保 存 用

ＩＳＳＮ　0386—5878

土木研究所資料第3489号

土 木 研 究 所 資 料

洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動

—流水に対する安定性・耐侵食性を判断するために—

平成９年１月

建設省土木研究所

河川部河川研究室

Copyright © (1997) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第3489号1997年1月

洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動

—流水に対する安定性・耐侵食性を判断するために—

Hydraulic stability and erodibility of rich-in-nature-type bank protection works, cohesive soil and short vegetation

土木研究所　河川部　河川管理総括研究官　宇多高明
河川研究室　室長　望月達也
主任研究員　藤田光一
主任研究員　平林桂
研究員　佐々木克也[1)]
研究員　服部敦
研究員　藤井政人[2)]
深谷渉[3)]
平舘治

要　旨

河川の自然環境の保全・再生・創出や良好な景観づくり、親水性の確保を目的とした多自然型川づくりが全国展開され、多くの河川において計画・設計・施工各段階で様々な工夫が施されるようになった。災害につながる侵食から河岸・堤防を防御するための工法にも、新しいタイプの護岸水制構造、植生や土などを生かす設計が積極的に試みられている。しかし、そのような新しい構造、部材、材料の流水に対する耐力については、洪水流を受けた時の挙動がより複雑である上に、それらの使用が試みられて日が浅いことから、技術的知見をさらに蓄積する必要がある。本研究は、流水に対する安定性・耐侵食性に焦点を絞り、多自然型川づくりに既に供されているか、近い将来そうなる可能性の高い構造、部材、材料の流水中の挙動を、大規模実験、基礎実験、計算、現地調査を駆使して明らかにし、現時点での技術的知見としてまとめたものである。

キーワード：多自然型川づくり、洪水、侵食、破壊、水理設計、護岸、水制、粘性土、地面、植生、河川、自然環境、高水敷、堆積、ウォッシュロード

1）現東北地方建設局岩手工事事務所工務三課係長
2）現河川局河川環境課都市河川室企画調整係長
3）現土木研究所下水道部下水道研究室

目　　次

第1編　本研究の要旨

第1章　研究の背景と目的……1
第2章　研究の進め方と本書の概要……3
第3章　研究成果要旨……5
謝　　辞……6

第2編　粘性土が有する耐侵食性の評価方法に関する研究

はじめに……7
第1章　既往研究の概要と本研究の位置づけ……8
1.1　限界掃流力の評価方法に関する既往研究のレビュー……8
1.2　侵食速度の評価方法に関する既往研究のレビュー……9
1.3　本研究の位置づけ……9
第2章　実験の概要……11
2.1　実験装置と供試体採取方法……11
2.1.1　実験装置……11
2.1.2　供試体の採取方法……13
2.2　実験の内容・方法と供試体の特徴……15
2.2.1　実験の内容と方法……15
(1)　粘性土の侵食特性を明らかにする実験……15
(2)　粘性土塊の離脱特性に関する実験……16
2.2.2　供試体の特徴……17
第3章　侵食実験の結果……38
3.1　侵食深の経時変化……38
3.2　侵食限界速度の定義……38
第4章　侵食機構に関する力学的解釈……42
4.1　土塊の離脱に関する力学的仮説……42
4.2　侵食限界流速を支配するパラメータ……42
4.2.1　土の物理化学的試験による評価……43
4.2.2　土の力学的試験による評価……47

4.2.3 引張り破壊応力と侵食限界流速の関係 ……48
4.3 揚力による侵食機構に関するまとめ ……52
第5章 耐侵食性の決定機構に関する一考察……55
5.1 空隙比と侵食限界流速の関係が示唆する意味 ……55
5.2 ま と め ……58
第6章 大きな径を有する土塊の離脱特性……59
6.1 離脱土塊採取器の検証実験 ……59
6.2 離脱土塊の形状特性 ……60
6.3 土塊径とその離脱量の流速に伴う変化特性 ……62
6.3.1 土塊の離脱量 ……63
6.3.2 土塊の平均径 ……63
6.3.3 ま と め ……63
6.4 侵食面の凹凸の程度 ……72
6.5 ま と め ……75
第7章 侵食速度に関する特性……77
7.1 侵食限界流速での侵食速度 ……77
7.2 侵食速度と流速の関係 ……78
7.3 ま と め ……81
第8章 粘性土の耐侵食性の評価方法の提案……82
8.1 限界摩擦速度の評価方法 ……82
8.2 侵食速度と摩擦速度の関係 ……82
おわりに……84
謝 辞……84
参考文献……84
Appendix 1 引張り試験の手順 ……86
Appendix 2 改良型引張り試験器 ……93

第3編 堤防のり面に繁茂する植生の耐侵食性の評価方法に関する研究

はじめに……97
第1章 植生が有する耐侵食性の評価方法……99
1.1 既往の研究の概要 ……99
1.2 植物の耐侵食特性を明らかにする実験 [実験Ⅰ] ……101
1.2.1 供試体、実験装置および実験方法……102
1.2.2 侵食深の経時変化の特徴……103

1.2.3 耐侵食性を発揮する植生の部分……104
1.2.4 耐侵食性が発揮される機構……106
1.2.5 植生の耐侵食性に関わる問題点……110
1.2.6 ま と め……111
1.3 計算モデルを用いた植生の耐侵食性の発揮機構に関する考察……111
1.3.1 浸透層内の流れの計算モデル……111
1.3.2 パラメータaおよびpの物理的意味 ……113
1.3.3 掃流力の低減率R……114
1.3.4 根毛層と上部層が発揮する耐侵食性の比較……115
(1) 根毛層に関する各パラメータの推定 ……116
(2) 上部層に関する各パラメータの推定 ……121
(3) 掃流力の低減率Rの比較 ……126
1.3.5 侵食深と通水時間の関係……128
1.3.6 ま と め……133
1.4 侵食防止に関する設計に用いる侵食深の経時変化の予測式の枠組み……134
1.4.1 設計に反映できる植生の耐侵食性……134
1.4.2 侵食深の経時変化の予測モデル……134
1.4.3 係数A, Bの従属変数となるパラメータの候補 ……135
1.4.4 侵食深の経時変化の予測式の枠組み……136
(1) aと係数A, Bの関係 ……136
(2) 侵食実験結果で見られた係数A, Bと摩擦速度u_*の関係 ……139
(3) 耐侵食性の評価方法に用いることを考慮した侵食深の経時変化の予測式の枠組み …140
1.4.5 ま と め……142
1.5 植生の耐侵食性の評価方法を導出するための実験 [実験II] ……142
1.5.1 供試体、実験装置および実験方法……143
1.5.2 定数Bの値 ……145
1.5.3 許容侵食深……146
1.5.4 平均根毛量σ_0の定義 ……150
1.5.5 係数Aと摩擦速度u_*および平均根毛量σ_0の関係 ……151
(1) 係数Aと摩擦速度u_*の関係 ……151
(2) αと平均根毛量σ_0の関係……154
1.5.6 植生の耐侵食性の評価方法の検証……156
(1) 既往の研究成果との比較 ……157
(2) 実河川において観測された旧堤のり面の侵食に関する検討 ……159
(3) 検討結果のまとめ ……163

1.5.7 ま と め……163
1.6 平均根毛量の簡易測定方法に関する実験 [実験III]……164
1.6.1 測定装置と測定方法……164
1.6.2 測定原理……164
1.6.3 平均根毛量 σ_0 とトルク T_r の関係……167
(1) 実験条件と測定方法……167
(2) 実験結果……168
1.6.4 ま と め……171
1.7 植生が繁茂する堤防のり面の耐侵食性の評価方法（案）……172
1.7.1 摩擦速度の経時変化の設定……172
(1) 摩擦速度の計算方法……173
(2) 摩擦速度の経時変化の設定方法……173
(3) 不定流計算による設定方法……175
1.7.2 α の設定……175
1.7.3 侵食深の経時変化の計算方法と侵食防止の可否に関する判定……175
1.7.4 評価方法の適用例……176
1.8 得られた成果のまとめ……178
第2章 植生の耐侵食性を維持するための植生管理……180
2.1 植生管理の設定方法に関する課題……180
2.2 調査対象とした堤防および調査方法の概要……181
2.2.1 調査対象とした各河川堤防の特徴……181
2.2.2 調査内容とその方法……183
(1) 植物の被覆度……183
(2) 平均根毛量の測定……185
(3) 土壌硬度の測定……185
2.3 植生の遷移……186
2.3.1 植物群落の特徴……186
2.3.2 グループIに属する河川での植生遷移の特徴……186
(1) シバの被覆度の経年変化……186
(2) シロツメクサ、ヨモギ、スギナの被覆度の経年変化……189
(3) 上記以外の植物の被覆度の経年変化……189
2.3.3 ま と め……191
2.4 シバの繁茂状況と耐侵食性の関係……192
2.4.1 平均根毛量のデータ整理方法……192
2.4.2 シバの被度による耐侵食性の評価の問題点……193

2.4.3 土壌硬度が平均根毛量に及ぼす影響……194
2.4.4 シバの被度と平均根毛量の関係……197
2.4.5 ま と め……198
2.5 植生管理水準の設定方法（案）……199
2.5.1 平均根毛量の計算……199
2.5.2 植生繁茂状況のイメージ……199
2.5.3 植生管理水準の設定……199
2.5.4 設定方法の適用例……199
2.6 ま と め……200
おわりに……202
参考文献……203
Appendix 1 土壌硬度が4kgf/cm² 未満である堤防のり面の粒度分布……205
Appendix 2 年２回の草刈りを行っている堤防のり面の耐侵食性の評価結果……208
Appendix 3 植生中の弱点箇所の存在確率を考慮した植生耐侵食性の信頼性評価の試み……211

第４編 多自然型河岸防御工の水理設計法に関する研究

第１章 研究の目的と概要……215
第２章 多自然型河岸防御工の構造に関する全国実態調査……216
2.1 検討の目的……216
2.2 調査結果……216
2.3 構成部品の抽出……220
第３章 多自然型河岸防御工の洪水時挙動分析……221
3.1 目 的……221
3.2 分析の概要……221
3.3 個別分析……221
3.4 覆土工法の流出条件の検討……222
3.5 セグメントごとに見た変形の特徴……224
3.5.1 セグメント区分の基本的な考え方……224
3.5.2 セグメントと被災しやすい工法との関係……224
3.5.3 セグメントと起こりやすい変形機構の関係……225
3.6 変形事例検討の要約……227
3.6.1 覆土工法……227
3.6.2 じゃかご・連節ブロック等、河道縦断方向に連結されていないのり覆工……228
3.6.3 護岸としての基本性能の確保……229

3.6.4 盛　　土……229
3.6.5 アンジュレーション……229
第4章 覆土の適用範囲に関する調査 ……230
4.1 検討の目的……230
4.2 検討方法……230
4.3 検討結果……232
4.3.1 J川……232
4.3.2 I川……235
4.3.3 K川……238
4.3.4 T川……241
4.4 ま と め……245
第5章 セグメントごとに見た標準工法の調査 ……247
5.1 検討の目的……247
5.2 多自然型川づくりの基本的考え方の分類と標準工法の位置づけ……247
5.3 標準的イメージパースの検討……248
5.3.1 セグメント1……248
5.3.2 セグメント2－1……251
5.3.3 セグメント2－2……252
5.3.4 セグメント3……254
5.4 特殊条件下における多自然型川づくりの留意点……254
第6章 試行事例の分析を通して把握した水理設計の課題 ……256
6.1 検討の概要……256
6.2 適 用 例……256
6.2.1 適用例1（K川）……256
6.2.2 適用例2（O川）……263
6.2.3 適用例3（I川）……266
6.3 課　　題……269
第7章 水理設計法の提案 ……271
1章 水理設計法の位置づけと構成 ……272
1.1 本手引き（案）の目的……272
1.2 多自然型河岸防御工の計画・設計における本手引き（案）の位置づけ…272
1.3 水理設計の構成……276
2章 コンセプトデザインにおける水理設計 ……277
2.1 コンセプトデザインにおける水理設計の要点……277
2.2 多自然型河岸防御工の基本的な構成部品とその機能および適用性……277

3章　構成部品への分解と機能評価 ……284
4章　縦断設計 ……287
4.1　設計項目……287
4.2　多自然型河岸防御工の縦断方向の設置範囲……288
4.3　疎通能力への影響評価……288
4.3.1　多自然型河岸防御工の粗度係数の推定……289
4.3.2　断面合成粗度係数の計算法……296
4.3.3　多自然型河岸防御工が水位（疎通能力）に及ぼす影響の評価……299
4.4　上下流端の処理……299
4.5　アンジュレーション（法線の凹凸）……299
5章　横断設計 ……301
5.1　外力の評価……301
5.1.1　水理設計に用いる外力……301
5.1.2　設計流速 Vd の求め方（概説）……302
5.1.3　設計水深 h d の求め方 ……303
5.1.4　粗度係数の設定……303
5.1.5　割増率 α の設定 ……313
5.1.6　最深河床高 z の求め方……325
5.2　部品ごとの水理設計……335
5.2.1　ブロック……335
5.2.2　か ご 工……341
5.2.3　捨石工、置換工、巨石……343
5.2.4　のり枠工……348
5.2.5　片のり枠工……353
5.2.6　覆　　土……356
5.2.7　高水敷切り欠き……359
5.2.8　水　　制……361
5.2.9　土羽の土質的安定性に関する留意事項……368
6章　問題のある部品の改良、環境設計・親水設計・景観設計の見直し ……370
参考文献 ……370

第5編　新しい考えに基づく多自然型河岸防御工に関する研究

第1章　新工法のねらいと研究の概要 ……371
第2章　パーシャル護岸に関する研究 ……372

2.1 パーシャル護岸とは……372
2.2 既設捨石工の安定性調査……374
2.2.1 調査目的……374
2.2.2 調査対象……374
2.2.3 計算方法……377
2.3 河岸土の引っ張り強度の異方性に関する調査……378
2.3.1 目　　的……378
2.3.2 調査方法……380
2.3.3 調査結果……383
2.4 ノッチ内の流れ解析……384
2.4.1 はじめに……384
2.4.2 実験の概要……384
2.4.3 ノッチ内流れの解析……385
2.4.4 現地河道ち発生するノッチの実態と解析値との対応……388
2.4.5 今後の検討……390
参考文献……390
2.5 樹木の局所洗掘軽減効果に関する実験……390
2.5.1 概　　要……390
2.5.2 実験内容……390
2.5.3 ま と め……398
2.6 パーシャル護岸の水理設計法……403
2.6.1 パーシャル護岸とは……403
2.6.2 本設計法の構成……405
2.6.3 河岸侵食形態の推定……406
2.6.4 パーシャル護岸の必要性評価……410
2.6.5 構造設計……413
第3章 置換工に関する研究……419
3.1 置換工の内容と研究目的……419
3.2 置換工に関する水理実験……419
3.2.1 概　　要……419
3.2.2 実験装置……420
3.2.3 実験条件……420
3.2.4 実験結果……424
3.3 置換工の設計法に関する検討……429
3.3.1 概　　要……429

3.3.2　材料の選定……429
3.3.3　敷設範囲および深さ……429
3.4　実用化までの課題……430
第4章　桟工法に関する研究……431
4.1　概　　要……431
4.2　蛇行流路での適用例……431
4.3　土砂堆積現象の機能確認のための基礎実験……432
4.4　実用化に向けての課題……434
参考文献……434
第5章　河岸材料の横断分級調査……435
5.1　まえがき……435
5.2　調査対象河川……435
5.3　調査結果……435
5.4　比較考察……443

第6編　自然河岸を形成させる手法に関する研究

第1章　研究の背景と目的……445
第2章　研究方法……447
2.1　研究の基本方針……447
2.2　調査対象河道区間の選定と調査項目……447
2.3　河岸形成実態調査の体制……449
第3章　河岸・高水敷形成事例の詳細分析……450
3.1　川内川の事例……450
3.1.1　概　　要……450
3.1.2　トレンチ調査による土層構造の把握……454
3.1.3　植生繁茂状況……454
3.1.4　位　　況……454
3.1.5　河岸・高水敷の形成過程について……459
3.2　パウダー川の事例……460
3.2.1　地形変化……460
3.2.2　土質構造と植生繁茂状況……463
3.2.3　河岸・高水敷の形成過程について……464
3.2.4　位　　況……466
3.3　利根川の事例……467

3.3.1 地形変化……467
3.3.2 トレンチ調査による土層構造の把握……467
3.3.3 位況の経年変化と河岸・高水敷形成過程……475
3.4 その他の河川の事例……478
3.4.1 矢作川……478
3.4.2 木津川……481
3.4.3 木曽川……484
3.4.4 阿賀野川と仁淀川……488
3.5 事例分析のまとめ……491
3.6 河岸・高水敷の形成機構についての考察……494
第4章 自然河岸を形成させる手法の提案……496
4.1 目標とする自然河岸形成……496
4.2 手法の説明……496
4.2.1 手法全体の流れ……496
4.2.2 本手法の適用条件……496
4.2.3 マウンドの幅と高さ……500
4.2.4 マウンドの形式の選定……500
4.3 終わりに……502
謝 辞……502
参考文献……502

第1編　本研究の要旨

第1編　本研究の要旨

第1章　研究の背景と目的

侵食による破壊から堤防を守るため、また流路の過度な不安定化を抑えるため、河道には従来より数多くの侵食防止工が設置されてきた。それらは、被災経験や新しい材料の出現、施工方法の進歩を契機として改良が積み重ねられ、護岸の構造については、実際上いくつかの標準的な形式に集約されるに至った（昭和60年版河川砂防技術基準（案）設計編）。一方、近年、川づくりに対しては、治水上の安全性だけではなく河川の自然環境や景観、親水性、河川利用についても充分考慮することが求められるようになった。建設省は平成2年度からは多自然型川づくりパイロット事業を実施し、この一環として多自然型河岸防御工が全国各地で次々と建設されつつある。

多自然型河岸防御工には、従来の治水機能に加え、施工場所の特性に応じ、河川の自然環境や景観、親水性などに関する役割を発揮することが要求されている。このため、従来の護岸に比べ多様な構造を持ち、コンクリートブロックを中心とした従来の護岸用部材とは異なる部材が採用されることが多い。その設計においては、標準的な護岸を想定した設計法を適用できない部分が特に耐力についてかなり残されており、水理的な裏付けを持った設計法の確立が急務とされている。

また、現在までに施工されているいわゆる多自然型護岸のほとんどは、基本的には自然の河岸や堤防表法面を完全に被覆することを前提とし、その被覆工について新しい工夫を導入しようとするものである。しかし、維持管理の容易さ、生態系の保全、良好な景観づくりなどを考えた時、一層進んだ河岸防御のあり方として、自然の河岸や堤防表面が元々持っている流水に対する強度を生かした河岸防御を実践することも、新しいタイプの被覆工を開発すると同等に重要なことである。しかし、たとえば、自然の河岸の一部を補強して（全部被覆するのではなく）所定の強度を得る方法の検討などはほとんど行なわれておらず、この主な理由は、自然河岸や堤防の基本材料と言うべき植生や土羽などの耐侵食強度について充分な情報がないことにあると考えられる。

さらに、土砂が河岸に堆積しやすい水環境を整え、川本来の作用を利用して新しい自然河岸を積極的に作って行くことも、広い意味での侵食防止と言える。このようにして作られる河岸は、河川の生態系の面で良好な環境を創出することから、今後、このような河岸整備も場所によっては大いに期待され、その具体的な手法の立案が必要となろう。

本研究は、以上のような状況認識を踏まえ、主として流水に対する安定性・耐侵食性に焦点を絞り、多自然型川づくりにおける侵食防止工として既に供されているか、そうなる可能性の高い構造、部材、材料の流水中の挙動を、大規模実験、基礎実験、計算、現地調査を駆使して明らかにし、現時点での技術的知見の集大成としてまとめたものである。具体的には、次の5つを研究目標とする。

① 粘性土の耐侵食性の評価手法

② 堤防のり面に繁茂する植生の耐侵食性の評価手法

③　多自然型河岸防御工の水理設計法

④　新しい考えに基づく多自然型河岸防御工

⑤　自然河岸を形成させる手法

これらのうち①は、流水を受ける土の侵食特性を明らかにし、耐侵食強度や侵食速度を予測する手法を検討するものである。②は、植生で覆われた堤防表面の侵食強度と、植生状態や堤防表層土質が侵食強度に与える影響を明らかにし、堤防を流水から防御する方法と堤防表面の管理方法を合理的に定めようとするものである。③は、多自然型川づくりを契機として近年急速に広がってきた、従来の標準的な護岸構造と異なる多種・多様な護岸について、流水に対する必要な強度を持たせるための設計法を得ようとするものである。④は、自然状態にある河岸全部を人工的に被覆するのではなく、河岸の中の強い部分はそのまま活かし弱点箇所を補強することによって、必要な強度が発揮される工夫を得ようとするものである。⑤は、河岸に土砂がたまりやすい条件を与えることによって、自然河岸を積極的に形成する方法を得ようとするものである。

第２章　研究の進め方と本書の概要

本研究は、侵食防止工として新しく用いられつつある構造、部材、材料について主として流水に対する安定性・耐侵食性を明らかにするという共通した目的を持ち、第１章に示した研究目標①～⑤の内容も互いに深い関連がある。一方で、目標①～⑤がそれぞれ独立した研究課題とも言え、その研究方法も異なっている。そこで本書では、全体を６編に分け、研究目標①～⑤の研究内容を、第２編～第６編に順番に示している。

本研究を進める具体的な方法については各編で詳述されているが、本研究では全体として次のような点を重視している；１)実物の土、植生、河岸、堤防の特性把握と、そのために必要な新たな現場試験法の検討、２）水理設計に反映できる定量的な情報の生産、３）水理設計法の合理的な組立と、それを現場適用する際の応用性・発展性。このような考えを受けて、本研究に当たっては、既存情報の収集・分析に加え、現地試験・調査（堤防・河岸等の抜き取り・切取り試験も含む)、水理実験、計算、現場技術者の要望聴取という手法を、研究課題に応じて適切に組合せた。研究手法と研究範囲のこうした広がりに対応するため、本研究は、以下に述べる複数の研究体制の下で並行して実施された研究を総合したものになっている。

研究体制の第一は、平成５年度～７年度にかけて行われた建設省技術研究会指定課題「河岸防御の設計手法に関する研究」である。ここでは、建設省河川局治水課が研究の基本的な方向性の決定し、土木研究所(河川部河川研究室）が研究計画を提案し、各地方建設局・北海道開発局と土木研究所が研究を実施し、土木研究所が技術的な成果のとりまとめにあたった。本研究の３～６編で、この成果が反映されている。研究体制の第二は、土木研究所河川研究室の研究課題「次世代型護岸の開発」（河川事業調査費テーマ：平成５年～８年）である。この成果が主に第４編、５編に反映されている。第三は、河川研究室の研究課題「地面、河岸物質の耐侵食強度に関する調査」（測量試験費テーマ：平成４年～７年)であり、この成果が主に第２編、３編に反映されている。第四は、河川研究室の研究課題「水際環境の育成・再生技術に関する研究」（試験研究費テーマ：平成５年～８年）であり、この成果が第６編に反映されている。

これら４つの研究体制の下で行われた研究成果が一体不可分のものであり、また、一貫した方針で技術的にとりまとめるという考えから、さらに文責を明確にする意味で、表記のように本書の執筆者を土木研究所河川部の宇多以下９名としているが、主に上記の建設省技術研究会において、次の部局の実施した調査が本研究に大きく貢献している。まず、第２編の研究の遂行に不可欠であった粘性土の現地大規模採取にあたって、関東地方建設局の下館工事事務所、利根川上流工事事務所、利根川下流工事事務所、江戸川工事事務所から多大な援助があった。第３編においては、関東地方建設局河川計画課と下館工事事務所が実施した植生の侵食実験、近畿地方建設局河川計画課が管内河川工事事務所と他の地方建設局の協力を得て収集・分析した堤防のり面植生の遷移過程調査が、重要な役割を果たしている。第４編においては、北海道開発局、北陸地方建設局、中部地方建設局、九州地方建設局の河川計画課が実施した調査が、第４章、５章、６章の成果に大きく貢献している。また、九州地方建設局河川計画課が他の３局の協力を得て実施した多自然型河岸防御工の構造の全国実態調査、その洪水時挙動分析が、重要な知見を提供した。第５編においては、四国地方建設局河川計画課が行った調査が第２章２節から４節の成果に、中国地方建設局河川計画課が行った調査が第２章２節、３節、第３章３節の成果に大きく貢献している。第６編については、各地方建設局・北海道開

発局の河川計画課と担当工事事務所調査課の方々の努力により、河岸形成実態調査が行われ、貴重なデータが収集された。九州地方建設局川内川工事事務所が実施した川内川の地形変化区間の詳細な調査と、関東地方建設局利根川上流工事事務所が実施した利根川の地形変化区間の詳細な調査、中部地方建設局豊橋工事事務所が実施した矢作川の地形変化区間の詳細な調査より得られたデータは、本編をとりまとめる上で非常に有益であった。

なお、本書の執筆においては、宇多、望月が統括し、藤田が各編をとりまとめ、第2編は、主に平舘・服部・佐々木が、第3編は主に服部が、第4編と第5編は主に平林が、第6編は主に藤田・藤井・深谷が執筆を担当した。

第3章　研究成果要旨

第2編

本編は、河岸や高水敷を構成する自然堆積土から堤防等の締め固めた土まで、幅広い領域の粘性土について流水による侵食に対する評価法の提案を目的とし、高水敷等から不撹乱で採取した土で実スケールの侵食実験を行い、粘性土の侵食機構を明らかにした。また、侵食機構に基づき簡易的な侵食試験器（引張り試験器）を開発した。侵食速度が引張り試験から求めた引張り破壊応力 σ_{tb} および粘性土の構造によって決定され、その背景には σ_{tb} が侵食に対する耐力を、土の構造が侵食面上から離脱される土塊の粒径を決定づけていることが明らかとなった。これらの知見から粘性土の耐侵食力の評価方法を提案するとともに、侵食現象の力学的モデルを構築するための着眼点を見出した。

第3編

イネ科の植物が優占種である植物群落では、植物の地下部が主に耐侵食性を発揮することを実験より明らかにし、その発揮機構を考慮して、平均根毛量と定義した地表近傍の単位体積当たりの土中に含まれる地下部の重量によって耐侵食性が評価できる手法を提案した。さらに、堤防のり面における植生および平均根毛量に関する調査結果より、植生遷移の実態と平均根毛量の変化の関係を明らかにし、耐侵食性を維持する目的の植生管理の水準の設定方法について提案した。

第4編

近年急速に普及しつつある多自然型河岸防御工が洪水時に安定でかつ河岸防御機能を十分に発揮できるための水理設計法の立案を目指し、以下の5つの検討を実施した。

1）構造実態調査：全国で建設されている多自然型河岸防御工の構造について分析し、そのほとんどが既存の9つの工法の組み合わせで構成されていることを明らかにした。

2）洪水時挙動分析：洪水により変形した多自然型河岸防御工を対象に、そのメカニズム、および弱点を明らかにした。

3）覆土の適用範囲に関する調査：現在最も頻繁に利用されている覆土工法は洪水時に流失しやすいので、いくつかの代表的な河川を対象にその適用範囲を明らかにした。

4）工法調査：計画立案時において、デザインの参考となるよう強度の面のみならず、景観や生態系の面から各セグメントごとにマッチした多自然型河岸防御工の形態について検討した。

5）水理設計法の立案：上記の成果を総合しつつ既存の研究成果を加え、多自然型河岸防御工の水理設計法を立案した。

6）設計法の適用・照会：上記5）で作成した水理設計法を実河川に適用し、その問題点の抽出・修正を行った。

第5編

従来工法に頼った現在の多自然型河岸防御工から脱皮し、新しい視点からいっそう自然環境へのインパクトの少ない工法の開発を目指して3つの工法を提案した。これらの工法の概要と開発のための研究内容は以下のとおりである。

パーシャル護岸は河岸の弱いところのみを補強し、自然河岸をなるべく多く残そうとするものである。弱点箇所が集中的に破壊される河岸侵食形態を見いだすとともに、この発生原因およびその発達過程について現地調査および机上検討の両面で検討し、その予測手順を示した。また弱点箇所を保護する工法の水理設計法を提案した。

置換工は局所洗掘箇所を洪水時にも移動しない大きさの自然石等で埋め戻す工法である。置換工の敷設高さと下流の河床・流況に及ぼす影響度との関係について水理実験により評価するとともに、水理的かつ土質的に合理性をもった設計法の立案を行った。

桟工法は局所洗掘箇所に矢板を列べて設置することにより洗掘を軽減する工法であり、水理実験により局所洗掘軽減効果を確認するとともに、局所洗掘の埋め戻し機構を把握した。

第6編

“自然河岸”を、「自然的要素、すなわち河川の作用により堆積した土砂と植生から成る部分が大半を占める河岸」と定義し、セグメント2（自然堤防帯の河川）を想定して、河川における流水・土砂輸送・植生活動の作用を最大限に利用して、自然河岸に近い比較的安定な河岸を、既存の河岸の前面に造る手法を検討した。実際に河川の自然の作用で河岸・高水敷が形成された場所を抽出し、その特性を詳細に調べ、河岸・高水敷形成機構について考察した。そこから、自然河岸の形成において、ウォッシュロード（河床材料より細かい材料：通常細砂シルト以下）を堆積させる環境をつくる必要があること、このために植生を利用すべきこと、植生繁茂領域を規定する平水位を考慮すべきことがわかった。これに基づき、現段階で得られた知見の範囲で提唱できる自然河岸形成の原理とその手法を示した。このような工法を確立することにより造り出される河岸・水際は、土・植生（場合によっては石）という自然的な材料で構成され、植生が繁茂することができ、自然景観を良好に保つことができ、適度な時間的・空間的変化を持ち、河川の生態系の保全という面で好ましい特長を持つことができる。また、土砂が堆積して新しい自然河岸が形成されることにより、堤防と水際線の距離が離れるので、河岸侵食が堤防まで及ぶ危険性を低くする効果も期待できる。

謝　辞

建設省技術研究会指定課題「河岸防御の設計手法に関する研究」を通じて種々の観点から本研究支えていただいた建設省河川局治水課の北村匡補佐（研究当時）ならびに小俣篤補佐、現地の実態調査・分析に参画していただいた建設省の各地方建設局ならびに北海道開発局の担当部局の方々に、深甚の謝意を表します。

第2編
粘性土が有する耐侵食性の評価方法に関する研究

第2編　粘性土が有する耐侵食性の評価方法に関する研究

はじめに

河道を構成する土砂は、非粘性土と粘性土に大きく区分できる。これらの土砂の流水による移動を定量的に取り扱い、河道形状の様々な変化を予測することは、川づくりにおいて参考にすべき重要な情報の一つである。非粘性土の移動特性に関する知見は、様々な河道地形の変化を予測できるまでに達していると言っても差し支えないであろう。しかし、粘性土に関しては、これまでに多くの研究が成されていながら、統一的な見解が示されていないのが現状である。そのため、例えば粘性土からなる河岸の侵食など、定量的な河道変化が予測が困難である場合が多い。したがって、実河道を構成する粘性土の侵食量について、定量的な予測手法を確立することが急務となっている。

本研究の目的は、河岸、高水敷および堤防を構成する粘性土上に洪水時に相当する高速流が生じる場合を対象とした、粘性土の侵食速度の評価方法を提案することである。ここで、「高速流」とわざわざ断ったのは、粘性土が比較的低流速でも徐々に侵食されることが知られており、その侵食現象が高流速の場合とは異なる可能性があることを考慮したためである(詳細については第1章を参照されたい)。また、実験では実河川の高水敷および堤防のり面から不撹乱で採取した粘性土、および築堤工法を想定して作成した人工盛土を供試体として用いた。これは、河岸や高水敷によく見られる自然堆積土や、覆土工および堤防などの人工盛土に適用できる、実用的な評価方法の提案することを意図したためである。上記のような粘性土の侵食速度の評価方法によって、例えば粘性土によって構成される河岸の侵食量予測に代表される、粘性土からなる河道地形のさまざまな変化量を検討することが可能となる。したがって、今後の川づくりの検討において、大きな進展をもたらすことが期待できる。さらに、本研究では、評価方法を提案するに留まらず、粘性土の侵食現象について力学的に考察し、評価方法の合理性について検討するとともに、侵食過程を力学的モデルによって説明するための着目点、主に侵食面から離脱する土塊の大きさと粘性土の土質特性との関係について言及している。これは、侵食現象を力学的に説明する際に重要な情報となると考えている。

第1章　既往研究の概要と本研究の位置づけ

粘性土が有する耐侵食性の評価方法については、その工学的重要性が高いことから、非常に多くの研究がなされている。古くは、灌漑水路の断面諸元の設計に用いることを意図した、水路側壁の侵食がほとんど生じない最大の断面平均流速と定義される許容流速の評価方法が報告されている。その代表例として、許容流速と側壁を構成する土砂の種類との関係などを示したLane[1]の研究が挙げられる。その他の同様な研究については、Chow[2]の文献に概要がまとめられているので参考にされたい。これらの研究では、経済的かつ安定した灌漑水路を設計する方法についての説明に重点がおかれており、粘性土の侵食速度とそれに関わる土質や流水の特性との関係、特に力学的考察に基づいた粘性土の侵食現象の解明や支配的パラメータの意味ついて十分に記述されていない。より一般的な侵食現象の把握と支配的パラメータの解明を目指した既往の研究成果の概要は、例えば、The Task Committee on Erosion of Cohesive Materials[3]、ASCE[4]、Grissinger[5]によってまとめられている。以下では、これらの文献を主に参考にして、既往研究の概要についてまとめて示す。

1.1　限界掃流力の評価方法に関する既往研究のレビュー

Sundborg[6]は、粘性土の限界掃流力がせん断強さと関係すると考え、その関係を線形式で表した。その力学的背景については、粘性土を構成する土粒子が離脱する際の抵抗力としてせん断強さが関係するためと説明している。しかし、その後の多くの研究により、せん断強さだけではなく、土質に関するパラメータ（塑性指数、粘土含有率など）も限界掃流力とに相関が認められることが報告されている。例えばDunn[7]は、限界掃流力とベーンせん断試験によって測定したせん断応力とに線形関係が認められ、その傾きが塑性指数とともに大きくなること、砂分が少ないとシルトおよび粘土の含有量とも相関があることを報告している。同様な研究としては、Smerdon and Beasley[8]が挙げられる。以上の研究は、様々な土質パラメータと限界掃流力の関係を調べた結果から様々な相関関係を導くのに留まっている。そのような相関関係の一端について、力学的モデルを用いて具体的な説明を加えている研究として、青木と首藤[9]が挙げられる。青木らは、侵食面から離脱する土塊の直径に着目し、土塊の直径と空隙の多さを表す長さの次元を有するパラメータを用いて、離脱する土塊とその周囲の粘性土をつなぎ止める粘着力と限界掃流力との関係式を導びき、それから侵食現象について力学的考察を加えている。以上に概要を示した研究は、限界掃流力の決定機構について力学的側面から検討した研究であるが、化学的側面からの研究も精力的に行われている。Grissinger and Asmussen[10]は、粘性土の侵食抵抗が、粘性土を湿潤させた時間によって変化することを報告している。その原因については、「粘性土を湿らした直後では粒子間の結合が緩くなる。しかし、水分が吸収されるに伴い、粘土鉱物が水和し、結合が強くなる。流水中の粘性土は、その表面における水和作用の進行速度が侵食速度に比較して遅いため、水和作用によって粒子間の結合力が最大に達する以前において侵食される。」としている。Martin[11]は、含水率、塩基の含有量、ion exchangeが粘土の侵食耐力を支配すること、その例として塩基を除いた粘土の侵食耐力は、塩基を含んでいたものに比較して1/100～1/1,000になることを報告している。その後、様々な研究者によって、力学的および化学的側面からの研究報告が成されているが、一般的な見解

は今もってなお固まっていないのが現状である。その原因としてGrissinger[5]は、土粒子を結合している粘着力の大きさを定める物理化学的機構が非常に複雑であることを挙げている。

1.2 侵食速度の評価方法に関する既往研究のレビュー

限界掃流力を評価することでもすでに多くの困難を抱えているなかで、侵食速度に関する研究も行われている。その多くは、種々の土質パラメータが異なる供試体を用いた侵食実験を行い、その結果から侵食速度と掃流力との関係を経験的に導くものである。それらの研究についても、力学的および化学的側面からの研究に大別できる。力学的側面からの研究としては、以下の研究が挙げられる。芦田と田中[12]は掃流力が限界掃流力の5倍以上の大きさになると、侵食速度と摩擦速度の比がある一定値になること、その一定値は含水比によって変化することを報告している。Partheniades[13]は、粘性土表面における粘土塊の剥離現象に関する力学的考察から生まれたアイデアを定式化し、実験結果と比較している点において特筆すべき報告である。しかし、定式化に際して導入したパラメータの決定方法について触れられていないので、評価方法としては不完全なものである。さらに、Kelly and Gularte[14]は、粘性土の剥離現象をクリープ破壊として扱っている。しかし、その内容は定性的な記述に終始しており、クリープ現象に関する理論の適用性を実験的に示唆しているのに留まっている。化学的側面に重点を置いた研究として、Adbel-Rahmann[15]が挙げられる。その報告によると、侵食実験を開始して最初の80時間は侵食が進行するが、その後侵食深一定、すなわち侵食されない現象が見られている。そのような状態に達したとき侵食面は粘ついた物質によって薄く被覆されており、粘ついた物質は粘土が水を吸収してできたものであるとしている。この例と類似して、一定の侵食外力が作用する状況において通水時間とともに侵食速度が遅くなる現象については、Moore and Masch[16]も報告している。さらに詳細な研究としては、Arulanandan,Gillogley and Tully[17]が挙げられる。Arulanandanらは、流水の水質にも着目し、化学反応の見地から侵食速度が変化すること、およびその評価方法を提案している。以上に示した代表的な研究以外にも多くの研究が成されているが、侵食速度の評価方法についても、限界掃流力と同様に一般的な見解が固まっていないのが現状である。

1.3 本研究の位置づけ

上記した既往研究の概要から分かるように、粘性土の侵食現象を理論的に説明するためには、様々なファクターを考慮しなければならないようである。さらに、侵食現象に対して同じような意味を有する複数のパラメータを整理しきれていない。そのため、特に粘性土の土質、作用する侵食外力の大きさなどが広範囲に変化する場合の侵食現象の定量的評価については、理論的取り扱いが現状では不可能であると判断せざるを得ない。したがって、例えば侵食速度の定量的評価を行うためには、当面、実験的に行うのが適切と考える。しかし、同様な侵食現象を呈する複数の粘性土については、例えば侵食速度と掃流力との関係について、個別の粘性土ごとでなく、各粘性土の実験結果を総括的に表現できる経験式としてまとめることが可能と思われる。本研究では、上記のような考えに基づき、評価方法を実験的に導出する手法を用いている。同様な手法による既往研究は多くあるが、それらの研究の実験条件から考えて、実河川に適用するためには、以下の理由によりまだ不十分である。第一に、多くの既往研究では乱した土を何らかの方法によって締め固めたも

のを供試体として用いているためである。経験的に知られているように、河岸や高水敷を構成する粘性土では、不攪乱のものと乱した土を再度締め固めたものの耐侵食性を比較すると、明らかに前者の方が優れている。これは、長年のうちに築かれた土の構造(詳細については4.2.1参照のこと)が耐侵食性に関与するためと考えられる。したがって、乱した土を用いた既往の実験報告からでは、この点について評価することが出来ない。第二に、既往の実験では、おそらく実験装置の制約のためと思われるが非常に侵食速度が小さい場合が多いためである。例えば、芦田、田中[12]では侵食速度が10^{-5}～10^{-3}cm/min、Adbel and Rahmann[15]では最大でも10^{-3}cm/min、そしてArulanandan,Gillogley and Tully[17]では最大でも10^{-2}cm/minのオーダーである。これは用いた粘性土の侵食耐力が高いと言うより、むしろ実験水路では大きな掃流力を作用させることが出来なかったためと考えられる。(詳細は第3章以降に譲るが、本研究では10^{-3}～10cm/minの侵食速度である。)実際の洪水時に作用する掃流力と同等の掃流力が発生可能な装置を用いた既往の研究は、著者の知る範囲ではない。粘性土の侵食現象が問題となる洪水時についての知見がないことは、既往の研究成果の実河川への適用を特に困難にしている。

以上に示した2点を考慮し、本研究は次のような実験装置および方法も関する方針にしたがって行った侵食実験より、評価方法を導出することを目指したものである。

(1) 実河川の河岸、高水敷そして堤防のり面を構成する土砂を不攪乱で採取し、供試体とする。

(2) 供試体の侵食面の面積は、実際の河道内で生じている侵食現象を再現できるように、出来るだけ広くする。

(3) 洪水時と同等の掃流力が作用する高流速水路を用いること。

以上の実験装置および方法により、実洪水時により近い侵食現象が再現でき、実用に適う侵食に関する定量的評価方法を実験結果から導けるという立場をとっている。複数の粘性土の侵食実験結果を総括的に取り扱える評価方法を提案するに当たっては、侵食現象について、何らかの合理的な考察を行う必要性がある。本研究においては、侵食現象について力学的側面からのみ考察を行った。その理由は、侵食速度が大きい状況下では、Grissinger and Asmussen[10]と同じく「流水中の粘性土は、その表面における水和作用の進行速度が侵食速度に比較して遅いため、水和作用によって粒子間の結合力が最大に達する以前において侵食される。」と考えたためである。言い換えれば、粘性土表面における化学的反応が粘性土内に進行していく速度より侵食速度が大きいと仮定したことにより、通水中における粘着力の変化が侵食現象にほとんど影響しないと言う立場をとったものである。著者らの実験では、既往の研究に比較して、非常に大きな侵食速度を対象としているため、上記の考え方・仮定が妥当であると考えている。ただし、その考え方の妥当性については、具体的な検討を行っておらず、これについては今後の課題としている。なお、通水前の粘着性の調査方法については、既往の土質試験方法にとらわれずに、侵食現象に深く関わると考えられる侵食耐力を表す力学的パラメータをダイレクトに測定できる方法を考案している。

以上をまとめると、本研究は洪水時に実河川で生じる侵食現象を再現できるような大規模な実験を行い、その侵食現象について力学的観点から考察を加え、かつ侵食現象に関係が深いと考えられる力学的パラメータを用いた侵食速度の評価方法を提案したところに特色があるといえる。

第２章　実験の概要

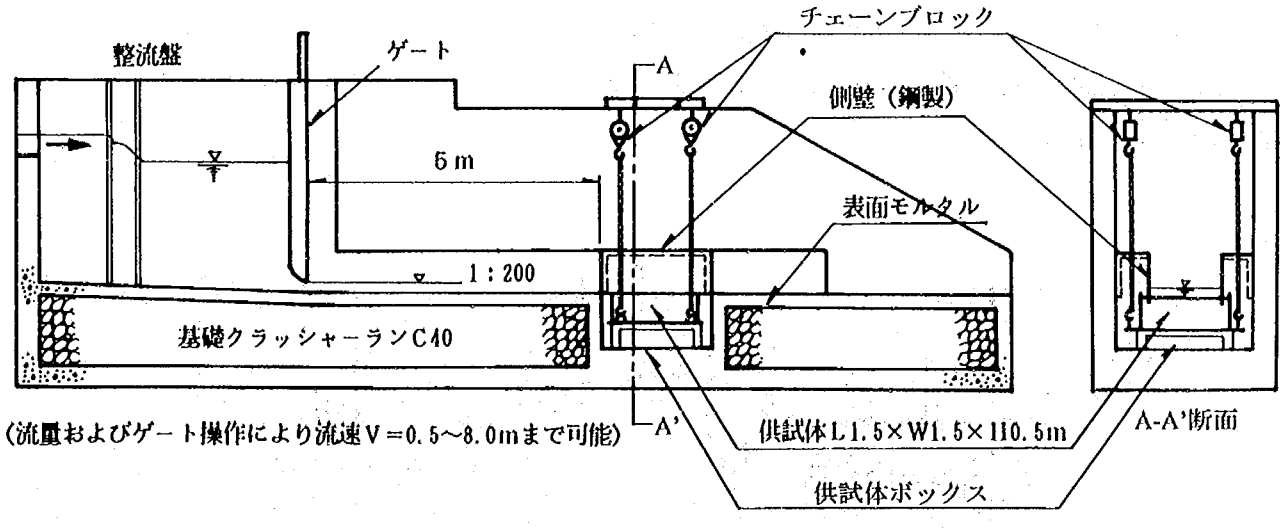
現地の粘性土を不撹乱の状態で、かつ、実河川スケールの侵食現象を把握する実験を行う方法として、現地に地面を底面とした矩形水路を設置し、通水を行うことによって耐侵食特性を把握することが挙げられ、植生の耐侵食強度の把握に成果を上げている[18]。しかし、この方法は発生可能な流速が小さい、適用可能な場所が限られる、地表面近くの粘性土のみしか用いられない、装置の構造が大がかりでコストが大きい等の欠点が挙げられる。特に発生可能な流速が小さいことは、実河川で生じるせん断力を満足することができないため、本実験の方針にそぐわない。そこで、本研究では、現地の材料を不撹乱で採取した上で高流速が発生可能な侵食試験用水路に据え付け、様々な土質からなる地面の耐侵食特性を土質別に明らかにすることとした。以下に、実験装置と供試体の採取方法についてまとめて示す。

2.1　実験装置と供試体採取方法

2.1.1　実験装置

図―１および写真―１に実験水路である高流速高落差侵食試験装置を示す。この水路は長さ17m×幅1.2m、勾配１/200の大型矩形断面水路である。水路の最大給水能力は約1.2m³/sであり、断面平均流速Ｖが0.5～7.8m/sまで段階的に発生させることが可能である。Ｖ≦0.8m/sでは等流流れ、Ｖ＞0.8m/sではゲートによって縮流した不等流流れとした。断面平均流速の大きさは、ゲートの開口幅を17cmに固定し、流量を調節することによって変化させた。

現地から採取してきた供試体は、水路中央部付近の供試体ボックスに設置される（採取方法については2.1.2参照のこと）。供試体の大きさは、実際の侵食過程において地表面から離脱する土塊１個の大きさ（最大で30cm程度と想定）よりも十分に大きいスケールを持てるよう、縦横が1.5m、厚さが0.5mとした。実験は、水路に設置された供試体の表面に低流速から順にある一定時間通水し、その間に生じる侵食深を測定するものである。侵食された状態で実験を継続すると、供試体表面が水路底面より低くなり、流況が乱れて



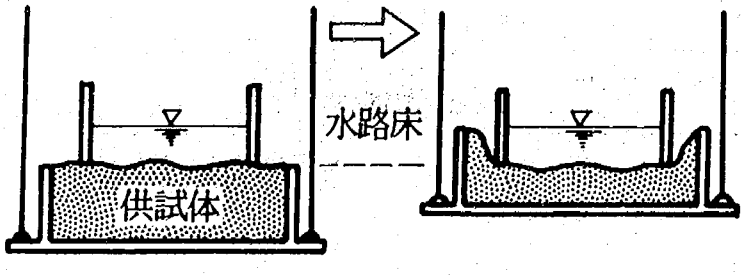
図―１　高流速高落差侵食試験装置の概要



写真－1　高流速高落差侵食試験装置

侵食現象が変化を及ぼす。そのような状況を避けるために、供試体の四隅をチェーンブロックにより吊り下げる形で水路への設置を行い、図－2に示すように侵食された分だけ供試体を上昇させることによって、水路底面と供試体表面とが常に同じ高さになるよう設定した。また、供試体の上流端においては、水路と滑らかに接合するように、水路と供試体の接合部をゴムシートによって覆った。また、供試体側面部では、供試体採取時の攪乱や、供試体枠への水当たりの影響のために大きく侵食される懸念がある。そのような侵食を防止するため、図-2に示すように供試体幅が水路幅に比較して十分広くし、供試体側面部周辺を水路外に位置させた。

水路下流端には写真－2で示すような土塊採取装置を設置した。この装置は、供試体表面から離脱する土塊を採取するものである。採取装置表面には水路下流端から水路幅全面に金網(4.5mm四方)が張ってあり、4.5mm以上の土塊が採取可能である。また、金網は上流側へ緩い勾配がつけてあり、土塊が金網に激突して破壊されないよう配慮した。



図－2　供試体の表面高さの調節法



写真－2　土塊採取装置

2.1.2　供試体の採取方法

実河川に存在するのと同じ状態の粘性土に対して侵食実験を行うためには、供試体を不撹乱のまま採取し運搬することが不可欠である。また、供試体の土質が不均一であると、侵食実験の際に弱点箇所から侵食が進行し、対象とする土質の侵食現象を捕らえられない恐れがある。したがって、できるだけ均一な土質状態の場所から供試体を採取するよう留意しなければならない。以上の要件を満たすように考案した供試体の採取方法を写真－3に示す。採取時における留意点は以下のとおりである。

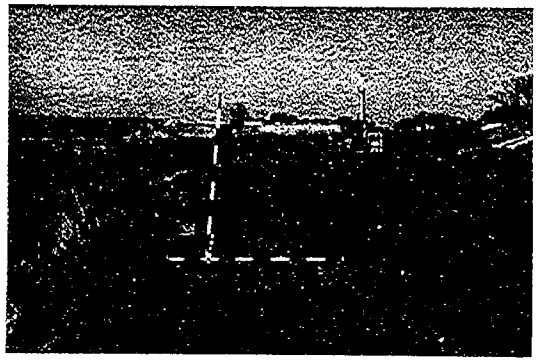
① 供試体を採取する地点において、トレンチ掘削を行い、対象とする土質の鉛直方向の分布の把握を行う。自然堆積土を鉛直方向に観察すると、砂、シルト、粘土などが互いに層を成す、複雑な層構造になっている場合が多い。

② 供試体がほぼ均一な土質であることが確認できた後、採取位置付近の除草を行う。植生の根毛はそれ自体に耐侵食性を有し、粘性土の耐侵食力に影響をおよぼすことから、表土を剝ぎ根毛を除去した。

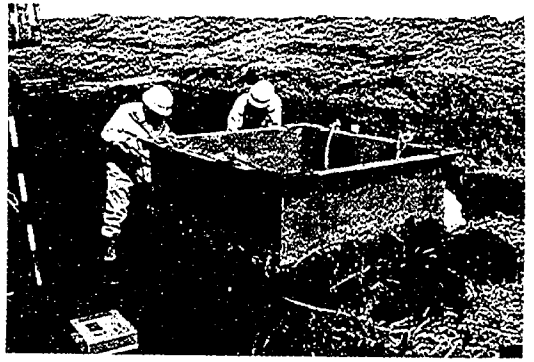
③ 供試体を採取するために作成した鋼製枠を地面上に置き、周辺を掘削し枠を土中へ容易に挿入できるよう、土が乱れないよう慎重に整形する。また、自然堆積土には微小な層構造があることから、枠を押し込む前に層構造を把握する。ここで、材料が固結状態であったり砂分の割合が大きいと、鋼製枠の重みで供試体が壊れやすくなるため、特に注意した。

④ 鋼製枠を地中に押し込んだ後、底板を供試体に押し込むようにして供試体を地面から切断する。

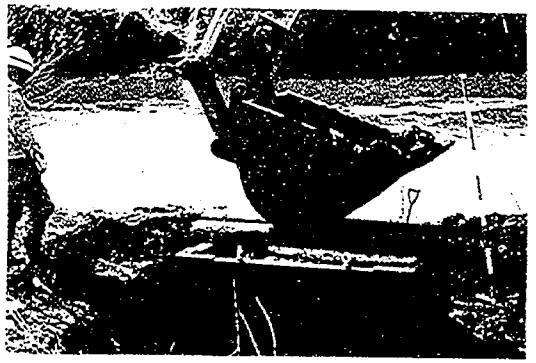
⑤ 運搬にはトラックを用い、供試体下部に衝撃緩和シートを敷くことによって衝撃が供試体に伝わらないようにした。



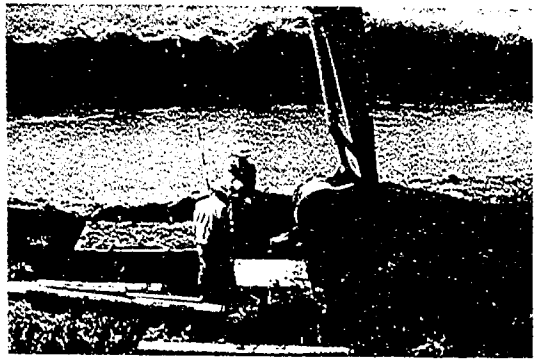
採取箇所全景



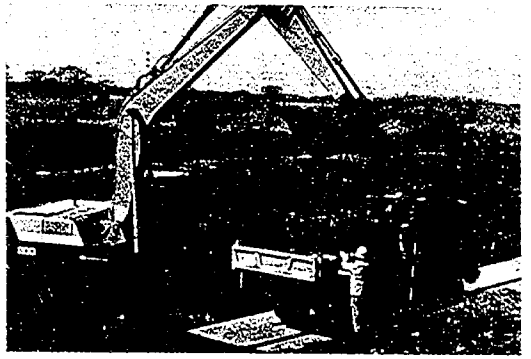
鋼製枠の設置
（小貝川52K左岸：平成5年3月3日撮影）



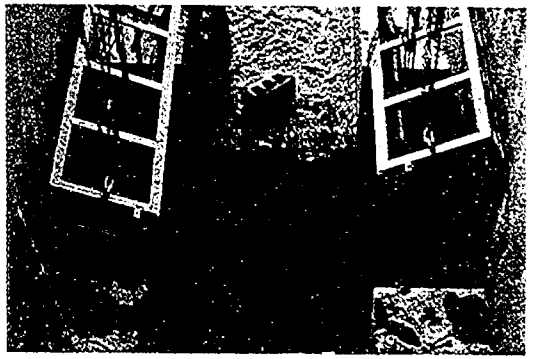
鋼製枠の地面への差し込み



底板の差し込み
・供試体のすくい取り



土木研究所までの運搬



高流速侵食実験装置への
供試体の設置

写真－3　供試体採取の流れ

2.2 実験の内容・方法と供試体の特徴

2.2.1 実験の内容と方法

本実験の内容は、(1) 粘性土の侵食特性を明らかにする実験と、(2) 粘性土塊の離脱特性に関する実験に分割できる。以下では、それぞれの実験の目的および方法について説明する。

(1) 粘性土の侵食特性を明らかにする実験

この実験は、多種類の粘性土について各流速ごとの侵食量を測定し、粘性土の侵食と掃流力の間にどのような相関があるのかを明らかにし、かつ粘性土の耐侵食機構を明らかにすることを目的としたものである。

実験に用いた供試体は表－1に示す全20種類である（供試体の特性については2.2.2に詳細をまとめて示す）。通水した流速の大きさの種類、回数は各供試体によって異なる。平均的には、1種類の供試体に対して、5種類の断面平均流速を通水した。通水回数は侵食深の経時変化の特徴が把握できるように決めており、平均的には1流速あたり6回通水した。通水時間は、侵食面の過度の深掘れによって供試体と水路底面に段差が生じないように、各供試体、流速ごとに侵食状況を見ながら適宜決定した。なお、主に実験の不備によって侵食面に局所的な凹凸が生じた場合には、適宜供試体表面の整形を行った。測定項目は、通水中に行うも

表－1 実験ケース一覧

No.	供試体名	採取地	大型侵食実験	離脱土塊採取実験
1	関東ローム	盛土締め固め	○	
2	江戸崎山砂		○	
3	混合砂		○	
4	江戸川20.0km左岸	堤防土	○	
5	利根川72.5km	自然堆積物（高水敷土）	○	
6	利根川87.5km		○	○
7	利根川143.0km		○	○
8	鬼怒川16.0kmA		○	
9	鬼怒川16.0kmB		○	
10	鬼怒川16.0kmC	河床付近	○	
11	小貝川27.25km	自然堆積物（高水敷土）	○	○
12	小貝川6.0km		○	
13	小貝川20.8km		○	○
14	小貝川22.1km		○	
15	小貝川34.2km		○	
16	小貝川41.0km		○	
17	小貝川48.3km		○	
18	小貝川49.4kmA,B		○	
19	小貝川56.3kmA		○	
20	小貝川56.3kmB		○	○

のとして①流況観察・②水位・③流速、通水後に行うものとして④河床高（侵食深）の測定の4種類である。以下に各測定項目の測定方法をまとめて示す。

① 流況観察

写真やビデオ撮影により、河床から土塊が離脱する様子の撮影を行った。また、供試体表面の過度な深掘れに帰因する流況の乱れが生じていないか観察し、各通水における実験が適切に行えていることを確認した。

② 水位

各通水中の水位および水面勾配を測定するため、図－3に示す水路中央の3点をポイントゲージで測定した。

③ 流速

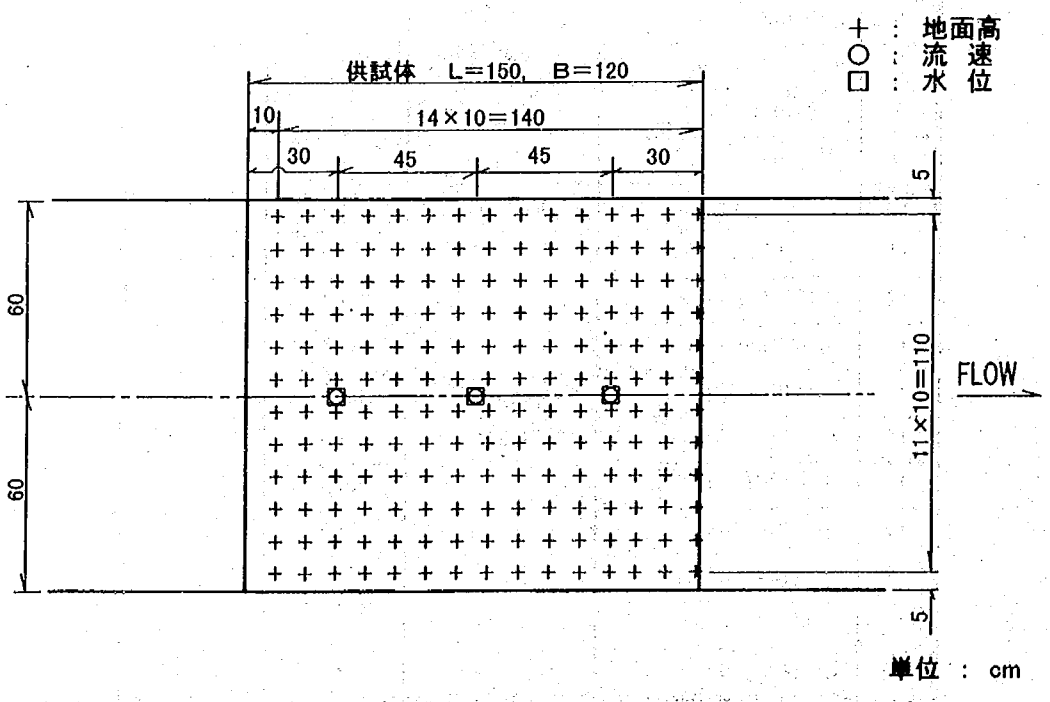
流速は、鉛直方向の流速分布を測定した。その測定位置は平面的に図－3の縦断3点であり、鉛直的にはできる限り細かいピッチで測定した。測定装置は、V≦2.0mでは電磁流速計を用い、電磁流速計のレンジ以上となるV＞2.0mではピトー管を用いた。

④ 河床高測定

侵食量を把握するため、各通水後の河床を1回当たり10cm×10cmピッチで180点測定した(図－3参照)。各通水前後の河床高測定結果から、侵食土砂の体積を算出し、侵食面の面積で除して平均侵食深を求めた。

(2) 粘性土塊の離脱特性に関する実験

この実験は、供試体の侵食面から離脱する土塊を採取し、その形状や粒径および個数を測定した結果より、土塊の離脱機構を明らかにすることを目的としたものである。この実験は、利根川87.5km、利根川143km、鬼怒川27.25kmB、小貝川34.2km、小貝川56.3kmBにて採取した供試体についてのみ実施した。実験は、(1)



図－3　水位、流速、河床高の測定位置

で供試体が侵食される際に離脱される土塊を土塊採取器で採取することにより行った。採取した粘性土塊は、目視によって小粒径範囲（4.5～10mm）、中粒径範囲（10～20mm）、大粒径範囲（20mm～）の3段階の粒径範囲に分別した（ただし、括弧内の粒径は目安である）。その後各粒径範囲の乾燥重量、粘性土塊の個数を測定した。さらに各粒径範囲から10個の粘性土塊を無作為に取り出し、乾燥重量およびノギスによる長、中、短軸の測定を行った。金網の目より細粒径（4.5mm 以下）の粘性土塊は採取できなかったため、上記の粘性土塊の体積を侵食面の低下量から計算した侵食体積と金網で採取した粘性土塊の体積との差として計算した。

2.2.2　供試体の特徴

供試体別の土質特性、粒度分布および塑性図をそれぞれ表－2および図－4、5に示す。なお、以下の実験 No.は表-1および2の左端の欄の番号と対応している。供試体の種類は、以下に示す3つに大きく分類できる。

1）人工盛土（No.1～3）

関東ロームや江戸崎山砂などの土砂を、河川土工マニュアル(案)[19]に示されている手順に従って、最適含水比 W_{opt} に近い値となるように含水比を調節した盛土の締固めて作成した供試体である。堤防や覆土など土構造物の締固め直後の耐侵食特性を把握することを目的とした供試体である。

2）堤防土（No.4）

実堤防のり面から採取した供試体である。築堤時に人工的に締固めて作られた点において人工盛土と同様であるが、築堤後に長期間圧密を受けていたことが異なる。

3）河畔堆積土（No.5～21）

工事などによる人為的な攪乱・盛土が行われていない河岸天端や高水敷において採取した供試体である。これらの供試体は、河川流とともに運搬されてきた土砂が堆積し、長い年月を経て構造化した堆積土であり、河岸侵食など実河道を構成する粘性土の耐侵食特性を把握することを目的としたものである。

以下に各供試体の特徴について、上記の3分類ごとにまとめて示す。

(1)　人工盛土

関東ローム（No.1）は火山灰質高含水比粘性土であり、シルトが38%、粘土が55%を占める。これに対し、江戸崎山砂（No.2）は江戸崎産の山砂を締め固めたもので、砂質土であり砂以上の粒径が51%を占める。そのため、江戸崎山砂は関東ロームに比較して、粘着性が低い。また、混合砂（No.3）とは、関東ロームとズリを2：1で混合して、河川土工マニュアル[19]に堤体土として適していると推奨されている粒度分布の範囲内に収まるように粒度分布を調整した供試体である。細粒分が非常に多く含まれている関東ロームでは締め固めが非常に困難であり、そのため間隙比が江戸崎山砂、混合砂に比較して3.6倍程度大きな値となっている。

(2)　堤体土

堤体土（No.4）は、シルトが55%を占めている火山灰質低含水比粘性土である。採取地点近傍の堤防のり面には、ノシバ、チガヤ、チカラシバ、タンポポ、オオバコなどの植物が繁茂していた。これらの植物の根が供試体内に混入しないように、法面表層20cmを取り除いた上で、供試体を採取した。

表－2(1) 供試体の土質特性

No.	採取地	採取箇所・土質 m	土質分類	土粒子の密度 ρ_s(g/cm³)	自然含水比 ω_n (%)	湿潤密度 ρ_t(g/cm³)	乾燥密度 ρ_d(g/cm³)	間隙比 e	試験後飽和度 S_{r2}	飽和度 S_r (%)	粒度構成 (%) 礫	砂	砂以上	シルト	粘土	粒度 D_{60}	コンシステンシー特性 液性限界 w_L	塑性限界 w_p
1	人工盛土	関東ローム	(VH_2)	2.782	95.9	1.379	0.704	2.952	92.4	90.4	0.0	7.0	7.0	38.0	55.0	0.0066	137.2	71.3
2	人工盛土	江戸崎山砂	(SF)	2.682	24.0	1.804	1.455	0.844	88.9	76.3	0.0	51.0	51.0	32.0	17.0	0.1259	NP	NP
3	人工盛土	混合砂	(VH)	2.742	23.2	1.837	1.491	0.839		75.8	14.0	35.0	49.0	36.0	15.0	0.1122	50.6	32.7
4	堤体土	江戸川20km左岸堤防	(VH_1)	2.744	33.0	1.515	1.139	1.409		64.3	0.0	19.0	19.0	55.0	26.0	0.0282	42.9	30.2
5	自然土	利根川72.5km右岸	(SM)	2.710	16.9	1.651	1.412	0.919		49.8	0.0	59.0	59.0	30.0	11.0	0.1445	38.4	28.6
6	自然土	利根川87.5km左岸	(ML)	2.677	45.8	1.602	1.099	1.436		85.4	0.0	5.1	5.1	75.2	19.7	0.0290	47.4	35.0
7	自然土	利根川143.0km左岸	(OH)	2.610	76.4	1.327	0.752	2.470		80.7	0.0	14.1	14.1	60.0	25.9	0.0300	75.9	44.3
8	自然土	鬼怒川16.0km右岸 A	(C'H)	2.656	48.2	1.642	1.108	1.397	96.9	91.6	0.0	26.0	26.0	53.0	21.0	0.0417	63.5	36.4
9	自然土	鬼怒川16.0km右岸 B	(SF)	2.698	33.4	1.732	1.240	1.176	93.6	91.1	0.0	59.0	59.0	31.0	10.0	0.1259	NP	NP
10	自然土	鬼怒川16.0km左岸 C	(CH)	2.651	66.8	1.566	0.939	1.824	98.1	97.1	0.0	0.0	0.0	16.0	84.0	0.0015	101.0	38.3
11	自然土	鬼怒川27.25km右岸	(SM)	2.703	24.0	1.896	1.529	0.768		84.5	0.3	53.9	54.2	34.3	11.5	0.3000	36.7	28.1
12	自然土	小貝川6.0km左岸	(C'H)	2.640	65.1	1.381	0.836	2.156		79.7	0.0	32	32.0	37.0	31.0	0.0331	79.6	39.2
13	自然土	小貝川20.8km右岸	(C'H)	2.616	57.2	1.583	1.007	1.598		93.6	0.0	0.9	0.9	57.9	41.2	0.0090	69.5	36.7
14	自然土	小貝川22.1km右岸	(ML)	2.688	30.7	1.632	1.249	1.153		71.6	0.0	42.0	42.0	43.6	14.4	0.0800	36.6	24.9
15	自然土	小貝川34.2km右岸	(CH)	2.680	43.2	1.737	1.213	1.209		95.7	0.0	19.6	19.6	53.8	26.6	0.0250	52.2	27.7
16	自然土	小貝川41.0km左岸	(CL)	2.676	32.3	1.787	1.351	0.981		88.1	0.1	42.5	42.6	29.7	27.7	0.0810	41.1	24.7
17	自然土	小貝川48.3km左岸	(OH)	2.528	100.6	1.284	0.640	2.950		86.2	0.0	7.6	7.6	52.1	40.3	0.0090	114.2	53.6
18	自然土	小貝川49.4km右岸	(OH)	2.573	79.8	1.362	0.758	2.397		85.7	0.0	7.3	7.3	52.2	40.5	0.0120	99.8	50.4
19	自然土	小貝川56.3km左岸A	(SO)	2.586	42.3	1.445	1.015	1.547		70.7	7.0	45.1	52.1	30.3	17.6	0.1200	68.8	38.6
20	自然土	小貝川56.3km左岸B	(SM)	2.660	33.5	1.461	1.094	1.431		62.3	0.0	57.9	57.9	23.5	18.6	0.1500	52.9	36.0

人工盛土：実験場で盛土締固めを行い、採取した供試体

堤体土：堤防法面上から採取した供試体

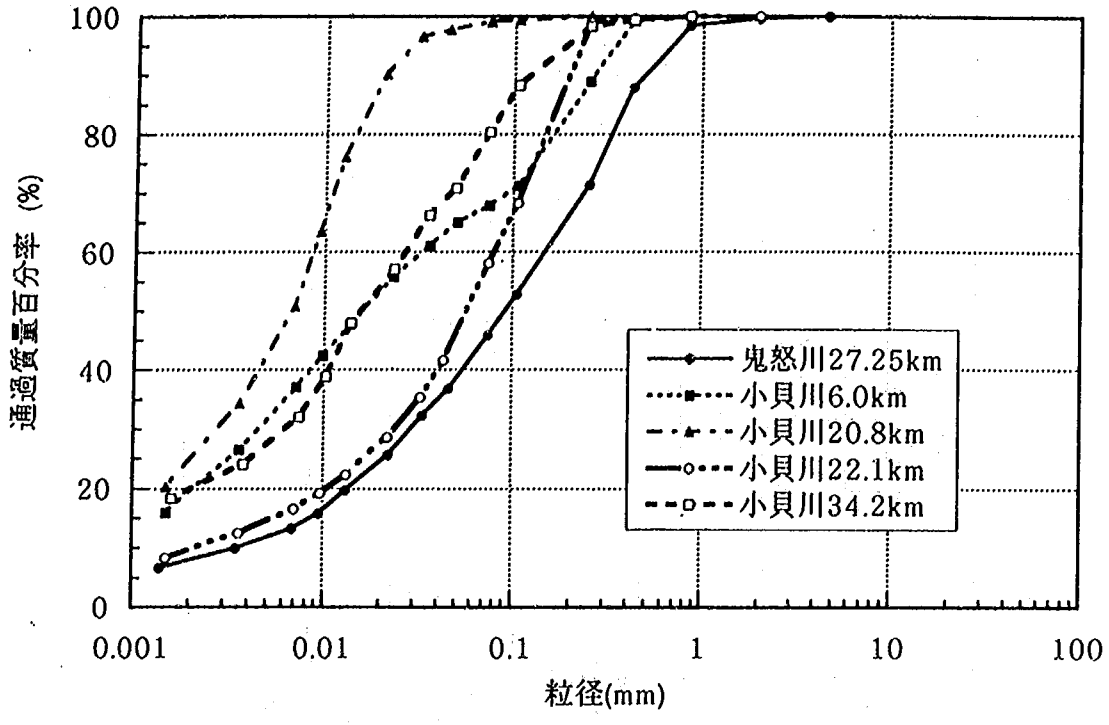
自然土：高水敷など自然堆積土から採取した供試体

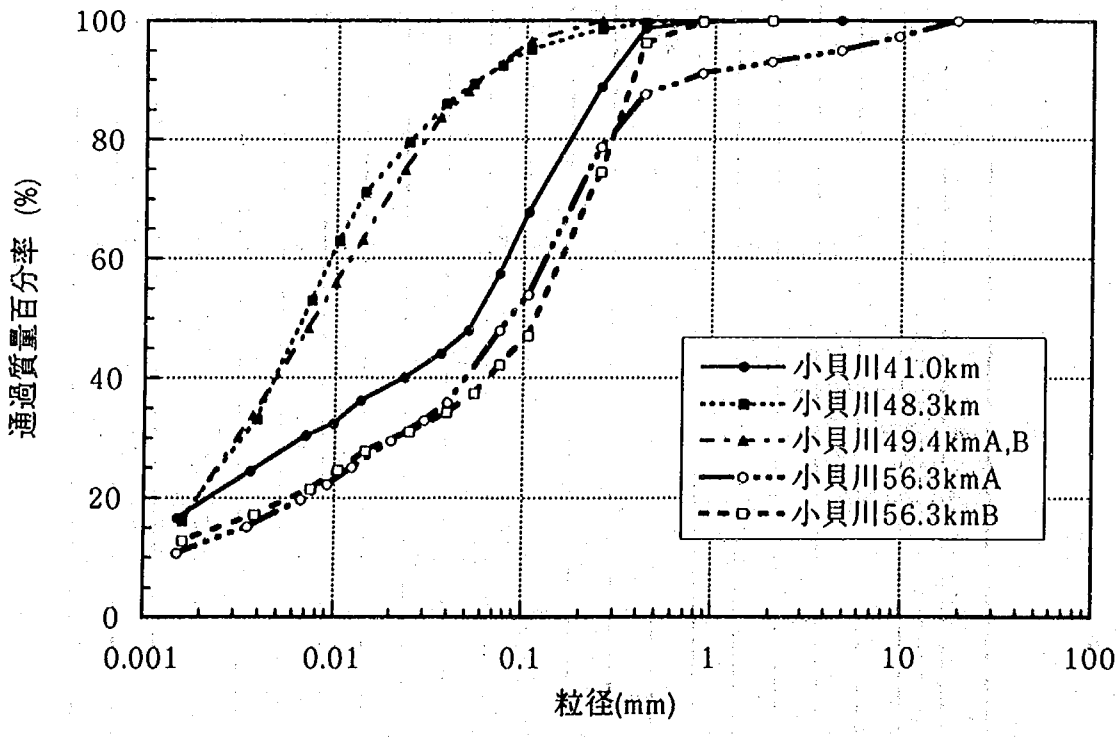
ここで、 $I_p = W_L - W_P$、 $I_C = \frac{W_L - w_n}{I_P}$ $I_L = \frac{w_n - W_P}{I_P}$、 $e = \frac{G_s \rho}{\rho_d} - 1$

$A = \frac{I_P}{2\mu\text{以下の粘土含有率}}$、 $P_r = \frac{I_P}{W_P}$、 $S_r = \frac{w_n}{\frac{\rho}{\rho_d} - \frac{1}{G_s}}$

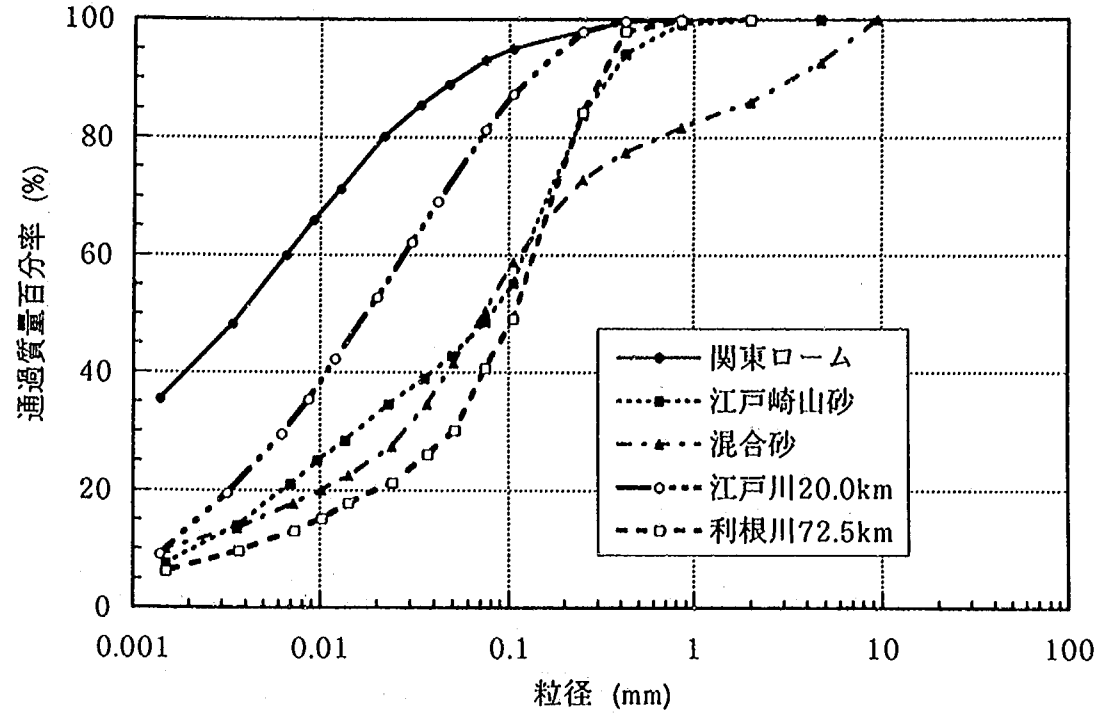
表－2(2)　供試体の土質特性

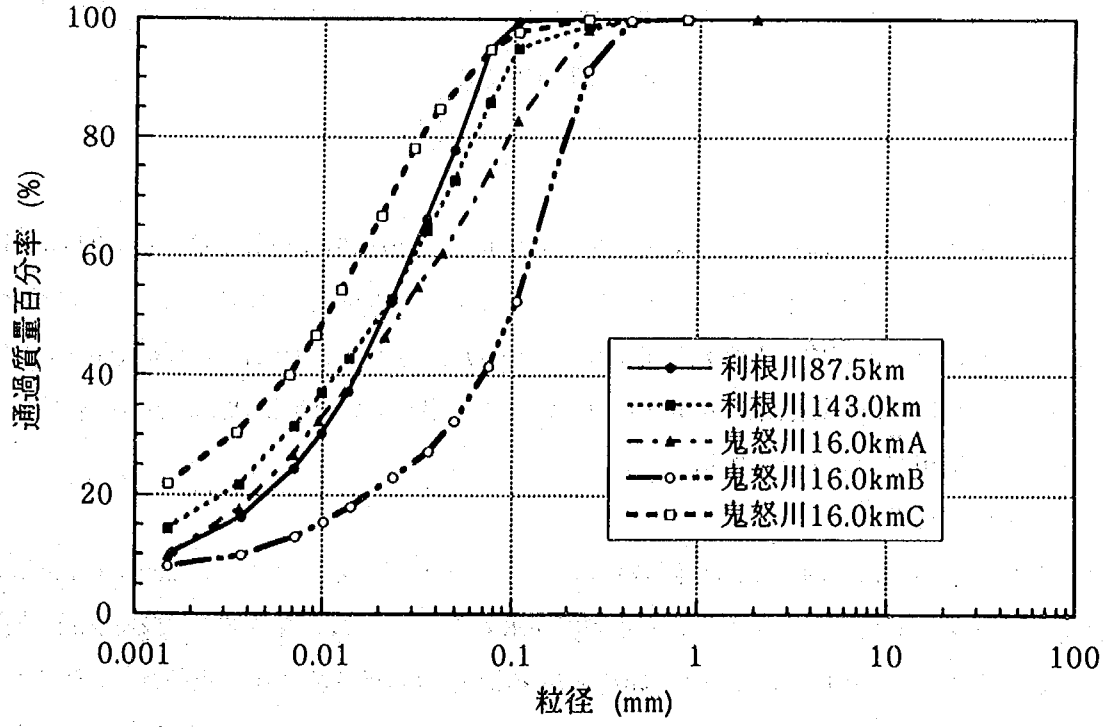
No.	コンシステンシー特性					締固め特性		締固め度	簡易貫入試験	静的貫入試験	三軸粘着力	せん断抵抗角	一面せん断試験	
	塑性指数 I_p	コンシステンシー指数 I_c	液性指数 I_L	活性度 A	塑性比 P_r	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	最適含水比 W_m	%	N_c	q_c(kg/cm²)	c(kgf/cm²)	φ度	C kgf/cm²	φ度
1	65.900	0.627	0.373	1.648	0.924	0.757	84.50	93	1.42		0.40	3.30	0.37	22.00
2	NP	NP	NP	NP	NP	1.531	23.20	95	1.54		0.27	15.80	0.26	30.80
3	17.900	1.531	-0.531	1.627	0.547	1.674	18.60	89.1	2.27		0.34	5.70	0.30	31.20
4	12.700	0.779	0.220	0.907	0.420	1.406	27.10	81	3.5	10.05以上	0.36	12.7	0.36	27.2
5	9.800	2.194	-1.194	0.612	0.343	1.485	25.80	95.1	8.9	10.05以上	0.13	31.20	0.14	45.40
6	12.400	0.129	0.871	1.033	0.354	1.391	28.75	79	2.82	8.85	0.35	7.20	0.32	16.50
7	31.600	-0.016	1.016	1.975	0.713	1.166	39.70	64.5	5.02	6.93	0.19	0.00	0.18	21.00
8	27.100	0.565	0.435	2.258	0.745	1.251	31.30	88.6	2.44		0.33	10.20	0.32	24.75
9	NP	NP	NP	NP	NP	1.406	26.00	88.2	-		-	-	-	-
10	62.800	0.546	0.454	0.897	1.640	1.050	49.00	89.4	2		0.29	2.90	0.24	16.50
11	8.600	1.477	-0.477	1.075	0.306	1.790	16.61	85.4	3.67	7.8	0.29	21.50	0.30	30.50
12	40.400	0.359	0.641	2.020	1.031	1.033	49.20	80.9	3.83	2.11	0.20	5.00	0.26	20.50
13	32.800	0.375	0.625	1.367	0.894	1.185	40.05	85	2.46	3.4	0.30	0.20	0.26	17.90
14	11.700	0.504	0.496	1.300	0.470	1.522	24.17	82.1	6.11	10	0.39	14.20	0.26	25.40
15	24.500	0.367	0.633	1.225	0.884	1.370	29.10	88.5	6.79	2.81	0.48	4.10	0.39	21.60
16	16.400	0.537	0.463	0.863	0.664	1.464	24.90	92.3	8.04	9.21	0.93	14.30	0.88	25.80
17	60.600	0.224	0.776	3.030	1.131	0.956	52.50	66.9	3.04	4.64	0.17	0.50	0.16	27.00
18	49.400	0.405	0.595	3.352	0.980	0.917	54.50	82.7	1.35	3.9	0.34	3.00	0.31	20.00
19	30.200	0.877	0.123	2.517	0.782	1.230	35.60	82.5	25.7	9.26	0.11	12.30	0.09	29.50
20	16.900	1.148	-0.148	1.207	0.469	1.439	27.56	76	10.71	6.97	0.15	13.30	0.12	33.50



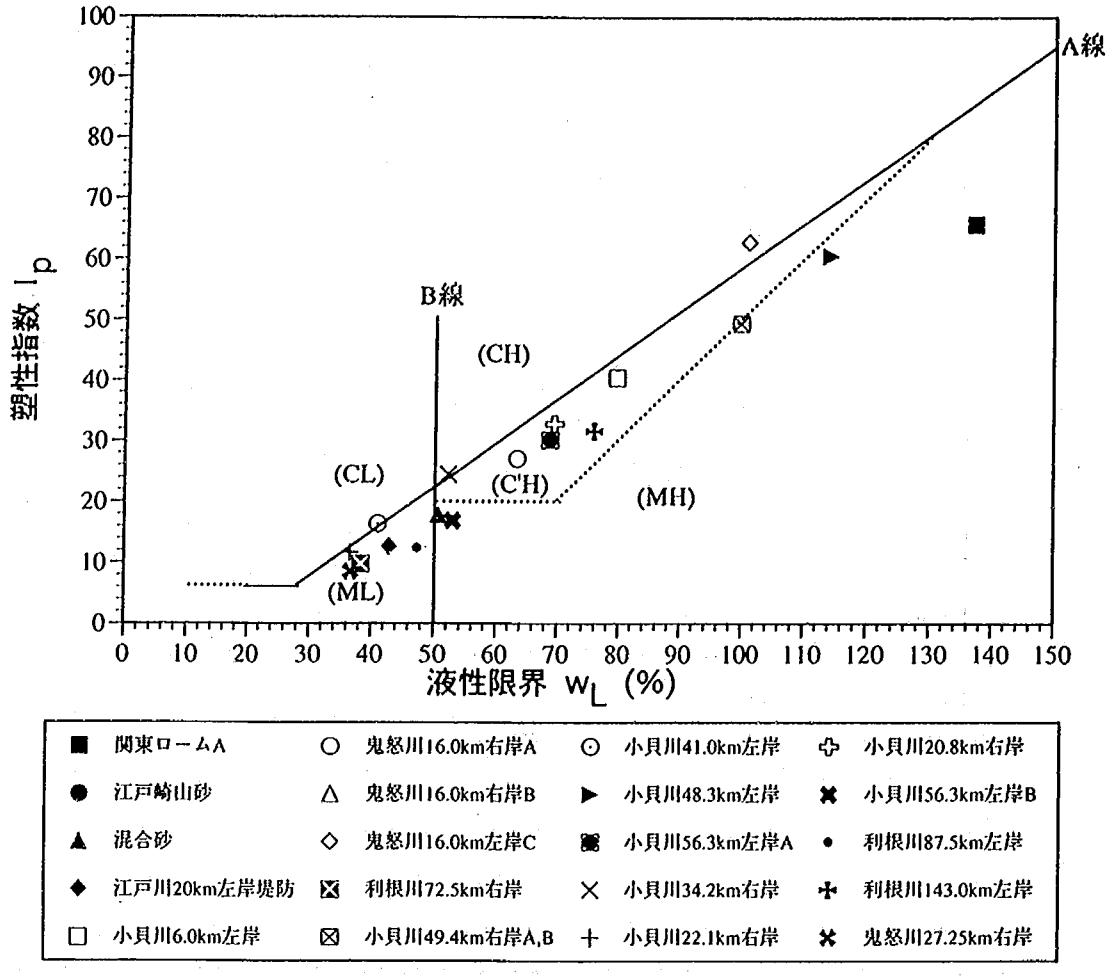


図－4(1)　供試体の粒度分布





図— 4 (2)　供試体の粒度分布



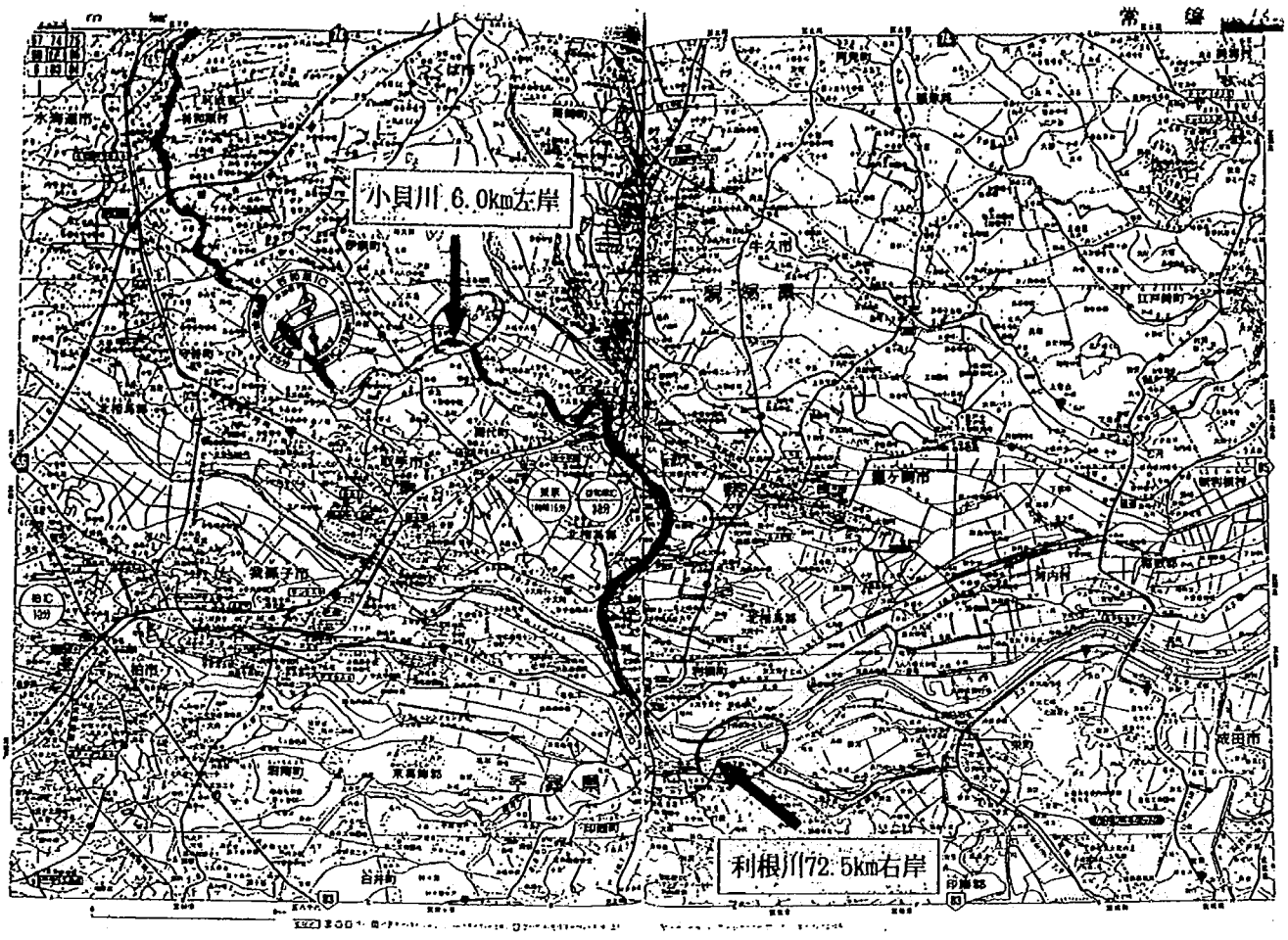
図－5　各供試体の塑性図

(3) 自然土

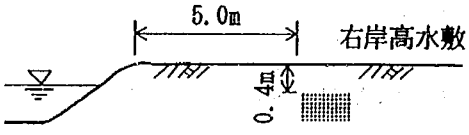
自然土の採取場所は、1供試体を除きすべてセグメント2-2の自然堤防帯に属する（小貝川56.3km地点のみセグメント2-1）。土の堆積環境が多様であることから、砂質土5供試体、シルト2供試体、粘性土4供試体、有機質土2供試体と土質も多様なものとなった。ほとんどの供試体は高水敷上から沖積層を採取したが、1供試体のみ（鬼怒川16.0km地点C）河床に露出していた洪積粘土層から採取した。以下に各供試体の特徴を河川ごとにまとめて示す。

