

改訂

護岸の力学設計法

(財) 国土技術研究センター 編

山海堂

改訂

護岸の力学設計法

(財)国土技術研究センター 編

山海堂

まえがき

堤防や河岸を洪水等の侵食作用から保護するために設けられる護岸の設計は、これまでもつぱら経験の積み重ねと現場における工夫によって行なわれてきました。しかしながら護岸の設置に要する費用が少なくないこと、および“護岸”（単に施設としての護岸ではなく、堤防や河岸を洪水等の侵食作用より保護するという機能）が侵食防止だけでなく、自然環境の保全・再生あるいは親水性の確保などと密接な関係を有することから、護岸の設計法の確立が強く求められてきました。

（財）国土開発技術研究センターでは、昭和 62 年度から建設省各地方建設局のご依頼により、河川環境総合研究所 吉川秀夫所長、広島大学 福岡捷二教授をはじめとした学識者の方々及び建設省土木研究所河川部長、河川研究室長のご指導を受けて護岸の設計法について検討して参りました。検討会では設計のための調査項目、河道特性に応じた設計外力の考え方、護岸タイプ別の設計構造細目等について検討が行なわれました。

この間、水理学や河川工学分野の研究の進歩には著しいものがあり、“護岸”を巡る諸問題に対する一定の知見が蓄積されてきました。

しかしながら護岸の設計法を確立するためには、水理学や河川工学分野だけではなく、土質や植生に関する研究や環境保全対策も重要であり、各種機能を総合的に具備するための護岸の研究は、今後さらに継続していく必要があります。

本書は以上のような“護岸”の諸問題を十分に検討したうえで設計するべきという考えに立ちながらも、現時点において可能な限りの知見を取りまとめたものであり、一般の基準書とは性格が異なります。例えば、安全性の判断基準となる安全率は定めておらず、設計者自ら本書に示す各構造モデルの特徴と河道特性を十分に理解したうえで判断することが期待されています。従って本書は“護岸”の設計の基準を確立しようとするものではなく、読者の創意、工夫が発揮されるように記述したものであり、今後、積極的に活用されるよう期待するものであります。

本書の主旨が正しく理解され、護岸の設計・施工に有効に活用されて、質の高い護岸の整備が行なわれることを期待しています。

なお、本書の編集に多大のご協力を頂いた建設省河川局治水課の担当官及び関係者の方々に深く感謝申し上げます。

平成 10 年 12 月

財団法人 国土開発技術研究センター

理事長 豊田 高司

今回改訂の主旨について

「護岸の力学設計法」(以下「現行版」という。)は、平成11年2月に(財)国土技術研究センターより発刊されましたが、技術参考図書については、新たに得られた技術的知見や問題点の顕在化等が機動的に反映されていくべきであるという考え方の下、このたび、下記の点について改訂を行ったものです。

1. 護岸に設定すべき適切な粗度

現場での活用の際に、経済性を重視する観点から護岸の表面粗度を過度に小さくし護岸に作用する流体力を小さくすることにより護岸の軽量化を指向する設計を行った結果、当該護岸周辺の流速が適切に減衰されずに、周辺施設への悪影響を及ぼすような事例も見受けられます。このため、改訂版において、護岸表面に適切な粗度を設定する必要性を新たに明記しました。

2. 河川の形状に応じた設計流速の算定

単断面を有する中小河川においては、設計水深時の潤辺に占める河岸部の割合が大きくなるが、その場合には河岸のり面粗度(護岸粗度)が平均流速に有意な影響を及ぼすこととなります。現行版にはこの点が適切に反映されていなかったため、改訂版において、平均流速算定の際に護岸の粗度を反映するような記述に修正しました。

3. 標準的な水理特性試験法との整合性の確保

現行版の刊行以降、護岸ブロックの標準的な水理特性試験法が確立され、多くのブロックについて「護岸ブロックの水理特性試験法」(財団法人土木研究センター)に基づく性能試験が実施されています。このため、改訂版においては、流速に対する性能照査を行う際には、上記試験法により得られた相当粗度、抗力係数、揚力係数及び投影面積のそれぞれの値を用いることを基本とする旨を明記しました。

本書の改訂にあたっては、国土交通省河川局治水課、及び国土政策技術総合研究所河川研究部の方々に多大なご協力を頂きました。この場を借り、深く感謝いたします。

平成19年9月

財団法人 国土開発技術研究センター

調査第一部長 大西 亘

目 次

第 1 章 目的と性格	1
1-1 本書の目的	1
1-2 本書の特徴	2
1-3 用 語	3
第 2 章 護岸設計に必要な知識	9
2-1 河道特性調査	9
2-2 堤防および低水河岸の防護の必要性	13
2-3 堤防および低水河岸の防護対策の検討	16
2-4 護岸の被災形態	20
2-5 護岸の工種	25
第 3 章 護岸の力学的安定性の照査の手順	29
第 4 章 護岸の力学的安定性の照査に用いる設計条件	33
4-1 力学的安定性の照査に用いる設計条件の設定	33
4-2 代表流速 V_0 の求め方	34
4-3 最深河床高の評価法	49
第 5 章 設計外力の算定と護岸諸元の安定性の照査	61
5-1 本章で示す照査法の概要	61
5-2 モデル化の考え方	64
5-3 法覆工の力学的安定性の照査	65
5-3-1 基本方針	65

ii 目 次

5-3-2	法覆工の構造モデル	66
5-3-3	各構造モデルごとの照査法	71
5-3-4	付 属 工	93
5-4	基礎工の力学的安定性の照査	96
5-4-1	基本方針	96
5-4-2	基礎工の設計に用いる最深河床高	97
5-4-3	基礎工天端高	97
5-4-4	基礎工の構造	99
5-5	根固め工の力学的安定性の照査	100
5-5-1	基本方針	100
5-5-2	根固め工の構造モデル	101
5-5-3	敷設幅の照査法	103
5-5-4	各構造モデルごとの力学的安定の照査法	106
参考資料		117
参考 1	河道のセグメント分類の手順と河道分類事例	119
参考 2	セグメント別の低水路粗度係数 n の推定法	123
参考 3	草本類の洪水時の倒伏を考慮した粗度係数 n の推定法	130
参考 4	護岸の粗度係数評価法	132
参考 5	根固め工の粗度係数評価法	134
参考 6	河道の各セグメントに設置されている護岸の工種	136
参考 7	破壊形態を分類指標とした「構造モデル」別に見た、 法覆工の寸法諸元の計算例	138
参考 8	根固め工の寸法諸元の計算例	151
参考 9	H 15.7 以前の「滑動-群体モデル」における抗力係数 C_D 、 揚力係数 C_L の考え方	152

本書で用いる主な記号一覧

- A : 河積
 A_b : ブロックを上から見た場合の投影面積
 $A_{b'}$: 標準サイズのブロックを上から見た場合の投影面積
 A_D : ブロックの投影面積のうち、抗力に関わる面積
 $A_{D'}$: 標準サイズのブロックの投影面積のうち、抗力に関わる面積
 A_g : 群中ブロック 1 個の突起部についての揚力に関する投影面積
 $A_{g'}$: 標準サイズのブロック 1 個の突起部についての揚力に関する投影面積
 B : 川幅 (低水路幅)
 B_c : 根固め工敷設幅
 b_{fp} : 高水敷幅
 b_e : 侵食幅
 C_D : 抗力係数
 C_L : 揚力係数
 D : 抗力
 D_p : 流れ方向から見た投影橋脚幅
 D_m : 石径
 d_m : 河床材料の平均粒径
 d_r : 河床材料の代表粒径
 E_1 : 乱れの強さを表す実験係数
 g : 重力加速度
 H : 水深
 H_b : 低水路肩高
 H_d : 設計水深
 H_{fp} : 高水敷部水深
 H_m : 平均年最大流量時の平均水深
 H_{mc} : 低水路部水深
 H_{max} : 洗掘部水深
 $H_{max.s}$: 直線河道の洗掘部水深
 H_n : 実験水路の平均水深
 H_s : 砂州波高
 h_v : 植生高
H.W.L. : 計画高水位
 I_b : 河床勾配

- I_e : エネルギー勾配
 I_s : 水面勾配
 k_s : 相当粗度
 K : 斜面補正係数
 K_V : 法覆工の控え厚を求める際に用いる体積補正係数
 L : 揚力
 ℓ_b : 上流端の部材の流下方向長さ
 ℓ_b' : 上流端の標準サイズの部材の流下方向長さ
 n : マニングの粗度係数
 N : 合成粗度係数
 n_{fp} : 高水敷部分の粗度係数
 n_i : 同一粗度を持つ i 番目の粗度係数
 n_{mc} : 低水路部分の粗度係数
 Q : 流量
 R : 径深
 R_d : 設計水深に対する径深
 r : 河道曲率半径
 S : 安定性確保に必要なブロックサイズと標準ブロックサイズとのスケール比
 S_i : 同一粗度を持つ i 番目の潤辺部分の長さ
 s : 河床材料の水中比重
 t_b : コンクリートブロックの控え厚
 t_b' : 標準サイズのコンクリートブロックの控え厚
 u_b : 低水路, 高水敷の境界部分の流速, 根固め工前面端部の流速
 u_* : 摩擦速度
 V_m : 平均流速 (マニング式より計算される)
 V_0 : 代表流速
 V_d : 近傍流速
 W : 法覆工の空中重量
 W_w : 法覆工の水中重量
 Z_{fp} : 高水敷高
 Z_{mc} : 平均河床高
 Z_{sc} : 最深河床高
 ΔZ : 洗掘深 (平均河床高 - 最深河床高)
 α : 代表流速 V_0 を求めるための補正係数
 β : 根固め工の一体性を考慮した, 流速の割引係数
 γ : 土の単位堆積重量

- ε : 抗力と重力の作用する力の角度
 ξ, η, ξ : 安定性確保に必要なブロックサイズをスケール比で求める場合の係数
 θ : 法面の傾き
 λ : 乱れ強度を表す係数
 μ : 法覆工と堤体との静止摩擦係数
 ρ_b : 法覆工の密度 (材料によって異なる)
 ρ_c : コンクリートの密度
 ρ_w : 水の密度
 ρ_s : 石の密度
 τ_* : 無次元掃流力
 ϕ : 流速係数
 Φ : 内部摩擦角

本書では、SI 単位系と同時に工学単位系も併記した。

例えば、水の密度 ρ_w は

SI 単位系では、 $\rho_w = 1 \text{ g/cm}^3 = 1,000 \text{ kg/m}^3$ であるが、

工学単位系では、 $\rho_w = 102 \text{ kgf}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$ と表記できる。

ちなみに、変換過程は、以下のとおりである。

$$\begin{aligned} \rho &= 1 \frac{g_0}{\text{cm}^3} = 1 \frac{g_0 \text{cm}}{\text{s}^2} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{cm}^4} = 1 \text{ dyn} \frac{\text{s}^2}{\text{cm}^4} \\ &= 1 \frac{\text{kg}}{0.98 \times 10^6} \cdot \frac{\text{s}^2}{\left(\frac{1}{10^2} \text{ m}\right)^4} = 102 \frac{\text{kg}\cdot\text{s}^2}{\text{m}^4} \end{aligned}$$

ここで g_0 : SI 単位系での重力加速度

kg : 重量

(森北出版, 水理学 椿東一郎著より一部加筆)

第1章 目的と性格

POINT

本書は、現時点における護岸の設計に関する知見をとりまとめて提案するものであり、一般の基準書とは性格が異なる。例えば、安定性の判断基準とする安全率は定めておらず、設計者自らが本書に示す各構造モデルの特徴と河道特性を十分理解したうえで判断することが期待されている。

本書は、本書だけで護岸を設計するのではなく、これまでどおり過去の経験等に基づいて設計された護岸の力学的な安定性の照査を行うための手法を示したものである。

1-1 本書の目的

護岸は、堤防および低水河岸を洪水時の侵食作用に対して保護することを主たる目的として設置されるものであるが、そのような侵食防止機能とともに、自然環境の保全・再生あるいは親水性等の機能の確保も設計上の重要な要素となる。護岸はそれらの機能が発揮され、構造が安定であるように、施工性、経済性、維持管理を考慮して設計される必要がある（表1-1）。

表1-1 護岸の設計に求められる内容

護 岸 の 設 計		
【機 能】	【安定性】	【その他の設計要因】
堤防および河岸の侵食防止 自然環境の保全・再生 親水性 景観性 堤防への流水の浸透防止 堤防からの漏水防止	力学的な安定性（流体力、 土圧等に対する安定） 耐久性 （摩耗、劣化等） 吸出し防止 （浸透性等）	施工性 経済性 維持管理

※太字部分は、本書が主に扱う内容

これまで、護岸は体系的な力学的設計論が十分に確立されておらず、主として経験の積重ねと現場における工夫によって設計、施工がなされてきた¹²⁾。一方で、近年の多自然型川づくりや建設コスト縮減の流れの中で、新たな工種の設計法の確立や、より合理的な構造形式が求められるようになってきている。すなわち、過去の経験や類似河川での実績を踏まえつつも、護岸の安定性の検討に関して護岸に作用する外力を評価し、それに見合う諸元を求める力学的な照査手法の導入が強く望まれるようになってきた。また、水理学や河川工学分野における研究の進

2 第1章 目的と性格

抄により、護岸の構造諸元を求めるための力学的な設計に必要なとされる流体力を評価、見積る手法が提案されるようになってきた。

護岸の設計は、表 1-1 に示される内容を勘案して進められるべきものである。本書は、このうち、護岸の力学的な安定性を確保する最低限の諸元を照査する手法についてとりまとめたものである。護岸の安定性には、力学的な条件に加え、構造物自身の強度（コンクリートの圧縮強度等）、摩耗や劣化に対する耐久性等を考慮する必要がある。また、構造設計とならんで重要となる機能面の設計も必要であるが、本書ではこれらを解説の対象外としている。そのため、護岸の材質や耐久性、多自然型川づくり等から要請される機能等について別途検討したうえで本書を利用する必要がある。

本書で紹介する力学的な安定の照査手法は、これまでの研究成果³⁾⁴⁾や護岸設置事例から得られた知見を基にしてまとめられたものであり、洪水時の流体力や河床変動、作用土圧を考慮し、さまざまなタイプの護岸に対応できるような内容となるように配慮している。

1-2 本書の特徴

本書は、護岸の力学的な安定性照査のガイドブック的な性格を持つものであり、設計者の創意工夫が発揮されるような記述内容とした。すなわち、護岸型式を前提とした検討手法を示すのではなく、護岸の被災形態をふまえ、典型的被災形態を対象とした力学的検討モデルを提示し、各々のモデルについて検討手法を提示した。設計者は、その検討手法による結果を利用し、かつそれぞれの河川が持つ特性やこれまでの被災履歴などを勘案して設計しようとする護岸の安定性判断を行うことが望まれる。

なお、護岸に関する研究の進展や素材の開発などによって、新工法の開発が進むことが考えられる。また、護岸の設計に関しては、その基礎となる水理学や河川工学の分野での研究が日々進展している状況にある。本書の記述内容もこれらの状況に応じて書き換えられるべき性質のものである。

(1) 本書で扱う手法の特徴

護岸の力学的安定性の検討を行う際には、対象河道区間の特性を把握し、その河道特性を反映させた設計条件を設定する必要がある。本書では、この観点から、河道特性を把握する方法としてセグメント分類法を紹介し、その分類を用いて河床変動特性や最深河床高の評価方法等を提示した。

また、力学的な安定性については、護岸の各工種ごとに一連の照査方法を示すのではなく、護岸の破壊形態、構造様式に分割し、共通的な構造モデルを定め、それらごとに力学的な安定性を評価するための基本式を提示した。すなわち、護岸の被災状況について滑動やめくれなどの破壊形態を取り上げ、それらの安定検討として流体力や土圧などの作用外力と部材との力学的なつりあいから耐力を評価する方法を用いることにより、法覆工控え厚、根固め工重量などの護岸の必要諸元を照査する方法を提示した。

① 設計に使用するデータについて

護岸の設計には、対象河川の河道特性を反映させることが重要である。すなわち、洪水時の流速や洗掘深などの設計に必要な諸条件は、対象地点における河道特性を十分に理解したうえで設定することが基本である。したがって、本書に示す照査に用いる諸条件の予測設定法については、河道特性や現地の条件を十分に把握したうえで利用する必要がある。

② 安定検討のための基本式について

本書では、力学的な安定性を評価するための基本式を示した。設計者は、照査しようとする護岸の力学的特性や対象区間の河道特性を理解したうえで、それに応じた設計条件の検討手法や構造モデルを選定し、諸元の計算を行うこととなる。なお、その際用いる力学的な基本式などには、実験等で求められた定数も含まれることから、実験データ、観測結果が得られた背景を踏まえ、その適用範囲について十分に留意して利用する必要がある。

(2) 多自然型川づくりへの配慮と護岸の設計

近年の河川整備では、治水安全度の確保に加えて、河川が本来持っている瀬や淵のような多様な地形特性、生態系、および景観等の保全・創出に配慮した「多自然型川づくり」が積極的に推進されている⁵⁾⁶⁾。護岸は人工構造物であるため、設置箇所や構造によっては環境への影響が大きい。したがって河道計画、特に平面計画の段階で河岸侵食の発生位置、護岸工の設置の必要性について十分に検討しておくことが必要であり、護岸の設置に関しても基本的には計画段階で十分な検討がなされるべきである(2-3参照)。

護岸を設置する場合には、設置箇所の生態系や景観を保全・創出するような構造が求められる。護岸を生態系や景観の保全・創出に配慮したものとするには多くの手法があり、また、使用される素材も石、木材、植生等さまざまである。これらの新しい構造を含む護岸を設計する場合にも、堤防や河岸の侵食防止機能を有すること、流水に対し安定な構造とすることが必要とされる。したがって、自然環境の保全・創出に配慮した護岸が適切な侵食防止機能と安定性を有する構造物となるために本書が活用されるべきである。

本書では、護岸の被災形態に着目して護岸構造を分類した「構造モデル」を提示し、それぞれのモデルごとの力学的照査法を記述することにより、新しい工法にもできるだけ柔軟に対応できるよう配慮している。すなわち、生態系の保全や景観に配慮した護岸についてもその基本構造や使用素材によって被災時の状態を想定し、これが本書に記述した「構造モデル」に適合する場合には、その「構造モデル」を用いて、安定性の検討を行うことができるように配慮を行っている。ただし、本書に含まれない構造や植生を用いた場合の安定検討については、今後の実験などのデータ集積によってさらに手法を検討していく必要がある。

1-3 用 語

(1) 護岸の種類

本書で扱う護岸は高水護岸、低水護岸、およびそれらが一体となった堤防護岸であり、高潮

4 第1章 目的と性格

護岸、越流堤覆工は含まれていない。

- ① 高水護岸…複断面河道で高水敷幅が十分あるような箇所の堤防を、流水その他から保護することを目的として設置される護岸。
- ② 低水護岸…低水路河岸の侵食を防止するために設置される護岸。
- ③ 堤防護岸…単断面河道である場合、あるいは複断面河道であるが高水敷幅が狭く、堤防と低水路河岸を一体として保護しなければならない場合の護岸。

(2) 護岸の構成

護岸は、法覆工、基礎工、根固め工等からなる構造物である。本書では、それぞれの構造に対する安定性の照査方法を記述している。護岸の被災事例を踏まえると、流水による急激な河床洗掘を緩和し、基礎工の沈下や法尻からの土砂の流出等を防止するために設置される根固め工については、照査上の重要な構造物である。

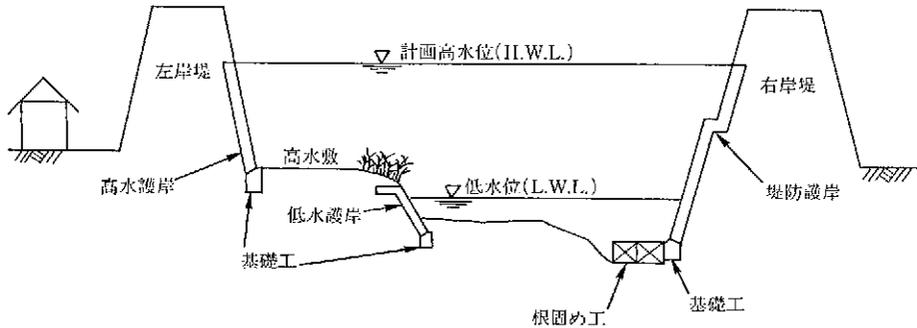


図 1-1 適用護岸種類説明図

(3) 用語の説明

護岸の各部の名称 (図 1-2 参照) とともに、本書で示す設計方法を用いるうえで必要となる被災形態や設計条件に関する用語についても説明を加える。

1. 法覆工

流水、流木などに対して安全となるよう堤防および河岸法面を保護するための構造物。

2. 基礎工

法覆工の法尻部に設置し、法覆工を支持するための構造物。

3. 根固め工

流水による急激な河床洗掘を緩和し、基礎工の沈下や法面からの土砂の吸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。

4. 天端工

法覆工の法肩部の天端を、法覆工と同等のもので保護する構造物。

5. 天端保護工

低水護岸の上端部と背後地とのすりつけをよくし、かつ低水護岸が流水により裏側から破壊しないよう保護する構造物。

6. 巻止め工

低水護岸の天端工の外側に施工して、低水護岸が流水により裏側から侵食されて破壊しないよう保護する構造物。

7. 縦 帯 工

護岸の法肩部に設置し、法肩部の施工を容易にするとともに護岸の法肩部の損壊を防ぐ構造物。

8. 横 帯 工

法覆工の延長方向の一定区間ごとに設け、護岸の損壊が他の区間に波及しないようにする構造物。法勾配が1:1より急な場合は隔壁工と呼ぶ。

9. 小口止め工

法覆工の上下流端に施工して、護岸を保護する構造物。

10. すりつけ工

護岸の上下流端に施工して、河岸または他の施設とのすりつけをよくするための護岸。

11. 裏 込 め 材

護岸に残留水圧が作用しないように法覆工の裏側に設置される材料。原則として、積み護岸や擁壁護岸には設置する。

12. 吸出し防止材

流水の作用や、残留水圧などによって、堤体材料が吸出されることを防止するために、裏込め材の背面に設置するシート等の材料。

13. 張 り 護 岸

堤防および河岸法面をコンクリートブロック張り、石張り、コンクリート張りなどによって保護する護岸。法面からの土圧、水圧は作用せず、安定検討は、主として流体力を対象に行う。

胴込めコンクリートの有無によって、練張りと空張りに分類される。

一般的には法勾配が1:1.5程度より緩やかな場合に設置される。

14. 積 む 護 岸

堤防および河岸法面をコンクリートブロック積み、石積み、などによって保護する護岸。

法面勾配が1:1.5程度($\tan\theta=0.65$ 程度)より急になると、法覆工材料は単体で置かれると重力の作用が摩擦力を上回り、堤体上に静止できないことがわかっている⁷⁾。法覆工材料には、土圧、水圧が作用するため、安定検討は、主として法面からの土圧、水圧を対象に行う。

胴込めコンクリートの有無によって、練積みと空積みに分類される。

一般的には法勾配が1:1程度より急な場合に設置される。

15. 矢 板 護 岸

鋼矢板および鋼管矢板を用いた直立護岸。

16. 擁 壁 護 岸

逆T型、L型、重力式などの擁壁構造のコンクリート護岸。

17. 連 節 型 プ ロ ッ ク 護 岸, 蛇 籠

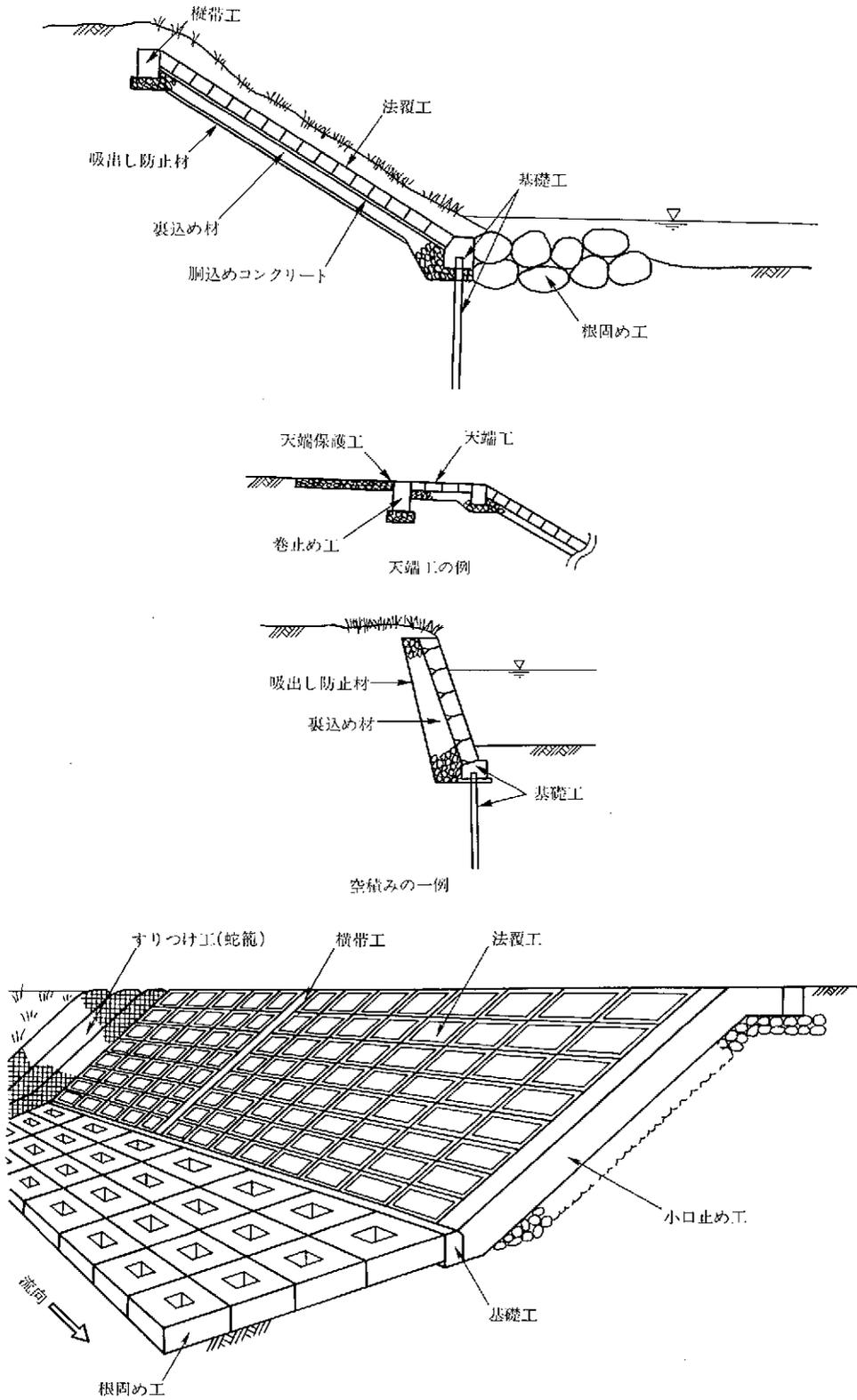


図 1-2 各部の名称

コンクリートブロックを鉄線で連結したものを連節型ブロック護岸、鉄線籠に石を詰めたものを蛇籠護岸という。

18. 覆土工

河川環境保全の機能を期待し、護岸を発生土砂などの覆土材で覆う工法。
施工時に植生を植えるか、植生が石面に自然に繁茂することを期待するのが一般的。

19. 滑動

部材に作用する流体力が底面摩擦力を上回り、部材がすべりだす現象を指す。例えば、空張り護岸、練張り護岸等のブロックの破壊現象に見られる。

20. めくれ

部材に作用する流体力によって一点を支点として部材がめくれる現象を指す。護岸の上流側で河岸侵食が生じた場合等に発生する。

例えば、すりつけ護岸に用いる連節型ブロックなどの破壊現象に見られる。

21. 掃流

自然石等の部材が流れ方向の抗力や揚力の作用を受け、転がり(転動あるいは小跳躍して)移動する現象を指す。

例えば、捨石、空石張り、籠工などに用いられる石の破壊現象に見られる。

22. 侵食

堤体表面の植生、覆土等に直接流体力が作用し、削り取られる現象を指す。例えば、張芝等の破壊現象に見られる。

23. すべり・転倒

土圧作用により護岸自体が前面に滑動、転倒する現象である。例えば、練積み護岸、擁壁護岸などの破壊現象に見られる。

24. 水平変位

土圧作用により護岸頭部が変位する現象を指す。例えば、矢板護岸等の破壊現象に見られる。

25. 摩擦速度 (u_*)

河床に作用するせん断力(τ)と $\tau = \rho u_*^2$ の関係にある。 u_* は速度の次元を持つ。川幅が広く、横断方向の水深変化が緩やかで、流れ、河道の縦断方向変化が緩やかな状況では、 $u_* = \sqrt{g \cdot H \cdot I_e}$ (H :水深, I_e :エネルギー勾配) で表現できる。

26. 無次元掃流力 (τ_*)

せん断力 (τ) を無次元表示した量。 $\tau_* = u_*^2 / (s \cdot g \cdot d_R)$ (u_* :摩擦速度, s :河床材料の水中比重(1.65), d_R :河床材料粒径) で定義される。河床材料や、捨石などの移動しやすさを表す指標として用いられる。また流れによって河床材料、捨石などの移動が発生する限界値を無次元限界掃流力と呼ぶ。

27. 流速係数 (ϕ)

流れの抵抗を示す無次元の係数である。平均流速を V_m 、摩擦速度を u_* とすれば、 $V_m = \phi u_*$

8 第1章 目的と性格

である。一般的に用いられているマンシングの粗度係数 n とは次の関係にある ($\phi = H^{1/6} / (n \cdot \sqrt{g})$)。

28. 平均流速 (V_m)

マンシングの平均流速公式により計算される低水路あるいは高水敷の平均流速の値。

V_m は、高水護岸の場合は、堤防法尻部、低水護岸および堤防護岸の場合は、低水路断面の平均流速を指す。

29. 代表流速 (V_0)

堤防および低水河岸の護岸設計に用いる流速、代表流速 V_0 の算定は、 V_m に割増し係数 α を乗じ、 $V_0 = \alpha V_m$ として求める。なお、 α は河道の湾曲や設置箇所の深掘れなどによる影響を評価して、 V_m を補正する係数。

30. 近傍流速 (V_d)

護岸表面近傍に作用する流速。水理的には護岸表面の相当粗度 k_s の高さでの流速の大きさである。換算式により V_0 から求められる。

31. セグメント

河川の縦断形を、ほぼ同一の河床勾配を持つ区間で区分した場合に、同一の河床勾配を持つそれぞれの区間をいう(図 2-2 参照)。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・深さもほぼ同じ値を持っている。

32. 代表粒径 (d_r)

河床材料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。

33. 相当粗度 (k_s)

河床面あるいは法面の凹凸の大きさを表す係数。河床の場合は、河床材料粒径および表面の並び方によって変化する。法面の場合は、植生、堤体土等の被覆材料の種類、大きさ、粗密程度などによって変化する。

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)調査編、計画編、設計編、1977
- 2) 社団法人 日本河川協会：解説・河川管理施設等構造令、山海堂、1978
- 3) 山本晃一：沖積河川学、山海堂、1994
- 4) 福岡捷二、藤田光一、森田克史：護岸法覆工の水理設計法に関する研究、土木研究所資料第 2935 号、1988
- 5) 財団法人 リバーフロント整備センター：まちと水辺に豊かな自然を I、II、III、山海堂
- 6) 財団法人 河川環境管理財団：多自然型河川工法設計施工要領、山海堂、1994
- 7) 建設省土木研究所河川研究室、(財)国土開発技術研究センター：護岸・根固め工設計の考え方について、1988

第2章 護岸設計に必要な知識

2-1 河道特性調査

POINT

護岸の設計にあたっては、設計対象地点付近の河道特性を十分に把握する。

(1) 河道特性の調査

河道特性調査は、既存資料の整理と現地踏査からなるが、大きく以下に示す項目に分けられる。

- ① 河道の一般的な特性を把握するための調査
- ② 外力算定、設計条件決定のための調査
- ③ 設計・工種選定の参考とするための調査

河道の一般的な特性調査により護岸以外の手法を含めた堤防および低水河岸の防護対策の検討が可能となる。また、護岸の力学的な安定性の検討に用いる外力の評価、および河床洗掘に対する安全性の評価には基礎資料が不可欠である。さらに、過去の被災事例や復旧状況の調査等は、工種選定の参考とすることができる。

河道特性調査では、河床勾配や河床材料粒径の縦断変化などを基に、対象地点の河道が持つ水理諸量を把握し、既往の災害事例等を踏まえて河道の水理特性、河岸変動等の特性を整理することが重要である。これらの河道特性を把握する方法の一つに、セグメント分類法がある¹⁾。

また、外力算定、護岸設計条件決定のために、個々の護岸設置箇所における、粗度係数(n)、平均および最深河床高の経年変化量、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することも重要である。なお、護岸設計に用いる粗度係数は、推定値に幅がある場合には代表流速 V_0 を大きく評価したほうが安全側の設計となるため、必ずしも河道計画に用いる粗度係数とは一致しない。設計対象護岸の状況に応じた適切な粗度係数を用いる必要がある。

護岸設計にあたって必要とされる河道特性調査項目と資料名の例を表 2-1 に示す。生態系や景観の保全・創出に配慮した護岸を設計する場合には、現況河川の実態調査が特に重要であり、別途調査項目を追加する必要がある。

表 2-1 河道特性調査のための収集資料

	調査項目	資料名
① 河道の一般的特性を把握するための調査	<ul style="list-style-type: none"> ・河床勾配 (I_b) ・河床材料代表粒径 (d_R)* ・河岸構成物質 ・河道の平面形状 (例えば河道湾曲率) ・砂州形状 ・河道の変遷 	<ul style="list-style-type: none"> 河川縦断面 (平均 (最深) 河床高・高水敷高・H.W.L. 平水時水位縦断がわかれば望ましい。) 河床材料調査成果 (河床材料縦断分布図) 河岸材料調査成果 河川管内図, 航空写真 古地図
② 外力算定・設計条件決定のための調査	<ul style="list-style-type: none"> ・護岸近傍の水深 ・平均年最大流量 ・設計に用いる粗度係数 (n) ・エネルギー勾配 (I_e) (水面勾配 (I_s)) ・河床高経年変化量 ・河道横断形状 ・砂州形態 ・流況 ・河床, 高水敷, 堤防下の土質, 地質 ・計画高水位, 平均年最大流量時の水位, 平水位 ・既設構造物 	<ul style="list-style-type: none"> 経年的な河道縦横断面図 主要観測所の年最大流量一覧 主要観測所の経年流況一覧 主要観測所の経年位況一覧 粗度調査資料 出水時水位縦断面図 (洪水痕跡より作成) 不等流計算結果 (計画高水流量時, 平均年最大流量時) 航空写真 (平水時および出水時) 経年的な河道平面図 (川幅, 低水路幅, 左右岸高水敷幅, 曲率半径, 川幅比) 河床材料調査成果 河岸材料調査成果 土質調査成果 (堤防沿いおよび橋脚, その他周辺) ダム・砂防建設実態調査 ダム・砂防堆砂量経年変化実態調査 上下流の改修計画資料 地盤沈下実態調査 河川構造物台帳 許可工作物台帳
③ 設計の参考とするための調査	<ul style="list-style-type: none"> ・河岸および護岸の被災事例 (被災部位あるいは侵食規模) ・復旧事例 (復旧箇所, 復旧工法) 	<ul style="list-style-type: none"> 既往災害情報 (被災状況写真, 被災箇所設計図) 災害箇所の復旧検討資料 (復旧状況写真, 被災箇所の設計図, 復旧箇所の設計図)

* ここでは、通常用いられる d_{90} あるいは d_m の代わりに d_R (代表粒径) を用いることを原則としている。 d_R については、「(3) 河床材料粒径の表し方」を参照されたい。

(2) 河道特性を把握する範囲

河道特性を把握するための資料には、河川縦断面図、河床材料縦断分布図、河岸物質調査結果、河川平面図、航空写真などが必要である。

調査に必要な、河川縦断面図、河床材料縦断分布図、河川平面図などの資料は、河道全川にわたって収集、整理することが望ましいが、護岸工の設置対象地点が定まっているものについては、1 蛇行波長が低水路幅の 10~15 倍程度であることを考慮して、上下流に 15 倍以上の範囲を調査対象にするとよい。

(3) 河床材料粒径の表し方¹⁾

本書では、河床材料粒径として、代表粒径 d_R を用いる。代表粒径 d_R とは、河床の動きやすさや河床の粗度を規定する河床材料粒径である。以下に求め方を紹介する。

河床材料の粒度分布形は、対数正規分布形に近いといわれているが、実際には、特性の異なる三つ以上の集団を持っているのが普通である。堆積学では図 2-1¹⁾のごとく河床材料の主モードである集団を A 集団、それよりも細かいものを B 集団、A 集団より粒径の大きいものを C 集団と呼んでいる。

具体の検討方法は次のとおりである。

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径加積百分率分布形の変曲点に留意して河床材料の集団を A～C に分類し、通常は、60% 通過粒径を d_{60} で与える。

ただし、図 2-1 に示すように、A' 集団以下の材料が 30% 以上を占めるような場合は、C 集団と A' 集団のみからなる河床材料の粒径加積分布曲線を新たに作成し、その 60% 通過粒径 (d_{60}) を求め、これを代表粒径 d_R とする。代表粒径 d_R は、平均粒径 d_m もしくは 60% 粒径で与える。

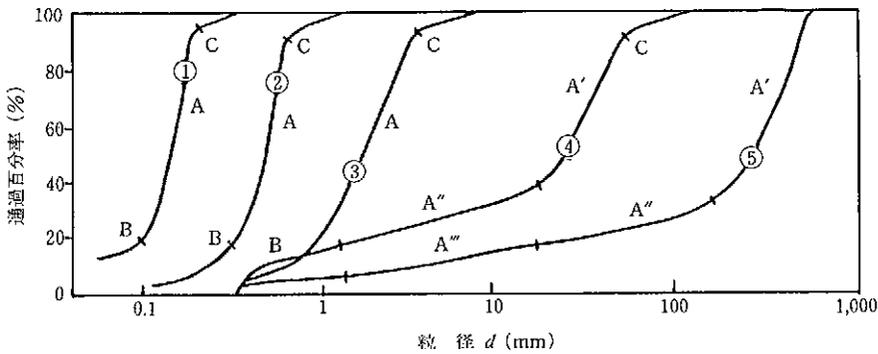


図 2-1 種々の粒度分布における縦断区分点¹⁾

なお、河床材料の調査地点、サンプル数等の調査方法については、建設省河川砂防技術基準(案)調査編を参照されたい。

表 2-2 代表粒径 d_R の求め方

河床材料の d_{60}	代表粒径 d_R
1 cm 以下	d_{60} を採用する。
1 cm 以上	A' 集団以下の材料が 30% 未満である場合は、 d_{60} を採用してよいが、できれば 30% 以上の場合と同様とする。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_{60} を代表粒径とする。

(4) 河道特性の評価方法¹⁾

本書では、河道特性を評価する一つの方法として「河道のセグメント分類法」を紹介する。

河川の縦断形は、図 2-2 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がいくつか集まりできていると考えられる。同一の河床勾配を持つ区間をセグメントと呼ぶ。同一勾配を持つそれぞれの河道区間は、図 2-2 の河床材料縦断分布図に示すように、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・深さも同じような値

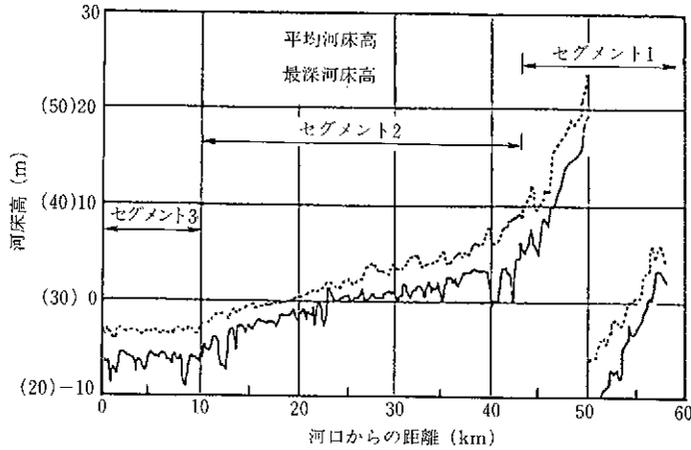


図2-2 木曽川平均河床高および最深河床高縦断面図¹⁾

表2-3 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→
河床材料の代表粒径 d_m	さまざま	2 cm 以上	1~3 cm	0.3 mm~1 cm	0.3 mm 以下
河岸構成物質	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，河床材料と同じ物質が占める。	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	中くらい。河床材料が大きいほうが水路はよく動く		弱い。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	2~8 m		3~8 m

- ・ 河川の縦断面形は，ほぼ同一勾配を持つ区間（セグメント）の集まりと考えられ，各セグメントは土砂の分級作用の結果生じるものと考えられる。
- ・ 同じセグメントに分類された河道区間は，護岸設計に関係する種々の河道特性について共通点が多い。したがって，当該地点の工種の選択にあたっては，セグメント分類を行うことが必要である。
- ・ 各セグメントは河床材料代表粒径，河床勾配を中心とした水理量で特徴づけられる。
- ・ 一つの河川は必ず上記五つのセグメントが順番に並んで構成されているわけではなく，単一のセグメントのみで構成されている河川や上記五つのセグメントが繰り返り現れて五つ以上のセグメントからなっている場合もある。
- ・ なお，本書では，セグメントMは扱っていない。

を持っていることが多い。この特徴を持つ区間ごとに河道を区分する方法がセグメント分類法である。また、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。

同じセグメントに分類された河道区間では、河道内の勾配や、粗度がほぼ近い値を持ち、砂洲の発生形態も似たような状況となる。したがって、護岸設計に用いる洪水時の流速や砂洲の大きさ、洗掘現象は、ほぼ近い値となる。

このように河道のセグメント分類法を用いて、河道分類を行うと、分類ごとに河道特性の共通性が整理されているので、どのようなことを考慮して護岸設計すればよいかある程度判断し得る。また同一セグメント分類にある河川では、河道特性が似ているので他の河川での護岸工種やその効果の経験を利用する場合の概略的な判断に利用し得る²⁾。

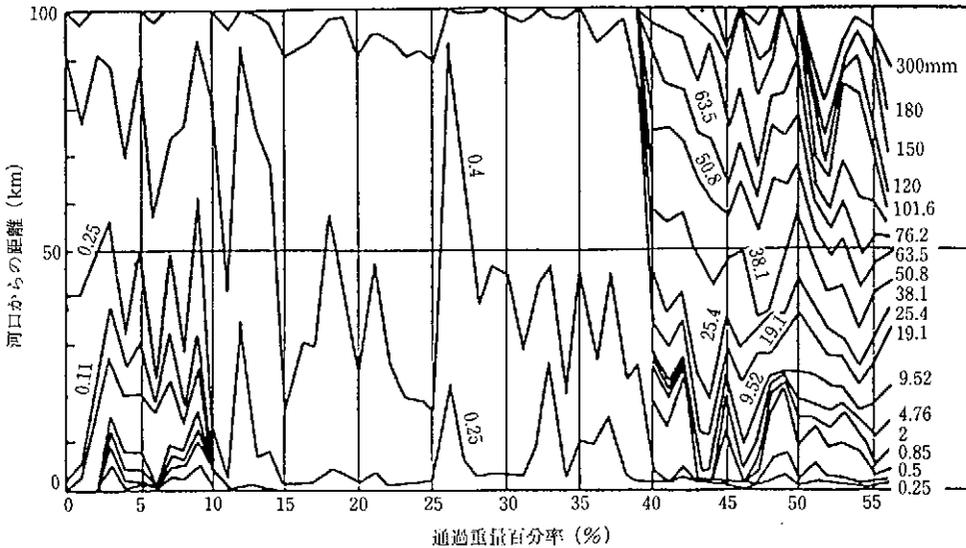


図 2-3 木曾川河床材料粒度分布変化図¹⁾

2-2 堤防および低水河岸の防護の必要性

POINT

侵食に対する堤防および低水河岸の防護の必要性の判断は、出水による堤防および低水河岸の侵食発生の可能性、侵食の程度などを考慮して行う。

堤防および低水河岸の防護の必要性の検討は、河道計画の段階で行われるが、護岸の設計にあたっては知っておくべき基礎情報である。また、河道計画段階で検討が不十分と考えられる場合には、設計時に再検討することも必要とされる。

侵食に対する堤防および低水河岸の防護の必要性は、一般に、出水による侵食の可能性とその程度、および周辺の自然環境を考慮して評価する。ここでは、出水による河岸侵食の程度を評価する方法の一例として、侵食に対する「低水河岸防護の必要性の区分」法、および「堤防

防護の必要性の区分」法を紹介する。

なお、堤防および低水河岸の区分法は、堤防および低水河岸防護の必要度を表すものであり、区分結果がそのまま護岸設置と結びつくわけではない。また、区分結果に応じて、どのような対策工を選択するかは、対象河川の特性を考慮しながら合理的な選択を行うことが重要である。

(1) 低水河岸防護の必要性の区分

低水河岸の区分は、1回の出水による侵食の可能性とその程度を基にして、低水河岸の防護の必要性を区分する方法である。ここで、出水の規模は、予測される発生被害や侵食力を勘案して定めるものとする。

この方法では、低水河岸は以下のように区分する。

低水河岸防護の必要性の区分

- 区分1：一出水による河岸侵食によって、堤防の安全性が損なわれる恐れのある低水河岸。
- 区分2：一出水による河岸侵食によっては堤防の安全性が損なわれる恐れのない低水河岸。
- 区分3：侵食の可能性がほとんどないと判断される低水河岸

低水河岸の区分では、高水敷幅に着目する。高水敷には、洪水時の流速を低減させたり、堤防の直接的な侵食を防ぐ機能がある。これらの機能から見れば、高水敷幅は広いほど安全となる。

以下では、具体的な区分方法について説明する。

1) 区分1の低水河岸

1出水による河岸侵食によって、堤防の安全性が損なわれる低水河岸を区分1とする。

具体的には1回の出水により生じる最大侵食幅を基本とし、現況高水敷幅 (b_{fp}) がこれ以下の箇所を区分1とする。1回の出水により生じる最大侵食幅は、各河川の断面ごとに、これまでの被災事例などを基に判断する。

