

床止めの構造 設計手引き

(財) 国土技術研究センター 編

山海堂

床止めの構造 設計手引き

(財) 国土開発技術研究センター 編

山海堂

発刊にあたって

(財) 国土開発技術研究センター
理事長 豊田 高司

近年、河川の整備を行うにあたり、洪水に対する安全性の確保のみならず自然河川の本来有する多様な環境機能、つまり、生態系の保全、河川空間の利用、水辺の景観、親水機能等の重要性が認識され、「多自然型川づくり」が積極的に進められている。

従来から、河道維持のために多くの床止め工が造られてきたが、床止め自体の構造の安全性を保てず破損変形する例が見られる。これは、床止めの配置等による河床変化の予測方法が不明確でありまた、河道条件に見合った床止めの構造諸元についての合理的考えがなかったためである。

本書は、このような背景から過去の被災事例やこれまでの研究成果をもとに建設省河川砂防技術基準（案）同解説を補完する技術図書として、床止め工を設置する河道の特性や床止め周辺の水理的な特性を考慮した床止め工の設計方法を取りまとめたものである。

本書では従来の設計方法に対して以下の点を新たに提案している。

- 1) 落差工の天端高等の諸元を求める方法として、設置後の河床変動予測による方法を示した。
- 2) 水叩き長の算定について、従来のブライの式にかえ、洪水時における流水の越流落下範囲として求める方法を示した。
- 3) 本体下流側護床工長の算定について、跳水が発生する範囲及び跳水後の整流及び下流河床とのすり付け範囲として求める方法を示した。
- 4) 魚等の生態系について、水叩きの水褥池化や、本体の構造などに関する配慮法を示した。
- 5) 直壁型落差工について、本体・水叩きを鉄筋コンクリート構造とし

て一体化する場合も示した。

- 6) 本体の河岸及び堤防部での処理について、堤防の安全性を第一義とし、落差工本体は取付け擁壁で絶縁すべきであることを示した。また、本体を嵌入する場合でも、堤防と本体は絶縁するものとし堤防表法尻までとすべきであることを示した。
- 7) 高水敷保護工、法肩工の設置範囲について、高水敷から低水路へ落ち込む流れと乗り上げる流れによって生じる洗掘現象を防止できる範囲を示した。

尚、従来の設計では明確に示されていなかった緩傾斜型の床止め、透過性の構造（コンクリートブロック等）で構成された床止め、帯工の設計についても、本書では記述している。

本書は、現段階で得られる知見を基に構成されているが、今後各々の河川で床止めを設計するに当たって、本書の記述が参考となれば幸いである。

本書の執筆にあたっては、特に土木研究所の山本次長、藤田河川研究室室長および中部地方建設局の小俣河川情報管理官のご指導を得ましたことに深く感謝申し上げます。あわせて、関係者各位にご助言、ご指導をいただいております。ここに衷心より深謝する次第である。

平成10年11月

目 次

第1章 総 説	1
1-1 本書の目的	1
1-2 本書の性格と特徴	3
(1) 本書の適用に当たって	3
(2) 本書の対象とする床止めの適用範囲	3
(3) 本書の特徴	3
1-3 床止めの種類と目的	4
(1) 河床低下対策としての落差工	5
(2) 局所洗掘対策としての帯工	7
1-4 用 語	7
(1) 床止めの構成	7
(2) 本書で用いる用語の概説	7
1-5 設 計 手 順	11
(1) 調 査	11
(2) 落差工天端形状の考え方と設置後の上流河床高の 把握	11
(3) 床止め型式の選定	11
(4) 設 計	11
第2章 落 差 工	15
2-1 落差工の計画	15
2-1-1 落差工の設置位置	15

2-1-2	落差工設置のための調査	16
2-1-3	天端高の考え方	17
	(1) 基本的な考え方	17
	(2) 低下背水による摩擦速度の縦断変化	18
	(3) 河床変動の計算例	19
2-1-4	落差工天端高・落差の設定法	20
	(1) 天端高	20
	(2) 落差	21
	(3) 落差工天端形状の設定	22
2-1-5	河床変動の予測方法	23
	(1) 河床変動計算フロー	24
	(2) 河床変動予測を行う場合の基本条件	24
	(3) 基礎方程式	26
	(4) 計算断面ピッチの考え方	28
	(5) 構造物上の河床変動の考え方	29
	(6) 一次元河床変動計算の問題点と課題	29
2-1-6	水理模型実験	30
2-2	落差工の設計方針	30
	(1) 落差工の機能確保のための設計	31
	(2) 落差工の安定性確保のための設計	31
	(3) 環境に配慮した設計	34
2-3	型式の選定	34
2-3-1	平面形状の選定	34
	(1) 平面形の種類と特徴	35
2-3-2	縦断形状の選定	35
	(1) 本体の縦断形の種類	36
	(2) 水叩き、護床工の水褥池化	38
2-3-3	構造型式の選定	38
	(1) コンクリート構造	38

(2) 屈とう性構造	39
2-4 直壁型落差工の設計細目	40
2-4-1 設計条件	40
(1) 設計荷重	41
(2) 安全率	43
(3) 許容応力度	43
2-4-2 本体	44
(1) 本体の構造型式と設計手順	44
(2) 断面形	45
(3) 本体の安定計算	46
(4) 本体端部の形状	49
2-4-3 水叩き	51
(1) 設計の考え方	51
(2) 水叩き長	52
(3) 水叩きの構造	54
2-4-4 シャ水工	56
(1) シャ水工の機能と構造	56
(2) シャ水工の根入れ長の計算	56
2-4-5 基礎	58
2-4-6 護床工	58
(1) 護床工の形状	58
(2) 護床工算定法の従来との相違点	60
(3) 上流側護床工長	61
(4) 下流側護床工 A 区間長	61
(5) 下流側護床工 B 区間長	69
(6) 護床工のブロック重量	70
(7) 吸出しの防止	75
2-4-7 護岸・取付擁壁	76
(1) 護岸	76

(2) 取付擁壁	77
2-4-8 高水敷保護工・のり肩工	80
(1) 高水敷保護工の設置範囲	81
(2) のり肩工の設置範囲	81
(3) 高水敷保護工・のり肩工の構造	82
2-4-9 魚道	82
(1) 設置上の留意点	82
(2) 天端の切欠き	83
2-4-10 屈とう性構造	84

第3章 帯工

3-1 帯工の計画	89
(1) 帯工本体天端	89
(2) 平面形状	90
(3) 縦断的な設置方法	90
(4) 構造	91
3-2 帯工の設計	93
(1) 本体	93
(2) 護床工	94
(3) 護岸	95

参考資料

参考1 洪水時の床止め周辺部での現象	99
参考2 水叩き・護床工長の検討例	101
2-1 水叩き・護床工長の実験事例	101
2-2 下流河床洗掘による被災事例	103
2-3 水叩き・護床工長の検討事例	103
(1) セグメント1 (河床勾配：1/100)	104

(2) セグメント 2-1 (河床勾配: 1/1,000)	106
(3) セグメント 2-2 (河床勾配: 1/2,400)	108
参考 3 河道特性調査	110
3-1 河床材料粒径の表し方	110
3-2 河道分類	111
参考 4 河床変動計算の事例 (A 川の事例)	114
4-1 背景	114
4-2 河床変動計算	115
(1) 河床変動計算式および計算条件	115
(2) 計算条件	117
参考 5 直壁型床止めの設計例	123
5-1 検討条件	123
(1) 河道条件	123
(2) 地盤条件	123
(3) 設計荷重	123
(4) 落差高	123
5-2 本体, 水叩きの設計	123
(1) 水叩き長の計算	123
(2) 本体の安定計算	126
5-3 護床工の検討	130
(1) 護床工 A 区間長の計算	130
(2) 護床工 B 区間長の計算	132
(3) 護床工のブロック重量	132
5-4 護岸, 取付擁壁	133
(1) 低水護岸施設範囲	133
(2) 高水護岸施設範囲	133
(3) 取付擁壁	133
5-5 高水敷保護工・のり肩工	133

(1) 高水敷保護工	133
(2) のり肩工	134
参考6 計算断面ピッチの考え方	135
(1) 断面ピッチの取り方	136
(2) 低下背水区間の算定	137

第1章 総 説

1-1 本書の目的

ポイント

床止めは、河道を横断して設けられる構造物であり、河床変動など上下流へのインパクトも大きく、設置箇所の自然条件や河道特性によっては維持管理に多大な労力や困難を伴うことの多い構造物である。したがって、河道計画においては極力採用しないことが望ましく、河床低下や局所洗掘を防ぐために河床を維持または安定化させることを目的としてやむを得ず設置する場合に限り計画する。

本書は、そのような場合に整備される床止めの設計に関して、主に水理的な観点から現時点における知見をとりまとめたものであり、床止めに求められる機能と、その機能を確保するための設計の考え方を記述したものである。

床止めは、河床低下を防止し、河床を安定させ、河川の縦断およ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る。

しかし、従来設置されてきた床止めの中には、その結果として本来の目的である河床維持の図れない事例や、局所洗掘等により床止め自体の構造の安全性を保てず破損変形した事例も見られる。これは、洪水時の流速や河床に働く掃流力等、各河川の河道特性に応じた水理的な観点からの配慮が不足していたことが、主な原因と推定される。

また、近年の河川整備では、洪水に対する安全性の確保という単一機能

の確保だけではなく、河川が本来有する多様な生態系の保全、水辺の景観等の保全・創造等を目的として多自然型川づくりが積極的に推進されている。床止めは、本来自然が豊かにある河道を横断して設けられる構造物であり、床止めの設置により河道を固定化することは好ましいものでない。また、床止めの設置は、魚類などの水生生物の移動を妨げ、生態系に変化を与える恐れがあることから、そのような点からは基本的には設置しないほうが望ましいものである。また、河道計画の考え方も、流下能力の確保を前提として、各河川の特性を反映した維持管理のしやすい川づくりに重点が置かれるようになってきている。従来には、床止めを設置して、流速を緩和する措置がとられることもあったが、今後は治水の目的からみて河床の維持が可能か否かの判断が床止め設置にあたって第一に考えられるべきである。また、当初の河道計画では床止めのない河道で計画し、実際の河床変動の状況をモニタリングしつつ、その状況に応じて床止めの設置を検討することも河道計画としてとり得る手法である。

本書は、これらのことを十分踏まえつつも、やむを得ず床止めを設置する場合の設計の考え方について記述したものである。設置の判断については河道計画の段階で十分検討することが重要である。

また、床止めを設置する場合には、河川環境に与える影響を考慮し、その影響が最小限となるように配慮する必要がある。本書では、工学的に見た場合の床止めの設計についてまとめたものであり、魚類への配慮の考え方など一部については示しているものの、生物の生息環境や景観の保全等に関する考え方については、別途検討されることを前提としている。

なお、床止めの設計は、その河川の河道特性を十分踏まえたものとする必要がある。設計に際しては、本書を用いて基本的な諸元を算定するものの、河道特性の類似した河川での設置事例や被災事例から得られる知見も参考とし、最終的な形状を決定することが重要である。

1-2 本書の性格と特徴

(1) 本書の適用に当たって

床止めの設計では、対象とする河川の河道特性を把握し、設計に反映させることが重要である。したがって、流速や河床変動予測のための条件は、対象地点の河道特性や、環境条件を十分把握したうえで設定することが基本である。

その際、これまでの床止めの設置事例や被災事例から得られた知見などにより、設置箇所の河道特性の特殊性が明らかとなっている場合には、それらの知見や河道特性を設計に反映させることが重要である。

本書では、河道特性、河床変動等に関する現時点の技術的な知見をまとめているが、今後の調査・研究に基づく技術の進歩によっては、本書で提示する標準的な考え方とは異なる新たな設計論に基づいた床止めや、新規工種の開発が進むことが考えられる。本書の記述内容は、そのような技術的な進歩に応じて書き換えられるべき性質のものである。

(2) 本書の対象とする床止めの適用範囲

本書で扱う床止めとは、河川管理施設として設置される落差工と帯工を対象としており、砂防事業で扱われる床固めは対象としていない。したがって、床止めの安定検討手法で扱う外力は、流体力、土圧、水圧である。土石流の作用による衝撃力等を考慮する場合は、別途適切な参考資料によって検討を行うことが望ましい。

(3) 本書の特徴

本書において、従来の設計から新しく追加した点、考え方を変更している点は、主に以下の3点である。

① 河床を安定させる機能の確保

現在設置されている落差工の中には、落差工の上流河床高が落差工天端高よりかなり低下しているものが見られている。本書では、そのような現象の解説とともに、上流河床の維持を目的とした天端高の考え方について示した。

② 水理的・構造的な安全性の確保

水叩き・護床工の施工延長，高水敷保護工の必要範囲等の構造諸元を洪水時の水理現象に応じて設定するようにした。また，堤防の安全性を確保するため，落差工本体の構造や本体を堤防へかん入させる場合の考え方について示した。

③ 環境への配慮

環境に配慮した落差工の構造について，天端の形状，水叩きの水褥池化などの考え方を提示した。

※本書では，単位系として工学単位系と SI 単位系を併記し，前者を ()，後者を [] で示してある。

1-3 床止めの種類と目的

ポイント

床止めは，その設置目的および形状から「落差工」と「帯工」に分類される。

落差工は河床低下の防止を目的とし，帯工は洪水の乱流による局所洗掘の防止を目的として設置される。

河道計画は，流下能力の確保を前提として，現況の河道の特性を尊重した維持管理の容易な河道とすることを基本としている。したがって，河道は水理的な観点から見て，長期的に安定したものであることが求められる。河道計画で設定した河道の安定性は，長期的な河床変動予測を行うことによって判断され，河床変動予測の結果，当初設定した河積，河川管理施設等の維持が困難と判断される場合には，フィードバックし，河道縦横断面形状を設定し直すこととなる。

この過程のなかで，長期的な河道の安定の維持が困難と判断される場合に河道安定のための対策工の検討がなされる。対策工としての構造物の種類，構造はさまざま考えられるが，局所的な対策では効果が期待できず，縦断方向のにある程度の長さにならないうちに河床の安定対策が必要と判断され

る場合に床止めが必要とされる。

(1) 河床低下対策としての落差工¹⁾

河床低下は図1-1に示したように、供給土砂量の減少や、捷水路化による水面勾配の変化による掃流力の増大、本川の河床切下げに伴う支川での掃流力の増大等により、河道の土砂収支バランスが崩れることによって発生する。

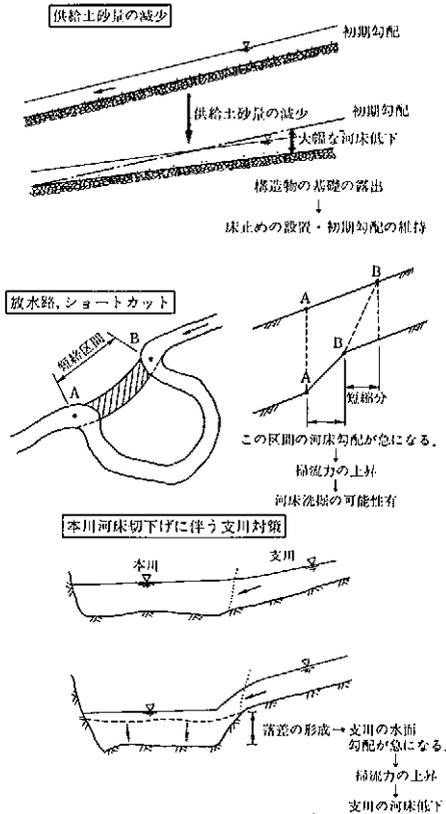


図1-1 河床低下の原因

河床が安定せず長期的な低下傾向が続く場合には、対策が必要とされる。

河床低下対策は大きく分けて、「土砂供給量を増加させる方法」、「構造物基礎部の補強、改築等による方法」、「落差工を設置する方法」などが考

えられる。

供給土砂量を増加させるには、ダムに排砂設備を設置したり、スリット型砂防ダムを設置する方法がある。この方法による場合、水系一貫して土砂の質と量を予測することが不可欠である。一方で、ダムや砂防施設からの排砂量の見積りが難しく、今後の予測技術の進歩が望まれている。

構造物基礎部の補強・改築は、予測される河床低下量を見込んで堤防・護岸などの河川管理施設の構造物基礎の根入れなどを行う方法である。この方法は、河床の広範かつ長期的な変動あるいは安定した状況に直接的に影響を与えないので上流の河道や、自然環境への影響を小さくできる場合がある。

一方、図1-2に示すように河床低下量が大い場合には、

- ・一連の施設を新設または改築する必要がある
- ・平水時の水位が低くなるため、既設の取水口からの取水が困難となる
- ・地下水位の低下による影響を生ずる

等の問題点がある。

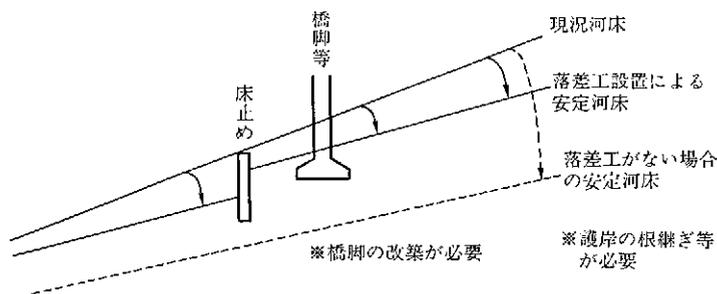


図1-2 河床低下傾向

こうした問題点が著しいと判断される場合に落差工の設置が検討される。

また、現在河床が安定している河道においても、砂防工事の進捗、従来落差工の機能も有していた堰の統廃合、可動堰化などにより、河床の土砂収支バランスが崩れ、新たに河床低下および堆積が発生する可能性があるため、将来の状況も考慮して合理的な計画とする必要がある。

(2) 局所洗掘対策としての帯工

一般に砂州や河道の湾曲、河幅の変化、小規模河床波、構造物等の影響により洪水時に河床が深く洗掘され、これにより河川内構造物の安全性が脅かされることがある。

局所洗掘に対する対策工としては、根固め工、河川内構造物の根継ぎ、水制、帯工などがある。みお筋が固定しているような河道では、洗掘される場所の予測が容易であるため、根固め工などで対策できる。しかし、局所洗掘が著しく深くなる場合や扇状地河川のように砂州の移動が激しい場合には、護岸と帯工を組み合わせる対応することがある。

帯工は河川を横断して設けられる構造物であり、環境への影響も小さくなく、一般に建設費も割高である。したがって、局所洗掘への対策としては、護岸、水制によるのか帯工によるのかについて、費用、効果、確実性、環境面からの評価を行い、選択すべきである。

橋脚保護のために帯工あるいは落差工を用いることもあるが、この場合も、橋脚回りの保護工等と比較検討を行い、判断すべきである。

1-4 用 語

(1) 床止めの構成

一般的な床止め（落差工）の構成を図1-3に示す。また、表1-1に各部の機能を示す。帯工については床止めに準じるものである。

(2) 本書で用いる用語の概説

直壁型落差工…本体下流側のり面が5分（1：0.5）程度よりも急な勾配を持つ型式の落差工¹⁾。

緩傾斜型落差工…本体下流側のり面を緩くし、落差をある程度の延長をもって処理する型式の落差工。

屈とう性構造…緩傾斜型落差工のうち、本体にコンクリートブロックなどの屈とう性のある材料を用いた構造。水密性が低いため、平水時は水が伏流してしまう可能性がある。

侵食…堤体表面の植生、覆土などに直接流体力が作用し、削り取られ

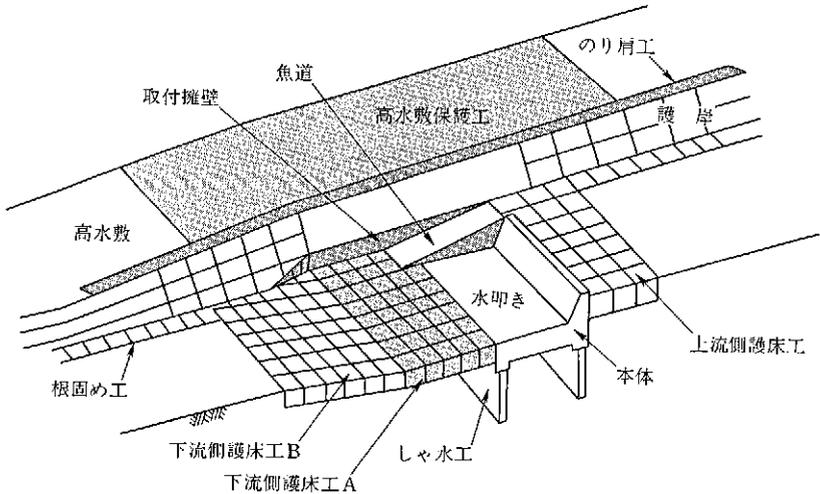


図1-3 床止め（落差工）を構成する構造物

表1-1 床止め（落差工）を構成する構造物とその目的・機能

構 造 物	目 的・機 能
本 体 工	本体は、上下流の落差をもつ部分である。
水 叩 き	水叩きは、越流する流水による洗掘を防ぐ。
護 床 工	上流側護床工 落差工本体の直上流で生じる局所洗掘を防止する。 下流側護床工：対象とする水理現象によりA、Bに区分する。 護床工A：越流落下後の流水が流下するときに発生する射流状態から跳水に至るまでの激しい流れによる洗掘を防止する。 護床工B：跳水後の流水による洗掘を防止し整流する。
基 礎 工	基礎工は、不等沈下による変形などを防止する。
しゃ 水 工	しゃ水工は、上下流の水位差で生じる揚圧力を低減し、パイピングを防止する。
高水敷保護工・のり肩工	高水敷保護工・のり肩工は、高水敷から低水路へ落ち込む流れと乗り上げる流れによる洗掘を防止し堤防を保護する。
護 岸	落差工の周辺では、洪水時に著しく流れが乱れるため、河岸や堤防を確実に保護する必要があり、そのために護岸を設ける。
取 付 擁 壁	越流落水および転石による河岸浸食が著しい護岸の設置範囲のなかでも特に、落差工直下流部を保護する。

る現象⁶⁾。

セグメント…河川の縦断形を、ほぼ同一の縦断形を持つ区間で区分した場合に、同一の河床勾配を持つ区間をいう。同一勾配を持つそれぞれの河

道区間では、ほぼ同じ大きさの河床材料を持っており、さらに、洪水時に河床に働く掃流力や低水路幅・深さも同じ値を持っていることが多い³⁾。

根固め工…流水による急激な河床洗掘を緩和し、基礎工の沈下やのり面からの土砂の吸い出しなどを防止するために、低水護岸および堤防護岸の基礎工前面に設置される構造物³⁾。

摩擦速度…河床に作用するせん断力(τ)を表現する際に用いられる。 $\tau = \rho u_*^2$ で表現される。 u_* は速度の次元を持つ。河幅が広く、横方向の水深変化が穏やかで、流れ、河道の縦断方向の水深変化が緩やかな状況では、 $u_* = \sqrt{gHle}$ (H ;水深, le ;エネルギー勾配)で表現できる⁶⁾。

代表粒径…河床の動きやすさや河床の粗度を規定する代表的な河床材料粒径³⁾。

一体式構造…本体と水叩きを鉄筋コンクリートにより一体化した構造。

分離式構造…無筋コンクリート構造として本体と水叩きを分離した構造。

パイピング現象…堰、床止め(落差工)などが透水性地盤の上に造られると、上下流の水位差によって透水層の中を水が流れる。また、同様に透水性地盤上の堤防では、洪水時の水位が高いために透水層中に流れを生じる。動水勾配が大きいと、その流れが細粒土砂を移動させ空洞を形成し、ついには構造物を破壊する。このような透水による空洞化の進行をパイピング現象という⁴⁾。

揚 圧 力…堰などの水位差の生ずる構造物が透水性地盤の上にある場合、浸透流が生じ、基礎下面に鉛直上向きの力が作用するが、これを揚圧力と呼ぶ。この圧力分布は設計上は単純化して直線分布とみなして差し支えない。実際には止水矢板なども施工されるので、さらに異なった分布となるが計算上は無視する場合が多い⁴⁾。

完全越流…下流水深が小さい状態で、落差工上流のどこかで支配断面ができ、上流側の水深に下流側水位の影響を受けない。この状態を完全越流という。

不完全越流…完全越流と潜り越流の中間の過渡状態である。本書では、単純化のため、この状態は考慮しない。

潜り越流…下流側水位が高い状態で、その影響が落差工上流に及ぶ状態をいう。この場合、落差工上流でも下流でも常流となっている。

跳水現象…射流の流れが常流の流れに急遷移するとき、水面形が激しい表面渦を伴う不連続な形となる現象⁹⁾。

この跳水現象は、完全跳水と潜り跳水とに分けられる。

完全跳水は、激しい渦のために射流の持つ大きなエネルギーを大量に失うため、減勢工で積極的に利用されている。一方、潜り跳水は流水の乱れが完全跳水よりも小さいため、流水の減勢効果は完全跳水よりも小さく、高流速成分が下流まで残存する。

自然跳水…水平水路において、射流の流れが常流の流れに急遷移ときに発生する跳水現象。

強制跳水…下流水位が小さく、自然には跳水が生じない場合に、流れの中に補助構造物を配置し、これに動水圧を分担させて強制的に跳水を発生させ、流れのエネルギーを減勢させるもの⁹⁾。

共役水深…跳水発生前の射流水深と跳水終了後の水深との関係を共役水深と呼ぶ。

蛇 か ご…網目に編んだかごに玉石、砂利を詰めて、護岸や根固めに用いるもので、かごの材料により、竹蛇かご、柳蛇かご、鉄線蛇かごと呼ばれる。鉄線蛇かごは一般に耐久性が小さいからアルミメッキした鉄線を用いたり、柳枝工と併用したりして耐久性の増大を図ることがある。

吸出し防止材…流水の作用や、残留水圧等によって、護床ブロック下部の河床材料が吸い出されることを防止するために設置されるシートなどの材料⁹⁾。

掃 流…部材が流れ方向の抗力や揚力の作用を受け、河床上を転動あるいは河床付近で小跳躍を繰り返しながら移動する現象を指す。

水 制…護岸または河岸前面の流速の抑制による洗掘の防止、水流をはねて流心を護岸または河岸から離すために用いられ、杭、ブロック、石などの部材によって構成される河川構造物。常水路の固定および導流堤のために設けられる⁹⁾。

1-5 設計手順

ポイント

床止めの設計は、設置する河道および周辺環境の特性を踏まえ、まず床止めの機能を確保するために必要な基本的な諸元を定め、その後、最適な床止め型式を設定し、床止めを構成する各部位の構造物設計を行うといった手順で行うことが望ましい。

本書では、床止めの設計手順を以下の4段階で示すこととした。

(1) 調査

床止めの設置検討に必要な、影響を受ける範囲の河道特性および環境特性に関する調査項目を示した。

(2) 落差工天端形状の考え方と設置後の上流河床高の把握

落差工の設計では、落差工上流における河床低下量がどの程度か把握するための手法を示した。なお、落差工の天端形状は、魚などの移動に十分配慮したものとした。

(3) 床止め型式の選定

河道特性、環境調査結果および本体天端高などの基本的条件から、縦断形状（落差工のみ）として直壁型および緩傾斜型、平面形状として直線型および曲線型などの基本形状、現段階で考えられる構造型式を示した。また、型式の選定にあたっては、設置位置および流況に応じた魚ののぼりやすい構造も示した。

(4) 設計

床止めを構成する本体、水叩き（落差工のみ）、護床工、護岸等の各部位の構造設計を示した。

本書の構成はこの設計手順に準じており、図1-4は本書の構成と設計の流れに従ったフローチャートを示している。

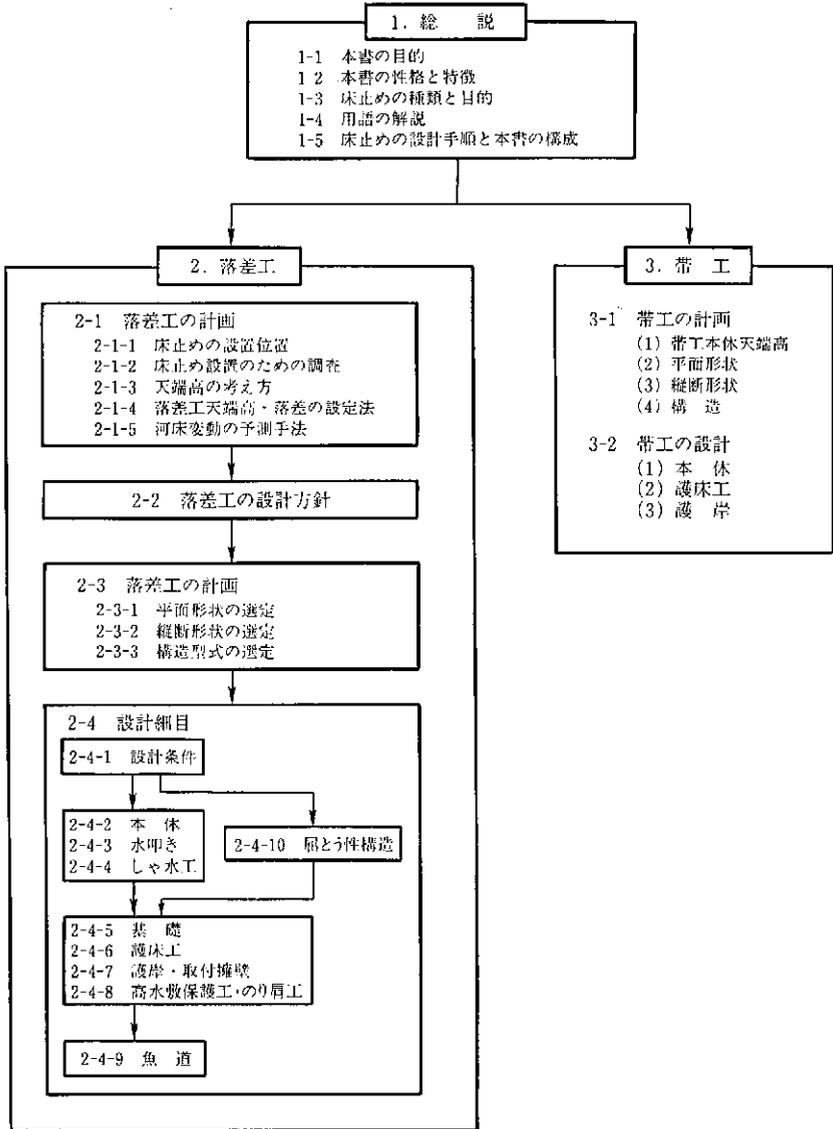


図1-4 床止めの設計手順と本書の構成

参考文献

- 1) 山本晃一，高橋晃，長谷川賢市：床止め工に関する調査，土木研究所資料第 2760 号，1989
- 2) 社団法人 日本河川協会：建設省河川砂防技術基準（案）設計編，山海堂，1975
- 3) 財団法人 国土開発技術研究センター：護岸の力学設計法，1999
- 4) 土屋 昭彦：図解河川・ダム・砂防用語事典，山海堂，1981
- 5) 椿 東一郎：基礎土木学全書 6「水理学 I」，森北出版（株），1977
- 6) 日本土木学会：水理公式集（昭和 60 年度版），土木学会，1985

第2章 落 差 工

2-1 落差工の計画

2-1-1 落差工の設置位置

ポイント

落差工の設置位置は、河道の平面形状や、落差工を設置したことによる流況の変化等を十分検討して定める。

設置後の流況変化という観点から、望ましいと考えられる設置箇所の河道特性を整理すると以下のようなものである。

- ① 砂州が形成されるような河道で、蛇行度が小さく砂州が移動する場合には、砂州が落差工を乗り越えて移動するので落差工の上下流で大きな局所洗掘を生じないように、なるべく直線河道であるところに設置する。
- ② 蛇行度がある程度あり砂州の移動が生じる場合は、横断形状がほぼ長方形断面となる地点になるべく設置する。長方形断面の位置は低水路の法線形状や砂州の形成条件によって変わるので、横断測量結果よりその位置を判断する。
- ③ 落差工は、偏流等が生じることの少ない堤防法線と低水路法線ができるだけ平行な箇所へ設置することが望ましい。
- ④ 落差工は、洪水時の周辺部での激しい流れを考慮して、山つき箇所、堤内地盤高の高い箇所がある場合には、その地点を掘り込み河道

部等を選んで設置することが望ましい。

- ⑤ 合流点付近に落差工を設置する必要がある場合は、合流点の直近に設置するのではなく、やや上流側へ設置し、洪水時に魚が待避できる空間を確保できるようにすることが望ましい。