・利根川72.5km（No.5）

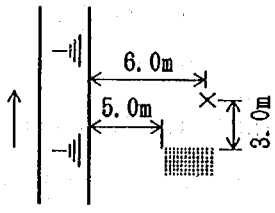
この付近の河床勾配は1/9,700、河床材料はd_{60}＝0.35mmである。参考までに66.5km付近の位況図（平成3年位況データ）から高水敷への冠水頻度を求めると、4日／年程度となる。採取位置付近の高水敷は、グラウンドに用いられており、非常に幅が広い。高水敷を構成する土砂は、バックホウによって掘削した地表面から1.7mの範囲ではほぼ均一であり、場所的な土質の相違はほとんど認められなかった。供試体は、図―6.1に示すように、できるだけ河岸の近傍かつ、植物の根がほとんど混入していない、地表面から40cm下の場所から採取した。



【横断図】



【平面図】



×印は土質試験用サンプル
採取位置

図—6.1　供試体の採取場所（利根川72.5km）

・利根川87.5km（No. 6）

この付近の河床勾配は1/4,500、河床材料はd_{60}=0.4mmである。この地点の採取位置は図--6.2に示すとおり、高水敷の高さが河岸付近より一段高くなっている。供試体採取付近には、ヨシ群落内にヤナギが点在していた。土層は図--7.1に示すとおりに、大きく3種類に区分できた。供試体は、地表面下1m程度のほぼ均一なシルト層から採取を行った。

・利根川143.0km（No. 7）

この付近の河床勾配は1/2,400、河床材料はd_{60}=0.4mmである。供試体は湾曲部内岸側の図—6.3に示す位置で採取した。この地点は、河岸際の高水敷に比べて標高が50cm程度低く、そのため後背湿地の様相を呈していた。供試体採取地点近傍の土層の様子を図—7.2に示す。供試体は、地表面下0.1m以下の有機質粘土層で行った。その土層には、腐敗した根茎などが多く含まれており、多湿で黒色の粘土であった。また地表面から0.5m以下の位置において0.05m程度の層厚の中砂が、その下層には粘土層が見られた。掘削面に表れた中砂層からは、多量の浸透水が湧出した。

・鬼怒川16.0kmA、B、C（No. 8、9、10）

この付近の河床勾配は1/2,100、河床材料はd_{60}=0.5mmである。この付近では河床低下により河床の沖積砂礫層が失われ、洪積粘土が露出している。鬼怒川16.0kmC（No.10）はこの粘土層を採取したものであり、粘土含有率が84%の強粘土である。鬼怒川16.0kmA、B（No. 8、9）は右岸側の高水敷より3m程度低いギシギシ、オギ、オオクサキビ、ヤナギタデなどが繁茂する低地で採取した。土質が地表からの深さで異なっており、No. 8は表層から0.3m程度がシルト分が卓越（55%）した粘着性土、No. 9はその下層のシルト質砂を採取したものである。

・鬼怒川27.25km（No.11）

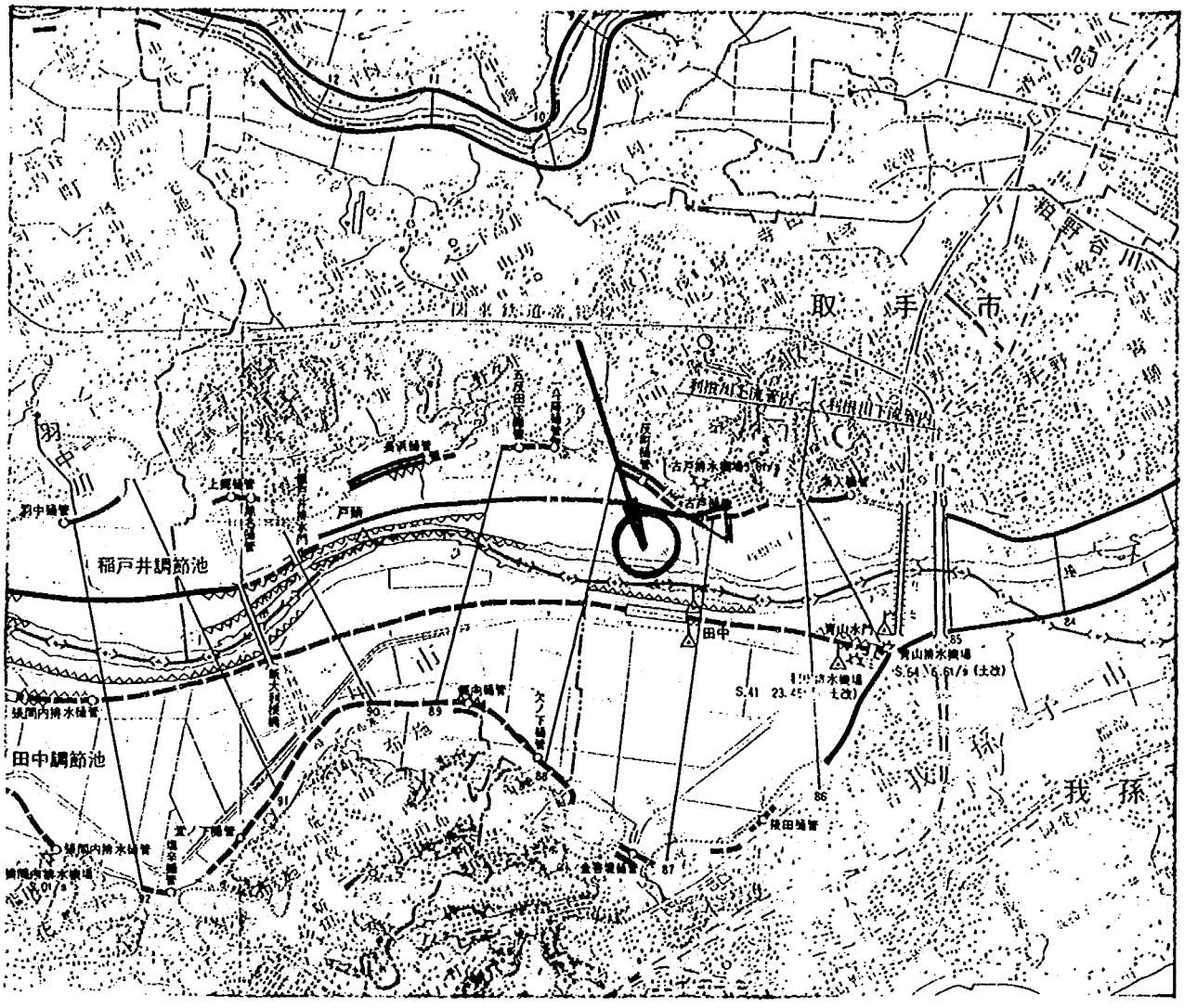
この付近は鎌庭の捷水路区間であり、河床勾配は1/2,130、河床材料はd_{60}=0.5mmである。土質は場所によってまちまちであり、礫質～シルト質まで幅広く変化していた。供試体は締固め度が高いシルト質細砂層が広く分布する図—6.4に示す場所から採取した。上記の地層は、地表から50cm程度の厚さであったので、植物の根が混入した部分とともに採取した。高水敷上には、草丈が0.3m程度のエノコログサやシロツメグサが広く繁茂していた。

・小貝川6.0km（No.12）

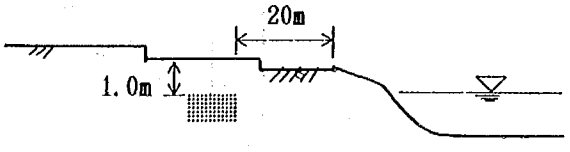
この付近の河床勾配は、1/3,100である。供試体の土質はシルト質粘土であり、間隙比が他の供試体より比較的高く、触った感触はふかふかしている。一面せん断試験は全供試体中、最も弱い値を示した。

・小貝川20.8km（No.13）

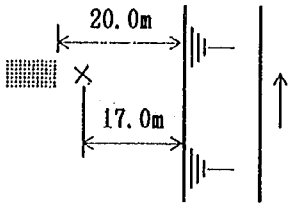
採取地点の高水敷は、ヨシ群落が広く形成されており、河岸に向かって高水敷高が高くなる自然堤防状の微地形となっていた。供試体採取地点を図—6.5に示す。採取地点は河岸近傍よりと30～40cm程度地盤が低く、後背湿地の様相を呈していた。採取地点の鉛直方向の土質は図—7.3に示すとおり大きく3層に分類できた。供試体としては、ヨシの地下茎がほとんど侵入しておらず、かつ土質が一様であった地表面下0.7mの粘土を採取した。



【横断図】

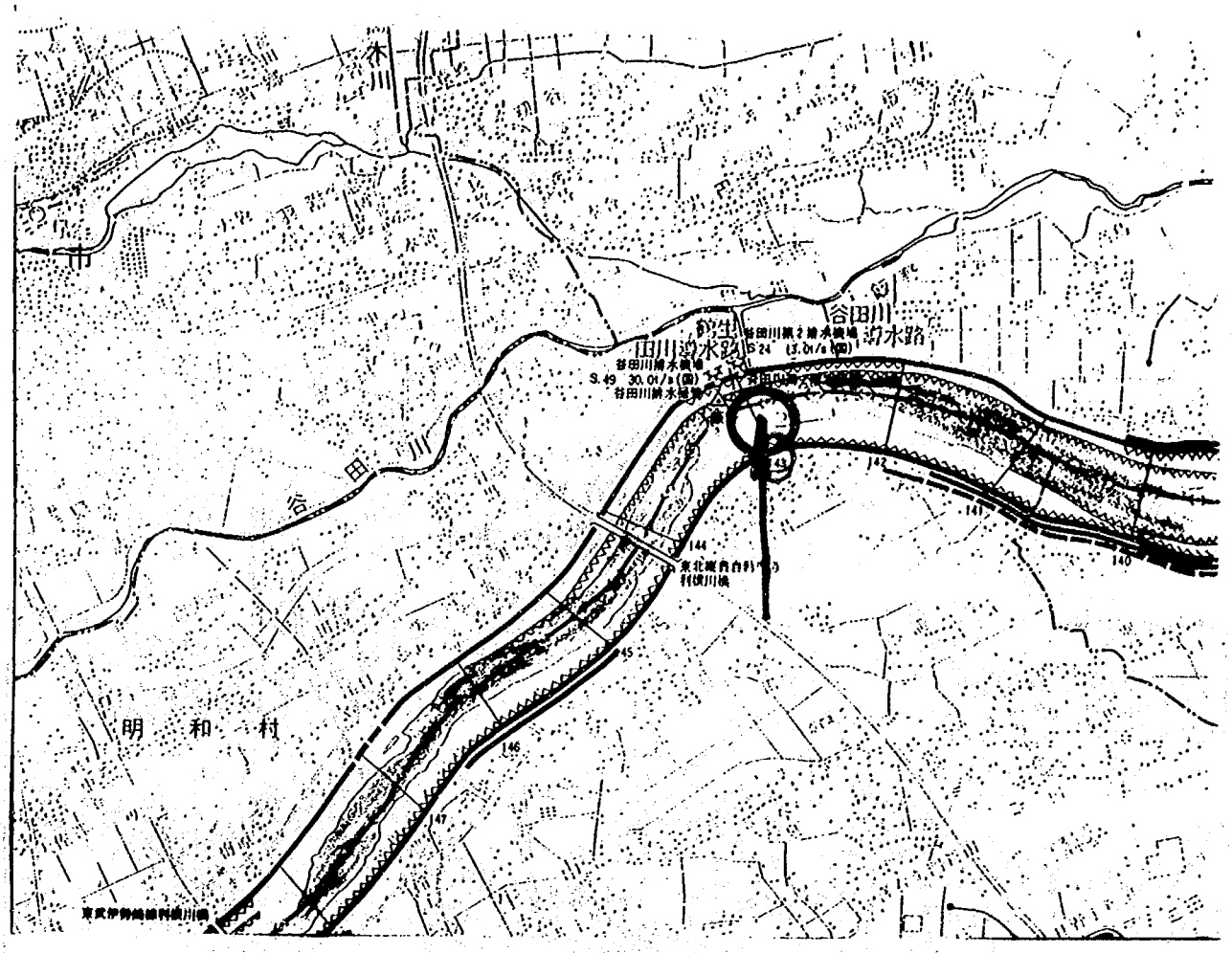


【平面図】

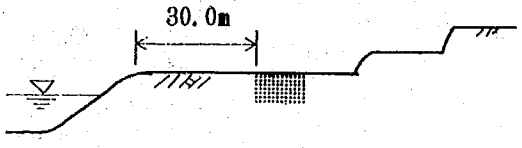


×印は土質試験採取
1.0m掘削

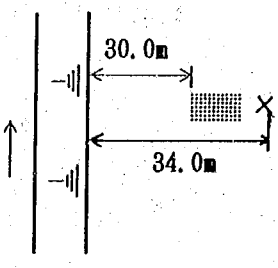
図—6.2　供試体の採取場所（利根川87.5km）



【横断図】

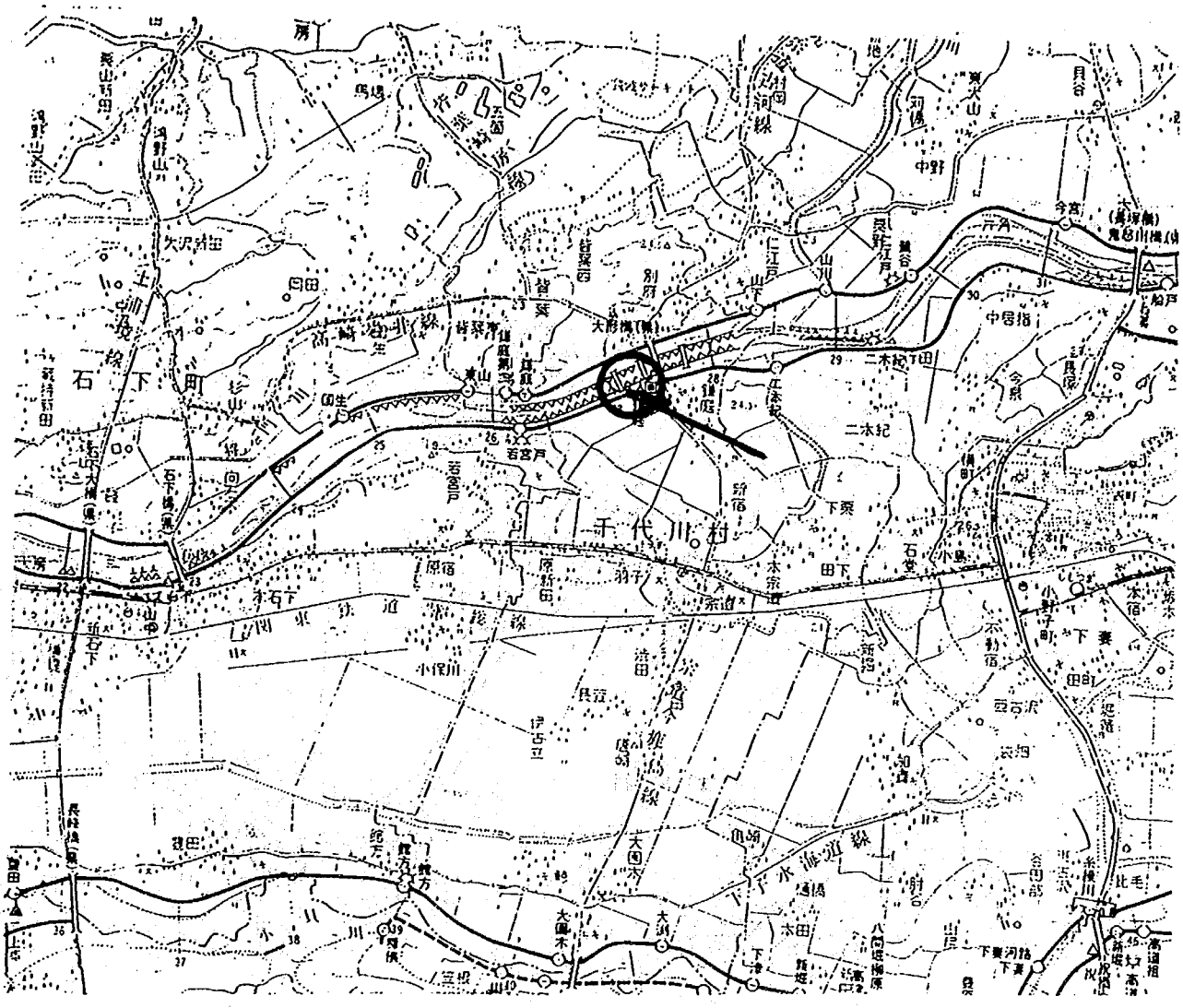


【平面図】

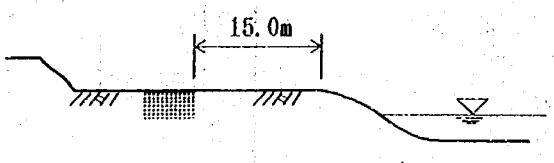


×印は土質試験採取
0.3m掘削

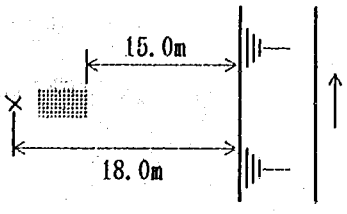
図—6.3　供試体の採取場所（利根川143.0km）



【横断図】

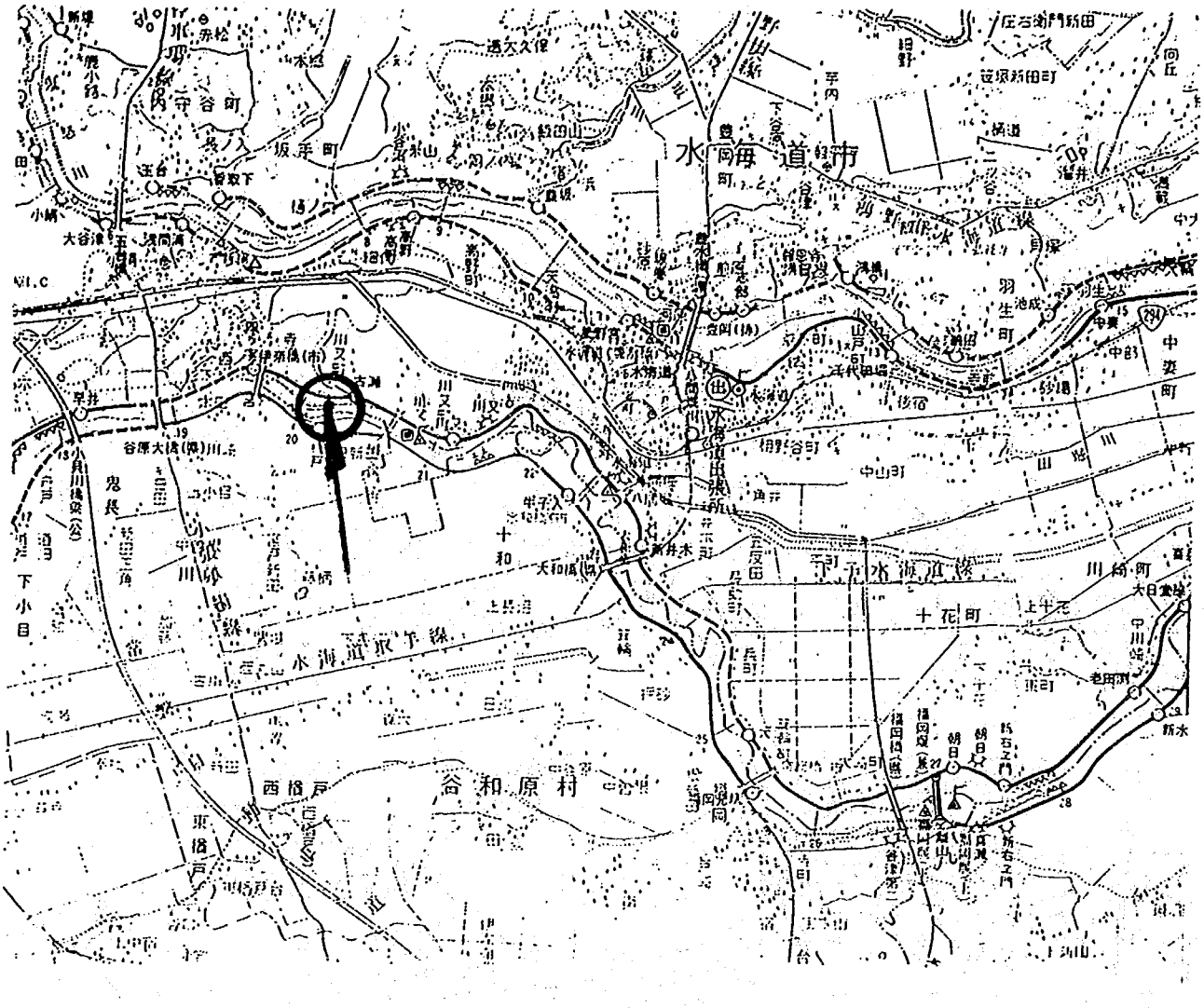


【平面図】



×印は土質採取試験
0.2m掘削

図—6.4 供試体の採取場所（鬼怒川27.25km）



図—6.5 供試体の採取場所（小貝川20.8km）

・小貝川22.1km（No.14）

この付近の河床勾配は1/3,730である。供試体採取地点を図—6.6に示す。供試体の土質は砂質シルトで砂分が42%を占める。鉛直方向の土質分布は河岸堆積土特有のシルトと細砂の互層がみられた。高水敷上には、セイタカアワダチソウが多く繁茂していた。

・小貝川34.2km（No.15）

供試体の採取は図—6.7に示すとおり河岸から9 mのところで行った。この地点の堆積物は、比較的均一なシルト質粘土であり、下流側の22.1kmの高水敷構成材料と比較して細粒分が多い。これは、27.0km地点に福岡堰があり、27.0～48.0km区間にかけて河床勾配が1/5,250と緩勾配化していることと関連していると思われる。高水敷上には、スギナ、ヒメジョオン、シロツメグサなどが多く繁茂していた。

・小貝川41.0km（No.16）

供試体の採取は図—6.8に示す位置で行った。この地点はグラウンドとして用いられていたようであり、平水位から約3 mと比較的高い高水敷であった。その土質は固結した砂質粘土で鉛直方向に均一であった。供試体採取地点には、ネズミムギ、シロツメグサ、セイタカアワダチソウが多く繁茂していた。

・小貝川48.3km（No.17）

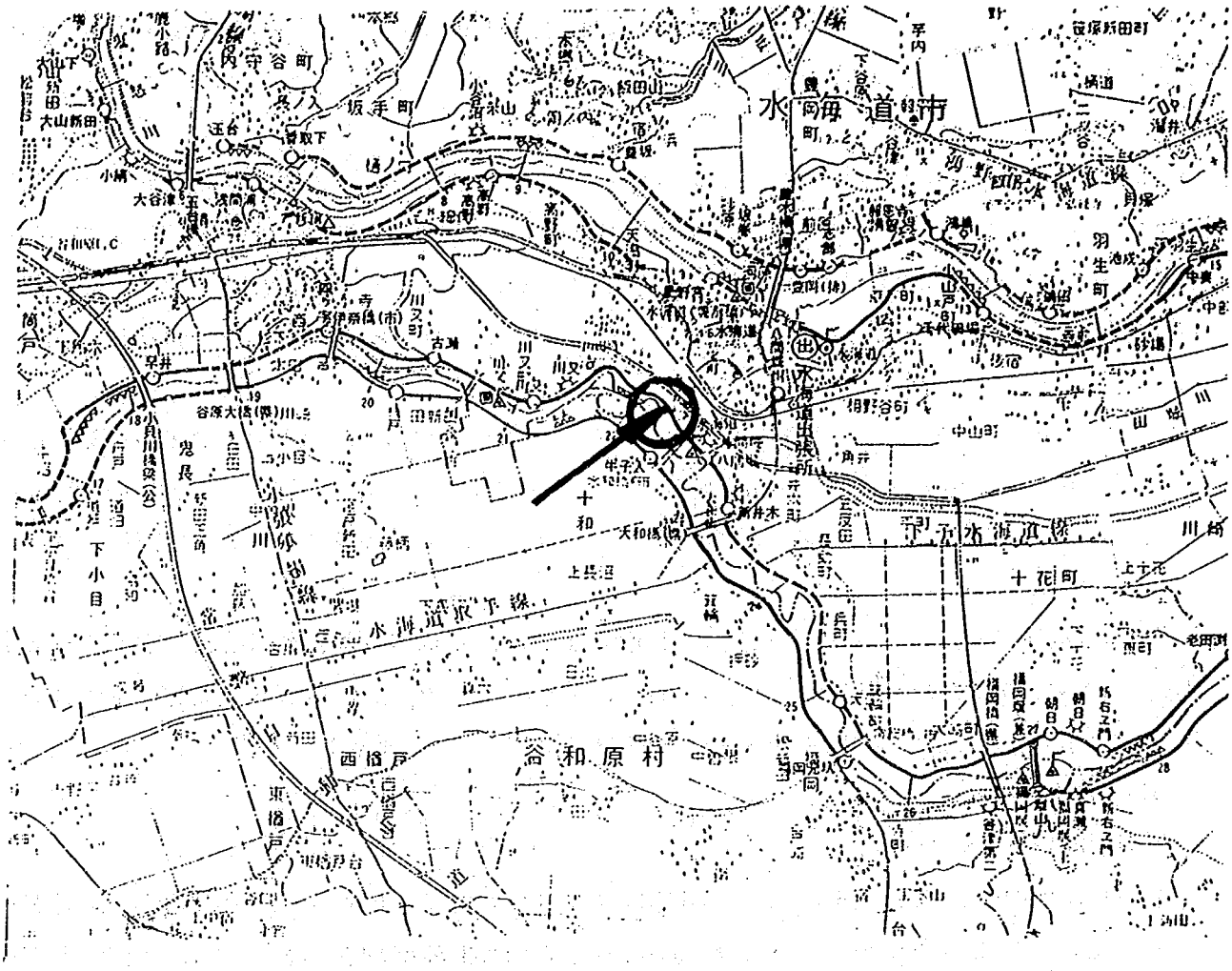
供試体採取地点を図—6.9に示す。供試体の採取地点の標高は、周辺の高水敷と比較して低いテラスを形式しており、テラスの河床面からの高さは約1.35mであった。供試体採取地点は、鉛直方向の土質が図—7.4に示すようにほぼ均一な有機質粘土であった。ここには、オギやタデ類が繁茂していたものの、その被度は小さかった。

・小貝川49.4km（No.18）

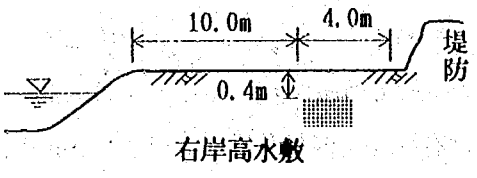
この付近の河床勾配は1/4,620であり、小貝川のセグメント2-2に属する河道区間の上流端に位置する。高水敷高は水際から約1.2～1.5m程度であり、参考までに53.5km地点の高水敷への短期冠水頻度を示すと、8日／年であった。供試体の採取地点は図—6.10に示すとおり、河岸から約5 mの地点で行った。鉛直方向の土質は均一であり、有機質粘土であった。供試体採取地点周辺の植生はケイヌビエが単一群落をつくり、その被度は高い。

・小貝川56.3kmA、B（No.19、20）

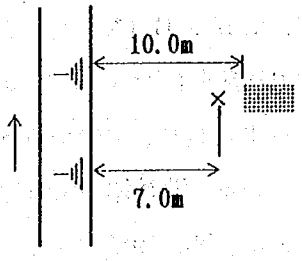
この付近の河床勾配は1/510であり、セグメント2-1に属する。2つの供試体の採取は、図—6.11および6.12に示すとおり、河岸からほぼ等距離の位置で行ったが、No.19はNo.20より30m程度下流側で採取を行っている。供試体の土質はNo.20では有機質土混じり砂であり、2 mm以上の礫が約7%を占めている。また、No.19ではシルト混じり細砂でありNo.20より細粒分が多い。供試体の採取地点周辺には、オギ、ヨモギ、ブタクサなどが繁茂していた。



【横断図】

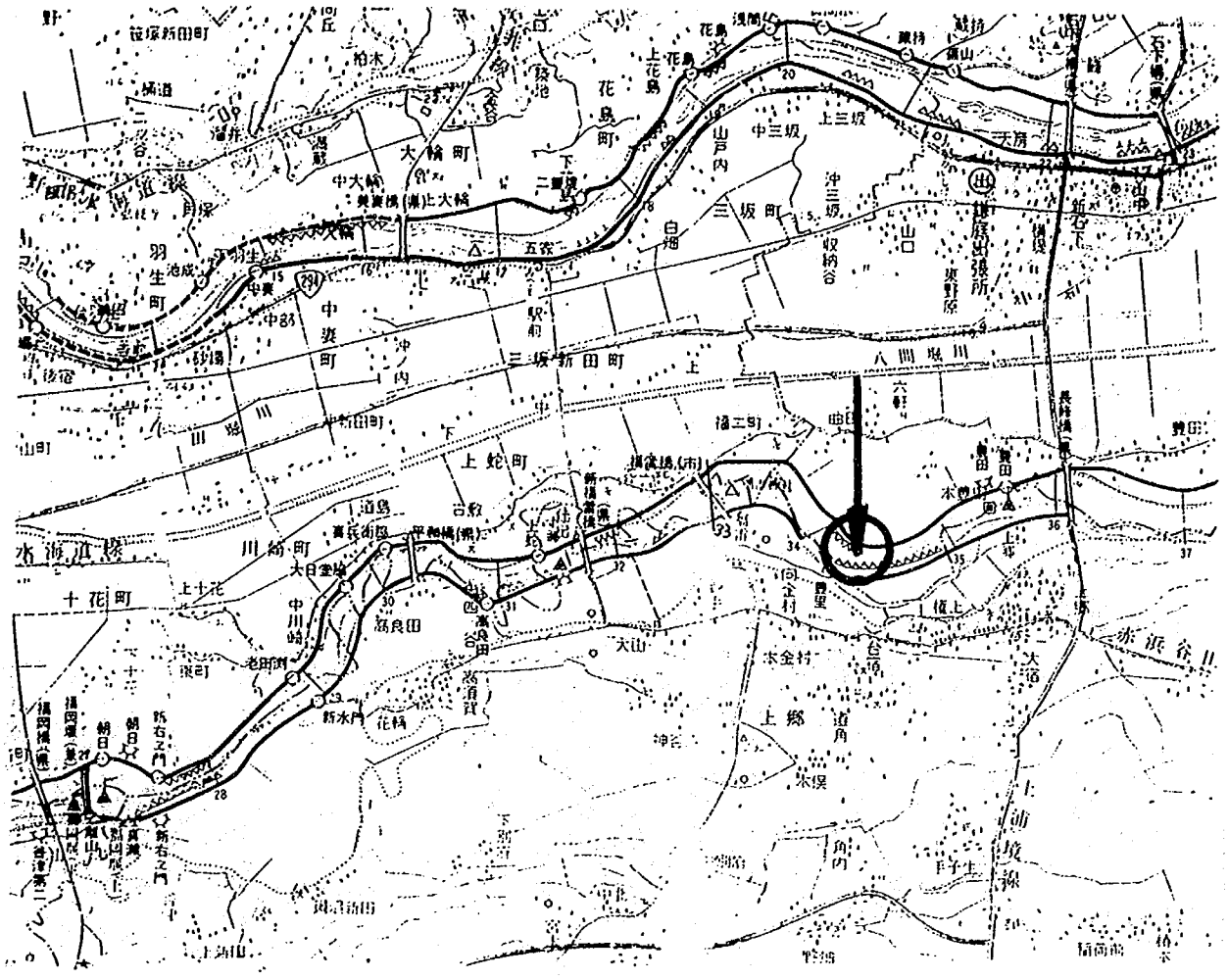


【平面図】

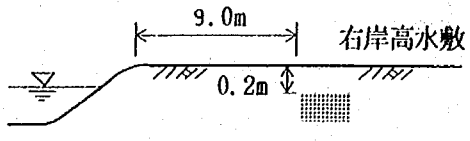


×印は土質試験採取
0.6m掘削

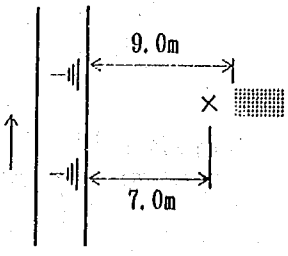
図—6.6　供試体の採取場所（小貝川22.1km）



【横断図】

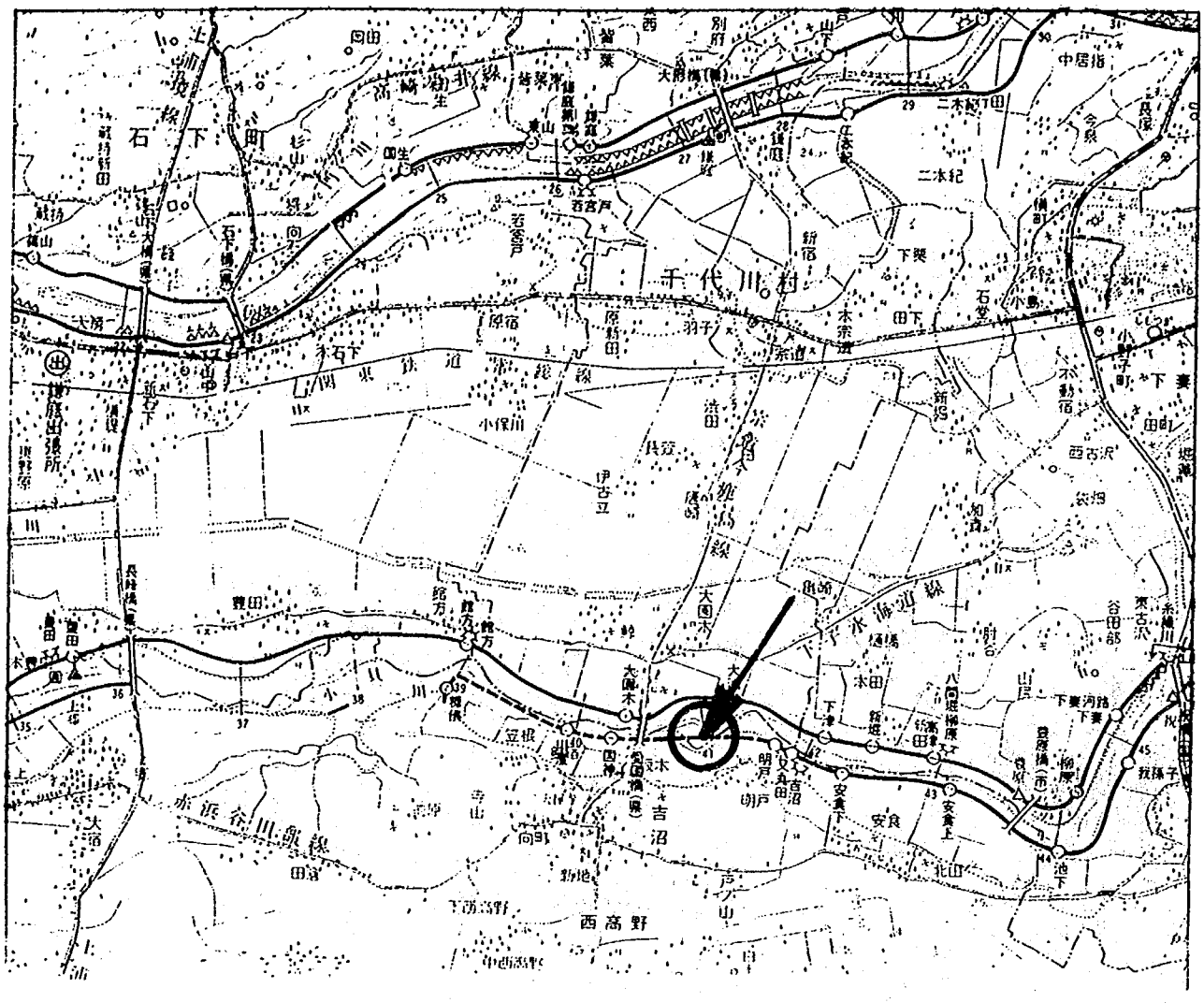


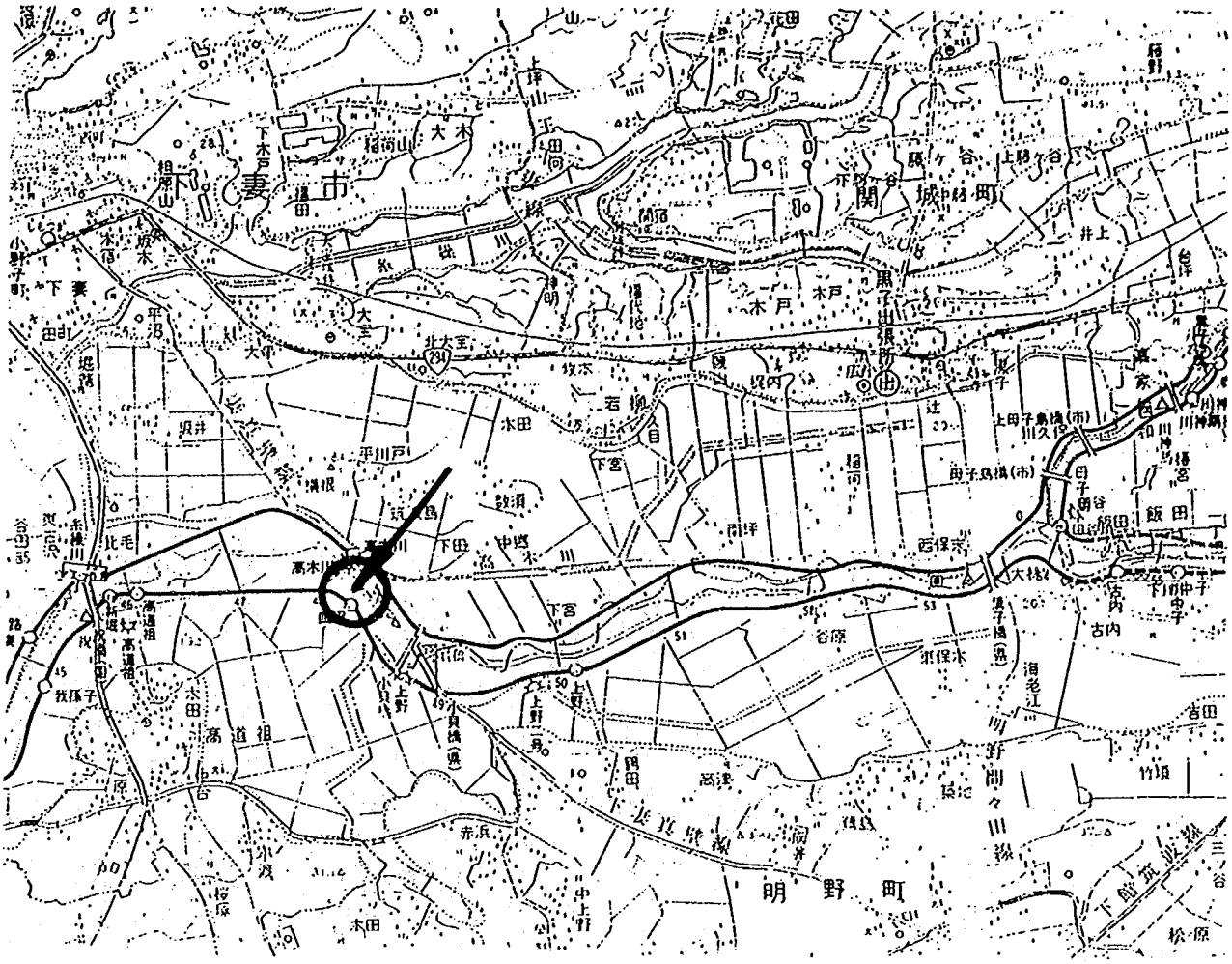
【平面図】



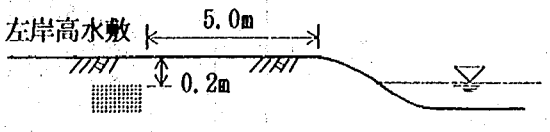
×印は土質試験採取
0.5m掘削

図—6.7　供試体の採取場所（小貝川34.2km）

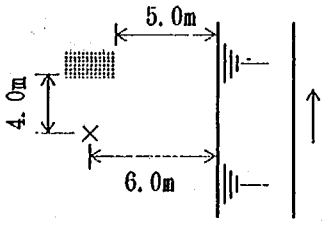

石下町
千代川村
二本紀
水海道線
水海道
大園木
吉沼
西高野
小貝川
鬼怒川
水海道
石下
下妻
下妻
下妻



【横断図】

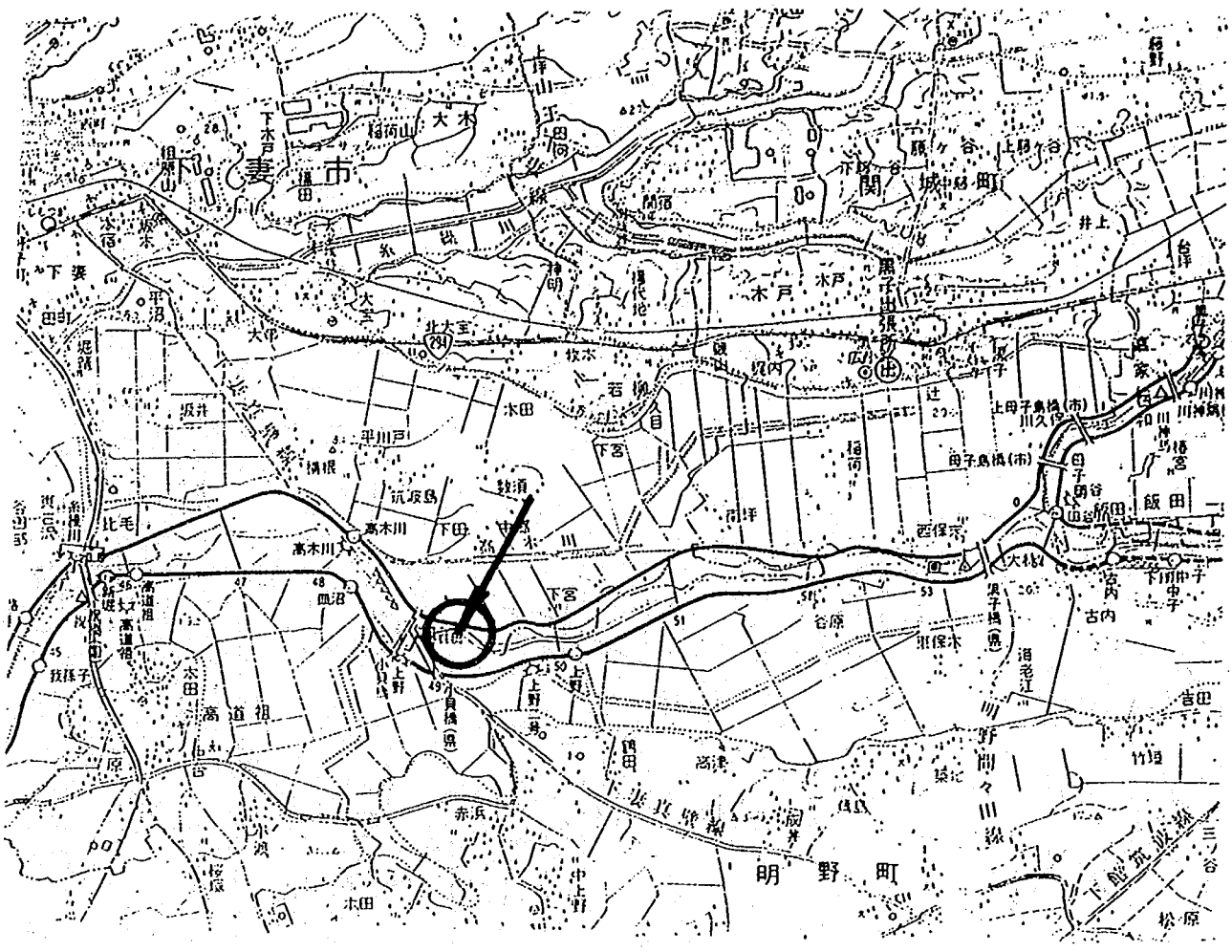


【平面図】

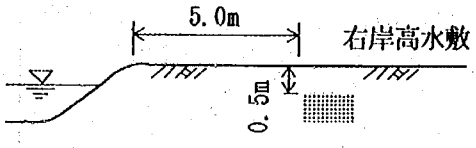


×印は土質採取試験
0.3m掘削

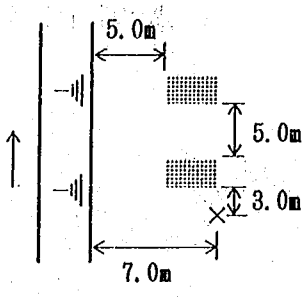
図—6.9　供試体の採取場所（小貝川48.3km）



【横断図】

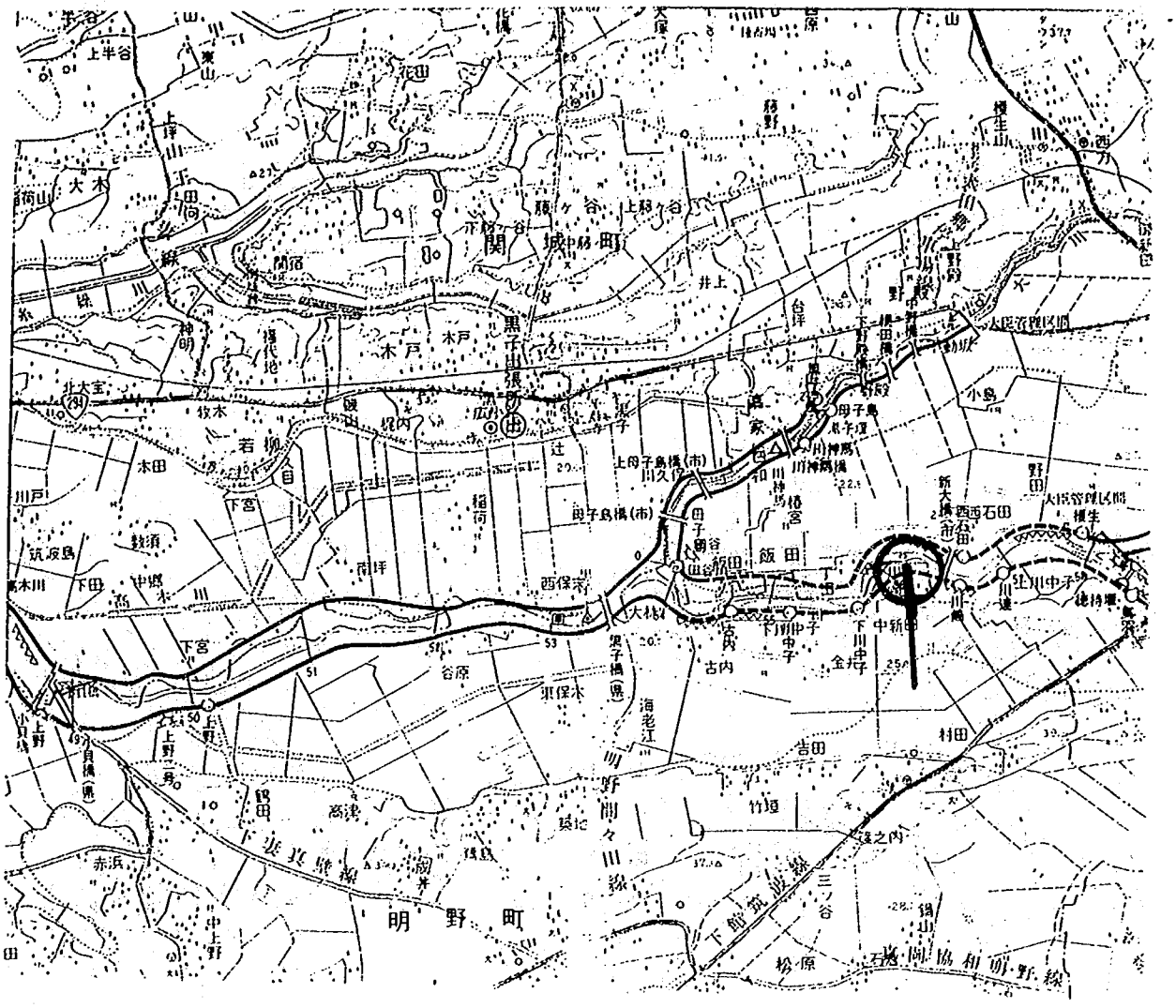


【平面図】

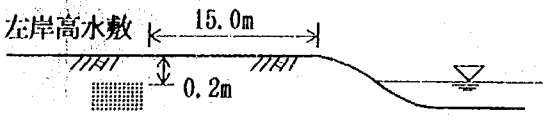


×印は土質試験採取
0.5m掘削

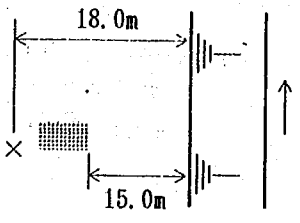
図—6.10　供試体の採取場所（小貝川49.4kmA, B）



【横断図】

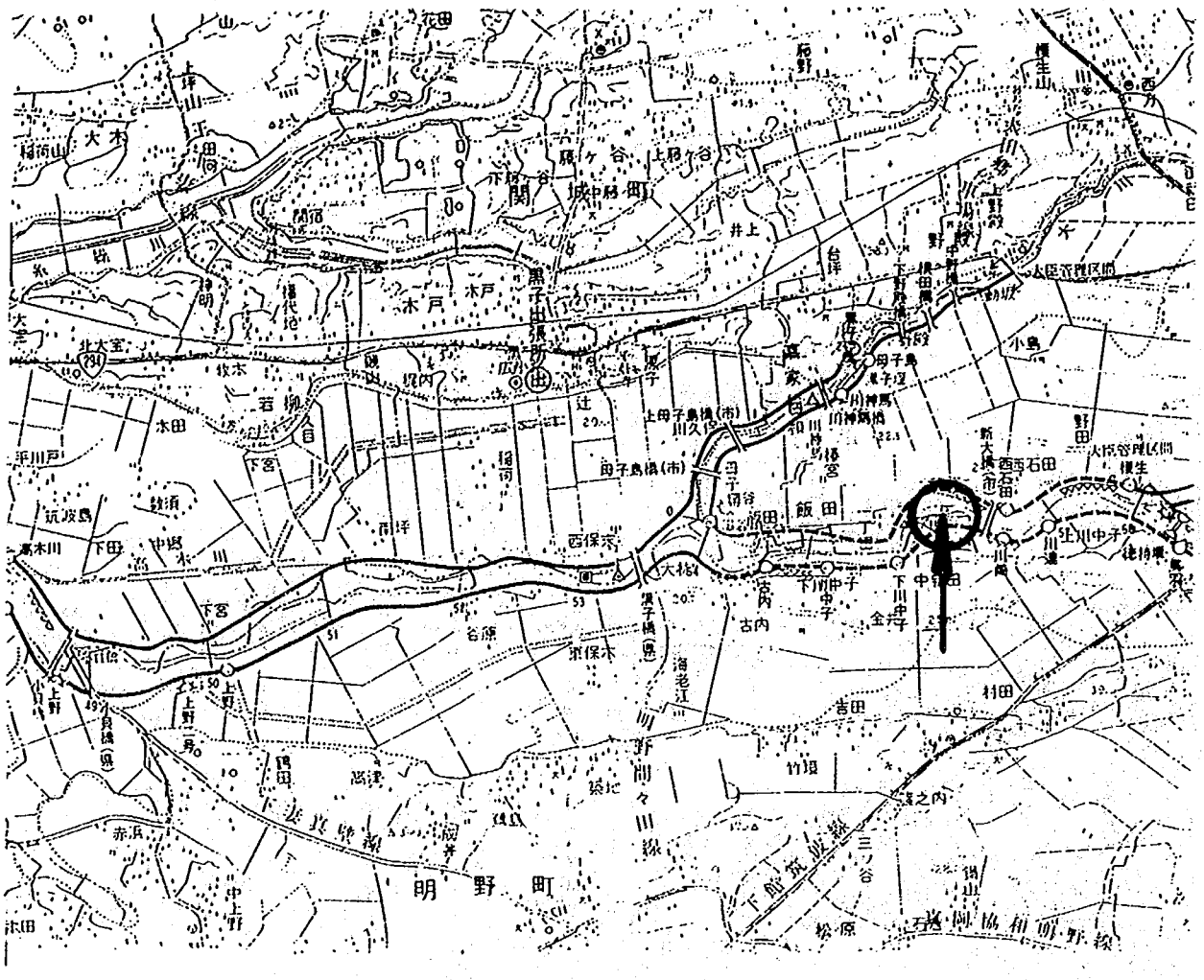


【平面図】

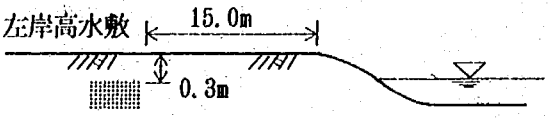


×印は土質試験採取
0.3m掘削

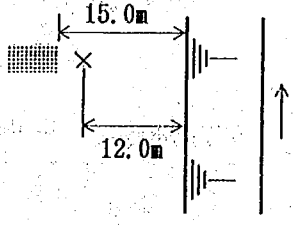
図—6.11　供試体の採取場所（小貝川56.3kmA）



【横断図】

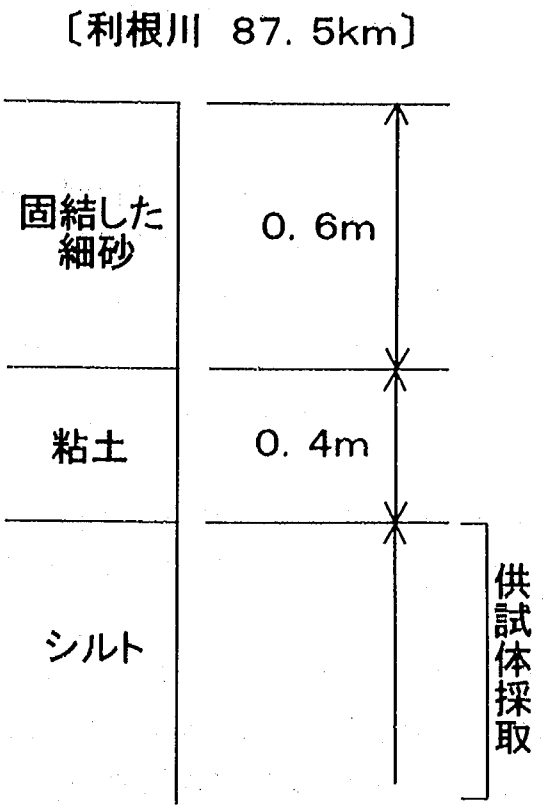


【平面図】

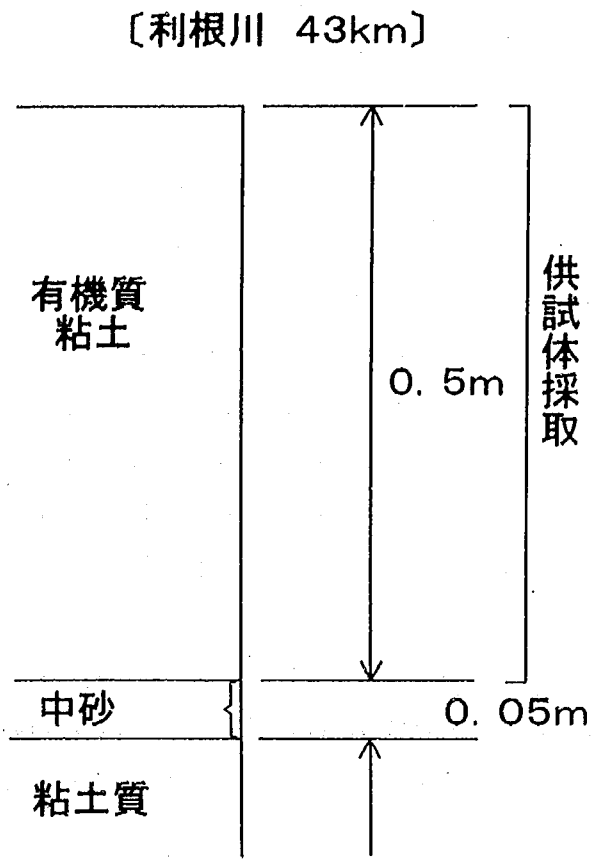


×印は土質試験採取
0.4m掘削

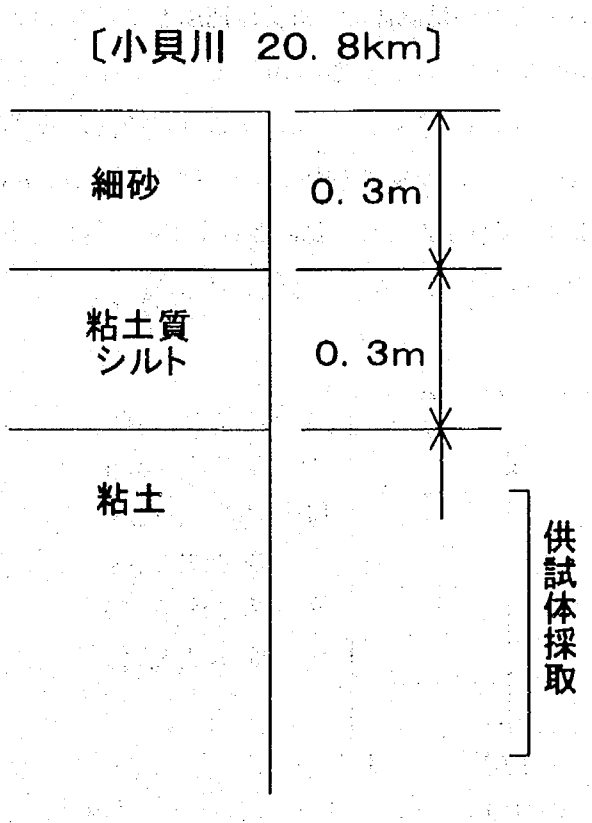
図—6.12　供試体の採取場所（小貝川56.3kmB）



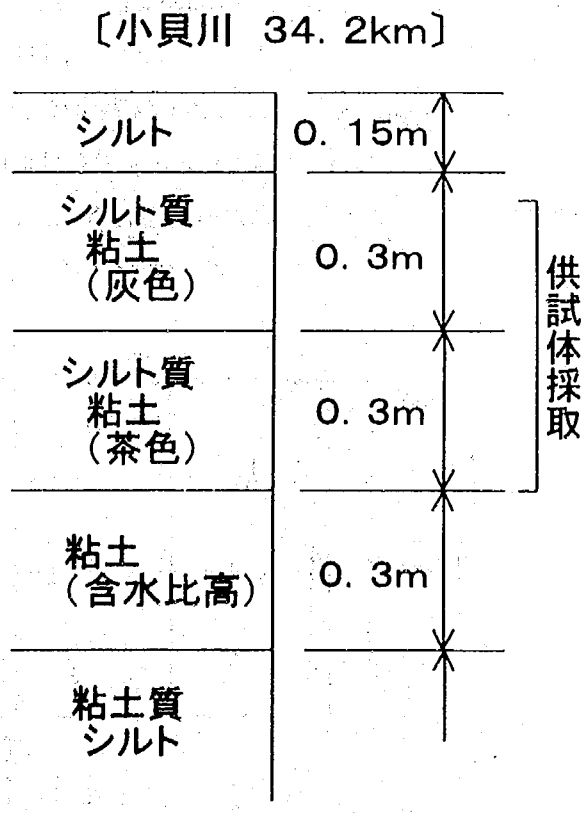
図—7.1 供試体採取地点近傍の鉛直方向土質分布
(利根川87.5km)



図—7.2 供試体採取地点近傍の鉛直方向土質分布
(利根川143.0km)



図—7.3 供試体採取地点近傍の鉛直方向土質分布
(小貝川20.8km)



図—7.4 供試体採取地点近傍の鉛直方向土質分布
(小貝川34.2km)

第3章　侵食実験の結果

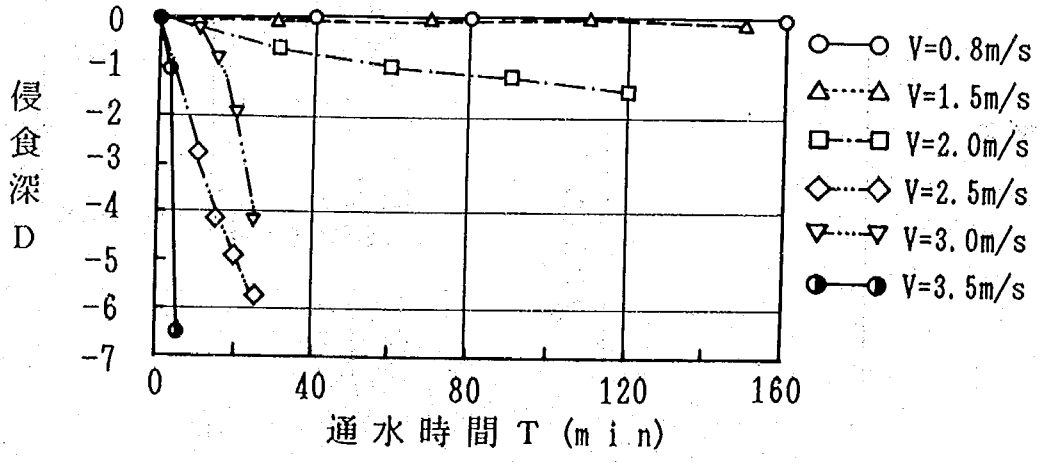
3.1　侵食深の経時変化

図－8に、ある一定の断面平均流速（以下、流速と呼ぶ）で通水した際の平均侵食深の経時変化を示す。ある程度、通水時間が経過すると侵食深の進行速度がほぼ一定になる傾向がみられた。通水初期の侵食は、供試体の表面を整形に伴う粘性土の攪乱などの影響と考えられることから、データとして除外することとした。そして、通水を3回～4回重ね、各回における侵食量がほぼ一定になったとき、侵食の進行速度の平均的な値を侵食速度 E_0 と定義した。例として混合砂の E_0 を導くと、断面平均流速 V＝0.8m/s で E_0＝0.0003 cm/min、V＝1.5m/s で E_0＝0.012cm/min、V＝2.0m/s で E_0＝0.0078cm/min、V＝2.5m/s で E_0＝0.0121 cm/min、V＝3.0m/s で E_0＝0.34m/min、V＝3.5m/s で E_0＝2.16cm/min、であった。このように、流速が増大するにつれて、侵食速度も増加する傾向が見られた。これは流速の増大と共に供試体表面に働く掃流力が増加するためである。

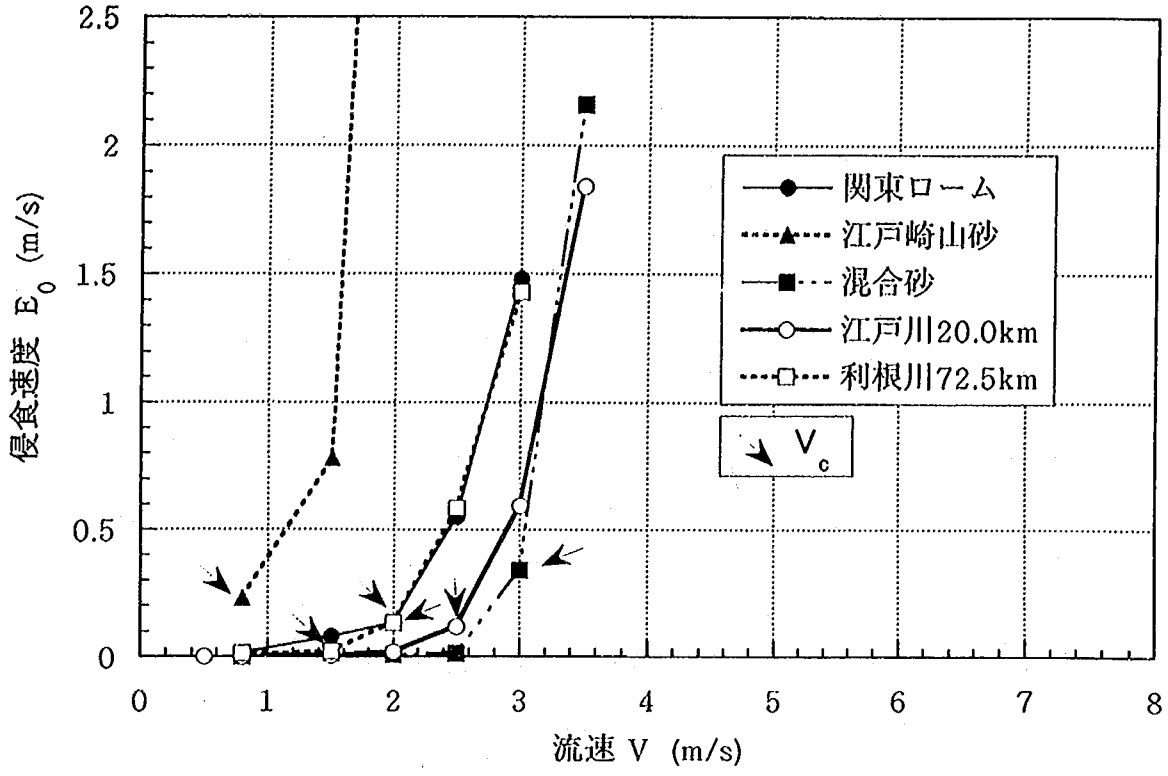
また、各供試体に共通してるのは、通水した最低流速で侵食が生じたことが挙げられる。第1章において引用した既往文献にも、侵食が全く生じない流速の上限値について具体的に示しているものが無い。以上より、侵食が全く生じない流速の上限値は、存在しないようである。これは粘着性土の侵食特性の一つであると考えられる。

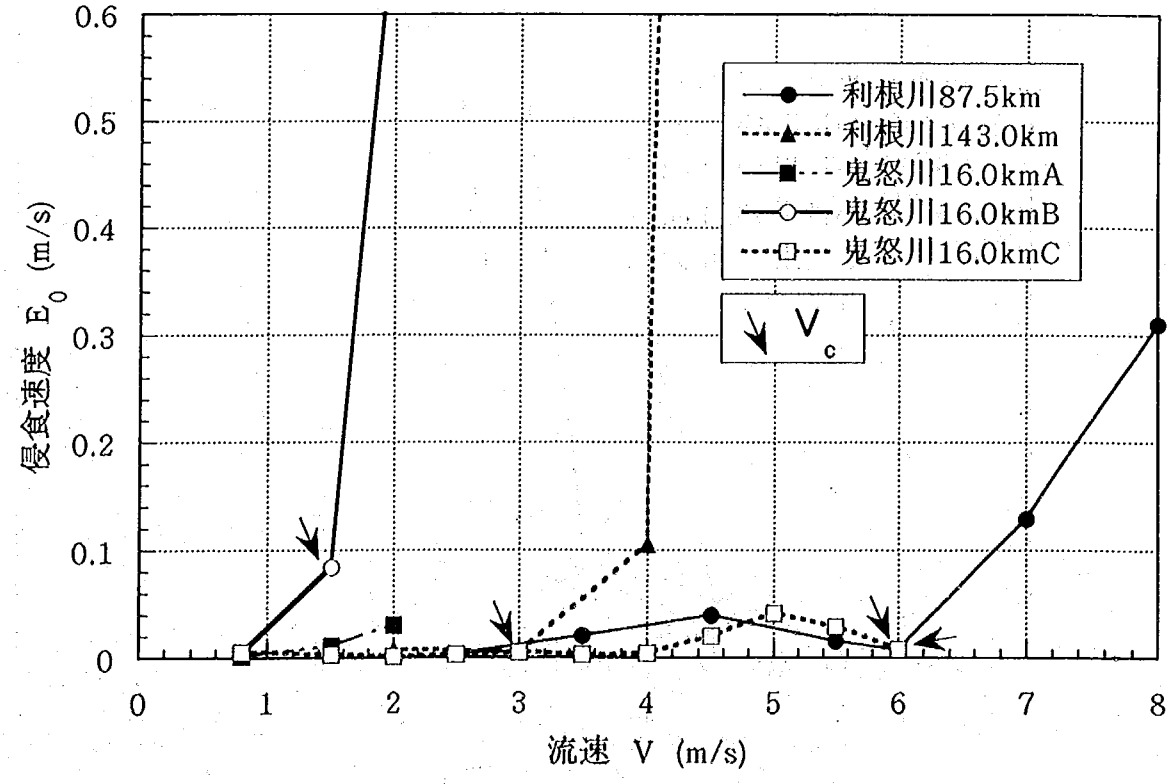
3.2　侵食限界速度の定義

各供試体の侵食速度と流速との関係を図－9に示す。ほとんどの供試体で、ある流速以上になると侵食速度が急激に増大する傾向を示した。ただし、小貝川20.8km については、流速6.5m/s で一度増加した侵食速度が7.0m/s になると減少した。7.0m/s 通水後の供試体の表面には、写真－4に示すように植物の根毛が露出していた。このことから、流速6.5m/s で多量に侵食されることによって土中の根毛が洗い出され、7.0m/s の通水時には侵食面が根毛によって被覆されたことにより、侵食がある程度抑制されたためと推察される。したがって、これは一般的な粘性土の侵食現象とは異なり、以下では除外して考察を進める。

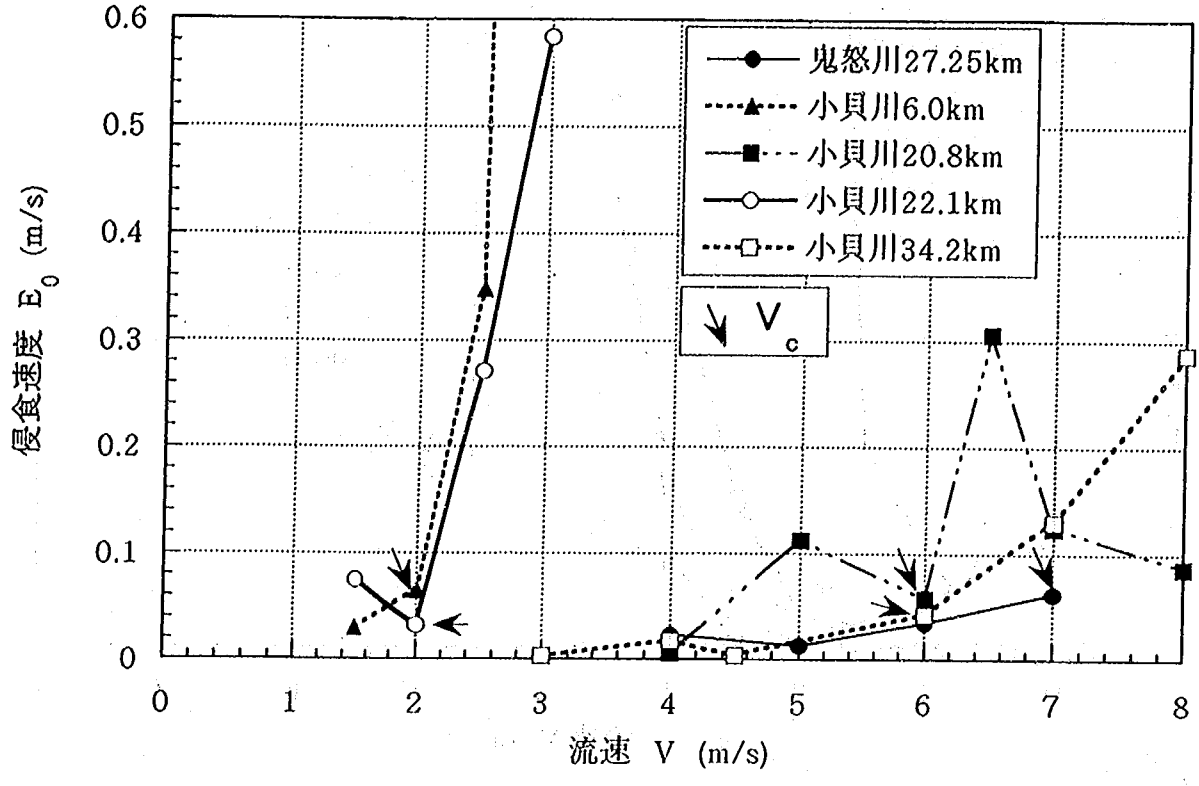


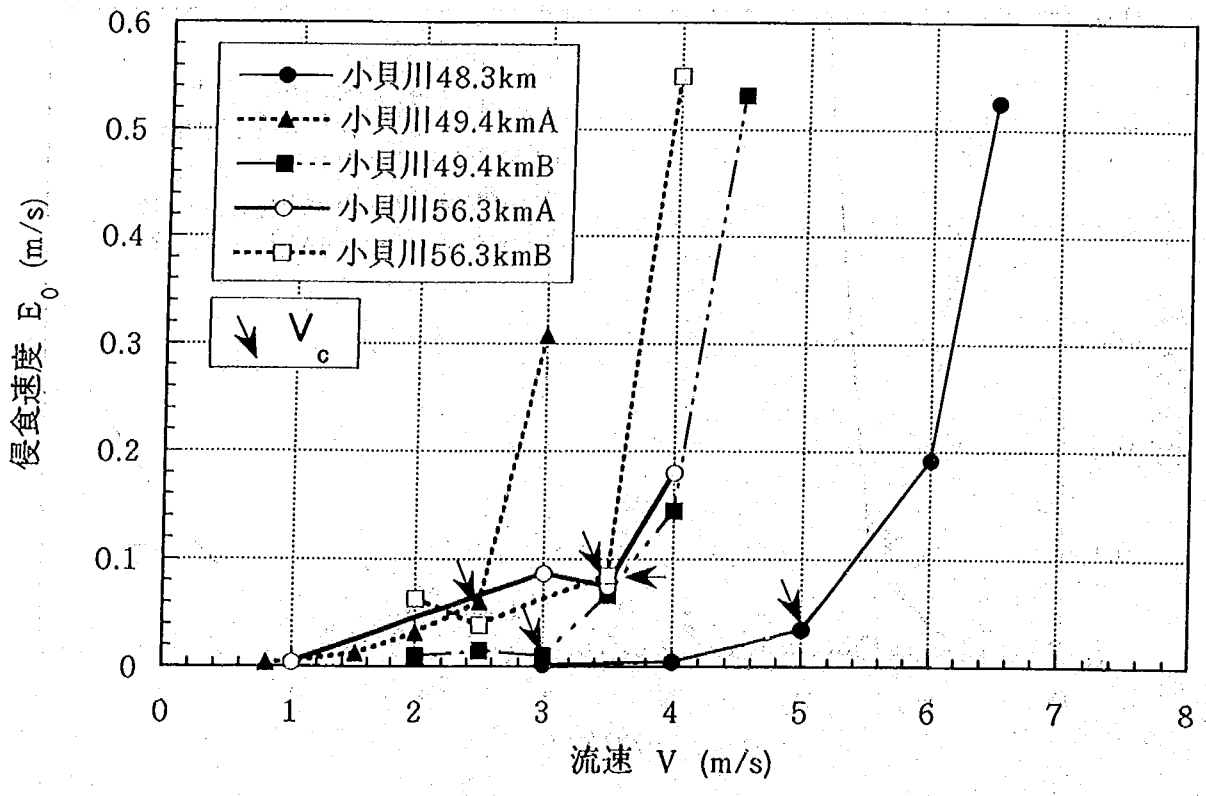
図－8　侵食深の経時変化（混合砂）



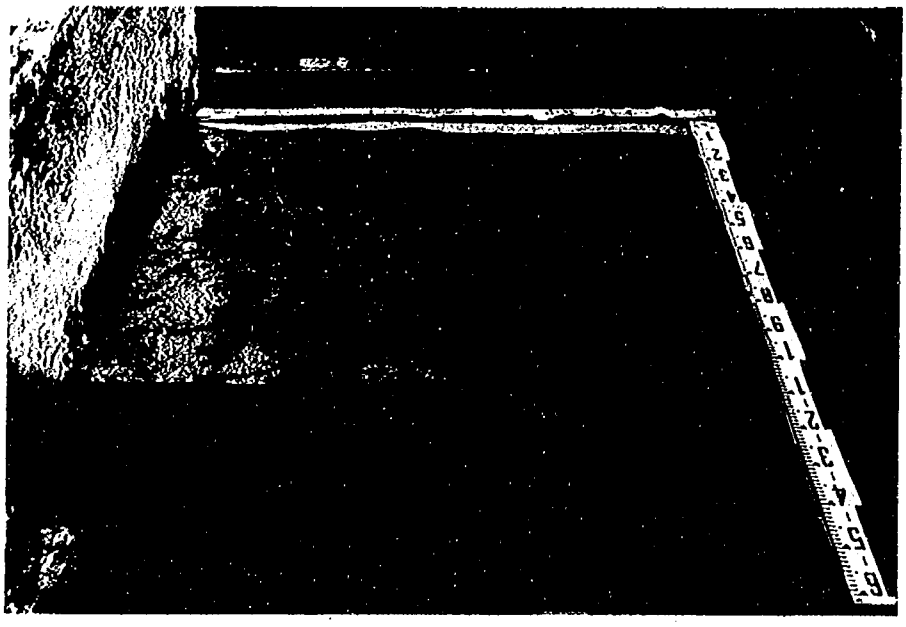


図－9(1) 粘性土の侵食速度と流速の関係





図－9(2) 粘性土の侵食速度と流速の関係



写真－4　供試体への根毛の混入（小貝川20.8km、V＝7.0m/s 通水後）

以上に示したように、各供試体ごとにある流速を境にして、侵食速度が急激に増大するが、本研究ではその境となる流速を侵食限界流速 V_c と定義する。侵食限界流速を境にして侵食状況にも差異が見られた。侵食限界流速以下の流速では、供試体の表面から数 cm の幅を持つ小さな薄片状の土塊が剝離する程度であるのに対して、それ以上の流速では 5～20cm 程度の土塊が離脱する侵食形態を示した。このように侵食限界流速を境として侵食現象が変化することから、侵食限界流速は粘性土の侵食現象の特徴を表す指標になり得ると考えられる。これについては、第4章に詳細を示す。

第4章　侵食機構に関する力学的解釈

侵食限界流速は、侵食現象について検討する上で重要な役割を果たす。まず、侵食限界流速は、粘性土の耐侵食性の優劣を表す指標であることが挙げられる。すなわち、異なる土質を有する複数の粘性土でも、侵食限界流速を比較することによって侵食され易さを比較することができる。次に、侵食限界流速を基準にすることで、図－9に示した複数の粘性土の侵食速度と流速の関係を整理することができると考えられるためである。一般に広く知られているように、非粘性土では、限界掃流力を基準とすることで、粒径が異なる土砂の流砂量を整理することができる。これと同様な整理が、粘性土にも可能であると類推される。

以上に示した重要性から、侵食限界流速がどのような機構によって、そしていかなる土質特性量と関係づけることができるかを調べることの意義が高いことが理解できる。以下では、侵食限界流速の決定機構について力学的な仮説を導入し、それを実験結果から検証する方法で、土質パラメータの選定と、それと侵食限界流速との関係について検討した結果をまとめて示す。

4.1　土塊の離脱に関する力学的仮説

非粘着性土砂の移動限界について、粒子に作用する揚力が粒子の重量を上回ったとき粒子の移動が生じるという考え方から説明することができる。本研究では、粘着性土に対しても同様な考え方を適用する。すなわち、侵食面に作用する揚力が、粘性土塊を離脱させる主たる外力として働くと仮定する。また、非粘着性土と異なる点として、粘着性土では土塊離脱時に粘着力を考慮する必要がある。すなわち、侵食（または土粒子の移動）し難さに関わる揚力と反対方向に作用する力として、非粘着性土では土塊の自重のみであるのに対して、粘着性土では土塊の自重と土塊の離脱面に作用する粘着力を考慮しなければならない。以上の考察と侵食限界流速を関連づけると、3.2において侵食限界流速以上の流速で侵食が急激に進行したのは、揚力が粘着力を上回ったため、多くの土塊が離脱するようになったためと考えられる。上記の考察は、本研究で定義した侵食限界流速が、一般的に用いられている非粘着性土の限界掃流力とほぼ同じ意味で扱えることを示唆している。ただし、非粘性土では限界掃流力が河床面に作用する状態において、土砂の移動量が極微少であるが、粘性土では場合によって無視できないほどの侵食速度となる。これについては、7.1に詳細を示す。

4.2　侵食限界流速を支配するパラメータ

侵食限界流速時の掃流力を粘着性土の限界掃流力として扱う考え方は、第1章に示したように既往研究でも使われており、限界掃流力と上記の粘着力の関係を導き出そうという研究は多い。そこで、それらの研究で提案された代表的な限界掃流力と粘着力に関するパラメータの関係について検証し、侵食現象を表すのにふさわしい粘着力のパラメータについて検討する。表-3に既往の研究の代表例をまとめて示す。これらの研究は、土質パラメータと限界掃流力（もしくは侵食限界流速）との関係を実験から定めようとしたものである。しかし、各研究ごとに侵食を表すパラメータが異なっており、またパラメータの適正について系統的な検討が行われていない状況である。本研究では、各供試体について、土質工学会の定める各種の土質試験を行っており、これらの各土質パラメータと侵食特性との比較が可能である。そこで、既往の研究で検討され

表－3　既往の研究での侵食限界を表す指標と土質パラメータ

	(A)Dunn[7]	(B)Smerdon, Beasley[8]	(C)小川・村端・大石[20]	(D)青木ほか[9]
侵食限界を表す指標	限界掃流力 τ_c	限界掃流力 τ_c	限界掃流力 τ_c	限界掃流力 τ_c
上記の指標を支配するパラメータ	ベーンせん断強度 τ_s	粘土含有率（粒径0.002mm以下）	粘土含有率（粒径0.005mm以下）	含水比
供試体材料	河川から採取 砂～粘土混じりシルト （乱した土）	農園の土 （乱した土）	混合土 粘土～粘土混じりシルト （乱した土）	カオリン （乱した土）

た土質パラメータと限界掃流力（もしくは侵食限界流速）の関係について検証を行った。

上記の土質パラメータは、以下の２種類に分割される。

① 粘着力の大きさを支配する物理化学的機構を考慮して選定したパラメータにより評価する方法（土の物理化学的試験による評価）

② 機構自体を考慮するのではなく、粘着力自体を直接測定し、それにより評価する方法（土の力学的試験による評価）

ここでは、代表的な既往研究を参考にして、①には粘土含有率と空隙比を、②には三軸圧縮試験による粘着力をパラメータとして選択した。

4.2.1　土の物理化学的試験による評価

土質力学の分野では、土のせん断強さが土の種類（粒度分布）・含水比・密度（または間隙比）・土の構造によって変化することが知られている[21]。粘性土の耐侵食性も、土の粘着力に関係することが既往の研究で報告されている。この粘着力が、上記したせん断強さと同様に土の種類・含水比・密度・土の構造によって変化するという仮定に基づき、その定量的関係を見いだすのが以下の検討の目的である。検討に入る前に、まず、土の構造とその基本的な性質について説明する[21,22]。地盤を形成している土粒子は、力学的な作用や周辺の環境から受ける物理科学的な作用の下、ある種の安定な配列をとる。粘性土では粘土粒子自体が陰陽のイオンに帯電し、界面イオンの種類と量に基づく物理化学的な力の影響を無視することができず、これらの作用に依存した粒子配列をなしている。土質工学の分野では、上記の土粒子の配列を土の構造と呼んでいる。土の構造は以下の4種類に分類されている。

１．ランダム構造

粒子間の反発力が引力と比較して大きいときに生じ、淡水中に自然堆積したときや練り返しを受けた粘土試料がこの構造を持つ。

２．綿毛化構造

粒子間の反発力が引力と比較して小さいときに生じ、海水中など高濃度での堆積の際に生じる。

3．分散構造

淡水中の不活性粘土が堆積したときや、小さな圧密荷重を受けたときに生じる。

4．配向構造

大きな圧密荷重をうけた粘土などに生じる。配向構造は、粒子の配列の度合いを示すものであり、その程度の大小により配向構造と不完全配向構造に分類されている。ここで、分散構造は不完全配向構造に相当する。

また、それぞれの構造が有する特性は以下のようである。

性質１）粘性土の場合、土の強度は構造によって変わる。例えば、同じ間隙比であっても、分散構造に比べて綿毛化構造の方がせん断強さが大きい。密度（あるいは空隙比）が同じ粘性土であっても、綿毛化構造のように大きな強度を発揮する土粒子の配列状況を高位な構造、その逆(例えば分散構造、ランダム構造）を低位な構造と呼ぶ。一般に自然に堆積した粘土は、緩い状態から長時間圧密をかけられ、高位な構造となる。乱した土や、人工的に締め固めた土では低位な構造となる。

性質２）上記の構造は粘土粒子の配列を示したものであるが、シルト粒子等、大粒径の粒子が加わっても粘土粒子の配列に大きな影響はない。つまり、実質的な土の粘着性は粘土粒子によって支配される。

以上の説明から分かるように、土の構造（土粒子の配列）が粘着力に大きく関わっていることが分かる。以下では、土質工学の分野で「土の構造」を「土粒子の配列」と呼ぶことにする。一般的なイメージとして「土の構造」というと間隙比や粒度分布といった土質特性も含まれるように誤解されやすいと思われ、それを回避するために「配列」を用いることとした。

(1) 侵食限界流速と粘土含有率および空隙比の関係を導くに当たっての仮説

粘着力は、微視的に見れば、粘性土を構成する粒子同士が接している部分において接合力が作用しているために生じていると説明できる。その観点に基づくと、単位面積当たりの接合点数と接合力が大きいほど、粘着力が大きくなると言える。接合点数と接合力の大きさに関わる土質パラメータは次のように考えられる。接合点数は、粒径と空隙比が小さいほど多くなる。また、接合力は、大まかには、粒度分布（特に粘土含有率)、含水比、密度（または間隙比)、土粒子の配列に依存すると考えられる。以上の基本的特性に着目すると、粘土含有率と空隙比に着目したのは、次のような仮説に基づいていると説明できる。

粘土含有率に着目したのは、接合点数および接合力について以下の仮定に基づいていると考えられる。接合点数については、粘土含有率が大きいほど一般に平均粒径が小さくなると仮定し、粘土含有率に伴い大きくなるとする。また、接合力については、その主たる要因が粘土含有率のみであり、粘土含有率に伴って大きくなると仮定する。したがって、上記の仮定に基づけば、粘土含有率に伴って、粘着力が大きくなり、侵食限界流速も大きくなると考えられる。

また、空隙比では以下のように説明できる。接合点数については、空隙比のみに依存して変化すると仮定する。そして、接合力については次のように考える。各供試体の飽和度がほぼ同じ値である場合には含水比および密度が空隙比によって変化すると近似できる。各供試体の土質を示した表－２で飽和度を比較すると、ほとんどの供試体が70～90％の飽和度となっており、上記の近似を適用しても差し支え

ないと判断される。したがって、接合力を支配するパラメータは空隙比と土粒子の配列に依存すると考えて良い。土粒子の配列が同一と仮定すれば、青木ほか[9]を参考にして空隙比が大きいほど接合力が小さくなると考えられる。以上の仮定に基づくと、空隙比が大きいほど、接合点数と接合力が小さくなることから、粘着力および侵食限界流速が小さくなると考えられる。

