

2.8 前庭保護工の設計

2.8.1 前庭保護工

前庭保護工は、ダムからの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘、および下流の河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

2.8.2 副ダム

副ダムの位置および天端の高さは、ダム基礎地盤の洗掘および下流河床手低下の防止に対する所要の効果が発揮されるよう定めるものとし、副ダムの水通し、本体、基礎、袖の設計は、本章 2.4、2.5、2.6、2.7 に準ずるものとする。ただし、袖勾配は、原則として水平とするものとする。

2.8.3 水叩き

水叩きは、ダム下流の河床の洗掘を防止し、ダム基礎の安定および両岸の崩壊防止に対する所要の効果が十分発揮されるとともに、落下水、落下砂礫の衝突および揚圧力に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

副ダムを設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。なお、垂直壁の構造は、次によるものとする。

1. 垂直壁の水通し天端高は、現河床面と同じか、または、低くし、水叩き末端の高さにあわせる。
2. 垂直壁には、原則として袖を設ける。
3. 垂直壁の構造は、副ダムに準ずる。

2.8.4 護床工

護床工は、副ダム、垂直壁の下流の河床の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

2.8.5 側壁護岸

側壁護岸は、ダムの水通し天端より落下する流水によって、本ダムと副ダム、または垂直壁との間において発生する恐れのある側方侵食を防止しうる構造として設計するものとする。

側壁護岸の基礎の平面位置は、ダムから対象流量が落下する位置より後退させるものとする。

2.9 付属物の設計

砂防ダムの付属物である水抜き、間詰め、流木止め等は、その機能および安全性が得られる構造として設計するものとする。

第3節 床固工

3.1 床固工の設計

床固工の設計にあたっては、その目的が達成されるようにするとともに、安全性および将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

3.2 安定計算に用いる荷重および数値

床固工の安定計算に用いる荷重および数値は、本章 2.2 に準ずるものとする。

3.3 水通し

床固工の水通しは、本章 2.4 に準じて設計するものとする。

3.4 本体

床固工の本体は、本章 2.5 に準じて設計するものとする。

3.5 基礎

床固工の基礎は、本章 2.6 に準じて設計するものとする。

3.6 袖

床固工の袖は、本章 2.7 に準じて設計するものとする。

3.7 前庭保護工

床固工の前庭保護工は、本章 2.8 に準じて設計するものとする。

3.8 帯工

帯工は、計画河床を維持しうる構造として設計するものとする。

第4節 護岸

4.1 護岸の設計

護岸の設計にあたっては、その目的とする機能が発揮され、流水、流送土砂等の外力に対して安全にするとともに、維持管理面等についても考慮するものとする。

4.2 のり勾配

護岸ののり勾配は、河床勾配、地形、地質、対象流量を考慮して定めるものとする。

4.3 法線

護岸の法線は、河床勾配、流向、出水状況等を考慮して定めるものとする。

4.4 取付け

護岸の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けるものとする。

4.5 根入れ

護岸の根入れは、洪水時に起こると考えられる河床洗掘、既往の洗掘等を考慮して、その深さを定めるものとする。

4.6 根固工

根固工は、護岸の基礎の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

第5節 水制工

5.1 水制工の設計

水制工の設計にあたっては、流送土砂形態、対象流量、河床材料、河床変動等を考慮し、その目的とする機能が発揮されるようにするとともに、安全性、維持管理面等についても考慮するものとする。

5.2 水制工の形状

水制工の長さ、高さ、間隔は、水制工の目的、河状、上下流および対岸への影響、構造物自体の安全性を考慮して定めるものとする。

5.3 本体および根固工

水制工本体は、本章 2.5 に準じて設計するものとする。また、水制工の根固工は、本章 4.6 に準じて設計するものとする。

第6節 流路工

6.1 流路工の設計

流路工の設計にあたっては、その機能、目的を考慮して安全性についての検討を行い、対象流量を安全に流下させようとするとともに、維持管理面および周辺の水利用、地下水位、自然環境についても配慮するものとする。

6.2 計画高水位

計画高水位は、計画河床の維持の面から、縦断形および横断形と相互に関連させて決定するものとする。

6.3 流路工の縦断形

流路工の縦断形は、河床の安定を考慮するとともに、掘込み方式が原則であるので、周辺の地形条件や将来の維持管理面も勘案して決定するものとする。

なお、流路工の上端および下端において、河床勾配が急変しないようにし、また、支流が合流している地点においては、洗掘、堆積等に留意して設計するものとする。

6.4 流路工の計画断面

流路工の計画断面は、原則として単断面とし、その計画幅は、対象流量、流路工の縦断勾配、平面形状、地形、地質、背後地の土地利用状況等を考慮して定めるものとする。

6.5 流路工における護岸

流路工における護岸は、本章第4節に準じて設計するものとする。

なお、流路工における護岸は、流路工を設置する地域の溪岸の崩壊を防止するとともに、床固工の袖部を保護するために設けられるものであり、床固工にすり付けるとともに、床固工直下の護岸は、床固工から対象流量が落下する位置より後退させるものとする。

6.6 流路工における床固工

流路工における床固工は、本章第3節に準じて設計するものとする。

6.7 底張り

流路工の底張りは、流水および摩耗に耐える構造として設計するものとする。

第7節 山腹工

7.1 山腹工の設計

山腹工の設計にあたっては、その目的である機能が十分発揮できるよう考慮し、安定性、維持管理等についても考慮するものとする。

7.2 谷止工

谷止工は、本章第2節に準じて設計するものとする。

7.3 のり切工

のり切工は、山腹斜面の安定を図りうる構造として設計するものとする。

7.4 土留工

土留工は、地形、地質、気象等の条件および安全性を考慮して、設計するものとする。

7.5 水路工

水路工は、流水を速やかに安全に計画対象区域外へ排水しうる構造として設計するものとする。

7.6 暗渠工

暗渠工は、原則として不透水層の上に設けるものとし、速やかに地下水を地表面に導き、排水しうる構造として設計するものとする。

7.7 柵工

柵工は、山腹斜面の表土の流出を防止しうる構造として設計するものとする。
なお、柵工は、原則として切取部で使用するものとし、盛土部での使用は避けるものとする。

7.8 積苗工

積苗工は、地山が露出した斜面の安定を図りうる構造として設計するものとする。その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

7.9 筋工

筋工は、斜面の安定を図りうる構造として設計するものとし、その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

7.10 伏工

伏工は、積苗工、筋工等の間の、のり面における表面侵食を防止しうる構造として設計するものとし、その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