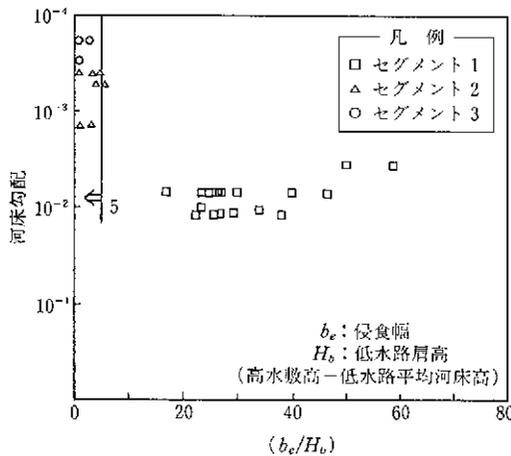
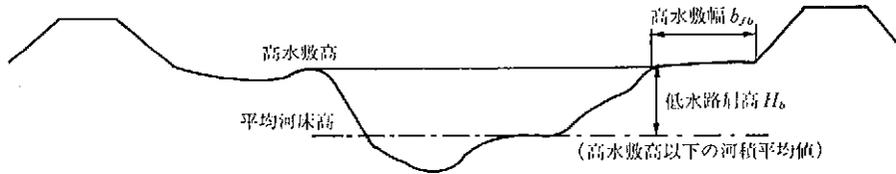


図2-4 侵食幅と河床勾配との関係³⁾

図 2-5 低水路肩高 H_b

このような想定が困難な場合には、これまでの研究成果を用いて侵食幅の予測を行うことができる。図 2-4 は、侵食幅 (b_e) を低水路肩高 (H_b) で無次元化した値と河床勾配との関係についての調査事例²⁾である。この図によると、セグメント 2 および 3 の場合、侵食幅 (b_e) と低水路肩高 (H_b) との比 $b_e/H_b=5$ が目安となる。したがって現況高水敷幅 (b_{fb}) がこれ以下の箇所 ($b_{fb}/H_b < 5$) で侵食の恐れのある低水河岸を区分 1 とすることができる。ただし、河道内の砂州の存在によって横断方向の流れが発生する箇所や、支川の合流部付近では、より大きな侵食が発生する可能性があるため、別途検討を要する。

セグメント 1 の場合は、低水路内に発生する砂州幅の 1/2 程度が 1 回で生じる侵食幅となる。現況高水敷幅がこれ以下の場所を区分 1 とする。

なお、低水路肩高 (H_b) は、高水敷高と低水路平均河床高との差で表す。高水敷高が不明確な場合は、平均年最大流量相当の水位を高水敷高とみなして低水路平均河床高との差で表す。

2) 区分 2 の低水河岸

出水によって河岸の侵食が生じる可能性はあるものの、一出水による河岸侵食によっては堤防の安全性が損なわれる恐れのない低水河岸を区分 2 とする。区分は、これまでの被災事例などを基に判断することが原則であるが、区分 1 には該当せず、以下の条件に該当する低水河岸を区分 2 とすることもできる。

① セグメント 1 の河道

区分 1 を除いたすべての低水河岸

② セグメント 2-1 およびセグメント 2-2 の河道

河道平面形状が、湾曲河道か、直線河道かを分けて判断する。

a) 湾曲部の河道

イ. 砂州のある場合は、砂州によるみお筋が河岸に寄っている箇所

ロ. 砂州の発達が顕著でない場合は、河岸沿いの河床高が平均河床高よりも低い低水河岸。

ハ. その他湾曲部の侵食側にあたる箇所

b) 直線部の河道

直線河道では、砂州の発生の有無に関わらず、直線河道区間の兩岸とも侵食範囲となるため、兩岸とする。ただし、河岸に洪積層などの難侵食層がある場合は、区分 3 とする。

③ セグメント 3 の河道

湾曲部の侵食側

3) 区分3の低水河岸

1), 2), に該当しない低水河岸は, 区分3とする。

(2) 堤防防護の必要性の区分

堤防の防護の必要性は出水による侵食発生の可能性を基にして区分する。

堤防防護の必要性の区分

区分1：出水による侵食の恐れのある堤防。

区分2：出水による侵食の可能性がほとんどないと判断される堤防。

1) 区分1の堤防

流水の作用によって, 堤防部分に侵食が生じる恐れのある箇所を区分1とする。通常は堤防が植生に覆われた状態に対応した流速値で評価する。

その値は, 既往の被災事例や研究成果などを参考に定めるものとするが, 一般には安全側をみて, 堤防法尻部の鉛直平均流速が2.0 m/s程度よりも大きくなる箇所を目安とする。

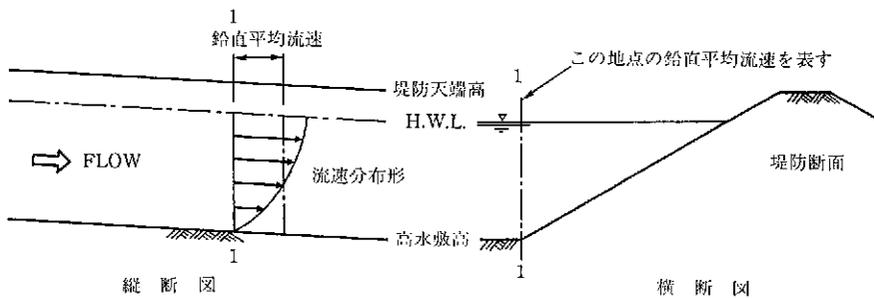


図2-6 堤防法尻位置の鉛直平均流速

2) 区分2の堤防

1)に該当しない区間を区分2とする。

(3) 河川管理施設等の周りの堤防および低水河岸

堰, 床止め工, 橋脚等の構造物の周辺は, 流れが乱れ, 河岸および堤防侵食の危険が大きくなる可能性があるため, 堤防および低水河岸とも区分1とする。これらの構造物の周りは, 河川管理施設等構造令で護岸の設置が義務づけられている。

2-3 堤防および低水河岸の防護対策の検討

POINT

堤防および低水河岸の防護対策は, 護岸以外の手法を含め, 対象河川の特性に適した手法を総合的に検討して定めるものである。

(1) 堤防および低水河岸防護の手法

堤防および低水河岸の防護対策の検討では、河岸近傍で発生する侵食・河床洗掘の原因を十分整理し、自然環境の保全、施工性、経済性、維持管理等も踏まえ、対象河川の特性に見合った合理的な対策を選定することが重要である。そのため、必要に応じ護岸だけでなく、河道形状の修正や水制等の他の手法を含めた検討も行うべきである。

河岸に作用する流速は河道の平面形状の影響を強く受けるので、河道を適切な平面形状にすることによって、流速を低減できる場合がある。流速の低減は、対策工の規模や範囲の縮小につながるため、河道形状の検討により河岸に作用する流速を低減する必要があると判断される場合には、河道計画の中で検討する必要がある。

また、水制工、ベン工などの他の対策手法を併せて検討する場合には、各工法の特徴と河道特性を踏まえて適切な配置を設定する必要がある。

水制工は、河岸付近の流速を低減し、河岸侵食力を弱めるとともに、河床洗掘箇所を河岸から遠ざけ、河岸付近に土砂を堆積させる機能を持つ。水制工の規模が大きくなると、水を河心方向に跳ね、流況を変化させる機能を合わせ持つようになる。以上の機能により、適切な水制工の設置は、河道形状を修正したような働きを持つことになる。

ベン工は、河岸湾曲部に発生するらせん流の強度を減少させ、らせん流に起因する湾曲部の外岸洗掘を大幅に減少させる機能を持つ。洗掘深を低減させることができれば、護岸基礎工の根入れ深を浅くしたり、根固め工の敷設幅を小さくすることが可能となる。さらに、洗掘深の減少は流速の低減につながり、対策工の規模や範囲を縮小することができる。なお、ベン工を設置し、対象河岸を防護すると、その影響が下流に及ぶので注意が必要である。

水制工やベン工の設計検討については、それぞれ文献等⁹⁾¹⁰⁾を参照されたい。

堤防および河岸を侵食および河岸近傍の河床洗掘から直接防護しようとする場合は、対策工として護岸を用いる検討を行う。以下本書においては、対策工として護岸が設定された場合を前提に記述を進める。

なお、高水護岸、堤防護岸に対して、流水の堤防への浸透の防止または低減といった遮水機能を期待する場合や、堤体からの漏水防止機能を期待する場合の検討方法については、本書では扱っていない。別途対策を検討する必要がある。

(2) 堤防および低水河岸防護の必要性の区分と護岸設置の必要性の関係

対策工として護岸を用いることを前提とすると、護岸設置の必要性は、堤防および低水河岸防護の必要性の区分と関係づけることができる。

1) 低水河岸防護の必要性の区分と護岸設置の必要性

区分1の河岸では、低水河岸、高水敷(小段)、堤防を侵食から防護するための護岸を設置する必要がある。河川管理施設等の周りに護岸を設置する場合、その設置範囲については、河川管理施設等構造令の記述を参照する。

区分2の河岸では、必ずしも護岸設置の必要はない。高水敷の利用状況等、低水路安定の必要性等、現地の状況によって適切に判断する。

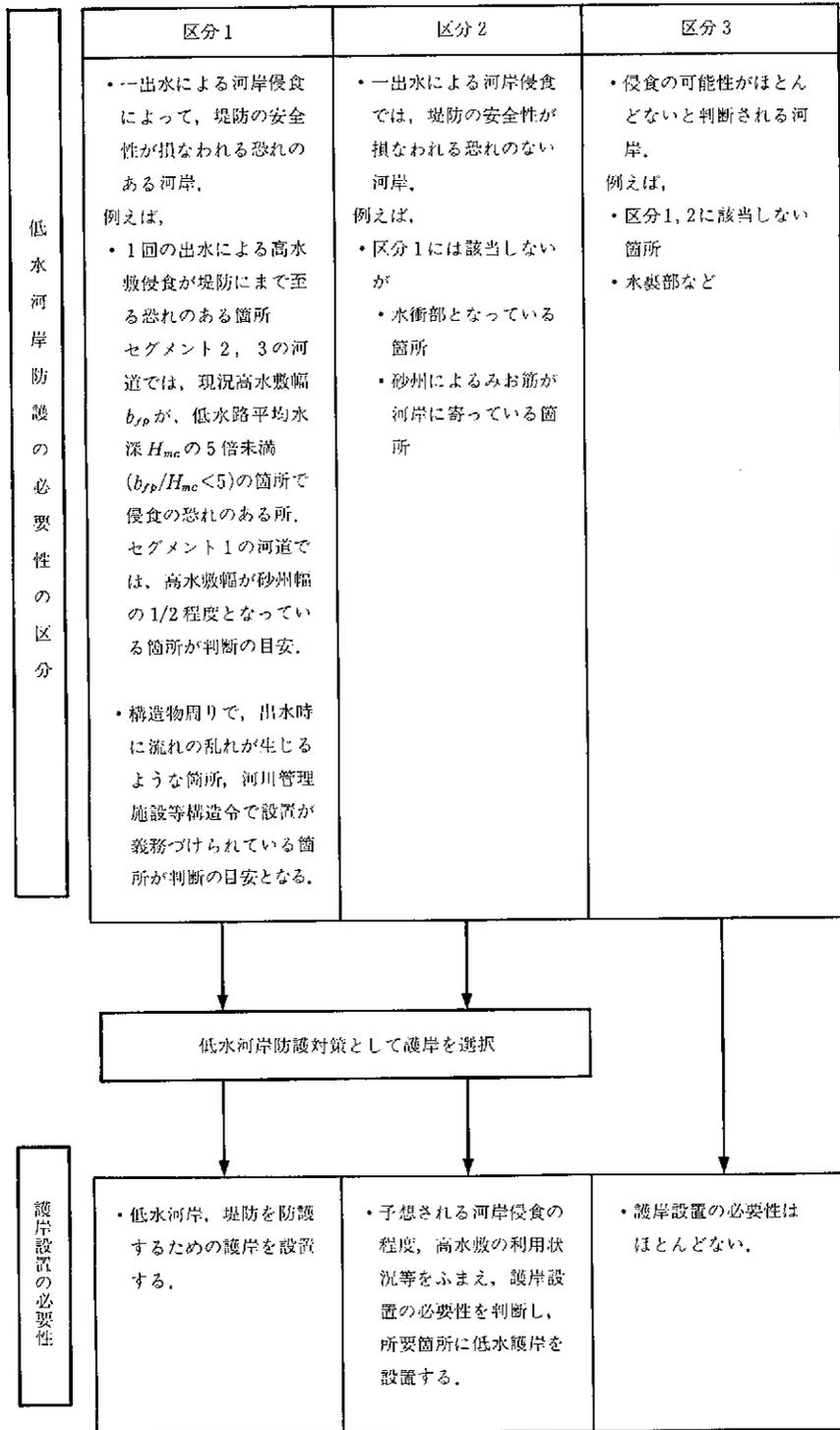


図2-7 低水河岸防護の必要性の区分と護岸設置の必要性

区分3の河岸では、護岸設置の必要性はほとんどない。

図2-7は、低水河岸の区分と護岸設置の必要性との関係を示したものである。

2) 堤防防護の必要性の区分と護岸設置の必要性

区分1の堤防では、侵食を防止できる強固な護岸を設置する必要がある。河川管理施設等の周りに護岸を設置する場合、その設置範囲については、河川管理施設等構造令の記述を参照する。

区分2の堤防では、護岸設置の必要性はほとんどない。

図2-8は、堤防の区分と護岸設置の必要性との関係を示したものである。

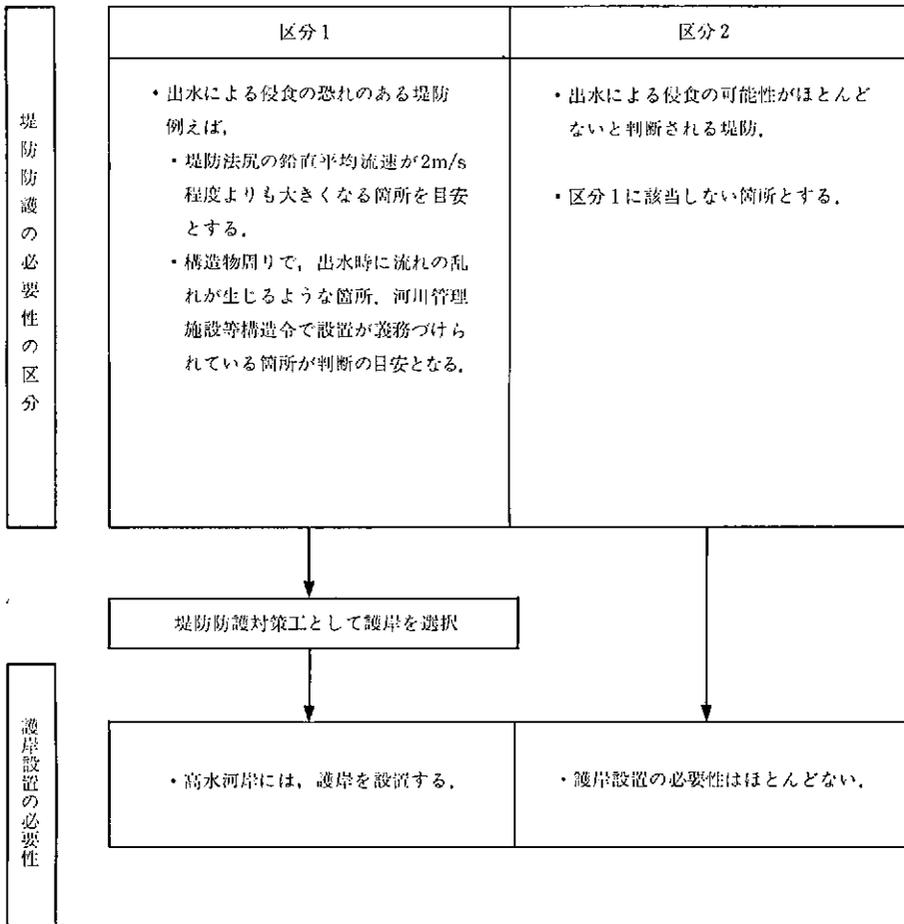


図2-8 堤防防護の必要性の区分と護岸設置の必要性

(3) 留意事項

1) すりつけ部

既設護岸あるいは他の構造物とのすりつけ工として施工する護岸の設置位置は、安定性、洪水の流下等に与える影響を考慮して滑らかな形状とすることが望ましい。また、護岸のすりつけ部では、水衝部や偏流およびはく離流が発生しないように上下流のすりつけに特に注意する必要がある。

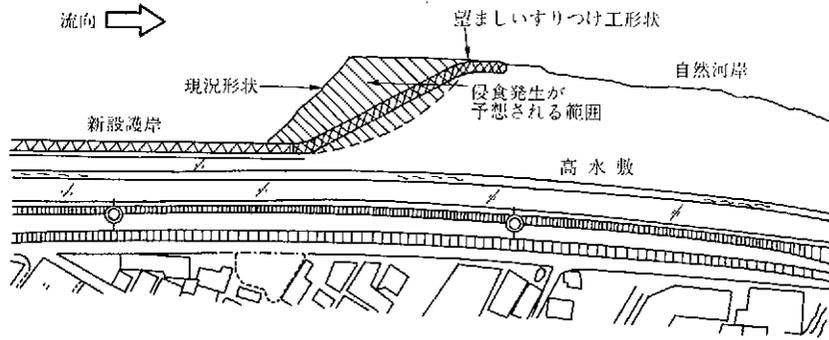


図2-9 すりつけ部の形状

2) 表面粗度

川幅・水深比の小さな中小河川では、護岸の表面粗度が河道の流下能力に与える影響が大きいため、流下能力の検討を含めて護岸の表面粗度を評価しなくてはならない。特に中小河川で多自然型川づくりを行った場合に河岸の粗度が大きくなっている場合には、河岸の粗度も流下能力の評価に考慮すべきである。

また、護岸の表面形状が滑らかになると、護岸周辺の流速が大きくなり、護岸前面や周辺の侵食・洗掘力が増すなどして、設計対象護岸自身や周辺の河川管理施設の構造に支障を及ぼす可能性があるため、護岸の表面には適切な粗度を与える。適切な粗度の目安としては、例えば低水護岸や堤防護岸では、護岸設置区間の河床が有する代表的な粗度と同程度のものにするといった考え方がある。ただし、河床の状況によっては護岸構造が現実的なものとはならない場合がある。したがって、周辺も含めた河川管理施設等に与える影響や流下能力の確保、環境等の観点から総合的に判断する必要がある。

護岸表面の粗度評価方法の一例として、コンクリートブロックの突起形状、配置形状に着目した研究成果がある。本書では、「参考4 護岸の粗度係数評価法」としてその方法を紹介する。

2-4 護岸の被災形態

POINT

護岸の設計を行う場合は、既往の被災事例を調査し、被災部位別の主な被災原因や護岸構造ごとの被災形態の特徴について十分に把握して設計に反映させる。

(1) 護岸の被災

護岸の被災形態としては、以下のようなものが代表的である。

- ・河床洗掘による被災
- ・すりつけ部からの被災
- ・法覆工の流出による被災
- ・天端工および天端保護工の流失



写真 2-1 堤防の侵食被災事例



写真 2-2 河岸の侵食被災事例

・背面土砂の吸出し

護岸が被災すると、堤防および低水河岸は流水のせん断作用や水衝作用等によって侵食され、最悪の場合は破堤に至る危険もある。

写真 2-1 は、流水の作用によって堤防侵食が生じた事例である。また、写真 2-2 は、大規模な河岸侵食が生じた事例である。出水時の流水の侵食力の強さがわかる。

(2) 河床洗掘による被災

護岸の被災事例で最も顕著なものは、基礎工前面の河床洗掘を契機として、基礎工および法覆工が被災を受ける事例である。

護岸基礎工前面の河床洗掘が基礎工天端高以下の深さまで達すると、基礎工が河床より浮き



写真2-3 基礎部の河床洗掘による護岸被災事例

上がり、その結果、支えを失った法覆工は破壊してしまう。このとき、流水によって裏込め材が吸い出されると、法覆工は著しく破壊され、さらに上下流側にも破壊現象が伝播して広範囲にわたる被災となる。基礎工前面に根固め工が設置されている場合でも根固め工の重量や敷設幅が不足している場合は、根固め工の流失を契機として基礎工の流失が発生し、河床洗掘を契機とした被災が発生することがある。

写真2-3は、護岸基礎部の河床洗掘によって被災を受けた事例である。被災事例に関する既往調査結果では、基礎の根入れ深が浅いことや、根固め工が敷設されていなかったりあるいは流出してしまったことを契機として法覆工が破壊に至り、この結果、堤防や河岸が侵食を受けるケースが多いことがわかっている。

(3) すりつけ部からの被災

護岸と、その上下流の護岸未施工区間とのすりつけ部に設置されるすりつけ護岸の被災事例も多い。すりつけ護岸は、本護岸の小口部を保護するために設置される。すりつけ護岸は、一般に、未施工区間の法線形や粗度とのなじみをよくするため、屈撓性があり、かつ表面形状に凹凸のある、連節型ブロックや籠工が用いられることが多い。それらのすりつけ護岸は安定性上の十分な重量を有していないことや、上下流端の小口が保護されないことが多いことから、上流端から“めくれ”てしまうことがある。また、連節型ブロックは、鉄線などで連節されて



写真2-4 河岸侵食によるすりつけ護岸の被災事例

いるため、“めくれ”は下流側にも伝播することになる。籠工の場合は、籠の強度が不十分であったり、中詰め石の径が小さかったりすると、籠が変形したり、あるいは籠全体が流失してしまうことがある。

写真2-4は、すりつけ護岸の被災事例である。すりつけ護岸には、比較的凹凸のある形状のものが用いられることが多い。法覆工表面に比較的凹凸があり、流体力を受けやすい場合には、法覆工そのものの流出を契機として破壊に至るケースもある。

(4) 法覆工の流出による被災

法覆工のみが被災を受ける事例もある。法覆工には、主に表面の凹凸部に流水からの抗力や揚力が作用し、自重によってこれらの流体力に抵抗する。しかし、流体力が卓越すると被災に至ることがある。例えば、小口部分が保護され、“めくれ”は発生しない法覆工であっても、ブロックの自重による摩擦抵抗よりも、抗力・揚力等の作用が卓越すると、ブロックは、作用外力の方向に“滑動”を始め、法覆工は被災に至る。写真2-5は、流水による抗力、揚力の作用によって法覆工が被災を受けた事例である。



写真2-5 法覆工の被災事例

また、捨石のように、球に近い素材を用いた構造の法覆工では、素材の径や比重が不足すると、流水からの掃流力によって、法覆工が“掃流”されてしまうことがある。

法覆工には、ブロックや石などの使用素材による形状の違いの他に、胴込めコンクリートによって一体化を図った「練り」タイプのもものと、一体化を図らない「空」タイプのもものとがある。この違いは、流水からの力に耐える強さの差となって現れる。

(5) 天端工及び天端保護工の流失

低水護岸の天端部分の被災事例も多い。洪水時の流量、河道の断面形状あるいは平面形状によっては、洪水が高水敷から低水路部分に落ち込んだり、逆に低水路部分から高水敷に乗り上げたりする現象が発生する。このような現象が発生すると、天端部分では大きな流速を生じ、天端工および天端保護工にブロックを用いる場合には自量や敷設幅の不足によって、“めくれ”や、“滑動”を生じる場合がある。天端工および天端保護工の流失は、護岸法覆工の背面の裏込め材の流失を招き、最悪の場合は法覆工の破壊に至る。また、高水敷の地被状態によっては、天端工あるいは天端保護工と高水敷表土のなじみが悪く、その境界部で流水による洗掘が発生



写真 2-6 法覆工背後の土砂流出事例

する場合もあるため注意を要する。

写真 2-6 は、法覆工背後の土砂流出事例である。低水護岸法肩部分に沿って高流速の発生する箇所や、高水敷部分から低水路に向かって流水が落ち込む箇所等で生じる被災である。

(6) 背面土砂の吸出し

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

写真 2-7 は、連節型ブロック背面土砂の流出事例である。



写真 2-7 連節型ブロック背面土砂の流出事例

2-5 護岸の工種

POINT

護岸の設計に際しては、各工種の特徴を理解したうえで、設置箇所の河道特性に応じて検討を行う。

護岸には、多くの工種があり、使用される素材、構造の外観等はさまざまである。一般には、同じ構造的な特徴を持つ形式ごとに、「練張り護岸」「空張り護岸」「練積み護岸」などの名前で

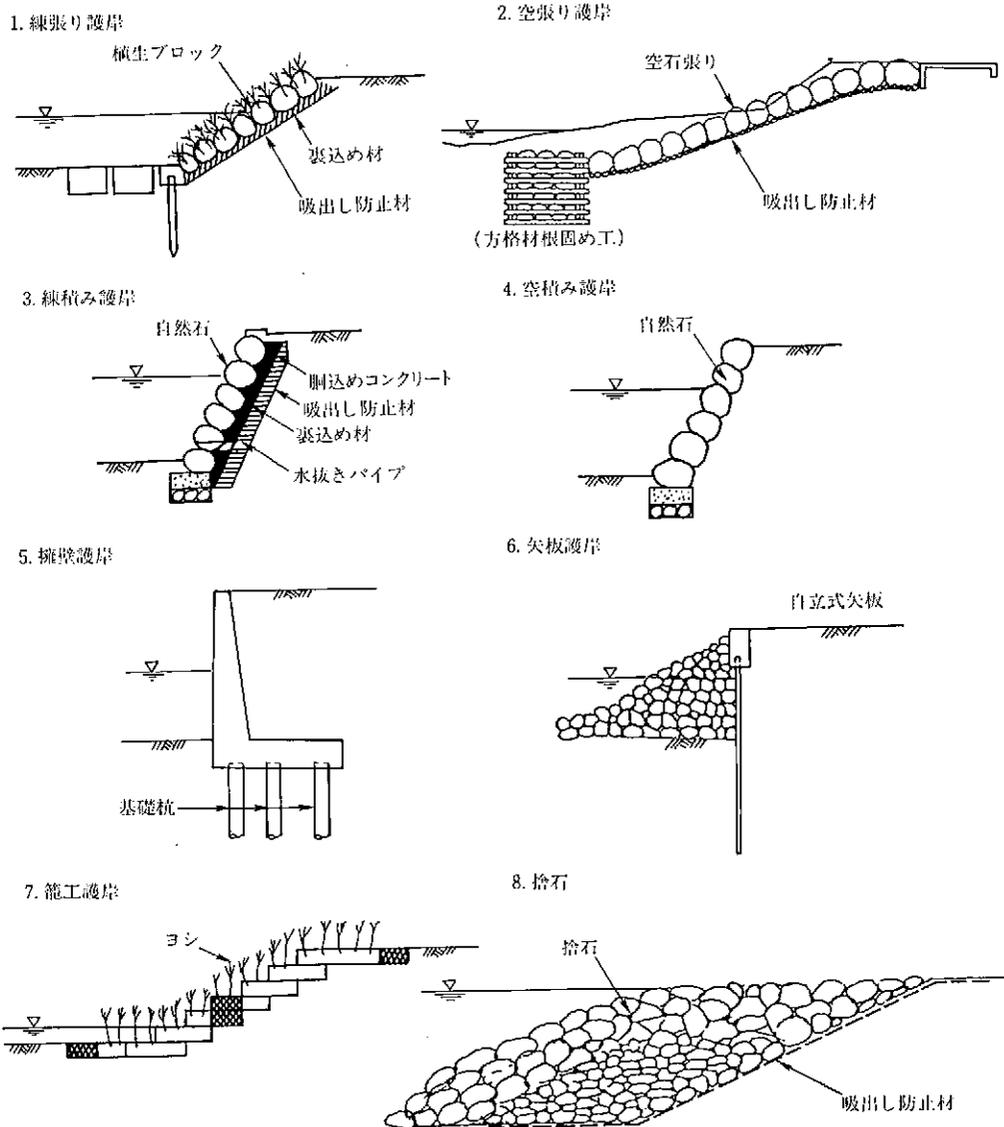


図 2-10 護岸工種例

表2-4 護岸の工種

	工 種	勾 配	特 徴
張り護岸	練張り工	練石張り 1:1.5~3.0 標準	<ul style="list-style-type: none"> 耐流速性は大きい。 緩勾配の法面に適当である。 直高5m程度までの事例が多い。 控え厚は積み護岸に比べて小さくできる。
	練ブロック張り		
	コンクリート張り工	平張りコンクリート	
		法枠コンクリート張り	
空張り	空石張り	1:1.5~2.5 標準	<ul style="list-style-type: none"> 耐流速性は練張りに比較して小さい。 直高3m程度までの事例が多い。 排水性は良好。
	空ブロック張り		
積み護岸	練石積み	1:0.4~0.6 標準 1:0.5	<ul style="list-style-type: none"> 転石、流速に対する耐力が大きい。 胴込めと一体化させることにより安定させ、急な法勾配の施工が可能である。 直高5m程度までの事例が多い。 地盤荷重を考慮しない。 控え厚が大きい。
	練ブロック積み		
擁壁護岸	擁壁護岸	直立~1:0.2	<ul style="list-style-type: none"> 耐流速は大きい。 直立に近い形状でも可能な構造である。 躯体の変形が小さい。 地震荷重を考慮する。
矢板護岸	矢板護岸	直立	<ul style="list-style-type: none"> 耐流速性は比較的大きい。 地震荷重を考慮する。 機械施工が可能である。 遮水性が良好である。 腐食に注意を要する。
籠・連節型ブロック護岸	大型連節型ブロック張り	1:1.5~3.0 標準 1:2.0	<ul style="list-style-type: none"> 耐流速性は練張りに比較して小さい。(ただし、大型連節型ブロックは耐流速性を増したものであり機械施工が可能である。) 屈撓性が大きく、不陸断面などへのすりつけに適する。 吸出し防止材などとの併用が必要である。 植生を併用することも可能である。
	連節型ブロック張り		
	蛇籠張り	<ul style="list-style-type: none"> 屈撓性がある。 鉄線の腐食や摩擦に注意を要する。 本格護岸とする場合は、鉄線の仕様をJIS G 3532「鉄線」に適合し亜鉛+アルミ合金メッキ(アルミ含有率10%,付着量300g/m²以上)の耐久性を有するものを使用する。仮設護岸の場合には亜鉛引き鉄線でもよい。 	
	布団籠張り		
その他護岸	捨石工	1:2.0~	<ul style="list-style-type: none"> 耐流速性は石の大きさで決まる。 機械化施工が可能で、補修が容易。 排水性が良好である。 多自然型工法の一つである。
	柳枝工	1:2.0~	<ul style="list-style-type: none"> 河岸流速の低減が可能である。 多自然型工法の一つである。
	マット工	1:2.0~	<ul style="list-style-type: none"> 適当な粗度をつけることができる。 プレキャスト化が可能である。 適当なめくれ防止工が必要である。
	ヨシ		<ul style="list-style-type: none"> 多自然型工法の一つである。

※個々の護岸についても多自然型とする工夫がなされている。

分類されており、設置後の変状や被災事例などによって、各工種の安定性上の特性が経験的に把握されている。複雑な外力条件にさらされる護岸の設計については、それらの経験の積み重ねが特に重要であり、過去あるいは類似河川での経験を十分に踏まえて設計にあたる必要がある。

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

護岸設計を行う際の基本的な知識として、一般に用いられている工種分類に従って、各工種の特徴を紹介する。図 2-10 は代表的な工種例一覧図を示したものであり、表 2-4 に、各工種の特徴一覧を示す。

なお、本書の 5 章では、護岸としての一体性や破壊時の破壊形態などによって構造を類型化した「構造モデル」を用いた設計法を紹介しているが、本書では、工種は「構造モデル」の単一あるいは複合した構造体ととらえている。

参考文献

- 1) 山本晃一：沖積河川学，山海堂，1994
- 2) 建設省河川局治水課，土木研究所：河道特性に関する研究-その 2，第 43 回建設省技術研究会，1990
- 3) 山本晃一：日本の水制，山海堂，1996
- 4) 福岡捷二，渡辺明英，黒川信俊：ペーン工の洗掘軽減効果と設計法に関する研究，土木研究所資料第 2644 号，1988

第3章 護岸の力学的安定性の照査の手順

POINT

護岸の力学的安定性の照査は、設計条件の設定、設計外力の算定、構造諸元の照査の順に行う。

(1) 護岸の設計までの手順

護岸の設計は、河道計画段階での堤防および河岸防護の必要性の検討を経た後に行う。護岸の設計に至るまでの手順を理解するために、まず河道計画段階の手順について簡単に説明する。

河道計画の検討を行う場合に、優先的に検討すべきものは、流下能力の確保と河道の安定性および河川環境の計画への取り込みである。具体的には、まず現況河道の特性と課題の把握を行う。これにより、現況河道の流下能力および河川環境特性、河道特性について十分に検討し、河道計画を策定するうえでの課題を整理し、改修の基本方針を明らかにする。その基本方針に沿って、河道の安定性、自然環境の保全・創出、維持管理の容易さなどを考慮して、河床勾配、低水路幅などの断面形状を設定する。

以上の河道計画を踏まえ、護岸の設計検討が進められる(図3-1参照)。まず、設計に必要な外力・設計条件等を明らかにするために、河道特性の把握を行う(2-1節参照)。河道計画で設定された河道の断面形状を、堤防や河岸の侵食に対する安全度という観点でみると、断面によっては侵食に対する防護が必要となる箇所がある。堤防および低水河岸の防護の必要性は、この段階で判断される(2-2節参照)。

次の段階では、堤防および低水河岸の防護対策の検討が行われる。堤防および低水河岸の侵食防止を考える場合には、侵食の原因を十分整理・検討し、護岸に代表される直接的な対策だけでなく、河道計画の見直しをも含めた検討を行って、対象河川の特性に見合った合理的な対策を見いだすことが重要である(2-3節参照)。

以上の検討より、個別の護岸設計に入る。まず、自然環境保全・景観保全に関する機能、過去の施工実績、被災事例を考慮して、河道特性、洪水の状況等から判断して十分に侵食防止機能を発揮できる工種を設定する(2-4～2-5節参照)。

(2) 護岸の力学的安定性の照査の手順

護岸の構造諸元を決定するには、過去の施工実績や類似河川での経験、試験施工、模型実験に基づく方法の他、本書に示す力学的安定性の照査法がある。それぞれの方法の適用範囲を理解したうえで結果を比較検討し、さらに、その他の安定性の照査、機能・施工性・経済性も考

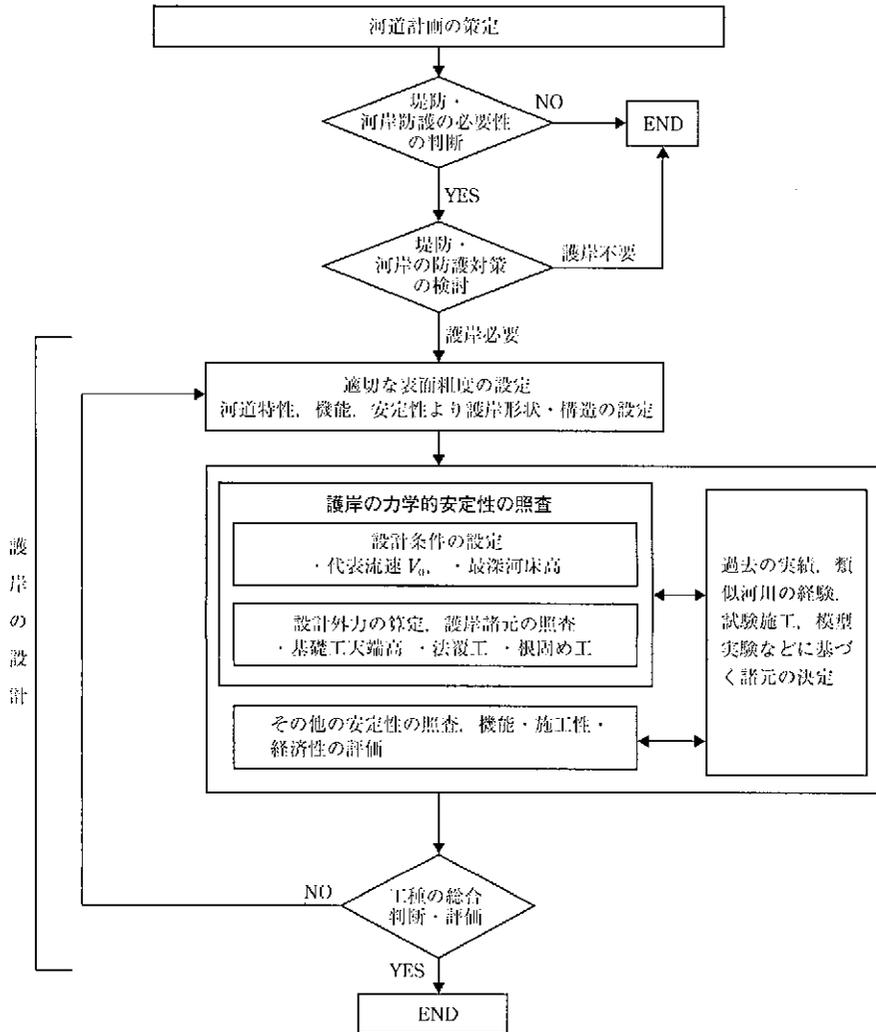


図 3-1 護岸の設計手順

慮して構造諸元を決定する必要がある。護岸の表面形状が滑らかになると、護岸周辺の流速が大きくなり、護岸前面や周辺の侵食・洗掘力が増すなどして、設計対象護岸自身や周辺の河川管理施設の構造に支障を及ぼす可能性があるため、ただ護岸に作用する流体力を下げればよいといった一部条件を満足することにとらわれた設計に頼って構造諸元を決定するのではなく、表面に適切な粗度を持った護岸とすることが必要である。

力学的安定性の照査については、大きく「設計条件の設定」と「設計外力の算定、護岸諸元の照査」に分けることができる。

「設計条件の設定」について、本書では、代表流速の算定と護岸前面の最深河床高の具体的な算定法を紹介している。代表流速とは、河道内の平均流速に護岸設置箇所の地形等を反映し、変換を行った力学設計のための流速である。最深河床高は、護岸の基礎高の決定や根固め工などの設計に必要なもので、本書では経年的河床変動データからの評価、既往研究成果からの評

価，数値計算による評価，移動床模型実験による評価の4方法を示した。

「設計外力の算定，護岸諸元の照査」では，法覆工および付属工，基礎工，根固め工などの安定性検討を行う。本書では，設計で考慮すべき安定条件（滑動，転動など），作用する外力（流体力，土圧など）と耐力との力学的なつりあい関係を「構造モデル」の導入により，各モデルごとに示し，設計者がモデルを選択して護岸諸元を算定できる方法を採用した。

護岸の設計では以上に述べた検討結果を基本として，これに自然環境の保全・再生機能，景観，親水性，施工性，経済性，耐久性，対象河川における既往被災事例などの観点から検討を加え，総合的に判断して設置すべき工種と最終的に採用する諸元を決定することになる。

第4章 護岸の力学的安定性の照査に用いる設計条件

4-1 力学的安定性の照査に用いる設計条件の設定

POINT

力学的安定性の照査に用いる設計条件は、設置箇所の河道特性に応じた適切なものを選定する。主な設計条件としては、流速、土圧および水圧、最深河床高を扱い、その他については必要に応じて検討する。

(1) 設計条件

第1章で述べたように本書では、流体力と土圧および水圧を主な作用外力として扱った力学的安定性の照査法を示す。したがって、護岸の設計条件としては、流速、土圧および水圧、最深河床高について扱う。なお、護岸の力学設計には、土石流、高潮、波浪、アイスジャム、載荷重などが必要とされる場合もあるので、必要に応じて検討する。

堤防、河岸に作用する侵食力の大きさや、護岸の法覆工に作用する抗力、揚力などの流体力は、流速の大小と密接に関連している。このため、流速の評価は護岸の設計では欠かせない条件である。本書では、堤防、河岸に作用する流速を代表流速 V_0 と定義して、その求め方を記した。

積み護岸、擁壁護岸、矢板護岸などの設計では、流体力に加え土圧および水圧を考慮する必要がある。本書では、土圧および水圧に対する安定検討の方法は、道路構造物の設計などで一般的に行われている方法について記述した。擁壁、矢板の設計では、地震時の土圧および水圧についても必要に応じて検討する。

また、安定性の照査では、洪水時の最深河床高が重要な設計条件となる。護岸の被災事例の多くが、流水による急激な河床洗掘を契機とした基礎工の流出を原因としているためである。なお、基礎工の沈下や法尻からの土砂の流出などを防止するために設置される根固め工を設計する場合でも最深河床高の評価は重要である。本章では、河道特性に応じた最深河床高の評価方法を記述している。さらに、最深河床高は、設計に用いる流速の算定に対しても影響する。本書では、この流速に対する影響を割り増すことにより評価する。

(2) 設計条件の評価方法

洪水時に発生する流速は、護岸を設置する箇所の最深河床高、低水路および高水敷の粗度、

法勾配などの影響を受ける。したがって、設計に用いる流速や、最深河床高などの設計条件は、水理模型実験、数値計算、最近の研究成果による理論的な算定方法等の中から護岸設置箇所の河道特性を反映できる方法¹⁾で評価する必要がある。すなわち、同じような河道特性を持つ区間では n 、 I_e は同一のものとなるため、一連区間として与える。

流速算定に用いる粗度係数および河岸近傍の最深河床高の評価方法については、河道特性を反映させた評価方法の研究が進められてきた。本書では、この研究成果に基づく評価方法を紹介する。この評価方法は、河道のセグメント分類を基にしている。

最深河床高については、河道のセグメント分類に基づく評価方法以外にも、対象河川の経年的な河床変動データに基づく評価方法や、水理模型実験、数値計算を用いた評価方法もある。本書では、これらの方法についてもその概略を紹介する。

4-2 代表流速 V_0 の求め方

POINT

力学的安定性の照査に用いる流速は、護岸近傍に作用する流速を適切に算定して用いるものとする。

(1) 流速算定の考え方

1) 流速算定の前提条件

設計に用いる流速は、計画高水位以下の水位のさまざまな流況条件の中で、実際に河岸に作用する流速のうち最大の値を用いる必要がある。この流速については、二次元平面流計算などの水理計算、水理模型実験、理論的な算定法等によって求めることができる。

流速は、一般に計画高水位相当の水深が生じた場合が最も大きくなる。このため、本書では計画高水位発生時の水深である設計水深 H_d を用い、その条件での粗度係数、エネルギー勾配を適切に評価して平均流速 V_m を算定する。この平均流速より護岸の力学的安定照査に用いる代表流速 V_0 を算定する方法を記述する。

しかし、以下に示すような河道条件の場合には、計画高水位以下の水位での流速が大きくなることがあるため、そこで生じるであろう現象を十分に検討し、最大流速を求める必要がある。

- ① 堰・床止め等の横断構造物等や狭窄部の上下流部では、跳水現象の有無などによって、直上流部のエネルギー勾配が大きく変動する。このため、必ずしも計画高水位時に流速が最大となるとは限らない。例えば、堰上で限界水深を生じる場合の流速は計画高水位時の流速よりも大きくなる場合がある²⁾。
- ② 高水敷から低水路へ流れが落ち込む場合や、低水路の主流が高水敷に乗り上がる場合の流速は計画高水位時の流速より大きくなる場合がある。
- ③ 流速の大きさに影響する水深、粗度係数、エネルギー勾配などの要因は相互に関連を持っており、水深変動に伴う河床形態の変化によって粗度係数の値にも変動が生じることが

明らかとなっている。したがって、計画高水位以下の水位の場合であっても、粗度係数が小さくなることにより、流速が大きくなる場合も考えられる。

設計に用いる代表流速 V_0 は護岸を設置する各断面ごとに算定する。

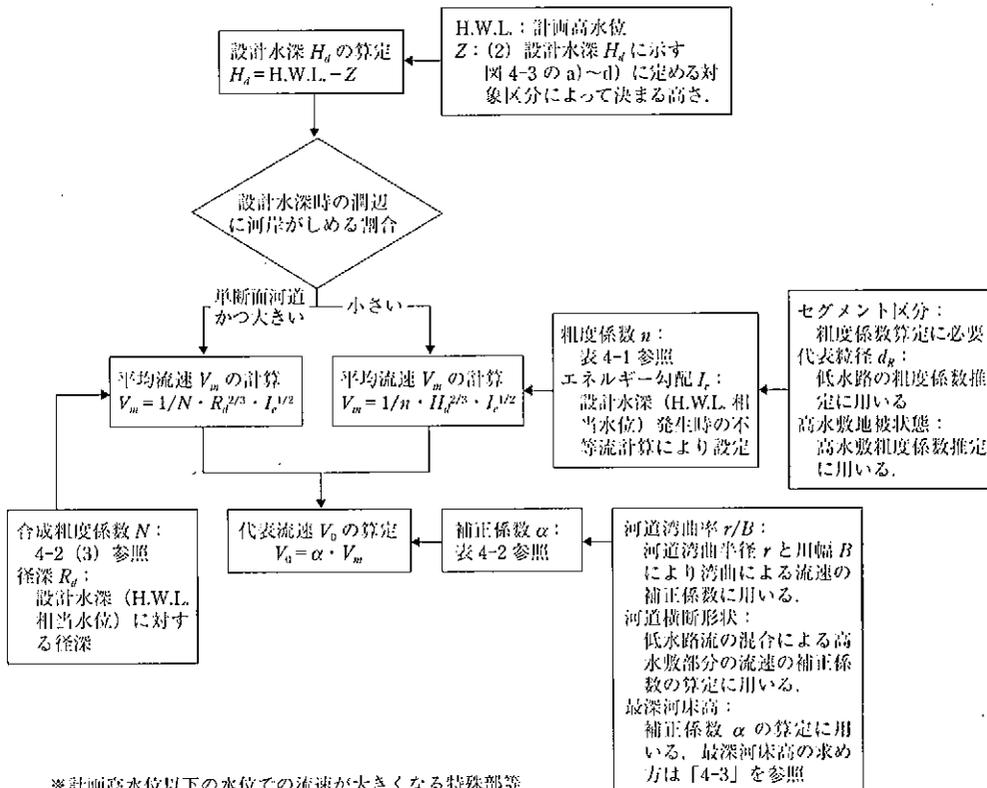
2) 代表流速 V_0 , 平均流速 V_m

堤防および低水河岸の護岸設計に用いる流速を代表流速 V_0 と定義する。本書に示す代表流速 V_0 の算定方法は、マンシングの平均流速公式で求めた平均流速 V_m で考慮されない要因を水理的に評価し、補正する補正係数 α を乗じ、

$$V_0 = \alpha \cdot V_m \dots\dots\dots(4.1)$$

として求める。

V_0 を求めるフローを図 4-1 に示す。



※計画高水位以下の水位での流速が大きくなる特殊部等
では、必ずしも図 4-1 のようにいかない場合もあるの
で注意する必要がある。

図 4-1 本書で示す代表流速 V_0 の算定フローチャート

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

V_m は、高水護岸の場合は堤防法尻部、低水護岸および堤防護岸の場合は低水路断面の平均流速を指す (図4-2参照)。

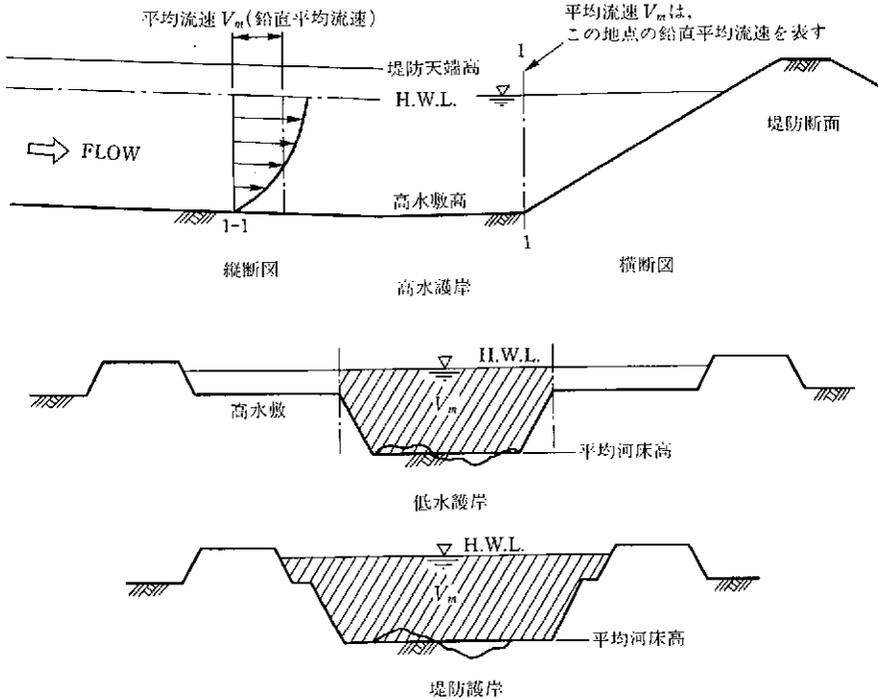


図4-2 平均流速 V_m の説明

設計水深時の潤辺に河岸がしめる割合が小さな河川における平均流速 V_m は、設計対象護岸に応じて高水敷法尻部あるいは低水路断面の平均流速としてマンギンの平均流速公式より算定する。

$$V_m = \frac{1}{n} \cdot H_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2} \text{ (m/sec)} \quad \dots\dots\dots (4.2.1)$$

n : マンギンの粗度係数 ((3)参照) ($\text{s/m}^{1/3}$)