(2) 実験結果

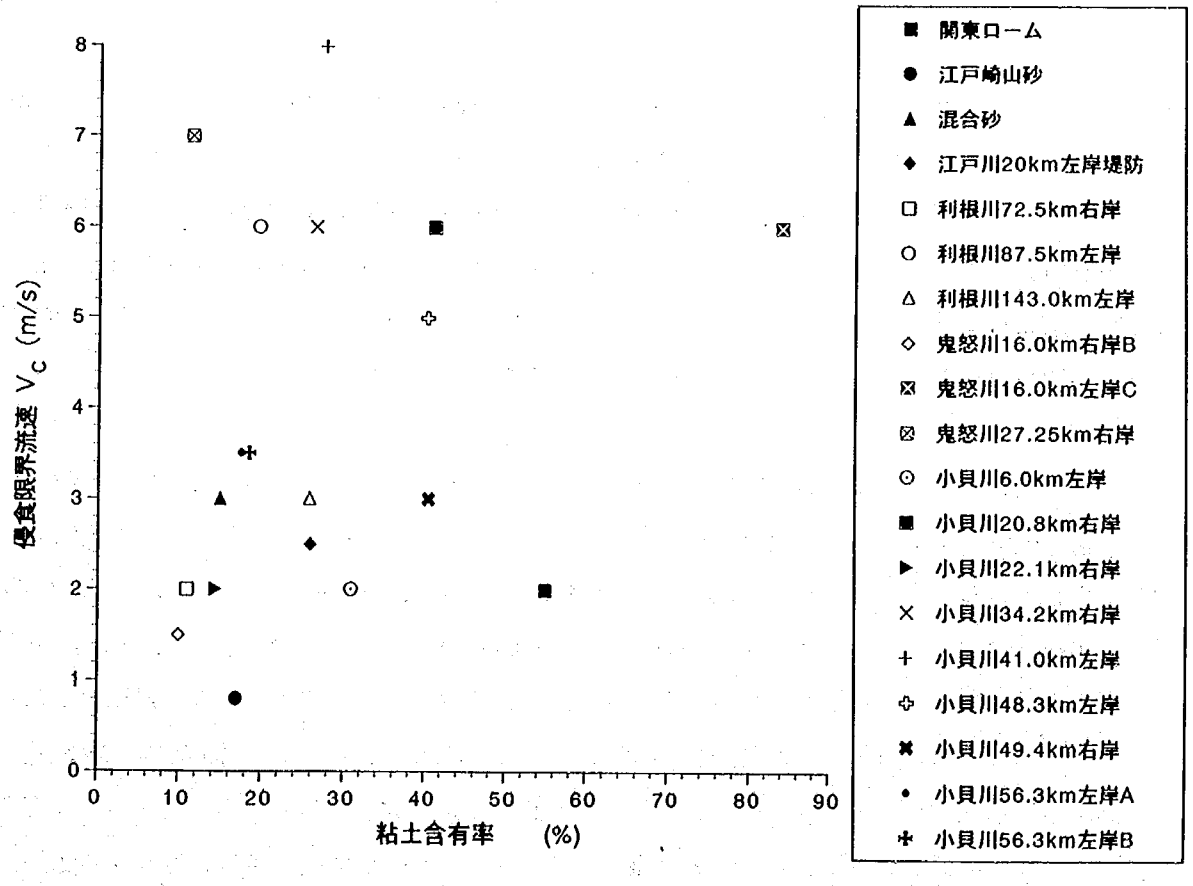
以下では、上記の仮定に基づいて導かれた、侵食限界流速と粘土含有率および空隙比の関係について、実験より確認する。

① 粘土含有率

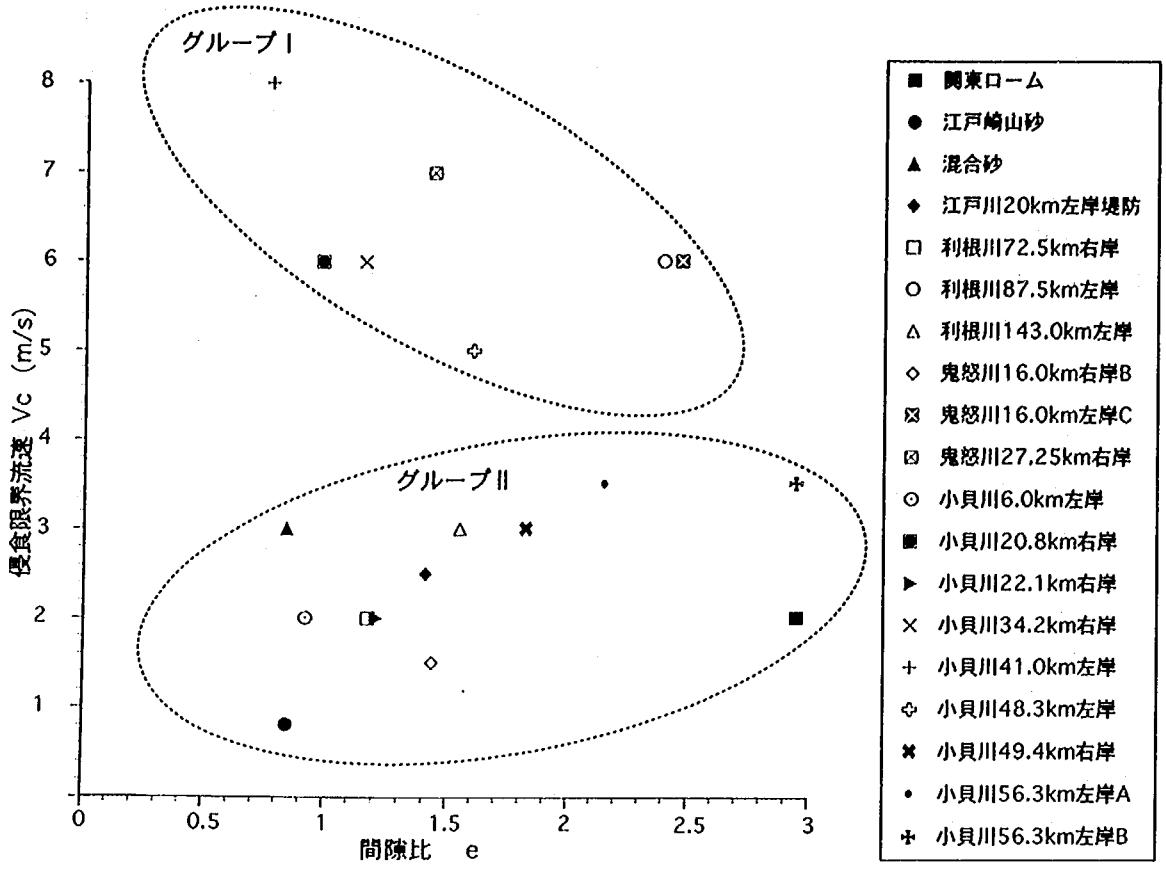
表—3の(B)、(C)の研究では、粘土分とする粒径範囲が異なる。そこで、本研究では、土質工学基準に準じて、粒径0.005mm以下を粘土分とした。図—10に侵食限界流速と粘土含有率との関係を示す。全体的な傾向として、粘土含有率が増加するとともに侵食限界流速も増加する仮定から導かれた関係が認められるものの、ばらつきが大きく明確な相関は得られていないことがわかる。特に、小貝川49.4kmと小貝川48.3kmを例に挙げると、両者の粒度分布はほぼ等しいのにもかかわらず、侵食限界流速の値は大きく異なっている。このことから、粘土含有率で粘性土の耐侵食性を定量的に把握することが困難であると判断される。

② 空隙比

間隙比eと侵食限界流速V_cの関係を図—11に示す。$V_c > 4.0$m/sでは、間隙比が減少すると侵食限



図—10 粘土含有率と侵食限界流速の関係



図—11　間隙比と侵食限界流速の関係

界流速が増加するという仮定から導かれた関係と一致する傾向が見られる。しかし、V_c<4.0m/sでは、プロットが大きくばらついており、顕著な傾向が見られない。以上より、上記した仮定は、侵食限界流速が大きい場合にのみ成立し、それ以外では他の土質特性によって侵食限界流速が変化すると考えられる。このような結果となった背景について考察することは、粘性土の侵食現象を理解する上で非常に重要な意味を有する。これについては、第5章に詳細を示すこととし、ここでは、空隙率のみでは侵食限界流速と良好な相関が得られなかったことを示すに留める。

③　まとめ

本研究では、粘土含有率および空隙率と侵食限界流速の関係には明確な相関が見られなかった。しかし、既往の研究では、各土質パラメータと限界掃流力（もしくは侵食限界流速）との関係に良い相関が得られている。例えば、The Task Committee on Erosion of Cohesive Materials[3]が既往の研究成果を基にベーンせん断試験により測定した粘着力と限界掃流力の相関性を調べた結果を見ると、土の種類が同一で締め固めの程度（即ち空隙比）が異なる供試体間では、限界掃流力が粘着力と良い相関を示しているものの、同じ粘着力であっても土の種類が異なると限界掃流力が異なっている。この例から、粘性土の土質特性を限られた範囲で変化させた実験のため、粘土含有率および空隙率と侵食限界流速の関係に相関が得られたと推察される。しかし、本研究では現地に存在する広範囲の土質を対象としたために、既往の研究のように明確な相関が得られなかったと考えられる。すなわち、

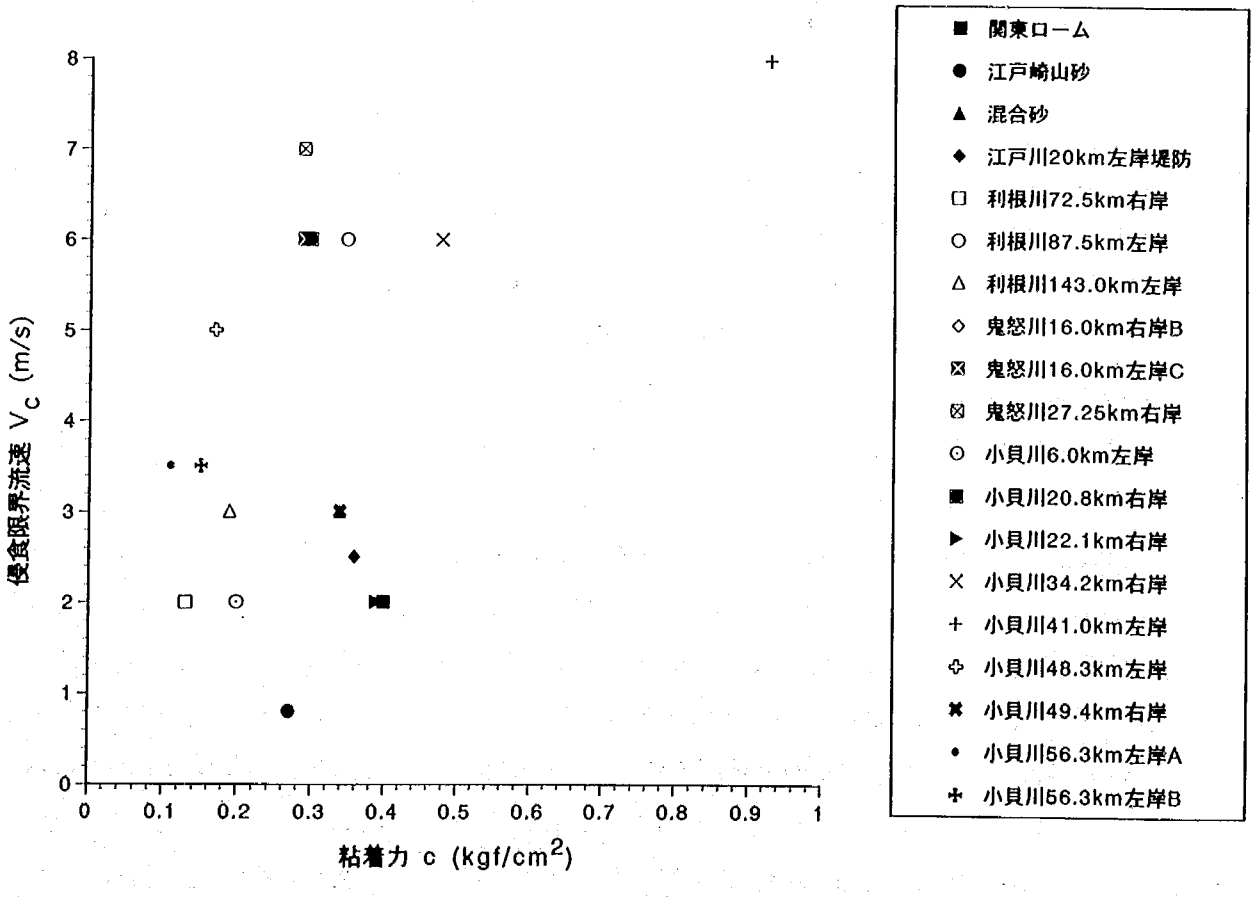
現地を対象とした粘性土の侵食特性に関わる土質パラメータとして侵食現象により密接な関係を有するものを用いないと、土質特性が異なる供試体の耐侵食性について統一的な説明ができないと思われる。

4.2.2　土の力学的試験による評価

土の力学的特性を直接測定し、それと限界掃流力との相関を調べる方法は、直感的であり、かつ簡単な方法であると考えられる。表－3の(A)のように、既往の研究では、粘着力としてベーンせん断強度 τ_s の値を用いるものが多い。このベーンせん断試験は、一軸あるいは三軸圧縮試験の供試体を作成することが困難な、軟弱な地盤において現地で行う非排水試験である。本研究では、洪積粘土に代表されるように、非常に固結した粘性土も実験対象としている。そこで、粘着力の測定方法を統一するために、以下では非排水条件で行った三軸圧縮試験によって測定した粘着力を用いた。

侵食限界流速と粘着力の関係を図－12に示す。粘着力の増加とともに V_c も増加する傾向を示すものの、値は大きくばらついており、自然土に対しては粘土含有率と同様、V_c とCとの間に明確な相関が得られなかった。

その理由は次のように考えられる。三軸圧縮試験によって測定した粘着力をパラメータとした背景には、土塊の離脱面に作用する粘着力が上記の方法で測定可能であるという考えがあったと思われる。しかし、ベーンせん断試験や三軸圧縮試験等の土のせん断試験は一般に外力もしくは自重による圧密によって土の内部に



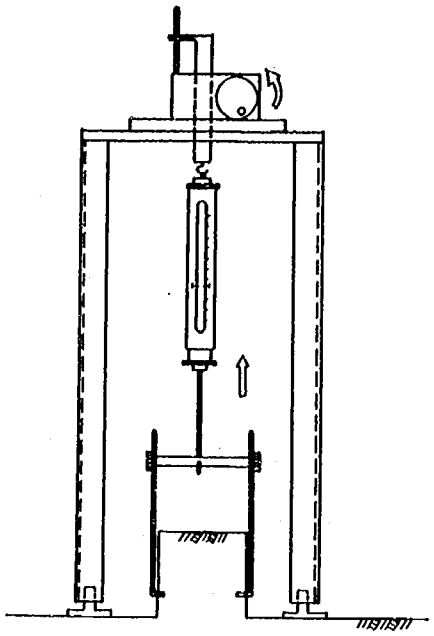
図－12　粘着力と侵食限界流速の関係

生じるせん断応力を測定するための試験であり、粘性土塊が揚力によって引っ張り上げられる状態で発揮される粘着力を測定できるものではないため、上記の考え方が不適切であると考えられる。このことは、粘性土が一般的に完全弾性体でなく、引っ張りと圧縮とでは異なる特性を示すことからも理解できる。また、Ajaz and Parry[23]は、アースダムなどに生じるテンションクラックの発生を土質力学的に予測するための基礎情報として、粘着性土の引張り応力と歪みの関係および引張り破壊応力の測定装置を考案している。この装置を考案した背景として、Ajaz and Parry[23]は、粘性土では引張りと圧縮で応力、歪み特性が異なることを挙げている。以上より、侵食限界流速はもちろん、一般的な侵食特性を把握するにも、粘性土間に働く引張り力を直接測定することが不可欠であると判断される。

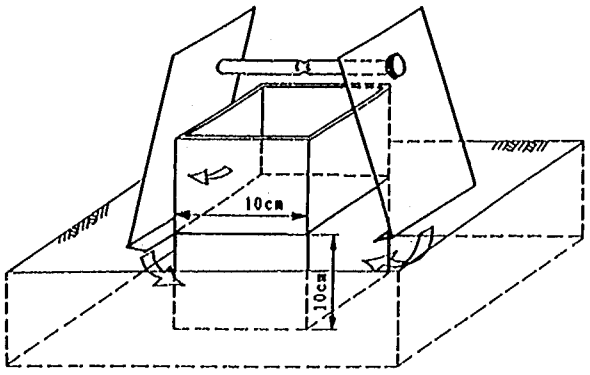
4.2.3　引張り破壊応力と侵食限界流速の関係

4.2.1に示した結果より、実河川に存在する様々な土質特性を有する粘性土を対象とした場合には、1）土の物理化学的試験で測定されるパラメータを用いるのは非常に困難であり、2）土の力学的試験で測定されるパラメータを用いることが現状では最適と判断される。ただし、土の力学的試験方法として、土質力学の分野で用いられている三軸圧縮試験などのせん断試験方法をそのまま適用することはできず、侵食現象を考慮して新たな試験方法を考案する必要があると思われる。そこで、筆者らは、粘性土の侵食は土塊に作用する揚力が、土塊離脱面に作用する引張り破壊力を上回ったときに生じるとの考えに基づき、引張り破壊応力をパラメータとして選定した。引張り破壊応力を直接測定できる標準的な試験方法が土質工学の分野では見あたらなかったので、著者らは、図—13および写真—5に示す引張り試験器を開発した。引張り試験は現地の粘性土を直接引張ることで引張り破壊応力の測定を行う原位置試験であり、装置は可搬性、構造が単純であるといった点から、現場において粘性土の耐侵食性を把握するのに適している。引張り試験器は、供試体に引張り力を伝達する供試体ホルダー、引張り力を測定するバネばかり、均一かつ徐々に供試体を引張り挙げる引張り装置、そして引張り装置を載せる台で構成されている。供試体としては、地面上に一辺が10 cmの立方体の突起を不撹乱で成形したものを用いる。供試体に徐々に大きな引張り力を作用させつつ引張り上げ、そして供試体と現地盤が切断される直前の引張り力の最大値を測定する。その値から、供試体および供試体ホルダーの重さを差し引いた値を、破断面の面積で商することにより、引張り破壊応力が求められる。なお、詳細な試験方法については Appendix 1 を参照されたい。

Appendix 1に示す測定方法に従って測定した引張り破壊応力 σ_{tb} を表—4に示す。この結果、各供試体で最大約2倍に達する測定値のばらつきが見られた。この理由として、試験実施上のミス（供試体内への根毛の混入、破断面以外での供試体のひび割れ）によるものと、試験を行った場所ごとに破壊耐力が異なることによるものが挙げられる。前者については、試験中および試験後の供試体の状況から、根の混入の有無とひび割れおよび破壊の確認ができる。そこで、根の混入および破断面以外でのひび割れや破壊が見られなかった試験を適正なものとし、それ以外の不適正な試験結果を除外した。表—4には適正な実験結果に○、不適正なものに×の印を付けてある。同一の供試体の適正な実験結果だけを見ても、引張り破壊応力にはある程度のばらつきが認められる。この原因は、主に後者の理由であると考えられる。今回の試験で見られた粘性土の引っ張りによる破壊は、供試体が地面から急激に剥離する様子から、脆性的であると判断される。脆性的な破壊は、一見一様にみえる供試体であっても必ず存在する欠陥に帰因する[24]。供試体ごとに欠陥の分

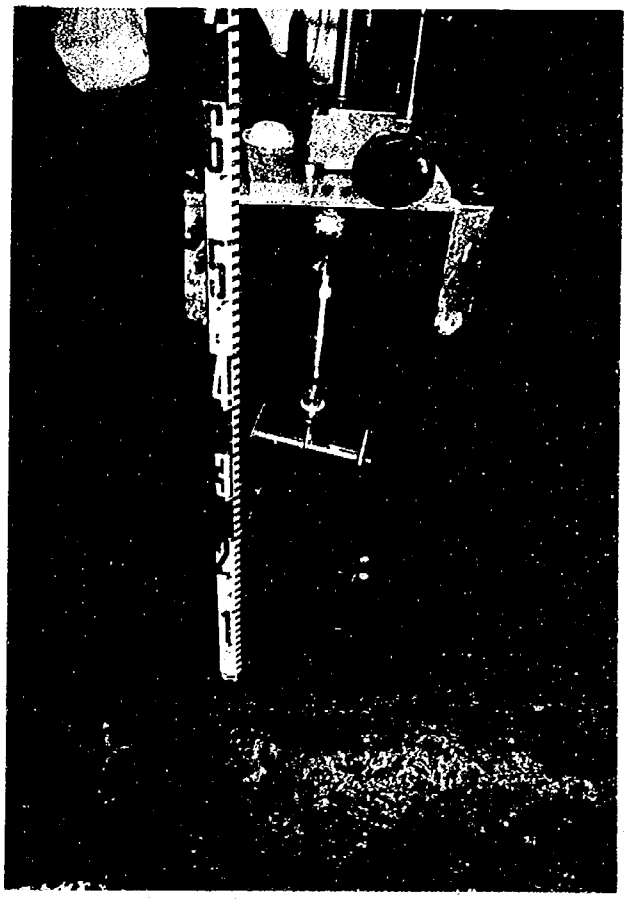


簡易侵食試験器横断図



供試体固定方法概念図

図—13　引張り試験器の概要図



写真—5　引張り試験器

表－4　引張り試験結果

供試体採取地点	No.	○, ×	引張り破壊応力 σ_m (g/cm²)	平均値	標準偏差 σ	σ/σ_m	含水比 %	平均値	特記事項
関東ローム	1	○	6.96				82.17		
	2	○	1.67				85.26		
	3	○	5.76				88.24		
	4	○	11.15	6.39	3.3785	0.5291	96.84	89.08	湿潤
江戸崎山砂	1	○	0				欠測		
	2	○	0				18.38		
	3	○	4.43				19.55		
	4	○	0				18.91		
	5	○	1.55	1.20	1.7248	1.4422	28.95	21.45	湿潤
混合砂	1	○	15.96				-		
	2	×	-				-		供試体破壊
	3	○	13.35	14.66	1.3050	0.0890	-		
江戸川20.0km	1	×	-				-		供試体破壊
	2	○	12.79				34.88		
	3	○	18.19				34.34		
	4	○	9.84	13.61	3.4574	0.2541	32.7	33.97	
利根川右岸72.5km	1	○	7.26				18.74		
	2	×	14.42				30.85		参考値
	3	○	7.72				20.31		
	4	○	11.25				35.73		
	5	×	-	8.74	1.7824	0.2039	-	26.41	供試体破壊
利根川左岸87.5km	1	○	26.85				45.5		
	2	×	-				-		供試体破壊
	3	○	17.89				45.9		
	4	○	30.62				45.6		
	5	○	38.16				45.1		
	6	○	22.94	27.29	6.8807	0.2521	47	45.82	
利根川右岸143.0km	1	○	6.1				85.6		
	2	×	-				-		供試体破壊
	3	○	8.5				90.1		
	4	○	7.7				82.9		
	5	○	6				85.5		
	6	○	10.2				92.3		
	7	○	7.4	7.65	1.4385	0.1880	86.7	87.18	
鬼怒川右岸16.0km A	1	×	-				-		供試体破壊
	2	○	31.75				54.42		
	3	○	18.82				48.26		
	4	○	26.26				46.9		
	5	○	25.45	25.57	4.5893	0.1795	40.53	47.53	
鬼怒川右岸16.0km B	1	○	7.32				51.71		
	2	○	0.89				29.71		
	3	○	2.9				34.73		
	4	○	5.71	4.21	2.4830	0.5905	26.03	35.55	湿潤
鬼怒川中州16.0km C	1	○	32.71				137.36		
	2	○	33.09				129.59		
	3	○	40.18	35.33	3.4353	0.0972	141.35	136.10	
鬼怒川左岸27.25km	1	○	33.66				23.4		
	2	○	33.05				22.9		
	3	○	37.59				22.8		
	4	○	49.78				23		
	5	○	31.8				21.3		
	6	○	48.31				21.4		
	7	○	49.9				22.4		
	8	○	36.2	40.04	7.4052	0.1850	20.9	22.26	
小貝川左岸6.0km	1	×	-				-		供試体破壊
	2	×	-				-		〃
	3	×	-				-		〃
	4	○	4.59				67.44		
	5	○	2.49				69.54		
	6	○	10.82				78.59		
	7	○	6.24				75.55		
	8	○	4.15	5.66	2.8438	0.5026	81.37	74.50	

供試体採取地点	No.		引張り破壊応力		標準偏差		含水比		特記事項
			σ_{tb} (g/cm²)	平均値	σ	σ/σ_{tb}	%	平均値	
小貝川右岸20.8km	1	○	53.4				66.3		
	2	○	53.2				65.3		
	3	○	46.4				62.7		
	4	○	64.6				66.2		
	5	○	52.9				63.1		
	6	○	45	52.58	6.3415	0.1206	60.9	64.08	
小貝川左岸22.1km	1	○	15.5				33.4		
	2	○	24.8				36.8		
	3	○	40				34		
	4	○	10.1				36.9		
	5	×	32				22.3		断面砂質
	6	○	18.4	21.76	10.2798	0.4724	24.3	30.08	
小貝川右岸34.2km	1	○	50.1				45.7		
	2	×	19.3				44.6		断面に穴あり
	3	○	44.4				45.2		
	4	×	-				-		供試体破壊
	5	○	45.8				45.1		
	6	○	34.6	43.73	5.6716	0.1297	45.1	45.28	
小貝川左岸41.0km	1	○	58.9				22.5		
	2	○	67.2				23.5		
	3	○	64.4	63.50	3.4477	0.0543	23.5	23.17	
小貝川左岸48.3km	1	○	14.8				99.3		
	2	○	16.9				116.5		
	3	○	27.9				101.6		
	4	○	35.4				113.2		
	5	○	32.2				115.5		
	6	○	38.7	27.65	8.9779	0.3247	115.8	110.32	
小貝川右岸49.4km	1	○	5.8				85		
	2	×	-				-		供試体破壊
	3	○	4.5				83.9		
	4	○	10.5				83.5		
	5	×	0	6.93	2.5773	0.3717	83.2	84.13	供試体破壊
小貝川左岸56.3km A	1	○	16.87				49.9		
	2	○	14.34				49.7		
	3	○	19.29				49		
	4	○	19.36				51.4		
	5	○	13.42				58.2		根混入
	6	○	14.07	16.23	2.4394	0.1503	54.1	52.05	
小貝川左岸56.3km B	1	○	4.8				-		
	2	○	9.1				-		
	3	○	15.7				-		
	4	○	11.5				-		
	5	×	-				-		供試体破壊
	6	○	3.96	9.01	4.3403	0.4816	-		

布、大きさなどが異なると、その結果として引張り破壊応力の測定結果が異なる。そのため、同様な引張り試験を行っても、引張り破壊応力の測定結果が比較的大きくばらついたと考えられる。しかしながら、この現象は粘性土の破壊特性であるため、測定結果がばらつくのは必然である。そこで、以下では引張り破壊応力として3～6回の適正に行われた試験値を平均した値を用いて議論を進めることとする。

図—14に侵食限界流速 V_c と引張り破壊応力 σ_{tb} との関係を示す。両者間には実線で示す $\sigma_{tb} \propto V_c^2$ の関係が認められる。この関係は、図—10～12に示した侵食限界流速 V_c と粘土含有率、空隙比および三軸圧縮試験による粘着力との関係と比較して、明らかに相関性が高い。また、一般的に乱流状態では流体力が流速の自乗に比例することを考慮すると、$\sigma_{tb} \propto V_c^2$ の関係は、土塊の離脱が揚力と引張り破壊力との関係によって説明できるとする4.1に示した仮説と合致すると考えられる。

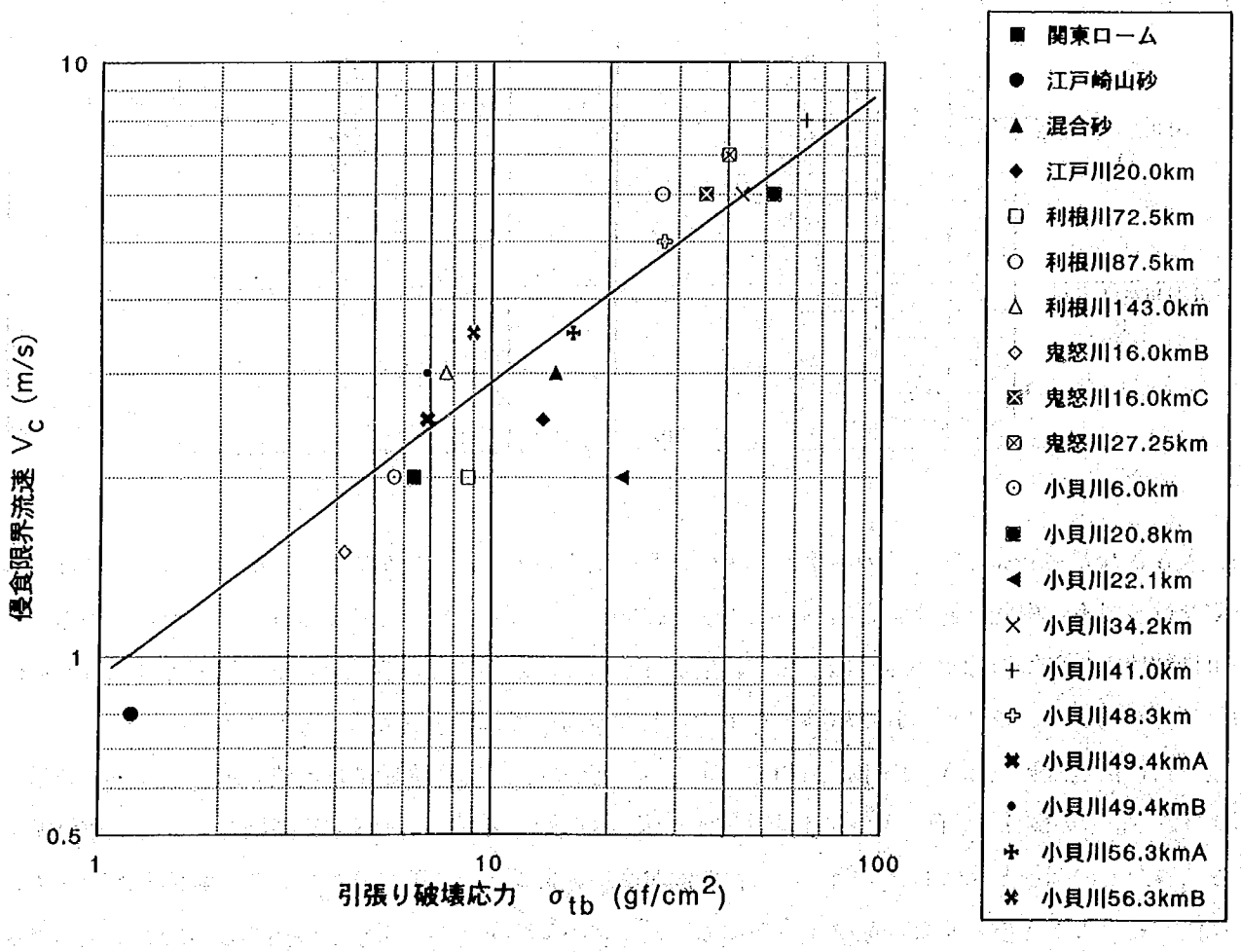
4.3 揚力による侵食機構に関するまとめ

図—14に示すとおり、限界侵食流速 V_c と引張り破壊応力 $\sigma_{tb} \propto V_c^2$ の関係が認められた。この関係について、移動床の水理学に関する知見を適用しすると、以下のように考えることができる。4.1に示した仮説に沿って、侵食現象が土塊に作用する揚力が粘性土の引張り破壊応力との関係によって説明できると考える。この仮説に基づくと、侵食限界流速以上の流速において急激に侵食速度が増大するのは、揚力が引張り破壊応力を上回るようになったため、侵食面のいたる場所で土塊の離脱が生じたためと説明できる。したがって、侵食限界流速の通水時では、土塊に作用する揚力が引張り破壊力と等しい、離脱するか否かの限界状態であると考えて良い。そのような状況では、土塊に作用する力の釣り合い式として式(1)が成り立つ。

$$\alpha_1 \cdot D^2 \cdot \sigma_{tb} = 1/2 \rho \alpha_2 \cdot D^2 \cdot C_L \ (\psi \cdot V_c)^2 \qquad (1)$$

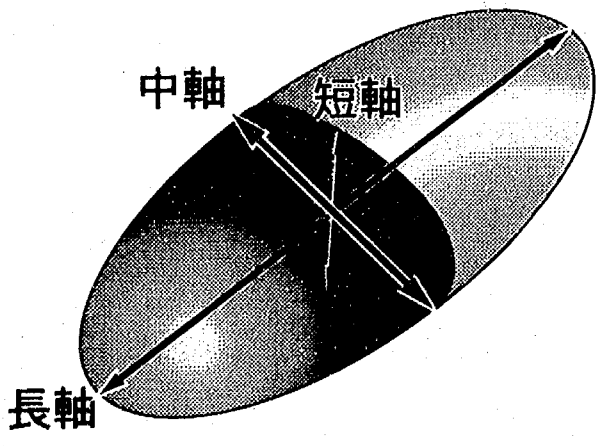
ここで、D は土塊の代表粒径、ρ は水の密度、C_L は揚力係数、ψ は断面平均流速と河床近傍流速の比、$\alpha_1 \cdot D^2$ および $\alpha_2 \cdot D^2$ はそれぞれ土塊が侵食面と接する面積と土塊の流れ方向への投影面積である。6.2に詳細を示すように、土塊は代表粒径に依らず相似形状とみなせるので、α_1 と α_2 はある一定値であると考えて良い。式(1)は、左辺に示す土塊の離脱面に作用する引張り破壊応力が右辺に示す揚力と等しいことを表している。式(1)を整理すると式(2)が得られる。

$$\sigma_{tb} = \rho \cdot C \cdot V_c^2 \qquad (2)$$

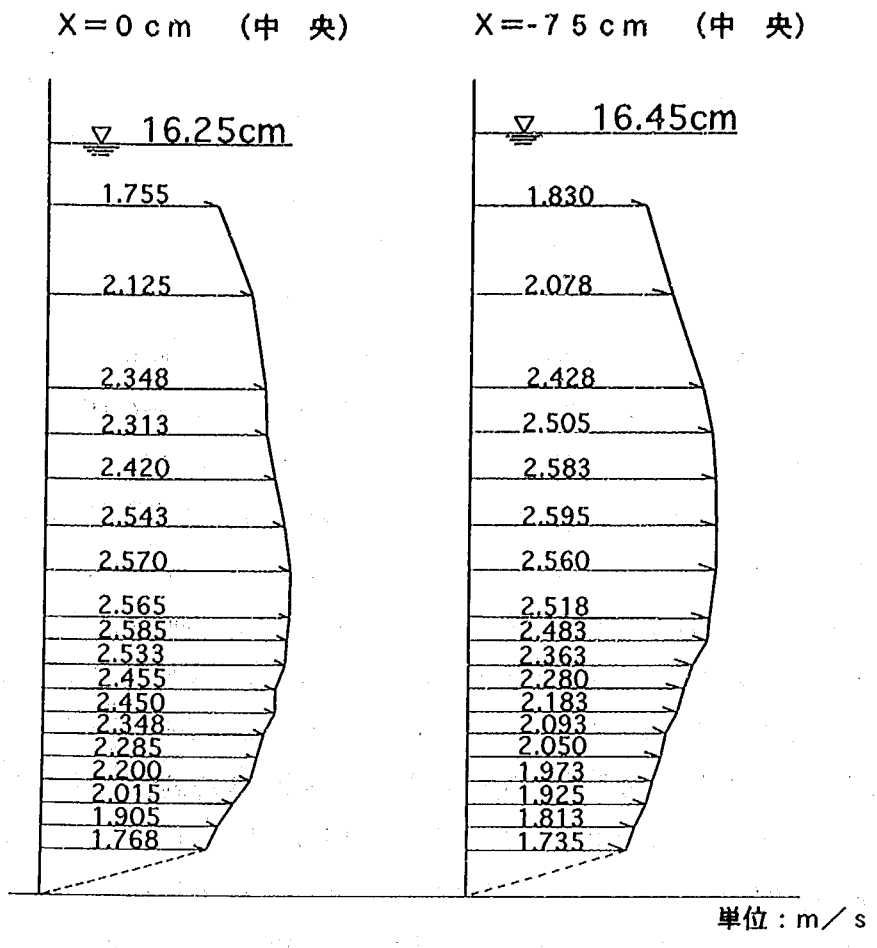


図—14 侵食限界流速と引張り破壊応力の関係

ここで、$C=1/2\cdot\alpha_2/\alpha_1\cdot C_L\cdot\psi^2$ と表せる定数である。図—14より $C=0.12$ となることが分かる。この値について、α_2/α_1、C_L、ψ がとり得る値を推定し、妥当性を検討する。α_2/α_1 の値は、土塊の形状と離脱面上での配置から推定できる。6.2に詳細を示すように、土塊の形状は、図—15に示すつぶれたラグビーボールのような形状に近似できる。長軸、短軸と中軸との比は、それぞれ1.4と0.7である。このような形状をした土塊が侵食面上から離脱するのであるが、土塊が侵食面および流れ方向に対して、どのような配置になっているかについては、計測できていない。そこでここでは、次のように配置を仮定する。即ち土塊は、第一に侵食面との接触面積が最大に、そして第二に流れ方向の土塊長が最小になるように配置していると仮定する。この仮定に従えば、長軸と中軸を含む面が侵食面と平行になるように、かつ中軸が流れ方向に向くように土塊が配置することになる。その配置状況では、上記した長軸、短軸と中軸との比より $\alpha_2/\alpha_1=0.71$ となる。次に揚力係数C_L の値には、河床上の砂粒子の揚力係数[25] $C_L=0.34$ を用いる。最後に断面平均流速と河床近傍流速の比 ψ は、次のように推定する。図—1に示した実験水路の供試体設置位置において、電磁流速計によって水深方向の流速分布を測定した一例を図—16に示す。流速分布を見ると、水面近傍において流速が遅くなっている。水面近傍で流れに空気が混入していたため、電磁流速計によって流速が正確に計れていない。したがって、この原因については、詳細は分からない。しかし、底面近傍では対数則にほぼ従うような流速分布が得られている。この部分に着目すると、水路床から1 cm離れた位置の流速の断面平均流速約2 m/s対する比が、約0.85となっている。6.4に詳細を示すように、侵食面の凹凸は1 cm以上であったことを考慮し、大まかな推定値として $\psi=0.85$ とする。以上のように推定した α_2/α_1、C_L、ψ 値よりCを計算すると0.087となる。この値は、実験値の約73%であり、実験結果を十分に説明するものではない。しかし、Cを計算する際に用いた推定値は大まかなものであることを考慮すると、冒頭に示した土塊に作用する揚力と引張り破壊応力との関係によって侵食現象が説明できるとする仮説の適用性について、肯定的な結果であると思われる。



図—15　離脱土塊の形状



図―16　鉛直方向の流速分布

第５章　耐侵食性の決定機構に関する一考察

侵食現象を力学的に解釈することができそうであることを4.3に示した。その際、粘性土の耐侵食性を侵食限界流速の大きさを判別することができること、そして侵食限界流速が引張り破壊応力によって評価可能であることを述べた。引張り破壊応力の大きさは、粘性土内での物理化学的な反応の結果として定まると考えられる。そのことに関して定性的にでも知っておくことは、粘性土の耐侵食性を検討する上での基礎的情報として、非常に重要である。以下では、4.2.1(2)に示した、空隙比と侵食限界流速の関係を軸にして、侵食限界流速（言い換えれば引張り破壊応力）を決定づける主な因子と、それによる侵食限界流速の変化特性についてまとめて示したものである。なお、上記の考察を進める上で、4.2.1(1)にまとめて示した粘着力の決定機構に関する仮説に基づいている。仮説の詳細については、そちらを参照されたい。

5.1　空隙比と侵食限界流速の関係が示唆する意味

4.2.1(1)に示した仮説に基づくと、空隙比が大きいほど侵食限界流速が小さくなる。しかし、図―11に示した空隙比と侵食限界流速の関係を見ると、全体としてはそのようになっていないが、侵食限界流速が4 m/s以上の範囲に限れば、上記の関係が若干認められる。すなわち、図中に線で囲んだ、侵食限界流速が4 m/sを境にした２範囲では、何らかの土質特性が異なると考えられる。その土質特性を明らかにするため、以下のような比較を行う。図―11に線で囲んだ範囲を侵食限界流速が大きいものから順に、グループⅠ、Ⅱと呼ぶことにする。各グループごとの平均的な土質特性が、仮説に用いている次の2つの仮定を満たしていれば、仮説を満たすと考えて良い。

仮定１）単位面積当たりの接合点数は、空隙比に主に依存する。接合点数に関係するもう一つのパラメータである土粒子の粒径は、空隙比に比べて影響度が低い。

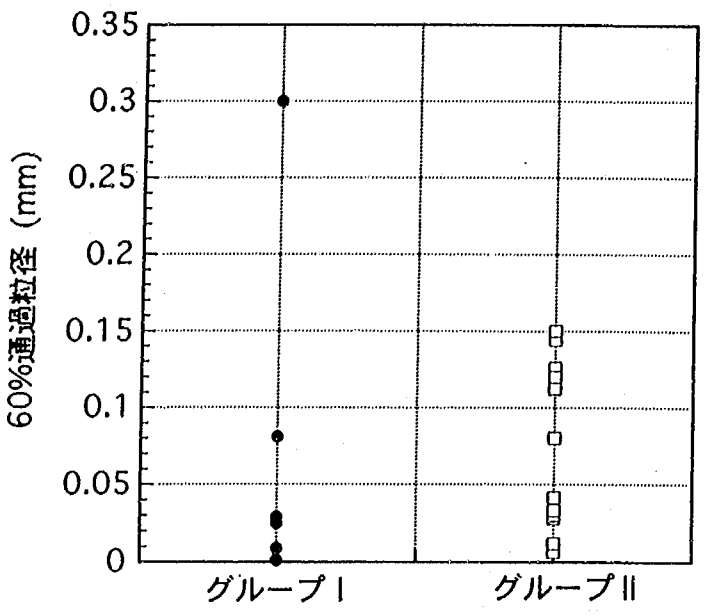
仮定２）接合力は、主に空隙比に依存する。接合力は粘土含有率と土粒子の配列にも依存するが、それらの影響度は空隙比に比べて低い。

そこで、両グループとも上記の仮定を満たす内容になっているかを調べる。

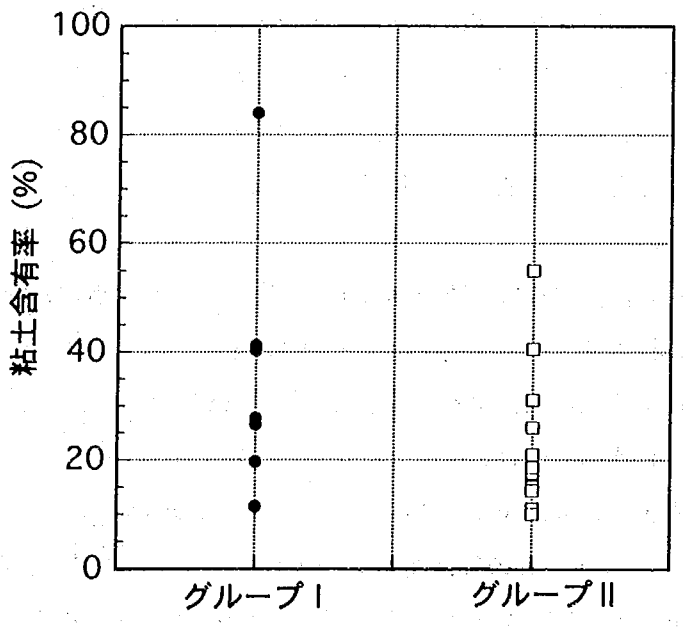
仮定１)については、グループⅠとⅡの粒径範囲が大きく異なっていれば、粒径の影響が顕著に現れた結果として、仮定が成立しなかったと判断できる。そこで、各グループごとの60%通過粒径を比較した結果を図―17に示す。各グループごとの粒径範囲には、明確な違いが認められない。したがって、仮定１)が原因ではないと判断される。

仮定２)の粘土含有率についても、粒径の場合と同様に、グループⅠとⅡの粘土含有率が大きく異なっていれば、その影響が顕著に現れた結果として、仮定が成立しなかったと判断できる。各グループごとの粘土含有率を比較した結果を図―18に示す。粘土含有率の最大値はグループⅠのほうが大きいものの、グループ内の平均値はほぼ同じ値であることが分かる。したがって、粘土含有率が原因ではないと判断される。

最後に、仮定２)の土粒子の配列について検討する。接合力の観点から整理すると、配列によって接合力が異なる結果として、同じ空隙比でも粘着力が異なると考えられる。以下では、定性的な性質として、大きな接合力を発揮する土粒子の配列状況を「高位」、その逆を「低位」な配列と呼ぶこととする。この観点を用い



図—17　各グループの60%通過粒径の比較



図—18　各グループの粘土含有率の比較

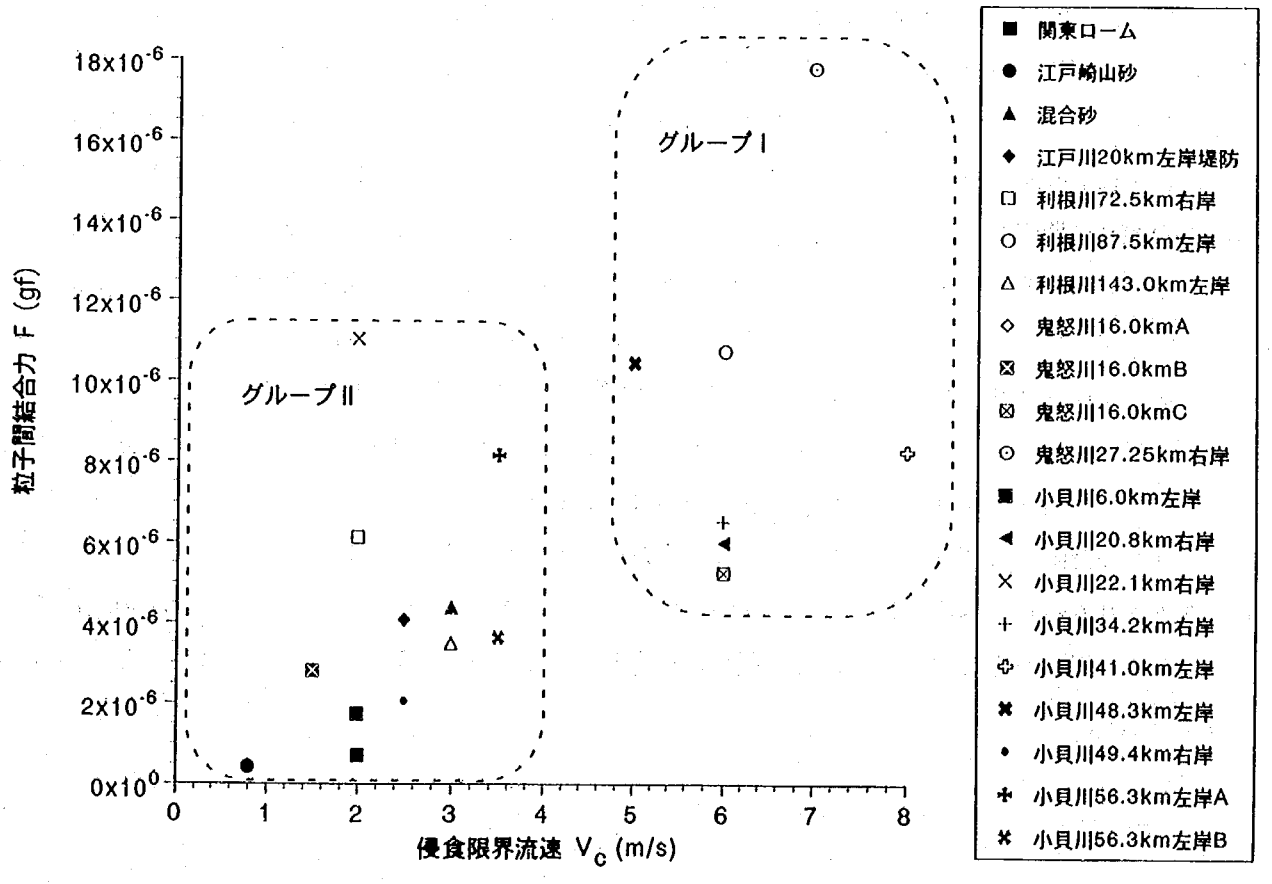
ると、仮定２)の土粒子の配列に関しては、グループⅠとⅡの平均的な接合力を比較し、差異があるか否か、すなわち、高位と低位な配列に区分できるか否かについて調べればよい。そこで、既存の知見を利用して接合力を推定する。微細粒子の凝集・分散に関する知見によれば、接合力は以下の方法によって計算できる[26]。単粒径の微細粒子では、接合力Ｆが式(3)によって計算できる。

$$F=\sigma\cdot\pi\cdot d^2/(1-n)\cdot k \qquad (3)$$

ここで、nは空隙率、σは引張り応力、dは粒径、kは一粒子当たりの接点数である。kは空隙率に依存するとして式(4)が提案されている[26]。

$$k=13.8\cdot(1-1.21n-0.297)^{0.5} \quad (4)$$

式(3)、(4)は厳密には単粒径の場合にのみ適用可能である。しかし、神谷と宇野[27]は、これらの式を粒度分布を有する供試体に適応し、締固め度の変化に伴う接合力の変化特性について興味深い結果を得ている。したがって、あくまでも概算値として取り扱うのであれば、混合粒径の供試体に対して式(3)、(4)によって接合力を推定できると思われる。そこで、σとして引張り破壊応力σ_{tb}を代入して、結合力Fを計算することとした。その計算結果を侵食限界流速との関係として図—19に示す。図中には各グループのプロットを線で囲み、グループを判別できるようにしている。各グループごとに接合力を比較してみる。小貝川22.1km右岸の接合力がグループIIの中で飛び抜けて大きな値となっている。図—14に示した侵食限界流速と引張り破壊応力の関係を見ると、小貝川22.1km右岸は、他のプロットに比較して、大きく直線から離れている。したがって、小貝川22.1km右岸の引張り破壊応力は、過大な測定値となっている可能性が高い。供試体採取地点の高水敷がシルトと細砂の互層からなっていたことを考慮すると、引張り試験をシルトが卓越する地層のみで行ってしまったことが原因として挙げられる。したがって、以下では上記のプロットを除外して考察を進める。グループごとの平均的な接合力を比較すると、明らかにグループIの方がIIより接合力が大きいことが分かる。したがって、グループIは高位、グループIIは低位な配列であると判断される。また、各グループを構成する供試体の種類に着目すると、グループIIには人工盛り土と堤体土が含まれているが、グループIは自然土のみであることが特徴的である。一般的に低位な配列となるのは、乱した土を締め固めた粘性土



図—19　粒子間結合力と侵食限界流速の関係

であることを考慮すると、グループIIが低位な配列であるとする結果は妥当なものと思われる。

以上より、図―11に示した空隙比と侵食限界流速の関係は、土粒子の配列（高位と低位）について考慮することが重要であることを示唆するものと考えられる。

5.2 まとめ

図―19に示した接合力と侵食限界流速の関係は、接合力が侵食限界流速とともに増加する傾向を示しており、侵食限界流速が主に接合力によって決まることを示唆している。したがって、空隙比が引張り破壊応力に与える影響は、接合力に比較して小さいものであると判断される。その結果として、図―11に示したように、空隙比と侵食限界流速の関係に明確な相関が認められなかったと説明できる。また、グループIが高位、グループIIが低位であると判断されたことから、土粒子の配列が結合力の大きさを決める支配的要因であると判断される。以上より、本研究のように人工盛土、堤防土、自然土といった多種の粘性土を対象とした場合には、耐侵食性の決定機構において、最も重要視すべき土質特性が土粒子の配列(本質的には接合力)であると言えよう。その場合、粘土含有率や含水比などの接合力に関わる土質パラメータは、配列が形成される際に間接的な役割を果たすものであると考えられる。ただし、配列が同一となる条件で作成した供試体（人為的に締固める、または乱した土を水中で自然堆積させる等の方法によって供試体を作成する場合、この場合はランダムまたは分散構造）では、粘土含有率や含水比などのパラメータが接合力と相関性を示す結果として、既往の研究のように、侵食限界流速とに相関が認められたと思われる。特に、飽和度が一定である場合には、4.2.1に示した仮説が完全に成立し、空隙比（または含水比）が小さいほど侵食限界流速が大きくなるという関係が成立する。そのような実験結果を示した既往研究の代表的なものとして、青木ほか[9]が挙げられる。しかし、本研究のように土粒子の配列が単一でない実河道を対象とした粘性土の耐侵食性については、土粒子の配列が異なることに帰因する接合力の差異が支配的要因となり、その要因についても対応可能な引張り破壊応力によって、侵食限界流速が式(2)として示した関係により評価できると言える。

以上に示した内容をまとめると、土粒子の配列および空隙比に基づく侵食限界流速（すなわち引張り破壊応力）の変化特性は、以下のように説明できる。グループIのように、高位な配列（または綿毛化構造）であり、かつ空隙比が小さい粘性土ほど、侵食限界流速（すなわち引張り破壊応力）が大きい。しかし、グループIIのように、グループIと同程度の空隙比であっても、低位（またはランダムまたは分散構造）な粘性土では、侵食限界流速（すなわち引張り破壊応力）が小さい。また、高位な配列の粘性土では、空隙比が大きいほど侵食限界流速（すなわち引張り破壊応力）が小さくなるが、それより空隙比が小さい低位な配列の粘性土よりも侵食限界流速(すなわち引張り破壊応力)が大きい。すなわち、土粒子の配列の変化によってもたらされる侵食限界流速（すなわち引張り破壊応力）の変化は、空隙比による変化に比較して顕著であると考えられる。

第６章　大きな径を有する土塊の離脱特性

粒径が異なる非粘性土の流砂量が限界掃流力によって整理できることからの類推として、異なる土質の粘性土の侵食速度が侵食限界流速によって整理できるという考え方を第4章の冒頭に示した。4.3の結果を受ければ、侵食限界流速に換わり、引張り破壊応力を用いることができる。これは、非粘性土の限界掃流力が粒径によって代替できることと似ている。しかし、相違点としては、非粘性土では一粒の砂粒が移動単位であり、粒径が移動に伴う地形変化量を表す尺度にもなり得るのに対して、粘性土の引張り破壊応力は、移動しにくさを表す指標ではあるが、移動単位とその大きさについてはなんら説明的な指標でないことが挙げられる。したがって、粘性土の侵食過程を検討するに当たっては、侵食面から離脱する土塊の径について知っておかねばならない。実験の観察より、侵食限界流速以上の流速では、侵食面から離脱する土塊の量と、離脱する土塊の径が増大したために、侵食速度が急激に増加したことが分かっている。このことは、上記の重要性を示唆するものである。また、大きな粘性土塊が侵食面から離脱するほど、侵食面の凹凸が激しくなることが容易に想像できる。凹凸が激しいほど、侵食面の粗度係数も大きくなると考えられるので、土塊の径について調べることは間接的には粗度特性を調べることにもつながる。

以下では、侵食実験と並行して離脱土塊を採取し、その径を測定した結果から、粘性土塊の形状、平均径および離脱量と流速の関係に関する検討を行って、土塊の離脱機構について考察した結果を示すものである。ただし、本研究では6.3に詳細を示すように、離脱したすべての大きさの土塊の離脱機構について十分な検討を行えるだけの実験ができていない。以下に詳細を示すように、径が10mm 以上の大きな土塊の離脱特性に重点を置いてまとめたものである。土塊全体の離脱量から見れば一部分でしかない径の大きい土塊を対象としたものであるが、侵食速度を土塊の離脱量と径の観点から考察することによって、この立場から行われるであろう今後の研究の基礎的情報を与えることを狙ったものである。

6.1　離脱土塊採取器の検証実験

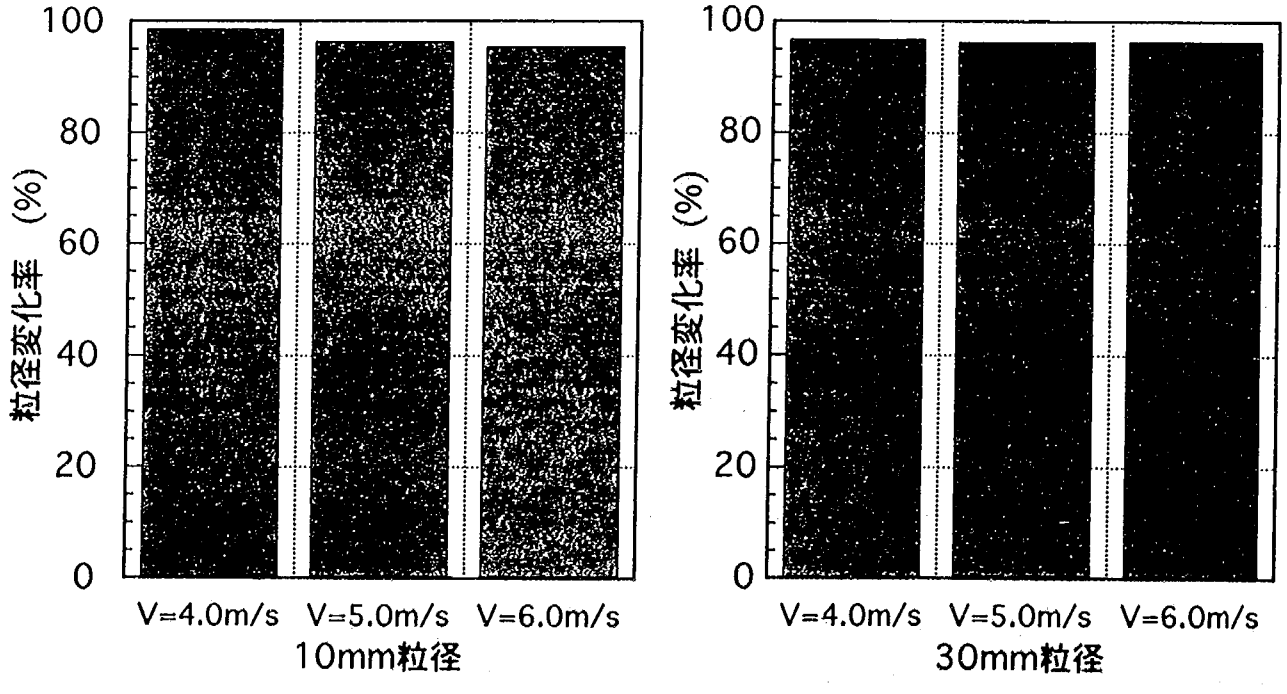
土塊径の測定を行う方法としては、地表面から離脱した直後の土塊を採取し、その径を測定するのが理想的である。しかし、今回の実験では１ m/s 以上の高流速を通水しているため、水流内に土塊を採取するための網をいれるのが非常に困難であること、また仮に入れられたとしても、網内部に激しい乱れが生じ、それによって土塊が粉砕されてしまうことが懸念され、離脱直後の土塊を採取するのは不可能であった。そこで、水路下流端に写真－２に示したような土塊採取器を設置し、これによって土塊を採取することとした。ここで懸念されるのが、供試体設置位置から水路下流端の土塊採取器まで約10m の距離があり、供試体から離脱した土塊はこの距離を流下する間に粉砕されてしまい、離脱時の径と著しく異なるのではないかと思われることである。そこで、離脱した直後の土塊の径が採取されるまでにどの程度小さくなるのかを以下の実験によって調べた。侵食限界流速が６ m/s である粘性土から径が約５ mm の粘性土塊を1,000個、10mm および30mm の径の土塊をそれぞれ20個作成し、径５ mm の土塊では径の分布をふるいにかけて、また10mm および30mm の径の土塊では長軸、中軸、短軸をノギスによってあらかじめ測定しておく。次に、流速２、４、６ m/s を通水している最中に土塊を供試体設置位置に投入し、土塊採取器により投入した土塊を採取する。

そして採取した土塊の径を投入前と同様に測定し、投入前の各値を比較することによって土塊がどの程度粉砕したかを調べた。なお、土塊径をふるいによって測定する際には、ふるっている最中に土塊が破壊しないように、細心の注意を払って少量ずつ行っている。さらに、土塊採取器に設置した網の目合いは、この実験を行ったときに限り 1 mm にした。10mm および30mm の径の土塊に関する実験結果を図—20に示す。図—20では粒径として $D=(D_L \cdot D_M \cdot D_S)^{1/3}$ を代表値として用いている。投入前後の土塊の大きさ D は若干小さくなっているものの、その変化量が非常に小さいことから、土塊が破壊していないことが分かる。また、径 5 mm の土塊に関する実験結果を図—21に示す。土塊がある程度砕けたため、平均的な土塊径の値が小さくなっおり、その結果として投入前の平均径の80%の大きさに当たる 4 mm 以下の土塊が全量の35%も生じていることが分かる。また、流速によらず採取後の土塊径の分布がほぼ同一であることが分かる。したがって、5 mm 以下の土塊については、土塊径の変化について考慮する必要がある。

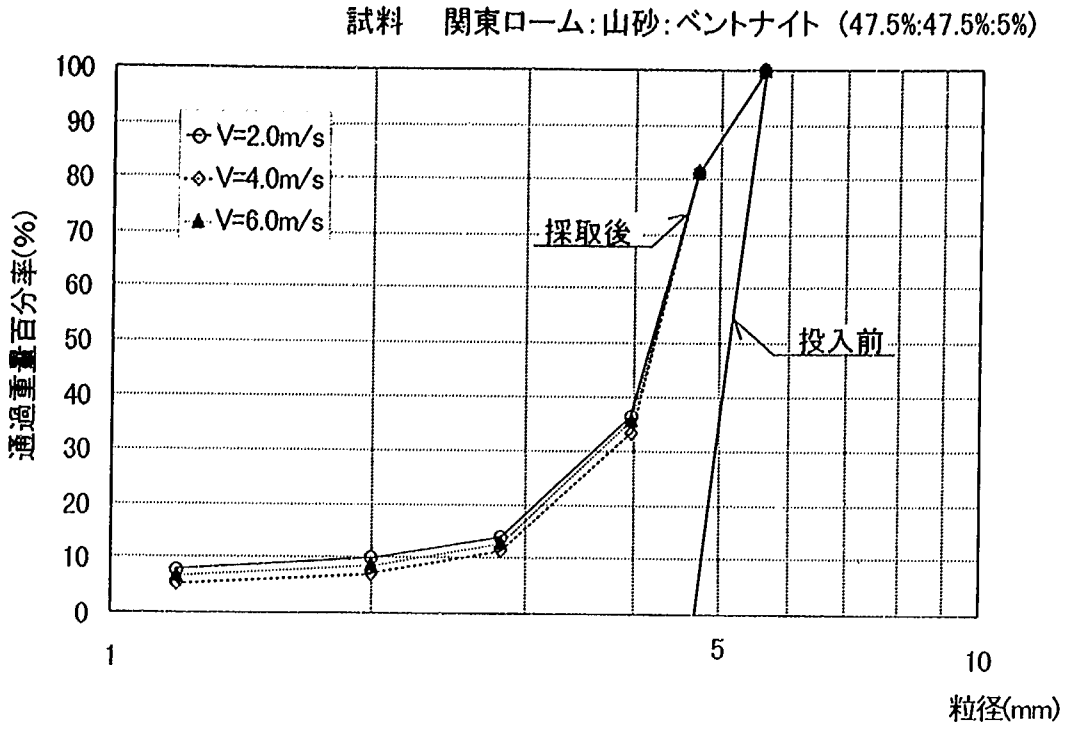
以上の実験結果より、土塊採取器によって採取した土塊の径は、離脱直後の土塊の径より若干小さめになると考えられる。しかし、その程度は10mm 以上の土塊では特に小さいことを考慮し、4.5mm の目合いの網を設置した土塊採取器を用いた以下の実験では、離脱直後と採取した土塊の径が同じであるとして考察を進める。

6.2 離脱土塊の形状特性

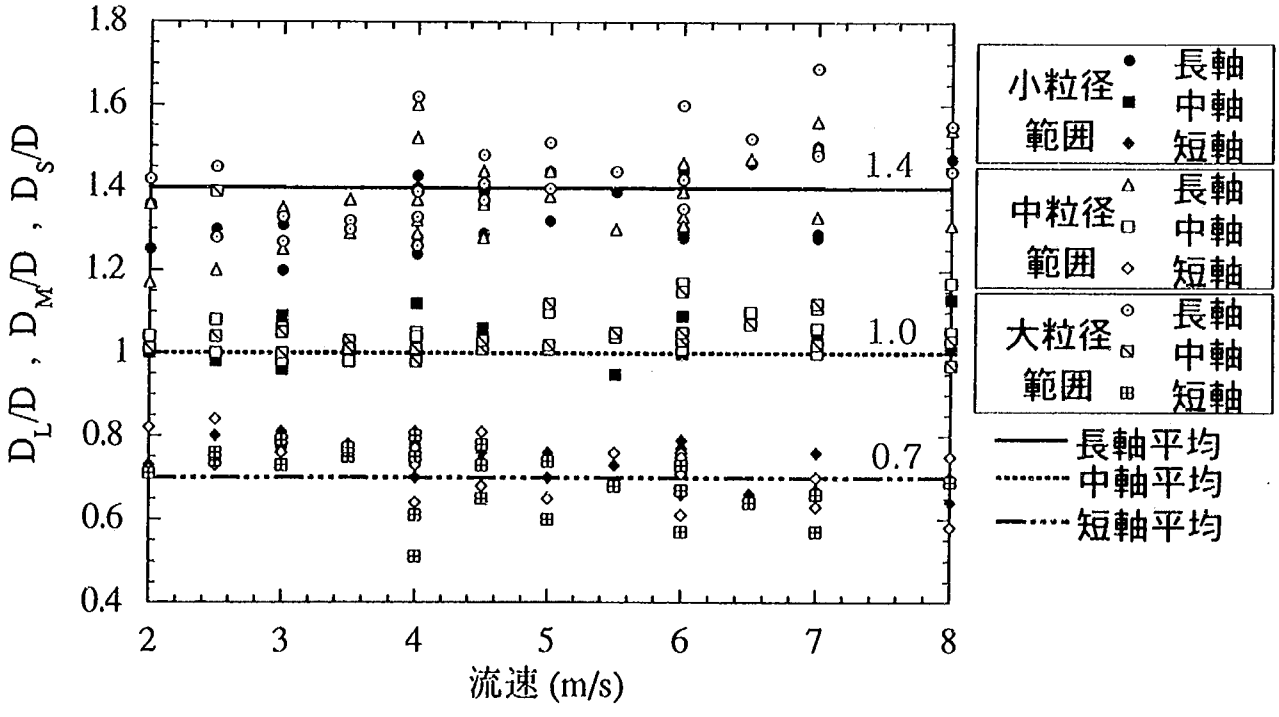
2.2.1(2)に示した実験方法にしたがって、採取した粘性土塊は、目視によって小粒径範囲（4.5～10mm)、中粒径範囲（10～20mm)、大粒径範囲（20mm～）の 3 段階の粒径範囲に分別した（ただし、括弧内の粒径は目安である)。各粒径範囲ごとに無作為に選んだ10個の土塊について、長軸 D_L、中軸 D_M、短軸 D_S を測定し、その平均値を計算した。また、代表粒径 D として $D=(D_L \cdot D_M \cdot D_S)^{1/3}$ を計算した。これらの結果より、



図—20 30mm,10mm 土塊の粒径変化率（投入前の平均粒径を100とする）

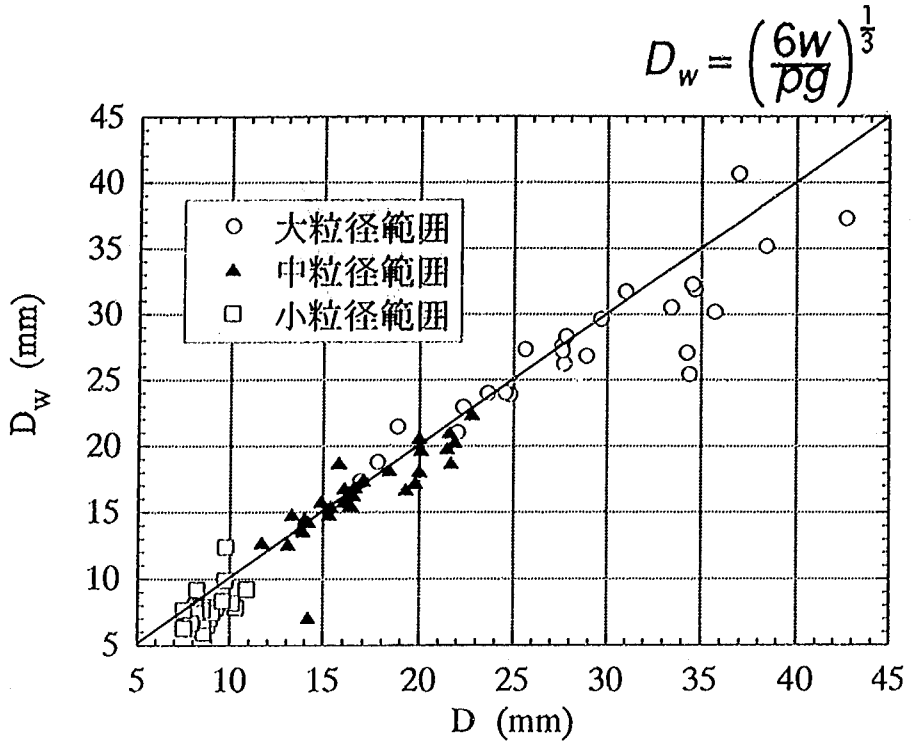


図—21　5 mm 粒径の投入後の粒度分布図



図—22　D_L/D、D_M/D、D_S/D と流速の関係

各流速における粒径比 D_L/D、D_M/D、D_S/D を計算した結果を図—22に示す。各粒径比は、流速および粒径範囲に関わらず $D_L/D=1.4$、$D_M/D=1.0$、$D_S/D=0.7$のほぼ一定値として近似できる。したがって、大きさに関わらず、土塊の形状が相似であると考えることは、近似的に許されると判断される。



図—23　D と D_wの関係

土塊の形状がほぼ相似であれば、土塊の代表径 D は、あらかじめ供試体とした粘性土の乾燥密度を測定しておけば、土塊の乾燥重量を測定することによって、式(5)から求めることができる。

$$D=(6w/\pi\rho_d g)^{1/3} \qquad (5)$$

ここで、w は各粒径範囲の粘性土塊の 1 個あたりの平均重量、ρ_d は土塊の乾燥密度である。式(5)によって計算した代表粒径を D_W とし、$D=(D_L \cdot D_M \cdot D_S)^{1/3}$ として計算した代表粒径と比較した結果を図—23に示す。D_W は粒径が大きくなるほど D より小さな値となる傾向が見られるが、両者は広い範囲でほぼ一致していることが分かる。

以上より、離脱した粘性土塊の形状は、$D_L/D=1.4$、$D_M/D=1.0$、$D_S/D=0.7$となる相似形として取り扱うこととし、代表粒径は粘性土塊の乾燥重量を測定することによって式(5)から近似値が求められると言える。以下では、採取したすべての粘性土塊の長軸 D_L、中軸 D_M、短軸 D_S を測定することが困難であったので、粘性土塊の重量を測定し、式(5)で代表粒径を計算した結果を用いて整理する。

6.3　土塊径とその離脱量の流速に伴う変化特性

土塊に関する実験の供試体として、5種類の自然土を用いた(2.2.1(2)参照)。これらの供試体は、第 5 章に示したグループ分け（図—11参照）に従うと、次のように分類できる。

グループⅠ：利根川87.5km、鬼怒川27.25kmB、小貝川34.2km

グループⅡ：利根川143km、小貝川56.3kmB

両グループは、土粒子の配列（グループⅠが高位、グループⅡが低位）が異なる。したがって、土塊の離

脱特性にも相違が見られる可能性がある。この観点から、土塊の離脱量とその径について、以下にまとめて示す。

6.3.1　土塊の離脱量

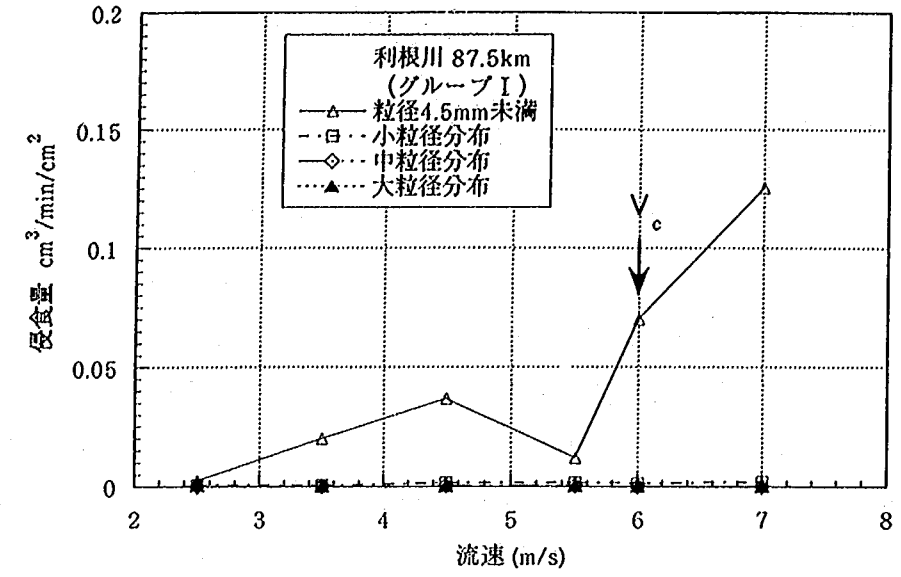
各粒径範囲の土塊の離脱量と流速の関係を図―24に示す。図―24では供試体侵食面の単位面積当たりからの離脱量として、整理した結果を示している。したがって、すべての粒径範囲について上記の離脱量を加算した値は、侵食速度と一致する。また、図中の矢印は、侵食限界流速を示している。すべての供試体に共通している特性として、土塊採取器の網目より小さい、4.5mm 以下の粒径範囲の離脱量が、その他の粒径範囲に比較して大きいことが挙げられる。特に侵食限界流速以上において、径4.5mm 以下の粒径範囲の離脱量が他の粒径範囲に比較して急激に増大したため、その特性がより顕著となっている。図―24に見られるもう一つの特徴として、侵食限界流速以上の流速における4.5mm 以上の粒径範囲の離脱量の増加傾向は、グループIIに比較してグループIの方がやや顕著であることが挙げられる。上記の特徴は、図―25に示す径4.5mm 以上および未満の土塊の含有率をみるとより明確に確認できる。流速が侵食限界流速以上における4.5mm 以上土塊の含有率が、グループIIでは30%程度であるのに対し、グループIでは10～20%と少ない。したがって、高位な配列である(すなわち、侵食限界流速が大きい)粘性土は、侵食限界流速以上の流速であっても4.5mm 以上の土塊の離脱量が少ない。この逆のことが、低位な配列である（すなわち、侵食速度が小さい）粘性土に生じる言える。以上より、グループごとに、すなわち主に土粒子の配列によって、4.5mm 以上の土塊の離脱量の増加特性が侵食限界流速以上で異なると考えられる。

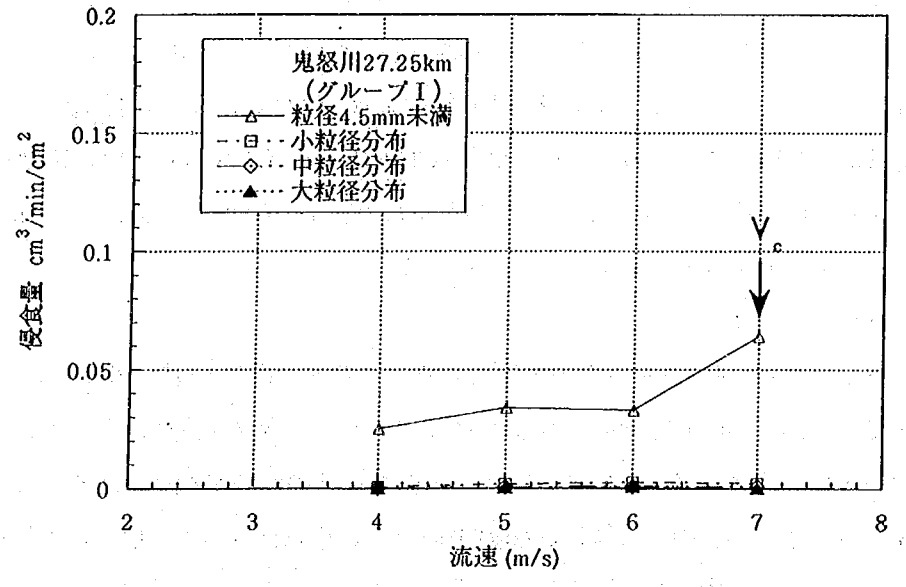
6.3.2　土塊の平均径

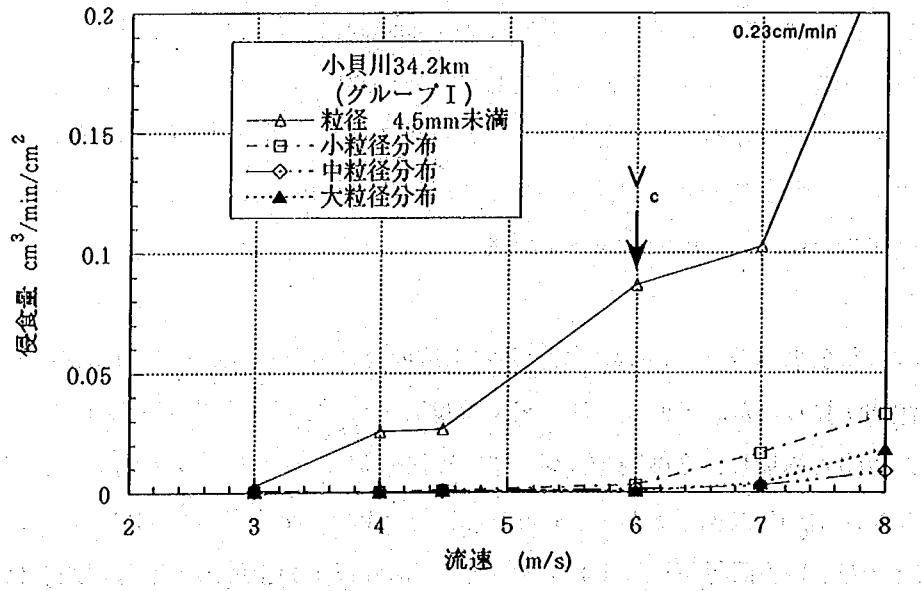
土塊採取器によって採取した4.5mm 以上の土塊の平均径と流速の関係を図―26に示す。いずれの供試体も侵食限界流速未満では、10～15mm 程度の平均径となっている。侵食限界流速以上において、粒径の増加傾向が見られるものが多い。特に、グループIIに属する供試体にその傾向が顕著である。このような増加傾向が生じたの背景を知るため、小、中、大粒径範囲の平均粒径とその含有率より描いた土塊径分布を図―27に示す。グループIIでは大および中粒径範囲の平均粒径が流速とともに増加しており、このため上記の傾向が現れたことが分かる。以上より、流速に伴う平均径の増加傾向についても、グループIに比較してグループIIの方が増加しやすい傾向が見られ、その原因として侵食限界流速以上ではより大きな径の土塊が離脱していることが挙げられることが分かった。ただし、グループIの供試体では、侵食限界流速以上のデータが少なく、そのためグループIIに増加傾向が顕著に見られているとも思われる。これについては、6.4に詳細を示すように侵食面の凹凸の程度から再度検討している。

6.3.3　まとめ

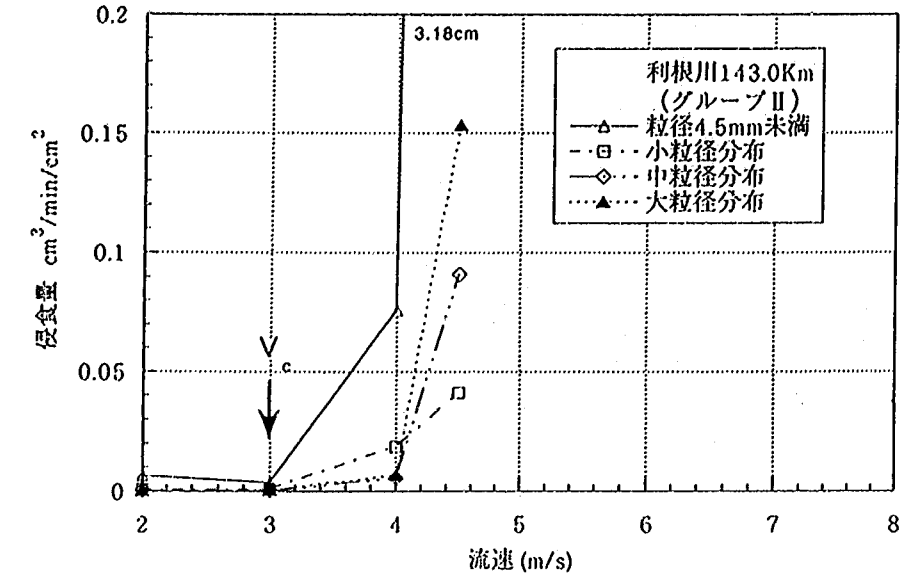
侵食に伴い離脱した全土塊のうち、4.5mm 以上の土塊のみ採取した実験結果からではあるが、それから以下に示すような傾向が見られた。グループIIに属する供試体では、侵食限界流速以上において、4.5mm 以上の土塊の離脱量が急激に増加し、全離脱土塊量の約30%を占めるようになる。それとともに、10mm 以上の大きな土塊の離脱量が増加した結果として、4.5mm 以上の土塊の平均径も増加する。それに対し、グループIに属する供試体では、侵食限界流速以上において、4.5mm 以上の土塊の離脱量が顕著に増加せず、全離脱土塊量の約10～20%を占めるに留まる。4.5mm 以上の土塊の平均径にも顕著な増加が認められない。以上を

