〔関連資料〕

土地改良事業計画設計基準及び運用・解説
設計「頭首工」技術書改定（案）

農村振興局

農林水産省

技　術　書　目　次

【関連基準】《関連運用》

第１章　頭首工の歴史的経緯 …… 1
1.1　頭首工の語源の由来 …… 1
1.2　頭首工の歴史的変遷 …… 1
1.3　頭首工築造位置の変遷 …… 5
1.4　フローティングタイプ取水堰 …… 7
1.5　魚　道 …… 7
1.6　頭首工と史跡 …… 8

第２章　頭首工の施設構成・構造諸元 …… 11
【2 頭首工の定義】《2　頭首工の定義》

第３章　頭首工設計の標準的な手順 …… 16
【5 設計の手順】《5　設計の手順》
3.1　頭首工の標準的な設計手順 …… 16
3.2　環境との調和に配慮した設計に関する基本的な考え方 …… 17

第４章　頭首工の設計に必要となる各種調査方法 …… 19
【6 調　査】《6－1　調査項目》《6－2　河川の状況調査》《6－3　治水、利水に関する調査》《6－4　地形調査》《6－5　地質調査》《6－6　環境調査》《6－7　工事施工条件に関する調査》《6－8　管理に関する調査》
4.1　河川の状況調査 …… 19
4.2　治水、利水に関する調査 …… 25
4.3　地形調査 …… 26
4.4　地質調査 …… 27
4.5　環境調査 …… 30
4.6　工事施工条件調査 …… 31
4.7　管理に関する調査 …… 33

第５章　河床変動の検討方法 …… 36
【6 調　査】《6－2　河川の状況調査》
【7 基本設計】《7－6　頭首工の位置》
5.1　河床形成の自然条件 …… 36
5.2　河川工作物等の設置が河床形成に及ぼす影響 …… 37
5.3　河床変動調査の要点 …… 37
5.4　河床変動の推定方法 …… 38
5.5　平衡河床の推定 …… 43
5.6　河床材料の採取法 …… 44

第６章　河床の形状及び河道計画 …… 45
【7 基本設計】《7－6　頭首工の位置》
6.1　河道及び河床材料の特性 …… 45
6.2　流水による砂礫の移動とその性質 …… 49
6.3　河道計画上の諸問題 …… 61

第７章　頭首工の基本諸元 …… 70
【7 基本設計】《7－6　頭首工の位置》《7－7　取入れ方式》《7－8　頭首工を構成する各施設の配置》《7－9　取水堰の堰頂標高》《7－10 取水堰の敷高等》《7－11 可動部の径間長》
【10 取水堰】《10－1 取水堰の形態》《10－2 取水堰の形式》《10－9 洪水吐の設計》
7.1　位置の選定と取水位の決定 …… 70
7.2　取入れ方式及び取入れ方法 …… 71
7.3　形式の選定 …… 71
7.4　可動堰可動部の敷高 …… 73
7.5　堰固定部設置の制限条件 …… 75
7.6　径間長と流下断面内の関係 …… 76
7.7　構造令及び河川管理施設等構造令施行規則の関係条文とその解説 …… 77
7.8　構造令の適用事例 …… 82
7.9　両端の堰柱及び管理橋の橋脚の位置 …… 85
7.10　構造令関係条文の適正な運用 …… 86

第８章　堰上流に及ぼす治水上の影響の検討 …… 87
【7 基本設計】《7－5　設計洪水位》
8.1　複合堰による堰上げ水位の計算 …… 87
8.2　堰上流の背水計算 …… 96

第９章　水理模型実験 …… 101
【5 設計の手順】《5　設計の手順》
9.1　水理模型実験の意義 …… 101
9.2　水理模型実験における主な検討事項 …… 101
9.3　水理模型実験に必要な資料 …… 102
9.4　河川実験の相似率 …… 104
9.5　実験結果の評価 …… 105
9.6　水理模型実験事例 …… 105
9.7　河床変動現象の数値解析 …… 108

第 10 章　取入口の水理設計 …… 124
【7 基本設計】《7－2　設計取水量》《7－3　設計取水位》
【9 取入口】《9－1　取入口の構造》《9－2　取入口の設計》
10.1　取入口の位置 …… 124
10.2　取入口の形状設計 …… 124
10.3　取入口の流入量 …… 126
10.4　取入口の水位計算 …… 127

第 11 章　フローティングタイプ頭首工の浸透路長、浸透量の計算 …… 141
【10 取水堰】《10－7　固定堰のエプロン》《10－20 可動堰の床版及びエプロン》《10－21 止水壁及び阻壁の構造》《10－22 止水壁の設計》《10－23 阻壁の設計》
11.1　パイピング …… 141
11.2　浸透量の計算 …… 152

第 12 章　頭首工設計の基本 …… 161
12.1　頭首工設計の基本 …… 161
12.2　重要度区分の設定 …… 164
12.3　荷重 …… 177
12.4　荷重の組合せ …… 194
12.5　許容応力度 …… 198
12.6　耐震設計に用いる諸係数及び設定事項 …… 200

12.7　耐震設計手法 …… 215

第 13 章　固定堰の設計 …… 258
13.1　固定堰の断面形の決定 …… 258
13.2　エプロンの設計 …… 260
13.3　固定堰の構造設計 …… 261

【10 取水堰】　《10－3　固定堰の基本断面形》
《10－4　固定堰に作用する荷重》
《10－5　固定堰の安定計算》
《10－6　固定堰の基本断面形の修正》
《10－7　固定堰のエプロン》

第 14 章　可動堰の設計 …… 264
14.1　可動堰の水理設計 …… 264
14.2　可動堰の構造設計 …… 271
14.3　配筋手法 …… 308

【10 取水堰】　《10－17　堰柱に作用する荷重》
《10－18　堰柱の安定計算》
《10－20　可動堰の床版及びエプロン》

第 15 章　土砂吐の水理設計 …… 320
15.1　土砂の流入現象 …… 320
15.2　取入口前面における堆砂現象 …… 320
15.3　土砂吐水路の水理設計に関する
　　基本的な考え方 …… 320
15.4　急流河川と緩流河川の土砂吐水路設計上の
　　相違点及び接点部の設計方針 …… 321
15.5　急流河川における土砂吐の水理設計法 …… 321
15.6　緩流河川における土砂吐の水理設計法 …… 324
15.7　土砂吐の幅の決定 …… 325
15.8　設計に必要な資料 …… 325
15.9　平均粒径移動限界時の河川流量の算定 …… 326
15.10　土砂吐水路の計算例(急流河川の場合) …… 326

【10 取水堰】　《10－10　土砂吐の設計》

第 16 章　護床工の設計 …… 330
16.1　護床工設計の基本的な考え方 …… 330
16.2　流水領域の判定 …… 330
16.3　護床工の水理設計 …… 333
16.4　護床工の構造設計 …… 338
16.5　護床工の実施例（標準図） …… 340
16.6　護床工の設計計算例 …… 341
16.7　その他の減勢工法 …… 344

【10 取水堰】　《10－24　護床工の構造》
《10－25　護床工の設計》

第 17 章　頭首工ゲートの種類と設計 …… 350
17.1　ゲートの種類 …… 351
17.2　ゲート各部の一般的名称 …… 351
17.3　各種ゲートの特徴 …… 351
17.4　設計一般 …… 358
17.5　開閉装置 …… 370
17.6　保護装置及び付属装置 …… 375

【10 取水堰】　《10－19　ゲートの設計》

第 18 章　頭首工基礎の種類と設計 …… 378
18.1　頭首工基礎の機能 …… 378
18.2　基礎工法の選定 …… 378
18.3　基礎工法の種類と基礎設計の基本 …… 381
18.4　液状化対策 …… 398
18.5　直接基礎の設計 …… 400
18.6　フーチングの設計 …… 412
18.7　杭基礎の設計 …… 415
18.8　ケーソン基礎 …… 453

第 19 章　魚道の設計 …… 483
19.1　一般事項 …… 483
19.2　調　査 …… 484
19.3　魚類等の生理・生態 …… 485
19.4　魚道設計条件 …… 485
19.5　魚道の位置 …… 486
19.6　魚道形式の種類 …… 488
19.7　魚道の水理設計 …… 491
19.8　魚道形式の選定 …… 491
19.9　附帯施設 …… 491
19.10　既設魚道の改善策 …… 492
19.11　迷入・降下魚対策 …… 494
19.12　魚道機能の保全管理 …… 495
19.13　魚道の評価 …… 497

【11 附帯施設】　《11－4　魚道の設計》

第 20 章　沈砂池の一般的設計手法 …… 500
20.1　位置の選定 …… 500
20.2　流入導水路 …… 500
20.3　流入土砂礫と沈砂容積 …… 500
20.4　沈砂池の水理構造 …… 501
20.5　流入拡大移行部 …… 502
20.6　沈砂溝の通水幅と深さ …… 503
20.7　沈砂溝の長さ …… 504
20.8　沈砂溝の底勾配 …… 506
20.9　沈砂溝下流端幹線水路への接続 …… 507
20.10　排砂管の水理構造 …… 508
20.11　附帯設備 …… 511
20.12　沈砂池設計事例 …… 511

【11 附帯施設】　《11－5　沈砂池》

第 21 章　渓流取水工の設計 …… 514
21.1　渓流取水工が具備すべき条件 …… 514
21.2　渓流取水工の型式 …… 514
21.3　渓流取水工の位置の選定 …… 523
21.4　水理構造設計 …… 523

21.5　形状設計 …… 529
21.6　設計事例 …… 532
21.7　附帯施設 …… 536

第 22 章　取水・放流管理施設 …… 537
22.1　取水管理施設 …… 537
22.2　放流管理施設 …… 543
22.3　自動制御システム …… 546

第 23 章　護岸及び高水敷保護工 …… 552
23.1　取付け護岸 …… 552
23.2　堤防護岸 …… 553
23.3　高水敷保護工 …… 553
23.4　護岸及び高水敷保護工の設計 …… 553

第 24 章　管理施設 …… 554
24.1　監視操作制御設備 …… 554
24.2　受配電設備 …… 558
24.3　管理橋 …… 562
24.4　その他の管理施設 …… 564
24.5　施設の管理 …… 571

第 25 章　エプロンの表面保護 …… 573
25.1　コンクリート表面保護工法の種類と概要 …… 574

第 26 章　地震被害からみた設計上の留意点 …… 576
26.1　耐震性に関する留意点 …… 576

第 27 章　既設頭首工の耐震性能照査 …… 579
27.1　耐震性能照査の基本 …… 579
27.2　重要度区分の設定 …… 579
27.3　荷重 …… 580
27.4　荷重の組合せ …… 580
27.5　許容応力度 …… 580
27.6　耐震性能照査に用いる諸係数及び設定事項 …… 581
27.7　耐震性能照査手法 …… 581
27.8　既設頭首工の物性値・設計条件等の適切な設定 …… 582
27.9　耐震性能の確保のための整備水準 …… 587
27.10　耐震補強 …… 593

第 28 章　保全管理 …… 596
28.1　頭首工の保全管理 …… 596
28.2　機能と性能 …… 597
28.3　性能低下の特徴とその評価 …… 599
28.4　補修・補強工法 …… 601
28.5　対策工法選定に当たっての留意事項 …… 604
28.6　対策工法施工後のモニタリング …… 605
28.7　浸透破壊につながる変状発見時の対応 …… 605

第 29 章　頭首工の施工に関する設計上の留意点 …… 606
29.1　施工計画 …… 606
29.2　仮設工事 …… 607
29.3　本工事 …… 615

第 30 章　頭首工用語集 …… 622

第 31 章　参考文献 …… 640

【12 管理施設】　《12－1　操作設備》

【11 附帯施設】　《11－6　護岸及び高水敷保護工》

【12 管理施設】　《12－1　操作設備》
《12－2　管理橋》
《12－3　その他の管理施設》

【10 取水堰】　《10－26　既設頭首工の耐震性照査》

【13 保全管理】　《13　保全管理》

第１章　頭首工の歴史的経緯

頭首工は農業用水を河川から取水する必要の大きいわが国において古くから発達した取水施設である。古くは自然取入れの時代から近年の全可動堰までその時代の背景や築造技術によって、取水方式や堰の型式も変遷してきた。ここではその語源の由来や歴史的・技術的な経緯について紹介する。

1.1　頭首工の語源の由来

頭首工という用語は、明治末期以来用いられてきており、1902 年（明治 35 年）発行の上野英三郎、有働良夫共著「土地改良論」には、「河深大に水量十分に且つ水位高きときは用水路の頭首に於いて水門或は坎樋を設くるのみにして足る然れども多くの場合には低水量の多からざるため堰堤を以て川を堰き水を溜め水面を高むるを要す而して堰堤の上流に於いて沈澱したる土砂を掃除する為めに掃除樋を要し此に加ふるに洪水の時に際し堰堤水門等の破損を防ぐために遁樋を設け多量の水を放流せしむ此等の工事を総称して頭首工（Head Work）と云う」と記されている。このように河川から取水する場合に、用水路の Head つまり頭首部に設けられる水門、堰堤、掃除樋等の施設を総称して頭首工と呼んできたようである。

1.2　頭首工の歴史的変遷

古くから日本人の主食の米は水田で栽培され、多量の水を必要とし、その水は頭首工によって取水してきた。したがって、頭首工の構築については古来から幾多先人達が苦労を重ね、技術が未熟であった昔から今日に至るまでの多くの実績と豊富な研究があり、わが国の特技として発達してきたものである。

1.2.1　古い時代

古代農業は、焼畑から水田に移って谷川からの水を利用して谷地田を開発した。

古い時代においては、技術はもちろんのこと材料もみるべきものがなかったので、取水堰はほとんど設けずに自然取入れとし、自然取入れの可能な場所まで取入口を求めて導水路を開削するといったものが多く、水位の堰上げあるいは河川内導水を必要とする場合は取水期だけ一時的に役立つ仮設の堰を設けていたところもある。いずれも半川締切が多かった。

これには、牛枠・蛇籠・そだなどを用いてそれぞれ単独に使用したり、これらを組合わせてさらに土砂・礫を被覆したものがある。例えば、岡山県高梁川湛井堰（1183 年築造）は、木枠に詰石した底枠と上枠からなり、延長約 230 m の全川締切り斜め堰である。ミオ筋部の上枠は非かんがい期には洪水対策・土砂掃流の目的で撤去し、かんがい期に毎年設置していた。堰から坎樋（取入口）に導水するため、巻石・小波戸を設けて、増水時には水勢を和らげ坎樋を保護する役割を果たしていた。また、1649 年に築造された三重県雲出川雲出頭首工のように改修まで昔の型を踏襲し、石詰め竹蛇籠の上に乱杭を打込んだ。このように、石造の時代までの間の技術はすべてこれらの材料が使用されてきた。

17 世紀になると、石材の豊富な地方では、これを材料にして積石工又は張石工の堰がみられるようになった。岡山県吉井川田原井堰は、河川全体を締切る巻石造りの斜め堰で、1700 年の築造から

1986 年の改築に至るまで昔の姿を留めていた。

いずれの材料を使用しても当時の技術では河川の大洪水に対して永久的に耐えることは困難であり、これを少しでも緩和するために、ほとんどの堰は斜め堰（斜め湾曲堰）で、単位幅当たりの洪水越流量を少なくし決壊を少なくするように工夫されてきた。

また、1790 年築造の福岡県筑後川山田堰は、永年の洪水で再三被災（1980 年の被災で一部コンクリートで原形復旧）しながらも現在に至っている。さらに、洪水越流水勢を相殺させるように八の字型にした熊本県球磨川遥拝堰は、1608 年加藤清正の築造によるものと伝えられ、有名である。

取入口に工夫を凝らしたものもある。佐賀県川上川大井手堰石井樋は、1615 年成富兵庫茂安によって土砂流入防止策を施した取入口を有する堰として築造された。いわゆる、象の鼻・天狗の鼻・亀石で有名である。この堰は洪水時には流勢を減殺し、取水時には取入口への土砂流入防止、余水吐きによる排砂と流量調節等の近代頭首工の機能を備えた堰である。

また、従来にない新しい材料での取水堰がある。1909 年築造の愛知県矢作川旧明治用水頭首工は、服部長七の発明による人造石（石灰・砂・粘土を混合し凝固させたもの）造り張石工のアーチ型取水堰であり、起伏ゲートを備えた可動堰と閘門・流筏路・魚道等の附帯設備をもつ近代取水堰の原型のような頭首工である。

1.2.2　コンクリート堰時代

取水堰の構造に一大革命をもたらしたものはコンクリートである。コンクリートとして実用化されたのは 1897 年ごろである。20 世紀に入ってからは急増し、今日においては河川中の構造物はすべてコンクリートを用いている。

河川中の構造物がコンクリートによって恒久性をもつと、洪水時に河川に及ぼす影響が大きく変わった。特に堰の上流に及ぼす影響は昔の仮設的なものに比べると著しく大きくなる。このため固定堰の一部分又はその全部に可動ゲートを設けて洪水時の河川に対する影響をなくす可動堰が出現した。また、可動堰の発達は今までの工法では構築不可能な地点を、頭首工の位置として選定できるようになり、いろいろな工法が比較検討されながら頭首工の位置が決められるようになった。

1926 年築造された長野県天竜川西天竜頭首工はこの代表的なものであり、鉄筋コンクリートを本体とする全可動堰で、ゲート 1 門の径間を大きくするための工夫としてローリングゲートを採用した、いわゆる近代的な頭首工と当時称された。これと、1932 年築造の富山県愛本堰、1937 年築造の埼玉県六堰はそれぞれローリングゲートを採用した当時の可動堰の代表的なものである。

1950 年代後半になると、土地改良事業の受益面積の増大と頭首工技術に対する信頼度が高まり、合口事業による取水の合理化と維持管理の近代化が行われ、大河川に大型頭首工が築造された。

この時代はゲートに関する技術の進歩が著しく、長径間ゲートを可能とした。1 径間の長さが 30 m に及ぶローラゲートがあり、ゲートの縦横比も 1：10 以上のものが可能となり、ますますこの傾向は増大し、河川中の堰柱の数をできるだけ少なくするための研究・開発が進められていた。

洪水時の堰柱の影響を少なくするために長径間ゲートを考慮することは前述のとおりであるが、これにはおのずから限界があり、また長径間になっても河川中に設置された堰柱の影響は皆無とはいえない。そこで洪水時にゲートを巻上げないで、洪水中は倒伏させる方法を採用した起伏堰が急速に研究・開発され実施されてきた。起伏堰は倒伏のためのヒンジをゲートの最下部に設け、起立に当たっては油圧による遠隔操作を行う方式が最も多く、したがって、1 門最大 50 m 程度の長径間にすることができ、かつ低い堰柱でよい。この油圧式起伏ゲートは全国的に採用され、頭首工に

おける新分野が開かれ、可動堰の革命といっても過言ではないとさえいわれた。1956 年築造の和歌山県紀の川新六ヶ頭首工はこの例である。さらに、1960 年築造の長野県千曲川埴科頭首工、1962 年築造の北海道石狩川神竜頭首工は、全門（取入口スライドゲート、土砂吐き・洪水吐きローラゲート、洪水吐き起伏ゲート）を油圧式遠隔操作方式とし、ゲート維持管理費の軽減と高水敷部の管理橋を廃止する等工事費の低廉化を図った。

頭首工維持管理の大きな課題の一つである洪水時の水の制御については、取水堰ゲートの自動倒伏によって洪水の疎通により堰体の安定を図り治水上の影響がないように工夫・築造されてきた。古くは大井手堰（前出）の戸立て（角落しゲート）、旧明治用水頭首工（前出）の立切放水門（起伏ゲート）、甘五里堰（千葉県養老川、1925 年）の楯堰、上須戸堰（埼玉県福川 1929 年）の起伏堰（木造扉）、栃山川分水堰（静岡県栃山川、1929 年）の浮力を利用した対重つき半自動式扇形扉、愛谷堰（福島県夏井川、1932 年）の中間軸自動起伏ゲート（鉄扉）、また平野堰（三重県志登茂川、1934 年）は従来の手動巻上げ角落し式ゲートで洪水氾濫に悩まされ、フロート利用の自動式テンター（ラジアル）ゲートに改造、豊田堰（茨城県小貝川、1935 年）は中間軸鉄製回転扉で設定水位を超えると自動的に転倒するものである。これらはみな、地元管理者の知恵によるものでいかに維持管理に苦労してきたかが分かる。このような洪水時における適切な維持管理の方法への願望が根底にあったので、油圧式自動起伏ゲートが可動堰の革命といわれるほど多くの頭首工で採用されたものと思われる。

これまでの取水堰（固定部・可動部）の敷高は、現況河床横断面形になるべく合わせるようにしたもので、土砂吐きはミオ筋の河床平衡勾配から定め、洪水吐き敷高は土砂吐き敷高より幾分高く設定し、固定堰天端は取水位を確保するようにしたものであった。

1.2.3　河川管理施設等構造令以後

1968 年河川管理施設等構造令第一次案、1976 年 10 月に河川管理施設等構造令が施行されると、取水堰の形態は大きく変わった。

可動堰可動部の径間長は計画高水流量に応じ最小径間長が定められている。また、流下断面は当該計画横断形に係る流下断面内には堰柱を除く固定部を設けてはならないと規定された。

このようなことから、有堤地帯は一般に全可動堰となり、その取水堰の敷高は河川改修計画横断形に合致させることになった。このため、取水堰の設計の基本である、現況河床に馴染みよく敷高を定めることができなくなった。一方、長径間ゲートが要求されるようになり、取水堰は大型化してきた。また、ゲート等の構造の原則は「ゲートは確実に開閉し（引上げ式ゲートをいう）かつ必要な水密性及び耐久性を有する構造のものとする」また「重要な河川（計画高水流量 2,000 m^3/s 以上）には原則として起伏堰を設けるべきではない」ということから、重要な河川では長径間ローラゲートが設置されるようになった。

取水堰の長径間ローラゲート化により、取水管理・放水管理等のゲート操作は容易ではなくなった。長径間ゲートの開度による上流たん水位の変動、下流放流による河川の急激な水位上昇や、長径間ゲートの微小開度による流量調節はゲート操作上困難であり、さらに土砂流による水密ゴムの損傷、振動発生のおそれ等の問題がある。このようなことから、アンダーフローからオーバーフローで流量調節するように変わってきた。

そこで、流量調節（水位調節）・取入口への流下ゴミ対策を容易にするために、起伏ゲート付きローラゲートの採用が多く、次表のような事例がある。

頭首工名	所在地	河川名	堰の種類	最大径間長(m)	可動部延長(m)	築造年
土砂吐きローラゲートに起伏ゲート付き						
太田頭首工	群馬県	渡良瀬川	全可動堰	RG 35	125	1978
坂根合同堰	岡山県	吉井川	全可動堰	RG 42	260	1979
名取川頭首工	宮城県	名取川	全可動堰	RG 36.6	124.8	1984
岡本頭首工	栃木県	鬼怒川	全可動堰	RG 40	340	1986
北空知頭首工	北海道	石狩川	全可動堰	RG 38.1	130.8	1987
調節ゲートに起伏ゲート付き						
新田原井堰	岡山県	吉井川	全可動堰	RG 40.4	202	1984
大島頭首工	新潟県	信濃川	全可動堰	RG 31.5	138	1992
牟呂松原頭首工	愛知県	豊川	全可動堰	RG 37.1	165.4	1994

このように、取水堰の大型化によって、頭首工建設費の増大並びにゲート扉体・操作機器の点検・補修、再塗装費、管理人への高度な管理技術の要求、維持管理費の増大等新たな問題が生じてきた。

一方、前述のとおり重要河川では可動堰の革命といわれた起伏ゲートの設置は非常に厳しい条件となり、一級河川の直轄区間での設置はできなくなった。ただし、中小河川で起伏ゲート・ゴム堰の起伏ゲートの設置に適した条件のところでは現在も採用されている。特に後者のゴム堰は、1957 年米国で最初に設置され、日本では 1965 年東京都多摩土地改良事務所の多摩川水系平井川原小宮堰（1.0 m（高さ）×10.0 m（幅）×1（個数））に設置された。その後、1974 年多摩川宿河原堰の災害を契機に河川管理構造物（特に固定堰）の在り方が問題となり、確実に倒伏するゲートということでゴム堰が注目を集め、ゴム袋体材質・工法等の研究開発が進められた。さらに河川管理施設等構造令施行規則の一部改正（ゴム堰堰高の上限基準の緩和）等もあって、各地の中小河川の頭首工に 1980 年頃から築造の事例が多くなり、近年は一級直轄区間においても大規模ゴム堰が築造されるようになった。2006 年に完成した石部頭首工（滋賀県野洲川）は、洪水吐き 4 門（径間長 45.6 m）にゴム堰を採用した複合堰であり、ゴム堰としては日本最大級である。

このゴム堰は、洪水時に河川の水位が所定の標高に達すると安全装置が自動的に作動して機械的に自動倒伏するという特徴があるので、増水時のゲート操作は容易で、しかも上下部工の建設費・維持管理費等他の形式に比べて低廉であることは、頭首工ゲート形式として古くからの願望であったゲート形式といえる。ただし、起伏ゲートの宿命ではあるが、洪水時を含め常時扉体（ゴム袋体）が河床版上にさらされていることはゲートには過酷であり、転石や流下物の多い河川の場合には、袋体や固定金具が摩耗、損傷を受けやすくなる。したがって、ゴム堰設置地点の河道条件を考慮し、袋体や固定金具の摩耗、損傷防止対策を検討する必要がある。全可動堰の場合、洪水時は全門開扉して通水するので、計画河川横断形に築造しても、洪水後は元の河川横断形になる傾向があり可動堰敷上に堆砂するおそれがあるので、十分留意して計画する必要がある。

一方、渓流河川では新たな形式の渓流取水工が実用化され各地に築造されている。従来渓流河川からの取水は、簗輪頭首工（富山県早月川、1957 年）のように取水規模の大きいものは、河川中流部に多くの実績のある取水堰方式で築造した事例がある。しかし、一般には取水規模が小さく、水位変動の少ない淵がある場合は取入口だけの自然取入口方式で取水していた。そして、中山間地域

の農業用水、畑作地帯の営農用水、さらにはダムの流域変更用の取水施設等渓流河川からの小規模な取水需要のために渓流取水工方式が研究開発され、1970 年頃からは、バースクリーン底部取水方式、バースクリーン後方取水方式等種々の渓流取水工形式のものが築造されている。特に三重用水地区（独立行政法人水資源機構）、夜間瀬地区（長野県営かん排事業）は、渓流小河川における複数の渓流取水工群と貯水池による水資源の有効活用を図ったものである。また、渓流取水工の理論を応用した自然取水方式で成功したものに羽根川頭首工(新潟県羽根川、1974 年)がある。

以上、歴史的変遷の概要を記述したが、頭首工は利水と治水の両者を満足させ、それぞれ河川の状況に満足したものを数多く築造している。しかし、これら頭首工の設計思想は河川管理施設等構造令施行後難しい立場にあることは否めない。特に、①大型取水堰ゲート敷上の堆砂の問題があるので、これらに関する全可動堰の設計理論、②これに関連して土砂吐きの在り方、③魚類等の生態系に配慮した頭首工施設と放水管理、④農水・上工水を含めて洪水時の取水管理、⑤ゲート操作を含めた維持管理等の構造令後の新たな問題がある。

今後、新設・改修される頭首工は、自然環境や生態系の保全及び河川の景観等にも配慮し、河川の状況に適した設計・施工とし、しかも維持管理の容易なものとすることが重要である。

1.3　頭首工築造位置の変遷

頭首工の築造位置はその時代の背景と築造技術によって変遷してきた。

1.3.1　中流部を中心に築造

日本農業の中心である稲作は大量の水を必要とするため、古くから河川の中流、下流部の扇状地に水田が拓かれた。

上野英三郎他共著「土地改良論」（明治 35 年）によれば、頭首工の位置は「頭首工は一般に河が山間部より出る所に置くを可とす此の如き場所にては土地及河の勾配急にして最短水路に由りてかんがいすべき土地に達するを得べし加之河巾一般に狭くして河底亦堅固なるが故に堰堤の長構造の性質及事業費を節し得べし洪水量大なる河にありては時として、河巾大なる所を撰ぶのを止むを得ざることあり之れ堰堤を越え流去する水深を減じ其破壊の憂を減ぜんが為めなり如此場所は安全なりと雖も事業費大なるの損失あり要するに頭首工の位置は最も安全にして最も僅少の費にて最も短き分水路によりて耕地に達し得る如き所を撰ぶにあり其位置は又河の真直なる部分たるべし然るときは土砂の沈殿すること少きければなり更に一の注意すべきは水の速度が用水路中の速度に超過せざるが如き點を撰ぶべし、然らざれば用水路中に土砂の沈澱すればなり。」とある。 要するに、この時代の頭首工の位置は、河川が山間部より平野部に移る地点がよいとされ、数多くの頭首工がこのような地点に築造されてきた。

また、その築造技術も急流河川の構造物として発達してきた。事例として次の頭首工があるが、この他にも多くの頭首工がある。

明治用水頭首工（愛知県矢作川　1957 年）、　岩出頭首工（和歌山県紀の川　1958 年）
高梁川合同堰　（岡山県高梁川　1965 年）、　遥拝頭首工（熊本県球磨川　1967 年）
北海頭首工　（北海道空知川　1968 年）、　愛本頭首工（富山県黒部川　1973 年）
太田頭首工　（群馬県渡良瀬川 1978 年）、　新田原井堰（岡山県吉井川　1984 年）
北空知頭首工　（北海道石狩川　1987 年）等

1.3.2　下流部への移行

河川下流部水田の大河川からの取水は、洪水に対応しながらも河床変動のため取入口及び導水路は年々上流に移っている。例えば、愛知県木曽川の宮田用水は、創設以来 300 年の間に約 5 回取入口が変わり、その間約 8,000 m も上流に移している。

昭和 30 年代以降は緩流河川の頭首工理論の確立、土木基礎技術並びにゲート技術の進歩、水資源の有効利用等から大河川の緩流部における頭首工が築造されるようになった。

前記、宮田用水では 1962 年に木曽川下流部に犬山頭首工（複合堰、可動部 L＝238 m、ケーソン基礎）が築造されている。

この他にも河川下流部に大型頭首工がある事例は、次のとおりである。

石狩川頭首工（北海道石狩川　1964 年、複合堰、可動部 L＝40 m、ケーソン基礎）
利 根 大 堰（埼玉県利根川　1968 年、全可動堰 L＝400 m、鋼管杭基礎）
馬 飼 頭 首 工（愛知県木曽川　1977 年、全可動堰 L＝387 m、鋼管杭基礎）
坂 根 合 同 堰（岡山県吉井川　1979 年、全可動堰 L＝260 m、鋼管杭基礎）等

1.3.3　上流部への移行

稲作農家は河川中下流部の扇状地のみでなく営農団地の規模は極めて小さい山間部の谷あいでもその用水を求めて水田を拓いてきた。一方、畑地帯総合土地改良パイロット事業等の畑作地帯でも営農用水等のための小規模取水施設が必要となってきた。さらに、利水用ダムの建設地点が山間僻地となり流域面積が小さく、これを補うため、流域変更により貯水量を増加させる方式が採用された。このように渓流河川からの取水の需要が多くなった。

山間渓流部からの取水地点では一般に流域が小さく、河床勾配が急なために流量変動が急激で、多量の土砂礫・転石・流木等が流下し、しかも維持管理が困難な場所であるので築造技術の開発が望まれていた。

渓流河川からの取水は、水位変動が少なく淵があって、自然取水方式の可能な地点では自然取入れで取水していた。この方式に羽根川頭首工（前出）がある。この頭首工の下流側には砂防堰堤があり河川水位の低下がないので、取入口の位置を河川湾曲部凹岸側中央直下流付近に選定したことで土砂の流入が少なく成功している。また、簑輪頭首工（前出）のように、取水規模の大きい頭首工では河川中流部で多くの実績のある取水堰方式で築造している事例もある。

一方、渓流河川に適した取水施設、渓流取水工方式の研究・開発が進められていた。この方式はすでにフランス電力局では開発されていた。また、電力会社では、山間部の渓流河川からの小流量を集水して発電する渓流取水工を築造した。

農業用水用としては、ダム流域変更用に、杖川頭首工（石川県手取川、1968 年築造）、しろがね頭首工（北海道美瑛川、1981 年築造）が渓流取水工方式（バースクリーン底部取水方式：チロルタイプ）で築造された。

また、かんがい用水用に、御勅使川頭首工（山梨県御勅使川、1973 年築造）、平川頭首工（長野県平川、1980 年築造）等も渓流取水工方式で築造されている。

その後、研究開発されたバースクリーン後方取水方式に、河内谷川取水工・冷水取水工（三重県河内谷川・冷水、1986 年築造）、大沢取水工（長野県雑魚川、1962 年築造）等がある。なお、前者は三重用水事業（8 渓流取水工）、後者は夜間瀬かん排事業（6 渓流取水工）によるもので、いずれも渓流小河川における複数の渓流取水工群によって降雨時の出水時に取水し、これを貯水池に

導水して、水資源の活用を図るものである。

積雪寒冷地での問題点の一つに、冬期に雪と凍結のために取水ができるかどうかがある。石山頭首工（北海道小林川、1979 年築造）は、冬期調査の結果、取水に支障がないことが分かった。

以上いずれの渓流取水工も、それぞれの取水堰には過酷な河川であるので課題はあるが、研究の結果取水機能を満足している。

「頭首工は、用水計画並びに河川の状況に適したもので利水機能を満足し、河川管理上支障がなく、経済的でなければならない」。すなわち、河川は渓流部・急流部・緩流部とそれぞれ状況が異なるので、その状況に適した頭首工を計画・設計する。

1.4　フローティングタイプ取水堰

頭首工の大きな課題に、古くから取入口における防砂と確実な取水及び浸透性地盤上の取水堰の安定がある。前者は土砂吐き理論の確立で一応達成されたが、後者は減勢工理論の研究が進んだにもかかわらず現在もなお現場では悩んでいるところである。

1960 年頃までは、流下水勢による影響から堰体を護るための下流河床保護工としては、エプロン・ 護床工で平面的にエネルギーを消去する方法と、減勢工理論を用いてエプロン内の静水池（1954 年築造、長野県千曲川上田頭首工他古くから数多くある）・デフレクター・ノッチドシル（1957 年、愛知県矢作川明治用水頭首工）・階段式減勢工（神奈川県多摩川二ヶ領用水頭首工他古くから数多くある）等の減勢工を用いた取水堰があった。

頭首工の築造位置が土砂流の多い急流河川であるため、静水池型式のものはエプロンの摩耗を助長し被災の原因となるものがあった。このことは同じ水理構造物の減勢工であっても、ダムの余水吐き・水路構造物とは異なる大きな要因である。そこで、設計基準第一回改定時には、「固定堰は越流水脈型を原則とし、大きなエネルギーをもつ洪水時の越流水に対しては河床に水平に設けたエプロン・護床工で平面的にエネルギーを消去していく方法をとった。いいかえれば、堰下流に静水池を設けて一挙にエネルギーを消去する水路のような考え方にたたないことである」といっている。

河川構造令が制定された後は、固定堰が少なく全可動堰が多くなり、ゲート敷高とエプロンは河床勾配と平行に計画されるようになった。このようなケースでの減勢工の研究は十分とはいえず、現在のところ水平エプロン方式が一般的な工法となっている。

一方、取水堰築造後の河床低下によるエプロン・護床工の改築・補修の必要が生じたケースでは、階段式減勢工型式が有利とされる事例も報告されている。

いずれにしても、河川の状態が渓流・急流・緩流であるか、土砂流がどの程度であるか等、河川の状況に応じた適切な設計をすることが重要である。

2022 年５月には、これまでに例のない頭首工の大規模な漏水事故が発生し、その原因はパイピングによる浸透破壊と結論付けられている。このため、特に砂質地盤上に設けるフローティングタイプの堰においては、引き続きパイピング対策を考慮した適切な設計がなされていることが重要である。

1.5　魚　道

近年、土地改良法改正、河川法改正や環境基本法制定などの社会情勢の変化により、頭首工の築造・補修改修及び維持管理に際して、魚類を中心とした河川生態系に対する配慮が従来以上に重要なものとなってきている。

魚道の形式は、従来プール（隔壁）タイプの全面越流型が大部分で、水路タイプの平面型・粗石付き斜路型・導流壁型等があった。いずれの形式のものにも移動状態の良好なものがあるが、一方、魚道内通水量が過大なため流速が大きく移動に適さないものや、河床低下により集魚場所が変化し、魚道入り口に集魚しないといった問題も一部に発生している。また、魚道下り口と取入れ口が近接している場合や、取入れ口の流速が速いなどの要因から迷入が多く生じたり、降下する魚類に対する配慮がなされていないため、河川の流れとともに流下して堰上を通過し損傷するといった障害も発生している。

今後の魚道整備は、従来の形式の他にプール（隔壁）タイプでは越流式の部分越流型（アイスハーバー型）、水路タイプではデニール式・斜路式の粗石付き斜曲面型等いろいろの形式が開発されているので、現地の流況や魚類等に対応可能な形式を考えた上で、河川を移動する魚類等が最も少ない支障で通過できるような構造とすることが大切である。また、降下対策や迷入対策に留意し、魚道本体はもちろんのこと、呼び水施設や附帯施設を含めて十分機能するように検討することが重要である。

1.6　頭首工と史跡

頭首工には築造者の偉業をたたえ、構築上の土木技術的、歴史的な由来と文化財としての価値判断から史跡として指定されたものがある。また、これに準ずるような史跡的な頭首工もある。

⑴　高知県指定史跡　山田堰（昭和 4 年（1929 年）3 月指定される）

野中兼山の築造によるもので、工事は 1636～1664 年の 28 年間を要した。取水堰は、四ツ枠構築法で、延長 324.0 m・幅 10.8 m・高さ 1.5 m で、使用材料は松材 4 万本・石材 3,669 m^2 とある。附帯施設は、砂吐き 3 カ所・水越（下流責任放流施設）1 カ所があり、取入口は閘（水門）が 3 門あって、上井・中井・舟入の三大溝渠を疎通した。昭和 50 年（1975 年）、物部川合同堰（新堰）ができるまで、再三の洪水による被災にもかかわらず復旧を重ねて 310 有余年の間、約 2,100 ha の水田をかんがいしながらも生活用水としても利用され地域住民の生活安定に多大なる恩恵を与えてきた（一級河川物部川：計画洪水量 4,740 m^3/s、河川勾配 1/255）。

⑵　岡山県指定史跡　田原井堰（昭和 34 年（1959 年）3 月指定される）

田原井堰は、昭和 25 年（1950 年）12 月 15 日岡山県重要美術品史蹟名勝天然記念物保存顕彰条例に基づき「田原井堰は宏大にして堅牢な大工事で…その技術の卓越している等後世に永く伝え保存する価値の高いものである」の事由から「県史蹟」に指定された。さらに、昭和 34 年（1959 年）3 月 27 日岡山県文化財保護条例に基づき「県史跡」に再指定されたものである。

この堰は、1700 年津田永忠によって築造された。吉井川の河川幅 210 m のところへ石造り斜めやや湾曲堰で、規模は、延長 490 m・幅約 30 m・堤体巻石面積約 15,000m^2・堰体面傾斜角（勾配）1/60～1/100、捨石群（堰堤下流側に河床保護のための巨石群で現在の護床工）約 31,000m^2、附帯施設は、舟通し 1 カ所（延長 218m・幅 10.9m）、筵堰 1 カ所、土砂吐き 1 カ所である。

1986 年新田原井堰が完成すると、旧堰は撤去された。 田原井堰の関係資料は、田原井堰資料館（昭和 61 年（1986 年）建設）に保存されている。 農業水利施設の資料がこのように収蔵されているのは全国的にも珍しいことである。

⑶　国指定史跡　福岡県山田堰（山田石堰）（平成元年（1989 年）指定、ただし取入口以降の堀川で、取水堰は河川施設工作物であることから除外された）

この堰は、古賀百工の築造によるもので 1790 年に完成した。筑後川全川締切り堰で、堰全体を

「石畳」（25,370 m²）とし、要所要所に巨石の「抱え石」を配置する。規模は、堰延長 148 m・堰幅員 172 m で、附帯施設は舟通し 2 カ所・土砂吐き 1 カ所である。築造後再三にわたり崩壊・流失する等被災しながらも復旧してきたが、1980 年の洪水でまたも被災し、堰体水叩き・護床工の一部はコンクリートで原形復旧している。

なお、堀川（幹線用水路）には三連・二連水車があり、昔ながらののどかな田園風景が残されている。

また、平成 26 年（2014 年）には、国際かんがい排水委員会の国際執行理事会において、世界かんがい施設遺産に登録された。

⑷　旧明治用水頭首工

愛知県矢作川に 1909 年築造されたもので、服部長七の発明による人造石造りである。取水堰はアーチ形平面形状で、中央部に筏通し（幅 9.0 m）、その両側に魚道（それぞれ幅 1.8 m）があり、堰堤可動部は起伏ゲート付きの放水門 4 門と排砂門 5 門（幅 1.8 m、高さ 3.18 m）があり、洪水時には自動倒伏し、起立は人力で復元して棒で支えた。堰堤左岸側には閘門式舟通し（幅 1.8 m、高さは上流側扉 3.0 m、下流側扉 4.9 m）等のある規模で、近代的な構造・設備を有したものでは全国で最も古い頭首工といわれている。

昭和 59 年（1984 年）には産業考古学会の現地調査が行われ、調査結果から産業考古学会（現産業遺産学会）推薦産業遺産になっている。また、平成 28 年（2016 年）11 月には、国際かんがい排水委員会の国際執行理事会において、世界かんがい施設遺産に登録された。

⑸　石井樋（大井手堰）

1615 年成富兵庫茂安が、水利に乏しい佐賀の城下町の生活用水や川副、鍋島方面のかんがい用水として、川上川の清流を多布施川に引き入れるために、川砂を除いた用水をどうして流すか、水量をどうして調節するかに心魂を傾けた工事である。取水堰には戸立て（角落しゲート）を設けて洪水と土砂を排除し、象の鼻・天狗の鼻・亀石の機構で水流を迂回させて石井樋で取水し、余水は島と井樋との間から本流に戻している。この築造は今日でも日本土木史に残る貴重なものといわれている。

地元佐賀市と大和町では石井樋の復元と付近の公園化の要望を、昭和 62 年（1987 年）10 月に建設省に陳情していたが、平成 5 年度（1993 年度）に国土交通省の直轄事業として石井樋地区歴史的水辺整備事業が着工され、平成 17 年（2005 年）12 月に約 13 年の歳月を要して石井樋の復元と整備事業が完成した。

以上の他にも、世界かんがい施設遺産に登録されるなど、史跡的な価値のあるもの、保存されているものもあると思われる。これらはみな先人が試行錯誤しながら長年月をかけて、それぞれの河川になじんだ形式の堰を築造してきたものである。また、これらの施設を長い間維持管理してきた多くの先人の偉業に改めて敬服するとともに、これらの事業は農業土木の誇りでもある。

引　用　文　献

1)　農業土木学会：農業土木工事図譜　取水施設編（1965）
2)　中谷　強：急流河川に設けられる頭首工の取水構造について、農業土木研究、No. 24-5, p. 285～289（1956）
3)　古屋千人：渓流取水工の設計について、水と土、No. 20（1975）
4)　大山忠清：防砂と流量制御をもつ渓流取水工、水と土、No. 31（1978）
5)　鈴木文雄：水とともに、水と土、77 号（1989）

6)　山本光男：汎用バースクリーン後方取水型渓流取水工の開発（1990）
7)　土佐山田町：山田堰物部川水利史（1984）
8)　和気町田原井堰資料館：田原井堰とその歴史的背景（1986）
9)　山田堰土地改良区：山田井堰堀川 300 年史（1981）
10)　明治用水百年史編集委員会：明治用水百年史（1979）

第 2 章　頭首工の施設構成・構造諸元

関連条項［基準 2、運用 2］

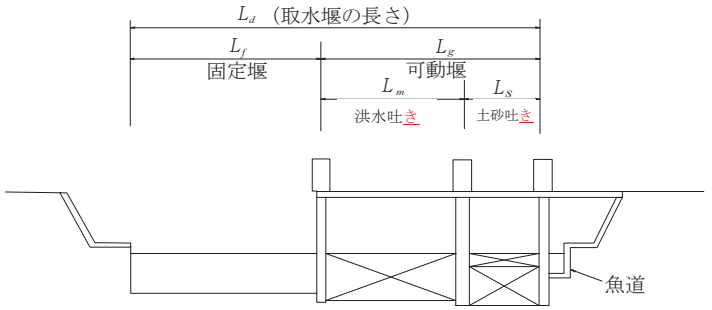
一般的、標準的な頭首工は、次に示すような施設で構成される場合が多い。

- 頭首工
  - 取入口（基準 9）
    - 取水庭（運用 9）
    - ゲート（　〃　）
    - 計量施設（　〃　）
  - 取水堰（基準 10）
    - 固定堰（運用 10-3）
      - 堰　体（運用 10-3）
      - エプロン（運用 10-7）
    - 可動堰（運用 10-8）
      - 洪水吐き（運用 10-9）
        - 堰　柱（運用 10-12～18）
        - 床　版（運用 10-20）
        - エプロン（運用 10-20）
        - ゲート（運用 10-19）
      - 土砂吐き（運用 10-10）
        - 堰　柱（運用 10-12～18）
        - 床　版（運用 10-20）
        - エプロン（運用 10-20）
        - 導流壁（運用 10-10）
        - ゲート（運用 10-19）
    - 止水壁及び阻壁（運用 10-21～23）
    - 護床工（運用 10-24～25）
  - 附帯施設（基準 11）
    - 基礎工（運用 11-2～3）
    - 魚　道（運用 11-4）
    - 放流施設（運用 11-1）
    - 沈砂池（運用 11-5）
    - 護岸及び高水敷保護工（運用 11-6）
    - その他（舟通し等）（運用 11-1）
  - 管理施設（基準 12）
    - 操作設備（運用 12-1）
    - 管理橋（運用 12-2）
    - その他（受配電設備、安全施設等）（運用 12-3）

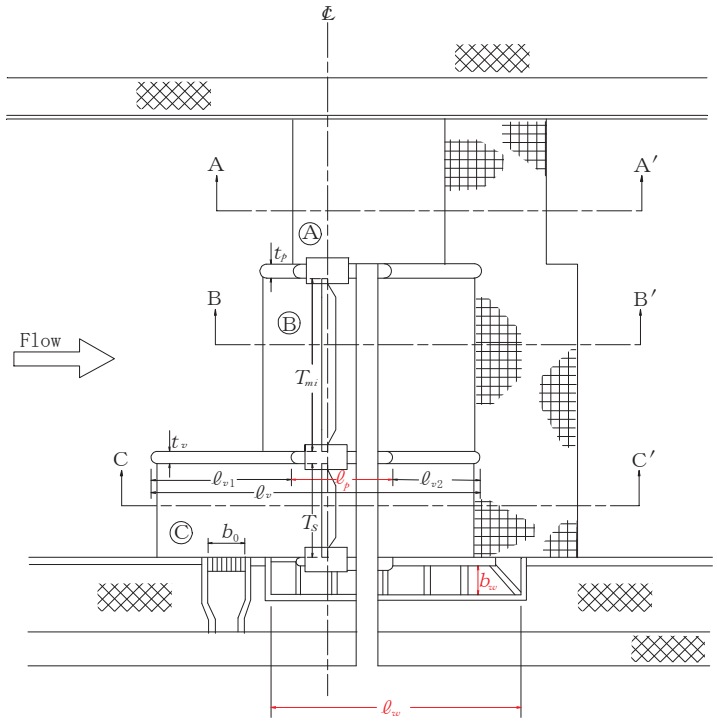
ここで示しているのは、あくまでも一般的・標準的な構成で、これ以外の施設が追加されるものやこのような構成をとらない頭首工も存在する。

なお、図中（　）で示す数字は、各施設について規定した基準及び運用の条文である。

また、標準的な頭首工の構造、一般的な諸元の呼び名については、**図-2.1** と **表-2.1** に示す。



正　面　図



平　面　図

図-2.1　頭首工の標準的諸元説明図（a）

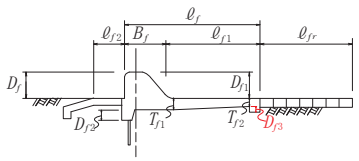


図-2.1　頭首工の標準的諸元説明図（b）

表-2.1　頭首工の諸元表

区別	記号	名称	区別	記号	名称	区別	記号	名称
固定堰	L_f	固定堰の幅（堰長）		ℓ_{mr}	洪水吐きの護床工の長さ	転倒ゲート	B_h	堰体の長さ
	B_f	固定堰の堰体の長さ		t_p	堰柱厚さ	（洪水吐き）	ℓ_{h1}	エプロンの長さ（下流）
	ℓ_f	固定堰の長さ					ℓ_{h2}	エプロンの長さ（上流）
	ℓ_{f1}	固定堰のエプロンの長さ（下流）					ℓ_h	洪水吐きの長さ
	ℓ_{f2}	固定堰のエプロンの長さ（上流）	可動堰	L_s	土砂吐きの幅（堰長）		D_{h1}	堰上げ高さ
	D_f	固定堰の高さ	（土砂吐き）	ℓ_p	土砂吐きの堰体の長さ		D_{h2}	止水壁深さ
	D_{f1}	固定堰の堰上げ高さ		ℓ_s	土砂吐きの長さ		D_{h3}	阻壁高さ
	D_{f2}	止水壁		ℓ_{s1}	土砂吐きのエプロンの長さ（下流）		T_{h1}	最大エプロン厚さ
	D_{f3}	阻壁高さ		ℓ_{s2}	土砂吐きのエプロンの長さ（上流）		T_{h2}	最小エプロン厚さ
	T_{f1}	最大エプロン厚さ		t_v	導流壁の厚さ		G_{hi}	転倒ゲートの高さ
	T_{f2}	最小エプロン厚さ		D_{v1}	導流壁の高さ（上流）		ℓ_{hr}	護床工の長さ
	ℓ_{fr}	固定堰の護床工の長さ		D_{v2}	導流壁の高さ（下流）			
				ℓ_v	導流壁の長さ	ゴム堰	B_g	堰体の長さ
可動堰	L_g	可動堰の幅（堰長）		ℓ_{v1}	導流壁の長さ（上流）	（洪水吐き）	ℓ_{g1}	エプロンの長さ（下流）
（洪水吐き）	L_m	洪水吐きの幅（堰長）		ℓ_{v2}	導流壁の長さ（下流）		ℓ_{g2}	エプロンの長さ（上流）
	ℓ_m	洪水吐きの長さ		G_{r1}	ローラゲートの高さ		ℓ_g	洪水吐きの長さ
	ℓ_{m1}	洪水吐きのエプロン長さ（下流）		G_{r2}	2段式ゲートの高さ		D_{g1}	堰上げ高さ
	ℓ_{m2}	洪水吐きのエプロン長さ（上流）		ℓ_{sr}	土砂吐きの護床工の長さ		D_{g2}	止水壁深さ
	D_{m1}	洪水吐きの堰上げ高さ		D_{s1}	土砂吐きの堰上げ高さ		D_{g3}	阻壁深さ
	D_{m2}	洪水吐きの止水壁		D_{s2}	土砂吐きの止水壁深さ		T_{g1}	最大エプロン厚さ
	D_{m3}	洪水吐きの阻壁高さ		D_{s3}	土砂吐きの阻壁深さ		T_{g2}	最小エプロン厚さ
	D_{mp}	堰柱高さ		T_{s1}	最大エプロン厚さ		G_{gi}	ゴム堰の高さ
	D_{mp1}	堰柱水切り高さ（上流）		T_{s2}	最小エプロン厚さ		ℓ_{gr}	護床工の長さ
	D_{mp2}	堰柱水切り高さ（下流）		D_{sp}	堰柱高さ			
	G_{mi}	第ｉ番目の洪水吐ゲート高さ		D_{sp1}	堰柱水切り高さ（上流）	取入口	b_{in}	取入口の幅
	T_{m1}	最大エプロン厚さ		D_{sp2}	堰柱水切り高さ（下流）			
	T_{m2}	最小エプロン厚さ		T_s	ゲートの幅（径間長）	魚道	ℓ_w	魚道の長さ
	T_{mr}	第ｉ番目のゲート幅（径間長）					b_w	魚道の幅

なお、エプロンと床版は以下のとおりである。

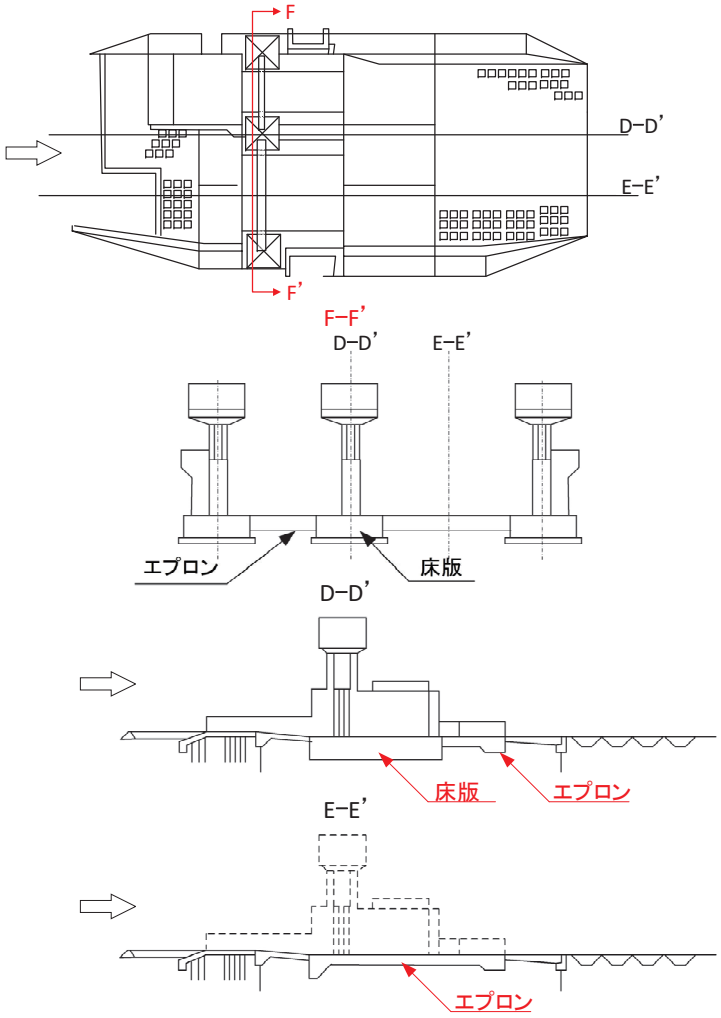


図-2.2　エプロン及び床版の区分

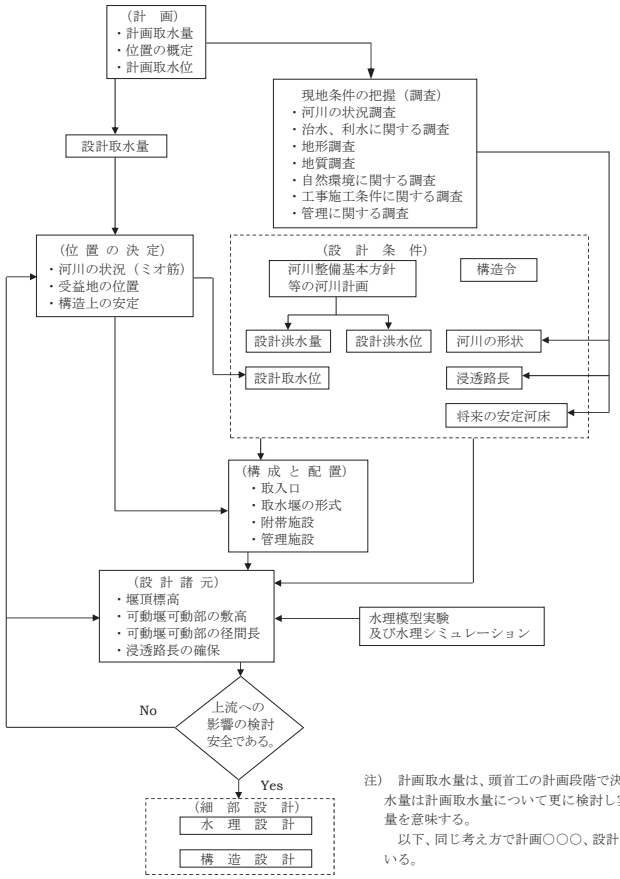
第 3 章　頭首工設計の標準的な手順

関連条項［基準 5、運用 5］

3.1　頭首工の標準的な設計手順

基準 5 及び運用 5 では、頭首工の設計手順に関する基本事項を規定している。標準的な設計手順の概念図を例示すると、次のようになる。

実際の設計作業においては、ここで示すそれぞれの過程の内部においても、細かなフィードバックが繰り返されることになる。



注）　計画取水量は、頭首工の計画段階で決定した取水量を意味し、設計取水量は計画取水量について更に検討し実際の設計値として用いる取水量を意味する。

以下、同じ考え方で計画○○○、設計○○○のような使い分けをしている。

図-3.1-1　頭首工設計の手順

3.2　環境との調和に配慮した設計に関する基本的な考え方

農業農村整備事業の実施に当たっては、環境への負荷や影響の回避・低減により、生物多様性や景観に配慮し、持続可能な社会の実現に寄与することが必要である。

景観に配慮した設計においては、地域住民や有識者等の意見を踏まえ、設計条件に従って整備対象施設の機能性、安全性、施工性、維持管理等を考慮し、総合的な検討を行う。検討に当たっては、設計条件としての規模・配置・形、色彩、肌理（きめ）、素材等の十分な検討を行うとともに、当該施設だけでなく、周辺景観も考慮することが必要である。

河川に設ける工作物である頭首工は、その位置や形式などについては河川法に基づく「河川管理施設等構造令」に従って設計されるが、施設全体の色彩、ゲート及びゲート巻上機、建屋の形状・色彩、管理橋の色彩、高欄の形状などの景観配慮対策の検討が必要である。それに加えて、河川区域内には遮蔽物が少ないことから、近隣の橋梁、河川堤防上の道路及び高水敷の遊歩道がある場合などは、それぞれから頭首工が視認しやすくなるため、適切な景観配慮対策を検討することが必要である。

また、河川は、森林及び農地、都市等を連続した空間として結びつける、国土の生態系ネットワークの重要な基軸であり、流域の中にまとまった自然環境を保持している貴重な空間である。このため、頭首工の設計においては、魚類を中心とした豊かな生物多様性の維持を念頭におき、生物の移動経路の確保や良好な生育・生息環境の確保に配慮することが重要である。魚類を対象とした環境配慮については、**19章　魚道の設計**を参照されたい。

なお、環境との調和に配慮した設計の流れを**図-3.2-1**に示す。詳細な検討方法や事例については、『環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の技術指針』、『農業農村整備事業における景観配慮の技術指針』等を参照されたい。



周辺の里山景観との調和に配慮したゲート機械室



周辺住宅の建築様式と調和した管理棟

写真-3.2-1 景観に配慮した頭首工の例

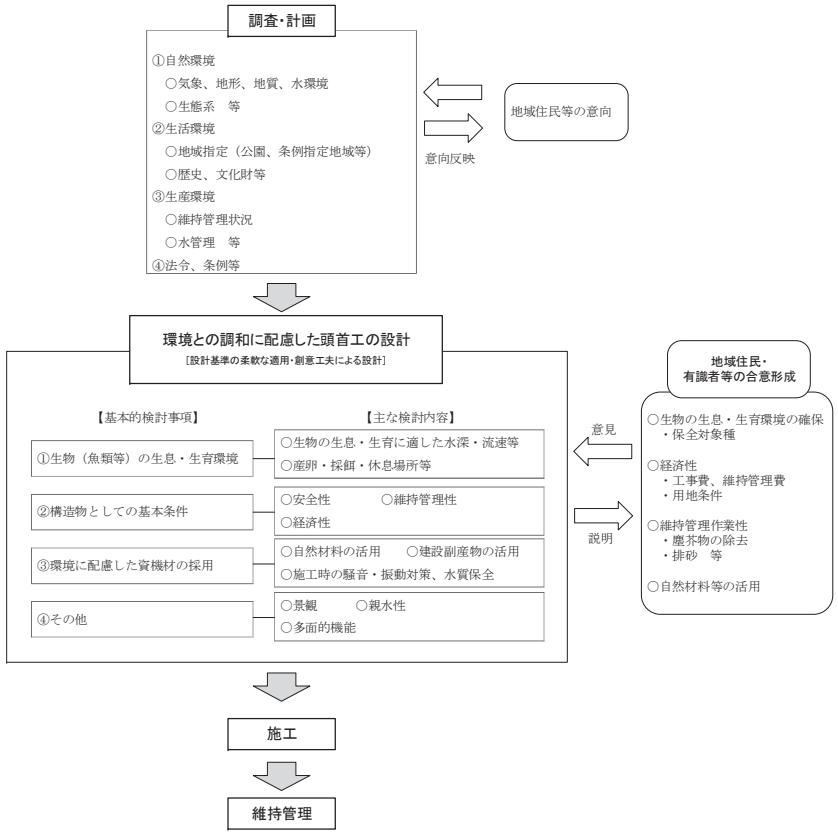


図-3.2-1 環境との調和に配慮した設計の流れ

第 4 章　頭首工の設計に必要となる各種調査方法

関連条項［基準 6、運用 6-1～6-8］

頭首工は、土地改良事業計画の用水計画の要となる場合が多い。したがって、調査に当たっては、設計、施工に必要な調査の他、自然環境や維持管理の段階まで考慮した調査をする必要があり、以下に述べる各項目について、より効率的、効果的な調査計画を立てて行うことが重要である。

4.1　河川の状況調査

4.1.1　流況調査

流況に関する調査では、流量状況、水位と流量、流砂量をそれぞれ把握する。

⑴　流量状況

流量状況調査では、河川の流量の観測記録から流況表（又は流況図）を作成し、次の流量を求める（**運用 6-2** 参照）。

①　豊水流量（1 年を通じて 95 日はこれを下回らない流量）
②　平水流量（1 年を通じて 185 日はこれを下回らない流量）
③　低水流量（1 年を通じて 275 日はこれを下回らない流量）
④　渇水流量（1 年を通じて 355 日はこれを下回らない流量）
⑤　年平均流量（日平均流量の総計を当年日数で除した流量）
⑥　かんがい期平均流量（当該地域の水田かんがい期間中の日平均流量の総計を当該かんがい期間の日数で除した流量）

流況表（又は流況図）を作成するに当たっては、頭首工計画地点に水位、流量観測所を設け、できるだけ長期間の記録をとっておくことが望ましい。当該地点に記録がない場合は近傍の観測記録を収集し、これらの記録から推算する。

これらの実測値に基づく流量を整理した値は、今日ではほとんどの地点で、他事業などによる人工的な流況調整が行われたあとのものである場合が多い。

したがって、特に③～⑥の値については、他水利計画がどのように関与しているかを明らかにしておくことが必要である。

具体的には、頭首工設置地点を含む上下流河川におけるダム等の流況調整機能を有する施設の位置、取入口等の位置、反復水等の流入地点等、及びそれに関連する関係水量を明示した系統図を添付する。

⑵　水位と流量

河川の水位及び流量に関する観測記録から水位－流量曲線図を作成する。

水位－流量曲線図は、当該地点に観測所を設け、できるだけ数多くの観測値から作成するのが望ましいが、記録がない場合、あるいは観測記録が少ない場合は、上下流の観測値などから推算する。

流量観測は、原則として流速計測法による。流速計測による観測が困難な場合は、三点水位法によることができる。

ア　流速計測法

この方法は流速計を用い、流速と断面積から流量を計算するものである。実施に当たっては、次の点に留意する。

(ｱ)　計測の精度を増すために水深、流速とも可能な限り同一横断面上を 2 回以上測定し、測定値に著しい差異がある場合は再度測定する。

(ｲ)　流速測線は、原則として横断方向に等間隔にとる。国土交通省 河川砂防技術基準 調査編では**表-4. 1-1** のように定めている。ただし、横断面形状や流速分布が複雑な場合は、これより狭い間隔にする。

表-4. 1-1　流速測線間隔

水面幅（B）m	水深測線間隔（M）m	流速測線間隔（N）m
10 以下	水面幅の 10～15 %	$N = M$
10～20	1	2
20～40	2	4
40～60	3	6
60～80	4	8
80～100	5	10
100～150	6	12
150～200	10	20
200 以上	15	30

(ｳ)　流速測点は流速側線上鉛直方向に水深の 2 割、8 割の位置の流速を測定する二点法を採用することを標準とする。

なお、流速計のサイズによっては、水深が小さい場合に 2 割水深において流速計感部が水面上にはみ出す、8 割水深で必要位置に設置できない等により二点法をとるのが困難な場合がある。二点法をとるために必要となる水深は以下により算定できることから、その必要水深以下の場合は水深 6 割における一点法を基本とする。

a　ロッドにより測定を行う場合
　二点法の必要水深＝（ロッドの最下端と流束計の中心の間の距離）×5
b　流速計に錘をつけて測定する場合
　二点法の必要水深＝（錘の最下端と流束計の中心の間の距離）×5

(ｴ)　死水域との境界には水深測線を設ける。

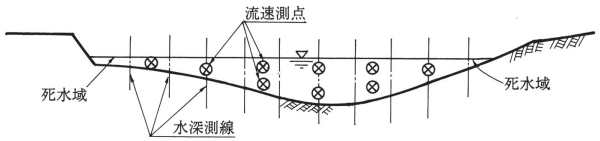


図-4. 1-1　流速計測法の一例

イ　三点水位法（三点水位法の原理）

三点水位法とは、粗度係数が不明である水路の流量を求める方法である。この方法ではある水路区間の 3 カ所の断面形と水位を同時測定する。これによって通水断面形が明らかとなり、粗度係数を仮定することにより流量が得られる。

仮定した粗度係数は、流量の流れの条件が 3 カ所の断面積と水位を満足する値でなければならない。この流れの条件を満足する値を求めるために最も汎用性のある解析方法として不定流の基礎式（運動方程式と連続式）を用いる方法が適当である*1。

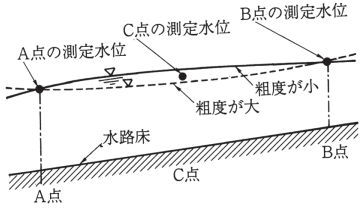


図-4. 1-2　三点水位法の理論

いま、図-4. 1-2 に示すように、上、下流端の境界条件として現地測定水位を計算の上下流境界水位として用い、粗度係数を適当に仮定して不定流計算を実施し、計算水面形を図示して、C 点の実測値と比較する。

一般に、この仮定した粗度係数が大きければ水面形は低く、小さければ相対的に高くなる。したがって、仮定した粗度係数によって得られる C 点の計算水位と実測値とが一致すれば、このときの粗度係数と流量が求めるものである。これを三点水位測定法による流量検出という。

＜結果の求め方＞

一般には、粗度係数を大、中、小の三つ程度を仮定してそれぞれのケースの計算結果を図-4. 1-3 のようにグラフ表示すればよい。

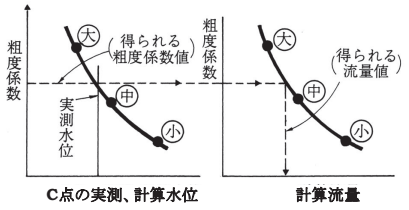


図-4. 1-3　三点水位法による流出検出

*1　三点水位法により流量を求める場合の一解析方法に次の方法がある。
白石・岩崎・松本：数理モデルにおける現地定数の推定法と現地現象の相似性について―開水路モデルを中心として、農業土木試験場報告、No. 13（1975）

＜応用的な用い方＞

三点水位法の原理を用いれば、現地条件によって、次のうちいずれかが適用可能である。

(ア)　一定水路区間、3 点の水位の同時測定結果を用いる方法

(イ)　限界流が発生する落差工（あるいは堰）を下流端としてこの天端高を求め、さらに上流側 2 点の水位の同時測定結果を用いる方法

(ウ)　同一水路において上、下流離れた区間にそれぞれ 2 点ずつの同時水位測定結果を用いる方法

(ア)の方法については前述のとおりであり、ここでは(イ)、(ウ)について解説する。

(イ)の方法：この場合、上流端の境界条件に測定水位を用い、下流端ではゲート頂上等で限界流となる境界条件を与える。このとき粗度係数の大小によって図-4. 1-4 に示すような水面形の相違が得られるから、あとは 図-4. 1-3 の手法を行えばよい。

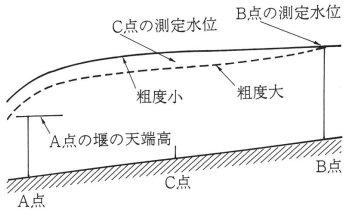


図-4. 1-4　水面形の相

(ウ)の方法：同一水路のうち離れて設定したⅠ、Ⅱ水路区間のそれぞれの上、下流端を水位境界として与え、粗度係数を適当に仮定して計算すれば粗度係数と流量の関係がわかり、図-4. 1-5 のようなグラフが得られる。すなわち、図中の交点が求める流量と粗度係数となる。

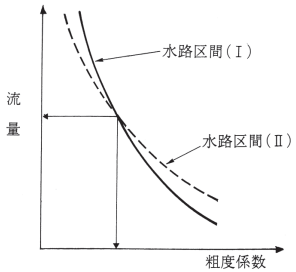


図-4. 1-5　粗度係数と流量の関係

＜適用上の注意＞

a　計算結果の信頼性の点では測点間の水位差はなるべく大きい方がよい。

b　求める水路区間の流れが等流での解析は不可能である。

c　不等流的な流れをしている水路区間での解析に適している。

d　測定区間は、a の注意事項を守って決められるが、不定流計算を行う距離間隔は、河川水面幅の 2 倍程度以上とする。

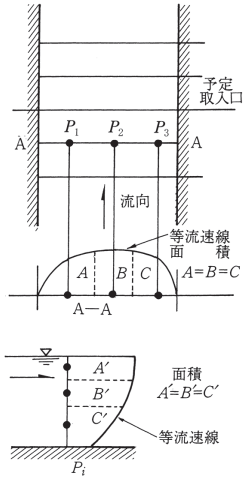
⑶　流　砂　量

取入口の敷高、沈砂池の設置の要否とその規模及び排砂回数を決定するため河川の流砂量を測定する。

流砂は浮遊砂と掃流砂に大別される。

浮遊砂とは、ある時間河床に接することなく水中に浮いて流れるものであり、掃流砂とは、河床を跳躍しながら流れるもの、あるいは河床に沿って流れるものをいう。このうち取入口から水路に流入するものは、取入口の敷高が高ければ浮遊砂だけと考えられるから、浮遊砂量を測定する。

浮遊砂量は、各断面で変化し同じ断面内でも一様な分布をしないので、普通一般には次の測定方法が用いられる。



図−4. 1−6　流砂量の測定点

採取に当たり予定取入口付近で、中小洪水時に河川の横断方向に数点の測点を設け流速測定を行う。

測点流速分布状況から浮遊砂の横断及び鉛直方向の採取点を決定する。例えば、図−4. 1−6 は横断方向 3 点、鉛直方向 3 点の 9 点で採取する場合を示している。横断・鉛直方向に土砂採取の倍程度の地点の流速を測定し、各鉛直断面について流速分布図を作成し、次に平面流速分布図を作成する。これらの流速分布図において、平面的に 3 点の採取点 P_1、P_2、P_3 を $A = B = C$ となるように分割し、それぞれの A−A 線上の中点として選定する。

さらに、鉛直的には、$A' = B' = C'$ となるように鉛直分布図を分割し、それぞれの中点に鉛直方向の採取点を決める。

この各採取点から採取した資料を分析し、量及び粒径を測定しておく。掃流土砂については 50 ～ 200 m 間隔で、頭首工設置予定地点から上流へ 1 km ぐらいにわたって、数断面をとって推定する。

4. 1. 2　河床等の状況

河床等の状況調査は、次の⑴～⑶について行う。

⑴　ミ　オ　筋

ミオ筋とは、河道内において流水の集中によって形成される流路のことである。したがって、頭首工の位置は、ミオ筋が取入れようとする岸に近く、安定しているところを選ばねばならない。ミオ筋には土砂吐きを設けることになるが、その際土砂吐きの設計資料として平水量のほか、河床材料（平均粒径）が移動を始める程度の洪水量とその度数について調査する。また、現在形成されているミオ筋の幅員、水深、勾配等を調査して流れ得る最大流量を推算する。

ミオ筋の移動しやすい河川においては、ミオ筋移動状況の調査は極めて重要なことで、特に取水堰を設けない場合、あるいは中流以下の河幅が広く、流れが乱流となる河川においては、既往における流心の変化状態を古い地図あるいは河跡図その他の資料について調査するとともに、上下流における河流の湾曲状態、河岸の岩盤、洗掘状況、さらに橋梁その他の構造物の影響等について検討し推定する。そのためには上下流にわたり河川測量測定を行うことが重要である。

⑵　河　床　勾　配

取入口の敷高の標高を決定する場合や、取水堰を設ける場合の基礎あるいは附帯施設の設計を行う場合には、河床の将来の上昇、あるいは低下等その変化を推定することが極めて重要である。そのためには、まず現在の河床が平衡状態にあるか、又は低下あるいは上昇しつつあるかについて調査する（「**第 5 章　河床変動の検討方法**」を参照）。

⑶　河　床　材　料

頭首工設置予定地点を中心に上下流 200～500 m ごとに数点採取し、粒度分布と比重を求める。この採取地点は平面図に明示する（採取方法は、「**第 5 章　河床変動の検討方法**」を参照）。河床材料の調査資料は、河川の粗度係数の推定、河床変動の推定、沈砂池設置の要否の決定、水理模型実験の基礎資料などにする。

4. 1. 3　感潮河川における塩分の浸入

感潮河川に設置する頭首工の設計に当たっては、取入口に塩水が浸入しないようにするため、塩水遡上区間の見積りを行い、塩水遡上区間を避けて頭首工を設置する場合や、水門の操作（管理）によって対処する場合がある。前者については以下に述べる見積り方法があるが、後者については水理模型実験で検証する。しかし、前者についても水理模型実験で検証することが望ましい。

感潮河川の塩分の浸入形態は、①塩水クサビ型、②海水塩分逆流区間、③完全混合型に大別できる。

塩水クサビ型とは、一般に日本海沿岸の河川等によく見られる塩分の浸入形態であり、表層には淡水流下があり、その下層には塩分があって逆流し、その淡・塩境界層は歴然としている。

海水塩分逆流区間とは、一般に河川流量が少なく、しかも干満の潮位差の大きい場合に発生し、わが国では太平洋、瀬戸内海、九州地方に見られる現象である。河口からある区間を外海の塩水がほぼそのままの濃度で河口から河川内に浸入する形態であり、塩分は上下方向に完全に混合する結果、鉛直方向にほぼ同一の塩分濃度分布を持つ。その上流側に塩水クサビのようなものが付属するのが普通である。

また、干満の差の大きい外国の低平デルタ地帯の河川等には、完全混合型の塩分分布が見られる場合がある。

以上の塩水浸入形態を精度高く推算する方法は、現在ではないと考えられるので、近似値を求めてこれを解析する。近似解法として次の方法がある。

⑴　感潮河川の不定流解析

感潮河川の水理計算法として流れの基礎方程式を、直接差分法あるいは特性曲線法を用いて数値積分する方法がある。さらに完全混合型の塩分濃度等については、水流の基礎方程式と拡散方程式を組み合わせて、数値解析が行える*2。河口に非常に近くて水深が深く流量の少ない場合には、潮位曲線から次式で近似的な流速を求めることができる。

$$V=\frac{1}{n}\sqrt{R\left(i_0-\frac{1}{gh}\cdot\frac{dh}{dt}\right)} \quad \cdots\cdots (4.1\text{-}1)$$

ここに、V：流速（m/s）
n：粗度係数
R：径深（m）
i_0：河床勾配
g：重力加速度（m/s^2）
h：水深（m）
t：時間（s）

⑵　塩水クサビの形状

塩水クサビの河川内浸入距離は、河川流量との関係が大きい。その解析方法はスカイフ・シェーンフェルド（Schijf-Schönfeld）*3 の方程式を数値積分すれば、河床勾配との関連において、塩水クサビ浸入距離、淡水深及び塩水深を求めることができる。ほかにファーマー・モーガン（Farmer-Mörgan）*3 等の公式があるが、これは河床勾配の項が入っていないし、また塩水クサビ存在のための河川水面の変化を求めることができない。

4.2　治水、利水に関する調査

河川管理者が治水上定める計画、構造物の設置状況、河川上下流への排水の流入状況及び河川の利用状況等を把握するため治水、利水に関する調査が必要になる。

4.2.1　河川整備基本方針等の治水計画

頭首工を設けようとする河川に、河川管理者が治水上定めた、次の⑴～⑷の計画がある場合は、それらの計画に定められている計画高水流量、計画高水位、計画横断形及び河川改修工事の年度計画等について調査する。

⑴　河川法の規定により定められている河川整備基本方針。
⑵　河川整備基本方針が定められるまでは工事実施基本計画。
⑶　河川整備基本方針が近い将来変更される予定で、その内容がほぼ確定している場合は、その変更予定の計画。
⑷　暫定改良工事実施計画（河川整備基本方針において定められた河川の総合的な保全と利用に関する基本方針に沿って計画的に実施すべき改良工事の暫定的な工事のうち実施計画をいう。）

*2　中村　充・白石英彦：数理モデルによる非定常現象の解析―湾・河川・湖におけるシミュレーション―、農業土木試験場報告、No. 9、p. 137～158.（1971）
*3　水理公式集第５編、7. 2 参照（1971）

なお、河川整備基本方針又は工事実施基本計画が定められておらず、近い将来河川改修の予定がない場合は原則として現況に即する。

4.2.2　河川上下流への排水の流入状況

特に平水時における上下流の排水の状況を調査し、取水堰による平水時の堰上げが上下流の排水に与える影響について明らかにする。このため上下流の排水施設の目的、機能及び規模、並びに流入河川の状況について調査する。

4.2.3　堤防、橋梁、その他の構造物

堤防、橋梁、その他の構造物について、根固めの構造や径間等を調査し、それらの構造物の規模、諸元を明らかにする。

4.2.4　河川の利用状況

かんがい用水、発電用水等の取水状況、漁業の状況、その他の河川の利用状況について調査を行う。

⑴　慣行による取水堰の堤体の構造に関する申合せ、分水放流を必要とする水量等について調査し、事情によっては慣行上の申合せと実情を対比検討する。
⑵　発電等による水位の変動、番水の慣行及びその実情。
⑶　舟運がある場合は、舟の大きさ、運行の量、時期等を調査し、さらに事情によってはこれに代わるべき施設の検討に必要な事項についても調査する。
⑷　生息する魚の種類、量、遡上時期等を調査し、魚道設計に必要な資料を収集する（よりよき設計のために「頭首工の魚道」設計指針参照）。
⑸　その他、伏流水の利用等、河川が利用されている状況について調査し、必要な資料の収集を行う。

4.3　地　形　調　査

頭首工設置予定地域の資料収集と地形図を作成するために地形調査が必要になる。測量については、最初は既存の資料収集から開始し、粗から密へと進めて行く。

4.3.1　資料収集

国土地理院発行の地形図（縮尺：1/25, 000 又は 1/50, 000）、国土基本図（縮尺：1/2, 500 又は 1/5, 000）、土地利用図（国土庁土地分類図）、航空写真（1/10, 000）及び地方自治体（市町村等）発行の図面（縮尺：1/1, 000～1/10, 000）等を収集し、調査計画の立案や設計に役立てる。

この他に、河川管理者が、工事実施基本計画や河川改修計画を策定するに当たって作成する測量成果図も収集するとよい。

4.3.2　航空写真

頭首工の取水口の設置地点は、ミオ筋が安定していることが必要である。航空写真は河川の蛇行状態を大局的に把握し、取入口の設置地点決定に当たっての有用な資料となる。

4.3.3　平面測量

平面図は頭首工自身の設計に必要なばかりでなく、仮締切、仮設備等の計画設計にも必要である。頭首工付近の河川の湾曲、ミオ筋の状態及び高低を測量する（**表-4.** 3-1 参照）。

4.3.4　縦・横断測量

縦・横断図は頭首工の設計のほか、背水など水理計算の資料とする。測量に当たっては、河川計画上用いている水準点の標高と当該頭首工計画における水準点標高は、事前に調整しておく（**表-4.** 3-1 参照）。

4.3.5　用地測量

用地測量は、構造物設置に伴う河川敷の占用、民地の買収及び借上げ等に利用される（**表-4.** 3-1 参照）。

表-4. 3-1　地形調査の項目と調査計画

測量図	測量の方法	測量の範囲	縮　尺	等高線間隔	測点間隔	備　考
航空写真		上流 注) 下流 注)	1/10,000			測量作業方法、精度は「農林水産省測量作業規定」による。
平面図	直接測量	上流：蛇行長の1.5倍 下流：蛇行長の1.0倍	1/1,000～1/3,000 頭首工地点 1/200～1/500	河床 0.2～0.5m その他 1.0 m		
縦断図	直接測量	上、下流それぞれ 2.0 km 程度	縦：1/100 横：平面図に合わせて 1/1,000～1/3,000		頭首工地点から上流及び下流 100 m の範囲は 20 m その他は 200 m	
横断図	直接測量		横：1/200～1/500 縦：1/100～1/200		縦断図に同じ	
用地図	直接測量	買収、補償の範囲（分筆が必要な場合は、その筆全体の図面が必要になる）	用地図、求積図共に 1/500			
その他仮設	直接測量		平面図 1/200～1/500	平面図に準ずる		

注）河川の安定性を判断する場合は、上流、下流とも 10km 程度。蛇行が安定している場合は、「平面図」に準じる。

4.4　地 質 調 査

基礎地盤や河床堆積物の状況等に応じて適切な支持力を有する基礎構造を設計するため、また、上部構造についても地盤の状況を考慮した合理的な設計を行うため、あらかじめ基礎地盤に関して十分調査を実施する。これらの調査及び試験の方法について解説する。

4.4.1　ボーリング

ボーリングは、これによって河床物質の種類を識別し、地盤の構造を明らかにするとともに土質試験のための試料を採取し、また孔内で各種の原位置試験を実施する目的にも利用される。

また、ボーリングの補完用として、電気探査法あるいは河幅の広い大規模な頭首工では、弾性波探査が有効であり併用されることがある。

ボーリングの位置は取水堰の中心線だけでなく、エプロン下流端、土砂吐き上下流延長線上等にも適当な間隔に、できれば方眼状に設けて地質図が描けるようにすることが望ましい。

その他、伏流水遮水の目的から両岸そで部に余裕をもって調査をすることが必要である。

例えば、フローティング基礎が予想される河床であっても、努めて基礎岩盤を確認しておくことが工法の比較に役立つことがあるし、また、ケーソン基礎を施工する際に、1 基ごとの予定位置にボーリングを実施することによって、手戻りのない合理的な施工ができ、工事費の節減に役立つ。

4.4.2　試　　掘

試掘は、地層と地質を直接肉眼で鑑定することが可能であるとともに、試掘坑内で試験試料の採取、支持力試験等を実施することができる最も確実な方法といえる。

4.4.3　支持力試験

支持力試験として、一般に次の方法が行われる。

(1)　標準貫入試験

この試験は最も手軽に地盤の性質が求められるので、現在ではロータリーボーリング調査と併用して実施されるのが一般的である。テルツァギー・ペック（Terzaghi-Peck）は、砂、粘土の N 値について次の区分を与えている。

表-4. 4-1　N 値の判定

砂		粘　土	
N 値	比　密　度	N 値	コンシステンシー
0～4	非常に緩い	0～2	非常に軟らかい
4～10	緩い	2～4	軟らかい
10～30	普通	4～8	普通
30～50	密である	8～15	堅い
50 以上	非常に密である	15～30	非常に堅い
		30 以上	盤状

標準貫入試験は砂質地盤で精度が高く、粘土の場合は試料から求めた一軸圧縮強度による計算のほうがよいといわれる。

経験的に粘土の一軸圧縮強度 q_u と N 値との関係は

$$q_u = 12.5N \ (\mathrm{kN/m^2}) \quad \cdots\cdots (4.\ 4\text{-}1)$$

その他 N 値は、砂地盤のせん断抵抗角など基礎の設計に関連ある事項に対していろいろと利用することができるので、ボーリング実施の際には必ず併用して測定しておくとよい。

⑵　載荷試験

載荷試験には平板載荷試験と杭頭の載荷試験がある。いずれも極限支持力まで載荷して破壊を生じさせて確認するもので、載荷の方法として、①直接重量物を載せる方法、②フレームをアンカーとし、これに反力をとらせてジャッキで荷重を加える方法、③レバーを使って載荷する方法等がある。

載荷は徐々に増大し、その間の荷重度、時間、沈下量について観測し、記録図を作成し解析する。

頭首工では、平板載荷試験を行うことは少ないが、杭基礎、特に鋼管杭を使用する場合には杭打ち試験の後で杭頭の載荷試験を実施した方がよい。

これについては、「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」（地盤工学会）が参考になる。

4.4.4　現場透水試験

基礎の工法は、水替えが可能かどうかによって決定されることが多い。直接コンクリートとするかプレパックド工法、ケーソン工法を採用するかといった問題は、工事費に影響する。ウェルポイント工法は、湧水量からポンプ容量及びパイプの間隔や径が決定されることになるが、そのためには事前に現場透水試験を行うことが必要になる。

現場透水試験としてボーリング孔又は試掘坑を利用して、透水試験を行うか、あるいはポンプ井を設けて揚水を行い、その周囲に設けた観測井の地下水位から地盤の透水係数を求めることが最も確実である。

やむを得ない場合は、粒度試験を行って有効径から公式を使って透水係数（k）を求めることも行われる。

4.4.5　杭打ち試験

杭基礎を利用する場合には、試験打ちを行って支持力を推定する。杭及び杭打ち機の諸元が既知で、試験によって杭打ち機の作動諸元、杭の貫入量、リバウンド量などを観測し、数多い杭打ち公式の中から適切なものを選んで数値を代入すれば、杭の許容支持力を求めることができる（「**第 18 章　頭首工の基礎の種類と設計**」を参照）。

しかし、杭打ち試験は、本質的には動的な試験であって、これから静的支持力を求めることは根本的に無理があり、便法に過ぎないことを知らなければならない。そのためにも杭頭の載荷試験を併用することが望ましい。

4.4.6　矢板打込み調査

玉石混じりの砂礫層の地盤では、矢板の打込みが可能かどうかをあらかじめ試験して、止水壁、仮締切り等の施工に支障を来たさないようにする。

4.4.7　河床砂礫堆積状況調査

河川は、長年月の間に数多くの洪水によってそのミオ筋を移動していることが多い。基礎掘削の途中旧ミオ筋の玉石、礫層に遭遇して、水みちがついているため水替え不能に陥ったり、仮締切りの下層がパイピングを起こして破壊されるなどの失敗を招くことがあるから、ボーリングの試料を詳細に検討しておく。

4.4.8　地下水調査

取水堰の設置により、周辺の水田の排水や、井戸水に影響を与える場合があるので、前述の現場透水試験等により十分調査しておく。

4.4.9　基礎地盤に対する試験

構造物の基礎地盤に対する JIS 試験、及びその他一般に行われる試験を**表-4. 4-2**、**表-4. 4-3** に示す。

表-4. 4-2　構造物基礎地盤に対する JIS 試験

試　験　項　目	JIS 規格番号	直接基礎	杭　基　礎		ウェル・ケーソン基礎
			打込み杭	場所打ち杭	
土粒子の密度試験	A 1202				
含水比試験	A 1203	○		○	○
粒度試験	A 1204	○	○	○	○
液性限界試験	A 1205				
塑性限界試験	A 1205				
突固め試験	A 1210				
土の密度試験	A 1214	○	○	○	○
一軸圧縮試験	A 1216	○	○	○	○
圧密試験	A 1217	○	○	○	
透水試験	A 1218	○	○	○	○
標準貫入試験	A 1219	◎	◎	◎	◎

記号◎：必要度の高い試験、調査　○：場合により必要となる試験、調査

表-4. 4-3　構造物基礎地盤に対して一般的に行われる試験

試　験　項　目	試験方法の基準	直接基礎	杭　基　礎		ウェル・ケーソン基礎
			打込み杭	場所打ち杭	
直接せん断試験	地盤材料試験の方法と解説				
三軸圧縮試験	〃		○		○
現場透水試験	地盤調査の方法と解説			○	○
揚水試験	〃			○	○
地盤平板載荷試験		○			
杭打ち試験	〃		○		
垂直・水平載荷試験	〃		○	◎	○
静的円すい貫入試験	〃				
動的円すい貫入試験	〃		○		
間げき水圧試験	〃			○	○

記号◎：必要度の高い試験、調査　○：場合により必要となる試験、調査

4.5　環境調査

河川は自然環境の一部を構成する重要な要素であることから、頭首工の建設に当たっては、自然生態系や景観に関する条件を把握し、これらに配慮した設計を行う。

4.5.1　生物環境調査

自然生態系に配慮した設計を行うため、植物、魚介類、昆虫、水鳥などの周辺に棲息する生物にとって、頭首工の設置による水量、水質、瀬や淵、ミオ筋、河床構造等の変化がどのように関わってくるのかを十分検討する。

例えば、頭首工には原則として魚道を設置するため、一般的には以下の調査が必要である。

⑴　調査項目

ア　魚介類の種類
イ　遡上時期、遡上目的、遡上量、現存量
ウ　体長、体高
エ　遊泳特性

⑵　調査方法

ア　文献調査
イ　聞き取り調査
ウ　統計資料調査
エ　観察による方法（陸上からの観察、水中での観察）
オ　捕獲による方法（刺し網、投網、捕獲籠）
カ　その他（魚群探知機等）

4.5.2　景観に関する調査

頭首工建設予定地点が、自然公園法、自然環境保全法、景観法等の法令により指定された地域及び田園環境整備マスタープランの環境配慮地域で良好な自然景観を有している地域等となっている場合は、建設される施設が周囲の景観と調和するよう検討する。

なお、景観と調和するためには、頭首工周辺の景観を構成する要素（河川の形状、水の流れ、自然生態、遠景、建築物、歴史的・文化的資源等）を把握する必要があるが、その詳細については「農業農村整備事業における景観配慮の手引き」（平成 18 年 5 月）等を参考にされたい。

4.6　工事施工条件調査

工事による環境への影響、工事を規制する法規並びに用地及び権利関係等を把握するために行う各種の立地条件調査について解説する。

4.6.1　工事施工に関する気象、流況、地下水、河床の状況

気象及び流況は、工事期間、工事期間中の施工可能日数等工程の決定や仮締切りの高さの決定等に寄与する要素である。また、洪水波形は、降雨、出水に対する工事中断の時期の判断資料として重要なものである。

仮締切り等の仮設計画を立てる場合、河川流量、河川水位を必要とするが、これらの実測値が得られない場合が多い。この場合、近傍の河川の流量資料か、雨量から推算することとなる。雨量から推算する場合は、年最大日雨量、年最大時間雨量、年最大 10 分間雨量等必要な資料をでき得るかぎり長い期間にわたって収集する。

積雪寒冷地にあっては、コンクリートの凍害防止対策や、除雪計画を立てるため気温や積雪についても調査する。

頭首工による堰上げにより堰外地の地下水に影響を及ぼすおそれがある場合には、その範囲と度合いを調査し、対策を立てるための資料を収集しておく必要がある。また、河川の堤防や高水敷が完備している場合であっても、付近の地形の状況からみて河川改修以前は渓流等が流入していたことが予想される場合がある。このような場合、頭首工による堰上げが堤防や高水敷に影響を及ぼすおそれがあるので、あらかじめ十分な対策を講じるために、入念な調査を行う。

河床の状況については、仮締切矢板の打込み工法の決定や、転流した場合の河床の洗掘の予測等のために調査する。

4.6.2　工事用資機材

工事用材料には、生コンクリート、鋼材、木材等いろいろあるが、工場製品については一時的に大量に使用する場合もあるのでそれらの供給が可能であるかどうか、設計変更で急に増加した場合の供給がどうかについても調べておく。

また、建設機械等の機材は、出来高に大きく影響するので、現場条件に適した機能、規格のものが工事期間中確保できるかどうか、さらに交換部品の確保、予備機械の必要の有無等についても調査検討する。

4.6.3　資機材の搬出入

工事用材料、ゲート等の工場製品、建設機械等大量の資材あるいは重量物、長尺物を運搬する必要が生じるので、途中の道路、橋梁等の状態を十分調査しておく必要がある。場合によっては、これらを補修するか、一部新設するか、あるいは重量物、長尺物を分解する必要も生じてくる。

4.6.4　工事用動力源

頭首工工事では、短期間に相当な容量の動力源が必要となる。一般には電力を用いている。そのためには供給可能な電力容量、送配電線の位置及び分岐点の位置等を調査しておく心要がある。電力が簡単に得られない場合は自家発電によるか、内燃機関による。

最も動力を必要とするのは排水ポンプであるので、その点を十分比較検討できるよう調査しておく。

4.6.5　騒音振動等対策

頭首工の設置に伴う堰・ゲートからの落下水・放流水による振動・騒音及び工事に伴う振動騒音、交通阻害等については、十分な調査を実施し、適切な設計、施工方法を検討する。特に、市街地近傍における事業実施においては、工法の選定、工事の安全対策等に細心の注意を払う。

4.6.6　用地補償に関する調査

用地補償に関する調査事項には、一般に次のようなものがある。

⑴　建設に伴う施設用地
⑵　工事に必要な借地、補償
⑶　その他（漁業調査等）

頭首工は施設の大半が河川区域内に築造される場合が多い。したがって、施設に係る用地については河川区域内にあっては占用、管理棟等河川区域外に設置される施設については私有地を買収す

ることとなる。

工事期間中に必要な土地については、河川の高水敷等が河川の流水の流下に支障を来たさないと判断され許可される場合には占用を、その他については私有地の借上げによることとなる。このため、次の(ｱ)土地調査、(ｲ)物件調査を行う。

(ｱ)　土地の取得及び使用区域が決定すると、その区域内の土地の権利内容を、一筆ごとに調査する。調査の目的は、土地の不動産番号、所在、地番、地目、地積、地図の写し、権利関係、収益性、立地条件等を把握することにある。調査結果について、当該土地の所有権登記名義人、その他の権利者を確認の上、土地調書を作成する。

(ｲ)　土地の取得及び使用区域内に建物その他の工作物があるときは、それらの物件について、建物の不動産番号、所在、家屋番号、種類、構造、床面積、用途、規模、品質、経過年数、権利関係等を調査する。立竹木がある場合は、樹種、樹齢、用途、品質、権利関係等の調査を行う。調査の結果について、土地調査と同様に当該建物の所有権登記名義人、及び当該物件の所有者その他の権利者を確認の上、物件調書を作成する。

漁業補償のための漁獲量調査は、相当長期間の資料を必要とするので、関係漁業組合又は、関係官公署等の協力を得て調査することが多い。

回遊性魚類の遡上に影響を及ぼさないよう魚道を設ける場合には、その設計に必要なデータを調査しておく。また、回遊性魚類の遡上時期には工事等による河川水の汚濁が許されない場合があるので、その影響範囲を調査しておく。

なお、河川の汚濁基準については、環境省や都道府県で定めているものを参考に工事中の水質、濁水処理施設の設置場所、放流位置等について関係機関と協議・調整を行う。

鉱業権、祖鉱権、採石権等の有無について経済産業局及び県等において調査を行う。

4.7 管理に関する調査

4.7.1　管理組織及び体制の把握

設備の高性能化、集中管理化をどの程度取り入れるのか、また、それをどのように運営するのかなどの受益者の意志を十分把握する。

4.7.2　気象・水象の観測項目の把握

頭首工の管理を適正に行うため、頭首工地点及び近傍の気象・水象・河川状況等のデータを収集する。これらのデータを整理・分析する中から観測すべき項目を明らかにする。

一般的に観測が必要とされる項目には次のようなものがある。

(1)　天　候

毎日の晴・曇・雨・雷・雪等の状況を記録しておくことは、流出解析・環境評価や他の観測地の点検の上で重要である。

(2)　気　温

気温の観測は、流出解析に際しての雨・雪の判定、積雪量・融雪量の計算、あるいは蒸発量・蒸発散位の計算等のための基礎資料として重要である。

(3)　降水量

利水及び高水管理のため、特に洪水時等においてはゲート操作のための基本的な情報源として降水量観測は重要である。これには自記雨量計を用いることを原則とする。

積雪地帯では、降雪量の観測も重要である。降雪量の観測は、ヒーター付きの雨量計等を用いて降水量として観測し、降雪量に換算する。積雪尺を流域内の適当な場所に複数設置しておくと、春先の融雪流出量の予想に役立つことが多い。

(4)　頭首工地点の水位・流入量・放流量

頭首工の水位（頭首工地点の河川の水位）の観測は、利水管理上、洪水時等の頭首工の安全管理上及びゲート操作上、必要な流入量予測のため重要である。

流入量は、頭首工直上流の河川水位から水位流量曲線を用いて算定されるほか、頭首工水位の変化と取水量、放流量との関係から計算によって求められる。放流量は、ゲートの開度及び頭首工水位の変化等から計算によって求められる。したがって、観測は自記水位計によることを原則とする。

(5)　河川の水位

洪水時等の流入量の予測を行う場合、又は上・下流域の安全確保を図るため、河川水位の情報を得る必要がある場合には、頭首工の上流又は下流に自記水位計等を設置する。流量は水位計のデータから算定する。なお、流量の正確な測定を期するため定期的に流量観測を行い、水位と流量の関係について検証を行うことが重要である。

(6)　取水量

頭首工本来の目的は、必要な農業用水を取水し、計画的な利水を行うことであり、そのために取水量の把握は不可欠である。取水量の算定法には、用水路に設置された水位計のデータに基づき、水位流量曲線から算定する方法や頭首工の水位及び取入口のゲート開度から算定する方法等がある。

4.7.3　利水管理

頭首工の利水管理に当たっては、受益者の営農状況等を把握の上、河川流況を勘案しつつ、適切な取水量の確保に努める。

4.7.4　高水管理

高水時において頭首工の高水管理をどのように行うのか、また、どのようなゲート操作を行うのかについて把握する。そのため、次に掲げる項目について土地改良施設管理基準（H24 年 8 月制定）を参考に把握する。

(1)　気象・水象状況の把握方法
(2)　流入量の予測方法
(3)　機械器具等の点検整備方法
(4)　放流時の関係機関への通知、一般への周知徹底方法
(5)　ゲートの操作方法
(6)　放流の際の関係機関への通知
(7)　放流の際の一般への周知
(8)　記録
(9)　資材確保及び洪水対策

4.7.5　構造物・設備の管理

取水堰、附帯施設の機能及び安全を確保するための適正な管理内容について把握する。

⑴　維持管理の内容
⑵　必要となる計測装置の規模・数量
⑶　点検項目

第 5 章　河床変動の検討方法

関連条項[基準 6、運用 6-2]
[基準 7、運用 7-6]

頭首工の取水堰の敷標高を決定する際には、その地点の現況から将来における安定河床を推定しておくことが極めて重要になる（運用 7-6 参照）。

ここでは、頭首工設置地点における河床変動の検討方法について解説する。

河床変動の検討に当たっては、まず、現況の河床が平衡状態にあるのか、又は低下あるいは上昇状態にあるのかを調査することが必要であり、次に、将来、頭首工の設置、頭首工設置地点の上下流における河川工作物の設置、河川改修の実施によって、頭首工設置地点の河床がどのように変化するか推定を行うことが必要となる。

5.1　河床形成の自然条件

自然状態にある河川は、次に掲げる三つの条件によって形成されている。

⑴　水源から河口に至るまでの水平距離と落差
⑵　流域の地形、地質、植生、及び崩壊特性
⑶　降雨分布特性、河川を通過する流量と波形、及びその頻度

このうち、⑴の条件は海面より河川の水位が低くならないという大きな制限がある。⑵、⑶の条件について、その影響をフローチャートで示すと、**図-5. 1-1** のようになる。

降雨分布特性や崩壊特性等の現地特性は、一般に非常に不確定的である場合が多く、上流部の河床形成にはこの発生確率の影響が大きい[*1]。しかし、土砂の移動速度は遅いので、崩壊地点より下流では、漸次、供給土砂量は場所的に平均化される。

また、流水の状態も射流から常流に移行するので、これによっても平均化が促進され、流れの強さに見合った流砂量をとり下流の河床形成がなされる。さらに、場所的な掃流力の違いによって下流に供給される土砂の粒度分布も異なってくる。これについては崩壊土砂量中の粒度分布や、流路内で流下中の土砂の摩擦現象の考慮が必要となる[*2]。

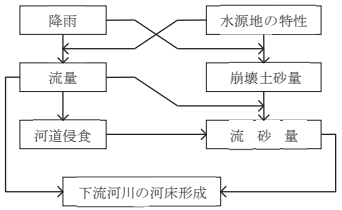


図-5. 1-1　河床形成の影響の連鎖

[*1] 河床変動及び安定河床を推定するには、上流で流量と供給土砂量を境界条件として与える必要がある。しかし、この流量がわかっても供給土砂量の見積りが困難である場合が多く、このことは土砂水理学の進展を阻害する最大の要因でもある。

[*2] 摩擦による細粒化現象については、H. Sternberg の法則がある。しかし、実際には、これによる細粒化の影響が小さく、小粒径のものが選択的に下流に流下すると考えなければ説明がつかない。最近では、粒径別流砂量式やあるいは粒度分布の連続式を用いて、いわゆる選択流速を考慮した河床形成理論が提案されている。

5.2　河川工作物等の設置が河床形成に及ぼす影響

河川内にダム、頭首工等の取水施設、砂防堰堤、床固め工等の河川工作物の設置、あるいは河川改修、砂利採取が行われるような場合には、自然状態とは別の二次的な意味での河床変動を引き起こして、これらに見合った平衡河床が形成されるようになる。このような場合には、一般的に、次のような傾向がみられる。

⑴　上流にダムや砂防堰堤等が築造されれば、これより下流への流下土砂量は減少する。また、その直下流地点より、河床を構成する砂礫は粗粒化現象を伴って河床低下が生じ、漸次、この傾向が下流に及ぶようになる。

⑵　一方、ダムや砂防堰堤の上流側は河床が上昇する傾向がある。

⑶　取入口の統合等により、下流にある既設の取水堰が撤去されれば、河床低下が発生して、これが上流側に進行する。

⑷　多量の砂利採取等が行われれば、その上下流に順次、河床低下現象が発生する。

⑸　その他、河川改修により流路短縮等によって掃流力が変化すればこれによる影響を受ける。

5.3　河床変動調査の要点

上記の諸条件に対して、河床の現状を知るためにはマクロな観点から、次の事項を調査することが望ましい。

⑴　河川の平面形

河川は適切な蛇行によって安定する性質を持っており、特に流路の安定性に注意する。

調査に当たっては、現状の河川が単断面であるか、複断面であるか、平水時の流路は規則正しいか、あるいは網状であるか、さらには洪水時の流心がどのような位置を通るか等を検討することが望ましい。

また、砂礫堆の形成はどのようになっているか等詳細な観測によって現状を正しく確認することは河床変動の検討に大いに役立つ。

これらの調査のために、航空写真を利用することは有効な手段である。ここに砂礫堆とは、淵(ふち)で始まり寄洲で終わる河床形態をいい、蛇行が半波長のものを一つの砂礫堆とよんでいる。

⑵　縦断勾配

当該河川の縦断形を明らかにしておくことが望ましい。

縦断形の変化する地点は、河床変動を生じやすいので将来の河床変動の予測を行う場合に縦断勾配は重要な意味を持つ。

この縦断勾配の調査と併せて、縦断勾配の経年変化及び縦断方向の河床材料粒径の変化を明らかにしておくことがよい。

⑶　河床材料の採取

河床材料の調査は河道の解析に用いるばかりでなく河道の変動を知る手がかりともなるので、過去に行われた採取分析の実績も収集することが望ましい。

採取に当たっては、位置、場所、日時を明らかにしておくことはもちろん、外的条件としての洪水の規模と発生回数等を含めて、過去、現在における河床材料の変化状態を比較することも河道の変動を知るために重要である。

5.4　河床変動の推定方法

5.4.1　必要とする資料

一般に、流砂を含む流れの解析には次の項目に関する情報が必要となる。

⑴　通水断面、現況の河床勾配

⑵　粗度係数、河床の粒度分布

⑶　水利構造物があれば、その諸元

⑷　支配断面、あるいは$H\sim Q$関係

⑸　供給土砂量と粒度分布の推定

この他に、さらに過去の流量記録、河床変化記録、水利施設における管理操作記録等を参考とする。しかし、これらすべての詳しい資料が入手できることは少ないので、得られた資料と解析主眼から解析方法及び解析結果の妥当性を吟味することが大切である。

5.4.2　解析方法の種類

流れが擬似等流、又は断面が単純に変化する不等流である場合には、解析解を用いる方法がある。しかし、現実には、このような単純化ができる場合はまれであり、河道を短区間に分割して計算を行うのが一般的である。この方法は、流れの基礎式として流れを不定流とするか定流とするか、また、流砂量の取り扱いを、一様粒径で近似するか粒径別の表示で行うかによって、**表-5.4-1**に示すような(Ⅰ)～(Ⅳ)の四つの組み合わせ方法を選択して計算する。

表-5.4-1　河床変動の解析方法

	解　析　主　眼	用いる基礎式
(Ⅰ)	流れ、河床及び粒度分布の時間的・場所的に変化する過渡現象	不定流の基礎式、粒径別流砂量式、河床・粒度の連続式
(Ⅱ)	流れ及び河床の時間的・場所的に変化する過渡現象	不定流の基礎式、一様粒径の流砂量式、河床の連続式
(Ⅲ)	場所的な粒径変化を考慮する河床変化、粗粒化現象	不等流の基礎式、粒径別流砂量式、河床・粒度の連続式
(Ⅳ)	一定区間が一様粒径で近似できる範囲の河床変化	不等流の基礎式、一様粒径の流砂量式、河床の連続式

この中で、(Ⅰ)の方法は河床粒径の粒度分布が広範囲であるような河川において、土砂吐きゲートを操作した際に発生する非定常な現象、あるいは大洪水時の出水特性を考慮した現象を解析するのに適している。また、(Ⅱ)の方法は河口河床のように粒径が比較的均一な場所で、河口ゲート操作時の水流と河床の非定常的な変化を把握するのによい。(Ⅲ)は比較的長区間を解析する場合、あるいは上流においてダム等の建設により供給土砂が遮断された場合の粗粒化（armoring アーマリング）を伴う河床低下等、場所的な河床粒径の差異を含めなければ説明のつかないときの解析に適している。(Ⅳ)は従来よく行われてきた、最も簡明な方法であって、短区間の解析、あるいは傾向把握に適している。

通常の河川における河床変化あるいは安定河床を求めるには、(Ⅲ)、(Ⅳ)のどちらかの方法を用いれば十分であろう。

5.4.3　解析の例

（Ⅲ）の方法によって解析する場合の例を以下に示す。

この方法は河川を短区間に分割して、不等流の基礎式、粒径別流砂量式、及び河床と粒度の連続式を用いて河床砂礫を未知量として取り扱い、この区間の河床変動量を計算するものである。

⑴　流れの計算法（水面追跡計算法）

不等流の基礎式は、下流側条件を与えれば、上流側水深を未知量とする高次方程式となるから、試算法、ニュートン法、あるいはルンゲクッタ法等を用いてこの値を求める。

あとは順次この操作を上流側に進めれば、全区間の水深 h と流速 V が求められる。

いま、基礎式の摩擦損失項（ΔH_f）にマニング式を適用すれば、

$$\frac{1}{g}\cdot\frac{d}{dx}\cdot\left(\frac{V^2}{2}\right)+\frac{d}{dx}(h+Z)+\frac{n^2V^2}{R^{4/3}}=0 \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}1)$$

となる。ここに、V 、R （径深）は h の関数として与えられる。例えば、河川断面が台形で近似できる場合には、初期河床高 Z における河床幅を $B(Z)=B$ とし、法面勾配を 1：a とすれば、流量を Q として、

$$V=\frac{Q}{A}=\frac{Q}{h(B+ah)} \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}2)$$

$$R=\frac{A}{L}=\frac{h(B+ah)}{B+2h\sqrt{1+a^2}} \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}3)$$

である。ここで、ΔX 離れた上流側の水深を見い出すために、**図-5.4-1** に示すように、下流側、上流側の水理量に添字 1、2 をつけ、**式**（5.4-1）を分離すれば、

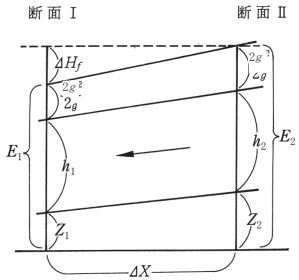


図-5.4-1　ΔX 離れた上流側の水深

$$E_1=h_1+Z_1+\frac{1}{2g}V_1^2=h_1+Z_1+\frac{1}{2g}\cdot\frac{Q^2}{h_1^2(B+ah_1)^2} \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}4)$$

$$E_2=h_2+Z_2+\frac{1}{2g}\cdot\frac{Q^2}{h_2^2(B+ah_2)^2}=E_1+\Delta H_f \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}5)$$

したがって、上流側水深 h_2 に関する式は、**式**（5.4-5）から

$$f(h_2)=h_2^3+(Z_2-E_1-\Delta H_f)h_2^2+\frac{Q^2}{2g}\cdot\frac{1}{(B+ah_2)^2} \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}6)$$

となる。また、**式**（5.4-6）を微分すれば

$$f'(h_2)=3h_2^2+2(Z_2-E_1-\Delta H_f)h_2-\frac{aQ^2}{g}\cdot\frac{1}{(B+ah_2)^3} \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}7)$$

となる。ここで ΔH_f は ΔX を比較的短くとっておけば**式**（5.4-8）で十分である*3。すなわち、

$$\Delta H_f=\frac{n^2V_1^2}{R_1^{4/3}}\cdot\Delta X=\frac{n^2Q^2(B+2h_1\sqrt{1+a^2})^{4/3}}{h_1^{10/3}(B+ah_1)^{10/3}}\Delta X \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}8)$$

である。したがって、下流側水深 h_1 を定めれば、**式**（5.4-4）から E_1、**式**（5.4-8）から ΔH_f が定まるので、**式**（5.4-6）、**式**（5.4-7）の関数形が求められる。上流側の水深を求めるには、初期近似値として、$h_2=h_1$ を与え

$$h_2=h_2'+\frac{f(h_2)}{f'(h_2)} \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}9)$$

の操作を必要な精度が得られるまで繰り返せばよい*4。このようにして全区間の水深と流速が求められる。

⑵　河床の計算法

ア　初期条件として河床標高（通水断面）、河床の粒度分布、境界条件として下流水位、流量が与えられたものとする。次に、前項の計算により不等流計算を行って、全区間の水深と流速を求める。

イ　アの計算結果に基づいて、各断面における掃流力を計算する。掃流力 τ_0 はマニングの抵抗則を用いれば、定義から

$$\tau_0=\rho g n^2V^2R^{-1/3}\ (\mathrm{kN/m^2}) \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}10)$$

ここに、ρ ：水の密度　（t/m³）
g ：重力の加速度　（m/s²）
V ：流速　（m/s）
R ：径深　（m）
n：粗度係数

ウ　イの計算結果に基づいて、各断面における粒径別掃流砂量を求める。
この場合、浮遊砂については計算対象から除外する。

---

*3　計算 1 区間の距離 ΔX が長い場合には、$\Delta H_f=n^2\left(\frac{V_1^2}{R_1^{4/3}}+\frac{V_2^2}{R_2^{4/3}}\right)$ とする。

*4　通常、左辺の h_2 と右辺で与えた h_2' の差異が 1 mm 以下になるまで繰り返すが、繰り返しの回数は 3 回程度である。ただし、計算区間の長短に応じ、この累積誤差を考慮して 1 区間の近似計算精度を決定する。

粒径別流砂量式としては、佐藤・吉川・芦田式に粒度分布を付加した次式を用いる。

$$q_{Bi}=f(d_i)\cdot\frac{\varphi(\tau_0/\rho)^{3/2}F(\tau_0/\tau_{ci})}{\{(\sigma/\rho)-1\}g} \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}11)$$

$n \geqq 0.025 : \varphi = 0.623$

$n < 0.025 : \varphi = 0.623\ (40n)^{-3.5}$

ここに、　q_{Bi} ：d_i の流砂量

d_i ：全粒径範囲を大きさによっていくつかに区分した場合、その１区分における平均的な粒径

$f(d_i)$ ：d_i が河床材料中に占める割合

τ_{ci} ：d_i に対する限界掃流力

σ ：砂の比重

F ：係数　（表-5. 4-2 参照）

表-5. 4-2　係数 F の値

τ_o/τ_c	0.8	0.9	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
F	0	0.02	0.05	0.42	0.70	0.83	0.90	0.96	0.97	0.985	0.99	0.995	0.998	1.00

さらに、**式**（5. 4-11）における粒径別限界掃流力 τ_{ci} は、Egiazaroff の式を芦田・道上が修正した**式**（5. 4-12）を用いる。

$$\left.\begin{aligned}&\frac{d_i}{d_m}\geqq 0.4\text{の場合}:\frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}}=\left\{\frac{\log 19}{\log(19d_i/d_m)}\right\}^2\frac{d_i}{d_m}\\&\frac{d_i}{d_m}<0.4\text{の場合}:\frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}}=0.85\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}12)$$

ここに、　d_m ：平均粒径

τ_{cm} ：平均粒径に対応する限界掃流力であり、近似的に

$\dfrac{\tau_{cm}}{(\sigma-\rho)gdm}\fallingdotseq 0.05$　としてよい。

エ　全粒径範囲を N 区分したものとすれば、単位時間における断面Ⅰと断面Ⅱの掃流砂量の差は粒径別に表示すれば、

$$B_2\cdot q_{Bi2}-B_1\cdot q_{Bi1}=\Delta Q_{Bi} \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}13)$$

ここに、B_1、B_2 ：それぞれ断面Ⅰ、Ⅱにおける河床幅　（m）

q_{Bi1}、q_{Bi2} ：それぞれ断面Ⅰ、Ⅱにおける粒径別単位幅当たりの流砂量（$m^3/s/m$）

ΔQ_{Bi} ：Ⅰ、Ⅱ区間に単位時間当たり堆積（あるいは洗掘）される粒径別流砂量　（m^3/s）

また、このときの、全堆積（あるいは洗掘）量を ΔQ_B（m^3/s）とすれば、**式**（5. 4-14）となる。

$$\Delta Q_B=\sum_{i=1}^{N}\Delta Q_{Bi} \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}14)$$

Ⅰ～Ⅱ区間 ΔX における河床の Δt 時間における変動量は、

$$\Delta Z=\frac{\Delta Q_B}{(1-\lambda)B_m}\cdot\frac{\Delta t}{\Delta X} \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}15)$$

ここに、Δt ：計算時間間隔（s）

ΔZ ：Δt 時間における河床変動量（m）

ΔX ：Ⅰ～Ⅱ間断面間距離（m）

λ ：河床砂礫の間隙率（0. 4～0. 5）

B_m ：$(B_1+B_2)/2$（m）

したがって、いま、t 時間における河床高を $Z(t)$ とし、$t+\Delta t$ 時間後における河床高を $Z(t+\Delta t)$ とすれば

$$Z(t+\Delta t)=Z(t)+\Delta Z \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}16)$$

となる。

また、粒度分布は次のようにして求められる。すなわち、時間 t において d_i が河床上に占める割合を $f(d_i)\,t$ とすれば、河床上昇の場合は**式**（5. 4-17）、河床低下の場合には**式**（5. 4-18）となる。

$$\Delta f(d_i)=\frac{\{\Delta Q_{Bi}-f(d_i)t\cdot\Delta Q_B\}}{a(1-\lambda)B_m}\cdot\frac{\Delta t}{\Delta X} \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}17)$$

$$\Delta f(d_i)=\frac{\{\Delta Q_{Bi}-f_0(d_i)t\cdot\Delta Q_B\}}{a(1-\lambda)B_m}\cdot\frac{\Delta t}{\Delta X} \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}18)$$

ここに、　$\Delta f(d_i)$ ：Δt 時間における $\Delta f(d_i)$ の変動量

a ：河床表層部分で砂礫の交換が行われる厚さ（交換層）で、河床上の最大粒径程度の値

$f_0(d_i)$ ：交換層より下の層での粒径 d_i の占める割合

したがって、Δt 時間後の粒度分布は、**式**（5. 4-19）となる。

$$f(d_i)_{t+\Delta t}=f(d_i)t+\Delta f(d_i) \quad \cdots\cdots (5.4\text{-}19)$$

以上のような計算を、対象とする区間について下流から上流に行えば、Δt 時間後の新しい河床高と粒度分布が求められる。これらの操作を繰り返すことによって時間的、場所的な変化を得ることができる。

この方法は、その解析計算に相当な労力を要するので詳細な河床変動の解析が必要となった場合には、電子計算機の利用が不可欠である。

また、一様粒径で近似させてよいと判断されるときには、**式**（5. 4-11）、**式**（5. 4-13）、**式**（5. 4-14）の添字 i を除いて計算を行えばよい。

さらに、**式**（5. 4-10）、**式**（5. 4-13）の関係で、$\tau_0 \geqq 3\tau_{cm}$ となる場合には、流砂量の粒径別の効果が失われるから、このときも一様粒径の流砂量式を用いればよい。**表-5. 4-3** は、各方法を用いる場合の判断基準の参考表である。

表−5. 4-3　河床変動の診断参考表

解析法 ／ 現地の状況	（Ⅲ）を用いる場合	（Ⅳ）を用いる場合
河川の位置	中、上流部	下、中流部
対象とする区間	中、長区間	短区間
河床粒径分布	広範囲	比較的均一
上下流の粒径変化	大きい	小さい
河床表層と河床下の粒径変化	大きい	小さい
掃流力の大きさ	$\tau_{cm} \leqq \tau_0 < 3\tau_{cm}$	$\tau_0 \geqq 3\tau_{cm}$
備考	物理的イメージの強い河床と粒度分布の場所的、時間的変化がわかる。しかし、現地資料が整備されていない場合には、初期条件、境界条件、として与える粒度分布などの未知量が多くなるので得られた結果の妥当性に対する判断がやや難しい。	計算が簡単で、時間的に河床変化の傾向がわかる。未知量（仮定値）がないので計算結果を明瞭に理解できる。

（解析法の区分は表−5. 4-1 による）

5.5　平衡河床の推定

⑴　自然河川における平衡河床

通常の自然河川では流水によって河床材料は移動し、堆積、洗掘を繰り返している。したがって、厳密な意味では「自然河川には河床の平衡状態はあり得ない」という方が正確である。しかし、ある限られた期間においては、変動が少なくつり合いのとれた平衡状態に近似した河床が形成されている。頭首工の計画及び設計では、この状態を安定河床として用いることができる。

安定河床を求めるに当たっては、どの程度の流量によって平衡河床が形成されるのかを明らかにすることが重要である。

この平衡状態を形成する流量は支配流量として位置付けることができる。

⑵　支配流量の意味

現在の河川形態を形成した流量が、その河川の支配流量である。

河川には様々な洪水が発生し、それぞれの洪水によって河床が変動する。河床の変動は主として流砂量によってもたらされる。いいかえれば、長年月にわたって最も多くの流砂量をもたらす確率洪水流量である。

⑶　支配流量の推定法

まず確率洪水量を明らかにする。ついで比較的安定していると思われる断面を選び、その低水路幅の中で、それぞれの確率洪水量によって生ずる流砂量を算定する。この流砂量を確率洪水年で割り、これを年単位流砂量とする。各確率洪水量に応じた年単位流砂量を比較し、最大となるものを、その河川の支配流量として決定する。

⑷　安定縦断形状の推定

河川の縦断形状は一般に次式によって表される。

$$Z = Z_0 - \frac{i_0}{\alpha}(1 - e^{-\alpha x}) \quad \cdots\cdots\cdots\

第 6 章　河床の形状及び河道計画

関連条項［基準 7、運用 7-6］
参考文献［頭首工の設計］

前節で河床の変動についての検討方法を述べたが、ここでは河川の縦断方向における勾配や形態の変化等について、より具体的な計算方法を解説する。

6.1　河道及び河床材料の特性

6.1.1　河川縦断方向の流量、河川幅、粒径

一般に河川は、水源山間部から平野部への流れの過程において支流を集め、流量を次第に増やし、これに比例して河川幅を拡大する。さらに河川の取扱いを面倒にしているものに河床砂礫の粒径の変化がある。河床砂礫の粒径は流路を下るにつれて、次第に小さくなってくる。

ここで、粒径の逓減に関するステンベルグ（Sternberg）の理論的な考え方[*1]を紹介し、参考に供したい。ステンベルグは粒子の重さの減少は流下距離内に河底の摩擦によって成される仕事に比例すると仮定し、P を粒子の重さ、φ を個体面の摩擦係数、x を流程、C を比例定数として次の微分方程式を作った。

$$-dP = C(\varphi P dx) \quad \cdots\cdots (6.1\text{-}1)$$

これを積分して**式（6.1-2）**を得た。

$$P = P_0 e^{-C\phi x} = P_0 e^{-\alpha x} \quad \cdots\cdots (6.1\text{-}2)$$

したがって、粒径 d は**式（6.1-3）**となる。

$$d = d_0 e^{-\alpha x/3} \quad \cdots\cdots (6.1\text{-}3)$$

P_0、d_0 は起点における粒子の重さと粒径で、$\alpha = C\varphi$ は川石の摩耗係数

しかし、砂礫が小さくなるのは摩耗ばかりではなく、破砕されるという事実もある。また、下流方向への粒径が小さくなるのは水し（篩）作用によることに留意すべきである。この水し作用に大きな影響力をもつのは河床勾配と考えられる。このようなことから河床勾配の間にも密接な関係があることがわかる。

そこで、シュリッツ（Shulits）はショックリッヒ（Shocklitsch）の調査にかかる多数の河川の縦断形状と河床砂礫の粒径分布との対照表を吟味して「河床勾配は粒の重さに正比例する」との結論に達し、川石の摩耗法則を併用して指数関数的な縦断形状式を導いた。すなわち、河床勾配 i、川石の重さを P、摩耗係数を α とすれば、**式（6.1-4）**となる。

$$i = \sigma P = \sigma P_0 e^{-\alpha x} = i_0 e^{-\alpha x} \quad \cdots\cdots (6.1\text{-}4)$$

σ は比例定数で、$i_0 = \sigma P_0$ は起点における河床勾配に当たる。次に、ある基準面からの河底の高度を Z で表せば、$i = -dZ/dx$ であるから、**式（6.1-5）**が得られる。

[*1] 野満隆治・瀬野錦蔵：新河川学、地人書館（1961）

$$i = -\frac{dZ}{dx} = i_0 e^{-\alpha x} \quad \cdots\cdots (6.1\text{-}5)$$

これを積分して、かつ起点の高さを Z_0 とすれば、**式（6.1-6）**となる。

$$Z = Z_0 - \frac{i_0}{\alpha}(1 - e^{-\alpha x}) \quad \cdots\cdots (6.1\text{-}6)$$

しかし、上式の α 値の決定が問題である。参考文献[*2]では、α 値は流程 x 区間における落差 H と上・下流河床勾配の変化度合の関数として示されることがわかった。すなわち、x 地点の河床勾配を i とすれば、α 値は**式（6.1-7）**で与えられる。

$$\alpha = \frac{i_0 - i}{H} \quad \cdots\cdots (6.1\text{-}7)$$

今後の問題は、安定縦断形における下方へのふくらみの度合いであり、i_0 値がこれに大きな影響力をもつこともわかる。

6.1.2　河床勾配と粒径の大きさ

河川の縦断方向における河床勾配の変化と、砂礫の平均粒径の変化の関係を明らかにした文献はない。河床勾配から砂礫の平均粒径を推定することができれば河川を理解し、解析するために非常に都合がよい。川合[*3]は河床勾配が緩やかな河川の下流域においては、大きな礫を輸送する流水力がないことに着目し、流水の力は河床勾配によって強く制御されるものと考えた。したがって、河床勾配 i と砂礫の平均粒径 d_m との間に何らかの関係があることを推定し、数多くの河川の資料と台湾の濁幹線（農業用水路、流砂を伴う）の資料を中心にして**図-6.1-1**のような関係図を作成した。

図-6.1-1の実線①は、**式（6.1-8）**、②は**式（6.1-9）**で表される。

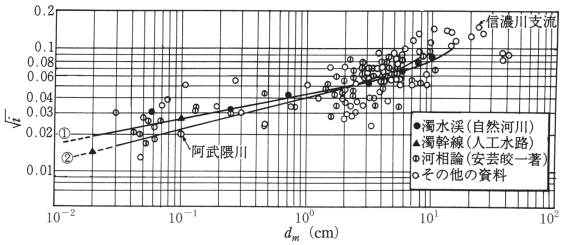


図-6.1-1　河床勾配と平均粒径の関係

$$d_m = 1.2 \times 10^5 i^{2.5} - 1.1 \times 10^6 i^3 \quad \cdots\cdots (6.1\text{-}8)$$

式（6.1-8）は m 単位で与えられている。

[*2] 川合　亨・松本良男・加藤　敬：河床の定安河道計画に関する一考察－鬼怒川（佐貫～勝瓜区間）を例としてー、農土誌 48（12）p. 905～915（1980）
[*3] 川合　亨：河川の流砂機構に関する考察、農土試技報 B（水理）、No. 35（1975）

$$d_m = 19.86\times10^{4}(\sqrt{i})^{3.764} - 39\times10^{6}(\sqrt{i})^{6.31} \quad \cdots\cdots (6.\ 1\text{–}9)$$

式（6. 1–9）は cm 単位で与えられている。**式**（6. 1–9）は**式**（6. 1–8）に新しい資料を追加して修正したものである。したがって、実用上の目安を得るためには**式**（6. 1–9）を用いた方がよい。これらの式の適用範囲は $\sqrt{i} < 0.1$ である。

なお、**図**–6. 1–1 は本川の途中へ急勾配の支流が合流する場合を除いた。したがって、この**図**–6. 1–1 の適用は堤防河川であり、沖積扇状地の下流の場合である。

6.1.3　河床砂礫の粒径分布とその性質

いま、河川における砂礫の粒径分布の特徴を挙げると、次のとおりである。

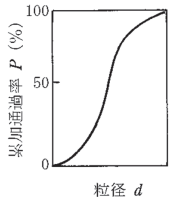
⑴　洪水後における河床表面の各粒径は、流水抵抗の最も小さい状態で安定していることが観察される。すなわち、急流河川では、河床表面が魚のうろこ状を呈している状態である。一般に一個の石の最長径は流れの方向と同じ向きとなる。

⑵　河床表面の砂礫粒径は大きく、最大粒径程度の表層厚さを除いた下部では細粗混合状態となっている。これは洪水時における砂の移動状態が砂堆（dunes）であり、細粗入り混って移動するためである。しかし、洪水の減水期には大きな粒径のものから順次停止し、小さい粒径のものはかなり流水力が小さくなるまで移動するためと考えられる。

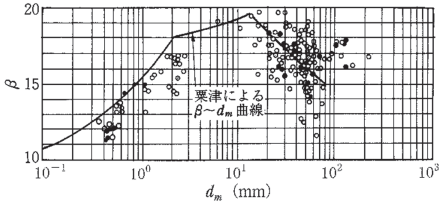
⑶　河川湾曲部における砂礫粒径は凹岸側が大きく、凸岸側が小さい。

⑷　沖積扇状地より下流の河川では粒径の大きいほど、その比重が大きい傾向をもつという興味深い調査結果もある。しかし、このような調査資料は少ないので今後の課題として留意すべきであろう。

⑸　一般性がないようにみえる河床材料の構成には、分析の結果かなりの法則性をもっているようである。いま菊岡[*4]が提案した「自然河川における河床材料標準粒度（d/d_m）表」（**表**–6. 1–1）を紹介する。



図–6. 1–2　各粒径と通過率



図–6. 1–3　β と d_m の関係

まず、平均粒径 d_m の算定は、**図**–6. 1–2 から**式**（6. 1–10）によって与えられる。

$$d_m = \sum_{P=0}^{P=100} d\,\Delta P \Big/ \sum_{P=0}^{P=100} \Delta P \quad \cdots\cdots (6.\ 1\text{–}10)$$

ΔP ：各粒径 d に対する通過率

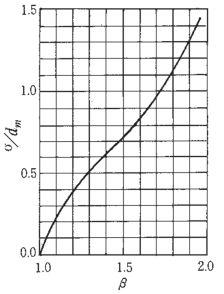
[*4] 菊岡保人：自然河川における河床材料の粒度分布について、農土誌、36（3）p. 149～152（1968）

次に、栗津の提案している平均粒径 d_m と混合係数 β の関係は**図**–6. 1–3 で示される。混合係数 β は粒度分布曲線におけるクレマー（Kramer）の均等係数 M から次のように与えられる。

$$M = \sum_{d=0}^{d=50} \Delta P\cdot d \Big/ \sum_{d=50}^{d=100} \Delta P\cdot d \quad \cdots\cdots (6.\ 1\text{–}11)$$

$$\beta = \frac{(2+M)}{(1+2M)} \quad \cdots\cdots (6.\ 1\text{–}12)$$

次に、混合係数 β と分散を表示する σ/d_m の関係は**図**–6. 1–4 である。さらに各分散値に対する自然河川の河床材料標準粒度（d/d_m）は**表**–6. 1–1 で示されることを菊岡は提案した。



図–6. 1–4　β と σ/d_m の関係（菊岡による）

表–6. 1–1　自然河川における河床材料標準粒度（d/d_m）表

通過	σ/d_m=0. 3	0. 4	0. 5	0. 6	0. 7	0. 8	0. 9	1. 0	1. 1	1. 2	1. 3
2. 5	0. 54	0. 33	0. 24	0. 13	0. 070	0. 036	0. 012	0. 004	0. 001		
5. 0	0. 58	0. 42	0. 28	0. 17	0. 002	0. 050	0. 019	0. 007	0. 002		
10. 0	0. 64	0. 49	0. 35	0. 23	0. 14	0. 085	0. 037	0. 016	0. 006	0. 002	0. 001
15. 0	0. 71	0. 58	0. 44	0. 31	0. 20	0. 14	0. 070	0. 036	0. 016	0. 008	0. 004
20. 0	0. 78	0. 68	0. 55	0. 42	0. 30	0. 20	0. 13	0. 080	0. 046	0. 025	0. 013
25. 0	0. 83	0. 74	0. 62	0. 50	0. 38	0. 28	0. 19	0. 13	0. 076	0. 046	0. 027
30. 0	0. 88	0. 79	0. 70	0. 60	0. 48	0. 39	0. 28	0. 20	0. 19	0. 080	0. 052
35. 0	0. 93	0. 86	0. 80	0. 70	0. 60	0. 51	0. 39	0. 26	0. 21	0. 14	0. 094
40. 0	0. 97	0. 94	0. 90	0. 83	0. 72	0. 66	0. 54	0. 43	0. 33	0. 24	0. 17
45. 0	0. 99	0. 97	0. 94	0. 90	0. 86	0. 78	0. 68	0. 52	0. 45	0. 35	0. 26
50. 0	1. 00	0. 99	0. 98	098	0. 95	0. 91	0. 84	0. 73	0. 61	0. 48	0. 37
55. 0	1. 02	1. 02	1. 02	1. 04	1. 05	1. 02	0. 96	0. 87	0. 75	0. 61	0. 49
60. 0	1. 04	1. 07	1. 11	1. 13	1. 17	1. 12	1. 12	1. 02	0. 85	0. 75	0. 63
65. 0	1. 07	1. 12	1. 18	1. 23	1. 28	1. 30	1. 27	1. 20	1. 09	0. 96	0. 83
70. 0	1. 10	1. 18	1. 27	1. 33	1. 39	1. 42	1. 43	1. 40	1. 32	1. 23	1. 14
75. 0	1. 12	1. 22	1. 32	1. 42	1. 50	1. 54	1. 60	1. 60	1. 53	1. 50	1. 43
80. 0	1. 17	1. 27	0. 40	1. 53	1. 63	1. 71	1. 77	1. 80	1. 83	1. 85	1. 83
85. 0	1. 22	1. 33	1. 48	1. 62	1. 75	1. 88	2. 02	2. 12	2. 20	2. 33	2. 35
90. 0	1. 28	1. 43	1. 58	1. 73	1. 93	2. 12	2. 30	2. 51	2. 72	2. 92	3. 10
92. 5	1. 32	1. 46	1. 63	1. 82	2. 03	2. 28	2. 48	2. 75	2. 90	3. 20	3. 45
95. 0	1. 37	1. 54	1. 73	1. 94	2. 20	2. 47	2. 74	3. 02	3. 02	3. 58	3. 88
97. 0	1. 50	1. 70	1. 93	2. 18	2. 45	2. 75	3. 10	3. 40	3. 32	4. 10	4. 60
99. 0	1. 68	1. 95	2. 25	2. 56	2. 89	3. 25	3. 64	4. 05	4. 05	4. 99	5. 50
100. 0	1. 80	2. 13	2. 50	2. 92	3. 35	3. 83	4. 37	4. 90	5. 52	6. 15	6. 85
U. C.	1. 625	2. 184	3. 171	4. 913	8. 357	18. 06	30. 27	63. 75	141. 7		

ここに、統計確率の分散 σ^2 は任意の粒径を $x(=d)$ として、**式**（6. 1–13）で表される。

$$\sigma^2 \fallingdotseq \frac{1}{100}\sum \Delta P \cdot x^2 - d_m{}^2 \quad \cdots\cdots (6.\ 1\text{–}13)$$

ΔP ：任意の粒径 $x(=d)$ に対する通過率

表–6. 1–1 によれば、$d/d_m = 1$ の値は σ/d_m によって、その通過率（%）を異にすることがわかる。しかし、実用的には $d_{60} \fallingdotseq d_m$ と考えてもよい。

6.2　流水による砂礫の移動とその性質

6.2.1　限界掃流力*5

流水力がある限界以上になると河床の土砂は移動を始める。この限界の力を限界掃流力（critical tractive force）と呼んでいる。この限界掃流力は流砂量理論の基本となるものである。この土砂移動解析の初期の段階においては、土砂を移動させるような流れの速度を、その河床を形成している粒子の大きさや形の関数と考えていたようである。その後、近代流体力学の境界せん断（boundary shear）の概念が受け入れられるようになり、ボァー（P. Du Boys（1879））はローヌ（Rhône）河における観測に基づいて掃流力（土砂を移動させようとする流水の力）を水流の水面勾配と単位面積上の流体の重量との積で表して、以後の掃流力理論の基礎を作った。次に、シールズ（Shields（1936））は河床砂礫粒子の運動が、境界層理論における層流底層の厚さ δ と粒子の平均粒径 d_m との関係によると考え、無次元量 $\tau/\{g(\sigma'-\rho)d_m\}$ と d_m/δ との関係を考えた。

τ ：掃流力　σ ：砂礫粒の密度　ρ ：水の密度　g ：重力の加速度

このシールズ(Shields)による実験結果と関係図は、その後の限界掃流力理論の基礎となっている。

ついで、アインシュタイン（H. A. Einstein（1942））は土砂粒子の運動に確率概念を導入した理論を発表した。

また、日本でも数多くの研究者がこの問題に取り組んできた。この中でも岩垣（1956）、佐藤・吉川・芦田（1958）及び土屋（1963）らの研究は注目されよう。しかし、いずれの研究結果もシールズ（Shields）の実験結果と同程度である。現在のところ、わが国では次の岩垣公式がよく用いられるようである。

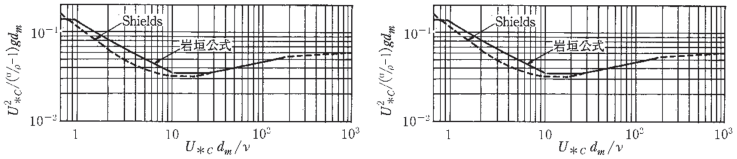
$$\left.\begin{aligned}
R_* \geqq 671 &: u_{*c}{}^2 = 0.05\left\{\left(\frac{\sigma}{\rho}\right)-1\right\}gd_m \\
162.7 \leqq R_* \leqq 671 &: 〃 = \left(0.01505\left\{\left(\frac{\sigma}{\rho}\right)-1\right\}g\right)^{25/22} \nu^{-3/11} d_m{}^{31/22} \\
54.2 \leqq R_* \leqq 162.7 &: 〃 = 0.034\left\{\left(\frac{\sigma}{\rho}\right)-1\right\}gd_m \\
2.14 \leqq R_* \leqq 54.2 &: 〃 = \left(0.1235\left\{\left(\frac{\sigma}{\rho}\right)-1\right\}g\right)^{25/32} \nu^{7/16} d_m{}^{11/32} \\
R_* \leqq 2.14 &: 〃 = 0.14\left\{\left(\frac{\sigma}{\rho}\right)-1\right\}gd_m
\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (6.\ 2\text{–}1)$$

$R_* = [\{(\sigma/\rho)-1\}g]^{1/2} d_m{}^{3/2}/\nu$、　u_{*c} ：限界摩擦速度、ν ：動粘性係数

*5　本間　仁・安芸皎一編：物部水理学、岩波書店（1962）

式（6. 2–1**）**において、$(\sigma/\rho) = 2.65$、$\nu = 0.01\,\mathrm{cm}^2/\mathrm{s}$ (20.3℃)、$g = 980\,\mathrm{cm/s}^2$ とすれば、**式（6.** 2–2**）**が得られる。

$$\left.\begin{aligned}
d_m \geqq 0.303\,\mathrm{cm} &: u_{*c}{}^2 = 80.9 d_m \\
0.118 \leqq d_m \leqq 0.303\,\mathrm{cm} &: 〃 = 134.6 d_m{}^{31/22} \\
0.0565 \leqq d_m \leqq 0.118\,\mathrm{cm} &: 〃 = 55.0 d_m \\
0.0065 \leqq d_m \leqq 0.0565\,\mathrm{cm} &: 〃 = 8.41 d_m{}^{11/32} \\
d_m \leqq 0.0065\,\mathrm{cm} &: 〃 = 226 d_m
\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (6.\ 2\text{–}2)$$



図–6. 2–1　限界掃流力無次元表示

式（6. 2–2**）**における d_m は平均粒径の表示となっているが、岩垣の場合は均一粒径を取り扱っている。しかし、混合粒径における平均粒径として取り扱っても差し支えない。**式（6.** 2–2**）**は、いわゆる岩垣の簡易公式と呼ばれるものである。**図–6.** 2–1 は岩垣が作成したものであり、シールズ（Shields）の実験結果も併せて記入されている。

6.2.2　実験水路における河床形態変化

自然河川における河床形態を理解するためには、まず実験水路における現象を理解することが大切である。一般に実験水路は直線形であり、自然河川のように蛇行していないこと、勾配を任意に与えることができること、勾配と粒径の大きさとの関係は直接結びつかないことなどを認識し、実験水路の結果は直ちに自然河川の現象を再現していると錯覚しないよう注意すべきである。

しかし、実験水路での実験は基本的な諸性状を明らかにするものであり、解析することによって、より有用な理論への発展が期待される。特に自然河川では洪水時の濁流のために河床変動を目視することが不可能であるが、実験水路では土砂移動中の現象を目視することができる利点がある。

ところで、流水力がある強さに達すると河床の粒子が移動を始め、その強さの増加につれて、河床面がいろいろな形状に変化する。

いま、実験水路の勾配を段階的に変化させて河床面の変化の状態（二次元的な表現）を観察すると**図–6.** 2–2 のように示すことができる。

図–6. 2–2 (a) は、いわゆる砂れん（漣）（ripples）であり、流水力が小さく、僅かの土砂の移動によって河床表面に凹凸ができる程度である。この砂れんは河床粒径が 1 mm 以下で発生しやすい。さらに流水力が増大すると (a) から (b) へ移行する。(b) は砂堆（dunes）と呼ばれ、土砂は砂堆の表面を滑動あるいは転動する。これの連続移動が行われ、その前面になだれ落ちる。この砂堆前面は土砂の安息角で形成される。このような現象の繰り返しによって砂堆の前面は時間とともに下流へ移動する。一方、流水は砂堆の前面で不連続となるため渦が発生し、これが水表面に達するとあたかも湯が沸き出したときにみられるような波紋（boil）を生ずる。また、水表面全体の形は砂堆頂部

上で低く、砂堆頂部直下流の断面拡大部上では高くなる。

この砂堆の規模は流水力の増大とともに発達するが、平均水深の 1/6 程度が限界といわれている。さらに流水力が増大すると流水力によって、その頂部が削り取られる現象となり、次第に砂堆の頂部は低くなり、ついに(b)から(c)へ移行する。(c) は平滑河床（plane bed）と呼ばれるもので、流砂の移動が激しい。このような流れの領域ではフルード数が 1 に近いためにエネルギーのわずかの変化は大きな水面変動を生じさせ、不安定な流れとなる。この結果、流水力の増大とともに（d）波状河床（Standing wave）へと移行する。この波状河床は水面形と河床形が相似形をなすのが特徴である。さらに流水力が強くなると（e）反砂堆（antidunes）へ移行する。

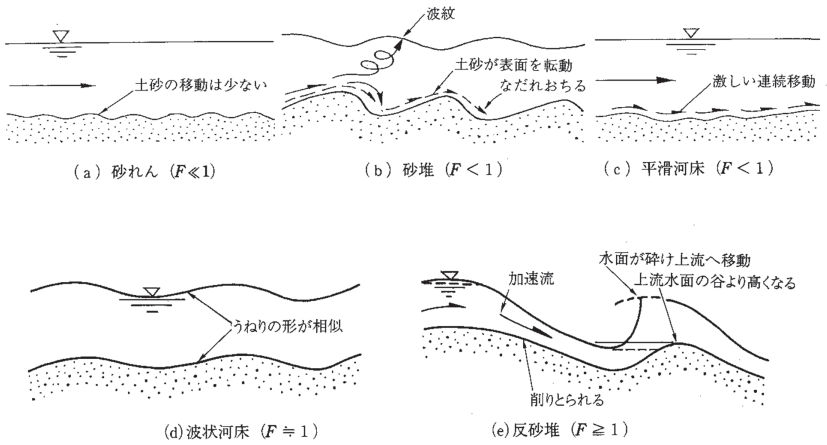


図-6. 2-2　河床形状説明図（Simons ら[*6]の区分方法）

この反砂堆の特徴は加速流（射流）と跳水の繰り返しとなり、加速流の部分では河床面が削りとられる。この削りとられた土砂は跳水部（砂堆前面）に堆積する。この結果、砂堆の頂部は上流へ前進するようになる。これが反砂堆と呼ばれる理由である。

以上は、実験水路の勾配を段階的に変化させることにより明らかになった河床形態である。しかし、自然河川においては同一地点で河床勾配が変化しないので、ある定められた場所において、すべての河床状態は発生しないと考えてよい。

6.2.3　自然河川における河床形態変化

移動床をもつ水路に水を流すと、その流水力に応じて河床形態が様々に変化していくことが実験水路の中でみられる。実験水路では流れの強さを、その水路の勾配を変えることによって与えることができる。しかも河床材料の大きさを変えなくても発生する。ここに問題がある。

自然河川では水源地から海に至るまで、その勾配が次第に緩やかとなり、流量が漸次増大し、か

[*6] Simons、D. B. and E. U. Richardson: Forms of bed roughness in alluvial channels、Trans. of ASCE、Vol. 128, Part. 1、p. 284～302（1963）

つ、粒径が次第に小さくなっていく。特に自然河川の大きな特徴は、一般に、勾配に粒径が比例する事実がある。これは自然の法則性によって変化するもので人工的に作り出される実験水路の河床形態とはその意味するところは大きく異なっている。このあるがままの自然現象は自然を忠実に観察し、そして考えることによって理解される。自然河床における河床形態は、それぞれの地点における平面形、河床勾配、粒径の大きさ及び河川幅などによって変化する。いま、河床形態の代表的なものを井口の著書[*7]を中心にして挙げれば、次の 9 種類に区分される（図-6. 2-3 参照）。

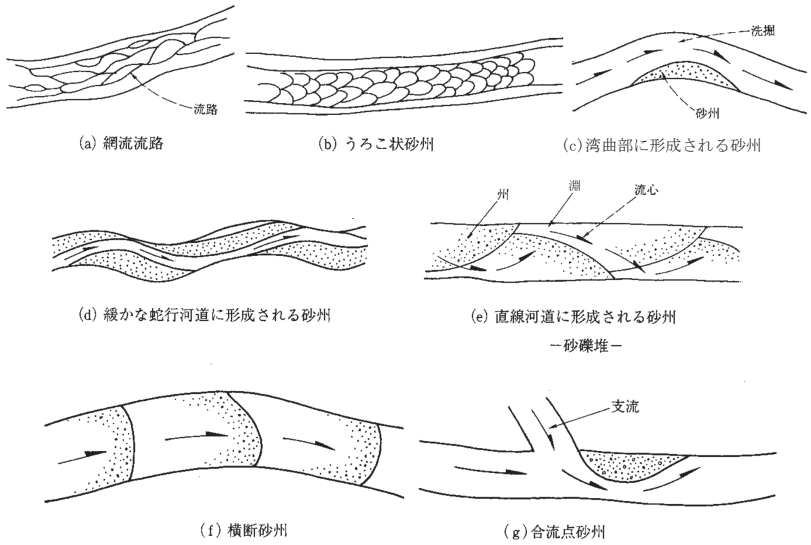


図-6. 2-3　自然河川の河床形態

(1)　砂れん（漣）（ripples）
(2)　砂堆（dunes）
(3)　網流流路（braided Channels）
(4)　うろこ状砂州（linguloid bars）
(5)　湾曲部に形成される砂州（point bars）
(6)　緩やかな蛇行河道に形成される砂州（bars formed in meandering rivers）
(7)　直線河道に形成される砂州-礫堆（alternate bars formed in straight channels-SAREKITAI）
(8)　横断砂州（transverse bars）
(9)　合流点砂州（tributary bars）

砂れんや砂堆は実験水路でもみられる。これらは砂州に比べて非常に小さな河川形状であり、砂州の上に形成されることも多い。河床粒子の大きさが 1 mm 以上になると砂れんが発生しないで、

[*7] 井口昌平：川を見る、東京大学出版会（1979）

直ちに砂堆が形成されるという実験結果もある。

網流流路は急流河川で河幅が広い場合に発生する。この河床の特徴は洪水後に流量が少なくなると、広い河道内を流路がいく筋かに分かれて流れる。このような河川は流水に対する抵抗が大きく、流路が安定しないために治水、利水とも扱い難い。黒部川（富山県）などはこの例である。

うろこ状砂州は河床に、魚のうろこのような形に形成される砂州のことをいう。この河床形態は河川勾配が比較的に緩やかで、粒子が小さく水深に対して河幅が非常に広いところに現われる。しかし、河幅が狭くなると、うろこ状砂州は砂礫堆へ変化していくという興味深い現象が存在する。

湾曲部に形成される砂州は、河道が大きく蛇行しているところにみられる。その特徴は凸岸に沿って大きな砂州が発達し、水は凹岸に沿って流れる。この砂州の位置はほとんど変化しない。この現象は酒匂川（神奈川県）の山間部などにみられる。

緩やかな蛇行河道に形成される砂州の特徴は、凸岸の頂部から凹岸にかけて砂州が発達し、水は凸岸頂部の上流面にぶつかるように流れる。このような河道に形成される砂州の位置はほとんど変化せず、流れの流心線もほぼ一定し、水衝部が固定される。吉野川（徳島県）の河口から 14～25 km 区間などはこの例である。

直線河道で左右岸交互に形成される砂州を砂礫堆といっている。河道が直線であるにもかかわらず、水は左右交互に州の間を縫うように流れる。すなわち、蛇行河道の場合と同様に深掘れ部は左右交互に現れ、その横断形は深掘れ地点でみると左右非対称となる。さらに、蛇行河道の州と異なって、砂礫堆は下流へ移動するので、側岸のある任意の地点を長時間観察すると、あるときは淵であったり、あるときは州となったりする。このような現象は治水上の護岸工や利水上の砂防という観点からまことに都合が悪い。このような例は実験水路でよく再現される。

横断砂州は外国の大河川でかつ粒子の小さい河床に発達するようである。この砂州の規模はかなり大きい。今後、日本においても粒子の小さい大河川において観察され、他の砂州との区分を明確にできるかもしれない。この砂州はゆっくり下流へ移動するといわれている。合流点砂州は、緩流河川に河床勾配の大きい支流が合流するところにみられる。この砂州は支流の合流点直下流に発達するもので湾曲部に形成される砂州と同様、その位置は固定している。

6.2.4　移動床流れにおける流水抵抗

河川における流れの水面形を求めるには、流水抵抗（いわゆる粗度係数）の見積もりが非常に重要である。

この流水抵抗は粒径の大きさ、砂礫の移動によって形成される河床形状とその規模、流砂濃度、湾曲による曲率、断面形、側岸の樹木の状態、水制工及び水温によって影響を受ける。

いま、理解を容易にするために、実験水路（二次元流）における流水抵抗の変化から説明する。実験水路における流水抵抗は**図-6. 2-4** の実線のように示される。

この**図-6. 2-4** の縦軸は、$N_s = n\sqrt{g}/d_m^{1/6}$ であり、流れの抵抗値を無次元表示したものである。横軸は $\tau_* / \tau_{*c} = ghi / u_{*c}^2$ であって、流水力の無次元表示である。

h：水深、i：エネルギー勾配、u_{*c}：粒子の限界摩擦速度、n：マニング（Manning）の粗度係数、d_m：河床砂の平均粒径、g：重力の加速度

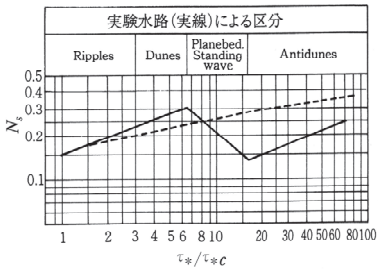


図-6. 2-4　移動床における流水抵抗

図-6. 2-4 からもわかるように、砂れん（ripples）から堆砂（dunes）へ、さらに堆砂（dunes）の発達につれて、その流水抵抗が増大し、堆砂（dunes）のある限界に達したのちは急激にその抵抗を減ずる。これは河床形態が凹凸の大きい堆砂（dunes）から流水抵抗の小さい平滑河床（plane bed）に移行するためである。さらに、流水力が大きくなり、フルード数が 1 に近くなると流れが不安定となり、波状河床（standing wave）の状態となる。これより反砂堆（antidunes）の発達につれて流水抵抗が増大する。

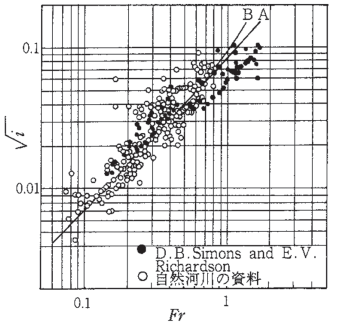


図-6. 2-5　河床勾配 i とフルード数 Fr の関係

以上は流れの強さによって、河床形態が変化し、この形態変化が流水抵抗の変化として現れることを示したものである。これに対して、**図-6. 2-4** の破線は数多くの自然河川の調査から、帰納した杉尾の整理方法に基づき、木曽川、阿武隈川、矢作川及び揖斐川の資料から算定した結果の平均線である[*2]。これから明らかなことは、流水力によってその流水抵抗が変化することである。

なお、河床材料が細粒（例えば、0. 105 mm 以下）のときには流量の増大に伴いマニングの n 値が減ずるという調査結果[*8] もある。特に移動床の場合には河床勾配、粒径の大きさ、流れの領域及び流水力によって n 値は変化するので単純に流量と粗度を結びつけるわけにはいかない。実際の調査においては、計測の精度（断面形、水深、流速など）にも十分配慮する必要がある。今後より多くの研究を必要とする分野である。

次に自然河川における流水抵抗は簡単な解析の結果、幾何学的条件としての勾配（重力に寄与する）、流水力としての流量（河床を変形させる力）及び流れの領域を示すフルード数（流水抵抗を含む）が選ばれることがわかった。ここで、流量条件をパラメーターとして河床勾配 i とフルード数 F_r について、数多くの資料を整理した結果、河床勾配が 1/10, 000～1/100 の範囲（$0.01 \leqq F_r\sqrt{i} \leqq 0.1$ では、流量の大小による影響は比較的小さく、実験水路の資料も自然河川の資料もすべて河床勾配 i とフルード数 F_r の関係で統一的に表現しても差し支えないものと考えられること[*3] がわかった。

[*8]　水理公式集：土木学会（1976）

この結果は**図-6. 2-5** である。この B 線は杉尾の方法ともほぼ一致する。

この**図-6. 2-5** の B 線を式で表せば、**式（6. 2-3）**となる。

$$F_r = 9.82(\sqrt{i})^{0.933} - 300(\sqrt{i})^{3.5} \quad \cdots\cdots (6.\ 2\text{-}3)$$

この式を用いることにより、単位幅流量 q と水深 h の関係及びこれらの条件におけるマニングの粗度係数 n 値は**式（6. 2-4）**、**式（6. 2-5）**によって求められる。

$$h = (q^2 / gF_r^2)^{1/3} \quad \cdots\cdots (6.\ 2\text{-}4)$$

$$n = h^{5/3} i^{1/2} / q \quad \cdots\cdots (6.\ 2\text{-}5)$$

この**式（6. 2-5）**の h と q 値は、**式（6. 2-4）**の条件を満足した関係値でなければならない。なお、**式（6. 2-4）**において、水深 h を与えて単位幅流量 q を求めるには、$q = F_r\sqrt{gh^3}$ とすればよい。

6.2.5　砂礫堆の形成と水流蛇行

頭首工を設計する上で、その設置位置については安定したミオ筋を選定し、将来の河川状況を見据えて決定しなければならない。そのためには、以下に述べる視点をもつことが大切である。

それは、河床における砂礫堆の形成である。

河川の蛇行やミオ筋の変動は、この砂礫堆の形成と移動が要素の一つとなっている。

⑴　砂礫堆の形成とミオ筋

砂礫堆は洪水時に河川の主流が蛇行することで形成される。

その後、洪水が減少し、河床の低いところを連ねてミオ筋が形成される。下図の包丁のような形状をした一つの砂礫堆が左右に反転しながら上下流に連続している形態であり、根元付近の細い部分が水深の深い「淵」をなし、下流に向かって広がる浅い「瀬」となって、対岸の淵に流れ込む。平水時のミオ筋は、左右交互の「州」の間を縫うように瀬と淵を交互に繰り返し河道幅一杯を左右に大きく蛇行する。上下流に連続した砂礫堆の形状を実験水路における砂床の横断測量図によって詳しく見ると、淵に当たる部分で大きく深掘れし、瀬と洲において高い面が広がっている。

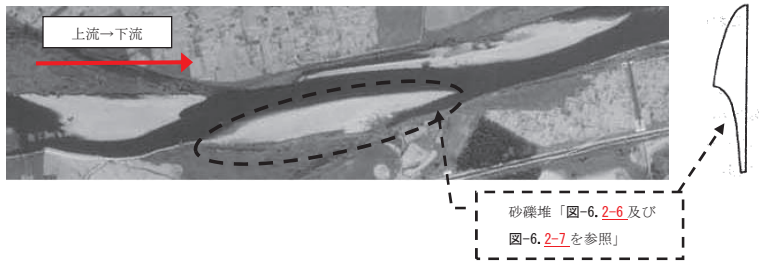


写真-6. 2-1「河川の砂礫堆と水流の蛇行（秋田県雄物川、1987 年国土地理院撮影（T0-87-2X、C3B-6））

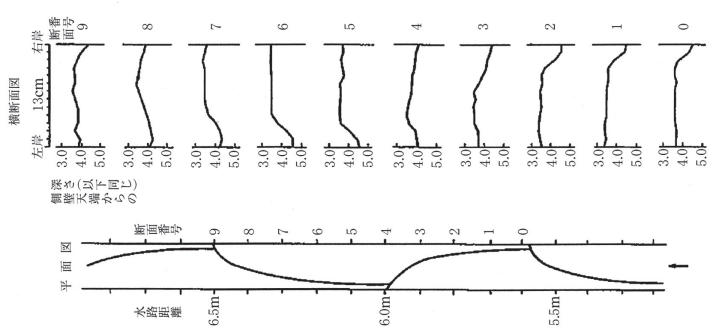


図-6. 2-6　砂礫堆形成時の河床横断図

⑵　洪水時の水流蛇行と砂礫堆の移動

平水時に認められる上下流に連続した砂礫堆の形状は、その後の洪水時にも継続して存在し、砂礫堆の形状に応じて、集中と発散を繰り返し、左右に大きく蛇行する。洪水流の集中部は、砂礫堆の淵の下流部付近に現れ、そこから斜め対岸方向の瀬と州に向かって発散する。

水流の集中部は左右交互の河岸に沿って現れ、水衝部と呼ばれる。河床では盛んに砂礫を運び出して河床を洗掘し、発散して流速が落ちる砂礫堆前縁付近に堆積する。この洗掘と堆積によって、砂礫堆はその形状と接続パターンを保持しつつ下流に移動する。

砂礫堆の連続した形態を読み取ることによって、平水時のミオ筋蛇行と洪水時の水流蛇行との関係を的確に把握することができ、洪水前後にミオ筋が変化し、取水口が閉塞するなどの弊害が、この砂礫堆の移動現象によっていることがわかる。

写真は直線水路実験において砂礫堆が下流へ移動する様子を撮影したものである。

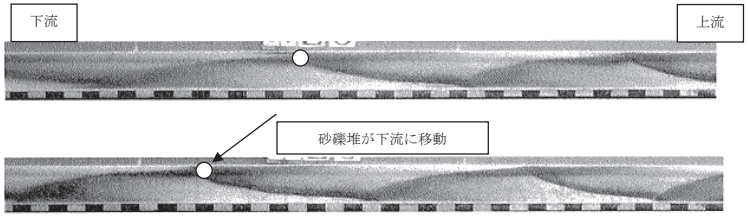


写真-6. 2-2　直線水路実験における砂礫堆の移動

⑶　砂礫堆の安定

緩やかなカーブを持つ河道や小さな振幅で蛇行する河道においては、砂礫堆は下流へ移動していくが、ある限度を越えて蛇行が強くなると移動が抑えられる。この砂礫堆の移動と安定の限界は、蛇行の波長と蛇行角から導かれることが後述（例：**6. 3. 5　河川の蛇行と安定**）のとおりわかっている。

砂礫堆の位置が安定すると、ミオ筋と堆砂域も一定化するので、安定した取水につながる。

⑷　単列及び複列砂礫堆の形成条件

洪水時の河川の流れは、水深に比べて河道幅が数十倍や数百倍にも及ぶ浅い流れである一方で、河床面では砂礫がはげしく掃流されている。砂礫堆は、このような特徴を持つ開水路流れによって形成される。三輪は、その形成条件を B/h（河道幅／水深）と v^2/gh（フルード数）とによって、次のように明らかにした。

単列砂礫堆：　$9 < (B/h) \times (v^2/gh) < 50$ ……（6.2-6）

複列砂礫堆：　$50 < (B/h) \times (v^2/gh)$ ……（6.2-7）

単列砂礫堆とは、これまでに説明してきた砂礫堆を指し、1 本のミオ筋が左右に蛇行した形態になる。扇状地河道のように、水深に対して河道幅が非常に広くなる場合、この単列砂礫堆が下図のように横断方向にも連続して形成されることになり、複列砂礫堆が形成される。原理的には、1 列の砂礫堆に 1 本のミオ筋が対応するので、砂礫堆の列数に応じた複数本のミオ筋が現れる。扇状地河川の一見無秩序に乱れたようにみえる網流も、基本的にはこの複列砂礫堆の形成によっている。

複列砂礫堆も下流へ移動するがこの移動に関しては抑止することができない。そのため、複列砂礫堆が形成されている河川ではミオ筋変動による取水口への堆砂などのトラブルが絶えないことがわかっている。

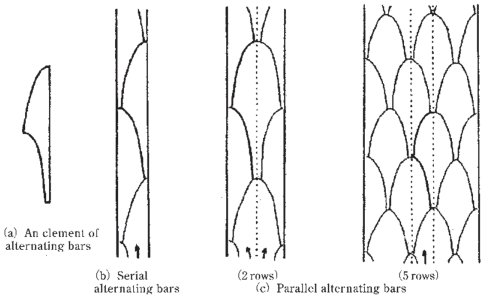


図-6.2-7　単列砂礫堆と複列砂礫堆の関係

⑸　砂礫堆による堆砂域とその変化への対応

河道を横断する堰や床止め工が設置されていて、仮に上下流に段差があっても、砂礫堆形状の連続性と下流への移動性は損なわれない。このため、頭首工の計画・設計に当たって砂礫堆の認識を深めておくことが重要である。

砂礫堆が形成された河川では、先の横断測量図に見られるような特有の 3 次元的な河床形状をなしている。堰が建設された場合、寄洲では敷上に堆砂のおそれがある一方で、淵部では、下流河床の洗掘のおそれがある。砂礫堆が移動する場合には、移動につれて堆砂部と洗掘部が変化し、新たなトラブルの発生が懸念される。

砂礫堆形成の観点から、トラブルの少ない堰の計画・設計のためには、次のような配慮が必要である。

まず、位置選定が重要であり、ミオ筋変化が激しい区間は避ける。

単列砂礫堆の形成区間において、横断河床がほぼ水平な地点を選定する。

次に計画河床高に合わせるために現河床よりも低い敷高に設置する場合は、頭首工前後河床を計画河床にあわせ上流側を 1.5 砂礫堆長、下流側を 0.5 砂礫堆長程度掘削し、洪水のたびに堆砂状況を調査することが望ましい。

ただし、具体的な対応方法は個々の河川状況によって異なるので、一律に適用することは難しい。

このような砂礫堆形成の対処法を検討する場合には、水理模型実験等を行い、事後検証を行うことが望ましい。

6.2.6　流　砂　量

流砂量は河床の変動に大きく影響し、河床変動解析や河道の安定計画には非常に重要な要素となっている。

流砂は、掃流砂と浮遊砂に大別される。掃流砂は主として、河床面に沿って移動、滑動あるいは跳躍して移動する流砂をいい、浮遊砂は流れの乱れによる拡散現象のために流水中を浮遊して輸送される流砂をいう。

一般に粒子の小さい場合に浮遊となり、粒子の大きい場合には掃流状態が卓越する。

流砂にはその他 wash load という区分もあり、これは河床砂礫よりも細かい粒子からなる流砂部分であるといわれている。この流砂はそれ自身河床変動にあまり影響しないが、水の密度の増加という二次的な意味で流砂量に影響するといわれている。また、流砂量は水温が低いほど増加するという観測結果もある。

流砂量を見積るための流砂量式に、掃流砂量式と浮遊砂量式があり、それぞれについて数多くの式が提案されている。その代表的な式は水理公式集に掲載されている。それらのうち取り扱いが容易で、かつ河床変動の計算において利用度の高いと思われるものを述べる。

＜掃流力、摩擦速度＞

まず、流砂量を求めるために必要な掃流力、摩擦速度等の計算方法を整理する。

$$\tau_0 = \rho g R I_e$$

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$$

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd}$$

$$\tau_{*c} = \frac{u_{*c}^2}{(\sigma/\rho - 1)gd}$$

$$\tau_c = \rho\, u_{*c}^2$$

ここで、τ_0：掃流力、ρ：水の密度、g：重力の加速度、R：径深（幅の広い水路では h（水深）としてもよい）I_e：エネルギー勾配、u_*：摩擦速度、τ_*：無次元掃流力、τ_{*c}：無次元限界掃流力、τ_c：限界掃流力、σ：砂の密度、d：平均粒径、u_{*c}：限界摩擦速度である。u_{*c}は岩垣公式（6.2.1 の**式**（6.2-2）参照）から求められる。

＜掃流砂量式＞

q_B：掃流砂量（単位幅・単位時間当たりの体積(m^3/s)）

⑴　芦田・道上の式

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}}=17\tau_*^{3/2}\left(1-\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right)\left(1-\sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \quad \cdots\cdots (6.\ 2\text{–}8)$$

ここに　τ_{*c}：無次元限界掃流力

⑵　マイヤ-ピーターミュラー式（Meyer-peter Muiller（1948））

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}}=8(\tau_*-0.047)^{3/2} \quad \cdots\cdots (6.\ 2\text{–}9)$$

⑶　佐藤・吉川・芦田の式（1958）

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}}=\tau_*^{3/2}\phi F \quad \cdots\cdots (6.\ 2\text{–}10)$$

ここで、ϕ：マニングの粗度係数 n によって変化する係数（$n \geqq 0.025$ のとき $\phi = 0.62$、$n \leqq 0.025$ のとき $\phi = 0.62(40n)^{-3.5}$、$F:\tau/\tau_c$（**図-6.** 2–9 参照）の関数である。本式は下記のように表現されることも多い。

$$\frac{q_B}{u_*d}=\frac{u_*^2\phi F}{(\sigma/\rho-1)gd} \quad \cdots\cdots (6.\ 2\text{–}11)$$

式（6. 2–10）と**式**（6. 2–11）の関係を以下に示す。

$$\frac{q_B}{u_*d}=\alpha\frac{u_*^2}{(\sigma/\rho-1)gd}$$　ここで α：係数

$$\frac{q_B(\sigma/\rho-1)g}{u_*^3}=\alpha$$

ここで、$\tau_*=\dfrac{u_*^2}{(\sigma/\rho-1)gd}$

$u_*=\sqrt{\tau_*(\sigma/\rho-1)gd}$　より

$$\frac{q_B(\sigma/\rho-1)g}{\tau_*^{3/2}(\sigma/\rho-1)^{3/2}g^{3/2}d^{3/2}}=\alpha$$

$$\frac{q_B}{\tau_*^{3/2}\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}}=\alpha$$

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}}=\alpha\ \tau_*^{3/2}$$

＜浮遊砂量式＞

q_s：浮遊砂量（単位幅・単位時間当たりの体積（m^3/s））

①　レーン-カリンスキの式（Lane-Kalinske（1949））

$$q_s=qC_aP\exp\left(\frac{6a\omega_0}{khu_*}\right),\quad P=\int_0^1\left[1+\frac{1}{k\varphi}(1+\ln\eta)\right]\exp\left(-\frac{6\omega_0}{ku_*}\eta\right)d\eta \quad \cdots\cdots (6.\ 2\text{–}12)$$

$$q_S=qC_0P,\quad C_0=5.55\,\Delta F(\omega_0)\left[\frac{1}{2}\left(\frac{u_*}{\omega_0}\right)\exp\left\{-\left(\frac{\omega_0}{u_*}\right)^2\right\}\right]^{1.61} \quad \cdots\cdots (6.\ 2\text{–}13)$$

ここに、q：単位幅流量、P：ω_0/u_*、κ 及び $\varphi=\upsilon/u_*$の関数で $n/h^{1/5}$ をパラメーターとして**図-6. 12** に示す。（ただし、n：$s/m^{1/3}$、h：ft）、C_0：河床（z=0）における濃度（ppm）、$\Delta F(\omega_0)$：沈降速度 ω_0なる砂粒が河床砂礫中に占める割合（%）、υ：断面平均流速、u_*：摩擦速度、$\eta=z/h$、a：基準面高

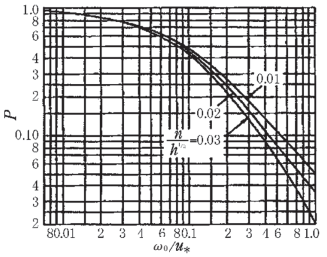


図-6. 2–8　Lane–Kalinske 式の P

②　板倉・岸の式

$$\Omega=\frac{\tau_*}{B_*}\cdot\frac{\displaystyle\int_{a'}^{\infty}\xi\frac{1}{\sqrt{\pi}}\exp(-\xi^2)d\xi}{\displaystyle\int_{a'}^{\infty}\frac{1}{\sqrt{\pi}}\exp(-\xi^2)d\xi}+\frac{B_*\eta_0}{\tau_*}-1 \quad \cdots\cdots (6.\ 2\text{–}14)$$

$$a'=\frac{B_*}{\tau_*}-\frac{1}{\eta_0}$$

$$\Omega=14\tau_*-0.9 \quad \cdots\cdots (6.\ 2\text{–}15)$$

以上は、わが国における代表的な掃流砂量式である。その他アインシュタイン（Einstein（1942）、カリンスク・ブラウン（Kalinske Brown（1949））などの式があるが、水理公式集を参照されたい。

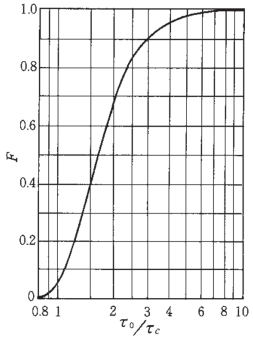


図-6. 2–9　τ_0/τ_c に関する F 値
（佐藤・吉川・芦田による）

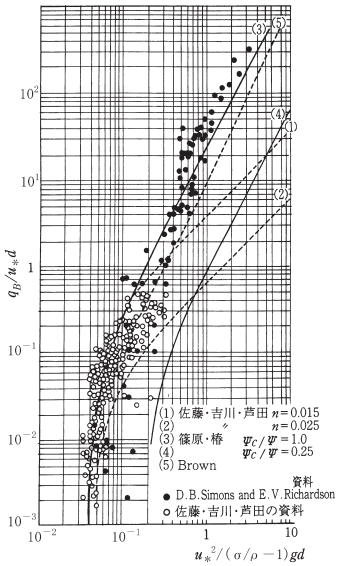


図-6. 2–10　諸氏の掃流砂量式と
Simons らの実験値との比較

6.3　河道計画上の諸問題

6.3.1　洪水流出の波形と河床変動

一般に洪水流量は時間とともに変化し、その波形は流域の地形状態、降雨強度と降雨の持続時間及び河道の貯留状態などによって変化する。

一方、洪水流速と河床底質の移動速度との間には非常な違いがある。つまり、流水の速度に比較すれば、河床変動に寄与する掃流砂量の移動速度は非常に遅いことを認識する必要がある。

このような現象は、最大洪水量（洪水波形のピーク流量、図-6.3-1参照）に対して、河床形は瞬時に応答しないことを意味している。すなわち、洪水のピーク流量は一瞬の事象であって、砂礫の移動はこれに追随することができないからである。とくに急流河川においては最大洪水（例えば、何十年に１回発生するような洪水）によっては、河床形が支配されないと考えてよいであろう。

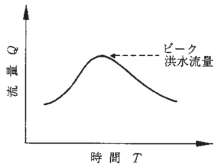


図-6.3-1　洪水流量の時間的変化

6.3.2　河道形成の支配要素

河川は、その流域に降った雨の集まりの結果として形づくられるものである。しかし、その流れの過程においては流域の地形、地質及び植生が大きな影響を及ぼす。ここで、河道形成の支配的要素を明らかにするためには、まず河川の現状認識と河床変動の論理を明確にすることが必要である。

⑴　河川の現状認識

ア　上流から下流に向かって河床勾配が次第に緩やかとなる。

イ　上流から下流に向かって河床粒子が次第に小さくなる。

ウ　上流から下流に向かって河川幅が広がり、流勢が衰える。

エ　河道は一般に蛇行する。

オ　流量がある一定量以上になると土砂が移動する。

カ　河川には様々な洪水が発生する。この発生の再現期間は、洪水量が大きくなるとともに長くなる。

キ　ダムを築造すると、これより下流の河床が低下する（流砂のバランスがくずれる）。

ク　砂利採取を行えば直ちに河床が低下する。

⑵　河床変動の論理

ア　河床変動に最も大きな影響を与えるのは流砂量である。

イ　長年月にわたり最も多くの土砂を運ぶ能力をもつ確率洪水量は河床変動に大きな役割を果たす。このような流量を支配流量と呼ぶ。

ウ　支配流量によって低水路及び低水路幅が形づくられる。

エ　河道が安定であるためには流砂量が一定でなければならない。

オ　河道が安定であるためには、支配流量に対する適正な蛇行の波長と振幅が形成されねばならない。

カ　河道が安定であるためには、適正な河川幅（人工堤防）が与えられねばならない。この河川幅と最大水深は支配流量に対する低水路の蛇行形を基本とし、計画高水流量を流下させうる規模（容量）を必要とする。

ところで、水に与えられる外力は重力のみであり、河川においてはその勾配がこの力を受持つ。

河床変動に寄与するものは流砂量であり、支配流量によってこれを表現することができる。河道の安定には、その蛇行形が重要な意味をもっているので、これの安定となる法則性を見出し、人工堤防によって、決定することが必要である。

以上を要約すると、河道形成の支配要素は、河川勾配、支配流量及び蛇行形の三つに集約される。

このうちの支配流量とは２年確率洪水の場合は輸送される流砂量を 1/2 とし、５年確率洪水の場合には、これを 1/5 にし、このように各確率洪水量によって輸送される流砂量について、それぞれ年単位流砂量を求め、これを比較し、年単位流砂量が最大となる流量である。川合の研究によると、鬼怒川の勝瓜頭首工上流付近では５年確率洪水量が支配流量であることが判明した。

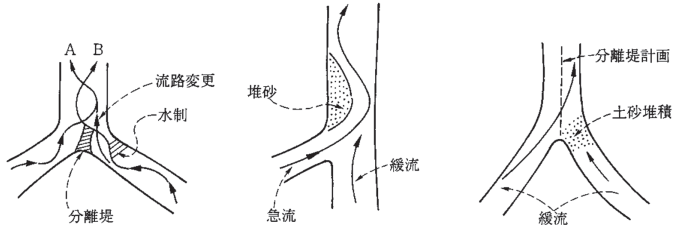
6.3.3　河川の合流とその問題点

河川が合流すると流量が増大し、かつ掃流力が大きくなる。この結果、河川幅と水深を増大し、水面勾配が多少緩やかになるのが一般的な形態である。

ところで、合流する両河川の河床勾配、流量、流砂量、合流角度及び出水の時間的な関係（両者の時差）等によって、合流点付近や、これより下流の蛇行路に与える影響は非常に大きい。

この合流形成には三つのパターンがある。すなわち、急流と急流、急流と緩流及び緩流と緩流である。

図-6.3-2(a)は急流と急流の合流の場合であり、このような条件では両者の出水の時間的なズレによって、合流後の河道には幾筋もの水みちが発生する。いわゆる網流流路となる。この網流流路の場合には河床の変動が激しく、治水、利水ともに扱い難い河川といわねばならない。このような



(a)　急流と急流　　(b)　急流と緩流　　(c)　緩流と緩流

図-6.3-2　河川の合流

河川においては、合流後における流路の一本化が計画される。流路一本化の方法には、分離堤と水制工が併用されることが大切である。すなわち、分離堤の長さの調節と水制工の適正な配置と規模が実験的に検討され、合流後における流路を一本化するわけである。

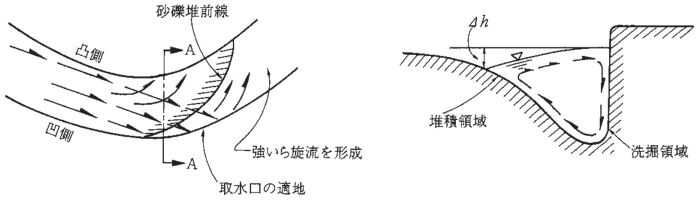
図-6.3-2(b)は、緩流河川に急流河川が合流する場合であり、常に緩流河川は急流河川に押され、合流後の蛇行路は安定する。このような例は最上川や北上川にみることができる。

図-6.3-2(c)は、緩流河川と緩流河川の合流で、この図では左岸の河川の出水が右岸より早い場合の例を示した。このような場合には、左岸の河川の出水によって運ばれた土砂は右岸河川の合流点付近に堆積する。このような状態のところへ引き続いて右岸河川の洪水がでてきた場合には、この

堆積土砂を短時間に掃流することができないので（土砂の移動速度は水の速さに比して小さいため）右岸河川の合流点直上流において水位が上昇し、最悪の場合には堤防を越流し、破堤することもありうる。このような現象は木曽三川（木曽川、長良川、揖斐川）にみられる。これの解決方法には海までそれぞれの河川を分離させる工法がある。すなわち、分離堤工法である。また、河口閉塞なども、このような現象として理解できる。

6.3.4　河川湾曲部の流れと取水位置

河川湾曲部の流れの現象と取水時の防砂という二つの観点から、取水位置の決定は、蛇行河川の湾曲部凹岸側の通常ミオ筋（thalweg）が最も岸に接近するところで、一般には淵をなし、流路が安定しているような場所を選ぶべきである。



(a) 平　面　　(b) A — A 断面

図-6. 3-3　自然河川の湾曲部の流れ

洪水時には、図-6. 3-3 (a) に示したように、慣性力の大きい表層流は凹岸側に衝突し、慣性力の小さい底層流は流れの空白を埋めるべく凸岸側へ向かう流れとなる。

凹岸側に衝突した流れは、水位が盛り上がり水の圧力が上昇する。ある限界に達したのち、水の流れは側岸に沿って下降し、河床面に達すると凸岸側の下流方向に、その流れを転ずる。すなわち、湾曲部頂点から下流では一種のら旋流を形成する。この結果、河床を転動した砂礫は凹岸側を下降した流れによって、凹岸側まで接近することはできず、図-6. 3-3 (a) のように砂礫堆前線を形成する。以上のような流れの現象は、河川からの取水において防砂を考えた位置の選定に大きなヒントを与えてくれる。すなわち、取水口は凹岸側の頂点直下流付近に設けることが望ましいといえよう。

6.3.5　河川の蛇行と安定

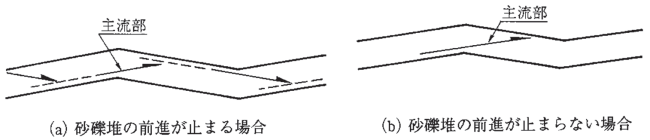
自然河川における河川の安定は、直線水路では得られないと考えてよいであろう。それではどの程度の蛇曲によって砂州が安定するのであろうか。

ここに、木下・三輪の興味ある実験結果がある[*9]のでそれを示す。

砂礫堆の前進が止まる場合と止まらない場合の条件を、図-6. 3-4 に示す。すなわち、主流部が下流側河岸の途中に衝突しているか否かによる。図-6. 3-4 (a) は途中に衝突し、(b) は衝突しない。

このことは、図-6. 3-5 で示される幾何学的条件での低水路幅 b と蛇行長 L_m ($=L_w/2$, L_w：波長) に支配されることを意味している。

*9　木下良作・三輪　弋：砂礫堆の位置が安定化する流路形状、新砂防、27 (3)、p. 12. (1974)



(a) 砂礫堆の前進が止まる場合　　(b) 砂礫堆の前進が止まらない場合

図-6. 3-4　砂礫堆の移動停止条件

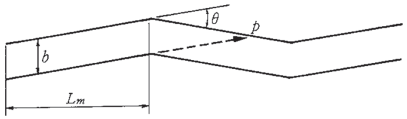


図-6. 3-5　蛇曲の幾何学的条件

また、L_m/b と直線蛇曲の角度 θ によって、砂礫堆の移動限界は図-6. 3-6 により示される。

以上は実験水路の中での現象であるが、自然河川でもこのようなことがいえるであろうか。三輪は、実際河川の砂礫堆の移動・安定と河川屈曲角度との関係を調べ、図-6. 3-7 のように示した。この図によれば、砂礫堆の移動限界は河道屈曲角度がほぼ 25° にあることがわかる。

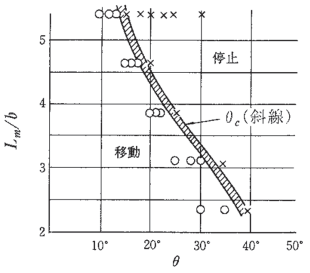


図-6. 3-6　屈折蛇曲水路における θ_c

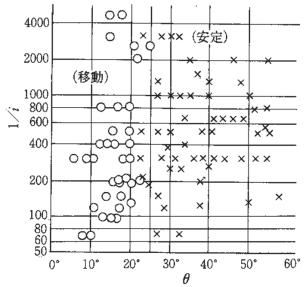


図-6. 3-7　実際河川の砂礫堆の移動・安定と河道屈曲角度との関係（三輪）（i：河床勾配）

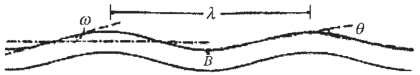


Fig. 1　Sine-generated curve 実験蛇行水路
Experimental channels with sine-generated curve meander

$$\phi = \omega \sin 2\pi\left[(s/m) - 0.5\right]$$

ただし、

ϕ　：水路距離 s において、蛇行形の接線が谷軸となす角度
ω　：蛇行線が谷軸となす最大偏角
s　：蛇行線に沿って測った水路距離
m　：1 蛇行について、蛇行線に沿って測った水路距離
θ　：蛇行水路の曲頂点を結んで測定した角度
λ　：蛇行波長

図-6. 3-8　Sine-generated curve 形状の蛇行水路

その他、まだ実用化段階には至っていないが、**図-6.** 3-4 のような屈折蛇行水路ではなく、実河川の蛇行形状に近いといわれている Sine-generated curve 形状の蛇行水路（**図-6.** 3-8）を対象とした同様の検討も行われているので参考として掲載する。

表-6. 3-1　Sine-generated curve 形状の蛇行水路を対象とした実験におけるミオ筋の安定・不安定結果

ω	2.5°	5.0°	7.5°	10.0°	12.5°	15.0°	17.5°	20.0°	22.5°
λ / B	Ⅰ Ⅱ Ⅲ	Ⅰ Ⅱ Ⅲ	Ⅰ Ⅱ Ⅲ	Ⅰ Ⅱ Ⅲ	Ⅰ Ⅱ Ⅲ	Ⅰ Ⅱ Ⅲ	Ⅰ Ⅱ Ⅲ	Ⅰ Ⅱ Ⅲ	Ⅰ Ⅱ Ⅲ
18		○○○	●○●	●○●	●○●	●			
16	○○○	● ●	●○●	●●●					
14		○○○	●○●	●○●	●●●				
12	○○	○○	○○○	○○●	●●●	●●	●●		
10	○○	○○	○○	○○○	○●●	●●●	●●	●●	
8					○○○	●●○	●●●		
6							○○○	●●●	●●●
θ	3.0°	6.5°	9.5°	13.0°	16.0°	19.0°	22.0°	22.5°	28.5°

○：ミオ筋が変動する場合　●：ミオ筋が安定する場合　θ：蛇行水路の曲頂点を結んで測定した角度(Fig. 1 の θ)
判定結果のアンダーラインは、三輪ら(1999)による砂州移動の判定と今回のミオ筋変動の判定とが一致しない場合を意味する。
Ⅰ：勾配 1/200 の水路に 0.06～0.10cm の範囲にふるい分けられた砂を使用
Ⅱ：勾配 1/100 の水路に 0.06～0.10cm の範囲にふるい分けられた砂を使用
Ⅲ：勾配 1/100 の水路に 0.10～0.20cm の範囲にふるい分けられた砂を使用

一方、河川流量と河床勾配あるいは河床粒子の大きさを基本要素として蛇行の波長 L_w を求める式を提案したものに、次のようなものがある。

(1)　藤芳による方法[*10]

$$L_w = \beta v\,(B_w / i)^{0.5} \quad \cdots\cdots (6.\ 3\text{-}1)$$

v：流速、B_w：蛇行の振幅、i：河床勾配、β：河状によって定まる定数であり、3.5～4.5 の範囲の値をとる（**図-6.** 3-9 参照）

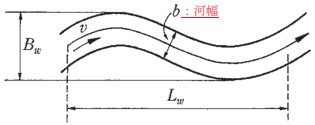


図-6. 3-9　流心の蛇行

(2)　増田[*11]らは、北海道の諸河川を調査し、**式（6.** 3-2）を与えている。

$$L_w = 600(Q_m{}^2 / g d_m{}^5)^{0.257} \cdot d_m \quad \cdots\cdots (6.\ 3\text{-}2)$$

Q_m：年平均流量（m^3 / s）、d_m：平均粒径（mm）、g：重力の加速度（m / s^2）

ただし、この原式は蛇行長 L_m $(= L_w / 2)$ として示されている。すなわち、定数は 300 であるが、蛇行の波長 L_w で表現するために定数を 2 倍し、600 としたものである。

(3)　川合ら[*2]は鬼怒川の実験値に基づき、**式（6.** 3-3）を与えた。

[*10] 藤芳義男：河川の蛇行と災害、佐々木図書出版(株)（1949））
[*11] 増田懋隆・上月　武・後藤　哲.：護岸根固工に関する調査研究、北海道開発局、土木試験所月報、No. 253（1974）

$$L_w = 425(Q_g / \sqrt{g})^{0.44} \cdot d_m{}^{-0.1} \quad \cdots\cdots (6.\ 3\text{-}3)$$

Q_g：支配流量（m^3/s）、d_m：平均粒径（mm）

これらの式は蛇行長 L_w を求める式であるが、木下・三輪の研究のように蛇曲角度 θ と低水路幅 b 及び蛇行長 L_m が重要であることにより、波長 L_w に対する振幅 B_w を明らかにしておく必要がある。

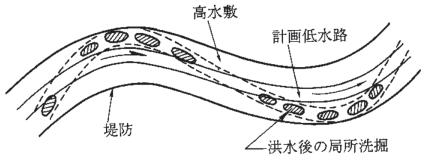


図-6. 3-10　低水路計画の失敗例

藤芳は多くの実例から、振幅 B_w は波長 L_w の 10～20%であるといっている。川合ら[*2]による鬼怒川（佐貫頭首工－勝瓜頭首工区内）の調査結果では、$B_w \fallingdotseq 0.2L_w$ であった。また、川合ら[*2] は蛇曲角度 25° を条件とした簡易な解析から $B_w \fallingdotseq 0.2L_w$ の妥当性を明らかにした。

ところで、低水路の線形を間違えると、計画洪水時に所定の計画洪水位を上回ることがある。**図-6.** 3-10 はその失敗例である。この例では、低水路の線形が河川の中央を通るように計画された。

しかし、大洪水流過後には高水敷に点々と局所洗掘（穴ボコ）が生じ、高水敷の維持管理に不都合が生じている。この穴ボコを破線のようにつなぐと一つのきれいな蛇行形が描かれる。すなわち、穴ボコは洪水時における流心の通過位置である。

結論として、低水路の線形は河川の中央に設けることは不適当であり、洪水時の流心の位置と一致させねばならない。

6.3.6　河川計画の問題点

河川は河床勾配の変化点、いわゆる山間部から平野部への移行部において、その河床が変動しやすい性質をもっている。また、流れには射流と常流があり、河川流においても例外ではない。移動床である河川においては経験的に河床勾配 i が 1 / 140 以上のとき射流とみることができる[*12]。もちろん、土砂の移動がない小流量時の現象は別である。

このことは、$i >$ 1/140 の河川は下流の水理条件に関係なく、土砂を押し出す力を持っていることを意味している。一方、これより河床勾配の緩やかな下流河川においては流れが常流となるために、下流の水位条件の制約を強く受けることになる。さらにつけ加えるならば、射流と常流の接点において、流水による粒径のふるい分け作用が激しく行われることになり、河床の変動も激しいということを意味している。すなわち、粒径の選別を行いながら流砂量のバランスを求めて変動するわけである。したがって、このような部分の河床の安定には人工的な管理を必要とするものと思われる。

この河床勾配の変化点における（流水方向における変化点の移動をも含めて）流砂の選別機構に関する研究は非常に興味深い課題である。

6.3.7　河川の断面改修効果

河川の改修とその意味について、理解しておくことは頭首工の計画に役立つ。ここでは、佐藤[*12]

[*12] 佐藤清一：河道の設計について、土木学会誌、42（4）（1957）

の論文から、その要点を紹介する。

河川の土砂運搬の形態を厳密に定義することは困難であるが、粒子のほとんどが浮遊の状態で運搬される河川を浮遊流砂河川、掃流の状態で運搬される河川を掃流流砂河川と便宜的に分類している。

⑴　浮遊流砂河川における河川断面改修の効果

浮遊土砂が土砂流送の主体を占めるような河川部分における断面改修、すなわち、浚渫、水制工等の工事を行った場合の効果について、吉川は次のような大まかな検討を行っている。ただし、河川断面は幅 B の長方形とし、流量及び河床材料は断面改修の前後を通じて変わらないものとする。

ア　河川幅を変化させないで水深を少し増す改修をした場合、改修前の流量 Q は Chezy の式より**式**（6. 3-4）のとおりである。

$$Q = CBH^{3/2}I^{1/2} \quad \cdots\cdots (6.\ 3\text{-}4)$$

H ：水深、I ：水面勾配、C ：Chezy の流速係数

改修後の流量は**式**（6. 3-5）となり、Q、B、C を一定とすれば、**式**（6. 3-6）の関係が近似的に役立つ。

$$Q = CB(H+\Delta H)^{2/3}(I-\Delta I)^{1/2} \quad \cdots\cdots (6.\ 3\text{-}5)$$

ΔH ：水深の変化量、ΔI ：勾配の変化量

$$\frac{3\Delta H}{H} = \frac{\Delta I}{I} \quad \cdots\cdots (6.\ 3\text{-}6)$$

次に、水深の変化に対する流砂量 q_s の変化を調べてみる。改修前の流砂量 $q_s \propto H^2 I$ は改修後には、**式**（6. 3-7）となる。

$$q_s' \fallingdotseq q_s\left(1-\frac{\Delta H}{H}\right) \quad \cdots\cdots (6.\ 3\text{-}7)$$

すなわち、断面改修により水深を 10%増したとすれば（$\Delta H/H = 0.1$）、浮遊流砂量は 10%減少することとなり、せっかく浚渫しても、やがて埋戻されていくことが予想される。

イ　水面勾配を変えないようにして河幅を狭める改修をした場合には、改修後の流量 Q は、**式**（6. 3-8）となる。

$$Q = CB'H^{3/2}I^{1/2} \quad \cdots\cdots (6.\ 3\text{-}8)$$

ここに、B'、H' ：それぞれに改修後の河川幅と水深

いま、改修により $B' = \beta B$ に狭めたとすれば、改修後の水深 H' は**式**（6. 3-9）となる。このときの全断面の流砂量 Q_s' は**式**（6. 3-10）である。

$$H' = (1/\beta)^{2/3}H \quad \cdots\cdots (6.\ 3\text{-}9)$$

$$Q_s' = B'q_s' = \frac{H'^2 I}{H^2 I}\cdot B'q_s$$

$$= (H'/H)^2(B'/B)Q_s = (1/\beta)^{1/3}Q_s \quad \cdots\cdots (6.\ 3\text{-}10)$$

いま、河川幅を 10%狭めれば $(\beta = 0.9)$、$Q_s' = 1.036Q_{s0}$ すなわち、浮遊流砂量は改修前に比して 3. 6%の増となる。このことは、浮遊流砂の多い河川において、水深を維持するために河川幅を狭めた方がよいということを意味している。ただし、改修前後において流量が変化しない場合である。

⑵　掃流流砂河川における河川断面改修の効果

断面改修後も流量 Q 及び粗度係数 n は変わらず、流れは等流であるとして、大略の検討を行えば、次のようである。

ア　河幅 B を変えずに水深 H を少し増減した場合、改修後の掃流砂量 Q_B' は**式**（6. 3-11）で表される。

$$Q_B' = \left(1 \pm \frac{7}{2}\frac{\Delta H}{H}\right)Q_B \quad \cdots\cdots (6.\ 3\text{-}11)$$

いま、掘削により水深が 10%だけ増しても（$\Delta H/H = 0.1$）、掃流砂量はもとの 35%減となり上流からの掃流砂量が減らない限り河床はまもなく埋戻されていく。

イ　水深を変えずに河幅を狭めた場合、改修後の掃流砂量 Q_B' は次のように表される。

$$Q_B' = \frac{0.21+0.79\beta}{\beta^{9/10}}\cdot Q_B \quad \cdots\cdots (6.\ 3\text{-}12)$$

ここに、$\beta = B'/B$, B' ：改修後の河川幅。いま、仮に河川幅を 10%狭めれば $Q_B' = 1.01Q_B$ となり、上流からの掃流砂量が変わらない限り河床は徐々に下っていくものと期待される。

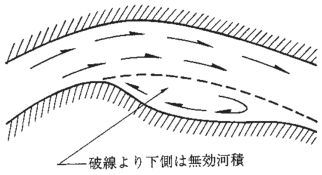
もう少し、掃流砂量について説明を加えるならば、掃流力は流量を一定と考えた場合、勾配を大きくした方が一般にその流砂能力を増大するということができる。

6.3.8　河川改修の注意点

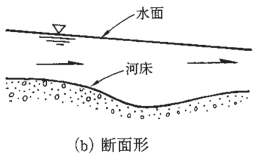
流れの性質を理解し、かつ河床が流水力によって移動されるということを認識することによって、次の事項は容易に了解できる。

⑴　河川の一部分のみの断面幅を拡大しても有効とはならない

これは、流れの基本的な性質として理解されねばならない。例えば、**図-6. 3-11** のような断面での水理計算においては、破線より下側の河積が無効河積であるから、この部分は計算から除かねばならない。



(a) 平面



(b) 断面形

図-6. 3-11　自然河川における無効河積

図-6. 3-12　河川狭さく部の形

⑵　巨視的にみた河床勾配と蛇行形は非常に重要である

現在の河床勾配は過去の歴史的なバランスの結果をそこに具現しているものであり、あまり安易に変更すべきではないと思われる。また蛇行路も、それなりの原因によって形成されているも

のであり、河川改修に当たっては、このような事実も十分尊重する。

⑶　安定河川の狭さく部における水面形と河床形

これは、**式（6.3-12）**の最終形状を示しているものである。安定している条件では狭さく部の水面形は**図-6.3-12**のようになることが実験的に明らかにされている。これは移動床河川の特徴である。

⑷　水の力はエネルギー勾配に比例する

ある流量を自然の状態（重力の作用のみ）で流そうとすれば、エネルギー勾配が必要となる。特に注意すべきは河口部における河床掘削である。いかに水深を増大し通水断面積を大きくしても、エネルギー勾配がゼロであれば水は流れないことを理解すべきである。水の流れに必要なことはエネルギー勾配であることを絶対に忘れてはならない。断面積が大きければ水が流れるという錯覚に陥らないように注意する。

6.3.9　頭首工付近の流れ

まず、河床勾配iがいくらであるかを明らかにすることが大切である。経験的には移動床河川では、$i > 1/140$において射流であり、コンクリート水路では$n \fallingdotseq 0.015$のとき$i > 1/450$で射流となることがわかっている。

流れが射流であるならば上流への背水の影響は少ないとみることができるので、頭首工付近の流れが常流であるのか射流であるのかを判断するためにも河床勾配は重要な意味をもっている。

次に、頭首工の敷標高は現河床より高いか低いか（現状の河床に対してであって、計画河床ではない）を確認する。

頭首工の敷高は現河床と同じかそれ以下であれば、流量が変わらない限り上流への堰上げ背水は生じないであろう。

頭首工付近の流れを検討する場合に、最も不確定要素となるものは将来における安定河床標高である。河川の河床縦断形は自然の法則性に合致したものとして決定しなければならない。この研究は徐々に進行しているが、河川工学者すべての合意を得るにはかなりの時間を要するであろう。現在のところ、長年月の測量結果をもとに、その変動要因を分析し、現状の縦断形を尊重しながら確定すべきものと考えられる。

第７章　頭首工の基本諸元

関連条項［基準７、運用 7-6～11］
［基準 10、運用 10-1、2、9］

頭首工の基本設計は、その後に行う詳細設計の基礎となるもので、当該頭首工に求められる機能に関する条件と、これを満足するための基本的な諸元を決定するものである。ここでは、本設計において決定すべき頭首工の基本的な諸元の項目を明らかにし、それぞれの項目の具体的な内容について解説する。

7.1　位置の選定と取水位の決定

頭首工の位置の選定は、河川の状況によるが、次のような順序で行う。

⑴　かんがい地域への設計取水量が決定されると、これに必要な導水路が計画される。この導水路の上流端における水位と同標高程度の河川水位の位置を見出す。これが、頭首工計画位置の第一の仮定位置である。

⑵　上記の位置から河川の上流において、確実な取水と洪水時の防砂の条件を満足する位置は、一般に河川湾曲部凹岸側中央直下流付近である。ここが、頭首工の取入口の位置となる。

⑶　次に計画取水位を決定しなければならない。計画取水位は第⑴項を満足し、ついで取水時の防砂と沈砂池の計画に必要な条件を満足しなければならない。

⑷　取水時の防砂のためには、頭首工上流側の流速を 0.4 m/s 程度にするように堰上げなければならない。この条件は僅かな配慮で可能であり、必ず検討した方がよい。

⑸　また、沈砂池の計画上、これらの自然排砂を可能とするのに必要な水頭は 3.0 m 以上と考えればよい。

⑹　なお、取入口敷高は、原河床より最大洪水深の 1/6 以上高くすることも防砂の点からも望ましい。

以上を総合的に検討し、位置の選定と取水位の決定を誤らないようにすることが大切である。特に注意すべきことは、防砂を主眼として決定した取水位が第⑴項の仮定値より高くなったとしても、導水路の途中で落差工等でそのエネルギーを吸収することが可能である。その他各種の水路構造物の計画が可能となりメリットが大きい。農業用水のトラブルのほとんどは土砂の流入によって生じていることを思えば、防砂を主眼として計画することが重要である。

次に、技術的・経済的に検討すべき事項は以下のとおりである。

①　ミオ筋が取入れようとする川岸に近く、常に安定して、洪水による河床の変化の少ない地点であること。

②　渇水時でも確実な取水ができる地点であること。

③　取水とともに著しい土砂の流入が生じない地点であること。

④　堰上げによる上下流への影響が少ない地点であること。

⑤　構造上の安定が得られ、かつ工事費が安くできる地点であること。

⑥　維持管理に便利な地点であること。

以上の諸条件を総合的に考えて最も有利な地点を選定する。一般に頭首工の工事費は、堰上げ高

さの大小によって左右される。したがって、頭首工の位置によって生じる堰上げ高さの大小による工事費の増減、河幅の変化に伴う頭首工工事費並びに導水路工事費の増減を常に比較して適当な位置を定めなければならない。

7.2　取入れ方式及び取入れ方法

7.2.1　取入れ方式

取入れ方式は、河川又は湖沼の自然水位から直接取水する自然取入れと、水位を一定に保つために堰上げ施設を設けて取水する堰上げ取入れとに区分される。

自然取入れは、取水位（河川水位）が安定していることが絶対条件である。一般に河川は、河床低下するので、これに伴って取水位（河川水位）が低下し、設計取水量の取入れが困難となり、ついには取入れが不能となる。しかし、取入口下流部の河床に岩が露頭して、将来とも河床低下がないところや、直下流部に砂防堰堤等があって、河川水位の低下のおそれがないところでは、取入口の位置の選定がよければ自然取入れは可能である。

堰上げ取入れは、受益地へ導水するための取水位を確保するために取水堰を設けて、堰上げて取水する方式で、大多数の頭首工はこの方式である。

なお、特殊両岸取入れの場合は、取水堰に近い方の取入口が堰上げ取入れで、それより上流側にある取入は、自然取入れとなる。

7.2.2　取入れ方法

取入れ方法には、片岸取入れと両岸取入れとがある。

受益地が片岸にある場合は、受益地側の取入れに良好な河岸に取入口を設ければよい。しかし、受益地が両岸にある場合は、両岸取入れとするか、片岸で全設計取水量を取水し、適当な施設で分水し導水するかを十分検討しなければならない。

また、河川の状況を見ると、渓流河川では片岸取入れ方法に限られる。しかし、急流河川においても片岸取入れ方法とし、両岸に用水を配分する必要がある場合は、片岸で全設計取水量を取水し、取水直後堤体内サイホンで対岸に導水するか、あるいは適当な位置で水管橋又はサイホンで対岸に導水する方法がよい。これは多くの場合、取入口の位置として、一方が洗掘領域で良好であれば、その対岸は堆砂領域となり土砂が堆積するので、取入口の位置としては不適当となるからである。緩流河川でも片岸取入れを原則とするが、河川の直線部で堰上げの大きい全可動堰タイプの場合は、取入口前面の堆砂をゲート操作によって掃砂できるので、両岸取入れ方法は可能である。また、ミオ筋の安定が十分確かめられる場合は、特殊両岸取入れ方法がよい場合がある。

7.3　形式の選定

7.3.1　取水堰の形態

取水堰の形態には、全固定堰・複合堰・全可動堰がある。

固定堰と可動堰の複合堰は、可動堰（土砂吐き・洪水吐き）の敷高を河川の河床横断形に馴染みよく階段状に定め、全体の河積は縮小しないように留意しながら計画し、数多く築造されていた。しかし、河川管理施設等構造令（以下「構造令」という）第 37 条（流下断面との関係）の規定により、現在では山間狭さく部の渓流河川で固定堰の事例が一部にはあるが、一般には全部全可動堰形態であり、可動堰の敷高は河川改修計画横断形に合致させ河川流下断面内に固定部を設置することは原則として認められない。

7.3.2　取水堰の形式

取水堰を岩盤の上に直接築造する場合は、フィックスド型（fixed type）、また浸透性地盤（砂礫地盤等）上に築造する場合は、フローティング型（floating type）と区分している。

フィックスド型の場合は、取水堰基礎が着岩しているので、堰体の安定上は問題なく、護床工等も不要であるので工事費も低廉でよい。フローティング型は堰体基礎面のパイピング及び越流水による下流河床洗掘が生じるので、これらの対策は十分検討する必要がある（取水堰の災害の大部分はこのフローティング型である）。前者のパイピングに対しては、止水壁によって、後者の洗掘に対しては、エプロン・阻壁及び護床工で堰体の安全を確保している。なお、堰越流水の減勢工法にはいろいろな工法がある。