7.11 実播工

実播工は、草木の種子を直接播くことにより早期に緑化を図りうるよう選定するものとする。

7.12 植栽工

植栽工は、早期に緑化することにより斜面の安定を図りうるよう選定するものとする。その工法は、地形、地質、土壌、気象等の条件に応じて選定するものとする。

第8節 その他の施設

8.1 その他の施設

砂防施設には、必要に応じて管理用道路、昇降用階段、魚道、柵等の施設を設けるものとする。

第4章 地すべり防止施設的设计

第1節 総説

地すべり防止施設は、地すべり防止施設計画に基づき、適切な機能と安全性を有するよう設計するものとする。

第2節 抑制工的设计

2.1 地表水排除工

地表水排除工的设计にあたっては、その目的とする機能が十分に発揮されるように、地すべりの状況を十分考慮するものとする。また、安全性および維持管理の容易さ等を考慮するものとする。

2.2 地下水排除工

2.2.1 地下水排除工

地下水排除工的设计にあたっては、斜面の安定のために必要な地下水位の計画低下高、地すべりの状況、施設の安全性および維持管理の容易さなどを考慮するものとする。

2.2.2 浅層地下排除工

2.2.2.1 暗渠工

暗渠工は、漏水を防止し、また、地盤の変化や目詰まりに対してもその機能が維持されるように設計するものとする。

2.2.2.2 明暗渠工

明暗渠工は、地すべり地域の状況を十分考慮し、効果的に水が集まり、かつ、適切に排水するよう設計するものとする。

2.2.2.3 横ボーリング工

横ボーリング工は、効果的に地下水位を低下させるように設計するものとする。

2.2.3 深層地下水排除工

2.2.3.1 横ボーリング工

横ボーリング工は、地下水を効果的に排水できるように設計するものとする。

2.2.3.2 集水井工

2.2.3.2.1 集水井工

集水井は、効果的な地下水の集水が可能な範囲内で、原則として堅固な地盤に設置するよう設計するものとする。なお、地下水が広範に賦存し、2基以上の集水井を設置する場合には地すべり地域の状況を十分考慮し、適切な間隔になるよう配置するものとする。

2.2.3.2.2 集水井の深さ

集水井の深さは、原則として、活動中の地すべり地域内では底部を 2m 以上地すべり面より浅くし、休眠中の地すべり地域および地すべり地域外では基盤に 2～3 m 程度嵌入させるものとする。

2.2.3.2.3 集水井の構造

集水井は、土質、地質や施工性等を考慮し、安全な構造となるよう設計するものとする。

2.2.3.2.4 排水ボーリング

排水ボーリングは、集水した地下水を集水井から有効に排水できるように設計するものとする。

2.2.3.2.5 集水ボーリング

集水井に設ける集水ボーリングは、地質、地下水位等を十分考慮し、有効に集水できるように位置、方向および本数などを定めるものとする。

2.2.3.2.6 維持管理施設

集水井の維持管理のため、内部には昇降階段、または梯子を、頂部には、鉄鋼および鉄筋コンクリート板等の蓋を、周囲にはフェンスを設置するものとする。

2.2.3.3 排水トンネル工

排水トンネル工は、原則として安定した地盤に設置し、地すべり地域内の水を効果的に排水できるよう設計するものとする。

2.3 排土工および押さえ盛土工

2.3.1 排土工（切土工）

排土工は、原則として地すべり頭部の排土により斜面の安定を図るよう設計するものとする。

2.3.2 押さえ盛土工

押さえ盛土工は、原則として地すべり末端部の盛土により斜面の安定を図るよう設計するものとする。

2.4 河川構造物

地すべり防止のための河川構造物は、次の各項により設計するものとする。

1. 溪床の基礎および溪岸の掘削が最小限となるように設計する。
2. 河川構造物の設置により地すべり地内の地下水位を上昇させることのないよう水抜き施設を設計する。
3. 活動中の地すべり地内に設ける場合は、柔軟な構造でしかも流水の破壊力に対して安全なものとする。

第3節 抑止工の設計

3.1 杭工

3.1.1 杭工

杭工は、対象となる地すべり地域の地形および地質等を考慮し、所定の計画安全率が得られるよう設計するものとする。

3.1.2 杭の構造

杭の構造は、地すべりの規模および周辺の状況に応じて選定するものとする。また、外力に対し杭の全断面が有効に働くように設計するものとする。

3.1.3 杭の配列

杭の配列は、地すべりの運動方向に対して概ね直角で、等間隔になるよう設計するものとする。

3.1.4 基礎への根入れ

杭の基礎部への根入れ長さは、杭に加わる土圧による基礎部破壊を起こさないよう決定するものとする。

3.2 シャフト工

シャフト工は、対象となる地すべり地域の地形および地質等を考慮し、所定の計画安全率が得られるよう設計するものとする。

3.3 グラウンドアンカー工

3.3.1 グラウンドアンカー工

グラウンドアンカー工は、対象とする地すべり地域の地形および地質等を考慮し、所定の計画安全率が得られるよう設計するものとし、その引張力に対するアンカー自体の安定性を確保するとともに、定着地盤および反力構造物を含めた構造物系全体の安定が保たれるよう設計するものとする。

3.3.2 アンカーの構造

アンカーの構造は、原則として二重防食処理のなされた永久アンカーとするものとする。

3.3.3 受圧板

受圧板は、アンカーの引張力に十分耐えるように設計するものとする。

第5章 急傾斜地崩壊防止施設的设计

第1節 総説

急傾斜地崩壊防止施設は、急傾斜地崩壊対策施設計画に基づき、適切な機能と安全性を有するよう設計するものとする。

第2節 各施設的设计

2.1 排水工

2.1.1 排水工の目的

排水工は、斜面の安定を損なう可能性のある地表水・地下水を速やかに集めて斜面外の安全なところへ排除したり、地表水、地下水の斜面への流入を防止することで斜面の安定性を高めるとともに、のり面保護工、擁壁工等の他の崩壊防止施設の安定性を増すことを目的として用いるものとする。

2.1.2 地表水排除工

2.1.2.1 地表水排除工の目的

地表水排除工は、水の浸透による土の強度低下および間隙水圧の増大、または地表流による侵食を防止するため、主として排水路により地表水を施設外に速やかに排除する目的で行うものとする。