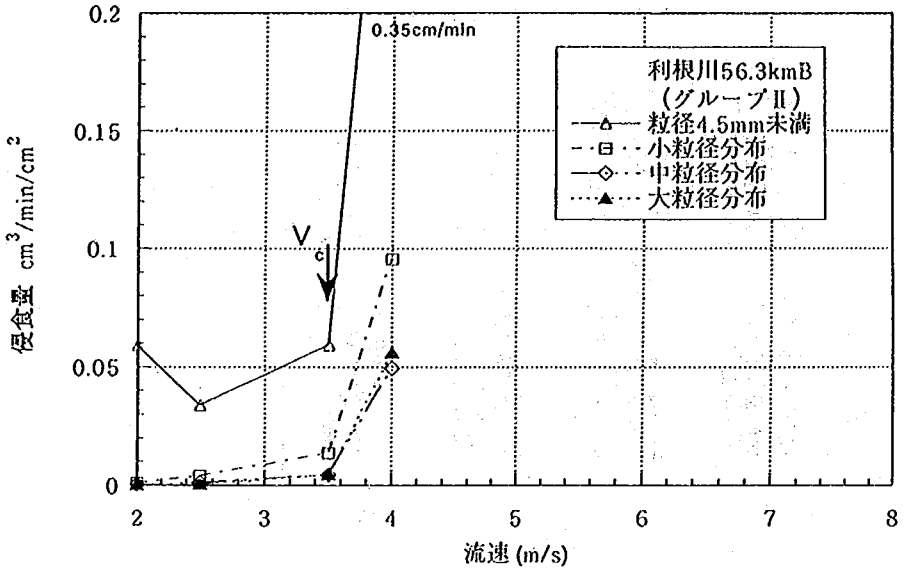




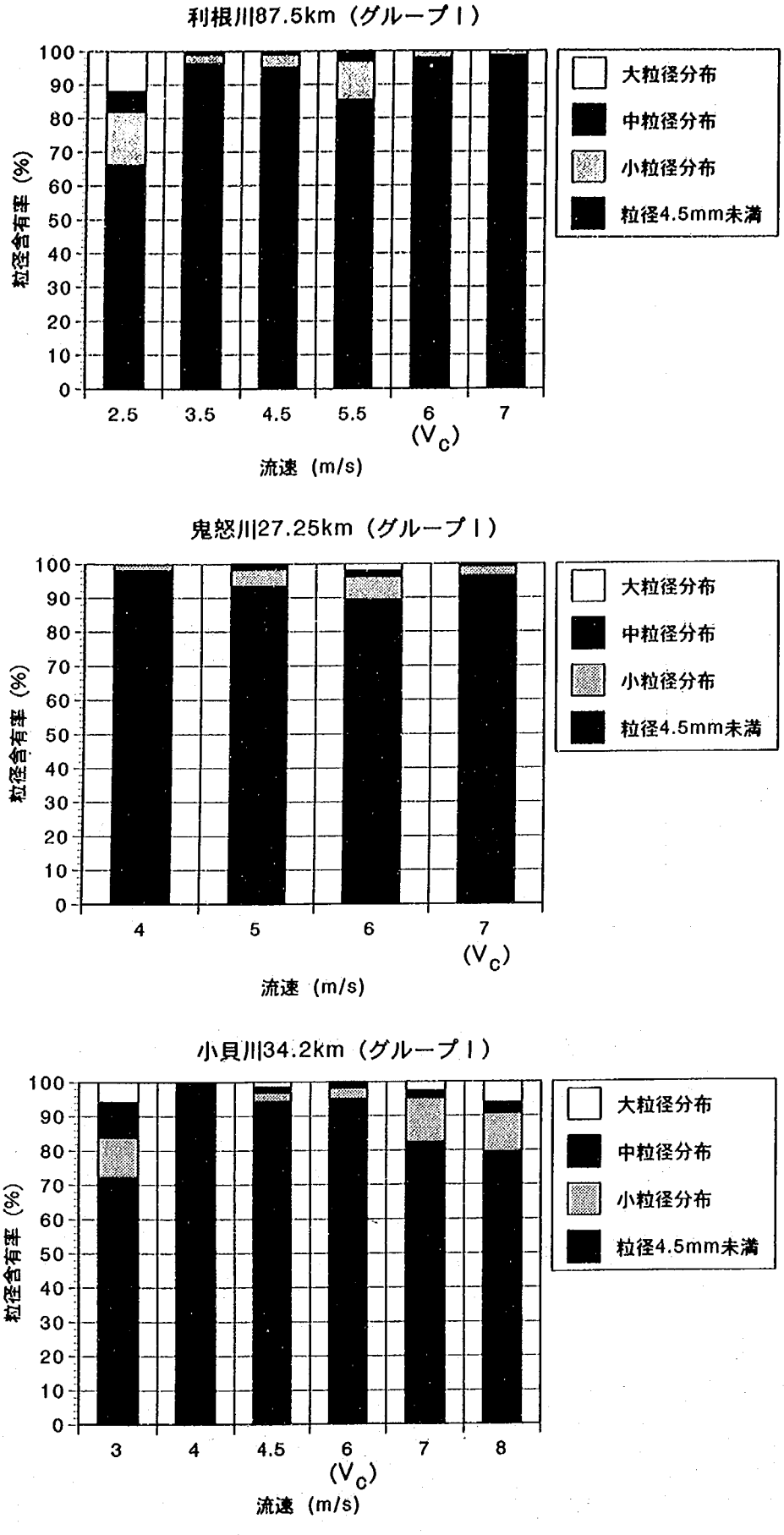


図—24(1) 各粒径範囲の土塊の離脱量と流速の関係

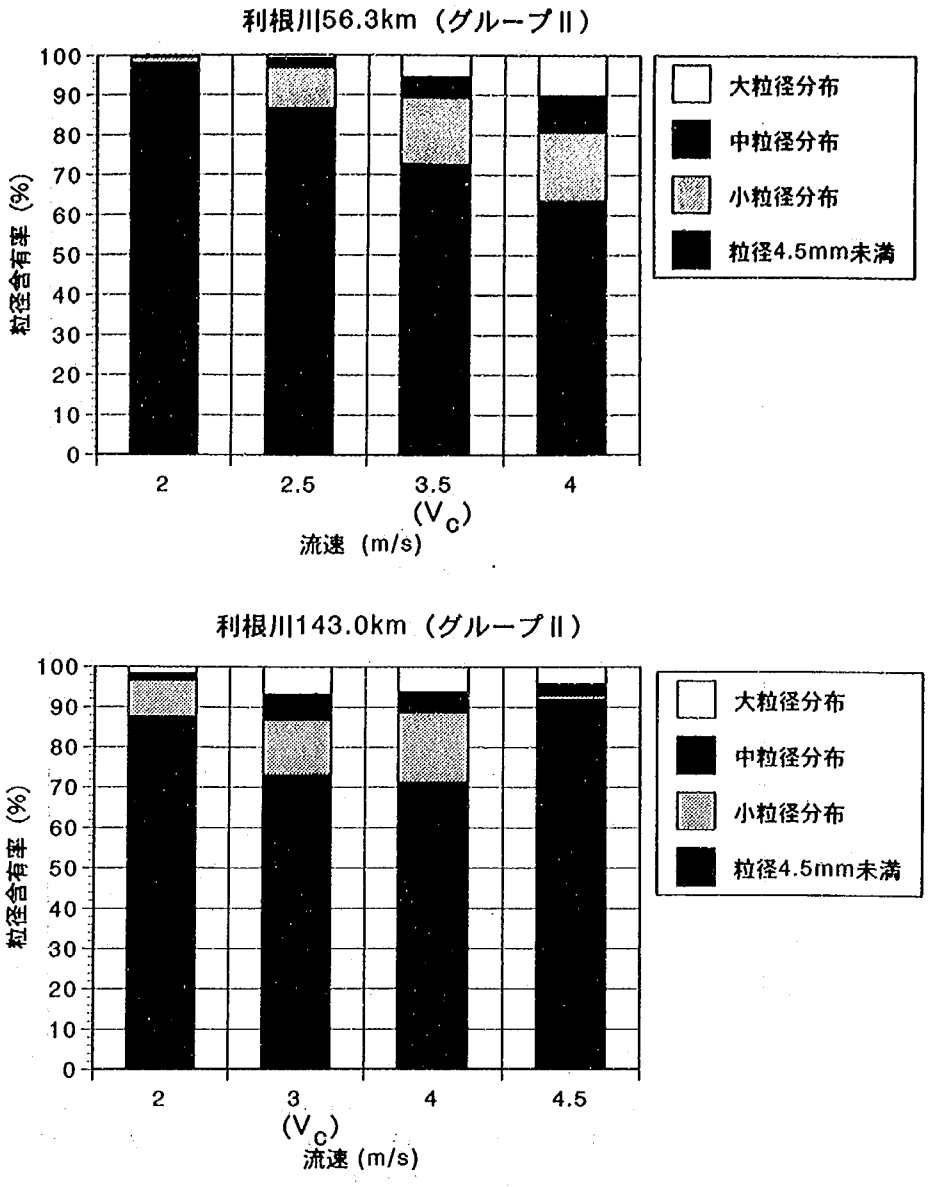




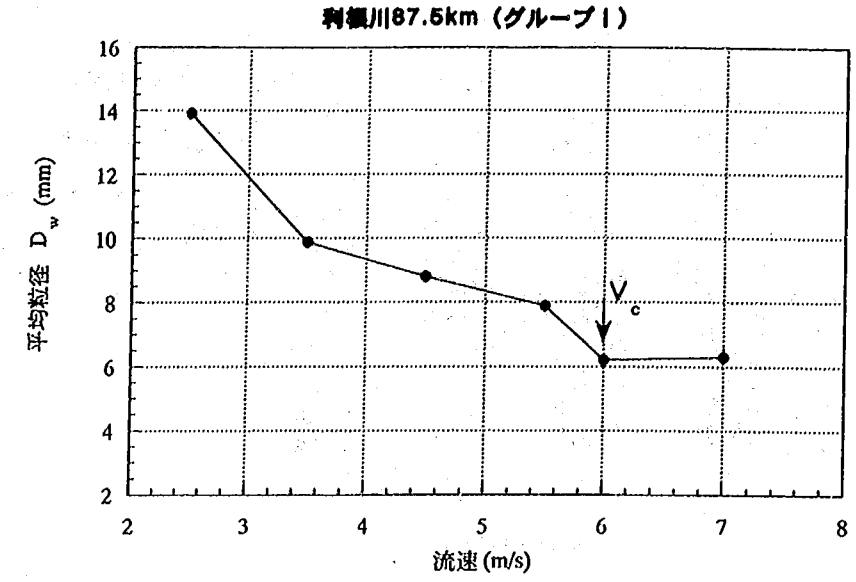
図—24(2)　各粒径範囲の土塊の離脱量と流速の関係

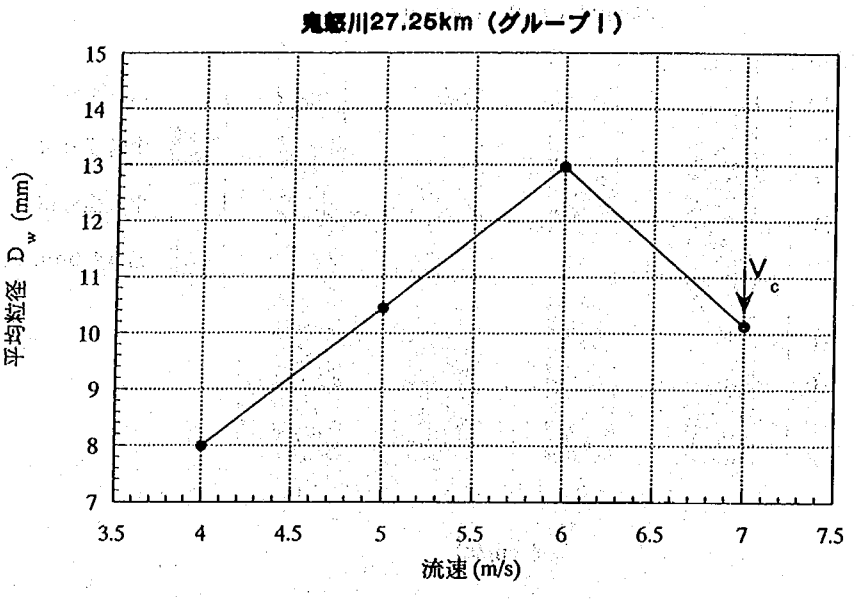


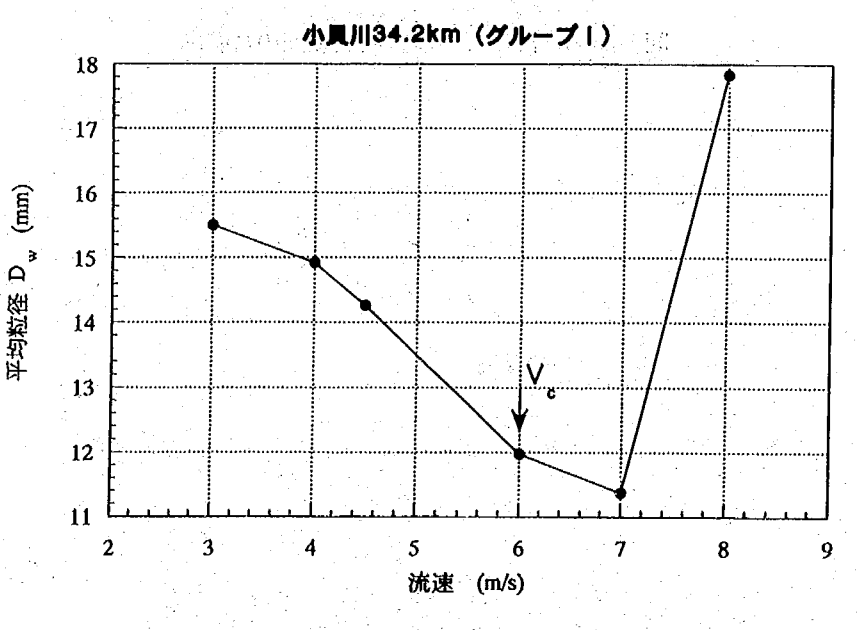
図—25(1)　流速ごとの各粒径範囲の含有率



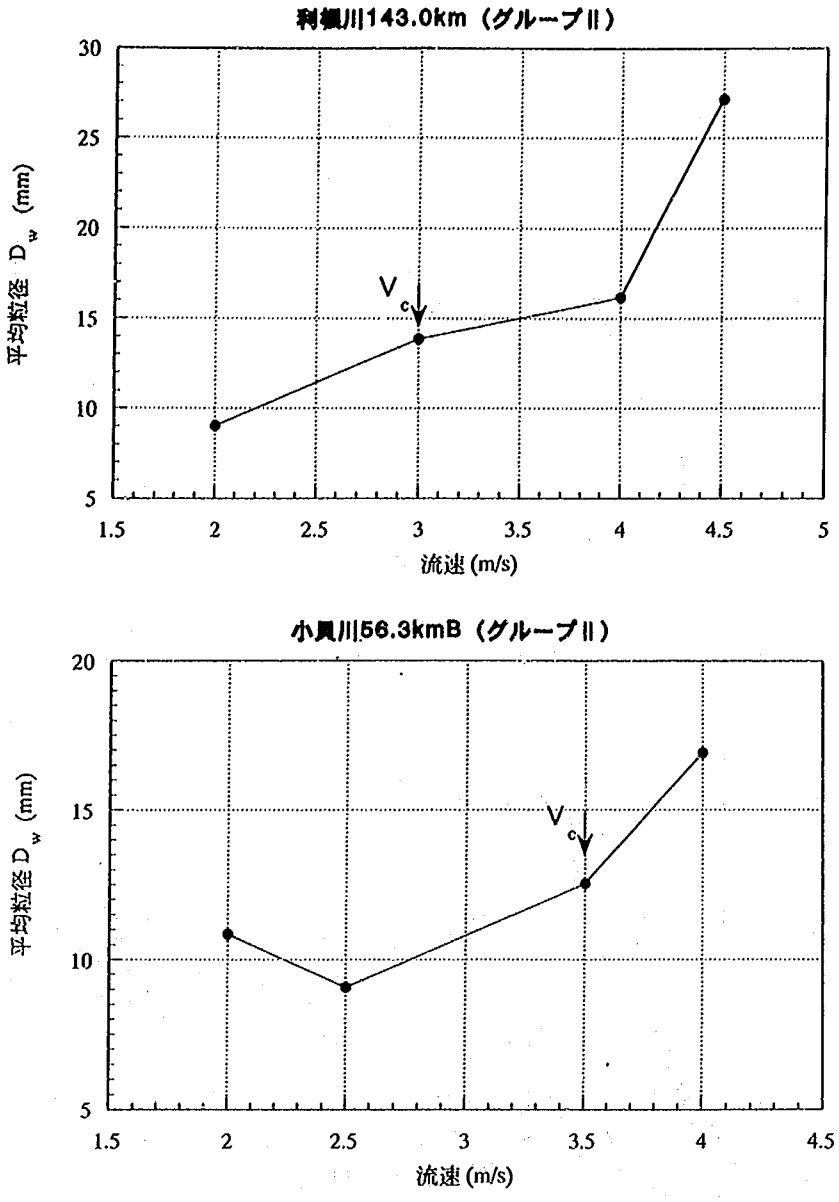
図—25(2)　流速ごとの各粒径範囲の含有率



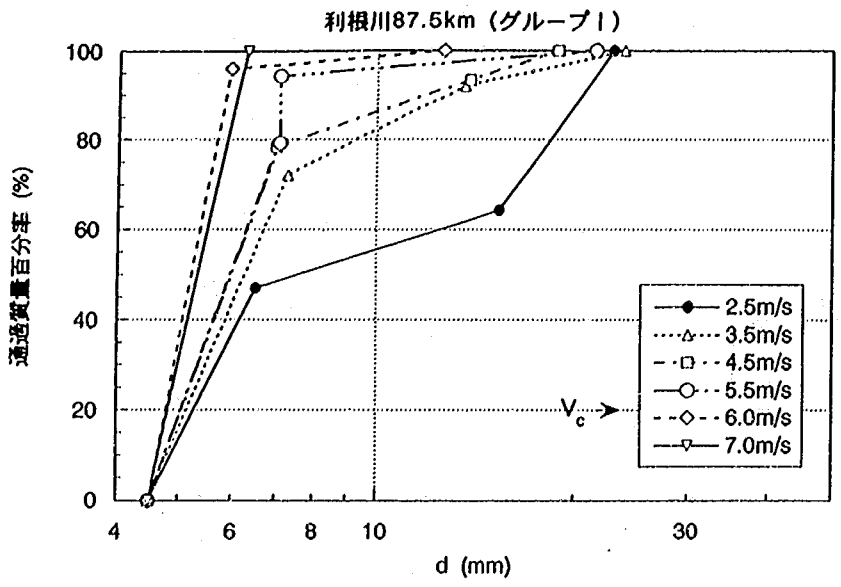


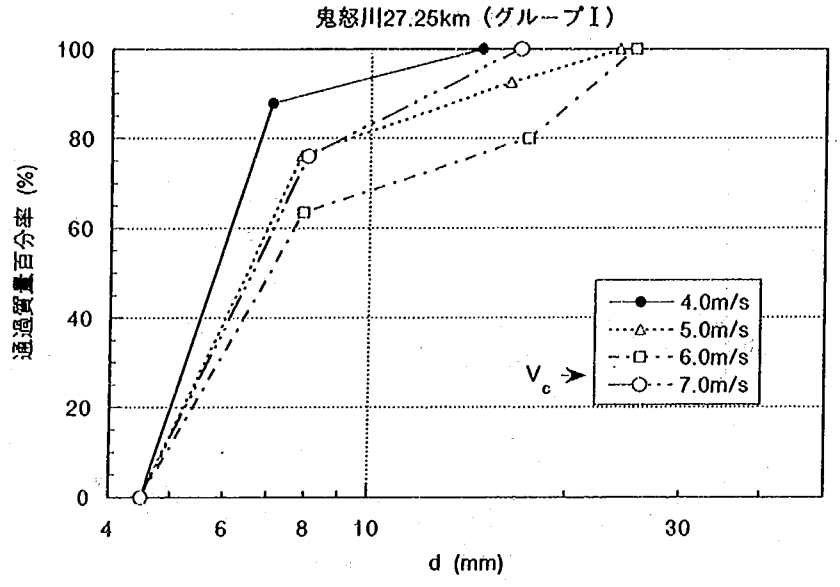


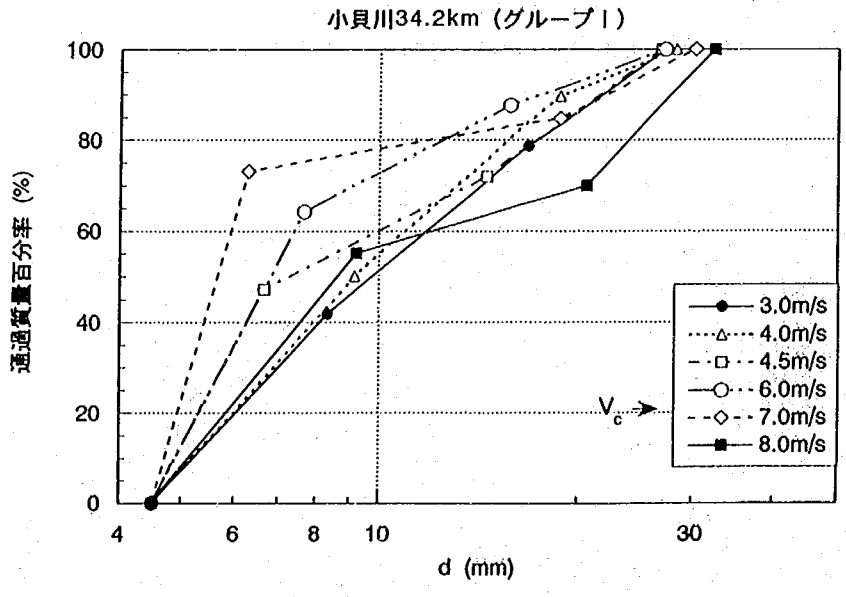
図—26(1) 4.5mm 以上の土塊の平均径と流速の関係



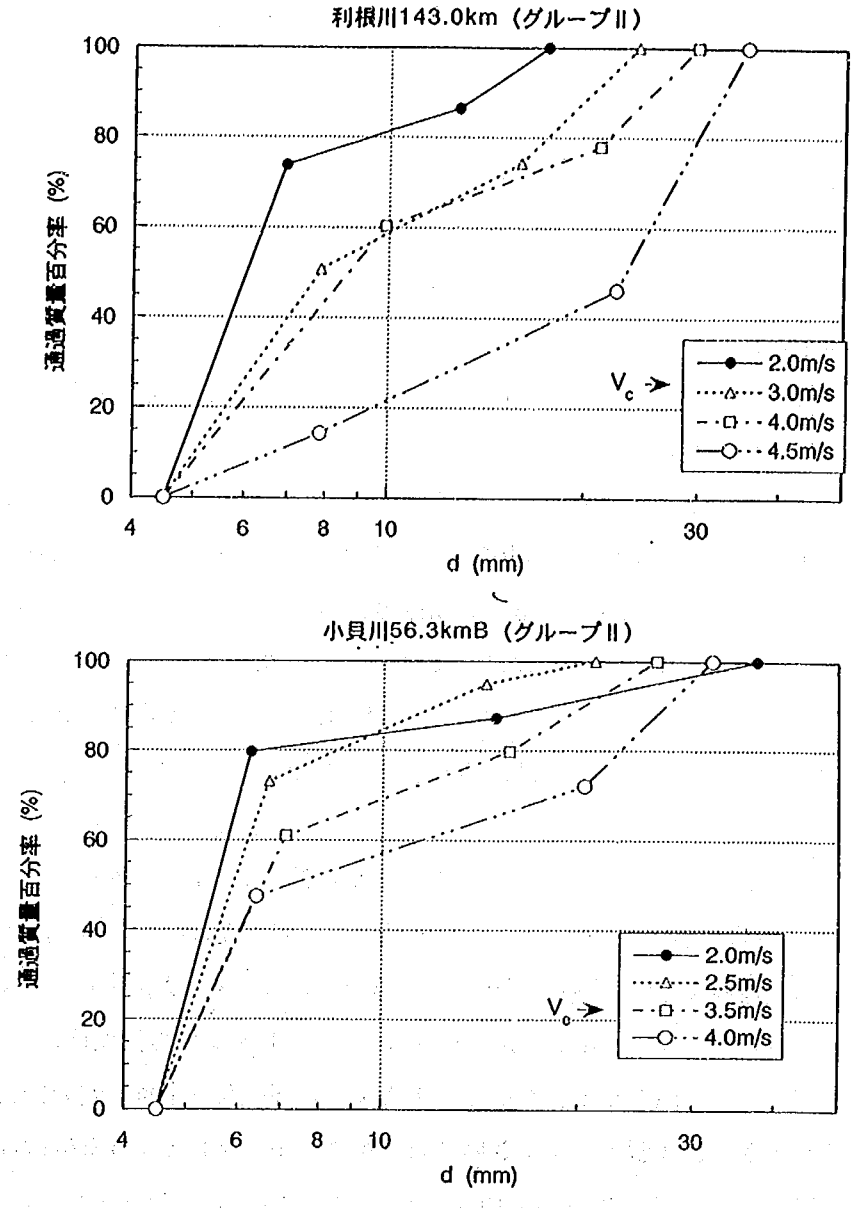
図—26(2)　4.5mm 以上の土塊の平均径と流速の関係







図—27(1)　土塊の粒径分布



図—27(2)　土塊の粒径分布

まとめると、グループⅠとⅡでは、すなわち高位と低位な配列を有する粘性土では、4.5mm以上の粘性土塊の離脱特性に上記のような差異が生じることが示唆される。

6.4 侵食面の凹凸の程度

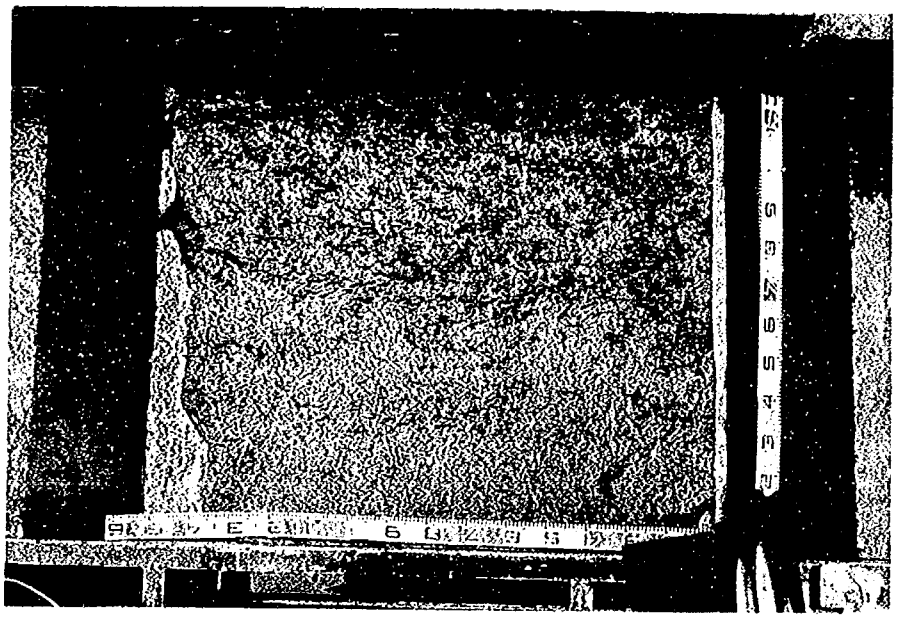
大まかに考えると、大きな土塊が離脱する供試体ほど、侵食面の凹凸が大きくなると考えられる。したがって、侵食面の凹凸の程度を見ることによって、離脱した土塊の大きさについてある程度の予測ができる。また、侵食面の形状を詳細に調べることにより、大きな土塊が離脱する機構について推察できることも期待される。そこで、以下では典型的な侵食面の状況を示し、その凹凸の程度と土塊の大きさとの関係、そしてグループⅡにおいて大きな土塊が多く離脱した原因について推察を試みる。

小貝川56.3kmBと利根川87.5kmから採取した供試体に、侵食限界流速を通水した後の侵食面の状況とその通水中に採取した土塊を写真—6に示す。小貝川56.3kmBはグループⅡ、利根川87.5kmはグループⅠに属する供試体の代表例である。一見して、小貝川56.3kmBの方が、利根川87.5kmに比較して凹凸の度合いが大きいことが分かる。また、小貝川56.3kmBでは、侵食面に10～20cm程度の大きさの単位ごとに固まった塊状の凹凸が見られた。実験の観察によると凹凸は、凹部を埋めていた比較的侵食耐力の小さい粘性土が侵食されて形成されたと思われる。このような状況の侵食面から離脱した土塊をみると、5 cm以上の大きな土塊が離脱していることがわかる。

これに対し、利根川87.5kmでは、侵食面の凹凸のスケールが数cmであり、ある単位を持ってまとまった塊状の凹凸とは異なり、スプーンで削り取ったような凹凸のある侵食面となっている。採取した土塊の大きさも凹凸のスケールとほぼ等しく、その大きさは0.5cm～2 cm程度であった。以上のような侵食面の凹凸の程度、および土塊の大きさの差異は、例示した以外のグループⅠ,Ⅱに属する供試体に同様に見られた。

以上をまとめると、大まかな特徴として、グループⅠのように高位な（土粒子間の接合力が大きい）粘性土では、侵食面の凹凸が小さく、離脱土塊が小さいこと、またグループⅡのような低位な（土粒子間の接合力が小さい）粘性土ではその逆であり、侵食面に10cm以上の大きさの単位ごとに固まった塊状の凹凸が見られることが分かった。ここで、グループⅡのような低位な粘性土では、どうして侵食面の凹凸が大きくなるのかが疑問となる。先にも示したように、実験観察によると、凹部には侵食耐力の低い粘性土が先に侵食され、比較的に侵食耐力の大きい部分が塊状に残るためと推察される。この推察に従えば、低位な粘性土は、侵食耐力が異なる粘性土がまだらに入り組んで形成されていると考えられる。そして、侵食面上において低い侵食耐力の粘性土から成る部分が分布する間隔のスケールは、離脱土塊とほぼ同一の10cm程度となると考えられる。以上の考え方が正しければ、10cm四方の正方形を破壊面とする供試体を用いたAppendix 1に示す引張り試験方法にしたがって、侵食面の異なる場所で複数回測定した引張り破壊応力の値のばらつきに着目すれば、上記の推察について検討できる。なぜならば、もし、低い侵食耐力の粘性土から成る部分が分布する間隔のスケールが10cmよりオーダーが異なるほど小さいならば、破壊面の広さに比較して小さいスケールの変化であるため、まだらに入り組んでる影響が平均化されてしまい、引張り破壊応力のばらつきは小さくなるが、間隔のスケールが10cm程度であれば、ある程度平均化されるものの、それでも場所によって引張り破壊力が大きくばらつくほどの変化が生じると考えられるからである。そこで、図—28

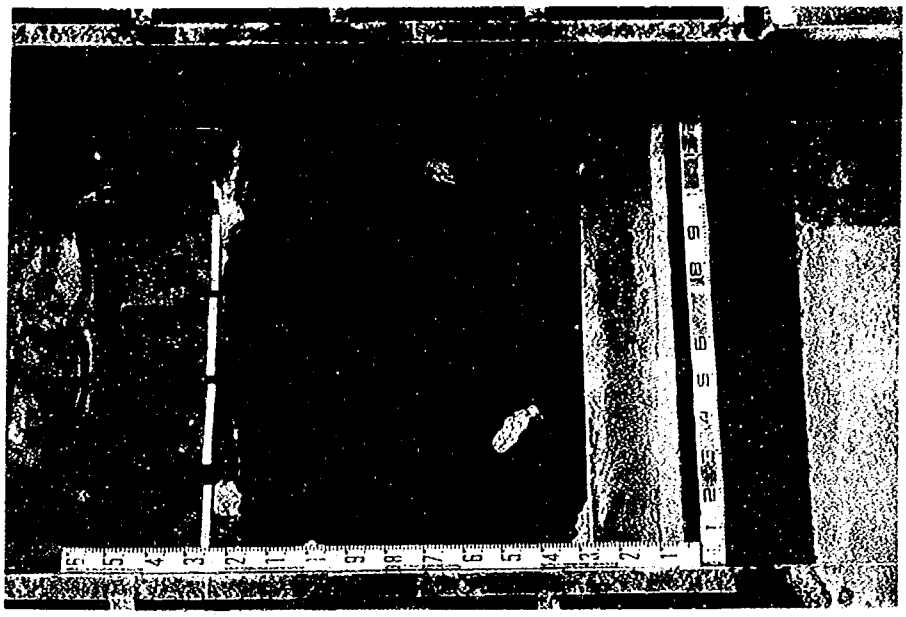
利根川87.5km（グループⅠ）

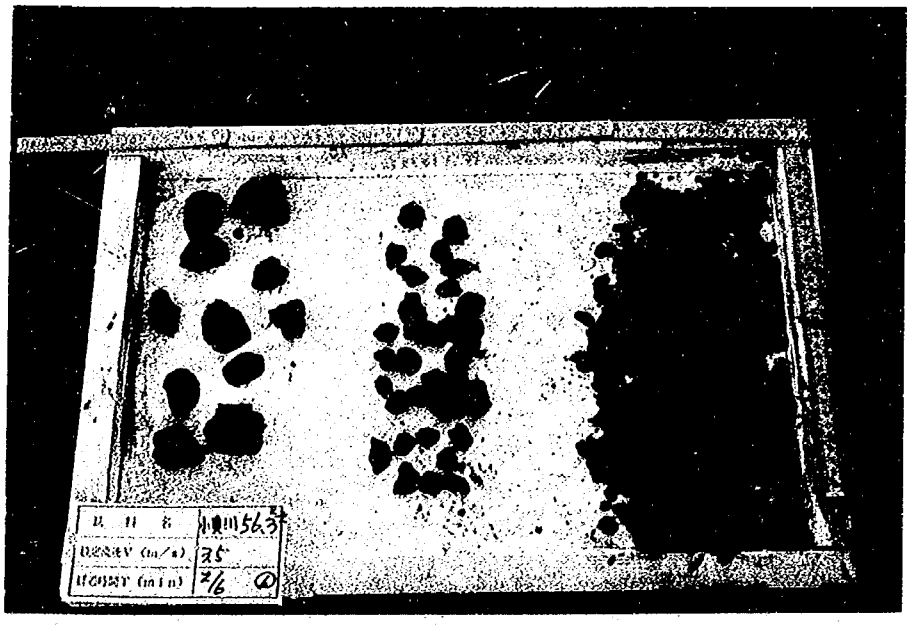




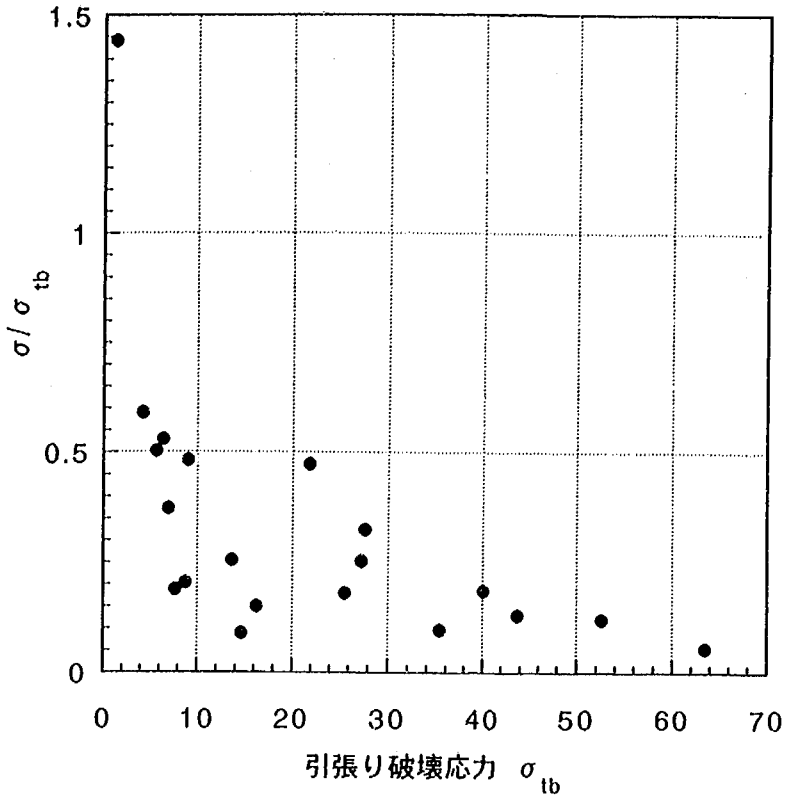
写真－6(1)　通水後の侵食面および離脱された土塊

小貝川56.3kmB（グループII）





写真－6(2)　通水後の侵食面および離脱された土塊



図—28　引張り破壊応力の標準偏差と平均値の関係

に各供試体の引張り破壊応力の標準偏差と平均値の関係を示す。引張り破壊応力の平均値が小さい供試体ほど、平均値に比較して大きな標準偏差を有する傾向が認められる。この結果より、上記の推察が妥当であると考えられる。以上より、低位な配列を有する粘性土であるグループIIでは、空間的な侵食耐力のばらつきが大きいこと、そのため侵食耐力が高い部分が侵食面に塊状の凹凸を形成すること、そのスケールが約10cm程度であることが特徴として挙げられる。

6.5　まとめ

4.5mm以上の土塊を採取し、その形状について調べたところ、大まかには長軸：中軸：短軸＝1.4：1.0：0.7のつぶれたラグビーボールのような形状に近似できることが分かった。侵食面から離脱する土塊の径が、単一ではなく、土塊採取器の網目以下1 mm以下から100mm程度のオーダーの径までの広い分布を有することが明らかにできた。特に、土塊の離脱特性として、グループIIに属する供試体では、グループIに比較して、侵食限界流速以上において、全土塊量に対する4.5mm以上の土塊の離脱量の割合が大きく、かつ平均径も大きいことが分かった。グループIに属する供試体は、グループIIに比較して高位な粘性土であることから、これらの土質特性が、粘性土塊の離脱特性に上記のような影響を及ぼしていることが示唆される。その影響について明らかにするため、侵食限界流速通水後の侵食面の凹凸の状況について調べたところ、低位な粘性土（グループII）の多くは、場所的に侵食耐力、すなわち引張り破壊応力が大きく異なることが原因で、大きな凹凸を伴う侵食面が形成されると考えられる。以上の理由により、土粒子の配列(高位と低位)

によって、土塊の離脱特性が異なると予測される。そのような差異が生じた背景については次のように考えられる。一般に自然に堆積した粘土は、緩い状態から長時間圧密された結果として、土粒子の配列が高位になる(綿毛化構造が形成される)。低位な配列を有する粘性土が高位に変化する過程では、長時間の圧密を受ける中で、空間的に均一に高位な配列に変化するのではなく、ある場所ごとに配列が高位に変化すると考えられる。したがって、低位と判断される粘性土であっても、局所的に見ると侵食耐力の大きな(高位な配列)部分があり、これが上記のように凹凸を生じる原因となっていると思われる。以上より、空間的な侵食耐力のばらつきのスケールが土塊の径の決定機構に大きな影響を及ぼしていると考えられる。そのばらつきの程度は、低位な粘性土ほど、すなわち侵食限界流速または引張り破壊応力が小さいほど（図—28参照）顕著と思われる。

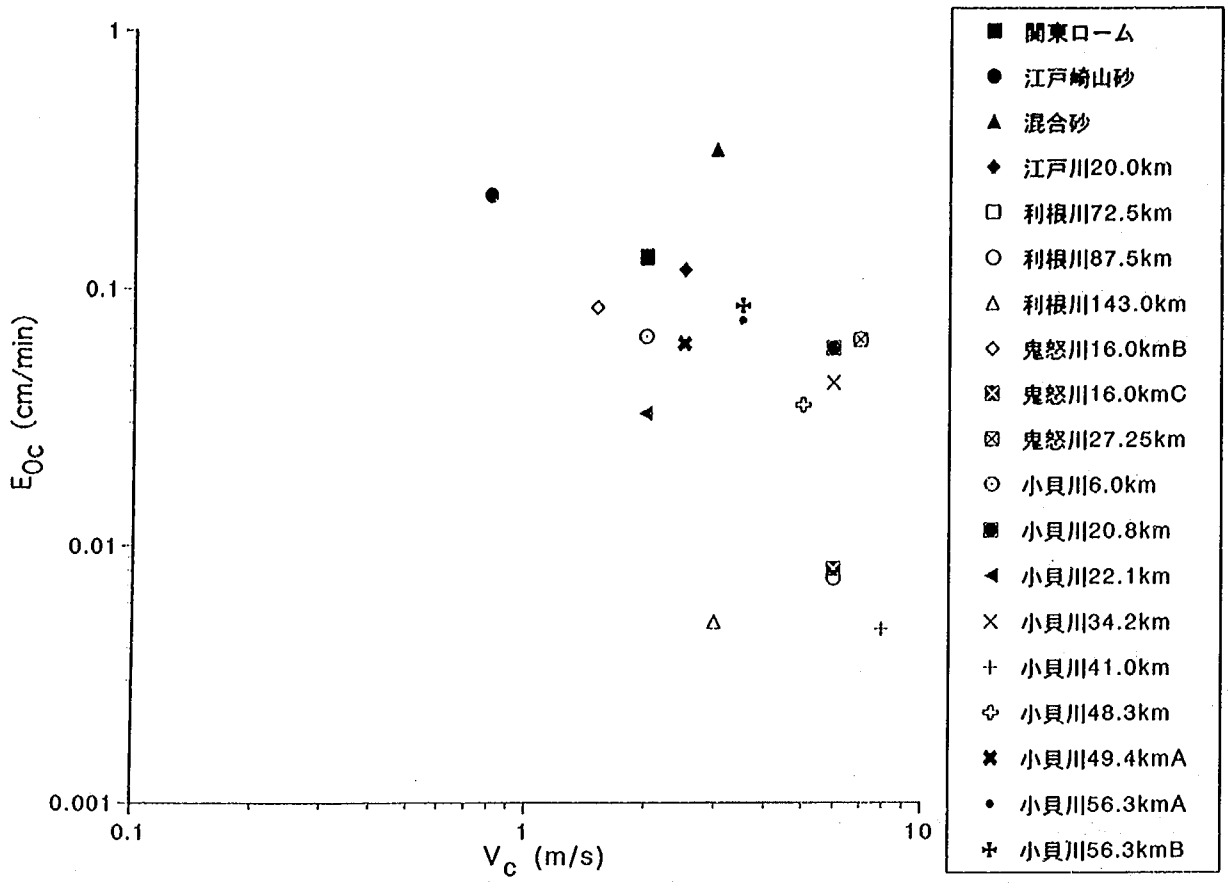
第7章　侵食速度に関する特性

引張り破壊応力によって、侵食限界流速の大きさおよび土塊の離脱特性が変化することを第4章および第6章に示した。特に、第6章に示したように、4.5mm以上の土塊に限った検討であるが、土塊の大きさおよびその量が土粒子の配列（すなわち、引張り破壊応力）によって変化することから、侵食速度においても引張り破壊応力によって特性が変化することが予想される。その変化特性について調べることは、侵食現象の理解とそれに基づく侵食速度の力学的に合理性のある予測式を提案する上で非常に重要である。以下では、粘性土の侵食に関わる現場の問題に適切な回答ができる情報とすることを狙い、次元解析的な手法によって侵食速度と流速の関係をまとめ、それについて第6章に示した離脱特性に関する知見を活用し考察を加える。また、4.1に述べたように、侵食限界流速時であっても無視できないほどの侵食速度となることを留意事項として示す。

7.1　侵食限界流速時での侵食速度

非粘性の砂礫の限界掃流力と対応する指標として、本研究では侵食限界流速を用いている。すなわち、いずれも土砂の移動量の変化に着目し、顕著な移動が見られる状態ととほとんど移動しない状態をある判定基準に基づいて区分する、定性的な観点から決めた数値である。ただし、非粘性土の場合では、掃流力の増大に伴う上記の状態の変化が急激に生じるため、限界掃流力の判定がはっきり行え、再現実験も可能であること、移動に関する力学的な取り扱い方がはっきりしていることなどから、限界掃流力の値について疑問を持つものは少ない。それとは対照的に、粘性土ではそもそも侵食量が少なく、かつ離脱した土塊の移動状況を目視で捕らえるのが非常に困難なこと、他の研究者の実験の再現が困難なこと、また侵食特性に関わる土質および水流に関するパラメータが多数あるために、その値の判定基準は本研究も含めてそれぞれの研究者に依存していると思われる。したがって、判定基準（もしくは定義）によっては、非粘性土の限界掃流力と聞いて思いつくすべての特性が、粘性土の移動限界を表す指標に期待できない場合がある。本研究で定義した侵食限界流速では、移動量に関する内容が異なる。それについて、以下に説明する。

一般的に、掃流力が限界掃流力以下であるならば、土砂の移動量は実用レベルでは問題にならないほど小さいため、侵食や洗掘が生じないと判断している。したがって、侵食発生の有無の判断を限界掃流力を用いて行っている。本研究で定義した侵食限界流速では、一般的に侵食発生の有無を判定することが必ずしもできない。それを具体的に示すために、図―29に侵食限界流速とその通水時における侵食速度の関係を示す。侵食速度は、侵食限界流速に伴って減少する傾向が見られるものの、平均的には0.07cm/min程度の値となることが分かる。この値は一見小さいようにも思えるが、一出水期間のうち5時間も侵食限界流速程度の流水が作用した場合を想定すると、約21cmの侵食深になると計算できる。自然河岸の侵食量としては微々たるものであるが、例えば多自然型川づくりの手法として用いられている覆土では、覆土厚に比較して必ずしも無視できる量ではない。したがって、覆土の流出が生じない最大流速として、侵食限界流速を用いると、思わぬ結果となる。以上のように、侵食される対象物によって、侵食限界流速を粘性土の移動限界を表す指標として、一般的に用いることができない点が、非粘性土の場合と大きく異なる。



図—29　侵食限界流速とその通水時における侵食速度の関係

7.2　侵食速度と流速の関係

各供試体の侵食速度と流速の関係は図—9にすでに示した。以下では、侵食速度の評価が簡便に行えるように、各供試体の侵食速度と流速の関係を整理した結果を示す。

粘性土の侵食速度Eに関わるパラメータとして、4.3に示した考察より以下のものが挙げられる。

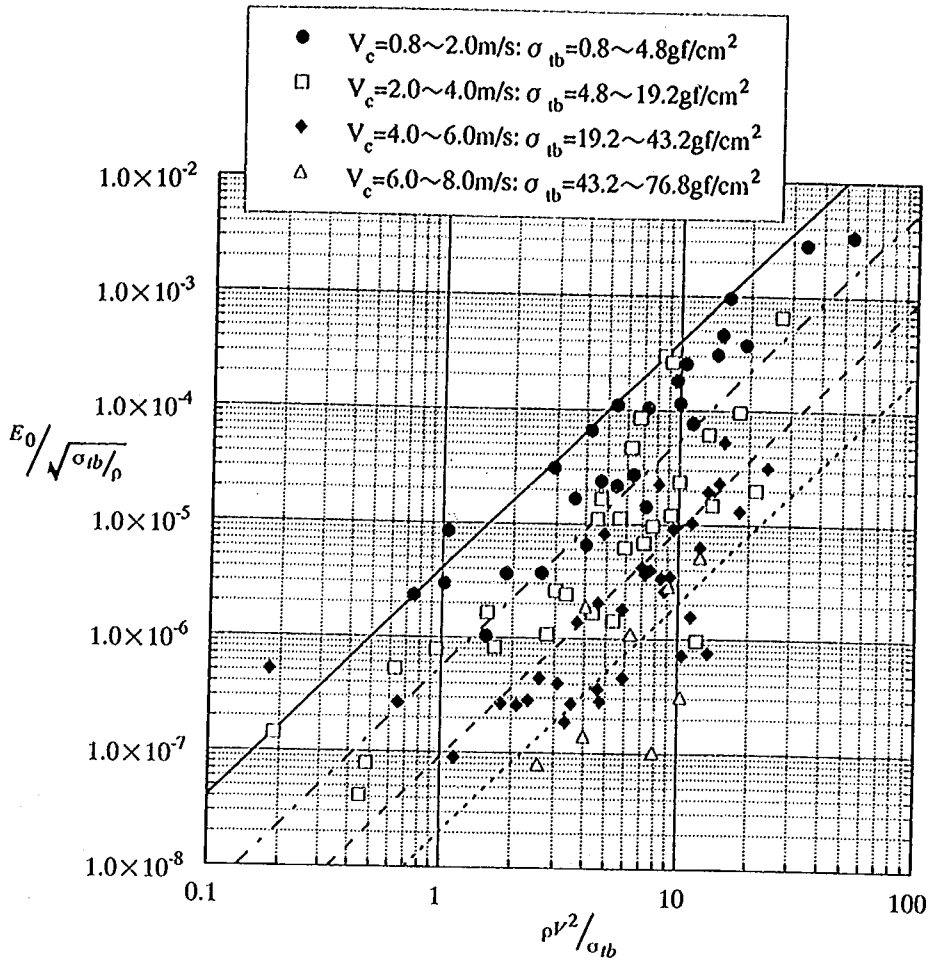
$$E = f\ (\rho, V, \sigma_{tb}) \tag{5}$$

ここで、ρは水の密度、Vは流速、σ_{tb}は引張り破壊応力である。これらの変数を用いて、無次元化を試みると、式(6)が得られる。

$$\frac{E}{\sqrt{\sigma_{tb}/\rho}} = f\left(\frac{\rho V^2}{\sigma_{tb}}\right) \tag{6}$$

式(6)は無次元侵食速度が無次元掃流力に対応する$\rho V^2/\sigma_{tb}$の関数になることを表している。この関係に従い、侵食速度と流速の関係を整理した結果を図—30に示す。各供試体の実験結果は、侵食限界流速V_c(すなわち引張り破壊応力σ_{tb})が小さい値のものほど図の上方に位置すること、および図示した侵食限界流速の範囲ごとに、ほぼ同じ傾きを有することが分かる。実用的な評価は、図中に実線で示した関係によって行える。図中の実線は式(7)によって近似できる。

$$\frac{E}{\sqrt{\sigma_{tb}/\rho}} = C\left(\frac{\rho V^2}{\sigma_{tb}}\right)^2 \tag{7}$$

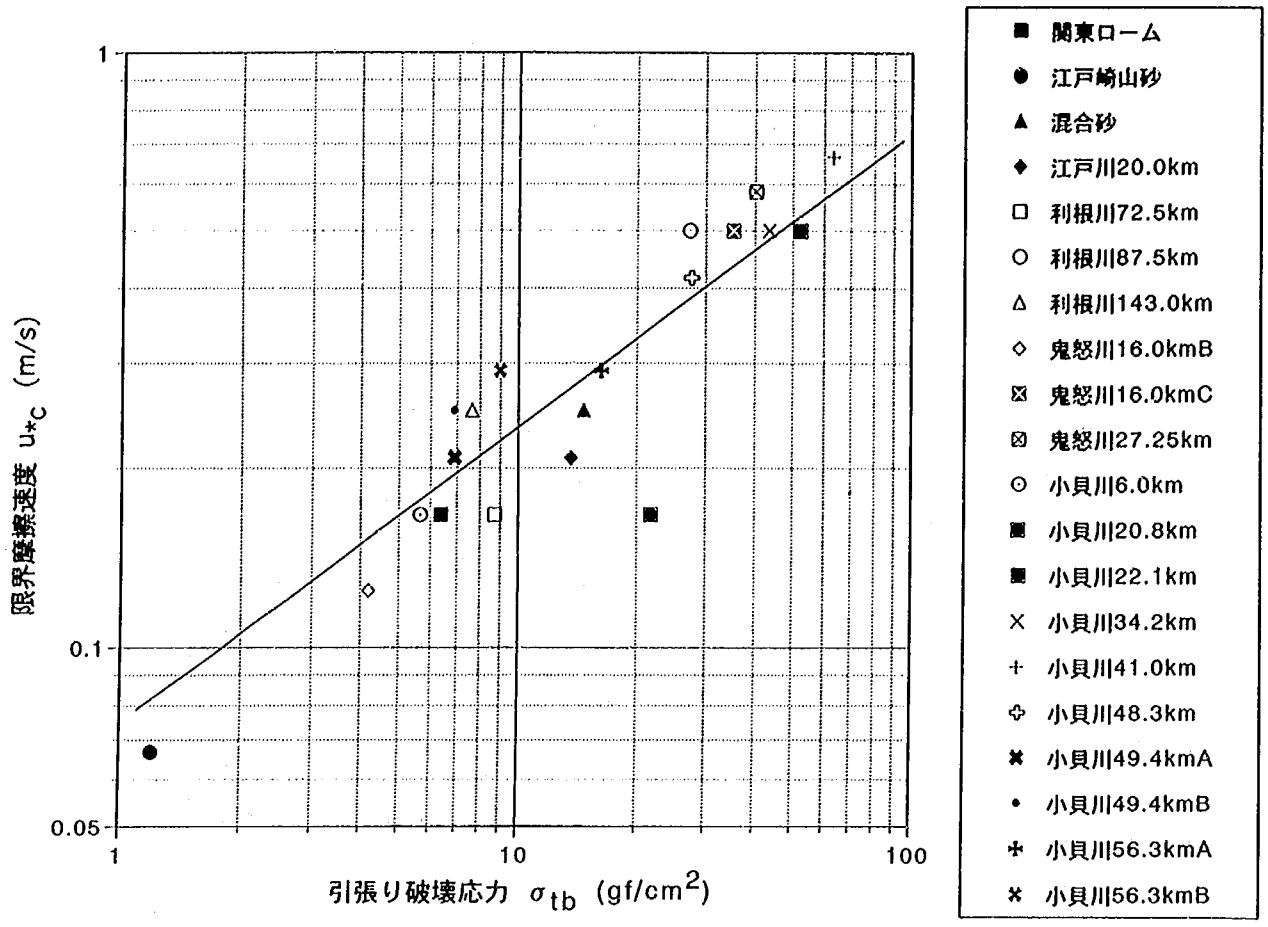


図—30　侵食速度と流速の関係

$C=3.6\times10^{-6}V_c^{-2.9}$

式(7)または図—31を用いれば、Appendix1に示した方法によって引張り破壊応力を測定することによって、侵食速度の評価が可能となる。

ここで、式(6)では侵食速度と流速の関係を一つの曲線（例えばべき乗関数）によって近似的に表すことを狙って無次元化した関係式であるが、図—30に示した実験結果ではそれができていないことに注目する。この原因は、侵食現象を表すのに必要な何らかのパラメータが式(5)に含まれていないことが考えらえれる。これについて、著者らは以下のように考えている。土塊の離脱機構から考えて、特に低位な（すなわち引張り破壊応力が小さい）粘性土では、空間的に侵食耐力がばらついているため侵食面に凹凸が生じ、その凹凸のスケールが離脱する土塊の大きさを決定しているようである。土塊の離脱については第4章に示したように力学的説明ができそうであることから、問題は凹凸の発達機構（すなわち土塊の大きさの決定機構）について知ることが重要と言える。今回の実験範囲では、低位な（すなわち引張り破壊応力が小さい）粘性土ほど、侵食面の凹凸の程度および土塊径が大きいという傾向が見られた。同じく、図—31に示したように侵食外力と侵食耐力を表す引張り破壊応力の比 $\rho V^2/\sigma_{tb}$ が同じ値であっても、低位な（すなわち引張り破壊応力が小さい）粘性土ほど、侵食速度が大きい。これらの結果を合わせて考えると、引張り破壊応力が



図—31　限界摩擦速度と引張り破壊応力の関係

大きいほど、$\rho V^2/\sigma_{tb}$ が同値であっても離脱土塊の径が小さいため、侵食速度も低い値になると考えられる。以上より、式(5)に示した次元解析に用いたパラメータとして土塊の径に関するものが欠けていると考えられる。このように、粘性土では土塊の離脱しにくさを表すパラメータと土塊の径を表すパラメータが侵食速度に関わっていることは、非粘性土が粒径によって砂粒の移動しにくさと移動単位のスケールを表しうることに比較して、現象の解釈が難しくしている。これについては今後の研究課題とし、本報告書では、図—30に侵食速度と流速の関係を整理したに留める。

ただし、より詳細かつ確かな離脱特性については、4.5mm 以上の土塊のみを採取した今回の実験からは、検討できない。したがって、侵食速度を土塊の離脱現象としてとらえ、土塊の径と pick-up rate から説明するためには、4.5mm 以下の土塊についても採取する必要がある。土塊採取器の網目を細かくすることで、4.5 mm 以下の土塊を採取すること考えられるが、これは実験精度が低いと考えられる。なぜならば、6.1に示したように今回の実験で用いた土塊採取方法 (2.2.1(2)参照) では 5 mm 以下の土塊が土塊採取器に到達するまでに無視し得ないほど破壊されるためである。侵食速度を土塊の離脱現象として捕らえるためには、本研究とは別な方法（例えば、高速ビデオによる撮影画像の解析による離脱直後の土塊径の測定など）による土塊の径とその離脱量の測定を行う必要があると思われるが、これは今後の課題とする。

7.3 まとめ

侵食速度と流速の関係が図--30に示したようにまとめることができた。この関係を用いれば、これまで主に経験的に行われていた粘性土の侵食に関する検討が、ある程度定量的に行えるようになる。ただし、今回の実験では供試体としなかった粘性土について図—30が適用できるかについては、今後の実務および実験などの検討を通して明らかにしなければならない。また、これを合理的に行うためには、粘性土の侵食現象を説明できる基礎となる理論が必要となる。これを行うための着目点として、特に土塊の径の決定機構に着目することが重要であることを示唆した。

第8章　粘性土の耐侵食性の評価方法の提案

本研究では、引張り破壊応力を測定することによって、侵食限界流速（図--14および式(2)）と侵食速度と流速の関係(図—30および式(7))が決定できることを示した。これらの関係を利用して、以下の粘性土の耐侵食性の評価方法を提案する。粘性土の耐侵食性として、まず問題となるのが侵食の発生の有無である。しかし、第3章に指摘したように、本実験および既往の研究を参考にした結果、全く侵食されない流速というものを決めるのは非常に困難である。したがって、ここではある許容できる侵食速度を決め、その侵食速度になるときの摩擦速度を限界摩擦速度と定義し、その評価方法を示す。次に、侵食量を予測するときに用いる侵食速度と摩擦速度の関係を示し、侵食速度の評価方法をまとめる。

なお、第7章までは、断面平均流速Vを用いて実験結果を整理した。これは侵食実験において、供試体の侵食面に作用する掃流力が正確に計算できていないため、便宜的に流速を用いたためである。しかし、図—30および式(7)を実河川に適用するに当たっては、断面平均流速Vを摩擦速度に換算することが好ましい。そこで、以下では水路の流速係数12を用いて、断面平均流速を摩擦速度に換算した結果を示す。

8.1　限界摩擦速度の評価方法

ここでは、同一の摩擦速度が作用する侵食面において、10時間で侵食量が1 cmとなる場合を基準として、その摩擦速度を限界摩擦速度と定義する。式(7)に示す侵食速度と流速の関係および式(2)に示す侵食限界流速と引張り破壊応力の関係より、上記のように定義した限界摩擦速度と引張り破壊応力の関係が図—31および式(8)に示すように計算できる。

$$\frac{u_{*c}{}^{1.79}}{\rho_{tb}/\rho}=\frac{1}{37}\fallingdotseq 0.027 \tag{8}$$

これより、Appenix 1に示した方法にしたがって、引張り破壊応力を測定すれば、限界摩擦速度が求められる。

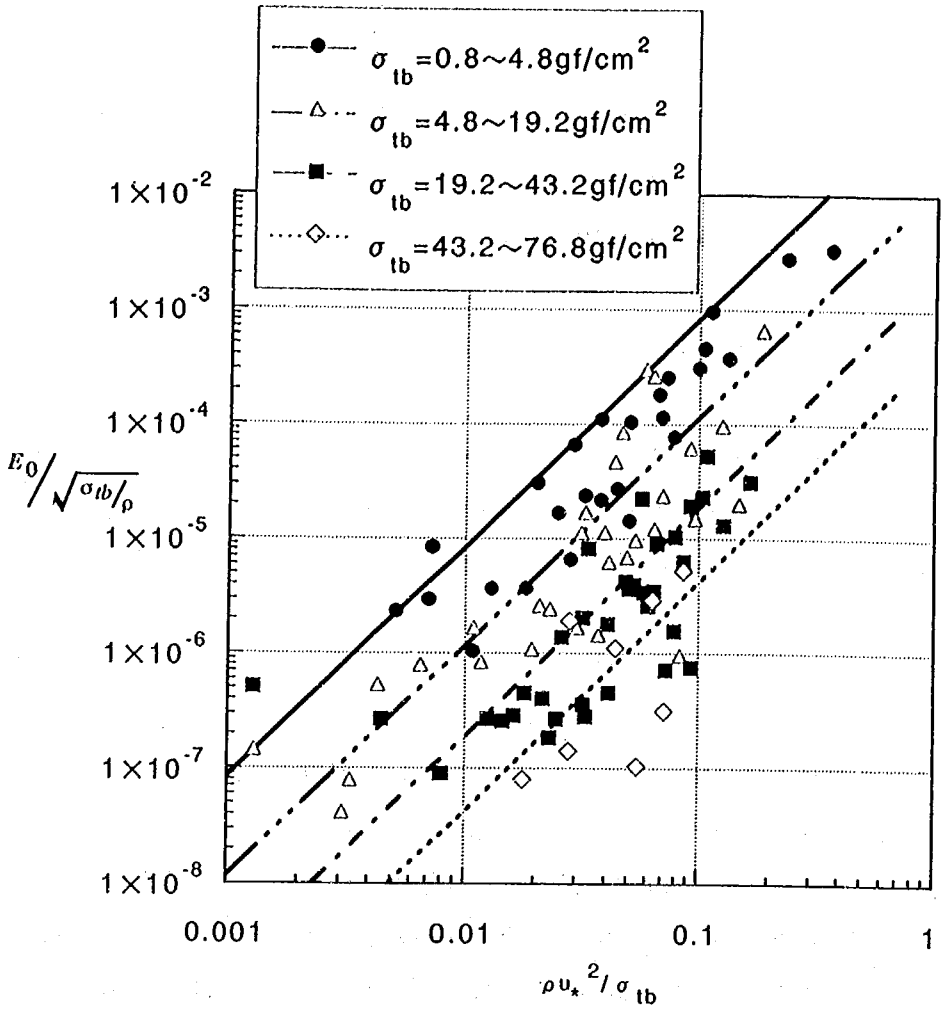
8.2　侵食速度と摩擦速度の関係

図--31および式(7)に示した侵食速度と流速の関係を、流速係数12をもちいて、侵食速度と摩擦速度に換算した結果を図—32および式(9)に示す。

$$\frac{E}{\sqrt{\sigma_{tb}/\rho}}=C\left(\frac{\rho u_*{}^2}{\sigma_{tb}}\right)^2 \tag{9}$$

$$C=1.34\times10^{-10}\cdot\left(\left(\frac{\sigma_{tb}}{\sigma}\right)^{0.5}\right)^{-2.9}$$

これらを用いれば、着目した粘性土の引張り破壊応力を測定すれば、侵食外力として摩擦速度の大きさとその作用時間を設計外力として定めれば、侵食量が計算できる。



図—32　侵食速度と摩擦速度の関係

おわりに

本研究では、侵食現象を力学的に取り扱う立場をとり、それに基づいて、侵食現象について以下の知見を得た。

① 土塊の離脱については、引張り破壊応力と揚力の力の釣り合いとして説明できる。

② 引張り破壊応力の大きさは、主に土粒子の配列によって決まっている。また、土粒子の配列と空隙比の土質特性に伴う引張り破壊応力の変化特性を示した。これらの検討より、侵食限界流速を引張り破壊応力で評価することの妥当性を示した。

③ 4.5mm 以上の土塊の離脱特性について調べたところ、土粒子の配列によって異なることが分かった。特に、侵食面の凹凸は、離脱する土塊の大きさと相関があり、侵食耐力が場所によってばらつく傾向のある、低位な（侵食限界流速が小さい）粘性土ほど、土塊の大きさおよび侵食面の凹凸が大きくなることを示した。

④ 実用的な評価に利用できるように侵食速度と流速の関係をまとめた。その結果、低位な（侵食限界流速が小さい）粘性土ほど侵食されやすい（侵食外力の大きさを表す ρV^2 と引っ張り破壊応力 σ_{tb} の比が同一である場合、定位な粘性土ほど侵食速度が大きくなる）結果が得られた。これは、④に示した土塊の離脱特性の影響と思われるが、その詳細については、本研究では明示できなかった。

これらの知見が得られたものの、侵食現象を力学的な観点から説明するのに十分なデータが得られていないため、合理的な侵食速度の評価方法は提案できなかった。しかし、侵食に関する検討を定量的に行えるように、第8章に粘性土の耐侵食性の評価方法（案）を提案した。当面はこの方法に従って、侵食速度などを評価し、実河川の様々な侵食問題を検討できると思われる。今後は、今回まとめて示した侵食実験の結果を再吟味し、補足的な実験を行い、力学的に合理性のある侵食速度の評価方法について検討し、本研究で提案した耐侵食性の評価方法の適用範囲、妥当性について明らかにする予定である。

謝辞

建設省関東地方建設局管内の下館工事事務所、利根川上流工事事務所、利根川下流工事事務所、江戸川工事事務所には、供試体の採取に多大なる便宜を図っていただいた。また、大型侵食実験を直接担当した最上谷吉則技師、野堀敏雄技師には、離脱土塊の機構を明らかにするにあたって有用な助言をいただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1) Lane, E. W.: Design of Stable Channels, A. S. C. E. Tranc., No. 2776, pp. 1234-1260, 1853.

2) Chow, V. T.: Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill, pp. 164-176, 1959.

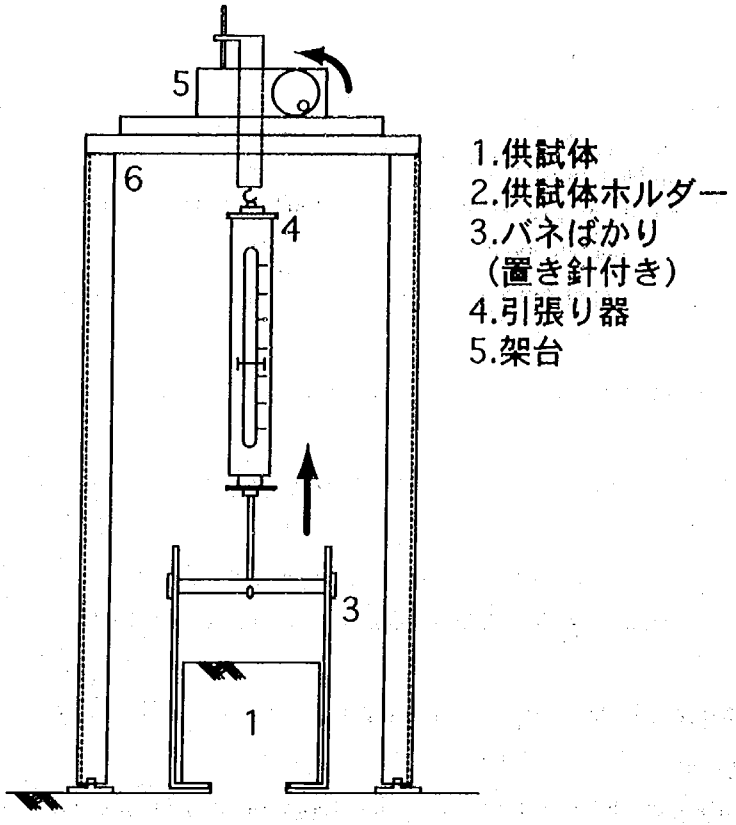
3) The Task Committee on Erosion of Cohesive Materials: Erosion of Cohesive Sediments, Journal of Hydoraulics Division, ASCE, pp. 1017-1049, 1968.

4) Vanoni, V. A., Editor: Sedimentation Engineering, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice -No. 54, pp. 107-114, 1977.

5) Grissinger, E. H.: Bank Erosion of Cohesive Materials, Gravel-bed Rivers, Edited by Hey, R. D., Bathurst, J. C. and Thorne, C. R., John Wiley & Sons, pp. 273-287, 1982.
6) Sundborg, A.: The River Klaralven, a Study of Fluvial Processes, Geografiska Annaler, pp 127-316, 1956.
7) Dunn, I. S.: Tractive Resistance of Cohesive Channels, Journal of the Soil Mechanics and Foundation s Division, ASCE, pp. 1-24, 1959.
8) Smerdon, E. T. and Beasley, R. P.: Critical Tractive Forces in Cohesive Soils, Agricaltural Engineering, pp. 29-29, 1961.
9) 青木美樹・首藤伸夫：粘性土堆積層の洗掘現象に関する実験的研究，第26回水理講演会論文集，土木工学会，pp. 87-92, 1982.
10) Grissinger, E. H. and Asmussen, L. E.: discussion of "Channel Stability in Undisturbed Cohesive Soils" by Flaxman, E. H. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, pp. 259-264, 1963.
11) Martin, T. R.: discussion of "Experiments on the Scour Resistance of Cohesive Sediments", Journal of Geophysical Research, pp. 1447-1449, 1962.
12) 芦田和夫・田中健二：粘土分を含有する砂礫床の侵食と流砂機構に関する研究，京都大学防災研究所年報，第17号 B，pp 571-584, 1963.
13) Partheniades, E.: Erosion and Deposition of Cohesive Soils, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, pp. 105-139, 1965.
14) Kelly, W. E. and Gularte, R. C.: Erosion Resistance of Cohesive Soils, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, pp. 1211-1224, 1981.
15) Adbel-Rahmann, N. M.: The Effect of Flowing Water on Cohesive Beds, Contribution No. 56, Versuchsanstalt fur Wasserbau und Erdbau an der Eidgenossischen Technischen Hochschule, Zurich, Switzerland, pp. 1-114, 1964.
16) Moore, W. L. and Masch, F. D.: Experiments on the Scour Resistance of Cohesive Sediments, Journal of Geophysical Research, pp. 1437-1449, 1962.
17) Arulanandan, K., Gillogley, E. and Tully, R.: Development of a Quantitative Method to Predict Critical Shear Stress and Rate of Erosion of Natural Undisturbed Cohesive Soils, Technical Report GL-80-5, U. S. Army Enginnering, 1980.
18) 福岡捷二・藤田光一：堤防法面張芝の侵食限界，水工学論文集，第34巻，pp. 319-330, 1990
19) (財) 国土開発技術研究センター：河川土工マニュアル，305p., 1993.
20) 小川芳明・村端克己・大石功：粘性土河床の変動に関する実験的研究
21) 土質工学会編：土質試験法，土質工学会，1978
22) 土壌物理研究会：土の物理学—土質工学の基礎—，森北出版，1979
23) Ajaz, A. and Parry, R. H. G.: An unconfined direct tension test for compacted clays, Journal of Testing and Evaluation, JTEVA, Vol. 2, No. 3, pp. 163-172, 1974.
24) L. M. カチャノフ著・大橋義夫訳：破壊力学の基礎，森北出版株式会社，第1版，pp. 1～6, 1977.
25) 池田駿介：移動床河川の湾曲部における二次流と動的横断平衡河床について，土木学会論文報告集，第299号，pp 55-65, 1974
26) 日本粉体工業技術協会編：微粒子工学—分散の基礎と応用—，初版，朝倉書店，pp. 1～14, 1994.
27) 神谷浩二・宇野尚雄：土の粒子間結合力の測定について，第50回年次学術講演会概要集，III-1, pp. 2, 3. 1995.

Appendix 1　引張り試験の手順

引張り試験器とは、図—A1に示す装置からなる、粘性土の引張り破壊応力を測定する試験器である。なお、本試験器および試験方法は、特許特許第2560244号として特許が認められている。以下に著者らが行った試験状況の写真を示しつつ、引張り試験の手順をまとめて示す。



図—A 1　引張り試験器

1．試験用具

①供試体作製用具

・供試体整形補助枠　・シャベル　・直ナイフ

②供試体ホルダー

③バネばかり（置き針付き）

④引張り装置

⑤架台

⑥ノギス（もしくはコンベックス）

2．供試体の作製

2.1　試料

本試験の対象範囲はシルト質砂～粘土までの粘着性を有する土とし、土の状態は10cm 四方の矩形供試体が自立可能な塑性体～固体とする。

2.2　供試体の形状、個数

・供試体の形状は、図—A2に示すとおり、10cm 四方の立方体が地表面から凸状に突き出した状態とする。

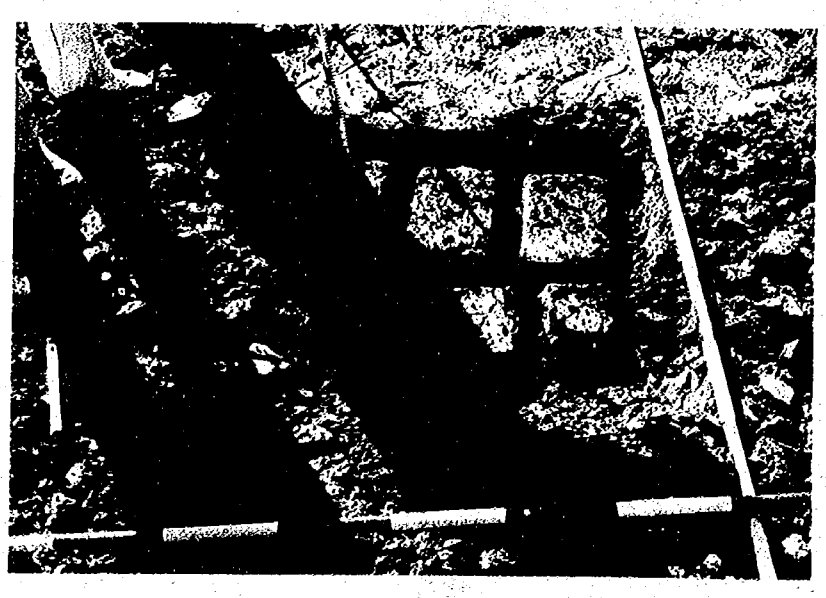
・土質によっては試験結果がばらつくため、基本的に 6 個の供試体において試験を行う。

2.3　供試体の式形

①試験地点の選点

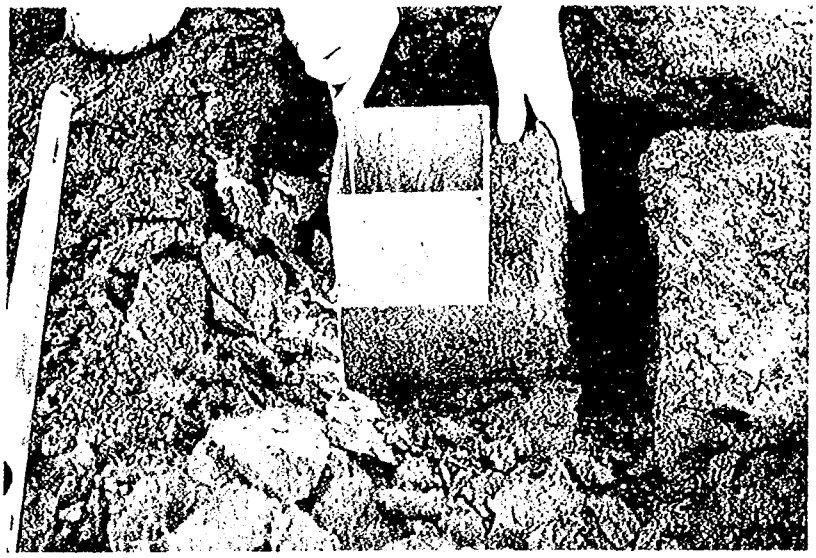
・対象とする粘性土が鉛直方向に15cm 程度の均一な土質を有し、かつ、その粘性土中に根毛やゴミなどの混入物が少ない箇所を選定する。

・試験地点が決定したら、地表面を均一に均す。

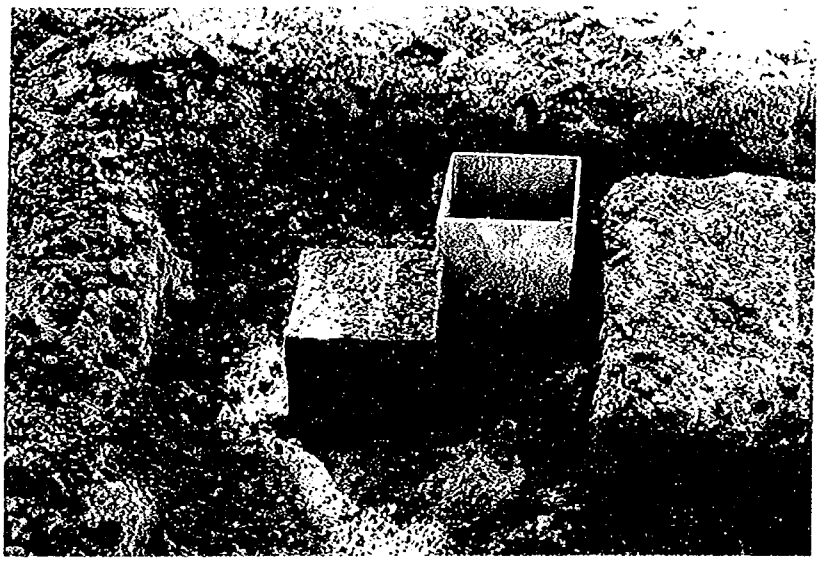


②供試体の成形

・地面上に供試体成形補助枠を置き、周囲をシャベルで掘削して大まかに立方体状に成形する。この際、供試体の土質を乱さないように注意する。



・仕上げは直ナイフを供試体成形補助枠に沿わせて供試体の側面を削り取る。



・作成した供試体



③供試体下端の両サイドに供試体ホルダーの爪を固定するための溝をつくる。

溝は深さ約1 cmとし、ホルダーが装置後に傾かないよう、水平につくる。

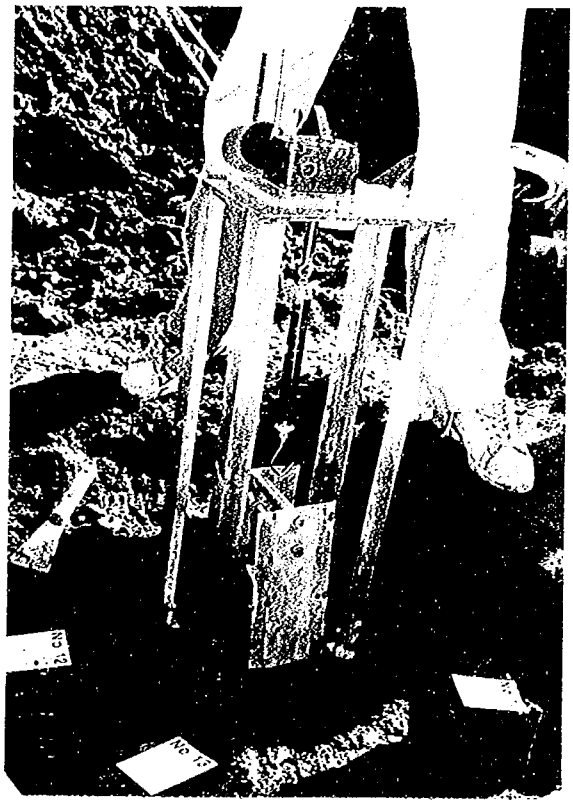
3．試験方法

3.1　機器の設置



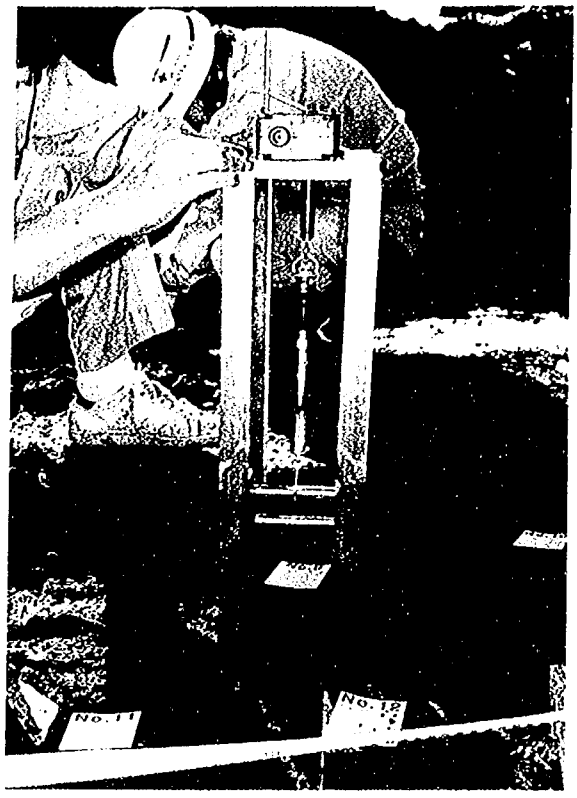
①供試体ホルダーの取り付け

・供試体の両脇の切り込みに供試体ホルダーの爪を合わせ、装着する。その際、供試体に応力が均一にかかるよう、供試体に対して鉛直に取り付ける。



②引張り器の設置

・架台および引張り器を供試体上に設置し、バネばかりを引張り器に吊す。



・バネばかりを供試体ホルダーに架けた時の初期引張り力が2.0kgf以内（供試体重量＋供試体ホルダー重量≒2.0kgfである）なるよう、架台の高さを調節する。

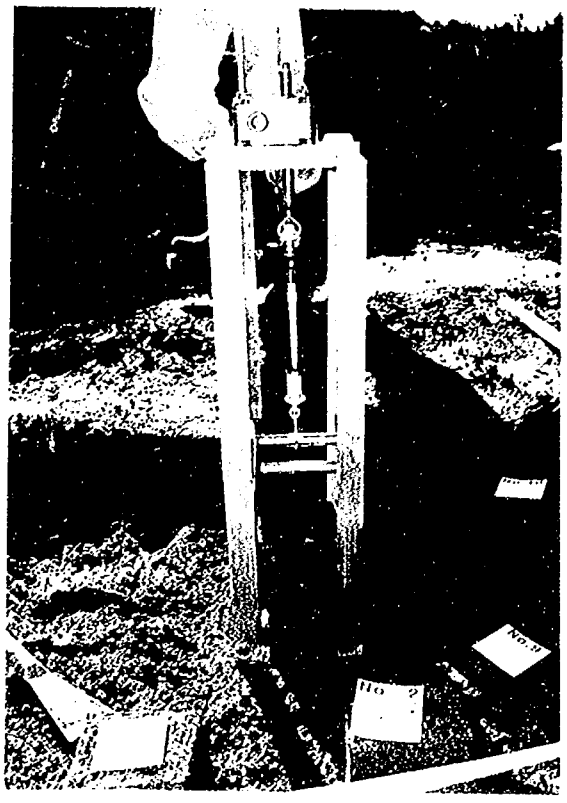
・引張り器はある程度前後左右に移動可能なので、供試体ホルダー・バネばかり・引張り器が垂直、直線上に設置されるよう微調整を行い、引張り力が供試体に対し鉛直に作用するようにする。



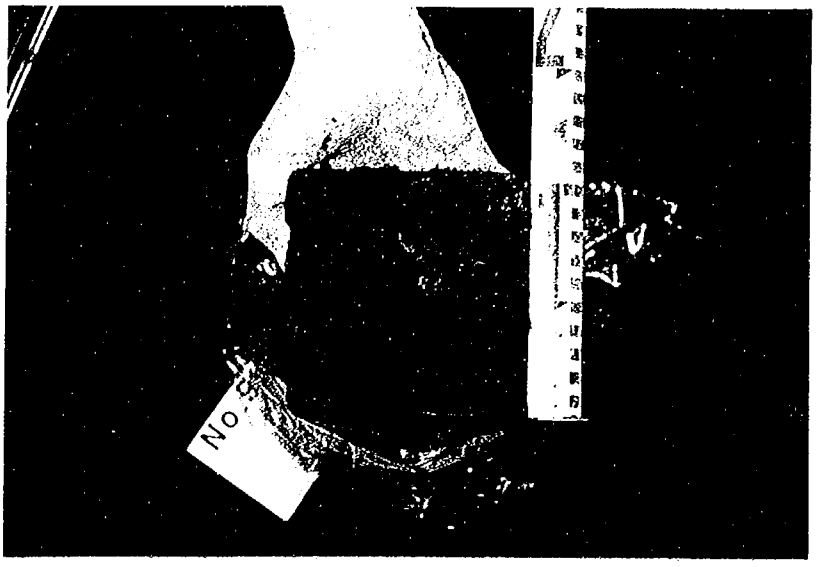
3.2　試験過程

①引張り器のハンドルを一定速度で回し、供試体に働く引張り力を増加させる。

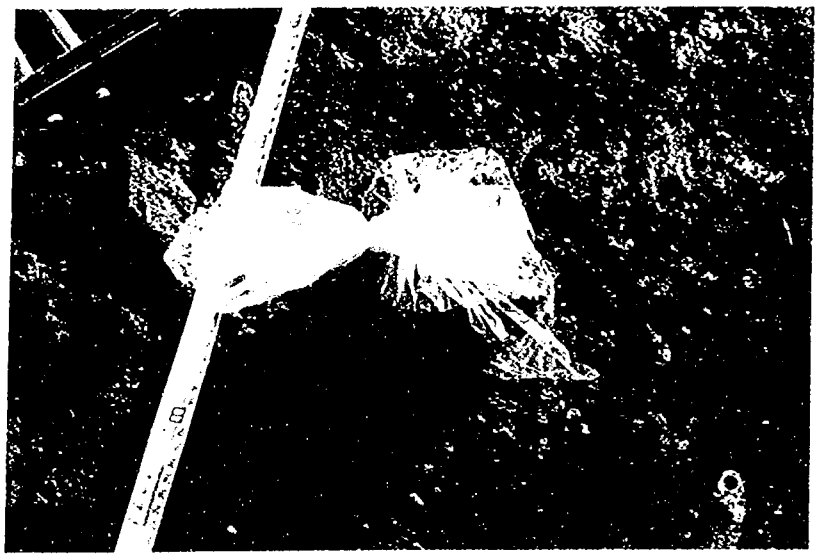
②供試体が地面上から破断する瞬間の値Ｆ１（kgf）をバネばかりの置き針から読みとる。



③（供試体ホルダー＋供試体の重量）F 2（kgf）を測定する。



④供試体を供試体ホルダーから外し、破断面の四辺長をノギスで測定する。



⑤供試体は必要に応じて持ち帰り、土質試験を行う。

4．試験結果の整理

①破断面に根毛などの混入物が目立ち、値が他の結果と比較して明らかに大きい、もしくは小さいデータは参考値とし、除去する。

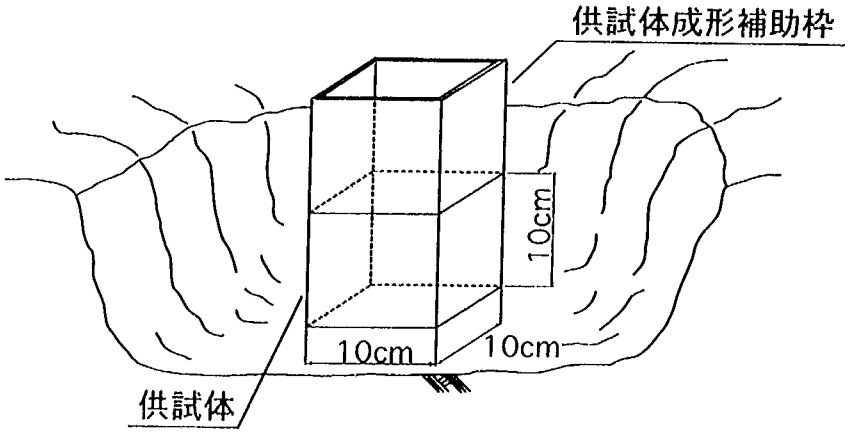
②引張り破壊応力 σ_{tb}（gf/cm²）を次式で算定する。

$$\sigma_{tb} = (F1 - F2)/A$$

ここに、F 1：供試体破断時の引張り荷重（gf）

F 2：（破断後の供試体＋供試体ホルダー）の重量（gf）

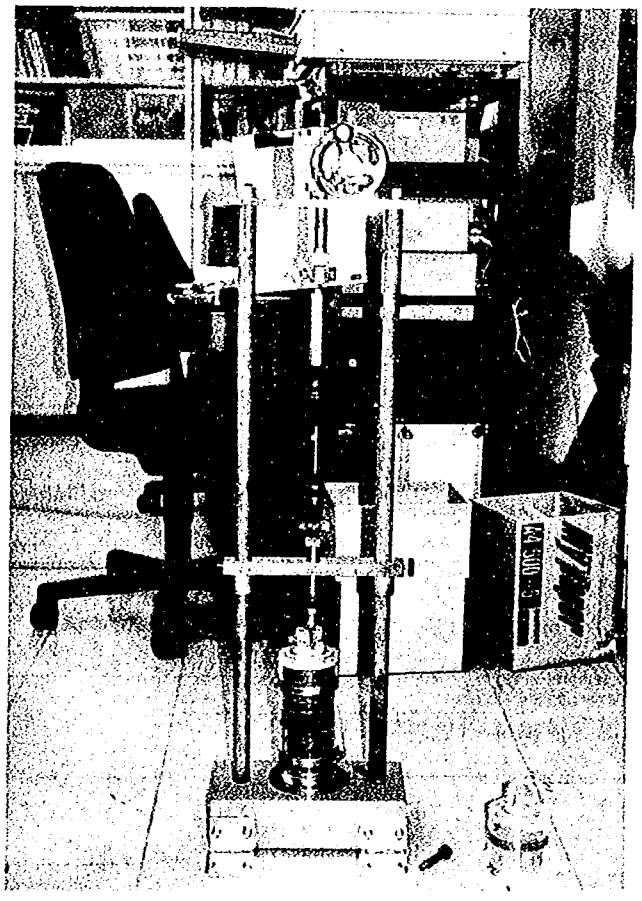
A：供試体の破断面の面積（cm²）



図—A 2　供試体の作成方法

Appendix 2　改良型引張り試験器

Appendix 1に示した引張り試験器は、試験対象とした粘性土が地表面近傍にある場合に適している。しかし、河岸や高水敷の地表より深い位置や湾曲部外岸の局所洗掘部に位置する粘性土については、Appendix 1の試験器および試験方法では、引張り破壊応力を測定することが困難である。上記のような場合には、試験対象とする粘性土をシンウォールサンプリングによって採取し、採取した土塊に対して引張り試験を行えるように試験器を改造することが望まれる。改良型引張り試験器は、写真—A 1に示すように、シンウォールサンプリングによって採取した直径7.5cmの円柱形状をなす供試体を取り付けることが出来る供試体フォルダーを有する、引張り試験器である。試験方法の手順を図—A3に示す。Appendix 1に示した引張り試験器と改良型では、供試体の大きさ、形状が異なるので、同じ粘性土であっても引張り破壊応力が異なる。その原因は粘性土が塑性体であるためである。したがって、改良型引張り試験器によって測定した引張り破壊応力 σ_{tbr} を、Appendix 1に示した引張り試験器によって測定されるであろう引張り破壊応力 σ_{tb} に換算してから、侵食速度の評価を行う必要がある。その換算式を導くため、表—A 1に示す9地点において両試験器によって引張り破壊応力を測定した。その結果、図—A 4に示す関係が得られた。図—A 4に示す式によって σ_{tb} が計算できることより、改良型引張り試験器によって耐侵食性の評価が可能となる。



写真—A 1　改良型引張り試験器

①試料押し出し機にて，シンウォールサンプラーより試料抜き取り

↓

②マイターボックス（φ7.5×H15.0cm）を使って試料端面成形
（供試体個々の含水比を測定する）

↓

③トリマーに供試体をセットし，彫刻刀で供試体中央に深さ2～3mmの溝を切る

↓

④試験前供試体　写真撮影（1試料5供試体）

↓

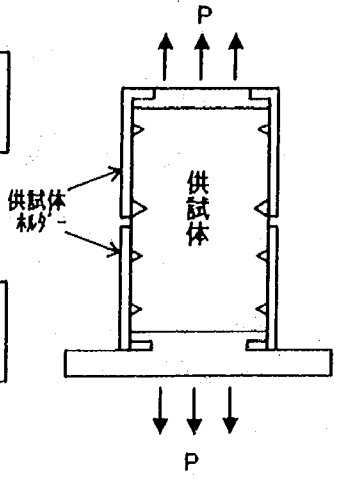
⑤改良型引っ張り試験機に供試体をセットし，測定開始
（供試体中央の溝に上部供試体ホルダーの下端の爪が噛んでいることを確認する）

↓

⑥供試体が破断した後，引っ張り過重と破断後の供試体＋供試体ホルダーの重量測定
（供試体の破断状況を記録すること）

↓

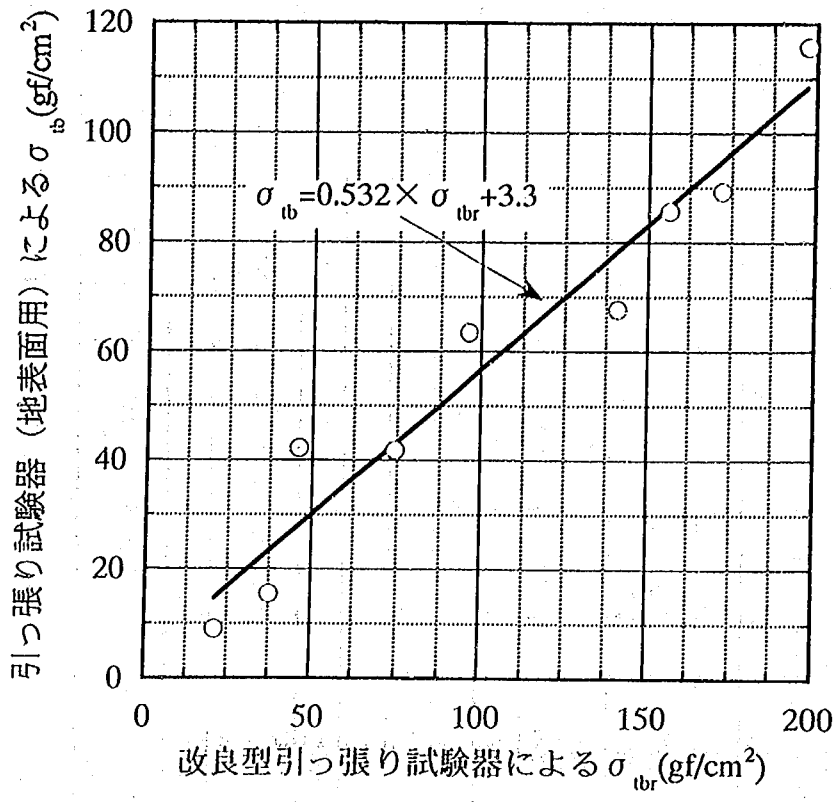
⑦試験後供試体　写真撮影（5供試体全部，1供試体毎）



図—A 3　改良型引張り試験　試験手順

表—A 1　土質試験結果

実験ケース		1	2	3	4	5	6	7	8	9
採取箇所		小貝川6.0km 左岸側	小貝川20.8km 右岸側	小貝川34.2km 右岸側	小貝川41.0km 左岸側	小貝川48.3km 左岸側	小貝川49.4km 右岸側	小貝川56.3km 左岸側	利根川72.5km 右岸側	利根川43.0km 右岸側
一般	湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.583	1.578	1.642	1.516	1.504	1.410	1.373	1.719	1.473
	乾燥密度 ρ_d g/cm^3	1.046	1.067	1.129	1.123	0.896	0.791	1.071	1.222	0.831
	土粒子の密度 ρ_s g/cm^3	2.656	2.668	2.687	2.661	2.568	2.585	2.664	2.703	2.612
	自然含水比 W_n %	54.1	49.0	43.3	33.8	66.3	79.6	27.7	38.3	73.5
	間隙比 e	1.545	1.503	1.385	1.371	1.869	2.276	1.493	1.215	2.150
	飽和度 S_r %	88.6	85.2	88.5	68.0	93.4	89.3	50.3	90.8	94.1
粒度	礫分 2~75mm %	0	0	0	0.0	0	0	1.5	0	0
	砂分 75μm~2mm %	26.9	2.2	0.4	8.8	7.1	12.5	50.0	3.4	1.9
	シルト分 5~75μm %	50.8	63.0	67.5	60.9	60.7	59.2	32.5	62.7	65.2
	粘土分 5μm未満 %	22.3	34.8	32.1	30.3	32.2	28.3	16.0	33.9	32.9
コンシステンシー特性	液性限界 W_L %	65.7	60.9	52.2	55.1	75.7	87.2	39.9	52.6	95.9
	塑性限界 W_P %	34.0	32.9	27.7	30.8	38.4	42.5	25.1	29.3	48.7
	塑性指数 I_P %	31.7	28	24.5	24.3	37.3	44.7	14.8	23.3	47.2
分類	分類名	粘土	シルト質粘土	粘土	粘質土	有機質粘土	有機質粘土	シルト質砂	シルト質砂	有機質粘土
	分類記号	(CH)	(C'H)	(CH)	(CL)	(OH)	(OH)	(SM)	(SM)	(OH)
引張破壊応力 gf/cm^2	Appendix 1 の試験器	42.2	85.7	89.3	67.7	41.8	63.4	15.4	115.8	9.0
	改良型 引張り試験器	45.9	156.4	172.1	141.0	74.4	96.1	37.5	197.5	21.2