7.3.3　ゲート形式

頭首工のゲート形式は、それぞれの工種によってその使用目的が異なるので、河川の状況・河川管理上の安全性・水利機能の信頼性及び経済性を考慮して選択する。ゲート形式は一般に引上げ式（ローラゲート・スライドゲート）と起伏ゲート（鋼製起伏ゲート・ゴム引布製起伏ゲート）がある。

⑴　洪水吐きゲート

洪水吐きは、洪水を安全に流下させるために設けるものであるから、一般に低扉高・長径間ゲートとなる。ゲート形式は、河川の状況・頭首工の規模等によって選定する。

一般に引上げ式ゲートで、長径間の場合は長径間ローラゲート（シェルタイプ）が多い。また、中小河川で河川の状況によっては起伏ゲート（鋼製起伏ゲート・ゴム引布製起伏ゲート）が用いられる。起伏ゲートは、設置位置の条件が厳しいので、その採用に当たっては河川の状況等から十分検討する。

ローラゲートと起伏ゲートには、次のような長所と短所がある。

ア　ローラゲートの長所は、①洪水時には引上げるので土砂礫の流下による扉体の損傷はない。②ゲート敷部に段差を設ける必要がない。③点検整備が容易である。④扉体は開閉が確実にできる。⑤扉高が大きくとも構造上問題がない。

短所としては、①堰柱による河積の縮小がある。②ゲート工事費・土木工事費並びに維持管理費ともにかさむ。③出水時のゲート操作には十分な配慮が必要である。

イ　起伏ゲートの長所は、①堰柱が小規模であるので河積阻害率が小さい。②ゲート工事費並びに土木工事費とも低廉である。③小動力でゲート操作ができるので維持管理費が少なくてよい。④洪水時には無動力で自動的に倒伏できるので管理が容易である。⑤ゴム引布製起伏ゲートの場合は完全倒伏が容易である。

短所としては、①洪水時扉体が河床にあるので流下土砂礫による損傷が大きい。②頭首工位置の選定が重要である。③扉体起立の状態で長期間の使用（通年取水）の場合は問題がある。④扉体及び支持機構が常に水中にある場合は点検整備が容易でない。⑤完全倒伏に時間を要する。

また、起伏ゲートの設置位置に対する問題としては、①土砂流下量の少ない河川であること。特に転石のある河川では問題がある。②ゲートの上下流エプロンには敷高差（落差）が必要で

ある。③扉体及び支持機構は下流側渇水位より上に設置しないと点検補修が容易でない。④構造令の制限により、原則としてゲート起立時における天端高さは計画高水位の 1/2 以下とし、かつ高さは３ｍ以下としなければならない。ただし、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には、この制限はない。

⑵　土砂吐きゲート

土砂吐きゲートは、土砂吐き水路内の堆砂を掃流通過させる機能が重要であるので、掃流・排砂しやすいゲート形式を選定する。

オーバーフロー型の起伏式ゲートは、ごみなどを流下させたり、下流への放流設備としては望ましいが、土砂吐き水路内の土砂を排除するためには効率が悪い。また排砂時、この扉体の上を多量の土砂礫が通過するため扉体の損傷が大きい。一方、引上げ式ゲートは開扉と同時に排砂ができ、洪水時にはゲートを水面上に引上げるので扉体の損傷はない。このようなことから土砂吐きゲート形式は、起伏型は不適当であり、引上げ式ゲートがよい。オーバーフロー型の長所を取入れて、流量調節又はごみを流下させたりする機能を兼ね備え維持管理を容易にした起伏ゲート付２段ローラゲートが近年多く用いられている。また、このゲート形式は、土砂吐きに接して魚道がある場合は、起伏ゲートからの越流が呼び水となり魚道入り口への集魚に効果があり、さらに魚道出口付近では起伏ゲートでの土砂吐き水路の表面水を流下させ遡上魚は下層部を遡上できるので取入口への迷入・吸引防止にも効果がある。

⑶　取入口ゲート

取入口ゲートは、堤防に接して設けられるものであるから洪水時には止水性の高い四方水密方式のゲート形式が要求される。一般に引上げ式が多く、緊急時に自重降下が可能なラック式開閉装置が望ましい。

⑷　魚道ゲート

取水堰のたん水位が大きく変動する場合で、この水位変化に対応できない魚道形式では、魚道出口（入水口）で流量（水位）を調節しなければならない。主なゲート形式には、角落し、連動起伏式ゲート・昇降駆動式ゲートがある。

頭首工の魚道は、洪水時には冠水し、流木・土砂等による障害のおそれがあるので、いずれのゲート形式もその点に配慮して維持管理の容易なゲート形式を選定する。

7.4　可動堰可動部の敷高

7.4.1　河床横断形

計画河床横断形は、河川整備基本方針に従って、主要な地点の横断形が定められており、取水堰設置地点では上下流の横断形から示されることとなる。こうした計画横断形は河床部を画一的な直線で描かれている場合が少なくないが、この横断形に基づいて改修工事が済んだ場合であっても、自然が形成する河床は平らなものにならないのが一般である。

特に頭首工設置地点はミオ筋が岸寄りに安定しているところとなるため、この傾向が強い。計画横断形が定められているが、まだ改修工事の済んでいない場合も、改修後には現況河床と同傾向を示すものと考えられる。したがって、このように現実の河床と計画横断形が異なる場合、あるいは明らかにそのことが想定される場合には、河川管理者と協議して、「流下断面を縮小することなく、計画横断形を変更」してもらい、自然河川の横断形とできるだけ相似形になるように敷高を定めるとよい。

7.4.2　可動部敷の揚床

河川改修工事が未了のため、現況の河床高より計画河床高が低いことが起きる場合がある。このような場合は、取水堰の前後の河床を掘削して施工することになるが、完成後洪水時に可動部敷上に堆砂が起こってゲートの完全かつ安全な操作に支障を与えることがないようにする必要がある。

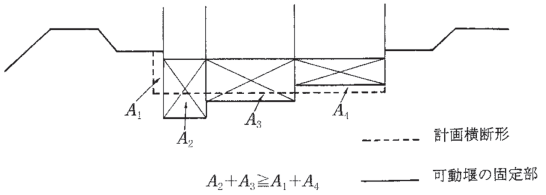


図-7.4-1　計画横断形を変更する場合の例

このため、敷高を計画河床により多少揚床させ、上下流のエプロンを含む敷部を広頂堰として機能させ、敷上に堆砂を起こさないようにする方法がある。これは、堰体及び上下流のエプロン部の粗度効果による流速増加に伴う水面低下現象を利用して、治水上影響を与えない範囲か、又は与える場合は必要な措置を講じた上で揚床させるものである。

なお、この場合、揚床部については河川縦断形が変更され、これが計画河床高となるのでこれらについては河川管理者と十分協議する。しかし、前述の方法をもってしても、なお可動部敷が現況河床高を下回り、その差が著しい場合は、次に述べる「**7.4.3　その他の対応**」について検討する。可動堰のゲートに起伏ゲートを採用する場合は、ゲート倒伏時にゲートを格納するため少なくともゲートの厚み分だけゲートのヒンジ部で段差をつける必要がある（ゲート格納部だけくぼみをつけることは堆砂によりゲートが倒伏しないおそれが大きい）。このためにも、最小限の揚床が必要である。

なお、治水上影響を与えない範囲で敷高を揚床した場合は、流速増加に対して、河床部にはエプロン及び護床工で、堤防又は河岸には護岸工により適切な措置を講じる。

7.4.3　その他の対応

現況河床高と計画河床高が著しい差がある場合、可動部の敷高設定に当たって上記のほか考慮すべきこととして、⑴暫定計画の策定、⑵臨時の敷高の設置、⑶完成後の河床の洗掘等がある。

⑴　暫定計画は、本計画に基づく計画横断形で一気に改修工事を実施するより段階的に施工し、早急に部分効果を上げることが適当な場合等、に定められるものである。暫定計画が定められているときは、暫定計画で定めたこの横断形を計画横断形とみなして構造令を適用することができる特例規定が構造令第 75 条に定められている。堰にこの特例規定を適用することができるのは、計画横断形に合わせて設けたときに、「その機能の維持が著しく困難となる場合その他特別の事情により著しく不適当であると認められる場合」に限られるが、可動堰可動部の敷上に堆砂するおそれがある場合は、まさしくこれに該当するものである。

このため、当該地点の計画横断形での改修が相当先になる見込みのときは、河川管理者は暫定計画の策定について検討するよう努めることとされている。したがって、河川管理者と協議し、

策定可能な場合は、暫定の計画横断形を基準に敷高の検討を行う。しかし、暫定計画はある地点から上流部全体について策定すべき性格のものであり、ある短い区間だけに限って定められるものではなく、かつ短期間の協議で定められるものでもないので、事前に協議を行う必要がある。

⑵　臨時の敷高の設置については、本来の敷高は計画横断形を基準として設け、その上に当該地点の河川改修工事が行われるまでの間、臨時の敷高（ゲートの戸当り部）を設けて対応しようとするものである。

この方法による対応は、射流水路を形成する必要のある土砂吐き部に適用することは困難であり、また、洪水吐き部についても、今日までの実績、経験が少ないので、臨時の敷高の設計については、個々に技術的検討を十分に行うことが必要である。

⑶　河床の浚渫は、完成後の維持管理の範ちゅうに入ることであるが、可動部の敷高の決定に当たっては、浚渫による維持管理で具体的対応が可能かどうかを明らかにしておく必要がある。

敷高を揚床した場合、あるいは暫定計画の横断形を基準として敷高を設けた場合であっても、現況河床高と著しい差がある場合は、施工時に堰を中心として上下流の河床を掘削した部分も、再三にわたり洪水を受けると、順次埋没してきて敷上に堆砂するおそれがある。このため埋没した分は浚渫して施工時に整形した河床を保つようにする必要がある。

このことについては河川管理者にあっても、河川改修工事の一環として可能な範囲で河床の浚渫等の処理に努めることとなっているので、河川管理者とも協議してルールを定めておくことが望ましい。

7.5　堰固定部設置の制限条件

堰固定部設置に対する制限条件は、構造令第 37 条（流下断面との関係）において、次のように規定されている。

「可動堰の可動部（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に限る。次条及び第 39 条において同じ。）以外の部分（堰柱を除く。）及び固定堰は、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る流下断面を含む。以下この条、第 58 条第 1 項及び第 61 条第 1 項において同じ。）内に設けてはならない。ただし、山間狭さく部であること、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。」

流下断面は、「流水の流下に有効な河川の横断面をいう。」と構造令に定義されているが、堰設置位置の上下流と縦断的又は平面的につながらない局部的な深掘れ又は死水域と認められる部分は含まれない。

流下断面内に固定部を設けることができるのは、⑴山間狭さく部や深い掘込み河道などで堰上げ背水が生じても治水上の支障がないと認められるときと、⑵河床の状況により流下断面内に設けないと機能確保ができないなどやむを得ないと認められる場合に、治水上の機能確保のため適切な措置を講ずるときである。

⑴のケースは、堰を設ける地点に堤防（計画を含む）がない場合で堰の設置による影響が上流部にある堤防に及ばない場合、又は上流部にある家屋や農地に浸水するおそれがない場合が該当する。

⑵の「適切な措置」は、阻害される断面の流下能力に相当する断面を低水路又は河幅の拡大により確保し、堤防をかさ上げすることによる方法は原則として行わない。ただし、地形の状況により、

計画高水位を上げてもなお河岸の高さとの間に構造令第 20 条第 1 項に定める値（**表-7.** 5-1 参照）以上の余裕がある場合は河積を広げる措置を必要としない。

表-7. 5-1　構造令第 20 条第 1 項の表

項	計画高水流量（単位：m^3/s）	計画高水位に加える値（単位：m）	備　考　小河川の特例（構造令第 76 条・同規則第 36 条第 2 号）
1	200 未満	0.6	河川管理上支障があると認められる場合を除き、計画高水位が堤内地盤高より高く、かつ、その差が 0.6 m 未満である区間においては、計画高水流量が 50 m^3/s 未満であり、かつ、堤防の天端幅が 2.5m 以上である場合は、計画高水位に 0.3 m を加えた値以上とすることができる。
2	200 以上　500 〃	0.8	
3	500 〃　2,000 〃	1.0	
4	2,000 〃　5,000 〃	1.2	
5	5,000 〃　10,000 〃	1.5	
6	10,000 以上	2.0	

固定堰を設けることによる堰上げ背水計算に当たっては、固定堰の上流側には天端高まで堆砂するものとし、堰地点を起点に現況河床勾配の 1/2 の勾配で堆砂したとする河積条件で計算するとよい。

7.6　径間長と流下断面内の関係

法河川の流下断面内に設ける可動堰の可動部の径間長については、構造令第 38 条に原則規定が、また、可動堰の可動部の一部を土砂吐き又は舟通しとしての効用を兼ねたものとする場合の特例規定が第 39 条にそれぞれ定められている。いずれも計画高水流量に応じて確保すべき径間長が規定されているものである。構造令上はこの規定に適合した径間長を持ち径間部分のゲート及びこれを支持する堰柱を可動堰の可動部と称しており、径間長が規定未満の径間部分については可動部とみなしていない（本設計基準では、ゲートをもって物理的に可動する部分は、例え規定未満の径間長であっても可動部として取り扱っているので、構造令上の取扱いと混同しないように注意する必要がある）。

堰と流下断面の関係が前節「**7.5　堰固定部設置の制限条件**」の解説にあるように、構造令第 37 条に規定されている。ここに、本文規定（ただし書き規定を除くの意）として、「可動堰の可動部（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に限る）以外の部分（堰柱を除く）及び固定堰は、流下断面（計画横断形が定められている場合には、当該計画横断面形に係わる流下断面を含む）内に設けてはならない。」とあって、構造令第 38 条、第 39 条の本文規定に適合しない径間長部分は、構造令上「流水を流下させるためのゲート」とみなされていないので、固定堰等と同様に原則として規定長未満の径間部分は流下断面内に設けることができない。

ただし、次の二つの条件のいずれかに該当する場合は、規定長未満の径間長のものを設置することができる。すなわち、⑴「山間狭さく部であることとその他河川の状況、地形の条件等により治水上の支障がないと認められるとき」と、⑵「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」である。

⑴のケースは、堰を設ける地点に堤防（計画を含む）がない場合で、当該径間部分を無効河積とみなしたときに生ずる上流への堰上げ背水位と堤防又は河岸の高さとの間に構造令第 20 条 1 項の規定による余裕高以上の余裕が確保されるときである。

⑵の「適切な措置」は、当該径間部分の無効河積相当の流積を低水路又は河幅の拡大によって確保することなどであって、計画高水位を高くすること、すなわち、堤防をかさ上げすることによっ

て確保することは原則として行わない。ただし、地形の状況により計画高水位を上げてもなお河岸の高さとの間に堤防の高さの規定である構造令第 20 条第 1 項の表（**表-7.** 5-1 参照）の値以上の余裕がある場合は、特別拡幅の措置を必要としない。

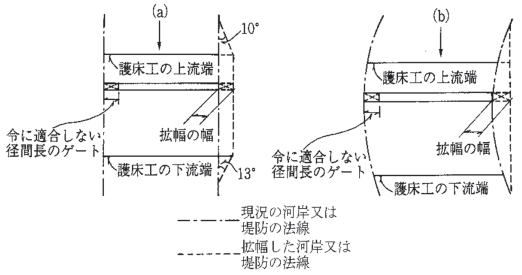


図-7. 6-1　低水路又は河幅を拡幅した場合の措置

なお、低水路又は河幅を拡大する場合は、**図-7.** 6-1 に示すように、堰の護床工（エプロンのみの場合はエプロン）の上流端から下流端までの間は拡大した低水路幅又は河幅を維持し、護床工の上流端から上流側の低水路の河岸又は堤防には、水理的に無理のないように取り付ける。河川の屈曲部における拡幅は**図-7.** 6-1 (b) に示すように滑らかな法線で拡幅を行えばよい。

7.7　構造令及び河川管理施設等構造令施行規則の関係条文とその解説

堰の径間長の原則を規定する構造令第 38 条、第 39 条及びこれを受けた河川管理施設等構造令施行規則（以下「規則」という）第 17 条、第 18 条、第 19 条の条文と、その解説について述べる。

7.7.1　構造令第 38 条、規則第 17 条、規則第 18 条関係

（可動堰の可動部の径間長）

【構造令第 38 条】

⑴　可動堰の可動部の径間長（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。）は計画高水流量に応じ、**表-7.** 7-1 の下欄に掲げる値以上（可動部の全長（両端の堰柱の中心線間の距離をいう。次項において同じ。）が、計画高水流量に応じ、同欄に掲げる値未満である場合には、その全長の値）とするものとする。ただし、山間狭さく部であること、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は、この限りではない。

⑵　前項の表（**表-7.** 7-1）一の項の中欄に該当する場合において、可動部の全長が 30 m 未満であるときは、前項の規定にかかわらず可動部の径間長を 12.5 m 以上とすることができる。

表-7. 7-1　構造令第 38 条第 1 項の表

上　欄	中　欄	下　欄
項	計画高水流量（単位 1 秒間につき立法メートル）	径間長（単位メートル）
一	500 未満	15
二	500 以上　2,000 未満	20
三	2,000 以上　4,000 未満	30
四	4,000 以上	40

⑶　第 1 項の表（**表-7.** 7-1）三の項又は四の項の中欄に該当する場合において、第 1 項の規定によれば径間長の平均値を 50 m 以上としなければならず、可動堰の構造上適当でないと認められるときは、同項の規定にかかわらず、国土交通省令で定めるところにより、可動部の径間長をそれぞれ同表三項又は四の項の下欄に掲げる値未満のものとすることができる。

⑷　第 1 項の表四の項の中欄に該当する場合においては、第 1 項の規定にかかわらず、流心部以外の部分に係わる可動堰の可動部の径間長を 30 m 以上とすることができる。この場合においては、可動部の径間長の平均値は、前項の規定の適用がある場合を除き、40 m 以上としなければならない。

⑸　可動堰の可動部が起伏式である場合においては、国土交通省令で定めるところにより、可動部の径間長を前各項の規定によらないものとすることができる。

（可動堰の可動部の径間長の特例）

【規則第 17 条】

構造令第 38 条第 3　項に規定する場合における可動部の径間長は、同条第 1 項の規定による径間長に応じた径間数に 1 を加えた値で可動部の全長を除して得られる値以上とすることができる。ただし、可動部の径間長の平均値が 30 m を超えることとなる場合においては、流心部以外の部分に係わる可動部の径間長を 30 m 以上とすることができる。

（可動堰の可動部が起伏式である場合における可動部の径間長の特例）

【規則第 18 条】

構造令第 38 条第 5 項に規定する場合における可動部の径間長は同条第 2 項に該当する場合を除きゲート直高が 2 m 以下の場合は、ゲートの縦の長さと横の長さとの比の値が 10 分の 1 となる値（15 m 未満となる場合は、15 m）以上とすることができる。

（構造令第 38 条、規則第 17 条、第 18 条の解説）

⑴　径間長とは、隣り合う堰柱の中心線間の距離であり、可動堰の全長は両端の堰柱の中心線間の距離である。堰柱の内面間の距離は一般に純径間又は実径間と呼ばれる。堰が 1 径間である場合の径間長は構造令第 38 条第 1 項の**表-7.** 7-1 の値に関係なくその全長の値でよい。しかし、低水路部分のみに 1 径間の堰を設ける場合で、堰柱から河岸又は堤防までの距離が十分あるときは、できるだけ構造令第 38 条第 1 項の表の値以上の径間長とすることが望ましく、少なくとも構造令第 39 条第 1 項（**表-7.** 7-2 参照）の第 3 欄に掲げる値以上は確保するものとする。ただし、起伏ゲートの場合は堰柱による流通阻害が少ないので低水路幅に相当する径間長でよいし、構造令第 37 条のただし書きを適用できる場合は当然低水路幅に合わせたものでよい。

⑵　計画高水流量（Q ＝ 設計洪水量）が 500 m^3/s 未満の場合で可動部の全長が 30 m 未満である場合は第 1 項の 15 m 以上という基準に対して 12.5 m を限度として 2 径間にすることができるも

のである。ここにいう可動部の全長というのは、前記 **7.6** に記述のとおり、構造令第 37 条のただし書き規定を適用した径間部分は、構造令上可動部と称しないので、このような径間部分を除いた両端の堰柱の中心線間の距離のことである。

構造令第 38 条 3 項の規定は、計画高水流量 Q が 2,000 $m^3/s \leqq Q < 4,000\ m^3/s$ 及び 4,000 $m^3/s \leqq Q$ の場合で、第 1 項の規定では径間長が 50 m 以上となる場合に規則第 17 条の規定によりもう 1 径間増やすことができるものである。条文に、「可動堰の構造上適当でないと認められたときは」とあるように、ゲートの構造を考慮して定められた緩和規定である。近年 50m を超える長径間の堰もあるが、いずれも扉体の高さが高いもので、一般の頭首工のように高さが 2 m 前後のものではゲートの縦横比が小さい細長いものとなって、ネジレその他構造上の困難な問題がある。

⑶　規則第 17 条のただし書きは、径間長の平均値が 30 m を超えることとなる場合で、流心部と流心部以外の部分が区別できる河道であれば、流心部の径間長を長くして、その分だけ流心部以外の部分の径間長を 30 m を限度として短くすることができる意である。これは、第 1 項において特に不等径間割が禁じられているわけではないが、次の⑷に解説する第 4 項の趣旨と整合させたものである。

第 3 項の規定の運用上注意を要することは、次の第 4 項の規定を適用して径間割りをした結果、50 m 以上の径間部分が生じたからといってこの第 3 項の本文規定を適用してもう 1 径間を増やすことはできない。あくまで第 1 項の規定で等径間割りをした結果、すべての径間が 50 m 以上となったときに、この第 3 項の緩和規定が適用できるものと解すべきものである。

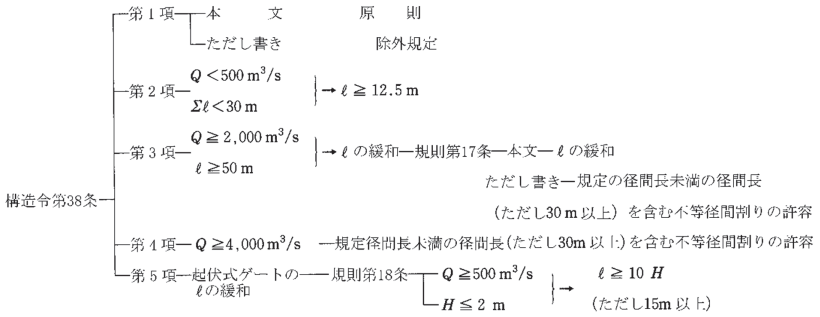
⑷　構造令第 38 条第 4 項の規定は、計画高水流量が 4,000 m^3/s 以上の場合には第 1 項の規定から決まった径間数を変えない限り、流心部以外の部分では 30 m 以上であれば原則規定値である 40 m 未満の径間部分を設けてもよいという意味である。

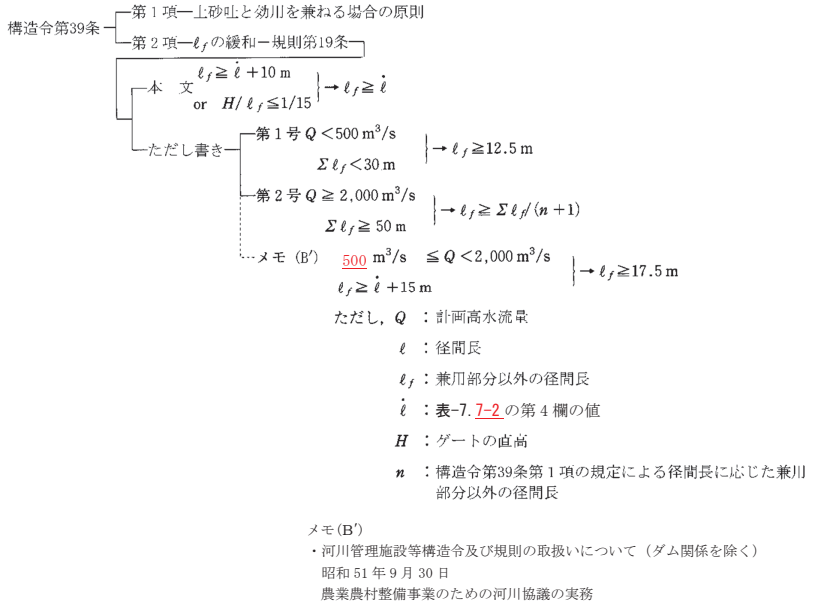
この第 4 項の規定は、流心部が固定していると認められる河川の区間に適用できるものであるが、堰の設置により流心部が固定されることとなる場合は、その流心部を前提としてこの規定を適用することができる。

⑸　構造令第 38 条第 5 項と規則第 18 条の規定により、可動部のゲートが直高 2m 以下の起伏ゲートである場合は、第 1 項の規定にかかわらず、15 m を限度としてゲートの縦横比が 1:10 となる値まで径間長を短くすることができるものである。このことは、前述したゲートの構造上の問題と起伏ゲートの堰柱が低く、洪水時の流木等流下物に対し支障となることが少ないことを合わせ考慮して緩和されているものである。構造令第 38 条第 2 項に該当する場合が除かれているのは、この第 5 項が 15 m を限度としているのに対し、第 2 項では 12.5 m まで許容されており、この第 2 項の規定の方が優先するからである。

なお、起伏ゲートは規則第 21 条[*1]（可動堰の可動部が起伏式である場合におけるゲートの構造）の規定により、ゲートの起立時における、河床からの高さは 3 m 以下で、かつ、原則として、低水路の河床の高さと計画高水位との中間位以下（治水上適切と認められる措置を講ずるときは緩和規定がある）としなければならない。

[*1]　ゴム布引製起伏堰、鋼製起伏堰ともに、平成 3 年 7 月 10 日付で規則の一部改正により、ゲート起立時における上端の高さの制限がなくなった。





メモ（B′）
・河川管理施設等構造令及び規則の取扱いについて（ダム関係を除く）
昭和 51 年 9 月 30 日
農業農村整備事業のための河川協議の実務

図-7.7-1　構造令第 38 条、第 39 条及び規則の構成図

7.7.2　構造令第 39 条、規則第 19 条関係

（可動堰の可動部の径間長の特例）

【構造令第 39 条】

⑴　可動堰の可動部の一部を土砂吐き又は舟通しとしての効用を兼ねるものとする場合においては、前条第 1 項の規定にかかわらず、当該部分の径間長は、計画高水流量に応じ、次の**表-7. 7-2** の第 3 欄に掲げる値以上とすることができる。この場合においては、可動部の径間長の平均値は、同条第 2 項に該当する可動堰の可動部を除き、同表の第 4 欄に掲げる値以上でなければならない。

表-7. 7-2　構造令第 39 条第 1 項の表

第 1 欄	第 2 欄	第 3 欄	第 4 欄
項	計画高水流量（単位 1 秒間につき立法メートル）	可動部のうち土砂吐き又は舟通しとしての効用を兼ねた部分の径間長（単位メートル）	可動部の径間長の平均値（単位メートル）
一	500 未満	12.5	15
二	500 以上　2,000 未満	12.5	20
三	2,000 以上　4,000 未満	15	30
四	4,000 以上	20	40

⑵　前項の規定によれば可動堰の可動部のうち土砂吐き又は舟通しとしての効用を兼ねる部分以外の部分の径間長が著しく大となり、当該部分のゲートの構造上適当でなく、かつ、治水上の支障がないと認められる場合においては国土交通省令で定めるところにより、可動部の径間長を同項後段の規定によらないものとすることができる。

（可動堰の可動部のうち土砂吐き等として効用を兼ねる部分以外の部分の径間長の特例）

【規則第 19 条】

構造令第 39 条第 2 項に規定する場合における可動部の径間長は、可動堰の可動部のうち土砂吐き又は舟通しとしての効用を兼ねる部分以外の部分（以下にこの条において「兼用以外の部分」という）の径間長が計画高水流量に応じ、同条第 1 項の表の第 4 欄に掲げる値を 10 m 以上超えることとなる場合、又はゲートの縦の長さと横の長さの比の値が 15 分の 1 となる場合においては、当該径間長は同**表-7. 7-2** の第 4 欄に掲げる値以上とすることができる。ただし、次の各号の一に該当する場合においては、可動部の径間長を当該各号に定める値以上とすることができる。

一　計画高水流量が 1 秒間につき 500 m^3 未満であり、かつ、兼用部分以外の部分の可動部の全長が 30 m 未満である場合 12.5 m

二　計画高水流量が 1 秒間につき 2,000 m^3 以上であり、かつ、兼用部分以外の部分の径間長が 50 m 以上である場合

構造令第 39 条第 1 項の規定による径間長に応じた径間数に 1 を加えた値で兼用部分以外の部分の可動部の全長を除して得られる値。

（構造令第 39 条、規則第 19 条の解説）

構造令第 39 条第 1 項の規定は、可動堰の可動部の一部を土砂吐き等と兼ねる場合に、土砂吐き等の径間長をその機能確保上、前記 **7.7.1** の構造令第 38 条第 1 項の規定より緩和し、構造令第 39 条第 1 項の**表-7. 7-2** の第 3 欄の値以上とすることができるものである。しかし、平均径間長を

第 4 欄の値以上とすることは、径間数は構造令第 38 条第 1 項の規定により決まるものと変えないということである。

「同条第 2 項に該当する可動堰の可動部を除き」とあるのは、例えば、可動部の全長が 25 m の場合、構造令第 38 条第 2 項によれば 12.5 m の 2 径間とすることができるものが、うち 1 径間を土砂吐き等と効用を兼ねた場合には、平均径間長が 15 m 以上なければならないことから 1 径間とせざるを得ず、構造令第 38 条第 2 項の規定がいかされないこととなる。このため、この場合に該当するものは、1 径間を土砂吐き等と効用を兼ねても平均径間は同表の第 4 欄の値以上なければならないという規定からは除外されているものである。

なお、土砂吐き等と効用を兼ねる径間部分の数については、構造令上規定されていないが、土砂吐き等の機能確保上必要な最小限の径間数にとどめるべきである。しかし、両岸取水しなければならないときなどは、一般に両岸寄りにそれぞれ 1 径間ずつ土砂吐きが必要なことはいうまでもない。

第 2 項及び規則第 19 条は上記第 1 項の規定により径間割りをした結果、平均径間長を規定値以上とするため土砂吐き等の径間部分以外の部分の径間長が著しく長大なものとなる場合の緩和規定である。すなわち、まず、規則第 19 条の本文規定により、①**表-7. 7-2** の第 4 欄の値より 10 m 以上長くなる場合と、②ゲートの縦横比が 1 : 15 より長くなる場合は、**表-7. 7-2** 第 4 欄の値を限度として短くすることができるものである。

さらに、規則第 19 条のただし書きによって、条件によっては径間長を**表-7. 7-2** の第 4 欄の値以下とすることができる。この場合の前提条件は上記①又は②の条項に該当するときである。

⑴　計画高水流量が 500 m^3/s 未満で、かつ、兼用部分以外の部分の可動部の全長が 30 m 未満の場合は、12.5 m 以上とすることができるもので、例えば可動部の全長が 37.5 m の場合には 12.5m の土砂吐き 1 径間と、12.5 m の洪水吐き 2 径間とにすることができる。

⑵　計画高水流量が 2,000 m^3/s 以上の場合で、かつ、径間長が 50 m 以上となるときはもう 1 径間増すことができるもので、条文中「構造令第 39 条第 1 項の規定による径間長に応じた径間数」とは、兼用部分以外の部分の径間数をいうものである。

⑶　上記規則第 19 条ただし書きの第一号及び第二号は、計画高水流量が 500 m^3/s 未満と、4,000 m^3/s 以上の場合の緩和規定であり、500 m^3/s 以上 2,000 m^3/s 未満のものについては除かれている。しかし、この場合にあっても径間長が著しく大となる場合があり、**表-7. 7-2** の第 4 欄の値より 15 m 以上、すなわち 35 m 以上の径間長が生ずることとなる場合は、運用上当該径間長を 17.5 m 以上とすることができる。このことは、構造令第 38 条第 1 項のただし書き「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」の運用によるもので、可動部の拡幅等の措置が困難又は不適当であること及び治水上の支障がないと認められる場合の運用基準である。

7.8　構造令の適用事例

7.8.1　構造令第 39 条第 2 項及び規則第 19 条本文の適用例

図-7. 8-1 は、計画高水流量（Q）が 4,000 m^3/s 以上で、可動部の全長又は河幅（図において B）が 140 m の場合、①構造令第 38 条、第 1 項の規定によれば径間長（ℓ）は 40 m 以上でなければならないので、径間長は 140 m ÷ 3＝ 46.7 m で 3 径間となる。②構造令第 39 条第 1 項の規定に基づいて、径間長 20m の土砂吐き等を片岸に 1 径間設ける場合、兼用部分以外の部分の全長は 140m－20 m ＝ 120 m となり、第 1 項の後段の「可動部の径間長の平均値は‥‥‥、同表の第 4 欄に掲げる値

以上でなければならない。」により、当該部分は径間長 60 m で 2 径間としなければならない。③ここで、構造令第 39 条第 2 項及び規則第 19 条本文の規定を適用すれば、兼用部分以外の部分の径間長 60 m は、**表-7.** 7-2 の第 4 欄の値を 10 m 以上超えているので当該部分の径間長を**表-7.** 7-2 の第 4 欄の値 40 m 以上とし、径間長 40 m で 3 径間とすることができる。

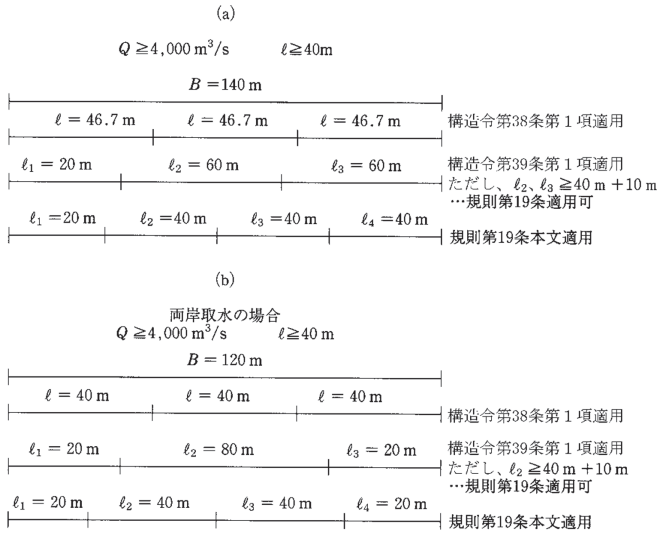


図-7. 8-1　構造令第 39 条第 2 項及び規則第 19 条本文の適用例

また、両岸取水で、土砂吐きを両岸にそれぞれ 1 径間設ける場合、土砂吐き、舟通しをそれぞれ 1 径間設ける場合など、土砂吐き等を 2 径間設ける場合の一例が**図-7.** 8-1 の(b)である。計画高水流量が 4,000 m³/s 以上で、可動部の全長又は河幅が 120 m の場合、①構造令第 39 条第 1 項の規定に基づいて径間長 20 m の土砂吐き等を 2 径間設けるとすれば、兼用部分以外の部分の全長は 120 m − 40 m = 80 m となり、第 1 項の後段の規定「可動部の径間長の平均値は……、同表の第 4 欄に掲げる値以上でなければならない。」により、当該部分は径間長 80 m で 1 径間としなければならない。②ここで、構造令第 39 条第 2 項及び規則第 19 条本文の規定を適用すれば、兼用部分以外の部分の径間長 80 m は、構造令 39 条**表-7.** 7-2 の第 4 欄の値 40 m を 10 m 以上超えているので、当該部分の径間長を同**表-7.** 7-2 第 4 欄の値 40 m 以上とし、径間長 40 m で 2 径間とすることができる。

7.8.2　構造令第 39 条第 2 項及び規則第 19 条ただし書き第 2 号の適用例

計画高水流量が、4,000 m³/s 以上で、可動部の全長が 120 m の場合（一般的には大河川の低水路に堰を設ける場合等に発生する。）

(1)　構造令第 38 条第 1 項の規定によれば径間長は 40 m 以上でなければならないので、径間長は 120 m ÷ 3 = 40 m で 3 径間となる。

(2)　第 39 条第 1 項の規定に基づいて径間長 20 m の土砂吐き等を片岸に 1 径間設ける場合は兼用部分以外の部分の全長は 120 m − 20 m = 100 m となり、当該部分は径間長 50 m で 2 径間となる。

(3)　ここで、兼用部分以外の部分の径間長は第 39 条**表-7.** 7-2 の第 4 欄の値 40 m を 10 m 以上超えているが、もう 1 径間増し、兼用部分以外の部分の全長 100 m を径間数 3 で除して得られる値は 33.3 m あり、同**表-7.** 7-2 の第 4 欄の値 40 m 以下となって、規則第 19 条本文規定は運用することができない。

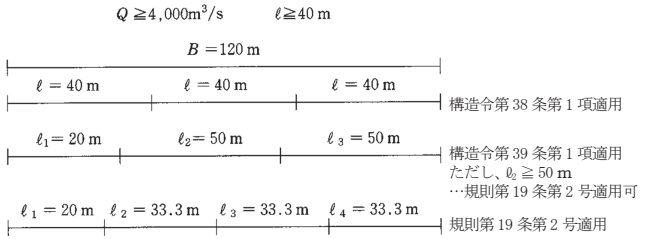


図-7. 8-2　構造令第 39 条第 2 項及び規則第 19 条第 2 号の適用例

(4)　しかし、兼用部分以外の部分の径間長が 50 m であるため規則第 19 条ただし書き第 2 号に該当するので、当該部分の径間を 1 径間増し、3 径間として、兼用部分以外の部分の全長 100 m を 3 で除して得られる値 33.3 m とすることができる。したがって、20 m で 1 径間、33.3 m で 3 径間とすることができる。

7.8.3　構造令第 39 条第 1 項及び構造令第 38 条第 1 項ただし書き…前記構造令第 39 条、規則第 19 条の解説③の運用基準適用例

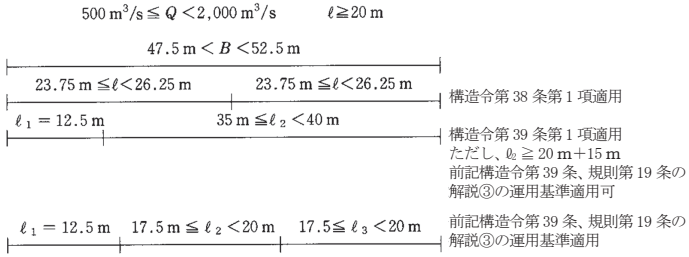


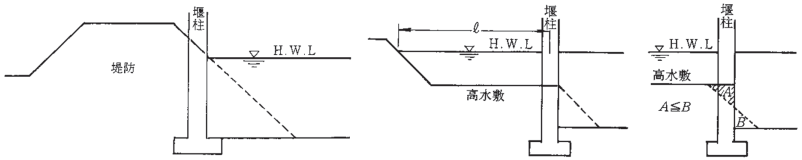
図-7. 8-3　③の運用基準の適用

7.9　両端の堰柱及び管理橋の橋脚の位置

7.9.1　両端の堰柱の位置

両端の堰柱の位置は、構造令上具体的な規定はない。しかし、構造令第 36 条第 2 項にある「・・・・・洪水の流下を妨げず、付近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、適切に配慮された構造」とする必要がある。このため、次のことに配慮して定める。

⑴　両端の堰柱は堤防の定規断面を著しく侵さないように配慮する。定規断面内に著しく食い込むと堤防の弱点となるからである。一方、定規断面外に設けると堰柱と堤防法面との間は無効河積と見なさざるを得ない狭いものとなって流通阻害になる。したがって、一般には堰柱の内面（ゲート側）を堤防法面と計画高水位との交点に合わせるか、それよりやや堤防側に控えて設ける。



図−7. 9−1　両端の堰柱の位置

⑵　取水堰が低水路に設けられ、両端の堰柱が低水路の河岸に設けられる場合は、原則として低水路の河岸の法肩線に堰柱の内面を合わせる。低水路の断面積が上下流に比べて著しく大きくなるときや起伏ゲートの場合は、従前の低水路の断面積と等値となるまで堰柱を流心側に出して差し支えない。

7.9.2　両端の堰柱と堤防（川岸）間の河積の取り扱い

低水路部あるいはこれに相当する部分に取水堰を設ける場合は、高水敷の幅によって、堤防又は両端の堰柱の間に実質上短い径間長が出現することがある。**図−7. 9−1** における（ℓ）は、少なくとも構造令第 39 条第 1 項の**表−7. 7−2** 第 3 欄の値以上確保することとする。ただし、河幅の状況等により上記の値を確保することが極めて困難な場合で ℓ が同**表−7. 7−2** 第 3 欄の値の 2/3 以上あるときは、河川管理者と協議打ち合せにより、規則第 16 条に定められた護岸長より少なくとも上下流おのおの 5 m 以上延長し、かつ護岸高は河岸又は堤防高まで実施する等の特別の措置を講ずる場合は有効河積とみなすことができる。また、これ以外の場合は当該部分の河積を無効河積とみなして、水理上の支障がないことを確かめるか、又は、水理上の機能の確保のため適切と認められる措置を講ずる必要がある。

7.9.3　管理橋の橋脚の位置

取水堰に設けられる管理橋の径間長は、構造令第 67 条第 2 項において「堰又は水門と効用を兼ねる橋」として、橋の径間長の規定から適用除外となっている。しかし、堰の可動部の区間については堰の径間長の規定でおのずから定まるが、岸から直近の堰柱に至る管理橋の区間については規定がないことになる。このため、運用基準として、河岸又は堤防から直近の堰柱の間に架ける橋（「兼用部分以外の部分」）に橋脚を設ける場合（**図−7. 9−1** における ℓ が長い場合）は、原則として橋の径間長を規定した構造令第 63 条及びこれに係わる規則第 28、29 条を準用する。

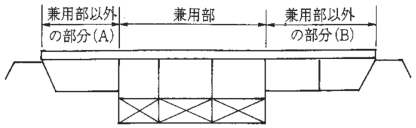
橋の径間長に関する構造令は、構造令第 63 条が 4 項から成っており、かつ、関連規則が 2 条あって非常に複雑なものとなっているので、詳細は構造令によること。

基本的には基準径間長（L）の次式があり、橋の径間長はこの L 以上でなければならないものであるが、これに様々な特例規定、緩和規定、除外規定がある。

$$L = 20 + 0.005Q \quad \cdots\cdots (7.\ 9\text{−}1)$$

ここに、L ：基準径間長（m）、Q ：計画高水流量（m^3/s）

管理橋の兼用部以外の部分の径間長は、構造令の橋に係わる規定長（緩和規定等により必ずしも上記の L ではない。）以上を原則とするが、運用基準における緩和として、**図−7. 9−2** において、兼用部以外の部分（A）及び（B）を一つの橋とみなして、この部分の平均径間長が規定長以上であればよい。この場合に、例えば（A）の部分には管理橋を架けない場合も、この部分を 1 径間とみなして、（A）、（B）合わせて平均径間長を満足していればよい。また、以上の措置によっても、なお、当該部分の径間長が 80 m 以上となる場合で、当該管理橋の必要性、堰設置地点の変更、低水路の法線の変更等についての検討の上、特にやむを得ないと認められるときは、もう 1 径間増やすことができる。



図−7. 9−2　管理橋の橋脚

7.10　構造令関係条文の適正な運用

個々の堰の径間割りに当たっては、低水路や河幅を拡幅する等の措置も組合せ、当該堰に最も適合した条文の適用によって合理的な設計を行う必要がある。

また、堰柱による河積の阻害率（堰柱の幅の合計が計画高水位における有効河幅に占める割合）は 10%以下とすることが望ましい。

なお、構造令第 39 条第 1 項の**表−7. 7−2** の第 3 欄の値は、土砂吐き等の径間長を定めたものではなく、土砂吐き等を「流水を流下させるためのゲート」、すなわち洪水吐きの機能を兼ねるものにするための径間長の最小限度値を示したものであるから、設計に当たっては、土砂吐きや舟通しの機能確保のため適正な径間長とする必要がある。このため、この表の第 3 欄の値では土砂吐き等の機能の確保が困難な場合は、基準に満たない径間長の土砂吐き等を設け、構造令第 37 条ただし書きの「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」を適用することができるものである。

第 8 章　堰上流に及ぼす治水上の影響の検討

関連条項［基準 7、運用 7-5］

設計洪水量が流下したときの当該堰上流に生じることとなる水位による、治水上の支障がないことを確認したり、又は治水上の機能の確保のため適切と認められる処置を講じる場合には、必要に応じ水理計算を行い、安全性の検討を行うことが必要である。ここではその計算例を解説する。

8.1　複合堰による堰上げ水位の計算*1

計算の条件として設計洪水量、河床から測った固定堰の堰頂及び可動堰の敷までの高さ、固定堰及び可動堰（有効河積とみなすことができる洪水吐き部、土砂吐き部及び舟通し部）の全長又は実径間長、下流水深（下流水頭）を既知とする。取水堰を設計洪水量が流下するときの堰上流水深を求めるには、次の方法によって求めることができる。

⑴　取水堰構成各部のすべてが潜越流のときは、堰全体を含む運動量方程式から設計洪水量に対する上流水深を求める。

あるいは、下流水深が堰高に比して十分大きいときは、堰、堰柱の渦動損失、上下流断面間の摩擦損失を考慮して、ベルヌーイ（Bernoulli）の式から上流水深を求める。

⑵　取水堰構成各部のうち一部でも完全越流になるときは、上流水深を仮定し、各部の流量の和

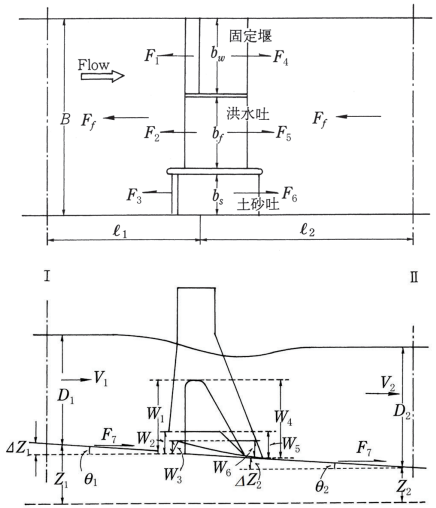


図-8.1-1　取水堰の上下流図

*1　松下　玄：複合堰の流れ、三重大学農学部報、No. 39（1970）

として取水堰全流量を求め、この繰り返しにより、上流水深～全流量曲線を作る。これから設計洪水量に対する上流水深を求める。

8.1.1　取水堰構成各部の流れが全部潜越流のとき

⑴　設計洪水量に対する上流水深の求め方

取水堰中、最も高い堰の高さ W_h と下流水深 D_2 の比 W_h/D_2 を求める。

$W_h/D_2 > 0.3$ のときは、以下に述べる⑵運動量方程式による方法によって上流水深を求める。

$W_h/D_2 \leqq 0.3$ のときは、後に述べる⑶河川水面追跡法による方法によって、堰、堰柱による渦動損失や摩擦損失水頭を考慮して、ベルヌーイの式から上流水深を求める。

⑵　運動量方程式による方法

取水堰を含んだ河川の上下流断面間に運動量方程式を作り、与えられた設計洪水量 Q、下流水深 D_2 に対する上流水深を求める。

$$w\frac{BD_1^2}{2}+\frac{wQ^2}{gBD_1}=w\frac{BD_2^2}{2}+\frac{wQ^2}{gBD_2}$$
$$+F_1+F_2+F_3+F_f-F_4-F_5-F_6-F_7 \cdots\cdots (8.1\text{-}1)$$

ここに、
w ：水の単位体積重量（kN/m³）
B ：堰の全幅（m）
D_1 ：上流水深（m）
D_2 ：下流水深（m）
Q ：設計洪水量（m³/s）
g ：重力の加速度（m/s²）
F_1、F_2、F_3 ：固定堰、洪水吐き敷、土砂吐き敷から上流側へ働く反力
F_4、F_5、F_6 ：固定堰、洪水吐き敷、土砂吐き敷から下流側へ働く反力
F_7 ：底面からの反力の水平分力
F_f ：上下流断面間の摩擦応力の水平分力

また、F_1～F_7 及び F_f は次式で表される。

$$F_1=wb_w\left(D_1W_1-\frac{W_1^2}{2}\right) \qquad F_2=wb_f\left(D_1W_2-\frac{W_2^2}{2}\right)$$

$$F_3=wb_s\left(D_1W_3-\frac{W_3^2}{2}\right) \qquad F_4=\alpha_w wb_w\left(D_2W_4-\frac{W_4^2}{2}\right)$$

$$F_5=\alpha_f wb_f\left(D_2W_5-\frac{W_5^2}{2}\right) \qquad F_6=\alpha_s wb_s\left(D_2W_6-\frac{W_6^2}{2}\right)$$

$$F_7=wB\left(D_1\Delta Z_1+D_2\Delta Z_2\right)$$

$$F_f=wA_1\frac{Q^2n_1^2\ell_1}{R_1^{4/3}A_1^2}+wA_2\frac{Q^2n_2^2\ell_2}{R_2^{4/3}A_2^2}$$

ここに、b_w、b_f、b_s　：固定堰、洪水吐き、土砂吐きの幅（m）
W_1、W_2、W_3　：固定堰、洪水吐き、土砂吐きの上流側の底板からの高さ（m）
W_4、W_5、W_6　：固定堰、洪水吐き、土砂吐きの下流側の底板からの高さ（m）
α_w、α_f、α_s　：固定堰、洪水吐き敷、土砂吐き敷から下流側へ働く反力の補正係数
ΔZ_1、ΔZ_2　：下流断面の底板と取水堰位置の底板との標高差（m）
A_1、A_2　：上、下流断面積（m^2）
n_1、n_2　：堰上、下流区間の粗度係数
ℓ_1、ℓ_2　：堰から上、下流断面までの水平距離（m）
R_1、R_2　：上、下流断面における径深（m）

以上の F_1～F_7 及び F_f を**式**（8. 1-1）に代入し、$\xi = D_2 / D_1$、$F_{r2} = V_2 / \sqrt{gD_2}$、$h_e = F_f / wA_2$ として整理すると、**式**（8. 1-2）が得られる。

$$\xi^3 + a\xi^2 + C\xi + \frac{1}{2F_{r2}^{\,2}} = 0 \quad \cdots\cdots (8.\ 1\text{-}2)$$

ここで、

$$a = \frac{b_w}{BF_{r2}^{\,2}}\left\{\frac{1}{2}\left(\frac{W_1}{D_2}\right)^2 + \alpha_w \frac{W_4}{D_2}\left(1 - \frac{1}{2}\frac{W_4}{D_2}\right)\right\} + \frac{b_f}{BF_{r2}^{\,2}}\left\{\frac{1}{2}\left(\frac{W_2}{D_2}\right)^2 + \alpha_f \frac{W_5}{D_2}\left(1 - \frac{1}{2}\frac{W_5}{D_2}\right)\right\} + \frac{b_s}{BF_{r2}^{\,2}}\left\{\frac{1}{2}\left(\frac{W_3}{D_2}\right)^2 + \alpha_s \frac{W_6}{D_2}\left(1 - \frac{1}{2}\frac{W_6}{D_2}\right)\right\} - \frac{1}{2F_{r2}^{\,2}} - 1 - \frac{h_e}{D_2 F_{r2}^{\,2}} + \frac{\Delta Z_2}{D_2 F_{r2}^{\,2}}$$

$$C = -\frac{1}{F_{r2}^{\,2}}\left(\frac{b_w}{B}\frac{W_1}{D_2} + \frac{b_f}{B}\frac{W_2}{D_2} + \frac{b_s}{B}\frac{W_3}{D_2} - \frac{\Delta Z_1}{D_2}\right)$$

いま、$\kappa = C - \frac{a^2}{3}$、$\lambda = \frac{2a^3}{27} - \frac{aC}{3} + \frac{1}{2F_{r2}^{\,2}}$ とおくと**式**（8. 1-2）の解は**式**（8. 1-3）になる。

$$\left.\begin{aligned} \xi &= 2\sqrt{\frac{-\kappa}{3}}\cos\frac{\theta + 2n\pi}{3} - \frac{a}{3} \quad (n = 0,1,2) \\ \cos\theta &= -\frac{\lambda/2}{\sqrt{-\kappa^3/27}} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (8.\ 1\text{-}3)$$

式（8. 1-3）は、正の 2 根 ξ_1, ξ_2 と負根 ξ_3 をもつが、正根の一つは常流、他は射流時の解を示す。ここでは常流時に対応する根をとる。

なお、反力の補正係数 α_w, α_f は、それぞれ**図**-8. 1-2 及び**図**-8. 1-3 により決める。α_s は 1. 0 とする。

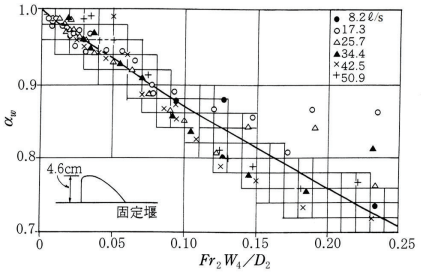


図-8. 1-2　固定堰の F_{r2} と α_w の関係

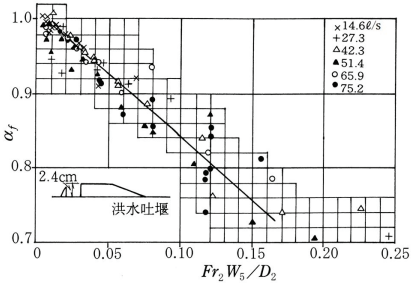


図-8. 1-3　洪水吐き堰の F_{r2} と α_f の関係

設計洪水量 Q、下流水深 D_2 が与えられると、**式**（8. 1-3）から、ξ と上流水深 D_1 が求められる。可動堰が引き上げ式ゲートのときは堰柱による損失を考える。

損失は**式**（8. 1-4）に示したドォブュイッソン（D'Aubuisson）公式による。**式**（8. 1-3）による D_1 に、**式**（8. 1-4）によって堰柱による水位変化量 h_p を求めて加える。

$$h_p = \frac{Q^2}{2g}\left\{\frac{1}{C^2 b_2^{\,2} D_2^{\,2}} - \frac{1}{B^2 (D_2 + h_p)^2}\right\} \quad \cdots\cdots (8.\ 1\text{-}4)$$

ここに、　B ：上流断面河川幅
b_2 ：$B - \sum t$
t ：堰柱 1 本の幅
C ：係数（**表**-8. 1-1 参照）

式（8. 1-4）は、両辺に h_p を含むので逐次計算法によって求める。まず、右辺 $h_p = 0$ として、第 1 近似値 h_{p_1} を求め、さらに、この h_{p_1} を右辺に代入して、第 2 近似値 h_{p2} を求める。

表-8. 1-1　堰柱の形状と C の値

b_2 / B	*0. 9	0. 8	0. 7	0. 6	0. 5
前後端部直角	0. 96	1. 02	1. 02	1. 00	0. 97
前後端部半円形	0. 99	1. 13	1. 20	1. 26	1. 31

（注）$b_2 / B = 0.9$ については、少し大きめの数値であるので注意する。

同様の繰り返しにより、h_p が求められる。$D_1 + h_p$ が求める上流水深である。

可動堰が起伏ゲートのときは堰柱の影響は考慮しない。河川低水敷に取水堰が設けられ、高水敷には管理橋の堰柱のみ存在するときも、上記と同様の手法による。

なお、**表-8. 1-1** に示す係数はヤネルの公式（D. L. Yarnell (1934)）の係数である。

ヤネルの公式は堰柱の堰上げ水位について広範囲な文献による研究と各種類の堰柱について多くの実験により堰柱堰上げ公式の検証を行い、その結果、ドォブュイッソン公式が極端な高流速の場合を除き、係数 C に適当な数値を与えることにより正確な堰上げ水位を与えることや係数 C は脚柱形状の他に通水幅比 $\{1-(Nt/B)\}$（N ＝脚注の本数、t：堰柱１本の幅、B：河川幅）によって変わることを示した。

また、ドォブュイッソン公式は、過大な損失水頭を算出すると共に、式型に堰柱密度が密になるほど１本当たりの損失が小さくなるという水理学的矛盾が見られるが、ヤネルの公式は、堰柱密度により係数を変化させることで、この矛盾を避け一部を除いて近似的には適当な損失水頭を与えることがわかっている。

そのため、本技術書では、式はドォブュイッソン公式として、その係数は、ヤネルの公式の係数を使用している。

なお、ドォブュイッソン公式における係数 C は、前後端部半円形堰柱の場合 0. 92、前後端部直角堰柱の場合は 0. 80 と示されている。

⑶　河川水面追跡法による方法

潜越流時の取水堰の渦動損失水頭 h_e を

$$h_e = \zeta \frac{V_2^2}{2g} \quad \cdots\cdots (8.\ 1\text{-}5)$$

と表すとき、実験によると（固定堰、洪水吐き、土砂吐き部から成り、引上げ式ゲート用堰柱１～２本ある場合）、ζ は $Wh / D_2 \leqq 0.3$（Wh：取水堰中で、最も高い堰の堰高、D_2：下流水深）のときは取水堰の構成や堰型に無関係に Wh / D_2 で整理できる。

$Wh / D_2 \leqq 0.3$ のとき、ζ は**式**（8. 1-6）で表される。

$$\zeta = 2.0\left(\frac{W}{D_2}\right) - 0.10 \quad \cdots\cdots (8.\ 1\text{-}6)$$

堰柱による渦動損失 h_{pe} は**式**（8. 1-7）による。

$$h_{pe} = f\frac{V_2^2}{2g},\ f' = \frac{1}{C^2} - 1,\ f = f'/\left(1 - \frac{Nt}{B}\right)^2 \quad \cdots\cdots (8.\ 1\text{-}7)$$

C：ヤネルの公式の係数（**表-8. 1-1** 参照）

B：河川幅

t：堰柱１本の幅

N：堰柱数

可動堰が起伏ゲートのとき及び堰柱 1～2 本のときは堰柱の影響は考慮しない。損失水頭が求められるとき、通常の河川水面追跡法により、堰上流水深が求められる。

堰による損失式 **式**（8. 1-5）と、堰柱による損失式 **式**（8. 1-7）と摩擦損失を考慮すると、上下流断面間に**式**（8. 1-8）が得られる。これを試算法により解くと、上流水深が求められる。

$$Z_1 + D_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + D_2 + \frac{V_2^2}{2g}(1 + \zeta + f) + \frac{V_1^2 n_1^2 \ell_1}{R_1^{4/3}} + \frac{V_2^2 n_2^2 \ell_2}{R_2^{4/3}} \quad \cdots\cdots (8.\ 1\text{-}8)$$

記号は、前述⑵の場合と同じ。

⑷　可動堰径間長が構造令の規定に満たない場合

可動堰径間長が構造令の規定に満たないときは、その可動堰部を計算上は通水しないものとして取り扱う。前述の⑵運動量方程式による方法によって算出する場合は、運動方程式の検査面を当該可動堰の外側にとり、当該堰から反力が**式**（8. 1-1）に示した値の代わりに、上流側に $wbD_1^2/2$ 下流側に $wbD_2^2/2$ の反力が働くものとする。これにより、**式**（8. 1-2）の項が変わる（b：当該堰の長さ）。

当該堰が土砂吐部であるとすると、**式**（8. 1-2）は次のようになる。

$$\xi^3 + a'\xi^2 + C\xi + \frac{1}{2F_{r2}^2}\left(1 - \frac{b_s}{B}\right) = 0 \quad \cdots\cdots (8.\ 1\text{-}9)$$

式（8. 1-9）の a' 表示式は、**式**（8. 1-2）の a 表示式の第４項の土砂吐部に該当する項が変わる。

$$a' = \frac{b_w}{BF_{r2}^2}\left\{\frac{1}{2}\left(\frac{W_1}{D_2}\right)^2 + \alpha_w\frac{W_4}{D_2}\left(1 - \frac{1}{2}\frac{W_4}{D_2}\right)\right\} + \frac{b_f}{BF_{r2}^2}\left\{\frac{1}{2}\left(\frac{W_2}{D_2}\right)^2 + \alpha_f\frac{W_5}{D_2}\left(1 - \frac{1}{2}\frac{W_5}{D_2}\right)\right\} + \frac{b_s}{2BF_{r2}^2} - \frac{1}{2F_{r2}^2} - 1 - \frac{h_e}{D_2F_{r2}^2} + \frac{\triangle Z_2}{D_2F_{r2}^2}$$

C 表示式は変わらない。

$$\kappa = C - \frac{a'^2}{3},\ \lambda = \frac{2a'^3}{27} - \frac{a'C}{3} + \frac{1}{2F_{r2}^2}\left(1 - \frac{b_s}{B}\right)$$

とおくと、**式**（8. 1-9）の解は、**式**（8. 1-3）で与えられる。

⑶の河川水面追跡法による方法では特に変更するところはない。

8. 1. 2　固定堰部が完全越流の時

⑴　取水堰流量と上流水深の関係の求め方

取水堰流量は**式**（8. 1-10）による。

$$Q = q_w + C_{f1}q_{f1} + C_{f2}q_{f2} + \cdots C_{s1}q_{s1} + \quad \cdots\cdots (8.\ 1\text{-}10)$$

ここに、Q　：取水堰流量（m^3/s）

q_w　：固定堰流量（m^3/s）

q_{f1}、q_{f2}、……：洪水吐き部流量（m^3/s）

q_{s1}、……：土砂吐き部流量（m^3/s）

C_{f1}、C_{f2} …、C_{s1} …：堰柱による縮流係数（引き上げ式ゲートの場合で、堰柱両側の敷高の差が 1.0 m 以下のときは 1.0、1.0～3.0 m のときは 0.95、3.0 m 以上のときは 0.9 とする。起伏ゲートの場合は常に 1.0 とする。）

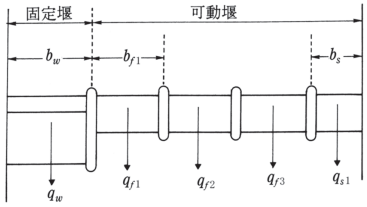


図-8. 1-4　取水堰各部流量

計算手順は次のとおりである（記号は**図-8. 1-5** 参照）。

ア　上流水深 D_1 を仮定し、下流水深との関係から、堰構造部の流れの状態を判定し、固定堰部に完全越流が生じることを確認する。

イ　仮定した D_1 について、後に述べる⑵及び⑶の方法により、各部の流量、q_w、q_f、q_s を算出し、C_{f1}、C_{s1} を定めて、**式**（8. 1-10）から Q を求める。

ウ　構造令規定未満の径間長をもつ可動堰部の流量は、**式**（8. 1-10）の計算の際、除外する。

エ　Q ～ D_1 曲線から設計洪水量に対する上流水深を求める。

⑵　固定堰流量

ア　完全越流の条件

堰頂から測った上下流水深比 d_2/d_1 の値が、2/3 より小さいときは完全越流と考える。

$$d_2/d_1 \leqq 2/3 \quad \cdots\cdots (8.\ 1\text{-}11)$$

イ　完全越流時の流量係数

堰流量を**式**（8. 1-12）で表すときの流量係数は越流水深（水頭）によって変化する。

$$q_w = mb_w\sqrt{2g}\,d_1^{3/2} = Kb_w\,d_1^{3/2}$$

$$= m_0 b_w\sqrt{2g}\,h_1^{3/2} = K_0 b_w h_1^{3/2} \quad \cdots\cdots (8.\ 1\text{-}12)$$

ここに、　b_w　：堰の長さ

d_1、h_1　：それぞれ堰頂を基準にした上流水深、水頭

堰頂まで堆砂が予想される場合を考えるときは、$m_0 = 0.385$、$K_0 = 1.70$（m/s 単位）となる。m_0、K_0 と m、K の換算は**表-8. 1-2** による。

表-8. 1-2　m_0、K_0 ～ m、K 換算表

h_1/W	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.50	2.00	3.00
d_1/W	0.20	0.39	0.58	0.77	0.96	1.41	1.84	2.68
m_0/m、K_0/K	0.99	0.98	0.97	0.95	0.94	0.92	0.90	0.87

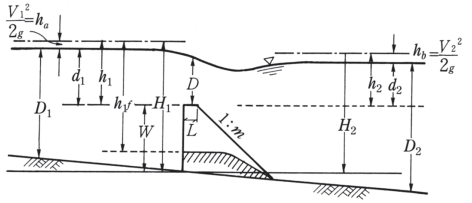


図-8. 1-5　固定堰完全越流縦断図

⑶　洪水吐き、土砂吐き部の潜越流時流量

洪水吐き部又は土砂吐き部だけの潜越流時の流量は、運動量方程式 **式**（8. 1-1）で取水堰構成各部のうち、他の部分の幅員を 0 としたもので表すことができる。流量について整理すると、**式**（8. 1-13）が得られる。

$$q = b\sqrt{\frac{\dfrac{D_1^2}{2}-\dfrac{D_2^2}{2}+(D_1\Delta Z_1+D_2\Delta Z_2)+\alpha\left(D_2W_2-\dfrac{W_2^2}{2}\right)-\left(D_1W_1-\dfrac{W_1^2}{2}\right)}{\dfrac{1}{g}\left(\dfrac{1}{D_2}-\dfrac{1}{D_1}\right)+b\left(\dfrac{n_1^2\ell_1}{R_1^{4/3}A_1}+\dfrac{n_2^2\ell_2}{R_2^{4/3}A_2}\right)}} \quad \cdots\cdots (8.\ 1\text{-}13)$$

ここで、W_1、W_2　：それぞれ敷頂の直近上下流河床からの高さ（m）

α　：敷下流面からの反力の補正係数で、**図-8. 1-3** による。土砂吐き部では $\alpha = 1.0$ とする。（記号は**図-8. 1-1** 参照）

図-8. 1-3 によると、α_f は $F_{r2}W_2/D_2$ の関数である。洪水吐き部流量の算出では、まず、$\alpha_f = 1.0$ として第 1 近似値 q_1 を求め、**式**（8. 1-10）から全流量 Q を、そして F_{r2} を知る。これを用いて α_f を**図-8. 1-3** から知り、再び**式**（8. 1-13）から第 2 近似値 q_2、**式**（8. 1-10）から Q_2 と逐次近似法により流量を求める。

8.1.3　堰上げ水位の計算手順の例

⑴　固定堰をもち、堰長と河川幅が一致し、可動堰数は数種に段差があり、可動堰のゲートが引き上げ式ゲートあるいは起伏ゲートの場合

与条件　計画洪水量：Q_d（m^3/s）

堰下流水深：D_2（m）

河川幅　：B（m）

粗度係数　：n

手順①　固定堰高さ W_4 と D_2 の比 W_4/D_2 を求める。$W_4/D_2 \leqq 0.3$ のときは **8.1.1　取水堰構成**

各部の流れが全部潜越流のときの⑶河川水面追跡法の方法による。すなわち、**式**（8. 1-6）からζ、引き上げ式ゲートのときは**式**（8. 1-7）からfを知り、**式**（8. 1-8）から上流水深を求める。

手順②　$W_4/D_2 > 0.3$のとき、まず全構造物の流れが潜越流であると仮定し、**8. 1. 1**の⑵の運動量方程式による方法によって**式**（8. 1-3）から上流水深D_1を求める。引き上げ式ゲートのときは**式**（8. 1-4）により、堰柱による水位変化量h_pを求め、D_1に加え上流水深とする。次に、堰頂から測った上下流水深d_1、d_2を求め、**式**（8. 1-11）により潜越流であることを確認する。

手順③　上記②から固定堰の流れが完全越流であることが分かったとき、まず上流水深を仮定し、取水堰各部の流量を**式**（8. 1-12）、**式**（8. 1-13）から求め、**式**（8. 1-10）から全流量を求める。仮定したD_1とQから$D_1 \sim Q$曲線を作り、これからQ_dに対する上流水深を知る。

手順④　可動堰径間に規定長未満のものがあるとき

手順①では、特に変える必要はない。

手順②では、当該可動堰を検査面外に出して計算する。

手順③では、当該可動堰流量を加えないで全流量を求め、$D_1 \sim Q$曲線を作る。

⑵　全部が可動堰で河川低水敷に取水堰があり、高水敷には管理橋の橋脚がある場合で、引き上げ式ゲート、又は起伏ゲートのとき

与条件Q_d、D_2、河川断面形

手順①　W/D_2を求める。$W/D_2 \leqq 0.3$のときは、**8. 1. 1**の⑶河川水面追跡法の方法による。すなわち、低水敷にある取水堰については**式**（8. 1-6）からζ、引き上げ式ゲートのときは**式**（8. 1-7）からfを求める。次に、高水敷部を含む全断面についての摩擦損失を求める。

区間の摩擦損失は、$\dfrac{V^2N^2\ell}{R^{4/3}}$で求められる。

ここに、V：当該区間の平均流速（m/s）

ℓ：当該区間の長さ（m）

R：当該区間の径深（m）

N：断面全体の複合粗度係数で次式で求められる。

$$N=\frac{AR^{2/3}}{(A_hR_h^{2/3}/n_h)+(A_h'R_h'^{2/3}/n_h')+(A_\ell R_\ell^{2/3}/n_\ell)}$$

A：全体の通水断面積（m²）

A_h、A_h'：高水敷部の面積（m²）

A_ℓ：低水敷部の面積（m²）

R_h、R_h'：高水敷部の径深（m）

R_ℓ：低水敷部の径深（m）

n_h、n_h'：高水敷部の粗度係数

n_ℓ：低水敷部の粗度係数

ここで、$R_h=\dfrac{A_h}{S_h}$、$R_h'=\dfrac{A_h'}{S_h'}$、$R_\ell=\dfrac{A_\ell}{S_\ell}$

であるが、S_h、S_h'、S_ℓ（高水敷、低水敷部の潤辺長）には、高水敷、低水敷部の流水の境界面は含まない。

上流水深は**式**（8. 1-8）のn_1をN_1、n_2をN_2で置き換えた式に前記のζ、f、N_1、N_2を代入し、試算法によって求める。

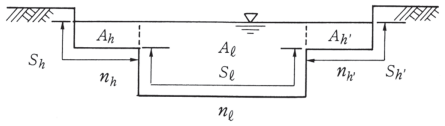


図-8. 1-6　各部の面積、潤辺長、阻度係数

手順②　$W/D_2 > 0.3$のときは、**8. 1. 1**の⑵運動量方程式による方法により上流水深を求めるが、この場合、高水敷の流れの影響を考える必要がある。

高水敷水深が小さく高水敷部流量を無視できるときは、近似的に全流量が低水敷部に集中するとして、**式**（8. 1-3）により、上流水深を求める。

高水敷部流量が無視できないときは、

ア　低水敷部流量として、設計洪水量Q_dより小さい流量Q_ℓ'を仮定する。

イ　Q_ℓ'を用いて**式**（8. 1-3）から上流水深D_1'を求める。

ウ　D_1'と与えられているD_2及び上、下流断面底標高から、この区間の水面勾配を求め、これを高水敷部流れのエネルギー勾配I_eとする。

エ　高水敷部流量Q_h'を**式**（8. 1-14）から求める。

$$Q_h'=\frac{1}{n_h}\sqrt{\frac{2I_e}{(1/R_{h1}^{4/3}A_{h1}^2)+(1/R_{h2}^{4/3}A_{h2}^2)}} \quad \cdots\cdots\cdots\

第１区間の終点の水深h_1を求めるには、一応これをh_1と仮定して**式**（8. 2-1）に代入して、試算により$h_1 \fallingdotseq h_1'$ あるいは$h_1 - h_1' < 0.01$ m まで代入計算を繰り返す。次に、そのh_1を基準として上流端の水深h_2を同様の方法で求め、逐次h_3 ……h_nまで求めていく。その仮定に当たっては、トルクミット、リュールマン、ブレッセらの方法を用いて概略計算すれば便利である。

計算された各区間の水位を結んだ曲線を背水曲線とする。

$$\Delta h_i = h_{i-1} - h_i = Z_i - Z_{i-1} + \alpha \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{A_i^2} - \frac{1}{A_{i-1}^2}\right) - \frac{1}{2}\left(\frac{1}{R_i^{4/3}A_i^2} + \frac{1}{R_{i-1}^{4/3}A_{i-1}^2}\right) n_i^2 Q^2 x_i \quad \cdots\cdots (8.\ 2\text{-}1)$$

ここに、 Q ：設計洪水量（m³/s）

A_i ：i 断面における流積（m²）

R_i ：i 断面における径深（m）

n_i ：i 区間の粗度係数

x_i ：区間の距離（m）

Z_i ：i 断面の基線から河床までの距離（m）

α ：速度水頭の補正係数

g ：重力の加速度（m/s²）

潤辺の粗度が部分的に異なる場合の区間の平均粗度係数を求めるためには、各区間の上下流端における断面の等値粗度係数を求め、それぞれの区間の等値粗度係数を平均したものをその区間の平均粗度係数とすればよい。

等値粗度係数n_eは、指数公式から次のように求める。

マニング公式$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$から、等値粗度係数$n_e$ は、

$$n_e = \left\{\frac{1}{\sum p}\left(p_1 n_1^{1.5} + p_2 n_2^{1.5} + \cdots + p_n n_n^{1.5}\right)\right\}^{2/3} \quad \cdots\cdots (8.\ 2\text{-}2)$$

ここに、 $\sum p = p_1 + p_2 + p_3 + \cdots + p_n$ で求められ、なお、次の近似式で求めてもよい。

$$n_e = \frac{1}{\sum p}\left(p_1 n_1 + p_2 n_2 + \cdots + p_n n_n\right) \quad \cdots\cdots (8.\ 2\text{-}3)$$

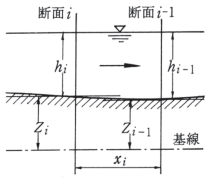


図-8. 2-1　i 区間の諸量

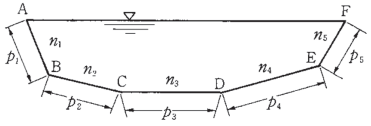


図-8. 2-2　潤辺の粗度が異なる場合

表-8. 2-1

部分	粗度係数	潤辺長
A B	n_1	p_1
B C	n_2	p_2
C D	n_3	p_3
	・	・
	・	・
	n_n	p_n

［**参考**］逐次計算法による背水計算の手順をフローチャートで示すと、**図**-8. 2-3 のとおりである。

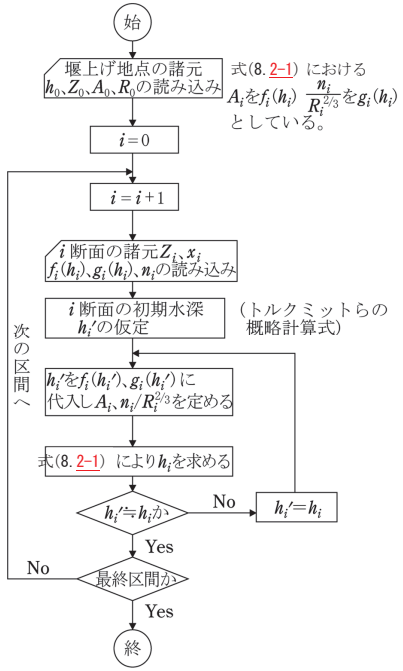


図-8. 2-3　逐次計算法による背水計算の設計手段

⑵　井田の方法*2

この方法は、流水が高水敷を有する複断面を流下する場合に比較的よく適合する。⑴の逐次計算法と同様に、当該河川を大体一様な断面及び勾配を有する多数の区間に分割し、**式**（8. 2-4）、**式**（8. 2-5）によって逐次上流側水深を求める。

エネルギー式

$$\left\{H_2 + \frac{D_2}{2g}\left(\frac{Q_2}{A_2}\right)^2\right\} - \left\{H_1 + \frac{D_1}{2g}\left(\frac{Q_1}{A_1}\right)^2\right\} = h_e \quad \cdots\cdots (8.\ 2\text{-}4)$$

エネルギー損失式

$$h_e = \frac{1}{2}\left(\frac{N_1^2 Q_1^2}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{N_2^2 Q_2^2}{A_2^2 R_2^{4/3}}\right)\Delta X \quad \cdots\cdots (8.\ 2\text{-}5)$$

*2　井田至春：広幅剪水路の定常流～断面形の影響について、土木学会論文集、No. 69（1969）

ここに、　H　：水深（m）
D　：補正係数
g　：重力の加速度（m/s²）
Q　：流量（m³/s）
A　：断面積（m²）
h_e　：損失エネルギー（m）
N　：合成粗度係数
R　：径深（m）
ΔX　：区間距離（m）

（添字 1 は下流断面、添字 2 は上流断面を表す）
また、補正係数、合成粗度係数、径深は次式で表される。

$$D=\alpha\frac{A^2\int_0^B\frac{h^3}{n^3}d\xi}{\left(\int_0^B\frac{h^{5/3}}{n}d\xi\right)^3}$$

$$N=\frac{\int_0^B h^{5/3}d\xi}{\int_0^B\frac{h^{5/3}}{n}d\xi}$$

$$R=\left(\frac{1}{A}\int_0^B h^{5/3}d\xi\right)^{3/2}$$

ここに、　α　：エネルギー補正係数（0.95 ～ 1.1、通常 1.0 としてよい場合が多い）
B　：河川幅（m）
h　：水深（m）
n　：粗度係数

実際の計算に当たっては前記の積分を行う代わりに図-8.2-4 のように、各水位に対して一定の水深、一定の粗度係数を持つと考えられる柱状の要素に断面を分割し、おのおのの柱状要素を合計して求めても差し支えない。

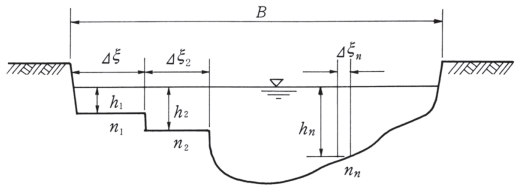


図-8.2-4　断面の分割

8.2.2　図式計算法（Escoffier の方法）

近似的に一様断面と仮定できるような長さ $x_1, x_2, \cdots x_n$ の区間に分け、各区間を分ける断面を $1, 2 \cdots\cdots i-1, i, i+1, \cdots n$ とする。流れがすべて常流状態ならば下流端 0 で境界条件水位 $H_0=(h_0+Z_0)$ が与えられる。

このエスコフィエ(Escoffier)の方法又は、エスコフィエーレテーヌ(Raytchine)－シャトラン(Chatelain)の方法は逐次法を図解法にしたもので、式を次の形で書く。

$$(Z_i+h_i)-(Z_{i-1}+h_{i-1})=-Q^2\left\{\left(\frac{\alpha}{2gA_i^2}-\frac{n_i^2x_i}{2R_i^{4/3}A_i^2}\right)-\left(\frac{\alpha}{2gA_{i-1}^2}+\frac{n_i^2x_i}{2R_{i-1}^{4/3}A_{i-1}^2}\right)\right\} \quad \cdots\cdots (8.2\text{-}6)$$

そこで、

$$F_i'_{-1}=\frac{\alpha}{2gA_{i-1}^2}-\frac{n_i^2x_i}{2R_{i-1}^{4/3}A_{i-1}^2}$$

$$F_i''=\frac{\alpha}{2gA_i^2}-\frac{n_i^2x_i}{2R_i^{4/3}A_i^2} \quad \cdots\cdots (8.2\text{-}7)$$

とすれば、**式**（8.2-6）は

$$(Z_i+h_i)-(Z_{i-1}+h_{i-1})=-Q^2(F_i''-F_i'_{-1}) \quad \cdots\cdots (8.2\text{-}8)$$

各断面ごとに水位 (Z_i+h_i) に対応する断面積 (A_i)、径深 (R_i) を実測して、それぞれ F_i'、F_i'' を計算して、図-8.2-5 のように図表をまとめる。図-8.2-5 において与えられた境界条件

$$h=h_{i-1},\ Z=Z_{i-1} \quad \cdots\cdots (8.2\text{-}9)$$

によって曲線 F_{i-1} の A 点を知り、これを通って、$-Q_2$ の傾き $(\theta=\tan^{-1}(-Q^2))$ をもつ直線を引く。この直線が F_i' と交わる点を水位の軸で読めば、i 地点の水位 $H_i=(h_i+Z_i)$ が求まる。この水位と F_i' 曲線との交点 C を通って $-Q_2$ の傾きをもつ直線を引き、この直線が $F_i''_{+1}$ と交わる点Dが $i+1$ 地点の水位 H_{i+1} を与える。

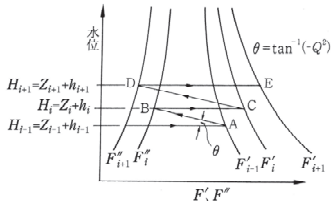


図-8.2-5　エスコフィエの方法

第 9 章　水理模型実験

関連条項[基準 5、運用 5]

頭首工の機能、施工に伴う河道への影響を検討するために、設計の段階において水理模型実験を企画する場合が多い。ここでは、頭首工の水理模型実験を実施する上での留意事項や課題などについて解説する。

9.1　水理模型実験の意義

自然河川の現象は種々の要素から成り立っており、非常に複雑であるため問題を純理論的に単純化して取り扱うことによっては、その目的を達成することができない場合が多い。例えば、流水の力によって砂礫が移動し、砂礫の移動によって河床が変化する。その河床の形状変化によって粗度係数が変化し、水位も変化してくる。これらの現象には洪水量の規模や発生の確率的要因が加わり、一層複雑さを増してくる。さらに河川には蛇行があり、その湾曲部の水の流れは河床の変化に影響を与える。さらに、水位は横断方向に水平ではなく、また、部分的には水の流れない貯留領域のあることも忘れてはならないし、水深の大小、樹木の繁茂状況によって変化してくる。このように要素が多元的で複雑である自然現象を解明するために、水理模型実験は有力な手段となってくる。

9.2　水理模型実験における主な検討事項

水理模型実験は、頭首工の機能検討、建設に伴う河道への影響調査に加えて、実施案形状の抽出を行うもので、そこにおける検討事項は次のとおりである。

9.2.1　頭首工の取水機能に関する検討

⑴　取入口とミオ筋

ミオ筋の安定性、取水時における土砂流入を極力防止できる位置の選定及び土砂吐き、可動堰、固定堰の機能が十分発揮できるよう検討することが最も重要であり、さらに河川の平水量と河床材料の大きさから取水条件の適性について検討する。

⑵　堰構造の安全性

水理的には堰上流の局所洗掘防止工法と、下流護床工法について検討する。特に堰下流の洗掘防止に関しては洪水時及び取水時における流水現象を十分把握する。

⑶　堰敷上の堆砂防止とゲート操作

河川の洪水流況と土砂の移動状態、現河床と堰の通水横断面形状及び流水抵抗の関係から検討する。

また、ゲート操作は、出水時における堰及びゲートの安全性を考慮すると同時に取入口前庭に土砂が堆積しないように検討する。

なお、洪水後に堰敷上に堆砂が生ずるような場合は、これの掃砂方式も考える。さらに取水位の保持とともに取水時の防砂にも注意し、かつ責任放流のある場合にはこれの計量方法についても検討する。

⑷　魚道及び舟通しの位置

魚類の習性、舟運の利用度を考慮し、河川の洪水現象とミオ筋及び取水方法からその位置を検討する。

⑸　沈砂池の必要性の有無と排砂方式

河床材料の大きさ、取水条件及び地形条件から検討する。

9.2.2　頭首工建設に伴う河道への影響の検討

⑴　頭首工計画地点の堆砂状況を含む河道の特性

現地と模型との相似性に関連して、頭首工計画地点付近の河道特性、堆砂状況、水理特性等を把握する。

⑵　頭首工建設に伴う河川への水理的影響

頭首工建設に伴う河道への治水上の影響を検討する。

⑶　将来の河川計画の検討

頭首工の建設により、頭首工上下流では河川改修が必要となる。このとき暫定的な河道への影響も併せて検討する。

9.2.3　治水上の諸問題に関する検討

⑴　洪水時の堰上げ背水

堰の敷高、堰柱間隔と流水に対する方向及び現河床の横断面形と堰の断面形状との関係が影響する。

⑵　取水時の堰上げ背水

堰上流耕地の排水及び堤防からの浸透水についても十分検討する。

⑶　下流河川への影響

現河床の横断面形と堰の断面計画、堰の断面形状との関係が重要であり、さらに堰による締切り方向も下流の蛇行路が変化しないよう考慮する。

9.3　水理模型実験に必要な資料

水理模型実験を行う場合は、その目的をあらかじめ実験担当者と打ち合わせを行い、**表-9.3-1** に示す必要資料のうちから当該実験に必要な資料を整える。

表−9.3-1　実験に必要な諸資料

	① 模型製作に必要な資料			② 実験に必要な資料			③ その他の資料		
番号	資料名	内容	番号	資料名	内容	番号	資料名	内容
1	平面図	縮尺：1/1,000-3,000 範囲：当該河川の模型製作に必要な範囲は実験の目的によって異なるため、あらかじめ実験担当者と協議する。	1 2	既往洪水表 計画洪水量 年1回発生洪水量、豊水量、平水量、渇水量	模型下流端に相当する箇所のものが必要である。 最近の洪水については	1	河床材料	粒度分布と比重を求める。 採取場所500mごと。 採取場所の位置と標高を平面図に明示する。
2	横断図	縮尺：縦1/100、横1/1,000 範囲：上流1.5蛇行長、下流1.0蛇行長程度 間隔：模型で50～100cm程度 現地ではほぼ50m程度 横断図には露出した岩、コンクリート構造物などについて明記し河床の固定部分と移動部分とを区別する。 また、模型製作を考えて、基準点から追加距離とその点の標高を数値で示す。	3	流量—水位—時間曲線（洪水波型）	(a)洪水直前の河床横断図 (b)洪水時の流量—水位—時間曲線 (c)水面勾配 (d)洪水直後の河床	2	写真とスケッチ	主要な箇所
3	縦断図	縮尺：縦1/100、横1/100 最深河床高、堤防高、既往最大痕跡水位、計画高水位を記入する。	4 5 6 7	既往最大洪水時の痕跡水位と水面勾配 年度ごとの実測横断図 粗度係数（n）の実測資料 河川改修計画の考え方		3	航空写真	河川の蛇行路がよく分かるもの。
4	河中構造物の位置、形状、標高測量図	護岸、水制、樋管、水門、井堰、橋梁及び岩などを模型を再現できるようにする。	8 9	聞き込み調査資料 流域面積	河床の安定をどのように考えて治水計画を立てているか。			

（注）模型区域に横断杭を設ける場合は、直角座標系で杭位置を与えるのが最も便利で効率がよい。したがって、現地での模型製作のために測量を行う際は、あらかじめこのことを考慮し、直角座標系で求めておけば機械的に縮尺できて精度向上に役立つ。

9.4　河川実験の相似率

自由水面を持つ河川の流れは主として重力と慣性力に支配されるため、フルードの相似率が適用できる。通常用いられている原型と模型の縮尺比は次のとおりである。

$$\left.\begin{array}{ll} \text{長　　さ：} (L_p/L_m)=L_r & \text{面積：} (A_p/A_m)=L_r^{\,2} \\ \text{流　　速：} (v_p/v_m)=L_\gamma^{\,1/2} & \text{流量：} (Q_p/Q_m)=L_r^{\,5/2} \\ \text{粗度係数：} (n_p/n_m)=L_\gamma^{\,1/6} & \text{体積：} (M_p/M_m)=L_r^{\,3} \\ \text{掃 流 力：} (\tau_{0p}/\tau_{0m})=L_r & \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (9.4\text{-}1)$$

ここに、添字 p は原型、m は模型を表す。

移動床実験では、河床面の形が時間の経過とともに変化する。水流の他に砂の移動も含んだ移動床実験の場合には、河川の流れとともに、それに伴い時々刻々と変化する河床変形も現地と模型で相似にすることが要求される。

移動床実験では、河床状態の時間的変化が重要な観測対象となるが、河床の変形、土砂の移動などはフルード則で表すことはできない。

河床物質移動の相似条件として次のものがある。

⑴　流砂の移動限界水深の相似
⑵　流砂量に関する相似
⑶　河床断面形状に関する相似
⑷　底質の移動状態に関する相似

これらをすべて同時に満足させることはできないが、従来、限界掃流力に着目した以下の方法で頭首工付近の洗掘、堆積などの現象を含む河床の状態変化の解析、予測などのための実験を行い、よい結果を得ている。

河床物質に対する縮尺比は限界掃流力比と等しくすることから、岩垣の限界掃流力公式を用いて与えられ、その一般形は次のように示される。

$$\frac{\tau_{0p}}{\tau_{0m}}=L_r=\frac{\phi_p d_p}{\phi_m d_m} \quad \cdots\cdots (9.4\text{-}2)$$

ここに、ϕ は岩垣公式の関数形であり、粒径によって異なった形となる。

また、流砂量に関する時間縮尺比 T_{sr} は次式で示される。

$$T_{sr}=\frac{Q_{Br}/B_r}{q_{Br}}=\frac{L_r^{\,2}}{q_{Br}} \quad \cdots\cdots (9.4\text{-}3)$$

ここに、Q_{Br}：全量砂量比、B_r：河川幅の比、q_{Br}：単位幅当たりの流砂量比

いま、流砂量公式としてブラウン（Brown）のものを用いれば、次のように表すことができる。ブラウンの流砂量公式は

$$q_B=10(Sgd^3)^{1/2}\phi^{2.5} \quad \cdots\cdots (9.4\text{-}4)$$

ここに、$\phi=\dfrac{U_*^{\,2}}{Sgd}$

U_*：流水の摩擦速度
S　：$\{(\sigma/\rho)-1\}$

σ ：河床材料の密度
ρ ：水の密度
g ：重力の加速度
d ：河床材料の粒径

流砂量比 q_{Br} は、

$$q_{Br}=\frac{q_{Bp}}{q_{Bm}}=\left(\frac{S_p}{S_m}\right)^{1/2}\cdot\left(\frac{d_p}{d_m}\right)^{3/2}\left(\frac{\phi_p}{\phi_m}\right)^{2.5}=\frac{L_r^{5/2}}{\left(\frac{S_p}{S_m}\right)^{2}\cdot\left(\frac{d_p}{d_m}\right)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9.4\text{-}5)$$

となる。

9.5　実験結果の評価

従来の実験においては、縮尺比 L_r は 100 程度が最も多かった。具体的には河床の平均粒径が 2～3 cm 以上、河川勾配が 1/1,000 以上の条件であり、実験による定量的評価が可能と考えられる。

上記の条件より粒径が小さく、河川勾配が緩やかになると、河床材料に対する慣性力等の物理的現象が再現不能となり、定性的な評価にならざるを得ない。このような領域では数値解析を補うことにより解決することとなる。模型の縮尺比 L_r は 50 程度まで大きくし、模型の移動床材料に石炭粉を利用した例がある。

9.6　水理模型実験事例

事例 1

農村工学研究所が国営事業所から依頼されて行った水理模型実験の事例を紹介する。本事例では、模型は頭首工の上流側に約 2,350 m、下流側に約 850 m、併せて約 3,200 m の区間を 1/80 の縮尺で再現するように作製された。模型における移動床として、市販の硅砂のうち現地の河床材料の平均粒径 14.4 mm の 1/80 に最も近い平均粒径を有するものが敷き詰められた。

以下に実験の一部状況写真（**写真-9.** 6-1・**写真-9.** 6-2 洪水発生前、**写真-9.** 6-3 洪水発生後）を掲載し説明する。

写真中で発生させている洪水の規模は既往最大流量（5,500 m^3/s）であるが、現場の状況に応じて、様々な規模の洪水を発生させて検討を行う必要がある。

本事例では、ゲート開放時流量（100 m^3/s）～平均年最大流量（1,000 m^3/s）までの洪水についても実験の対象としている。

なお、水理模型実験では、これらの流量に対して上記で説明している相似率を乗じた値を用いている。

実験後の河床形状を計測し、実験前の河床状況と比較することにより、頭首工周辺の河床が将来どのように変化するか定量的に評価できる。

(1)　実験装置全景

写真-9. 6-1 は実験の初期条件である洪水発生前の状況であり、頭首工の上流では砂を敷き詰めた移動床としている。この敷き詰められた砂が洪水発生後にどのように移動するかを評価する。特に、頭首工上流の中州が洪水によってどのような影響を受けるかが、本事例における焦点の一つである。

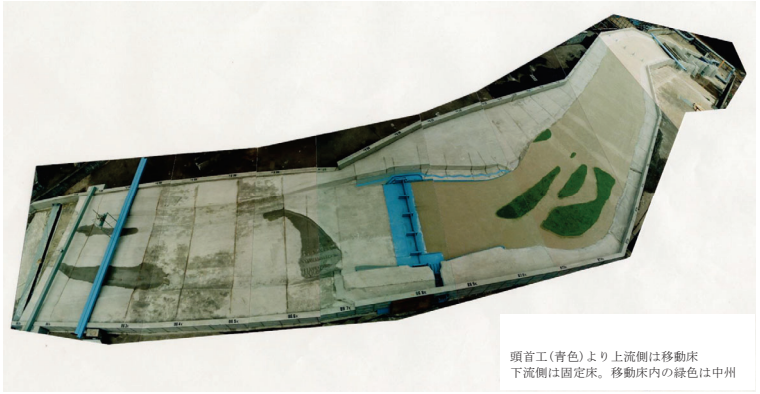


写真-9. 6-1　洪水発生前

(2)　下流側から見た頭首工周辺

写真-9. 6-2 は洪水発生前の状況である。頭首工の堰柱等が写真中央に、頭首工上流の中州が写真上方に写っている。

写真-9. 6-3 は洪水発生後の状況である。頭首工上流の中州は洪水により流され、頭首工付近に堆積している。写真左側（右岸側）と写真右側（左岸側）で土砂の堆積状況が異なっている。

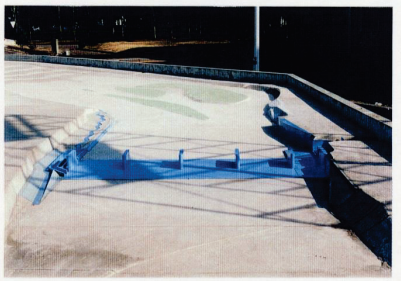


写真-9. 6-2　洪水発生前



写真-9. 6-3　洪水発生後（5,500 m^3/s）

上記以外にも上流にある中州の状態や取入口付近の堆砂状況やフラッシュによる掃砂効果等が実験により確認できる。

事例２

農村工学研究所が国営事業所から依頼されて行った水理模型実験の事例を紹介する。本事例は洪水に伴って河道湾曲部内岸側に発生した大規模な堆砂を取水口に近づけないようにする水制工の検討である。

本実験で使用した模型は、頭首工の上流側に約 1,400 m、下流側に約 2,200 m、併せて約 3,600 m の区間を 1/50 の縮尺で再現するように作製された。模型における移動床は、平均粒径 0.8 mm の粒径加積曲線を有するものが敷き詰められた。ただし、現地における頭首工上流の湾曲部外岸側では岩盤が露出していたため、模型における該当部分は固定床として砂を敷き詰めなかった。

この模型に水制工を配置して堆砂抑制効果を検証した。

検証方法は掃流砂の堆砂位置及び限界掃流力から推定される浮遊砂の堆砂状況によって評価した。

以下に模型及び現地状況の写真を示す。



写真-9.6-4　洪水発生後の模型状況（水制工なし）



写真-9.6-5　洪水発生後の模型状況（水制工あり）

上記の水理模型実験をもとに現地で水制工を設置した。

その結果、水制工が機能していることが現地状況からもわかる。



写真-9.6-6　上流側から見た現地状況（水制工施工中）



写真-9.6-7　上流側から見た現地状況
（水制工完成後の状況）

9.7　河床変動現象の数値解析

頭首工の施工に伴う河道への影響等を検討するための手段の一つである河床変動の数値解析（以下、河床変動解析という）について解説する。なお、解説する具体的な内容は、河床変動解析において一般的に用いられている有限差分法である。

9.7.1　河床変動解析の概要

⑴　必要性

頭首工の施工に伴う河道への影響等を検討するため、設計の段階において水理模型実験が企画されることが多いことは、本章の冒頭で述べた。水理模型実験は、多くの場合、信頼性の高い結果を与えてくれる。しかしながら、結果を得るまでに多大な時間、労力、費用を要するため、実験条件を限定せざるを得ない。また、その結果を条件の異なる他の地区にそのまま適用することはできない。

一方、近年では、計算機能力の向上に伴って数値解析の技術が発展している。河床変動現象についても **5.4　河床変動の推定方法** のような 1 次元解析のみではなく 2 次元解析が可能となり、平面的な洗掘や堆砂の傾向をかなり高い精度で推定できるようになってきている。数値解析の長所は、要する時間、労力、費用が水理模型実験と比べて非常に少ないことである。しかし短所として、実際には 3 次元現象である河床の変動を 2 次元にモデル化して扱うため、湾曲部の外岸側や構造物の周辺等、3 次元性の強い流れが生じる箇所における河床変動現象に対しては、相対的に推定精度が低くなる。そのため、水理模型実験と数値解析を適切に組み合わせ、頭首工の施工に伴う河道への影響等を効率よく検討することが重要である。

⑵　実施手順

河床変動解析とは、ある時刻における河道内の河床高、水深、流速等の空間分布から、微少時間経過後のそれらの空間分布を、流れと河床変動の基礎方程式を数値的に解くことによって求めるものである。長時間経過後の空間分布については、微少時間についての計算を繰り返すことにより得られる。具体的には、以下の手順で実施される。

ア　解析の対象範囲を定める。

イ　河川縦横断測量等を利用して解析の対象範囲を多数の格子に分割する。

ウ　各格子に河床高、水深、流速等の初期値を配置し、解析開始前における対象範囲のそれらの空間的な分布を表現する。その際、頭首工のエプロンや護床工等の人工構造物が存在する区間における格子については、他との識別をしておく。

エ　解析の対象範囲の上流端と下流端に、境界条件として水深、流速、流砂量等の時系列を設定する。これらの境界条件によって、既知であるウの状態（初期条件）から、頭首工の建設や改修に伴う河道への影響等を評価したい未知の状態までの間に生じると想定される洪水を表現する。

オ　エの境界条件の経時変化に伴う初期値の変化を追跡する。ただし、ウで識別した格子については、構造物上では洗掘が生じないように工夫する必要がある（**9.7.5**⑺参照）。

9.7.2　流れの基礎方程式

流れの基礎方程式は、連続式と運動方程式から構成される。連続式は水の質量の輸送を表し、運

動方程式は水の運動量の輸送を表す。これらの式は、デカルト座標系、直交曲線座標系、極座標系、一般座標系等のうち、いずれの座標系で数値解析を行うかによって記述が異なる。

⑴　デカルト座標系における基礎方程式

デカルト座標系とは、互いに直交する直線を座標軸とする座標系のことであり、直交座標系とも呼ばれる。デカルト座標系(x、y)における流れの連続式は**式**（9. 7-1）、運動方程式は**式**（9. 7-2）及び**式**（9. 7-3）のように記述される。

$$\underset{\left(\begin{array}{c}h\text{の}\\\text{時間}\\\text{勾配}\end{array}\right)}{\frac{\partial h}{\partial t}}+\underset{\left(\begin{array}{c}M,\ N\text{の}\\\text{空間勾配}\end{array}\right)}{\frac{\partial M}{\partial x}+\frac{\partial N}{\partial y}}=0 \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{-}1)$$

$$\underset{\left(\begin{array}{c}M\text{の}\\\text{時間}\\\text{勾配}\end{array}\right)}{\frac{\partial M}{\partial t}}+\underset{\left(\begin{array}{c}M\text{の対流}\\\text{(慣性力)}\end{array}\right)}{\frac{\partial (uM)}{\partial x}+\frac{\partial (vM)}{\partial y}}=\underset{\left(\begin{array}{c}x\text{軸方向の}\\\text{水面勾配}\end{array}\right)}{-gh\frac{\partial (z+h)}{\partial x}}\underset{\left(\begin{array}{c}\text{河床面}\\\text{からの}\\\text{摩擦}\end{array}\right)}{-\frac{\tau_x}{\rho}}+\underset{\left(\begin{array}{c}\text{水深平均レイノルズ応力の}\\\text{空間勾配}\ \rightarrow\ M\text{の拡散}\end{array}\right)}{\frac{\partial}{\partial x}\left(-\overline{u'^2}h\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(-\overline{u'v'}h\right)} \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{-}2)$$

$$\underset{\left(\begin{array}{c}N\text{の}\\\text{時間}\\\text{勾配}\end{array}\right)}{\frac{\partial N}{\partial t}}+\underset{\left(\begin{array}{c}N\text{の対流}\\\text{(慣性力)}\end{array}\right)}{\frac{\partial (uN)}{\partial x}+\frac{\partial (vN)}{\partial y}}=\underset{\left(\begin{array}{c}y\text{軸方向の}\\\text{水面勾配}\end{array}\right)}{-gh\frac{\partial (z+h)}{\partial y}}\underset{\left(\begin{array}{c}\text{河床面}\\\text{からの}\\\text{摩擦}\end{array}\right)}{-\frac{\tau_y}{\rho}}+\underset{\left(\begin{array}{c}\text{水深平均レイノルズ応力の}\\\text{空間勾配}\ \rightarrow\ N\text{の拡散}\end{array}\right)}{\frac{\partial}{\partial x}\left(-\overline{u'v'}h\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(-\overline{v'^2}h\right)} \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{-}3)$$

t　：時間

z　：河床高

h　：水深

（u、v）：x、y軸方向の水深平均流速

（M、N）：x、y軸方向の単位幅流量（$M=h\ \ u$、$N\ =h\ \ v$）

ρ　：水の密度

g　：重力加速度

（τ_x、τ_y）：x、y軸方向の底面せん断力

$$\tau_x=\frac{\rho g n^2 u\sqrt{u^2+v^2}}{h^{\frac{1}{3}}},\ \tau_y=\frac{\rho g n^2 v\sqrt{u^2+v^2}}{h^{\frac{1}{3}}} \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{-}4)$$

n　：マニングの粗度係数

$-u'^2$、$-u'v'$、$-v'^2$：水深平均レイノルズ応力

$$-\overline{u'^2}=\varepsilon\left(\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial u}{\partial x}\right)-\frac{2}{3}k,\ -\overline{u'v'}=\varepsilon\left(\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x}\right),\ -\overline{v'^2}=\varepsilon\left(\frac{\partial v}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial y}\right)-\frac{2}{3}k \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{-}5)$$

ε　：渦動粘性係数

$$\varepsilon=\frac{\kappa}{6}u_* h \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{-}6)$$

κ　：カルマン定数（＝0.4）

u_*　：$\sqrt{u^2+v^2}$ に対する摩擦速度（摩擦速度については **6.2.6 流砂量** 参照）

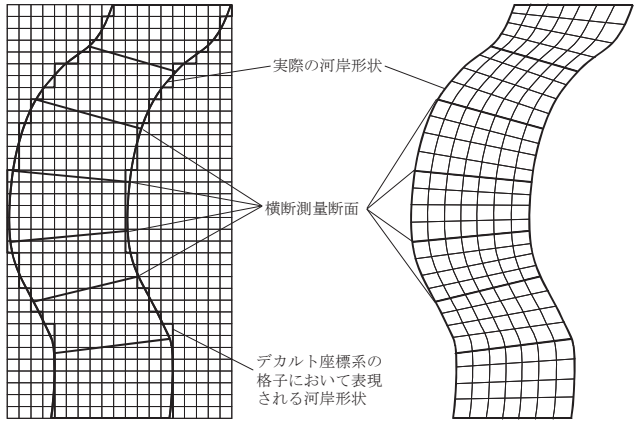
k　：水深平均乱れエネルギー

$$k=2.07u_* \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{-}7)$$

ここで、**式**（9. 7-2）及び**式**（9. 7-3）における対流とは、慣性によってそれまでの運動が継続されようとすることに相当し、拡散とは、水の粘性によって運動が均一化されようとすることに相当する。これらに関する項は、対流項及び拡散項と呼ばれる。

⑵　一般座標系における代表的な基礎方程式

河川は蛇行していることが少なくない。また、河川における横断測量断面はすべてが平行ではなく、河川の湾曲に応じて流下方向とほぼ直角に設定されている。このため、デカルト座標系よりも一般座標系で数値解析を実施する方が、河岸形状の表現や計算格子の作成において有利である。デカルト座標系と一般座標系における計算格子の違いを**図-9.** 7-1 に示す。



(a)デカルト座標系　　(b)一般座標系

図-9. 7-1　デカルト座標系と一般座標系における河川の計算格子の違いのイメージ

デカルト座標系（x、y）の基礎方程式を一般座標系（ξ、η）に変換する場合、**式**（9. 7-1）～（9. 7-3）におけるx若しくはyによる偏微分（空間微分）に対して次の変換を行う。

$$\frac{\partial}{\partial x}=\frac{\partial \xi}{\partial x}\frac{\partial}{\partial \xi}+\frac{\partial \eta}{\partial x}\frac{\partial}{\partial \eta},\ \frac{\partial}{\partial y}=\frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial}{\partial \xi}+\frac{\partial \eta}{\partial y}\frac{\partial}{\partial \eta} \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{-}8)$$

ここで、**式**（9. 7-8）における各係数については、以下の関係が成り立つ。

$$\frac{\partial \xi}{\partial x}=J\frac{\partial y}{\partial \eta},\ \frac{\partial \xi}{\partial y}=-J\frac{\partial x}{\partial \eta},\ \frac{\partial \eta}{\partial x}=-J\frac{\partial y}{\partial \xi},\ \frac{\partial \eta}{\partial y}=J\frac{\partial x}{\partial \xi}$$
$$J=1\Big/\left(\frac{\partial x}{\partial \xi}\frac{\partial y}{\partial \eta}-\frac{\partial x}{\partial \eta}\frac{\partial y}{\partial \xi}\right) \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{-}9)$$

このような座標変換の結果、一般座標系（ξ、η）における流れの連続式**式**（9. 7-10）と運動方程式**式**（9. 7-11）及び**式**（9. 7-12）が得られる。

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{h}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{Uh}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{Vh}{J}\right)=0 \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{–}10)$$

$$\begin{aligned}&\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{M}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{UM}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{VM}{J}\right)\\&=-gh\left\{\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial x}(z+h)\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial x}(z+h)\right)\right\}-\frac{\tau_x}{J\rho}\\&\quad+\frac{\partial}{\partial \xi}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial x}\left(-\overline{u'^2}h\right)\right\}+\frac{\partial}{\partial \eta}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial x}\left(-\overline{u'^2}\right)\right\}+\frac{\partial}{\partial \xi}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial y}\left(-\overline{u'v'}h\right)\right\}+\frac{\partial}{\partial \eta}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial y}\left(-\overline{u'v'}h\right)\right\}\end{aligned}$$

$\cdots\cdots (9.\ 7\text{–}11)$

$$\begin{aligned}&\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{N}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{UN}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{VN}{J}\right)\\&=-gh\left\{\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial y}(z+h)\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial y}(z+h)\right)\right\}-\frac{\tau_y}{J\rho}\\&\quad+\frac{\partial}{\partial \xi}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial x}\left(-\overline{u'v'}h\right)\right\}+\frac{\partial}{\partial \eta}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial x}\left(-\overline{u'v'}h\right)\right\}+\frac{\partial}{\partial \xi}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial y}\left(-\overline{v'^2}h\right)\right\}+\frac{\partial}{\partial \eta}\left\{\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial y}\left(-\overline{v'^2}h\right)\right\}\end{aligned}$$

$\cdots\cdots (9.\ 7\text{–}12)$

ここで、水深平均レイノルズ応力は次式で求められる。

$$\begin{aligned}-\overline{u'^2}&=\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\varepsilon\frac{\partial \xi}{\partial x}u\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\varepsilon\frac{\partial \eta}{\partial x}u\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\varepsilon\frac{\partial \xi}{\partial x}u\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\varepsilon\frac{\partial \eta}{\partial x}u\right)-\frac{2}{3}k\\-\overline{u'v'}&=\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\varepsilon\frac{\partial \xi}{\partial y}u\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\varepsilon\frac{\partial \eta}{\partial y}u\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\varepsilon\frac{\partial \xi}{\partial x}v\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\varepsilon\frac{\partial \eta}{\partial x}v\right)\\-\overline{v'^2}&=\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\varepsilon\frac{\partial \xi}{\partial y}v\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\varepsilon\frac{\partial \eta}{\partial y}v\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\varepsilon\frac{\partial \xi}{\partial y}v\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\varepsilon\frac{\partial \eta}{\partial y}v\right)-\frac{2}{3}k\end{aligned} \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{–}13)$$

式（9. 7–11）及び**式**（9. 7–12）における対流項で対流速度として用いられている（U、V）は、ξ、η軸方向の水深平均流速の反変成分であり、x、y軸方向の水深平均流速（u、v）から次のように変換される。

$$U=\frac{\partial \xi}{\partial x}u+\frac{\partial \xi}{\partial y}v \quad 、\quad V=\frac{\partial \eta}{\partial x}u+\frac{\partial \eta}{\partial y}v \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{–}14)$$

先に、一般座標系における基礎方程式を用いる場合の長所を述べた。一方、短所として、**式**（9. 7–11）～（9. 7–14）のように基礎式に含まれる項の数がデカルト座標系よりも大幅に増え、その差分計算が煩雑になる。また、一般座標系の数値解析の精度は、同じ格子の大きさであってもデカルト座標系よりも低いものであり、さらに、隣り合う格子同士の曲がり（**図-9.** 7–1 参照）の角度が大きくなるにつれて低下するため、格子の作成に当たっては十分な注意が必要となる（**9. 7. 5**(3)参照）。

(3)　一般座標系における他の基礎方程式

9. 7. 2(2)では、一般座標系における運動方程式として、Δt 経過後の値を求めるべき変数（以下、未知変数）をデカルト座標系における物理成分M、Nとし、対流項における対流速度には一般座標系における反変成分U、Vを使用する**式**（9. 7–11）及び**式**（9. 7–12）を紹介した。座標変換の

基本である**式**（9. 7–8）及び**式**（9. 7–14）に単純に従って得られたこの型式は、流体力学に関する数値解析を専門とする数値流体力学の分野では、一般座標系における運動方程式として代表的なものである。この型式では、水の質量と運動量の保存性が高い数値解析を行えることが確認されている。

一方、河川工学の分野では、**9. 7. 2**(2)の型式の他にも様々なものが使用されている。それらのうち比較的多く用いられているものを、**9. 7. 2**(2)の型式とともに、**表-9.** 7–1 に概要を整理した。これら各型式の使い分けについては、学識経験者に相談することが望ましい。

表-9.7-1　一般座標系における流れの運動方程式

	未知変数 デカルト座標系物理成分 対流速度 一般座標系反変成分	未知変数 一般座標系反変成分 対流速度 一般座標系反変成分	未知変数 一般座標系反変成分 対流速度 一般座標系反変成分	未知変数 一般座標系反変物理成分 対流速度 一般座標系反変物理成分
導出方法	・式(9.7-2)、式(9.7-3)における空間微分に対して、式(9.7-8)による座標変換を行う。対流速度は式(9.7-14)により変換する。得られるのは、式(9.7-11)、式(9.7-12)である。	・第1式は、式(9.7-11)に$\partial\xi/\partial x$を乗じたものと、式(9.7-12)に$\partial\xi/\partial y$を乗じたものを加えて得られる。 ・第2式は、式(9.7-11)に$\partial\eta/\partial x$を乗じたものと、式(9.7-12)に$\partial\eta/\partial y$を乗じたものを加えて得られる。 ・すべての速度は式(9.7-14)により一般座標反変成分に変換する。単位幅流量についても、式(9.7-14)と同様の手順で一般座標反変成分に変換する。	・第1式は、式(9.7-2)に$\partial\xi/\partial x$、$\partial\xi/\partial y$を乗じ、両式を加えて得られる。 ・第2式は、式(9.7-3)に$\partial\eta/\partial x$、$\partial\eta/\partial y$を乗じ、両式を加えて得られる。 ・すべての速度は式(9.7-14)により一般座標反変成分に変換する。単位幅流量についても、式(9.7-14)と同様の手順で一般座標反変成分に変換する。	・第1式は、式(9.7-2)に$\partial\tilde{\xi}/\partial x$、$\partial\eta/\partial x$、$\partial\eta/\partial y$を単位反変ベクトルを用いて無次元化して$\partial\tilde{\xi}/\partial x$、$\partial\tilde{\xi}/\partial y$、$\partial\tilde{\eta}/\partial x$、$\partial\tilde{\eta}/\partial y$を得る。 ・第1式は、式(9.7-2)に$\partial\tilde{\xi}/\partial x$、式(9.7-3)に$\partial\tilde{\xi}/\partial y$を乗じ、両式を加えて得られる。 ・第2式は、式(9.7-2)に$\partial\tilde{\eta}/\partial x$、式(9.7-3)に$\partial\tilde{\eta}/\partial y$を乗じ、両式を加えて得られる。 ・一般座標系反変物理成分は、式(9.7-14)において係数を上記の無次元化したものに置き換えて得られるものである。
特徴	・座標変換の基本に単純に従って得られる型式である。 ・水の質量と運動量の保存性が高い数値解析を行えることが確認されている。 ・河川工学の分野では、近年はこの型式が用いられることが少ない。	・座標変換の方法は独自のものである。 ・この型式における変数配置では、河岸侵食等による計算格子の変形に対応しやすい。 ・本型式における項数は、式(9.7-11)、式(9.7-12)の倍程度となる。	・座標変換の方法は独自のものである。 ・対流項に対して CIP 法を適用しやすい型式である。 ・CIP 法は他の方法よりも精度は高いが、計算は複雑である。 ・本型式における項数は、式(9.7-11)、式(9.7-12)の倍程度となる。	・座標変換の方法は独自のものである。 ・一般座標系の成分のみで表示する場合は、他の型式よりも境界条件の設定が容易になる。 ・本型式における項数は、式(9.7-11)、式(9.7-12)の倍程度となる。
代表的な事例	・清水ら(1991) ・川島・福岡(1995)	・長田(2001) ・竹林(2005)	・伊東・清水(2003)	・渡邊ら(2002)

(注)　反変物理成分とは、反変成分は長さの単位が計算格子の幅で無次元化されているのに対し、これを物理空間の次元に戻したものである。

9.7.3　デカルト座標系における流れの基礎方程式の数値解析方法

ここでは、デカルト座標系における流れの基礎方程式に対する数値解析の方法を紹介する。一般座標系における基礎方程式に対して数値解析を行う場合には、デカルト座標系の方法に対して、変数の配置方法、対流速度の設定方法、差分の考え方等においていくらかの追加と変更を行う必要があるが、原理的には変わらない。

(1)　変数の配置

デカルト座標系では、河床の標高z、水深h、流速u及びv、単位幅流量M及びNを計算格子において図-9.7-2のようにスタガード配置させることが、従来より一般的である。このような配置は、水の質量と運動量の保存性が高い数値解析を行う上で非常に有利である。

また、式(9.7-1)～(9.7-3)に対して数値解析を行う際には、未知変数、すなわち、各式においてtによる偏微分項すなわち時間勾配項で対象とされる変数を中心とし、大きさが$\Delta x \times \Delta y$のコントロールボリューム（検査区間ともいう）を考え（図-9.7-2）、このコントロールボリュームに基づいて差分計算を行う。

図-9.7-2　デカルト座標系における変数のスタガード配置とそのコントロールボリューム

(2)　時間差分

式(9.7-1)～(9.7-3)における時間勾配項に対する数値解析（以下、時間差分）のうち、最も簡単な手法はオイラー陽解法である。この手法を用いた場合、式(9.7-1)は次式のようになる。

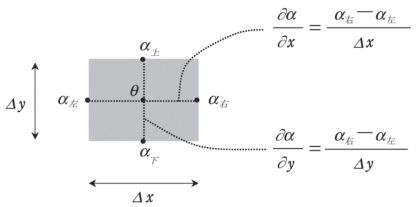
$$h_{i,j}^{n+1} = h_{i,j}^{n} - \Delta t\left(\frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y}\right) \quad \cdots\cdots (9.7\text{-}15)$$

より高い精度が必要な場合は、クランク-ニコルソン法、ルンゲ-クッタ法、アダムス-バッシュホース法等が用いられることもある。時間差分に用いられるこれらの数値解析方法の詳細については、専門書等を参照されたい。

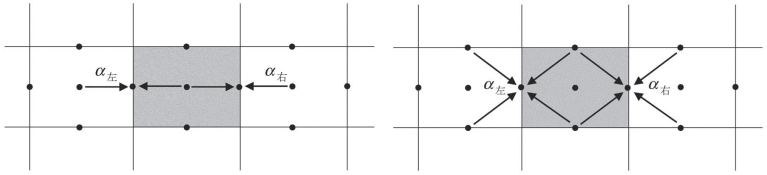
⑶　対流項を除く空間差分

式（9. 7–1）～（9. 7–3）におけるx若しくはyによる偏微分項すなわち空間勾配項のうち、対流項を除いた項に対する数値解析（以下、空間差分）では、**図–9.** 7–3 におけるコントロールボリュームの上下左右で差分をとる。例えば、θを中心とするコントロールボリュームにおいてαの空間差分を考える場合、**図–9.** 7–3 のように計算する。ここで、コントロールボリュームの上下左右の端にαが存在しない場合、**図–9.** 7–4 のように周辺から単純平均によって補間する。

2 階微分が含まれる拡散項では、まず上下左右の端を中心として差分をとり（**図–9.** 7–5(a)）、次にそれらの値を用いてコントロールボリュームの中心で差分をとる（**図–9.** 7–5(b)）ことになる。

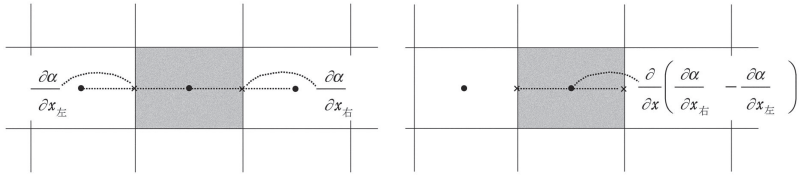


図–9. 7–3　コントロールボリュームと空間差分



(a) 2 点の平均をとる例　　(b) 4 点の平均をとる例

図–9. 7–4　コントロールボリュームの左右で差分をとる際の周辺からの補間

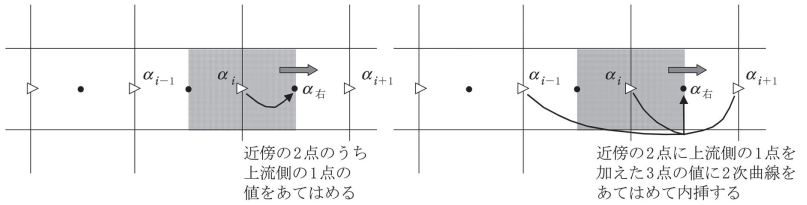


(a) 左右端を中心とした差分　　(b) 中心での差分

図–9. 7–5　二階微分に対する差分の例

⑷　対流項の差分

式（9. 7–2）及び**式**（9. 7–3）における対流項の差分計算では、コントロールボリュームの上下左右の端で、対流速度u、vについては**図–9.** 7–4(a)のように近傍の 2 点の平均をとる。一方、輸送されるM、Nについては同様の平均をとる（2 次精度中心差分）と、計算が不安定になる場合がある。このような場合は、中心差分ではなく上流差分が行われる。比較的簡単な上流差分として、**図–9.** 7–6(a)のように近傍 2 点のうち上流側の 1 点の値を用いる方法（1 次精度上流差分）や、**図–9.** 7–6(b)のように近傍の 2 点に上流側の 1 点を加えた 3 点に 2 次曲線をあてはめて内挿する方法（QUICK）等がある。対流項の差分に用いられるこれらの数値解析方法の詳細については、専門書等を参照されたい。



(a) 1 次精度上流差分　　(b) QUICK

図–9. 7–6　対流項の空間差分

⑸　1 次元移流方程式の数値解析結果

9. 7. 3⑷で説明した対流項の数値解析方法の違いが結果に及ぼす影響を、1 次元移流方程式を例として紹介する。ここで、移流方程式とは**式**（9. 7–16）によって定義される。

$$\frac{\partial\theta}{\partial t}+c\frac{\partial\theta}{\partial x}=0 \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{–}16)$$

θ ：輸送される物理量

c ：θ の対流速度（定数）

式（9. 7–16）は、ある物理量θのx軸方向の空間分布が、形を変えずに一定速度cで移動する現象を表す。

θを$0<x<1$に分布する余弦波と矩形波とし、この範囲でθの波形を周回させた場合について、数値解析で再現計算を行った結果が**図–9.** 7–7 である。厳密解ではどれだけ周回させても初期値と同じ波形になるのに対し、二次精度中心差分による解析結果では、余弦波の場合は位相のずれが生じており、矩形波の場合は移動の過程で非物理的な振動が生じている。これらの位相のずれや振動は時間の周回数の増加とともに大きくなり、解析結果は非常に不安定な状態である。一次精度上流差分による解析結果では、このような位相のずれや振動は生じておらず、解析結果の安定性は高いが、周回数の増加とともにθの分布が平滑化されている。QUICK による解析結果では、初期値の波形が比較的保存されており、ここで用いた 3 手法の中では QUICK が最も再現精度の高い方法である。

なお、数値解析結果の再現精度については、扱う物理量の分布形状や、計算格子の密度にも影響される。このため、ここで比較した差分の方法を用いれば、常に**図–9.** 7–7 と同程度の精度の解析結果が得られるわけではない。

また、TVD スキームや CIP 法等を用いれば、QUICK より再現精度の高い解析結果が得られるが、一方で差分計算が複雑となる。これらの数値解析方法の詳細については、専門書等を参照されたい。

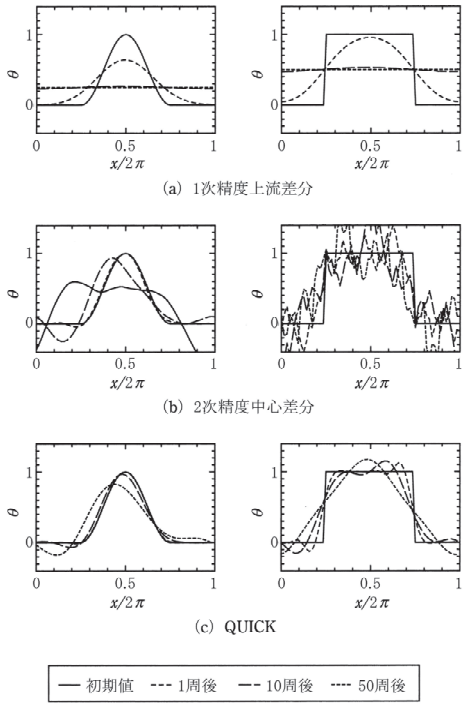


図-9. 7-7　空間差分の方法の違いと移流方程式の数値解析結果

9.7.4　河床変動の基礎方程式

⑴　土砂の輸送形態

流れによって輸送される土砂は、**6.2.6　流砂量**で述べたように、その輸送形態によって掃流砂と浮遊砂に分類される。このうち掃流砂とは、比較的大きい粒径の土砂により構成され、河床と間断なく接触し、転動、滑動、小跳躍の繰り返しによって移動するものである（**図-9.** 7-8）。浮遊砂とは、比較的小さい粒径の土砂により構成され、水流の乱れによる拡散の影響を受けて移動するものである（**図-9.** 7-8）。ただし、両者とも水と土砂が混合して流れている現象であることには変わりなく、これらの区別は取り扱いの簡便さから行われている。

9.6　水理模型実験事例のように、頭首工周辺の河床変動現象では主に掃流砂の影響のみが問題となることが多い。このため、以降では掃流砂のみを扱うこととする。

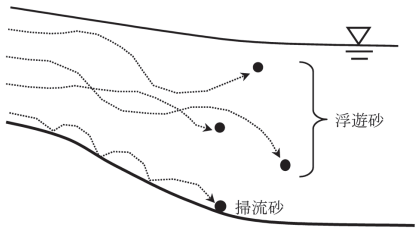


図-9. 7-8　掃流砂と浮遊砂の輸送形態の違いのイメージ

⑵　2次元の掃流砂量の式

河床変動を1次現象として扱う場合は、**6.2.6　流砂量**で紹介した掃流砂量（単位幅・単位時間当たりの体積[m^3/s]）の算出式 **式**（6. 2-8）～（6. 2-10）を、**5.4　河床変動の推定方法**のようにx軸方向にそのまま適用すればよい。

一方、本節で説明している2次元の河床変動計算では、**式**（6. 2-8）～（6. 2-10）をx、y軸それぞれの方向にそのまま適用するだけではなく、2次流の影響を考慮するための流砂量の式も用いられる場合が多い。この場合は、流線方向（s軸方向）（**図-9.** 7-9）の流砂量q_{Bs}を**式**（6. 2-8）～（6. 2-10）から求め、s軸と直交する方向（n軸方向）（**図-9.** 7-9）の流砂量q_{Bn}を**式**（9. 7-17）の長谷川の式等から算出する。

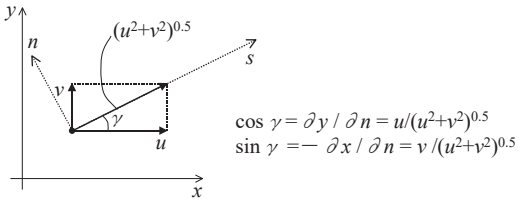


図-9. 7-9　x、y軸方向とs、n軸方向の関係のイメージ

$$q_{Bn} = q_{Bs}\left(-N_* \frac{h}{r} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z}{\partial n}\right) \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{-}17)$$

N_*：係数（$N_* = 7.0$とすることが多い）

R　：流線の曲率半径（下記の式については竹林（2005）参照）

$$\frac{1}{r}=\frac{u\left(u\frac{\partial v}{\partial x}-v\frac{\partial u}{\partial x}\right)+v\left(u\frac{\partial v}{\partial y}-v\frac{\partial u}{\partial y}\right)}{\left(u^2+v^2\right)^{\frac{3}{2}}} \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{–}18)$$

τ_{*c} ：無次元限界掃流力（**6.2.6　流砂量**参照）

τ_{*} ：無次元掃流力（**6.2.6　流砂量**参照）

μ_s ：河床材料の静止摩擦係数（$\mu_s=1.0$ とすることが多い）

μ_k ：河床材料の動摩擦係数（$\mu_k=0.45$ とすることが多い）

$\frac{\partial z}{\partial n}$ ：河床標高の n 軸方向の勾配（下記の式については**図-9.** 7-9 参照）

$$\frac{\partial z}{\partial n}=\frac{\partial z}{\partial x}\frac{\partial x}{\partial n}+\frac{\partial z}{\partial y}\frac{\partial y}{\partial n}=-\frac{\partial z}{\partial x}\sin\gamma+\frac{\partial z}{\partial y}\cos\gamma \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{–}19)$$

s 、n 軸方向の流砂量（q_{Bs} 、q_{Bn}）からデカルト座標系 x 、y 軸方向の流砂量（q_{Bx} 、q_{By}）及び一般座標系 ξ 、η 軸方向の流砂量（$q_B{}^{\xi}$ 、$q_B{}^{\eta}$）を算出する手順は下記のようになる。

$$q_{Bx}=q_{Bs}\cos\gamma-q_{Bn}\sin\gamma\ ,\ q_{By}=q_{Bs}\sin\gamma+q_{Bn}\cos\gamma \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{–}20)$$

$$q_B{}^{\xi}=\frac{\partial\xi}{\partial x}q_{Bx}+\frac{\partial\xi}{\partial y}q_{By}\quad ,\quad q_B{}^{\eta}=\frac{\partial\eta}{\partial x}q_{Bx}+\frac{\partial\eta}{\partial y}q_{By} \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{–}21)$$

なお、**6.2.6　流砂量**及びここで紹介した掃流砂量の式は、いずれも平衡状態を仮定したものであり、また、水路実験から得られたデータをもとに作成されたものである。そのため、これらを非平衡状態となる洪水中の河床変動に対して用いる場合は、可能な限り現地で流砂量の観測を行い、対象とする河川における適合性を確認することが必要である。

⑶　2 次元の流砂の連続式

デカルト座標系における 2 次元の河床変動計算では、**式**（9. 7–20）で得られる流砂量を**式**（9. 7–22）の流砂の連続式に代入して行う。

$$\frac{\partial z}{\partial t}+\frac{1}{1-\lambda}\left(\frac{\partial q_{Bx}}{\partial x}+\frac{\partial q_{By}}{\partial y}\right)=0 \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{–}22)$$

λ ：河床材料の空隙率

数値解析を実施する際の q_{Bx} 、q_{By} の配置は、それぞれ**図-9.** 7-2 における u 、v と同じ位置とする。

一般座標系における 2 次元の河床変動計算では、**式**（9. 7–21）で得られる流砂量を**式**（9. 7–23）の流砂の連続式に代入して行う。

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{z}{J}\right)+\frac{1}{1-\lambda}\left(\frac{\partial}{\partial\xi}\left(\frac{q_B{}^{\xi}}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial\eta}\left(\frac{q_B{}^{\eta}}{J}\right)\right)=0 \quad \cdots\cdots (9.\ 7\text{–}23)$$

9.7.5　河床変動解析を実施する際の検討事項

⑴　必要な資料

河床変動解析を実施する場合に必要となる資料は、基本的に水理模型実験（**表-9.** 3-1）と同じである。このうち航空写真については、可能な限り古いものも含めて収集し、今後の河床変動を知りたい箇所における砂州やミオ筋のこれまでの変化を把握しておくことが必要である。河床変動解析では、使用した数値解析手法や、後述する解析範囲、計算格子、境界条件等が不適切であっても、何らかの結果が得られるため、解析結果の妥当性の検討は必須である。その際に、過去の航空写真から得られる情報は非常に有用となる。

⑵　解析範囲

解析範囲の上流端としては、河床の変動があまり生じず、平衡状態を仮定した流砂量の式を適用しても支障がないとみなせる地点を選ぶべきである。加えて、上流端では河川の水深と流量を与える必要もあるため、水位が観測されており、かつ、水位と流量の関係を推定できる地点である必要もある。これらの条件を満たす地点を上流端として選出することになるが、この位置で設定する境界条件（後述 **9.7.5**⑹参照）は必ずしも実際の現象を忠実に表すことができるわけではないことから、その違いを緩和するため、可能な限り、河床の変動を着目している範囲（以下、検証範囲）から離れた位置とする方がよい。

下流端も、上流端と同様に水位が観測されており、かつ、水位と流量の関係を推定できる地点である必要があるが、上流端ほど検証範囲から離れた位置とすることを重視する必要はない。

⑶　計算格子

計算格子は、**図-9.** 7-1 のように河川縦横断測量の結果（**表-9.** 3-1）を補間して計算格子を作成する。各格子は、デカルト座標系（x 、y ）における位置と、河床の標高に関するデータを有することになる。

前述の測量結果に対する補間は、等間隔若しくは等比間隔で点を追加する等、機械的に行わざるを得ないため、実際の地形を高い精度で再現できない。また、そのような計算格子の使用によって、解析結果には新たな誤差が生じる。そのため、一般的には計算格子は密である方が解析結果の精度は高くなるが、河床変動解析ではある一定以上細かい計算格子としても解析結果の精度は向上せず、計算時間が増大するだけとなる。計算格子の大きさの目安としては、河川幅、河川の蛇行形状、横断測量の間隔等にもよるが、50～200 m の範囲でとられることが多い。

なお、**9.7.2**⑵で述べたように、一般座標系であっても、隣り合う格子同士の曲がり（**図-9.** 7-1 参照）の角度は可能な限り小さくなるように作成する必要がある。計算格子の作成に当たっては学識経験者に相談することが望ましい。

⑷　粗度係数

流れが河床から受ける抵抗の影響は**式**（9. 7–4）によって評価されるが、この式では粗度係数が用いられる。この粗度係数としては、実測値があればそれを利用できるが、通常はないことが多い。このような場合には、現地の河床材料の粒径（**表-9.** 3-1）から粗度係数の第一次近似値を推定し、既往洪水の再現計算を行いながらその値を微調整する。第一次近似値の推定には、各種の水理学のテキストを参照されたい。

⑸　初期条件

各格子における河床の標高の初期値の設定に当たり、現状に対する将来予測を行う場合は、**9.7.5**⑶で計算格子を作成する際に、直近の河川縦横断測量の結果をそのまま用いればよい。頭首工の施工若しくは改修による影響を評価する場合は、直近の河川縦横断測量の結果の一部を施工若し

くは改修後のデータに置き換えて用いればよい。

各格子における水深の初期値については平水時の平均的な値を与え、流速及び流量の初期値についてはゼロとする場合が多い。しかし、これらについては明確な決まりはないため、設定に当たっては学識経験者に相談することが望ましい。

⑹　境界条件

初期条件の時点から、頭首工の建設若しくは改修に伴う河道への影響等を評価したい時点までの期間に発生すると考えられる洪水を、境界条件として解析範囲の上下流端で発生させる。その際、既往最大洪水等、単一の洪水のみを発生させる場合や、河床材料が輸送され始めるときの洪水より規模の大きな過去の洪水で、各種データが観測されているものすべてを発生させる場合がある。ここで、河床材料が輸送され始めるときの洪水としては、平均年最大洪水が用いられることが多いが、河床材料の粒径や洪水特性によってその規模が異なるので、その選定には十分な注意が必要である。また、どのような洪水を対象とするかについても同様であり、学識経験者に相談することが望ましい。

解析範囲の上下流端の計算格子に与える水深、流量については、過去の観測データがあればそれを利用し、なければ解析対象範囲に対する一次元不等流解析（**5.4　河床変動の推定方法**）の結果を利用する。流砂量に関しては、**6.2.6　流砂量**及び**9.7.4**⑵で紹介した掃流砂量の式を用いて、境界条件として設定した水深と流量に応じた値を算出する。

⑺　その他の注意事項

頭首工周辺の河床変動現象を数値解析によって評価する場合、頭首工のエプロン、護床工等の人工構造物が存在しない区間に対しては、本節で説明した河床変動解析をそのまま適用できる。一方、これら人工構造物が存在する区間に対しては、構造物上では洗掘が生じないように、堆砂の有無や量により場合分けして、流砂量（**式**（6.2-8）～（6.2-10）、**式**（9.7-17））を計算する必要がある。

また、実際は 3 次元現象である河床の変動を 2 次元にモデル化して扱うため、**9.7.1**⑴で述べたように、3 次元性の強い流れが生じる箇所における河床変動現象に対しては推定精度が低くなる。そのため、河床変動解析は、水理模型実験におけるケース数の絞り込み等のための予備検討に用い、最終的な検討には水理模型実験を実施するのが望ましい。

9.7.6　河床変動解析の事例

多摩川の二ヶ領宿河原堰は、昭和 24 年に建設された際には幅約 310 m のうち約 270 m が固定堰であったが、平成 11 年に全面可動堰に改築された。このような改築が行われると、固定堰の上流側に堆積していた土砂が堰下流へ流出する河床変動が生じることが予想される。このような現象を把握することは、堰及び河道を維持管理する上で重要である。そのため、宿河原堰周辺の河床の横断測量が改築後に定期的に行われている。一方、測量は現状を把握する上で重要な手段であるが、それとは別に、固定堰の可動堰化が河床に及ぼす影響を事前に予測できれば、頭首工の建設位置の変更や、**9.6 水理模型実験事例**で紹介した事例のような付帯構造物の設置等、適切な対処が可能となる。そこで、これまでの測量結果に対する河床変動解析の再現計算が行われ、本解析の将来予測としての適用の可能性が検討された。

再現計算を行う期間は、平成 11 年 2 月（新堰竣工直後）から平成 14 年 3 月とされた。解析範囲（**9.7.5**(2)）は**写真-9.7-1** のように設定され、初期条件（**9.7.5**(5)）として平成 11 年 2 月の河床形状

が与えられた。境界条件（**9.7.5**(6)）には、前述の期間のうち、解析範囲における河床材料の平均粒径がほぼ全体で移動し始める流量を超える洪水（平成 11 年 8 月の洪水と平成 13 年 9 月の洪水）が与えられた。

前述の期間における河床標高の変化量の測量結果を**図-9.7-10**、河床変動解析の結果を**図-9.7-11** に示す。これらの比較より、河床変動解析の結果は堰周辺の洗掘や堆積の傾向をおおむね再現しているといえる。堰上流 24.0 km 地点までの河床変動量の実測値は－59 千 m^3、解析値は－66 千 m^3 であり、河床変動解析は河床の将来的な変動を予測する手法として期待できる。ただし、堰下流では広く露出する固結シルト層により砂州の浸食が抑制されていたこと等については十分に再現されておらず、今後、解析精度を向上させる余地も残されている。

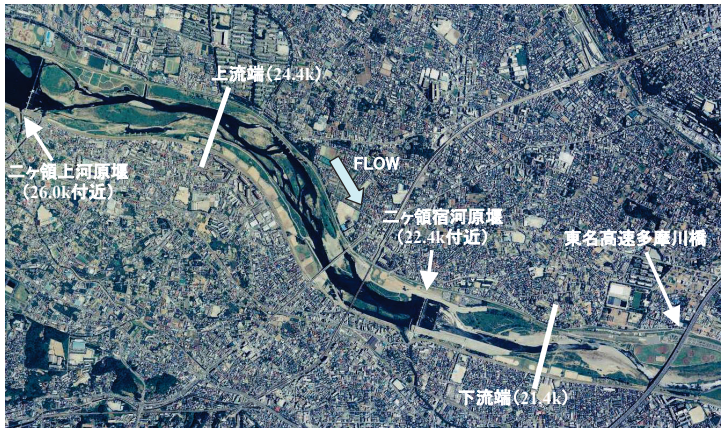


写真-9.7-1　解析範囲（国土地理院ホームページ
（http://mapbrowse.gsi.go.jp/airphoto/）から引用）
（注）上流端及び下流端はおよその位置である

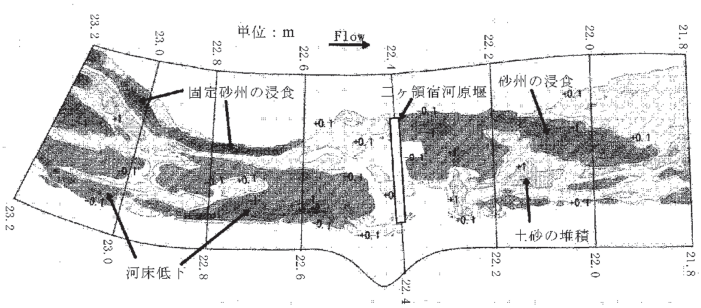


図-9.7-10　平成11年2月から平成14年3月における河床変動量の実測値
（福岡(2005）から引用）

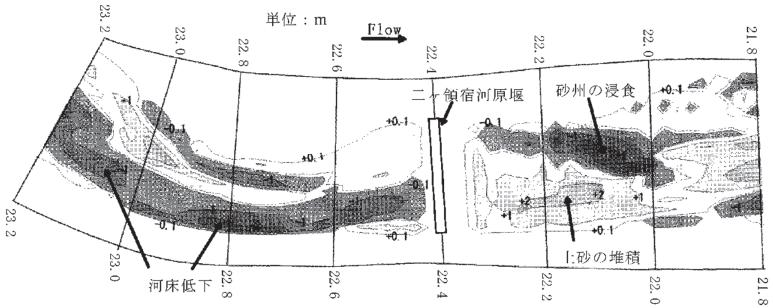


図-9.7-11　平成11年2月から平成14年3月における河床変動量の解析値
（福岡(2005）から引用）

第10章　取入口の水理設計

関連条項[基準7、運用7-2、3]
[基準9、運用9-1、2]

取入口に求められる第一義的な機能は、かんがいに必要な用水量を河川から確実に取入れ、用水路へ導くことであるが、一般に河川はその流量が変動し、洪水時には、著しい土砂や浮遊物を運ぶものである。したがって、取入口として必要な機能には、取水量の調節が容易であること、土砂や浮遊物の流入を防止することが求められる。このため、取入口には、取水ゲート、制水ゲート、門柱、スクリーン、樋管(堤防横断暗きょ等)、取水庭、排砂口、計量施設等の附帯設備が設けられ、これらの施設の維持管理が容易であることも重要な要素となる。

ここでは、これらの取入口に求められる機能を満足する構造とするための、具体的な水理設計手法について解説する。

10.1　取入口の位置

自然取入れの場合は、ミオ筋が河岸に接して、十分水深が大きく流れが安定しているところで、しかも将来とも河川水位が設計取水位より低下しないことが絶対条件である。一般的に河川水位の低下が予想され、自然取入れに適した地点は少ない。しかし、河床に岩盤が露頭したり、下流に砂防堰堤等があって河床低下がない場合は、河道を十分検討して位置を定めることが必要である。

取水堰のある場合は、河川水位を取水堰によって調節するので、ミオ筋が河岸に接している地点を選定すればよい。一般には土砂吐きに接して設ける。

受益地が両岸にある場合には、原則として片岸取入れとし、対岸には堤体内逆サイホン等で導水することが望ましい。しかし、緩流河川で、堰上げ水位が大きい場合は、両岸に土砂吐きを設けて両岸取水が可能な場合もある（例：遥拝頭首工、坂根合同堰）。

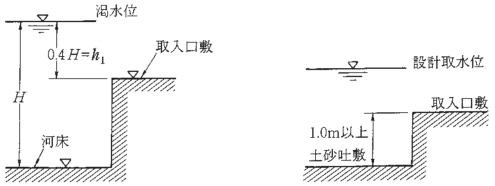
また、片岸は取水堰から取水し、対岸はミオ筋の安定した上流地点に取入口を設ける（自然取入れの場合と同様）特殊両岸取水の場合もある（例：北空知頭首工、犬山頭首工）。

取入口の前面は、自然に形成されている河岸壁面と一致させなければならない。河岸壁面より突出させたり、また引込ませたりすることは、絶対に避けなければならない。これは突出させれば洪水による大きな破壊力を受ける。一方、引込ませれば、ここに流れの陰ができて洪水中に含まれている浮遊土砂の流入沈積を招くことになる。

10.2　取入口の形状設計

10.2.1　敷　高

自然取入れの敷高は、設計取水位より $0.4H$（図-10.2-1(a)参照）以内が望ましい。これは、一般に、河川の含砂量の鉛直分布は $0.6H$ 辺りから急増し、$0.8H$ のところが最大とされているので、含砂量の少ない上方の水を取る（H は取入口前の河川の水深）。また、豊水時の河川水位は渇水時に比してかなり高いのが普通であるから、土砂の流入を防止するために上・下の二段ゲート方式をとり、常時の取水には、下段ゲートの上から越流させ、表面取水を行うなどの対策を採ることがある。



(a)　自然取入れの場合　　(b)　取水堰を設ける場合

図-10. 2-1　取入口敷高

一般に、取水堰を設ける場合の取入口敷高は、土砂吐き敷より 1.0m 以上あげて土砂の流入を防ぐ。また、河床から取水口敷までの高さは、最大洪水深の 1 / 6 以上とすることも一つの目安である。これは洪水時に河床に形成される堆砂高の限界値を考慮したものである。また、取入口敷高は土砂吐き導流壁高と同じか、若しくはこれ以上の標高にすることが望ましい。しかし、土砂吐きの幅が取入口の幅より大きい場合には、このことはあまり問題にはならない。

10. 2. 2　取入れ流速

一般に、取入口の流入流速は 0.6～1.0 m/s 程度を標準とする。

取水時の接近流速（取入口上流側河川内の流速）を 0.4 m/s 以下とすることによって、農業水路に流入して有害となる粒径 0.30mm 以上の土砂の流入を防止できる。従って、流入流速を大きくとれば、取入口の断面は小さくなる一方、土砂が流入しやすくなる。また、水中植物の繁茂が懸念される水路の最小許容流速は 0.70m/s 程度とされている。以上のようなことから、流入流速は 0.6～1.0m/s 程度が標準的な範囲である。

10. 2. 3　取入れ幅

取入れ幅は取入口敷高、設計取水位、流入流速を与えることにより**式**（10. 2-1）で求められる。

$$B = \frac{Q}{h_1 V} \quad \cdots\cdots (10.\ 2\text{-}1)$$

ここに、　B ：取入れ幅（m）
　　Q ：設計取水量（m^3/s）
　　h_1 ：流入水深（設計取水位－敷高標高）（m）
　　V ：流入流速（m/s）

求めた幅が大きい場合は、ゲートの縦横比や取水管理等を考慮して適当な門数に分ける。堰柱の形状は、流速による縮流をできるだけ小さくし、その損失水頭を小さくするよう考慮する。

10. 2. 4　スクリーン

一般に制水門の直前に取り付け、浮遊物の除去が容易であるように 1 : 0.3 程度に傾斜させ、上端部は丸味をつけ、かつ熊手などの先端が横ケタに引っかからないよう取り付ける（**図-10. 2-2** 参照）。

なお、傾斜した区間でごみが滞留する場合には、擁壁面に直角に取り付けるなどの工夫が必要である。

また、魚類が水路内に流入するのを防ぐため、塵よけスクリーンの他にフィッシュスクリーンを

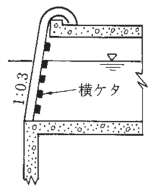


図-10. 2-2　スクリーン

設けることがあるが、この場合は塵よけスクリーンの後部につける。近年、取水口以降の水路形式に管水路が多用され、かつ中小規模の頭首工においては管理人の常駐が困難な状況になりつつあり、浮遊物の確実な除去への要望がより強くなっている。自動除塵機等は水路内に設置されるのが一般的であるが、頭首工の計画・調査時に一体施設として考えておくことも必要である。

10. 2. 5　取水庭

取水庭は、取入口から導水路入口までの間の流入した水流を滑らかに整えるために設ける漸縮の取付部で、導流壁を設けて偏流を避けるようにすることが多い。取水庭が高水敷部でオープンになっている場合は、洪水時に土砂や流木の堆積が生じ、撤去に多大な労力と費用を必要とする事例がある。これらを防ぐとともに高水敷部の流れを乱さないためにも暗きょ構造とすることが望ましい。

10. 3　取入口の流入量

取入口の流入型式を水理学的にみた場合、①越流式、②孔口式の 2 通りがある（**図-10. 3-1** 参照）。

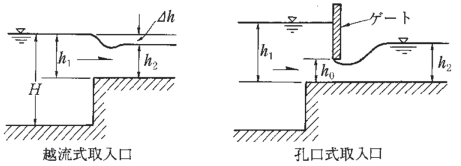


図-10. 3-1　取入口の型式

10. 3. 1　越流式取入口

この場合の流入量計算は、越流の状態が通常潜り堰であるから、**式**（10. 3-1）を用いる。

$$Q = m(B - n \cdot k \cdot h_1) h_2 \sqrt{2g\,(h_1 - h_2)} \quad \cdots\cdots (10.\ 3\text{-}1)$$

ここに、　Q ：流入量（m^3/s）
　　m ：損失水頭の係数で取入口のように段のある場合の流入損失係数は、0.8～0.85 位*1（ただし、土砂吐き導流壁等の影響がある場合は更に小さくなる）

*1　川合　亨：頭首工の水理設計に関する研究（Ⅱ）、農業土木試験場報告、No. 9（1971）

n ：取水口の数×2
k ：水口の形状に伴う係数で堰柱の前面が半円形か突円形のとき 0.02～0.04
B ：取入口の流入全幅（m）
h_1 ：取入口敷高から測った河川の水深（m）
h_2 ：取入口の水深（m）
g ：重力の加速度（m/s²）

もし、

$$h_2 < \frac{2}{3}\left(h_1 + \frac{V_1^2}{2g}\right) \quad \cdots\cdots (10.3\text{-}2)$$

のときは完全越流の公式による。

10.3.2　孔口式取入口

取水時における土砂流入防止の観点から表面取水方式が一般的であるが、渇水時から平水時には表面取水方式とし、豊水期に孔口式取入れとなるよう設計する場合がある（自然取入れ方式であって二段ゲートとするときと同じ）。

孔口式にすると流量の増大はゲート上流側水深の平方根に比例するため、越流式よりも感度が鈍い利点がある。孔口式において、ゲート下流水深が流入量に影響しない場合について、その計算式を示せば、**式（10.3-3）**のとおりである。

$$Q = m \cdot B \cdot h_0 \sqrt{2g\left(h_1 - \frac{h_0}{2}\right)} \quad \cdots\cdots (10.3\text{-}3)$$

ここに、 Q ：流入量（m³/s）
m ：係数で 0.62～0.66（設計は、m ＝0.65 位として、完成後実測により係数を定めておけばよい）
h_0 ：ゲートの開度（m）
B ：取入口の流入幅（m）
h_1 ：取入口敷高から測った河川の水深（m）
g ：重力の加速度（m/s²）

10.4　取入口の水位計算

取入口の水位計算は、設計取水位を求めることを目的として行う。この場合の計算は用水路起点の水位を既知として、次に掲げる各種損失水頭のうち必要な物をそれぞれ計算し、これらを用水路起点の水位に加える。この場合の流量は設計取水量とする。

損失水頭には、①流入によるもの、②段によるもの、③堰柱によるもの、④スクリーンによるもの、⑤摩擦によるもの、⑥断面急拡あるいは漸拡によるもの、⑦断面急縮あるいは漸縮によるもの、⑧湾曲によるもの、⑨取水量制御のためのゲート等の損失（設定水位制御等に必要な損失水頭）、⑩計量のための損失（堰式流量計などで限界流を発生させるための必要落差を損失水頭として計上）等がある。

取入口の水位計算の順序は、

⑴　設計取水量を既知として取入口の形状をあらかじめ概定する。
⑵　この形状に基づいて各損失水頭を計算する。
⑶　各損失水頭の合計を用水路起点水位に加えて取水位を概定し、取入口の細部設計を行い、再度損失水頭の検算を行う。

10.4.1　流入による損失水頭及び水位変化量

$$\Delta h_e = h_e + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g}\right) = f_e \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g}\right) \quad \cdots\cdots (10.4\text{-}1)$$

ここに、 Δh_e ：流入による水位変化量（m）
h_e ：流入損失水頭（m）
f_e ：流入損失係数
V_1 ：流入前の断面の平均流速（m/s）
V_2 ：流入後の断面の平均流速（m/s）

流入損失係数 f_e は流入口の平面形状によって決まる（**図-10.4-1** 参照）。流入前の断面の平均流速 V_1 の影響は、頭首工の場合は無視してよい。

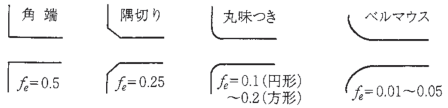


図-10.4-1　流入口の形状と流入損失係数

10.4.2　段による損失水頭及び水位変化量

$$\Delta h_c = h_c + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g}\right) = f_c \cdot \frac{V_2^2}{2g} + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \quad \cdots\cdots (10.4\text{-}2)$$

ここに、 Δh_c ：段による水位変化量（m）
h_c ：段による損失水頭（m）
f_c ：段による損失係数
V_1 ：流入前の断面の平均流速（m/s）
V_2 ：流入後の断面の平均流速（m/s）

段による損失係数 f_c は、流入前の通水断面積 A_1（m²）と流入後の通水断面積の A_2（m²）との比によって決まる（**表-10.4-1** 参照）。

ここで、流入前後の通水断面積は、$A_1 = B \cdot H_1$，$A_2 = B \cdot H_2$ として求める。

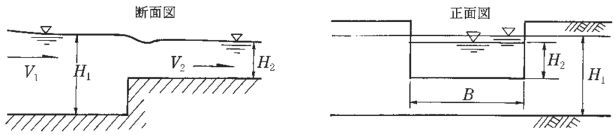


図-10. 4-2　段による水位変化

表-10. 4-1　段による損失係数

A_1 / A_2	0	0. 1	0. 2	0. 3	0. 4	0. 5	0. 6	0. 7	0. 8	0. 9	(1. 0)
f	0. 50	0. 50	0. 49	0. 49	0. 46	0. 43	0. 38	0. 29	0. 18	0. 07	(0)

また、段落ちによる損失水頭及び水位変化量は、**式**（10. 4-3）及び**式**（10. 4-4）で求める。

$$\Delta h_t = h_t + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{-}3)$$

$$\frac{h_t}{h_2} = f\left(F_{r2}, \frac{\Delta Z}{h_2} \right) \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{-}4)$$

ここに、Δh_t ：段落ちによる水位変化量（m）
h_t ：段落ちによる損失水頭（m）
ΔZ ：段落ち高（m）
F_{r2} ：下流断面 2 におけるフルード数
h_2 ：下流断面 2 における水深（m）
V_1 ：段落ち前の平均流速（m/s）
V_2 ：段落ち後の平均流速（m/s）
g ：重力の加速度（m/s²）

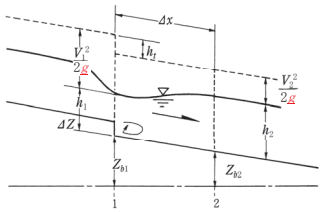


図-10. 4-3　段落ちの水流

段落ちによる損失水頭 h_t は**式**（10. 4-4）のように F_{r2}、$\Delta Z / h_2$ の関数で表され、**図**-10. 4-4 で求められる。

また、与えられた $\Delta Z / h_2$ に対して、F_{r2} がある限界を超えると段落ち点が支配断面になる。**図**-10. 4-5 がこの限界条件（a 曲線は急な段落ち、b 曲線は緩やかな段落ちに対する条件）で、曲線より下の領域が支配断面の生じない、すなわち**式**（10. 4-4）が成立する範囲である。なお、下流断面 2 は段落ち地点から 30・ΔZ のところにとる。

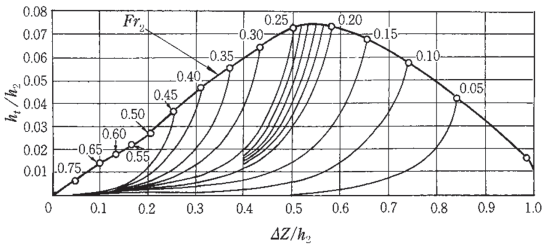


図-10. 4-4　段落ちの全損失水頭 h_t の計算図

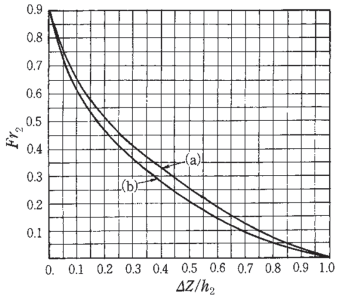


図-10. 4-5　段落ち点が支配断面になる限界条件

10. 4. 3　堰柱による水位変化量

ドォブュイッソン（D'Aubuisson）の公式を使用する。

$$\Delta h_p = \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{c^2 b_2^{\,2} (H_1 - \Delta h_p)^2} - \frac{1}{b_1^{\,2} H_1^{\,2}} \right) \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{-}5)$$

ここに、Δh_p ：堰柱による水位変化量（m）
Q ：流量（m³/s）
c ：堰柱の平面形状によって定まる係数（**表**-10. 4-2 参照）
b_1 ：堰柱上流側の水路幅（m）
$b_2 = b_1 - \sum t$ ：水路幅から堰柱幅の総計を控除した幅（m）
t ：堰柱 1 基の幅（m）
H_1 ：堰柱上流側の水深（m）

式（10. 4-5）は両辺に Δh_p を含んでいるので、試算を行って Δh_p を求める。

表-10. 4-2　堰柱の平面形状による係数 c の値

b_2/b_1	注) 0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
前後端部直角	0.96	1.02	1.02	1.00	0.97
前後端部半円形	0.99	1.13	1.20	1.26	1.31

注)　$b_2/b_1=0.9$ については、少し大きめの数値であるので注意する。

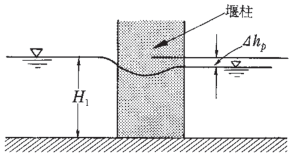


図-10. 4-6　堰柱による水位変化

10. 4. 4　スクリーンによる損失水頭及び水位変化量

⑴　維持管理と損失水頭

スクリーンによる損失水頭は、図-10. 4-7 に示すような、ごみの付着やバーの汚れなどにより増大する。これに対し、スクリーンの水理設計とは、維持管理によってスクリーン損失をいかなる範囲に抑制できるか、を見積もることである。特に、頭首工の取入口は水源河川に接しているため、ごみの付着は避けられない。ある事例では、ごみの付着を考慮しない場合のスクリーンロスの計算値 1 cm に対し、スクリーンの前後に約 1 m の水位差が生じている[*2]。損失水頭を過小に見積もると、施設の維持管理が困難なものになってしまう。

水源河川を流下するごみの質・量を把握するためには、同一河川にある水利施設の調査が有効である。また、施設改修の場合には、旧施設での状況の聞き取りが可能である。これらの調査により、水理計算のもととなる情報が得られる。

水源河川のごみに関する情報が不十分であるからといって、ごみの付着を考慮しない水理計算を行ってはならない。このような場合には、経験値[*3]を採用する方法もある。

ごみの付着や汚れを考慮した損失水頭をとると、地形上の制約により施設の配置が困難となる場合には、除塵機能を強化して対応すべきであろう。

*2　野崎伸也：愛知用水・豊川用水における水路施設管理からみた設計上の問題点について、水と土 10、p. 51～59. (1972)
*3　アメリカ開拓局設計基準[*4]では、計算式を示しながらも、「スクリーンを超える流速が 1. 0、1. 5、2. 0 ft/s のとき、それぞれ 0. 1、0. 3、0. 5 ft 程度の損失水頭を見込む」としている。また、文献[*5]では、ポンプ場に設置されるスクリーンに適用する損失水頭として、機械による除塵を行うとき 0. 1～0. 15 m、人力による除塵を行うとき 0. 3 m を示している。
*4　アメリカ開拓局：Design Standard No. 3、Canals and Related Structures、Paragrnph2･25d (1967)
*5　(社) 農業土木事業協会：Pumping Station Engneering Handbook、p. 260. (1991)

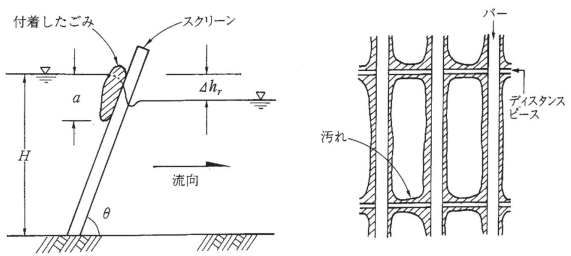


図-10. 4-7　ごみの付着と汚れ

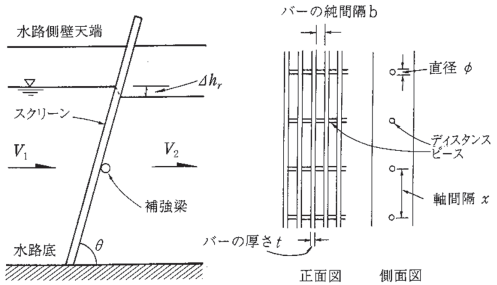


図-10. 4-8　スクリーン略図

⑵　計算による決定法[*6]

ア　取入口のスクリーン

頭首工取入口のスクリーンの損失水頭は、図-10. 4-7 のようなごみの付着を考慮し、式 (10. 4-6) 及び式 (10. 4-7) により求めることができる[*9]（記号は図-10. 4-7、図-10. 4-8 参照）。

$$\Delta h_r = h_r + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g}\right) = f_r \frac{V_1^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g}\right) \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{-}6)$$

$$f_r = 6.69 \sin\theta \left(\frac{t}{b}\right)^{4/3} \exp\left(0.074 \gamma_w \frac{a}{H}\right) \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{-}7)$$

ここに、　Δh_r ：スクリーンによる水位変化量（m）
h_r ：スクリーンによる損失水頭（m）
V_1 ：スクリーン上流側での平均流速（m/s）
V_2 ：スクリーン下流側での平均流速（m/s）

*6　近年、農業用水路への設置例がみられる V 字型スクリーンについては、文献[*7、*8] に特徴や損失水頭が述べられている。
*7　菊岡武男：V 字型バーを有する緩傾斜式スクリーンについて、近畿農政局土地改良技術事務所技術速報 21、p. 86～95. (1985)
*8　榊原正典・大久保捨雄：セミクローズド管水路の水管理と節水化対策、農土誌 55(11)、p. 11～16. (1987)
*9　鈴木光剛・豊田　勝・三沢真一：ゴミ混入流の特性とスクリーンロスについて、農土誌 46(2)、p. 87～92. (1978)

g　：重力の加速度（m/s^2）
f_r　：スクリーンによる損失係数
a　：ごみの付着高さ（m）
H　：スクリーン上流側の水深（m）
γ_w　：湿潤ごみの単位体積重量（kg/m^3）*10
θ　：スクリーンの傾斜角（度）
t　：スクリーンのバーの厚さ（m）
b　：スクリーンのバーの目の大きさ（純間隔、m）

式（10. 4–7）は、長方形断面のバーからなり、ディスタンスピースを有するスクリーンでの実験から求められたものである。a の値は、堰頂標高等に影響を与えるので、設置場所のごみの量（近傍の実績など）及び除塵計画などから決定することが望ましい。調査により a を決定できない場合には、スクリーンの管理なども含め a/H を 0. 1 程度とする。

ごみの付着だけでなく、汚れの影響が大きいことも予想される場合には、経験値を参考にして損失水頭を決定することができる。このとき、その設計損失水頭で管理できるよう除塵方法を検討することが必要である。

イ　ごみの付着が無視できる場合

次のような場合に限り、スクリーンへの浮遊ごみの付着は無視できる。

(ア)　スクリーンの除塵装置が常に連続運転され、確実に除塵できる場合

(イ)　上流に除塵施設があり、ごみの流下がごく少ない場合

このとき、スクリーンの損失水頭の計算式は、Kirscmer の示した**式**（10. 4–8）*11 により計算できる*12。また、バーの汚れとディスタンスピースの影響は、**式**（10. 4–8）をもとにした**式**（10. 4–9）により考慮できる*13。

$$h_r = \beta \sin\theta \left(\frac{t}{b}\right)^{4/3} \cdot \frac{V_1^2}{2g} \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{–}8)$$

$$h_r = K \cdot f_r \cdot \frac{V_1^2}{2g} = K \cdot (f_b + f_d) \cdot \frac{V_1^2}{2g}$$

$$= K\left\{\beta \cdot \sin\theta \left(\frac{t}{b}\right)^{4/3} + \left(0.715\frac{t}{b} + 0.030\right)\frac{\phi^{1.90}}{x \sin\theta}\right\} \cdot \frac{V_1^2}{2g} \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{–}9)$$

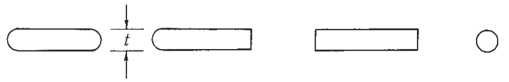
ここに、f_b　：バーのみによる損失係数
f_d　：ディスタンスピースのみによる損失係数
K　：汚れ係数
β　：スクリーンのバーの断面形状による係数（**図–10.** 4–9 参照）

*10　新川右岸排水機場及び新井郷川排水機場の実測結果は 200 kg/m^3 である。
*11　O. Kirschmer: Untersuchungen über den Gefällsverlust an Rechen. Mitteilungen des Hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München. 1, p. 21～41. (1926)
*12　スクリーンによる損失水頭の計算式は、Kirschmer のほかにも Fellenius の式や Spangler の式などがある。これらについては、文献*14に紹介されている。
*13　中村和正・島崎昌彦・吉野秀雄：スクリーンの損失水頭の設計値と実態の相違について―ディスタンスピースの影響の算定と汚れ係数の導入―、農工研技報、No. 189、p. 45～54. (1994)
*14　Ven Te Chow（石原竹籐次郎訳）：開水路の水理学Ⅱ、丸善、p. 470～471. (1962)

x　：ディスタンスピースの軸間隔（mm）
ϕ　：ディスタンスピースの直径（mm）

汚れ係数には、標準的に $K=3$ が示されている*15 が、除塵機で除去できない部分に藻や泥の付着が進み、これを上回る K（＝10～20）が測定された例*16 もある。汚れの状態は、それぞれの水源により大きく異なるので、近傍の類似のスクリーンの実態を参考にすることが望ましい。

なお、文献*17 には、汚れの影響を考慮する別の方法が示されている。これは、汚れの付着により、バーの純間隔 b が Δb だけ減少し、厚さ t が Δb だけ増加したとして、**式**（10. 4–8）の t、b に $t+\Delta b$、$b-\Delta b$ をそれぞれ代入する方法である。



図–10. 4–9　スクリーンのバーの断面形状による係数

(3)　その他の注意点

計算によって、スクリーンによる損失水頭を求める場合には以下の点に注意が必要である。

ア　水深が大きいところでは、スクリーンの面全体を支持するために**図–10.** 4–8 のように補強梁が設けられる。これによる損失水頭は無視できないとされ、補強梁 1 本当たりの損失水頭を求めるために、**式**（10. 4–10）が示されている*18。

$$h_b = (0.203D + 0.208) \cdot V_1^{3.04} \quad \text{（ただし、} h_b < D \text{ の範囲で適用）} \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{–}10)$$

ここに、h_b　：補強梁による損失水頭（m）
D　：補強梁の直径（m）

イ　スクリーンが自動除塵機能を有する場合に、水路底部に待機するレーキや補助スクリーンが、実通水断面を縮小してしまうことがある。また、取入口直上流の河床部に堆積した塵芥（石礫や古タイヤなど）がこれと同様の作用をすることがある。このような条件は損失水頭を増大させる原因となり、V_1 を決めるときには注意が必要な場合がある*15。

10. 4. 5　摩擦による損失水頭

計算区間で断面変化がある場合の区間 L における摩擦損失水頭は、**式**（10. 4–11）により計算する。

$$h_f = \frac{Q^2 L}{2}\left(\frac{n_1^2}{R_1^{4/3} \cdot A_1^2} + \frac{n_2^2}{R_2^{4/3} \cdot A_2^2}\right) = \frac{L}{2}\left(\frac{n_1^2 V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{n_2^2 V_2^2}{R_2^{4/3}}\right) \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{–}11)$$

*15　土木学会：水理公式集（昭和 38 年増補改訂版）、p. 147. (1963)
*16　中村和正・吉野秀雄・島崎昌彦・櫻井 實：開水路中の除塵施設の水理計算の留意事項と維持管理、農土誌 61(2)、p. 13～18. (1993)
*17　千秋信一：発電水力演習、学献社、p. 95. (1969)
*18　榊原正典・大久保捨雄：開水路用除じんバースクリーンの水理特性 ―セミクローズドパイプラインの水管理と節水化対策(Ⅷ)―、第 45 回農土学会京都支部要旨集、p. 192～193. (1988)

ここに、h_f ：摩擦による損失水頭（m）
Q ：流量（m^3/s）
L ：水路区間長（m）
n ：粗度係数
R ：径深（m）
A ：通水断面積（m^2）
V ：平均流速（m/s）

ただし、n 、R、A及びVの添字 1、2 は当該区間の始点、終点を示す。

断面変化がなく、同一断面の場合の区間Lにおける摩擦損失水頭は、**式 (10. 4–12)** により計算する。

$$h_f = \frac{2gn^2}{R^{1/3}} \cdot \frac{L}{R} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{–}12)$$

ここに、h_f ：摩擦による損失水頭（m）
n ：粗度係数（コンクリート水路の場合、$n = 0.014 \sim 0.015$）
V ：平均流速（m/s）
L ：水路の長さ（m）
R ：径深（m）

また、長い水路において等流状態が成立するとみなしうる場合は、摩擦による損失水頭は次のように表される。

$h_f = I \cdot L$　（I ：水路勾配、L ：水路延長）

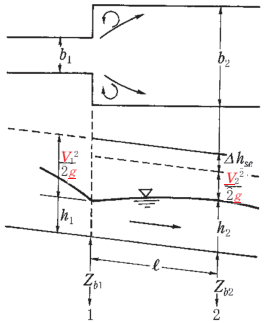
10. 4. 6　断面急拡による損失水頭及び水位変化量

$$\Delta h_{se} = h_{se} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g}\right) = h_e + h_f + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g}\right) \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{–}13)$$

$$h_e = f_e \frac{V_1^2}{2g} \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{–}14)$$

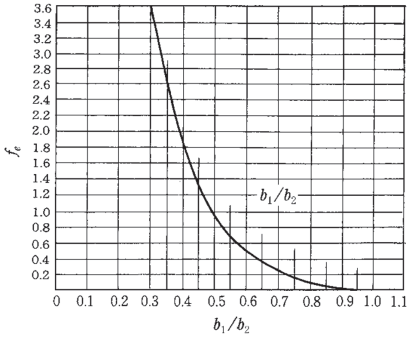
$$h_f = \frac{n^2 \ell}{2}\left(\frac{V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{V_2^2}{R_2^{4/3}}\right) \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{–}15)$$

ここに、Δh_{se} ：断面急拡による水位変化量（m）
h_{se} ：断面急拡による損失水頭（m）
h_e ：急拡幅による形状損失水頭（m）
h_f ：断面 1、2 間の摩擦損失水頭（m）
f_e ：急拡幅による形状損失係数
（**図–10. 4–11** 参照）
V_1 ：断面急拡前の平均流速（m/s）
V_2 ：断面急拡後の平均流速（m/s）
g ：重力の加速度（m/s^2）
R_1 ：断面急拡前の径深（m）



図–10. 4–10　断面急拡部の水

R_2 ：断面急拡後の径深（m）
n ：粗度係数
ℓ ：断面 1、2 間の距離（m）



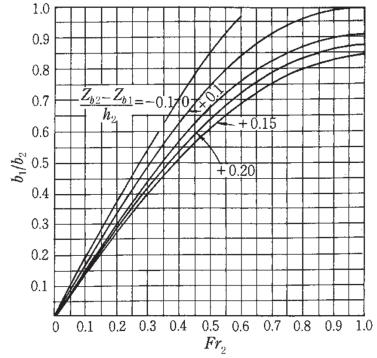
図–10. 4–11　急拡幅による形状損失係数

急拡幅による形状損失係数 f_e は急拡前後の水路幅の比 b_1 / b_2 によって決まる（**図–10. 4–11** 参照）。

与えられた b_1 / b_2 に対してフルード数 $F_{r2} = V_2 / \sqrt{gh_2}$ の値がある程度を超えると、急拡幅地点の水深は限界水深になり支配断面が生ずる。

図–10. 4–12 の各曲線の上側の領域は、常流状態しか現れない常流遷移領域であるが、下側の領域では急拡幅地点が支配断面になり、下流に射流が生ずる射流遷移領域である。**図–10. 4–11** の f_e は常流遷移領域に対するものである。

なお、断面 1、2 の距離は、$\ell \fallingdotseq 30(b_2 - b_1)$ 程度とするとよい。

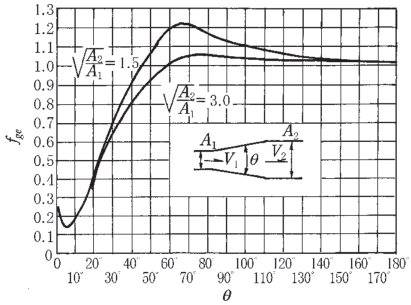


図–10. 4–12　急拡幅地点が支配断面になる限界条件

10.4.7　断面漸拡による損失水頭

$$h_{ge}=f_{ge}\frac{(V_1-V_2)^2}{2g}=f_{ge}\left\{1-\left(\frac{A_1}{A_2}\right)\right\}^2\cdot\frac{V_1^2}{2g}=f_{ge}f_{se}\frac{V_1^2}{2g} \quad \cdots\cdots (10.4\text{–}16)$$

ここに、h_{ge} ：漸拡による損失水頭（m）
f_{ge} ：漸拡損失係数（**図**–10.4–13 参照）
f_{se} ：急拡損失係数（**表**–10.4–3 参照）
V_1 ：漸拡前の平均流速（m/s）
V_2 ：漸拡後の平均流速（m/s）



図–10.4–13　漸拡損失係数

表–10.4–3　急拡損失係数

A_1/A_2	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	(1.0)
f_{se}	1.0	0.81	0.64	0.49	0.36	0.25	0.16	0.09	0.04	0.01	(0)

10.4.8　断面急縮による損失水頭及び水位変化量

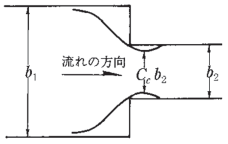
$$\Delta h_{sc}=h_{sc}+\left(\frac{V_2^2}{2g}-\frac{V_1^2}{2g}\right)=h_c+h_f+\left(\frac{V_2^2}{2g}-\frac{V_1^2}{2g}\right) \quad \cdots\cdots (10.4\text{–}17)$$

$$h_c=f_c\frac{V_2^2}{2g} \quad \cdots\cdots (10.4\text{–}18)$$

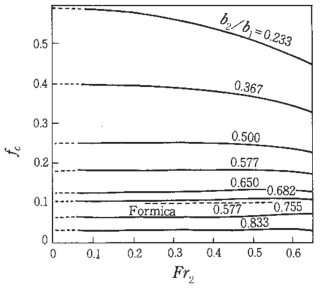
$$h_f=\frac{n^2\ell}{2}\left(\frac{V_1^2}{R_1^{4/3}}+\frac{V_2^2}{R_2^{4/3}}\right) \quad \cdots\cdots (10.4\text{–}19)$$

ここに、Δh_{sc} ：断面急縮による水位変化量（m）
h_{sc} ：断面急縮による損失水頭（m）
h_c ：急縮幅による形状損失水頭（m）
h_f ：断面急縮前後の区間における摩擦損失水頭（m）

f_c ：急縮幅による形状損失係数（**図**–10.4–15 参照）
V_1 ：断面急縮前の平均流速（m/s）
V_2 ：断面急縮後の平均流速（m/s）
g ：重力の加速度（m/s²）
R_1 ：断面急縮前の径深（m）
R_2 ：断面急縮後の径深（m）
n ：粗度係数
ℓ ：急縮前後断面間の距離（m）



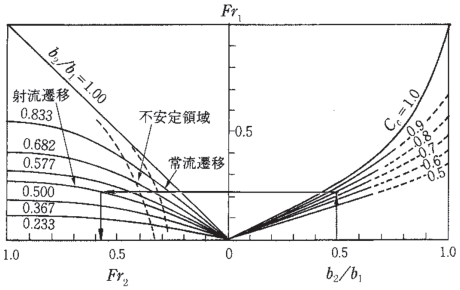
図–10.4–14　断面急縮部



図–10.4–15　急縮部のエネルギーの損失

断面急縮幅による形状損失係数 f_c は、フルード数 F_{r2} 及び急縮前後の水路幅の比 b_2/b_1 によって決まる（**図**–10.4–15 参照）。

急縮部における遷移状態の判定は**図**–10.4–16 で行う。**図**–10.4–15 の f_c 全領域に対して適用できるものである。なお、**図**–10.4–14 の C_c は収縮係数で、**図**–10.4–16 で決められる。



図–10.4–16　急縮部の遷移（開水路）

10. 4. 9　断面漸縮による損失水頭

$$h_{qc} = h_c + h_f = f_{qc}\left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g}\right) + I_m \cdot L \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{–}20)$$

$$\Delta h_{qc} = h_{qc} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g}\right) \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{–}21)$$

ここに、　h_{qc} ：漸縮による損失水頭（m）

h_c ：トランジションの漸縮による損失水頭（m）

h_f ：トランジションの区間 L における摩擦損失水頭（m）

Δh_{qc} ：漸縮による水位変化量（m）

V_1 ：漸縮前の平均流速（m/s）

V_2 ：漸縮後の平均流速（m/s）

g ：重力の加速度（m/s²）

I_m ：トランジションの区間 L の平均エネルギー勾配　$I_m = \dfrac{I_1 + I_2}{2}$

I_1、I_2 ：トランジション前後のエネルギー勾配

L ：トランジションの長さ（m）

f_{qc} ：漸縮による損失係数

（ f_{qc} の値はトランジションの形状によって異なり**表–10. 4–4** にサイホン、暗きょ及びトンネルの出入口に設置するトランジションにおける損失係数を例示する）

ただし、

$$L = \frac{B-b}{2}\cot\theta \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{–}22)$$

L ：オープントランジションの長さ（m）

B ：開水路の水面幅（m）

b ：クローズドトランジション又は暗きょ、フルームの水面幅（m）

θ ：漸縮角（°）（一般に、漸縮角は 10 ° 以下とする）

表–10. 4–4 の値は、サイホン、トンネル、暗きょの流積がこれらに接続する上下流の開水路の流積より相当小さく、流入側（入口）では漸縮、流出側（出口）では漸拡となる場合の実験値である。なお本実験では、オープントランジションの長さは側壁と水路中心線とのなす角度 θ が 12°30′ となるようにとられた。

また、この取付角度がこれよりも大きくなると漸拡による水頭損失は急激に増加するとされている。

表–10. 4–4　オープントランジションの各形状における漸縮及び漸拡による損失係数

オープントランジションの形状変化の状態		漸縮係数 f_{qc}	漸拡係数 f_{qe}
直線形	長方形断面の幅を挟めながら移行させ、その端部で長方形開口部と接続する場合	0. 10	0. 20
直線形	長方形断面の幅を狭めながら移行させ、その端部にクローズドトランジションを設けるか、又はオープントランジションにフィレットを設けて滑らかに円形開口部と接続する場合	0. 20	0. 30
台形直線形	台形断面と長方形断面との間をねじった壁面で移行させ、その端部で長方形開口部と接続する場合	0. 20	0. 30
台形直線形	台形断面と長方形断面との間をねじった壁面で移行させ、その端部にクローズドトランジションを設けるか、又はオープントランジションにフィレットを設けて滑らかに円形開口部と接続する場合	0. 30	0. 40
台形屈曲形	台形断面と長方形断面との間を屈曲した壁面で移行させ、その端部で長方形開口部に接続する場合	0. 30	0. 50
台形屈曲形	台形断面と長方形断面との間を屈曲した壁面で移行させ、その端部で円形開口部に接続する場合	0. 40	0. 70

10. 4. 10　湾曲による水位変化量

ブジネスクーラメイヤー（Boussinesq–Lahmeyer）の式によると、次のとおりである。

$$\frac{I}{I_0} = 1 + \frac{3}{4}\sqrt{\frac{b}{R}} \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{–}23)$$

ここに、　I_0 ：底面勾配

b ：流路幅（m）

I ：水面勾配

R ：曲率半径（m）

$$\Delta h_b = L(I - I_0) \quad \cdots\cdots (10.\ 4\text{–}24)$$

ここに、Δh_b ：湾曲による水位変化量（m）

L ：湾曲部の中心距離（m）

第 11 章　フローティングタイプ頭首工の浸透路長、浸透量の計算

関連条項［基準 10、運用 10-7、20～23］

浸透性地盤上に堰を設ける場合は、地盤内を浸透する流水の作用による基礎地盤の破壊防止を考える必要がある。ここでは、その抑制に対して有効な浸透路長の確保や浸出勾配による検討方法を解説する。

11.1　パイピング

浸透性地盤上で堰により水位を堰上げると、上下流の水位差（ΔH）の水頭によって地盤内を浸透する流水が地盤を構成する土粒子の最小粒径のものを移動させようとする。この作用が進行すると地盤内に水孔を作り、やがて空洞ができて基礎の破壊に至る。このような作用をパイピングという。

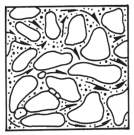


図-11. 1-1　広い範囲にわたって砂粒子が洗い出されていく状態*1

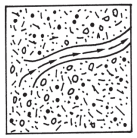


図-11. 1-2　パイプ状の空洞が生じ、水みちが発達していく状態*1

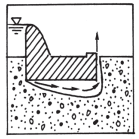


図-11. 1-3　継目侵食*1（roofing）

図-11. 1-1 は基礎地盤が広範囲に洗い出されていく状態、**図-11. 1-2** は基礎地盤中にいわゆるパイプ状の空洞が生じつつある状態の模式図である。

取水堰にとって直接的に危険を与えるのは**図-11. 1-3** のとおり、取水堰の基底とその下の地盤との間に、洗い出しによる連続した空洞ができることである。これを継目侵食又はルーフィング（roofing）という。

［参　考］　透水現象の解析の種類

透水現象を解析する方法を列挙すると、次のように分類される。

- 理論解法
  - 厳密解法
    - 微分方程式を直接解く方法
    - 複素関数論を用いる方法（Hodograph Method）
  - 数値解法
    - 差分法（Finite Difference Method）
    - 有限要素法（Finite Element Method）
    - 統計的方法（Random Wolk Method）
- 図式解法
  - フローネット解法（流線網解法）（Flownet Method）
  - フラグメント解法（Flagment Method）
- 実験的解法
  - 砂モデル
  - 粘性流モデル
  - 電気相似モデル
    - Hele－Shaw モデル
    - 細管網モデル

*1　Heinnrich Sommer：Erosionsuntersuchungen bei Brüchen an unterströmeten Rheindeichee、Wasserwirtschaft、70 Jahrgang、Heft 3（1980）

パイピングの検討手法としては、後述するように従来から使用しているブライ・レーンの式等の経験式を用いる手法、テルツァギー式を用いる手法、有限要素浸透解析法や弾塑性有限要素法などの理論式をもとにした解析による手法がある。

現時点ではブライ・レーン式の経験式によるパイピングの検討が行われているが、頭首工の設計では、実河川における浸透現象の詳細を把握した上で設計する必要があるため、有限要素法における浸透解析や弾塑性有限要素法における浸透破壊解析の検討も行うことが望ましい。ただし、これらの解析手法は、経験式よりも正確に浸透現象を捉えるという知見がある反面、照査方法が定められておらず、長期的なパイピング現象の把握が難しいので、ブライ・レーン式の検証手法として用いることが望ましい。

なお、解析に使用するソフトは必ずベンチマークによる検証を行う必要がある。

ここで紹介した弾塑性有限要素法は解析手法の新たな知見であり、実施工における実績がないので［参考］として後述するが、この手法により、浸透破壊に至る限界水頭差だけでなく、浸透破壊に至るまでの地盤の変形や応力分布、ひずみ分布が得られるので複雑な地盤の検討指標となる。

11.1.1　浸透路長によるパイピングの検討

パイピングの防止のためには、堰基礎面や取り付け擁壁の背面に沿う浸透路の長さ（クリープの長さ、creep length）を確保することが必要になる。

確保すべき浸透路長は、次の二つの方法で求めた値のうち大きい値をとることにより求めることができる。

なお、基礎地盤や上下流水位などの現場の条件と、ブライ・レーン式の計算条件（計算に用いるブライの C、レーンの重みつきクリープ比 C' 等の値）が整合していることが重要である。

⑴　ブライ（Bligh）の方法

$$S \geqq C \cdot \Delta H \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}1)$$

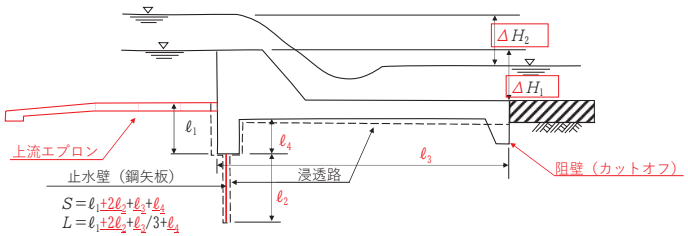
ここに、　S ：堰の基礎面に沿って測った浸透路長（実際の経路とは異なる）（m）
　　C ：基礎地盤の種類によって異なる係数（**表-11. 1** 参照）
　　ΔH ：上下流最大水位差（m）

⑵　レーン（Lane）の方法

レーンは鉛直浸透路長を 1 とした場合、水平浸透路長の効果は鉛直浸透路長の 1/3 と定め、その和を上下流水位差で割ったものを重みつきクリープ比（weighted creep ratio）として、**表-11. 1** のとおり定めた。

$$L \geqq C' \cdot \Delta H \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}2)$$

ここに、　L ：重みつき浸透路の長さ（m）で、$L = \sum \ell_v + 1/3 \sum \ell_h$
　　ℓ_v ：鉛直方向（傾斜角 45° 以上）の浸透路長
　　ℓ_h ：水平方向（傾斜角 45° 以下）の浸透路長
　　C' ：基礎地盤の種類によって異なる係数（**表-11. 1** 参照）
　　ΔH ：上下流の最大水位差（m）



（注 1）下流側エプロンの下流端に設ける阻壁は下流側河床の洗掘から堰体を防御する目的で設置するものであるため、浸透路長計算にその延長は含めない。

（注 2）ΔH：上下流最大水位差は、ΔH_1 と ΔH_2 とのうち大きい方を採る。

ΔH_1：渇水時における上下流の水位差（m）

ΔH_2：洪水時における上下流の水位差（m）

なお、ΔH_1 と ΔH_2 は、エプロン下流端での水位差を示す。

図-11. 1-4　浸透路長

表-11. 1　ブライの C とレーンの重みつきクリープ比 C'

基　礎　地　盤	ブライの C	レーンの重みつきクリープ比 C'
微細砂又は沈泥	18	8. 5
細　　砂	15	7. 0
中　　砂	—	6. 0
粗　　砂	12	5. 0
微　粒　礫	—	4. 0
中　粒　礫	—	3. 5
礫及び砂の混合	9	—
玉石を含んだ粗粒礫	—	3. 0
玉石と礫を含んだ転石	—	2. 5
転石、礫と砂	4～6	—
軟　粘　土	—	3. 0
中　粘　土	—	2. 0
重　粘　土	—	1. 8
硬　粘　土	—	1. 6

上記ブライ・レーンの式から得られた必要浸透路長を確保するため、普通堰体及び下流側エプロンによる水平方向の浸透路長に加えて止水壁を設ける。垂直浸透路は浸透の抑制に有効なばかりでなく、揚圧力の減殺にも有効であるので、堰体の上流端から基礎地盤中に垂直に止水壁を設けるのがよい。（図 11. 1-4 参照）

堰体の上流端に設ける止水壁の長さは、少なくとも基礎地盤が微粒礫より粗い場合には、堰上げ水深と同じ程度以上、粗砂より細かい場合には、堰上げ水深の 1. 5 倍程度以上確保することが望ましく、玉石等を含んでいて鋼矢板の施工が困難な場合も掘削施工によるカットオフにより、この止水壁の最小施工長を確保するようにする。

また、透水性地盤が単一でない場合には、最も必要浸透路長が長くなる（ブライの C とレーンの重みつきクリープ比 C' が大きくなる）層を基準に止水壁（鋼矢板）の長さを検討しておくことも重要である。

止水壁の施工の困難性等により、全体の浸透路長が不足するときは、下流エプロンの延長、2 列以上の止水壁の設置、上流エプロンも浸透路長へ加算する等により確保する。止水壁を 2 列に入れるときは、二つの止水壁の長さの合計よりその間隔を大きくすることが必要で、もしそれよりも間隔が狭いときは、垂直浸透路の長さを止水壁の長さの 2 倍にして計算してはならない。

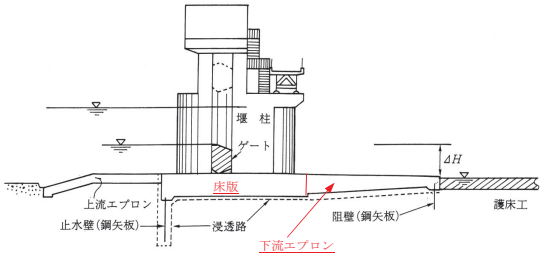
下流側エプロンの下流端に設ける阻壁は下流側河床の洗掘から堰体を防御するためのものである。揚圧力軽減のため阻壁にウィープホールを設けることがあるが、かえってパイピングを起こさせることになりかねないため、設置する場合は目詰まりや土砂の吸い出しによる空洞化等の対策を十分検討する必要がある。

また、上流側エプロンも通常浸透路に見込まない。止水壁の鋼矢板の打込みが困難な場合等で、上流側エプロンを浸透路に見込む必要があるときは、施工継目の止水性を確保するため、止水板を入れるほかダウエルバー方式あるいはキー方式の継手を設け、不等沈下に対応できる構造とする。

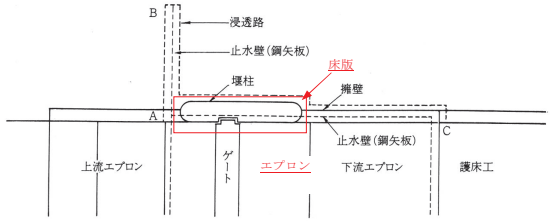
下流側エプロンの施工継目には当然止水板及び継手が必要である。上下流の水位差 ΔH は、一般にゲート天端高とエプロン下流端の高さの差とするが、河床低下が予測される河川にあっては若干余裕を考慮することが望ましい。

堰体が取り付く左右岸の河岸や堤防も一般的に透水性地盤であり、堰上げ水の浸透に対して、取り付け擁壁と堰軸線の延長線上に設ける止水壁又は上流側擁壁の下部に設ける止水壁により必要な浸透路長を確保する。

この場合は三次元的に浸透路を検討する必要がある。堰軸線方向に止水壁を設けるときは、図-11. 1-5 における A～B～C の浸透路で確保する。このときの止水壁の下端は床版・エプロンの下に設けた止水壁と同じ深さとし、上端はゲート天端高と同一とする。この場合、取入口側ではこの止水壁の一部を取入れ樋管を利用して設けてもよい。必要な浸透路長の範囲内の下流側擁壁には浸透線以下にウィープホールを設けない方がよい。また、上流側擁壁を止水壁として利用するときは、同様に浸透路長に見込んでいる範囲内には堰上げ水位以下にはウィープホールを設けない方がよい。



(a)　堰の基礎面（縦断面）



(b)　堰の横方向（平面図）

図-11. 1-5　浸透路長

11. 1.2　浸出勾配によるパイピングの検討*2*3

一般に、浸透流が下流側河床へ現れるときの浸出勾配（exit gradient、動水勾配）について検討することがパイピング作用の防止につながる。

図-11. 1-6 において、砂を詰めた容器（通水断面積 A、砂の深さ L）の連通管から注水し、砂中を通水させて、容器と連通管の水位差 h とする（その他の記号は**図-11. 1-6** 参照）。

砂底面に対する水流の上向きの力 F は、

$$F=(h+D+L)\gamma wA \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}3)$$

ここに、γw ＝ 水の単位体積重量

容器内の砂と水の合計重量 W は、

*2　D. W. Taylor: Fundamentals of Soil Mechanics、John Wiley & Sons（1948）
*3　菊岡武男：アースダムの安定計算参考資料、第 1 回農業土木技術研修テキスト（1953）

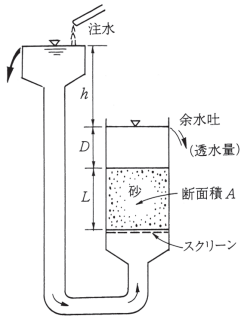


図-11. 1-6　浸透水流におけるクイックサンド発生実験装置

$$W=\frac{S+e}{1+e}\gamma wLA+\gamma wDA \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}4)$$

ここに、S ＝ 砂の真比重、e ＝ 砂の間隙比

容器内面と砂の摩擦を無視し、**式**（11. 1-3）の F が、**式**（11. 1-4）の W より大になると、容器内の砂は洗い出され、いわゆるボイリング（boiling）発生の限界のときで、**式**（11. 1-3）と**式**（11. 1-4）を等値とすると、

$$(h+D+L)\gamma wA=\frac{S+e}{1+e}\gamma wLA+\gamma wDA \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}5)$$

上式から

$$\frac{h}{L}=\frac{S+e}{1+e}-1=\frac{S-1}{1+e} \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}6)$$

また、φ を砂の間隙率とすると

$$\varphi=\frac{e}{1+e}\times 100 \quad (\%) \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}7)$$

式（11. 1-7）から

$$1-\frac{\varphi}{100}=\frac{1}{1+e} \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}8)$$

式（11. 1-6）及び**式**（11. 1-8）から

$$\frac{h}{L}=\left(1-\frac{\varphi}{100}\right)(S-1) \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}9)$$

上式から、上向き動水勾配 h/L が $\left(1-\frac{\varphi}{100}\right)(S-1)$ に等しくなるとき、ボイリング現象を起こし始めることがわかる。そのときの勾配を限界勾配と称し、一般の砂地盤基礎における φ 及び S の値から、限界勾配はおよそ 1 とみなしてよいであろう。

式（11. 1-5）の誘導過程では、容器内の全重量と、その全重量を押し上げようとする力について考察したが、容器内の砂粒子のみを考えると、次のようになる。

水中の砂の有効重量W_1は、

$$W_1 = \frac{S-1}{1+e}\gamma_w LA \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}10)$$

図-11. 1-6 の水頭hは長さLの砂体を通って砂を押し上げようとする間に消費される。すなわち、次式で示される上向きの力F_1が粘性摩擦となって消費されていることになる。

$$F_1 = h\gamma_w A \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}11)$$

ゆえに、ボイリングが起こり始める限界のときは、下向きの力W_1と上向きの力F_1が等しいときであるから、**式**（11. 1-10）と**式**（11. 1-11）を等置して、

$$h\gamma_w A = \frac{S-1}{1+e}\gamma_w LA$$

上式から、

$$\frac{h}{L} = \frac{S-1}{1+e} \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}12)$$

上式は**式**（11. 1-6）と同じ式形である。

上向きの力F_1は、等流では砂体容積（$A \cdot L$）を通して分布するから、砂体の単位容積当たりの上向きの力は次式のとおりとなる。

$$\frac{h\gamma_w A}{LA} = \frac{h}{L}\gamma_w = i\gamma_w \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}13)$$

ここに、i ＝ 動水勾配

すなわち、「等質な砂体内の流水圧力は、流れの方向に作用し、その大きさは単位容積当たりである」と表現することができる。

パイピングに対する検討は一般に次式によって検討される。

$$i\gamma_w \leqq i_e\gamma_w = \gamma_s = \frac{S-1}{1+e}\gamma_w \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}14)$$

i_e ：限界動水勾配

γ_s ：土の単位体積重量

透水現象を解析して限界動水勾配（i_e）によりパイピングに対する安全性を検討する方法として、有限要素法（FEM）による浸透解析、図式解決（流線網）等がある。いずれの場合も動水勾配が限界動水勾配以下であればパイピングに対して安全であると判断できる。砂地盤基礎の場合は、i_e はφ及びSの値からおよそ 1 とみなしてよいが、現実には、i ＝ 0.5～0.8 でパイピングが生じることがあるので、安全率を考慮する必要がある。安全率の大きさは論者により異なるが、3～5 の範囲で判断する。

有限要素法（FEM）による浸透解析では、対象となる断面を有限要素（三角形や四角形のメッシュ）で分割モデル化し、数学的に近似解を解く方法が用いられる。

その際には、材料定数として地盤の透水係数が必要となるため、現場透水試験や室内透水試験において得られた透水係数を考慮して入力値とする。このとき用いる透水係数は材料数を指定することで、現場での地盤構造を反映した複雑な分布も可能である。

また、有限要素浸透流解析に用いる有限要素メッシュの例を**図-11.** 1-7 に示す。ここでは 4 節点アイソパラメトリック要素を例とした。1 要素の大きさは、要素の 1 辺が上流エプロン、堤体、下流エプロンを合わせた長さの 1/50～1/20 程度の大きさを目安として用いるとよい。また領域は、堰堤体基礎のパイピングが下流端付近に集中することから、上下流とも堤体幅程度の余裕幅を見込むとよい。また、浸透解析では堰堤体は空間的に固定されているとみなし、要素に入れる必要はない。境界条件は、初期水頭を与えるが定常状態ではポテンシャル分布は任意の初期水頭で同じ分布形状を示すため、与える初期水頭は任意の水頭でよい。また、十分な余裕幅を見込んでおけば、水頭境界は余裕幅領域の要素上部のみでよい。

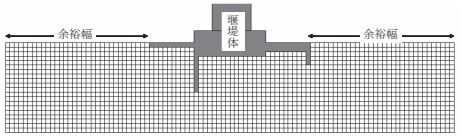


図-11. 1-7　有限要素メッシュ例

なお、この方法の利点としては、①非均質や異方性の取り扱いが簡単、②任意の境界条件に適用するように要素の形状と大きさを変えることが容易、③三次元浸透問題にも適用可能であることが挙げられる。

パイピングに対する安全性を評価するには、有限要素法による浸透解析で求めた各要素の動水勾配の値と限界動水勾配から判断する。

また、限界流速により検討することもあり、この場合は有限要素法で求めた各要素の流速が、次式により求めた限界流速以下であればよい。

$$\upsilon = \sqrt{\frac{\gamma_s \cdot g}{A \cdot \gamma_w}} = \sqrt{\frac{2}{3}(S-1)d \cdot g} \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}15)$$

υ ：限界流速

g ：重力加速度

γ_s ：土粒子の水中重量

A ：土粒子の浸透流を受ける断面積

γ_w ：水の単位体積重量

S ：土粒子の真比重

d ：粒経

ここに示したυは、土中の間隙を流れる水の実際の流速であり、数値解で得られるダルシー（Darcy）の平均流速との間には、次のような関係がある。

$$\upsilon_0 = \left\{1-\left(1-\frac{e}{1+e}\right)^{2/3}\right\}\upsilon$$

ここに、 υ_0 ：ダルシーの平均流速

e ：間隙比

なお、上記の限界流速式は、土粒子の周りの小さな渦、計算粒径からはずれた微粒子の不安定性などが無視されており、過大に評価される傾向にあるとされている。

11.1.3　テルツァギー（Terzaghi）の方法による検討

テルツァギーの方法は浸透破壊に至る限界水頭差を求める解析方法である。Terzaghi は矢板背面地盤において、根入れ深さ（D）と根入れ深さの半分（$D/2$）の幅を持つ土塊に働く力の釣り合いを用いて、パイピングの安全性を評価した。この手法を堰基礎地盤に応用するには、**図-11.** 1-8 のように下流端の根入れを D として矢板背面地盤と同様に根入れ深さの半分（$D/2$）の幅を持つ土塊を想定する。この土塊の水中有効重量が土塊底面に作用する揚力と等しくなった水頭差を、パイピングの生じる浸透破壊水頭差とする。

土塊に働く水中有効重量 W は以下の式となる。

$$W = \frac{1}{2}D^2B\frac{S-1}{1+e}\gamma_w \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}16)$$

ここで、γ_w は水の単位体積重量、S は土粒子の真比重、e は間隙比、B は奥行き方向の堰幅である。

土塊底面に作用する平均過剰間隙水圧の計算のためには、有限要素法による浸透解析を用いてフローネットを作成する必要がある。解析によって得られたフローネットより土塊底部に作用する過剰間隙水圧は、一様ではなく堰から離れるにつれて**図-11.** 1-8 中に示されるような曲線で表される。この土塊の底面に作用する平均過剰水圧（h_a）の計算は、土塊底面部（$D/2$）の範囲に存在する要素に作用する過剰間隙水圧の算術平均で十分である。

$$h_a = \left(\frac{h_1+h_2+\cdots+h_N}{hN}\right)h \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}17)$$
$$= C_0 h$$

ここで、$h_1, h_2, \cdots, h_N$ は土塊底面に存在する N 個の各要素の過剰間隙水圧（水頭）、C_0 は水頭に対する過剰間隙水圧の低減率である。以上より、土塊底面に作用する揚力 U は

$$U = \frac{1}{2}DB\gamma_w C_0 h \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}18)$$

よって、破壊水頭差 h_c は、**式**（11.1-16）、**式**（11.1-18）より

$$h_c = \left(D\frac{S-1}{1+e}\right)\Big/C_0 \quad \cdots\cdots (11.1\text{-}19)$$

有限要素浸透解析の結果を用いた Terzaghi の方法では、水頭差が**式**（11.1-19）で得られた破壊水頭差 h_c でボイリングが生じると考えられる。

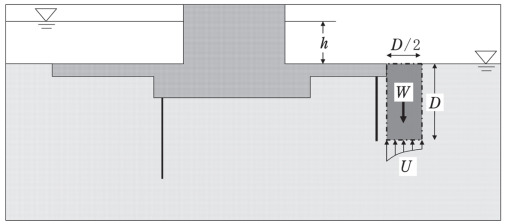


図-11. 1-8　堰基礎地盤における Terzaghi の浸透土塊の概念図

［参　考］　弾塑性有限要素法による検討

弾塑性有限要素法は、有限要素浸透解析の結果である浸透力を外力として入力する有効応力解析を行うことで検討を行う手法であり、その解析の流れは**図-11.** 1-9 に示すとおりである。

外力として入力するときに各要素の浸透力は、仮想仕事の原理より各節点力に変換しておく必要がある。入力する各節点における浸透力は、地盤の状態が定常であると仮定すれば、各節点において水頭差に、ある低減率を乗じたものとなる。このため、浸透解析は任意の水頭差 h で行い、各節点で低減率を求めておけばよい。

弾塑性解析では、解析に用いる材料定数としてポアソン比、内部摩擦角、粘着力、ダイレイタンシー角、弾性係数等が必要である。各要素の水中単位体積重量には飽和単位体積重量から単位体積に作用する浮力を引いた値を用いる。

構成式には降伏条件に Mohr−Coulomb モデルを採用し、塑性ポテンシャルには Drucker−Prager モデルを適用する MC-DP モデルを採用することが望ましい。ここで、降伏条件 Mohr−Coulomb モデルを採用するのは、Mohr−Coulomb モデルが土質力学の問題を解く基礎となっており、比較的よく実験結果を表現しうるためである。また、塑性ポテンシャルに Drucker−Prager モデルを採用するのは、π 平面上に特異点を持たないため解析上扱いやすいためである。

浸透力を外力として全節点に入力する際は、水頭差として 1 ステップに 50 cm 程度の浸透力を目安に増加させていく。解が未収束であるステップを浸透破壊の限界水頭差とみなすことができる。弾塑性解析における収束計算は、変位ノルム、荷重ノルム、エネルギーノルム等で行い、収束条件は 1/1, 000 程度として計算する。解の安定が悪い場合は、入力する 1 ステップの浸透力を小さくして再試行するとよい。