2.1.2.2 排水路の構造

排水路は、集めた水が再び土層内へ浸透しないような構造とするとともに、土砂等の堆積および排除など維持管理面を考慮し、十分に余裕のある断面としなければならない。

2.1.2.3 排水路の設置

排水路は、排水系統を考慮のうえ急傾斜地崩壊危険区域内およびその周辺の地表水を、速やかにかつ十分な安全性をもって施設外に排除するよう配置するものとする。この場合、流末の整備を十分考慮するものとする。

2.1.2.4 のり肩排水路工、小段排水路工（集水のための水路）

のり肩排水路工、小段排水路工は、原則として斜面上および小段の全区間に設置するものとする。

1. 区域外からの地表水の排除

- (1) 排水路は区域外からの地表水を集中、または浸透させないよう最も上部に配置するものとする。
- (2) 斜面上部が平坦な場合は、原則として平坦部に計画し、斜面内を流下させないようにするものとする。
- (3) 水路工により大きな切土が生じないように計画するものとする。

2. 区域内の地表水の排除

- (1) 小段には原則として排水路を計画するものとする。
- (2) 水が流れやすい法線および勾配で計画するものとする。

2.1.2.5 縦排水路（排水のための水路）

縦排水路は、集水した水を速やかに区域外に排出するためのもので、次の事項を考慮し、設計するものとする。

1. 縦排水路の配置間隔は20mを標準とするものとする。
2. 縦排水路と横排水路の連結点、屈曲点、勾配急変点など流れが急変するところには、集水ますを設けるものとする。また、縦排水路の勾配が急な場合等で水の飛散が考えられる場合は、縦排水路の周辺の侵食防止、縦排水路の被覆等を行うものとするが、維持管理しやすい構造とするものとする。

2.1.2.6 湧水の配置

斜面に湧水などがある場合は、排水路、ならびに地下水排除工などにより排除するものとする。

2.1.2.7 小溪流等の措置

斜面に小溪流等があり、流水による侵食が考えられるときは、上部に谷止工を設けた後、水路工を設置するものとする。

2.1.3 地下水排除工

地下水排除工は、急傾斜地崩壊危険区域内、および区域外から区域内へ流入する地下水を排除して、斜面地盤の含水および間隙水圧を低下させ、斜面の安定を図るものとする。

2.2 植生工

2.2.1 植生工の目的

植生工は、のり面・斜面に植物を育成することによって、雨水による侵食を防止すること、緑化により斜面周辺の自然環境との調和を図ることなどを目的とするものとする。

2.2.2 植生工の選定

植生工法は、降雨、日照等の植物の生育条件を満たし、のり面の土質、施工時期、施工面積等を考慮して、現地条件に適した工法を選定しなければならない。

2.3 吹付工

2.3.1 吹付工の目的

吹付工は、斜面の侵食を防止するとともに、斜面を外気および雨水等からしゃ断することにより風化を防止し、斜面を形成する地盤の強度低下を防ぐことを目的とするものとする。

2.3.2 吹付工の設計

吹付工における吹付厚は、切土のり面の勾配、凸凹の程度、岩質、割目とその方向、のり面の緩み、風化の程度、気象、地形、斜面の安定性、施工性、経済性を考慮して設計するものとする。

2.4 張工

2.4.1 張工の目的

張工の目的は、斜面の風化、侵食および軽微なはく離、崩壊などを防止することを目的とするものとする。

2.4.2 張工の設計

張工は、のり面の風化および雨水による侵食を防止するために用い、石張工、コンクリートブロック張工、コンクリート張工等を用いるものとする。石張工、コンクリートブロック張工は勾配1:1.0より緩い斜面に、コンクリート張工はそれより急な斜面に原則として用いるものとする。張工の仕上がり勾配は、あくまでも地山の安定勾配でなければならない。

2.5 のり砕工

2.5.1 のり砕工の目的

のり砕工は、のり面の風化・侵食の防止をするとともに、のり面表層の崩壊を抑制することを目的とするものとする。

2.5.2 のり砕工の設計

プレキャストのり砕工は、植生工のみでは表面侵食が防止できない場合で、原則として勾配が1:1.0より緩い場合に用いるものとする。現場打のり砕工は長期にわたる安定性に疑問がある個所や、節理、亀裂等のある岩盤に支保工的役割を期待する場合で、勾配が1:1.0より急な場合に用いるものとする。

2.6 切土工

2.6.1 切土工の目的

切土工は、斜面の安定を図るため計画するもので、切土をした後の侵食防止等のため、適切なのり尻保護工ならびにのり面保護工を設けるものとする。

2.6.2 のり面の形状

2.6.2.1 のり面勾配

切土をする場合における切土高および切土した後ののり面の勾配は、地山の土質や切土高に応じて適切な勾配を用いるものとする。

2.6.2.2 のり面の形態

切土のり面の形態は、地質、土質等の状況により原則として次のとおりとするものとする。

1. 単一勾配のり面

一般に切土高 7~10m の一様な硬岩の場合に採用するものとする。ただし、条件がよければ切土高を 10~15m までとするものとする。また、硬岩以外で単一勾配を計画せざるをえない場合は、地盤を調査し抑止工等の構造物によって十分な安定を図らなければならない。

2. 勾配を土質および岩質により変化させたのり面

土質および岩質が様でない場合に採用するものとする。

この場合各層の土質、岩質に見合ったのり勾配をとるものとするが、原則として上層を下層より急勾配にしないものとする。

3. 小段をつけたのり面

切土高が 7~10m を超える場合で土質および岩質の変化する場合等に計画するものとする。

2.6.2.3 小段

のり面における小段は、高さ 5~10m 間隔で設置し、各小段には排水施設を設けるものとする。

また、必要に応じ、のり尻に土留工を設けるものとする。

2.6.2.4 のり面のすべり防止

のり面のすべりやすい層は、原則として除去するものとするが、それが困難な場合は、排水工、杭打工等により、すべり防止の措置を講じなければならない。

2.6.2.5 のり面における盛土

のり面における盛土は、原則として用いないものとする。ただし、のり面下部の押さえ盛土工は除くものとする。

2.6.3 のり尻保護工

のり尻保護工は、のり面からの土圧等を抑止するものでなく、のり尻の保護を目的とするものとする。のり先保護工は、石積工、ブロック積工、コンクリートもたれ擁壁等を標準とするものとする。