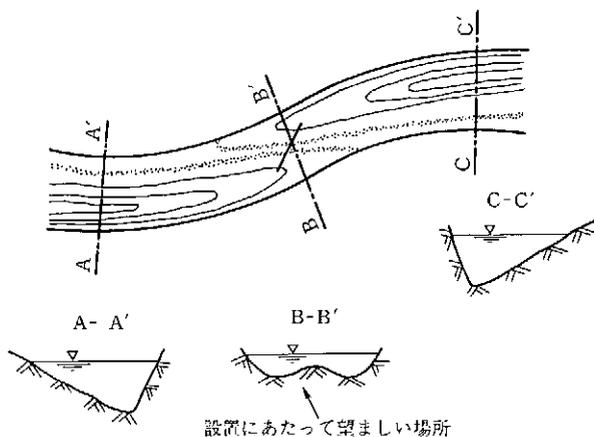


図2-1 砂州が移動しない場合の湾曲部の横断形状

2-1-2 落差工設置のための調査

ポイント

落差工の設計にあたっては、設置箇所付近の河道特性と周辺地域も含めた環境特性を考慮することが重要であるため、これらに関する基礎調査を事前に実施したほうがよい。

設計にあたっては、以下に示す項目について、既存資料の整理と現地踏査を行い、設計条件の設定に反映させることが望ましい。

- ① 設置場の河道状況把握のための調査
- ② 維持すべき河床高のための調査
- ③ 外力算定、設計条件決定のための調査
- ④ 魚のための水理、水文調査
- ⑤ 設計・工法決定の参考とするための調査

落差工は、河床の維持が本来の目的であり、そのためには設計対象地点付近における洪水時の営力や河床の経年変化等の河道特性を把握することが、最も重要である。

落差工設置後の上流河床高の把握のためには、河床勾配や河床材料粒径の縦断変化、河道の平面形状、粗度係数、平均および最深河床高の経年変化、砂州形態、構造物設置状況などを調査し、洗掘現象や河床低下傾向などを把握したうえで、河床変動計算等を行ったほうがよい。

落差工の型式の選定や構造設計では、設計対象地点付近で発生する水理的条件から定まる外力に加え、河床洗掘および河岸侵食特性などが基本条件となると考えられる。

一方、流況・位況等の水文資料は、生態系への影響把握や騒音対策を検討するための検討条件となると考えられる。

さらに、落差工の配置および型式等の決定に際しては、当該河川および同種同規模の河川で発生した過去の被災事例や復旧状況なども参考とすることが重要であろう。

2-1-3 天端高の考え方

(1) 基本的な考え方

ポイント

落差工の天端高は、計画河床高と一致させることを基本とし、一般に落差工上・下流の河床の落差は2m以内とする¹⁾。

落差工での流水の落下に伴い、その上流では低下背水により流速の縦断分布を生じ、落差工に近い河床での掃流力が増大する(図2-2)。このため、落差工上流では、掃流力のバランスが崩れて河床低下を生じ、掃流力のバランスに対応した河床になって低下が落ち着く。

この現象は、急流河川では小さく、緩流河川では大きく現れる傾向にある。したがって、落差工上流側の河床が本体天端より低下することに十分留意して、落差や上流河道の構造物を設計することが重要である。

セグメントIでは、落差工上流の河床低下量が小さく、落差工天端高は

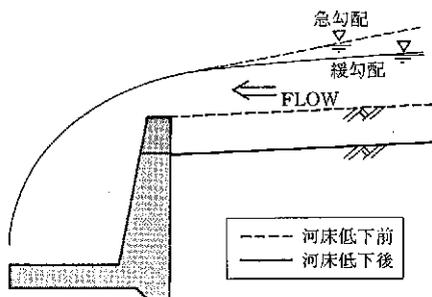


図2-2 落差工上流での河床低下による水面勾配の変化

計画河床高とほぼ一致する。セグメント2-1では低下量が大きくなるため、この低下量に耐えうる対策を行うか、天端を上流の計画河床高より高くする。セグメント2-2では、落差工は必ず上流の河床高より突出するため、落差工の天端高を落差工上流の計画河床高よりも突出させないと河床を維持できないので、天端高は上流の計画河床高より高くする。

なお、河道のセグメント区分方法については、参考3 河道特性調査の項に示す。

セグメント1および2-1の落差工の落差については、その直下流の河床の安定を考慮すると、天端高と下流側河床高の差を1~2m程度とするのが一般的である。

(2) 低下背水による摩擦速度の縦断変化²⁾

落差工の直上流部での低下背水が掃流力の増加にどの程度寄与するか、摩擦速度を指標として図2-3に示した。図は、河床勾配の異なる矩形河道に、単位幅流量 $q=20\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の流量が流下した場合の摩擦速度の縦断変化を示している。図から河床勾配の緩い河川では、落差工設置による摩擦速度の増加量およびその範囲が大きくなるのがわかる。このことは、河床材料が細かい河川ほど落差工上流の河床が低下傾向が著しくなることを意味している。一方、河床勾配の大きい急流河川は、落差工設置による摩擦速度の変化量およびその範囲は狭く、落差工上流の河床低下が比較的小さくなるのがわかる。

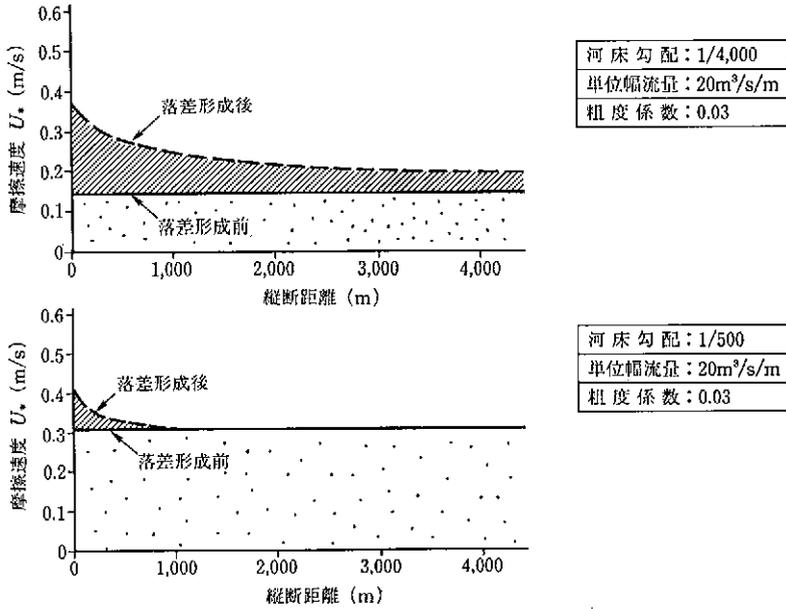


図 2-3 モデル河道における摩擦速度の縦断変化

(3) 河床変動の計算例²⁾

流量を長時間一定とし、落差工設置後の河床変動の計算例を図 2-4、図

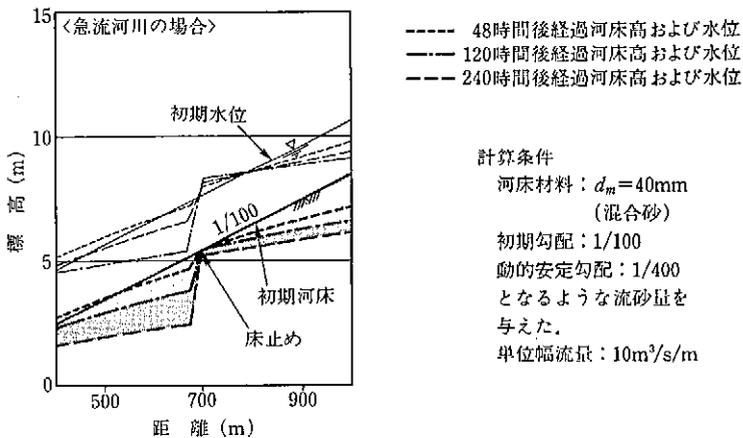


図 2-4 急流河川の計算例

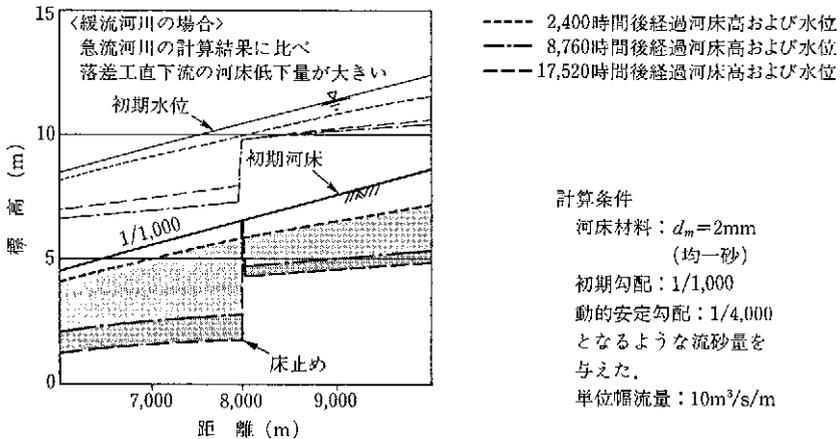


図2-5 緩流河川の計算例

2-5に示す。計算は一次元河床変動計算による。図2-4は急流河川，図2-5は緩流河川の計算結果である。

急流および緩流河川の各落差工間の河床縦断は，いずれも初期勾配を保てずに階段状の河床となる他，落差工上流河床高が本体天端高よりも低くなっていることがわかる。特に緩流河川の河床低下量が大きく，河床材料が細かい砂河川になるほど天端高で河床を維持することが困難であることがわかる。落差工を計画，設計する場合には，この点に留意する必要がある。

2-1-4 落差工天端高・落差の設定法

ポイント

落差工天端高・落差の設定にあたっては，落差工上下流の河岸および河川内構造物が安全であるかどうか，落差工上下流における河床変動量を把握しておく必要がある。

(1) 天 端 高

落差工天端高・落差の設定では，設置後の上下流の河岸および構造物が安全であるようにする必要がある。

そのためには、設置後の将来的な河床変動量を把握し、計画河床高を維持できるかどうかを確認する必要がある。河床変動量予測の結果、計画河床高を維持できないと判断される場合には、

- ・ 落差工の位置・落差高を変更する
- ・ 河川内構造物の基礎高を変更する

等の対策が必要となり、河道計画の見直しが必要となる。

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

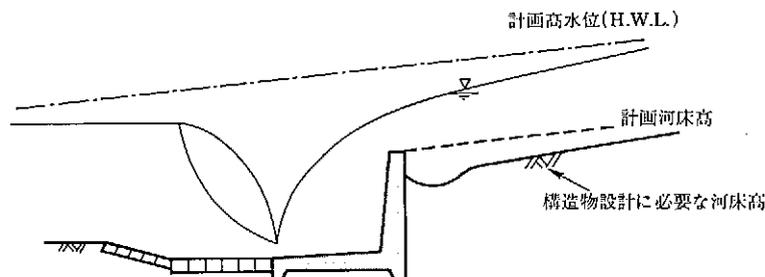


図 2-6 洪水時の落差工上流河床のイメージ

(2) 落 差

一般に、落差の小さい落差工よりも大きい落差の落差工のほうが、落差工下流で確実な跳水による減勢を期待できる。費用の点からも低落差のものを多数設置するよりも高落差のものを少数設置したほうが経済的に見ても有利である。

しかしその一方で魚類への対応が難しくなったり、洗掘の危険が増大するなどの課題も生じる。したがって、落差高は落差工上下流河床の河床差が2m程度以内とすることが望ましい。

捷水路等によりショートカットを行った区間等では落差工を群として設置する場合がある。このような場合、落差工群の縦断配置間隔は流水を確実に減勢できるように設定すべきである。配置間隔が狭い場合、落差工上下流の水面形が連続してしまい、流れの減勢効果が得られなくなる。したがって、跳水による確実な減勢を期待するためには、上流側落差工の末端

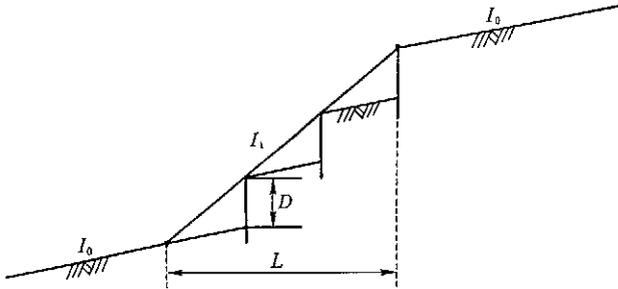


図 2-7 ショートカット等における落差工の設置²⁾

が下流側落差工の低下背水区間に入らないよう距離をとる必要がある (図 2-7 参照)²⁾。

なお、下流側落差工の低下背水区間の長さは、最大でおおむね段落ち部より限界水深の 5 倍程度¹⁸⁾ とすることが望ましい。配置計画にあたってはこの点を考慮に入れて十分な長さを確保するか、不等流計算により確認していくことが重要である。また、天端形状などの影響で落差工上流が三次元的な水理現象となる場合は、水理実験を行いその影響を確認することが望ましい。

捷水路等によりショートカットを行った区間の落差工間の河床は、上流河道と河幅が同じ場合、上流河道の初期勾配とほぼ等しい勾配で安定するのが一般的である。よって、ショートカット区間等に設ける落差工では、河床をすり付けるために必ずしも十分に配置間隔を取れない場合がある。このような場合には、初期に設定した落差高を大きくする等の対策が必要となる。ただしこの場合、安定する河床勾配は、粒径やアーミング効果および地質によって違いが生ずるために注意を要する。

(3) 落差工天端形状の設定

落差工の天端の横断形状は、河床を平均的に維持するために水平とすることが一般的である。

従来の袖付型の落差工は、河岸部近くに袖を付け河岸部の侵食を防ぐことを目的としたものである。この形状は砂防河川で一般的に用いられるものであり、落差工の袖の部分を出させ、水制のように流路を溪流の流心付近に固定することを目的としたものである。

砂防河川と異なり比較的河床勾配が緩い河川区間に落差工を設置する場合は、このような袖部を設けると、流れを絞り込むことで落差工上下流の河床変動を大きくしたり、大きな局所洗掘を生じさせる恐れがある。このため落差工天端を水平にし、落差工周辺での流れを横断方向に平滑化することが望ましい。

ただし、平水時のみお筋の安定を図り、上下流の流水の連続性を確保するためには、河道の形状に応じて天端形状を工夫することが考えられる。例えば、落差工天端高の一部は魚道設置のために洪水時に問題が生じない範囲で切欠きを設けてもよい。この切欠きは、平水流量時に魚が遡上しやすい流速および水深を確保できるような幅、深さとする。

比較的大きな切欠き幅を設ける場合には、洪水時に切欠き部で流水が集中する可能性がある。流水の集中は落差工上下流の河床に洗掘を生じさせる危険がある。したがって、このような場合水理模型実験等により切欠きが河床低下や洗掘に与える影響と対策を十分検討したほうがよい。

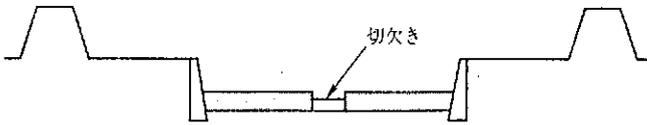


図 2-8 天端の切欠きの概念図

2-1-5 河床変動の予測方法

ポイント

落差工を設置した場合の河床変動予測には、数値計算（河床変動計算）、水理模型実験（移動床模型実験）がある。平均的な河床変動予測を行うためには、一次元河床変動計算を行うのが一般的である。

河床変動状況を把握するための数値計算は、一次元の計算による手法と二次元あるいは三次元計算による手法がある。このうち一次元河床変動計算は、比較的簡易であり一般に用いられている方法である。ただし、一次元河床変動計算は横断的に平均化された河床高が算定されるため、構造物基礎の安定性を判断する場合には、最深河床と平均河床の差に対しての留

意が必要である。

水理模型実験は、横断的な河床変動や洗掘現象を把握することができる。特に、三次元的な水理現象が落差工の諸元を決めるうえで重要となる場合や、落差工の上流に高速道路橋や鉄道橋など重要度が高い構造物がある場合には、数値計算とともに水理模型実験により河床変動予測を行うことが望ましい。

(1) 河床変動計算フロー²⁾

河床変動計算の概略フローを図 2-9 に、流砂量計算の詳細フローを図 2-10 に示す。

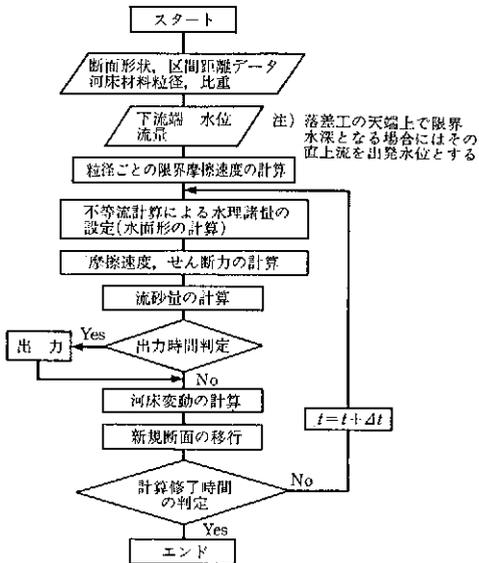


図 2-9 河床変動計算フロー

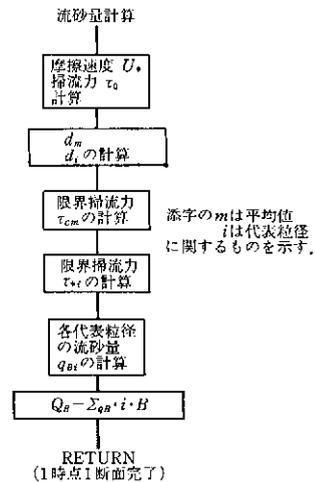


図 2-10 流砂量計算フロー

(2) 河床変動予測を行う場合の基本条件

(a) 対象区間

河床変動予測を行う場合の対象区間は、基本的に「3-1 河道特性調査、(3)調査範囲」と同様でよいと考えられる。ただし、上流側の範囲は、上流から供給土砂量等の境界条件の設定が明確にできる地点、河床勾配の変化点、河道内構造物や上流落差工の配置、施設管理河床高の縦断形等を勘

案し設定したほうがよい。

床止め設置後の河床変化は、上下流に徐々に及ぶため、これらの資料は床止めが設置されるセグメントの区間およびその上下流のセグメント区間にわたるものが望ましい。しかし、上下流への影響は床止め設置位置から離れるほど小さくなるため、少なくとも設置予定地点の属するセグメント区間³⁾に対して資料の収集・整理を行うべきである。

(b) 流量条件

(i) 長期河床変動予測

長期的な河床変動予測を行うにあたっては、河床材料や河道の状況を踏まえ、適切な検討条件を設定すべきである。

一般に河床変動は洪水時に大きくなり、平水時等ではほとんど変化しないという特性を有している。したがって河床変動予測を行う場合には、流況の与え方が重要な条件となる。

長期的な河床変動予測を行う際には、モデルハイドログラフを作成し検討を行うこととなるが、作成するにあたっては、河床材料の限界掃流力以上となる実測の洪水ハイドログラフの数年分をいくつか連続させることが多い。なお、モデルハイドログラフは時間データとして作成し、少なくとも20～30年間繰り返し計算を行うことが多い。

(ii) 洪水時河床変動予測

洪水時の河床変動予測は、落差工上流で最大どの程度低下するのかを把握するために行われる。この場合は、掃流力の最も大きくなる計画高水流量のハイドログラフを対象として行ったほうがよい。

(c) 供給土砂量

上流からの供給土砂量の設定方法には、動的平衡断面を設定する方法と給砂しない方法がある。

(i) 動的平衡断面を設定する方法⁴⁾

任意の断面から流下する流砂量と供給される土砂量が等しくなっていると仮定し、当該断面での河床低下も上昇も生じないように強制的に給砂することを計算条件とする方法。

対象河道における河床高の経年変化を調べることにより、ほとんど変動

がない断面を選定して供給土砂量を与える。

(ii) 給砂しない方法⁴⁾

対象区間直上流にダムなどの砂の移動を止める構造物がある場合に使用する方法。

なお、砂防施設の整備により、上流からの供給土砂量が減少している河川や減少が想定される河川では、現在の流砂量より少ない供給土砂量を計算式に与えることも考えておく必要がある。

ショートカットやしゅんせつ（掘削）に伴って落差工が設置される場合は、落差工により上流河道の水理量に変化が生じても上流からの供給土砂量は変わらない。したがって、落差工設置による水位変化区間より上流に計算の上流端を取り、そこでの供給土砂量は変わらないものとして扱ってよい。

(d) 河床材料

河床変動予測を行うにあたり河床材料の粒度分布、代表粒径等を調査しておく必要がある。河床変動は、表層の河床材料のみでなく下層部の地質構造（粘土層、洪積層、岩）により規定される可能性があるため、このような場合には河床変動予測に盛り込む必要がある。

(3) 基礎方程式²⁾

河床変動の一次元解析法の基礎方程式は、流れの運動方程式と連続式および流砂の連続式と流砂量式の4式である。

本来は、不定流で計算すべきであるが、単純化して考えるために流れは不等流で（空間的に流量一定）、河床変動は時間変化（時間的に流量を変動）させて計算を行う。

以下に各基礎式について概略を述べる。

(a) 流れの基礎式

(連 続 式)

$$\frac{\partial Q}{\partial X} \dots\dots\dots (2-1)$$

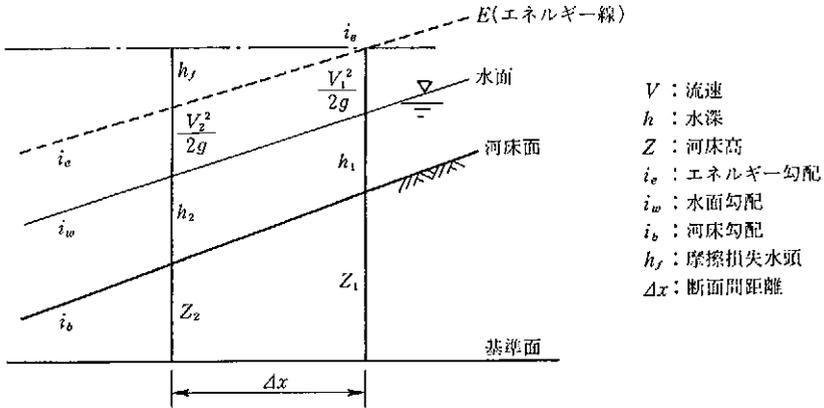


図 2-11

(運動方程式)

$$\frac{\partial Z}{\partial X} + \frac{\partial h}{\partial X} + \frac{1}{2g} \frac{\partial}{\partial X} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 + \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^3} = 0 \dots\dots\dots (2-2)$$

ここに、 A : 流積 (m²)、 S : 潤辺 (m)、 h : 水深 (m)、 Z : 河床高 (m)、 H : 水位 (m)、 v : 流速 (m/s)、 R : 径深 (= A/S (m))、 x : 距離 (m)、 Q : 流量 (m³/s)、 n : マニングの粗度係数

(b) 流砂の基礎式 (連続式と流砂式)

河床変動に直接関連を持つのは流砂量であり、これを導く式あるいは求める図がいくつか提案されている⁵⁾⁶⁾。しかし、河床砂州の運動は極めて複雑であり、特に移動河床で形成される河床波上の砂州の運動特性を完全に表すまでには至っていない。流砂量式の選択にあたっては、検証計算等を行って十分に検討したほうがよい。したがって、式(2-4)では、流砂量式に使用される諸量のみを示している。

なお、計算に必要な土砂の移動する層 (交換層) の厚さについては、試行錯誤で求めたり、最大粒径程度の厚さとしている事例がある。

(連続式)

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \cdot 1/B \cdot \frac{\partial}{\partial x} \cdot (q_B \cdot B) = 0 \dots\dots\dots (2-3)$$

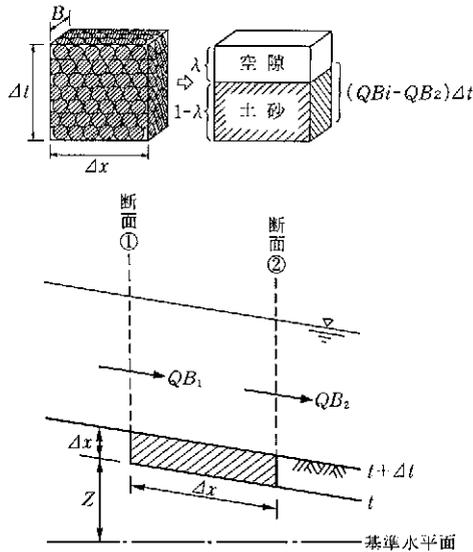


図 2-12

(流砂量式)

$$\frac{q_{Bi}}{u_{*di}} = f\left(\tau_{*i}, \frac{H}{d_m}, \frac{u_{*dm}}{\gamma}, \frac{d_i}{d_m}, \sigma\right) \dots \dots \dots (2-4)$$

ここに、 B ：河幅 (m)， u_* ：平均摩擦速度， Q_{Bi} ：各断面での掃流砂量， z ：河床高 (m)， t ：時間， τ_* ：無次元掃流力， λ ：河床砂の空隙率 (一般に計算には 0.4 を用いる.)， q_{Bi} ：粒径 i の単位幅流砂量， τ_{*i} ：粒径 d_i に対する無次元掃流力， d_m ：平均粒径， σ ：河床材料の混合を表す無次元指標， d_i ：代表粒径

(4) 計算断面ピッチの考え方⁴⁾

落差工天端で限界水深が発生する場合，低下背水により河床に働く掃流力が大きくなり，河床低下が発生する。したがって，落差工上流での河床低下量を評価するためには，最も低下しやすい区間に内挿断面を入れ，河床変動計算を行ったほうがよい。この内挿断面を入れる間隔は，落差工上流 5～6m 程度でよいと考えられる。

不等流計算を行う際の内挿断面の入れ方について，参考にその考え方を示しているので参照されたい。

(5) 構造物上の河床変動の考え方²⁾

落差工等の横断工作物がある場合の河床変動計算においては、次のような点に注意したほうがよい。

構造物上の河床変動は、堆積することはあっても設置時の高さより洗掘されることはない。したがって、河床変動計算にこの制約条件を取り込めるよう、以下のように考えればよい。

仮に、断面*i*に落差工があり、河床高が落差工の高さより低く計算される場合（河床変動量 Δz が負（洗掘）になる場合）には、強制的に $\Delta z=0$ とし、

$$q_b(i, t) = (B(i-\Delta x)/B(i)) \cdot q_b(i-\Delta x, t) \dots\dots\dots (2-5)$$

のように、断面*i*の流砂量を設定し直したほうがよい。つまり、落差工高が初期値と同一ならばそれ以上の河床低下はなく、一つ上流の流砂量が全量通過するという収支関係を設定したほうがよい。

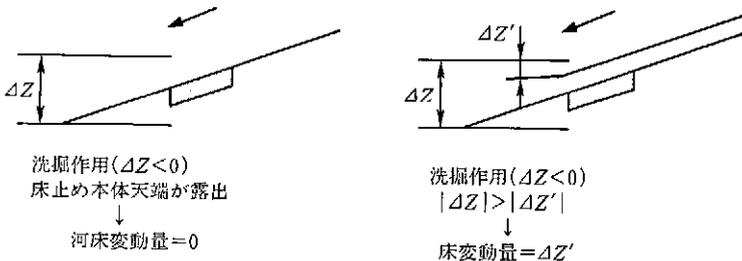
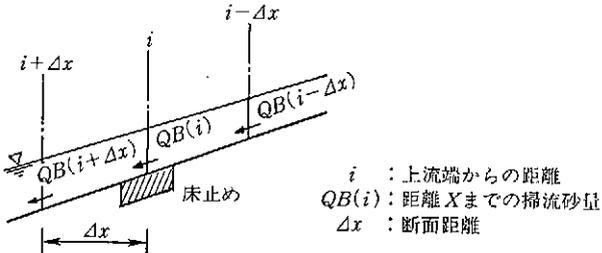


図 2-13 落差工上での制約条件

(6) 一次元河床変動計算の問題点と課題²⁾

一次元河床変動計算は、落差工上流部の低下背水による洗掘傾向を、ほ

ば再現することが可能である。しかし、落差工直下流の低水路河岸部で生ずる局所洗掘や、落差工間で高水敷上の流れが低水路へ落ち込み再び乗り上がる流れなどは、三次元的な流れであるために本計算による再現には限界がある。したがって、落差工直下流の局所洗掘部を評価するには、現況河川での洗掘状況や河道特性がほぼ同一の河川の局所洗掘状況や模型実験の結果を参考にして修正を行ったほうがよい。また、複断面河道で高水敷の流れが低水路へ落ち込む場合には、これを考慮したモデルにより精度向上を図るべきである。

河床勾配が急変する区間を含む計算を行う場合は、河床材料が変化することを考慮した計算が必要である。ただし、流砂量のモデリングは今後の検討課題である。

混合粒径河床では、アーミングを生じて河床低下量が軽減される場合がある。このような現象については、現在のところ十分な予測評価手法が確立されておらず、今後の研究課題として残されている。

2-1-6 水理模型実験²⁴⁾

水理模型実験では河床高の変動予測だけでなく三次元的な流況を把握でき、さらに保護工・護岸設置箇所等全体の形状の確認と細部の設定を行うことができる。

河床材料が砂利となっている河道の模型実験では、河床材料を模型縮尺に合わせて縮小すれば相似性が高い実験結果を得ることができる。一方、河床材料が砂である河川の模型実験では、石炭粉などの軽量骨材を用いて実験を行わざるを得ず、相似性がよくないため、実験結果の相似性についてよく検討したうえで河床変動結果を評価したほうがよい。なお、河床下に難侵食層がある場合には模型の相当する部分を固定床としてよい。

2-2 落差工の設計方針

「建設省河川砂防技術基準(案)」より

床止めは、河床の維持を目的とした河川横断構造物であり、計画高

水位以下の水位の流水の作用に対して求められる機能を有し、かつ安全な構造となるよう設計する。

床止めは、生態系の連続性を分断する可能性が高いため、生息環境や景観および音など環境面に配慮した設計とすべきである。

(1) 落差工の機能確保のための設計

落差工が有すべき本来の機能は、長期的に落差工上流の河床を安定させることである。現在設置されている落差工の中には、上流河床高が床止め天端高より低下している例が多く見られる。これは、低下背水による掃流力の増大によるものである(図2-14参照)。

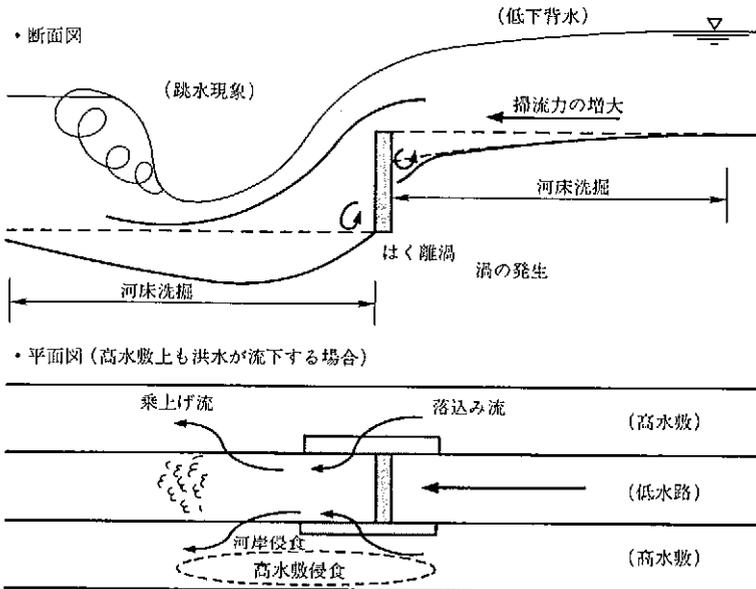


図2-14 落差がある場合の水理現象

このため、落差工天端高は、河道計画で定められた河床高を長期的に維持できるように、河床変動予測等を行って設定すべきである。

(2) 落差工の安定性確保のための設計

(a) 落差工設置に伴う周辺の水理現象

落差工を設置した場合、落差工上下流部において渦や流れの乱れ、流況

の急変、流速の変化などが生じ、河岸侵食および河床洗掘が発生する。図2-14は、落差工を設置した場合の上下流の流れの様子を縦断、平面的に示している。

(i) 落差工上流部の水理現象

落差工上流部では、越流時に低下背水が発生する。低下背水による流速および掃流力の増大で、上流側の広い範囲に河床低下が生ずる。また、落差工直上流では、本体との間でさらに局所的な洗掘を生じる。

(ii) 落差工下流部の水理現象

落差工下流部では、落下した流れが河床に衝突し、跳水が発生する。これによって落差工下流では、跳水区間も含めて著しい洗掘が生じる。

(iii) 落差工端部の水理現象

複断面河道の落差工では、高水敷上も洪水が流下する場合、高水敷から落差部（低水路）への落込み流が発生する。さらに、これより下流区間では、反対に高水敷への乗上げ流が発生する。このとき、落差工周辺では、河岸および高水敷の侵食が生じやすい。