図—A 4　引張り試験器（地表面用）と改良型引張り試験器の関係

第３編
堤防のり面に繁茂する植生の耐侵食性の評価方法に関する研究

第3編　堤防のり面に繁茂する植生の耐侵食性の評価方法に関する研究

はじめに

堤防は洪水の氾濫を防ぎ、人命や氾濫原に存在する資産を災害から守る役割を担う治水構造物である。氾濫を防ぐためには、長い延長を有する堤防のいかなる場所においても破堤させてはならない。そのため、堤防の総延長に渡って破堤の危険性が低くかつ信頼性の高い堤防にすることが不可欠であり、その実現を目指してこれまでにさまざまな対策が堤防に講じられている。その一例として、堤防のり面の侵食防止の観点では、高水護岸の設置が行われている。高水護岸は、破堤の危険性が高いと考えられる水衝部、また後背地の人口および資産が高い堤防区間に先行的に設置されている。それ以外の破堤の危険性が低いと考えられる区間では、植生の耐侵食性によって堤防のり面の侵食防止を行っている。しかし、これまでに用いられてきた植生の耐侵食性に関する知見は、主に経験的かつ定性的なものである。そのため、例えば計画規模を上回る超過洪水が発生した場合、植生の耐侵食性によって堤防のり面の侵食に起因する破堤が防止できることについて、高水護岸のように確証が得られていないのが現状である。したがって、植生が繁茂する堤防区間では、高水護岸が設置されている場合に比較して、侵食防止に対する信頼性が低いと言わざるを得ない。この状況を改善して、侵食防止の観点から堤防の治水安全度の信頼性を向上をさせることが急務である。

堤防のり面の侵食防止に関する信頼性の向上のためには、想定した洪水規模に対して侵食防止が不可能であると判断される堤防区間、すなわち高水護岸が必要とされる区間を工学的な根拠に基づいて明確にする必要がある。これにより河川環境および治水に関して以下の進展をもたらす。河川環境に関しては、景観に優れている植生が繁茂する堤防区間が、治水上の問題なく確保できる。これは、多自然型川づくりの理念に合致するものである。また、治水に関しては、高水護岸が必要な区間を特定できるので、そこに重点的に投資できるようになり、堤防の破堤に対する安全性の向上を経済的かつ早期に発現させられる。以上のような魅力ある川づくりを現実のものとするに当たって必要とされる技術は、工学的に根拠がありかつ想定した洪水規模に対して定量的に侵食防止の可否が判断できる植生の耐侵食性の評価方法と、侵食防止が十分に可能であると評価された植生を維持するための植生管理について検討する方法である。人工材料を用いた高水護岸では管理についてあまり注意を払わなくて良いが、植生の場合には管理が非常に重要な意味を有する。それは、天然の材料である植生を侵食防止に利用するに当たっては、植生遷移に対応する必要があるためである。堤防のり面で見られる一般的な植生遷移の状況は以下のようである（詳細については2.3参照のこと）。堤防のり面には、一般的に張りシバ工が行われる。張りシバを行った後、草刈りに代表される植生管理が不十分であると、シバに換わって草丈がより高い他の植物が繁茂するようになり、最終的にはシバが繁茂していた場所の全てに他の植物が繁茂するようになる。遷移の進行によって繁茂した植物は、シバよりも耐侵食性に劣るものである。シバには遷移が進行しやすい性質があり、そのため張りシバ工を行った当初において見込んでいた耐侵食性が低下するという問題点がある。したがって、長期的に植生によって侵食防止を行うためには、適切な植生管理が不可欠である。本研究は、植生の耐侵食性の実態を調査する場合および植生管理を

検討する場合にも有用な判断を行うことが可能である、実用性の高い植生の耐侵食性の評価方法を提案するものである。評価方法を検討する際、設計や維持管理に利用することを考えて、様々な植物の繁茂状況下においても、植物に関する専門的な知識に頼らず、簡単に測定できる指標によって植生の耐侵食性が評価できるように配慮したのが本方法の特色である。

第1章　植生が有する耐侵食性の評価方法

本章では、植生の耐侵食性が発揮される機構を明らかにするため、および実用性を考慮した評価方法を提案するために行った実験の結果とそれに関する考察についてまとめて示し、耐侵食性の評価方法を提案する。最初に、植生の耐侵食性に関する既往の研究についてレビューし、既往の評価方法の不十分な点、評価方法を考える上で解決すべき問題点および改良が必要な点についてまとめて示す（1.1)。次に、植生の地中部分（根および地下茎）または地上部分（葉および茎）のどちらが耐侵食性を主に発揮するのか、また評価方法を開発するに当たっての具体的な問題点を明らかにすることを目的として、堤防のり面より採取した供試体を用いて侵食実験（以下、実験Ⅰと呼ぶ）を行った結果についてまとめて示す（1.2)。実験Ⅰでみられた侵食現象について物理的解釈を与え、かつその普遍性を示す目的で、植生の耐侵食性が発揮される機構を簡単にモデル化した計算を行い、1.2に示した考察が理論的にも妥当であることを確認する(1.3)。1.2および1.3にまとめて示した実験および計算結果を総合し、さらに実用上の問題を考慮した上で、植生に被覆された地表面の侵食深の経時変化を予測するための計算式の枠組みと耐侵食性を表すパラメータを提案する（1.4)。これら提案した内容を反映した耐侵食性の評価方法を開発するために行った、イネ科の植物が優先種である植物群落が繁茂する堤防のり面および高水敷から採取した供試体を用いた侵食実験（以下、実験IIと呼ぶ）の結果についてまとめて示し、1.4において提案したパラメータを用いた耐侵食性の評価方法を提案する（1.5)。また、提案した評価方法をより実用的にし、かつ利便性を向上させることを狙って、耐侵食性を表すパラメータを堤防のり面において簡易に測定する装置および方法を開発するために行った実験（以下、実験IIIと呼ぶ）についてまとめて示す（1.6)。最後に、以上を総括して堤防のり面の耐侵食性の評価方法（案）についてまとめて示す（1.7)。

1.1　既往の研究の概要

植生の耐侵食性に関する初期の代表的な研究と思われるのが、Reeほか[1]のものである。Reeほかの研究は、農地の灌漑のために用いる水路の侵食を植生の耐侵食生によって防止する手法を確立することを目的として行われている。灌漑水路は、地面を逆台形状に掘削して、水路の底面およびのり面に植生を繁茂させて造られるもので、高台にある農地から降雨時に生じた余剰な表面水を排出し、農地の含水量を適切に保つためのものである。灌漑水路に常時植生が繁茂できるのは、降雨時のみ灌漑水路に水が流れるためである。Reeほかが用いた実験水路は、灌漑水路の実大模型であり、8種類の植物が様々な状態で繁茂したものである。それらの水路に一流量あたりの通水時間30～60分（平均的な値）で、段階的に流量を大きくして通水している。各流量の通水後における水路の侵食状況の観測結果を比較して、「十分長い通水時間」でも激しい侵食が生じないと判断される最大の断面平均流速を定めている。その流速を許容流速と定義し、上記の8種類の植物に対してその値を提案している。Reeほかと同様な内容の研究として、U. S. Soil Conservation Service[2]の報告があり、ここでも様々な植物の許容流速が提案されている。

許容流速の定義に「十分長い通水時間」という断りがある。これは、植生が繁茂する地面の侵食の程度は、流速だけでなく通水時間にも依存することを示唆するものである。Reeほか[1]は、通水時間と許容流速とには

関係があると述べており、通水時間が変化すると許容流速もそれに伴って変化することを示唆している。また、Parsons, D. A.[3] は植生が繁茂する河岸の侵食に関する観察結果から、河岸侵食を考える上で時間も重要な変数であると述べている。以上の報告内容より、植生の耐侵食性によって侵食防止を行うためには、侵食外力(例えば流速)の大きさだけでなく、その作用時間についても考慮する必要があることが分かる。Ree ほか[1] が提案した許容流速は、各流速の通水時間が最長でも2.5時間程度である侵食実験から導かれたものである。冠水時間が数十時間にもおよぶ洪水時の堤防の侵食防止基準として、Ree ほか[1] が提案した許容流速を用いるのは適切な判断ではないと考えられる。

洪水時の堤防のり面の冠水時間を考慮して許容流速を定めることを試みた研究として、以下のものが挙げれられる。富田ほか[4),5)] は、植生が繁茂する堤防の耐侵食性を明らかにする目的で、管水路を用いた室内実験と、実河川の低水路のり面を利用した現地実験を行い、その結果より、ノシバおよびラングラーシバが有する耐侵食性について報告している。それらによると、冠水時間が3日程度の場合、平均流速が2 m/s 以下であれば侵食に起因する破壊が生じないとしている。また、Hewllet ほか[6] は、系統的に行われた既往の侵食実験結果を参考にして、繁茂状況を3段階 (good, average, poor) に分けて、それぞれの繁茂状況に対する許容流速と通水時間の関係をグラフにまとめて示している。

以上に示した報告の共通点は、次の2点にある。まず、植生が繁茂する地面の侵食をある程度の範囲まで許容していることである。通常では、たとえば護岸のように地表面のわずかな侵食も生じさせない基準で、設計上許容される侵食外力の範囲を定められていることを考慮すると、ある程度侵食を許容するという考え方は植生の耐侵食性の場合に特徴的なものであるといえる。次に、植生の耐侵食性が植物の葉や茎などの地上部の特性 (草丈、繁茂密度、繁茂形態、繁茂状況の均一さ、葉などの柔軟性など) や根に代表される地下部の特性 (根群が分布する深さや強さ、地表近傍の分布密度など) に依存するということを定性的に示すのにとどまっていることである。すなわち、植生が繁茂する地表面の侵食機構についてほとんど明らかにされていないのである。そのため、限られた実験結果の範囲で経験的に定められた許容流速と通水時間の関係を、異なる植物が繁茂するのり面に適用するのには、一抹の不安がある。植生の種類や繁茂状況は、堤防の表層を構成する土質、水分量やその周辺の気候などの環境的要因や、植生管理の水準、方法に依存して多様に変化する。北川ほか[7] は、堤防のり面に張りシバを行った後、シバの被度は年々減少していき、シバに換わって様々な植物 (主にイネ科) が繁茂することを報告している。以上を考慮すると、多様な植生の種類や繁茂状況への適用性に富んだ許容流速と通水時間の関係が評価方法として必要であり、それを限られた実験ケース数の中から得るためには、植生が発揮する耐侵食性の機構を明らかにして、それに立脚した水理学的な解析に基づく耐侵食性の評価方法を考案する必要があると考えられる。

その手始めとして、植生のどの部位が耐侵食性を発揮するのかを調べる必要がある。佐々木ほか[8] および福岡ほか[9] は、a) 葉や茎がある状況、b) それらを刈り取った状況、c) さらに地中の根が密生して存在する地層を取り除いた状況において侵食実験を行い、a) と b) では侵食深の経時変化に大差がなく、また c) では a)、b) に比較して侵食の進行が速いことを明らかにしている。これらの実験結果から、シバの耐侵食性を発揮する主要な部分は根であるとしている。侵食特性に関する研究としては福岡ほか[10] の報告があり、シバが繁茂する地表面の侵食深の経時変化を測定し、一定流速が作用する状況での侵食深の経時変化が式(1)

で近似的に表せることを示している。

$$z = A \log t + B \tag{1}$$

ここで、zは侵食深（cm）、tは通水時間（min）、A、Bは実験定数である。Aは流速の線形関数になること、Bは流速に無関係なある一定値とすることを提案している。福岡ほか[9]では、侵食過程の観察結果に基づき、設計上許容できる侵食深を（限界侵食深と呼んでいる）根毛層（根が多く分布する地表面近傍の地層）の厚さの半分の値とすること、および式(1)の変数Aが摩擦速度に比例し、その比例定数αの値を提体土に含有される粒径75μm以下の細粒分の比率F（%）によって定める方法を提案している。そして、式(1)に限界侵食深およびAの関数形を代入することによって、許容摩擦速度と通水時間の関係を導いている。以上のように、福岡ほかの研究では、シバが繁茂する地表面の侵食深の経時変化が式(1)で表されることを利用して、式(1)に現れる実験定数に関して物理的考察を行った上で許容摩擦速度と通水時間の関係を導いた点において特筆すべきものとなっている。

福岡ほか[9]が示した許容摩擦速度と通水時間の関係は、Hewlletほか[6]の許容流速と通水時間の関係とほぼ同じ傾向を示すものである。ただし、許容流速と通水時間の関係を変化させるパラメータがHewlletほかでは繁茂状況であるのに対し、福岡ほかでは細粒分Fと限界侵食深である点が異なる。福岡ほか[9]も実験で明らかにしているように、植生の耐侵食性が提体土の粘着性による耐侵食性に比較して格段に優れていることを考慮すると、福岡ほかが提案した許容摩擦速度と通水時間の関係を求める式(1)において、Aの関数形に植生や根に関するパラメータが含まれていない点に不満を残すものとなっている。服部ほか[11]が指摘したように、Aを支配するパラメータは根に関するものでなくてはないと考えられる。粘着力に関するパラメータは、提体土が異なるものの根が発揮する耐侵食性が同一であるという前提がなりたつ堤防のり面の耐侵食性を議論する場合に、初めて考えるべきものと思われる。根に関するパラメータを適切に選択し、それをAの従属変数とすれば、シバと同じく根が主に耐侵食性を発揮する様々な植物の場合において式(1)が適用できると思われる。

以上より、堤防に繁茂する植物の種類およびその繁茂状況が多様であることを勘案すると、植生のどの部分（根や地下茎からなる地中部分または葉や茎からなる地上部分）が主に耐侵食性を発揮するのかを明らかにし、その部分と耐侵食性の定量的関係を明らかにする必要があると考えられる。そうすることにより耐侵食性の保持のための植生管理において、繁茂している植物の種類に関わらず、耐侵食性を発揮する部分のみに着目して、必要とされる耐侵食性が維持されているかを定量的に把握することが容易にできる。

1.2 植物の耐侵食特性を明らかにする実験 [実験Ⅰ]

侵食実験を行うと、流れによって葉や茎が下流方向に倒伏して侵食面を覆う状況が見られた。さらに地表面をよく観察すると、侵食の進行に伴って地中から洗い出された根および地下茎が地表面を覆っている状況も確認できた。植生が繁茂する地表面が高い耐侵食性を示すのは、上記のように地表面が被覆されることに起因すると考えられる。本節では、堤防のり面から採取した供試体を用いた侵食実験の結果より、植生の耐侵食性は根や地下茎が主に発揮することを示す。さらに、植生の耐侵食性に関わる特性を考慮して、植生の

耐侵食性を評価するということの具体的内容を示すものである。

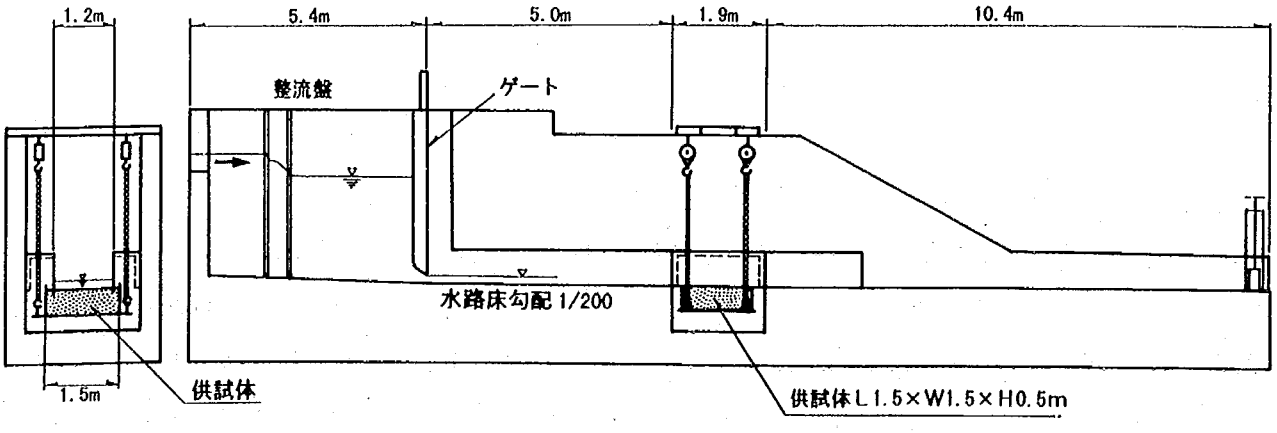
1.2.1　供試体、実験装置および実験方法

実験に用いた供試体は、侵食面が1.5m四方、深さが0.5mの大きさで、実堤防（江戸川、小貝川）ののり面から不撹乱で採取したものである。供試体の侵食面には、シバまたはチガヤを優先種とした植物群落が被度5で繁茂していた。また、堤体土は粘着性を有していた。供試体の植生および土質に関する条件の詳細を表－1にまとめて示す。

実験に用いた水路を図－1に示す。実験水路は幅1.2mの開水路で、断面平均流速が最大で約8 m/s(水深約20cm)まで通水可能である。そのような水路に、図－1に示したように供試体の侵食面が水路床面と滑らかに接続するように供試体を設置した。ここで、実験水路の幅を供試体の幅より狭く設定したのは以下の理由による。供試体の採取は、約1.7m四方、深さ約0.5mの寸法にあらかじめ掘削・整形したのり面に、供試体採取用の鋼製枠を押し込むことによって行った。押し込む際、鋼製枠近傍の提体土が若干乱される。堤体土の耐侵食性は、乱されることによってかなり低下する。そのため側壁近傍の侵食面上に通水すると、側壁近傍から乱した提体土が吸い出されてしまい、その結果として側壁近傍において局所的な侵食が生じることが実験より明らかになった。そのような実験技術上の問題から生じる侵食が生じないようにするために、鋼

表－1　各実験ケースの植生繁茂状況および土質：（実験Ⅰ）

ケース	供試体採取地点	供試体の表面	平均草丈 (cm)	各粒径範囲の含有率(%)		
				粘土分	シルト分	砂　分
1-A	江戸川左岸20km	シバ（葉あり）	20	18	21	61
1-B		シバ（根のみ）	0	18	21	61
1-C		提体土	-	26	55	19
2-A	江戸川左岸20km	チガヤ（葉あり）	20	18	39	43
2-B		チガヤ（根のみ）	0	18	39	43
3-A	小貝川右岸53km	シバ（葉あり）	5	27	23	50



図－1　実験水路（実験Ⅰ）

製枠の側壁間隔1.5mより狭い水路幅1.2mになるように水路側壁を設置した。

侵食実験の概要は、ある断面平均流速を所定の時間通水し、その時間内に生じた平均侵食深を測定することを繰り返し行ったものである。平均侵食深とは、面積1.4m×1.2mの侵食面を10cm間隔で測定した侵食深の平均値である。侵食速度は、平均侵食深／通水時間として計算した。一つの供試体に対して、次の3種類の状態において侵食実験を行った。

A）堤防に繁茂している（植生の地上および地下部分がある）状態

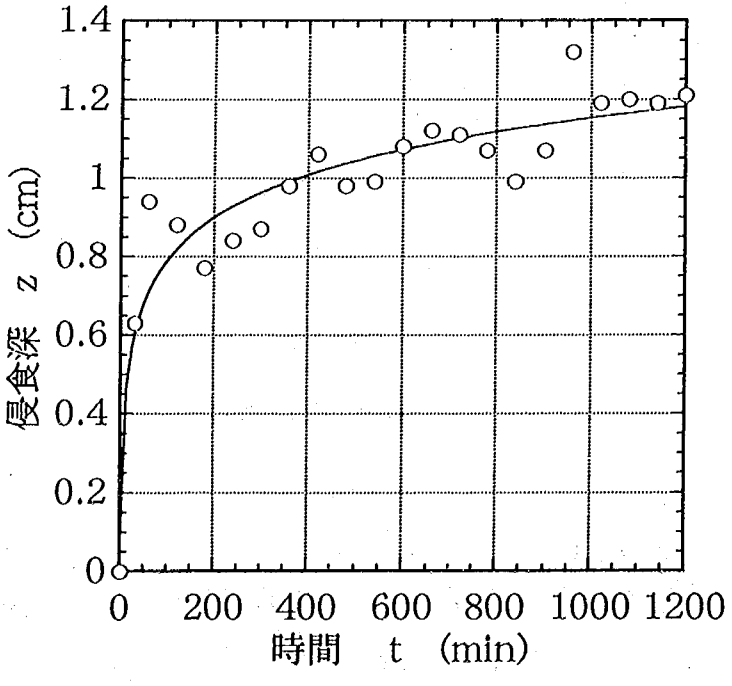
B）地上部分を刈り取った状態

C）堤体土のみとした状態（根が繁茂している地層を取り除いた状態）

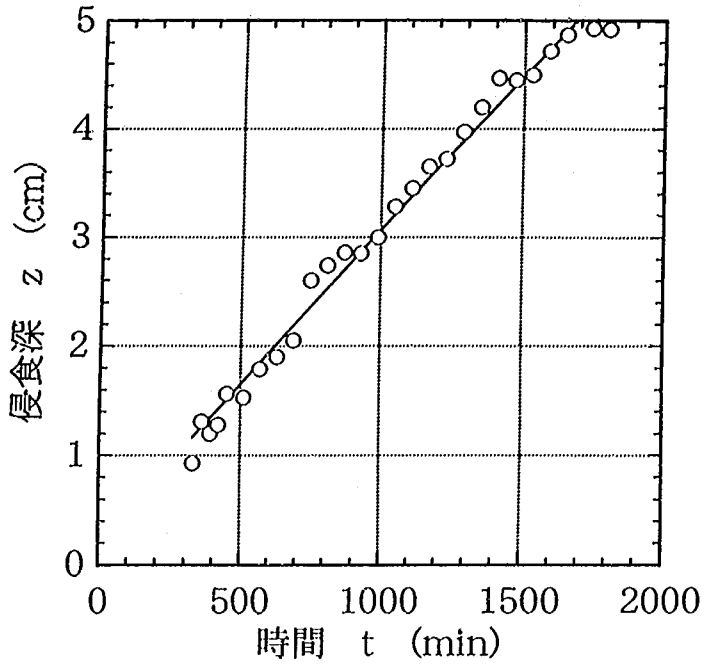
表－1に示したケース名で、数字はケース番号、アルファベットは上記の説明の際に用いたアルファベットに対応する。

1.2.2　侵食深の経時変化の特徴

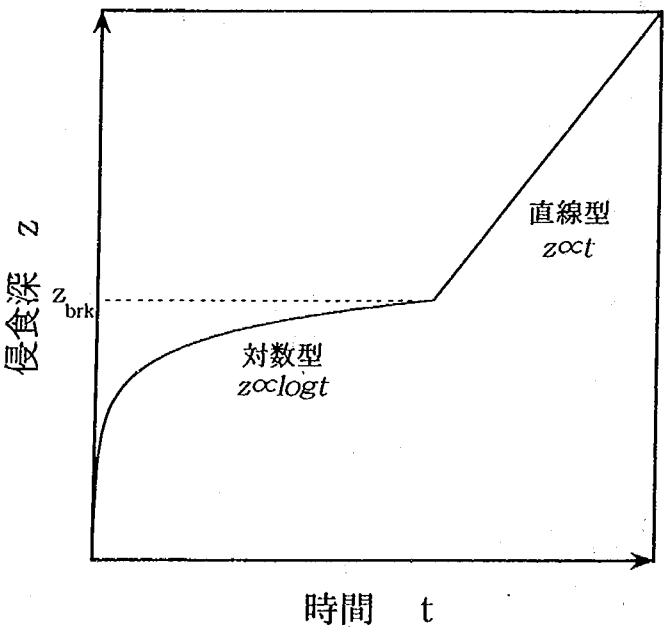
ある一定の断面平均流速を通水した場合、平均侵食深（以下、侵食深と呼ぶ）の経時変化の傾向として以下の2種類がみられた。一つは、図－2に代表例を示すように、図中に実線で表した式(1)によって侵食深の経時変化が良好に近似でき、侵食速度が時間の経過にともなって小さくなる傾向が見られるものである。もう一つは、図－3に示すように、侵食深の経時変化が直線によって近似でき、侵食速度がほぼ一定となる傾向が見られるものである。以降、前者の侵食形態を対数型、後者を直線型と呼ぶ。侵食深の経時変化の典型的なパターンとしては、図－4に示すようであった。すなわち、侵食深が小さい通水初期には対数型の侵食が生じ、さらに通水し続けて侵食深がある値 z_{brk} より大きくなると直線型の侵食が生じる。なお、z_{brk} は供試体によって様々な値となった。



図－2　侵食深の経時変化（ケース3-A：流速5 m/s）



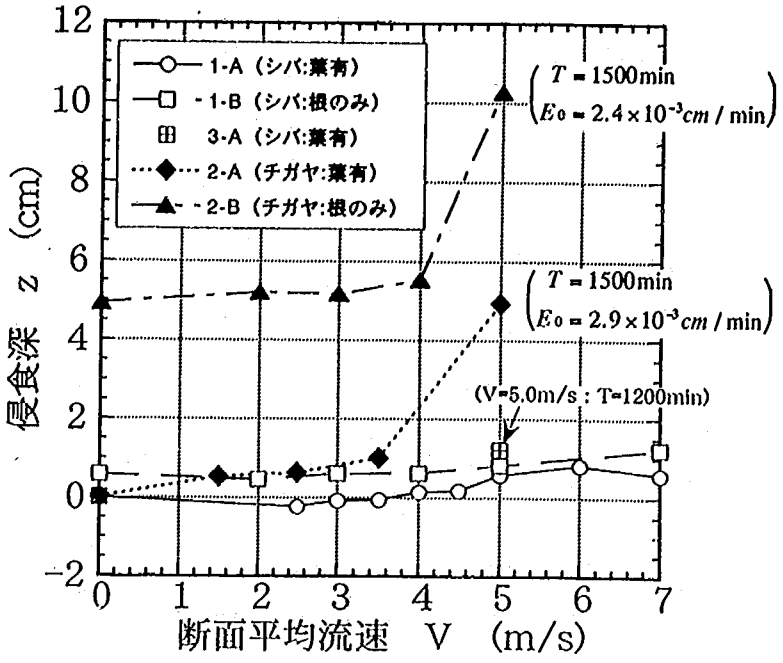
図—3　侵食深の経時変化（ケース2-A：流速5 m/s）



図—4　侵食深の経時変化の典型的パターン

1.2.3　耐侵食性を発揮する植生の部分

実験Ⅰでは、対数型の侵食が生じた場合には侵食深の増加量が測定誤差（1 mm程度）より小さくなった時点まで、また直線型の侵食が生じた場合には侵食速度を計算するのに十分な精度が得られる時点まで、ある一定の流速を継続して通水するように侵食実験を行った。それらの時点における侵食深と流速の関係を図—5に示す。対数型の侵食形態であった場合にはプロットのみを、直線型の場合にはプロットの隣に侵食速



図－5　侵食深と流速の関係

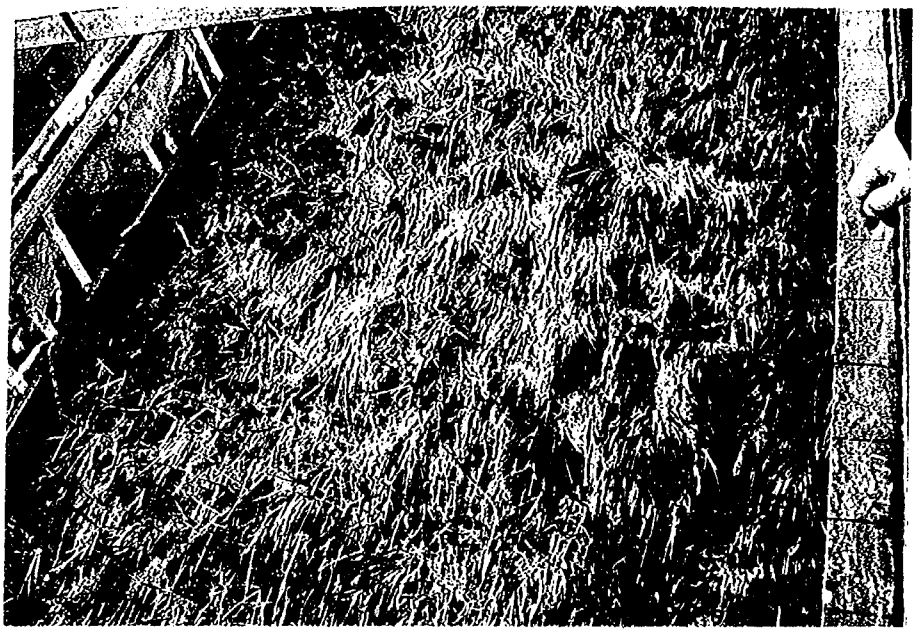
度を記載した。シバが繁茂する1－A、1－B,そして3－Aでは、すべての流速において対数型の侵食が、2－Aおよび2－Bでは流速5 m/sを通水したときに直線型の侵食が生じている。図－5によるとシバが優先種であるケース番号1に着目すると、葉や茎がある1－Aとそれらがない1－Bでは各流速における侵食深に大きな差がない。すなわち、対数型の侵食が生じる侵食深の範囲において、葉や茎の有無によって侵食深がほとんど変化しないことから、植物の根が発揮する耐侵食性は葉や茎のものと比べて非常に優れていることが分かる。チガヤが優先種であるケース番号2では、流速3.5m/s以下において上記と同様な特徴がみられる。

直線型の侵食が生じたケース番号2の流速5 m/sでは、葉や茎がある2－Aおよびとそれらがない2－Bの侵食速度Eが2.9×10^{-3}cm/s、2.4×10^{-3}cm/sとほぼ等しい値となった。ところで、堤体土の侵食速度は、流速3 m/sにおいて0.59cm/sであった。この値を上記の2－Aおよび2－Bの値と比較すると、2－Aおよび2－Bでは流速が2 m/sも大きいのに、裸地に比べて2オーダーも侵食速度が小さい。以上の侵食速度の比較から、直線型の侵食が生じた場合においても、植生による侵食速度の低減効果が発揮されていると判断される。さらに、流速5 m/sにおける2－Aと2－Bの侵食速度がほぼ同値となったことから、直線型の侵食が生じた場合でも葉や茎の有無によって侵食速度がほとんど変化しないことが分かる。

以上より、植生の耐侵食性は植生の地下部（根および地下茎）が主に発揮すると判断される。その原因を探るために行った侵食面の観察結果によると、対数型の侵食が生じる場合では、写真－1に示すように地中から洗い出された根および地下茎が隙間無く地表面を覆っていた。その被覆状況は、根および地下茎の一本一本が重なり合って一体化した層のようであった。以下では、この層を「根毛層」と呼ぶことにする。また、直線型の侵食が生じる場合では、部分的に根毛層が流失し、その部分の侵食が進行するとともに、その部分の下流側の根毛層が剥離・流失する現象が見られた。そのような過程を経て根毛層によって被覆されていた



ケース２-A
流速５ m/s、通水時間510min における侵食面の状況
茶色がかった糸状に見えるものが根である。



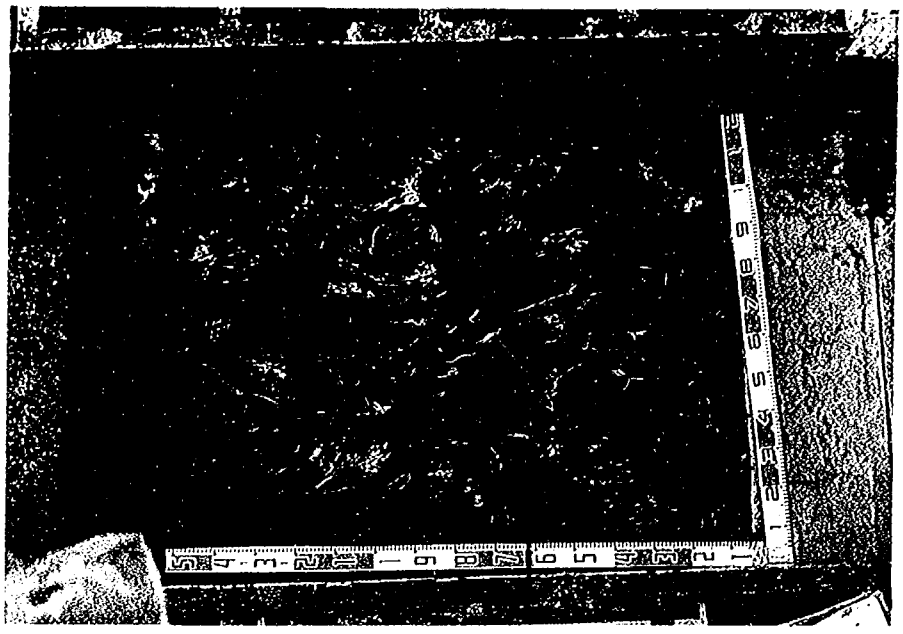
磐井川の旧堤を利用した侵食実験より
白色に見える部分が根である。チガヤが繁茂している。

写真－１　根毛層によって被覆された侵食面

地面が裸地化した状況を写真－２に示す。以上の実験観察結果より、主に根によって構成される根毛層が地表面を被覆することが耐侵食性を発揮する要因であると考えられる。

1.2.4　耐侵食性が発揮される機構

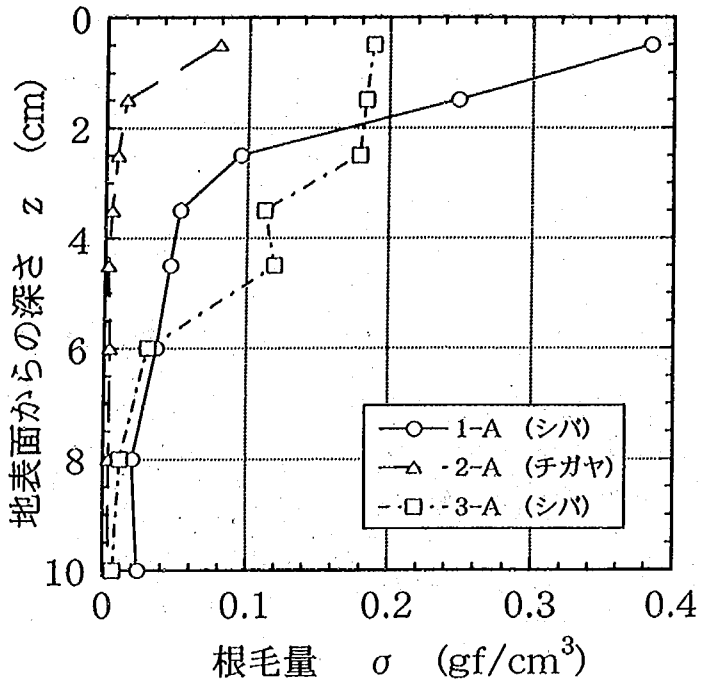
耐侵食性が根毛層によって主に発揮されることが分かったが、以下ではその発揮機構について考察する。



利根川43.0km地点の堤防より採集したチガヤが繁茂する供試体。右から左に通水した結果、写真中のラインより右側では根毛層がめくれ上がり、裸地化した。

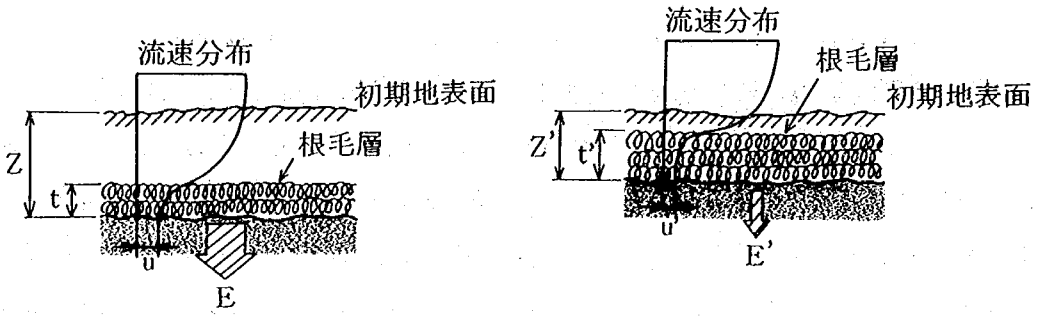
写真－２　根毛層が剥離したため部分的に裸地化した侵食面

最初に、土中に含まれる根および地下茎の量と耐侵食性の関係についてまとめて示す。表－１に示した３供試体について測定した深さ方向の根毛量の分布を図－６に示す。ここで根毛量とは、単位体積あたりの堤体土に含まれる根および地下茎の重量と定義する。根毛量の測定方法の詳細については、2.2.2を参照されたい。図－６においてｚ軸は、地表面に原点を有し、かつ地表面に対して垂直で地中方向が正である座標軸としている(以下では、特に断りがない場合には、図－６と同様にｚ軸が設定されている)。優先種がシバである１－Ａおよび３－Ａでは、優先種がチガヤである２－Ａに比較して、地表面から３ cmまでの範囲における根毛量が非常に大きいことが分かる。また、図－５において、流速５ m/sにおける侵食状況を比較すると、１－Ａおよび３－Ａでは侵食深が約0.5cmと１ cmで侵食の進行がほぼ止まったのに対し、２－Ａでは侵食深が５ cmに達してもなお侵食が進行中である。したがって、地表面近傍の根毛量が大きい１－Ａおよび３－Ａでは、２－Ａに比較して耐侵食性が優れていると判断できる。地表面近傍の根毛量が大きいほど耐侵食性が高いということは、定性的には図－７に示すように説明できる。すなわち、地表面近傍に少量の根毛量しかない植物が繁茂する場合a)では、侵食深ｚが大きくても地表面を被覆する根および地下茎の量が少なく、そのため根毛層の厚さｔが小さい。その逆に地表面近傍に多くの根毛量を有する場合b)では、わずかな侵食深ｚ′でも厚い根毛層が形成できる。根毛層内の流れは、網状に入り組んで分布する根および地下茎が流水に対して抵抗になるため、図－７に示した流速分布のように地表近傍ほど流速が遅くなる。そのような流速低減効果の大小に関わる根毛層の物性としては、根毛層の透過係数と厚さが挙げられる。透過係数は、根毛層を構成する根の太さおよびその分布密度などに依存して定まると考えられる。実験ケース１～３での根毛層の観察によると、根毛層を構成する根の太さに大差がなく、根の重なり方が似かよっていた。したがって、これらの実験ケースでは、形成された根毛層の透過係数がほぼ同値であると仮定することは比較的良い近似で



図－6　根毛量の分布

a）根毛量が少ない場合　　b）根毛量が多い場合



Z：大
t：小
u：大
E：大

Z, Z'：侵食深
t, t'：根毛層厚
u, u'：流速
E, E'：侵食速度

Z'：小
t'：大
u'：小
E'：小

図－7　地表面近傍の根毛量と侵食速度の関係の概念図

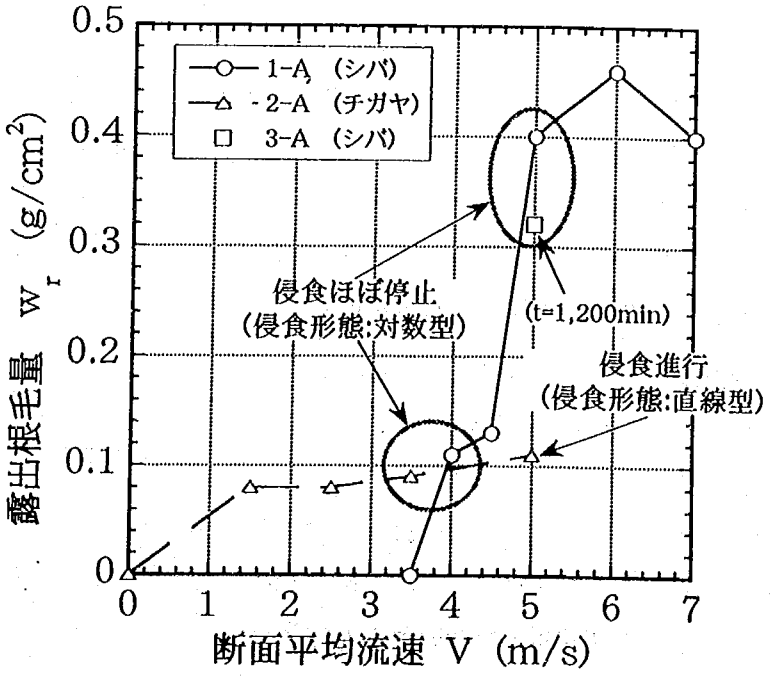
あると考えられる。その仮定に基づくと、流速低減効果は根毛層が厚さのみに依存する。よって、根毛層が厚いほど地表近傍の流速が大きく低減され(u'＜u、図－7参照)、それに伴い地表面に作用する掃流力が小さくなる。掃流力が小さくなると一般的に侵食速度も小さくなる(E'＜E、図－7参照)と考えられる。以上の結果として、地表近傍に大きな根毛量を有する植物は、地表面がわずかに侵食されると、それに伴って厚い

根毛層が形成されることによって高い耐侵食性を発揮すると考えられる。

上記の考察をより確かなものとするために、地表を覆う根毛層の厚さについて定量的な比較を行ってみる。根毛層の厚さ t_r は式(2)によって計算できる。

$$t_r=\frac{W_r}{\gamma_r(1-\lambda_r)} \tag{2}$$

ここに、W_r は単位面積当たりの地表面上に形成された根毛層の重さ（以下、露出根毛量と呼ぶ）、γ_r は根毛層を構成する根の単位体積重量、そして λ_r は根毛層の空隙率である。江崎ほか[12]によると、根の比重は1.5前後であるとされている。さらに、シバおよびチガヤの根毛層の状況を観察したところ、根の重なり具合に大差が見られなかった。以上を参考にして γ_r、λ_r を一定値と仮定することとした。その場合、式(2)によると根毛層の厚さ t_r は露出根毛量 W_r に比例するので、以下では露出根毛量 W_r を根毛層の厚さ t_r を表す指標として用いる。流速と露出根毛量 W_r の関係を図－8に示す。なお、各流速における露出根毛量 W_r は、地表面から図－5に示した侵食深まで図－6に示した根毛量分布を積分することによって求めている。図－8において流速3.5～4m/sでのシバが優先種である1－Aとチガヤが優先種である2－Aのプロットに着目すると、露出根毛量はほぼ同じ値（0.1gf/cm²）になっている。さらに、図－5を見ると、両ケースとも対数型の侵食が生じたが、侵食深を比較すると1－Aは2－Aに比べて非常に小さくなっている。以上より、1－Aおよび2－Aでは、侵食の進行が計測できないほど緩やかになるために必要な露出根毛量（約0.1gf/cm²）に相当する根毛層厚に達するまで侵食が進行したことが分かる。1－Aの侵食深が2－Aに比較して非常に小さいのは、図－6に示す根毛量の分布から明らかなように、1－Aでは地表近傍の根毛量が2－Aに比較して非常に大きいことから説明できる。



図－8　露出根毛量と流速の関係

次に図－8において流速5 m/sにおけるプロットに着目する。シバが優先種である1－Aおよび3－Aでは、露出根毛量が0.40g/cm² および0.32g/cm² であるのに対して、チガヤが優先種である2－Aでは0.11g/cm² と小さな値になっている。さらに、図－5を見ると、1－Aおよび3－Aでは対数型の侵食が生じており、侵食深が1 cm程度に達した段階で侵食はほとんど進まなくなったものの、2－Aでは直線型の侵食が生じており、侵食深が約5 cmに達してもなお2.9×10^{-3}cm/min程度の侵食速度で侵食が進行している。以上の結果に加え、3－Aの通水時間が1－Aに比較して5時間短いことも勘案すると、次のように考えることができる。すなわち、1－Aおよび3－Aの実験結果によると、流速5 m/sに対して優れた耐侵食性を保持するためには露出根毛量が0.40g/cm² 程度必要であると判断される。また、チガヤは根毛量が少なかったために、侵食深が進行しても、露出根毛量が0.40g/cm² に達しないので、侵食が進行し続けたと考えられる。

以上より、地表が根毛層で被覆されることによって耐侵食性が発揮されること、根毛層が厚いほど耐侵食性が高くなること、そして地表近傍の根毛量が大きいほどより大きな流速に対しても侵食防止効果が発揮されることを示した。

1.2.5 植生の耐侵食性に関わる問題点

これまでにまとめて示した実験結果とそれに対する考察から、植生の耐侵食性を評価するということは、具体的に以下に示す内容になると考えられる。地表面が侵食されるに伴って地中から洗い出される根によって主に構成される根毛層によって耐侵食性が発揮されるということは、耐侵食性の評価方法を考えるに当たって、「ある程度の侵食深」まで地表面が侵食されることを許容するという考え方に基づくことになる。通常、捨て石護岸や根固ブロックなどの設計においては、設計外力として定めた流速が作用する状況に置いて「移動しない」ように、重量や配置を定める。それに対して、植生の耐侵食性の評価においては、地表面の侵食を許容する、すなわち地表面を構成する土砂が「移動する」ことを前提とするのが特徴的である。

上記した「ある程度の侵食深」とは、堤防のり面の侵食防止を安全に行えるような植生の耐侵食性が発揮されていると判断できる最大侵食深を意味する。そのような侵食深について、図－4に示した典型的な侵食深の経時変化より以下のように考えることができる。対数型の侵食が生じる場合（侵食深$z \leqq z_{brk}$）においては、地表面が根毛層によってほぼ一様に被覆されており、また侵食速度も時間の経過とともに減少するので、植生の耐侵食性が発揮されており、それによって堤防のり面の侵食防止が行えていると判断できる。しかし、直線型の侵食のように、急激に侵食深が大きくなり、かつ侵食速度が時間の経過とともに小さくなる傾向が見られない場合（$z > z_{brk}$）は、堤防の侵食という観点から考えると、破堤に致る危険性が高いものと思われる。したがって、そのような場合には「設計上」植生の耐侵食性が失われたと判断することが妥当である。したがって、対数型の侵食が生じる上限の侵食深であるz_{brk}まで侵食を許容することとする。以下では、z_{brk}を許容侵食深と呼ぶことにする。

以上より、植生の耐侵食性とは、許容侵食深まで侵食が進行するのに要する時間と侵食外力である掃流力の関係として与えられることがわかる。すなわち、ある植生の耐侵食性を評価すると言うことは、時間と掃流力の関係を定量的に定めることを意味する。この考え方に基づいた植生の耐侵食性の評価方法を提案するにおいて問題とする事項は次の2項目になる。

① 侵食形態が対数型である場合の侵食深の経時変化の予測方法

② 許容侵食深の設定方法

したがって、本章の目的は、これらの問題点を解決して、植生の耐侵食性を定量的に評価できる方法を提案することと言い換えることができる。

1.2.6 ま と め

植生の耐侵食性に関する実験結果より、以下に示す特性について指摘した。

① 侵食深の増加量が時間とともに小さくなる傾向が見られる対数型の侵食形態の場合、侵食深の経時変化を式(1)によって近似的に表すことができる。

② 耐侵食性を主に発揮する植生の部位は、根毛層である。流下方向に倒伏した葉や茎からなる被覆層(以下、上部層と呼ぶ)が発揮する耐侵食性は、侵食防止において主たる役割を担わない。

③ 根毛層厚が大きいほど、耐侵食性が高くなる。

④ 地表近傍に大きな根毛量を有する植物群落ほど耐侵食性が優れている。

以上の特徴と「ある程度の侵食」を許容するという植生の耐侵食性に関する基本的な考え方に基づき、植生の耐侵食性を評価するということの具体的内容が、許容侵食深まで侵食が進行するのに要する時間と侵食外力である掃流力の関係を定量的に評価することであることを示した。

1.3 計算モデルを用いた植生の耐侵食性の発揮機構に関する考察

植生の耐侵食性に関する実験結果から導いた特性の物理的背景について調べることは、物理的根拠のある植生の耐侵食性の評価方法を提案する上で重要である。そのような検討を行う一つ方法として、根毛層内の流れの特性や土砂移動特性に関する測定を行い、それを解析することが挙げられる。しかし、根毛層の厚さが1 mmのオーダーしかないこと、流速1 m/s以上の高流速で実験を行わなければならないことなどのため、著者らが有する現状の測定技術では上記の方法による検討が不可能であった。そこで、上記を検討を行うもう一つの方法、すなわち計算モデルを用いた考察を行うこととした。ただし、以下では侵食現象の詳細な再現を試みるのではなく、あくまでも上記の特性の物理的背景について定性的に記述することを主目的としている。したがって、計算モデルとしては、大まかな物理的特徴が表現できるものを用いることとした。

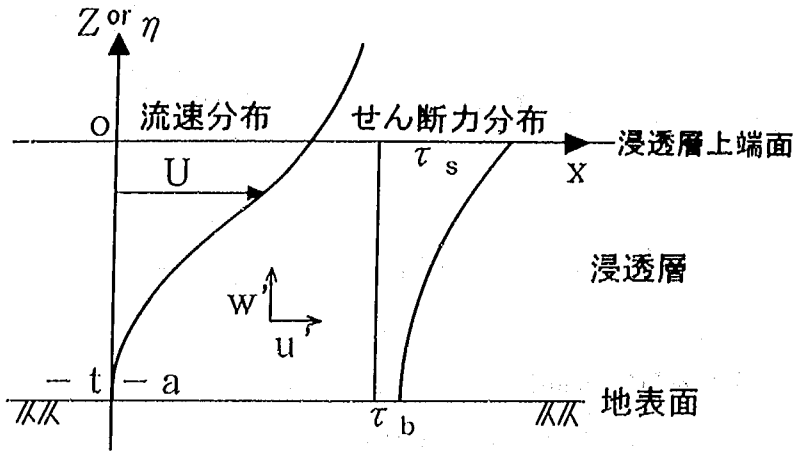
1.3.1 浸透層内の流れの計算モデル

根毛層および上部層内の流れ場の計算モデルとして、山田ほか[13]が提案した式を用いることとした。その概要について以下に示す。なお、以下では根毛層および上部層を総称する呼び方として浸透層を用いる。

図―9に示す座標系を用いると、浸透層内の定常等流流れが式(3)に示す基礎方程式で表すことができる。

$$\nu\frac{d^2U}{dz^2}-\frac{d\overline{u'w'}}{dz}-g\left(\frac{\lambda_p}{K}\right)^2U^2=0 \tag{3}$$

ここで、Uは流速、u′およびw′はxおよびz軸方向の乱れの流速成分、νは水の動粘性係数、λ_pは浸透層の空隙率、Kは浸透層の透過係数である。式(3)に現れる各流速は、着目した「点」における流速ではなく、着目した点を中心として浸透層の空隙のスケール程度の空間内の平均的な流速である。そのようなスケールの平均値として流速を定義する場合、浸透層の抵抗則として式(4)が適用できる[14]。



図－9　浸透層内の流れの解析に用いる座標系

$$F_p=\rho g\left(\frac{\lambda_p}{K}\right)^2 U^2 \tag{4}$$

ここで、F_p は単位体積あたりの流体塊に作用する浸透層が受ける流体力の反力である。式(3)の左辺第3項は式(4)を浸透層の抵抗則として代入したものである。また、式(3)の左辺第1、2項はせん断応力に関わる項である。したがって、式(3)は浸透層内のある点における流体に作用するせん断力と反力の釣り合いを表す式であることがわかる。

式(3)の左辺第2項はレイノルズ応力を表す項である。山田ほか[13]は、式(5)、(6)に示す混合距離理論によってレイノルズ応力を表現するモデルを提案している。

$$-\overline{u'w'}=\ell^2\left(\frac{dU}{dz}\right)^2 \tag{5}$$

$$\ell=CD \tag{6}$$

ここで、ℓ は混合距離、D は空隙スケール、C は定数であり山田ほか[13]では C＝1 としている。式(3)に式(5)、(6)を代入して、さらに z＝0 における流速 U_0 と D によって無次元化すると式(7)が得られる。

$$\frac{1}{2R_e}\frac{d^2u}{d\eta^2}+\frac{du}{d\eta}\frac{d^2u}{d\eta^2}-\frac{Dg}{2}\left(\frac{\lambda_p}{K}\right)^2 u^2=0 \tag{7}$$

ここで、レイノルズ数 $R_e=U_0\cdot D/\nu$、$u=U/U_0$、$\eta=z/D$ である。式(7)を解く際に必要な境界条件を式(8)に示す。

$$\begin{aligned} &u=1 \qquad where \quad \eta=0 \\ &u=0 \qquad where \quad \eta=-\frac{t}{D}=-a \end{aligned} \tag{8}$$

山田ほか[13]は、式(7)、(8)を用いて数値計算を行なった結果、レイノルズ数 $R_e>10$ であれば式(7)の左辺第1項を無視しても計算結果には大きな誤差が含まれないとしている。今回の計算では、最小の D が根毛層の空

隙スケールの0.5mm、U_0が最低でも5 cm/s程度である（詳細については1.3.4(1)に示す）ので、$R_e>25$になる。したがって、式(7)の第1項は省略することができるので、流れ場の基礎方程式として式(9)を用いる。

$$\frac{du}{d\eta}\frac{d^2u}{d\eta^2}-pu^2=0 \tag{9,a}$$

$$p=\frac{Dg}{2}\left(\frac{\lambda_p}{K}\right)^2 \tag{9,b}$$

式(8)に示した境界条件のもとで式(9)を積分することによって解が得られる。しかし、式(9)は非線形方程式であるため厳密な解を求めるのは困難である。そこで、本研究ではuを摂動展開して第2次までの近似解を計算した。その計算結果を式(10)に示す。

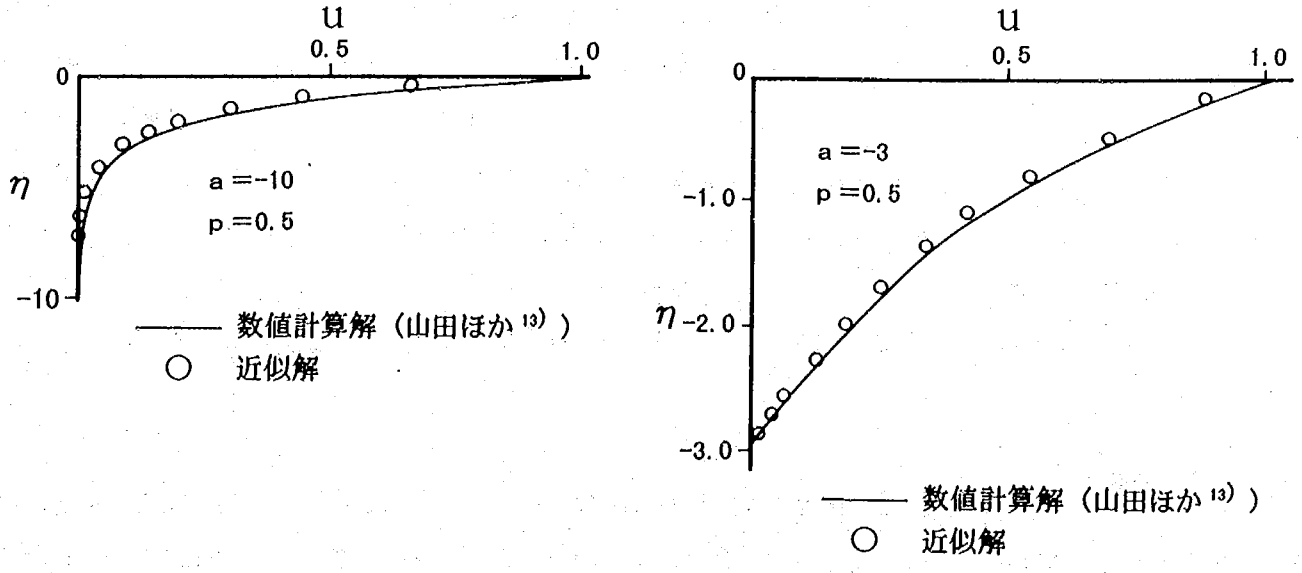
$$u=e^{q\eta}+C_e(e^{q\eta}-e^{-2q\eta})+\frac{C_e^3}{2}(e^{6qa}-e^{3qa})e^{q\eta}+\frac{C_e^3}{2}(1-e^{6qa})e^{-2q\eta}+\frac{C_e^2}{2}e^{-5q\eta}$$

$$C_e=\frac{1}{e^{qa}-1} \tag{10}$$

ここで、$q=p^{1/3}$である。山田ほかが行った式(9)の数値計算解と式(10)によって計算した近似解を比較した結果を図—10に示す。近似解は数値解より若干小さな流速値になる傾向が見られるものの、数値解に非常に近い結果が得られることが分かる。したがって、本研究の目的を考えると、式(10)は十分な精度の近似解を与えるものであると判断される。

1.3.2　パラメータaおよびpの物理的意味

浸透層内の流れは、流下方向に連続して存在する空隙内を水が流下する流れとして見ることができる。連続した空隙を管路に例えると、浸透層は分合流を繰り返す管路によって構成されている層に疑似できる。そこで、空隙スケールDと同じ大きさの直径を有する円管を束ねた疑似浸透層によって浸透層を模擬すること



図—10　流速分布の計算結果

を考える。浸透層内を一様な流速で一方向に流れる状況を想定すると、浸透層内の抵抗則として式(11)が適用できる[14]。

$$U=\frac{K\sqrt{I_e}}{\lambda_p} \tag{11}$$

ここで、I_eはエネルギー勾配である。同様な流況において、疑似浸透層内の抵抗則には、円管の摩擦抵抗式として一般的に用いられる式(12)を用いることができる。

$$I_e=f\frac{U^2}{2gD} \tag{12}$$

ここで、fは円管の抵抗係数である。想定した疑似浸透層が実在の浸透層を「疑似」する条件としては、式(11)と式(12)が同じ抵抗則になること、すなわちあるエネルギー勾配を式(11)、(12)に代入して計算した流速が同値になることである。この条件のもとに式(11)、(12)を連立して解いた結果を式(13)に示す。

$$f=2gD\left(\frac{\lambda_p}{K}\right)^2 \tag{13}$$

式(9,b)、(13)より、pとfの関係は式(14)に示すようになる。

$$f=4p \tag{14}$$

式(14)より、pは疑似浸透層の抵抗係数に比例することが分かる。したがって、pは浸透層内の流れにくさを表す抵抗係数であると解釈できる。

また、aは浸透層厚tを空隙スケールDで除したものである。疑似浸透層に例えて考えると、aは円管を重ねた数に相当する。したがって、aは重ねた円管の本数として浸透層の厚さを表すパラメータであると表現できる。この物理的な意味については次のように説明できる。今回の流れ場の解析に用いた基礎式では、山田ほか[13]に倣って浸透層内の混合距離が空隙スケールDに等しいとしている。せん断流れ場において混合距離は、ある点の乱れによる運動量の交換の影響がおよぶ距離を意味する。今回対象とした図―9に示した浸透層内の流れ場では、z＝0における運動量が乱れによって浸透層内に輸送される。以上よりaは、z＝0における運動量が乱れによって混合される影響がおよぶ距離を基準とした、浸透層の上端面（z＝0）から地表面までの無次元距離として解釈できる。この解釈に基づくと、aが大きいほど、z＝0における運動量の混合の影響が地表面にまで到達しにくくなるので、地表面での流速勾配が小さくなる、すなわち地表面に作用するせん断応力が小さくなることがわかる。したがって、aは、地表面に作用するせん断応力の大きさに及ぼすz＝0における運動量の影響の受けにくさを表すパラメータであると言える。

pおよびaの物理的意味より、地表面に作用するせん断応力は、pおよびaが大きいほど小さくなることが理解できる。

1.3.3 掃流力の低減率R

地表面の侵食速度は、その地表面に作用する掃流力の関数であるとして論じられるのが一般的である。浸透層に被覆された地表面の侵食速度についても上記の議論が成立すると仮定すると、浸透層に被覆された地表面の侵食速度の大きさは、地表面に作用する掃流力に伴って変化することになる。浸透層がない場合には、

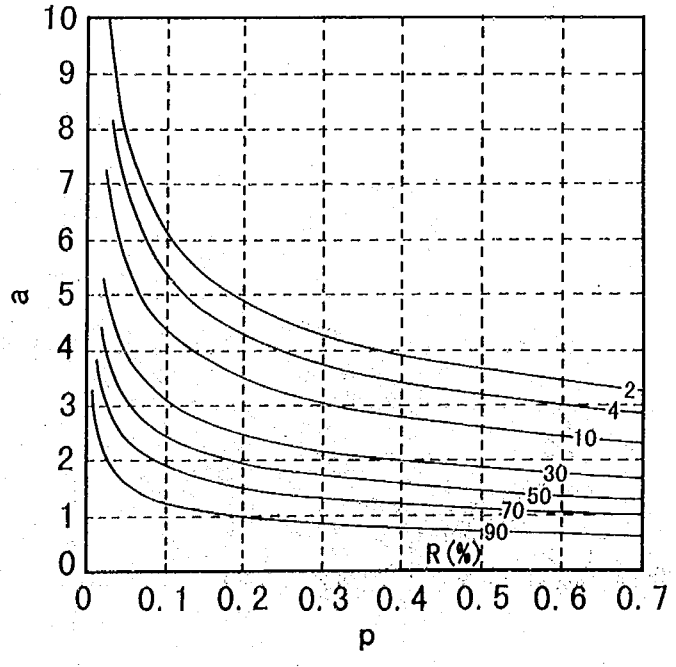
$z=0$ におけるせん断力 τ_s が地表面に作用する掃流力となる。しかし、浸透層が地表面を被覆すると掃流力の低減効果が発揮され、地表面 ($z=-t$) には τ_s より小さな掃流力 τ_b が作用する。そのため、浸透層に被覆された地表面の侵食速度は小さくなる。以上が浸透層がもたらす耐侵食性の力学的解釈である。この解釈に基づくと、浸透層が発揮する耐侵食性の効果を比較するためには、$\eta=0$ に作用するせん断力 τ_s に比較して、地表面 ($\eta=-a$) に作用する掃流力 τ_b をどれだけ小さくできるか、すなわち式(15)において定義する掃流力の低減率 R の大きさを比較すればよい。

$$R=\frac{\tau_s}{\tau_b} \tag{15}$$

$\tau=-\overline{\rho u' w'}$ であるから、R は a と p の関数として式(5)、(6)、(10)を用いて計算できる。計算結果の一例を図—11に示す。a および p が大きい浸透層ほど R は小さい値となる、すなわち耐侵食性に優れていることが図—11より分かる。また、同一の p および D を有する浸透層である場合、浸透層厚 t が大きいほど掃流力の低減率 R が小さい、すなわち耐侵食性が優れていることが分かる。このことは、植生の耐侵食性に関する特性の一つである「根毛層厚が大きいほど、耐侵食性が高くなる。」ことを、掃流力の低減効果の観点から計算によって示したものであると言える。

1.3.4　根毛層と上部層が発揮する耐侵食性の比較

根毛層および上部層の p および a は、植物の種類などによって変わる。しかし、それらが取りうる値の範囲を大まかに推定することは、これまでの実験および観察の結果や既往の研究成果を用いることにより可能である。以下では、R の従属変数である p、a を計算するために必要なパラメータの推定根拠をまとめ、次にそれらの推定値を用いて計算した p、a を式(5)、(6)、(10)、(15)に代入して掃流力の低減率 R を計算する。そして、根毛層と上部層の掃流力の低減率 R を比較することにより、根毛層と上部層が発揮する耐侵食性の優劣を具



図—11　掃流力の低減率 R と a、p の関係

体的な数値を示しつつ明らかにする。

(1) 根毛層に関する各パラメータの推定

・根毛層の構造

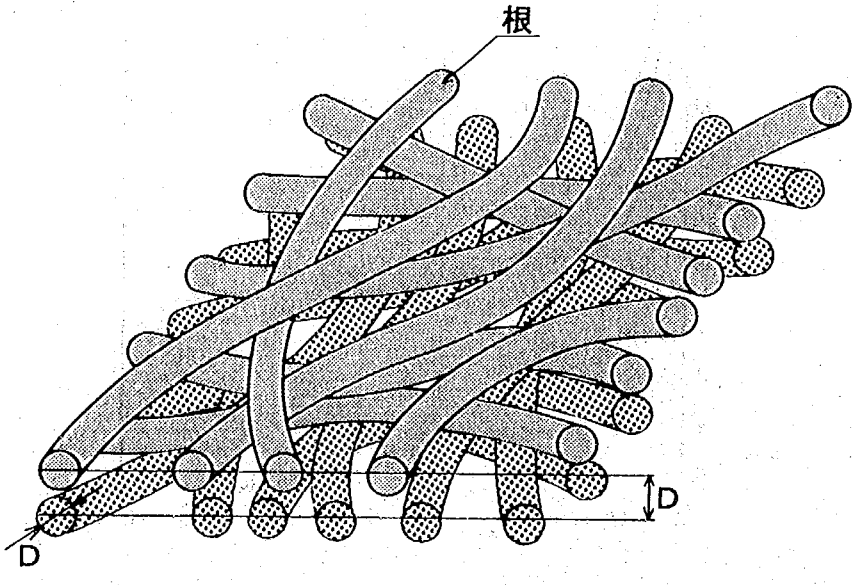
根毛層は地中から洗い出された根および地下茎が折り重なって形成されたものである。根毛層の観察結果によると、根毛層は図—12に示すように、鉛直方向に根の直径程度の幅の空隙を形成しつつ、主に根が幾重にも重なって形成されているようであった。通水中においては揚力の作用により、根毛層の空隙が広がることも考えられる。これに関してはなんら実験データがないので、その効果については無視した。

・空隙スケールDの推定

図—12より、流れ方向の空隙スケールとしては、根の直径程度とすれば良いと思われる。江崎ほか[12]はイネ科の植物であるノシバ、ティフトン328、チガヤそしてススキの根の直径をノギスによって測定した結果を報告している。それによると、これらの植物の一次根、二次根そして白根(吸収根)の直径は0.1～1.0mm程度である。ここで、一次根、二次根とは、苅住[15]によると次のような定義がなされている。根は主根と側根に大別される。主根とは、種子から最初に発芽した幼根が成長したものを指し、側根とは主根から分岐した根を指す。側根はさらに分類されており、主根から分岐した側根を一次根、一次根から分岐した根を二次根と呼ぶ。以上の定義によると、江崎ほかが直径を測定した根とは、いわゆる「根毛」と呼ばれる根に属するものと推察される。そこで、江崎ほかが測定した結果を参考にして、空隙スケールDは、根毛の平均的な直径である0.5mmと推定した。

・空隙率 λ_p の推定

空隙スケールを根の直径としたことを勘案すると、図—12に示したように流れ方向に垂直な断面に占める根の面積の比率は0.5程度になると思われる。侵食面に平行な断面においても同様な面積比率になると仮定すると、λ_p は0.5程度の値になると考えられる。ところで、pは λ_p の自乗に比例するので、λ_p を大きめ



図—12 根毛層内での根の折り重なり状況のイメージ

に推定するとpを過大評価する結果を招く。これは、根毛層が発揮する耐侵食性を過大評価した結果として、上部層より根毛層の耐侵食性が優れているといった判断を導く可能性があることから、比較結果の信頼性を損なうものである。そこで、pを過大評価することを避けるために、$\lambda_p=0.4\sim0.5$とすることとした。

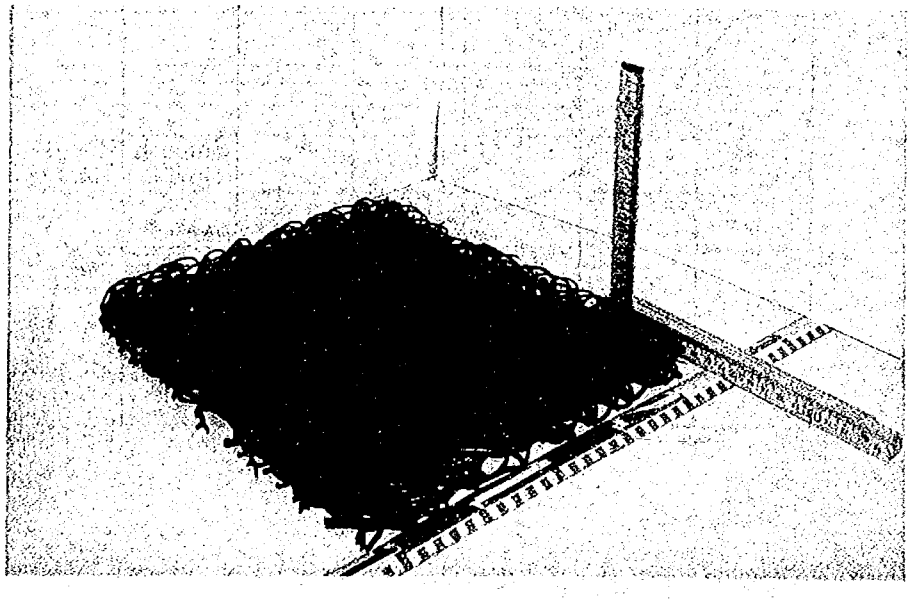
・透過係数Kの推定

根毛層の透過係数に関する測定データは現段階では得られていない。以下では、根毛層と良く似た構造を有する浸透層の透過係数の実測値に基づいて、根毛層の透過係数を推定する。根毛層と似た構造を有する浸透層として、プラスチック製糸を絡み合うように分布させて製作された超多孔質体が挙げられる。福岡ほか[14]は、直径2 mmのプラスチック製糸を空隙率91%で絡み合うように分布させて製作された写真—3に示す超多孔質体(以下、多孔質体Aと呼ぶ)の透過係数Kが0.38m/sであるという測定結果を報告している。また、同じく直径2 mmのプラスチック製糸を空隙率96%で波形の面を形成するように製作された写真—4に示す超多孔質体(以下、多孔質体Bと呼ぶ)の透過係数Kが、その製品カタログに示されていた粗度係数から逆算すると0.57m/sになることが分かった。これらの多孔質体の透過係数から根毛層の透過係数を推定するための基礎式として、式(16)を用いる。

$$K=\sqrt{\frac{2g}{a_w C_D}} \tag{16}$$

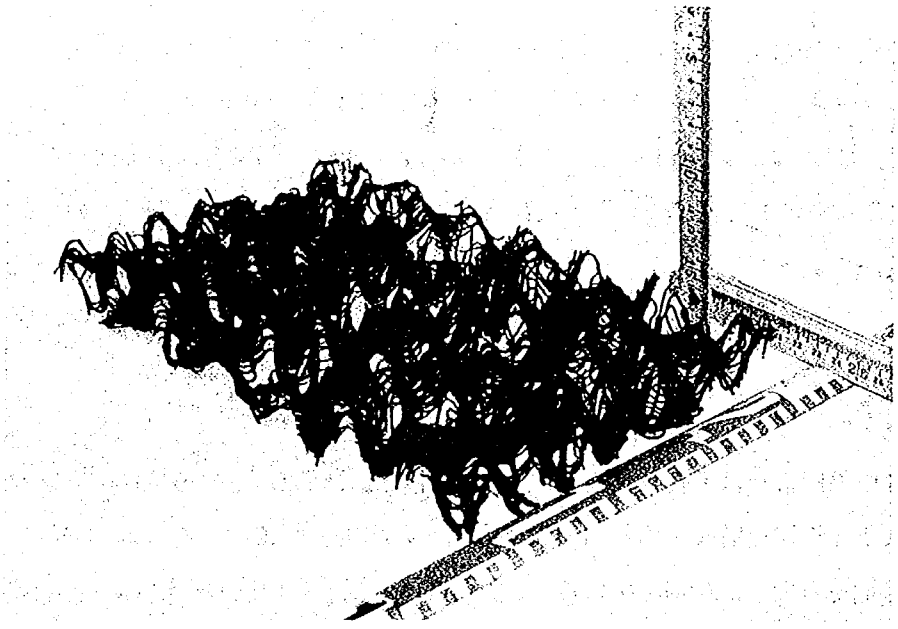
ここで、C_Dは根毛層または多孔質体を構成する材料の抗力係数、a_wは単位体積あたり流体塊中に含まれる根毛層または多孔質体を構成する材料の流れ方向への総投影面積である。式(16)の導出方法については、福岡ほか[14]を参照されたい。式(16)を用いると、多孔質体と根毛層の抗力係数C_Dとa_wの値の比について調べれば、根毛層の透過係数が上記した多孔質体の透過係数の実測値より計算できる。そこで、いくつかの仮定を用いて、根毛層と多孔質体のC_Dおよびa_wの比を以下のように推定した。

簡単のため、根毛層または多孔質体を構成する材料の抗力係数が円柱のものと同じ特性を有すると仮定する。その仮定によって、根毛およびプラスチック製糸の抗力係数C_Dは、それらの直径dを用いたレイノ

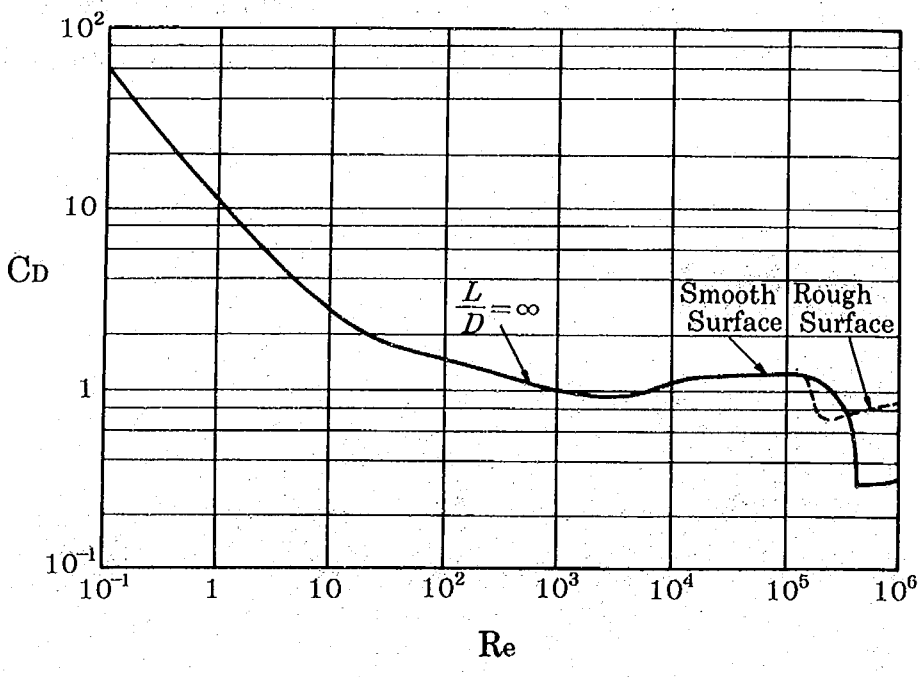


写真—3　多孔質体Aの概観

ルズ数 $d \cdot U/\nu$ を用いることによって、円柱の抗力係数を表す図—13から評価できる。福岡ほか[14]の実験を参考にすると、Uは大きくても10cm/s程度である。したがって、レイノルズ数は約200となり、図—13よりプラスチック製糸の抗力係数 C_D は、約1.2であると推定される。同様な方法によって、根毛層を構成する根の抗力係数を推定する。1.5に詳細を示すが、実験IIでは摩擦速度が約7 cm/s(断面平均流速1 m/s)以上で行った。根毛層の上端面（図—9において $\eta = 0$ で示す位置）での流速は、山田ほか[13]によると最



写真—4　多孔質体Bの概観



図—13　円柱杭の抗力係数とレイノルズ数の関係
（吉川秀夫著、水理学（技術堂出版）より引用）

低でも根毛層の表層における摩擦速度の2.5倍になることが理論的に示されている。そこでレイノルズ数を計算するために用いる代表流速の最低値を15cm/s とする。根の代表直径を0.5mm としたので、レイノルズ数は約75以上になる。図―13よりレイノルズ数が75以上では C_D が 1～1.4の範囲で穏やかに変化することが分かる。したがって、前出の多孔質体と根毛層の抵抗係数 C_D は、ほぼ同値であると推定される。

次に、根毛層と浸透層の a_w について考察する。定義に基づくと、a_w は式(17)によって計算できる。

$$a_w=\frac{C_a dL}{V_f} \tag{17}$$

ここで、V_f は多孔質体または根毛層内の任意に定めた流体塊の体積、L はその流体塊中に含まれる多孔質体または根毛層を構成する材料の総延長、d は材料の直径、C_a は補正係数である。式(17)の分子は、任意に定めた空間内に含まれる材料の投影面積が、材料の代表面積 $d\cdot L$ に補正係数 C_a を乗じることによって表現できると仮定したものである。補正係数 C_a は、多孔質体や根毛層を構成する材料の分布特性に応じて変化すると思われる。また、空隙率 λ_p は、式(18)によって計算できる。

$$\lambda_p=1-\frac{\pi d^2 \ell}{4 V_f} \tag{18}$$

式(17)に式(18)を代入して a_w について解くと、式(19)が得られる。

$$a_w=\frac{4 C_a(1-\lambda_p)}{\pi d} \tag{19}$$

式(16)、(19)および抗力係数 C_D の平均的な値1.2を用いると、多孔質体 A、B の透過係数と空隙率の実測値から補正係数 C_a が逆算できる。その計算結果より、多孔質体 A、B いずれも補正係数 $C_a=2.0$ となることが分かった。プラスチック製糸の分布が異なる多孔質体 A、B の補正係数 C_a が同値になったことより、糸状の物体が比較的ランダムに重ねられた多孔質体では、補正係数が2.0程度の値になることが期待される。ここでは、多孔質体 A、B と根毛層では、両者を構成する材料の分布特性が似ていることから、C_a が同値であると仮定する。したがって、根毛層と多孔質体 A を構成する材料の直径と空隙率を式(19)に代入すると、根毛層は多孔質体 A に比較して約24倍大きな a_w になる（根毛層の空隙率 $\lambda_p=0.45$ の場合）という計算結果が得られる。

以上に示した根毛層と多孔質体 A の抗力係数 C_D と a_w を比較した結果を式(16)に代入して計算すると、根毛層の空隙率 $\lambda_p=0.4$～0.5である場合、根毛層の透過係数 $K=0.073$～0.080m/s と推定できる。

・p の推定

以上のように推定した各パラメータの値、すなわち空隙スケール D=0.5mm、空隙率 $\lambda_p=0.4$～0.5、そして透過係数 $K=0.073$～0.080m/s を用いると、p がとりうる値の範囲が(9 ,b)式より計算できる。その結果より、p=0.07～0.10の範囲と推定する。

・根毛層厚 t および無次元厚さ a の推定

単位面積当たりの地表面上に形成された根毛層の重量として定義した露出根毛量 W_r は、式(20)に示すように、根毛量の鉛直方向分布 $\sigma(z)$ を侵食される前の地表面の位置($z=0$)から侵食後の地表面の位置($z=z_e$)まで積分することによって計算できる。

$$W_r = \int_0^{ze} \sigma \, dz \tag{20}$$

式(20)を式(2)に代入した式(21)によって、根毛層厚tが計算できる。

$$l = \frac{1}{\gamma_p(1-\lambda_p)} \int_0^{ze} \sigma \, dz \tag{21}$$

式(21)によりtを推定するためには、根毛量の分布関数を定める必要がある。図—6に示した根毛量分布の実測結果に代表される根毛量の測定結果より、平均的な根毛量の分布形状として以下に示す特徴がみられた。

・地表近傍において根毛量が最大値を示す場合が多い。

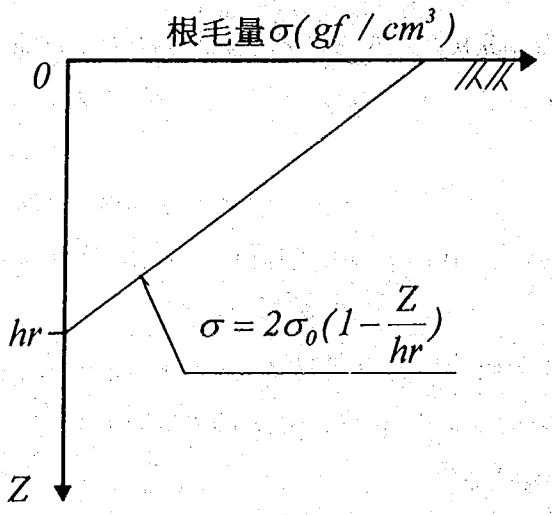
・地表面からの深さzに伴って、根毛量が単調に減少する場合が多い。

・地表面から5 cmより深い位置における根毛量は微少量と考えて良い。

ここでは、上記の特徴を備えた単純な根毛量の分布形として図—14に示す三角形状を用いる。図—14に示した分布形状は式(22)によって表すことができる。

$$\sigma_z = 2\sigma_0\left(1-\frac{z}{h_r}\right) \tag{22}$$

ここで、h_rは根が存在する最大深さ、σ_0は地表面からh_rまでに分布する根毛量の平均値(以下、平均根毛量と呼ぶ)である。h_rはシバの根毛量の分布を参考にして3 cmとする。また、地表面からの深さ3 cmまでの根毛量を測定した結果（詳細は1.6.3に示す）を参考にして、平均根毛量σ_0の値の範囲として0.05～0.15gf/cm³を用いることとする。2.4.4に詳細を示す実堤防におけるシバの被度と平均根毛量σ_0の関係を参考にすると、シバの被度や繁茂状況に応じてσ_0は0.05～0.15gf/cm³の範囲で変化すると思われ



ここで、σ_0は平均根毛量

$$\sigma_0 = \frac{1}{h_r}\int_0^{h_r} \sigma \, dz$$

図—14　計算に用いる根毛量の分布形状（三角形分布）

る。上記した h_r、σ_0 の値、$\gamma_r=1.5gf/cm^3$、$\lambda_p=0.45$ を式(21)、(22)に代入して計算すると、侵食深 z と根毛層厚 t の関係が図―15に示すように計算できる。図―15には、無次元厚さ a=t/D を計算した結果も併記した。ここで、空隙スケール D は0.5mm とした。侵食深が 2 cm まで達した場合を例にすると、σ_0 の値(またはシバの被度) により、根毛層厚が1.5~4.5mm まで、また無次元厚さが 3 ～ 9 まで変化することが分かる。

(2) 上部層に関する各パラメータの推定

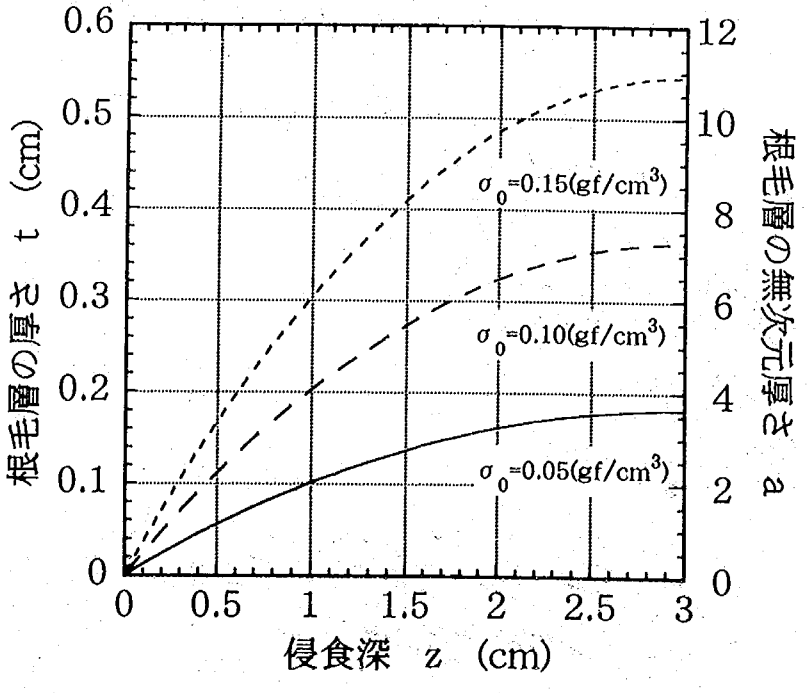
・上部層の構造

堤防においてよく見られる植物に限定しても、その葉や茎の形状や大きさが異なる。したがって、葉や茎が流下方向に倒伏することにより形成される上部層の構造は、植物の種類によって変化すると考えられる。以下では、堤防のり面に見られるシバやチガヤのような、多数の細長い葉を有する植物を対象として議論を進める。そのような植物上に通水すると、写真―5に示すように流下方向に倒伏した多数の葉が、葉の面と地表面とがほぼ平行になるように幾重にも重なり合うことによって、地表面を一様に覆う上部層を形成する。通水中の観察によると葉は、地表面とほぼ平行の状態を保つものの、流れの作用を受けて揺動していた。したがって通水中では、合い隣り合う葉の間に水が流れるための空隙が生じていると考えられる。以下では、上記した倒伏状況を勘案した図―16に示す上部層のモデルを用いる。このモデルでは葉の繁茂状態および倒伏状況について以下のような単純化を行っている。

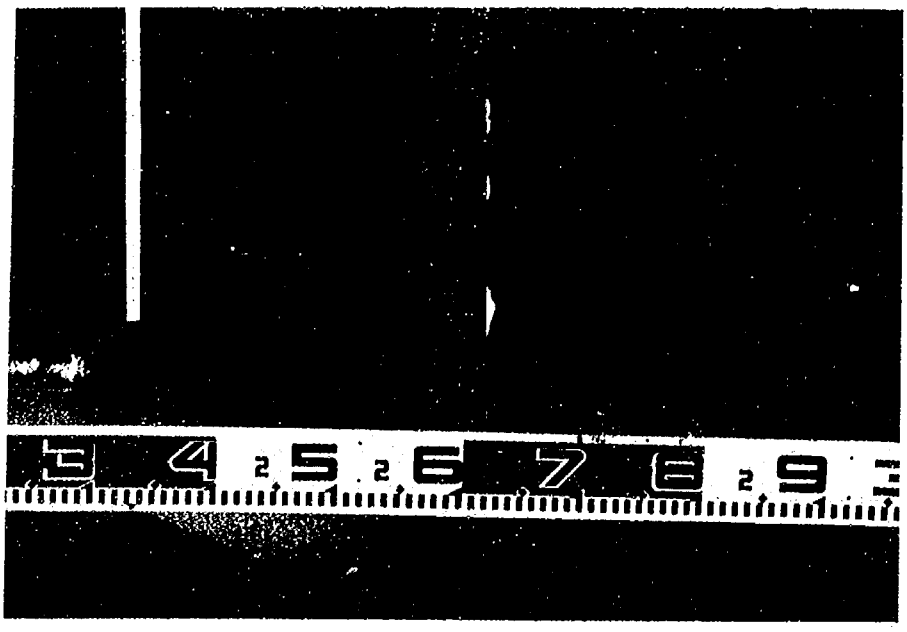
① 葉が一枚づつ等間隔 (葉一枚あたりの地表面の占有面積 A_f) で繁茂する。

② 長さ h_f、幅 b_f、厚さ t_f の同一の形状を有する葉が繁茂する。

③ 葉の面が地表面と平行で、かつ葉と葉の間に同じ幅の隙間 D を有するように葉が倒伏する。

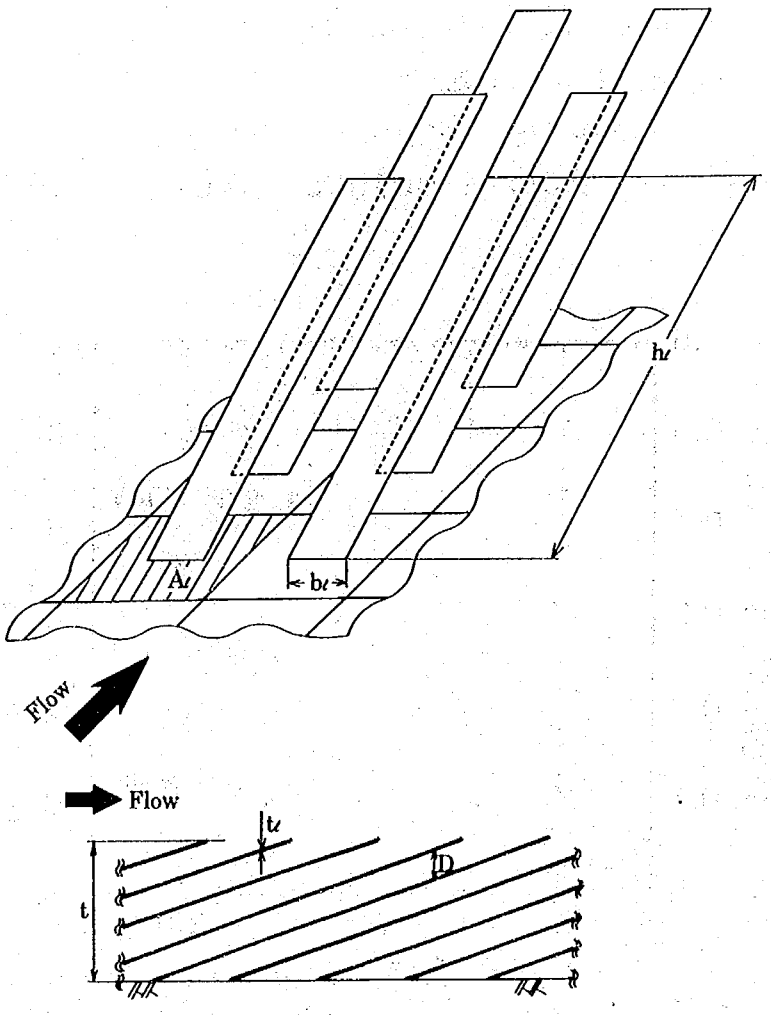


図―15 根毛層厚と侵食深の関係



流速2.0m/s　　草丈　35～45cm のチガヤ

写真－5　倒伏した葉が地表面を被覆した状況



図－16　モデル化した上部層の葉およびその配列

・透過係数Kの推定

辻本ほか[16]は、シバおよび雑草（おもにエノコログサ）の$C_D \cdot a_w$（ここでC_Dは抗力係数、a_wは単位体積当たりの流体塊中に含まれる上部層を構成する葉の流れ方向への総投影面積）と上部層の厚さtの値を表－2に示すように報告している。表－2には、辻本ほかが推定した$C_D \cdot a_w$の値を式(16)に代入して計算した透過係数Kも併せて示した。辻本ほかによると、表－2に示した$C_D \cdot a_w$とtの値は、流量および水深を変化させた各実験ケースにおいて測定された流速およびレイノルズ応力分布をk-ε乱流モデルで再現するのに最適な$C_D \cdot a_w$とtとして推定している。したがって、表－2に示した値は純粋な意味での「実測値」ではなく、k-ε乱流モデルで現象を再現するために適した「推定値」であることに注意しなければならない。本研究で用いた乱流モデルは辻本ほかと異なり、1.3.1に示したように混合距離を既知とする0次モデルである。そのため、辻本ほかが報告した表－2の値を、本研究で用いたモデルに適用するに当たっては若干の配慮が必要である。ここでは、以下に示す考察に基づき、表－2に示した透過係数Kを用いることとした。