2.7 擁壁工

2.7.1 擁壁工の目的

擁壁工は、斜面下部の安定、小規模崩壊の抑止、のり面保護工の基礎、崩壊土砂のしゃ断(人家に及ぶことを防止する)、押さえ盛土の補強などを目的とするものとする。

2.7.2 擁壁工の位置

擁壁工は、施工時にできるだけ斜面下端の切土をしないような位置に設置するものとする。

2.7.3 擁壁工の排水

擁壁工を設置する場合は、背面からの浸透水を十分排水させるよう措置しなければならない。

2.7.4 擁壁工の設計

擁壁工は、斜面崩壊を抑止し、または崩落土砂による被害を防止しうる構造となるよう設計するものとする。

2.8 アンカー工

2.8.1 アンカー工の目的

アンカー工は、硬岩または軟岩の斜面において、岩壁に節理・亀裂・層理があり、表面の岩壁が崩落またははく落する恐れがある場合、直接安定な岩壁に緊結したり、あるいは他の工法と併用して、その安定性を高める目的で用いるものとする。

2.8.2 アンカー工の種類

アンカー工は、グラウンドアンカー工とロックボルト工に大別するものとする。

2.8.3 アンカー工の設計

アンカー工の設計にあたっては、地盤調査結果を十分に検討しアンカー耐力を求めるとともに、永久構造物として用いることを考慮するものとする。

2.9 落石対策工

2.9.1 落石対策工の目的

落石対策工は、落石の発生が予想される斜面において、これによる災害を防止することを目的とするものとする。

2.9.2 落石対策工の計画

落石対策工は、落石予防工と落石防護工に大別するものとする。落石対策工計画は、落石防止工による落石源の除去を原則とするが、それが困難な場合、または不適當な場合には落石防護工を計画するものとする。

2.9.3 落石対策工の設計

落石対策工は、落石による被害を防止しうるとともに、落石に対して安全なものとなるように設計するものとする。

2.10 杭工

2.10.1 杭工の目的

杭工は、斜面上に杭を設置して、斜面の安定度を向上させることを目的とするものとする。

2.10.2 杭工の設計

杭工は、斜面の滑落を抑止しうる構造となるように設計するものとする。

2.11 土留柵工

2.11.1 土留柵工の目的

土留柵工は、原則として比較的緩傾斜で表土層が薄い場合に用いられ、局部的な崩壊を防止し、またその拡大を防止することを目的とするものとする。

2.11.2 土留柵工の設計

土留柵工は、斜面の滑落を抑止しうる構造となるように設計するものとする。

2.12 編柵工

2.12.1 編柵工の目的

編柵工は、植生工の補助として、降雨や地表流水による斜面表土の侵食を防止することを目的とするものとする。

2.12.2 編柵工の設計

編柵工は、斜面の滑落を防止しうる構造となるように設計するものとする。

第6章 雪崩対策施設的设计

第1節 総説

雪崩対策施設は、安全かつ経済的に目的に適合するものとしなければならない。また、構造物の設計においては、部材の強度および基礎の安定について検討しなければならない。

1.1 荷重

雪崩対策施設の安定計算に用いる荷重には、積雪荷重、斜面雪圧、沈降力、雪崩衝撃荷重、雪塊衝撃力等があり、雪崩対策施設の種類により選択するものとする。

1.2 基礎工

基礎形式は、大別して直接基礎、ケーソン基礎、杭基礎に分けられる。基礎形式を決定するにあたっては、地形および地質条件、構造物の特性、施工条件、環境条件などの事項を考慮しなければならない。