弾塑性有限要素解析による検討を行う上での注意点として、密あるいは中密な砂地盤や過圧密粘土地盤では、応力ひずみ関係でピーク強度から残留強度に落ちるひずみ軟化が生じる点が挙げられる。原地盤不かく乱土の土質試験において、ひずみ軟化を示す地盤であることが確認されたとき、その地盤の土質試験で得られたせん断抵抗角 ϕ は、応力ひずみ関係においてピーク時のせん断抵抗角であることが多い。しかし、実際の地盤のせん断抵抗角 ϕ はピーク時と残留時の間のいずれかのせん断抵抗角 ϕ となるので、このような地盤に対してピーク時のせん断抵抗角で解析を行った場合、地盤の破壊現象を過大に見積もってしまう可能性があり注意が必要である。そのため、このような地盤に対しては、せん断帯幅、ひずみ軟化等を考慮した弾塑性解析を行うことが望まれる。

パイピング現象が複雑な現象であり有限要素法による計算だけでは予測できない点もあるため、解

析結果にかける安全率はクリープ比などで用いられている経験的な値を参考に決める必要がある。

なお、解析に使用するソフトは、使用前に必ずベンチマークを行い、信頼性の高いソフトを使用しなくてはならない。

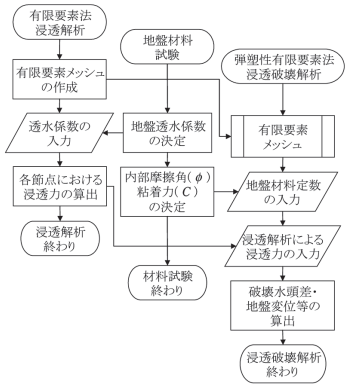


図-11. 1-9　弾塑性有限要素法を用いた浸透破壊解析フローチャート

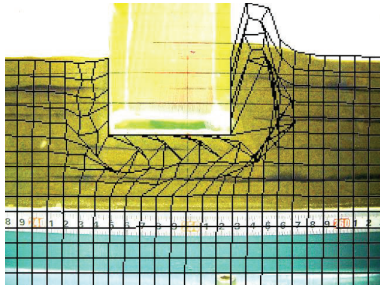


図-11. 1-10　実験画像と弾塑性有限要素解析による要素変位画像（イメージ図）

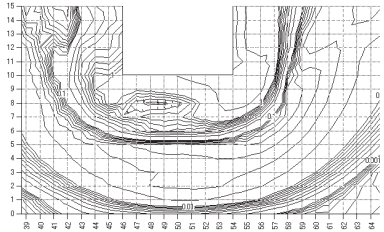


図-11. 1-11　最大せん断ひずみコンターライン（イメージ図、等高線は対数表示）

11.2　浸透量の計算

浸透量の検討は、渇水量が取水量に対してあまり大きくない場合等に、浸透量を所定の範囲内に収めるために行うもので、次の計算方法がある。これらの計算方法は施工時の仮締切工法や水替え工法の設計の検討にも用いられる。

11.2.1　流線網による浸透量の計算

(1)　図式解法（流線網による方法）*4

流線網とは、透水層内における二次元流動を流線（Stream Line）と等ポテンシャル線（Equipotential Line 等位線）とによって表す図形である。

流線網においては、相隣る 2 本の流線によって形成される流管（Flow Channel）内の浸透流量 Δq は、それぞれに等しく、また相隣る 2 本の等ポテンシャル線が表すポテンシャル水頭差 Δh はそれぞれに相等しいように描かれている（図-11. 2-1 参照）。

図-11. 2-1 において、相隣る 2 本の等ポテンシャル線と、相隣る 2 本の流線で囲まれる領域（例えば、abcd）を考える。

この領域において、等ポテンシャル線の間隔を Δn 流線の間隔を ΔS とする。水頭勾配は

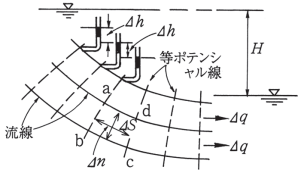


図-11. 2-1　流線網説明図

$\Delta h / \Delta n$ であるから、この領域を通る流速はダルシー則（Darcy Law）により、浸透係数を κ とすると、

$$v = \kappa \frac{\Delta h}{\Delta n} \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}1)$$

奥行を単位長さにとると、この領域の流管断面積は $\Delta S \times 1$ であるから、

$$\Delta q = v(\Delta S \times 1) \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}2)$$

式（11. 2-1）と**式**（11. 2-2）から

$$\Delta q = \kappa \frac{\Delta h}{\Delta n} \Delta S \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}3)$$

*4　田町正誉：農業水工学例解、土地改良新聞社(1954)

1 本の流管内では流れは連続していて、Δq ＝一定であるから、**式**（11. 2-2）から $v=\Delta q/\Delta S$ となり、v は ΔS に反比例する。ゆえに、流線の間隔が狭いところでは v は大となり、また間隔が広いところでは v は小となる。

また、**式**（11. 2-3）より

$$\Delta q = \kappa \Delta h \frac{\Delta S}{\Delta n} \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}4)$$

上式から Δh 及び Δq が一定であるためには、$\Delta S/\Delta n$ は一定でなければならない。すなわち、相隣る流線と相隣る等ポテンシャル線で囲まれる網目の 2 辺の比は一定でなければならない。

流線網は、一般に $\Delta S/\Delta n \fallingdotseq 1$ になるような近似正方形で描かれる。

このような流線網において、流管数を n_f 、流れの領域を等ポテンシャル線により分割される数を n_d とする。また、流れの領域の上、下流の水位差を H（水頭差）とすると、$\Delta h = H/n_d$ であるから、この流れの領域の浸透流量（奥行は単位長にとる）は、**式**（11. 2-2）より

$$Q = n_f \cdot \Delta q = \frac{n_f}{n_d} \kappa H \frac{\Delta S}{\Delta n} \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}5)$$

上式において、$\Delta S/\Delta n = 1$ とすると、

$$Q = \frac{nf}{nd} \kappa H \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}6)$$

⑵　流線網図形の基本的要件[*4]

流線網は、ある程度経験と既往の事例を参考にしながら描くものであるが、当然 2 次元流動の理論に合致していなければならない。流線網が有する基本的要件は、次のとおりである。

ア　すべての流線と等ポテンシャル線は必ず直交する。

イ　構造物と透水層の接する面（線）、及び不透水層面（線）は一つの流れの面（線）であり、等ポテンシャル面（線）はすべてそれに直交する。

ウ　流れの面（流線）は、すべての流入面及び流出面に直交する。したがって、流入面及び流出面は、それぞれ等ポテンシャル面（線）である。

エ　それぞれの流線及び等ポテンシャル線は、連続したなめらかな曲線よりなる。

オ　流線は構造物の凸出部で密集し、凹入部では間隔が広がるようになる。

カ　流線網のそれぞれの網目は曲線で囲まれた近似正方形であるが、細分していくに従って、正方形の図形に近づいていく。

⑶　流線網の事例

ここでは、流線網の単純な事例として、3 例（**図**-11. 2-2～**図**-11. 2-4）を示すことにする。この場合、基礎地盤の水平、鉛直方向の浸透係数（κ_h、κ_v）はそれぞれ等しく、$\kappa_h = \kappa_v (= \kappa)$ と表している。

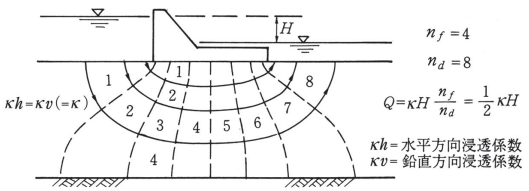


図-11. 2-2　水平不透層が有限の深さにあるとき[*5]

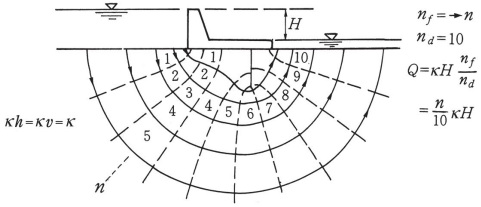


図-11. 2-3　水平透水層が深い場合で、かつ図のとおりの止水矢板があるとき[*6]

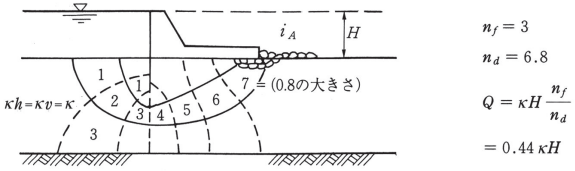


図-11. 2-4　堰上流端に止水矢板、下流端にフィルタードレーンがある場合

11. 2. 2　数値計算による浸透量の計算

⑴　止水矢板がない場合

$$q = \kappa \cdot K'(h_1 - h_2)/2K \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}7)$$

ここに、　q　：単位幅当たり浸透量（$m^3/s/m$）

κ　：透水係数（m/s）

h_1　：上流水深（m）

h_2　：下流水深（m）

C　：堰の長さの 1/2

H　：透水層の深さ（m）

[*5] S. Leliavsky：Design Textbook in Civil Engineering、Vol. 3、Design of Dams for Percolation and Erosion、Chaman & Halls（1965）

[*6] H. R. Cedergren：Seepage、Drainage & Flownets、2nd Ed.、Wiley & Sons（1977）

K ：κ^*を母数とする第一種完全だ円積分値

K' ：$\kappa^{*'}=\sqrt{1-\kappa^{*2}}$ を補母数とする第一種完全だ円積分値

κ^* ：$\tanh(\pi C/2H)$

注）tanh はハイパボリックタンジェント

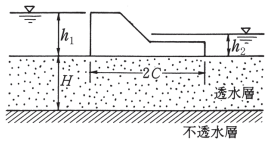


図-11. 2-5　止水矢板がない場合

計算の手順は、透水層の深さ（H）と堰底幅（$2C$）からκ^*を計算し、次に**図-11. 2-6** でK、K'を求めて、**式**（11. 2-7）にこれを代入して浸透量（q）を求める。

なお、この場合、$q/\kappa(h_1-h_2)$と$2C/H$の関係が**図-11. 2-7** に示されているので、この図を用いて浸透量（q）を求めることもできる。

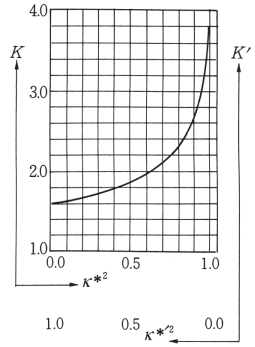


図-11. 2-6

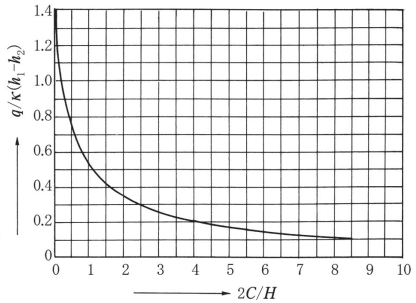


図-11. 2-7

⑵　止水矢板がある場合

$$q=\kappa K'(h_1-h_2)/2K \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}8)$$

ここに、　q　：単位幅当たり浸透量（$m^3/s/m$）

κ　：透水係数（m/s）

h_1　：上流水深（m）

h_2　：下流水深（m）

C　：堰の長さの 1/2（m）

H　：透水層の深さ（m）

D　：止水矢板の深さ（m）

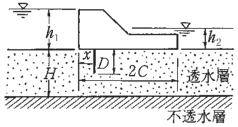


図-11. 2-8　止水矢板がある場合

x　：堰上流端から止水矢板までの距離（m）

K　：κ^*を母数とする第一種完全だ円積分値

K'　：$\kappa^{*'}=\sqrt{1-\kappa^{*2}}$ を補母数とする第一種完全だ円積分値

$$\kappa^*=\frac{ab\pm m^2-\sqrt{(m^2-b^2)(m^2-a^2)}}{m(a+b)} \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}9)$$

$$m=\operatorname{cosec}\frac{\pi D}{2H} \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}10)$$

$$b^2=1+\cot^2\frac{\pi D}{2H}\tanh^2\left\{\frac{\pi C}{H}\left(1-\frac{x}{2C}\right)\right\} \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}11)$$

$$a^2=1+\cot^2\frac{\pi D}{2H}\tanh^2\left(\frac{\pi x}{2H}\right) \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}12)$$

注）　tanh はハイパボリックタンジェント

計算の手順は、透水層の深さ（H）、堰の長さ（$2C$）及び堰上流端から止水矢板までの距離（x）からκ^*を計算し、次に**図-11. 2-6** でK、K'を求めて、**式**（11. 2-8）にこれを代入して浸透量（q）を求める。

上流端に止水矢板がある場合（**図-11. 2-9** 参照）は、**式**（11. 2-11）、**式**（11. 2-12）において、$x=0$ とすれば、求められる。

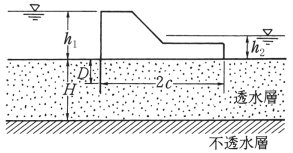


図-11. 2-9　上流端に止水矢板がある場合

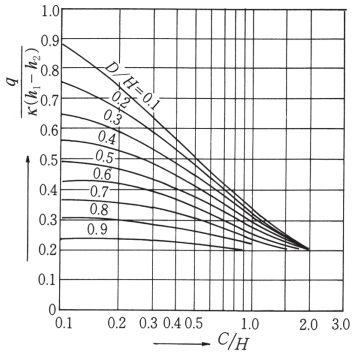


図-11. 2-10　$C/H, D/H$ に対する $q/\kappa(h_1-h_2)$

この場合の計算を簡便にするため、**図-11. 2-10** を用いて C/H と D/H の値に対する $q/\kappa(h_1-h_2)$ の値を求め、κ、h_1、h_2 を与えて q を算定する。

(3)　仮締切矢板の場合[*7]

ア　半無限とみなしうる浸透性地盤に深さ t の矢板を打込んだ場合**図-11. 2-11** に示したように矢板の下流側掘削深さが 0 である場合には上流側水深を H_1、下流側水深を H_2、水頭差を H、矢板の根入れ深さを d とすると、この場合の浸透流の形状は共焦点だ円群となり、等ポテンシャル線は共焦点双曲線群となる。すなわち流線は流線函数を ψ とすると

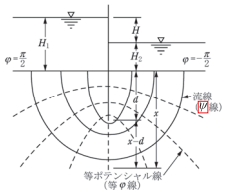


図-11. 2-11

$$\frac{x^2}{d^2\sinh^2\psi}+\frac{y^2}{d^2\cosh^2\psi}=1 \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}13)$$

で与えられる。

ここで、下流側地表面における流速分布を求めると、**式**（11. 2-13）に $y = 0$ を代入し、

$$\psi=\sinh^{-1}\frac{x}{d}$$

を x について微分して y 方向の分速度

$$v_y=\frac{\partial\psi}{\partial x}=-\frac{1}{\sqrt{d^2+x^2}}$$

を得る。この式は流速が矢板に沿った線上で最大となり、矢板から遠ざかるに従って双曲線状に減少することと、矢板の根入れが大であるほど流速 v は小さくなることを示している。また**式**（11. 2-13）において $x = 0$ を代入し上下流の水位差 H に対する動水ポテンシャルの浸透による変化量 H/x を乗じると

$$\psi=\frac{H}{\pi}\cosh^{-1}\frac{y}{d}$$

となり、この式から x 方向の分速度は次式で与えられる。

$$v_x=-\frac{\partial\psi}{\partial y}=-\frac{H}{\pi}\cdot\frac{1}{\sqrt{y^2-d^2}}$$

いま矢板の先端 $y = d$ から任意の深さ $y = z$ までの単位幅当たりの浸透流量 q は次式で計算される。

$$q=-\kappa\frac{H}{\pi}\int_z^d\frac{1}{\sqrt{y^2-d^2}}dy=\kappa\frac{H}{\pi}\cos^{-1}\frac{z}{d}=\kappa\frac{H}{\pi}\log_e\left(\frac{z}{d}+\sqrt{\left(\frac{z}{d}\right)^2-1}\right)$$

[*7] 最上武雄・福田秀夫共編：現場技術者のための土質工学、鹿島出版会(1959)

イ　半無限とみなしうる浸透性地盤上に幅 B の平面締切りを設けた場合

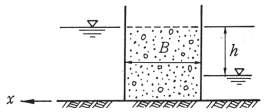


図-11. 2-12

$$q=\kappa h\frac{1}{\pi}\log_e\left\{\frac{2x}{B}+\sqrt{\left(\frac{2x}{B}\right)^2-1}\right\} \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}14)$$

ウ　厚さ T の浸透性地盤上に深さ t の矢板を打込んだ場合

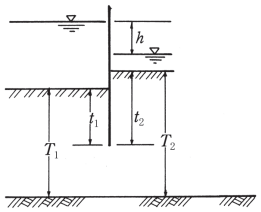


図-11. 2-13

$$q=\kappa h\Big/\left(\sqrt[3]{\frac{t_1}{T_1-t_1}}+\sqrt[3]{\frac{t_2}{T_2-t_2}}\right) \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}15)$$

エ　厚さ T の浸透性地盤上に根入れ深さ t 、幅 B の締切りを設けた場合

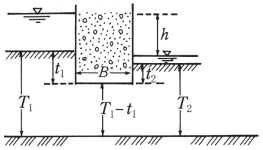


図-11. 2-14

$$q=\kappa h\Big/\left(\sqrt[3]{\frac{t_1}{T_1-t_1}}+\frac{B}{T_1-t_1}+\sqrt[3]{\frac{t_2}{T_2-t_2}}\right) \quad \cdots\cdots (11.\ 2\text{-}16)$$

$t_1 = t_2 = t, T_1 = T_2 = T$ の場合

$$q = \kappa h / 2 \left\{ \sqrt[3]{\frac{t}{T-t}} + \frac{B}{2(T-t)} \right\} \quad \cdots\cdots (11.2\text{-}17)$$

なお、浸透量の計算に用いる透水係数 κ の求め方には次のような方法がある。

(ア)　ヘーズン（Hazen）の実験式

$$\kappa = C(0.7 + 0.03t) d_e^{\,2} (\mathrm{cm}/s) \quad \cdots\cdots (11.2\text{-}18)$$

ここに、 κ ：透水係数（cm/s）

d_e ：有効径、ふるい分け粒度加積曲線における 10%粒径（cm）

t ：水の温度(℃)

C ：係数で 50～150、一般に 115、よく締まった砂では 70 くらいまで下がる。

(イ)　テルツァギー（Terzaghi）の公式

$$\kappa = (460\sim800) \frac{\mu_0}{\mu_1} \left(\frac{\lambda/100 - 0.13}{\sqrt{1-\lambda/100}} \right)^2 d_e^{\,2} \quad \cdots\cdots (11.2\text{-}19)$$

ここに、 μ_0 ：温度 10℃のときの粘性係数

μ_t ：温度 t ℃のときの粘性係数

d_e ：有効径（＝ d_{10}）（cm）

λ ：砂の間隙率（%）

実験によれば、砂が平滑な球形のときには係数が 800 になり、不規則なときには 460 であるという。

(ウ)　透水係数の概略値

表-11.2-1　透水係数の概略値（クレーガーの提案値）

D_{20} (mm)	κ (cm/s)	土質分類	D_{20} (mm)	κ (cm/s)	土質分類
0.005	0.000003	粗粒粘土	0.18	0.00685	微粒砂
0.01	0.0000105	細粒シルト	0.2	0.0089	
0.02	0.00004	粗砂シルト	0.25	0.014	
0.03	0.000085		0.3	0.022	中粒砂
0.04	0.000175		0.35	0.032	
0.05	0.00028		0.4	0.045	
0.06	0.00046	極微粒砂	0.45	0.058	
0.07	0.00065		0.5	0.075	
0.08	0.0009		0.6	0.11	粗粒砂
0.09	0.0014		0.7	0.16	
0.1	0.00175		0.8	0.215	
0.12	0.0026	微粒砂	0.9	0.28	
0.14	0.0038		1	0.36	
0.16	0.0051		2	1.8	砂礫

出典：土質工学ハンドブック(1985)

(エ)　現場における透水係数の測定

透水係数の測定は、ボーリング孔、又は試掘坑による揚水試験によるのが一般的である。

第 12 章　頭首工設計の基本

12.1　頭首工設計の基本

12.1.1　本技術書適用に当たっての留意事項

本技術書では、頭首工として備えるべき標準的な機能についての設計方法を記述している。

そのため、既存の施設が本技術書に示されている標準的な機能を満足していない施設である場合で、新たにその機能を追加する場合は、本技術書、関連する技術書等を参考にして適切に設計されたい。

ただし、本技術書で新たな機能を追加する施設として想定しているのは、ゲート、エプロン、魚道、沈砂池であり、本体に係る堰柱、基礎については想定していないので、その場合は、関連する技術書等を参考にして適切に設計されたい。

また、現時点で本技術書に記述される標準的な機能を備え、それ以上の新たな機能を追加する場合は、関連する技術書等を参考にして適切に設計されたい。

図-12.1-1 に本設計基準適用の考え方について示す。

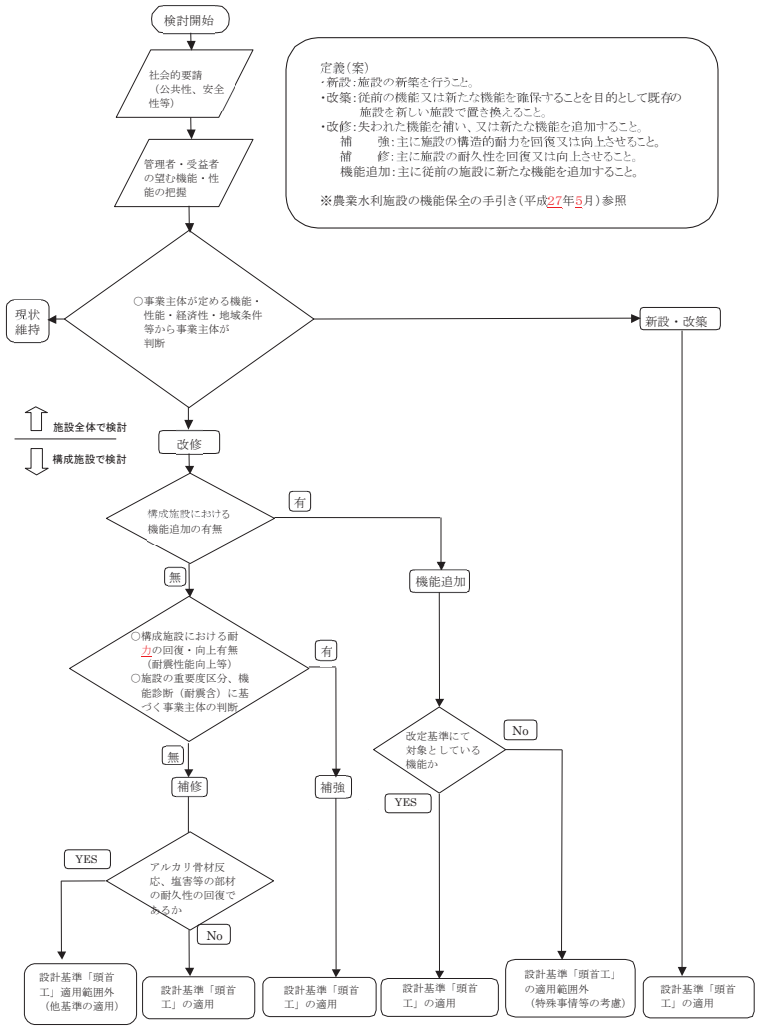


図-12.1-1　施設の新設、改築、改修（補強、補修、機能の追加）と設計基準適用の考え方（頭首工）

12.1.2　頭首工耐震設計の基本方針

頭首工の設計に当たっては、社会的な要請を背景として、近年の技術的進展に基づく耐震設計手法等を導入して頭首工に必要な機能と安全性能を確保することが求められている。

耐震設計の導入に当たっては、頭首工の重要度を区分し、必要な安全性と地震被害の影響度などを勘案して、重要度に応じた耐震設計を行うものとする。

したがって、耐震設計の基本的な考え方は、頭首工の重要度に応じて、地震動の大きさによる施設の機能維持、構造物の崩壊及び人命への二次災害の防止、さらに経済的損失を極力抑えることにある。

兵庫県南部地震（平成 7 年 1 月 17 日）は、多種多様な構造物に甚大な被害をもたらした。主な原因は、地震の強さがこれまでの設計で想定していた範囲をはるかに超えたことと考えられている。

このことを踏まえ、旧基準（平成 20 年 3 月）では、①レベル 1 地震動とレベル 2 地震動という二つの異なる設計地震動を用いること、②土地改良施設の耐震性能は、構造物の重要度及び損傷を受けた場合の危険度などにより、目標とする耐震性能を設定することを基本とした。また、従来想定しているよりも大きな地震動（レベル 2 地震動）に対しては、道路橋示方書の平成 14 年版等においても構造物にひび割れが発生した後の塑性域の変形性能（エネルギー吸収性能）について考慮する考え方が導入されるようになり、頭首工における耐震設計においても同様に考えて設計するものとした。

また、土地改良事業設計指針「耐震設計」（平成 27 年 5 月）では、東北地方太平洋沖地震（平成 23 年 3 月 11 日）において東北地方から関東地方の広範囲にわたって、河川堤防のほか、多種多様な構造物に甚大な被災が生じたものの、土地改良施設の構造物に地震動そのものによる致命的な被害が少なかったこと、また、河川構造物等の他分野の動向を踏まえ道路橋示方書の平成 14 年版を適用することとした。

それ以降、河川堤防、水門・樋門などの河川構造物については、東北地方太平洋沖地震による課題を踏まえた耐震性能照査指針の改定がなされている状況にある。土地改良施設である頭首工も河川構造物の類似構造物であることから、関連基準・指針として、河川構造物の耐震性能照査指針・解説の令和 2 年版を適用するものとした。

なお、同指針において耐震設計手法が改定された場合には、本基準の次回改定の際に、その適用について検討を行うこととする。

本章は、頭首工の耐震設計上の構成要素を次の 10 工種に区分し、頭首工の重要度に対する考え方や構造特性に基づいて適用する地震動、タイプを定め、さらに、耐震設計法やその照査法、照査項目等を定めたものである。

なお、既設頭首工の耐震性能照査を実施する際の留意事項は、「**第 27 章　既設頭首工の耐震性能照査**」において解説する。

頭首工の耐震設計上の構成要素

①取入口　②固定堰　③堰柱　④ゲート　⑤エプロン　⑥魚道　⑦沈砂池　⑧護岸　⑨基礎工
⑩水管理施設

12.2　重要度区分の設定

12.2.1　耐震設計に用いる地震動

耐震設計では、施設の供用期間中に発生する確率が高いレベル 1 地震動、及び発生確率は低いが、大きな強度をもつレベル 2 地震動を考慮する。なお、重要度区分が AA 又は A 種の施設においてレベル 2 地震動を考慮する場合は必ず、レベル 1 地震動、レベル 2 地震動の 2 段階について検討を行う。ただし、**12.2.2　施設の重要度区分**に示す重要度区分が AA 又は A 種の頭首工であっても、その構成要素のうち取入口、固定堰、沈砂池、魚道、護岸については、一般に損傷による影響は低いためレベル 1 地震動のみを検討する。

⑴　レベル 1 地震動

レベル 1 地震動の検討においては、耐震設計上の構成要素の構造物特性に応じて、地震動に対する固有周期を考慮しない場合と固有周期を考慮する場合に分けて検討する。

なお、レベル 1 地震動は、多くの土木構造物に対して従来から設定されていた地震動に相当する。

ア　固有周期を考慮しない場合

固有周期を考慮しないレベル 1 地震動は、取入口、固定堰、沈砂池、魚道、護岸及び堰柱以外の基礎に適用するものであり、従来の設計水平震度に相当する水平震度を採用する。

イ　固有周期を考慮する場合

固有周期を考慮するレベル 1 地震動は、堰柱及び堰柱の基礎に適用するものであり、固有周期に応じた速度応答スペクトルから求めた設計水平震度を採用する。

⑵　レベル 2 地震動

レベル 2 地震動は、東北地方太平洋沖地震のような陸地近傍に発生する大規模なプレート境界型地震（タイプⅠ）や、兵庫県南部地震のような内陸直下型地震（タイプⅡ）による断層近傍の地震動は、土地改良施設に与える影響は極めて大きいと考えられる。

レベル 2 地震動を用いる頭首工の堰柱及び堰柱基礎は、タイプⅠ及びタイプⅡの 2 種類の地震動を考慮する。また、近年では、中央防災会議、地震調査研究推進本部、地方自治体等による各地域の想定地震動の公開、強震観測網の整備等、地震動に関する情報の公開、提供が広く行われている。そのため、耐震設計に用いる地震動が、これらの地震動を用いて適切に推定できる場合において、その結果に基づいてレベル 2 地震動を設定してもよい。なお、これらの想定地震動が、**12.7.2　設計水平震度**で算出される地震動を下回る場合においては、日本国内には存在が明らかになっていない活断層が存在することを考慮し、**12.7.2　設計水平震度**で算出された地震動による耐震設計を行うものとする。

⑶　入力地震動

耐震設計に用いる入力地震動は、構造物の種別、耐震性能、地域特性、振動特性、地盤特性等を考慮し、適切に設定しなければならない。

⑷　設計水平震度の標準値の適用と照査方法

レベル 1 地震動に対する固有周期を考慮しない場合の設計水平震度の標準値を**表-12.2-1** に示す。

また、レベル 1、レベル 2 地震動で固有周期を考慮する場合の地震動のレベル別、タイプ別及び耐震設計法別に、過去の地震測定記録からパターン化された 3 種類の設計水平震度の標準値のグラフを**表-12.2-2** に示す。

レベル 1 地震動の耐震設計は、構造物の応力状態が弾性域内であることを原則とし、照査方法は、許容応力度法による。

一方、レベル 2 地震動の耐震設計は、構造物が塑性域となることを許容するものであり、照査方法には、地震時保有水平耐力法、応答変位法等がある。

ただし、本基準においては、応答変位法に関する解説は示さない。

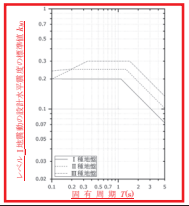
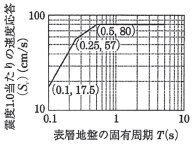
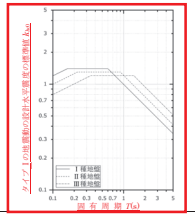
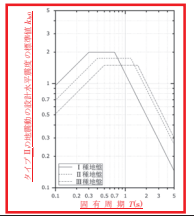
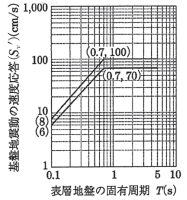
上述した各種の耐震設計手法の比較を**表-12.2-3** に示す。

表-12.2-1　設計水平震度の標準値（k_{hg0}）（固有周期を考慮しないもの）

地震動レベル	地盤種別			備考
	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種	
レベル 1	0.12	0.15	0.18	固定堰
	0.16	0.20	0.24	固定堰以外

注）　地盤種別については、12.6.2 を参照のこと

表-12.2-2　設計水平震度の算定に適用する設計水平震度の固有振動数による変化の標準値

地震時レベル及びタイプ ＼ 標準値及び速度応答スペクトル	設計水平震度の算定に適用する設計水平震度の固有振動数の変化の標準値	水平変位振幅の算定に用いる速度応答スペクトル
	地上構造物（震度法（固有周期を考慮する、固有周期と構造物特性係数を考慮する）、地震時保有水平耐力法）	地中構造物（応答変位法）
レベル 1 地震動	① ・震度法 （固有周期を考慮する設計水平震度を用いる） 	④ ・応答変位法 
レベル 2 地震動　タイプⅠ（プレート境界型）	② ・地震時保有水平耐力法 ・震度法 （固有周期と構造物特性係数を考慮する設計水平震度を用いる） 	
レベル 2 地震動　タイプⅡ（内陸直下型）	③ ・地震時保有水平耐力法 	⑤ ・応答変位法 

注 1）　固有周期を考慮しない震度法では、あらかじめ構造物の区分、地盤種別、地震動レベルにより設計水平震度が定められており、固有周期を用いないため、**表-12.2-2** には示していない。

2）　①のグラフは、レベル 1 地震動の頭首工堰柱、杭基礎（杭使用の決定）に適用する。

3）　②及び③のグラフは、レベル 2 地震動（タイプⅠ、Ⅱ）の頭首工堰柱、杭基礎等に適用し、地震時保有水平耐力法において用いる。

表-12.2-3　耐震設計手法の比較

耐震設計法	震度法 （固有周期を考慮しない）	震度法 （固有周期を考慮する）	地震時保有水平耐力法
基本的な考え方	・地震力を静的な力（慣性力）に置き換え、それを構造物に作用させて計算する方法。 （慣性力）＝（震度）×（重量） ・固有周期の比較的短い剛な地上構造物に使用。 ・部材の照査は許容応力度法により行う。	・構造物の固有周期を考慮した震度を考えて計算する方法。 ・設計震度の設定以外の計算過程は震度法と同じ。 ・固有周期の比較的長い柔な地上構造物に使用。 ・部材の照査は許容応力度法により行う。	・基本的な考え方は震度法（固有周期と構造物特性係数を考慮する）と同様で、構造物の非線形域の特性を考慮した固有周期により震度を考えて計算する方法。 ・部材の照査は地震時保有水平耐力法による。 ・レベル 2 地震動に用いられ、レベル 1 地震動には用いられない。
耐震設計に用いる設計水平震度の算定式	・ $k_{hg}=C_Z\cdot k_{hg0}$ ここに、 k_{hg} ：設計水平震度 C_Z ：地域別補正係数 k_{hg0} ：設計水平震度の標準値 ・ k_{hg0} は固定堰の場合、地盤種別がⅠ、Ⅱ、Ⅲ種に対し、レベル 1 地震動では 0.12、0.15、0.18 を標準とする。固定堰以外では同様に、0.16、0.20、0.24 を標準とする。	・ $k_h=C_Z\cdot k_{h0}$ ここに、 k_h ：設計水平震度 C_Z ：地域別補正係数 k_{h0} ：設計水平震度の標準値 ・ k_{h0} は、地盤種別と固有周期により求める。	・ $k_{hc}=C_Z\cdot C_s\cdot k_{hc0}$ $C_s=\dfrac{1}{\sqrt{2\mu_a-1}}$ ここに、k_{hc} ：設計水平震度 C_Z ：地域別補正係数 C_S ：構造物特性補正係数 k_{hc0} ：設計水平震度の標準値 μ_a ：許容塑性率 ・ $k_{hg}=C_Z\cdot k_{hg0}$ レベル 2 地震動の杭基礎の安定性の判定でフーチングに作用させる場合に用いる。
備　考	・ k_{hg} は、取入口、沈砂池、魚道、護岸、固定堰に適用する。	・レベル 1 地震動の頭首工堰柱及び堰柱基礎に適用する。	・耐力算定で横拘束筋を考慮し、終局耐力は最大耐荷力より小さい値とする。 ・レベル 2 地震時の頭首工堰柱、杭基礎に適用する。

12.2.2　施設の重要度区分

頭首工の耐震設計を行うに当たっては、**表-12.2-4** に示す重要度に応じて AA 種、A 種、B 種の 3 種類に区分する。

重要度区分は、土地改良事業の実態を踏まえ、以下に挙げる二つの事項により被災による影響を総合的に判断して決定する。

⑴　被災による二次災害

被災による二次災害は、頭首工施設が崩壊することによる第三者への被害で、特に人命・財産やライフラインへの影響を判断する。

⑵　被災による本来的機能に与える影響

被災による本来的機能に与える影響は、次のア～ウの事項をもとに、地域の生産活動の影響を判断する。

ア　代替施設の有無

イ　基幹施設としての重要度

ウ　復旧の難易度

代替施設の有無は、バイパス水路の有無や他の関連施設からの供給が可能かどうか、基幹施設としての重要度は、水路システムのなかで上流に位置するかどうかなどの判断を行う。また、復旧の難易度は、復旧工事の施工性の難易度を示す。

頭首工の重要度区分は、**表-12.2-4** に示す各区分の内容を評価して設定するものとする。

表-12.2-4　頭首工の重要度区分

区　分	内　容	判断する上での参考指標
重要度 AA 種 （原則すべての頭首工においてレベル 2 地震動を考慮する）	次の①～③の何れかに該当する施設 ①被災により治水上重大な影響を及ぼす施設。	・洪水ハザードマップによる被害想定区域等を勘案する。 ・河川整備計画等に基づく堤防の改修状況を勘案する。
	②被災により利用上重大な影響を及ぼす施設。	・生活用水や工業用水の利水状況を勘案する。 ・上部工を一般道路 [1] として供用している。 ・大規模な頭首工であり農業水利上重要な施設である。（例えば、支配面積がおおむね 5,000（畑 2,000）ha 以上 [2] の施設。） ・被災により施設の機能復旧まで多大に時間を要する施設。（砂防指定地域等）
	③被災により災害リスク管理上重大な影響を及ぼす施設。	・上部工が地域防災計画に位置付けられている。
重要度 A 種 （原則すべての頭首工においてレベル 2 地震動を考慮する）	AA 種、B 種以外の施設	
重要度 B 種 （原則レベル 1 地震動を考慮する）	地震による被災の可能性が小さく、また被災した場合でも治水上の影響が極めて小さいと考えられるもの。	・固定堰や床止工等 [3]。 ・山間狭窄部や平野部において背後地盤が高い箇所 [4] に設置された取水堰を設けない自然取入れ方式の取入口。 ・渓流取水工等。

備　考）

1)　一般道路とは、道路法第三条の適用（高速自動車国道、一般国道、都道府県道、市町村道）をうける道路をいう。

2)　支配面積5,000（畑2,000）ha 以上は、一つの例示として示しているものであることから、地区の状況に応じて勘案する。

3)　「河川構造物の耐震性能照査指針（案）」（国土交通省河川局治水課）では、固定堰及び床止工等については適用外と考えられている。

4)　「山間狭窄部」は、当該地点に堤防を設ける必要のない所であり、しかも工作物の設置によって洪水の流下が妨げられても、その上流部に治水上の支障を及ぼさない所という概念である。また、「平野部において背後地盤が高い箇所」は、一連区間において堤防を設ける必要がなく、しかも工作物の設置によって洪水の流下が妨げられても、その上流部に治水上の支障を及ぼさないことから山間狭窄部と同じ取扱いとしたものである。

12.2.3　保持すべき耐震性能

⑴　耐震性能の定義

耐震性能とは地震の影響を受けた頭首工構造物の性能であり、その定義は**表-12.2-5** のとおりである。

ここで、耐震性能の定義（損傷度）とは、目標とする耐震性能を満足させるためには構造物をどの程度の損傷に留めておくべきか、またそれを判断する照査項目とその具体値としての照査基準を決めることである。

表-12.2-5　耐震性能の定義

性能	定義（損傷度）
1. 健全性を損なわない	降伏状態を超えるような損傷を生じないこと。（補修不要）
2. 限定された損傷に留める。（機能維持）	施設の機能の回復をより速やかに行うために、3. の状態より余裕を持った状態にあること。（頭首工堰柱等の場合）。（場合により、補修必要）
3. 致命的な損傷を防止する。（修復容易）	塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る状態にあること。（補修必要）

注）「限定された損傷に留める。（機能維持）」及び「致命的な損傷を防止する。（修復容易）」は、河川構造物である頭首工に適用するものであり、他の構造物については、構造物の特性を踏まえ別途規定するものとする。

⑵　重要度区分と耐震性能の関係

重要度区分と耐震性能の一般的な関係は、原則として**表-12.2-6** に示す耐震性能を確保する。頭首工の各構成要素ごとの関係を、**表-12.2-7**～**表-12.2-9** に示す。

表-12.2-6　重要度区分と耐震性能の関係

重要度区分	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
重要度 AA 種	健全性を損なわない。	限定された損傷に留める。（機能維持）
重要度 A 種	健全性を損なわない。	致命的な損傷を防止する。（修復容易）
重要度 B 種	健全性を損なわない。	（対象としない）

⑶　頭首工の構成要素と保持すべき耐震性能

頭首工が保持すべき耐震性能は、頭首工の重要度区分と各構成要素ごとにレベル 1 地震動、レベル 2 地震動に対して、**表-12.2-7**～**表-12.2-9** のいずれかの耐震性能を保持することを基本とする。

なお、構成要素ごとの耐震性能の考え方は次のとおりである。頭首工の構成要素の定義については、**12.1.2** を参照のこと。

ア　頭首工の堰柱及び堰柱基礎は、二次災害の度合いや経済性などを考慮して、原則として重要度区分Ｂ種の場合は、レベル 2 地震動に対して耐震設計を行わなくてもよい。

イ　堰柱、ゲート及び堰柱基礎以外の各構成要素においては、重要度区分が AA 種又は A 種であっても構造特性や経済性などを考慮して、原則としてレベル 2 地震時の耐震設計を行わなくてもよい。ただし、ゲート操作室、建屋等の管理施設においては、重要度区分に応じてレベル 2 地震動の耐震設計を行うものとする。

ウ　エプロンは、通常平板状の構造となるので、地震時慣性力が問題になることはない。このため、揚圧力に対する安定性の照査のみを行い、耐震設計は行わなくてもよい。

エ　水管理施設（機側操作室の巻上機、機側操作盤等）の耐震設計における地震動は、機器・装置を支持する構造物に作用する地震動を想定するものとし、その地震動に応じた耐震性能を確保する。

表-12.2-7　重要度 AA 種の頭首工における構成要素ごとの耐震性能

構成要素	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
1 取入口	健全性を損なわない	—
2 固定堰	健全性を損なわない	—
3 堰柱	健全性を損なわない	限定された損傷に留める
4 ゲート	健全性を損なわない	限定された損傷に留める 1)
5 エプロン	—	—
6 魚道	健全性を損なわない	—
7 沈砂池	健全性を損なわない	—
8 護岸	健全性を損なわない	—
9 堰柱基礎工	健全性を損なわない	限定された損傷に留める

注 1)　ゲートでいう「限定された損傷に留める」とは、ゲートの開閉機能に支障をきたさない程度の損傷に留めることをいう。

表-12.2-8　重要度 A 種の頭首工における構成要素ごとの耐震性能

構成要素	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
1 取入口	健全性を損なわない	—
2 固定堰	健全性を損なわない	—
3 堰柱	健全性を損なわない	致命的な損傷を防止する
4 ゲート	健全性を損なわない	限定された損傷に留める 1)
5 エプロン	—	—
6 魚道	健全性を損なわない	—
7 沈砂池	健全性を損なわない	—
8 護岸	健全性を損なわない	—
9 堰柱基礎工	健全性を損なわない	限定された損傷に留める

注 1)　ゲートでいう「限定された損傷に留める」とは、ゲートの開閉機能に支障をきたさない程度の損傷に留めることをいう。

表-12.2-9　重要度 B 種の頭首工における構成要素ごとの耐震性能

構成要素	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
1 取入口	—	—
2 固定堰	健全性を損なわない	—
3 堰柱	健全性を損なわない	—
4 ゲート	健全性を損なわない	—
5 エプロン	—	—
6 魚道	—	—
7 沈砂池	—	—
8 護岸	—	—
9 堰柱基礎工	健全性を損なわない	—

⑷　管理施設の耐震性能

大規模地震が発生した場合においても、土地改良事業で整備する施設等の機能を確実に確保するためには、頭首工と頭首工の管理に係る建築物及び重要設備等（操作・監視設備及び水管理制御システム）の耐震性能の整合性を図る必要がある。原則として、**表-12.2-10** によるものとするが、重要度区分が AA 及び A に係る施設であっても、建築物構造体の耐震安全性の分類がⅢ類となる建築物があるため、**表-12.2-11** も併せて参照されたい。

表-12.2-10　耐震性能の整合に関する組合せ

頭首工の重要度区分	建築物構造体の耐震安全性の分類（建築物の耐震クラス）	重要設備等の用途別分類	重要設備等の耐震クラス
AA	Ⅱ類（特定）	重要	S
A			
B	Ⅲ類（一般）	重要	A

（注）**表-12.2-10** の適用に当たって、留意すべき点は次のとおり。

ア　建築物の耐震安全性

建築物の耐震安全性の分類については、国家機関の建築物及び附帯施設の営繕等を行うに当たり、地震等による災害時に官庁施設として必要な機能の確保を図ることを目的に定められた「官庁施設の総合耐震・対津波計画基準」に基づき設定する。なお、耐震安全性の分類に係る目標は、**表-12.2-12** に示すとおりである。

頭首工の管理に係る建築物において、施設の機能不全による重大な水害（二次災害）の防止及び災害応急対策活動等に係る建築物は、「構造体:『Ⅱ類』、建築非構造部材:『A 類』、建築設備:『甲類』」とする。

頭首工を管理するための施設にあって、雨量や水位等を観測する施設の建築物については、「構造体:『Ⅱ類』、建築非構造部材:『B 類』、建築設備:『乙類』」とする。

また、遠方から頭首工及び地区内施設を操作・監視するための中央管理所に係る建築物の耐震安全性の分類については、対象となる土地改良施設の重要度区分に基づき設定する。

それ以外の施設は、「構造体:『Ⅲ類』、建築非構造部材:『B 類』、建築設備:『乙類』」とする。

イ　重要設備等の用途別分類及び耐震クラス

重要設備等の用途別分類については、「電気設備計画設計技術指針（高低圧編）」、「水管理制御方式技術設計指針（計画設計編）」に基づき、「配電盤・制御盤の耐震設計指針」（日本電機工業会（JEMA）技術資料 JEM-TR144）によるものとし、用途別分類（重要又は一般）は**表-12.2-13** に示す。

耐震クラスの決定に当たっては、用途別分類及び**表-12.2-14** に示す建築物の耐震クラス（特定又は一般）の組合せにより分類する。また、**表-12.2-10** に示す土地改良施設の重要度区分、建築物の耐震安全性の分類を基に「S」または「A」クラスに区分する。耐震クラス毎の設計用震度は、**表-12.2-15** によるものとし、上記の関連する指針等に基づき照査する。

表-12.2-11　土地改良事業で整備する建築物の耐震安全性の分類

施設分類		建築物の耐震安全性の分類 構造体	建築非構造部材	建築設備	主な活用内容・用途	備考
頭首工	管理所	Ⅱ類	A 類	甲類	二次災害に対する機能確保	
	ゲート操作室	Ⅱ類	A 類	甲類	〃	
	取水設備建屋	Ⅲ類	B 類	乙類	農業水利施設	※1
中央管理所	頭首工	Ⅱ類	A 類	甲類	農業水利施設	土地改良施設の重要度区分が AA 種及び A 種の管理を行う場合
	その他施設	Ⅲ類	B 類	乙類	農業水利施設	上記以外の場合

※1：取水設備建屋は、放流設備機能との一体性を考慮して耐震安全性の分類を設定するものとし、単独施設の場合は上表のとおり、一体性を有する場合は「構造体:『Ⅱ類』、建築非構造部材:『A 類』、建築設備:『甲類』」とする。

表-12.2-12　耐震安全性の分類に係る目標

部位	分類	耐震安全性の目標
構造体	Ⅰ類※1	大地震動後、構造体の補修をすることなく建築物を使用できることを目標とし、人命の安全確保に加えて十分な機能確保が図られるものとする。
	Ⅱ類	大地震動後、構造体の大きな補修をすることなく建築物を使用できることを目標とし、人命の安全確保に加えて機能確保が図られるものとする。
	Ⅲ類	大地震動により構造体の部分的な損傷は生じるが、建築物全体の耐力の低下は著しくないことを目標とし、人命の安全確保が図られるものとする。
建築非構造部材	A 類	大地震動後、災害応急対策活動等を円滑に行ううえ、又は危険物の管理の上で支障となる建築非構造部材の損傷、移動等が発生しないことを目標とし、人命の安全確保に加えて十分な機能確保が図られるものとする。
	B 類	大地震動により建築非構造部材の損傷、移動等が発生する場合でも、人命の安全確保と二次災害の防止が図られていることを目標とする。
建築設備	甲類	大地震動後の人命の安全確保及び二次災害の防止が図られているとともに、大きな補修をすることなく、必要な設備機能を相当期間継続できることを目標とする。
	乙類	大地震動後の人命の安全確保及び二次災害の防止が図られていることを目標とする。

※1:本技術書でⅠ類に分類している施設はない。

※官庁施設の総合耐震・対津波計画基準を一部引用

表-12.2-13　重要設備等の用途別分類

用途別分類	施設名	理由
重要	頭首工設備	河川本川に堰止める形で設置する土砂吐き及び洪水吐きゲートは、電気盤を介した電動機での巻き上げ操作でなければ、実用的な巻き上げ速度での操作が行えず、河川の流下断面を阻害し、重大な水害(二次災害)を引き起こすおそれがある。
一般	用水路付帯設備等	水害や干ばつなどの二次災害の可能性が小さく、当該設備が水管理設備でのコントロールの対象外の場合は「一般」とする。

表-12.2-14　建築物の耐震クラス

建築物の耐震クラス（重要設備等の耐震クラス）	内容
特定（S）	大地震動後、構造体の大きな補修をすることなく建築物を使用できることを目標とし、人命の安全確保に加えて機能確保が図られている建築物。
一般（A）	大地震動によって構造体の部分的な損傷は生じるが、建築物全体の耐力の低下は著しくないことを目標とし、人命の確保が図られている建築物。

表-12.2-15　設備機器の設計用標準水平震度

設備機器の設置場所	設備機器の耐震クラス	
	耐震クラス S	耐震クラス A
上層階、屋上	2.0	1.5
中間階	1.5	1.0
1 階及び地階	1.0	0.6

12.2.4　構成要素ごとの耐震設計法

構成要素ごとの耐震設計法は、以下の各項による。また、頭首工の構成要素ごとの重要度別の耐震性能、設計地震動、設計水平震度、耐震設計法及び照査法は、**表-12.2-16**～**表-12.2-18** に示すとおりである。

なお、各構成要素の設計に当たっては、「**12.3　荷重**」、「**12.4　荷重の組合せ**」、「**12.5　許容応力度**」、「**12.6　耐震設計に用いる諸係数及び設定事項**」、「**12.7　耐震設計手法**」、「**13.3　固定堰の構造設計**」、「**14.2　可動堰の構造設計**」、「**18.5　直接基礎の設計**」、「**18.7　杭基礎の設計**」などによる。

⑴　取入口、沈砂池、魚道、護岸の耐震設計法

取入口、沈砂池、魚道、護岸は、原則としてレベル 1 地震時における耐震設計を許容応力度法で行うものとし、固有周期を考慮しない震度法を適用して部材の応力度及び安定性（滑動、転倒、基礎地盤支持力）等を照査するものとする。なお、河川堤防を横断するような取入口については、河川協議などを踏まえ、必要に応じて関連する技術書等を参考にレベル 2 地震動に対する耐震設計を行う。

⑵　固定堰の耐震設計法

固定堰の耐震設計は固有周期を考慮しない震度法により、安定性（滑動、転倒、基礎地盤支持力）等を照査するものとし、地震動はレベル 1 地震動のみとする。

設計に当たっては、「**13.3　固定堰の構造設計**」を参照する。

なお、固定堰の耐震設計の留意点は以下のとおりである。

ア　液状化の影響がある場合には土質定数を低減してレベル 1 地震時における検討を行うが、詳細については「**12.7.5　液状化の判定**」、「**18.4　液状化対策**」、その他を参照するものとする。

イ　堰柱との接合については、レベル 2 地震時における堰柱及び堰柱基礎の位相の変化や塑性残留変位等を考慮して、その接合方法を十分に検討する必要がある。

⑶　堰柱の耐震設計法

頭首工堰柱の耐震設計の基本は以下のとおりとするが、詳細については「**12.7　耐震設計手法**」、及び「**14.2　可動堰の構造設計**」その他を参照するものとする。

ア　レベル 1 地震動の場合には、固有周期を考慮した震度法により、設計地震動を与え、許容応力度法により応力度を照査する。

イ　レベル 2 地震動の場合には、固有周期、地盤種別、許容塑性率を考慮したタイプⅠ、タイプⅡの設計地震動に対し静的解析法による地震時保有水平耐力法により、破壊形態の判定、耐力（水平、せん断）の照査や残留変位量等を照査する。

⑷　堰柱の基礎の耐震設計法

ア　直接基礎の場合

堰柱の直接基礎の耐震設計の基本は以下のとおりであるが、詳細については「**18.5　直接基礎の設計**」その他によるものとする。

(ｱ)　レベル 1 地震動における耐震設計は土地改良事業設計指針「耐震設計」に準じて、固有周期を考慮する震度法により設計地震動を与え、滑動、転倒、基礎地盤支持力、沈下量等の安定性並びにフーチングの許容応力度を照査する。

(ｲ)　レベル 2 地震動における耐震設計は、レベル 1 地震時の照査を(ｱ)の規定により行った場合、レベル 2 地震時に対する照査は行わなくてよい。

ただし、レベル 2 地震時においては、基礎の浮き上がりによりレベル 1 地震時よりも大きな断面力がフーチングに作用するので、フーチングを塑性化させないように部材の安全性のみについて照査する。

イ　杭基礎の場合

堰柱における杭基礎の耐震設計の基本は、以下のとおりであるが、詳細については「**18.7　杭基礎の設計**」、及び土地改良事業設計指針「耐震設計」その他によるものとする。

(ｱ)　レベル 1 地震動における耐震設計は、固有周期を考慮する震度法により設計地震動を与え、杭の押込み力、引抜き力、水平力を許容値以下とし、杭基礎各部に生じる応力度を許容応力度以下になることを照査する。

(ｲ)　レベル 2 地震動における耐震設計は、地震時保有水平耐力法による設計水平震度に対し、基礎が降伏に達しないことを照査する。

ただし、堰柱が設計水平地震動に対して十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合、又は、液状化の影響がある場合等やむを得ない場合には、堰柱基礎に塑性化が生じることを考慮してもよいが、この場合には、「**18.3.8　基礎工の地震時保有水平耐力法**」に規定する許容塑性率、許容残留変位以下となることを照査する。

⑸　ゲートの耐震設計

可動堰のゲートの構造計算に用いる設計震度は、本体（堰柱）の耐震設計で用いられる地震動を適用するものとする。

また、ゲートの耐震設計は、耐震性能に応じた照査を行う必要があるが、関連する技術書等を参考に照査の検討を行ってもよい。

なお、大規模かつ重要な頭首工においてレベル 2 地震動に対する照査が必要と判断される場合には「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 2005. 3）の文献等も参考に照査の検討を行ってもよい。

⑹　照査方法と照査項目（レベル 1 地震動）

構成要素ごとのレベル 1 地震動の耐震照査法と照査項目を**表-12. 2-16** に総括する。

表-12.2-16　レベル 1 地震動における耐震照査法と照査項目

構成要素	耐震性能	耐震設計法	照査法	照査項目			備考
				応力	変形	安定性	
1 取入口	健全性を損なわない	震度法	許容応力度法	応力度		滑動、転倒、基礎地盤支持力	
2 固定堰	健全性を損なわない	震度法	—	—		滑動、転倒、基礎地盤支持力	
3 堰柱	健全性を損なわない	震度法	許容応力度法	応力度		滑動、転倒、基礎地盤支持力	基礎は 9 参照
4 ゲート	健全性を損なわない	震度法	許容応力度法	応力度	許容変位量 1)	—	
5 エプロン	—	—	—	—		—	
6 魚道	健全性を損なわない	震度法	許容応力度法	応力度		滑動、転倒、基礎地盤支持力	
7 沈砂池	健全性を損なわない	震度法	許容応力度法	応力度		滑動、転倒、基礎地盤支持力	
8 護岸	健全性を損なわない	震度法	許容応力度法	応力度		滑動、転倒、基礎地盤支持力	
9 堰柱基礎工	健全性を損なわない	震度法	許容応力度法	応力度	許容変位量 1)	滑動、転倒、基礎地盤支持力、杭の押込力、引抜力	

注 1)　許容変位量は、**18.3.5　許容変位量と残留変位量** を参照する。

⑺　照査方法と照査項目（レベル 2 地震動）

ア　重要度区分 AA 種

重要度区分 AA 種における、構成要素ごとのレベル 2 地震動の耐震照査法と照査項目を**表-12. 2-17** に総括する。

表-12.2-17　レベル 2 地震動における耐震照査法と照査項目

構成要素	耐震性能	耐震設計法	照査法	照査項目			備考
				応力	残留変形	安定性	
1 取入口 4)	—	—	—	—	—	—	
2 固定堰	—	—	—	—		—	
3 堰柱	限定された損傷に留める	地震時保有水平耐力法	地震時保有水平耐力法	耐　力	許容残留変位量 1)	—	
4 ゲート	限定された損傷に留める 3)	2)	2)	2)	2)	—	
5 エプロン	—	—	—	—	—	—	
6 魚道	—	—	—	—	—	—	
7 沈砂池	—	—	—	—	—	—	
8 護岸	—	—	—	—	—	—	
9 堰柱基礎工	限定された損傷に留める	地震時保有水平耐力法	地震時保有水平耐力法	耐　力 応力度	許容残留変位量 1)	基礎の降伏応答塑性率	

注 1)　堰柱の許容残留変位量は、14.2.2 (11) を参照し、堰柱基礎工の許容残留変位量は、18.3.5　**許容変位量と残留変位量**を参照する。なお、3.堰柱と 9.堰柱基礎工の塑性化は、どちらか一方向としなければならない。
注 2)　ゲートにおいては、12.2.4 (5) を参照
注 3)　ゲートでいう「限定された損傷に留める」とは、ゲートの開閉機能に支障をきたさない程度の損傷に留めることをいう。
注 4)　取入口は、河川協議等によりレベル 2 地震動の耐震設計の必要が生じる場合がある。

イ　重要度区分 A 種

重要度区分 A 種における、構成要素ごとのレベル 2 地震動の耐震照査法と照査項目を**表-12. 2-18** に総括する。

表-12.2-18　レベル 2 地震動における耐震照査法と照査項目

構成要素	耐震性能	耐震設計法	照査法	照査項目			備考
				応力	残留変形	安定性	
1 取入口 4)	—	—	—	—	—	—	
2 固定堰	—	—	—	—	—	—	
3 堰柱	致命的な損傷を防止する	地震時保有水平耐力法	地震時保有水平耐力法	耐　力	許容残留変位量 1)	—	
4 ゲート	限定された損傷に留める 3)	2)	2)	2)	2)	—	
5 エプロン	—	—	—	—	—	—	
6 魚道	—	—	—	—	—	—	
7 沈砂池	—	—	—	—	—	—	
8 護岸	—	—	—	—	—	—	
9 堰柱基礎工	限定された損傷に留める	地震時保有水平耐力法	地震時保有水平耐力法	耐　力 応力度	許容残留変位量 1)	基礎の降伏応答塑性率	

注 1)　堰柱の許容残留変位量は、14.2.2 (11) を参照し、堰柱基礎工の許容残留変位量は、18.3.5　**許容変位量と残留変位量**を参照する。なお、3.堰柱と 9.堰柱基礎工の塑性化は、どちらか一方向としなければならない。
注 2)　ゲートにおいては、12.2.4 (5) を参照
注 3)　ゲートでいう「限定された損傷に留める」とは、ゲートの開閉機能に支障をきたさない程度の損傷に留めることをいう。
注 4)　取入口は、河川協議等によりレベル 2 地震動の耐震設計の必要が生じる場合がある。

12.3　荷重

構造設計に当たって考慮すべき荷重は、構造物の重要度、形式、使用材料、設置場所、施工方法、自然状況等に応じて、自重、水圧、浮力又は揚圧力、土圧、風荷重、氷荷重、雪荷重、自動車荷重、衝撃荷重、群集荷重、地震荷重等、必要な荷重を考慮する。

頭首工を構成する各施設の構造設計を行うに当たっては、本技術書によるほか、「日本産業規格（JIS）」、「コンクリート標準示方書」、「道路橋示方書・同解説」、その他の必要な規定等に従わなければならない。なお、管理橋の荷重等については本項では対象としない。

12.3.1　自重

自重の計算に用いる単位体積重量は、調査や試験により、現地で使用する材料実重量から求めるのが理想的であるが、これらの調査や試験には一般に手間がかかる上に、調査結果に基づく適正な設計数値（単位体積重量）の決定には豊富な技術的経験と判断を必要とするため、通常は、**表-12.3-1** に示す一般的な単位体積重量を用いることが多い。

ただし、実験等により実重量が明らかな材料、又は他の基準等により定められている場合は、その値を用いる。

表-12.3-1　単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN／m³)	材料	単位体積重量 (kN／m³)
鋼、鋳鋼	77.0	アスファルトコンクリート舗装	22.5
鋳鉄	71.0	コンクリートブロック練積	22.5
アルミニウム合板	27.5	コンクリートブロック空積	19.5
鉄筋コンクリート	24.5	プレストレストコンクリート	24.5
無筋コンクリート	23.0	花こう岩	27.0
モルタル	21.0	砂岩	26.0
アスファルト(防水用)	11.0	水	9.8

注 1）コンクリートの単位体積重量については、現場で使用するコンクリートの実重量が明らかな場合、その実重量値を使用する。
2）海水の単位体積重量は、水の 1.03 倍とする。

堰本体の自重 W_0 は次のように算出する。

$$W_0 = w \cdot V \ (\mathrm{kN}) \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}1)$$

ここに、　w：単位体積重量（kN/m³）
　　V：堰の体積（m³）

機械室、ゲート、巻上げ機、管理橋等の自重は、実態に合せて計算する。

12.3.2　固定堰の水圧

⑴　固定堰の静水圧

固定堰の静水圧は、越流堰の場合、設計洪水時の堰頂から測った上流水深を h_1 とし、下流水深が堰頂以下の場合はその条件において計算する。

下流水位が堰頂上 h_2 だけ上にある場合は、**図-12.3-1** の $h_2 \leqq 2/3\,h_1$ の範囲において堰頂上の水流は射流となり、水脈が湾曲するため堰頂上には負圧現象が起こることが考えられるので、上流面、堰頂上及び下流側の静水圧を次のように仮定する。

上流面 ab には、b において $\left(h_1+\frac{v_1^2}{2g}\right)$、$a$ においては $\left(h_1+\frac{v_1^2}{2g}+D_f\right)$ となる台形荷重、堰頂上 bc には、b において h_1、c において 0 となる三角形荷重、下流面 cd には、c において 0、d において (h_2+D_f) となる静水圧を受けるものと仮定する。ただし、堰頂上の静水圧は不安定なものであるから bc の幅が小で、h_1 に応じた越流型としたものでは、これを省略した方が安全側になる。

次に、$h_2>\frac{2}{3}\left(h_1+\frac{v_1^2}{2g}\right)$ となって潜り堰の状態をとるときは、まず、$h_2=\frac{2}{3}\left(h_1+\frac{v_1^2}{2g}\right)$ となる状態を最も危険な場合として考え、前記の静水圧状態において安定条件を満足させるように断面を定め、次に念のため最大の水位となった時に、bc 及び cd におのおのの水深に相当する静水圧を受けるものとして安定を検討する。**図-12.3-2** に潜り堰の場合における静水圧を示す。

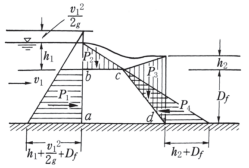


図-12.3-1　完全越流の静水圧

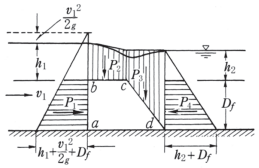


図-12.3-2　潜り堰の静水圧

⑵　固定堰の動水圧

固定堰においては、地震時の動水圧は特に考える必要はない。流速が大きいときは垂直面に $\frac{V^2}{2g}$ の 2 倍に相当する静水圧が作用するはずであるが、堆積土砂の土圧を同時に考えるときはその必要はない。

12.3.3　可動堰の水圧

可動堰においては、ゲート及び堰柱の各々に静水圧及び動水圧が作用する。可動堰のゲート及び堰柱が受ける水圧の模式図を**図-12.3-3** に示す。

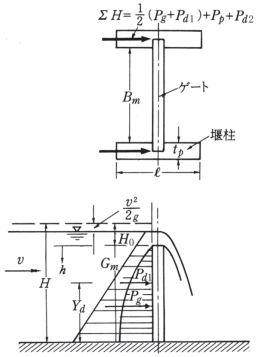


図-12.3-3　可動堰が受ける水圧

⑴　可動堰のゲートが受ける静水圧（P_g）

可動堰のゲートが受ける静水圧 P_g は、次のように算出する。

$$P_g = \frac{1}{2} \cdot w_0 \left(H^2 - H_0^{\,2} \right) B_m \quad \text{(kN)} \qquad \cdots\cdots (12.3\text{-}2)$$

ここに、w_0 ：水の単位体積重量（kN/m³）

H ：ゲート敷上の水深（m）（**図-12.3-3** 参照）

H_0 ：ゲート天端から全水頭面までの距離（m）

B_m ：純径間長（m）（**図-12.3-3** 参照）

⑵　可動堰の堰柱が受ける静水圧（P_p）

可動堰の堰柱が受ける静水圧 P_p は、次のように算出する。

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot w_0 \cdot H^2 \cdot t_p \quad \text{(kN)} \qquad \cdots\cdots (12.3\text{-}3)$$

ここに、t_p ：堰柱の厚さ（m）

⑶　可動堰のゲートが受ける動水圧（P_{d1}）

可動堰のゲートが受ける動水圧 P_{d1} は、次のように算出する。

$$P_{d1} = P_d \cdot B_m \quad \text{(kN)} \qquad \cdots\cdots (12.3\text{-}4)$$

ここに、B_m ：純径間長（m）（**図-12.3-3** 参照）

P_d ：動水圧強度

ゲート頂上から可動部敷までの任意の点の動水圧強度 P_d は、ウェスタガード（Westergaard）法により以下に算出する。

$$p_d = \frac{7}{8} \cdot w_0 \cdot k_h \sqrt{H \cdot h} \quad \text{(kN/m}^2\text{)} \qquad \cdots\cdots (12.3\text{-}5)$$

ここに、w_0 ：水の単位体積重量（kN/m³）

k_h ：設計水平震度

H ：全水頭で、この場合はゲートの全高（m）

h ：ゲート頂上から可動部敷までの任意の水深（m）

式（12.3-4）、**式（12.3-5）**から動水圧の圧力の合計は

$$P_{d1} = \frac{7}{12} \cdot w_0 \cdot k_h \cdot B_m \cdot H^2 \quad \text{(kN)} \qquad \cdots\cdots (12.3\text{-}6)$$

動水圧の合力の作用点 Y_d は、$Y_d = (2/5) \cdot H$ の点である。

⑷　可動堰の堰柱が受ける動水圧（P_{d2}）

可動堰の堰柱が受ける動水圧 P_{d2} は、水位、堰柱の形状・寸法を考慮し、堰柱の状態により次のように算出する。

表-12.3-2　構造物形状別動水圧算定式の適用区分 [1)]

堰柱の状態	算　定　式
片面にのみ水が存在する堰柱 （端部堰柱等の壁状構造物）	**式（12.3-7）**による。（ウェスタガード法）
周辺を完全に水で取り囲まれた堰柱 （中央堰柱等の柱状構造物）	**式（12.3-8）**による。（後藤・土岐モデル）

ア　片面にのみ水が存在する堰柱

(ｱ)　ウェスタガード法

$$\left.\begin{aligned} p_{d2} &= \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot w_0 \cdot b \cdot H^2 \\ H_{ew} &= \frac{2}{5} \cdot H \end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots (12.3\text{-}7)$$

ここで、P_{d2} ：構造物に作用する全地震時動水圧（kN）

K_h ：設計水平震度

w_0 ：水の単位体積重量（kN/m³）

H ：水深（m）

H_{ew} ：水路底面から地震時動水圧の合力作用点までの距離（m）

b ：地震時動水圧の作用方向に対して直角方向の躯体幅（m）

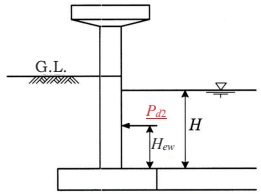


図-12.3-4　壁状構造物に作用する動水圧（ウェスタガード法）

イ　周辺を完全に水で取り囲まれた堰柱

周辺を完全に水で取り囲まれた堰柱に作用する地震時動水圧の合力及びその作用位置は、**式（12.3-8）**、**式（12.3-9）**により算出するものとする。

$\dfrac{b}{H} \leqq 2.0$ の場合

$$P_{d2} = \frac{3}{4} k_h \cdot w_0 \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b}{4H} \right)$$

$2.0 < \dfrac{b}{H} \leqq 4.0$ の場合

$$P_{d2} = \frac{3}{4} k_h \cdot w_0 \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \left(0.7 - \frac{b}{10H} \right)$$

$4.0 < \dfrac{b}{H}$ の場合

$$P_{d2} = \frac{9}{40} k_h \cdot w_0 \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a}$$

$\cdots\cdots (12.3\text{-}8)$

$$H_g = \frac{3}{7}H \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}9)$$

ここで、p_{d2} ：構造物に作用する地震時動水圧の合力（kN）

k_h ：設計水平震度

w_0 ：水の単位体積重量（kN/m³）

H ：水深（m）

H_g ：地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離（m）

b ：地震時動水圧の作用方向に対して直角方向の躯体幅（m）

a ：地震時動水圧の作用方向の躯体幅（m）

A_0 ：構造物の断面積（m²）

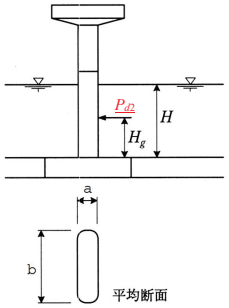


図-12.3-5　柱状構造物に作用する地震時動水圧

12.3.4　浮力又は揚圧力

構造物の安定計算や構造計算において浮力又は揚圧力を考慮する必要がある場合、これらの荷重は鉛直上方向に作用させる。

浮力又は揚圧力は、間隙水や水位の変動を考慮して適切に設定するものとする。一般に構造物の前後に水位差が生じる場合には揚圧力を考えた方が合理的である。

揚圧力を考慮する場合、底面に対し上流端及び下流端においてその水深に揚圧力係数を乗じたものが作用するものとした台形荷重を考える。揚圧力係数は岩着又は不透水層まで達する矢板で囲まれている場合は、$\mu = 0.4$、それ以外の場合は $\mu = 1.0$ とする。

なお、計算に際しては台形を二つに分ける方が便利である。上流側における揚圧力をU_1、下流側における揚圧力をU_2とすると、

$$\left.\begin{aligned} U_1 &= \frac{1}{2}\cdot w_0 \mu B_2 h_1 \\ U_2 &= \frac{1}{2}\cdot w_0 \mu B_2 h_2 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}10)$$

全揚圧力U は、

$$U = U_1 + U_2 = \frac{1}{2}\cdot w_0 B_2 \mu (h_1 + h_2) \ \text{(kN/m)} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}11)$$

ここに、　w_0 ：水の単位体積重量（kN/m³）

B_2 ：堰体底幅（m）

h_1、h_2 ：上流及び下流の水深（m）

μ ：揚圧力係数

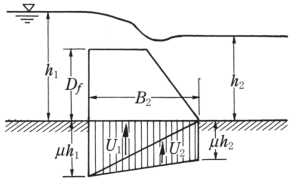


図-12.3-6　揚圧力

12.3.5　土圧

土圧は一般的に鉛直土圧と水平土圧に大別される。端部堰柱、護岸工等に作用する水平土圧はランキン、クーロン土圧公式又は、試行くさび法によるものとする。埋設構造物に作用する鉛直土圧は鉛直土圧公式又は、マーストン公式によるものとし、水平土圧は静止土圧公式、ランキン土圧公式、クーロン土圧公式及びスパングラー公式等によるものとする。

⑴　土圧区分

土圧は壁の変位の状況と土圧の作用方向によって、主働土圧、受働土圧、静止土圧に区分する。また、常時と地震時に区分する。

ア　主働土圧：壁の変位の方向と同じ方向に作用する土圧

イ　受働土圧：壁の変位の方向と逆方向に作用する土圧

ウ　静止土圧：壁が変位を伴わない場合の土圧

主働土圧、受働土圧及び静止土圧の概念図を、図-12.3-7 に示す。なお、下図は土圧の概念を示すモデルであることから、一般的な土留め壁を一例として示すものである。

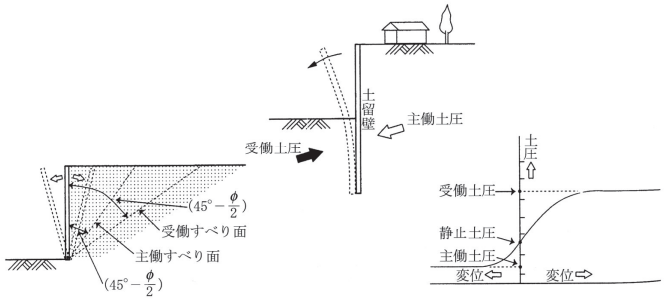


図-12.3-7　土圧区分概念図

⑵　土圧公式の分類と適用

構造物に作用する土圧は、構造物が土圧により変形・移動を伴うかどうかで変化するため、構造物の条件にあった土圧公式を適用することが必要である。構造物のタイプを、下記のア ～ ウに分類し、これに適用する土圧公式及びその適用条件を**表-12.3-3** に示す。

適用土圧公式（基本式）

ア　ボックスカルバート等移動変形の少ない構造物：静止土圧公式

イ　変形のみを考慮する構造物　：ランキン土圧公式又は、クーロン土圧公式

ウ　安定計算を伴う構造物　：クーロン系試行くさび法

（堰柱・擁壁等）　：クーロン土圧公式

ただし、堰柱の地震時土圧は、**12.3.13　地震時土圧**に示す手法で算出する。

表-12.3-3　構造条件と適用土圧公式

構造分類		水平土圧			その他荷重		備考
		常　時	地震時	壁　面摩擦角	輪荷重	水圧区分	
①	移動変形を伴わない（暗きょ等）	静止土圧公式	無　視	無視	等分布荷重換算（平面一方向）	有	
②	変形有、移動無（沈砂池フルーム水路等）	ランキン土圧公式 クーロン土圧公式	クーロン地震時土圧公式	考慮	フリューリッヒ公式	有	
③	移動変形を伴う（堰柱・擁壁等）	クーロン系試行くさび法	試行くさび重量の慣性力	考慮	等分布荷重換算	有	

※壁面摩擦角については、**表-12.3-8** を参照

土圧の計算方法については、土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」を参考として算出すること。

12.3.6　堆砂による土圧（P_e）

堆砂による土圧は静水圧に更に土圧が加わるものと考える。堆砂の深さは堰体の状態により適宜定める。土圧 P_e は次のように算出する。

$$P_e = \frac{1}{2}(w_1 - w_0)C_0 H_e^2 \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}12)$$

ここに、P_e　：単位長さ当たりの堆砂による土圧（kN/m）

w_1　：堆砂の単位体積重量（kN/m^3）

w_0　：水の単位体積重量（kN/m^3）

C_0　：土圧係数（0.4～0.5）

H_e　：堆砂の高さ（m）

12.3.7　風荷重（P_w）

風荷重は、鉛直投影面積に作用するものとして、P＝3 kN/m^2 に形状係数を乗じた値とし、次のように算出する。

$$P_w = P \cdot C \cdot A \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}13)$$

A　：鉛直投影面積（m^2）

C　：形状係数

形状係数は、平面形状に対して　1.2

トラス形状・風上側に対して　1.6

トラス形状・風下側に対して　1.2

円筒形状（1 本もの）に対して　0.7

とする。

12.3.8　氷荷重（P_i）

一般には考慮する必要はないが、寒冷地において結氷厚が 10cm 以上となる場合には、冬期水位を対象として次のように考慮する。

$$P_i = p_i \cdot A_i \ (\text{kN}) \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}14)$$

ここに、p_i　：氷圧（196 kN/m^2 とする）

A_i　：結氷と接するゲートあるいは堰柱の面積（m^2）

12.3.9　雪荷重

雪荷重を考慮する必要のある地方においては、その地方の実状に応じて適切な値を定めるものとする。積雪の単位容積重量は、一般的には 3.5 kN/m^3 に積雪深を乗じて求める採用例が多い。ただし、群集荷重と比較して大きいほうを採用する。また、路面において自動車荷重と組み合わせる場合は 1.0 kN/m^2 を見込む。

12.3.10　自動車荷重及び衝撃荷重

自動車荷重を考慮する場合、土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」を参考とし、安全な設計となるよう適切な荷重を見込むこととする。

12.3.11　群集荷重

群集荷重は歩道等について考慮し、鉛直荷重の大きさは次による。

大型自動車の入らない耕作道等については、3 kN/m^2、公道の歩道（路面等で大型自動車が入る場合を含む）は、5 kN/m^2 を標準とする。ただし、自動車荷重と群集荷重は同時に作用しないものとする。

12.3.12　慣性力

地震の影響は、**12.6.2　地盤種別**により設計水平震度を算定し、震度法により慣性力 F を求める。

また、構造物躯体に作用する慣性力は、耐震設計法の種類にかかわらず考慮しなければならない。

表-12.3-4　慣性力の算定

耐震設計方法	地　震　動	固有周期の算定	慣性力に用いる震度	慣　性　力
震　度　法	レベル 1 地震動	必要に応じて弾性剛性を適用した固有周期を考慮	固有周期を考慮しない設計水平震度 k_{hg} 固有周期を考慮する設計水平震度 k_h	$F=W\cdot k_{hg}$ $F=W\cdot k_h$ W：躯体自重（以下、同じ）
地震時保有水平耐力法	レベル 2 地震動	降伏剛性を適用した固有周期を考慮	固有周期 T、低減係数より算定した設計水平震度 $k_{hc}=C_Z\cdot C_s\cdot k_{hc0}$ $C_s=\dfrac{1}{\sqrt{2\mu_a-1}}$ C_z：地域別補正係数 C_s：構造物特性補正係数 k_{hc0}：設計水平震度の標準値	$F=W\cdot k_{hc}$

注）μa は完全弾性型の復元力特性を有する構造系の許容塑性率で、鉄筋コンクリートの場合には次式により算出する。

$$\mu a=1+\frac{\delta_u-\delta_y}{\alpha\cdot\delta_y}$$

ここに、δ_u：終局変位
δ_y：降伏変位
α：安全係数

12.3.13　地震時土圧

地震時土圧は、構造物の種類、土質条件、設計地震動のレベル、地盤の動的挙動等を考慮して、適切に設定するものとする。

⑴　堰柱において、背面土が良質な材料で密に締固められた条件であり、構造物の壁面が鉛直かつ埋戻し・盛土面が水平の場合は、レベル 1 地震動、並びにレベル 2 地震動のいずれに対しても適用可能な修正物部・岡部法を原則として用いるものとする。

ア　修正物部・岡部法を以下に示す。

堰柱において地震時土圧を算定する場合は、原則としてレベル 1 地震動及びレベル 2 地震動のいずれにも適用できる**式（12.3-15）**を用いるものとする。すなわち、地震時土圧は分布荷重とし、その主働状態における土圧強度を算出するものとする。

$$P_{ea}=\gamma_t hK_{EA}+q'K_{EA} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}15)$$

ここに、P_{ea}　：深さ h（m）における地震時主働土圧強度（kN/m²）
K_{EA}　：地震時主働土圧係数で、**式（12.3-16）**により算出してよい。

(ｱ)　背面が土とコンクリートの場合
　砂及び砂礫　$K_{EA}=0.21+0.90\ k_h$
　砂質土　　$K_{EA}=0.24+1.08\ k_h$
(ｲ)　背面が土と土の場合
　砂及び砂礫　$K_{EA}=0.22+0.81\ k_h$
　砂質土　　$K_{EA}=0.26+0.97\ k_h$　　$\cdots\cdots (12.3\text{-}16)$

k_h　：地震時土圧の算出に用いる設計水平震度
γ_t　：土の単位体積重量（kN/m³）
q'　：地震時の地表載荷荷重（kN/m²）

また、q' は地震時に確実に作用するもののみとし、活荷重は含まないものとする。

なお、背面土が良質な材料で密に締固められた条件以外の場合、下記⑵の物部・岡部法を適用する。

[参　考]地震時主働土圧について

「道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編」（日本道路協会）では、レベル 2 地震動において従来使用してきた物部・岡部の方法を適用すると、想定されるすべり土塊領域が非常に大きくなり、実際の現象と異なるといった問題点が生ずることから、以下の条件により修正物部・岡部法に基づいて算出される地震時土圧係数を簡易な**式（12.3-16）**により与えている。

背面土は良質な材料で密に締固めるため、地盤のせん断抵抗は、ピーク強度を発現した後、残留強度へと低下する。したがって、ここでは橋台の背面土は、**表-12.3-5** に示す程度の単位重量が確保できる砂、砂礫、砂質土で入念に施工されることを前提に、土質に応じた背面土のせん断抵抗角のピーク角度 ϕ_{peak} と残留強度 ϕ_{res} を**表-12.3-6** のように仮定した。**表-12.3-6** に示すせん断抵抗角の値は、密な砂質材料に対して、すべり破壊が生じる際の状態に近いと考えられる平面ひずみ状態でのせん断抵抗角に粘着力の影響も反映させて想定したものである。

表-12.3-5　土の単位重量（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	

注 1）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。
2）砕石は砂利と同じ値とする。また、ずり、岩塊等の場合は種類、形状、大きさ及び間隙等を考慮して定める必要がある。
3）砂利混じり砂質土、あるいは砂利混じり粘性土にあっては、混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。
4）地下水位は施工後における平均値を考える。

表-12.3-6　地震時土圧算定のための土質定数

	ϕ_{peak}	ϕ_{res}
砂及び砂礫	50°	35°
砂　質　土	45°	30°

⑵　⑴以外の条件の場合、堰柱におけるレベル 1 地震動に対しては物部・岡部法を適用してもよい。

ア　レベル 1 地震動の場合、地震水平土圧は物部・岡部法を適用するとともに、埋戻し土の粘着力の有無に応じて以下の算式により求める。

(ｱ)　地震時主働土圧

a　粘着力を無視する場合

(a)　非飽和土の場合

$$P_{ea}=(1-k_v)\left\{\gamma_t h K_{EA}+\frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K_{EA}\right\} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}17)$$

$$P_{EA}=(1-kv)\left\{\frac{1}{2}\gamma_t h^2 K_{EA}+\frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}hK_{EA}\right\} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}18)$$

ここに、P_{ea} ：地震時主働土圧強度（kN/m²）
P_{EA} ：地震時主働土圧（kN/m）
K_{EA} ：地震時主働土圧係数
γ_t ：土(背面土)の単位体積重量（kN/m³）
h ：地表面から土圧強度(又は土圧)を求めようとする位置までの深さ（m）
q ：単位斜面面積当たりの等分布荷重（kN/m²）
α ：構造物背面又は仮想背面が鉛直面となす角（°）（反時計回りを正とする）
β ：構造物背面の地表面が水平面となす角（°）（反時計回りを正とする）

$$K_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\alpha-\theta)}{\cos\theta\cos^2\alpha\cos(\alpha+\delta+\theta)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta-\theta)}{\cos(\alpha+\delta+\theta)\cos(\alpha-\beta)}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}19)$$

ここに、ϕ ：背面土の内部摩擦角（°）
δ ：構造物背面と土との摩擦角又は仮想背面における摩擦角（°）
（反時計回りを正とする）

ただし、$90° \leqq \alpha+\delta+\theta$ となる場合には適用できない。
また、$\phi-\beta-\theta<0$ となる場合には、$\phi-\beta-\theta=0$ として計算する。

$$\theta=\tan^{-1}\frac{k_h}{1-k_v} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}20)$$

ここに、k_h ：地震時土圧の算出に用いる設計水平震度
k_v ：地震時土圧の算出に用いる設計鉛直震度
（鉛直方向を考慮しない場合、$k_v=0$）

k_h、k_vの変化によるθの値を、**表-12.3-7** に示す。

表-12.3-7　k_h、k_vをパラメータとしたθの値

k_h \ k_v	0	0.05	0.10	0.15	0.20
0.1	5° 40’	6° 20’	6° 40’	6° 50’	7° 10’
0.2	11° 20’	11° 50’	12° 30’	13° 20’	14° 00’
0.3	16° 40’	17° 30’	18° 30’	19° 30’	20° 30’
0.4	21° 50’	22° 50’	24° 00’	25° 10’	26° 30’

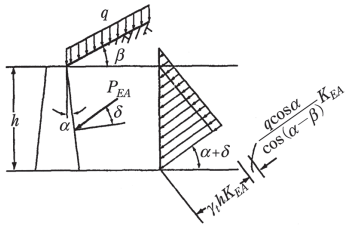


図-12.3-8　地震時主働土圧

(b)　飽和土の場合
この場合には、次式により得られる土圧強度及び土圧のほか、水圧を考慮する。

$$P'_{ea}=(1-k_v)\left\{\gamma' h K'_{EA}+\frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K'_{EA}\right\} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}21)$$

$$P'_{EA}=(1-k_v)\left\{\frac{1}{2}\gamma' h^2 K'_{EA}+\frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}hK'_{EA}\right\} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}22)$$

ここに、P'_{ea} ：地震時主働土圧強度（kN/m²）
P'_{EA} ：地震時主働土圧（kN/m）
K'_{EA} ：地震時主働土圧係数

$$K'_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\alpha-\theta')}{\cos\theta'\cos^2\alpha\cos(\alpha+\delta+\theta')\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta-\theta')}{\cos(\alpha+\delta+\theta')\cos(\alpha-\beta)}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}23)$$

$$\theta'=\tan^{-1}\frac{k_h}{1-k_v}\cdot\frac{\gamma_t}{\gamma'} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}24)$$

ここに、γ' ：土の水中単位体積重量（kN/m³）
その他の記号は**式**（12.3-17）に同じ。

b　粘着力を考慮する場合
粘着力を考慮する場合には、粘性土の自立高さを考慮して土圧強度を**式**（12.3-25）、土圧を**式**(12.3-26)により算定する。

$$P_{ea}=\gamma_t(h-z_0)\ K_{EA}+\frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K_{EA} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}25)$$

$$P_{EA}=\frac{1}{2}\gamma_t(h-z_0)^2 K_{EA}+\frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}hK_{EA} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}26)$$

ここに、z_0 ：粘性土の自立高さ（m）

$$z_0=\frac{2c}{\gamma_t}\tan\left(45°+\frac{\phi}{2}\right) \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}27)$$

ここに、c ：土の粘着力（kN/m²）

その他の記号は**式**（12.3-17）に同じ。

なお、**式（12.3-25）**、**式（12.3-26）**によることが適当でない場合には、原則としてクーロン、物部理論に基づいて算定するものとする。

(ｲ)　地震時受働土圧

a　粘着力を無視する場合

(a)　非飽和土の場合

$$P_{ep}=(1-k_v)\left\{\gamma_t h K_{EP}+\frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K_{EP}\right\} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}28)$$

$$P_{EP}=(1-k_v)\left\{\frac{1}{2}\gamma_t h^2 K_{EP}+\frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}hK_{EP}\right\} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}29)$$

ここに、P_{ep} ：地震時受働土圧強度（kN/m²）
P_{EP} ：地震時受働土圧（kN/m）
K_{EP} ：地震時受働土圧係数

$$K_{EP}=\frac{\cos^2(\phi-\alpha-\theta)}{\cos\theta\cos^2\alpha\cos(\alpha+\delta+\theta')\left\{1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+\beta-\theta)}{\cos(\alpha-\delta-\theta)\cos(\alpha-\beta)}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}30)$$

ただし、$\phi+\beta-\theta<0$ となる場合には適用できない。
その他の記号は**式（12.3-17）**に同じ。

(b)　飽和土の場合

$$P'_{ep}=(1-k_v)\left\{\gamma' hK'_{EP}+\frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K'_{EP}\right\} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}31)$$

$$P'_{EP}=(1-k_v)\left\{\frac{1}{2}\gamma' h^2 K'_{EP}+\frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}hK'_{EP}\right\} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}32)$$

ここに、P'_{ep} ：地震時受働土圧強度（kN/m²）
P'_{EP} ：地震時受働土圧（kN/m）
K'_{EP} ：地震時受働土圧係数

$$K'_{EP}=\frac{\cos^2(\phi+\alpha-\theta')}{\cos\theta'\cos^2\alpha\cos(\alpha-\delta-\theta')\left\{1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+\beta-\theta')}{\cos(\alpha-\delta-\theta')\cos(\alpha-\beta)}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}33)$$

ただし、$\phi+\beta-\theta'<0$ となる場合には適用できない。
その他の記号は**式（12.3-17）**、**式（12.3-21）**に同じ。

b　粘着力を考慮する場合

$$P_{ep}=\gamma_t(h+z'_0)\ K_{EP}+\frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K_{EP} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}34)$$

$$P_{EP}=\frac{1}{2}\gamma_t(h+2z'_0)hK_{EP}+\frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}hK_{EP} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}35)$$

ここに、z'_0 ：地震時受働土圧における粘性土の自立高さ（m）

$$z'_0=\frac{2c}{\gamma_t}\tan\left(45°-\frac{\phi}{2}\right) \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}36)$$

その他の記号は**式（12.3-17）**に同じ。

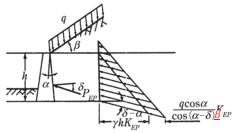


図-12.3-9　地震時受働土圧

(3)　擁壁及びフルーム水路の地震時土圧の算定

擁壁については試行くさび法を用いるものとし、土地改良事業計画設計基準・設計「農道」に準じ、フルーム水路は土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」に準じて、地震時土圧を算定する。

ア　適用土圧公式

コンクリート擁壁の設計に用いる土圧は、壁背面の傾斜や土との壁面摩擦にも対応できるクーロン系の土圧公式を適用し、擁壁背面の複雑な断面形状に対して的確に対応できる「試行くさび法」により算定することを原則とする。

ただし、フルーム水路及びブロック積擁壁（水路）の土圧算定については、**式（12.3-37）**に示すクーロン公式を用いるものとする。

$$P_{ea}=(1-k_v)\left\{\gamma_t\cdot h+q\cdot\frac{\sin\theta}{\sin(\theta+\beta)}\quad K_{EA}\right\} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}37)$$

ここに、P_{ea} ：地震時主働土圧強度（kN/m²）
k_v ：設計鉛直震度
γ_t ：土の単位体積重量（kN/m³）
h ：背面地表面からの深さ（m）
q ：載荷重強度（kN/m²）
α ：壁背面の傾斜角（°）
β ：壁背面土の傾斜角（°）
K_{EA} ：地震時主働土圧係数

イ　壁面摩擦角

壁面摩擦角δの値は、過去の実験結果を参考にすると、擁壁の場合常時において、$\phi/2 \leqq \delta \leqq 2/3\phi$、また地震時において、$0 \leqq \delta \leqq 1/2\phi$ といわれているが、一般の設計の際には**表-12.3-8** の値を用いるものとする。ただし、擁壁背面の排水が十分でないと考えられる場合は、安全性を考えて$\delta=0$とする。

表-12.3-8　壁面摩擦角δの値

擁壁の種類		重力式擁壁 もたれ式擁壁 ブロック積擁壁	逆T型擁壁 L型擁壁	
計算の種類		安定計算	安定計算	部材計算
摩擦角の種類		土とコンクリート	土と土	土とコンクリート
壁面摩擦角	常時	$\frac{2}{3}\phi$	※1 β（図-12.3-10）	$\frac{2}{3}\phi$
	地震時	$\frac{1}{2}\phi$	※2 $\tan\delta=\frac{\sin\phi\sin(\theta+\Delta-\beta)}{1-\sin\phi\cos(\theta+\Delta-\beta)}$ ただし、$\sin\Delta=\frac{\sin(\beta+\theta)}{\sin\phi}$	$\frac{1}{2}\phi$

※1　$\beta\geqq\phi$のときは、$\delta=\phi$とする。
※2　$\beta+\theta\geqq\phi$のときは、$\delta=\phi$とする。
θ：地震合成角（$=\tan^{-1}K_{hg}$）

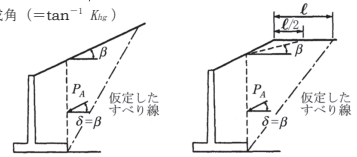


図-12.3-10　βの設定方法

ウ　土の粘着力

土の粘着力は締固めの度合い、含水状態、経時変化などの影響により、その評価が難しいこと、また、こね返しの影響で粘着力が減少することから、一般的な設計においては粘着力$c=0$とする。

エ　地震時の土圧

地震時土圧の算定には、試行くさび法において土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させる方法を用いる。

オ　土圧の作用面及び作用位置

土圧の作用面は、重力式擁壁及びもたれ式擁壁についてはコンクリート背面とし、逆T型擁壁及びL型擁壁の部材計算においてはコンクリート背面、安定計算においてはかかと版を通る鉛直な仮想背面とする。

また、土圧の作用位置は、試行くさび法の場合は土圧が三角形分布になるものと仮定し、壁高Hの1/3点と考える。

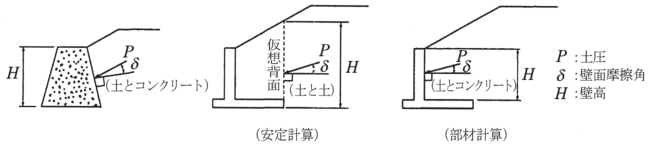


図-12.3-11　土圧の作用面及び作用位置

カ　試行くさび法による土圧の算定

試行くさび法は極値法ともいわれ、図解法又は数値計算などによって図-12.3-12 に示すように、壁下端から発生するすべり面の方向を種々に変化させ、それぞれのすべり面と壁背面に挟まれる土くさびに作用する力の釣合いから壁に作用する土圧の極大値を求め、これを主働土圧とする方法である。

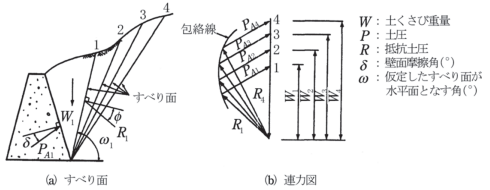


図-12.3-12　主働すべり面、主働土圧の決定法

土圧を図解によって求める方法としては、クーロン系の土圧論に基づくクルマン（Culmann）の図式解法が一般的である。クルマンの図式解法を示せば、以下のとおりである。（図-12.3-13 参照）

・A点より水平面に対しϕの角度をもった直線A－Gを引く。
・任意に仮定したすべり面A－1、A－2、……につきABCD1、ABCD2、……の重量W_1、W_2、……を計算し、適当なスケールでA－G上にプロットする。
・W_1、W_2、……からA－Gに対しεの角度をもった直線を引き、これとすべり面A－1、A－2、……の交点をH、J、……とし、これらを曲線で結ぶ。
・最後に上記の手順で得られた曲線A、H、J、……上にA－Gと平行な接線を引き、接点をTとすれば、主働土圧合力の大きさがT－Wに、またすべり面が直線A－Tに求まる。

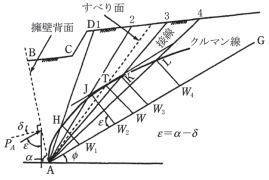


図-12.3-13　クルマンの図解法

(7)　地震時の土圧

地震時においては、図-12.3-15(a)に示すように、土くさびの重心に、慣性力（$=K_{hg}\cdot W$）が作用するものと考えると、連力図は図-12.3-15(b)のように描くことができる。

a　地震時の主働土圧

$$P_{EA}=\frac{\sin(\omega_{EA}-\phi+\theta)}{\cos(\omega_{EA}-\phi-\delta-\alpha)\cos\theta}W \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}38)$$

$$\left.\begin{aligned}P_{EAH}&=P_{EA}\cos(\delta+\alpha)\\P_{EAV}&=P_{EA}\sin(\delta+\alpha)\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}39)$$

$$h_P=\frac{1}{3}H \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}40)$$

ここに、P_{EA}　：地震時の主働土圧（kN/m）
P_{EAH}　：地震時の主働土圧の水平成分（kN/m）
P_{EAV}　：地震時の主働土圧鉛直成分（kN/m）
ω_{EA}　：仮定したすべり面が水平面となす角（°）
θ　：地震合成角（$=\tan^{-1}k_{hg}$）（°）
k_{hg}　：設計水平震度
δ　：地震時の壁面摩擦角（表-12.3-6 参照）（°）

ϕ ：背面土の内部摩擦角（°）
α ：壁背面と鉛直面のなす角（°）
h_P ：土圧の作用点までの鉛直距離
H ：壁高（m）
W ：土くさび重量（kN）

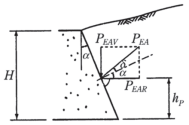
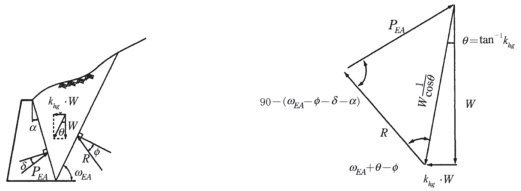


図-12.3-14　地震時主働土圧の水平成分と鉛直成分



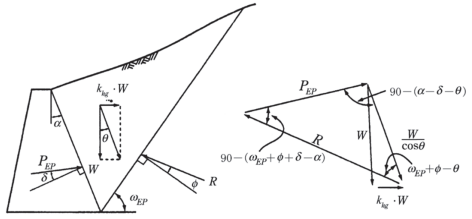
（a）　すべり面　　（b）　連力図

図-12.3-15　地震時主働土圧の考え方

b　地震時の受働土圧

$$P_{EP}=\frac{\sin(\omega_{EP}+\phi-\theta)}{\cos(\omega_{EP}+\phi+\delta-\alpha)\cos\theta}W \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}41)$$

ここに、P_{EP} ：地震時受働土圧（kN/m）
ω_{EP} ：仮定したすべり面が水平面となす角（°）



（a）　すべり面　　（b）　連力図

図-12.3-16　地震時受働土圧の考え方

⑷　杭の地震時受働土圧強度の算定

地震時保有水平耐力法における杭の軸直角方向の抵抗特性及びフーチング前面地盤の抵抗特性を算定する場合の地震時の受働土圧強度は、以下により求める。

ア　杭の軸直角方向の抵抗特性

水平方向地盤ばね定数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 P_{HU} を有する弾塑性型モデルとするが、ここで、$P_{HU}=\eta_P\alpha_P P_U$ で、地震時受働土圧強度 P_u を用いて算定される。

地震時の受働土圧強度はクーロンの土圧係数 K_{EP} を用いて、**式（12.3-42）**、**式（12.3-43）**により求める。

$$P_u=K_{EP}\Sigma(\gamma_{ti}\cdot h_i+q')+2c\sqrt{K_{EP}} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}42)$$

$$K_{EP}=\frac{\cos^2\phi}{\cos\delta_E\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\phi-\delta_E)\sin\phi}{\cos\delta_E}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}43)$$

ここに、P_u ：地震時の受働土圧強度（kN/m²）
γ_{ti} ：地盤 i 層の土の単位体積重量（kN/m³）
h_i ：地盤 i 層の層厚（m）
q' ：地震時の耐震設計上の地盤面での載荷荷重（kN/m²）
c ：土の粘着力（kN/m²）
ϕ ：土のせん断抵抗角（°）
δ_E ：地震時の壁面摩擦角（$-\phi/6$）（°）

イ　フーチング前面地盤の水平抵抗特性

フーチング前面の地盤が長期的に安定して存在するか、あるいは埋戻された地盤が原地盤以上の強度を有する場合で、土質が良質で設計上水平抵抗を期待できる場合は、フーチング前面の水平抵抗を考慮してよい。

フーチング前面地盤の水平抵抗特性は、水平方向地盤ばね定数 k_{HE} を求め、これを初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 P_{HU} を有する弾塑性型モデルとするが、ここで、$P_{HU}=\alpha_{pPEP}$で、深さ z における地震時の地盤の受働土圧強度 P_{EP} を用いて算定される。

地震時の地盤の受働土圧強度 P_{EP} は、**式（12.3-44）**により、K_{EP} は**式（12.3-43）**により求める。

$$P_{EP}=K_{EP}\cdot\Sigma(\gamma_{ti}\cdot h_i+q')+2c\sqrt{K_{EP}} \quad \cdots\cdots (12.3\text{-}44)$$

12.4　荷重の組合せ

⑴　可動堰の安定計算ケース

可動堰の安定計算では、次のケースにおける安定条件を標準としてそれぞれ照査する。

ア　洪水時で開扉の場合において、常時の上下流方向の安定（ケース 1）
イ　低水時で閉扉の場合において、常時の上下流方向の安定（ケース 2）
ウ　低水時で閉扉の場合において、地震時の上下流方向の安定（ケース 3）
エ　低水時で閉扉の場合において、地震時の堰軸線方向の安定（ケース 4）
オ　空虚時で開扉の場合において、常時の上下流方向の安定（ケース 5）
カ　空虚時で開扉の場合において、地震時の上下流方向の安定（ケース 6）
キ　空虚時で開扉の場合において、地震時の堰軸線方向の安定（ケース 7）

各安定ケースにおける荷重の組合せは、**表-12.4-1** が一般的である。

可動堰の安定計算は、各堰柱ごとに、当該堰の計画条件及び設計条件から想定される検討ケースを策定し、それぞれのケースに最も不利となるように荷重を組み合わせて検討を行う必要がある。

表-12.4-1　可動堰安定計算における組合せ荷重

荷重項目＼計算ケース			1	2	3	4	5	6	7
条件	水位状況		洪水時	低水時	低水時	低水時	空虚時	空虚時	空虚時
	扉体開閉		開扉	閉扉	閉扉	閉扉	開扉	開扉	開扉
	常時・地震時		常時	常時	地震時	地震時	常時	地震時	地震時
	方向		上下流	上下流	上下流	堰軸	上下流	上下流	堰軸
						左右岸			左右岸
鉛直荷重	W_0	堰柱自重	○	○	○	○	○	○	○
	W_1	機械室自重	○	○	○	○	○	○	○
	W_2	扉体	○	○	○	○	○	○	○
	W_3	巻上機	○	○	○	○	○	○	○
	W_4	管理橋	○	○	○	○	○	○	○
	W_5	雪荷重		○					
	W_w	水重	○	○	○	○			
	U	揚圧力	○	○	○	○			
	W_e	背面土重				○			○
水平荷重	k_hW_0	堰柱慣性力			○	○		○	○
	k_hW_1	機械室 〃			○	○		○	○
	k_hW_2	扉体 〃			○	○		○	○
	k_hW_3	巻上機 〃			○	○		○	○
	k_hW_4	管理橋 〃			○	○		○	○
	k_hW_5	積雪 〃							
	P_{w1}	風荷重(扉体)	○				○		
	P_{w2}	風荷重(堰柱)	○	○			○		
	P_{w3}	風荷重(機械室)	○	○			○		
	P_g	静水圧(扉体)		○	○				
	P_p	静水圧(堰柱)	○	○	○				
	P_{d1}	動水圧(扉体)			○				
	P_{d2}	動水圧(堰柱)			○	○			
	P_{e1}	堆砂土圧		○	○				
	P_i	氷荷重		○					
	P_{e2}	土圧(側面)				○			○
	k_hW_e	背面土慣性力				○			○

ケース 1　　ケース 2

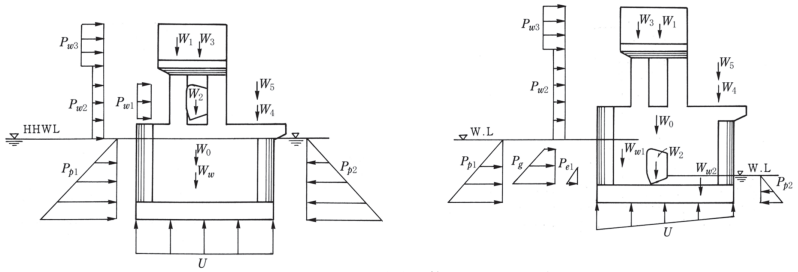


図-12.4-1(a)　堰柱安定計算における荷重条件

ケース 3　　ケース 4

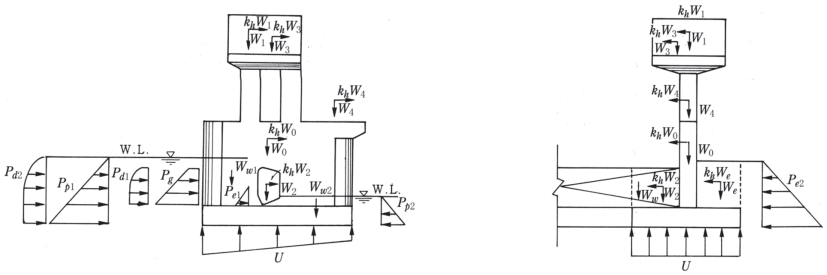


図-12.4-1(b)　堰柱安定計算における荷重条件

ケース 5　　ケース 6　　ケース 7

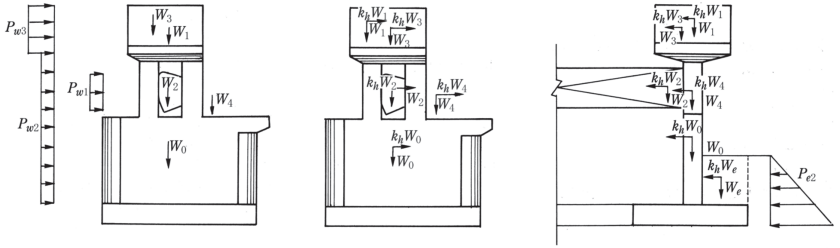


図-12.4-1(c)　堰柱安定計算における荷重条件

⑵　固定堰の安定計算ケース

堰体は、次のケースにおける安定条件を満たさなければならない。

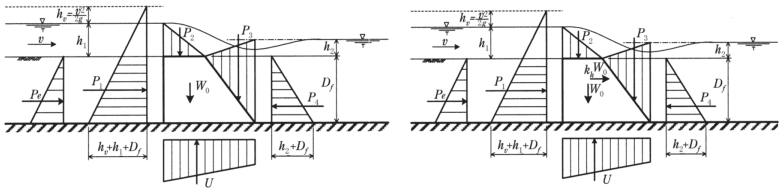
ア　洪水時において、常時上下流方向の安定（ケース 1）

イ　低水時において、地震時上下流方向の安定（ケース 2）

各安定ケースにおける荷重の組合せは**表-12.4-2** が一般的である。

表-12.4-2　固定堰安定計算における組合せ荷重

荷重項目＼計算ケース			1	2
条件	水位状況		洪水時	低水時
	常時・地震時		常時	地震時
	方向		上下流	上下流
鉛直荷重	W_0	堰体自重	○	○
	P_2	静水圧（上流）	○	○
	P_3	静水圧（下流）	○	○
	U	揚圧力	○	○
水平荷重	$k_h W_0$	堰体慣性力		○
	P_1	静水圧（上流）	○	○
	P_4	静水圧（下流）	○	○
	P_e	堆砂土圧	○	○



ケース 1(常時)　　ケース 2(地震時)

図-12.4-2　固定堰の安定計算における荷重条件

12.5　許容応力度

頭首工に用いる材料の許容応力度及び許容応力度の割増し係数は、**表-12.5-1**～**表-12.5-4** の値とする。

表-12.5-1　無筋コンクリートの許容応力度

（単位：N/mm²）

許容応力度＼設計基準強度σ_{ck}	18	21	24	備考
圧縮（σ_{ca}）	4.5	5.0	5.4	$\sigma_{ca} \leqq \frac{\sigma_{ck}}{4}$
曲げ引張（σ_{ta}）	0.25	0.29	0.29	$\sigma_{ta} \leqq \frac{\sigma_{tk}}{7}$
支圧（σ'_{ca}）	5.4	5.9	5.9	$\sigma'_{ca} \leqq 0.3\sigma_{ck}$

注　1）σ_{ck} は、コンクリートの 28 日設計基準強度（**表-12.5-2** も同様）

2）σ_{tk} は、コンクリートの設計基準引張強度（JIS A 1113 によって定める）

表-12.5-2　鉄筋コンクリートの許容応力度

（単位：N/mm²）

許容応力度＼設計基準強度σ_{ck}			18	21	24	30	40 以上	備考
曲げ圧縮（σ_{ca}）			7	8	9	11	14	
せん断	斜め引張鉄筋の計算をしない場合（τ_{a1}）	梁の場合	0.4	0.42	0.45	0.5	0.55	
		スラブの場合 1)	0.8	0.85	0.9	1.0	1.1	
	斜め引張鉄筋の計算をする場合（τ_{a1}）	せん断力のみの場合 2)	1.8	1.9	2.0	2.2	2.4	
付着	丸鋼（τ_{0a1}）		0.7	0.75	0.8	0.9	1.0	
	異形鉄筋（τ_{0a2}）		1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	
支圧（σ'_{ca}）			5.4	6.3	7.2	9.0	12.0	$\sigma'_{ca} \leqq 0.3\sigma_{ck}$

注　1）押抜きせん断に対する値である。

2）ねじり影響を考慮する場合には、この値を割増することができる。

表-12.5-3　鉄筋の許容応力度

（単位：N/mm²）

鉄筋の種類		許容引張応力度（σ_{sa}）				備　考
		一般の部材の場合	疲労強度より定める場合	水に接する部材の場合	輪荷重が直接載荷する場合	
SR235	常　時	137	137	137	137	
	地震時	205	205	205	205	
SD295A、B	常　時	176	157	157	137	
	地震時	264	264	264	264	
SD345	常　時	196[2)]	176	176[2)]	137	
	地震時	294	294	294	294	

注 1）：SD345 が適用できる構造物は次のような場合とする。
①特に大規模で地震時が支配的となり、経済的で有利な場合
②市場性により SD295A、B の入手が困難な場合
③ひび割れ等に対する十分な検討を行う場合
④河川協議（道路協議）等による場合
2）：次の場合：常時の SD345 の許容引張応力度は SD295A、B と同一とする。
①道路協議（河川協議）等による場合
②たわみ、ひび割れの検討を行わない場合

表-12.5-4　許容応力度の割増し係数

種　　別	荷重、外力等の組合せ	割増し係数
無筋コンクリート	地震の影響を考えた場合	1.50
鉄筋コンクリート	温度変化及び乾燥収縮を考えた場合	1.15
	地震の影響を考えた場合	1.50
	温度変化、乾燥収縮及び地震の影響を考えた場合	1.65

12.6　耐震設計に用いる諸係数及び設定事項

頭首工の耐震設計では、地震動レベル・構造物の種類や振動特性及び地形地質等の条件を適切に定める必要がある。耐震設計に用いる諸係数及び設定事項は、以下のとおりである。

⑴　地域別補正係数
⑵　地盤種別
⑶　固有周期
⑷　耐震設計上の地盤面

12.6.1　地域別補正係数

地域別補正係数は、地域区分に応じて**表-12.6-1** の値とする。ただし、設置地点が地域区分の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとる。

表-12.6-1　地域別補正係数

地域区分	地域別補正係数 c_z	c_{1z}	c_{2z}	対象地域
A1	1.0	1.2	1.0	千葉県のうち館山市，木更津市，勝浦市，鴨川市，君津市，富津市，南房総市，夷隅郡，安房郡 神奈川県 山梨県のうち富士吉田市，都留市，大月市，上野原市，西八代郡，南巨摩郡，南都留郡 静岡県 愛知県のうち名古屋市，豊橋市，半田市，豊川市，津島市，刈谷市，西尾市，蒲郡市，常滑市，稲沢市，新城市，東海市，大府市，知多市，豊明市，田原市，愛西市，清須市，弥富市，あま市，海部郡，知多郡，額田郡，北設楽郡のうち東栄町 三重県（津市，松阪市，名張市，亀山市，いなべ市，伊賀市，三重郡菰野町を除く。） 和歌山県のうち新宮市，西牟婁郡，東牟婁郡 徳島県のうち那賀郡，海部郡
A2	1.0	1.0	1.0	A1，B1，B2，C 地域以外の地域
B1	0.85	1.2	0.85	愛媛県のうち宇和島市，北宇和郡，南宇和郡 高知県（B2 地域に掲げる地域を除く。） 宮崎県のうち延岡市，日向市，児湯郡（西米良村及び木城町を除く。），東臼杵郡のうち門川町
B2	0.85	1.0	0.85	北海道のうち札幌市，函館市，小樽市，室蘭市，北見市，夕張市，岩見沢市，網走市，苫小牧市，美唄市，芦別市，江別市，赤平市，三笠市，千歳市，滝川市，砂川市，歌志内市，深川市，富良野市，登別市，恵庭市，伊達市，北広島市，石狩市，北斗市，石狩郡，松前郡，上磯郡，亀田郡，茅部郡，二海郡，山越郡，檜山郡，爾志郡，奥尻郡，瀬棚郡，久遠郡，島牧郡，寿都郡，磯谷郡，虻田郡，岩内郡，古宇郡，積丹郡，古平郡，余市郡，空知郡，夕張郡，樺戸郡，雨竜郡，上川郡（上川総合振興局）のうち東神楽町，上川町，東川町及び美瑛町，勇払郡，網走郡，斜里郡，常呂郡，有珠郡，白老郡 青森県のうち青森市，弘前市，黒石市，五所川原市，むつ市，つがる市，平川市，東津軽郡，西津軽郡，中津軽郡，南津軽郡，北津軽郡，下北郡 秋田県，山形県 福島県のうち会津若松市，郡山市，白河市，須賀川市，喜多方市，岩瀬郡，南会津郡，耶麻郡，河沼郡，大沼郡，西白河郡 新潟県 富山県のうち魚津市，滑川市，黒部市，下新川郡 石川県のうち輪島市，珠洲市，鳳珠郡 鳥取県のうち米子市，倉吉市，境港市，東伯郡，西伯郡，日野郡 島根県，岡山県，広島県 徳島県のうち美馬市，三好市，美馬郡，三好郡 香川県のうち高松市，丸亀市，坂出市，善通寺市，観音寺市，三豊市，小豆郡，香川郡，綾歌郡，仲多度郡 愛媛県（B1 地域に掲げる地域を除く。） 高知県のうち長岡郡，土佐郡，吾川郡（いの町のうち旧伊野町の地区を除く。） 熊本県（C 地域に掲げる地域を除く。） 大分県（C 地域に掲げる地域を除く。） 宮崎県（B1 地域に掲げる地域を除く。）
C	0.7	0.8	0.7	北海道のうち旭川市，留萌市，稚内市，紋別市，士別市，名寄市，上川郡（上川総合振興局）のうち鷹栖町，当麻町，比布町，愛別町，和寒町，剣淵町及び下川町，中川郡（上川総合振興局），増毛郡，留萌郡，苫前郡，天塩郡，宗谷郡，枝幸郡，礼文郡，利尻郡，紋別郡 山口県，福岡県，佐賀県，長崎県 熊本県のうち荒尾市，水俣市，玉名市，山鹿市，宇土市，上天草市，天草市，玉名郡，葦北郡，天草郡 大分県のうち中津市，豊後高田市，杵築市，宇佐市，国東市，東国東郡，速見郡 鹿児島県（奄美市及び大島郡を除く。） 沖縄県

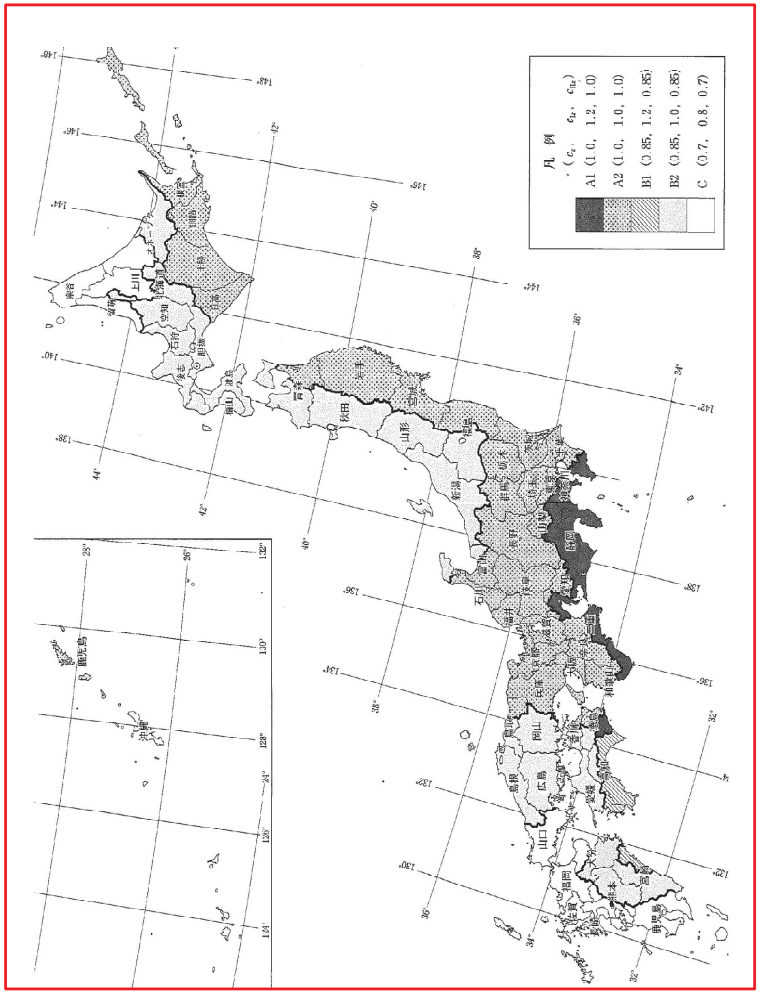


図-12.6-1　地域別補正係数の地域区分

12.6.2　地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、**12.7.1　耐震設計の基本**及び **12.7.2 設計水平震度**に示す設計地震動を設定する場合に、地盤条件の影響を考慮するために必要があり、微小ひずみ領域における表層地盤の基本固有周期である地盤の特性値T_Gをもとに**表-12.6-2**により区別する。また、地盤の特性値T_Gは、**式（12.6-1）**で算出するが、地表面が基盤面と一致する場合はⅠ種地盤とする。

表-12.6-2　耐震設計上の地盤種別

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

$$T_G = 4\sum_{i=1}^{n}\frac{H_i}{V_{si}} \quad \cdots\cdots (12.6\text{-}1)$$

ここに、T_G：地盤の特性値（s）
H_i：i番目の地層の厚さ（m）
V_{si}：i番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/s）

なお、地盤種別の概略の目安は、Ⅰ種地盤は良好な洪積地盤及び岩盤、Ⅲ種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤（N値4以下）、Ⅱ種地盤はⅠ種地盤及びⅢ種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤と考えてよい。ここでいう沖積層は、崖崩れ等による新しい堆積層、表層、埋立土並びに軟弱層を含み、沖積層のうち締まった砂層、砂礫層、玉石層については、洪積層として取り扱って良い。

せん断弾性波速度V_{si}の値は弾性波探査やPS検層などの現位置試験によって測定することが望ましいが、実測値がない場合や試験ができない地層などは、**式（12.6-2）**によって推定して良い。

なお、N値は各層の平均N値など層を代表する値とし、むやみに計算を煩雑にする必要はない。

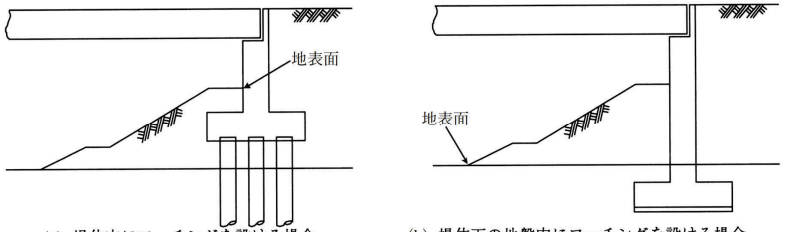
粘性土層の場合　$V_{si} = 100\,N_i^{1/3}\ (1 \leqq N_i \leqq 25)$
砂質土層の場合　$V_{si} = 80\,N_i^{1/3}\ (1 \leqq N_i \leqq 50)$　$\cdots\cdots (12.6\text{-}2)$

ここに、V_{si}：平均せん断弾性波速度(m/s)
なお、N値が0の場合は、$V_{si} = 50$ m/s としてよい。
N_i：標準貫入試験によるi番目の地層の平均N値
i：当該地盤が地表面から基盤面までn層に区分されるときの、地表面からi番目の地層の番号。基盤面とは、粘性土層の場合はN値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の地層の上面、若しくはせん断弾性波速度が300 m/s程度以上の地層の上面をいう。

また、耐震設計上の基盤面とは、対象地点に共通する広がりを持ち、耐震設計上振動するとみなす地盤（表層地盤）の下に存在する十分堅固な地盤の上面とする。ここで、十分堅固な地盤とは、せん断弾性波速度300 m/s程度以上の値を有している剛性の高い地層とする。

なお、地表面の形状が、堤体や盛土等、地表面が平坦でない場合は、地盤の震動が構造物に与える影響を考える必要がある。例えば、**図-12.6-2**(a)に示すように堤体内にフーチングを設ける場合は、下部構造の振動が堤体の振動に影響されるため堤体の天端を地表面とみなし、**図-12.6-2**(b)に

示すようにフーチングを堤体下の地盤内に設ける場合には周辺の平均的な地表を地表面とみなし地盤の特性値T_Gを求める。



(a) 堤体内にフーチングを設ける場合　(b) 堤体下の地盤内にフーチングを設ける場合

図-12.6-2　堤体や盛土における地表面のとり方

また、相当深く標準貫入試験を行っても耐震設計上の基盤面が現われない場合等、T_Gが算出できない場合は、**図-12.6-3**により近似的に地盤種別を区分しても良い。

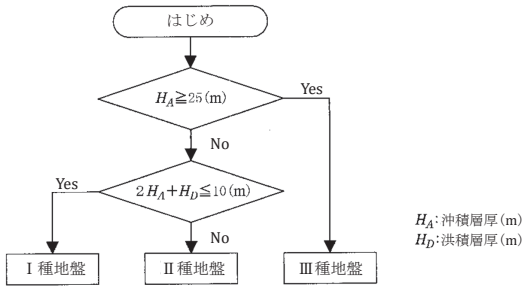


図-12.6-3　沖積層厚H_Aと洪積層厚H_Dによる地盤種別の区分

12.6.3　固有周期

(1)　基本事項

地震動は、地震の発生から終わりまで、様々な周期の揺れが混在し、過去の地震の記録から1秒以下の短周期に対する加速度スペクトルが大きいことがわかっている。

また、構造物には、振動に関する固有周期（構造物固有の揺れやすいタイミング）があり、地震動の周期と合致した場合には揺れが大きくなる。これを共振現象と言い、耐震設計では、この影響を考慮し設計に用いる加速度スペクトルを設定することが必要となる。

なお、固有周期の算出は、構造部材及び基礎の変形の影響を考慮するものとし、レベル2地震動の照査を行う場合は、部材の塑性化を考慮する。また、地震時に液状化を起す場合やごく軟弱な粘性地盤などで不安定となる地盤がある場合は、土質定数の低減を見込まないで固有周期を算出する。これは、地盤が遷移的に不安定となっていく過程と振動特性のメカニズムが未解明なことや、土質定数を低減させて固有周期を求めると長周期となり設計地震力を過小に見積もる可能性があるので、安全側の設計地震力を求めることに配慮したものである。

⑵　固有周期の算出のモデル

固有周期の算出のモデルは、堰柱の耐震設計モデルをもとに、下記の 3 モデルに区分する。

ア　1 基の下部構造（堰柱）とそれが支持している上部構造（機械室・管理橋などのうち一つを有する）部分からなる一本柱モデル

イ　柱にテーパーを有し断面変化がある 1 本柱モデルや 2 本の柱を有する 1 層ラーメンモデル

ウ　複数の断面を有し変化する柱構造や 3 本以上の柱を有したりする多層モデル

⑶　部材の剛性

部材の剛性は、各地震動レベルごとに下記のとおりとする。

ア　レベル 1 地震動に対する耐震性能の照査では、地震時の応答値が部材のひび割れ耐力以下となるので全断面有効とした剛性を用いる。

イ　レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査では、限定された部材位置が塑性化するので、その部材の降伏剛性を用いる。

なお、降伏剛性は、**14.2.2　レベル 2 地震動**に示す部材非線形モデルをもとに**表-12.6-3** により求めることができる。

表-12.6-3　降伏剛性の算出方法

構造モデル	降伏剛性の算出方法
1本柱モデル	部材の降伏剛性は、堰柱の降伏耐力 P_y と降伏変位 δ_y の比で表される割線剛性 K_y とする。
1層ラーメンモデル	各部材の降伏剛性は、塑性ヒンジ部における初降伏曲げモーメント M_{y0} と初降伏曲率 ϕ_y の比で表される割線剛性 K_y とする。
多層モデル	

⑷　固有周期の基本式

構造物の固有周期は、構造物の種類や剛性・構成・重量分布などの条件により変化し、振動次数によっても変化する。しかし、一般的な構造物は、1 次周期（最も変位が大きくなる周期で 1 次モードと呼ばれる）が卓越して現れ、それに対する固有周期は 1 自由度の力学系を仮定して算出することが近似的に可能である。

この場合の固有周期 T は、一般式として、近似的に**式（12.6-3）**にて与えることが可能である。

$$\begin{cases} T = 2\pi\sqrt{\dfrac{W}{gK}} \\ \delta = \dfrac{W}{K} \end{cases} \quad \cdots\cdots (12.6\text{-}3)$$

ここに、T ：固有周期（s）

W ：堰柱の等価重量（kN）

K ：柱のバネ定数（kN/m）

g ：重力の加速度（＝9.8 m/s^2）

δ ：固有周期を算出する場合の変位（m）

このことから、堰柱の固有周期は、複雑な形状の構造体を 1 自由度系のモデルに置き換えて算出することを基本とする。

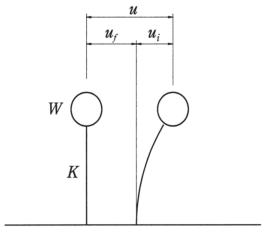


図-12.6-4　1 自由度系モデル
（u :1 自由度系の変位、u_f : 地動変位、u_i : W による変位）

そこで、固有周期は、**式（12.6-3）**の下式を上式に代入すれば、**式（12.6-4）**を得る。

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \quad \cdots\cdots (12.6\text{-}4)$$

ここに、T ：設計振動単位の固有周期（s）

δ ：固有周期を算出する場合の変位（m）

なお、別途、固有値解析により固有周期を求める場合は、これを**式（12.6-3）**若しくは**式（12.6-4）**の T としてよい。

また、水平方向分散支承や免震支承を管理橋に用いることにより 1 自由度系とならないことがわかっている場合や構造が複雑で固有値解析にて 1 次モードが支配モードとならない場合は、動的解析による照査を行わなくてはならない。

⑸　固有周期を算出する場合の変位 δ

固有周期を算出する場合の変位 δ は、各モデルにあった方法にて算出する。

ア　1 本柱モデル

設計振動単位が**図-12.6-5** に示すような 1 本柱モデルの変位量は、耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングを含めた堰柱構造の重量の 80%と、それが支持している上位の構造部分の全重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させた場合の上位の構造部分の慣性力の作用位置における値とする

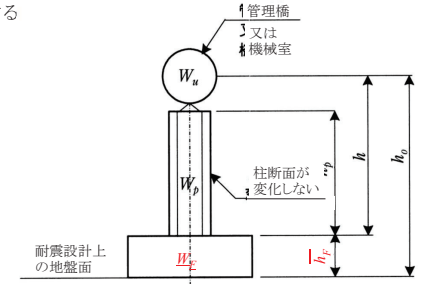


図-12.6-5　1 本柱モデルの模式図

また、変位 δ は、**式（12.6-5）**により算出することができる。

$$\delta = \delta_p + \delta_0 + \theta_0 \cdot h_0 \quad \cdots\cdots (12.6\text{-}5)$$

ここに、δ_p ：堰柱躯体の曲げ変位（m）

δ_0 ：基礎の水平変位（m）

θ_0 ：基礎の回転角（rad）

h_0 ：耐震設計上の地盤面から上位にある質点位置までの高さ（m）

⑺　曲げ変形 δ_p

曲げ変形 δ_p は、**式（12.6-6）**により算出できる。

$$\delta_p = \frac{W_u h^3}{3EI} + \frac{0.8 W_p h_p^3}{8EI} \quad \cdots\cdots (12.6\text{-}6)$$

ここに、W_u：対象とする堰柱部柱が支持する上位にある構造の重量（kN）

W_p：堰柱部柱の重量（kN）

EI：堰柱部柱の曲げ剛性（kN･m^2）

h：堰柱部柱下端から堰柱部柱が支持する上位構造の重量の慣性力作用位置までの高さ（m）

h_p：堰柱構造躯体高（m）

(ｲ) 基礎の変形δ_0、θ_0

基礎の変形は、**式（12.6-7）**による。

$$\left.\begin{aligned}\delta_0 &= \frac{H_0 A_r r - M_0 A_{sr}}{A_{ss}A_{rr} - A_{sr}A_{rs}} \\ \theta_0 &= \frac{-H_0 A_{rs} + M_0 A_{ss}}{A_{ss}A_{rr} - A_{sr}A_{rs}}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (12.6\text{-}7)$$

ここに、H_0、M_0：耐震設計上の地盤面における水平力（kN）とモーメント（kN･m）

A_{ss}、A_{sr}、A_{rs}、A_{rr}：基礎の抵抗を表す動的バネ定数で、複数ある基礎のバネを**式（12.6-8）**に示す四つのバネにて表現した等価バネ定数であり、基礎天端に単位水平力と単位モーメントをそれぞれ別々に作用させた時の水平変位と回転角から**式（12.6-8）**により算出する。

$$\left.\begin{aligned}A_{ss} &= \frac{\theta_{0M}}{\delta_{0H}\theta_{0M} - \delta_{0M}\theta_{0H}} \\ A_{sr} &= \frac{\delta_{0M}}{\delta_{0H}\theta_{0M} - \delta_{0M}\theta_{0H}} \\ A_{rs} &= \frac{-\theta_{0H}}{\delta_{0H}\theta_{0M} - \delta_{0M}\theta_{0H}} \\ A_{rr} &= \frac{\delta_{0H}}{\delta_{0H}\theta_{0M} - \delta_{0M}\theta_{0H}}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (12.6\text{-}8)$$

ここに、δ_{0H}、θ_{0H}：基礎天端に単位水平力を与えたときに基礎天端に生じる水平変位と回転角（m/kN、rad/kN）

δ_{0M}、θ_{0M}：基礎天端に単位モーメントを与えたときに基礎天端に生じる水平変位と回転角（m/kN、rad/kN）

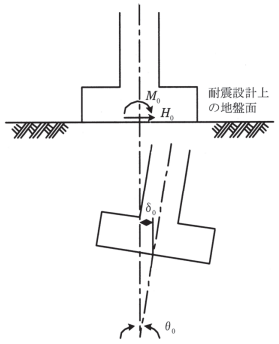


図-12.6-6　耐震設計上の地盤面における荷重と変位

なお、基礎の変形に用いる**式（12.6-7）**のH_0、M_0は、**式（12.6-9）**にて与えられる。

$$\left.\begin{aligned}H_0 &= Wu + 0.8(W_P + W_F) \\ M_0 &= Wu * h_0 + 0.8W_P\left(\frac{h_p}{2} + h_F\right) + 0.8W_F\frac{h_F}{2}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (12.6\text{-}9)$$

ここに、W_F：耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング又はケーソンの重量（kN）

h_F：耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング又はケーソンの高さ（m）

イ　テーパーを有し断面変化がある 1 本柱モデル及び 2 本の柱を有する 1 層ラーメンモデル

設計振動単位が**図-12.6-7**に示すようなテーパーを有し断面変化がある 1 本柱モデルや 2 本の柱を有する 1 層ラーメンモデルの変位量は、ア　1 本柱モデルと同様に**式（12.6-5）**により求める。

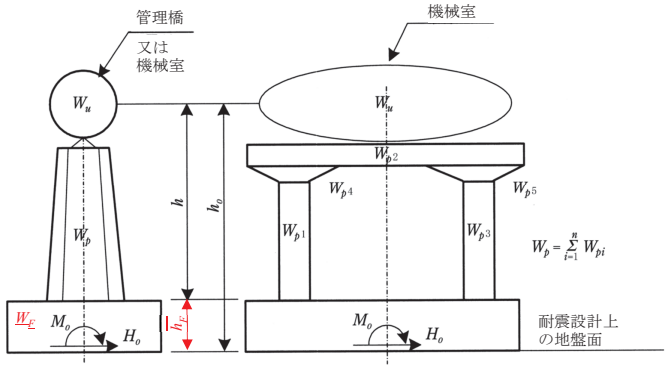


図-12.6-7　柱にテーパーを有する 1 本柱モデルや 2 本の柱を有する 1 層ラーメンモデルの模式図

(ｱ) 曲げ変形 δ_p

このモデルの堰柱構造躯体の曲げ変形 δ_p は、**式（12.6-11）**による等価重量を用いて**式（12.6-10）**により算出してもよい。

$$\left.\begin{aligned}\delta_p &= \frac{Wh^3}{3EI} \quad \cdots\cdots (12.6\text{-}10) \\ W &= W_u + 0.3W_p \quad \cdots\cdots (12.6\text{-}11)\end{aligned}\right\}$$

ここに、W：堰柱構造躯体の等価重量（kN）

W_u：対象とする堰柱部柱が支持する上位にある構造の重量（kN）

W_p：堰柱部柱の重量（kN）

(ｲ) 基礎の変形 δ_0、θ_0

基礎に関する変位 δ_0 及び基礎の変形 θ_0 の算出に用いる H_0、M_0 は、それぞれ**式（12.6-7）**、**式（12.6-9）**による。

ウ　複数の断面を有し変化する柱構造や 3 本以上の柱を有したりする多層モデル

設計振動単位が、断面変化を伴う場合や複数の下部構造（堰柱＋門柱）とそれが支持している上部構造部分（機械室や管理橋）からなる場合の固有周期を求める変位 δ は、**式（12.6-12）**により算出する。

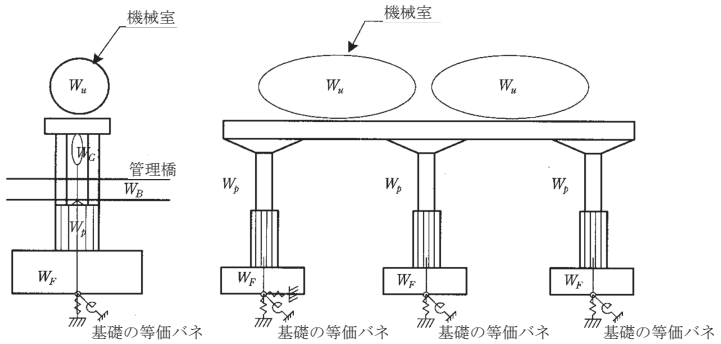


図-12.6-8　複数の断面を有し変化する柱構造や 3 本以上の柱を有したりする多層モデルの模式図

$$\delta = \frac{\int w(s)u(s)^2 ds}{\int w(s)u(s) ds} \quad \cdots\cdots (12.6\text{-}12)$$

ここに、$w(s)$ ：各構造部材 s における重量（kN/m）

$u(s)$ ：耐震設計上の地盤面より上の各構造部材の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる各構造部材位置 s における変位（m）

$\int$ は、設計振動単位全体に関する積分を示す。

なお、離散型の骨組構造にモデル化する場合は、**式（12.6-12）**の δ は、**式（12.6-13）**により求めても良い。

$$\delta = \frac{\sum_i (W_i u_i^2)}{\sum_i (W_i u_i)} \quad \cdots\cdots (12.6\text{-}13)$$

ここに、W_i ：各構造部材節点 i の重量（kN）

u_i ：耐震設計上の地盤面より上の各構造部材の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる各構造部材節点 i の変位（m）

$\sum$ は設計振動単位全体に関する和を示す。

また、離散化の具体的な手法は、以下の手順による。

(ｱ)　各構造の剛性と重量の分布を算出し、以下の方法により構造物全体を骨組みモデル化する。また、モデル化は、以下のように行う。

a　部材の剛性を算出する。

b　構造物の背面土がある場合の重量及び地盤の変形等の影響を無視してもよい。

c　基礎地盤の変形の影響は、基礎の抵抗を表す等価バネによって考慮する。

d　管理橋及び堰体の位置は、構造の重心位置とする。

e　管理橋の可動支承の摩擦の影響は無視する。

f　堰柱と管理橋の間の相対変位に対する拘束条件は、一般には支承形式に応じて**表-12.6-4** によってもよい。ここで、固定支承の鉛直軸まわりの拘束条件は支承の構造を考えると固定であると考えられるが、計算の簡便さを考慮して一般には自由としてもよい。

g　ゴム支承等の剛性を利用して慣性力の分散を図る場合には、その剛性をバネとしてモデル化してもよい。ただし、固定部材によって水平変位を拘束する固定型ゴム支承又はすべり機構を有する可動型ゴム支承（すべり型ゴム支承）を用いる場合には、原則として固有周期及び慣性力の算出に際してゴム支承の剛性を考慮しないものとする。

表-12.6-4　支承部のモデル化の例

支承条件	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	橋軸回り	橋軸直角回り	鉛直軸回り
固定支承	拘束	拘束	拘束	拘束	自由	自由
可動支承	自由	拘束	拘束	拘束	自由	自由
ゴム支承	バネ*	バネ*	拘束**	拘束**	自由**	自由**
免震支承	バネ*	バネ*	拘束**	拘束**	自由**	自由**

注1）*の条件は、橋軸方向及び橋軸直角方向の両方向にゴム支承あるいは免震支承で支持される場合について示した。
2）**の条件は、厳密にはバネ支持となるが、解析結果への影響は一般に小さいため、このようにしてよいものとした。
3）変位制限構造等により支承の移動を拘束する場合には、その条件をモデル化に考慮する。

(ｲ)　上記(ｱ)のモデルに上部構造及び耐震設計上の地盤面から上の下部構造の重量に相当する力を慣性力の作用方向に静的に作用させ、その方向に生じる変位を m 単位で求める。

(6)　地盤反力係数の基準値

地盤のバネを求めるときの地盤反力係数は、**式（12.6-14）**による。

$$\left.\begin{aligned} k_{H0} &= \frac{1}{0.3} E_D \\ k_{V0} &= \frac{1}{0.3} E_D \\ E_D &= 2(1+\nu_D) G_D \\ G_D &= \frac{\gamma t}{g} V_{SD}^2 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (12.6\text{-}14)$$

ここに、k_{H0} ：水平方向地盤反力係数の基準値（kN/m²）

k_{V0} ：鉛直方向地盤反力係数の基準値（kN/m²）

E_D ：地盤の動的変形係数（kN/m²）

ν_D ：地盤の動的ポアソン比

一般の沖積及び洪積地盤　　地下水位以浅　0.45

地下水位以深　0.5

軟岩　0.4

硬岩　0.3

γ_t ：地盤の単位体積重量（kN/m^3）
g ：重力の加速度　9.8（m/s^2）
V_{SD} ：地盤のせん断弾性係数（m/s）
$V_{SDi}=C_v\cdot V_{si}$　（i は I 番目地層を指す）
C_v ：地盤ひずみによる補正係数
＝0.8（$V_{si}<300$ m/s）
＝1.0（$V_{si}\geqq 300$ m/s）
V_{si} ：**式（12.6-2）**によるせん断弾性波速度（m/s）
ただし、建設地点で実測されたせん断弾性波速度 V_{si} がある場合は、この値を用いてもよい。
G_D ：地盤の動的せん断変形係数（kN/m^2）

⑺　基礎の抵抗を表すバネ定数

基礎の抵抗を表すバネ定数**式（12.6-8）**は、直接基礎については**式（12.6-15）**に、杭配置が対称で鉛直杭のみで構成される杭基礎は**式（12.6-16）**に、また、ケーソン基礎については**式(12.6-17)**にて算出することができる。

ア　直接基礎

$$\left.\begin{aligned} A_{ss}&=k_{S_B}A_B\\ A_{sr}&=A_{rs}=0\\ A_{rr}&=k_vI_B \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(12.6\text{-}15)$$

ここに、k_{SB} ：底面の水平方向せん断地盤反力係数（kN/m^3）
k_V ：底面の鉛直方向地盤反力係数（kN/m^3）
A_B ：底面の面積（m^2）
I_B ：底面の断面 2 次モーメント（m^4）

イ　杭基礎の基礎の抵抗を表すバネ定数

対象で鉛直杭のみで構成される場合の杭基礎は、**式（12.6-16）**にて簡便に算出することができる。

$$\left.\begin{aligned} A_{ss}&=nK_1\\ A_{sr}&=A_{rs}=-nK_2\\ A_{rr}&=nK_4+K_{VP}\sum_{i=1}^{n}y_i^2 \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(12.6\text{-}16)$$

ここに、n ：杭の総本数（本）
y_i ：i 番目の杭の杭頭の y 座標（m）
K_1 ：杭頭部に回転を生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角方向力（kN/m）
K_2 ：杭頭部に回転を生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角曲げモーメント（kN/m）
K_4 ：杭頭部に移動を生じないようにして杭頭部を単位量だけ回転させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角曲げモーメント（kN･m/rad）
K_{VP} ：杭の軸方向バネ定数（kN/m）

ウ　ケーソン基礎

ケーソン基礎では 6 種類の地盤抵抗要素があり、杭基礎のように解析的に基礎の地盤バネ定数を算出することができない。よって、ケーソン基礎の場合においては、以下のように基礎の地盤バネ定数を算出する。なお、6 種類の地盤抵抗要素の地盤反力係数の算出に用いる地盤の変形係数は、動的変形係数である。

＜手　順＞

ケーソン天端に水平力 $H=H_0$ とモーメント $M=M_0$ の 2 ケースをそれぞれ別々に作用させケーソン天端での水平変位と回転角をそれぞれ求める。

・基礎構造物に作用させるケース及びその結果
水平力 $H=H_0$ を作用させた時　：水平変位 $\delta=\delta_{0H}$　回転角 $\theta=\theta_{0H}$
モーメント $M=M_0$ を作用させた時　：水平変位 $\delta=\delta_{0M}$　回転角 $\theta=\theta_{0M}$
・上記の値を**式（12.6-17）**に当てはめ行列式を解くことにより基礎の抵抗を表す動的バネ定数を求めることができる。

$$\begin{bmatrix} A_{ss} & A_{sr}\\ A_{rs} & A_{rr}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix} H_0 & 0\\ 0 & M_0\end{bmatrix}\begin{bmatrix} \delta_{0H} & \delta_{0M}\\ \theta_{0H} & \theta_{0M}\end{bmatrix}^{-1}\cdots\cdots(12.6\text{-}17)$$

ここに、H_0 ：仮定した水平力（kN）
M_0 ：仮定したモーメント（kN･m）
δ_{0H} ：H_0 が作用したときの基礎天端の変位（m）
θ_{0H} ：H_0 が作用したときの基礎天端の回転角（rad）
δ_{0M} ：M_0 が作用したときの基礎天端の変位（m）
θ_{0M} ：M_0 が作用したときの基礎天端の回転角（rad）

12.6.4　耐震設計上の地盤面

⑴　耐震設計上の地盤面の定義と設定

耐震設計上の地盤面は、設計地震動の入力位置で、その面より上方の構造部分に地震力を作用させるがその面よりも下方の構造部分には地震力を作用させないという耐震設計上仮定する地盤面のことである。

耐震設計上の地盤面の設定方法は、常時における設計上の地盤面と同じとする。ただし、杭基礎のように基礎全体のフーチング重量の影響が大きい場合の耐震設計では、常時の設計上の地盤面をフーチング上面とした場合でも、フーチングの慣性力を考慮する。

また、**表-12.6-5** に示すように、地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合は、この土層の下面とする。これは、現地盤より深さ 10m 程度までの地盤の良否が基礎の水平抵抗に大きく影響すること、また、地震時の地盤と構造物の動的相互作用など未解明な部分が多数あり安全側の設計とするためである。

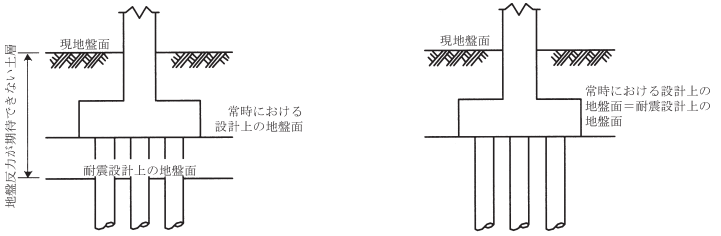
なお、耐震設計上の地盤反力を期待できない土層は、**表-12.6-5** のとおりである。

表-12.6-5　耐震設計上の地盤反力を期待できない土層

砂質土層のうち液状化層	12.7.5 に示す砂質土層の液状化の判定で、土質定数の低減係数 D_E を 0 とする土層
ごく軟弱な粘性土層及びシルト質土層	現地盤面から 3 m 以内にある粘性土及びシルト質土で一軸圧縮試験又は、原位置試験により推定される一軸圧縮強度が 20 kN/m^2 以下の土層

⑵　地盤反力が期待できない土層がある場合

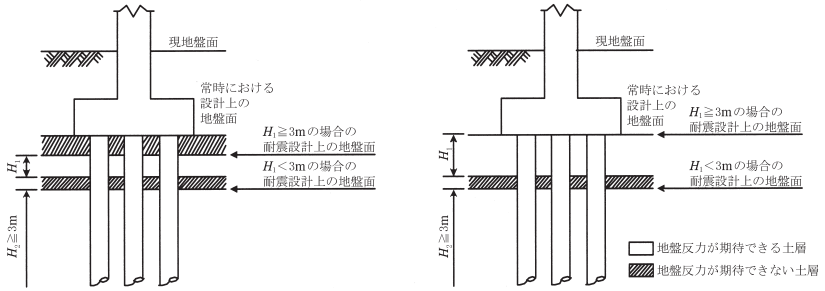
ア　耐震設計上の地盤面は図-12.6-9(a)及び図-12.6-9(b)に示すとおり、前記⑴に示す常時における設計上の地盤面とする。ただし、ごく軟弱な土層、あるいは液状化する砂質土層で耐震設計上地盤反力が期待できない土層がある場合には、耐震設計上の地盤面はその層の下面に設定する。



(a)　地盤反力が期待できない土層がある場合　　(b)　(a)以外の場合

図-12.6-9　耐震設計上の地盤面

イ　地盤反力が期待できない土層が互層状態で存在する場合には、図-12.6-10 に示すように、耐震設計上の地盤面は少なくとも層厚が 3 m 以上の地盤反力が期待できる土層の上面としてよい。現在のところ、地盤反力が期待できない土層がそれ以前の地盤反力が期待できる土層に及ぼす影響を定量的に評価することはできないが、既往の震災事例等を踏まえて上記のように設定したものである。



(a)　常時における設計上の地盤面に接して地盤反力が期待できない土層がある場合　　(b)　(a)以外の場合

図-12.6-10　中間に地盤反力が期待できる土層がある場合の耐震設計上の地盤面

⑶　耐震設計上の土質定数の低減

ア　前記(1)によりごく軟弱な土層と判断された土層は、耐震設計上、その土質定数を 0 とする。

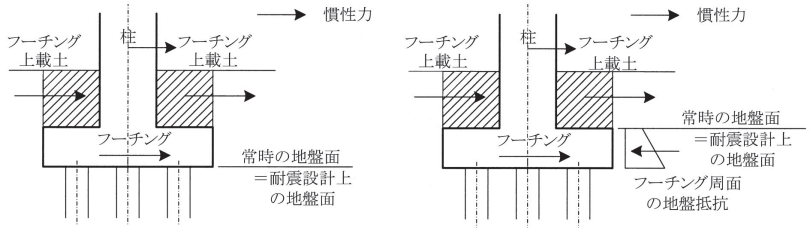
イ　「水平地盤における液状化判定」により液状化が生じると判定された砂質土層は、液状化に対する抵抗率 FL の値に応じて 12.7.5　**液状化の判定**に示す低減係数 D_E により土質定数を低減させる。

⑷　土質定数を耐震設計上 0 あるいは低減させる土層の取扱い

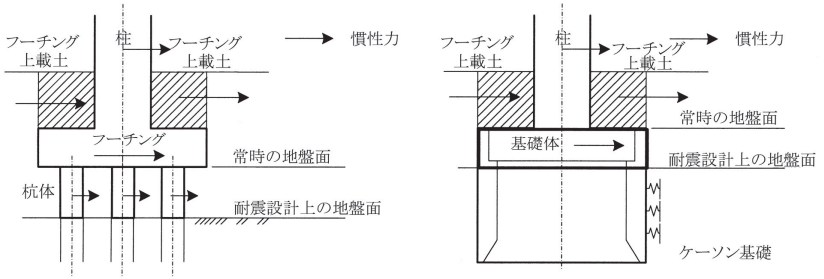
土質定数を耐震設計上 0 あるいは低減させる土層であっても、その重量を低減することはできない。

⑸　耐震設計上の基礎部分の慣性力のかけ方

耐震設計を行う上で基礎部分の慣性力のかけ方の留意点は、耐震設計上の地盤面より上方の躯体、フーチング等には、地中であっても慣性力を考慮する。慣性力はフーチング等の重量から、排除した土の重量を差し引いた重量により求める。ただし、地盤反力が期待できない土層が存在する場合は、この土層の下面より上方の構造物部分には、その重量に慣性力を考慮する。



(a)　耐震設計上の地盤面＝常時の地盤面の場合の慣性力のかけ方



(b)　地盤反力が期待できない土層がある場合の慣性力のかけ方

図-12.6-11　耐震設計上の基礎部分の慣性力のかけ方

12.7　耐震設計手法

12.7.1　耐震設計の基本

耐震設計は、レベル 1 地震動、レベル 2 地震動の大きさの異なる二つの設計地震動に対し、重要度に応じた所定の耐震性能を有するよう照査することを基本とする。なお、レベル 2 地震動を考慮する場合は、レベル 1 地震動、レベル 2 地震動の 2 段階照査を行う。

耐震性能は、頭首工構成要素ごとに、1)健全性を損なわない 2)限定された損傷に留める 3)致命的な損害を防止する、の三つの耐震性能を設定する。

⑴　耐震性能の損傷度と照査方法

ア　損傷度の考え方

目標とする耐震性能を満足するためには、構造物の損傷度をどの程度に留めておくべきか表示することが求められる。例えば、機能が完全に保持されるためには、構造物は健全性を損なわない、つまり、降伏状態を超えるような損傷を受けずに補修が不要である状態に留めておく必要があり、人命の安全性を確保するためには、補修が必要となる損傷を許容するが、構造部材の耐力が維持され、構造物全体の崩壊を防止しなければならない。このように、目標とする耐震性能を満足するには、構造物の損傷度を明瞭にわかりやすく表現しなければならない。**表-12.7-1** にそれらの関係を示す。

表-12.7-1　耐震性能の定義と損傷度との関係

耐震性能	定義（損傷度）
1. 健全性を損なわない。	降伏状態を超えるような損傷を生じないこと。（補修不要）
2. 限定された損傷に留める。（機能維持）	施設の機能の回復をより速やかに行うために、3. の状態より余裕を持った状態にあること。（頭首工堰柱等の場合）。（場合により、補修必要）
3. 致命的な損傷を防止する。（修復容易）	塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る状態にあること。（補修必要）

イ　照査項目

表示された耐震性能を満足しているか否かを判断する照査項目とその具体値を決めておく必要がある。本基準では、構成要素ごとに要求する耐震性能を示した。そして、照査項目として、次のように分類した。

特に、計画上レベル 2 地震動を考慮すべき AA 種及び A 種の構造物では、部材の塑性化を許し、塑性変形能力を考慮した設計を行う。このために、力に着目するだけでなく変位（若しくは部材の曲率）についての照査が必要となる。

表-12.7-2 から **表-12.7-3** にレベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対する照査項目を示す。

ウ　レベル 1 地震動に対する照査項目

レベル 1 地震動に対しては、地震後においても地震前と同じ機能を保持することができるよう、健全性を損なわない耐震性能を確保する。

レベル 1 地震動に対する照査は、部材の力学特性が弾性域を超えないかの照査を行う。ここで、部材の力学特性が弾性域を超えていない状態は、部材のコンクリート又は鋼材に生じる応力度が許容応力度内となる状態である。

また、基礎の支持に対しては、実変位量が許容変位量以下及び軸方向力が許容支持力（押込力・引抜力）以下となるようにする。

表-12.7-2　構造物と照査項目（レベル 1 地震動）

構成要素	耐震性能	損傷度	照査項目と照査基準		照査法
			応力度	変形、支持力	
堰　柱	健全性を損なわない	鉄筋の降伏状態を超えるような損傷を生じない（補修は不要）	応力度＜許容応力度	残留変位を許容しない	許容応力度法
取入口					
魚　道					
沈砂池					
護　岸					
基礎工				変位量＜許容変位量 軸方向力＜許容支持力	

注）　レベル 1 地震動に対しては、すべての構造物において弾性域の範囲で行うため、力のつり合いのみの照査で安全性を確保することにする。固定堰、ゲートの耐震設計法については、「**12.2.4 構成要素ごとの耐震設計法**」を参照のこと。

エ　レベル 2 地震動に対する照査項目

レベル 2 地震動は、**12.7.1⑵**に示すとおりレベル 1 地震動に比べ 5～10 倍（タイプⅡの場合）の加速度応答スペクトルを想定するので、従来からの部材の耐力や基礎の支持力を弾性域に留める設計は、部材寸法や配筋量が増大し現実的ではなく、部材が弾性域を超えることを前提とした上で、部材にじん性を与えエネルギーを吸収させる設計を行う必要がある。

そこで、レベル 2 地震動の設計は、構造体（躯体及び基礎）としての弾塑性を明確にできる地震時保有水平耐力法を用い、部材が弾性域を超えて崩壊していく過程（ひび割れ耐力、降伏耐力、終局耐力）を適切に把握していく。

ここで構造体の弾塑性設計として留意すべき点は、部材が塑性化した場合に**図-12.7-1** に示すように力の増分に対して変形の増分の割合が大きくなり非線形な特性が顕著になることである。そのため、部材の耐力を保持しながら最大変位や残留変位などの塑性変形をどこまで許容させながら、また、エネルギーの吸収をいかに図るかという判断が必要である。この点において、許容応力度法による照査は、弾性域を前提としているため、基本的に地震時保有水平耐力法を用いて照査する。

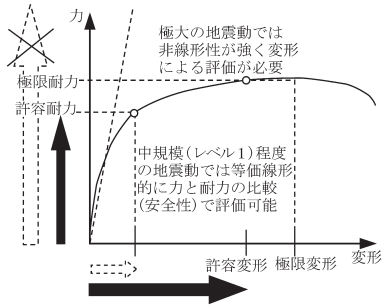


図-12.7-1　力の体系から変形の体系へ（塑性変形を考慮する）

表-12.7-3　構造物と照査項目（レベル２地震動）

重要度区分	構成要素	耐震性能	損傷度	照査項目と照査基準		照査法
				耐力	変形、支持力	
AA 種	堰柱	限定された損傷に留める（機能維持）	施設の機能の回復をより速やかに行うために、「致命的な損傷を防止する」の状態より余裕を持った状態にあること。	慣性力 ＜地震時保有水平耐力	残留変位 ＜許容残留変位	地震時保有水平耐力法
	堰柱基礎		副次的な塑性化に留める。*	設計水平耐力 ＜基礎の降伏耐力 作用せん断力 ＜せん断耐力	変位量 ＜許容変位量 押込力・引抜力 ＜極限支持・引張力	
A 種	堰柱	致命的な損傷を防止する（修復容易）	塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る状態にあること。	慣性力 ＜地震時保有水平耐力	残留変位 ＜許容残留変位	地震時保有水平耐力法
	堰柱基礎	限定された損傷に留める（機能維持）	副次的な塑性化に留める。*1)	設計水平耐力 ＜基礎の降伏耐力 作用せん断力 ＜せん断耐力	変位量 ＜許容変位量 押込力・引抜力 ＜極限支持・引張力	

注 1）* 基礎の損傷度として副次的な塑性化に留めるとは、基礎に 12.7.2(2)4.(イ) に示す荷重が作用したとき基礎本体と地盤を考慮した降伏耐力（構造物毎の基礎の許容塑性率）以下にすることである。

オ　照査に用いる解析方法と解析モデル

部材の非線形を考慮したレベル２地震動の耐震設計には、地震時保有水平耐力法を基本とする。ただし、剛性や質量が極端に異なる部材で構成された複雑な施設の場合や施設形状が左右非対称である場合、振動単位内で地盤条件が著しく異なる場合等の理由により、必ずしも１次振動モードが卓越せず高次振動モードが卓越する場合や２次以上の次数の固有周期が比較的大きい場合、または、２次以降のモードの有効質量比が大きい場合や主たる塑性化の生じる部位

が明確ではない場合等には、構造物全体を１自由度系と置き換えることが困難になるため、動的照査法を用いて耐震設計を行う必要がある。

なお、土地改良施設であるファームポンド（PC、RC）、暗渠（ボックスカルバート）等のレベル２地震動の破壊に対する安全性の照査は、限界状態設計法により行われている。

レベル２地震動の耐震設計法の基本は、部材が塑性化することにより、荷重と変形の関係が線形関係から非線形関係の弾塑性を考えている。このことは、各限界状態での変形の基準（限界状態：ひび割れ時、降伏時、終局時）を明確にして、部材又は構造体としての耐力と変形を分離しないで行う照査法となる。

弾塑性の非線形特性は、エネルギー一定則が成り立つとしたバイリニア型でモデル化しエネルギー吸収特性（構造物特性補正係数）や変形性能（最大変位量や残留変位量）を評価していく。

各設計法の特徴は、以下のとおりである。

(ア)　地震時保有水平耐力法

エネルギー一定則を適用し、終局限界状態時の許容残留変位 δ_{Ra}（m）で規定する。変位は曲げモーメント（M）-曲率（ϕ）の関係から、許容応答塑性率 μ_a、応答塑性率 μ_R より残留変位を算定し、許容残留変位 δ_{Ra} と比較照査を行う。残留変位は、地震発生後でもゲートを確実に開閉でき、修復が容易に行うことができるよう、**14.2.2　レベル２地震動**に示す重要度区分に応じた許容残留変位以下であることを照査する。

地震時保有水平耐力法は、弾塑性応答と弾性応答の両者の入力エネルギーが同量となるエネルギー一定則という考え方のもとで、弾性応答変位から簡易に非線形応答変位を推定する方法であるが、一般に構造系の振動周期が長くなると、推定精度が悪くなることに留意が必要である。

(イ)　動的照査法

動的照査は、地震力を実際と同様に時々刻々動的に変化する波として入力し、振動方程式に基づいた動的解析法にて、地震動に対する構造物各部位に生じる変位や断面力などの応答値と許容値を比較して照査を行う。

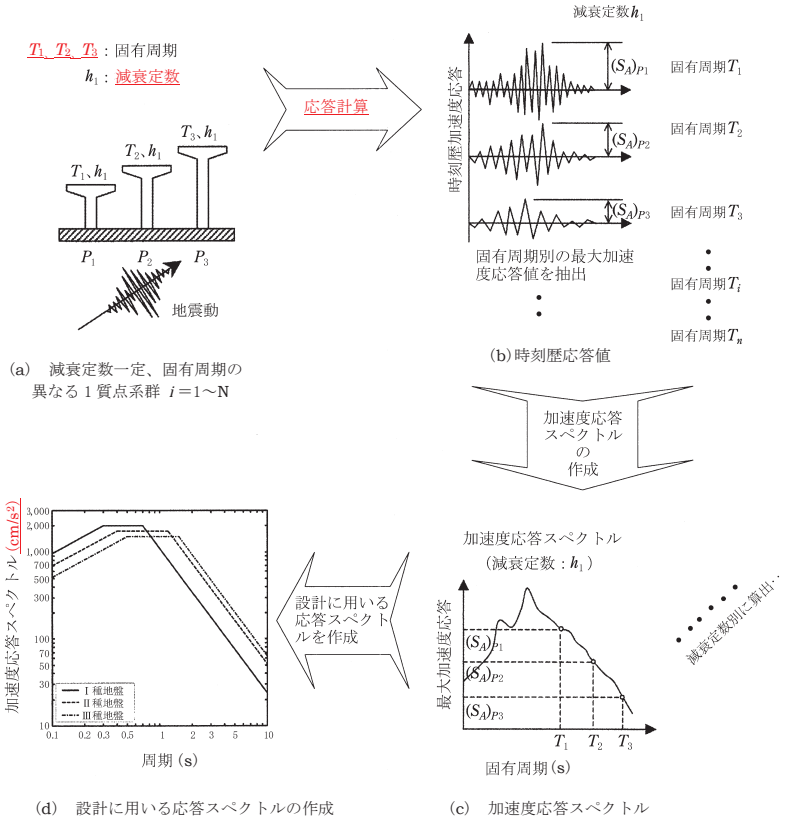
(2)　加速度応答スペクトル

加速度応答スペクトルは、ある地震動における１質点系の応答値を、絶対加速度の最大値を縦軸に、固有周期を横軸に、減衰定数をパラメータとして表したものであり、静的解析にて１自由度系構造物の耐震設計を行う上で地震動の動的な挙動を静的な荷重に変換するという重要な意味をもっている。これは、静的解析に用いる設計水平震度が、減衰定数の補正を行った加速度応答スペクトルを重力加速度にて除し無次元化した値と定義されるからである。

応答スペクトルには、加速度応答スペクトルのほかに変位応答スペクトル、速度応答スペクトルなど着目する応答値がある。この中で、加速度応答スペクトルは、１質点系振動モデルに置換可能な構造物の応答特性を表す重要な指標であるが、加速度に着目し、固有周期を有する１自由度振動系にある地震動を作用させた場合の構造物の減衰定数をパラメータとして最大応答値を求め、これと固有周期との関係をプロットしたものである。

以下に加速度応答スペクトルの概念とその意味を示す。まず、**図-12.7-2**(a)のように同一の台上に１自由度系（１質点系）を並べる。これらは、固有周期が T_1、T_2、$T_3 \cdots T_n$ であり、減衰定数はいずれも h_1 である。次に、ある加速度波形でこの基盤を振動させると、**図-12.7-2**(b)のよう

な時刻歴応答が求められる。これらの最大応答加速度を求め、固有周期と、最大応答加速度、$(S_A)_{p1}$、$(S_A)_{p2}$、$(S_A)_{p3}$ …$(S_A)_{pn}$ の関係をプロットすると、**図-12.7-2**(c)のように応答スペクトルが得られる。さらに、固有周期の異なる多くの 1 自由度系について同様に最大応答加速度を求めると、減衰定数 h_1 の加速度応答スペクトルと固有周期の相関関係として加速度応答スペクトルを得ることができる。なお、異なる減衰定数について同様なことを繰り返せば、材質が異なるなどに応じて減衰定数に対する曲線を得ることも可能である。



ア　加速度応答スペクトル

加速度応答スペクトルは、**12.7.2　設計水平震度**に示す震度法や **12.7.3　震度法**に示す地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度のもととなるので以下に示した。

(7)　レベル 1 地震動

レベル 1 地震動の加速度応答スペクトルは、耐震設計上の地盤面において与えるものとし、**式(12.7-1)**により算出する。

$$S = C_Z C_D S_0 \cdots\cdots (12.7\text{-}1)$$

ここに、S ：レベル 1 地震動の加速度応答スペクトル（1cm/s² 単位に丸める）

C_Z ：地域補正係数

C_D ：減衰定数補正係数で、各構造の減衰特性により補正する。

S_0 ：減衰定数を 0.05 としたときのレベル 1 地震動の標準加速度応答スペクトルであり、地盤種別及び固有周期に応じて**表-12.7-4** の値とする。

表-12.7-4　レベル 1 地震動の標準加速度応答スペクトル

地盤種別	振動単位の固有周期 T(s)に対する S_0(cm/s²)		
Ⅰ種	$T < 0.10$ $S_0 = 431\,T^{1/3}$ ただし $S_0 \geqq 160$	$0.10 \leqq T \leqq 1.10$ $S_0 = 200$	$1.10 < T$ $S_0 = 220/T$
Ⅱ種	$T < 0.20$ $S_0 = 427\,T^{1/3}$ ただし $S_0 \geqq 200$	$0.20 \leqq T \leqq 1.30$ $S_0 = 250$	$1.30 < T$ $S_0 = 325/T$
Ⅲ種	$T < 0.34$ $S_0 = 430\,T^{1/3}$ ただし $S_0 \geqq 240$	$0.34 \leqq T \leqq 1.50$ $S_0 = 300$	$1.50 < T$ $S_0 = 450/T$

本表は、減衰定数を 0.05 とした場合の標準加速度応答スペクトルである。

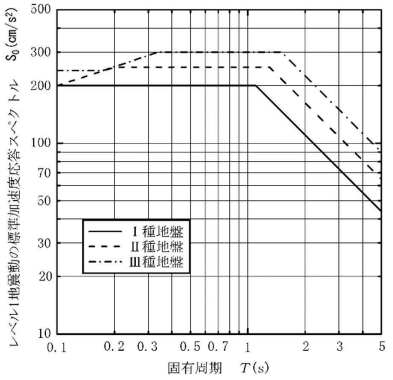


図-12.7-3　レベル 1 地震動の標準加速度応答スペクトル S_0

(4)　レベル 2 地震動

レベル 2 地震動の加速度応答スペクトルは、耐震設計上の地盤面において与えるものとし、地震動のタイプに応じてそれぞれ**式（12.7-2）**及び**式（12.7-3）**により算出する。

$$S_{\mathrm{I}} = C_{1Z} C_D S_{\mathrm{I}0} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}2)$$

$$S_{\mathrm{II}} = C_{2Z} C_D S_{\mathrm{II}0} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}3)$$

ここに、S_{I}：レベル 2 地震動（タイプⅠ）の加速度応答スペクトル（1 cm/s² 単位に丸める）

S_{II}：レベル 2 地震動（タイプⅡ）の加速度応答スペクトル（1 cm/s² 単位に丸める）

C_{1Z}：レベル 2 地震動（タイプⅠ）の地域補正係数

C_{2Z}：レベル 2 地震動（タイプⅡ）の地域補正係数

C_D：減衰定数補正係数で各構造の減衰特性により補正する。

$S_{\mathrm{I}0}$：減衰定数を 0.05 とした場合のレベル 2 地震動（タイプⅠ）の標準加速度応答スペクトルであり地盤種別及び固有周期に応じて**表-12.7-5** の値とする。

$S_{\mathrm{II}0}$：減衰定数を 0.05 とした場合のレベル 2 地震動（タイプⅡ）の標準加速度応答スペクトルであり地盤種別及び固有周期に応じて**表-12.7-6** の値とする。

表-12.7-5　レベル 2 地震動（タイプⅠ）の標準加速度応答スペクトル

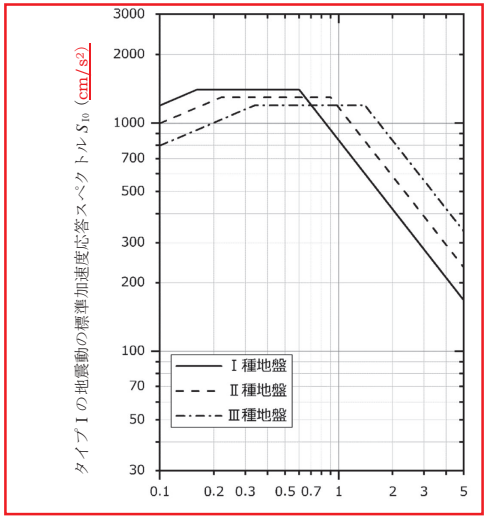
地盤種別	振動単位の固有周期 T(s)に対する $S_{\mathrm{I}0}$(cm/s²)		
Ⅰ種	$T < 0.16$ $S_{\mathrm{I}0} = 2579\,T^{1/3}$	$0.16 \leqq T \leqq 0.60$ $S_{\mathrm{I}0} = 1400$	$0.60 < T$ $S_{\mathrm{I}0} = 840/T$
Ⅱ種	$T < 0.22$ $S_{\mathrm{I}0} = 2153\,T^{1/3}$	$0.22 \leqq T \leqq 0.90$ $S_{\mathrm{I}0} = 1300$	$0.90 < T$ $S_{\mathrm{I}0} = 1170/T$
Ⅲ種	$T < 0.34$ $S_{\mathrm{I}0} = 1719\,T^{1/3}$	$0.34 \leqq T \leqq 1.40$ $S_{\mathrm{I}0} = 1200$	$1.40 < T$ $S_{\mathrm{I}0} = 1680/T$

本表は、減衰定数を 0.05 とした場合の標準加速度応答スペクトルである。

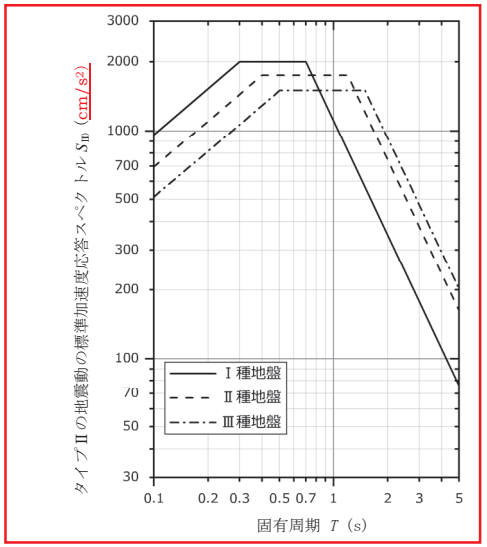
表-12.7-6　レベル 2 地震動（タイプⅡ）の標準加速度応答スペクトル

地盤種別	振動単位の固有周期 T(s)に対する $S_{\mathrm{II}0}$(cm/s²)		
Ⅰ種	$T < 0.30$ $S_{\mathrm{II}0} = 4463\,T^{2/3}$	$0.30 \leqq T \leqq 0.70$ $S_{\mathrm{II}0} = 2000$	$0.70 < T$ $S_{\mathrm{II}0} = 1104/T^{5/3}$
Ⅱ種	$T < 0.40$ $S_{\mathrm{II}0} = 3224\,T^{2/3}$	$0.40 \leqq T \leqq 1.20$ $S_{\mathrm{II}0} = 1750$	$1.20 < T$ $S_{\mathrm{II}0} = 2371/T^{5/3}$
Ⅲ種	$T < 0.50$ $S_{\mathrm{II}0} = 2381\,T^{2/3}$	$0.50 \leqq T \leqq 1.50$ $S_{\mathrm{II}0} = 1500$	$1.50 < T$ $S_{\mathrm{II}0} = 2948/T^{5/3}$

本表は、減衰定数を 0.05 とした場合の標準加速度応答スペクトルである。



(a)　タイプⅠの地震動の標準加速度応答スペクトル $S_{\mathrm{I}0}$



(b)　タイプⅡの地震動の標準加速度応答スペクトル $S_{\mathrm{II}0}$

図-12.7-4　レベル 2 地震動の標準加速度応答スペクトル

(ウ)　減衰定数の標準値

減衰定数は、部材の粘性特性により生じる粘性減衰、部材の塑性的性質から生じる履歴減衰、振動エネルギーの地下逸散減衰などからなり、構造物を構成する部材等の構造特性によって変化する。以下に各構造要素の等価減衰定数の参考値を**表-12.7-7** に示す。

表-12.7-7　各構造要素の等価減衰定数の標準値

応答範囲	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合	
構造部材	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
管理橋などの上部構造	0.02	0.03	—	
管理橋ゴム支承	0.03（使用する支承の実験より得られた等価減衰定数）		—	
管理橋免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数		0	
堰柱構造	0.03	0.05	0.01：コンクリートを充てんしない場合 0.02：コンクリートを充てんする場合	0.02
基礎構造	0.1：Ⅰ種地盤上の基礎及びⅡ種地盤上の直接基礎 0.2：上記以外の条件の基礎		—	

※上部構造、管理橋ゴム支承及び基礎構造については、一般には線形要素によりモデル化され、非線形要素によるエネルギー吸収を解析上では考慮しないため、非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合の減衰定数の標準値は示していない。

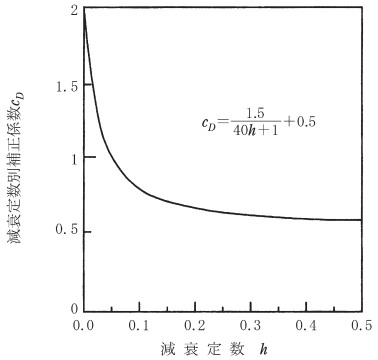


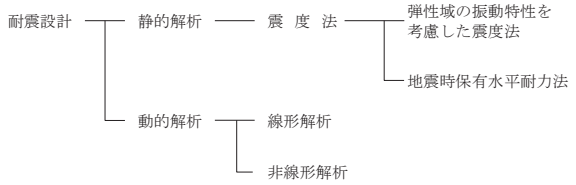
図-12.7-5　減衰定数別補正係数 c_D

イ　耐震設計の区分

平成 14 年度以前の道路橋示方書では、構造物の弾性域の振動特性を考慮して、地震による荷重を静的に作用させて設計する耐震設計法を震度法、構造物の非線形域の変形性能や動的耐力を考慮して、地震による荷重を静的に作用させて設計する耐震設計法を地震時保有水平耐力法とそれぞれ定義されていた。平成 14 年 3 月の道路橋示方書の改定から地震時保有水平耐力法も、震度を用いて静的な値に置き換えて耐震設計を行うという観点では、構造物に動的に作用する地震力を震度と構造物の重量の積として与えられる静的な力に置き換える震度法の一つの手法と言うことができ、地震時保有水平耐力法も震度法に基づいて行うものとなっており、平成 24 年 3 月の道路橋示方書及び河川構造物の耐震性能照査指針（令和 2 年版）においても同様である。

一方、本基準では、**図-12.7-6** に示すように従来の本基準における耐震設計の区分を踏襲することとし、レベル 1 地震動では震度法を適用し、レベル 2 地震動では基本的には地震時保有水平耐力法を適用する。

河川構造物の耐震性能照査指針・解説（令和 2 年版）（道路橋示方書（H24.3 版））



頭首工基準

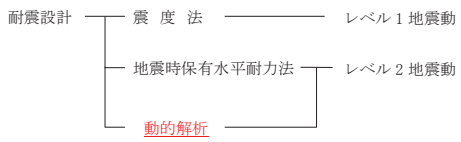


図-12.7-6　耐震設計の区分

12.7.2　設計水平震度

設計水平震度は、地震動の波形を減衰定数により補正された加速度応答スペクトルを重力加速度にて除したものである。このことから、震度法や地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度は、振動特性が 1 自由度系の振動であれば動的挙動と同等の照査を行っていることになる。

⑴　レベル 1 地震動

ア　固有周期を考慮する場合

固有周期を考慮する振動単位の設計水平震度は、**式（12.7-4）**により算出する。ただし、**式（12.7-4）**による値が 0.1 を下回る場合は、0.1 とする。

$$k_h = C_z k_{h0} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}4)$$

ここに、k_h ：レベル 1 地震動の設計水平震度（小数点以下 2 桁に丸める）

k_{h0} ：レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値（**表-12.7-8** 参照）

C_z ：地域別補正係数

表-12.7-8　レベル1地震動の設計水平震度の標準値

地盤種別	固有周期 T(s) に対する k_{h0} の値		
Ⅰ種	$T < 0.10$ $k_{h0} = 0.431\,T^{1/3}$ ただし $k_{h0} \geqq 0.16$	$0.10 \leqq T \leqq 1.10$ $k_{h0} = 0.2$	$1.10 < T$ $k_{h0} = 0.213 / T^{2/3}$
Ⅱ種	$T < 0.20$ $k_{h0} = 0.427\,T^{1/3}$ ただし $k_{h0} \geqq 0.20$	$0.20 \leqq T \leqq 1.30$ $k_{h0} = 0.25$	$1.30 < T$ $k_{h0} = 0.298 / T^{2/3}$
Ⅲ種	$T < 0.34$ $k_{h0} = 0.430\,T^{1/3}$ ただし $k_{h0} \geqq 0.24$	$0.34 \leqq T \leqq 1.50$ $k_{h0} = 0.30$	$1.50 < T$ $k_{h0} = 0.393 / T^{2/3}$

ただし、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際する設計水平震度は、**式（12.7-5）**により算出する。

$$k_{hg} = C_z k_{hg0} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}5)$$

ここに、k_{hg} ：レベル 1 地震動の地盤面の設計水平震度

k_{hg0} ：レベル 1 地震動の地盤面の設計水平震度の標準値

C_z ：地域別補正係数

表-12.7-9　レベル1地震動の地盤面の設計水平震度の標準値

地盤種別	k_{hg0}の値	備　考
Ⅰ　種	0.16	
Ⅱ　種	0.20	
Ⅲ　種	0.24	

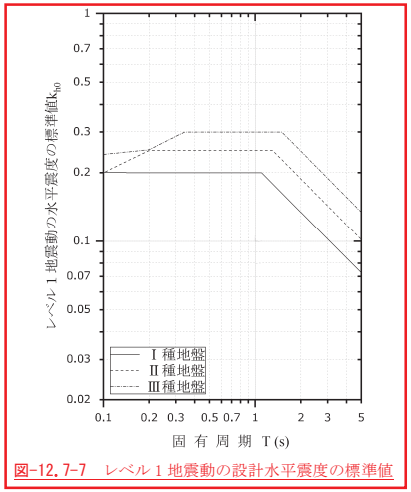


図-12.7-7　レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値

イ　構造物の固有周期を考慮しない場合

構造物の固有周期を考慮しない場合は、**式（12.7-4）**の設計水平震度の標準値 k_{h0} を**表-12.7-10** の値により算出する。

表-12.7-10　構造物の固有周期を考慮しない場合の設計水平震度の標準値

地盤種別	設計水平震度の標準値 k_{h0} の値		備　考
	固定堰	取入口・沈砂池・魚道・護岸	
Ⅰ　種	0.12	0.16	
Ⅱ　種	0.15	0.20	
Ⅲ　種	0.18	0.24	

⑵　レベル 2 地震動

ア　固有周期を考慮する場合

(ｱ)　レベル 2 地震動（タイプⅠ）の設計水平震度

地震動（タイプⅠ）の設計水平震度は、**式（12.7-6）**により算出するものとする。ただし、設計水平震度の標準値 k_{hc0} に地域別補正係数 C_{1z} を乗じた値が 0.4 を下回る場合には、設計水平震度は 0.4 に構造物特性補正係数 C_s を乗じた値とする。また、設計水平震度が 0.4 に地域別補正係数 C_{1z} を乗じた値を下回る場合には、設計水平震度は 0.4 に地域別補正係数 C_{1z} を乗じた値とする。

$$k_{hc} = C_s C_{1z} k_{hc0} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}6)$$

ここに、k_{hc} ：レベル 2 地震動（タイプⅠ）の設計水平震度（小数点以下 2 けたに丸める）

k_{hc0} ：レベル 2 地震動（タイプⅠ）の設計水平震度の標準値で、固有周期 T(s) 及び地盤種別に応じて下表の値とする。

C_s ：許容塑性率から算出される構造物特性補正係数
（振動単位毎の構造物の部材設計毎に設定する）
C_{1z}：レベル 2 地震動（タイプⅠ）の地域別補正係数

表-12.7-11　レベル2地震動（タイプⅠ）の設計水平震度の標準値 k_{hc0}

地盤種別	固有周期 T(s)に対する k_{hc0} の値		
Ⅰ種	$T < 0.16$ $k_{hc0} = 2.58\,T^{1/3}$	$0.16 \leqq T \leqq 0.6$ $k_{hc0} = 1.40$	$0.6 < T$ $k_{hc0} = 0.996/T^{2/3}$
Ⅱ種	$T < 0.22$ $k_{hc0} = 2.15\,T^{1/3}$	$0.22 \leqq T \leqq 0.9$ $k_{hc0} = 1.30$	$0.9 < T$ $k_{hc0} = 1.21/T^{2/3}$
Ⅲ種	$T < 0.34$ $k_{hc0} = 1.72\,T^{1/3}$	$0.34 \leqq T \leqq 1.4$ $k_{hc0} = 1.20$	$1.4 < T$ $k_{hc0} = 1.50/T^{2/3}$

ただし、土に起因する慣性力及び地震時土圧の算出並びに液状化の判定に際しては、地盤面における水平震度 k_{hg} を用いるものとし、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対して設計水平震度の標準値 k_{hg0} を、それぞれ、0.50、0.45、0.40 として**式（12.7-7）**にて算出した値とする。

$$k_{hg} = C_{1z} k_{hg0} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}7)$$

ここに、k_{hg} ：レベル 2 地震動（タイプⅠ）の地盤面における設計水平震度
k_{hg0}：レベル 2 地震動（タイプⅠ）の地盤面における設計水平震度の標準値

(イ)　レベル 2 地震動（タイプⅡ）の設計水平震度

地震動（タイプⅡ）の設計水平震度は、**式（12.7-8）**により算出するものとする。ただし、設計水平震度の標準値 k_{hc0} に地域別補正係数 C_{2Z} を乗じた値が 0.6 を下回る場合には、設計水平震度は 0.6 に構造物特性補正係数 C_s を乗じた値とする。また、設計水平震度が 0.4 に地域別補正係数 C_{2Z} を乗じた値を下回る場合には、設計水平震度は 0.4 に地域別補正係数 C_{2Z} を乗じた値とする。

$$k_{hc} = C_s C_{2Z} k_{hc0} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}8)$$

ここに、k_{hc} ：レベル 2 地震動（タイプⅡ）の設計水平震度（小数点以下 2 けたに丸める）
k_{hc0}：レベル 2 地震動（タイプⅡ）の設計水平震度の標準値で、固有周期 T (s)及び地盤種別に応じて下表の値とする。
C_s ：許容塑性率から算出される構造物特性補正係数
（振動単位毎の構造物の部材設計毎に設定する）
C_{2Z}：レベル 2 地震動（タイプⅡ）の地域別補正係数

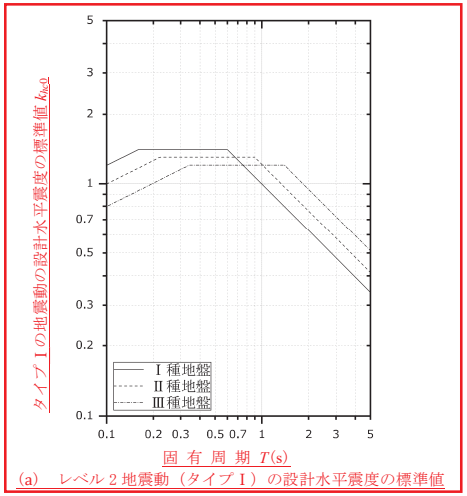
表-12.7-12　レベル2地震動（タイプⅡ）の設計水平震度の標準値 k_{hc0}

地盤種別	固有周期T(s)に対するk_{hc0}の値		
Ⅰ種	$T \leqq 0.30$ $k_{hc0} = 4.46\,T^{2/3}$	$0.30 \leqq T \leqq 0.70$ $k_{hc0} = 2.0$	$0.70 < T$ $k_{hc0} = 1.24/T^{4/3}$
Ⅱ種	$T < 0.40$ $k_{hc0} = 3.22\,T^{2/3}$	$0.40 \leqq T \leqq 1.20$ $k_{hc0} = 1.75$	$1.20 < T$ $k_{hc0} = 2.23/T^{4/3}$
Ⅲ種	$T < 0.50$ $k_{hc0} = 2.38\,T^{2/3}$	$0.50 \leqq T \leqq 1.50$ $k_{hc0} = 1.5$	$1.50 < T$ $k_{hc0} = 2.57/T^{4/3}$

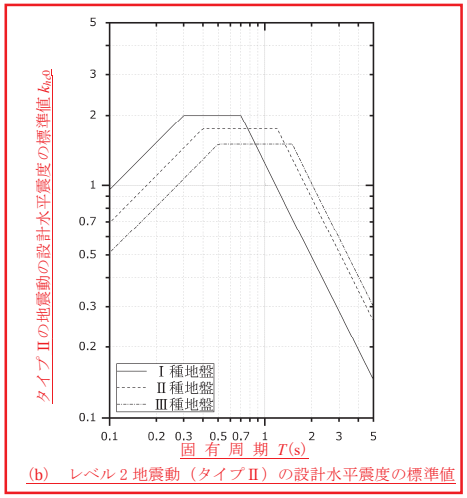
ただし、土に起因する慣性力及び地震時土圧の算出並びに液状化の判定に際しては、地盤面における水平震度 k_{hg} を用いるものとし、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対して、設計水平震度の標準値 k_{hg0} を、それぞれ、0.80、0.70、0.60 として**式（12.7-9）**にて算出した値とする。

$$k_{hg} = C_{2Z} k_{hg0} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}9)$$

ここに、k_{hg} ：レベル 2 地震動（タイプⅡ）の地盤面における設計水平震度
k_{hg0}：レベル 2 地震動（タイプⅡ）の地盤面における設計水平震度の標準値



(a)　レベル 2 地震動（タイプⅠ）の設計水平震度の標準値



(b)　レベル 2 地震動（タイプⅡ）の設計水平震度の標準値

図-12.7-8　レベル2地震動の設計水平震度の標準値

イ　基礎に作用する設計水平震度

レベル 2 地震動時の基礎に作用する荷重は、堰体（堰柱・門柱）の実荷重と耐力の関係により下記のとおりとする。

(ｱ)　堰柱に生じる応答が弾性域（降伏耐力以下）に留まる場合

基礎に作用する荷重＝橋脚基部に生じる発生断面力

(ｲ)　堰柱に生じる応答が塑性域に達する場合

基礎には、堰柱の柱耐力以上の耐力を持たせることを基本とするので下記の荷重（設計水平震度）を作用させる。

a　耐震設計を一本柱モデル又は 1 層ラーメンモデルにて行った場合

$$k_{hp} = C_{dF} P_u / W \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}10)$$

ここに、k_{hp}　：地震時保有水平耐力法による基礎の照査に用いる設計水平震度

C_{dF}：同上補正係数　＝1.1

P_u　：基礎が支持する橋脚の終局水平耐力（N）

W　：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量（N）

b　耐震設計を多層モデルにて行った場合

$$k_{hpi} = C_{dF} k_{hui} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}11)$$

ここに、k_{hpi}：地震時保有水平耐力法による各構造物基礎の照査に用いる設計水平震度

C_{dF}：同上補正係数　＝1.1

k_{hui}：非線形静的解析において 1 堰柱の一つの塑性ヒンジが終局に達したときの水平震度（上部構造の終局として定義される）

(ｳ)　基礎の応答塑性率及び応答変位を算出するための設計水平震度

堰柱の柱が、設計水平震度 k_{hc} に対し十分な終局水平耐力を有している場合には、基礎の塑性率を満足させ安全性を確認することがある。

この時の基礎の設計水平震度は、**式**（12.7-12）以下の値を用いる。

$$k_{hyF} = C_D C_Z k_{hc0} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}12)$$

ここに、k_{hyF}　：応答値を算出するための設計水平震度

k_{hc0}　：レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値

C_D　：減衰定数別補正係数　直接基礎＝ 1.0

上記以外＝ 2/3

C_Z　：地域別補正係数

12.7.3　震 度 法

震度法は、不規則な振動である地震動の影響を静的な力に置き換える地震力算定方法である。震度法に用いる設計水平震度の算定方法は、下記の 2 種類に区分する。

(1)　構造物の固有周期を考慮しないもの

(2)　構造物の固有周期を考慮するもの

・構造物の特性

上記(1)は、震度法と従来から呼ばれてきた一般的な耐震設計方法であり、慣性力が一様で比較的剛性の高い構造物に適用するが、上記(2)は、修正震度法ともいい、堰柱はもとより長大橋や搭状構造物等のように固有周期が長めの構造物に適用し、固有周期を考慮し、補正した設計水平震度を用いる。

・震度法に用いる設計水平震度の算定方法の適用区分

構造物の種類、地震動レベル、躯体の慣性力等、地上・地中の別等により、**表-12.7-13** のとおり適用される。

表-12.7-13　設計水平震度の算定方法の適用区分

設計水平震度の算定方法	耐震設計法	構造物	地震動レベル	照査方法
固有周期を考慮しない	震度法	護岸	レベル 1	許容応力度法
		魚道・沈砂池	レベル 1	
		取入口	レベル 1	許容応力度法
		杭基礎	レベル 1	
固有周期を考慮する	震度法	堰柱	レベル 1	許容応力度法
		杭基礎 （杭仕様の決定）	レベル 1	

・土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際しては、固有周期を考慮しない設計水平震度を用いるものとする。

(1)　震度法（固有周期を考慮しない）

ア　適用区分

固有周期を考慮しない設計水平震度を用いる震度法は、構造物の重量が水平方向に静的外力として作用する考え方で、剛性が高く固有周期の短い構造物である擁壁、開水路の耐震設計に適用するほか、地中構造物の慣性力の算定等に適用する。断面照査は許容応力度法を用いる。

イ　震度法（固有周期を考慮しない）の基本

構造物の重量 W に設計水平震度 K_h を乗じた $W \times k_h$ を、構造物の重心位置に地震力として静的に作用させる。設計震度で想定している地震の規模は、構造物の供用期間中に発生する確率が高い中規模程度の地震であり、この地震に対して基礎構造物及び地盤が変形しても元に戻り、弾性領域に収まるように、応力度、支持力、変位を定める。

震度法の仮定は、慣性力が一様で比較的剛性の高い構造物が平行に運動（並進運動）する場合で、全地震力 $W \times k_h$ を重心位置で代表させる。しかし、構造物が回転運動を起こしたり、たわみ振動をする構造物の場合には地震力は一様とならず、全地震力を重心点で代表させることはできなくなるため、震度法の仮定が成り立たなくなる。

$$\text{慣性力} = (\text{構造物の重量} W) \times (\text{設計水平震度} k_h) \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}13)$$

ウ　設計手順

一般的な震度法（固有周期を考慮しない）による設計フローを**図-12.7-9** に示し、その設計手順を以下に示す。

(ｱ)　設計しようとする構造物の立地する地盤によって、設計水平震度の標準値を求める。

(ｲ)　基本的な設計水平震度は、設計水平震度の標準値に地域別補正係数を乗じる、**式**（12.7-14）により算出する。

$$k_{hg}=C_Z k_{hg0} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}14)$$

ここに、k_{hg}　：地盤面における設計水平震度

C_Z　：地域別補正係数（**表-12.6-1** 参照）

k_{hg0}　：地盤面における設計水平震度の標準値

(ｳ)　対象構造物の断面を仮定する。

(ｴ)　設計震度に構造物の重量を乗じて、構造物に作用する慣性力（地震力）を算定する。

(ｵ)　構造物の安定照査及び断面照査を行い、不適正な構造であれば断面を変更して再び照査する。「**12.2 重要度区分の設定**」の「耐震設計法」と「照査法」の組合せで示すように、断面照査は許容応力度法により行う。

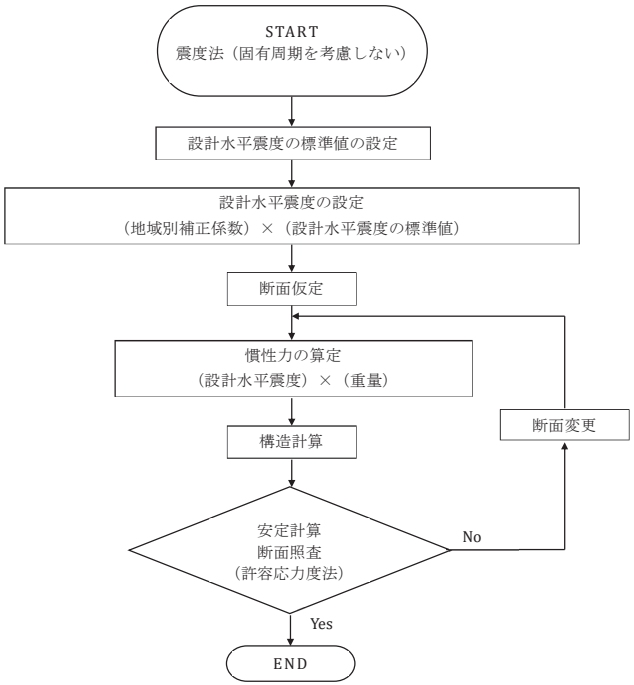


図-12.7-9　一般的な震度法による設計フロー（固有周期を考慮しない）

(2)　震度法（固有周期を考慮する）

ア　適用区分

固有周期が長めの構造物である頭首工の堰柱をはじめ、ファームポンド（PC）、橋梁、及び杭基礎（杭仕様の決定）のレベル 1 地震動に適用する。また、断面照査も震度法（固有周期を考慮しない）と同様に許容応力度法を用いる。

震度法（固有周期を考慮しない）との違いは、構造物の固有周期により設計水平震度を補正する点である。なお、設計水平震度を決めた後の耐震計算の過程は震度法（固有周期を考慮しない）と同じであり動的な地震力を静的な力に置き換えていることに変わりはない。

イ　基本的な考え方

(ｱ)　震度法（固有周期を考慮する）は、修正震度法とも呼ばれていたが、**図-12.7-10** の設計フローに示すとおり、震度法（固有周期を考慮しない）との違いは、構造物の固有周期により設計水平震度を補正する点である。

固有周期を考慮する設計水平震度の算定方法は、**式**（12.7-15）による。

$$k_h=C_Z k_{h0} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}15)$$

ここに、k_h　：レベル 1 地震動の設計水平震度

C_Z　：レベル 1 地震動の地域別補正係数

k_{h0}　：レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値

(ｲ)　**表-12.7-13** 及び**図-12.7-10** に示すとおり、断面照査については、固有周期を考慮しない設計水平震度を用いる震度法と、固有周期を考慮する設計水平震度を用いる震度法は、どちらも許容応力度法によるものとしており、水平震度の算定方法が異なるのみである。

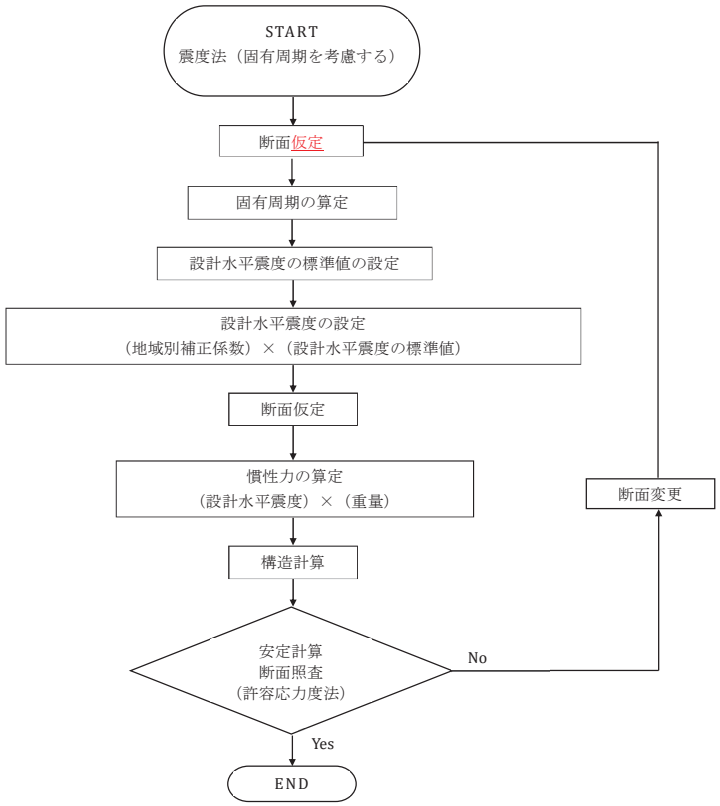


図-12.7-10　震度法による設計フロー（固有周期を考慮する）

12.7.4　地震時保有水平耐力法

(1)　基本事項

レベル 2 地震動に対し、頭首工の堰柱等、地震の影響が支配的な構造部材は、塑性ヒンジの発生によるエネルギー吸収能力(じん性)を考慮した設計水平震度に相当する慣性力を用いて、地震時保有水平耐力法により耐震設計を行うものとする。

規模の大きい地震が生じた場合、構造部材の強度を向上させるだけで地震に抵抗するには限界があるため、構造部材が塑性域に入っても適切な粘りを持たせ、エネルギー吸収能力を高めることにより構造部材に生じる損傷を限定される範囲に留め、同時に構造系全体としての崩壊を防止することが重要である。

地震時保有水平耐力法では、**図-12.7-11** 地震時保有水平耐力に示すように主たる塑性ヒンジがどこに生じるかを想定し、主たる塑性ヒンジにおいて確実にエネルギー吸収を図り、構造物全体としての安全性を確保する。例えば、堰柱基部に主たる塑性ヒンジが生じる場合には、基礎やその他の部位は、堰柱基部を水平耐力以上に設計し、設計で想定した箇所に塑性ヒンジを誘導しながら構造物全体系の崩壊までに至らないようにする設計法である。

このことから、1 本柱構造であれば、1 カ所の部材の損傷が全体の損傷となるが、ラーメン構造などでは、1 カ所の部材の損傷が全体の崩壊にならないこととなる。

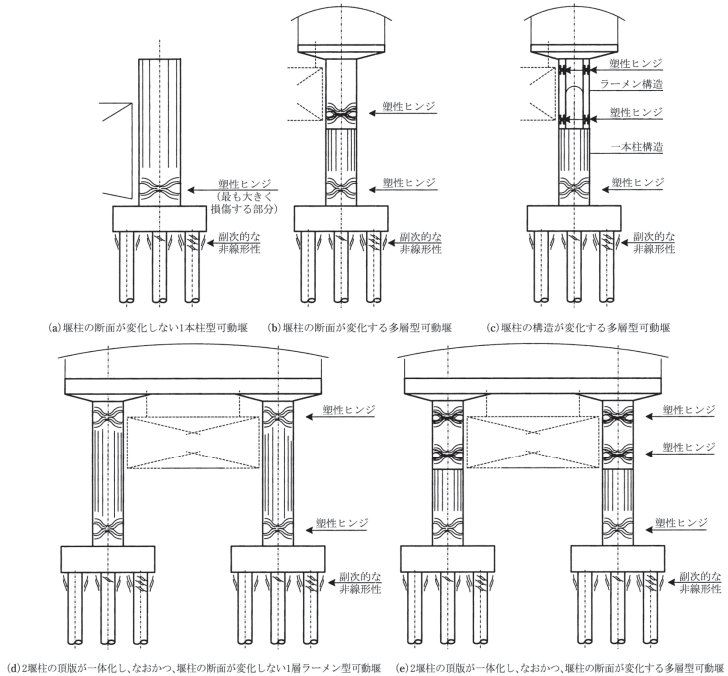
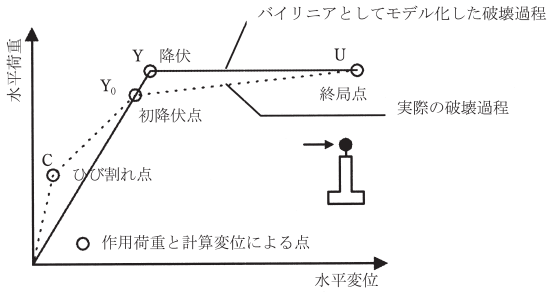
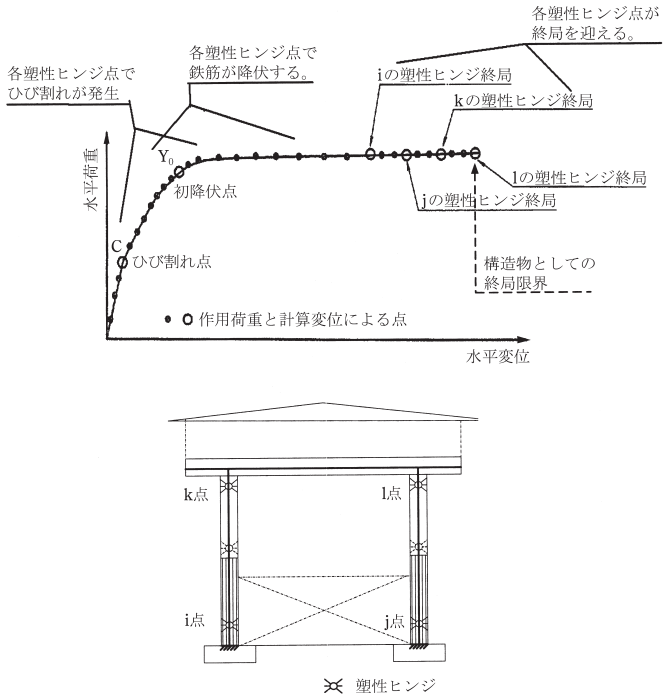


図-12.7-11　塑性ヒンジの発生位置の例



(a)一本柱形式の破壊過程



(b)1層ラーメン形式や多層形式の崩壊過程

図-12.7-12　構造物の破壊過程

(2)　構造物の破壊現象

図-12.7-13 は、鉄筋コンクリート橋脚模型の正負交番繰返し載荷実験を一例として、橋脚の水平変位と損傷の進展状況を示したものである。ここで、$1\delta_y$ は橋脚の降伏変位の単位である。これによれば、鉄筋コンクリート橋脚の損傷は、ひび割れの発生、ひび割れの進展、被りコンクリートの剥離、軸方向鉄筋の座屈・破断によって最終的に破壊に至る過程をたどる。

また、鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力と水平変位の関係は**図-12.7-14** に示すようになり、弾性状態から、軸方向鉄筋の降状により水平耐力が一定になり、その後の被りコンクリートの剥離や軸方向鉄筋の座屈・破断等により水平耐力が低下するというように、損傷の進展とともに水平抵抗が変化する。構造物に損傷が生じるということを考慮して耐震設計を行うためには、このような構造物の挙動(損傷の進展、水平耐力－水平変位関係)を十分把握することが重要である。