H_d : 設計水深 ((2)参照) (m)

I_e : エネルギー勾配

また、設計水深時の潤辺に河岸がしめる割合が大きな単断面の中小河川では、河岸法面粗度が平均流速に有意な影響を及ぼすため、単断面の平均流速として以下の式により平均流速を算

注) 単断面の中小河川における低水路断面の平均流速算定にあたり、式4.2.1、式4.2.2の適用は、側壁の影響がほぼ見られなくなる川幅と設計水深との比がおおむね10程度を目安とする³⁴⁾。

定する。

$$V_m = \frac{1}{N} \cdot R_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2} \dots\dots\dots (4.2.2)$$

N : 設計水深に対する合成粗度係数 ((3)参照)

R_d : 設計水深に対する径深

I_e : エネルギー勾配

$$R_d = \frac{A}{\sum_{i=1}^m S_i}$$

S_i : 同一粗度を持つ i 番目の潤辺部分の長さ

なお、河岸法面に粗度を設定する際には、流下能力の検討など、河道計画と整合性をとることが重要である。すなわち、河岸法面の粗度状態の想定が、河道計画と護岸設計で同様のものである必要がある。ただし、後述するように、粗度係数設定値は、合理的な範囲であれば、河道計画と護岸設計とで違うことは起こり得る。

(2) 設計水深 H_d

設計水深 H_d は、低水護岸および堤防護岸の場合は低水路内断面平均流速を算定するための水深を指す。高水護岸の場合は堤防近傍流速を算定するための水深を指す。

設計水深 H_d は次式により求めるものとする。

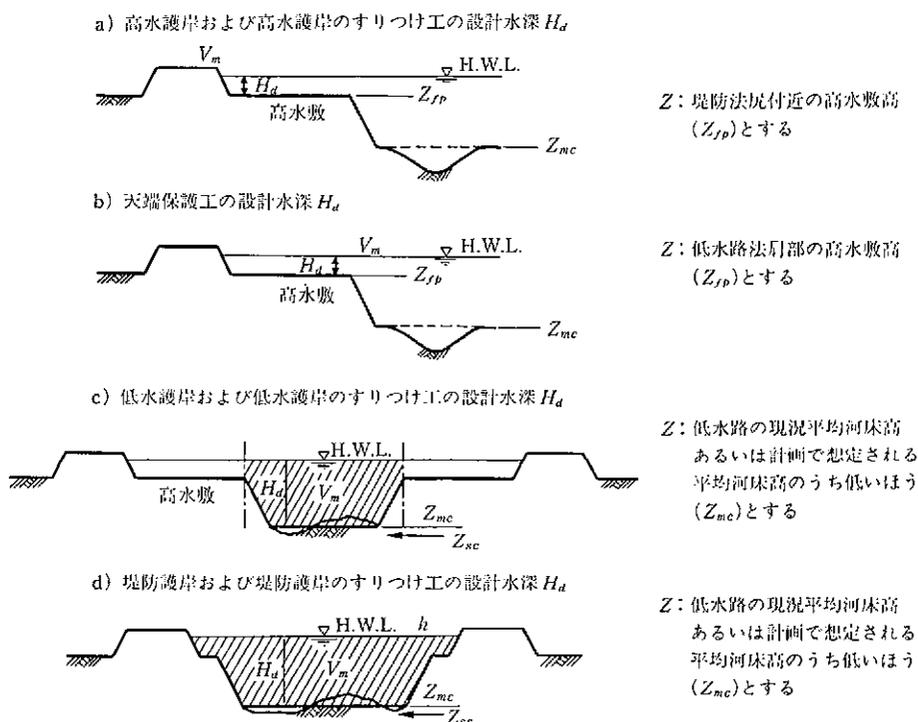


図 4-3 横断形状別に見た平均流速 V_m と設計水深 H_d の説明図

$$H_d = H.W.L. - Z \dots\dots\dots(4.3)$$

ここで、H.W.L.：計画高水位

Z：図4-3のa)～d)に示すように、適用対象護岸の区分に応じて定まる高さ。

なお、床止め付近、急縮部等の特殊箇所については、設計水深 H_d を用いた流速の算定は行わず、不等流計算結果等によって算定された流速を平均流速 V_m として用いる。

(3) 粗度係数の設定

流速算定に用いる粗度係数 n あるいは N は、設計対象地点の状況に応じた適切な値を用いることが重要である。

粗度係数の評価法には、既往の計画高水位相当の出水時のデータに基づき不等流計算などの方法によって逆算する方法と、既往研究成果を反映させた推定法がある。本書では、推定法を中心に粗度係数の評価法を紹介する。

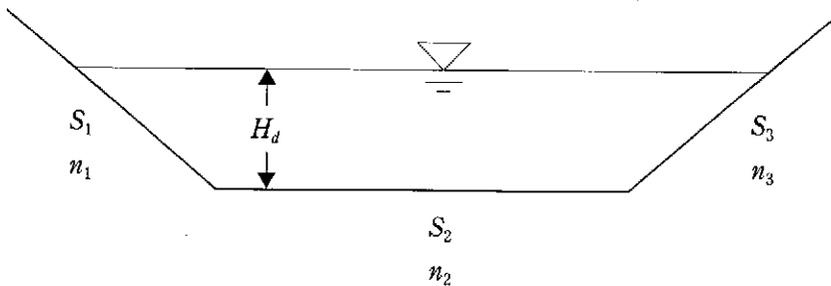
護岸設計に用いる粗度と河道計画に用いる粗度とは必ずしも同じ値である必要はない。河道計画では H.W.L. の評価が重要であるため、実際に起こり得る範囲内で、大きな粗度をとることが安全側の評価となる。一方護岸の設計では、流速の評価が重要であるため、実際に起こり得る範囲内で、小さな粗度をとることが安全側となる。一般には、粗度の推定には設計水深 H_d を用いて評価する。その際、検討対象とする河岸の状況によって、評価方法が異なるので、これらを考慮して推定を行う。

なお、設計水深時の潤辺に河岸がしめる割合が大きな単断面の中小河川では、河岸法面粗度が平均流速に大きく影響を及ぼす。

このような河川では、設定対象は合成粗度係数 N となり、建設省河川砂防技術基準(案)同解説(調査編)に示されている平均流速の公式レベル1 a で用いられている方法により粗度係数の設定を行う。

$$N = \frac{\sum_{i=1}^m (n_i^{3/2} \cdot S_i)^{2/3}}{\left(\sum_{i=1}^m S_i\right)^{2/3}}$$

S_i, n_i ：同一粗度を持つ i 番目の潤辺部分の長さ と粗度係数



また、中小河川などで低水路幅の半分程度以上の幅に根固め工が敷設されている場合には、根固め工の粗度を評価して、低水路の粗度係数とする。この方法は「参考5 根固め工の粗度係数評価法」を参照されたい。

1) 設計対象護岸別の粗度係数 n の設定方法

設計対象とする護岸の種類によって、表 4-1 に示す設定方法を用いて粗度係数を求める。

表 4-1 設計対象護岸と用いる粗度係数

設計対象護岸	用いる粗度係数	設定方法
低水護岸および堤防護岸	低水路の粗度係数とする。	p. 38 ①に示す推定法 p. 40 4)に示す逆算法
高水護岸	堤防近傍の高水敷の粗度係数とする。	p. 39 ②に示す推定法 p. 40 4)に示す逆算法

2) 粗度係数 n と流速係数 ϕ との関係¹⁾

本書では、粗度係数 n を次のようにして推定する。

- 低水護岸および堤防護岸……流速係数 ϕ により評価する。
- 高水護岸………現地調査に基づく推定法による評価する。

ここで、流速係数 ϕ は、流れの抵抗と流速との関係を表す無次元の係数であり、 n とは次の関係にある。

$$\phi = \frac{1}{n} \frac{H_d^{1/6}}{\sqrt{g}} \dots\dots\dots (4.4)$$

流速係数 ϕ は、相対水深 H_d/k_s によって変化する。ここに k_s は相当粗度であり、河床がほぼ平坦であれば k_s は代表粒径 d_R とほぼ比例した値となるため、 d_R から流速係数 ϕ を推定することができる。一方、河床に砂連、砂堆、反砂堆、砂州などの河床波が発生する場合には、これらの河床波形状の発達程度および河床波の種類によって k_s の値は大きく変化する。既知の諸量と流速係数の関係を以下に示す。ほぼ均一粒径の河床材料の直線河道の場合の流速係数は、次元解析によると、

- ・無次元掃流力 ($\tau_* = u_*^2 / (s \cdot g \cdot d_R) = H_d \cdot I_e / (s \cdot d_R)$)
- ・水深粒径比 (H_d / d_R)
- ・粒子レイノルズ数 ($u_* \cdot d_R / \nu$) ν : 動粘性係数
- ・川幅水深比 (B / H_d)

の4量で規定される。この4量が ϕ に及ぼす関係について、移動床実験および実河川資料を用いた分析より、 τ_* と H_d / d_R の2量の影響が大きいことが明らかにされている。 τ_* と d_R は密接な関係にあり、 H_d / d_R は d_R が同じような河川間では限られた値の中に入る。このことより、同じような河床材料を持っている河道内(セグメント)では、流速係数が似たようなものとなる。したがって、流速係数はセグメントごとに τ_* と H_d / d_R の関係から推測することが可能となる。具体的な推定法を参考2に示す。

3) 粗度係数 n の推定法

① 低水路の粗度係数推定法

低水路粗度係数 n の推定は、以下の手順で行う。

手順1：摩擦速度 u_* の算定

$$u_* = \sqrt{g \cdot H_d \cdot I_e}$$

手順2：無次元掃流力 τ_* の算定

$$\tau_* = u_*^2 / (s \cdot g \cdot d_R)$$

$$s = \rho_s / \rho_w - 1 \quad (\text{通常 } 1.65 \text{ を用いる})$$

手順3：代表粒径 d_R ，無次元掃流力 τ_* より流速係数 ϕ を算定

…「参考2 セグメント別の低水路粗度係数 n の推定法」を参照し算定

手順4：粗度係数 n の算定……式(4.4)

なお、粗度係数 n の推定は、河道のセグメント区分ごとに行うものとする。その具体的な方法は、「参考2 セグメント別の低水路粗度係数 n の推定法」を参考されたい。河道特性量 (d_R , I_e , H_d) の設定方法については、前述の河道特性諸量の把握方法に準ずる。

また、計画高水位相当の既往出水データがある場合には、不等流計算により逆算される粗度係数 n との比較検討を行う。なお、力学的安定の照査に用いる水理量は計画高水位相当の値であるため、既往洪水時の諸量とは異なることが多い。したがって、逆算法により求まる粗度係数 n は、既往洪水から求められる値と同程度の値とはならないことがあるので留意する。例えば、洪水時において発生する水理諸量から洪水時の河床形態が砂堆から平坦河床に遷移する可能性がある場合には、河道計画では砂堆状態での粗度係数を用い、護岸設計では平坦河床での粗度係数を用いることが安全側となる。

根固め工が幅広く敷設され、粗度としての効果を持つ場合には、根固め工上の粗度を評価することができる。粗度の評価は、異型コンクリートブロックを用いた水理模型実験等より評価する。その方法は、「参考5 根固め工の粗度係数評価法」を参考されたい。

② 高水敷粗度係数の推定法

高水敷粗度係数 n は、高水敷上の設計水深 H_d と護岸全面の地被状態に応じて設定する。護岸全面の地被状態としては、土地利用の状況、植生の種別や高さが影響する。主に現地調査によ

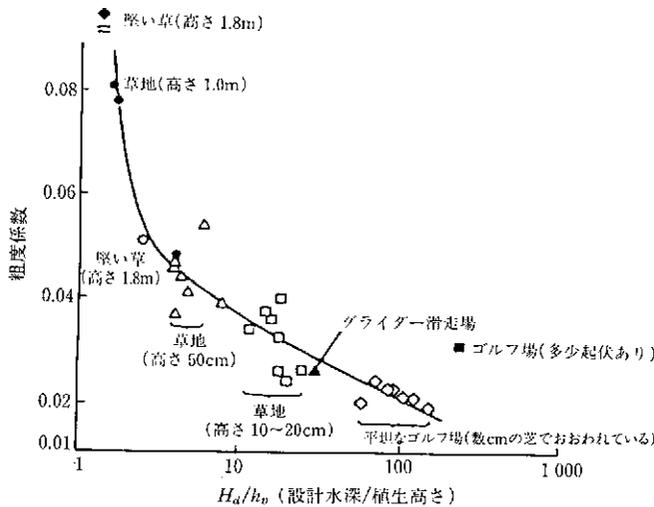


図 4-4

って得られた、高水敷地被状態と粗度係数の関係を図 4-4 に示す。この図は、横軸に高水敷設計水深 H_d と植生の高さ h_v の比をとり、植生が密な状態として整理されている⁵⁾。

また、樹木の高さが高く、 H_d/h_v が 1.1 を下回るようであれば、その箇所は死水域として取り扱う。

特に高水敷上の草地の倒伏現象を評価する場合は、「参考 3 草本類の洪水時の倒伏を考慮した粗度係数 n の推定法」を参照されたい。

4) 低水路、高水敷の粗度係数 n の逆算法

逆算法は、既往の計画高水位相当の出水時の痕跡水位、流量データに基づき、不等流計算などの方法により粗度係数 n を逆算する方法である。

複断面の河道や横断方向の一部に樹木群の存在する河道では、断面を分割して各断面での流速を適切に評価できる不等流計算手法を用いることを標準とする。この際、各断面間の境界では流速差に伴い生じる境界面でのせん断力を考慮する。不等流計算の手法については、「河道内の樹木の伐採・植樹のためのガイドライン (案)」⁶⁾等を参照されたい。

(4) エネルギー勾配 I_e の設定

エネルギー勾配 I_e は、不等流計算から求まるエネルギー勾配を用いることを基本とする。 I_e を求める際には、隣接する断面間のエネルギー勾配を求めるのではなく、 I_e がほぼ同様の値とみなせる一連区間を設定し、その区間内では同一の I_e 値を用いる。一連区間の設定では、河道のセグメント区分点や、支川合流点および流量変化点等の特性変化点が区分点の目安となる。

なお、断面急変部などのいわゆる急変流の生じる箇所以外では、水面勾配 I_0 を用いてもよい。なお、等流区間とみなせる区間では、河床勾配 I_b を用いることができる。

(5) 補正係数 α の評価法

洗掘や湾曲などの影響により、式(4.2)で求まる平均流速 V_m を補正する必要がある場合には、式(4.1)に示すように補正係数 α を用いて代表流速 V_0 を求める。代表流速 V_0 の算定にあたって、平均流速 V_m に対する補正を行う要因には、砂州の発生、河幅の変化、低水路の流れと高水敷の流れの干渉、湾曲による自由渦・強制渦の発生などの河道特性による要因、および根固め工、橋脚、堰・床止め上流部などでの構造物周辺の局所的な流れの変化などがあげられる。

本書では、既往研究成果から定量評価を行うことが可能となっている以下の補正係数について記述する。このとき、護岸の設置延長がある程度長く、設置区間内で α が変化する場合には最大値を用いるものとする。ただし、設置延長が非常に長く、最大値を用いることが適切でない場合には、補正の程度がほぼ等しい区間に区切って補正係数 α を設定してもよい。

補正係数を河道特性と対象護岸によって整理すると以下ようになる。これらの関係をまとめて表 4-2 に示す。

〔直線部〕

○低水護岸、および堤防護岸

- ・砂州発生による河床洗掘の影響による補正 (根固め工の有無により変化)

○高水護岸

表4-2 設計対象護岸に対する補正係数 α の算定式

設計対象 の護岸 補正 係数 α	直線部		湾曲部		低水護岸の天端 工・天端保護工
	低水護岸 堤防護岸	高水護岸	低水護岸 堤防護岸	高水護岸	
湾曲による影響		—	移動床の場合 は「河床洗掘」も考慮した式(4.13)あるいは式(4.14)を用いる。	式(4.14)	※2
高水敷と低水路との流れの干渉の影響		式(4.12)	—	※1	式(4.15)
河床洗掘の影響 ・根固め工が設置されていない、あるいは敷設幅が狭い場合	式(4.5)	—	湾曲の影響も考慮した式(4.13)を用いる。	—	—
・十分な幅の根固め工が設置されている場合	式(4.6)	—	湾曲の影響も考慮した式(4.13)に α_2 を乗じて用いる。	—	—
適用にあたって				※1 高水敷幅が狭い場合の補正係数 α は低水路部分との流れの干渉作用も考慮する。このときの設計に用いる α は式(4.14)より求まる α に式(4.12)より求まる α を乗じる。	※2 低水路法線が湾曲している場合は強制渦の発生による流速の補正も考慮する。このときの設計に用いる α は、式(4.15)より求まる α に、式(4.13)のうち洗掘の影響を除いた項より求まる α を乗じる。

・高水敷幅が狭い場合の低水路流れの干渉の影響による補正

〔湾曲部〕

○低水護岸、および堤防護岸

・自由渦、強制渦の発生による、流速の補正

・河床洗掘の影響による補正（根固め工の有無によって変化）

○高水護岸

- ・高水敷幅が狭い場合の低水路の流れの干渉の影響による補正
- ・湾曲の影響による補正

[低水護岸天端工・天端保護工]

- ・高水敷幅が狭い場合の低水路の流れの干渉の影響による補正
- ・湾曲部に設置される場合の湾曲の影響による補正

[その他]

- ・低水路と堤防法線の蛇曲に位相差がある場合
- ・構造物の周辺等

1) 直線河道部の補正

① 低水護岸および堤防護岸の場合

(a) 河床洗掘の影響による平均流速の補正係数 α

直線部で砂州のある河道区間で、根固め工が設置されていない箇所では、砂州の波高を考慮した水深増加を見込み、流速の補正を行う。

補正係数 α は、次式のとおりとする。ただし、直線部で砂州のある河道の場合の補正係数 α は、これまでの研究成果や現地の実態を考慮すると 2 を超えないので、 α は 2 以上としない。

$$\text{直線部で砂州のある河道区間； } \alpha = 1 + \frac{\Delta Z}{2 H_d} \quad (\alpha \leq 2) \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

洗掘深 ΔZ を求める際には、砂州移動に伴う洗掘位置の移動可能性を考慮し、設計対象地点を含む一連区間を定め、その区間ごとに最深河床高を求め、平均河床高と最深河床高の差を洗掘深 ΔZ とする。砂州波高の影響を考慮した最深河床高の求め方については、「4-3 最深河床高の評価法」を参考とする。

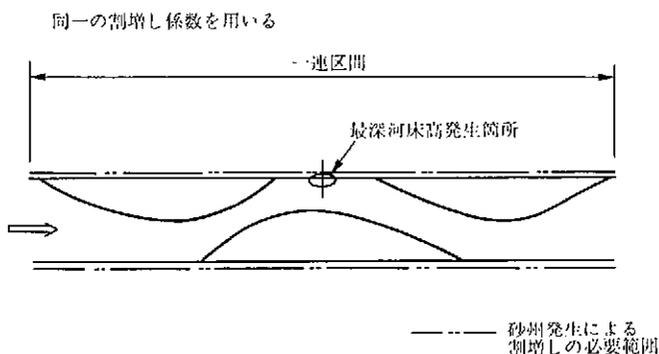


図 4-5 直線河道低水路の補正

(b) 根固め工の設置を考慮した平均流速の補正係数 α

護岸基礎工前面に 2 m 以上あるいはブロック 1 列以上の平坦幅を確保できる根固め工が敷設され、不陸等がない場合には、式(4.5)で求まる α に比べて洗掘による影響を緩和することができる。流速低減効果は根固め工幅 b_w の影響が大きい。

図 4-6 は、護岸基礎工前面に十分な幅を持つ根固め工を設置した場合の、根固め工上と最深

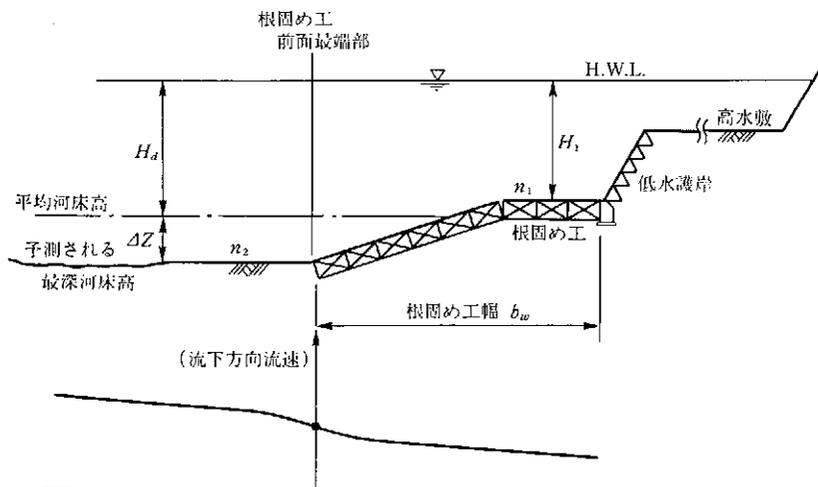


図4-6 鉛直平均流速の横断分布のイメージ図

河床高部の境界付近の鉛直平均流速の横断分布イメージ図である。

式(4.5)で求まる α を α_1 とし、洗掘による影響緩和の補正係数を α_2 とすると、低水護岸の設計に用いる代表流速 V_0 は、

$$V_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot V_m \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

と表現できる。

現段階では、 α_2 を定量的に求めるための合理的な方法を提示することは困難である。洗掘緩和による流速低減効果の評価は、水理模型実験による観測結果や洪水時の航空写真による流速調査結果を用いることが基本である。なお、そのような方法を用いることができない場合の評価法の一例として、 b_w/H_1 が1より大きい場合を目安として、 $\alpha_2 = 0.9$ 程度を用いてもよいだろう。 b_w/H_1 が1以下の場合には、 $\alpha_2 = 1$ とするのが適当である。

② 高水護岸の場合

高水敷上の流速と低水路内の流速は、差が大きいので、高水敷部と低水路部との間で運動量交換が生じる⁷⁾。高水敷幅 b_{fp} ・高水敷水深 H_{fp} 比 (b_{fp}/H_{fp}) が小さい場合、すなわち相対的に高水敷幅が狭い場合には、高水敷流れは低水路流れの干渉を強く受けるので、補正係数 α を導入する必要がある。なお、高水護岸の設計では、 H_{fp} を設計水深 H_d として、平均流速 V_m を算定する。

ただし、 b_{fp}/H_{fp} がかなり小さく堤防護岸として低水護岸と高水護岸を一体とした設計を行う場合には、低水路部分の水深を用いて代表流速を計算する必要がある。したがって、高水敷部分の流速を補正する考え方そのものが適用されない。堤防護岸として設計を行う必要性の判断は、 $b_{fp}/H_{fp} < 3$ の場合を目安とする。

ここでは、運動量交換に伴う抵抗の増大を適切に評価し、横断方向の流速分布を求めることによって、高水護岸の補正係数 α を求める方法を紹介する。高水護岸の補正係数 α の値は、高水敷の地被状況が一定の場合には各セグメントごとに流速係数 ϕ をパラメータとして、高水敷

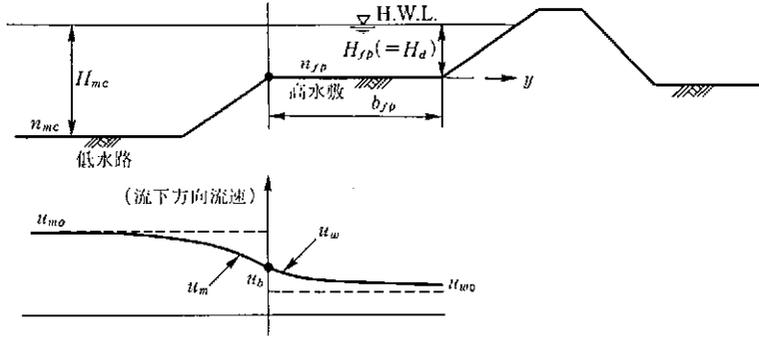


図 4-7 鉛直平均流速の横断分布

幅 b_{fp} と高水敷水深 H_{fp} の比との関係で表現できる。以下にこの計算方法を示す⁷⁾十分な幅を持つ高水敷と低水路部の境界付近の鉛直平均流速の横断分布は、一般に図 4-7 のように表現できる。

高水敷と低水路部の境界（低水路法肩を原点とする）からの距離を y とすれば、高水敷上の横断流速分布 $u_w(y)$ は次式で求めることができる。

$$u_w(y) = (u_b - u_{w0}) \exp\left[-\sqrt{\frac{F_w \cdot u_{w0}}{H_{fp} \cdot \epsilon}} \cdot y\right] + u_{w0} \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

ここで、 H_{fp} : 高水敷部水深

H_{mc} : 低水路部水深

n_{fp} , n_{mc} : それぞれ高水敷と低水路部のマンシングの粗度係数

また、式中の u_b (境界部の流速) と ϵ (横断方向の干渉効果の大きさを表す水平渦動粘性係数) は次式で求められる。

$$u_b = \frac{u_{w0} \sqrt{F_w \cdot u_{w0}} + u_{m0} \sqrt{F_m \cdot u_{m0}}}{\sqrt{F_w \cdot u_{w0}} + \sqrt{F_m \cdot u_{m0}}} \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

$$\epsilon = (f')^2 (u_{m0} - u_{w0})^2 \cdot \left[\frac{1}{\sqrt{F_w \cdot u_{w0}}} + \frac{1}{\sqrt{F_m \cdot u_{m0}}} \right]^2 \cdot H_{fp} \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

$$F_w = 2g n_{fp}^2 / H_{fp}^{1/3} \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

$$F_m = 2g n_{mc}^2 \cdot H_{fp} / H_{mc}^{1/3} \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

ここに、 F_w , F_m : それぞれ高水敷部と低水路部での摩擦損失係数

u_{w0} , u_{m0} : それぞれ干渉効果の影響範囲外での流速

(それぞれの水深, 粗度, エネルギー勾配を用いて, マンシング式で求めることができる。)

f' : 混合係数, 0.04 程度⁷⁾ とする。

この結果を用いて, 低水路法肩から任意の位置での流速の補正係数 α を評価することができる。すなわち

$$\alpha = \frac{u_w(y)}{u_{w0}} = 1 + \frac{(u_b - u_{w0})}{u_{w0}} \exp\left[-\sqrt{\frac{F_w \cdot u_{w0}}{H_{fp} \cdot \epsilon}} \cdot y\right] \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

この式において、 $y=b_{jp}$ （高水敷幅）としたときの α が、高水護岸の設計に用いる代表流速 V_0 を求めるための補正係数である。

ここで一例として、各セグメントごとにある河道条件を当てはめて求めた α と y/H_{jp} との関係を図4-8に示す。図では低水路法肩からの距離 y が増すと、補正係数 α の値が小さくなることがわかる。

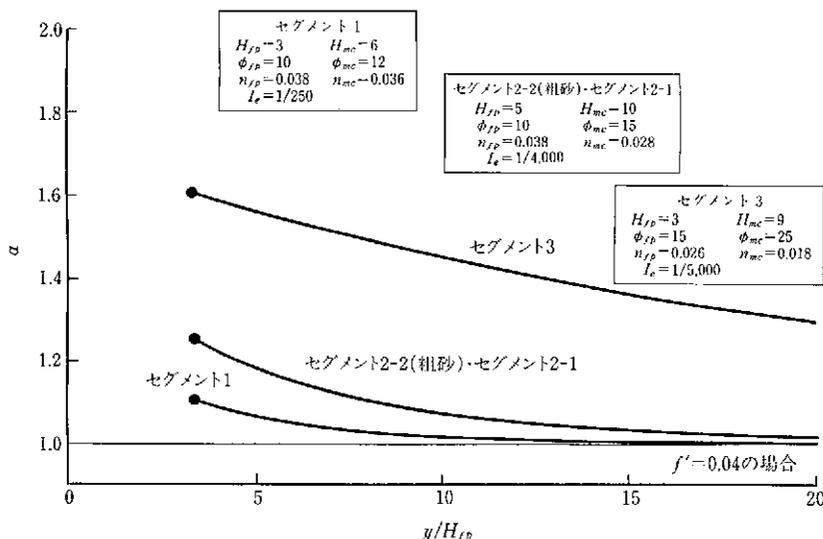


図4-8 高水護岸部の補正係数 α と低水路法肩からの距離・高水敷水深比(y/H_{jp})との関係

2) 河道湾曲部の補正

① 低水護岸および堤防護岸の場合

河道湾曲部では、湾曲内岸に生じる自由渦および、外岸側下流端に生じる強制渦によって流速が速くなることが知られている⁹⁾。また、湾曲部では、外岸の深掘れによっても流速が速くなる。そこで、湾曲部ではこれらの影響を考慮して流速の補正を行う。

以下に紹介する河道湾曲部の補正係数 α の算定法は、単断面河道を対象とした実験や解析から得られたものである。したがって、単断面河道や堤防護岸を対象に利用できる。また、複断面河道であっても、堤防法線形と低水路の法線形に位相差があまりない場合には利用可能な方法である。堤防法線形と低水路の法線形に位相差がある場合⁹⁾には、実験等により別途検討を行う必要がある。

(a) 十分な敷設幅を持つ根固め工のない場合

根固め工のない場合、あるいは直線河道の際に記したように十分な敷設幅を持つ根固め工がない場合には、護岸前面に洗掘を生じ、洗掘による水深増によって流速が速くなる。したがって、この影響を考慮した流速の補正を行う。

自由渦・強制渦による流速の増加はこれまでの研究成果により湾曲の曲率半径 r と低水路幅 B により定めることができる¹⁰⁾¹¹⁾。また、湾曲部外岸での最大洗掘深 ΔZ は、平均河床高とそれぞれの最深河床高の差として求めることができる。最深河床高の求め方は、「4-3 最深河床

高の評価法」に示す。湾曲部外岸に沿った最深河床高を設定する際、経年的に見て湾曲区間内の最深河床位置が固定されているか、移動しているかが重要である。固定されている場合には、各地点で評価される最大値を最深河床高として用いる。一方、移動がある場合には、各地点の最深河床高を包絡する高さを最深河床高として用いる。

以上をまとめると、補正係数 α は自由渦・強制渦と洗掘の影響を考慮して次のように定める。

$$\left. \begin{array}{l} \text{内岸側 (図A, Bの間) : } \alpha = 1 + \frac{B}{2r} \\ \text{外岸側 (図A, Bの間) } \\ \text{および, 下流端より延長 } 2B \text{ の区間 : } \alpha = 1 + \frac{\Delta Z}{2H_d} + \frac{B}{2r} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.13)$$

なお、図4-9に示すように、湾曲区間外岸側上流部の流速(図A, Cの間)は、水理的には、湾曲の影響によって割り引かれる。しかし、流速評価をある断面で急に変わると弱点となりやすいことから、実際の設計では、外岸側の下流部と同様に補正することとする。

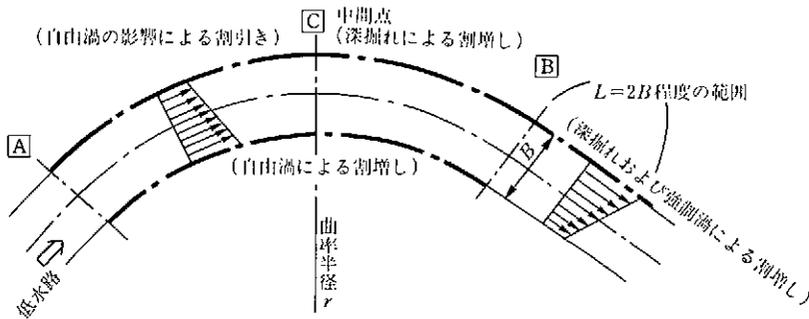


図4-9 移動床低水路の補正

ただし、河床が移動床で湾曲および砂州によって洗掘が生じる場合の補正係数 α は、これまでの研究成果や現地の実態を考慮すると、上限値は以下のとおりである。

- セグメント1 : $\alpha \leq 2$
- セグメント2, 3 : $\alpha \leq 1.6$

(b) 十分な敷設幅を持つ根固め工が設置されている場合

護岸前面に2m以上あるいはブロック1列以上の平坦幅を確保できる根固め工が設置されている場合には、直線河道の場合と同様に洗掘による流速増加の影響が緩和される。この補正係数 α_2 を適切に評価できる場合は、「(a)十分な敷設幅を持つ根固め工のない場合」の式(4.13)に示す補正係数 α に α_2 を乗じ、根固め工が設置されている場合の補正係数 α とする。

なお、 α_2 は、直線河道部の「(b)根固め工の設置を考慮した平均流速の補正」を参照して求めることとする。 α_2 の評価が困難な場合には $\alpha_2 = 1$ とする。

② 高水護岸の場合

(a) 高水敷幅が広い場合

高水敷幅が広い場合(「直線河道部」の高水護岸の場合を参照)には、低水路の速い流れの影

響は無視して、湾曲による自由渦・強制渦の発生に関する流速の補正を考慮する¹⁾。この場合の評価方法は、低水護岸の「(a)十分な敷設幅を持つ根固め工のない場合」の補正方法に準じて α を定める。ただし、高水敷の洗掘はないものとして洗掘の影響は見込まない。

以上より、補正係数 α は次のように定める。

内岸側, 外岸側 (図の[A], [B]の間) および
 外岸側下流部 (図の[B]から延長 $2B$ の区間) : $\alpha = 1 + \frac{B}{2r}$ (4.14)

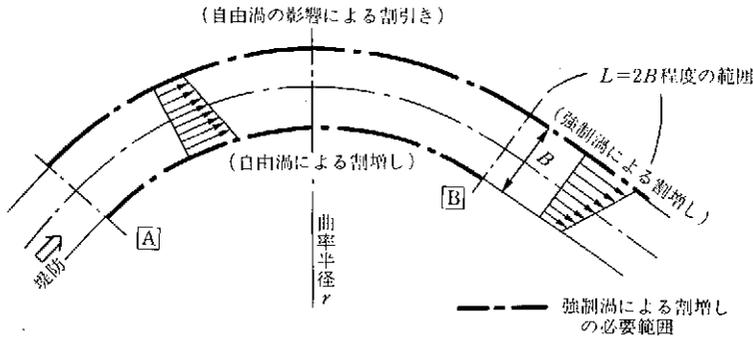


図 4-10 堤防湾曲部の補正

なお、湾曲区間外岸側の流速は、水理的には、湾曲の影響によって割り引かれるが、低水護岸の「(a)十分な敷設幅を持つ根固め工のない場合」と同様の理由で、内岸側および外岸側下流部と同様に補正することとする。

(b) 高水敷幅が狭い場合

高水敷幅が狭い場合（「直線河道部」の高水護岸を参照）には、低水路部分との流れの干渉作用も考慮する。すなわち、式(4.14)により求まる α に、式(4.12)より求まる α を乗じて、照査に用いる α とする。

3) 低水護岸の天端工・天端保護工の補正

(a) 低水路との流れの干渉による補正係数 α

低水護岸の天端工・天端保護工の設計では、低水路部分の流れの影響を考慮し、高水敷上の Manning 式による流速 V_m に補正係数 α を乗ずる。

この係数は「高水護岸」の場合に、低水路流れの干渉による補正を算定する式(4.12)のなかで、 $y=0$ として求められるものである。

$$\alpha = \frac{u_w(y)}{u_{w0}} = 1 + \frac{(u_0 - u_{w0})}{u_{w0}} \dots\dots\dots(4.15)$$

α の値の目安は、次表のとおりである。

セグメント 1	1.3~1.4
セグメント 2	1.5~1.6
セグメント 3	1.6~1.7

(b) 湾曲部に設置される天端工・天端保護工の補正係数 α

低水路法線が湾曲している場合は、強制渦の発生による流速の補正を考慮する。式(4.15)より求まる α に、式(4.13)の内洗掘の影響を除いた項より求まる α の値を乗じて、設計に用いる α とする。

4) その他の補正

低水路法線形が複雑な場合や堤防法線形と位相差を持つ場合、あるいは高水敷上の樹木群に粗密がある場合のような複雑な河道形状について補正係数を一律に評価することは困難である。このような条件の河道では、平面流計算や水理模型実験によって、代表流速 V_0 を別途評価することが望ましい。

また、橋脚や床止め周辺では乱れにより流速そのものが大きくなるので、既往の研究成果や水理模型実験等により、代表流速を評価することが望ましい。

4-3 最深河床高の評価法

POINT

護岸の力学安定性の照査にあたっては、設計対象箇所最深河床高を評価する。

(1) 目的

護岸破壊の原因の多くは護岸基礎前面の河床低下によるものである。このため、設計対象箇所の最深河床高は重要な設計条件である。最深河床高は、洪水時の洗掘現象や埋め戻しによって変化する。この変化形態は、河道特性によって異なる。現象の複雑さ、また、定量的な評価に必要なデータ収集も観測が難しいこともあって现阶段では不十分なことから、最深河床高の定量的評価は困難なものとされてきた。

本書では、これまでの研究などから、ある程度明らかになった成果を基にして、河道特性に応じた評価方法を紹介する。

(2) 河道特性と最深河床高の関係

河道の平面形状と河床変動形態は、砂州の発生形態や移動と密接に関係している。日本の河川における典型的な砂州のスケールを図4-11に示す¹⁾。砂州の発生形態は洗掘現象と強く関係するので、河道の平面形状と砂州の発生形態の関係について十分に検討しておく必要がある。

1) 直線河道の場合

河道幅がほぼ一定の直線河道では最深河床高とその位置は、主に砂州の規模を表す波高、波長で限定される。砂州の変動は、河道のセグメント区分ごとに特徴がある。

① セグメント1および2-1の河道

セグメント1および2-1では、単列砂州あるいは多列砂州が発生する。これらの砂州は洪水時には移動する。最深河床高は、砂州波高に限定され、また、砂州波高および波長は平均年最大流量時の水深、川幅に支配される。

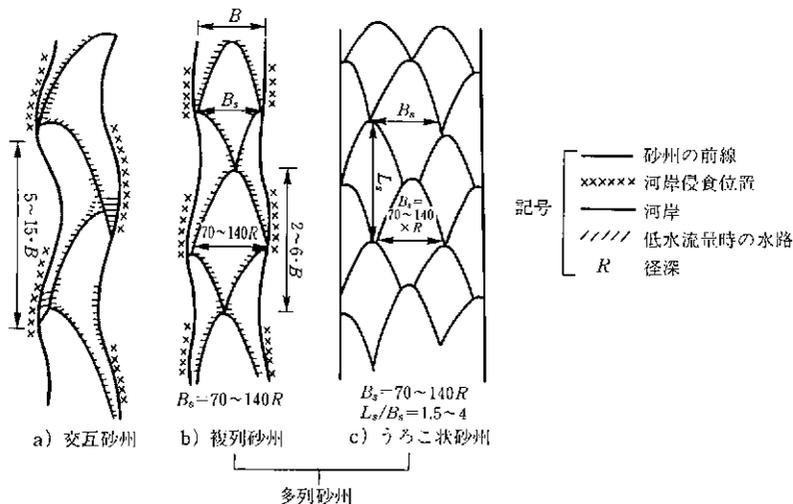


図 4-11 典型的な砂州のスケール¹⁾

② セグメント 2-2 の河道

河床勾配が $1/800 \sim 1/3,000$ 程度で、河床材料が粗砂あるいは中砂によって形成されている河道では、洪水時と平時に砂州のスケールが異なる。また、小出水で砂が動く特徴を持つために、洗掘部の埋め戻し現象が発生し、洪水後の洗掘部の測量データを用いて最深河床高を評価することはできない。また、河床勾配が $1/3,000$ 程度より緩い場合には、埋め戻し現象が顕著でないので、大出水時の洗掘データの収集により推定精度の向上に努めることが重要である。

③ セグメント 3 の河道

セグメント 3 の河道で河床材料の代表粒径が 0.15 mm 以下の場合では一般に砂州は発生せず、直線河道の場合の最深部は河道中央寄りとなる。また、最深部に粘土層が露出し、河床洗掘がそれ以上進まないことがある。

2) 単湾曲河道の場合

① セグメント 1 の河道

セグメント 1 では一般に顕著な湾曲は形成されないが、山地部等で強制的に湾曲している箇所では現地の特性に応じた検討が必要である。

② セグメント 2 および 3 の河道

セグメント 2 および 3 の湾曲部では湾曲部の 2 次流、および砂州によって洗掘が生じる。洪水ピーク後には埋め戻しが生じる。現段階では埋め戻しの評価は困難な状況であるので、洪水中の最深河床高のデータ収集に努めることが重要である。なお、セグメント 3 の河道での埋め戻し現象は、セグメント 2-2 の河道ほどは顕著ではない。

また、セグメント 2-2, 3 では洗掘部で、粘土層、岩が露出することがあり最深河床高が規定されることがある。

3) 蛇曲河道における最深河床高

蛇曲河川の最深河床高については、一般には単湾曲河道と同様に考えることができる。

(3) 評価方法

1) 評価方法の概要

最深河床高の評価方法として本書では四つの方法を説明する。

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

これらの方法のなかから、河床変動データの所在状況、河道特性、設計対象区間の重要性等を勘案して適切な方法を用いる。

これら四つの方法のうち、「方法1」は、過去の被災状況や河床材料および岩の露出状況といった河床変動要因を把握するのに有効である。ただし、計画高水位相当の洪水を経験していない場合や、洪水後の埋め戻し現象によって必ずしも洪水中の最深河床高を把握できていないこともあるため、「方法2」による評価と合わせて最深河床高を評価することが望ましい。

経年的な河床変動データがある場合には、最深河床高を評価する際に次の事項を確認する必要がある。

① みお筋の確認

現地踏査、および河道縦横断面図や河道平面図を用いてみお筋を調査し、砂州の形態や変動特性等を確認する。経年的にみお筋の大きな変化がある場合には平均河床高の経年変化との関係も調査する。

② 平均河床高の変化状況の把握

平均河床高の経年変化は最深河床高の評価に影響するので、経年的な河道縦横断面図により平均河床高の変化状況を把握する。平均河床高が経年的に変化（河床上昇あるいは低下）している場合には、上流でのダム建設、砂利採取等の平均河床高変化の原因を調べ、河床変動計算等の方法により将来の傾向を最深河床高の評価に反映させる。

一方、対象河川の河床変動に関する経年データが不十分な場合、あるいは河道形状を大きく変更する場合には、「方法2～4」による評価を行うことになる。

なお、河道改修等により河床掘削を行うことが明らかである場合には、掘削後の状況で生じる平均河床高の検討を行ったうえで、最深河床高を評価しておく必要がある。また、沖積地河川の河床に多く見られる現象として、洗掘時に沖積粘土層、洪積層、基岩が露出し河床低下を抑制することがある。したがって、既存のボーリングデータの収集や、必要に応じてボーリング調査を行い、河床の土質状況を把握したうえで、最深河床高の評価を行うことが望ましい。

最深河床高の評価方法の流れを図4-12に示す。

2) 方法1；経年的な河床変動データからの評価

セグメント1, 2-1, および3に区分される河道で、長期間にわたる河床変動に関する資料を入手できる場合には、経年的な河床変動データを用いて最深河床高を評価することができる。ここに示す方法は、当該河川における経年的な縦横断面図を整理して、それらの変動データから