辻本ほかと著者らの計算モデルを比較すると、乱流拡散係数に関わるモデルは異なるものの、共通点として上部層の抵抗則として流速の自乗に比例する関数形を用いていることが挙げられる。したがって、両者の計算モデルによる結果を比較すると、流速分布の勾配が大きな（すなわちせん断が卓越する）上部層の上端面近傍（図－9で示すところのz＝0の近傍）において、モデルが異なることに起因する計算結果の相違が生じる可能性が高い。しかし、流速分布の勾配が穏やかになる地表面近傍（図－9で示すところのz＝－tの近傍）では、上部層の抵抗則が同じであるので、抵抗係数を同値にすれば両者のモデルの計算結果がほぼ一致すると考えられる。以上の計算モデルの特徴と辻本ほかが行った測定と計算結果において地表面近傍の流速分布が比較的良く一致していることを勘案すると、表－2の透過係数Kを著者らの計算モデルに適用できると判断される。本研究では表－2を参考にして、上部層の透過係数Kを4～7 m/sと推定する。

・無次元厚さaの推定

図－16に示した上部層のモデルより、空隙スケールDは葉と葉の間隔として良いと考えられる（この値については後に定める）。葉の厚さが空隙スケールに比較して非常に小さいことを勘案すると、上部層の厚さtを空隙スケールDで割った値であるaは、単位面積当たりの地表面を覆う葉の枚数と同値になる。この考え方に基づくと、一枚の葉が占有する面積A_f上を覆う葉の総面積が$h_f \cdot b_f$となることから、aは式(23)によって計算できる。

表－2　シバおよび雑草の$C_D \cdot a_w$および上部層厚t（辻本ほか[16]から引用）

植物の種類	シバ	雑草
$C_D \cdot a_w$ (1/cm)	0.004	0.011
透過係数　K(m/s)	7.0	4.2
上部層厚　t(cm)	8.0	10.0

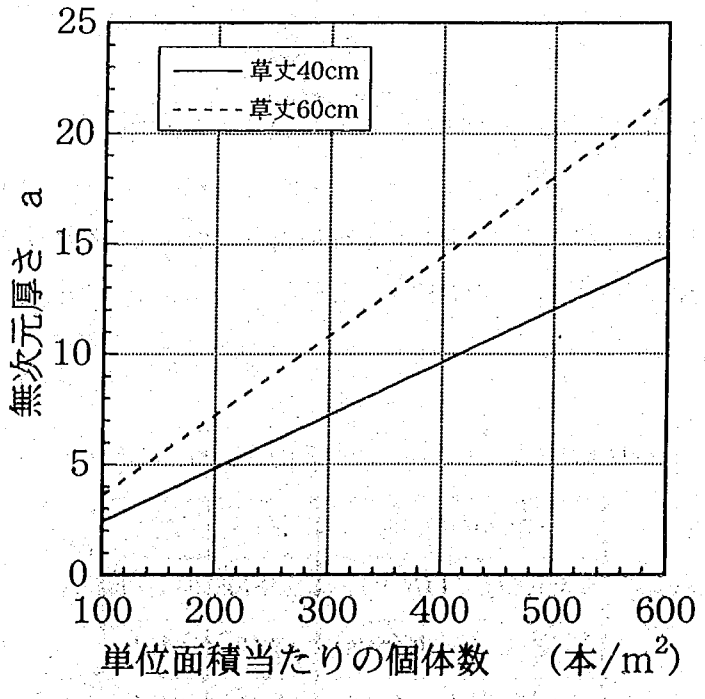
$$a=\frac{h_t b_t}{A_t} \tag{23}$$

式(23)の右辺に現れる各変数をチガヤを例として以下に示すように推定した。A_tは、(単位面積当たりに繁茂するチガヤの個体数)×(一個体当たりの葉の枚数)の逆数として計算できる。四国地方建設局ほか[17]は、単位面積当たりに繁茂するチガヤの個体数の測定結果を報告している。それによると、実堤防に繁茂するチガヤでは、通常100～400本/m²、非常に繁茂状況が良い場合で600本/m²と大まかに考えて良いと思われる。また、チガヤの耐侵食性に関する実験を行う際に用いた供試体のうちの一つにおいて、チガヤ一個体当たりの葉の枚数を数えたところ(平成8年2月測定)、5～6枚/本であった。この測定結果を参考にして、チガヤ一個体当たりの葉の枚数を6枚とする。以上に示した値を用いることにより、A_tが推定できる。さらに、四国地方建設局ほかの報告[17]および植物図鑑[18]を参考にして、葉の長さh_tを40～60cm、葉の幅b_tを1 cmと推定した。

上記のように推定した値を用いてaを推定した結果を図—17に示す。単位面積当たりに繁茂するチガヤの個体数が100～250本/m²では植生の繁茂状況が良くない場合、250～400本/m²では比較的良い状態、そして400～600本/m²では非常に良い状態に対応すると考えられる。以上より繁茂状況に応じてaが2～22まで変化すると推定する。

・上部層厚tの推定

四国地方建設局ほかが行ったチガヤの耐侵食実験[19]において、通水中における上部層の状況を写真—5に示すように撮影している。これらの写真より測定した上部層の厚さt、チガヤの草丈、1 m²当たりに繁茂している個体数、および測定時における断面平均流速を表—3にまとめて示す。平均流速(2～3.8m/s)、



図—17 上部層の無次元厚さaと個体数の関係

表－3　単位面積あたりの個体数、平均流速、上部層厚の測定結果
（四国地方建設局・四国技術事務所よりデータ提供）

ケース名	1-2-1	1-2-2	1-2-3	2-2-3
上部層厚 t(cm)	10	7～8	8	8～10
草丈 (cm)	35～45	35～45	35～45	60～90
個体数 (本/m²)	169	230	291	653
断面平均流速 (m/s)	2.0	3.0	3.8	3.8

草丈（40～80cm）および単位面積あたりの個体数（157～588本/m²）が大きく変化しているにも関わらず、上部層の厚さtは7～9 cm程度になる結果が得られた。また、表－2に示した辻本ほか[16]の上部層の厚さtを見ると、シバおよび雑草が繁茂する場合の上部層の厚さtが8 cmおよび10cmとなっている。以上の測定結果より、上部層の厚さtは一定値として近似できると考えることにして、ここでは上記した測定結果の平均値であるt＝8 cmとする。

・空隙スケールDおよび空隙率λ_pの推定

葉の長さや単位面積当たりに繁茂する個体数に依存せず上部層の厚さt＝8 cmとしたことにより、空隙スケールおよび空隙率は、単位面積当たりの地表面を覆う葉の枚数（＝無次元厚さ）aの関数となる。図－16に示した上部層のモデルに従って空隙スケールDを葉の間の距離とすると、式(24)により空隙スケールDが計算できる。

$$D=\frac{t}{a} \tag{24}$$

また、図－16を参考にすると空隙率λ_pは式(25)により計算できる。

$$\lambda_p=1-\frac{t_l}{D} \tag{25}$$

ここに、t_lは葉の厚さである。耐侵食性に関する実験を行う際に用いた供試体のうちの一つにおいて、チガヤの葉の厚さを測定したところ（平成8年2月測定）、約0.5mmであった。この測定結果より、本研究では葉の厚さt_l＝0.5mmとした。式(24)、(25)に図－17に示した無次元厚さa、上部層の厚さt＝8 cmを代入することによって、空隙スケールDおよび空隙率λ_pが計算できる。

・pの推定

推定した各パラメータの値を、式(9,b)に代入することによりpが計算できる。ただし、式(9,b)の右辺にある空隙スケールDおよび空隙率λ_pは式(24)、(25)に示したように無次元厚さaの関数であるので、pも式(26)に示すようにaの関数になる。

$$p=\frac{t}{a}\left(1-\frac{t_l}{t}a\right)^2\frac{g}{2K^2} \tag{26}$$

式(26)の右辺にある各変数に推定値を代入してpを計算した結果、pは2.7×10^{-4}～1.2×10^{-2}の範囲で変

化することが分かった。

(3) 掃流力の低減率Rの比較

根毛層および上部層の低減率Rを計算するために、(1)、(2)において様々なパラメータの値を推定した。これらのパラメータの中には植生の被度および繁茂状況によって変化すると考えられるものがある。根毛層と上部層の低減率Rの比較は、被度および繁茂状況が同等である条件下で行わなければならない。そこで最初に、被度および繁茂状況に対応して変化するパラメータを挙げ、そのパラメータが変化することによってaおよびpの値が変化する範囲についてまとめて示す。

根毛層では、平均根毛量 σ_0 がシバの被度および繁茂状況と対応して変化する。2.4.4に詳細を示す実堤防におけるシバの被度と平均根毛量の関係を参考にすると、シバの被度が5において平均根毛量 σ_0 が0.05～0.15 gf/cm³ までの値を取りうることが分かる。これは、シバの被度が5であっても、シバの養生不良などのために繁茂状況が良くない場合には、根の発育も悪く、平均根毛量 σ_0 が小さな値になるためである。以上を参考にして、シバの被度が5である場合において、繁茂状況が良い場合では根毛量 σ_0 が0.10～0.15gf/cm³、繁茂状況が不良である場合では0.05～0.10gf/cm³ であるとする。このようにシバの繁茂状況に応じて平均根毛量 σ_0 の値を定めたことによって、図―15に示したaと侵食深の関係より繁茂状況に応じたaの値の範囲を定めることができる。なお、図--15に示したように、aは平均根毛量 σ_0 だけでなく、侵食深によっても変化する。以下では、侵食初期段階として侵食深 $z=0.5$cm、侵食がある程度進行した段階として $z=1.5$cm を侵食深の代表値として選定する。以上より、根毛層のaは、被度5のシバを対象として、シバの繁茂状況および侵食の進行段階に応じて表―4に示す範囲の値になる。なお、(1)に示したように根毛層内のpは、シバの繁茂状況や侵食深の大きさに依存しない一定範囲内の値（表―4参照）であると推定した。

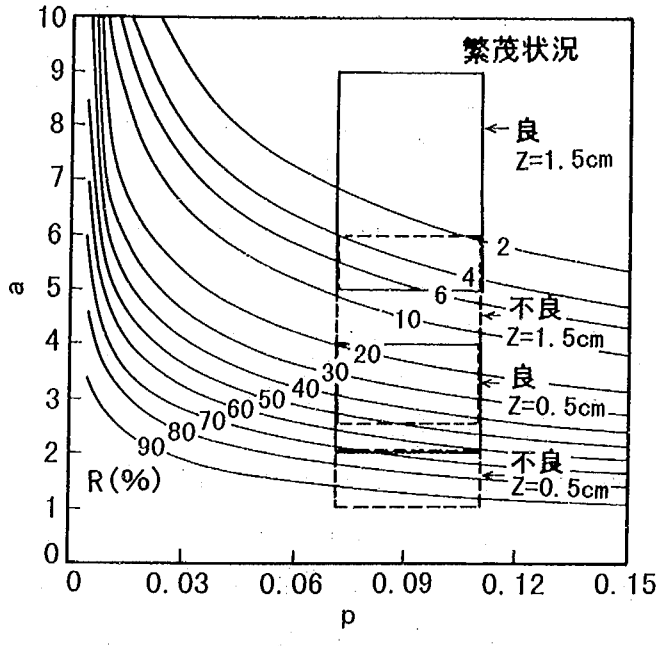
上部層では、繁茂状況に応じて変化するパラメータとして、単位面積当たりに繁茂する個体数nが挙げられる。四国地方建設局ほか[17]の報告を参考にすると、実際の堤防に繁茂するチガヤの個体数nは、通常100～400本/m²、非常に繁茂状況が良い場合で600本/m² であると大まかに考えて良いと思われる。したがって、本研究においては繁茂状況が良い場合では個体数nが400～600本/m²、繁茂状況が不良である場合では200～400本/m² であるとする。このように個体数nの値を定めたことによって、繁茂状況に応じてaがとりうる値の範囲は、図―17に示したaと個体数nの関係より定めることができる。上部層のaと繁茂状況の関係を図―17を用いて定めた結果を表―5に示す。また、式(26)に示したように上部層内のpは、aおよび透過係

表―4　a、pと植生繁茂状況の関係（根毛層）

植生繁茂状況	良		不良	
平均根毛量 σ_0(gf/cm³)	0.10～0.15		0.05～0.10	
侵食深　(cm)	1.5	0.5	1.5	0.5
a	5～9	2～4	2.5～6	1～2.5
p	0.07～0.10			

表－5　a、pと植生繁茂状況の関係（上部層）

植生繁茂状況	良	不良
個体数 n(本/cm²)	400～600	200～400
a	10～22	5～15
p	2.7×10^{-4}～2.2×10^{-3}	4.4×10^{-4}～4.6×10^{-3}



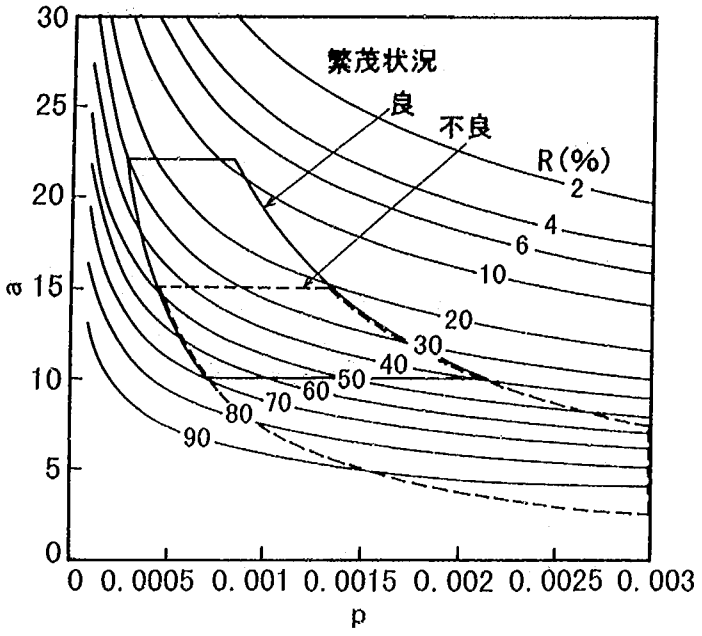
図－18　根毛層の掃流力低減率Rの計算結果

数Kを従属変数とする関数である。透過係数Kと繁茂状況の関係については、現段階では明らかになっていない。そのため、本研究では透過係数Kは繁茂状況に無関係であるとする。この仮定に基づくと、pの値はaとともに繁茂状況に応じて変化する。式(26)によって繁茂状況とpの関係を計算した結果を表－5に示す。

表－4、5に示した繁茂状況とaおよびpの値の範囲との関係を用いて、根毛層および上部層がとりうる掃流力の低減率Rの範囲を計算した結果を図－18、19に示す。これらの図に示した根毛層および上部層の低減率Rの計算結果を、同じ繁茂状況において比較すると次のような特徴が明らかになる。

・繁茂状況が良い場合

図－18に示した根毛層の低減率Rの計算結果を見ると、侵食初期段階(侵食深z=0.5cm)では低減率Rが10～70%に、また侵食がある程度進行した段階(z=1.5cmを)では10%以下の小さな値になることが分かる。同様に、図－19に示した上部層の低減率Rの計算結果を見ると、10～80%の低減率になることが分かる。上部層の低減率Rは、わずかに地表面が侵食された侵食初期段階のものとほぼ同程度であり、侵食がさらに進んでより厚い根毛層が形成された場合に比較すると1オーダー大きな値となることが明らかになった。



図—19　上部層の掃流力低減率Rの計算結果

・繁茂状況が不良である場合

図—18に示した根毛層の低減率Rの計算結果を見ると、侵食初期段階(侵食深z=0.5cm)では低減率Rが最大でも約50%であること、また侵食がある程度進行した段階(z=1.5cm)では2～50%になることが分かる。同様に、図—19に示した上部層の低減率Rの計算結果を見ると、低減率が最小で約20%になるが、上部層がとりうるa、pの範囲の大部分は低減率Rが50%以下であることが分かる。したがって、上部層の低減率Rは、侵食初期段階での根毛層のものとほぼ同等であると判断される。さらに侵食が進行した段階と比較すると、繁茂状況が良い場合のように1オーダーはないものの、それに匹敵する程度に上部層の低減率Rの値のほうが大きいことが分かる。

以上をまとめると、上部層の低減率Rは侵食が5 mm程度進行した時点において形成された根毛層の低減率Rとほぼ同等と考えて良い。しかし侵食が1.5cmまで進行すると根毛層の低減率Rは、上部層に比べて明らかに小さな値となる。根毛層が発揮する耐侵食性の特徴として、地表面が侵食されることによってより厚い根毛層を形成し、その結果として対数型の侵食形態として表現したように侵食深が深くなるに伴って侵食速度がより小さくなることが挙げられる。したがって、ある程度侵食が進行した段階における根毛層の低減率Rが、上部層のものに比較して1オーダー程度も小さくなるという計算結果は、植生の耐侵食性が主に根毛層によって発揮されることを示した実験結果を表現していると判断される。以上に示した計算結果より、侵食速度を小さくするという耐侵食性が発揮される要因は主に根毛層にあるということを、掃流力の低減効果という観点から水理学的根拠を持って定量的に示すことができた。

1.3.5　侵食深と通水時間の関係

福岡ほか[10]は、植生によって被覆された地表面に一定の掃流力が作用する条件において、侵食深の経時変化が式(1)によって良好に近似できることを提案している。今回の実験で測定した侵食深の経時変化において

も、図－２に一例を示したように、式(1)によって良好に表現できた。式(1)の両辺をｔで微分して整理すると、式(27)、(28)が得られる。

$$\frac{dz}{dt}=\frac{1}{\ln 10}\cdot\frac{A}{t} \tag{27}$$

$$\frac{dz}{dt}=\frac{A}{\ln 10}10^{\frac{B-z}{A}} \tag{28}$$

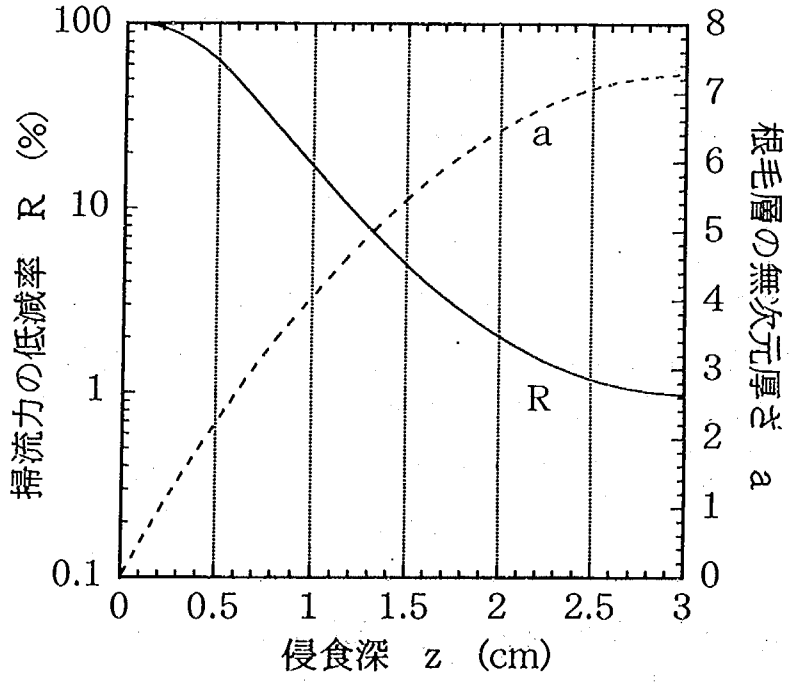
ここで、dz/dt は侵食速度である。式(27)より時間の経過、そして式(28)より侵食深の増加に伴って侵食速度が小さくなることが分かる。このような特徴を有する侵食が生じる機構について1.3.4に示した掃流力の低減率Ｒの計算結果を用いて理論的に説明することによって、植生の耐侵食性が主に根毛層によって発揮されるために、式(1)によって近似できる対数型の侵食が生じること示す。

上部層および根毛層が発揮する耐侵食性の特徴の相違点については、掃流力の低減率Ｒと無次元厚さａの関係に着目することによって明らかにできる。上部層では主に単位面積あたりの地表面を被覆する葉の枚数（すなわち無次元厚さａ）によって、Ｒの大きさが変化する。一洪水中の冠水時間を想定すると、その時間内において葉の枚数が、葉の流失によって減少することはあり得るが、増加することはない。したがって、ａの値は、冠水時間中において一定であるか、または減少する。そのようにａが変化する場合、図－19に示したＲの計算結果から、Ｒが一定もしくは時間の経過に伴って増加することが分かる。また、根毛層では主に根毛層の厚さによって、Ｒの大きさが変化する。図－15に示したように、侵食深の大きさに伴って根毛層の無次元厚さａが大きくなる。冠水時間中に侵食深が徐々に大きくなることから、根毛層の無次元厚さａは時間の経過に伴って大きな値になる。このようにａが変化する場合、図－18に示したＲの計算結果から、Ｒが時間の経過に伴って減少することが分かる。一般的には、掃流力が大きいほど地面の侵食速度が大きくなると考えて良い。そのような関係が根毛層および上部層に覆われた地面にも成り立つと考えると、低減率Ｒが小さいほど、侵食速度も小さくなる。したがって、上部層が主に耐侵食性を発揮する場合では、侵食速度が一定もしくは増加する。それに対して、根毛層が主に耐侵食性を発揮する場合では、時間の経過、すなわち侵食深の増加にともない、侵食速度が減少する。以上の考察に基づくと、式(28)に示したように、侵食深の増加に伴って侵食速度が小さくなるのは、植生の耐侵食性が根毛層によって主に発揮される場合であると判断できる。

次に、根毛層が主に耐侵食性を発揮する場合において、式(1)に示した侵食深と時間の関係が成立することを、1.3.1、1.3.3に示した掃流力の低減率Ｒの計算方法を用いた侵食深の経時変化に関する計算を行うことによって、定量的に示す。最初に、侵食深ｚと低減率Ｒの関係に関する計算を行う。計算するに際して必要なパラメータは、表－６に示すように設定した。表－６に示した値は、1.3.4に示した各パラメータが取りうる値の範囲の中央値として設定した。これらのパラメータ値を用いて、掃流力の低減率Ｒおよび根毛層の無次元厚さａと侵食深ｚの関係を計算した結果を図－20に示す。$z<0.3$cm、すなわち$a<1.5$では、Ｒが１もしくはそれに非常に近い値となっており、侵食深の増加に伴ってＲがほとんど減少しない。$0.3\text{cm}<z<2.0\text{cm}$、すなわち$1.5<a<6.5$では、侵食深の増加に伴ってＲが指数関数的に減少する。そして$2.0\text{cm}<z<3.0\text{cm}$、すなわち$6.5<a<7.3$では、$0.3\text{cm}<z<2.0\text{cm}$の範囲に比較して侵食深の増大に伴うａの増加量が減少し、

表—6　侵食深の経時変化の計算条件

空隙率　λ_p	0.45
空隙スケール　D(mm)	0.5
透過係数　K(m/s)	0.077
平均根毛量　σ_0(gf/cm^3)	0.10
根の分布深さ　h_r(cm)	3
単位体積重量　γ_p(gf/cm^3)	1.5
根の分布形状	三角形
粘性土の引っ張り破壊応力 σ_{tb}(gf/cm^2)	10
流速係数　ψ	10
摩擦速度　u_{*0}(cm/s)	20



図—20　掃流力低減率Rおよび根毛層の無次元厚さaと侵食深zの関係

そのためRにおいても約1%に漸近するような傾向を呈しつつ減少量が少なくなる。上記のようなRの変化特性を有する根毛層によって被覆された地表面の侵食速度を計算するために、宇多ほか[20]が提案した粘性土の侵食速度と摩擦速度の関係式を用いる。宇多ほかは、粘性土の侵食速度Eを表す式として式(29)を提案している。

$$E=10^{-6}\left(\frac{\rho V^2}{\sigma_{tb}}\right)^{\frac{5}{3}} V \tag{29}$$

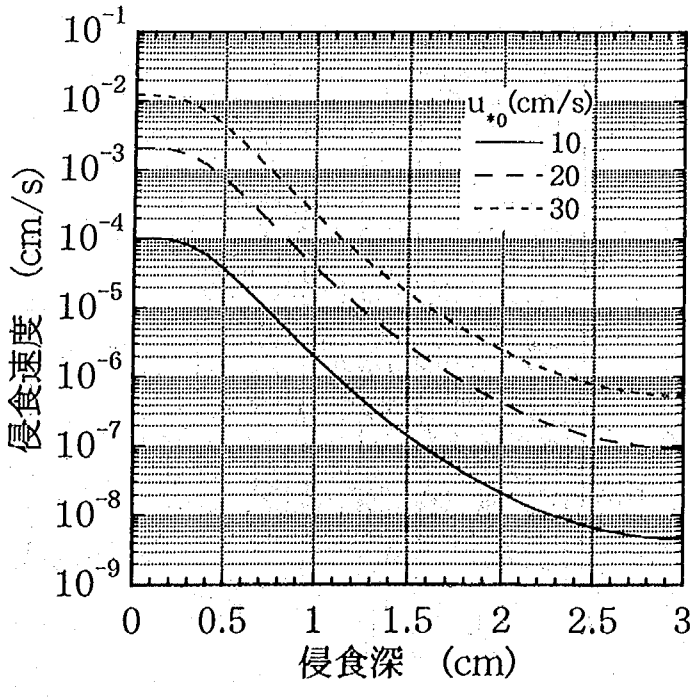
ここで、σ_{tb} は粘性土の引っ張り破壊応力、ρ は水の密度、そして V は断面平均流速である。水路の抵抗特性を考慮して流速係数 $\psi=10$（水深15cm、n＝0.023）とすると、式(29)は式(30)に書き直される。

$$E=10^{-6}\left(\frac{\rho(\varphi u_*)^2}{\sigma_{tb}}\right)^{\frac{5}{3}} \varphi u_* \tag{30}$$

ここで、u_* は摩擦速度である。以下の計算では引っ張り破壊応力 $\sigma_{tb}=10\mathrm{gf/cm^2}$ とする。この値は江戸川および利根川の堤防のり面において実測された引っ張り破壊応力の平均的な値である。地表面に作用する掃流力の大きさが図―20に示したように根毛層によって低減されることを考慮して、式(30)の摩擦速度 u_* には式(31)を代入する。

$$u_*=\sqrt{R}\,u_{*0} \tag{31}$$

ここで、u_{*0} は根毛層の上端面に作用する掃流力 τ_s（図―9参照）から計算した摩擦速度である。図―20に示した R と侵食深 z の関係と式(30)、(31)より、u_{*0} を10、20、30cm/s（断面平均流速で1.0、2.0、3.0m/s）とした場合の粘性土からなる地面の侵食速度と侵食深の関係が図―21に示すように計算できる。それぞれの u_{*0} での曲線は、ほぼ同じ形状になっており、u_{*0} が大きくなると曲線の位置が上方に移動する特徴が見られる。その曲線形状は、上記した掃流力の低減率の特徴に対応して、以下の特徴を示している。z＜0.3cm の R≒1 となる範囲では、根毛層がない状態での（z＝0 における）侵食速度とほぼ同じ大きさの侵食速度になっている。さらに侵食が進んだ0.3cm＜z＜2.0cm の R が指数関数的に減少する範囲では、侵食速度が侵食深の増加

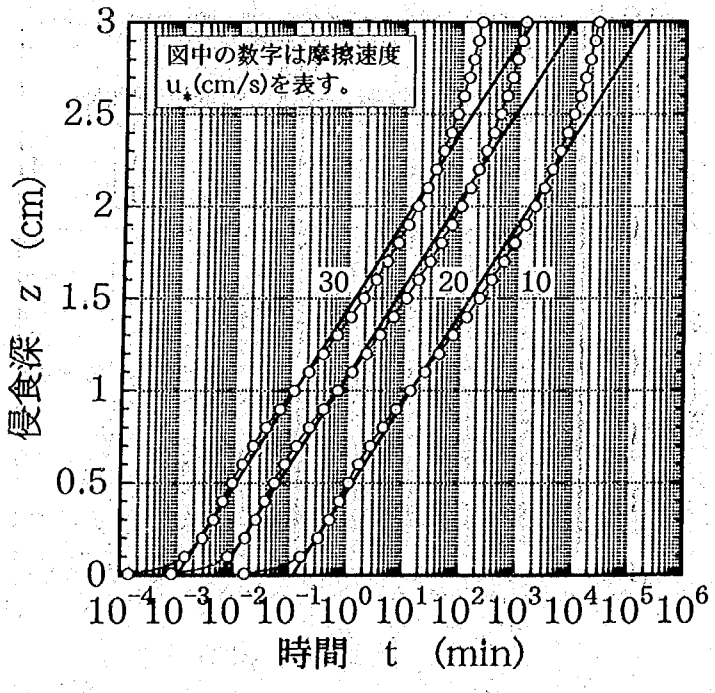


図―21　粘性土からなる地面の侵食速度と侵食深の関係

とともに指数関数的に減少する。この特徴は式(28)に示した侵食特性と一致するものである。さらに侵食が進行した2.0cm<z<3.0cmにおける侵食量の増大に伴うRの減少量が少なくなる範囲では、0.3cm<z<2.0cmでのような侵食速度の指数関数的な減少からはずれて、ある一定の侵食速度に漸近するようにして侵食速度が穏やかに減少する。図—21に示した侵食速度と侵食深の関係から、侵食深と時間の関係を計算した結果を図—22に示す。図中の直線は、それぞれの摩擦速度u_{*0}に対する侵食深と時間の関係の計算結果に、式(1)をフィッティングした結果を表したものである。各流速とも、0.1cm<z<2.2cmの範囲において、式(1)によって良好に計算結果が近似できることが分かる。以上より、式(1)によって侵食深の経時変化が近似できるのは、植生の耐侵食性が主に根毛層によって発揮されるためであることが明確になった。また、式(1)によって計算結果が近似できないz<0.1cmおよびz> 2.2cmは、次のような内容を示唆するものと考えられる。

植生の耐侵食性を評価することを考えた場合、許容侵食深まで侵食が進行する時間を精度良く計算できればよい。図—22に示した計算結果における許容侵食深は、対数型の侵食が生じていると判断できる侵食深の上限値である2.2cmになる。その許容侵食深まで侵食が進行するのに要する時間は、侵食深が0.1cmに達するのに要する時間より約4オーダーも大きい。したがって、式(1)によって侵食深の経時変化が近似できないz=0.1cmまで侵食される時間を精度良く予測する必要性は、本研究の目的とした植生の耐侵食性の評価の観点からは低いと考えられる。すなわち、0.1cm<z<2.2cmでフィッティングした式(1)から外挿して、z<0.1cmの範囲における侵食速度を計算しても、実用上の問題はない。以上のような判断のもとで、0cm<z<2.2cm範囲では侵食深の経時変化が式(1)で近似できるとする。その場合、式(1)に現れる定数Bは、z>0.1cmにおいて式(1)を適切にフィッティングさせるための、侵食深の補正値であることが図—22より分かる。

以上にまとめて示したように、図—22に示した計算結果は、流れおよび粘性土の侵食に関して単純なモデ



図—22 粘性土からなる地面の侵食深と時間の関係

ルを用いたにも関わらず、根毛層が発揮する耐侵食性に関する特徴について多くの情報を与えるものである。これは、単純な計算モデルであっても、流れおよび侵食に関わる基本的な性質を的確に表現し得たためであると考えられる。しかし、用いた計算モデルが必ずしも十分にすべての性質を表現し得ない結果として、以下に示すような福岡ほか[9]の実験結果と異なる特徴を呈する計算結果、すなわち侵食現象を正しく計算できていない結果となっている。図—22に示した侵食深の経時変化の計算結果をみると、式(1)をフィッティングした結果を示した直線の傾きの大きさが、摩擦速度に依存せず、一定値になっている。すなわち、式(1)の右辺の係数Aは摩擦速度に依存しないという計算結果になっている。ところが、福岡ほかの実験結果を見ると、摩擦速度が大きくなるほど直線の傾きが大きくなる傾向が見られる。この傾向は、1.5に詳細を示すように、著者らが行った実験IIにおいても確認された。この傾向が計算によって表現できなかった最大の原因は、式(29)、(30)に示した粘性土の侵食速度の評価式が、裸地状態に対する評価式であって、地表面から離脱した粘性土塊が根毛層内から流失する現象を正しく評価できないものであるためと考えられる。より一般的には、根毛層に被覆された地表面の侵食速度が、摩擦速度の累乗のみに比例する関数形によって表現できない可能性が高いことを示唆するものと考えられる。上記した侵食速度の評価に関する問題点を含め、実験で見られた傾向が計算で再現できなかった原因については、より詳細な検討が必要である。したがって、これまでに示した流れおよび侵食に関するモデルは、耐侵食性の評価のために用いることが実用的でなく、現段階では断念せざるを得ない。今後、さらに研究を行い、耐侵食性の評価が行えるモデルへの改善を行う予定である。

1.3.6　まとめ

山田ほか[13]が提案した浸透層内の流れの計算モデルを用いて、実験Iで得られた植生の耐侵食性に関する特性に関して理論的観点から検討した。耐侵食性が主に根毛層によって発揮されるという実験結果については、上部層と根毛層の掃流力の低減率Rの計算結果の比較するという方法によって検討した。ここで、掃流力の低減率Rとは、図—9に示した座標形によると浸透層の上端面である$z=0$に作用する掃流力に対する地表面である$z=-t$に作用する掃流力の比として計算される値であり、浸透層による侵食外力の低減効果を表す変数である。その計算結果によると、侵食が1.5cmまで進行すると根毛層の低減率Rは、上部層に比べて1オーダー程度小さい値になる。低減率が小さいほど侵食速度も小さくなることを勘案すると、植生の耐侵食性が主に根毛層によって発揮されるという実験結果を表現していると判断される。以上より、耐侵食性が発揮される要因は主に根毛層にあるということを、掃流力の低減効果という観点から水理学的根拠を持って定量的に示すことができた。次に、侵食深の経時変化が式(1)によって近似できることについて検討した。定性的な考察によると、侵食深が大きくなるに伴い侵食速度が小さくなるのは、地表面の侵食に伴って根毛層厚が大きくなり、その結果として掃流力の低減率Rが小さくなるためと説明できる。以上の内容を計算によって再現したところ、侵食深の経時変化の計算結果が式(1)によって近似できることが分かった。

以上の計算による検討によって、実験Iで得られた植生の耐侵食性に関する特性に対して、掃流力の低減効果という観点から理論的に説明が加えられた。ただし、今回用いた計算モデルは単純なものであるため、福岡ほか[9]の実験結果と異なる特徴を呈する計算結果、すなわち侵食現象の全てを正しく計算できていない結果となった。その原因について今後の研究において検討し、上記のモデルの延長にある計算方法によって、耐侵食性の評価が行えるようにする予定である。

1.4 侵食防止に関する設計に用いる侵食深の経時変化の予測式の枠組み

1.2および1.3に示した侵食深の経時変化に関する知見によると、厳密に侵食深を予測するためには、根毛層および上部層の掃流力低減効果と地面を構成する粘性土の侵食抑制効果を評価しなければならない。しかし、堤防のり面に繁茂する植生の生態および植生管理、地表面の状態の変化などの実態を鑑みると、上記の効果のうち設計上期待できないものがあると思われる。また、現状の技術レベルでは解決が困難な問題（例えば、粘性土の侵食速度の評価に関する問題）がある。耐侵食性の評価方法を考案するに当たっては、その問題が内包する設計上の意義について考察し、耐侵食性の評価方法に反映するに当たってその問題をどのように解決するか考える必要がある。本節では、上記した検討を行い、本研究で提案する河川工学的に応用性の高い侵食深の経時変化の予測式の枠組みを明確にする。また、その枠組みに沿って、植生の耐侵食性を表すパラメータを1.3に示した知見を踏まえて明らかにする。なお、植生の耐侵食性の評価方法を開発するにおいて、解決すべきもう一つの問題である許容侵食深の設定方法については、1.5において実験結果に基づいて定めるものとする。

1.4.1 設計に反映できる植生の耐侵食性

設計に反映できる侵食防止効果とは、いつ何時に出水が生じても、必ず一定の効果が発揮されることが確信できるものである。その逆に、一定の侵食防止効果が常に発揮されず、その条件や時期などが明確でなく、確実に発揮されることが確信できない場合には、現状で利用できうる知見を総合して設定しうる最も侵食防止効果が低い安全側の条件をもって設計に反映させるのが一般的な考え方である。そのような観点から根毛層と上部層が発揮する耐侵食性について以下のように考えられる。河川堤防に繁茂する植物群落は、主に多年草によって構成されている（詳細は2.3参照のこと）。多年草は季節に応じて葉や茎を成長させ、そして落葉する。さらに、最も一般的な植生管理として、年２回の草刈りが行われている。以上のように、葉や茎の繁茂状況は、自然的および人為的要因によって大きく変化する。葉や茎の繁茂状況の変化に加えてさらに、出水が生じる時点があらかじめ予測できないことを勘案すると、出水時においてどの程度葉や茎が存在するかをあらかじめ明確に予測することは不可能と考えられる。したがって、上部層が耐侵食性を常に発揮することは期待できないと判断される。それに対して、根毛層では、多年草の根が葉や茎が枯れる季節になっても地中内で生きていること、草刈りによって根が失われることがないことから、耐侵食性が常に発揮されることが期待できる。1.2および1.3に示したように、根毛層が発揮する耐侵食性は上部層に比較して卓越することから、根毛層が発揮する耐侵食性のみを対象としても、耐侵食性を実用上十分な精度で評価でき、かつ設計上安全側の評価結果を与える。そのことを考慮すると、根毛層の耐侵食性のみを評価すれば、植生が発揮する耐侵食性による侵食防止に関する設計が適切に行えると判断される。以上より、上部層の耐侵食性は評価方法に反映しないこととする。

1.4.2 侵食深の経時変化の予測モデル

根毛層に覆われた粘性土からなる地表面の侵食深の経時変化を予測できる式としては、福岡ほか[10]が提案した式(1)と、式(15)、(29)に示した掃流力の低減率Ｒの計算式と粘性土の侵食速度の評価式を用いたものがある。式(1)は、侵食深の経時変化の測定結果に最も良くフィットするように関数形を導いたものであるので、実験結果を当然十分精度良く予測できる。ただし、式(1)の右辺にある係数Ａ,Ｂの物理的意味を明確にし、それら

の値を予測できるようにならなければ、予測式として用いることができない。式(15)、(29)を用いた予測方法は、流れ場と土の侵食に分けて、侵食現象を半理論的または半経験的に解析しているので、侵食現象の物理的解釈がなされている。ただし、1.3.5に示したように、根毛層に被覆された地表面の侵食速度を評価する式が十分でないため実験結果を十分再現できておらず、予測式として用いるには不十分である。

今後より多様な植生を対象とした耐侵食性の評価方法を開発する必要性が高いことを考慮すると、侵食現象の物理的解釈に基づいた式(15)、(29)を改善し、予測式として活用できるようにすることが望まれる。これについては今後の研究課題として、本研究では次のような考え方で侵食深の経時変化の予測式を導くこととする。

予測式としては式(1)を用いることにする。係数A、Bの値を計算するための関数の従属変数については、式(15)、(29)を用いた解析結果や現状の技術レベルなどを考慮して選定する。具体的には、1.3に示した掃流力の低減効果という観点から侵食現象に関わるパラメータの候補を挙げ、それらのパラメータが変化することによるA、Bの値の変化特性に基づいて、従属変数とすべきパラメータの候補を挙げる。次に、A、Bの値の変化特性と現状の技術レベルなどを併せて考慮し、係数A、Bの関数形の従属変数とするパラメータを、候補として選定したパラメータの中から選ぶ。

1.4.3 係数A、Bの従属変数となるパラメータの候補

根毛層の耐侵食性の発揮機構の特徴として、根毛層内では網状に入り組んで分布する根および地下茎が流水に対して抵抗になるため、図－7に示した流速分布のように地表近傍ほど流速が遅くなり、そのため地表に作用する掃流力が小さくなることが挙げられる。掃流力を低下させる効果は、2つの無次元パラメータ、すなわち根毛層内の抵抗に関わるpと根毛層の厚さにかかわるaに応じて変化する（1.3.3参照）。そこでまず、掃流力の低減率Rの変化に対するpおよびaの感度分析を行い、その結果から侵食現象を主に支配するのが根毛層の厚さaまたは抵抗係数pであるのかを明らかにする。なお、特に断りがない限り、1.3.4に示したパラメータ値を用いて計算を行っている。

pおよびaと根毛層に関わる各パラメータの関係を式(32)、(33)に示す。

$$a=\frac{1}{D\gamma_p(1-\lambda_p)}\sigma_0\int_0^z\frac{\sigma}{\sigma_0}dz \tag{32}$$

$$p=\frac{C_aC_D}{\pi}\lambda_p^2(1-\lambda_p) \tag{33}$$

式(32)、(33)の右辺に現れるパラメータの内、実際に測定したものは平均根毛量σ_0と根毛量の分布形状を表す$\sigma(z)/\sigma_0$、実測値の報告例があったものは空隙スケールD（すなわち、根の直径）と根の単位体積重量γ_pである。以上のパラメータの推定値は、実測値に基づいたものであるので比較的信頼できると思われる。根毛層に類似した多孔質体の透過係数に関する測定値を参考にして推定したC_a、C_D、参考にできる実測例がなく定性的な考察にのみ基づいて推定したλ_pは、前出のパラメータに比較して推定値の信頼性が低い。これらのパラメータが、推定値と異なることに起因して、aおよびpが変化する場合について考察する。

aについては、λ_pがもたらす変化について考えればよい。ここでλ_pの変化する範囲について考えてみる。λ_pは根の重なり方から0.4～0.5と推定した。この値は砂の空隙率とほぼ同じ大きさである。砂のような粒状

形をした物体は、根のような線状形をした物体より空隙を充填するように配置されやすいと思われる。そのため、根毛層の空隙率は砂のものより小さくなるとは考えにくい。したがって、λ_p は0.4～0.5より大きな値となる場合についてのみ考えればよい。空隙率の定義に基づくと $\lambda_p \leqq 1$ であることを考慮すると、λ_p は推定値より2倍程度大きな値まで変化できると考えられる。そのように λ_p が変化する場合、a は式(32)によると、図—18に示した a が取りうると推定した値の範囲より 2～3 倍程度大きくなる。その結果として、掃流力の低減率 R がオーダーが変わるほど小さくなることが分かる。したがって、根毛層の厚さ a が変化することは耐侵食性に大きな影響をもたらすと推察される。

また、p については、λ_p と $C_a \cdot C_D$ がもたらす変化について考えればよい。式(33)によると、p は $C_a \cdot C_D$ に比例して増減し、λ_p については $\lambda_p = 2/3$ において最大値となることが分かる。λ_p のみが変化する場合を想定すると、$\lambda_p = 0.5$ である場合に対して $\lambda_p = 2/3$ である場合 p の値は、約1.2倍大きくなる。したがって、λ_p が推定した値と異なることによる p の値の変化は非常に小さい。したがって、p については $C_a \cdot C_D$ がもたらす変化のみについて考えればよいと判断される。$C_a \cdot C_D$ が推定した値から0.5～2倍の範囲で変化すると仮定すると、p は0.035～0.020の範囲の値になる。図—18によると、そのような p の変化に伴って、掃流力の低減率 R はオーダーが変わるほどの大きな変化が生じないことが分かる。

以上の感度分析結果より、根毛層の抵抗に関わる p よりも、根毛層の無次元厚さ a の設定精度が掃流力の低減効果 R の予測精度を向上させるのに重要であることが分かる。この結果は視点を変えると、根毛層の厚さに関するパラメータが、植生に被覆された地表面の侵食深の経時変化を予測する上で重要なものであることを示唆するものと考えられる。本研究では、この結果を参考にして、式(32)の右辺に現れるパラメータ、すなわち根の直径 D、根の単位体積重量 γ_p、根毛層の空隙率 λ_p、根毛量の平均値 σ_0 そして根毛量の分布形状を表す $\sigma(z)/\sigma_0$ が、係数 A,B の従属変数となるパラメータの候補であると考えることにする。

1.4.4　侵食深の経時変化の予測式の枠組み

a の従属変数であるパラメータを変化させると、図—22に示した侵食深の経時変化を表す曲線の形状が、すなわち式(1)の係数 A,B が変化する。以下では、1.4.3において選定したパラメータを変化させた場合の係数 A、B の変化特性を調べることによって、A、B の従属変数とするパラメータとして適切と考えられるものを明らかにする。ただし、上記の検討に用いる式(15)、(29)を用いた侵食深の経時変化の計算方法は、摩擦速度 u_* が変化する場合に見られる特性（詳細は1.3.4参照のこと）を再現できていないことに注意しなければならない。そこで、計算による検討は根毛層の無次元厚さ a に関わるパラメータの値が変化した場合での、A、B の変化特性を調べる場合にのみ適用する。地表面の侵食に関わる特性、すなわち摩擦速度を変化させた場合の A、B の変化特性については、福岡ほか[9]および著者らが行った実験結果を参考にして検討を進めることとする。なお、特に断りがない限り、表—6 に示したパラメータ値を用いて計算を行っている。

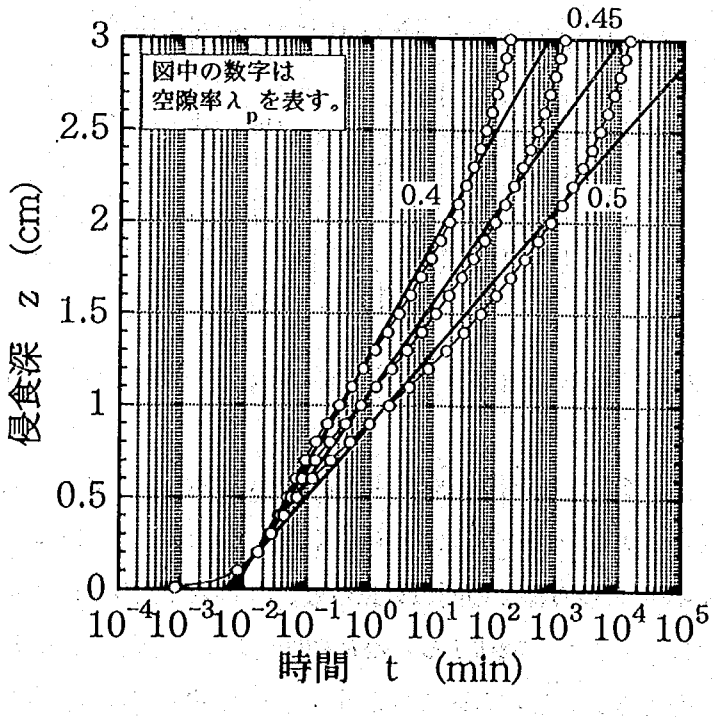
(1) a と A、B の関係

a の従属変数であるパラメータの内、根毛量の分布形状を表す $\sigma(z)/\sigma_0$ 以外のものは、それらの値の増減が直接 a の変化をもたらす結果として、侵食深の経時変化を表す曲線の形状を変化させる。したがって、それらのパラメータの内の一つを変化させて曲線の形状の変化特性を調べた結果は、残りのパラメータについても共通した結果となる。ここでは、代表として根毛層の空隙率 λ_p を用いて、変化特性を調べる。空隙率 λ_p を

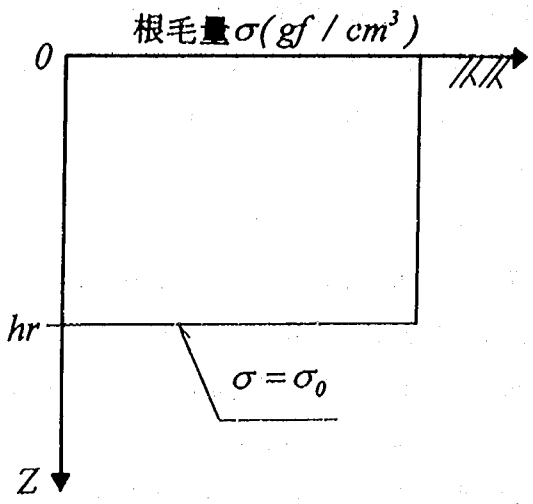
0.4,0.45,0.5とした場合の、侵食深の経時変化の計算結果を図—23に示す。図中に示した直線は、計算結果に式(1)をフィッティングした結果を表している。直線の傾きがAであることを考慮すると、空隙率λ_pはAを変化させるパラメータであることが分かる。以上より、根の直径D、根の単位体積重量γ_p、根毛層の空隙率λ_p、平均根毛量σ_0は、Aの従属変数となるパラメータであることが明らかになった。

次に、根毛量の分布形状$\sigma(z)/\sigma_0$を変化させた場合の、曲線の形状の変化特性を調べる。これまでの計算では、分布形状として図—14に示した三角形状を用いている。この分布形状は、根毛量の分布形状として良く見られるものである。しかし、希ではあるが、例えば図—6に示した実験ケース3-Aの根毛量分布のように、地表から3 cm程度までの深さまでほぼ同一の根毛量となる場合があった。このような場合を想定して、図—24に示す四角形状の分布を、分布形状変化の一例として計算対象とすることとした。根毛量の分布形状を三角および四角形状とした場合の侵食深の経時変化の計算結果を図—25に示す。図中に示した直線は、計算結果に式(1)をフィッティングした結果を表している。図—25より分布形状$\sigma(z)/\sigma_0$は、主にAを変化させるパラメータであることが分かる。

以上より、根毛層の無次元厚さaの従属変数であるパラメータD、γ_p、λ_p、σ_0、$\sigma(z)/\sigma_0$、は、Aの従属変数になると判断される。また、Bの従属変数については、図—23、25に共通してみられる性質から、次のように考えられる。図—23、25において、侵食のごく初期段階である侵食深zが0.2cm以下において、侵食深と時間の関係を表す曲線が一致している。そして、z>0.2cmにおいて式(1)によって良く近似できる対数型の侵食が生じる計算結果となっている。図—23、25では根毛層の無次元厚aに関する条件を変化させた計算結果であることを考慮すると、z<0.2cmにおいて曲線が一致したということは、Z<0.2cmにおける侵食現象にaが無関係である、すなわち根毛層の掃流力低減効果が関与していないと判断される。その原因は、z<0.2



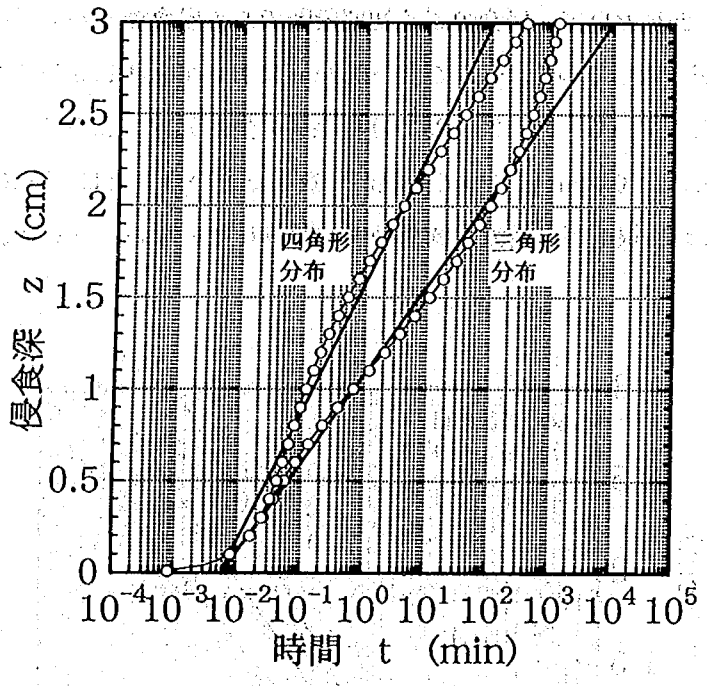
図—23 空隙率λ_pを変化させた場合の侵食深と時間の関係



ここで、σ_0は平均根毛量

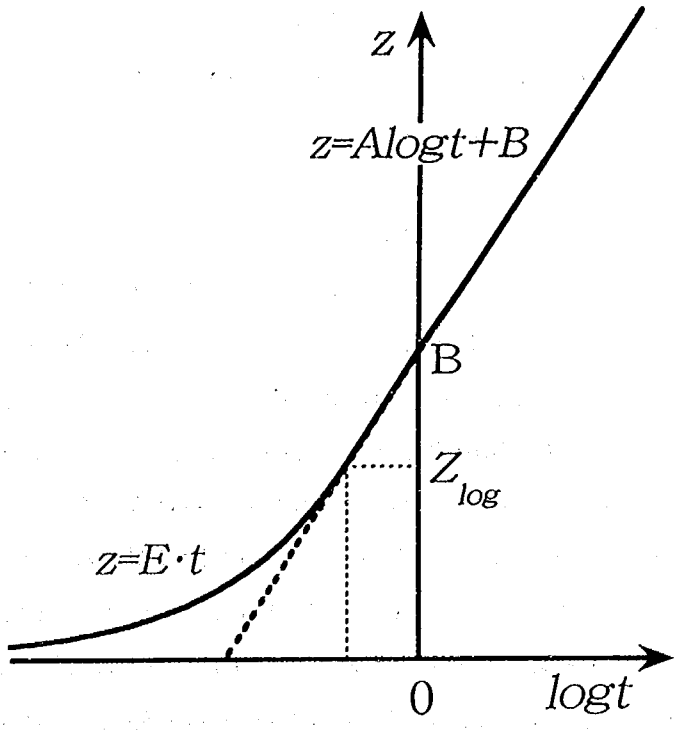
$$\sigma_0 = \frac{1}{h_r}\int_0^{h_r}\sigma dz$$

図—24　計算に用いる根毛量の分布形状（長方形分布）



図—25　根毛量の分布形状を変化させた場合の侵食深と時間の関係

cmでは地表面の侵食に伴って形成された根毛層厚が非常に薄いので、掃流力の低減効果がほとんど発揮されていないことにある。このことは、図—23、25と同じく表—6に示した計算条件に基づいて計算した、図—20に示した掃流力の低減率Rと侵食深zの関係を見ると、z<0.2cmではR≒100%のほぼ一定値となっていることで確かめられる。以上の特徴を総括すると侵食初期段階での侵食深の経時変化は、図—26に示すように簡略化して考えることができる。掃流力の低減率Rの値が100%とみなせる最大侵食深をz_{log}（図—23、25において0.2cmとした）とする。侵食深zがz_{log}以下である場合には、地表面は裸地の場合と同じ侵食速



図—26　係数Bの概念図

度で侵食される。したがって、侵食深zと時間tの関係は式(34)によって表せる。

$$z=Et \tag{34}$$

ここで、Eは根毛層によって被覆されていない地表面の侵食速度である。また、$z>z_{log}$では、式(1)によって侵食深の経時変化が表せる。以上のように侵食初期段階における侵食深の経時変化を簡略化して考えると、$z=z_{log}$における時間tが式(1)および式(34)で一致することより、Bに関して式(35)が導くことができる。

$$B=-A\log\frac{z_{log}}{E}+z_{log} \tag{35}$$

式(35)から分かるように、Bは$t=z_{log}/E$において$z=z_{log}$となるための補正係数であることがわかる。また、BはAと侵食速度Eとz_{log}を従属変数とすることが明らかになった。

(2)　侵食実験結果で見られたA、Bとu_*の関係

福岡ほか[9]および著者らが行った実験（詳細は1.5に示す）によると、Aは摩擦速度u_*に伴って増加するものの、Bについては明確な関係が見られない結果が得られている。侵食速度の関数形は、一般的には限界摩擦速度u_{*c}（$=(\tau_c/\rho)^{0.5}$、ここでτ_cは限界掃流力である）とu_*の比、u_*/u_{*c}の関数として表される（例えば宇多ほか[20]）。以下では、根毛層に被覆された地表面の侵食速度と摩擦速度u_*の関係を、$f(u_*/u_{*c})$と表記することとする。

以上の実験結果より、Aは$f(u_*/u_{*c})$を従属変数とする関数形になると判断される。また、Bについては実験結果に有為な相関が見られなかったこと、および式(35)を導いた考察を参考にすると、$f(u_*/u_{*c})$がAの従属変数である結果として陰な形で従属変数になると考えられる。

(3) 耐侵食性の評価方法に用いることを考慮した侵食深の経時変化の予測式の枠組み

(1)、(2)より、式(1)に表れる係数Aは、式(36)に示すような従属変数を有する変数となることが分かった。

$$A=Function\left(D,\ \gamma_p,\ \lambda_p,\ \sigma_0,\ \frac{\sigma}{\sigma_0},\ f\left(\frac{u_*}{u_{*c}}\right)\right) \tag{36}$$

また、Bは式(35)に示したように、A、z_{log}およびEを従属変数とする変数である。侵食深の経時変化の物理的機構を総て反映し、かつ精度良く予測することを目的にした場合には、少なくとも式(35)、(36)に示した総ての従属変数がもたらす影響を考慮する必要がある。しかし、本研究の目的は植生の耐侵食性の評価であり、その目的においては植生の耐侵食性を評価するために必要な一つのパーツとして、侵食深の経時変化の予測式を捕らえている。したがって、現状で利用できうる総ての技術を動員した結果として導かれた予測式を用いて、耐侵食性の評価方法を導くことがなにより優先すると考えられる。そのような立場から予測式の枠組みについて考察すると、現状の技術レベルでは解決し得なかった問題があること、また耐侵食性の評価方法を実際に現場で用いる際の適用性を考慮して、式(35)、(36)に見られるパラメータの意味やA、Bの変化特性を見直し、A、Bの評価方法を考案する必要があると思われる。以上の考え方に基づき、本研究では耐侵食性の評価方法に用いることを考慮した侵食深の経時変化の予測式における係数A、Bの評価方法を以下のように導くこととする。

・係数Aの従属変数

式(36)に示した従属変数は、その性質から以下のように分類できる。大きな分類としては、侵食外力と侵食耐力に関わるパラメータに分類できる。侵食外力に関わるパラメータとしては摩擦速度u_*が、そして侵食耐力を表すものとしてその他のパラメータが挙げられる。侵食耐力を表すパラメータはさらに地表面を構成する土砂の粘着力によるものと、根毛層の掃流力低減効果によるものに分類できる。粘着力に関するパラメータとして限界摩擦速度u_{*c}が、根毛層に関するものとしてD、γ_p、λ_p、σ_0、$\sigma(z)/\sigma_0$が挙げられる。本研究では、上記した考え方に従って各分類のパラメータの取り扱いについて以下のように考える。

侵食現象は、侵食外力と侵食耐力の大きさの関係によって決定されるものである。したがって、合理的な予測式では、両者に関わるパラメータが従属変数となる。そこで、侵食外力に関わる唯一のパラメータであるu_*は、Aの従属変数として取り扱う。

地表面を構成する粘性土の侵食耐力については以下のように考えられる。まず、現時点での粘性土の侵食速度の評価方法に関してこれまで多くの研究が(例えば宇多ほか[20])なされているが、その成果はまだ研究段階のもので留まっており、侵食速度の予測方法として確立するためには今後の更なる研究の必要性がある。つまり、粘性土の侵食耐力に関しては、侵食深の経時変化の予測式に反映できるだけの技術が現状では無いと判断される。以上のような技術的問題に加え、設計という観点から次のような問題が提起できる。仮に、粘性土の侵食速度を評価できる技術があり、侵食深の経時変化の予測式に粘性土の侵食耐力を考慮したと仮定する。その場合、植生の耐侵食性を評価する対象として選んだ地表面の粘性土の侵食耐力を測定することになる。測定対象となるのは、根毛層を形成する根が含まれている地表から数cmの厚さの部分になる。この部分の土は天候に伴い乾燥、湿潤を繰り返しており、また植物の根や動物の活動による影響を強く受けている。乾燥湿潤を繰り返す上に、動植物との化学的反応を受けて変質する粘性土の侵食

耐力は常に変化していると考えられる。したがって、侵食耐力を測定することができても、設計においてその測定値をどのように解釈するか、すなわち侵食耐力の変化をどのように設計上見込むかが問題となる。以上に示した問題点に対応する方法として、本研究では以下のような考え方を採用した。粘性土の侵食耐力を表すパラメータ（ここでは限界摩擦速度 u_{*c}）をAの従属変数とすることは、現段階では技術的に不可能であること、また侵食耐力が常に変動することから非常に信頼性の低い耐侵食性の評価方法になる恐れがある。したがって、粘性土の侵食耐力に関してはAの従属変数とせず、実験定数 C_v にその効果を含めて考えることにする。

根毛層に関するパラメータに関しては以下のように考えられる。本研究では、堤防のり面に繁茂している植物群落を評価対象として考えている。堤防のり面には、2.3に詳細を示すようにイネ科の植物が優先種である植物群落が形成されている。したがって、本研究で提案する耐侵食性の評価方法は、シバをはじめとしたイネ科の植物が優先種である植物群落に対して適用できるものである。このように対象とする植物の種類を限定したことによって、根の物性を表す根の直径Dと単位体積重量 γ_p は、1.3.4に示したようにほぼ一定値として取り扱って良いと思われる。したがって、残りのパラメータである平均根毛量 σ_0、空隙率 λ_p および根毛量の分布形状 $\sigma(z)/\sigma_0$ が、Aに顕著な値の変化をもたらす従属変数であると考えられる。これらのうち、ただ一つのパラメータを取り上げて根毛層の侵食耐力を比較するとしたら、それは平均根毛量 σ_0 であると考えられる。なぜならば、根毛層を構成する材料である根の「量」を表すのが σ_0 であり、その根がどのように折り重なるのかといった「構造」を表すのが λ_p、$\sigma(z)/\sigma_0$ であると解釈できるからである。そこで、根毛層の侵食耐力を表すパラメータの代表と考えられる平均根毛量 σ_0 をAの従属変数とし、λ_p、$\sigma(z)/\sigma_0$ は粘性土の侵食耐力を表すパラメータと同様にAの従属変数とせず、実験定数 C_v にその効果を含めて考えることにする。このように判断した理由としては、粘性土の侵食耐力をまともに評価しないAの評価方法において、根毛層についてのみ多くのパラメータを用いて侵食耐力を評価しても、Aの評価精度が高くなるものでないことが挙げられる。すなわち、粘性土と根毛層の侵食耐力のいずれか一方の予測精度が非常に低い場合には、他の一方の精度が高くてもAの評価精度が上がらないためである。

以上を総括すると、本研究においてAは式(37)に示すように取り扱うこととする。

$$A = C_v f(u_*, \sigma_0) \tag{37}$$

ここで C_v は、主に粘性土の限界摩擦速度 u_{*c}、根毛層の空隙率 λ_p そして根毛量の分布形状 $\sigma(z)/\sigma_0$ に依存すると考えられる実験定数である。式(37)はAの評価式の枠組みを示したものであり、その具体的な式は1.5に示す実験IIの結果より定める。

・係数Bの評価方法

Bは、式(35)によって計算できることを(1)に示した。ところが、式(35)によってBを計算するためには、地表面の侵食速度Eが必要である。堤防のり面は粘性土によって構成される場合も多々ある。特に地表面近傍の土は乾燥湿潤を繰り返す上に、動植物との化学的反応を受けて変質するため、侵食速度の予測が非常に困難である。粘性土の侵食速度の予測精度が非常に低いこと、さらにAについても式(37)に示したような関数形を有する簡便な評価方法としたことを考慮すると、式(35)によってBを計算した結果は、信頼性の低

いものであると言わざるを得ない。したがって、Bを変数として扱うのを断念し、式(1)による侵食深の経時変化の予測結果が植生の耐侵食性を評価する上で安全側の結果をもたらすような一定値としてBを扱うこととする。そのような一定値を決定する方法について以下にまとめて示す。

まず、植生が繁茂する堤防のり面の侵食がどのような状況で生じるかを考えてみる。洪水時には徐々に水位が上がり、堤防のり面に作用する掃流力はピーク水位に達するまで徐々に大きくなるであろう。したがって、のり面が数mmほど侵食される段階では、掃流力が比較的小さい値であると考えて良い。したがって、式(35)において、侵食速度Eおよび係数Aの値は、掃流力が比較的小さい場合を対象にすれば良い。河床材料が砂である河道区間（植生が繁茂する堤防区間が長い河道区間でもある）の計画洪水規模の流量時における高水敷上の流速は、最大でも2～3 m/s程度と推定されるので、ここでは侵食初期段階での流速として1 m/sを想定する。以上より、Bの値は流速1 m/sにおける侵食実験結果から求めたBの値を参考にして、侵食深の経時変化の予測結果が安全側、すなわち実測値より大きな侵食深となる予測結果となるような一定値として定めるものとする。

1.4.5 まとめ

現状の技術レベルおよび堤防に繁茂する植生の草丈などの変化について考慮して、植生の耐侵食性の評価方法を構成する一つのパーツとしての侵食深の経時変化を予測する方法の枠組みを示した。その概要を以下にまとめて示す。

① 葉や茎からなる上部層の侵食防止効果については、予測方法に考慮しない（1.4.1参照）。

② 侵食深の経時変化を評価する式としては、式(1)を用いる（1.4.2参照）。

③ 侵食深の経時変化に関する実験結果および式(25)、(29)による計算結果に基づいて、予測方法の枠組みを以下のように提案した。予測式は、式(38)に示す式形を用いることとする。

$$z = C_v f(u_*, \sigma_0)\log t + B \tag{38}$$

ここで、σ_0は平均根毛量、C_v、Bは実験定数である。$C_v f(u_*, \sigma_0)$の関数形およびBの値は実験IIの結果（1.5参照）を参考にして予測結果が安全側になるように設定するものとする。式(38)から明らかなように、本研究では植生の耐侵食性を平均根毛量σ_0によってのみ表わすこととしている。平均根毛量は図—14に示したように、地表面から深さh_rまでに分布する根毛量の平均値として定義した。ここで、h_rを定めることによって、平均根毛量の定義が完結する。これについては、1.5.4に詳細をまとめて示す。

1.5 植生の耐侵食性の評価方法を導出するための実験［実験II］

植生の耐侵食性を評価するということは、許容侵食深まで侵食が進行するのに要する時間と侵食外力である掃流力の関係を平均根毛層をパラメータとして定量的に定めることを意味する。そこで、本研究では、侵食深の経時変化の予測方法と許容侵食深の設定方法を提案し、それらを組み合わせることによって植生の耐侵食性の評価方法とすることとした。本節は、堤防のり面を想定してイネ科の植物が優先種である植物群落が繁茂する供試体を用いた侵食実験の結果より導いた、耐侵食性の評価方法を提案するものである。さらに、提案した耐侵食性の評価方法が妥当なものであるかを確認するため、既往の研究結果との比較、および実河

川の堤防侵食事例と照らし合わせた結果についてまとめて示す。

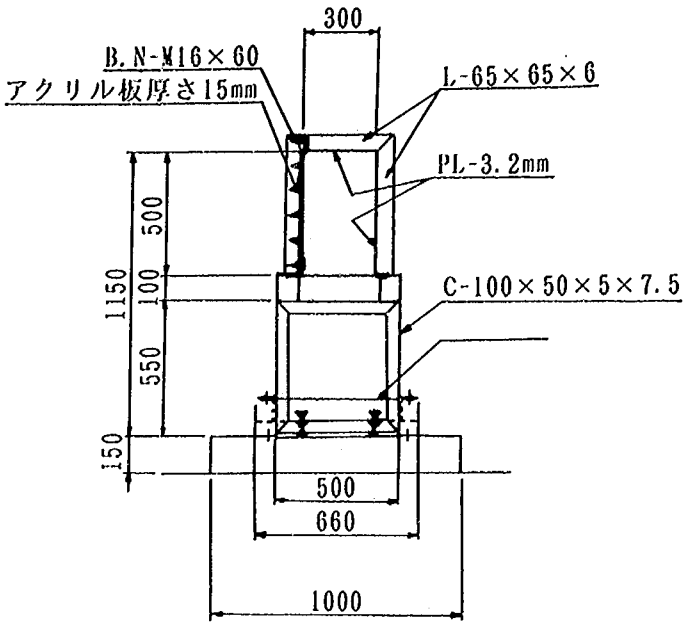
1.5.1　供試体、実験装置および実験方法

実験IIでは、利根川水系の鬼怒川および小貝川の高水敷から不撹乱で採取した全11種類の供試体を用いた。各供試体の状態について表－7にまとめて示す。なお、供試体の採取位置は、そこに繁茂する植生が堤防のり面に繁茂する植生としても一般的に見られるものであること、具体的には優先種がイネ科の植物であることを条件として選定した。なお、供試体の侵食面の寸法は0.3m×3 m、深さは0.3mである。

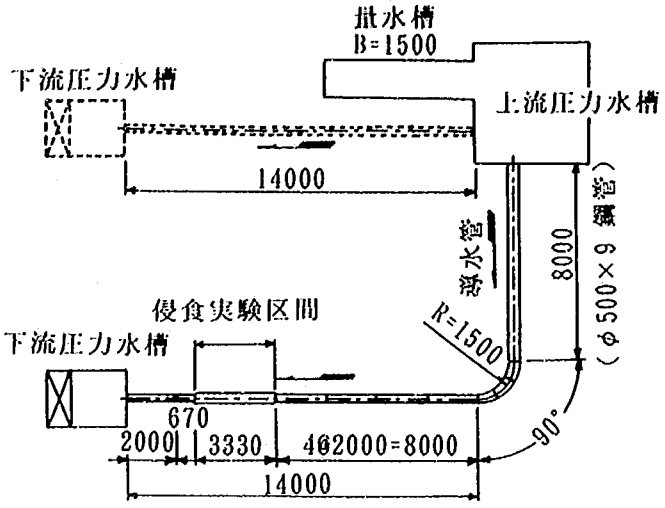
実験水路として、図―27に示す矩形管水路を用いた。実験水路は、幅0.3m、高さ0.5mの横断面形(図―27a参照)であり、最大で4 m/s(摩擦速度0.3m/s)までの断面平均流速（以下、流速と呼ぶ）が通水可能である。供試体の設置位置は、管水路が90°曲がり終わった位置から下流の8 m～11.3mの区間（図―27b参照)である。この区間の水路床は、その上下流に比べて低くなっており、供試体の設置が可能なように工夫されている（図―27c参照)。供試体は、供試体設置区間の上下流の水路床面と供試体の侵食面が同じ高さになるように調節して設置している。

表－7　各実験ケースの植生繁茂状況および土質：（実験II）

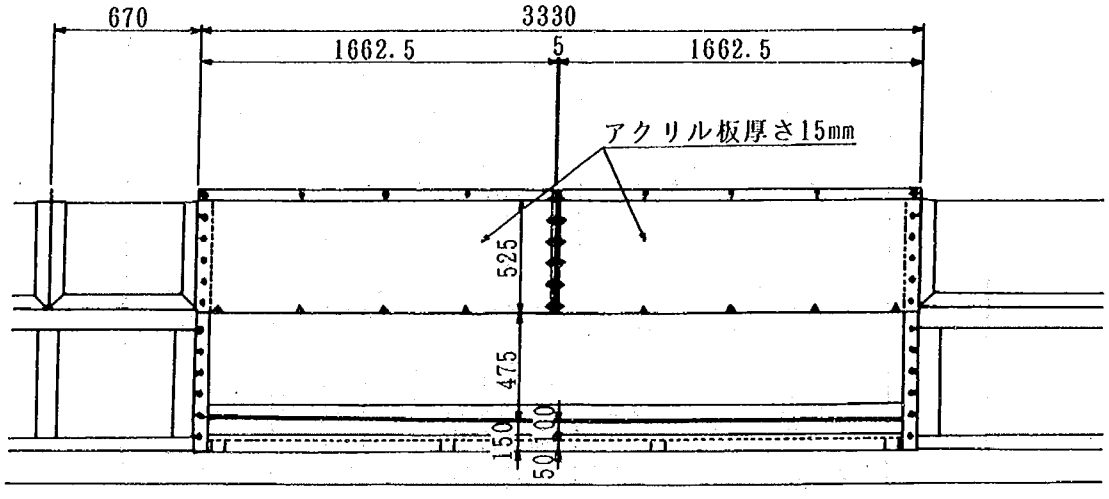
ケース	採取地点	土　　質	代表種	被度･群度	平均根毛量 σ_0(gf/cm³)
1	鬼怒川 27.5km	シルト混じり 砂質土	ﾋﾒｼﾞｮｵﾝ ﾒﾋｼﾊﾞ ﾉｼﾊﾞ	2・2 2・2 1・1	0.078
2	小貝川 41.0km	シルト混じり 砂質土	ﾒﾋｼﾊﾞ ﾋﾒｼﾞｮｵﾝ	3・3 3・3	0.091
3	鬼怒川 27.5km	シルト質細砂	ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ｵｵﾊﾞｺ	3・3 +	0.026
4	鬼怒川 27.1km	シルト質細砂	ｽｽｷ ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ｶﾔﾂﾘｸﾞｻ	3・3 1・1 1・1	0.078
5	鬼怒川 26.7km	シルト	ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ｵｵﾊﾞｺ	4・4 +	0.004
6	鬼怒川 15.4km	シルト質細砂	ｽｷﾞﾅ ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ﾂﾙﾏﾒ	4・4 1・1 1・1	0.019
7	小貝川 53.4km	シルト質細砂	ﾖﾓｷﾞ ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ｽｽｷ	3・3 1・1 1・1	0.068
8	小貝川 34.7km	シルト	ｽｽﾞﾒﾉｴﾝﾄﾞｳ ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ｾｲﾀｶｱﾜﾀﾞﾁｿｳ	3・3 2・2 1・1	0.063
9	小貝川 29.8km	シルト混じり 細砂	ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ｽｷﾞﾅ	4・4 +	0.11
10	小貝川 27.4km	シルト混じり 砂	ﾒﾋｼﾊﾞ ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ｶﾔﾂﾘｸﾞｻ	3・3 3・3 1・1	0.021
11	小貝川 22.6km	シルト質細砂	ｶｾﾞｸﾞｻ ｶｽﾏｸﾞｻ	3・3 1・1	0.043



a）水路横断面図



b）水路平面図



c）侵食実験区間の側面図

図—27　実験水路（実験II）

侵食実験の概要は、矩形管路に流速一定の流れを所定の時間通水し、その時間内で生じた侵食面の平均侵食深を測定することを侵食の進行が鈍くなるまで繰り返し行うものである。そのような測定を断面平均流速を段階的に大きくするごとに繰り返し行った。平均侵食深（以下、侵食深と呼ぶ）は、水路横断方向に5点（5 cm 間隔）、縦断方向に30点（10cm 間隔）の計150点の侵食深測定点のうち、供試体が入っている枠の側壁の影響で生じた局所的な侵食深の測定点を除いて平均した値として計算した。また、侵食面に作用する掃流力は、供試体の設置区間の上下流におけるピエゾ水頭の差から計算した。なお、本実験では、植生の地上および地下部分がある状態で侵食実験を行った。また、供試体を採取する際、採取位置の近傍でありかつ同様な植生の繁茂状況の位置において、根毛量の鉛直分布 $\sigma(z)$ を測定した。測定方法の詳細については、2.2.2

を参照されたい。根毛量の鉛直分布の測定結果から、地表面から3 cm（すなわち、$h_r = 3$ cmとした）までの根毛量の平均値を計算し、その値を平均根毛量 σ_0 とした。地表面から3 cmとした理由については、1.5.4において説明する。

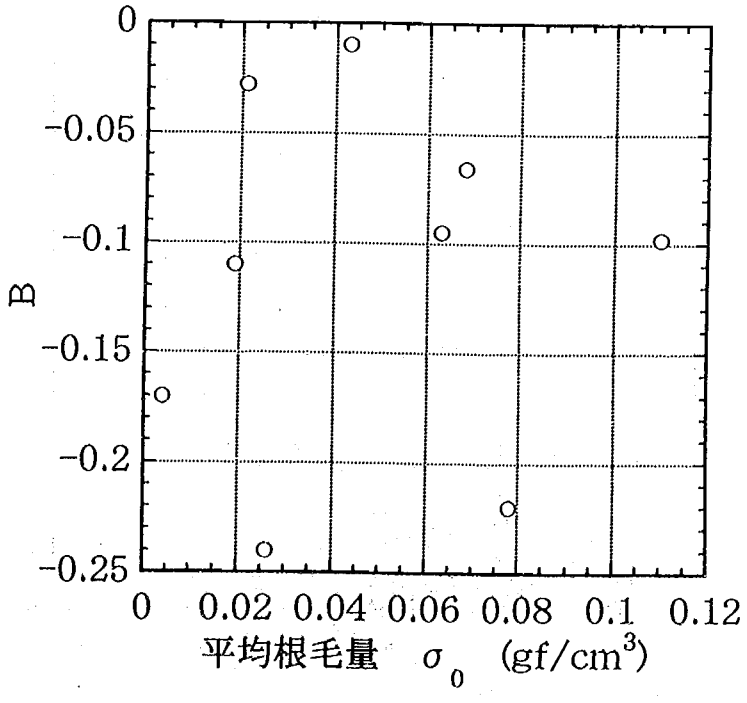
1.5.2　定数Bの値

Bの値の評価方法として1.4.4(3)に示した内容にしたがって、侵食実験結果から求めたBの値を参考にして、Bの値を定める。ケース3～11において、流速1 m/s（摩擦速度は約7 cm/s）を通水した際に測定した侵食深の経時変化に、式(38)をフィッティングしてBの値を計算した。式(35)に示すように、BはAを従属変数とする。また、式(38)よりAは平均根毛量 σ_0 を従属変数とする変数である。以上を勘案して、Bの測定結果をAの従属変数である平均根毛量 σ_0 との関係として図―28に示す。Bは平均根毛量に伴って系統的に増減するような傾向は見られず、いずれのケースにおいても負の値となっている。その平均的な値は約－1 mmである。$B < 0$ となる場合には、以下のような考え方が適用できる。

許容侵食深 z_{brk} まで侵食が進行するのに要する時間tは、式(39)によって計算できる。

$$t = 10^{\frac{z_{brk} - B}{A}} \tag{39}$$

同じ z_{brk}、Aである条件において、$B = 0$ の場合は、$B < 0$ の場合に比較してtが小さくなることが式(39)より分かる。tが小さいほど、耐侵食性が早く失われることを意味する。したがって、今回の実験結果のように $B < 0$ となった場合において、$B = 0$ として侵食深の経時変化を予測することは設計上安全側の評価結果をもたらすものであることが分かる。1.5.3において詳細を示すように許容侵食深は一般的に2 cm以上であり、Bの測定値の平均値－1 mmより十分大きい。したがって、$B = 0$ としても「許容侵食深まで侵食が進行する



図―28　係数Bと平均根毛量 σ_0 の関係

時間と掃流力（摩擦速度）の関係」の予測精度を著しく低減させ、かつ極端に安全側の評価に偏るものではないと判断される。以上より、式(38)においてB＝0とした式(40)によって、侵食深の経時変化を表すこととする。

$$z = A\log t = C_{vf}(u_*, \sigma_0)\log t \tag{40}$$

1.5.3　許容侵食深

実験IIにおける侵食深の経時変化の測定結果を見ると、次の3タイプにその特徴が分けられた。

・Aタイプ（全ての流速において対数型の侵食が生じたタイプ）

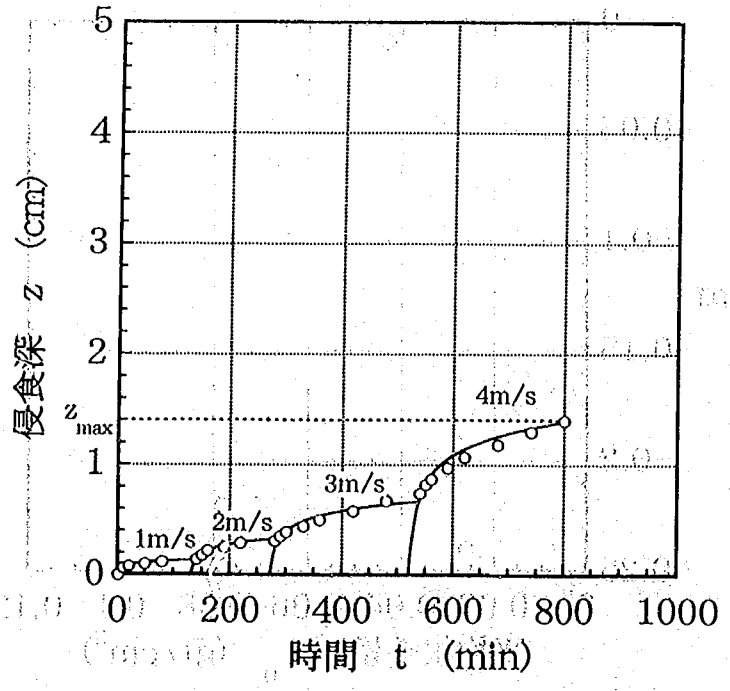
代表例として、ケース11の侵食深の経時変化を図—29に示す。図中の実線は、式(40)をフィッティングした結果を示す。実線で示した式(40)によってプロットで表した実測値を良好に近似できることが分かる。このように、各流速における侵食深の経時変化が、式(40)で近似的に表すことができる場合が、このタイプに分類される。

・Bタイプ（流速を一段階大きくした際に侵食速度が急激に大きくなるタイプ）

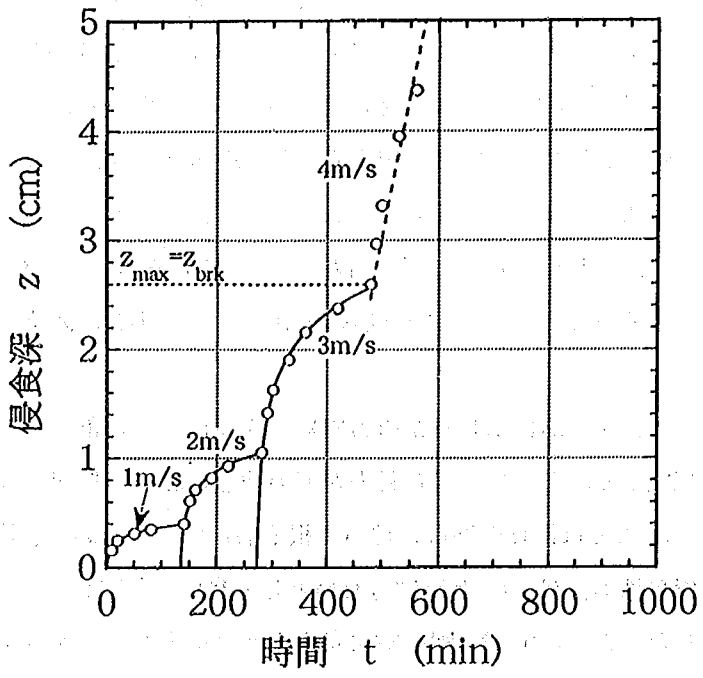
代表例として、ケース10の侵食深の経時変化を図—30に示す。流速1～3 m/sでは、実線で示す式(40)によって、侵食深の経時変化が良好に近似できることが分かる。しかし、流速を一段階上げた4 m/sにおける侵食深の経時変化をみると、式(40)では明らかに表現できていない。このように、流速を一段階上げた後の侵食深の経時変化が、式(40)によって表現できない特徴を有する場合が、このタイプに分類される。

・Cタイプ（ある一定流速の通水中に、侵食深が急激に大きくなるタイプ）

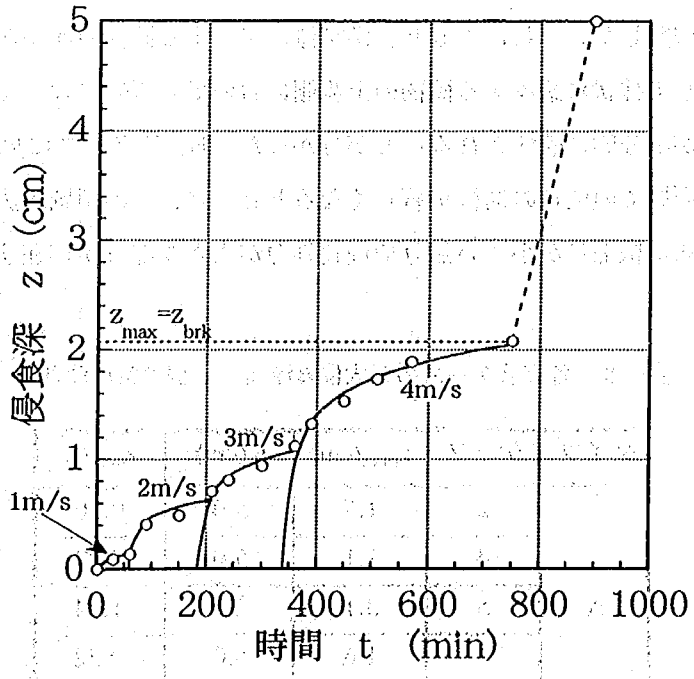
代表例として、ケース1の侵食深の経時変化を図—31に示す。流速1～3 m/s、および通水時間が840分ま



図—29　Aタイプの侵食深の経時変化（ケース11）



図—30 Bタイプの侵食深の経時変化（ケース10）



図—31 Cタイプの侵食深の経時変化（ケース1）

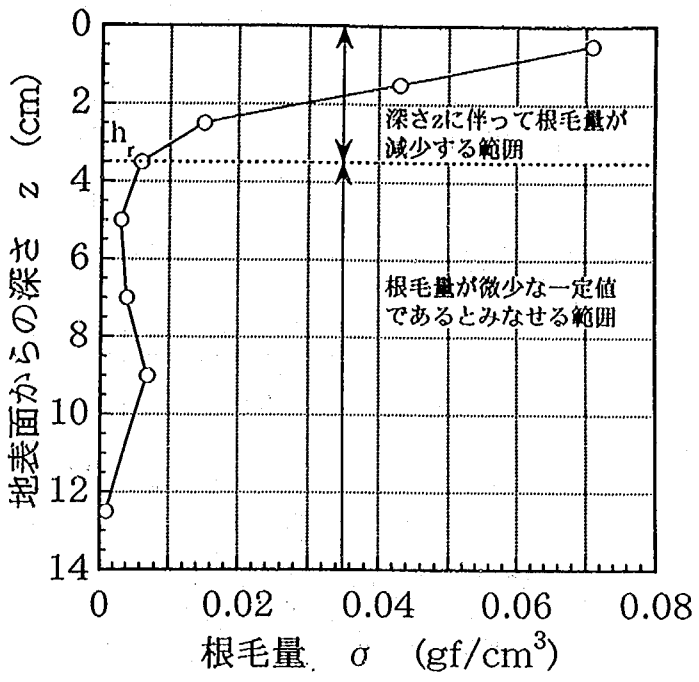
での4 m/sにおいては、実線で示す式(40)によって、侵食深の経時変化が良好に近似できることが分かる。しかし、840分以降の侵食深の経時変化をみると、それ以前に比較して侵食速度が急激に大きくなることが分かる。このように、ある一定の流速を通水している最中に突然、侵食速度が大きくなる特徴を有する場合が、このタイプに分類される。