第2節 予防工的设计

予防工は、雪崩発生区において雪崩を未然に防止するために設けられる対策施設であり、目的により発生予防工、雪庇予防工、グライド防止工に分類するものとする。

2.1 発生予防工

発生予防工は、雪崩発生区において雪崩発生を直接予防するために設けるものとする。

2.1.1 適用の留意点

発生予防工の設計にあたっては、対策施設の目的に応じ、施設の機能が十分発揮できるように雪崩発生区における地形、積雪・気象条件などを考慮するものとする。

2.1.2 予防柵工

2.1.2.1 設置位置および配置

予防柵工は、雪崩発生区の積雪状況、地形等を考慮のうえ、現地状況に適した設置位置および配置とするものとする。

2.1.2.2 構造

予防柵の構造は、設計積雪深、地盤条件などを考慮のうえタイプを決定するものとする。

2.1.3 予防杭工

2.1.3.1 設置位置および配置

予防杭工は、全層雪崩を対象とした施設であり、雪崩発生区の積雪状況等の条件を考慮のうえ、現地状況に適した設置位置および配置とするものとする。

2.1.3.2 構造

予防杭の構造は、地盤条件、積雪深、斜面状況などを考慮のうえ、最適なタイプを決定するものとする。

2.1.4 階段工

階段工の設計にあたっては、雪崩発生区的环境条件を考慮のうえ、現地状況に適した構造となるよう配慮するものとする。

2.2 雪庇予防柵工

雪庇予防柵工は、雪崩発生区の上部において、雪庇による雪崩発生を予防するために設けるものとする。

2.2.1 適用の留意点

雪庇予防柵工の設計にあたっては、柵の種類、風向き、地形、地盤条件、設置位置、積雪状況など考慮して決定するものとする。

2.2.2 吹溜柵工

2.2.2.1 設置位置および配置

吹溜柵の設置位置は、尾根の風上側とし、尾根と柵の間に雪庇の雪量に相当する吹溜量が堆積できる位置に設置するものとする。

2.2.2.2 構造

吹溜柵の空隙率は、積雪・気象条件を考慮して設定するものとする。また、地表面と柵の下部間隙は現地状況、設計積雪深などを考慮して決定するものとする。

2.3 グライド防止工

グライド防止工は、斜面裾部でのグライドを防止するために設けるものとする。

2.3.1 適用の留意点

グライド防止工を設計するにあたっては、地形・地盤条件、設置位置などを十分考慮するものとする。

2.3.2 グライド防止工

2.3.2.1 設置位置および配置

グライド防止工の設置位置は、原則として保全対象の背後斜面裾部とするものとし、背後斜面はできるだけ自然のまま残すように考慮するものとする。

2.3.2.2 構造

グライド防止工の構造は、地盤条件、下部構造などを考慮のうえ、適切なタイプを決定するものとする。

第3節 防護工の設計

防護工は、走路や堆積区に設置し、発生した雪崩による危険から保全対象を防護することを目的とするものとする。

3.1 阻止工

阻止工は、流下してくる雪崩をその場で堰止めることを目的とするものとする。

3.1.1 適用の留意点

阻止工は、非常に大きい雪崩のエネルギーを堰止めると同時に、雪崩をその場に堆積させるため、阻止工の山側に雪崩を堆積させるために十分な堆雪空間を確保するものとする。

3.1.2 防護柵工

3.1.2.1 設置位置および配置

防護柵は、原則として緩斜面に設置するものとする。また、柵と斜面の間に予想される雪崩量を十分に堆積させうる堆雪空間を確保するものとする。

3.1.2.2 構造

防護柵の雪崩の受圧面は、閉塞効果が生じる構造にしなければならない。

3.1.3 防護擁壁工

3.1.3.1 設置位置および配置

防護擁壁は、できるだけ緩斜面に設置し、予想される雪崩量を十分に堆積させうる堆雪空間が確保できるように設置するものとする。

3.1.3.2 構造

防護擁壁は、重力式擁壁を標準とするものとする。

3.1.4 防護堤防工

3.1.4.1 設置位置および配置

防護堤防は、できるだけ緩斜面に設置し、堤防と山側斜面との間に雪崩を堆積させるのに十分な容量の堆雪空間が確保できるように設置するものとする。

3.1.4.2 構造

防護堤防の山側のり面勾配は、できるだけ急勾配とし雪崩が越流しない構造でなければならない。

3.2 減勢工

減勢工は、雪崩の速度を低減させることを目的とするものとする。

3.2.1 適用の留意点

減勢工は、非常に大きな雪崩のエネルギーを減少させるため、このエネルギーに十分耐えうる構造物であると同時に、減勢された雪崩がその後加速することがないように個所に設置し、雪崩が設置位置に堆積しないようにしなければならない。

3.2.2 減勢枠組工

3.2.2.1 設置位置および配置

減勢枠組は、減勢された雪崩がその後加速することがないように位置に設置しなければならない。

3.2.2.2 構造

減勢枠組は、部材を枠状に組み合わせた構造とするものとする。

3.2.3 減勢柵工

3.2.3.1 設置位置および配置

減勢柵は、減勢された雪崩がその後、加速することがないように位置に設置しなければならない。

3.2.3.2 構造

雪崩の受圧面は、雪崩の衝突により閉塞しないような構造でなければならない。

3.3 誘導工

誘導工は、流下してくる雪崩を構造物によってその進行方向を変化させて、保全対象を防護することを目的とするものとする。

3.3.1 適用の留意点

誘導工は、構造物によって雪崩の進行方向を変化させるものであることから、設置場所および地形条件、誘導工の機能を考慮して設置するものとする。また、誘導先に雪崩を堆積させる十分な堆雪空間を確保しなければならない。

3.3.2 誘導擁壁工

3.3.2.1 設置位置および配置

誘導擁壁は、雪崩の走路に設置するものとする。また、誘導先に雪崩の流下しうる十分な堆雪空間がなければならない。

3.3.2.2 構造

誘導擁壁は、重力式擁壁工を標準とするものとする。

3.3.3 誘導柵工

3.3.3.1 設置位置および配置

誘導柵は、雪崩の走路に設置するものとする。また、誘導先に雪崩が流下しうる十分な堆雪空間がなければならない。

3.3.3.2 構造

雪崩の受圧面は、閉塞効果を持たせるような構造にしなければならない。

3.3.4 誘導堤（溝）工

3.3.4.1 設置位置および配置

誘導堤（溝）工は、雪崩の走路に設置するものとする。また、誘導先に雪崩の流下しうる十分な堆雪空間がなければならない。

3.3.4.2 構造

誘導堤（溝）の前面ののり面勾配は、できるだけ急勾配とし、雪崩が越流しない構造にするものとする。

3.3.5 雪崩割工

3.3.5.1 設置位置および配置

雪崩割工は、保全対象の前面に雪崩を二分するように設置しなければならない。また、誘導先に雪崩の堆積、または、流下させうる十分な堆雪空間がなければならない。

3.3.5.2 構造

雪崩割の頂点は、他の部分より強固にしなければならない。

第7章 海岸保全施設の設計

第1節 総説

海岸保全施設は、海岸計画に基づき所要の機能が十分得られるとともに、対象とする外力に対して安定になるよう設計するものとする。

第2節 設計基礎条件

2.1 一般

保全施設の設計に際しては、以下に示す基礎条件を算定式等により適切に設定するものとする。

1. 波浪
2. 潮位
3. 波力
4. 水圧
5. 土質、土圧
6. 地震
7. 越波量とうちあげ高

2.2 波浪

2.2.1 一般事項

設計に用いる波浪は、計画波浪とするものとする。
保全施設の設計に際しては、必要に応じて地形、または構造物による波浪の変形、すなわち、浅水変形、屈折、回折、反射、砕波を考慮するものとする。

2.2.2 浅水変形

水深のみによる波長および波高の変化は、原則として、微小振幅波理論により算定するものとする。

2.2.3 屈折による変化

屈折による波高および波向の変化は、屈折図、数値計算、または模型実験により算定するものとする。

2.2.4 回折による変化

回折による波高および波向の変化は、回折図、数値計算、または模型実験により算定するものとする。

2.2.5 反射による変化

反射による波高および波向の変化は、適切な図表、数値計算または、模型実験により算定するものとする。

2.2.6 砕波

進行波の砕波特性は、砕波指標より求めるものとし、砕波護の波高は、海底勾配および沖波の波形勾配の影響等を考慮して算定するものとする。

2.3 潮位

設計に使用する潮位は、計画潮位および潮位観測地等を基に設定するものとする。

2.4 波力

2.4.1 一般事項

構造物に作用する波力は、構造物の形態、海底地形、陸上地形、水深および波の諸元等を考慮して適切な算定式、または模型実験により算定するものとする。この場合、波の不規則性、特に波高の不規則性についても考慮するものとする。

2.4.2 直立壁に作用する波力

直立壁に作用する波力は、適切な算定式により算定するものとする。

2.4.3 揚圧力

直立壁に作用する揚圧力は、適切な算定式により算定するものとする。

2.4.4 消波ブロックで被覆された直立壁に作用する波力

消波ブロックで被覆された直立壁に作用する波力は、消波工の天端高、天端幅、消波ブロックの特性等を考慮して、条件に適合した模型実験、または適切な算定式により算定するものとする。