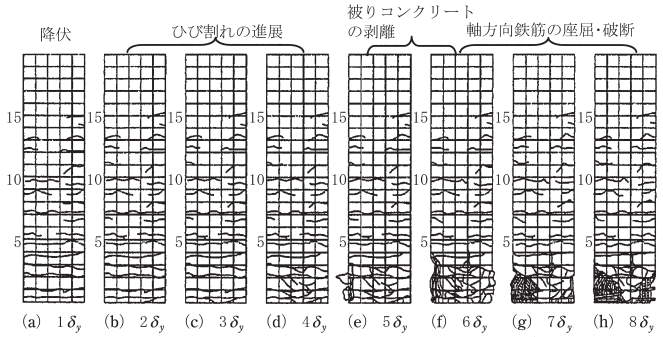


図-12.7-13　鉄筋コンクリート部材の損傷進展の一例

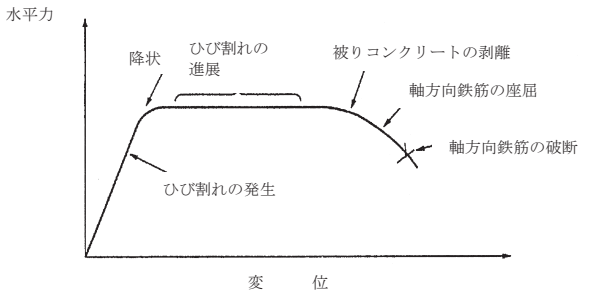


図-12.7-14　鉄筋コンクリート部材の耐力と変位の関係

⑶　RC 部材の崩壊の種類

鉄筋コンクリートの耐震性は、その破壊形式が重要である。RC 構造物は、曲げ破壊型・曲げ損傷からせん断破壊移行型・せん断破壊型とあるが、曲げ破壊型の崩壊過程を得るように計画しエネルギーを吸収させることが有利となる。

1 本柱式 RC 橋脚の曲げ破壊とせん断破壊の崩壊の様子を図-12.7-15 に示す。

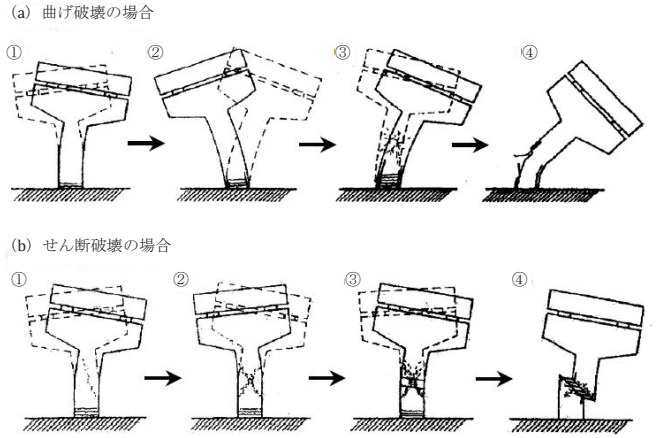


図-12.7-15　RC部材の崩壊過程

ア　曲げ破壊における崩壊過程

(ｱ)　柱基部（曲げモーメント最大点）において、曲げひび割れが水平に発生する。

(ｲ)　曲げひび割れが進展し、主鉄筋の引張応力が徐々に増加する。主鉄筋はやがて降伏し、基部に塑性ヒンジが形成される。

(ｳ)　変形量の増大によって被りコンクリートが次第に剥離し、塑性ヒンジが拡大する。

(ｴ)　条件によって異なるが、主鉄筋の座屈（圧縮側）又は破断（引張側）、及び圧縮側コンクリートの圧縮破壊によって、耐力が低下する。これは、比較的粘りのある安定的な破壊であり、耐震設計上望ましい。

イ　せん断破壊における崩壊過程

(ｱ)　柱基部で、曲げ破壊の場合とほとんど変わらないように、コンクリートの曲げひび割れが水平に発生する。

(ｲ)　曲げひび割れ、せん断ひび割れが、進展していく。柱中央部ではせん断ひび割れが斜めに発生することがあり、壁式の断面であると剛性が高くコーベルの崩壊のようになる。

(ｳ)　せん断ひび割れが局所的に発達し、帯鉄筋の降伏を助長する。

(ｴ)　せん断破壊は、コンクリート全断面を切断するごとく崩壊するので急激な耐荷力の低下を招き、粘りが乏しく、脆性的な破壊となる。このことから、地震のエネルギーは、一気に部材のせん断に変化するのでエネルギーの吸収が行われなく、耐震設計上好ましくない。

なお、部材塑性後の鉄筋の座屈や引張破断・横補強筋のフックのはずれ、これによる内部（コア）コンクリートの流出など、計画上考慮していない部分の局所的な破壊も考えられる。そこで、一般部分の耐力の検討、鉄筋の継ぎ手構造やピッチ、フックの形状を十分考慮し、靭性のある構造としていくことが重要である。

ウ　せん断破壊型とした場合のデメリット

せん断破壊型とした場合には、下記のデメリットが発生する。

(ｱ)　地震の作用力が部材の塑性化により十分なエネルギーが吸収されない。このことから、躯体に作用する地震力（設計水平震度）が大きく、部材断面など構造を大きくする必要がある。

(ｲ)　大規模地震が作用した場合、脆性的破壊を起こし、横方向に崩落又は上下の部材がずれる。

(ｳ)　このことから、堰柱が支持している機械室・門柱及び管理橋を支持することができず、これらが、堰柱とともに崩落することがある。

(ｴ)　また、ずれが生じるので、応急処置を含めて基本的に復旧ができない。

このことから、曲げ破壊型とした部材設計が必要である。

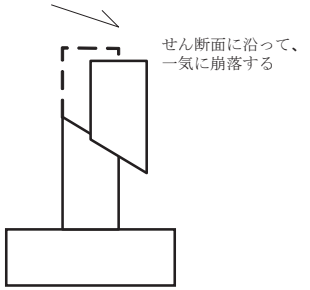
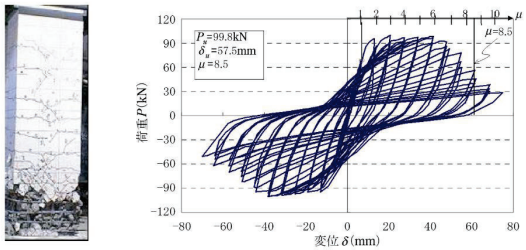
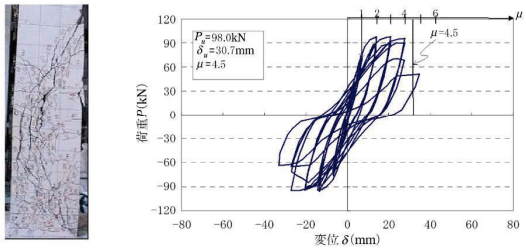


図-12.7-16　せん断破壊型の崩壊模式図

①S20試験体(曲げせん断耐力比 2.51, 曲げ破壊)



②S10試験体(曲げせん断耐力比 1.08, 曲げせん断破壊)



③S05試験体(曲げせん断耐力比 0.72, せん断破壊)

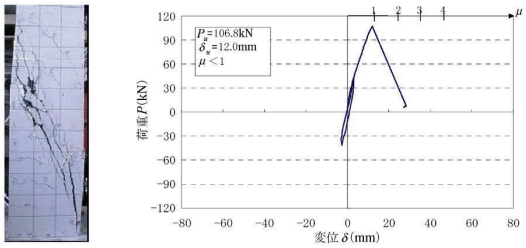


図-12.7-17　正負交番変位制御型繰返し載荷実験の実験結果

なお、図-12.7-17 は、図-12.7-18 に示すように部材の弾塑性の骨組み（荷重-変位の包括線）を表している。

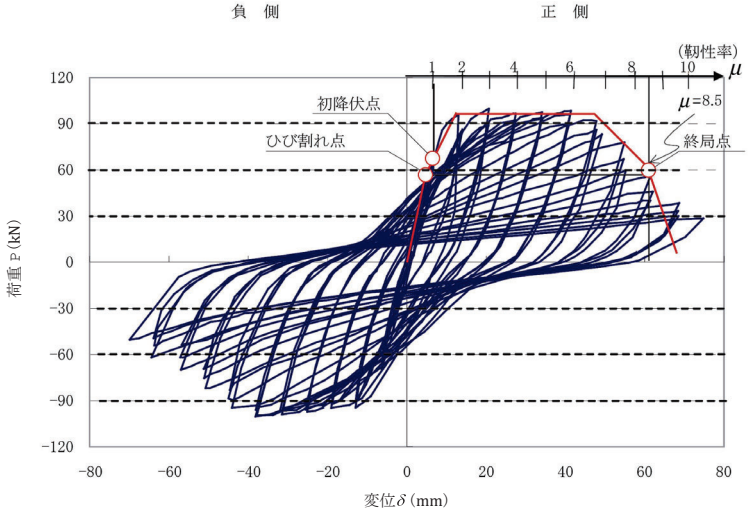
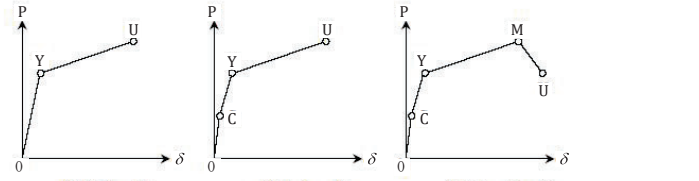


図-12.7-18　正負交番実験の意味

また、この実験結果から、地震時保有水平耐力法などに用いる部材の弾塑性特性は、図-12.7-19 のようにモデル化して用いることとなる。



(a) Bi-linear 型
0→yield→ultimate

(b) Tri-linear 型
0→crack→yield→ultimate

(c) Tetra-linear 型
0→crack→yield→maximum→ultimate

(C: crack、Y: yield、M: maximum、U: ultimate)

図-12.7-19　骨格曲線に関する種々のモデル化

具体的な照査時は、この特性を考慮した材料の弾塑性特性より各破壊時の耐力と変位を 14.2.2(7)の各限界耐力と変位（曲率）によりモデル化することとなる。

⑷　エネルギー一定則を用いた非線形応答

構造物の非線形域の挙動を考慮して耐震設計するためには、非線形応答を適切に求める必要がある。地震時の非線形応答を求める手法には動的解析法などがあるが、地震時保有水平耐力法は、動的な現象を静的に置換えて非線形応答を求める耐震設計法であり、1 質点系の振動を基本にしたエネルギー一定則を用いて弾性地震応答から非線形地震応答を求める。

地震時保有水平耐力法による耐震設計では、例えば、堰柱基部に主たる塑性ヒンジが生じ、これに伴う長周期化と安定したエネルギー吸収の増大を前提として、非線形応答に基づく弾性地震力の低減効果も見込んでいる。

ここで、エネルギー一定則とは、弾塑性復元力特性を有する 1 質点系構造物が地震動を受けた場合には、弾塑性応答と弾性応答の両者の入力エネルギーがほぼ同量になるという考え方に基づく近似的な解析法である。すなわち、柱構造の上位にある質点の慣性力の作用位置において構造物に水平荷重を作用させた場合に、その位置における水平変位 δ －水平力 Pの関係は、**図-12.7-20** のように簡略化して表すことができる。柱基部が塑性域に入った場合には、ΔOAB と□OCDE の面積が等しくなるように弾塑性応答が生じるというものである。したがって、塑性域に入っても橋脚の水平耐力が急激に減少することなく変形できる領域が大きければ、塑性域に入る水平力 P_y（地震の応答値）は小さくなる。

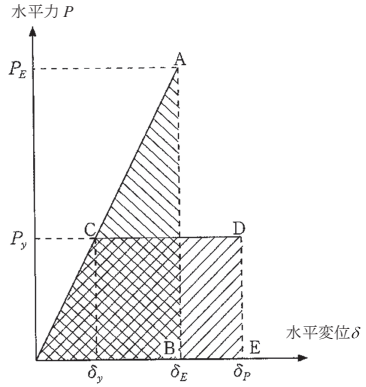


図-12.7-20　弾塑性応答変位

なお、可動堰には、堰柱や門柱・機械室及び管理橋などで複数の大きな質点が存在する構造物で荷重増分法（プッシュオーバー解析）にて照査を行った場合でも、前述の 1 本柱における水平力を震度ととらえることによりエネルギー一定則が適用できる。

⑸　設計の流れ

地震時保有水平耐力法による 1 本柱型堰柱の設計フローを**図-12.7-21** に示す。その手順は以下のとおりとなる。

ア　設計した断面に基づき、降伏剛性を用いた堰柱の固有周期を算定する。

イ　固有周期、許容塑性率 μ_a を考慮して構造物特性補正係数 C_S を求め設計水平震度 k_{hc} を算定する。

ウ　設定した断面に基づき、堰柱の地震時保有水平耐力 P_a を算出する。

エ　地震時保有水平耐力の照査を行う。

$P_a \geqq k_{hc}W$　ここに、P_a ：地震時保有水平耐力（kN）
W ：等価重量（kN）

オ　次式により橋脚の残留変位 δ_R の照査を行う。

$\delta_{Ra} \geqq \delta_R$　ここに、δ_{Ra} ：許容残留変位（m）
δ_R ：地震時の残留変位（m）

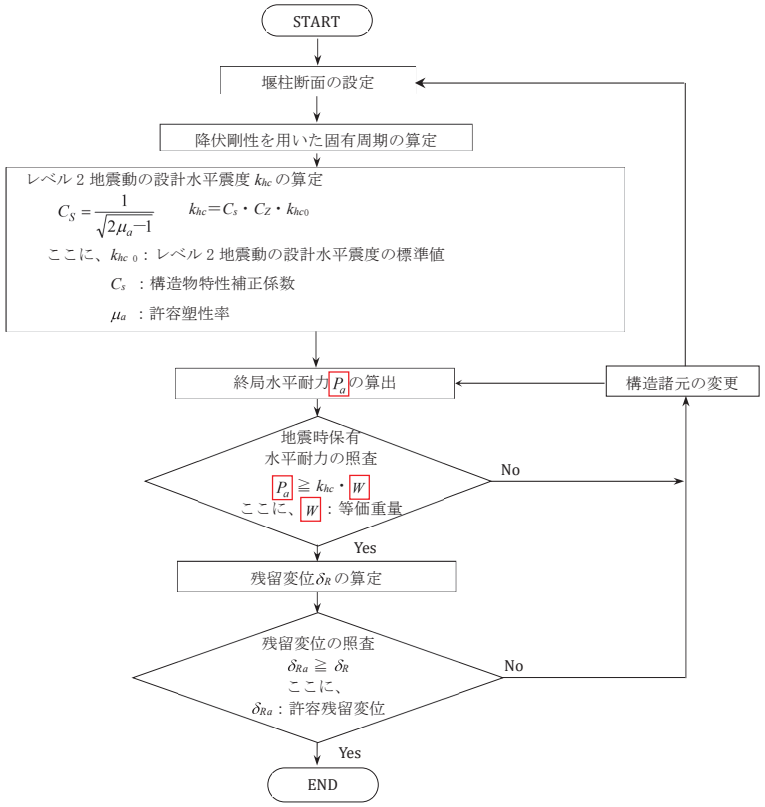


図-12.7-21　堰柱（1 本柱形式）の地震時保有水平耐力法による設計フロー

12.7.5　液状化の判定

⑴　液状化の判定方法

砂質地盤のような地盤条件にある頭首工は、耐震設計を必要とする構成要素の液状化の判定を行う。

液状化の判定は、以下の三種類あるが、頭首工では、アの簡易な判定法とし、その中でも、F_L 値法とする。

ア　一般の土質調査・試験結果をもとにした簡易な判定法

イ　室内液状化試験や地震応答解析を行う詳細な判定法

ウ　模型振動台実験や原位置液状化試験を行う判定法

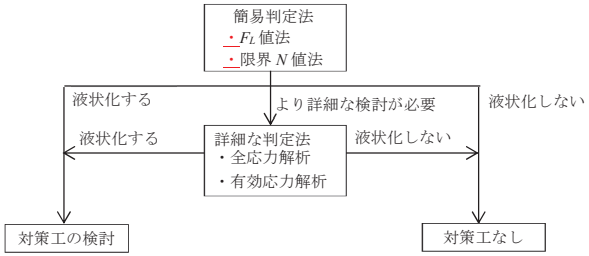


図-12.7-22　液状化判定フロー図

なお、簡易判定法は、標準貫入試験結果から得られる N 値を用いる方法となるが、F_L 値法の他に「限界 N 値法」として、深さ方向に重み付けして積分した値を用いた液状化可能性指数（P_L）によるものもある。

⑵　液状化の判定を行う必要がある砂質土層

構造物の基礎地盤の砂質土層が、以下の三つの条件すべてに該当する場合には、頭首工に影響を与える液状化が生じる可能性がある。そこで、液状化の判定を行い、土質定数の低減など適切に評価し構造物が安全でなくてはならない。

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

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

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

⑶　F_L 値法

F_L 値法は、まず地盤内のある深さの液状化強度比（せん断応力で表した液状化強度と有効拘束圧の比）R を、N 値や粒径等から求める。次に、その土に地震時に加わる繰返しせん断応力比 L を地表最大加速度などから推定して、両者の比をとって液状化に対する抵抗率（又は、安全率とも呼ぶ）F_L を次式で求める。

$$F_L = \frac{R}{L} = \frac{R_{max}}{L_{max}} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}16)$$

ここに、R、R_{max}：液状化強度比

L、L_{max}：繰返しせん断応力比

算定の結果、$F_L \leqq 1$ であれば液状化の可能性があり、$F_L > 1$ であれば可能性が小さいと判断する。なお、ここで max と記す場合には、地震荷重のもとでの液状化強度比と繰返しせん断応力比を、記さない場合には一様振幅荷重のもとでの意味を表している。図-12.7-23 に、F_L 値法の基本的なフロー図を示す。

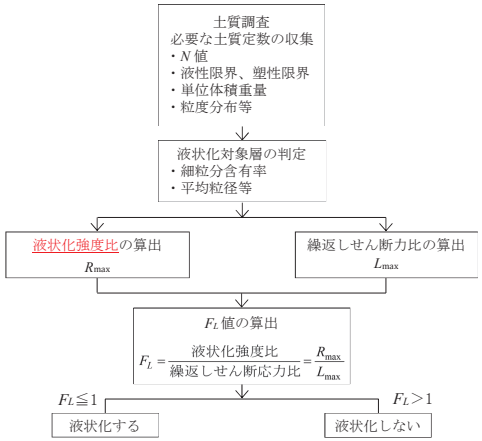


図-12.7-23　F_L 値法の基本的な検討フロー

⑷　F_L 値法による液状化の判定

液状化判定の検討は、レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動に対し行うものとする。

また、液状化の判定には、通常標準貫入試験が実施された深度において F_L 値が得られるが、土層ごとに平均的な F_L 値にて実施する。

$$F_L = R/L \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}17)$$

$$R = C_w R_L \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}18)$$

$$L = \gamma_d k_{hg} \sigma_v / \sigma'_v \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}19)$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}20)$$

$$\sigma_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}(x - h_w) \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}21)$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2}(x - h_w) \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}22)$$

（レベル1地震動およびレベル2地震動（タイプⅠ）の場合）

$$C_w = 1.0 \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}23)$$

（レベル2地震動（タイプⅡ）の場合）

$$C_W=\begin{cases}1.0 & (R_L \leqq 0.1)\\ 3.3\ R_L+0.67 & (0.1 < R_L \leqq 0.4)\\ 2.0 & (0.4 < R_L)\end{cases} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}24)$$

ここに、F_L　：液状化に対する抵抗率
R　：動的せん断強度比
L　：地震時せん断応力比
C_w　：地震動特性による補正係数
R_L　：繰返し三軸強度比
γ_d　：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数
k_{hg}　：液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度
（表-12.7-14 の標準値に表-12.6-1 地域別補正係数を乗じた値）
σ_v　：全上載圧（kN/m²）
σ'_v　：有効上載圧（kN/m²）
x　：地表面からの深さ（m）
γ_{t1}　：地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量（kN/m³）
γ_{t2}　：地下水位面より深い位置での土の単位体積重量（kN/m³）
γ'_{t2}　：地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量（kN/m³）
h_w　：地下水位の深さ（m）

表-12.7-14　液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度 k_{hg0}

地盤種別	レベル 1	レベル 2（タイプⅠ）	レベル 2（タイプⅡ）
Ⅰ種	0.12	0.50	0.80
Ⅱ種	0.15	0.45	0.70
Ⅲ種	0.18	0.40	0.60

繰返し三軸強度比

繰返し三軸強度比 R_L は**式**（12.7-25）により算出する。

$$R_L=\begin{cases}0.0882\sqrt{(0.85N_a+2.1)/1.7} & (N_a < 14)\\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7}+1.6\times10^{-6}\cdot(N_a-14)^{4.5} & (14 \leqq N_a)\end{cases} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}25)$$

ここで、

【D_{50}＜2 mm の場合】

$$N_a = c_1(N_1+2.47)-2.47 \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}26)$$

$$N_1 = 170\cdot N/(\sigma'_v+70) \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}27)$$

注：**式**（12.7-27）のσ'_vには、標準貫入試験を行ったときの有効上載圧（kN/m²）を代入する。

$$c_1=\begin{cases}1 & (0\% \leqq F_c < 10\%)\\ (F_c+20)/30 & (10\% \leqq F_c < 40\%)\\ (F_c-16)/12 & (40\% \leqq F_c)\end{cases} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}28)$$

【D_{50}≧2 mm の場合】

$$N_a = \{1-0.36\log_{10}(D_{50}/2)\}\ N_1 \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}29)$$

ここに、R_L　：繰返し三軸強度比
N　：標準貫入試験から得られる N 値
N_1　：有効上載圧 100kN/m² 相当に換算した N 値
N_a　：粒度の影響を考慮した補正 N 値
c_1　：細粒分含有率による N 値の補正係数
F_c　：細粒分含有率（%）（粒径 75μm 以下の土粒子の通過質量百分率）
D_{50}：50%粒径（mm）

⑸　土質定数の低減

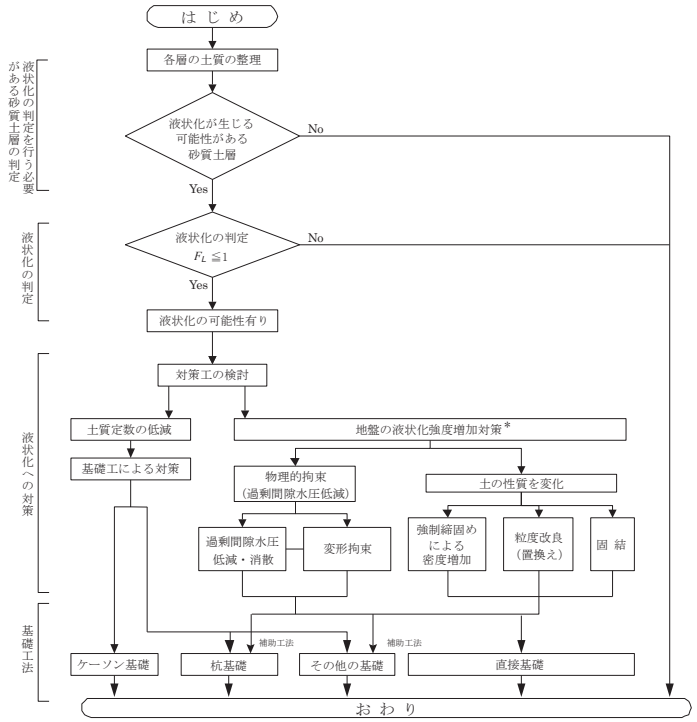
⑷により液状化が生じると判定された砂質土層は、液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて、その土層が液状化しないものとして求めた土質定数に表-12.7-15 の土質定数の低減係数 D_E を乗じて算出し耐震設計を行う。なお、D_E=0 の場合は、耐震設計上の土質定数を 0 とした土層として取り扱う。

表-12.7-15　土質定数の低減係数 D_E

F_L の範囲	現地盤面からの深度 x(m)	動的せん断強度比 R	
		R ≦0.3	0.3＜R
F_L≦1/3	0≦x≦10	0	1/6
	10＜x≦20	1/3	1/3
1/3＜ F_L ≦2/3	0≦x≦10	1/3	2/3
	10＜x≦20	2/3	2/3
2/3＜ F_L ≦1	0≦x≦10	2/3	1
	10＜x≦20	1	1

なお、D_E を乗じて低減させる土質定数は、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度を指す。

また、F_L は、標準貫入試験が実施された深度において得られるが、D_E を求めるためには、通常は、1 m 程度間隔で F_L を算出し、土層毎に平均的な F_L を求めて、これにより表-12.7-15 により D_E を求める。



*地盤の液状化強度増加対策の詳細については、17.4 参照

図-12.7-24　液状化の対策検討フロー

12.7.6　許容応力度法

部材の各断面に作用する応力度が、部材を構成する材料の許容応力度以下であることを確認することにより、安全性、使用性等を確保する設計法である。

許容応力度は、**式**（12.7-30）で算定される。

$$\sigma_a = \frac{\sigma_0}{\nu} \quad \cdots\cdots (12.7\text{-}30)$$

ここに、σ_a ：許容応力度

σ_0 ：材料の強度

ν ：安全率

設計計算は各材料を弾性体として仮定して行われるので、「弾性設計法」とも呼ばれる。許容応力度を、部材を構成する各材料の力学特性（応力-ひずみ関係）に応じて適切に設定することにより、各材料は常時の荷重に対して弾性範囲内にあるように設計され、これによって破壊に対する安全性が確保される。また、同時に、過大な変形や変位による使用性の低下や、過大なコンクリートのひび割れ幅発生による耐久性の低下に対する安全性も間接的に考慮される。

この設計法は非常に簡便であり、実績も豊富である。しかし、以下のような問題点が指摘されている。

⑴　材料の力学特性が非線形を示す場合、断面力とそれにより材料に発生する応力度が比例しないため、破壊に対する安全率と許容応力度を定める際の安全率が必ずしも一致しない。すなわち、構造物又は部材の終局状態に対する安全率が不明確であり、破壊に対する安全性を一定に保つためには合理的ではない。

⑵　材料強度や作用荷重のばらつき、構造解析における誤差、部材寸法のばらつき、構造物の重要度等の不確定要因を一つの安全率に総括して考慮している。そのため、各不確定要因と安全率との関係が不明確である。

12.7.7　動的解析

⑴　動的解析の適応

動的解析は、地震時における構造物の動的な挙動を地震力を実際と同様に時々刻々動的に変化する波として入力し、振動力学に基づいた動力学にて解析して地震動に対する構造物各部位に生じる変位や断面力などの応答値にて構造物の安全性を照査する設計法である。

適用は、レベル 2 地震動の耐震設計にて一自由度系モデルを前提とした地震時保有水平耐力法の静的解析法の適応が困難である場合で、エネルギー一定則の適用が限定される場合や複数の振動モードに支配される場合・耐震設計を多自由度系モデルにて表現できるもの・多層モデルにて上部構造が自由振動するなどして振動特性が複雑な構造物に適用する。

図-12.7-25に動的解析法のフローを示す。

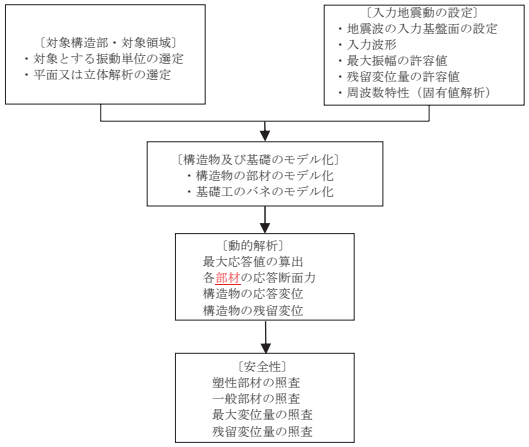


図-12.7-25　動的解析による構造安全性の照査フロー（堰柱の例）

⑵　動的解析手法

動的解析法は、地震動のレベルや解析の目的に応じて適切なものを選定する。図-12.7-26 と表-12.7-16 は動的解析法の種類と目的を示したものである。

レベル 1 地震動に対する耐震性能の照査では、構造物が弾性挙動することを想定しているため、線形動的解析が実行できる手法を用いる。一方、レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査のように、部材などに非線形挙動を想定する場合には、非線形動的解析、あるいは、非線形部材を等価な線形部材にモデル化する等価線形化法に基づく線形動的解析を行う。

非線形動的解析では、一般に時刻歴応答解析法を用いるが、解析結果として最大応答値のみを近似的に求めるだけであれば、等価線形化法による応答スペクトル法を用いることもできる。しかし、応答スペクトル法は、電算機の処理能力や、エネルギー一定則に従った解析上の制限や非線形に等価として置き換える必要があること、そして、電算機の処理能力の大幅な向上を考慮すれば解析に用いるメリットはない。

時刻歴応答解析法は、弾塑性域の堰柱の加速度、速度、変位、断面力などの時々刻々の応答を算出する方法である。微小の時間間隔(一般には 1/100 秒、あるいは、これより短い時間間隔)に離散化した地震動データを用いて、運動方程式を微小時間間隔ごとに数値的に積分する方法(逐次積分法)である。

線形解析の場合は、橋の基本的な振動特性である固有周期や振動モードを求めるとともに、線形状態での振動の時刻歴応答、あるいは、最大応答を求める。

構造物の非線形挙動は求めることはできないが、着目する部位の断面力が塑性化に至るレベルかどうかといったことが容易に判断することができることから、非線形動的解析の予備検討に活用することもできる。

また、等価線形化法は、非線形性を等価な線形モデルにより表す手法(例えば、当該部材に生じる変位やひずみに相当する割線剛性(等価剛性)と減衰定数(等価減衰定数)を用いる)であり、橋の非線形域での振動を近似的に求めることができる。等価線形化法においては、非線形性を適切にモデル化した上で等価剛性と等価減衰定数を定め、解が収束するまで一般に繰返し計算が必要となる。

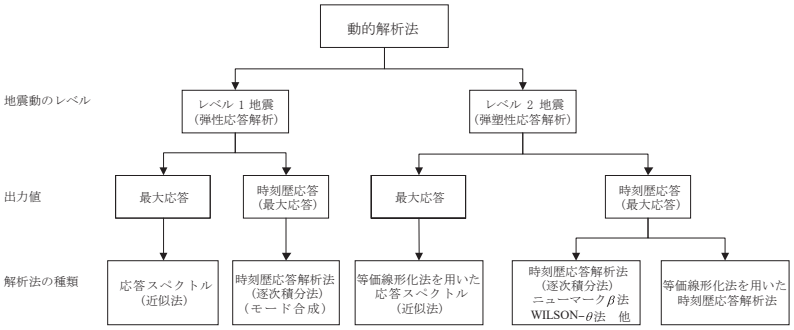


図-12.7-26　動的解析法の種類

表-12.7-16　動的解析法の種類と目的

動的解析法		目的
線形動的解析 (等価線形化法)	固有振動解析	固有周期、振動モードの算定
	時刻歴応答解析法	時刻歴応答の算定 非線形部位の検討、非線形動的解析結果のチェック
	応答スペクトル法	最大応答値（近似解）の近似的な算定 非線形部位の検討、非線形動的解析結果のチェック
非線形動的解析	時刻歴応答解析法	非線形時刻歴応答の算定

⑶　照査項目

動的解析により安全性を照査する場合は、以下の点を確認する。

ア　解析モデルで想定した箇所以外に塑性化が生じていないこと。

イ　当該部材に塑性化が生じることにより構造物全体系が不安定にならないこと。

ウ　塑性化を考慮してはならない一般部材に塑性化が生じていないこと。

⑷　動的解析に用いる地震動波形の例

レベル2地震動（タイプⅠ）

地盤種別	地震名	記録場所	振幅調整後の最大加速度（cm/s²）	継続時間(s)
Ⅰ種地盤	平成15年十勝沖地震	清水道路維持出張所構内地盤上EW成分	-537.820	120
	平成23年東北地方太平洋沖地震	開北橋周辺地盤上EW成分	-794.793	240
		新晩翠橋周辺地盤上NS成分	-692.867	240
Ⅱ種地盤	平成15年十勝沖地震	直別観測点地盤上EW成分	619.142	120
	平成23年東北地方太平洋沖地震	仙台河川国道事務所構内地盤上EW成分	674.896	240
		阿武隈大堰管理所構内地盤上NS成分	509.199	240
Ⅲ種地盤	平成15年十勝沖地震	大樹町生花観測点地盤上EW成分	506.015	120
	平成23年東北地方太平洋沖地震	山崎振動観測所地盤上NS成分	-574.178	240
		土浦出張所構内地盤上EW成分	-690.620	240

レベル2地震動（タイプⅡ）

地盤種別	地震名	記録場所	振幅調整後の最大加速度（cm/s²）	継続時間(s)
Ⅰ種地盤	1995年兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上NS成分	-812.020	30
		神戸海洋気象台地盤上EW成分	765.884	30
		猪名川架橋予定地点周辺地盤上NS成分	780.046	30
Ⅱ種地盤	1995年兵庫県南部地震	JR西日本鷹取駅構内地盤上NS成分	686.831	40
		JR西日本鷹取駅構内地盤上EW成分	-672.639	40
		大阪ガス葦合供給所構内地盤上N27W成分	736.334	40
Ⅲ種地盤	1995年兵庫県南部地震	東神戸大橋周辺地盤上N12W成分	-591.034	50
		ポートアイランド内地盤上NS成分	-557.427	50
		ポートアイランド内地盤上EW成分	619.186	50

⑸　モデル化

レベル 2 地震動の動的解析に用いる非線形モデルは、地震時保有水平耐力法に用いるプッシュオーバー解析弾塑性ヒンジモデルと同じとする。

12.7.8　限界状態設計法（参考）

本技術書における耐震性能照査については、レベル 1 地震動は許容応力度法、レベル 2 地震動は地震時保有水平耐力法を基本とする。一方、他の土地改良施設では、レベル 1 地震動は許容応力度法、レベル 2 地震動は限界状態設計法を適用しているものもある。

今後、頭首工の耐震性能照査において、限界状態設計法の導入も想定されること、現時点では、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査において、限界状態設計法を適用する場合もあることも想定し、ここでは、同設計法による耐震性能照査の基本的な考え方を以下に示す。

⑴　適　用

レベル 2 地震動による構造物の破壊に対する安全性の照査を限界状態設計法により行う場合は、以下による。

レベル 2 地震動に対する構造物の耐震性能は、「致命的な損傷を防止する」というレベルを目標とすることから、構造物躯体の終局限界状態を想定し、部材の終局耐力を求め、設計地震動による断面力が曲げ破壊及びせん断破壊に対して致命的な損傷を防止できるかどうかを照査する。

また、曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係、若しくは水平力と水平変位の関係をエネルギー一定則が成立する形のバイリニア型で定義し、部材の材料非線形性を考慮する。なお、必要に応じ変位などについて照査する。

⑵　手　法

限界状態設計法は、大規模なレベル 2 地震動に対し、構造物躯体の塑性域まで考慮して、構造物の耐震性能を評価する合理的耐震設計を行う代表的な設計法の一つである。部材のひび割れ、初降伏、降伏及び終局状態を考慮し、降伏状態からの塑性域を考慮して部材の耐力や、応答塑性率などによる変形について照査を行うことから、健全性を損なわない場合や致命的な損傷を防止する等の構造物の耐震性能に関連付けた耐震設計が可能であり、性能照査型の設計が可能である。

限界状態設計法自体は、構造物躯体の断面解析における照査法であり、設計に用いる地震動の評価は直接定義していない。そのため、地表以上の構造物の地震動の評価については、設計水平震度 k_{hc2} をもとに慣性力で評価することになる。一方、暗きょ（ボックスカルバート）等の地下構造物については、地震動を速度応答スペクトルで評価し、応答変位法によって地盤のせん断変位から、構造物への作用力を算定する。

⑶　耐震設計における限界状態設計法の位置付け

レベル 2 地震動に対する耐震設計においては、地震動の大きさが極めて大きく、変形が非線形領域に大きく入り、地震荷重を力として据えることが難しくなり、エネルギーを考えた変形による安全性評価が必要となる。

すなわち、耐力の照査と併せて、変形に関する判断規準(限界状態)を規定して、安全性を評価するという限界状態設計法を適用することもできる。

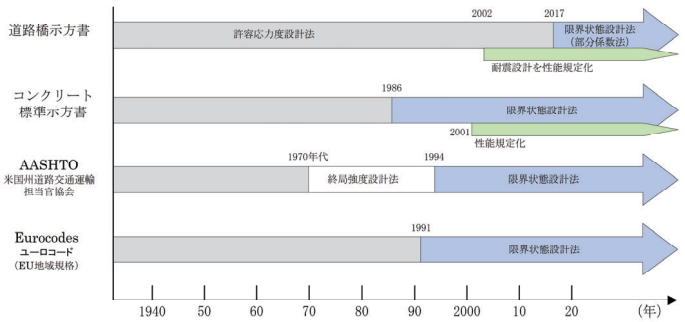


図-12.7-27　設計法の変遷

⑷　限界状態の定義

限界状態とは、「構造物が要求性能を満足しなくなる限界の状態」のことである。検討すべき限界状態は、一般に、耐久性、安全性、使用性及び復旧性に対して設定する。また、地震時の安全性と地震後の使用性や復旧性を総合的に考慮する場合にもそれに対応する適切な限界状態を設定するものとする。

「コンクリート標準示方書【設計編】」（2017 年制定）によれば、各要求性能の限界状態は以下のように設定するとされている。また、要求性能に対する限界状態、照査指標および考慮する設計作用の例を表-12.7-17 に示す。なお、他機関では、これらによらない場合がある。

ア　安全性

安全性は、一般に構造物の破壊・崩壊に対する限界状態を設定するのがよい。なお、これ以外の安全性の限界状態は、構造物の用途・機能に応じて別途設定する必要がある。これには、走行安全性・歩行安全性のように構造物の利用側の安全に関する要求性能と、付帯設備の脱落、かぶりコンクリートの剥落等、構造物に起因した第三者への公衆災害に対する要求性能等がある。

(ｱ)　構造物の耐荷力

破壊に関する構造物全体系としての性能は、構造物を構成する各部材の状態と密接な関係にある。構造物の破壊に関する安全性は、構造物が複数の部材により構成されている場合、一部の部材が破壊しても、構造物全体系として破壊しないことを照査すればよい。構造物の耐荷力に関しては、一般に以下の限界状態を設定するのがよい。

断面破壊：設計耐用期間中に生じる全ての作用に対して、構造物が耐荷能力を保持することができる性能を表す限界状態。

疲労破壊：設計耐用期間中に生じる全ての変動作用の繰返しに対して、構造物が耐荷能力を保持することができる性能を表す限界状態。

(ｲ)　構造物の安定

設計耐用期間中に生じる全ての作用に対して、構造物が変位、変形、メカニズムや基礎構

造物の変形等により不安定とならないことを保持できる性能を表す限界状態。

イ　使用性

使用性には、構造物が正常に使用できるための性能として、使用上の快適性や構造物のそれ以外の用途・機能から定まる限界状態として、一般に以下の限界状態を設定するのがよい。なお、これらの限界状態の限界値は、構造物の用途・機能に応じて設定するものとする。

(ｱ)　外観

コンクリートのひび割れ、表面の汚れ等が不安感や不快感を与えず、構造物の使用を妨げないようにするための限界状態。

(ｲ)　騒音、振動

構造物から生じる騒音や振動が、周辺環境に悪影響を及ぼさず、構造物の使用を妨げないようにするための限界状態。

(ｳ)　乗り心地、歩き心地

車両や歩行者が快適に走行および歩行できる限界状態。

(ｴ)　水密性

水密性を要するコンクリート構造物が、漏水や透水、透湿により用途、機能を損なわないための限界状態。

(ｵ)　損傷

構造物に変動作用、環境作用等の原因による損傷が生じ、そのまま使用することが不適当な状態とならない限界状態。

ウ　復旧性

復旧性には、構造物の修復性に関して、物理的特性に基づく限界状態を設定するのがよい。

表-12. 7-17　要求性能、限界状態、照査指標と設計作用の例

要求性能	限界状態	照査指標	考慮する設計作用
安全性	断面破壊	力	全ての作用（最大値）
	疲労破壊	応力度・力	繰返し作用
	変位変形・メカニズム	変形・基礎構造による変形	全ての作用（最大値） 偶発作用
使用性	外観	ひび割れ幅、応力度	比較的しばしば生じる大きさの作用
	騒音・振動	騒音・振動レベル	比較的しばしば生じる大きさの作用
	車両走行の快適性等	変位・変形	比較的しばしば生じる大きさの作用
	水密性	構造体の透水量 ひび割れ幅	比較的しばしば生じる大きさの作用
	損傷（機能の維持）	力・変形等	変動作用等
復旧性	修復性	力・変形等	偶発作用（地震の影響等）

(5)　限界状態設計法が具備すべき条件

限界状態設計法は、「いくつかの限界状態を設定し、設計時点における各種の不確定要因を設計

変量として考慮することにより、構造物又は部材が限界状態に達する確率を許容限度以下とするための設計体系」と定義できる。すなわち、限界状態設計法が具備すべき条件として、以下の事項を挙げることができる。

ア　限界状態の定量的な定義

(4)で述べた各限界状態が、定量的及び明確に定義されていなければならない。例えば、安全性の限界状態は、構造物の耐荷力や安定等の限界状態とし、力、応力度、変形・基礎構造による変形等の物理量を指標として設定する。使用性の限界状態は、構造物に求められる用途・機能、使用目的に応じて、応力度、ひび割れ幅、変位・変形等の物理量を指標として設定する。また、復旧性の限界状態は、構造物の修復性に関して、力・変形等の物理量を指標として設定する。

イ　設計時点における不確定要因の合理的な取扱い

構造物の設計時点においては、以下のような種々の不確定要因が存在する。

(ｱ)　使用期間中に作用する外力の変動、並びに実際に作用する外力と設計荷重との差異

(ｲ)　材料強度のばらつき、断面寸法の誤差、材料試験結果を実構造物へ適用する際に含まれる不確実さによる部材及び構造物の強度のばらつき

(ｳ)　施工精度のばらつき

(ｴ)　解析、設計計算における仮定、近似

これらの不確定要因を合理的に考慮することにより、構造物又は部材が限界状態に達する確率を許容限度以下にすることが可能となる。

限界状態設計法には、設計時点における不確定要因を確率事象としてとらえ、確率論（信頼性理論）により限界状態に達する確率を直接求めるものから、工学的判断により全く確定論的に設計を行うものまで種々の方法がある。その中で、限界状態設計法に基づく設計基準類に一般的に採用されている部分安全係数設計法は、作用の変動及び材料強度のばらつきを統計データに基づいて確率論的に扱い、他の不確定要因は部分安全係数と呼ばれる安全係数で考慮する方法である。

(6)　安全係数と修正係数

部材の応答値や限界値の計算を行う上で、作用、材料強度さらに、部材寸法などのばらつきや、構造解析の不確実性等について、「コンクリート標準示方書【設計編】」（2017 年制定）に準じて考慮する。

ア　安全係数

(ｱ)　安全係数は、材料係数 γ_m、作用係数 γ_f、構造解析係数 γ_a、部材係数 γ_b 及び構造物係数 γ_i とする。

(ｲ)　材料係数 γ_m は、材料強度の特性値からの望ましくない方向への変動、供試体と構造物中との材料特性の差異、材料特性が限界状態に及ぼす影響、材料特性の経時変化等を考慮して定める。

(ｳ)　作用係数 γ_f は、作用の特性値からの望ましくない方向への変動、作用の算定方法の不確実性、設計耐用期間中の作用の変化、作用の特性が限界状態に及ぼす影響等を考慮して定めるものとする。

(ｴ)　構造解析係数 γ_a は、応答値算定時の構造解析の不確実性等を考慮して定めるものとする。構造解析係数 γ_a は、一般に 1.0 としてよい。

(オ)　部材係数γ_bは、部材耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度、すなわち対象とする部材がある限界状態に達したときに、構造物全体に与える影響等を考慮して定めるものとする。

部材係数γ_bは、限界値算定式に対応して、それぞれに定める。

(カ)　構造物係数γ_iは、構造物の重要度、限界状態に達したときの社会的影響等を考慮して定めるものとする。

構造物係数γ_iは、一般に 1.0～1.2 としてよい。

イ　安全性の照査

部材断面の破壊を対象とする限界状態による安全性照査においては、作用の特性値から設計応答値を求める過程で作用係数γ_fと構造解析係数γ_aの二つの安全係数を、また、材料強度から設計限界値を求める過程で材料係数γ_mと部材係数γ_bの二つの安全係数を設定し、さらに設計応答値と設計限界値を比較する段階で構造物係数γ_iを設定した。これらの安全係数は、その数値はともかく、概念的には他の限界状態に対しても適用できる。性能照査の流れに対する安全係数を図-12.7-28 に示す。また、安全係数により配慮されている内容を表-12.7-18 に標準的な安全係数の値を表-12.7-19 に示す。

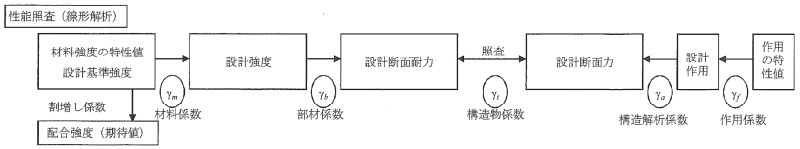


図-12.7-28　性能照査における安全係数

表-12.7-18　安全係数により配慮されている内容

	配慮されている内容	取り扱う項目
断面耐力	1. 材料強度のばらつき (1) 材料実験データから判断できる部分 (2) 材料実験データから判断できない部分（材料実験データの不足・偏り、品質管理の程度、供試体と構造物中との材料強度の差異、経時変化等による） 2. 限界状態に及ぼす影響の度合 3. 部材断面耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつき、部材の重要度、破壊性状	特性値 f_k 材料係数 γ_m 部材係数 γ_b
断面力	1. 作用のばらつき (1) 作用の統計的データから判断できる部分 (2) 作用の統計的データから判断できない部分（荷重の統計的データの不足・偏り、設計耐用期間中の荷重の変化、荷重の算定方法の不確実性等による） 2. 限界状態に及ぼす影響の度合 3. 断面力等の算定時の構造解析の不確実性	特性値 F_k 作用係数 γ_f 構造解析係数 γ_a
構造物の重要度、限界状態に達したときの社会的経済的影響等		構造物係数 γ_i

表-12.7-19　標準的な安全係数の値

安全整数 / 要求性能（限界状態）	材料係数 γ_m コンクリート γ_c	材料係数 γ_m 鋼材 γ_s	部材係数 γ_b	構造解析係数 γ_a	作用係数 γ_f	構造物係数 γ_i
安全性（断面破壊）	1.3	1.0 又は 1.05	1.1 ～ 1.3	1.0	1.0 ～ 1.2	1.0 ～ 1.2
安全性（疲労破壊）	1.3	1.05	1.0 ～ 1.3	1.0	1.0	1.0 ～ 1.1
使用性	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

ウ　修正係数

材料強度及び作用に関して、特性値とは別の体系の規格値又は公称値が決まっている場合は、これらの特性値は規格値又は公称値を修正係数によって変換する。

(ア)　修正係数は、材料修正係数 ρ_m 及び作用修正係数 ρ_f とする。

(イ)　材料修正係数 ρ_m は、材料強度の特性値と規格値との相違を考慮して定める。

(ウ)　作用修正係数 ρ_f は、作用の特性値と規格値又は公称値との相違を考慮して、それぞれの限界状態に応じて定める。

(7)　地震動の評価

限界状態設計法では地震動の評価を定義していないことから、固有周期と構造物特性係数を考慮する設計水平震度 k_{hc} や応答変位法による速度応答スペクトル S'_V を別途算定して適用することとした。

ア　固有周期と構造物特性係数を考慮する設計水平震度 k_{hc} を用いる場合

地震時保有水平耐力法と同様に、構造物の塑性変形によるエネルギー吸収能力を考慮し、構造物特性係数 C_s を適切に決定して設計水平震度の標準値 k_{hc0} を低減させた設計水平震度 k_{hc} を算定する。

イ　速度応答スペクトルを用いる場合

地中構造物、例えば暗きょ（ボックスカルバート）など地震時の挙動が地盤変位に支配される場合は、速度応答スペクトルを用いる。速度応答スペクトルは「水道施設耐震工法指針」のレベル 2 地震動に対する設計用速度応答スペクトル S'_V を採用する。

(8)　照　査

照査を行うには、以下に示す項目に留意して、設計地震力の下で部材に発生する断面力や変位（曲率）を算定しなければならない。また、部材の断面耐力を求めるとともに、曲げモーメント－曲率の関係式を求める必要がある。

ア　設計水平震度を用いて、静的な計算を行う場合は、力学特性を線形とした線形モデルを用いてもよい。ただし、この場合の剛性は降伏剛性とする。なお、断面力、変位はエネルギー一定則等、適切な方法によって求める。

イ　不静定構造物の場合には、構造物全体系が崩壊しないことを確かめるために、崩壊機構を追跡できる増分解析（プッシュオーバー解析）による非線形静的解析を実施する。対象構造物としては、ラーメン橋脚や杭基礎（複数杭）等がある。

レベル 2 地震動に対する耐震設計における照査内容は、重要度 AA 種の橋梁と頭首工については、「致命的な損傷を防止する」以外に「限定された範囲に留める」と定義される耐震性能を考慮する。一方、これ以外の重要度 A 種の構造物については、「致命的な損傷を防止する」のレベルのみについて、検討することにしている。

第 13 章　固定堰の設計

関連条項［基準10、運用10-3～7］

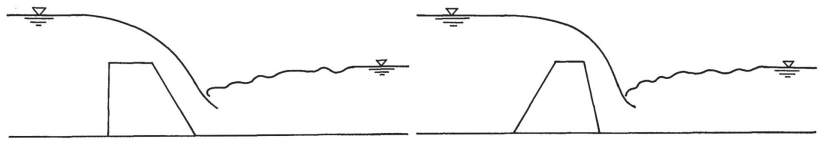
固定堰は、取水時に必要な水位を確保し、洪水の流下に著しい支障を与えず、水理的、構造的に安全な断面となるよう設計する必要がある。ここでは、一般的な固定堰の設計に関する諸事項を解説する。

13.1　固定堰の断面形の決定

13.1.1　基本断面形の概定

固定堰堰体の基本断面形は、上流面を垂直あるいはこれに近い勾配とし、下流面を緩勾配として堰頂に幅を与えた台形断面が一般的である（**図-13.1-1**(a)越流水脈型）。

このほかにも、石礫が流下する場合に、砂防堰堤のように上流面勾配を緩やかにし下流面を急にして落下する石礫による破壊を防止する考え方もある（**図-13.1-1**(b)砂防堰堤型）。また、水勢減殺の目的をもって、下流法先に水承をつけずに、越流水をエプロンに垂直に落下させて勢力を減殺する考え方もある。



(a)　越流水脈型　　(b)　砂防堰堤型

図-13.1-1　固定堰の基本断面形

13.1.2　基本断面形の修正

概定した基本断面形は、越流水脈と堰体とが離れないように修正する必要がある。基本断面の修正は、水理的な条件と、施工の容易性について配慮して決める必要がある。以下に、一般的な断面修正の手法について述べる。

⑴　上流堰頂端の修正

上流堰頂端は、$h_1 + h_v = h$（越流水頭）として

$$a=0.125h,\ b=0.28h \cdots\cdots (13.1\text{-}1)$$

となる 1/4 だ円とするのが望ましいが、1/4 半円形にしてもよい。

⑵　下流面の修正

下流面は種々の修正断面が考えられるが、越流水脈と堤体とが離れないように修正することが基本で、そのためには、$x^2 = \alpha h y$ なる放物線とし、α の値を 1.78 より大として、その放物線から下流面に接するようにするのが一般的である。そのため、**図-13.1-2** において、E を原点とし、x、y 軸を図のようにとり、y 軸と下流法面との交点を O とし、$OE = d$ とすれば、曲線式は、

$$x^2 = 4m^2 dy \quad \cdots\cdots (13.1\text{-}2)$$

となり、堰頂より d だけ下がったところで下流面に接することになる。

ただし、この場合は

$$4(d/h)m^2 > 1.78 \quad \cdots\cdots (13.1\text{-}3)$$

であることを要する。なお、堰頂にある幅を与える必要があるときは、x 軸上、E 点から適宜水平の部分を設ければよい。

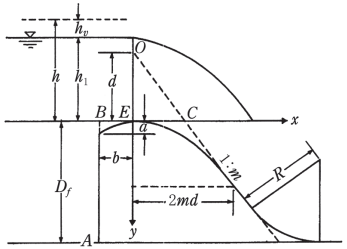


図-13.1-2　基本断面形の修正

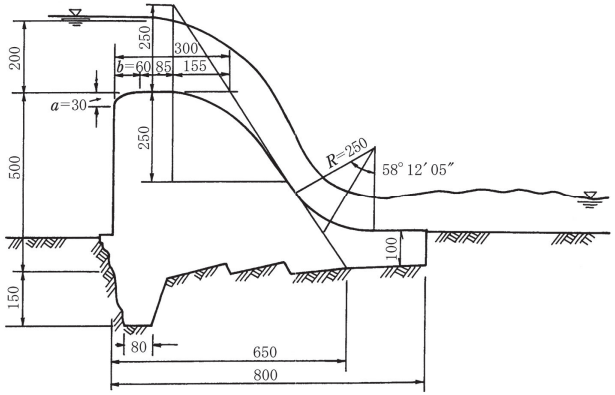


図-13.1-3　台形断面の例

(3)　水承

水承（bucket）は流量が小さく基礎岩盤の良い低い堰の場合を除き、越流堰の堰体法先の部分において落下水脈を水平方向に偏向させるために設けるもので、その目的は水の落下衝突による洗掘を防止するためである。この曲線をエッチベリーは堰堤高の 1/2～1/3 を半径とする円弧としている。水承が十分に有効であるためには、地盤に対して接線となるようにする必要があり、堰が高く越流水量が多いほど水承の半径を大きくして岩盤との接合点に急激な変化を与えないようにする。また、半径は岩盤の良否により変化させるとともに、岩質の悪いもの又は砂礫の地盤においては、堰体下流の洗掘の防止設備（エプロン）を設ける。

13.2　エプロンの設計

13.2.1　下流エプロン

越流水による堰体下流の洗掘を防ぐために、下流面にエプロンを設ける。エプロンの長さは**式**(13.2-1)、厚さは**式**（13.2-2）により決定できる。

$$\ell_1 = 0.6C\sqrt{D_1} \quad \cdots\cdots (13.2\text{-}1)$$

ここに、ℓ_1：下流エプロンの長さ（m）

D_1：エプロン下流端の上面から堰頂までの高さ（m）

C：ブライの C　（**表-11.1** 参照）

$$t \geqq \frac{4}{3} \cdot \frac{w_0(\Delta H - H_f)}{\gamma - w_0} \quad \cdots\cdots (13.2\text{-}2)$$

ここに、t：考える点の厚さ（m）

ΔH：上下流の最大水位差（m）

H_f：考える点までの浸透水の損失水頭（m）

γ：堰及びエプロンの材料の単位体積重量（kN/ m^3）

4/3：安全率

w_0：水の単位体積重量（kN/ m^3）

w_0（$\Delta H - H_f$）は任意の地点における揚圧力の強度を示し、全浸透路長を S、任意の点までの浸透路長を S' とすれば $H_f = (\Delta H/S)S'$ となる。

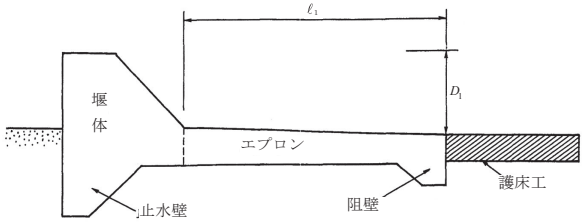


図-13.2-1　エプロン長さ

下流端における厚さは、**式**（13.2-2）によれば非常に小さくなる可能性がある。

この場合、河川の状況、頭首工の規模にもよるが、最小厚さは、一般河川の場合 50cm、流下転石の多い場合は 60cm とするのが一般的である。

下流端は洗掘や河床低下に備えて現河床より若干低い標高に設定するとともに阻壁を設けることが多い。

なお、軟弱地盤に築造する堰体及びエプロンは不同沈下によるたわみは絶対避けなければならないので、適切な基礎工の施工が必要である。

13.2.2　上流エプロン

上流面に設けるエプロンは、越流水による渦流が河床を洗掘することを防止するために設けるものであり、下流エプロンより薄くてよい。

通常、下流エプロンの厚さの 1/2～2/3 程度とするが、特に渦流が起こる河川は、厚さを増さなければならない。

しかし、堰の高さ（ D_f ）が 2～3 m 以上で、将来上流面の堆砂が予測できる場合はあえて設ける必要はない。さらに浸透路長の計算には、安全のため考慮しないのが一般的である。河床の条件からやむをえず浸透路長の計算に入れる場合は、堰体との結合部にダウエルバー等を挿入して沈下を防止し、かつ止水板を入れて十分な水密化を図るなどの配慮が必要になる。

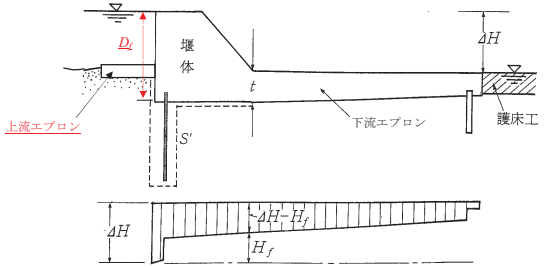


図-13.2-2　エプロン厚さの説明

13.3　固定堰の構造設計

13.3.1　固定堰の安定性照査

固定堰の安定性照査は、次のケースにおける安定条件を満たさなければならない。

⑴　洪水時において、常時上下流方向の安定

⑵　低水時において、地震時上下流方向の安定

固定堰の安定計算は、以下の各条件を満足するように決定する。

13.3.2　固定堰の安定計算

直接基礎工法における堰体が安定であるためには、⑴転倒に対して安全であること、⑵滑動に対して安全であること、⑶地盤支持力に対して安全であることの三つの条件を満足するように決定する。

なお、杭基礎、ケーソン基礎の場合には、**18.7　杭基礎の設計**及び **18.8　ケーソン基礎**の規定に準じる。

それぞれの条件に対する安定性は、次の**式（13.3-1）～式（13.3-2）、式(13.3-4)**によって照査する。なお、荷重は、**12.4** を参照する。

⑴　転倒に対する安定

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{B_2}{2} \leqq \frac{B_2}{6}\ （常時）\quad \leqq \frac{B_2}{3}\ （地震時）\quad \cdots\cdots (13.3\text{-}1)$$

⑵　滑動に対する安定

$$S_L = \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \cdot f \geqq 1.5\ （常時）\ 又は\ \geqq 1.2\ （地震時）\quad \cdots\cdots (13.3\text{-}2)$$

ただし、岩盤上に築造する場合は、底面せん断摩擦抵抗を取り、その安全率(n)を 4 以上とする。この場合、$f = \tan\phi$ を採用する。

$$n = \frac{\tau_0 B_2 + f\Sigma V}{\Sigma H} \geqq 4.0 \quad \cdots\cdots (13.3\text{-}3)$$

⑶　地盤支持力に対する安定

ア　合力の作用点が中央 1/3 内にあるとき

$$q = \frac{\Sigma V}{B_2}\left(1 \pm \frac{6e}{B_2}\right) \leqq q_a \quad \cdots\cdots (13.3\text{-}4)$$

イ　合力の作用点が中央 1/3 外にあるとき

$$q = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{\Sigma V}{B_2 - 2e}\right) \leqq q_a \quad \cdots\cdots (13.3\text{-}5)$$

ここに、e ：偏心距離（底面中心から合力が底面を切る点までの距離）(m)

M ：底面上流端に関するモーメント　(kN･m/m)

V ：鉛直荷重　(kN/m)

H ：水平荷重　(kN/m)

B_2 ：堰体底幅　(m)

S_L ：滑動に対する安全率　（常時 1.5、地震時 1.2）

f ：躯体コンクリートと基礎地盤の摩擦係数　（$f = \tan\phi$）

τ_0 ：底面のせん断抵抗　(kN/m^2)

n ：安全率

q ：底面の両端に生じる地盤反力度　(kN/m^2)

q_a ：地盤の許容支持力　(kN/m^2)

なお、揚圧力の作用は不明なこともあるので、基礎地盤によっては、揚圧力が作用しない場合についてのqを計算して検討しておく。

13.3.3　設計地震動

⑴　一般

固定堰の地震時における照査方法は従来から震度法を適用してきており、固定堰の安定は、転倒、滑動、基礎地盤支持力、基礎の変位の各照査項目について照査する。

固定堰は一般に堰高 2m～15m 程度まで広範囲にわたっており、構造特性上固有周期の非常に短い構造物であることから、設計地震動は、「土地改良事業設計指針「耐震設計」」における類似の構造物として、擁壁、開水路の設計地震動を適用し、レベル 1 地震動に対して照査する。

ただし、堰高の特に高いもの、又は特殊な構造の固定堰については、レベル 2 地震動に対して別途検討する。

⑵　固定堰の設計水平震度の標準値

固定堰の設計水平震度の標準値は、上記により**表-13.3-1** に示す値を用いる。

表-13.3-1　固定堰の設計地震動

地盤種別	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
レベル 1 地震動	0.12	0.15	0.18

第 14 章　可動堰の設計

関連条項[基準10、運用10-17、18、20]

可動堰には一般に洪水吐きと土砂吐きの 2 種類がある。洪水吐きの主たる機能は、取水時の水位を確保し、洪水時の通水を妨げないことであり、土砂吐きの主たる機能は、取入口前面に堆積する土砂を適時排除することにより、用水路への土砂の流入を防止することである。可動堰の設計において最も重要な諸元は、敷高、径間長、堰天端標高であり、これらに関する必要な規定事項は、設計基準の関係条項において定められている。ここでは、基準で定めていない、可動堰の設計の手法などについて解説する。なお、可動堰のうち土砂吐きの水理設計に関する技術的な事項については、「**第 15 章　土砂吐きの水理設計**」に解説をしているので、これについても参照されたい。

14.1　可動堰の水理設計

図-14.1-1 において、ℓ_0 は、広頂堰として機能させ粗度効果を発揮させるため、設計洪水位における上流水深 h_1 の 2 倍以上とることが望ましい。また、勾配は原則として計画河床勾配に平行に設けるのが一般的である。

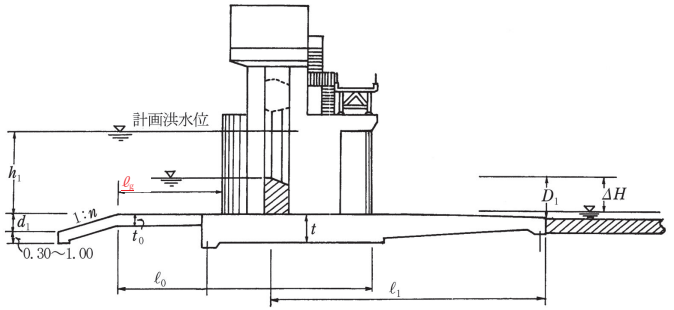


図-14.1-1　洪水吐き断面説明図

一般的には、長さ ℓ_0 のうち、堰柱上流部 ℓ_g は堰柱幅の 3 倍程度とする。また、厚さ t_0 は、下流エプロンの最大厚さ t の 1/2～2/3 程度とする。これより上流へは、3 割の逆勾配を与え、その先端は現河床より $d_1 = 1.5\,\mathrm{m}$ 程度貫入させるのが一般的であるが、河川の状況により局所洗掘に対する効果が異なるので十分な検討が必要である。

なお、現場条件等により局所洗掘が懸念される場合、上流エプロンを平坦にし、上流護床工の設置を検討する場合もある。

ゲート戸当り部より下流の堰体及び堰体下流のエプロンの長さ ℓ_1 は**式(14.1-1)**、厚さ t は**式(14.1-2)**により求める。

$$\ell_1{}^{*1} = 0.9C\sqrt{D_1} \quad \cdots\cdots (14.1\text{-}1)$$

ここに、　ℓ_1：下流エプロンの長さ（m）
D_1：エプロン下流端の上面からゲート天端までの高さ（m）
C：ブライの C（**表-11.1** 参照）

$$t \geqq \frac{4}{3}\cdot\frac{w_0(\Delta H - H_f)}{\gamma - w_0} \quad \cdots\cdots (14.1\text{-}2)$$

ここに、　t：考える点の厚さ（m）
ΔH：上下流の水位差（m）
H_f：考える点までの浸透水の損失水頭（m）
γ：堰及びエプロンの材料の単位体積重量（kN/m³）
4/3：安全率
w_0：水の単位体積重量（kN/m³）

$W_0(\Delta H - H_f)$ は、任意の地点における揚圧力の強度を示し、全浸透路長を S、任意の点までの浸透路長を S' とすれば、$H_f = (\Delta H / S)S'$ となる。

式 (14.1-2) によれば、下流端における厚さが極端に小さくなる可能性がある。この場合は、河川の状況、頭首工の規模にもよるが、最小厚さは、一般河川の場合 50 cm、流下転石が多い場合は 60 cm とするのが一般的である。

下流端は洗掘や河床低下に備えて現河床より若干低い標高に設定するとともに阻壁を設ける。なお、堰体は不同沈下によるたわみは絶対避けねばならないので、適切な基礎工が必要である。

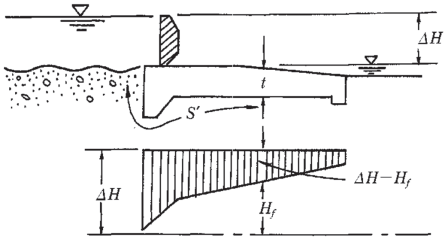


図-14.1-2　エプロンの厚さの説明

*1　ブライの原典によれば、スルース堰（Sluice weir）の場合の ℓ_1 は、$\ell_1 = 1.1C\sqrt{D_1}$ である。ここでいうスルース堰とは、固定堰と土砂吐きからなる堰の土砂吐きを意味する。したがって、スルース堰における流水の状況が通常の可動堰における水理現象と異なること．また、この式は過大な数値を与えること等が指摘されており、このことから過去の頭首工設計基準（昭和 42 年 10 月制定）で ℓ_1、$\ell_1 = 0.6C\sqrt{D_1} \times 1.5 = 0.9C\sqrt{D_1}$ が適用された。この式により設計施工された実施例からは、適当な長さを与えていると判断されること、及びブライの式に代わる適当な式がないこと等から、ここでは**式（14.1-1）**を紹介した。

［参　考］　上流エプロンの形状

⑴　上流エプロンの形状については、従来からエプロンの上流端を 1:3 の逆勾配にして根入れさせることを推奨してきた。この効果について、農林水産省（現独立行政法人）農村工学研究所で実験を行い、次の結果が得られている。

ア　掃流力が大きい条件下では、局所洗掘防止に有効である。

イ　掃流力が小さい条件下では、形状による差異はない。

したがって、頭首工を河川の上・中流部に設置する場合は有効であると考えられるが、定量的な解析はまだなされていないので、設計に当たっては河床の状況（局所洗掘の状況、流砂量、河床勾配、河床材料等）に留意する。

なお、洗掘危険度がある程度高い現地条件では、直（1：0）形状とすると根入れ深さが過大となり、かえって 1：3 形状より不経済となる。この境界が 1：3 形状と直形状の施工区分の目安となる。

参考として実験の要約と各地で建設された頭首工の洗掘状況の調査結果を示す。

⑵　実験の要約

ここでは、頭首工構成各部の中で、勾配がきつく局所洗掘が最も起こりやすいと考えられる土砂吐き部を対象に実験を行った。実験水路内には単純化した土砂吐き形状を再現した（**図-14.1-3**）。

ア　実験条件

エプロン上流端形状（3 ケース）：直（1：0）、1：3、1：1
初期砂面：エプロンの上流にエプロン敷頂と同じ高さで砂を水平に敷いた。
実験砂中央粒径：約 0.4 mm
実験流量：21ℓ/s
送水時間：20～35 時間
上流からの給砂：なし
移動床上の無次元掃流力：0.058～0.284
移動床上の砂粒レイノルズ数：7.66～12.95

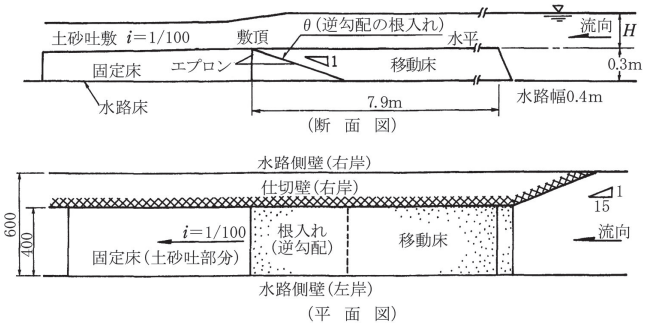


図-14.1-3　土砂吐き形状図

イ　実験結果

(ｱ)　エプロン直上流の砂面変動の状況

a　河川の掃流力が強い状況下でのエプロン直上流の砂面変動

(a)　直形状

直形状の洗掘状況を模式的に示すと**図-14.1-4** のようになる。直形状の局所洗掘は、砂堆の谷がエプロン上流面に進行してきた時に、その谷部と、露出したエプロン上流面の間に発生する縦渦により生じたものである。局所洗掘の深さは進行してくる砂堆の谷底より深いものであるが恒常的でない。ある程度掘れると、そこが死水域となって、渦も弱まり徐々に埋戻される。次に砂堆の山がきた時には完全に埋戻されてしまう。つまり、直形状のエプロン直上流砂面高は、砂堆の谷→山→谷→……の進行に伴って、洗掘（砂堆の谷より深い）→埋戻し（砂堆の山と同高の砂面高）→洗掘→……という経過をたどる。

(b)　1：3 形状

1：3 形状のエプロン直上流の砂面変動の状況を**図-14.1-5** に示す。1：3 形状では、直形状と異なり、砂堆の谷が進行してきても局所洗掘は生じなかった。エプロン直上流の砂面高は、砂堆の谷の進行に伴ってそれと同高に低下するだけであった。直形状のように渦が巻くこともなく、エプロン上流面では常に掃流状態が維持されていた。

進行してきた砂堆の山は、この掃流で流されて、エプロン斜面上をはい上がる。これによりエプロン上流面の砂面形状は、その上流の河床地形に対しなじみのよいものとなっていた。

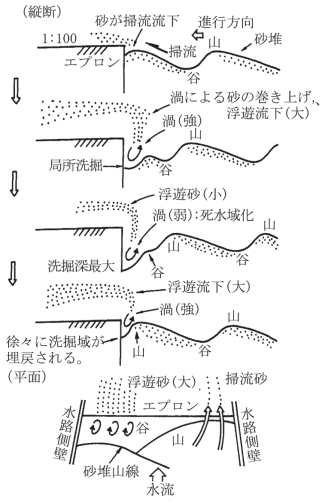


図-14.1-4　直（1：0）形状でのエプロン上流の砂面の変化

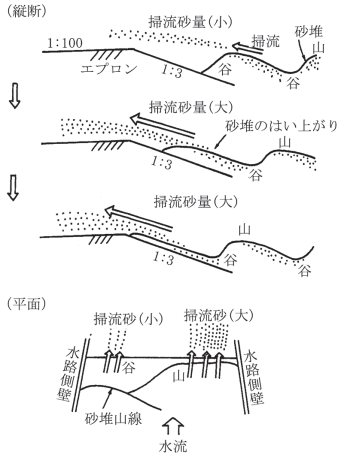


図-14.1-5　1：3 形状でのエプロン上流の砂面の変化

1：3 形状のエプロン直上流砂面高は、砂堆の谷→山→谷……の進行に伴って、砂堆の谷と同標高→砂堆の山より高い砂面高（砂堆の山のはい上がりにより）→砂堆の谷と同標高→……という経過をたどる。

b　河川の掃流力が弱い状況下でのエプロン直上流の砂面変動

いずれのケースでも、さらに時間がたち、水路内全体で河床が低下（水深が増加）して、流砂が静止状態に近づくと、エプロン直上流の砂面高は河床波高と一致するようになった。すなわち、局所洗掘も砂堆のはい上がりも起こらず、エプロン直上流の砂面高は進行してくる砂堆の山、谷の高さに追随した。

(a)　洗掘深の変化

・相対洗掘深の変化

直形状と 1：3 形状についてエプロン直上流洗掘深の変化を**図-14.1-6** に示す。図中、縦軸は 60 分ごとに“エプロン上流面での砂堆の谷の最深値（b_*）（エプロン直上流洗掘深）”を“エプロン上流近傍（上流 25 cm 地点）を通過する砂堆の谷の最深値（b）”で割ったものである。ここでは、“相対洗掘深”と称している。したがって、この値が 1 より大きいとエプロン上流面で洗掘を生じていることになる。

以下は、すべてエプロン上流面が露出した状態での状況である。

直形状では、河床が低下（エプロン上流面が露出）し始め砂堆が発達するにつれ、相対洗掘深が大きくなっている。送水後 60～120 分では相対洗掘深が 2.3 近くとなっている。その後、全体河床の低下に伴い、掃流力が低減するにつれ相対洗掘深も漸減している。送水時期（60 分以前）の、掃流力が大きい時に相対洗掘深が比較的小さかったのは、エプロン上流面露出高が小さくかつ砂堆の発達が不十分だったためと思われる。

一方、1：3 形状では、送水初期の、掃流力の強い段階から常に相対洗掘深がほぼ 1.0 であり、洗掘が生じていないことが明らかである。むしろ、掃流力の強い条件下で、砂堆の山がエプロン上をはい上がりエプロン上流面を保護する状況となっていた。

以上をまとめると、

① 直形状では、エプロン上流面（根入れ部）露出、砂堆発達、掃流力が強い条件下で間欠的な局所洗掘を生じる。

② 1：3 形状は、掃流力の強い条件（①と同条件も含む）下でも、洗掘は生じない。むしろ、砂堆がはい上がり河床になじみよい形状となる。

③ 掃流力が弱いと形状による差異はない。エプロン直上流砂面高は進行してくる砂堆に追随するだけである。

したがって、直形状は、条件によっては洗掘の危険性がある。1：3 形状は洗掘に対し安全性が高いといえる。

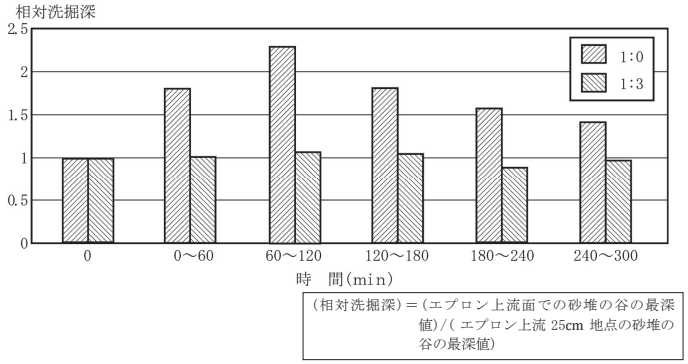


図-14.1-6　洗掘深の変化

⑶　頭首工実態調査の結果

ア　上流エプロン形状と河床状況について

(ｱ)　調査データ

基幹水利施設台帳（頭首工編）の 379 件より、昭和 42 年度以降の頭首工を中心に全国調査した結果、有効データとして 210 件が得られ、項目ごとに有効データのみを集計し整理した。

(ｲ)　調査件数（地域別）

地域名	北海道	東　北	関　東	北　陸	東　海	近　畿	中四国	九　州	計
件　数	34	45	27	18	9	29	26	22	210

(ｳ)　データ整理結果

a　上流エプロン形状

洪水吐き上流エプロンの形状で 3 割の逆勾配を採用しているのは、有効データ数の約 42%(57 件)である。さらに 3 割以外の逆勾配も含めると約 64%（86 件）となる。特に洪水吐き上流の 3 割勾配が明文化された昭和 53 年度以降はその比率が伸びている（**図-14.1-7**）。

b　河床形状等

逆勾配を採用している 86 カ所の頭首工のうち有効データ数 83 カ所（**図-14.1-8**）を見てみると、上流側護床工のない場合が約 84%(70 件)である。そのうちの上流側河床状況については、異常なしか、若干洗掘はあるが支障のないものがほとんどであり（**図-14.1-9**）、逆勾配の効果があることがわかる。

なお、（**図-14.1-10**）の河床勾配別での洗掘状況を見ると、急流河川（1/140～1/800）での洗掘がほとんどである。

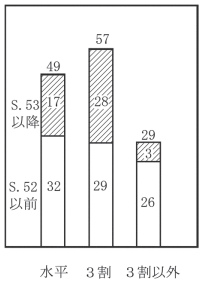


図-14.1-7　上流エプロン形状

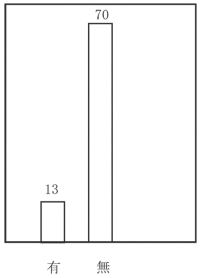


図-14.1-8　上流護床工の有無
（逆勾配の場合）

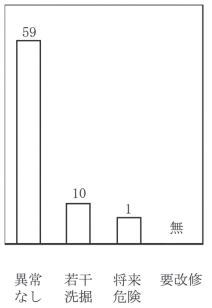


図-14.1-9　上流側河床状況
（逆勾配有、護床工無）

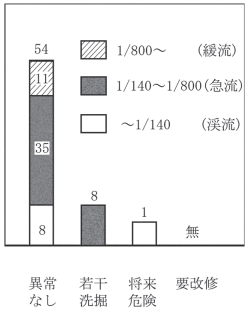


図-14.1-10　河川勾配別洗掘状況
（逆勾配有、護床工無）

14.2　可動堰の構造設計

14.2.1　常時及びレベル 1 地震動

⑴　堰柱の安定計算

堰柱の安定計算は、次の項目について行う。

ア　転倒に対して安全であること

イ　滑動に対して安全であること

ウ　地盤支持力に対して安全であること

エ　各部材の応力が許容応力度以内であること

まず堰柱に作用する荷重(外力)の合力を次式により求める。

$$X_0=\frac{\Sigma(V\cdot X)}{\Sigma V},\quad Y_0=\frac{\Sigma(H\cdot Y)}{\Sigma H} \cdots\cdots (14.2\text{-}1)$$

$$\Sigma M=\Sigma(V\cdot X)+\Sigma(H\cdot Y) \cdots\cdots (14.2\text{-}2)$$

ここに、　X_0：鉛直力の合力の作用線と基準点との距離　(m)

Y_0：水平力の合力の作用線と基準点との距離　(m)

ΣV：鉛直力の合力　(kN)

ΣH：水平力の合力　(kN)

$\Sigma(V\cdot X)$：鉛直力によるモーメントの合計　(kN･m)

$\Sigma(H\cdot Y)$：水平力によるモーメントの合計　(kN･m)

ΣM：モーメントの合計又は合力によるモーメント　(kN･m)

⑵　転倒についての検討

堰柱は、底面に対する合力の作用点が中央 1/3 以内にあればよい。**式（14.2-3）**により偏心距離を求め、**式（14.2-4）**の条件を満足させる必要がある。

$$e=\left|\frac{\Sigma M}{\Sigma V}-\frac{\ell}{2}\right| \cdots\cdots (14.2\text{-}3)$$

$e \leqq \ell/6$（常時）、又は $e \leqq \ell/3$（地震時）……(14.2-4)

ここに、e：偏心距離

ℓ：底辺の長さ

堰柱が鉄筋コンクリート構造の場合は、各支点において**式（14.2-5）**を満足する必要がある。

$$\Sigma M_r>\Sigma M_t \cdots\cdots (14.2\text{-}5)$$

ここに、　ΣM_r：転倒に抵抗するモーメントの合計　(kN･m)

ΣM_t：転倒させようとするモーメントの合計　(kN･m)

⑶　滑動についての検討

底面コンクリート基礎の場合は、打継面に働く最大せん断応力 τ_{max} を**式（14.2-6）**から求め、コンクリートの許容せん断応力以内であればよい。

$$\tau_{max}=\frac{3}{2}\cdot\frac{\Sigma H}{A} \cdots\cdots (14.2\text{-}6)$$

ここに、　τ_{max}：最大せん断応力（kN/m²）

A：底面の面積（m²）

底面が岩盤又は砂礫の場合は拡面基礎とするので十分安全であるが、滑動については、**式(14.2-7)**を満足する必要がある。

$$S_L=\frac{\Sigma V}{\Sigma H}\cdot f \geqq 1.5 \quad（常時）又は、\geqq 1.2（地震時）\cdots\cdots (14.2\text{-}7)$$

ここに、　S_L：滑動に対する安全率

f：地盤に対する摩擦係数

⑷　地盤支持力に対する検討

底面における地盤反力度を**式（14.2-8）**または**式（14.2-9）**により求め、基礎地盤又は基礎コンクリートの許容支持力以内であれば、通常安全である。

ア　合力の作用点が中央 1/3 内にあるとき

$$q=\frac{\Sigma V}{A}\cdot\left(1\pm\frac{6e}{\ell}\right) \leqq q_a \cdots\cdots (14.2\text{-}8)$$

イ　合力の作用点が中央 1/3 外にあるとき

$$q=\frac{4}{3d}\cdot\left(\frac{\Sigma V}{\ell-2e}\right) \leqq q_a \cdots\cdots (14.2\text{-}9)$$

ここに、　q　：底面の両端に生じる地盤反力度　(kN/m²)

q_a：地盤の許容支持力　(kN/m²)

d　：底面の奥行き　(m)

⑸　部材の応力度についての検討

堰柱を構成する各部材について、コンクリート、鉄筋等の応力度を求め、それぞれについて、許容応力度以内にあることを確認する。

堰柱の応力計算は、一般に頂版、堰柱上部、堰柱下部、堰柱床版部に分けて計算する。

それぞれの応力は外力に対して、形状ごとに、版構造、柱構造、門形ラーメン構造、床版に固定された片持梁、及び堰柱に固定された片持梁又はラーメン構造として曲げモーメント及び軸方向力を求めて検討する。

転倒については通常上下流方向については問題ないが、堰軸方向については、堰柱が洪水時の障害とならぬようその幅をなるべく小さく定めてあるので、堰柱の幅の範囲では必ずしも上記の条件が満足されない場合がある。このような場合は、フーチングを設け合力の作用点が底面内に納まるようにするとともに、鉄筋を用いて堰柱の両側に生ずる引張り力、又は、圧縮力が許容応力の範囲内となるように検討する。

14.2.2　レベル 2 地震動

⑴　耐震設計手法

レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査を静的解析にて行う場合は、地震時保有水平耐力法による。

ア　モデル化

耐震設計のモデル化は、**表-14.2-1**、**図-14.2-1** に示す振動単位をもとに一基の堰柱をすべてモデル化することとする。なお、管理橋に水平方向分散支承や免震支承を使用する場合は、隣接する堰柱が結合された振動単位となるのですべてをモデル化することが必要である。

表-14.2-1　モデル化における振動単位

モデル	設計振動単位
1 本柱モデル	設計振動単位は、1 基の堰柱とこれが支持している管理橋又は機械室からなる構造系とする。
1 層ラーメンモデル	堰柱・門柱など 2 層構造となる場合・機械室や管理橋がある場合・堰柱にラーメン構造を含む複雑な構造の場合の設計振動単位は、全体系としてモデル化した構造系とする。これは、複数の箇所で塑性化が生じる可能性がありその程度によって構造系内で断面力の再配分が生じる場合はこの影響を適切に考慮する必要があるからである。
多層モデル	

ここで、1 層ラーメンモデルでも柱が 3 本以上ある場合は、多層モデルとして、また、1 本柱モデル、1 層ラーメンモデルであっても多層モデルにてモデル化しても良い。これは、多層モデルが最も汎用的で複雑な構造を取り扱えるからである。

また、堰柱＋門柱の可動堰は多層モデルとなるが、**表-14.2-1** の理由により安易に 1 本柱モデルと 1 層ラーメンモデルとに分離するような耐震設計を行ってはならない。

慣性力は、構造物の重量に 12.2.1 による設計水平震度を乗じた水平力とし、これを設計振動単位の慣性力の作用方向に作用させるものとする。慣性力の作用方向は、堰軸方向と流水方向の 2 方向とする。なお、管理橋の支承条件を可動支承としている場合は、管理橋の死荷重反力の 1/2 を重量に加算するものとする。

地震時保有水平耐力法は、エネルギー一定則を適用しているためその適用性に注意する必要がある。これは、構造が単純で 1 次振動モードが卓越している場合であり、複数の箇所で塑性化が生じる場合や柱断面が変化するような場合は、支配モードが高次振動モードとなることがあること、断面変化にて剛性が低い層がある場合などは、連成振動を起こす可能性があるので本手法の適用には十分注意が必要である。

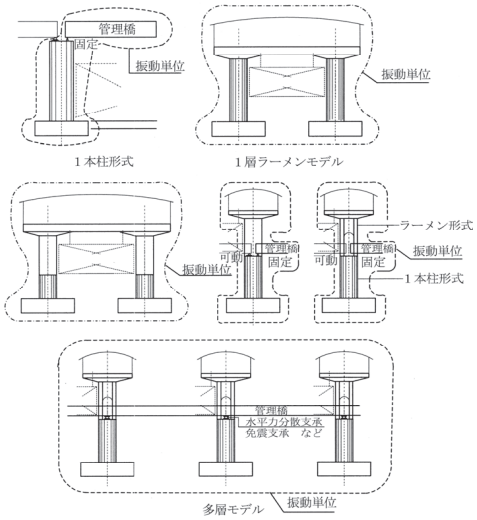


図-14.2-1　堰柱におけるモデル化の振動単位

(2)　構造物の降伏と終局状態

堰柱の降伏状態と終局状態は、構造全体系として定義する。これは、一部の部材の塑性化がすぐさま崩壊には至らず構造体としての応力の再分配が行われ構造系としての耐力が存在しうるからである。

降伏状態としては、構造体が弾性変形後、部材の一部が降伏を迎え、変位が急増する状態であり、終局状態は、柱や梁部材の想定した塑性ヒンジが終局を迎えた場合で構造的に不安定となった状態を指す。

このことから、各モデルの降伏と終局は、**表-14.2-2** に示すとおり定義する。

表-14.2-2　構造物の降伏状態と終局状態の定義

モデル	降伏状態	終局状態
1 本柱モデル	柱基部の断面が降伏耐力に達した状態	柱基部の断面が終局耐力に達した状態
1 層ラーメンモデル	初降伏を複数ある塑性ヒンジ部の内で一カ所が降伏耐力に達した状態	複数ある塑性ヒンジ部がすべて終局耐力に達した状態 又は 一つの塑性ヒンジ部の局率が終局曲率の 2 倍となった状態
多層モデル		

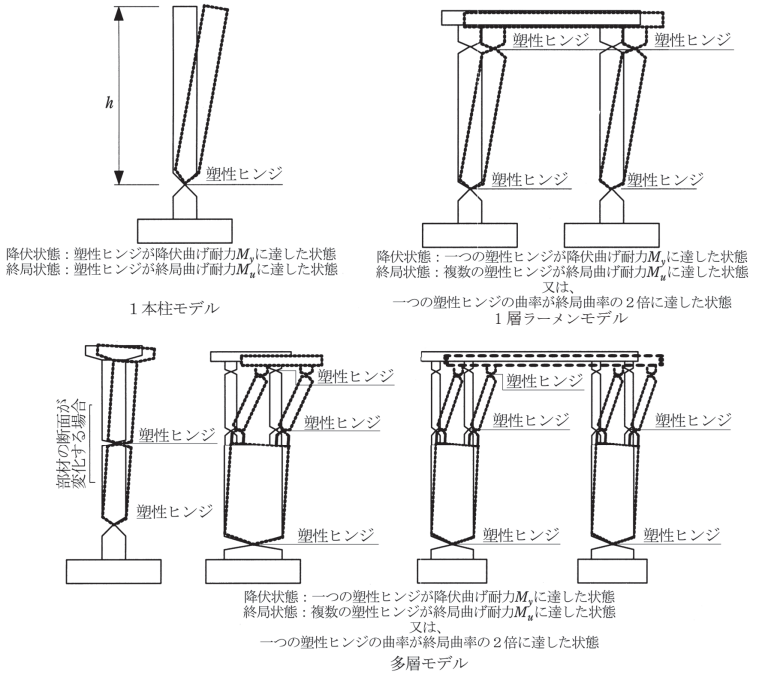


図-14.2-2　限界状態模式図

⑶　構造物特性補正係数

構造物特性補正係数は、エネルギ一一定則による地震時スペクトルが構造物の応答スペクトルの比で部材の塑性化による実作用荷重の低減を表す。また、**12.6.2　地盤種別**に示す設計水平震度の標準値を構造物特性補正係数 C_s により実設計水平震度に変換する意味を持つ。

そこで、構造物特性補正係数 C_s は、構造部材の塑性化の程度などの力学特性を **14.2.2 ⑷**～**14.2.2 ⑹**のモデルによる弾塑性特性を考慮して適切に定めることとなる。

完全弾塑性型の復元力特性を有する 1 自由度振動系にモデル化できる構造系で、主たる塑性化を堰柱の基部にのみ考慮する場合の構造物特性補正係数 C_s は、**式（14.2-10）**により算出する。

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}10)$$

ここに、C_s ：構造物特性補正係数

μ_a ：完全弾塑性型の復元特性を有する構造系の許容塑性率

14.2.2 ⑷～**14.2.2 ⑹**のモデルによる弾塑性特性から算出する。

なお、ラーメン構造や多層構造の場合は、構造全体系の許容塑性率を用いる必要がある。そこで、プッシュオーバー解析により降伏荷重(震度)とその変位、終局荷重(震度)とその変位により許容塑性率を求め、この値を**式（14.2-10）**により構造物特性補正係数 C_s を算出する。

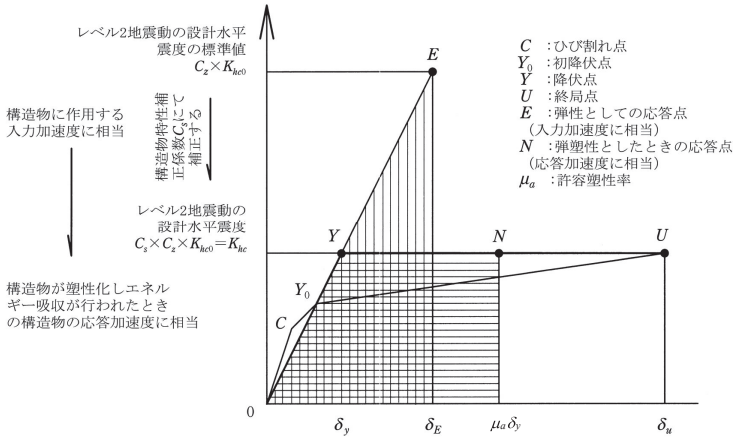


図-14.2-3　エネルギ一一定則と構造物特性補正係数の関係

⑷　1 本柱モデルの堰柱の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

ア　破壊形態の判定

1 本柱モデルの堰柱の破壊形態は、**式（14.2-11）**により判定する。

$$\left.\begin{array}{ll} P_u \leqq P_s & \text{：曲げ破壊型} \\ P_s < P_u \leqq P_{s0} & \text{：曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\ P_{s0} < P_u & \text{：せん断破壊型} \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}11)$$

ここに、P_u ：鉄筋コンクリート堰柱の終局水平耐力　(N)

P_s ：鉄筋コンクリート堰柱のせん断耐力　(N)

P_{s0} ：**14.2.2 ⑻**に規定する正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数を 1.0 として算出される堰柱のせん断耐力　(N)

イ　地震時保有水平耐力

地震時保有水平耐力は、部材の破壊形態により**式（14.2-12）**により算出する。

$$\left.\begin{array}{ll} \text{曲げ破壊型} & P_a = P_u \quad (\text{ただし、} P_c < P_u) \\ \text{曲げ損傷から} & \\ \quad \text{せん断破壊移行型} & P_a = P_u \\ \text{せん断破壊型} & P_a = P_{s0} \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}12)$$

ここに、P_a ：堰柱の地震時保有水平耐力　(N)

P_c ：ひび割れ水平耐力　(N)

ウ　可動堰の許容塑性率

1 本柱モデルの堰柱の許容塑性率 μ_a は、破壊形態に応じて以下により算出する。

⑺　曲げ破壊型と判定された場合の許容塑性率は、**式（14.2-13）**により算出する。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}13)$$

ここに、μ_a ：許容塑性率

δ_u ：堰柱の終局変位（mm）

δ_y ：堰柱の降伏変位（mm）

α ：安全係数（**表-14.2-3** 参照）

表-14.2-3　曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート堰柱の許容塑性率を算出する場合の安全係数

重要度区分	タイプⅠの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α	タイプⅡの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α
AA	1.5	1.5
A	1.2	1.2

(ｲ)　曲げ損傷からせん断破壊移行型と判定された場合及びせん断破壊型と判定された場合は、許容塑性率を 1.0 とする。

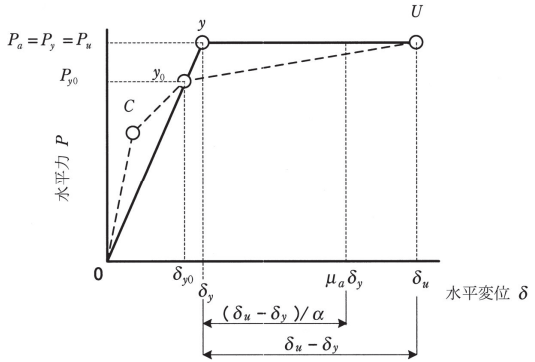


図-14.2-4　曲げ破壊型の破壊形態と判定された場合の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

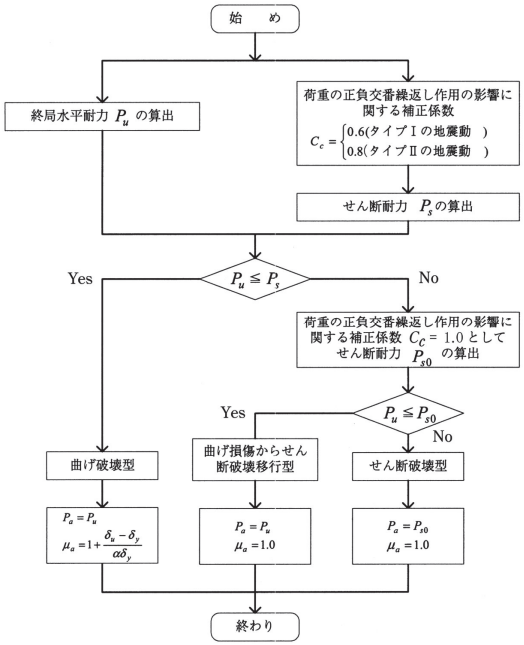


図-14.2-5　1 本柱モデルの破壊形態の判定と地震時保有水平耐力及び許容塑性率

エ　水平耐力及び水平変位の算出

1 本柱モデルの堰柱のひび割れ水平耐力 P_c、降伏水平耐力 P_y 及び終局水平耐力 P_u、並びに降伏変位 δ_y 及び終局変位 δ_u は、タイプⅠ及びタイプⅡの地震動それぞれに対して以下の条件により算出する。

(ｱ)　繊ひずみは、中立軸からの距離に比例する。

(ｲ)　水平力－水平変位の骨格曲線は**図-14.2-6** に示す完全弾塑性型とする。

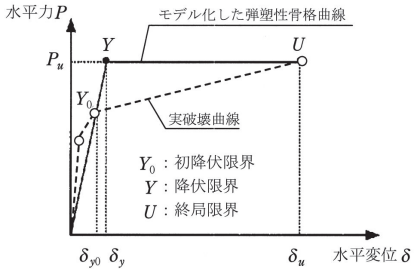


図-14.2-6　1本柱モデルの可動堰の水平力－水平変位関係のモデル化

(ｳ)　ひび割れ水平耐力 P_c は、**14.2.2**(ｱ)に示すひび割れ曲げ耐力 M_c を用い**式（14.2-14）**により算出する。

$$P_c = \frac{M_c}{h} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}14)$$

ここに、　M_c ：ひび割れ曲げ耐力　M_c

h ：堰柱の基部から堰柱が支持している上部構造の重心の位置までの距離 (mm)

(ｴ)　降伏限界は、完全弾塑性型骨格曲線における弾性限界とする。また、降伏水平耐力 P_y 並びに降伏変位 δ_y は、それぞれ、**式（14.2-15）**及び**式（14.2-16）**により算出する。

$$P_y = \frac{M_u}{h} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}15)$$

$$\delta_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \delta_{y0} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}16)$$

ここに、　P_y ：完全弾塑性型骨格曲線とした場合の降伏水平耐力　(N)

δ_y ：完全弾塑性型骨格曲線とした場合の降伏変位　(mm)

δ_{y0} ：堰柱基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏する時の水平変位（以下「初降伏変位」という。）(mm)

M_u ：堰柱基部断面の終局曲げモーメント　(N･mm)

M_{y0} ：堰柱基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏する時の曲げモーメント (N･mm)

(オ)　終局限界は、軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時とする。また、終局水平耐力並びに終局変位は損傷断面に生じる塑性ヒンジを考慮して、それぞれ、**式（14.2-17）**及び**式（14.2-18）**により算出する。

$$P_u = \frac{M_u}{h} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}17)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (h - L_p/2) \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}18)$$

ここに、L_p：塑性ヒンジ長（mm）で、**式（14.2-19）**により算出する。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}19)$$

ただし、$0.1D \leqq L_p \leqq 0.5D$

D：断面高さ(mm)(円形断面の時は直径、矩形断面の時は解析方向に対する断面寸法)

ϕ_y：堰柱基部断面における降伏曲率　(1/mm)

ϕ_u：堰柱基部断面における終局曲率　(1/mm)

オ　安全性の照査

(ア)　重要度 AA の堰柱

重要度 AA の 1 本柱モデルの堰柱の照査は、**式（14.2-20）**及び**式（14.2-21）**により照査する。

$$k_{hc} W \leqq P_a \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}20)$$

$$\delta_R \leqq \delta_{Ra} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}21)$$

ここに、k_{hc}：レベル 2 地震動の設計水平震度

W：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量　(N)

$$W = W_u + C_p W_p \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}22)$$

C_p：等価重量換算係数　(**表-14.2-4**　参照)

W_u：堰柱が支持している質点の重量　(N)

W_p：堰柱の重量　(N)

P_a：地震時保有水平耐力　(N)

δ_R：堰柱の残留変位　(mm)

$$\delta_R = C_R(\mu_r - 1)(1 - \gamma)\delta_y \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}23)$$

C_R：残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート構造の場合は 0.6 とする。

γ：可動堰の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、鉄筋コンクリート構造の場合は 0 とする。

δ_y：堰柱の降伏変位　(mm)

μ_r：堰柱の最大応答塑性率

$$\mu_r = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{C_Z k_{hc0} W}{P_a}\right)^2 + 1\right\} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}24)$$

k_{hc0}：レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値

C_z：地域別補正係数

δ_{Ra}：堰柱の許容残留変位（mm)で堰柱下端から堰柱が支持している質点慣性力位置の値

表-14.2-4　等価重量算出係数 C_p

曲げ破壊型又は曲げ損傷からせん断破壊移行型	せん断破壊型
0.5	1.0

(イ)　重要度 A の堰柱

重要度 A の 1 本柱モデルの堰柱の照査は、**式（14.2-20）**及び**式（14.2-21）**により照査する。

(5)　1 層ラーメンモデルの堰柱の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

1 層ラーメンモデルの堰柱の地震時保有水平耐力及び許容塑性率は、以下のように算出する。なお、流心方向などで、1 本柱形式としてモデル化できる場合は、**14.2.2(4)**にて行ってよい。

ア　破壊形態

1 層ラーメンモデルの堰柱に対しては、以下で判定する破壊形態に応じて、イ～ウにより地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算出する。

なお、梁部材に塑性ヒンジが生じる場合には、地震後において、主荷重の作用により、梁に脆性的な破壊を生じないように、オを満足させる。

1 層ラーメンモデルの堰柱の破壊形態は、終局水平耐力に相当する慣性力を作用させた場合に、各塑性ヒンジ位置において生じるせん断力 S_i と各塑性ヒンジ位置のせん断耐力 P_{si} 及び P_{s0i} から**式（14.2-25）**により判定する。

$$\left.\begin{array}{ll} S_i \leqq P_{si} & \text{：曲げ破壊型} \\ P_{si} < S_i \leqq P_{s0i} & \text{：曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\ P_{s0i} < S_i & \text{：せん断破壊型} \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}25)$$

ここに、S_i：終局水平耐力に相当する慣性力を作用させた場合に i 番目の塑性ヒンジ位置に生じるせん断力　(N)

P_{si}：i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力　(N)

P_{s0i}：正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数を 1.0 として算出する i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力 (N)

イ　地震時保有水平耐力

1 層ラーメンモデルの堰柱の地震時保有水平耐力 P_a は、**式（14.2-26）**により算出する。

$$\left.\begin{array}{ll} \text{曲げ破壊型} & P_a = P_u \\ \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} & P_a = P_u \\ \text{せん断破壊型} & P_a = P_i \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}26)$$

ここに、P_u：鉄筋コンクリートラーメン可動堰の終局水平耐力　(N)

P_i：塑性ヒンジ位置に生じるせん断力がせん断耐力を上回る時の水平力　(N)

ウ　許容塑性率

1 層ラーメンモデルの堰柱の許容塑性率 μ_a は、**式（14. 2-27）**により算出する。

$$\mu_a = \begin{cases} 1+\dfrac{\delta_u-\delta_y}{\alpha\delta_y} & \text{(曲げ破壊型)} \\ 1.0 & \text{（曲げ損傷からせん断破壊移行型、せん断破壊型）} \end{cases} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}27)$$

ここに、　μ_a ：許容塑性率

δ_u ：可動堰の終局変位　(mm)

δ_y ：可動堰の降伏変位　(mm)

α ：安全係数（**表-14.2-3** 参照）

エ　各終局限界の荷重及び変位の算出

1 層ラーメンモデルの堰柱の降伏変位 δ_y、終局水平耐力 P_u、及び終局変位 δ_u は以下の条件により算出する。

(ｱ)　解析に当たっては、各柱部材に作用する軸力の変化及び複数箇所での塑性ヒンジの形成を考慮できる解析モデルを使用する。具体的には、塑性ヒンジバネの発生を考慮できる骨組みフレームにてプッシュオーバー解析を行うことである。

(ｲ)　曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリートラーメン可動堰の終局限界は、複数箇所に形成される塑性ヒンジが少なくとも一つは終局限界に達していない状態若しくは塑性ヒンジの断面に生じる曲率が当該断面の終局曲率の 2 倍に達する状態のうちいずれか早い状態とする。

オ　梁のせん断耐力の照査

梁に塑性ヒンジが生じる場合には、**式（14. 2-28）**により、梁に生じるせん断力に対する照査を行う。

$$V_b / P_{si} \leqq 1 \cdots\cdots (14.2\text{-}28)$$

ここに、　V_b ：荷重作用時において、梁に作用するせん断力　(N)

P_{si} ：i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力　(N)

カ　じん性を向上させる細目

1 層ラーメンモデルの堰柱の各部材のうち、塑性ヒンジが形成される柱上端部、柱下端部及び梁両端部では、塑性ヒンジ長の 4 倍の区間において **14. 3　配筋手法**に示す鉄筋コンクリートのじん性を向上するための構造細目による。

キ　降伏限界及び終局限界の算出手順

1 層ラーメンモデルの堰柱の降伏限界、終局限界における水平変位及び水平耐力は、**14. 2. 2** (7)及び **14. 2. 2** (9)により部材の弾塑性特性を算出し、以下の手順によりモデルを作成し求める。

(ｱ)　塑性ヒンジのモデル

塑性ヒンジは、柱部材の上端、下端、梁部材の端部に生じる可能性があるため、1 層ラーメン可動堰のモデル化に際しては、完全弾塑性型の曲げモーメント-曲率関係を考慮できる塑性回転バネを設ける。

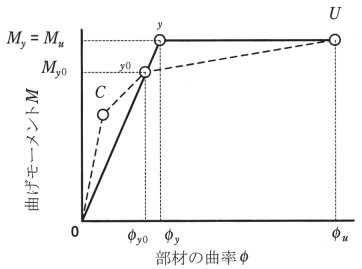


図-14. 2-7　塑性回転バネの曲げモーメントと曲率の関係

(ｲ)　柱下端の塑性ヒンジの位置

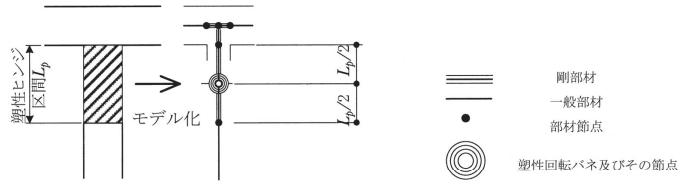
柱下端部で塑性回転バネを設ける位置は、可動堰基部の塑性ヒンジ長 L_p の 1/2 だけ上の点とする。

(ｳ)　柱梁節点部での塑性ヒンジの位置

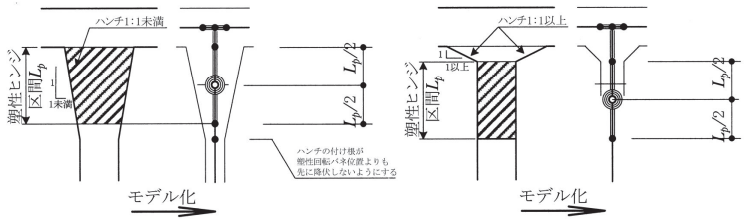
柱梁節点部で塑性回転バネを設ける位置は、ハンチの有無に応じて、**図-14. 2-8** に示す点とする。

基本の位置は(ｲ)と同じ考え方とし、**図-14. 2-8**(a)のとおり、柱つけ根より L_p /2 とする。また、**図-14. 2-8**(c)のようにハンチの勾配が 1:1 以上の急な断面変化をもつ側では、塑性回転バネはハンチの外から塑性ヒンジ長 L_p の 1/2 の距離だけ離れた点に設ける。逆に、**図-14. 2-8**(b)のようにハンチの勾配が 1:1 未満で緩やかな断面変化をもつ側では、ハンチの影響を無視し、ハンチの中に塑性回転バネを設けてよい。ただし、この場合には、ハンチのつけねとなる断面が、塑性回転バネを設けた断面よりも先に降伏曲げモーメントに達しないことを確認する。

ここで、**式（14. 2-19）**により L_p を算出する際の h としては、柱に対しては基部から梁軸線までの高さの 1/2 を、また、梁に対しては、一方の柱の中心から他方の柱の中心までの距離の 1/2 をとる。D は、断面高さをとればよいが、ハンチの中に塑性ヒンジがある場合は、節点部つけね部分の断面高さをとってよい。



(a)ハンチが無い場合の塑性ヒンジのモデル化



(b)ハンチが1:1未満の場合の塑性ヒンジのモデル化　(c)ハンチが1:1以上の場合の塑性ヒンジのモデル化

図-14.2-8　塑性回転バネの格点部におけるモデル化

(エ)　降伏限界の曲げ剛性

剛域以外の柱、梁を表す線形部材の剛性としては、降伏限界の曲げ剛性 EI_y を用いるものとし、**式（14.2-29）**により算出する。なお、算出に用いる初降伏曲げモーメントと曲率は、死荷重作用時の軸力をもとに算出した値としてよい。

$$EI_y = \frac{M_u}{\phi_y} = \frac{M_{y0}}{\phi_{y0}} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}29)$$

ここに、　EI_y ：降伏曲げ剛性　(N･mm²)

M_u ：終局曲げモーメント　(N･mm)

ϕ_y ：降伏曲率　(1/mm)

M_{y0} ：初降伏曲げモーメント　(N･mm)

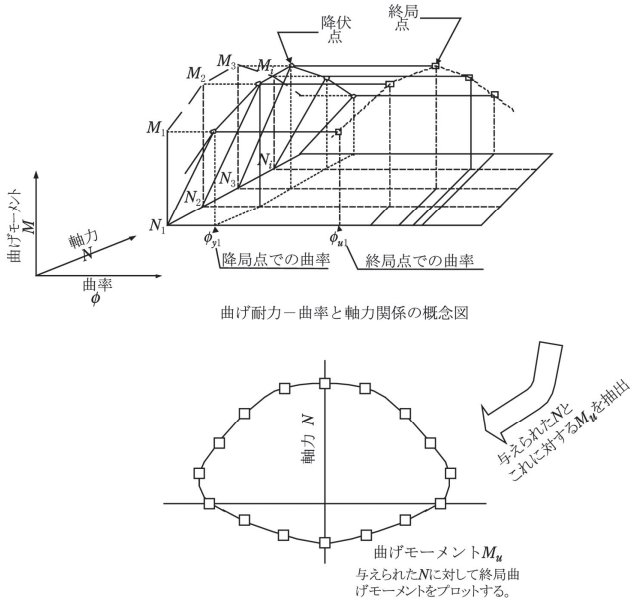
ϕ_{y0} ：初降伏曲率　(1/mm)

(オ)　軸力 N と終局曲げモーメント M_u の関係

塑性回転バネが塑性化する前の初期剛性は、**式（14.2-29）**により求める。また、塑性域への判定は、塑性回転バネに作用する曲げモーメントが降伏曲げモーメント（＝終局曲げモーメント M_u ）を上回った場合に、着目する塑性回転バネは塑性域に入ったと判定しモデルの変更を行う。

なお、終局曲げモーメント M_u に対して軸力の影響が大きい場合は、軸力 N_i を負（引張）

の値も含めていろいろに変化させた場合の終局曲げモーメントをあらかじめ計算しておき、**図-14.2-9** に示すような「軸力 N_i - 終局曲げモーメント M_u 」の相関関係を得ておくのがよい。



曲げ耐力－曲率と軸力関係の概念図

曲げモーメントと軸力との相関曲線図

図-14.2-9　軸力－終局曲げモーメントの相関関係

(カ)　水平力と水平変位の関係

(オ)の常時の軸力による初期剛性を用いて、上部構造の慣性力の作用位置において水平変位を静的に漸増させる。この時、塑性回転バネ位置に生じる軸力に応じた終局曲げモーメント M_u を求め、塑性回転バネに生じる曲げモーメントが M_u に達した時には、それ以後の塑性回転バネの接線剛性（2 次剛性 γ ）を 0 とする。このようにして、水平変位を漸増させ、**図-14.2-10** に示すように着目する上部構造の慣性力の作用位置（機械室の重心位置）における水平力と水平変位関係を求める。これにより、仮定したすべての塑性回転バネの中から(ア)に規定した塑性ヒンジを特定することができる。

また、規定した塑性ヒンジが降伏に達したときに各塑性ヒンジに生じるせん断力を S_i とする。同時に塑性ヒンジに生じる塑性回転角-水平変位の関係が**図-14.2-11** のように求められる。

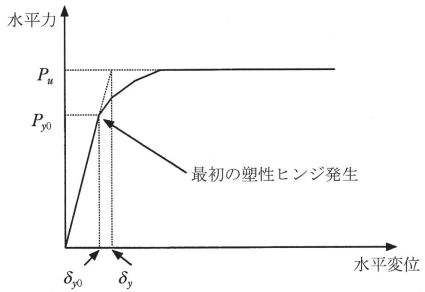


図-14.2-10　プッシュオーバー解析から得られる水平力－水平変位関係

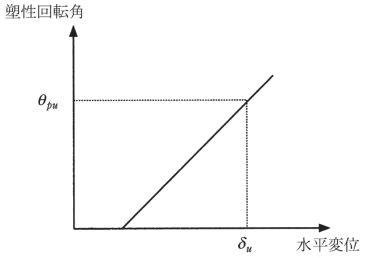


図-14.2-11　塑性ヒンジに生じる塑性回転角－水平変位関係

(キ)　降伏変位

図-14.2-10 に示す水平力の最大値を終局水平耐力 P_u とする。また、1 番目の塑性ヒンジが降伏に達するときの水平変位を δ_{y0}、水平力を P_{y0} として、**式 (14.2-30)** により降伏変位 δ_y を求める。

$$\delta_y = \delta_{y0} \frac{P_u}{P_{y0}} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}30)$$

ここに、　δ_y ：降伏限界の水平変位　(mm)

δ_{y0} ：１つ目の塑性ヒンジが降伏に達するときの水平変位　(mm)

P_u ：終局水平耐力　(N)

P_{y0} ：１番目の塑性ヒンジが降伏に達するときの水平力　(N)

(ク)　破壊型

(カ)で求めたせん断力 S_i がすべての塑性ヒンジ位置においてせん断耐力 S_i を下回る場合には、曲げ破壊型と判定する。1 カ所以上の塑性ヒンジ位置において、せん断力 S_i がせん断耐力 P_{s0i} を上回るが、正負交番作用の影響に関する補正係数 C_c を 1.0 として算出するせん断耐力 P_{s0i} を下回る場合には、曲げ損傷からせん断破壊移行型と判定する。

1 カ所以上の塑性ヒンジ位置において、せん断力 S_i が荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 C_c を 1.0 として算出するせん断耐力 P_{s0i} を上回る場合にはせん断破壊型と判定し、地震時保有水平耐力と許容塑性率を求める。この際、いずれかの塑性ヒンジにおいて最初にせん断力 S_i がせん断耐力 P_{s0i} を上回るときの水平力をせん断耐力 P_s とする。

(ケ)　終局の定義

各塑性ヒンジの終局塑性回転角を**式 (14.2-31)** により算出する。

$$\theta_{pu} = (\phi_u / \phi_y - 1) L_p \phi_y \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}31)$$

ここに、　θ_{pu} ：塑性ヒンジ部の終局塑性回転角

ϕ_y ：降伏限界の曲率　(1/mm)

ϕ_u ：終局限界の曲率　(1/mm)

L_p ：塑性ヒンジ長　(mm)

ただし、ϕ_y、ϕ_u は、終局水平耐力 P_u に達したときの軸力作用時の値である。

設定した塑性ヒンジごとに終局塑性回転角 θ_{pu} と(ケ)にて求めた塑性回転角－水平変位関係を比較してすべての塑性ヒンジがすべて θ_{pu} に達したとき、若しくは、規定した塑性ヒンジのいずれかの断面の終局曲率の 2 倍に達した時のいずれか早い方の水平変位を終局変位 δ_u とする。

ク　安全性の照査

安全性の照査は、1 本柱モデル堰柱と同様に行う。

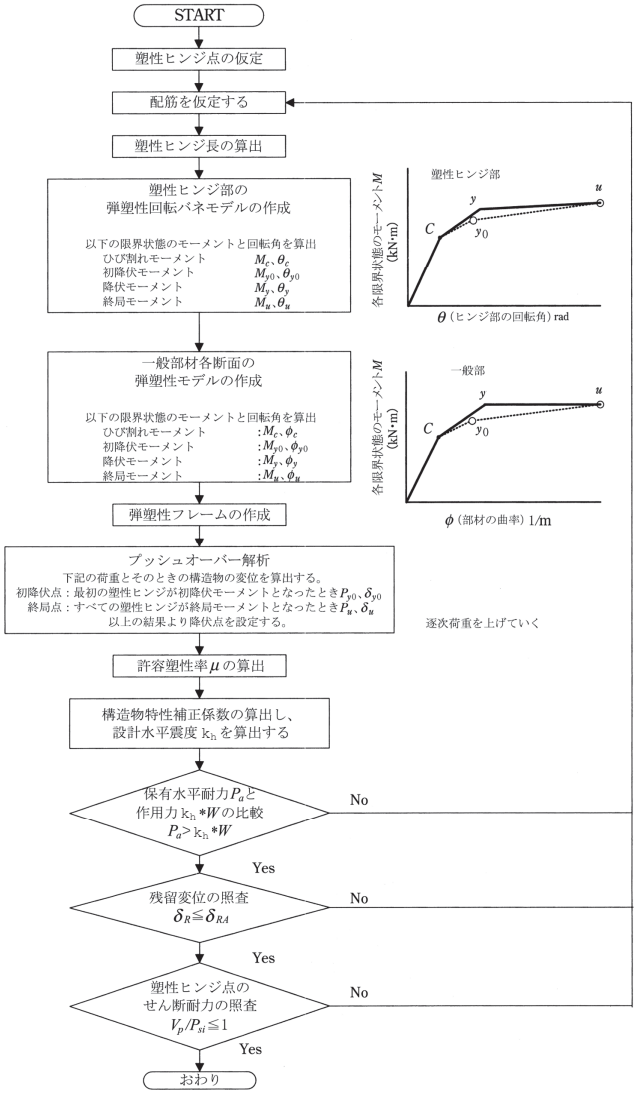


図-14.2-12　1層ラーメンモデル堰柱の保有水平耐力法検討フロー

(6)　多層モデルの堰柱の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

ア　破壊形態

破壊形態は、多層構造であることから、曲げ破壊よりせん断破壊が先行することがないようにすることを原則とする。

イ　地震時保有水平耐力

地震時保有水平耐力は、**図-14.2-13** に示すようにプッシュオーバー解析より得られる全体系バイリニアモデルの降伏水平震度 k_{hy} とする。

ウ　許容塑性率

許容塑性率は、プッシュオーバー解析による降伏変位と終局変位を用いて**式（14.2-32）**による。

$$\mu_a = \begin{cases} 1+\dfrac{\delta_u-\delta_y}{\alpha\delta_y} & \text{(曲げ破壊型)} \\ 1.0 & \text{(曲げ損傷からせん断破 壊移行型、せん断破壊 型)} \end{cases} \quad \cdots\cdots\cdots (14.2\text{-}32)$$

ここに、μ_a：許容塑性率

δ_u：可動堰の終局変位　(mm)

δ_y：可動堰の降伏変位　(mm)

α：安全係数（**表-14.2-3** 参照）

エ　モデル化

プッシュオーバー解析のモデル化は、1 層ラーメンモデルと同様に **14.2.2** (7) 及び **14.2.2** (10) により部材の弾塑性特性を算出して行う。このとき、解析は、1 層ラーメンモデル手順の **14.2.2** (5) キ (カ) の水平力を構造物へ作用する震度として置き換えた弾塑性解析となる。

なお、プッシュオーバー解析ツールは多数あるが、使用に当たっては、必ず解析精度を確認する。

オ　構造物の初降伏時と終局時の定義

構造物の初降伏時と終局時は、以下のとおり定義する。

初降伏時	k_{hy0}	複数ある塑性ヒンジのうち最初に降伏した震度
終 局 時	k_{hu}	複数ある塑性ヒンジ部がすべて終局耐力に達した震度又は先に終局状態に達した塑性ヒンジ部の曲率が終局曲率の 2 倍となった震度

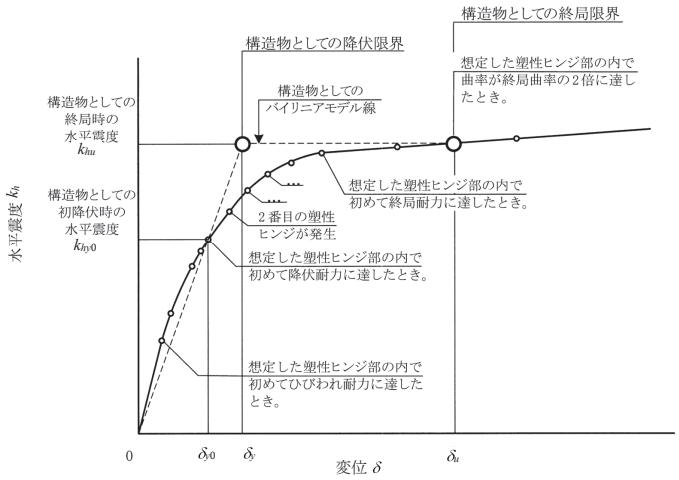


図-14.2-13　全体系モデルにおける弾塑性の関係

カ　安全性の照査

(ｱ)　重要度 AA の多層形式の可動堰

重要度 AA の多層モデルの堰柱の照査は、**式（14.2-33）**及び**式（14.2-34）**により照査する。

$$k_{hc} \leqq k_{hy} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}33)$$

$$\delta_R \leqq \delta_{Ra} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}34)$$

ここに、　k_{hc} ：レベル 2 地震動の設計水平震度

k_{hy} ：構造物全体の降伏設計水平震度

δ_R ：可動堰の残留変位　(mm)

δ_{Ra} ：堰柱の許容残留変位　(mm)

$$\delta_R = C_R(\mu_r - 1)(1-\gamma)\delta_y \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}35)$$

C_R ：残留変位補正係数で、0.6 とする。

γ ：堰柱の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、0 とする。

δ_y ：堰柱の降伏変位　(mm)

μ_r ：構造物全体の最大応答塑性率

$$\mu_r = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{C_Z k_{hc0}}{k_{hu}}\right)^2 + 1\right\} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}36)$$

k_{hc0} ：レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値

k_{hu} ：構造物全体の終局限界水平震度

C_Z ：地域別補正係数

(ｲ)　重要度 A の多層形式の可動堰

重要度 A の多層モデルの堰柱の照査は、**式（14.2-33）**及び**式（14.2-34）**により照査する。

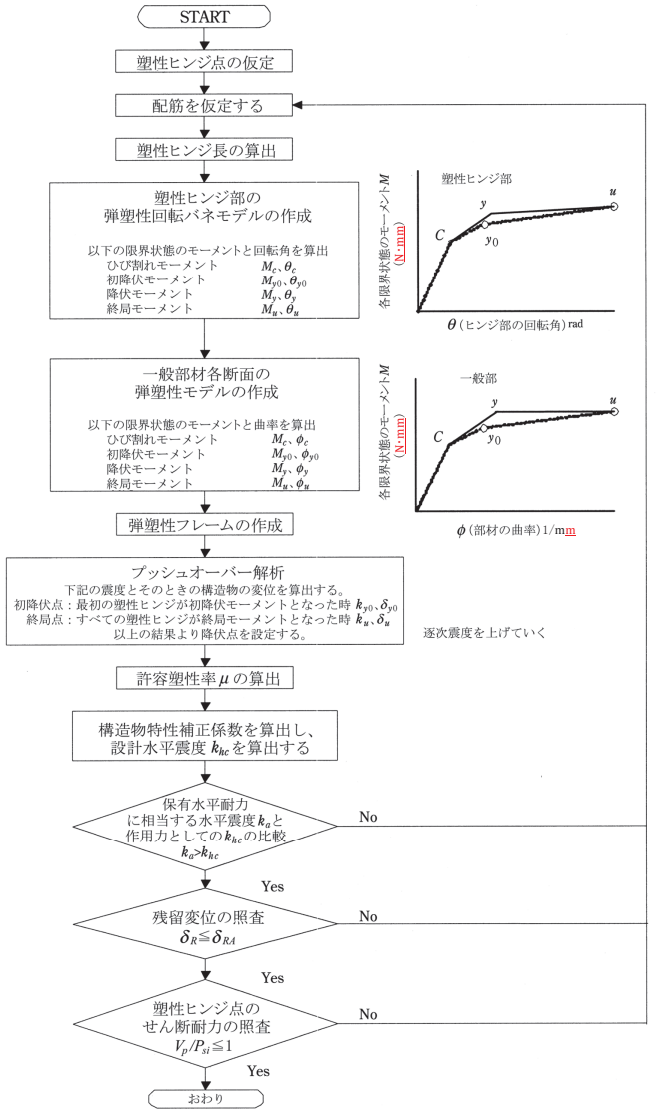


図-14.2-14　全体系モデル堰柱の保有水平耐力法検討フロー

⑺　部材の曲げに対する限界値

部材の曲げ限界には、ひび割れ限界・降伏限界・終局限界があり、その曲げ耐力・水平耐力及び水平変位等は、以下の方法にて求める。

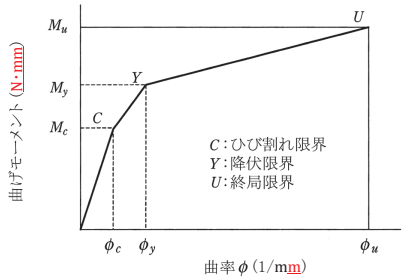


図-14.2-15　各限界状態における曲げ耐力と曲率の関係

ア　部材ひび割れ時の曲げモーメント M_c 及び曲率 ϕ_c

部材ひび割れ時の曲げモーメント及びその時の曲率を下式により算出する。この場合、対象とする躯体の高さを m 分割し計算を実施する。ただし、分割数は、$n = 50$ としてよい。

$$M_c = W_i \times (\sigma_{bt} + N_i / A_i) \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}37)$$

$$\phi_c = M_c / E_c I_i \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}38)$$

ここに、　M_c ：検討 i 番目断面におけるひび割れ曲げモーメント（N・mm）

ϕ_c ：ひび割れ曲率　(1/mm)

W_i ：部材の断面係数　(mm³)

σ_{bt} ：コンクリートの曲げ引張応力度　(N/mm²)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \times \sigma_{ck}^{2/3}$$

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度　(N/mm²)

N_i ：検討 i 目断面の軸力　(N)

A_i ：検討 i 番目の軸方向鉄筋を考慮した柱の換算断面積（mm²）

E_c ：コンクリートのヤング係数　(N/mm²)

I_i ：検討 i 番目の軸方向鉄筋を考慮した柱の断面二次モーメント　(mm⁴)

イ　部材中立軸及び曲げ耐力の算出の一般式

部材中立軸は、軸力と、部材端部からの下記に示す式にて算出する。この場合、平面保持の仮定が成立するものとして求めた中立軸からの距離に比例する錐ひずみ及びこれに対応する応力度が各微小要素内では一定としている。なお、部材要素分割数は、$n = 50$ とする。また、この場合、コンクリートの引張応力は無視する。

$$N_i = \sum_{j=1}^{n} \sigma_{cj} \Delta A s_{cj} + \sum_{j=1}^{n} \sigma_{sj} \Delta A s_{sj} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}39)$$

ここに、　σ_{cj} ：検討 j 番目の微少要素のコンクリート応力度　(N/mm²)

σ_{sj} ：検討 j 番目の微少要素の鉄筋応力度　(N/mm²)

ΔA_{cj} ：検討 j 番目の微少要素のコンクリート断面積　(mm²)

ΔA_{sj} ：検討 j 番目の微少要素の鉄筋断面積　(mm²)

N_i ：着目断面 i に作用する軸力　(N)

また、曲げ耐力 M_i 及びその時の曲率 ϕ_i は、以下の式により算出する。

$$M_i = \left(\sum_{i=1}^{n} \sigma_{cj} \times X_j \times \Delta A_{cj} + \sum_{i=1}^{n} \sigma_{sj} \times X_j \times \Delta A_{sj} \right) \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}40)$$

$$\phi_i = \varepsilon_{c0} / X_0 \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}41)$$

ここに、　M_i ：着目断面 i に作用する曲げモーメント　(N・mm)

ϕ_i ：着目断面 i の曲率　(1/mm)

X_j ：図心から検討 j 番目の微少要素までの距離　(mm)

ε_{c0} ：コンクリートの圧縮縁ひずみ

X_0 ：コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離　(mm)

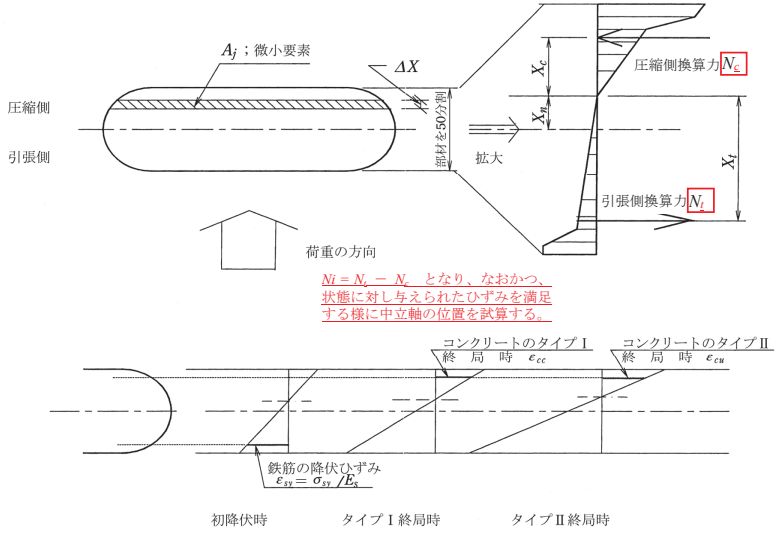


図-14.2-16　部材耐力算出時の部材ひずみ模式図

ウ　曲げ耐力 M_x 及び曲率 ϕ_x

初降伏時の耐力 M_{y0}、その曲率 ϕ_{y0} 及び終局時の曲げ耐力 M_u、その曲率 ϕ_u は、表下記に示す条件の下で**式（14.2-39）**、**式（14.2-40）**、**式（14.2-41）**の連立式が成立するように中立軸の位置を試算により変化させ収束させた値となる。

表-14.2-5　各限界状態での条件

限界状態	条　　件	備　　考
初降伏時 M_{y0} ϕ_{y0}	・最も外側に配置された鉄筋が降伏ひずみに達した $\varepsilon_{sy}=\sigma_{sy}/E_s$ ・最も外側に配置された鉄筋が降伏強度 σ_{sy} に達した	E_s：2.0×10^5 N/mm^2
終局時 M_u ϕ_u	・コンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみに達した ・最も外側に配置された鉄筋が終局応力度 σ_{su} に達した	コンクリートの終局ひずみ タイプⅠ地震動：ε_{cc} タイプⅡ地震動：ε_{cu}

エ　降伏時の曲率 ϕ_y 及び降伏変位 δ_y

降伏時の曲率 ϕ_y 及び降伏変位 δ_y は、下式により算出する。

$$\phi_y=\left(\frac{M_u}{M_{y0}}\right)\times\phi_{y0} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}42)$$

$$\delta_y=\left(\frac{M_u}{M_{y0}}\right)\times\delta_{y0} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}43)$$

ここに、　M_u：終局時の曲げ耐力（N･mm）
M_{y0}：初降伏時の曲げ耐力（N･mm）
ϕ_{y0}：初降伏時の曲率（1/mm）
δ_{y0}：初降伏時の変位（mm）

オ　材料の応力度－ひずみ曲線

(7)　コンクリートの応力度－ひずみ曲線

コンクリートの応力度－ひずみ曲線は、**式（14.2-44）**により算出する。

$$\sigma_c=\begin{cases}E_c\varepsilon_c\left\{1-\frac{1}{n}\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)^{n-1}\right\} & (0\leqq\varepsilon_c\leqq\varepsilon_{cc})\\ \sigma_{cc}-E_{des}(\varepsilon_c-\varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc}<\varepsilon_c\leqq\varepsilon_{cu})\end{cases}$$

$$n=\frac{E_c\varepsilon_{cc}}{E_c\varepsilon_{cc}-\sigma_{cc}}$$

$$\sigma_{cc}=\sigma_{ck}+3.8\alpha\rho_s\sigma_{sy}$$

$$\sigma_{cc}=0.002+0.033\beta\frac{\rho_s\sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}44)$$

$$E_{des}=11.2\frac{\sigma_{ck}^{\,2}}{\rho_s\sigma_{sy}}$$

$$\varepsilon_{cu}=\begin{cases}\varepsilon_{cc} & (\text{タイプⅠ地震動})\\ \varepsilon_{cc}+\frac{0.2\sigma_{cc}}{E_{des}} & (\text{タイプⅡ地震動})\end{cases}$$

$$\rho_s=\frac{4A_h}{s\cdot d}\leqq 0.018$$

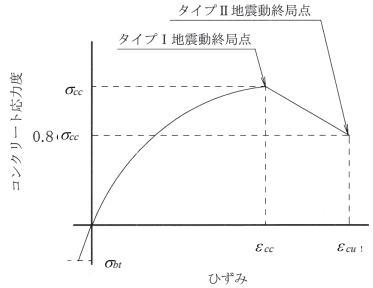


図-14.2-17　コンクリート応力度とひずみの関係

ここに、　σ_c：コンクリート応力度　(N/mm^2)
σ_{cc}：横拘束筋で拘束されたコンクリート強度　(N/mm^2)
σ_{ck}：コンクリートの設計基準強度　(N/mm^2)
ε_c：コンクリートひずみ
ε_{cu}：横拘束筋で横拘束されたコンクリートの終局ひずみ
ε_{cc}：コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ

E_c ：コンクリートのヤング係数　(N/mm²)

E_{des} ：下降勾配　(N/mm²)

ρ_s ：横拘束筋の体積比

A_h ：横拘束筋 1 本当たりの断面積　(mm²)

s ：横拘束筋の間隔　(mm)

d ：横拘束筋の有効長で帯鉄筋や中間帯鉄筋により分割拘束されるコアコンクリートの辺長のうち最も長い値。ただし、中間帯鉄筋を直角フックとした場合は、実コアコンクリート辺長の 1.5 倍とする。

σ_{sy} ：横拘束筋の降伏強度 (N/mm²)

α 、β ：断面補正係数

円形断面	α ＝ 1.0、β ＝ 1.0
矩形・中空円形 中空矩形断面	α ＝ 0.2、β ＝ 0.4

(4)　鉄筋の応力度－ひずみ曲線

鉄筋の応力度－ひずみ曲線は、下記のようにモデル化する。

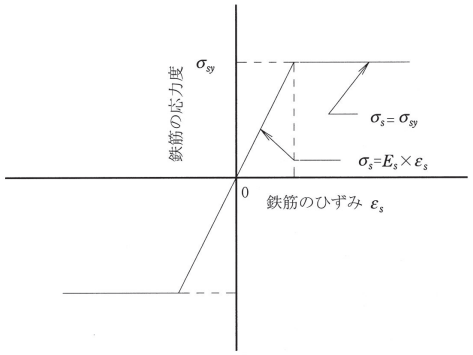


図-14.2-18　鉄筋の応力度とひずみ曲線

ここに、　σ_{sy} ：鉄筋の降伏強度　(N/mm²)

σ_s ：鉄筋の応力度　(N/mm²)

E_s ：鉄筋のヤング係数　(N/mm²)

ε_s ：鉄筋のひずみ

カ　各断面の部材曲げ耐力の分割

部材曲げ耐力の算出に用いる分割方法及び微小断面までの距離の取り扱いは、以下のとおりである。

(7)　コンクリート部分の分割

断面を n 等分した細片に分割して計算する。通常、n は、50 分割で十分である。

a　矩形断面

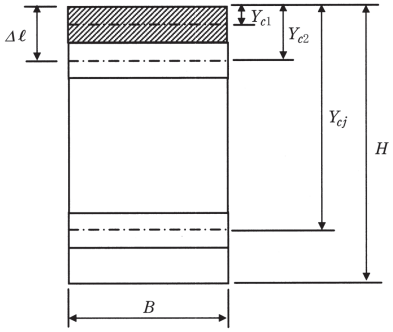


図-14.2-19　矩形断面の耐力算定分割

$$\left.\begin{aligned} \Delta\ell &= \frac{H}{n} \\ \Delta A_j &= \Delta\ell \cdot B \quad (j = 1、2、3\cdots n) \\ Y_{cj} &= (j-1)\cdot\Delta\ell + \frac{\Delta\ell}{2} \quad (j = 1、2、3\cdots n) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (14.2\text{-}45)$$

ここに、　B ：断面幅　(mm)

H ：断面高　(mm)

n ：コンクリート断面の分割数

$\Delta\ell$ ：コンクリート断面の細片の長さ　(mm)

ΔA_j ：コンクリート断面の細片の断面積　(mm²)

Y_{cj} ：圧縮縁からコンクリート細片図心までの距離 (mm)

b　円形断面

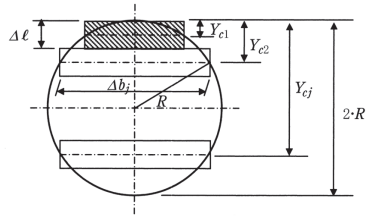


図-14.2-20　円形断面の耐力算定用分割

$$\Delta\ell = \frac{2 \cdot R}{n}$$

$$Y_{cj} = (j-1) \cdot \Delta\ell + \frac{\Delta\ell}{2} \quad (j = 1、2、3 \cdots n)$$

$$\Delta b_j = 2 \cdot \sqrt{R^2 - (Y_{cj} - R)^2} \quad (j = 1、2、3 \cdots n)$$

$$\Delta A_j = \Delta\ell \cdot \Delta b_j \quad (j = 1、2、3 \cdots n) \qquad \cdots\cdots (14.2\text{-}46)$$

ここに、　R ：コンクリート断面の半径（mm）

n ：コンクリート断面の分割数

$\Delta\ell$ ：コンクリート断面の細片の高さ（mm）

Δb_j ：コンクリート断面の細片の断面幅（mm）

ΔA_j ：コンクリート断面の細片の断面積（mm²）

Y_{cj} ：圧縮縁からコンクリート細片図心までの距離（mm）

(ｲ)　軸方向主鉄筋

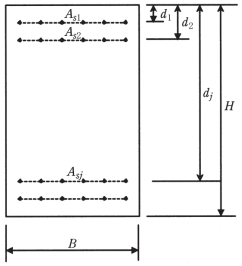


図-14.2-21　軸方向主鉄筋（矩形断面）

ここに、　B ：断面幅　（mm）

H ：断面高　（mm）

d_j ：圧縮縁から鉄筋図心までの距離　（mm）

A_{sj} ：鉄筋量　（mm²）（$j = 1、2、3 \cdots n_d$）

n_d ：鉄筋の配置段数

軸方向鉄筋は、主鉄筋と側鉄筋に分けて考える。主鉄筋は、圧縮鉄筋、引張鉄筋にそれぞれ圧縮縁からの距離と、その位置で鉄筋量を与える。

(ｳ)　側鉄筋

側鉄筋は、均等に分布する帯状の鉄筋として扱う。

コンクリートの分割長 $\Delta\ell$ になる分割数を決定し、側鉄筋を細片に分割する。

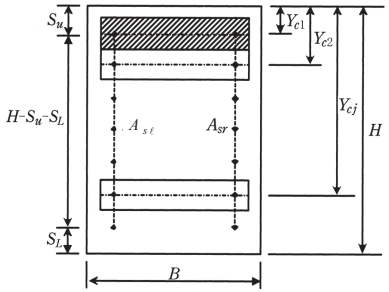


図-14.2-22　側鉄筋

$$n_s = \frac{H - S_u - S_L}{\Delta\ell}$$

$$\Delta\ell_s = \frac{H - S_u - S_L}{n_s}$$

$$\Delta A_{ss} = (A_{s\ell} + A_{sr}) \cdot \frac{\Delta\ell_s}{H - S_u - S_L}$$

$$Y_{cj} = S_u + (j-1) \cdot \Delta\ell_s + \frac{\Delta\ell_s}{2} \quad (j = 1、2、3 \cdots n_s) \qquad \cdots\cdots (14.2\text{-}47)$$

ここに、　B ：断面幅　（mm）

H ：断面高　（mm）

S_u ：断面圧縮側の鉄筋無効長　（mm）

S_L ：断面引張側の鉄筋無効長　（mm）

$A_{s\ell}$ ：左側鉄筋の全鉄筋量　（mm²）

$\frac{A_{s\ell}}{H - S_u - S_L}$ の鉄筋量が（$H - S_u - S_L$）の幅に均等に分布しているものとする。

A_{sr} ：右側鉄筋の全鉄筋量　（mm²）

$\frac{A_{sr}}{H - S_u - S_L}$ の鉄筋量が（$H - S_u - S_L$）の幅に均等に分布しているものとする。

$\Delta\ell$ ：コンクリート分割長　（mm）

n_s ：側鉄筋の分割数

$\Delta\ell_s$ ：側鉄筋の分割長　（mm）

ΔA_{ss} ：側鉄筋の細片の断面積　（mm²）

Y_{cj} ：圧縮縁からコンクリート細片図心までの距離　（mm）

(ｴ)　断面の曲げ耐力

a　コンクリートの圧縮力 C

$$C = \sum_{j=1}^{n} \Delta A_j \cdot \sigma_{cj} \quad (\mathrm{N}) \cdots\cdots (14.2\text{-}48)$$

ここに、　ΔA_j ：細片の面積　(mm²)

σ_{cj} ：細片の中心でのコンクリートの応力度　(N/mm²)

n ：コンクリート断面の分割数

b　軸方向主鉄筋　T_1

$$T_1 = \sum_{j=1}^{n_d} A_{sj} \cdot \sigma_{sj} \quad (\mathrm{N}) \cdots\cdots (14.2\text{-}49)$$

ここに、　A_{sj} ：各段の主鉄筋の断面積　(mm²)

σ_{sj} ：各段の主鉄筋の応力度　(N/mm²)

n_d ：主鉄筋の配置段数

c　側鉄筋　T_2

$$T_2 = \sum_{j=1}^{n_s} \Delta A_{ss} \quad \sigma_{ssj} \quad (\mathrm{N}) \cdots\cdots (14.2\text{-}50)$$

ここに、　ΔA_{ss} ：細片の面積　(mm²)

σ_{ssj} ：細片の中心での応力度　(N/mm²)

d　断面耐力

作用軸力 N と内力がつり合う中立軸 X を求めれば、曲げ耐力 M_y は、

$$N = C + T_1 + T_2 \cdots\cdots (14.2\text{-}51)$$

$$M_y = \sum_{j=1}^{n} \Delta A_j \cdot \sigma_{cj}(Y_0 - Y_{cj}) + \sum_{j=1}^{n_d} A_{sj} \cdot \sigma_{sj}(Y_0 - Y_{sj}) + \sum_{j=1}^{n_s} \Delta A_{ss} \cdot \sigma_{ssj}(Y_0 - Y_{ssj}) \cdots\cdots (14.2\text{-}52)$$

より求まる。

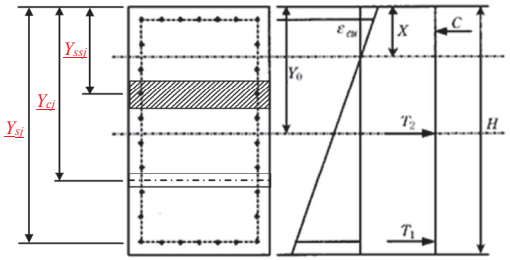


図-14.2-23　終局曲げ耐力

(8)　各断面の部材せん断耐力の算出

部材のせん断耐力は、コンクリートが負担する部分と帯鉄筋が負担する部分に分けて算出される。これは、コンクリートが負担するせん断耐力は、コンクリートが負担できる平均せん断応力度から、また、帯鉄筋が負担するせん断耐力は、鉄筋の降伏点から求めるからである。

以下にその算出式を示す。

$$P_s = S_c + S_s$$

$$S_c = C_c C_e C_{pt} \tau_c b d \cdots\cdots (14.2\text{-}53)$$

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d(\sin\theta + \cos\theta)}{1.15a}$$

ここに、　P_s ：せん断耐力　(N)

S_c ：コンクリートが負担するせん断耐力　(N)

τ_c ：コンクリートが負担することのできる平均せん断応力度　(N/mm²)

表-14.2-6

σ_{ck} (N/mm²)	21	24	27	30	40
τ_c (N/mm²)	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41

C_c ：荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数

表-14.2-7

地 震 動	補正係数
タイプⅠ	0.6
タイプⅡ	0.8

C_e ：部材断面有効高 d に関する補正係数

表-14.2-8

d (m)	1 以下	3	5	10 以上
C_e	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} ：軸方向引張主鉄筋比　p_t に関する補正係数

表-14.2-9

P_t (%)	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.9	1.0	1.2	1.5

b ：せん断耐力を算定する方向に直角な方向の断面の幅　(mm)

d ：せん断耐力を算定する方向に平行な方向の有効高　(mm)

P_t ：軸方向引張主鉄筋比で、中立軸よりも引張側にある主鉄筋の断面積の総和を bd で除した値

S_s ：帯鉄筋が負担するせん断耐力　(N)

A_w ：間隔 a 及び角度 θ で配筋される帯鉄筋の断面積　(mm²)

σ_{sy} ：帯鉄筋の降伏強度　(N/mm²)

θ ：帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度（°）

a ：帯鉄筋の間隔　(mm)

なお、コンクリートの設計基準強度、断面の有効高、軸方向引張鉄筋比が中間の値にある場合は、線形補間によって求める。

また、**式（14.2-53）**に用いる部材断面の有効高dの取り方は、矩形断面、円形断面の場合について、**図-14.2-24**、**図-14.2-25** に示す。

矩形断面では、有効高は圧縮縁から側方鉄筋を無視した引張鉄筋の重心位置までの距離とする。円形断面では、円形断面を面積の等しい正方形断面に置き換え、置き換えられた正方形断面の圧縮縁から、引張鉄筋の重心位置までの距離を有効高とする。なお、円形断面での幅の取り方としては面積の等しい正方形断面の幅とする。

ア　矩形断面での有効高　d

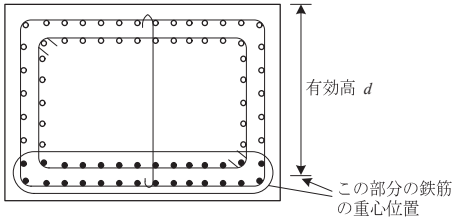


図-14.2-24　有効高 d

イ　円形断面での有効高d及び有効幅b

鉄筋は、全鉄筋量A_sが円周上に均一に分布しているものとする。

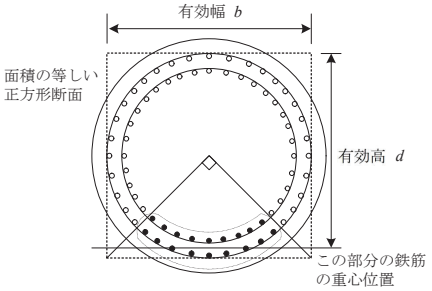


図-14.2-25　有効高及び有効幅

(9)　プッシュオーバー解析に用いるモデル

プッシュオーバー解析は、多層モデルの堰柱やこれに類似するラーメン構造に用いる。この解析には、構造物のモデル化と非線形となる部材のモデル化が必要となる。

ア　構造物のモデル化

構造物のモデル化は、部材を質点と線材からなる 3 次元又は 2 次元の集合体として骨組みフレームモデルとする。これは、従来からコンクリート構造物の地震時の応答解析においてよく

用いられてきた構造モデルで、構造物あるいは部材の質量をある位置に集中させ、質量の中心点(質点)と地盤あるいは質点同士を棒部材で結合するからである。梁と柱からなる骨組み構造物では、この構造モデルが有効で、数多くの適用事例が報告されているからである。

なお、部材のモデル化においては、せん断変形は無視しても良い。これは、軸外方向は主として曲げ変形だけを算定し、その方向のせん断変形は非常に小さいからである。ただし、曲げモーメントの発生に応じてせん断力も生じることから、せん断力に対する照査は必要である。

図-14.2-26 に最も一般的な堰柱と門柱を有する堰柱のモデル化の例を示す。

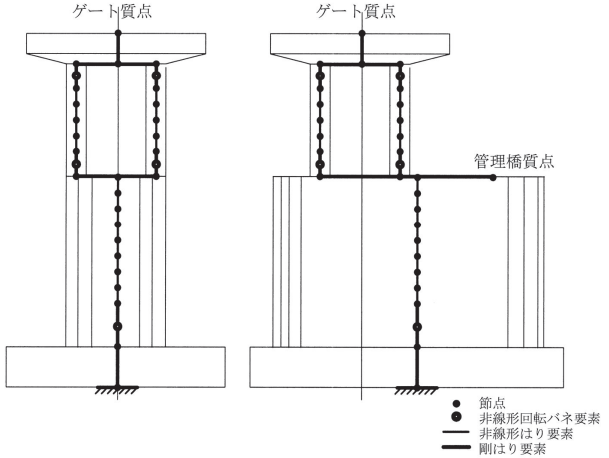


図-14.2-26　堰柱と門柱を有する堰柱（多層モデル）の骨組みフレームモデルの例

イ　部材の非線形モデル

塑性ヒンジ部及び一般部に区分し**表-14.2-10** に示す。

表-14.2-10　部材モデル

位置	塑性ヒンジ部	一般梁要素部
部材モデル	曲げモーメント M－回転角 θ	曲げモーメント M－曲率 ϕ
弾塑性モデル	トリリニア型 $M-\theta$	トリリニア型 $M-\phi$

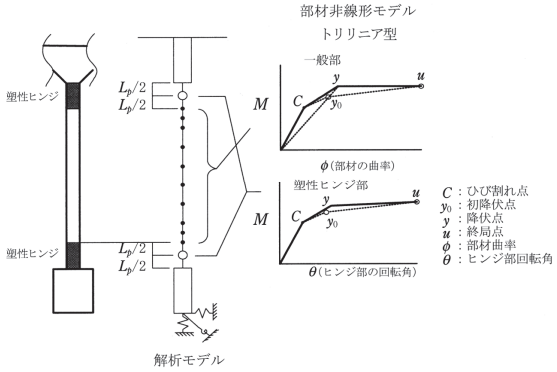


図-14.2-27　部材の解析モデル図

ウ　非線形回転バネモデル（トリリニア型）

塑性ヒンジ部は、非線形回転バネモデルとして、14.2.2 (7)に示す各限界状態の耐力の値を用いて**式**（14.2-54）にて算出する。

ひび割れ時　$M_{pc} = \beta_p \cdot M_c$

$$\theta_{pc} = \phi_c \cdot L_p \cdot \frac{1+\alpha_p{}^2}{2\beta_p}$$

降伏限界　$M_{py} = \beta_p \cdot M_y$

$$\theta_{py} = \phi_y \cdot L_p \cdot \frac{1+\gamma_p \cdot \alpha_p}{2\beta_p}$$

終局限界　$M_{pu} = M_u$

$$\theta_{pu} = \theta_{py} + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p$$

……（14.2-54）

ここに、　$\alpha_p = 1 - \dfrac{L_p}{h}$

$$\beta_p = 1 - \frac{L_p}{2h} = \frac{1+\alpha_p}{2}$$

$$\gamma_p = \frac{\phi_c}{\phi_{y0}} + \left[1 - \frac{\phi_c}{\phi_{y0}}\right]\left(1 - \frac{L_p}{L'}\right)$$

$$L' = \left(1 - \frac{M_c}{M_{y0}}\right) h$$

L_p：塑性ヒンジ長（mm）

$L_p = 0.2h - 0.1D$

（ただし、$0.1D \leqq L_p \leqq 0.5D$）

h：部材の回転角 0 の位置から塑性ヒンジまでの距離（mm）

D：断面高さ（mm）

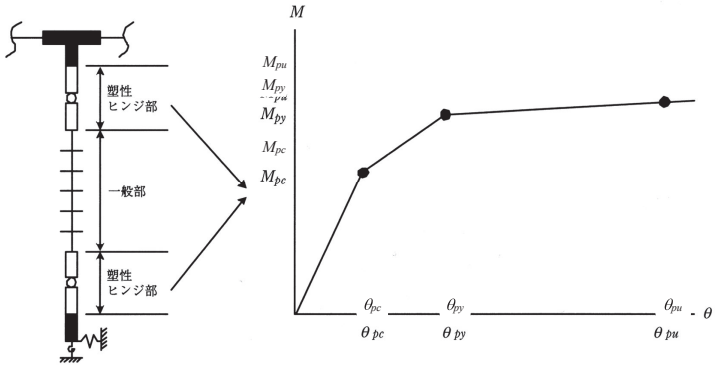


図-14.2-28　塑性ヒンジの曲げモーメントと回転角の関係（トリリニア型）

エ　一般部部材の非線形モデル（トリリニア型）

堰柱の塑性ヒンジ部以外の一般部材は、14.2.2 (7)に示すひび割れ限界（M_c、ϕ_c）、初降伏限界（M_{y0}、ϕ_{y0}）、終局限界（M_u、ϕ_u）を用いて、曲げモーメントと曲率の非線形特性の骨格曲線を**図-14.2-29** のトリリニア型でモデル化する。

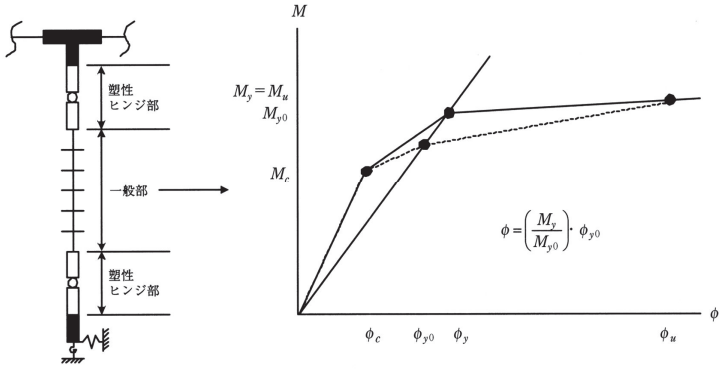


図-14.2-29　一般部材の曲げモーメントと曲率の関係（トリリニア型）

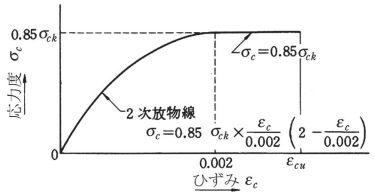
オ　機械室床版（梁構造）の取扱い

機械室床版は、床版上面に機械があり、震災後の軽微な補修も困難であるので塑性化させないように計画する。

(10)　塑性化を考慮しない部材の耐力

ア　材料の応力度－ひずみ曲線

塑性化を考慮しない部材の応力度－ひずみ曲線は、以下のとおりとする。

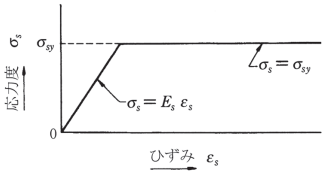


ここに、
σ_{ck}：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）
σ_c：コンクリートの応力度（N/mm²）
ε_c：コンクリートのひずみ
ε_{cu}：コンクリートの終局ひずみ

図-14.2-30　コンクリートの応力度―ひずみ曲線

表-14.2-11　コンクリートの終局ひずみ

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck}（N/mm²）	$\sigma_{ck} \leqq 50$	$50 < \sigma_{ck} < 60$	$60 \leqq \sigma_{ck}$
終局ひずみ ε_{cu}	0.0035	0.0035 から 0.0025 の間を直線補間	0.0025



ここに、
σ_{sy}：鉄筋の降伏強度（N/mm²）
σ_{pu}：PC 鋼材の引張強さ（N/mm²）
σ_s：鋼材の応力度（N/mm²）
E_s：鋼材のヤング係数（N/mm²）
ε_s：鋼材のひずみ

図-14.2-31　鉄筋の応力度―ひずみ曲線

イ　曲げ耐力

エネルギー吸収を期待しない部材の耐力は、各部材の照査項目により下記により算出する。

なお、部材曲げ耐力の状態は、次のとおりである。

表-14.2-12　各耐力の発生状態

ひび割れ曲げ耐力	コンクリートの引張縁の応力が「ひび割れコンクリート曲げ引張応力度 σ_{bt}」となる時のモーメント
降伏曲げ耐力	最も外側に配置された引張鉄筋が降伏ひずみ ε_{sy} 及び降伏強度 σ_{sy} に達した時のモーメント
終局曲げ耐力	圧縮側鉄筋の位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみ ε_{cu} に達した時、又は、最も外側に配置された引張側鉄筋のひずみが終局ひずみ ε_{su} に達した時

(ア)　ひび割れ曲げ耐力

$$M_c = Z_c\left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_c}\right) \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}55)$$

ここに、　M_c：ひび割れ曲げモーメント（耐力）（N･mm）
Z_c：コンクリートの断面係数　（mm³）
σ_{bt}：コンクリートの曲げ引張強度（N/mm²）＝ $0.23\sigma_{ck}^{2/3}$
N：軸方向力　（N）
A_c：コンクリートの断面積　（mm²）

(イ)　降伏曲げ耐力（主鉄筋が降伏する時）

$$M_y = Cy_1 + Ty_2 \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}56)$$

ここに、　M_y：降伏曲げモーメント　（N･mm）
C　：コンクリートの圧縮応力度の合力　（N）
T　：鋼材引張力の合力　（N）
y_1：部材断面図心から C までの距離　（mm）
y_2：部材断面図心から T までの距離　（mm）

なお、上記 C、T 及び y_1、y_2 は、試算により下式を満足するように決定する。なお、ここで、試算の初期条件としては、ε_{sy}：引張鋼材の降伏ひずみ（$=\sigma_{sy}/E_s$）を与えることとなる。

$$N = C - T \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}57)$$

$$\frac{x}{\varepsilon_c} = \frac{d-x}{\varepsilon_{sy}} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}58)$$

ただし、　N　：軸方向力　（N）
x　：コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離　（mm）
ε_c：コンクリート圧縮縁のひずみ
d　：部材有効高
ε_{sy}：引張鋼材の降伏ひずみ　（$=\sigma_{sy}/E_s$）

(ウ)　終局曲げ耐力（コンクリートが終局ひずみとなる時）

$$M_u = Cy_1 + Ty_2 \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}59)$$

ここに、　M_u：終局曲げモーメント　（N･mm）
C　：コンクリートの圧縮応力度の合力　（N）
T　：鋼材引張力の合力　（N）
y_1：部材断面図心から C までの距離　（mm）
y_2：部材断面図心から T までの距離　（mm）

なお、上記 C、T 及び y_1、y_2 は、試算により下式を満足するように決定する。なお、ここで、試算の初期条件としては、「ε_{cu}：コンクリート終局ひずみ」を与えることとなる。

$$N = C - T \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}60)$$

$$\frac{x}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d-x}{\varepsilon_s} \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}61)$$

ただし、　N ：軸方向力　(N)

x : コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離　(mm)

ε_{cu} ：コンクリートの終局ひずみ

d ：部材有効高　(mm)

ε_s ：引張鋼材のひずみ

(ｴ)　軸力が作用しない場合の降伏及び終局曲げ耐力

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \left(d - \frac{1}{2} \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \sigma_{ck} \cdot b} \right) \quad \cdots\cdots (14.2\text{-}62)$$

ここに、　M_u ：終局曲げモーメント　(N･mm)

A_s ：引張主鉄筋の全断面積　(mm²)

σ_{sy} ：引張主鉄筋の降伏強度　(N/mm²)

d ：部材断面の有効高　(mm)

b ：部材断面幅　(mm)

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度　(N/mm²)

(ｵ)　せん断耐力

せん断耐力は、14.2.2 (8)と同様に算出する。

(11)　許容残留変位量

頭首工における可動堰の許容残留変位量は以下のとおりとするが、許容残留変位量の検討の際には、門柱部と堰柱部を分けて検討するものとし、門柱部の検討の際には、許容残留変位量から堰柱部の残留変位量を引いた値で検討する。

さらに、下表の下段に示した注意事項に留意して適用する。

表-14.2-13　各耐力の発生状態

重要度区分	耐震性能（堰柱）		許容残留変位（堰柱）
AA 種	レベル 2 地震動	限定された損傷に留める（機能維持）	H /100　を超えない、又は戸当り余裕のうち小さい値以内 2)、3)
	レベル 1 地震動	健全性を損なわない	―
A 種	レベル 2 地震動	致命的な損傷を防止する（修復容易）	H /100 を超えない 3)、4)
	レベル 1 地震動	健全性を損なわない	―
B 種	レベル 1 地震動	健全性を損なわない	―

注 1)　許容残留変位の H/100 は、「道路橋示方書・同解説（平成 24 年 3 月）Ⅴ耐震設計編」p. 102 に「許容残留変位としては、・・・・地震による損傷を限定された範囲に留め、橋としての機能の回復を速やかに行うことを目標としていることから、これらの事項を考慮して許容残留変位を橋脚高さの 1/100 と定めている。」との記載があり、これを準用した。

2)　AA 種の場合、レベル 2 地震動において許容残留変位 H/100 又は戸当り余裕 100mm を確保していれば、ゲートの開閉性を妨げない構造になると想定しているが、扉高によっては門柱が高くなり許容残留変位が厳しくなる場合もある。

3)　重要度区分 AA 種及びA種の許容残留変位量は、上表に示す許容残留変位量以内であっても、管理橋がある場合、安全に通行する機能が確保されているか検討を行うことが必要である。

4)　重要度区分 A 種において、ゲートの扉高が高く許容残留変位以内にならない場合は、取水機能を保持するために検討を行うことが必要である。（角落しの設置又は非常ポンプの設置等）

14.3　配筋手法

本節は、堰柱のレベル 2 地震動に対する耐震性能を確保するためのものであり、他の構成要素については、技術書「水路工」などそれぞれの基準により行う。

鉄筋コンクリート部材の設計は、設計計算のみに基づいて行うものではなく、設計計算上の仮定が成り立つための前提条件を満足させること、設計計算では着目していない二次応力、局部応力等による部材の損傷を生じさせないようにすること、構造上の弱点部を作らないように配慮すること、若しくはその部分の補強となること等を考慮して行う。また、鉄筋の配置に当たっては、施工性等を検討することが必要である。

14.3.1　最小鉄筋量及び最大鉄筋量

(1)　最小鉄筋量

ア　曲げ部材

曲げを受ける部材では、コンクリートのひび割れとともに耐力が減じて急激に破壊することのないように、部材の最大抵抗曲げモーメントがひび割れ曲げモーメント以上となるように軸方向引張鉄筋を配置する。

これは、コンクリートの引張強度は小さく、曲げに対する鉄筋コンクリート部材の耐力は、その引張側に配置される軸方向引張鉄筋により大きく支配されるからである。

このことから、コンクリート断面に比較して軸方向引張鉄筋量が極端に少ない部材は、**図-14.3-1** の実線のように、設計で想定していない大きな曲げを受けると、コンクリートのひび割れとともに耐力が急激に減じ脆性破壊を起こす。このような急激な脆性破壊を防ぐためには軸方向引張鉄筋を**図-14.3-1** の一点鎖線のように部材の降伏曲げモーメントをひび割れ曲げモーメント以上となるようにすることが必要である。

しかし、他の要因から部材断面が決定される場合は、設計荷重に対して十分に余裕のあることがある。そこで、前述の破壊過程を満足するには過大な配筋となる場合があるので、部材に生じる曲げモーメントの 1.7 倍がひび割れ曲げモーメント以下の場合にはこれによらなくてもよい。

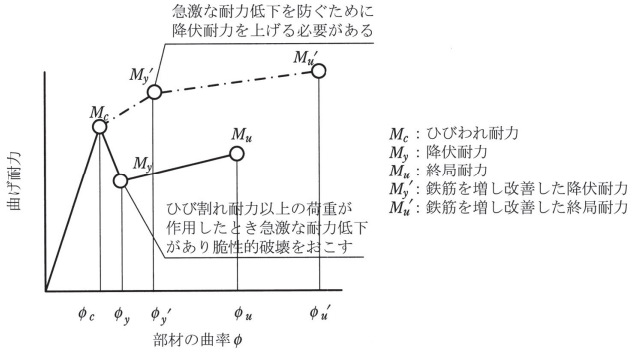


図-14.3-1　曲げ部材の最小鉄筋量の意味

イ　軸方向部材

柱や壁のように軸方向力が支配的な部材は、軸方向鉄筋を設計で想定した以上の偏心荷重が作用した場合にも部材が脆性的に破壊しないように、また、コンクリートに局部的な弱点があってもその部分に応力が集中することのないように配置する。

軸方向鉄筋量は、**式（14.3-1）**に示す計算上必要なコンクリート断面積 A' の 0.8%以上とする。

$$\left.\begin{aligned} A' &= \max(A'_1、A'_2) \\ A'_1 &= N_a/(0.008\sigma_{sa}+\sigma_{ca}) \\ A'_2 &= N_u/(0.008\sigma_{sy}+0.85\sigma_{ck}) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (14.3\text{-}1)$$

ここに、　N_a ：常時、レベル1地震時に対する照査時の軸方向圧縮力　(N)

N_u ：レベル2地震時に対する照査時の軸方向圧縮力　(N)

σ_{sa} ：鉄筋の許容圧縮応力度　(N/mm²)

σ_{ca} ：コンクリートの許容軸圧縮応力度　(N/mm²)

σ_{sy} ：圧縮鉄筋の降伏強度　(N/mm²)

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度　(N/mm²)

ウ　2 次応力に対して

コンクリート部材では、コンクリートの乾燥収縮や温度の影響などによってひび割れが生じる可能性がある。そこで、このひび割れ幅を有害でない程度に抑えるには、十分な鉄筋を配置することが有効であり、鉄筋コンクリート部材断面にその表面に沿う長さ 1m 当たりにつき 500 mm² 以上の断面積の鉄筋を 300 mm 以下の間隔で配置する。なお、ア、イの軸方向鉄筋は、この目的を兼ねている。

⑵　最大鉄筋量

曲げを受ける部材では、鉄筋の降伏よりもコンクリートの破壊が先行し脆性的な破壊が生じないように、軸方向引張鉄筋を配置するものとする。これは、軸方向引張鉄筋量が多くなると鉄筋の降伏よりもコンクリートの破壊が先行し、脆性的な破壊が生じるおそれがあるからである。したがって、軸方向引張鉄筋は、その鉄筋量が釣合鉄筋量以下となるように配置する。

ここで、釣合鉄筋量は、軸方向引張鉄筋が降伏点に達すると同時にコンクリートの縁圧縮ひずみがその終局圧縮ひずみに達するような引張鉄筋量のことである。

一般には部材の軸方向引張鉄筋量を部材断面幅に部材断面の有効高を乗じた有効断面積の 2%以下とする。

また、鉄筋が過密に配置される場合には、コンクリート打設等の施工性が低下する。したがって、軸方向力を受ける部材の軸方向鉄筋は、部材の全断面積の 6%程度以下とする。

14.3.2　構造細目

⑴　鉄筋の被り

鉄筋の被りは、コンクリートと鉄筋との付着を確保し、鉄筋の腐食を防ぎ、水流や火災に対して鉄筋を保護する等のために必要な量を確保する。また、水中又は土中にある部材については、維持管理の困難さも考慮し、水中で施工するコンクリート部材については、コンクリートの品質、

締固めの困難さ、施工精度等も十分に考慮しなければならない。

そこで、鉄筋の被りは、鉄筋の直径以上、かつ、**表-14.3-1** に示す値以上とする。なお、**表-14.3-1** に示す値は最小値であり、関連する基準等に基づいて適切に定める。

表-14.3-1　鉄筋の被り (mm)

環境条件＼部材の種類	梁	柱壁	フーチング
大気中	35	40	—
水　中 及び 土　中	—	70	70

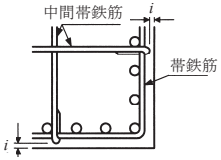


図-14.3-2　鉄筋の被り

⑵　鉄筋のあき

鉄筋のあきは、施工時のコンクリートの充填性と構造的にコンクリートと鉄筋が十分に付着し両者が一体となって働くように下記のとおり確保する。

ア　鉄筋のあきは、40 mm 以上かつ粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とする。

イ　鉄筋のあきは、アの規定によるほか、鉄筋の直径の 1.5 倍以上とする。



図-14.3-3　鉄筋のあき

⑶　鉄筋の定着

鉄筋の端部は、鉄筋とコンクリートが一体となって働くように、確実に定着する。そこで、下記のように計画する。

ア　鉄筋の端部は、次の規定のいずれかの方法によりコンクリートに定着する。

(ｱ)　コンクリート中に埋込み、鉄筋とコンクリートとの付着により定着する。

(ｲ)　コンクリート中に埋込み、フックをつけて定着する。

(ｳ)　定着板等を取付けて機械的に定着する。

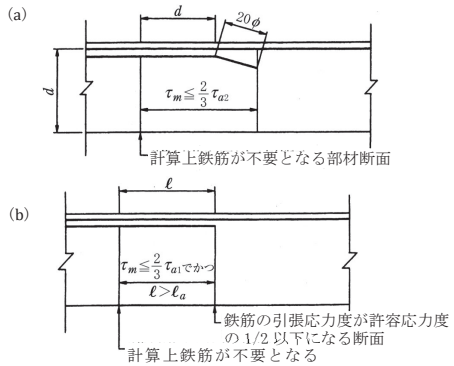
ただし、引張鉄筋に丸鋼を用いる場合は、フックをつけて定着する。

イ　鉄筋とコンクリートの付着により定着する場合の定着長は、⑷ イ及び ウに規定する鉄筋の重ね継手長に等しい長さ以上とする。

ウ　フックをつけて引張鉄筋を定着する場合の定着長は、イによる定着長の 2/3 倍以上とする。また、フックをつけて圧縮鉄筋を定着する場合の定着長はイの規定によるものとし、フックの効果を考慮しない。

エ　梁の正鉄筋は、計算上必要としなくなった断面位置から部材の有効高に等しい長さだけ伸ばして曲げ上げるか、又は、そのまま伸ばして圧縮部のコンクリートに定着する。ただし、正鉄筋の本数の 1/3 以上は、曲げ上げずに支点を越えて圧縮部のコンクリートに定着する。

オ　梁の負鉄筋は、計算上必要としなくなった断面位置から部材の有効高に等しい長さだけ伸ばして曲げ下げるか、又は、そのまま伸ばして圧縮部のコンクリートに定着する。ただし、負鉄筋の本数の 1/3 以上は、曲げ下げずに反曲点を越えて支間の L/16 以上、かつ、部材の有効高に等しい長さだけ伸ばして定着する。

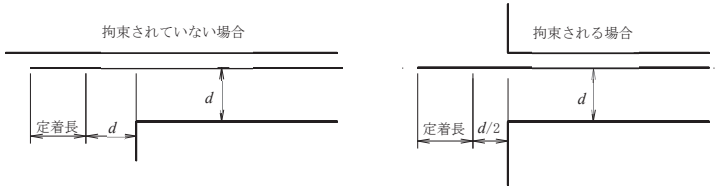


τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度
τ_{a1}：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度
τ_{a2}：斜引張鉄筋と共同して負担する場合の許容せん断応力度
ℓ_a ：鉄筋の定着長

図 14.3-4-1　梁の引張部に主鉄筋を定着する場合

カ　梁の折曲げ鉄筋の端部は、所定の被りを確保した上で、部材の上面又は下面にできる限り接近させ、さらにそれに平行に折曲げ、圧縮部のコンクリートに定着する。この場合には、フックをつけた異形棒鋼及びフックをつけない異形棒鋼の定着長は、それぞれ鉄筋の直径の 10 倍及び 15 倍以上とする。

キ　片持梁等の固定部における鉄筋は、断面力が十分に伝達される長さだけ伸ばし、フックをつける等により定着する。



d ：部材有効高

図-14.3-4-2　梁の引張部に主鉄筋を定着する場合

(4)　鉄筋の継手

鉄筋を継ぐ場合は、部材の弱点とならないようにする。そこで、下記のように計画する。

ア　鉄筋の継手位置は、一断面に集中させないものとする。また、応力が大きい位置では、鉄筋の継手を設けないのが望ましい。これは、継手が一断面に集中すると、その位置の部材の強度が低下するおそれがあるからである。特に重ね継手が一断面に集中すると、この部分のコンクリートの行きわたりが悪くなり、さらに部材の強度の低下が予想される。そのため、鉄筋の継手は互いにずらして設け、一断面に集中させないようにしなければならない。なお、互いにずらすとは、重ね継手、ガス圧接継手等の種類に係わらず、継手の端部同士を鉄筋直径の 25 倍以上ずらすことをいう。

重ね継手あるいは段落し位置が打継目と重なる場合には構造上の弱点となるため、これらは打継目から 1m 程度以上離すことが望ましい。

イ　引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は、**式 (14. 3-2)** により算出する重ね継手長 ℓ_a 以上、かつ、鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせる。また、重ね継手部には、継鉄筋 1 本の断面積の 1/3 以上の断面積を持つ横方向鉄筋を配置して補強する。

$$\ell_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}}\phi \quad \cdots\cdots (14.3\text{-}2)$$

ここに、　ℓ_a ：付着応力度より算出する重ね継手長　(mm)
σ_{sa} ：鉄筋の許容引張応力度　(N/mm²)
τ_{0a} ：コンクリートの許容付着応力度　(N/mm²)
ϕ ：鉄筋の直径　(mm)

引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は、その部分のコンクリートが鉄筋に沿って割裂して脆性的な破壊が生じやすいので、重ね継手部には、このひび割れが生じないように横方向鉄筋で十分に補強する。軸方向鉄筋に直径 35 mm 以上の鉄筋を用いる場合、継手部には横方向鉄筋として D16 を 150 mm 間隔、又は、これと同等以上の量の鉄筋を配置する。なお、この部分に配置されたスターラップや帯鉄筋は、横方向鉄筋とみなしてよい。

ウ　圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合は、**式 (14. 3-2)** により算出する長さ ℓ_a の 80%以上、かつ、鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせる。

エ　丸鋼に重ね継手を用いる場合は、その端部に半円形フックを設ける。

オ　引張鉄筋に、機械的継手、スリーブ継手、溶接継手、ガス圧接継手等を用いる場合は、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置等を考慮して継手部の強度を定める。なお、溶接継手やガス圧接継手を適用する場合には、十分な管理を行う。

(5)　軸方向鉄筋

軸方向鉄筋は、以下に示す計画とする。

ア　軸方向鉄筋は直径 16 mm 以上の異形棒鋼とする。

イ　軸方向鉄筋は 2 段以下に配置するのが望ましい。

ウ　鉄筋コンクリート部材に用いる鉄筋の最大径は 51 mm 以下とするのがよい。また、太径鉄筋を用いる場合、ひび割れ制御、応力分散等の面で不利となるため、一般には 32 mm 以下の鉄筋を用いるのがよい。

エ　軸方向鉄筋を数段に配置すると、コンクリートの打込みや締固めが困難となるため、2 段以

下に配置するのが望ましい。

(6)　スターラップ

ア　梁やフーチングにせん断補強を目的としてスターラップを配置する場合には、有効に働くように配置する。

(ア)　スターラップは直径 13 mm 以上の異形棒鋼とする。

(イ)　スターラップは、部材全体にわたって配置する。

(ウ)　梁のスターラップは、引張鉄筋を取り囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。また、圧縮鉄筋がある場合は、引張鉄筋及び圧縮鉄筋を取り囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。

(エ)　フーチングのスターラップは、フーチング下面及び上面に配置される水平方向鉄筋を取り囲みフックをつけてコンクリートに定着するか、又は、水平方向鉄筋にフックをかけて定着する。

(オ)　梁に計算上スターラップを配置する必要がある場合、スターラップの間隔は、梁の有効高の 1/2 以下かつ 300 mm 以下とする。また、計算上スターラップを必要としない場合においても、スターラップを梁の有効高以下の間隔に配置する。

(カ)　フーチングに計算上スターラップを配置する必要がある場合、スターラップの間隔は、フーチングの有効高の 1/2 以下とする。また、計算上スターラップを必要としない場合においても、スターラップをフーチングの有効高以下の間隔に配置する。

(7)　鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状

ア　鉄筋の曲げ形状は、加工が容易にでき、かつ、鉄筋の材質が傷まないように、また、コンクリートに大きな支圧応力を発生させないような形状とする。

そこで、下記のとおり計画する。

(ア)　鉄筋のフック

a　丸鋼のフックには、半円形フックを用いる。

b　異形棒鋼のフックには、半円形フック、直角フックあるいは鋭角フックを用いる。

c　鉄筋のフックは、曲げ加工する部分の端部から次に示す値以上まっすぐに伸ばす。また、フックの曲げ内半径は、(イ)の規定による。

(a)　半円形フック：鉄筋の直径の 8 倍又は 120 mm のうち大きい値

(b)　鋭角フック：鉄筋の直径の 10 倍

(c)　直角フック：鉄筋の直径の 12 倍



ここに、φ：鉄筋の直径（cm）
r：鉄筋の曲げ半径（cm）

図-14.3-5　鉄筋のフックの曲げ形状

(イ)　鉄筋の曲げ形状

鉄筋の曲げ内半径は、次の規定による。なお、曲げ内半径は、曲げ加工される鉄筋の内側の半径とする。

a　鉄筋のフックの曲げ内半径は、**表-14.3-2** の値以上とする。

b　スターラップ及び帯鉄筋の曲げ内半径は、**表-14.3-2** の値以上とする。

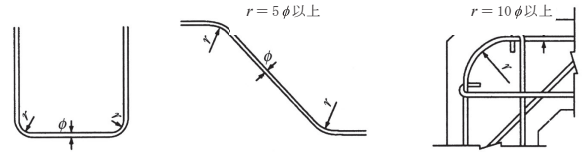
c　折曲げ鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 5 倍以上とする。ただし、コンクリート部材の側面から鉄筋の直径の 2 倍に 20 mm を加えた距離（鉄筋の直径×2＋20 mm）以内にある鉄筋を折曲げ鉄筋として用いる場合には、その曲げ内半径は、鉄筋の直径の 7.5 倍以上とする。

d　ラーメン構造の端節点部の外側に沿う鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 10 倍以上とする。

表14.3-2　鉄筋の内曲げ半径

種類	記号	曲げ内半径 r	
		フック	スターラップ及び帯鉄筋
丸鋼	SR235	2 ϕ	1 ϕ
異形棒鋼	SD295A、B	2.5 ϕ	2 ϕ
	SD345	2.5 ϕ	2 ϕ

ここに、ϕ：鉄筋の直径(mm)



ここに、　φ：鉄筋の直径（mm）
r：鉄筋の曲げ内半径（mm）

図-14.3-6　鉄筋の内曲げ半径

14.3.3　鉄筋コンクリート部材のじん性を向上させるための構造細目

重要度区分 AA、A に該当する堰柱は、レベル 2 地震においてコンクリート部材のじん性を高め塑性化させることにより地震エネルギーの吸収を図っている。このことは、レベル 2 地震動を対象とした耐震設計では、じん性に配慮した配筋の構造細目が適切に行われなくては成り立たないことを意味している。

したがって、塑性ヒンジを形成する断面とその遷移域となる領域では、被りコンクリートが剥落して軸方向鉄筋や帯鉄筋が露出することを念頭に置く必要があり、このような損傷が生じても鉄筋コンクリート部材としての機能を保持する必要がある。そこで、鉄筋コンクリート部材のじん性を確保するためには、軸方向鉄筋や帯鉄筋・中間帯鉄筋の構成の役割そしてこれらの鉄筋の中に存在する内部コンクリートの重要性を十分認識しておく必要があり、安易な配筋やひび割れ誘発目地の計画などには十分注意する。

⑴　鉄筋の機能

帯鉄筋及び中間帯鉄筋は、部材のじん性とせん断耐力の二つの機能を同時に有している。

表-14.3-3　帯鉄筋及び中間帯鉄筋の機能

曲げ耐力	帯鉄筋による軸方向鉄筋のはらみだし防止 中間帯鉄筋のフックによる帯鉄筋のはらみだし防止
せん断耐力	帯鉄筋及び中間帯鉄筋のせん断補強

また、鉄筋コンクリート構造物に配置される鉄筋の名称と機能は、**表-14.3-4** に示すとおりである。

表-14.3-4　じん性を向上させるための鉄筋と機能

鉄筋の名称	機　能	耐震性区分
軸方向鉄筋	部材軸方向に配置される正若しくは負の曲げモーメントに対する主鉄筋	曲げ耐力
配力鉄筋	応力を分布させる目的で、軸方向鉄筋と直角に配置される鉄筋	
せん断補強筋	せん断力に抵抗するように配置される鉄筋 スターラップ・斜め引張鉄筋があり、帯鉄筋や中間帯鉄筋は、これを兼ねることができる。	せん断耐力
スターラップ	せん断補強筋の一種で、軸方向鉄筋を取り囲み、これに直角に配置する鉄筋	せん断耐力
帯鉄筋	軸方向鉄筋を所定の間隔ごとに取り囲んで配置される横方向鉄筋。 軸方向鉄筋の座屈防止、軸方向圧縮力によるコンクリートの横方向のひずみを拘束してコンクリートの圧縮強度を十分に利用すること、及びせん断力を分担することを目的として配置する。	曲げ耐力 と せん断耐力
中間帯鉄筋	一断面内を横切るように配置される横方向鉄筋。 部材断面の寸法が 1 mを超える大型断面では、帯鉄筋が面外にはらみだす可能性があるので、内部コンクリートを拘束するとともに、軸方向鉄筋の座屈防止、せん断力を分担することを目的として配置する。	曲げ耐力 と せん断耐力
横拘束筋	コンクリートの圧縮強度を大きくするために、コンクリートを横拘束する鉄筋で帯鉄筋や中間帯鉄筋により構成される。	曲げ耐力向上

⑵　軸方向鉄筋の継手

耐震性能の照査で想定している橋脚の塑性変形時においても地震時保有水平耐力が確実に保持できるように、塑性化を考慮する領域では軸方向鉄筋の継手を設けてはならない。

塑性化を考慮する領域は、実際に塑性ヒンジ化する断面領域とその遷移領域で**図-14.3-8** に示すように、塑性ヒンジ長の 4 倍の区間内とする。なお、堰軸方向と堰直角方向で塑性ヒンジ長が異なる場合には、塑性化を考慮する領域の算出には塑性ヒンジ長の長い方の値を用いる。

ただし、施工上の事由により、やむを得ず塑性化を考慮する領域で軸方向鉄筋の継手を設ける場合には、確実な継手構造を選定する。機械的継手、スリーブ継手、溶接継手、ガス圧接継手等を用いる場合には、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置等を考慮して試験を行い、継手部の強度を定める。

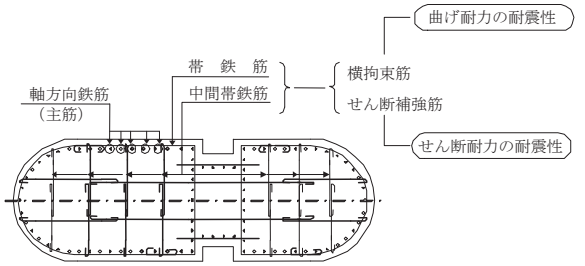


図-14.3-7　耐震性能を向上させる鉄筋の構成

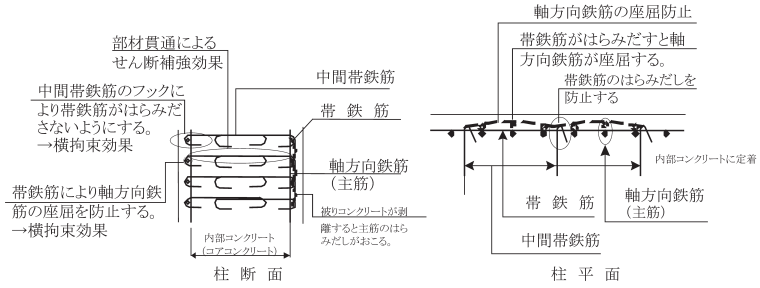


図-14.3-8　帯鉄筋及び中間帯鉄筋の機能

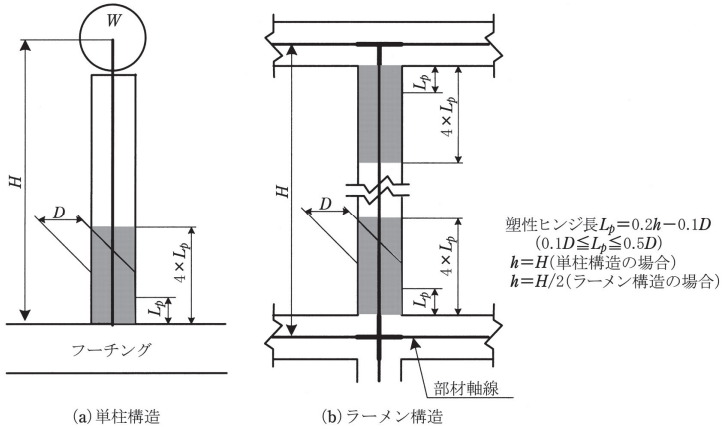


図-14.3-9　塑性ヒンジを考慮する領域

⑶　帯鉄筋及び中間帯鉄筋の配置

帯鉄筋及び中間帯鉄筋は、耐震性能の照査で想定している塑性変形時においても、塑性化を考慮する領域では、軸方向鉄筋の座屈抑制効果と内部コンクリートの拘束効果を確実に保持できるような形式及び間隔で配置する。

帯鉄筋は、直径 13 mm 以上かつ、軸方向鉄筋の直径よりも小さい異形棒鋼とし、⑴の塑性化を考慮する領域における帯鉄筋間隔は、帯鉄筋の直径に応じて**表-14.3-5** に示す値以下、かつ、断面高さの 0.2 倍以下とする。ただし、塑性化を考慮する必要がない一般部材の帯鉄筋の間隔は、最大 300 mm まで変化させることができるが、その間隔は、徐々に変化させるものとし、急変させてはならない。

表-14.3-5　帯鉄筋間隔の上限値

帯鉄筋の直径ϕ(mm)	13≦ϕ<20	20≦ϕ<25	25≦ϕ<30	ϕ≧30
帯鉄筋間隔の上限値(mm)	150	200	250	300

ア　帯鉄筋の計画

帯鉄筋は、軸方向鉄筋を取り囲むように配置し、端部は **14.3.2** ⑺のいずれかのフックをつけてコンクリート断面を確実に拘束できるように端部にフックをつけて内部コンクリートに定着させる。これは、地震時に正負交番の繰返し変形を受け、被りコンクリートが剥落し、内部コンクリートが損傷することを考慮しておく必要があることからで、このような損傷に至っても内部コンクリートを確実に拘束し軸方向鉄筋の座屈を防止しなければならないためである。

表-14.3-6　フックの形状

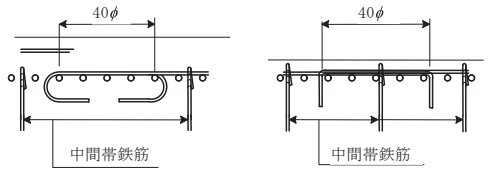
フックの形式	直線部分長
半円形フック	帯鉄筋の直径の8倍又は120mmのうち大きい値
鋭角フック	帯鉄筋の直径の10倍
直角フック	帯鉄筋の直径の12倍

フックの曲げ内半径 r は、帯鉄筋の直径の2.5倍以上とし、曲げ内半径は、曲げ加工される鉄筋の内側の半径である。

また、直角フックは内部コンクリートから抜けだしやすいことから、塑性ヒンジ長の 4 倍の区間では用いないのがよいが、施工上やむを得ない場合は、**図-14.3-10** のように被りコンクリートが剥離してもフックがはずれないように帯鉄筋重ね継手部分に中間帯鉄筋のフックをかけ抜け出さないようにする。

帯鉄筋を継ぐ場合は、矩形断面の隅角部以外では帯鉄筋の鉄筋径の 40 倍以上を重ね合わせるとともにフックを設け、矩形断面の隅角部で帯鉄筋を継ぐ場合は半円形フック若しくは鋭角フックにより軸方向鉄筋に定着すれば継手長を設けなくてよい。

なお、帯鉄筋の強度を確実に伝達できるように、十分な施工管理を行った上で溶接継手を用いることもできる。



円形フック・鋭角フックの場合　　直角フックの場合

図-14.3-10　帯鉄筋の定着例

なお、安定した拘束効果が得られるようにするために、帯鉄筋の継手位置は橋脚高さ方向に隣接する帯鉄筋相互について千鳥配置になるようにする。

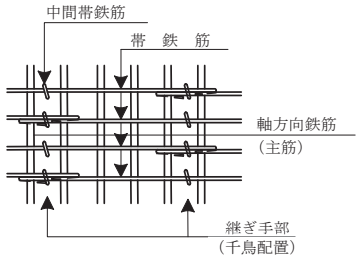


図-14.3-11　帯鉄筋千鳥配置模式立面図

イ　中間帯鉄筋の計画

中間帯鉄筋は、内部コンクリートの拘束効果を高めるために配置する。そこで、中間帯鉄筋は、以下を満足させる。

⑺　中間帯鉄筋は、原則として帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋を用いる。

⑴　中間帯鉄筋は、原則として長辺方向及び短辺方向に配置する。

⑼　中間帯鉄筋の断面内配置間隔は、原則として 1m 以内とする。

⑽　中間帯鉄筋は、帯鉄筋の配置されるすべての断面で配筋する。

⑾　中間帯鉄筋は、原則として断面周長方向に配筋される帯鉄筋にフックをかける。なお、軸方向鉄筋が 2 段配筋の場合には、最も外側に配筋される帯鉄筋にフックをかければよい。

⑿　帯鉄筋にかける側の中間帯鉄筋の端部は、**14.3.2** ⑺に規定する半円形フック若しくは鋭角フックにより、柱内部のコンクリートに定着することを原則とする。

ただし、施工上の制約などによりやむを得ない場合には、一方のフックを直角フックとしても良い。この場合、フックの位置が千鳥状になるように中間帯鉄筋を配筋する。ただし、塑性化を考慮する領域では、計算上の横拘束筋の有効長として、実有効長の 1.5 倍の値を用

いる。

なお、2 組の鉄筋を躯体内部で継ぐ構造とする場合には、躯体外側のフックは、半円形フック若しくは、鋭角フックとし、躯体内側のフックは、いずれのフックとしても良い。

(キ) 中間帯鉄筋がせん断補強筋として確実に機能することを前提にすれば、中間帯鉄筋としては、1 本物の鉄筋あるいは 2 組の鉄筋を継いだもののどちらも使うことが可能である。ただし、断面寸法が大きくなると、両端に半円形フック若しくは鋭角フックを有する 1 本の中間帯鉄筋を施工するのが困難となるため、通常は 2 組の鉄筋を継いだ中間帯鉄筋とすればよい。ここで、2 組の鉄筋の継手構造としては、重ね継手や機械的継手、溶接継手等がある。重ね継手とする場合には、重ね継手長は中間帯鉄筋の直径の 40 倍以上とする。

第 15 章　土砂吐きの水理設計

関連条項［基準10、運用10-10］

土砂吐きは、一般に取水堰の取入口側に設けられ、取入口前面に堆積した土砂を短時間に掃砂し、取水時に水路内への土砂の流入を極力防止することができる機能が求められる。

ここでは、土砂吐きにおける水理現象とその設計手法について解説する。

15.1　土砂の流入現象

取入口を設ける地点は河道が安定していること、すなわち、ミオ筋が安定していることが第一条件である。もし取水時に水路内へ土砂の流入があるとすれば、次のような場合である。

⑴　取水の位置が河川の蛇行形態上不適当である場合

⑵　洪水時でも取水する必要のある場合

⑶　取入れ敷高が河床に近く、かつ取水時の接近流速が大きい場合

上記 ⑴ の項については、流水と土砂の移動現象から河床湾曲部の凹岸中央直下流付近が防砂のために望ましい地点である。⑵ の項は、上水及び発電などと共用の場合であって、洪水時といえども取水を停止することが不可能な条件を有するときである。⑶の項は、取水時の接近流速が 40 cm/s を超えると 0.3 mm 径の粒子が移動するようになる。したがって、接近流速を小さくするよう取水堰によってダムアップすることが望ましいが、この場合は、沈砂池を含めて工事費との関連を検討することが必要である。

15.2　取入口前面における堆砂現象

流水力が砂粒子の移動限界掃流力を超えると、その砂粒子は移動を始める。この砂粒子の移動によって河床表面が各種の形態［砂れん（漣）(ripple)、砂堆（dune)、平滑河床（plane-bed）及び反砂堆（antidune）等］をとる。

最も代表的な形としては砂堆を考えることができる。この砂堆の形態で河床の砂粒子が移動するとき、砂粒子は単体としての移動ではなく、ある集団として河床表面を連続移動する。このような場合には河川の一部に低いコンクリートの床面を設けたとしても、コンクリートによる粗度効果はあまり期待できない。しかし、洪水の減衰とともにコンクリート床面での掃流効果が現れてくるが完全ではない。掃流効果を完全に発揮させるためにはコンクリート床標高を現河床に一致させ、かつ水路形式とする方がよい。すなわち、取入口前面に土砂吐き水路を設ける必要性の理由がこれであり、実験的にも確かめられている。しかし、現河床より土砂吐き水路床をかなり低く設置すればここに土砂が堆積する。

したがって、取入口の敷高を現況河床より低くすることは避けねばならないが、やむを得ず低くしなければならない場合は、水理模型実験等により十分検討して堆砂が生じないよう敷高を決定することが重要になる。

15.3　土砂吐き水路の水理設計に関する基本的な考え方

取入口前面に設ける土砂吐き水路の水理設計に関する基本的な考え方は、次のとおりである。

⑴　掃流時の流水領域は射流とする。
⑵　急流河川にあっては頭首工設置地点を中心として、存在する最大粒径（質量通過百分率の90%径）までの掃砂能力を与える。
⑶　土砂吐き水路の敷標高は現河床におけるミオ筋標高と同程度にすることを原則とする。
⑷　土砂吐き水路の勾配は原則として一定とするが、河床勾配及び下流水位によっては、土砂吐き水路下流部の勾配を大きくできる。
⑸　排砂基準流量は急流河川においては平均粒径の移動限界時の河川流量、緩流河川ではかんがい期間の平均流量とする。

15.4　急流河川と緩流河川の土砂吐き水路設計上の相違点及び接点部の設計方針

河川は、上流と下流とではかなりその様相を異にする。流量、勾配及び粒径について両者を比較すれば次表のようになる。

表-15.4-1　河川勾配と河床材料の粒径等の関係

	勾配（i ）	Fr	勾配	粒径	流量
渓流	＞1/140	1	大	大	小
急流	1/140～1/800	↓	↓	↓	↓
緩流	＜1/800	0.44	小	小	小

土砂吐きの設計を行うに当たって、急流河川においては流量が、緩流河川では勾配がそれぞれ設計上の制約条件となる場合がある。

また、急流河川では河床材料のうち、最大粒径のものをいかに早く排除するかに水理設計の重点がおかれる。それに対して、緩流河川では排砂時間を短くして、いかに水の損失を少なくするかに注意が払われる。

排砂時間を短くするためには土砂吐きゲート開放後、ゲート上流の水位を下げることなく、直ちに射流水路が形成されることが望ましい。この条件を与えるには土砂吐き導流壁の天端標高は計画取水位程度とすることが望ましい。しかし、この導流壁が取水時に障害となることのないよう十分留意すべきである。導流壁を計画取水位程度にしても支障のない条件は、土砂吐きの幅は取入れ幅より大きい場合である。

急流河川と緩流河川の接点付近においては、両者について土砂吐きの設計を行い安全側のものを採用する。

15.5　急流河川における土砂吐きの水理設計法

15.5.1　土砂吐き水路流入部の設計

土砂吐き水路内の流れを射流とする条件からこの水路の流入口においては限界流が生じる。この限界流をもって河床材料の最大粒径を移動させるよう設計する。

土砂移動に必要な限界流速 V_c は実験的に**式**（15.5-1）で与えられ*1、限界水深 h_c 及び単位幅流量 q_e はそれぞれ**式**（15.5-2）、**式**（15.5-3）で示される。

*1　出口利祐・川合　亨：頭首工土砂吐水埋設計の新理念、農工研、31(7)(1964)

$$V_c=\sqrt{20d_\ell} \quad \cdots\cdots (15.5\text{-}1)$$

$$h_c=\frac{20d_\ell}{g} \quad \cdots\cdots (15.5\text{-}2)$$

$$q_e=\sqrt{\frac{(20d_\ell)^3}{g^2}} \quad \cdots\cdots (15.5\text{-}3)$$

ここに、d_ℓ ：河床材料の最大粒径（m）
　　g ：重力の加速度（m/s²）

また、土砂吐き水路を形成するために必要な導流壁高 H は、この水路の流入口地点において $1.5h_c$ とする。

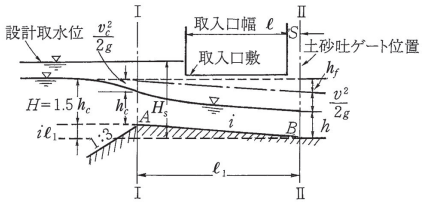


図-15.5-1　土砂吐き上流部水路説明図

15.5.2　土砂吐き水路上流部の設計

図-15.5-1 における ℓ_1 は**式**（15.5-4）によって求める。

$$\ell_1=S+\ell+1.5H_s \quad \cdots\cdots (15.5\text{-}4)$$

ここに、S ：土砂吐きゲートの上流端と取入口下流端との間隔　（m）
　　ℓ ：取入口幅　（m）
　　H_s ：土砂吐き水路床標高と設計取水位との差　（m）

土砂吐き水路流入口 A 点の標高は、現況河床標高程度を原則とし、A 点から上流へは 3 割の逆勾配を与えて河床表面から深さ 1.5 m ほど貫入させるのが一般的である。水路内の射流条件は下流水位とも関係してくるが、断面 I ～ II 間では限界流に近い射流となるよう勾配 i を与える。i は**式**（15.5-5）で求められる。

$$i=\frac{1}{\ell_1}\left(h+\frac{h_c^3}{2h^2}-1.5h_c\right)+\frac{n^2gh_c^3}{h_m^{10/3}} \quad \cdots\cdots (15.5\text{-}5)$$

式（15.5-5）の右辺第 2 項は土砂吐き水路内の堆砂礫を掃流するために必要なエネルギー勾配 I_e を表す。この I_e は**式**（15.5-8）h_c に見合う限界流勾配 I_c より、多量の砂礫を移動するために失われるエネルギー分だけ大きくする。一方、固定床での I_e は移動床での平均粒径に対する限界掃流力時のエネルギー勾配 I_{tg} より小さくてよい。ここに、I_c はマニング平均流速公式から、また、I_{tg} は岩垣の簡易公式のうち、d_m ＞ 0.303 cm の領域から、それぞれ**式**（15.5-6）、**式**（15.5-7）で与えられる。

$$I_c = n^2 g / h_c^{1/3} \quad \cdots\cdots (15.5\text{-}6)$$

$$I_{tg} = 8.25\times10^{-2} d_m / h_m \quad \cdots\cdots (15.5\text{-}7)$$

したがって、**式**（15.5-5）の第 2 項を**式**（15.5-8）で表される条件の範囲として i を**式**（15.5-5）から求める。**式**（15.5-8）は必ずしも絶対条件ではないが、望ましい条件である。

$$Ic < \frac{n^2 g \cdot h_c^{\,3}}{h_m^{\,10/3}} < I_{tg} \quad \cdots\cdots (15.5\text{-}8)$$

式（15.5-5）から**式**（15.5-8）において、

n ：マニングの粗度係数

h_c ：土砂吐き流入口の限界水深（m）で、**式**（15.5-2）から求める。

h ：水路下流側の断面（ゲート戸当り部）の水深　(m)

h_m ：$(h_c + h)/2$　(m)

d_m ：河床の平均粒径　(m)

なお、下流側水深 h は最大粒径 d_ℓ と等しいか、それ以上とする。この水深が小さ過ぎると掃砂対象砂礫の頂部が水面上に露出し、掃流能力が低下する。また、I_e を決定する n 値は 0.017～0.018 でよい。ただし、**式**（15.5-5）で得た i において、n = 0.015 の条件で下流側水深 h をチェックし、この時 $h \geqq d_\ell$ であることを確かめ、最終的に土砂吐き水路上流部の勾配 i を定める。通常 i の値は 1/100 程度である。

15.5.3　土砂吐き水路下流部の設計

土砂吐き水路下流部のうち**図**-15.5-2 における ℓ_2 の長さはおおよそ水路幅の 1.5 倍を目安とする。また**図**-15.5-2 において、水路下流端 D から上流へ、排砂時の下流側設計水深 $h_3(h_3' \fallingdotseq h_3$ と考えて）の 4.5～6 倍をとった点を C とし、CD 間は水路床を水平に設ける。この ℓ_3 は下流側水深 h_3 を共役水深として跳水するときの跳水長である。BC 間の勾配 i_2 は C 点における水深 h_2 と下流水深 h_3 とが共役となるように定める。すなわち、**式**（15.5-9）を満足させるよう設計する。

$$i_2\ell_2 + h + x \fallingdotseq h_3 = \left(\frac{h_2}{2}\right)\cdot\left(-1+\sqrt{8F_2^{\,2}+1}\right) \quad \cdots\cdots (15.5\text{-}9)$$

ここに、$i_2\ell_2$ はエネルギー方程式と連続の式及びマニングの平均流速公式から**式**（15.5-10）で与えられる。

$$i_2\ell_2 = -\left\{(h-h_2)+\frac{q_e^{\,2}}{2g}\left(\frac{1}{h^2}-\frac{1}{h_2^{\,2}}\right)\right\}+\frac{n^2 q_e^{\,2}\ell_2}{\left(\dfrac{h+h_2}{2}\right)^{10/3}} \quad \cdots\cdots (15.5\text{-}10)$$

ここに、　h ：Ⅱ断面における水深　(m)

x ：下流河川水位とゲート敷上の水深の水位との差　(m)

h_2 ：Ⅲ断面における水深　(m)

F_2 ：h_2 に対するフルード数、$F_2^{\,2} = q_e^{\,2}/gh_2^{\,3}$

i_2 を求めるには**式**（15.5-9）で h_2 を仮定し、**式**（15.5-10）を満足するよう試算するが、$i_2 \geqq i$（B 点より上流の勾配）を満足させる必要がある。下流側の導流壁の長さは、水路下流端 D までとする。その高さは掃砂時における下流水位 + 0.50 m を最小限とし、取水位でゲートを全開したとき土砂吐きゲート敷で発生する限界水深 h_{c1} の水位を最大値とする。

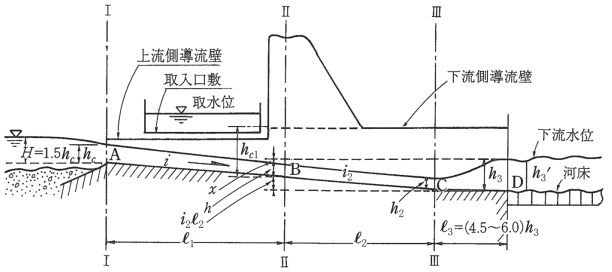


図-15.5-2　土砂吐き水路説明図

15.6　緩流河川における土砂吐きの水理設計法

緩流河川では、河床材料の大きさが小さく、河川勾配は非常に小さい。砂粒子が小さいことは小さな水の力で移動されうることを意味する一方、河床勾配が小さいため、上下流のエネルギー差が小さく、必要な勾配をとりにくいことも意味する。このことから、土砂吐き水路の流れの領域を常流とした設計では、土砂排除に時間がかかり、水の無効放流となりやすいので、流れの領域を射流とすることを設計の基本とする。