(iv) 上下流の水位差に伴う浸透流

落差工上下流の水位差によって、揚圧力の発生や、本体および水叩き裏面にパイピング作用が生じる。本体および水叩きはこれらの現象に対して安全な構造としなければならない。

(b) 落差工の安定性確保

落差工は、前述のさまざまな水理現象や土圧・水圧等の作用に対して安全な構造物として設計する。

(i) 落差工上下流部の洗掘対策

落差工を流下する洪水時の流れは流速が大きく、土砂が落下することもある。このため、上下流部には、洗掘対策として水叩き、護床工（ブロック）が施される。特に直下流では、著しい流体力と掃流力が作用するため、本体と同様の強固なコンクリート構造とすべきである。

ただし、外力が小さい場合は、ブロックを連結した型式も検討対象となる。

また、落差工周辺の河岸および高水敷は、落差工端部で発生する侵食作

用から保護するために、高水敷保護工、のり肩工で保護する必要がある。

(ii) 土圧・水圧・地震対策

落差工本体および水叩きに作用する土圧、水圧に対しては、適切な重量を確保することで安定な構造とする。

なお、本体および水叩きは地震時においても安定性が確保されなければならない。

(iii) 浸透対策

落差工の上下流の水位差によって生じる揚圧力に対しては、本体および水叩きの重量を適切な値に設定し、浮き上がり等の破壊を防止する。また、本体、水叩き部および取付擁壁区間にしゃ水工を設置してパイピングを防止する。

(c) 設計の対象水位

落差工は、計画高水位以下の水位の作用に対して安全な構造でなければならない。流体力や掃流力は、大出水時の場合に大きくなるのが一般的であるが、河道条件によっては中小出水時にも大きな値となることがある。このことから、床止めの設計対象水位は単に計画流量流下時の水位とするのではなく、対象とする構造物周辺の水理現象のうち最も外力の大きくなる条件を設定すべきである。

例えば、落差工下流の水叩き部の水理現象は、下流水深の影響を受けるため、ピーク水位時に跳水状態となることは一般的に少ない。このため、水叩きに発生する流速やせん断力は、ピーク水位時前後の跳水状態の場合

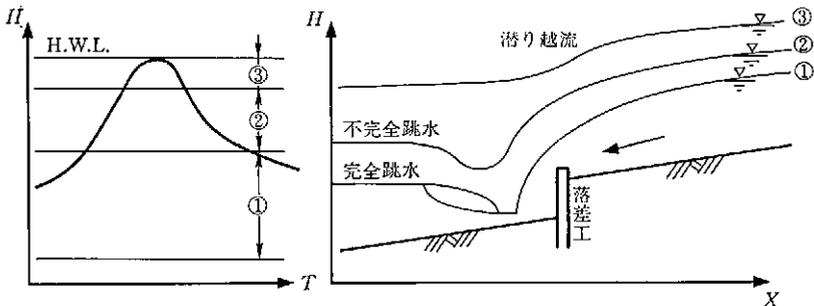


図 2-15 水位条件による落差工周辺の水理現象

を設計対象水位とすべきである。

① 完全跳水の状況

落差工下流で最も激しく洗掘される。護床工 A 区間長、護床ブロック重量の計算では、この状況が最も危険となる場合が多い。

② 不完全跳水の状況

洪水中の水位が変動していく中で、落差工上流で河床に働く掃流力が最大となる。また、落差工上下流の水位差が最大となる場合が多いため、揚圧力、パイピング、本体の安定計算はこの状況が最も危険となる場合が多い。

③ 潜り越流の状況

落差工上下流の水面形が連続してしまい、越流落下による洗掘は受けづらくなる。したがって、一般には、設計対象水位とすることは少ない。

なお、急流河川に設置される落差工や、落差高が大きい落差工では、計画高水流量流下時でも①の状態となる場合が多い。この場合には、設計水位は計画高水流量とするべきである。

(3) 環境に配慮した設計

落差工の設計にあたっては、生態系や景観等に対し十分な配慮を行うことが重要である。特に落差工では、魚の遡上・降下が阻害されやすくなるため、魚道や落差上下流の水褥池を設置する等の配慮が必要である。また、都市部では流水の落下による騒音についても検討したほうがよい。

2-3 型式の選定

2-3-1 平面形状の選定

— ポイント —

落差工の平面形は直線型、折線型、曲線型に分けることができる。平面形状は、設置する河道の特性や環境的な観点も含めて総合的に比較検討を行って選定する。

(1) 平面形の種類と特徴

(a) 直線型

横断的な流れを平準化し、落差工下流の局所洗掘や、それによる河岸侵食が生じにくい。河道形状を維持するのに最も有効な形状であり、経済性、施工性に優れている。

(b) 折線型、曲線型

流心を川の中央部に向けることで、落差工直下流兩岸の洗掘を防止できる。

環境面では、洪水の集中によって落差工下流のみお筋の位置が固定しやすくなり、魚道位置の設定が確実、容易であることや、景観上好ましい形状となる可能性がある等の利点がある。

その一方で河道中央部へ流水が集中することにより、河道中央部の洗掘が増大し、下流河床および護床工の維持が難しくなる。さらにその下流には、洗掘土砂の堆積が生じて河道の維持も難しくなる場合もある。以上より、この型式を選定する場合には、流れの集中による局所洗掘に対する十分な検討と対策を講じる必要がある。

(c) 斜線型

斜線型は図2-16 からわかるように、下流での流れが河岸に当たるようになることを避けられない。このような水衝部では、河岸浸食や局所洗掘の危険性があるので、斜線型のものは基本的に望ましくない。

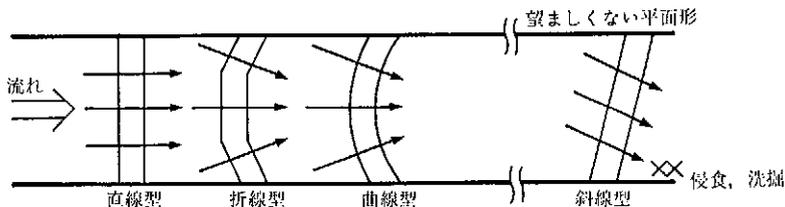


図2-16 落差工の平面形状模式図

2-3-2 縦断形状の選定

ポイント

落差工の本体縦断形状は直壁型と緩傾斜型に分けることができる。

選定にあたっては、設置する河道の特性を十分に踏まえ、環境的な観点も含めた総合的な比較検討を行ったほうがよい。また、下流側の水叩き及び護床工は、魚類等の生息に配慮して下流側の河床より低く設けることにより、本体下流部を水褥地とすることが望ましい。

(1) 本体の縦断形の種類

本書では、落差工下流側ののり面縦断勾配によって、落差工を次の2型式に分類した。

(a) 直壁型：本体下流のり勾配が5分(1:0.5)より急な型式を直壁型とした。魚の移動のしやすさという観点からは、以下の点に留意する必要がある。

- ・小流量時のみおの位置等から魚の遡上性をよくするために、切欠き魚道の位置・タイプに十分配慮する必要がある。
- ・みお筋が変動する河川では魚道位置の決定が難しいため、みお筋を特定しやすい河川に適する。

(b) 緩傾斜型：本体下流のり勾配を1:10程度より緩くし、落差をある程度の延長をもって処理する型式であり、本体表面に適切な処置を施すことで、魚類等の遡上効果に望ましい構造とすることが可能である。この型式では、下流側で減勢しにくいいため、直壁型に比べ、洪水時に下流側の流れが速くなることが考えられる。また、構造物が直壁型に比べ相対的に大きくなることから、コスト的に見て不利になる場合が多く、さらに、河床の広い範囲をコンクリート構造で覆うことになるので、環境面からも注意を要する。以下のような場合は、その設置が適していると考えられる。

- ・魚の移動の観点から直壁型よりも緩傾斜型の設置が望ましいと判断される場合
- ・河幅が著しく狭い河川では、直壁型で魚道を設置すると洪水時に複雑な流況となるため、緩傾斜型のほうが好ましい場合がある。
- ・暫定河道などで、一時的に落差工を設置する場合、コンクリート構造による永久構造物として設置するよりも、ブロックなどを用いて簡易

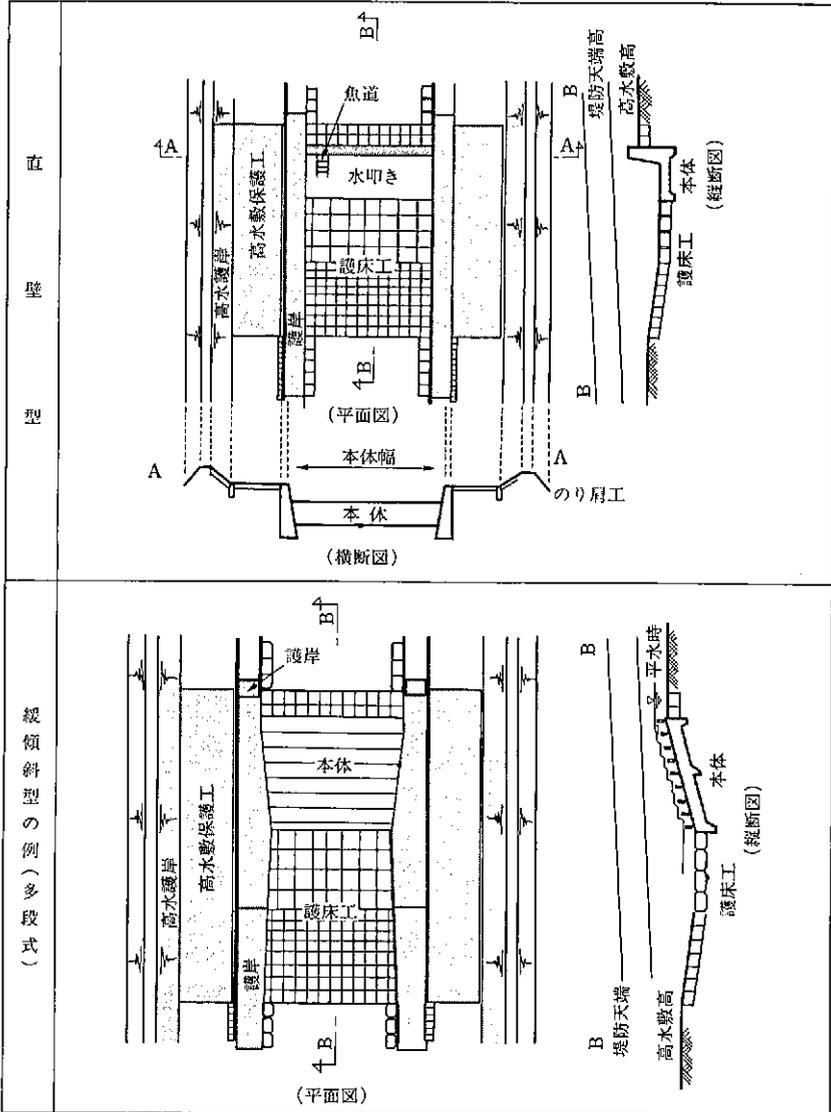


図 2-17 落差工縦断形の分類

な屈とう性構造としたほうがコスト的に安く有利となる場合がある。

(2) 水叩き、護床工の水褥池化

本体下流部では、通常にある程度の水深をもつ水域が存在することが、魚類の生息や魚道の機能確保のために望まれる。また、護床工を下流の河床高と一致させると、河床の変動等により、通常時の流水が護床工の隙間を流下するようになり、ここで魚類の移動を分断することになる。この点からも、護床工は、水叩きとの接続部では下流側の河床高より低くして、下流の河床高に徐々に近づくように設置する等の工夫をすることが望ましい(図2-18参照)。水褥池の深さについては、河床の状況や生息する魚類等を考慮して定めるとよい。

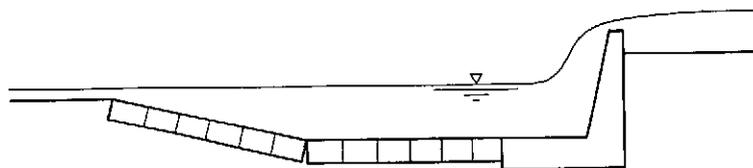


図2-18 水褥池の概念図

2-3-3 構造型式の選定

ポイント

落差工の構造型式は、コンクリート構造と屈とう性構造とがある。構造型式の選定にあたっては、環境(生態系、景観等)や維持管理の容易さに配慮し、経済性、施工性、安全性、耐久性等にも配慮すべきである。

落差工の構造は、コンクリート構造と屈とう性構造に大きく分けられる。

(1) コンクリート構造

本体をコンクリート構造物とした型式であり、落差工の一般的な構造型式である。

コンクリート構造には、分離式構造と一体式構造とがある。分離式構造は、本体と水叩きを分離し、本体にかかる重力により、土圧、水圧等の外

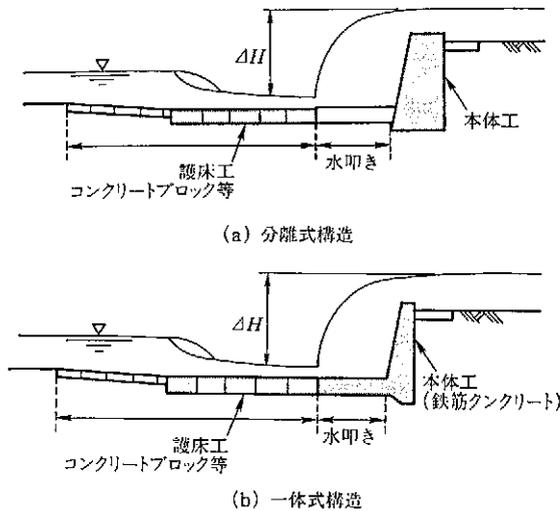


図 2-19 各構造型式の概念図

力に対する安定を保つ型式である。一体式構造は、本体・水叩きを鉄筋コンクリートで一体化した型式である。

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

- ・本体のみで自立させる構造であるため、安定する自重を確保するための本体幅が大きくなりすぎる。
- ・本体と水叩きの接合部で流水や地震によりクラックが発生した場合、パイピング現象により落差工本体に被災を受ける可能性がある。

本体と水叩きを一体とした構造の落差工では、これらの問題点を解消できる場合が多いことから、最近ではこの構造が用いられることが多い。

ただし、揚圧力が大きくなる条件の場合等では、分離式構造が有利となることもある。

(2) 屈とう性構造²⁾

本体がコンクリートブロック、かご工などで構成される型式である。落差工では、天端高の沈下、欠落は許されないので、ブロック同士の一体性の強い層積みとしたほうがよい。また、特に高流速となり流れが乱れる区間では、鉄筋によるブロック間の連結等によって全体が一体になって流水

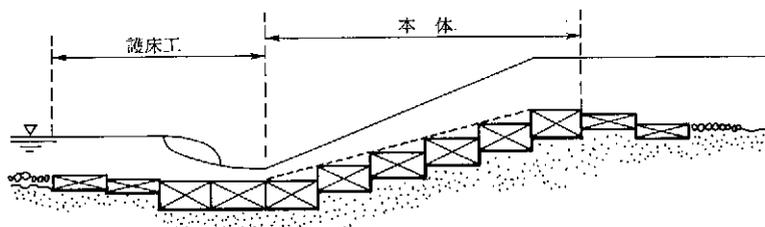


図 2-20 屈とう性構造の概念図（コンクリートブロックの場合）

に抵抗できるようにすべきである。

この型式は、コンクリート構造に比べて経済的に有利であり、施工が容易である等の利点を持つことが多い。

屈とう性構造は以下のような場合に選定が考えられる。

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

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

また、屈とう性構造では、ブロック間を水が伏流することにより水深が確保できず魚等の移動の障害となることが想定されるので、水密性を保つ工夫や魚道の設置などを検討する必要がある。

2-4 直壁型落差工の設計細目

2-4-1 設計条件

ポイント

落差工の設計にあたって、設計荷重、検討ケース、安全率、使用材

料，許容応力度等の設計条件を整理しておくといふ。

(1) 設計荷重

設計荷重としては，自重，土圧，静水圧，揚圧力，地震時慣性力を考慮しなくてはならない。図 2-21 に(a)本体・水叩き一体式構造と(b)分離式構造の場合の常時における土圧，水圧，揚圧力の荷重状態を示す。

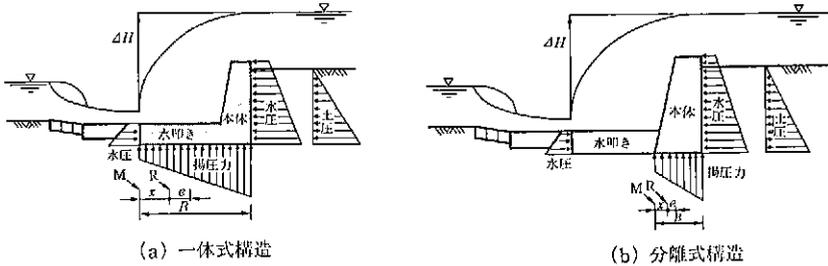


図 2-21 落差工の常時における荷重状態

(a) 自重

自重の算出には表 2-1 に示す単位体積重量¹⁰⁾を用いてよい。ただし，実重量が明らかなものはその値を用いたほうがよい。

表 2-1 材料の単位体積重量(kgf/m³)¹⁰⁾ [N/m³]

材 料	単位体積重量
鉄筋コンクリート	2,400~2,500
無筋コンクリート	2,300~2,350

なお，鉄筋コンクリートの単位体積重量については，落差工の本体，水叩きは部材厚に対して鉄筋量が少ないことから，表 2-1 に示した範囲の小さな目値をとってもよい。

(b) 土 圧⁹⁾

土圧はクーロン公式を用いて常時および地震時について計算してよい。なお，水中における見かけの震度は

$$K' = \frac{\gamma_b}{\gamma_0 - 1} \cdot K$$

とした。

ここで、 K' ：水中における見かけの震度

K ：設計水平震度

γ_b ：土の単位体積重量 (tf/m^3) [$9.8 \text{ kN}/\text{m}^3$]

(c) 静水圧

常時においては、流量規模に応じた上流側および下流側の水位を求め、最大となる水位差の水圧を求める。地震時は、上下流とも平水位での水圧とする。

(d) 揚圧力

揚圧力は、水叩き長と上下流水位差から、次式により計算するものとする。揚圧力の荷重状態を図 2-22 に示す。

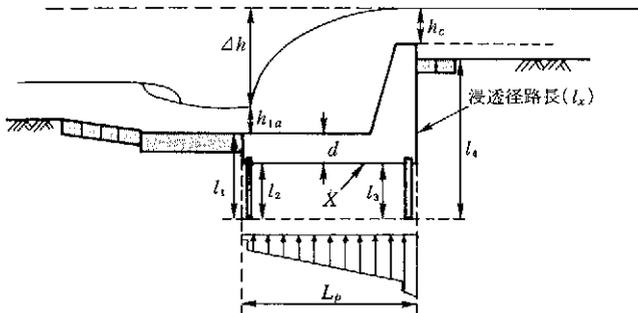


図 2-22 揚圧力の荷重状態

$$u_{px} = \left(h_{1a} + \Delta h \cdot \frac{\sum l - l_x}{\sum l} + d \right) \cdot W_0$$

u_{px} ：任意の点 x での揚圧力 (tf/m^2) [$9.8 \text{ kN}/\text{m}^2$]

Δh ：上流側水位と下流側越流落水位との水位差 (m)

l_x ：任意の点までの浸透路長 (m)

$\sum l$ ：全浸透路長 ($= L_p + l_1 + l_2 + l_3 + l_4$) ((m))

h_c^* ：限界水深

h_{1a} ：越流落水深 (m)

W_0 ：水の単位体積重量 (tf/m^3) [$9.8 \text{ kN}/\text{m}^3$]

d ：水叩き天端高と本体底面高の差 (m)

(c) 地震時慣性力⁹⁾

地震時慣性力は、自重に設計水平震度を乗じて計算する。このとき、水平方向についてののみ考慮すればよく、次に算定式を示す。

$$F_d = k_h \times W_d$$

ここに、 F_d ：自重による地震時慣性力

k_h ：設計水平震度

W_d ：自重

設計水平震度を次に示す。

$$k_h = \gamma_1 \times \gamma_2 \times \gamma_3 \times k_0$$

ここで、 k_h ：設計水平震度（小数点以下2桁とする）

k_0 ：標準設計水平震度（0.2とする）

γ_1 ：地域別補正係数

γ_2 ：地盤別補正係数

γ_3 ：重要度別補正係数（1.0とする）

ただし、特に大規模でかつ影響の著しいものおよびその他特別な理由のある場合は1.25とすることができる。

各係数の数値については、河川砂防基準（案）同解説設計編⁹⁾の堰に準じるものとする。

(2) 安全率

基礎の地盤支持力、および本土工、取付擁壁の転倒、滑動に対しては、常時（平水時、洪水時）、地震時のそれぞれについて検討し、表2-2に示す安全率が確保される必要がある⁹⁾。ただし、地震時慣性力と洪水時における水圧は、同時には作用しないものとする。

表2-2 安全率

項目	常時	地震時
支持力	3	2
転倒	合力の作用点が中央1/3以内	合力の作用点が中央2/3以内
滑動	1.5	1.2

なお、本体の基礎を杭基礎とする場合については、許容水平変位量と杭の許容曲げ応力度により設計を行う。

(3) 許容応力度⁹⁾

鉄筋コンクリート構造（本体・水叩き一体構造）の場合、コンクリート

の設計基準強度は 210 kgf/cm^2 [9.8 N/cm^2] を標準とした。また、無筋コンクリート構造（重力式構造）の場合、設計基準強度は 160 kgf/cm^2 [9.8 N/cm^2] とした。

耐久性等から別のコンクリートを使用する場合には、コンクリート標準示方書¹⁰⁾を参照されたい。

2-4-2 本 体

(1) 本体の構造型式と設計手順

ポイント

本書では、本体はコンクリート構造を標準とし、鉄筋コンクリート構造の場合は本体と水叩きを一体として設計し、重力式構造の場合は本体と水叩きとは分離して設計を行うものとした。

落差工には、鉄筋により本体と水叩きを一体化した一体式構造と、本体と水叩きを分離する分離式構造がある。

鉄筋コンクリート構造の場合は、水叩きの諸元を決定したうえで本体と一体として設計を行う。分離式構造の場合は、水叩きを分離して本体単独で設計を行ったほうがよい。本体と水叩きが一体式構造となっても、無筋構造であれば、不測の事態を考慮して本体単独で設計を行ったほうがよい。

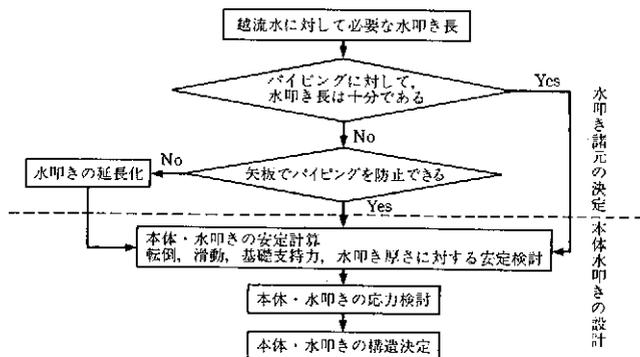


図 2-23 本体・水叩き一体構造の場合の設計手順

本体の安定計算には水叩き長が必要となる。このため、以下の手順により、まず水叩きの長を決定し、その後安定計算を行ったほうが合理的であると考えられる。

図 2-23 に本体・水叩き一体構造の場合の設計手順を示す。

(2) 断面形

ポイント

天端幅は、床止め付近の河床材料、土砂流下形態等を考慮して決定すべきである。

(a) 型式と断面形

直壁式の落差工の本体は、矩形または台形の断面形状が一般的に用いられている。台形の断面形の場合、下流側のり面の勾配は直から5分にされることが多い。落差があまり大きくなかない場合には、遊泳力の大きな魚や吸盤を有する魚などが、本体を直接遡上できる場合もあるので、必要に応じて天端の下流側の肩に丸みを付ける、のり面を流水がはく離しない程度に緩くする、などの工夫を行うことが望ましい。

1/10～1/20 のり面勾配上では、水流に対して十分な高さを有する粗度がなければかなりの流速を生じるので、緩傾斜であっても魚類等の遡上には効果が望めない。緩傾斜型の落差工では、生息する魚類等の特性に応じて、のり面の勾配、形式（粗石張、階段式など）、構造を十分に検討する必要がある。また、洪水時には直壁型に比べ流れの減勢を生じにくいので、下流側での流速が速くなることが考えられる。したがって、護岸工の設計にあたっては注意が必要である。

(b) 天端幅

天端幅は0.5m程度が最小と考えられるが、主に滑動などに対する安定性から、天端幅が設定される。ただし、転石が多い河川に設置する場合は、流出土砂による衝撃に耐えられるとともに、通過土砂の摩耗にも耐えるような幅としたほうがよい。流出土砂による衝撃や摩耗の程度は、設置場所での河道特性により異なる。玉石が多く流下する河川では天端幅を2.0m、砂混じりの砂利や玉石混じりの砂利が多く流下する河川では天端

幅を1.0mとしている事例¹¹⁾がある。このように、天端幅の設定にあたっては、河床材料を十分考慮することが必要となる。

(3) 本体の安定計算

ポイント

落差工は、転倒、滑動、地盤支持力に対して所要の安全性が確保されるよう、設計する。

本体工の安定計算においては、直接基礎の場合は滑動および地盤支持力について検討し、杭基礎の場合は杭の鉛直支持力と水平支持力について検討する。受動土圧は、護床工が流失または河床変動に追従して低下した場合を考え、考慮しないほうがよい。

計算は、常時および地震時について行う。以下に、本体・水叩き一体式構造の場合と、分離式構造の場合の安定計算手法を示す。

(a) 本体・水叩き一体構造の場合

(i) 転倒に対する検討

本体・水叩き底面下流端部におけるモーメントを計算し、合力の作用点(x)を計算して偏心距離(e)を求め、転倒に対する安全率が表2-2に示す値以上になるように設計すべきである。図2-24に転倒の検討に対する常時の荷重状態を示す。

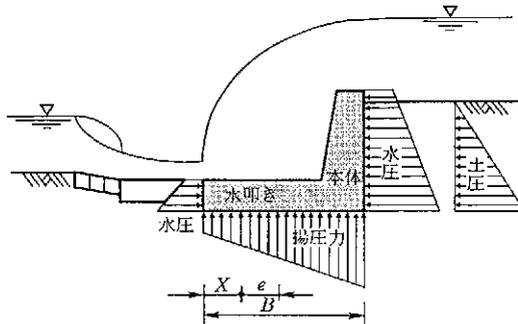


図2-24 転倒の検討に対する常時の荷重状態

$$x = \frac{M}{N}$$

X : 底面下流端から合力作用点までの距離
 M : 底面下流端におけるモーメントの和
 N : 底面に作用する鉛直荷重の和

$$e = \frac{B}{2} - x$$

e : 偏心距離
 B : 底面幅

(ii) 滑動に対する検討⁹⁾

直接基礎の場合、滑動に対して計算を行い、その安全率(F_s)が表2-2の値以上となるよう設計する。なお、底面部の突起による抵抗は、安全側に評価すれば考慮しないほうがよい。

$$F_s = \frac{N \cdot f}{H}$$

F_s : 滑動に対する安全率
 N : 底面に作用する鉛直荷重の和
 f : コンクリートと地盤の摩擦係数 (表2-3 参照)
 H : 底面に作用する水平荷重の和

表 2-3 基礎地盤別の地盤支持力および摩擦係数⁹⁾

基礎地盤の種類		許容支持力度 (tf/m ²) [9.8 kN/m ²]		摩擦係数 場所打ちコンクリートの場合の 管等の底面の滑動安定計算に用いるすべり	備 考	
		常時	地震時		q_n (tf/m ²) [9.8 kN/m ²]	N 値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	100	150	0.7	1 000 以上	—
	亀裂の多い硬岩	60	90	0.7	1 000 以上	—
	軟岩, 土丹	30	45	0.7	100 以上	—
礫層	密なもの	60	90	0.6	—	—
	密でないもの	30	45		—	—
砂質地盤	密なもの	30	45	0.6	—	30~50
	中位なもの	20	30	0.5	—	15~30
粘性土地盤	非常に堅いもの	20	30	0.5	20~40	15~30
	堅いもの	10	15	0.45	10~20	8~15
	中位のもの	5	7.5		5~10	4~8

q_u : 一軸圧縮強さ

(iii) 地盤支持力に対する検討⁹⁾

直接基礎においては、表 2-3 に示す地盤の許容支持力度が次式により得られる鉛直最大反力以上であったほうがよい。なお、地盤支持力の検討としては、揚圧力が生じない場合についても“水位が底面以下の場合”を確認しておいたほうがよい。

$$P = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

P : 鉛直最大反力 (tf/m²) [9.8 kN/m²]

B : 底面幅 (m)

N : 底面に作用する鉛直荷重の和 (tf) [9.8 kN]

e : (i) で求めた偏心距離 (m)

なお、地盤の極限支持力を用いて計算する場合は、表 2-2 の安全率を考慮する必要がある。

(iv) 応力度計算¹²⁾

本体・水叩き一体構造の場合の応力度計算は、本体と水叩きについて行ったほうがよい。このとき、水叩きは本体に固定された浮力に関して片持ちばりとして計算できる。

水叩きは、一般的には、後背地に及ぼす影響が大きい箇所や地盤の軟弱な箇所等を除き、クラック防止のため最小鉄筋量を配筋すればよい。このとき、最小鉄筋量は、13mm の用心鉄筋を表面付近に 30cm 間隔で配筋すればよいと考えられる。

(b) 分離式構造の場合⁹⁾

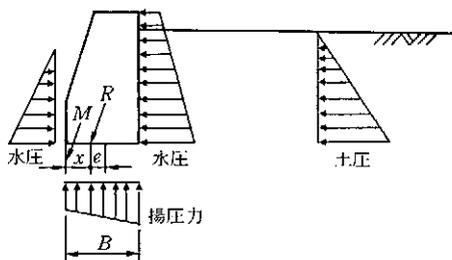


図 2-25 転倒の検討に対する荷重状態

(i) 転倒に対する検討

本体底面下流端部におけるモーメントを計算し、合力の作用点(x)を計算して偏心距離(e)を求め、転倒に対する安全率が表2-2に示す以上になるように設計したほうがよい。図2-25に転倒の検討に対する荷重状態を示す。

$$x = \frac{M}{N}$$

x：底面下流端から合力作用点までの距離

M：底面下流端におけるモーメントの和

N：底面に作用する鉛直荷重の和

$$e = \frac{B}{2} - x$$

e：偏心距離

B：底面幅

(ii) 滑動に対する検討

本体・水叩き一体構造の場合に同じとしてよい。

(iii) 地盤支持力に対する検討

本体・水叩き一体構造の場合に同じとしてよい。

(iv) 応力度計算

コンクリート本体の応力度計算は行わなくてもよいが、比較的地盤の軟弱な箇所や背後地に及ぼす影響の大きい箇所に設置する床止めについては、鉄筋直径13mmの用心鉄筋を表面付近に30cm間隔程度で配筋をする場合もある。

(4) 本体端部の形状

ポイント

床止め本体が被災しても堤防は安全であるように、一般に床止め本体と堤防とは絶縁する。ただし、セグメント1に代表されるような急流河川では、床止め本体の両端を堤防表のり尻までかん入させ、堤防とは矢板で絶縁し、仮に床止めが被災しても堤防に影響が及ばないようにすることが必要であるとされる。

本体端部の堤防へのかん入は、洪水時の落差工上での高流速による高水敷の側方侵食対策として行われてきた。従来本体のかん入範囲は堤防天端までとしていたが、この場合、堤体に異物を入れることになり、本体と堤体との間で水みちが発生する危険や、床止め本体が被災を受けた場合に、堤防にまで被災が及ぶ危険がある。したがって、本体のかん入は少なくとも堤防のり尻までを限度とし、矢板、取付擁壁によって堤防と絶縁すべきである。

しかし、複断面河道では、高水敷上での流水の乱れが床止め付近の洗掘を生じさせ堤防の決壊を起こす危険性があるため、これを防止することを目的として高水敷にもかん入させずに床止め取付部の上下流を擁壁構造の護岸とし、高水敷に保護工を設けることが望ましい。ただし、セグメント1に代表されるような急流河川では、洪水時に高水敷上での流速が速いほか、床止め下流で高水敷から低水路への落込み流により高水敷侵食が生じやすい。これを防止するため、床止め本体の両端を堤防表のり尻までかん入させ、堤防とは矢板で絶縁し、仮に床止めが被災しても堤防に影響が及ばないようにすることが必要である。

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

端部処理の方法をセグメントごとにまとめると次のようである。

(a) セグメント1 (急流河川)：堤防表のり尻までかん入

セグメント1のような急流河川では、高水敷上で洪水時の流速が大きく、落差工下流で河道内に流れ込むため、高水敷の侵食が生じやすい。そこで、高水敷侵食が堤防に及ばないように、高水敷へ本体をかん入させる(図2-26)のが適切と考えられる。