各ケースに対して上記のタイプ分けを行った結果と、式(40)によって侵食深の経時変化が良好に表現できる最大侵食深 z_{max} の値（その測定例を図―29～31に示す）を表―8に示す。B、Cタイプで見られるように、急激に侵食深が大きくなる状況は、1.2.5において指摘したように、「設計上」危険な状況と考えられる。なぜならば、仮に植生の耐侵食性が失われた場合を想定すると、堤防は侵食に対して無防備となり、破堤に達するまで侵食が進行し続ける状況になるためである。したがって、Aタイプのように対数型の侵食形態が生じている場合が「設計上」安全と判断され、対数型の侵食が生じると確信できる最大侵食深 z_{max} を許容侵食深 z_{brk} とするのが妥当と考えられる。つまり、侵食形態がAタイプとB、Cタイプに分かれる基準を定めればよいのである。

非常に理想的な状況として、図―24に示した鉛直方向に一様な根毛量分布でもって、平面的にも一様に植生が繁茂している状況を想定する。さらに、侵食外力がどの地点においても同じ大きさであるとする。そのような場合、根の繁茂深さ h_r までは侵食の進行に伴って根毛層が厚くなるので、設計上安全であると判断される。したがって、許容侵食深 z_{brk} は、h_r とほぼ等しいとして良い。各実験ケースでの z_{max}/h_r を計算した結果を表―8に併せて示した。ここで h_r は、図―32に示すように地表からの深さ z に伴って根毛量が減少する範囲と根毛量が微少な一定値であるとみなせる範囲の接合点までの深さとして定義して、各ケースの根毛量分布より測定した。表―8をみると、B、Cタイプに属すケースでは、$z_{max}/h_r < 1$ すなわち $z_{brk}/h_r < 1$ となっている。その原因を調べるため、式(40)によって侵食深の経時変化が表現できない状態（侵食深が z_{max} 以上）での侵食面の状況を観察した。それによると、供試体に繁茂する植物の種類が局所的に異なる部分、裸地になっている部分、そして株状に繁茂する植物の上流側において局所的に大きく侵食され、その侵食領域が広がるに伴って根毛層が部分的に破壊されることが分かった。B、Cタイプに見られた急激な侵食の進行は、根毛層が破壊された領域での侵食の進行が著しくなるとともに、その領域が広がるために生じたと考えられる。以上より、局所的に根毛量が小さい部分や侵食外力が大きな部分が存在することが根毛層の破壊原

表―8　各実験ケースの最大侵食深 z_{brk} と根の繁茂深さ h_r

タイプ	ケース	z_{max}(cm)	h_r(cm)	z_{max}/h_r
A	2	1.5	5.0	0.30
	4	1.1	5.0	0.22
	5	3.1	2.5	1.24
	9	1.6	5.0	0.32
	11	1.4	3.5	0.40
B	3	1.9	3.5	0.54
	7	1.9	9.0	0.21
	8	1.3	7.0	0.19
	10	2.6	3.5	0.74
C	1	2.1	7.0	0.30
	6	3.1	5.0	0.62



図—32 h_r の決め方

因になっており、そのため z_{brk} が h_r より小さくなると考えられる。

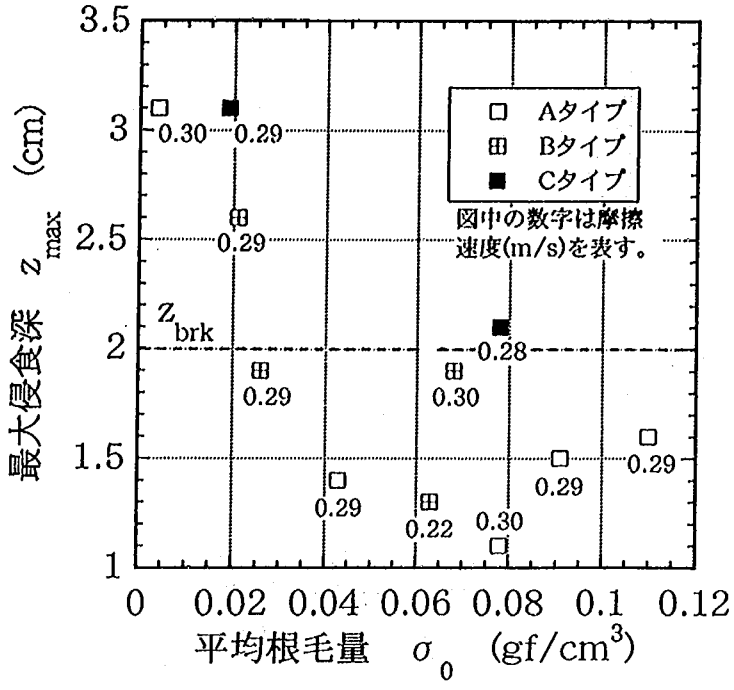
以上に示した根毛層の破壊機構を考慮すると、許容侵食深の評価方法を考案するためのアプローチとして次の二つが考えられる。

① 平均根毛量の平面的な変動を測定して、その変動幅と許容侵食深 z_{brk} の関係を定める。すなわち、局所的な侵食を取り扱う合理的なアプローチである。

② 様々な植物が繁茂する供試体に対して侵食実験を行い、許容侵食深 z_{brk} の最小値を定める。すなわち、局所的な侵食現象については取り扱わない簡易的なアプローチである。

①のアプローチを採用する場合には、実験に用いる供試体の侵食面の面積が、実際の河川堤防のり面で見られる植物の場所的な変化や裸地の存在などの確率的な要素を反映できると考えられるほど広くなくてはならない。すなわち、かなり大がかりな侵食実験を行わないと、①のアプローチでは z_{brk} の評価方法を提案できないと思われる。今回の実験で用いた供試体は、幅30cm であるので、①のアプローチには適さない実験であると考えられる。したがって、本研究では、②のアプローチを採用した。

A、B、C タイプの z_{max} を平均根毛量との関係としてまとめた結果を図—33に示す。プロットの近傍の数値は、A、C タイプでは z_{max} での、B タイプでは z_{max} 以上での侵食深において、実験時に侵食面に作用させていた掃流力から計算した摩擦速度 u_* (cm/s) を表す。B、C タイプの z_{max} は、許容侵食深 z_{brk} と同値であることを考慮して図--33を見ると、z_{max} および z_{brk} は平均根毛量には依存しないと思われる。植生の耐侵食性の評価結果が安全側になるように z_{brk} の最小値を決める観点からプロットのばらつきを大局的に見ると、摩擦速度が約27cm/s (断面平均流速で 4 m/s) においては、2 cm を境にして侵食深が小さい側に A タイプ、その逆に B、C タイプの侵食形態が集中していると考えられる。したがって、本研究では、摩擦速度27cm/s(断



図—33　平均根毛量 σ_0 と z_{max} の関係

面平均流速で4 m/s)以下において、許容侵食深 z_{brk} = 2 cm とすると判断した。したがって、植生の耐侵食性によって侵食防止が可能であるとする判断基準は、式(41)で表される。

$$z \leq z_{brk} = 2cm \tag{41}$$

福岡ほかの報告[9]では、侵食速度が急激に大きくなる侵食深を限界侵食深(上記の許容侵食深とほぼ同じ意味)と呼んでおり、その値を2.5cm と定めている。今回定めた許容侵食深は、福岡ほかのものと比較しても妥当な値と考えられる。ただし、①のアプローチのように平均根毛量の平面的な変動幅、掃流力の大きさなどを考慮できる許容侵食深の設定方法を今後も研究する必要がある。これについては、Appendix 3 に若干の検討を試みた結果を示したが、平均根毛量の現地における測定および調査方法とあわせて、今後の研究課題としたい。

1.5.4　平均根毛量 σ_0 の定義

平均根毛量は、式(40)に示したように植生が有する耐侵食性を表すパラメータである。植生の耐侵食性は、許容侵食深まで侵食が達するまでを評価対象としているので、平均根毛量を定義するに際しても許容侵食深について考慮する必要があるのは明らかである。また、図—32に示した地表面近傍の根毛量が大きな範囲が耐侵食性を発揮するのであり、根毛量が微少な一定値とみなせる範囲は耐侵食性には寄与しないことを1.2に示した。以上を考慮すると、上記した条件をいずれも満たす深さ h_r より浅い範囲における根毛量が、平均根毛量の対象となる。

本実験で測定した各実験ケースの許容侵食深は、図—33より1.5～3 cm であることが分かる。また、h_r が比較的小さな値となるシバにおいては、図—32に示したように地表面から約3 cm までの範囲における根毛

量が非常に大きな値となる分布形であることが分かった。したがって、深さ 3 cm までの根毛量の平均値として平均根毛量を決めると、上記した2点の要請を満たすと考えられる。

以上より、平均根毛量 σ_0 は「地表面から深さ 3 cm までの単位体積当たりの土中に含まれる根および地下茎の総重量」と定義することとした。

1.5.5 係数 A と摩擦速度 u_* および平均根毛量 σ_0 の関係

侵食深の経時変化の予測式は、1.4において示した枠組みに基づいて、摩擦速度 u_* および平均根毛量 σ_0 を従属変数とした係数 A の関数形を実験結果から決定し、その結果を式(40)に代入することによって完成される。以下では、実験結果より A の関数形を決定する過程について示し、その適用条件を明確にするものである。

(1) 係数 A と摩擦速度 u_* の関係

図--29～31に示したように、各実験ケースにおいて z_{brk} 以下の侵食深において式(40)をフィッティングして求めた A の値と u_* の関係を図—34に示す。ケースによっては、u_* の増加に伴い、A が指数関数的に増加する傾向が若干見られる。しかし、福岡ほか[9]が提案したように、A と u_* の関係を表す第一近似として、実験範囲内（$u_* \leqq 27$cm/s）では図中に実線で示した線形関係が成り立つと考えるのは良い近似方法であると判断される。本研究では、線形近似を採用して、式(42)によって A と u_* の関係を表す。

$$A=\alpha(u_*-\beta) \tag{42}$$

ここで、u_* は単位を（m/s）とした摩擦速度である。また式(42)を式(37)と比較すると、α は実験定数 C_v を含み平均根毛量の大きさに伴って変化する変数であり、β は侵食面の限界掃流力 τ_c を摩擦速度に換算した値 $(\tau_c/\rho)^{0.5}$（以下、限界摩擦速度と呼ぶ）である考えられる。α については(2)において検討することにし、以下では β の取り扱いについてまとめて示す。

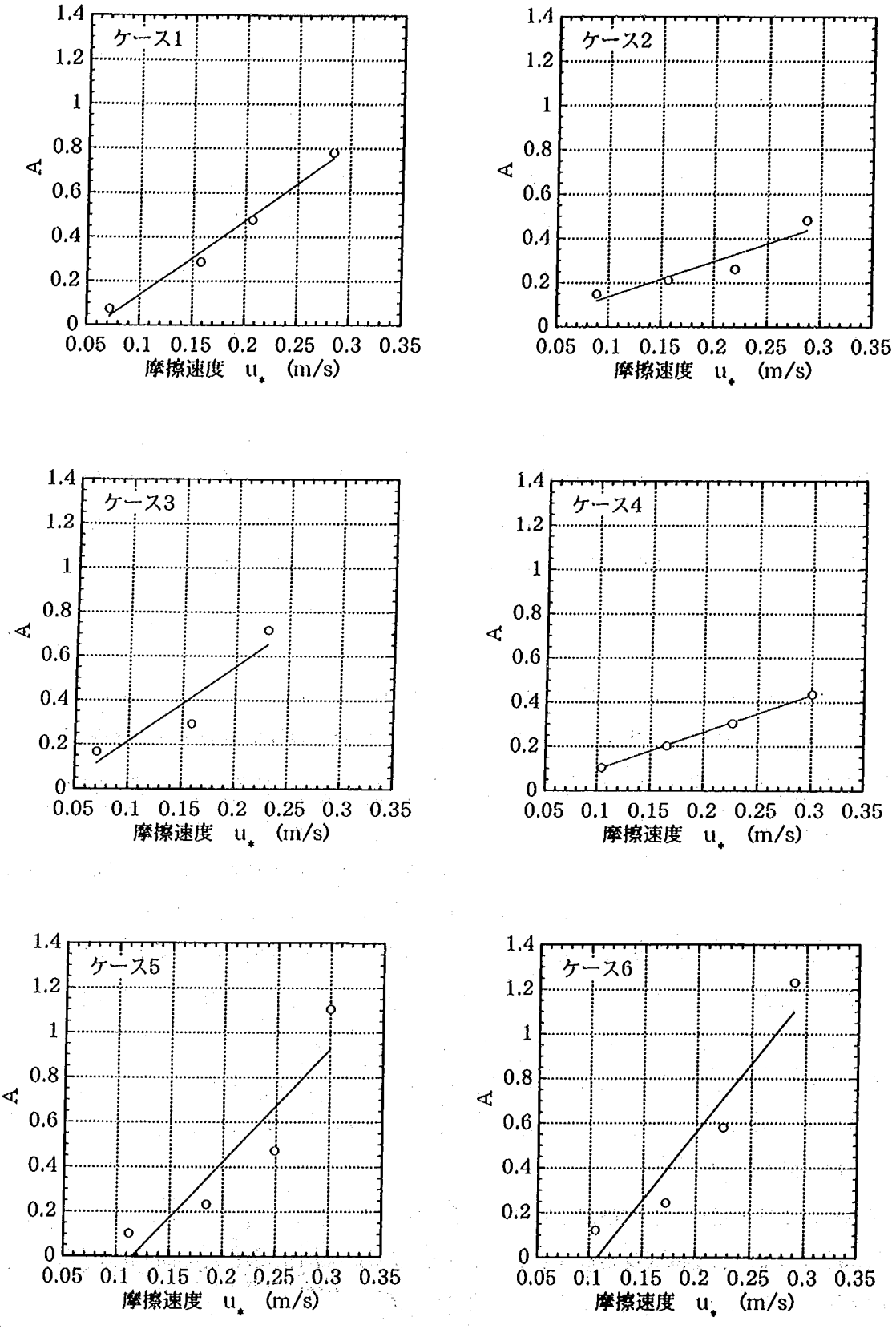
限界摩擦速度 β は、地面を構成する粘性土（厳密には地表面から2cm の深さまでを構成する材料）の限界摩擦速度と植物の葉・茎が地表面を覆うこと（すなわち上部層）による掃流力の低減率によって定まると考えられる。植生が繁茂する地表面の侵食深の経時変化を精度良く、かつ合理的に予測するためには、粘性土の限界摩擦速度と上部層の掃流力低減率によって変化する β を考慮する必要がある。しかし、植生が繁茂する堤防のり面が有する耐侵食性を利用した侵食防止の設計・計画を行うにあたっては、侵食深の経時変化を精度良く予測することと同等に、評価方法に現れるパラメータの設計・計画上の意味が重要である。その観点からは β を評価するにあたっては、1.4.4に示したように以下の問題点が上げられる。

・粘性土の限界摩擦速度について

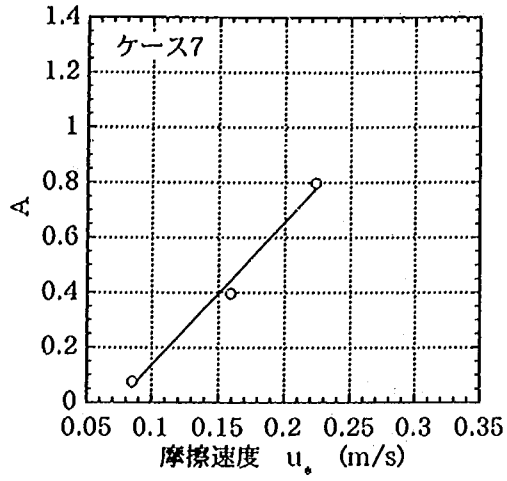
地表面近傍の土は日単位～季節単位で乾燥、湿潤、凍結などを繰り返している。また、植物が繁茂していることに起因して、化学的な反応も生じていると思われる。以上に示したような因子によって複雑に変化する限界摩擦速度を測定・評価する技術が現状ではない。

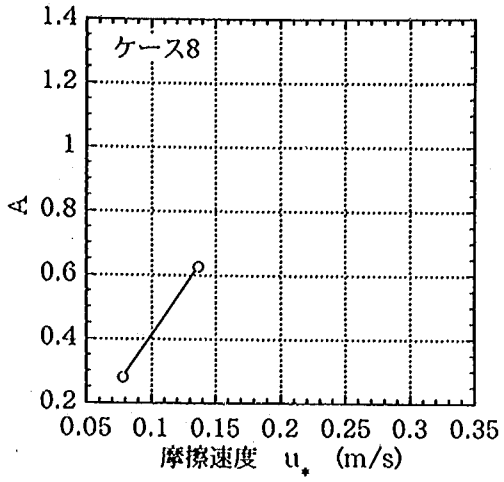
・上部層の掃流力低減率

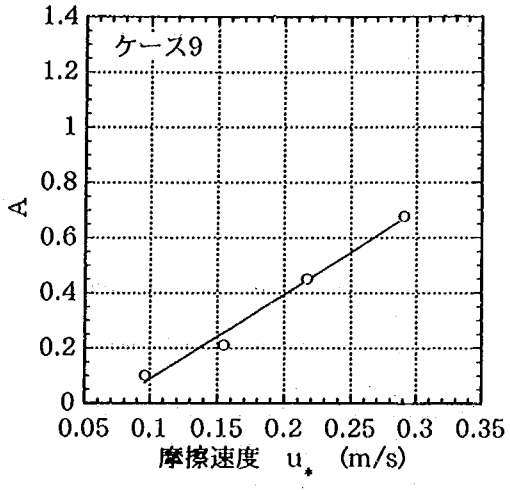
葉や茎の長さや繁茂密度などの特性によって、掃流力低減効果が変化することを1.3に示した。そこで示した要点は、葉が長いほど、また繁茂密度が高いほど、掃流力低減率が小さくなることである。したがっ

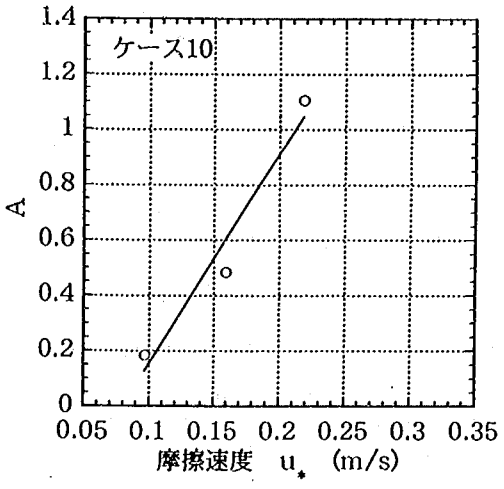


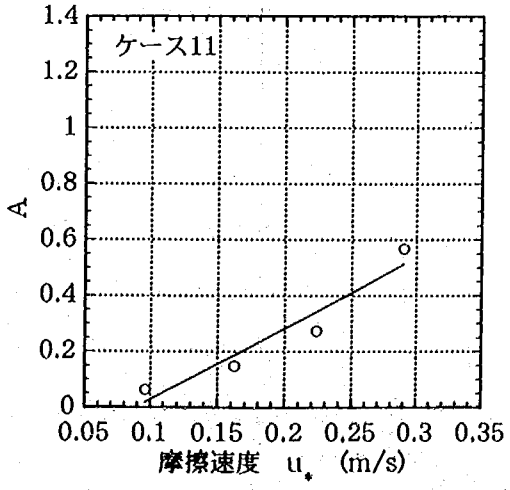
図—34 係数Aと摩擦速度 u_* の関係（その1）











図—34 係数Aと摩擦速度u*の関係（その2）

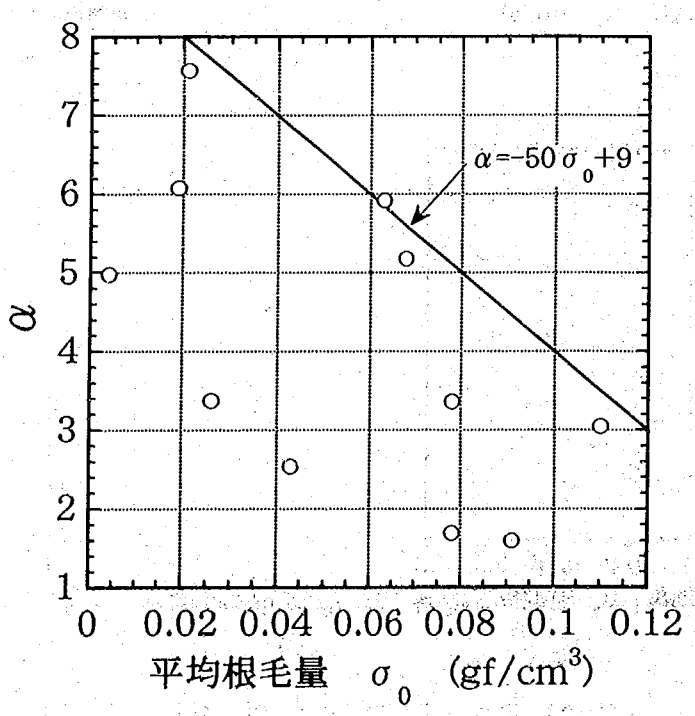
て、草の繁茂状況に変化がある場合、掃流力低減率が変化することを意味する。草の繁茂状況は、草刈りに代表される植生管理、またその年の気候などの自然的因子によって変化する。それらの影響を受けている状況で、植物の草丈や繁茂密度がどのように変化するかといったことを、現状の知見では設計上考慮し得ない。

以上に示した問題点を、1.4.4に侵食深の経時変化の予測式の枠組みとして示したように、設計の信頼性という観点から次のように取り扱うこととした。堤防のり面については評価方法の信頼性の高さが重要である。なぜならば、堤防は治水の最後の砦であり、それが一カ所でも切れることは許されないからである。信頼性のある評価方法とするためには、現状では未知な現象によって大きく変動するパラメータに関係する β を、現段階で考えうる安全側と判断できる値になるように設定しなければならない。β については、非粘性土で構される地面で草刈りが行われた状態とするが安全側と判断できる状態である。そのような状態では β の値が非常に小さくなると思われる。したがって、粘性土の限界掃流力および上部層の掃流力低減効果を全く考慮しないとする場合に相当する $\beta=0$ としても、植生の耐侵食性の評価方法としては適切であると判断される。以上より、侵食深の経時変化の精度の高い予測ではなく、本研究のように植生の耐侵食性の信頼性のある評価方法の提案を目的とした場合には、式(43)を用いることとする。

$$\beta=0 \tag{43}$$

(2) α と平均根毛量 σ_0 の関係

各実験ケースにおいて図—34に示した直線の傾きより計算した α と平均根毛量 σ_0 の関係を図—35に示す。大局的に見て、α が σ_0 の増加に伴って減少する傾向が見られる。この結果は、同じ大きさの摩擦速度で



図—35 α と平均根毛量 σ_0 の関係

は σ_0 が大きいほどAの値が小さくなること（式(42)参照）、すなわち侵食深が小さくなること（式(40)参照）を表すものであることから、平均根毛量が大きいほど耐侵食性に優れていることを示すものである。α が大きくばらついた原因としては、C_v の影響およびAと u_* の関係を線形近似したための誤差のしわ寄せがあるためと考えられる。ただし、耐侵食性に関わる多くのパラメータを省略してもなお、平均根毛量のみによって上記のように植生の耐侵食性を表し得たのは、1.4に示した枠組みとパラメータの選択が妥当であったことを意味するものである。耐侵食性の評価方法が安全側になるように、図—35に示した α の上限値を表す直線から、α と σ_0 の関係を式(44)のように提案する。

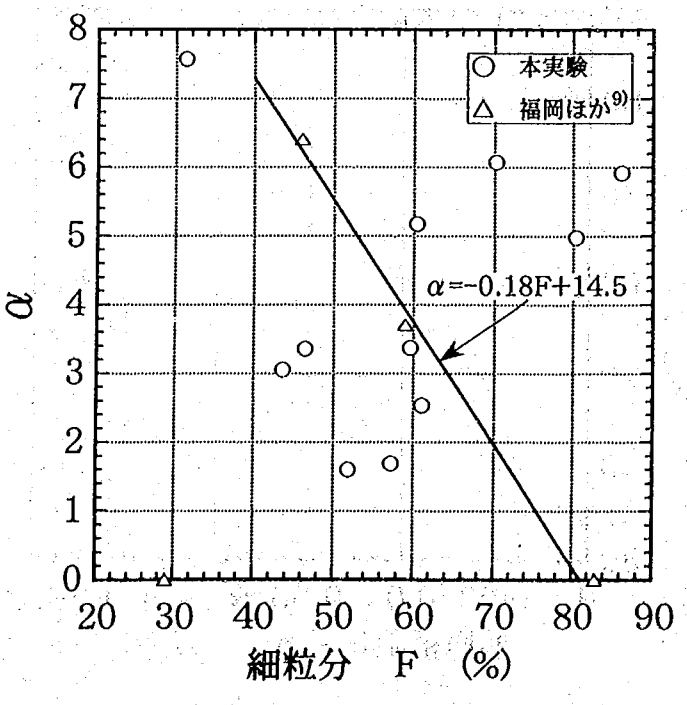
$$\alpha=-50\sigma_0+9 \tag{44}$$

ここで、平均根毛量 σ_0 の単位は(gf/cm³)とする。

福岡ほか[9]は、α について次のように考察を加えている。侵食抵抗が大きくなる、すなわち α の値が小さくなる場合として、①地面の構成材料が有する侵食抵抗が大きい場合と、②シバの根が土を保持する力によって侵食抵抗が大きい場合を挙げている。さらに、①の場合では、粘性土の侵食抵抗が粒径75μm以下の土粒子の含有率F(%)に依存すると考え、F>40%において式(45)を提案している。

$$\alpha=-0.18F+14.5 \tag{45}$$

今回の実験において得られた α とFの関係を、福岡ほか[9]の実験結果および式(45)とともにプロットしたものを図—36に示す。今回の実験結果は、Fとともに α が増加するという福岡ほかの実験結果とは逆の傾向が顕著である。Fが粘性土の侵食抵抗を表すパラメータとする福岡ほかの考え方を準用すると、今回の実験結果



図—36 α と細粒分Fの関係

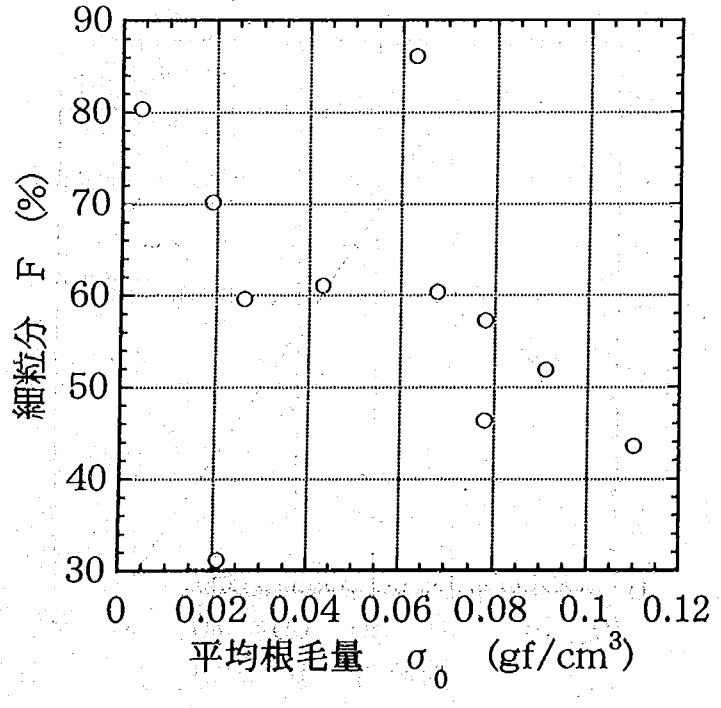
は粘性土の侵食抵抗が大きいほど α が大きくなるという矛盾した結果を意味することになる。この矛盾を解消するためには、まずFが粘性土の侵食抵抗を表すパラメータではないことを示せばよい。平舘ほか[21]は、高水敷土の自然堆積土および人工的に締め固めた粘性土の侵食限界速度がFではなく、引っ張り破壊応力に依存するということを示している。したがって、粘性土の耐侵食性がFに依存するという考え方は、必ずしも正しいものではないと判断される。また、今回の実験結果において、Fとともに α が増加した原因は次のように考えられる。平均根毛量とFの関係を図—37に示す。大局的に見て平均根毛量はFが大きくなるほど減少する傾向が認められる。この関係と図—35に示した平均根毛量と α の関係をあわせて考えれば、Fとともに α が大きくなることが理解できる。福岡ほかの実験[9]において式(45)に示す結果を導くこととなった実験結果の意味は次のように推察される。図—36に示した福岡ほかの実験結果を見ると、プロットの脇に示したシバの被度が小さいほど、α が大きくなる傾向が見られる。2.4.4に詳細を示すが、著者らが調査した範囲では、シバの被度に伴って平均根毛量が増加する傾向が見られた。したがって、シバの被度が小さくなるに伴って平均根毛量も減少したために α が増加したと考えられる。以上より、植生の耐侵食性を表すパラメータとしては、平均根毛量が妥当であり、式(44)は植生の耐侵食性の発揮機構を踏まえた式であると考えられる。

1.5.6　植生の耐侵食性の評価方法の検証

侵食深の経時変化の予測式は、式(40)に式(42)～(44)を代入した式(46)である。

$$z=(-50\sigma_0+9)u_*\log t \tag{46}$$

式(46)に植生の耐侵食性によって侵食防止が可能であるとする判断基準を表す式(41)を代入して整理すると、式(47)に示す植生の耐侵食性の評価式、すなわち平均根毛量 σ_0 をパラメータとした侵食外力 u_* (m/s) と時間 t



図—37　平均根毛量 σ_0 と細粒分Fの関係

(min)の関係の計算式が得られる。

$$u_* \leq \frac{z_{brk}}{-50\sigma_0+9} \frac{1}{\log t} \tag{47}$$

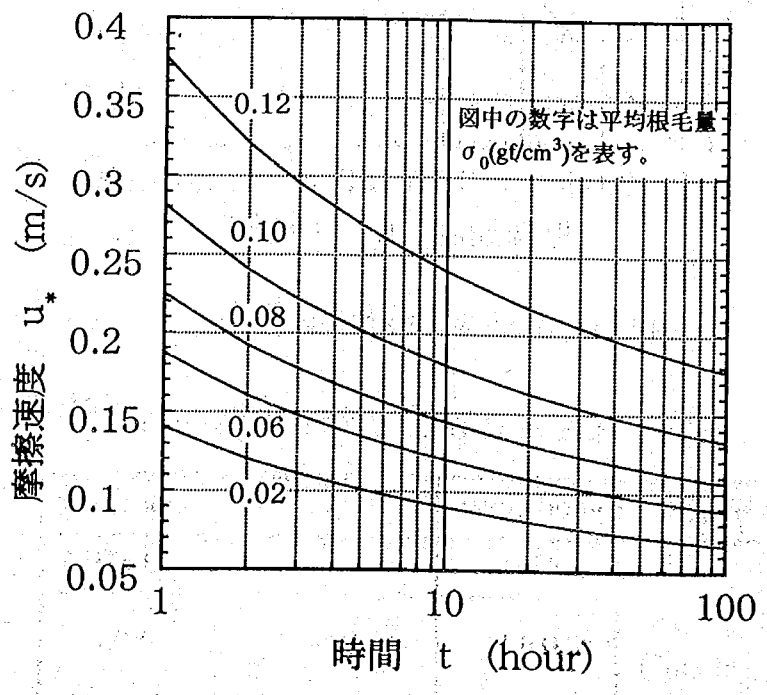
式(47)を図化したのが図—38である。平均根毛量が既知である場合を例とすると、侵食外力条件であるu*とtのプロットの位置が、既知である平均根毛量に対応した曲線より上側である場合には「植生の耐侵食性による侵食防止が不可」、曲線上およびその下側である場合には「侵食防止が可」であることを意味する。以上のように、式(47)もしくは図—38を用いることによって、植生の耐侵食性が評価できる。

次に、式(47)の妥当性を確認することを目的として、①式(47)を既往の研究成果と比較した結果と、②実河川において観測された旧堤のり面上の侵食発生地点での外力条件と式(47)の関係について検討した結果を示す。

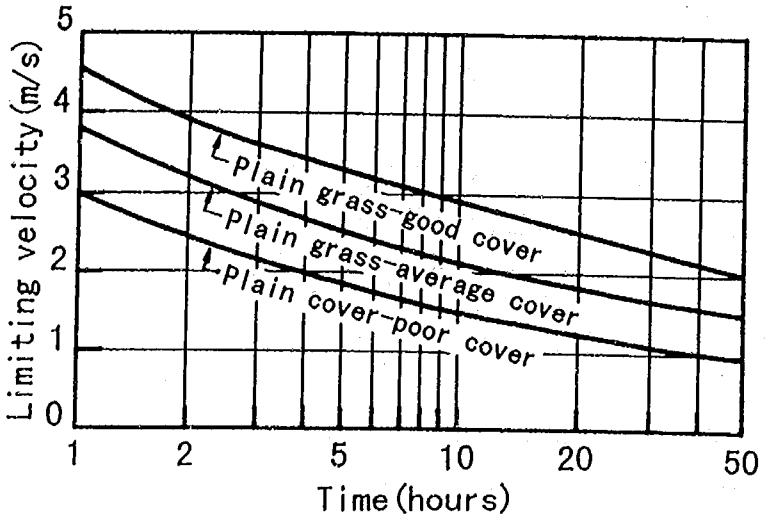
(1) 既往の研究成果との比較

Hewllet ほか[6]は、図—39に示すシバの耐侵食性の評価が行える図を提案している。本研究では図—38に示すように平均根毛量をパラメータとしてその値に応じて曲線が異なるが、Hewllet ほかでは植物群落の被覆状態を表すgood, average, poorの3段階で変化する。また、縦軸も本研究では摩擦速度であるのに対して、Hewllet ほかでは流速である。両者の図を比較するために、本研究で提案した図—38の縦軸を摩擦速度から流速へ、そして平均根毛量を被度に置き換える。

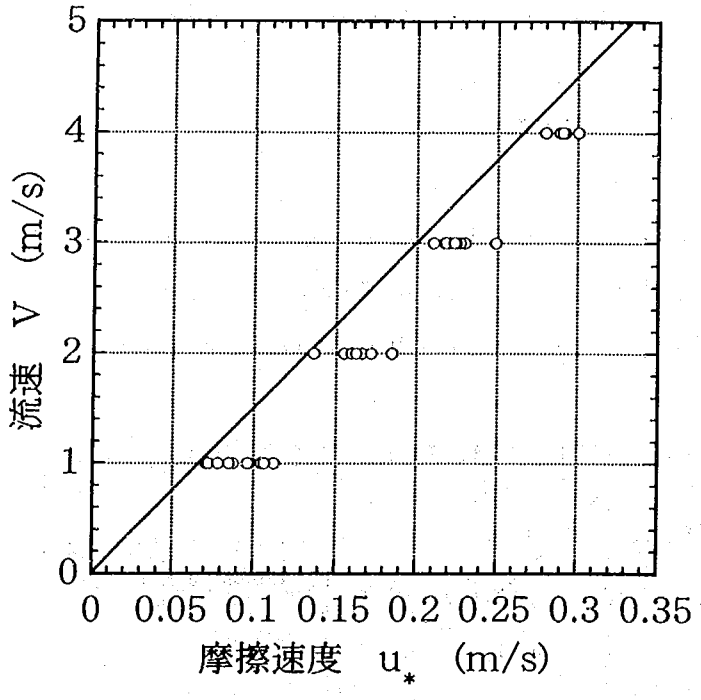
実験IIで用いた矩形管路内の断面平均流速と摩擦速度の関係を図—40に示す。各実験ケースにおいてばらつきがあるものの、図に示す直線によって両者の関係が近似できる。直線によって表した関係を参考にして、摩擦速度に流速係数 $\psi=15$ を乗じることによって流速に換算する。また、平均根毛量と被覆状況の関係については、表—9に示すものを用いた。表—9に示した関係は、全国の河川堤防において調査したシバの被度と平均根毛量の関係より定めたものである（調査結果については2.4.4に詳細を示す）。



図—38 植生の耐侵食性の評価図（摩擦速度と時間の関係）



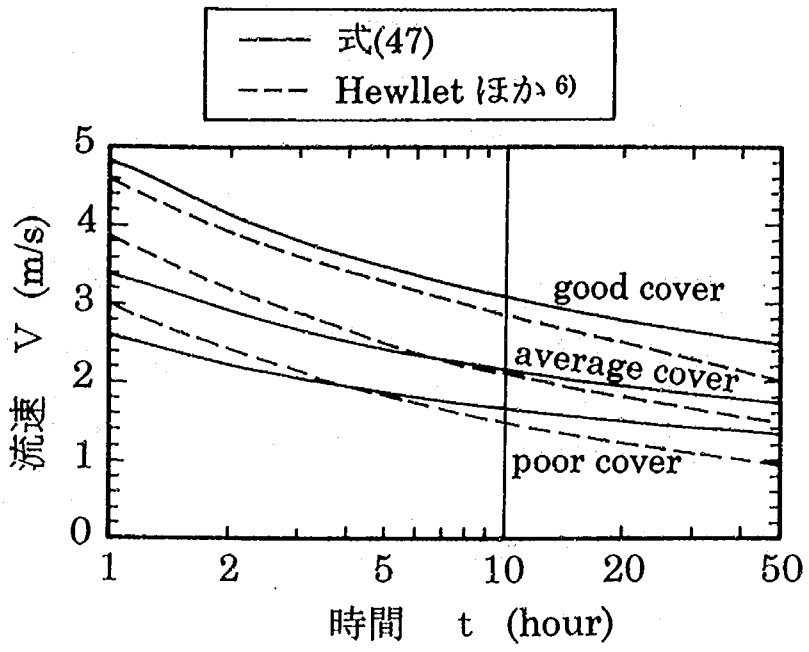
図—39　Recomended limiting values for erosion resistance of plain grass (Hewllet ほか[6] より引用)



図—40　断面平均流速と摩擦速度の関係

表—9　被覆状況と被度および平均根毛量 σ_0 の関係

被覆状況	good cover	average cover	poor cover
被　　度	4～5	2～4	0～2
平均根毛量 σ_0(gf/cm³)	0.11	0.08	0.05



図—41 本研究と Hewllet[6] の耐侵食性の評価結果の比較

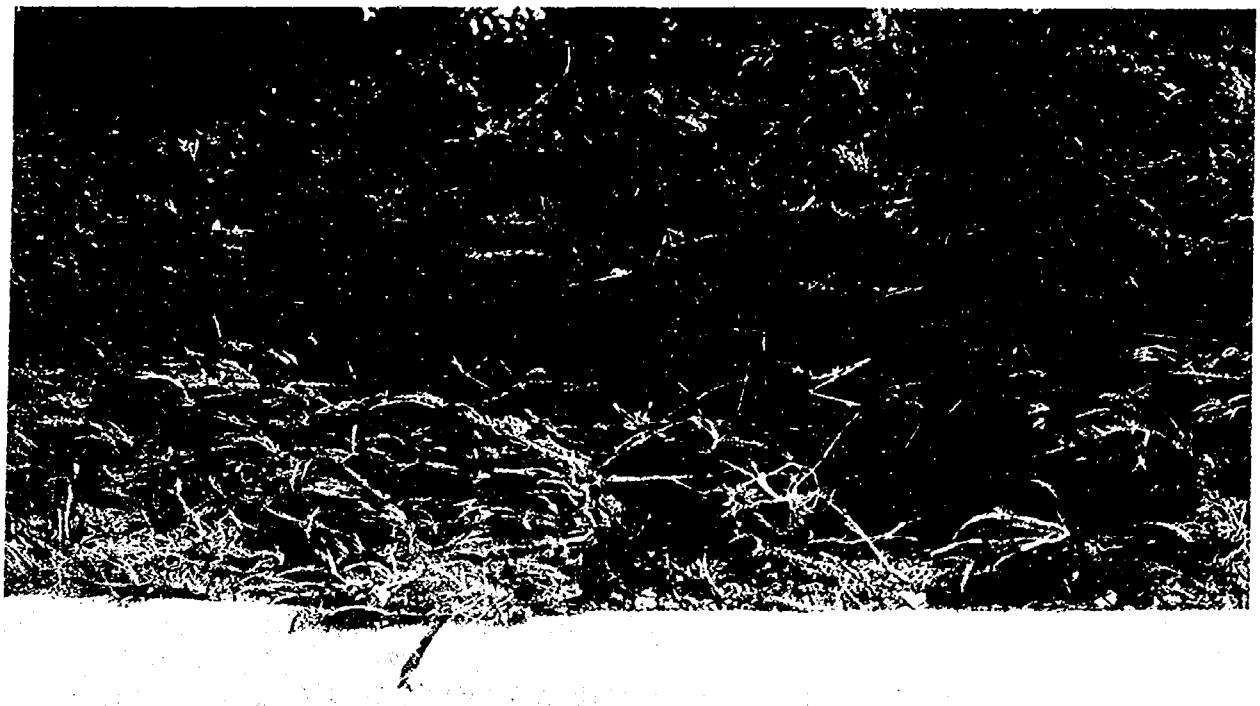
以上の方法によって図—38の縦軸を摩擦速度から流速へ、そして曲線のパラメータを平均根毛量から被度に置き換えて、Hewllet ほかが提案した図—39と比較した結果を図—41に示す。本研究で提案した方法による評価結果は、Hewllet ほかのものに比較して good cover では全体的に大きめ、また average, poor cover では時間が小さい側で大きめ、大きい側では小さめになるような流速を与える。しかし、大局的に見て両者の評価方法による評価結果は、ほぼ同等の結果を与えると思われる。Hewllet ほかが提案した評価図は、多くの侵食実験より経験的に定められたものであることを勘案すると、本研究で提案した式(47)による評価方法は他の研究者による実験結果と比較的良く一致すると思われる。

(2) 実河川において観測された旧堤のり面の侵食に関する検討

福岡ほか[22] は、昭和61年8月洪水における利根川水系小貝川の55.6km～55.8km 区間右岸側の旧堤のり面の侵食状況に関する調査結果を報告している。その概要を以下に簡潔にまとめて示す。

- 侵食を受けたのり面には、葉および茎の長さ約10cm、根の層厚 5 ～ 8 cm の雑草が繁茂していた。
- 旧堤は礫混じりの土砂で構成されていた。
- 侵食の程度は、旧堤の上流側に位置する軽度な侵食を受けたのり面と、下流側の激しく侵食されたのり面に大別される。軽度な侵食を受けたのり面の状況を写真— 6 に示す。侵食範囲が広いものの、侵食深は小さく、根が地表面に露出した状況である。また、激しく侵食されたのり面の状況を写真— 7 に示す。侵食範囲は細長く流れ方向に延びており、根の層が完全にはぎ取らた上に堤体材料も流失したため、侵食深が大きかった。
- ピーク水位発生時刻とほぼ同時刻に撮影された航空写真から測定した表面流速に、現地調査による補正を加えた結果、侵食発生箇所の流速を次のように評価している。

軽度の侵食域……1.1～1.7m/s



写真－6　軽度な侵食を受けたのり面の状況
（福岡ほか[22]より引用）

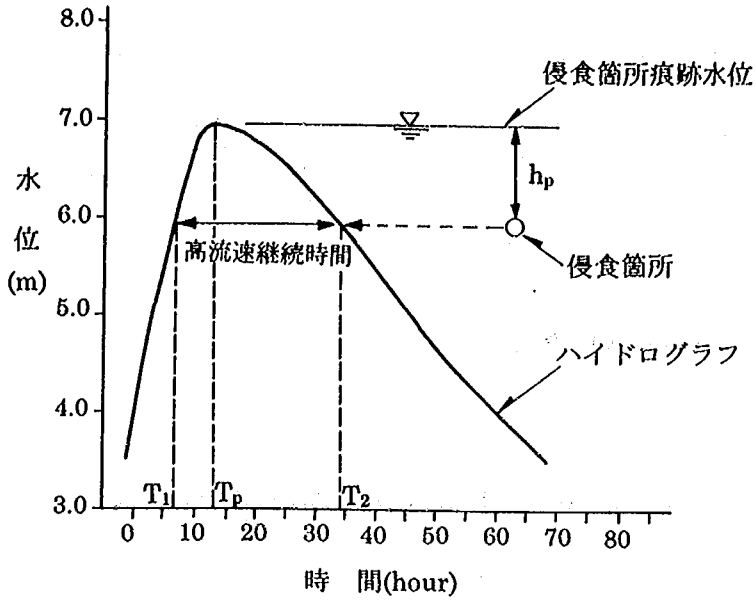


写真－7　激しい侵食を受けたのり面の状況
（福岡ほか[22]より引用）

激しい侵食域……2.1～2.7m/s

・各侵食域の冠水時間は、調査対象とした旧堤の2km下流において観測された図－42に示す水位ハイドログラフを用いて推定している。

福岡ほか[9]では、激しい侵食域を対象として、式(40)、(45)を用いた植生の耐侵食性の評価方法の適用性に関す



図—42 侵食面上におけるハイドログラフ
(福岡ほか[22]に一部加筆)

る検討を行っている。それによると、次のようなデータが示されている。

・本文中には、流速係数を算出するのに十分な記述がなされていない。しかし、激しい侵食域における摩擦速度は0.21～0.27m/sと推定していることを、上記した激しい侵食域における流速と照らし合わせると、流速係数 $\psi=10$ と設定していることがわかる。

・旧堤上の植生繁茂状況について、「表層土質、芝の調査から細粒分は60%程度、被度が4、根の深さは15cm」としている。

この記述は、福岡ほか[21]のものと植生の種類が異なる。以下では、写真—7、8に示した侵食位置に見られる植物の様子から判断して、シバが繁茂しているとした後者の報告がより正確であると考えることとする。以上より、侵食外力としてピーク水位時における流速と流速係数から摩擦速度が評価でき、またのり面の侵食が生じていた時間と考えられる冠水時間が特定できる。上記したデータを用いて式(47)に示した植生の耐侵食性の評価方法の適用性について検討する。

侵食事例と評価方法を比較することによって評価方法の適用性について検討する場合、冠水時間内での平均的な侵食外力を表す摩擦速度を過大評価しないように配慮する必要がある。なぜならば、過大な摩擦速度を用いることは、式(47)に示した評価方法によって「植生の耐侵食性による侵食防止が不可」となる結果、すなわち侵食事例を説明するのに都合の良い結果を導き易くすることを意味するからである。当然、そのような条件で導かれた評価結果と侵食事例を対応させても、本研究で提案した評価方法の現地への適用性を確認する目的が満たされない。そこで、以下の方法によって、ピーク水位時の流速を、冠水時間内の平均的な摩擦速度へ換算した。

侵食面上の摩擦速度 u_* を計算する式として、式(48)が適用できると仮定する。

$$u_*=\sqrt{ghi} \tag{48}$$

ここで、gは重力加速度、hは侵食面上の水深、iはエネルギー勾配である。調査対象区間の河床勾配が1/500と比較的急勾配であることを参考にして、侵食面の冠水時間中においてiが一定であると仮定する。その場合、u.はhのみによって変化する。図—42に示したハイドログラフを見ると、ハイドログラフの形状がピーク水位時を頂点とした三角形に近似できる。この特徴から、侵食発生位置における平均水深h_{mean}と最大水深h_{max}の関係は式(49)で近似できるものと考えられる。

$$h_{mean}=\frac{2}{3}h_{max} \tag{49}$$

式(48)、(49)より導いた式(50)によって、ピーク水位時における摩擦速度u_{*max}は、冠水時間内での平均摩擦速度u_{*mean}によって換算できる。

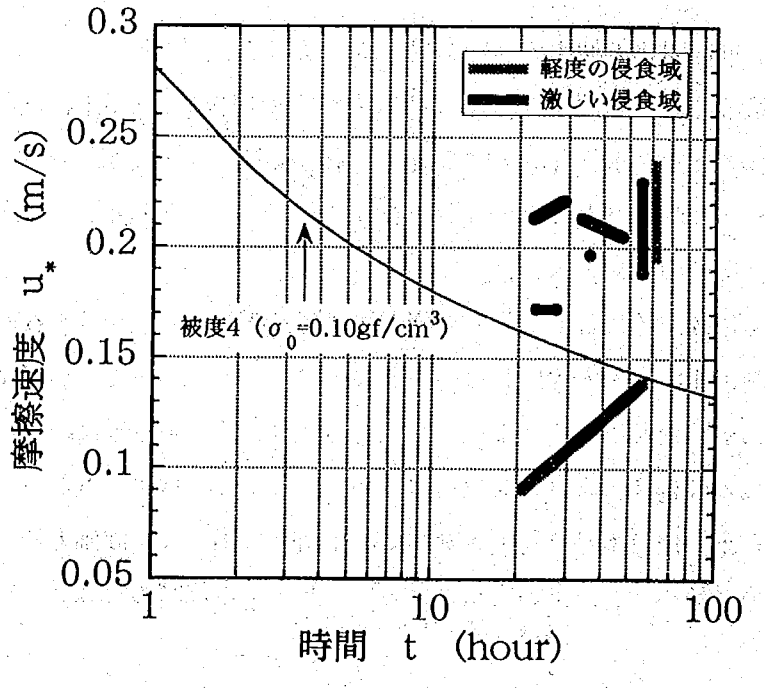
$$u_{*mean}=0.82u_{*max} \tag{50}$$

式(50)および流速係数$\psi=10$を用いると、上記した各侵食域のピーク水位時における流速を用いて、平均摩擦速度u_{*mean}が以下のように計算できる。

軽度の侵食域……0.090～0.14m/s

激しい侵食域……0.17～0.22m/s

福岡ほか[22]の報告に示されている各侵食域における流速と冠水時間との関係を上記の方法で平均摩擦速度u_{*mean}と冠水時間の関係に換算し、式(47)と比較した結果を図—43に示す。侵食を受けたのり面には被度4



図—43 実洪水で観測された侵食状況と植生の耐侵食性の評価図との比較
(侵食に関するデータは福岡ほか[9),22)]から引用)

のシバが繁茂していたことと、小貝川を含む全国の河川堤防において調査したシバの被度と平均根毛量の関係より（調査結果については2.4.4に詳細を示す）、平均根毛量が0.10gf/cm³と推定される。図—43には、平均根毛量が0.10gf/cm³に相当する式(47)の計算結果を実線で示した。図—43より、激しい侵食域のプロットは曲線の上側に位置することが分かる。すなわち、根毛層の破壊および堤体土の流失が生じる激しい侵食の発生については、本研究で提案した式(47)によって十分に予測できると判断される。一方、根毛層の一部が破壊されたために部分的に堤体土が見られるような軽度の侵食状況は、植生の耐侵食性によって侵食防止がされているものの、激しい侵食にいたる直前の状況であると考えられる。図—43によると、そのような侵食状況である軽度の侵食域のプロットが曲線のすぐ下側に位置することから、本研究で提案した式(47)によって侵食に対して安全と考えられる領域も十分に予測できると考えられる。

(3) 検討結果のまとめ

本研究で提案した式(47)は、Hewlletほか[6]が提案したシバの耐侵食性を表す図—39と比較的良く一致し、また小貝川旧堤の侵食状況を良好に判断し得た。以上より、式(47)、図—38として示された植生の耐侵食性の評価方法によって、実用的な評価を行うことが可能であると判断される。

1.5.7 まとめ

本節では、侵食深の経時変化の予測式と許容侵食深について、実験結果および1.4に示した枠組みにしたがって検討した結果より、式(47)に示した植生の耐侵食性の評価式を提案した。さらに、既存の研究成果および実河川における旧堤のり面の侵食に関する観測結果と式(47)を比較し、提案した評価方法が妥当なものであることを示した。本節において示した主たる結論を以下にまとめて示す。

① 式(38)のBを省略（すなわちB＝0）しても、耐侵食性の評価方法を構成する1パーツという位置づけで用いる侵食深の経時変化の予測式としての予測精度を著しく低減させ、かつ極端に安全側の評価に偏ることはない。したがって、B＝0とする。

② 設計上、植生の耐侵食性によって確実に侵食防止が行われると判断できる最大侵食深である許容侵食深は、今回の実験の範囲（摩擦速度が27cm/s以下）から2 cmと設定した。

③ イネ科の植物が優先種である植物群落が繁茂する供試体を用いて行った侵食実験の結果より、Aとu_*の関係を近似的に式(42)で表せることを示した。なお、粘性土の侵食抵抗および上部層の掃流力低減効果によって定まるβは、粘性土の耐侵食性を評価する現状の技術および現地で生じている現象を設計・計画に反映させる上での問題から、現時点において$\beta=0$とすることを提案した。

④ αと平均根毛量σ_0の関係を式(44)で表すことを提案した。さらに、福岡ほか[9]が提案した式(45)と、今回行った侵食実験結果を比較することによって、植生の耐侵食性が根毛層によって発揮されることを再確認し、かつ式(44)のようにαが平均根毛量を従属変数とする変数であると考えたことに対する妥当性を示した。

⑤ 上記した①～④を総合して、植生の耐侵食性を評価する式として式(47)を提案した。式(47)を導く際に用いた実験の条件および仮定から、式(47)の適用条件は以下のようにまとめられる。

・イネ科の植物が優先種である植物群落が繁茂している（根の直径が最大でも1 mm程度）。

・地面の構成材料が、シルト～シルト混じり砂である。

・摩擦速度が約27cm/s以下である。

・平均根毛量が0.02～0.12gf/cm³の範囲内であること。

⑥ Hewllet ほか[6]が提案した植生の耐侵食性の評価が行える図―39と本研究で提案した式(47)を比較したところ、両者は大局的に見て同じ評価結果を与えるものであることが分かった。また、福岡ほか[22]が観測した小貝川旧堤の侵食状況を、式(47)によってよく表現できることが分かった。以上より、本研究で提案した植生の耐侵食性の評価方法によって、実用的な評価を行うことが可能であることを確認した。

1.6 平均根毛量の簡易測定方法に関する実験［実験III］

代表例として図―6、32に示した根毛量の分布は、のり面に内径10cmの塩化ビニル管を打ち込んで採取した土を適切な厚さで輪切りにし、それぞれの切断片から根および地下茎を洗い出してその重量を測定し、その値を切断片の体積で除することによって測定したものである。地表面から3 cmの切断片に対してこの測定方法を適用すれば、平均根毛量 σ_0 の測定が行える。しかし、ある一河川において管理の対象となる堤防のり面の総面積が非常に大きいため、上記の方法によって平均根毛量を測定するのには多大な労力が必要と考えられる。したがって、植生の耐侵食性の評価方法として提案した式(47)の現場への適用性を高めるためには、より簡易な平均根毛量の測定方法が必要と考えられる。本節では、平均根毛量の簡易測定方法に関する実験結果をまとめて示し、簡易測定方法を提案するものである。

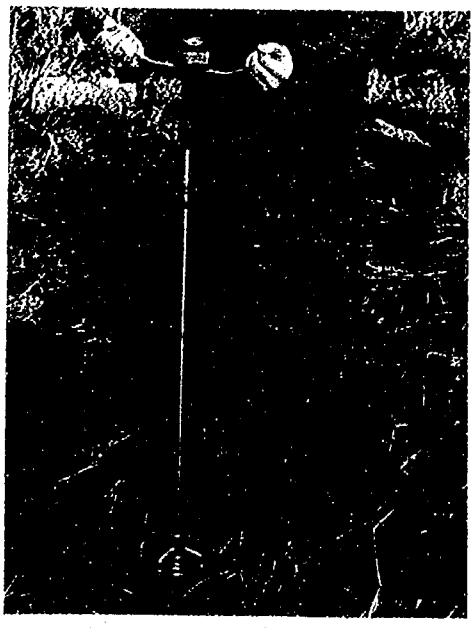
1.6.1 測定装置と測定方法

測定装置の概観を写真―8に示す。写真―8において地面上に見られる金属製円盤の形状を図―44に示す。金属製円盤は同心になるように設置された2種類の円盤、すなわち測定位置に測定装置を固定する役割を果たす内側の円盤1と、トルクの測定に関わる外側の円盤2から構成されている。円盤1、2には、円盤の中心軸に対して同心円上に配置された金属棒が固定されている。これらの金属棒を土中に差し込み、さらに円盤2を回転させたときに作用するトルクを、ハンドル中央に設置されたトルク計（写真―8参照）によって測定するものである。測定方法は、平均根毛量を測定する対象として選んだ地面に測定装置を写真―8に示すように設置し、ねじ回しながらトルク計の指針の最大値を読みとるといった簡便なものである。この測定方法では、地面を掘るといった労力が不要であり、かつ測定時の地表面の攪乱を最小限にとどめるものであるので、特に堤防のり面における平均根毛量の測定に最適である。

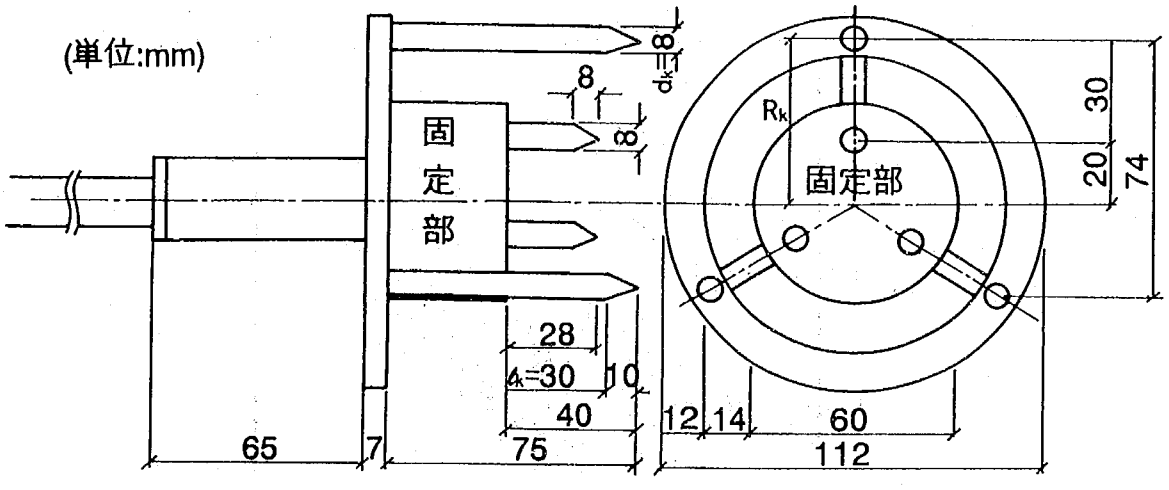
1.6.2 測定原理

測定されるトルク T_r は、土中に差し込んだ金属棒をねじ回す際に金属棒に引っかかる根を切断するためのトルク T_{rp} と堤体土を変形させるために必要なトルク T_{rs} の合計である。単純に考えた場合、T_{rp} は根の引っ張り破壊力と金属棒に引っかかる根の本数に依存する。地中に繁茂する根の分布を図―45に示すように、水平方向に m（本/cm）の間隔から成る格子状の根の層が、地中方向に s（層/cm）で存在する単純化したモデルで表現する。この分布モデルによると、図―44に示した円盤2に固定された金属棒に引っかかる根の本数 n_r は式(51)で表される。

$$n_r = n_k \frac{msd_k\ell_k}{2} \tag{51}$$

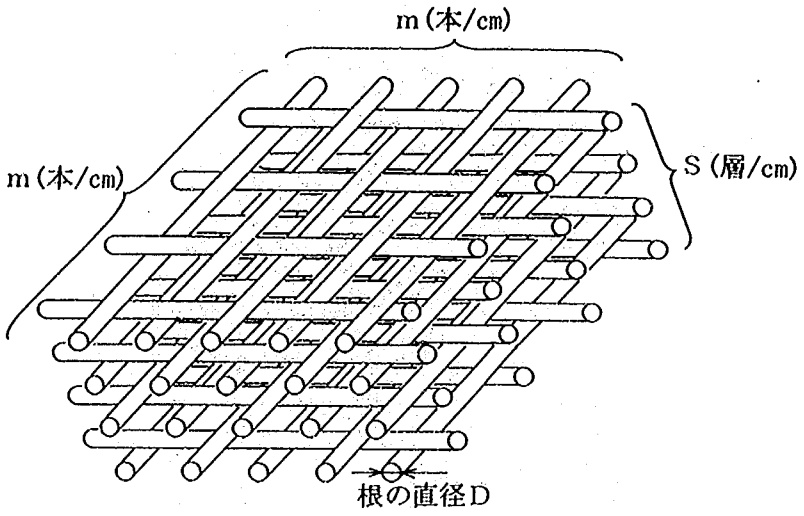


写真－8　平均根毛量の簡易測定装置の概観

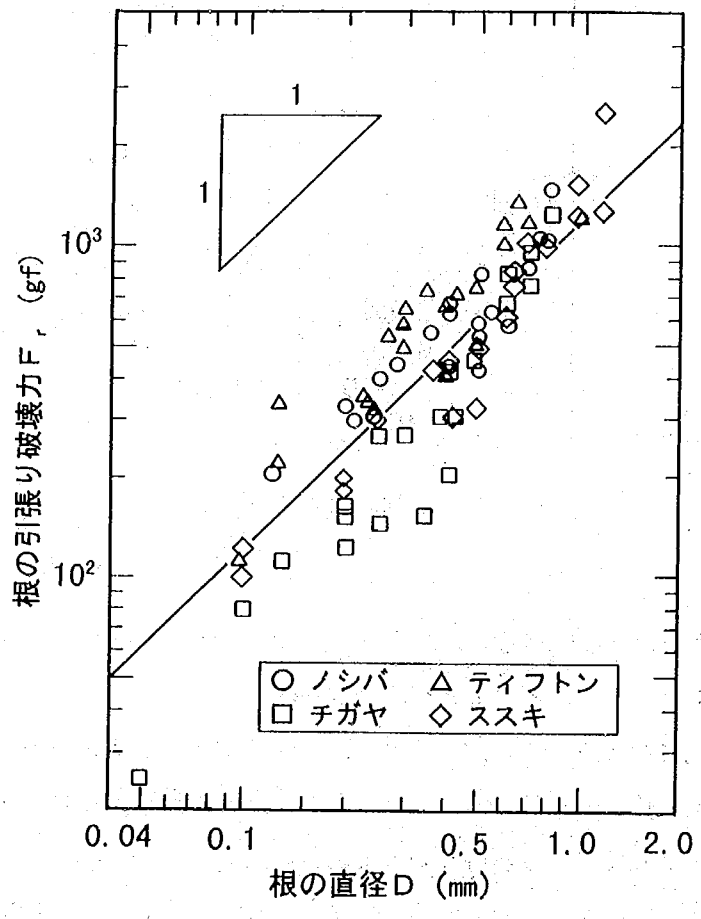


図－44　根毛量の簡易測定装置の先端部分

ここで、n_k、d_k、l_k は金属棒の本数、直径、長さである。また、根の引っ張り破壊力については、江崎ほか[12]が河川堤防に繁茂していたノシバ、ティフトン328（シバの一種）、チガヤそしてススキ（いずれもイネ科の植物）について調査した報告がある。その調査結果を図－46に示す。各植物の引っ張り破壊力と根の直径の関係は、非常に似かよっていることが分かる。これより、イネ科の植物であれば植物の種類が異なっていても、同じ直径の根の引っ張り破壊力がほぼ等しいと考えられる。イネ科の植物は堤防のり面に繁茂する植物群落の優先種として繁茂する状況が良く見られる（2.3参照）ことから、上記した引っ張り破壊力と根の直径の関係を用いることには意義がある。そこで図－46に実線で示したように、根の引っ張り破壊力 F_r が根の直径 D に比例すると考え、その関係を式(52)によって与える。



図—45　根毛の分布形態のモデル



図—46　根の直径と引っ張り破壊力の関係
(江崎ほか[12]を再整理)

$$F_r = C_{fr} D \tag{52}$$

ここで、C_{fr} は比例定数である。円盤2に固定された金属棒の位置と回転軸間の距離を R_k とすると、式(51)、(52)より、T_{rp} が式(53)で表される。

$$T_{rp} = F_r R_k n_r = C_{fr} D R_k n_k \frac{m s d_k \ell_k}{2} \tag{53}$$

また、図—45に示した根の分布モデルでは、平均根毛量 σ_0 が式(54)で表せる。

$$\sigma_0 = \frac{\pi}{2} \gamma_p m s D^2 \tag{54}$$

ここで、γ_p は根の単位体積重量である。式(53)、(54)より T_{rp} と σ_0 の関係式が(55)式に示すように導かれる。

$$T_{rp} = \frac{R_k n_k d_k \ell_k}{\pi} \frac{C_{fr}}{\gamma_p D} \sigma_0 \tag{55}$$

式(55)の右辺にある変数のうち、n_k、d_k、l_k、R_k は測定装置に関するものである。測定装置は図—44に示すものを用いたので、これらの変数は図—44に示した一定値として良い。また、C_{fr}、γ_p、D は根に関する変数である。これらの変数は、江崎ほか[12]の報告を参考にすると次のような値になると考えられる。C_{fr} は、イネ科の植物に限定すれば図—46に示したように約1,200gf/mm の値になると推定される。根の単位体積重量 γ_p については、1.5gf/cm³ としているので、本研究でもその値を採用する。また、シバ、ティフトン、チガヤ、ススキの根の直径を実測した結果を見ると、植物の種類に関わらず0.1～1 mm の範囲であることが示されている。上記の範囲の平均値として根の直径 D を与える場合には、イネ科の植物に限定すれば、その値が大きく変化しないと推察される。ここでは、1.3.4(1)で推定したのと同じく、D=0.5mm とする。以上より、式(55)の右辺に表れる変数のうち、平均根毛量 σ_0 を除けば、その他の変数はほぼ一定値と考えて差し支えないことが分かった。したがって、T_{rp} と σ_0 には比例関係が成り立つと思われる。

堤体土を変形させるために必要なトルク T_{rs} は、金属製円盤をねじ回す際に土中に差し込んだ金属棒が堤体土を押しのける抵抗力に支配されると考えられる。そのような抵抗力は、土中に円錐を押し込むのに必要な力を測定する山中式土壌硬度計による測定値と相関があると考えられる。T_{rs} が土質によって大きく変化しなければ、すなわち T_r と土壌硬度に相関関係が見られない場合には、T_{rs} は測定誤差に含めて一定値として扱うことができる。その場合、σ_0 と T_r の関係は、式(56)に示す線形関数として表すことができる。

$$\sigma_0 = C_T (T_r - T_{r0}) \tag{56}$$

ここで、C_T、T_{r0} は実験定数である。C_T は、式(55)より計算できる。

1.6.3 平均根毛量 σ_0 とトルク T_r の関係

(1) 実験条件と測定方法

利根川水系の鬼怒川および小貝川の高水敷と堤防のり面において塩化ビニル管を用いた方法による平均根毛量 σ_0、写真－8に示した測定装置によるトルク T_r、そして山中式土壌硬度計による土壌硬度 P_s の測定を行った。測定地点の位置、土質、植生の繁茂状況、σ_0、T_r、P_s の測定結果を表－10にまとめて示す。全25地点のうち、その地点に繁茂していた植物群落の優先種がイネ科であったのが19地点、イネ科の植物が繁茂するものの優先種ではないのが5地点、イネ科の植物がほとんど繁茂していないのが1地点である。(2)において詳細を示すが、イネ科の植物の特性を式(55)に代入したことは、今回の実験条件と適合する。

測定は以下のように行った。平均根毛量 σ_0 の測定のために塩化ビニル管を地面に打ち込んで試験体を採取した近傍において、写真－8に示した測定装置によるトルク、および山中式土壌硬度計による土壌硬度の測定をそれぞれ10回行った。表－10に示した T_r、P_s の値は、10回の測定値の平均値である。

(2) 実験結果

平均根毛量 σ_0 とトルク T_r の関係を図－47に示す。T_r が330kgf・cm 以下では、σ_0 が T_r に伴って増加する傾向が認められるが、330kgf・cm 以上ではプロットのばらつきが大きく特に傾向が見られない。$T_r \leqq 330$kgf・cm については、図－47に実線で示した式(57)によって、σ_0 と T_r の関係が表すことができる。

$$\sigma_0 = 6.0 \times 10^{-4}(T_r - 133) \tag{57}$$

式(57)では実用上の利便性を考えて、T_r (kgf・cm) と σ_0 (gf/cm³) の単位を用いた。σ_0 と T_r に式(57)に示した線形関係が成り立つという実験結果は、1.6.2において式(56)として示した測定原理と一致する。式(56)における係数 C_T は、式(55)に図－44に示した測定装置の諸元と1.6.2に示した江崎ほか[12]の報告を参考にして推定した根に関するパラメータ値を代入することによって、半理論的な値が計算できる。その計算結果は 5.5×10^{-4} (gf/cm⁴ kgf) であり、式(57)の係数 6.0×10^{-4} (gf/cm⁴ kgf) とほぼ等しい値となる。これは、測定結果から導いた C_T の値が妥当であることを示すものである。以上より、イネ科の植物が優先種である植物群落に対しては、式(57)の係数が適用できると判断される。次に、T_r と P_s の関係を図－48に示す。T_r は、P_s の大小に応じて増減する傾向が見られない。この事実は1.6.2に示した考察より、T_r は地面が金属棒に土圧を及ぼすために生じるトルク T_{rs} ではなく、T_{rp} に主に依存することを意味するものと考えられる。そのため、式(57)のように σ_0 と T_r の関係が実験から得られたと推定される。また、式(56)に示した測定原理に従えば、式(57)の右辺の定数は T_{r0} に対応する。今回の実験範囲、すなわち地面がシルト～砂質土から成る場合では、式(57)に示したように T_{r0} を一定値として表しても、σ_0 と T_r の関係を良好に表現できると考えられる。以上より、$T_r \leqq 330$kgf・cm では、写真－8に示す測定装置によって T_r を測定することによって、式(57)から平均根毛量が計算できることが明らかとなった。

$T_r > 330$kgf・cm において、プロットが大きくばらついた原因については不明である。本研究では、$T_r > 330$ kgf・cm において、図－47に実線で示した式(58)によって、平均根毛量を与えることを提案する。

$$\sigma_0 = 0.12 gf/cm^3 \tag{58}$$

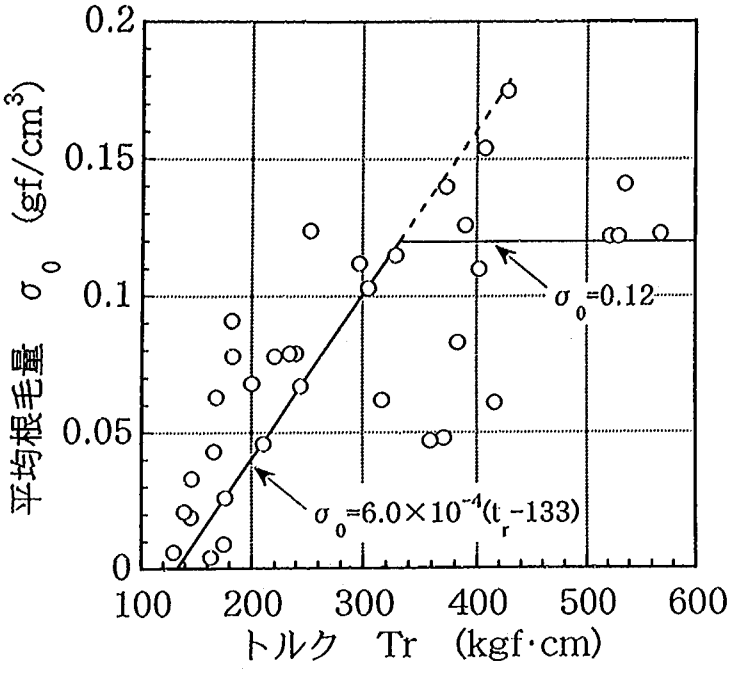
ただし、$T_r > 330$kgf・cm では予測精度が低いので、塩化ビニル管を用いた方法（詳細については2.2.2に示す）による平均根毛量の測定を行って予測結果を検証することが好ましい。

表−10　各測定地点における植生繁茂状況および土質（実験III）（その1）

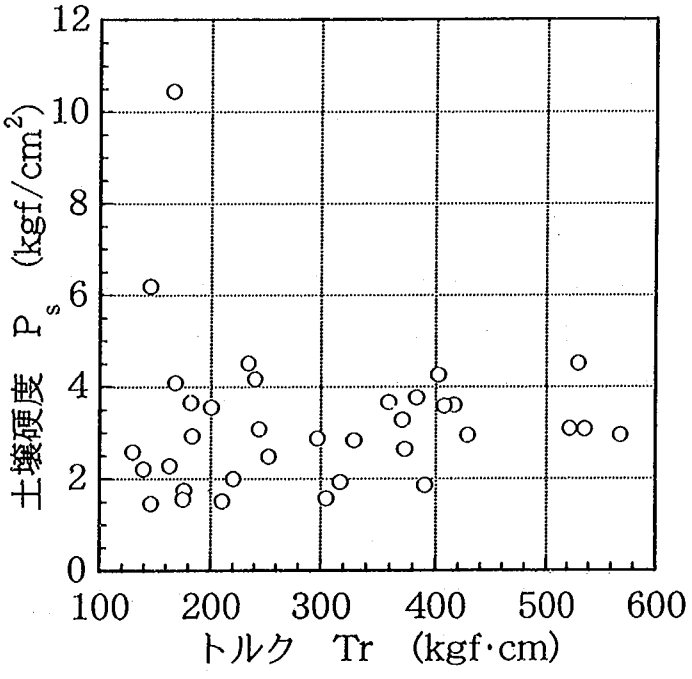
ケース	測定地点	土　質	代表種	被度・群度	平均根毛量 σ_0(gf/cm³)	トルク T_r(kgf・cm)	土壌硬度 P_s(kgf・cm²)
1	小貝川 53.4～ 53.5km	砂質土	ﾉｼﾊﾞ	5・5	0.048 0.061 0.047	371 416 359	3.29 3.61 3.67
2	小貝川 54.0～ 54.2km	砂質土	ﾁｶﾞﾔ ｼﾛﾂﾒｸｻ ﾖﾓｷﾞ	3・3 1・1 1・1	0.046 0.14 0.12	210 373 253	1.51 2.65 2.49
3	小貝川 56.4～ 56.6km	砂質土	ﾉｼﾊﾞ ｼﾛﾂﾒｸｻ ﾖﾓｷﾞ	2・2 2・2 1・1	0.062 0.10 0.12	317 305 329	1.93 1.58 2.84
4	小貝川 56.8～ 57.1km	砂質土	ﾉｼﾊﾞ ｼﾛﾂﾒｸｻ ﾖﾓｷﾞ	3・3 1・1 1・1	0.083 0.15 0.067	383 407 244	3.77 3.59 3.08
5	小貝川 59.0～ 59.3km	砂質土	ｸｽﾞ ｼﾛﾂﾒｸｻ ﾖﾓｷﾞ	3・3 1・1 1・1	0.009 0.079 0.11	175 240 297	1.56 4.18 2.88
6	鬼怒川 27.5km	シルト質細砂	ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ｵｵﾊﾞｺ	3・3 +	0.026	176	1.75
7	鬼怒川 27.1km	シルト質細砂	ｽｽｷ ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ｶﾔﾂﾘｸﾞｻ	3・3 1・1 1・1	0.078	220	2.00
8	鬼怒川 26.7km	シルト	ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ｵｵﾊﾞｺ	4・4 +	0.004	163	2.28
9	鬼怒川 15.4km	シルト質細砂	ｽｷﾞﾅ ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ﾂﾙﾏﾒ	4・4 1・1 1・1	0.019	145	6.19
10	鬼怒川 15.0km	シルト質細砂	ｾｲﾀｶｱﾜﾀﾞﾁｿｳ ﾁｶﾞﾔ ｽｽﾞﾒﾉｴﾝﾄﾞｳ ﾖﾓｷﾞ	3・3 2・2 1・1 1・1	0.033	146	1.47
11	小貝川 53.4km	シルト質細砂	ﾖﾓｷﾞ ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ｽｽｷ	3・3 1・1 1・1	0.068	200	3.56
12	小貝川 34.7km	シルト	ｽｽﾞﾒﾉｴﾝﾄﾞｳ ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ｾｲﾀｶｱﾜﾀﾞﾁｿｳ	3・3 2・2 1・1	0.063	168	4.09
13	小貝川 29.8km	シルト混じり細砂	ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ｽｷﾞﾅ	4・4 +	0.11	402	4.27

表—10　各測定地点における植生繁茂状況および土質（実験III）（その2）

ケース	測定地点	土　質	代表種	被度・群度	平均根毛量 σ_0(gf/cm³)	トルク T_r(kgf·cm)	土壌硬度 P_s(kgf·cm²)
14	小貝川 27.4km	シルト混じり砂	ﾒﾋｼﾊﾞ ｴﾉｺﾛｸﾞｻ ｶﾔﾂﾘｸﾞｻ	3・3 3・3 1・1	0.021	139	2.21
15	小貝川 22.6km	シルト質細砂	ｶｾﾞｸﾞｻ ｶｽﾏｸﾞｻ	3・3 1・1	0.043	166	10.45
16	小貝川 40.4～40.5km	シルト混じり砂質土	ﾉｼﾊﾞ ｽｽﾞﾒﾉｴﾝﾄﾞｳ	5・5 1・2	0.12	522	3.09
17	小貝川 53.5km	シルト混じり砂質土	ﾉｼﾊﾞ ｽｽﾞﾒﾉｴﾝﾄﾞｳ ｾｲﾀｶｱﾜﾀﾞﾁｿｳ	4・4 2・2 1・1	0.12	530	4.52
18	大谷川 0.2km	シルト混じり砂質土	ﾉｼﾊﾞ ｽｲﾊﾞ ｽｽﾞﾒﾉｴﾝﾄﾞｳ	3・3 1・1 1・1	0.079	234	4.52
19	小貝川 63.0km	シルト混じり砂質土	ﾉｼﾊﾞ ｼﾛﾂﾒｸｻ	4・4 2・2	0.18	428	2.95
20	小貝川 63.1km	シルト混じり砂質土	ﾉｼﾊﾞ ｼﾛﾂﾒｸｻ	4・4 2・2	0.12	568	2.95
21	小貝川 65.8～66.0km	シルト混じり砂質土	ﾉｼﾊﾞ ｾｲﾀｶｱﾜﾀﾞﾁｿｳ ｼﾛﾂﾒｸｻ ｽｽﾞﾒﾉｴﾝﾄﾞｳ	2・3 2・2 1・1 1・1	0.14	536	3.08
22	小貝川 67.3～67.5km	シルト混じり砂質土	ﾉｼﾊﾞ	5・5	0.13	390	1.86
23	小貝川 41.0km	シルト混じり砂質土	ﾒﾋｼﾊﾞ ﾋﾒｼﾞｮｵﾝ	3・3 3・3	0.091	182	3.66
24	鬼怒川 27.5km	シルト混じり砂質土	ﾋﾒｼﾞｮｵﾝ ﾒﾋｼﾊﾞ ﾉｼﾊﾞ	2・2 2・2 1・1	0.078	183	2.93
25	小貝川 41.2km	砂質土	ﾐｿﾞｲﾁｺﾞﾂﾅｷﾞ ｴﾉｺﾛｸﾞｻ	2・2 1・1	0.006	130	2.59



図—47 平均根毛量 σ_0 とトルク T_r の関係



図—48 土壌硬度 P_s とトルク T_r の関係

1.6.4 まとめ

本節では、平均根毛量 σ_0 の簡易測定方法を提案した。その概要を以下にまとめて示す。

① 写真—8に示した簡易測定装置によって測定したトルク T_r と平均根毛量 σ_0 の関係は、$T_r \leqq 330$kgf•cm の場合には式(57)、$T_r > 330$kgf•cm では式(58)として定めた。これらの式を用いることによって、簡易測定装

置による平均根毛量の測定が可能となる。

② 上記の関係が適用可能な条件として、イネ科の植物が優先種である植物群落が繁茂すること、および土壌がシルト～砂質土であることが挙げられる。

③ $T_r \leqq 330$kgf・cm では、式(57)に示したように σ_0 と T_r に測定原理から予想された線形関係である式(56)が成り立つことが分かった。さらに式(57)の係数の値は、式(55)によって計算した値とほぼ等しい。以上より、測定結果から導いた関数形および係数の値が妥当であると考えられる。

④ $T_r > 330$kgf・cm では、実験データのばらつきが大きく、測定原理から予想された線形関係が明確には見られなかった。そのため、$T_r > 330$kgf・cm では、ばらつきの平均的な値として $\sigma_0 = 0.12$gf/cm³ とすることにした。

簡易測定方法による平均根毛量の測定は、$T_r \leqq 330$kgf・cm、すなわち $\sigma_0 \leqq 0.12$gf/cm³ においてのみ、信頼できる。ただし、1.5において提案した植生の耐侵食性の評価方法が $\sigma_0 \leqq 0.12$gf/cm³ において適用できること、および $\sigma_0 = 0.12$gf/cm³ となりうる植生の繁茂状況はシバの被度が 4～5 といった非常に状態の良い堤防のり面に対応することから、実用上の問題はほとんどないと思われる。

1.7 植生が繁茂する堤防のり面の耐侵食性の評価方法(案)

本節では、堤防のり面を例として、1.5において提案した植生の耐侵食性の評価方法を用いて、想定した出水時において植生の耐侵食性によってのり面の侵食防止が行えるか否かの判断を行うための手順について説明する。植生の耐侵食性は、侵食外力を表す摩擦速度だけではなく、その作用時間にも依存する。一方、一般的な護岸では、護岸に作用する破壊外力の最大値のみに依存する。このように、植生の耐侵食性では、侵食外力の作用時間を考慮しなければならない点に特色がある。この点について重点を置き、摩擦速度の評価方法の説明を行う。次に、植生の侵食耐力を表すパラメータである α を設定する方法および注意点についてまとめて示す。そして設定された条件にしたがって侵食深を計算する方法、および許容侵食深との大小関係によって侵食防止が行えるか否かの判断を行うことを示す。最後に以上の手順に基づく評価方法の適用例を示す。

1.7.1 摩擦速度の経時変化の設定

植生の耐侵食性の評価においては、摩擦速度の大きさとその作用時間を計算条件として設定しなければならない。すなわち、評価対象としたのり面に作用する摩擦速度の経時変化を定める必要がある。そのためには、評価対象とした堤防のり面にできるだけ近い地点における洪水のハイドログラフを設定しなければならない。ハイドログラフの種類（計画または既往）や規模（ピーク水位、洪水継続時間など）は、植生の耐侵食性の評価方法を使用する目的に応じて設定すればよい。以下では、ハイドログラフが設定されているという前提で、各時点における水位（または流量）における摩擦速度の計算方法 ((1)参照)、次にそれを用いた摩擦速度の経時変化の設定方法 ((2)参照) を示す。また、不定流効果による水面勾配の変化が小さい河道区間を対象とした、摩擦速度の経時変化を簡易設定方法も示す。なお、以上に概略を示した設定方法は、実際には不定流である洪水流を、その洪水中の各時点においては定常流として近似できるという考え方に基づいて考案したものである。そのような考え方を採用した理由は、河道内の洪水流解析として広く用いられている

不等流計算によって、摩擦速度の経時変化の設定が行えるように配慮したことにある。不定流計算による摩擦速度の経時変化の設定方法については(3)に示す。

(1) 摩擦速度 u_* の計算方法

最初に、ある一定流量が河道を流下する状態において、堤防のり尻部近傍の高水敷上に作用する摩擦速度 u_{*f} を計算する。堤防のり尻部における摩擦速度の計算方法としては、不等流計算が最も好ましく、それに次いで等流近似による方法、模型実験などが考えられる。不等流計算方法としては、建設省河川局治水課監修による「河道内樹木の伐採・植樹のためのガイドライン（案）」[23]に詳細が示されている高水敷上の流れを考慮した計算方法が参考となる。また、等流近似による方法では、既往洪水の逆算粗度や山本[24]が提案した河床材料の粒径および植生の草丈に応じた低水路および高水敷の粗度係数の設定方法を参考にして粗度係数を設定し、その値と河床勾配 i_b を用いることによってマニング式から摩擦速度 u_{*f} が計算できる。以上の計算方法を参考にして、植生の耐侵食性の評価方法を使用する目的に適した方法によって、ある流量における堤防のり尻部近傍の高水敷上に作用する摩擦速度 u_{*f} の計算を行う。

次に設計外力として用いるのり面上に作用する摩擦速度 u_{*b} を式(59)によって計算する。

$$u_{*b}=0.87u_{*f} \tag{59}$$

式(59)によって摩擦速度 u_{*b} が計算できるとした理由について以下にまとめて示す。なお、のり面上に作用する摩擦速度をより正確に計算する必要が生じた場合には、平面2次元流れの計算などによって、のり面上の掃流力分布を計算すればよい。

評価対象とした堤防のり面全体の大局的な侵食耐力を評価することを目的とした場合には、侵食外力として用いる摩擦速度として、堤防のり面に作用する最大摩擦速度を用いればよいと考えられる。吉川[25]は、Olsen ほか[26]の報告を参考にして、台形断面水路の側岸上に作用する最大掃流力 τ_b が、のり勾配にほとんど関係なく式(60)で計算できるとしている。

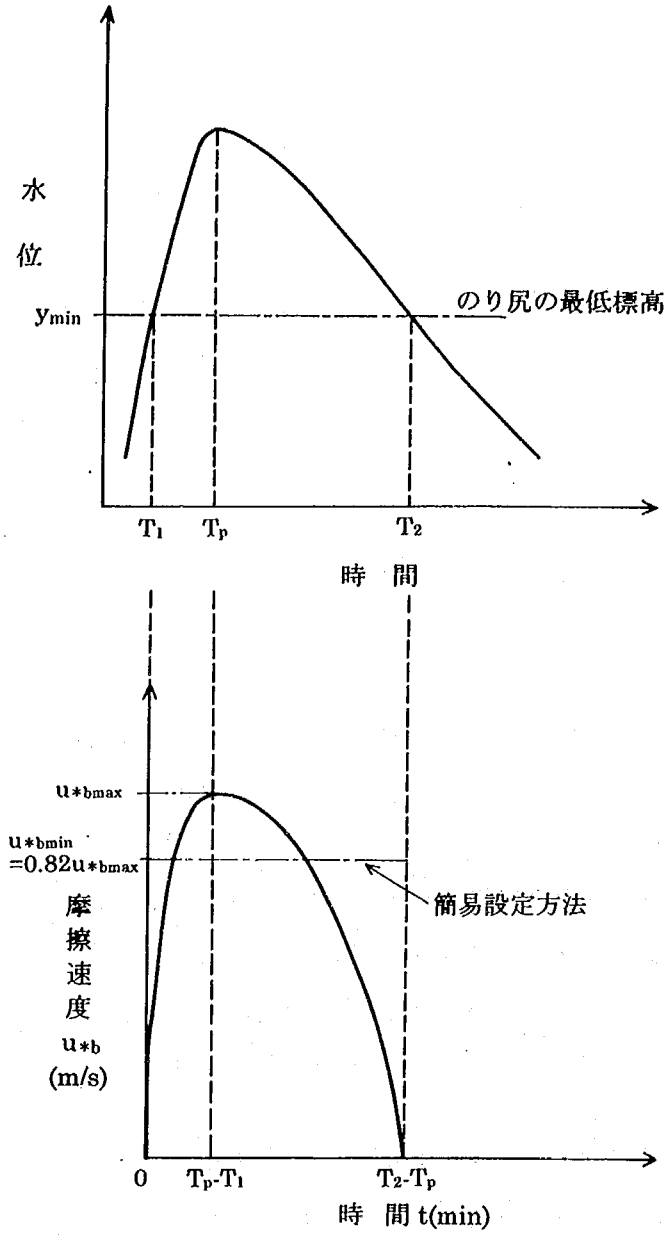
$$\tau_b=0.76\tau_f \tag{60}$$

ここで、τ_f は低水路床に作用する掃流力である。台形断面水路の側壁を堤防のり面に、そして水路床を高水敷に置き換えて考えると、堤防のり面に作用する最大掃流力が高水敷上に作用する掃流力と式(60)によって関係づけられると推定される。この推定に基づき、摩擦速度の定義 ($u_*=(\tau/\rho)^{0.5}$) にしたがって、式(60)の両辺を摩擦速度に計算し直すことによって、式(59)が導かれる。

(2) 摩擦速度の経時変化の設定方法

評価対象とした堤防区間ののり尻の最低標高 y_{min} とハイドログラフの水位が同値となる時刻 T_1、T_2 を図—49a に示すように定める。次に、堤防のり面が冠水している T_1～T_2 の時間内に表れる各水位に対応した流量や粗度係数を用いて、摩擦速度 u_{*b} を(1)に示した方法によって計算する。なお、時刻 T_1、T_2 においては $u_{*b}=0$ とする。そして、図—49b に示す摩擦速度 u_{*b} の経時変化を表すグラフのように、図—49a に示したハイドログラフにおける時刻 T_1 が原点（すなわち $t=0$）になるように時間軸 t の補正を行ったグラフ上に、摩擦速度 u_{*b} の計算結果と時刻の関係をまとめることによって、摩擦速度の経時変化の設定が完了する。

図—49ａ） 設計外力とするハイドログラフ



図—49ｂ） 摩擦速度と時間の関係

また、不定流効果による水面勾配の変化が小さい場合には、以下に示すような簡易設定方法が適用できる。ハイドログラフのピーク水位時における摩擦速度 u_{*bmax} を(1)に示した方法によって計算する。また、堤防の冠水時間 T_2-T_1 を上記した方法と同様に定める。この時間内において摩擦速度 $u_{*bmean}=0.82 \cdot u_{*bmax}$ の一定値として、図—49b に示すように摩擦速度 u_{*bmean} の経時変化を設定する。