図-15.6-1 において、射流条件を満足するための水路底落差 y は**式**（15.6-1）によって求める。

$$y = h - 1.5h_c + \frac{v^2}{2g} + \frac{n^2 g h_c^{\,3}\ell}{h_m^{\,10/3}} \quad \cdots\cdots (15.6\text{-}1)$$

ここに、$h_m = (h_c + h)/2$

$q_c = v\cdot h$　（単位幅流量）

$h_c = (q_c^{\,2}/g)^{1/3}$

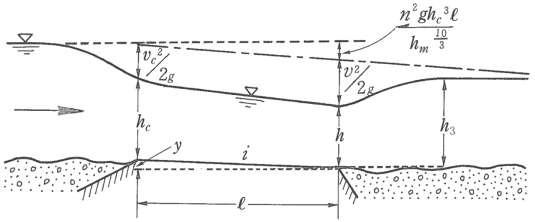


図-15. 6-1　緩流河川における土砂吐きの縦断面形

式（15. 6-1）において、水深hに対するフルード数は 1.75 以上が望ましいが、仮に 1.75 とすれば、$h \fallingdotseq 0.5h_3$ 及び、$v = 1.75\sqrt{gh}$ の関係が成立する。すなわち、h_3、n、ℓ を与えることにより y 値を求めることができる。

緩流河川においては、一般に堰上流の貯留量が大きい。この貯留エネルギーを利用して、ゲート操作により排砂することも考えられる。したがって、**式**（15. 6-1）を満足させるために、土砂吐き水路の幅員が無効河積として取り扱われるほど小さくなる場合は、この貯留エネルギー利用の可能性について十分検討する。

貯留エネルギーの利用を前提とする場合、上流側の導流壁の高さは取水位まで高めておく必要がある。このことによる取水機能への影響を与えない水理条件の目安は、土砂吐き水路の幅＞取入口幅である。

なお、下流の跳水区間はコンクリートにて保護することが望ましい。

15. 7　土砂吐きの幅の決定

掃砂に必要な単位幅流量q_e（急流河川）、q_c（緩流河川、**式**（15. 6-1）参照）をまず決定し、ついで急流河川では平均粒径(質量通過百分率の 60%径とする)の移動限界時の河川流量Q_s、緩流河川ではかんがい期間の平均流量Q_mを確定する。すなわち、急流河川と緩流河川のそれぞれの土砂吐きの幅をB_s、B_mとすれば、次式で与えられる。

$$B_s \leqq Q_s / q_e \quad \cdots\cdots (15.\ 7\text{-}1)$$

$$B_m \leqq Q_m / q_c \quad \cdots\cdots (15.\ 7\text{-}2)$$

式（15. 7-1）又は、**式**（15. 7-2）により計算された土砂吐きの幅が構造令の規定に合致するか否かを検討し、その条件を満たさないときは別途対策を検討する。すなわち、具体的には、土砂の堆砂しない位置の選定、取水時における接近流速の低下及び効率のよい沈砂池の設計等である。

土砂吐き水路の幅は、土砂吐き水路の長さの 1/2 以下にすることが望ましい。

15. 8　設計に必要な資料

⑴　既往洪水量とその確率
⑵　河川流量の期別変化
⑶　水位～流量曲線
⑷　粒径（90%径及び平均径）

⑸　掃砂時の下流水位
⑹　河川勾配

15. 9　平均粒径移動限界時の河川流量の算定

まず、平均粒径移動限界の水深h_{sc}を**式**（15. 9-1）によって求める。

$$h_{sc} = U_{*c}{}^2 / g \cdot i \quad \cdots\cdots (15.\ 9\text{-}1)$$

ここに、$U_{*c}{}^2$は平均粒径移動限界摩擦速度で、岩垣の簡易公式から

$$U_{*c}{}^2 = 80.9 d_m \quad \cdots\cdots (15.\ 9\text{-}2)$$
$$d_m \geqq 0.303cm$$

である。ここに、　d_m：河床の平均粒径（cm）

次に、$h = \left(q^2 / gF^2\right)^{1/3}$で得られる$h-q$曲線において、$h = h_{sc}$なるときの$q$値は平均粒径移動限界時の単位幅流量であり、これに当該河川の幅を乗じて河川流量を概算することができる。

15. 10　土砂吐き水路の計算例（急流河川の場合）

⑴　設計条件
・河川幅　B ＝ 100 m、・河川勾配　i ＝ 1/300、・河床の平均粒径　d_m ＝ 0. 05 m
・最大粒径（質量通過百分率 90%の粒径）d_ℓ ＝ 0. 30 m
・河川の平水量 Q＝170 m^3/s　・平水時における堰下流水位　EL ＝ 34. 00 m
・堰上流側の土砂吐き水路長さ＝ 40 m（計画）
・土砂吐き水路流入口における原河床標高
・堰下流側の土砂吐き水路の長さ＝ 20 m（計画）、・河川の洪水量

⑵　平均粒径移動限界時の河川流量の推定
河川のフルード数F_rは次式で概算する。

$$F_r = 9.82\left(\sqrt{i}\right)^{0.933} - 300\left(\sqrt{i}\right)^{3.5} \fallingdotseq 0.67 \quad \cdots\cdots (15.\ 10\text{-}1)$$

平均粒径移動限界摩擦速度　$U_{*c}{}^2$ ＝ 80. 9 d_m ＝ 404. 5 $(cm/s)^2$（岩垣の簡易公式）
平均粒径移動限界水深　$h_{sc} = U_{*c}{}^2 / gi$ ＝ 124 cm
単位幅流量qに対する水深　h_3と粗度係数n値の概算

$$h_3 = (q^2 / gF_r{}^2)^{1/3} \quad \cdots\cdots (15.\ 10\text{-}2)$$

$$n = h_3{}^{5/3} \cdot i^{1/2} / q \quad \cdots\cdots (15.\ 10\text{-}3)$$

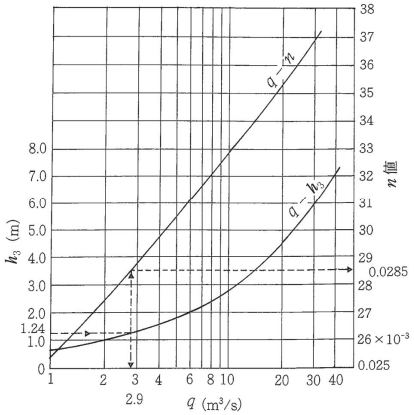


図-15. 10-1　単位幅流量に対する水深と粗度係数

これを図示したものが**図-15. 10-1** であり、この図から平均粒径移動限界時の単位幅流量 q と粗度係数 n は、それぞれ q ＝ 2.9 m³/s、n ＝ 0.0285 となることがわかる。いま、河川の低水路幅 100 m とすれば、平均粒径移動限界時の河川流量は 2.9×100 ＝ 290 m³/s と見積られる。

⑶　土砂吐き流入口の掃砂能力と土砂吐き水路幅の検討

土砂吐き流入口の限界水深 h_c 、単位幅流量 q_e は、$h_c = 20d_\ell / g$、$q_e = \sqrt{(20d_\ell)^3 / g^2}$ であり、d_ℓ ＝ 0.30 m、g ＝9.8 m/s² を代入すれば、h_c ＝ 0.612 m、q_e ＝ 1.5 m³/s/m となる。また導流壁の高さは H ＝ 1.5 m、h_c ＝ 0.918 m である。

いま、実際の施工と安全率を考えて、次のように修正する。

H =1.0m、h_c=0.666m、$q_c = \sqrt{ghc^3}$ ≒1.7m³/s/m とする。

土砂吐き水路幅 B は、河川の平水量 170 m³/s と平均粒径移動限界時の流量 290 m³/s に対して、それぞれ 100 m、170 m 以下とすることが必要となり、構造令の適用範囲内で設計可能なことが分かる。

土砂吐き排除機能からみた幅は水路長さの半分以下であるとき、その流れの方向性を規制しやすい。このような観点から、この例では土砂吐きの幅を 20 m 程度とすることが望ましい。

⑷　土砂吐き水路ゲート上流側の勾配設計

射流水路の勾配を求める条件式は、**式（15. 5-6）**、**式（15. 5-7）**、**式（15. 5-8）** から

$$\frac{n^2 g}{h_c^{1/3}} < \frac{n^2 g h_c^3}{h_m^{10/3}} < \frac{8.25\times10^{-2} d_m}{h_m}$$

であり、ここに、$h_m = (h_c + h)/2$、d_m ＝ 0.05 m、h_c ＝ 0.666 m である。いま、射流水路下流端の水深 h と水路の n 値を仮定することにより、**表-15. 10-1** が得られる。

表-15. 10-1 から、土砂吐き水路の下流端水深 h は、掃砂すべき流砂量を考慮して最大粒径より

も大きな値を考え、さらに土砂輸送のために失われるエネルギーを勘案し、粗度係数 n ＝ 0.018 とすれば h ＝ 0.40 m となる。ゆえに、水路の長さ ℓ_1 ＝40 m として次式から水路底勾配を求める。

$$i = \frac{1}{\ell_1}\left(h + \frac{h_c^3}{2h^2} - 1.5h_c\right) + \frac{n^2 g h_c^3}{h_m^{10/3}} = 0.01562 \fallingdotseq 1/64$$

また、限界勾配 i_c は、$i_c = n^2 g / h_c^{1/3} = 1/275$

となり、射流条件を十分満足することが分かる。

射流水路の下流端、すなわちゲート敷標高は流入口標高 34. 00 m とすれば、

$i\ell_1$ ＝ 40/64 ＝ 0. 625 m

∴34. 00 － 0. 625 ＝ 33. 375 m（ゲート敷標高）

表-15. 10-1　n 、h と勾配要素の関係

h (m)	h_m	$\frac{8.25\times10^{-2} d_m}{h_m}$	＞	$n^2 g h_c^3 / h_m^{10/3}$		
				n ＝0. 017	n ＝0. 018	n ＝0. 020
0. 60	0. 633	1/153		1/262	1/229	1/189
0. 55	0. 608	1/147		1/228	1/204	1/165
0. 50	0. 583	1/141		1/199	1/177	1/144
0. 45	0. 558	1/135		1/172	1/153	1/124
0. 40	0. 533	1/129		1/147	1/131	1/107
0. 35	0. 508	1/123		1/125	1/112	1/91
0. 30	0. 483	1/117		1/106	1/95	1/77

⑸　ゲート下流側土砂吐き水路の設計

所要の掃流力をもった射流水路の条件は次式による。

$$i_2\ell_2 + h + x \leqq \frac{h_2}{2}\left(-1 + \sqrt{8F_2^2 + 1}\right) \quad \cdots\cdots (15.\ 10\text{-}4)$$

いま、ゲート敷上水位と下流水位との標高差 x を求める。

ゲート敷上の水位標高は、

33. 375 ＋ 0. 40 ＝ 33. 775 m

∴x ＝ 34. 00 － 33. 775 ＝ 0. 225 m

いま、下流水路の長さ ℓ_2 ＝ 20 m とすれば、水路末端水深 h_2 を仮定することにより、所要の掃流力を持った水路勾配 i_2 は次式より求められる。

$$i_2\ell_2 = -\left\{(h - h_2) + \frac{q_e^2}{2g}\left(\frac{1}{h_2} - \frac{1}{h_2^2}\right)\right\} + \frac{n^2 q_e^2 \ell_2}{\left(\frac{h + h_2}{2}\right)^{10/3}} \quad \cdots\cdots (15.\ 10\text{-}5)$$

ここに、q_e ＝ 1. 7 m³/s/m、n ＝ 0. 018、$F_2^2 = q_e^2/g\cdot h_2^3$、$h$ ＝ 0. 40 m である。2 ～ 3 の試算により、h_2 ＝ 0. 45 m でその条件を満足することになる。

このときの水路底勾配は i_2 ＝ 1/71. 2 となる。しかし、$i_2 < i$ であるので、i_2 は $i_2 = i$ すなわち i_2 ＝ 1/64 とする。

次に、堰下流に堆砂現象が生ずると思われるときの下流導流壁高さ H は次式によって求める。ただし、この H_2 はゲート敷を基準とする。

$$H_2 = \{(\text{計画取水位}) - (\text{ゲート敷標高})\} \times \frac{2}{3} \quad \cdots\cdots (15.10\text{-}6)$$

この H_2 は、ゲート上流水位が計画取水位のとき、敷上においてほぼ限界水深となる値である。

第 16 章　護床工の設計

関連条項［基準10、運用10-24、25］

護床工は、河床の洗掘を防止するために下流エプロンに連続して設けられる。河床の洗掘は水の持つエネルギーの局所的な消費の代償として、流砂量の断絶、さらには渦によって生ずることは明らかである。この洗掘要因を除去する工法によって護床工の目的を達することができる。

基準 10 及び運用 10-24、25 では、護床工が満足すべき機能を次のように規定している。

⑴　取水堰を越えた高速流を漸次減勢し、護床工下流端の流速が下流河川の流速と等しくなること。

⑵　将来の河床変動に伴う護床工自体の沈下に柔軟に順応する屈曲性と連結性を有すること。

⑶　洪水時の土砂の流下に対する所定の耐摩耗性を有すること。

⑷　河川における自然の土砂移動を極端に阻害しないような構造とすること。

⑸　流水の作用に対して移動や転倒など不安定な状態とならないこと。

護床工については、一般にコンクリートブロック工法が採用され、局所洗掘の防止や高流速の減勢を考慮し、頭首工に適合するブロックを合理的に設計する必要がある。また、護床工の設計においては、個々の河川協議の状況を踏まえつつ必要に応じて「床止めの構造設計の手引き」、「改訂護岸の力学設計法」等の関連する技術書を参考とし適切に設計する。

ここでは、基準及び運用で定める機能を満足する護床工の水理設計・構造設計の一般的手法・諸元を解説し、従来から使用されているイボ型ブロックについて設計事例を紹介する。

16.1　護床工設計の基本的な考え方

堰下流部の局所洗掘を防止する基本的な考え方としては、堰体を流下した高速流のもつエネルギーを護床工の抵抗によって漸次減勢し、護床工の下流部分の流速をこれに続く下流河川の流速と等しくすることである。このときの流れの条件は河床材料の平均粒径の移動限界時における水理量から与えられる。これは、土砂の移動限界を超えた流れでは流砂の連続性があり、河床の平衡が保たれることを前提としている。

16.2　流水領域の判定

16.2.1　流れの領域

堰下流の流れの領域により、下流河床に与えるエネルギーの大きさが異なり、護床工を設ける範囲や護床工に与えるべき流水抵抗(粗度)も異なってくる。したがって、まず流れの領域を判定する必要がある。

流れの領域は次の五つに区分される（**図-16.2-1** 参照）。

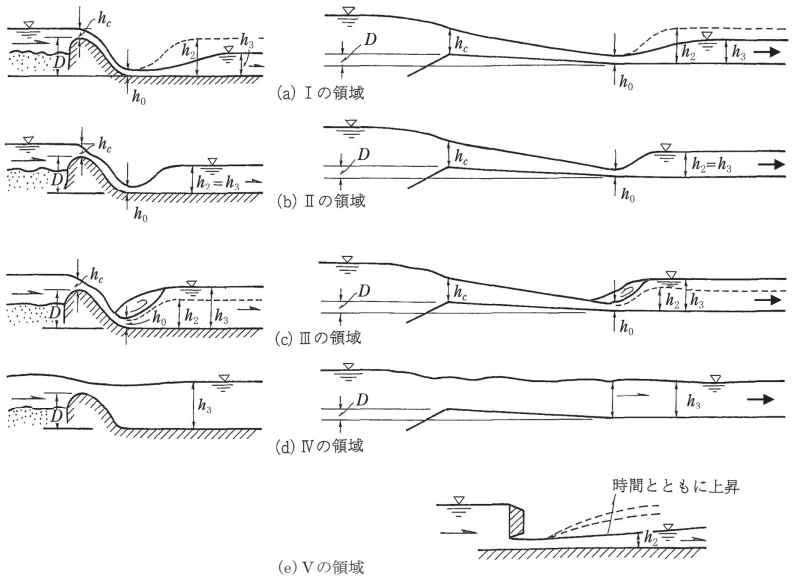


図-16.2-1　堰を越える流れ及び土砂の流れ

Ⅰの領域は、下流水深 h_3 が堤址(堰の下流端で、エプロンとの接合部)における水深 h_0 に対応する共役水深 h_2 より小さい場合であり、露出射流が出現し、河床面に沿って高速流が生じるので、最も局所洗掘が大きくなる領域である。

Ⅱの領域は、下流水深 h_3 が共役水深 h_2 と一致したときで、堤址から直ちに跳水を起こし、流水それ自身によってエネルギーを消耗する。この領域では理想的な減勢が行われる。

Ⅲの領域は、下流水位 h_3 が堰頂における限界水深 h_c の水位よりも低く、かつ h_0 に対する共役水深 h_2 よりも高い場合である。この領域では底層流に最大流速点があるので、護床工法に注意を要する。

Ⅳの領域は、堰頂における限界水深の水位より下流水位が高い場合であって、いわゆる潜越流となる。この領域では、最大流速点は水面近くにあり、局所洗掘への影響が小さい。

Ⅴの領域は、ゲートの開度に応じた不定流の現象で、露出射流の継続時間が長いほど局所洗掘への影響が大きい。

16.2.2　流れの領域の判定

流れの領域の判定は、堰高 D（堤址から堰頂までの高さ）、単位幅流量 q に対する下流水深 h_3 を既知として作図した**図-16.2-2**、**図-16.2-3** を用いると便利である。

具体的には、**図-16.2-2**、**図-16.2-3** から次のように判定する。

⑴　$D+h_c$ の点線は、堰高 D と堰頂における限界水深 h_c を加えた高さを示す。すなわち、これより下流水位が高い場合は潜り堰になる。

⑵　H_2 の実線はそれぞれの堰高 D に対する完全越流時の共役水深を示す。

⑶　h_c の実線は下流側河川の限界水深を示す。

⑷　$D+h_c$ の点線と H_2 の実線の交点より大きな流量においては完全跳水が生じない。

⑸　$D+h_c$ の点線と H_2 線の交点より小さな流量において、この両線に囲まれた領域は潜流となり、高速流が底層に存在する。

⑹　$D+h_c$ の点線と H_2 線の交点より小さい流量において、H_2 線と h_c 線に囲まれた領域は露出射流から跳水あるいは波状流となる。

⑺　$D+h_c$ の点線と H_2 線の交点より大きな流量において、$D+h_c$ 線と h_c 線に囲まれた領域は波状流となる。

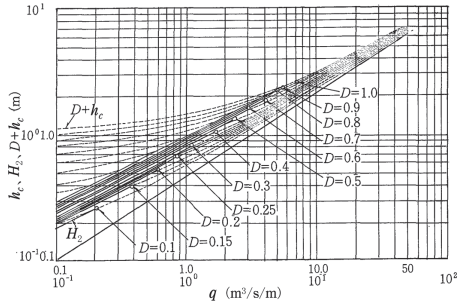


図-16.2-2　堰下流側における流水領域判定図表（$D=0.1$〜1.0 m）

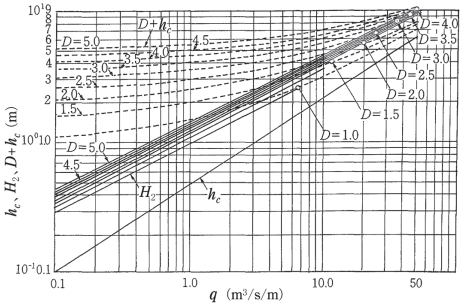


図-16.2-3　堰下流側における流水領域判定図表（$D=1.0$〜4.0 m）

護床工の設計に当たっては平水流量から設計洪水量の間の数点の流量で下流水深を求め、**図-16.2-2**、**図-16.2-3** 上にプロットして、護床工の設計上考慮すべき危険な条件を判定するとともに、ゲート操作による露出射流の危険性の検討を行う。

16.3　護床工の水理設計

16.3.1　設計の方針

⑴　流砂の連続性を阻害しないため、自然河川と類似の抵抗をもった護床工とする。

⑵　護床工と河川の流水抵抗を等しくする。すなわち、護床工と自然河川の接続点の前後で流速分布を等しくすることにより護床工下流端での局所洗掘を防止する（**図-16.3-1** 参照）。

⑶　護床工に与える流水抵抗は、固定堰及び洪水吐きの下流では河床材料のうち平均粒径の移動限界時の条件を与え、土砂吐きの下流では最大粒径の移動限界時の条件を与える。

⑷　護床工用のブロックの突起の天端は原則として、エプロンの床面と同じ標高とする。これによって護床工上の流れは、断面急拡に伴う減勢効果が著しく増大される。さらに、激しい流砂による破壊や摩擦を避けることができる。この設定方法は、多くの水理実験と実際河川での実績によって確認された重要なポイントである。

16.3.2　急流河川における領域別設計法

固定堰及び洪水吐き下流の護床工は、河床材料の平均粒径を対象として、以下に述べる領域別設計法により設計を行う。また、土砂吐き下流の護床工は、最大粒径を対象として行うが設計手法は同じでよい。

⑴　Ⅰの領域

ア　まず、護床工下流の砂礫移動限界時の水深 h_3 と粗度係数 n 値を求める。この求め方では、平均粒径の移動限界時における水深 h_3 と q が得られれば、次式によりこの条件の粗度係数を概算する。

$$n = h_3^{5/3} \cdot i^{1/2} / q \quad \cdots\cdots (16.3\text{-}1)$$

イ　護床工の下流側（跳水あるいは常流区間、**図-16.3-1** における ℓ_2 の部分）の護床ブロックの配列を決める。

この区間の護床工は、自然河川の平均粒径移動限界時の流水抵抗に合わせるように設計する。護床工の粗度は、使用するブロックのタイプによって異なるので、**図-16.3-2** に示す以外の突起や配列を使用する場合は、水理模型実験等により別途粗度を定める。

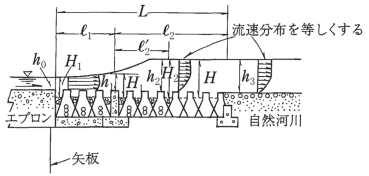


図-16.3-1　護床工上の流れの説明図

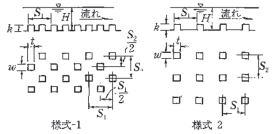


図-16.3-2　イボ型護床工の粗度様式説明図

図-16.3-2 に示すようなイボ型粗度については足立[*1]の実験式がある。

いま、護床工突起の高さ k とその幅 w を仮定すると、突起の配列を定める一般式は

$$\frac{H^{1/6}}{n\sqrt{g}} = 10.6\log_{10}\frac{H}{k} + 5.4\log_{10}\frac{S}{F} - 5.47 \quad \cdots\cdots (16.3\text{-}2)$$

ここに、　H　：護床工下流端における底面からの水深。$H = h_3 + k,\ F = k \cdot w$

S　：突起 1 個当たりの支配面積。**図-16.3-2** の様式 1 において、$S = S_1 \cdot S_2 / 2$ 様式 2 において $S = S_1 \cdot S_2$ である。

また、ここでの n 値は平均粒径移動限界時の値である。

式（16.3-2）から突起の配列、すなわち S_1、S_2 を決定する。

ウ　護床工下流側（ℓ_2 区間）の長さは、次式から求める。

$$\ell_2 = 6H_2 \quad \cdots\cdots (16.3\text{-}3)$$

ただし、この H_2 は後述する**式（16.3-4）**で与えられるものを最大限として決定する。

エ　護床工上流側（露出射流区間、**図-16.3-1** における ℓ_1 の部分）の護床ブロックの配列は、露出射流が生ずる最大流量時の水理条件で設計する。すなわち、当該河川の $q - h_3$ 曲線を**図-16.2-2**、**図-16.2-3** にプロットし、Ⅰの領域内の最大流量を求め、この条件における下流水深 h_3、粗度係数 n_f、跳水の上流側の共役水深 H_1、及び堰に堤址水深 h_0 を求める。n_f は前述のアの項と同様の方法で求め、水深 $H = h_3 + k$ に対する上流側の共役水深 H_1 及び堤址水深 h_0 は、それぞれ**式（16.3-4）**、**式（16.3-5）**から求める。

また、堤址水深 h_0 は、堰高 D、単位幅流量 q を既知として**図-16.3-3** から得られる。ここに D は、エプロン下流端面から堰頂までの高さである。

$$H_1 = \frac{H_2}{2}\left(\sqrt{\frac{8q^2}{gH_2^3} + 1} - 1\right) \quad \cdots\cdots (16.3\text{-}4)$$

$$h_0^3 - E_0 h_0^2 + \frac{q^2}{2g} = 0 \quad \cdots\cdots (16.3\text{-}5)$$

ただし、$E_0 = D + 1.5h_c$ で、h_c は堰頂上の限界水深である。

露出射流区間の長さ ℓ_1 は不等流の微分方程式を積分した次式による。

$$\ell_1 = \frac{1}{n_f^2}\left\{\frac{3\alpha}{4g}\left(H_1^{4/3} - h_0^{4/3}\right) - \frac{3}{13q^2}\left(H_1^{13/3} - h_0^{13/3}\right)\right\} \quad \cdots\cdots (16.3\text{-}6)$$

*1　足立昭平：人工粗度の実験的研究、土木学会論文報告集、p. 104.（1964）

ここに、α ：流速分布に関する補正係数 1.1

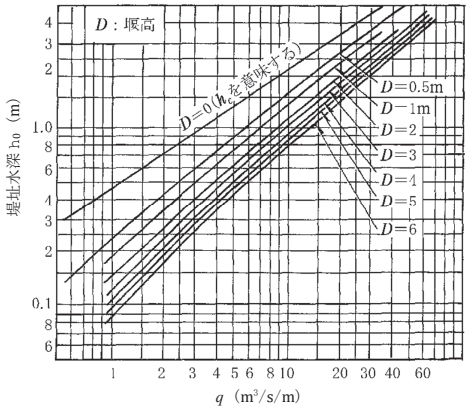


図-16.3-3　単位幅流量 q と堤址水深 h_0 の関係

露出射流区間の護床ブロックの配列はイの項の下流側の配列方法に準ずるが、イボ型護床工の場合は次式で求める。

$$\frac{H_m^{1/6}}{n_f\sqrt{g}} = 10.6\log_{10}\frac{H_m}{k} + 5.4\log_{10}\frac{S}{F} - 5.47 \quad \cdots\cdots (16.3\text{-}7)$$

ここに、H_m：$h_0 < H_1$ のとき $\dfrac{h_0 + H_1}{2}$

$h_0 > H_1$ のとき $\dfrac{h_0 + h_c}{2}$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

護床工全体の必要長さは次式で与えられる。

$$L = \ell_1 + \ell_2$$

⑵　Ⅱの領域

護床工ブロックの配列は平均粒径移動限界時の水理条件を基本として算定する。すなわち、上記⑴の ℓ_2 区間の手法による。また、護床工の長さ L は次式で与えられる。

$$L = 6H_2 \quad \cdots\cdots (16.3\text{-}8)$$

ここに、H_2 ：この領域における最大流量時における下流水深

⑶　Ⅲの領域

高い固定堰のような場合は、エプロンに緩やかな勾配を与え任意の点で跳水を起こさせる方法がある。堰体基本断面上の下流エプロン緩勾配部の始点は、この領域の最大流量時における単位幅流量 q について、落差ごとの堤址水深とフルード数に対する共役水深の水位を求め、この水位と流量 q における下流水位が一致した点として与える。この点から下流へ 1/5～1/12 の勾配を与え河床高と一致した点をエプロン下流端とする（図-16.3-4 参照）。

護床工ブロックの配列は、前述の⑴Ⅰの領域の ℓ_2 区間の手法による。護床工の長さはそれぞれの跳水起点を基準として、それぞれの水理条件における下流共役点を求め、このうち最も長いものを採用する。またエプロンに緩勾配部分を設けない場合は、この領域の最大流量時における下流水深の 3.5 倍の範囲を護床工とする。ただし、ここでいう護床工の長さには、エプロンの水平部分を含める。すなわち、護床工の長さの範囲の始点は堤址である。

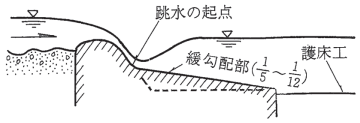


図-16.3-4　下流水深が共役水深より大きい場合の処置工法

⑷　Ⅳの領域

最も条件のよい領域であるので、護床ブロックの配列は、前述の⑴Ⅰの領域の ℓ_2 区間と同様の手法で定め、護床工の範囲は最大流量時における堰敷上水深の 10～15 倍程度とする。ただし、これの範囲の始点は堤址でありエプロンも含む。

⑸　Ⅴの領域

ゲートが開き始めて一定開度で停止したときの流下量に対する下流水深は、安定状態になるまでにはある一定時間を要し、下流水深の上昇が遅い場合は、局所洗掘に対する検討を行う必要がある。

設計に当たっては、下流条件を設定し不等流解析による。これによれない場合は、前述の⑴Ⅰの領域を参考として行う。

この場合、跳水の発生位置を、連続状態を前提として図-16.3-5 におけるエプロン下流の A 点を始点とする設計法もある。この方法は、エプロン下流端から A 点までの間に突起を集中的に与えるが、実施例を参考として設計することが望ましい。

なお、設計の手順としては、上流水深とゲート開度を与え、その条件における流出流速、フルード数、流出流量、跳水深を求める。一方、下流の流量と水深条件をその河川の特性から推定しておく。このゲート操作による水理条件とその河川の下流条件から、露出射流がどのようになるかを検討し、護床工法を設計する。

この場合のゲート下流に現れる水理現象はおおよそ、領域Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳのいずれかに近似する。

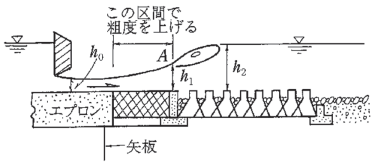


図-16.3-5　露出射流が長時間続く場合の処置工法の例

16.3.3　緩流河川における設計法

緩流河川に設けられる頭首工は、一般に全可動堰タイプとなる。流れの条件は洪水時と平水時に

よって異なり、次のような条件が想定される。

⑴　平水時にはゲート形式や操作方法によりアンダー・フロー・タイプ（under flow type）とオーバー・フロー・タイプ（over flow type）の二つが考えられる。この場合のゲート下流側の流れの領域としては、Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳが存在する。

⑵　洪水時には、一般にゲートを全開することになるから、堰下流の流水領域はほとんどⅣの領域になる。緩流河川では、河床砂粒子が非常に小さいこと、及び流砂の連続性を阻害しないことに留意する必要がある。つまり、平水時にはゲート制御によって、堰下流への流砂が断たれることが多い。したがって、堰下流における常時の流水力で流砂が行われるものとすれば、流水力が砂粒子の限界掃流力以下になるまで洗掘が進行する。現象としては、漸次河床が低下し、流水断面積が増大し、流速が小さくなるわけである。

護床工の設定形状としては、河床が安定する深さまで傾斜させる方法が考えられるが、この傾斜角は今後さらに検討しなければならない。一応の目安としては 1/7 程度を与える。

緩流河川における設計方法の基本的な考え方は、急流河川の場合を準用する。

16.3.4　ブライの式による場合

ブライの式は、古くからよく用いられてきたが、流水領域や護床工自身による流水抵抗は考慮されていない。しかし、護床工の施工範囲の見当をつけるのに便利である。

$$L = L_B - \ell_a$$

$$L_B = 0.67C\sqrt{H_a \cdot q} \cdot f \quad \cdots\cdots (16.3\text{-}9)$$

ここに、L　：護床工の長さ（m）

L_B：エプロンの長さℓ_aと護床工の長さLを含めた保護工の全長（m）

H_a：渇水時の下流側の水位より堰頂までの高さ（m）

q　：設計洪水量の単位幅当たりの流量（$m^3/s/m$）

f　：安全率、可動堰の場合 1.5、固定堰の場合 1.0

C　：基礎地盤の種類によるブライの係数（**表-11.1** 参照）

16.3.5　上流側護床工

頭首工の設置により、上流河床と頭首工部分の粗度の違い、または堰柱の縮流による流水変化によって河床が洗掘されるのを防止するため、河川状況や頭首工の構造形式を踏まえ、必要に応じて上流側護床工を設ける。なお、詳細については、『河川砂防技術基準（案）同解説 設計編』等の関連図書を参照されたい。

上流側護床工についても、満足すべき機能は次のとおりである。

⑴　将来の河床変動に伴う護床工自体の沈下に柔軟に対応する屈曲性と連結性を有すること。

⑵　洪水時の土砂の流下に対する所定の摩耗性を有すること。

⑶　河川における自然の土砂移動を極端に阻害しないような構造とすること。

⑷　流水の作用に対して移動や転倒など不安定な状態とならないこと。

16.4　護床工の構造設計

16.4.1　護床ブロックの大きさ

護床ブロックは、流水力に抵抗し、安定している必要がある。1 個のブロックの大きさの目安は次式[*2]で与える。なお、本算定式は、ブロックが置かれる床面が固い場合を条件として導出された理論式であり、現場条件及び施工条件に十分留意して、本式を適用すること。

$$W > 37.6A \cdot \frac{V^2}{2g} \quad \cdots\cdots (16.4\text{-}1)$$

ここに、W　：ブロック 1 個の重量（kN）

A　：流水が衝突する面積（m^2）

V　：流水がブロックに衝突するときの流速（m/s）

g　：重力の加速度（m/s^2）

＜ブロックの大きさを求める**式（16.4-1）**の誘導＞

1 個の物体に働く流水力 F は次式で示される。

$$F = \zeta A \rho g \frac{U^2}{2g} = \zeta W_0 A \frac{U^2}{2g} \quad \cdots\cdots (16.4\text{-}2)$$

ここに、A　：流水が突き当たる面積

U　：流速

W_0　：流体の単位体積重量＝ρg

ζ　：物体の形状によって異なる抵抗係数

一方、物体の抵抗力 R は物体の単位体積重量W_s、体積V、摩擦係数f として次式とする。

$$R = f(W_S - W_0)V = f\frac{(W_S - W_0)}{W_S}W \quad \cdots\cdots (16.4\text{-}3)$$

ここに、$W = W_s \cdot V$ ＝物体の重量

物体が移動しないためには次式の成立が必要である。

$$F < R \quad \cdots\cdots (16.4\text{-}4)$$

これに、**式（16.4-2）**と**式（16.4-3）**を代入して次式を得る。

$$\zeta W_0 A \cdot \frac{U^2}{2g} < f\frac{(W_S - W_0)}{W_S}W \quad \cdots\cdots (16.4\text{-}5)$$

$$W > \frac{\zeta}{f} \cdot \frac{W_S}{(W_S/W_0) - 1} \cdot A \cdot \frac{U^2}{2g}$$

いま、ζ ＝ 1.1、f ＝ 0.5、W_S ＝ 23.0（kN/m^3）とすれば、

$$W > 37.6A\frac{U^2}{2g} \quad \cdots\cdots (16.4\text{-}6)$$

ζ ＝ 1.1 は長方形を指す

*2　川合　亨：頭首工護床ブロックの大きさと施工についての試案、水と土、第 66 号.（1986）

一般に使用されている消波根固めブロックから頭首工に適しているブロックを選別し、次に示すような条件を総合的に検討して護床ブロックの形式を決定する。

⑴　護床工全体の安定性（連続性）
⑵　減勢効果と局所洗掘の防止
⑶　屈曲性（沈下適応性）
⑷　耐摩耗性
⑸　吸出し作用の防止
⑹　経済性
⑺　施工性

なお、従来の河川工事におけるブロックの大きさは、河川勾配が 1/1,000 より緩やかなところで 19.6（kN/個）、1/1,000～1/500 で 29.4（kN/個）、1/500～1/200 で 39.2（kN/個）、1/200 より急な河川で 49.0（kN/個）のものが一般的に多く用いられている。しかし、頭首工の護床工上で露出射流が現れるところや、エプロンと接するところでは上記の値より大きなブロックが望ましい。

16.4.2　ブロックの連結及び吸出し防止

⑴　ブロックは、相互の連結性を有し、ブロック全体として流水に抵抗することが望ましく、特にブロック自身の構造によって連結性を確保することがよい。また、護床工末端位置は堰全体を通して同一であることが望ましい。やむを得ず不同とする場合は、施工長さを急変させないようにするか、隔壁を設ける等、流れの方向の左右でブロックの有無により起因する渦流を生じさせないよう配慮する。

⑵　流水による河床土砂の吸出しを防止するため、適切な工法を選択する。特に射流部においては、土砂の吸出しの危険が最も大きく、かつ流水の衝突力も大きいので、吸出し防止とブロックの移動防止に留意する。一般的な工法としては、ブロック設置面にはコンクリートの床を作り、また、常流区域との境界は隔壁を設けること等が考えられる（**図-16.3-1** 参照）。また、ブロックとブロックの間には、栗石等の中詰めを行う。

常流区間の土砂の吸出し防止策は、流速によって異なるが、ブロック設置面は現河床のままとし、ブロックとブロックの間に栗石等のフィルターを設けるか、あるいはブロック設置面に吸出し防止用のマットを設ける等の工法が考えられる。

下流ブロック末端は、局所洗掘によるブロックの移動を防止し、護床工の機能をより長時間維持するため、隔壁及び矢板工を施工する方法がある。

16.5　護床工の実施例（標準図）

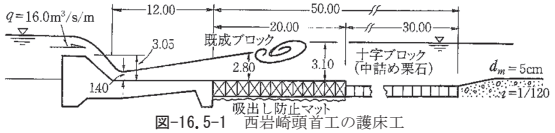


図-16.5-1　西岩崎頭首工の護床工

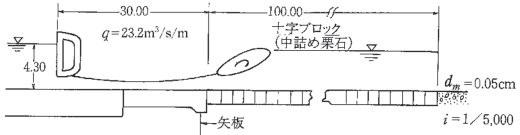


図-16.5-2　馬飼頭首工の護床工

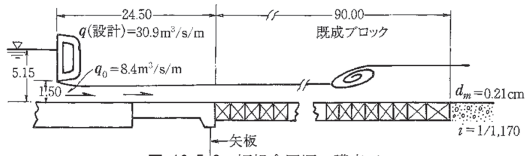


図-16.5-3　坂根合同堰の護床工

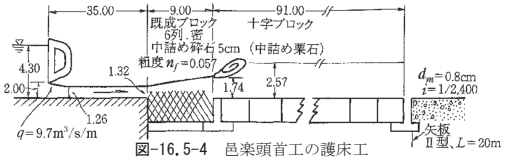


図-16.5-4　邑楽頭首工の護床工

16.6　護床工の設計計算例

⑴　計算条件

堰高 D ＝ 1.5 m、河川勾配 i ＝ 1/250、平均粒径 d_m ＝ 5 cm、

最大単位幅流量 q ＝ Q /B ＝ 28 m²/s（実際には河川の水位流量曲線の資料が必要）

⑵　基本となる数値

限界摩擦速度 $U_{*c}^2 = 80.9\, d_m = 404.5\ (\mathrm{cm/s})^2$（岩垣の簡易公式による）

平均粒径の移動限界水深 $h_3 = U_{*c}^2/gi$ ＝ 103 cm

⑶　流れの性質

河川のフルード数 F_r は次式で概算する。

$$F_r = 9.82\,(\sqrt{i}\,)^{0.933} - 300\,(\sqrt{i}\,)^{3.5} = 0.73 \quad \cdots\cdots (16.6\text{-}1)$$

ここに、i ＝ 0.004

単位幅流量 q に対する水深 h_3 と粒度係数 n 値を概算する。

$$h_3 = \sqrt[3]{\frac{q^2}{gF_r^2}} \quad \cdots\cdots (16.6\text{-}2)$$

$$n_3 = h_3^{5/3} \cdot i^{1/2}/q$$

この 2 式を図示したものが、**図-16.6-1** の $q \sim h_3$、$q \sim n$ 曲線である。

この図から、平均粒径の移動限界水深 1.03 m に対する単位幅流量 q と、粗度係数 n 値は、それぞれ 2.4 m³/s/m、n_3 ≒ 0.028 と読み取ることができる。

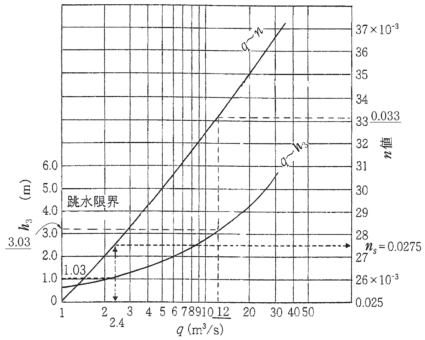


図-16.6-1　単位幅流量に対する水深と粗度係数の関係

次に、$q \sim h_3$ の関係を D ＝ 1.5 m の判定図表にプロットした結果は**図-16.6-2** から、堰下流において露出射流が発生することが明らかであり、露出射流から跳水が発生すると予想される最大流量は q ≒ 12.0 m³/s/m と読み取ることができる。この 12.0 m³/s/m に対する下流水深 h_3 と粗度係数 n_f は**図-16.6-1** から、それぞれ 3.03 m、0.033 と読み取ることができる。

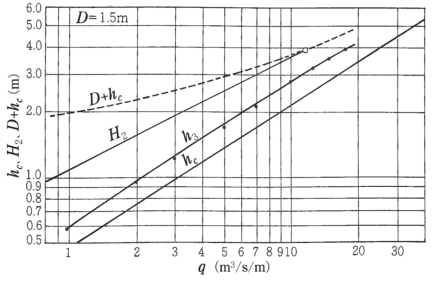


図-16.6-2　単位幅流量と水深との関係

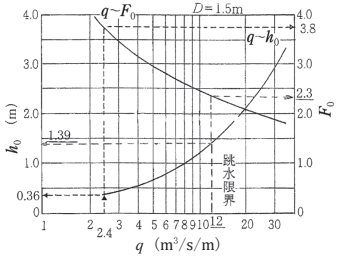


図-16.6-3　q、h₀、F₀の関係

⑷　堰を落下する流れの性質

堰高 D ＝ 1.5 m を落下した流れの堤址水深 h_0、フルード数 F_0 は**図-16.6-3** のとおりであり、単位幅流量に対するそれぞれの値は次のとおりである。

q ＝ 2.4（m³/s）・・・・・・・・・・・・・・ h_0 ＝ 0.36、F_0 ＝ 3.8

q ＝ 12.0（m³/s）・・・・・・・・・・・・・・ h_0 ＝ 1.39、F_0 ＝ 2.3

⑸　護床工下流側の水深 $H_2(=h_3+k)$ に対する上流側の共役水深

＜ H_1 の算定と護床工上の流況＞

$h_3 = 1.03 \rightarrow H_2 = h_3 + k$（平均粒径移動限界条件）

$h_3 = 3.03 \rightarrow H_2 = h_3 + k$（露出射流が発生するうちの最大流量時の条件）

＜ H_1 の計算式＞

$$H_1 = \frac{H_2}{2}\left(\sqrt{\frac{8q^2}{gH_2^3}+1}-1\right) \quad \cdots\cdots (16.6\text{-}3)$$

＜限界水深（h_c）の計算式＞

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \cdots\cdots (16.6\text{-}4)$$

いま、ブロックの突起高さ k ＝ 0.5 m として、それぞれの計算結果を示せば、

q ＝ 2.4（m³/s/m）・・・・・・　h_0 ＝ 0.36 m、h_c ＝ 0.84 m

H_2 ＝ 1.53 m、H_1 ＝ 0.40 m

q ＝ 12.0（m³/s/m）‥‥‥　　h_0 ＝ 1.39 m、h_c ＝ 2.45 m
H_2 ＝ 3.53 m、H_1 ＝ 1.62 m

＜護床工上の流況＞

q ＝ 2.4（m³/s/m）のとき、h_0 ＝ 0.36 ＜ H_1 ＝ 0.40 ＜ h_c ＝ 0.84

実際上は、護床工上の突起高 k ＝ 0.5 m を与えれば、直ちに流水の拡散が現れ、ほとんど露出射流が現れない。

q ＝ 12（m³/s/m）のとき、h_0 ＝ 1.39 ＜ H_1 ＝ 1.62 ＜ h_c ＝ 2.45

突起高 k ＝ 0.5 m としても、h_0 は 1.39 → 1.89 m に急拡するが、h_c より小さいため露出射流が発生する。

⑹　露出射流長さ　ℓ_1

計算式は次のとおりである。

$$\ell_1=\frac{1}{{n_f}^2}\left\{\frac{3\alpha}{4g}\left({H_1}^{4/3}-{h_0}^{4/3}\right)-\frac{3}{13q^2}\left({H_1}^{13/3}-{h_0}^{1/3}\right)\right\} \quad \cdots\cdots (16.6\text{-}5)$$

ここに、q ＝ 12.0（m³/s/m）、n_f ＝ 0.033、H_1 ＝ 1.62 m、h_0 ＝ 1.39 m、α ＝ 1.1 を代入する。

この結果、ℓ ＝ 21.4 m

⑺　露出射流区間のブロックの配列

$$\log_{10}\frac{S}{F}=\frac{1}{5.4}\left(\frac{{H_m}^{1/6}}{n_f\sqrt{g}}-10.6\log_{10}\frac{H_m}{k}+5.47\right) \quad \cdots\cdots (16.6\text{-}6)$$

ここに、$H_m=(h_0+H_1)/2=1.51\text{m}\quad k=0.5\text{ m}$ とする。

$$\log_{10}\frac{S}{F}=1.9907604 \qquad \therefore \frac{S}{F}=97.89 \quad \cdots\cdots (16.6\text{-}7)$$

F ＝ k ・ w ＝ 0.5 × 0.5 ＝ 0.25 とし、**図-16.3-2** の様式-1 を用いた場合は、S ＝ 24.47 から $S_1=S_2=\sqrt{2S}=7.00$ m となる。

⑻　護床工下流側のブロックの配列

$$\log_{10}\frac{S}{F}=\frac{1}{5.4}\left(\frac{{H_2}^{1/6}}{n_s\sqrt{g}}-10.6\log_{10}\frac{H_2}{k}+5.47\right) \quad \cdots\cdots (16.6\text{-}8)$$

ここに、H_2 ＝ h_3 ＋ k ＝ 1.03 ＋ 0.5 ＝ 1.53 m（平均粒径移動限界時の流量条件）

n_s ≒ 0.028 とする。

$$\log_{10}\frac{S}{F}=2.3274 \quad \cdots\cdots (16.6\text{-}9)$$

$$\therefore \frac{S}{F}=212.5,\ F=k\cdot w=0.5\times 0.5=0.25$$

同様に、**図-16.3-2** の様式-1 を用いれば、S ＝ 53.125 から $S_1=S_2=\sqrt{2S}=10.3$ m となる。

⑼　護床工下流側の長さ ℓ_2

ここでは、露出射流が発生するうちの最大流量条件における下流水深

H_2 ＝ h_3 ＋ k ＝ 3.03 ＋ 0.5 ＝ 3.53 m の 6 倍を与える。

∴ ℓ_2 ＝ 6 × 3.53 ＝ 21.2 m

⑽　護床工全体の長さ L

L ＝ ℓ_1 ＋ ℓ_2 ＝ 21.4 ＋ 21.2 ＝ 42.6 m

16.7　その他の減勢工法

ここまで述べてきたエプロン・護床工で平面的に流水を減勢させる工法の他に、1960 年頃まではエプロン内に設けた静水池、デフレクター、ノッチドシル、階段式落差工を用いた減勢工法で建設された頭首工があり、昭和 42 年制定の設計基準には、これらの記述があった。

しかし、頭首工の築造位置が土砂流が多い急流河川では、静水池形式のものはエプロンの摩耗を助長し、被災の原因となるものがあった。このことは、同じ水理構造物の減勢工であってもダムの余水吐きや水路構造物と異なる点である。そこで、昭和 53 年の設計基準改定時には堰下流に静水池を設けて一挙にエネルギーを消去する水路のような考えには立たず、河床に平行に設けたエプロン・護床工で平面的にエネルギーを減勢していくこととしている。

以下に、多段落差工型減勢工、静水池型減勢工を紹介するが、これらの工法を採用する場合は、エプロンの摩耗などに十分注意する。

16.7.1　多段落差工に関する研究例

⑴　農林省農地局発行の設計基準「頭首工」(1952)[*3]においては次のとおり記述されている。

「堰堤の下流法を段状にするのは、越流水の水勢を減殺せんとする方法である。単に段状としたものと静水池として水褥を附したものとがある。この階段の高さ及び延長に関して Th. Rumelin は次の如く示している。

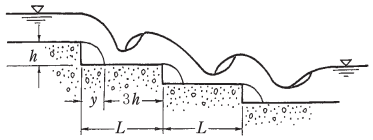


図-16.7-1　段状の場合

$$L=y+3h \quad \cdots\cdots (16.7\text{-}1)$$

y = 落下水の位置、すなわち階段頂より落下下部曲線までの長さ

また、**図-16.7-2** に示すような水褥のある階段堰に対して

$$L\geqq 3h \quad t_{\min}=\frac{1}{4}h \quad \cdots\cdots (16.7\text{-}2)$$

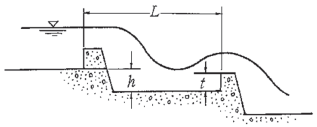


図-16.7-2　水褥のある階段堰[*2]

[*3]　農林省農地局編：土地改良事業計画設計基準第 3 部第 3 編「頭首工」、p. 22.（1952）

しかし上記の 2 公式は理論的なものではない。」

⑵　Press[*4]は比較的小流量の場合に用いる、いわゆるカスケード方式の堰体の寸法の割合とその事例を**図-16. 7-3** のように示している。

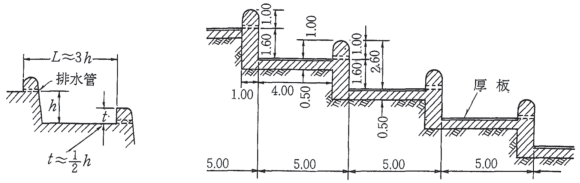


図-16. 7-3　階段堰の寸法割合と実施例[*3]

⑶　Sorensen[*5]、Rajaratnam[*6]、及び Christodoulou[*7]は、重力式コンクリートダム洪水吐きにおいて、ダム下流斜面を鋸歯状に小ステップ（例えば、**図-16. 7-4**）にした場合、下流端の減勢効果について述べている。

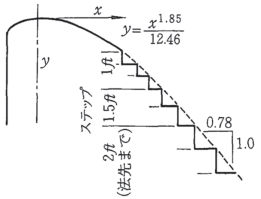


図-16. 7-4　重力式ダムの斜面の階段式減勢工の例[*4]

⑷　Vittal[*8]は、フィルダム洪水吐きシュート部を階段状落差工にした設計（**図-16. 7-5**）について、シュート下流端における減勢効果に関して、模型実験を通じて研究を行い、減勢効果の大きいことを示している。

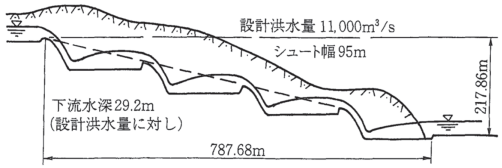


図-16. 7-5　フィルダム洪水吐きシュート部を階段状減勢工とした例[*7]

*4　H. Press：Stauanlagen und Wasserkraftwerke、Ⅲ Teil、Wehre、Verlag Von Wilhelm Ernst & Sohn（1959）

*5　R. M Sorensen：Stepped Spillway Hydraulic Model Investigation、Journal of Hydraulic Engineering、ASCE、Vol. 111、No. 12（1985）

*6　N. Rajaratnam：Skimming flow in stepped Spillways、Journal of Hydraulic Engineering、ASCE、Vol. 116、No. 4、p. 587～591（1990）

*7　G. C. Christodoulou：Energy Dissipation on Stepped Spillways、Journal of Hydraulic Engineering、ASCE、Vol. 119、No. 22、p. 644～650.（1992）

*8　N. Vittal and P. D. Porey：Design of Cascade Stilling Basins for High Dam Spillways、Journal of Hydraulic Engineering、ASCE、Vol. 113、No. 2（1987）

⑸　また、水路の段落区間に波状の階段式落差工群を設けた場合（**図-16. 7-6**）の減勢について Bretschneider 等[*9]は、模型実験的研究を行い、その減勢効果を確かめ、かつ、このような階段式曲線状落差工群は流れを美しく見せる水路景観創出に役立つことを述べている。

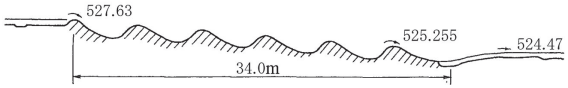


図-16. 7-6　波状階段式落差工の例

⑹　松下[*10]は、多段落差工の減勢特性について理論的・実験的研究を行い、その減勢効果について論じている。

⑺　その他、アフリカのサヘル（Sahel）諸地域には小流量の場合、鉄線蛇籠を段状に数段積み重ねた洪水吐きが多く用いられている。Peyros 等[*11]は、その場合の減勢効果等について模型実験的に考察している。

16. 7. 2　静水池型減勢工を有する取水堰例

⑴　静水池型減勢工は、エプロン上で跳水を発生させてエネルギーを減勢させる工法で、エンドシルやバッフルピアなどの補助構造物を設置する場合がある。

跳水開始水深 h_1 の共役水深 h_2 は、フルード数 F_r を用いて次式で計算される。

$$h_2 = \frac{h_1}{2}\left(\sqrt{1+8F_r^{\,2}}-1\right)$$

このとき、減勢池の長さ L は、跳水長として次式で表される。

$$L = (4.5 \sim 6)\ h_2$$

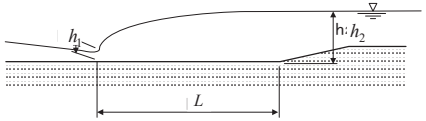


図-16. 7-7　静水池型減勢工の減勢池の長さ

⑵　跳水の位置は下流水位のわずかな変化によって大きく移動するので、これを確実に減勢工内に安定させるように設計する。

*9　H. Bretschneider und H. Geipert: Zum Entwurf von kaskadenförmigen solenstufen、Die Wasserwirtschaft、66 Jahrgang、Heft 11（1976）

*10　松下 玄：階段式落差工の減勢特性、農業土木学会誌、Vol. 53(2)、p. 145～149.（1985）

*11　L. Peyros、P. Royet and G. Degoutte：Flow and Energy Dissipation over Stepped Gabion Weirs、Journal of Hydraulic Engineering、ASCE Vol. 118、No. 5、pp. 707～717（1992）

⑶　静水池型減勢工の事例

新田原井堰（昭和 59 年竣工）

所在地　岡山県和気郡和気町

河川名　吉井川

取水量　4.74 m^3/s

堰　長　220 m

堰　高　8.2 m

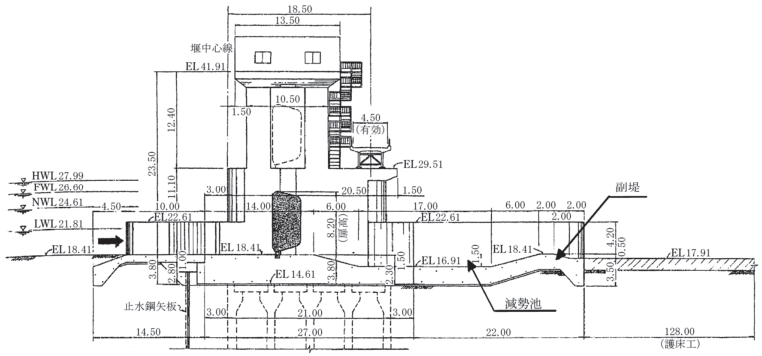


図-16.7-8　新田原井堰洪水吐き標準断面図

堰高が 8.2 m と高いため、下流エプロンに減勢池を設けて放流水の減勢を行う方式を採用している。

調節ゲート下段扉 1 門当たり 500 m^3/s 放流時でも下流エプロン内で跳水が生じるように、減勢池敷高及び副堤の高さを決定している。また、ゲートの操作遅れ等で上流水位が上昇した状態でゲートを全開にした場合、放流水は下流副堤を越えて流下することが予想されるため、この場合護床工内で減勢できるよう護床工長を決定している。

16.7.3　階段式護床工の事例*[12]

⑴　鈴鹿川第二頭首工（昭和 31 年竣工）（改修平成 3 年）

所在地　三重県鈴鹿市

地区名　鈴鹿川沿岸地区

河川名　鈴鹿川

取水量　2.99（m^3/s）

堰　長　161.6 m（固定堰：95.4 m、土砂吐き：66.2 m）

堰上高　0.82 m　　上・下流勾配　1/500

*[12]　菊岡武男・増井　正・荒木　覚：鈴鹿用水第二頭首工護床工改修の設計について、第 49 回農業土木学会京都支部研修発表会講演要旨（1992）

＜設置後の概要＞

三重県鈴鹿川の鈴鹿用水第二頭首工は、**図-16.7-9** の平面図に示すとおり、固定堰、洪水吐き、土砂吐き、魚道より成る。頭首工完成直後から下流の河床低下現象が続き、可動部（洪水吐き、土砂吐き）護床工は次第に損傷の程度が大きくなり、エプロン下流部に洗掘くぼみが大きく発達し、堰体に危険を与えるおそれが生じた。洗掘対策として、洗掘部を埋戻し、異形ブロック等による護床工が複数回施工されたが成功しなかった。

最終的に、固定堰部護床工も含めた護床工の全面改修を行うに際して、**図-16.7-10** のとおり、2 段の落差工式による水叩き工が施工性を考慮した最適工法として設計施工された。水叩きの下流は長さ 17.60 m の護床工とし、そのうち 4.60 m は新設コンクリートブロックで、他は従前使用していた異形ブロックを配列した。

なお、2 段落差工としたのは、2 段の滝の流れを与え河川景観の向上にも役立つよう考えたものである。

この工事は平成 3 年に完了した。ちなみに、この部分の河川改修計画高は EL. 11.53 m である。

⑵　河川構造物として階段式落差工により減勢を行う場合には、その立地条件、施工性、経済性、河川景観に与える影響等を総合的に考慮し、また階段式落差工を越える流れ及び下流の局所洗掘状況について、水理模型実験により最適の形状を見出すことが必要である。

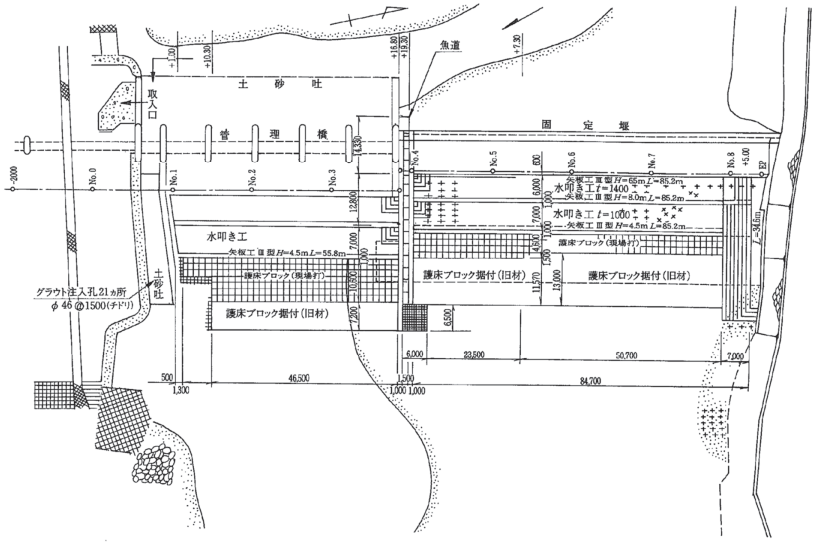


図-16.7-9　鈴鹿用水第二頭首工平面図

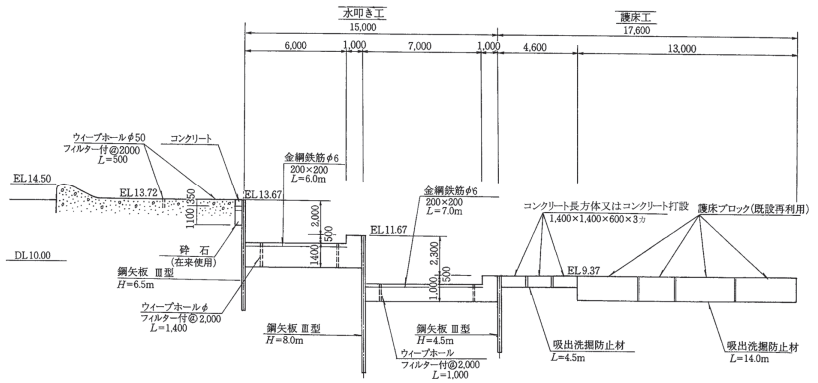


図-16.7-10　鈴鹿用水第二頭首工水叩き及び
護床工改修標準断面図（固定堰下流部）

第 17 章　頭首工ゲートの種類と設計

関連条項［基準 10、運用 10-19］
参考文献［水門鉄管技術基準］・「鋼構造物計画設計技術指針（水門扉編）」

可動堰のゲートは、頭首工の水利用機能・水理機能を調節する重要な施設であり、設計基準の運用 10-19 では、ゲートに必要な基本的条件を次のように規定している。

⑴　閉時において、取水に必要な一定水位が確保できる。
⑵　開時において流水の安全な流下機能が確保できる。
⑶　必要な水密性及び耐久性を有している。
⑷　開閉動作が確実である。
⑸　予想される荷重に対して安全な構造である。
⑹　操作が確実で保守管理が容易な構造である。

頭首工のゲートには、様々なタイプのものがあり、ゲートの設計に当たっては、これらの基本的条件を具備し、当該頭首工の取水形態や河川の状況に合致した形式のものを適切に選定することが重要である。

また、流水による有害な振動・騒音が発生しない構造とすることも考慮する必要がある。

ゲートの使用目的に対応する形式の適用を示すと、**表-17.1** のとおりとなる。

表-17.1　ゲートの形式と適用

形式・種類		使用目的	洪水吐き用	土砂吐き用	取水口用	沈砂池排砂用	魚道用	舟通し用	修理用
上下開閉式	ローラ形式	ローラゲート(ガーダ)	○	○	○	○	○	○	
		長径間ローラゲート(シェルタイプ)	○	○					
		2段式ローラゲート	○	○				○	
	スライド形式	スライドゲート	△	△	○	○		○	
		角落し					○		○
ヒンジ形式		ラジアルゲート			△				
		起伏ゲート	○		○		○		
		ゴム袋体支持式鋼製起伏ゲート	○		○				
バルブ形式		ゲートバルブ			△				
		バタフライバルブ			△				
ゴム袋体形式		ゴム引布製起伏ゲート	○		△				
その他の形式		フローティングゲート							○

（注）　○：使用することが適当な形式
△：場合によっては使用することが適当な形式又は、既存施設で採用されている事例がある形式
なお、全面更新の場合は検討を要する

ゲートの種類の選定に当たっては、使用目的、設置個所、管理の容易さ、安全性、水利用機能、水理機能の信頼性並びに経済性を勘案して決定する。特に水資源の効率的な使用という見地から、必要水量以上の取水を極力防止できるゲート及び操作方式を選定することが望ましい。

ゲートは、鋼製（鋳鉄製、ステンレス製を含む）の他、アルミ製、ゴム製及び FRP（強化プラスチック）製等があるが、本節では鋼製・ゴム製ゲートを対象とする。

なお、鋼製・ゴム製以外のゲートを使用する場合は、その使用特質を十分検討する。

17.1　ゲートの種類

⑴　上下開閉式ゲート　　ローラゲート、スライドゲート、角落し
⑵　ヒンジ形式ゲート　　ラジアルゲート、起伏ゲート、ゴム袋体支持式鋼製起伏ゲート
⑶　バルブ形式ゲート　　ゲートバルブ、バタフライバルブ
⑷　ゴム袋体形式ゲート　　ゴム引布製起伏ゲート
⑸　その他のゲート　　フローティングゲート

17.2　ゲート各部の一般的名称

ゲートは一般に、扉体、戸当り、固定部、開閉装置から構成される。扉体とは、水圧を受ける部分と、扉体にかかる荷重を固定部に伝達する支承部とをいう。戸当りとは、コンクリートに埋込まれて扉体の水密部が当たり水止めする鋼材面をいう。固定部とは、扉体の支承部よりコンクリートに荷重を伝える部分をいうが、回転式ゲート以外のものにあっては、一般に戸当りと称している。開閉装置とは、扉体を開閉するための装置をいう。

17.3　各種ゲートの特徴

17.3.1　ローラゲート

ローラゲートはゲートの代表的な形式で、水圧荷重はスキンプレート、補助桁を介して水平主桁に伝え、扉体両端に配置された端縦桁からローラを経て戸当りに伝達される。ガーダタイプの他に全面殻体構造で伝達するシェルタイプがある。開閉方式は、ワイヤロープ、スピンドル又はラックにより垂直に巻上げられるのが普通である。ローラゲートは、形状、機構が簡単でスライドゲートに比べて巻上荷重が小さく、また信頼性が高いことから、頭首工用ゲートとして最も多くの使用実績を有しており、小型ゲートから長径間ゲートに至るまで広範囲に採用されている。

扉体構造上から分類すれば 2 形式があり、扉高（H）と径間長（L）の比（H/L）によっておおよそ使い分けられている（**図-17.3-3**　ローラゲートのタイプ）。

また、長径間ゲートにおいては扉体の剛性について十分検討するとともに、太陽の直射により扉体が反り上り漏水のおそれもあるので H/L をあまり小さくとらないようにし、水密ゴムの形状等にも留意する。

この他、半開放流時におけるゲートの振動を考慮しなければならない。ゲートに振動が発生する状態は上下流水位とゲート開度によって変わる。ゲート下流側の流れが自由流出状態ならば振動は発生しないが、下流水位がゲート敷高よりも高い潜流出状態で放流すると振動することがある。振動を誘起する原因としては、跳水の干渉、ゲート直下流に生ずる波動、ゲート底板（リップ）下に発生する渦等が挙げられる。

跳水の干渉は、底版の傾斜角度を 20°ぐらいにすることにより避けられるが、微小開度における

渦等の影響を受けやすい潜流出状態で長時間放流することは極力避けるべきである。また、自由流出状態の場合も、微小開度放流時は土砂等による水密ゴムの摩耗を引き起こすので避けるべきである。

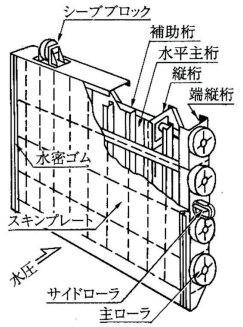


図-17.3-1　ローラゲート扉体構造

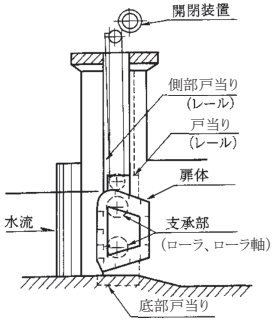


図-17.3-2　長径間ローラゲート（シェルタイプ）

扉体形式	適合径間（m）	適合 H/L
(1) ガーダタイプ	～15	～1/5
(2) シェルタイプ	15～80	1/5～1/20
		最小扉高 1.0 m 程度

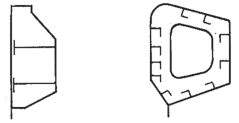


図-17.3-3　ローラゲートのタイプ

17.3.2　2 段式ローラゲート

ゲートの径間が長い頭首工で放流量が少ない場合、数 cm 単位での開度調整が必要となり高度な操作が要求される。このような場合は 2 段ゲートを採用すると流量及び水位調節が容易である。

2 段ローラタイプ、フックタイプは堰柱の高さを低くすることができるため流量の調節又は堰柱の高さを減ずることを目的とした場合に有効である。流量調節を目的とする場合の越流対象流量は、取水方式、操作方式及び当該河川の流況等を十分検討して決定する。

2 段式ローラゲートは、水密部構造、戸当り部構造、開閉機構が複雑になるうえ、1 段を構成する単体のゲートの H/L が小さくなるので構造上の安定に留意する。

また、越流水による振動が発生し周辺住民から苦情が出るなどの事例もあるので、スポイラ（越流時に扉体背面に空気を供給するための水切り板）を適正に設ける等の対策を講じる。

2 段式ローラゲートの構造には次の三つの形式がある。

⑴　2 段式ローラタイプ

シェルタイプ又はガーダタイプゲートを 2 段に組合せて用いる形式である。通常は各々に戸当り及び開閉装置を設けて操作する。

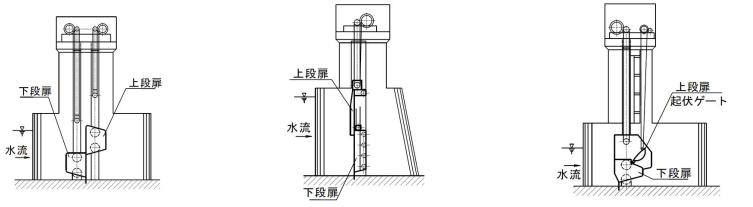
⑵　フックタイプ

上段ゲートをフックタイプにして下段用のローラゲートと組み合わせた形式である。上段ゲートの下部ローラは下段ゲートのスキンプレート面を転動し荷重を伝達する構造になっているのが多い。

開閉装置はワイヤ掛けによって 1 台で操作することが多い。

⑶　起伏ゲート付きローラゲートタイプ

上段ゲートに起伏ゲートを用い、下段にはローラゲートを用いて組み合わせた形式である。水密構造及び開閉機構が比較的容易なため、頭首工の水位調節ゲートとして多く採用されている。開閉装置は、上段操作用と下段操作用を設けるが、下段扉体巻上げ時には連動操作が可能になるような機構を設けている。なお、上段の起伏ゲートの扉高はゲート全高の 1/3 以下とすることが望ましい。



2 段式ローラタイプ　　フックタイプ　　起伏ゲート付きローラゲートタイプ

図-17.3-4　2 段式ローラゲートのタイプ

17.3.3　スライドゲート

径間及び水位差が比較的小さい場合に採用される。支承部に金属板を用いた簡単な構造となるが、水圧を受けて操作する場合、支承部と戸当りレールが直接摺動するため開閉荷重が大きくなる。したがって、水圧バランスで操作される以外は、大型の水門扉には適さない。開閉装置としては通常スピンドル式、ラック式又は油圧シリンダ式が使われている。

17.3.4　角落し

角落しは、常時使用状態にある水門扉の修理用として使用することを目的としたゲートの一種である。扉体を複数に分割し、それらを積重ねて締切り機能を持たせる構造となる。また、扉体の格納、運搬、据付け、撤去時のクレーン等を考慮する。

なお、この他に修理用ゲートとしてはフローティングタイプ及び盾タイプがある。

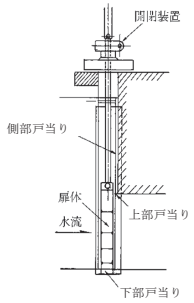


図-17.3-5　スライドゲート

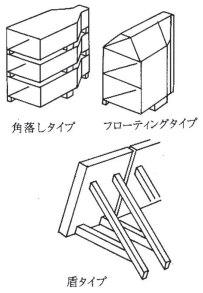


図-17.3-6　修理用ゲートのタイプ

17.3.5　ラジアルゲート

トラニオンピンを中心として扉体を円弧状にし、水圧荷重は前面に張られたスキンプレートから補助桁、主桁、脚材を介してピンに集中され固定部に伝達される。ラジアルゲートは戸溝を必要とせず、水理的、構造的に有利な点を有する。また、トラニオンピンを中心に回転して開閉するため巻上荷重が比較的小さくなる等経済性から優れた面もある。

しかし、ローラゲートに比べ複雑な立体構造をしており、かつ剛性の少ない部材が多く、荷重がトラニオンピン部に集中すること等から、設計、製作、据付けに当たっては十分な検討を要する。

また、越流水が脚材と干渉するので構造的に弱いといえることや、揚程上の制約から頭首工用ゲートとしてはあまり採用されていない。

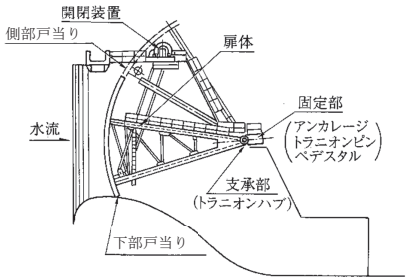


図-17.3-7　ラジアルゲート

17.3.6　起伏ゲート

扉体は底部を床版とヒンジ構造で結合し回転操作するゲートである。多点支承となるのでローラゲートに比べて扉体断面が縮小でき扉高と径間の比が小さい場合にも適用できる。

越流による流量調節を行うので流量の調節が容易であり水位による自動転倒も可能である。また、堰柱の数を少なく低くできる利点がある。

しかし、床版にヒンジ結合する場合は、ヒンジ取付部に 0.5～1.0 m 程度（又は扉の厚さ程度）の落差をつける必要がある。また、扉体背面に堆砂や流下物が残存して除去されない場合は完全倒伏不能や扉体、シリンダ等の損傷のおそれがあるので、十分掃流できるように下流側エプロンに段差を設けたり、扉体形状を考慮する等の対策を講じる。

設計に当たっては、越流水により危険な振動が発生しないようスポイラを設ける。また、流砂の激しいところでは排砂設備を設ける等の対策を講じるとともに、スキンプレート面は塗装効果が期待できないので塗装に代わるステンレス鋼板か、ステンレスクラッド鋼を用いることが望ましい。床版に支承部、油圧シリンダ等を設ける場合は、点検・補修がしやすいようにする必要がある。通常使用される起伏ゲートの形式は、扉体構造、開閉装置の配置、開閉装置の機構に関し、次のように分類できる。

⑴　扉体構造

ア　トルク軸タイプ　イ　横主桁タイプ　ウ　魚腹タイプ

⑵　開閉装置の配置

ア　堰柱部に設ける側端支持方式　イ　中間部に設ける背面支持方式

⑶　開閉機構

ア　機械式　イ　油圧式

油圧式の場合、一定開度を長期間保持するのは難しい。したがって、パッキンからの漏油対策、油圧配管の腐食対策等を講じることが必要である。

これらの形式の組合せで全体様式が決定されるので、設置個所の立地条件、操作条件に適合した組合せを十分に検討することが必要である。

なお、扉高に関して、洪水の安全流下確保の面から河川構造令規則に次の規定がある。

(ア)　ゲートの起立時における上端の高さは、計画横断形に係る低水路の河床の高さと計画高水位との中間位以下とすること。ただし、ゲートを洪水時においても土砂、流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、ゲートの起立時における上端の高さ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。

(イ)　ゲートの直高は 3 m 以下とする。

ゲートの直高は、3 m 以下とすること。ただし、ゲートを洪水時においても土砂、流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は、この限りでない。

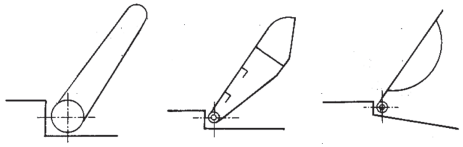


図-17.3-8　起伏ゲートのタイプ

17.3.7　ゴム袋体支持式鋼製起伏ゲート

ゴム袋体支持式鋼製起伏ゲート（以下「SR 堰」という）は、鋼製の扉体を有し、ゴム引布製の袋体の膨張・収縮により扉体を起伏するゲート形式で、1 径間を複数の単位ゲートに分割し、隣接する単位ゲートを中間水密ゴムで接続する型式が河川では一般に用いられている。SR 堰は、その構成部材の特徴から、以下に示すような油圧シリンダ式等の鋼製起伏ゲートとゴム堰との中間的な特性を有し、堰高 3m 程度までの実績がある。堰高 3m を超える場合には、要求される機能、材料、構造等について検討する必要がある。

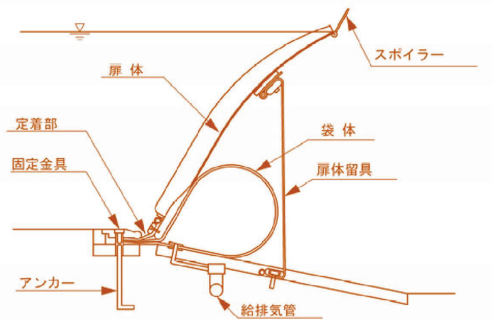


図-17.3-9　SR 堰

SR 堰は、複数の単位ゲートで構成されることから、起伏ゲートに比べて径間方向に柔軟に変形し、扉体背面に流木等の噛み込みが生じたとしても河積が確保しやすいという利点を有している。また、堆砂が生じた場合、堆砂厚が大きい部分の堰高が低下することになるので、流水によるフラッシュ排砂の効率が良くなる。ゴム堰と比べて、倒伏過程で V ノッチ現象が発生しないため、中間開度操作が可能であり、扉体背面に給気すれば越流振動が発生しにくいなどの利点を有している。また、倒伏時には袋体が扉体で保護されるので損傷しにくいなどの点も優れている。一方、起伏装置となる袋体が柔構造のため、水位変化による堰高変化や堆砂の影響等に関しては、ゴム堰と類似した特性があり、SR 堰を設置するに当たっては、要求される機能、材料、構造等について十分な検討を行う必要がある。

SR 堰に関して、次の技術資料が整備されているので参考にして設計するとよい。

・鋼製起伏堰（ゴム袋体支持式）設計指針（一次案 増補版）、SR 堰技術検討会（平成 19 年 5 月）

・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）・同解説　国土交通省（平成 27 年 3 月）

17.3.8　ゲートバルブ（スルースバルブ）

ゲートの扉体に対応する弁体と、戸当り固定部に対応するケーシング及び開閉装置により構成される。機構がコンパクトで安価であることにより樋管の流量調節用として採用される。流量調節用として使用する場合は管路終端部に設け、給気を十分に行い得るようにし、中間開度での振動を防止するために片勾配形バルブを用いることが望ましい。また、戸溝部に堆砂等の障害物が残存するおそれがあるので保守管理を十分行うとともにドレーンによる排除対策を必要とする。ただし、このバルブは流速 10 m/s 以上での流量調節には適さない。

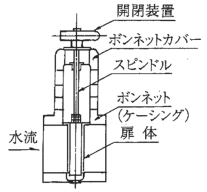


図-17.3-10　スルースバルブ

17.3.9　バタフライバルブ

ゲートバルブと同様に流量調節用として採用される。

17.3.10　ゴム引布製起伏ゲート

ゴム引布製起伏ゲート（以下「ゴム堰」という）は、ゴム引布製の袋体を有し、水又は空気を袋体に圧入しあるいは排除することにより、これを膨張・収縮させて起伏させる構造のものである。

一般にゴム堰は、倒伏の確実性、径間長の長大化、下部工の簡略化、施工の容易性と工期の短縮、維持管理の容易性、不同沈下への追随性、耐震性、水密性等の優れた特性を有しており、堰高 6m 程度までの実績があるが、工場での生産体制、輸送時の制約条件等を考慮し、構造規模を検討する必

要がある。また、ゴム堰の柔構造に起因する袋体の変形やＶノッチ現象の発生等により精密な水位制御ができないことがあるため、設置目的や設置場所によっては、その求められる機能が十分に満たされないことも考えられる。ゴム堰の持つ基本的な特性のうち、採用に当たって検討すべき事項としては、以下に示すものがある。

⑴　水位変化と袋体変形

頭首工上下流の水位変化によって袋体が変形し、堰高も変化する。特に、感潮区間あるいは他構造物の背水の影響を受ける場所では、頭首工としての水位維持機能を損なう場合もある。

⑵　最大越流水深と袋体の振動

越流水深がある限界を越えて大きくなった場合には、越流水脈の影響によって袋体に振動が生じる。

⑶　Ｖノッチ現象

膨張媒体として空気を用いた場合は、倒伏の過程でＶノッチと称する袋体の局部的変形が生じるため、水位及び放流量の制御が困難になる。

⑷　波浪の影響

波浪による袋体の張力変動について検討する必要がある。

⑸　不完全倒伏の影響

頭首工上下流の水位差が小さく、かつ、流速が小さい場所においては、倒伏後の収縮袋体が水中を浮遊するなど、倒伏が不完全な状態となる。

⑹　袋体等の損傷防止

転石や流下物の多い河川では、袋体や固定金具が摩耗、損傷を受けやすくなる。

⑺　堆砂の影響

倒伏時に袋体上に多量の堆砂が生じた場合には、袋体の正常な起立操作や堰高維持・制御が不可能となる場合がある。

⑻　給排管の配置

給排施設、内圧検知管等の配置に制約を受ける場合は、土砂等の目詰まりを起こさないように配管ルートを適切に選定しなければならない。

⑼　維持修繕

常時越流状態にある頭首工では、袋体が損傷を受けた場合に、締切等の仮設なしには水中補修が困難であることに留意しなければならない。

なお、近年、ゴム袋体の不具合（破裂、亀裂、漏気等）による問題が多数確認されていることから、以上を踏まえた適切な計画、設計及び維持管理を行うことが重要である。

ゴム堰に関して、次の技術資料が整備されているので参考にして設計するとよい。

・ゴム引布製起伏堰技術基準(案)、(社) 国土開発技術センター(平成 12 年 10 月)

・ゴム引布製起伏堰施設技術指針　　農林水産省　　(平成 19 年 3 月)

・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）・同解説　国土交通省（平成 27 年 3 月）

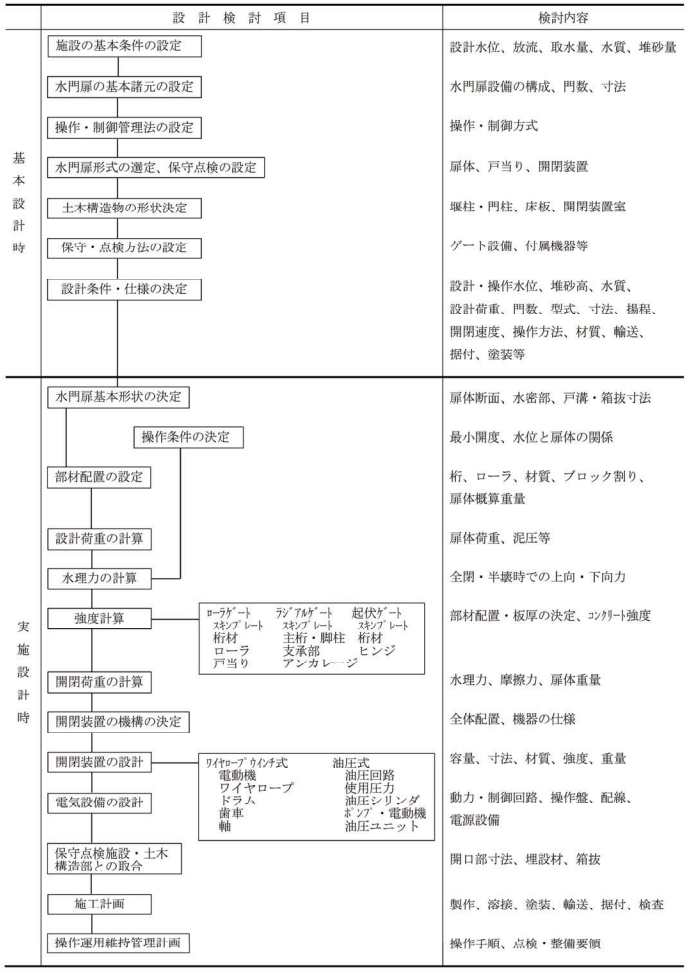
・ゴム引布製起伏堰及び鋼製起伏堰（ゴム袋体支持式）のゴム袋体に関する技術資料、(一財) 国土技術研究センター（平成 28 年 1 月）

17.4　設計一般

17.4.1　設計の手順

水門扉の設計手順の概要を下記に示す。

表-17.4-1　設計手順と検討項目



17.4.2　材料

⑴　材料

水門扉に使用する材料は、設備の目的と設置環境に応じてそれぞれの材料の特性を考慮して選定する。材料は、施設機械工事等共通仕様書及び水門鉄管技術基準等に規定されている。

⑵　材料の特性

ア　溶接構造用鋼材と溶接構造用耐候性鋼材

一般構造用圧延鋼材（SS）は、鋼板、鋼帯、棒鋼及び形鋼等に最も広く用いられる鋼であるが、この C（炭素）％を下げ Mn（マンガン）％を上げることで強度を確保し溶接性を高めたものが溶接構造用圧延鋼材（SM）である。

C_r（クロム）、C_u（銅）などを添加して大気中での腐食に耐える性質、耐候性を高めたものが溶接構造用耐候性鋼材（SMA）である。SM 材に比べて溶接性はやや低下する。耐候性鋼は大気暴露の初期では普通鋼と同様に腐食が進行するが、安定さびをつくるので数年経過すると腐食は進まなくなる。

イ　ステンレス鋼材

ステンレス鋼は、酸化性雰囲気中で表面に緻密なクロム酸化物の皮膜を生じる（不動態化）ことから耐食性の優れた材料である。**図-17.4-1** に簡単な分類を示す。

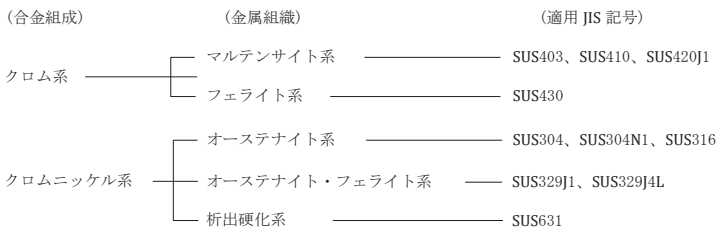


図-17.4-1　ステンレス鋼材分類

ステンレス鋼は JIS の記号に示されるように極めて種類が多いが、水門扉に使用されるものは限られている。耐食性、溶接性に優れた SUS304 は摺動部、金属接触部及び塗装が困難な部分に広く使用されている。強度的に優れている SUS403 は溶接を伴わない軸などに使用される。硬度の高い SUS304N2 などはローラ踏面板に使用される。耐孔食性が良い SUS316 は海水域に、耐粒界腐食性に優れた SUS304L 等の低炭素鋼は溶接後の熱処理を不要とする目的で使用される。

17.4.3　設計荷重

⑴　考慮する設計荷重

扉体の設計に当たっては、扉体重量、静水圧、泥圧、浮力、開閉力、氷圧、津波荷重、地震時動水圧、地震時慣性力、風荷重、雪荷重、温度変化による影響、流水による水圧の変化及びこれに起因する振動による荷重増加を水門扉の用途、種類、据付場所によって組合せ、必要に応じて考慮する。

なお、本技術書は防潮水門等を適用対象外としているため、波圧については適用外としている。

ア　扉体重量

扉体重量は、自重の影響がある場合には考慮する。

イ　静水圧

静水圧は、扉体との接触面に対し垂直に作用するものとし、次式により計算する。

$$P = W_0 \cdot h_0 \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}1)$$

ここに、P　：接触面上の任意の点の静水圧（kN/m^2）

W_0　：水の単位体積重量（kN/m^3）

h_0　：扉体の直上流の水位に波浪高を加えた水位から接触面上の任意の点までの水深（m）

上記の h_0 を計算する場合の波浪高は、下表により算出する。

表-17.4-2　設計水位及び地震による波浪高さを考慮した水位

設計水位		地震による波浪高さを考慮した水位
上流水位	下流水位	
ゲート天端高又はゲート天端高＋越流水深	ゲート敷高（河口付近に設置される堰にあっては、下流側の L.W.L）	上流水位については、洪水時以外の常時の管理水位、あるいは平水位時に地震による波浪高さを加算した水位

注：ゲート天端高とは、ゲート全閉時における扉体上端の標高をいう。

表-17.4-3　取水口ゲートにおける設計水位及び地震による波浪高さを考慮した水位

	設計水位		地震による波浪高さを考慮した水位
	外水位	内水位	
取入口ゲート	外水の H.W.L（高潮区間においては計画高潮位）	ゲート敷高	外水については、洪水時以外の常時の管理水位あるいは平水位に地震による波浪高さを加算した水位 内水位については、洪水時以外の常時の管理水位あるいは平水位に地震による波浪高さを減算した水位

地震による波浪高

$$h_e = \frac{k \cdot \tau}{2\pi}\sqrt{g \cdot H} \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}2)$$

ここに、h_e　：地震による波浪高（半波高）（m）

k　：設計震度

τ　：地震周期（s）

g　：重力の加速度（m/s^2）

H　：水面より基礎地盤までの水深（m）

ウ　泥圧

泥圧のうち鉛直力は、堆泥の水中における重量とし、水平力は次式による。

$$P_e = C_e \cdot W_1 \cdot d \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}3)$$

ここに、P_e　：接触面上の任意の点における泥圧の水平力（kN/m^2）

C_e　：泥圧係数　（一般に 0.4～0.7）

W_1 ：堆泥の水中における単位体積重量（kN/m³）
d ：堆泥面から接触面上の任意の点までの深さ（m）

堆泥は、泥土の粒子が水中に浮遊しているのではなく、堆泥の空隙を水が満たし、一体となっている状態であるので、堆泥の水中における単位体積重量は

$$W_1 = W - (1-\upsilon)\cdot W_0 \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}4)$$

ここに、W ：堆泥の見掛けの単位体積重量（kN/m³）
υ ：堆泥の空隙率（一般に 0.30～0.45）
W_0 ：水の単位体積重量（kN/m³）

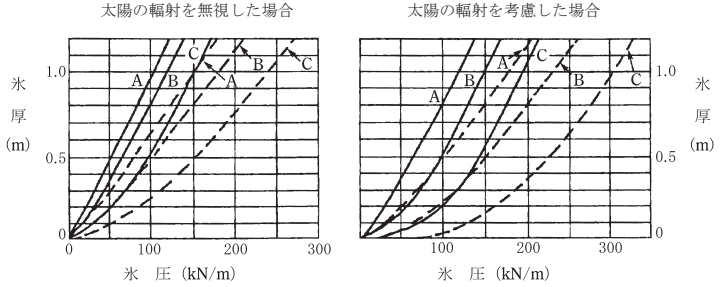
エ　開閉力

ラジアルゲートの場合はワイヤロープ張力、支承部の摩擦力等、その他の水門扉では開閉力が伝達される部分について検討する。

オ　氷圧

氷圧は、寒冷地における河川などの水門扉で、凍結防止装置を設けない場合には検討する。

氷圧は、現地の気温上昇率・氷厚・貯水池の両岸の状況・結氷面に対する直射日光の度合等、種々の条件に応じて考慮する。



（注）1.　横軸の氷圧：氷坂の堤軸方向 1 m 当たりの値
2.　記号の意味
———　：貯水池両岸無拘束の場合　　A：気温上昇率 2.8℃／h
------　：貯水池両岸完全拘束の場合　B：気温上昇率 5.6℃／h
C：気温上昇率 8.4℃／h
3：　貯水池両岸無拘束　：両岸傾斜が緩やかで氷の緑が滑り上がるような状態
貯水池両岸完全拘束　：両岸が急傾斜で結氷が不動の状態

図-17.4-2　氷厚と氷圧との関係

カ　地震時動水圧

扉体に作用する動水圧の計算式は、ウエスタガード（Westergaard）の簡易式による。

$$P_d = \frac{7}{8}\cdot W_0 \cdot k \cdot \sqrt{Hh} \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}5)$$

ここに、P_d ：水深 h の点での動水圧（kN/m²）
W_0 ：水の単位体積重量（kN/m³）

k ：設計震度
H ：設計水面から基礎地盤までの水深（m）
（風及び地震による波浪高は含まない）
h ：水面から動水圧の作用する点までの水深（m）

また、水深 h_1 から h_2 の間の全動水圧は次のとおりである。

$$P_d = \frac{7}{12}\cdot W_0 \cdot k \cdot \sqrt{H}\cdot\left(\sqrt{h_2^3} - \sqrt{h_1^3}\right) \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}6)$$

ここに、　P_d ：全動水圧荷重（単位幅当たり）（kN/m）
h_1、h_2 ：水深（m）

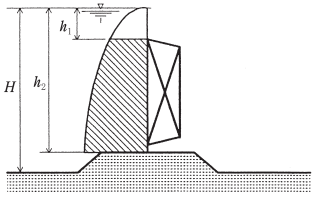


図-17.4-3　地震時全動水圧荷重

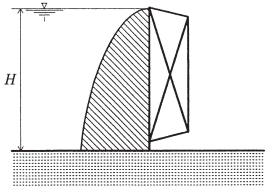


図-17.4-4　地震時全動水圧荷重（$h_1 = 0$、$h_2 = H$ の場

特に、$h_1 = 0$、$h_2 = H$ の場合、全動水圧荷重は、次のとおりとなる。

$$P_d = \frac{7}{12}\cdot W_0 \cdot k\sqrt{H}\cdot\left(\sqrt{H^3} - 0\right) \quad = \frac{7}{12}\cdot W_0 \cdot k \cdot H \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}7)$$

なお、上流面が斜めの場合にはツァンガ（Zanger）の式を用いる。詳細については鋼構造物計画設計技術指針（水門扉編）等を参照のこと。

キ　地震時慣性力

扉体に働く地震時慣性力は、扉体の重量に設計震度を乗じた値とし、水平方向に作用する。

$$I = W \cdot k \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}8)$$

ここに、I ：地震時慣性力（kN）
W ：扉体の重量（kN）
k ：設計震度

ク　風荷重

風荷重は垂直投影面積に作用するものとして、次の式による。

$$P_w = P \cdot C \cdot A \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}9)$$

ここに、P_w ：風荷重（kN）
P ：単位投影面積当たりの風荷重 3（kN/m²）
A ：垂直投影面積（m²）
C ：形状係数

平面形状に対して 1.2
トラスト形状・風上側に対して 1.6
トラスト形状・風下側に対して 1.2
円筒形状（1 本もの）に対して 0.7

ケ　雪荷重

多雪地域における水門扉の横主桁及び脚柱等では、必要に応じて雪荷重を考慮する。雪荷重は地域によって大幅に異なるが、大体の目安として 3.5（kN/m³）程度である。

$$S_w = P \cdot Z_s \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}10)$$

ここに、S_w ：雪荷重（kN/m³）
P ：雪の平均単位重量（kN/m³）
Z_s ：設計積雪深（m）

コ　温度荷重（温度変化による影響）

扉体が拘束されている場合等では、据付時の温度に対して、その後の温度変化による扉体の伸縮による影響を必要に応じて考慮する。

サ　流水による水圧変化

越流水による上・下向力、下流端放流時の上・下向力、扉体内残留水重、水撃圧等は、必要に応じて考慮する。

シ　設計震度

水門扉の設計震度は、基本的には頭首工本体の構造計算に用いる設計震度とするが、水門扉が設置される場所の実状を考慮して定める。

ス　津波荷重

施設計画上、津波の河口からの遡上到達範囲にある頭首工では、静的水圧荷重に加え、津波が反射、衝突することによって作用する津波荷重を必要に応じて考慮する。なお、津波の遡上到達範囲は、対象とする津波の諸元、河川域、海域の地形条件等に基づき津波遡上シミュレーション等を行って定める必要がある。

津波が頭首工に作用する際に、静水深がある場合には作用津波の状態により a、b、c の式を、静水深がない場合には d の式を適用する事ができる。なお、a、b の式を適用するにあたっては、以下の事項に留意する。

(ｱ)　津波の波圧分の荷重計算式であるため、頭首工前後に常時水位差がある場合は、頭首工前後の水面以下の静水圧分も荷重に加えて評価する必要がある。

(ｲ)　a_I（入射津波の静水面上の高さ）は、頭首工がない状態のシミュレーション結果があれば津波高さ= a_I とする。頭首工全閉（完全反射）状態の津波遡上シミュレーション結果を用いる場合は、頭首工前面のせりあがり考慮の津波高（最大水位－静水位）＝$2a_I$ とすることができる。斜め入射や完全反射でないことが明らかな場合は、その影響を考慮することができる。

a　波状段波が発生する場合

波状段波が発生する場合には、津波波力が大きくなるため、これに対応して修正した谷本式（修正谷本式：静水面の無次元波圧強度を 3.0 に割増した谷本式）を波力算定に適用

することができる。防波堤で波状段波波力を考慮する条件は、おおむね入射津波高さが水深の 30%以上で、かつ海底勾配が 1/100 以下程度の遠浅である場合とされている。

静水位上 η^*＝ 3.0・a_I の高さで p＝0、静水位で p_1=3.0・$\rho_0 g$・a_I となる直線分布で、静水位以下は、一様な波圧分布とする。

$$\eta^* = 3.0 \cdot a_I \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}11)$$

$$p_1 = 3.0 \cdot \rho_0 g \cdot a_I \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}12)$$

ここに、η^*：静水面上の波圧作用高さ（m）
a_I：入射津波の静水面上の高さ（振幅）（m）
$\rho_0 g$：海水の単位体積重量（kN/m³）
p_1：静水面における波圧強度（kN/m²）

b　波状段波が発生しない場合で、かつ越流が発生しない場合

波状段波が発生しない場合で、かつ越流が発生しない場合には、谷本式を適用することができる。

静水圧上 η^*=3.0・a_I の高さで p=0、静水圧で p_1=2.2・$\rho_0 g$・a_I となる直線分布で、静水位以下は、一様な波圧分布とする。

$$\eta^* = 3.0 \cdot a_I \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}13)$$

$$p_1 = 2.2 \cdot \rho_0 g \cdot a_I \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}14)$$

ここに、η^*：静水面上の波圧作用高さ（m）
a_I：入射津波の静水面上の高さ（振幅）（m）
$\rho_0 g$：海水の単位体積重量（kN/m³）
p_1：静水面における波圧強度（kN/m²）

c　設計超過津波等により越流が発生する場合

設計超過津波等の作用により、波状段波が発生しない場合で、かつ越流が発生する場合には、ゲート前面と背面に作用する静水圧差を補正した静水圧差による算定式を適用することができる。なお、若干越流している状態に静水圧差による算定式を適用する場合は、それより水位の低い越流直前の状態に谷本式を適用した方が高い波力となる可能性があるため、両者を比較の上、適切に適用する必要がある。

$$p_1 = \alpha_\varepsilon \cdot \rho_0 g \cdot (\eta_\varepsilon + h') \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}15)$$

$$p_2 = (\eta_\varepsilon - h_c) / (\eta_\varepsilon + h') \cdot p_1 \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}16)$$

$$p_3 = \alpha_\varepsilon \cdot \rho_0 g \cdot (\eta_\varepsilon + h') \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}17)$$

ここに、p_1：ゲート前面の底面における波圧強度（kN/m²）
p_2：ゲート前面の天端面における波圧強度（kN/m²）
p_3：ゲート背面の底面における波圧強度（kN/m²）
$\rho_0 g$：海水の単位体積重量（kN/m³）
h'：ゲートの底面の水深（m）
h_c：静水面からゲート天端面までの高さ（m）
η_ε：ゲート前面の静水面からの津波高さ（m）
$\eta_{\varepsilon'}$：ゲート背面の静水面からの津波高さ（m）
α_ε：ゲート前面の静水圧補正係数
$\alpha_{\varepsilon'}$：ゲート背面の静水圧補正係数

水理模型実験による検証から、ゲート前面の静水圧補正係数 α_F に 1.05、ゲート背面の静水圧補正係数 α_F に 0.9 を使用することができる。

d　河床がドライな状態での河川津波の場合

河床がドライな状態での河川津波の津波荷重は、陸上遡上津波の津波荷重の算定式である榊山の式を適用することができる。

$$\alpha = 1.0 + 1.4\mathrm{Fr} \quad (0.0 \leqq \mathrm{Fr} \leqq 2) \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}18)$$

$$p_1 = \alpha \cdot \rho_0 g \cdot \eta_{max} \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}19)$$

ここに、α：無次元作用高さ

Z_{max}：作用高さ（m）$= \alpha \cdot \eta_{max}$

η_{max}：進行波の最大水位（m）

Fr：η_{max} と同時刻の断面水平流速で定義したフルード数

p_1：ゲートの底面における波圧強度（kN/m²）

$\rho_0 g$：海水の単位体積重量（kN/m³）

⑵　荷重の組合せ

荷重は、次の各項の組合せについて考慮する。

ア　地震時以外：扉体重量、静水圧、残留水重、浮力、上下方向力（水理力）、開閉力、泥圧、波圧、温度荷重、水撃圧、風荷重、雪荷重、氷圧、津波荷重

イ　地　震　時：地震時動水圧、地震時慣性力、扉体重量、静水圧、残留水重、浮力、上下方向力（水理力）、泥圧、波圧、温度荷重、水撃圧、雪荷重、氷圧

表-17.4-4　水門扉に働く荷重の組合せ　　○：考慮　　△：使用状態によって考慮

使用状態＼荷重	地震時動水圧	地震時慣性力	扉体重量	静水圧	残留水重	浮力	上・下方向力	開閉力	泥圧	波圧	温度荷重	水撃圧	風荷重	雪荷重	氷圧	津波荷重
地震時以外			△	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
地震時	○	○	△	○	△	△	△		△	△	△	△		△	△	

※津波は頻度の低い現象であり、高潮対策の対象とする外力を同時に考慮しない。また、津波と洪水の同時生起は考慮しない。

17.4.4　材料の許容応力度

水門扉は確実に機能を発揮するよう、応力度、たわみ度及び座屈について照査し、必要な強度と剛性を有することを確認する。

扉体・戸当り・固定部及びスクリーン（スクリーンバーは除く）に用いられる JIS 規格材料の許容応力度は「鋼構造物計画設計技術指針（水門扉編）」等の関連図書に示す値とする。ただし、水門扉の用途、水位条件、考慮する荷重（状態）によって補正係数や割増係数を乗じた値とする。

許容応力度は、降伏点に対して安全率を 2 とした。なお、安全率には、JIS に規定された板厚公差について考慮したものである。

本項で示す許容応力度は次のとおりである。

⑴　許容応力度の項目

ア　許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度（N/mm²）

イ　許容軸方向圧縮応力度（N/mm²）

(ｱ)　局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度（N/mm²）

(ｲ)　両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度（N/mm²）

(ｳ)　補剛板の局部座屈に対する許容応力度（N/mm²）

ウ　許容曲げ圧縮応力度（N/mm²）

エ　許容せん断応力度及び許容支圧応力度（N/mm²）

［参考］許容応力度の考え方

a　公称応力ひずみ図

荷重の大きさを原断面積で除した応力度を縦軸に、試験片の伸縮量を原長さで除したひずみを横軸にした図に示す応力とひずみとの関係を公称応力ひずみ線図という。一般にこの図をもって材料の機械的性質を示す。下図は、その一例である。

b　降伏点

一般に応力ひずみ図において応力の小さい間は応力とひずみとは比例して増加するが、ある応力に達するとひずみの増加のほうが比例関係にある最大応力度を比例限度という。

比例限度を超える応力を与えるときは、応力のわずかの増加又は増加することなく、ひずみが急激に増加する点に達する。この点の応力度を降伏点という。図の ABC の部分がそれを示す。

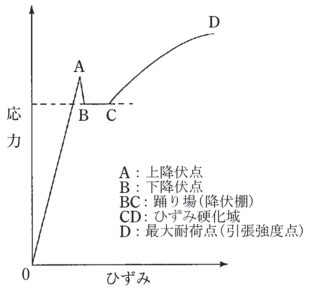


図-17.4-5　応力ひずみ線図

c　引張り、圧縮、曲げ応力

許容応力度は降伏点の 1/2 とする。

d　せん断応力度

許容せん断応力度は許容引張応力度の $1/\sqrt{3}$ 倍とする。

e　支圧応力度

許容支圧応力度は許容引張応力度の 1.5 倍とする。

f　両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度

圧縮応力を受ける両縁支持板、補剛板、及び自由突出板は、板厚が薄いと局部的な座屈を起こすおそれがあるので、板の幅厚比に注意する。これは、幅厚比の大きい領域では低い応力度の面外たわみや剛度の低下が生じやすいためである。低下の値については関連技術書を参照されたい。

g　補剛板の局部座屈に対する許容応力度

補剛板に使用される板要素は、一般に板厚が薄く溶接による初期変形、残留応力などの初期不整の影響が大きいこと、また補剛材は板の両縁支持条件を満たすほど十分に剛ではないことなどから、補剛板を両縁支持板と同じように扱うのは必ずしも妥当ではない。このようなことから補剛材の必要剛比については関連技術書等を参照されたい。

⑵　合成応力度

同方向以外の応力が同時に作用する場合は、その合成応力度を次式により計算し、許容値以内にしなければならない。

ア　一軸方向応力とせん断応力を受ける場合

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2} \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}20)$$

イ　二軸方向応力とせん断応力を受ける場合

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + 3 \cdot \tau^2} \quad \cdots\cdots (17.4\text{-}21)$$

ここに、σ_g ：合成応力度（N/mm²）

σ_1 ：軸応力度（引張を正とする）（N/mm²）

σ_2 ：σ_1 に直角な方向の軸応力度（引張を正とする）（N/mm²）

τ ：せん断応力度（N/mm²）

合成応力度に対する許容値は、次のとおりとする。

常時：1.1σ_a

ここに、σ_a ：許容引張応力度（N/mm²）

17.4.5　許容応力度の補正

扉体、戸当り、固定部及び付帯施設に用いる許容応力度は、設備の用途、水位条件によって下表に示す各係数を用いて補正する。

表-17.4-5　許容応力度に乗ずる係数

施　設	用　途	許容応力度に乗ずる係数
堰・水門等	一般水門（調節ゲート・制水ゲート・土砂吐きゲート・取水ゲートなど） 魚道用ゲート 閘門用ゲート スクリーン	1.0
	修理用ゲート	1.5
据付架台		1.5

17.4.6　許容応力度の割増

許容応力度は考慮する荷重又は状態によって 17.4.5 項の補正値を考慮し、下表の値を乗じたものとする。

表-17.4-6　許容応力度に乗ずる係数

考慮する荷重（状態）	割増係数
地震時の荷重	1.5
コンクリート打込み又はグラウト注入圧	1.5

17.4.7　最小板厚及び細長比

⑴　水門扉に使用する主要部材の最小板厚は、余裕高を含み鋼板 6 mm 以上、形鋼では 5 mm 以上とする。

⑵　水門扉に使用する部材の細長比（ℓ/r）は**表-17.4-7** に示す値以下とする。主要部材とは水門扉の機能を確保するために必要な部材で、これ以外を二次部材とする。トラス部材は主要部材とする。

表-17.4-7　部材の細長比

部　材		細長比（ℓ/r）
圧縮材	主要部材	120
	二次部材	150
引張材	主要部材	200
	二次部材	240

ここに、ℓ ：引張部材の場合は骨組長さ、圧縮部材の場合は有効座屈長さ

r ：部材総断面の断面二次半径

17.4.8　許容たわみ度

⑴　扉体の曲げによるたわみは径間に対して**表-17.4-8** に示す値以下とする。径間は、ローラゲートの場合はローラ中心間隔、スライドゲートでは支持間隔、ラジアルゲート及び背面支持方式の起伏ゲートでは主桁の支持間隔とする。小形水門扉とは、扉体面積が 10m² 未満のもの、低圧水門扉とは、設計水深が 25 m 未満のもの、高圧水門扉は設計水深が 25 m 以上のものをいう。

⑵　機械台、開閉装置架台、スクリーン受桁、点検台の梁材のたわみは支点間距離に対して**表-17.4-8** に示す値以下とする。

機械台及び開閉装置架台のたわみ度の計算は定格トルク時の荷重によるものとする。

機械台とは開閉装置の構成機器が直接取付られた部分を、開閉装置架台とは開閉装置室の床のような構造部材とする。

⑶　たわみ度の算定に用いる設計荷重は地震時以外の荷重とする。

表-17.4-8　許容たわみ度

形　式	許容たわみ度	形　式	許容たわみ度
水　門　扉（ゴム水密）	1/800	修理用ゲート	1/600
小形水門扉（ゴム水密）	1/600	機械台	1/2,000
低圧水門扉（金属水密）	1/1,000	開閉装置架台	1/1,000
高圧水門扉（金属水密）	1/2,000	スクリーン受台	1/600
長径間ローラゲート	1/800（水平、鉛直）	点検台等梁材	1/600
（シェルタイプ）	1/600（合成）		

17.4.9　余裕厚

⑴　余裕厚とは腐食厚及び摩耗厚を示す。

⑵　水門扉の部材は計算板厚に**表-17.4-9** に示す値以上の余裕厚を加える。

表-17.4-9　余裕厚　　単位（mm）

接水条件 ＼ 水質	常時接水している		常時接水していない	
	片面接水	両面接水	片面接水	両面接水
淡　水	1.0	2.0	0.5	1.0
海　水	1.5	3.0	1.0	2.0

⑶　土砂による摩耗が予想される場合は、使用条件に対応した摩耗厚を考慮する。
⑷　角落しのように使用頻度が少なく、補修塗装ができるものは余裕厚を見込まなくてもよい。
⑸　ステンレス鋼等の耐食性良好な材料を使用した場合は腐食厚を見込まないものとする。水門扉においてステンレスクラッド鋼を用いる場合はステンレス鋼の厚さは強度に見込まない。

17.4.10　許容面圧

摺動部、回転部の許容面圧は**表-17.4-10** を標準とする。

表-17.4-10　許容面圧

単位：(N/mm²)

材　料	記　号	摺動部		回転部		
		摺動時	静止時	扉体支承部	開閉装置軸受	静止時
青銅鋳物 りん青銅鋳物 鉛青銅鋳物	CAC4○○(旧 BC) CAC5○○(旧 BC) CAC6○○(旧 BC)	6 以下	18 以下	14 以下	6 以下	28 以下
自己潤滑形軸受 (オイルレスメタル)	CAC304(旧 BsC4)	注 1)	注 1)	23 以下	23 以下	45 以下

注 1) 摺動時 23 N/mm² 以下、静止時 45 N/mm² 以下とすることが多い。
注 2) スピンドル式のメタルブッシュの面圧は 4 N/mm² 以下とし、個体潤滑剤配合グリスを使用する。なお、スピンドルへの異物付着が少ないなど、設置条件が良く保守管理が容易に行える場合には、最大 6 N/mm² でもよい。また、面圧が 2 N/mm² 以下の場合梁チューム系グリスでもよい。

17.4.11　溶接継手効率

水門扉の溶接継手効率は**表-17.4-11** のとおりとする。

表-17.4-11　溶接継手効率

単位（%）

区　分		工場溶接	現場溶接
突合せ溶接	溶接全長について試験を行うとき	100	95
	抜き取りで試験を行うとき(注)	95	90
	試験を行わないとき	85	80
すみ肉溶接		95	90

(注)　試験とは放射線透過試験又は超音波探傷試験とする。この場合の検査すべき溶接線長は、主要耐圧部又は主要構造部突合せ継手の全溶接線長の 5%以上とし、高圧ゲート、分岐管、新材料はこれを 20%以上とする。

17.4.12　摩擦係数

水門扉の摺動部及び回転部の摩擦係数は、**表-17.4-12** を標準とする。
なお、適用に当たっては関連技術書等を参考にされたい。

表-17.4-12　水門扉の各部の摩擦係数

項　目		摩擦係数
支承部のローラころがり摩擦		1.0
支承部軸受	すべり軸受	0.2
	ころがり軸受[1)]	0.01～0.02
水密ゴムとステンレス鋼とのすべり摩擦[2)]	濡れているとき 乾いているとき 摺動面が四フッ化エチレン樹脂・超高分子量ポリエチレン樹脂の場合	0.5～0.7 0.9～1.2 0.1
水密部又は支承部金属間のすべり摩擦[3)]		0.3～0.6
金属と堆泥のすべり摩擦[3)]		0.3～0.5

注 1) ころがり軸受のころがり摩擦係数は、軸受形式等により異なるが、一般的に 0.01 を採用する例が多い。
2) 水密ゴムの摩擦係数は、水密ゴムの材質等により異なるが、一般的に濡れているときは 0.7、乾いているときは、1.2 の値を採用する例が多い。
3) 水密部又は支承部金属間のすべり摩擦係数は、材質、給油の有無及び整備状況等により幅があり、面圧によっても異なるが、一般的な値として 0.4 を採用する例が多い。摺動面の損傷が予想される場合には、0.5 程度を採用することがある。

17.5　開閉装置

17.5.1　開閉荷重

⑴　開閉荷重

ア　開閉荷重は、次の項目を安全側に組合せて計算する。
　(ｱ)　扉体可動部重量（バラスト等重量を含む）
　(ｲ)　支承部摩擦力
　(ｳ)　水密ゴム摩擦力
　(ｴ)　堆泥による摩擦力
　(ｵ)　浮力
　(ｶ)　上下方向水理力
　(ｷ)　その他の荷重
　　a　堰等に設置され、長期間水没するゲートの場合は、扉体内部に土砂が堆積するおそれがあるので設置地点の周辺条件に応じて、その荷重を付加する。
　　b　必要に応じて雪荷重、扉体内残留水の重量、波による荷重等を考慮する。

イ　締切時に押下力を期待できない開閉装置形式（ワイヤロープウインチ式など）の場合、全閉を確実にするための締切力の余裕は全抵抗分の 25%以上とする。締切力が不足する場合は扉体にバラストを添加する。

ウ　扉体重量には、ワイヤロープ、スピンドル及びラック棒等、扉体と開閉装置を連結するものの自量も含める。ただし、締切力に対しては安全側に考え、扉体に剛結合されたもの以外の連結材の自量は、扉体重量に含めないことが多い。

17.5.2　開閉装置の安全率

⑴　適用範囲

ここで規定する安全率及び許容応力度の適用範囲は次のとおりとする。

ア　電動機出力軸よりドラムまでの全動力伝達系
イ　開閉装置フレーム
ウ　ワイヤロープ
エ　開閉装置側シーブ・シーブ軸・シーブブラケット
オ　扉体側シーブ・シーブ軸(ただし、シーブブラケットは含まない)
カ　ラック及びスピンドル式の場合は、扉体取付けピンから開閉装置フレームまで
キ　油圧シリンダの場合は、扉体取付けピンからシリンダ及びシリンダフレーム、架台まで及び油圧配管、油圧ユニット

⑵　定格トルクに対する安全率

開閉装置に使用する材料の安全率は、使用原動機の定格トルクから算出した応力度が使用材料の引張強さに対し**表-17.5-1** に示す値以上とする。

表-17.5-1　開閉装置使用材料の安全率

使用材料	記号	安全率		
		引張	圧縮	せん断
一般構造用圧延材	SS	5	5	8.7
溶接構造用圧延材	SM	5	5	8.7
機械構造用炭素鋼鋼材	S-C	5	5	8.7
ステンレス鋼棒	SUS	5	5	8.7
炭素鋼鍛鋼品	SF	5	5	8.7
炭素鋼鋳鋼品	SC	5	5	8.7
ねずみ鋳鉄品	FC	10	3.5	17
球状黒鉛鋳鉄品	FCD	7	2.5	12
青銅鋳物	BC	8	8	10
ワイヤロープ		8	—	—
板リンクチェーン		6.5		

注 1)　ワイヤロープについては、ワイヤロープの破断荷重に対する、開閉荷重から算出した張力(開閉荷重をロープ掛数及びシーブ効率で除したもの)の安全率を示す。
2)　板リンクチェーンを使用する場合は、開閉荷重から算出したチェーン各部の応力度が、その材料の引張強さに対し**表-17.5-1** に示す値以上の安全率を有しなければならない。

⑶　設計トルクと安全率・許容応力度との関係

動力の種類に対する設計トルクと安全率・許容応力度の関係を**表-17.5-2** に示す。
なお、ワイヤロープの降伏点荷重は、切断荷重の 65%とする。

表-17.5-2　設計トルクと安全率又は許容応力度

動力の種類		設計トルク	安全率又は許容応力度
電動機又は内燃機関予備	常用	定格トルク	**表-17.5-1** に示す値
		最大トルク	降伏点の 90%
	予備	定格トルク	**表-17.5-1** に示す値の 1/1.5
		最大トルク	降伏点の 90%
人力	常用	定格トルク(手動力 100(N)、30rpm)	**表-17.5-1** に示す値
		過負荷防止装置の設定トルク	降伏点の 90%
	予備	定格トルク(手動力 100(N)、30rpm)	**表-17.5-1** に示す値の 1/1.5
		過負荷防止装置の設定トルク	降伏点の 90%
電動機・内燃機関・人力	常用予備	リリーフ弁の設定圧力から求めたトルク	**表-17.5-1** に示す値
自重降下時		降下時荷重から計算したトルク	**表-17.5-1** に示す値
		ダウンブル力を加算したトルク	**表-17.5-1** に示す値の 1/1.5

注 1)　防止装置の設定値は、過負荷防止装置の信頼度を考慮して決めること。

⑷　油圧シリンダ・ラック・スピンドルの安全率

油圧シリンダ・ラック・スピンドルの限界座屈応力度に対する安全率は、**表-17.5-3** の値を標準とする。

表-17.5-3　限界座屈応力度に対する安全率

開閉装置の種類	設定条件		安全率	
			常用動力	予備動力
油圧シリンダ	閉側のリリーフ弁、又は減圧弁の設定圧力時の応力度		4	4
ラック及びスピンドル	電動機及び内燃機関	定格トルクから算出した応力度に対し	4	4
	手動	最大手動力から算出した応力度に対し(最大手動力＝過負荷防止装置設置値)	1.1	1.1

17.5.3　開閉速度

水門扉の開閉速度とは、全揚程を開閉するときの平均速度であり、0.3 m/min を標準とする。標準速度以外の速度を必要とするゲートとその理由を**表-17.5-4** に示す。

表-17.5-4　標準以外の開閉速度の例

ゲートの種類	操作	開閉速度	理由
洪水吐きゲート、土砂吐きゲート等	開	0.3(m/min)を超える	水面より上の巻上時間の短縮のため
起伏ゲート	開閉	10～20(min)	全開又は全閉に要する時間
マイタゲート			
ラック式の自重降下	閉	6.0(m/min)以下	急降下を要求される

注)　予備動力による開閉速度は 0.05～0.10m/min とし手動起動可能な内燃機関の容量（10Ps 以下）に合わせる。

17.5.4　揚程

水門扉は全開時、流水に対し安全で、かつ、保守管理が容易に行える位置になければならない。

全閉位置から最大開位置までの距離を揚程とする。

揚程は用途、設置場所、休止着脱、保守点検の内容等により、下記の点に留意する。

⑴　取水堰ゲート

取水堰に設置されるゲートの最大引上げ時の扉体下端高さは、計画高水位に**表-17.5-5** に示す値を加えた値とする。

表-17.5-5　取水堰ゲートの扉体下端高さ

計画高水位 (m^3/s)	200 未満	200 以上 500 未満	500 以上 2,000 未満	2,000 以上 5,000 未満	5,000 以上 10,000 未満	10,000 以上
計画高水位に加える値(m)	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	2.0

⑵　起伏ゲート

起伏ゲートの全開時（倒伏時）の扉体上面の高さは計画河床高以下とする。

⑶　頭首工の取水口ゲート

頭首工の取水口ゲートのように四方水密のゲートでは、扉体とカーテンウォールの間に塵芥がたまらないよう、扉体下端がリセス部より高くなるよう揚程を定めることが望ましい。

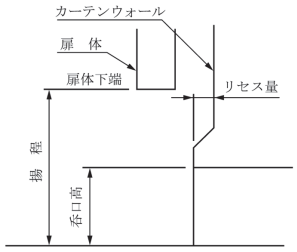


図-17.5-1　取水口ゲートの揚程

17.5.5　開閉用動力設備・電源設備

⑴　主動力設備

水門扉の開閉用主動力としては、電動機・内燃機関・人力があるが、下記に示す各動力を比較検討した上で、電動機を主動力とすることを原則とする。

ただし、特別な理由がある場合は内燃機関又は人力を採用する場合もある。

ア　電動機

(ｱ)　電動機は起動の信頼性が高く、長期間放置した後でもほぼ確実に起動する。

(ｲ)　定格回転数が保証され、負荷の変動に対しても回転数はほとんど変化しないので一定速度開閉を要求される水門扉に適している。

(ｳ)　押釦による電気信号で開閉操作を行うことから操作が容易である。

(ｴ)　遠隔操作・上下限での自動停止等、他からの電気信号による操作が可能である。

イ　内燃機関

(ｱ)　水門扉の設置地点が、電源引込みが困難な場所で、かつ、小規模水門の場合、経済的な理由から、やむを得ず内燃機関を動力として使用する場合がある。

(ｲ)　内燃機関は、長期間休止後の機動性が悪く信頼性に劣る。

(ｳ)　ガバナが取付けられている場合でも小形エンジンでは負荷又は温度の変動に対し厳密に回転数を一定に保つことは難しいので、開閉速度の一定保持は困難である。正確な開閉速度を要求されない場合にのみ採用できる。

(ｴ)　内燃機関を主動力とした場合は、常に燃料や冷却水の保全、バッテリーの充電等を点検する。また、長時間休止の場合は定期的に慣らし運転をする。

(ｵ)　使用内燃機関の定格出力は、計算負荷出力の 150%以上とする。

(ｶ)　環境によっては、騒音対策又は排気対策を講じること。

ウ　人力

(ｱ)　小規模で、使用頻度が著しく少なく、かつ、開閉力も小さい場合、経済的な理由から人力を開閉動力として採用することができる。

(ｲ)　人力は開閉速度が極端に遅く、長時間の駆動は人力の限界から困難である。

人力による開閉は、100（N）以下の力で回転するものとし、毎分 30 回転、連続作動時間は 10 分程度が目安である。

(ｳ)　上記以上の力が加えられた場合、開閉装置各部に計算値以上の力が働かないよう、過負荷防止装置を設けること。過負荷装置の設定値は所要開閉トルクの 200%とする。

(ｴ)　手動ハンドルから手を離した時に、扉体の重量により自重降下しないようセルフロック機構とする。

⑵　予備動力設備

予備動力設備は、常用の動力が停止した場合に迅速、確実かつ容易に水門扉を開閉操作できるものとする。

予備動力設備とは、主動力設備が故障した場合の予備として併設されるもので予備電動機、内燃機関、人力駆動装置等開閉装置に組み込まれた動力設備をいう。

ア　予備動力設備の設置

水門扉の開閉装置には、主動力設備が故障した場合の予備として、予備動力設備を併設することを原則とする。ただし、小規模水門扉等で人力を主動力としたもの、及び浮力を利用するゲート等については、予備動力設備を設ける必要はない。

イ　予備動力設備計画の留意事項

(ｱ)　径間の長いゲートで、2 モータ 2 ドラムワイヤロープウインチ式等の場合、開閉装置に直結した内燃機関を動力とすると左右の内燃機関の同時起動・停止及び回転数の同調が困難なため、扉体の片吊りや誤作動を起こしやすいので一般に採用しない。

(ｲ)　予備動力による操作では、一般に機側において手動操作とせざるを得ないので、扉体の状況を確認できる位置で操作できるよう、設備の配置を考慮する。

(ｳ)　電源故障を配慮して予備動力を計画した場合は、夜間作業に備えて操作に必要な最小限の照明を確保する。

(ｴ)　予備動力への切換や、予備動力による開閉操作は、常時操作と同程度に容易に行える構造・機構とする。

ウ　内燃機関を予備動力とする場合

(ｱ)　定置式あるいは可搬式の内燃機関により開閉装置の切換装置を介して機側操作を行う方式は、停電を始め配線系統・機側操作盤等、すべての電気的な故障に対して対応できる。

(イ)　電気的制御が一切ないため、開閉操作・速度制御・上下限停止等すべての制御を、機側において目視により手動で行う。

(ウ)　起動用バッテリー等を要しない手動起動式ディーゼルエンジンの採用を原則とし、容易に手動起動ができる限界として 10 Ps 以下の容量のものとする。

(エ)　環境によっては騒音対策あるいは排気対策を講じる。

エ　人力の予備動力とする場合

(ア)　人力の容量は 17. 5. 5(1)のウの(イ)による。

(イ)　主動力から人力に切換える際、伝達系の制動が開放され、自重降下することのないような切換装置を採用すること。

(3)　電源設備

動力を電動とする場合、電源設備は確実かつ容易に電力を供給できるものとする。電源方式の選定に際しては、施設の目的、規模、操作制御方式、設置場所等を考慮して、安定性や信頼性のある適正なものを選定する。

17. 6　保護装置及び付属装置

開閉装置にはその形式に応じて**表-17. 6-1** に示す保護装置及び付属装置を設ける。

表-17. 6-1　保護装置及び付属装置とその適用

保護装置及び付属装置の種類		開閉装置の形式					
		ﾜｲﾔﾛｰﾌﾟｳｨﾝﾁ式	ｽﾋﾟﾝﾄﾞﾙ式	ﾗｯｸ式	ｼﾘﾝﾀﾞ式	ｼﾘﾝﾀﾞﾜｲﾔﾛｰﾌﾟ式	油圧ﾓｰﾀﾜｲﾔﾛｰﾌﾟ式
保護装置	1. 制限開閉装置	○	○	○	○	○	○
	2. 非常用上限制限開閉装置	○	○	○	－	○	○
	3. 過負荷検出装置、及び過負荷防止装置	○	○	○	○	○	○
	4. 扉体傾斜補正装置	○	－	－	○	○	○
	5. ワイヤロープゆるみ検出装置	○	－	－	－	○	○
	6. ワイヤロープ外れ防止装置	○	－	－	－	○	○
	7. インターロック装置	○	○	○	○	○	○
付属装置	1. 扉体休止装置	○	－	－	○	○	○
	2. 扉体開度指示装置	○	○	○	○	○	○
	3. ワイヤロープ端末調整装置	○	－	－	－	○	○
	4. 計装装置	○	○	○	○	○	○
	5. その他(カバー、オイルパンなど)	○	○	○	○	○	○

表-17. 6-1 に示した各装置の内容は次のとおりである。

(1)　制限開閉装置

扉体の揚程の上限・下限及び特定の位置で開閉装置を自動的に停止させるもので、防水性に優れ、確実に作動するものとする。一般に、スクリュー式、カム式、ディスク式、遊星歯車式等が使用される。

なお、油圧シリンダ式の場合は、ストロークエンドで油圧がリリーフ弁の設定圧力となることから、この圧力を検知して上限・下限を検知するものもある。

(2)　非常用上限制限開閉装置

制限開閉装置が故障等により作動しない場合に作動するもので、制限開閉装置とは別個の系統

とする。一般に、扉体と連動する押上げ棒によりリミットスイッチを作動させる直動式が用いられる。

(3)　過負荷検出・防止装置

開閉装置に過負荷が発生した場合に、伝達力を自動的に遮断するものである。過負荷の検出は過電流継電器を基本とし、ワイヤロープウインチ式、ラック式、スピンドル式の場合は、必要に応じてロードセル、スプリング式、トルクリミッタ、滑りクラッチ等を併設することを原則とする。油圧シリンダワイヤロープ式の場合は、一般にリリーフバルブを用いる。

なお、手動装置を設ける場合は、人力によるトルクが電動機の最大トルクを超えないように過負荷防止装置を設けることがある。

(4)　扉体傾斜補正装置

径間の長いゲート等で、扉体を左右別個の開閉装置で開閉する形式において、相互間の起動停止時間の誤差等により生ずる扉体の傾斜を補正するもので、差動シンクロを利用し自動的に修正する形式が一般に使用されている。油圧式では、流量制御弁により各油圧シリンダへの流量調節を行う、油圧配管長を揃えて配管抵抗を同一にするなど、油圧回路による同調を行う。また、併用してワイヤロープウインチ式と同様に差動シンクロによる電気的な信号で油圧の流量補正を自動的に行うこともある。

(5)　ワイヤロープゆるみ検出装置

ワイヤロープ式において、ジャミング（扉体と戸当りの間に異物が噛み込んだり、異常傾斜等何らかの原因で扉体の開閉が不可能になること）や、扉体と底部戸当りの間に異物を挟み降下不能となることによって生ずるワイヤロープのゆるみや外れを防ぐため、ロープ張力の異常低下を検知するものである。ロープ張力の低下を感知する機構とリミットスイッチを組み合わせたものが一般に用いられる。

(6)　インターロック装置

開閉装置には、誤操作又は重複作動による事故を防止するため、インターロック装置を設ける。インターロック装置には次のようなものがある。

ア　機側と遠隔操作を有する設備では、機側操作を優先し、機側において操作中は遠隔操作ができないようにするもの。

イ　開閉用動力を切換えて操作する場合は、一方の開閉用動力で運転中は他の開閉用動力では駆動できないようにするもの。

ウ　扉体が休止装置に保持されているときは「閉」の釦を押しても、閉操作できないようにするもの。

エ　自動着脱式以外の休止フック付き水門扉で、扉体が休止位置よりも下方にある状態では、休止装置着位置にあっても扉体が休止装置を突き上げないようにするもの。

(7)　ワイヤロープ外れ防止装置

前記「ワイヤロープゆるみ検出装置」に示す理由によりワイヤロープがゆるんだ時、ワイヤロープがシーブから外れないよう、シーブ周辺に外れ防止構造を設置する。

(8)　ワイヤロープ端末調整装置

ワイヤロープウインチ開閉装置において、左右のワイヤロープの長さを調整するため、ワイヤロープの端末にねじ式の調整装置を設けるのが一般的である。この装置には、ワイヤロープゆるみ検出装置や過負荷を検出する装置を組込むことが多い。ロープの掛け方は開閉装置の形式・開

閉力等によって異なるが、一般に、ワイヤロープの端末でロープ長さを調整できるよう掛数は偶数本とするが、やむを得ず 1 本掛けとする場合はターンバックル等でワイヤロープと扉体を連結して容易に調整が行える構造とすることが望ましい。

⑼　扉体開度指示装置（開度計）

扉体開度の検出方法としては、開閉装置の軸等の回転数から検出するもの、開閉装置とは別個に扉体の動きを直接検出するもの及び戸当りに埋設されたセンサにより直接扉体の位置を検出するものなどがある。開閉装置の回転数から検出するものは配置が容易であるが精度はやや劣る。扉体や戸当りから直接検出する形式のものは高い精度を得られるが配置に制約を受けたり、メンテナンスが困難なものもあるので、それぞれのゲートの制御に適したものを使用する。

表示は、機側操作のみの場合は機側操作盤で、遠隔操作も行う場合は機側操作盤及び遠隔操作盤に表示することが多い。機側には機側操作盤以外に機械台上に独立したアナログ開度計を設けるのが一般的である。

表示形式にはアナログ表示とデジタル表示がある。電気式の場合、開度信号の種類としてアナログ信号とデジタル信号があり、アナログ信号で行うものはシンクロ発信器・ポテンショメータ方式が、デジタル信号で行うものはリードスイッチ式・RS/AD 変換器等がある。アナログ信号をデジタル信号に変換するものとして、A/D コンバータが使用されている。

⑽　扉体休止装置

この装置は、扉体及び開閉装置等の点検・整備する場合及び扉体を長期休止する場合に、開閉装置から切離して使用するもので、手動、電動又は自動操作ができるとともに、着脱が容易に確認できるものとする。ワイヤロープウインチ式の場合はフック式が使用され、油圧シリンダ式の場合はフック式又はねじ式がそれぞれ一般に使用されている。ラック式の場合は開閉機本体内部にロック機構を有したものが採用されている。

⑾　その他

操作員及び点検・整備要員その他に対する安全対策として、必要に応じ次のような安全装置を設ける。

ア　開放歯車や露出した回転部分を覆うカバー・ケース類
イ　内燃機関の排気管の保護のカバー類
ウ　高所・ピット等に巡らす防護柵
エ　階段・踊場等の手摺
オ　危険表示板

第 18 章　頭首工基礎の種類と設計

頭首工の基礎は、堰柱、堰体等の上部荷重を安全に支持する構造となるように、基礎地盤の状況等を考慮して適切な工法を選定する必要がある。

ここでは、一般的な頭首工で用いられることの比較的多い基礎工の種類を紹介するとともに、その設計の要点について解説する。

18.1　頭首工基礎の機能

頭首工の基礎は、堰柱、堰体等の上部荷重を安全に下部の基岩又は十分な地耐力を有する地盤に伝達する通常の基礎工としての役割のほか、堰体の下部を堰の上下流の水位差により浸透して流れる地下水を遮断したり、必要な浸透路長を確保して砂礫層のパイピングを防止する止水壁や、流水により堰体の上下流の河床に発生する洗掘作用が、堰体下部に及ぶのを抑制する阻壁としての目的を兼ね備えるように設計する場合が多い。

したがって、頭首工の基礎の設計施工に際しては、その目的を十分に理解して、よく現地に適合し、しかも経済的、かつ、耐久性に富んだ工法を採用するとともに、安全な施工を心がけることが重要である。

頭首工は堅牢な基礎地盤上に建設することが、建設費やその後の維持管理、耐久性等を考慮すると最も望ましいが、沖積地や低平地等の軟弱な地盤上に建設される場合も多い。このような軟弱な地質では杭基礎工法が採用される場合が多いが、軟弱地盤における地震時に液状化する場合の液状化対策や地盤強度定数と杭の水平変位量などの耐震設計上の課題もあり、設計に当たっては、本技術書や参考とする文献等により適切に設計する。

18.2　基礎工法の選定

基礎工法は、施工箇所を、①堰柱の基礎工、②堰体の基礎工、③エプロンの基礎工、④取入口の基礎工、⑤護岸の基礎工等に分類し、それぞれの上部構造の機能を十分に考慮して選定する。

18.2.1　堰柱の基礎工

⑴　基岩又は安全な支持層が比較的浅い場合で、水替えが容易であれば素掘りして直接基礎とするのが最も確実であり、かつ、経済的である。しかし、水替えが困難か又は、多額の経費を要する場合はケーソン基礎工法又は、杭基礎工法によることが多い。

⑵　地盤が比較的軟弱で基岩が深い場合、水替えが容易であればフーチング基礎とし、杭基礎を併用する。この際、フーチング周辺を鋼矢板で囲み、中に杭を打つことによって地盤の締固めと堰柱下部の洗掘防止を兼ねることがある。しかし、水替えが困難で、かつ、杭打ちが特に困難となるような場合には、基礎として必要な根入れ深さまでケーソンを沈設する。

⑶　杭やケーソン基礎に対する耐震設計手法は、本技術書その他によるものとし、重要度区分にしたがって、所定の地震力に対して所要の強度を有し、かつ、上部構造の変位を制限する耐震設計法によるものとする。

堰柱の杭基礎の事例を**図-18.2-1** に、直接基礎の事例を**図-18.2-2** に示す。

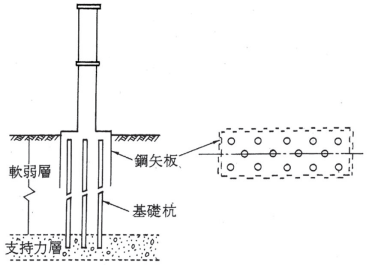


図-18.2-1　杭基礎

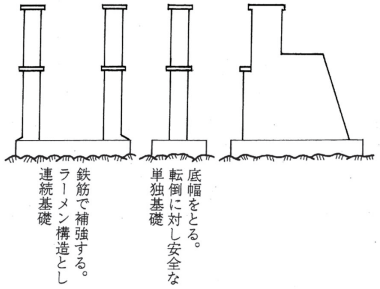


図-18.2-2　直接基礎

18.2.2　堰体の基礎工

⑴　フィックスドタイプ（Fixed type）の場合

水替えが困難な場合は、ケーソン基礎を基岩まで沈設して、その上に堰体を設ける。また、プレパクトコンクリートを打設して基礎とすることも行われている。

⑵　フローティングタイプ（Floating type）の場合

地盤が小砂利、砂等で杭の打込みが可能であるか又は、表層が軟弱であっても下部に安全な支持層が認められる場合は杭基礎となる。この場合、遮水と洗掘に備えて堰体前面にコンクリート阻壁（うなぎ止め）又は、矢板を施工する。杭や矢板の打込みが不可能な玉石等の河床では、基礎として必要な根入れ長さまでケーソン基礎を施工する。

河川の中流部や上流部の河床は、通常玉石混じりの砂礫であり、特に支持のための基礎を設ける必要のない場合が多いが、途中に粘性土の軟弱層を挟む場合や、玉石や礫を叩いて N 値が過大に出る場合もあり、ボーリング調査結果を注意深く観察するなど、適正な判断を必要とする。固定堰の杭基礎の例を**図-18.2-3** に、ケーソン基礎の例を**図-18.2-4** に示す。

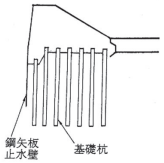


図-18.2-3　固定堰の杭基礎

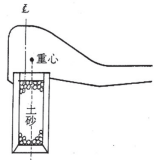


図-18.2-4　固定堰のケーソン基礎

18.2.3　エプロンの基礎工

エプロンは、河床全面に比較的薄いコンクリート盤を造るので、不等沈下と基礎地盤のパイピング作用に備えなければならない。エプロンの基礎工としては特に設ける必要はないが、軟弱な地盤で沈下が予想されるときは、**図-18.2-5** のように適当な間隔で格子状の阻壁を設けて地下水の流動を防止するとともに、この阻壁を地中梁とし、スラブを張るという考え方でエプロンを施工すれば

よい。さらに、沈下に対して必要があれば阻壁下部に杭基礎を施工する。なお、エプロンの施工に際し、ゆるんだ地盤（例えば、埋戻しされた状態の地盤）に直ちにコンクリートを打設したり、掘削面に栗石を敷ならべ、その上にエプロンコンクリートを打設するようなことは絶対に避ける。これらのことはむしろ浸透流速を早め、パイピング作用を助長することになるからである。

エプロンの基礎は堰柱、又は堰体よりも荷重的に軽度となり、**図-18.2-5** に示すように堰柱や堰体とエプロンの杭基礎設計諸元が異なる場合がある。また、エプロンと堰柱、又は堰体との不同沈下や変位の挙動を検討し、**図-18.2-6、-7** に示すように伸縮材を用いたダウエルバー方式継手やコンクリートキー方式継手を適切に設計することが重要である。

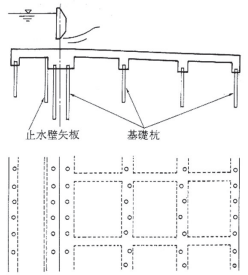


図-18.2-5　エプロン部の杭基礎例

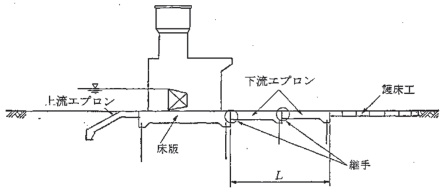


図-18.2-6　頭首工のエプロン

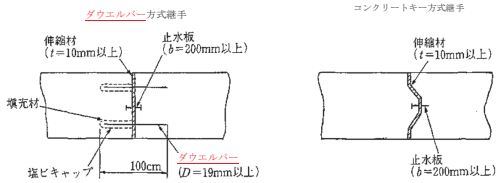


図-18.2-7　エプロンの継手

18.2.4　取入口の基礎工

取水ゲートを備えている場合、このゲートは洪水時には閉鎖されるため、一方的な水圧を受ける。また、取水庭は揚圧力を受ける等比較的狭い部分に種々の力を受けるので、取水口部分の基礎工はできるだけ独立の基礎として設計する。また、取水口に遮水機能を併せ持つ場合には、端部堰柱や

堰体の遮水のための構造物と一体となって、堰上げ時に発生する浸透流に備え得る構造とする。

18.2.5　護岸工の基礎工

護岸は取付け擁壁とその他の護岸に区分されることが多い。

取付け擁壁は、エプロンが施工される範囲に施工され、上下流の取付け擁壁別に下記の目的を持つとともに、必要な遮水機能を併せ備えるとよい。(図-18.2-8 参照)

基礎工としては直接基礎又は、杭基礎が用いられる。

⑴　上流側取付け擁壁

ア　止水壁と一体となって横方向への浸透を軽減する

⑵　下流側取付け擁壁

ア　洪水時に高水敷から低水路に向かう流れによる高水敷の侵食の防止

イ　堰の横方向からの浸透流によるパイピング作用の防止

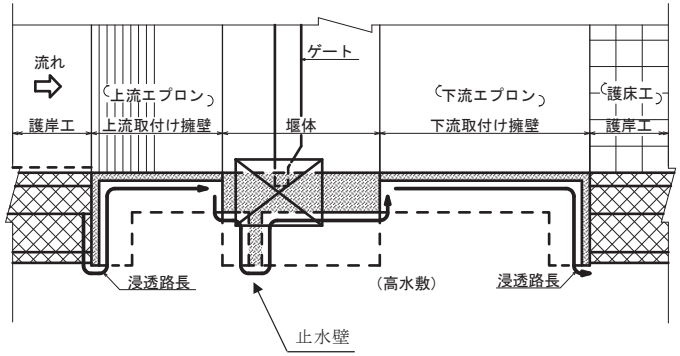


図-18.2-8　上下流取付け擁壁の設計例

18.3　基礎工法の種類と基礎設計の基本

18.3.1　基礎工法の種類

頭首工の各構成要素に適用される基礎工法の種類を基礎形式別に分類すると次のとおりである。

⑴　基礎形式による分類

- 基礎
  - 直接基礎
  - 杭基礎
  - ケーソン基礎及びその他基礎

⑵　基礎フーチングの形式による直接基礎の分類

- 直接基礎
  - フーチング基礎
    - 独立（フーチング）基礎
    - 複合（フーチング）基礎
    - 連続（フーチング）基礎
  - べた基礎
    - 二重スラブ
    - マットスラブ

⑶　杭基礎の主な分類

- 杭基礎
  - 機能による分類
    - (支持方法)
      - 支持杭
      - 摩擦杭
      - 締固め杭
    - (配　置)
      - 単杭
      - 群杭
  - 材料及び施工法別による分類

材　料	施 工 法
既製杭：木杭	打込み杭工法
既製杭：鉄筋コンクリート杭(RC)	打込み杭工法
既製杭：プレストレストコンクリート杭(PHC)	打込み杭工法
既製杭：鋼管杭(SP)	打込み杭工法
既製杭：鋼・コンクリート合成杭(SC)	埋込み杭工法
場所打ち杭、場所打ち鉄筋コンクリート杭	機械掘削工法
場所打ち杭、場所打ち鉄筋コンクリート杭	人力機械掘削工法
場所打ち杭、場所打ち鉄筋コンクリート杭	置 換 工 法

⑷　ケーソン基礎の分類

- ケーソン基礎
  - ニューマチックケーソン
  - オープンケーソン

18.3.2　基礎形式の選定

一般に広く適用される基礎形式の選定表を**表-18.3-1** に示す。

表-18.3-1　主な基礎形式の選定表※

選定条件＼基礎形式			直接基礎	杭基礎																		深礎基礎		ケーソン基礎			鋼管矢板基礎（打込み工法）	地中連続壁基礎
				打込み杭工法			中掘り杭工法					鋼管ソイルセメント杭工法	プレボーリング杭工法	場所打ち杭工法			回転杭工法					組杭	柱状体深	ニューマチック	オープン			
				PHC杭・SC杭	鋼管杭 打撃工法	鋼管杭 バイブロハンマ工法	PHC・SC杭 最終打撃方式	PHC・SC杭 噴出攪拌方式	PHC・SC杭 コンクリート打設方式	鋼管杭 最終打撃方式	鋼管杭 噴出攪拌方式	鋼管杭 コンクリート打設方式		オールケーシング工法	リバース工法	アースドリル工法												
地盤条件	支持層までの状態	表層近傍又は中間層に極軟弱層がある	／	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	×	×	○	△	○	○				
		中間層に極硬い層がある	／	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	×	○	○	○	○	△	△	○				
		中間層に礫がある 礫径　5cm 以下	／	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○				
		中間層に礫がある 礫径　5～10cm	／	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	×	○	○	○	○	○	○	△	△				
		中間層に礫がある 礫径　10～50cm	／	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×	○	○	○	△	×	△				
		液状化する地盤がある	／	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	／	／	○	○	○	○				
	支持層の状態 深度	5m 未満	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	／	／	×	×	×				
		5～15m	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	△				
		15～25m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○				
		25～40m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	○	△	○	○	○				
		40～60m	×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	○	△	○	×	○	×	×	△	○	○	○				
		60m 以上	×	×	△	△	×	×	×	×	×	×	△	△	×	△	×	○	×	×	×	△	△	△				
	支持層の状態 土質	砂・砂礫（30≦N）	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○				
		粘性土（20≦N）	○	○	○	○	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△	○	○	△	△	○				
		軟岩・土丹	○	×	○	△	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△	○	○	○	○	○				
		硬　岩	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	△	△	×	○	○	△	×	×	△				
	支持層の状態	傾斜が大きい、層面の凹凸が激しい等、支持層の位置が同一深度では無い可能性が高い	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○	○	○	△	×	○	○				
	地下水の状態	地下水位が地表面に近い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	○	△	△	○	○	○	△				
		湧水量が極めて多い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	○	×	×	○	○	○	△				
		地表より 2m 以上の被圧地下水	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	△	△	○	×				
		地下水流速　3m/min 以上	×	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	○	×	×	○	△	○	×				
支持形式		支　持　杭	／	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	／	／	／	／	／				
		摩　擦　杭	／	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	○	○	○	×	／	／	／	／	／				
施工条件	水上施工	水深 5m 未満	△	○	○	○	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	○	／	／	△	△	○	×				
		水深 5m 以上	×	△	○	○	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	○	／	／	△	△	○	×				
		作業空間が狭い	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	△	×	△				
		斜杭の施工	／	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	／	／	／	／	／	／				
		有害ガスの影響	／	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	○	○	○				
	周辺環境	振動・騒音対策	○	×	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○				
		隣接構造物に対する影響	○	×	△	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	○					

注）○：適合性が高い　△：適合性がある　×：適合性が低い
※：道路橋示方書・同解説（Ⅰ、Ⅳ）日本道路協会を修正

基礎工は地盤の予備調査が終わった段階で下記項目等を考慮の上、その形式を選択する。

⑴　地形及び地質条件（掘削地盤の状態、基岩又は安全な支持層の傾斜・深さ等）
⑵　上部構造の特性
⑶　環境条件（魚類等生態系、騒音、振動及び施工場所等）

⑷　基礎の工期と経済性
⑸　その他

18.3.3　基礎設計の基本

頭首工基礎の設計の基本は、上部構造及び下部構造に作用する荷重を確実に基岩又は、安全な支持層に伝達するものであり、力学的に安定しているとともに、有害な変位を生じてはならない。基礎の荷重に対する抵抗機構は、基礎の施工法、基礎の深さ、基礎と地盤の相対剛性によって異なるため、安定性の照査においては、抵抗機構を十分考慮した計算モデル及び照査項目を設定する。

⑴　基礎設計の基本

ア　基礎は常時及びレベル 1 地震時において、支持、転倒及び滑動に対して安定であるとともに、基礎の変位は許容変位以下とする。このとき、許容変位は、頭首工の健全性を保持するように、上部構造及び下部構造から決まる変位を考慮して定める。

イ　堰柱基礎は、頭首工の重要度区分に従いレベル 2 地震時に対し **12.7.4　地震時保有水平耐力法**及び **18.3.8　基礎工の地震時保有水平耐力法**の規定により地震時保有水平耐力法による照査を行うことを原則とする。

ウ　管理橋橋台基礎は、レベル 2 地震時において管理橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある場合には、「道路橋示方書・同解説　Ⅴ　耐震設計編 6 章及び 13 章」の規定により原則として、地震時保有水平耐力法による照査を行う。

エ　堰柱又は管理橋橋台以外の基礎は、液状化が生じると判定される地盤上にある場合には、レベル 1 地震時における土質定数を低減して、許容応力度法による照査を行う。

⑵　常時及びレベル 1 地震時における各基礎の安定照査項目

常時及びレベル 1 地震時における各基礎形式の安定性の照査に関する基本及び照査項目は、**表-18.3-2** 及び**表 18.3-3** に示すとおりである。

表-18.3-2　常時及びレベル 1 地震時の安定性照査項目

照査項目＼基礎形式	支持力		転倒	滑動	水平変位
	鉛直	水平			
直接基礎	○	(○)	○	○	—
ケーソン基礎	○	—	—	○	○
杭基礎	○	—	—	—	○

(　)は根入れ部分で荷重を分担する場合

表-18.3-3 に示す βL_e の目安は、一般にこの範囲に根入れしておけば、ケーソン基礎が弾性体としての、あるいは杭基礎の有限長又は半無限長の杭としての設計法が適用できるとされるものである。

表-18.3-3　常時及びレベル 1 地震時の安定性照査の基本と設計法の適用範囲

基礎形式		照査内容					基礎の剛性評価	設計法の適用範囲を示す βL_e の目安
		転倒	鉛直支持		水平、滑動、水平変位			
		照査項目	照査面	照査項目	照査面	照査項目		
直接基礎		荷重合力の作用位置	底面	支持力	底面［前面］	せん断抵抗力［受働抵抗力］	剛体	1 2 3 4
ｹｰｿﾝ基礎		—	底面	支持力度	底面［設計上の地盤面］	水平変位	弾性体	
杭基礎	有限長杭	—	杭頭	支持力	設計上の地盤面又は杭頭	水平変位	弾性体	
	半無限長杭							

［　］：前面地盤の水平抵抗を期待する場合についてのみ照査

L_e　：基礎の有効根入れ深さ（m）

β　：基礎の特性値（m^{-1}）　$\beta = \sqrt[4]{\dfrac{k_H \cdot D}{4EI}}$

EI　：基礎の曲げ剛性（$kN \cdot m^2$）

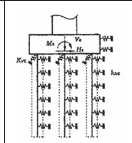
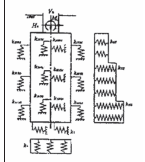
D　：基礎の幅又は直径（m）

k_H　：基礎の水平方向地盤反力係数（kN/m^3）（βL_e の判定には常時の k_H を用いる。）

⑶　レベル 2 地震時における各基礎の安定照査項目

レベル 2 地震時における各基礎形式の安定性の照査に関する照査方法は、**表-18.3-4** に示すとおりである。なお、直接基礎においては、レベル 1 地震動に対する安定性照査を行った場合は、レベル 2 地震動に対する照査は行わなくてよい。これは、直接基礎は一般に良質な支持層に支持されていることから、地盤の支持力に対する余裕があるため、基礎の浮き上がりによってエネルギー吸収が期待でき、また、直接基礎がこのような非線形挙動を示す場合においても地盤には過度の損傷が生じないと考えられるためである。

表-18.3-4　レベル 2 地震時の安定性照査法

		解析モデル	降状及びその目安	許容塑性率	許容変位
基本方針		地盤抵抗及び基礎本体の塑性化、又は基礎の浮上りを考慮する。	上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める時。	頭首工としての機能の回復が容易に行い得る程度の損傷に留める。	
基礎形式	杭基礎	 ・杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造 ・杭の軸方向及び軸直角方向の抵抗特性はバイリニア型 ・杭体の $M \sim \phi$ 関係はバイリニア型	・全ての杭で抗体が塑性化する。 ・一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。	堰柱基礎の場合は、4. 管理橋橋台基礎の場合は、3。	堰柱基礎において塑性化を考慮する場合には、基礎天端において、回転角 0.02 Rad 程度を目安としてよい。
	ケーソン基礎	 ・基礎本体は 1 本の柱状体 ・基礎本体の $M \sim \phi$ 関係は線形（塑性化を考慮する場合はトリリニア型） ・6 種類の地盤抵抗要素（バイリニア型）	・基礎本体が塑性化する。 ・基礎前面地盤の 60%が塑性化する。 ・基礎底面の 60%が浮上る。	堰柱基礎の場合は RC 橋脚の許容塑性率の算定に準じる。管理橋橋台基礎の場合は 3。	

⑷　設計上の地盤面

設計上の地盤面は、**12.6.4　耐震設計上の地盤面**による。

杭基礎の場合は、フーチング構築に当たってその周辺地盤を掘削すると、施工による地盤の乱れが生じることがある。このような場合には、常時における設計上の地盤面はフーチング下面位置とし、設計においてフーチング周面の地盤抵抗を考慮してはならない。ただし、フーチング周辺の埋戻しが十分に行われ、地盤面が長期にわたり安定して存在する場合には、常時における設計上の地盤面はフーチング上面位置とし、設計においてフーチング周面の地盤抵抗を考慮してよい。

一方、ケーソン基礎のような柱状体基礎では、その頂版は基礎と一体に施工されることを考慮し、頂版周辺の地盤面が長期にわたり安定して存在するには、常時における設計上の地盤面は頂版上面位置とし、設計において頂版周面の地盤抵抗を考慮してよい。

18.3.4　支持層の選定と根入れ深さ

⑴　基礎の支持層の選定と根入れ深さ

基礎の支持層の選定と根入れ深さについて、以下により設定する。

ア　直接基礎及びケーソン基礎は、基岩又は安全な支持層に支持させる。

イ　杭基礎は、上部構造の形式と機能、地質条件、施工性、杭の支持機構を考慮して、適切な根入れ深さを決める。

⑵　基礎に対する一般的な留意事項

基岩又は安全な支持層とは、構造物の重要度や基礎に作用する荷重の規模等によっても異なり、一律に定められるものではないが、一般的には次の事項を目安としてよい。

ア　直接基礎の支持層としては、砂層及び砂礫層においては十分な強度が、粘性土層では圧密のおそれのない良質な層が、それぞれ必要とされる。

イ　粘性土層は砂質土層に比べて大きな支持力が期待できず、沈下量も多いため支持層とする際には十分な検討が必要である。構造物の規模、重要度により異なるが、N 値が 20 程度以上（一軸圧縮強度が 0.4 N/mm^2 程度以上）あれば良質な支持層と考えてよい。

ウ　砂層、砂礫層は N 値が 30 程度以上あれば良質な支持層とみなしてよい。ただし、砂礫層では礫を叩いて N 値が過大に出る傾向があるので、支持層の決定には十分な注意が必要である。

エ　岩盤は材料としての強度が大きく、均質な岩盤を支持層とした場合には大きな支持力が期待できる。しかし、岩盤に不連続面が存在したり、スレーキング等の影響を受けやすい場合には、均質な岩盤に比べて十分な支持力が得られないことがある。したがって、岩盤を支持層とする場合には、これらの影響について事前に検討を行っておく。

オ　N 値から判断して良質な支持層と考えられる層でも、その層厚が薄い場合やその下に相対的に弱い層あるいは圧密層がある場合には、支持力と沈下についてその影響を検討する。この良質な支持層としての必要な層厚は荷重の規模によっても異なるが、基礎幅に比例して大きな層厚が必要になる。

カ　直接基礎の支持層としては、砂層及び砂礫層においては十分な強度が、粘性土層では圧密のおそれのない良質な層が、それぞれ必要とされる。このため、一般には沖積世の新しい表層には支持させないものとする。また、液状化する場合は、その層の下に支持層を求める。

キ　ケーソン基礎は一般に底面寸法が大きいため、杭基礎の場合に比較して、基礎周面の抵抗よりも底面支持による割合が大きい。したがって、支持力を有利に、また、確実に発揮させるために基岩又は安全な支持層に到達させることは杭基礎の場合よりもなお一層必要とされる。

ク　杭基礎はその支持機構において杭先端の支持力を考慮するかどうかにより支持杭と摩擦杭と

に大別される。長期的な基礎の変位を防止するためには一般的には支持杭とすることが望ましい。しかし、良質な支持層が深い等の条件によっては、摩擦杭を採用することが合理的となることもある。したがって、上部構造の形式や機能、荷重規模、施工性、経済性を総合的に検討した上で、支持杭と摩擦杭を適切に使い分けるようにするのがよい。ただし、堰柱基礎においては上部構造の機能の保持や荷重規模の面から基岩又は安全な支持層まで根入れされた支持杭とする。

ケ　支持杭においては、杭先端の支持層への根入れ深さは杭径程度以上確保するのがよい。このとき、地盤調査結果等に基づき設定した支持層の深さには、地盤調査の頻度や地盤の不均一性等による誤差が含まれていることを考慮し、杭長はある程度の余裕を見込み、0.5m きざみ程度で決定するのがよい。

摩擦杭を採用する場合には、長期的な鉛直変位について十分な検討を行い、周面摩擦力により所要の支持力が得られるように根入れ深さを確保する。

18.3.5　許容変位量と残留変位量

⑴　常時及びレベル 1 地震時における基礎の許容変位量

常時及びレベル 1 地震時における基礎の許容変位としては､構造物の健全性を保持するように、上部構造及び下部構造から決まる変位を考慮して定めるものとし、次に示す変位を考慮する。

ア　上部構造から決まる許容変位（堰柱基礎）

堰柱基礎の場合の許容変位量は、上部構造に有害な影響を及ぼさないように基礎の変位を制限する値である。これには、堰柱天端や管理橋等の支承位置での変位が与えられる場合や、ゲートの水密性、操作性、構造性を確保する場合がある。

イ　上部構造から決まる許容変位（堰柱以外の基礎）

堰柱以外の基礎の場合、構造物の上部構造に有害な影響を及ぼさないように基礎の変位を制限する値であり、構造物に有害な変位が与えられた場合の値に相当する。

ウ　下部構造から決まる許容変位（堰柱基礎）

弾性体基礎の場合、過大な基礎の水平変位は有害な残留変位の原因となる。このため、基礎の安定性を確保する意味から、一般的な弾性体基礎においては、基礎の残留変位が大きくならない範囲に基礎の水平変位を押さえるのが望ましい。

ここで、許容水平変位は、原則として基礎幅の 1%とする。ただし、堰柱フーチング等の基礎幅が 5m を超える大型の弾性体基礎の許容変位は 50mm とし、杭径 1.5m 以下の杭基礎においては 15mm とする。なお、許容変位は、設計上の地盤面で照査することを原則とする。

⑵　レベル 2 地震時における基礎の許容変位量

レベル 2 地震時に対する堰柱基礎の安定性照査の基本的な考え方は、「**12.2.4　構成要素ごとの耐震設計法**」に規定しているが、各基礎形式における解析モデル、降伏、許容塑性率、許容変位等については本編に規定している。各基礎形式における解析モデル、降伏、許容変位等は**表-18.3-4** に示すとおり整理し、レベル 2 地震時における基礎の許容変位として、次のとおりとする。

ア　上部構造から決まる許容変位

一般交通に供用される管理橋等の供用性、修復性に影響を及ぼさないように基礎の変位を制限する必要がある。一般には、落橋防止システムの設計における変位を考慮する。

イ　下部構造から決まる許容変位

基礎の塑性化を考慮した設計をする場合、過大な残留変位を防止する観点から基礎に生じる変位を制限するのが望ましいため、堰柱基礎の場合、許容変位として、基礎天端あるいはフーチング底面における回転角 0.02rad 程度を目安としてよい。

なお、基礎が降伏に達しないことを照査する場合には、過大な残留変位が生じないものと考えられるため、許容変位に対する照査を行う必要はない。

直接基礎は、一般に良好な支持層に支持されており地盤の支持力に余裕があるため、レベル 2 地震時には基礎の回転による浮き上がりが生じることにより、エネルギー吸収が期待できるものと考えられることから、直接基礎の安定性に関しては、地震時保有水平耐力法による照査は行わなくてよい。

⑶　許容変位量

堰柱基礎の許容変位量は、堰柱の上部構造及び下部構造から決まる許容変位量と頭首工堰柱におけるゲートの所要の性能を確保するために制限される許容変位量の二つを考慮する。

ここでは、橋としての構造性能及びゲートとしての水密性、操作性、構造性の各性能を満足するよう鉛直、水平、回転角の各許容変位量を、**表-18.3-5** に示すとおり決定する。

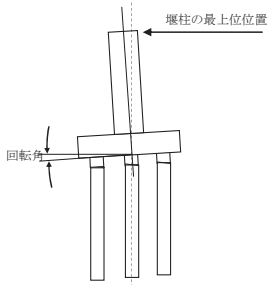


図-18.3-1　堰柱の回転角と水平変位

表-18.3-5　堰柱の許容変位量の目安 1)

種別	常時及びレベル1地震時	レベル 2 地震時（残留変位）
鉛直変位	—	—
水平変位	基礎幅の 1%又は 50mm 2) 杭基礎では 15mm	—
フーチング底面の回転角	—	基礎に塑性化を考慮する場合：0.02rad 程度（**図-18.3-1** 参照）

注：1）ゲート形式が鋼製起伏式の場合には、水密ゴムの取付を検討して決める。
　　2）管理橋橋台については、基礎幅にかかわらず常時において 15mm とする。

18.3.6　地盤反力係数

⑴　一　般

地盤は弾性体ではなく、また、深さ方向に密度や圧縮性が変わるため、地盤が明らかな破壊を示さなくても、地盤反力度～変位曲線は**図-18.3-2** のような非線形形状を示す。したがって、地盤反力係数は変位とともに変化するが、ここでは、着目する変位と地盤反力度の比をもって地盤反力係数と定義し、**式（18.3-1）**により算定する。

$$k = \frac{p}{\delta} \quad \cdots\cdots\cdots\

本項で規定する地盤反力係数は、基礎の地盤に対する静的な載荷状態を想定して定義したものであるため、基礎の常時の設計及び地震時の静的照査法による設計に用いられる。したがって、固有周期の算出や動的解析に用いる地盤反力係数は、杭基礎の場合、18.7.5(4)、ケーソン基礎の場合、18.8.4(2)の規定により算出する。

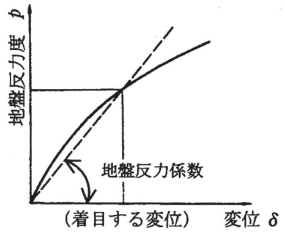


図-18.3-2　地盤反力係数

⑵　地盤反力係数

地盤反力係数は、各種の調査、試験結果により得られた変形係数を用いて、基礎の載荷幅等の影響を考慮して定めるのを原則とする。

地盤反力係数は、基礎の変位や地盤反力を得るために必要な設計上の基本的な定義であるため、各種の調査、試験結果を十分検討して定める。

地盤反力係数の推定方法を次に示す。この方法は推定法の一つにすぎないので、これによって求めた値は地盤条件、基礎の設計条件等を考慮して総合的に検討するのが望ましい。

ア　鉛直方向地盤反力係数

鉛直方向地盤反力係数は**式(18.3-2)**により求める。

$$k_v = k_{v0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots (18.3\text{-}2)$$

ここに、　k_v：鉛直方向地盤反力係数（kN/m³）

k_{v0}：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)で、各種土質試験又は調査により求めた変形係数から推定する場合は、**式(18.3-3)**により求める。

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 \quad \cdots\cdots (18.3\text{-}3)$$

B_v：基礎の換算載荷幅(m)で、**式(18.3-4)**により求める。ただし、底面形状が円形の場合には直径とする。

$$B_v = \sqrt{A_v} \quad \cdots\cdots (18.3\text{-}4)$$

E_0：**表-18.3-6** に示す方法で測定又は推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数(kN/m²)

α　：**表-18.3-6** に示す地盤反力係数の推定に用いる係数

A_v：鉛直方向の載荷面積(m²)

表-18.3-6　変形係数 E_0 と α

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常　時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0=2,800N$ で推定した変形係数	1	2

注）地震時はレベル 1 及びレベル 2 地震時を含む。ただし、固有周期を算定する場合には、12.6.3 による。

イ　水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は**式(18.3-5)**により求める。

$$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots (18.3\text{-}5)$$

ここに、　k_H：水平方向地盤反力係数（kN/m³）

k_{H0}：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m³)で、各種土質試験又は調査により求めた変形係数から推定する場合は、**式(18.3-6)**により求める。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 \quad \cdots\cdots (18.3\text{-}6)$$

B_H：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)で、**表-18.3-7** に示す方法で求める。

表-18.3-7　基礎の換算載荷幅 B_H

基　礎　形　式	B_H
直　接　基　礎	$\sqrt{A_H}$
ケ　ー　ソ　ン　基　礎	B_e（≦$\sqrt{B_e L_e}$）
杭　基　礎	$\sqrt{D/\beta}$

E_0：**表-18.3-6** に示す方法で測定又は推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数(kN/ m²)

α　：**表-18.3-6** に示す地盤反力係数の推定に用いる係数

A_H：荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積（m²）

D　：荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅（m）

B_e：荷重作用方向に直交する基礎の有効載荷幅（m）

L_e：基礎の有効根入れ深さ（m）

$1/\beta$：水平抵抗に関与する地盤の深さ(m)で基礎の有効根入れ深さ以下とする。

β　：基礎の特性値　$\sqrt[4]{\dfrac{k_H D}{4EI}}$（m⁻¹）

EI　：基礎の曲げ剛性(kN･m²)

式(18.3-5)は、地盤抵抗を線形として取り扱う場合の水平方向地盤反力係数の算定式であり、基準変位に対して算出されるものである。ここで、基準変位は、下部構造から決まる許容変位量に合わせ、基礎幅の 1%（≦50mm）とする。基準変位とは、**図-18.3-2**　に示す$\frac{P}{\delta}$の傾きを決めるために着目した基準となる変位であり、水平地盤反力係数が深さ方向に一定として基礎の挙動が線形弾性体として扱える変位として定義される。

また、杭基礎等において地盤抵抗を線形として取り扱う場合には、換算載荷幅 B_H を $\sqrt{D/\beta}$ とする。

ここで、B_H を算定する際の k_H は常時の値とし、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な値としてよい。また、地盤を多層として評価し、各層の水平地盤反力係数を算出する場合も、各層の換算載荷幅は上記により求めた B_H を用いるものとする。地盤抵抗をバイリニア型としてモデル化するケーソン基礎等では、換算載荷幅は基礎幅とする。

18.3.7　地盤反力度及び変位の計算

⑴　一　般

地盤反力度及び変位の計算は、地盤調査、土質試験の結果を十分検討して行うものとする。

この場合、変位については砂質土では即時変位量を、粘性土では即時変位量と圧密沈下量を求める。

基礎の変位には短期荷重及び長期荷重による即時変位量と、持続荷重により長期にわたり増加する変位量とがある。

ここでいう即時変位量とは、基礎に作用する荷重により瞬時に生じる変位であり、地盤反力係数や地盤反力度の上限値を用いて求めるものを指す。持続荷重により、長期にわたり増加する変位には圧密沈下量とクリープ変位量があるが、一般にはクリープ変位量は小さいと考えられるので考慮に入れなくてよい。

基礎の変位は、基礎幅、荷重面から応力の及ぶ範囲内の地盤の状況等によって左右される。小寸法の平板載荷試験では、比較的浅い部分の地盤の特性しか把握できないため、これから求めた定数を用いて算定した変位は誤差を生じやすい。一方、基礎に働く荷重によって生じる地盤中の応力は、基礎幅の 3 倍の深さに達すると 3～5%程度にまで減少するといわれている。したがって、変位を計算するためには、できれば基礎幅の 3 倍程度の深さまで地盤の状況を把握しておく。

⑵　地盤反力度及び即時変位量

地盤反力度及び即時変位量は、地盤反力係数及び地盤反力度の上限値を用いて算出する。

基礎に作用する荷重による地盤反力度及び即時変位量は、各基礎形式の安定計算モデルに応じ、地盤反力係数及び地盤反力度の上限値を用いて算出する。

直接基礎においては地盤反力度及び変位はそれぞれ独立に求められるが、杭基礎では各杭の地盤反力度と変位を直接的に求めるのではなく、一度杭頭反力、杭頭変位に置換えて計算が行われる。

⑶　圧密沈下量

ア　圧密沈下量は、基礎底面から基礎最小幅の 3 倍の深さの間に圧密を生じる粘性土層が存在する場合に算出する。

イ　粘性土の圧密沈下量は、基礎に作用する荷重による地盤内の垂直応力の増分に対して、圧密降伏応力の大きさを考慮して求める。

地盤の圧密による沈下は、粘土の微粒子の間隙から水が絞り出されることにより起こるもので、その圧密沈下の予想は、一般にテルツァギー(Terzaghi)の圧密理論等に基づくことができる。

また、沈下量は e-log p 曲線から**式(18.3-7)**により算出する。

$$S_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.3\text{-}7)$$

ここに、　S_c ：求める圧密沈下量（m）

e_0 ：載荷前における原地盤の初期間隙比

e ：載荷を受けたあとの間隙比（e-log p 曲線から求める）

H ：圧密される層の厚さ（m）

なお、正規圧密状態にある粘性土層の場合には、**式(18.3-8)**による。

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.3\text{-}8)$$

ここに、　C_c ：圧縮指数

p_0 ：有効土被り荷重（kN/m^2）

Δp ：載荷後の応力増分（kN/m^2）

Δp については、**図-18.3-3** に示すように地中応力が直線的に分散するという仮定に従う慣用計算法により求めてよい。

$$\Delta p = \frac{qBD}{(B + 2z\tan\theta)(D + 2z\tan\theta)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.3\text{-}9)$$

ここに、　B ：荷重の幅のうち短辺（m）

D ：荷重の幅のうち長辺（m）

θ ：荷重の分散角度（°）。一般には 30～35° とみなしてよい。

q ：載荷荷重（kN/m^2）

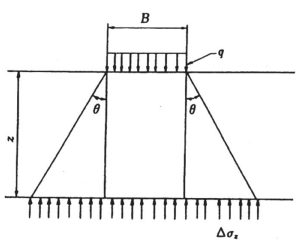


図-18.3-3　地中応力の分布

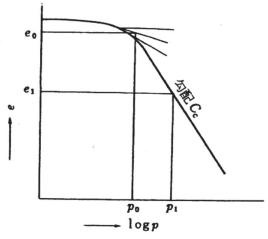


図-18.3-4　e-log p 曲線

一般に C_c は、圧密試験から求められるが、鋭敏比の高くない粘性土については、**式(18.3-10)**により求めてよい。

$$C_c = 0.009 \cdot (w_L - 10) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.3\text{-}10)$$

ここに、　w_L ：液性限界(%)

なお、圧密特性の異なる複数の圧密層がある場合には、それぞれの層の圧密沈下量を加え合わせるものとする。詳細については、「道路橋示方書・同解説 Ⅳ 下部構造編」(9.6.3)を参照する。

⑷　頭首工における沈下量の制限

頭首工は、ゲート締切り時の水密性の確保が重要である。このため、ゲートを有する堰柱基礎は、下部に沈下層が存在するような場合には、圧密沈下等を生じさせないよう基礎形式の選定は特に慎重に行うことが大切である。ゲートを支持する堰柱及び中間床版は同様の対応が必要であり、その沈下量は不同沈下を含め制限が必要である。

18.3.8　基礎工の地震時保有水平耐力法

重要度区分 AA 種及び A 種の堰柱のレベル 2 地震時における頭首工の堰柱基礎は、基礎工の地震時保有水平耐力法による照査を行う。

⑴　照査の基本

レベル 2 地震時に対する照査は、原則として、以下のとおりとする。

ア　頭首工堰柱の基礎に 12.7.2(2)イに規定する荷重が作用した場合には、基礎に生じる断面力、変位、杭基礎であれば杭頭反力、ケーソン基礎であれば底版反力の状態を算出し、基礎の降伏に達しないことを照査する。

イ　ただし、堰柱が設計水平震度に対し十分大きな終局水平耐力を有している場合、又は、液状化の影響がある場合等やむを得ない場合には基礎に塑性化が生じることを考慮してもよいものとし、基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、これらがそれぞれ許容値以下となることを照査する。この結果、基礎の降伏に達している場合には、基礎あるいは堰柱の諸元等を変更し、再度照査を行う。

なお、応答塑性率にて照査する場合の堰柱の部材は、力学特性が弾性域を超えないようにする。

ウ　管理橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある管理橋の橋台の杭基礎は、「道路橋示方書・同解説（Ⅴ耐震設計編）」13.1 の規定により照査する。

エ　フーチングの断面力や杭体のせん断力に対して、部材の耐力以下となることを照査する。

表-18.3-8　レベル 2 地震時における基礎工と堰柱の塑性化の可否

基礎工	堰柱部材
降伏に達しない場合	塑性化させてもよい
塑性化が生じる場合	降伏耐力以下とする

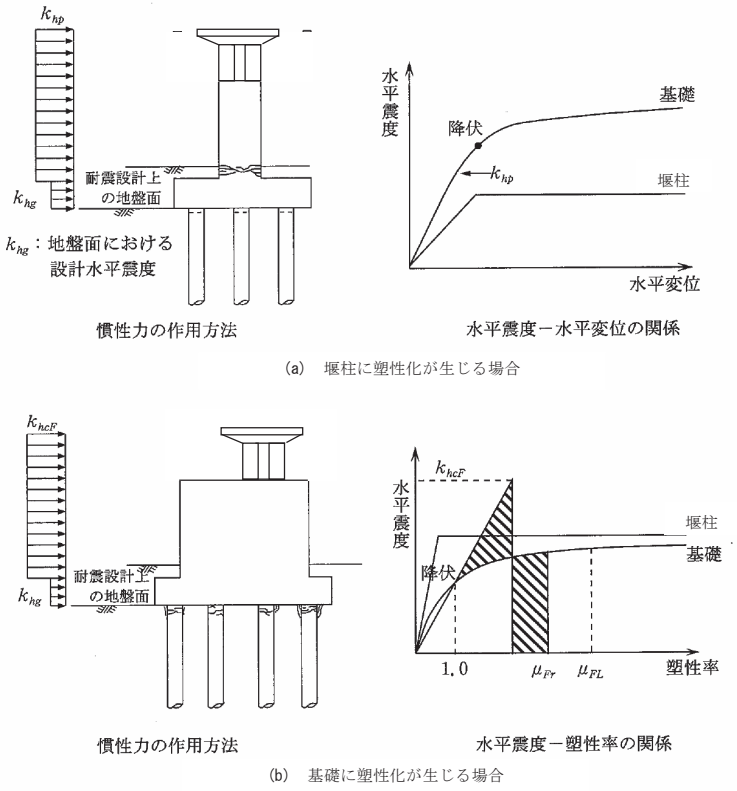


図-18.3-5　地震時保有水平耐力法による基礎の耐震設計
（基礎工と堰柱に耐力の関係）

⑵　基礎工の降伏

基礎の降伏は、⑴の照査の基本をもとに基礎が支持する構造の上端部での基礎工の回転角（水平変位として評価しても良い）が急増し始める時とする。

これは、基礎に作用する水平荷重が大きくなると、基礎の部材の塑性化、地盤抵抗の塑性化等により、水平力と基礎の回転角（水平変位）の関係が非線形なものとなるからである。また、ある状態を超えると、作用荷重の増加に対して基礎の変位が急増し始めるとともに、同時に基礎を構成する部材の損傷が進行して、残留変位が大きくなってくる。このような作用荷重の増加に対

して基礎の変位が急増し始める状態を基礎の降伏として定義した。したがって、荷重増分法にて得られた水平力－基礎の回転角（水平変位）曲線にて基礎の回転角（水平変位が）急増し始める時を基礎の降伏とする。

なお、基礎の降伏は、基礎形式によってその抵抗特性が大きく異なるため一概には決めがたいが、一般には基礎形式により以下の状態に達したときを目安として考えてもよい。ただし、これらは、各基礎形式の標準的な断面諸元・地盤条件に対し、試算結果に基づいて、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時の基礎の状態を整理して示したものであることに留意する。

ア　ケーソン基礎

(ｱ)　ケーソン本体が降伏する。

(ｲ)　基礎前面の水平地盤抵抗が塑性化した領域が基礎根入れ長の 60%に達する。

(ｳ)　基礎底面において浮き上がりを生じた面積が基礎底面の 60%に達する。

イ　杭基礎

(ｱ)　すべての杭において杭体が降伏する。

(ｲ)　一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。

ウ　鋼管矢板基礎

(ｱ)　井筒外周の押し込み側の 1/4 の周囲の鋼管矢板の縁応力度が降伏点に達する。

(ｲ)　1/4 以上の鋼管矢板の先端において鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達する。

(ｳ)　鋼管矢板の先端において鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達したものと浮き上がりを生じたものとの合計が、全鋼管矢板の 60%に達する。

エ　その他の基礎

(ｱ)　上記以外の基礎は、水平力－水平変位曲線に基づいて基礎の降伏を定義する。

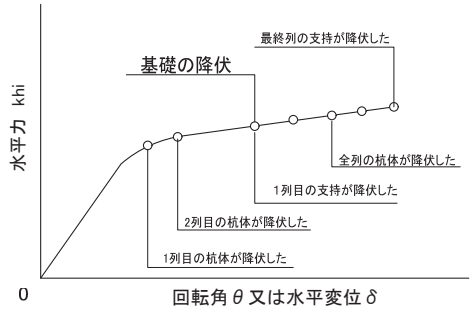


図-18.3-6　水平力―水平変位曲線

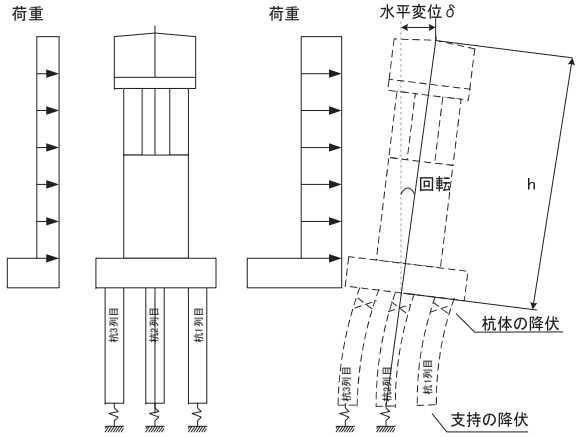


図-18.3-7　基礎の降伏の例（杭基礎）

(3)　基礎の許容塑性率及び許容変位

基礎の許容塑性率及び許容変位は、基礎に生じる損傷が保持しなければならない機能の回復が容易に行い得る程度に留まるように定める。

また、堰柱が十分大きな終局水平耐力を有している場合や液状化が生じる場合には、基礎に塑性化が生じることを考慮して設計してよい。ただし、この場合でも、基礎に生じる損傷が頭首工の橋梁やゲートとしての機能の回復が容易に行い得る程度に留まるように、算定した基礎の応答塑性率及び応答変位が、それぞれ許容塑性率及び許容変位以下となることを照査する。

ア　基礎の許容塑性率

(ｱ)　ケーソン基礎のように基礎の終局が定義される場合には、堰柱の許容塑性率の算出に準じて定めてよい。

(ｲ)　杭基礎においては、杭体の一部が部材としての終局状態に達しても、直ちには基礎全体系としての耐力低下にはつながらないため、基礎全体としての終局状態を定義することは困難である。このため、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」12.11 に規定する構造細目を満たす杭にあっては、許容塑性率は 4 を目安としてよい。

(ｳ)　鋼管矢板基礎については、基礎を構成する鋼管矢板は鋼管杭と同様な変形性能を有するものと考えられるため、杭基礎に準じ許容塑性率は 4 を目安としてよい。

(ｴ)　地中連続壁基礎の許容塑性率は、ケーソン基礎に準じて定めてよい。
また、管理橋橋台の杭基礎の許容塑性率は、3 程度を目安としてよい。

イ　基礎の許容変位

応答塑性率により堰柱基礎に生じる変位が橋としての機能に及ぼす影響としては、橋脚基礎の残留変位に伴う巻き上げ室などの上部構造位置での残留変位が考えられる。すなわち、堰柱基礎に著しい残留変位が生じると、その修復が難しく、ゲート操作などの機能の速やかな回復が困難となる場合がある。そこで、基礎の残留変位によって堰柱の残留変位が生じないように**表-18.3-5** に示す値以下としなければならない。ただし、基礎の規模が大きい場合には、適宜、

基礎の変位による影響を考慮して基礎構造等を検討するのが望ましい。

⑷　基礎の部材照査

基礎の部材は、堰柱基礎の部材に生じる断面力が、当該部材の耐力以下となることを照査する。

ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎の各部材は、その修復が可能な程度に損傷を抑える。

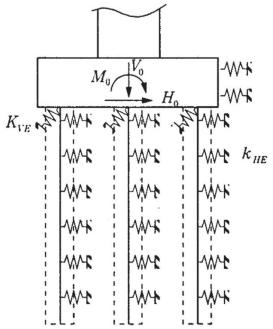
ケーソン本体や杭本体に対しては、基礎の部材に生じる断面力や変位の計算において部材の剛性低下を考慮するとともに、基礎工の降伏や応答塑性率にて照査し損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度に留まるようにしているので、これらの部材の曲げモーメントに対する照査は省略してよい。ただし、せん断力に対する照査や、その他のフーチングや頂版等の部材においては、発生する断面力がその耐力以下となることを照査する。また、ケーソン、地中連続壁基礎の本体では水平方向の発生断面力に対する照査が別途必要である。

直接基礎においては、基礎の浮上がりによる非線形応答が生じた場合の基礎底面鉛直反力度及び合力作用位置を算出し、フーチングの照査を行う。

なお、各基礎形式における部材の照査断面やその断面における評価方法や部材耐力は、各基礎形式での規定による。

⑸　解析手法

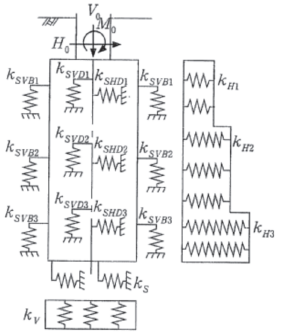
基礎の保有水平耐力法に用いる解析手法は、作用する荷重による地盤及び基礎体の非線形性を追う必要があるので荷重増分法（プッシュオーバー解析）を用いる。また、荷重増分法に用いる解析モデルは、大変形時の挙動を算出するので、基礎本体の非線形性・地盤抵抗の非線形を考慮できる非線形フレームモデルとする。



K_{VE}　：地震時保有水平耐力法に用いる杭の軸方向バネ定数

K_{HE}　：地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数

図-18.3-8　杭基礎の解析モデル



K_H　：基礎前面の水平方向地盤反力係数

K_{SVB}　：基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数

K_{SHD}　：基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数

K_{SVD}　：基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数

K_V　：基礎底面の鉛直方向地盤反力係数

K_S　：基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数

図-18.3-9　ケーソン基礎の解析モデル

18.4　液状化対策

頭首工の基礎形式は、18.2～18.3 に述べるように、原則として直接基礎工法、杭基礎工法、ケーソン基礎工法の 3 種類としている。ここでは、砂質土層の液状化等に対する対策工法や設計の基本的事項について記載する。なお、液状化の判定は、12.7.5　**液状化の判定**による。

18.4.1　地震時に不安定となる地盤の影響

⑴　概要

地下水位の比較的高い飽和、又は、飽和に近い緩い砂質地盤が地震時に繰り返し応力を受けると液状化を起こし、構造物に大きな被害を及ぼすことは幾多の震災例が示している。1964 年の新潟地震をはじめとし、全国各地の沖積地盤地域や港湾施設における地震被害は一般に大きい。

また、河川沿いの沖積層は地下水位が高く、液状化被害を受け易いという特徴を有しており、多くの被災例（堤防の沈下、護岸の崩壊等）が報告されている。

飽和砂質土層に生じる液状化及びこれに伴う地盤の流動化は、頭首工堰柱等の地震時の挙動に大きな影響を与える。このため、地盤が地震時に不安定となる場合には頭首工の耐震性能の照査において、その影響を考慮する。

⑵　液状化及び流動化

地震により液状化が生じると、見かけ比重の重い構造物は沈下し、見かけ比重の軽い構造物は浮き上がる。また、擁壁のように土圧に抵抗する構造物は、土圧が増加するため前面に押され、基礎のように水平抵抗を期待する構造物はその抵抗を失い大きく変位する。さらに、水際線付近や傾斜した地盤においては液状化に伴い流動化を生じることがある。また、偏土圧を受ける構造物は、地盤が液状化することにより土圧が増加し、基礎構造物は抵抗を失い、側方にあたかも地盤が流れ出すかのように大きく変形する。このように、砂地盤の液状化に伴い地盤が水平方向に移動することを流動化、あるいは側方流動という。

なお、流動化の影響を考慮する場合の流動力は、「道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編 8.3.2」に準拠して算定する。

18.4.2　液状化対策

⑴　液状化地盤の液状化対策

飽和した緩い砂質地盤が地震時に液状化する場合、このような基盤上の構造物は、地盤の液状化や流動化、又は、せん断破壊に対し安全性を検討するとともに、対策工を施す必要がある。

液状化対策は、①液状化の発生を許容した上で被害を軽減する方法、②液状化の発生自体を防ぐ方法、の二つに分類される。

①は、構造物の強化によって対処する方法で、杭などの基礎や構造物自体の強化により破損の防止に当たるか、付帯構造物の設置により最低限の供用性を確保する方法である。

②は、地盤改良によって地盤の液状化強度を増加させる方法である。

⑵　頭首工における液状化対策

堰柱基礎等においては、一般に上記の①により対処する場合が多い。②の地盤改良によって地盤の液状化強度を増加させる工法で実績等の多いものでは、ア サンドコンパクションパイル工法、イ ロッドコンパクション工法、ウ 深層混合処理工法などがあるが、これらの地盤改良工法は、一般に、(a)沈下をある程度許容する工法（ア、イ）であること、(b)浸透路長を助長する場合（ア、イ）であること、(c)基礎工法として確実性に欠ける工法（ア、イ、ウ）であること、(d) 河川や周辺環境に与える影響が無視できない工法 （ウ） であることなどにより、堰柱基礎等における液状化対策としての適合性は低いものと判断する。

堤内地に設ける沈砂池等の構成要素にあっては、杭基礎、ケーソン基礎以外の工法の適用を妨げるものではないので、地盤改良工法の採用を含め、設計基準「水路工」、「ポンプ場」その他により適切に行う。

⑶　杭基礎工法の設計留意点

ア　液状化の影響を考慮した杭基礎を設計する場合、ＡＡ種並びにＡ種の頭首工における耐震設計法は、レベル 1 地震時に対して、許容応力度法により杭体応力度、支持力及び水平変位を照査する。

イ　レベル 2（タイプⅠ、Ⅱ）地震時については、堰柱及び堰柱基礎に対して、地震時保有水平耐力法により、杭基礎の降伏、杭体及びフーチングの応力度、応答塑性率及び応答変位量を照査する。

ウ　B 種の頭首工では、堰柱及び堰柱基礎、固定堰に対して、レベル 1 地震動を適用して許容応力度法により杭体応力度、支持力及び水平変位を照査する。

エ　耐震性能は 18.3.8 に規定するように、堰柱躯体と杭基礎の補修・補強の難易度等を考慮して相対的な損傷度合い決め、堰柱を優先的に塑性化させ、杭基礎は副次的な塑性化に留めることを原則とし、その詳細は、**18.3.8　基礎工の地震時保有水平耐力法**による。また、タイプⅠ、Ⅱの取扱いについては、それぞれを考慮する。

オ　レベル 1 及びレベル 2 地震時における杭又はケーソン基礎の設計は、**12.6.4　耐震設計上の地盤面**に示すように耐震設計上土質定数を低減させて行う。

なお、液状化が生じると判定される地盤上にある固定堰基礎を対象とする場合には、レベル 1 地震時における杭基礎等の検討を行う。このとき、土質定数を低減する場合には、**12.7.5　液状化の判定**の表-12.7-15 に規定する土質定数の低減係数を用いる。この場合、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度を補正し固有周期を考慮しないレベル 1 地震時の設計水平震度を用いて、杭の支持力、水平力、水平変位等を照査する。

⑷　許容変位を緩和する場合の杭基礎設計

液状化の影響があると判定された場合には、①液状化が生じると考えるケース、②液状化が生じないと考えるケースの両者で照査を行い、いずれか厳しい方の結果を用いる。

液状化が生じないと考える場合には、線形解析である変位法により弾性挙動として評価できる範囲（杭径の 1% 又は杭径 1.5m 以下では 15mm）に応答変位を留める。

一方、液状化が生じると考えるケースでは、液状化の影響を考慮（土質定数の低減）して、**18.7.4(4)** に示す地盤の非線形性を考慮した解析法にて照査を行うことを前提に、水平変位の制限値を常時及びレベル 1 地震時の許容水平変位を、ゲートの機能の確保や経済性等を考慮した上で 3.5%に緩和することができる。

なお、許容変位の緩和は、場所打ち杭には適用されない。

液状化が生じる地盤の杭基礎に対して許容変位が緩和できる場合の、レベル 1 地震時の照査フローを**図-18.4-1** に示す。

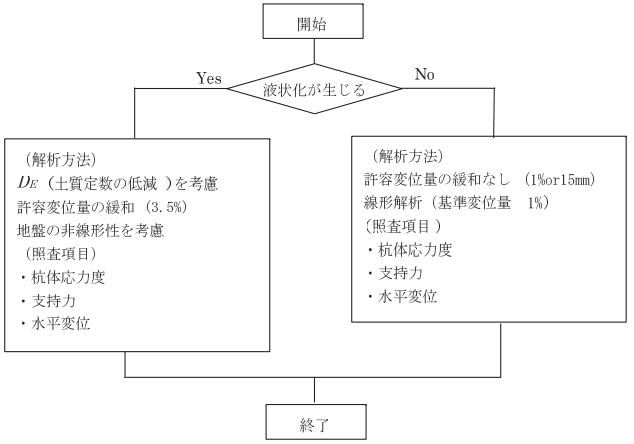


図-18.4-1　液状化が生じる地盤における杭基礎のレベル 1 地震時の照査フロー

18.5　直接基礎の設計

18.5.1　設計の基本

直接基礎は、支持形態から見て荷重が基礎版から直接支持地盤に伝えられるものであり、底面の接地圧は許容支持力に対して安全であり、かつ沈下によって上部構造に障害を与えないものとする。底面に水平力が作用するときには滑動に対する安全性の検討も行う。

本章は、地盤を比較的浅く広く掘削してフーチングを構築し、上部構造からの荷重を直接良質な支持層に伝える直接基礎のほか、挙動がこれに類似すると考えられる有効根入れ深さと基礎短辺幅の比が 1/2 以下の根入れの浅いケーソン基礎等の剛体基礎を対象とする。

⑴　常時及びレベル 1 地震時に対する直接基礎の安定性照査

常時及びレベル 1 地震時に対する直接基礎の照査は次による。

ア　直接基礎底面における鉛直地盤反力は、基礎底面地盤の許容支持力以下とする。

イ　直接基礎に作用する荷重の合力の作用位置は、常時には底面の中心より底面幅の 1/6 以内、レベル 1 地震時には底面幅の 1/3 以内とする。

ウ　直接基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。

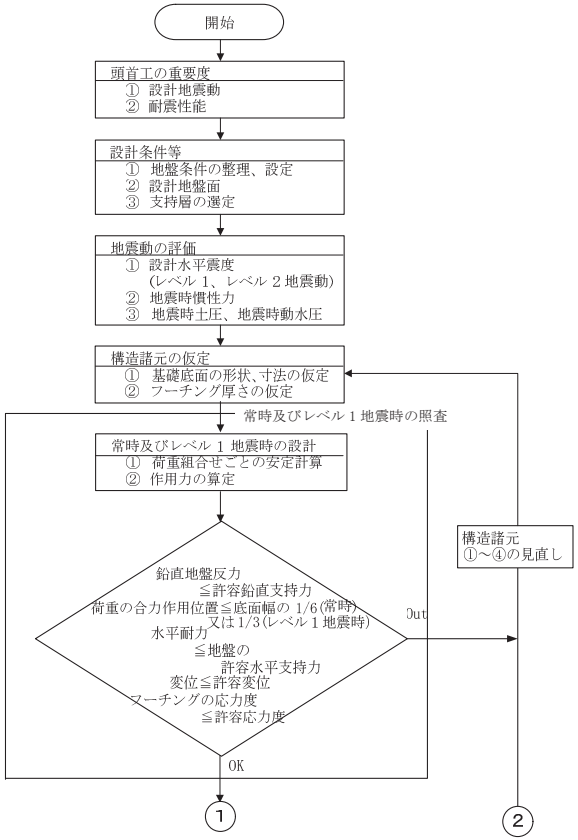
エ　直接基礎の変位は、許容変位以下とする。

オ　フーチングに生じる応力は、許容応力度以下とする。

⑵　レベル 2 地震時に対する直接基礎の安定性照査

レベル 2 地震時に対する直接基礎の安定性照査は、**18.3.3　基礎設計の基本**の理由により行わなくてよい。ただし、フーチングを塑性化させないように行う。

直接基礎の設計計算フローは、**図-18.5-1** を参照する。



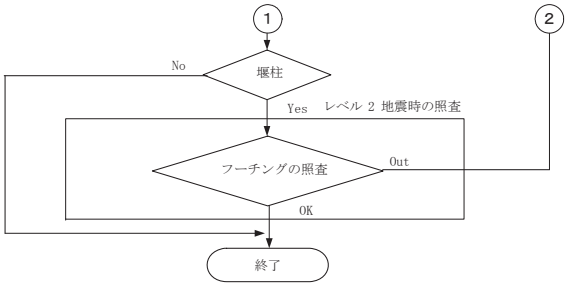


図-18.5-1　直接基礎の設計計算フロー

18.5.2　荷重分担

直接基礎における基礎地盤の荷重分担は以下の考え方により行う。

⑴　鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させる。

⑵　水平荷重は、原則として基礎底面地盤のせん断地盤反力のみで抵抗させる。

18.5.3　地盤の許容支持力

⑴　基礎底面地盤の許容鉛直支持力

地盤の支持力を求める方法には、

ア　土質試験結果を用いて極限支持力から算定する方法

イ　平板載荷試験を行い決定する方法

ウ　常用地耐力度表による方法

などがある。ここでは、アによる方法を用いて極限支持力から地盤の許容支持力を算定するものとするが、イの方法は、一般には施工時の地耐力の確認によく用いられており、ウの方法は、比較的簡易な構造物の地耐力として用いられるが、精度が劣る場合があるので取扱いには注意する。

(ｱ)　基礎底面地盤の許容鉛直支持力

基礎底面地盤の許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力及び基礎の沈下量を考慮して求めるものとし、許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力に対して、**表-18.5-1** に示す安全率を確保する。

表-18.5-1　安全率

常時	レベル 1 地震時
3	2

(ｲ)　基礎底面地盤の極限支持力

a　基礎底面地盤の極限支持力は、適切な地盤調査を行い、荷重の偏心傾斜、基礎の形状や寸法、根入れ深さ等を考慮して求める。

b　静力学公式で求められる荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した基礎底面地

盤の極限支持力は、**式(18.5-1)**により求めてよい。

$$Q_u = A_e\left\{\alpha kcN_cS_c + kqN_qS_q + \frac{1}{2}\gamma_1\beta B_eN_\gamma S_\gamma\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (18.5\text{-}1)$$

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/m^2）

q ：上載荷重（kN/m^2）で、$q=\gamma_2 D_f$

A_e ：有効載荷面積（m^2）

γ_1、γ_2 ：支持地盤及び根入れ地盤の単位重量（kN/m^3）
ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

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し係数

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

c　荷重の偏心傾斜及び支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力を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**式(18.5-1)**にしたがって算出する。

(ウ)　常時における最大地盤反力度の上限値

基礎の過大な沈下を避けるため、特に常時においてのみ良質な支持層における最大地盤反力度の上限値を**表-18.5-2**に示す。

表-18.5-2　常時における最大地盤反力度の上限値

地盤の種類	最大地盤反力度(kN/m^2)
砂れき地盤	700
砂　地　盤	400
粘性土地盤	200

(エ)　岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の極限支持力は、亀裂・割れ目等により左右されるため、地盤定数の評価には不確定な要素が多く、支持力推定式により極限支持力を推定することは困難である。岩盤においては設計の実情を考慮し、母岩の一軸圧縮強度を目安として最大地盤反力度を**表-18.5-3**示す程度に抑える。なお、硬岩の場合、亀裂の多少により大きく影響されることから、孔内水平載荷試験による変形係数を目安として区分した。

表-18.5-3　岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の種類		最大地盤反力度(kN/m^2) 常時	最大地盤反力度(kN/m^2) レベル1地震時	目安とする値 一軸圧縮強度(MN/m^2)	目安とする値 孔内水平載荷試験による変形係数(MN/m^2)
硬岩	亀裂が少ない	2,500	3,750	10以上	500以上
硬岩	亀裂が多い	1,000	1,500	10以上	500未満
軟岩・土丹		600	900	1以上	500未満

(オ)　諸係数の計算

極限支持力の計算に用いる各種係数の算定は下記による。

a　形状係数

基礎底面が長方形や円形等の形を有する基礎の極限支持力は、形状係数(**表-18.5-4**)を用いて帯状基礎の支持力を修正して求める。

表-18.5-4　形状係数

形状係数 ＼ 基礎底面の形状	帯　状	正方形、円形	長方形、楕円形、小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B_e}{D_e}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B_e}{D_e}$

B_e、D_eは**図-18.5-5**による。ただし、$\frac{B_e}{D_e}>1$の場合、$\frac{B_e}{D_e}=1$とする。

b　根入れ効果に対する割増し係数

支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な層に根入れされている場合には、次式で計算される根入れ効果に対する割増し係数kを乗じて極限支持力の割増しをしてよい。

$$k = 1 + 0.3\frac{D_f'}{B_e} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (18.5\text{-}2)$$

ここに、　k ：根入れ効果に対する割増し係数

B_e ：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅（m）

D_f' ：支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ(m)

ただし、水平荷重を根入れ部分の土の前面抵抗力で分担する場合には、この割増しを行わない。

なお、極限支持力の計算に用いる上載荷重として、設計上の地盤面から長期的に安定している地盤面までの土の重量を考慮してよい。

c　荷重の傾斜を考慮した支持力係数

本規定に用いる支持力係数N_c、N_q及びN_γは、地盤のせん断破壊を前提とし、Terzaghiの支持力公式を傾斜荷重に対し拡張して算定したものである。ただし、荷重の傾斜$\tan\theta$が大きい領域については支持力係数を示していない。これは、この領域は、地盤の鉛直支持

力が極限に達し破壊するような荷重状態とはならないことを示すものである。したがって、この領域の極限支持力は、支持力係数をゼロとして算出する。なお、極限支持力の算定に当たって、支持力係数の寸法効果に関する補正係数を考慮することに伴い、せん断抵抗角 $\phi = 45°$ までの支持力係数を適用してよい。

N_c：**図-18.5-2** に示す傾斜を考慮した支持力係数で、地盤のせん断抵抗角 ϕ 及び荷重の傾斜 $\tan\theta$ から求められる。

$$\tan\theta = \frac{H_B}{V} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.5\text{-}3)$$

ここに、　V ：基礎底面に作用する鉛直荷重（kN）

H_B ：基礎底面に作用する水平荷重（kN）

N_q：**図-18.5-3** に示す傾斜を考慮した支持力係数で、地盤のせん断抵抗角 ϕ 及び荷重の傾斜 $\tan\theta$ から求められる。ただし、ϕ と $\tan\theta$ の組合せによっては、N_q の値が θ_{cr} 線の上側（I の領域）で見い出せない場合がある。この場合には、θ_{cr} の線の下側（II の領域）を用いる。しかし、荷重の傾斜 $\tan\theta$ は、地盤の抵抗を示す上載荷重 q と粘着力 c との比 q/c よりも大きくはなり得ないので、$\tan\theta$ が q/c よりも小さい領域にのみ適用できるものである。

N_γ：**図-18.5-4** に示す傾斜を考慮した支持力係数で、地盤のせん断抵抗角 ϕ 及び荷重の傾斜 $\tan\theta$ から求められる。

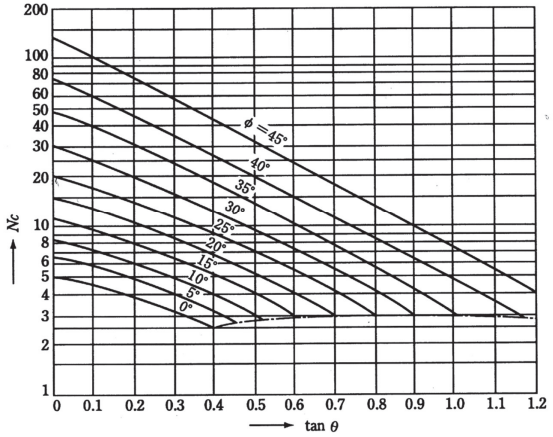


図-18.5-2　支持力係数 N_c を求めるグラフ

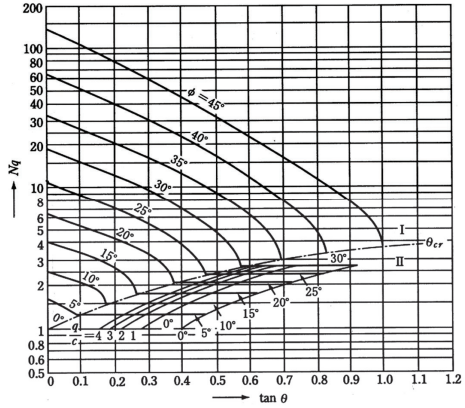


図-18.5-3　支持力係数 N_q を求めるグラフ

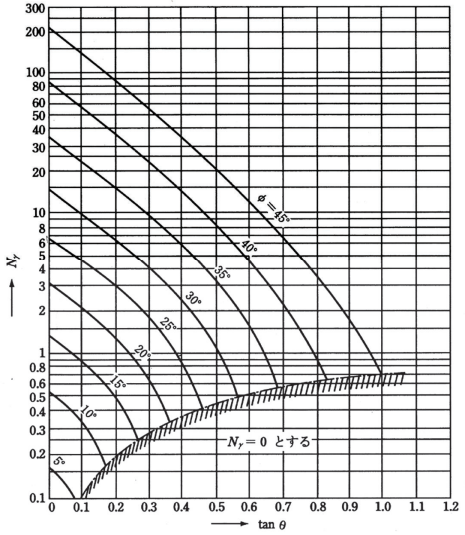


図-18.5-4　支持力係数 N_γ を求めるグラフ

d　支持力係数の寸法効果に関する補正係数

支持力係数の寸法効果は、**式(18.5-4)**で求められる補正係数を支持力係数に乗じることによって考慮する。

$$\left.\begin{aligned} S_c &= (c^*)^{\lambda} \\ S_q &= (q^*)^{\upsilon} \\ S_r &= (B^*)^{\mu} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (18.5\text{-}4)$$