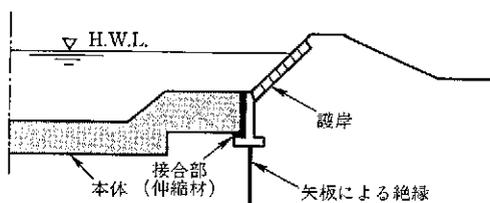


図2-26 本体の堤防のり尻までのかん入

(b) セグメント2, 3: 取付擁壁で本体を絶縁

セグメント2, 3の河川では、セグメント1の河川と比べて洪水時の掃流力が小さいため、高水敷の侵食は保護工により防止することが可能である。セグメント2-2および3では、高水敷にかん入せず取付擁壁と高水敷保護工の組み合わせ(図2-27)により対応するほうが堤防の安全性にとってより望ましい方法である。セグメント2-1では、高水敷保護工で対応できない場合もあるため、水理条件を十分に検討のうえ、選定したほうがよい。

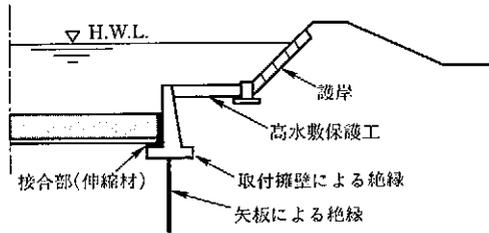


図2-27 取付擁壁+高水敷保護工

2-4-3 水 叩 き

「建設省河川砂防技術基準(案)」より

水叩きは、本体を越流する水や転石による直接衝撃による構造物の破損を防ぎ、揚圧力に対して安全な長さ及び構造とするものとする。

(1) 設計の考え方

水叩きの設計において、以下に基本的な考え方を示す。

- ・水叩き上では、常時ある程度の水深を確保し、魚の移動阻害となりにくい形状としたほうがよい。
- ・水叩き長は、越流水が落ち込む範囲を考慮した長さとしたほうがよい。
- ・水叩きは、流水や転石の落下衝撃に耐えられるよう、コンクリート構造としたほうがよい。

従来、水叩き天端高は下流河床高と一致させていたため、魚の移動に関

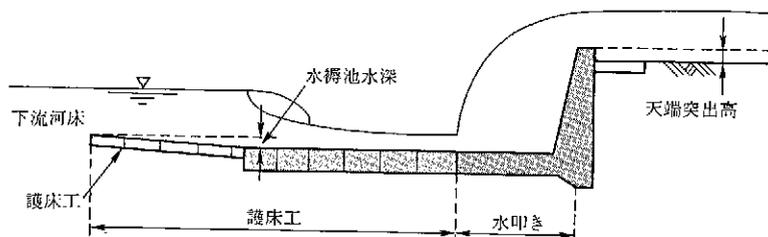


図 2-28 水叩きの概念図

して以下の問題点があげられていた。

- ・魚がジャンプするための十分な水深がない。
- ・魚が降下時の落下衝撃で弱る。

このような問題を考慮し、今後は水叩き天端は下流河床よりも掘り込んで水褥池とするような形状が望ましいと考えられる。魚は遡上する際に立ち上がるようにジャンプする。したがって、この掘り込み深（水褥池水深）については、対象魚種の体長程度より深くすることが望ましい。

(2) 水叩き長

(a) 従来設計との相違点

水叩き長の計算は、従来以下に示すブライの式で行われてきた。

$$W = 0.6 \times C_0 \sqrt{D}$$

ここで、 W ：水叩き長

C_0 ：ブライの浸透路係数

D ：水叩き天端高から本体天端高までの高さ (m)

これはブライが越流による河床洗掘を防ぐために必要な長さを、ダムや堰での実施例より求めた経験式である¹³⁾。この式は浸透水による浸透破壊を防ぐことを目的としている。

本書では、水叩きを越流による下流河床の洗掘を防ぐために設置するものとしている。したがって水叩き長の計算は、従来とは異なり、落差工天端からの越流を考慮した式を使用することとした。

(b) 水叩き長の計算（越流落下区間長の計算）

越流水の落下距離の計算にはさまざまな方法があり、石田・井田の公式に代表されるような流量公式に自由落下現象を組み合わせる方法もある。

ここでは簡易的に求めることができる Rand(1955)¹⁴⁾ の公式を採用している。

$$W/D = 4.3 \times (h_c/D)^{0.81}$$

ここで、 W ：水叩き長(m)

D ：落差高(m)

h_c ：限界水深(m)

ただし、この式は落差工天端で必ず限界水深が発生するような完全越流時 ($h_c + D \geq h_2$) にのみ適用できる。

図 2-29 に完全越流時の水面形状を示す。

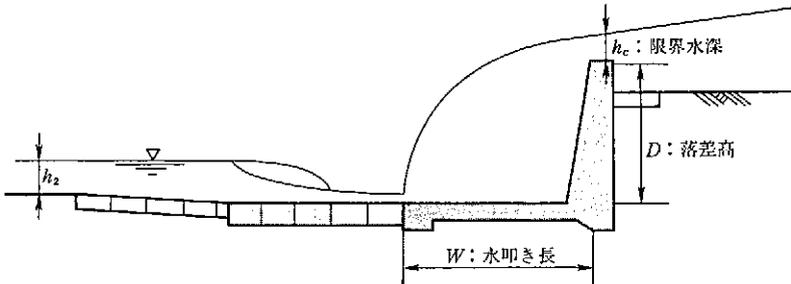


図 2-29 完全越流時の水面形状

落差工上の越流現象は $h_c + D > h_2$ の場合、完全越流から潜り越流 ($h_c + D > h_2$) へ変化し、水叩き部へ与える落下衝撃力は小さくなる。

したがって、水叩き長の計算は平常流量から計兩流量までに完全越流から潜り越流に変化する場合 ($h_c + D = h_2$) に対して行ったほうがよい。

図 2-30 に潜り越流時の水面形状を示す。

実際の現象としては、($h_c + D = h_2$) 付近では完全越流と潜り越流との

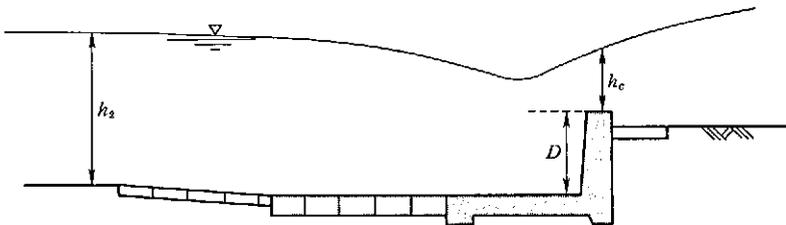


図 2-30 潜り越流時の水面形状

過渡状態である不完全越流状態となるため、水叩きへの落下衝撃も完全越流時よりも小さくなる。しかし、ここでは単純化のために ($h_c + D = h_2$) を境界として、完全越流と潜り越流に分類して扱うこととした。Randの式による越流落下区間長とプライの式による水叩き長の計算例を図2-31に示す。

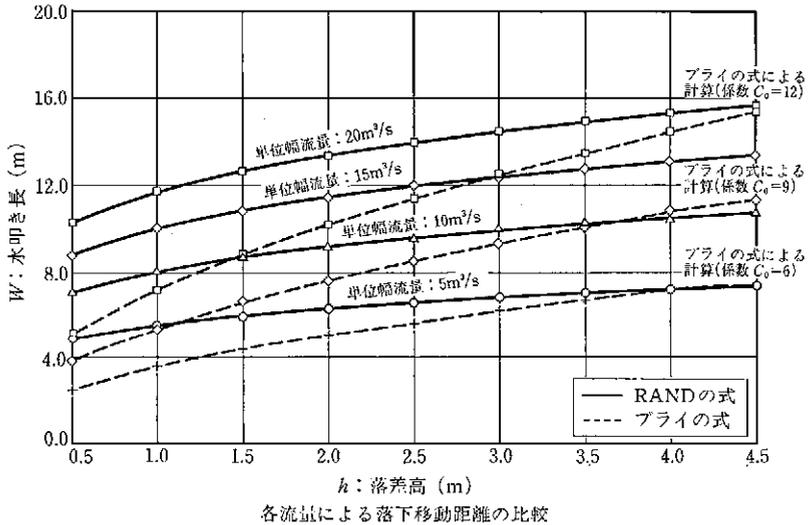


図2-31 $h_c + D = h_2$ のときのプライの式と Rand の式による水叩き長の比較

(3) 水叩きの構造

水叩きは下面から働く揚圧力および本体を越流する水の侵食作用や転石の落下衝撃に耐えうる構造とすべきである。

(a) 揚圧力に対する安定検討

(i) 本体・水叩き一体式構造

本体・水叩き一体設計の場合、「2-4-2(3)本体の安定計算」で算出される応力により構造計算を行うことで、水叩きの必要厚さと鉄筋量を求めることができる。

(ii) 分離式構造⁹⁾

分離式構造の場合、水叩きの厚さは従来⁹⁾の設計手法⁹⁾を踏襲し、次式により決定することができる。また、水叩きの最小部材厚は従来どおり 35

cm とした。

$$t = F_s \cdot \frac{u_{pm} - h_{1a} \cdot W_0}{\gamma_c - 1}$$

W_0 : 水の単位体積重量 (tf/m³) [9.8 kN/m³]

h_{1a} : 越流の落下水深

t : 水叩きの必要厚 (m)

u_{pm} : 水叩きに作用する揚圧力のうち最大の値 (kgf/m²) [9.8 kN/m²]

ここで、任意の点の揚圧力 (u_{px}) は、

$$u_{px} = \left(h_{1a} + \Delta h \cdot \frac{\sum l - l_x}{\sum l} \right) \cdot W_0$$

γ_c : コンクリートの単位体積重量 (tf/m³) [9.8 kN/m³]

F_s : 安全率 (一般に 4/3)

(b) 摩耗に対する検討

流下土砂の粒径が大きい急流河川では、摩耗により水叩きが損傷することがある。摩耗の対策には、耐摩耗性の高いコンクリートの使用、水叩き表面の石張り、摩耗しろの設定等がある。摩耗しろを設定する場合には、あらかじめコンクリートの摩耗量を予測すべきである。コンクリートの摩耗量については、土石流が生じるような山地河川の砂防ダムにおいて、次式により概略的に求められている¹⁹⁾。河川区間に設置される床止めについても、流下土砂の粒径が大きい河川では、この式を準用できると考えられる。

$$D = C \cdot V^4 \cdot T$$

ここで、 D : コンクリートの摩耗量 (cm)

C : コンクリートの耐摩耗性および流砂量に関する定数などの合成された定数。通常コンクリートの場合、 $C = (4.0 \sim 5.5) \times 10^{-5}$ とされている。

今後は、一般河川での定数値を調べていく必要がある。

V : 流速 (m/s)

T : 砂礫による衝撃の継続時間 (hr)

2-4-4 シャ水工

「建設省河川砂防技術基準(案)」より

床止めのシャ水工は、原則として綱矢板構造またはコンクリート構造のカットオフとし、上下流の水位差で生じる恐れのある揚圧力やパイピング作用を減殺し得る構造として設計するものとする。

(1) シャ水工の機能と構造

シャ水工は、上下流の水位差で生じる恐れのある揚圧力やパイピング作用を減殺するために設けるものである。

ただし、基盤が強固でパイピング作用により本体の安全性に問題のない場合等には、シャ水工を設けなくてもよい。シャ水工としては、一般的にII型の綱矢板を用いる場合が多いが、土質等によって打込み困難等の場合には、III型以上の綱矢板を使用するか、コンクリート構造のカットオフとする場合もある。

本体および水叩き端部に設けられるシャ水工は、取付擁壁および護岸の基礎とを連続させたほうがよい。また、取付擁壁基礎の矢板は、シャ水矢板と同規模とすることが望ましい。図2-32にシャ水工の設置平面を示す。

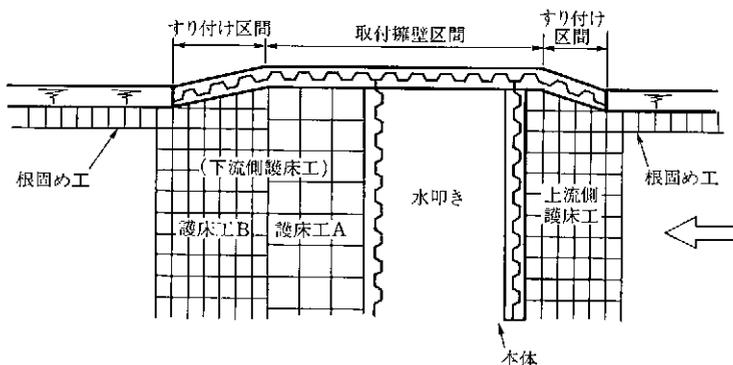


図2-32 シャ水工の設置平面

(2) シャ水工の根入れ長の計算⁹⁾

シャ水工の根入れ長は従来より使用されているレインの式により算出す

る。

図 2-33 にレインの式の定義を示す。

$$C \leq \frac{\frac{L}{3} + \sum l}{\Delta H}$$

ここで、 C ：クリープ比（表 2-4 による）

L ：本体および水叩きの長さ(m)

$\sum l$ ：鉛直方向浸透路長(m) ($l_1 + l_2 + l_3 + l_4$)

Δh ：上下流最大水位差(m)

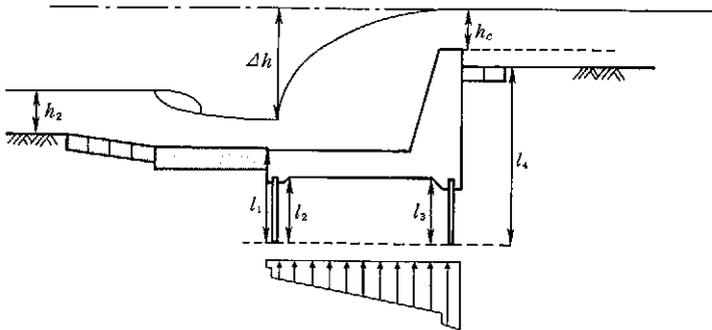


図 2-33 レインの式の定義

表 2-4 クリープ比 C

区 分	C	区 分	C
極めて細かい砂またはシルト	8.5	細 砂 利	4.0
細 砂	7.0	中 砂 利	3.5
中 砂	6.0	栗石を含む粗砂利	3.0
粗 砂	5.0	栗石と砂利を含む	2.5

なお、しゃ水工の根入れ長は、床止め基部の河床材料を考慮して、必要な浸透路長を確保したほうがよい。

しゃ水工を2列に入れる場合、しゃ水工の根入れ長が、しゃ水工間隔の1/2以内になると、実際浸透流の流線は、レインの式の想定のように壁面に沿うようにはならなくなり、浸透路長が過少評価となる傾向が見られるので、しゃ水工の根入れ長は間隔の1/2以内とすることが望ましい。なお、1/2以上の長さとなる場合は、水叩きの長さを延ばすなどの処置をす

る場合が多い。なお、しゃ木工に鋼矢板を用いることが多いが、その長さは、施工性、信頼性等から最低2m程度以上が望ましい。

2-4-5 基礎

「建設省河川砂防技術基準(案)」より

基礎は、上部荷重を良質な地盤に安全に伝達できる構造として設計するものとする。

基礎は、直接基礎、杭基礎が一般的である。

直接基礎は、地盤が良好な岩、砂礫または砂等の場所で、十分な地耐力が得られる場合に採用される。

杭基礎には、既製杭と場所打ち杭がある。既製杭としてRC、PC杭等を採用する場合は、水平力による曲げ抵抗と継手の強度について検討したほうがよい。また、鋼杭を採用する場合は、先端閉塞効果も検討したほうがよい。なお、将来も不等沈下の生ずる恐れのないと判断される場合は、摩擦形式の杭基礎とすることができる。

ここで、杭の許容水平変位は1cmを標準と考えている⁹⁾。また、良質な地盤の目安としては、砂層、砂礫層においては N 値が大概30以上、粘性土層では N 値が大概20以上と考えてよい⁹⁾。

基礎の計算手法は「道路橋示方書、同解説IV、下部構造編」¹⁶⁾に従う。

2-4-6 護床工

ポイント

護床工は、落差工上下流で生じる局所洗掘の防止や、高流速の減勢のために必要な長さおよび構造とし、魚類等の生息にも配慮して設計する。

(1) 護床工の形状

(a) 下流側護床工

下流側護床工は、洪水の作用に対して以下の点に留意し設置する。

- ・落差工下流側の護床工は、洪水時の水理現象（跳水およびその後の流れの乱れ）を考慮して、下流護床工 A、B の二つの区間に分けて考える。
- ・護床工 A の設置区間は、高流速で流れが乱れる区間であるため、構造としてはコンクリート構造もしくは、護床ブロックが連結された構造とすべきである。
- ・護床工 B の設置区間は、予測しきれないような上下流の河床変動に追従できるよう屈とう性構造とすることが望ましい。

従来、下流側護床工天端高は下流側河床高と一致させていたが、以下に示すような魚等の生態系に及ぼす問題が指摘されている。

- ・下流側で河床低下が発生した場合、水が護床工中に伏流するために魚が遡上できなくなる。
- ・護床工を河床と水平に敷設するために、平常の水深が浅くなり魚が遡上できる水深を確保できない。

このような状況を踏まえ、今後護床工天端高は水叩きの天端高と一致させることにより、下流河床高よりも掘り込んだ形状とし、魚などの生態系のために十分な水深を確保することが望ましい。

ただし、急流河川では下流河床のみお筋部の河床が護床工天端高より低くなると、護床工天端高を下流平均河床高より掘り込んでも水が伏流してしまう恐れがある。このような場合は、特に護床工下流端で水密性を高める、護床工 B の一部を低くするなどの工夫が求められると考えられる。

図 2-34 に護床工の概念図を示す。

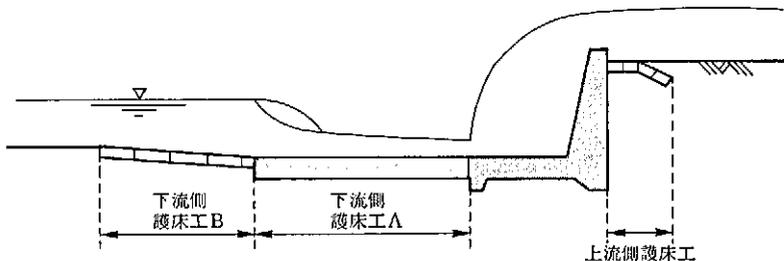


図 2-34 護床工の概念図

(b) 上流側護床工

上流側護床工は、落差工直上流で生じる渦による洗掘を防ぐために設置したほうがよい。構造は、河床変動に追従できるように、屈とう性構造とすべきである。また、落差工上流の河床低下に対応できるように、上流に向けて下向きに勾配を付けるなどの対応をとることが望ましい⁸⁾ (図 2-34 参照)。

(2) 護床工算定法の従来との相違点

下流側護床工長の計算は、次式で示されるプライの式により従来求められてきた。

$$W = 0.6 C_0 \sqrt{D}$$

$$L = 0.67 C_0 \sqrt{H_b \cdot q}$$

W : 水叩きの長さ (m)

V : 水叩き + 下流側の護床工の長さ (m)

C_0 : 浸透路係数 (表 2-5 による)

D : 水叩き天端高から本体頂までの高さ (m)

H_b : 湧水時下流側水位から本体頂までの高さ (m)

一般に水叩き天頂高から本体頂までの高さを取り、 $H_b = D$ とする。

q : 単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

表 2-5 浸透路係数

区 分	C_0
微細砂またはシルト	18
細 砂	15
粗 砂	12
砂, 砂利混合物	9
玉石混じり粗砂利	4~6

しかし、本体から越流落下した後の水理現象は、流量、河床勾配等により、跳水や潜り越流に変化する他、跳水発生後は水深方向の流速分布がフラットに近くなり、河床に働く掃流力が大きくなると想定される。

従来の設計で使用されてきたプライの式は、経験式であり、越流落下後の水理現象により予想される局所洗掘防止区間を網羅しきれていないと考えられる。

したがって、今後の護床工長の検討は、次節以降で示す式に従って行ったほうがよい。

(3) 上流側護床工長

落差工上流側の護床工は、落差工直上流で生ずる局所洗掘を防止し、本体および河岸部の取付擁壁を保護することを目的としている。本体天端高より上流側河床高が低下すると、本体直上流部では渦流の発生が促進される。渦流は局所洗掘を発生させやすい。水理実験や既設事例によれば、上流河床の砂州形成によるみお筋や上流河床高の低下により発生する渦流がもたらす局所洗掘深は、水深程度である。したがって、上流側護床工長は、計画高水水深よりも長くしたほうがよい。ただし、川幅が狭く砂州が発生しないような河川では、上流側河床高の低下が渦流発生的主要因素となる。この場合、局所洗掘対策に必要な護床工長は、予想される上流河床の低下量の2倍程度の長さとしてよい。

(4) 下流側護床工 A 区間長

下流側護床工 A の区間長は、護床工で跳水を発生させることによって越流落下した流水のエネルギーを確実に減勢できる長さとするべきである。

跳水現象は、流量、河床勾配、落差の変化によって形態が異なる。図 2-35 に示すような大きな渦を巻く完全跳水は、河床部に与える力が大きい。したがって、護床工 A 区間は、水理条件を考慮して完全跳水の長さ以上とするべきである。ここで、急流河川では跳水長が長くなるため、「(c)強制跳水による護床工 A 区間長の計算」により、護床工 A 区間を短縮することができる。

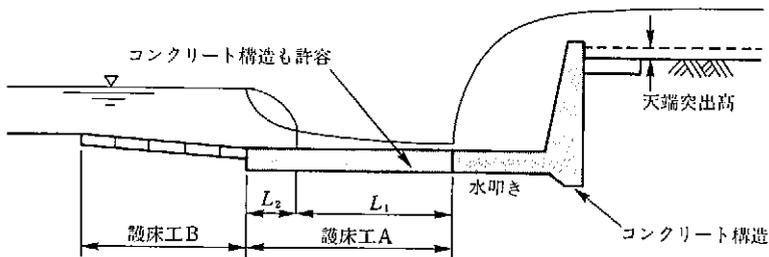


図 2-35 完全跳水の概念

(a) 直壁型の計算方法²⁾

護床工 A 区間長 (L) を次式に示す。

$$L = L_1 + L_2 \text{ (図 2-36 参照)}$$

ここで、 L_1 : 落下後から跳水発生までの射流で流下する区間

L_2 : 跳水発生区間

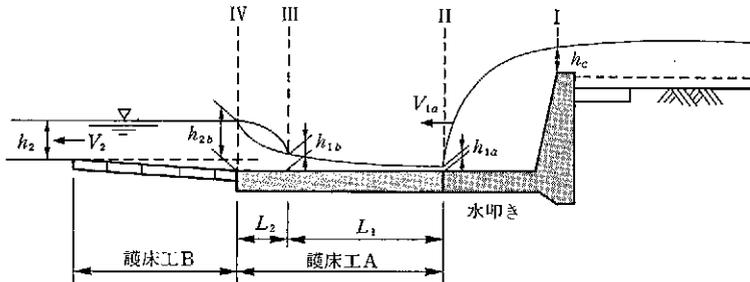


図 2-36 護床工 A 区間での流れの概念図

L_1 , L_2 の計算の考え方を以下に示す。

射流区間 (L_1) および跳水発生区間 (L_2) の計算は、低水流量から計画流量までで、越流落水水深 (h_{1a}) が下流自然水深の共役水深 (h_{1b}) 以下 ($h_{1a} \leq h_{1b}$) である間、流量を漸次増やして繰り返し計算を行ったほうがよい。

$h_{1a} > h_{1b}$ になったときには、完全跳水は不完全跳水へと変化するため、河床部での流水の乱れは小さくなる。この場合、跳水による減勢効果は弱まるため、護床工 B 区間での粗度上げ効果など、他の減勢工法の併用も検討すべきである。

護床工長 A 区間長の計算は以下の手順に従って行う。

- ① 越流落水水深の計算 (このとき的水深を h_{1a} とする.)
- ② 跳水開始水深の計算 (このとき的水深を h_{1b} とする.)
- ③ h_{1a} と h_{1b} との比較 ($h_{1a} < h_{1b}$, $h_{1a} = h_{1b}$, $h_{1a} > h_{1b}$)

の各ケースについて、護床工 A 区間長の計算を行う.)

以下にそれぞれの計算式を示す。

(i) 越流落水水深の計算

図 2-36 において、I - II 区間の関係はエネルギー保存の式より式 (2-6) のように表すことができる。

$$\frac{V_c^2}{2g} + \Delta Z + h_c = \frac{V_{1a}^2}{2g} + h_{1a} \dots\dots\dots (2-6)$$

ここで、 V_c ：限界水深時の流速

g ：重力加速度

h_b ：限界水深

h_{1a} ：越流落下水深

V_{1a} ：本体直下流部の流速

ΔZ_i ：水叩きから落差工天端までの高さ

式(2-6)に $V_{1a} = q/h_{1a}$ を代入して h_{1a} の多項式とすることで、トライアル計算により越流落下水深 (h_{1a}) と流速 (V_{1a}) が求められる。

(ii) 跳水開始水深の計算

III-IV区間で発生している跳水の開始水深は式(2-7)より求められる。

$$\frac{h_{1b}}{h} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8 \cdot F_2^2} - 1) \dots\dots\dots (2-7)$$

ここで、 h_{1b} ：跳水開始水深

h_2 ：床止め下流部の水深

F_2 ：床止め下流部のフルード数 ($F_2 = V_2/\sqrt{gh_2}$)

V_2 ：床止め下流部の流速 (等流計算による)

(iii) 越流落下水深 (h_{1a}) と跳水開始水深 (h_{1b}) との比較

(ア) $h_{1a} = h_{1b}$ の場合

$h_{1a} = h_{1b}$ の場合、跳水は本体越流落下直下流より発生する。この跳水発生区間長 (L) は、下流水深 h_2 の 4.5~6 倍程度と考えられるため、護床工 A 区間長 L は次式により算出される¹⁷⁾。

$$L = L_2 = (4.5 \sim 6) \times h_2 \dots\dots\dots (2-8)$$

(イ) $h_{1a} > h_{1b}$ の場合

$h_{1a} > h_{1b}$ の場合は、潜り跳水となるため護床工 A を特に設置する必要はないと判断される。ただし、河床上で噴流が走る可能性があるため、護床工 B 区間長を長めに取ったほうがよい。

(ウ) $h_{1a} < h_{1b}$ の場合

$h_{1a} < h_{1b}$ の場合は、跳水が発生する位置が本体越流落下点より下流へ移

動するため、この分護床工 A を長くしたほうがよい。よって護床工 A 区
間長は、次式により算出される。

$$L = L_1 + L_2 \dots\dots\dots(2-9)$$

L_1 は、 h_{1a} が h_{1b} の水位まで上昇する間の長さであるから、式(2-11)の
水面形を求める式により求められる。

$$-\frac{q^2}{C^2} = \frac{dh}{dx} \cdot (h^3 - h_c^3) \dots\dots\dots(2-10)$$

$$-\frac{q^2}{C^2} x + a = \frac{1}{4} h^4 - h_c^3 \cdot h \dots\dots\dots(2-11)$$

ここに、 q ：単位幅流量、 C ：シエジューの定数 ($= h^{1/6}/n$)

x ：区間長、 a ：定数

この式に初期水深 $h_a(x=0)$ を代入して定数 a を求めた後、式(2-11)の
 h に h_{1b} を代入すると区間長 $x=L_1$ が求まる。

よって必要な護床工 A 区間長 L は、先の跳水の発生区間の長さと共に併せ
て次式となる。

$$L = L_1 + L_2 = L_1 + (4.5 \sim 6) \times h_2 \dots\dots\dots(2-12)$$

(b) 緩傾斜型の計算方法

緩傾斜型落差工での護床工長の計算は、基本的に直壁型落差工の護床工
長の計算 (2-4-6 参照) と同様に行ってよいと考えられる。

ただし緩傾斜型落差工では、護床工 A 区間長の計算時に本体斜面上で
の摩擦損失を考慮する必要があると考えられ、以下にその手法を示した。

斜面上の摩擦損失を考慮した本体下流端水位 (h_{1a}) の計算方法は、ベル

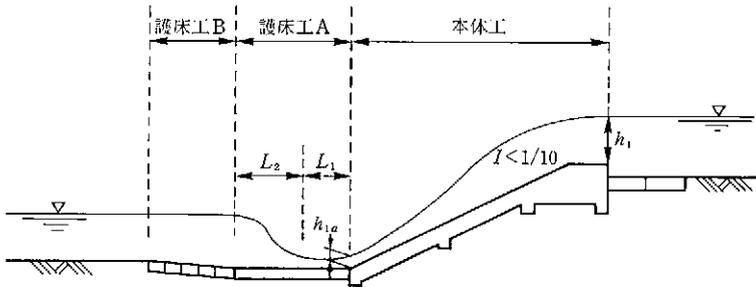


図 2-37 緩傾斜型落差工での護床工

ヌーイの式に摩擦損失項を付加することで考える。

計算は以下の2式が $\phi = \Psi$ となるように、本体天端上で発生する限界水深から本体下流端水位を算出してよいと考えられる。

$$\phi = Z_1 + h_1 + \frac{aQ^2}{2gA_1^2} - \frac{n_1^2 l Q^2}{2R_1^{4/3} A_1^2} \dots\dots\dots (2-13)$$

$$\Psi = h_{1a} + \frac{aQ^2}{2gA_{1a}^2} + \frac{n_{1a}^2 l Q^2}{2R_{1a}^{4/3} A_{1a}^2} \dots\dots\dots (2-14)$$

ここに $a=1$, n_{1a} : 緩傾斜上の粗度係数

護床工 A 区間長 ($L_1 + L_2$) は、この本体下流端水位と下流自然水位からの共役水深を用いて「2-4-6 護床工」と同様に計算を行うことができる。

構造的には、「2-4-6 護床工」と同様にブロックの間からの土砂の吸出し防止を図ったほうがよい。

(c) 強制跳水を導入する場合の計算方法

急流河川では、前節の計算方法に従って護床工 A 区間長を計算すると長くなる場合が多い。これを短くするためには、流れの中に減勢を目的とした補助構造物を設置し、これに動水圧を分担させて強制的に跳水を発生させることにより、エネルギーを減勢する方法がある。この方法により、前節の L_1 区間をなくすることができ、護床工 A 区間長は L_2 区間長のみとなる。強制跳水に必要な補助構造物としては、エンドシル、バップルピ

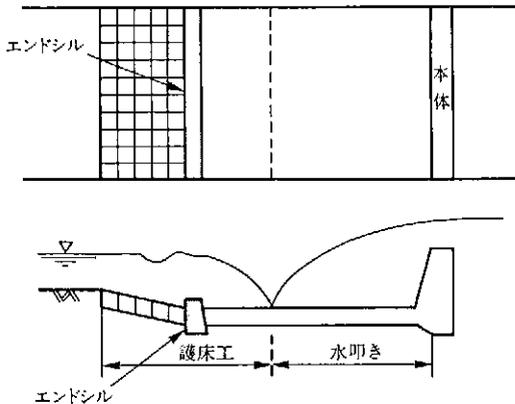


図 2-38 エンドシル

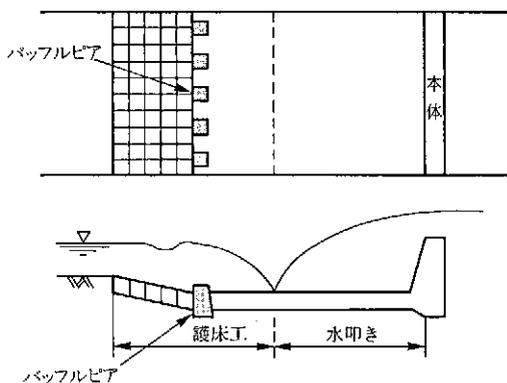


図 2-39 バツフルピア

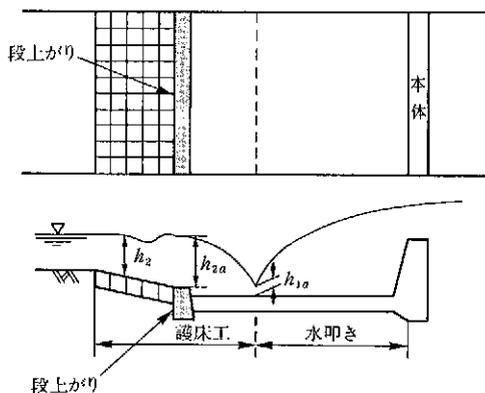


図 2-40 段上がり

ア、段上がり (図 2-38～図 2-40) がある。魚などの生態系にとっては、水褥池水深が深いほうがよいことから、強制跳水型では、エンドシル、段上がりによる強制跳水型とすべきである。