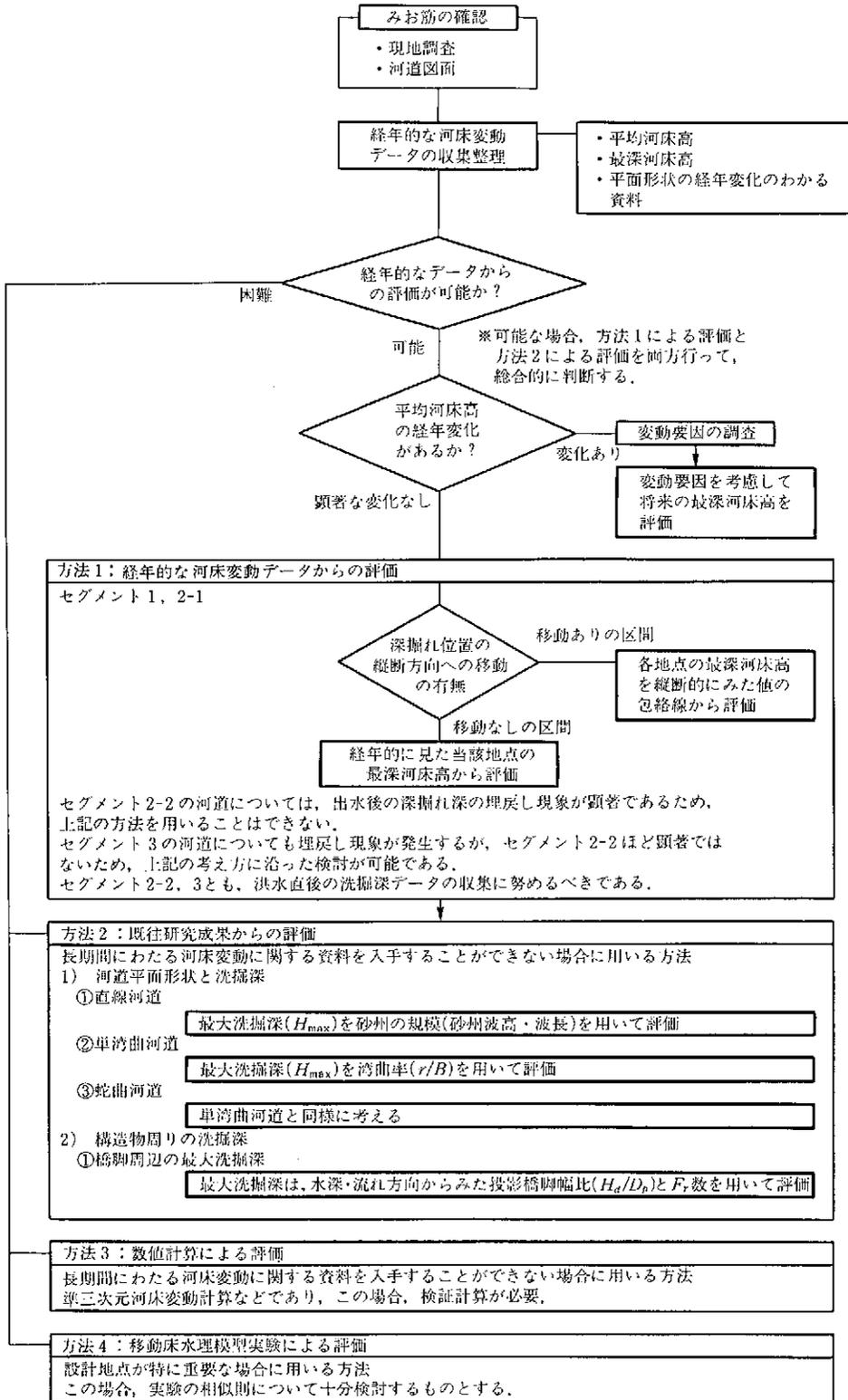


図4-12 最深河床高の評価方法の流れ

最深河床高を評価する方法である。用いる資料は、

- ・河床高経年変化図
- ・河道平面経年変化図
- ・航空写真

等である。これらの資料を用いて、まず洗掘の要因、洗掘箇所・水衝部の移動状況、一連区間での最深河床高の位置や変化について検討する。この結果を基にして以下に示す方法により最深河床高を評価する。なお、セグメント2-2の河道では、洗掘部の埋め戻し現象が顕著であるため、平水時の河床変動データのみを用いた評価法を用いることが難しい。したがって、現状では「方法2」、「方法3」、「方法4」を用いて最深河床高を評価する。

① 直線河道で洗掘位置が縦断方向に移動する場合

この場合には、移動する砂州の外縁が最深河床高の位置と対応する。そこで、砂州の発生特性を考慮し、設計対象区間を含む一連区間を定め、その区間ごとに各断面の最深河床高の包絡線を求めてその包絡線を最深河床高の評価高とする(図4-13)。

② 湾曲部や水衝部の発生位置が固定されており、洗掘位置が縦断方向に移動しない場合

この場合には、当該地点の経年的な最深値を最深河床高として設定する(図4-14)。ただし、大洪水を含む期間のデータがない場合は、経年的な最深値よりも深く洗掘される可能性が高いため、「方法2」を並用する等の追加検討を行う。

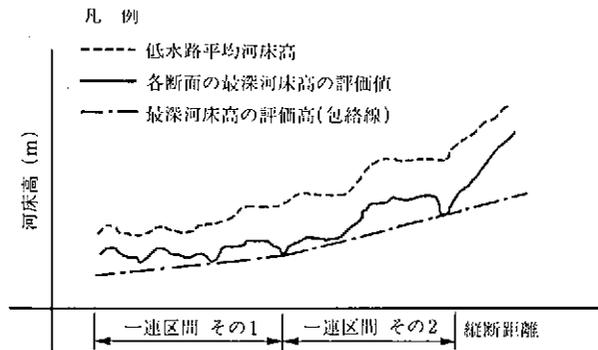


図4-13 洗掘部が縦断的に移動する河道の最深河床高の評価

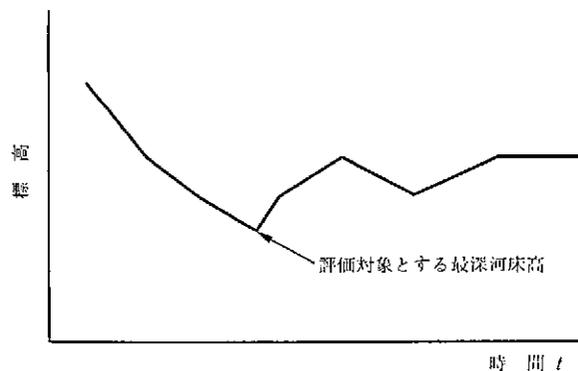


図4-14 洗掘部が縦断的に移動しない河道地点の最深河床高の評価

3) 方法2；既往研究成果からの評価

長期間にわたる河床変動に関する資料を入手することができない場合には、対象箇所の河道特性、洗掘要因に適した研究成果、経験的手法等を用いて最深河床高を評価する。

① 河道平面形状と最深河床高

河道内では、砂州発生、蛇行を原因とした水衝部の発生、湾曲部での2次流の影響等によって洗掘が発生する。これらの現象は河道平面形状と密接に関連しており、多数の研究者によって洗掘の定量的評価が試みられている。表4-3に代表的な研究事例¹⁾を示す。

表4-3 最深河床高の評価方法（セグメント分類・河道平面形状別）

河道平面形状	セグメント1	セグメント2	セグメント3
直線河道	砂州波高による評価。式(4.16)を用いる。 砂州発生せず		
単湾曲河道	河道湾曲半径・川幅比(r/B)を用いた評価。図4-17を用いる		
蛇曲河道	河道湾曲半径・川幅比(r/B)を用いた評価。図4-17を用いる		

表4-3に示す方法を利用する場合、最深河床高算定に際して平均年最大流量時の水深(H_m)を基本的に用いる。方法2は限られたデータにより作成された研究成果に基づくものであるので、水理模型実験や現地観測結果等を参考に適切に評価することが望まれる。

② 直線河道の場合

河道幅がほぼ一定の直線河道における最深河床高は、主に砂州の規模を表す砂州波高、波長で決まる。また、砂州波高は、砂州の列数による影響を受ける。以下にセグメントごとに砂州形態を踏まえた評価方法を示す。

(a) セグメント1、2-1の河道

最深河床高は、砂州波高に支配される。また、砂州波高は、低水路幅 B と水路の水深 H_n 、河床材料粒径 d に支配される。砂州波高は、図4-15によって評価する。図4-15は、水理模型実験によって得られた砂州波高・水深比(H_s/H_n)と低水路幅・水深比(B/H_n)との関係を表すものである¹⁾。実験は、流量一定の定常状態で行われた。ここで H_n は、実験時の水路の平均水深を表す。

最大洗掘部の水深($H_{max.s}$ ：図4-16参照)はこれまでの実験データ等から、

$$H_{max.s}/H_n = 1 + 0.8 H_s/H_n \quad \dots\dots\dots(4.16)$$

と評価される¹⁾。以上より、直線河道部の最大洗掘深は、 B と H_n により評価することが可能である。

実河川の、砂州波高の最大値は、概略平均年最大流量時の平均水深 H_m に対応するものとなっているため、計画高水流量時の砂州波高は、式(4.16)および図4-15の H_n を H_m とみなして評価してよい。

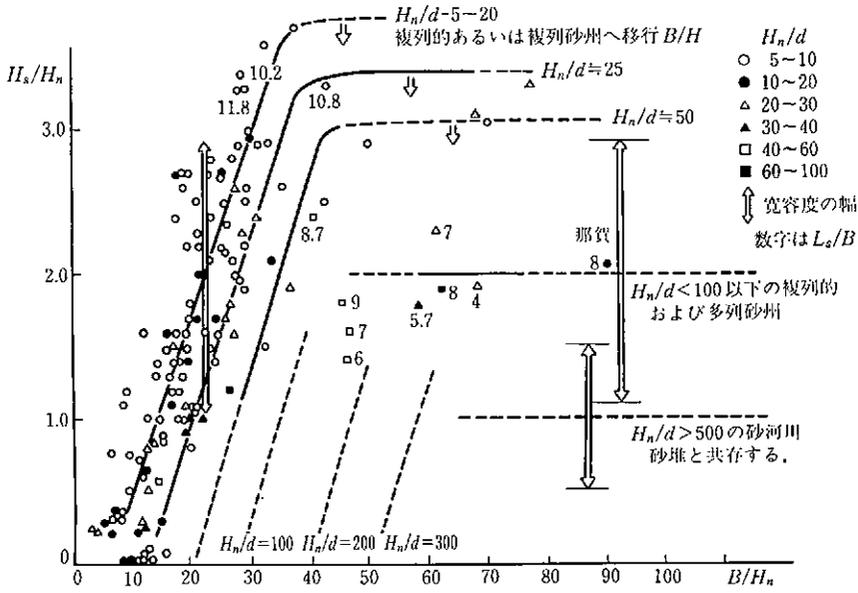


図 4-15 H_s/H_n と B/H_n の関係 (ただし τ_* は 0.03~0.4 の範囲)¹⁾

したがって、最大洗掘部の洗掘深 ΔZ (平均河床高と最深河床高の差) は、

$$\Delta Z/H_m = 0.8 H_s/H_n \quad \dots\dots\dots (4.17)$$

で評価し得る。

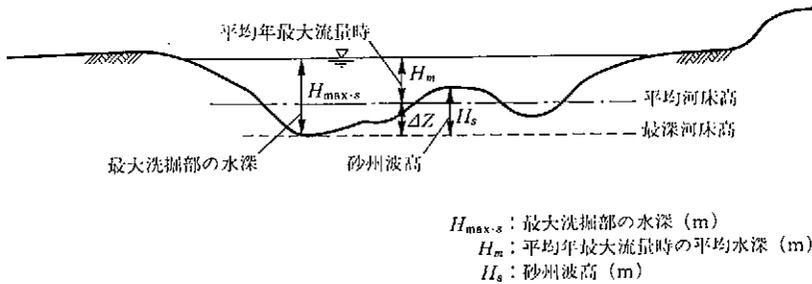


図 4-16 尖河川の最大洗掘部の水深 ($H_{max,s}$) の説明図

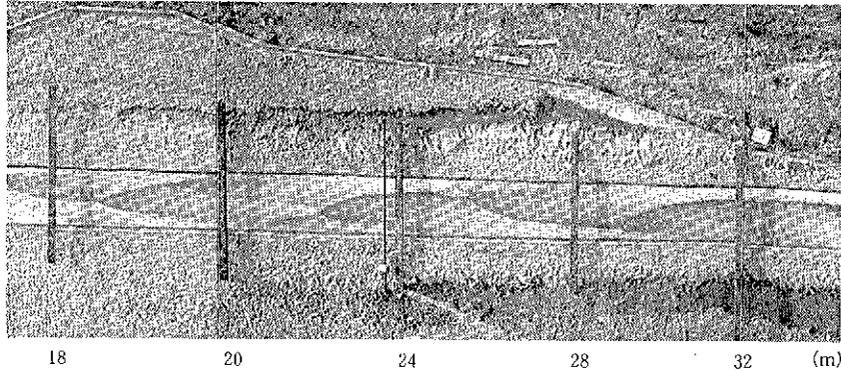
ここで図 4-15 について若干の補足を行う。

パラメータ H_n/d で表された各々のラインのうち、実線は実験資料を基にしたものであり、破線は推定線である。

図 4-15 において、同一 H_n/d の線が B/H_n の値が大きい領域で不連続となっているのは、水理量の変化に応じて砂州形態が変化する現象を反映したものである。

同一 τ_* , H/d_n でかつ単列砂州の場合、川幅の広い水路ほど H_s/H_n が大きく、洗掘深が大きくなるが、ある一定値以上となると砂州は複列砂州形態となって、かえって洗掘深が小さくなる。

写真 4-1 は、単列砂州と複列的砂州の共存している場合の例を示したものであるが、これより複列砂州は単列砂州よりスケールが小さく洗掘深が小さくなることが理解しえよう。

写真 4-1 被列砂州と交互砂州の共存¹⁾

実際の河川では、平均年最大流量より大きい流量が流れるときは B/H_n が小さいので、平均年最大流量時の水理量に対して単列砂州が発生する場合は、図 4-15 より洗掘深 ΔH が小さくなる傾向にある。平均年最大流量時複列砂州が発生する場合は、流量がより大きくなると洗掘深は大きくなる傾向がある。ただし、実際には水理量の変化（水位の変化）に対して、その変化に対応したスケールの砂州がすぐに形成されるわけではなく、応答の遅れがある。

一般には、応答の遅れが大きいので、砂州形態の変化について考慮する必要は少ないが、砂防河川、急勾配扇状地河川では、砂州のスケールが小さく、変化が早めであるので注意を要する。

(b) セグメント 2-2 の河道

イ. 単列砂州の場合

平水時単列砂州を形成している直線河道では、大出水時 B/H が小さくなり、砂州波高が小さくなると考えられている。ただし、砂河川のように H/d の大きい単列砂州の砂州高については、実測値がなく、詳しいことがわかっていない。現在のところ、「方法 2」、「方法 3」、「方法 4」によって評価しておくのが無難であろう。

ロ. 多列砂州の場合

中小出水時に多列砂州を形成している直線河道では、大出水時に砂州が統合され列数が減少することにより、洗掘深が大きくなることがある。この場合の洗掘深の適切な評価方法は現段階では明確になっていないが、計画高水流量時と平均年最大流量時の砂州波高等を踏まえて総合的に評価する必要がある。

一つの方法として、大出水時の多列砂州の統合による洗掘増を 30%程度と見込み、平均年最大流量時（中小出水時に相当）の ΔZ を式(4.17)より求め、その 1.3 倍を計画高水流量時の最大洗掘量とすることが考えられる。

(c) セグメント 3（細砂の河川）

セグメント 3 の河道では、一般に砂州は発生せず、直線河道であれば最深部は河道中央寄りとなることが多い。また、最深部に粘土層が露出し、河床洗掘がそれ以上進まないことがある。なお、直線河道であっても川幅の変化があると、洪水時には川幅の狭い所が洗掘され、広い

所に堆積する。このような区間で最深河床高を推定する場合には、川幅変化による水理量の縦断変化が河床高に与える影響を考慮する必要がある。このため、河幅をほぼ一定として検討された「方法2」を用いて求めることは困難であり、「方法3, 4」により評価する必要がある。

③ 単湾曲河道の場合 (セグメント1, 2, 3)

単湾曲河道の最深河床高は、水理模型実験結果等から、計画高水流量時の水深に支配されることがわかっている。また計画高水流量規模の洪水では、流量変化に対する河床変化の応答遅れが生じることもわかっている。したがって、水理模型実験によって計画高水流量を定常的に流下させて河床高を求めようとする洗掘深は過大評価となる。このため、単湾曲河道では、計画高水流量規模の洪水時の最深河床高の観測データを増やしていくことが必要である。

計画高水流量規模の洪水時の観測データが不十分な現状では、当面、平均年最大流量時の観測データを基にした評価図を用いて、平均年最大流量時の最大洗掘部の水深 (H_{max}) を推定し、この水深の30%増を計画高水流量時の最深河床高として評価するということが考えられる。ただし、洗掘時に沖積粘土層、洪積層、基岩が露出している場合には、河床洗掘がそれ以上進まないことがある。したがって、既存のボーリングデータの収集や、必要に応じてボーリング調査を行い、河床の土質状況を把握したうえで、最深河床高の評価を行うことが望ましい。

平均年最大流量時の最大洗掘部の水深 (H_{max}) と河道湾曲半径・川幅比 (r/B) との関係を図4-17に示す。この研究成果によると、砂州形成の有無により評価方法が異なる。

当該湾曲部の水理量を直線河道の砂州形成条件に当てはめた場合に砂州が形成されると判断される区間では、単湾曲部の最大洗掘部の水深 H_{max} と H_m との比 (H_{max}/H_m) を、 r/B との関係で評価することができる。一方、同様にして単列砂州が形成されると判断される区間では、 H_{max} と直線河道の場合の最大洗掘部の水深 $H_{max,s}$ との比 ($H_{max}/H_{max,s}$) を r/B との関係で評価する。この際、直線河道の場合の最大洗掘部の水深は、式(4.16)を用いて評価する。ただし、図4-17は、限られたデータから作成されたものであるため、フォロー調査等により精度向上に努めることが望ましい。

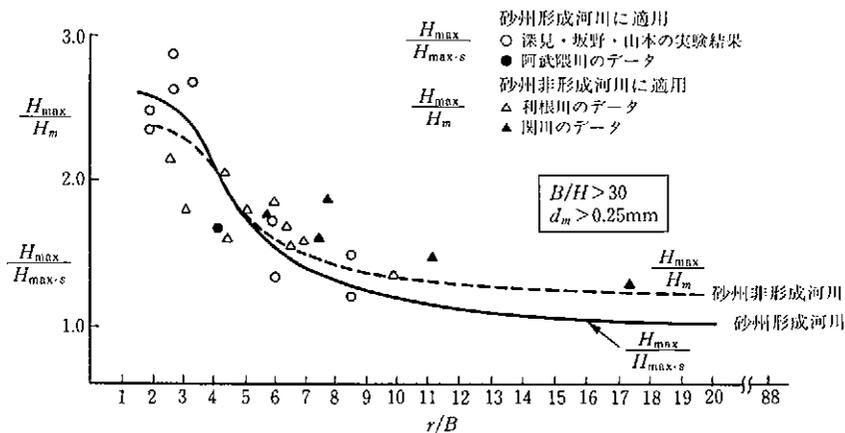


図4-17 湾曲部における $H_{max}/H_{max,s}$ (H_m) と r/B との関係¹⁾

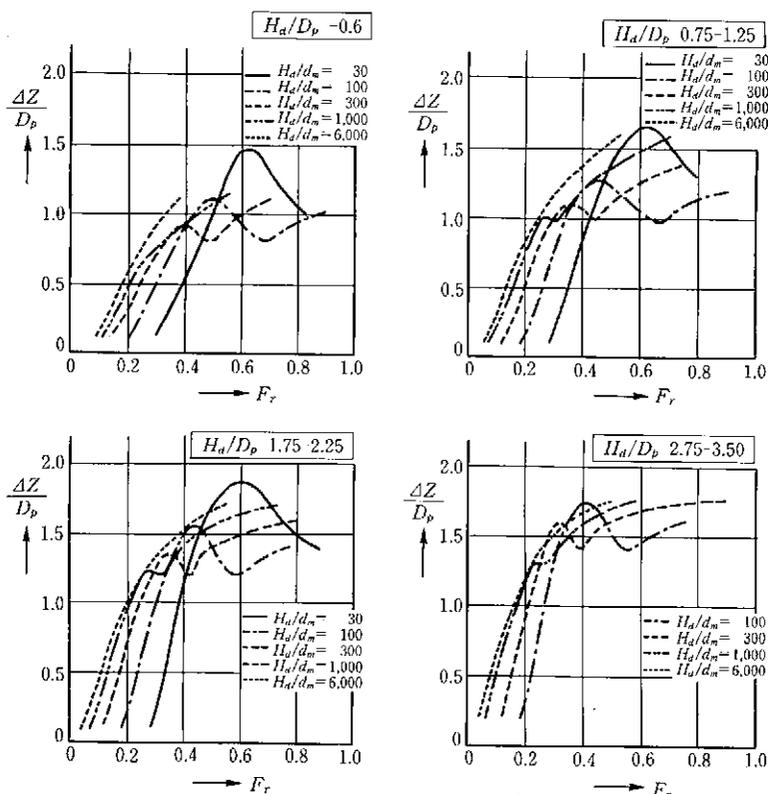
④ 蛇曲河道の場合

蛇曲河道の最深河床高については、セグメント1を除いて単湾曲河道の場合と同様に考えることができる。

⑤ 構造物周りの場合

河道内に構造物がある場合、その周辺が局所的に洗掘されることがあるため、十分に注意して最深河床高の評価を行うべきである。ここでは、注意すべき構造物の代表例として橋脚を取り上げて、円柱型橋脚の場合の実験例²⁾を紹介する。

橋脚周辺の平均河床からの最大洗掘深 ΔZ は、流れ方向から見た投影橋脚幅を D_p としたとき、 $\Delta Z/D_p$ と H_d/D_p 、フルード数 F_r の関係から予測することが可能である(図4-18)。なお、実験によると橋脚周辺の洗掘の影響範囲は、洗掘深の2倍程度である。



ここで、 ΔZ : 平均河床からの最大洗掘深 (m)
 D_p : 流れ方向から見た投影橋脚幅 (m)
 d_m : 河床材料平均粒径 (m)

図4-18 F_r 数と $\Delta Z/D_p$ と H_d/d_m の関係¹²⁾

4) 方法3：数値計算による評価（二次元河床変動計算等）

最深河床高を評価するのに十分な河床変動に関する資料が準備できない場合には、数値計算により河床変動を予測して最深河床高を評価することもできる。この場合には、現地の河床変動資料による検証を行って計算モデルの妥当性を明らかにする必要がある。

河床変動計算は流れの予測モデルと流砂の運動モデルを結合して数値計算より河床変動を求

めるものである。この方法は、洪水時の平面河床変動、水衝部の流況、局所洗掘等を評価するために用いられる¹⁰⁾¹³⁾¹⁴⁾。

数値計算は、水理模型実験に比べ相似則の問題がなく、さまざまな地形条件等について容易に対応することが可能である特徴を持つものの、解析方法の適用性やパラメータの設定に関して十分な考慮が必要であり、現地の河床変動を利用した適合性の検証が不可欠である。

5) 方法4：移動床模型実験による評価

河道計画上特に重要な区間となっている場合には、移動床水理模型実験によって最深河床高を評価することが多い。ただし、最深河床高の評価にあたっては相似則について十分検討する必要がある。

実河川の河床材料が砂利となっている河道の模型実験は、実験に用いる河床材料の選定が正しければ実験の相似性が高く実験結果の信頼性は高い。しかしながら、実河川の河床材料が砂である河川の模型実験は相似性に課題があるため、模型縮尺や実験に用いる河床材料を十分に検討し、実験を実施することが望ましい。



写真 4-2 移動床模型実験（土木研究所）

参考文献

- 1) 山本晃一：沖積河川学，山海堂，1994，および建設省土木研究所：河道特性論，土木研究所資料第2662号，1988
- 2) 山本晃一，高橋晃，長谷川賢市：床止め工に関する調査報告書，土木研究所資料第2760号，1989
- 3) 椿東一郎：水理学 I，森北出版，1973
- 4) I.Nezu,H.nakagawa：Turbulence in Open-Channel Flows，IAHR
- 5) 建設省河川局治水課，土木研究所：河道特性に関する研究—その2—，第43回建設省技術研究会，

1990

- 6) (財) リバーフロント整備センター：河道内の樹木の伐採・植樹のためのガイドライン（案），山海堂，1994
- 7) 福岡捷二，藤田光一：洪水流に及ぼす河道内樹木群の水理的影響，土木研究所，報告第180号，1990
- 8) 例えば，岸力，小川芳昭，住吉幸彦：開水路湾曲部の二次流の研究，第17回土木学会年次講演会
- 9) 渡辺明英，福岡捷二：低水路が蛇行している複断面河道における三次元流れ場の解析，第48回土木学会中国支部研究発表会発表概要集，1996
- 10) 福岡捷二，渡辺明英，西村達也：水制工の配置法の研究，土木学会論文集第443号，1992
- 11) 吉川秀夫編：流砂の水理学，丸善，1985
- 12) 建設省土木研究所：建設省土木研究所河川研究室治水上から見た橋脚問題に関する検討，土木研究所資料第3225号，1993
- 13) 清水康行，板倉忠興：河川における2次元流れと河床変動計算，北海道開発局，土木試験所報告第85号，1986
- 14) 山本晃一，渡辺明英，山本信二：有限要素法による平面河床変動計算法の検討，土木研究所資料第2957号，1991

第5章 設計外力の算定と護岸諸元の安定性の照査

5-1 本章で示す照査法の概要

POINT

護岸の力学的安定の照査では、法覆工および付属工、基礎工、根固め工について、考えられる流水および土圧、河床変動による破壊の形態ごとに検討を行う。その際には、破壊現象の差異を反映させるために“構造モデル”を用いて検討する。

(1) 破壊現象をモデル化する必要性

護岸は一般に法覆工、基礎工、根固め工および付属工によって構成され、それぞれが機能を分担し、全体として安定性および河岸防護機能を発揮する。法覆工は法面に生じる流体力から堤防の侵食を防止する。付属工は法覆工周辺を保護し、法覆工の安定を保つ。基礎工は法覆工を支持する。根固め工は、基礎工前面の洗掘を緩和することで、基礎工の安定性を確保する。以上が各部位の主な機能である。

法覆工および付属工、基礎工、根固め工の設計を行う場合には、設計の前提となる条件を明確にし、設計に反映させることが重要である。具体的には、各部の力学的な安定性の評価法は、本書の2章で記したように、既往被災事例によって、護岸を構成する各部位ごとの被災原因や被災形態に着目すると理解しやすい。

本章では、それぞれの部位の①破壊要因、②破壊形態、および③設置状態など設計の前提となる条件を明確にし、これらを分類指標として流体力、土圧、河床低下を外的要因とする「構造モデル」を提示し、それぞれのモデルごとに照査法を示している。したがって、本書は部材の破損や磨耗などの耐久性等に関する安定性については対象としていない。

これらのモデルは、対象とする護岸構造の破壊形態を設計者が想定し、どのモデルに適合するかを判断したうえで利用されるものである。ただし、既存モデルに適用可能なモデルがないと判断される場合には、水理模型実験などの方法により必要諸元を求める方法もある。なお、最終的な構造諸元は、本書の計算法により得られる値を踏まえ、自然環境の保全・再生への配慮、景観への配慮、親水性、施工性、経済性、耐久性、対象河川における既往被災事例、護岸構造等を総合的に判断して決定すべきである。

以上の手順を図5-1に示す。

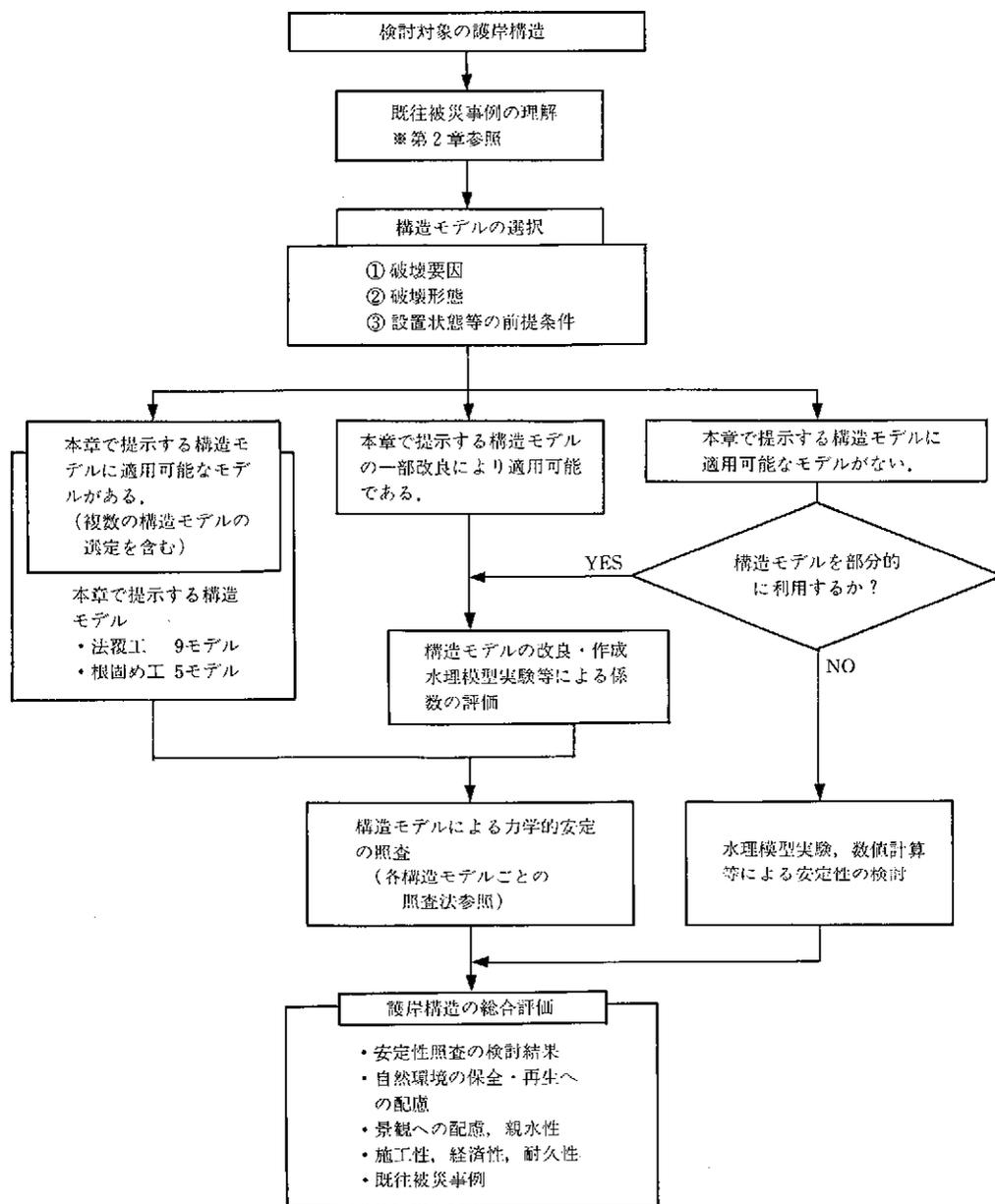


図 5-1 護岸の力学的安定性の照査手順

(2) 本章の記述内容

本章に記載する照査法の内容を表 5-1 にまとめて示す。法覆工、基礎工、および根固め工についての各節では、基本方針のなかで機能と破壊要因・形態と設置状態の関係を示し、次に破壊要因、破壊形態および設置状態を踏まえた構造モデルの分類を行った。そのモデル分類に従って、各モデルの照査法として基本式、外力条件、留意点などを記述した。また、付属工については、対象とする付属工について、設置目的、標準寸法、留意点などを示した。

本書では自然河岸の安定性については、十分な技術的とりまとめができなかったので取り扱

表 5-1 本章の記述内容

部位 記述内容	法覆工	基礎工	根固め工
基本方針	①機能を明らかにする。		
	②主な破壊形態を明らかにする。		
モデルの分類	既往設置工種と被災事例、およびそれらに対する研究成果から9モデルに分類	根固め工との関係で基礎工天端高の決め方として四つのタイプを記述	既往設置工種と被災事例、およびそれらに対する研究成果から5モデルに分類
照査法の内容	<ul style="list-style-type: none"> ・適用 ・基本式 ・外力条件 ・留意点 	最深河床高の評価法との関係などを説明	<ul style="list-style-type: none"> ・適用 ・基本式 ・外力条件 ・留意点

	付 属 工
対象とする付属工	<ul style="list-style-type: none"> ・天端工，天端保護工 ・小口止め工 ・裏込め材 ・吸出し防止材 ・すりつけ工
照査法の内容	<ul style="list-style-type: none"> ・設置目的 ・標準寸法 ・留意点 等

っていない。しかし、自然河岸も外力の条件によっては、十分な耐力を有し、また植生があるとかかなりの耐流水安定性を発揮して、洪水時に堤防を保護するのに遜色ない機能を持つ場合がある。したがって、自然河岸の安定性についても十分に考慮したうえで護岸の検討を行う必要がある。本章では、モデル分類の参考として植生工の安定性について紹介を行っている。

(3) 照査の精度と護岸強度の設定

本章で紹介する手法は、最近の研究成果等を利用して護岸に作用する流体力や土圧・水圧などの外力を適切な方法で評価し、それに耐える護岸の構造諸元を力学的なモデルにより照査するための安定性検討の方法である。各モデルの精度は統一がとれたものではなく、それぞれの手法に応じた精度評価がなされ、必要に応じて安全のための設定を行うべきである。本書では、各モデルの安定性評価の基礎となる基本式についてその出典と背景を示すとともに、得られた結果の現時点における扱い方についても過去の経験等との照合から注釈を記載している。また、本書に示される照査法は前述のとおり、流水・土圧の作用、河床変動に対しての力学的な安定性に関するものであり、耐久性等に関する安定性は除外されている。したがって、照査結果を設計に利用する際には、各モデルによる検討結果の取り扱い、および安定性にかかる他の要因を考慮して最終的な諸元の評価とする必要がある。

また、力学モデルによる検討を行うので、同一工種で作用する外力が同じであれば、照査により必要とされた護岸諸元については同様の検討結果が得られるが、実際の護岸の設計では、

背後地の状況や護岸の機能を勘案した河岸の位置づけ、および想定される破壊状況等の現地の特性を勘案した護岸強度の設定が行われるべきである。この場合の設定は、現地の状況に応じて行うべきであり、その方法を一律に規定することは適切でない。このため、護岸を構成するどの部位の機能を強化するかを含め、河道特性、既往被災事例等を勘案して判断することが重要である。例えば、高水敷幅が広く安全性を高くする必要がない場合には、過度な安定度とはならないような諸元とすることができる。一方、強固に河岸侵食を防止する必要がある場合には、法覆工の控え厚を割り増す方法が考えられる。河岸近傍の河床洗掘に対して護岸の強度を割り増す場合には、基礎工の根入れ深をより深くする方法や根固め工の敷設幅を広くする方法等が考えられる。高水敷から低水路への流水の落ち込み現象に対して特に安定性を確保する場合には、天端工の強度を割り増す方法をとることもできる。

5-2 モデル化の考え方

POINT

護岸の力学的安定の照査では、破壊時の物理現象を分析し、その力学的機構を理解したうえで外力と耐力の関係を合理的に評価することが重要である。本書では流体力と土圧・水圧を力学的安定検討の対象外力として採用する。ここでは、護岸の構造を対象外力による破壊形態等を分類指標としてモデル化し、各モデルに対応する力学的な安定性の検討法を提示する。

(1) モデル化の目的

護岸の力学的安定性の照査では、護岸構造と外力条件によって決まる破壊時の物理現象を反映させることが重要である。本章で示す護岸の「構造モデル」は前述のように破壊形態を分類指標としたものであり、工種にとらわれずに合理的な設計を可能とすることをが主眼である。したがって、破壊現象や安定検討の前提・過程を分析・理解することにより、新たな工種の護岸にも対応することができるというメリットを有している。

ここで採用した構造モデルを用いた設計法の記述は、工種ごとに個別に定める設計法に比べて、構造モデルを選定するという手間があるものの、多様な機能に関する要求に対応する新規工種、材料などが採用された護岸にも適用可能である。すなわち、護岸の設計の多様性に対応した自由度を持たせることが可能というメリットがあり、設計者の判断に基づいて合理的な設計を行うことができるものとなっている。例えば、多自然型川づくりなどに用いられる従来型でない護岸工法などについても、分類したモデルのどれに相当するか評価し、適合するモデルを選定しうる場合には本章に示す設計法を用いることができる。

なお、構造モデルに利用されている最近の研究成果には、限られた実験により諸係数を定めているもの、破壊現象を単純化しているものも多い。今後、構造モデルに対する設計者の理解が進むことにより、水理模型実験による実験係数の補足などの既存モデルの改善、あるいは新

たなモデルの構築などの技術的発展を促進することが期待されている。

(2) 適用可能なモデルが判断困難な場合の対応

本章で示すモデルは既存工種の構造、過去の被災事例、最近の調査研究成果等を勘案して得られたものであり、すべての護岸タイプを網羅してはいない。このため、構造モデルの一部改良により適用可能な場合、適用可能なモデルがなく新たな構造モデルの作成が必要な場合も考えられる。例えば自然河岸や植生による河岸防護についてはモデル設定がなされておらず、別途の検討が必要とされる。また、部材の形状等によって複数のモデルに適用できるように判断された場合には、想定し得る複数の構造モデルで照査を行い安全側の値を採用することが望ましい。

適用可能なモデルが判断困難な場合には、本書に示される構造モデルの改良、既往の調査研究成果を活用、あるいは水理模型実験等により、合理的に検討する必要がある。なお、植生工については参考事項を5-3-2(6)に示したので参照されたい。

(3) モデル化の前提条件

モデルの作成にあたっては、いくつかの前提条件を設定している。例えば、法覆工や根固め工は法面が吸出しを受けず、かつ凹凸のない平坦面に設置されることを前提としている。また、ブロック等の粗度や抵抗に関する係数は、ブロックが整然と配置されている状態が前提となっている。護岸は斜面に設置されるものであるから、地盤条件によってはすべりを生じ、法面自体が崩壊することも考えられるが、本書では、そのようなすべりは生じないことを構造モデルの前提としている。これらの前提条件が成立しない場合には、モデルの扱い方の変更あるいは係数の変更等が必要とされる。そこで、各モデルごとに照査にあたっての留意点を示しているが、現地での設置状況、施工後の変形状況に応じた設計上の配慮が望まれる。

5-3 法覆工の力学的安定性の照査

5-3-1 基本方針

POINT

法覆工は流体力、土圧・水圧の外力条件に対して安定性を確保できるよう適切なモデルを利用して照査を行う。

法覆工は、流水等の作用による侵食から、直接的に堤防や低水路河岸を保護する部位である。法覆工には流水による抗力、揚力などの流体力、あるいは背後地盤の土圧・水圧などの外力が作用し、それらの外力が法覆工諸元から決まる耐力を上回った場合に法覆工の部材が流出あるいは倒壊等により破壊が生じる。したがって、法覆工は、破壊形態を踏まえて外力に対して安定を保つことのできるよう構造モデルを用いて設計する。

5-3-2 法覆工の構造モデル

POINT

法覆工の構造モデルは、既存工種、過去の被災事例等を勘案し、破壊要因、主な破壊形態、設置状態により以下の9モデルに分類する。

NO.	破壊要因	破壊形態	設置状態	構造モデル
①	流体力	滑動	単体	「滑動-単体」モデル
②	流体力	滑動	群体	「滑動-群体」モデル
③	流体力	めくれ	単体	「めくれ」モデル
④	流体力	掃流	一体性弱い	「掃流-一体性が弱い」モデル
⑤	流体力	掃流	一体性強い	「掃流-一体性が強い」モデル
⑥	流体力	掃流	籠詰め	「掃流-籠詰め」モデル
⑦	土圧・水圧	滑動、転倒	—	「積み」モデル
⑧	土圧・水圧	滑動、転倒	—	「擁壁」モデル
⑨	土圧・水圧	水平変位	—	「矢板」モデル

参考：植生工

※本章で提示するモデル以外の構造モデルも考えられる。

(1) モデル分類の方針

法覆工では、コンクリートブロックのように底面が平坦で、上下流端がすりつけ護岸で保護されている法覆工では、流体力によりコンクリートブロックが滑動する破壊形態となる。自然石のように、丸みを帯びた材料を用いた法覆工では、流れにより掃流されて法覆工が破壊される形態をとる。また、小口が保護されていない場合の法覆工では、流体力により法覆工がめくられて破壊に至ることが多い。胴込めコンクリートなどにより法覆工が一体化されているかどうかは流水への抵抗力に差異を生じる。このことは同じ材料を用いた法覆工でも設置状態が異なれば安定性が異なることを示している。さらに、法面が比較的急な場合には、背面の土圧により倒壊する場合もある。これらの観点から、流体力あるいは土圧の破壊要因、滑動・めくれなどの破壊形態、小口や一体性などの設置状態を反映させ、構造モデルを分類することにした(下記参照)。

〈構造モデルの分類根拠〉

1：破壊の主要因となる外力は何か

流体力、土圧・水圧

2：破壊形態は何か

滑動、めくれ、掃流、滑動・転倒、水平変位

3：設置状態はどうか

小口状態、隣接部材との一体性

本書では、既存工種やこれまでの研究成果等により9モデルに分類した。なお、参考として植生工について別途示している。ただし、これらのモデル分類は固定されたものではなく、今後の新しい構造形状、素材の導入により見直しを行う必要がある。各モデルに示される基本式や係数についても今後の調査研究により改善されるべきものである。

(2) 破壊要因

法覆工の破壊要因は流体力、および土圧・水圧であり、法勾配によりどちらが主要因となるか分類できる。盛土斜面等では法面を1:1.5で良好に施工すればよいとされている⁹⁾。したがって、これより緩い法勾配を持つ法覆工では土圧による破壊を一般に考慮しなくてよい。一方、コンクリートブロックの静止摩擦係数試験によると、飽和した土について静止摩擦係数 $\mu=0.65$ 程度の値が得られている。この結果を法勾配に換算すると、約1:1.5の勾配となる。したがって、これより急勾配の場合には上方の部材が下方の部材に載る状態、いわゆる“積み”の状態になる。この状態では、積み石等の部材は上下の部材にはさまれて流れに抗するため流体力に対して一般に強い構造物となる。ただし、勾配が急なために背面の土圧が護岸の安定性に影響するようになる。以上より、

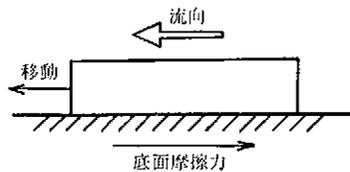
- ・法勾配が1:1.5より緩い場合……流体力が破壊の主要因
- ・法勾配が1:1.5より急な場合……土圧・水圧が破壊の主要因

のように分類できる。

(3) 主な破壊形態

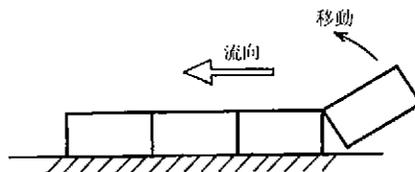
① 滑動

流体力が部材に作用し底面摩擦力を上回った場合にすべりだす現象である。例えば、空張り、練張りなどの法覆工の破壊現象に見られる。



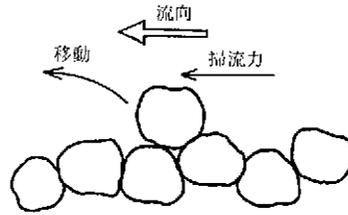
② めくれ

流体力の作用によって部材がめくれる現象である。小口のない法覆工端部等に生ずる。例えば、すりつけ護岸の連節型ブロック端部の破壊現象に見られる。



③ 掃流

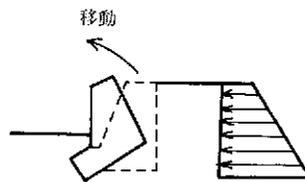
自然石などの部材が流れの作用により、転がり（転動あるいは小跳躍して）移動する現象で



ある。例えば、捨石、空石張り、籠工などの法覆工に見られる破壊現象である。

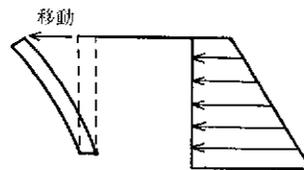
④ 滑動・転倒

背後地盤の土圧・水圧の作用により法覆工が滑動あるいは転倒する現象である。例えば、練積み護岸、擁壁護岸などの破壊現象に見られる。



⑤ 水平変位

背後地盤の土圧・水圧作用により法覆工が変形する現象である。例えば、矢板護岸などの破壊現象に見られる。

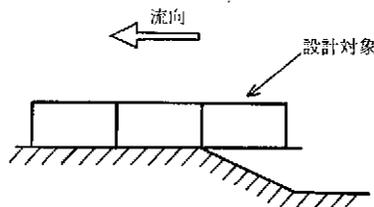


(4) 設置状態

① 小口状態

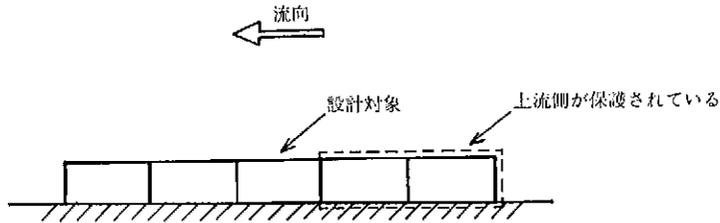
・「保護なし」

小口を保護する付属工が上流側端部に設置されておらず、法覆工の側面が流水の作用に対して露出した状態である。例えば、小口のない空張り・練張り護岸の端部、すりつけ工上流端部などの状態を指す。小口保護がないとめくれを対象として照査を行うことになるが、その場合には他の破壊要因に比べ控え厚が大きくなるなどの不利な設計となる場合が多いことに注意を要する。



- ・「保護あり」

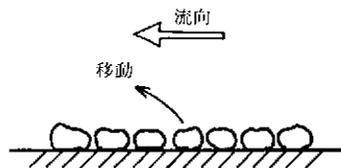
小口が保護されている状態、あるいは上流端部が露出していない状態を指す。例えば、端部が露出せずに連続的に設置されている張り形式の法覆工や、小口工で十分に保護された法覆工端部を指す。



② 一体性

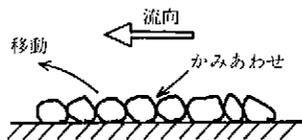
- ・「一体性が弱い」

隣接部材との連結効果、かみあわせ効果が期待できない状態である。例えば、捨石護岸などの設置状態を指す。



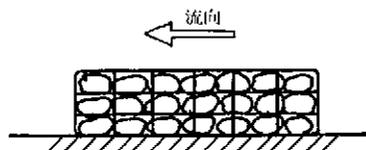
- ・「一体性が強い」

隣接部材との連結、かみあわせが期待できる状態である。例えば、良好に施工された空石張り護岸などの設置状態を指す。



- ・「籠詰め」

流水を容易に通過させる籠状の枠の中に石などの材料を詰めた状態である。例えば、籠工護岸、蛇籠護岸などの設置状態を指す。



③ 部材の設計での取り扱い

法覆工は、流水により抗力、揚力を受けるが、それらの作用は部材の設置状態によって異なる。コンクリート練り張りのように全体として一体的に施工される法覆工では、流水は表面の凹凸部に主に作用する。一方、法面上に配置するだけの空張りタイプでは、見かけ上は整然と

配置されていたとしても、出水の影響等により凹凸を生じることなどを設計では考慮すべきであり、この場合には単体として表面および側面に作用する流体力を考慮すべきである。

・「単体」

単独の部材に着目して移動限界を取り扱う。空張りのコンクリートブロックは平坦な法面上で良好に施工されれば、群体扱いとすることも可能であるが、洪水の作用等により不陸が生じることを想定して、通常は単体扱いとする。

・「群体」

隣接した部材が胴込めコンクリートや鉄筋等により結合されて一体となった状態での移動限界を取り扱う。群体では、目地や洪水時に生じたクラック等により、ある範囲が一体として滑動することを想定している。