2.4.5 波力に対する捨石等の所要重量

のり面における表面捨石等の所要重量は、原則としてハドソン式により算定するものとする。

2.5 水圧

構造物に作用する水圧は、構造物の前面および背面の水位、地震力等を考慮して適切な算定式により残留水圧、地震時動水圧等を算定するものとする。

2.6 土質と土圧

2.6.1 土質

設計に使用する土質条件は、原則として土質調査および土質試験を行って決定するものとする。

2.6.2 土圧

構造物に作用する土圧は、土質、構造物の挙動、地震力等を考慮して適切な算定式により算定するものとする。

2.7 地震

海岸保全施設は、適切な耐震性を有するように必要に応じて地震の影響を考慮するものとする。この場合、地震力は原則として適切な設計震度を用いた震度法により算定するものとする。

2.8 越波量とうちあげ高

2.8.1 越波量

越波量は、次の事項を考慮して既往資料または、模型実験等により算定するものとする。

1. 堤脚水深
2. 海底勾配
3. のり面勾配
4. 天端高
5. 断面形状
6. 消波工等の有無

2.8.2 波のうちあげ高

うちあげ高は、次の事項を考慮して、既往資料または、模型実験等により算定するものとする。

1. 堤脚水深
2. 海底勾配
3. のり面勾配
4. 断面形状
5. 波向
6. 消波工等の有無

第3節 堤防および護岸

3.1 設計の基本方針

堤防および護岸の設計にあたっては、自然条件、背後地の重要度、隣接する海岸保全施設、土地および水面の利用状況等を考慮して、型式、法線、表裏のり勾配、天端高、天端幅等を決定するものとする。

3.2 設計条件

堤防および護岸の設計条件は、次の事項を考慮するものとする。

1. 潮位および波浪
2. 土質
3. 海底地形および海浜地形
4. 地震力
5. 背後地の重要度
6. 施工条件
7. その他

3.3 型式の選定

堤防および護岸の型式は、次の事項を考慮して選定するものとする。

1. 水理的条件
2. 基礎地盤の条件
3. 堤体土砂の確保の難易
4. 用地取得の難易
5. 海浜の利用
6. 施工条件
7. その他

3.4 基本型

3.4.1 法線

堤防の法線は、海浜および背後地の状況等を考慮し、高潮、波浪、津波の侵入を有効に防止できるように天端高と併せて決定するものとする。

護岸の法線は、海浜および背後地の状況等を考慮し、波浪等による陸岸の侵食を防止できるように決定するものとする。

法線の決定にあたっては、背後地の土地利用状況と海岸利用、隣接構造物との関係、波の収れん、海浜地形への影響、施工性および維持管理などを考慮するものとする。

3.4.2 表のり勾配

堤防および護岸の表のり勾配は、堤体の安定、水理的条件、海浜の利用等を考慮して決定するものとする。

3.4.3 天端高

堤防および護岸の天端高（波返工のある場合はその頂高）は、計画高潮位に計画波浪に対して必要な高さおよび余裕高を加えたものとし、自然条件、堤防の形状、消波施設の効果、越波の許容の程度等を考慮して決定するものとする。

計画波浪に対して必要な高さは、計画高潮位、計画波浪、海浜断面、堤防の形状等の条件のもとで、適切な算定手法、または水理模型実験により求めるものとする。

必要がある場合には越波の状況を考慮し、適切な許容越波量を設定し、天端高を設定するものとする。許容越波量は、越波が海岸保全施設、背後の資産や利用に与える影響を考慮して設定するものとする。

津波を対象とする堤防の天端高は、計画津波、堤防の設定位置および構造、海浜および背後地の状況等を考慮して決定するものとする。

3.4.4 裏のり勾配

堤防の裏のり勾配は、堤体の安定を考慮したものとする。また、堤防の直高が5m以上の場合、または5m未満であっても特に必要な場合には、幅1.5m以上の小段を設けるものとする。

3.4.5 天端幅

堤防および護岸の天端幅は、波返工等を除き、原則として3m以上とするものとする。ただし、直立型の重力式堤防においては、1m以上とすることができるものとする。

3.5 堤体

堤体は、波力、土圧等の外力に対して安定した構造としなければならない。また、必要に応じて地震力を考慮するものとする。なお、堤体は、浸透をできるだけ抑制しうる構造としなければならない。

堤体の盛土材料としては原則として多少粘土を含む砂質、または砂礫質のものを用いるものとし、盛土の収縮および圧密による沈下に対して必要な余盛りを行い、必要に応じて隔壁を一定間隔に設けるものとする。

3.6 構造細目

3.6.1 表のり被覆工

堤防および護岸の表のり被覆工は、波浪による侵食および磨耗、ならびに堤体の土砂の流失を防止し、土圧、波力等の外力に対して安定した構造でなければならない。また、必要に応じて地震力を考慮するものとする。なお、斜面の上部は、作用する波力に応じて下部の被覆工と異なった被覆工とすることができるものとする。ただし、傾斜を変える場合にはできるだけ漸変させるか、または、その部分の構造を強化しなければならない。

コンクリートを場所打ちする場合には、原則として6~10mの間隔に伸縮目地を設けるものとする。また、伸縮目地は、スリップバー等により食違いを防止するとともに、止水板、または充てん材により水密性をもたせるものとする。

表のり被覆工の表面に曲面を付し、波返し機能をもたせる場合には、その断面形状については波返工の断面形に準ずるものとする。また、波走止工を設ける場合には、構造上の弱点とならないように注意しなければならない。

3.6.2 天端被覆工および裏のり被覆工

堤防の天端および裏のり、また、護岸の天端には、原則として被覆工を設けるものとする。被覆工は、堤体を保護するとともに、堤体土砂の収縮や沈下に対しても順応できる構造とするものとする。また、天端上の排水を考慮した形状とするものとする。なお、堤防天端を道路として兼用する場合には、予想される交通荷重に対して堤防の安全を維持するために必要な強度を有するものとする。

3.6.3 基礎工

堤防および護岸の基礎工は、上部構造物を安全に支えるため滑動や沈下を防止するとともに、波による洗掘にも耐えうる構造として設計するものとする。また、基礎地盤の透水性が大きい場合には止水工を併せ設置するものとする。なお、緩傾斜堤の基礎工は、表のり被覆工ののり先に設置されるものであり、必要に応じて捨石等を用いて表のり被覆工が安定となるよう設計するものとする。

3.6.4 止水工

止水工は、基礎地盤、または基礎地盤と基礎工との間からの漏水の恐れのある場合に設けるものとする。また、基礎地盤の土質、透水層の深さ等を考慮し、堤体の漏水に対する安定性が確保されるとともにパイピングが発生しないよう設計するものとする。

3.6.5 根固工

根固工は、原則として(1)表のり被覆工の下部、または基礎工を保護する必要がある場合、(2)表のり前面の地盤の洗掘を防止する必要がある場合、(3)堤体の滑動を防止する必要がある場合に設けるものとする。