ただし、なんらかの条件によりバツフルピアの設置が望ましいと判断される場合は、条件に適した補助構造物を設置したほうがよい。

以下に、強制跳水による護床工 A 区間長及び補助構造物の計算方法を示す。

(i) 強制跳水型での護床工 A 区間長 (L) の計算

強制跳水型での護床工 A 区間長 (L) は、前述のように L_2 のみとなる。

このときの跳水終了水深は自然下流水深と一致するとは限らない。したがって、跳水終了水深は跳水開始水深(h_{1a})より共役水深(h_{2a})を求めることで算出される。

計算手順は以下のとおりである。

(ア) 跳水開始水深(h_{1a})の計算

強制跳水型での跳水開始水深は、越流落下水深(h_{1a})を使用する。計算方法は「(a) (i) 越流落下水深の計算」に従う。

(イ) 跳水終了水深(h_{1a} の共役水深 h_{2a})の計算

跳水開始水深の共役水深(h_{2a})は、跳水開始水深(h_{1a})でのフルード数(F_{r1})を用いて次式で計算される。

$$h_{2a}/h_{1a} = 1/2\sqrt{1+8 \times F_{r1}^2} - 1 \dots\dots\dots(2-15)$$

ここで、 h_{1a} ：本体直下流水深 h_{2a} ：跳水共役水深

(ウ) 護床工 A 区間長(L)の計算

護床工 A 区間長(L)は、次式で表される。

$$L = (4.5 \sim 6) \times h_{2a} \dots\dots\dots(2-16)$$

(ii) エンドシル、段上がりの計算¹⁸⁾

エンドシル、段上がりの検討は、設置する位置とシル高(段上がり高さ)について行われる。以下にその検討方法を示す。

(ア) 設置位置

エンドシル、段上がりの設置による流況の変化について、Rajaratnam は以下の六つの型に分類している。

- 1 型：構造物の高さが小さく、 x_0/L が比較的大きい場合で、跳水形状は通常の跳水と大差ない。ここに、 x_0 は跳水開始端からシルまでの距離、 L は自然跳水の長さである。
- 2 型：構造物が比較的高い場合で、構造物は堰の作用をし、自由越流および潜り越流の 2 種が生じる。
- 3 型：跳水内部に構造物が位置することになるが、 x_0/L が比較的大きい場合。構造物下流に水面隆起が生じ、構造物が動水圧を受けている。
- 4 型：3 型より x_0/L がさらに小さくなった場合で、水面隆起はさら

に大きくなり、構造物上流側の渦の発達が不十分になる。

5型：不安定領域であり、3型ないし4型と6型の跳水状況が不規則に出現する。

6型：跳水は形成されず、射流がシルに衝突し飛散する。

減勢としての観点からは、渦は十分発達したほうがよいので、段上りりは1~3型の流況となるような位置に設置することが望ましい。Rajaratnamは抗力係数および補正係数 η を経験的に求めており、図2-41は段上りりについて求められた抗力係数である。図から、段上りりの位置は跳水長の0.4倍以上としたほうがよいことがわかる。

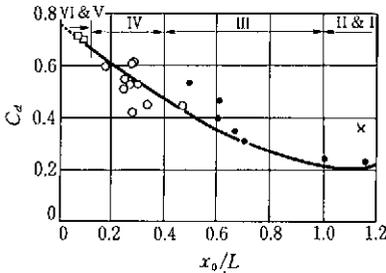


図2-41 段上りりの抗力係数

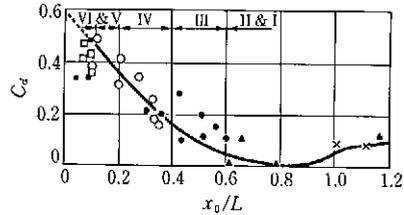


図2-42 エンドシルの抗力係数

(イ) 段上りり高およびエンドシル高(W)の計算

段上りり高およびエンドシル高(W)の計算は式(2-17)により計算を行う。

$$\frac{W}{h_{1a}} = \left(\frac{h_2}{h_{1a}} - 1 \right) \left(2F_{r1a}^2 - \frac{h_2}{h_{1a}} \left(1 + \frac{h_2}{h_{1a}} \right) \right) / \left(F_{r1a}^2 \frac{h_2}{h_{1a}} C_d \eta \right) \dots\dots\dots (2-17)$$

$$p = C_d \omega \frac{V_1^2}{2g} W \eta B \dots\dots\dots (2-18)$$

P：補助構造物に加わる抗力

C_d：抗力係数

B：水路幅

V₁：跳水前の流速

h_{1a}：跳水前の水深（越流落水深）

- ω_0 : 水の単位重量
 h_2 : 跳水後の水深 (自然下流水深)
 W : 補助構造物の高さ
 $h_{2a} : h_{1a}$ に対する跳水共役水深
 η : 補正係数 ($\eta=1$)
 F_{h1a} : 跳水前のフルード数

(5) 下流側護床工 B 区間長²⁾

護床工 A での跳水による減勢後の鉛直方向の流速分布は、ほぼ一様となる。このため、河床底面では下流河床より大きなせん断力が働くこととなり、洗掘が発生しやすくなる。

緩流河川では下流水位が高いために、洪水時に潜り跳水となりやすいことから、護床工 A を設けない例も見られるが、この場合でも河床底面は高流速となりやすいため、洗掘が生じやすいと考えられる。また、床止め上流の砂州などにより、床止め下流には流れの偏りによる局所洗掘が生じることがあり、これによって従来の水叩きが被災している事例が多い。これらを防止するため、護床工 B が設置される。護床工 B は、河床底面に働くせん断力を下流河道のせん断力の値まで低減させるため、粗度の大きな緩衝物としなくてはならない。せん断力は、護床工の粗い面を流下する間に乱流境界層の発達に伴って減少する。したがって、護床工 B 上の流下に伴うせん断力の低減量が求めれば、護床工 B 区間長は計算により求めることができる。しかし、現在のところ、護床工上の流下に伴うせん断力の低減量の値が明確でないため、整流に必要な護床工の長さは容易には求められない。

この整流に必要な護床工 B 区間の長さの計算手法の解明は今後の検討課題であるが、既設事例から判断すると、護床工 B 区間長は計画水深の 3~5 倍程度 (減勢方式や河床材料により異なる) の長さとするのが妥当である。

以上、護床工の長さを決定するための考え方を述べたが、河幅、河床材料、流量等の諸元や河道特性がほぼ同じ河川における事例から、その妥当性を確かめたり、重要な構造物については模型実験を行い、これらを総合

的に検討して護床工長を決めることが望ましい。

(6) 護床工のブロック重量¹⁹⁾

(a) 護床工 A 区間

(i) 重量算定の考え方

護床工 A 区間では、射流かもしくは跳水が発生する高流速かつ流れの乱れが激しい区間である。したがって、この区間にコンクリートブロックを用いる場合には、ブロックを鉄筋で連結し、群体として乱れを伴う高流速の流れに対処できるようにする必要がある。この場合、群体として取り扱うためには、鉄筋は通常のぶら下げ鉄筋で不十分であり、長期的に信頼できるだけの強度を有するものとする必要がある。

群体としてブロックが流体力に対して安定であるためには、

- ・滑動に対する安定
- ・上流端からのめくれに対する安定

について検討する必要がある。上流端のめくれに対しては、ブロックを水叩きに鉄筋で連結あるいは、水叩き上面より護床工が突出しないよう、また水叩きによってめくれあがらない形状のブロックを配置することで対処する。したがって、護床工ブロックの安定検討は、群体として設置した場合の滑動現象に対して行えばよい。連結する鉄筋のない場合、あるいは鉄筋の強度を期待できない場合には、護床工 B 区間の手法で算定する必要がある。

以下では、既往文献¹⁹⁾を参考にして、安定検討方法について示す。

(ア) 基本式

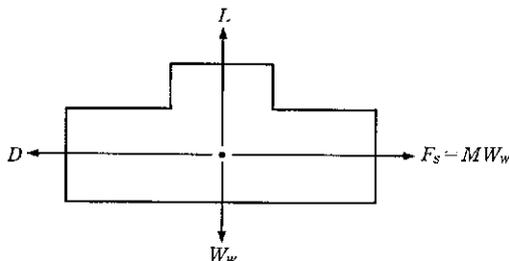


図 2-43 力のつり合いモデル図

$$\mu(W_w - L) \geq F_s \cdot D \quad \dots\dots\dots(2-19)$$

$$L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot A_g \cdot V_d^2 \quad (\text{kgf}) \quad [\text{N}]$$

$$D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot A_D \cdot V_d^2 \quad (\text{kgf}) \quad [\text{N}]$$

ここで、 μ ：摩擦係数 $\mu = 0.65$

W_w ：護岸工の部材の水中重量

$$W_w = (\rho_b - \rho_w) \cdot g \cdot K \cdot A_b \cdot t_b \quad (\text{kgf}) \quad [\text{N}] \quad \dots\dots\dots(2-20)$$

ρ_b ：護床工ブロックの密度 $\rho_b = 235 (\text{kgf} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4)$, 2,300
 【N/m³】

ρ_w ：水の密度 $\rho_w = 102 (\text{kgf} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4)$, 1,000
 【N/m³】

g ：重力加速度 $g = 9.8 (\text{m/s}^2)$

A_g ：図2-44に示すように、群中ブロック1個の突起部についての揚力に関する面積(m²)

A_D ：群中ブロック1個の抗力に関する投影面積(m²)

V_d ：ブロック近傍流速(m/s)・・・(c)を参照

t_b ：護床工ブロックの控え厚(m)

C_L ：護床工(群体)の揚力係数、この係数は A_g に対して評価される。・・・(ウ)参照

C_D ：護床工(群体)の抗力係数、この係数は A_D に対して評価される。・・・(ウ)参照

K ：体積補正係数(部材の実際の体積と厚さ t_b の直方体としてみなした体積の比。

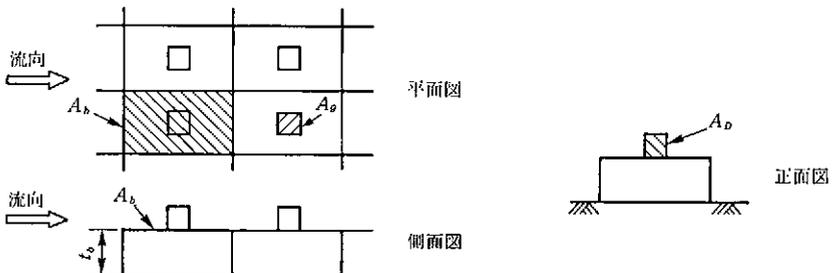


図2-44 投影面積の説明

F_s : 滑動に対する安全率

相似形の部材で控え厚の検討を行う場合、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L を同じ値を用いることができるため、計算を簡略化するためにこの係数を導入している。

W : 護床工の部材の空中重量

$$W = \{\rho_b / (\rho_b - \rho_w)\} \cdot W_w \text{ (kgf) } \text{【N】} \dots\dots\dots (2-21)$$

(イ) 外力条件

群体として扱う護床工では、護床工表面に働く流体力を考えればよい。また、流体力は、護床工表面の相当粗度 k_s 、高さでの近傍流速 V_d を用いる。その評価方法については、「(c)各区間での近傍流速」を参照されたい。

(ウ) 基本式に用いられる抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L について

抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L は護床工の形状によって値が異なるので、個々の形状について実験により定めることが基本である。この場合、群で設置された部材を対象に測定された係数を用いる必要がある。また、流水が作用する部分（コンクリートブロックであれば突出部分）の形状が相似形であれば、同じ抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L は同じである。

抗力係数については、群中ブロック1個に作用する抗力 D を、せん断力 $\tau (= \rho_w u_*^2)$ で評価することにより定式化することもできる。すなわち、ブロックの上方からの投影面積 A_b を用いると、

$$D = \tau A_b = \rho_w u_*^2 A_b \text{ と評価できるため、}$$

$$V_d = 8.5 \cdot u_* \text{ より、}$$

$$D = \rho_w (V_d / 8.5)^2 \cdot A_b \dots\dots\dots (2-22)$$

とすることができる。なお、計算で使用する抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L については、現在のところ護床ブロックに対する値は出されていない。今後これらの値を実験により求める必要がある。これらの値がないため、便宜的に護床工 B 区間の計算方法で算定することも可能である。しかし、連結の効果を大きく見ていないため、ブロック重量が大きくなることに留意しておく必要がある。

(エ) 滑動に対する安全率

護床工の滑動安全率についての目安をいくらにすべきかについての合理

的基準は定まっていない。護床工 A を護床本体と同様の滑動安全率を持たせるとすると $F_3=1.3$ が目安となる¹⁹⁾。

(b) 護床工 B 区間

(i) 重量算定の考え方

護床工 B 区間では、跳水後の整流効果および下流河床とのすり付けのために設置される。護床工 A 区間に比べ高流速とはならないため、護床ブロックは単独で設置されるかかみ合わせて設置される。この場合、ブロック重量の算定は、護岸の根固めブロックと同様に行うことができ、「護岸の力学設計法」¹⁹⁾より次式で求められる。なお、ブロックを鉄筋で連結した場合は表 2-6 の 1 層の場合の β を用い、連結しない場合は $\beta=1$ としたほうがよい。

表 2-6 各ブロックでの比重および割り引き係数 β の値

ブロック種別	模型ブロックの比重	β
A: 対称突起型	$\rho_b/\rho_w=2.22$	1.5
B: 平面型	$\rho_b/\rho_w=2.03$	2.0
C: 三角錐型	$\rho_b/\rho_w=2.35$	1.4
D: 三点支持型	$\rho_b/\rho_w=2.25$	2.3
E: 長方形	$\rho_b/\rho_w=2.09$	2.8

$$W = a \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6 \dots\dots\dots (2-23)$$

W : 移動しないための最小ブロック重量(tf) [kN]

V_d : ブロック近傍流速(m/s)

(近傍流速は安全側を考慮し、平均流速を使用する。

各護床工区間の平均流速については次節を参照)

a : ブロック形状によって定まる係数 (表 2-7 参照)

ρ_w : 水の密度 102 (kgf・s²/m⁴) 1,000 [kg/m³]

表 2-7 ブロックでの係数 a の値

ブロック名	係数 $a \times 10^{-3}$
対称突起型	1.2
平面型	0.54
三角錐型	0.83
三角支持型	0.45
長方形	0.79

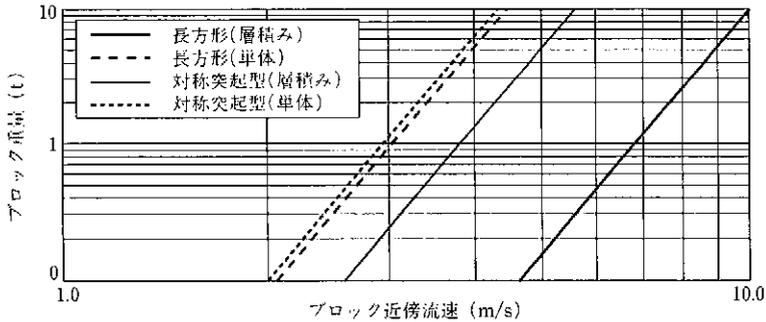


図 2-45 ブロックの移動限界流速の計算例 ($a = (0.09 \sim 0.25) \times 10^{-3}$)

ρ_b : ブロックの密度

β : ブロックを層積みした場合の割引係数 (表 2-6 参照)

(護床工 B 下流の深掘れ深が大きいと予想される場合は、
護床工の長さが短い場合は、 β を小さくすることも考
えたほうがよい)

(c) 各区間での近傍流速

(i) 上流側護床工

床止め上流の平均流速は、計画高水流量時のハイドログラフで最大平均流速となる値を使用する。最大平均流速については不等流計算などで求める。

$$V_d = V_0$$

ここで、 V_d : ブロック近傍流速

V_0 : 床止め上流の計画高水流量までで最大となる平均流速

(ii) 護床工 A の設計流速

護床工 A は流れが激しく乱れ、かつ高流速となる場である。この護床工 A をコンクリートブロック構造とする場合、ブロックの連結なしで外力に対して安定であるためには、大きなブロックが必要となる。よって護床工 A 区間では、ブロックを鉄筋で連結して、ブロック全体で外力に対抗できるような群体とする必要がある。この区間の近傍流速の考え方を以下に示す。

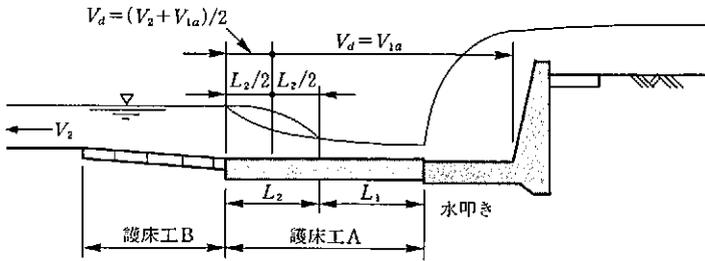


図 2-46 設計流速の取り方

護床工 A 上の設計流速は、以下の二つの区間に分けて考える（図 2-46 参照）。

(ア) 本体直下流～跳水発生区間前半 ($L_2/2$)

本体直下流から跳水が発生するまでの区間 (L_1) から跳水発生区間前半 ($L_2/2$) は高流速で流下するため、設計流速 (V_d) は本体直下流流速 (V_{1a}) とした。

(イ) 跳水発生区間後半

跳水発生区間後半部では、(a)の区間よりも流速が緩くなっている。しかし、どの程度速度が緩くなっているかについては定かではない。以下の流速で計算すればよいと考えられる。

$$\text{設計流速}(V_d) = \{\text{本体直下流流速}(V_{1a}) + \text{下流流速}(V_2)\} \times 1/2$$

ここで、計算に使用する本体直下流流速 (V_{1a}) と下流流速 (V_2) は、落差工下流で完全跳水が発生できる最大流量時の流速である。

(iii) 護床工 B の設計流速

護床工 B 区間での設計に使用する流速としては、護床工 B 下流端での平均流速である下流流速 (V_2) でよいと考えられる。平均流速は、計画高水流量時の値とした。

$$V_d = V_2$$

(7) 吸出しの防止

一般に河床材料が砂やシルトが主体となる河川では、コンクリートブロックからなる護床工の下から土砂が吸い出されてコンクリートブロックが沈下し、護床工が破壊される恐れがある。したがって、このような河川で

はブロックの下に吸出し防止工を敷設したほうがよい。この場合、コンクリートブロック間を水が走る可能性があるため、間詰め石を施すような配慮が望まれる。

砂利河川では、吸出し防止工は特に設けなくともよい。ただし、護床工上で高流速が生じる区間（特に廊床工 A 区間）で吸出し防止工を設けることが望ましい。

2-4-7 護岸・取付擁壁

—「建設省河川砂防技術基準(案)」より—

護岸・取付擁壁は、流水の作用から堤防または河岸の侵食を防止できる構造とし、河川環境にも配慮して設計するものとする。

落差工の設置により、河岸および高水敷の侵食の恐れがある範囲には、侵食防止工として護岸を設置することが望ましい。

特に、落差工からの越流落水により跳水が発生する取付区間では、流速が速く、かつ流水の乱れが特に激しいため、河岸部に大きなせん断力が発生する。また、高水敷からの落込み流による河岸侵食の恐れもあるため、この区間では、強固な河岸防護工である取付擁壁としたほうがよい。

(1) 護 岸

(a) 設置範囲

護岸の設置範囲は、水理模型実験等による流速評価によって求めることが望ましい。設置範囲の一般的な目安としては、河川管理施設等構造令施行規則第 16 条で、「床止めに接する河岸又は堤防の護岸は、上流側は、床止めの天端から 10m の地点又は護床工の上流端から 5m の地点のうちいずれか上流側の地点から、下流側は、水叩きの下流端から 15m の地点又は護床工の下流端から 5m の地点のうちいずれか下流側の地点までの区間以上の区間に設けること。」¹⁰⁾とされている。ただし、セグメント 1 に属する急流河川では、ほぼ全区間にわたり侵食対策として護岸が必要となるため、設置範囲については配慮が必要である。

複断面河道に設置する場合、低水護岸の設置範囲は規則 16 条のとおり

となる。高水護岸については、流速により堤脚部に侵食が生じる恐れがあるかどうか判断して敷設範囲を設定すべきである。この高水護岸の敷設範囲の目安としては、落差工上下流の護床工敷設範囲でよいと考えられる。

(b) 構造

落差工周辺では、洪水時に流れが乱れるため、護岸は強固な構造を採用することが望ましい。この際、控え厚等については、耐流速性等を考慮した力学設計¹⁹⁾を行うことが望まれる。

(2) 取付擁壁

(a) 設置範囲

護岸設置範囲のうち、落差工直下流は越流落水水による流水の乱れが特に激しく、河岸部に侵食や局所洗掘が生じる危険性が高くなる。また、高水敷からの落込み流による河岸侵食の恐れもあるため、この区間は強固な河岸防護工である取付擁壁を設置したほうがよい。

従来の設計では、取付擁壁は本体、水叩きの範囲に設置するものとされてきた。しかし、洪水時の水理現象に注目するならば、跳水発生区間までは擁壁構造であることが望ましい。したがって、取付擁壁は本体、水叩き、護床工A区間の範囲に設置したほうがよい。なお、上流側には、低下背水による流速増に対する安全を見込み、本体より5m程度上流まで設置することが望ましい。

図2-47に取付擁壁の設置範囲を示した。

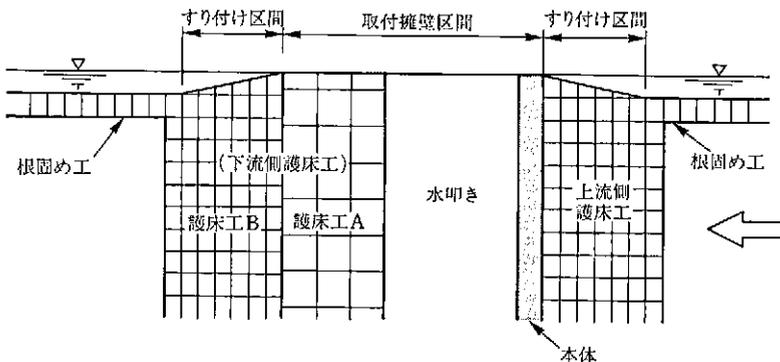


図2-47 取付擁壁の設置範囲 (平面図)

(b) 平面形状

従来、取付擁壁の平面形状は、図2-49に示すように、上流からの落下水や転石の衝撃によって護岸が破損することがないように、直壁として堤防側へ後退させる構造が用いられてきた。

一方、擁壁を堤防側へ後退させることは、河岸の平面形状に人為的な凹凸を与えることとなり、周辺景観と調和がとれず好ましくないとの指摘がある。また、水辺への近づきやすさという観点からも問題がある。このため、図2-50の概念図の示すように、取付擁壁を直壁とせず傾斜型として、堤防側に後退させない構造とすることが望ましい。その際、緩傾斜型擁壁ののり面には、落下水や転石による衝撃力が作用するため、十分な強度を持つ構造としたほうがよい。

なお、従来どおり取付擁壁を直壁として堤防側へ後退させて設置する場合、下流側護岸との平面すり付け角度に留意すべきである。すり付け角度が大きいと、すり付け部分下流で、はく離流が生じ、これが2次流の発生原因となる。この結果基礎工部分に洗掘が生じることとなる。

従来は、取付擁壁と上下流部との平面すり付け角度は、おおむね 30° 程度とされてきたが、兩岸の流れができるだけ乱されないように、取付擁壁は上下流の護岸と直線状に接続させることが望ましい。護岸と取付擁壁ののり勾配の差より、直線状にすることができない場合には、既往実験結果²⁾によると 11° 程度以内を目安とするとはく離流の発生が防止できると

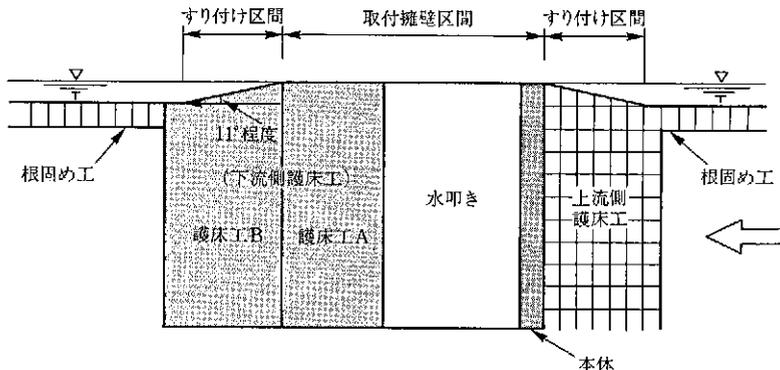


図2-48 取付擁壁のすり付け角度

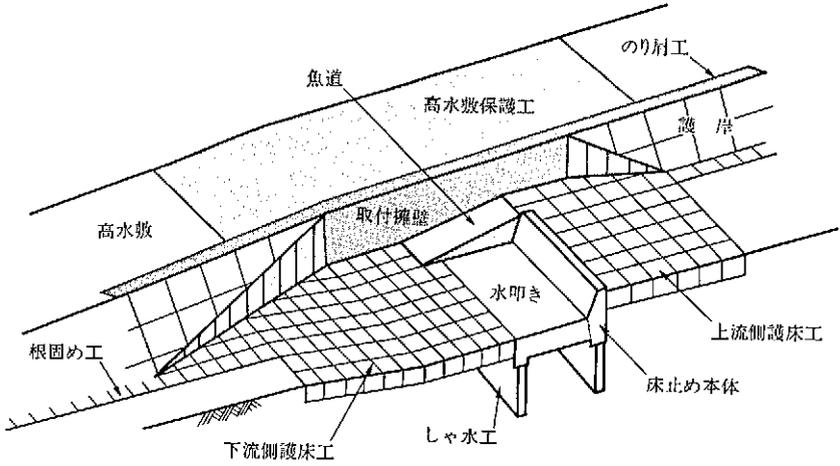


図2-49 取付擁壁を後退させる場合

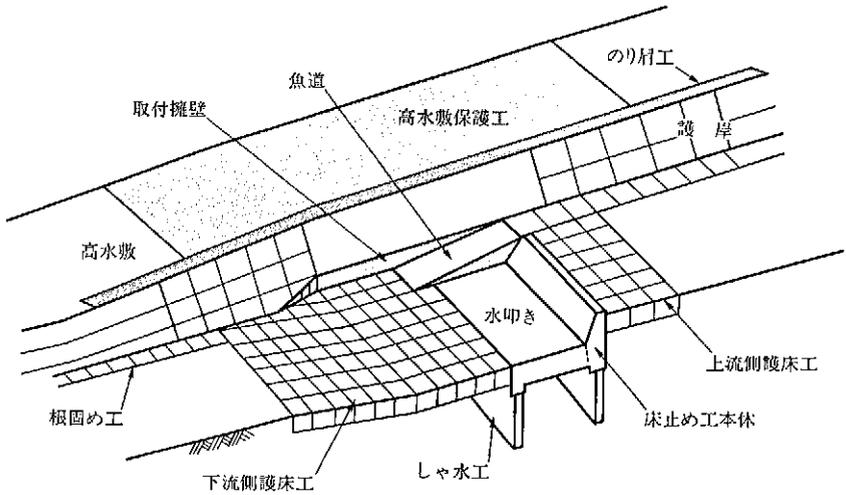


図2-50 取付擁壁を後退させない場合

いう結果が得られている²⁾ (図2-48 参照)。取付擁壁の設置例を図2-49、2-50に示す。

(c) 取付擁壁の構造

取付擁壁の構造は、以下の点を満足するように設計する。

- ・取付擁壁は、上流からの落下水・転石の衝撃によって破損することが

ないように強固なコンクリート構造とする。

- ・取付擁壁は、いかなる場合も堤防の機能が損なわれないよう、本体が流失しても堤防および高水敷に侵食を及ぼさない構造とし、擁壁の基礎は水叩きや護床工の底面より1m程度根入れする。
- ・本体と取付擁壁との接合部は、図2-51のように伸縮材を用いて絶縁したほうがよい。
- ・のり面勾配が1:2.0程度より緩い場合は、構造的に一体の擁壁構造として設置することが難しい。この場合は、基礎部分を擁壁構造として、のり面部分は、落下水・転石に対する衝撃に耐えうるような控え厚を持つ鉄筋コンクリート張り護岸とする方法が考えられる。

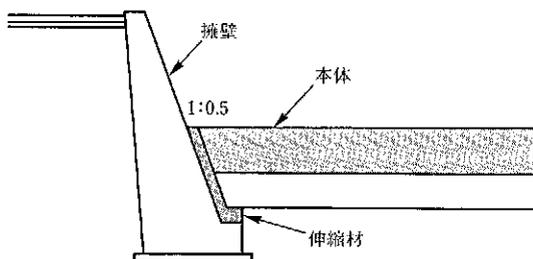


図2-51 取付擁壁の構造例

(d) 取付擁壁の安定計算

擁壁の安定計算は、本体内と同様に転倒、滑動、基礎支持力に対して所要の安全が確保されるよう設計されるべきである。この場合、安定計算は床止め本体が流失しても擁壁が安定であるよう、受動側は本体、水叩きをなしとして行ったほうがよい。

2-4-8 高水敷保護工・のり肩工

ポイント

高水敷保護工・のり肩工は、高水敷から低水路へ落ち込む流れと、乗り上げる流れによって生じる洗掘現象を防止できる構造として設計したほうがよい。

床止めを複断面河道に設置する場合、落差工下流で高水敷から低水路へ落ち込む流れや、低水路から高水敷へ乗り上がる流れにより、のり肩部、高水敷が洗掘を受ける可能性がある。このため、洗掘を受ける可能性がある箇所には、高水敷保護工、のり肩工を設置したほうがよい。

なお、ここでは高水敷部分のすり付けのために落差を設ける場合は対象としていない。落差が生じる場合は、下流側は水叩き部となるため、落下水の衝撃に耐える構造となるよう、別途検討が必要である。

(1) 高水敷保護工の設置範囲

高水敷保護工の設置範囲は、水理模型実験等による流速評価によって求めることが望ましい。経験的には、高水敷保護工の長さは落差工の上下流護床工の位置まで、幅は砂利河川の高水敷で全幅、砂河川で10m以上程度が必要と考えられている。

(2) のり肩工の設置範囲

のり肩工の敷設延長は、落差工下流部で高水敷からの落込み流の発生する範囲としたほうがよい。この延長は、高水敷の勾配や、流量によっても異なるため、落込み流の発生範囲を予測して設置する必要がある。なお、

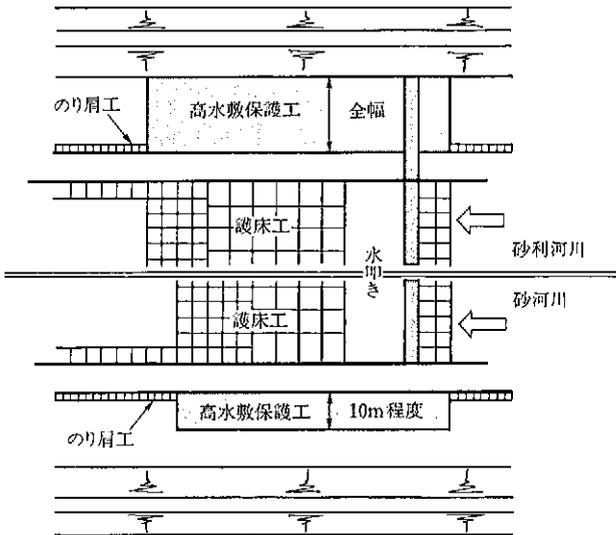


図 2-52 砂利河川と砂河川における高水敷保護工とのり肩工の設置範囲

砂利河川の複断面河道に床止めを設置する場合は、高水敷上の流れの縦断方向流速が大きくなるため、落込み流の発生する縦断延長が長くなることが予測される。建設省土木研究所における高水敷を落差工部で急勾配ですり付ける形状とした実験では、通常の護岸の天端工幅程度(2.5m程度)のり肩工が落差工天端から下流250m程度の範囲で必要であった²⁾。

また、高水敷から低水路へ落ち込む流れは、落差工上流の低下背水が生じるところから始まる。この流れは緩やかであるが、落差工天端直上流より急に速くなる。したがって、のり肩工は落差工上流についても設置したほうがよい。目安としては、上流側取付擁壁の上流地点5m付近から設けておけばよいと考えられる。

のり肩工の敷設幅は、通常の護岸の天端工幅程度としてよい。

図2-52に砂利河川と砂河川における高水敷保護工とのり肩工の設置範囲を示す。

(3) 高水敷保護工・のり肩工の構造

高水敷保護工、のり肩工は、高水敷部分で発生する流速に耐える構造とすべきである。また、のり肩工は背面からの洗掘が生じないように、高水敷表土とのなじみに配慮した屑とう性構造とし、緑化に配慮した対策等も併せて実施することが好ましい。