(5) 構造モデル

以下に本章で扱う9モデルの分類概要を示す。また、各モデルの特徴を表5-2に示す。ここで示したモデルはすべての工種を網羅したものではなく、また調査研究の進展に伴い改良が必要であることに十分留意されたい。

〈流体力が破壊の主要因となるモデル〉

① 「滑動-単体」モデル

主な破壊形態が滑動であり、単体として取り扱うモデル

② 「滑動-群体」モデル

主な破壊形態が滑動であり、群体として取り扱うモデル

③ 「めくれ」モデル

主な破壊形態がめくれであり、単体として取り扱うモデル

④ 「掃流-一体性の弱い」モデル

主な破壊形態が掃流であり、隣接部材との一体性の弱いモデル

⑤ 「掃流-一体性の強い」モデル

主な破壊形態が掃流であり、隣接部材との一体性が強いモデル

⑥ 「掃流-籠詰め」モデル

主な破壊形態が掃流であり、籠状のものの中に石などの材料を詰めた状態のモデル

〈土圧が破壊の主要因となるモデル〉

⑦ 「積み」モデル

積み護岸に用いられるモデル

⑧ 「擁壁」モデル

擁壁式護岸に用いられるモデル

⑨ 「矢板」モデル

矢板式護岸に用いられるモデル

(6) 植生工

河岸は粘性土や砂礫質土等の種々の土質材料とそこに生育する植生により構成される。河岸

そのものも、ある程度の耐侵食性を有し、外力の条件によっては自然河岸のまま、あるいは多少の補強により洪水時の安定を確保できる場合もある。特に、植生は地上部の葉や茎による流体力の低減、河岸表面の被覆による河岸の流水作用からの保護、根による河岸表面の直接保護（強化）などにより、相当程度の河岸防護効果が期待される。また、河岸近傍の樹木についても流速の低減などにより河岸防護機能が期待できる場合がある。これらの効果については、調査研究が進められているが、確実な効果の発現や長期的な効果の維持、土壌や植生、補助工が複合した状態、等について、信頼できる設計法が確立している状態にはないので、本書ではモデルの対象から外している。しかし、植生を活用した河岸防護は今後の河川改修にとっては重要な手法となるものであり、種々の調査結果¹¹⁾⁷⁾を活用して積極的に採用することが望まれる。

なお、植生は環境条件に応じて生育し得る種が異なる。河岸斜面は、水中、水面変動域、まれに湛水域が連続的に変化するので、それにに応じて適する植生種、また必要な強度が異なる。特に、常時水中にある部分は、セグメント1、3を除けば強度のある植生が生育しないので、この部分についてはなんらかの構造物対応を行わなければならないことが多い。

5-3-3 各構造モデルごとの照査法

(1) 「滑動-単体」モデル

POINT

流体力による滑動を対象とし、部材を単体として扱うことのできる法覆工では、法面に部材が単独に設置された状態について、流体力により滑動の生じる条件を照査する。

1) モデルの適用

① 破壊要因

法面勾配が1:1.5よりも緩く、背面からの土圧・水圧を受けない状態を想定しており、流体力による破壊が主要因となる。

② 主な破壊形態

流体力が摩擦力を上回って単独の部材が滑動する。

③設置状態

モデル図に示すように、法覆工の一体性がなく、流れの中に単独で置かれた状態を想定する。

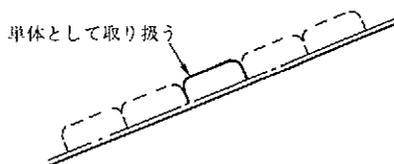
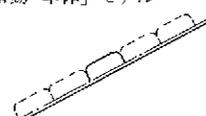
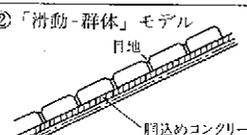
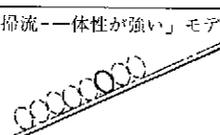
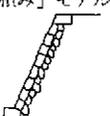
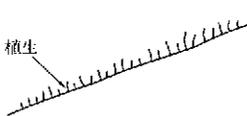
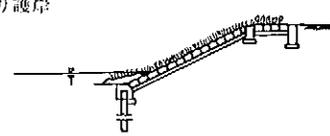
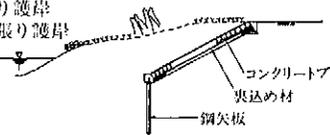
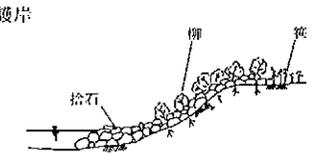
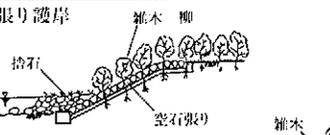
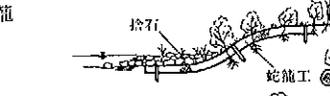
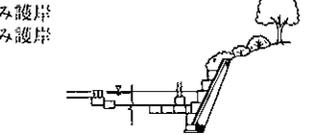
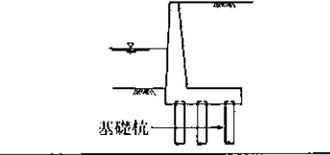
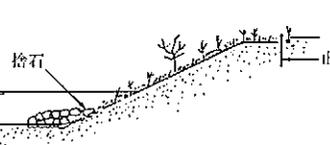


図5-2 「滑動-単体」モデルの概念図

表5-2 法覆工

破壊要因	主な破壊形態	設置状態			構造モデル図	基本式
		小口状態	一体性	設計での取扱い		
流体力が破壊の主要因となる形式(法勾配がおおむね1:1.5より緩い)	滑動	保護あり	弱い	単体	①「滑動-単体」モデル 	<ul style="list-style-type: none"> $\mu(W_w \cos \theta - L) \geq ((W_w \sin \theta)^2 + D^2)^{1/2}$ W_w: 法覆工の水中重量 揚力 $L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot A_b \cdot V_d^2$ 抗力 $D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot A_D \cdot V_d^2$ V_dは近傍流速であり、相当粗度高さの流速を用い、乱れ成分を考慮する
			強い	群衆	②「滑動-群衆」モデル 	<ul style="list-style-type: none"> $\mu(W_w \cos \theta - L) \geq ((W_w \sin \theta)^2 + D^2)^{1/2}$ W_w: 法覆工の水中重量 揚力 $L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot A_b \cdot V_d^2$ 抗力 $D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot A_D \cdot V_d^2$ 近傍流速 V_dは乱れ成分を考慮しない
	めくれ	保護なし	強い	単体	③「めくれ」モデル 	<ul style="list-style-type: none"> $W_w \cdot \cos \theta \cdot \ell_v / 2 \geq L \cdot \ell_L + D \cdot \ell_D$ 揚力 $L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot A_b \cdot V_d^2$ 抗力 $D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot A_D \cdot V_d^2$ 近傍流速 V_dは乱れ成分を考慮する
	掃流	保護あり	弱い	単体	④「掃流-一体性が弱い」モデル 	<ul style="list-style-type: none"> $D_m = \frac{1}{E_1^2 \cdot 2g(\rho_s / \rho_w - 1)} V_0^2$ $K = \frac{1}{\cos \theta \cdot \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \Phi}}}$ V_0は、代表流速
				強い	単体	⑤「掃流-一体性が強い」モデル 
			籠詰め	単体	⑥「掃流-籠詰め」モデル 	<ul style="list-style-type: none"> $\tau_{*d} = 0.05$ (モデル⑤) 0.10 (モデル⑥)
土圧が主要因(法勾配がおおむね1:1.5より急)	滑動・転倒			⑦「積み」モデル 	<ul style="list-style-type: none"> 練りタイプは「道路土工指針」に準じ、検討する。 空タイプは滑動・転倒を示力線方程式、並進運動などから検討する。 	
	滑動・転倒			⑧「擁壁」モデル 	<ul style="list-style-type: none"> 「道路土工指針」に準じ、クーロン式による土圧に対する安定計算により検討する。 	
	水平変位			⑨「矢板」モデル 	<ul style="list-style-type: none"> 「災害復旧工事の設計要領」に準じ、クーロン式による土圧に対する安定計算により検討する。 	
参考・植生工	侵食				<p>既往検討事例^{1)~7)}を参考に示す。植生工のため、植生が塊体に十分活着している</p>	

設計法一覧

基本式の特徴と注意事項	設置状態を満足するための留意点	工種例のイメージ図
<ul style="list-style-type: none"> 周辺の法覆工を考慮せず、単体として扱っているので安全側の値となりやすい。 	<ul style="list-style-type: none"> 天端背後の洗掘が生じないこと。 吸出しを生じないこと。 	<p>空張り護岸</p> 
<ul style="list-style-type: none"> クラックが生じた場合段差発生が生じ、一体性が弱くなる可能性があるため配慮必要。 	<ul style="list-style-type: none"> 天端背後の洗掘が生じないこと。 吸出しを生じないこと。 胴込め、目地などの確実な施工により一体性を保つことが必要。 	<p>練張り護岸 練石張り護岸</p> 
<ul style="list-style-type: none"> 比較的现象を忠実に再現する、不確定要因への配慮が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> 天端背後の洗掘が生じないこと。 吸出しを生じないこと。 	<p>すりつけ工</p> 
<ul style="list-style-type: none"> 比較的现象を忠実に再現する。 	<ul style="list-style-type: none"> 吸出しが生じないこと。 	<p>捨石護岸</p> 
<ul style="list-style-type: none"> 比較的现象を忠実に再現する、不確定要因への配慮が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> 材料(石)のかみあわせ効果が発揮できるよう敷設することが必要。 吸出しが生じないこと。 	<p>空石張り護岸</p> 
<ul style="list-style-type: none"> 比較的现象を忠実に再現する。 	<ul style="list-style-type: none"> 籠が十分な強度と耐久性を有することが必要。 吸出しが生じないこと。 	<p>布団籠 蛇籠</p> 
<ul style="list-style-type: none"> 既存の設計法 	<ul style="list-style-type: none"> 残留水圧が作用しないよう裏込め材、水抜き工の設置が必要。 	<p>練積み護岸 空積み護岸</p> 
<ul style="list-style-type: none"> 既存の設計法 	<ul style="list-style-type: none"> 残留水圧が作用しないよう裏込め材、水抜き工の設置が必要。 	<p>擁壁</p> 
<ul style="list-style-type: none"> 既存の設計法 	<ul style="list-style-type: none"> 頭部はコーピングで一体化を図る。 	<p>矢板</p> 
<p>の侵食限界は植生などの管理レベルにより差が生じる。こと、および植生の維持管理が行われていることが必要である。</p>		<p>植生</p> 

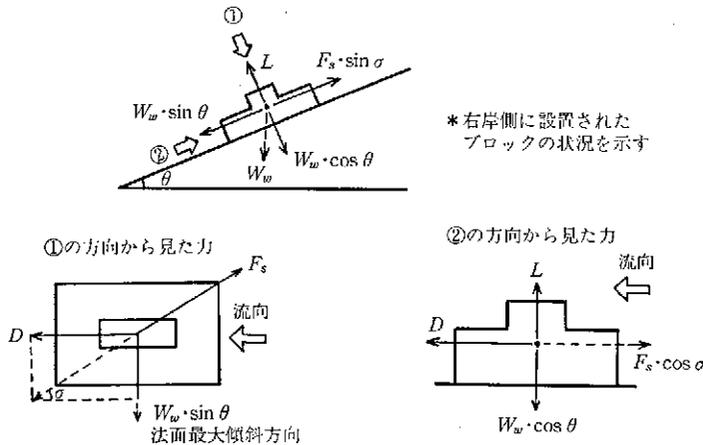
2) 基本式

① 基本式の考え方

単体として扱うことのできる法覆工の流体力に対する安定検討は、

- ・滑動に対する安定
- ・流れ方向の転動に対する安定
- ・法面最大傾斜角方向の転動

が考えられる。一般に用いられる法覆工では、滑動に比べて転動に対する安定性がかなり高いことがわかっている。したがって、一般には式(5.1)に示すように抗力 D 、揚力 L に対する滑動を想定した照査を行えばよい。



* 右岸側に設置されたブロックの状況を示す

図5-3 力のつりあいモデル図

$$\mu (W_w \cdot \cos \theta - L) \geq ((W_w \cdot \sin \theta)^2 + D^2)^{1/2} \dots\dots\dots (5.1)$$

$$L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot A_b \cdot V_d^2 \text{ (kgf) } \text{【N】}$$

$$D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot A_D \cdot V_d^2 \text{ (kgf) } \text{【N】}$$

ここで、 μ : 摩擦係数 $\mu = 0.65$ (土と吸出し防止材の間の摩擦係数)

W_w : 法覆工の部材の水中重量

$$W_w = (\rho_b - \rho_w) \cdot g \cdot K_V \cdot A_b \cdot t_b \text{ (kgf) } \text{【N】} \dots\dots\dots (5.2)$$

θ : 法面の傾き

ρ_b : 法覆工の密度 (kgf・s²/m⁴), 【kg/m³】

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

g : 重力加速度 $g = 9.8 \text{ (m/s}^2)$

A_b : 図5-4に示すように、法覆工を上方から見た場合の投影面積 (m²)

A_D : 法覆工の抗力に関する投影面積 (m²)

t_b : 法覆工ブロックの控え厚 (m)

C_L : 法覆工 (単体) の揚力係数, この係数は A_b に対して評価される。

C_D : 法覆工 (単体) の抗力係数, この係数は A_D に対して評価される。

K_V : 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で

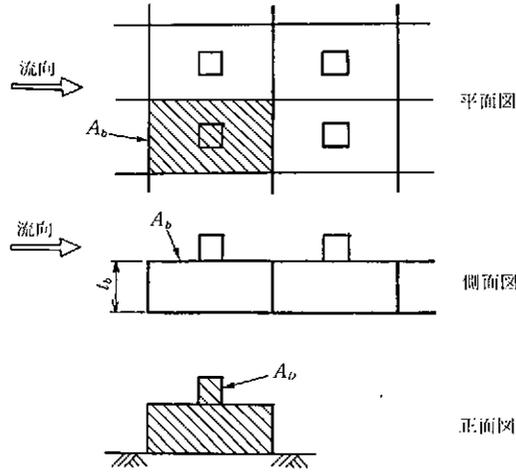


図5-4 投影面積の説明

あり、後述するように相似形の部材で控え厚の検討を行う場合には、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ので計算を簡略化するため、この係数を導入した)

基本式の適用にあたっては、周囲の部材の影響を考慮せず、単体として部材を扱う。したがって、本式 (5.1) により算定される法覆工重量 W_w は安全側の値であると考えられる。既往の設置事例からすると算定される重量の 1/3 程度で安定性に問題の生じていない事例が多く、1/3 程度の値を照査の目標値としてもよい。同じ部材を、次に示す「滑動-群体」モデルにより照査して求まる重量が下限値の参考値になるので、それとも比較のうえ検討することが望ましい。

② 外力条件

基本式に用いる抗力・揚力は、法覆工の控え厚高さ t_b での流速である設計流速 V_d を用いて評価する。設計流速 V_d は、法覆工設置面からの高さ y を用いると、 $V_d = \{8.5 + 5.75 \log(y/k_s)\} u_*$ と表現できる。ここで、 $y = t_b$ を代入すると、

$$V_d = \{8.5 + 5.75 \log_{10}(t_b/k_s)\} u_*$$

となる。次に、設計流速 V_d を代表流速 V_0 に換算する。

$$u_* = \frac{V_0}{6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d/k_s)}$$

より

$$V_d = \frac{8.5 + 5.75 \log_{10}(t_b/k_s)}{6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d/k_s)} V_0 \dots\dots\dots (5.3)$$

このとき、単体として扱う法覆工では部材が単独で置かれた状態を想定しているので、部材のサイズが相対的に小さいことから、流速の評価にあたって乱れ成分の影響を考慮する。乱れ成分の強さを表す乱れ強度は、係数 λ を用いると次式で表される。

$$\text{乱れ強度} = \lambda u_*$$

Laufer⁸⁾ の実験結果によれば、水深が十分ある場合の円管の流れでは、壁面付近において乱れ

れ強度は摩擦速度 u_* の2倍程度であることがわかっている。そこで、乱れ強度を摩擦速度の2倍、すなわち $\lambda=2$ とおくと、

$$V_d = \{8.5 + 5.75 \log_{10}(t_b/k_s)\} u_* + 2u_*$$

$$= \frac{8.5 + 5.75 \log_{10}(t_b/k_s) + 2}{6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d/k_s)} V_0 \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

一連の法覆工の中下流部では k_s の値として法覆工の相当粗度 k_s (「参考4」を参照) を使用すればよいが、上流部は護岸工上下流の流速によって滑動するので、 k_s は法面が多少侵食を受け小砂利が露出したと考えて、 $k_s=0.04$ m を用いることとする。ただし、上流端の侵食の恐れがなく、かつ粗度が法覆工より大きい場合には相当粗度 k_s として法覆工の粗度係数を使用する。

③ 必要諸元の算定について

式(5.1)より単体の部材の必要重量 W_w が算定される。また、この結果を法覆の控え厚 t_b に変換する場合には、次式を利用するとよい。なお、控え厚は図5-5に示すように突起部の高さを含まない厚さとしている。

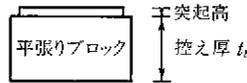


図5-5 控え厚 t_b の定義

$$t_b = \frac{W_w}{(\rho_b - \rho_w) \cdot g \cdot K_v \cdot A_b} \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

ここで、部材の形状や必要重量(あるいは控え厚)を求める際の実用手法を示す。部材の C_L 、 C_D は形状が変わると変化するため、必要とされる重量を有する形状の部材が、計算で想定していた形状と異なる場合には、新たにその形状に対応する C_L 、 C_D を設定して計算し、必要重量を求める必要がある。なお、形状が相似な部材については、重量が変化しても C_L 、 C_D は変わらないため、相似形のコンクリートブロック(図5-6参照)について法覆工の控え厚を算定するには次のようにするとよい。

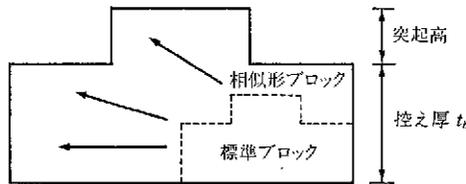


図5-6 スケール比 S で控え厚 t_b を確保する方法

法覆工の形状が相似形であれば、同じ抗力係数、および揚力係数を用いることができるため、標準形状の法覆工の控え厚(t_b')とのスケール比 S を算定することにより、控え厚 $t_b (= t_b' \times S)$ を求めることができる。すなわち、標準サイズの法覆工諸元を A_b' 、 A_b' 、 t_b' とすると、法覆工の水中重量 W_w 、揚力 L 、抗力 D 、および近傍流速 V_d は

$$W_w = (\rho_b - \rho_w) g \cdot K_V \cdot S^3 \cdot A_b' \cdot t_b' \text{ (kgf) 【N】}$$

$$L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot S^2 \cdot A_b' \cdot V_d^2 \text{ (kgf) 【N】}$$

$$D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot S^2 \cdot A_b' \cdot V_d^2 \text{ (kgf) 【N】}$$

$$V_d = \frac{8.5 + 5.75 \log_{10}(S \cdot t_b' / k_s) + 2}{6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d / k_s)} V_0 \dots\dots\dots (5.6)$$

と表すことができる。これらの式よりスケール比 S を算定すると

$$S \geq \frac{\eta \mu^2 \cos \theta + \sqrt{(\eta \mu^2 \cos \theta)^2 - (\mu^2 \cos^2 \theta - \sin^2 \theta) (\eta^2 \mu^2 - \xi^2)}}{\xi (\mu^2 \cos^2 \theta - \sin^2 \theta)} \times V_d^2 \dots\dots\dots (5.7)$$

$$\xi = (\rho_b - \rho_w) g \cdot K_V \cdot A_b' \cdot t_b' \dots\dots\dots (5.8)$$

$$\eta = \frac{\rho_w}{2} C_L \cdot A_b' \dots\dots\dots (5.9)$$

$$\xi = \frac{\rho_w}{2} C_D \cdot A_b' \dots\dots\dots (5.10)$$

となる。これより控え厚は $t_b = t_b' \times S$ で算定できる。

法覆工の平面サイズは変えずに控え厚を厚くすると、法覆工の揚力係数、および抗力係数は標準サイズの係数と異なるものとなる。実験などにより係数を定め、所要重量を求める必要がある。

3) 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 は部材の形状によって値が異なる。このため、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L は個々の形状について実験により定めることが基本である。「滑動-単体」モデルに用いる係数については、単独に設置した状態での係数を用いる必要がある。なお、法覆工の形状が相似形であれば、大きさが変わっても同じ抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L となる。

C_D 、 C_L は形状によって定まる係数なので、水理公式集や既往の実験成果により形状が類似の部材の値を流用することもできる。また揚力係数 C_L の簡便な設定方法として、とりうる範囲の

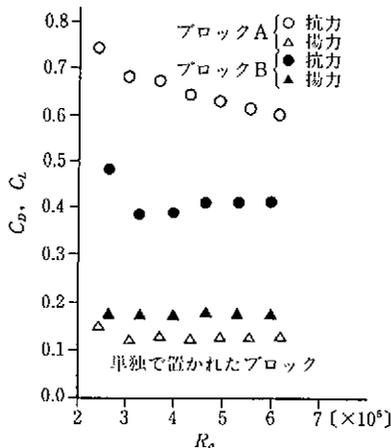


図5-7 単体ブロックの C_D 、 C_L

上限値に近い1.0程度の値を与えて与えて安全側の照査を行う方法もある。

ここでは、単体ブロックの抗力係数 C_d 、および揚力係数 C_L の一例を示す(図5-7)⁹⁾。この図は風洞実験により得られたもので、実験範囲はレイノルズ数が 10^5 のオーダーである。これを実河川の流速に換算すると0.8~2.0 m/sの範囲にある。レイノルズ数がこれ以上大きくなっても、抗力係数 C_d 、および揚力係数 C_L はほとんど変化しないため、2.0 m/s以上の流速が発生する条件では図の右端のプロット値をとると考えればよい。

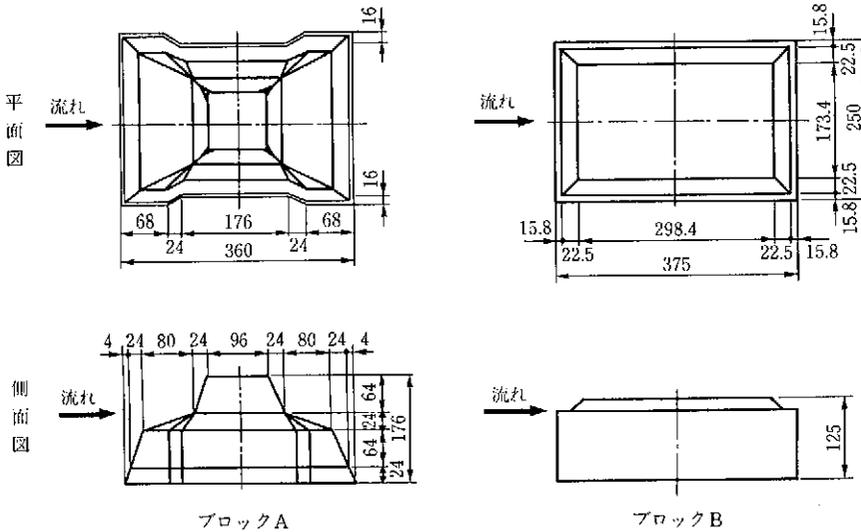


図5-8 ブロック標準図

4) 留意点

- ① 天端背後の洗掘が生じないこと
- ② 吸出しが生じないこと

5) 工種のイメージ図

空張り護岸

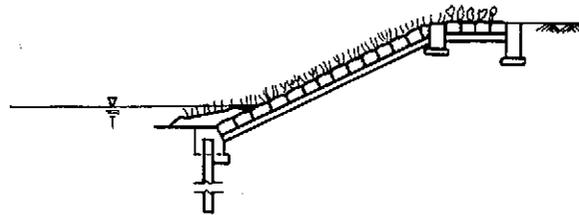


図5-9 「滑動単体」モデル工種のイメージ図

(2) 「滑動-群体」モデル

POINT

流体力による滑動を対象として、部材を群体として扱うことのできる法覆工では、法面に部材が群として設置された状態について、流体力により滑動が生じる条件を照査する。

1) モデル図の適用

① 破壊要因

法面勾配が1:1.5よりも緩く、背面からの土圧・水圧を受けない状態を想定しており、流体力による破壊が主要因となる。

② 主な破壊形態

流体力が摩擦力を上回って、部材の一連部分が滑動する。

③ 設置状態

モデル図に示すように、胴込めコンクリートや連結が確実な鉄筋などによって法覆工の一体性が保たれているので、隣接部材と接した面への流体力の作用を無視できる状態を想定する。

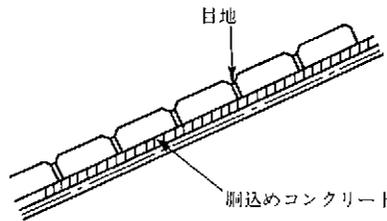


図5-10 破壊形態が滑動であり、群体として扱うことのできる法覆工のモデル図

2) 基本式

① 基本式の考え方

群体でも単体と同様に流体力に対する安定性検討は、滑動について行えばよく、式(5.1)を基本式とした検討を行う。

図5-11は、代表的な投影面積の取り方である。ただし、揚力、抗力を評価する際の投影面積は、対象とする部材について対象とする設置条件（ここでは群体）の下、相当粗度 k_s や抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L を求める際に行った実験¹⁰⁾で用いた面積のとり方と同じ方法で算定しなければならない。したがって、実験における投影面積のとり方が図5-11と異なる場合には、式(5.1)の投影面積は、実験と同じとり方としなければならない。

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

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

ここに、 A_D : 群中ブロック1個の抗力に関する投影面積 (m^2)

A_g : 群中ブロック1個の揚力に関する投影面積 (m^2)

現地においては、施工上の問題、あるいは出水により部分的に段差等を生ずることが想定される。したがって、照査は、控え厚の計算値に対して30~50%程度、割り増した値を採用する

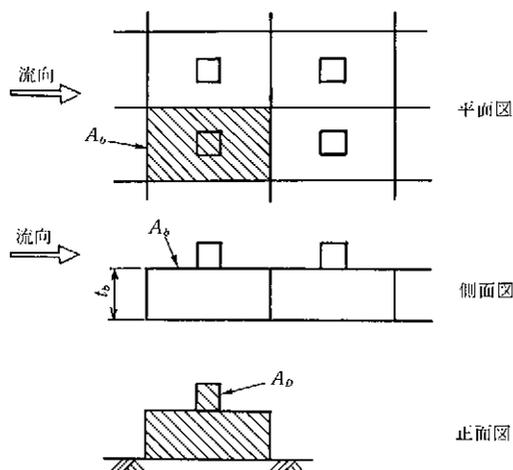


図5-11 群中ブロック1個の揚力に関する投影面積の考え方

ことが望ましい。

② 外力条件⁹⁾

群体として扱う法覆工の表面に働く流体力を考えればよい。また、流体力は、法覆工表面の相当粗度 k_s 高さでの設計流速 V_d を用いるが、この際、単体とは異なり乱れの影響は考慮しない。

設計流速 V_d は、流速分布式 $V_d = \{8.5 + 5.75 \log_{10}(y/k_s)\} u_*$ の式中の $y = k_s$ とすれば、 $V_d = 8.5 u_*$ と表現できる。ここで、

$$u_* = \frac{V_0}{6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d/k_s)}$$

より、

$$V_d = \frac{8.5 V_0}{6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d/k_s)}$$

相当粗度 k_s の値は、ブロック個々の形状によって異なるため、群で設置された部材を対象に実験により定めることが基本である¹⁰⁾。

③ 必要諸元の算定について

控え厚等の算定の方法は、単体の場合と同様である。ただし、群体の場合には突出部分の揚力、抗力のみを対象としている(図5-10参照)ので、控え厚が変わっても揚力や抗力は変化しない。そのため、コンクリート等で重量を大きくする場合には、「滑動-単体」モデルと同様にスケール比を用いることができるとともに、突出部の形状、配置を変えなければ、控え厚のみを大きくすることで繰り返し計算をしなくとも安定な重量を求めることができる。

3) 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 は法覆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。この際、②外力条件のところでも述べた実験¹⁰⁾、すなわち対象とする部材につ

いて対象とする設置条件(ここでは群体)の下, 相当粗度 k_s や抗力係数 C_D , 揚力係数 C_L を求める際に行った一連の実験で得られた係数を用いる。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, 抗力係数 C_D , 揚力係数 C_L は同じである。

揚力係数 C_L については単体の場合と同様に, 設計を行うのであれば, とりうる範囲の上限値と考えられる 1.0 程度を与えて, 安全側の結果となる範囲での簡便な方法もある⁹⁾。

なお, 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,

$$D = \tau A_b = \rho_w u_*^2 A_b \text{ と評価できるので,}$$

$$V_d = 8.5 u_* \text{ より,}$$

$$D = \rho_w \frac{A_b}{8.5^2} V_d^2 \dots\dots\dots (5.11)$$

となる。

これより C_D に換算すると,

$$C_D = \frac{2 A_b}{8.5^2 \cdot A_D}$$

とみなせる。また, 直接的に抗力係数 C_D でなく表面の相当粗度を求め, D を評価してもよい。相当粗度は突起型粗度などについて算定されている事例¹¹⁾も多く, これを参考にすることができる。

4) 留意点

- ① 胴込め, 連結鉄筋などの確実な施工により一体性を保つことが必要である。
- ② 上流端の小口が保護されていない場合は, 最上流部の法覆工の「めくれ」に対する安定性を検討する必要がある。

5) 工種例のイメージ図

練張り護岸

連節型ブロック護岸

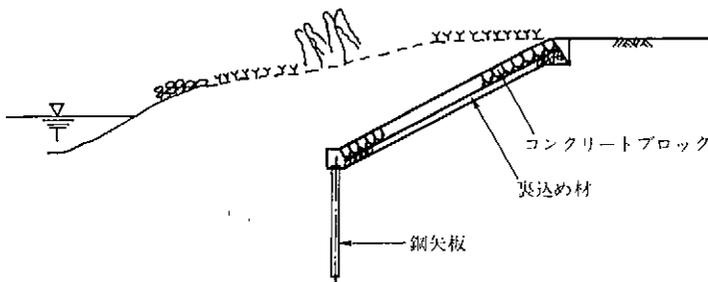


図 5-13 「滑動-群体」モデル工種のイメージ図

(3) 「めくれ」モデル

POINT

流体力による「めくれ」を対象とし、部材を単体として扱うことのできる法覆工では、単独に設置された部材について、流体力によりめくれが生じる条件を照査する。

1) 安定条件とモデル図

① 破壊要因

法面勾配が1:1.5よりも緩く、背面からの土圧・水圧を受けない状態を想定しており、流体力による破壊が主要因となる。

② 主な破壊形態

流体力の作用によって一点を支点として部材がめくれる。

③ 設置状態

モデル図に示すように、小口が保護されていない状態で設置されていると想定する。

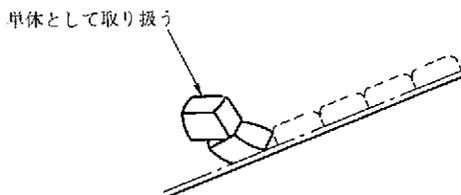


図5-14 破壊形態が「めくれ」であり、単体として取り扱う法覆工のモデル図

2) 基本式

① 基本式の考え方

「めくれ」モデルでは、法覆工の部材の重量（あるいは控え厚）は式(5.12)に示すように、上流端に置かれた部材が流体力によって回転しないような設計を行う。

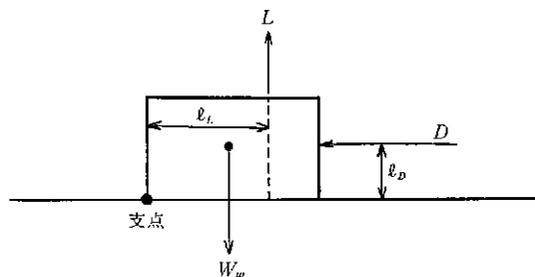


図5-15 めくれモデルのつりあい

$$W_w \cdot \cos\theta \cdot l_b / 2 \geq L \cdot l_L + D \cdot l_D \quad \dots\dots\dots (5.12)$$

ここで、 W_w ：法覆工の水中重量 $W_w = (\rho_b - \rho_w) \cdot g \cdot K_v \cdot A_b \cdot t_b$ (kgf) 【N】

θ ：法面の傾き

l_b ：上流端の部材の流下方向長さ (m)

l_L ：上流端の部材の揚力に対する回転半径 (m)

l_b : 上流端の部材の抗力に対する回転半径 (m)

であり、揚力、抗力のとり方は「滑動-単体」モデルと同じである (A_b , A_d については、図 5-4 参照)。このモデルにより想定している状況は、実際の設置状況とほぼ等しく、本モデルは特に安全側となる範囲を含んでいない。したがって、求められる重量は安定条件の限界に近いものである。上流端部の部材が重くなりすぎる場合は、端部をもぐらせる、あるいは、小口止めを設けるなどの方法により端部における流体力の作用する面積を小さくする工夫が望まれる。

② 外力条件

流れの条件には「滑動-単体」モデルと同じく、乱れを考慮した近傍流速を用いる。

$$V_d = \frac{8.5 + 5.75 \log_{10}(t_b/k_s) + 2}{6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d/k_s)} V_0$$

③ 必要諸元の算定について

「めくれ」モデルの控え厚の算定については、「滑動-単体」モデルを参考にする。

3) 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 は法覆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、最上流部に設置された部材を対象に測定した係数を用いる必要がある。また、部材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 を用いてもよい。

揚力係数 C_L については、単体の場合と同様に設計を行うのであれば、とり得る範囲の上限值と考えられる 1.0 程度を与えておく安全側の照査を行う方法もある⁹⁾。

ここでは、最上流部に設置された抗力係数 C_D 、および揚力係数 C_L の一例を示す(図 5-16)⁹⁾。実験範囲は、前述のモデルと同様な適用が可能である。

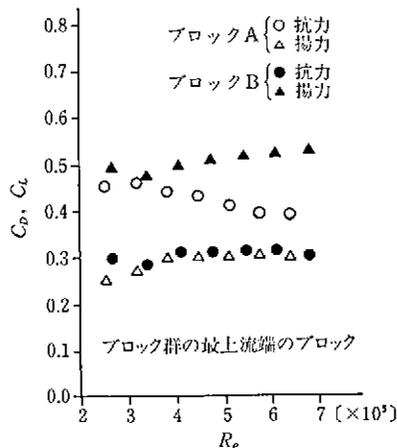


図 5-16 ブロック群最上流端ブロックの C_D , C_L

4) 留意点

- ・めくれの対象となる法覆工では、屈撓性構造として河岸形状になじむようにすることが望ましい。

- ・天端背後の先掘を生じないこと
- ・吸出しを生じないこと

5) 工種のイメージ図

連節型ブロック護岸

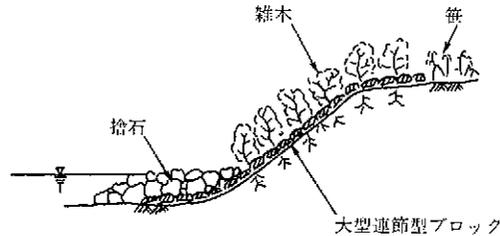


図5-17 めくれモデル工種のイメージ図

(4) 「掃流—一体性が弱い」モデル

POINT

流体力による掃流を対象とし、一体性が弱い部材からなる法覆工では単体として設置された部材が、流体力により掃流される条件を照査する。

1) 安定条件とモデル図

① 破壊要因

法面勾配が1:1.5よりも緩く、背面からの土圧・水圧を受けない状態を想定しており、流体力による破壊が主要因となる。

② 主な破壊形態

流体力が法覆工を構成する部材の限界掃流力を上回って、掃流状態により移動する現象である。

③ 設計条件

モデル図に示すように、隣接部材との一体性が弱く、敷き並べられているものであり、単体の部材に対する照査を行う。

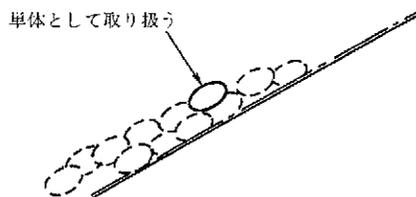


図5-18 掃流を破壊要因とする一体性が弱い部材を用いた法覆工のモデル図

2) 基本式

① 基本式の考え方

ここに示す基本式は、アメリカ工兵隊の基準¹²⁾にある、拾石径の算定方法に基づいている。すなわち、法覆工の部材に作用する掃流力が部材（自然石）の移動限界を越えないものとして

代表流速 V_0 と部材の大きさの関係が定められている。

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 \cdot 2g \left[\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right]} V_0^2 \text{ (m)} \dots\dots\dots (5.13)$$

- ここに、 D_m ：石の平均粒径； (m)
- V_0 ：代表流速； (m/s)
- ρ_s ：石の密度； (kgf・s²/m⁴) 【kg/m³】
- g ：重力加速度； (m/s²)
- ρ_w ：水の密度； ρ_s/ρ_w は通常 2.65 程度である
； (kgf・s²/m⁴) 【kg/m³】
- E_1 ：乱れの強さを表す実験係数

である。

乱れの強さを表す実験係数 E_1 によって、必要径が変化する。

式(5.13)は水平面上の捨石について与えられるものであり、捨石を斜面角度 θ の法面に設置する場合には、粒径 D_m に対して斜面の補正係数 K を乗じた値 $K \cdot D_m$ を捨石径とする。ここで、 Φ は石材料の水中安息角である。

$$K = \frac{1}{\cos\theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\Phi}}} \dots\dots\dots (5.14)$$

Φ ：自然石では 38°程度、碎石では 41°程度である。

以上より、式(5.13)、式(5.14)から捨石の径 D_m を算定し、これを目標として法覆工の部材に必要な大きさを照査する。

② 外力条件

工兵隊の基準式は、断面平均流速によって評価を行っている。このため、流速の評価には代表流速 V_0 を用いる。なお、流速の乱れ成分の影響は、実験係数 E_1 に含まれている。通常は $E_1 = 1.2$ が用いられる場合が多い。この値は、比較的乱れが小さい流れの場合の係数である。乱れが大きい流れの場合の係数としては、 $E_1 = 0.86$ という値が示されている。

3) 留意点

一体性が弱い構造であるから、特に吸出しが生じないようにすることが必要である。

4) 工種のイメージ図

捨石護岸

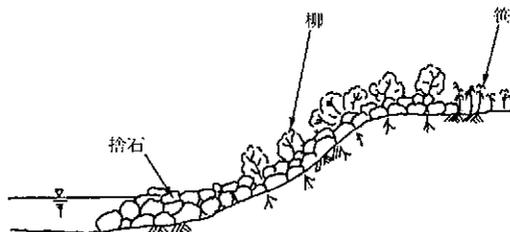


図 5-19 「掃流—一体性が弱い」モデル工種のイメージ図

(5) 「掃流-一体性が強い」モデル

POINT

流体力による掃流を対象とし、一体性が強い部材からなる法覆工では、部材が面的に設置された状態で、流体力により掃流が生ずる条件を照査する。

1) 安定条件とモデル図

① 破壊要因

法面勾配が1:1.5よりも緩く、背面からの土圧・水圧を受けない状態を想定しており、流体力による破壊が主要因となる。

② 主な破壊形態

面的に設置されている法覆工の部材が流れのせん断力によって、掃流される現象である。

③ 設置状態

一体性が強い法覆工とは、モデル図に示すように、ほぼ等しい大きさの部材(切出し石など)が、かみ合わせ効果を期待できるよう隙間に碎石などの胴込め材が施工されて、整然と設置されている状態である。

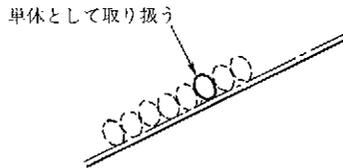


図 5-20 破壊形態が掃流であり一体性が強い法覆工のモデル図

2) 基本式

① 基本式の考え方

河床材料の掃流と類似の状態であり、掃流力が限界掃流力を上回った場合に移動が生じる。限界掃流力はシールズ¹³⁾などの実験式によって求められた

$$\tau_{*d} = 0.05 \dots\dots\dots (5.15)$$

として部材の必要径を照査する。

式(5.15)は、水平床上での値であり、角度 θ の斜面に設置する場合の補正を行うと

$$\tau_{*sd} = \tau_{*d} \times \cos\theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\Phi}} \dots\dots\dots (5.16)$$

ここに、 θ : 斜面角度

Φ : 材料の水中安息角 (Φ の標準値は自然石の場合 38°, 碎石の場合 41°)

となる。ここに、 τ_{*d} : 部材に作用する無次元せん断力である。

これより、安定条件は部材の径 D_m (m) について

$$\tau_{*sd} = u_*^2 / (s \cdot g \cdot D_m)$$

$$u_* = V_0 / \phi$$

$$\phi = 6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d / k_s)$$

より

$$D_m \geq V_0^2 / [\{6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d/k_s)\}^2 \cdot \tau_{*sd} \cdot s \cdot g] \quad \dots\dots\dots(5.17)$$

で、与えられる。相当粗度 k_s は、 D_m と等しくとればよい。

なお、必要径 D_m は初期値を D_{m1} とし、 $k_s = D_{m1}$ と仮定し、式(5.17)により繰り返し計算を行うことによって求められる。

求められた値は、かみあわせが確保し得れば安全側の値であるが、なんらかの原因でかみあわせ効果が不十分であると、急激に流出しやすくなることを考慮した安全確保が必要である。例えば、施工後の状態に凹凸が見られる場合など、一体性の強さが確保できない場合があるので、照査の目標値としては30～50%程度割り増した値とすることが望ましい。

② 外力条件

代表流速 V_0 を用いる。

3) 留意点

- ・材料のかみあわせ効果が発揮されるよう施工すること。
- ・吸出しが生じないようにすること。

4) 工種のイメージ図

空石張り護岸

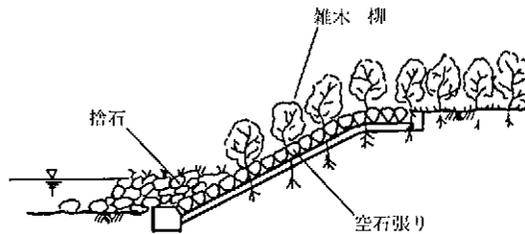


図 5-21 「掃流-一体性が強い」モデル工種のイメージ図

(6) 「掃流-籠詰め」モデル

POINT

流体力による掃流を対象とし、部材が籠詰め状態の法覆工では、籠詰めされた部材が単独で設置された状態について、流体力により滑動が生じる条件を照査する。

1) 安定条件とモデル図

① 破壊要因

法面勾配が1:1.5よりも緩く、背面からの土圧・水圧を受けない状態を想定しており、流体力による破壊が主要因となる。

② 主な破壊形態

流体力による掃流で中詰め材（自然石等）が移動し、籠等の外枠に変形を生ずる。

③ 設置状態

籠詰め状態の法覆工とは、モデル図に示すように、ほぼ同一粒径の球状の材料（石など）が籠状のものの中に詰められている状態である。

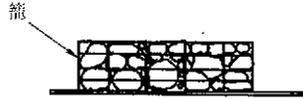


図 5-22 流体力を主要因とし籠詰め状態の法覆工のモデル図

2) 基本式

① 基本式の考え方

籠詰め状態の法覆工は、代表流速 V_0 に対して、原則として籠状のものの中で、籠に変形を与えるような籠詰め材料の移動を許さないものとする。籠詰め材料は無次元掃流力に耐え得る設計を行う。

ここでは、無次元掃流力をコロラド大学の実験結果¹⁴⁾より

$$\begin{aligned} \tau_{*d} &= 0.10 \text{ (籠の変形を許さない場合)} \\ \tau_{*d} &= 0.12 \text{ (籠の変形を多少許す場合)} \dots\dots\dots (5.18) \end{aligned}$$

として部材の必要径を照査する。

式(5.18)は、水平床上での値であり、角度 θ の斜面に設置する場合は(5)「掃流—一体性の強い」モデルで述べた式(5.16)を用いる。

ただし、布団籠を階段状に設置する場合は平坦に設置した条件で計算してよい。

中詰め石の安定条件は平均粒径 D_m (m) について式(5.17)を利用して繰り返し計算により求めることができる。

この場合、相当粗度としては $k_s = 2.5 \cdot D_m$ 程度とすればよい。

② 外力条件

代表流速 V_0 を用いる。

3) 基本式に用いられる限界掃流力 τ_{*d} について

籠詰め材の大きさを決定する前出の無次元掃流力 τ_{*d} は、米国コロラド大学の実験結果から得られたものである。したがって、新しい材料等を用いて強度の高い籠を用いる場合などでは、個々の場合について実験により無次元掃流力 τ_{*d} を定める必要がある。

参考として、コロラド大学の実験¹⁴⁾から、籠のない捨石の状態での限界掃流力と鉄線籠に詰められた白然石の限界掃流力の比較例を示す。籠に詰められた場合には限界掃流力が2倍程度になっていることがわかる。

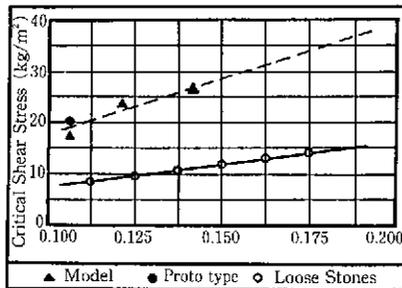


図 5-23 籠詰め状態での限界掃流力

4) 留意点

- ・籠の背後からの吸出しが生じないこと。
- ・籠が流水・転石などに対して十分な強度と耐久性を有することが必要である。

例えば、既往事例による鉄線籠の標準構造の一例を表5-3に示す。

表5-3 布目籠（鉄線籠）の標準構造

鉄線籠の厚さ		30 cm	50 cm	
網目籠網の線径仕切間隔	蓋部	65 mm	65 mm	
	本体部	75 mm	100 mm	
	網部枠骨	蓋部	4 mm	5 mm
		本体部	3.2 mm	4 mm
		蓋部	5 mm	6 mm
		本体部	4 mm	6 mm
	水平部(水平)	2 m 以下	2 m 以下	
	法面部(1:5)	1.5 m 以下	1.5 m 以下	
	タレ部(1:3)	1.5 m 以下	1.5 m 以下	
	側壁間隔(1:2)	2 m 以下	2 m 以下	

蛇籠工は多自然型工法の一つとして、今後増加する傾向にある。蛇籠工の移動・変形・詰石の流出に関する詳細な水理的検討はなされていないが、過去の実績によると、河道分類ごとに適用可能な形状・寸法の目安は表5-4のとおりである。

表5-4 蛇籠工の胴径、線形の既往事例

河道分類	胴径	線径
セグメント1	60~90 cm	5 mm(#6)
セグメント2	45 cm	4 mm(#8)
セグメント3	45 cm	4 mm(#8)