根固工は、表のり被覆工ののり先、または基礎工の前面に接続して設けるものとし、単独に沈下、または屈とう性を有する構造としなければならない。

3.6.6 消波工

消波工は、計画潮位、計画波浪等の条件のもとで必要な機能を発揮し、適正な規模となるように設計するものとする。

3.6.7 波返工

必要となる堤防天端高のうち、原則として1m以下を波返工をもってあてることができるものとする。波返工は、堤体と一体となるように堅固に取り付けるものとし、原則として鉄筋コンクリート構造とするものとする。また、波返工と表のり被覆工との接続部は、原則としてなめらかに続く曲面とするものとし、波返工の幅は、原則として50cm以上とするものとする。なお、伸縮目地は表のりの伸縮目地と一致させるものとする。

3.6.8 根留工

堤防の裏のり尻には、原則として根留工を設けるものとする。根留工は、裏のり被覆工の基礎としての機能、越波した海水によるのり尻洗掘防止の機能等をもつように設計するものとする。

3.6.9 排水工

堤防および護岸には、原則として排水工を設けるものとする。排水工は、原則として計画上の越波量を対象として設計するものとするが、地形、背後の土地利用状況等を考慮して適正な規模のものとする。排水工は堤防にあっては裏のり尻に設けるものとし、構造上の弱点となる恐れがない場合は根留工と兼ねさせることができるものとする。護岸にあっては天端工に併設するものとする。

第4節 突堤

4.1 設計の基本方針

突堤は、自然条件、設置に伴う影響、海浜の利用状況等を考慮して、長さ、天端高、方向、間隔等を決定するものとする。

4.2 設計条件

突堤の設計条件は、次の事項を考慮するものとする。

1. 潮位および波浪
2. 土質
3. 海底地形および海浜地形
4. 流れおよび漂砂
5. 施工条件
6. その他

4.3 型式の選定

突堤の型式は、原則として透過性および横断面形状を検討し選定するものとする。

1. 透過型、不透過型の選定にあたっては、海浜地形、漂砂、卓越する波向、沿岸流の方向等を考慮するものとする。
2. 横断面形状の選定にあたっては、設計水深、潮差、波力、必要とする透過性、材料の入手の難易等を考慮するものとする。

4.4 基本型

4.4.1 長さ

長さは、保全すべき海浜地形および漂砂をしゃ断しようとする範囲を考慮して次により決定するものとする。

1. 突堤の基部は、原則として荒天時に波が基部の背後に回り込まない位置まで設けるものとする。
 2. 突堤の先端は、沿岸漂砂を捕捉して海浜に必要な堆積を生じる位置まで設けるものとする。
- ただし、突堤群を設置する場合には、突堤間の堆砂状況および隣接海浜に及ぼす影響を考慮して決定しなければならない。

4.4.2 方向

方向は、波向に対して最も効果が得られるように決定するものとし、波向に変動がある場合には、原則として汀線に対しほぼ直角とするものとする。

4.4.3 間隔

突堤の間隔は、突堤間の最も後退した汀線部において、海岸保全上および利用上必要な幅の砂浜が確保できるように決定するものとする。

4.4.4 天端高

天端高は、原則として次により決定するものとする。

1. 陸側の水平部分は原則として設計に使用する波が越えない程度の高さとする。
2. 中間の傾斜部分は前浜勾配にほぼ平行にする。
3. 先端部は水平、または海底勾配に平行とし、天端高は、突堤の構造、下手側に補給される漂砂量等により決定する。

4.4.5 天端幅

天端幅は、堤体の安定を考慮して決定するものとする。

4.5 堤体

堤体は、波力、土圧等の外力に対して安定した構造とするものとする。なお、脚部が洗掘される恐れのある場合には、洗掘を防止するために必要な基礎工、または根固工を設けるものとする。

4.6 構造細目

突堤の構造は、各構造型式ごとに外力に対し安定であるよう決定するものとする。

第5節 離岸堤

5.1 設計の基本方針

離岸堤は、自然条件、設置に伴う影響、海浜の利用状況等を考慮して、配置、天端高等を決定するものとする。

5.2 設計条件

離岸堤の設計条件は、次の事項を考慮するものとする。

1. 潮位および波浪
2. 流れおよび漂砂
3. 海底地形および海浜地形
4. 土質
5. 施工条件
6. その他

5.3 型式の選定

離岸堤の型式の選定は、突堤に準ずるものとする。

5.4 基本型

5.4.1 平面配置

平面配置（離岸距離、堤長および開口幅をいう。以下同じ。）は、設置目的を達するように設置に伴う影響、海浜の利用等を考慮して決定するものとする。

5.4.2 天端高

天端高は、設置目的に応じて設置水深、潮位、波、地盤および堤体の沈下、離岸堤の型式等を考慮して決定するものとする。

5.4.3 天端幅

天端幅は、堤体の安定を考慮して決定するものとする。

5.5 堤体

堤体は、波力等の外力に対して安定な構造とするものとする。
堤体は、基礎工と本体から構成することを基本とする。

5.6 構造細目

5.6.1 本体

本体は、異形ブロックを用いることを基本とするものとする。

5.6.2 基礎工

基礎工は、捨石式を基本とするものとする。

第6節 消波堤

6.1 設計の基本方針

消波堤は、自然条件、設置に伴う影響等を考慮して、平面線形、長さ、間隔、天端高等を決定するものとする。

6.2 設計条件

消波堤の設計条件は、離岸堤に準ずるものとする。

6.3 基本型

6.3.1 平面線形

消波堤は、概ね汀線と平行に、かつなめらかな線形とするものとする。

6.3.2 天端高および天端幅

消波堤の天端高および天端幅は、離岸堤に準ずるものとする。

6.3.3 堤体

消波堤の堤体は、離岸堤に準ずるものとする。

第7節 リーフ工法

7.1 設計の基本方針

リーフ工法は、海岸保全計画に従い、必要とされる機能を満たすとともに、十分な安定性を有するよう断面形、平面形、構造を設計するものとする。この際、経済性、施工性、隣接の海岸保全施設、海岸の利用、環境条件等にも配慮するものとする。