ここに、　S_c、S_q、S_r：支持力係数の寸法効果に関する補正係数

λ、υ、μ　：寸法効果の程度を表す係数で、$\lambda = \upsilon = \mu = -1/3$ としてよい。

c^*：$c^* = c/c_0$、　ただし、$1 \leqq c^* \leqq 10$

c　：地盤の粘着力(kN/m²)

c_0：10 kN/m²

q^*：$q^* = q/q_0$、　ただし、$1 \leqq q^* \leqq 10$

q　：上載荷重（kN/m²）

q_0：10 kN/m²

B^*：$B^* = B_e/B_0$、　ただし、$1 \leqq B^*$

B_e：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅（m）

B_0：1.0（m）

式(18.5-4)に示す支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_c、S_q 及び S_r の算出に当たって、ここでは、$\lambda = \upsilon = \mu = -1/3$ を採用する。

なお、**式(18.5-4)**において、c^*、q^*及びB^*の値がそれぞれの範囲外となる場合には、その下限値若しくは上限値を適用して、S_c、S_q 及び S_r を求める。

e　有効載荷面積

偏心荷重を受ける基礎の地盤が破壊状態に達した時には、地盤反力度分布はもはや三角形ではなく、ある幅に長方形分布すると考えてよい。本規定では、荷重の合力の作用点を中心とする仮想の基礎幅を考え、極限状態ではこの部分に荷重が一様に有効に働くとするMeyerhof の考え方に準拠した。

(a)　偏心が 1 方向の場合

有効載荷面積は、**図-18.5-5** の斜線部分とする。このときの有効載荷幅は、**式(18.5-5)**で求める。

$$B_e = B - 2e_B \quad \cdots\cdots (18.5\text{-}5)$$

ここに、　B_e：基礎の有効載荷幅（m）

B　：基礎幅（m）

e_B　：荷重の偏心量(m)で、$e_B = M_B/V$

M_B　：基礎底面に作用するモーメント（kN･m）

V　：基礎底面に作用する鉛直荷重（kN）

(b)　偏心が 2 方向の場合

有効載荷面積は、**図-18.5-6** の斜線部分とする。このときの有効載荷幅は**式(18.5-6)**で求める。

$$\left.\begin{aligned} B_e &= B - 2e_B \\ D_e &= D - 2e_D \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (18.5\text{-}6)$$

ここに、　B_e、D_e　：基礎の有効載荷幅（m）

B、D　：基礎幅（m）

e_B、e_D　：荷重の偏心量(m)で、$e_B = M_B/V$、$e_D = M_D/V$

M_B、M_D：基礎底面に作用するモーメント（kN･m）

V　：基礎底面に作用する鉛直荷重（kN）

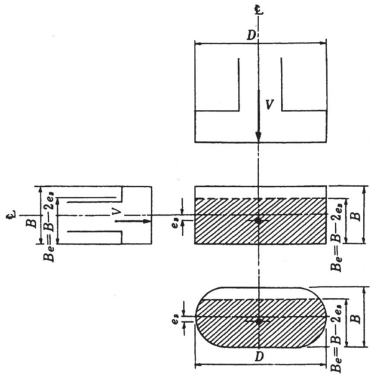


図-18.5-5　有効載荷面積（偏心が 1 方向の場合）

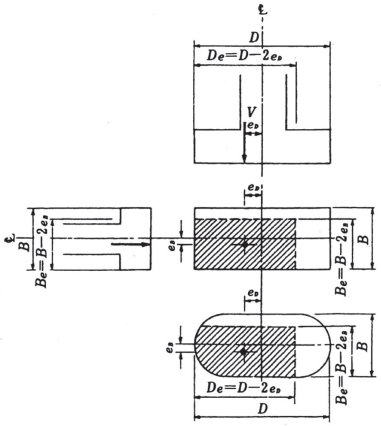


図-18.5-6　有効載荷面積（偏心が 2 方向の場合）

⑵　基礎底面地盤の許容せん断抵抗力

ア　直接底面地盤の許容せん断抵抗力

直接底面地盤の許容せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力に対し、**表-18.5-5** に示す安全率を確保して求める。

表-18.5-5　安全率

常　時	レベル 1 地震時
1.5	1.2

イ　基礎底面地盤のせん断抵抗力

基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力は、**式(18.5-7)** により求める。

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B \quad \cdots\cdots (18.5\text{-}7)$$

ここに、　H_u：基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力（kN）

c_B：基礎底面と地盤との間の付着力（kN/m²）

ϕ_B　：基礎底面と地盤との間の摩擦角（°）

A_e：有効載荷面積（m²）

V　：基礎底面に作用する鉛直荷重（kN）。ただし、浮力を差し引いた値とする。

ウ　突起によるせん断抵抗力

せん断抵抗力を増加させるために、やむを得ない場合には、基礎底面に突起を設けることができる。突起は水平力を地盤に伝えるよう、支持地盤に十分貫入させる。

なお、突起を設けた場合の詳細の計算手法は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編」（10.3.3）による。

18.5.4　地盤反力度及び変位の計算

⑴　一般

直接基礎底面における地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出する。

⑵　地盤反力度の計算条件

ア　直接基礎底面における鉛直地盤反力度及びせん断地盤反力度は、基礎を剛体とし、地盤を弾性体として算出する。

イ　直接基礎底面の弾性変位量は、基礎を剛体とし、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数を用いて算出する。

ウ　フーチングが「18.6(2)」の規定により、部材として剛体と仮定できない場合には、フーチングを弾性体として地盤反力度を算出する。

⑶　地盤反力度の算定

地盤反力度は、次の方法により求めてよい。

ア　荷重を底面地盤のみで支持させる場合（**図-18.5-7**）

(ｱ)　荷重の作用位置が底面の核内にある場合（台形分布 $e < \frac{B}{6}$）

$$q_{\max}、\ q_{\min} = \frac{V}{DB} \pm \frac{6M_B}{DB^2} \quad \cdots\cdots (18.5\text{-}8)$$

(ｲ)　荷重の作用位置が底面の核外にある場合（三角形分布　$e \geqq \frac{B}{6}$）

$$q_{\max} = \frac{2V}{Dx} \quad \cdots\cdots (18.5\text{-}9)$$

ここに、　V　：基礎底面に作用する鉛直荷重（kN）

M_B：基礎底面図心に作用するモーメント（kN･m）

$M_B = Ve$

e　：荷重の偏心距離（m）

x　：底面反力の作用幅（m）　$x = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$

x が B より小さいときには三角形分布となり、x が B より大きいときには台形分布となる。

$q_{\max}$：基礎底面における最大地盤反力度（kN/m²）

$q_{\min}$：基礎底面における最小地盤反力度（kN/m²）

B　：基礎幅（m）

D　：基礎の奥行き（m）

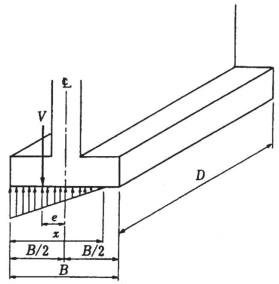


図-18.5-7　基礎底面の地盤反力度分布

イ　基礎の弾性変位量は次の方法により計算してよい。

(ｱ)　鉛直変位量

基礎底面中心の鉛直変位量は**式(18.5-10)** で求める。

$$\delta_v = \frac{1}{k_v} \cdot \frac{V}{A} \quad \cdots\cdots (18.5\text{-}10)$$

ここに、　δ_v：基礎底面中心の鉛直変位量（m）

V　：基礎底面に作用する鉛直荷重（kN）

A　：基礎底面積（m²）

k_v：鉛直方向地盤反力係数（kN/m³）

なお、基礎底面に圧密沈下を生じるおそれのある地盤がある場合には、弾性変位量に加えてその影響を別途検討する。

(ｲ)　回転角

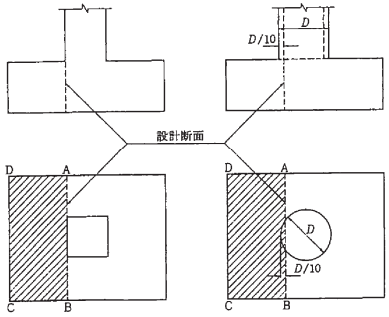
基礎の回転角は**式(18.5-11)** で求める。

$$\alpha = \frac{M_B}{Ikv} \quad \cdots\cdots\cdots\

d　：フーチングの有効高さ(mm)

ただし、断面内でモーメントの再配分が確実に行われるように、軸方向鉄筋量は釣合鉄筋量の 1/2 以下とする。

ここで、**図-18.6-1** における照査断面 AB の曲げモーメントとしては、**図-18.6-2** に示すように、原則として**図-18.6-1** の面積 ABCD に作用するすべての荷重を考慮して算出する。



(a)　長方形断面　　(b)　円形断面

図-18.6-1　照査断面

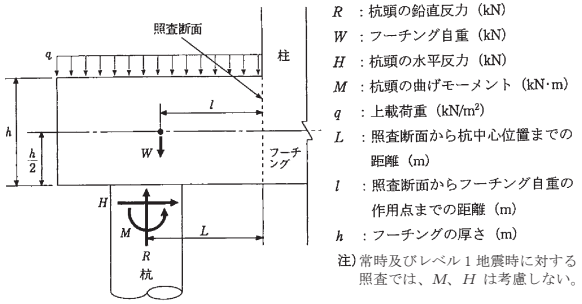


図-18.6-2　柱断面が照査断面の場合の作用位置（杭基礎フーチングの場合）

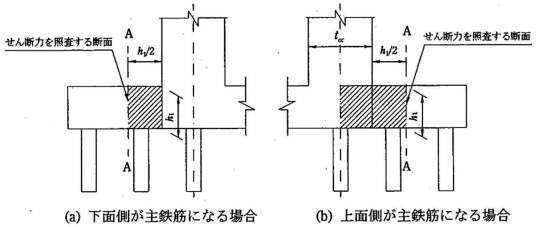
(4)　せん断力に対する設計

せん断力に対するフーチングの照査は、せん断スパン比の影響を考慮した上で、(14.2.2(8))及び「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」(5.1.3)、(8.7.4)の規定により行う。

ア　照査断面と主鉄筋の位置

(ｱ)　柱又は壁付近におけるせん断力に対する照査は、**図-18.6-3** に示す部材断面 A-A において行う。

斜引張鉄筋を用いる場合、フーチング下面側が主鉄筋になる場合には、**図-18.6-3(a)** の斜線部分の斜引張鉄筋は、A-A 断面について算出される鉄筋量以上を配置する。また、フーチング上面側が主鉄筋になる場合には、**図-18.6-3(b)** の柱前面の斜線部分には A-A 断面について算出される鉄筋量以上、柱側面の斜線部分の単位幅当たりには A-A 断面について算出される単位幅当たりの鉄筋量以上を配置する。

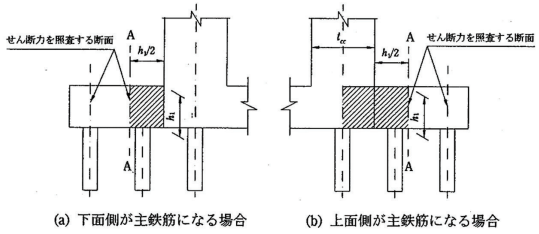


(a) 下面側が主鉄筋になる場合　　(b) 上面側が主鉄筋になる場合

図-18.6-3　柱又は壁付近におけるフーチングのせん断力を照査する断面

(ｲ)　杭基礎フーチングにおけるせん断力に対する照査では、**図-18.6-4(a)**、**(b)** に示すように、部材断面 A-A に加えて、杭中心位置においても行う。

斜引張鉄筋を用いる場合には、(ｱ)と同様に配置する。



(a) 下面側が主鉄筋になる場合　　(b) 上面側が主鉄筋になる場合

図-18.6-4　杭基礎フーチングのせん断力を照査する断面

(ｳ)　せん断力に対する照査を行う場合のフーチングの主鉄筋は、柱又は壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重による柱又は壁前面位置における曲げモーメントの向きにより決定する。

イ　有効幅

せん断力に対するフーチングの有効幅は全幅とするのを原則とする。ただし、杭間隔が著しく大きい場合には、18.6(3)に準じる。

ウ　版としてのせん断の照査

杭基礎フーチングは、レベル 2 地震時において、必要に応じて版としてのせん断の照査を行う。

(5)　鉄筋の配置

フーチングの鉄筋は、フーチングの柱前面における鉛直断面を照査断面として、片持ち梁として計算した曲げモーメントに対し、前項で規定した有効幅に有効高を乗じた長方形断面で必要鉄筋を求め配置する。

⑹　フーチングの設計

フーチングは、常時、レベル 1 地震時及びレベル 2 地震時に対して**図-18.6-5** に示すように自重、上載荷重、地盤反力、土圧の鉛直成分等を作用させて設計する。

常時及びレベル 1 地震時に対するフーチングの設計においては、地盤反力度は **18.5.4　地盤反力度及び変位の計算**の規定により算出された地盤反力度分布を用いる。

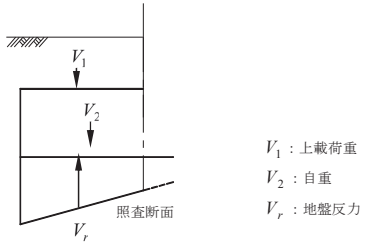


図-18.6-5　ﾌｰﾁﾝｸﾞの設計における荷重状態

レベル 2 地震時においては、フーチングにはレベル 1 地震時を上回る浮上がりが生じ、地盤力がフーチング端部付近に集中することにより、フーチングにはレベル 1 地震時で考慮した断面反力よりも大きな断面力が作用する。そこで、堰柱の直接基礎については、レベル 2 地震時の地盤反力度分布に対してフーチングの設計を行う。

18.7　杭基礎の設計

18.7.1　設計の基本

杭基礎は、表面の地盤が軟弱で安全な支持層が深い場合や、杭打ちによって地盤の締固め効果を期待する場合、さらに素掘りによる直接基礎の施工が困難な場合に採用される。また、杭基礎の分類は、施工方法や杭の製造法により **18.3.1　基礎工法の種類**のように分類されるとともに、**表-18.3-3** に示す基礎工の構造特性や施工、環境条件にも適合するよう留意する。

杭基礎の照査は、常時の荷重やレベル 1 地震時、レベル 2 地震時の作用力に対して、軸方向力、引抜き力及び変位に対し十分安全であることを確認する。ここでは、耐震設計に関する杭基礎の設計を示す。

⑴　重要度区分と保持すべき耐震性能

杭基礎の耐震設計は、頭首工の重要度に応じて、**表-18.7-1** に示す地震動レベルを考慮し、目標となる耐震性能を確保する。杭基礎は原則的に上部構造の耐力を上回るものとし、レベル 2 地震時の場合は「限定された損傷に留める」とする。

表-18.7-1　杭基礎における重要度、地震時レベル及び耐震性能

重　要　度		想定する地震動レベル	目標とする耐震性能
頭　首　工	杭　基　礎		
AA 種、A 種	AA 種	レベル 1 地震動	健全性を損なわない
		レベル 2 地震動（タイプⅠ、Ⅱ）	限定された損傷に留める
B 種	B 種	レベル 1 地震動	健全性を損なわない

⑵　杭基礎の解析手法と照査方法

杭基礎の解析手法は、各地震動レベルの照査方法にあった手法を用いる。そこで、レベル 1 地震動は、照査方法に許容応力度法を用いるので線形弾性モデルである変位法とし、レベル 2 地震動は、照査方法に杭体と地盤の非線形性を組み入れ全体系を非線形とした地震時保有水平耐力法を用いるので非線形骨組モデルによる荷重増分法（プッシュオーバー解析）にて行う。

なお、**表-18.7-2** に杭基礎の構造計算法、照査法を示す。

表-18.7-2　杭基礎の構造計算法・照査法

地震動レベル	構造計算法	照査法
レベル 1	変位法	許容応力度法
レベル 2	荷重増分法 （プッシュオーバー解析）	地震時保有水平耐力法

また、杭基礎の照査に必要な限界状態と照査項目は、**表-18.7-3** のとおりである。

表-18.7-3　基礎の限界状態と照査項目

地震動 レベル	考慮すべき 荷重の例	杭基礎の 限界状態	照査項目	基礎の挙動を求める ための計算法
レベル 1	死荷重 土圧 地震の影響（地震時慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、地盤の液状化の影響）	基礎の各部材の力学特性が弾性域を超えることなく、基礎を支持する地盤の力学特性に大きな変化が生じない限界の状態	杭頭反力 ≦許容支持力 発生水平変位 ≦許容水平変位 発生応力度 ≦許容応力度	○静的照査法 （許容応力度法） ○解析モデル ・地盤抵抗：線形弾性体 ・基礎本体：線形弾性体 ・フーチング：剛体
レベル 2	死荷重 土圧 地震の影響（地震時慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、地盤の液状化及び流動化の影響、地震時地盤変位）	基礎の各部材が副次的な塑性化に留まる限界の状態 フーチングは、力学特性が弾性域を超えない限界の状態	基礎が系としての降伏に達しない 杭本体のせん断力≦せん断耐力 フーチングの発生断面力≦耐力	○静的照査法 （地震時保有水平耐力法） ○解析モデル ・地盤抵抗：バイリニア型弾塑性 ・基礎本体：弾塑性（バイリニア型又はトリリニア型） ・フーチング：剛体

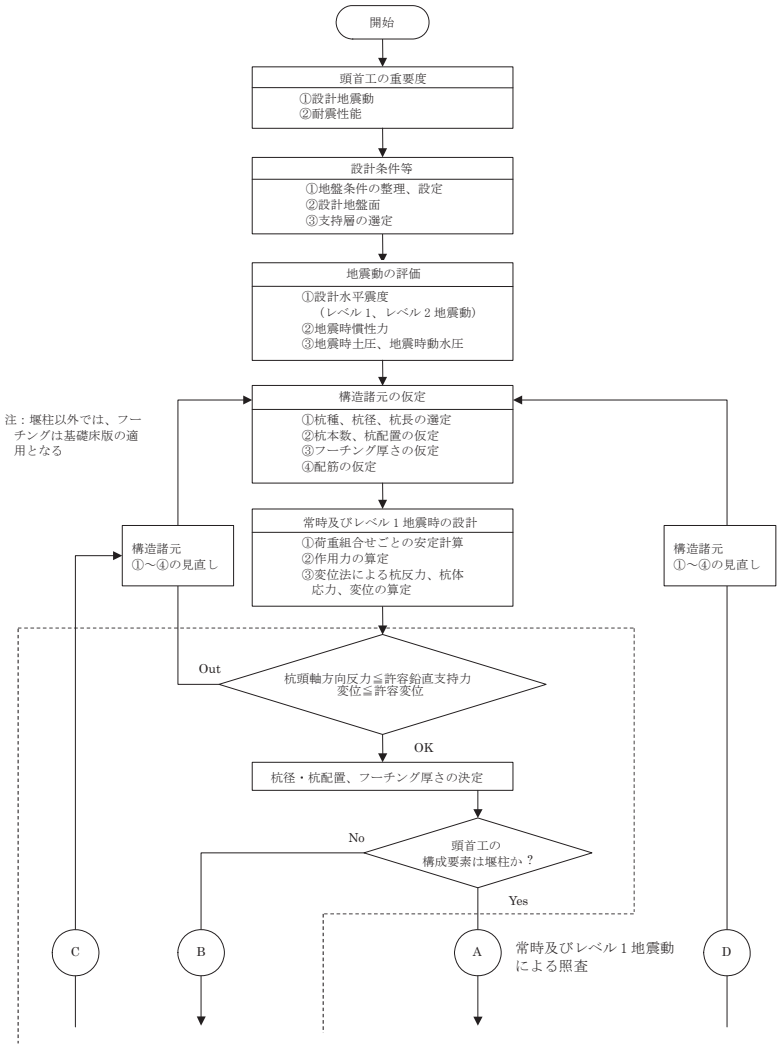
なお、**表-18.7-2** の各地震動レベルに対する計算法の概要を**表-18.7-4** に示す。

表-18.7-4　計算法による杭反力及び変位の計算方法の概要

計算法	概　　要
変　位　法	変位法は、杭基礎構造物全体の力の釣合いから、杭の軸方向力、杭軸直角方向力と同時に変位を求めることができ、現在のところ最も論理的な計算方法である。しかし、この計算には、杭軸方向、杭軸直角方向のバネ定数を必要とし、これらの値は、一般に杭の載荷試験の結果より求めるか、土質調査結果より推定する。
荷重増分法（プッシュオーバー解析）	荷重増分法（プッシュオーバー解析）は、荷重を漸次増加させて杭や地盤の支持の降伏（塑性モデルの発生）を逐次追跡して、構造物モデル全体系の崩壊へ至るプロセスを表現する静的解析法である。解析モデルは、フーチングあるいは床版と杭体からなるラーメン構造モデルとし、このモデルの中には地盤と杭の非線形性を組み込んで、荷重と杭体に発生する部材力や基礎全体の変形の関係を算出するものである。この基礎全体の非線形特性結果(荷重と変位の関係)をもとに地震時保有水平耐力法により照査を行う。

18.7.2　杭基礎設計の手順

杭基礎の一般的な設計は、**図-18.7-1** により設計する。



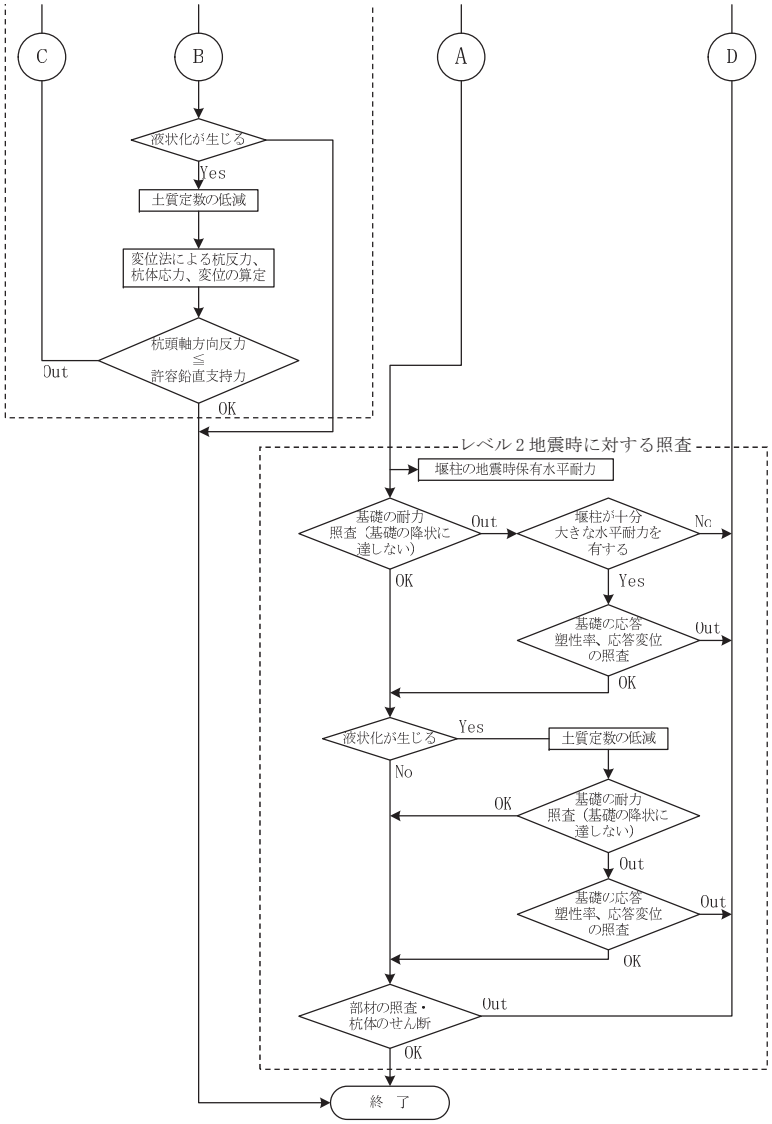


図-18.7-1　杭基礎の設計計算フロー

18.7.3　杭基礎の設計方針

杭基礎の設計方針は次のとおりとする。

(1)　常時及びレベル 1 地震時

ア　杭基礎は地形及び地盤条件、上部構造の特性、環境・施工条件、基礎の施工に要する工期と経済性、その他を考慮しその種類を選定する。

イ　杭基礎に作用する荷重は杭の許容耐力以下とする。

ウ　杭基礎の鉛直方向許容支持力は、杭の支持力のみによると考え、基礎底面の地盤の支持力を杭の支持力に加えない。

エ　荷重の偏心、水平力、引抜き力等を受ける基礎杭は、地盤の抵抗力、及び杭材に発生する応力についてその安全性を検討する。また、施工上考えられる衝撃力に対しても杭材の安全性等を検討する。

オ　地震時に液状化のおそれのある地盤については、この影響を考慮して杭基礎の耐震設計を行う。

カ　一体構造物に対する杭基礎設計に当たっては、支持杭と摩擦杭の混用、摩擦杭でも長さの極端に異なる杭の同時使用は、有害な不同沈下を発生するおそれがあるので注意を要する。

キ　杭基礎の許容変位量は、構造物に支障を及ぼす場合やゲート・機械設備などへの必要な機能を保持する必要がある場合においては、別途、制限値を定めるものとするが、一般的な頭首工における堰柱の杭頭許容変位量は、**18.3.5　許容変位量と残留変位量**の規定に示すように杭径 1,500 mm までの場合は 15 mm とする。

ク　施工後に圧密沈下を生じる地盤に杭基礎を用いる場合は、負の摩擦力など、地盤の沈下が基礎に及ぼす影響について検討を行う。

(2)　レベル 2 地震時

レベル 2 地震時の地震時保有水平耐力法による杭基礎の耐震設計は、以下による。

ア　堰柱基礎に死荷重及び各設計水平震度に相当する慣性力が作用した場合に、基礎が降伏に達しないように設計する。

イ　固有周期を考慮する震度法により設計した堰柱基礎が堰柱躯体の終局耐力と同等以上の水平耐力を有するとともに、十分な変形性能を有するように設計する。

ウ　堰柱躯体の終局耐力相当の設計水平震度が、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度を上回る場合には、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度に同等以上の水平耐力を有するように設計を行う。

エ　流心方向における壁式堰柱の場合や地震時に液状化が生じ、かつ堰柱の保有水平耐力に余裕がある場合で、基礎に主たる塑性化（非線形性）が生じる場合には、基礎の応答塑性率を算定し、塑性率の制限値以下となるように設計する。また、杭基礎の許容塑性率は 4 程度を目安としてよい。

オ　基礎に生じる変位により、ゲートや機械設備に影響がなく堰柱の安全性が損なわれないことを照査する。

カ　地震時に不安定となる地盤がある場合の耐震設計は、土層の不安定が生じないとした場合の設計も行い、いずれか厳しい方の結果を用いる。

キ　管理橋橋台基礎の設計では、地震時保有水平耐力法による耐震設計の対象としない。ただし、以下の条件にある管理橋橋台では、地震時保有水平耐力法によるレベル 2 地震時に対する照査

を検討する。

(ｱ)　管理橋橋台に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある管理橋橋台基礎。

(ｲ)　水平方向分散支承を用いるなど管理橋の地震時水平力の分担が大きい橋

(ｳ)　管理橋橋台であっても背面土等がない特殊な形式等で堰柱と同じような振動特性を有する場合。

18.7.4　レベル 1 地震時

レベル 1 地震時の杭基礎の照査は、堰柱などの上部構造からの荷重を構成する杭（杭群）に作用させ下記の項目について照査する。

①　各杭頭部の軸方向反力は、杭の許容支持力以下とする。

②　杭頭変位は、許容変位量以下とする。

③　杭基礎の各部材に生じる応力度は、杭体の許容応力度以下とする。

また、上記の照査を行うに当たり必要となる許容支持力は、18.7.4(1)に、変位量の算出に必要となる杭のバネ定数は、18.7.4(2)に示す。

本基準書のレベル 1 地震時の照査方法は、基本事項のみを示すが、詳細部分や特殊な設計手法については、設計基準「ポンプ場」などを参照にする。

杭基礎は、場所打ち杭、プレボーリング杭工法を用いる例は一般には少ないこともあり、ここでは、打込み杭、中掘り杭、鋼管ソイルセメント杭について示す。

(1)　許容支持力及び極限支持力

ア　杭の軸方向許容押込み支持力

1 本の杭の軸方向押込み力に対する許容支持力は、杭の自重を考慮する場合は**式(18.7-1)**、打込み杭のように自重が小さく考慮しない場合は**式(18.7-2)**により計算する。

$$R_a = \frac{\gamma}{n}\cdot(R_u - W_s) + W_s - W \quad \cdots\cdots (18.7\text{-}1)$$

$$R_a = \frac{\gamma}{n}\cdot R_u \quad \cdots\cdots (18.7\text{-}2)$$

ここに、　R_a ：杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力(kN)

n ：安全率

表-18.7-5　安全率

	支持杭	摩擦杭
常　時	3.0	4.0
地震時（レベル 1）	2.0	3.0

γ ：安全率の補正係数（支持力推定式の場合：γ ＝ 1.0）

R_u ：地盤から決まる極限支持力（kN）

W_s ：杭で置き換えられる部分の土の有効重量（kN）

W ：杭及び杭内部の土砂の有効重量（kN）

支持力推定式による場合の極限支持力　R_u

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \Sigma \ell_i \cdot f_i \quad \cdots\cdots (18.7\text{-}3)$$

ここに、　R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

A ：杭先端面積（m^2）

q_d ：杭先端で支持する単位面積当たりの極限支持力度（kN/m^2）

U ：杭の周長（m）

ℓ_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m^2）

(ｱ)　杭先端での極限支持力度 q_d の推定

a　打込み杭

打込み杭（打撃工法及びバイブロハンマ工法）の場合、杭先端の極限支持力度 q_d は**図-18.7-2** による。杭先端地盤の設計 N 値及び支持層への根入れ深さは、**図-18.7-3** によって求める。

なお、**図-18.7-3** は、杭先端地盤が、礫・砂・粘性土地盤に適用されるもので、岩・軟岩[注]の場合は対象外である。また、杭先端の設計 N 値は、支持力算定上 40 を上限とする。

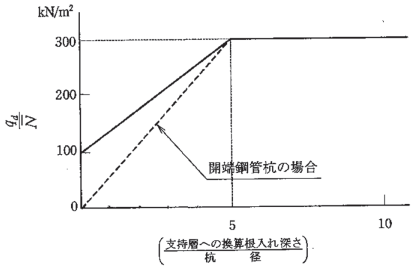


図-18.7-2　杭先端地盤の極限支持力度 q_d の算定図

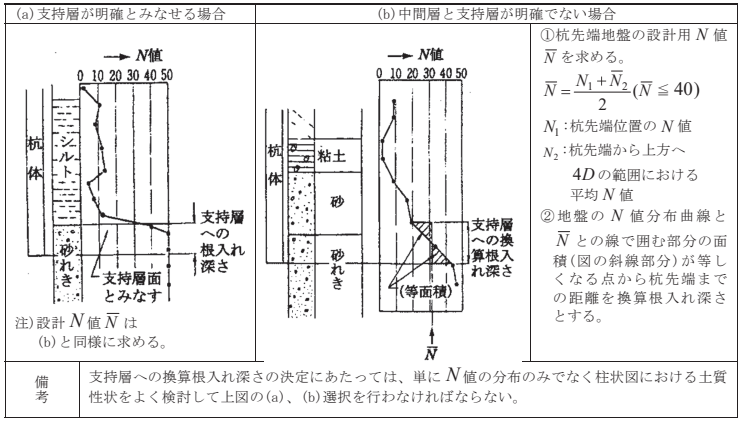


図-18.7-3　支持層への換算根入れ深さの決定法

注）杭先端地盤が岩・軟岩の場合は、別途「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（社）日本道路協会」の参考資料 10 を参照のこと。

b　中掘り杭工法

中掘り杭工法が適用される PHC、SC 及び鋼管の杭先端極限支持力度は、その先端処理法に最終打撃方式、セメントミルク噴射撹拌方式（ただし、砂質系地盤のみに適用）、コンクリート打設方式のいずれかを採用する。（**表-18.7-6** 参照）

表-18.7-6　中掘り杭工法による杭先端の極限支持力度 q_d

先端処理方法	杭先端の極限支持力度の算定法
最終打撃方式	打込み杭の算定法を適用する。
セメントミルク噴射撹拌方式[注1)]（砂質地盤のみに適用）	極限支持力度（kN/m²） $q_d=\begin{cases}150N\ (\leqq 7,500)\ \text{砂層}\\ 200N\ (\leqq 10,000)\ \text{砂礫層}\end{cases}$ ここに、N：杭先端地盤の N 値
コンクリート打設方式[注2)]	場所打ち杭の極限支持力度を適用する。[注3)]

注 1）支持層には杭径程度以上根入れさせるものとし、設計径は杭径とする。
2）コンクリート打設方式は、杭外径以上を支持層に貫入させ、杭内径の 4 倍以上の先端部分をコンクリートで閉塞させる方法である。
3）場所打ち杭の極限支持力度については、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（社）日本道路協会」を参照されたい。

c　鋼管ソイルセメント杭

鋼管ソイルセメント杭工法による杭先端の極限支持力度は、**表-18.7-7** に示す値とする。なお、**式（18.7-3）**における杭先端面積 A は、ソイルセメント柱の断面積とする。

表-18.7-7　鋼管ソイルセメント杭工法による杭先端の極限支持力度 q_d

地盤種類	杭先端の極限支持力度（kN/m²）
砂層	$150N\ (\leqq 7,500)$
砂礫層	$200N\ (\leqq 10,000)$

ただし、N は杭先地盤における標準貫入試験の N 値

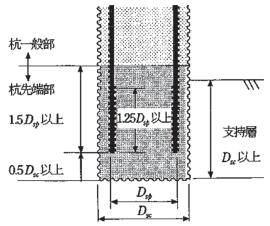


図-18.7-4　鋼管ソイルセメント杭の杭先端部の例

(イ)　杭周面に働く最大周面摩擦力度 f_i の算定

杭周面に働く最大周面摩擦力度は**表-18.7-8** による。ただし、N 値が 5 未満の軟弱層では、粘着力を N 値により推定することは困難なため、別途土質試験により粘着力を求め、最大周面摩擦力を推定してよい。

表-18.7-8　最大周面摩擦力度（kN/m²）

施工方法＼地盤の種類	砂質土	粘性土
打込み杭工法（打撃工法、バイブロハンマ工法）	$2N(\leqq 100)$	C 又は $10N\ (\leqq 150)$
中掘り杭工法	$2N(\leqq 100)$	$0.8C$ 又は $8N\ (\leqq 100)$
鋼管ソイルセメント杭工法	$10N(\leqq 200)$	C 又は $10N\ (\leqq 200)$

注）ただし、C は地盤の粘着力（kN/m²）、N は標準貫入試験の N 値

イ　杭の軸方向許容引抜き力

(ア)　1 本の杭の軸方向許容引抜き力は、**式（18.7-4）**により算出する。

$$P_a=\frac{1}{n}\cdot P_u+W \quad \cdots\cdots\cdots\

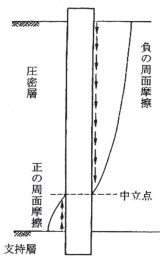


図-18.7-5　負の周面摩擦力と中立点

(イ)　鉛直支持力の検討

負の周面摩擦力を考慮した許容支持力は、**式(18.7-5)**により求める。

$$R_a' = \frac{1}{1.5} \cdot (R_u' - W_s') + W_s' - (R_{nf} + W) \quad \cdots\cdots (18.7\text{-}5)$$

ここに、　R_a'：負の周面摩擦力を考慮した許容支持力（kN）

R_u'：中立点より下にある地盤による杭の極限支持力（kN）。すなわち、中立点の下層から杭先端までの最大周面摩擦力と杭先端の極限支持力（摩擦杭の場合は無視）の和であり、**式(18.7-3)**に準じて計算する。

R_{nf}：負の周面摩擦力(kN)。すなわち、中立点より上にある層の最大周面摩擦力の和。最大周面摩擦力は**表-18.7-8**に準じて計算するが、この場合は $N \leqq 2$ の軟弱層であっても無視してはならない。

W_s'：中立点より下方の杭で置き換えられる部分の土の有効重量（kN）

W：杭及び杭内部の土砂の有効重量（kN）

(ウ)　杭体応力度の検討

負の周面摩擦力により生じる杭体応力度の安全性は、**式(18.7-6)**により照査する。

$$1.2 \cdot (P_0 + R_{nf} + W') \leqq \sigma_y \cdot A_p \quad \cdots\cdots (18.7\text{-}6)$$

ここに、　P_0：杭頭に加えられた死荷重による杭頭荷重（kN）

R_{nf}：負の周面摩擦力（kN）

W'：中立点より上方の部分の杭の有効重量（kN）

σ_y：杭材料の降伏強度（kN/m²）

A_p：照査断面での杭の純断面積（m²）

杭材料の降伏強度は、以下のとおりとしてよい。

鋼　管　杭　：σ_y ＝ 235N/mm²（235,000kN/m²）(SKK400)（SC 杭、鋼管ソイルセメント杭を含む）

既製コンクリート杭　：設計基準強度を 1.3 で除した値

σ_y ＝30N/mm²（30,000kN/m²）（RC 杭）

σ_y ＝61N/mm²（61,000kN/m²）（PHC 杭）

(エ)　杭頭沈下量の検討

支持杭の杭頭沈下量は杭先端地盤の弾性沈下量と杭体の収縮量の和からなる弾性沈下量から求める。

(2)　杭のバネ定数

ア　杭の軸方向バネ定数

杭の軸方向バネ定数 k_v は、杭頭において単位量の杭軸方向の変位を生じさせる杭軸方向力として定義される。この値は、杭反力の算定に用いられるほか、杭基礎の弾性沈下量を推定するのに用いられる。

k_v は、杭の鉛直載荷試験による杭頭荷重－杭頭沈下量曲線から求めることが望ましいが、一般的な杭基礎の設計に当たっては、支持力と同様、推定式によって求めてよい。

(ア)　既往の載荷試験に基づく推定法は、多数の載荷試験における実測 k_v から**式(18.7-7)**の a を逆算し、施工法別に根入れ比 L/D との関係に着目したもので、**式(18.7-9)**にその推定式を示す。

$$k_v = a \frac{A_p E_p}{L} \quad \cdots\cdots (18.7\text{-}7)$$

ここに、　k_v　：杭の軸方向バネ定数（kN/m）

A_p　：杭の純断面積（mm²）

E_p　：杭のヤング係数（kN/mm²）

L　：杭長（m）

なお、鋼管ソイルセメント杭の場合は、**式(18.7-8)**により推定するものとする。

$$k_v = a \frac{A_{sp} E_{sp} + A_{sc} E_{sc}}{L} \quad \cdots\cdots (18.7\text{-}8)$$

ここに、　A_{sp}：鋼管の純断面積（mm²）

E_{sp}：鋼管のヤング係数（kN/mm²）

A_{sc}：ソイルセメント柱の純断面積（mm²）

E_{sc}：ソイルセメントの変形係数（kN/mm²）

$E_{sc} = 500 q_u$

q_u：ソイルセメントの一軸圧縮強度（kN/mm²）

L：杭長（m）

a は、**式(18.7-9)**により算定する。

打込み杭(打撃工法)	$a = 0.014(L/D) + 0.72$
打込み杭(バイブロハンマ工法)	$a = 0.017(L/D) - 0.014$
中掘り杭	$a = 0.010(L/D) + 0.36$
鋼管ソイルセメント杭	$a = 0.040(L/D) + 0.15$

$\cdots\cdots (18.7\text{-}9)$

イ　杭の軸直角方向バネ定数

1 本の杭の軸直角方向バネ定数は、水平方向地盤反力係数を用いて弾性床上の梁の理論に基づき算出する。

1 本の杭の軸直角方向バネ定数 K_1～K_4 は以下に示すように定義される。

K_1、K_3：杭頭部に回転を生じないようにして、杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力（kN/m）及び曲げモーメント（kN・m/m）

K_2、K_4：杭頭部に移動を生じないようにして、杭頭部を単位量だけ回転させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力（kN/rad）及び曲げモーメント（kN・m/rad）

(ｱ)　半無限長（$\beta L_e \geqq 3$）の杭の場合

水平方向地盤反力係数が深さによらず一定で、杭の根入れの深さが十分に長い場合には、林－Chang の考え方に基づき**表-18. 7-10** により算出する。

表-18. 7-10　杭の軸直角方向バネ定数

	杭頭剛結合		杭頭ヒンジ結合	
	$h \neq 0$	$h=0$	$h \neq 0$	$h=0$
K_1	$\dfrac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$	$4EI\beta^3$	$\dfrac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5}$	$2EI\beta^3$
K_2、K_3	$K_1\dfrac{\lambda}{2}$	$2EI\beta^2$	0	0
K_4	$\dfrac{4EI\beta^3}{1+\beta h}\dfrac{(1+\beta h)^3+0.5}{(1+\beta h)^3+2}$	$2EI\beta$	0	0

ここに、　β ：杭の特性値 $\beta=\sqrt[4]{\dfrac{k_H D}{4EI}}$ （m^{-1}）

λ ：$h+\dfrac{1}{\beta}$ （m）

k_H ：水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

D ：杭径（m）

鋼管ソイルセメント杭の場合は、ソイルセメント柱径とする。

EI ：杭の曲げ剛性（$kN・m^2$）

鋼管ソイルセメント杭の曲げ剛性は、ソイルセメントの一軸圧縮強度が $1N/mm^2$ 程度の場合にはその寄与度がわずかなため、鋼管のみの曲げ剛性としてよい。

h ：設計上の地盤面から上の杭の杭軸方向の長さ（m）

(ｲ)　有限長（$1<\beta L_e<3$）

詳細については、「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編」を参照する。

(3)　杭基礎設計手法

杭基礎の設計手法には、フーチングを剛体として仮定し杭基礎全体の変位（フーチングの変位）を杭頭部のマトリックスを介して杭基礎全体（杭群）に作用する水平力・鉛直力・回転モーメントに釣り合わせた式を解く変位法と、杭頭部をフーチングと結合し杭が弾性床上に支持された梁として解くラーメンモデルの方法がある。

変位法は、杭基礎全体（杭群）に作用する水平力・鉛直力・回転モーメントに釣り合わせた式にて、杭全体を 1 つの杭群に変換して変位を及び軸方向力を算出する。杭体の設計は、水平力がすべての杭にて負担すると考え、1 本の杭を弾性床上梁と仮定し行うものである。

ラーメンモデルは、すべてのフーチング及び杭体を地盤バネを考慮したフレーム構造として、ＦＥＭ解析や微小変形解析などの骨組み解析手法を用い、断面力・変位及び軸方向力を算出するものである。

ここでは、基本的な変位法を示す。

ア　変位法における計算上の仮定

変位法における杭反力及びフーチング変位の計算上の仮定は次のとおりである。

(ｱ)　杭基礎は 2 次元構造物とする。

(ｲ)　杭は、押込み・引抜き・曲げともに線形弾性体であるとし、杭頭における軸方向及び軸直角方向のバネ定数はそれぞれ荷重によらず一定とする。また、押込み及び引抜きとも同じバネ定数を用いる。

(ｳ)　フーチングは剛体とし杭群の図心を中心として回転する。

イ　変位法の計算法

変位法による計算方法は、**図-18. 7-6** に示す座標系によりフーチングの任意の 1 点 0 を原点として 0 点の座標軸方向の変位 δ_x、δ_y 及び回転 α を合わせる。

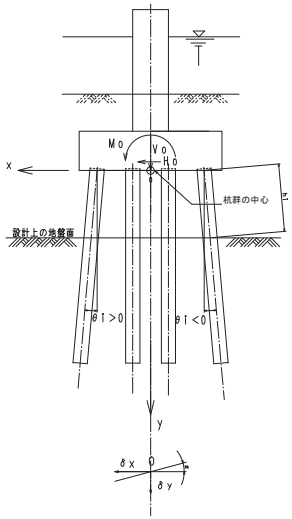


図-18. 7-6　変位法における計算座標

原点 0 は、任意の位置に選んで差し支えないが、通常フーチング下面の杭群の図心に合致させる方が計算過程が容易になる。

このときの、原点の変位は**式 (18. 7-10)** の 3 元連立方程式を解いて求められる。

$$\left.\begin{aligned} A_{xx}\delta_x + A_{xy}\delta_y + A_{x\alpha}\alpha &= H_0 \\ A_{yx}\delta_x + A_{yy}\delta_y + A_{y\alpha}\alpha &= V_0 \\ A_{\alpha x}\delta_x + A_{\alpha y}\delta_y + A_{\alpha\alpha}\alpha &= M_0 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.7\text{-}10)$$

上記の係数は、フーチング底面を水平とすれば**式 (18. 7-11)** のようになる。

$$\left.\begin{aligned} A_{xx} &= \Sigma(K_1\cos^2\theta_i + K_v\sin^2\theta_i) \\ A_{xy} = A_{yx} &= \Sigma(K_v - K_1)\sin\theta_i\cos\theta_i \\ A_{x\alpha} = A_{\alpha x} &= \Sigma\{(K_v - K_1)x_i\sin\theta_i - K_2\cos\theta_i\} \\ A_{yy} &= \Sigma(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i) \\ A_{y\alpha} = A_{\alpha y} &= \Sigma\{(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i + K_2\sin\theta_i\} \\ A_{\alpha\alpha} &= \Sigma\{(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i\sin\theta_i + K_4\} \end{aligned}\right\} \cdots \quad (18.7\text{-}11)$$

ここに、
- H_0 ：フーチング底面より上に作用する水平荷重(kN)
- V_0 ：フーチング底面より上に作用する鉛直荷重(kN)
- M_0 ：原点 0 まわりの外力モーメント(kN･m)
- δ_x ：原点 0 の水平変位(m)
- δ_y ：原点 0 の鉛直変位(m)
- α ：フーチングの回転角 (rad)
- x_i ：i 番目の杭の杭頭の x 座標(m)
- θ_i ：i 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度(°)
- K_1 ：杭頭部に回転を生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角方向力(kN/m)
- K_2 ：杭頭部に移動を生じないようにして杭頭部を単位量だけ回転させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角方向力(kN/rad)
- K_3 ：杭頭部に回転を生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角曲げモーメント(kN･m/m)
- K_4 ：杭頭部に移動を生じないようにして杭頭部を単位量だけ回転させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角曲げモーメント (kN･m/rad)
- K_v ：杭の軸方向バネ定数(kN/m)

変位法に用いる杭群の考え方は、多数の杭を骨組みフレームにて解析することが困難な時代に 3 元連立方程式を解くだけで正確に杭の挙動を把握できる計算手法である。

また、このモデルは、前述したように多数の杭を杭群が、あたかも 1 つの基礎とした等価バネ定数として取り扱える。

そこで、**式 (18. 7-11)** の A_{xx}、$A_{y\alpha}$、$A_{\alpha y}$、$A_{\alpha\alpha}$ 及び A_v は 1 基の基礎の等価バネとして下記のとおり定義できる。

表 18. 7-11　杭頭部の等価バネを組むマトリックス

等価バネ バネの種類	記号
水平バネ	A_{xx}
鉛直バネ	A_v
回転バネ	$A_{\alpha\alpha}$
連成バネ	$A_{x\alpha} = A_{\alpha x}$

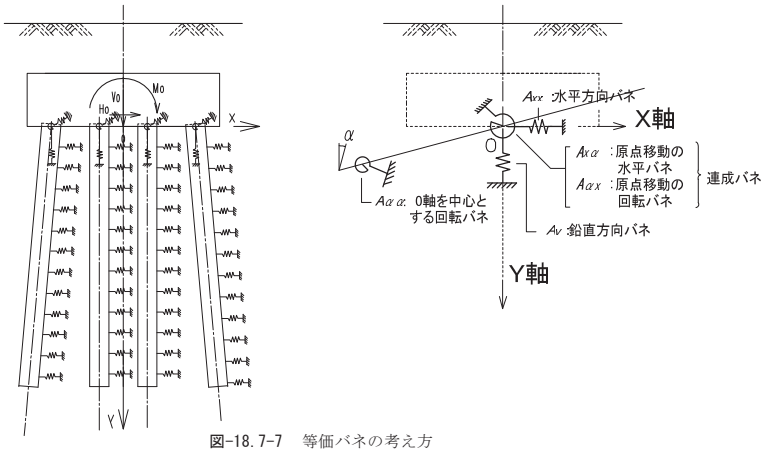


図-18. 7-7　等価バネの考え方

ウ　杭頭へ作用する断面力

以上の計算の結果より求められたフーチング原点における変位（δ_x、δ_y、α）により、各杭頭に作用する杭軸方向力 P_{Ni}、杭軸直角方向力 P_{Hi} 及びモーメント M_{ti} は**式 (18. 7-12)** にて求める。

$$\left.\begin{aligned} P_{Ni} &= K_v\delta_{yi}' \\ P_{Hi} &= K_1\delta_{xi}' - K_2\alpha \\ M_{ti} &= -K_3\delta_{xi}' + K_4\alpha \\ \delta_{xi}' &= \delta_x\cos\theta_i - (\delta_y + \alpha x_i)\sin\theta_i \\ \delta_{yi}' &= \delta_x\sin\theta_i \pm (\delta_y + \alpha x_i)\cos\theta_i \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (18.7\text{-}12)$$

ここに、
- δ_{xi}' ：i 番目の杭の杭頭の軸直角方向変位（m）
- δ_{yi}' ：i 番目の杭の杭頭の軸方向変位（m）
- x_i ：i 番目の杭の杭頭の x 座標（m）
- θ_i ：i 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度（°）
- P_{Ni} ：i 番目の杭の杭軸方向力（kN）
- P_{Hi} ：i 番目の杭の杭軸直角方向力（kN）
- M_{ti} ：i 番目の杭頭に作用する外力としてのモーメント（kN･m）

エ　杭体の照査

杭体の照査は、**式(18.7-12)**の作用力を杭頭へ作用させ弾性床の梁により杭体応力を算出する。その手法は、設計基準「ポンプ場」など関連する技術基準を参考する。

⑷　軟弱粘性土地盤上に設置させる堰柱基礎の設計

ア　軟弱粘性土地盤上で許容変位量の緩和に用いる地盤反力の考え方

従来の地盤反力係数の考え方は、**18.3.6　地盤反力係数**に示すとおり、杭の変形量を小さい変位で抑えその範囲内では地盤反力度は、杭の変位量に比例すると仮定した線形弾性地盤反力法にて着目する変位量yと地盤反力度 p の割線勾配 p/y と定義している。ここで、着目する変位量は杭頭における基準変位で杭径（鋼管ソイルセメント杭であればソイルセメントの杭径）1%(杭径が 1.5m 以下の場合は 15mm)である。

しかしながら、地盤は、完全な弾性体でないので、実際は**図-18.7-8** に示すように荷重と変位量曲線は非線形の関係となる。

このことから、基礎地盤の非線形を考慮する場合には、水平方向地盤反力係数が着目する変位量が増加するとともにk_h は低下する(*kH*のひずみ依存性)から、許容限界として定めた変位量に対する*kH*を設定し、計算した変位量が許容限界としての変位量以下となるようにする。

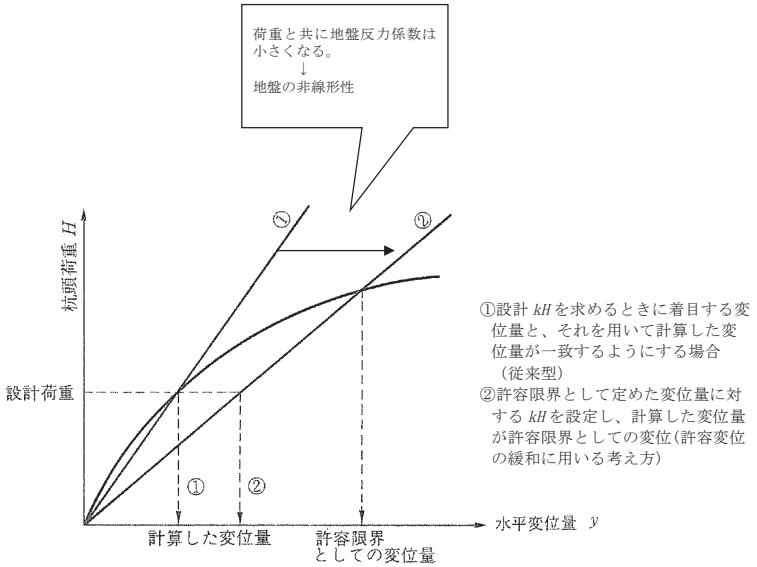


図-18.7-8　杭頭位置における水平方向の荷重-変位曲線

イ　許容変位量の緩和を行う時の手順

従来からの弾性解析法によって基礎の水平変位に大きく影響する深度に軟弱な地盤があり、このことが水平変位に大きく寄与する場合は、従来の許容変位を満足するために基礎の剛性を確保すると杭頭反力や杭体の応力が小さくなり杭頭変位とのバランスを欠く設計となる場合がある。

そこで、特に軟弱な沖積粘性土地盤(*N* 値が 5 未満の粘性土を想定)に計画される堰柱の杭基礎の常時、暴風時及びレベル 1 地震時の設計は、以下の手順により行うのがよい。

(ｱ)　基礎の水平変位に大きく影響を与えると考えられる深度(一般には杭頭から $1/\beta$ 程度)において沖積粘性土層の層厚の合計が砂質土層の層厚の合計より大きい場合には、十分な地盤調査を実施する。例えば、詳細調査においては、標準貫入試験のみならず、乱さない試料を用いた三軸圧縮試験(若しくは一軸圧縮試験でもよい)や孔内水平載荷試験などにより沖積粘性土の調査を行うのがよい。

(ｲ)　三軸圧縮試験結果や孔内水平載荷試験結果などに基づき、より適切に水平方向地盤反力係数の評価を行った上で、常時、暴風時及びレベル 1 地震時などの部材の健全性を保つケースの設計を行う。

(ｳ)　(ｲ)によっても、基礎に発生する水平変位が決定要因となる一方で、部材応力度や杭頭反力が小さくバランスを著しく欠く結果となる場合には、水平変位の制限を緩和する杭基礎としての設計を検討する。

ここで、注意しなければならないのは、水平変位の緩和を行うには、従来より許容応力度法の安全率を低く見積もることとなるので、正確に地盤の状況を把握することが必要である。標準貫入試験の *N* 値にのみ基づき評価した地盤の剛性を条件として設計した結果だけから(3)のような設計の必要性は論じられない。(1)による水平方向地盤反力係数の推定や、*N* 値が 5 未満の粘性土では、粘着力を *N* 値により推定することは信頼性が乏しいので、そのような土層における杭の周面摩擦力は別途土質試験により粘着力を求めることが推奨される。

ウ　許容変位量の緩和の解析法

水平変位の制限を緩和する杭基礎の設計を行う場合は、 地盤抵抗の非線形性を考慮した解析法を用いて照査する。ここでいう地盤抵抗の非線形性を考慮した解析法は、着目する変位量を基準とした、**式(18.7-13)**に示す水平方向地盤反力係数を用いた変位法を基本とする。

$$k_H' = \boxed{k_H}\left(\frac{y'}{Y}\right)^{-1/2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.7\text{-}13)$$

ここに、　k_H' ：着目する変位量を基準とした水平方向地盤反力係数（kN/m³）

$\boxed{k_H}$ ：基準変位量 y に対する水平方向地盤反力係数（kN/m³）

y'　：着目する変位量(mm)。ただし、杭径(鋼管ソイルセメント杭の場合は、ソイルセメント柱径)の 3.5%以下(≦50mm)とする。

Y　：基準変位量(mm)で杭径(鋼管ソイルセメント杭の場合は、ソイルセメント柱径)の 1%とする。

18.7.5　レベル 2 地震時

可動堰の杭基礎を対象としたレベル 2 地震時に対する杭基礎の照査は、地震時保有水平耐力法により行う。

照査は、12.7.2(2)　式(12.7-10)、式(12.7-11)に示す基礎に作用する設計水平震度 k_{hp} が作用した時、杭基礎が降伏しないことを照査する。

なお、可動堰柱が設計水平震度に対し十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合や液状化の影響がある場合などのやむを得ないと判断される場合は、基礎の塑性化が生じることを考慮してもよい。このときの照査法は、基礎の応答塑性率及び応答変位による。

また、十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合の判断基準の目安は、設計水平震度に対し終局水平耐力に十分に大きな余裕がある場合とし式(18.7-14)を満足しているときと考えてもよい。

$$\left.\begin{array}{l} P_a \geqq 1.5\ k_{hc} \times W \\ \text{又は、} \\ k_{hy} \geqq 1.5\ k_{hc} \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\

イ　解析の方法

解析は、アのモデルを用いて荷重増分法（プッシュオーバー解析）により、各荷重ステップの杭基礎の各部材の断面力、杭頭反力度及び変位を杭体及び地盤の特性を適切に考慮して荷重と変位の関係を算出する。

また、荷重増分法に用いる各荷重ステップ α_i は、堰柱の設計水平震度 k_{hc} とフーチングを含む基礎に作用する設計水平震度 k_{hg} が異なるため、k_{hc} を 1 として両方の震度の相関を保つ係数となる。

また、各部位の震度の与え方は、以下の手順による。

(ｱ)　領域①　$\alpha_i k_{hc} \leqq k_{hp}$

堰柱及びこれが支持する管理橋・機械室などには水平震度 $\alpha_i k_{hc}$ を、フーチングを含む基礎工には水平震度 $\alpha_i k_{hg}$ を、α_i が 0 から k_{hp}/k_{hc} に達するまで段階的に増加させながら作用させ、各段階における基礎の断面力、杭頭反力及び変位を計算する。

(ｲ)　領域②　$k_{hp} < \alpha_i k_{hc}$

堰柱及びこれが支持する管理橋・機械室などに作用させる水平震度 $\alpha_i k_{hc}$ が k_{hp} に達すると、堰柱に塑性ヒンジが発生し、橋脚躯体基部から基礎に伝達される作用力は増加しないものと仮定する。したがって、上部構造及び橋脚躯体にはこの k_{hp} を保持したままフーチングを含む基礎に作用させる水平震度 $\alpha_i k_{hg}$ が 1 に達するまで分割し、段階的に増加させ、各段階における基礎の断面力、杭頭反力及び変位を計算する。

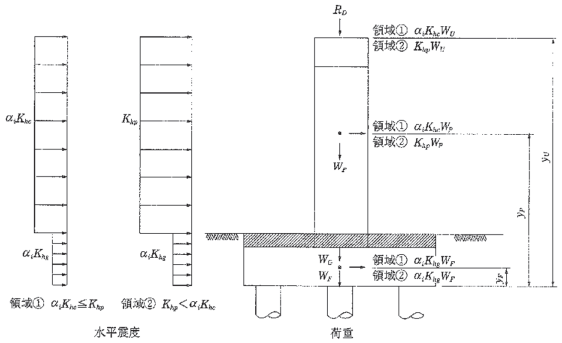


図-18.7-12　基礎の安全性の判定において作用させる荷重

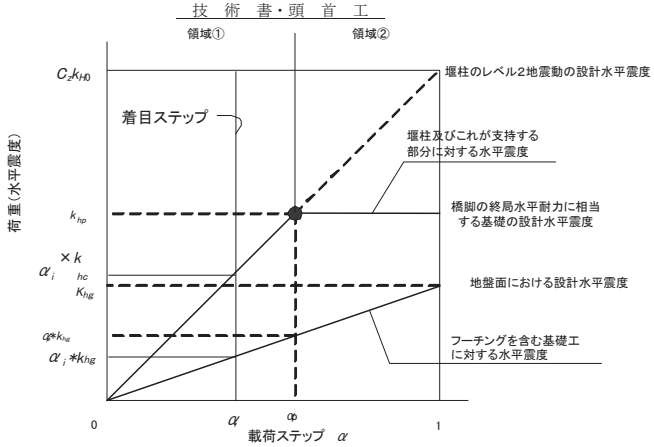


図-18.7-13　荷重ステップと各部位に作用させる荷重

(3)　安全性の照査

ア　基礎に塑性化を考慮しない場合

基礎に塑性化を考慮しない場合の杭基礎照査は、堰柱の終局水平耐力と同等以上とし、十分な変形性能を有するようにする。そこで、**式(18.7-15)**に示すとおり、**式(12.7-10)**、**式(12.7-11)**の基礎の塑性化を考慮しない場合の基礎の設計水平震度 k_{hp} と 18.7.5(1)に示した荷重増分法により杭基礎の降伏条件のいずれかに達した時の水平震度 k_{hy} を比較することにより行う。

$$k_{hy} \geqq k_{hp} \cdots\cdots (18.7\text{-}15)$$

ここに、　k_{hp}　：基礎に塑性化を考慮しない場合の基礎の設計水平震度

k_{hy}　：基礎の降伏水平震度

また、杭基礎の降伏条件は、下記のとおりである。

(ｱ)　すべての杭において杭体が降伏する。（杭体曲げ先行型）

(ｲ)　一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。（鉛直支持力先行型）

なお、(ｱ)の場合は、基礎全体系は降伏しているが杭体に着目すれば塑性化していることになる。

イ　基礎の塑性化を考慮する場合

基礎に主たる塑性化を考慮する場合は、基礎に生じる損傷が補修可能な程度の範囲に収まるように応答塑性率並びに応答変位が許容値以下となるように照査する。

応答塑性率及び応答変位は、エネルギー一定則により**式(18.7-16)**、**式(18.7-17)**により算出する。

$$\left.\begin{aligned} \mu_{Fr} &= \frac{1}{r}\left\{-1(1-r)\sqrt{1-r+r\left(k_{hcF}/k_{hyF}\right)^2}\right\} \quad (r \neq 0) \\ \mu_{Fr} &= \frac{1}{2}\left\{1+\left(k_{hcF}/k_{hyF}\right)^2\right\} \quad (r = 0) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (18.7\text{-}16)$$

$$\delta_{Fr} = \mu_{Fr}\delta_{Fy} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.7\text{-}17)$$

ここに、　μ_{Fr}　：基礎の応答塑性率

δ_{Fy}　：基礎が降伏に達する時の上部構造の慣性力の作用位置における水平変位（m）

δ_{Fr}　：基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における応答変位（m）

r　：基礎の降伏剛性に対する 2 次剛性の比

k_{hcF}　：基礎が降伏に達する時の水平震度

k_{hyF}　：応答値を算出するための設計水平震度

$$k_{hcF} = C_D C_Z k_{hc0}$$

C_D　：減衰定数別補正係数　直接基礎以外　2/3

C_Z　：地域別補正係数

k_{hc0}　：レベル 2 地震時の設計水平震度の標準値

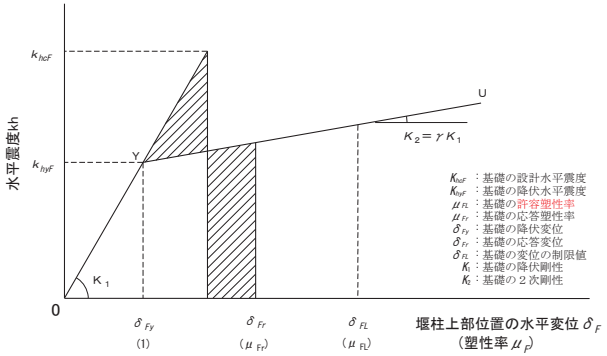


図-18.7-14　エネルギー一定則による基礎の応答塑性率の算出方法

基礎の降伏剛性に対する 2 次剛性の比は、通常は r ＝ 0 とするが、鉛直支持力先行型の場合は考慮しても良い。このときの 2 次剛性は、基礎の荷重－変位曲線において基礎の降伏と許容塑性率に対する点を結ぶ剛性として良い。

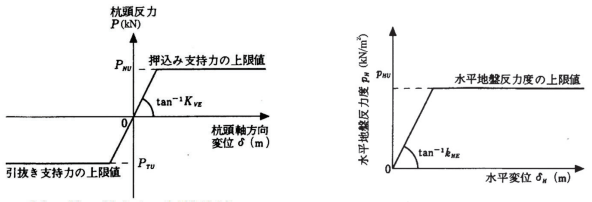
なお、レベル 2 地震時に対する設計水平震度としてタイプⅠとタイプⅡがあるが、基礎全体系の耐力に及ぼす荷重の繰り返し回数の影響など十分に把握されてないことから、両者のうち大きい値を用いる。ただし、液状化の影響を考慮する場合においては、土質定数の低減係数 D_E は、タイプⅠ及びタイプⅡの地震時の値のうち小さな値を用いる。

⑷　地盤及び杭体の非線形モデル

ア　地盤の非線形モデル

(ｱ)　杭の軸方向の抵抗特性

杭の軸方向の抵抗特性は、**図-18.7-15** に示す地震時保有水平耐力法に用いる杭の軸方向バネ定数 K_{VE} を初期勾配とし、押込み支持力の上限値 P_{NU} 及び引抜き支持力の上限値 P_{TU} を上限値とするバイリニア型とする。



(a)　杭の軸方向の抵抗特性　　(b)　杭の軸直角方向の抵抗特性

図-18.7-15　杭の抵抗特性

ここで、地震時保有水平耐力法に用いる杭の軸方向バネ定数 K_{VE} は、18.7.4(2)により算定される杭の軸方向バネ定数 K_V とする。

地震時の K_V の値についてはよくわかっていないのが現状であり、ここでもレベル 1 地震時の場合と同様、常時と同じ値を用いる。

押込み支持力の上限値 P_{NU} 及び引抜き支持力の上限値 P_{TU} は、**式(18.7-18)**及び**式(18.7-19)**により算定する。

$$P_{NU} = \min(R_u、R_{PU}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.7\text{-}18)$$

$$P_{TU} = \min(P_u + W、P_{PU}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.7\text{-}19)$$

ここに、　P_{NU}　：押込み支持力の上限値（kN）

P_{TU}　：引抜き支持力の上限値（kN）

R_u　：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）で、18.7.4(1)の規定により算出する。

P_u　：地盤から決まる杭の極限引抜き力（kN）で、18.7.4(1)の規定により算出する。

W　：杭及び杭内部の土の有効重量（kN）

R_{PU}　：杭体から決まる押込み支持力の上限値（kN）

P_{PU}　：杭体から決まる引抜き支持力の上限値（kN）

PHC 杭、SC 杭及び RC 杭の場合、杭体から決まる押込み支持力の上限値 R_{PU} は**式(18.7-20)**により算定するものとし、杭体から決まる引抜き支持力の上限値 P_{PU} は軸方向の鋼材のみの降伏強度により算定する。また、鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の場合の R_{PU}、P_{PU} は、鋼管の降伏点に対応する軸方向圧縮力及び軸方向引張力とする。なお、R_{PU}、P_{PU} の算出に用いる杭の断面積は、杭頭部の断面を用いてよい。

$$R_{PU} = 0.85\sigma_{ck}A_c + \sigma_y A_s \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.7\text{-}20)$$

ここに、　R_{PU}　：杭体から決まる押込み支持力の上限値（kN）

σ_{ck}　：コンクリートの設計基準強度（kN/m²）

A_c　：コンクリートの断面積（m²）

σ_y　：鋼材の降伏強度（kN/m²）

A_s　：鋼材の断面積（m²）

(ｲ)　杭の軸直角方向の抵抗特性

杭の軸直角方向の抵抗特性は、**図-18.7-15(b)**に示す地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 p_{HU} を上限値とするバイリニア型とする。k_{HE} 及び p_{HU} は次式により求める。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad \cdots\cdots (18.7\text{-}21)$$

$$p_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U \quad \cdots\cdots (18.7\text{-}22)$$

ここに、k_{HE} ：地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数（kN/m³）

p_{HU} ：水平地盤反力度の上限値（kN/m²）

k_H ：地震時の水平方向地盤反力係数（kN/m³）で、**18.3.6　地盤反力係数**により求める。

p_U ：地震時の受働土圧強度（kN/m²）で、**12.3.13　地震時土圧**に示す受働土圧係数を用いる。

α_k ：単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数

α_p ：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

η_k ：群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数

η_p ：群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数

α_k 及び α_p は、**表-18.7-12** に示す値を用いてよい。

群杭効果を考慮した水平地盤反力係数の補正係数 η_k は、次の値を用いてよい。

$$\eta_k = 2/3 \quad \cdots\cdots (18.7\text{-}23)$$

群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数 η_p は、次の値を用いてよい。

粘性土地盤：$\eta_p = 1.0$ ……（18.7-24）

砂 質 地 盤：$\eta_p \alpha_p$ ＝荷重載荷直角方向の杭の中心間隔/杭径（≦ α_p）‥（18.7-25）

ただし、砂質地盤における最前列以外の杭の水平地盤反力度の上限値 P_{HU} は、**式(18.7-22)**により算出される値の 1/2 を用いる。

フーチング前面の地盤が長期的に安定して存在しており、また、良質で設計上水平抵抗を期待できる場合には、フーチング周面の地盤抵抗を考慮してよい。ここで、フーチング前面の水平抵抗は、ケーソン基礎に準じて、**式(18.8-8)**により水平方向地盤反力係数を、**式(18.8-37)**により水平地盤反力度の上限値を算定してよい。ただし、**式(18.8-8)**において、α_k は 1.0 とする。

表-18.7-12　補正係数

地盤の種類	α_k	α_p
砂質地盤	1.5	3.0
粘性土地盤	1.5	1.5

イ　杭体の非線形モデル

(ｱ)　杭体の曲げモーメント～曲率の関係

PHC 杭、SC 杭及び RC 杭の杭体の曲げモーメント～曲率の関係は、**図-18.7-16** に示すようにトリリニア型にモデル化する。ここで、降伏時とは最外縁の鋼材の応力度が降伏に達する時とし、終局時とは圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時あるいは PC 鋼材のひずみが 5%に達する時とする。

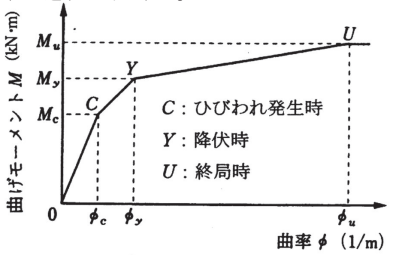


図-18.7-16　曲げモーメント～曲率関係

また、SC 杭のコンクリートの応力度～ひずみ曲線は**図-18.7-17** に示すとおりとする。

鉄筋の応力度～ひずみ曲線は、「道路橋示方書・同解説 V　耐震設計編」(10.3)の規定によるものとし、PC 鋼材の応力度～ひずみ曲線は**図-18.7-18** に示すとおりとする。

鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の杭体の曲げモーメント～曲率の関係は、**図-18.7-20** に示すように全塑性モーメントを上限値とするバイリニア型とする。

この曲げモーメント～曲率の関係は、鋼材の応力度～ひずみ曲線を**図-18.7-19** に示すバイリニア型として求めたものである。

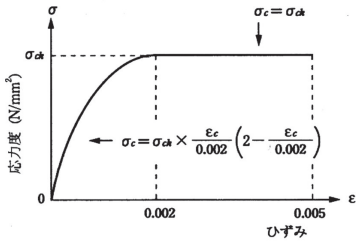


図-18.7-17　SC 杭のコンクリートの応力度～ひずみ曲線

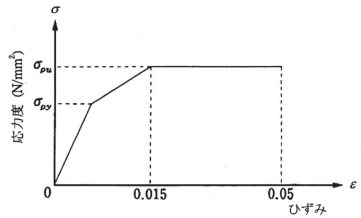


図-18.7-18　PC 鋼材の応力度～ひずみ曲線

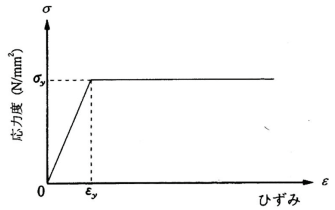


図-18. 7-19　鋼材の応力度～ひずみ曲線

(4)　杭種による非線形モデル

a　鋼管杭

鋼管杭の非線形モデルは、全塑性モーメントを上限値とする弾塑性型とする。また、全塑性モーメント及び勾配変化点Y'の曲率 ϕ_y は下式により求める。

$$M_p = M_{p0} \times \cos(\alpha\pi/2) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.7\text{-}26)$$

$$\phi_y' = (M_p / M_y)\phi_y \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.7\text{-}27)$$

ここに、 M_p ：鋼管杭の全塑性モーメント（kN・m）

ϕ_y ：勾配変化点の鋼管杭の曲率（1/m）

M_{p0} ：軸力がない場合の鋼管杭の全塑性モーメント（kN・m）

$$M_{P0} = Z_P \sigma_y$$

M_y ：鋼管杭の降伏モーメント（kN・m）

$$M_y = (\sigma_y - N/A)Z_e$$

α ：モーメントがない場合の降伏軸力 N_0 と作用軸力Nとの比

$$\alpha = N / N_0$$

N_0 ：モーメントがない場合の降伏軸力（kN）

$$N_0 = \sigma_y A$$

Z_p ：鋼管杭の塑性断面係数　（m³）

$$Z_p = \frac{4}{3} r^3 \left\{1 - (1 - t/r)^3\right\}$$

Z_e ：鋼管杭の断面係数(m³)

$$Z_e = \frac{\pi}{4}\left\{r^4 - (r-t)^4\right\} / r$$

σ_y ：鋼材の降伏強度（kN/m²）

r ：鋼管杭の半径（m）

t ：鋼管杭の板厚（m）

A ：鋼管杭の断面積（m²）

ϕ_y ：鋼管杭の降伏時曲率（1/m）

$$\phi_y = M_y / EI$$

鋼管の種類	降伏強度 σ_y
SKK400	235(N/mm²) 235,000(kN/m²)
SKK490	315(N/mm²) 315,000(kN/m²)

EI ：鋼管杭の曲げ剛性（kN・m²）

E ：鋼管のヤング係数（kN/m²）

I ：断面 2 次モーメント（m⁴）

N ：杭一本当たりの死荷重による杭頭反力 $N = V_0/n$

V_0 ：地震時の杭基礎に作用する死荷重（kN）

n ：杭本数

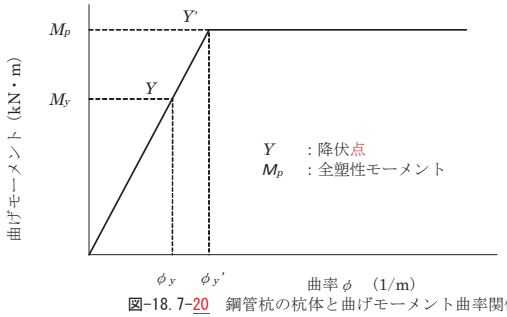


図-18. 7-20　鋼管杭の杭体と曲げモーメント曲率関係

b　鋼管ソイルセメント杭

全塑性時の曲げモーメント M_p 及び曲率 ϕ_y' を次式により算出する。

$$M_p = M_{p0} \cdot \cos\left(\frac{\alpha \cdot \pi}{2}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.7\text{-}28)$$

$$\phi_y' = \left(\frac{M_p}{M_y}\right) \cdot M_{p0} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.7\text{-}29)$$

ここに、 M_p ：全塑性モーメント（kN・m）

ϕ_y' ：勾配変化点の鋼管ソイルセメント杭の曲率　(1/m)

M_{p0} ：軸力がない場合の全塑性モーメント（kN・m）

$$M_{p0} = Z_p \sigma_y$$

M_y ：降伏モーメント　(kN・m)

α ：モーメントがない場合の降伏軸力 N_0 と N の比

$$\alpha = \frac{N}{N_0}$$

N_0 ：モーメントがない場合の降伏軸力　(kN)

$$N_0 = \sigma_y A$$

Z_p ：塑性断面係数　(m³)

$$Z_p = \frac{4}{3} \cdot r^3 \cdot \left\{1 - \left(1 - \frac{t}{r}\right)^3\right\}$$

Z_e ：断面係数　(m³)

$$Z_e = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{r^4 - (r-t)^4}{r}$$

σ_y ：鋼管杭の降伏強度　(kN/m²)

r ：鋼管杭の半径　(m)

t ：鋼管の板厚　(m)

A ：鋼管杭の断面積　(m²)

ϕ_y ：降伏時の曲率　(1/m)

$$\phi_y = \frac{M_y}{EI}$$

EI ：鋼管杭の曲げ剛性　(kN/m²)

c　PHC 杭

ひび割れ時及びひび割れ以降の曲げモーメント M_c、曲率 ϕ_c は、以下の仮定により計算する。

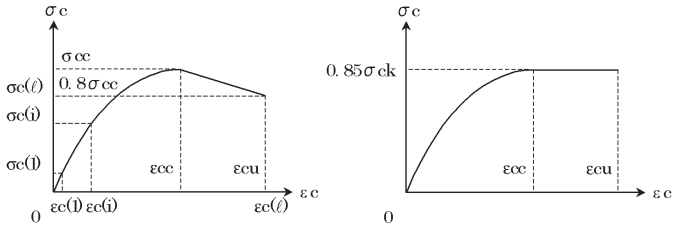
(a)　PHC 杭の断面は、破壊に至るまで平面を保持する。

(b)　同一円周上に均等に配置された PC 鋼材は、等断面積の薄肉鋼管とみなす。

(c)　曲げひび割れは、全断面有効として引張り側最外縁のコンクリート応力度が曲げ引張り強度に達した時に生じるものとし、それ以降の曲率は引張り側コンクリートの応力度を無視して求める。

(d)　降伏時とは引張り側最外縁の PC 鋼材の応力度が降伏点に達する時とし、終局時とは圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時、あるいは PC 鋼材の引張りひずみが 5%に達する時とする。

(e)　コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、図-18.7-21 による。



中詰めコンクリート充填部　　一般部

図-18.7-21　PHC 杭のコンクリートの応力ひずみ曲線

ここに、 σ_c ：コンクリートの応力度　(N/mm²)

σ_{cc} ：横拘束筋で拘束されたコンクリート強度　(N/mm²)

$\sigma_c(i)$ ：圧縮縁における任意のコンクリートの応力度　(N/mm²)

$(i = 1 \sim \ell)$

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度　(N/mm²)

ε_c ：コンクリートのひずみ

$\varepsilon_c(i)$ ：圧縮縁における任意のコンクリートのひずみ

$(i = 1 \sim \ell)$

ε_{cc} ：最大圧縮応力時のコンクリートのひずみ

ε_{cu} ：横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

(f)　PC 鋼材の応力度-ひずみ曲線は、図-18.7-22 による。

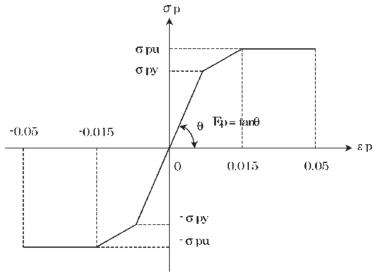


図-18.7-22　PHC 杭の PC 鋼材の応力ひずみ曲線

ここに、 σ_p ：PC 鋼材の応力度　(N/mm²)

σ_p^y ：PC 鋼材の降伏強度　(N/mm²)

σ_p^u ：PC 鋼材の終局点　(N/mm²)

ε_p ：PC 鋼材のひずみ

E_p ：PC 鋼材のヤング係数　(N/mm²)

(g)　ひび割れ時の曲げモーメント及び曲率を次式により算出する。

$$M_c = \frac{I_e}{r_0}\left(\sigma_{ce} + \sigma_{bt} + \frac{N}{A_e}\right) \quad \cdots\cdots (18.7\text{-}30)$$

$$\phi_c = \frac{M_c}{E_c A_e} \quad \cdots\cdots (18.7\text{-}31)$$

ここに、 M_c ：ひび割れモーメント　(N･mm)

A_e ：コンクリートの換算断面二次モーメント　(mm⁴)

r_0 ：外形半径　(mm)

σ_{ce} ：有効プレストレス量　(N/mm²)

σ_{bt} ：コンクリートの曲げ引張り強度 $(\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3})$ (N/mm²)

N ：外力としての軸力　(N)

A_e ：コンクリートの換算断面積　(mm²)

E_c ：コンクリートのヤング係数　(N/mm²)

⑸　解析の手順

ア　解析のフロー

杭基礎の標準的な解析手法は、図-18.7-23 のフロー図のとおりである。

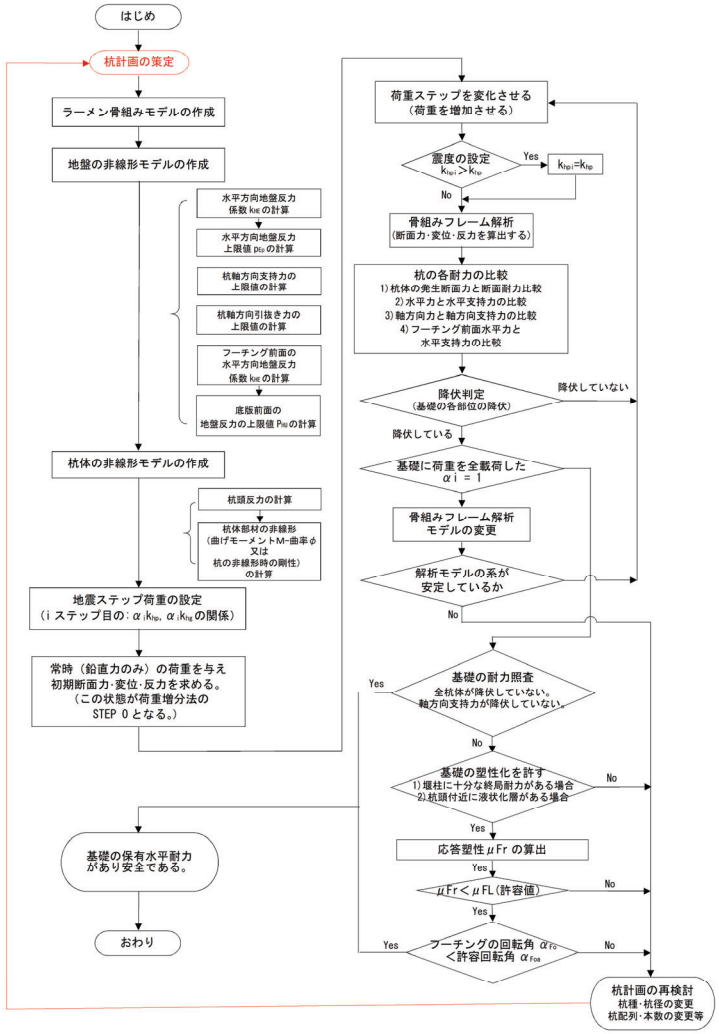


図-18.7-23　杭基礎の標準的な照査フロー

イ　ラーメン骨組み構造の作成

基礎工の地震時保有水平耐力法は、地盤の特性・基礎本体の特性を非線形（弾塑性）として取り扱い、逐次荷重を変化させながら基礎の変位・軸方向力・水平方向力及び杭体の断面力を把握する必要がある。そこで、基礎体は、図-18.7-24 に示すラーメン骨組みとしてモデル化する方法が一般的となる。

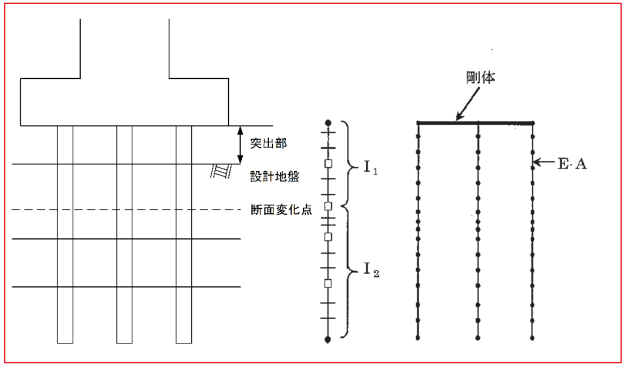


図-18.7-24　ラーメン骨組みモデルの例

なお、各部位が降伏を迎えると骨組みモデルが変更していくことに特徴がある。

また、解析に必要となる節点の分割は、各杭体を断面変化点、突出部、地層変化点で区分けして、その区間を細かいピッチ(杭径の 1/2～1/5 の程度)で作成する。

ウ　地盤バネの設定

水平方向地盤反力係数から、各杭体を弾性床上の梁として骨組みモデルを作成するので、図-18.7-25 に示すように各地層内にある杭体部材の軸直角方向に地盤バネ k_{Hi}（i＝1～地層数）を設け水平方向の地盤のモデル化を行う。

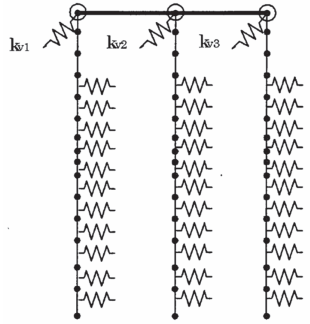


図-18.7-25　骨組みモデルの地盤及び杭体の鉛直方向バネの付け方の例

また、鉛直方向地盤反力係数から、骨組みモデルの杭頭の位置に杭体の鉛直地盤バネのモデル化を行う。なお、各地盤反力の上限値・軸方向力の上限値に達した場合は、バネを取り除いたりすることが必要となる。

エ　初期断面力の算定

初期断面力は、杭体の非線形モデル（$M-\phi$ 関係）を作成するに当たり、軸力が必要となるので、常時の断面力や変位・杭頭反力を図-18.7-26 に示すラーメン骨組みモデルに鉛直力を作用させ求めておく。

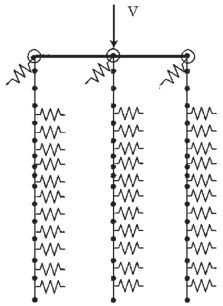


図-18.7-26　初期断面力の算出モデル

オ　杭基礎全体系の水平力－変位関係の作成

基礎工の保有水平耐力の照査には、杭基礎全体系の水平力－変位関係を作成し、基礎工としての降伏時の水平力（降伏時の水平震度）や、最大荷重となるまでの各ステップの水平荷重（設計水平震度 k_{hp}）と変位の関係（基礎工としての非線形特性）が必要となる。

そこで、基礎の非線形特性を得るためには、図-18.7-27 に示すとおり杭体や地盤の非線形を解析モデルに取り込み逐次モデルの系を変更して行くことが必要である。

(ｱ)　杭基礎の抵抗要素の非線形モデルの種類

杭基礎の抵抗要素には、杭体抵抗・水平方向の地盤抵抗・鉛直方向の地盤抵抗があるが、各々の非線形モデルを作成しておく必要がある。また、これに伴い解析モデルを変更する必要があるが、その内容は以下のとおりである。

a　杭体の非線形モデル

トリリニアモデル→杭体部材の剛性変化　　場所打ち杭・PHC 杭・RC 杭

バイリニアモデル→ヒンジ結合モデルへ変更　　鋼管杭・鋼管ソイルセメント杭

b　杭の水平抵抗の非線形モデル：水平地盤反力度～水平変位曲線→部材バネの取り外し

c　杭の鉛直抵抗の非線形モデル：杭頭反力～杭頭沈下量曲線　→支点バネの取り外し

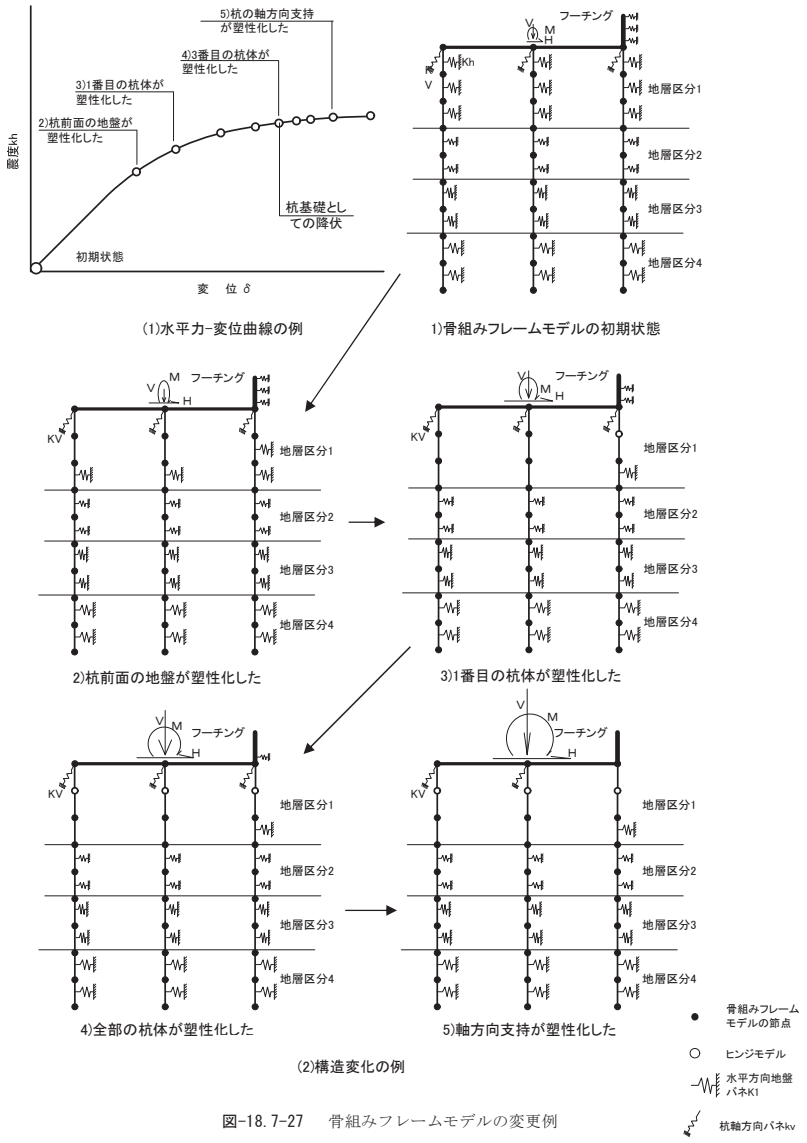


図-18.7-27　骨組みフレームモデルの変更例

なお、解析は、逐次、第 1 ステップから最終ステップまで解析を行うこともできるが、次の降伏点（部材の降伏点や支持力の降伏点を指す）までは、線形関係となるので、下記のような鋏打ち法が現実的である。

ステップ 1：フル載荷状態から得られた断面力・変位・反力と、与えられた非線形データとを比較して最も厳しい状態(非線形特性を示す曲線の変曲点を最も大きく越えている状態)の箇所を探す。

ステップ 2：最も厳しい箇所が、越えた変曲点の状態になるように断面力・変位・反力等を低減する。(この低減により他の箇所は、変曲点を越えていない状態になりステップ 1 とは線形関係となる。)

ステップ 3：変曲点の状態になった箇所について構造系の変更を行う。

(ｲ)　杭体の解析モデルの変化方法の例

杭体の解析モデルの変化は、杭種により非線形モデルがバイリニアモデルとトリリニアモデルがあるのでこれに合うようにする。

a　鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭

鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の杭体と曲げモーメントと曲率の関係は、図-18_7-28 に示すが、降伏点の部材端部に発生した曲げモーメントの絶対値｜M_i｜と降伏モーメントとを比較し、これに達した時に解析モデルを変更する。

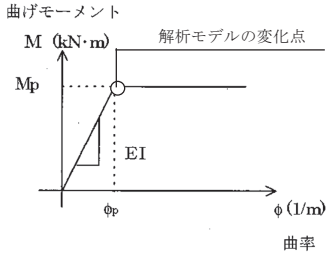


図-18. 7-28　杭体の曲げモーメント～曲率曲線（鋼管系の杭）

解析モデルの変更は、図-18. 7-29 に示すとおり、杭体の降伏点に達した部材端の骨組みモデルをヒンジ結合に変更する。

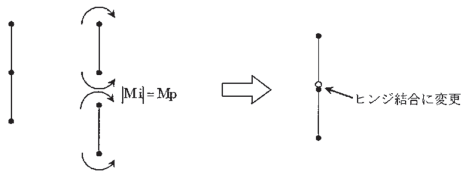


図-18. 7-29　骨組みモデル変更の例

b　場所打ち杭、PHC 杭、SC 杭、RC 杭

場所打ち杭、PHC 杭、SC 杭、RC 杭の杭体と曲げモーメントと曲率の関係は、図-18_7-30 に示すが、構造系の変化点は、コンクリートひび割れ時 C 点（M_c、ϕ_c）、引張鉄筋の降伏時 Y 点（M_y、ϕ_y）及びコンクリートの終局時 U 点（M_u、ϕ_u）の 3 点であり、おのおのの部材端部に発生した曲げモーメントの絶対値｜M_i｜と各限界状態の耐力を比較し、これに達した時に各々解析モデルを変更する。

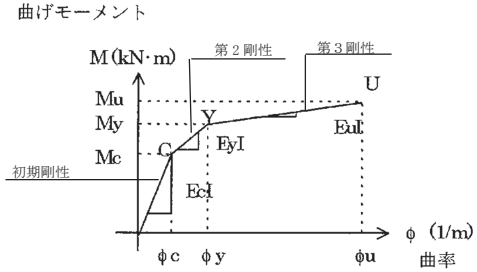


図-18. 7-30　杭体の曲げモーメント～曲率曲線(コンクリート系の杭)

解析モデルの変更は、図-18. 7-31 に示すとおり、コンクリートひび割れ時であれば初期剛性から第 2 剛性、引張鉄筋の降伏時であれば第 2 剛性から第 3 剛性に変化させる。

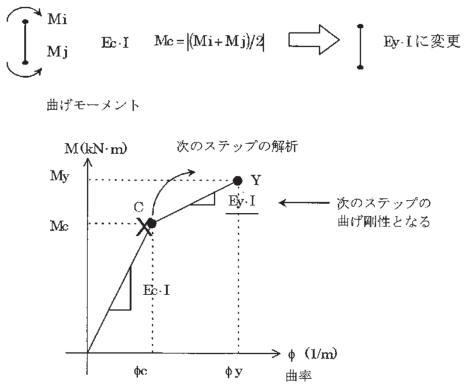


図-18. 7-31　杭体の剛性変化の方法（初期剛性から第2剛性に変更になる場合）

(ｳ)　杭の水平抵抗：水平地盤反力度～水平変位関係

水平地盤反力度と水平変位の関係は、図-18. 7-32 に示す完全弾塑性型にモデル化し、水平支持力の変化点は、図-18. 7-34 に示すように、部材バネ両端に発生した水平変位に地盤バネ値（K_{Hd}）を掛けて平均したものが、部材の両端位置における水平地盤反力度の上限値を平均したもの以上に達した時とする。

解析モデルの変更は、部材バネを取り外す(0 と評価する)ことにより行う。

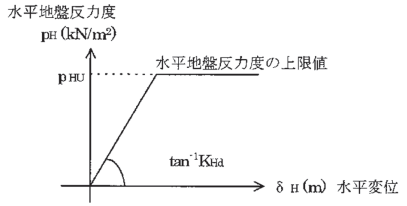


図-18.7-32　地盤の水平支持力の弾塑性の関係

なお、各部材における水平地盤反力度の上限値の平均化は、図-18.7-33 に示すとおり部材を杭軸方向に解析モデルの部材要素の両端の節点の値を用いる。

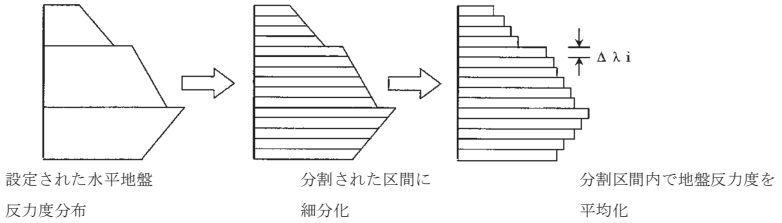


図-18.7-33　部材前面の水平地盤反力係数の分割モデル化の例

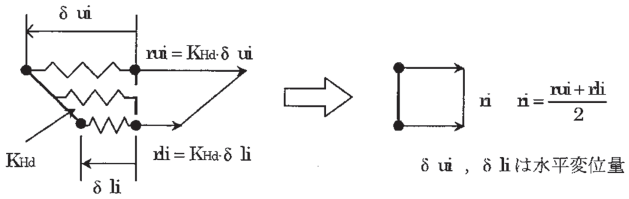


図-18.7-34　地盤が塑性化した場合の水平反力のモデル例

(エ)　杭の鉛直抵抗：杭頭反力～杭頭軸方向変位関係

杭頭反力と杭頭軸方向変位の関係は、非線形特性曲線、図-18.7-35 に示す完全弾塑性型とし、杭頭反力の変化点は、支点としている杭頭部に発生した杭軸方向の変位と杭軸方向のバネ定数を掛けたものが、その反力が正の場合(杭頭部の沈下)押込み極限値と、負の場合(杭頭部の浮き上がり)引抜き極限値に達した時とする。

また、構造系の変化は、軸方向のバネを取り外すことにより行う。

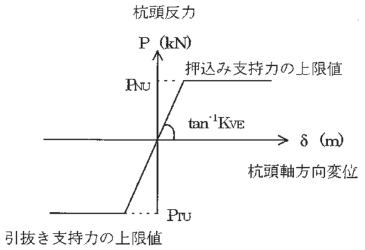


図-18.7-35　杭軸方向支持力の弾塑性の関係

例えば、図-18.7-36 のようにあるステップ押込み側反力 R_1 が押込み支持力の上限値 P_{NU} に達した場合、次ステップ($i+1$)から次頁の右図のように支点バネが取り外された構造系になる。

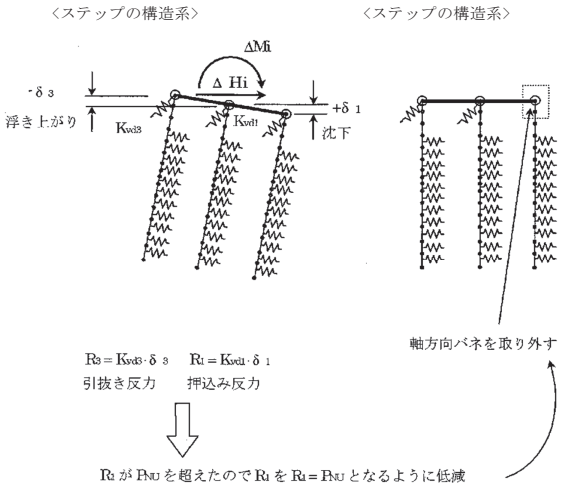


図-18.7-36　地盤支持力が塑性化したときのフレームモデルの変化の例

18.8　ケーソン基礎

ケーソンは底部を開放した筒状構造物を地上で構築し、これを所定の場所まで運搬して筒内の土砂を排出しながら地中に沈下させ、所定の支持層に到達させる基礎を指す。ケーソンは、オープンケーソンとニューマチックケーソンに分けられる。

オープンケーソンは、底部から数段に区切られた単位(ロッド又はリフト)ごとに沈下が進むにつれて構築し、沈下終了後の井筒内には底スラブを打設し、中埋め砂、又はコンクリートを内部に充填したうえ、上部に上スラブを打設し、基礎の構築を終わる。ニューマチックケーソンに比べ簡単な設備で施工できるのは有利であるが、開削と同様な工法であるので、これに対する問題(底面の盤ブクレ、ブローアップ、ボイリング)への対応が必要である。陸掘りが可能な深さには限界があるので、軟弱地盤にはニューマチックケーソンの方が適する場合が多い。

ニューマチックケーソンは、**図-18.8-1** で示すように、作業室スラブにシャフトや送気管、排気管が接続される。作業室内は送気管から送られる空気圧によって外部地下水の浸入を防ぎ、乾燥状態での掘削作業ができる。掘削土砂はシャフトの上端にあるエアロックを通じて搬出される。掘削、ケーソン上部への荷重水の注入、沈下進行、新ロッド、シャフト継ぎ足しを繰り返し、刃口が所定の深度に達したなら作業室内を中埋めコンクリートで充填する。その後、上部に上スラブを打設し基礎の構築を終わる。オープンケーソンに比べ工事用仮設備が大きい、工期が長くなるという欠点もあるが、地山を緩める危険性が少なく、施工の信頼性が高いという利点がある。

頭首工の基礎としてのケーソン基礎は、堰柱、固定堰等の基礎や止水壁に利用されるが、強固で信頼性の高い基礎が期待できる。

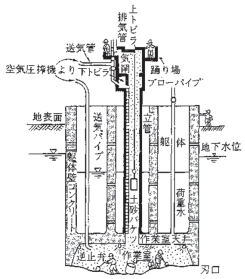


図-18.8-1　ニューマチックケーソンの構造

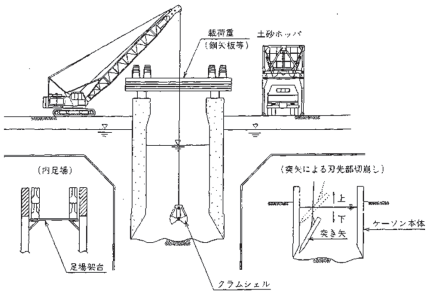


図-18.8-2　オープンケーソンの全体概要

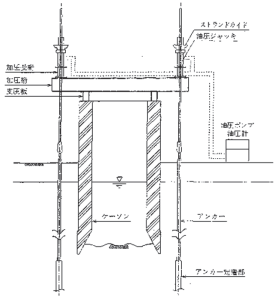


図-18.8-3　圧入式オープンケーソンの構造

以下に、ニューマチックケーソン工法とオープンケーソン工法の特徴を示す。

表-18.8-1　ニューマチックケーソン工法とオープンケーソン工法の特徴

	ニューマチックケーソン工法	オープンケーソン工法(現場打ち)
形　　状	円形、小判形、矩形が一般的。 平面形状が大きい場合は、隔壁を配置。	円形、小判形、矩形の実績はあるが、施工性からは円形、小判形の隔壁なしが望ましい。
平面寸法	小規模から大規模構造に適用できる。一般的には、 ・円　形　最大 15.0m 程度 ・小判形　最大 30.0m 程度(長辺) ・矩　形　最大 70.0m 程度	小規模から中規模構造が適する。一般的には、 ・円　形　最大 10.0m 程度 ・小判形　最大 15.0m 程度(長辺)
掘削深さ	有人掘削の場合、作業気圧換算で 0.4N/mm^2 程度まで可能。 無人掘削の場合は、現在のところ、最大 0.7 N/mm^2 程度まで可能。	一般的には 60m 程度までであるが、それ以上の実績もある。
土質の影響	気中掘削により土質を確認しながら掘削するため土質の制約を受けない。 軟弱地盤から岩盤まで施工可能。	中間に玉石・転石層がある場合の掘削は困難。岩盤層の水中掘削は、水中発破ができない限りほぼ不可能。
沈下制御	掘削時、刃口周囲に掘り残す地盤の位置や面積調整と、沈下促進工との組合せにより調整が可能。	自沈のみでは制御が難しい場合、圧入装置により制御することが多い。ジェットの併用も一般的である。
沈下精度	沈下精度が容易にできるため高い施工精度が得られる。	一般に、ニューマチックケーソンに比べ精度は劣るが、圧入工法を併用すれば高い精度が得られる。
設　　備	掘削機械、クレーン等の他に、圧気設備や艤装設備が必要となり、オープンケーソンよりは大掛かりとなる。	掘削機械とクレーン等の簡単な設備でよい。必要に応じて圧入装置を使う。
作業環境	高気圧作業安全衛生規則に定められた作業となり、作業時間の制約を受ける。ただし、無人化で施工する場合は、労働環境に問題はない。	大気中の作業であるため労働環境に問題はない。
工　　程	気中掘削により土質の制約を受けないため、確実な工程が期待できる。	掘削困難な地盤がある場合、工程が大きく延びる可能性がある。

18.8.1　設計の基本

本項は、ニューマチックケーソン工法及びオープンケーソン工法によって施工され、上部構造からの荷重を良質な支持層に伝える、一般に根入れ深さが基礎幅に比較して大きいケーソン基礎を対象とする。

(1)　常時及びレベル 1 地震時に対するケーソン基礎の照査は、次による。

ア　ケーソン基礎底面における鉛直地盤反力度は、基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。なお、ケーソン基礎が鉛直荷重と水平荷重を同時に受ける場合、偏心傾斜荷重がケーソン基礎底面に作用するが、ケーソン基礎は一般に根入れ深さが大きいこと等を考慮して、偏心傾斜の影響を無視した許容鉛直支持力度を用いてよい。

イ　ケーソン基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。なお、許容せん断抵抗力は、一般に施工時に地盤が乱れるために、これを過大に評価してはならない。

ウ　ケーソン基礎の変位は、許容変位以下とする。

エ　ケーソン基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。

(2)　レベル 2 地震時に対するケーソン基礎の照査における具体的な計算モデル、定数の設定や基礎の降伏の定義等について、18.8.4　レベル 1 地震時に対する照査に規定する。

18.8.2　ケーソン基礎設計の手順

堰柱のケーソン基礎の標準的な設計計算フローを**図-18.8-4** に示す。

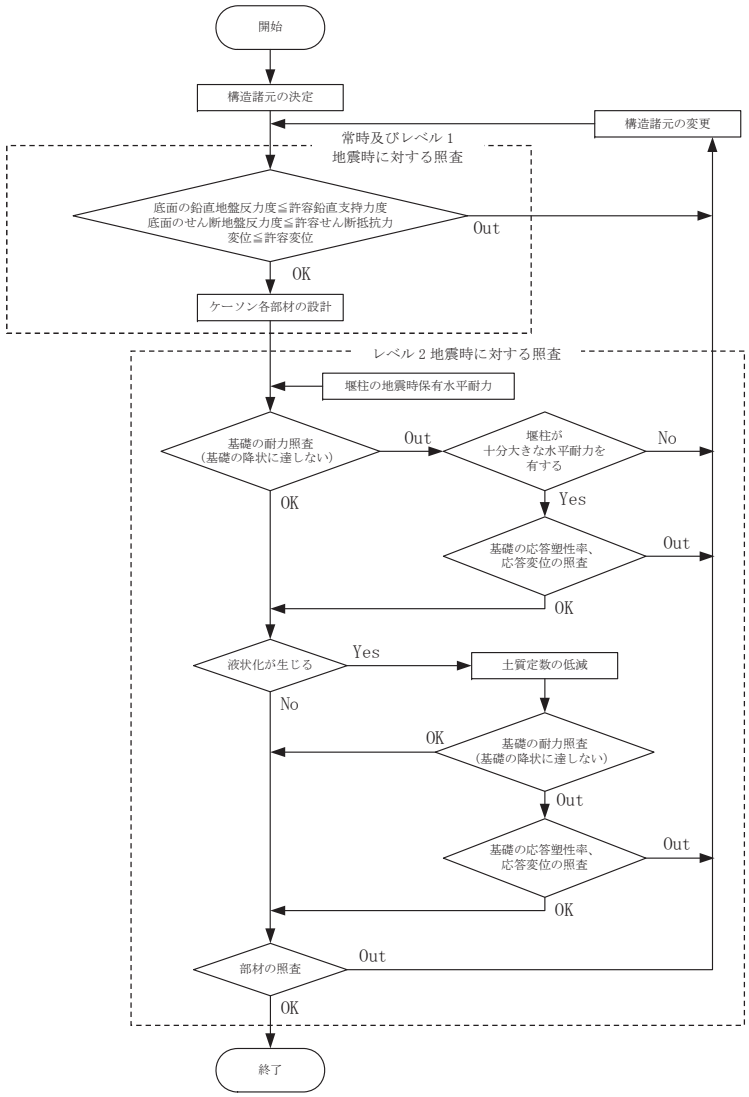


図-18.8-4　堰柱のケーソン基礎の設計計算フロー

18.8.3　ケーソン基礎の設計方針

(1)　荷重分担

ア　鉛直荷重

鉛直荷重は、原則として基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させるものとする。

イ　水平荷重

水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力及び周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させる。

ウ　地盤の抵抗要素

ケーソン基礎周辺地盤の抵抗要素としては、原則として次の 6 種類の要素を考慮する。（**図-18.8-5** 参照）。

(ｱ)　基礎底面の鉛直方向地盤抵抗（地盤反力係数　k_V ）

(ｲ)　基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗（地盤反力係数　k_S ）

(ｳ)　基礎前面の水平方向地盤抵抗（地盤反力係数　k_H ）

(ｴ)　基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗（地盤反力係数　k_{SHD} ）

(ｵ)　基礎前背面の鉛直方向せん断地盤抵抗（地盤反力係数　k_{SVB} ）

(ｶ)　基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗（地盤反力係数　k_{SVD} ）

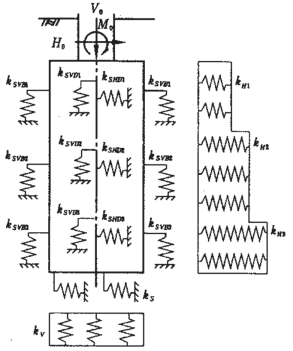


図-18.8-5　地盤抵抗要素
（3 層地盤の場合）

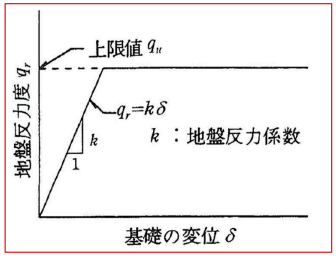


図-18.8-6　地盤抵抗

これらの地盤抵抗要素は、**図-18.8-6** に示すバイリニア型としてレベル 1 地震時及びレベル 2 地震時とも扱うが、基礎底面の鉛直及び水平方向せん断地盤抵抗に関しては、常時及びレベル 1 地震時に対する照査を行う場合は線形として扱い、**18.8.1 設計の基本**に規定するように発生する地盤反力度を許容値以下とする。また、基礎前面の水平方向地盤抵抗要素は、基礎前背面のうち、地盤を圧縮する面においてのみ考慮するものとし、基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗は、基礎側面の断面形状を反映して考慮する。

なお、基礎周面の鉛直方向地盤抵抗要素は、根入れ比が比較的小さいケーソン等ではその影響が大きく現れるので、水平荷重に対する抵抗要素としてのみ考慮する。

基礎断面が円形や小判形の場合には長方形断面に置換えて安定計算を行ってよい。ただし、基礎底面に関しては実形状を用い、基礎の曲げ剛性も実形状から算出する。

エ　荷重の作用方向による抵抗要素

荷重の抵抗要素は、前述のとおり六つあるが、ケーソン基礎の施工特性を考慮し、鉛直荷重と水平荷重に対して、それぞれ次のような条件で設計する。

(ｱ)　鉛直荷重

ケーソン基礎は沈設時の工法によっては地盤を乱す可能性がある。このため、基礎を含む下部構造の自重や上部構造の鉛直反力等の長期にわたって作用する鉛直荷重は、すべて基礎底面のみで支持することを原則とした。ただし、周面地盤が良質でケーソン沈設による乱れも少ないと考えられる場合には、十分検討のうえ、完成後の鉛直荷重に対して基礎周面の鉛直せん断地盤抵抗を考慮してもよい。

(ｲ)　水平方向

上部構造や下部構造に作用する水平荷重に対してはすべての地盤抵抗を考慮してよい。

オ　常時及び各地震時レベルの安定計算モデル

以上の安定計算の前提条件を整理し、常時及びレベル 1 地震時に対する照査時及びレベル 2 地震時に対する照査時の安定計算モデルを**表-18.8-2** に比較して示す。

表-18.8-2　安定計算モデル

		常時及びレベル 1 地震時に対する照査	レベル 2 地震時に対する照査
基礎の剛性		・線形	・原則として線形 ・基礎の塑性化を考慮する場合は曲げ剛性の低下を考慮
地盤抵抗要素	基礎底面の鉛直方向地盤抵抗	・線形 ・地盤反力度が許容値以下であることを照査	・バイリニア型
	基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗	・線形 ・地盤反力が許容値以下であることを照査	・バイリニア型
	基礎前面の水平方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値はクーロンの受働抵抗土圧による	・バイリニア型 ・上限値は受働抵抗領域の 3 次元的な広がりを考慮
	基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗	・　バイリニア型	・バイリニア型
	基礎前背面の鉛直方向せん断地盤抵抗	・　バイリニア型	・バイリニア型
	基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗	・　バイリニア型	・バイリニア型

(2)　形状寸法

ケーソン基礎の形状寸法は、ケーソン基礎上の管理橋橋台又は堰柱の形状や寸法、基礎の安定、ケーソン各部に発生する応力度のほか、施工条件も考慮して定める。

ア　ケーソンの寸法

ケーソンの大きさは基礎の安定に対して十分安全であることはもちろんであるが、ケーソン天端の寸法はケーソンで支える構造物の形状寸法に対しても、余裕を持ったものとする。

オープンケーソンの平面寸法は、施工の確実性、容易性、安全性を考慮して 20m 程度とし、それを超える時には特別な配慮をすることが望ましい。

また、ニューマチックケーソンの内寸法はシャフトの寸法、作業性を考慮して 2.5m 程度以上とすることが望ましい。内寸法が 2.5m 程度となるのは、矩形断面や小判形断面でシャフトを直列に 2 本設置した場合等が考えられる。ケーソン頂版と躯体のとりあい部、止水壁と躯体の間等において施工上余裕を必要とする場合には、ケーソンを大きくする等の配慮が必要である。

イ　断面形状

ケーソン基礎の断面形状としては、矩形、円形、小判形が一般的である。

円形の場合は、断面積に対する表面積の比が最小であるため、沈下中の摩擦抵抗が少なく、また、外圧により断面に生じる曲げ応力も少ない。これらの円形断面に特有の利点は、断面積が大きいほど発揮される。しかし、施工時にケーソン縦軸を中心とした回転を起こすこともあるので注意が必要である。

矩形の場合は、型わくの製作、 組立てが容易であるほか、施工時には安定を保ち、片寄りや傾斜を防ぐのに優れている。ただし、オープンケーソンの場合は隅角部の掘削が困難である。縦横寸法の差が大きくなると、沈下時の安定が悪く、偏心を生じやすいので、長短辺の比は 3：1 より大きくしない方がよい。

以上のほか、流水中のケーソンでは、流水抵抗を少なくするような形状にする等の配慮も必要である。

ケーソン断面が大きい場合には、側壁の剛性を高めること、初期沈下掘削時のねじり剛性を確保することから隔壁を設けるのがよい。ただし、オープンケーソンの場合には隔壁を設けると作業性が低下するので、経済性も考慮して検討するのが望ましい。

(3)　ケーソンの沈下関係図

ケーソンの沈下関係図の作成は、ケーソンの形状寸法が決定されたならば、ケーソンの沈下関係を想定し、沈下作業に支障があるかどうかを照査してから行う。この結果、ケーソンの重量が著しく軽い場合は壁を厚くする等の配慮が必要であり、また、施工時の構造計画にも重要な位置付けとなる。

ケーソンの沈下関係は一般に、**式(18.8-1)**で表される。

$$W_C + W_W > U + R \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.8\text{-}1)$$

ここに、　W_C　：ケーソンの重量（kN）

W_w　：ケーソンに載荷する沈下荷重（kN）

U　：ニューマチックケーソンの場合は理論気圧又は作業気圧による揚圧力（kN）、オープンケーソンの場合は基礎に作用する浮力（kN）

R　：ケーソンの沈下抵抗力（kN）

この関係を沈下工程に応じて図示すると、その関係が非常に明確となる。**図-18.8-7** は沈下関係図の一例である。この沈下関係図において沈下抵抗が大きく、ケーソンが沈下しないと考えられる時には、載荷荷重を必要とするか、摩擦抵抗を低減する対策が必要と判断できる。ただし、

減圧沈下は設計の段階で考慮してはならない。

ケーソンの沈下抵抗としては、ケーソン周面摩擦力、ケーソンの傾斜によるもの、ケーソンの刃先抵抗等が挙げられる。このうち、ケーソンの沈下関係図の作成に必要なケーソン周面摩擦力度について、過去の実績からまとめると**表-18.8-3** のようになる。この値は過去のデータより、ケーソンの傾斜が僅少で、フリクションカットが取付けられて刃先抵抗は全くないという条件を満たす比較的沈下状況のよい場合についてまとめられたものであり、実情に応じて修正を施すことが必要である。

オープンケーソンの場合は刃口近傍において掘残し部分が生じることから、刃先抵抗として**表-18.8-3** に示される周面摩擦力度に 10kN/m^2 程度を加える必要がある。ニューマチックケーソンの場合は一般に掘残し部分が生じないため、設計上、刃先抵抗を考慮する必要はない。

表-18.8-3　ケーソン周面摩擦力度（kN/m^2）

土質＼ケーソンの深さ	8m	16m	25m	30m	40m
粘　性　土	5.0	6.0	7.0	9.0	10
砂　質　土	14	17	20	22	24
砂　れ　き	22	24	27	29	31

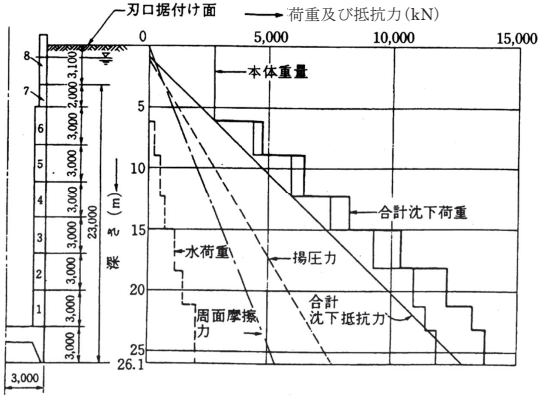


図-18.8-7　沈下関係図の例

18.8.4　レベル 1 地震時に対する照査

レベル 1 地震時の照査は、許容応力度法により行い、下記の項目を照査する。

① ケーソン基礎底面における鉛直地盤反力度は、基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。
② ケーソン基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。
③ ケーソン基礎の変位は、許容変位以下とする。
④ ケーソン基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。

なお、解析モデルは、地盤抵抗を地盤反力係数により評価した弾性床上の有限長ばりとして計算し、計算に必要となる地盤バネは、**18.8.4(2)** より、また、支持の照査に必要なケーソン基礎の許容支持力は、**18.8.4(1)** により算出する。

(1)　地盤の許容支持力

ア　基礎底面地盤の許容鉛直支持力度

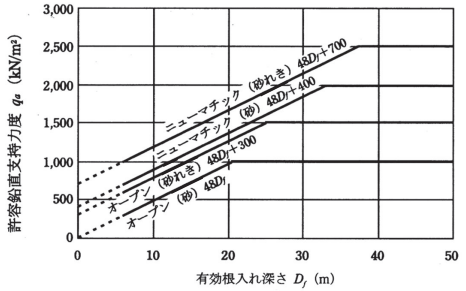
基礎底面地盤の許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度及び基礎の沈下量を考慮して求める。この場合、許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度に対し、**表-18.8-4** に示す安全率を確保する。

表-18.8-4　安　全　率

常　時	レベル 1 地震時
3	2

一般に載荷面積が増大すると、同一荷重強度に対する基礎の沈下量は増大する。このため、ケーソン基礎のように基礎の寸法が大きい場合、基礎底面地盤が極限支持力度に達するときの沈下量は基礎の安定計算上無視できないものとなる。しかしながら、全般せん断破壊を対象とした剛塑性理論に基づき求められた地盤の極限支持力度は、沈下量と関係付けられたものではない。このことから、許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度と基礎の沈下量とを考慮して定めるものとした。

基礎の沈下量と極限支持力度との関係は、支持地盤の地盤特性や基礎の形状寸法等により異なることから、現在のところ明確に規定することは困難である。したがって、基礎の過大な沈下を避けるため、常時における許容鉛直支持力度の上限を**図-18.8-8** に示した。この値は、ニューマチックケーソンにおける平板載荷試験の結果、設計の実情等を考慮し、工学的な判断を加えて定めたものである。レベル 1 地震時についてはこの値の 1.5 倍を許容鉛直支持力度の上限としてよい。



注）　砂礫層と砂層の区別は綿密な土質調査結果に基づいて慎重に行うのがよい。
また、礫混り砂層は砂層とみなすのが望ましい。

図-18.8-8　ケーソン基礎底面地盤の許容鉛直支持力度の上限（常時）

なお、この場合においても基礎底面地盤の許容鉛直支持力度は、極限支持力度に対して所要の安全率を確保するよう、**式(18.8-2)** を満足しなければならない。

$$q_a \leqq \frac{1}{n}(q_d - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}2)$$

ここに、　q_a ：基礎底面地盤の許容鉛直支持力度（kN/m²）
q_d ：基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m²）
n ：安全率（表-18.8-4 参照）
γ_2 ：基礎底面より上にある周辺地盤の単位重量（kN/m³）
ただし、地下水位以下では水中単位重量とする。
D_f ：基礎の有効根入れ深さ（m）

式(18.8-2)において、ケーソンにより排出される土砂重量に相当する支持力は信頼性が高いので、その部分は安全率の対象から除外した。

イ　基礎底面地盤の極限支持力度

(ｱ)　基礎底面地盤の極限支持力度は、適切な地盤調査を行い、基礎の形状や寸法、根入れ深さ等を考慮して求める。

(ｲ)　静力学公式で求められる基礎底面地盤の極限支持力度は、**式(18.8-3)**により求めてよい。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2}\beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}3)$$

ここに、　q_d ：基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m²）
c ：基礎底面より下にある地盤の粘着力（kN/m²）
γ_1 ：基礎底面より下にある地盤の単位重量（kN/m³）
ただし、地下水位以下では水中単位重量とする。
γ_2 ：基礎底面より上にある周辺地盤の単位重量（kN/m³）
ただし、地下水位以下では水中単位重量とする。
α 、β ：基礎底面の形状係数
B ：基礎幅（m）
D_f ：基礎の有効根入れ深さ（m）
N_c、N_q、N_γ ：支持力係数

基礎底面地盤の極限支持力度を求める式はテルツァギーの支持力公式と同じ形で表した。

本章では地盤反力度だけでなく、変位についても検討し、かつ、全般せん断破壊を対象として安全率を決めているので、全般せん断破壊による支持力係数を採用することとした。

なお、基礎底面地盤に作用する荷重は偏心傾斜しているのが普通であり、極限支持力を考える場合には、偏心傾斜の影響を加味することが必要である。しかし、ケーソン基礎のような深い基礎の場合には、極限支持力に対するすべり面の状態、周面地盤の影響、地層による変化等を現状では解明することが困難であり、さらに、前面地盤の抵抗により、基礎底面への水平荷重及びモーメントの分担は少ないので、一般には荷重の偏心傾斜の影響はほとんどないと考えられる。また、ケーソン基礎のような深い基礎の場合には、支持力係数の寸法効果の影響はまだ定量的に明らかにされていない。したがって、ここでは、荷重の偏心傾斜及び支持力係数の寸法効果の影響を無視して、鉛直荷重に対する極限支持力を適用することとし、支持力係数としては荷重が傾斜していない場合のものを適用する。（**図-18.8-9** 参照）。

形状係数 α 、β は**表-18.8-5** による。

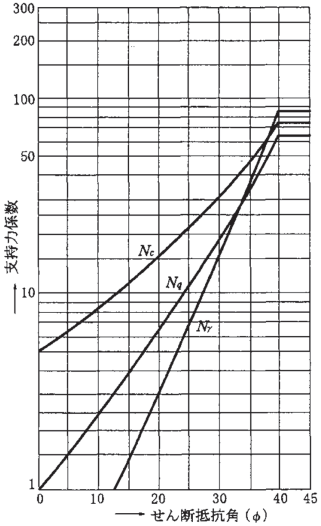


図-18.8-9　支持力係数を求めるグラフ

表-18.8-5　基礎底面の形状係数

形状係数 ＼ 基礎底面の形状	帯　状	正方形、円形	長方形、小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D ：ケーソン前面幅（m）、　B ：ケーソン側面積（m）
ただし、$B/D>1$ の場合、$B/D=1$ とする。

(ｳ)　基礎底面地盤の極限支持力度を平板載荷試験により求める場合

基礎底面地盤の極限支持力度を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**式(18.8-3)**にしたがって算出する。平板載荷試験により基礎底面強度の極限支持力度を求める場合には、試験によって求められた結果がその地盤の強度を代表するものであるかどうかに注意し、地盤の乱れ、地盤強度の局所的なばらつき等の影響が入らないようにすることが重要である。

平板載荷試験において極限支持力度に達するまで載荷することが困難な場合には、降伏荷重の 1.5 倍を極限支持力度と考えてよい。また、最大試験荷重内で、降伏支持力度に達しない場合には、最大試験荷重による荷重強度の 1.5 倍を極限支持力度と考えてよい。

地盤の粘着力c、せん断抵抗角ϕは地盤調査、土質試験の結果や過去の経験等から推定し、**式(18.8-3)**により載荷試験の載荷幅に対する極限支持力度を計算する。それが載荷試験結果と異なる場合には、載荷試験の結果の値によってc、ϕを修正し、このc、ϕを用いてケーソン基礎の極限支持力度を計算する。

載荷試験は通常 0.3m 径のものから 0.75m 径のものまでで行われることが多い。しかし、実構造物の寸法は 10m 以上に達することもある。一般に、載荷試験の増大とともに極限支持力の増大が認められているが、実際に載荷試験により確認されているのは最大 3m の円形載荷板によるものまでである。載荷面積の増大による極限支持力の増大はこれから類推すると、10m 程度までと考えられ、それ以上に寸法が大きくなる場合には 10m に対するものを適用する等の配慮が望ましい。

載荷試験はケーソン底面の作業室で行うが、その場合、地表面から底面までの土砂の影響がない状態で試験されることが多い。したがって、土被りの影響を加算修正してもよい。ここで影響がない状態とは、載荷板の端部が、ケーソンの刃口から載荷板の直径の 4 倍以上確保できた場合をいう。

また、このような載荷板の大きさによる補正を行った場合には、計算に用いる地盤反力係数は**式(18.8-4)**により修正する。

$$\overline{k} = k\left(\frac{\overline{B_v}}{B_v}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}4)$$

ここに、　$\overline{k}$ ：実ケーソンの底面の地盤反力係数（kN/m³）
k ：載荷試験から求めた地盤反力係数（kN/m³）
B_v ：載荷板の直径又は換算載荷幅（m）
$\overline{B_v}$ ：実構造物の換算載荷幅（m）

ウ　基礎底面地盤の許容せん断抵抗力

(ア)　基礎底面地盤の許容せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力に対し、**表-18.8-6**に示す安全率を確保して求める。

表-18.8-6　安　全　率

常　時	レベル 1 地震時
1.5	1.2

(イ)　基礎底面地盤のせん断抵抗力は、地盤条件を十分考慮して求めるものとし、**式(18.8-5)**により基礎底面地盤のせん断抵抗力を求めてよい。

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}5)$$

ここに、　H_u ：基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力（kN）
V ：基礎底面に作用する鉛直力（kN）
ただし、浮力を差し引いた値とする。
A_e ：基礎底面の有効載荷面積（m²）
c_B ：基礎底面と地盤との間の付着力（kN/m²）
ϕ_B ：基礎底面と地盤との間の摩擦角（°）

せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間の付着力及び摩擦角に支配されるので、これらの値は地盤条件を十分に調査して決めるのが望ましい。

また、基礎底面の有効載荷面積とは、浮上りを生じていない部分のケーソン基礎の底面積を意味している。

エ　負の周面摩擦力

圧密沈下が生じるおそれのある地盤を貫いて支持層に到達しているケーソン基礎では、周面に働く負の摩擦力について検討する。

(ア)　圧密沈下が生じるおそれのある層を貫いて支持層に到達させたケーソン基礎では、地盤とケーソンとの間に相対的な沈下を生じ、ケーソン周面と地盤との摩擦によってケーソン基礎は下向きの力を受ける。このような場合には周面摩擦力は支持力を助ける働きをせず、逆に荷重として働くことになる。

負の周面摩擦力を求める方法には、今後の研究に待つべき問題点もあるが、通常用いられている計算方法を次に示す。

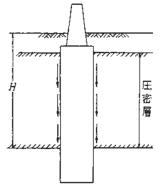


図-18.8-10　負の周面摩擦力

$$R_{nf} = UHf \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}6)$$

ここに、　R_{nf} ：負の周面摩擦力（kN）
U ：ケーソンの周長（m）
H ：地表面から圧密層底面までの深さ（m）
f ：ケーソンの周面の平均摩擦力度（kN/m²）で、一軸圧縮強度q_uの 1/2 としてよい。

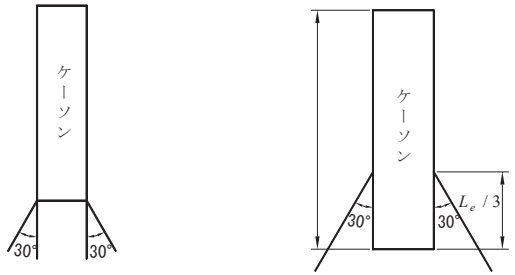
杭の周面摩擦力度については理論的、実験的に研究されており、それによると一軸圧縮強度q_uの 1/2、すなわち粘性土の粘着力とほぼ一致しているので、ケーソン周面の平均摩擦力度についても、負の周面摩擦力を計算する際にはそれを採用してもよい。

上式で求まる負の周面摩擦力R_{nf}には、中立点以下の正の摩擦力、ケーソン底面の沈下、地盤の沈下速度の影響等による周面摩擦力の低減が考慮されていないので、ケーソン基礎に働く実際の負の周面は 0～R_{nf}の間にあるといえる。また、ケーソンは周面摩擦を減少させて沈下させるので、施工直後には周面摩擦力の影響は小さい。したがって、施工後の数ヵ月の状態において負の周面摩擦力を検討する場合には、上記の値を低減してもよい。

負の周面摩擦力として上式のR_{nf}を用いる場合には、R_{nf}とその他の長期持続荷重との合計の 1.5 倍が基礎底面の極限支持力以下となる場合には安全であると考えてよい。

(イ)　支持層より深い位置に圧密層が存在する場合、鉛直変位が過大となり上部構造に悪影響を及ぼす可能性があること、上部構造の形式等からの制約により鉛直変位を厳しく制限される場合があること等から、このような場合には、鉛直荷重による圧密沈下量を計算する。

このとき必要となるケーソン基礎の応力分散の考え方を**図-18.8-11**に示す。一般には(ア)に示すように基礎底面から分散すると考えられるが、ケーソン側面に摩擦抵抗が存在すると考えられる時は(イ)に示すように、ケーソン長さℓの 1/3 の位置より応力が分散すると考えてもよい。



(a)　側面の摩擦抵抗を考えない場合　　(b)　側面の摩擦抵抗を考える場合

図-18.8-11　応力分散

⑵　地盤反力係数及び地盤反力度の上限値

ア　地盤反力係数

(ｱ)　ケーソン基礎の設計に用いる地盤反力係数は、18.8.3(1)に規定する荷重分担を考慮するとともに、地盤調査、土質試験の結果を十分検討して定める。

(ｲ)　ケーソン基礎の設計に用いる地盤反力係数は、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数と水平方向せん断地盤反力係数、前面の水平方向地盤反力係数、側面の水平方向せん断地盤反力係数及び周面の鉛直方向せん断地盤反力係数とし、地盤調査、土質試験の結果を十分検討した上でそれらを定める。ケーソン基礎の設計では、18.8.3(1)に示す地盤抵抗要素を考慮するために、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数、前面の水平方向地盤反力係数、側面の水平方向せん断地盤反力係数、前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数及び側面の鉛直方向せん断地盤反力係数の 6 種類の地盤反力係数を用いる。これらは、単杭やケーソン基礎模型等の水平載荷試験の結果を参考に定めたものである。各地盤反力係数は、下記に基づいて算出してよい。

a　基礎底面の鉛直方向地盤反力係数

基礎底面の鉛直方向地盤反力係数は**式(18.3-2)**により求める。

b　基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数

基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は**式(18.8-7)**により求める。

$$k_s = 0.3\,k_V \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}7)$$

ここに、k_s　：基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数（kN/m³）

k_V　：基礎底面の鉛直方向地盤反力係数（kN/m³）

c　基礎前面の水平方向地盤反力係数

基礎前面の水平方向地盤反力係数は**式(18.8-8)**により求める。

$$k_H = \alpha k \cdot k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}8)$$

ここに、k_H　：基礎前面の水平方向地盤反力係数（kN/m³）

k_{H0}　：**式(18.3-6)**により求められる水平方向地盤反力係数（kN/m³）

αk　：k_H の推定に用いる補正係数で、ケーソン沈設後、基礎周面のコンタクトグラウトを行う場合は、地中連続壁基礎と同じく 1.5 としてよい。ただし、沈設による周面地盤の乱れが大きい場合や環境保全等による制約によりコンタクトグラウトを行わない場合には、1.0 とする。

B_H　：基礎前面の換算載荷幅（m）で、**式(18.8-9)**により求める。

$$B_H = B_e \quad (\leqq \sqrt{B_e L_e}) \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}9)$$

B_e　：基礎の有効前面幅（m）で、**式(18.8-15)**により求める。

L_e　：基礎の有効根入れ深さ（m）

d　基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数

基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数は**式(18.8-10)**により求める。

$$k_{SHD} = 0.6\,k_{HD} \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}10)$$

ここに、k_{SHD}　：基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数（kN/m³）

k_{HD}　：基礎側面の水平方向地盤反力係数(kN/m³)で、**式(18.8-11)**により求める。

$$k_{HD} = \alpha k \cdot k_{H0} \left(\frac{D_H}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}11)$$

D_H　：基礎側面の換算載荷幅（m）で、**式(18.8-12)**により求める。

$$D_H = D_e \quad (\leqq \sqrt{D_e L_e}) \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}12)$$

D_e　：基礎の有効側面幅（m）で、**式(18.8-15)**により求める。

e　基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数

基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数は**式(18.8-13)**により求める。

$$k_{SVB} = 0.3 k_H \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}13)$$

ここに、k_{SVB}　：基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数（kN/m³）

f　基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数

基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数は**式(18.8-14)**により求める。

$$k_{SVD} = 0.3 k_{HD} \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}14)$$

ここに、k_{SVD}　：基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数（kN/m³）

なお、円形断面の場合、同幅の矩形断面の場合よりも地盤抵抗が小さくなることが理論的、解析的に確認されているため、**図-18.8-12** に示すように本体円形部の幅を低減した値を計算上の有効載荷幅として用いるものとする。基礎前面幅を B、側面幅を D とするとき、有効前面幅 B_e 及び有効側面幅 D_e は**式(18.8-15)**により求める。

$$\left.\begin{array}{ll} \text{長方形断面} & : B_e = B,\ D_e = D \\ \text{円形断面} & : B_e = 0.8B,\ D_e = 0.8D \\ \text{小判形（1）} & : \begin{cases} B_e = 0.8B \\ D_e = D - 0.2B \end{cases} \\ \text{小判形（2）} & : \begin{cases} B_e = B - 0.2D \\ D_e = 0.8D \end{cases} \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}15)$$

式(18.8-15)により、基礎断面が円形や小判形の場合には、**図-18.8-12** に示す長方形断面に置換えて安定計算を行ってよい。ただし、基礎底面に関しては実形状を用い、基礎の曲げ剛性も実形状から算出する。

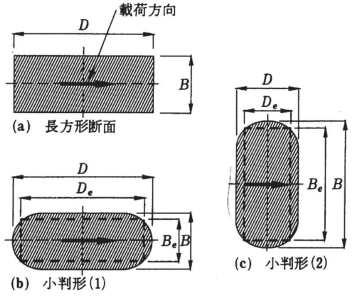


図-18.8-12　基礎の有効載荷幅 B_e 、 D_e

イ　地盤反力度の上限値

基礎前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値は、それぞれの位置での受働土圧強度又は最大周面摩擦力度を**表-18.8-7** に示す補正係数で除した値とする。

表-18.8-7　補正係数

	常　　時	レベル 1 地震時
基礎前面の 水平地盤反力度	1.5	1.1
基礎側面の水平方向 せん断地盤反力度	1.5	1.1
基礎周面の鉛直方向 せん断地盤反力度	3.0	1.1

基礎底面の鉛直地盤反力度及びせん断地盤反力については、常時及びレベル 1 地震時において、許容値以下となることを照査するが、基礎前面の水平地盤反力度や周面のせん断地盤反力度については、基礎周面地盤の一部で塑性化が生じても、許容変位以下であれば、基礎全体の変形や残留変位の増大にはつながらないことから、塑性化を考慮して設計を行う。ここで、基礎周面のせん断地盤反力度とは、基礎側面の水平方向せん断地盤反力度、基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度及び基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力度を指す。これらの地盤抵抗はバイリニア型としてモデル化し、各々の上限値は受働土圧強度又は最大周面摩擦力度を**表-18.8-7** の補正係数で除した値とする。受働土圧強度及び最大周面摩擦力度については、それぞれ次の方法により求めてよい。

(ア)　受働土圧強度

受働土圧強度は、地盤調査や土質試験を行うことによって、基礎周面地盤の粘着力 c、せん

断抵抗角 ϕ 等を推定し、これを用いて算出する。この場合、受働土圧係数は**式(18.8-16)**により求める。

$$K_P = \frac{\cos^2\phi}{\cos\delta\left(1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi-\delta)\sin(\phi+\alpha)}{\cos\delta\cos\alpha}}\right)^2}$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2\phi}{\cos\delta_E\left(1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi-\delta_E)\sin(\phi+\alpha)}{\cos\delta_E\cos\alpha}}\right)^2} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.8\text{-}16)$$

ここに、　K_p　：常時の受働土圧係数

K_{EP}　：地震時の受働土圧係数

ϕ　：土のせん断抵抗角（°）

δ　：常時のケーソン壁面と土の摩擦角（°）で、$-\phi/3$ とする。

δ_E　：地震時のケーソン壁面と土の摩擦角(°)で、$-\phi/6$ とする。

α　：地表面と水平面のなす角度（°）で、

その正負は**図-18.8-13** に示すようにとる。

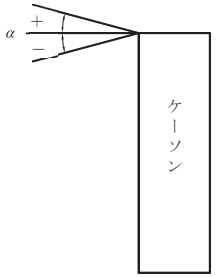


図-18.8-13　α の符号のとり方

地表面傾斜角 α ＝0 の場合の受働土圧係数を**図-18.8-14** に示す。

式(18.8-16)では地盤が単一の層からなる場合について受働土圧強度の計算方法を示したが、2 層以上の場合にはすべり面の角度が変化するため、厳密に解かれていない。この場合、第 2 層以下の受働土圧強度はその上の層すべてを載荷荷重と考えて受働土圧強度を求める(**図-18.8-15** 参照)。3 層地盤の場合の計算式を**式(18.8-17)**、**式(18.8-18)**に示す。なお、受働土圧強度の作用方向は水平ではないが、一般にその影響は小さいので、ここでは、その作用方向に関する補正は行わない。

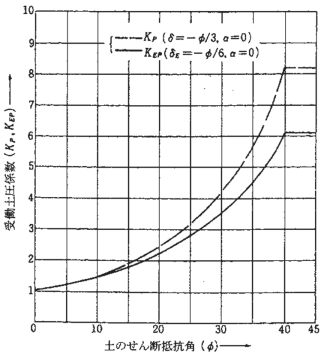


図-18.8-14　地盤の受働土圧係数

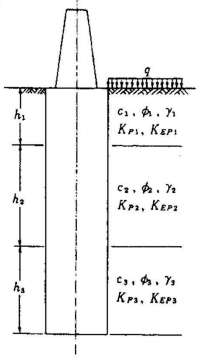


図-18.8-15　3 層地盤の場合

a　常時

$$\left.\begin{aligned} p_{P1} &= K_{P1}\gamma_1 h_1 + 2c_1\sqrt{K_{P1}} + K_{P1}q \\ p_{P2} &= K_{P2}\gamma_2 h_2 + 2c_2\sqrt{K_{P2}} + K_{P2}(q+\gamma_1 h_1) \\ p_{P3} &= K_{P3}\gamma_3 h_3 + 2c_3\sqrt{K_{P3}} + K_{P3}(q+\gamma_1 h_1+\gamma_2 h_2) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (18.8\text{-}17)$$

b　地震時

$$\left.\begin{aligned} p_{EP1} &= K_{EP1}\gamma_1 h_1 + 2c_1\sqrt{K_{EP1}} \\ p_{EP2} &= K_{EP2}\gamma_2 h_2 + 2c_2\sqrt{K_{EP2}} + K_{EP2}\gamma_1 h_1 \\ p_{EP3} &= K_{EP3}\gamma_3 h_3 + 2c_3\sqrt{K_{EP3}} + K_{EP3}(\gamma_1 h_1+\gamma_2 h_2) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (18.8\text{-}18)$$

ここに、　p_{p1}、p_{p2}、p_{p3}　：深さの位置の常時の受働土圧強度（kN/m²）

p_{EP1}、p_{EP2}、p_{EP3}　：深さ h_1、h_1+h_2、$h_1+h_2+h_3$ の位置のレベル 1 地震時の受働土圧強度（kN/m²）

(イ)　最大周面摩擦力度

最大周面摩擦力度は、土質試験の結果に基づき、**式(18.8-19)**により求める。

a　砂質土

b　粘性土

$$\left.\begin{aligned} &f = \min\left[1N,\ 0.5(c+P_0\tan\phi)\right] \leqq 50 \\ &f = 0.5(c+P_0\tan\phi) \leqq 100 \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (18.8\text{-}19)$$

ここに、　f　：最大周面摩擦力度（kN/m²）

N　：標準貫入試験の N 値

c　：土の粘着力（kN/m²）

p_0　：壁面に作用する静止土圧強度（kN/m²）

ϕ　：土のせん断抵抗角（°）

式(18.8-19)は、粘着力 c、せん断抵抗角 ϕ を同時に考慮できるように設定している。この式は、中掘り杭の最大周面摩擦力度を参考にして設定したものである。ただし、ケーソン沈

設後、基礎周面にセメントモルタル等によるコンタクトグラウトによって、地中連続壁基礎と同程度の最大周面摩擦力度が期待できることが試験等により確認され、さらにその施工管理手法が確立されている場合には、基礎周面のせん断地盤抵抗に関する上限値として地中連続壁基礎の値を用いてもよい。

なお、ケーソン沈設に際して摩擦減少用シートを用いた機械的な摩擦低減工法を採用し、それが完成後においても残留する場合には水平、鉛直の両方とも、原則として基礎周面のせん断地盤抵抗を考慮してはならない。

(3)　断面力、地盤反力度及び変位の計算

ア　ケーソン基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出する。

イ　ケーソン基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、地盤抵抗を地盤反力係数により評価した弾性床上の有限長ばりとして計算する。ここで、基礎前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度は、18.8.4(2)に規定するそれぞれの上限値を越えないものとする。

(ア)　基礎周面の地盤抵抗のモデル化

ケーソン基礎に作用する鉛直荷重、水平荷重及びモーメントに対して、地盤は基礎周面と底面に地盤反力度を発生して抵抗する(**図-18.8-16**)。地盤反力度 q_r は、**式(18.8-20)**に示すように、弾性範囲内では地盤反力係数 k と変位 δ の積として求められ、変位が弾性範囲を超えると上限値 q_u あるいは下限値 q_u' となるものとしてよい(**図-18.8-17**)。

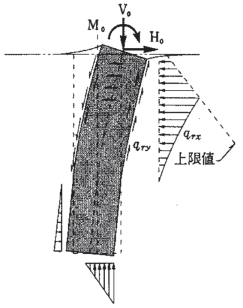


図-18.8-16　地盤抵抗

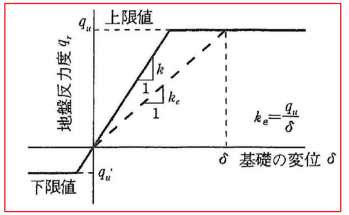


図-18.8-17　地盤反力度と変位の関係

$$q_r = \begin{cases} k\delta\,(q_u' \leqq k\delta \leqq q_u) \\ q_u\,(k\delta > q_u) \\ q_u'\,(k\delta \leqq q_u') \end{cases} \cdots\cdots\cdots\cdots (18.8\text{-}20)$$

式(18.8-20)を地盤反力度と変位の関係として一般的に示せば、**式(18.8-21)**のようになる。

$$q_r = k_e\delta \cdots\cdots\cdots\cdots (18.8\text{-}21)$$

ここに、　q_r　：地盤反力度（kN/m²）

k　：地盤反力係数（kN/m²）

δ　：地盤反力方向の変位（m）

q_u　：地盤反力度の上限値（kN/m²）

q_u'　：地盤反力度の下限値（kN/m²）で、**式(18.8-22)**のように表される。

基礎前面の水平地盤反力度の場合
$q_u' = 0$
基礎周面のせん断地盤反力度の場合
$q_u' = -q_u$　……（18.8-22）

k_e　：等価な地盤反力係数（kN/m³）で、**式(18.8-23)**のように表すことができる(**図-18.8-17**)。

$$k_e = \begin{cases} k & (q_u' \leqq k\delta \leqq q_u) \\ q_u/\delta & (k\delta > q_u) \\ q_u'/\delta & (k\delta < q_u') \end{cases} \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}23)$$

基礎に常に静止土圧が作用していることを考慮すれば、基礎前背面の地盤反力度の上限値は、受働土圧強度から静止土圧強度を差し引いた値となり、また、地盤反力度の下限値は、主働土圧強度から静止土圧強度を差し引いた値となる。しかし、ここでは、モデルの簡略化及び試算結果に有意な差がなかったことを考慮し、18.8.4(2)に示すように基礎前背面の地盤反力度の上限値を受働土圧強度に基づいて定め、また、**式(18.8-22)**のように地盤反力度の下限値をゼロとした。

基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力は、本来は基礎と地盤が剥離すると作用しなくなる。また、側面においては、水平方向と鉛直方向のせん断地盤反力度の合成値が**図-18.8-17**のようなバイリニア型の性状を示すことが予想される。しかし、このような水平地盤反力度との相互作用を考慮しても計算結果に有意な差は現れないことから、簡略化のため、基礎周面のせん断地盤反力度は次のようにモデル化してよい。

a　基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、基礎と地盤が剥離しても、計算上全面にわたり有効に働き、せん断地盤反力度の上限値は地盤特性から決まる一定値とする。

b　基礎側面の水平方向のせん断地盤抵抗と鉛直方向のせん断地盤抵抗の相互作用を無視し、それぞれのせん断地盤反力度の上限値は地盤特性から決まる一定値とする。

c　基礎周面の鉛直方向のせん断地盤抵抗は、18.8.3(1)に示すように、上部構造や下部構造に作用する水平荷重に対してのみ考慮する。

d　基礎底面の浮上りによる基礎の鉛直方向の変位は無視する。

(イ)　つり合いの基本式

a　基礎を梁と仮定すると、曲げモーメントや軸方向力と変位の関係は**式(18.8-24)**により表される。

$$M = -EI\frac{d^2u_0}{dy^2},\quad N = EA\frac{dv_0}{dy} \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}24)$$

ここに、　M　：梁の曲げモーメント（kN・m）
N　：梁の軸方向力（kN）
EI　：基礎の曲げ剛性（kN・m²）

EA　：基礎の軸方向剛性（kN）
u_0　：基礎軸線の x 軸方向の変位（m）
v_0　：基礎軸線の y 軸方向の変位（m）

b　地盤反力度 q_r と地盤反力係数 k は、基礎を梁と仮定すると、基礎の中間部では、それぞれ**式(18.8-25)**及び**式(18.8-26)**に示すように、基礎の軸線上に作用する地盤反力 p_r と分布地盤バネ $\tilde{k}$ に換算することができる(**図-18.8-18**)。

$$\left.\begin{aligned} p_{rx} &= \oint_S q_{rx}ds = \tilde{k}_x u_0 \\ p_{ry} &= \oint_S q_{ry}ds = \tilde{k}_y v_0 \\ m_r &= -\oint_S q_{ry}x ds = -\tilde{k}_\alpha \frac{du_0}{dy} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}25)$$

$$\left.\begin{aligned} \tilde{k}_x &= \oint_S k_{ex}ds \\ \tilde{k}_y &= \oint_S k_{ey}ds \\ \tilde{k}_\alpha &= \oint_S x^2 k_{ey}ds \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}26)$$

注）　$\oint_S ds$ は基礎の周面にわたり一周積分することを表す。

ここに、　p_{rx}　：基礎周面に作用する地盤反力度を梁の軸線上の作用地盤反力に換算した場合の x 軸方向の分布地盤反力(kN/m)。例えば、基礎前面の水平地盤抵抗であれば、水平地盤反力度 q_{rx}（**図-18.8-16**）に有効前面幅 B_e（**図-18.8-12**）を乗じた値となる。このほか、基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗の影響が加わる。

p_{ry}　：基礎周面に作用する地盤反力度を梁の軸線上の作用地盤反力に換算した場合の y 軸方向の分布地盤反力(kN/m)。例えば、基礎前面の鉛直方向せん断地盤抵抗であれば、鉛直方向せん断地盤反力度 q_{ry}（**図-18.8-16**）に有効前面幅 B_e（**図-18.8-12**）を乗じた値となる。このほか、基礎背面と側面の鉛直方向せん断地盤抵抗の影響が加わる。

m_r　：基礎周面に作用する地盤反力度を梁の軸線上の作用地盤反力に換算した場合の分布モーメント地盤反力(kN・m/m)。基礎が回転した場合、基礎周面の鉛直方向せん断地盤抵抗により発生する(**図-18.8-19**)。

q_{rx}　：x 軸方向の地盤反力度（kN/m²）

q_{ry}　：y 軸方向の地盤反力度（kN/m²）

$\tilde{k}_x$　：梁の軸線上における x 軸方向の分布地盤バネ（kN/m²）

$\tilde{k}_y$　：梁の軸線上における y 軸方向の分布地盤バネ（kN/m²）

$\tilde{k}_\alpha$　：梁の軸線上における分布回転地盤バネ（kN・m/m）

k_{ex} ：x 軸方向の等価な地盤反力係数（kN/m^3）

k_{ey} ：y軸方向の等価な地盤反力係数（kN/m^3）

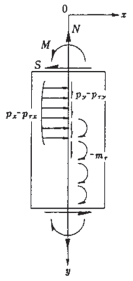


図-18.8-18　基礎の梁としてのモデル化

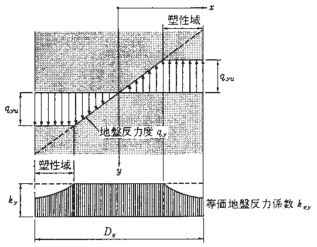


図-18.8-19　側面のせん断地盤反力度とせん断地盤反力係数

c　基礎がせん断変形しないと仮定すると、**図-18.8-18** から、つり合い式は**式(18.8-27)**及び**式(18.8-28)**により表される。

x 軸方向のつり合い　：　$-\dfrac{d^2M}{dy^2}+\dfrac{dmr}{dy}+(p_{rx}-p_x)=0$ ・・・・・・・・・・・・・・　(18.8-27)

y軸方向のつり合い　：　$-\dfrac{dN}{dy}+(p_{ry}-p_y)=0$ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　(18.8-28)

ここに、　p_x　：梁の軸線上に作用する x 軸方向の分布外力（kN/m）
偏土圧や流動力等がこれに相当する。

p_y　：梁の軸線上に作用する y軸方向の分布外力（kN/m）
ケーソンの自重がこれに相当するが、ケーソン基礎の安定計算では、鉛直力は原則として底面に作用させるためゼロとなる。

(ｳ)　基礎底面の境界条件

基礎底面の境界条件として、浮上りやレベル 2 地震時に対する照査時には地盤抵抗の塑性化を考慮する必要がある(**図-18.8-20**)。

基礎底面の地盤反力度及び等価な地盤反力係数は、それぞれ**式(18.8-20)**及び**式(18.8-23)**により表されるが、この場合の地盤反力度の下限値 q_u' は、**式(18.8-29)**のとおりとなる。

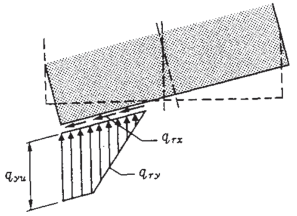


図-18.8-20　基礎底面の地盤反力度

基礎底面の鉛直地盤反力度の場合
$q_u'=0$
基礎底面のせん断地盤反力度の場合
$q_u'=-q_u$ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　(18.8-29)

ただし、基礎底面においては、基礎周面と異なり水平方向と鉛直方向の地盤抵抗の相互作用を考慮する。基礎底面の大きな回転変位により一部で浮上りが生じた場合には、浮上り部に水平方向のせん断地盤抵抗を期待してはならない。すなわち、基礎底面の鉛直地盤反力度 $q_{ry}=0$ の時、基礎底面のせん断地盤反力度 $q_{rx}=0$ となる。

底面の x 軸、y軸方向の地盤反力 H_r、V_r 及びモーメント地盤反力 M_r は、**式(18.8-30)**のように表される。

$$H_r=\int_A q_{rx}dA=K_x u_0$$
$$V_r=\int_A q_{ry}dA=K_y v_0-\boxed{K_{\alpha y}}\frac{du_0}{dy}$$
$$M_r=-\int_A q_{ry}xdA=K_{\alpha y}v_0-K_\alpha\frac{du_0}{dy}$$
・・・・・・・・・・・・・・・・・・　(18.8-30)

$$K_x=\int_A k_{ex}dA$$
$$K_y=\int_A k_{ey}dA$$
$$K_{\alpha y}=\int_A xk_{ey}dA$$
$$K_\alpha=\int_A x^2k_{ey}dA$$
・・・・・・・・・・・・・・・・・・・

M_r ：基礎底面のモーメント地盤反力（kN･m）
K_x ：基礎底面の x 軸方向の地盤バネ（kN/m）
K_y ：基礎底面の y 軸方向の地盤バネ（kN/m）
$K_{\alpha y}$ ：基礎底面の鉛直と回転の連成地盤バネ（基礎底面の軸方向の変位に対してモーメント地盤反力を、また、回転変位に対して y 軸方向の地盤反力を起こす地盤バネ（kN･m/m）
K_α ：基礎底面の地盤バネ（kN･m）

式(18.8-24)の基礎底面における境界条件は、**式**(18.8-32)により表される。

$$\left.\begin{aligned} &H_r-\left(\frac{dM}{dy}-m_r\right)=0\\ &V_r-N=0\\ &M_r-M=0 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18.8\text{-}32)$$

以上がケーソン基礎の計算モデルの基本式と考えてよい。

⑷　基礎各部材の設計

ケーソン基礎の主な部材としては以下があげられる。

ア　側壁及び隔壁
イ　頂版
ウ　頂版支持部
エ　オープンケーソンの底版
オ　刃口
カ　ニューマチックケーソン作業室天井スラブ及び天井スラブ吊げた
キ　パラペット

これらの部材に関する構造設計は、許容応力度法を用い、「道路橋示方書・同解説 Ⅳ　下部構造編」やその他関連する技術書等を参考に荷重条件や断面力を算出し部材の構造設計を行う。

18.8.5　レベル 2 地震時に対する照査

⑴　照査の基本

ア　堰柱のケーソン基礎に 12.7.2(2)イに規定する荷重が作用した場合に、基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を 18.8.4(3)の規定により算出し、18.8.5(2)に規定する基礎の降伏に達しないことを照査するのを原則とする。ただし、基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、これらがそれぞれ 18.8.5(4)に規定する基礎の許容塑性率及び許容変位以下となることを照査する。

イ　ケーソン基礎は、各部材に生じる断面力に対して、18.8.5(8)の規定により耐力の照査を行う。

レベル 2 地震時に対する地震時保有水平耐力法によるケーソン基礎の照査の考え方は、18.7 **杭基礎の設計**に準じて行う。本節では、ケーソン基礎における断面力、地盤反力度及び変位の計算法、基礎の降伏、基礎の許容塑性率、許容変位等について規定した。

(ｱ)　地震時保有水平耐力法による照査時の各地盤反力度の上限値を設定する。

(ｲ)　ケーソン基礎に 12.7.2(2)イに規定する荷重が作用した場合に、18.8.4(3)の規定により基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を計算し、18.8.5(2)に規定する基礎の降伏に達しないことを照査する。この結果、基礎の降伏に達している場合には、基礎あるいは堰柱の諸元等を変更し、再度照査を行うことを原則とする。ただし、基礎の根入れが浅い（有効根入れ深さと基礎短辺幅の比 $L_e/B \leqq 1$ 程度を目安としてよい）ため、底面の浮上りや前面地盤の塑性化により基礎の降伏に達してしまう場合には、直接基礎として設計を見直してもよい。

(ｳ)　地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度に対し、**式**(18.7-13)に示すように堰柱が十分大きな終局水平耐力を有している場合には、基礎の降伏を越えても基礎の諸元を変更せず、基礎の応答塑性率を算定し、これが 18.8.5(4)に規定する基礎の許容塑性率以下となることを照査する。ケーソン基礎の場合、応答塑性率を算定する際の二次勾配は一般には影響が小さいため無視してよいが、必要に応じ、基礎の水平荷重～水平変位関係から二次勾配を適切に評価した上で応答塑性率を算定してもよい。

(ｴ)　液状化すると判定された場合には、土質定数を低減させた状態において基礎に生じる断面力や変位を計算し、(ｲ)の照査を行う。これを満足しない場合は、(ｳ)に準じて応答塑性率の照査を行う。

(ｵ)　(ｳ)あるいは(ｴ)のように、ケーソン基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、計算された基礎の応答変位が 18.8.5(4)に規定する許容変位以下となることを照査する。

(ｶ)　(ｲ)～(ｴ)において計算された各部材の断面力が、18.8.5(8)の規定により部材の耐力以下となることを照査する。なお、(ｲ)に示すように直接基礎として設計を行う場合においても、応答変位時の断面力が、各部材の耐力以下となることを照査する。

⑵　ケーソン基礎の降伏の定義

ケーソン基礎の降伏は、基礎の塑性化、地盤抵抗の塑性化、基礎の浮上りにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時とする。

基礎の降伏とは、杭基礎と同様に**図**-18.8-21 の基礎の全体挙動における水平荷重～水平変位関係の中で、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時を指す。本来はこの水平荷重～水平変位関係を求めた上で基礎の降伏を設定する。ケーソン基礎の降伏に影響を及ぼす主な要因として、基礎の塑性化、地盤抵抗の塑性化、基礎の浮上り等を考慮する。ここでは、設計実務の簡素化を考慮し、ケーソン基礎の降伏としては、次のア～ウに示すようないずれかの状態に最初に達したときを目安としてよい。

ア　基礎体の塑性化

(ｱ)　円形断面
基礎本体水平断面のうち、90° の円弧内に含まれるすべての軸方向鉄筋が降伏する。

(ｲ)　矩形断面
基礎背面側の壁におけるすべての軸方向鉄筋が降伏する。

(ｳ)　小判形
基礎背面側の壁が半円の場合は(ｱ)、平面の場合は(ｲ)。

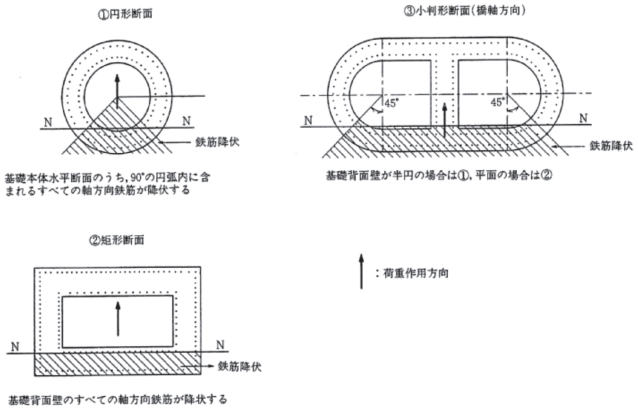


図-18.8-21　基礎本体の降伏の定義図

イ　基礎前面地盤の塑性化

式(18.8-33)により求められる前面地盤の塑性領域率 λ_F が 60%に達する。

$$\lambda_F = L_p / L_e \times 100\,(\%) \cdots\cdots (18.8\text{-}33)$$

ここに、　λ_F　：前面地盤の塑性領域率（%）

L_p　：基礎前面地盤の水平地盤反力度がその上限値に達した領域の長さの合計（m）

L_e　：基礎の有効根入れ深さ（m）

ウ　基礎底面の浮上り

式(18.8-34)により求められる基礎底面の浮上り面積率 λ_B が 60%に達する。

$$\lambda_B = A_R / A \times 100\,(\%) \cdots\cdots (18.8\text{-}34)$$

ここに、　λ_B　：基礎底面の浮上り面積率（%）

A_R　：基礎底面の浮上り面積（m^2）

A　：基礎底面積（m^2）

ア～ウに示す降伏の目安は、18.8.4(3)に示す安定計算モデルにより、一般的な地盤条件、形状のケーソン基礎について行った計算の結果から近似的に設定したものであり、ケーソン基礎が特殊な地盤中に設置される場合やケーソン基礎の形状が特殊な場合等については、基礎の全体挙動における水平荷重 P ～水平変位 δ の関係を確認した上で、別途設定する。ここで、水平荷重 P ～水平変位 δ の関係で降伏を設定する方法としては、$\log P$ ～$\log \delta$ 法等がある。

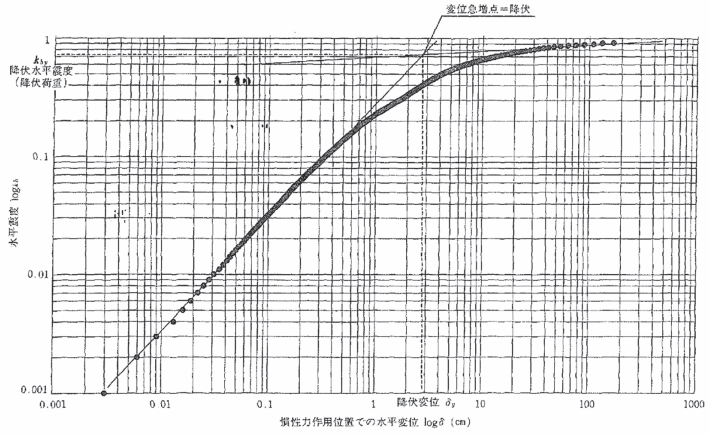


図-18.8-22　水平荷重 P～水平変位 δ の関係の例

(3)　解析手法

ア　解析モデル

解析モデルは、地盤抵抗を地盤反力係数により評価できる弾性床上の有限長ばりとする。また、解析には、地盤の非線形特性と、基礎本体が降伏を超える場合は、基礎本体の曲げ剛性を低下させながら行う。

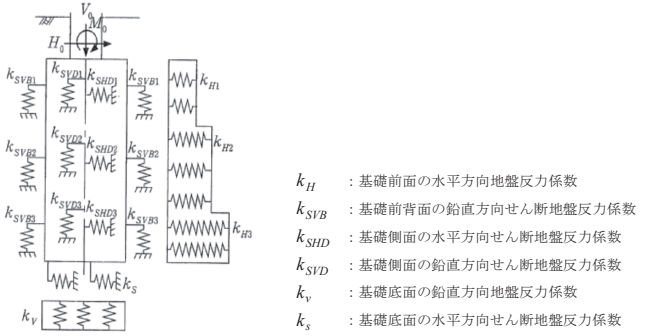


図-18.8-23　基礎本体の解析モデル

また、地盤抵抗の非線形モデルは 18.8.5(6)により、また、基礎本体の降伏を考慮する場合は、非線形モデルは18.8.5(5)により行う。

イ　解析方法

解析方法は、杭基礎と同様に、ア 解析モデルを用いた荷重増分法（プッシュオーバー解析）により行い、水平力（水平震度）－変位の関係を把握する。

⑷　基礎の許容塑性率及び許容変位

ケーソン基礎の許容塑性率及び許容変位は、基礎に生じる損傷が頭首工としての機能の回復が容易に行い得る程度に留まるように定めるものとし、応答塑性率を許容塑性率以下及び許容変位を許容変位以下とするものとした。

堰柱のケーソン基礎における許容塑性率は、14.2.2(4)に規定する 1 本柱形式の可動堰の曲げ破壊型と判定された場合の許容塑性率に準じて定めるものとし、式(18.8-35)により算出する。

$$\mu_L = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}35)$$

ここに、　μ_L　：ケーソン基礎の許容塑性率

δ_u　：基礎が終局に達したときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位（m）

δ_y　：18.8.5(2)により規定する基礎の降伏に達したときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位（m）

α　：安全係数で、1.8 とする。

基礎が終局に達した時の上部構造の慣性力作用位置における水平変位 δ_u と、降伏に達した時の上部構造の慣性力作用位置における水平変位 δ_y は、それぞれ 18.8.4(3)に示すモデルにより計算される。安全係数 α は、堰柱よりも損傷度合いを低く抑えるため、1.8 とする。なお、基礎前面地盤の塑性化や基礎底面の浮上りにより基礎の降伏が決まる場合には、基礎の塑性化や基礎の降伏を越えた後に生じるため、見かけ上、応答塑性率が非常に大きくなることがあるが、この場合でも許容塑性率以下とすることにより、基礎の損傷レベルを低く抑えることができる。堰柱のケーソン基礎における許容変位は、ケーソン基礎が降伏を超える場合において、過大な残留変位が基礎に生じないように、一般に、基礎天端の回転角で 0.02rad 程度を目安としてよい。

⑸　基礎部材の非線形特性

基礎の曲げ剛性については、地震時保有水平耐力法による照査においては原則として基礎の降伏に達しないようにすることから、一般には基礎を弾性体と仮定して計算してよい。ただし、堰柱が十分大きな水平耐力を有している場合や地盤の液状化等により、基礎が降伏をこえると考えられる場合には、基礎の剛性低下を考慮して計算を行う。この場合、基礎の曲げモーメント～曲率関係を図-18.8-24 のようにモデル化することにより、基礎の曲げ剛性及び剛性低下を評価する。具体的には、発生モーメント M と原点を通る割線勾配 E_cI をその時の剛性として置き換えていく。

図-18.8-24 における降伏時とは、18.8.5(2)アに示す基礎の塑性化時とし、終局時とは部材の圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時とする。このときの鉄筋及びコンクリートの応力度～ひずみ曲線は、それぞれ 14.2.2(4)の規定にしたがって求める。なお、コンクリートの終局ひずみは、地震時の繰返し載荷が基礎の耐力に及ぼす影響度に不明な点があるが、ここでは、タイプ II 地震時に対する値を用いてよい。

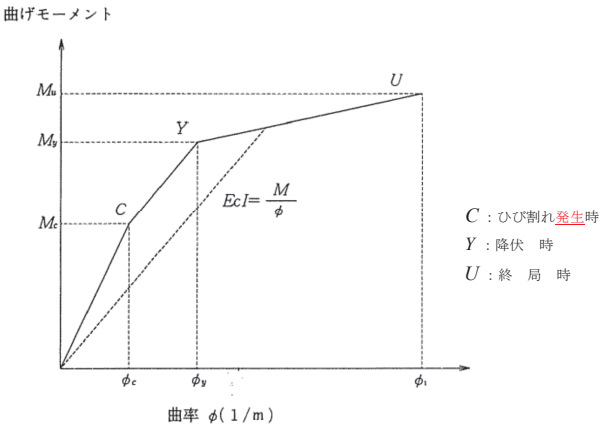


図-18.8-24　基礎の曲げモーメント～曲率関係

⑹　地盤の非線形モデル

ア　基礎周辺の地盤抵抗

地震時保有水平耐力法による照査の際には、18.3.8(4)に規定する各地盤抵抗要素をバイリニア型として扱ってよい。このとき、地盤反力度の上限値は、(ｱ)～(ｴ)のように設定する。

(ｱ)　基礎底面の鉛直地盤反力度

基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値は、18.8.4(1)に規定する基礎底面の極限支持力度とする。

(ｲ)　基礎底面のせん断地盤反力度

基礎底面のせん断地盤反力度の上限値は、式(18.8-36)により求める。

$$p_{su} = H_u / A_e \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}36)$$

ここに、　p_{su}　：基礎底面のせん断地盤反力度の上限値（kN/m²）

H_u：基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力（kN）で、式(18.8-5)により求める。

A_e　：基礎底面の有効載荷面積（m²）

(ｳ)　基礎前面の水平地盤反力度

基礎前面の水平地盤反力度の上限値は、式(18.8-37)により求める。

$$p_{Hu} = \alpha_p p_{EP} \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}37)$$

ここに、　p_{Hu}　：基礎前面の水平地盤反力度の上限値（kN/m²）

α_p：水平地盤反力度の上限値の割増し係数で、式(18.8-38)により求める。

ただし、N 値 2 以下の軟弱な粘性土では、$\alpha_p = 1.0$ とする。

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leqq 3.0 \quad \cdots\cdots (18.8\text{-}38)$$

z　：設計上の地盤面からの深さ（m）

B_e ：基礎の有効前面幅（m）

p_{EP} ：深さ z における地震時の地盤の受働土圧強度（kN/m^2）

水平地盤反力度の上限値の割増し係数 α_p は、ケーソン基礎等の柱状体基礎における受働抵抗の 3 次元的な広がりの効果を考慮するための係数であり、理論解や実験結果に基づいて設定されている。

(ｴ)　基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度

基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値は、**式(18.8-19)**により求める最大周面摩擦力度とする。

(7)　安全性の照査

安全性の照査は、杭基礎と同様の手法による。なお、基礎に塑性化を考慮する場合の許容塑性率は、**18.8.5(4)**による。

(8)　部材の照査

ケーソン基礎の各部材は、**18.8.4(3)**の規定により算出する部材に生じる断面力が当該部材の耐力以下となることを照査する。

ア　ケーソンの鉛直方向断面

(ｱ)　曲げモーメントの照査

曲げモーメントについては、**18.8.5(5)**に規定するように、ケーソンの鉛直方向断面の損傷度合いを評価して計算を行うため、照査は省略してよい。

(ｲ)　せん断力の照査

18.8.5(5)の規定により定められるせん断力が、**14.2.2(8)**に規定するせん断耐力以下となることを照査する。

イ　ケーソンの水平方向断面

18.8.5(5)の規定により求められる基礎前面の水平地盤反力度に対し、(ｱ)～(ｳ)によりケーソンの水平方向断面の曲げせん断に対する照査を行う。

(ｱ)　断面力の計算

水平方向断面を水平ラーメンとみなして断面力を計算する。

(ｲ)　曲げモーメントの照査

照査断面に発生する曲げモーメントが、**14.2.2(7)**に規定する部材の最大抵抗曲げモーメント以下となることを照査する。

(ｳ)　せん断力の照査

照査断面に発生するせん断力が、**14.2.2(8)**に規定する部材のせん断耐力以下となることを照査する。

ウ　頂版

18.6(4)で規定するフーチングの設計に準じるものとする。曲げモーメントに対する照査では、頂版厚が厚い場合であっても、フーチングと同様の考え方により断面力を計算する。

なお、ケーソン頂版の場合、側壁に生じる反力の影響が大きいため、せん断力に対する設計では、**18.6(4)**に規定する版としてのせん断についてのみ照査すればよい。なお、**図-18.8-25**に示すように、頂版支持部中心線の大半が $h/2$ 以内（h は頂版厚）にある場合や前面側の頂版支持部中心線が $h/2$ 以内にある場合には、せん断破壊のおそれがないため照査を行う必要はない。

エ　頂版支持部

頂版支持部に浮上りが生じた場合、上部構造の慣性力の作用位置において過度の応答変位や残留変位が生じる可能性があるため、頂版支持部についても本体と同様、部材に発生する曲げモーメントが部材の降伏曲げモーメント以下となることを照査する。

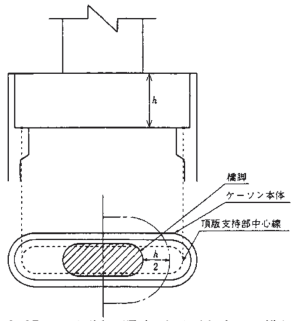


図-18.8-25　せん断の照査が不要となる頂版の例

第19章　　魚道の設計

関連条項[基準11、運用11-4]
参考文献[「頭首工の魚道」設計指針]

近年、自然環境に対する社会情勢を背景として、自然生態系に配慮した施設の整備が求められており、魚道も多様な生態を有する魚種に対応する様々な形式が設置されるようになった。そこで、平成 26 年 3 月には「頭首工の魚道」設計指針が発行され、具体的な設計手法が解説されている。

ここでは、同書の要点を紹介する。

19.1　一般事項

19.1.1　魚道の定義

魚道とは、魚類等の移動に支障があるような場合、移動を容易にするために造られる施設の総称であり、魚道本体（魚道の上り口から下り口まで）と附帯施設から構成される。

農業用水の取入れのための利水施設である頭首工や床固め工などが設けられることによって、それまで河川を自由に移動していた魚類等の移動に支障を与え、その生息地が狭まり、食餌活動や産卵場所が制限されることで種の永続すらできなくなるような状況となる場合もある。このため、魚道は施設設置前に近い状態で移動できるようにする施設として設けるものである。

また、魚道は、利水施設であっても魚類等の移動が容易にできる構造であることはもちろんのこと、自然環境との調和に配慮しなければならない。

19.1.2　適用範囲

本項の内容は、国営土地改良事業によって実施される頭首工の築造や改修に際して設けられる魚道に適用する。

ダム、河口堰、砂防堰堤、落差工及び防潮樋門等に設置する魚道や、移動以外の目的をもって設置する魚道は、本項で定める以外の要素を考慮する必要があるため適用外とする。

19.1.3　良い魚道がもつ性能

⑴　移動する魚類等が、魚道上り口又は下り口に集まりやすく、魚道に進入できること。
⑵　魚道内に進入した全ての魚類等が容易かつ安全にその魚道を移動できること。
⑶　魚道通過後の魚類等が、安全に河川を移動できること。
⑷　降下する魚類等が魚道下り口を見つけやすく、安全に下ることができること。
⑸　構造は簡便で堅牢、維持管理が容易であること。

19.1.4　設計手順

魚道の設計は、設置される頭首工の計画・設計の影響を大きく受ける。また、その本来の対象が生物であることから、生物の生態に立脚した配慮が必要である。

設計に当たっては、河川の生態系やその特性、魚類等の生理・生態を踏まえ、自然的条件、社会的条件を十分に把握した上で、その魚道の目的、規模及びその他の条件の実情に則して、適切な手順により行う。

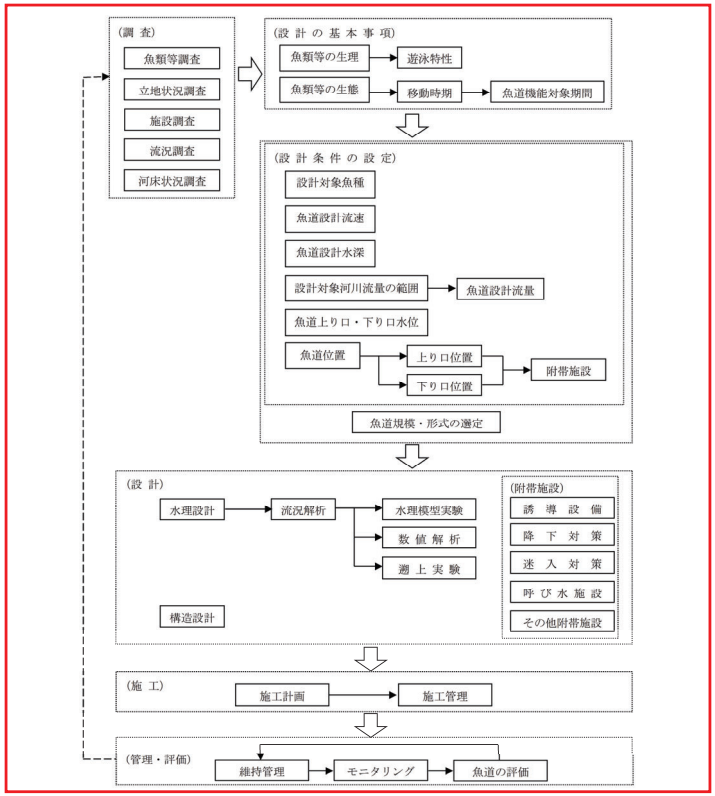


図-19.1-1　魚道設計の一般的な手順

19.2　調　査

魚道を設計するに当たっては、当該魚道設置施設の上下流における以下の各種データを収集・把握する。

⑴　魚類等データ

魚類等のデータは、設計対象魚種の設定や、魚道構造の設計に必要なデータである。

（例：魚類等の種類、移動時期・目的と魚種別の魚の大きさ（体長、体高）、移動(量)、遊泳特性等）

⑵　立地状況データ

立地状況のデータは、魚道位置の選定や、魚道構造の設計に必要なデータである。

（例：河床勾配、河床の材質（礫、土砂の流下の有無）、関係漁業権の有無等）

⑶　施設状況データ

施設状況のデータは、魚道位置の選定や、魚道構造の設計に必要なデータである。

（例：構造諸元、取水諸元、管理規程、魚道関係設備の管理方法等）

⑷　流況データ

流況のデータは、魚道上り口・下り口の位置、水位、その変動範囲の推定、魚道流量の調節等の魚道管理計画の設計に必要なデータである。

（例：河川流量を含めた流況、河川水位及び流況、流木・浮遊ゴミ及び潮位と塩分濃度等）

⑸　河床状況データ

河床状況のデータは、魚類等の遡上経路及び集魚場所の推定や魚道上り口位置の選定に必要なデータである。

（例：ミオ筋状況、河床勾配、河床材料、堆砂状況、洗掘状況等）

19.3　魚類等の生理・生態

魚道の設計に当たっては、対象魚類等の生理・生態を把握するため生活型、遊泳形態別に分類し、移動時期、遡上する魚・降下する魚の目的、習性及び行動を把握した上で設計を行う。

19.4　魚道設計条件

魚道の設計条件は以下の項目について設定する。

⑴　設計対象魚種の選定

魚道が設けられる河川に生息する魚類等の中から代表的なものを、設計対象魚種として選定する。また、選定された設計対象魚種を対象として、その遡上時期（遡上開始時期、遡上最盛期及び遡上終了時期）、降下時期等の移動時期とともに、遊泳能力について、適切に把握する。

⑵　魚道設計流速

設計対象魚種の遊泳能力、遊泳特性等を考慮して、魚道設計流速を適切に設定する。

⑶　魚道設計水深

設計対象魚種を含め魚道を通過する大型魚の体高、遊泳能力、遊泳特性等を考慮して、魚道設計水深を適切に設定する。この場合、魚道の水深については、魚類等が遡上でき、かつ外敵からの安全性を十分に発揮できるような深さを確保することが重要である。

⑷　設計河川流量の範囲

魚道が必要とされる河川流量の範囲を設定し、その範囲内では魚道が機能するように設計を行う。

⑸　魚道設計流量・呼び水設計流量

魚道設計流量は、原則として河川維持流量以下とする。

また、魚道の集魚効果を高める目的で設置する呼び水水路の呼び水設計流量は、魚道設計流量を含め河川維持流量以下で設定する。

⑹　魚道上り口水位

魚道上り口水位は、設計対象河川流量の頭首工下流の水位変動範囲から十分余裕を持たせて設定する。

⑺　魚道下り口水位

魚道下り口水位は、一般に、設計取水位で魚道が十分機能するよう設計する。なお、設計取水位から数十 cm 程度は変動するため、この変動範囲を踏まえて検討しておく必要がある。

19.5　魚道の位置

19.5.1　魚道の位置

魚道の設置位置の選定に当たっては、頭首工下流の河床状況とその変化、河川低水路幅、取水堰の形態、集魚場所、移動経路、魚類等の習性を考慮するとともに、河川管理施設等構造令等を踏まえて選定する。

⑴　頭首工下流河床状況とその変化

頭首工築造後の洪水や頭首工下流の河川改修等による河床変動を勘案して計画する。また、下流側河床の堆積は魚類等の遡上の障害となる場合があるので十分検討する。

⑵　河川低水路幅

河川低水路幅や河川状況（ミオ筋の状況）等によって、魚道を片岸あるいは両岸に設置するかを検討する。

⑶　取水堰

全可動堰、複合堰、全固定堰など取水堰の形態によって、常時の放流位置とミオ筋の位置関係や魚道設置が可能若しくは、容易な場所が異なる場合があるので、十分な検討が必要である。

⑷　集魚場所

魚類等の集まりやすい場所を検討する。

集魚場所は、取水堰からの放流の方法と水流の状況及びエプロンと護床工の取付け方と魚道からの流れによって異なるため、設置位置は十分な検討を行う。

⑸　移動経路

既設の頭首工の場合には、現況調査と漁業者からの情報の入手により移動経路を明らかにすることが重要である。

新設の頭首工の場合は、まず、流速分布、水深分布などの築造後の流況を推定し、その結果に基づいて移動経路を推定する。

⑹　河川管理施設等構造令の規定

河川管理施設等構造令を遵守した構造とする。

なお近年、河川によっては改修魚道でも設置本数の増加が行われ、魚類等の移動に対応する配慮が成されている。また、魚類等の移動状況調査によっては河川中央部に設置する場合もある。

19.5.2　魚道入口の位置

魚道の上り口は、魚類等が集まりやすい場所に設置するものとするが、集まる場所に設置できない場合、誘導方法について十分検討する。

頭首工下流部の集魚の状態は、取水堰の構造・越流状況によるが、移動時期のゲートの放流方法

によって大きく異なる。

例えば、全可動堰の場合で堰下流部に相当な水深があり調節ゲートから放流すれば、中央部に流れが集中して両端に少し流れの緩やかな場所が生じる。このような場合、上り口を流れの少し緩やかな場所に設置すれば、魚類は主流の両側を移動する習性から魚道上り口に集まり進入する。

しかし、調整ゲートからの放流が強く魚道上り口がこの調整ゲートに近接している場合は、魚がその強い流れに押し流されて魚道上り口に近寄れなくなるので、その影響を考えて魚道上り口の位置を検討する。

なお、魚道の開口方向は、魚類等を魚道入口に誘導・進入しやすくするように検討する。また、既設頭首工に魚道を設置する場合は、魚が集まると思われる場所に魚道上り口を設ければよい。

魚道上り口の構造は、下流から移動してきた魚類等が自然に集まり、移動しやすい流れを作ることが大切である。したがって、魚の溜まり場となり、魚類が休息を得られるように大きめのプールを設ける。

19.5.3　誘導設備

魚道上り口以外に魚が集まると思われる場合には、魚道上り口への誘導設備を設ける。

⑴　呼び水水路

魚類等は呼び水水路から放流される強い流れの両側を移動する習性があるので、その主流の両側が魚道上り口として適した場所になる。ただし、魚道規模、その他の条件から魚道上り口は片側の場合もある。

魚道上り口が呼び水水路の片側のみとなる場合には、呼び水の流れと移動経路を考慮して魚道上り口と呼び水水路の位置を決める。

⑵　上り口の工夫

魚類等が上り口を見つけやすい流れとなるような上り口形状を考える。

たとえば、複数の魚道形式を設ける場合は、魚道設計流量がそれぞれ分割されて少なくなるので、魚類等の移動できる流量が確保できるかを検討する。

⑶　移動路

魚道設計対象の最小河川流量時は、下流側水位が低くなることで水流が拡散して水深が浅くなり、護床ブロックが突き出たり、護床工の下を伏流したりすることもあるため、魚類の移動が困難となる場合がある。

このような場合の魚道上り口までの移動路を確保するよう設計において配慮することが重要である。

19.5.4 出口の位置

魚道が取入口側の場合には、魚道下り口は、一般に取入口の上流側に設置する。降下する魚、特に浮遊状態で降下する仔魚の取入口への迷入・吸引の問題が少なくなるからである。ただし、この場合には、魚道と取水工との交差方法について十分検討する。立地条件等の制約から取入口より下流側に設置する場合は、迷入・吸引の問題が生じないように配慮することが必要である。

魚道が取入口の対岸側にある場合や固定堰の場合には、魚道下り口付近の土砂堆積による魚道への通水障害、堰からの越流による吸引が考えられるので、堰よりある程度上流側に位置を選定するなどの対策が必要である。

19.5.5 頭首工の設置位置における生物の移動にかかる留意点

⑴　頭首工が下流域に設置されている場合

河川に生息する様々な生物は、河川上下流に移動する。頭首工が下流域に設置されている場合、特に両側回遊性や降河回遊性の生物は、まだ小型な時期に頭首工へ到達する場合が多いため、それらに対応した工夫が必要である。特に、シラスウナギ、ハゼ類、カジカ類、甲殻類等の遊泳力が弱い生物を対象とする場合、移動時期の河川流量とそれに対応する現在のゲートの運用方法を把握し、魚道設置の対象地点における流況特性に応じた丁寧な対応が必要となる。

遊泳力の弱い魚種に配慮した魚道の配置、構造の工夫や形式の異なる魚道の併設等を検討するほか、こうした魚類の遡上に望ましい流況を形成できるようなゲート操作方式の検討が必要となることもある。

河川下流域に見られる比較的水深が深く常流的な流れの場所において、河川流量が魚道やゲートのオーバーフローでは対応できずアンダーフローになる場合、魚道の入り口を速い流れがふさがないようなゲート操作規則を検討し、やむを得ない場合には魚道に影響しない位置のゲートを第一候補とする。

⑵　河川中流以上に設置されている頭首工の場合

転倒ゲートの場合は、転倒した際のゲートの厚みが生物の遡上できる落差であるか、あるいは転倒したゲート板の上を移動可能か、また、その他の通り道を確保できているかを含め検討する。

ローラーゲートの場合、コンクリートのたたき部分が薄い水脈の射流になることが多く、生物の移動には適さない。たたきに魚道的な機能を持たせるなど、それらに対応した通り道の確保を検討する。また、コンクリートのたたきと下流部の落差に問題がないか確認する。

中小河川の頭首工の場合、ほぼ全面を魚道ブロックなどで遡上・降下可能にした方がコスト的にも生物の移動に関しても有利となる場合がありうる。特に土砂や流木などの流下が多い河川で通常のプール型の魚道の閉塞が懸念される場合には、管理面でも全断面魚道の方が適する場合がある。

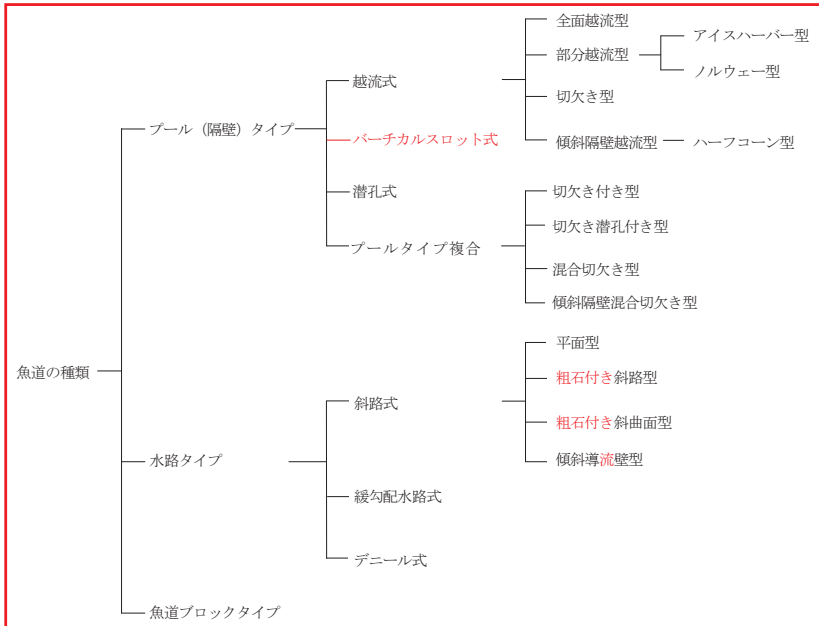
19.6　魚道形式の種類

19.6.1　魚道の形式

魚道は、一般にプール（隔壁）タイプ、水路タイプ及び魚道ブロックタイプの三つのタイプに分かれる。

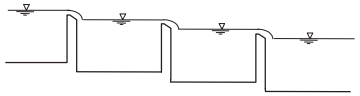
［解説］

魚道の形式を分類整理すると、図-19.6-1のとおりである。

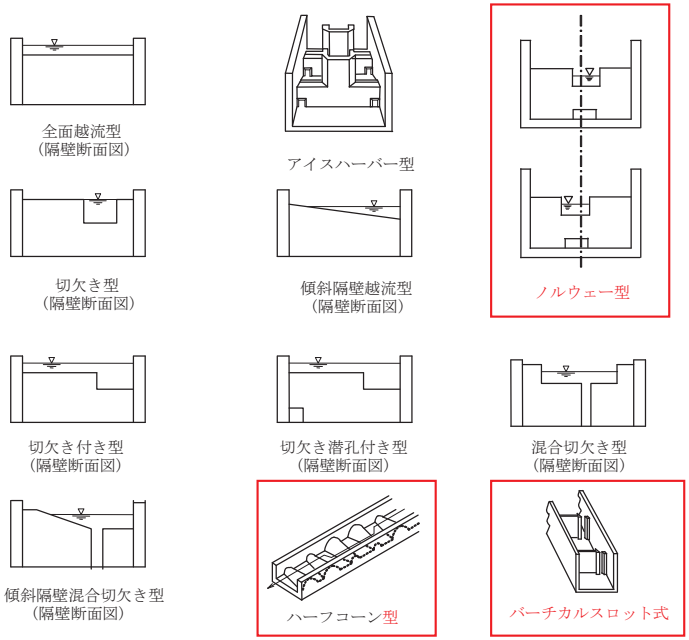


注）魚道形式によっては、特許が申請されている形式もあるので、採用する際には注意が必要である。

図-19. 6-1　魚道形式の分類



越流式魚道縦断図



注）潜孔付き型については、潜孔部の閉塞、潜孔部の高速流によって遡上が阻害される場合があるので採用時には注意が必要である。

図-19. 6-2　プールタイプの魚道



図-19. 6-3　代表的な水路タイプの魚道

19.7　魚道の水理設計

『「頭首工の魚道」設計指針』には、一般的な次の型式について、基本型、水理公式、留意事項を整理しているので参照されたい。

⑴　プールタイプの魚道

ア　越流式（全面越流型、アイスハーバー型）

イ　バーチカルスロット式

ウ　潜孔式

⑵　水路タイプの魚道

ア　デニール式（標準型、スティープパス型、舟通し型）

イ　粗石付き斜路型

ウ　導流壁型

⑶　魚道ブロックタイプ

19.8　魚道形式の選定

魚類等が容易かつ安全に遡上・降下できるように、各魚道形式の特性及びその他の諸条件並びに近傍の事例等を総合的に考慮した上で魚道形式を選定する。なお、多種類の魚類等の移動を容易にしようとする場合、複数の魚道形式を設けることも検討する。

また、魚道基礎部においても、基礎又は埋戻し土の性状によっては、浸透路（横方向の浸透路も含む）を形成する可能性がある。このため、基礎に砂層が存在する場合は特に留意が必要であり、弱部となる層を撤去し、コンクリート等で置き換えるか、止水矢板による止水対策を講じることを検討する。

なお、弱部処理については、**18.5.5 弱部処理**の留意点も参考とすること。

19.9　附帯施設

附帯施設には、通水量調節装置、ごみ除去装置、魚道上り口保護設備、計数・観察装置、管理設備等があり、必要に応じて設ける。

⑴　通水量調節装置

取水堰の堰上げ水位は、かんがい期、非かんがい期によって大きく変動する。

このような大きな水位変化に対応できない魚道形式では、ゲートを用いて魚道下り口で流量（水位）を調節することとなる。

この場合、水位変動幅、維持管理、魚道形式、河川の状況などによって、ゲート形式を選定する。

頭首工の場合の魚道ゲートはバイパス魚道に設置することになるが、魚道は冠水することがあるので、土砂流下の多い河川では、いずれのゲート形式でも堆砂に対しては十分な検討を行い、土砂排除の維持管理も考慮する。

⑵　呼び水ゲート

呼び水水路に放流流量調節能力を持たせる場合、流量調節ゲートが必要である。ゲート形式は下流側起伏式の事例が多い。

⑶　ごみ除去装置

砂礫、流木、ごみ等の流下の多い河川では魚道の閉塞、魚道機能低下などが生じるので、ごみよけスクリーンなどの防止装置を設けることがある。

⑷　魚道上り口保護設備

河床低下、堆砂により移動してきた魚が魚道上り口に進入できなくなることに対応するため、上り口保護設備を設けるとよい。

上り口保護設備には、上り口部に深く大きい上りプールを設けることがある。

その場合は、下流河床との取り付け部（移動路）の構造と河川流量、魚道流量の変動に十分配慮する。

⑸　計数・観察装置

魚道の効果・機能等の追跡調査は、設置した魚道の評価や今後のよりよい魚道の開発に重要である。

これまで行われてきた調査は特定の魚種を対象とし、目視やトラップによる採捕などの方法が主流となっている。目視観測は、最上流部での観察が一般的であり、計測用の橋梁を設けるとよい。また、隔壁天端部を白色に着色したり、ステンレス鋼やアルミニウム鋼を取り付けている例もある。

⑹　管理設備

管理設備には、魚道内に堆積する土砂、流木、ごみ除去のための設備及びごみを集積するためのスペース、管理通路・作業足場、鳥害防止施設、密漁防止施設、警告施設、防護施設、維持管理用の角落し設備等がある。

19.10　既設魚道の改善策

魚類等の移動（遡上・降下）に何らかの支障がある場合は、頭首工本体の運用方法、魚道構造に起因する水理状況及び魚類等の生態環境を十分調査し、改善する。

⑴　改善の要点

ア　魚道の問題点

(ｱ)　頭首工からの放流や越流による強い流れに魚類等が向かい、魚道上り口に向かわない。

(ｲ)　魚道の上り口付近において河床低下その他の原因で流れの連続性が阻害され、遡上魚の魚道進入が困難な状況にある。

(ｳ)　土砂による魚道の閉塞障害や上流水位変動による魚道内流速、流況などの激変等、魚道の維持管理の不備や上流水位変動に対応できない魚道構造によって遡上魚が魚道を通過できない。特に、粗石付き斜路型魚道の場合、粗度の配置方法によっては実際の流速が設計流速よりかなり速くなる場合もある。

イ　改善の要点

魚道を改善する場合、改善前に遡上魚が遡上できずに集まっている場所を把握する（集魚状況調査）。魚道の改善においては、この点を最大限に生かすことが重要である。

(ｱ)　前項(ｱ)のように、集魚に課題がある場合は、その集魚場所に魚道上り口の移設を行うか、魚道に呼び水施設等の誘導施設を設けるとよい。スイッチバック式の枝分かれ魚道として、上り口位置を複数設けた事例もある（**図-19.10-1** 参照）。

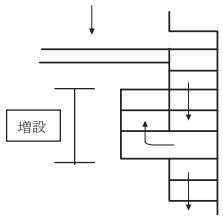


図-19.10-1　スイッチバック式魚道
（魚道への進入が可能な位置に上り口を増設）

(ｲ)　前項(ｲ)のように、河床低下などにより流れの連続性が阻害されている場合は、魚道を延長（図-19.10-2 参照）して魚道上り口が河床と同じ高さになるようにすり付けを行うか、進入を阻害している護床ブロック中に遡上路を設けるとよい。なお、魚道を延長する場合は、既設魚道と流況が変化しないよう留意する。

また、魚道入口部の落差部に魚道ブロック等を設置して流れの連続性を保ち、遡上を助ける工夫をするとよい。なお、エプロンと護床工との間に遡上路を設けて左右岸にある魚道上り口へ移動できるような構造の事例もある。

頭首工の魚道は、高水敷に魚道築造スペースが得られないこともある。そうした場合には、河川管理者と十分打合せを行い、魚類等の移動ができるように、頭首工下流のミオ筋に向かって魚道ブロックを用いた整備を行う等の検討を行う。

また、将来、河床低下が生じることが想定される場合は、魚道下流に魚道延長のためのスペースを確保したり、魚道の河川側にスイッチバックのためのスペースを空けておくこと等も考えられる。

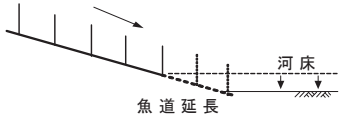


図-19.10-2　魚道の延長

(ｳ)　前項(ｳ)の土砂による魚道の閉塞障害が生じている場合は、土砂等を取り除くなど維持管理の向上に努める。セイシュ等の波動が魚道内に生じる場合は、隔壁の一部を非越流に改造（一種のアイスハーバー型）することにより問題を解決できることが多い。

また、上流水位変動に対応できない魚道構造によって遡上魚が魚道を通過できない場合は、部分的な修正で魚類等の遡上が可能になるのかどうかを検討し、これが難しい場合は、抜本的な見直しを行う。

(ｴ)　河川の特性上、堆砂が生じやすい場合などは、魚道上流端付近に土砂止め及び角落し等を備えた排砂口を設け、魚道内への土砂の流入を防止するとともに、排砂口より土砂の排除を行う方法もある（図-19.10-3 参照）。なお、図-19.10-3 のように魚道上流端のプール側壁を一部切欠き、余水放流させる構造も見られる。これにより上流水位上昇時でも魚道直上流水位を安定させ、魚道流況を安定化できる。

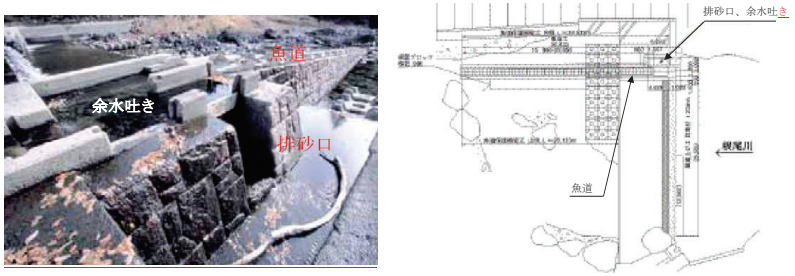


図-19.10-3　排砂口を設けた事例（岐阜県根尾川　長島頭首工）

(2)　改善効果の評価

魚道完成後の評価を行うための移動調査は重要であるが、魚類等は、種類によって移動時期が異なる上、調査計画時に増水などで調査できない場合も想定され、単年度の調査では、データの連続性を失い評価に適正を欠くことになるおそれがある。連続性のある適正なデータを得るためには、完成後、状況に応じて数年間調査して整理しておくことが望ましい。

19.11　迷入・降下魚対策

(1)　取入口への吸引・迷入対策

頭首工では、一般に取入口前面の接近流速は遅く、移動した魚類の取入口への迷入は少ないものと思われる。しかしながら魚道下り口と取入口が近接しており、かつ魚道下り口が取入口の下流側に開口している、あるいは設計取水量が大きく、取入口の設計流速が速いなどの要因から迷入が多く生じる可能性がある場合は、対策が必要となる。対策としては、①魚道下り口位置の検討（取入口より上流側に設置する）②下り口位置と取入口位置の距離を離すこと③下り口に休息するプールを設置することと④土砂吐きゲート構造の変更⑤適切なゲート放流などによる放流管理が考えられる。なお、上記設計上の対策のほか、下記の事例の方法がある。

ア　取入口に近づいた魚及び用水路に迷入した魚類等を誘導などによって方向転換させる。
①スクリーン②バイパス水路

イ　取入口への進入を抑止あるいは妨害する。
①電気スクリーン②音③気泡④光線⑤スクリーン⑥魚返し

(2)　降下対策

魚道は魚類等の遡上だけでなく、降下に対しても対応できるようにしなければならない。

取入口への吸引・迷入や堰からの落下による損傷が生じる可能性がある場合は、それを防止する対策が必要である。

障害としては以下のものが挙げられる。

ア　取水堰ゲートからの落下による損傷

イ　たん水域による流速低下のための降下時間の増大

ウ　たん水域における他の魚類等による捕食

エ　取入口への迷入

以上のような降下魚対策として、①取水堰ゲートからの越流落下を伴わない放流管理の実施②ゲート直下流への 50cm 程度の水クッションの設置③捕食魚の産卵制御のため、適切な時期に淡水域から放流を行い、水位を下げる等が考えられるが、魚類の生態等を考慮し、関連する技術書等を参考に検討する。

19.12　魚道機能の保全管理

19.12.1　魚道の機能保全

魚道の機能保全は、魚道の新築又は改修の目的を達成するため、モニタリング調査結果と評価を踏まえて、順応的管理を行っていくことが重要である。

また、魚道の効率的な機能保全のためには、魚道特有の性質を十分に踏まえた検討を行うことが重要である。

19.12.2　魚道の機能と性能

魚道は、頭首工において魚類等を容易・安全に移動させる目的を果たす機能を有し、その機能は生態保全機能、水理機能、構造機能と社会的機能に分類される。魚道の性能は、これらの機能を発揮する能力を有する必要がある。

19.12.3　魚道の性能管理と性能低下

魚道の性能管理は、生態保全機能に着目し、適切な性能管理手法を適用する。

魚道の性能低下の要因は、立地条件、設計条件、河川流況、頭首工の形式ごとに異なるため、要因の推定に当たっては、性能低下が複数の原因に起因している可能性があることに注意を払うことが重要である。

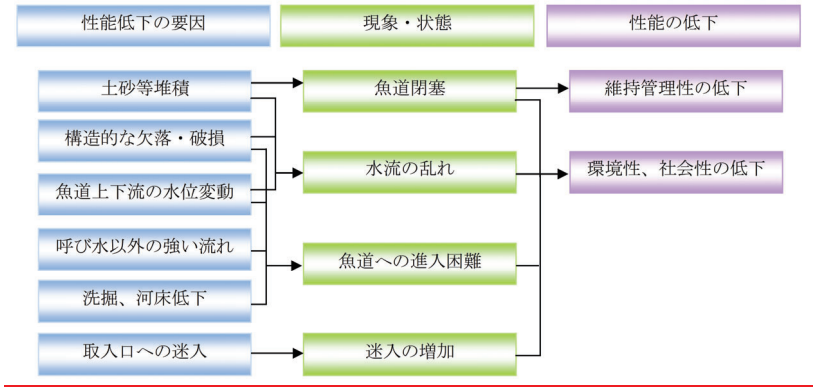


図-19.12-1　魚道の主な性能低下とその要因

19.12.4　魚道の管理・モニタリング・評価

魚道の機能保全における管理・モニタリング・評価は、日常管理における点検及び機能診断調査と評価の結果を踏まえて、適時・的確に、所要の対策を選択して実施する。

魚道の機能保全における管理・モニタリング・評価の取り組みを効率的に進めるため、『農業水利施設の機能保全の手引き「頭首工」』も参考にしつつ、施設の利用と日常管理を行っている施設管理者及び関係する機関が、連携・協力しながら段階的・継続的に以下の取り組みを行う。