また、鉄線籠は、鉄線材の腐食や摩耗の恐れのある次のような河川区間を除く所で使用する。

- ・河川水が強い酸性を示す区間（当面はpH5以下の区間とする）
- ・河川水の塩分濃度が高い区間（当面は年平均Cl⁻450 mg/ℓ以上の区間とする）
- ・河岸や河床が腐食土で構成されている区間（当面は黒色有機物混じり土がある区間とする）

5) 工種のイメージ図

籠工護岸

図5-24に示す。

(7) 「積み」モデル

POINT

土圧・水圧による滑動、転倒を安定の対象とする法覆工では、「道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」等を参考にして、法覆工の滑動・転倒に関する照査を行う。

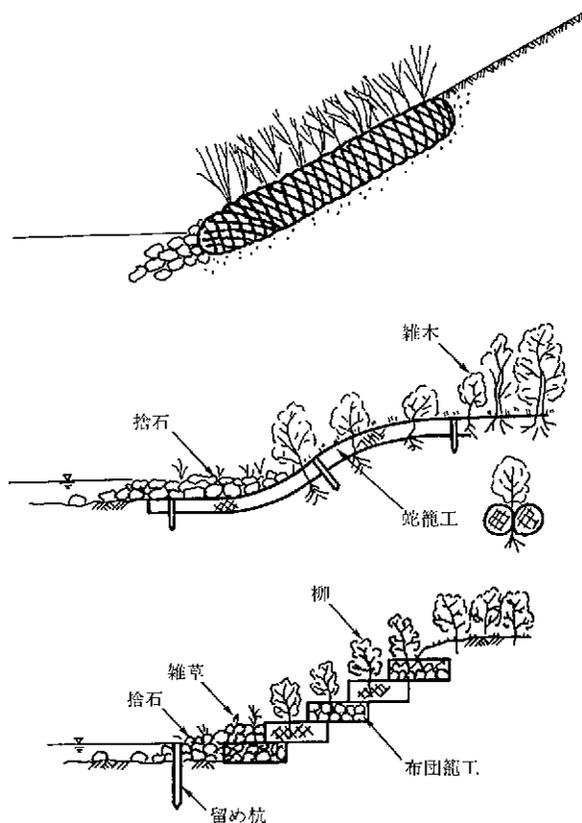


図5-24 「掃流-籠詰め」モデル工種のイメージ図

1) 安定条件とモデル図

① 破壊要因

法勾配が1:1.5より急であり、背面からの土圧および水圧による破壊が主要因となる。練積み護岸を群体として検討すると、流体力に対しては代表流速が10 m/s程度まで安定であるとの結果が得られている。したがって、流体力については、基礎部の安定が確保されれば、特に凹凸の大きな法面形状や、軽量材を空積みするような場合を除いて考慮しなくてよい場合が多い。

② 主な破壊形態

土圧・水圧の作用による滑動、転倒である。すべりについては、生じない法面であることを前提としている。

③ 設置状態

1:1.5程度より急な法面に、コンクリートブロックや切り出し石などを積んで設置され、下の部材同士がかみあっているが、上の部材の重量を受けている状態である。

2) 基本方式

練積みの場合は「道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針¹⁵⁾」などに基づいて、安定性を照査する。また、空積みの場合は、転倒に関しては示力線方程式、滑動に関しては並進運

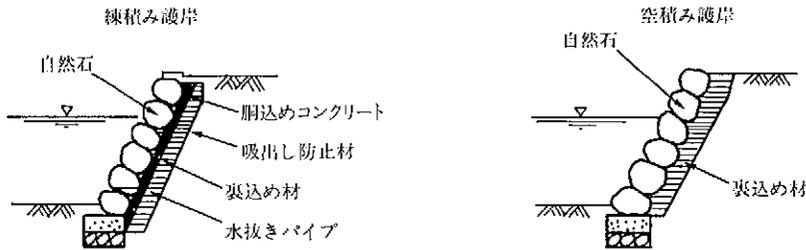


図5-25 土圧・水圧による滑動、転倒を対象とする積み護岸のモデル図

動などの手法を利用した安定性検討を行うこともできる。特に、空積みの場合には、構造的に一体性が弱いので、中間的な高さでの滑動について確認することが望ましい。

3) 留意点

① 残留水圧の発生を抑止するために裏込め材、あるいは水抜き工を設置する。基礎工天端高の河床材料が細砂、シルトであるような場合は、護岸の背面から水が抜けにくくなるため、特に水抜き孔を設けるものとする。

② 低水護岸の場合には法覆工天端背面の侵食に注意する。

4) 工種例のイメージ図

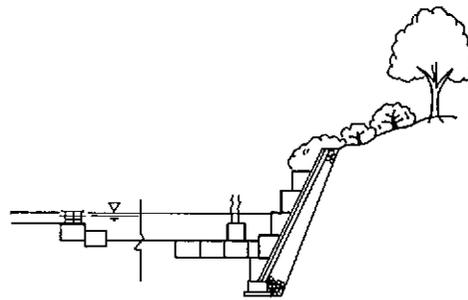


図5-26 「積み」モデルの工種イメージ図

(8) 「擁壁」モデル

POINT

土圧・水圧による滑動、転倒を安定の対象とする法覆工では、「道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針¹⁵⁾」等を参考にして、擁壁の安定に関する照査を行う。

1) 安定条件とモデル図

① 破壊要因

土圧・水圧による破壊が主要因となる。

② 主な破壊形態

土圧・水圧による滑動、転倒である。ここでは、法面のすべり破壊が生じないことを前提としている。

③ 設置状態

擁壁モデルは逆T型、L型または重力式などの一体性の高い自立構造として、設置されてい

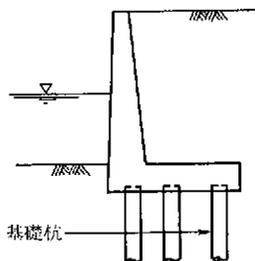


図5-27 土圧・水圧による滑動，転倒を対象とする擁壁護岸のモデル図

る状態である。

2) 基本方式

「道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針¹⁵⁾」などに基づいて安定検討を行う。

3) 留意点

「積み」モデル参照。

(9) 「矢板」モデル

POINT

土圧・水圧による水位変位を安定対象とする法覆工では，土圧・水圧による矢板の安定検討により照査を行う。

1) 安定条件とモデル図

① 破壊要因

土圧・水圧による破壊が主要因となる。

② 主な破壊形態

背面土圧・水圧が主な外力として，矢板に水平変位を生じる。

「矢板」モデルでは，基礎地盤のすべり破壊を生じないことを前提としている。

③ 設置状態

鋼矢板や鋼管矢板が直立護岸として設置されている状態である。

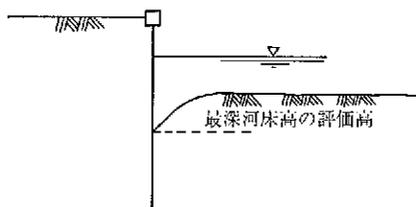


図5-28 矢板護岸のモデル図

2) 基本方式

矢板の安定計算等については，「災害復旧工事の設計要領 建設省防災研究会編」等¹⁶⁾に準じて行う。

3) 留意点

- ① 設計地盤高は予測した最深河床高の評価高を基本とするが、根固めによって前面の河床高を維持できる場合には、根固め工によって維持できる適切な地盤高を設定する。
- ② 矢板頭部は矢板の継手効率を考慮して、鉄筋コンクリート等でコーピングする必要がある。

5-3-4 付属工

(1) 基本方針

POINT

付属工は、法覆工の天端、上下流の侵食防止、背後からの吸出し防止など法覆工周辺の保護を目的として設置されるものである。本書は、以下の構造物を対象とする。

- ・天端工，天端保護工
- ・小口止め工
- ・吸出し防止材
- ・裏込め材
- ・すりつけ工

付属工の設計が不適切な場合、天端や上下流からの侵食、背後からの吸出しを契機として護岸の被災につながる事例が多くみられる。一例をあげれば、天端保護工が流出し、護岸背面の裏込め材が侵食され、法覆工が倒壊するというような事例も報告されている。

付属工が被災の契機となる事例も多いので、付属工に関しても破壊現象を踏まえた合理的な設計を行う必要がある。本書では、特に留意すべき事項を提示する。

(2) 天端工，天端保護工

POINT

護岸天端の洗掘を防止する必要がある場合には、天端工，天端保護工を設け、護岸本体に影響が及ばないように設置する。天端工，および天端保護工は、流れの作用に対して安全な構造とする。

天端部分が土羽である場合、作用する代表流速が2 m/s程度を越えると洗掘が生じる可能性が高いので、天端工，天端保護工を設置することが望ましい。また、明らかに低水路流の乗り上げ、落ち込み位置となっている場所や、扇状地河川では設置することが望ましい。

天端工，天端保護工は法覆工と同様、洪水時に流体力が作用するので流体力に対して安全な構造とする必要がある。流体力に対する安全性の考え方は、設置場所が平坦であることを除けば法覆工と同じであり、法覆工で示した構造モデルを基本として、流況を十分把握して設計する。なお、天端保護工の構造は、屈撓性のある構造が一般的である。

天端工は、原則として法覆工と同じ工種を用い、控え厚等は法覆工の照査と同じ方法として、

代表流速 V_0 の作用に対して安全な厚さ等を検討する。高水敷幅の狭い場合や、湾曲部においては第4章で述べたように流速の補正を考慮する。

天端工の幅は1~2 m, 天端保護工の幅は1.5~2 m 程度で設置されている事例が多い。また、天端工の端に図5-29に示すような巻止め工を設置する場合もある。天端工の施工にあたっては、高水敷材料の掘削を伴うので施工直後は、天端工高水敷側は表層が裸地となり洪水によって侵食される例が多い。そのため、十分に締め固めを行うと同時に、早期に植生で地表が保護されるように芝工などを行う必要がある。

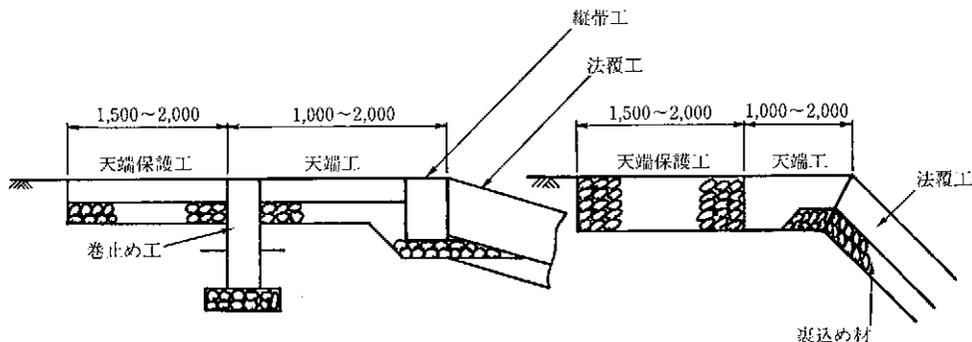


図5-29 天端工の幅 (設置例)

(3) 小口止め工

POINT

小口止め工は、法覆工端部を保護する必要性のある場合に設け、護岸上下流で河岸侵食が生じても護岸本体に影響が及ばない構造とする。

小口止め工は、護岸上下流で発生した河岸侵食によって流れが護岸背後に回り込むことによって発生する土砂洗掘を防止する構造でなければならない。小口止め工の設置範囲は法覆工および天端工が施工されている範囲とし、深さは1~2 mとする。図5-30に小口止め工の構造の一例を示す。

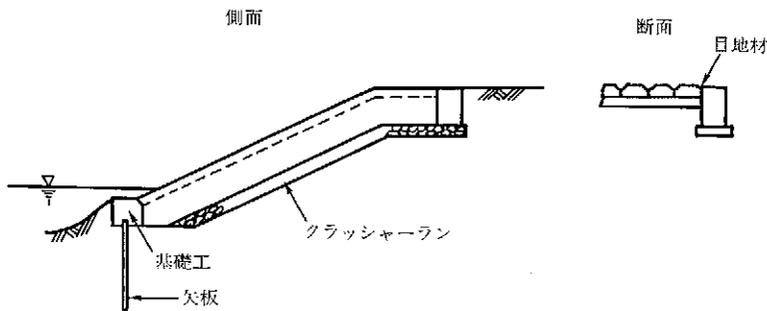


図5-30 小口止め工の例

(4) 裏込め材

POINT

護岸に残留水圧が発生する場合には水抜きとして裏込め材を設置する。

積み護岸では、残留水圧が作用しないことを前提としているので、原則として水抜きのために裏込め材を設置する。裏込め材料は、碎石など透水性の高い材料が望ましく、厚さは表5-5を参考に検討する。ただし、法面の地盤が砂礫質で透水性が高い場合には、裏込め材を設置しない方法もある。また、張り護岸でも、施工性を考慮して裏込め材を設置することがある。

なお、地下水位が高い場所では法覆工に水抜き工を設置することが望ましい。また、水が抜ける際に背面土砂の細粒分が抜ける恐れがある場合は、吸出し防止材を敷設するとよい。

表5-5 積み護岸の場合の直高と裏込め材の厚さの目安

直高(m)	0~1.5	1.5~3.0	3.0~5.0	5.0~7.0
厚さ (cm)				
上部	20~40	20~40	20~40	20~40
下部	30~60	45~75	60~100	80~120

出典：「道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針¹⁵⁾」

注1：裏込め材の厚さは、裏込め土が良好であれば、この表の小さめの値を、よくない場合は大きめの値を用いる。裏込め土が普通とみなされる場合は中央値を目安にするとよい。

注2：裏込め材の厚さは、切土のときには、比較的よく締まった地山では裏込め材の厚さを上下等厚とし30~40cmとする。ただし地山がよく締まっていないものおよび背面に埋戻しを多く必要とするような場合は、前記盛土部の場合に準ずる。

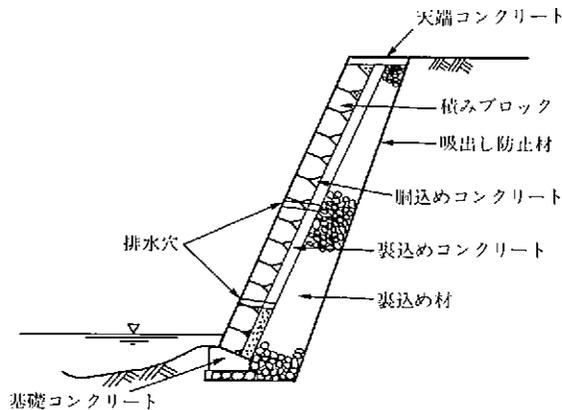


図5-31 裏込め材の設置例

(5) 吸出し防止材

POINT

背面土砂が吸い出される恐れのある場合には、吸出し防止材を設置する。

護岸背面の残留水が抜ける際、あるいは高流速が空積みの法覆工に作用する際に、背面土砂が吸出されることがある。吸出しは法覆工の変形に結びつき、容易に破壊につながるため、そ

れを防止するためには、法覆工、または裏込め材の下に吸出し防止材を設置する。

また、練積み護岸などでは、裏込め材への細粒分の流入を防止し、裏込め材の透水性の低下を防ぐ目的で使用される場合、あるいは施工性を考慮して設置される場合がある。

(6) すりつけ工

POINT

すりつけ工は、屈撓性と適度な粗度を持つ構造とする。すりつけ工は、代表流速 V_0 に対して安全な構造とする。

すりつけ工には、護岸上下流で侵食が生じた際に、侵食の影響を吸収して護岸が上下流から破壊されることを防ぐ機能がある。また、粗度が小さい本護岸で生じる速い流れが直接下流側河岸に当たらないように、粗度の大きなすりつけ工部で流速を緩和し、下流河岸の侵食を発生しにくくする機能もある。

すりつけ工の施工幅は、その機能から最低限法覆工および天端工の範囲をカバーする必要がある。また、法尻の侵食を防止できるよう河床面に適切な幅の垂らし幅を確保する必要がある。

施工延長は既往事例からは5m以上となっている例が多いが、護岸上下流で侵食が生じることが明らかな場合には適切な施工延長を検討する。

すりつけ工は上流の侵食に伴い、流体力によってめくれ上がり破壊する例が多く、特に、急流河川のすりつけ工に被災事例が多く見られる。

すりつけ工の控え厚は、上流で侵食が発生した状態を考慮して、「めくれ」モデルにより代表流速 V_0 に対して安全な厚さ以上となるよう設計するが、控え厚が大きくなり経済的でないので、めくれのないような工夫(杭などでの固定、上流先端部の地中への埋め込み等)を行った場合は他の構造モデルで設計してもよい。

5-4 基礎工の力学的安定性の照査

5-4-1 基本方針

POINT

基礎工は、最深河床高、地盤条件を考慮して法覆工を支持できる構造とする。

基礎工は、法覆工の法尻部に設置し、法覆工を支持するための構造物である。

護岸の被災事例で最も顕著なものは、洪水時の河床洗掘を契機として基礎工が浮き上がってしまい、基礎工および法覆工が被災を受ける事例である。基礎工が被災を受けると、裏込め材の吸出しなどが生じ、広範囲にわたる護岸被災を引き起こすことがある。このため、基礎工の設計では、基礎工天端高の決定が最も重要である。すなわち、基礎工天端高は、洪水時に生ずる最深河床高以下とするか、根固め工等により安定的に確保された高さ以下とすることが基本

である。

地盤条件は、基礎工の構造を決めるうえで重要な要素であり、これまでの実績等により適切な工種を選んで、安定計算等により安定性を照査する。

5-4-2 基礎工の設計に用いる最深河床高

POINT

基礎工の設計では、洪水時の洗掘現象を考慮した最深河床高の評価を行う。

基礎工の設計を行う際には、洪水時の洗掘現象を考慮して、各断面で生じる最深河床高を評価することが必要である。評価方法は、河道改修等による断面形状の変化が大きい場合と変化が大きい場合とによって異なる。

また、洗掘箇所は縦断方向に固定されている場合と、移動する場合がある。そのため、各断面の最深河床高の評価値を基にして、設計に用いる最深河床高の評価高を定める。具体的な評価方法は「4-3 最深河床高の評価法」を参照されたい。

5-4-3 基礎工天端高

POINT

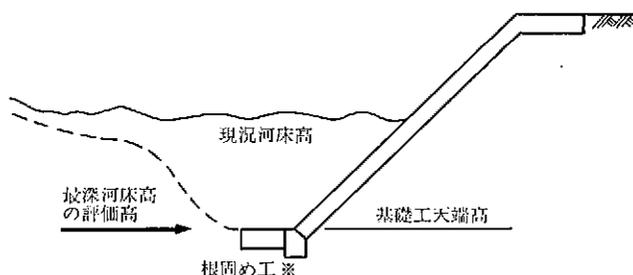
基礎工天端高は、最深河床高の評価高とする。ただし、根入れが浅い場合には、根固め工を設置することで浅くすることもできる。

基礎工天端高は、最深河床高の評価高とすることが基本である。

ただし、根入れが深すぎると判断される場合には、基礎工前面に根固め工を設置することによって基礎工天端高を浅くすることができる。この場合、根固め工の敷設幅、敷設量によって基礎工天端高の設計の考え方が変わる。ここでは、四つの基本的な方法を記述する。なお、根固め工敷設天端高は、基礎工天端高と同高とすることを基本とする。

基礎工天端高を浅くする方法は、②、③、④以外にも考えられる。提示した以外の方法を用いる場合にも、最深河床高の評価高が生じても基礎工が安定であるように検討を行う。

① 最深河床高の評価高を基礎工天端高とする方法



※ 根固め工下面を、基礎工天端高にあわせる方法もある。

図 5-32 最深河床高の評価高を基礎工天端高とする方法

この方法では、必要に応じて、前面に最小限の根固め工を設置する。

- ② 最深河床高の評価高より基礎工天端高を高くし、洗掘に対しては前面の根固め工で対処する方法

根固め工の敷設幅、敷設量は、基礎工前面に河床低下が生じた場合でも、これに追従でき、かつ、基礎工前面には最低1列以上もしくは2m程度の平坦幅が確保できるように設計する必要がある。

これまでの事例によると、従来の計画断面の計画河床高と現況最深河床高のうち、低いほうから0.5~1.5m下を基礎工天端高および根固め工の敷設天端高としているものが多い。

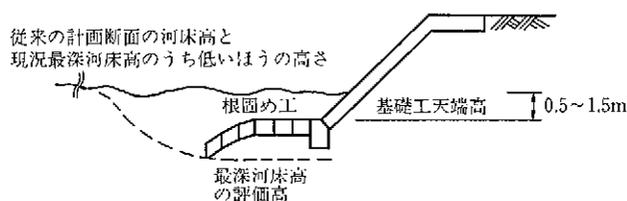


図5-33 根固め工で対処する方法

- ③ 最深河床高の評価高より基礎工天端高を高くし、洗掘に対しては基礎矢板と前面の根固め工で対処する方法

この方法の考え方は、既往の矢板の設計法に基づくものとする。多くの事例では、最深河床高の評価高まで河床が下がった場合でも、矢板が自立できるように設計されている。

矢板前面に乱積み根固め工、捨石工を設置する場合には、より安全な設計とすることができる。これまでの事例によると従来の計画断面の計画河床高と現況最深河床高のうち、低いほうより0.5~1.5m下を基礎工天端高および根固め工の敷設天端高としているものが多い。

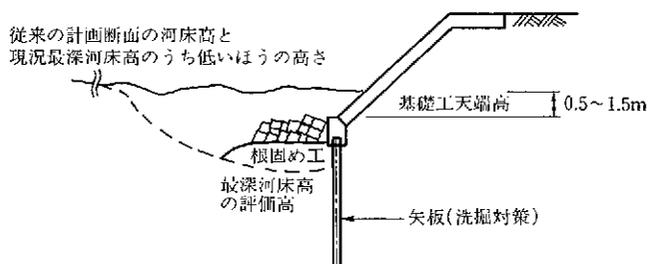


図5-34 基礎に矢板を併用する方法

- ④ 基礎の根入れが困難な場合の設置方法

感潮河川などでは、水深が大きく基礎の根入れの困難な場合がある。このような場合には、基礎を自立可能な矢板で支える方法が用いられている。矢板の安定、矢板前面に根固め工を設置する場合の照査法は、③と同様にする。

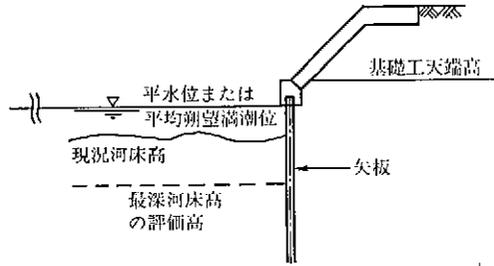


図 5-35 基礎の根入れが困難な場合の設置方法

5-4-4 基礎工の構造

POINT

基礎工の工種は、河道特性、地盤条件、施工条件、耐久性等を考慮して選定する。安定性の照査は、既存の適切な手法により、沈下、すべり、水平変位等について行う。

(1) 基礎工の一般

基礎工は河道特性、地盤条件、施工条件に応じて選択する。地盤が良好な場合は直接基礎とし、軟弱地盤の場合には杭または矢板にコンクリートをコーピングした基礎を用いることが多い。また、平水時において護岸前面の水深が深く、瀬替えが容易でない場合や、船着場として利用される護岸では矢板基礎とすることが多い。

基礎工の工種には、次のようなものがある。

- ① 直接基礎工：おおむね台形断面のコンクリート構造、大型の自然石等で、地盤が砂礫等の良好な場合に用いられる。
- ② 鋼矢板法留工：鋼矢板による法留工で水深が大きいところ、または仮縮切に多大の費用がかかり不経済な場合に用いられ、自立式、控え式が一般に使われる。

水質が酸性の河川、感潮河川などで用いる場合は、腐食代を十分に見込むか、腐食対策を行わなければならない。

- ③ その他の基礎工：その他コンクリート矢板法留工板柵工、詰杭工、土台木等がある。

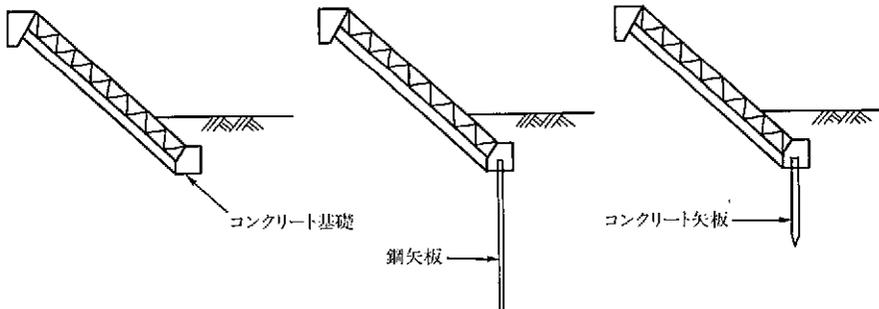


図 5-36 基礎工の工種例

(2) 直接基礎工

コンクリート基礎の場合には、法覆工の支持として、沈下および流水の作用に対し安全となるように照査する。

台形断面のコンクリート基礎の設計については、建設省の各地方建設局の「設計要領」等を参照することができる。

(3) 矢板基礎

矢板基礎の場合には、土圧、水圧、載荷重、地震時慣性力、上載荷重等の設計条件に対して矢板が自立でき、安全となるように照査する。

矢板基礎の照査法については、「災害復旧工事の設計要領，建設省防災研究編」⁶⁾などを参考とされたい。

5-5 根固め工の力学的安定性の照査

5-5-1 基本方針

POINT

根固め工は、流体力に対して安定を保つことのできる重量以上とするとともに、予測される洗掘に対して基礎工前面を保護することのできるような敷設幅、敷設高を照査する。

(1) 機能

根固め工は洗掘を緩和し、基礎工と合わせて予想される洗掘に対応するものである。また、法覆工と同様に流水の作用に直接さらされる部分でもある。したがって、根固め工は流水の作用に対して安定である必要があり、法覆工と同様に構造モデルに基づいた破壊形態を踏まえ、安定であるように照査する。

(2) 破壊形態

基礎の根入れが浅い場合には、根固め工の敷設幅が不十分であると、洪水時に流出して法覆工の破壊に至ることになる。また、根固め工の重量が不足していると、根固め工が流出して護岸全体の被災に至る。また、法覆工と同様に流水の作用に直接さらされる部分でもある。したがって、安定性の照査にあたっては、十分な敷設幅をもつ根固め工について法覆工同様に構造モデルによる力学的安定の検討を行う。

根固め工についても法覆工と同様に、その形状や配置形態によって、“転動”、“滑動”，あるいは“掃流”等の被災形態をとる。そこで、根固め工の形状や配置形態の違いを照査に反映させる。

5-5-2 根固め工の構造モデル

POINT

根固め工の構造モデルは、既存工種と被災事例等を勘案し、破壊要因、主な破壊形態、設置状態により、以下の5モデルに分類する。

NO.	破壊要因	破壊形態	設置状態	構造モデル
①	流体力	滑動，転動	層積み	「滑動・転動-層積み」モデル
②	流体力	滑動，転動	乱積み	「滑動・転動-乱積み」モデル
③	流体力	掃流	乱積み	「掃流-乱積み」モデル
④	流体力	掃流	籠詰め	「掃流-籠詰め」モデル
⑤	流体力	掃流	中詰め	「掃流-中詰め」モデル

※本章で提示するモデル以外の構造モデルも考えられる。

(1) モデル分類の方針

十分な敷設幅を持ち、河床変動の影響を受けない根固め工では、流体力に対して安定となるような照査を行う。

これまでに設置された根固め工の事例をみると、流体力を破壊の主要因とする場合の安定条件は一律に決められるものではなく、設置状態などの違いにより安定条件が異なる。このことは、同様な材料を用いた根固め工でも条件が異なれば安定するための必要諸元が異なることを示している。

そこで、このような安定条件を既存工種とそれらに対する研究成果から5モデルに分類して、工種ではなく該当する構造モデルに適應した設計を行うこととした。また、流体力に対する安定は、十分な敷設幅を持つことが前提であり、敷設幅の照査法についてもモデルに分けて示す。

(2) 破壊要因

根固め工の破壊は流体力が主要因である。洗掘による変形に対しては、最深河床高の評価高を想定して十分な敷設幅を持たせることにより対応する。

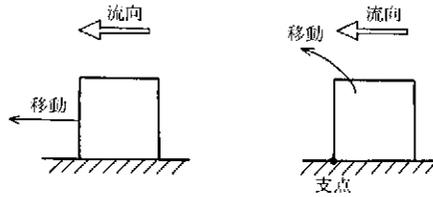
(3) 主な破壊形態

① 滑動

部材に作用する流体力が底面摩擦力を上回った場合にすべりだす現象である。根固め工の上流端や、河床変動に伴い変形して突出した部材、凹凸の大きなコンクリートブロックなど、流れの作用を全体的に受ける部材に考慮する。例えば、根固め工上流端部の異形ブロック層積み工、異形ブロック乱積み工などの破壊現象に見られる。

② 転動

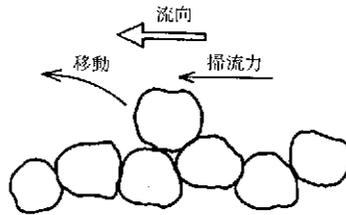
流体力の作用によって一点を支点として部材がめくれ、回転する現象を指す。例えば、根固め工上流端部の異形ブロック層積み工、異形ブロック乱積み工などの破壊現象に見られる。



③ 掃流

部材が流れ方向の抗力や揚力の作用を受け、河床上を転動あるいは河床付近で小跳躍を繰り返しながら移動する現象である。部材が平坦に敷き並べられる工程に見られ、自然石や凹凸の少ないコンクリートブロックの部材が整然と設置された場合に適用する。

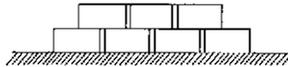
例えば、捨石根固め工、籠根固め工などの破壊現象に見られる。



(4) 設置状態

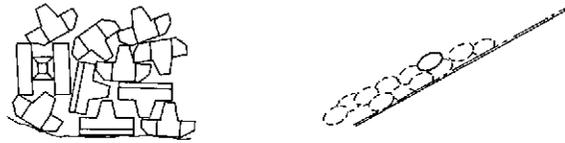
① 層積み

部材が規則的に敷きならべられた状態である。例えば、異形ブロック層積み工などの設置状態を指す。



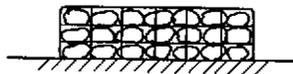
② 乱積み

部材が不規則的に積み上げられた状態である。例えば、異形ブロック乱積み工、捨石根固め工などの設置状態を指す。



③ 籠詰め

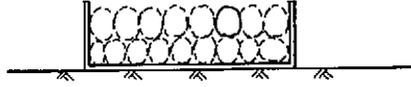
籠状のものの中に石などの材料を詰めた状態である。例えば、籠根固め工などの設置状態を指す。



④ 中詰め

枠状のものの中に石などの材料を詰めた状態である。例えば、そだ沈床、木工沈床等設置状

態を指す。



(5) 構造モデルの適用範囲

以上により分類されたモデルの一覧を表5-6に示す。

これらのモデル分類は固定されたものではなく、今後の新しい構造形状、素材の導入により見直しを行う必要がある。同様に、本章で示す基本式や諸係数についても洪水時現地データの収集分析、水理模型実験などにより現地に適した改善を進めていくべきである。

5-5-3 敷設幅の照査法

POINT

根固め工の敷設幅は、護岸の基礎工前面の河床が低下しないよう、十分な幅となるよう照査する。

(1) 基本方針

根固め工の敷設幅は敷設天端高と密接な関連があるため、敷設幅と敷設天端高を併せて照査する必要がある。

敷設幅は、予測される最深河床高が発生した場合でも護岸基礎前面の河床が低下しないような幅とする。その際、敷設天端高は、根固め工が河床低下に追随できるようにするための検討条件として用いる。

なお、根固め工の敷設天端高は、「5-4-3 基礎工天端高」に従って照査する。

(2) 敷設幅の照査

「掃流-中詰め」、「掃流-籠詰め」モデルの根固め工の敷設幅は、予測される最深河床高が発生した場合にも、護岸基礎前面の河床が低下しないように定める。

敷設方法には、図5-37に示すように、洗掘前の河床に重ね合わせずに設定して自然になじませる場合と、図5-38に示すように既存の深掘れ部に重ねて設置する場合とがある。施工の際、瀬替えを行わない場合は重ね合わせずに自然になじませる方法となる。瀬替えを行う場合は、重ね合わせて設置することも可能である。

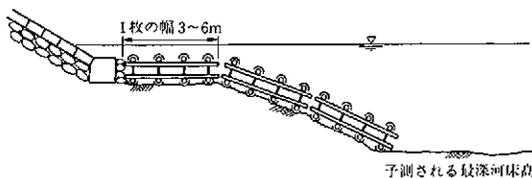


図5-37 重ね合わせない場合の敷設幅
(図は、そだ沈床の事例)

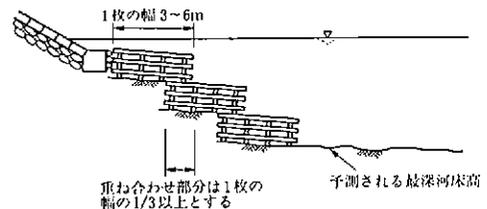
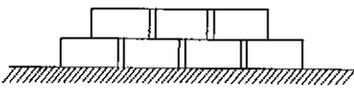
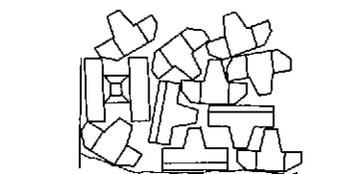
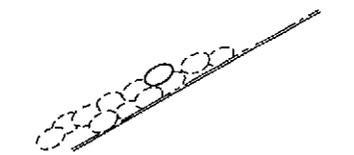
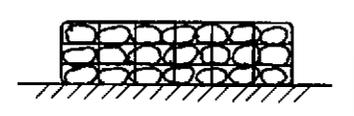
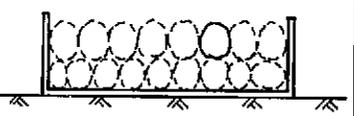
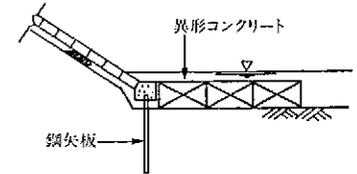
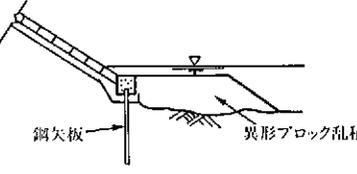
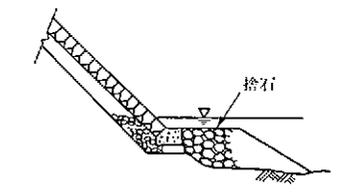
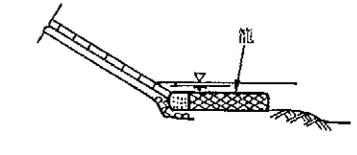
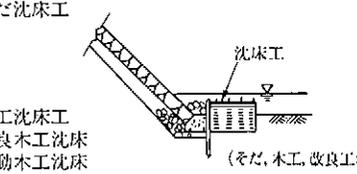


図5-38 重ね合わせる場合の敷設幅
(図は、木工沈床の事例)

表5-6 根固め工

破壊要因	主な破壊形態	設置状態	設計の扱い方	構造モデル図	基本式
流体力が破壊の主要因となる形式	滑動および転動+河床低下	層積み		①「滑動、および転動-層積み」モデル 	●流体力に対して $W > a \left[\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right]^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \cdot \left[\frac{V_d}{\beta} \right]^6$ a: ブロック形状によって決まる係数 滑動、転動によって値が異なる。 β: 群配置した場合の割り引き係数 積み方、配置によって値が異なる。 V _d は代表流速 V ₀ を用いる。 (ブロックサイズが大きく V _d と V ₀ がほぼ等しいため、) $V_d = V_0 \cdot \alpha \cdot V_m$ α: 補正係数 V _m : 平均流速
		乱積み		②「滑動、および転動-乱積み」モデル 	【適用範囲】 α, βは実験で用いられた形状以外の場合は水理模型実験を行って値を設定する。 ◎河床低下に対して 敷設天端高は基礎工天端高を基本とする 敷設幅 B _c は $B_c = L_n + \Delta Z / \sin \theta$ L _n : 根固め工1列以上もしくは2m以上とする。
	掃流+河床低下	乱積み	単体	③「掃流-乱積み」モデル 	●流体力に対して $D = \frac{1}{E_s^2 \cdot 2g(\rho_s/\rho_w - 1)} V_0^2$ $K = \frac{1}{\cos \theta \cdot \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \Phi}}}$ ・V ₀ は給直平均流速 ◎河床低下に対して 変形が生じても護岸基礎前面に3m以上の平坦幅が確保されること。
	掃流+河床低下	籠詰め		④「掃流-籠詰め」モデル 	●流体力に対して ・無次元掃流力 τ _{s,d} で表現する。 $\tau_{s,d} = \frac{u_*^2}{sgD_m} \leq 0.10$ $D_m \geq \frac{1}{s \cdot g \cdot \tau_{s,d}} \times \left[\frac{V_0}{\phi} \right]^3 \text{ (m)}$ ◎河床低下に対して 敷設天端高は基礎工天端高を基本とする 敷設幅 B _c は B _c = L _n + ΔZ / sin θとする。 L _n : 根固め工1列以上もしくは2m以上
	掃流+河床低下	申請め		⑤「掃流-申請め」モデル 	●流体力に対して $\tau_{s,d} = \frac{u_*^2}{sgD_m} \leq 0.05$ ◎河床低下に対して 敷設天端高は基礎工天端高を基本とする 敷設幅 B _c は B _c = L _n + ΔZ / sin θとする。 L _n : 根固め工1列以上

設 計 法 一 覧

基本式の特徴と注意事項	設置状態を満足するための留意点	工種例のイメージ図
<p>最上流の根固め工に対する設計の考え方、</p> <p>連結が確実に行われている場合は、全体で滑動、あるいははめくれて評価することもできる、</p> <p>隣接するブロックとの連結が確実に行われていることが必要、</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・吸出しを生じないこと ・鉄筋はブロックをつり下げることができる径をもつことが必要、 	<p>ブロック層積み工</p> 
<p>最上流の根固め工に対する設計で考え方、</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・吸出しを生じないこと 	<p>ブロック乱積み工</p> 
<p>河床材料の移動限界掃流力評価モデルと類似の考え方、</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・吸出しが生じないような、敷設厚さが必要、 	<p>捨石工</p> 
<p>河床材料の移動限界掃流力評価モデルに籠材の効果を検討したモデル、</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・籠材に十分な強度と耐久性を有することが必要、 ・吸出しを生じないこと、 	<p>籠工</p> 
<p>河床材料の移動限界掃流力評価モデルと類似の考え方、</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・河道特性に対応した強度と屈撓性を持つことが必要、 ・吸出しを防止できる構造とすることが必要、 	<p>そだ沈床工</p> 

沈床を深掘れ部に重ねて設置する場合には1枚3~6m幅を基本とし、これを階段状に積み重ねることが多い。沈床の場合には、重ね合わせ幅を、下段沈床幅の1/3以上とする事例が多い。

木工沈床を重ね合わせて設置する工法は、急流河川に多い事例である。

「滑動、およびめくれ」モデルの根固め工では、周辺の河床低下や洗掘が進行すると、敷設地点の横断形状は図5-39のように変形する。敷設幅は、護岸基礎前面の河床が低下しない幅を確保する必要がある。すなわち、護岸前面に河床低下が生じても最低1列もしくは2m程度以上の平坦幅が確保されることが必要とされる。したがって、敷設幅 B_c は、根固め工敷設高と最深河床高の評価高の高低差 ΔZ を用いれば幾何学的に、

$$B_c = L_n + \Delta Z / \sin \theta \quad \dots\dots\dots (5.19)$$

となる。

ここで、 L_n ：護岸前面の平坦幅（ブロック1列もしくは2m程度以上）：(m)

θ ：河床洗掘時の斜面勾配

ΔZ ：根固め工敷設高から最深河床高の評価高までの高低差：(m)

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

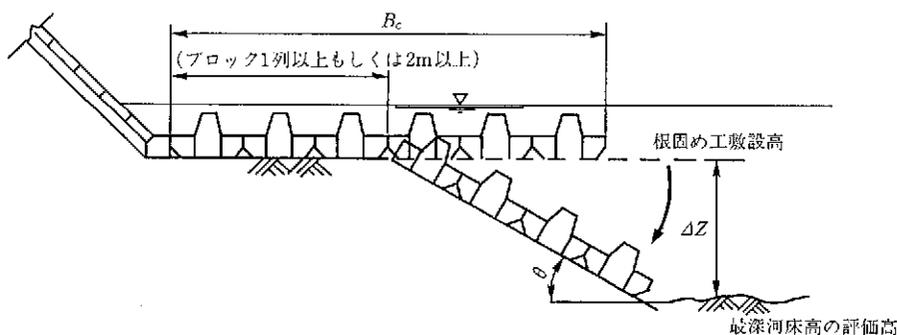


図5-39 滑動・転動を安定検討条件の対象とする根固め工の敷設幅

5-5-4 各構造モデルごとの力学的安定の照査法

(1) 「滑動、転動-層積み」モデル

POINT

滑動・転動を対象とし、層積み状態で設置された根固め工は、流体力により滑動、および転動が生じる条件を設置状態を考慮して照査する。

1) 安定条件とモデル図

① 破壊要因

流体力による破壊が主要因となる。

② 主な破壊形態

上流端に位置する根固め工であって、流体力による滑動、あるいは転動により部材の一連部分に移動を生じる。

③ 設置状態

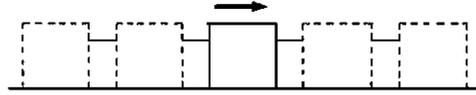


図5-40 滑動、転動を破壊形態とし層積み状態の根固め工のモデル図

モデル図に示すように、設置面がほぼ平らであり、規則的に敷き並べられた状態を想定する。

2) 基本式

ここに示す基本式は、建設省土木研究所河川研究室による研究成果¹⁷⁾に基づいている。流体力が部材のほぼ全体に作用し、上流端部の根固め工や、凹凸の大きな根固め工では、滑動・転動の両方を想定した照査を行う。その際、特に流速の評価を慎重に行う必要がある。その理由は、根固め工重量が流速の6乗に比例するので、流速の変化に対し重量の変化が非常に大きいためである。また、連結が確実に行われている部材については、連結されている一連の部材について滑動、あるいはめくれを評価する。

① 滑動に対する安定条件

部材が滑動する場合、部材と河床面との摩擦係数を μ とすれば、部材が移動しない条件は、

$$D < \mu (W_w - L) \dots\dots\dots (5.20)$$

である。

ここに、 D ：部材に作用する抗力 (kgf) 【N】

L ：部材に作用する揚力 (kgf) 【N】

W_w ：水中における部材の重量 (kgf) 【N】

であり、根固め工の空中重量 W とは、

$$W_w = (1 - \rho_w / \rho_b) W$$

の関係にある。

ここに、 ρ_w ：水の密度 (kgf・s²/m⁴) 【kg/m³】

ρ_b ：根固め工の密度 (kgf・s²/m⁴) 【kg/m³】

である。

② 転動に対する安定条件

図5-41に示すように、抗力の作用の重心位置と河床面との垂直距離を h_b 、揚力の作用の重心

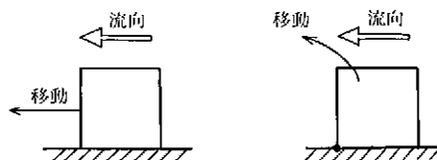


図5-41 安定条件図

位置と部材の転動点 C との水平距離を l_b 、部材の重心位置と転動点 C との水平距離を L_s とすれば、ブロックが転動しない条件は、

$$D \cdot h_b < W_w L_s - L \cdot l_b \quad \dots\dots\dots (5.21)$$

となる。

③ 重量の算定

根固め工に作用する、抗力 D 、揚力 L は以下のように表される。

$$\text{抗力} : D = \frac{1}{2} \rho_w A_D C_D V_d^2 \quad (\text{kgf}) \text{【N】}$$

$$\text{揚力} : L = \frac{1}{2} \rho_w A_b C_L V_d^2 \quad (\text{kgf}) \text{【N】}$$

ここに、 A_D は抗力方向の投影面積、 A_b はブロックの頂面の面積、 C_D は抗力係数、 C_L は揚力係数、 V_d は根固め工上端部で評価する設計流速である。

ちなみに、 ρ_w = 水の密度、 $102 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$ 、 $1,000 \text{ kg}/\text{m}^3$

ρ_b = ブロックの密度は、表 5-7 を参照

ここで、ブロックの一辺の代表長さを l 、ブロックの空中の重量を W 、とすると、

$$W = \rho_b g K_V l^3 \quad \dots\dots\dots (5.22)$$

$$A_D = C_1 l^2, A_b = C_2 l^2 \quad \dots\dots\dots (5.23)$$

と表される。

ここに、 K_V : ブロックの実際の体積と長さ l の直方体とみなした場合の体積比

C_1 : ブロックの抗力方向の実際の投影面積と長さ l の正方形とみなした場合の面積比

C_2 : ブロック頂面の実際の面積と長さ l の正方形とみなした場合の面積比

である。

滑動についての基本式は、

$$W > \left(\frac{C_1 C_D + C_2 \mu C_L}{2 \mu} \right)^3 \cdot \frac{1}{K_V^2} \cdot \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \cdot V_d^6 \quad \dots\dots\dots (5.24)$$

となる。一方、転動についての基本式は、

$$W > \left(\frac{(C_1 C_D + C_2 C_L l_b / h_b)}{2 L_s / h_b} \right)^3 \cdot \frac{1}{K_V^2} \cdot \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \cdot V_d^6 \quad \dots\dots\dots (5.25)$$

となる。

以上より、滑動および、転動に対して部材が移動しない条件は、式(5.24)および(5.25)より算定することができる。

a は部材の形状等に係る無次元定数であり、滑動の照査の場合には、

$$a = \left(\frac{C_1 C_D + C_2 \mu C_L}{2 \mu} \right)^3 \cdot \frac{1}{K_V^2} \quad \dots\dots\dots (5.26)$$

転動の照査の場合には、

$$a = \left(\frac{C_D C_1 + C_L C_2 \ell_b / h_b}{2 L_s / h_b} \right)^3 \cdot \frac{1}{K_V^2} \dots\dots\dots (5.27)$$

を用いる。コンクリートブロック等が単体で設置され、形状の幾何学的相似性が保たれる条件では、大きさ、重さ、比重が変わっても、 C_D 、 C_L 、 C_1 、 C_2 、 K_V 、 L_s/h_b 、および μ はほぼ一定であるため、 a は変化しない。