高水敷保護工、のり肩工にコンクリートブロックを用いる場合の控え厚、蛇かご・布団かごを用いる場合の石径の算定については、「護岸の力学設計法」¹⁰⁾を参照されたい。

2-4-9 魚 道

(1) 設置上の留意点

魚道を設置するにあたっては次のような点に留意することが必要となる。

① 魚道入口の見つけやすさ

- ・入口はみお筋に沿った位置に設けること(魚は強い流れの方向に遡上するため)
- ・護床ブロック上で遊泳するのに必要な水深が確保されていること

- ・魚道へ魚を導く呼び水効果も考慮すること
- ・魚道が突出することにより魚が本体直下流まで行かないこと

② 魚道への入りやすさ

- ・魚が魚道へ進入しやすいよう、入口下流で落差がないようにすること
- ・魚が遡上するのに必要な水深が魚道入口で確保できること

③ 魚道中でのぼりやすさ

- ・対象魚の遊泳能力を考慮し、適当な魚道の勾配、流量を決定すること
- ・流れの乱れによる泡の発生は避けること

④ 魚道からの出やすさ

- ・魚が魚道から上流へ遡上しやすいよう、出口で落差がないようにすること
 - ・魚道から上流への遡上が可能な水勢や水深を考慮する必要があること
- また、魚道の整備にあたっては、効率的に良好な効果を期待できるよう、

- ・既設の施設を最大限活かす
- ・手直してよりよい施設にする
- ・工夫した知恵は共有する

ことが重要である。また、現地で試行することも考えられ、

- ・現地実験で改良案を試す
- ・可搬式や土嚢で試す

ことなどにより、現地に適した工夫を施すことが望まれる。

具体的な魚道の型式選定や設計方法等については「魚道の話」²¹⁾ (中村俊六, (財) リバーフロント整備センター) 「魚道の設計」²²⁾ (ダム水源地センター), 「魚にやさしい川のかたち」²³⁾ (水野信彦, 信山社) 等の文献を参照されたい。

(2) 天端の切欠き

落差工の落差が低い場合、魚道を設置しなくとも天端の一部を切り欠くだけで魚が遡上しやすい構造とできる。また、引込み型の場合には、確実に洪水を引き込むために切欠きを適切に設ける必要がある。

魚が遡上できる落差や、切り欠く深さ幅は、代表魚種の特性より、遡上

に最低必要な流速，水深，幅から求められる。ただし，切欠き部では洪水時に流水が集中するため，河床低下や，局所洗掘が発生する危険がある。したがって，洪水時の河床へ与える影響が大きいと想定される場合は，水理模型実験等により対策も含めた検討を行ったほうがよい。

2-4-10 屈とう性構造

ポイント

透過性構造の落差工とはコンクリートブロック等を使用して作られるものを指す。

設置にあたっては，特に流水によるブロック等の安定性や，ブロック間からの土砂移動の防止に配慮して変形を防ぐとともに，落差工上の水深確保が困難となることが考えられるため，魚道を設置する等，魚等の移動のしやすさに十分配慮したほうがよい。

透過性構造の落差工として，コンクリートブロックを使用した場合について解説する。この場合，コンクリートブロックの移動や吸出しにより変形を生じ，著しい機能低下や環境の悪化を生じるので，以下の点を十分検討する必要がある。

① ブロック重量

ブロック重量の算定については，「2-4-6 護床工」のブロックの重量算定の項を参照されたい。

② ブロック下部でのパイピング現象

ブロック下部におけるパイピング現象防止に対しては，図 2-53 のタイプについては仮想斜面勾配をクリープ比⁹⁾の逆数より緩くすれば，パイピングに対する特別な対応は必要ないと考えられる。

③ ブロック下部からの土砂の吸出し

土砂の吸出し防止対策については，護床工吸出し防止工の項参照のこと。

④ ブロック下の土砂が移動しないよう，ブロックおよびブロック間に栗石などの間詰めを行う。

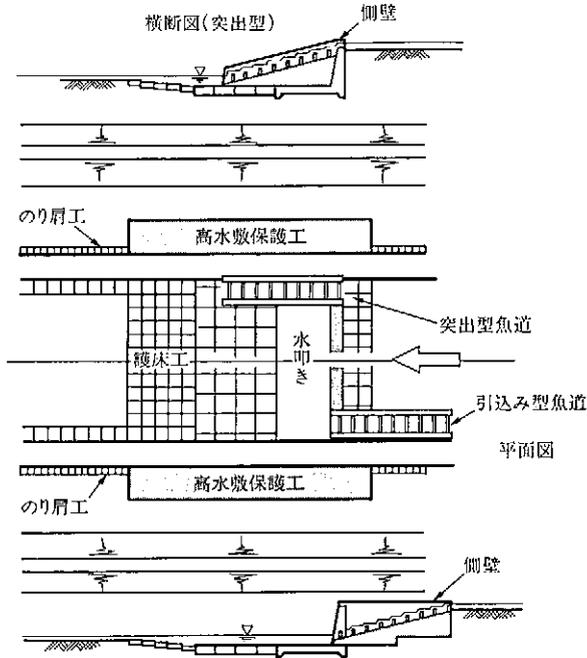


図 2-53 魚道の突出型と引込み型の概念図

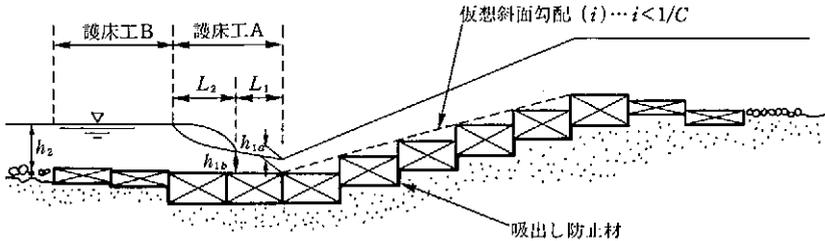


図 2-54 ブロック構造による落差工の模式図

- ⑤ 護床工 A の計算に必要な本体直下流水深は、図 2-54 に示した仮想斜面勾配を用いて不等流計算により求めたほうがよい。
- ⑥ 流水が伏流しやすいため、魚の上下流の移動に配慮する必要がある場合にはブロック間の水密性を高くするか、魚道の設置を別途考慮する。

参考文献

- 1) 社団法人 日本河川協会：建設省河川砂防技術基準(案)計画編，山海堂，1997
- 2) 山本晃一，高橋晃，長谷川賢市：床止め工に関する調査，土木研究所資料第2760号，1989年
- 3) 山本晃一：沖積河川学，山海堂，1994
- 4) 山本晃一，藤田光一，平林圭，小澤宏二，池内党：一次元河床変動計算法の改良，土木研究所資料第3099号，1992
- 5) 例えば 吉川秀夫：流砂の水理学，丸善，1985
- 6) 河村三郎：土砂水理学1，森北出版，1982
- 7) 山元晃一，平林圭，鈴木一考：物部川床止め計画模型実験報告書，土木研究所資料第2984号，1991
- 8) 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」，農林水産省構造改善局，1995
- 9) 社団法人 日本河川協会：建設省河川砂防技術基準(案)設計編，山海堂，1997
- 10) コンクリート標準示方書
- 11) 建設省北陸地方建設局：北陸地建設計要領
- 12) 例えば，鹿島建設 土木設計本部：基礎構造物・地中構造物，鹿島出版会，1993
- 13) 細見寛：水叩き及び護床工の施工延長についてーブライの式ー，雑誌河川(技術研究資料)，
- 14) H.CHANSON: Hydraulic Design Of Stepped Cascades, Channels, Weirs And Spillways, Pergamon.
- 15) 大野善雄，林榮港：コンクリート河川構造物の磨耗予測の一手法，電力土木 No 211，1987
- 16) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，1978
- 17) 例えば藤田豊，安田禎輔，中川桂一：跳水長の定義に関する文献結果，土木学会第43回年次学術講演会概要集，第2部，1988
- 18) 日本土木学会：水理公式集(昭和60年度版)，土木学会，1985

- 19) 財団法人 国土開発技術研究センター：護岸の力学設計法，山海堂，1999
- 20) 河川管理施設等構造例研究会：解説・河川管理施設等構造令，山海堂，1977
- 21) 中村俊六：魚道のはなし，山海堂，1995
- 22) 廣瀬利雄，中村俊六：魚道の設計，山海堂，1991
- 23) 水野信彦：魚にやさしい川のかたち，信山社，1995
- 24) 山本晃一，高橋晃：河川模型実験の手引き，土木研究所資料第 2803，1989

第3章 帯工

3-1 帯工の計画

帯工は、みお筋の移動しやすい河川において、洗掘に対して橋脚、護岸などの河川構造物が安全であるように流れの集中を防止して洗掘を軽減するものである。

(1) 帯工本体天端

ポイント

帯工の天端は、計画河床高を基本とする。しかし、平均河床高が低下している場合は、天端高を設置場所の平均河床高とし、効果的な設置を検討する。

帯工の天端は水平とし、帯工上での流れを平準化して流水の集中を抑制し、それによって洗掘現象の低減効果を期待することが望ましい。

天端高は、洪水時の河積を確保しつつ、洗掘現象を極力低減させることができる高さとするべきである。したがって、天端高は現況河床では低水路平均河床高、将来計画河道では計画における河積を確保できる河床高が目安になると考えられる。ただし、現況河道において狭窄部のため流下能力が不足している箇所や、湾曲部は、洪水時の河積確保を目的とし、平均河床高よりも低く天端高を設定する場合も考えられる。したがって、天端高は河道特性を踏まえ、適宜検討を行い設定することが望ましい。

一方、魚ののぼりやすさに配慮すれば、帯工天端を水平とした場合に、平水時に水深を確保できなかつたり、みお筋部では落差ができる場合があ

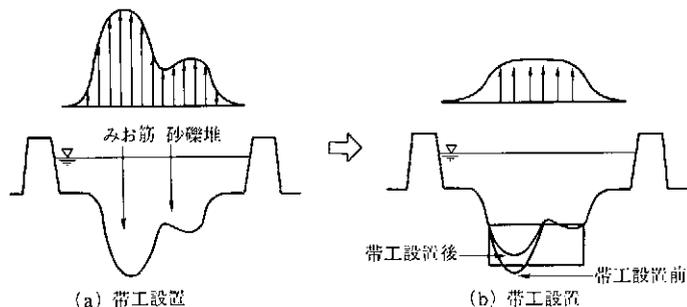


図3-1 帯工による流れの平準化の概念図

り、魚が上下流に移動できなくなる危険性があるため注意したほうがよい。

(2) 平面形状

ポイント

帯工の平面形は直線型としたほうがよい。

曲線型、折線型とした場合、帯工下流で流れが河道の中心に集中し、洗掘が生じやすい。洗掘箇所の下流は堆積箇所となる。この箇所で分散した流れは河岸へ向かうため、河岸防御の観点からは、直線型としたほうがよい。

(3) 縦断的な設置方法

ポイント

帯工の縦断的な設置方法として、洗掘を防止できるような形状、配置とすべきである。

帯工の天端高の考え方として、通常帯工が設置されるような河道では、河床が平坦でなく、砂州の動きにより起伏がある形態となっている。帯工天端高は、計画河床高および低水路平均河床に準じた高さであるから、帯工天端高は横断的に突出、埋没した箇所が生じる。また、設置場所の河道特性によって、突出、埋没する位置が洪水ごとに変化する。したがって、帯工の縦断形状は、横断的にどの箇所が突出しても安全である形状としたほ

うがよい。

設置時に突出している箇所では、鉛直渦流による局所洗掘の防止を期待し、護床ブロックを上下流河床に緩やかにすり付けて敷設したほうがよい。また、設置時に埋没している箇所では、将来みお筋部になった場合を想定し、護床ブロックが突出しても上下流河床とすり付く幅を帯工天端高と同じ高さに敷設したほうがよい。

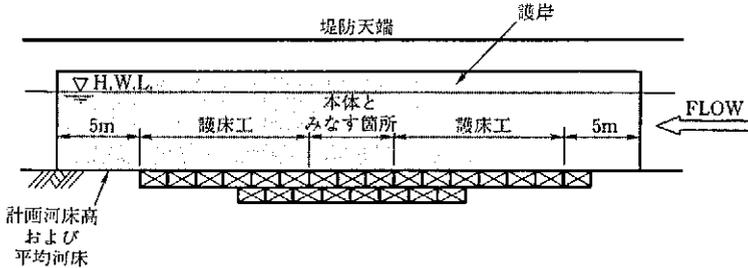


図 3-2 帯工の縦断形状模式図

対象区間中のすべての区間で洗掘現象を低減させるためには、帯工を群として設置することが効果的である。帯工を群と配置することで洗掘現象を支配する砂州の動きやすさやスケールを制御することができる。

砂州による深掘れを抑制するのに必要な配置間隔は、現在のところ明らかになっていない。文献¹⁾によれば、通常は平均砂州波長の 1/4 程度（河幅 2 倍程度）、単列砂州の場合は河幅の 1.5 倍以下の間隔が必要であり、湾曲部は直線部より狭い間隔が必要であるといわれている。ただし、配置間隔については、不確定な要素が多いことから、当初の段階では多少広い間隔で設置し、河床の変動状況をみながらその間に、追加設置していくのも一つの方法である。

(4) 構造

ポイント

帯工は、屈とう性があり、補修および改修が容易な構造としたほうがよい。

(a) 構造型式の考え方

帯工本体の形式としては、コンクリート構造物とする型式と、屈とう性を有するコンクリートブロックなどを用いた簡易的な型式とがある。

従来設置事例からは、本体をコンクリート構造としたものが多く見られる。しかし、帯工は河岸防御、橋脚保護などのために、洗掘を防止することを目的として設置される構造物である。河道の状態が経年的に変化することや、将来的な河道計画の見直しなどを考慮すると、帯工はコンクリート構造の永久構造物として設計するよりは、簡易的な構造とし、河床変動の状況に応じて改修していくのが合理的と考えられる。また、将来河床低下が発生し、帯工下流で落差が発生する場合は、そのときに落着工へ改築すればよく、帯工は仮設的なものと考えべきである。したがって、帯工の本体は、簡易的な構造としたほうがよい。ただし、簡易的な構造であっても、流体力に対して安定であるべきである。

急流河川において、本体を屈とう性とした構造では洪水時の流速に対して安全を確保できない場合、コンクリート構造として設計することも考えられる。

(b) 屈とう性構造

コンクリートブロックなど使用した屈とう性構造は、コンクリート構造に比べ、河道に馴染みやすく、河床変動に追随しやすい。河床変動により沈下した場合でも、容易に補修が可能である。

簡易的な構造としては、コンクリートブロックの他にも木工沈床、蛇かご、布団かごによる構造がある。しかし、コンクリートブロックを除くと、その他の工種は経年的な劣化や摩耗および洪水時の流水の作用に対し

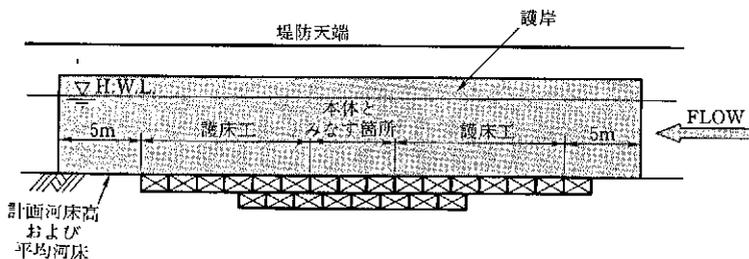


図 3-3 屈とう性構造の縦断形状概念図（コンクリートブロックの場合）

て、耐久性などに問題がある。したがって、これらの工種を用いる場合には耐用年数、洪水時の流体力などに注意したほうがよい。

魚の移動という観点からは、コンクリートブロック構造は透過性であることが問題となる。平水時には水が伏流し、魚が移動するための水深を帯工天端で確保できない危険性があるからである。したがって、帯工本体部には必要に応じてしゃ水工を設けたほうがよい。

(c) コンクリート構造

コンクリート構造は、屈とう性構造に比べ流水の作用に対して安定である。しかし、コンクリート構造は河床に馴染みにくく、上下流で局所洗掘を発生させる危険性がある。したがって、護床工により上下流河床との緩衝区間を設けたほうがよい。

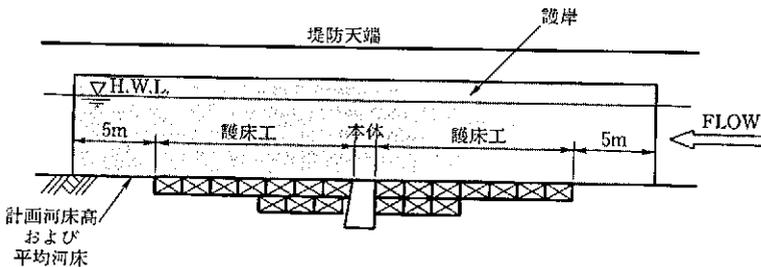


図 3-4 コンクリート構造の縦断概念図

3-2 帯工の設計

(1) 本 体

(a) 屈とう性構造

構造的には、本体、護床工の区分はない。ただし、縦断的にブロック敷設範囲の中央部には、水平となる区間を設けるべきである。この水平区間の長さについては、特に決まりはない。通常は4~6m程度確保すればよいと考えられる。また、コンクリートブロックは、洪水時の流速に耐え得るようなブロックの種類、重量、積み方とする必要がある。

(b) コンクリート構造

コンクリート構造では、幅は「2-4-2 落差工本体」に準ずるものとして考える。本体の根入れは、最深河床高よりも1m以上行ったほうがよい。

(2) 護床工

(a) 護床工の考え方

帯工本体のみでは上下流河床となじむ緩衝区間がないために、本体が被災を受ける危険性がある。したがって護床工は、この緩衝区間での河床変動に追従できるような屈とう性構造としたほうがよい。屈とう性構造の材料としては、コンクリートブロック・布団かごなどがある。布団かごなどのかご類を設置する場合は、経年的な劣化や摩耗および洪水時の流水の作用に対して、耐久性をあらかじめ考慮しておいたほうがよい。

敷設範囲については特に決め手はない。そこで、根固め工の敷設範囲の算定方法²⁾を護床工の敷設範囲の算定にも準用することとした。なお、敷設範囲の最低値は、上流側護床工の敷設範囲(「2-4-6 護床工」)と同様に考え、本体の上下流とも、計画高水流量時の水深程度とした。

ブロック重量の算定式は、「2-4-6 護床工」のブロック重量の算定式に準じて行ったほうがよいと考えられる。

(b) 護床工敷設範囲の計算²⁾

護床工敷設範囲は、平均河床高から予想される最深河床高までの高度差(Z)を用いて以下の式のようになる。

$$B = Ln + Z / \sin \theta \text{ (m)} \dots\dots\dots (3-1)$$

Ln : 平坦幅 (計画高水流量時の水深程度); (m)

θ : 河床洗掘時の斜面勾配

Z : 予測される最深河床高までの高度差

斜面勾配 θ は、河床材料の水中安息角程度でよいと考えられるが、帯

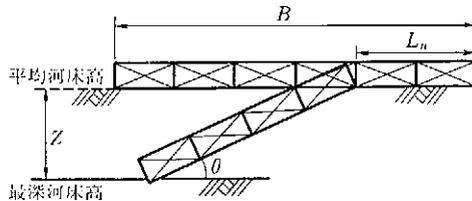


図 3-5 護床工の敷設幅

工が設置されるような急流河川では、斜面勾配 θ を 30° としておけば問題ないと考えられる。

(3) 護岸

洪水時には、みお筋に沿った主流が帯工上で分散した流れとなり、分散した流れの一部は河岸へ向かう。また、帯工下流で河床低下が発生した場合、洪水流速が増大するので、河岸を保護するために護岸が必要である。帯工の設置により護岸の敷設範囲は、帯工上下流の護床工からさらに 5m 程度長くする必要があると考えられる。なお、帯工は急流河川で施工される場合が多く、通常このような河川では、河岸侵食防止対策として護岸が施工もしくは計画されている。

既設の事例では、河岸部を直壁の取付擁壁としている事例があるが、直壁の取付擁壁は落差工で用いられることが多い。落差工で、直壁とする目的は上下流におけるのり面のすり付けと越流水の流勢の緩和であり、擁壁とする目的は越流水や転石の落下衝撃に耐え得るためである。

しかし、帯工は落差がなく、先の目的のどれにも当てはまらない。よって帯工では、擁壁構造とする必要は特になく、通常の護岸の設計でよいと考えられる。

護岸工種の選択および設計については「護岸の力学設計法」²⁾を参照されたい。

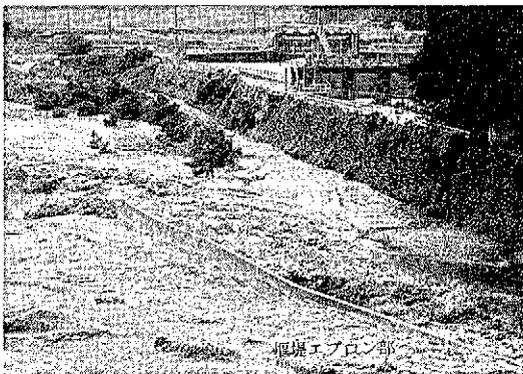
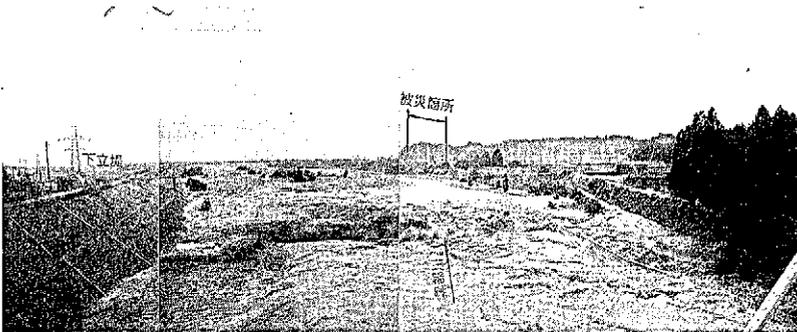
参考文献

- 1) 千田 稔：自然的河川計画，理工図書（株），1991
- 2) 財団法人 国土開発技術研究センター：護岸の力学設計法，1999

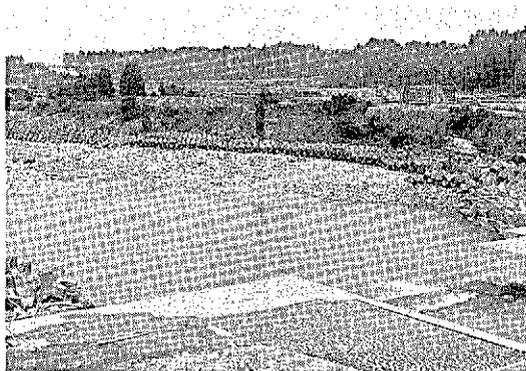
參考資料

参考 1 洪水時の床止め周辺部での現象

落差工周辺での洪水時の状況を図1-1に示す。図は上に平水時の状況を示し、中と下に洪水時の状況を示している。図から、落差部下流において激しく跳水が発生している状況がわかる。



出水状況写真：平成7年7月



出水前

図 1-1 K 川落差工での洪水時の状況

参考2 水叩き・護床工長の検討例

2-1 水叩き・護床工長の実験事例

以下は、従来よりも長めに設定した水叩き長・護床工長に関する水理実験結果である。実験は、以下の条件で行われている。

模型縮尺 : 1/50

河床勾配 : 1/200 落差 : 2m (模型…4cm)

単位幅流量 : 15 m³/s 河道の状況 : 直線河道, 複断面河道

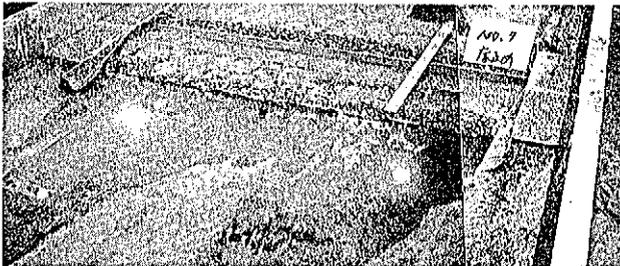
水叩き長 : 10m (模型…20cm)

護床工長 : 23m (模型…46cm)

実験結果 (写真参照) より以下のことがわかる。



(a) 実験時の流れの状況



(b) 実験後の河床の状況

図 2-1 水叩き, 護床工長の実験事例

- ・ 跳水の発生位置が、護床工下流端より下流にあること (図 2-1(a))
- ・ 護床工下流で河床低下が発生していること (図 2-1(b))

これらは、洪水時に落差工による高流速の減勢が水叩き・護床工上で十分行われていなかったため、護床工下流で河床低下が発生していることを示唆している。手引きによる試算では、水叩き長が 11m (模型では、20cm に相当)、跳水発生区間に設置される護床工 A 区間長は、40m (模型では、80cm に相当) 必要であることを示している。写真から、この程度の長さがあれば、高流速の減勢区間として十分な長さが確保できると考えられる。

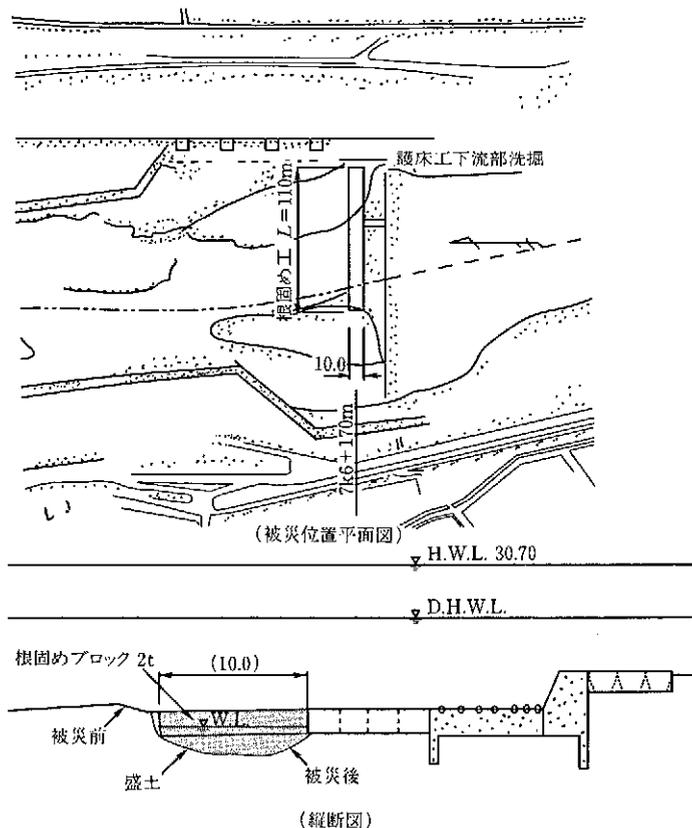


図 2-2 N 川被災事例

2-2 下流河床洗掘による被災事例

図2-2に示した被災事例は、下流側河床の洗掘により被災を受けた事例である。以下に河道及び洪水時の諸元を示す。

河道幅	：低水路…192 m	既往最大流量	：2,100 m ³ /s
	H.W.L 幅…285 m	被災時流量	：1,654 m ³ /s
河床勾配	：1/260	被災水深	：不明
d_{90} 粒径	：mm	被災経験	：あり（詳細不明）
河道形態	：直線河道，自然河道	竣工年	：
河床変動の傾向	：有堤河道		
本体構造	：RC	水叩き長	：8.0 m
落差	：1.3 m	護床工	：長さ…8.5 m 重量…2 t

上記の条件から、プライの式で試算した結果では水叩き・護床工長は17 mとなった。したがってこの床止めの水叩き・護床工長は、従来の設計基準を十分満足していたことがわかる。一方、手引きによる試算では、水叩き・護床工（A，B区間両方含む）長の総延長は35 m程度必要であった。

以上のことは、従来の設計では、水叩き・護床工長の総延長が足りないことを示唆していると考えられる。

2-3 水叩き・護床工長の検討事例

設置される場により、本書に従った設計と従来との設計ではどのように異なるか、以下に縦横断面図により比較を行った。比較は、

- ・同一落差の条件では、水叩き長，護床工長がどのように異なるか
- ・従来の設計条件をもとに、本書の設計条件に修正して設計した場合、落差工の規模として、どの程度異なるのか

について行っている。

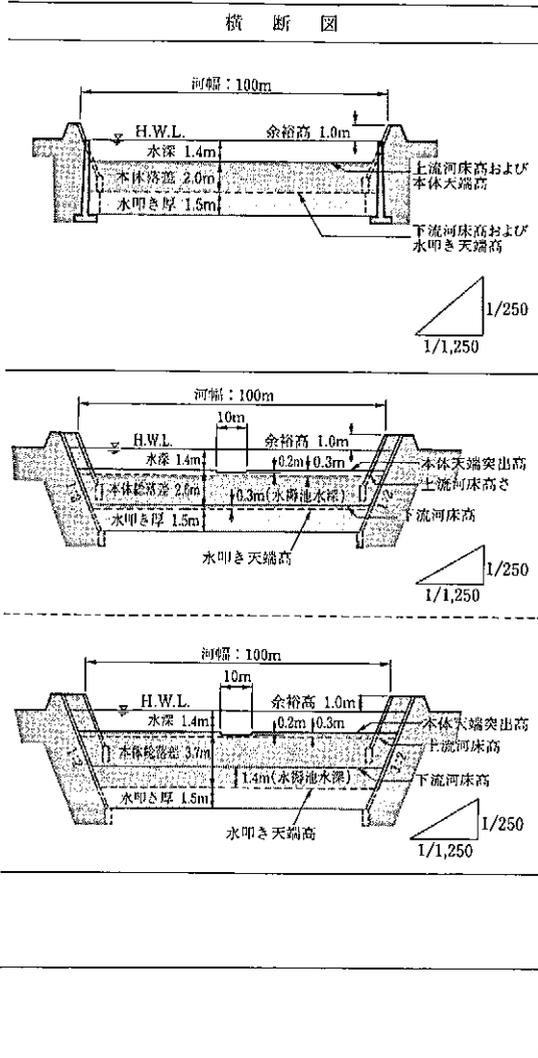
図から、セグメント1のような急流河川では、従来よりも水叩き，護床工を長く設置する必要があり，強制跳水によりこの長さを短縮化する方法

が有効で有効であることがわかる。また、河床勾配が緩くなるにつれて水叩き、護床工長の長さは、従来の設計よりも本書の設計による方が短くなっていくこともわかる。

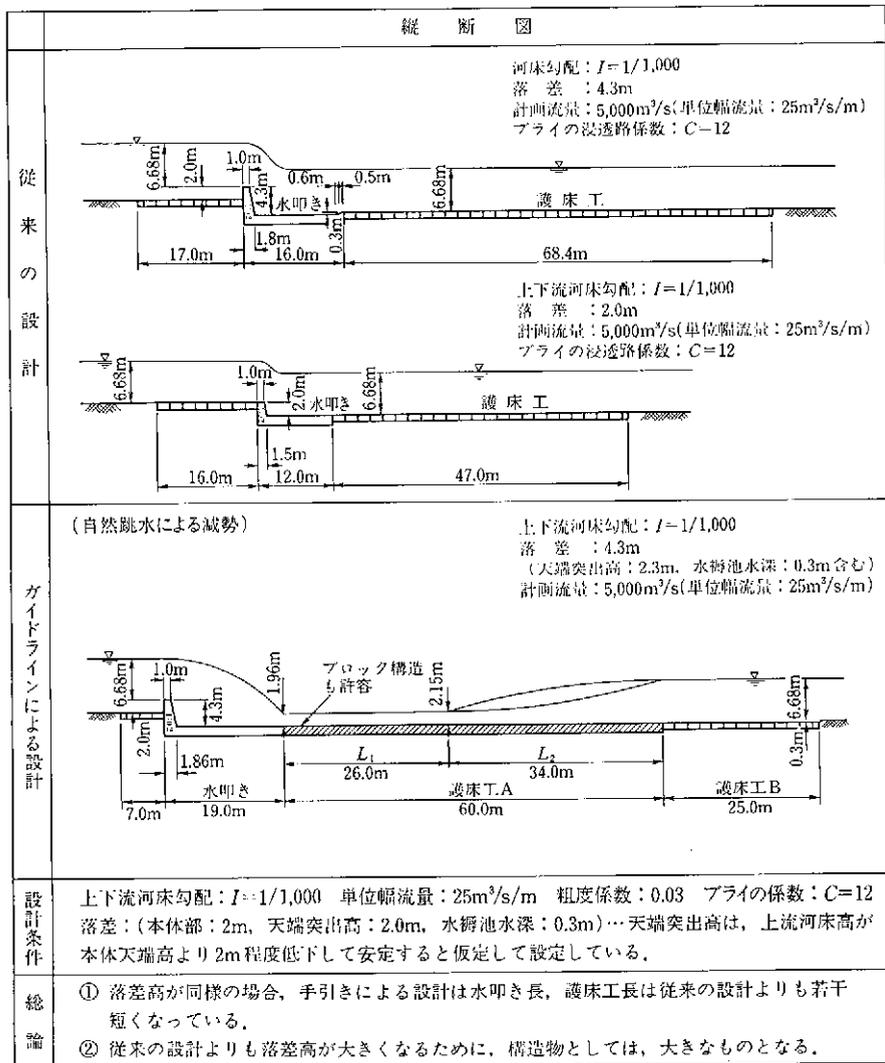
(1) セグメント1 (河床勾配: 1/100)