① 日常管理における点検（機能監視）
② 機能診断調査（モニタリング調査等）と評価
③ 調査結果に基づく性能低下予測、効率的な対策工法の検討
④ 関係機関等の情報共有と役割分担による所要の対策工事の実施
⑤ 調査・検討の結果や対策工事に係る情報の蓄積　等

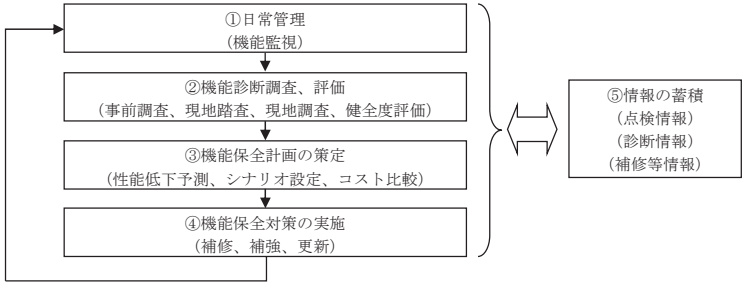


図-19.12-2　魚道の機能保全のフロー

19.12.5　日常点検

魚道の管理者は漁業関係者等と適宜協議を行い、流量調節及び堆砂等に注意し、良好な遡上・降下条件が保たれるように維持管理を行う。日常管理の項目については以下のとおりである。

⑴ 流量の調整
⑵ 堆砂土砂の排出
⑶ 密漁に対する監視や鳥類の採餌防止
⑷ 破損などに伴う機能低下
⑸ 魚類遡上観察室の管理

19.12.6　機能診断調査

魚道の機能診断調査の方針については、**28.3.2 診断調査・評価方法**に示す。

また、性能低下要因の推定例を**表-19.12-1** に示す。

表-19.12-1　魚道の性能低下要因推定表の例

確認する事象＼性能低下要因	土砂等堆積	構造的な欠落・破損	魚道上下流の水位変動	呼び水以外の強い流れ	河床低下	取入口の流れ
(1)　魚道上下流の堆砂状況	○		○			
(2)　魚道内の土砂堆積	○					
(3)　流れの状態		○	○			
(4)　魚道上下流の水位			○		○	
(5)　構造的な欠落・破損		○				
(6)　魚道上り口とミオ筋の接続状況	○			○		
(7)　魚道以外の場所での魚類の溜まり	○		○	○	○	
(8)　魚道下流の洗掘や河床低下状況					○	
(9)　魚道下り口付近の取水堰放流・取水流れの状況						○

19.13　魚道の評価

(1)　改善効果の評価

新設又は改修した魚道では、完成後に行う移動調査は学識経験者等を含めて行うことが大切であり、これによって新築又は改修による評価ができる。

ア　評価項目

移動の状況、魚類の種類・数・体長・下流での集魚の状況、上流での迷入及び、集魚の状況、魚道からの流れと下流河川との整合性等

(2)　評価手順と留意事項

魚道の効果判定の基本は、①頭首工などの障害物が設置される前の魚類等、移動数、体長を把握しておき、②設置後の（魚道及びその他の場所からの）魚種、移動数、体長を調査して、③設置前後の魚種、移動数、体長の変化を調べることである。

具体的には、頭首工などの障害物の設置前後における魚類等の種類、移動数、計画時には確認されていなかった魚類等の移動の有無などを把握する必要があり、その調査のためには事前に魚道評価計画を立案することが必要である。

魚道評価計画の立案や調査後の評価に当たっては、学識経験者・漁業協同組合等の関係団体等の意見を参考に調査項目、調査方法の設定、調査結果の取りまとめを行うことが望ましく、魚道評価のための計測機器や施設の設置が必要な場合は、あらかじめ頭首工設計に反映させることが必要である。

なお、魚道の評価は、魚類等の移動量のみに注目することが多いが、魚類等は移動時間や移動形態（集団での移動等）、測定日時などによって、移動量が異なることから移動量のみに着目した評価では適正な評価とならない場合もある。

そのため、魚道の目的によっては、対象魚種だけではなく多種多様な魚類等の移動を確認すること自体が評価の一つになることも認識することが必要である。

次に近年設置された魚道評価施設の事例を紹介する。（犬山頭首工、石部頭首工）

事例１：遡上魚類の自動計測による評価・・・・・・・・・犬山頭首工

写真のとおり魚道に設置したステンレス板の映像をカメラに写し、モニター画面上の魚影を自動でカウントするシステムである。

本システムの導入に当たっては、濁水中でのカメラによる魚類の判別能力、夜間照明による魚類への影響等、魚類の生態等を考慮した検討を行う。

特に、日没や日の出間近に移動する魚類や集団で遡上を行う魚類を対象とする場合は、個体数認識の精度を検証することが必要である。

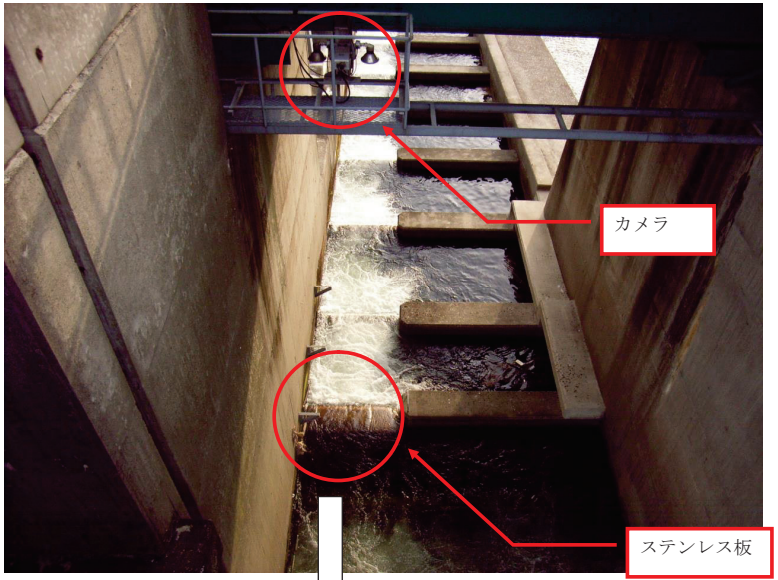


写真-19.13-1　設備の設置状況写真

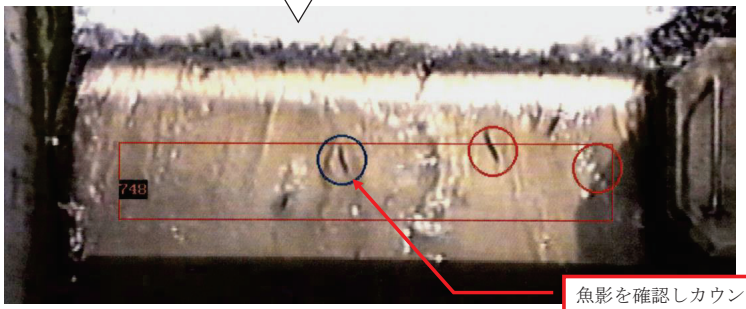


写真-19.13-2　魚道監視システムのモニター画像

事例 2：魚類観察窓施設の設置による評価・・・・・石部頭首工

観察窓は強化ガラス（t=19mm）2 枚の合わせガラス（総厚 38mm）を採用している。

その採用理由として水族館等での実績が多く土砂等の流下に対して傷が付きにくいことを挙げている。

環境学習にも使用されている。



写真-19. 13-3　魚道モニタリング施設

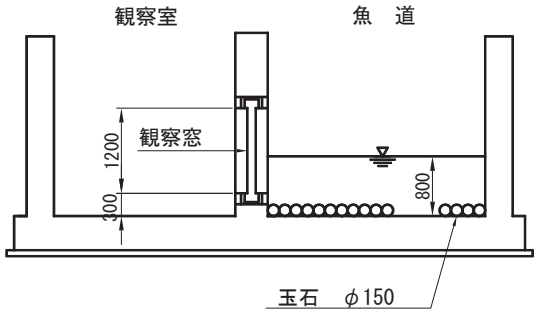


図-19. 13-1　魚道観察窓断面図

第 20 章　沈砂池の一般的設計手法

関連条項［基準11、運用11-5］

有害な土砂礫の沈積排除に対し効果的な沈砂池をつくるためには、計画通水量、建設地点の地形等に適した設計を行う必要がある。ここでは、一般的な沈砂池の水理設計手法について解説する。

20.1　位置の選定

沈砂池は、取入口に続いて、用水路の始点に設けるようにするのが一般的であるが、やむを得ない場合には、なるべく取入口に近い適当な場所に設ける。

地形上取入口の近くに適切な用地が得られない場合には、取入口から下流の適当な地点を選定する。

沈砂池に沈積した土砂礫を流水で自然排除する場合には、土砂礫の掃流・排除に必要な落差が確保される位置を選定する。

河川勾配が緩やかな河川下流部で落差が小さい場合には、取入口又は取水堰上流側の適地に沈砂池を設置すると、堰上げ水位を利用することによって、沈積土砂礫の排除に必要な落差を得ることができる[*1、*2]。

20.2　流入導水路

沈砂池への流入速度が小さいほど土砂礫の沈積効果は高くなるので、流入導水路は取入口の幅に準じて通水幅を広くし、流積を大きくするとともに、沈砂池流入拡大移行部は広がり角を小さくして、流水の整流に有利な形状とするのがよい。

また、流入水の方向は沈砂池の中心線と一致するように配慮すべきであるが、やむを得ず流入導水路が湾曲するような場合には、導流壁を設置して偏流が起こらないようにすべきである。

20.3　流入土砂礫と沈砂容積

取入口から流入する土砂礫の量を推定することは、きわめて困難である。

沈砂池に流入、沈積する土砂礫の量は容積比にして通水量の 0.01%程度を目安とする方法があるが、渓流河川では、期別、流況によって 0.5～1.0%に及ぶことがある。

かんがい用水専用の沈砂池で沈積すべき最小粒径は、砂粒子の用水路での沈積の有無、水田の減水深の状況、かんがい方法などによって決められるものである。一般には、0.3 mm を基準とする例が多い。

上水道、工業用水などと共用して総合取水する場合には、沈積すべき最小粒径は、各用水中の最小粒径によって規定される。上水道では 0.1～0.2 mm 以上の砂粒子の沈積処理を目標とする[*3]。

---

*1　山本光男・王如意：堰上げ水位を利用した取水堰上流側に設置する沈砂地、農業土木学会講演要旨集 p. 40～41.（1989）
*2　山本光男：河川地形与取水方式之研究、台湾行政院農業委員会（1989）
*3　日本水道協会：水道施設基準解説（1958）

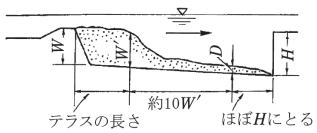


図-20. 3-1　沈砂溝内の堆砂状況

沈砂池で沈積処理すべき砂粒子は、一般に掃流砂（bed load）の形で流送されるものである。沈砂池内の流れが順流で、偏流や逆流が起こらないように十分整流されているときには、図-20. 3-1 に示すように、粒径の大きな砂粒子は沈砂溝入口から、砂粒子の限界掃流力と堆砂面上の掃流力とが平衡しながら沈積してテラス（堆砂段丘）を形成する。テラスの前面は流入土砂礫の増加とともに前進し、テラスの区間で沈積し得なかった微小な砂粒子及び流況によって浮遊流砂（suspended load）の形で流下して沈降した微細な砂粒子は、掃流流下されながらテラス前面から沈砂溝底に沿って薄い堆砂層を形成する[*4、*5]。

沈砂溝内の掃流力と沈積すべき最小粒子の限界掃流力とが平衡して、移動しなくなる位置（沈砂溝下流端から流出口敷高程度上流、堆砂層厚 $D = 20 \sim 25$ cm）を設定し、その位置で所定の沈積限界最小粒子が沈積を完了する時をもって、沈砂許容限界とする。

沈砂許容限界に達した時、沈積限界最小粒子が沈積を完了する位置は、テラス前面から、その高さの約 10 倍[*6]の距離とし、これとテラスの長さとから、許容沈砂容積を概定する。

許容沈砂容積は、一取水期間中（一排砂操作当たり）の流入土砂礫の総量をもって決めるが、流入土砂礫の量は取水期別、流況によって異なるので、沈砂溝を隔壁によって 2 連以上に分割し、一沈砂溝ごとに随時排砂操作が行えるように操作基準を設定すると、沈砂容積を小さくすることができる。

20. 4　沈砂池の水理構造

沈砂池は、計画通水量、建設地点の地形に適合した形状とし、沈砂溝内の流れが一様で、所定の砂粒子の沈積に有効であるとともに、沈積土砂礫の排除が容易であり、利水上、維持管理上有利な水理構造とする。

沈砂池の形状は左右対称で、沈砂溝は一様長方形断面とするのがよい。沈砂溝底床を船底型としたものは、沈砂容積が減少し、完全排砂が困難になる場合が多いので望ましくない。沈砂溝は利水上並びに維持管理上 2 連以上にするのがよい。

単一沈砂溝の幅が大きい場合には、隔壁によって何連かの沈砂溝に分割し、個々の沈砂溝は、幅に比べて水深が大きくなるようにすると、次に述べる整流逆勾配の設置によって、沈砂効果とともに排砂効果を高めることができ、通水と排砂を同時に実現し得る構造とすることができる。

また、沈砂池内でセイシュの発生により、浮遊流砂の巻上げが発生する場合もあることから、流入、流出部に水面変動が生じない構造とする。

*4　福田仁志・緒形博之・山本光男：濃尾地区羽島用水沈砂池の各部構造と掃流力との関係についての水理模型実験報告、東京大学農業水利学研究室（1961）
*5　山本光男：かんがい用沈砂池の水理構造について、宇都宮大学農学報、Vo15. No. 2（1963）
*6　山本光男：沈砂池の水理構造、東京教育大学農紀要、No. 20（1974）

20. 5　流入拡大移行部

沈砂池流入拡大移行部の流れは、左右均等で偏流や逆流が起こらないようにする。導水路から沈砂池への流入移行部で、常流状態導水路の流積が急拡大する場合には、流線の剥離が起こり、偏流や逆流が発生して、沈砂池の有効流積が減少し、沈砂効果は低下する。したがって、導水路の幅は可能な限り大きくして、流入拡大移行部の広がり角（側壁の交角）はできるだけ小さくなるようにするのがよい。また、幾何学的美観から、流入拡大移行部の側壁を複曲線にすることがあるが、複曲線凹部では流線の剥離が起こり、偏流が発生しやすいので望ましくない。

常流状態開水路の拡大移行部の広がり角が 10° 以上になると流線剥離の影響が現れる[*7]ので、広がり角が 40°～60° あるいはそれ以上になる沈砂池の流入拡大移行部では適切な整流方法を講ずることが必要である。

整流方法として、導流壁、整流格子[*8]、整流板（多孔板[*9]）等を設置することがあるが、次の整流方法が有効である。

(1)　取入れ水位がほぼ一定に保たれる場合には、流入拡大移行部の流積が流入導水路の流積に等しくなるように逆勾配（整流逆勾配[*10]）を拡大移行部終端まで設ける（図-20. 5-1 参照）。拡大移行部終端からは、逆勾配に続いて 2m 程度の水平部を設け沈砂溝入口とする。沈砂溝入口は 45° 前後の段落ち斜面とする。

沈砂池の幅が大きく、隔壁によって 2 連以上の沈砂溝に分割する場合には隔壁を少なくとも逆勾配這上がり終端まで延長して水切りとする。

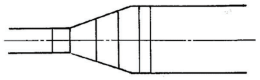
取水停止時、逆勾配上流側のたん水を排除するために水抜きを設ける。水抜きは、図-20. 5-1 (a) のように逆勾配下部に内径 100mm 程度の管を布設するか、逆勾配始点側壁に水抜き孔を設ける。

(2)　取入れ水位が変動して、一定取水位が保たれにくい場合には、図-20. 5-1 (b) に示すように、流入拡大移行部の流積が等しく、横幅が広がる管路（整流広がり管[*11]）とする。底床面は水平又は緩やかな逆勾配とする。

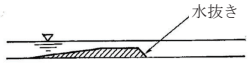
この方式は流入拡大移行部が、横断道路敷と共用になる場所に適用することができる。また、広がり管入口部にトラフを設置して余水吐きとすると、浮遊流下物の排除も可能になる。

沈砂溝を 2 連以上に分割するときには、管路内にも隔壁を設け、排砂流量を調整するために、管路入口に制水ゲートを設置する。

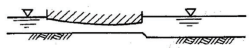
*7　松下　玄：開水路常流の拡大移行部の流れ、農業土木研究、25 (2)、p. 113～117.（1957）
*8　中谷　強：急流河川に設けられる頭首工の取水方法について、農林省早月川農業水利事業所（1956）
*9　前田　稔：急速濾過機構に関する実験的研究とその応用、阪神上水道市町村組合（1957）
*10　山本光男：かんがい用沈砂池の水理構造に関する研究、水資源開発公団、水路技術委員会報告書（1965）
*11　緒形博之・山本光男・保田　隆：沈砂池の整流に関する研究、農業土木学会講演要旨集 p. 129～130.（1963）



拡大移行部平面図



(a) 逆勾配方式



(b) 整流拡がり管方式

図-20.5-1　拡大移行部整流方式

20.6　沈砂溝の通水幅と深さ

沈砂溝の幅と深さは、沈砂池建設地点の地形及び通水量に適するように決め、流入土砂礫の沈積排除に有利な大きさとする。

沈砂溝内における流入土砂礫の流送形態及び沈積状態、並びに沈砂溝内の掃流力と沈積すべき最小粒子の限界掃流力との関係等から、一様長方形断面を有する沈砂溝の幅と深さは、次のようにして決めることができる。

(1)　沈砂溝の底勾配を与えない場合

$$B = \frac{Q}{h u_c} \quad \cdots\cdots (20.6\text{-}1)$$

ここに、B ：沈砂溝の幅　(m)

h ：沈砂許容限界における所定の最小粒子が沈積を完了する点の堆砂面上の水深　(m)

Q ：一沈砂溝設計通水量　(m^3/s)

u_c ：所定砂粒子の掃流限界流速　(m/s)

砂粒子の掃流限界流速 u_c は、次式を満足するようにする。

$$u_c = \frac{U_{*c} R^{1/6}}{n g^{1/2}} \quad \cdots\cdots (20.6\text{-}2)$$

ここに、U_{*c} ：限界摩擦速度　(m/s)

R ：所定砂粒子が沈積を完了する時の堆砂面上の径深　(m)

n ：堆砂面の粗度係数

g ：重力の加速度　(m/s^2)

粒径 0.3 mm のとき、$u_c \fallingdotseq 0.20$ m/s を目安とする。

(2)　底勾配を与え、射流排砂を実現する場合[*12]

$$B = \left(h^2 + \frac{\alpha Q^2}{\kappa h^2} \right)^{1/2} - h \quad \cdots\cdots (20.6\text{-}3)$$

ここに、B ：沈砂溝の幅　(m)

h ：沈積許容限界における所定の最小粒子が沈積を完了する点の堆砂面上の水深　(m)

Q ：一沈砂溝の設計通水量　(m^3/s)

$\alpha =$ 1.0～1.2 ：沈砂溝内の流速変動を考慮した係数

$\kappa = \tau_c / (\rho i)$

τ_c ：沈積すべき最小粒子の限界掃流力　(kN/m^2)

ρ ：通水の密度　(t/m^3)

i ：沈砂溝の底勾配　$i > 1/100$

岩垣公式により、粒径 d_c (cm) が $0.0065 \leqq d_c \leqq 0.0565$ に対して、水の密度 ρ (t/m^3)、砂粒子の密度 $\sigma = 2.65$ (t/m^3)、通水の動粘性係数 $\upsilon = 0.01$ cm^2/s、重力の加速度 $g = 980$ cm/s^2 とするとき、粒径 d_c の砂粒子の限界摩擦速度 U_{*c} は、

$\rho = 1.0$ (t/m^3) のとき　$U_{*c}^2 = \tau_c / \rho = 8.41\, d_c^{11/32} \times 10^{-4}$ (m^2/s^2)

$\rho = 1.05$ (t/m^3) のとき　$U_{*c}^2 = \tau_c / \rho = 7.86\, d_c^{11/32} \times 10^{-4}$ (m^2/s^2)

となる。通水の密度が $\rho = 1.05$ (t/m^3) より大きくなることはほとんどない。

式 (20.6-1)、**式 (20.6-3)** がともに用いられるような場合には、与えられた水深 h に対して、両式で求めた B の値のうち大きい方を用いる。

沈積すべき最小粒子が沈積を完了する点における堆砂層の厚さを D (25 cm 程度) とすると、この断面における沈砂溝の深さは、$H = h + D$ となる。沈砂溝の幅 B と水深 h とは、いずれか一方を与えることにより、他方の値を決めることができるが、通水量、地形によって、単一沈砂溝の幅が水深に比べて大きくなるような場合には、隔壁によって、2 連以上の沈砂溝に分割し、随時排砂できるようにすると、沈砂池の容積を小さくすることができ、利水上、維持管理上も有利な水理構造とすることができる[*13]。沈砂溝の幅と水深との関係は、沈砂池建設地点の地形の制約を受けるところが大きいが、通水量 $Q = 1 \sim 5$ m^3/s の場合、一沈砂溝の幅 B と平均深さ h_m との関係が $h_m / B = 1.25$ 程度になるようにするとよい。

20.7　沈砂溝の長さ

沈砂溝の長さは、「**20.3 流入土砂礫と沈砂容積**」で決められた、沈積最小粒径の砂粒子の沈積に必要な長さとする。

沈砂溝の長さを的確に決めることは容易なことではない。いくつかの計算式によって、沈砂溝の長さを算出し、比較検討のうえ、安全を見込んで長さを決定するのがよい。いずれの計算式による場合でも、所定の砂粒子が沈積を完了する位置における沈砂溝断面の掃流力は、その粒子の限界掃流力より小さくなるように、沈砂溝の幅と水深を決めることはいうまでもない。

[*12] 山本光男：沈砂溝内の掃流力と沈砂溝の諸元、農業土木学会論文集、No. 53　p. 21～26.　(1974)

[*13] 山本光男・根岸俊男・吉田昌弘・盛田健一：沈砂溝の諸元決定における隔壁の効果、農業土木学会論文集、No. 57　p. 21～25.　(1975)

20.7.1　沈降理論に基づいた計算式

$$L = K\frac{h}{v_g}u = K\frac{Q}{Bv_g} \quad \cdots\cdots (20.7\text{-}1)$$

ここに、
- L ：沈砂溝の長さ　(m)
- K ：1.5～2.0　(安全係数)
- h ：沈積すべき最小粒子が沈積を完了する位置における堆砂面上の水深 (m)
- B ：沈砂溝の幅　(m)
- $u = u_c$ ：**式**（20.6-2）によって求めた値　(m/s)
- v_g ：沈積すべき最小粒子の限界沈降速度 (m/s)
- Q ：一沈砂溝設計通水量　(m^3/s)

上式は層流沈降理論に基づいたもので、沈砂池で沈積処理の対象とする砂粒子の沈積状況から考えると、理論的には不合理な点があるが、水深及び幅の決め方が適切で、沈砂池設計条件に応じた安全係数を採用すると、実用上支障のない沈砂溝の長さを求めることができる。

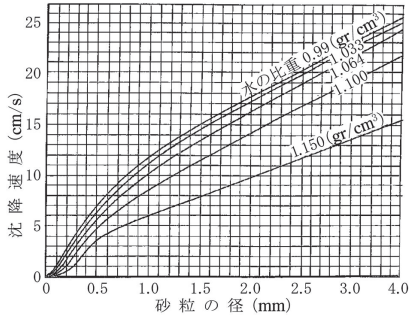


図-20.7-1　砂礫の粒径 d と沈降速度 v_g との関係

表-20.7-1　濁水中の許容限界沈降速度

濁水の比重	粒径(mm)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0	2.2	3.0
1.100	v_g (m/s)	0.003	0.01	0.025	0.049	0.085	0.14	0.194
1.064	v_g (m/s)	0.005	0.015	0.032	0.057	0.10	0.162	0.217

20.7.2　段落流剥離領域長に基づいた計算式[*14]

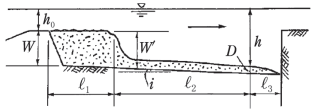


図-20.7-2　沈砂溝断面図

[*14] 山本光男：Method of Determining Dimensions of Sedimentation Ditches on The Iwakita Sedimentation Basin of The Yahagi River、9th Congress on ICID（1975）

$$L = \ell_1 + \ell_2 + \ell_3 \quad \cdots\cdots (20.7\text{-}2)$$

ここに、
- L ：沈砂溝の長さ　(m)
- ℓ_1 ：セディメントテラス（堆砂段丘）の長さ　(m)
- ℓ_2 ：テラス前面から、所定の最小粒子が沈積を完了する位置までの距離 (m)
  $\ell_2 \fallingdotseq 10W'$
- W' ：テラス前面の高さ　(m)
- W ：沈砂溝入口段落斜面の高さ (m)　($W' \fallingdotseq W$)
- ℓ_3 ：余裕長 (m)　(沈砂溝下流端流出口の高さ程度)

式（20.7-2）は、テラス下流側の渦乱流が一様な流れになる断面で、所定の最小粒子の限界掃流力と、沈砂溝の掃流力とが平衡して沈積を完了するとして ℓ_2 を求め、堆砂量、排砂操作によって決めるテラスの長さ ℓ_1、及び余裕長 ℓ_3 とから沈砂溝の長さを求める方法である。**図-20.7-2**から、$\ell_2 = 10W$ とすると、

$$\ell_2 = \frac{\{(h+D)-h_0\} - \{(h+D)-h_0\}/(10i+1)}{i} \quad \cdots\cdots (20.7\text{-}3)$$

$$W = \frac{(h+D)-h_0}{10i+1}$$

となる。

20.7.3　経 験 式

$$L = 20\sqrt{Q}\ ^{*15} \quad \cdots\cdots (20.7\text{-}4)$$

ここに、
- L ：沈砂溝の最小長さ (m)
- Q ：沈砂溝設計通水量 (m^3/s)

上式は、沈砂溝の通水量 $Q = 1 \sim 5\ m^3/s$ の場合 $Q = 1\ m^3/s$ のとき、$L = 20$ m、L は $\sqrt{Q}$ に比例するとして、沈砂溝の長さを求める経験式である。沈砂溝の平均水深 h_m と幅 B との比が $h_m/B \fallingdotseq 1.25$、沈積限界最小粒径 0.3～0.5 mm の場合に、沈砂溝の最小長さを求める式として沈砂溝の長さを概定する場合に便利である。

20.8　沈砂溝の底勾配

流水で、自然排砂を行う沈砂池では、沈積土砂礫を掃流排除するために、沈砂溝に底勾配をつけ、完全射流排砂ができるようにする。

沈砂溝内の沈積土砂礫を完全掃流排除するためには、底勾配はできるだけ大きくするのがよいが、底勾配を過度に大きくすると通水時、沈砂溝流入部における掃流力が過大になり、所定の粒子が沈積を完了する点まで、かなりの流下距離を必要とするようになる[*13]。

沈砂溝の底勾配は、流入土砂礫の沈積と、沈積土砂礫の掃流排除の両面から、地形、通水量を考えて決定する。一般に、$i = 1/50 \sim 1/70$ 程度とする。

落差が十分大きくとれるところでは、沈砂溝末端部で、$i = 1/10$ 前後の急勾配にすると、掃流土砂礫は排砂管に流入しやすくなる（**図-20.10-1**）。

[*15] J. Molbert、A. Ponsard、E. Chardonnet: Experience De L' E. D. F. Dans Le Domaine Des Prises D' Eau De Haute Montagne A Chasses Automatiques、9th Congresson I. C. I. D Q-30、R-24 (1975)

底勾配は縦断方向だけでなく、横断方向にも勾配をつけて、舟底型にすることがあるが、沈砂溝の幅が大きくなると舟底型斜面上の沈積土砂礫が残留して、完全掃流排除が不可能になることがある。

機械排砂を行う沈砂池では、パワーショベル、ブレードレスサンドポンプ等の掃砂機の運行のために、沈砂溝の底は水平にし、機械の運転に支障のない幅とするが、沈積土砂礫をいったん集砂槽に流し込んだのち、サンドポンプで排出する場合には、自然排砂に準じて底勾配をつける。

20.9　沈砂溝下流端幹線水路への接続*16

沈砂溝下流端は鉛直壁面とし、制水ゲートを取り付ける。

流入導水路の水位を引き継いだ沈砂溝の水位を幹線水路起点水位に接続する方法は、落差によって、**図-20.** 9-1 (a) のように断面縮小水路の形式をとるものと、**図-20.** 9-1 (b)、(c) のように完全越流形式をとるものとがある。**図-20.** 9-1 (b) の越流形式は、沈砂池の中心線と基幹水路の中心線とが一致する場合のみならず、両者が直交する地形に適用して有効である。**図-20.** 9-1 (c) の場合は、沈砂溝に直角に設置した U 字溝に、上、下流両方向から越流流入する方式で、越流幅が倍増するために、**図-20.** 9-1 (a)、(b) の場合に比べて、通水量の変化に対して、通水位の変動が小さくなるので、沈砂効果、維持管理面で有利になる。

沈砂溝の計画通水量 Q（m^3/s）、通水位 WL（m）、沈砂溝の幅 B（m）、重力の加速度 g（m/s^2）、接近流速水頭 h_a とすると、**図-20.** 9-1 (b) の場合の越流堰頂の標高 EL（m）は、

$$EL=(WL+h_a)-1.5\sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} \quad \cdots\cdots (20.\ 9\text{-}1)$$

越流水深 h は、

$$h=1.5\sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}}-h_a \quad \cdots\cdots (20.\ 9\text{-}2)$$

となる、**図-20.** 9-1 (c) の場合の U 字溝越流頂標高 EL'（m）は、

$$EL'=(WL+h_a)-1.5\sqrt[3]{\frac{Q^2}{g(2B)^2}} \quad \cdots\cdots (20.\ 9\text{-}3)$$

によって求めることができる。

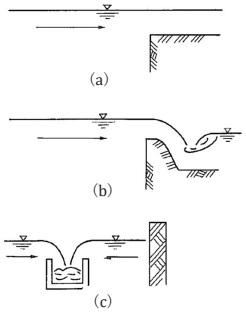


図-20. 9-1　沈砂溝末端水位引継ぎ方法

*16　山本光男：河川地形与取水方式之研究、台湾行政院農業委員会（1989）

20.10　排砂管の水理構造*17

沈砂溝に沈積した土砂礫を自然排砂する場合には、沈砂溝の底勾配、沈砂溝下流端の排砂管取付け移行部、排砂管流入口と吐出し口落差、排砂管の底勾配、及び排砂管の取付け角などはもちろん、排砂流量と沈砂溝の幅及び排砂管の断面形との関係が適切でなくてはならない。

落差が十分大きい場合には、**図-20.** 10-1 に示すように、沈砂溝の下流端 5～10m の区間の底勾配を大きくし、排砂時、排砂管入口の水位は沈砂溝内の掃流水位以下になるようにして、排砂管の断面及び勾配は、排砂流量を十分流下し得る大きさとする。この場合の排砂管の断面形は円形、長方形のいずれでもよい。

低落差の場合についても、沈砂溝末端に排砂管取付け移行部を設けて、衝撃波を生起させ、排砂流量と沈砂溝の幅及び長方形断面排砂管との間の適切な関係を求めると、沈砂溝は完全射流排砂が可能になる。

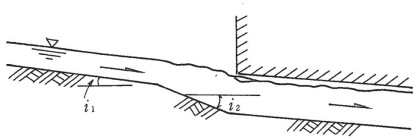


図-20. 10-1　落差が十分とれる時の排砂管取付け移行部

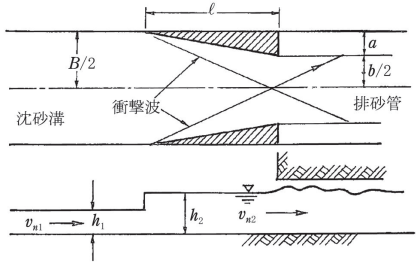


図-20. 10-2　排砂管取付け移行部

沈砂池流入拡大移行部に、整流逆勾配を設置すると、排砂時、沈砂溝内の流れは流速 v_1 の段落流となる。

$$V_1=\phi\sqrt{2g(W+1.5h_c)}\ \text{(m/s)} \quad \cdots\cdots (20.\ 10\text{-}1)$$

ここで、W ：段落斜面の高さ（m）

h_c ：段落斜面落ち口限界水深（m）

g ：重力の加速度（m/s^2）

ϕ ：係数（0.6～0.7）

*17　山本光男：沈砂池排砂管の水理構造に関する研究、農業土木研究別冊 8 号 p. 33～38.（1964）

表-20. 10-1　粒径 d と流速 υ との関係（Schaffermak の実験）

粒　径 d_{cm}		単位	0.5	1.0	2.0	4.0	6.0
粒が動き始める	υ_0	m/s	0.35	0.75	1.30	1.70	1.80
運動が続き得る	υ_1	m/s	0.28	0.50	0.85	1.15	1.26
運動を停止する	υ_2	m/s	0.20	0.40	0.62	0.87	0.98

この流速は、整流逆勾配を設置しない場合の 1.5 倍以上になるので、整流逆勾配の排砂機能に及ぼす効果は顕著である。

排砂流量は、一沈砂溝の設計通水量とする。この排砂流量に対して、沈砂溝の幅と長方形断面形排砂管の幅との関係は次式で求められる。

$$\frac{b}{B}=\frac{2\left\{1+(2\ell/B)^2\right\}}{2+\left(\frac{2\ell}{B}\right)^2\cdot\left(\sqrt{1+\frac{8F_{r1}}{1+(2\ell/B)^2}}-1\right)} \quad \cdots\cdots (20.\ 10\text{-}2)$$

ここに、 B ：沈砂溝の幅（m）

b ：長方形断面排砂管の幅（m）

ℓ ：排砂管取付け移行部の長さ（m）

F_{r1} ：沈砂溝内排砂流のフルード数

このとき、排砂管の幅 b に対する限界水深 h_{c2} と衝撃波水深 h_2 との間に $h_2 < h_{c2}$ の関係が成り立つときは、衝撃波は射流状態のまま排砂管に流入し、h_2 と h_{c2} との関係は次式で表される。

$$\frac{h_2}{h_{c2}}=\frac{\frac{1}{2}\left(\sqrt{1+\frac{8F_{r1}}{1+(2\ell/B)^2}}-1\right)h_1}{\sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}} \quad \cdots\cdots (20.\ 10\text{-}3)$$

ここに、Q ：排砂流量（m^3/s）

h_1 ：沈砂溝内射流水深（m）

h_2 ：衝撃波水深（m）

h_{c2} ：排砂管内限界水深（m）

B ：沈砂溝の幅（m）

b ：長方形断面排砂管の幅（m）

ℓ ：排砂管取付け移行部の長さ（m）

F_{r1} ：沈砂溝内排砂流のフルード数

g ：重力の加速度（m/s^2）

式（20. 10-2）及び**式（20. 10-3）**の関係を示すと**図-20. 10-3** のようになる。

$h_2/h_{c2} < 1$ の領域において、F_{r1} 曲線上の値に対応する b/B 及び ℓ/B の値を読み取ると、沈砂溝の幅 B、排砂流量 Q に対する排砂管の幅 b と取付移行部の長さ ℓ を求めることができる。

射流排砂を円滑にするために、排砂管取付け長さは 2ℓ 程度にするのがよい。

排砂管の高さ H は、排砂管の幅 b との関連によって決められるが、排砂管吐出し口の河川水位が低く、背水の影響がない場合には、排砂管の底勾配は、沈砂溝の底勾配に準じ、$H > h_{c2}$ とする。

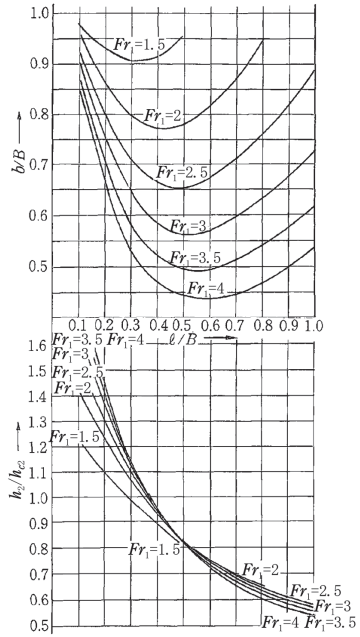


図-20. 10-3　排砂管と沈砂溝との幅比、曲りの長さと沈砂溝の幅との比、フルード数及び衝撃波水深との比相互の関係

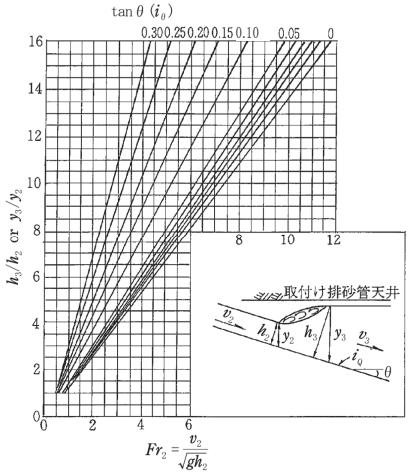


図-20. 10-4　斜面上における跳水前後の水深比とフルード数及び勾配との関係

排砂管吐出し口の河川水位が高い場合には、図-20. 10-4 から沈砂溝末端取付け排砂管底入口斜面上における跳水水深 h_3 を求め、排砂管入口の高さは $H > h_3$ となるようにする。この部分の排砂管の上版（天井）は水平にする。

沈砂溝が 2 連以上になるときは、各沈砂溝の取付け排砂管はいったん集砂槽に導き、その後一連の排砂管によって吐出すようにする。この場合、取付け排砂管はゆるやかに湾曲させ、排砂管内の流れが円滑になるようにする。

地形、落差によっては、各沈砂溝末端の片側に取付け移行部（曲り）を設け、直角に近い角度で直接一連の排砂管に流入させることがある。

20.11　附帯設備

附帯設備としては、制水ゲート、調節ゲート、排砂ゲート、及び余水吐き等を設ける。

用水取入れのための制水ゲートは、取入口の近くに設ける。やむを得ず導水路中に設ける場合には、沈砂池の流況に影響を及ぼさない、離れた位置を選定する。

導水暗きょ中に、取水量調節用の起伏堰を設ける場合には、沈砂池内の水位並びに気象条件によって、越流水による不慮の音響、周辺の住民を悩ます振動が発生することがあるので、十分配慮する。

各沈砂溝入口に排砂流量調節ゲートを設けるが、整流逆勾配を設置して通水と排砂が同時に実現し得るようにした場合には、特にこのゲートを設ける必要はない。

各沈砂溝末端には、排砂ゲートを設けるとともに、沈砂溝内を設計水位に保つために、通水位調節ゲート、あるいは越流堰を設ける。通水位を安定に保つためには、越流方式にするのがよい。

下流水路の安全のために設ける余水吐きは、流入導水路の途中又は沈砂池に入る前に設けるのがよいが、地形上やむを得ない場合には、沈砂溝に沿って側溝余水吐きを設ける。

沈積土砂礫を機械力で排除する場合には、掃砂機、運搬用トラック等の進入路を設ける。

20.12　沈砂池設計事例

20.12.1　羽島用水沈砂池（犬山頭首工右岸）

竣 工 年 度：1962 年度
所　在　地：岐阜県各務原市鵜沼町
地　区　名：濃尾用水農業水利事業地区
河　川　名：木曽川
設 計 通 水 量：6.63（m^3/s）
沈　砂　溝：幅 3.80 m、長さ 26.40 m、平均水深 1.90 m、2 連
底　勾　配：1/50
沈積最小粒径：0.30 mm
沈 砂 容 量：230 m^3
排　砂　管：最小断面 2.0×0.8 m

＜設置後の概要＞

整流逆勾配末端部水深がやや小さく、沈砂池入口に設けた制水ゲートの開度によってはゆるやかな波が起こることがある。各沈砂溝の流量はほぼ等しく、沈砂溝中央部から下流では流速分布はほぼ一様になり、流況は良好である。しかし、通水量が多くなったときを考えると、沈砂溝の

長さは 30～35 m 程度あれば理想的であろう。排砂は通水を停止することなく、一沈砂溝ごとに完全に行われる。一沈砂溝の排砂所要時間は 20 分前後である。

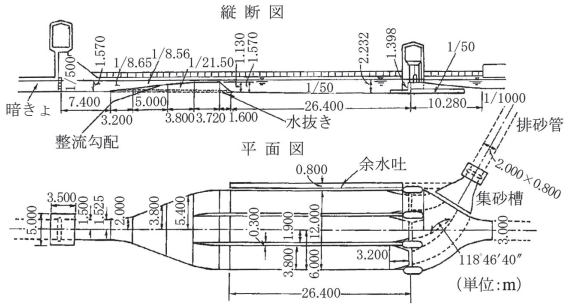


図-20. 12-1　羽島用水沈砂池

20.12.2　岩倉取水工沈砂池

竣 工 年 度：1972 年度
所　在　地：愛知県西加茂郡小原村
地　区　名：矢作川総合農業水利事業地区
河　川　名：矢作川
設 計 通 水 量：7.19（m^3/s）（農水 1.32 m^3/s 上水 3.20 m^3/s 工水 2.67 m^3/s）
沈　砂　溝：幅 4.20 m、長さ 42.50 m、最大水深 4.85 m、2 連
底　勾　配：1/50

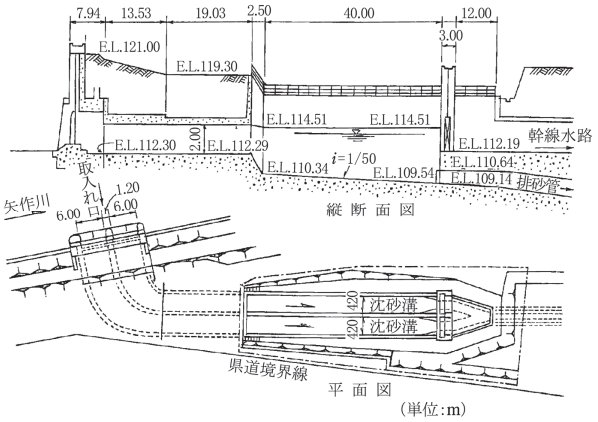


図-20. 12-2　矢作川岩倉取水工沈砂池

沈積最小粒径：0.30 mm
沈　砂　容　量：約 300 m^3　2 連

＜設置後の概要＞

流入導水路が急に湾曲しているため、導水路湾曲点直下流で偏流が起こり、一部粗粒砂の堆積するところもあるが、隔壁で完全に二分しているので、沈砂溝内の流れはほぼ一様になり流況は良好である。分水工地点における堆砂の粗度分析の結果では、0.25 mm フルイに残留するものは 0.3%以下で、0.3 mm 以上の粒子はほとんどみられない。

第 21 章　渓流取水工の設計

河川勾配が急で流量が急激に増減し、多量の土砂、石礫が流下して河床変動が激しい河川から取水する場合には、渓流取水工型の頭首工を採用すると有利である場合が多い。

ここでは、渓流取水工を設計する場合の一般的な手法や留意事項を解説する。

21.1　渓流取水工が具備すべき条件

流域が小さい山間、渓谷の流れを一般に渓流と称することが多いが、河川水理学的には、流域の大小にかかわらず、河川勾配が急で河状係数が大きく（数百以上）、尖鋭なハイドログラフを呈し、多量の土砂、石礫が流下して、河床変動の激しい山間、山麓地帯の河川を渓流（torrent）と呼ぶ。

渓流取水工（torrent intakes）は、渓流河川の地形、流況、取水目的、取水量に適した構造とする。

渓流取水工が具備すべき要件としては、

⑴　急激な流量変化に対して、安定した計画取水ができること。
⑵　流下土砂礫、種々の浮遊落下物によって、取水障害が起こりにくいこと。
⑶　流石、流木等に対して堅牢であること。
⑷　構造が簡単で、維持管理が容易であり、その費用が低廉であること。
⑸　取水制限流量等の取水規程がある場合には、その条件を確実に満たし得る措置を講じていること。
⑹　冬季、積雪、凍結のあるところでは、そのことによって取水障害が起こりにくく、損壊しにくいこと。
⑺　周辺の景観や、河川環境を損ねないものであること。
⑻　魚族の棲息する渓流河川では、その環境を保障し得るものであること。

等を挙げることができるが、一つの渓流取水工で、上記の要件をすべて満たし得るようなものを設置することは容易なことではない。特に、多量の土砂礫、巨石の流下する渓流河川では、摩耗、損壊に対して堅牢な構造となるよう設計上十分な配慮が必要になる。

21.2　渓流取水工の型式

渓流取水工の型式は、渓流河川の地形、流況、取水目的、取水量、取水方式等を勘案して選定する。

渓流河川を横切って固定堰を設ける取水工の型式は、構造令第 37 条のただし書きに準拠するものである。

渓流取水工の型式とそれぞれの水理特性は、次のとおりである。

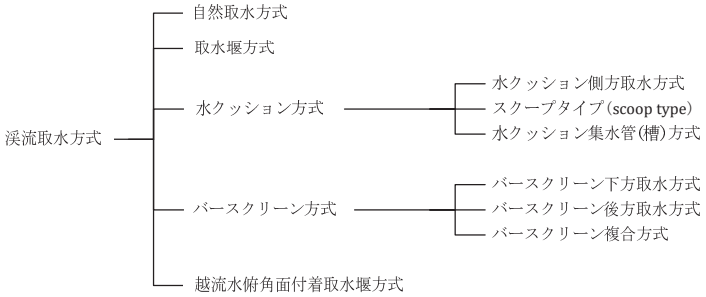


図-21.2-1　渓流取水工の方式

21.2.1　自然取水方式

安定した水位を保っている滝壷や淵があるところでは、適切な位置に取水口（孔口）を設けることによって、自然の水位から直接安定した取水をすることができる。

構造的には最も簡単な取水工であるが、洪水時には計画取水量以上の水量が流入し、多量の土砂礫が流入しやすいので、余分な流入水の調節、並びに、土砂礫の流入防止と排除について、適当な対策を講じることが必要である。

自然水位からの安定した直接取水が困難な渓流河川では、砂礫、蛇籠等によって仮堤を築き、また、河川地形、流況によっては、河道に明きょ導水路を開削して、取入口まで河川水を導いて取水する方式をとることがある。しかし、これらの仮堤、明きょ導水路は、洪水のたびごとに流失、埋没されやすく、取水量の規模によっては、その修復、維持管理に相当の労力と費用を要する。

21.2.2　取水堰方式

河床勾配が比較的緩やかで河床が安定した地点に、渓流河川を横切って固定堰、土砂吐き（排砂門）を設置して、計画取水位を確保する方式の取水工である。

この方式の渓流取水工は、渓流河川の地形、流況及び取水工の規模によって大量の取水が可能であるが、取入口の位置、土砂吐きゲートの操作が適切でないと、取入口前面に堆積した土砂礫の流入、除塵スクリーンの目詰まり等によって取水障害が起こりやすい。また、多量の石礫が流下する渓流河川では、コンクリート構造物の摩耗、土砂吐き（洪水吐き）ゲートの損壊が起こりやすく、一般に維持管理は容易ではない。

渓流河川の地形、流況によっては、**図-21.2-2** に示すように、固定堰軸線より下流側に固定堰堰頂よりも高い導流壁を設け、その末端部に土砂吐きゲートを設置して、土砂吐き水路を形成し、沈砂池の機能を備える場合がある。土砂吐き水路内で、十分な敷高が得られる位置に取入口を設けることによって、砂礫の流入を防ぐことができるとともに、導流壁下流端に常時小流量を越流し得る欠口を設けることによって、落葉等の浮遊流下物を放流することができる。

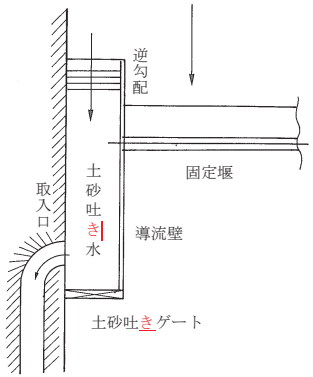


図-21.2-2　軸線違いの取水堰概要図

21.2.3　水クッション方式

この方式の渓流取水工は、渓流河川を横切って越流堰（堰堤）を設置し、その段落斜面直下部に水クッションを設け、水クッション側方又は後方に設けた取水口（孔口）あるいは水クッション底床部に設置した集水槽又は集水管によって取水するものである。

(1)　水クッション側方取水方式

図-21.2-3 に示す水クッション側方取水型渓流取水工は、主要構造として段落斜面部と水クッション部を有し、水クッション内を常流状態に保ちながら、側壁の片面あるいは両面に設けた取水口（孔口）から取水する。

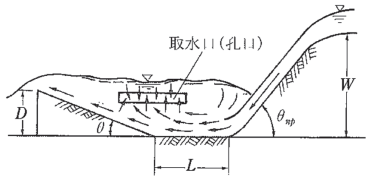


図-21.2-3　水クッション側方取水方式

この方式の取水量は、段落斜面の高さ W、段落斜面の傾斜角 θ_{np}、水クッションの幅及び底床部の長さ L、デフレクター斜面の傾斜角 θ 及び高さ D、取水口（孔口）の大きさ及びその位置によって規定されるが、一般には、落差 2 m で 1 m^3/s 前後の取水が可能である。

ただし、取水に伴って浮遊流下物が流入しやすいので、除塵スクリーンあるいは阻壁を取付ける。

また、河川流量が設計流量以上に増水するときは、水クッション内は射流状態になり、水クッション内の堆砂礫は完全に掃流されるが、取水口が露出して取水ができなくなることがある。

⑵　スクープタイプ（Scoop-type）*1

この型式の渓流取水工は、前述(1)側方取水方式とは異なり、**図-21.** 2-4 に示すように、下流側流出口（デフレクター）の高さが上流側流入口の敷高よりも高くなるよう渓流河床にくぼみを作り、平水時には水クッション内を常流状態に保ちながら、両側壁に設けた取水口から取水し、出水時には水クッション内に沈積した土砂礫及び流入石礫を自然に掃流排除し得るような水理構造としたものである。しかし、水クッション内が射流状態になるときは、取水口を露出して取水は停止する。

この型式の渓流取水工は、スコットランド西北部における発電水力のために、比較的小流域面積の渓流河川に設けられる取水工として開発されたものである。水理模型実験の結果から最適形状を決め、**図-21.** 2-4 に示した数字に設計流量（m^3/s）の 2/5 乗を掛けると、各寸法諸元はフィート単位で表すことができるようになっている。

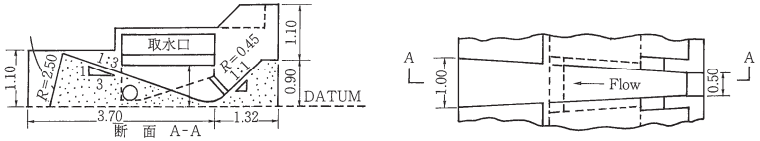


図-21. 2-4　スクープタイプ

⑶　水クッション集水管（槽）方式

集水管による取水量は、管径、管長、勾配、滞水層の透水係数、たん水深等に左右される。一般に、管径 1.0～1.5 m、管長 1 m 当たりの集水量は 1.0～1.5 ℓ/s 程度であるので、計画取水量が大きい場合には長大な集水管を埋設する必要があり、取水工地点、渓流河川地形の制約を受けやすい。

図-21. 2-5 に示すような、渓流河床面下に集水管を埋設した集水管方式は、周辺の景観を損ねることが少なく、清水の取水が可能であるが、渓流河川の流量が少なく、全量取水の状態になると、落葉や腐植等によって濾過層の目詰まりが起こりやすい。また、出水時には集水管の露出、損壊、流失等の障害が起こりやすく、一般に維持管理は容易でないので、設計に際しては十分な注意が必要である。

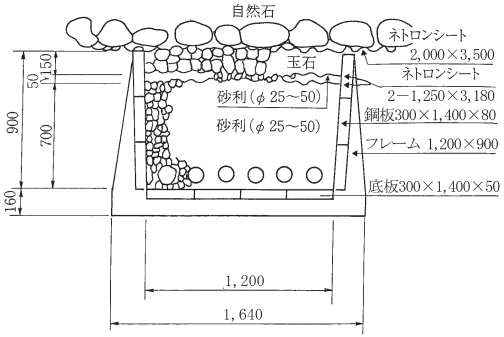


図-21. 2-5　集水管方式

*1　E. B. Wilson、J. A. Stevenson: Side Stream Intakes for Hydro Power in Scotland、A. S. C. E. Po 1 Jan.（1966）

図-21. 2-6 は、水クッション底床部下方に集水槽を設置した水クッション集水槽方式である。水クッション内は常時たん水状態に保ちながら、増水時には水クッション内の掃流力を高めて、濾過層の目詰まり防止を図る水理構造としたものである。

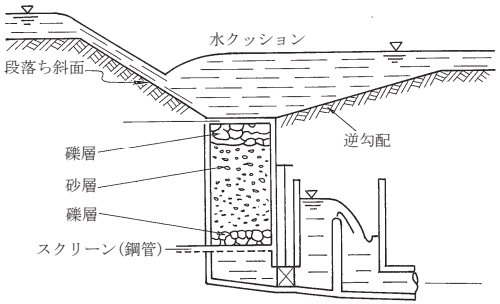


図-21. 2-6　水クッション集水槽方式*2

段落ち高さ 0.5 m 前後、段落斜面傾斜角 45°、水クッション底床部水平長 0.5～1.0 m、逆勾配（デフレクター）斜面傾斜角 12°～15° のとき、単位幅当たり集水量は 30～40ℓ/s で、取水量は少ないが、渓流河床面下に敷設する一般の集水管方式のものに比べて、安定した清水の取水ができるので、畜産団地等における渓流取水工に適する。

21.2.4　バースクリーン方式

バースクリーン方式は、渓流河川を横切って固定堰を設置し、堰広頂部に水平又は傾斜したバースクリーンを取付けて、バースクリーン隙間からの落下水を堰体内に設けた集水路に流下させながら取水する型式である。また、下方取水型として、越流堰（固定堰）越流斜面あるいは砂防堰堤水叩き末端、又は床固め工下流側に集水路を設けて、取水量に応じた水理諸元のバースクリーンを取付け、バースクリーン隙間から下方への落下水を取水する型式がある。さらに、後方取水型として、固定堰段落斜面に 60° 前後の傾斜角でバースクリーンを取付け、バースクリーン斜面に沿って水平底床面に突込んだ射流水のバースクリーン隙間から後方への逆流水を取水する型式がある。

バースクリーン隙間から下方に取水する型式は、一般に、バースクリーンの取付け角を水平あるいは 30° 以下とするために、取水とともに多量の土砂礫が流入し、石礫、落葉等の浮遊流下物による目詰まりが起こりやすい。バースクリーン取付け角を 45°～50° と大きくし、下方取水型と後方取水型の両機能を備えたバースクリーン複合方式は、目詰まりが起こりにくく、取水量が大きい場合に適する。

⑴　バースクリーン下方取水方式

この方式は、オーストリアのチロル地方で開発されたことに因んで、一般にチロルタイプ（Tyrolean type）と呼ばれているものである。

固定堰越流斜面、あるいは砂防堰堤水叩き根固め工の下流側、又は落差工等の下流側に、計画

*2　秋吉康弘：水クッション構造と跳水現象、宮崎大農研技報、34-2（1987）

取水量に応じたバーの長さ、傾斜角、隙間幅で取付けたバースクリーンによって、流下水から石礫、流木、落葉等を分離、排除しながら、バースクリーン隙間からの落下流入水を集水路に受けて取水する方式の取水工であるが、洪水時には多量の土砂が流入しやすい。

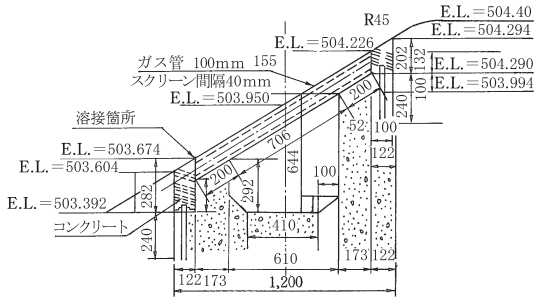


図-21. 2-7　バースクリーン下方取水方式

バースクリーン下方取水方式は、平水時に清水を取水する場合には、バーの取付け角が小さく、バーの隙間幅（開度）が大きくて、バーが長いほど単位幅当たりの取水量は大きくなる。しかし、土砂、石礫、落葉等の浮遊流下物が多い渓流河川では、バーの取付け角を小さくした場合には、開度が小さいと目詰まりが起こりやすく、開度を大きくすると砂礫の流入が多くなる。また、バーが長くなると、巨石、流木等によるバーの変形、損壊が起こりやすい。

一般にバースクリーン下方取水方式は、バー取付け角 30°以下、バー隙間幅 20～30 mm、バーの長さ 1 m 前後で単位幅当たり取水量 0.1～0.3（$m^3/s/m$）であるが、施工実態をみると、石礫、落葉によって目詰まりが起こりやすく、洪水のたびごとにバースクリーンに張り付いた枯葉やバーの隙間にかん入した石礫の除去、清掃を実施している。

バースクリーン下方取水方式は、平水時の取水を目的とする場合には、洪水後の適切な維持管理によって、バースクリーンの取水機能の回復を図ることができるが、平水時のみならず、洪水時の取水を目的とする場合には、バースクリーンの目詰まりによって著しく取水機能が低下し、取水不能になることがあるので、何らかの対策を要する。

(2)　バースクリーン後方取水方式[*3、*4]

図-21. 2-8 に示すような、バースクリーン後方取水方式の主要構造は、バー（鋼管）を一定隙間幅 a（20 mm 以下）に配列した段落斜面部と水クッション部からなっている。

[*3] 山本光男・西田順一・吉田昌弘：Bar screen-Back Stream Intake 渓流取水工、土木学会講演要旨集（1977）
[*4] 山本光男・松浦ら：Bar Screen Back Stream 型渓流取水特性とその適用性、農業土木学会講演要旨集 p. 28～29.（1978）

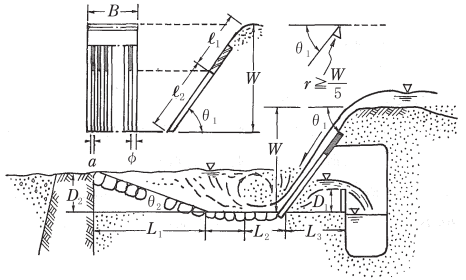


図-21. 2-8　バースクリーン後方取水方式

取水目的、取水量に応じて、段落斜面高さ W、段落斜面傾斜角（バー取付け角）θ_1、バー隙間を管径の約 1/2 の高さまで埋込んだナップ誘導斜面の長さ ℓ_1、バー隙間の長さ ℓ_2、バー隙間幅 a、後方取水量調整ゲート（取入れ角落し堰）の高さ D_1、水クッション底床部水平長 L_2、水クッションデフレクター(逆勾配）はい上がり斜面の傾斜角 θ_2、その高さ D_2 及びバーの設置幅 B 等の諸元を規定して取水条件を決定することによって、安定した計画取水ができるものである。

バースクリーン後方取水方式は、次のような水理特性を有する。

ア　水クッション内が常流状態で、段落流量（渓流河川流量）が設計取水量以上に増加する場合、バースクリーン開度 $\psi\left[=\sum a\ell_2 / B(\ell_1+\ell_2)\right]$ と段落流量（渓流河川流量）及び後方取水量との関係は、**図-21. 2-9** に示すように、バースクリーン開度が $\psi=8\%$ 前後のとき、全量取水以上になると、段落流量の増減にかかわらず後方取水量はほぼ一定になる。

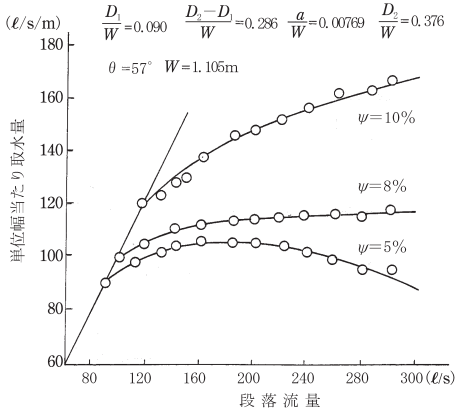


図-21. 2-9　バースクリーン開度と後方取水量の安定性[*5]

イ　段落斜面傾斜角 $\theta_1=60°$、バースクリーン開度 $\psi=8\%$、段落斜面高さ W、水クッションデフレクター斜面の傾斜角 θ_2 が一定のときは、取水量調整角落し堰高さ D_1 が低く、水クッション

[*5] 山本・角谷：Bar Screen 後方取水型渓流取水工 Screen 開度・水クッション諸元と取水特性、農土年講（1994）

デフレクターはい上がり高さ D_2 及び水クッション底床部水平長 L_2 が大きいほど、単位幅当たり常流状態最大後方取水量は大きくなる。しかし、水クッション底床部水平長 L_2 が段落斜面高さ W の2倍以上になると、最大取水量はほぼ一定になる[*5]。

また、バースクリーン開度 ψ =8%が一定のときは、バー隙間幅 a が小さく、隙間長さ ℓ_2 が長いほど後方取水量は大きくなる。

ウ　バースクリーン取付け角 θ_1 =60°、バーの外径 ϕ = 100 mm、バー隙間幅 a = 20 mm、バースクリーン開度 ψ = 8%、水クッションデフレクター斜面傾斜角 θ_2 = 45°、L_2/W = 2、D_3/W = 0～0.04、D_2/W = 0.26 のとき、段落斜面高さ W = 0.5～5.0 m に対する単位幅当たり常流状態最大後方取水量は、q = 0.03～1.10（$m^3/s/m$）程度になる。

(3)　バースクリーン複合方式[*6]

バースクリーン下方取水方式は、バー取付け角が小さく、バー隙間幅が大きくて、バーが長いほど単位幅当たりの取水量は大きくなるが、土砂、石礫、落葉等の浮遊物が多量に流下する渓流河川では、バーの取付け角が小さいと目詰まりが起こりやすく、バー隙間幅が大きいと砂礫の流入が多くなる。

一方、バースクリーン後方取水方式は、目詰まりが起こりにくく、バースクリーンも堅牢で、設定した取水条件に応じて、安定した計画取水が可能であるが、単位幅当たり取水量を大きくするためには、相応の段落斜面の高さにしなければならない。また、バースクリーン下方取水方式に比べて構造がやや複雑になる。

図-21. 2-10 に示すバースクリーン複合方式は、バースクリーン後方取水方式の集水路部をバースクリーン下方取水方式と同様にバースクリーン直下に設けて簡単な構造としたもの、あるいは、バースクリーン下方取水方式のバー取付け角を 45°～50° と大きくし、バースクリーン下流側に水平底床を有する水クッションを付加した構造としたものである。

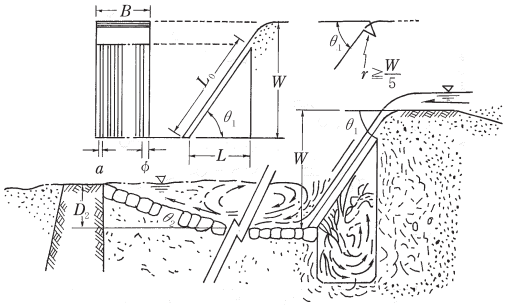


図-21. 2-10　バースクリーン複合方式

バーの管径 ϕ、バー隙間幅 a、バー水平長（集水路幅）L が等しい場合には、バー取付け角の大小にかかわらずバースクリーンの開度は等しく、バー取付け角 θ =30°～50° に対して流量係数を μ =0.55～0.6 として、バースクリーン下方取水方式と同様の計算式によって取水量を算定することができる。また、バー取付け角を大きくするほど取水量は増大し、石礫、浮遊流下物による

[*6] 小島・山本：バースクリーン複合型渓流取水工に関する実験的研究、農土論集、No. 171 p. 67～73. (1994)

目詰まりは起こりにくくなる。

バースクリーン複合方式は、バースクリーン下流側に水平底床を設け、さらにデフレクターを設置して水クッション部を形成するので、バースクリーン隙間からの下方落下流入水のほかに後方流入水が加わり、バースクリーン下方取水だけの場合に比べて取水量は増大する。

この型式の取水工の取水量は、デフレクターの高さに影響されるとともに、渓流河川の流量によって増減する。洪水時、渓流河川の水位が上昇して取水工が完全に潜りの状態になると、取水量は渓流河川水位と集水路出口の水位差によって決まり、浮遊流下物はもちろん、石礫によるバースクリーンの目詰まりは起こりにくい。この型式は、平水時のみならず、洪水時の取水を主要目的とする場合に適する。

バースクリーン方式渓流取水工では、バースクリーン設置幅が大きくなると、取水堰直上流に砂礫が堆積して流下水の通水幅が減少し、取水機能が低下しやすい。平水時のみならず高水時においても大量の取水を行う場合には、階段落差工の下段部には砂礫が堆積しにくいことから、バースクリーン複合型渓流取水工を幅広く、連続して、複列に設置すると、高水時には上段部取水工直上流の堆砂礫は掃流流下されるので、平水時には下段部取水工を主体に取水し、高水時には上下両方の取水工によって大量の取水が可能となる。

小規模な渓流取水工においても、渓流河川地形、流況によって、取水工直上流に砂礫が堆積しやすい場合には、取水堰上流側に床固め工を設置し、取水工上流全面にわたってたん水域ができるようにすると、流下水の通水幅は越流堰全面に保たれ、安定した取水が可能になる。

取水堰に集水管を設けると、トラップダムの機能を持たせ取水堰上流側、渓流河床貯留水を引水することができる。

21.2.5　越流水俯角面付着取水堰方式[*7]

図-21. 2-11 は、取水堰越流部を円弧として、上流側は 4°～8° の逆勾配斜面とし、下流側は円弧に接して、鉛直面に対して 10°～19° の俯角をなす壁面として、その直下に集水溝を設けた越流水俯角面付着取水堰方式渓流取水工である。

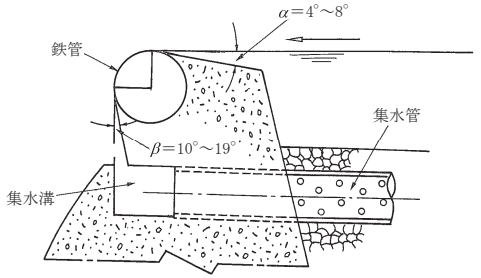


図-21. 2-11　越流水俯角面付着取水堰方式

流下水は、円弧状の取水堰上流側逆勾配斜面で一様な流速になり、堰頂を越流後、付着力によって俯角面に沿って集水溝に落下流入する水理構造になっている。

流下砂礫、浮遊流下物は、慣性力や遠心力によって集水溝の前方に落下するので、砂礫や落葉等

[*7] 石田：渓流取水工の一方法、発電水力、p. 125. (1973)

の大部分は分離、除去されるが、5 mm 以下の砂粒子や軽い枯葉の一部は、付着水とともに集水溝に流入することがある。

取水堰越流部の半径 100 mm、俯角斜面高さ 250 mm の場合、最大取水量は単位幅当たり流量 10 ℓ/s/m のとき約 7 ℓ/s/m で、取水可能量は非常に小さい。

出水時、越流量が多くなると、ナップが堰頂部で俯角面を離れるので、取水はほとんど不可能になる。補助取水施設として、取水堰上流側に直径 200 mm 程度の集水管を埋設しているものもある。

砂礫や浮遊流下物の流入が少なく、維持管理のための労力をほとんど必要としないので、出水時の取水を放棄しても維持管理上の利点を選択する発電水力用の小規模渓流取水工としての施工事例が多数ある。

21.3　渓流取水工の位置の選定

渓流取水工の位置は、取水位と導水路の水位との関係を検討して、必要な水量が取水でき、施工性、経済性及び維持管理上有利になるように、渓流河川の地形、流況を調査して決定するが、位置の選定に当たっては、次のような事項について考慮する。

⑴　洪水による洗掘、土砂礫の堆積等、河床変動の起こりにくい、安定した地点であること。

⑵　渓流河川勾配が緩やかになり、河床幅が急拡する地点は、土砂礫が堆積しやすく、堆積土砂礫によって取水障害が起こりやすいので避けること。

⑶　基礎地盤が良好で、渓流取水工の構造上の安定が得られ、施工に便利で、工事費が低廉な地点であること。

⑷　上下流に及ぼす影響が少なく、維持管理に便利な地点であること。

なお、自然取水方式あるいは取水堰方式を設置する場合には、取入口は、渓流河川凹岸側、湾曲部中央部下流付近に設けることが望ましい。

21.4　水理構造設計

渓流取水工の水理構造諸元は、取水目的、取水量、建設地点の地形、流況等を考慮して、安定した計画取水ができるように決定するが、その算定式が確立されていないものは少なく、水理実験、経験によって諸元を決定しているところが多い。

21.4.1　固定堰

取水堰方式、水クッション方式及びバースクリーン方式等の固定堰は、一般の頭首工の固定堰設計手法に準じて構造諸元を決定してよい。

固定堰は、取水方式、取水工の型式、取水工の規模、取水目的、流況等によって、完全越流の状態になる場合と、完全潜りの状態になる場合がある。

21.4.2　水クッション

水クッション方式により安定した取水を図るためには、常時、水クッション内は常流状態に保たれ、土砂礫の堆積によって取水に支障を来たさないようにするとともに、渓流河川流量が増大して、水クッション内の流況が射流状態に移行するとき、あるいは水クッション内の流況が射流状態のまま渓流河川流量が減少して水クッション内が常流状態に復帰するとき、取水量が皆無又は著しく減少する時間を極力短くするように水クッションの諸元を決定する。

⑴　水クッションデフレクターはい上がり高さ[*8]

図-21.4-1 に示すように、水クッション底床部の水平長さを段落斜面高さとほぼ同等にするとき、水クッションの深さ（デフレクターはい上がり高さ）は次式によって算定することができる。

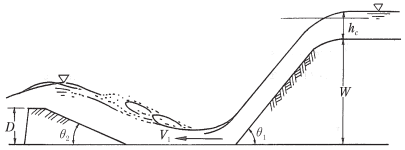


図-21.4-1　水クッション概要図

$$D \geqq \left(\sqrt{1 + 2\kappa \frac{V_1}{V_c} \cos^2 \theta} - 1 \right) h_c \quad \cdots\cdots\cdots\

$$B=\frac{2Q}{u_c h} \quad \cdots\cdots (21.4\text{-}2)$$

ここに、B　：水クッション側方取水型渓流取水工段落部の幅（m）
Q　：計画取水量（m^3/s）
h　：段落斜面上流側渓流河川流量 $2Q$　m^3/s 時の平均水深（m）
u_c　：渓流河川流量 $2Q$　m^3/s の砂粒子の掃流限界流速（m/s）

段落斜面上流側、砂粒子の掃流限界流速 u_c（m/s）は次式によって求める。

$$u_c=\frac{u_{*c}h^{1/6}}{ng^{1/2}} \quad \cdots\cdots (21.4\text{-}3)$$

u_{*c}：限界摩擦速度（m/s）
h　：段落斜面上流側渓流河川流量 $2Q$　m^3/s 時の平均水深（m）
（$h \fallingdotseq R$ とする、R ：径深）

取水口の位置は、デフレクター斜面はい上がり始点を中心に設け、流量係数は 0.6 程度とすればよい。

水深が低下して取水口が欠口状態になると、流量係数は 0.7 前後になる*9。

取水口はあらかじめ大きめに開口しておき、角落し堰によって取水量を調節するようにするとよい。

バースクリーン後方取水方式では、単位幅当たり取水量及び計画取水量に応じて水クッションの幅を大きくする。水クッション底床部水平長は他の条件が同等の場合には、長くするほど常流状態最大取水量は増大するが、段落高さの 2 倍以上になると最大取水量はほぼ一定になる。

バースクリーン複合方式に水クッションを設ける場合には、バースクリーン後方取水方式に準じて幅と長さを決めればよい。

(3)　バースクリーンの諸元

バースクリーン下方取水方式（チロルタイプ）では、所要のバーの長さは、バー上流側の流量が計画取水量 Q_0（m^3/s）に等しく、**図-21.4-2** に示すように、全量取水になる場合を考えて、**式（21.4-4）**によって求める*10、*11。

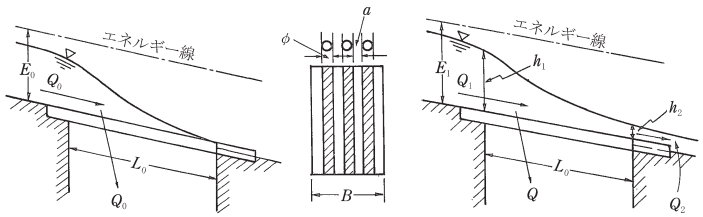


図-21.4-2　バースクリーン諸元

*9　山本・笹沼ら：水クッション型 Side Stream Intake、農土年講集（1975）
*10　土木学会：水理公式集（1961）
*11　Ven Te Chow: Open Channel Hydraulics、McGraw Hill（1959）

$$L_0=\frac{Q_0}{\mu\psi B\sqrt{2gE_0}} \quad \cdots\cdots (21.4\text{-}4)$$

ここに、L_0　：全量取水に必要なバーの長さ（m）
μ　：流入係数 0.6 前後
ψ　：開度（$=\sum a/B$、a ：バーの隙間幅）
B　：バースクリーン設置幅（通水幅）（m）
E_0　：上流水路底より測ったエネルギー水頭（m）
g　：重力の加速度（m/s^2）

流入係数 μ の値は、バー取付け角、隙間幅、水深、設置場所によって異なるが、バー取付け角度 30° 前後までは 0.6 程度としてよい*12。

洪水時にバー上流側での流量 Q_1（m^3/s）が計画取水量を上回る場合は、流れはバー隙間から落下するとともに、バー下流端から流下する。

このとき、バー上流端及び下流端における水深を h_1（m）、h_2（m）、上流水路底より測ったエネルギー水頭を E_1（m）とすると、バーの長さ L_0 などの関係は**式（21.4-5）**のようになる。

$$L_0=\frac{E_1}{\mu\psi}\left(\frac{h_1}{E_1}\sqrt{1-\frac{h_1}{E_1}}-\frac{h_2}{E_1}\sqrt{1-\frac{h_2}{E_1}}\right) \quad \cdots\cdots (21.4\text{-}5)$$

式（21.4-5）によって、バー下流端における流下水の水深 h_2 を求めると、そのとき、バー下流端から流下する流量 Q_2（m^3/s）は、

$$Q_2=Bh_2\sqrt{2g(E_1-h_2)} \quad \cdots\cdots (21.4\text{-}6)$$

によって求められるので、バー隙間からの落下水量 Q（m^3/s）は、

$$Q=Q_1-Q_2 \quad \cdots\cdots (21.4\text{-}7)$$

となる。一般に $Q_0<Q$ であるので、集水路、余水吐き等の諸元は**式（21.4-7）**で求めた落下水量を考慮して決める。

バースクリーン後方取水方式の単位幅当たり取水量は、段落斜面高さ W、バースクリーン取付け角（段落斜面傾斜角）θ_1、バースクリーン開度 ψ、後方取水量調整角落し堰（調整ゲート）の高さ D_1、水クッションデフレクター斜面の傾斜角 θ_2 及びその高さ D_2、水クッション底床部水平長 L_2 等の諸元によって決まるが、$\theta_1=60°$、$\psi=8\%$、$\theta_2=45°$、$L_2/W=2$、$D_1/W=0\sim0.04$、$D_2/W=0.26$ のとき、段落斜面高さ $W=0.5\sim5.0$m に対する単位幅当たり常流状態最大後方取水量は、ほぼ**図-21.4-3** に示すようになる。

*12　川合　亨：渓流取水工の水理設計について、水と土、No. 22（1975）

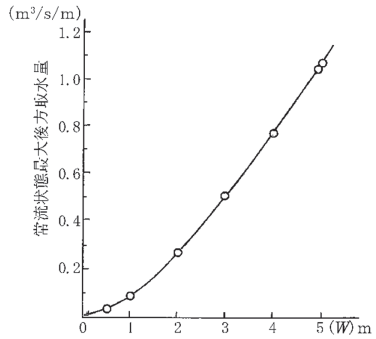


図-21.4-3　段落高さ W と単位幅当たり最大後方取水量 q_{max} との関係*13

バースクリーン複合方式のバー取付け角は 45°～50° とするが、計画取水量とバーの所要長さとの関係は、**式 (21.4-4)** において μ ＝ 0.55～0.5 とすればよい。バースクリーン複合方式の取水目的を洪水時の取水を主とする場合、バースクリーンが完全潜りの状態になるときの取水量 Q (m³/s) は、次式によって求められる。

$$Q = \mu\psi BL_0 \cos\theta\sqrt{2gH} \quad \cdots\cdots\cdots\

における水路底標高、水位を基準にして、所定の計算諸元に基づいて水面形を計算し、集水路の諸元を決定するが、一般には、貯水池側水路型洪水吐きの設計に準じて、集水路長の増分が Δx の任意の 2 断面間について、上流断面における運動量に 2 断面間の運動量の増分を加えたものは下流側断面における運動量に等しくならなければならないことから、**式（21.4-10）**によって水面計算を行っている*15。

＜計算諸元＞

計画取水量：Q（m^3/s）、集水路長：ℓ（m）粗度係数：n、水路勾配：i、水路側壁勾配：m（＝0）、水路幅：B（m）に対して、

$$\Delta y=\frac{1}{g}\cdot\frac{Q_1(v_1+v_2)}{(Q_1+Q_2)}\cdot\left(\Delta v+\frac{qv_2\Delta x}{Q_1}\right) \quad \cdots\cdots (21.4\text{-}10)$$

ここに、Δx ：任意断面間の水路区間長（m）

Δy ：Δx 区間の水位上昇量（m）

Q_1 ：下流断面の流量（m^3/s）

Q_2 ：上流断面の流量（m^3/s）

v_1 ：下流断面の平均流速（m/s）

v_2 ：上流断面の平均流速（m/s）

$\Delta v=v_1-v_2$（m/s）

q ：バースクリーン単位幅当たりの流入量（$m^3/s/m$）

g ：重力の加速度（m/s^2）

計算は下流から上流に向かって進める。Δy を仮定し、これに基づいて求められる上流断面の水理量と**式（21.4-10）**とから Δy を算出し、算出値と仮定値が一致するまで計算する。水理計算の結果、最も高い水位によって集水路の諸元を決定する。

21.5　形状設計

渓流取水口は、安定した計画取水ができる形式、水理構造とするとともに、材料、施工上の面を検討して、堅牢で、維持管理が容易な構造とする。

21.5.1　固定堰

取水堰方式の固定堰、堰体の断面形は、一般に上流面を鉛直あるいはこれに近い勾配とし、下流面は緩勾配の台形断面を修正した放物線形曲面に水承（backet）を設けた形状とするが、石礫が大量に流下する渓流河川では、砂防堰堤のように上流面を緩勾配とし、下流面は急勾配にして、落下する石礫による損壊を防止するようにする。

21.5.2　バースクリーン方式のバー形状*16、*17

市販の鋼材を用いるのが最も経済的である。形状としては、鋼管、丸鋼、Ｉ形鋼（レール）、山形鋼、Ｔ形鋼等があるが、施工事例によると鋼管を用いたものが多く、転石の衝撃、石礫の摩擦に対

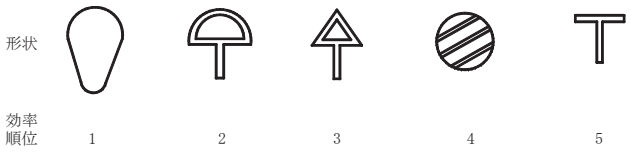
*15　農林省構造改善局：土地改良事業計画設計基準　ダム

*16　J. Orth E. Chardonnet、et al.：Study of botton type water intake、grids、La Houille Blanche（1954）

*17　水資源開発公団：昭和 44 年度水路技術委員会報（1960）

して十分堅牢である。

参考として、バーの形状による流入効率の順位を示すと、**図-21.5-1** のようになる。



（注）スクリーン勾配 1：5 における流入効率は、100%、95.5%、93%、97%、80%となり、3 と 4 はほとんど差がない。

図-21.5-1　形状による流入効率の順位

21.5.3　バースクリーンの取付け

バースクリーンは、取付け斜面がバースクリーン上流側固定堰越流斜面と一致するように取付ける。

バースクリーンの取付け幅は、計画取水量とバースクリーン単位幅当たり取水量によって算定するが、バースクリーン下方取水方式では目詰まりが起こりやすいので、石礫の流下状況によって算定値の 1.5～2.0 倍の幅とする。

バースクリーン後方取水方式のバースクリーン設置幅が大きくなる場合には、適宜バースクリーンの背面に隔壁を設けて段落斜面張出し部の支持工とするとともに、隔壁間に角落し堰を入れて、取水量及び流入土砂量の制御ができるようにする。

渓流河川の流下通水幅がバースクリーンの設置幅よりも大きい場合には、固定堰越流部は取水部（低水部）と洪水越流部（高水部）とに区分して、バースクリーン設置幅に対する流下水の通水幅の安定を図る。さらに、角落しを備えた補修用の放水口、あるいは、土砂吐きを設ける。

バースクリーンは、単位幅ごと、又は 4～5 本ごとに溶接したセグメントを工場で製作すると取付けに便利であり、補修、維持管理が容易である。

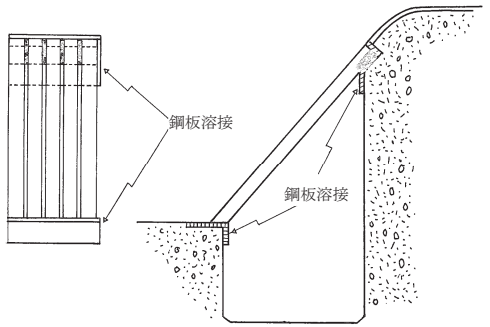
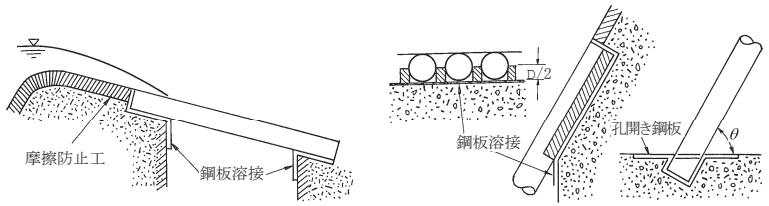


図-21.5-2　バースクリーンセグメント



(a)バースクリーン下方取水方式　　(b)バースクリーン下方取水方式

図-21.5-3　バースクリーン取付け構造

21.5.4　低落差バースクリーン後方取水方式

バースクリーン後方取水方式のバースクリーン取付け角はθ= 60° 前後とするが、段落斜面の高さが小さく、W < 1.0 m になる場合、渓流河川流量が減少して全量取水の状態になると、段落斜面流下水はバースクリーン斜面に沿っていったん水クッション内に滞溜したのちバースクリーンを逆流するために、落葉等の浮遊流下物はバースクリーンに引き付けられて目詰まりを起こすようになる。

このような場合には、バースクリーンの取付け角を 40° ～50° に緩やかにすると、段落斜面流はバー隙間からバースクリーン下端部背面側に流下して空気混入流となる。この空気混入流はバースクリーン下端で盛り上がり、エアリフト効果を発揮するために、水クッション内に流入した浮遊流下物はバースクリーン下端で上昇する気泡とともに浮上して、水クッションデフレクターに向けて押し流され、目詰まりは起こりにくくなる。

段落斜面高さが低く、取水量の少ない小規模のバースクリーン後方取水方式では、水クッションにデフレクターを設けず、その部分に順底勾配をつけるとともに角落し堰を取付けて、渓流の流量に応じて水クッションの水深を調節し、水クッション内に滞溜する落葉、土砂を適宜排除し得る構造にするとよい。

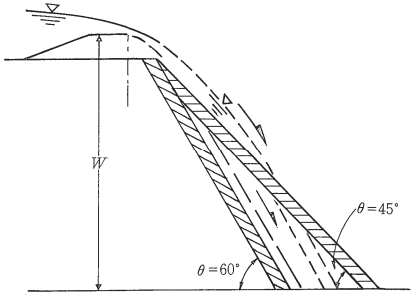


図-21.5-4　低落差、小流量時の斜面流流下形態

なお、低落差、小規模のバースクリーン後方取水方式は、工場でセグメントを製作し、可搬・組立式にすると施工は容易であるとともに、渓流河川の地形、流況に応じた据え付け調整が可能である。

21.5.5　固定堰越流斜面落ち口形状

水クッション側方取水方式、バースクリーン後方取水方式及びバースクリーン複合方式のように、取水の安定と維持管理の容易を図るためには、固定堰越流斜面を流下する水脈は、完全に段落斜面に接して、設定した段落傾斜角に沿って流下する必要がある。このためには、固定堰越流斜面落ち口の曲面の曲率半径は、段落高さの 1/5 以上にするとよい。

段落斜面落ち口の曲面、流下水脈誘導段落斜面は、所定の流下水脈突込角を与えて、取水量及び水クッション内流況を規制するものであるので、摩耗、損壊に対して堅牢な材料、施工法を採用する必要がある。

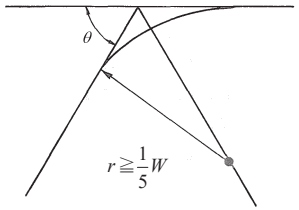


図-21.5-5　段落斜面の落ち口形状

21.5.6　施工区分

渓流取水工は、砂礫、転石の流下によって、摩耗、損壊されやすいので、段落斜面越流部、流下水脈誘導斜面部、水クッション部等、補修しやすい部分と、しにくい部分に分けた構造として、材料、施工の区分を行うとよい。

コンクリートの摩耗、損壊防止対策としては、間知石張り、高強度コンクリートの打設、鋼鉄板張り等がある。

21.6　設計事例

21.6.1　御勅使川渓流取水工

竣 工 年 度：1973 年度
所　在　地：山梨県中巨摩白根町
地　区　名：山梨県営かんがい排水事業御勅使川地区
計画取水量：0.89 m^3/s（最大 3.0 m^3/s）
型　　式：バースクリーン下方取水型（チロルタイプ）
　　バースクリーン隙間幅 40 mm、設置幅 40 m
バ　　ー：ϕ = 100 mm、鋼管、有効長 70.6 cm、取付角度 30°
集　水　路：幅 0.61 m、水路勾配 1/40

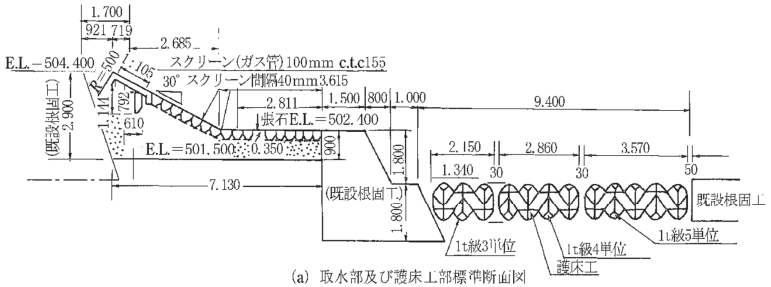
〔機能概要〕段落高さ 5.22 m の砂防堰堤の、水叩き（長さ 16.6 m）末端根固め工に続いて、

図-21. 6-1 (b)のようにバースクリーンを取り付けたものであるが、バースクリーン設置幅が広いために、水叩き上に砂礫が堆積して通水幅が狭くなり、平水時には流下水のかからないところも見られるが、計画取水量が小さいために、バースクリーンの広範に石礫が詰まった場合でも計画取水量は確保されている。

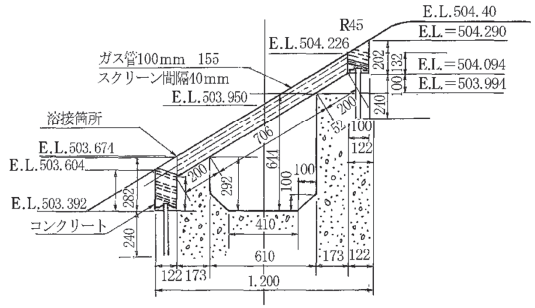
バースクリーン下流端をコンクリート斜面に合わせて埋込んで取り付けているために、石礫による目詰まりが起こりやすい。

砂防堰堤上流側に砂利採取場があり、洪水時には流域内の山地が崩壊しやすい地形であるので、土砂礫の流下が激しく、集水路に多量の土砂が流下するとともに、バースクリーンの目詰まりも著しい。洪水のたびごとに、バースクリーンに嵌入した石礫の除去作業を行っているが、自然流入方式であった旧取水施設に比べると、はるかに安定した取水が保証され、維持管理も容易になっている。

洪水時には、高さ 5.22 m の砂防堰堤から径 50～60 cm の巨石が流下しているが、20 数年経過した時点で、バーの一部に摩耗による損傷は見られたものの、変形したものはほとんどない。しかし、コンクリートの摩耗、護床工の破壊が激しく、バースクリーン複合式への改修が検討されている。



(a) 取水部及び護床上部標準断面図



(b) スクリーン断面図

図-21. 6-1　御勅使川渓流取水工構造概要図

21. 6. 2　三重用水河内谷川渓流取水工

竣 工 年 度：1986 年度
所　在　地：三重県員弁郡藤原町
地　区　名：水資源開発公団三重用水事業地区
計画取水量：最大計画取水量 3.03 m^3/s（内取水制限流量 0.43 m^3/s）
型　　式：バースクリーン後方取水型
　段落斜面高さ 2.60 m、段落斜面傾斜角度 57°
　バースクリーン隙間幅 20 mm、設置幅 14 m
　バースクリーン開度 7%
バ　　ー：ϕ＝114.3 mm、有効長 2.42 cm、取付角度 57°
集　水　路：幅 1.50 m、最大深さ 1.59 m、水路勾配 1/12
水クッション：底床部水平長 1.5 m、デフレクター斜面傾斜角度 14°、デフレクターはい上がり高さ 1.0 m

〔機能概要〕河川協議により、取水制限流量は取水量とともに一度取り入れたのち、所定の流量を保証するため、還元口から元の渓流河川に戻す構造になっている。

昭和 61 年(1986) 6 月竣工以来試験取水を続け、平成元年(1989) 8 月から本取水を開始している。低水時、全量取水状態を続けると、流況によって、水クッション内デフレクター斜面上に堆砂をみることがあるが、バースクリーン斜面流下水脈によって掃流されるので、後方取水に支障を来たすようなことはないようである。

渓流河内谷川の流量が増大して、計画取水量の 2 倍以上になると、水クッション内の堆砂礫は掃流流下されている。水クッションは間知石張りとしているため、洪水時には長径 1 m 以上の巨石が流下しているが、水クッション内に堆積残留することもなく、堅牢である。取水工、特に、バースクリーンの摩耗損壊の被害は発生していない。ただし、バースクリーンの取付け不良箇所があって、バースクリーンが離脱したことがある。

段落斜面落ち口並びにバースクリーンに繁茂する苔のために落下水脈が飛散していることがあった。また、渓流河川幅が急拡大する地点に堰堤を設けたために、洪水の流況によっては、取水工上流側に多量の石礫が残留堆積することがある。

本取水開始直後、平成元年(1989) 8 月 27 日、台風 19 号による洪水によって、隣接渓流員弁川に設置している、バースクリーン下方取水型渓流取水工（チロルタイプ）は、枝葉、石礫によって、全面的に目詰まりが起こり取水不能の状態に陥ったが、河内谷川バースクリーン後方取水型渓流取水工は、洪水中も、洪水後も、設定した計画取水量を保ちながら、安定した取水を継続していた。

河川幅が急拡大する地点に堰堤を設置したため、上流側に石礫が堆積して州を形成することがある。

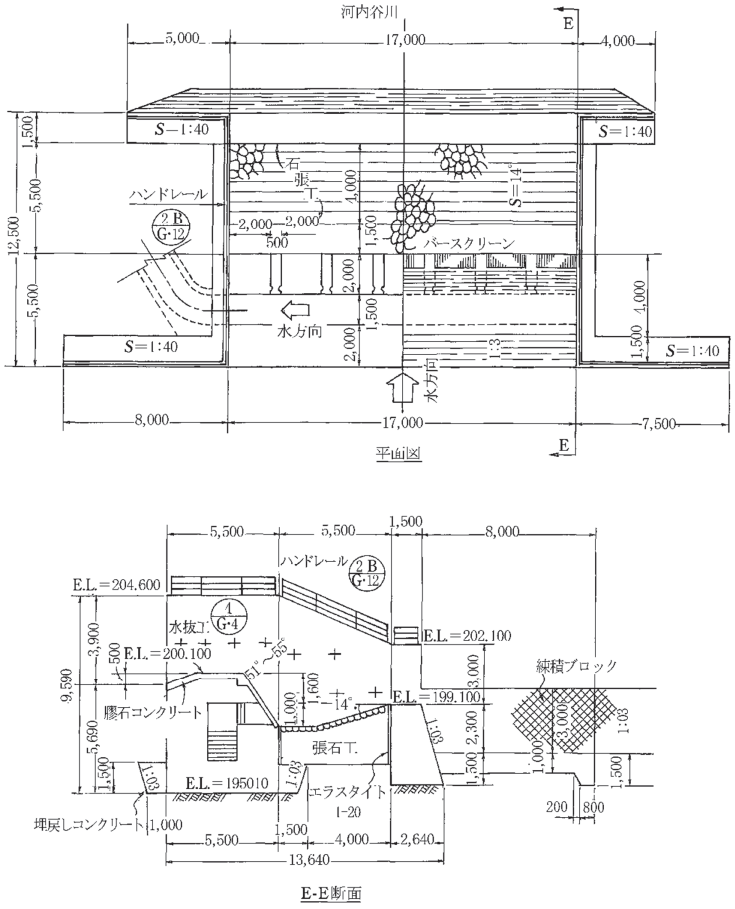


図-21.6-2　三重用水河内谷川バースクリーン後方取水型渓流取水工概要図

21.6.3　関刀渓渓流取水工

竣 工 年 度：1991 年度
所　在　地：台湾、南投県北港渓恵孫林場地先
地　区　名：南投農田水利会、能高大圳
計画取水量：1.0 m³/s（最大 2.0 m³/s）
型　　式：バースクリーン複合型渓流取水工

段落高さ 1.30 m、段落斜面傾斜角 45°、バースクリーン隙間幅 20 mm、バースクリーン設置幅 9.6 m、バースクリーン開度 22%
バ　　ー：ϕ＝90 mm、有効長 1.604 m、取付け角度 45°
集　水　路：幅 1.00 m、最大水深 0.86 m、水路勾配 1/34.5

〔機能概要〕段落斜面落ち口は施工不良で、設計どおりの滑らかな曲面に仕上がっていないが、渓流河川流量が 1.0 m³/s 前後のとき、段落斜面落ち口曲面を越流する水脈は、バースクリーン設置幅全面にわたって、直接バースクリーン隙間から流入落下するので、全量取水の状態で集水路に流入している。

1991 年 4 月竣工以来、年に 2〜3 回程度中小洪水に遭遇しているが、平均径 2〜3m の転石に対しても十分堅牢である。しかし、バースクリーン隙間にかん入する石礫、浮遊流下物による目詰まりは避けられず、洪水のたびごとに、スクリーンの清掃・維持管理を実施するようにしている。

バースクリーン下流側には水平底床を設けているので、バースクリーンの清掃・維持管理は安全である。本渓流取水工は、日本、台湾において、この型式の施工事例の第 1 号である。

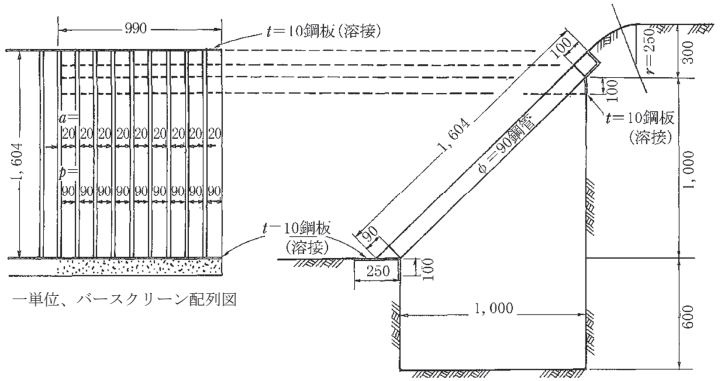


図-21.6-3　台湾関刀渓バースクリーン複合型渓流取水工
バースクリーン取付部構造図

21.7　附帯施設

渓流取水工の附帯施設としては、魚道、排砂施設、管理道路、管理施設、補修用放水路、放水口、制水ゲート、余水吐き、沈砂池、取水制限流量放流口等がある。

中山間地帯、急勾配の地点に設ける、取水量の小さい渓流取水工のためには沈砂池よりも、立体的に土砂分離を考えた沈砂槽を設置するとよい。

第 22 章　取水・放流管理施設

関連条項［基準12、運用12-1］
参考文献［土地改良施設管理基準－頭首工編－］

近年の水需要の増加に伴い水資源開発が進展し、河川水の利用形態は、農業用水のみならず工業用水や水道用水など、多様化、高度化していく傾向にある。

このように高度化された河川における農業用水の取水に当たっては、頭首工地点及びその近傍の気象・水象の所要項目を効率的かつ経済的に観測又は情報を収集し、気象特性等を把握することが、確実な取水管理と併せて適正な放流管理の実施が、地域の水利用秩序を維持する上で特に重要となっており、このことに十分配慮した施設設計の実施が必要である。

ここでは、適正な取水・放流管理に留意した設計事例及び設計上の留意事項について解説する。

22.1　取水管理施設

22.1.1　取水管理施設の要素

頭首工からの農業用水の取水と下流河川への放流とは、相反する行為である。このため、放流施設を考える場合には、取水管理施設と一体的な設計思想により検討する。

取水管理施設においては、農業用水の確実な取水、取水量の制御・管理及び取水量の把握が容易な構造である必要がある。このため、取水管理施設においては、下記の施設等が必要である。

⑴　取水位制御のための施設（頭首工本体のゲート等）
⑵　取水量制御のための施設（取水口ゲート等）
⑶　取水量計測のための施設（流量計測施設、流量計、水位計等）
⑷　取水管理のための制御システム（遠方操作方式及び自動制御システム等）

22.1.2　取水管理施設の管理・制御のシステム

取水・放流管理施設を設計する場合には、事前に取水・放流をどのような管理制御システムで行うかを建設後の管理状況も踏まえて十分検討し、施設の機能が発揮されるような施設構造にしておくことが必要である。一般に、近年の頭首工における管理制御システムは次のようなシステムが導入されている。

ケース 1：本川の土砂吐きゲート等の上段に併設された越流式調節ゲートあるいは起伏ゲートにより、堰上流水位（W_1）を一定に制御（設定水位制御）し、必要な取水量を取水口ゲートから取水する。一般に最も多く採用されているシステムである。

ケース 2：堰上流水位を制御せずに、要求量に応じて取水量を制御する。河川水位の大きな変動がなく、河川水位が安定している自然取入れの場合に採用される。

ケース 3：堰上流水位及び取水口ゲートの下流水位（W_3）を一定に制御し、必要な取水量を取水口ゲート下流の流量調節ゲートにより制御する。河川水位の変動が大きい場合や、取水管理を厳密に行う場合などに採用される。

取水管理の高度化が必要な頭首工においては、リアルタイムな取水量制御が必要となるため、定流量取水口ゲートや自動制御システムの導入を検討する。

この時には、上記の管理制御システムを十分考慮し、外乱が多く、流量が変動している河川の流況等にうまく対応する施設構造及び制御システムを設計する。

なお、水位調整を引上げ式ゲート下端からのアンダーフローによる放流で行うと、ゲート操作量に比べて放流量が鋭敏な反応を示し調整が難しいため、水位調整用ゲートには越流式ゲートを採用することが一般的である。

また、ケース 3 については他のケースとは異なり現時点での事例が少ないことから採用時の検討のために模型実験の内容を 22.1.3 に示す。

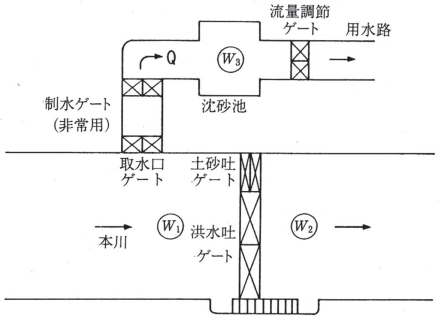


図-22.1-1　頭首工施設機能模式図

22.1.3　取水管理の高度化を図った施設の制御・管理システムの構造

ここでは、以下に示す模型実験により、**22.1.4　取水管理の高度化を図った設計例**における設計例の検証を行い、ケース 3 における条件や留意事項を示している。

⑴　全体システム（下流水位一定自動制御方式）

構造を図-22.1-2 に示す。この構造は模型実験時に検討されたモデルであり、スケール値は、1:10（0.10 m/1.0 m ＝ 1/10）とされている。取入口ゲートは、本川取水位の変動に対して下流の静水池の水位を精度良く制御する下流水位一定自動制御のアンダーフローゲートを導入する。

ここでは、取水堰及び取入口上流の河川内取水位は、取水堰本体非越流ゲート高を越えない範囲で、不感帯（20～30 cm を想定）を大きく確保した最低水位保持の制御を想定する。外乱の多い河川内水位の制御には、少なくとも±5.0～±15 cm 程度の不感帯の設定が必要であることから、取入口ゲートにより河川内の水位変動に物理的なフィルターをかけ、取水量制御のための取水位制御を堤内地で行うシステムを考える。なお、本川取水位の制御範囲については、河川管理者との管理規定などの協議により決定されるので留意が必要である。

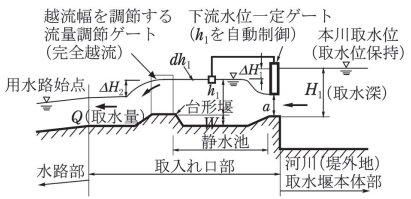


図-22.1-2　取入口構造試案

⑵　目標取水量制御精度

制御水位の不感帯は、現地スケールで $h_1 = \pm 1.0 \sim \pm 2.0$ cm を目標とする（不感帯の最小化）。なお、このレベルの不感帯で自動制御の安定性を確保するには、水位制御場である静水池の風やゲートの噴流流出による波浪防止対策が必要である。また、減勢のための静水池の容量が重要となる（施設容量の確保）。下流水位一定制御の研究事例では、制御ゲートの 55 m 下流で水位制御が行われた事例がある（関谷、1979）。このため、水位制御位置の固定化が重要である。取水量設定は、その下流に位置する流量調節ゲートにより期別及び設定流量により開度（越流開口幅）設定を手動（一般的には電動）で行う。構造は、制御ゲートの開閉による段波の水路下流のチェックゲートなどからの反射による制御水位の攪乱及び下流の水理条件による過剰取水を防止するために完全越流を確保する（流量支配点の明確化）。構造上、比較的低落差（水頭損失小）で完全越流を確保できる台形堰を採用し、この上部に設置する流量調節ゲートは、越流幅を調節するディストリビュータ（農業土木学会、2000）などが考えられる。なお、この台形の完全越流により供給側の、取入口地点での主体的な取水量管理が可能となる。

取水量制御の取水位変動に対する精度（誤差）は、取水深が例えば 1.0 m であれば、$\pm 1.5 \sim \pm 3.0$%（不感帯 $\pm 1.0 \sim \pm 2.0$ cm：$dQ/Q = 1.5\,(dh_1/h_1)$）の値が期待できる。

⑶　構成要素とその機能

設計としては損失水頭が小さく、安定した制御を実現する水理構造と制御方式を見い出すことが重要となる。

取入口構造の構成要素とその機能をまとめれば下記のとおりとなる。

ア　下流水位一定ゲート：設定水位自動制御（自由流出状態のアンダーフローゲートを想定）

イ　静水池：設定水位制御場の静水化（減勢、波立防止）

ウ　流量調節ゲート：取水量制御（越流幅調整（電動、手動））

エ　台形堰：取水量制御（完全越流の保持、流量支配点の形成）、取水量の計測、供給主導型

⑷　適用条件

ア　台形堰の設計

(ｱ)　h_2：既知（用水路始点での引き継ぎ水位）

(ｲ)　$h_2/h_1 \leqq 0.7$ の条件式より h_1 の値を概定する。$\Delta H_2 = h_1 - h_2$ の水頭損失を確保する。

(ｳ)　$w = 0.5 \sim 1.0$ m として、流量係数（完全越流）を求める。h_1/w は 0.5～2.0 の間を基本とする。

$L = 1.0$ m 前後とする。$w/h_1 = 0.6$ を目安とする。

(ｴ)　設計最大取水量の取水が可能かを堰公式より検討し、堰幅とアンダーフローゲート下流水深 h_1 を決定する。

台形堰公式　$Q = C_1 B h_1^{1.5}$ ……（22.1-1）

イ　アンダーフローゲート

(ｱ)　最大流量取水時のアンダーフローゲート想定開度 a は、下流水深 h_1 の 0.7 前後とする。

(ｲ)　取水深 H_1 は h_1 の 1.2 倍以上とし、自由流出領域になるように設定する。

$H_1 \geqq 1.0$ m とする。

(ｳ)　図-22.1-3 から流量係数を求め、最大取水量が取水可能な取水幅を求める。

(ｴ)　ゲート下流の静水池の長さは h_1 の 13 倍程度、w の 21 倍程度とする。

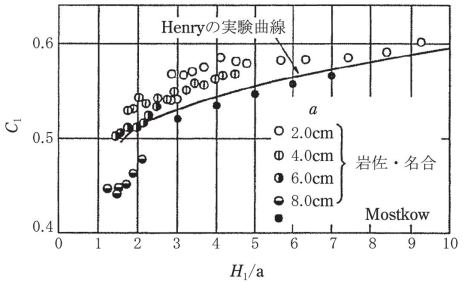


図-22.1-3　アンダーフローゲートの流量係数

ウ　下流水位自動制御

(ｱ)　本川取水位の不感帯は、±0.20 m 程度を前提とする。

(ｲ)　ゲート制御間隔、30 s 程度とする。

(ｳ)　設定水位の不感帯は、±2.0 cm 程度とする。

(ｴ)　水位計測値の平滑化処理は移動平均とし、3～10 回／30 s 程度とする。

(ｵ)　ゲート単位制御量は、2 cm 程度とする。

(ｶ)　設定水位制御の位置 h_1 は、台形堰上流堰頂端から 2.0 m 地点とする。

⑸　留意事項

台形堰においては、$0.43 < h_1/w < 1.85$ を超える範囲で適用すると、本間公式における流量係数は非常に大きな誤差を生じる。

アンダーフローゲートにおいては、自由流出を保持させることが必要である。

下流水位自動制御においては、上流水位の変動が激しい場合、設定水位計測値の平滑化を行うことでゲートのハンチングを防止することができる。

また、河川流量の変動が激しい場合は、ゲートの単位制御量に着目すると良い。

22.1.4　取水管理の高度化を図った設計例

事例 1　自動定水位制御装置を導入した事例[*1*2]

本取水工は、堰上げ水位による自然流入方式であるが、**図-22.** 1-4 に示すように取水口の入口部に、下流水位一定制御ゲートを設置し、河川の水位（河川における取水位）が変動しても、取水口の下流水位を一定になるようにしている。取水量は、その下流の管路部のコントロールバルブにより取水量の制御を行うものである。取水量の監視及び計測は管路部の流量計により行う施設設計がなされている。本システムは、**22.1.2　取水管理施設の管理・制御のシステム**で示した管理制御システムとしてはケース 3 に類型化できるが、堰上流の水位制御は堰上げ水位の設定であり、定水位制御までは実施していない。

この施設により、取水量変更操作及び定量取水監視等高度な取水管理が実施可能となっている。

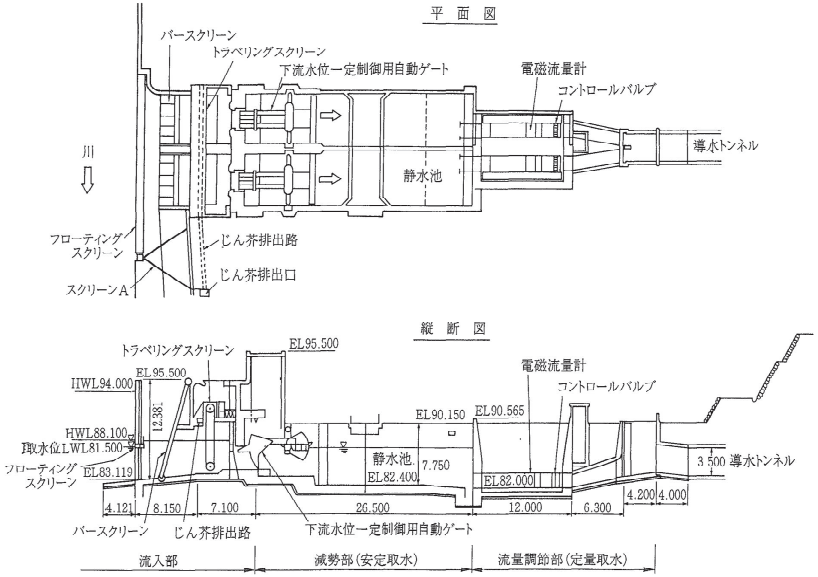


図-22. 1-4　自動水位制御装置を導入した事例

本施設の特徴としては、次の事項が挙げられる。

⑴　流量制御のための取水位の制御は、取水口下流に位置する自動ゲートの下流水位一定制御により行い、河川の外乱条件を緩和している。

⑵　取水量の変更は、管路部のバルブで行い、リアルタイムな取水量変更に対応ができる。

⑶　取水量計測は、管路部（満流）の流量計によりなされるため、高精度である。

［参考］　*1　河辺昌美・下河賢仁・小堀満雄：香川用水の取水工と管水路の管理－とくに除じんおよび漏水対策－、農業土木学会誌、55（11）p. 1037～1042.（1987）

*2　鈴木孝一：香川用水地区の水路施設管理について、水と土、No. 95（1993）

なお、本システムは、流量管理制御を主に管路部のバルブにおいて行うため、除塵対策は開水路系の取水工に比べ注意が必要であり、フローティングスクリーン、バースクリーン及びトラベルスクリーンにより管理を行う。

事例 2　沈砂池における取水口ゲートの下流水位設定制御と流量調節ゲートによる取水管理の事例

本取水工は、**図-22.** 1-5 に示すように取水工ケース 3 に該当するものである。まず、堰上流の河川水位は、本川調節ゲートによりある範囲（15 cm 以内）の設定水位に制御される。

次に、取水口ゲート（スルースゲート）により、沈砂池内の水位が設定水位（設定水位±1cm）に制御される。本制御は、いわゆる下流水位一定制御である。流量は、沈砂池末端に設けられている起伏ゲートにより制御されるシステムとなっている。

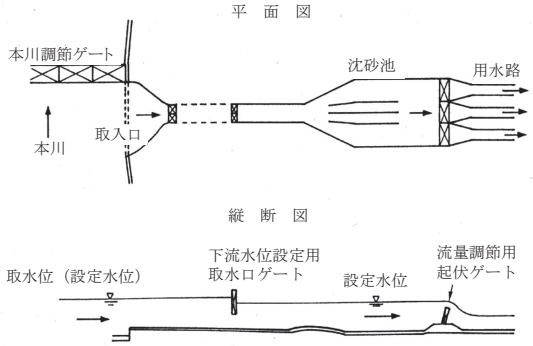


図-22. 1-5　2 段階の設定水位制御による取水管理の事例

本施設の特徴としては、下記の事例が挙げられる。

⑴　流量制御のための 2 段階の設定水位制御がなされており、河川の外乱条件を緩和して、精度の高い水位制御が可能である。

⑵　水面積の大きい沈砂池内を最終的な取水管理のための水位制御の場としており、設定水位の自動制御システムにおいて、ハンチング等の発生を抑制する水理構造となっている。

⑶　沈砂池末端の起伏ゲートは、各幹線水路の分水工としての機能も有しており、越流により流量支配点が明確にされているため、流量制御しやすい。

事例 3　流量支配点を明確にした取水工の事例[*3*4]

取水口のゲートは、オリフィスによる引き上げゲートで設計するのが一般的であるが、本事例は、新規利水のため**図-22.** 1-6 に示すように、下流への放流量を確保するために、取水量を厳密に管理する取水構造となっている。

*3　目置克巳・四方田穆・上田豊男・藤井洋治：十津川紀の川農業水利事業下淵頭首工について、水と土、No. 11（1972）

*4　川合亨・菊岡保人・皆川勝美・岩崎和己：蛇行著しい岩床河川に設置する取水施設の実験的研究、農業土木試験場技報、B（水理）、No. 15（1968）

まず、取水口ゲートは、起伏式となっており、特に渇水時において、越流（限界流）地点で流量支配点を作り、下流の取水量検定堰（越流式）の$Q-H$曲線により、取水口ゲート開度操作が行われる自動制御システムとなっている。

本事例は、水頭に余裕があるため流量制御が限界流の発生する流量支配点で行われていることから、安定した取水管理を可能としている。

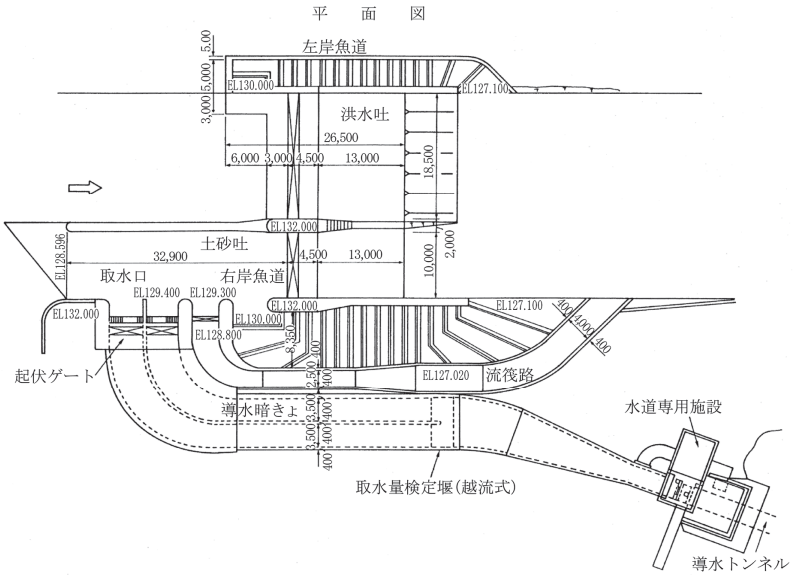


図-22.1-6　流量支配点を明確にした取水工の事例

22.2　放流管理施設

22.2.1　平常時の放流施設

頭首工下流の水利権者等に対する責任放流の確保や、河川の流水の正常な機能を維持する必要性から、頭首工においては確実な放流とその放流量を把握することが可能な施設構造を設計する必要がある。

⑴　放流施設の構造

一般に、頭首工における放流は、土砂吐き及び洪水吐きにおけるフラップゲートの操作や魚道で十分対応できる場合にはこれらの施設を兼用することが可能である。

現在供用されている頭首工においては、主に魚道と土砂吐き、洪水吐きを放流施設として兼用している場合が多い。しかし、微少流量の調整が必要な場合には、水位、開度によってゲート振動が発生したり、流量確認が困難な場合が生じることがある。また、魚道においては、放流量が

増加すると魚の遡上に支障を来たしたりする場合がある。

このため、放流施設としては、土砂吐きゲートのみによるなどの微少流量の制御が可能な兼用方式を検討し、一方、兼用することが操作管理上困難な場合には、専用の放水路等による放流施設を検討する必要がある。

⑵　兼用施設による場合

兼用する施設としては、比較的下流への放流量が少ない場合には、魚道を利用する場合が多く、流量が大きくなると洪水吐き及び土砂吐き等の利用が多くなる。

魚道の場合には、魚の遡上環境から、魚道の流況を制御する必要があり、放流により、魚道内の流速や流況が悪化しないような管理が不可欠である。

洪水吐き及び土砂吐きを兼用とする場合は、頭首工の安全管理の観点から、下流護床工の洗掘を防止するために、河川全幅から均一に流水を放流することが求められるが、放流量管理の観点からは、放流する区間を限定して管理制御することが必要となる。このためには、放流工として兼用する部分の護床工は強固なものにする必要がある。

一般に放流部分としては、土砂吐き等の上段扉（フラップゲート等）を利用する。

この時、放流量の制御及び計測のために、フラップゲート等の水理特性を水理実験等から十分把握しておくことが重要である。

フラップゲートの流量係数を求めた実験結果の例として**図-22.2-1**を示す。フラップゲートからの流量は、**式（22.2-1）**により示される。

$$Q = C \cdot B \cdot H^{3/2}$$　（完全越流の場合）……（22.2-1）

ここに、Q：越流量

C：流量係数

B：越流幅（m）

H：越流水深（m）

流量係数は、越流水深（H）及びゲートの起伏高（W）により、変化する。

このため、管理・制御システムを構築するためには、これらの実験データをパラメーターとして組み込み、精度の高い放流管理システムの設計を行う。

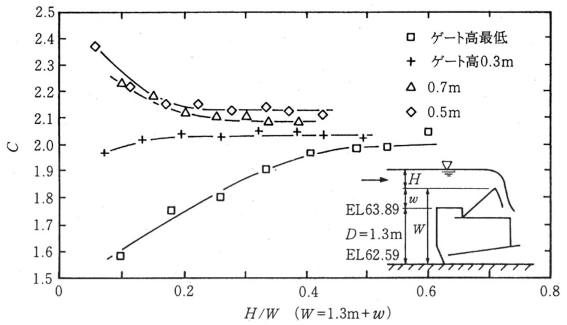


図-22.2-1　頭首工土砂吐きフラップゲートの流量係数に関する実験結果例

⑶　専用施設による場合

微少流量調節等の問題により、兼用施設では、対応不可能な場合には専用施設として、放水路等のバイパス水路等を検討する必要がある。放水路の構造は、所要の水量を確実に放流するため、一般に取入口は堰の上流に設け制水ゲートを設置する。

なお、管路式の放水路では、呑口部及びゲートバルブ付近での塵芥による閉塞が予想されるため、除塵施設の設置が不可欠である。

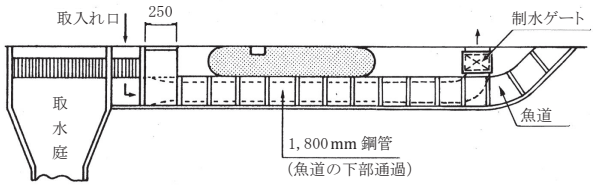


図-22.2-2　放水工の実施例

22.2.2　洪水時の放流施設

頭首工の洪水放流は、一般に洪水吐きゲート、土砂吐きゲートで行う。放流方法は管理規程等により定められるが、下流河川に対し安全に対処することが基本となる。ゲートの操作方法によっては流水に異常な状態が発生する恐れがあるので、あらかじめゲート開閉又は倒伏の順序、1 回の操作による開閉量を定めておく。ゲートの操作は、1 門又は一部のゲートによる開閉だけでは行わないようにする。

洪水時におけるゲートの開度量は、上・下流河川の水位変動に与える影響が大きく、過度な開度量で操作した場合には、下流河川への流下量が一時的に増加して急激な水位変動を招き、また、片寄った放流が下流河川の流れを撹乱させ被害発生につながるケースもある。このため、それぞれのゲートの 1 回の開閉の幅が決められた値を超えないよう制限することにより、下流河川水位（基準地点水位）の急激な水位上昇（急激な水位上昇とは一般に 30 cm ～50 cm/30 分を超える場合をいう。）を生じさせないよう頭首工からの安定した放流に努める。なお、やむを得ずこれを超える場合は、一般住民及び入川者に周知させるための措置として、現地の状況に応じた立札・電光掲示板等による掲示を行うほか、サイレン・警鐘・拡声機・回転灯等で警告し、安全を確認した上で、放流する。

ゲート始動間隔は、複数ゲートの同時始動でオーバーロードが発生しないよう、一般的には 10～30 秒程度の制限を設けることが望ましい。

22.3　自動制御システム

頭首工からの取水を安定に保つためには、頭首工上流水位の変動及び取入口の外乱（水面動揺）並びにゲート動作による水位変動を十分吸収できるシステムを構築することが重要である。

水位変動要因としては、一般には河川水位の変動要因が大きいため、頭首工上流水位を一定に保つための自動制御システムが採用されている。

なお、自動制御システムの構築においては、必ず運用開始前にハンチング等の支障がないかを確認し、もし支障があれば不感帯幅等のパラメータの最適値を選択するなどして、予定管理者が円滑に使用できるようにしておくことが必要である。

22.3.1　自動制御システムの種類と特徴

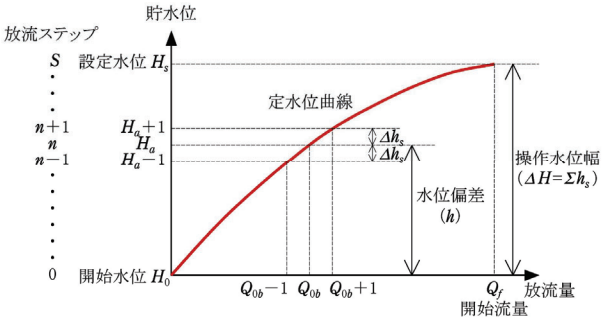
頭首工上流水位を一定の高さに維持するための自動制御システムとして、一般に、定水位制御方式が採用されている。

この定水位制御方式には、水位偏差方式と不感帯方式があり、流入量変化が大きい場合は水位偏差方式を用い、流入量変化が少なく安定している場合は不感帯方式を用いるのが有効である。

⑴　水位偏差方式

水位偏差方式は、上流水位を許容水位幅内に維持するために採用されている放流方式であり、水位偏差に応じて目標放流を増減させるものである。

上流水位が設定水位（H_s）を上限、下限水位（H_0）を下限とする操作水位幅内（ΔH）にあるとき、全放流量が次式を満足するように水位偏差（h）に対応する目標全放流量を算出するものである。



Q_{0b}　：現在上流水位 H_a に対する目標放流量
$Q_{0b}+1$：現在上流水位 $H_a+\Delta h_s$ に対応するステップ放流量
$Q_{0b}-1$：現在上流水位 $H_a-\Delta h_s$ に対応するステップ放流量
Δh_s　：1 放流ステップに対応する水位変化量（水位ステップ幅）
H_s　：設定水位
H_a　：現在上流水位
H_0　：下限水位
Q_f　：最大放流調整流量

図-22.3-1　水位偏差方式概念図

目標全放流量の算出は、放流ステップ－放流量対応表により行う。

放流ステップ－放流量対応表は、以下に示す放流ステップ数、水位ステップ幅、ステップ放流量より構成される。

これらは、設定値の変更が可能なものとする。

⑵　不感帯方式

不感帯方式は、上流水位が設定された水位を中心に不感帯内に維持するように上流水位の変化に応じて放流量を増減させる上流水位定水位制御方式である。水位偏差方式に比べ簡便な方式であり、水位偏差量に無関係に、あらかじめ設定された単位ステップ動作を行う。上流水位変化が大きい場合にはハンチングを生じやすいため適用できない。

22.3.2　自動制御システムの設計例

事 例　取水管理施設の操作性能の評価及び向上対策の事例

本頭首工は、上流水位一定管理型の取水施設である。このため、取水量が一定の場合であっても、頭首工地点への流入量が変動すると、上流水位を一定に保つため、ゲート操作による取水位管理が必要となる。既設の管理施設では、扉体幅 30 m のローラゲートを開閉し、ゲート下端からの放流量を増減することにより水位調節していたが、微少開度での操作や熟練要員の確保等操作性能の面から課題が多々あった。

このため、管理実績の面から上流水位一定管理について分析を行うとともに、操作性能向上のための対策として洪水吐き制水門ゲートの上段にフラップゲートを付加し、水位偏差ステップ方式による上流水位一定制御方式の導入を検討した。

⑴　水位管理の現状と課題

本頭首工の上流水位管理の基本パターンは**図-22.3-2** に示すとおりであるが、このうち平水時（600 m^3/s 以下）における流量が少ない場合の操作性能に関する課題について取り扱った。

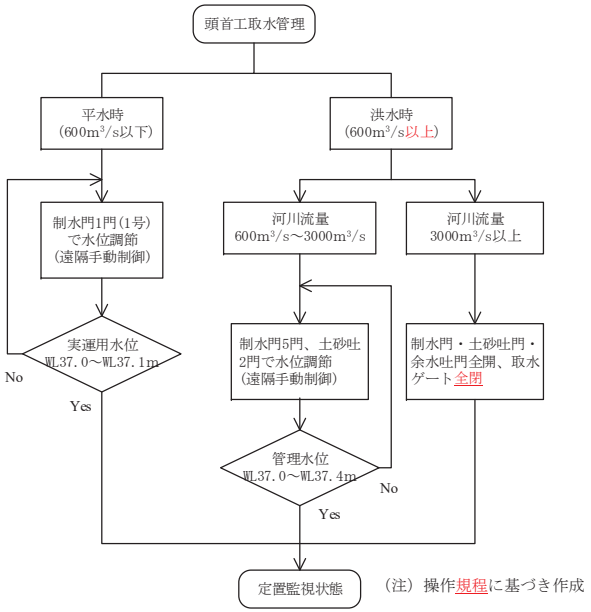


図-22.3-2　水位管理の基本パターン

この頭首工の管理水位は通年、WL 37.0～37.1 m と約 10 cm の範囲での管理が求められている。

図-22.3-3 は、かんがい期における頭首工流入地点での河川流量変動の実測事例（3 ケース）を時間単位で示している。これによれば、無降雨の場合であっても日単位の中で最大（8 月 15 日）と最小（5 月 15 日）の比は、1.1～2.1 である。また、30 mm 程度の降雨（7 月 1 日）があった場合、この比は 3.5 と高くなる。このため、水位管理の基本パターン（**図-22.3-2**）に示すように、制水門の開度調整を上流水位の変動に併せて行い、水位を管理値の中に入れる操作が必要となる。

次に、この水位調整操作を行った場合の上流水位の変動を**図-22.3-4** に示す。水面が震動しているように見えるのは、この間、制水門の開度を調整し目標値に近づけるための操作をしていることを意味している。この理由は、降雨時はもちろんのこと、無降雨時においても時間当たりの流量変動が水位管理操作を必要とするほど大きいことに起因している。

また、その水位管理のための制水門は幅 30 m あり、構造的には、アンダーフローによる制御方式となっている。さらに、ゲート開度も微少操作（1 cm 刻みの単位）であり、単位操作での流量調節量は 1.6 m^3/s になる。このため、水位管理の負担が大きく、熟練操作員の経験に期待するところが少なくなかった。

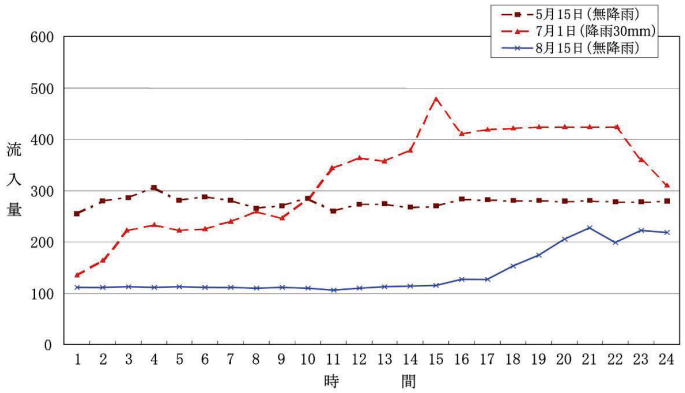


図-22.3-3　頭首工流入地点での流量変動（時間）

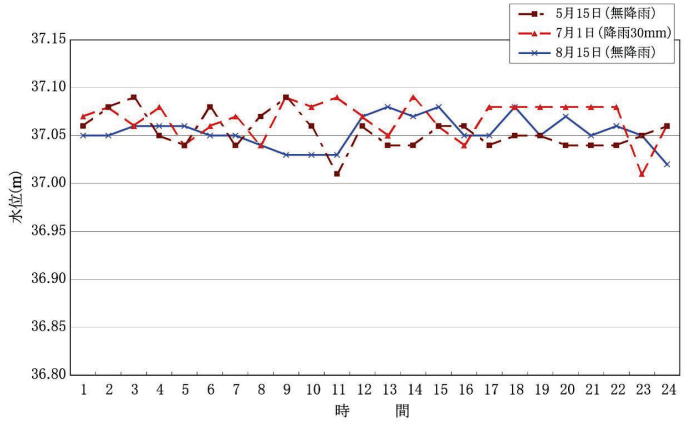


図-22.3-4　上流水位の管理特性（時間）

⑵　水位管理の操作性能の向上対策

本事例では、水位管理の基本パターンのうち、平水時の操作性能を向上させるため、図-22.3-5に示すようなシェル構造ゲートにフラップゲートを付加させた２段式ゲートにすることにより、水位調整が容易に行える構造とした。これにより、既設制水門による管理では、1 cm の単位での操作が求められたが、同一の流量制御をおおよそ 10 cm 単位の操作範囲に拡大することができた。

また、自動制御システムは、本頭首工地点における流量特性より、水位偏差方式を採用している。この方式は、頭首工への流入量が増減した場合、上流基準水位と実水位の偏差から流入量と放流量のバランスをとって堰上流水位を範囲内に保つようにフラップゲートを制御する方式である（図-22.3-6）。

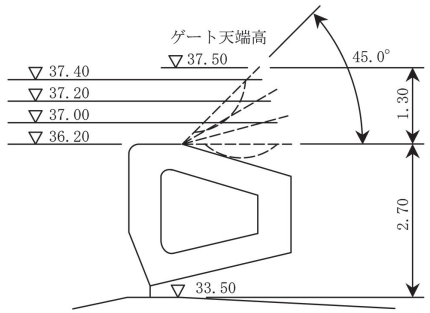


図-22.3-5　フラップゲート付き２段式ゲートの構造

フラップゲートの流量調整範囲を越えた場合、ベース流量を制水門から放流し、同時にフラップゲートの水位偏差による微調整が出来るようにしている。

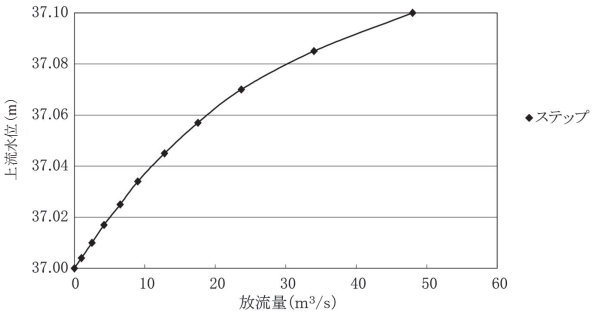


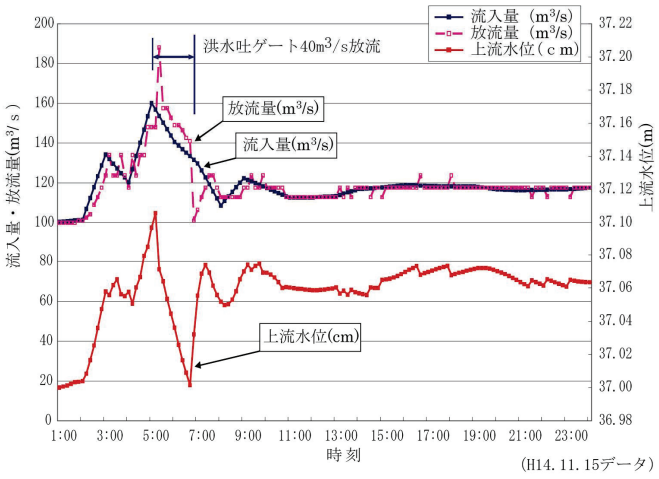
図-22.3-6　水位偏差ステップ方式のステップと放流量の関係

⑶　性能評価

フラップゲートによる水位偏差ステップ方式の自動制御を行った場合の放流量調整を、実際の流量データを用いてシミュレーションした結果の一つを、図-22.3-7に示す。

制御設定は、ステップ幅の平均幅を 1 cm とし、上位のステップに行くほどステップ幅を広くとったものであり、管理範囲に収束することが確認できている。このことからも水位偏差ステップ方式が最適と考えられる。

過去の実測データに基づいた頭首工地点における流量特性から、上流水位制御方式について、頭首工の操作性能の向上対策を検証した例である。



シミュレーション条件
1. 10 分毎に水位確認し基準水位との偏差でフラップゲートを開閉する。
2. フラップゲートの開閉は 10cm 単位で動作させる。
3. 上流水位が管理範囲を超える場合は、別ゲートの下端放流を行う。

図-22.3-7　水位偏差方式の流入量・放流量と上流水位

第 23 章　護岸及び高水敷保護工

関連条項［基準11、運用11-6］

頭首工の設置に伴う流速、流れの方向等の変化に対し、河床、低水路の河岸、高水敷及び堤防を保護するため、護床工、低水護岸、高水敷保護工及び堤防護岸は不可欠の施設である。護床工は別項で詳述されているので、ここでは護床工以外の施設について基本的な考え方を述べる。

23.1　取付け護岸

取付け護岸は、上流エプロンの上流端から 10m の地点又は上流側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、下流側は下流エプロンの下流端から 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の地点までの区間以上の区間にわたって設ける。この区間は、上下流エプロンの上流端から下流端までの区間（エプロン部）の護岸とその他の区間（護床部）の護岸に分けることができる。

なお、この他現況河川に取付けるための護岸が必要である。なお、湾曲部に堰を設けることにより流水が著しく変化するおそれがある場合には、下流部の護岸を上記の値より大きな範囲に設ける。

23.1.1　エプロン部の護岸

この護岸は取付け擁壁とも呼ばれ、堰柱と上下流のエプロンの間に設けられる護岸で、ゲート頂部又は固定堰からの落下水が直接護岸法面に落下しても支障のないよう擁壁の前面を鉛直とし、その構造は原則として鉄筋コンクリート擁壁又は重力式コンクリート擁壁とする。

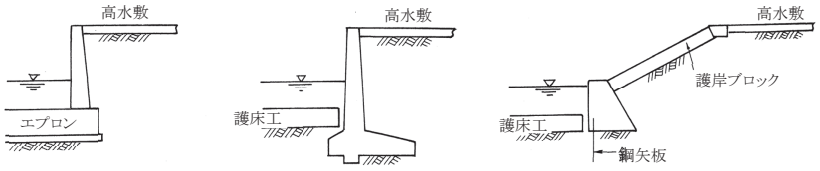
また、堰の左右岸の両サイドの浸透に対する対策が必要な場合には、エプロンとの接合部において止水が必要となるので十分検討する。

23.1.2　護床部の護岸

取付け護岸のうち上記の取付け擁壁以外の部分の護岸をいう。この部分の構造はエプロン部護岸と同様とするか、法覆工及び基礎工から構成される護岸とする。河川工事において必要とされる根固め工は、護床工部においては護床工がその役割を果たすので、護床工の先端から上流又は下流の部分において必要となる。いずれの場合も、基礎根入れについては河川の洗掘状況に応じて検討し根入れを深くするか、又は基礎工の下に矢板等を挿入して十分安全な構造とする。

取付け護岸が低水路の河岸に設けられる場合の護岸の高さは、河岸の高さまで施工するものとし、高水敷に施工する折り返しの幅は 1～2 m 程度を標準とする。ただし、固定堰に接続する場合には流れの状況を考慮してさらに広い範囲にわたって施工する。

取付け護岸の基本的な形を**図-23.1-1** に示す。鉄筋コンクリート構造の場合は鉄筋の被りを十分にとることが必要である。



片持梁型擁壁　　逆 T 型擁壁　　ブロック護岸

図-23.1-1　取付護岸の基本形

23.2　堤防護岸

ここにいう堤防護岸とは、前出の取付け護岸と共用される場合（単断面河川に取水堰が設けられた場合）と、共用されない場合（複断面河川で低水路部分のみに取水堰が設けられる場合）に分けることができる。

取付け護岸と共用される場合の施工範囲及び構造は、「**23.1　取付け護岸**」に準拠する。

取付け護岸と共用されない場合の上下流方向の施工範囲は、「**23.1　取付け護岸**」で述べた以外の範囲については河川管理者と個別に協議して決定する。この場合において、堤防と堤防に最も接近して設けられる堰柱との距離が大きい場合は、河川の状況によっては設ける必要がないこともあるので同様に措置する。高さの範囲については、通常は計画高水位以上に、また、湾曲部に堰を設ける場合で流水が著しく変化する場合は、堤防の天端の高さまで設ける。

23.3　高水敷保護工

高水敷保護工を設けなければならないのは、

⑴　堰柱の周辺及び堰柱の下流の高水敷
⑵　取入口から堤防横断樋門までの接続暗きょの上部と上下流
⑶　複断面河川の低水路のみに取水堰が設けられる場合に高水敷に設置される止水壁の上部
⑷　堰の左右岸に設けられる翼壁の上部

等である。

施工の範囲は、河川の規模、頭首工の構造等から決めなければならない。また、その構造は、河床の粗度に近いものが望ましい。

23.4　護岸及び高水敷保護工の設計

護岸及び高水敷保護工の設計に際しては、各工種の特徴を理解した上で、設置箇所の河道特性に応じた検討を行う。力学的安定性の照査の方法については、「改訂護岸の力学設計法（平成 19 年）」等の関連する技術書を参考とし、適切に設計されたい。

第 24 章　管理施設

関連条項［基準12、運用12-1、2、3］
参考文献［水管理制御方式技術指針］
［電気設備計画設計技術指針］
［土地改良施設管理基準－頭首工編－］

頭首工は河川などから必要な農業用水を取水する目的で設ける施設であるが、近年の土地利用、営農形態の変化から水需要が複雑化し、また環境保全等も求められるようになっている。こうした状況下で頭首工の管理は単に適正に施設を管理するだけでなく、維持管理費の軽減や災害防止・環境保全にも留意した設計が重要になってくる。

また、インターネットを利用した河川情報が、「水情報国土データ管理センター」、「川の防災情報」により、配信されている。この情報は、主要河川の状況について公開され、逐次更新されているため、頭首工の管理に有効に活用することができる。

24.1　監視操作制御設備

監視操作制御設備は、ゲート設備等の安全で確実かつ容易な運転操作及び状態監視を遠隔（操作室）で行うために設けるもので、設備の規模、使用条件等を総合的に勘案して制御方式等を検討し、必要な機能を有するものとする。

監視操作制御設備は、一般には次の条件等を考慮して設計する。

⑴　設備構成及び構造が単純で動作の信頼性が高い。
⑵　制御が簡単で誤作動及び誤操作のおそれがない。
⑶　一部の故障が全体の制御に著しく影響を与えない。
⑷　設置される環境に十分耐える。
⑸　保守管理が容易で管理費が安価である。
⑹　制御内容等の軽度の変更にも対応できる。
⑺　雷害に強く監視操作制御システムに著しく影響を与えない。

24.1.1　操作方式の選定

操作（制御）方式の選定に当たっては、設備の規模、使用目的、使用条件及び使用頻度等を総合的に検討し、操作が合理的、安全かつ経済的に行える方式とし、次の各項について検討する。なお、詳細は水管理制御方式技術指針による。

⑴　河川の流況特性及び頭首工上流の河川管理施設との関連
⑵　取水条件：所定の取水を行うため必要な河川流量の状況
⑶　ゲート等設備の規模及び使用目的・使用条件・使用頻度
⑷　故障に対する保護、処置の要否、誤操作による危険度等の確実性
⑸　機側操作、遠隔操作等の操作場所
⑹　伝送路設備の条件：頭首工から管理所までの距離、地形等による有線又は無線方式の区分及び制御方式による伝送路の条件

⑺　設備費、維持管理費等の経済性
⑻　管理者の管理技能、管理体制
⑼　その他

一般的には機側操作、遠隔操作及び遠方操作の区分は、**表-24. 1-1** に示すとおりである。

表-24. 1-1　ゲートの機側、遠隔、遠方操作の例

操作方法 / ゲート種別	現場管理所（頭首工場内）		中央管理所
	機側操作	遠隔操作	遠方操作
土砂吐きゲート	手動	手動・自動	手動・自動
洪水吐きゲート	手動	手動・自動	手動・自動
取水ゲート	手動	手動	手動
制水ゲート（非常用）	手動	手動	手動
制水ゲート（沈砂池）	手動		
樋管ゲート	手動	手動	手動
魚道、流筏ゲート	手動	手動・自動	
舟通しゲート	手動	手動	

※手動とは、手動操作のことで、操作員の手動によって水位、開度等を確認しながら機械や装置の開・閉・停止等の操作を行うことをいう。自動とは、自動制御のことで、操作するために必要な運転条件、方法等を PLC 等に組み込んだ制御装置等を介して、設定した水位や流量等になるよう自動的に機械や装置を操作することをいう。

24. 1. 2　操　作　室

頭首工の管理室、操作室及び機側操作の設置場所は、頭首工各部の操作が円滑に行える地点を選定し、操作に必要な監視及び操作装置、その他各種装置を設ける。また、水管理制御施設と関係する場合は、これらとの関連を十分検討のうえ設ける。

なお、建屋の設計は、「脱炭素社会の実現に資する等のための建築物等における木材の利用の促進に関する法律」を踏まえ、木材の利用を促進し、地球温暖化対策に貢献する観点から、間伐材等を利用した木造化や内装等の木質化に努めるものとする。詳細については、「土地改良事業計画設計基準「ポンプ場」」を参考とし、適切に設計する。

また、「農業農村整備事業における景観配慮の技術指針」や「農業農村整備事業における景観配慮の手引き」等の関連図書を参考に、周辺の景観との調和にも配慮されたい。

24. 1. 3　操作に関する基本事項

⑴　ゲートを安全確実に制御するためには、次のような処置が必要となる。
ア　上流水位が設定水位に対して、その上、下限値を超過した場合に警報表示を行う。
イ　上流水位の上昇又は下降速度が設定された基準変動率に対して超過していることを検出したときは警報表示を行うとともに、ゲート操作はそのままの状態に固定する。

⑵　各制御方式は単独で行うことを原則とし、操作の一般的注意事項は次のようなものとする。
ア　制御方式及び制御条件値の選択設定及び制御開始指令は、手動によって行う。
イ　制御開始は、次の順序で設定すべき全スイッチの設定によってはじめて行われるものとする。
　(ｱ)　制御装置及び機側装置の電源投入
　(ｲ)　自動、手動の切換
　(ｳ)　自動制御方式の選択、設定

　(ｴ)　制御開始スイッチの入切
　(ｵ)　その他必要な制御項目
ウ　自動制御は、設定開度制御を除き、指定されたゲート番号順に動作する同時操作によるものとする（同時操作する場合、起動時の過負荷をなくすため起動時間には若干の時間差を設ける）。
エ　自動制御装置から開閉指令はゲートごとに与え、かつ、それに対してゲートごとの動作量を監視する方法による。
オ　円滑なゲート操作を図るため、設定した水位・流量には不感帯幅を設けるものとし、設定値、不感帯幅等は運用状況に応じて容易に変更が可能なものとする。
カ　水位の自動制御を行うゲートの一部が故障等により動作を休止する場合には、ゲート操作は手動操作によって行う。

24. 1. 4　計測機器

⑴　水位計及び流量計
水位計及び流量計は、次の条件及び機能を満足しなければならない。
ア　本川水位計は、平常時はもちろんのこと、計画高水位に対しても安定した作動を保持できる機構及び方式のものであること。
イ　水質による影響を受けないものであること。
ウ　水位及び流量の計測精度は目的に適したものであること。
エ　計測した水位及び流量は計装盤（操作室）において現場用指示計、記録器に供給できる方式とし、さらに計測値出力を伝送信号に変換して管理所へ伝送できるものであること。
オ　構造及び方式は、保守の容易性を十分考慮したもので、かつ長時間の使用に耐えるものであること。
カ　故障時等のバックアップが考慮されていること。

⑵　開度計（電気式）
頭首工の各ゲートの開度計測装置は、次の条件及び機能を満足しなければならない。
ア　堰の両吊巻上げゲートで、駆動機構に連動させる開度計測装置は、左右両方の駆動機構に 1 組の計測装置を設置してゲート開度を計測するものとし、かつ両開度計測値間の偏差も監視できる方式とする。
イ　開度計測値の精度、目的に適したものとする。
ウ　計測した開度信号は、現場指示計に指示するとともに、管理所へ伝送できるものであること。
エ　構造及び方式は、保守の容易性を十分考慮したもので、かつ長時間の使用に耐えるものであること。

24. 1. 5　伝送装置

伝送装置は、頭首工の現場管理所から遠隔で行うゲート操作、開度、水位、流量等の監視制御、遠方の中央管理所から行う監視制御（TM・TC）のためにデータを伝送するシステムをいう。

伝送回線、伝送方式の選定に当たっては、当該頭首工が河川領域に対して占めている重要度、伝送するデータ量、周期等を考慮して、応答性、信頼性等の諸特性及び経済性に留意する。

＜伝送回線の種類と特質＞

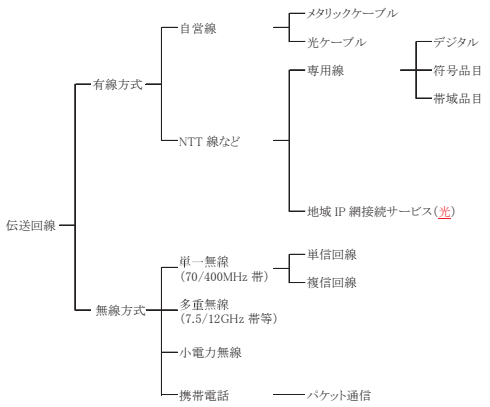


図-24.1-1　伝送回線の種類

⑴　自営線

メタリックケーブル又は光ファイバケーブルを架空又は埋設等によって必要区間設置する方式である。近年、光ファイバケーブルは雷害に強いことから採用されることが多く、誘導雷の影響が少ない、漏話がない、広帯域、低損失、軽量及び細径である等の特徴がある。

⑵　NTT 線など

NTT 回線など（NTT、KDDI など）は専用線、地域 IP 網接続サービス（光）などがある。

⑶　無線方式

無線方式は、単一無線、多重無線及び小電力無線のように自営で持つものと、電気通信事業者が提供する携帯電話回線がある。

単一無線、多重無線を使用する場合は無線局免許の申請と無線従事者資格を必要とする。

ア　単一無線

単一無線には、単信と複信があるが、複信は、現在の電波事情から許可を得ることが困難である。単信を採用する場合は、NTT 回線の利用が困難な山中の場合や回線使用料が高価となる場合、あるいは放流警報などの災害時の伝送が重視される場合などである。単信は、同時に双方の伝送ができず、調整制御には適さないため、オン・オフ制御や設定値制御に対応する。

イ　多重無線

多重無線は、監視制御情報や複数の信号伝送を行う場合に限られるので、管理所間などでの大容量伝送などで用いられる場合を除き、農業用としてはあまり用いられない。

ウ　小電力無線

小電力無線は一部を除いて無線局の登録や無線従事者資格を必要としない無線である。特定小電力無線、無線 LAN、無線リピータなどがこれに属する。

小電力無線を利用する場合は、無線装置間で見通しできることが前提となる。無線 LAN、無線リピータは、伝送容量が大きいため、映像データ伝送などに用いられる。

エ　携帯電話回線

携帯電話のパケット通信は、携帯電話の代わりをする通信機器を TM・TC 装置に接続して構成する。中央管理所側はデジタル専用機を利用して電気通信事業者の収容局に接続する必要がある。また、携帯電話部分の料金は送受信したデータ量に応じて通信料がかかる従量制と一定の通信料以上が定額となる定額制がある。

24.1.6　速度制御

速度制御は、洪水等の緊急時にゲートの引上げを高速運転に切替える場合や、流量調節等の停止精度を増すための停止時における低速運転化などを要求する場合に必要である。このような場合、電動機の回転数を変えるためポールチェンジの機能を有した電動機を採用する場合がある。

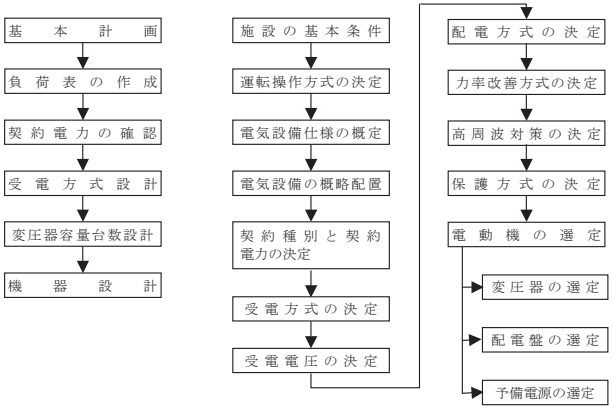
24.2　受配電設備

受変電設備及び配電設備等の電気設備は、ゲート等の規模、立地条件、操作管理等を検討し、安全性、経済性等も考慮し電気事業法等の関連法規に合った適切なものとする。具体的な設計に当たっては、「電気設備計画設計技術指針（高低圧編）」等を参考とする。

24.2.1　受電計画

受変電設備は、電力会社の配電線から特別高圧、高圧又は低圧で受電し、設備に適合した電圧に変電して、負荷設備に電力を供給するものである。受変電設備の計画設計手順は、一般に図-24.2-1 に示すとおりであるが、計画設計に際しては次のような事項を考慮することが必要である。

⑴　機器は性能が優れ、信頼性が高く、長寿命であること。
⑵　小型、軽量で、占有面積が小さいこと。
⑶　事故あるいは、工事等の際の停電範囲を最小限に止めることができるような回路方式及び保護方式を採用すること。
⑷　運転、保守が簡単で誤操作の心配がないこと。
⑸　運転員、保守員に対して安全な設備であること。
⑹　機能的に合理化された経済的な設備であること。
⑺　機器の搬入、搬出が容易にできること。
⑻　機器の騒音などにより、周囲の住宅地に影響を及ぼさないこと。
⑼　水害、氷雪害、地震等の自然災害に対して安全であること。
⑽　落雷から電源設備構成機器を守るため対策を講ずること（落雷保護システム　JIS C　5381 を参考とする）。
⑾　有害ガス、塵埃、煤煙、塩害等に対して安全であること。
⑿　電動機が始動するときに発生する電圧降下により、他需要家に影響を及ぼさないこと。



a. 特別高圧設備　　b. 高低圧設備

図-24. 2-1　受変電設備の計画設計手順

24. 2. 2　受電方式

受電方式は、ゲート等設備の規模、その地点における電力会社の事情等により画一的に決定することはできないが、原則的に 1 回線受電とし、必要に応じて次により検討する。

受電方式は、負荷にどの程度連続して電力を供給する必要があるか、負荷がどれだけ長時間の停電を許容できるかで決定されるが、特に農事用の受変電設備については、下記の順位を優先に採用する。

⑴　非かんがい期間に保安電源が必要な場合は、期間受電と通年受電の 2 系統受電を検討する（ただし、同一電圧となる場合は 2 系統受電は困難である）。

⑵　電源供給の信頼性を確保する必要がある場合は、予備発電機設備を設ける。

24. 2. 3　受電電圧

受電電圧は、通常電力会社の電気供給規程により定まるものであるが、特別な場合として地理的条件が加味されて受電電圧が決定されることもある。**表-24. 2-1** に契約電力と供給電圧の関係を示すが、受電地点の状況によって必ずしもこのとおり適用されるとは限らないから、受電容量が決まった時点で早めに電力会社と協議し、受電電圧及び受電方式の見通しを立てておくことが必要である。

なお、頭首工では通常、高圧又は低圧受電が一般的であるため、特別高圧受電についての詳細は、ここでは省略する。

特別高圧受電及び高圧受電の契約電力 50 kW 以上（沖縄電力は 2, 000 kW 以上）は、電力の自由化により電力会社以外の事業者（特定規模電気事業者）が電力会社の送電線を使用して電気を供給することが可能となったことにより、電力会社の電気供給約款から別の約款等に移行している。このことにより特別高圧及び高圧受電（契約電力 50 kW 以上、ただし、沖縄電力は 2, 000 kW 以上）については、該当電力会社又は特定規模電気事業者との個別協議が必要である。

表-24. 2-1　電力会社の契約電力別標準供給電圧

電力会社	周波数	標準電圧	
	(Hz)	100V・200V	6, 000V
北海道電力	50	50kW 未満	50kW 以上 2, 000kW 未満
東北電力	50	50kW 未満	50kW 以上 2, 000kW 未満
東京電力	50	50kW 未満	50kW 以上 2, 000kW 未満
北陸電力	60	50kW 未満	50kW 以上 2, 000kW 未満
中部電力	60	50kW 未満	50kW 以上 2, 000kW 未満
関西電力	60	50kW 未満	50kW 以上 2, 000kW 未満
中国電力	60	50kW 未満	50kW 以上 2, 000kW 未満
四国電力	60	50kW 未満	50kW 以上 2, 000kW 未満
九州電力	60	50kW 未満	50kW 以上 2, 000kW 未満
沖縄電力	60	50kW 未満	50kW 以上 2, 000kW 未満

注）　各電力会社の電気供給約款より抜粋（令和 3 年 11 月現在）

24. 2. 4　契約電力と電気工作物

電気事業法の適用を受ける電気工作物を**表-24. 2-2** に示す。

契約電力により法令に基づく諸手続きを行わなければならない。

契約の種別、料金等、電力供給は各電力会社の電気供給規程及び電気供給規程取扱細則によって定められているが、関連する事項は次のとおりである。

⑴　契約種別　各電力会社との協議によって定める（一般にかんがい排水用途では農事用電力）。

⑵　契約電力　各電力会社との協議によって定める。

⑶　電力料金　基本料金、電力量料金

契約電力は実働最大需要電力をもとに関係電力会社と協議して決定するのが通常であるが、運転頻度がきわめて少ない負荷等は基本電力料金の低減を検討する。

特別高圧については、電力の自由化により電力会社以外の事業者（特定規模電気事業者）が電力会社の特別高圧送電線を使用して電気を供給することが可能になったことにより、電力会社の電気供給約款から削除になった電力会社もある。このことにより、特別高圧については、各需要家すなわち電気使用者と個別協議事項となっている。

高圧及び低圧で受電する農業用施設に対しては、従来農事用電力の適用が受けられ、基本料金、電力量料金ともに割安になっている。しかし、電力自由化に伴い新規の受電契約については、施設の目的、負荷内容を明確にして、電力会社及び関係省庁と協議し、契約種別を定める。

各電力会社の定める一定期間の力率が定められた率を境にして、基本料金の割引、割増しがあるので、進相コンデンサの取付等設備の設計に留意する。

表-24. 2-2　電気工作物の概要とその手続一覧表

電気工作物の種類	種別	標準電圧	最大電力	概　要	申請書類						
					電力会社	通産局					
					使用申込書	保安規程届出書	主任技術者選任届出書	工事計画届出書	工事計画許可申請書	使用前検査申調書	受電届出書
一般用電気工作物	低圧電灯	単相 2 線式 100V 単相 3 線式 100/200V	・10A 以上 ・60A 未満 ・6kVA 以上	電力会社から 600 V 以下の電力で受電する設備、また高圧で受電する設備で最大電力 50 kW 未満のものをいう。	○						
	低圧電力	3 相 3 線式 200V	50kW 未満		○						
	高圧電力	3 相 3 線式 6,000V	50kW 未満		○						
自家用電気工作物（需要設備）	高圧電力	3 相 3 線式 6,000V	50kW 以上 500kW 未満（100kW 以上の予備発電装置を含む）	電力会社から 600 V を超えて 7,000V 以下の電圧で受電する設備で最大電力が 50 kW 以上のものをいう。	○	○	○				
			500kW 以上 2,000kW 未満（100kW 以上の予備発電装置を含む）		○	○	○	○		○	
	特別高圧電力	3 相 3 線式 10,000V 以上	2,000kW 以上	電力会社から 7,000V を超える電圧で受電する設備をいう。	○	○	○		○	○	○（5,000kW 以上）
電気事業用の電気工作物				電力会社が設置するすべての設備をいう。							

24. 2. 5　引込み方式

低圧受電、高圧受電の場合があり、いずれの場合においても保安上の責任分界点（電気事業用電気工作物と自家用電気工作物の境界点）と財産分界点を一致させるのが望ましい。

24. 2. 6　非常用発電装置

頭首工の取水堰に設けられた各ゲートは、計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨害してはならないので、停電時においても洪水の流下に影響を及ぼさないゲートの操作が必要である。頭首工における非常用発電装置は、停電時のゲート操作及びその他必要な機器の負荷特性や稼働条件に合った電源を供給できる設備とする。

運転定格は連続とし、燃料貯油量は商用電源の信頼度、設置場所や燃料補給の難易度を考慮し決定する。

非常用発電装置は、交流発電機とディーゼルエンジン等から構成される。

200kVA 以上の大型機器では、冷却水の確保が困難な所や凍結のおそれのある寒冷地ではガスタービンエンジンも採用されるが、ディーゼルエンジンが一般的である。いずれの場合も排気管や外壁の開口部の位置などを検討した騒音対策が必要である。

⑴　運転方式

停電時手動操作によって、自家発電装置を起動する方式と、自動起動装置を設備して、売電側の停電又は電圧不足を検出し、自動的に買電から自家発電側に切換えを行う方式がある。

買電から自家発電への切換えは、確実に作動するものとし、2 系統の電源が混入することのないよう注意する。

表-24. 2-3　非常用発電装置の構成

形式	構造
パッケージ形非常用発電装置（発電機盤搭載型）	共通台床上に原動機、発電機、ラジエータ、バッテリ、制御盤等（燃料タンク、消音器を搭載する時もある）を搭載し、鋼製キャビネット（消音機能等を有するものを含む）に収納したもの。
パッケージ形非常用発電装置（発電機盤自立型）	共通台床上に原動機、発電機、ラジエータ等（燃料タンク、消音器を搭載する時もある）を搭載し、鋼製キャビネット（消音機能等を有するものを含む）に収納したもの。
オープン形非常用発電装置（発電機盤搭載型）	共通台床上に原動機、発電機、ラジエータ、バッテリ、制御盤等（燃料タンク、消音器を搭載する時もある）を搭載したもの。
オープン形非常用発電装置（発電機盤自立型）	共通台床上に原動機、発電機、ラジエータ等（燃料タンク、消音器を搭載する時もある）を搭載したもの。

⑵　消防法による規制

設備機器に対する規制及び危険物（燃料）に対する規制に準拠する設備とする。

消防法令に基づく関係官庁への手続きが必要な設備には次の項目がある。

表-24. 2-4　消防法令により規制を受ける設備

手続き項目	届出書類等	提出先	提出者	提出時期
①変電設備（変圧及び特別高圧 20 kW 以上） ②発電設備（内燃機関付） ③蓄電池設備（4800 AH セル以上） ④ネオン管灯設備（設備要領 2 kW 以上）	電気設備設置届出書 ①案内図 ②平面図 ③立面図 ④機器の配置図 ⑤配電図、配線系統図 ⑥仕様書、説明書、計画書等	所轄消防署	設置者	設置工事開始の 3 日前

24. 3　管　理　橋

管理橋は、頭首工の保守管理及び緊急時の操作等のために操作室等に連絡するために架設する橋梁であって、ゲートの操作装置を設けるため堰柱上に架設する橋梁も含む。

管理橋の構造には鋼橋、プレストレストコンクリート橋、鉄筋コンクリート橋等が用いられる。

24. 3. 1　幅員

管理橋の幅員は、維持管理に必要な幅員をもって設計するものとするが、おおむねの目安として、大河川では、幅員 3.0～3.5 m 程度、中小河川では、人力による維持管理を想定して幅員 1.5～2.0 m 程度とする。

また、設計荷重は巻上げ機の修理等の交換部品を搬入できる程度の荷重とする。

24.3.2　橋脚の径間長

橋脚の径間長は、「**7.9　両端の堰柱及び管理橋の橋脚の位置**」による。

24.3.3　橋台の配置

取水堰に附帯して設けられる管理橋は、構造令の橋に係る規定の適用外となっているが、原則として橋台の構造等についても、径間長と同様、構造令第 60 条、第 61 条に準拠する。

⑴　次の三つのケースに係る河川区間の堤防（計画横断形が定められている場合は計画堤防、以下この節において同じ）に橋台を設ける場合、その橋台は流下断面内に入ってはならない。

三つのケースの河川区間とは、①河幅が 50m 以上の河川、②背水区間、③高潮区間である（**図-24.3**-1 参照）。

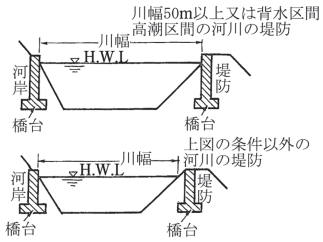


図-24.3-1　橋台と堤防及び河岸との関係

⑵　上記以外の河川区間の堤防に設ける橋台は、堤防の表法肩から表側に出ることは許されない（**図-24.3**-1 参照）。

⑶　堤防に設ける橋台の表側の面は、堤防法線と平行に設ける。斜めに設けるときは、堤防の構造に著しい支障を及ぼさないよう適切な措置を講じることが必要である（**図-24.3**-2 参照）。

⑷　堤防に設ける橋台の底面は、堤防の地盤に定着させる（**図-24.3**-3 参照）。

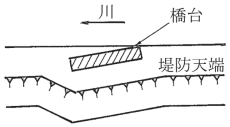


図-24.3-2　橋台の表側の面を堤防法線に対して斜めに設けた場合の例

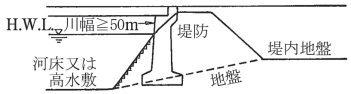


図-24.3-3　橋台の底面の位置

24.3.4　桁下高

橋の桁下高は、可動堰の可動部のゲートの高さを規定した構造令第 41 条第 1 項及び背水区間におけるそれの特例を規定した構造令第 42 条をそれぞれ準用する。

24.3.5　管理橋の構造設計

管理橋の構造設計は、関連する技術書等を参考に設計する。

24.4　その他の管理施設

頭首工の管理施設として、維持管理等を安全かつ適切に行うため、必要に応じて除塵設備、照明設備、防護柵、警報装置、監視装置、データ記録装置、観測設備等を設ける。

24.4.1　除塵施設

取水口からの塵芥の流入により、取水を阻害することのないように、また、下流の各種水利施設の塵芥による閉塞や損傷を防止するために、必要に応じて除塵施設を設ける。

除塵施設には、スクリーン、除塵機があるが、取水河川の状況や流域の産業構造等により、塵芥の量、種類が大きく変化することから近傍の実態を調査し、量・質に適した施設とする。

また、保守点検、耐久性、操作性等を十分検討し、除塵した塵芥の処理方法も併せて考慮する。

⑴　スクリーン

ア　一般に取水口入口に設置し、塵芥の水路への流入を防止するものである。

イ　スクリーンにかかる塵芥は、人力又は機械によって取除く。

ウ　スクリーンの目幅は、塵芥の質や量及び下流の水利施設への影響を考慮して、適切な寸法とする。

⑵　除塵機

除塵機の設置に当たっては、塵芥の種類、大きさ、量等を考慮した構造のものとする。設置位置は除塵効果、保守点検、操作性等を考慮し、適切な箇所を選定する。

種類の一例を次に示す。

ア　チェーン式

レーキはエンドレス型チェーンに取付けられており、チェーンをガイドに沿って動かすことによりスクリーン前面に流着したごみをかき上げる。この形式にはスクリーンの前面をかき上げる型と後面をかき上げる型がある。また、レーキがスクリーンの前面を下降するものとスクリーンの後面を下降するものとがあるが、前面降下の形式はスクリーンの前面に大きなごみが付着するような場合には適さないが、後面降下形式は大型のレーキの取付けが可能となるので多量のごみをかき上げるには適した構造となっている。

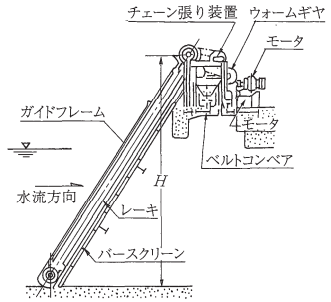


図-24. 4-1　前面下降前面かき上げ型

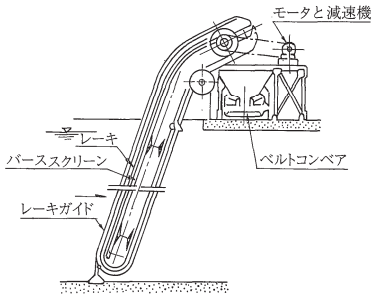


図-24. 4-2　背面下降前面かき上げ型

イ　ロープ式

トラッシュカー（走行式除塵機）、トラッシュレーキ（固定式）等と称されているもので、両端にガイドローラーを装着したレーキをワイヤーロープによりスクリーン前面に沿い上下させてごみをかき上げる型である。水路内にはスクリーンのみ設置すればよいので土木工事との取合いは簡単であるが、かき上げ能力が小さいため比較的小容量、小物のごみかき上げに適している。自走式の場合は、除塵機単機で複数の水路のごみをかき上げることが可能である。

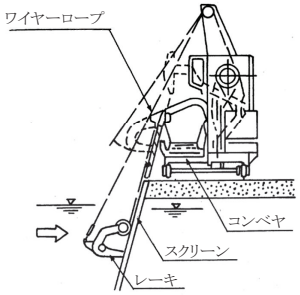


図-24. 4-3　走行式

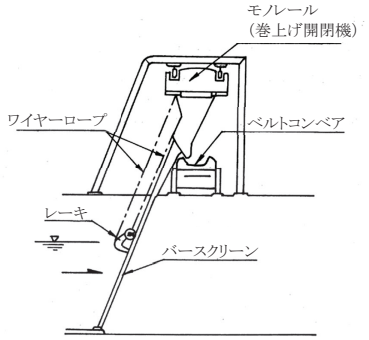


図-24. 4-4　懸垂型移動式

(3)　浮遊塵芥対策

頭首工における除塵施設としては、前述のスクリーン・除塵機の他、塵芥除去作業の維持管理作業の軽減を背景に、浮遊塵芥対策として、以下に示す固定式遮蔽板・横掻き式スクリーンなどの採用事例がある。ただし、これらの浮遊塵芥対策の適用に当たっては、立地条件や塵芥の種類等により適さない場合があるため、以下の条件に留意し採用の可否を判断すること。

・塵芥の種類
・河川流量（豊水量、平水量及び渇水量）と取水量（かんがい期及び非かんがい期）との相関

・維持管理方法
・耐久性

また、これら対策は、魚類の迷入防止効果を期待できる場合もあるため、併せて検討することが望ましい。各対策の概要を次に示す。

ア　固定式遮蔽板

人力式除塵スクリーンの前方に浮遊塵芥の流入を防止する目的で固定式の遮蔽板を設置した構造である。図-24. 4-5 の事例では、遮蔽板の高さ約 50cm のうち約 30cm を水没させる構造としている。

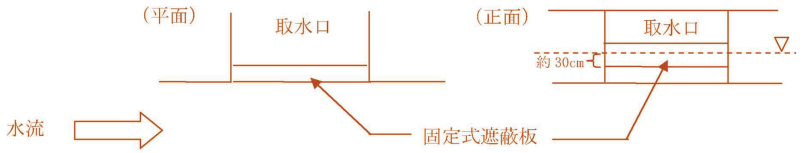


図-24. 4-5　固定式遮蔽板による塵芥処理対策の例



写真-24. 4-1　固定式遮蔽板　（大戸川頭首工）

イ　横掻き式スクリーン

取入口上流側の浮遊性塵芥を河川下流側へ強制的に押し流す構造を有したスクリーン構造である。

浮遊性塵芥を強制的に押し流す構造としては、河川流下方向に並行して設けたスクリーン前面に流着した塵芥をレーキにより押し流す構造（A）や、平行して設けた複数の縦軸に一定間隔で回転体を取付け、隣接する軸の回転体を交互に重なり合わせることで回転体同士の間隔が有効目幅となってスクリーンを構成し、スクリーン前面に流着した塵芥を各回転体の回転により押し流す構造（B）がある。

（A）スクリーン＋レーキ型

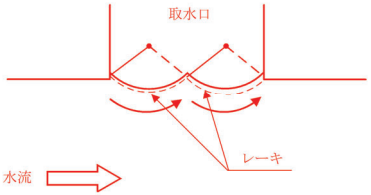
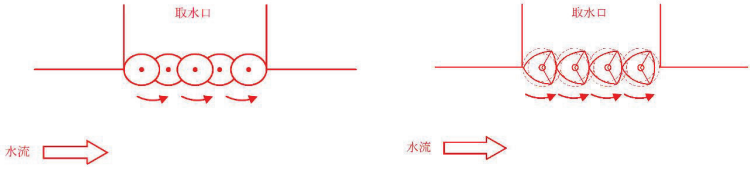


図-24.4-6　スクリーン＋レーキ型の例



写真-24.4-2　スクリーン＋レーキ型（中里頭首工）

（B）回転体型スクリーン



(a)　円形ディスクタイプ　　(b)　三角形おむすびタイプ

図-24.4-7　回転体型スクリーンの例



写真-24.4-3　回転体型スクリーン採用事例（岡島頭首工）

24.4.2　照明設備

頭首工の照明は、管理橋、ゲート等設備、頭首工施設周辺等の夜間照明を主とする屋外照明と、管理事務所、機側操作室等の屋内照明があり、ランプ、器具の選定は、それぞれの使用目的に適したものを選ぶものとし、設置位置についても適切な位置とする。

24.4.3　警報装置

ゲート操作に伴う放流によって、下流河川水位（基準地点水位）に 30cm～50cm/30 分を超えるような急激な水位上昇が予想される場合は、急激な水位上昇が予想される範囲について、遊泳、魚釣り、キャンプ、砂利採取等を行っている入川者が危険を知り、余裕を持って退避できるよう措置する必要があり、現地の状況に合わせて立札、サイレン・警鐘・拡声機・回転灯・電光掲示板等の警報装置、警報車等により周知する。

なお、警報装置は次の機能を有するものとする。

⑴　警報はサイレンの吹鳴又はスピーカー等によって行う。また、警報表示灯（又は回転灯）等の点灯も管理所から遠方制御できるものとする。

⑵　下流側に 2 カ所以上警報局を設置する場合には、任意の警報局を起動できるものとする。
⑶　警報局の作動を管理所において確認できる方式とする。
⑷　警報局を起動して警報を出した場合は、管理所において自動的に記録するものが望ましい。
⑸　停電の場合でも一定時間正常に作用できるものとする。

24.4.4　観測設備

頭首工の管理を適正に行うため、頭首工地点及び近傍の気象・水象の観測が必要となる。当該頭首工において観測すべき項目を十分把握し、必要となる機能及び精度を備えた機器を選定する。参考に一般的に必要となる観測項目を**表-24.** 4-1 に示す。

表-24. 4-1　気象・水象の観測項目

事項	必要な観測		望ましい観測	
	項　　目	回数	項　　目	回数
気象	天候・気温・降水量	毎日	蒸発量・日射量・日照時間・風向・風速・気圧・湿度	毎日
水象	頭首工の水位・流入量・放流量・河川の水位・取水量	毎日	水温・結氷	定期

24.4.5　点検及び補修のための設備

頭首工の機能及び安全を確保するために必要となる点検・補修内容を十分把握し、これらに必要となる施設（修理用ゲート、マンホール、間隙水圧計等）を適切に配置することが必要である。

特に重要度（「12.2.2　**施設の重要度区分**」を参照）が高く、砂質地盤で、かつ、堰上下流の水位差が大きい場合や通年通水のため常に水位差が生じているフローティングタイプの堰の場合はパイピングが生じやすいと考えられるため、間隙水圧計の設置と併せて、下流側の河川水位を計測する水位計の設置を検討することが望ましい。また、間隙水圧計等を設置することで、地震を受けた施設の止水機能の低下の有無の確認や地震後の対応の判断に活用することも考えられる。

なお、間隙水圧計等を設置する場合、設置位置などの詳細については、施設規模、水頭差、エプロン下の地質状況や数値解析の結果等を踏まえ、学識経験者等に相談の上検討する。

一般的に必要となる点検項目と補修について、それぞれ**表-24.** 4-2 に示す。

表-24. 4-2　主要施設の補修及び更新サイクル（目安）

名　　称	工種等	サイクル	備　　考
（補修） ゲート	塗　装	5 年～7 年	洪水吐きゲート 土砂吐きゲート 取　水ゲート
巻上げ工	塗　装	5 年～10 年	
管理橋	塗　装	5 年～15 年	
手摺・階段	塗　装	5 年～15 年	
（更新）			
水密ゴム	更　新	10 年～15 年	
ワイヤーロープ	更　新	10 年～15 年	

修理用ゲートは、頭首工ゲートの点検・整備時にたん水位を保持するために代替使用するものである。このため、修理用ゲートの扉体を準備しない場合でも、戸溝（戸当り）は万一に備えて設置することが望ましい。

ただし、水位を低下させることが可能で、修理用ゲートを設けなくても安全にゲートの点検・整備が行える場合には、修理用ゲートを設けなくてもよい。

修理用ゲートの形式としては、角落し式、フローティング式、楯式等があり、角落し式が多く採用されている。また、扉体の構造形式は、スライドゲートが一般的であるが、形式・構造については、設置場所、操作性、格納方法等を考慮して、使用目的に適したものを選定する。また、修理用ゲートの設置に必要な管理用道路、着岸施設（曳船が必要な場合）等を適切に配置する。

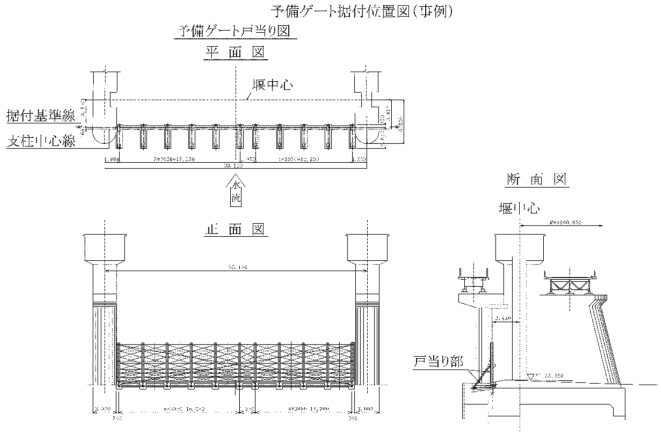


図-24. 4-8　角落し式修理用ゲート

24.4.6　安全設備

農業用用排水路における人身事故は、過去 5 ヵ年において毎年 100 件前後発生している。

頭首工及びその周辺では、管理要員や周辺住民並びに河川利用者等の安全を図るために安全設備を設置し、事故発生の未然防止に努める。

安全設備は次のように分類できる。

①　人に対する安全設備（フェンス、ハンドレール等）
②　出入りのための設備（タラップ、梯子、階段、手摺等）
③　夜間の運転や保守管理のための設備（照明設備等）
④　注意喚起のための設備（標識、立て札等）

なお、河川区域内に設ける施設については、原則として、水衝部などの川の状態が不安定な箇所や水深・流速が大きい場所などを避けて設置する。また、洪水の流下に支障とならないよう配慮する。

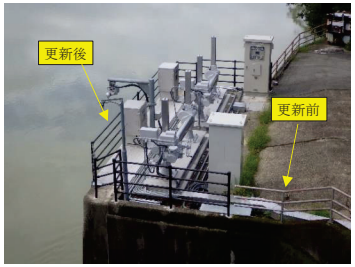


写真-24.4-4　整備前後の安全設備（栗生頭首工）

24.4.7　地震観測

人的被害への影響、社会経済的コストへの影響が大である重要な頭首工の場合には、耐震設計の妥当性の検証、耐震安全性の把握、大地震時における構造物の点検・保守への利用等を目的とし、地震計の設置による地震観測の必要性を検討することが望ましい。

一般に地震計は加速度計が用いられるが、長周期地震動を精度良く観測する場合には、速度計が使用される。地震計の設置位置については、設計用地震動との比較、頭首工本体の挙動の観測等の目的に応じて、個別に検討する。

24.5　施設の管理

24.5.1　堰のゲート等の運転操作[*1]

堰のゲートの操作は、次の三つの目的で行われる。

第一の目的は、常時及び小洪水時において、取水位の確保と調整をすることである。取水位を調整することは取水量を安定させると同時に、魚道の流下量を適量にし、魚の遡上を阻害しないためにも必要である。普通は土砂吐きゲート、又は土砂吐きゲート上のフラップゲートを操作するが、洪水量が大きくなると洪水吐きも操作する。土砂吐きゲートにフラップゲートを設けた場合に、フラップゲート上を越流させながら土砂吐きゲートを開くことは土砂吐きゲートに過大の負担をかけ、場合によってはキャビテーションによってゲートの振動を引き起こすので好ましくない。その場合には、フラップゲートで微調整をし、流下断面が足りない部分は洪水吐きから流下させる。

第二の目的は、洪水時に流水を安全に流下させること及びミオ筋の維持である。洪水量がある程度大きくなると取水の必要はなくなり、流量に応じて土砂吐きゲート及びこれに近い洪水吐きゲートから順に開いて完全な開状態としなければならない。

第三の目的は、土砂吐きの掃砂のためのゲート操作と洪水期において土砂吐き水路や洪水吐き堰体上に堆砂を生じる場合におけるゲート操作である。この洪水末期における操作は、掃砂が十分効くような流量がある間に行わなければならないが、特にこの操作を早期に行わなければならないような大きな石礫のある河川では、河床の移動が止まるとそれまでに聞こえていた遠雷のような音が止まり、石礫の移動が止まったことがよくわかるので、ただちに掃砂に取りかかる。この操作は、流量が多いほど有利であるので、河床の移動さえ止まれば早いほど安全であり、また広い範囲を掃砂できる。

*1　荒ヶ田国和：(改訂四版) 農業土木ハンドブック (1979)

その方法は、まず全部のゲートをいったん閉にして上流水位を堰上げ、流量に応じて掃砂しようとする 1 門又は 2 門のゲートを、他のゲート上から越流しないよう開いていく。この操作を次々と繰り返す。上流にダムがある場合は、急に放流量が少なくなり、時期を逸するおそれがあるので注意が必要である。

24.5.2　構造物の維持管理

(1)　ゲート

頭首工のゲート上の許容越流深は 50 cm程度であり、万一洪水時にゲートの故障があると、ゲートが破損するだけでなく、堤防の欠壊等にもつながる問題である。したがって、ゲートを運転するごとに、扉体、モーター等について異常がないかどうか、振動及び異常音の有無、作動状況、電流計等に注意して点検することはもちろん、操作する必要がなくても定期的 (例えば、月 1 回) に予備発電装置も含めて運転し点検することが重要である。また、ゲートは適宜塗装を行いサビの発生を防ぐ。

(2)　堰　体

沈下計、圧力計等の計器が設置してある大規模な頭首工では、これらの計器を注視していればいち速く異常を発見できるが、これらの計器のない頭首工においては、クラックに注意する。また、エプロン下流端付近やエプロンの継目から砂分を含む濁った湧水が発生していないかどうかを確認して、パイピングの早期発見に努める。これらの事故は放置しておくと、わずかの間に修理が不能となるくらいに大きくなるので、ただちにグラウト等の措置を講じる。また、摩耗部分も同様に大きくなるので、摩耗の深さがコンクリートで補修できる最小限度の深さ 5 cm 程度に達したら、ただちに修復する。補修用コンクリートは、なるべく硬練りとする。打設後はただちに硬木の板を乗せ、ハンマーで叩いて良く締固める。

(3)　護床工

護床工の被害は、第一に、下流河床の低下による護床ブロックの脱落や流失である。護床工の脱落等ある程度の消耗はやむを得ないが、流失したら早期に補充し、必要に応じて施工長を延長する。護床工の移動防止のため護床工下流端に隔壁と矢板工を施工する方法がある。また、可動部の下流では、ゲートの半開時において生ずる流速のために、中詰めの砂利が吸出されることがあるが、これをそのまま放置すると下流河床の低下と相まって、パイピングを生じ、ひいてはエプロン部分にも波及するので、ただちに、コンクリート等で吸出しを防止する措置が必要である。

第 25 章　エプロンの表面保護

急流河川に頭首工を築造した場合、堰体及びエプロン表面が土砂流による損耗が甚だしいことは過去の実例からみても明らかである。

そのため、エプロンは洗掘防止、パイピング防止の他に耐久性を有することが必要である。

エプロン表面を摩耗し、正規の形態をゆがめる最大の原因は、砂礫の流下による衝撃、すり減り並びにキャビテーション等の作用によるものである。これらの対策として耐摩耗工法は種々あるが、現在もなお試行錯誤の状態であるので、河川の状況により選定する。

エプロンの表面保護工としては、過去の施工実績では**表-25.1** の工法が採用されている。

これらの工法のうち、「**25.1.1　コンクリート表面に耐摩耗層を造る方法**」、「**25.1.2　コンクリートに耐摩耗材を混入する方法**」を採用する場合は、いずれも下地コンクリートとの接着に留意する。また、頭首工設置位置は渓流河川となる場合もあるため、摩耗の他に洪水時の土石流、又は転石等による衝撃についても考慮しなければならないケースもある。このような場合、「**25.1.3　コンクリート品質を向上させる方法**」等のコンクリートの強度を上げることだけで対策工法とすることは困難であるため、新工法の適用も考えつつ状況に応じて他工法との併用についても検討する。

なお、エプロン部の設計に摩耗量を見込む場合は、維持管理において摩耗状態を把握できるように指標となる手段を講じることが必要である。

表-25.1　コンクリート表面保護工法の種類

コンクリート表面に 耐摩耗層を造る方法	コンクリートに 耐摩耗材を混入する方法	コンクリート品質 を向上させる方法
石張工法 鋼板張工法 エポキシ樹脂モルタル工法 弾性板工法 鋳鋼板工法 超高強度繊維補強コンクリート	鉄粉コンクリート工法 スチールグリット工法	真空コンクリート工法 グラノリシックコンクリート工法 高強度コンクリート工法

頭首工の中で渓流取水工を築造する河川は、一般に急勾配で洪水時は極めて水勢が強く、転石、玉石の流下が多い。その衝撃による損耗は非常に激しいため、堰体の表面保護工法は十分な検討を行い選定する。

頭首工の構成要素の中では、特に堰体水衝部の損耗が激しいため、耐衝撃性を重視し、これに優れた工法を、また、堰体及びエプロン部は、耐摩耗性、耐衝撃性に効果のある工法を選定する。

表面保護工法範囲の設定に当たっては、保護工法と普通コンクリートの耐摩耗性の違いから、縁端部が損傷を受けやすくなると考えられるため、範囲設定については十分な検討を行い決定する。

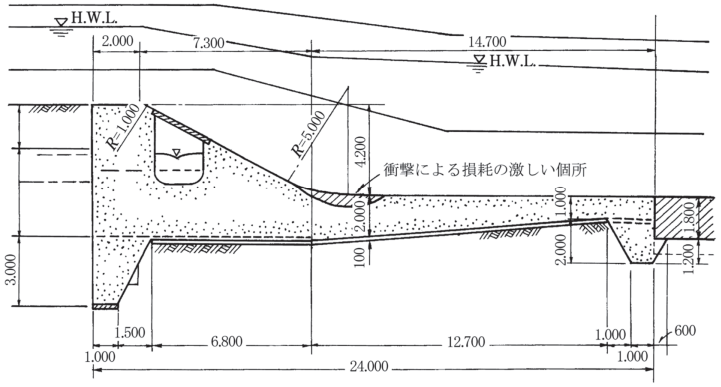


図-25.1　渓流取水工の衝撃による損耗の激しい箇所の例

25.1　コンクリート表面保護工法の種類と概要

25.1.1　コンクリート表面に耐摩耗層を造る方法

本方法では、下地コンクリートとの接着のほか、コンクリートと保護工との耐摩耗性の違いから、保護工の縁端部が一般に損傷を受けやすいので、その範囲の設定には十分な検討が必要である。

⑴　石張工法

石張工法は、従来から切石張、間知石張、野面石張などが用いられ、耐衝撃性、耐摩耗性とも優れた工法である。しかし近年は、下地コンクリートからの剥離が問題であること、良質の石材が入手困難であることや熟練石工が不足していることから採用実績が報告されてない。

⑵　鋼板張工法

鋼板を下地コンクリートにアンカーして周囲を溶接で固定する方法で、耐衝撃性、耐摩耗性に効果がある。温度応力のため鋼板と下地コンクリートとが離れたり、また玉石、転石の衝撃のため鋼板が波状となり、凸部が局部的に摩耗する傾向があり、摩耗度は予想以上に大きい。　施工は溶接作業が多く容易でない。

⑶　エポキシ樹脂モルタル工法

エポキシ樹脂と硅砂を練り合わせたもので、耐摩耗性はあるが下地コンクリートからの剥離が難点であり、またモルタル層が薄いこともあって効果は少ない。

⑷　弾性板工法

ポリウレタン系の弾性板を下地コンクリートにアンカーボルト等で固定するもので、弾性板による衝撃吸収効果が大きく、特に耐衝撃性、耐摩耗性に優れている。ただし、下地コンクリートとの接着に難点があり、弾性板の流失が問題になることがある。近年実施された地区でも、流失防止対策として、固定金具の腐食防止を目的とした従来の SS 材から SUS 材へ変更、隣接部のめくれ防止を目的とした「咬み合わせ形状」の採用等の対策を行っている。これらのことから、採用に当たっては十分な検討を行う。

また工事費もかさむので、検討に当たっては経済性についても十分留意する。

⑸　鋳鋼板工法

耐摩耗性の鋳鋼板を下地コンクリートにアンカーボルトで固定するもので、耐衝撃性、耐摩耗性に優れている。前記、弾性板工法と同様な問題点があるので、使用場所については十分検討する。

⑹　超高強度繊維補強コンクリート

超高強度繊維補強コンクリートは、圧縮強度の特性値が 150 N/mm^2 以上、ひび割れ発生強度の特性値が 4 N/mm^2 以上、引張強度特性値が 5 N/mm^2 以上の繊維補強を行ったセメント質複合材である。本工法は超高強度繊維補強コンクリート版を工場で製作し、現場で据え付ける工法で、耐摩耗性に優れているとされる。工場製品であり、現場施工が迅速に行えるため、近年では補修工事において採用した事例が見られるようになった。

25.1.2　コンクリートに耐摩耗材を混入する方法

⑴　鉄粉コンクリート工法

コンクリート打設直後、表面に鉄粉を厚さ 3～4 mm 振りかけて、下地コンクリートと一体となるようにする。しかし、下地コンクリートからの剥離がしやすく、摩耗度が大きい。

⑵　スチールグリット工法

普通コンクリートの細骨材の一部を精選された鉄の粒子と置き換えたもので、摩耗度は大きい。

25.1.3　コンクリート品質を向上させる方法

⑴　真空コンクリート工法

コンクリート打設後直ちに表面よりコンクリート中の水分を真空処理により吸出し、コンクリートの水セメント比を小さくすることにより、コンクリートそのものの品質（強度等）を向上させるものである。無処理コンクリートに比較して、強度及び耐摩耗性とも 20～30%位増大する。衝撃性に弱いので、玉石、砂礫等の流下が少ない河川に適する。施工は、まだ固まらないコンクリートでの作業であるので、十分な段取りと注意が必要である。

⑵　グラノリシックコンクリート工法

従来、砂防ダム天端の耐摩耗工法、あるいは堰体、エプロンの補修用として用いられていたもので、水セメント比を極度に小さくし、細骨材を使用しないで粗骨材とセメントペーストで練りまぜた水セメント比 30%程度の富配合のコンクリートである。耐摩耗性、耐衝撃性は優れている。スランプ 0 cm に近い固練りコンクリートであるので、施工性に難点がある。

⑶　高強度コンクリート工法

水セメント比を小さくした σ_{ck} ＝ 50 N/mm^2 程度の富配合コンクリートで、耐摩耗性、耐衝撃性とも優れている。細骨材を少なくすることによって更に効果がある。施工は普通コンクリートと同様であるが、表面仕上げは特に入念に行う。また、富配合のためクラックが発生する場合もあるので打設後の養生は十分注意して行う。コンクリートの厚さは薄いと効果が少ないので一般には 50 cm 以上とするのがよい[*1]。なお、一般部材（σ_{ck}＝21 N/mm^2 など）との打継目については、通常のレイタンス処理を行い、密着するように配慮する。

25.1.4　スクリーン工法

特殊工法で、堰堤の玉石、転石の落下部にスクリーンによるロックキーパー式のものを造り、玉石、転石の落下緩衝効果と水と分離することによる衝撃、摩耗度の減少を図るものである。

*1　ここで示すコンクリート厚さは、新設を想定した値であるため、補修時に本工法を採用する場合の補修厚（はつり厚）については、現況の摩耗状況、劣化深度の調査及び補修事例等から総合的に判断し、河川管理者との確認を行った上で採用値を決定すること。

第 26 章　地震被害からみた設計上の留意点

頭首工を設計する場合に、構造物本体の耐震設計についてはそれぞれ、「**第 13 章　固定堰の設計**」、「**第 14 章　可動堰の設計**」において解説されているが、ここでは現地実態調査による実際の地震被害の結果から、設計上に留意することについて解説する。

26.1　耐震性に関する留意点

26.1.1　地震による被害

⑴　平成 5 年（1993 年）北海道南西沖地震（プレート境界型）による被害[*1]

北海道南西沖地震により、北海道瀬棚郡、桧山郡に建設されていたいくつかの頭首工が被害を受けた。これらの被害頭首工及び近傍の無被害頭首工の調査により、頭首工の地震被害について以下のようなことがわかった。

ア　頭首工の被害も他の土木構造物と同様に、震度 5 以上の地域で発生する。震度 4 以下の地域での被害は確認されなかった。

イ　被害は、「堰柱・ゲート部」と「護岸工」に多く発生している。

ウ　「堰柱・ゲート部」の被害は、河岸擁壁あるいはゲート壁の傾倒、つまり堰軸方向の壁の変形が原因である。このことにより、起伏ゲートが開閉不能に陥った頭首工が数例あった。

エ　「護岸工」の被害は、高水敷ブロックあるいは斜面の張ブロックの沈下及びクラックである。

オ　その他は、小規模な角落し堰の側壁の損傷など、比較的軽微な被害である。

⑵　平成 7 年（1995 年）兵庫県南部地震（内陸直下型）による被害[*2]

兵庫県南部地震により、淡路島北部の震源地から約 40 km の範囲で建設されていたいくつかの頭首工が被害を受けた。これらの被害頭首工及び近傍の無被害頭首工の調査により、頭首工の地震被害について以下のようなことがわかった。

ア　兵庫県南部地震では、被害は震源への距離に関係なく昭和 30 年代に施工された築後 30～40 年を経過している施設に多く確認されている。調査結果では、震源近く（震源 20 km 以内）に 4 施設あるが、堰高が低い（堰高 1～2 m）ためか被害を受けた頭首工は皆無であったこと、被災した 6 施設中 4 施設が昭和 30 年代築造であったことが確認されている。

イ　堰高が高い施設は軽微ではあるが被災を受けている。震源 40 km 以内に位置する 15 施設の内、13 施設が H＝0.5～2.4 m で被害施設は 4 施設、残りの 2 施設は H＝4～5 m ですべて被災した。

ウ　被災は堰体の被害（施工継目、法面、護岸との取付部からの漏水及び破損）が 5 施設、附帯施設の被害（操作室壁の亀裂）が 1 施設である。

エ　兵庫県南部地震における頭首工施設の被害が少なかった理由としては、地震規模が M7.2 と、日本海中部地震（M7.7）等の過去の地震に比べて地震エネルギーが小さく、かつ、直下型タイプであったため、揺れの大きかった範囲が比較的狭い範囲に限られたことや、震源地が住宅密集地に近く、比較的農用地から離れていたこと等が考えられる。

*1　安中正実・中島賢二郎・丹波　尚：平成 5 年（1993）北海道南西沖地震による頭首工の被害、平成 6 年度農業土木学会大会要旨集、p. 72～73.（1994）

*2　平成 7 年兵庫県南部地震　農地・農業用施設に係わる技術検討報告書　平成 8 年 3 月　兵庫県南部地震技術検討委員会

オ　加古川大堰は、ゲートが地震発生時に塗装作業のため吊上げられており、扉体自重の慣性力で軽構造部（取り外し）戸当りのローラ当り面に最大 24mm の変形が生じた。

(3)　平成 16 年（2004 年）新潟県中越地震（内陸直下型）による被害*3

新潟県中越地震により、震源近くに位置する農業用施設である小千谷頭首工、渋海川頭首工及び黒川頭首工が被害（震度 6）を受けた。頭首工の地震被害は以下のとおりである。

ア　いずれの施設も本体の損傷は見られなかった。

イ　河川護岸ブロックや施設周辺の地盤との落差が 30～50 cm 生じた。

ウ　渋海川頭首工は、ゲートが休止フックにかかった状態であったため、軽構造部戸当りのローラ当り面に変形が生じた。

(4)　平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（プレート境界型）による被害*4

東北地方太平洋沖地震では、震源近くに位置する頭首工が被害を受けた。宮城県内に位置する頭首工の調査結果より、頭首工の地震被害は以下のとおりである。

ア　被害発生部位別でみると、「堤防」が多く、続いて「操作室・管理棟」「固定堰」「ゲート・戸当り」「機側操作室」「エプロン」「堰柱・門柱」の順であった。

イ　いずれの施設も、堰柱及び門柱コンクリートに構造安全性上問題となるような損傷は見られなかった。

ウ　固定堰に被害を受けた 4 施設のうち、明治時代に築造された頭首工が 1 施設、昭和 37 年度竣工の頭首工（平成 20 年度改修済）が 1 施設、昭和 40 年代に築造された頭首工が 2 施設となっており、古い年代に築造された固定堰が被害を受けたと判断される。

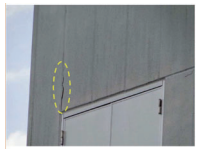
エ　頭首工周辺にて、河川堤防の沈下及びすべりに伴う変状が多く発生したが、軽微であり、頭首工本体に影響を与えるような損傷は見られなかった。

オ　被害を作用荷重の観点から考察すれば、津波被害を受けたゴム堰を除けば、地震動が主たる荷重である。これは、頭首工が農業用水取水のために河川の上流部に設置されるため、河川津波遡上地点よりも上流側に位置する箇所が多いからである。

(5)　平成 30 年（2018 年）北海道胆振東部地震（内陸直下型）による被害*5

北海道胆振東部地震により、震源近くに位置する頭首工が被害を受けた。調査結果より頭首工の地震被害は以下のとおりである。

ア　取水口、護岸、管理橋及び門柱などのコンクリートにクラック、破損が生じた。


操作室外壁パネルのひび割れ


護岸ブロックのひび割れ


操作室外壁パネルの脱落


操作室柱基部のひび割れ

写真-26.1-1　地震の被害状況

*3　平成 17 年　新潟県中越地震土地改良施設等技術検討業務委託事業　報告書　社団法人　農業土木学会

*4　渡嘉敷勝、浅野勇、森充広、西原正彦：平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による宮城県内の頭首工および水門の被害、農工研技報、213(2012)

*5　松岡宗太郎、川口清美、小野尚二、武下和幸：平成 30 年北海道胆振東部地震での農業水利施設の被災概要、水土の知、(2020)

26.1.2　耐震設計のための留意事項

(1)　護岸擁壁の傾倒

ア　問題点

堰軸付近の護岸は、多くの場合擁壁となっている。地震時には水平土圧により、擁壁護岸が河川側に傾倒する被害が発生する可能性がある。

護岸擁壁に直接側部戸当りを取付ける起伏ゲート、あるいは護岸工が戸当りを兼ねている小規模な角落しゲートでは、護岸工の傾倒が、「堰柱・ゲート部」の機能不全として現れる。

具体的には、以下のような現象が生じる。

油圧シリンダ背面支持タイプの起伏ゲートでは、擁壁に傾斜が生じた場合、側部戸当りの傾斜だけが問題となる。それは、扉体開閉時の側部水密ゴムのまくれ込み、及び水密ゴム受け板と側部戸当りとの接触によって扉体開閉不能の原因になるからである。

また、下端トルクチューブタイプの起伏ゲートでは、擁壁に傾斜が生じた場合、側部戸当りの傾斜とともに、側部戸当り一体で製作されたトルク軸用軸受け金物の傾斜が考えられ、複合的問題が生じる。それは、扉体開閉時の側部水密ゴムのまくれ込み、及び水密ゴム受け板と側部戸当りとの接触によって扉体開閉不能となり、またトルク軸への軸受けの片当りによる扉体開閉不能の原因となる。

イ　対　策

護岸擁壁が起伏ゲートの側部戸当りを兼ねている場合は、側部戸当り部とそれに連続する上下流側の擁壁を、構造的に縁切りする方がよい。側部戸当りを兼ねる擁壁の設計においては、地震力を考慮して、壁厚、鉄筋量とともに補強した構造とすることが望ましい。また、その部分の裏込め土は、液状化しにくい材料を用いるよう配慮するべきである。

この問題へのゲート側の対策としては、扉体側部水密ゴム受けと側部戸当りとの間に十分な余裕幅を設けることである。この場合、側部水密ゴムが回転摺動によるまくれ込みを起こさないように、ゴム形状、受け板構造等の検討を行う。

(2)　堰柱とエプロンの振動の相違

ア　問題点

堰柱は通常杭基礎で、耐震基盤に支持されているが、エプロンは河床に板構造として建設されるもので基盤に支持されてはいない。このような、支持の相違が地震時の振動現象の相違になって現れる可能性がある。

起伏ゲートの場合、ゲートの軸及び、支承はエプロンに設置されており、エプロンの振動が堰柱と異なることにより、(1)と同様なゲートの機能不全に陥るおそれがある。

イ　対　策

起伏ゲートの軸及び支承が載る部分のエプロンを、他のエプロン部分と縁切りし、堰柱と同様に杭基礎を設ける。あるいは、エプロンのゲート支持部を堰柱と一体構造とする。

第 27 章　既設頭首工の耐震性能照査

関連条項［基準10、運用10-26］

頭首工を設計する場合に、構造物本体の耐震設計についてはそれぞれ、「**第 13 章　固定堰の設計**」、「**第 14 章　可動堰の設計**」において解説されているが、ここでは、既存の頭首工に対する耐震性能照査を実施する際に留意することについて解説する。

27.1　耐震性能照査の基本

頭首工の耐震設計・耐震性能照査は、類似構造物を取り扱う関連基準である、河川構造物の耐震性能照査指針・解説の令和 2 年版の内容によるものとする。

27.2　重要度区分の設定

27.2.1　施設の重要度区分

頭首工の重要度は、新設の耐震設計と同様に、重要度に応じて AA 種、A 種、B 種の 3 種類に区分する。重要度区分は、**12.2.2　施設の重要度区分**に準拠し決定する。

27.2.2　入力地震動

既設頭首工の耐震性能照査については、新設の頭首工に対する耐震設計と同様に、施設供用中に発生する確率が高いレベル 1 地震動、及び発生確率は低いが、大きな強度をもつレベル 2 地震動を考慮する。なお、重要度区分が AA 又は A 種の施設においてレベル 2 地震動を考慮する場合は必ず、レベル 1 地震動、レベル 2 地震動の 2 段階について照査を行う。

⑴　レベル 1 地震動

レベル 1 地震動の検討においては、耐震設計上の構成要素の構造物特性に応じて、地震動に対する固有周期を考慮しない場合と固有周期を考慮する場合に分けて検討する。詳細については、**12.7.2　設計水平震度**を参照のこと。

⑵　レベル 2 地震動

レベル 2 地震動は、新設の耐震設計と同様に静的解析による場合は、**12.7.2　設計水平震度**にて示す地震動を、動的解析による場合は、**12.7.7　動的解析**にて示される地震波形などを参考に設定する。また、12.2.1⑵に示すように、頭首工建設地点付近の地震動が適切に設定できる場合には、その地震動を考慮する。

27.2.3　保持すべき耐震性能

耐震性能とは構造物に要求される耐震設計の目標とする性能であり、既設頭首工の耐震性能照査において要求する耐震性能は、新設相当の耐震性能を目標とすることを基本とし、詳細は、**12.2.3　保持すべき耐震性能**に示すとおりである。ただし、耐震性能照査においては、既設頭首工に固有の構造的な与条件があるため、頭首工を新設する場合の計算方法の適用外である場合、既設構造を活用しながら補強対策を行う場合等、新設頭首工の耐震設計の考え方をそのまま適用することが難しいことがある。この場合は、個別の頭首工の構造条件と頭首工に求められる耐震性能を踏まえて適切に耐震性能照査を行う必要がある。

27.2.4　構成要素ごとの耐震性能照査

構成要素ごとの耐震性能照査は、**12.2.4　構成要素ごとの耐震設計法**に示すとおりとする。ただし、重要度区分が AA 又は A 種の頭首工であっても、その構成要素のうち取入口、固定堰、沈砂池、魚道、護岸については、一般に損傷による影響は低いため、レベル 1 地震動のみを検討するが、以下に示すケースについては、個別に判断する必要がある。

なお、頭首工は、水利システムの中の上流に位置し、河川から必要な農業用水などを取水する水利用機能を有する。このため、接続する用水路や周辺堤防等の耐震性も踏まえ、俯瞰的な観点から地震後の機能維持を念頭においた耐震性能照査手法を検討することが重要である。

⑴　有堤区間の堤防横断部に位置する取入口

国土交通省では、河川堤防を含む樋門・樋管について「河川構造物の耐震性能照査指針」（国土交通省水管理・国土保全局治水課）に基づき、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査が行われている。このことから、河川管理者との協議などを踏まえ、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査の要否を判断する。