また、根固め工を群配置した場合には、ブロックに作用する抗力、揚力の大きさが変化するため、移動が起こりにくくなり、移動限界流速が変化する。水理現象としては、係数 a が変化することを意味するが、現段階では a の変化を定量的に評価できていない。ここでは、群配置した場合の実験例から測定された移動限界流速の値を基に、 a の値を変化させずに、割り引き係数 β を用いて、移動限界流速を算定する。 a 、 β を用いると、群配置した場合の移動限界流速は次式で求められる。

$$W > a \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \cdot \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6 \dots\dots\dots (5.28)$$

となる。

3) 外力条件

計算に用いる V_d には代表流速 V_0 を用いてよい。これは、通常このようなモデルに分類される根固め工はサイズが大きく、 V_d が V_0 にほぼ等しいと考えられるためである。

4) 基本式に用いられる係数について

基本式中に用いられる a 、 β は、部材の配置形状によって異なる。これらの値は、根固め工の

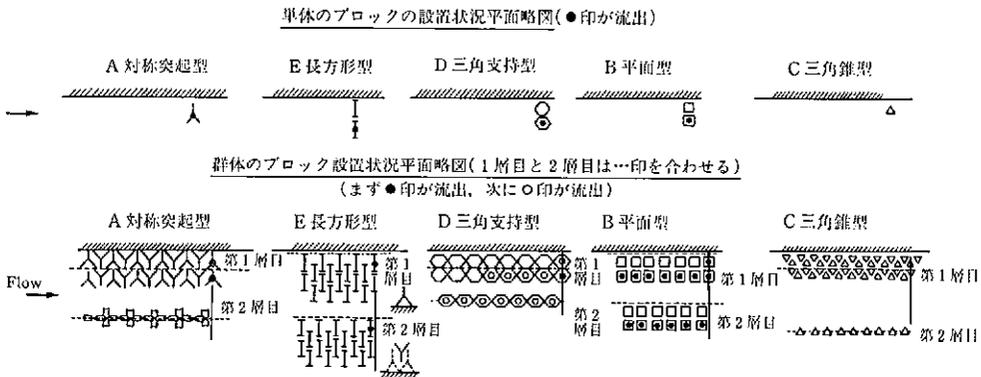


図5-42 ブロック群の遮へい、かみあわせ効果実験模式図

表5-7 異型コンクリートブロックの係数 a および β の値¹⁸⁾

ブロック種別	模型ブロックの比重	$a \times 10^{-3}$	β
A：対称突起型	$\rho_b / \rho_w = 2.22$	1.2	1.5
B：平面型	$\rho_b / \rho_w = 2.03$	0.54	2.0
C：三角錐型	$\rho_b / \rho_w = 2.35$	0.83	1.4
D：三角支持型	$\rho_b / \rho_w = 2.25$	0.45	2.3
E：長方形	$\rho_b / \rho_w = 2.09$	0.79	2.8

形状、部材の方向、配置形態に応じて、水理模型実験や現地の施工実績により求めることが望ましい。以下には、これまでの調査研究により得られた a 、 β の値について示す。

① 係数 a について

係数 a は、粒径 1.4 mm の砂を敷きつめた平坦移動床上に異なった種類の異型コンクリートブロック（図 5-42 参照）の 1/25 の模型を単独、あるいは 2 個水路方向に直角に配置したときの移動限界流速より求めたものである。実験結果を表 5-7 に示す¹⁷⁾。

なお、係数 a における 10^{-3} は計算結果を tf に変換するために便宜的に用いたものである。

② 係数 β について

β は、群としてのブロックの移動限界流速が単体の場合に比べて何倍であるかを示すものであり、移動限界流速は、単体の場合の移動限界流速を β 倍すればよい。

β は、係数 a を求める実験と同様のブロックを、根固め工の配置に似た状態で、1 層積みおよび 2 層積みにした状態で設置し、実験での移動限界流速を測定した結果から得られた値である。

β は、ブロックの形状によって異なる値となる。実験によって得られた β の値を表 5-7 に示す。移動限界流速はブロックが一つでも移動した状態としている。なお、ブロックは連結していない。これは、根固め工の被災形態を見ると鉄筋が切れているものや、鉄筋材がブロックから抜けてしまったものが多く、連結効果をみないことにしたためである。

根固め工に使われるブロックの配置形状が図 5-42 に示す配置と似たようなものであれば、表 5-7 の β を用いて大きさを評価してもよいが、配置形状が異なる場合には、今後、水理実験により定める必要がある。根固め工前面の深掘れ深が大きいと予想され、また根固め幅が狭いほど β を小さくする必要がある。

鉄筋材の連結方法やコンクリートブロックとの付着方法が鉄筋材の曲げ疲労破壊を生じさせないもの、かつコンクリートブロックから抜けられないものであれば鉄筋材の連結効果を評価してもよい。この場合は、水理実験による破壊形態の裏付けを通して、モデル化を行う必要がある。

基本式を用いて、平面型のブロックについて単体、および層積みとした場合の移動限界流速の計算例を「参考 8」に示す。

5) 留意点

① 部材の連結について

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

ブロックの連結部分で、図 5-43 のようにコンクリートがはげ落ちている事例が見られる。これは、連結部分に作用したモーメントによる引張り応力がコンクリートの極限引張り応力度を越えたために破壊したものと考えられる。連結鉄筋の形状、埋め込み長などに配慮し、コンクリート部が破壊しない構造とすることが望ましい。

なお、連結鉄筋および吊上げ筋の諸元の参考例を、表 5-8 に示す。

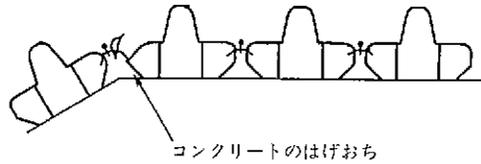


図5-43 ブロックの連結方法

表5-8 連結鉄筋および吊り上げ鉄筋の径

連結鉄筋		吊り上げ鉄筋	
公称重量	径(mm)	公称重量	径(mm)
2t以下	16	1t以下	13
2.1t~8t	19	1.1t~3t	16
8.1t~25t	22	3.1t~5t	19
		5.1t~8t	22
		8.1t~12t	25
		12.1t~16t	28
		16.1t~25t	32

② 吸出し防止材について

砂河川に当該モデルの根固め工を設置する場合には、根固め工下部の流速が0にはならないため、根固め工の下に吸出し防止材を敷設するなどして、吸出し防止対策を行う必要がある。吸出し防止材としては、吸出し防止マット、籠工、そだ沈床、碎石敷きならしなどがある。

6) 工種例のイメージ図

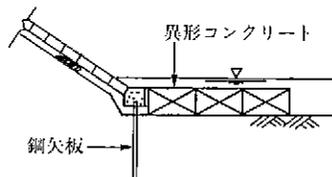


図5-44 異形ブロック層積み根固め工

(2) 「滑動、転動-乱積み」モデル

POINT

滑動・転動を対象とし、乱積み状態で設置された根固め工は、流体力により滑動、および転動が生じる条件を設置状態を考慮し、単体として照査する。

1) 安定条件とモデル図

① 破壊要因

流体力による破壊が主要因となる。

② 主な破壊形態

上流端部の部材、あるいは凹凸が大きく単独に扱うべき部材で、主として流体力による滑動・転動による移動が生じる。

③ 設置状態

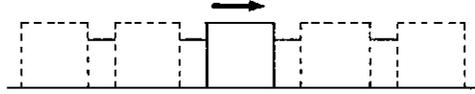


図5-45 滑動、転動を破壊形態とし乱積み状態の根固め工のモデル図

モデル図に示すように、不規則に積み上げられた状態である。

2) 基本式

基本式は、「滑動・転動-層積み」モデルと同様である。

3) 基本式に用いられる係数について

基本式中に用いられる a は抗力係数、揚力係数などによる係数であり、部材形状によって定まるので、一体性とは無関係になる。 β は群体配置と単体の場合の流速差から得られる割り引き係数であり、一体性が認められる場合に $\beta > 1$ となる。一体性の弱いこのモデルでは、根固め工先端部では、流速は、大きくなるため、 β は 1.2 と設定するとよい。先端部より比較的流速の小さい本体部については、 β を 1.2~2.0 (層積みの割り引き係数) とする。

4) 留意点

砂河川に当該モデルの根固め工を設置する場合には、吸出し防止対策を行う必要がある。この場合の方法は、「滑動・転動-層積み」モデルの場合と同様である。

5) 工種例のイメージ図

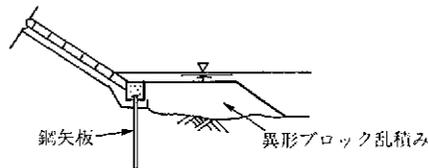


図5-46 異形ブロック乱積み根固め工

(3) 「掃流-乱積み」モデル

POINT

掃流を対象とし、乱積み状態で設置された根固め工は、流体力により掃流が生じる条件を設置状態を考慮し、単体として照査する。

1) 安定条件とモデル図

① 破壊要因

流体力による破壊が主要因となる。

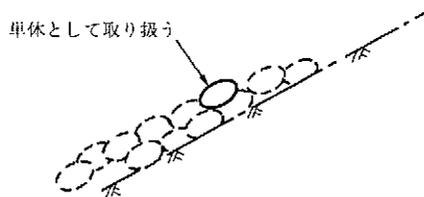


図5-47 掃流を破壊形態とする乱積み状態の根固め工のモデル図

② 主な破壊形態

面的に設置された部材に作用する流体力が限界掃流力を上回って、掃流状態（転動や跳動）により移動する現象である。

③ 設計条件

モデル図に示すように、面的に密に敷き並べられていても、隣接部材との一体性が弱いため、単独で設置された状態を想定して安定検討を行う。

2) 基本式

① 基本式の考え方

基本式の考え方は、アメリカ工兵隊の基準¹²⁾にある、捨石径の算定方法に基づいている。具体的内容は、5-3-3(4)「掃流—一体性が弱い」モデルと同様である。部材の平均径を D_m とすると、

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 \cdot 2g \left[\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right]} V_0^2 (\text{m}) \dots\dots\dots (5.29)$$

ρ_s : 部材の密度 : (kgf・s²/m⁴) 【kg/m³】

E_1 : 乱れの強さを表す実験係数

である。法面角度 θ の法面に設置する場合には、平均粒径 D_m に対して斜面の補正係数 K を乗じた値、 $K \cdot D_m$ を部材径とする。ここで、 Φ は石材料の水中安息角である。

$$K = \frac{1}{\cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \Phi}}} \dots\dots\dots (5.30)$$

② 外力条件

設置地点の代表流速 V_0 を用いて計算する。なお、流速の乱れ成分の影響は、実験係数 E_1 に含まれている。

3) 基本式に用いられる係数について

法覆工についての5-3-3(4)「掃流—一体性が弱い」モデルを参照。

4) 留意点

主に砂河川に用いられることが多い。このため、吸出しが生じないようにすることが必要である。捨石の場合には、平均粒径の3倍程度の敷設厚とすることが望ましい。

5) 工種のイメージ図

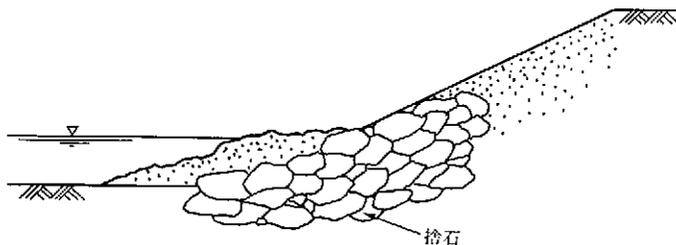


図 5-48 捨石根固め工

(4) 「掃流-籠詰め」モデル

POINT

掃流を対象とし、籠詰め状態で設置された根固め工は、流体力により掃流が生じる条件を設置状態を考慮して照査する。

1) 安定条件とモデル図

① 破壊要因

流体力による破壊が主要因となる。

② 主な破壊形態

面的に設置された中詰めの部材が掃流によって移動する現象である。

③ 設置状態および設計での取り扱い

モデル図に示すように、ほぼ同一粒径の球状の材料(石など)が籠状のものの中に詰められ、面的に敷設されている状態である。

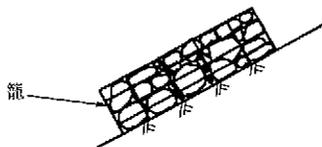


図5-49 掃流を破壊形態とし籠詰め状態の根固め工のモデル図

2) 基本式

基本式は、米国コロラド大学の式²⁴⁾を用いる。代表流速 V_0 に対して、籠状のものの中で籠の変形を生じるような中詰め材料の移動を原則として許さないものとする。したがって中詰め材料が、無次元掃流力によって移動しないよう照査を行う。具体的な内容は、法覆工の5-3-3(6)「掃流-籠詰め」モデルを参照されたい。

3) 留意点

籠が流水・転石・腐食などに対して十分な強度と耐久性を有することが必要である。籠工の鉄線の条件は、法覆工の5-3-3(6)「掃流-籠詰め」モデルを参照されたい。

4) 工種のイメージ図

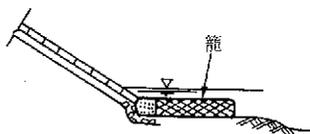


図5-50 籠根固め工

(5) 「掃流-中詰め」モデル

POINT

掃流を対象とし、中詰め状態で設置された根固め工は、流体力により掃流が生じる条件を設置状態を考慮して照査する。

1) 安定条件とモデル図

① 破壊要因

流体力による破壊が主要因となる。

② 主な破壊形態

面的に設置された部材が掃流によって移動する現象である。

③ 設置状態および設計での取扱い

中詰め状態の根固め工とは、モデル図に示すように、ほぼ等しい径の部材（切出し石など）がかみあわせ効果が発揮できるよう、敷設されている状態である。部材が格子枠状のものに詰められている場合もある。

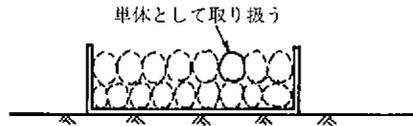


図 5-51 掃流を破壊形態とし中詰め状態の根固め工のモデル図

2) 基本式

代表流速 V_0 に対して、部材の移動を許さないよう照査を行う。具体的内容については、法覆工の 5-3-3(5)「掃流-一体性が強い」モデルを参照されたい。

3) 留意点

- a) 河床の変形に対応した強度と屈撓性を持つことが必要である。
- b) 吸出しを防止できる構造とすることが必要である。
- c) 枠材に木工を利用する場合には、水中に敷設していないと 10~15 年程度で腐敗してしまうので注意を要する。

4) 工種例のイメージ図

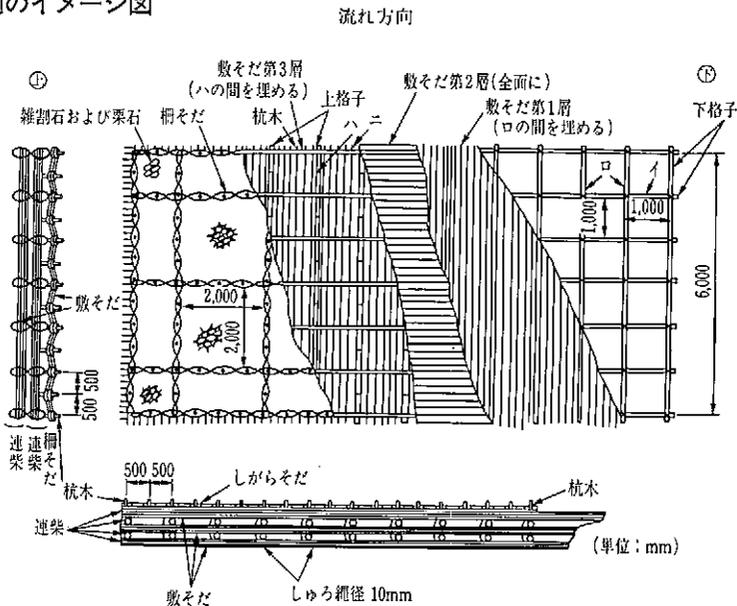


図 5-52 そだ沈床

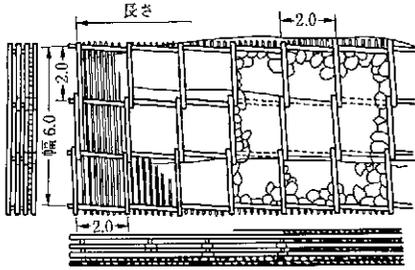


図5-53 木工沈床（4層建）

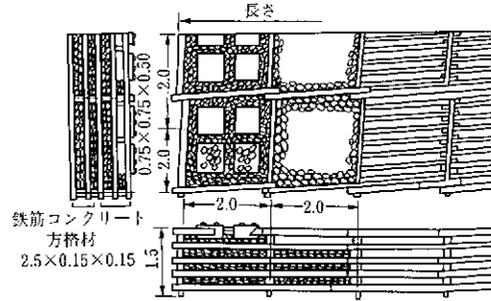


図5-54 改良木工沈床

参考文献

- 1) 服部敦, 藤田光一, 宇多高明: 根毛層が発揮する耐侵食性の評価方法, 土木学会第51回年次学術講演会, 1996
- 2) 福岡捷二, 藤田光一: 堤防法面張芝の侵食限界, 第34回水理講演会論文集, 1990
- 3) 辻本哲郎, 清水晃, 北村忠紀: 梯川河川敷での植生上の流れの計測と植生層の耐侵食性の評価, 河道の水理と河川環境シンポジウム論文集, 平成7年6月
- 4) 渡辺明英, 福岡捷二, 津森貴行: 樹木群のある河道の流れの水平混合とその卓越波数, 第38回水工学論文集, 1994
- 5) 富田和久, 宇賀和夫, 長谷博幸, 藤堂正樹, 伊藤重文: 芝の耐侵食性に関する基礎実験について, 第47回年次学術講演会, 平成4年9月
- 6) 北川明, 宇多高明, 福岡捷二, 竹本典道, 服部敦, 浜口憲一郎: 一閑遊水地における越流小堤の耐侵食力に関する現地実験, 第39回水工学論文集, 平成7年2月
- 7) 服部敦, 望月達也, 藤田光一: 年2回の草刈りを行っている堤防法面の対侵食性の評価, 第41回水工学論文集, 平成9年3月
- 8) Laufer, J.: The Structure of turbulence in fully developed pipe flow, NACA, Rep. 1174, 1954
- 9) 福岡捷二, 藤田光一, 森田克史: 護岸法覆工の水理設計法に関する研究, 土木研究所資料 第2635号, 1988
- 10) (財)土木研究センター: 護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル (第2版), 平成15年7月
- 11) 足立昭平: 人工粗度の実験的研究, 土木学会論文集, 第104号, 昭和39年4月
- 12) U. S. Army Corps of Engineer: Hydraulic design Criteria, Chart 712-4, 1970
- 13) A. Shields: Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung, Mitteilung der Preuss, Versuchsansalt für Wasserbau und Schiffbau, Heft 26, 1936
- 14) Flexible linings in Reno mattress and gabions for canals and canalized water courses, OFFICINE MACCAFERRI S. P. A.-BOLOGNA-ITALY, 1976
- 15) (社)日本道路協会: 道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針, 昭和62年5月
- 16) (社)全国防災協会: 災害復旧工事の設計要領
- 17) 徳永敏朗, 山本晃一, 須賀堯三: 根固めブロックの特性について, 第33回年次学術講演会, 昭和53年9月
- 18) 山本晃一: 日本の水制, 山海堂, 1996
- 19) (社)日本道路協会: 道路土工 のり面工・斜面安定工指針, 昭和61年11月

参考資料

- 参考 1 河道のセグメント分類の手順と河道分類事例
- 参考 2 セグメント別の低水路粗度係数 n の推定法
- 参考 3 草本類の洪水時の倒伏を考慮した粗度係数 n の推定法
- 参考 4 護岸の粗度係数評価法
- 参考 5 根固め工の粗度係数評価法
- 参考 6 河道の各セグメントに設置されている護岸の工種
- 参考 7 破壊形態を分類指標とした「構造モデル」別にみた、法覆工の寸法諸元の計算例
- 参考 8 根固め工の寸法諸元の計算例
- 参考 9 H 15.7 以前の「滑動-群体モデル」における抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L の考え方

参考1 河道のセグメント分類の手順と河道分類事例

河道のセグメント分類について、具体的な手順を示す。

- ① 河道分類を行うために収集した河川縦断面図および河川横断面図より、平均河床高縦断面図または、最深河床高縦断面図を作成する。河道のセグメント分類法では、河道内の平均的な河床勾配を基に、河道分類を行う。最深河床高縦断面図では、局所的な河床洗掘箇所についてもこれによって把握できる。平均的な河床勾配を求めるためには、平均河床高縦断面図を作成することが望ましい。
- ② 河床材料調査成果より、代表粒径 d_R を求め、河床材料粒度分布変化図を作成する。
- ③ 河床高縦断面図より河床勾配 I_b の変化点を見つける。このときの勾配変化点は、変化する箇所全部を抽出し、「表 2-3 各セグメントとその特徴」を参考に河道のセグメント分類を行う。また、求めた代表粒径 d_R から同表を参考に、分類結果をチェックする。
- ④ 河川平面図、航空写真、河岸材料調査資料から、概略的に蛇行程度、河岸構成物質、河岸侵食程度を把握し、全体的な河道の特性を把握する。
- ⑤ ③および④の結果から総合的に判断して、河道のセグメント分類を行う。

河道特性調査結果から河床勾配 (I_b) と河床材料の代表粒径 (d_R) を基に、設計対象地点が表 2-3 に示す五つのセグメントのどれにあたるかを判断する。同一セグメントに分類された他地点の施工事例や、その後の変化状況に順ずる知見を、設計対象地点の工法・工種を検討する際の参考とすることができる。



写真-1 セグメント1に分類される河道
(黒部川・0～11 km 付近, 北陸地方建設局提供)



写真-2 セグメント2-1に分類される河道
(吉野川・32～33 km 付近, 四国地方建設局提供)



写真-3 セグメント 2-2 に分類される河道 ($d_B=0.3\sim 0.5$ mm)
(小貝川・44 km 付近, 関東地方建設局提供)



写真-4 セグメント 2-2 に分類される河道 ($d_B=2\sim 3$ mm)
(斐伊川・13.5 km 付近, 中国地方建設局提供)



写真-5 セグメント3に分類される河道 ($d_R=0.15$ mm)
(利根川・11 km 付近, 関東地方建設局提供)



写真-6 セグメント3に分類される河道 (d_R :シルト)
(六角川・5~6 km 付近, 九州地方建設局提供)

参考2 セグメント別の低水路粗度係数 n の推定法

1. セグメント1に相当する区間

セグメント1の河道は平均年最大流量時において、 $\tau_{*R}=0.05\sim 0.1$ 程度であり、計画高水流量相当時には $\tau_{*R}=0.15\sim 0.2$ 程度となる(τ_{*R} が0.25を越えている場合には d_R のチェックを行う)。

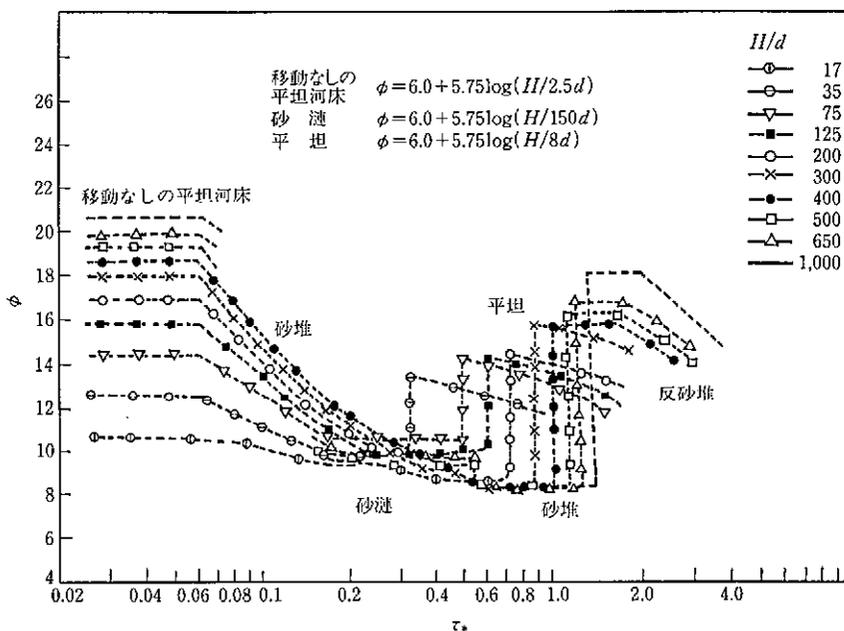
図参-1は均一河床材料で砂州の発達のない場合の ϕ と τ_* の関係の推定値である。これによれば平均年最大流量時の河床は、ほぼ平坦、計画高水流量相当時には、急勾配扇状地では反砂堆、緩勾配扇状地では砂堆となるが土木研究所で行った移動床河道模型実験によると、砂州によって場所的に水理量の変化があること等によって河床勾配1/250以上では大部分の河床面は平坦であるため、計画高水流量相当時の ϕ の値は、

$$\phi = 6.0 + 5.75 \log(H_d/2.5 d_R) \text{ の値に } 1 \text{ を減じた値}$$

とし、多列砂州の影響による粗度の増加は、その値に0.9を乗じるものとする。

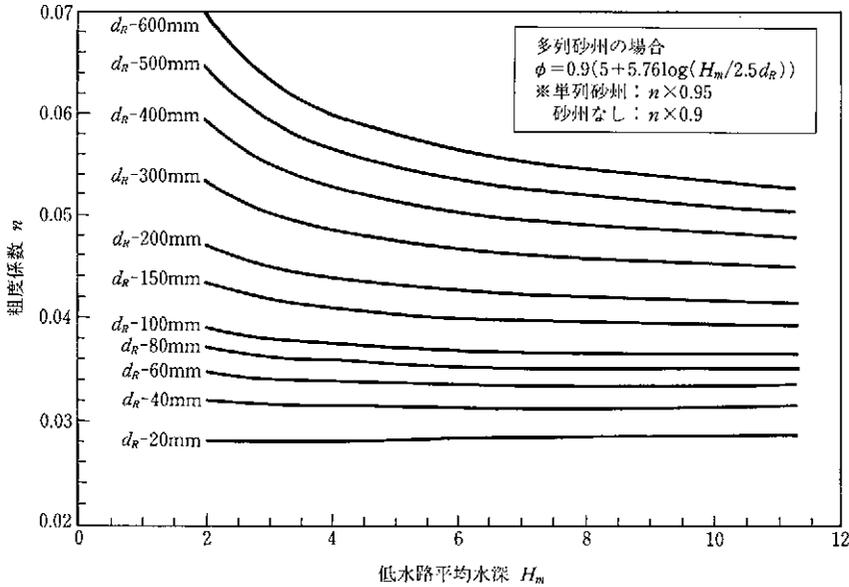
すなわち多列砂州の河道では

$$\phi = 0.9(5 + 5.75 \log H_d/2.5 d_R)$$



H の値は、設計目的に応じ適切な値を用いる。

図参-1 ϕ と τ_* の関係 (d_R が0.4 cm以上)



図参-2 セグメントの低水路粗度係数 ($I_b > 1/250$)

とする。

図参-2は上式および $n = H_d^{1/6} / (\sqrt{g} \cdot \phi)$ より n と低水路平均水深 H_d の関係を示したものである。計画高水流量相当時の低水路粗度係数は本図より求めるものとする。河道に発達している砂州が単列の場合には、図参-2で求められる n の値に 0.95 を乗じ、砂州が顕著でない場合は 0.9 を乗じるものとする。

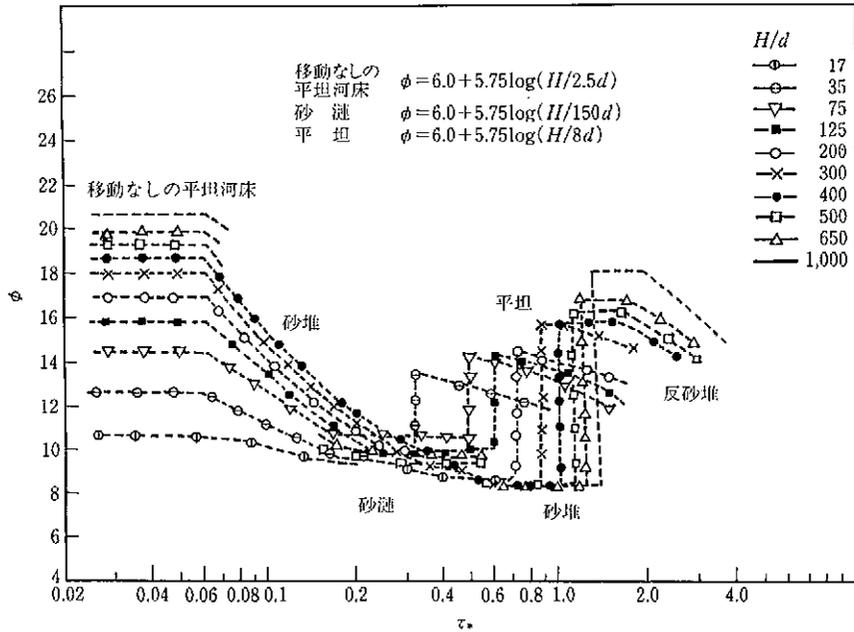
なお河床勾配が 1/250 から 1/400 の場合については、 τ_{*R} が 0.1 以下であれば、勾配 1/250 以上の場合と同様とする。 τ_{*R} が 0.1 を越えていれば、次に示す「セグメント 2-1 d_R が 2 cm 以上の場合」の手続きで求めた n とここで示した方式で求めた n の平均値を取ることにする。

2. セグメント 2-1 に該当する区間

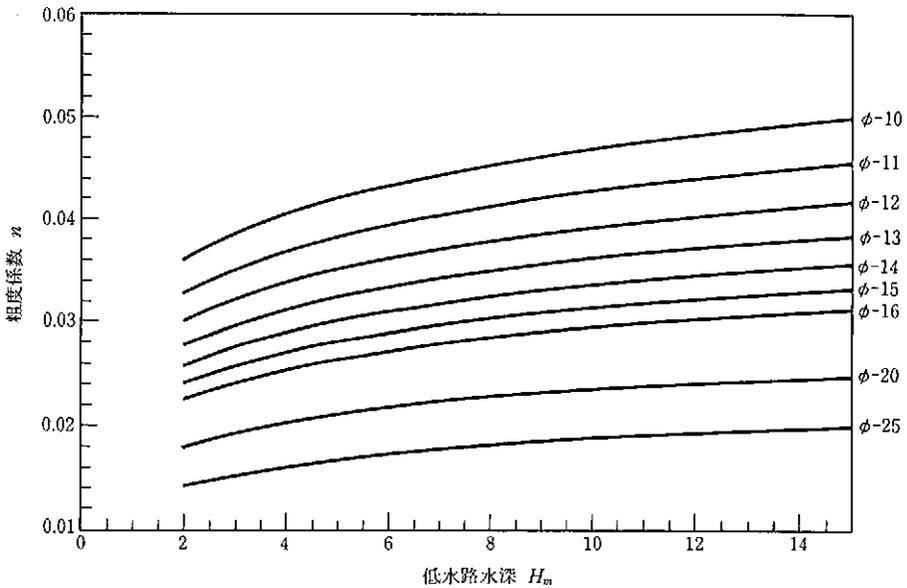
2-1 d_R が 2 cm 以上の場合

d_R が 2 cm 以上の河川は平均年最大流量時の τ_{*R} が 0.05~0.1 程度となる河川が多く、計画高水流量相当時の τ_{*R} は 0.1~0.25 程度となる（計画高水流量相当時の τ_{*R} が 0.25 以上と評価されたら代表粒径 d_R の設定が適切か、再チェックする。特別の場合以外は 0.3 以上とならない）。

計画高水流量相当時の 1/2 程度の洪水では河床には小規模河床波の発達はなく平坦河床相当であるが、計画高水流量相当時には砂堆が発生する（河床がアーマ化されていると砂堆は発達しない。この場合は表層材料の粒度分布を線格子法¹⁾を用いて測定し、その平均粒径を d_R とする必要がある）。



図参-3 ϕ と τ_* の関係 (d_R が 0.4 cm 以上)



図参-4 n と H_m , ϕ の関係

低水路の粗度係数は図参-3 を用いて、まず ϕ_1 を評価し、洪水の不定流効果(水理量の変化に河床波の発達を追いつかない効果)、混合粒径の効果(混合粒径河床材料の砂堆は均一粒径河床に比較して砂堆高が小さく、 ϕ の値が大きいの)を考慮して次のように定める。

$\tau_{*R} < 0.08$ の場合

$$\phi_2 = 6.0 + 5.75 \log(H_d / 2.5 d_R)$$

0.08 < τ_{*R} < 0.1 の場合

図参-3 で評価された ϕ_1 に 0.5 を加えたものを ϕ_2 とする。

0.1 < τ_{*R} < 0.15 の場合

図参-3 で評価された ϕ_1 に 1 を加えたものを ϕ_2 とする。

0.15 < τ_{*R} < 0.2 の場合

図参-3 で評価された ϕ_1 に 1.5 を加えたものを ϕ_2 とする。

0.2 < τ_{*R} の場合

図参-3 で評価された ϕ_1 に 2 を加えたものを ϕ_2 とする。

さらに多列砂州が発達している場合は ϕ_2 に 0.9 を乗じ、単列砂州の場合には ϕ_2 に 0.95 を乗じたものを ϕ_2 とする。

以上の手続きより求めた ϕ_2 より、低水路の粗度係数は

$$n = H_d^{1/6} / (\sqrt{g} \cdot \phi_2)$$

として設定する。図参-4 に上式による n と H_d の関係を ϕ の値ごとに示した。セグメント 2-1 においては代表粒径 d_R の評価が低水路の粗度係数に大きく影響するので d_R の算定に十分に留意する。

2-2 砂分と砂利分が半々程度の河床材料の場合

河床材料が 0.5~2 cm の砂集団と 1~3 cm の小砂利集団の 2 峰性の集団からなる場合は、砂分が多くなると砂粒径相当の粗度となり、砂利が多くなると砂利集団の粗度となることがある。計画高水流量相当時の粗度は、砂分がないものとして d_R を評価して、2-1 の手続きで求める n とする。

3. セグメント 2-2 に該当する区間

3-1 代表粒径 3~10 mm の場合

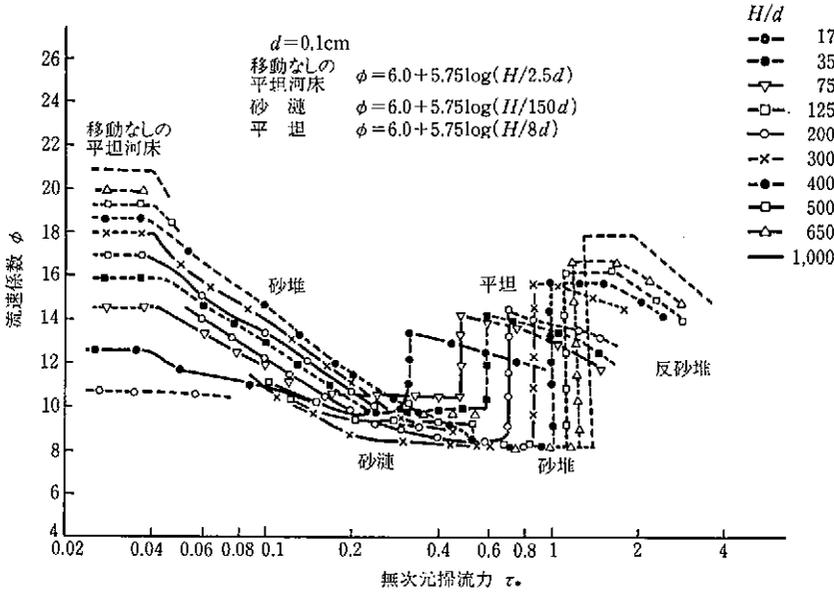
河床材料の d_{84}/d_{16} が 7 以上である場合は、混合砂の影響、不定流の影響を考慮して $\phi=12$ の砂堆河床として計画洪水流量時の n を評価する(図参-4 の $\phi_2=12$ を用いる)。 d_{84}/d_{16} が 7 以下の場合には 11 とする。

3-2 代表粒径 1~3 mm

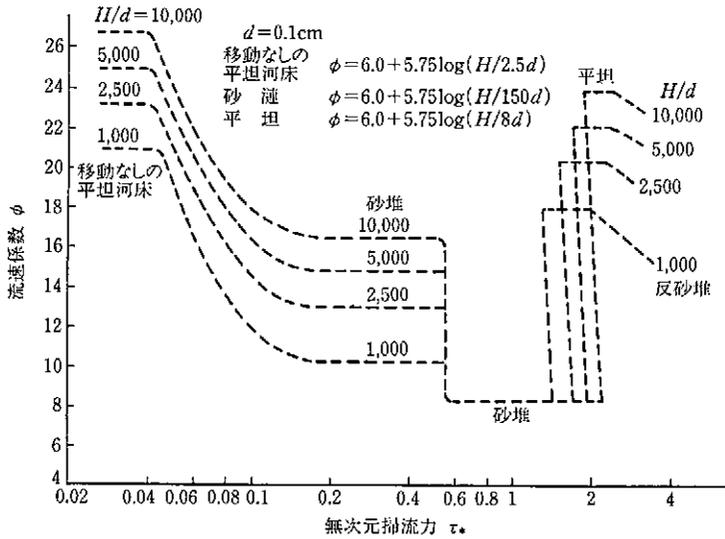
計画高水流量相当時の τ_{*R} は 1~2 程度となるので d_R が 1~2 mm の場合は平坦河床となることがある。

図参-5 は d_R = 粒径 1 mm の均一粒径河床材料の場合の ϕ と τ_{*R} 、 H_d/d_R の関係を示したものである。

計画高水流量相当時の n は図参-5 および参考にした洪水流量観測データの分析より、 d_R



図参-5 ϕ と τ_* の関係 ($d=0.1$ cm, $H_d/d_R=15\sim1,000$)



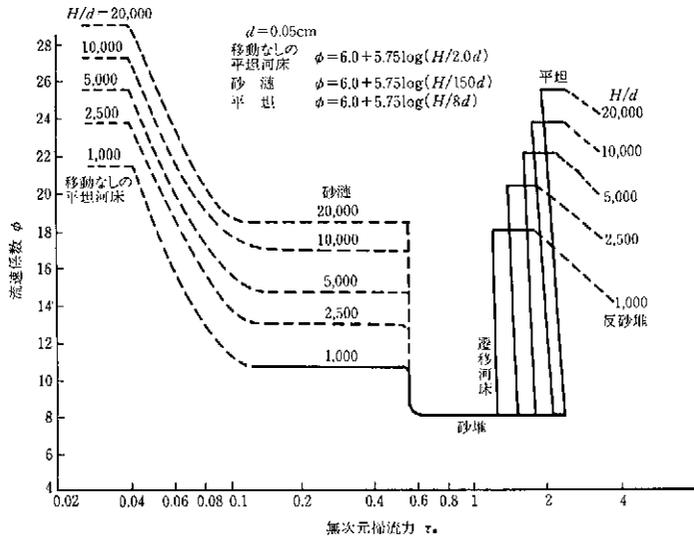
図参-6 ϕ と τ_* の関係 ($d=0.1$ cm, $H_d/d_R=1,000\sim10,000$)

が 2~3 mm で d_{84}/d_{16} が 7 以下の場合 (花崗岩の風化物からなる場合が多い) は, 不定流効果を考慮して砂堆河床では $\phi=10$ とし, d_{84}/d_{16} が 7 以上の場合は $\phi=11$ とし, 図参-4 より n を求める。平坦河床の場合 (過去の洪水観測より平坦河床になったことが確実であれば, 平坦河床の粗度とする) の粗度 n は, 図参-5 および図参-6 より求める平坦河床の ϕ の値に 0.9 を乗じた値 ϕ_1 を用いて

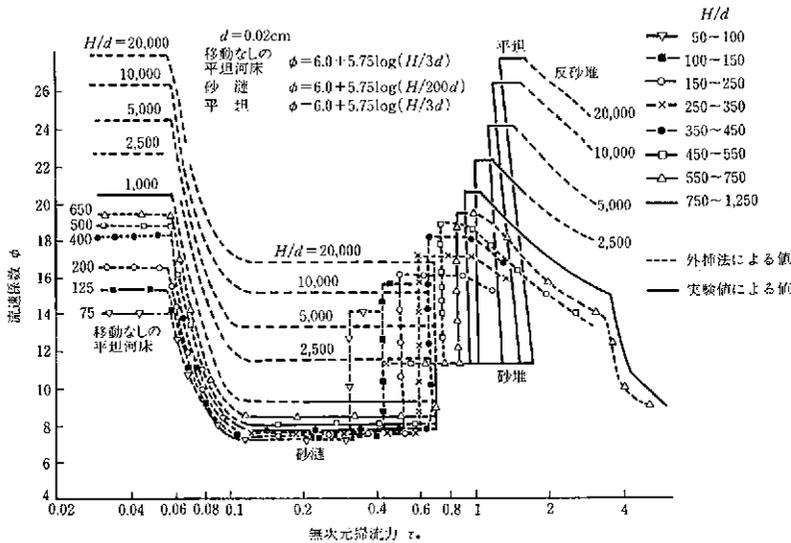
$$n = H_d^{1/6} / (\sqrt{g} \cdot \phi_1)$$

とする。

計画高水流量相当時の河床が遷移領域となると規定される場合 (砂堆河床相当の $\phi=10$ を用



図参-7 ϕ と τ_* の関係 ($d=0.05\text{ cm}$, $H_d/d_R=1,000\sim 2,000$)



図参-8 ϕ と τ_* の関係 ($d_R=0.02\text{ cm}$)

いて水深を求め、 τ_{*R} を評価すると 2 を越え、平坦河床相当の $\phi=20$ を用いて水深を求めると τ_{*R} が 1.5 以下になってしまうような場合は砂堆相当の粗度係数を用いるものとする(分流量の算定や越流堤の算定には別途粗度係数を評価する必要がある)。

3-3 代表粒径 0.4~1 mm の場合

計画高水流量相当時の河床形態は平坦河床である。計画高水流量相当時の粗度係数は標準値として $n=0.022$ とする。ただし、河道拡幅により河積が増大し、計画高水流量相当時の τ_{*R} が 2 以下として評価される場合は $\phi=12$ として粗度を評価する。また計画高水流量相当の洪水による粗度係数の観測値がある場合には、その観測値を尊重するものとする。

3-4 代表粒径 0.2~0.4 mm の場合

計画高水流量相当時の粗度係数は標準値として $n=0.020$ とする。以下、3-3 と同様とする。

4. セグメント 3 に相当する区間

4-1 代表粒径 0.1~0.2mm の場合および 0.1mm 以上の粒径が 40% 以上ある場合

計画高水流量相当時の粗度係数は標準値として 0.015 とする。洪水観測結果の分析より、粗度係数が十分に精度よく求められている場合は、その値を用いてもよい。

4-2 0.1 mm 以上の粒径成分が 10~40 % の場合

計画高水流量相当時の粗度係数は標準値として 0.020 とする。洪水時の観測データがあり、その観測精度がよい場合はそれを用いてもよい。

4-3 0.1 mm 以上の粒径成分が 10 % 以下の場合

計画高水流量相当時の粗度係数は標準値として 0.023 とする。

注 1) 遷移河床の判断方法

図参-5~図参-8 では、水深粒径比 (H_d/d_R) に対応して、遷移河床に対応する無次元掃流力 τ_* が一点で評価されるように見える。例えば、図参-5 では、 $H_d/d_R=1,000$ で遷移河床の τ_* は 1.3 程度である。本検討で遷移河床を判断する場合は、この得られた τ_* に $-0.25 \sim +0.5$ の範囲を持たせることとする。したがって上記の場合に遷移河床として判断する τ_* の範囲は、1.05~1.8 となる。

注 2) 後述する痕跡水位からの低水路粗度係数の推算値あるいは流量観測所資料を用いた推算値とここで述べた河床材料を用いた推算値とが大きく異なる場合については、その原因について整理し、その原因について合理的な説明ができれば、その要因を考慮して粗度係数を設定するものとする。

参考3 草本類の洪水時の倒伏を考慮した粗度係数 n の推定法

高水敷の流速が1 m/s程度（高水敷上の u_*^2 が $150 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ ）以上になると、草本類の植物は倒伏する。したがって、高水敷上の流速が1 m/sを越えると評価し得るときは、倒伏時の粗度係数を用いるものとし、この場合の粗度係数は、 $n=0.035$ 程度とする。なお、一般にセグメント1の高水敷上の草本類は計画流量流下時には倒伏するものとして評価し、セグメント3およびセグメント2-2は倒伏しないものとして評価する。また、セグメント2-1は状況に応じて倒伏させるものとする。

ただし、高水敷が低水路に比べて広い場合で高水敷の影響が水位上昇に影響を与えるような河川にあっては、さらに摩擦速度の影響も加味した検討を実施することとする。

流水中の草は、作用する流体力の大きさと草が有する曲げの強さによって大小に応じて、通常繁茂している場合と同じように直立している状態（直立状態）、流向に沿って倒伏している状態（倒伏状態）、さらにはそれらの中間的な状態（たわみ状態）を呈することになる。草の粗度としての大きさはこれらの状態によって変化する。流水中の草の状態は、洪水時の草の倒伏状況に関する調査資料を参考に設定する。資料がない場合には、以下に示す高水敷上の摩擦速度によって判断する。

【堅い草が繁茂している場合】

堅い草とはヨシ、ススキ、セイタカアワダチソウなどに代表される。高さ1~3mに達する直立した堅い草を有する草を指す。流水中の堅い草の状態は摩擦速度の大きさと以下のように設定する。

直立状態	$u_* \leq 12 \text{ cm/s}$
たわみ状態	$12 \text{ cm/s} < u_* \leq 22 \text{ cm/s}$
倒伏状態	$22 \text{ cm/s} < u_*$

【柔らかい草が繁茂する場合】

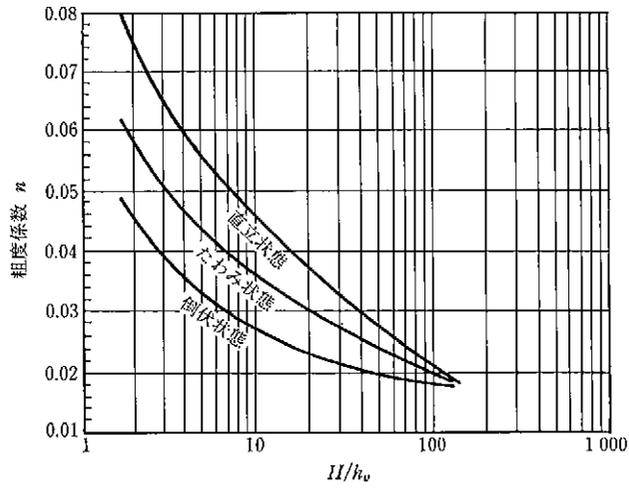
柔らかい草とはエノコログサ、イヌエビ、ネズミムギなどに代表される。地表面近傍から多数の葉が生えており、かつ比較的曲がりやすい茎を有する草を指す。流水中の草の状態は摩擦速度の大きさと以下のように設定する。