縦 断 図	
従 来 の 設 計	<p>上下流河床勾配: $I=1/100$ 落差: 2.6m 計画流量: 500m³/s(単位幅流量: 5m³/s/m) プライの浸透路係数: $C=6$</p> <p>上下流河床勾配: $I=1/100$ 落差: 2.0m 計画流量: 500m³/s(単位幅流量: 5m³/s/m) プライの浸透路係数: $C=6$</p>
手 引 き に よ る 設 計	<p>(自然跳水による減勢)</p> <p>上下流河床勾配: $I=1/100$ 落差: 2.6m (天端突出高: 0.3m, 水貯池水深: 0.3m含む) 計画流量: 500m³/s(単位幅流量: 5m³/s/m)</p> <p>(強性跳水による減勢)</p> <p>上下流河床勾配: $I=1/100$ 落差: 3.5m (天端突出高: 0.3m, 水貯池水深: 1.4m含む) 計画流量: 500m³/s(単位幅流量: 5m³/s/m)</p>
設 計 条 件	<p>上下流河床勾配: $I=1/100$ 単位幅流量: 5m³/s/m 粗度係数: 0.035 プライの係数: $C=6$ 落差: (本体部: 2m, 天端突出高: 0.3m, 水貯池水深: 0.3m)…天端突出高は、上流河床高が本体天端高より0.3m程度低下して安定すると仮定して設定している。</p>
総 論	<p>① 床止め工下流で発生する射流区間が長くなるため、手引きの設計では、従来の設計よりも長くなる。 ② 水叩き長を短くするためには、エンドシルなどを用いた強制跳水による手法が有効である。</p>

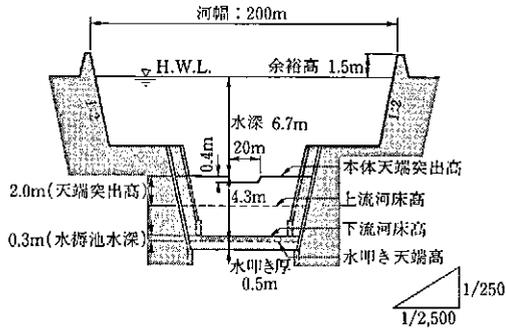
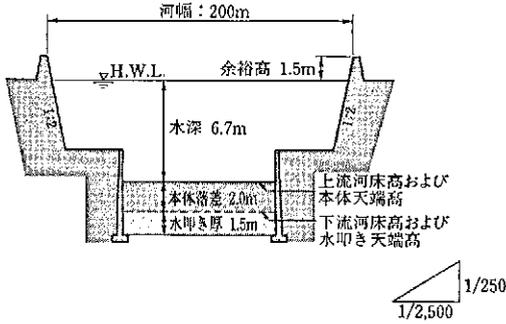
横 断 図



(2) セグメント 2-1 (河床勾配: 1/1,000)



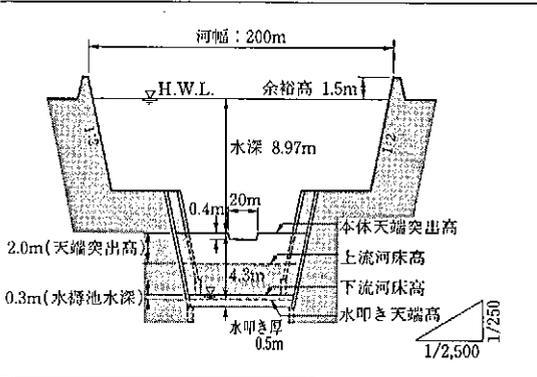
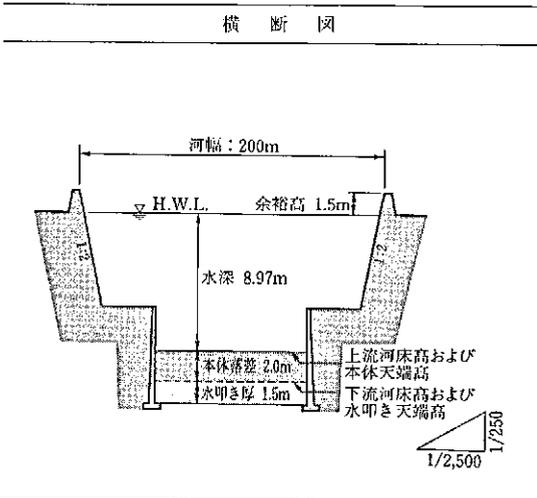
横断図



(3) セグメント 2-2 (河床勾配: 1/2,400)

縦 断 図	
従来の設計	<p style="text-align: right;">河床勾配: $I=1/2,426$ 落差: 4.3m 計画流量: $5,400\text{m}^3/\text{s}$(単位幅流量: $27\text{m}^3/\text{s}$) プライの浸透路係数: $C=15$</p> <p style="text-align: right;">上下流河床勾配: $I=1/2,400$ 落差: 2.0m 計画流量: $5,400\text{m}^3/\text{s}$(単位幅流量: $27\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$) プライの浸透路係数: $C=15$</p>
ガイドラインによる設計	<p>(自然跳水による減勢)</p> <p style="text-align: right;">上下流河床勾配: $I=1/2,400$ 落差: 4.3m (天端突出高: 2.0m, 水貯池水深: 0.3m 含む) 完全跳水発生限界単位幅流量: $8.0\text{m}^3/\text{s}$ 計画流量: $5,400\text{m}^3/\text{s}$(単位幅流量: $27\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)</p> <p style="text-align: right;">—— 計画流量時 - - - 完全跳水発生限界流量時 (単位幅流量: $8.0\text{m}^3/\text{s}$)</p>
設計条件	<p>上下流河床勾配: $I=1/2,400$ 単位幅流量: $27\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 粗度係数: 0.025 プライの係数: $C=15$ 落差: (本体部: 2m, 天端突出高: 2.0m, 水貯池水深: 0.3m)…天端突出高は, 上流河床高が 本体天端高より2m程度低下して安定すると仮定して設定している。</p>
総論	<p>① 落差高が同様の場合, 手引きによる設計のほうが水叩き長, 護床工長は従来の設計よりも短くなる。</p> <p>② 従来の設計よりも落差高が大きくなるために, 構造物としては, 大きなものとなる。</p>

横断図



参考3 河道特性調査

3-1 河床材料粒径の表し方¹⁾

河床の動きやすさや河床変動，河床の粗度を支配する河床材料粒径として，本ガイドラインでは代表粒径 d_R を用いる。

代表粒径 d_R は，河床材料の変動のしやすさを考慮して，河床材料の粒度分布形を基に定める。まず，変曲点に留意して河床材料の集団を A～C に分類する（図 3-1 を参照）（場合によっては A をさらに A'，A''，A''' に細分化）。

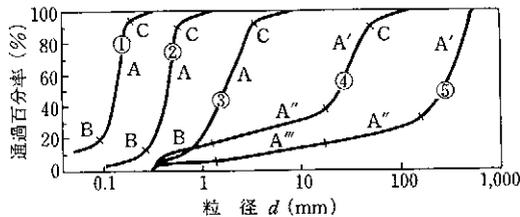


図 3-1 種々の河床材料の粒度分布形と粒度集団

河床材料の平均粒径 d_m が 1 cm 以上のものは，図 3-1 に示すように，大粒径から小粒径のものを含んだ均一度の悪い粒度構成となっている。このうち小粒径 (B, A'', A''') のものは大粒径 (A', C) の間に存在するマトリックス集団であり，河床変化にはあまり関係しない。河床変動に関係し，また，河床材料の動きやすさを規定するのは主に C 集団，A' 集団である。河床材料中に A'' 集団以下の材料が 30 % 程度占めるような場合には，河床材料の平均粒径 d_m と C 集団と A' 集団のみからなる材料の平均粒径との差異が大きくなり，河床の動きやすさを示す指標として d_m は適切でない。このような場合は，C 集団と A' 集団のみからなる河床材料の粒度分布形を新たに作成し，その平均粒径を代表粒径 d_R とする。

表 3-1 代表粒径 d_R の求め方

河床材料の d_m	代表粒径 d_R
1 cm 以下	d_m を採用する。
1 cm 以上	A' 集団以下の材料が 30 % 以下である場合は、 d_m を採用する。 A' 集団以下の材料が 30 % 以上を占める場合は、A' 集団と C 集団を対象として、新たに粒度分布を作成し、その平均粒径 d_m を代表粒径とする。

河床材料の平均粒径 d_m が 1 cm 以下の場合は $d_m = d_R$ としてよい。
以上をまとめて表 3-1 に示す。

3-2 河道分類¹⁾

河川の縦断形は、図 3-2 の河床高縦断図に示すようにほぼ同一の河床勾配を持つ区間の集まりと考えられる。しかも同一勾配を持つ区間の河床材料は図 3-3 の河床材料縦断分布図からわかるようにほぼ同じものから構成されている。同一勾配を持つそれぞれの河道区間では、河床材料のみならず河床に働く掃流力、低水路幅、深さは、ほぼ同じような値を持っていることが多い。似たような特徴を持つ区間ごとに河道を区分して種々の検討を行うことが“セグメント単位”の見方であり、区分された各区間をセグ

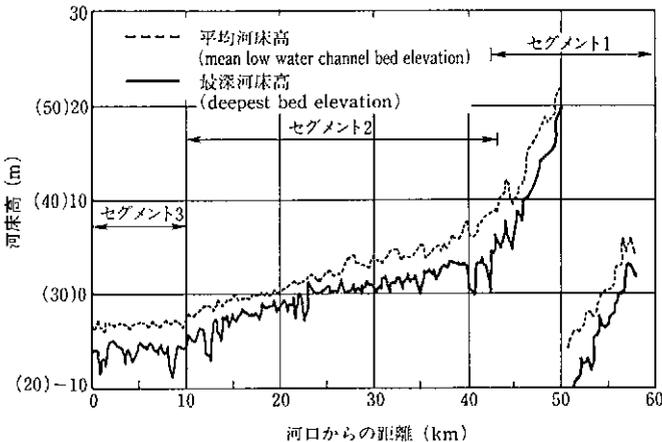


図 3-2 木曾川平均河床高および最深河床高縦断図¹⁾

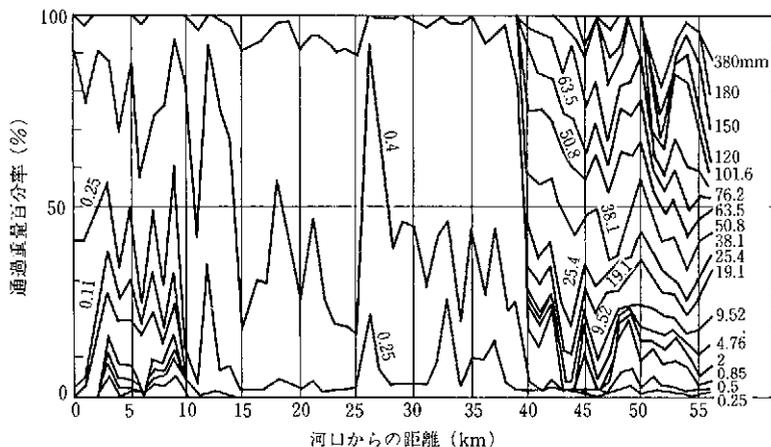


図 3-3 木曾川河床材料粒度分布変化図¹⁾

表 3-2 各セグメントとその特徴

	セグメント M	セグメント 1	セグメント 2		セグメント 3
			2-1	2-2	
地形区分	←山間地→ ←扇状地→		←谷底平野→		←自然堤防帯→
					←デルター→
河床材料の平均粒径 d_m	さまざま	2 cm 以上	1~3 cm	0.3 cm~1 cm	0.3 mm 以下
	河床河岸に岩が露出していることが多い	表層に砂, シルトが乗ることがあるが薄く, 河床材料と同一物質が占める。	下層は河床材料と同一, 細砂, シルト, 粘土の混合物		シルト・粘土
勾配の目安	さまざま	1/60~1/400	1/400~1/5,000		1/5,000~水平
蛇行程度	さまざま	曲がりが少ない	蛇行が激しいが, 川幅水深比が大きい所では 8 字蛇行または島が発生する。		蛇行が大きいものもあるが小さいものもある。
河岸侵食程度	非常に激しい	非常に激しい	中, 河床材料が大きいほうが水路はよく動く。		弱, ほとんど水路の位置は動かない。
低水路の平均深さ	さまざま	0.5~3 m	1~5 m		1~5 m

メントという。セグメントは土砂の分級作用の結果として生じていると考えられる。

表3-2に各セグメントと地形区分との関係、また各セグメントと河床材料、河岸物質、勾配、蛇行程度、河岸侵食程度、水路の深さとの概略の関係を示した。

- ・床止め工を設計するうえで重要な河道特性についても、セグメントが変わるごとに種々の川幅、水深、洪水時流速、掃流力等の河道特性が変わる。

逆に、同一のセグメントでは、流速等の河道特性がほぼ同一であると考えられるので、他河川の同一セグメントで用いられている床止め工形状が、当該河川でも参考とすることができる。

したがって、当該河川の床止め工形状の選択にあたっては、セグメント区分を行い、そのセグメントの特徴を押さえることが必要である。

- ・分類可能なセグメントの数は、河川を区分する目的によって異なるが、床止め工設計では通常は上記の5区分程度で十分である。

参考文献

- 1) 山本晃一：沖積河川学，山海堂，1994

参考4 河床変動計算の事例（A川の事例）

4-1 背景

A川は、流路延長70.4km、流域面積856.7km²の一級河川である。現在のA川は、放水路によりM川と分離されているが、現放水路開削工事は、大正10年から開始され昭和24年にかけて行われた。昭和2年度には全掘削量の82.5%にあたる666万m³の掘削を完了し、7月には一部の通水を開始したが、左右の河岸が次々に侵食され、ついには計画幅員ののり面にまで及んできたため、河床洗掘防止、河岸崩壊防止のための護岸工などが計画された。工事は昭和3年3月、上流部の床止め箇所から始まり、新川延長2.8km間の左右両岸にわたる一連の工事は昭和15年度に完成をみた。一方、開削工事のほうは昭和11年に新川への通水が行われ、A川はM川と切り離された。なお、河床洗掘防止及び河岸の護岸工を保護するため、通水直後の昭和3年度から床止め工事が護岸工事と並行して行われ、昭和16年までに延長2.8km間の6箇所にて床止め工が設置され

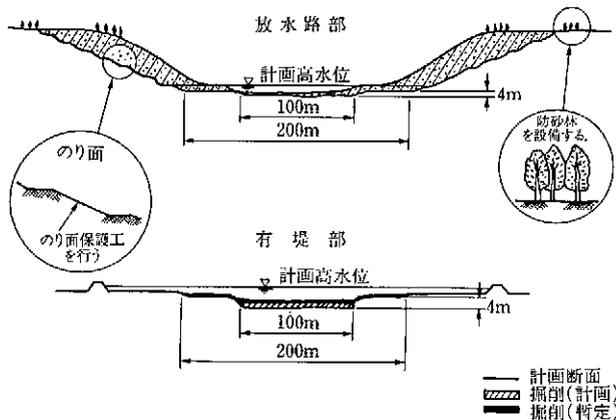


図4-1 A川計画横断形状

た (図 4-1)。

昭和 48 年に、昭和 28 年当時の計画高水流量を上回る洪水に見舞われたことから計画高水流量の見直しが行われ、計画高水流量は、河口で 2,000 m³/s から、3,200 m³/s に改訂された。これに伴い、河道の拡幅、掘削、そして床止め工を撤去することによる疎通能力の向上を図ることが必要となった。

撤去するにあたっては、河床変動計算および模型実験により撤去後の河床変動予測が行われている。

以下に本川の拡幅計画での横断面を示し、以下に計画流配の変遷と、参考として放水路部分の平面図を示す。

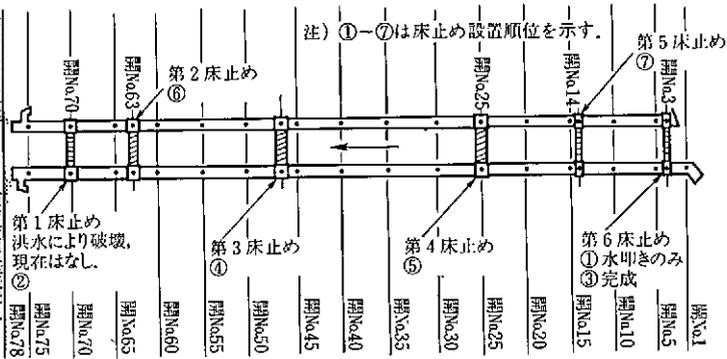


図 4-2 A 川新川床止め工位置略図

A 川放水路 (A 川新川) において床止め工が設置され、河道改修計画により撤去することとなった。ここでは、撤去後の河床変動を予測するために行われた河床変動計算について、その概要を記載した。

4-2 河床変動計算

(1) 河床変動計算式および計算条件

(a) セグメント区分および計算式

(i) セグメント区分

河道縦断面形および不等流計算結果による各種水理量、平均粒径をもとに縦断的に同一の水理特性をもった区間 (セグメント) に分割した。

表 4-1 A 川のセグメント分割とその河道特性

	セグメント 2-2-①	セグメント 2-2-②
範 囲	cs 75~cs 2	cs 2~cs 176
河床勾配	1/640	1/5,400
平均粒径	0.05 cm	0.05 cm

(ii) 不等流計算式

不等流計算式には井田法を用いた。

(iii) 限界掃流力

交換層内の粒度分布を求め、これをもとに次式の芦田・道上により修正されたエギアザロフの式により限界掃流力を求めた。

$$d_i < d_m \quad 0.4 \text{ のとき} \quad \tau_{ci} / \tau_{cm} = 0.85$$

$$d_i < d_m \quad 0.4 \text{ のとき} \quad \frac{u_* c_i^2}{(\sigma / \rho - 1) g d_i} = \frac{0.1}{\{\log_{10}(19 d_i / d_m)\}^2}$$

(b) 流砂量式

不等流計算より計算された各セグメント代表断面の $\tau_* \sim H/d$ の関係を

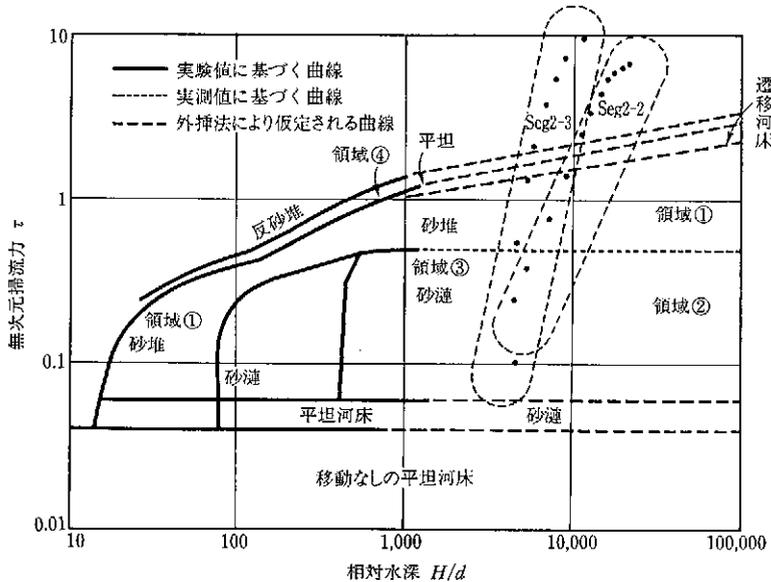


図 4-3 小規模川床波の流域区分 ($d=0.05 \text{ cm}$ の場合)

表4-2 Lower regime 流砂量の予測法

領域	河床形態	掃流砂量式	浮遊砂量式	備考
領域①	砂堆	Lower regime 芦田・道上式	底面濃度式に芦田・道上式の有効摩擦速度を考慮した Lane-Kalinske 式 (河床形状による流れの抵抗を考慮)	芦田・道上式は砂堆領域に適している。
領域②	砂堆, 砂漣 ($H/d < 450$)	〃	〃	τ_* が 0.1~0.3 では砂漣が発生することがある。
領域③	砂漣 ($H/d \geq 450$)	?	用いない	<ul style="list-style-type: none"> この領域は H/d による流砂量の違いはない。 Ripple 領域の流砂量を検証しているデータが少ない。

表4-3 Upper regime 流砂量の予測法

領域	河床形態	掃流砂量式	浮遊砂量式	備考
領域④	平坦	Upper regime 芦田・道上式	Lane-Karinske 式	無次元掃流力に対する流砂量の傾きが実際に比べて緩い場合がある。
		Brown 式	用いない	掃流砂量式に浮遊砂量を含んでいる。
		Upper regime Einstein 式	Upper regime Einstein 式	流砂量の傾きは実際とよく一致

*) Upper regime - $u_* = u_{*c}$
 Lower regime - $u_* > u_{*c}$ 流砂量算定に有効掃流力を用いる。

求め、小規模河床形態の領域区分にプロットすると図4-3のとおりとなる。表4-2, 4-3より、小規模河床形態の領域区分にあった流砂量式を算定すると次のとおりとなる。

- ・掃流砂量式 芦田・道上式
- ・浮遊砂量式 レーン・カリンスキ式
 (底面濃度分布式に芦田・道上による有効摩擦速度を用いることにより河床形状による流れの抵抗を考慮)

(2) 計算条件

(a) 計算区間

A川 cs 75~cs 176 ($\Delta x = \text{約 } 200 \text{ m}$)

なお、床止めは、現況の位置に設定。

(b) 初期河床材料

A川対象区間の平均粒径は、0.5mm程度で経年変化もほとんど認められない。各セグメントの粒度分布は表4-4に示すとおりで河床変動計算では各セグメントとも平均粒径0.5mmを用いる。

表4-4 セグメント別の初期河床材料（代表粒径による比率）

d_i	0.1	0.3	0.6	1.0	平均粒径
セグメント2-2-①	0.08	0.47	0.35	0.10	0.5
セグメント2-2-②	0.05	0.35	0.39	0.19	0.5

単位：mm

(c) 掃流幅

昭和54年断面と昭和59年の断面の実績から河床変動幅を掃流幅とした。

(d) 粗度係数

粗度係数は高水敷と低水路で分けるものとし、低水路粗度係数は河床波による流れの抵抗を考慮し各流量に応じて設定した。

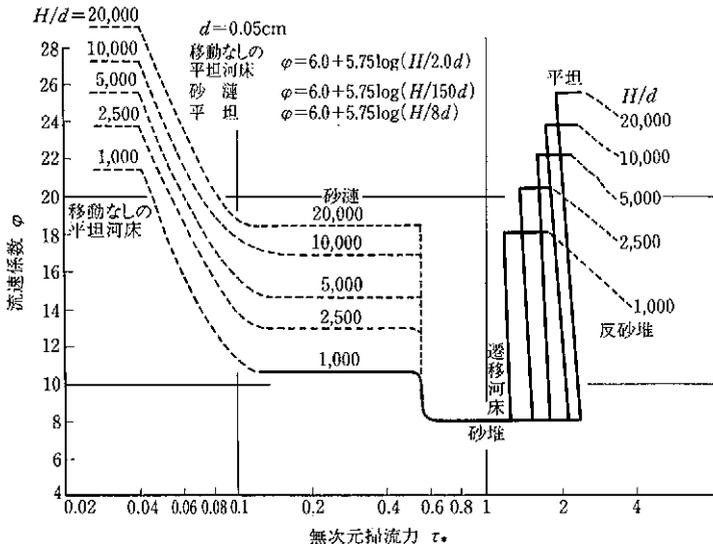


図4-4 ψ と τ_* の関係 ($d=0.05$ cm, $H/d=1,000\sim 2,000$ の場合)

・高水数粗度係数

cs 75~cs 2 0.030

cs 2 ~cs 176 0.034

・低水路粗度係数

各粒径別の無次元掃流力 τ_* と相対水深 H/d との関係 (図4-4) により流速係数 ϕ を設定し、マンングの粗度係数 n を次式から設定した。

$$\text{マンングの粗度係数 } n = \frac{R^{1/6}}{\sqrt{g\phi}}$$

表4-5, 4-6 に各セグメントの流量規模別の河床形態と粗度係数の関係を示した。

表4-5 河床形態と低水路粗度係数 (Seg 2-2)

流量 Q (m^3/s)	摩擦速度 u_* (m^3/s)	平均水深 H (m)	相対水深 H/d ($d=0.05 \text{ cm}$)	無次元掃流力 τ_*	河床形態	ϕ	粗度係数 n
2,000	0.14	4.53	9.060	2.424	flat	24	0.017
1,500	0.13	4.16	8.320	2.090	"	23	0.018
1,000	0.13	3.83	7.660	2.090	"	23	0.017
700	0.12	3.48	6.960	1.781	dune	8	0.049
500	0.11	3.10	6.200	1.497	"	8	0.046
300	0.09	2.57	5.140	1.002	"	8	0.046
200	0.07	2.25	4.500	0.606	"	8	0.025
100	0.05	1.83	3.660	0.309	ripple	14	0.025
50	0.04	1.54	3.080	0.198	"	14	0.025
20	0.03	1.21	2.420	0.111	"	13	0.024

表4-6 河床形態と低水路粗度係数 (Seg 2-2)

流量 Q (m^3/s)	摩擦速度 u_* (m^3/s)	平均水深 H (m)	相対水深 H/d ($d=0.05 \text{ cm}$)	無次元掃流力 τ_*	河床形態	ϕ	粗度係数 n
2,000	0.24	5.29	10.580	7.124	flat	24	0.018
1,500	0.21	4.74	9.480	5.455	"	24	0.017
1,000	0.18	4.06	8.120	4.007	"	23	0.018
700	0.15	3.53	7.060	2.783	"	23	0.017
500	0.13	3.12	6.240	2.090	"	23	0.017
300	0.10	2.74	5.480	1.237	dune	8	0.047
200	0.07	2.55	5.100	0.606	"	8	0.047
100	0.05	2.35	4.700	0.309	ripple	15	0.025
50	0.03	2.27	4.540	0.111	"	15	0.024
20	0.02	2.22	4.440	0.049	no motion	25	0.015

(e) 床止めの条件

床止め地点では河床高はそれ以上低下しないことより流出土砂量と河床

高変化は床止め上で次のとおり修正する。

- ・床止め上の流砂能力は V_{01} が床止め上に存在する土砂量 V_{a1} と流入する土砂量

V_{01} よりも大きい場合、つまり、

$V_{01} > V_{a1} + V_{01}$ の場合

流出土砂量： $V'_{01} = V_{a1} + V_{01}$

河床高　　：床止めの高さ

- ・ $V_{01} < V_{a1} + V_{01}$ の場合

流出土砂量、河床高ともに床止めがない場合と同様に計算を行う。

(i) 断面

各床止めの断面（センターおよび上下流地点）は平成4年測量断面をそのまま用いる。

(ii) 河床変動計算での取扱い

各床止め地点を固定床とし、床止め天端高以下に河床高が下がらない条件とし床止め下流地点は移動床とする。

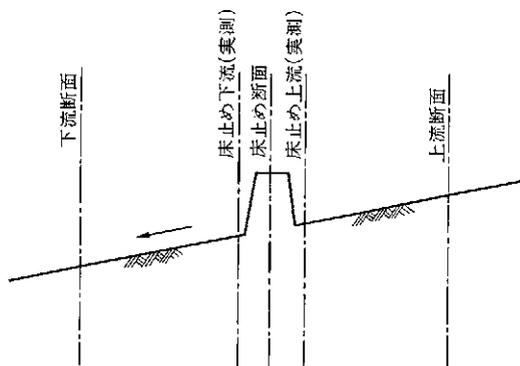


図4-5 河床変動計算での床止め断面の与え方

床止め地点 床止めあり：天端高以下に河床が低下しない

床止め撤去：移動床として計算（断面は変えない）

(f) 流量時系列における Δl と流量との関係

A川については流域面積の比により流量増のみ考慮した。

Q	Δt
500 m ³ /s 以上	1 時間
500~300 m ³ /s	4 時間
400~300 m ³ /s	6 時間
300~200 m ³ /s	8 時間
200~100 m ³ /s	12 時間
100 m ³ /s 以下	24 時間

(g) 下流端条件

cs 75 地点から 11 度の角度で 200 m ごとに沖合 800 m の地点までの断面を設定し、不等流計算による cs 75 地点の H-Q 関係を与えた。

(h) 上流端供給土砂量

上流端供給土砂量は、昭和 54 年~59 年における検証計算を実施した結果から Seg 2-2 上流部の流砂量の 30 %とした。

一方、ダム流域面積と熊出の上流域面積の比率は

$$(223.1 \text{ km}^2 + 148.4 \text{ km}^2) / 551.5 \text{ km}^2 \times 100 = 67.3 \div 70 \%$$

K 上流域面積 551.5 km²

S ダム流域面積 223.1 km²

H ダム流域面積 148.4 km²

となり、約 7 割がダム堆砂するであろうと推測される。また、上流に床止めが点在していることから上流端供給土砂量の与え方は妥当だと考えられる。

(i) 河床変動予測計算における流量時系列条件

各年次の流量時系列は、流量時系列の違いによる影響の差異が生じないほうが望ましい。また、当面計画規模最大外力となる昭和 44 年洪水による影響を把握する必要がある。したがって、各年次で半年の流況（1 年間）を繰り返して与えるものとし、昭和 44 年洪水は床止め撤去 1 年後の河床高に対して計算する。

〔通年計算（1 年間の時系列を繰り返す）〕

当面施工計画の施工順序（床止め撤去、右岸拡幅）に基づき、昭和 59 年の流況（平の流況）を繰り返して与えた。したがって、各年次において外力は同一となる。

[当面計画対象洪水の与え方：昭和44年洪水（洪水時のみの時系列）]

当面計画対象洪水は、通年計算結果の河床高を初期河床高として昭和44年8月の洪水ハイドロ（1波形）を与えた。

※平年の流量時系列について

平年の流量時系列を任意に作成することは困難であることから、浜中地点の流況を基に平均的な年を選定して用いるものとする。

平年の流量時系列は、年最大流量と年総量がほぼ平均的な年である昭和59年の流況を用いるものとした。

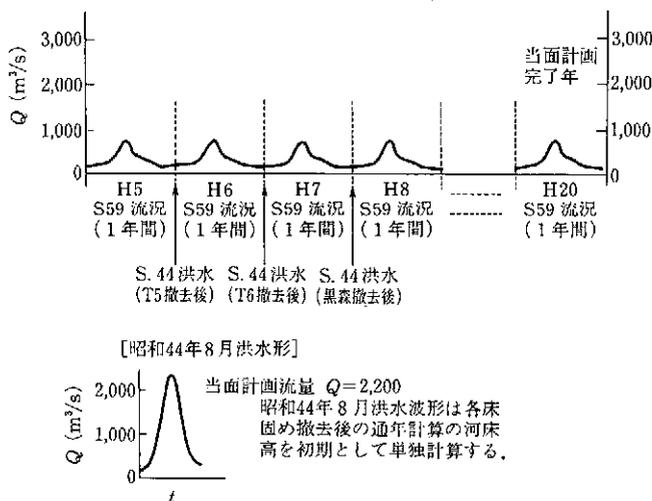


図4-6 A川河床変動計算における流量時系列模式図

(通年計算の流量時系列(昭和59年1年間の流況を繰り返して与える))

(j) 河床変動予測計算における河道条件

初期条件は、平成4年測量断面（現況断面）とし、当面施工計画における段階施工順位に基づいて床止め撤去条件および右岸拡幅条件を逐次与える。

参考5 直壁型床止めの設計例

5-1 検討条件

(1) 河道条件

川幅	$B=100\text{ m}$	河床勾配	$I=1/400$
計画流量	$Q=600\text{ m}^3/\text{s}$	粗度係数	$n=0.035$

(2) 地盤条件

基礎地盤土質	粗砂	土質定数	$\gamma=1.8\text{ t/m}^3$ $\gamma_{bw}=1.0\text{ t/m}^3$ $\phi=30^\circ$
--------	----	------	--

(3) 設計荷重

本編「2-4-1 設計条件」より

(a) 自重

鉄筋コンクリートの単位体積重量： $2,450\text{ kgf/m}^3$

(b) 設計震度

$k=0.2$

(4) 落差高

上下流河床差(D_1)	1 m
天端突出高(D_2)	0.3 m
水褥池水深(D_3)	0.3 m
総落差高(D)	1.6 m

5-2 本体、水叩きの設計

本体、水叩き一体化構造での安定計算では、水叩き長が必要である。したがって、まず水叩きの必要長を計算した後、本体の計算を行う。

(1) 水叩き長の計算

水叩き長は、以下の条件を満足することが必要である。

- ① 本体からの越流落水による影響範囲以上となっているか
 ② ①での長さ+しゃ水工でパイピングを防止できるか

(a) 越流落下範囲の計算

本編「2-4-3 水叩き」, (2)より, 越流落下範囲の計算を行う。計算はまず, 完全越流状態で最大流量となる条件を求め, 次にその流量条件での水叩き長を算定した。