7.2 設計条件

リーフ工法の設計条件は、次の事項を考慮するものとする。

1. 潮位および波浪
2. 海底地形および底質
3. 漂砂
4. 施工条件
5. 海浜の利用

7.3 基本型

7.3.1 断面形状

断面形状は、設計波に対し波浪減衰効果が得られ、かつ利用等に支障のないように設計するものとする。

7.3.2 平面配置

平面配置は、リーフ周辺の海浜流、海浜変形、海浜の利用等を考慮して決定するものとする。

7.4 堤体

リーフの被覆工は、波や流れの作用に対して堤体が安定となるように設計するものとする。中詰工は沈下・散乱が生じないように、海底面および被覆工との接合面の処理に十分注意して設計するものとする。

のり先付近の海底地盤の変動が予想される場合には、変動に対処できる構造とするものとする。

第8節 養浜

8.1 設計の基本方針

養浜は、背後の堤防、護岸と一体として、防災機能、海浜の安定性、海浜の利用等を考慮し、養浜量、基本断面、養浜材料、流出防止施設の種類等を決定するものとする。

8.2 設計条件

養浜の設計条件は、次の事項を考慮するものとする。

1. 潮位および波浪
2. 海底地形および海浜地形
3. 流れおよび漂砂
4. 海浜の利用
5. その他

8.3 基本形

8.3.1 断面形状

断面形状は、波浪条件および底質特性より決まる断面形状と、防災および海浜の利用の点から必要とされる断面形状を比較し設定するものとする。

8.3.2 汀線形状

汀線形状は、波浪条件、養浜材料および流出防止施設の配置等から決まる汀線形状と、防災および利用の点から必要とされる汀線形状を比較し設定するものとする。

8.4 養浜材料

養浜材料の材質は、海浜の安定性、周辺環境の及ぼす影響および供給可能量等を考慮して決定するものとする。

8.5 養浜量

継続的に養浜を行い海浜の安定を保つ場合には、安定のために必要な養浜量を求めるものとする。この場合、施設による対策を併せて比較検討するものとする。

第9節 高潮・津波防波堤

9.1 設計の基本方針

高潮、津波防波堤は、自然条件、水面の利用状況等を考慮して法線、型式、断面形状等を決定するものとする。

9.2 設計条件

高潮、津波防波堤の設計条件は、次の事項を考慮するものとする。

1. 潮位および波浪
2. 流れ
3. 海底地形および陸上地形
4. 土質
5. 地震力
6. 船舶航行条件
7. 施工条件
8. その他

9.3 型式の選定

型式は、以下の項目を考慮して選定するものとする。

1. 海象条件（潮位、波浪、高潮、津波）
2. 地盤条件
3. 材料入手の難易
4. 施工条件
5. 周辺海域への影響
6. その他

9.4 基本型

高潮、津波防波堤の基本型は、次の事項を考慮し決定するものとする。

1. 防波堤天端高は高潮、津波に対する減殺効果および波浪のしゃへい効果を十分発揮する高さとするものという。
2. 開口部の水深は、津波に対する減殺効果を十分発揮し、かつ船舶航行等に支障をきたさない水深とするものとする。
3. 混成堤の場合には、捨石マウンドの天端水深は衝撃砕波の発生を避けることができる深さとする。また、捨石マウンドの厚さおよび肩幅は波による洗掘を防止し、十分に直立部を支持できるものとする。

9.5 法線

法線は、次の事項を考慮して設定するものとする。

1. 自然条件
2. 高潮、津波の減殺効果
3. 波浪のしゃへい効果
4. 船舶航行条件
5. 隣接する海域への影響
6. 堤内の水質
7. 堤内水域および背後地の利用状況
8. その他

9.6 構造

堤体は、設置目的に応じて、高潮、津波、波浪、地震等の外力に対して安定な構造とするものとする。

第10節 附帯施設

10.1 水門および樋門

10.1.1 設計の基本方針

水門および樋門は、その機能を果たすとともに、設置目的を達成するように自然条件、流域の排水計画等を考慮して、設置位置、敷高、通水断面等を決定するものとする。

10.1.2 設計条件

水門および樋門の設計条件は、次の事項を考慮するものとする。

1. 流域からの流入量
2. 計画内水位、計画外水位および計画外水位曲線
3. 波
4. 土質
5. 漂砂
6. 流域内地盤高
7. 地震力
8. その他

10.1.3 位置の選定

設定位置は、地盤の状態、潮汐、波、漂砂等を考慮して決定するものとする。

10.1.4 敷高および断面

敷高および断面は、排水機能を有効に維持しうるように、接続する水路、流域からの流入量、外水位、内水位、船舶の航行等を考慮して決定するものとする。

10.1.5 構造

樋門および水門の構造は、本編第1章第8節および第9節に準ずるものとする。

10.1.6 本体およびゲート

本体およびゲートは、本編第1章第8節および第9節に準ずるものとする。

10.2 排水機場

10.2.1 設計の基本方針

排水機場は、設置目的を達するように自然条件、流域の排水計画等を考慮して、設置位置、施設能力等を決定するものとする。

10.2.2 設計条件

排水機場の設計条件は、次の事項を考慮するものとする。

1. 流域からの流入量
2. 計画内水位、計画外水位および計画外水位曲線
3. 計画排水量
4. 土質
5. 地震力
6. その他

10.2.3 位置

排水機場の設置位置は、地形、土質、堤防および護岸への影響、環境等を考慮して設定するものとする。

10.2.4 構造

排水機場の構造は、本編第1章第11節に準ずるものとする。

10.2.5 ポンプおよび原動機

ポンプおよび原動機は、本編第1章第11節に準ずるものとする。

10.3 陸 こう

10.3.1 設計方針

陸こうは、堤防および胸壁の機能を満たすとともに、設置目的を達するよう諸元、位置、扉体の構造等を決定するものとする。

10.3.2 設計条件

陸こうの設計条件は、次の事項を考慮するものとする。

1. 潮位および波浪
2. 土質
3. 地震力
4. 施工条件
5. その他

10.3.3 扉体の構造

扉体は、確実かつ容易に開閉でき十分な水密性を有する構造とするものとし、鋼構造または、これに準ずる構造とするものとする。

10.4 潮遊び

潮遊びは、浸水の深さおよび浸水時間が許容範囲に収まるように堤体および基礎地盤の透水性、排水設備の性能、流入量、堤外水位、背後池の利用状況等を考慮して、その規模を決定するものとする。

10.5 昇降路および階段工

昇降路および階段工は、堤防および護岸の機能を損なうことなく構造上の弱点とならないように設けるものとする。

10.6 えい船道および船揚場

えい船道および船揚場は、堤防および護岸の機能を損なうことなく、漂砂に悪影響を及ぼさないように設けるものとする。