直立状態	$u_* \leq 7 \text{ cm/s}$
たわみ状態	$7 \text{ cm/s} < u_* \leq 15 \text{ cm/s}$
倒伏状態	$15 \text{ cm/s} < u_*$

なお、高水敷上に多くの草が繁茂している場合には、各草の繁茂状況を勘案し、繁茂面積によって荷重平均をとるものとする。また、高水敷上の凹凸が激しい場合や草の高さが大きくバラツキている場合など、高水敷粗度係数を大きくする要因が明確な場合には、図参-9に示す値

より大きくしてもよい。

なお、計画河道時の草の状態は河川環境管理基本計画の空間管理計画を勘案して設定するものとする。



図参-9

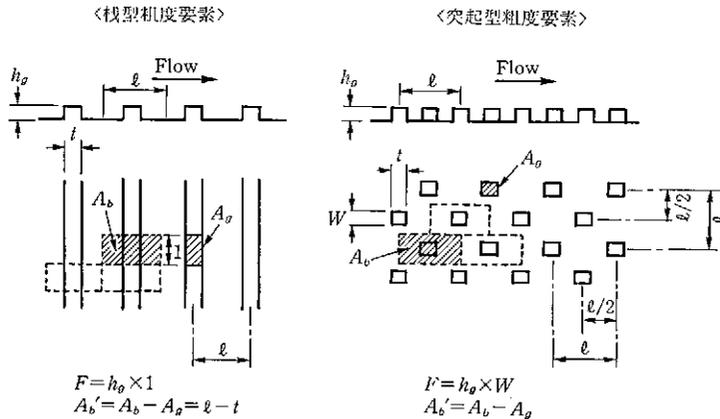
参考4 護岸の粗度係数評価法

高流速の発生を特に防止する必要がある場合には、護岸の表面に適当な粗度を与える。

護岸が施工されると、施工前や未施工区間に比べて河道が整正されるため粗度が小さくなり、かえって流れが集中し外力が大きくなることがある。これを軽減するために、根固め工の粗度を適切なものとする方法や、護岸に適当な粗度を付ける方法がある。粗度の持つ流速減勢効果の指標としては、相当粗度 k_s を用いることができる。

以下に、護岸法覆工の相当粗度 k_s の評価方法の手順を示す。

- ① 法覆工表面の粗度形状を、棧型あるいは突起型に分類し、図参-10 で定義された F 、 A_b' の値を計算する。



図参-10 粗度要素形状の定義

- ② 法覆工に持たせるべき相当粗度 k_s の目安値を決定する。

なお、目安値は現地の状況に応じて定めるものとする。一例として、堤体表面の芝では $k_s = 20$ cm 程度である。

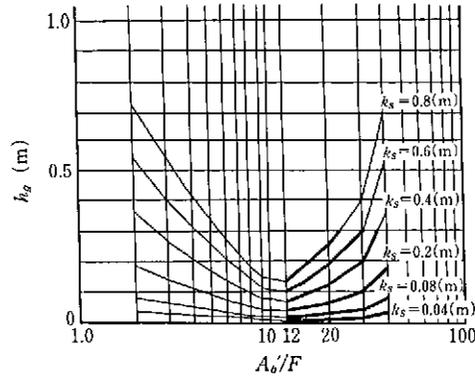
- ③ 図参-11 を用いて、ある k_s を確保するために必要な法覆工突起高 h_g を決定する。

…実験結果より、棧型、突起型それぞれについて、 k_s と粗度形状との関係が、 $k_s/h_g \sim A_b'/F$ との関係によりほぼ一意的に表現できる。

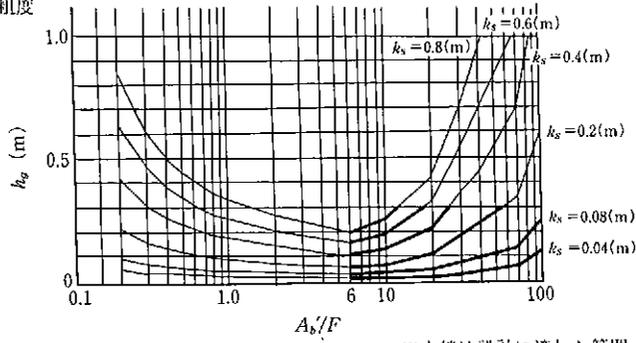
この図より、ある k_s を確保するために必要な h_g が最も小さくてすむ A_b'/F の値(棧粗度では 12、突起粗度では 6) が存在することがわかる。

※ h_g は大きくなりすぎるとブロックの安定性や施工性の面から不利になるので、30 cm 程度以下となるように設計する。図参-11 に示した太線は、 h_g が 30 cm 以下となる範囲を表している。

栈型粗度



突起型粗度



※太線は設計に適した範囲

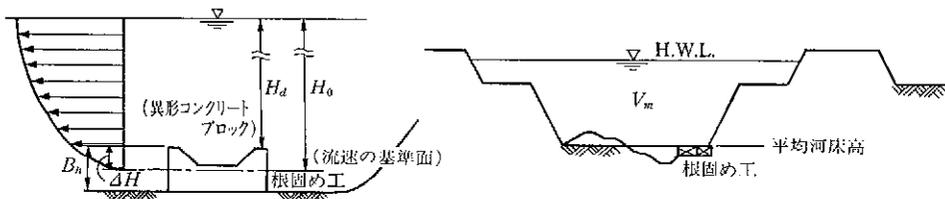
図参-11 h_g と A_b/F との関係

参考5 根固め工の粗度係数評価法

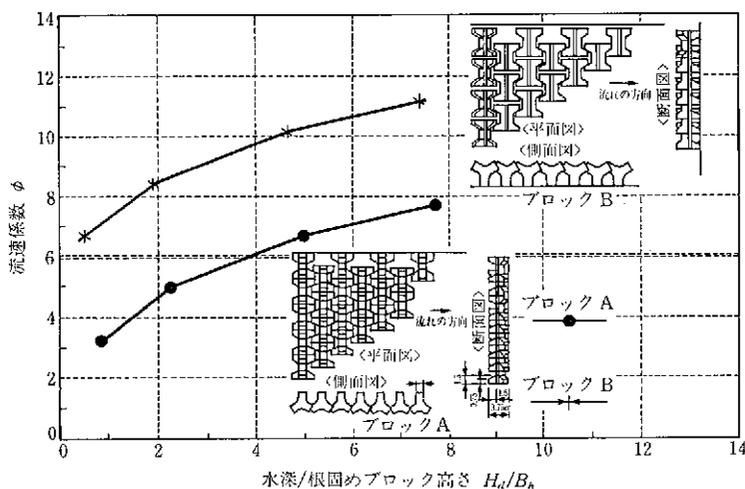
実験³⁾に使用した異型コンクリートブロックの諸元を表参-1に示す。ここでは、設計水深 H_d ではなく根固め工の流速の基準面（ブロック内で流速がほぼ0となる高さ）から求めた水深 H_0 を用いている。ブロックには、さまざまな形状、配置形態があり、この実験に用いたブロック形状と類似していない場合には、図参-13, 14の実験結果から流速係数をそのまま類推することはできない。この場合は、新たに水理模型実験を行い流速係数 ϕ を求めることが望ましい。

表参-1 根固めブロック種類・配置と $\Delta H/B_n$

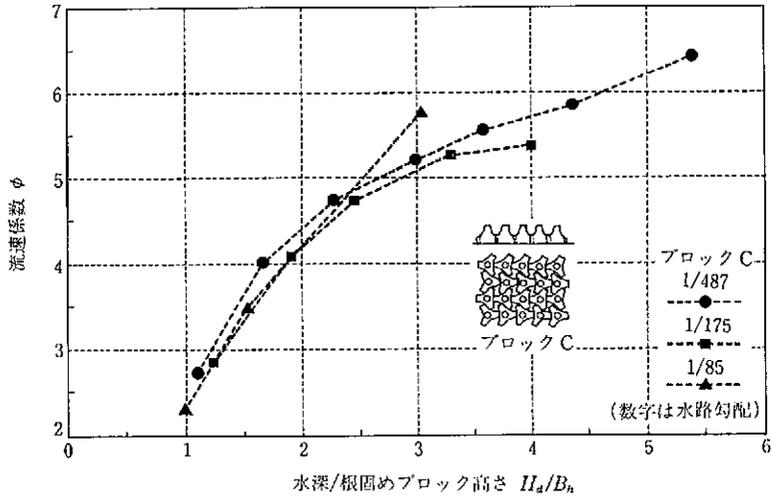
ブロック種類と配置	$\Delta H/B_n$
ブロックA	0.51
ブロックB	0.84
ブロックC	0.5



図参-12 根固め工上の水深のとり方



図参-13 流速係数（ブロックA, B）



図参-14 流速係数 (ブロック C)

参考6 河道の各セグメントに設置されている護岸の工種

これまでの設置事例，被災事例を見ると，各セグメントに設置されている低水護岸・堤防護岸の工種は，以下の表のように整理できる。

ここでは法覆工を，A，Bの二つのタイプに分類した。タイプAは構造から見て安定性の高いと考えられる工種であり，タイプBはAに比べると相対的に安定性が低いと考えられる工種である。

表参-2, 3は，工種を選定する際，あるいは新たな工法を検討する際の参考として利用するとよい。

表参-2 セグメント別の設置工種…低水護岸・堤防護岸

河道分類 (d_R は代表粒径)	タイプ	法覆工	根固め工
セグメント1 扇状地河川① $20\text{ cm} < d_R$ (河床勾配: 1/60~1/50)	A	練石積み，練ブロック積み 練石積み，練ブロック張り	異形コンクリートブロック 改良木工沈床 巨石(寄石工) 木工沈床
	B	巨石，蛇籠，大型連節型ブロック 張り，大型ブロック張り	
セグメント1 扇状地河川② $2\text{ cm} < d_R < 20\text{ cm}$ (1/100~1/400)	A	練石積み，練ブロック積み 練石張り，練ブロック張り	異形コンクリートブロック 改良木工沈床 籠工 布団籠工 巨石(寄石工) 木工沈床
	B	巨石，連節型ブロック張り 玉石張り，蛇籠，布団籠工，柳枝工	
セグメント2-1 自然堤防帯河川① $1\text{ cm} < d_R < 3\text{ cm}$ (1/400~1/2,000)	A	練石張り，練ブロック張り 法枠コンクリート張り	異形コンクリートブロック 改良木工沈床 捨石工 木工沈床 そだ沈床 蛇籠工 布団籠工
	B	空石張り，連節型ブロック張り， 捨石工，柳枝工，蛇籠工，布団籠工	
セグメント2-2 自然堤防帯河川② $0.3\text{ cm} < d_R < 1\text{ cm}$ (1/700~1/5,000)	A	練石張り，練ブロック張り， 法枠コンクリート張り， 矢板護岸，柳枝工	異形コンクリートブロック 大型連節型ブロック 捨石工 そだ沈床 蛇籠工 布団籠工
	B	マット工，蛇籠工，布団籠工 柳枝工，捨石工， 連節型ブロック張り	
セグメント3 デルタ河川 $d_R < 0.3\text{ cm}$ (1/5,000~水平)	A	練石張り，練ブロック張り， 空石張り，空ブロック張り， 蛇籠工，布団籠工，矢板護岸	異形コンクリートブロック 捨石工 そだ沈床
	B	捨石工，ブロックマット， 連節型ブロック張り	

表参-3 セグメント別の設置工種…高水護岸

河道分類 (d_R は代表粒径)	法 覆 工
セグメント1 扇状地河川① $20\text{ cm} < d_R$ (河床勾配: 1/60~1/50)	練石張り, 練ブロック張り 大型連節型ブロック張り
セグメント1 扇状地河川② $2\text{ cm} < d_R < 20\text{ cm}$ (1/100~1/400)	練石張り, 練ブロック張り 大型連節型ブロック張り, 布団籠工
セグメント2-1 自然堤防帯河川① $1\text{ cm} < d_R < 3\text{ cm}$ (1/400~1/2,000)	練石張り, 練ブロック張り, 法枠コンクリート張り, 空石張り, 連節型ブロック張り, 布団籠工
セグメント2-2 自然堤防帯河川② $0.3\text{ cm} < d_R < 1\text{ cm}$ (1/700~1/5,000)	練石張り, 練ブロック張り, 法枠コンクリート張り, 空石張り, 連節型ブロック張り, 布団籠工
セグメント3 デルタ河川 $d_R < 0.3\text{ cm}$ (1/5,000~水平)	練石張り, 練ブロック張り, 法枠コンクリート張り, 空石張り, 連節型ブロック張り, 空ブロック張り, 蛇籠工, 布団籠工, マット工

参考7 破壊形態を分類指標とした「構造モデル」別にみた、法覆工の寸法諸元の計算例

計算例	構造モデル	工種イメージ
1	滑動-単体	空張り護岸
2	滑動-群体	練張り護岸, 天端保護工
3	めくれ	すりつけ護岸, 天端保護工
4	掃流-一体性弱い	捨石護岸
5	掃流-一体性強い	空石張り護岸
6	掃流-籠詰め	籠工護岸
7	積み	練積み護岸, 布団籠の段積み

計算例1 「滑動-単体」モデルの計算例

(1) 計算条件

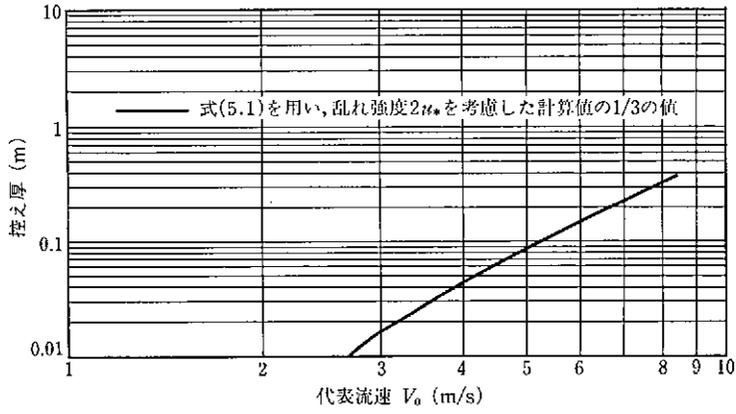
平張りブロックが法面に単独で置かれた状態を想定し、単体ブロックに作用する力のつりあいから、必要控え厚を計算した。なお、ブロック形状は相似形(l_b/l_b が一定)と仮定している。この計算例では、流れの乱れ成分は、 u_* の2倍を考慮し、設計水深 H_d は、2mと6mの場合を想定した。法面勾配は1:2を想定し、結果は求まる控え厚の1/3とした。

平張りブロックの諸元は表参-4に示す。

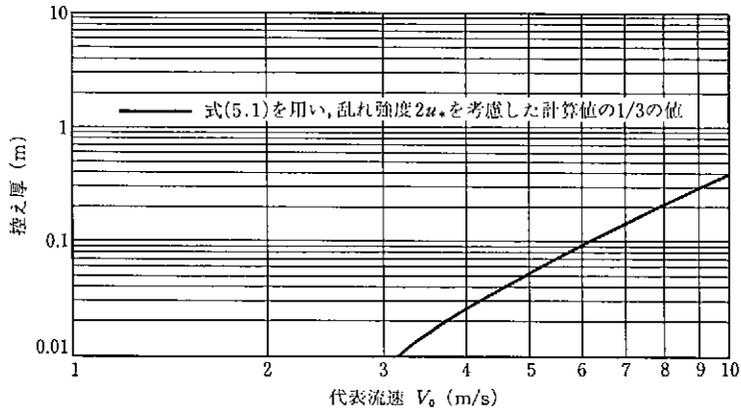
表参-4 平張りブロックの計算条件 (形状は図参照)

C_x	0.18	l'_b (m)	0.45	K_v	1.09
C_b	0.40	b'_b (m)	0.35		
h_s (m)	0.04	l'_s (m)	0.13		

(2) 計算結果



図参-15 平張りブロックの計算例 ($H_d=2$ mの場合)



図参-16 平張りブロックの計算例 ($H_d=6$ mの場合)

計算例2 「滑動-群体」モデルの計算例

(1) 法覆工の計算例

1) 計算の基本条件

設計水深 2 m, 1:2 の法面勾配の場合で代表流速 V_0 を変化させた場合のコンクリートブロックの必要控え厚の計算例を3種類の形状(平張りブロック, 間知ブロック, 連節型ブロック)について示す。結果は求まる控え厚の30%増とした。

表参-5 計算条件(3種類のブロックの計算例に共通)

法面勾配		1:2	コンクリートの	密度 ρ_c ; (kgf・s ² /m ⁴)	235
	$\tan\theta$	0.500		単位体積重量 γ_c ; (kgf/m ³)	2,300
	$\sin\theta$	0.447		摩擦係数 μ	0.65
	$\cos\theta$	0.894			
設計水深 H_d ; (m)		2			
水の	密度 ρ_w ; (kgf・s ² /m ⁴)	102			
	単位体積重量 γ_w ; (kgf/m ³)	1,000			
	重力加速度 g ; (m/s ²)	9.8			

2) 計算結果1:平張りブロック

(a) 平張りブロックの標準図



図参-17 平張りブロックの標準図

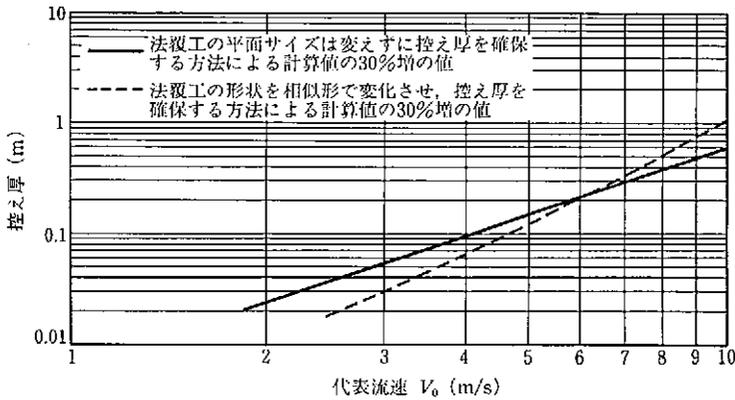
(b) 計算条件

表参-6 平張りブロックの計算条件

l'_s (m)	0.45	A'_s (m ²)	0.135	K_v	1.09
b'_b (m)	0.30	A'_b (m ²)	0.107	A'_b	0.0048
t'_s (m)	0.13	A'_g/A'_s	0.7896		
h'_s (m)	0.04	C_L	0.1		

※ C_L , C_D , h_s は土木研究所資料第2635号「護岸法覆工の水理設計に関する研究」昭和63年4月の実験結果を適用した。

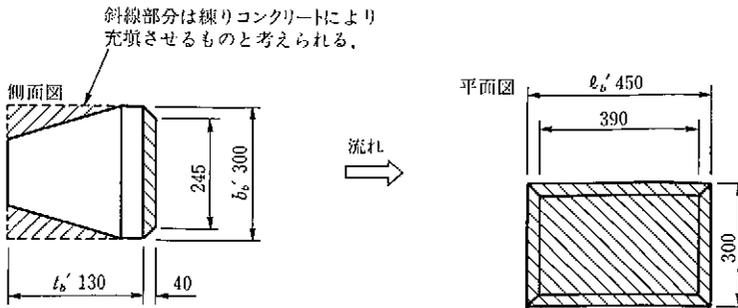
(c) 平張りブロックの流速 V_0 と控え厚の関係



図参-18 平張りブロック

3) 計算結果2：間知ブロック

(a) 間知ブロックの標準図



図参-19 間知ブロックの標準図

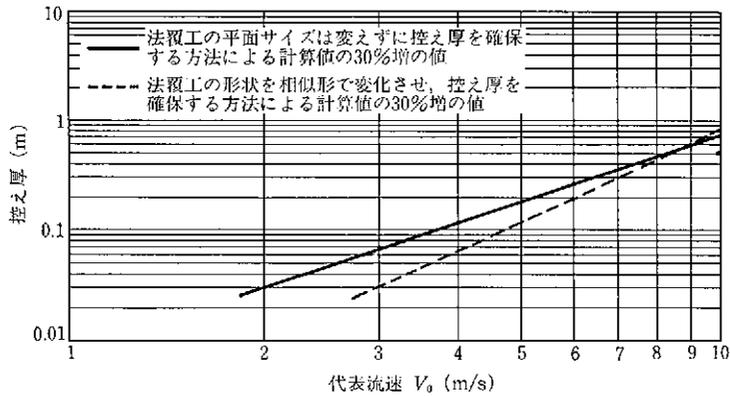
(b) 計算条件

表参-7 間知ブロックの計算条件

ℓ_b' (m)	0.45	A_s' (m ²)	0.135	K_v	1.1
b_b' (m)	0.30	A_g' (m ²)	0.135	A_b'	0.0109
t_b' (m)	0.33	A_g'/A_b'	1.0		
k_s' (m)	0.04	C_L	0.1		

※ C_L , C_D , k_s は平張りブロックの値を準用した。

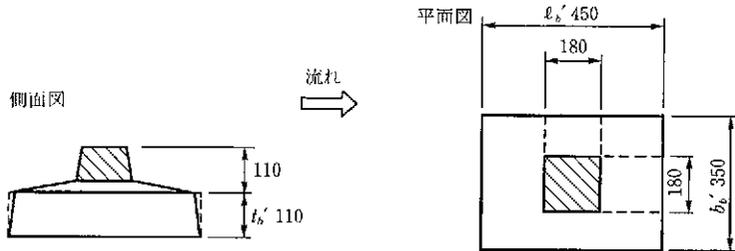
(c) 間知ブロックの流速 V_0 と控え厚の関係



図参-20 間知ブロック

4) 計算結果3：連節型ブロック

(a) 連節型ブロックの標準図



図参-21 連節型ブロックの標準図

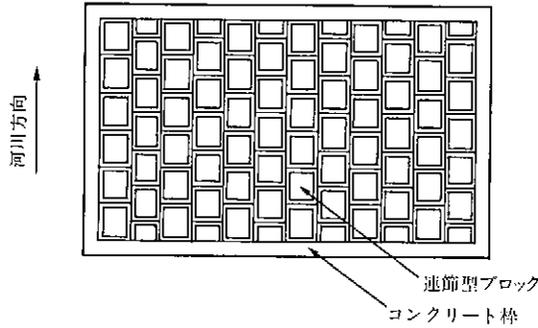
(b) 計算条件

表参-8 連節型ブロックの計算条件

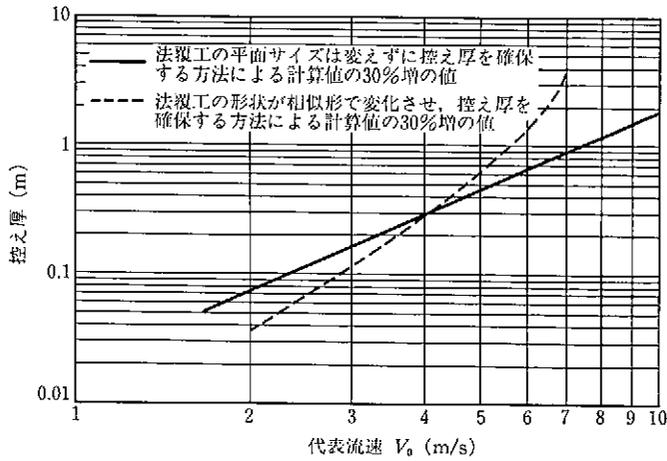
l'_b (m)	0.45	A'_b (m ²)	0.158	K_V	1.35
b'_b (m)	0.35	A'_o (m ²)	0.032	A'_o	0.0187
t'_b (m)	0.11	A'_o/A'_b	0.2057		
h'_s (m)	0.08	C_L	1.0		

※ C_L , C_D , k_s は土木研究所資料第 2635 号「護岸法覆工の水利設計に関する研究」昭和 63 年 4 月の実験結果を適用した。

(c) 連節型ブロックの流速 V_0 と控え厚の関係



図参-22 群体として設置した場合の連節型ブロック



図参-23 連節型ブロック

(2) 天端保護工の計算例

基本式は練張り護岸と同様であり、設置面の勾配 θ ($\theta = 0$) の条件が違う。法覆工の計算例と同様、

- ・ 胴込めコンクリートで控え厚 t_0 を確保する場合
- ・ ブロックを相似形に拡大させて控え厚を確保する場合

の二つの方法がある。結果は求まる控え厚の 30% 増とした。

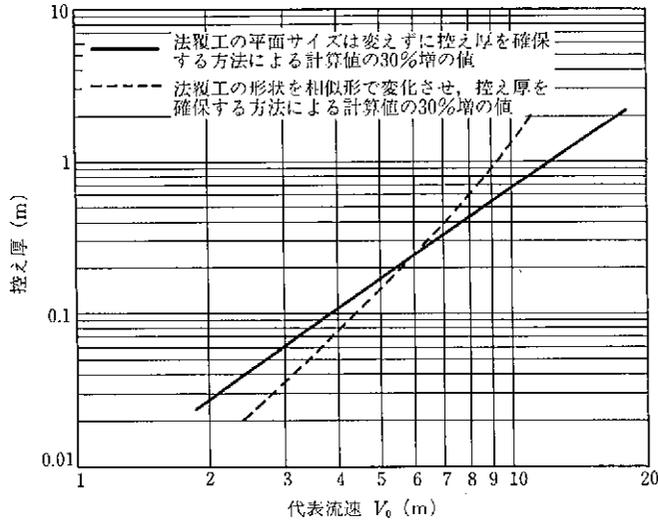
(a) 計算条件

設計水深、法面勾配などは、法覆工の計算例と同様である。ブロックは平張りブロックとした。

表参-9 平張りブロックの計算条件

C_L	0.52	l_0' (m)	0.45	K_V	1.09
C_D	0.30	b_0' (m)	0.30	A_D'	0.0048
h_0'	0.04	t_0' (m)	0.13		

(b) 平張りブロックのを用いた天端保護工の流速 V_0 と控え厚の関係



図参-24 練張り護岸を用いた天端保護工の控え厚 (平張りブロック)

計算例3 「めくれ」モデルの計算例

(1) 法覆工の計算例

1) 計算条件

連節型ブロックを用いた法覆工の計算条件は、以下のとおりである。

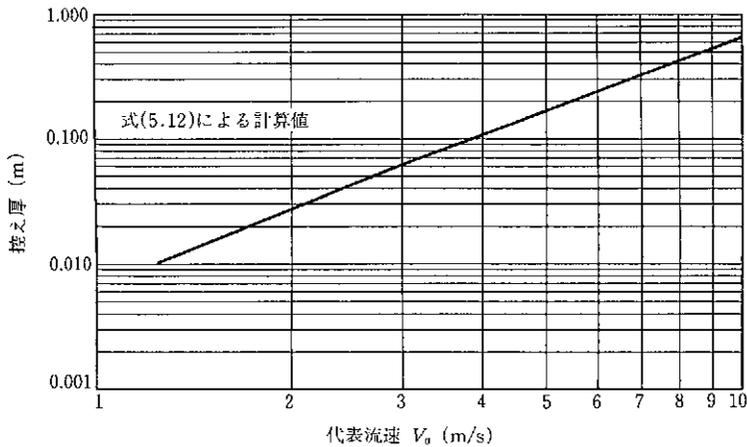
設計水深 H_d : 2 m

法面勾配 : 1 : 2

表参-10 連節型ブロックの諸元

C_L	0.30	l'_b (m)	0.45	K_V	1.35
C_D	0.40	b'_b (m)	0.35		
k'_s	0.04	t'_b (m)	0.11		

2) 計算結果



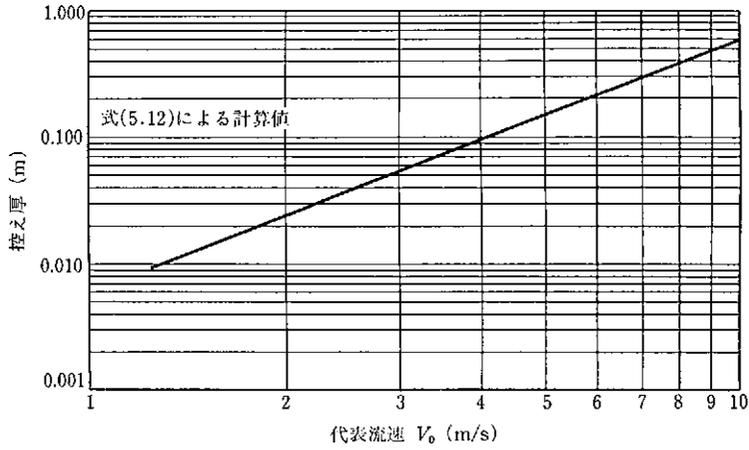
図参-25 連節型ブロックを用いたすりつけ護岸の控え厚の計算例

(2) 天端保護工の計算例

1) 計算条件

連節型ブロックを用いた法覆工の場合と同様。ただし、法面勾配は0。

2) 計算結果

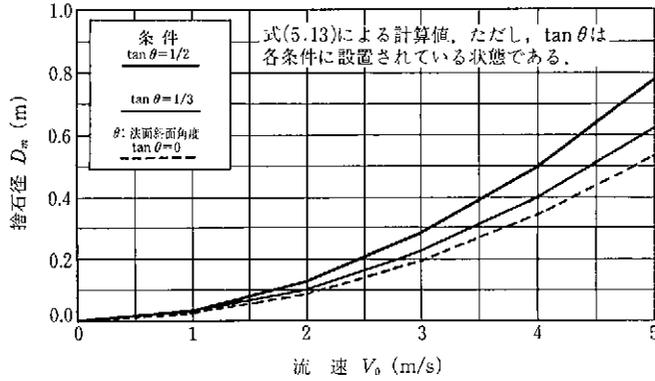


図参-26 連節型ブロックを用いた天端保護工の控え厚の計算例

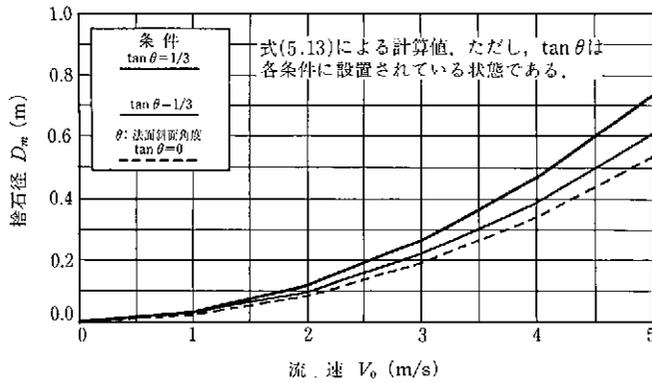
計算例4 「掃流—一体性弱い」モデルの計算例

(1) 計算結果

計算は、代表流速 V_0 と捨石径 D_m の関係として表すことができる。



図参-27 代表流速 V_0 (m/s)で流失しない捨石径 D_m (m)の算定 (材料の水中安息角自然石, $\Phi=38^\circ$)



図参-28 代表流速 V_0 (m/s)で流失しない捨石径 D_m (m)の算定 (材料の水中安息角, 割石 $\Phi=41^\circ$)

計算例5 「掃流-一体性強い」モデルについて

(1) 計算例

1) 計算条件

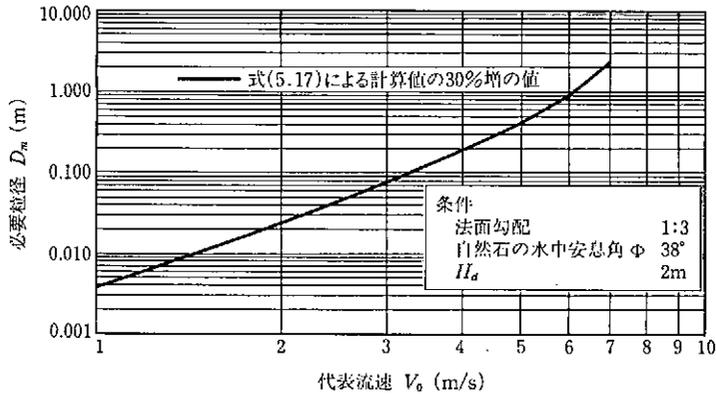
設計水深 H_d と、材料の水中安息角 Φ を以下のように仮定した計算例を示す。

設計水深 H_d は、2 m, 6 m の場合

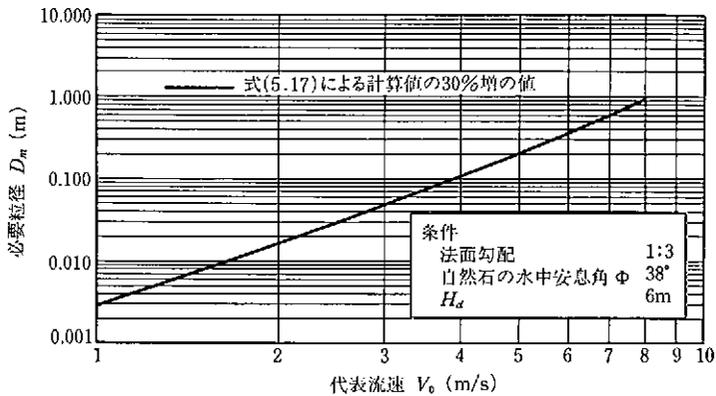
水中安息角 Φ は、 $\Phi=38^\circ$ の場合（自然石の場合）、 $\Phi=41^\circ$ の場合（砕石の場合）を例示する。

2) 計算結果

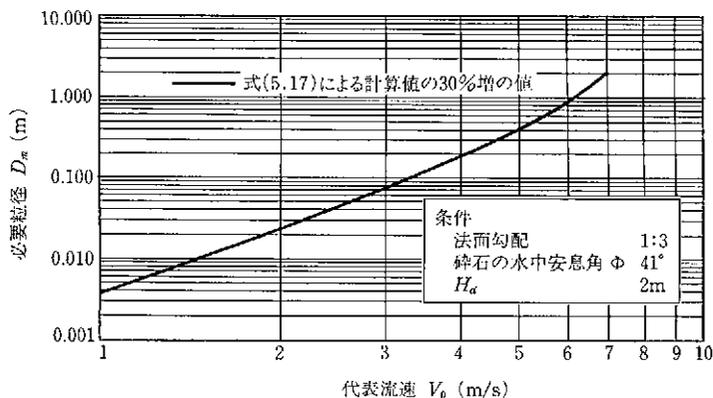
結果は求まる控え厚の30%増とした。



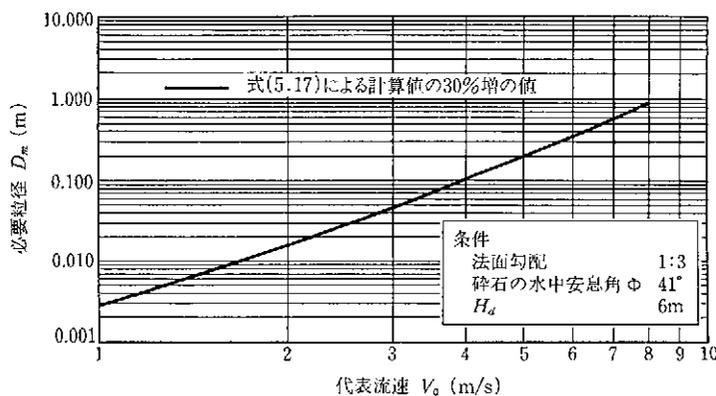
図参-29 代表流速 V_0 と必要な石の径 D_m の関係(1)



図参-30 代表流速 V_0 と必要な石の径 D_m の関係(2)



図参-31 代表流速 V_0 と必要な石の径 D_m の関係(3)



図参-32 代表流速 V_0 と必要な石の径 D_m の関係(4)

計算例 6 「掃流-籠詰め」モデルについて

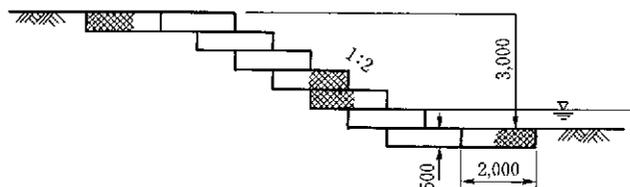
(1) 計算例

1) 計算条件

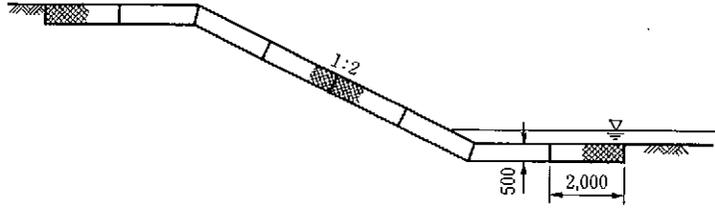
設計水深 H_d を 6 m とした場合の、中詰め石の径 D_m と代表流速 V_0 との関係を求める。

2) 計算結果

布団籠工を図参-33 のように階段状に設置する場合は、平坦に設置した条件で計算してよい。



図参-33 布団籠工を階段状に設置した場合



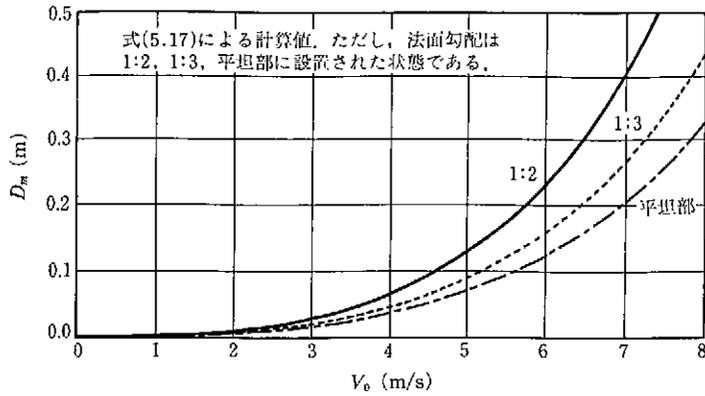
図参-34 布団籠工を斜面に設置した場合

(2) 計算例

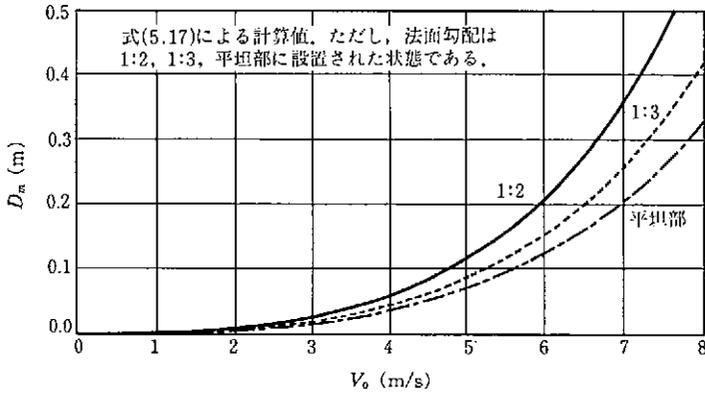
1) 計算条件

設計水深 H_d を 6 m とした場合の、中詰め石の径 D_m と代表流速 V_0 との関係を求める。

2) 計算例



図参-35 D_m と V_0 の関係 (自然石の場合 ; $\Phi=38^\circ$) の計算例



図参-36 D_m と V_0 の関係 (碎石の場合 ; $\Phi=41^\circ$) の計算例

計算例7 「積み」モデルについて

(1) 計算条件

練積みの場合で、背面土が砂、砂質土の状態であり、控え厚（ブロックの控え厚+胴込めコンクリート）が0.45 m、法勾配1:0.6の場合の安定検討を行う。

表参-11 「積み」モデルの設計条件

設計条件	法勾配	1:	0.6
γ	背面土の単位重量	(t/m ³)	1.9
γ_s	ブロックの単位重量	(t/m ³)	2.35
q	等分布載荷重	(t/m ²)	1.0
α	法面勾配の角度	(度)	121.0
ϕ	内部摩擦角	(度)	30.0
y	直高	(m)	4.2
b	控え厚	(m)	0.45
F	安全率		1.5

(以下の表を参照)

(ブロックの控え厚+裏込めコンクリート)

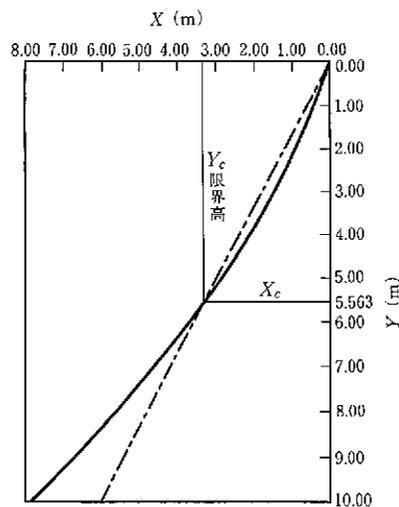
裏込め土の種類および単位体積重量

裏込め土の種類	単位体積重量(tf/m ³)	内部摩擦角(ϕ)
礫, 礫質土	2.0	35°
砂, 砂質土	1.9	30°
シルト, 粘性土(ただし $\omega < 50\%$)	1.8	15°

出典：道路土工、擁壁・カルバート・仮設構造物指針

(2) 計算結果

なお、計算例より、直高5 m まで安全であるという結果が得られた。



図参-37 練り積み護岸の中心線と示力線との関係

参考 8 根固め工の寸法諸元の計算例

「滑動-めくれ」モデルの計算例

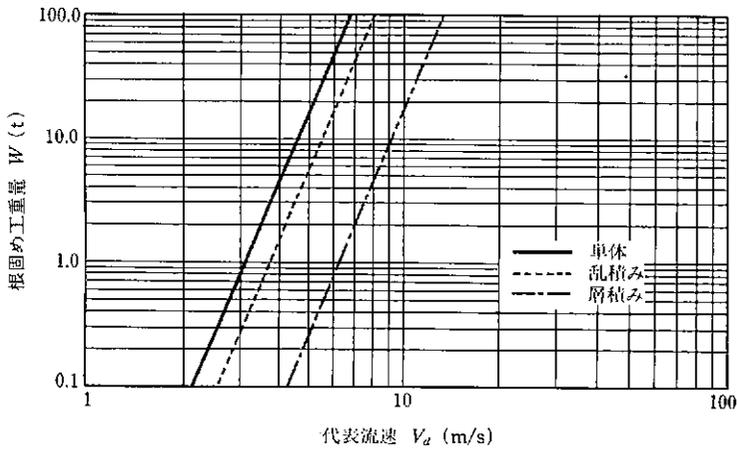
(1) 計算条件

平面型の根固め工を河床に設置した場合の必要重量と流速の関係を式(5.28)より算定し、図示する。

計算は、単体で設置された場合、乱積みの場合、層積みの場合の3とおり行った。

表参-12 平面型の計算条件

$a \times 10^{-3}$		0.54
β	単体の場合	1.0
	乱積みの場合	1.2
	層積みの場合	2.06



図参-38 平面型根固めブロックの流速と重量の関係の計算例

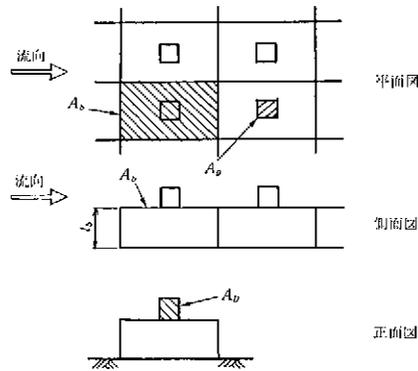
参考9 H 15.7 以前の「滑動-群体モデル」における 抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L の考え方

護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル（第2版）以前に求められた抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L を用いて「滑動-群体モデル」の検討を行う場合は、揚力、抗力の算定にあたり使用する投影面積のとり方が図 5-11 と異なっているため、試験法に応じた相当粗度 k_s や抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L と投影面積をセットで使用すること。

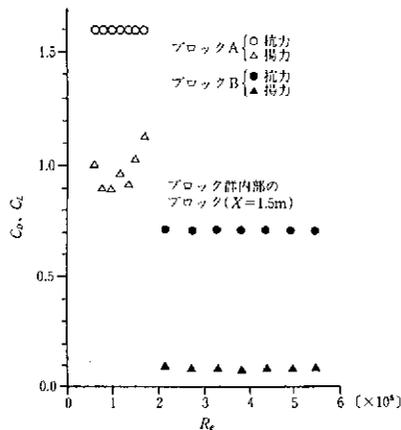
$$L: \text{揚力} \quad L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot A_D \cdot V_d^2 \quad (\text{kgf}) \quad [\text{N}]$$

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

ここに、 A_D : 群中ブロック1個の抗力に関する投影面積 (m^2)



図参-39 護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル（第2版）以前の「滑動-群体モデル」における投影面積の取り方



図参-40 上記条件におけるブロック群内部の抗力係数と揚力係数

参考文献

- 1) 山本晃一：沖積河川学，山海堂，1994
- 2) 福岡捷二，藤田光一，森田克史：護岸法覆工の水利設計法に関する研究，土木研究所資料第 2635 号，1988
- 3) 北海道開発局：根固め工に関する調査研究総集編，1974
- 4) 福岡捷二，藤田光一：堤防法而張芝の侵食限界，第 34 回水利講演会論文集，1990

編集事務局	猪	股	純
	宇	賀	和
	湧	川	勝
	朝	倉	弘
	佐	古	俊
	伊	藤	重
	高	木	茂
	藤	堂	正
	赤	石	直
			也

改訂 ^{ごがん}護岸の力学設計法 ^{りさかくせつけいほう}

国土技術研究センター編

平成 11 年 2 月 26 日 第 1 刷発行

平成 19 年 11 月 29 日 改訂第 1 刷発行

(定価はカバーに
表示してあります)

発行 (財)国土技術研究センター

発売 株式会社 山海堂
松元 龍治

〒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・密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

© 2007

ISBN 978-4-381-02318-6 C 3051

河道特性や水理特性を考慮した、
これからの床止め構造設計法を詳述

床止めの構造 設計手引き

(財)国土技術研究センター編

A5判 152頁

◎定価 2730円

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、床止め工を設置する河道の特性や周辺の水理的な特性を考慮した、床止め工の設計方法をとりとめた。

主要目次

第1章 総説

- 本書の目的
- 本書の性格と特徴
- 床止めの種類と目的
- 用語
- 設計手順

第2章 落差工

- 落差工の計画
- 落差工の設計方針
- 型式の選定
- 直壁型落差工の設計細目

第3章 帯工

- 帯工の計画
- 帯工の設計

参考資料

- 洪水時の床止め周辺部での現象
- 水叩き・護床工長の検討例
- 河道特性調査
- 河道変動計算の事例(A川の事例)
- 直壁型床止めの設計例
- 計算断面ピッチの考え方



(価格は本体価格)

発行/山海堂

ISBN978-4-381-02318-6
C3051 ¥4500E



9784381023186

定価(本体4,500円+税)

山海堂



1923051045006