(i) 流量条件の設定

計画流量: $600 \text{ m}^3/\text{s}$

単位幅流量: $q = Q/B = 600/100 = 6$

限界流速: $v_c = \sqrt{gh_c}$

$$\text{限界水深: } h_c = \frac{q}{v_c} = \frac{q}{\sqrt{gh_c}} \quad \therefore h_c = \left(\frac{q}{\sqrt{g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{6}{\sqrt{9.8}} \right)^{2/3} = 1.54$$

$$\text{下流側等流水深: } h_2 = \frac{q}{v_2} = \frac{q}{1/n \cdot h_2^{2/3} I^{1/2}}$$

$$\therefore h_2 = \left(\frac{q}{1/n \cdot I^{1/2}} \right)^{3/5} = \left(\frac{6}{1/0.035 \cdot (1/400)^{1/2}} \right)^{3/5} = 2.37$$

越流状態の判断

$$h_c + D_1 + D_2 = 1.54 + 1 + 0.3 = 2.84 > h_2 = 2.37$$

よって, 計画高水流量時でも完全越流状態になっていると判断できる。したがって, 水叩きの計算は計画高水流量を対象流量として行う。

(ii) 越流落下範囲の計算

$$W/D = 4.3 \times (h_c/D)^{0.81}$$

$$\rightarrow W = 4.3 \times (h_c/D)^{0.81} \times D = 4.3 \times \left(\frac{1.54}{1.6} \right)^{0.81} \times 1.6 = 6.67 \rightarrow 7.0(\text{m})$$

W : 水叩き長(m), D : 総落差高

(b) パイピングに対する検討

パイピングの検討のためには, 本体直上流と水叩き下流端での水位差が必要となる。したがって, まず落差工上下流での水位条件を設定した後, パイピングに対する検討を行う。

(ii) 流量条件

(a)(1)と同様で計画高水流量時でも完全越流となるため、流量は計画高水流量とした。

(ii) 水位条件

(ア) 落差工直上流での水深

落差工天端は、支配断面になると想定されるため、水深は限界水深とした。

(イ) 落下点での水深

本編「2-4-6 護床工」, (4)(a)①より,

$$\begin{cases} \frac{v_c^2}{2g} + \Delta Z + h_c = \frac{v_{1a}^2}{2g} + h_{1a} \\ v_{1a} = q/h_{1a} \end{cases}$$

$$\therefore \frac{v_c^2}{2g} + \Delta Z + h_c = \frac{1}{2g} \cdot \frac{q^2}{h_{1a}^2} + h_{1a}^3$$

$$h_{1a}^3 - \left(\frac{v_c^2}{2g} + \Delta Z + h_c \right) h_{1a}^2 + \frac{q^2}{2g} = 0$$

$$h_{1a}^3 - \left(\frac{3.89^2}{2 \times 9.8} + 1.6 + 1.54 \right) h_{1a}^2 + \frac{6^2}{2 \times 9.8} = 0$$

$$h_{1a} = 0.76$$

(ウ) 上流最大水位差 $\Delta H = h_c + D - h_{1a} = 1.54 + 1.6 - 0.76 = 2.38$

(iii) 必要しゃ水工の根入れ長の計算

本編「2-4-4 しゃ水工」より

$$C \leq \frac{\frac{L}{3} + \sum l_y}{\Delta H}$$

$$C \times \Delta H \leq \frac{L}{3} + \sum l_y$$

$$5.0 \times 2.38 \leq \frac{2+7.0}{3} + \sum l_y$$

$$\therefore \sum l_y \geq 8.9$$

C : クリーブ比 (粗砂であるため $c=5$ とした)

L : 水平方向の浸透路長 (本体天端幅および水叩きの長さ, 本体天端幅

は、安定計算で試行錯誤により2mとした)

Σl_y : 鉛直方向の浸透路長 (本体の高さおよび水叩きの厚さ)

d : 水叩き厚さ (本体の安定計算で、試行錯誤により1.5mとした)

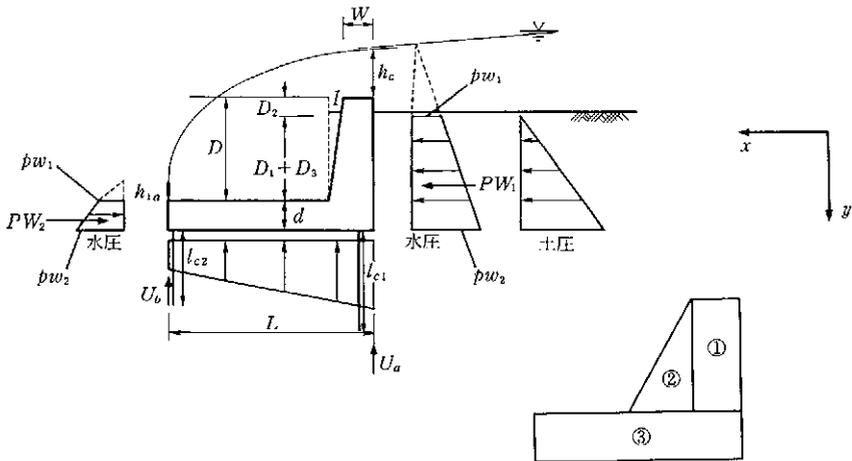
$$\therefore \text{必要しゃ水工長 } l = \frac{\Sigma l_y - (D_1 + D_3 + 2 \times d)}{2} = \frac{8.9 - (1 + 0.3 + 2 \times 1.5)}{2}$$

$$= 2.1 \text{ m} \rightarrow 2.5 \text{ m}$$

以上から、しゃ水工は本体直下に2.5mの長さで設けるものとした。
 なお、水叩き下流端では、吸出し防止のためにしゃ水工を最低基準である2m設けるものとするが、ウィープホール(水抜き穴)を設けることで、浸透路長とはみなさないこととした。

(2) 本体の安定計算

(a) 外力の計算



上下流河床差(D_1)	1.0
天端突出高(D_2)	0.3
水罨池水深(D_3)	0.3
総落差 (D)	1.6
水叩き厚さ(d)	1.5 (既存の構造物より)
本体天端幅(W)	2.0

水叩き長 (本体のり幅含む)	7.0
本体+水叩き長=(L)	9.0
のり勾配(I)	0.2
限界水深(h_c)	1.54
越流落水水深(h_{1a})	0.76
しゃ水工長	
上流(l_{c1})	2.5
下流(l_{c2})	0(2)(ウィープホールを考慮して0とみなす)
奥行き(B)	1.0 (単位幅とする)
単位体積重量(γ_c)	2.5
水の単位体積重量(W_0)	1.0

※土圧の計算では土の内部摩擦角度として・常時 $K_{a1}=0.297$ を与える。
 ・地震時 $K_{ea}=0.452$

(i) 自重および慣性力の計算

区分	体積	鉛直力	アーム長		モーメント		慣性力 H_i (地震時)
			x_i	y_i	$W_i x_i Mx$	$H_i y_i My$	
①	$W \times D \times B = 3.20$	8.00	1.00	2.30	8.00	3.68	1.60
②	$I \times D \times B \times D \times 1/2 = 0.26$	0.65	2.11	2.03	1.37	0.26	0.13
③	$L \times d \times B = 13.50$	33.75	4.50	0.75	151.88	5.06	6.75
計	—	42.40	—	—	161.24	9.00	8.48

$$x = \sum(W_i \cdot x_i) / \sum W = 161.24 / 42.40 = 3.80$$

$$y = \sum(H_i \cdot y_i) / \sum H = 9.00 / 8.48 = 1.06$$

(ii) 土圧の計算

常時 (n : 土圧強度)

土圧強度 $p_1 = K_{a1} \times \gamma_{bw} \times (D_1 + D_3 + d) = 0.297 \times 1.0 \times (1.0 + 0.3 + 1.5) = 0.83$

土圧 $P_1 = 1/2 \times p_1 \times (D_1 + D_3 + d) = 1/2 \times 0.83 \times (1.0 + 0.3 + 1.5) = 1.16$

水平力 $P_{1H} = P_1 \times \cos(2\phi/3) = 1.16 \times \cos 20^\circ = 1.09$

鉛直力 $P_{1V} = P_1 \times \sin(2\phi/3) = 1.16 \times \sin 20^\circ = 0.40$

アーム長(y) $y = (D_1 + D_3 + d) / 3 = 2.8 / 3 = 0.93$

地震時

$$\text{土圧強度} \quad p_{1e} = K_{ea} \times \gamma_{bw} \times (D_1 + D_3 + d) = 0.452 \times 1.0 \times (1.0 + 0.3 + 1.5) = 1.27$$

$$\text{土圧} \quad P_{1e} = 1/2 \times P_1 \times (D_1 + D_3 + d) = 1/2 \times 1.27 \times (1.0 + 0.3 + 1.5) = 1.77$$

$$\text{水平力} \quad P_{1He} = P_1 \times \cos(\phi/2) = 1.77 \times \cos 15^\circ = 1.71$$

$$\text{鉛直力} \quad P_{1ve} = P_1 \times \sin(\phi/2) = 1.77 \times \sin 15^\circ = 0.46$$

$$\text{ア-△長}(y) \quad y_e = (D_1 + D_3 + d)/3 = 2.8/3 = 0.93$$

(iii) 水圧計算

常時

$$\text{背面側} \quad pw_{1b} = \rho_w \times h_c = 1.0 \times 1.54 = 1.54$$

$$pw_{2b} = \rho_w \times (h_c + D + d) = 1.0 \times (1.54 + 1.6 + 1.0) = 4.64$$

$$PW_{1b} = 1/2 \times (pw_1 + pw_2) \times (D + d) = 1/2 \times (1.54 + 4.64) \times (1.6 + 1.5) = 9.58$$

$$y = (D + d)/3 \times (2 \times pw_1 + pw_2) / (pw_1 + pw_2) = (1.6 + 1.5)/3 \times (2 \times 1.54 + 4.64) / (1.54 + 4.64) = 1.29$$

$$\text{前面側} \quad pw_{1f} = \rho_w \times h_{1a} = 1.0 \times 0.76 = 0.76$$

$$pw_{2f} = \rho_w \times (h_{1a} + d) = 1.0 \times (0.76 + 1.5) = 2.26$$

$$PW_{2f} = 1/2 \times (pw_1 + pw_2) \times d = 1/2 \times (0.76 + 2.26) \times 1.5 = 2.27$$

$$y_f = d/3 \times (2 \times pw_1 + pw_2) / (pw_1 + pw_2) = 1.5/3 \times (2 \times 0.76 + 2.27) / (0.76 + 2.27) = 0.63$$

地震時

$$\text{背面側} \quad PW_{1eb} = 1/2 \times \rho_w \times (D + d) = 1/2 \times 1.0 \times (1.6 + 1.5) = 1.55$$

$$y_{eb} = (D + d)/3 = (1.6 + 1.5)/3 = 1.03$$

$$\text{前面側} \quad PW_{2eb} = 1/2 \times \rho_w \times d = 1/2 \times 1.0 \times 1.5 = 0.75$$

$$y_{eb} = d/3 = 1.5/3 = 0.50$$

(iv) 揚圧力

常時

$$\Sigma l = 1.6 + 1.5 + 2.5 + 2.5 + 9.0 + 1.5 = 18.6$$

$$U_a = (d + \Delta H \times (\Sigma l - l_a) / \Sigma l) \times W_0$$

$$= [1.5 + 2.38 \times \{18.6 - (1.6 + 1.5 + 2.5 + 2.5)\} / 18.6] \times 1.0 = 2.84 (\text{tf/m}^2)$$

$$U_b = (d + \Delta H \times (\sum l - l_b) / \sum l) \times W_0 = 1.5 + 2.38$$

$$\times \{18.6 - (1.6 + 1.5 + 2.5 + 2.5 + 9.0)\} / 18.6 = 1.69 (\text{tf/m}^2)$$

$$U = (2.84 + 1.69) \times 9.0 \times 1/2 = 20.41 (\text{tf/m}^2)$$

$$x = 9/3 \times (2 \times 1.69 + 2.84) / (1.69 + 2.84) = 4.12 (\text{m})$$

地震時

$$\sum l = 1.6 + 1.5 + 2.5 + 2.5 + 9.0 + 1.5 = 18.6$$

$$U_1 = (d + \Delta H \times (\sum l - l_a) / \sum l) \times W_0 = 1.5 + 1.6$$

$$\times \{18.6 - (1.6 + 1.5 + 2.5 + 2.5)\} / 18.6 = 2.40 (\text{tf/m}^2)$$

$$U_b = (d + \Delta H \times (\sum l - l_b) / \sum l) \times W_0 = 1.5 + 1.6$$

$$\times \{18.6 - (1.6 + 1.5 + 2.5 + 2.5 + 9.0)\} / 18.6 = 1.63 (\text{tf/m}^2)$$

$$U = (2.40 + 1.63) \times 9.0 \times 1/2 = 18.15 (\text{tf/m}^2)$$

$$x = 9/3 \times (2 \times 1.63 + 2.40) / (1.63 + 2.40) = 4.21 (\text{m})$$

(b) 安定計算 (常時)

	N (tf)	H (tf)	x (m)	y (m)	$N \cdot x$ (tf·m)	$H \cdot y$ (tf·m)
自重	42.39		3.80		161.22	
土圧 (P_1)	0.40	-1.09	0.00	0.93	0.00	1.02
水圧 (PW_1)		-9.58		1.29		12.36
水圧 (PW_2)		2.27		0.63		-1.42
揚圧力	-20.41		4.12		-84.07	
Σ	22.38	-8.41			77.15	11.97

(i) 転倒

$$x = (N \cdot x + H \cdot y) / N = (77.15 + 11.97) / 22.38 = 3.98$$

$$e = L/2 - x = 9/2 - 3.98 = 0.52 < L/6 = 1.50 \cdots \text{ok}$$

(ii) 滑動

$$N \cdot f / H = 22.38 \times 0.6 / 8.41 = 1.60 > 1.50 \cdots \text{ok}$$

(iii) 地盤支持力

$$P = N/B \times (1 + (6 \times e)/B) = 22.38/9 \times \{1 + (6 \times 0.52)/9\}$$

$$= 3.34 < 30 \cdots \text{ok (砂質土)}$$

揚圧力なし

$$x = (N \cdot x + H \cdot y) / N = (161.22 + 11.97) / 42.39 = 4.09$$

$$e = B/2 - x = 9/2 - 4.09 = 0.41$$

$$P = N/B \times \{1 + (6 \times e) / B\} = 42.39/9 \times \{1 + (6 \times 0.41) / 9\}$$

$$= 6.01 < 45 \text{ …ok (砂質土)}$$

(c) 安定計算 (地震時)

	N(tf)	H(tf)	x(m)	y(m)	N·x(tf·m)	H·y(tf·m)
自重/地震時慣性力	42.39	-8.48	3.80	1.06	161.21	9.00
土圧(P ₁)	0.46	-1.71	0.00	0.93	0.00	1.60
水圧(PW ₁)		-1.55		1.03		1.60
水圧(PW ₂)		0.75		0.50		-0.38
揚圧力	-18.15		4.21		-76.43	
Σ	24.70	-10.99			84.80	11.83

(i) 転倒

$$x = (N \cdot x + H \cdot y) / N = (84.80 + 11.83) / 24.7 = 3.91$$

$$e = B/2 - x = 9/2 - 3.91 = 0.59 < B/3 = 3 \text{ …ok}$$

(ii) 滑動

$$N \cdot f / H = 24.70 \times 0.6 / 10.99 = 1.35 > 1.20 \text{ …ok}$$

(iii) 地盤支持力

$$P = N/B \{1 + (6 \times e) / B\} = 24.7/9 \times \{1 + (6 \times 0.59) / 9\}$$

$$= 3.82 < 45 \text{ …ok (砂質土)}$$

揚圧力なし

$$x = (N \cdot x + H \cdot y) / N = (161.22 + 11.83) / 42.85 = 4.04$$

$$e = B/2 - x = 9/2 - 4.04 = 0.46$$

$$P = N/B \{1 + (6 \times e) / B\} = 42.85/9 \times \{1 + (6 \times 0.46) / 9\}$$

$$= 6.16 < 45 \text{ …ok (砂質土)}$$

5-3 護床工の検討

(1) 護床工 A 区間長の計算

(a) 自然跳水長の計算

(i) 越流落水水深の計算

本編「2-4-2 本体の設計」, (1)(a)より

越流落水水深 (h_{1a}) = 0.76

(ii) 跳水開始水深の計算

本編「2-4-6 護床工」, (4)(a)(iii)より

$$\frac{h_{1b}}{h_2} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8 \cdot F_2^2} - 1)$$

$$\Rightarrow h_{1b} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8 \cdot F_2^2} - 1) h_2 = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8 \cdot 0.53^2} - 1) 2.37 = 0.94$$

h_{1b} : 跳水開始水深

h_2 : 下流等水深

F_2 : 下流水深 (h_2) でのフルード数

(iii) 越流落水水深 (h_{1a}) と跳水開始水深 (h_{1b}) との比較

$h_{1b} = 0.94 > 0.66 = h_{1a}$ より

護床工 A 区間長 (L) は, $L = L_1 + L_2$ として計算を行う.

L_1 : 落下後から, 跳水発生までの射流で落下する区間

L_2 : 跳水発生区間

• L_1 の計算

$$-\frac{q^2}{C^2}x + a = \frac{1}{4}h^4 - hc^3 \cdot h_{1a}$$

$x=0$ のとき,

$$a = \frac{1}{4}h^4 - hc^3 \cdot h_{1a} = \frac{1}{4} \cdot 0.76^4 - 1.54^3 \cdot 0.76 = -2.72$$

跳水発生区前の水深 (h_{1b}) は, 0.94 であるから, L_1 となる x は,

$$-\frac{q^2}{C^2}x + a = \frac{1}{4}h^4 - hc^3 \cdot h_{1a}$$

で求められる. h_{1b} となる水深でのシェジ-の定数は,

$$C = h^{1/6}/n = h_{1b}^{1/6}/n = 0.94^{1/6}/0.035 = 28.28$$

粗度はブロックの粗度を用いるべきであるが, 便宜上, 上下流河床の粗度を使用している. ゆえに

$$L_1 = X = \left(\frac{1}{4}h_{1b}^4 - hc^3 \cdot h_{1b} - a \right) \cdot -\frac{C^2}{q^2}$$

$$= \left(\frac{1}{4} \cdot 0.94^4 - 1.54^3 \cdot 0.94 - (-2.72) \right) \left(-\frac{28.28^2}{6^2} \right) = 11.93$$

となる。

・跳水発生長 (L_2) の計算

$$L_2 = (4.5 \sim 6) \cdot h_2 = (4.5 \sim 6) \cdot 2.37 = 10.67 \sim 14.22$$

・護床工 A 区間長

$$L = L_1 + L_2 = 11.93 + 10.67 \sim 14.22 = 22.60 \sim 26.15 \rightarrow 25 \text{ (m)}$$

(2) 護床工 B 区間長の計算

$$L_B = (3 \sim 5) \cdot h_2 = (3 \sim 5) \cdot 2.37 = 7.11 \sim 11.8 \rightarrow 10 \text{ (m)}$$

(3) 護床工のブロック重量

本編「2-4-6 護床工」(6)より

ここでは、長方形のブロックを使用した場合のブロック重量の算定方法を示した。

(a) 護床工 A 区間のブロック重量

(i) 本体直下流～跳水発生区間前半

$$V_d = V_{1a} = \frac{q}{h_{1a}} = \frac{6}{0.76} = 7.89$$

$$W = a \cdot \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6$$

$$= a \cdot \left(\frac{1}{\rho_b / \rho_w - 1} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6$$

$$= 0.79 \times 10^{-3} \cdot \left(\frac{1}{2.09 - 1} \right)^3 \cdot \frac{2.09 \times 102}{9.8^2} \cdot \left(\frac{7.89}{2.8} \right)^6 = 0.68 \text{ (tf)}$$

(ii) 跳水発生区間後半

$$V_2 = \frac{q}{h^2} = \frac{6}{2.37} = 2.54$$

$$V_d = \frac{V_{1a} + V_2}{2} = \frac{7.89 + 2.54}{2} = 5.22$$

$$W = 0.79 \times 10^{-3} \cdot \left(\frac{1}{2.09 - 1} \right)^3 \cdot \frac{2.09 \times 102}{9.8^2} \cdot \left(\frac{5.22}{2.8} \right)^6 = 0.06 \text{ (tf)}$$

(b) 護床工 B 区間のブロック重量

$$V_d = V_z = 2.54$$

$$W = 0.79 \times 10^{-3} \cdot \left(\frac{1}{2.09 - 1} \right)^3 \cdot \frac{2.09 \times 102}{9.8^2} \cdot 2.54^6 = 0.36 \text{ (tf)}$$

5-4 護岸，取付擁壁

(1) 低水護岸施設範囲

(a) 落差工上流側

本編「2-4-7 護岸・取付擁壁」(1)(a)より，低水護岸施設範囲は，取付擁壁上流端から5mの区間に設置する。なお，この範囲はのり肩工の上流側の設置範囲と同様である。

(b) 落差工下流側

本編「2-4-7 護岸・取付擁壁」(1)(a)(ii)より，河床勾配は1/400であり，セグメント1として考えると，護岸は落差工設置の有無に関わらず全区間にわたり必要となる。ここでは，基本的に護岸が全区間にわたり設置されているものとして考えることとした。

(2) 高水護岸施設範囲

本編「2-4-7 護岸・取付擁壁」(1)より，高水護岸の施設範囲は，落差工上下流護床工の上流端から下流側下端までとする。

(3) 取付擁壁

本編「2-4-7 護岸・取付擁壁」(3)より，本体上流5mから，跳水が発生する区間，つまり護床工 A 区間下流端まで設置する。

5-5 高水敷保護工・のり肩工

(1) 高水敷保護工

本編「2-4-8 高水敷保護工・のり肩工」(1)より，高水護岸の縦断方向の施設範囲は，落差工上流側護床工の上端から下流側下端までとする。また，横断方向の施設範囲は，セグメント1であるため，高水敷全幅とする。

(2) のり肩工

本編「2-4-8 高水敷保護工・のり肩工」(2)より、急流河川であるため、のり肩工は、落差工上流側では取付擁壁の上流地点5mまで設置し、下流側では既往実験結果より落差工天端より250m程度の範囲で設置する必要がある。しかし、のり肩工は通常の護岸の天端工幅でよいことから、ここでは、護岸が全区間にわたり設置されていることを考慮すると、特にのり肩工の設置については考えないこととした。

参考6 計算断面ピッチの考え方

落差工天端で限界水深が発生する場合、低下背水により河床に働く掃流力が大きくなり、河床低下が発生する。したがって、落差工上流での河床低下量を評価するためには、最も低下しやすい区間に内挿断面を入れ、河床変動計算を行ったほうがよい。この内挿断面を入れる間隔は、落差工上流 5~6m 程度でよいと考えられる。

参考として不等流計算を行う際の内挿断面の入れる間隔の考え方を以下に示す。

〔内挿断面の考え方〕

落差工天端で限界水深が発生する場合、低下背水の影響により落差工上流での水深が大きく変化する。このことは、計算断面のピッチ Δx を長くすると、計算水位の精度が下がることを意味する。したがって、計算精度を維持するためには、適切な断面ピッチを設定することが重要である。

適切な断面ピッチについては、Bresse の解析とエネルギー式を差分化

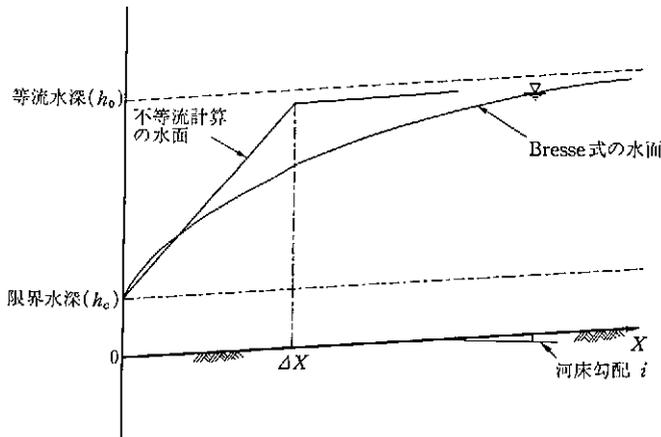


図6-1 水位縦断面

して解く通常の不等流計算水位を用い、以下の手法により行えばよいと考えられる。

- ① 支配断面とその次の断面との断面ピッチは、Bresse の解を真値とし、不等流計算水位と Bresse の解との誤差がある一定値以下となるように設定する。
- ② 低下背水区間中の各断面ピッチは、①で求めた断面ピッチをそのまま使用する。

なお、図 6-1 に Bresse の解析解と不等流計算水位を示した概念図を示した。

(1) 断面ピッチの取り方

- ・不等流計算（前進差分）の無次元化

$$\left(H_2 + \frac{V_2^2}{2g}\right) - \left(H_1 + \frac{V_1^2}{2g}\right) = \frac{1}{2} \cdot \Delta x \cdot \left(\frac{V_1^2}{C_1^2 R_1} + \frac{V_2^2}{C_2^2 R_2}\right) \dots\dots\dots (6-1)$$

[長方形一様断面]

Δx : 縦断きざみ, i : 河床勾配, h : 水深, C : chezy の係数

$$H_2 = h_2 + i \cdot \Delta x, \quad C_1 = C_2 = C, \quad R_1 = h_1, \quad R_2 = h_2,$$

$$\text{いま, } h = h_0, \quad D = i \cdot \Delta x / h_0, \quad h_c / h_0 = \sqrt[3]{\frac{C^3 \cdot i}{g}} = P$$

(h_0 : 等流水深, h_c : 限界水深)

等の関係から式(6-1)を無次元化すると

$$\bar{h}_2 = \frac{3P^3}{2\bar{h}_2^2} - \left(1 - \frac{1}{2\bar{h}_2^3} - \frac{1}{2P^3}\right) \cdot D \dots\dots\dots (6-2)$$

となる。

- ・Bresse の式の無次元化

同式を上記 1 と同様の表記方法に変形すると、

$$\bar{h}^2 = D + \{1 - P^3\} [B(\bar{h}^2) - B(P^3)] \dots\dots\dots (6-3)$$

となる。

- ・誤差率による断面ピッチの取り方

誤差率 m を次のように定義する。

$$\frac{h_R - \bar{h}_2}{h_R} = m \dots \dots \dots (6-4)$$

となる。

ここに、 h_R は \bar{h}_2 の真値であり、Bresse 式により与えられる。
式(6-2)、式(6-3)、式(6-4)を連立して解くことにより、

$$m \sim P \sim D$$

の関係を求めることができる (図 6-2)。

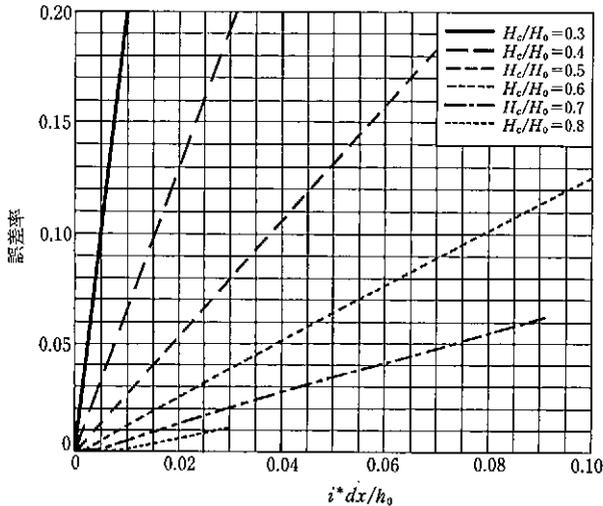


図 6-2

図中、河床勾配 (i)、等流水深 (h_0)、限界水深 (h_c) は既知数であるため、誤差率と断面ピッチ (dx) は一対一対応となる。

誤差率は 5%以内を標準とするが、(2)で求められる断面数が多い場合には、以下の手法により対応すればよいと考えられる。

- ・許容誤差率を若干大きくする。
- ・低下背水による水面勾配は、支配断面に近いほど急になる。したがって内挿する断面は、支配断面から離れるほど、そのピッチを広くする。

(2) 低下背水区間の算定

低下背水区間中の各断面ピッチは、(1)で求めた断面ピッチを使用す

る。低下背水区間の算定については、以下に示した Bresse の式により算出する。

$$-D = \frac{h_c}{h_0} - \frac{h'_0}{h_0} + \left\{ 1 - \left(\frac{h_c}{h_0} \right)^3 \right\} \left\{ B \left(\frac{h'_0}{h_0} \right) - B \left(\frac{h_c}{h_0} \right) \right\} \dots\dots\dots (6-5)$$

ここで $h'_0 = \alpha \cdot h_0 (\alpha < 1)$ とするのは、 $B(1) = 0$ となるのを防ぐ方法で、ここでは $\alpha = 0.95$ とする。

式(6.5)より h_c/h_0 と $D = \left(i \frac{X}{h_0} \right)$ との関係を求めると、表 6-1 のようになる。

表 6-1

h_c/h_0	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
$i \cdot X/h_0$	0.483	0.443	0.381	0.301	0.204	0.102	0.017

編集事務局	猪	股	純
	字	賀	和
	湧	川	勝
	三	觜	美
	奥	澤	豊
	伊	藤	重
	藤	堂	正
	本	多	信
			己
			範
			文
			樹
			二

床止めの構造設計手引き 国土開発技術研究センター編

平成 10 年 12 月 10 日 第 1 刷発行

平成 11 年 7 月 10 日 第 3 刷発行

(定価はカバーに
表示してあります)

発行 (財)国土開発技術研究センター

発売 株式会社 山海堂

海野 巖

☎ 113-8430 東京都文京区本郷 5-5-18

電話 03-3816-1617

振替 00140-3-194982

検印
省略

乱丁本・落丁本は小社生産部宛にお送り下さい。
送料小社負担にてお取り替えいたします。

Printed in Japan

© 1998

ISBN 4-381-01198-8 C 3051

改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案) 同解説〈全4編〉

各冊A4判/函入●4分冊

建設省河川局監修 (社)日本河川協会編集・発行

官・民ともに、各方面において、河川・ダム・海岸の計画設計に携わる技術者のための技術基準指針として必携の書。

調査編

A4判 624頁 本体6,600円(税別)

降水量調査 水位調査 流量調査 水文統計 流出計算 水位計算と粗度係数 地下水調査 内水調査 河口調査 地すべり調査 急傾斜地調査 雪崩調査 生産土砂調査 流送土砂調査 海岸調査 水質・底質調査 土質地質調査 河川環境調査 河道特性調査 河川経済調査 測量

計画編

A4判 244頁 本体3,900円(税別)

総合河川計画 洪水防衛計画の基本 底水計画の基本 砂防計画の基本 環境保全計画の基本 海岸計画 地すべり防止計画の基本 急傾斜地崩壊対策計画の基本 雪崩対策計画の基本 河道並びに河川構造物計画 多目的施設計画 ダム施設計画 砂防施設計画 地すべり防止施設計画 急傾斜地崩壊対策施設計画 雪崩防止施設計画

設計編 [I]

A4判 272頁 本体4,300円(税別)

河川構造物の設計=総説 堤防 高規格堤防 護岸 水制 床止め 堰 樋門 水門 トンネル構造による河川 排水機場 伏せ越し ダムの設計=総説 ダムの基本形状、型式および位置の決定 ダム設計の基本条件 ダムの基礎地盤の設計 コンクリートダムの設計 フィルダムの設計 洪水吐きおよびその他の放流設備 ゲート

設計編 [II]

A4判 236頁 本体4,200円(税別)

砂防施設の設計=総説 砂防ダム 床固工 護岸 水制工 流路工 山腹工
その他の施設 地すべり防止施設の設計=総説 抑制工の設計 抑止工の設計 急傾斜地崩壊防止施設の設計=総説 各施設の設計 雪崩対策施設の設計=総説 予防工の設計 防護工の設計 海岸保全施設の設計=総説 設計基礎条件 堤防および護岸 突堤 離岸堤 消波堤 リーフ工法 養浜 高潮・津波防波堤 附帯施設

発行/山海堂 (価格は本体価格)

ISBN4-381-01198-8

C3051 ¥2600E



9784381011985

定価(本体2600円+税)



1923051026005

過去の被災事例やこれまでの調査研究成果をもとに、「建設省河川砂防技術基準(案)同解説」を補完する技術書として、河床低下や局所洗掘を防ぐために床止めを設置する場合の、河道の特性や床止め周辺の水理的な特性、環境などを考慮した設計法をとりまとめた。