なお、取水口は、取水ゲートを伴うため、適切に洪水の侵入を遮断する必要があることから、ゲートの「限定された損傷に留める」を準用し、検討を行うものとする。

⑵　固定堰等

山間部に位置するような固定堰に付帯する土砂吐き等の小規模な堰柱など、被災による二次災害の危険度の小さい小規模な堰柱（可動部 10m 未満で堰柱高が堰幅に比べて十分低い場合など）については、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査を行わなくてもよい。ただし、無筋構造物の大規模な固定堰などでレベル 2 地震動に対する耐震性能照査が必要と判断される場合には「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 2005.3）等の文献も参考に照査を行ってもよい。

27.3　荷重

耐震性能照査に当たっては、構造物の重要度、形式、使用材料、設置場所、自然状況等に応じて、必要な荷重を考慮する。耐震性能照査に考慮すべき荷重は、**12.3　荷重**を参考に設定する。

27.4　荷重の組合せ

荷重の組み合わせについては、**12.4　荷重の組合せ**に示される一般的な組み合わせを参考とするとともに、地震時の照査であることを踏まえ、通年取水施設であれば閉扉のみの照査とすることや、洪水と地震を同時に見込まないなど、実際の施設の運用方法を踏まえた組合せを検討する。

27.5　許容応力度

頭首工における材料の許容応力度及び許容応力度の割り増し係数などについては、実際に既設頭首工で使用されている材料の値を確認した上で、**12.5　許容応力度**に準拠し決定する。

27.6　耐震性能照査に用いる諸係数及び設定事項

頭首工の耐震性能照査では、地震動レベル、構造物の種類、振動特性、地形地質等の条件を適切に定める必要がある。これらは、既存資料を参考に定めることになるが、特に重要となる地盤条件については、ボーリング調査、標準貫入試験、弾性波探査、PS 検層などの詳細調査を実施するなどにより、現状を把握することが重要である。耐震性能照査に用いる諸係数及び設定事項には、地域別補正係数・地盤種別・固有周期・耐震設計上の地盤面があり、これらの設定については、**12.6　耐震設計に用いる諸係数及び設定事項**によるものとする。

27.7　耐震性能照査手法

27.7.1　耐震性能の損傷度とその評価

⑴　損傷度と照査項目

目標とする耐震性能を満足するためには、構造物の損傷度をどの程度にとどめておくべきかの目標を設定することが求められる。また、目標となる耐震性能を満足しているか否かを判断する照査項目とその許容値あるいは判定基準値を決めておく必要がある。既設頭首工においても、**12.7.1　耐震設計の基本**に示す損傷度及び照査項目とする。

⑵　耐震性能照査結果の評価

既設頭首工の耐震性能照査において、新設頭首工に対する耐震性能照査法を既設頭首工に対して機械的に適用すると、既設頭首工の耐震性能を満足しない場合が生じることがある。しかしながら、目標とする耐震性能をわずかでも満足しないことが施設の致命的な破壊現象に至ることはなく、一般に、施設は致命的な破壊に至るまでにある程度の余力を有し、様々な損傷段階の進展を経て全体崩壊に至る。特に、堰柱は、堰柱間のゲートやエプロンなどが相互に影響を与える施設である。このため、新設頭首工に対して適用される許容値は当然安全性の判定の基本となる値として位置付けられるが、許容値を超過するか否かを機械的に判定するのではなく、許容値の超過の程度を考慮し、その超過が堰柱の部材としてどのような損傷状態となるのかを判断することが重要である。なお、耐震性能照査結果を踏まえた耐震補強の考え方については、**27.9　耐震性能の確保のための整備水準**によるものとする。

⑶　レベル 1 地震動に対する耐震性能照査

レベル 1 地震動に対する照査は、許容応力度による照査を基本としたものであり、許容値に安全率が見込まれていることを踏まえると、これを仮に多少超過したとしても、大規模地震時の耐震性能確保に関するレベル 2 地震動に対する照査を満足できていれば、その超過が即機能喪失や致命的な被災に結びつかないことが明らかである。したがって、耐震性能の評価は、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査結果を基にした評価を行うことが望ましい。

ただし、重要度区分 B 種の頭首工や取水口、魚道などのレベル 1 地震動に対する耐震性能を保持していることを照査する施設もあることから、個々の頭首工の重要度区分や基礎構造などを整理した上で、耐震性能を照査する地震動を設定するものとする。

27.7.2　耐震性能照査手法

耐震性能照査手法は、静的照査法である「地震時保有水平耐力法」を基本とする。

ただし、既設頭首工について、施工性を重視した単純な形状寸法とは異なる複雑な構造のもの、現在の耐震設計手法や配筋手法に基づかないもの等は、構造物全体を 1 自由度系と置き換えることが困難なことがあるため、動的照査法が必要になることがある。

つまり、剛性や質量が極端に異なる部材で構成された複雑な施設の場合や施設形状が左右非対称である場合、振動単位内で地盤条件が著しく異なる場合等の理由により、必ずしも 1 次振動 モードが卓越せずに高次振動モードが卓越する場合や 2 次以上の次数の固有周期が比較的大きい場合、または、2 次以降のモードの有効質量比が比較的大きい場合や主たる塑性化の生じる部位が明確ではない場合等には、構造物全体を 1 自由度系と置き換えることが困難となるため、動的照査法を用いた耐震性能の照査が必要となるからである。そのために、照査法の決定に先立ち、1 次固有周期に加え、2 次以降の固有周期や各モードのモードベクトルが得られる固有値解析を実施し、固有振動モード（固有周期）の確認を行うものとする。

また、補強対象部位が明確になる耐震補強設計に当たっては動的照査法が有効な場合が多い。

なお、耐震性能照査における解析モデルは質点系モデルを基本とし、むやみに複雑な解析モデルを適用する必要はない。既存の頭首工における構造特性を考慮した上で、有限要素モデルなどを適用する必要があると判断された場合には、関連する文献等を参考に適用してもよい。

27.7.3　ゲートの耐震性能照査

ゲートの耐震性能照査については、「河川構造物の耐震性能照査指針」（国土交通省水管理・国土保全局治水課）や「大規模地震動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 2005.3）等の文献を参考に照査を行ってもよい。

27.7.4　液状化の判定

砂質地盤のような地盤条件にある頭首工は、耐震性能照査を必要とする構成要素の液状化の判定を行い、その影響を適切に反映する。このため、必要に応じてボーリング調査・標準貫入試験・粒度試験等の物理試験を行って、地盤の物性値を把握した上で、液状化の判定を行うものとする。液状化の判定方法は、**12.7.5　液状化の判定**に準拠するものとする。

27.8　既設頭首工の物性値・設計条件等の適切な設定

27.8.1　基本方針

⑴　適切な設計条件等の設定

既設頭首工の耐震性能照査では、既存資料を整理・把握するとともに、設計基準書や参考図書の変遷などを反映した、現行基準を踏まえた適切な評価を行うことが重要である。このため、耐震性能照査に当たっては、既存資料の調査、現状把握のための現地調査を実施するとともに、現地調査により得られた施設の劣化状況は、それらの構造性能への影響を適切に評価し、耐震性能照査に反映させることが望ましい。特に、配筋状況、部材寸法及び基礎地盤の情報は、耐震検討の基礎資料となるので、既存資料と併せて十分な確認・調査が必要である。なお、現地調査方法については、『土地改良事業設計指針「耐震設計」』で示されている調査方法を参考とする。

また、新設頭首工の設計では安全側の配慮から必ずしも考慮されていない構造モデル、部材の断面定数、荷重条件等についても、既設頭首工においてその効果が確実に見込める場合には、これを考慮してよい。ただし、考慮を行う際に安全側の条件設定をすることで耐震性能を過小評価しないようにすることが重要である。特に、受働土圧、主鉄筋・帯鉄筋本数等有効なものとして考慮できる諸条件を可能な限り考慮して、耐震性能を適切に評価するものとする。

⑵　せん断耐力の評価

新設する堰柱の設計においては、塑性域でのねばりを期待する設計とするため、損傷を曲げ破壊型となるように軸方向鉄筋を配置する設計を行う。一方、既設頭首工は、塑性域でのねばりに配慮した設計がなされていないものが多く、配置されている鉄筋量が相対的に少ないためにせん断破壊型の損傷形態となり、堰柱のせん断耐力が不足する傾向にある。このような状況を踏まえ、帯鉄筋やディープビーム効果などのせん断耐力に有効なものについては、設計時に考慮されていなくても、適切に考慮した上で耐震性能を評価するものとする。

27.8.2　構造細目を満たしていない帯鉄筋の評価

既設頭首工については、配置されている鉄筋量が相対的に少ない傾向にあり、特に、せん断耐力が不足する傾向にある。また、**14.3　配筋手法**で示されている配筋仕様は、平成 20 年 3 月に制定された旧基準から示されたものであり、それ以前に築造された頭首工については、構造細目を満足していないことから、新設する頭首工と同様にせん断耐力を評価すると、耐震性能を満足していない結果となる傾向にある。

このような背景を踏まえ、既設頭首工に対する耐震性能照査では、実際に配置されている帯鉄筋について、使用鉄筋・加工形状などが大きく異なるなど、構造細目を満足していなくても、必要に応じて低減を行うなどにより、せん断耐力を負担できる鉄筋として評価してよい。

ただし、本項は、既設頭首工の耐震性能照査において、構造細目を満足していない帯鉄筋を適切に評価した上で耐震性能を評価する際のものであり、新設の頭首工設計にあたっては、**14.3　配筋手法**に示す内容により所要の耐震性能を確保するものとする。

⑴　帯鉄筋の評価

14.3.2　構造細目で示されている構造細目を満たしていない場合でも、横拘束筋として少なくとも帯鉄筋を考慮してもよい。また、横拘束筋によるコンクリートの拘束効果が十分に期待できない場合は、コンクリートの応力-ひずみ曲線の算出にあたって、レベル 2 地震動に対するコンクリートの最大圧縮ひずみ ε_{cc} をコンクリートの終局ひずみ ε_{cu} と見なすなどの配慮が必要である。また、以下の点についても留意する必要がある。

ア　配置位置

既設頭首工の配力鉄筋は、その配置位置（主鉄筋の内側・外側）にかかわらず、帯鉄筋としてせん断耐力を負担できるものとする。

イ　鉄筋の種類

既設頭首工の配力鉄筋は、鉄筋の種類（丸鋼・異形棒鋼）にかかわらず、せん断耐力を負担できるものとする。

ウ　フック形状

せん断耐力の評価にあたっては、まず、配筋図等の設計当時の資料や現地調査、施工年代に

応じた技術の変遷などを総合的に評価した上でフック形状を確認し、所定の定着長が確保されている場合は、せん断耐力の低減を行わないものとする。定着長が確保されていない場合は、せん断耐力のうち、帯鉄筋が負担するせん断耐力を 80%に低減するものとする。せん断耐力は、**式（27.8-1）**により算出する。

$$P_s' = S_c + \alpha \cdot S_s \quad \cdots\cdots (27.8\text{-}1)$$

ここに、P_s'：既設頭首工の耐震性能照査におけるせん断耐力（N）

S_c：コンクリートが負担するせん断耐力（N）

S_s：帯鉄筋が負担するせん断耐力（N）

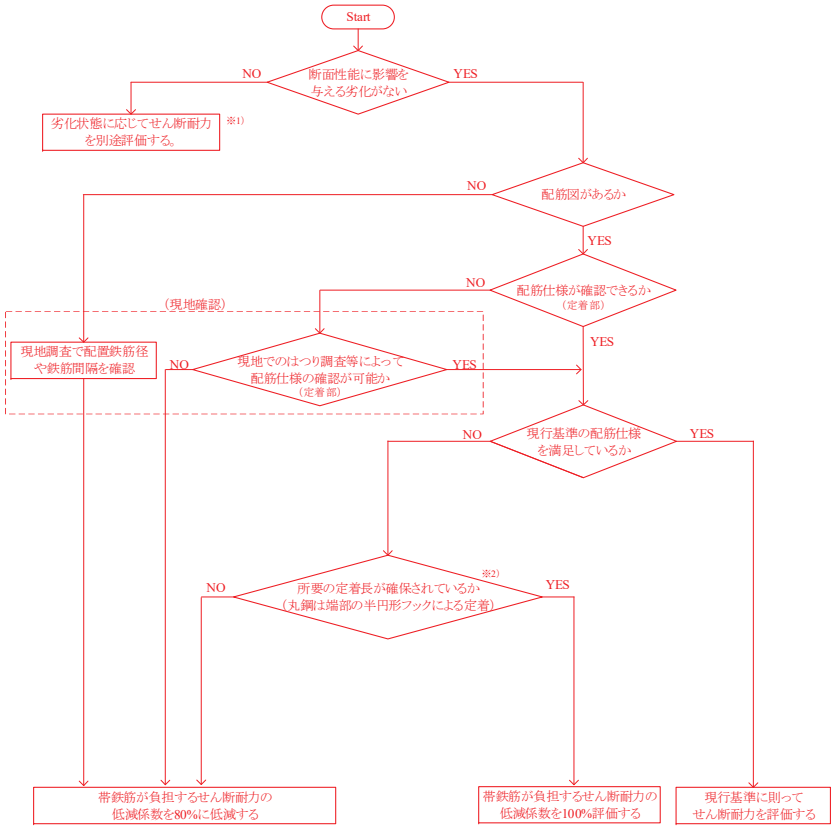
α：帯鉄筋が負担するせん断耐力の低減係数

低減係数は、**図-27.8-1** により導出され、0.8 又は 1.0 となる。

注）なお、S_c および S_s の算出は、「**14.2.2**(8)　各断面の部材せん断耐力の算出」を参照。

以上の留意点を踏まえ、既設頭首工の耐震性能照査を行う際の帯鉄筋のせん断耐力評価方法に係る概略評価フローを**図-27.8-1** に示す。

なお、この評価フローは、断面性能に影響を与える劣化が無い躯体を想定したものであり、アルカリシリカ反応や塩害などにより著しい機能低下が生じているものや、躯体内の材料特性、配筋等を適切に評価できないような状態にあるものについては、この評価フローには適合しないため、別途個別に検討する必要がある。



※1）アルカリシリカ反応や塩害などにより著しい劣化が生じているものについて、個別に検討する必要がある。
※2）帯鉄筋が負担するせん断耐力の低減は、帯鉄筋の配置位置が内側、外側にかかわらず所要の定着長が確保できているかによる。

図-27.8-1　帯鉄筋のせん断耐力評価フロー

(2)　補強後の評価

耐震補強工法として、鉄筋コンクリート巻立工法を採用した場合は、構造細目を満たしていない帯鉄筋であっても、横拘束筋として評価できるものとする。

27.8.3　ディープビーム効果を考慮したせん断耐力の算定

ディープビーム効果とは、せん断スパン比の小さい構造物では、斜めせん断ひび割れが進展したあとも荷重載荷点と支点を結ぶコンクリートが圧縮力に抵抗し、タイドアーチ的な耐荷機構が形成されることにより、水平力に抵抗できる効果をいう。一般的に、このような効果は、道路橋の壁式橋脚などの橋軸直角方向に対して大きくなる。堰柱は、流心方向に延長が長く、有効部材厚が大きく確保できるため、レベル 1 地震動に対する照査までは、せん断応力に対して支障が生じることは少ない。一方、レベル 2 地震動に対する照査では、自重に慣性力が作用し大きなせん断力が発生することにより、著しく不合理になることがある。このことを踏まえ、せん断耐力算定にあたっては、ディープビーム効果の影響をせん断スパン比に応じて補正してもよい。ディープビーム効果を考慮したせん断耐力は、**式（27.8-2）**により算出する。ただし、部材が塑性化し、繰返し載荷の影響を受ける場合には、せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数を考慮してはならない。これは、降伏域において交番繰返し載荷を受けると、コンクリートに多数のひび割れが生じ、コンクリートの負担するせん断応力度が急激に低下し、厚い部材におけるアーチ効果によるせん断耐荷機構が有効に発揮されない可能性があるためである。また、せん断耐力の評価にあたっては、まず、配筋図等の設計当時の資料や現地調査、施工年代に応じた技術の変遷などを総合的に評価した上でフック形状を確認し、所定の定着長が確保されている場合は、せん断耐力の低減を行わないものとする。なお、せん断補強鉄筋のフックがないなど定着長が十分でない場合は、せん断耐力のうち、せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 S_{ds} は考慮しないものとする。

$$P_{ds}=S_{dc}+S_{ds}^{*1} \quad \cdots\cdots (27.8\text{-}2)$$

$$S_{dc}=C_{dc}\cdot C_c\cdot C_e\cdot C_{pt}\cdot \tau_c\cdot b\cdot d \quad \cdots\cdots (27.8\text{-}3)$$

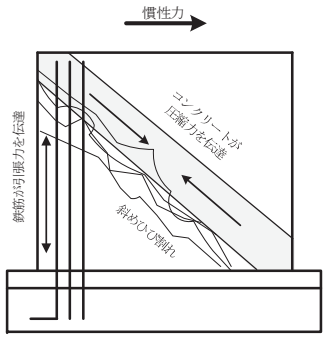
$$S_{ds}=C_{ds}\cdot \frac{A_w\cdot \sigma_{sy}\cdot d(\sin\theta+\cos\theta)}{1.15a} \quad \cdots\cdots (27.8\text{-}4)$$

$$C_{ds}=\frac{1}{2.5}\cdot(a/d) \quad \cdots\cdots (27.8\text{-}5)$$

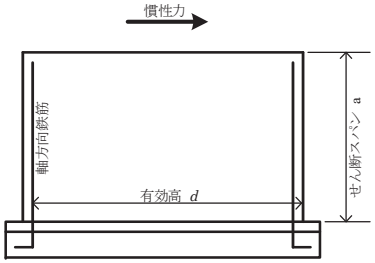
ここに、P_{ds}：ディープビーム効果を考慮したせん断耐力（N）
S_{dc}：ディープビーム効果を考慮したコンクリートが負担するせん断耐力（N）
S_{ds}：ディープビーム効果を考慮したせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力（N）
C_{dc}：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

a：せん断スパン（mm）
d：フーチングの有効高（mm）で、柱または壁前面の位置で求める
C_{ds}：せん断スパン比による斜引張鉄筋の負担するせん断耐力の低減係数
＊1：ただし、$a/d \leqq 0.5$ の場合は、せん断補強鉄筋によるせん断耐力の増加はほとんど見られないため、S_{ds} は見込まないものとする。
注）上記以外の記号注釈については、「14.2.2(8)　各断面の部材せん断耐力の算出」を参照。



図－27.8-2　ディープビームの効果



図－27.8-3　せん断スパン比の考え方

27.9　耐震性能の確保のための整備水準

27.9.1　耐震性能の確保のための基本

耐震性能照査の結果、目標とする耐震性能を有していない場合、耐震補強を行う必要があるが、既設頭首工に対する耐震補強の場合には、構造条件や施工条件を踏まえ、被災した場合における機能回復の難易度等に基づき、その目標とする耐震性能レベルを施設管理者や事業主体が個別に設定する必要がある。頭首工は、大規模一級河川に築造され、管理橋を一般供用するようなものもあれば、山間部に位置し、周辺に影響を与えるような施設が無いような立地のものもあるため、一律、同一の整備水準を求めることは合理的ではない。このため、個々の制約条件を踏まえた上で、目標とする耐震性能レベルを設定する。また、耐震補強の要否は、個々の頭首工において設定した耐震性能レベルに応じて判断するものとする。一方、基礎の補強については、頭首工全体の耐震補強方法や解析方法を検討し、基礎への影響を最小限とすることができるよう計画・設計することを基本とする。これは、過去に発生した地震に対し、頭首工においては基礎本体の被災が確認されていないこと、道路橋橋脚におけるこれまでの地震による被災状況においても、既設橋脚の基礎の中には必ずしも耐震補強が必要と判断されるものは多くないこと、基礎の補強は施工上の制約から多大なコストを要することなどによるものである。

27.9.2　耐震補強計画時の耐震性能

頭首工は、堰柱、門柱、基礎工、管理橋、ゲート、ゲート操作室等様々な要素から構成され、耐震性能においても各々の限界状態がある。例えば、ゲートの開閉操作の確実性に着目すると、被災後の運用方法を整理した上で、必要に応じて限界状態を設定することや耐震補強を不要と判断することも検討する。

ただし、既設頭首工に求められる耐震性能は、水理上又は水利用上の重要性等により異なる場合があり、また、一つの構造物の中でも、耐震性能照査の対象となる部分と対象とはならない部分があるほか、代替措置の有無に応じて耐震性能照査を行う場合の限界状態が部材により異なる場合もある。これらのことを踏まえ、レベル 2 地震動に対する耐震性能の目標設定例を**表-27.9-1** に、レベル 2 地震動に対する施設の重要度区分に応じた部材の限界状態を整理した例を**表-27.9-2** に示す。

表-27.9-1　レベル 2 地震動に対する耐震性能の目標例と耐震性能の観点

重要度区分	代替措置の有無	目標とする耐震性能	耐震設計上の安全性	耐震設計上の供用性	耐震設計上の修復性	
					短期修復性	長期修復性
AA 種	無し	レベル 2 地震動による損傷が部分的・限定的なものに留まり、頭首工としての取水機能や水理機能の回復が速やかに行い得る状態が確保される	水理・水利用に関する安全性を確保する	地震後、頭首工としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急復旧で対応できる	比較的容易に恒久復旧を行うことが可能である
AA 種	有り	レベル 2 地震動により損傷が生じる部位はあるが、損傷レベルは恒久復旧が可能なレベルに収まり、応急復旧等により取水機能や水理機能の回復が速やかに行い得る状態が確保される	水理・水利用に関する安全性を確保する	地震後、頭首工としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急復旧で対応できる	恒久復旧を行うことは可能である
A 種	無し					
A 種	有り	レベル 2 地震動により損傷が生じ、損傷レベルは恒久的な復旧が困難なレベルに達することもあるが、取水制限や代替措置により水利用機能の回復が行い得る状態が確保される	水理・水利用に関する安全性を確保する	地震後、頭首工としての水理機能は回復できる	取水制限や代替措置により機能回復ができる	恒久復旧を容易に行うことが出来ない場合がある

注）代替措置とは、予備ゲート・角落し等によるゲート閉鎖が可能な場合、又は、可搬式ポンプによる取水が可能な場合など、河川内のゲートが使用できない場合においても洪水時やかんがい期における対応措置を講じている施設。

表-27.9-2　代替措置の有無に応じた部材の限界状態

重要度区分	代替措置の有無	部材の限界状態	保持すべき性能
重要度 AA 種	無し	塑性化を考慮する門柱部にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形がゲートの開閉を妨げない範囲内にある。	水理性能 水利用性能
	有り	塑性化を考慮する門柱部にのみ塑性変形が生じ、	水理性能
重要度 A 種	無し	その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る範囲内にある。	水理性能 水利用性能
	有り	塑性化を考慮する門柱部にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る範囲にない。	水理性能
重要度 B 種	―	―	―

注）代替措置とは、予備ゲート・角落し等によるゲート閉鎖が可能な場合、又は、可搬式ポンプによる取水が可能な場合など、河川内のゲートが使用できない場合においても洪水時やかんがい期における対応措置を講じている施設。

また、このような部材の限界状態については、複数の構成要素からなる頭首工では、構造的特徴や復旧の容易さなどを踏まえた上で、構成要素ごとに耐震性能を整理する必要がある。特に、レベル 2 地震動に対する安全性を確保する堰柱、ゲート及び堰柱基礎工が重要である。また、堰柱のうち、構造特性が大きく異なる堰柱及び門柱、並びに、復旧工事を実施する際に必要となる管理橋についても耐震性能を整理する必要がある。

これらの構成要素ごとの耐震性能を整理した参考例を**表-27.9-3** に示す。

表-27.9-3　重要度区分に応じた構成要素毎の耐震性能（参考）

重要度区分	代替措置の有無	部材の限界状態	構成要素				
			堰柱(堰柱)	堰柱(門柱)	ゲート	堰柱基礎工	管理橋
AA 種	無し	塑性化を考慮する門柱部にのみ変形が生じ、その塑性変形がゲートの開閉を妨げない範囲内にある。	限定された損傷に留める	限定された損傷に留める	限定された損傷に留める	基礎の降伏点及び基礎の最大強度を超えた後、復元力の急激な低下が生じ始める点（終局限界）を超えない状態	限定された損傷に留める
	有り	塑性化を考慮する門柱部にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る範囲内にある。	致命的な損傷を防止する。	致命的な損傷を防止する。			致命的な損傷を防止する。
A 種	無し						
	有り	塑性化を考慮する門柱部にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る範囲にない。		門柱の終局限界を超えない状態			
B 種	―	―	―	―	―	―	―

頭首工は、樋門や水門などの施設とは異なり、洪水時には、洪水吐き用等の本川横断方向に設置されたゲートの全開操作を行う。地震被災後の復旧までの期間（機能が回復していない段階）において、洪水が発生するおそれがあることから、被災時の代替措置として、ゲートの全開操作の可能性について想定する必要がある。例えば、被災時には既存のゲートを撤去して流下断面を確保し、かんがい期には予備ゲート又は角落しによる堰上げ、可搬式ポンプによる取水を行うなどの被災時の水理・水利用機能の確保を想定した代替計画の有無に応じた耐震性能を設定することも重要である。一方、被災時対応では、復旧工事等を行うための管理橋の機能維持が重要となるため、落橋に対する安全性の確保が重要になる。ただし、1 径間の頭首工などにおいては、管理橋を使用せずに復旧工事が可能になる施設もあるため、施設の構造や立地条件に応じた重要度区分を設定する必要がある。

目標とする耐震性能は、重要度区分 AA 種に区分される頭首工の中で代替措置機能を有していない場合は、新設相当の耐震性能とする。ただし、重要度区分 AA 種で代替措置を有している場合は、A 種相当の耐震性能とする。この場合は、**式 (14.2-13)** の許容塑性率算出における安全係数 α を 1.5 から 1.2 に緩和する。また、A 種で代替措置機能を有している施設については、頭首工の立地条件・構造条件・水理システムにおける重要性などを考慮し、門柱部の安全係数 α は 1.2 から 1.0 の範囲とした。これは、頭首工には様々な構造形式があり、一概に規定することが困難なことによる。安全係数 α と許容変位の関係は、**図-27.9-1** に示すとおりである。

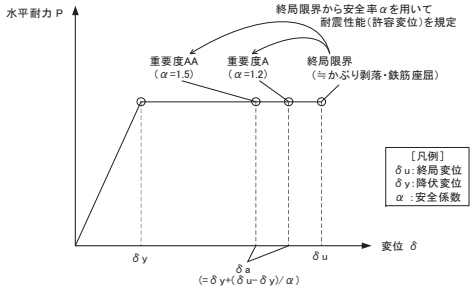


図-27.9-1　重要度区分に応じた許容変位の模式図

27.9.3　堰柱の耐震性能

堰柱のうち、下部の堰柱部は、道路橋の橋脚と同様に上載荷重が作用する構造となっているほか、ゲートの開閉機能確保のためにも重要な構成要素である。その重要性を踏まえ、堰柱部については、既設頭首工においても新設同様の耐震性能を確保することとした。一方、門柱の上部については、河川水位より上部に位置するため、管理橋の機能が維持されていれば、復旧が容易であることを考慮し、代替機能が確保されている場合は、限界状態を緩和できることとした。

27.9.4　ゲートの耐震性能

ゲートについては、地震後においても開閉操作が可能となるようにする必要があるため、新設同様の耐震性能を確保することとした。ただし、コンクリート内部に配置された戸当り金物や復旧が容易な位置にある取外し戸当りなど、各部材に応じて設計の考え方や供用条件、重要性が異なることを踏まえ、ゲートの開閉性に着目して個別に判断することとする。

27.9.5　基礎の耐震性能

既設頭首工の基礎の安全性は、『土木研究所資料 既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究（H22.5,土木研究所)』に準拠し、レベル 2 地震動に対して少なくとも頭首工基礎が終局限界に達しないことを照査するものとする。基礎の終局限界とは、降伏点及び最大強度点を超えた後、復元力の急激な低下が生じ始める限界をいう。

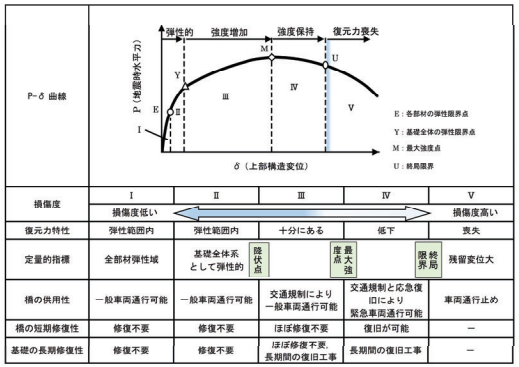


図-27.9-2　既設道路橋基礎の耐震性能水準区分のイメージ

いずれの点を基礎の限界状態とするかは、頭首工の応答変位及び残留変位並びに強度及び剛性の低下度を踏まえて、地震後の運用方法や機能回復措置内容も考慮し、選定理由を含めて個別の頭首工毎に検討する必要がある。また、塑性化を考慮する場合の許容塑性率は、**表-27.9-4** を参考にしてよいが、これらについても、施設の運用方法を考慮した上で個別に検討する必要がある。

表-27.9-4　各基礎形式における損傷度に応じた基礎の塑性率の目安（参考）

基礎形式			損傷度 II	損傷度 III	損傷度 IV
直接基礎			1	4	8
杭基礎	鋼管杭	H2 道路橋示方書より前	1	2	4
		H2 道路橋示方書	1	4	8
	場所打ち杭	S46 道路橋示方書より前	1	2	4
		S46 耐震指針	1	3	6
		S55 道路橋示方書	1	4	8
	既成コンクリート杭	H8 道路橋示方書より前	1	2	4
		H8 道路橋示方書	1	4	8
	木杭		1	―	―
	パイルベント	単列方向(鋼管杭)	1	4	8
		単列方向(鋼管杭以外)	1	$1+\frac{\sigma_u-\sigma_y}{1.8\sigma_y}\leqq 4$	$1+\frac{\sigma_u-\sigma_y}{1.0\sigma_y}\leqq 8$
		複列方向	各杭種と同様		
ケーソン基礎及び地中連続壁基礎 ($Mc<My<Mu$)			1	$1+\frac{\sigma_u-\sigma_y}{1.8\sigma_y}$	$1+\frac{\sigma_u-\sigma_y}{1.0\sigma_y}$
鋼管矢板基礎			鋼管杭基礎に準じる		

注 1）本表の塑性率は現時点での知見を踏まえ設定したものであり、現場条件等を踏まえ、現場の判断で適切に設定するものとする。

注 2）部材の曲げ損傷を前提として基礎の耐荷力保持、復元力保持という観点で各損傷度に応じた塑性率の目安を示しているものであり、部材のせん断破壊等が及ぼす影響は個別に検討する必要がある。また、一列の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する場合については、回転挙動が卓越し、ここに示す目安を超える水平変位が生じたとしても、水平力を保持できる場合があると考えられるため、個別に許容される応答変位を踏まえて設定する必要がある。

注 3）橋台のように直接土圧が作用する端部堰柱の基礎は常時偏土圧を受けるため、ここに示す塑性率よりも小さく設定する必要がある。損傷度Ⅲ、損傷度Ⅳの目安として塑性率を 4、8 に設定したものはそれぞれ 3、6 とする。なお、これよりも小さな塑性率の目安を示している古い基礎形式については個別に検討を行う必要がある。

注 4）流動化に対しては、基礎での変形能で抵抗することを期待していないため、同様に、損傷度Ⅲ、損傷度Ⅳの目安として塑性率を 4、8 に設定したものはそれぞれ 2、4 とする。なお、これよりも小さな塑性率の目安を示している古い基礎形式については個別に検討を行う必要がある。

27.9.6　管理橋の耐震性能

管理橋は、被災後の復旧作業において重要な役割を果たす施設である。落橋を防止するだけでなく、地震後、橋としての機能の速やかな回復を可能とし、機能回復のための修復が応急復旧で対応できる性能を有するものとする。

27.10　耐震補強

27.10.1　基本方針

頭首工の耐震補強は、耐震性能照査の結果及び対象堰柱に対する整備水準を踏まえた上で所要の耐震性能を満足しないと判断された場合に、目標とする整備水準に対する耐震性能を満足させることを目的として行うものである。既設頭首工に対する耐震補強は、新設構造物と同等の耐震性能を確保する必要があり、この場合の供用期間は、新設構造物と同等とする。

27.10.2　耐震補強

耐震補強工法については、必要となる耐震性能、構造特性、施工条件等を考慮した上で、最適な工法を選定しなければならない。一般に、橋梁や樋門・樋管で適用事例が多く、かつ、耐震性能照査技術が整備されている既存の補強工法として、接着工法、プレストレス導入工法（外ケーブル工法）、増厚工法、巻立て工法が挙げられ、これらの工法を組み合わせて実施される場合もある。一方、近年ではこれらの工法に加え、削孔して補強鉄筋を挿入する鉄筋挿入工法などの実施例も増加している。このように、補強工法選定に当たっては、技術の進歩とともに、今後も多くの工法が提案されると予想されるので、必要に応じてそれらの工法の適用性についても検討する。

また、耐震補強については、基礎工の補強が必要となる事例もあり、このような場合は地盤改良工法や増杭工法といった対策がとられる。特に、液状化の可能性がある地盤において、補強が必要になることがあり、このような場合は、基礎地盤全体の補強対策を検討する。

なお、管理橋の補強工法については、『道路橋示方書・同解説』等の関連図書を参照されたい。

表－27.10-1　耐震補強工法一覧表

用途	名称	工法の概要	曲げ	せん断
構造物の耐震補強	接着工法（連続繊維シート巻立て工法）	コンクリート部材の主として引張応力作用方向面に連続繊維を一方向あるいは二方向に配置して、シート状にした補強材を既設部材と、接着、一体化させることにより主に曲げ耐力の向上を図る工法	○	
	打換え工法	耐力の低下した部材を取り壊して、必要な耐力を有する部材を再構築する工法	○	○
	増厚工法	既設コンクリートの表面にモルタル、コンクリート、若しくは鉄筋コンクリートを接着一体化することにより、部材の断面や鉄筋量を増加させて補強する工法	○	
	あと施工せん断補強工法（鉄筋挿入工法）	既設コンクリートの表面から小口径の削孔を行って、補強筋を設置することにより、部材のせん断耐力の向上を図る工法		○
	鋼板巻立て工法	コンクリート部材の主として引張応力作用面に鋼板を取り付け、曲げ耐力とせん断耐力の向上を図る工法	○	○
	上面増厚+下面鉄筋補強工法	床版上面の増厚によりフーチング下面の応力に対して有効高を確保するとともに、下面に鉄筋を挿入して曲げ耐力を増加させる工法	○	
	増杭工法	堰柱の床版に隣接する箇所で増し杭を打ち、その杭を剛結する増し床版を行う工法	―	―

※）農業水利施設の補修・補強工事に関するマニュアル【頭首工編】（案）（農林水産省農村振興局整備部設計課）

27.10.3　耐震補強工法選定上の留意点

堰柱や門柱部は、管理橋が架橋されているだけでなく左右にゲートを有しており、躯体全体を巻き立てるような工法を採用するのが難しい構造物である。特に、ゲート周辺の取り合いを考慮せずに補強工法を決定すると、施工自体が非常に難しくなるため留意が必要である。また、地盤改良や増杭といった基礎工の補強を行う場合、堰柱床版の周囲にはエプロンが配置されているため、周囲のコンクリート構造物を取り壊すなど、工事が大規模になる。このようなことを踏まえ、周辺構造物への影響を考慮した上で工法を選定する。

耐震補強を行う場合であっても、河川内構造物としての制約条件があるため、工法選定に当たっては河積阻害率などの要因も十分考慮して選定する必要がある。一方、堰柱には管理橋やゲート巻上機室等の荷重が作用していることにも留意し、管理橋反力の分散や上屋荷重の軽減などが耐震性能の向上に有効なこともあるため、耐震補強設計の際には検討する必要がある。

27.10.4　耐震補強の事例

岡島頭首工（平成 25 年施工）
所在地　岐阜県揖斐郡揖斐川町
河川名　揖斐川
取水量　21.7m3/s
堰　長　171m
堰　高　2.3m

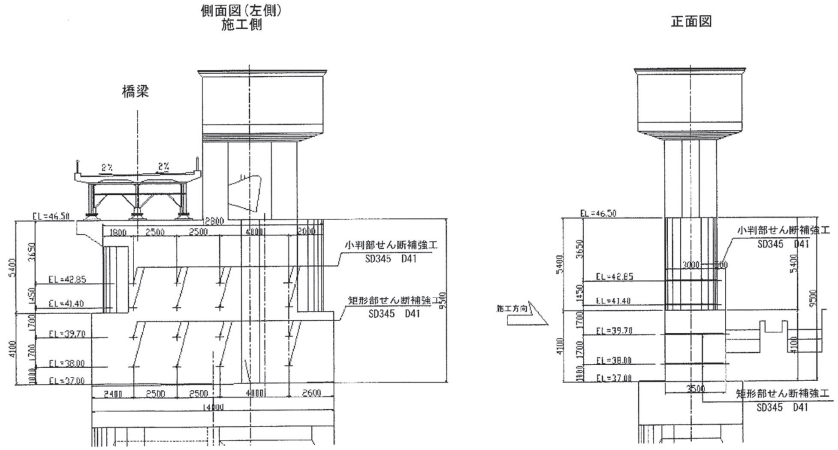


図-27.10-1　岡島頭首工第１堰柱耐震補強計画図

岡島頭首工を対象とした耐震性能照査は、振動特性を把握した上で動的解析により実施し、照査の結果、第１堰柱及び第４堰柱の堰軸方向のせん断耐力が不足する結果となった。せん断補強工法の選定に当たっては、河川管理者から河川の流下断面に対する阻害率を現況以上に増やさないよう条件がつけられたため、比較検討の結果、水理性、経済性及び施工性の面で優れる鉄筋挿入工法を採用している。



写真-27.10-1　鉄筋挿入工法施工状況

第 28 章　保全管理

関連条項［基準 13、運用 13］

28.1　頭首工の保全管理

頭首工は、農業水利施設としての水利用機能のほか、水理機能や社会的機能を有しており、施設の劣化や自然災害等により、施設機能が低下して施設が損壊した場合、本来的機能の停止のほか、二次災害や第三者被害等が発生するなどのリスクが考えられる。そのため、適切な保全管理を行う上で、対策を要する場合は、早期に対応することが望まれる。一方、対策工の実施にあたっては、仮設規模が大きくなるため経済的な負担が大きくなること、対外協議などにより迅速な着工が難しいこと、頭首工規模によっては対策工事期間が長期化すること、工事により河川環境への負荷が生じること等の問題点がある。

このことから、頭首工の保全管理においては、ストックマネジメントの各プロセスにおいて頭首工自体のもつ特性を把握するとともに、機能保全計画においてこれら頭首工の有する機能、社会的影響、リスク等を適切に反映させることが重要である。

特に、パイピングによる浸透破壊は予見が難しく、事象が発生すると浸透破壊が加速的に進行する。このため、漏水、変状など、その時点で起きている現象だけで判断せず、変状の要因、進行予測、進行した場合の影響把握に努めるとともに、平時から施設管理者、利水関係者等と連携して業務継続計画（BCP）の作成、見直しを行い、漏水などの予兆が見られた場合に適切な対応を行うため、迅速に学識経験者へ相談できる体制をあらかじめ構築しておくことが重要である。

また、今後は、土地改良事業全体の効率化・高度化を図るため、BIM/CIM（Building/Construction Information Modeling, Management）モデルの利活用や最新の ICT（Information and Communication Technology）との連携を図ることが期待される。このため、測量・調査、設計、施工、維持管理・更新の各段階において、関係する情報を蓄積・充実させることが重要である。

頭首工の保全管理においては、以下の点に留意する。

⑴　頭首工は、異なる機能を有する複数の施設・設備から構成される「複合施設」である。そのため、頭首工では、各構成部位において機能、重要度、耐用年数、劣化傾向等が異なることを踏まえ、総合的に保全管理することに留意する。

⑵　頭首工の機能保全では、農業水利施設としての機能と併せて、水理機能及び社会的機能についても同等に保全管理することに留意する。

⑶　頭首工の機能保全は、その立地条件及び供用環境による劣化傾向を考慮するとともに、対策実施の実現性（施工条件、経済性及び対外協議に要する時間）を考慮する。

⑷　頭首工の保全計画は、地震、洪水等による災害によっては二次災害が発生することも想定されるため、健全性の確保に努めた計画とする。

複合施設である頭首工は、土木施設に加え、施設機械や電気設備なども含めた総合的な保全管理を要する。特に、施設機械や電気設備などにおいては、製造部品の保存期間終了によって代替品の入手が困難により部品交換ができないことによる機能不全や耐用年数超過による機能障害の発生リスクの増加などは避ける必要があるため、個々の構成要素において耐用年数や劣化傾向も異なることに留意した計画的な保全管理が必要となる。

なお､頭首工は常に水に接する施設であることから､水門扉等の保守点検や機能診断を行う場合、不測の損傷に対する補修を行う場合等に、水位維持、逆流防止のために主ゲートの代替措置が必要となる。このため、修理用ゲートの設置を想定して戸溝（戸当り）を設け、必要に応じて修理用ゲートの扉体の確保を行うことが望ましい。

28.2　機能と性能

28.2.1　頭首工の機能と性能

頭首工は、河川から必要な農業用水を取水する目的を果たす水利用機能に加え、水理機能、構造機能を有する。農業水利施設としての目的は、水利用機能の発揮であり、水理機能、構造機能は、水利用機能の発揮を支える関係にある。また、これらの機能のほかに、河川横断構造物であるという視点から、故障時等におけるリスクなどに対して農業用水利施設全般に求められる安全性・信頼性といった社会的機能がある。

頭首工の性能は、これらの機能を発揮する能力であり、頭首工を構成する施設・設備ごとに複数の性能指標で表すことができる。

28.2.2　性能の管理

頭首工における性能管理の考え方は、以下の視点が重要となる。

⑴　水利用機能における性能管理は、取水量（取水位）を確保するとともに取水量（取水位）を管理することである。

⑵　水理機能における性能管理は、取水後の通水断面を確保するとともに、洪水時には計画洪水量を安全に流下させること、並びに取水口ゲートにより速やかに洪水が流入しないように遮断することである。

⑶　構造機能における性能管理は、構造物としての力学安全性、耐久性、安定性、信頼性及び修復性が確保されていることである。

⑷　社会的機能における性能管理のうち、安全性・信頼性の観点では、二次災害や第三者被害等が発生するなどのリスクに対し、リスクの評価を踏まえた管理水準の設定等により対応を図ることである。

⑸　社会的機能における性能管理のうち、環境性の観点では、景観の保持、自然環境の維持及び魚類等の遡上・降下等の維持を図ることである。

性能管理では、構成する施設・設備を「コンクリート施設」、「施設機械設備」に分類し、着目した性能について要求が満たされるように管理することが求められる。この際、個々の施設に応じた重要度や許容しうるリスク等を勘案して、保持すべき性能水準を設定する必要がある。

頭首工の機能と性能の例を**表-28.2-1** に示す。

表-28.2-1　頭首工の機能と性能の例

機能		性能の例		指標の例
本来的機能	1) 水利用機能	水利用に対する性能（水利用性能）	取水性 取水管理制御性（操作性） 保守管理・保全性 排砂性	取水量（位）、漏水量（水密性）、取水位の管理制御状況、ゲート設備の操作状況、保守管理頻度（費用）、保守の容易性、堆積土砂の位置、量及び排除量
	2) 水理機能	水理に対する性能（水理性能）	通水性・遮断性 流水（洪水） 流下性	取水後の通水量、漏水量、取水口ゲートによる流水の遮断状況、流水（洪水）の流下量、堆積土砂の量
	3) 構造機能	構造に対する性能（構造性能）	力学的安全性（耐荷性） 耐久性 安定性 設備信頼性 修復性	ひび割れ幅、たわみ量（変形）、ゲート扉体の変形・板厚減少・摩耗量・鉄筋腐食量、ゲート扉体等の腐食・錆・塗膜厚、堰体下流の洗掘、河床材の吸出し、パイピング（漏水の有無）、不同沈下、護岸・高水敷の洗掘、ゲート扉体の振動、ゲート設備の耐用年数・使用時間、ゲート設備の修復部品調達・予備品等の状況
4) 社会的機能			安全性・信頼性 維持管理性 経済性 環境性	故障等履歴（率・件数）、補修履歴、耐震性、安全施設の状況、管理体制の状況、建設費、維持管理経費、騒音、振動、自然環境、景観、歴史的価値、魚類等の遡上・降下

※農業水利施設の機能保全の手引き「頭首工」を参考

以下に、施設・設備ごとの性能管理の考え方を示す。

ア　コンクリート施設

コンクリート施設は、施設の構造性能の低下が致命的になる前に補修・補強等を実施する予防保全対策を行うことにより、経済的かつ効率的な長寿命化を図ることができる場合が多く、ひび割れ、変位等の外形的な構造状態に着目した性能管理を行うことを基本とする。

また、可動堰の構造安定性の評価など、施設・設備が組み合わさった施設構造として管理すべき性能指標についても、施設機能や構造形状から検討する必要がある。

イ　施設機械設備

ゲート設備などの施設機械設備は、多数の機器・部品から構成された集合体であり、日常管理における機器・部品の適正な点検・整備により設備の機能の維持、さらに設備の長寿命化を図ることが可能である。なお、経済的かつ効率的な設備の長寿命化を図るためには、施設造成者と施設管理者との連携及び点検と機能診断の合理化が重要である。

また、合理的な性能管理を行う上で、構成する部位の重要度や、腐食、損傷等の劣化が設備に与える影響度、主桁等の最大応力の発生箇所、水質等の周辺環境、使用頻度などを十分に理解し、管理する必要がある。

28.3　性能低下の特徴とその評価

28.3.1　性能低下の特徴

⑴　コンクリート施設の性能低下

頭首工を構成するコンクリート施設には、堰体、堰柱、エプロン及び護床工がある。これらの構成施設の性能低下には様々な要因があり、性能低下の種類及びその進行も構成施設ごとに異なるため、調査・評価、劣化予測、対策工法の検討においては、各構成施設の特性に着目することが重要であるとともに、ある変状が他の構成施設に影響を及ぼす場合もあることから、変状の要因を推定するにあたっては構成施設間の関連性に留意する。

また、頭首工は、出水時に、下流河床洗掘、土砂の吸い出し、パイピング、護岸の破損、転石等の衝突による破損といった、頭首工本体の安定性に影響を及ぼす変状が顕在化することが多く、これらの変状の要因を推定することが重要である。

特に、堰上下流の水位差が大きい場合や通年通水のため常に水位差が生じている頭首工の場合は、エプロンの性能低下がパイピングにつながるおそれがあるため、留意が必要である。

⑵　ゲート設備の性能低下

ゲート設備は、扉体、戸当り、開閉装置、機側操作盤及びこれらを構成する多数の機器・部品等の集合体であり、これらが相互に有機的に機能して設備全体が正常に機能する。このため、ゲート設備を構成する装置、部位等の重要度や、腐食、損傷等の劣化が設備に与える影響度等を考慮し、設備の性能レベルを把握する。また、頭首工を構成するゲート設備は、堰柱などのコンクリート施設と一体となって機能することから、ゲート設備の性能低下については、ゲート自体の劣化のほか、戸当りなどのコンクリート施設との関連性を考慮することが必要である。

28.3.2　診断調査・評価方法

⑴　機能診断調査・評価における基本方針

機能診断調査は、対象となる頭首工の機能全般について把握するとともに、施設の劣化予測や劣化要因の特定及び対策工法の検討に必要な事項について調査を行うものである。

頭首工の機能診断で実施する調査手法や調査位置の選定に当たっては、構成する施設設備ごとの特性を踏まえ、調査の目的を明確にした上で、その目的に対応した最適な手段を選択する必要がある。

調査内容としては、①資料収集や施設管理者からの聴き取りによる事前調査、②巡回目視により概況の把握を行う現地踏査、③近接目視、計測、試験等により定量的な調査を行う現地調査、の 3 段階で実施することを基本とし、必要に応じて詳細調査を実施する。

堰体やエプロンの基底部を直接確認するためにはボーリング調査等が一般的であるが、空隙等をピンポイントで確認することは難しい。一方で、パイピングを起こさないためには、施設異常を早期に発見することが重要である。例えば、堰軸又は下流エプロンに圧力計等の計測機器を設置し、水位、水圧の変動を日常的に監視するとともに、取得してデータを解析することで施設の異常を早期に把握する方法も考えられる。

機能診断評価は、機能保全計画を策定するために必要となる施設・設備の性能低下について、その状態と要因を把握するために実施する。また、施設・設備の状態から、施設・設備が総合的

にどの程度の健全度を有するかについて評価を行うために実施する。

なお、頭首工の機能診断調査・評価は、構造機能にかかる診断・評価だけでなく、水利用機能、水理機能や社会的機能にかかる診断・評価も重要であることが特徴として挙げられ、それぞれの機能の詳細は、**表-28.2-1** に示すとおりである。

⑵　河道状況にかかる診断・評価

一般に、河床洗掘が生じた場合は、護床工などに変状が現れ、頭首工の構造機能に大きな影響を与えることが予測されるため、機能診断時の大きな評価要素となるが、一方土砂の堆積は評価が反映されにくい項目である。しかしながら、土砂の堆積はゲート操作に大きな影響を与えるため、運用上支障が生じるような土砂堆積となっている場合には、適切に評価し、機能保全計画に反映させる必要がある。

ア　診断調査

河床洗掘や土砂の堆積等の河道にかかる評価を行う場合、施設管理者への聞き取りに加え、目視調査のほか、河川横断測量やレーザースキャナ三次元測量、無人航空機等による空中撮影などにより状況を把握する調査方法が考えられる。なお、測定は、毎年、取水及び出水状況等を考慮して適当な時期を定めて行い、経年変化がわかるように調査結果を整理することが望ましい。

イ　評価手法

調査によって得られる結果を用いて、定量的な評価を行うに当たっては、以下のような点に留意する必要がある。

土砂堆積時期：継続的、一時的（出水期のみ）
土砂堆積位置：上流エプロン、下流エプロン、下流護床工、ゲート周辺
土砂堆積量　：計画河床よりも高い・現況河床よりも高い
河床洗掘位置：護床工直下流・護床工全体・エプロン直下流

調査により河床低下や護床ブロックの流出が確認されている場合、**図-28.3-1** で示すエプロン下流側の洗掘過程に関する研究結果[*1]を参考に、現状の評価、将来的な変状の進行予測を行い、対策の要否判断や継続監視計画の立案について評価する必要がある。

[*1] 常住直人，高木強治，島崎昌彦，吉永育生：農業取水堰下流の河床変動状況と洪水時護床変形に関する実験的検討，河川技術論文集，20，301-306，2014

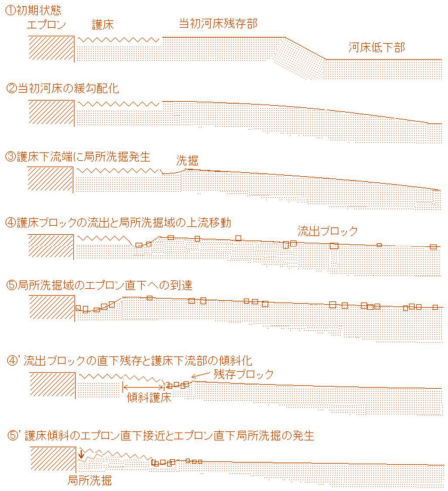


図-28.3-1　護床変形パターン模式図（①～⑤：局所洗掘進行型（大洪水時）、①～③④'⑤'、傾斜進行型（中小洪水時））

また、河床低下については、河床低下量の許容値は一概に設定できない。一方、河床低下による上下流水頭差の増大がエプロン下面のパイピング作用に影響を与えることから、「**11.1 パイピング**」で示すテルツァギー式や弾塑性有限要素法などによるパイピングに対する安全性の確認により評価する方法もある。

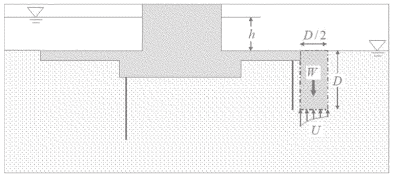


図-28.3-2　堰基礎地盤における Terzaghi の浸透土塊の概念図

28.4　補修・補強工法

28.4.1　補修・補強工法にかかる基本方針

対策工法の検討では、機能診断、劣化予測等の結果を踏まえ、水利用性能、水理性能、構造性能等における要求性能の確保の観点や、施工性の観点から妥当な対策工法を検討する。

頭首工の各構成要素における主な劣化と補修・補強工法について、図-28.4-1 に示す。

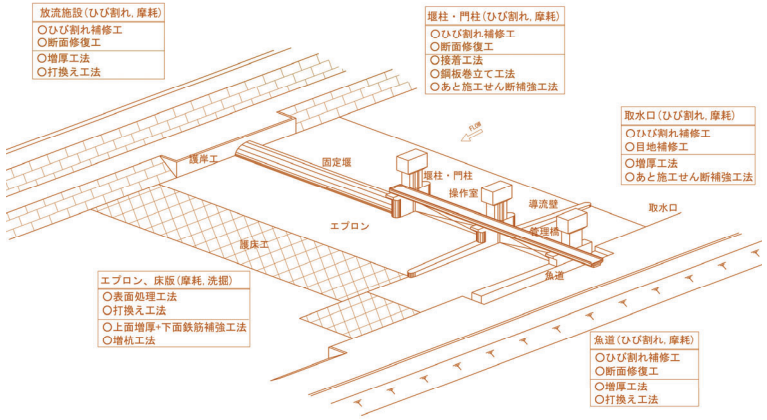


図-28.4-1　各構成要素の主な劣化と補修・補強工法

28.4.2　工法紹介・事例紹介

(1)　補修工法

頭首工の補修工法について、以下に補修工法例を示す。

表-28.4-1　補修工法の例

補修工法		工法	対象施設
表面処理工法	表面被覆工法	パネル工法	固定堰、エプロン、床版、堰柱（上下部）、導流壁（上下部）、魚道、取水口、放流施設等
		無機系被覆工法	
		有機系被覆工法	
		石張工法	
	表面含浸工法		
ひび割れ補修工法		被覆工法	魚道、取水口、放流施設、堰柱（上部）、導流壁（上部）等
		注入工法	
		充填工法	
断面修復工法		左官工法	魚道、取水口、放流施設、堰柱（上部）、導流壁（上部）等
		吹付け工法	
		充填工法	
打換え工法			堰体、エプロン、床版、堰柱（下部）、導流壁（下部）
目地補修工法		充填工法	取水口、放流施設、堰柱（上部）、導流壁（上部）等
		被覆工法	
		目地成型ゴム挿入工法	

表-28.4-2　エプロン系施設の補修工法の特徴（参考）

工法名	無機系被覆工法	パネル工法		有機系被覆工法	石張工法	打換え工法（高強度コンクリート工法）
	耐摩耗ポリマーセメントモルタル	高強度繊維補強コンクリート	弾性板工法	耐摩耗エポキシ系樹脂モルタル工法		
耐摩耗性	△	○	○	○	◎	○
耐衝撃性	△	○	◎	△	◎	○
施工性	◎	○	◎	○	△	△
経済性	◎	○	△	○	○	◎

※）◎：最適、○：適、△：現場条件を踏まえ可

⑵　補強工法

頭首工の補強工法については、27.10　**耐震補強**に補強工法例を示す。

⑶　堆砂に対する対策方法

土砂の堆積が発生する頭首工については､河川の湾曲する区間の堆砂領域に設置される事例や、計画河床高に合わせて施設計画を行うことで現況河床よりゲート敷高が低い位置となっている事例が多くみられる。

堆砂による不具合が生じた場合の対策方法としては、以下のものが挙げられる。

①　臨時的導水路の掘削…上流のミオ筋に向かって臨時の導水路を掘削する。

②　可動堰ゲート直下堆砂の部分的除去…応急対策としてゲート直下周辺のみの堆砂除去を行う。

③　堰上下流堆砂域の河床掘削…河川改修計画に合わせて河床掘削を行う。

④　仮設上げ越し構造物の設置…暫定的な上げ越し構造を設置する。

河床掘削については、限定的な範囲の河床掘削では、掘削と堆砂を繰り返すこととなり、根本的な解決には至らないことに留意する。

仮設上げ越し構造によって、効果が得られている事例があるが、堰柱の安定構造上の安全性の照査、洪水時の流況の照査などを確認するとともに河川管理者との協議が必要になるため、適用に当たっては留意する必要がある。

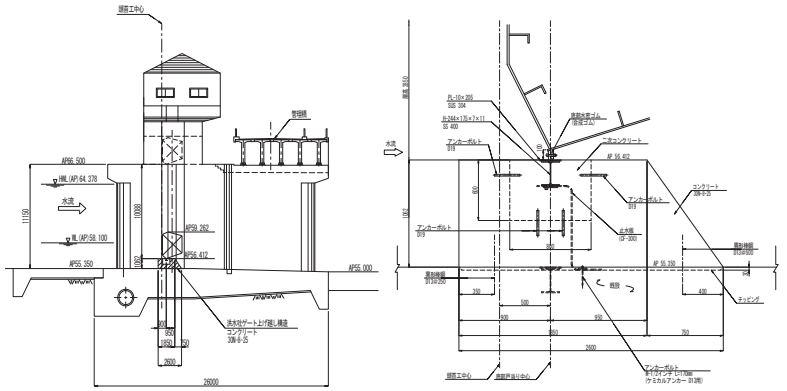


図-28.4-2　仮設上げ越し構造設置例

28.5　対策工法選定に当たっての留意事項

頭首工の機能保全対策は、河川流況や取水等により対策範囲や期間に制約を受けることが多いため､構成要素間の対策の施工性や仮設工事の範囲等を十分に考慮し､適切な対策工法の選定を行う。

機能診断調査・評価により対策の必要があると診断された施設・設備については、劣化の要因、程度を十分把握し、耐荷性等の構造機能、通水性等の水理機能、取水性等の水利用機能に応じた対策として適合し、採用可能な工法・材料を選定する。

既往の補修工事実績を踏まえた上で、頭首工に適用される補修工法の選定に当たっての主な留意点を以下に示す。

⑴　河川内構造物であることから､母材と同等以上の耐久性を発揮できる材料･工法を選定する。また、優れた付着性を有するものとする。

⑵　河川条件、河床勾配、立地条件等を適切に把握することが重要である。

⑶　流水部については、耐摩耗性に優れる材料・工法を選定する。

⑷　河川水と直接接することを踏まえ、施工中及び施工後ともに生態系などの河川環境に影響を与えないものとする。

⑸　頭首工の補修・補強は河川内工事となるため、エプロンや護床工など低位部の構成要素に対する対策では、水中施工となることも想定する。

⑹　耐摩耗対策工法では、はつり工事が施工性、経済性、工期、環境配慮等に大きく影響するため、工法検討の段階で十分検討する。

⑺　耐摩耗対策工法では、高強度コンクリート打設計画やパネルの配置計画などのほか、目地配置や目地構造にも留意した耐久性を有する構造とする。

⑻　石張工法は、耐摩耗性、耐衝撃性等に対する要求性能が高い場合に採用されるため、その固定方法についても十分留意する。

⑼　アルカリシリカ反応への対策では、劣化状態に応じた工法選定が重要であるとともに、対策後に再劣化する事例も見られるため、施工後のモニタリングも重要になる。なお、専門の学識経験者に相談のうえ、対策の決定を行うことが望ましい。

⑽　管理橋を一般供用している場合の道路橋工事では、対策工事内容に加え、現場交通量などの条件を把握した上で関係機関との協議・調整を踏まえ検討する必要があることに留意する。

28.6　対策工法施工後のモニタリング

対策工法施工後のモニタリングは、当該工法により期待される性能を施設・設備が有しているか確認することを目的とし、対策工法に応じた施設監視計画を立案し、それに基づき実施する。

頭首工を構成する施設によって外力が異なるため、発生しやすい変状が異なる。また、補修後に生じる変状の形態や想定される変状の発生要因は、使用する材料の特性によって異なることが考えられる。このため、施設監視では、構成施設及び使用材料によって生じやすい変状に留意する。

⑴　基本調査

基本調査は、対策工法の効果の発現性や持続性、施設の再劣化の進行性を把握することを目的とした定期的に実施する調査であり、目視、打音、簡易計測等を基本として実施する。

⑵　詳細調査

対策後に顕著な変状や再劣化が認められた場合、変状の発生要因の究明や母材変状の進展状況等、再対策の要否を判断するための技術情報の収集を目的として実施する。また、近接目視による調査に加え、部材の品質の低下の度合いを詳細に確認することが必要な場合も詳細調査を行う。

⑶　モニタリング記録・管理

モニタリング結果は、対策工法の効果検証や施設監視計画にフィードバックすることを目的に所定の記録様式に整理し管理する。

28.7　浸透破壊につながる変状発見時の対応

頭首工における深刻な被災形態の１つとしてパイピングによる浸透破壊がある。このため、パイピングにつながるおそれのある施設の変状が発見された場合は、施設管理者、利水関係者等と調整し、業務継続計画等に基づき上流水位の低下を検討するとともに、速やかに、状況及び原因の把握、対策の検討に必要な調査を行う。併せて、漏水がパイピングによるものか、学識経験者等へ相談する。

パイピングが確認された場合は、速やかに施設管理者、利水関係者等と調整し、上流水位を低下させ、原因の把握や対策の検討に必要な調査を行う。また、可能な限りの取水量を確保するため、必要に応じてポンプの設置、代替水源の確保等の緊急対策を実施する。その後、被害拡大防止、取水量確保等の応急対策を実施するとともに、パイピングを再発させないよう、徹底した復旧対策を実施する必要がある。

なお、応急対策としては、流入口周辺を囲む矢板等の打設、堰体下の空洞充填等の被害拡大防止、土のう等による暫定的な堰上げによる必要取水位の確保、復旧対策としては、堰軸線方向に不透水層まで打設した止水矢板の設置、堰体（堰柱含む）及びエプロンの改築等が考えられる。

いずれにしても、漏水発生時の社会的影響を含め被害を最小限に抑えるために考えられる複数の対策について、あらかじめ検討を行っておくことが重要である。

第 29 章　頭首工の施工に関する設計上の留意点

構造物の設計に当たっては、構造物が必要な機能と安全性を有することが必要で、これらを満足するための構造物の品質を十分理解し、与えられた条件のもとで具現可能な設計を心がけなくてはならない。

現在では、施工場所等の外的条件を選択する余地がなくなってきており、従来では施工困難と判断されていた場所にまでも施工しなければならない場合が多くなってきている。

施工を考慮した設計を行うには、施工条件に関する調査の結果と使用する材料の性質を十分把握し、施工計画と関連させながら、施工段階で求められる安全性と品質を考慮することが必要となる。したがって、設計者は施工の各段階における留意点を念頭において設計することが重要である。

また、国営土地改良事業等の工事においては、情報化施工技術の積極的な活用を図ることとしている。情報化施工技術は、情報通信技術（ICT）を工事の測量、施工、出来形管理等に活用することにより、従来の施工技術と比べ高い生産性と施工品質の実現が期待される施工システムである。

情報化施工技術を活用することによって、省力化による作業時間や投入労働力の低減効果はもとより、機械制御による工事品質の向上、現場での錯綜回避による作業安全性の向上、可視化による合意形成の円滑化などの様々なメリットが生じることから、技術開発の動向も踏まえた上で、積極的な活用を検討されたい。

29.1　施工計画

施工計画は、工事施工の全般の基本となるものであるから、工事の内容、契約条件、現場の状況等を十分調査・把握し、工事目的物の品質の確保、工期の厳守、費用の軽減、安全の確保等の工事目標を達成させることを念頭において立案する。

29.1.1　工程計画

工程計画を立てるには、現地に適合した施工法、施工の順序等の基本方針に基づき、各単位作業の日程計画、作業手順を決め工程表を作成する。

また、工程計画を立てる場合には、上記のような全体工程表の他に、全体工程の中で特に重要な部分について部分工程表を作り重点管理をすることも、全体工程をスムーズに進捗させるために必要なことである。

29.1.2　資材計画

工程計画に基づいて、工事に必要な資材が速やかに確保できるよう資材計画を作成する。

29.1.3　機械計画

頭首工工事は、限られた狭い区域で様々な工事を、相互に関連を保ちながら処理しなければならないので、工程計画に合わせて効率的に稼働できるよう計画する。

29.1.4　施工計画策定上の留意事項

頭首工工事は河川内工事が大半であるので、次の事項に留意する。

⑴　施工の基本工程は、一般に夏期の洪水期を避けて、秋期から翌年の洪水期までの期間とするのを原則とする。

ただし、北海道や、東北、北陸など日本海側の多量な積雪地帯は、春先の融雪出水を見込んだ工期を設定するか、あるいは融雪出水期までとするかは、仮設の規模と工期との関連を十分比較検討して定める。

⑵　工事はできる限りその河川に生息する魚類等の移動時期を避けた時期に計画する。やむを得ず移動時期に工事を計画する場合は、仮魚道を設置する等の方法もあるが、漁業関係者等と協議を行い計画する。

また、工事実施中を通じて生物の生息・河川周辺の植物の生育条件が確保されるよう、必要に応じて濁水処理ほか水生生物の生息に必要な一定の水量を確保する等を計画する。

⑶　工事期間中はある程度出水を予期して工事を進めなければならないので、中小河川では半川締切により、大河川では 3〜4 期に区分した仮締切によって施工計画を立てるのが普通である。

⑷　頭首工工事は、平面的広がりの中に多くの工種を含んでいるので、仮設備等の配置には十分な配慮が必要であり、堰柱や、その基礎工事は、工程管理上クリティカルになる場合が多いので、その点も考慮して施工計画を立てるものとする。工程計画を立てるにはネットワーク手法によることが望ましい。

⑸　仮締切等の仮設備は、不測の洪水、湧水等に十分耐えられるものでなければならない。

⑹　既存の頭首工と同一地点に頭首工を設置する場合は、工事期間中の取水に支障のないよう計画を立てる。

⑺　工事による第三者に対する支障は極力防止する計画を立てるとともに、自然環境、文化財等の保護に留意する。

⑻　施工上の安全が十分確保できるように、次の法令や規則を考慮して適切な施工計画を立てるものとする。

ア　労働安全衛生法、同施行令、同規則
イ　高気圧障害防止規則、酸素欠乏症防止規則
ウ　クレーン等安全規則
エ　火薬類取締法、同施行規則
オ　道路交通法、車両制限令
カ　消防法

29.2　仮設工事

仮設工事は、本工事が安全かつ合理的に施工できるよう、十分な施設規模とするよう配慮する。

29.2.1　準備工事

準備工事は、施工計画に従って所定の工程で工事が進められるよう資機材運搬施設、電力施設、仮設用地、工事用仮設建物等について十分検討する。

⑴　資機材運搬施設

工事用材料、門扉、建設機械等の運搬計画を立て、その運搬に可能な道路の選定、改良、補修、

新設、あるいはケーブル等を設置する。

一般には自動車運搬によるのが最も簡単で、経済的であるので運搬道路を準備し、工事中の補修も考慮する。この場合、道路幅員は、使用頻度にもよるが、当該工事の主要車が通常の速度で対向車と安全にすれちがうことができる幅員を確保することが望ましい。

⑵　電力施設

工事用機械の使用計画、照明設備等から各月の電力使用計画を作成する。それをもとにして電力会社とあらかじめ打合せをして決定する。

送電費用があまり多額の場合や一時的に電力使用量が多い場合は、自家発電あるいはその他の電力設備も考え、これらを比較検討する。なお、停電時の対策も考慮しておく。特に、工種によっては法令上予備電源を常設しなければならないものもあるので注意を要する。

⑶　仮設用地

仮設用地は仮設建物（詰所、作業所、倉庫）の敷地、工事用道路敷地、資材置場、護床ブロックの製作や製品仮置場、変電所敷地、火薬庫敷地等、工事の規模によって必要面積が異なるが、各用地の位置及び広さは工事工程に支障のないものを確保する。この場合、河川の高水敷の利用の可能性を十分検討する。

⑷　工事用仮設建物

ア　セメント倉庫

現場でコンクリートを混合する場合、大きさは現場条件により種々異なるが、一般には 5〜10 日間程度の使用量を貯蔵する能力が必要である。特に降雪量の多い所では、交通の途絶を考慮して貯蔵量を決める。

袋詰セメントを使用する場合は、解袋所、空袋処理所も考慮する。

イ　材料倉庫及び機械器具倉庫

使用材料の多少、使用機械器具の種類により異なるが、これらに相当する仮設倉庫を設ける。また、寒冷地の冬期工事の場合は、全部の材料、作業所を囲う必要が生じる。例えば、鉄筋、型枠置場も覆いをし、氷雪がつかないようにする。

ウ　労務宿舎

工事に際して一般労務者を近傍から求める場合でも、特殊労務者に対する宿舎が必要であり、さらに夜間出水等の非常事態に備え、工事の規模に応じ、労務者を工事現場に宿泊させるための労務宿舎を設ける。

エ　監督員詰所

工事の規模、作業形態に応じて監督員詰所及び宿舎等の設備を設けるとともに、現場詰所と事業所等の関係機関との通信連絡設備も主要な施設であるので、併せて設ける。

29.2.2　仮締切

仮締切は工事期間中、河川の流路を人為的に切替えるものである。その規模は原則として工事期間中の洪水の越水を防止し、平水時の浸透を防いで良好かつ安全な工事が行えるものとする。

⑴　仮締切工事

仮締切工事に用いる設計流量は、以下のとおり設定する。

ア　堤防開削を行う場合

⑺　出水期においては、計画高水位（高潮区間に当たっては計画高潮位）とする。

(ｲ)　非出水期においては、非出水期間の既往最高水位又は、既往最大流量を仮締切設置後の河積で流下させるための水位のうちいずれか高い水位とする。ただし、当該河川の特性や近年の出水傾向、背後地の状況等を考慮して変更することができる。

なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

(ｳ)　出水期、非出水期にかかわらず、既設堤防高が(ｱ)、(ｲ)より求められる水位より低い場合は、既設堤防高さとすることができる。

イ　堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず、工事施工期間の過去 5 カ年間の時刻最大水位を目安とする。ただし、当該水位が 5 カ年間で異常出水と判断される場合は、過去 10 カ年の 2 位の水位を採用することができる。

なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とする。

(2)　仮締切方式

仮締切方式は、半川締切方式と 3～4 期に区分した締切方式とがあり、設計流量、河川の幅員、河川状況、工期などの施工計画と併せて総合的に検討する。

仮締切の位置は締切自体の安定と、締切内の作業場の確保からその締切内で築造する構造物からある程度離して設ける。構造物にあまり近づけると、掘削が進むにつれて、仮締切の基盤がゆるみ、ときには崩壊して手戻りとなることがある。しかし、あまり離すと河川の断面が縮小されて水位が上昇し、仮締切の高さが高くなる。また、流速が増して洗掘を助長するので、これらのことを十分検討して決める。標準的な断面形を図-29. 2-1 に示す。

第 2 期あるいは第 3 期仮締切は、一般に一部でき上がった構造物の上に仮締切の一部が設けられるようになるので、撤去のことも考えて計画する。可動部の途中に仮締切を設けることはできるだけ避けた方がよく、第 2 期締切以後はでき上がった堰柱を仮締切位置とする。できればこれらの仮締切の設置や撤去が行いやすいように構造物の設計も併せて考えることが望ましい。例えば、中央部の仮締切は導流壁等の隔壁を利用して、この部分に鋼矢板を打込み、これを存置して、第 1 期と第 2 期の両方の仮締切として利用する方法もある。

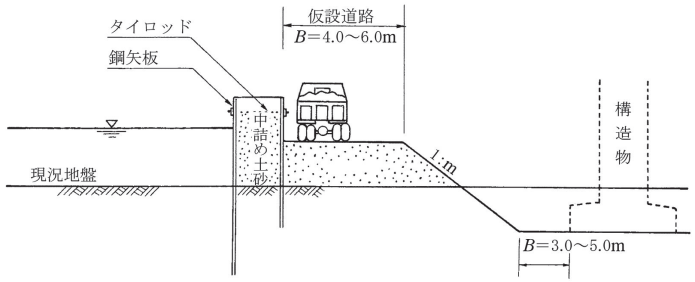


図-29. 2-1　標準的な仮締切の断面図

取入口部分で堤防を掘削する場合の仮締切は、前述の仮締切とは別の考え方で計画する。すなわち、堤内地を洪水から絶対に守る必要があることから、河川堤防と同程度の規模の仮締切が必要である。

仮締切の法線は縦方向は流心に平行に設け、洪水の安全な流下を可能とする線形を選定する。仮締切の高さは以下のとおりとする。

ア　堤防開削を行う場合

・出水期においては既設堤防高以上とする。

・非出水期においては、設計対象水位相当流量に余裕高（河川管理施設構造令第 20 条に定める値）を加えた高さ以上とし、背後地の状況、出水時の応急対策等を考慮して決定するものとする。ただし、既設堤防高がこれより低くなる場合は、既設堤防高とすることができる。

※ここでいう出水時の応急対策とは、台風接近時などに河川水位の上昇に備え、仮締切の上に土のうを設置するなどの対策をいう。

イ　堤防開削を伴わない場合

・出水期、非出水期を問わず 29. 2. 2 (1) イで定めた設計対象水位とする。ただし、波浪等の影響等これによりがたい場合は、必要な高さとすることができる。

・なお、上記により求めた高さを上回らない範囲で、高さが高水敷を超える場合は高水敷までとする。

(3)　仮締切工法

仮締切の形式、工法は現場条件により土砂、コンクリート、鋼矢板など種々の材料を用いる方式があり、これらを単一に使用したり、二種類以上を組み合わせて使用するなどの方式がある。

ア　土砂締切

一般に河幅が広く平時の水量が小さい河川で、川表の水衝部に蛇籠や川倉等と併用して用いられることが多く、費用は低廉であるが越水には弱く、浸透水も多い。ただし、内側に鋼矢板単列の止水カーテン締切を併用すると、浸透水の減少と場所の縮小に効果がある。

また、平時に水がある状態で土砂を投入する場合には濁水の発生等が懸念されることから、特に、水中部については、大型土のう等を用いて濁水の発生を抑制することも検討する（図-29. 2-2 参照）。

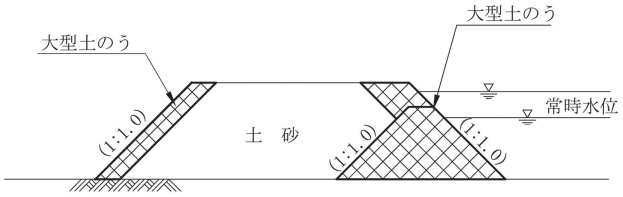


図-29. 2-2　大型土のうの設置例

大型土のうを流速が速い箇所や転石等大きな外力が働く箇所等に用いる場合は、結束ベルト等で連結したり、前面に根固めブロックを設置するなど、必要に応じて安全性を確保する対策を検討する。

イ　鋼矢板締切

一般にはこの工法が多く用いられ、水密性に富み、出水に対しても比較的安全である。

この場合、単列で鋼矢板のみの場合もあるが打込み長が長くなるので、場所が許せば矢板の片側又は両側に土砂腹付けする方が有利である。

複列方式では、タイロッド又は丸鋼で両サイドを連結して土砂を中詰めすることで打込み長が少なくても自立し、かつ出水にも強いので、外水位の高い場所や河幅の狭い場所のほか、非洪水期に工事が終了せず、洪水期にも締切を存置する場合などに適する。この場合は、締切基盤のパイピングに留意するとともに、中詰め土砂の天端をコンクリート等で覆う必要がある（図-29.2-3 参照）。

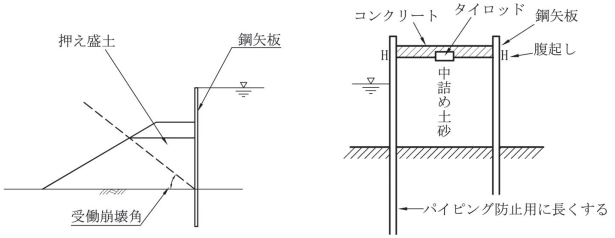
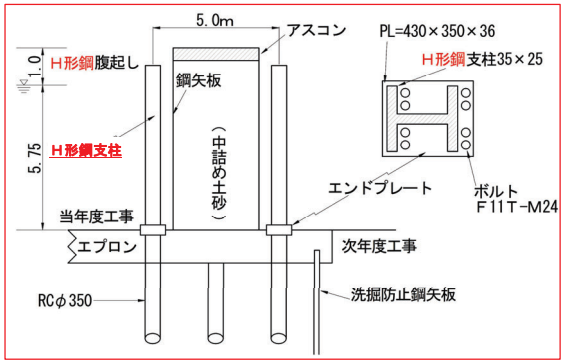


図-29.2-3　標準的な鋼矢板締切の断面

河川内に常時 0.5 m 程度以上の水位がある場合、第 2 期工事用の締切（法線部）は通常 1 期工事中にエプロンや護床工上に複列方式の鋼矢板を建込むことが多いが、この締切の撤去は一般に水中作業となる。

この場合、水中では、ガス切断等が困難であるので、ガス切断によらない撤去方法を事前に検討する必要がある。水中ガス切断によらないエンドプレートを用いた方法を、図-29.2-4 に示す。



●基礎の杭は地盤により要否を検討
●撤去の場合H形鋼支柱のエンドプレートのボルトを支柱に外力を与えてモーメントによる破断を行う。

図-29.2-4　エンドプレートを用いた締切法

ウ　コンクリート締切

岩盤の比較的浅いところに適し、水密性は最も良い。まず、渇水時に仮締切地点で簡単な土砂締切をする。次に、コンクリート締切部の掘削をしてできればポンプ排水して、ドライワークでコンクリート打設をするが、水替えができにくければ水中コンクリートとする。

また、この締切方式は、第 2 期工事用の締切を 1 期工事ででき上がったエプロン部に設ける場合に多く用いられる。

この場合、工事完了後の撤去の点も考慮して、重力式自立擁壁にするかエプロン面からの片持ち梁式擁壁にするかは、撤去時の河川の条件を考えて計画する。

29.2.3　水替え工

本工事の施工に当たっては、仮締切内の水替えを行い、工事の施工に支障のないようにする。水替えの良否は工事の質及び工程に大きな影響を与えるので、綿密な計画と準備が必要である。

(1)　水替え量がどの程度になるかは地質、仮締切の構造、内外水位差、締切内面積により異なるので一概に推定することは困難である。そのため大工事の場合は試験水替えにより透水係数を求めて算定するか、又は近傍類似の実績を参考にして推定する。

(2)　ポンプの種類は渦巻ポンプ、水中ポンプを用いるが、水替えに対しては吸水槽（釜場）の位置の選定が大切で、コンクリート打設に支障がなく、遊水の集まりやすい地点に設ける。その設置箇所数は遊水量と締切内面積によって異なるので限定はできない。

低揚程の場合は水中ポンプが有効であるが、締切内面積が広く大量の水替えを行う必要があるときは大型渦巻ポンプを固定的に常時運転し、施工部分に応じて水中ポンプを設置して二段構えの排水を計画する場合が多い。

(3)　予備の排水ポンプは、現場のポンプが故障した場合、工事の規模や進捗状況に応じて必要な台数を準備しておく。

(4)　工事現場に被圧地下水があるような場合は、帯水層上部の地盤を乱さないよう特に留意する。この場合の工法としては、ディープウェルやウェルポイントによる処理が適している。ディープウェルは工事完了後も被圧水圧が大きい場合には、ドレーンとしての機能を持たせることができる。

(5)　既設頭首工の改修（耐震化含む）時の仮締切で、冬季用水を確保しつつ締切が必要な場合には、締切端部を既設施設に取り付ける必要があり、その止水方法について検討が必要である。

29.2.4　現場内工事用道路

現場内工事用道路は、必要に応じて適正な規模で本工事前に又は工事の進捗に応じて造成し維持する。

(1)　現場付近までの一般道については、29.2.1　**準備工事**で述べたとおりであるが、最近の工事は大型機械を用いることと、生コンクリートを既存のプラントから運搬することが多いので現場までの取付け進入道路も十分な荷重と、大型車両の通行可能な道路規模が必要である。工事が単年で終了せず 2～4 年も必要な規模の工事があるので、路面についても維持管理や、騒音、砂塵を考慮して舗装することも検討する。

(2)　現場内の道路については、資材や器具の小運搬が便利なように締切内まで道路を配置することが望ましい。

半川締切の場合で対岸に地形上道路が造れなかったり、あるいは、三分割以上の締切の場合等

には通水部を仮設橋で横断することとなるが、この仮設橋もゲート運搬時の重量等にも耐え、かつ工事期間中の出水にも耐えられる構造とする。

工事の進捗に応じて現場内道路も一部変更しながら工事を実施するのが通例である。したがって、現場内工事用道路は、工程の順序を十分検討して適切に配置しなければならないが、締切内への進入箇所の道路勾配を緩くすることと、その付近に多少の広場も設けられるように道路と締切の配置を考慮する。

29.2.5　仮桟橋

橋脚として H 形鋼などを用い、床版として覆工板を敷いて、工事用車両などの通行に供する工事用仮橋、及び作業台又は両者を兼ねたものを仮桟橋といい、仮桟橋の構造は、**図-29.2-5** に示すとおりである。

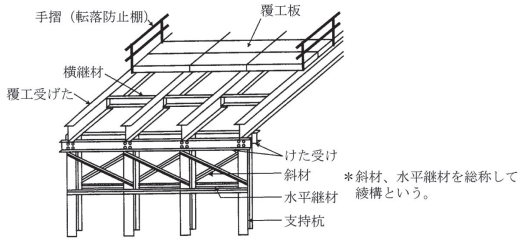


図-29.2-5　仮桟橋各部の名称

⑴　径間長・桁下高

河川特性に合った判断を行う必要があるため、径間長と桁下高の基準は設けないこととするが、資材・機械類の流出対策等の防災対策を十分検討する。一般的には資材の汎用性から径間長を 6～8 m、桁下高は過去 5 カ年の工事期間中の最高水位（流量）に余裕高（該当流量相当）を加えた高さとしている事例が多い。

⑵　幅員

幅員は、車両通行用歩道も兼ねるか、また、作業台として使用するか等の仮桟橋の設計目的により異なる。一般に、車両通行用の仮桟橋であれば 6 m 程度が多く用いられている。

⑶　路面勾配

路面覆工の路面勾配は、覆工周囲の道路の勾配に合わせるのを原則とする。仮桟橋の最大勾配は 6%を原則とする。

29.2.6　安全施設

作業の安全及び通行人等第三者の安全を確保するために必要な施設等を設ける。

⑴　照明施設

頭首工工事の現場条件から、夜間作業や不時の出水管理等が伴うので、作業場全体を照明する施設と個々の作業箇所の照明、宿舎及び事務所への通路の照明を設ける。

⑵　足場、通路

堰柱や取入口、各種上屋に鋼管足場、つり足場等を用いるが、強度はもちろん、横ゆれ対策、上からの物の落下対策等を十分考慮した構造とする。

⑶　仮設機械

ウインチやコンプレッサー等には所定の保護器具を設ける。

⑷　運　搬

土砂の運搬、コンクリート、その他資機材の運搬のための工事専用道路から一般道への出入口等にはその状況に応じて整理員を配置するとともに、必要に応じて信号器を設置する。現場内においても、自動車が錯綜する箇所及び見通しの悪い箇所にも交通整理員の配置を考える。

⑸　その他

ケーソン工事に必要なホスピタルロックや、山間における工事で掘削法面が長くなる場合などの落石防止網、土留め支保や岩掘削時の粉塵対策等、各種作業の安全に必要な設備は十分設置する。

29.2.7　コンクリート施工施設

コンクリート施工施設は工程に従い必要な設備容量とし、混合、運搬、打設等相互に均衡のとれたものとする。

⑴　コンクリート混合設備

ア　生コンクリートを使用する場合は、工事現場に近く、十分品質管理のできる生コンクリート工場で原則として全国生コンクリート品質管理監査会議の策定した統一監査基準に基づく監査に合格した工場等から選定する。

生コンクリートを使用するか、現場混合とするかは生コンクリート工場の位置によっても異なるが、通常アジテーターカーを使用する場合が多いので、1.5 時間以内にコンクリート打設現場まで運搬できる距離が生コンクリート使用の限界であろう。

イ　現場コンクリート混合設備は次の点を考慮して設置する。混合設備容量は、工事工程を満足する打設可能日数で求めた容量に余裕をみて決定する。

打設可能日数は気象及び作業サイクルや他の作業との関連に影響されるが、平均打設日数は 1 カ月 15～20 日程度である。

コンクリート打設の工程、順序は、エプロン等の面的なものと堰柱のように立体的なものとを総合的に組み合わせる。大型頭首工の場合、堰柱とエプロン部のコンクリート打設において工程的には堰柱のサイクルがクリティカルになる場合が多く、コンクリートの混合設備の能力はエプロンの一区画の打設量に支配されることが多い。

⑵　コンクリート運搬設備

コンクリートの運搬設備はコンクリート打設計画に従って、コンクリートを迅速、確実に、かつ材料の分離を起こさないよう打設箇所に運搬できるものを選定する。

ア　自動車

自動車による運搬には、コンクリートバケットに入れてトラックで運ぶ場合と遠距離の場合にアジテーターカーを用いることが多く、また、固練りコンクリートで、距離が近い場合は、小型ダンプトラックにコンクリートをそのまま積んで運搬する方法等がある。ただし、アジテーターカーによる場合、骨材最大寸法は通常 40 mm 以下が望ましい。なお、トラックで運搬す

る場合は、著しい材料分離が無いことが条件となる。

イ　ケーブルクレーン

ケーブルクレーンは、打設箇所の途中の障害物を越えて最短距離を行くので、立体的に作業ができる有利さがある。しかし、ケーブルクレーンの設備費は相当にかさむので、その地点の地形及びコンクリート打設以外の資材の運搬、器材の据付け等への利用も十分考慮して決定する。

山が迫っている谷間、あるいは片側だけでも山が迫っている場合は、その山を利用することによってケーブルクレーンの設置は容易にできるが、平坦部では高い塔を建てなければならないので、設置は容易でない。また、コンクリートの打設箇所は河川の上下流方向にもかなり広がっているので、例えば、固定ケーブルクレーン 1 基だけでは全体のコンクリートを打設することは困難である。

したがって、固定ケーブルクレーンの場合は 2 基あるいは 3 基を平行に設けるが、又は片移動式か走行型が望ましい。

29.3　本 工 事

29.3.1　土　工

土工工事の実施は次の事項に留意して行う。

⑴　岩盤基礎の場合

地質調査の結果から岩盤の種類、層向、節理等は十分明確になっていても、締切工事を行い水替えをすると細部にわたり基礎岩盤が露出するから、これをよく調べ局所的な部分でも悪質のものは徹底的に除去する。もちろん風化した岩盤も取除かなければならない。節理の多い岩盤はセメント等を注入して水の流動を止める。これらはすべて高堰堤の基礎処理と何ら異なるところはないが、取水堰として特に注意すべきことは、堰体の自重に対して水平外力が大きく、滑動に対して高堰堤より不安定であるので、地盤と堰体の摩擦力を増加させることに注意し、できるだけ地盤を粗面にする工法をとる。

なお、高堰堤と同様、両端の袖掘りには特に注意して施工し、十分良質の岩盤まで深く食入れる。岩盤掘削の方法は小規模のものは手掘りによることがあるが、一般には削岩機を用いることが多い。

基礎岩盤は少々の亀裂が入った部分といえども、この亀裂から水が入り、揚圧力を増大し、破壊の原因となるから極力これを取除く（あるいは必要に応じて前述のようなセメント注入を行う）。このためには削岩機で荒掘りを行い、手掘りで丁寧に仕上げ掘りをする。風化作用を受けやすい岩盤に対しては、一部掘削完了とともにコンクリートを打込むか、これが困難な場合はセメントガンによって吹付け等を行い、表面風化を防止する。

⑵　透水性地盤の場合

基礎掘削は土質により異なるが、一般にブルドーザー、ショベル等の掘削機械で荒掘りを行い、大半掘削した後、人力で整形仕上げを行う方法がよい。盛土・埋戻しをする場合は、必要な支持力が確保できるように十分締固めを行う必要がある。しかし、十分締固めを行っても埋戻し後の状態は現状地盤よりも粗になり、透水の度合が大きくなり、また沈下を起こすおそれがあるので、このような場合はコンクリートで充填するなど良質な材料で置き換えることが望ましい。

所定の高さまで掘削しても、なお局部的に悪質な地盤に遭遇した場合は上記と同様の処置をとることが望ましい。

止水壁、阻壁部の掘削はできるだけ素掘りのままでコンクリートを打設することが好ましいが、素掘りのできない所では、土留め設備をして掘削する。

29.3.2　コンクリート工

所要の強度、耐久性、水密性を有するコンクリートを得るため、配合設計、施工計画及びブロック割等について十分検討する。

⑴　配合設計

コンクリートの配合設計は所要の強度、耐久性及び水密性をもち、経済的でかつ作業に適するワーカビリティをもつ範囲内で単位水量の少ないものを選ぶ。セメントの種類、単位水量、単位セメント量、水セメント比、スランプ値、絶対細骨材率、連行空気量等については土木学会制定のコンクリート標準示方書に準拠して定める。

頭首工は、形状、寸法が種々の構造物で構成されるが、これらの構造物についてそれぞれ適合した数種の示方配合のコンクリートを使用することが望ましい。しかし、あまり多くの示方配合に分けると、1 ブロックのコンクリート量が少ないところもあること、粗骨材を数種に分けなければならないこと等、施工上不便であるので、許容される範囲内でできるだけまとめる方がよい。

ア　水セメント比

水セメント比はコンクリートの品質を決定するのに特に重要なものである。与えられた構造物の目的を満足するように、強度、耐久性、水密性から求めた水セメント比のうち小さい方をとる。

頭首工は、前述のように外的条件の悪いところが多いので、特に耐久性から求める水セメント比を重視して決定する。

特に土砂吐きコンクリートの耐摩耗性はコンクリートのモルタル部分の強度が大きいことが必要であり、そのためにはできるだけ水セメント比を小さくする。**表-29.3-1** は、頭首工におけるコンクリートの耐久性から定まる水セメント比の最大値を示したものである。

表-29.3-1　水セメント比（%）

	気象作用が激しい場合、または凍結融解がしばしば繰り返される場合	気象作用が激しくない場合、氷点下の気温となることがまれな場合
鉄筋コンクリート　堰柱　擁壁	50	55
無筋コンクリート　堤体　エプロン	55	55
無筋コンクリート　護床工	60	60

イ　骨　材

粗骨材の寸法は構造物の大きさによって異なる。無筋コンクリートの堤体、エプロン等のマスコンクリートは粗骨材の最大寸法が大きいほど強度的にも経済的にも有利である。しかし、あまり大きい骨材は一定の粒度を保つことが難しく、またミキサーの容量によって完全な練り混ぜが困難となり、材料の分離を起こしやすい。一方、粗骨材はよいコンクリートを作るための管理の面からみれば数種に分けることが理想的であるが、骨材の全体量、骨材採集機、骨材貯蔵所等の規模等を考慮して決める。

骨材採集機は、その工事だけを対象にして骨材を採集する場合は、採集機のスクリーンの大きさを換えれば所要の粒径の骨材を得られる。しかし骨材を購入する場合は、他の一般工事との関係から入手困難となる場合もある。このようなことも考慮して、鉄筋コンクリートの粗骨材最大寸法を小砂利の最大寸法とし、無筋コンクリートの粗骨材最大寸法を大砂利の最大寸法とすることも一つの方法である。

例えば、粗骨材を貯蔵する場合の分け方の標準として 2 種類であれば、80～40、40～5 mm、あるいは 3 種類であれば、80～40、40～20、20～5 mm にすればよい。

ウ　セメント

単位セメント量は、単位水量と水セメント比とから定めるが、鉄筋コンクリートに用いるコンクリートでは、所要の強度のコンクリートを得るために相当量のセメントを必要とするばかりでなく、鉄筋が錆びることを防ぎ、コンクリートと鉄筋の付着を十分にするために適当な水セメント比のセメントペーストで鉄筋を完全に包むこと、及びコンクリートが十分水密的であることが必要で、このためにも相当量のセメントを用いなければならない。一般に単位セメント量を 300 kg 以上とすれば、これらの目的を十分達し得る。

エ　混和材料

適当な連行空気量を持つコンクリートは、耐久性を高めワーカビリティを改善するので、原則として混和剤を用いる。AE 剤を用いるか AE 剤以外の混和剤を用いるかは、構造物の種類、現場の条件を考慮して選択する。

オ　コンシステンシー

作業に適するワーカビリティに相当するコンシステンシーは構造物の大きさ及びコンクリート施工設備、方法によって異なるものである。

コンクリートのスランプには一般に次の値が採られている。

無筋コンクリート：5cm～12cm

鉄筋コンクリート：8cm～12cm（※）

（※）現場打ち鉄筋コンクリート構造物にかかるスランプは、構造物の種類、部材の種類と大きさ、鋼材の配筋条件、コンクリートの運搬、打込み、締固め等の作業条件を適切に考慮し設定するものとするが、鉄筋コンクリート構造物の耐震設計基準が見直され鉄筋量が増加する傾向にあることから、スランプ 8cm のコンクリートでは充填不足等による品質の低下が懸念され、生産性が低下している。

このことから、流動性を高め、良好な施工性能を有するコンクリートを活用することで、コンクリート構造物の品質向上が更に期待できる。

そのため、生産性向上を図る目的として、一般的な鉄筋コンクリート構造物のスランプは、12cm を標準とするが、「コンクリート標準示方書【施工編】」や「流動性を高めた現場打ち鉄筋コンクリートの活用に関するガイドライン」等の関連図書も参考にされたい。

（※）「一般的な鉄筋コンクリート構造物」とは、コンクリート舗装工、場所打ち杭等の水中コンクリートなどを除く、鉄筋コンクリート構造物である。

なお、断面が大きい場合等の一般でない場合のスランプは、別途、コンクリート標準示方書等に準じて決定すること。

カ　設計基準強度

設計基準強度は原則として、**表-29. 3-2** に示す数値以上とする。

表-29. 3-2　設計基準強度

種　別	強度(N/mm²)	備　考
鉄筋コンクリート	21	
無筋コンクリート	18	

※エプロン部などで耐摩耗性を求める箇所は別途考慮

⑵　ブロック割

コンクリートの硬化、収縮によるひび割れ発生の防止と施工上及び構造上からブロック割を行い、これによってコンクリートを打設する。

施工後、コンクリートにひび割れが生ずる原因として、①コンクリートの硬化収縮によるもの、②基礎の不同沈下によるもの、等がある。こうした原因によるひび割れは根本的にこれを取除くのは不可能であるので、あらかじめ継目をつくり、ひび割れの危険を防止し、併せて施工の便宜を図る。施工及び構造の面からは、コンクリート打設能力、打設の難易及び型枠の組立、鉄筋の組立等の理由から継目を設ける。これらを総合的に判断して、ブロック割を行い、コンクリートを打設する。各部でブロックの大きさはなるべく同程度とする。

また、半川締切や、三分割での施工計画も考慮にいれてブロック割を行い、かつその際先行する年の施工外周の継手基礎は計画より深く掘削し、コンクリートを打設し、翌年残りの部分を掘削施工する場合に施工済の基礎部地盤が緩まない対策を講じるものとする。また、地盤が軟らかい場合は施工境界近くに鋼矢板を存置して安全を図る。

ブロック割の一辺の長さは 10～15 m 程度とするが、鉄筋等が入る場合でひび割れ発生の危険がなければ 25 m 程度まで大きくしてもよい。

⑶　コンクリートの打設

ア　打設の方法

⑺　クレーン打設

コンクリートバケットにコンクリートを入れ、クレーンで吊上げて型枠内にコンクリートを投入打設するもので、コンクリートの分離が少なく、かつ、コンクリートを、鉛直、水平いずれの方向にも運搬しやすいので打設箇所が変わっても自走で移動できるので便利であり、バケットとクレーンの台数を増やすことにより、打設能力も高められる。ただし、あまり高い堰柱の場合はブームの関係で限界がある。

⑴　コンクリートポンプ車打設

コンクリートポンプ車による打設は適切なスランプを維持すれば材料の分離が少なく、また、高い箇所の打設や、ある一定範囲内へのコンクリート打設には大変有利である。しかし費用が多少かさむので、他の方法との経済性の比較や作業内の相互関係を十分検討して使用の適否を決める。

コンクリートポンプを用いる場合は輸送管の吐き出し口を適当に移動させ、1 カ所に吐き出したコンクリートを横方向に流し送ることのないように注意する。

ブーム付コンクリートポンプ車を使用する場合は、ブームの先端が到達できる範囲をできるだけ大きくとれるようポンプ車の進入路の整備を行う。

コンクリートポンプを用いる場合の粗骨材の最大限度は 40 mm で、スランプは無筋コンクリートは 5～12 cm、鉄筋コンクリートは 8～12 cm が標準的な適用の範囲とされている。

(ｳ) 人力打設

人力打設はコンクリート量の少ない場合に広く利用されている。コンクリートの運搬には、手押車やトロッコ等が用いられるが、運搬時の振動によりコンクリート材料の分離が生じる可能性があるため、運搬路はなるべく平らな状態とし運搬距離は 50～100m以下を目安とする。

打設ブロックが大きくなると、その中に足場を設けなければならないことと、わずかではあるが斜めシュートを用いなければならないので良質のコンクリートを作る面から見れば欠点がある。

また、寒中におけるコンクリート打設の場合は、運搬中のコンクリートの放熱面積が大となり、コンクリート温度が低下しやすいので注意する。

イ　基礎地盤へのコンクリート打設

(ｱ) 岩盤の場合

コンクリートと基礎岩盤の密着を良くするために、岩盤に圧力水を噴射して、浮石、泥土を除去洗浄し、岩盤面の凹所の水たまりはこれを雑布等で除去した後にモルタルを敷均し、コンクリートを打設して締固めを行う。

止水壁を直接岩盤に打設する場合は、その厚さは施工可能な 0.6 m（最低部）以上を必要とする。一般に止水壁の施工に際しては、水替えしながらコンクリート打設をする場合が多く、底部は岩盤に密着させるとともに基礎岩盤の水密を図る。

止水壁と堰体との継手には鉄筋をそう入する方法とコンクリート面に凹凸を作る方法がある。また、継手部には通常止水板等をそう入する。実際にはコンクリート打込みに際し、どこからともなく湧水があるから、底部に小さな三角形又は四角形の暗きょを伏せて水を集めることが多い。暗きょはできるだけ上流側に設け、中心又は下流側は避ける。

規模の小さい場合はそのまま放置しても差支えないが、一般にはこの水抜き孔は施工後セメント注入するとよい。

(ｲ) 浸透性地盤の場合

砂礫層の上にコンクリートを打込む場合は、岩盤上の場合と同様の配慮を行って打設する。仕上げ掘削後の表面の砂礫が浮くことがあるので地盤と打設コンクリートを十分密着させるため ローラー等で十分転圧してからコンクリートを打設する。

このために堰体の掘削面はできるだけ平坦に単純な形に整形することが好ましい。透水性地盤では堰体と止水壁との取付け部は特に入念に施工する。

コンクリート止水壁は深く掘削することができ、水替えが容易な場合は問題はないが、一般に水替えによるモルタル流出が考えられるので、この部分のコンクリートは富配合のものを用い十分注意して施工する。

湧水量が多く、当初から一部又は全部を水中コンクリートとしなければならない場合があるが、この場合は水中でのモルタルの流失や材料の分離を防ぐため、コンクリートポンプ又はトレミーを使用してコンクリートを打設し、水替えによる流水の移動をできるだけ少なくするなど細心の注意を払って施工する。

止水壁両側の埋戻しが必要となった場合、土砂で埋戻し、十分突固めを行っても現状地盤よりも粗になり沈下を起こすおそれがあるので、貧配合のコンクリートで埋め戻すようにすることが望ましい。

ウ　継目工

(ｱ) 水平打継目

水平打継目は施工の面から設けるもので、構造物の大きさ、基礎の状況により定める。

土砂吐きエプロンのように仕上がり面が傾斜している場合は、最上リフトが同じ厚さで施工できるよう、その下層のリフトで傾斜を設ける。

リフトごとのコンクリートの配合設計は、表層リフトを富配合、下層リフトを貧配合とするなど構造設計に合致したコンクリートを打設する。

堰柱の 1 リフトの高さは型枠、打継目処理、配筋、コンクリートの施工性、温度ひび割れに関する検討結果等を考慮して決定する。

固定堰の下流側でバケットカーブ又は傾斜が大きい場合は、水平打継目を斜面に対して直角に近づけるようにする。

型枠を用いないコンクリートの打設可能な傾斜は 30° 程度であるから、斜面が 60° 以上の場合は斜面に対して直角とするのは難しいが、少なくとも 45° 以上とする。

図-29.3-1 のように基礎岩盤が傾斜している場合も前項に準じて岩盤の斜面に対して直角となるようにする。

水平継目は表面のレイタンス、品質の悪いコンクリート、緩んだ骨材粒等を取除き、コンクリート表面を粗にした後、十分に給水させた上で、コンクリートを打設する。

また、固定堰の水平継目には水平力に耐えるよう表面に凹凸を設ける。

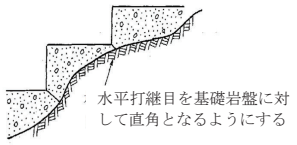


図-29.3-1　傾斜基礎岩盤に対する水平打継

(ｲ) 縦、横継目

a　伸縮継目

ブロック割により設けられた伸縮継目で堰軸方向のものを縦継目、堰軸に直角方向のものを横継目という。

この継目は相接する両部を絶縁するが、必要に応じて継目における止水のため図-29.3-2 のように止水板（薄い鉄板、ゴム板、合成樹脂系止水板）を設ける。

透水性地盤に設けられる頭首工には、この継目にキーやスリップバー等を設けて不同沈下を防ぎ、構造物の一体化を図ることが望ましい。

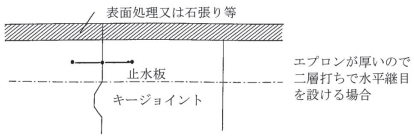


図-29.3-2　伸 縮 継 目

エ　養　生

コンクリートの養生に当たっては、適当な湿度と温度を保持するように努める。

平時はシート又はむしろ等の保護で十分であるが、昼夜の温度差の激しい場所は平時でもコンクリート表面にクラックが入ることがあるので、温度差が生じないように努める。頭首工の工事は渇水期が多く冬期にかかることが多いので、寒さによるコンクリートの凍害対策を十分考慮する。

コンクリート凝結、硬化の初期に凍結すると、その後養生を続けても強度は増さないので絶対に凍結しないよう保護する。

加熱養生はスチーム、電熱シート、電球、炭火などの熱源を用いるが、寒風を防ぎ、打設後コンクリートの表面温度を 10℃程度保持できるように努め、加熱養生後は急に露出状態にせず、その後もしばらく普通養生をして表面クラックの発生を防止する。

29.3.3　護床ブロック

護床ブロックの製作及び据付けに当たっては、他の工事との工程上の調整を十分行って必要な型枠の組数を設定するとともに、作業現場の確保に努める。

⑴　現場打ちコンクリートによるブロックの製作及び設置上留意すべき点は、護床ブロック設置場所の一部が通常現場内工事用道路として使用されるので、工期末になって手戻りや無理な施工を強いられないよう必要な組数の型枠を用意するとともに、綿密な打設ブロック計画を立てる。

⑵　現場打ちコンクリートによるブロック以外の特殊ブロックの製作は、通常高水敷等工事現場近くのストックヤードで製作し、工事の進捗に応じて運搬据付けを行うことが多いが、特殊ブロックの型枠は一般にリースによる関係から数量についての事前の検討が必要である。

⑶　ストックヤードは製品の仮置きと作業に必要な面積を確保し、労務災害の原因とならないよう留意する。

⑷　ブロックとブロックの間は通常適当な透過性を持たせるが、この間に詰める砂礫等は流水により吸出されないよう入念な施工が必要である。

第 30 章　頭首工用語集

あ

ＩＴＶ（あいてぃーぶい）：監視カメラといわれ、カメラとモニタの組合せにより離れた場所の状況を視覚的に監視するために用いられる。最近は夜間の照明が不要な CCTV カメラもある。

アルカリシリカ反応（はんのう）：アルカリシリカ反応（略称 ASR）は、コンクリート細孔溶液に溶出したアルカリ成分と骨材中に含まれる特定の成分（シリカ鉱物等）との間に生じる化学反応。この反応により生成されるアルカリシリカゲルは外部からの水分を吸水すると膨張するため、コンクリートのひび割れ、剥離・剥落が発生する。

安全率（あんぜんりつ）：構造物、材料、地盤、斜面などの荷重、破壊、崩壊、安定の程度を示す係数で、安全率が 1 以上は安全・安定で、1 未満は破壊又は崩壊を生じるおそれのあるものとして定義されている。

い

維持流量（いじりゅうりょう）**（河川）**：渇水時において河川の流況を維持すべきであるとして定められた流量。

井堰（いぜき）：河水を堰上げて用水を取水しやすくする施設の古語。

一級河川（いっきゅうかせん）：国土保全上又は国民経済上特に重要な水系で国土交通大臣が政令で指定した河川。

う

打込み杭工法（うちこくいこうほう）：既製杭を打込み又は押込みにより施工する工法で、費用が安く施工管理が容易だが騒音・振動が大きい。工法は打撃、振動、圧人工法などがある。

埋込み杭工法（うめこくいこうほう）：既製杭を埋込む工法で、騒音・振動が比較的小さいため都市部の建築の基礎としてよく用いられる。工法としては、プレボーリング工法、中掘り工法、回転根固め工法等がある。

え

液状化（えきじょうか）：飽和している、緩い状態の細砂質土に、ある程度以上の振動や水圧が作用した時、土粒子間の有効応力がゼロになって、せん断抵抗を失い土の構造に破壊が生じ液体状になる現象。

越流式取入口（えつりゅうしきとりいれぐち）：取水工敷を越流させ取水を行う取入れ方法で、一般に土砂の流入を防ぐため河床より 1 m 以上取入口敷高を上げる。

エプロン：洗掘、浸透水によるパイピングを防止するために堰体上下流部に設けられ、揚圧力に対抗するための重量を持つ構造物。

塩害（えんがい）：コンクリート中に侵入し蓄積した塩化物イオンにより鋼材の不動態被膜が破壊され、鋼材の腐食による腐食生成物の体積の膨張圧によってコンクリートにひび割れ、剥離、鋼材

の断面減少などが生じる現象。

塩水くさび：干潮河川の塩分浸入形態の一つで、塩水が淡水の下に浸入する現象で、一般に日本海沿岸の河川等によくみられる塩分の浸入形態であり、河川水の下層には塩分があって逆流し、その淡・塩境界層は歴然としている。

お

応急対策：施設に不具合が生じた際に、不具合に対して緊急的に行う対策。

応答スペクトル：特定の地震動時刻歴を受ける、任意の固有周期と減衰率を持つ１自由度振動系の最大応答値を定義したグラフ。通常減衰率を一定として固有周期に対して最大応答値をプロットする。対象とする応答値が加速度か速度か、変位によって加速度応答スペクトル、速度応答スペクトル、変位応答スペクトルがある。

応答値：地震動などの外力によって構造物に発生する量で、例えば、断面力、変位、ひずみがある。

汚泥（建設）：含水率が高く、粒子が微細（直径 74 ミクロン以下）で、標準ダンプトラックに山積みできず、人が上を歩けない状態で、土の強度の指標としてはコーン指数がおおむね 200 kN/m^{2}以下、又は一軸圧縮強度がおおむね 50 kN/m^{2}以下であるもの。

帯鉄筋：柱の軸方向鉄筋を所定の間隔ごとに取り囲んで配置される横方向鉄筋。

か

改　修：失われた機能を補い、又は新たな機能を追加すること。

開閉荷重：扉体の開閉操作に対し、自重及び各種摩擦や上下方向の水圧等によって抵抗として作用する荷重の合計をいう。操作荷重、巻上荷重等ということもある。

開閉装置：水門扉等を開閉操作するための操作をいう。

ゲートにおいては、扉体、戸当り、固定部と共に主要構成の一つであり、巻上機ということもある。

用途、操作条件、設置条件等によって種々の形式があるが、構造から分類するとワイヤロープウインチ式、スピンドル式、ラック式、油圧シリンダ式、チェーン巻取り式に大別される。

操作動力としては電動機、内燃機関、人力等が用いられる。

角落し：角落し堰に用いる堰板をいうが、全体を指す場合もある。戸溝に板などの堰板を落し込む形式のもので、開閉機はついておらず手動又はクレーンなどで開閉を行う。小水路の流量調節や、仮設ゲートに用いられる。

河床横断形：計画高水流量を流下させ河川の正常な機能を維持するために必要な横断形で、工事実施基本計画に従って河川管理者が定めたもので、約 200 m 間隔で定められている。

河床勾配：河床の縦断勾配のこと。堰設置に当たっては、横断図などによって頭首工地点から上下

流の河床勾配を知る必要がある。

河床等の状況：ミオ筋、河床勾配、河床材料について調査を行い、頭首工設置位置、及び施設の規模等を決定する際の資料とする。

河床変動：河川のある区間内に、流入する流砂量と流出する流砂量のつり合いが破れ、局所あるいは全体的に堆積、洗掘が起こり河床が変化すること。

荷　重：構造物や部材に応力や変形の増減を起こさせるすべての作用を照査や解析のために力や重量としてモデル化したもの。

河状係数：河川の性質を表す係数で、最大流量と最小流量の比で表される。

河川管理施設等構造令：河川管理施設等構造令（昭和 51 年政令第 199 号）。河川区域内に設置する工作物（ダム、堤防、床止め、堰、水門、樋門、排水機場、取水塔、橋及び伏せ越し）の主要な構造を適用の対象とし、河川管理上必要とされている技術基準を定めたもの。

河川区域：河川管理者が堤外の土地区域のうち、河道と一体として管理を行う必要があるものとして指定した区域。

河川自流：ダム等による貯留・放流の影響、堰による取水及び排水路からの排水の流入等のない河川（原始河川）の流量で、各種計算の基礎的流量をいう。

河川低水路：複断面の形をした河川で、常に水が流れている部分のこと。

河川保全区域：河川管理者が河岸又は河川管理施設を保全するために、河川区域に隣接する一定の区域（通常は 50 m）を指定している。区域内では、高さ 3 m を超えるか、長さ 20 m を超える盛土又は深さ 1 m を超える掘削や井戸などの水が浸透するおそれがある構造物の新築又は改築などが制限され許可を必要とする。

可動堰：水位、流量を調節するために可動装置を備えている堰（水門等）で、洪水吐きと土砂吐きに分けられる。

仮締切：仮締切は工事期間中、河川の流路を人為的に切替え、堤外地に頭首工等の河川工作物を施工するために仮に設ける構造物で、その規模は原則として工事期間中の洪水の越水を防止し、平水時の浸透を防いで良好かつ安全な工事が行えるように設置するもの。

慣行水利権：慣行を基礎にし、それが権利として社会的承認を得ているもので、農業用水では主に稲作かんがい用水利用について社会慣習として成立した水利秩序が権利化したもの。

完全越流：落差が十分にあって完全に落下している状態のことで、越流流速・越流流量等がその越流の下流側の条件に全く無関係であること。

感潮河川：水位及び流速が潮汐の影響を受ける低平地の河川をいい、潮汐の影響を受ける区間区域を感潮区域という。

管理規程：ダム、頭首工等の操作が河川管理上適正に行われることを確保するために、水利使用規

則において作成すべきことを定められた操作等に関する規程、及び土地改良法第 57 条の 2、第 93 条の 2 で定められた規程をいう。

管理橋：ゲートの保守管理等のために操作室等を連絡するために架設する橋梁をいい、ゲートの操作施設を設けるために堰柱上に架設する橋梁も含む。必要とされる幅員をもって設計する。

緩流河川：本基準では、河川勾配が 1/800 より小さい河川。

き

既往洪水量：過去にあった洪水量のことで、計画高水量の決定の参考となる。

基礎工：構造物を安定して支えるためのもので、直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎がある。

機能診断：機能診断調査と機能診断評価をあわせた概念。

機能診断調査：施設の機能状態、劣化の過程及びその原因を把握するための調査。

機能診断評価：機能診断調査の結果を評価し、機能保全対策を検討するための根拠とする行為。

機能保全計画：性能指標や健全度指標について管理水準を定め、それを維持するための中長期的な手法を取りまとめたもの。

機能保全対策：機能保全計画に基づく工事等のこと。

起伏ゲート：一端を河床にヒンジで固定し、油圧装置等によりゲートの開閉（起伏）を行うゲートで、鋼製起伏堰、ゴム堰、SR 堰等の種類がある。扉高に対して径間を大きくとれるが、河川管理施設等構造令によりゲートの起立時の高さは、計画横断形の河床から計画高水位の中間までの高さ以下で、直高は 3 m 以下とされている。ただし、洪水時においても土砂、流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には、この制限はない。

キャビテーション：流れの速度上昇によって低下した圧力が飽和蒸気圧を下回った際に、液体が蒸発して気体となり空洞が形成される現象。

急流河川：本基準では、河床勾配が 1/140 から 1/800 の河川。

許可水利権：河川法が適用又は準用される河川において、河川法第 23 条に規定する河川の流水の占用に関して河川管理者より許可を受ける権利で、通常の許可期限は 10 カ年とされている。

許容鉛直支持力：打込み杭の長期鉛直許容支持力は、長期許容圧縮応力度に最小断面積を掛けた値以下で、かつ以下の①又は②に示す値以下とする。

① 載荷試験をするときには、極限支持力以下の値の 1/3。

② 載荷試験を行わない場合は、支持力算定式から求められる極限支持力の 1/3。

許容応力度設計法（許容応力度法）：部材は弾性変形をするという仮定に基づき、弾性理論によって算定された部材の応力度が許容応力度以下であることを検証して部材の安全を確かめる設計法。

魚道：魚類等の移動を困難又は不可能にする障害のある場合、移動を容易にするように造られた施設の総称をいう。

魚道評価計画：新設又は改修した魚道が機能しているか評価するための計画。評価項目は主に新設又は改修前後の魚種、移動数、体長の変化等である。

く

杭基礎：直接基礎により支持することができないときに、構造物の荷重を地下の強固な地盤に伝達させる工法。

群杭：杭の支持力及び変形に隣接の杭が影響し合うような杭集団のことをいい、一般に杭の中心間隔が杭径の 3～5 倍以下になると、その影響が現れる。

け

ケーソン：堰柱の基礎として杭基礎が困難な場合に用いられ、底部を開放した筒状構造物を構築し内部の土砂を掘削しながら沈下させ支持層まで到達後、内部をコンクリート等で充填する基礎工法で、オープンケーソンとニューマチックケーソンがある。

計画高水位：計画高水流量及び計画横断形に基づいて、河川管理者が定めた高水位をいう。

計画高水流量：工事実施基本計画に従って、過去の洪水及び地形・地質を総合的に考慮して定めたもので、大河川では 1/100 年又は 1/200 年確率で、都市部中小河川では 1/50 又は 1/100 確率を採択している。

計画高水流量等：構造令では計画高水流量、計画横断形、計画高水位又は計画高潮位を総称していう。

径間長：隣合う堰柱の中心間隔の距離のことをいい、可動堰可動部の径間長の決定の原則については河川構造令第 38 条 1 項に規定されており、計画高水流量によって径間長が示されている。

景観保全施設：農業用水利施設と地域の景観等との調和を図るために整備されるもので、護岸工、法面保護工、地覆工、植樹工などがある。

形状係数（形による）：流れの中に置かれた固体が流れによって受ける力は表面抵抗（摩擦）と形の抵抗があり、その後者をいい、橋脚の形状による係数やスクリーンとバーの断面形状による係数などがある。

形状係数（流域）：流域の形状を示す係数で流域面積を河川長の 2 乗で割って求められる。この値が大きい河川は河川の長さに比べ流域の幅が大きい。

計測機器：頭首工に取り付けられる計測機器としては、水位計、流量計、ゲート開度計、雨量計などが挙げられる。

継続監視計画：施設監視計画を継続的に行うもの。

渓　　流：一般に流域が小さい山間、渓谷の流れを渓流と称し、河川水理学的には、流域の大小にかかわらず、河川勾配（1/140 以上）が急で河状係数が大きく（数百以上）、尖鋭なハイドログラフを呈し、多量の土砂、石礫が流下して、河床変動の激しい山間、山麓地帯の河川を渓流（torrent）と呼ぶ。

渓流取水工：渓流に設けられる取水工で、その形式は渓流河川の地形、流況、取水目的、取水量、取水方式等を考慮して選定する。多量の土砂礫、巨石の流下する渓流河川では、摩擦、損壊に対して、堅牢な構造、施工とする。

兼用工作物：河川管理施設と河川管理施設以外の工作物が相互に効用を兼ねる工作物。

限界状態：構造物が要求性能を満足しなくなる限界の状態。限界状態としては、使用限界状態、修復限界状態及び終局限界状態等が定義される。

限界掃流力：河床の土砂を押し流そうとする流水の力を掃流力といい、土砂の移動が始まる時の力をいう。

こ

高規格堤防：堤防の敷地の土地の大部分が通常に利用されても計画高水流量を超える流量に対して耐えることができる構造をもつ堤防。

工事実施基本計画：河川管理者が管理する河川について、計画高水流量等の河川工事の実施の基本となる事項を定めたもの。

高水敷保護工：流水の作用により高水敷きの洗掘を防止・保護するために設けられる。

洪水吐き：洪水の流下に支障を与えない可動堰部。

降　　伏：材料の応力-ひずみ関係において、弾性的性質を示す応力の限度を超える応力を加えると、応力は増加せずに急にひずみが増加する現象をいう。

小口止工：法覆工の上下流端に設け、護岸を保護するもの。

固定堰：取水堰のうち、可動部の可動堰に対して、固定部を固定堰といい、上流面を垂直若しくはこれに近い勾配とし、下流勾配を緩勾配とする台形断面を基本とし、作用する荷重に対し安全な構造を有するもの。

固有周期：質量をもった点にモデル化された物体を質点といい、一つの質点とばねからなるモデルを 1 質点系という。N 質点系は N 個の固有周期を持ち、長い方の固有周期から 1 次、2 次、N 次固有周期などと表現する。一般的に構造物は 1 次固有周期で最も揺れやすいことから、固有周期は 1 次固有周期のことをいう。

固有周期別補正係数：強震観測結果にも基づき地震の動特性、構造物の動的特性などの設計水平震度の補正係数で、地盤種別と固有周期により求められるが、地震時土圧の算出に関しては 1.0 とする。

護　　岸：河岸を計画高水位以下の流水の浸食、洗掘から保護する工作物のことで、広義には水制も含まれるが、狭義には堤防河岸を直接保護するものをいう。法覆工・法留工・根固工などにより構成され、低水路河岸のための低水護岸と低水路以外の河岸又は堤防のための高水護岸がある。

護床工：河床の洗掘を防止するために、エプロンに続いて設けられる構造物で、そだ沈床やコンクリートブロックが用いられる。

ゴム引布製ゲート：袋状のゴム引布製の袋体に水又は空気を圧入・排除することにより起立・倒伏するゲートで、ゴム引布製ゲートを有する可動堰をゴム引布製起伏堰という。一般にはゴム堰と呼ばれ、倒伏が確実に行え、維持管理が容易であることに特徴があるが、水位・水量の制御や多くの堆砂が生じるところにはあまり向かない。

ゴム袋体支持式鋼製起伏ゲート：鋼製の扉体（steel）とゴム（rubber）引布製の袋体を有し、袋体に空気を充填、排除することによって起伏させる形式の堰のことで、SR 堰ともいわれる。

さ

砂　　堆：砂河川の河床にできる小規模河床波の一つで、そのスケールが水深に関連し、河床波と水面波は逆位相で、下流方向に移動する性質がある。

作　　用：構造物または部材に応力及び変形の増減、材料特性に変化をもたらす全ての働き。

三点水位法：粗度係数が不明な水路の流量を求める方法で、水路の 3 カ所の横断面形と水位を同時計測し通水断面を明らかにして粗度係数を仮定し流量を求める方法。

し

（取入れ）敷高：取入口敷きは土砂礫の流入を防止するために、河床又は土砂吐き敷より 1.0 m 以上高くする。自然取り入れの場合は 0.4 H（H は取入口前の河川水深）以内が望ましい。

仔　　魚：孵化してから、ひれの条数が成魚と同数になるまでの魚類をいう。

試験杭：杭の支持力等の打止まり状況を確認するために、各基礎ごとに打つ最初の 1 本を試験杭といい、一般に、実杭より 2 m 程度長い杭を用いる。

支持力係数：ケーソン基礎等の鉛直支持力度を求めるための係数で、粘着力・地盤反力・排出土砂重量の三つの係数からなる。

止水壁：浸透水によるパイピング防止、浸透水量の抑制を目的とし、堰体下部の上流端に十分な止水性と必要な根入れを確保するように設置する。一般に、鋼矢板Ⅱ型（改良型は不可）を用いて、長さ 2.0 m 以上とする。

施設監視計画：施設の劣化の進行状況を見極め、最適と判断される時期に適切な対策工事を実施できるようにすることなど目的とした計画。策定に当たっては、施設機能の評価結果を踏ま

えた上で、個々の施設の状態に応じて、測点・部位、監視内容・項目、監視頻度などを定める。

施設機能維持用水：非かんがい期に水路に通水を必要とする水量のことで、土砂の堆積、汚水の流入、管水路では空気の滞留などや、水路の清掃、通水機能の管理のために使用される。

自然取入れ：堰上げをしなくても取水力可能な場合に用いられる取入れ方式で、敷高は河床から既往最大渇水位の 0.6 H になるため、孔口式取入れ口となる。

湿　潤　線：土中を浸透する重力水の自由水面を表し、この面から下部は飽和している。

質　　点：物体の運動を考える場合に、物体の形状や大きさを無視して幾何学的な点にモデル化し、力学的要素である質量だけを与えたもの。

終局限界状態：構造物または部材が外的作用に対して抵抗力を失い、致命的な損傷あるいは大きな変形を起し、機能や安定を失う状態。

周面摩擦力：杭の局面による摩擦力で、道路橋示方書では地盤の種類と杭の施工方法により求められる。

取水庭：取入口から導水路入り口までの間で流入した水流をなめらかに整えるために設ける漸縮の取付部。

出　水　期：梅雨や台風による大雨、融雪等によって河川が増水しやすい期間。

消防法令：消防法、消防法施行令、消防法施行規則などの総称をいう。

親水施設：水と親しむことを目的とした施設で、せせらぎ水路工、親水護岸工、遊水施設工などの施設。

浸透路長：浸透水が堰の基礎面に沿って流れる流路を浸透路といい、その長さを浸透路長という。ブライ又はレーンのうちの大きい値を確保することが必要になる。

震度法（固有周期を考慮しない）：設計水平震度を用いる一般の耐震設計法。震度値は工種に応じて経験的に定められた値が用いられる。

震度法（固有周期を考慮する）：修正震度法ともいう。比較的固有周期の長い構造物に対して構造物振動特性を考慮し、震度法の設計水平震度を修正して行う耐震設計法。

地震時保有水平耐力法：構造物の塑性変形を考慮し、地震による荷重を静的に作用させて設計する方法であり、構造物に損傷が生じ、破壊に至るという過程を追跡して設計する耐震設計法である。

地　震　力：設計水平震度と物体の重量の積で求められ、個々の重心に水平に作用する。

地盤種別：設計地震動を設定する場合に地盤条件の影響を考慮するための区分であり、表層地盤の基本固有周期である地盤の特性値 T_G をもとに区別する。概略の目安として、Ⅰ種地盤は良

質な洪積地盤及び岩盤、Ⅲ種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤（N 値 4 以下）、Ⅱ種地盤は、Ⅰ種地盤及びⅢ種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤と考えて良い。

自　由　水：土中水のうち重力によって間隙中を自由に移動できる水で、重力水と呼ばれることもある。

受電方式：頭首工の施設に電力を供給する方式のこと。頭首工では、1 回線＋非常用発電機の採用例が多いが、非かんがい期に保安電力が必要な場合はさらに農事用電力と保安電力の 2 系統の受電の可否について検討する必要がある。

準用河川：一級、二級河川以外の市町村長が指定した河川で、二級河川に関する規定を準用や読み換え等を行い適用する河川。

す

水　　承：固定堰を越流した水の落下衝突による洗掘を防止するために堰体の法部分において落下水脈を水平方向に偏向させるために設けるもの。

吸　出　し：堤体内部、又は構造物裏側の土砂が水の移動とともに堤外部に運び出されること。

吸出し防止：堤体下部からの吸出しには阻壁を、構造物継目部の側壁裏面には吸出し防止シート等を、護床ブロック下部には割栗石及び吸出し防止マットを敷き、それぞれの吸出しを防ぐ。

水理機能：頭首工では特に、洪水時などにおいて河川流水を安全に流下させる機能をいう。

水　利　権：水を排他的に継続して使用する権利であり、河川水、ため池、湧水等その種類を問わず権利として保護される。長年の慣行による慣行水利権と、河川法に基づき許可を得る許可水利権がある。

水利使用規則：河川協議の同意に当たって水利使用の許可の際、許可証に付される書面で、水利使用の目的、場所、取水量、工作物の設置及び占有の場所・面積等の水利許可の内容となるべき事項と取水制限、貯留制限、排水の規制、工事及び管理に必要な事項等の許可の条件となるべき事項を記載したもの。

水理模型実験：水理現象を解明するために、実物と何らかの形で相似になっている模型に水を流して実物と同様の水理現象を得ること。堰等の模型実験は河川構造物実験といわれ、堰軸位置、堰上下流河道への影響、魚道の構造実験等に用いられる。

スクリーン：取水口からの塵芥の流入により、取水を阻害することのないように、また、下流の各種水利施設に塵芥による閉塞や損傷を防止するために設けるもので、設置に当たっては塵芥の種類、大きさ、量等を考慮した構造のものとし、取水を妨げないようにする必要がある。

スライドゲート：ゲートの基本的な形式で、スルースゲートとも呼ばれ、比較的小規模なゲートに適用され、開閉方式はラック式、スピンドル式がある。頭首工では主に取入口に使用されるゲートである。

せ

成　　魚：稚魚の次の過程で、成熟する前の過程をいう。なお。成熟年齢に達した魚類を親魚（しんぎょ）という。

制御方式：頭首工ゲートの制御には、平常時は設定水位制御を、洪水時は全開全閉制御を、一般に用いる。また調整・分水ゲートには設定水位制御、設定流量制御、設定比率分水制御があり、適切な方式を適用する。

静振（セイシュ）：水路幅などに対応した固有周期をもつ横波で、岸（側壁）を振動の腹とする定常波。

正常流量：流水の正常な機能を維持するために必要な流量で、維持流量とある地点より下流における流水の占用のために必要な流量（水利流量）の双方を満足する流量で、10カ年の第1位相当の渇水量をもとに設定されている。

静水圧：水が静止している時の圧力をいい、その力は仮想した断面に対し垂直に働く。

生態系保全施設：農業用水利施設周辺に生息する魚貝類、昆虫類、鳥類、植物等の生態系を保全又は生息を図るための施設で、ヨシ原、ワンドの復元、及びカワセミ護岸など。

静的照査法：震度法などに採用されているように、本来は動的な地震力を静的な外力に変換して静力学的に解析し照査する方法。

性能管理：施設の設置目的を達成するため、着目した性能等を、新設時の水準とこれ以上性能低下を許容することができない管理水準の間に維持することをいう。

性能指標：各施設がもつ性能が発揮されているかを判断するための具体的な数値等をいう。

堰頂標高：設計取水位に余裕高を加えたもの。余裕高は波浪や取入れスクリーンの目詰まりによる損失水頭などを加えたもので、通常は10 cm程度としている。

設計洪水量：一般に計画高水流量を用いるが、定められていない場合は通水可能量を用いる。

設計取水量：計画最大取水量、つまり、かんがい期間における最大の取水量をいう。

設計振動単位：地震時に同一の振動をすると見なし得る構造系。可動堰では、堰柱1基を指すが、管理橋に地震時水平方向分散支承や免震支承を用いる場合は、一連の可動堰全体となる。

設計水平震度：震度法では、構造物重心に危険側水平方向に地震慣性力を作用させるが、構造物には自重が下方向に作用している。この慣性力と自重の比のことをいう。

先端極限支持力度：杭先端における単位面積当たりの支持力で40を上限とし、平均N値により求められる。

全水頭：単位重量の水がもつ種々のエネルギーを水頭の高さで表し、その位置水頭、圧力水頭、速度水頭の和。

そ

操作設備：頭首工の設備を操作するための施設の総称で、各種ゲート操作盤、水位計などの観測機器や、監視施設等をいう。

操作盤（ゲート）：ゲート操作盤は、ゲート開閉機の横に機側操作盤、現場管理所内部には遠隔操作盤、中央管理所から集中管理する場合の遠方操作盤などがあり、それぞれの必要に応じて設置される。

操作方式：ゲート・バルブ、ポンプなどの操作及び制御方式は、機側（手動）、遠隔（手動、自動）、遠方（手動、自動）があり、それぞれ、機側（現場）、現場管理所、中央管理所のことである。

塑性域：構造部材において、降伏以後、変形が残留する応力域で、応力－ひずみ関係が非線形を示す領域。

塑性化：地震力によって部材に生じる変形が、部材としての弾性限界を超えること。部材が塑性化するということは、変形を受けた後、元の状態に戻らずに、残留変形が残ることになる。

そだ沈床：そだをますめ状に組み、河床・河岸を洗掘から守るもの。

阻　　壁：取水堰下流部を河床洗掘から保護する目的で、エプロン下流端に設けられる。

た

耐震性能：構造物に要求される耐震設計の目標とする性能であり、施設の重要度により、「健全性を損なわない」、「致命的な損傷を防止する」、「限定的な損傷にとどめる」のいずれかの性能を設定する。

耐震性能照査：構造物の地震時挙動を動力学的に解析する動的照査法と地震の影響を静力学的に解析する静的照査法に大別される。

耐震性能照査上の基盤面：対象地点に共通する広がりを持ち、耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な土層の上面。

耐震性能照査上の地盤種別：地震時における地盤の振動特性に応じて工学的に分類する地盤種別。

耐震性能照査上の地盤面：構造物や土の重量に起因する地震時慣性力をその面より上方では考慮し、下方では考慮しないとして定めた地盤面。

耐震設計：構造物等の地震の振動に耐える設計法で、頭首工では修正震度法を使用し、構造物の規模や重要等に応じ動的解析法を用いる。また、他の構造物については構造物特性や地盤条件により震度法、修正震度法、応答変位法を選定する。

縦帯工：護岸法肩部の施工性を容易にし、護岸法肩部の損壊を防ぐものである。

短期許容支持力：材料による杭の短期許容圧縮応力度に長さ径比の低減を考慮した値以下で極限支

持力の 2/3 の値。

弾性域　：構造部材において、部材が降伏する前の応力ーひずみが線形関係である範囲。

弾性波探査：弾性波が物性の異なる境界で屈折や反射などの現象を生じることを利用した地下構造を把握するための調査手法であり、反射波を用いる方法、屈折波を用いる方法、透過波を用いる方法、表面波を用いる方法の４つに区分できる。

弾塑性有限要素法：土や金属のように弾性と塑性の性質が混在した材料に対し、有限要素法（FEM）を用いた非線形解析により、応力や変形挙動等の物理現象をシミュレーションする手法。

ち

地域別補正係数の地域区分：大地震が起こる可能性が高い地域を 1 とした標準設計水平震度の補正係数で、対象地域を A1＝(1.0、1.2、1.0)、A2＝(1.0、1.0、1.0)、B1＝(0.85、1.2、0.85)、B2＝(0.85、1.0、0.85)、C＝(0.7、0.8、0.7)に分けて掲げている。

稚　　魚：ひれの条数が成魚と同じとなってから、うろこが形成され終わるまでの魚類をいう。

治水機能：一般には、河川の氾濫や高潮などから住民の命や財産、社会資本基盤等を守るために洪水を制御する機能をいう。頭首工は、基本的にダム等のように洪水を制御する治水機能は無いものの、洪水時には、河川の治水上著しい支障を与えることなく、流水を安全に流下させる水理機能を有している。

長期許容支持力度：材料による杭の長期許容圧縮応力度以下で極限支持力の 1/3 をいい、極限支持力は載荷試験、又は支持力算定式から求められる。

直接基礎：構造物をフーチング基礎又はべた基礎により直接構造物を支える基礎で、鉛直支持、滑動、転倒の条件を満足している必要がある。

沈降理論：沈砂池の沈砂溝の長さを算出するために用いる理論で、流量、沈降させる土砂の直径、深さ、幅などから求められる。

沈砂溝：沈砂池の沈降部は一様な流れを維持し、沈砂及び排砂機能を高めるために隔壁により幅に比べて水深が深くなるように分割された溝をいう。一般に、沈砂溝は維持管理上がら 2 連以上に分割される。

沈砂池：取水した用水中から水路に有害な土砂礫の沈積排除を行う施設。

陳腐化：古くさくなることをいう。例えば、水管理制御設備や電気設備では、修理・交換が従前の機器では困難となることを示す。

て

定格トルク：誘導電動機において定格周波数、定格電圧のもとに電動機軸において利用できる定格出力に相当したトルクをいう。

テレメータ：遠隔地にある機器の動作状況や計測データなど、監視情報の伝送を行う装置をいう。

ＴＭ／ＴＣ　：TC（テレコントロール）は遠隔地の操作を行い、操作が必要な遠隔地の状態を知るために TM（テレメータ）を必要とするので、組み合わせて用いられる。

天端保護工：低水護岸の上端部と背後地のすり付けをよくし、裏側から浸食されて崩壊しないように保護するもの。

ディープビーム効果：斜めせん断ひび割れが進展したあとも載荷点と支点を結ぶコンクリートが圧縮力に抵抗し、タイドアーチ的な耐荷機構が形成されることにより、水平力に抵抗することができる効果。

電圧降下：一般に無負荷の状態の電圧が負荷の投入によって一時的に電圧が降下することをいい、異常に電圧が低下すると電動機の温度の上昇、トルクの減少又は照明の明るさが低下する。

伝送装置：計測データや、制御データを伝送する回線は無線方式（単信無線回線、多重多方向無線回線）、有線方式（私設線、NTT 回線などの専用線、地域 IP 網接続サービス）がある。地区の状況、管理体制、経済性、制御装置の整合性などから決定する。

と

特定水利使用：最大取水量により区別されており、かんがいでは 1.0 m^3/s 以上又はかんがい面積 300 ha 以上、準特定水利使用は 0.3 m^3/s 以上又は 100 ha 以上をいい、河川区分との組合せにより、許可・認可権者が異なる。

床止め：河床低下を防止し、河床を安定させ、河川の縦断及び横断形状を維持することを目的として設置される河川横断構造物であり、床固めと言う場合もある。構造的には、落差がある床止めを「落差工」、落差がないかまたはあっても極めて小さい床止めは「帯工」と呼ばれる。

取入れ口：かんがいに必要な用水量を河川から確実に取入れ、用水路へ導く施設。

取入れ水位：自然取入れの場合は既往最大渇水位とし、取水堰を設ける場合は設計取水位のことをいう。用水路起点に必要とされる水頭と各種損失水頭の和で求められ、取水堰の堰高決定のもととなる。

取入れ幅：取水量、水深、流速から求められる。

取入れ流速：取入れ堰上の流入速度は 0.6～1.0 m/s が標準的であり、土砂の流入、水生植物の繁茂を防止するための流速の範囲である。

トリリニア型モデル：原点からひび割れ点を結ぶ線と、ひび割れ点から降伏点を結ぶ線及び降伏点と終局点を結ぶ線の３本の線からなる非線形モデル。

動水圧：流水又は射出水が固定した面に衝突するとき、その面に働く圧力。

導流壁（土砂吐き）：流路の安定を図るために設けられ、土砂礫の堆砂を防ぐ構造物で、土砂吐き

では土砂吐き水路を形成しやすくするために設けられ、一般には取入れ敷高程度とするが、緩流河川では排砂時間の短縮のため計画取水位程度とする方が望ましいとされている。

土砂吐き：取水堰の取入口側に設け、取入口前面に堆積した土砂を短時間に掃砂し、取水時における水路内への土砂の流入を防止する。

に

二級河川：一級河川以外の水系で、公共の利害に重要な関係のある河川で、都道府県の知事が指定したもの。

ね

根固工：河岸又は堤防法留工の前面に設け、河床の洗掘及び低下に対処し河道の安定を図るもの。

の

法留工：堤防法面のすべりを防止し、裏面土砂の流出を防ぐもので、基礎工と兼ねる場合もある。

法覆工：堤防法面を被覆し、これを保護するもの。

は

波状段波：津波が遠浅の海域や河川を伝播するのに伴い、波形や水深等の条件によっては周期の短い複数の波に分裂し波高が増幅する現象。

ハンチング：ゲートやポンプ等で入力の変化があっても、慣性等の時間的遅れで制御量がすぐに変化せず、しばらく前の値をとり続けること。広義には、閉ループ制御で操作や制御が周期変動して繁雑に繰り返される現象をいう。

バイリニア型モデル：原点から降伏点を結ぶ線と、降伏点から終局点を結ぶ線の２本の線からなる非線形モデル。

場所打ち杭：地盤を掘削した後に鉄筋カゴを挿入し、コンクリート打設することにより築造した鉄筋コンクリート杭。標準的には、直径 80cm 以上で、継目のない大口径の杭を得ることができる。

パイピング：浸透性地盤上で堰により水位を上げると、上下流の水位（水頭）差によって地盤内を浸透する流水が地盤内の土粒子を移動させようとする。この作用が進行すると地盤内に水孔をつくり、やがて空洞ができて基礎の破壊に至る。このような作用をパイピングという。このパイピング防止のために堰基礎面や取付け擁壁の背面に沿う浸透路の長さ（クリープの長さ）を確保する。

ひ

標準貫入試験：現位置における地盤の相対的な堅さを表し、重量 63.5 kgf のハンマーを 75 cm 落下させ 30 cm を打込むのに要する打撃数を求める試験で、この打撃数を *N* 値といい、整数で表され、50 を最大としている。*N* 値は支持地盤の選定や基礎構造の決定に欠かすことのできない指数である。

避雷器：電路に雷や回路開閉の時に起こる衝撃過電圧が侵入した場合、それによる電流を大地に流し、電圧上昇を制限して電路を正常に保つための装置。

ＰＳ検層（ダウンホール法）：地盤の物性を評価するパラメータである弾性波速度を測定する方法の一つで、地表で起振させた振動をボーリング孔内に設置した受振機で受振することで地盤の大局的な速度構造を把握する測定方法。

ふ

フィックスドタイプ：堰の本体が直接岩盤に接着している形式の取水堰。

不感帯：入力が不感帯より小さい場合、出力に変化が現れない範囲、ハンチング防止のために不感帯を余裕幅として持たせる必要がある。

フック形状：鉄筋の標準フック形状には、半円形フック、直角フック、鋭角フックが用いられる。

舟通し：堰による水位差のある水面間を通船させるための設備で、閘門はローラゲートや、マイターゲート等が採用される。最近では、魚道を兼ねたものもある。

浮遊砂：流水の乱れによる拡散作用のために浮遊して輸送される土砂のことで浮遊土砂ともいう。河川に供給された微細砂が浮遊して流下する場合はウォッシュロードといい、これは河床の変動には関係しない。

フローティングゲート：浮上させた状態で曳航により移動し、ゲート内に水を注排水することにより沈下・浮上する形式のゲート。頭首工の塗装や修理時等に仮設的に用いられる。

Ｖノッチ現象：ゴム堰の倒伏過程において袋体が局部的に収縮し、流れが集中する現象で、膨張媒体として空気を用いた場合に見られる。このとき、流量変化は少ないが単位幅流量が大きくなるので、跳水位置が下流側にずれる。

プッシュオーバー解析：荷重増分法とも呼ばれ、漸次荷重又は水平震度を増加させ構造物の破壊形態を把握する静的解析法。

へ

平衡河床：流水により河床材料が移動しながら河床に洗掘や堆積が生じない状態で変動が少なく釣合のとれた河床。

ペデスタル杭：貫入式現場打ちコンクリート杭工法の一種で、施工法は二重管を打込んだのち内管を引抜き、先端コンクリートを入れて球根状に突き広げ、続いて鉄筋、コンクリートを投入して築造する杭。

ほ

放水路：頭首工下流への責任放流量や河川維持流量を放流するための施設、又は余水吐き等からの余水を河川に戻す水路。

補　　強：主に施設の構造的耐力を回復又は向上させること。

補剛材：構造物の剛性を増すために付加された部材をいう。水圧鉄管等では、外圧による座屈や、有害な振動等を防止するために取付けられる部材をいう。スティフナともいう。

補　　修：主に施設の水密性、通水性、耐久性を回復又は向上させること。

保全管理：当該施設に求められる性能が継続的に維持されるよう管理すること。

ま

巻止工：低水護岸の上端部に設け、低水護岸が流水により裏側から浸食されて崩壊しないよう保護するもの。

摩擦杭：杭先端が良質な支持層に達しておらず、杭の周面の摩擦力により支持力を得る杭。

み

ミオ筋：河道内において流水の集中によって形成される流路。

む

無塗装耐候性鋼材：普通鋼材に対し塗装や防錆処理をしなくても大気中での腐食に耐える鋼材のことで、JIS G 3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材のうち W 材をいう。この鋼材は表面に緻密な安定したさび層をつくることにより塗装を不要にした鋼材で、主に鋼橋に用いられるものである。

め

免震設計：地震の振動を免れる設計法で、免震装置としては地震動が構造物に伝わるのを遮断する装置（アイソレータ）と構造物の振動エネルギーを吸収する装置（ダンパ）からなる。

ゆ

油圧シリンダ：作動油の持つ流動力を機械的動力に変換する機器のうち、シリンダ力が有効断面積及び差圧に比例するような直線運動をするアクチュエータをいい、複動ピストン式と単動ラム式がある。

有限要素法：骨組み構造や連続体の構造解析に用いられる数値解析法のひとつ。全体系を節点を介する要素に分解し、節点により全体が連続・連携することを用いて方程式を解く方法である。

よ

揚圧力：堰体下部の空隙やクラック等に生じる間隙水圧がある断面に対して鉛直上向きに作用する力で、頭首工では、構造物の自重により対処する。

揚圧力係数：揚圧力の強度を表す係数で、止水処理のない場合を 1.0 とし、止水処理や排水処理などにより減ずることができる。

翼　　壁：河川構造物の側面（左右床）に浸透水を迂回（必要浸透路長を確保）させるために設けられる壁、又は構造物と法面のすり付けに設けられる構造物。

横帯工：法覆工の延長方向の一定区間ごとに設けられ、護岸の損壊が他に波及しないように縁を切るものである。

予備発電設備：ゲート設備の操作の確実性を図るために設置され、ガスタービン機関又はディーゼル機関と交流発電機から構成される。

予防保全対策：当該施設に求められる性能の劣化が顕在化する前に行う対策。

ら

ラジアルゲート：トラニピオンを中心として扉体を円弧状にし、水圧荷重は前面に張られたスキンプレートから補助桁、主桁、脚材を介してピンに集中され固定部に伝達される。ラジアルゲートは戸溝を必要とせず水理的、構造的に有利になる利点を有し、トラニピオンを中心に回転して開閉するため巻上げ荷重が比較的小さくなるなど経済性から優れた面もある。しかし、越流水が脚材と干渉するので構造的に弱いといえることや、揚程上の制約から頭首工用ゲートとしてはあまり採用されていない。

ラック：まっすぐな棒に歯を切ったものをラックといい、一般的には回転運動を直線運動に変える場合に使用される。歯を切らないで梯子状にしたものをピンラックという。棒状のラックをラック棒ともいう。
扉体やレーキを開閉、昇降する機構等に用いる。

り

力　　率：供給されている電力がどれだけ有効に利用されているかを示す値で、供給される電力と有効電流の位相角の差の余弦（COS）で表される。

力率改善：供給される電力と有効電流の差（ベクトル差）である遅れ無効電流を少なくするために行われ、力率改善機器として進相コンデンサーが用いられる。

流砂量：水路に有害な土砂礫の流入を少なくするために、頭首工の設置位置、取水工の敷高、沈砂池の設置要否の決定には、流砂量の調査測定が必要であり、主に浮遊砂について調査が行われる。

流線網：土の中の自由水の流れを表したもので、水頭の等しい点を結んだ線を等ポテンシャル線といい、自由水面がある場合は浸潤線と呼ばれる。また、浸透流において水の流れの方向

を連ねた線を流線といい、この二つの線は一般に直交する。

流入導水路：取入口から沈砂池までの水路のことで、沈砂池の沈積効果が高くなるようにつくらなければならない。

流量状況：流況調査の一環として行われ、河川流量の記録から流況表（流況図）を作成し、豊水流量（一年を通じ95日を下らない流量）、平水流量（185日）、低水流量（275日）、渇水流量（355日）、年平均流量（日平均流量の平均値）、かんがい期平均流量（かんがい期間中の日平均流量の平均値）を求め、他水利計画の関与及び上下流のダム等の流況調節機能を有する施設の系統図を作成する。

良質な支持層：岩盤及び、N値30以上の砂礫・砂質土層、N値20以上の粘性土層で十分な層厚を有する地盤を指す。

利用保全施設：農業用水利施設の保全や管理を目的とする施設で、水質保全施設、安全施設、休息施設などがある。

れ

レベル１地震動：構造物の供用期間中に1～2度発生する確率の地震動。

レベル２地震動：構造物の供用期間中に発生する確率は低いが、地震動強さの大きな地震動。その発生要因によって、レベル２地震動（タイプⅠ）、レベル２地震動（タイプⅡ）に区分される。

レベル２地震動（タイプⅠ）：陸地を載せるプレート境界のプレート運動が原因となり発生する地震動。

レベル２地震動（タイプⅡ）：内陸地殻内により発生する強大な地震動。

ろ

ローラゲート：ローラゲートはゲートの代表的な形式で、水圧荷重はスキンプレート、補助桁を介して水平主桁に伝えられ、扉体両側に配置された端縦桁からローラを経て戸当りに伝達される。このガーダタイプの他に全面殻体構造で伝達するシェルタイプがある。巻上げ方式は、ワイヤーロープ、スピンドル又はラックにより垂直に巻上げられるのが普通である。形状、機構が簡単でスライドゲートに比べて巻上げ荷重が小さく、信頼性が高いことから、頭首工用ゲートとして最も多くの使用実績を有しており、小形ゲートから長径間ゲートに至るまで広範囲に採用されている。

わ

ワンド：水制等に囲まれた河川の本流沿いにある池のような死水域のこと。

第31章　参考文献

1. 頭首工（単行本）

農林省農地局：土地改良事業計画設計基準第3部第3編頭首工、(1952)

農林省農地局：土地改良事業計画設計基準設計頭首工、(1967)

農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準設計頭首工、(1978)

農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準・設計「頭首工」(1995)

農林水産省農村振興局整備部：よりよき設計のために「頭首工の魚道」設計指針、(2014)

農林水産省構造改善局設計課：鋼構造物計画設計技術指針水門扉編、農業土木機械化協会（2009）

農林水産省構造改善局設計課：電気設備計画設計技術指針高低圧編、農業土木機械化協会（2008）

農林水産省構造改善局設計課：水管理施設制御方式技術指針観測設備編、農業土木機械化協会（1988）

農林水産省構造改善局設計課：水管理施設制御方式技術指針制御技術編、農業土木機械化協会（1993）

農林水産省構造改善局設計課：水管理施設制御方式技術指針計画設計編、農業土木機械化協会（1995）

農林水産省農村振興局設計課：ゴム引布製起伏堰施設技術指針、(2007)

農林水産省農村振興局設計課：土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」、(2014)

農林水産省農村振興局設計課：土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」、(2015)

農林水産省農村振興局設計課：土地改良事業計画設計基準・設計「ポンプ場」、(2018)

農林水産省農村振興局整備部：土地改良事業設計指針「耐震設計」、(2015)

農業土木學會：本邦灌漑排水工事図譜（第壹輯）、農業土木學會（1933）

農業土木學會：日本取入堰堤誌、農業土木學會（1942）

牧　隆泰：日本水利施設進展の研究、土木雑誌社(1958)

中谷　強：取水ダム、東海出版印刷㈱（1959）

農業土木学会：農業土木工事図譜第1集取水施設編、農業土木学会（1965）

野路浩之：設計の手引き頭首工、土地改良新聞社(1961)

狩野徳太郎：取水堰、地球出版㈱（1982）

建設省河川局治水課：ゴム引布製起伏堰技術基準（二次案）、国土開発技術研究センター（1983）

水門鉄管協会：水門鉄管技術基準（水門扉編）（2020）

河村三郎：土砂水理学工、森北出版㈱（1982）

吉川秀夫：流砂の水理学、丸善㈱（1985）

篠邊三郎：頭首工の魚道上巻現状編、笹軽印刷（1989）

土木学会：水辺の景観設計、技報堂（1989）

土木学会：橋の動的耐震設計（2003）

土木研究センター：橋の動的耐震設計マニュアル(2006)

農業土木学会：農業土木工事図譜、第4集頭首工編、農業土木学会（1990）

ダム技術センター：堰の設計、山海堂（1990）

ダム技術センター：魚道の設計、山海堂（1991）

岩村勉：頭首工とともに、農業土木技術連盟（1992）

建設省：ダム・堰施設技術基準（案）、ダム・堰施設技術協会（2016）

日本道路協会：道路橋示方書、(2012)

日本道路協会：杭基礎設計便覧、(2015)

日本道路協会：杭基礎施工便覧、(2015)

日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、(1997)

日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料−PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁基礎・深礎杭等の耐震設計計算例−、(1998)

日本道路協会：道路震災対策便覧、(2019)

(財) 国土開発技術研究センター：改訂解説・河川管理施設等構造令(2000)

日本河川協会：改訂新版・建設省河川砂防基準（案）同解説(1997)

(財) 国土開発技術研究センター：柔構造樋門設計の手引き（2007）

(財) 国土開発技術研究センター：改定護岸の力学設計法（2007）

(財) 国土開発技術研究センター：床止め構造設計手引き（1998）

(財) 国土開発技術研究センター：ゴム引布製起伏堰技術指針（案）（2000）

土木学会：2017 制定コンクリート標準示方書（2018）

阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告(1996)

日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）（2004）

高速道路総合技術研究所：設計要領第2集(2007)

鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）（1999）

福岡捷二：洪水の水理と河道の設計法(2005)
農業土木技術研究会：農業土木技術の変遷(1995)
砂防学会：砂防学講座第 4 巻－渓流の土砂移動現象（1991）越塚誠一：数値流体力学、培風館、(1997)
梶島岳夫：乱流の数値シミュレーション、養賢堂、(1999)
国土交通省水管理・国土保全局治水課：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—、(2020)
SR 堰技術検討会：鋼製起伏堰（ゴム袋体支持式）設計指針（一次案 増補版）、(2007)
国土交通省：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）・同解説、(2015)
ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）、(2016)
(財) 国土技術研究センター：津波の河川遡上解析の手引き（案）、(2007)
農林水産省農村振興局整備部：土地改良施設管理基準—頭首工編—技術書、(2012)
北陸地方整備局：設計要領(河川編)、(2013)
北陸地方整備局：設計要領(道路編)、(2020)
九州地方整備局：土木工事設計要領　第Ⅱ編河川編、(2017)
農業農村振興整備部会 技術小委員会 食料・農業・農村政策審議会：農業水利施設の機能保全の手引き「頭首工」、(2016)
建設コンサルタンツ協会：河川構造物耐久性診断技術について(堰編)、(2009)
国土交通省河川局河川保全企画室：河川構造物の耐震性能照査指針（案）一問一答、(2007)
日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料、(1997)
土木学会：鉄筋定着・継手指針、(2007)
(財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集、(2005)
国土交通省河川局治水課：樋門補強マニュアル（案）、(2001)
(財) 国土技術研究センター：改定解説・工作物設置許可基準、(2007)
農林水産省農村振興局整備部：情報化施工技術の活用ガイドライン」、(2020)
国土交通省：仮締切設置基準（案）、(2014)
流動性を高めたコンクリートの活用検討委員会：流動性を高めた現場打ち鉄筋コンクリートの活用に関するガイドライン、(2017)

2. 頭首工一般

清野　保：頭首工—特に技術用語としての解説、土とコンクリート、7（1957）

高月豊一：わが国における農業土木のあゆみ「頭首工」、農業土木研究、27-5（1959）

宮城好弘：設計基準「頭首工」編の改定増補について、農業土木学会誌、33-9（1965）

佐々木四郎：宿河原堰—自然とは何か、農業土木学会誌、43-1（1975）

坂本　貞：土地改良事業計画設計基準設計「頭首工」の改定について、農業土木学会誌、46-11（1978）

須田康夫：多摩川裁判判決と農業用河川工作物の安全確保、農業土木学会誌、47-11（1979）

中西一継：最近の技術進展の歩み、「頭首工」、水と土、40（1980）

植田昌明：近年における頭首工技術の歩みと課題、水と土、80（1990）

植田昌明：頭首工の今後の技術選択の展望、水と土、82（1990）

3. 頭首工の設計

平賀栄治：神奈川県営稲毛川崎二ヶ領用水取水堰堤の設計、農業土木研究、20-1（1952）

中谷　強：急流河川に設けられる頭首工の取水構造について、農業土木研究、24-5（1956）

塚本健次他：十勝頭首工について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、31-7（1964）

多田一人他：鵡川川西頭首工道営災害復旧について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、31-7（1964）

山田伴次郎他：県営東海千種用水改良事業廿五里ゼキの復旧工事の施工計画について、農業土木研究、32-4（1964）

山本弘志：八田頭首工改修計画の概要について、水路、5-1（1964）

山本弘志：八田頭首工改修計画の概要について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、33-7（1965）

中田与四郎：阿賀野川頭首工について（その 1）、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、33-10（1966）森平信一：利根大ゼキ計画設計上の諸問題、農業土木学会誌、36-5（1968）

堀　順一他：勝瓜頭首工の設計と施工について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、36-9（1968）

小林長栄他：赤川頭首工の設計施工について、土とコンクリート、62（1969）

横山　新他：西の原頭首工について、農業土木学会誌、38-7（1970）

宮腰金作他：大野川頭首工について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、39-3（1971）

光江嶺堂：上河原頭首工の概要、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、39-6（1971）

和田泰次他：西吉野頭首工の設計について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、40-6（1972）

日置克己：十津川紀の川農業水利事業下淵頭首工について、水と土、11（1972）

堀田　稔：愛本頭首工改修事業について、水と土、11（1972）

岡田　昇：犬山頭首工の計画と景観、農業土木学会誌、41-1（1973）

高野政文他：災害における頭首工復旧計画について、水と土、14（1973）

荒ケ田国和他：国営渡良瀬川沿岸農業水利事業邑楽・太田良頭首工の設計上の問題点について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、43-6（1975）

佐藤全良：無堰頭首工（急流河川頭首工の 1 タイプについて）、水と土、20（1975）

保崎彰吾：木曽川大堰の設計と施工の概要、水と土、23（1975）

小野重雄他：今切川河口堰・旧吉野川河口堰の計画と施工、水と土、23（1975）

小林　清他：県営カンガイ排水事業新堰改築報告—第 2 報設計概要について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、42-7（1976）

松本清一他：坂根堰の設計施工について、水と土、26（1976）

荒ケ田国和他：邑楽頭首工の設計と施工（その 1）、水と土、27（1976）

荒ケ田国和他：邑楽頭首工の設計と施工（その 2）、水と土、28（1977）

原　透他：道営災害復旧事業千代田頭首工の応急仮設工事について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、45-2（1977）

荒ケ田国和他：邑楽頭首工の設計について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、45-3（1977）

高杉社雄他：旭川新堰の改築工事について、水と土、28（1977）

高杉社雄他：旭川新堰の改築工事について、水と土、29（1978）

羽沢孝三：洪水による頭首工の被災と復旧、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、46-1（1978）

宮内　護：面河第一承水堰復旧計画と設計、水と土、39（1979）

本宮勝人他：蒼社河流域における統合堰の設計について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、47-7（1979）

国光淑郎他：新田原井堰の設計、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、49-6（1981）

高橋和夫他：川向頭首工の移設工事について、北海道開発局技術発表会論文集、24（1981）

及川正一他：永沢頭首工の設計について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、50-3（1982）

木島成夫他：計画河川における頭首工（鶴巻堰）の設計事例について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、50-4（1982）

青木　喬：山田堰災害復旧事業について、農業土木学会九州支部研究発表会講演報告、50-7（1982）

平野勇三：岡本頭首工の設計について、水と土、49（1982）

荒木正栄：大間々頭首工の設計と施工について、農業土木の機械化、16-3（1982）

前川勝朗他：三郷堰頭首工の水理設計について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、51-2（1983）

中西一雄：頭首工タイプ決定の経緯について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、51-5（1983）

中村秀雄他：四ヶ郷頭首工災害復旧事業工事報告書、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、52-4（1984）

松本　樹：農業用取水堰としての集水暗渠について—県営かんがい排水事業庄川右岸中部地区の事例、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、52-5（1984）

佐守達四他：槙谷ダムの間接流域取水工の設計について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、53-5（1985）

今野　久他：名取川頭首工の設計と施工について、水と土、61（1985）

田中史雄他：新勲別頭首工工事報告書、北海道開発局技術発表会論文集、29（1986）

佐守達四他：槙谷ダムの間接流域取水工の設計、農業土木学会誌、55-8（1987）

前川勝朗：三郷堰頭首工の水理設計に関する研究、山形大学紀要農学、10-2（1987）

西川克彦他：川口取水工建設工事の実施について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、56-4（1988）

福田　明：末田須賀堰改築に対する設計の諸検討、農業土木学会大会講演要旨集（1989）

藤原和信：河川表流水取水方法、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、58-3（1990）

角田政明他：岡本頭首工の設計施工について、水と土、80（1990）

前川勝朗他：最上川子猛部の頭首工における取水位低下について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、37（1991）

前川勝朗：最上川下流部の頭首工における取水位低下に関する考察、農業土木学会大会講演要旨集（1992）

増井　正他：県土木直轄施工の頭首工の施工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、49（1992）

武　努他：牟呂松原頭首工の改修計画について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、49（1992）

前川勝朗：最上川下流部の頭首工における取水位低下、農業土木学会誌、61-10（1993）

福士忠夫他：環境整備への取組み―頭首工を彩る「風船と白い雲」、水と土、92（1993）

貞広　清他：岩崎頭首工の設計・施工について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、44（1993）

5. 河床変動

南　　勲：頭首工による河床変動量の推定法、土とコンクリート、40（1964）

三輪　弋：河川の砂レキ堆と頭首工、水と土、37（1979）

川合　亨：河川の安定河道計画に関する一考察―鬼怒川（佐貫～勝瓜区間）を例として―、農業土木学会誌、48-12（1980）

煙山義史他：頭首工設置のための砂レキ堆形状特性に関する実験的研究、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、48-3（1980）

三輪　弋：計画河床と頭首工の敷高、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、48-3（1980）

川合　亨：河川の安定縦断形状に関する推定について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、48-4（1980）

三輪　弋：最上川（三郷ゼキ付近）の河床形状の変化について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、49-3（1981）

関谷光博他：吉井川における田原井堰改修に伴う河床変動予測に関する研究、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、50-3（1982）

三輪　弋：頭首工周辺の堆砂について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、50-3（1982）

三輪　弋：将来計画河床高に敷高を合わせた頭首工の河床掘削計画― S用水O頭首工の事例、水と土、48（1982）

松本良男：頭首工築造に伴う直上流河床変動の予測―鬼怒・岡本頭首工を例として、農業土木試験場技報、158（1984）

多田浩光他：頭首工土砂吐水門操作に伴う河床変動の有限要素解析、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、54-3（1986）

前川勝朗：最上川下流部の頭首工における取水位低下について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、54-3（1986）

三輪　弋：堰下流の河床洗掘によるトラブル―北空知頭首工（石狩川）の事例、土木学会年次学術講演概要集第2部、41（1986）

三輪　弋：模型水路実験による岡島頭首工上下流の河床掘削計画の検討、水理講演会論文集、33（1989）

三輪　弋：砂床河川の頭首工におけるゲート敷上堆砂のフラッシュ、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、35（1989）

前川勝朗：最上川頭首工における取入れ口前の掘削整備形状について、農業土木学会誌、58-4（1990）

三輪　弋：実験蛇行水路における交互砂洲の移動抑止限界、自然災害科学17-4、361-370（1999）、告、20-2（1991）

三輪　弋：現河床より低い敷高の頭首工における堆砂問題Ⅰ. 洪水中の堆砂過程の分析、岩手大学農学部報告、20-2（1991）

三輪　弋：現河床より低い敷高の頭首工における堆砂問題Ⅱ. 堆砂の予防対策、岩手大学農学部報告、20-2（1991）

三輪　弋：現河床より低い敷高の頭首工における堆砂の予防対策、農業土木学会論文集、153（1991）

土合雅博：合口頭首工の新設に係る井田川河床変動予測について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、49（1992）

6. 河道形状

三輪　弋：扇状地河道の複列砂レキ堆と頭首工の設置位置、農業土木学会論文集、90（1980）

三輪　弋：単列砂レキ堆と複列砂レキ堆の関係、水理講演会論文集、28、775-781（1984）

三輪　弋：砂礫堆相似による河川小型模型実験、農業土木学会論文集233、115-122（2004）

三輪　弋：河川蛇行研究からみた頭首工計画のあり方、農業工学研究所水工研究会、1-28（2006）

8. 堰上流に及ぼす治水上の影響

松下　玄：脚柱のセキ上げ水位について、農業土木学会論文集、89（1980）

9. 水理模型実験

出口利祐：竜西農業水利頭首工水理模型実験概要、農業土木研究、23-2（1955）

石橋　豊：越流ゼキにおける越流水の跳水現象についての模型実験的研究、農業土木研究、25-2（1957）

石橋　豊：北川辺領用水頭首工水理模型実験報告、農業土木研究、28-4（1960）

石橋　豊：埼玉県江戸川右岸用水取入れ樋門水理模型実験、農業土木研究、30-1（1962）

山本　茂他：鵜川川西頭首工水理模型実験報告（1）模型実験の理論、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、31-7（1964）

山本　茂他：鵜川川西頭首工水理模型実験報告（2）実験結果とくに土砂吐について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、31-7（1964）

出口利祐：最上川草薙頭首工（自然取水方式）の水理模型実験、農業土木学会誌、33-3（1965）

川合　亨他：緩流河川における頭首工の敷高決定に関する実験的研究（矢作川第2農業水利事業細川頭首工）、農業土木試験場報告、7（1966）

川合　亨他：急流河川における頭首工の敷高決定に関する実験的研究（雄物川水系成瀬川頭首工）、農業土木試験場報告、8（1966）

小林　満：濃尾用水左岸取入れ水路における段波現象に関する水理模型実験、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、33-10（1966）

額田好男他：馬飼頭首工水理模型実験について（中間報告）、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、35-2（1967）

川合　亨他：蛇行著しい岩床河川に設置する取水施設の実験的研究（十津川紀の川農業水利事業下淵頭首工）、農業土木試験場技報、15（1968）

川合　亨他：蛇行著しい岩床河川に設置する取水施設の実験的研究（十津川紀の川農業水利事業. 下淵頭首工）、農業土木試験場技報、16（1968）

川合　亨他：粗度係数及び流砂量に関する実験的研究（馬飼頭首工土砂吐拡大模型実験）、農業土木試験場技報、18（1968）

石井　衛他：忠別川第二頭首工水理模型実験について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、35-11（1968）

川合　亨他：峡谷部における頭首工の水理設計について（紀の川用水農業水利事業西吉野頭首工）、農業土木試験場技報、20（1969）

沢田敏男他：滋賀県愛知川頭首工の水理模型実験について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、39-9（1971）

川合　亨他：頭首工の位置と取水機能に関する研究（西濃用水事業岡島頭首工）、農業土木試験場技報、31（1972）

小林隆三：馬飼頭首工静水池の水理模型実験について（第1報）、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、40-6（1972）

石野捷治他：渡良瀬川太田頭首工取水施設及び沈砂池水理模型実験報告、農業土木試験場技報、41（1978）

秋吉康弘他：集水暗キョ方式による取水構造物について―模型実験、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、46-3（1978）

馬場　博：横江頭首工整備に関する水理模型実験例、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、46-6（1978）

川合　亨他：杉原川高田頭首工取水工水理模型実験、農業土木試験場技報、47（1980）

前川勝朗他：三郷堰取水施設の水理模型実験（Ⅰ）土砂吐の水理実験、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、48-3（1980）

南　　勲他：階段式頭首工の水理解析と実験、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、48-5（1980）

前川勝朗他：三郷堰取水施設の水理模型実験（Ⅲ）護床工の検討、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、50-3（1982）

名知知夫他：杭式導流堤方式による取水工の水理模型実験（桑原用水地区）、水と土、65（1986）

松本良男：鬼怒中央・岡本頭首工沈砂池の水理模型実験、農業土木試験場技報、172（1986）

安養寺学：埼玉合口二期事業末田須賀堰水理模型実験、水資源開発公団試験所年報、1988（1988）

高木強治他：森田頭首工の堆砂対策、農業土木学会誌、905-908（2005）

長田信寿：一般座標系による河川流の計算、水理公式集例題プログラム集 平成13年度版（土木学会）、【例題2-8】（2001）

清水康行、山下恭正、山下彰司、崇田徳彦：一般曲線座標系を用いた常・射流混在流れの計算、開発土木研究所月報、No. 455、93-108（1991）

川島幹雄、福岡捷二：床止め工周辺の河床変動計算法に関する研究、水工学論文集、第39巻、689-694（1995）

細田尚、長田信寿、村木嘉雄：移動一般座標による開水路非定常流の数値解析、土木学会論文集、No. 533/Ⅱ-34、267-272（1996）

竹林洋史：沖積河川の地形予測技術と治水対策への利用、2005年度（第41回）水工学に関する夏期研修会講義集A コース、土木学会水理委員会・海岸工学委員会、A-6-1-A-6-17（2005）

矢部孝：固体、液体、気体の統一解法を目指す CIP 法、ながれ、15-5、367-375（1996）

伊東祐一郎、清水康行：浮遊砂混在平面2次元一般座標モデルと石狩川模型実験の再現計算によるその検証、水工学論文集、第47巻、661-666（2003）

渡邊明英、福岡捷二、Alex George Mutasingwa、太田勝：複断面蛇行河道におけるハイドログラフの変形と河道内貯留の非定常2次元解析、水工学論文集、第46巻、427-432（2002）

井上和也：開水路流れの数値解析、1980年度（第16回）水工学に関する夏期研修会講義集Aコース、土木学会水理委員会・海岸工学委員会、A-6-1-A-6-26（1980）

細田尚：河川流のモデリングと河床・河道変動解析の進歩、2002年度（第38回）水工学に関する夏期研修会講義集Aコース、土木学会水理委員会・海岸工学委員会、A-2-1-A-2-22（2002）

長谷川和義：蛇曲流路における流れと平衡底面形状に関する研究、土木学会論文集、第338号、105-114（1983）

西本直史、清水康行、青木敬三：流線の曲率を考慮した蛇行水路の河床変動計算、土木学会論文集、No. 456/Ⅱ-21、11-20（1992）

福岡捷二、海野修司、成田一郎、辰野剛志、西本直史：多摩川二ヶ領宿河原堰の改築による堆積土砂の移動、水工学論文集、第48巻、1081-1086(2004)

福岡捷二：洪水の水理と河道の設計法、森北出版、258-265(2005)

10. 取入口

萩原　信：竜西用水取入口について、水路、7（1961）

岡田　昇：大山頭首工左岸取入施設について、水路、7（1961）

杉野義明：緩流河川からの締切り取水の一例、水路、8（1962）

丸山仁志他：大河川の締切取水について―埴科頭首工土砂吐前導流壁および取水口、水路、8（1962）

出口利祐：ラセン流を利用した排砂溝（Vortex Tube Sand Trap）、水路、6-1（1965）

川合　亨他：頭首工取入れ口の水理設計について、農業土木試験場技報、12（1967）

石野捷治：取入れ口に設置する沈砂溝の水理現象に関する実験的研究（鬼怒川南部勝瓜頭首工）、農業土木試験場技報、17（1968）

川合　亨：頭首工の水理設計に関する研究（Ⅱ）取入れ口と護床工法の水理設計、農業土木試験場報告、9(1971)

松下　玄：脚柱のセキ上げ水位について、農業土木学会論文集、29-37（1989）

中村和正：スクリーンの損失木頭の設計値と実態の相違について（ディスタンスピースの影響の算定と汚れ係数の導入）、農業土木試験場技報、189（1994）

11. フローティングタイプ取水堰

後藤定年：阻壁による堤鉦跳水の調節、農業土木研究、20-5（1953）

長　智雄他：滲透性基盤上における堰堤下の揚圧と滲圧と滲透水流について（Ⅱ）、農業土木研究、20-6(1953)

長　智雄他：滲透性基盤上における Weep Hole を有する低堰堤下の揚圧と滲透水流について、農業土木研究、21-4（1953）

田中宏平：低堰堤下の揚圧について、農業土木研究、21-5（1954）

田中宏平：低堰堤における Relief Well の効用について、農業土木研究、22-1（1954）

山本　茂:砂礫の掃流と透過性水制工に関する研究(Ⅰ)、農業土木研究、22-2（1954）

南　　勲：乱流の研究とその応用（Ⅰ）、農業土木研究、22-2（1954）

山本　茂：堰堤溢流面の合理的曲線の一試案、農業土木研究、22-6（1954）

南　　勲：乱流の研究とその応用（Ⅱ）、農業土木研究、23-3（1955）

田中宏平:成層上の堰堤あるいは堤防に関する Relief Well について、農業土木研究、23-1（1955）

南　　勲：越流堰堤下流の洗掘保護工所要区間に対する Bligh 公式の批判および乱流理論による水理計算、農業土木研究、24-1（1956）

南　　勲：乱流の研究とその応用（Ⅲ）乱流構造より見た限界掃流力（前）、農業土木研究、24-1（1956）

南　　勲：乱流の研究とその応用（Ⅳ）乱流構造より見た限界掃流力（後）、農業土木研究、24-3（1956）

南　　勲：堤鉦の河床保護区間決定公式に関する水理実験、農業土木研究、24-4（1956）

南　　勲:水褥工の水理について一実験、農業土木研究、24-5（1956）

高月豊一他：取水ダム下流の水流変化と洗掘機構について―固定河床の場合、農業土木研究、25-6（1958）

増井　正他：頭首工の排砂についての監察―三重県営鈴鹿沿岸用水改良事業第２頭首工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、28-4（1960）

志村博康：平衡河床、農業土木学会誌、37-1（1969）

川合　亨：頭首工の浸透路長の設計について、土とコンクリート、64（1970）

南　　勲他：急流頭首工の局部洗掘について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、40-6（1972）

山田正恭他：頭首工リアエプロンの機能調査について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、40-6(1972)

長井　正：利根大堰下流洗掘防止について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、43-6（1975）

泉谷雅昭他：水平噴流の特性と洗掘形状内の水理特性について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、46-2（1978）

増井　正他：取水ゼキ損壊の実態と対策―特に洗掘について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、47-5（1979）

細見　寛：水たたき及び護床工の施工延長について　ブライの式、河川、455（1984）

松下　玄：頭首工護床工の洗掘機構の基礎的研究、農業土木学会論文集、123（1986）

植田昌明：掘り込み式減勢機構の水理設計に関する一考察、農業土木学会大会講演会講演要旨集、(1988)

川合　亨：頭首工の設計に関する浸透路長とエプロン長さについての再評価、水と土、84（1991）

川合　亨:頭首工の可動堰に関する堰体の実用的計算例、水と土、85（1991）

常住直人他：頭首工上流エプロン構造と洗掘深さの関係について、農業土木学会大会講演会講演要旨集、(1992)

大西亮一：堰の水理構造に対する減勢効果の評価、農業土木学会大会講演会講演要旨集、(1993)

常住直人他：頭首工エプロン上流端形状と局所洗掘の関係、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、189（1994）

田中忠次他：堰基礎地盤における浸透破壊の検討、(2008)

12. 頭首工設計の基本

渡嘉敷勝他：平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による宮城県内の頭首工および水門の被害、農工研技報、213(2012)

15. 土砂吐

中谷　強：取水ダム土砂吐及び沈砂池の設計（1）、土とコンクリート、8（1958）

中谷　強：取水ダム土砂吐及び沈砂池の設計（2）、土とコンクリート、9（1958）

出口利祐他：頭首工土砂吐水理設計の理念、農業土木研究、31-7（1964）

小谷　俊他：特殊形式の頭首工について―県営三面川頭首工土砂吐について、農業土木研究、32-1（1964）

沢田敏男他：頭首工土砂吐の水理（Ⅰ）―設計流速について、農業土木学会論文集、12（1965）

川合　亨：頭首工の水理設計に関する研究（Ⅰ）敷高と土砂吐けの水理設計、農業土木試験場報告、9（1971）

川合　亨：水理実験に基づく河川工作物の水理設計（その 1）頭首工の土砂吐とダム洪水吐、農業土木学会誌、46-5（1978）

川合　亨：間違い易い水理設計（その 2）頭首工に関する事項、水と土、39（1979）

16. 護床工

川合　亨：頭首工の護床工に関する新しい水理設計法、水と土、8（1972）

胡桃坂邦雄：明治用水頭首工護床改修工事について、水と土、43（1980）

松下　玄：頭首工護床工の抵抗特性―潜越流の影響について、農業土木学会論文集、92（1981）

松下　玄他：頭首工護床工水理特性、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、52-4（1984）

増井　正他：取水堰の護床工についての考察、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、52-5（1984）

松下　玄他:階段式落差工の減勢特性、農業土木学会誌、53-2（1985）

川合　亨他：頭首工護床ブロックの大きさと施工についての試案、水と土、66（1986）

児玉敏夫他：長良川取水地における河床の安定について（ブロック配置方法の水理模型実験）、水と土、67(1986)

前川勝朗：三郷堰頭首工における護床ブロックの粗度について、山形農林学会報、43（1986）

菊岡武男他：鈴鹿用水第二頭首工の調査事例とくに護床工改修の推移について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、44（1987）

菊岡武男他：鈴鹿用水第二頭首工の調査事例（続報）護床工改修の推移について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、45（1988）

菊岡武男他：堰の階段式護床工の設計―鈴鹿第二頭首工護床工改修計画に関連して、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、46（1989）

菊岡武男他：鈴鹿用水第二頭首工護床工の被災現状とその応急復旧工法について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、47（1990）

川合　亨：ゲート下流護床工の設計について、水と土、81（1990）

菊岡武男他：栗生頭首工及び局所洗掘に関する調査、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、48（1991）

菊岡武男他：鈴鹿用水第二頭首工護床工改修の設計について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、49（1992）

17. ゲート

岩村　勉他：埴科頭首工計画について（主としてハイドロゲート・システム）、農業土木研究、26-7（1959）

三菱重工業:起伏ゲート(1)、土とコンクリート、46(1965)

栗本鉄工所:起伏ゲート(2)、土とコンクリート、46(1965)

川上塗料:水門の防蝕塗装、土とコンクリート、46(1965)

吉良八郎他：特殊転倒ゲートの排砂特性について、農業土木学会誌、36-9（1968）

永井　正:秋ケ瀬取水堰の電気防蝕工について、水と土、21（1975）

塩谷泰文：二段水門扉に及ぼす各種水理力について、農業土木学会誌、45-7（1977）

高井佐寿他：犬山頭首工―ゲートからの流出について、水と土、41（1980）

国光淑郎：吉井川新田原頭首工の工事概要―止水工法およびゲートについて、建設の機械化、392（1982）

堀川　勇他：県営宮田地区用排水施設整備事業における頭首工の統合改修について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、51-3（1983）

平野勇二：岡本頭首工洪水吐水門の設計、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、51-4（1983）

児玉　忠他：ゴム引布製起伏堰（ゴム堰）の設計と施工、農業土木学会九州支部研究発表会講演報告、53-6(1985)

上野昭三：ゴム引布製起伏ぜきの完成と岩木川からの安定取水対策、水道公論、21-3（1985）
斎藤秀明：空気膨張式ゴムせきにおける振動、水理講演会論文集、29（1985）
福井重弘：岩木川ゴム引布製起伏せき、全国水道研究発表会講演集、36（1985）
布本　博他：ゴム引布製起伏ぜきの越流騒音についての一考察、土木学会年次学術講演会講演概要集第２部、40（1985）
中尾俊一他：ゴム引布製起伏せきの水理および振動特性について　Ⅰ、土木学会年次学術講演会講演概要集第２部、40（1985）
中尾俊一他：ゴム引布製起伏せきの水理および振動特性について　Ⅱ、土木学会年次学術講演会講演概要集第２部、40（1985）
三谷勇蔵他：名取川頭首工ゲート設備工事報告、水門鉄管、144（1985）
萩原国宏：オートラバーダムの機能に関する研究、土木学会年次学術講演会講演概要集第２部、40（1985）
佐藤　勇：鳴瀬堰ゲート設備新設工事について、建設省東北地方建設局管内技術研究発表会、38（1986）
本郷忠夫他：ゴム引布製起伏せきの水理および振動特性に関する模型実験研究、電力土木、201（1986）
佐々木儀見他：宮田頭首工の統合改修について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、54-3（1986）
児玉　忠他：ゴム引布製起伏堰の設計と施工、農業土木学会誌、54-8（1986）
内藤孝順他：川原樋川発電所大股取水堰に採用したゴム引布製起伏堰の設計と施工、土木技術、42-3（1987）
橋本安弘他：わが国最大のゴム堰鳴瀬堰建設工事を見る、土木施工、28-5（1987）
和田仲二他：転石河川の土砂吐ゲートへのゴム引布製堰の採用について、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、44（1987）
大塚家正他：奈良俣ダム導水取水堰の設計、ダム日本、528（1988）
萩原国宏：ラバーダムの固有振動、東洋大学工学部研究報告、24（1989）
赤井新也：ゴム引布製起伏堰の保守管理について、電力土木、229（1990）
尾崎宏一：角ノ瀬堰ゲート設備について、建設省技術研究会報告、44（1991）
丸山一郎：ファブリダムの大型化について、住友電気、144（1992）
建設省東北地方建設局：最上川中流堰ゴム引布製起伏堰建設リフレッシュへ向けて、東北技術、76（1992）
伊豆原克己他：天塩川第２頭首工ゲート工事報告、水門鉄管、170（1992）
友貞　隆：阿賀野川頭首工の予備ゲート設計について、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、50（1993）
羽田清人他：大島頭首工ゲート設備及び制御設備工事報告、水門鉄管、176（1993）
岡田清彦：中・四国地方水生植物に優しい伯き国の二川、季刊河川レビュー、22-83（1993）
村田　茂：小水力発電所における水路内土砂流入防止設備の開発、中部電力鉄研究資料、91（1993）
鎌田知幸他：鋼製起伏堰（SR 堰）による取水堰の修繕事例、農業農村工学会誌-水土の知、（2010）
澤井充：荒野頭首工における鋼製起伏堰（ゴム袋体支持式）の施工事例、農業農村工学会誌-水土の知、（2015）
渡嘉敷勝他：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震による宮城県内の頭首工および水門の被害、農工研技報、213（2012）

18. 基礎の種類と設計

高橋三夫：紀の川新六箇頭首工災害復旧工事におけるプレパクト工法、農業土木研究、25-4（1957）
高橋三夫：紀の川新六箇頭首工災害復旧工事におけるインストリュージョン工法とガンクリート、農業土木研究、25-5（1958）
細谷信行：当別頭首工排砂門柱基礎井筒工事について―寒中コンクリート、農業土木研究、30-1（1962）
渡会末彦他：利根導水路事業荒川取水ゼキの基礎鋼管グイについて、農業土木研究、32-5（1965）
善木正敏他：基礎に鋼管グイを用いた頭首工の設計と施工について、農業土木学会誌、33-2（1965）
平井重義他：粟生頭首工における止水壁ケーソンの継手施工について、水路、6-4（1966）
森平信一他：利根大ゼキの基礎工について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、36-1F（1969）
手塚恒男他：馬飼頭首工の基礎工について、農業土木学会誌、39-2（1971）
土屋和夫他：小櫃堰地下連続壁の施工について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、40-5（1972）
宮崎雄二：小櫃堰地下連続壁の設計と施工、水と土、11（1972）
渡辺幸雄：愛谷頭首工の基礎について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、41-3（1973）
石井英郎：馬飼頭首工における異径鋼管グイの設計と施工、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、43-7（1975）

二村　勉他：玉石混り礫層での鋼矢板止氷壁工法について、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、43-7（1975）
保崎彰吾：馬飼頭首工における異径鋼管グイの設計と施工、農業土木学会誌、43-9（1975）
荒ケ田国和他：邑楽頭首工の地盤改良、水と土、21（1975）
井深守三他：軟弱地盤における頭首工の基礎処理について―生石灰パイル工法の一事例、水と土、33（1978）
保沢　与他：頭首工の基礎処理について―平喜名ゼキの場合、農業土木学会沖縄支部研究発表会講演報告、48-7（1980）
大越進一他：透水性砂地盤上に設けられたセキのような構造物に打設される止水矢板について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、49-4（1981）
国光淑郎他：新田原井堰の重錘式掘削工法による鋼矢板止氷壁の施工について、水と土、46（1981）
小倉　寛他：新田原井堰基礎の設計施工について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、52-6（1984）
小倉　寛他：新田原井堰止水壁の施工について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、53-5（1985）
古田　保：硬い中間層を考慮した長尺鋼管杭の施工法について、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、44（1987）

19. 魚　道

中田与四郎他：阿賀野川頭首工のスロットタイプ魚道について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、34-9（1966）
川合　亨：頭首工の魚道に関する水理設計について、水と土、6（1971）
高野哲男：魚道についての一考察、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、44-1（1976）
篠邊三郎：魚道の研究（1）概説、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、47-3（1979）
篠邊三郎：魚道の研究（2）東北地方における魚道の現況と遡上実験、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、48-3（1980）
妹尾優二他：魚道についての一考察、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、49-2（1981）
篠邊三郎：魚道の研究（4）魚道内の流れ、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、50-3（1982）
篠邊三郎：魚道の研究（6）スロット型魚道の流況と遡上実験、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、51-3（1983）
篠邊三郎：魚道の研究（8）魚道の照度、色彩と遡上について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、52-3（1984）
篠邊三郎：魚道の水理と魚類のそ上、学術月報、37-8（1984）
篠邊三郎：魚道の研究（11）魚道の管理、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、54-3（1986）
篠邊三郎：魚道の研究（12）魚道の型式別最大流速と発生場所、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、55-3（1987）
中村俊六他：階段式魚道内の流況に関する実験について、農業土木学会誌、55-10（1987）
篠邊三郎：魚道の設置数、型式、勾配について―わが国における頭首工魚道の現状（Ⅰ）―、農業土木学会誌、57-12（1989）
岩村　勉：魚道登り口の考察、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、47（1990）
篠邊三郎：魚道の規模、流量、遡上魚、管理の状態―わが国における頭首工の魚道の現状（Ⅱ）―、農業土木学会誌、58-2（1990）
篠邊三郎：頭首工の魚道、ダム技術、39（1990）
植田昌明：魚道流出口付近の流況に関する研究、農業土木学会関東支部大会講演要旨、41（1990）
君塚芳輝：河川の横断工作物が魚類に及ぼす影響―近ごろの魚の悩み（下）、にほんのかわ、51（1990）
植田昌明他：頭首工の水理設計の課題と展望―魚道の事例を中心として、農林水産省農業工学研究所報、183（1991）
村松重広：富士川魚道の施工事例について、農業土木学会関東支部研究発表会講演要旨集、42（1991）
石黒和夫他：大島頭首工魚道の設計施工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、49（1992）
村上裕子他：北海道の魚道機能について、北海道開発局技術研究発表会講演概要集、35（1992）
菅原政一他：鳴瀬堰付設階段式魚道におけるアユ及びサケの遡上調査、水産工学、29-2（1992）
米塚　功他：浅瀬石川第三頭首工河床洗掘と魚道機能の低下について、農業土木学会東北支部研究発表会講演要旨集、39（1993）
小鴨正敏他：牟呂松原頭首工の魚道について、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、50（1993）
岩村　勉：頭首工魚道型式選定の考察、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、50（1993）
矢部浩規他：北海道の魚道実態について、北海道開発局土木研究所月報、481（1993）
篠邊三郎：頭首工等の魚道幅員率について、農業土木学会誌、61-5（1993）
岩村　勉：頭首工魚道の変遷と課題、農業土木学会誌、61-5（1993）

20. 沈砂池

南　　勲：乱流の研究とその応用（V）沈砂池の水理について、農業土木研究、24-5（1956）

山本光男：沈砂池の整流に関する実験について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、27-7（1960）

山本光男：沈砂池排砂管の水理構造に関する研究、農業土木研究、別冊-8（1964）

山本光男：沈砂池排砂管の水理構造に関する研究―自然排砂を行う場合について、農業土木学会誌、33-6（1965）

井上美彦他：利根川取水施設沈砂池の設計と水理実験、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、35-7（1967）

川合　亨他：沈砂池の沈砂効率と排砂機構に関する実験的研究（矢作川第二農業水利事業細川頭首工沈砂池水理模型実験）、農業土木試験場技報、12（1967）

吉岡孝雄他：沈砂池における可動スクリーンに関する研究（第一報）、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、36-3（1968）

塩谷泰文：利根川取水施設の沈砂池と大分水工、水路、9-4（1969）

志村博康：通水と排水を同時に実現する沈砂池設計理論、農業土木学会論文集、30（1969）

志村博康他：沈砂池排砂系の基礎的問題について、農業土木学会論文集、30（1969）

山本光男：沈砂溝内の掃流力と沈砂溝の諸元、農業土木学会論文集、53（1974）

山本光男他：沈砂溝の諸元決定における隔壁の効果、農業土木学会論文集、57（1975）

川合　亨他：鬼怒中央岡本頭首工沈砂池の水理模型実験報告、農業土木試験場技報、172（1986）

21. 渓流取水工

川合　亨他：渓流における取水施設、水路、10-3、(1969)

内藤利貞他：渓流取水に関する研究、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、39-6（1971）

田村　藥他：山間部に築造する頭首工基本設計の一例、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、40-4（1972）

内藤利貞他：渓流取水工について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、41-4（1973）

内藤利貞他：水クッション型渓流取水工の基本的研究―水クッション内の流れに及ぼすデフレクター角度の影響、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、42-3（1974）

古屋千在：渓流取水工の設計について（山梨県営かんがい排水事業御勅使川地区）、水と土、20（1975）

川合　亨他：渓流取水工の水理設計について、水と土、22（1975）

山本光男他：渓流取水工の具備すべき要件と各種型式の概要、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、44-4（1976）

山本光男：渓流取水工、農業土木学会誌、44-8（1976）

山本光男他：水クッション型 SIDE STREAM INTAKE 実験的研究、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、45-3（1977）

森　清孝他：三重用水の渓流取水工について（2）、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、45-4（1977）

大山忠清他：防砂と流量制御をもつ渓流取水工―長野県平川地区渓流取水工水理模型実験、水と土、34（1978）

山本光男他：BAR SCREEN BACK STREAM INTAKE 型渓流取水工の取水特性について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、46-4（1978）

岡上雄三他：小川谷頭首工の取水方法について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、46-8（1978）

佐藤治勝：渓流取水について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、48-2（1980）

今野次郎他：砂防えん堤を利用した渓流取水工の実施例について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、48-3（1980）

小林和敏他：渓流取水工について―渓流取水工による大量取水の場合、北海道開発局技術研究発表会論文集、23（1980）

富田尚行他：渓流取水工の設計と施工について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、49-2（1981）

古岡繁雄他：渓流取水工について、北海道開発局技術研究発表会論文集、24（1981）

畑田耕雄他：御影地区渓流取水工法について、北海道開発局技術発表会論文集、25（1982）

石井　衛他：布部頭首工水理模型実験第１報―バースクリーン後方取水型渓流取水工、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、50-2（1982）

菅原　浩他：布部頭首工水理模型実験第２報―バースクリーン後方取水型渓流取水工、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、51-2（1983）

富田辿男他：急傾斜水田圃場整備における用水の取水工法について―急勾配水路におけるバースクリーン型取水工、農業土木学会誌、52-2（1984）

前川勝朗他：仙人沢頭首工（バースクリーン後方取水型渓流取水工）の水理模型実験（Ⅰ）、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、52-3（1984）

山本　純他：急傾斜水田圃場整備における用水の取水工法について―急勾配水路におけるバースクリーン型急流取水工、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演要旨集、52-6（1984）

小沢正男：渓流取水工（チロルタイプ）維持管理について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、53-3（1985）

桑野定美：大径石れきが流下する取水堰の構造と施工について、水と土、67（1986）

天野金蔵他：仙大沢頭首工（バースクリーン後方取水型渓流取水工）の施工例、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、55-3（1987）

高木　東他：北上山地における渓流取水河床と流域の地形的特徴―畜産用水の取水施設に関する研究―、農業土木学会東北支部研究発表会講演要旨集、34（1987）

山本光男他：バースクリーン後方取水型渓流取水工の汎用性について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、57-3（1989）

鈴木文雄：水とともに（県営かんがい排水事業夜間瀬地区の渓流取水工について）、水と土、77（1989）

山本光男他：複合式バースクリーンタイプ渓流取水工の水理特性、農業土木学会関東支部大会講演要旨、40（1989）

山本光男他：低段差バースクリーン後方取水型渓流取水工の設計について、農業土木学会関東支部大会講演要旨、42（1991）

山本光男他：渓流取水工の設計について、明治大学農学部研究報告、92（1991）

22. 取水・放流管理施設

中　達雄他：頭首工の取水管理の高度化および取入口計画・設計マニュアル化に関する研究、農業工学研究所研究技報 200 号、75-96（2002）

22. 取水・放流管理施設

中　達雄他：頭首工の取水管理の高度化および取入口計画・設計マニュアル化に関する研究、農業工学研究所研究技報 200 号、75-96（2002）

24. 管　理

永井　正：利根大堰の管理について、水と土、10（1972）

君塚　昂：利根川河口堰の管理について、水と土、11（1972）

塩谷泰文：取水施設等の門扉の自動制御操作について、水と土、11（1972）

三本武津雄他：河川中流部における貯留ゼキについて（Ⅰ）新田原堰を例とした一考察、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、45-6（1977）

三本武津雄他：河川中流部における貯留ゼキについて（Ⅱ）貯留型堰の水理特性と管理、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、45-6（1977）

竹山光一：直列配置された頭首工群の自動制御特性（Ⅰ）、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、45-6（1977）

前川勝朗：荒瀬川頭首工における取水量管理、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、46-2（1978）

菊岡武男：頭首工の維持管理に思う、農業土木学会誌、46-7（1978）

山崎紘一他：河川中流部における貯留セキについて（Ⅲ）一坂根ゼキの管理操作方式、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演、46-8（1978）

橋本政美：水管理制御方式技術指針（ダム・頭首工・用水路編）の概要、農業土木の機械化、16-3（1982）

堀川二成：愛知川農業水利管理システム、農業土木の機械化、1G-3（1982）

杉山茂生：頭首工の管理と操作上の要点、農業土木の機械化、17-1（1982）

菊岡武男他：頭首工土砂吐ゲートの操作、管理状況に関する事例調査、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、52-5（1984）

荒井秀雄他：木曽川用水の管理計画及び管理システムについて、水と土、57（1984）

関井　仁他：国営鬼怒川南部造成施設の管理について、水と土、57（1984）

中戸堅持他：濃尾平野の農業用水―濃尾用水第二期農業水利事業を中心に、水と土、57（1984）

丹治　肇他：岩木川水系における農業水利施設を考慮した水系総合水管理、農業土木試験場報告、25（1986）

丹治　肇他：流域水利モデルシステムによる広域農業用水管理計画の検討、農業土木学会誌、57-7（1989）

鐙　長秀他：用水管理システムの避雷対策工事について、農業土木学会東北支部研究発表会講演要旨集、36（1990）

玉置庸伸他：用水計画と実管理（推定）における水源取水量の差異について、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、48（1991）

三輪　弋：水利施設の環境整備と維持管理―取水堰の親木的活用における河川水理学上の問題点、農業土木学会誌、60-2（1992）

田中　覚他：明治用水頭首工の施設管理について、水と土、95（1993）

斎藤晴美他：新田原井堰の施設管理について、水と土、95（1993）

木本凱夫：中勢用水の水管理、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、50（1993）

有賀義明：地震観測記録に基づく既設ダムの地震時挙動の三次元再現解析、日本地盤工学会、(2007)

大保直人：地震観測技術の現状と土木構造物における緊急点検への活用、コンクリート工学、(2006)

25. エプロン耐摩耗工法

鈴木経郎他：皆瀬頭首工における真空コンクリート工法について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、32-2（1964）

宮城好弘：摩耗に抵抗するコンクリート工法特集について、水路、14（1964）
中谷　強他：早月川蓑輪頭首工の土砂吐について、水路、14（1964）
西田金三郎：摩耗に抵抗するコンクリートライニングについて、水路、14（1964）
鈴木経郎他：皆瀬頭首工における真空コンクリート工法について、水路、14（1964）
関野　幹他：佐貫頭首工土砂吐について、水路、14（1964）
塚本健二：十勝頭首工土砂吐のライニングについて、水路、14（1964）
目木成吉他：河川工作物（頭首工）摩耗保護工について―兵庫県河合頭首工の施工、水路、5-1（1964）
柴田巳千夫他：粟生頭首工における真空コンクリート工法について、水路、5-1（1964）
中田与四郎他：阿賀野川頭首工床面保護工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、34-9（1966）
中谷　強他：弾性板による頭首工コンクリート保護工法、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、44-4（1976）
落合信義：頭首工エプロン保護の試験施工について、水と土、25（1976）
野崎　勉：頭首工エプロン保護の試験施工について、農業土木学会誌、45-5（1977）
井上慎一他：横江頭首工におけるコンクリート摩耗試験、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、46-6（1978）
西本長次他：犬山頭首工エプロン補修（合成ゴム張工法）の施工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、47-5（1979）
井上慎一他：横江頭首工におけるスクリーン緩衝工法について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、48-5（1980）
松本真三：名神日野川頭首工における耐摩耗工法について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、50-5（1982）
高林利秋：真空工法による耐摩耗仕上げ、セメントコンクリート、463（1985）
前川和良他：高強度コンクリートの施工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、53-4（1985）
前野正博：頭首工の耐摩耗コンクリートの施工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、55-5（1987）
湯浅　明他：神竜頭首工エプロン部における耐摩耗性コンクリートの施工について、水と土、78（1989）
武岡康夫他：神竜頭首工エプロン部におけるグラノリシックコンクリートの施工について（新規）、北海道開発局技術研究発表会講演概要集、32（1989）
片岡　誠他：メタルライナーの取り付け構造に関する実験的研究、土木学会中部支部研究発表会講演概要集、1-20（1991）
金　武美：水力開発における耐摩耗鋼材の使用について、水門鉄管技術講習会テキスト（1992）
伊藤義人他：コンクリート面を防護するメタルライナーの取付構造の強度と変形性能、砂防学会研究発表会概要集、76（1992）
安藤兼治他：排砂路耐摩耗材の実験的研究、電力土木、250（1994）
伊藤義人他：メタルライナーの取付構造の耐衝撃特性とエネルギー吸収能力に関する実験的研究、構造工学論文集、40A（1994）

26. 耐震設計

谷　　茂：北海道南西沖地震の被害概要、農業土木学会北海道支部研究発表会講演要旨集、42（1993）
谷　　茂：釧路沖地震及び北海道西南沖地震における農業施設の被害概要、土質工学会北海道支部技術報告集、34（1994）
渡嘉敷勝他：平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による宮城県内の頭首工および水門の被害、農工研技報、213(2012)
松岡宗太郎他：平成 30 年北海道胆振東部地震での農業水利施設の被災概要、水度の知 88、(2020)

27. 既設頭首工の耐震性能照査

石橋忠良他：矩形帯鉄筋を軸方向鉄筋の内側に配置した鉄筋コンクリート中の正負交番載荷実験、土木学会論文集、732、(2003)
池田尚治他：鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究、土木学会論文報告集、(1980)
山村賢輔他：開削トンネル擁壁部のせん断力に対する鉄筋差込による耐震補強方法、土木学会論文集、(2004)
谷村幸裕他：スターラップを有するディープビームのせん断耐力に関する研究、土木学会論文集、(2004)
石橋忠良他：少数本のくいを用いたフーチングのせん断設計について、土木学会論文報告集、337、(1983)
国土交通省国土技術政策総合研究所：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料、土木研究所資料第 4244 号、(2012)
NEXCO 中日本：耐震補強設計のポイント、(2020)
中谷昌一他：既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究、土木研究所資料第 4168 号、(2010)
吉田知永：岡島頭首工における堰柱の耐震補強工事について、水と土、第 172 号、(2014)

28. 保全管理

常住直人他：農業取水堰下流の河床変動状況と洪水時護床変形に関する実験的検討、河川技術論文集、20(2014)

三輪弋：堆砂に悩む堰の管理と改築計画、農業農村工学会応用水理研究部会講演集、(2013)
三輪弋：暫定的上げ越し構造による頭首工堆砂障害の軽減、農業農村工学会誌、323(2012)

29. 施　工

岩村　勉他：長野県営埴科農業水利改良事業におけるコンクリートの品質管理について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、28-7（1960）
岩村　勉他：石狩川頭首工プレパクト工法について、農業土木研究、29-8（1962）
松本武郎：白石せきの圧人コンクリート工法について、水路、13（1964）
沢井亮治：大河川における仮〆切の施工例、水路、5-1（1964）
中田与四郎他：阿賀野川頭首工について（工事報告）、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、35-2（1967）
颯田正昭他：牟呂松原頭首工の仮排水について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、35-2（1967）
颯田正昭：牟呂松原頭首工の施工概要について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、36-1（1968）
森平信一：利根大ゼキ施工上の諸問題、農業土木学会誌、36-9（1968）
堀　順一：勝瓜頭首工の工事施工、農業土木学会誌、38-3（1970）
山田英雄他：馬飼頭首工第一期の施工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、40-6（1972）
堀田　稔：愛本えん堤の施工計画について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、40-6（1972）
宮崎雄二他：小櫃堰、頭首工工事報告、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、41-4（1973）
加藤正次他：急流河川の頭首工施工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、41-5（1973）
亀井幹喜他：峡谷部における固定型頭首工の仮締切について―紀の川用水西吉野頭首工の事例、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、42-4（1974）
馬場和夫他：中之口川筋頭首工仮締切り計画について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、44-6（1976）
川上　隆他：吉井川農業水利事業―吉井川坂根合同堰仮締切工法について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、44-7（1976）
荒ケ田国和他：邑楽頭首工の設計と施工（その 2）、水と土、28（1977）
高杉社雄他：旭川新堰の改築工事について、水と土、29（1978）
青浜生富：氷川頭首工の施工について、農業土木学会九州支部研究発表会講演報告、46-3（1978）
山本正儀他：県営カンガイ排水事業新堰改築工事報告（第 4 版）左岸側工事と長大管理橋について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、47-7（1979）
高橋秀雄：馬淵大ぜきの施工、土木技術、36（1981）
黒島和弥：濁水河川における潜水工法による頭首工設置、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、51-4（1983）
中川恒男：大規模溜池等整備事業保田頭首工の施工、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、53-4（1985）
貝通丸明他：新田原井堰の施工について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、54-8（1986）

30. その他

県指定史跡山田堰の撤去について―物部川地区県営潅既排水事業、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、52-6（1894）
川合　亨他：早月川蓑輪頭首工の機能実態調査について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、42-4（1974）
沢田敏男：頭首工の機能に関する研究（Ⅰ）、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、42-4（1974）
佐藤俊郎他：養老川西広板羽目ゼキについて、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、46-4（1974）
前川勝朗他：庄内地域における農業用河川取水施設の調査研究、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、50-3（1978）
塚本　駿他：農業取水施設の低周波音と対策について、農業土木学会誌、53-2（1985）
豊田国昭：越流式ゲートの鳴音に関する研究、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、53-2（1985）
梅田安治：農業用水の取水形態―石狩川流域の農業水利に関する研究Ⅱ―、北海道大学農学部邦文紀要、15-1（1985）
三輪　弋：山形県内諸頭首工の機能障害の解析、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、55-3（1987）
岡田一天：シビックデザイン護岸・堰・水制工、土木学会誌、73（1988）
緒方陽三他：「河川構造物の景観設計マニュアル（案）」、中国地方建設局管内技術研究会論文集、40（1989）
加藤敏治：長良川河口堰の景観設計、ダム技術、51（1990）
宇和川正人：韓国・洛東江河口堰の建設と環境影響対策、農業土木学会誌、58-4（1990）
石田正治：人造石工法（たたき）の遺産と調査とその保存、土木史研究、11（1991）
佐藤俊郎他：伝統的技術の再発見―西広板羽目堰の構築技術と機能の保存、農業土木学会誌、59-12（1991）
竹林征三：水辺の景観設計とデザインーダム・堰水門等の河川構造物の景観設計を考える、土木技術、47（1992）
竹林征三：ダム・堰とダム湖水の景観（そのⅡ）、ダム技術、74（1992）

竹林征三：ダム・堰とダム湖水の景観（そのⅢ）、ダム技術、75（1992）

井上恵博：末田須賀堰の周辺環境整備と修景、氷と土、93（1993）

竹林征三：堰・水門の景観設計技術（そのⅠ）、ダム技術、78（1993）

竹林征三：堰・水門の景観設計技術（そのⅡ）、ダム技術、79（1993）