簡易設定方法は、1.5.6において式(50)を導いた考え方に基づいている。簡易設定方法が適用できる条件として以下の事項が挙げられる。

・冠水時間に対応する T_1～T_2 におけるハイドログラフの形状が三角形状で近似できること。

・冠水時間内において、エネルギー勾配が一定として近似できること。

(3) 不定流計算による設定方法

高水敷上の流れを考慮できる（例えば、「河道内樹木の伐採・植樹のためのガイドライン（案）」[23]が参考となる）不定流計算を行えば、堤防のり尻部近傍の高水敷上に作用する摩擦速度 u_{*f} の経時変化が求められる。そして、式(59)によって u_{*f} をのり面上に作用する摩擦速度 u_{*b} に換算することによって、摩擦速度 u_{*b} の経時変化の設定が行える。

1.7.2 α の設定

α は、式(44)に示したように、平均根毛量 σ_0 との関係として定められる。したがって、σ_0 を1.6に示した2種類の方法、すなわち1）塩化ビニル管を地表面に打ち込んで採取した供試体から測定する方法、または2）写真－8に示した簡易測定装置を用いた測定方法のいずれかによって測定すれば、式(44)によって α の値が設定できる。ただし、評価対象とした堤防のり面には、複数の植物群落が形成している場合が考えられる。その場合には、以下の方法にしたがって α を設定する。

① 評価対象としたのり面の植物群落の調査より、明らかに植物群落が異なるのり面の範囲ごとに区分する。ただし、ここでいう植物群落とは、のり尻から天端までの距離と同程度の長さスケールで見た大まかなものであり、局所的な植物群落の相違にはとらわれてはならない。したがって、各植物群落の流下方向距離は、短いものでも10m程度とする。

② 各植物群落において、σ_0 の測定を行う。測定点数は、各植物群落の平均的な σ_0 が定められるように設定する。

③ 各植物群落ごとに σ_0 の測定値の平均値を計算し、そのうちの最低値を評価対象区間を代表する σ_0 の値と設定する。

④ 評価対象区間を代表する σ_0 の値を式(44)に代入して α を計算する。

1.7.3 侵食深の経時変化の計算方法と侵食防止の可否に関する判定

式(46)として示した侵食深の経時変化の予測式は、摩擦速度 u_{*b} が一定の条件においてのみ適用できるものである。1.7.2において設定した u_{*b} は、図－49b に示したように時間的に変化するので、式(46)が適用できない。その場合には、u_{*b} が時間的に変化する場合にも適応できる、式(61)に示す侵食深の経時変化の予測式を用いる。

$$\frac{dz}{dt}=\frac{\alpha u_{*b}}{\ln 10}\exp\left(-\frac{\ln 10}{\alpha u_{*b}}z\right) \tag{61}$$

式(61)は、式(1)の両辺を t で微分した式(27)に、t を消去するように式(1)を代入し、さらに $A=\alpha u_{*b}$、$B=0$ (1.5参照) を代入して整理することによって、導くことが出来る。式(61)は、侵食速度 dz/dt が侵食深 z と摩擦速度 $u_*(t)$ の関数となることを示したものである。式(61)の $u_*(t)$ に1.7.1において設定した摩擦速度 $u_{*b}(t)$ と1.7.2において設定した α を代入し、そして両辺を $t=0$ から $t=T_2-T_1$ まで積分することによって、摩擦速度が時間的に変化する場合の侵食深が計算できる。式(61)は、u_{*b} が特殊な関数形にならない限り解析的に積分するのが難しいと思われるので、その場合には数値積分を行えばよい。なお、1.7.1において u_{*b} を簡易設定方

法によって設定し場合には、u_{*b}が一定値なので式(46)によって侵食深が計算できる。

以上に示した方法によって計算した侵食深が、許容侵食深z_{brk}＝2 cm以下であれば、植生の耐侵食性によってのり面の侵食防止が可能であると判断する。

1.7.4　評価方法の適用例

以下では、1.5.6(2)に詳細を示した旧堤のり面の侵食事例を例題として、評価方法の適用例を示す。

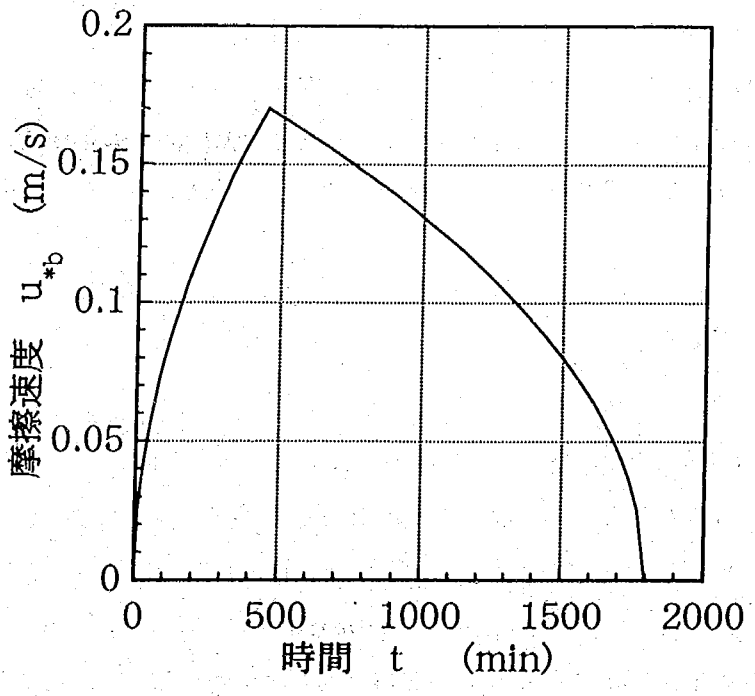
①　摩擦速度の経時変化の設定

福岡ほか[9),22)]に示されていた観測資料に基づいて、旧堤のり面に作用した摩擦速度u_{*b}の経時変化を以下のように推定した。図—42に示したようにのり面が冠水している時間内でのハイドログラフの形状が三角形状に近似できること、のり面が冠水している時間内の水面勾配が一定と仮定することによって、摩擦速度u_{*b}は式(62)によって計算できる。

$$\frac{u_{*b}}{u_{*p}}=\sqrt{\frac{t}{T_p-T_1}} \qquad (0\leq t\leq T_p-T_1)$$

$$\frac{u_{*b}}{u_{*p}}=\sqrt{1-\frac{t-T_p+T_1}{T_2-T_p}} \qquad (T_p-T_1\leq t\leq T_2-T_1) \tag{62}$$

ここで、T_pはピーク水位に達した時刻、u_{*p}はピーク水位時における摩擦速度である。u_{*p}は1.5.6(2)に示した観測結果から定められる。ここでは、のり面の冠水開始から450分($=T_p-T_1$)後にピーク水位に達し、その時点での摩擦速度u_{*p}＝0.17m/s（軽度の侵食を受けたのり面に作用した摩擦速度）となる、冠水時間T_2-T_1＝1,800分の洪水として設定する。そのように設定した数値を式(62)に代入すると、摩擦速度u_*の経時変化が図—50に示すように計算できる。



図—50　摩擦速度と時間の関係の計算例

② αの設定

平均根毛量は1.5.6(2)に示したように0.10gf/cm³と設定すると、式(44)より$\alpha=4$と設定できる。

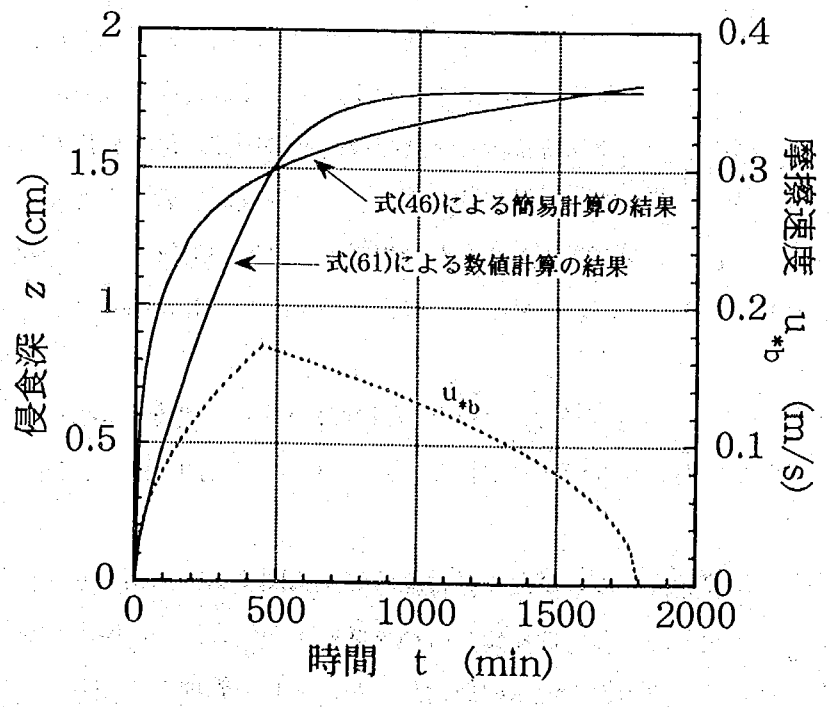
③ 侵食深の経時変化の計算と侵食防止の可否に関する判定

式(61)に式(62)に示した摩擦速度の経時変化と$\alpha=4$を代入して、ルンゲ・クッタ法による数値積分によって侵食深zを計算した結果を図—51に示す。ピーク水位となる450分まで侵食深は急激に増大するが、その後は侵食速度が徐々に小さくなる計算結果となった。特に、t=1,000分以降では侵食深が約1.8cmのほぼ一定値になっており、侵食がほとんど進行しないことが分かる。

図—51に示した計算例では、冠水終了時であるt=1,800minにおける侵食深が許容侵食深$z_{brk}=2$ cm以下となっていることから、植生の耐侵食性によってのり面の侵食防止が行えると判断される（この判断結果は1.5.6(2)に示したものと同一である）。

④ 簡易設定方法による判定

上記と同一の洪水に対して、摩擦速度の経時変化を簡易設定方法によって定めて(冠水時間1,800分、摩擦速度=0.82×0.17m/s=0.14m/s)、式(46)によって侵食深を計算した結果を図—51に併記して示した。簡易設定方法による侵食深の計算結果は、冠水終了時であるt=1,800分において、数値積分した結果とほぼ一致している。以上より、①冠水期間中のハイドログラフの形状が三角形で良く近似できること、②冠水期間中の水面勾配が一定として扱えることという条件を満たす場合には、簡易設定方法によって十分な精度で侵食深が計算でき、かつ侵食防止可能性について同様な判断ができることが分かる。



図—51 侵食深の経時変化の計算例

1.8 得られた成果のまとめ

本章では、実験および計算による検討結果をまとめて、植生の耐侵食性の評価方法を提案した。評価方法を提案するにあたり留意した事項は、植生のどの部分がどのような機構で耐食性を発揮するのかを明確にし、その部分に関するパラメータによって植生が有する耐侵食性を表せるようにすることである。このような事項に留意して提案された評価方法は、合理性があり、その適用性においても優れたものとなる。例えば、堤防のり面に繁茂する植生による侵食防止の可能性を判断するには、既存の研究でも可能ではある。しかし、植生管理までを含めて考えた場合、既存の方法では植生がどのように耐侵食性を発揮し、植生のどの部分に着目した管理を行えばよいのかが不明確である。本研究は、耐侵食性の評価方法を合理的にするだけではなく、以上のような植生管理までを視野に入れた評価方法となるように考えられている点が特色となっている。また、合理性を追求した結果として、イネ科の植物が優先種となる植物群落という限定条件が付くものの、植物の種類に依存しない評価方法となっている。既存の評価方法では、植物の種類およびその繁茂状況に関する事項によって、耐侵食性が異なるという形になっているが、この場合では評価対象とした地面に繁茂する植物が評価方法に示された植物のどれにも当てはまらない場合、耐侵食性の評価ができない。本研究では、植生の耐侵食性の発揮機構に基づいた評価方法としたため、植物の種類ではなく、植物群落を構成する植物がイネ科であるという条件にまで一般化できるまでに改善された。以上のような特色を有する植生の耐侵食性の評価方法を検討する上で得られた主たる結論を以下にまとめて示す。

① 堤防のり面に多く見られるイネ科の植物が優先種である植物群落が繁茂している状況においては、耐侵食性が根毛層によって主に発揮されることを明らかにした。

② 地表面が侵食されるにともない、地中にあった根および地下茎が地表面に洗い出されるため、根毛層が形成される。根毛層の厚さが大きいほど耐侵食性が高くなるので、同一の掃流力が作用する条件では、侵食深が大きい方が侵食速度が小さくなる。そのため、式(1)によって侵食深の経時変化が近似的に表せる。

③ 侵食深が 2 cm 以上になると、根毛層が局所的に破壊され、その領域が徐々に広がる現象が生じる場合が多く見られた。根毛層の破壊がある程度進んだ状況では、侵食速度が急激に大きくなる。河川堤防の侵食を想定した場合、急激に侵食速度が大きくなり、かつ根毛層の破壊が進行している状況は、侵食に伴う破堤の危険性が高い状況と考えられる。したがって、侵食深が2cm に達した時点で、植生の耐侵食性が失われたと判断することとした。

④ 植生の耐侵食性は、ある大きさの侵食外力が作用する状況において、侵食深が 2 cm に達する時間まで発揮される。すなわち、侵食外力の大きさだけではなく、外力の作用時間も耐侵食性の評価に含まれる点が特色となっている。

⑤ 植生が繁茂する地表面の侵食実験および侵食深の経時変化に関する計算結果から、根毛層が発揮する耐侵食性に関わるパラメータを選定した。さらに、各パラメータが侵食深の経時変化の予測結果に与える影響の大きさ、評価方法としての実用性、現状の技術レベル、そして管理に代表される各パラメータの工学的な意味や重要性などを総合して考察した結果として、侵食深の経時変化の予測式の枠組みを示した。そして、根毛層が発揮する耐侵食性を表すパラメータとして、平均根毛量(地表面から深さ 3 cm までの単位体積あたりの土中に含まれる根および地下茎の重量) を提案した。

⑥ 平均根毛量をパラメータとして用いた耐侵食性の評価式として、式(47)を提案した(その計算結果を図--37に示した)。また既往の研究成果および実河川で観測された侵食事例との比較を行い、提案した評価方法が

⑦ 耐侵食性の評価方法の実用性を高めるためには、平均根毛量が簡単に測定できることが重要である。そこで写真--8に示した装置を用いた平均根毛量の簡易測定方法を開発した。

⑧ 提案した耐侵食性の評価方法によって、堤防のり面に繁茂する植生の耐侵食性を評価するにあたり注意する事項、および侵食防止の可否に関する判定の方法について、評価方法(案)としてまとめて示した。妥当なものであることを示した。

第2章　植生の耐侵食性を維持するための植生管理

植生の耐侵食性によって堤防のり面の侵食防止を行うためには、のり面に繁茂しいる植生の耐侵食性を評価して侵食防止の可能性について判断するだけでは不十分である。なぜならば、植生には植物群落を構成する植物の種類と被度が植生管理の水準および方法に対応して時間変化する、植生遷移と呼ばれる特性があるためである。したがって、植生遷移の進行を抑制して、のり面の侵食防止が可能と判断された植生繁茂状況が維持できる植生管理の水準および方法について検討しなければならない。つまり、「侵食防止機能の維持のための植生管理」といった観点からの維持管理の重要性が、設計と同等な重みを有するのである。それを具体的に示す例として、必要とされる管理水準が非常に高い場合には、植生の耐侵食性を利用した侵食防止が限られた予算の範囲内で出来ないため、非現実的なものとなる場合もあり得ることが挙げられる。この例から分かるように、実際に侵食防止の目的で植生の耐侵食性を利用できるようにするためには、耐侵食性の評価方法と並んで、植生管理についても検討できる方法を示す必要がある。

本章は、全国から選んだ9河川の一級河川堤防において行った調査結果に基づき、植生の耐侵食性を維持するための植生管理に関する設定方法を提案するものである。具体的には以下の検討結果を示すものである。まず、上記した堤防で行なわれていた植生管理方法と植生遷移の実態についてまとめて示し(2.3参照)、次に平均根毛量とシバの被度、土壌硬度の関係について考察した結果を示す(2.4参照)。最期に、現状での植生遷移に関する知識と上記の関係を利用して、「植生の耐侵食性によるのり面の侵食防止」を考慮した草刈りによる植生管理の水準の設定方法についてまとめて示す(2.5参照)。

2.1　植生管理の設定方法に関する課題

「侵食防止機能の維持のための植生管理」の具体的内容とは、植生管理を行うことによって、植生の耐侵食性を表すパラメータである平均根毛量 σ_0 (1.4および1.5参照のこと) の値を、侵食防止が可能と判断される値以上に保つことである。このように明確な管理目標を具体的な数値で示せるのが、本研究で提案した植生の耐侵食性の評価方法の優れた点である。しかし、具体的な管理目標であっても、平均根毛量を表す数値からは、植生管理の方法および水準を設定する際に必要な植生繁茂状況のイメージが得られないという問題がある。平均根毛量から植生繁茂状況がイメージできないという欠点は、植生の耐侵食性を利用した侵食防止の設計においても見られる。耐侵食性の評価方法に従えば、設計上必要な平均根毛量は計算できるものの、では実際にどのような植物を繁茂させればよいのかといった最期の答えが導けない。

以上のような管理および設計上の問題を鑑みて、本研究では次の二課題を検討の対象とした。一つめの課題は、シバの被度と平均根毛量との関係を明らかにすることである。シバの被度に着目したのは、次の理由による。築堤や腹付けなどを行った結果として、堤防のり面に裸地となる範囲が生じた場合には、そこに張りシバ工を行うのが一般的である。張りシバの施工後、遷移の進行に伴ってシバの被度が年々少なくなり、その被度の分だけいわゆる雑草が繁茂するようになる。従来の植生管理は、雑草の被度をどれだけ低くおさえるかといった観点で行われている。雑草の被度を低くするために必要な植生管理の方法および水準については、これまでに多くの調査(例えば、江戸川工事事務所[27])がなされており、そこから得られた知見が活用

できる。したがって、シバの被度をイメージできれば管理の水準および方法が設定しやすいと考えられる。以上のように張りシバ工が一般的に実施されていること、シバの被度の維持という観点で植生管理が行こなわれてきたことを考慮して、平均根毛量とシバの被度を関係づけることとした。ただし、ここで注意すべきこととして、平均根毛量の大きさは、必ずしもシバの被度のみに依存しないことである。例えば、いわゆる雑草の中にもチガヤのように、優れた耐侵食性を発揮する植物があること、その逆に被度5のシバであっても土壌などの生育条件が良くないと比較的小さな平均根毛量になる場合があることが挙げられる。したがって、シバの被度のみに着目するのは、植生管理および設計において管理目標とした平均根毛量を有する植生繁茂状況をイメージできるようにして、植生管理の方法および水準を検討できるようにするための便宜上のものであることに留意しなければならない。

二つめの課題は、土壌硬度が平均根毛量に与える影響を明らかにすることである。小沢ほか[28]は、一見同じように被度5のシバが繁茂する場合においても、根の成育状況は土壌硬度によって異なることを報告している。この報告は、築堤もしくは腹付けによって新たに造られた堤防のり面を締め固めすぎると、そこに張りシバを行っても、設計上必要とされる平均根毛量に達するまで根が十分に生育しない場合があることを示唆するものである。したがって、植生の耐侵食性を利用した侵食防止を行うことを計画した堤防では、のり面の土壌硬度、すなわち締め固めの程度が重要な設計項目に挙げられることになる。そのため、土壌硬度と平均根毛量の関係を調査して、のり面の土壌硬度をどの程度の値にすべきかを明らかにする必要があると考えられる。

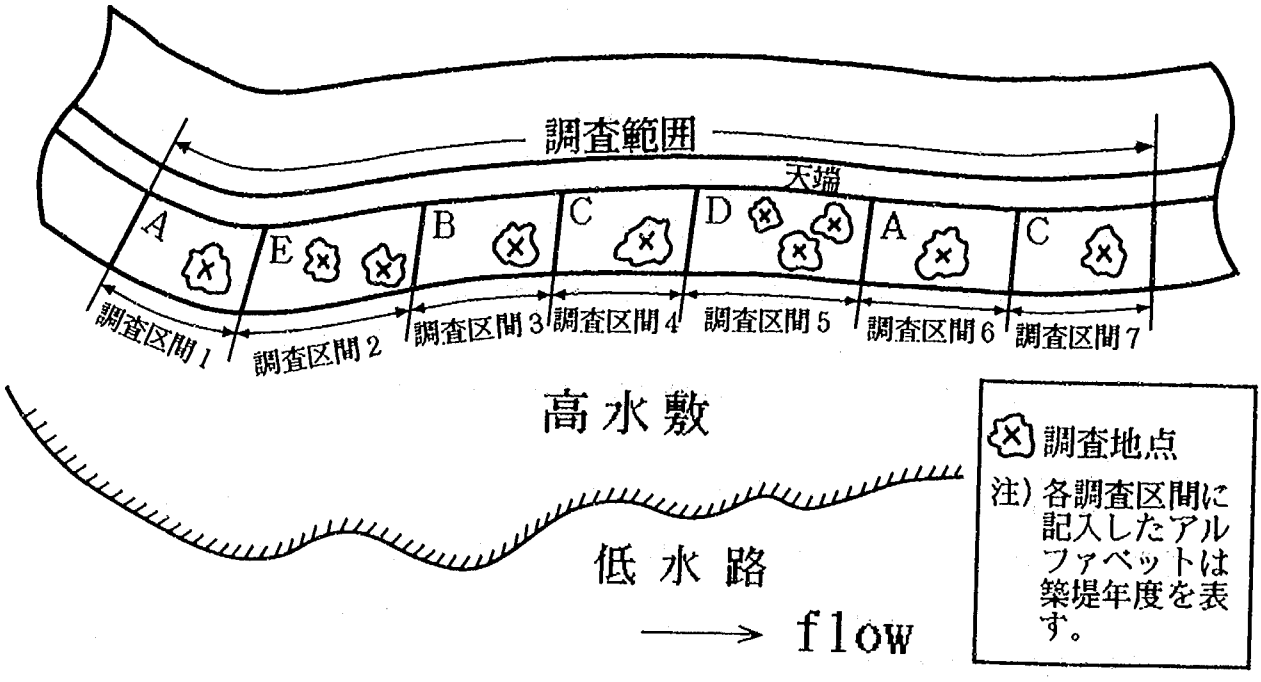
本章では、上記した二課題について検討した結果を参考にして、植生の耐侵食性を維持するための植生管理の設定方法を提案する。

2.2 調査対象とした堤防および調査方法の概要

調査対象とした各河川堤防における植生管理の内容、提体土の種類、植生調査の内容および方法について以下にまとめて示す。

2.2.1 調査対象とした各河川堤防の特徴

堤防の植生繁茂状況は、植生管理だけではなく、その河川がある地方の気候によっても変化すると考えられる。そこで、調査対象河川を、北海道、東北、関東、北陸、中部、近畿、中国、四国、九州の9地方から一河川づつ選定した。各河川の堤防の調査範囲は、図—52に示すように築堤年が異なる堤防区間が5区間以上含まれることを基本にして定めた。ここでいう築堤年とは、築堤や腹付けなどに伴って広い範囲（大まかには、一辺がのり面長程度の正方形の面積以上となる範囲）に張りシバを行った年を意味する。また、築定年ごとに調査区間を区切ったのは、先だって行った堤防植生調査[7]において、のり面に繁茂する植物群落の特徴が築堤からの経過年数に応じて変化することが明らかになったことを参考にしたためである。調査対象とした河川名、調査対象区間の築堤年から今回の調査を行った1995年6～7月までの経過年数(以下、経過年数と呼ぶ)、のり面を構成する材料の土質そして植生管理方法を表—11にまとめて示す。植生管理のパターンとしては、築堤から長くて3年までの期間では雑草の手抜き、薬剤散布、施肥などを行い、それ以後では年2回の草刈りを何らかの除草用機械を用いて行うものが最も多い。この調査結果より、一般にいわれているよ



図—52　堤防のり面の調査範囲、調査区間、調査地点の概念図

表—11　調査対象とした堤防区間の概要

河川名	地方名	グループ	経過年数	土質	植生管理方法	
					経過年数	管理方法および年間実施回数
十勝川	北海道	I	1～6	砂質土	1年 2年以降	ﾊﾝﾄﾞｶﾞｲﾄﾞ式除草 1回 大型除草機 2回
阿武隈川	東北	I	4～12	砂質土	1年 2,3年 4年以降	施肥 1回、手抜き除草 1回 施肥 1回、手抜き除草 2回 ﾊﾝﾄﾞｶﾞｲﾄﾞ or 肩掛け式除草 2回
小貝川	関東	I	2～17	シルト質砂	H4年以前 H5年以降	ﾊﾝﾄﾞｶﾞｲﾄﾞ式除草 2回 大型自走式除草 2～4回
関川	北陸	III	9～12	細粒土 砂質土	S60以前 S61～H4 H5以降	手抜き除草 2回、焼き芝 1回 薬剤散布、手抜き、焼き芝 各1回 ﾘﾓｺﾝ式除草2～3回、焼き芝 1回
黄瀬川	中部	III	8～11	未調査	1年以降 1～3年 2年以降	薬剤散布 2回 施肥 1～2回 焼き芝 1回
藻川	近畿	II	27～32	砂質土	S62以前 S63以降	薬剤散布、除草 2回 ﾊﾝﾄﾞｶﾞｲﾄﾞ式 3回 or 肩掛け式 2～3回
袋川	中国	I	5～12	未調査	1～3年 4年以降	薬剤散布、手抜き除草 各2回 大型自走式除草 2回
吉野川	四国	I	4～10	礫質土	1～3年 4年以降	手抜き除草 2回 ﾊﾝﾄﾞｶﾞｲﾄﾞ式除草 2回
遠賀川	九州	I	1～5	砂質土	1年以降	肩掛け式除草 2回

うに、年2回の除草が現在の平均的な植生管理方法であると思われる。また、築堤直後では張りシバの養生期間として草刈りに比較して高度な水準の植生管理が行われていることが分かる。草刈り以外の植生管理方法としては、薬剤散布が関川(平成6年度まで)、黄瀬川で行われている。また、藻川をのぞき、調査対象区間の経過年数が20年以下である。

以上に示した植生管理方法（養生期間後）および経過年数によって、各河川は次の3種類のグループに分けられる。

グループI　年2～3回の草刈りを行っている経過年数が20年以下の河川

十勝川、阿武隈川、小貝川、袋川、吉野川、遠賀川

グループII　年2～3回の草刈りを行っている経過年数が30年程度の河川

藻川

グループIII　近年まで、または現在も薬剤散布による植生管理を行っている河川

関川、黄瀬川

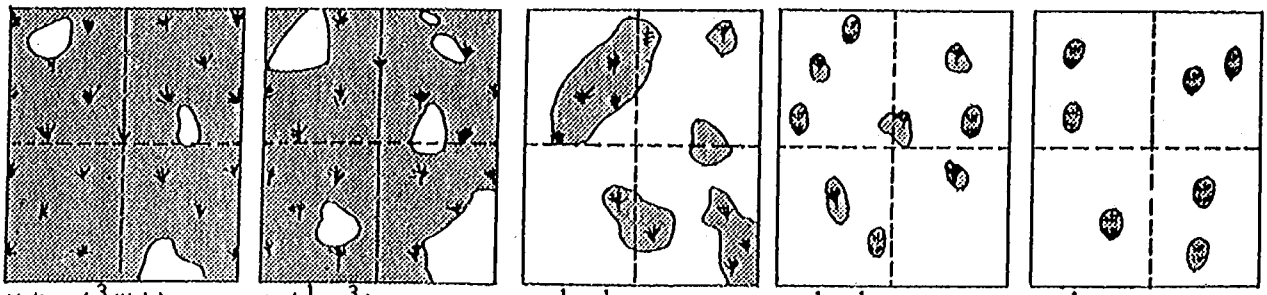
これらの河川のうち、十勝川においては築堤時にシバではなく、寒冷地においてもよく生育するケンタッキーブルーグラス（ナガハグサ)、クリーピングレッドフェスク（オオウシノケグサ)、レッドトップ（コヌカグサ)、チモシー（オオアワガエリ）といった植物が組み合わされて植栽されている。他の河川においては張りシバが行われているので、十勝川のみ植栽した植物の種類が異なっている。ただし、ケンタッキーブルーグラスやクリーピングレッドフェスクは、植物分類上シバ属ではないが、運動場やゴルフ場の“シバ”として利用される草種である。すなわち、シバ属の植物のように、地下茎を有し、カーペット状に繁茂するといった特徴を有する。植生の耐侵食性という観点から考えるとこれらの植物はシバと同類と考えられる。そこで、植生遷移の実態について検討する場合を除いて、ケンタッキーブルーグラスとクリーピングレッドフェスクを“シバ”と分類して扱うこととする。したがって、十勝川では他の河川と同じく、築堤時に“シバ”（ただし種類が異なる）が植えられたと考えることにする。

2.2.2　調査内容とその方法

各調査区間において(1)植物の被覆度、(2)平均根毛量の測定、および(3)土壌硬度の測定を行った。それらの調査方法を以下にまとめて示す。ここで、被覆度とは、通常用いられる被度とは若干異なる定義の尺度であり、詳細については(1)において説明する。なお、調査区間および調査地点とは、図—52に定義されているように使い分けるものとする。

(1)　植物の被覆度

最初に、各調査区間の植物繁茂状況を概観し、その区間の代表的な植物群落を定めた。代表的な植物群落とは、調査対象区間において最も広くかつ均一に形成していた植物群落を指す。代表的な植物群落は一つの調査区間内でも複数になる場合もあった。次に、それらの植物群落内の調査に最も適した範囲を調査地点として選定し（図—52参照)、各地点において植物の種類と被度を、河川砂防技術基準（案）調査編[29]に記載された調査方法および整理方法に従って調査した。ここで河川砂防技術基準（案）での被度の定義を図—53に示す。この定義によると、調査面積に対するある植物が被覆する面積の比によって被度が定まる。そのため、ある調査地点における被度の合計値は必ずしも5にはならない。例えば3種類の植物が、同じ被覆面積で繁茂



5. 被度が調査面積の 3/4 以上を占めているもの
4. 被度が調査面積の1/2～3/4を占めているもの
3. 被度が調査面積の1/4～1/2を占めているもの
2. 個体数が極めて多いか，又は少なくとも被度が 1/10～1/4 を占めているもの
1. 個体数は多いが，被度が1/20以下，又は被度が1/10以下で個体数が少ないもの
＋ 個体数も少なく被度も少ないもの
γ 極めてまれに最低被度で出現するもの
（γ記号が省略されて，＋記号にまとめられることも多い）．

以上のうち５，４，３は個体数は問題にしない．

図—53 被度の定義（建設省河川局[29]より引用）

する場合、図—53によると各植物の被度は３になる。したがって被度の合計値は9になる。このように、河川砂防技術基準（案）の定義による被度では、ある調査地点における被度の合計値が分からないと、ある植物が調査面積の何割を被覆していたのかが逆算できない欠点がある。植生の遷移状況を調べる場合やシバの繁茂状況を平均根毛量からイメージする場合には、のり面の総面積に対して着目した植物が被覆する面積の割合として考えた“被覆度”を用いたほうが便利であると考えられる。そこで、各地点で調査した被度から、下記の方法によって、各植物の被覆度を計算した。

① 被度が１以上であり、かつ被度の大きさが上から３番目までに含まれる植物を選び出す。

② 各植物の被度の比を計算する。そしてその比率を維持するように各植物の被度の合計値が５になるように、被覆度を計算する。

③ 計算した被覆度が0.5刻みの数値になるように、小数点第１位を調整する。その際、被覆度の合計が５～６になるように調節する。被覆度の合計が６となるのは、①において選定した植物の内、最も被度の値が小さくかつ同じ被度となる植物が多く、それらの植物の被度を今回の被覆度の定義にしたがって0.5刻みの数値で表したためである。

以上に示したように被覆度は、河川砂防技術基準（案）で定義されている被度と若干異なる。しかし、上記した被覆度の定義に基づくと、二種類の植物を対象とした場合には、被度と被覆度はほぼ同一の結果となる。植生繁茂状況をイメージすることを考えた場合、植生繁茂状況はシバと雑草の繁茂面積の割合、すなわち被覆度としてイメージされる。したがって、この場合には、シバの被覆度を被度であると考えて取り扱ってよい。2.4において、シバのみに着目して平均根毛量との関係を考察する際には、上記の観点からシバの被

度として、被覆度を表記することとする。

(2) 平均根毛量の測定

各調査地点において平均根毛量を測定した。平均根毛量とは、地表面から深さ 3 cm の範囲の単位体積あたりの提体土に含まれる根および地下茎の総重量（単位は gf/cm³）と定義する。塩化ビニル管を用いた平均根毛量の測定方法を以下に示す。

① 長さ15cm、内径10cm の塩化ビニル管の一端をナイフエッジ加工する。加工の主旨は、土中への打ち込み易さの向上にあるので、加工方法や寸法の詳細は任意でよい。

② 代表的な植物群落がほぼ一様に繁茂している調査地点を選定する。次に植生を刈り取る。

③ 選定した調査地点ののり面に①で作成した塩化ビニール管を打ち込む。打ち込む深さは10cm とする。

④ 打ち込んだ塩化ビニール管の周辺の土を掘り起こし、管内の土が崩れないように管を土中から取り出す。

⑤ 塩化ビニール管の両端に露出した土が崩れないように注意して、以下に示す平均根毛量の測定ができる場所まで運搬する。

⑥ 塩化ビニール管に詰まった土を、地表面側とは逆側から押し出す。押し出す長さは地表面から 3 cm とする。

⑦ 押し出した土をカッターなどで切り取る。

⑧ 土に含まれる根および地下茎を水で洗い出す。その際、根毛が流失しないように細かい網目のふるい上で洗い出すなどの工夫をすること。

⑨ 洗い出した根および地下茎の水分を布などでふき取り、次に重量を測定する。重量は有効桁数が 3 桁となる精度を有する重量計を用いて測定すること。なお、洗い出した根および地下茎の写真撮影する。その際、定規と一緒に撮影すること。

⑩ 上記の③～⑧を各調査地点において 3 回行う。

⑪ 地表面から 3 cm までに含まれていた根の重量の平均値を計算する。

⑫ 上記の平均値を切り取った土の体積で割り、平均根毛量を計算する。土の体積 V_s は式(63)によって計算する。

$$V_s=\frac{\pi}{4}D_t^2 t_s \tag{63}$$

ここで、V_s は土の体積、D_t は塩化ビニール管の内径（約10cm）、t_s は押し出した土の長さ（約3cm）である。

(3) 土壌硬度の測定

山中式土壌硬度計によってのり面の土壌硬度を測定した。各調査地点において、平均根毛量の測定を行った近傍の10カ所における測定値の平均として、土壌硬度を計算した。

2.3 植生の遷移

平均的な植生管理である年2回の草刈りを行っているグループⅠの河川堤防のり面における植生遷移の実態についてまとめて示す。そして、年2回の草刈りでは、張りシバ後から約10年経過するとシバに換わって雑草が繁茂することを示す。

2.3.1 植物群落の特徴

被度5のシバが繁茂していた状態からの植生遷移の過程で現れる代表的な植物を明らかにするために、各河川ごとに各調査地点で見られた植物を科別に表—12に示す。イネ科では、グループⅠ、Ⅱに属する河川に共通してシバおよびチガヤが見られた。グループⅢに属する藻川では、セイバンモロコシおよびネズミムギの被度が大きかった。グループⅠおよびⅢを比較すると、経過年数30年程度になるとシバがのり面上に見られなくなることが分かる。

イネ科以外の植物では、マメ科のシロツメクサ、キク科のヨモギとセイタカアワダチソウ、そしてトクサ科のスギナがグループⅠの河川に共通して表れる傾向が見られる。被度5のシバが繁茂した状態からの植生遷移の過程で上記の植物のいずれかが全国の河川堤防に繁茂すると思われる。ただし、セイタカアワダチソウは吉野川および藻川以外では被度1以下であり、他の3種類に比べて被度が小さかった。上記した4種類以外の植物は、河川ごとに異なるので、遷移の過程で現れる各河川ごとに固有な種類の植物と考えられる。

2.3.2 グループⅠに属する河川での植生遷移の特徴

以下では、シバの被覆度の経年変化に着目して、のり面における植生遷移の特徴を明らかにする。データとしては、グループⅠに属する阿武隈川・小貝川・袋川・吉野川・遠賀川における植生調査結果に、既往の研究で同様な植生調査を行った磐井川[7]および吉野川[17]（いずれも年2回の除草）の調査結果を併せて用いた。なお、小貝川では築堤後5～7年の間に年3回の除草を行っているが、年2回の草刈りを行っている河川で見られた遷移と大きな違いが見られなかったので、小貝川における植生調査結果も上記の結果と併せてまとめた。また、十勝川では何種類かの植物を混栽（または種子吹き付け）しており、単一のシバを張っている他の河川とは異なる遷移が生じると考えられるので、以下では十勝川を考察の対象から除外している。

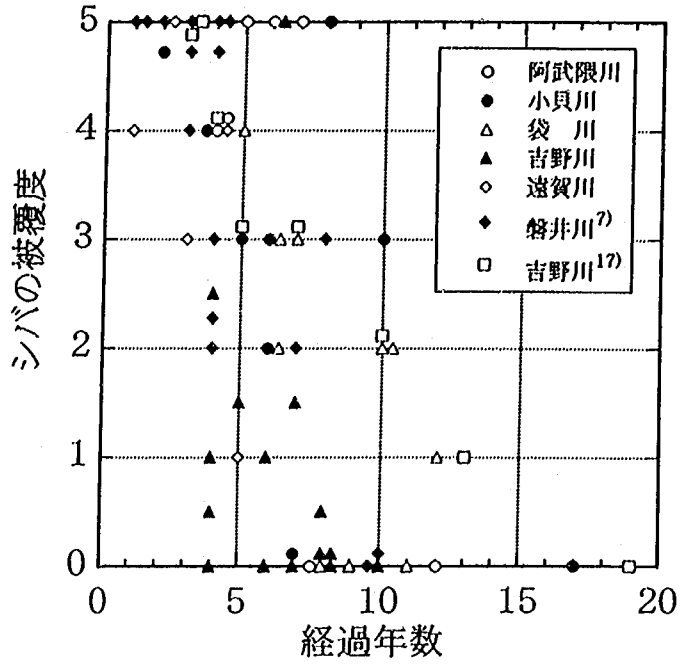
(1) シバの被覆度の経年変化

シバの被覆度と経過年数の関係を図—54に示す。経過年数が1、2年では遠賀川の1データを除き、すべて被覆度5である。遠賀川においてシバの被覆度が4となった原因は、張りシバ後の養生がうまくいかず、被覆度1だけ裸地化したためである。このような養生の失敗例を除けば、張りシバ後2年までは、シバが被覆度5で維持できている。経過年数が2年程度までは、表—11より養生期間として手抜き、薬剤散布、シバ焼きといった植生管理が行われている。薬剤散布による植生管理を行ったグループⅢに属する河川である関川および黄瀬川におけるシバの被覆度と経過年数の関係を図—55に示す。黄瀬川ではシバの被覆度が減少する傾向が見られるが、張りシバ後10年経過しても、草刈りによる植生管理を行ったグループⅠに属する河川に比較して、高い被覆度でシバが維持できていることがわかる。以上より、薬剤散布は草刈りより効果が高い植生管理方法であることが分かる。以上を総括すると、高度な植生管理を行っている養生期間では、シバが被覆度5で維持できると考えられる。

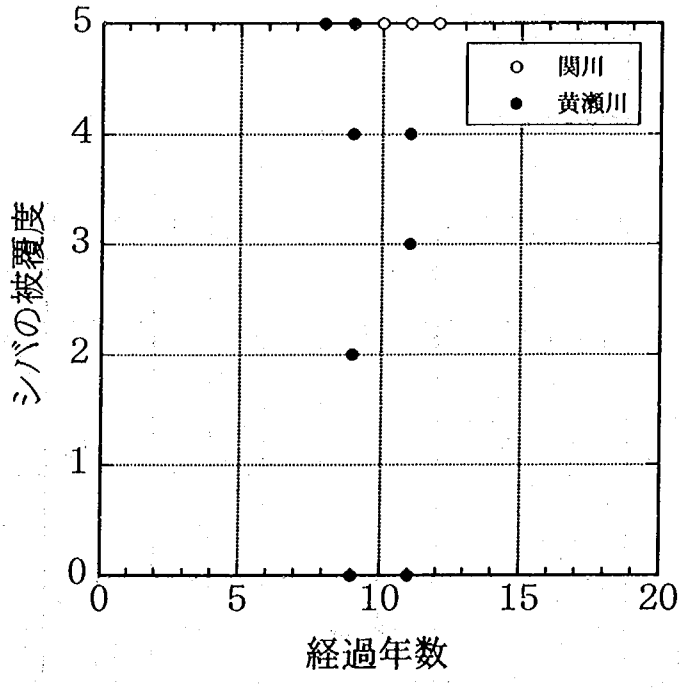
経過年数が3年目以降からシバの被覆度は減少する。3～6年まででは、各河川とも同じ経過年数であっ

表—12　各河川堤防で見られた植物の名称

植物名＼河川名		阿武隈川	小貝川	関川	黄瀬川	藻川	袋川	吉野川	遠賀川	計
イネ科	シバ	○	○	○	○		○	○	○	7
	チガヤ	○	○			○	○	○	○	6
	ネズミムギ	○				○				2
	オギ				○					1
	カモガヤ	○								1
	セイバンモロコシ					○				1
	トボシガラ							○		1
	ナギナタガヤ						○			1
	ヒロハウシノケグサ						○			1
キク科	ヨモギ	○	○			○	○	○	○	6
	セイタカアワダチソウ		○			○	○	○	○	5
	イワニガナ						○			1
	オオアレチノギク				○					1
	オオジシバリ						○			1
	ヒメジョオン								○	1
	ブタクサ					○				1
マメ科	シロツメクサ	○	○		○		○	○		5
	ススメノエンドウ		○							1
	ウマゴヤシ								○	1
	カスマグサ						○			1
	コメツブウマゴヤシ							○		1
	ミヤコグサ							○		1
	ムラサキツメクサ						○			1
	メドハギ							○		1
トクサ科	スギナ	○			○		○		○	4
アカネ科	ヘクソカズラ				○					1
アブラナ科	セイヨウカラシナ					○				1
オオバコ科	ヘラオオバコ					○				1
カタバミ科	カタバミ						○			1
キキョウ科	ヒナキキョウ							○		1
タデ科	スイバ		○							1
ブドウ科	ヤブカラシ				○					1



図—54　シバの被覆度と経過年数の関係



図—55　薬剤散布を行ったのり面におけるシバの被覆度と経過年数の関係

ても被覆度にばらつきがみられる。そのばらつき方が大きいことも原因の一つとして挙げられるが、被覆度の経年的な減少傾向に各地方の気候に応じたような系統的な偏りが見られない。例えば、磐井川（東北）に比べて温暖な気候条件である吉野川（四国）の被覆度の経年変化は、磐井川のそれとほぼ同様な傾向を示している。以上より、3～6年におけるシバの被覆度の減少傾向は、各地方の気候にあまり依存せず、あるばらつきの範囲内でほぼ同様な減少傾向を示すと考えて良い。被覆度の平均的な減少傾向としては、5、6年

目には被覆度２～３程度になると判断される。

経過年数が７年目以降では、３～６年の間に見られるシバの被覆度の減少が引き続き生じており、５～15年の間でシバの被覆度が0になることが分かる。

以上より、シバの被覆度は養生期間に対応する最初の約２年間において５で維持できるものの、その後減少し続け、平均して約10年で０になることが分かった。このようなシバの被覆度の経年変化は、各河川の置かれた気候条件に依存せず生じると考えて良い。

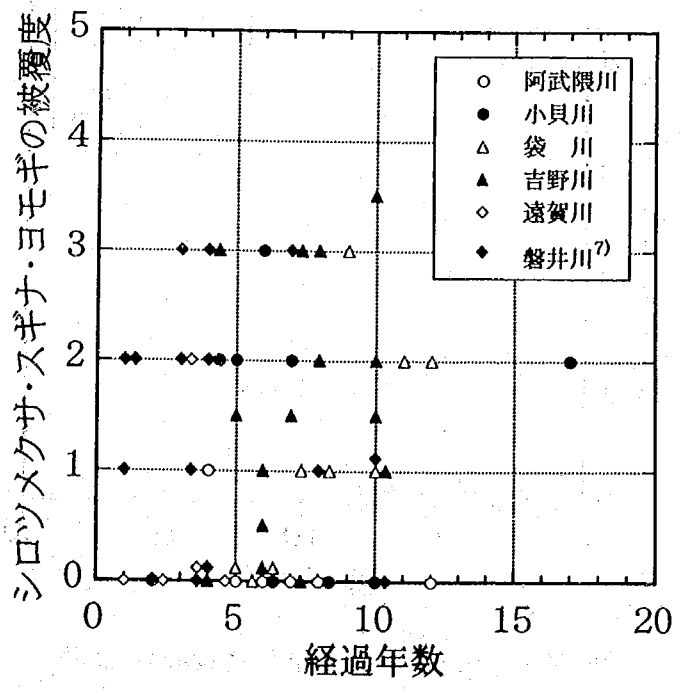
(2)　シロツメクサ、ヨモギ、スギナの被覆度の経年変化

次に、シバからの植物遷移の過程で各河川に共通して現れた植物であるシロツメクサ、ヨモギ、スギナの被覆度と経過年数の関係を図―56に示す。なお、セイタカアワダチソウについては被度が小さかったため、有意な傾向が見られなかったので、考察の対象から除外した。

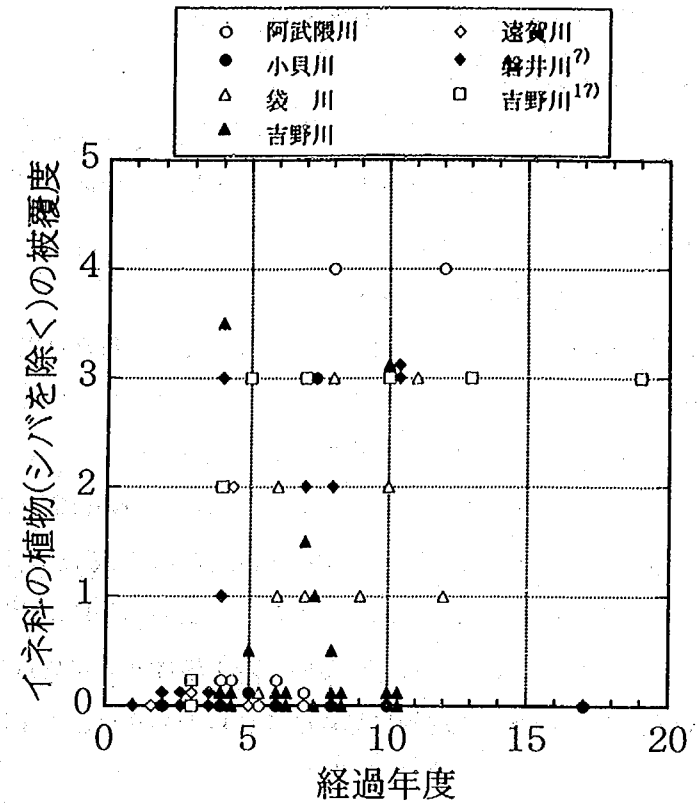
経過年数が１、２年では、シバの養生期間にあたるためにこれらの植物はほとんど現れていない。しかし養生期間が終了した直後に対応する３～４年の間で急激に被覆度が増え、最高で被覆度３にまで達している。シバの被覆度は３～４年目に減少し始めることを勘案すると、上記の植物はシバ群落に最初に侵入する植物であると考えられる。また、５年以降では、吉野川において若干増加傾向が見られることを除き、被覆度１～２にデータが集中している。したがって大局的に見ればこれらの植物は、５年以降に被覆度１～２程度になると考えられる。

(3)　上記以外の植物の被覆度の経年変化

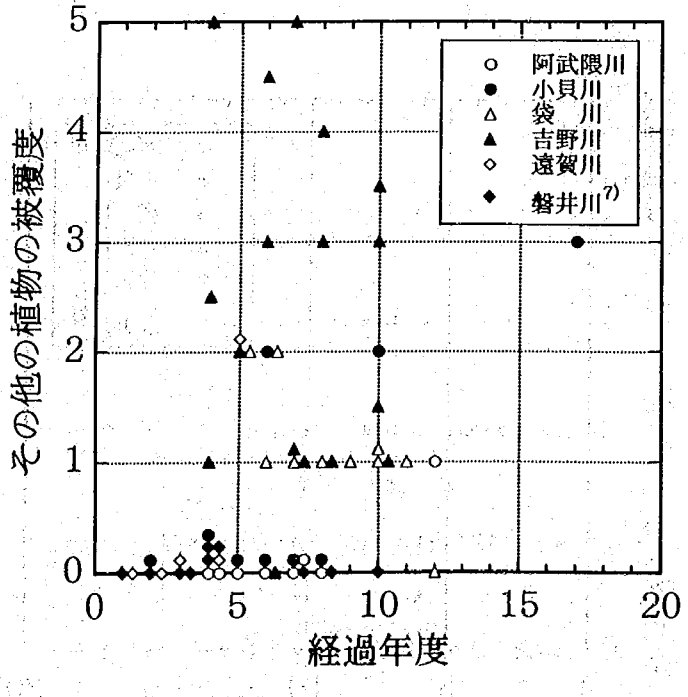
イネ科の植物（シバを除く）の被覆度および前出の植物を除いたその他の植物の被覆度と経過年数の関係を図―57、58に示す。これらの図から、上記の植物は、１～３年では被覆度０であり、４～５年の間に被覆



図―56　シロツメクサ・ヨモギ・スギナの被覆度と経過年数の関係



図―57　イネ科の植物（シバを除く）の被覆度と経過年数の関係

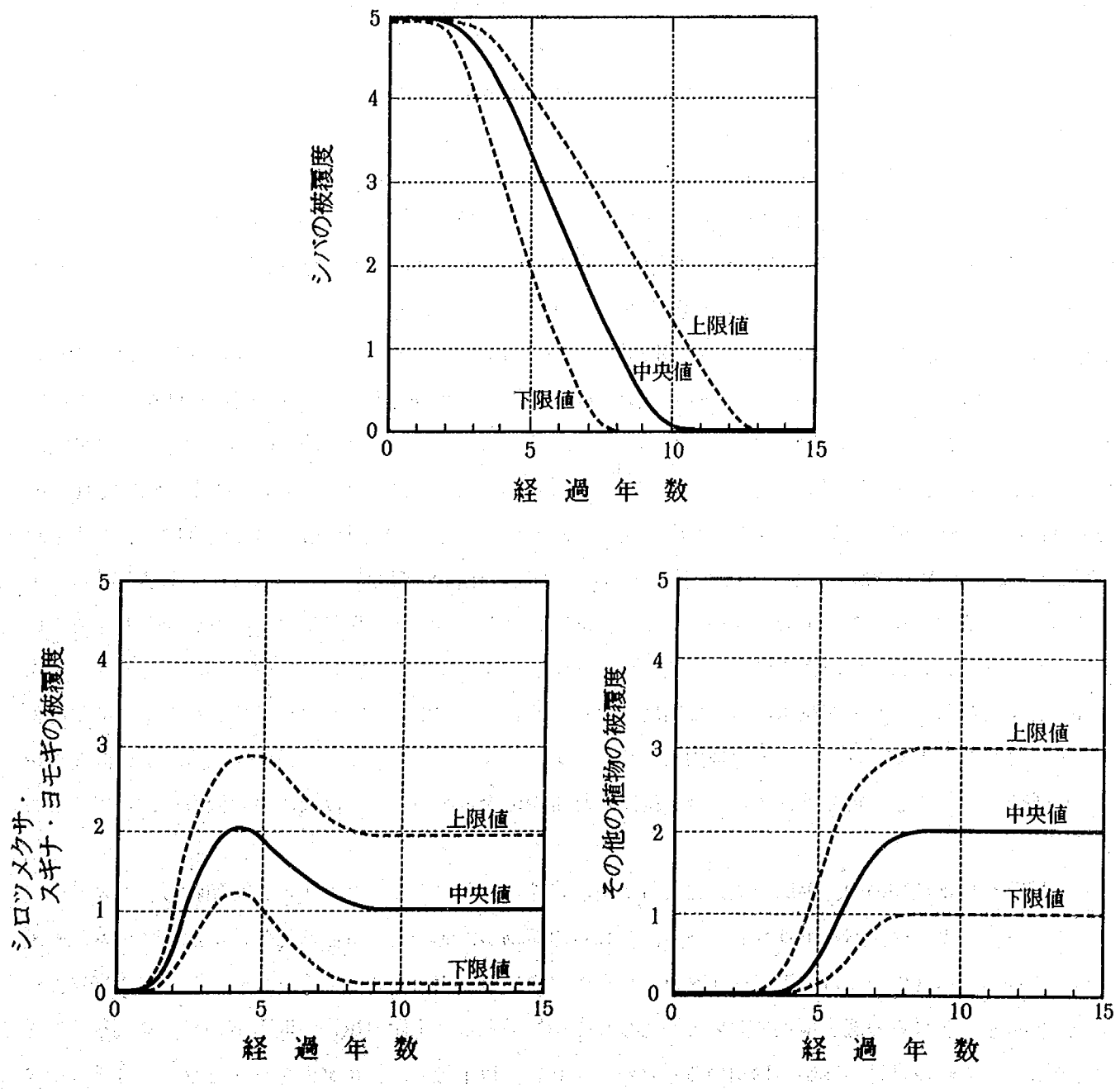


図―58　その他の植物の被覆度と経過年数の関係

度が増加し、その後被覆度１～３をほぼ維持すると思われる。５年目以降のシバの被覆度の減少傾向およびシロツメクサ、ヨモギ、スギナの被覆度が１～２程度になることを勘案すると、５年目以降で図―57、58に示した植物が植物群落の優先種になると考えられる。そして、10年目以降でシバの被覆度がほとんどなくなり、図―57、58に示した植物によって構成される植物群落への遷移が終了すると考えられる。

2.3.3　まとめ

グループⅠに属する河川堤防で見られる典型的な植生遷移の概要は、図―59に示すようにまとめられる。すなわち、①張りシバ後から２年までは、養生期間に対応するためシバの被覆度が５で維持できる。②３～４年の間でのシロツメクサ、ヨモギ、スギナの被覆度の増加に伴い、シバの被覆度が減少する。③５～10年の



図―59　年２回の草刈りを行っているのり面での典型的な植生遷移

間でのシバの被覆度の減少に伴い、各河川に固有な植物（図—57、58および表—12に示した植物）によって構成される植物群落の被覆度が増加する。④10年後以降は、シバの被覆度がほとんどなくなり、前出の植物群落への遷移が終了する。遷移が完了したと考えられる典型的な例として、グループIIに属する藻川が挙げられる。藻川では、ネズミムギ、セイバンモロコシそしてチガヤが代表的な植種となる3種類の植物群落によってのり面が覆われていた。

以上より現在の平均的な植生管理である年2回の草刈りを行う場合では、約10年でシバがなくなり、雑草のみが繁茂する堤防になることが分かった。

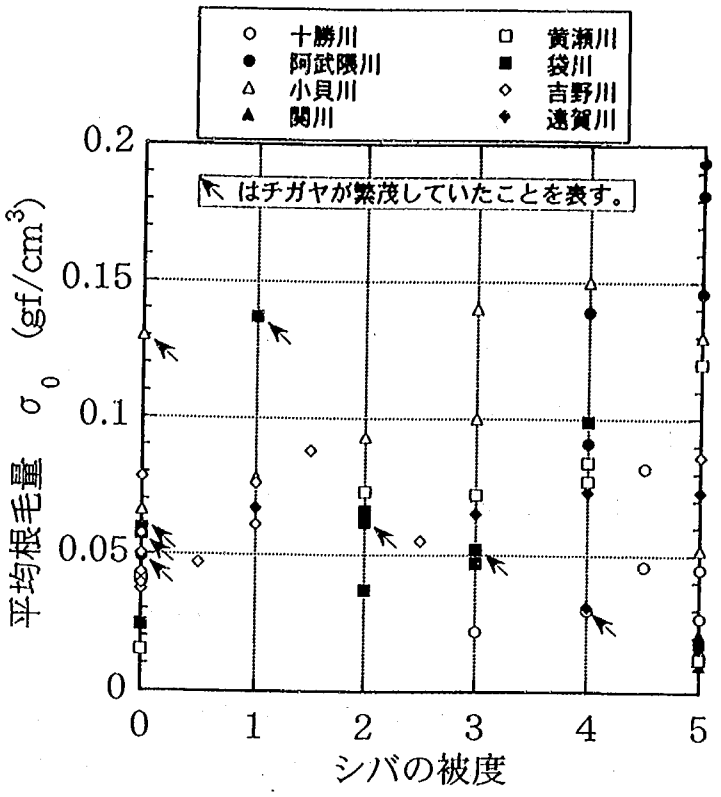
2.4 シバの繁茂状況と耐侵食性の関係

本節では、植生繁茂状況をイメージするために用いるシバの被度（＝被覆度、2.2.2(1)参照）と平均根毛量の関係を調査した結果についてまとめて示す。さらに、シバの被度が同じでも土壌硬度によって平均根毛量が増減することを示し、のり面の締め固め施工時における注意点を示す。なお、平均根毛量と植生の耐侵食性の関係については、1.5に詳細にまとめて示したので、これを参考にしていただきたい。

2.4.1 平均根毛量のデータ整理方法

平均根毛量とシバの被度の関係を導くにあたり、1.5に示した植生の耐侵食性の適用条件を考慮して、以下のようにデータを再整理した。植生の耐侵食性を支配するパラメータとして平均根毛量を用いることができる条件として、地表面近傍に直径が1 mm程度以下の根が密生する植物群落であることが挙げられる(1.5.7参照)。すなわち、地表面の侵食に伴って洗い出された根が複雑に絡み合って、地表面を覆う根からなる層(第1章では根毛層と呼んだ）が形成される植物群落に対してのみ、平均根毛量によって耐侵食性を表現することができる。セイタカアワダチソウやオギなどのように、草丈が高く、地下茎が地表面から数十cmの範囲に分布する植物では、地表面近傍には直径1 cm程度の太い地下茎が主に分布する。これらの植物では、地表面の侵食に伴って洗い出された太い地下茎が広い間隔で分布する上記の根毛層に相当する層（以下、地下茎層と呼ぶ）が形成されるであろう。しかし、地下茎層は根毛層に比較して緻密ではない（1.3に示した計算モデルでいうところの空隙スケールDが大きい）ため、根毛層のように優れた耐侵食性を発揮しないと考えられる。したがって、これらの植物では、葉や茎からなる植物の地上部によって耐侵食性が主に発揮されると思われる。すなわち、茎や葉が流水に対して粗度になり、地表面に作用する掃流力が低減されるために耐侵食性が発揮されると考えられる。以上の理由によりセイタカアワダチソウやオギなどに代表される地表面近傍に太い地下茎を有する植物では、1.5において提案した平均根毛量を用いた耐侵食性の評価方法が適用できない。

表—12に示した植物の内、平均根毛量によって耐侵食性が評価できないと判断される植物は、セイタカアワダチソウ、オギ、セイバンモロコシである。これらの植物が優先種となる植物群落が繁茂していた調査地点が含まれている河川は、吉野川（セイタカアワダチソウ）と藻川（セイバンモロコシ、セイタカアワダチソウ）である。それらの調査地点において測定した平均根毛量は、上記の植物の地下茎の重量を測定したものであるので、耐侵食性の評価には用いることができない。以下では、セイタカアワダチソウ、オギ、セイバンモロコシが優先種であった調査地点における平均根毛量の測定値は除外してデータ整理を行うこととし



図—60　平均根毛量 σ_0 とシバの被度との関係

た。特に藻川においては、セイバンモロコシが優先種ではない植物群落においても、セイバンモロコシの地下茎と思われる太い地下茎が平均根毛量の測定用供試体中に見られた。そのため、藻川については、全ての調査地点のデータを除外することとした。

2.4.2　シバの被度による耐侵食性の評価の問題点

各河川において測定した平均根毛量とシバの被度の関係を図—60に示す。概観すると平均根毛量の最低値側に近いプロット群は被度に関わらず0.05gf/cm^{3}以下に集中している。また最大値側のプロット群は被度に伴って増加する傾向が見られる。したがって、各被度における平均根毛量の平均的な値は、被度にともなって増加する傾向を有する。この傾向は、シバの被度が高いほど耐侵食性に優れているという、経験的な事実と一致するものである。ただし、図—60に示したようにシバの被度が高いほど、平均根毛量が大きくなるとは限らないので、上記の経験的事実は正確ではないと言える。また、被度1と0の袋川と小貝川のプロットで、同じ被度の他のプロットに比べて大きな平均根毛量となったものがある。これら2点のプロットは、図—60に示したようにチガヤが繁茂する調査地点のものである。チガヤはその繁茂特性がシバと類似しており、耐侵食性に優れた植種と考えられている[19]。したがって、これら2プロットはチガヤが繁茂していたため、飛び抜けて大きい平均根毛量となったと考えたくなる。しかし、その他にもチガヤが繁茂していた調査地点があったものの、先の2プロットのように平均根毛量が飛び抜けて大きくなったものはない。以上より、耐侵食性が優れている植物とされるシバやチガヤの被度によって、耐侵食性を評価するのは非常にあやふやなものであることが分かる。すなわち、図—60のプロットのばらつきは、耐侵食性の評価にはシバの被度に基づ

く経験的な判断では不十分であり、より正確には平均根毛量の測定が不可欠であることを示唆するものである。以下では、図—60に示すようなデータのばらつきがあるのを承知の上で、植生の繁茂状況をイメージした上で植生管理の方法および水準について検討できるようにするための知見である、シバの被度と平均根毛量の関係を提案するものである。平均根毛量ではなく、シバの被度によって耐侵食性が評価できるとするものでないことに留意されたい。

2.4.3　土壌硬度が平均根毛量に及ぼす影響

図—60において、各河川ごとに平均根毛量とシバの被度の関係を見ると、以下のように分類できる。

① シバの被度にともなって平均根毛量が増加する傾向がある河川

阿武隈川、小貝川、黄瀬川

② シバの被度に伴う平均根毛量の増加傾向が見られない河川

袋川、吉野川、遠賀川

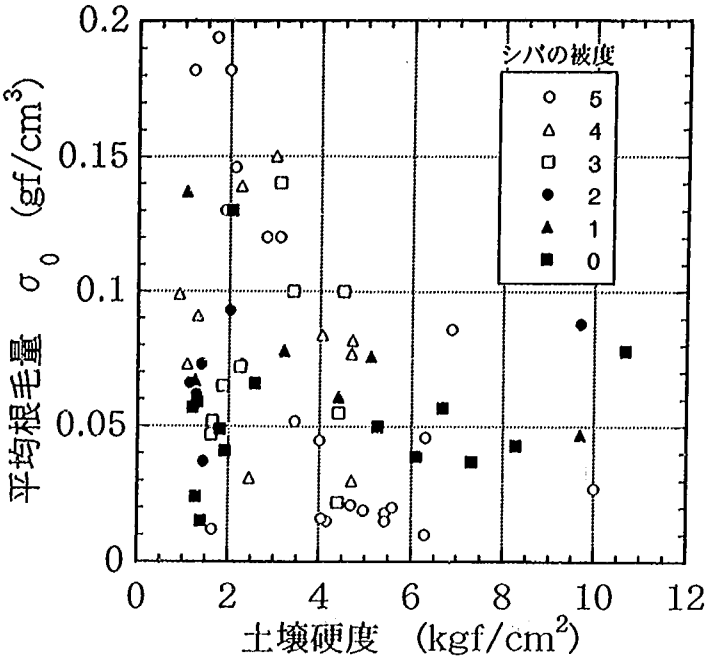
③ シバの被度が4以上であっても、被度0の場合とほぼ同程度の0.05gf/cm³以下の平均根毛量となる河川

十勝川、関川

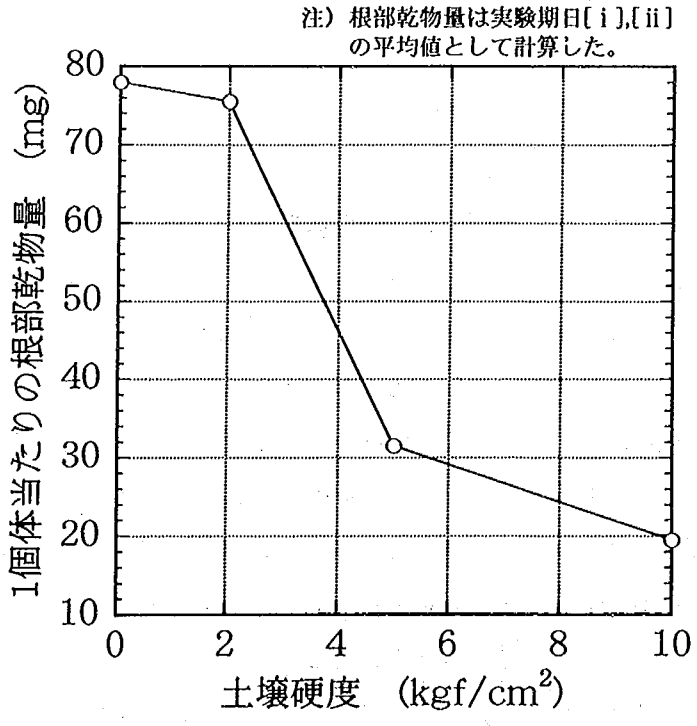
以上のように、平均根毛量とシバの被度の関係が異なった原因は、各河川ののり面における生育環境（気候、植生管理の方法・水準、土質など）にあると考えられる。生育環境に関わる要因は多岐にわたる。多数の要因のうちのある一つに着目して平均根毛量に与える影響を議論するためには、着目した要因以外は同一条件でなければならない。ただし、平均根毛量に与える影響が他の要因に比較して顕著である要因に着目した場合には、必ずしも他の要因が同一条件でなくても定性的な議論は可能であると考えれられる。以下ではそのような考え方に基づき、土壌硬度が平均根毛量に与える影響を調べた結果をまとめて示す。

まず、土壌硬度以外の生育環境に関わる要因として気候および植生管理について、平均根毛量に与える影響が顕著でないと考えた理由を示す。気候が平均根毛量に対して大きく影響を与えると考えた場合、植生遷移にも気候による何らかの顕著な影響が見られると考えて良い。なぜならば、シバが気候に敏感であれば、気候条件がシバの発育に適さない場合には、その気候条件により適した植物が容易にシバが繁茂する立地に侵入すると考えられるからである。しかし、2.3に示したように各地方の河川堤防における遷移の状況に大差が見られなかった。したがって、気候が平均根毛量に及ぼす影響は顕著ではないと推定できる。また、植生管理として年2回の草刈りを行っている十勝川、阿武隈川、小貝川、袋川、吉野川、遠賀川では、植生管理条件が同一であるにも関わらずシバの被度と平均根毛量の関係が①、②、③の3タイプに分かれている。同様に薬剤散布による植生管理を行っている黄瀬川および関川でも①と③のタイプに分かれている。以上のように植生管理条件ではシバの被度と平均根毛量の関係に関する各種タイプに分かれた原因が説明できないことから、植生管理が平均根毛量に及ぼす影響は顕著でないと推定される。

土壌硬度と平均根毛量の関係をシバの被度ごとにまとめた結果を図—61に示す。シバの被度が3以上であるプロットに着目すると、土壌硬度が6 kgf/cm²以下において土壌硬度が大きくなるに伴い、平均根毛量の最大値が小さくなる傾向が見られる。すなわち、土が締め固まっているほど根の発育に支障をきたし、そのため平均根毛量が小さくなると考えられる。小沢ほか[28]は、ほぼ同一の土、含水率、気候、高麗芝、植栽条件において、土壌硬度のみを0、2、5、10kgf/cm²と変えて、土壌硬度が芝の生育に与える影響を調査した

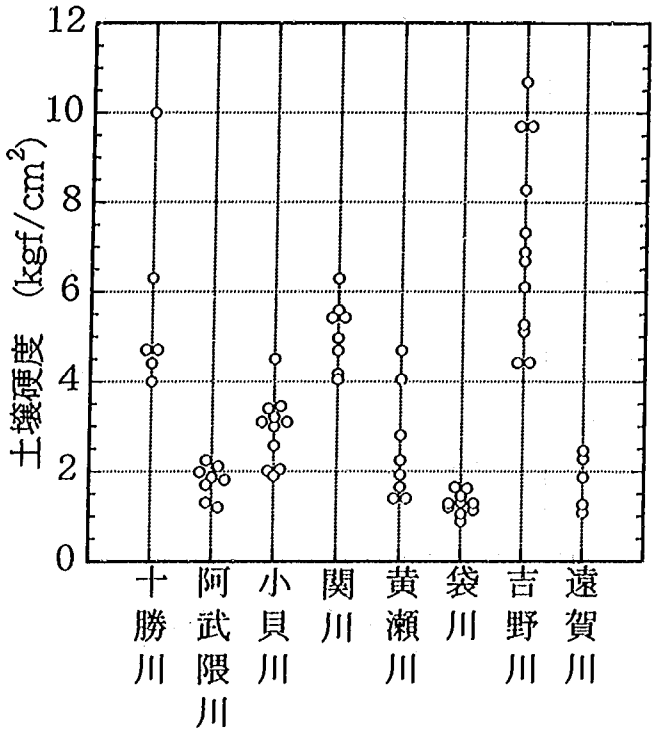


図—61　土壌硬度と平均根毛量 σ_0 の関係



図—62　シバ1個体あたりの平均根部乾物量と土壌硬度の関係
（小沢ほか[28]のデータを再整理）

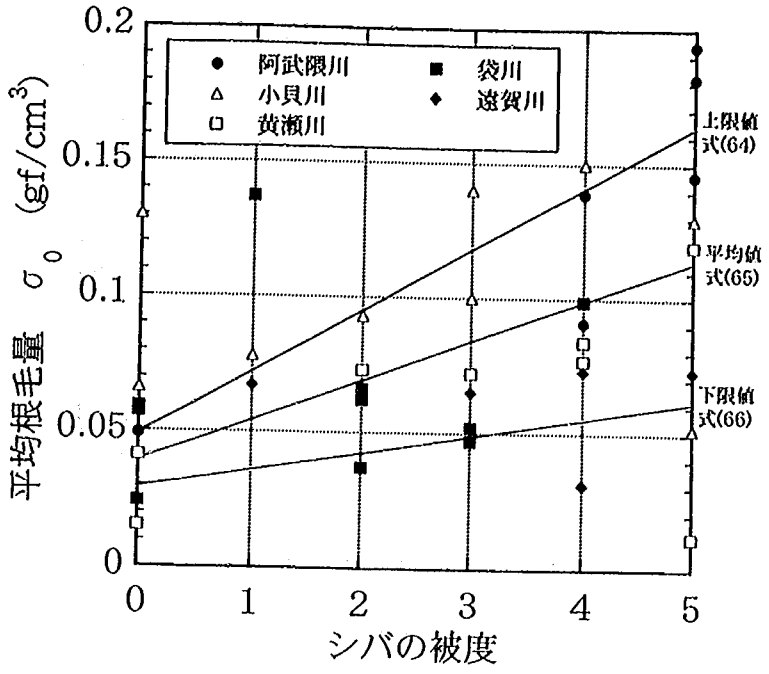
結果を報告している。なお、土壌硬度は本研究と同じく山中式土壌硬度計によって測定されている。小沢ほかの報告に表として数値が示されているシバ1個体あたりの平均根部乾物量と土壌硬度の関係を図化したものを図—62に示す。1個体あたりの平均根部乾物量とは、シバ1個体に付属するすべての根の乾燥重量とし



図—63　各河川の調査地点の土壌硬度

て定義されている。したがって、平均根部乾物量に伴って平均根毛量も大きくなると考えられる。平均根部乾物量は、土壌硬度が2～5 kgf/cm² の間を境にして、急激に減少する。この結果より小沢ほか[28]は、土壌硬度が5 kgf/cm² 以上になると、シバの根の発育に悪影響を及ぼすことを指摘している。今回の調査で得られた図—61に示した土壌硬度と平均根毛量の関係においても、シバの被度3以上において小沢ほかが指摘した事項と同様な傾向が見られる。各河川ごとにすべての調査地点において測定した土壌硬度を図—63に示す。すべての調査地点において、土壌硬度が4 kgf/cm² 以上となる河川は十勝川、関川、吉野川である。上記の考察を参考にすると、これらの河川においてはシバの根の発育が著しく悪くなる可能性が高い。十勝川および関川はシバの被度が4以上であっても、平均根毛量の大きさが被度0のものとほぼ同程度となる③に分類した河川である。また、吉野川はシバの被度に関わらず平均根毛量が低い値を示す②に分類した河川である。以上より、土壌硬度が4 kgf/cm² 以上となるのり面では、シバの根の発育が著しく悪くなるため、シバの被度に関わらず低い平均根毛量となると考えられる。このことは、築堤時においてのり面を締め固める際に土壌硬度を4 kgf/cm² 以下にしなければ、張りシバを行っても高い耐侵食性が得られないことを示唆するものである。河川土工マニュアル(案)[30]によると、河川堤防では所定の堤防高まで盛り土を行った後に、締め固めが不十分であるのり面およびのり肩を何らかの方法で十分に締め固めなければならないとしている。そのような締め固めをのり面に行う際、土壌硬度が4 kgf/cm² 以下となるようにして、張りシバ時においても根の生育が阻害されることなく養生できるようにすることが好ましい。

なお、②に属する河川は吉野川のほかに袋川および遠賀川があるが、これらの河川は土壌硬度が4 kgf/cm² 以下である。したがって、②が生じる原因は、土壌硬度以外にもあると考えられる。それについては今回



図—64　シバの被度と平均根毛量 σ_0 の関係（土壌硬度が 4 kgf/cm² 未満）

の調査では明らかにできなかった。

2.4.4　シバの被度と平均根毛量の関係

土壌硬度が 4 kgf/cm² 未満であった阿武隈川、小貝川、黄瀬川、袋川、遠賀川のデータを用いて、シバの被度と平均根毛量の関係を定めた結果を図—64に示す。図中の三本の直線は、あるシバの被度に対する平均根毛量の上限値、平均値、下限値を与えるものである。これらの直線の式を式(64)、(65)、(66)に示す。

$$\sigma_0 = 0.023 C_{ov} + 0.05 \quad (64)$$

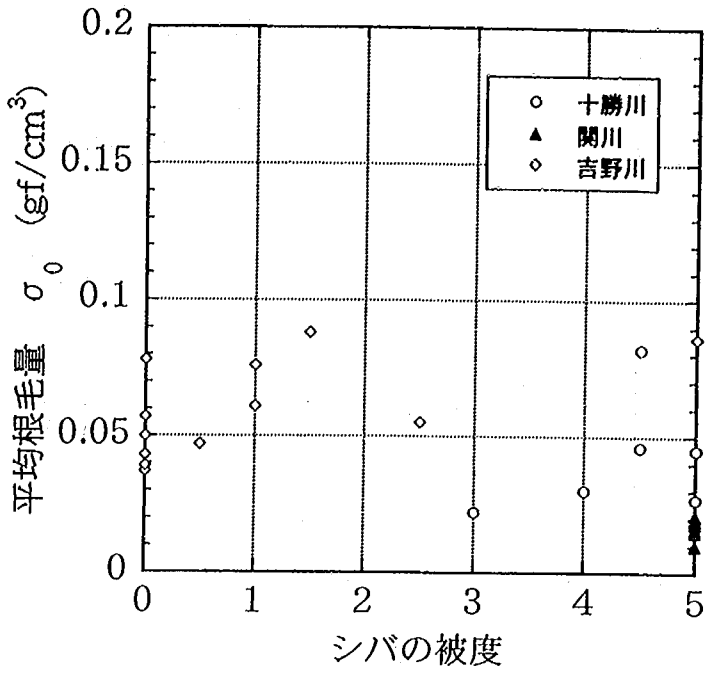
$$\sigma_0 = 0.015 C_{ov} + 0.04 \quad (65)$$

$$\sigma_0 = 0.0067 C_{ov} + 0.03 \quad (66)$$

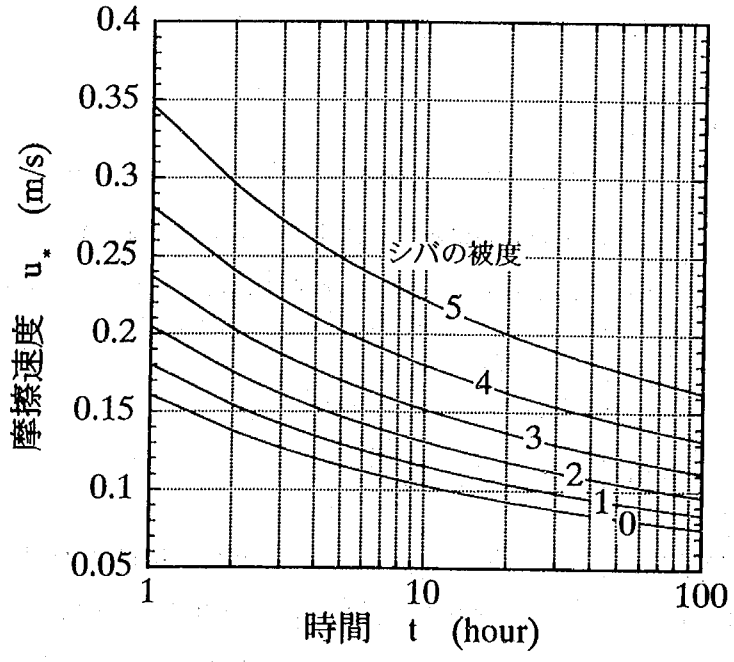
一般的には平均値を表す式(65)を用いて、平均根毛量よりシバの被度を推定すれば良い。

また、土壌硬度が 4 kgf/cm² 以上であった十勝川、関川、吉野川のデータを用いて、シバの被度と平均根毛量の関係を定めた結果を図—65に示す。シバの被度が3以上であるプロットに着目すると、土壌硬度が 4 kgf/cm² 未満の場合に比較して、平均根毛量が式(65)で示した平均値より小さいことがよく分かる。この特徴を考慮して、土壌硬度が 4 kgf/cm² 以上の場合には、シバの被度に関わらず平均根毛量を0.02～0.05gf/cm³ と評価することを提案する。

以上のように提案したシバの被度と平均根毛量の関係を用いると、あくまでも概算にすぎないが、既存の堤防のり面に繁茂するシバの被度によって、堤防が有する耐侵食性を評価することができる。各被度ごとに摩擦速度と時間の関係を図—66に示す。図—66の見方は、図—38と同じである。なお、堤防の侵食防止工を具体的に検討するための調査においては、1.7に示した方法に従って、平均根毛量の簡易計測装置などを用い



図—65　シバの被度と平均根毛量 σ_0 の関係（土壌硬度が 4 kgf/cm² 以上）



図—66　シバの被度を用いた簡易的な耐侵食性の評価図（摩擦速度と時間の関係）

てのり面の平均根毛量を測定した上で、耐侵食性を評価する必要がある。図—66を用いたシバの被度による耐侵食性の評価は、上記のような目的の調査より重要度が低く、だいたいの耐侵食性が知りたい場合のみに用いるものとする。

2.4.5　まとめ

本節では、最初にシバの被度が同じであっても、平均根毛量は非常に幅広い値となることを図—60に示し

た調査結果を用いて明らかにし、シバの被度のみで耐侵食性を評価する従来の方法(例えば、Hewllet ほか[9])は信頼性が低いことを示した。このことは、平均根毛量によって耐侵食性を評価するとした本研究で提案した方法の優位性を確かなものとした。次に、土壌硬度が平均根毛量に与える影響について調査した結果をまとめ、のり面の土壌硬度が4 kgf/cm² 未満になるようにのり面を締め固めるようにする必要性を示した。最後に、シバの被度と平均根毛量の関係を図—64に示したように提案し、平均根毛量から植生繁茂状況をイメージすることができるようにした。図—64に示した関係を応用して、シバの被度から植生の耐侵食性が評価できる図—66を作成し、耐侵食性に関する大まかな調査が簡便にできるようにした。

2.5 植生管理水準の設定方法（案）

2.4.4において提案したシバの被度と平均根毛量の関係によって、具体的な植生繁茂状況をイメージすることができるようになった。そこで、草刈りによる植生管理方法を行う場合を例にして、植生繁茂状況をイメージした後に、具体的な植生管理水準を設定する方法について以下にまとめて示す。また、1.7.4において植生の耐侵食性の評価方法の適用例とした旧堤の侵食事例をここでも取り上げて、提案した植生管理水準の設定方法の適用例を示す。

2.5.1 平均根毛量の計算

1.7.1に示した方法にしたがって、侵食外力条件である摩擦速度の経時変化を設定する。次に、1.7.3に示した侵食深の計算方法に従って、侵食深 z が許容侵食深 $z_{brk}=2$ cm に一致する α を計算する。そして、α と平均根毛量の関係を示した式(44)により、平均根毛量 σ_0 を計算する。この計算値以上の平均根毛量とすることが、植生管理の管理目標である。

2.5.2 植生繁茂状況のイメージ

2.5.1において管理目標として求めた平均根毛量を、シバの被度と平均根毛量の関係を表す式(65)に代入して、シバの被度を計算する。

2.5.3 植生管理水準の設定

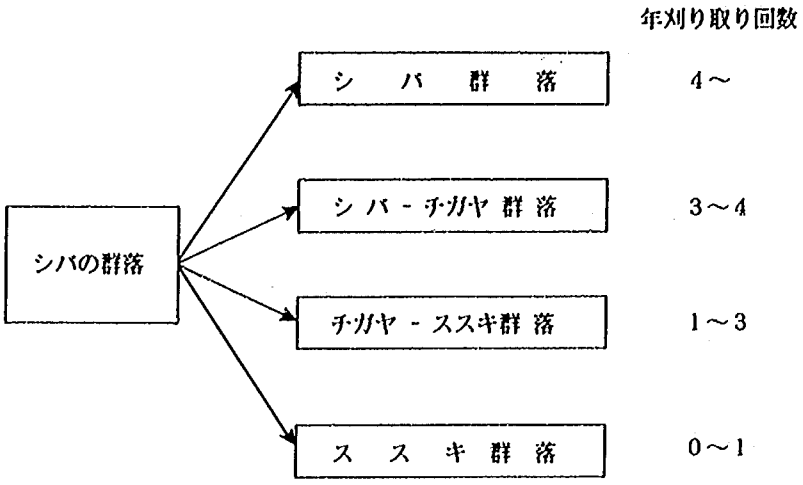
四国地建[17]は、シバ群落からの遷移によって新たに形成される植物群落が図—67に示すように草刈りの回数に伴って変化することを報告している。図—67に従うと、シバの被度を4～5にするためには年4回以上、被度1～3では年3～4回、被度0では年1回以下の草刈りを行えばよいと考えられる。以上の関係を用いれば、2.5.2において計算したシバの被度から、草刈りの年間回数が設定できる。

図—67に示したような、シバの被度と植生管理の方法および水準の関係を各河川の植生遷移の状況に関する調査結果などから明らかにすれば、「植生の耐侵食性の維持」を考慮した植生管理の方法および水準が上記のように設定できる。ただし、上記のような方法では、あくまでも「設定した」にすぎないので、実際の植生遷移および平均根毛量の追跡調査を行い、その結果をもとに植生管理の水準および方法を再検討することも重要である。

2.5.4 設定方法の適用例

以下では、1.5.6(2)に詳細を示した旧堤のり面の侵食事例を例題として、評価方法の適用例を示す。

① 平均根毛量の計算



図—67　草刈りの回数と植物群落
（四国地方建設局ほか[17]より引用）

1.5.6(2)に準じて、図—42に示した実際に観測されたハイドログラフに基づいて計算した、図—50に示した摩擦速度 u_* の経時変化を侵食外力条件として設定する。ここで簡単のため、簡易設定方法によって定めた摩擦速度 u_* の経時変化を用いると、式(46)に $z=z_{brk}=2$ cm、冠水時間 $t=1,800$分、摩擦速度 $u_*=0.14$m/s を代入して $\alpha=4.4$が求められる。さらに、α と平均根毛量の関係を示した式(44)に $\alpha=4.4$を代入すると、平均根毛量 $\sigma_0=0.092$gf/cm^3 が求められる。

② 植生繁茂状況のイメージ

平均根毛量 $\sigma_0=0.092$gf/cm^{3}をシバの被度と平均根毛量の関係を表す式(65)に代入することによって、シバの被度が約3.5と求められる。

③ 植生管理水準の設定

図—67に示した四国地建[17]の報告を参考にすると、植生管理として年4回程度の草刈りを行うことと設定できる。

2.6 まとめ

のり面の侵食防止を植生の耐侵食性によって行うことに関する設計において、設計値として導かれた平均根毛量を有する植生繁茂状況を想定することは、「設計した植生の耐侵食性を維持する」ことを目的とした植生管理の方法および水準を決定する際に必要な情報である。植生繁茂状況の想定が行えれば、植生管理を含めた植生の耐侵食性による侵食防止に関する設計・計画が可能となる。そのような設計・計画おいては、植物の本質的な性質である植生遷移によって耐侵食性が変化することに対応でき、また施工費および維持管理費をあわせた経済的側面からの検討も行える。植生遷移がもたらす「変化」を考慮した、すなわち計画・設計段階で必要とされる植生管理の方法および水準について検討していることは、これからの川づくりのキーワードである「河道の変化に対応できる計画・設計」を具体化した一例であると言える。

本章では、シバの被度によって上記した植生繁茂状況を表すことにし、それと平均根毛量の関係を定めた。

また、土壌硬度がシバの被度と平均根毛量の関係に与える影響についても調べ、根の発育を妨げない土壌硬度の値を提案した。本章に示した主要な結論を以下にまとめて示す。

① 現在の平均的な植生管理である年2回の草刈りを行う場合では、約10年でシバがなくなり、雑草のみが繁茂する堤防になる。

② 山中式土壌硬度計によって測定した土壌硬度が4 kgf/cm² 以上では、シバの被度が4以上であっても雑草のみが繁茂するのり面と同程度の小さな平均根毛量、すなわち低い耐侵食性になる。したがってのり面を締め固める際には、土壌硬度が4 kgf/cm² 未満になるようにしなければならない。

③ 土壌硬度が4 kgf/cm² 未満である場合に対して、シバの被度と平均根毛量の関係を図—64に示したように定めた。シバの被度と平均根毛量の平均的な関係を表す式(65)によって、設計値として定めた平均根毛量から具体的な植生繁茂状況がイメージできるようになった。

④ 精度は低いものの簡易的な耐侵食性の評価を行いたい場合には、図—66に示したシバの被度ごとの摩擦速度と時間の関係を用いて、シバの被度によって耐侵食性が評価できることを示した。

⑤ 例えば図—67に示すような、シバの被度と植生管理の方法および水準の関係が各河川において明らかであれば、③に示した方法に従ってイメージしたシバの被度から、具体的な植生管理の内容について定められることを、設定方法（案）として示した。

おわりに

僅か3年の期間であったが、植生の侵食抑制機能に関する研究を行っている間、着目した水理的現象に果たす植物の働きを水理学および土砂水理学の知識に基づいて解釈することにこだわった。それは植物の種類および繁茂状況には多様性があり、多様な様相を呈する対象には、何らかの理論に基づいた系統的な現象解析と整理が必要であると考えたためである。そのような「こだわり」によって、地表面の侵食に関する観点では「根が侵食抑制機能を発揮する植物」と「葉や茎が侵食抑制機能を発揮する植物」に大別できることに気づくことができた。この分類は、非常に重要な意味を持った。なぜならば、根と葉および茎のいずれかに着目すれば良いことになったので、多様な植物といえども扱いやすくなったのである。そのおかげで、植生の耐侵食性の評価方法が提案できるに至ったと思っている。今後とも、「こだわり」を持ち続け、河道内に繁茂する植生の様々な特性について、明らかにしていきたいと考えている次第である。当面は、「葉や茎が侵食抑制機能を発揮する植物」について、検討を進める予定である。

本報告書では、植物が有する土砂の流出抑制効果を、洪水時おける堤防のり面の侵食防止に利用する観点でまとめた。視点を治水から河道内の生態に変えて見ると、今回の成果は以下のような応用性もあると考えている。河道内に繁茂する植生は、ある規模以上の洪水時に流失し、次の洪水までに再繁茂することを繰り返し行っている。このような周期においてどのような植物が河道のどこに繁茂するのかを予測するできるようにし、粗度管理や河川生態の維持などを考慮した、河道の変化に対応した川づくりを行うことが今後の課題となる。その際、どの程度の洪水によって、着目した植生が流失したり、ダメージを受けるのかについて、知っていなければならない。植生によって侵食防止が行えない場合とは、植生の根が地中から洗い出され、流失するといった大きなダメージが生じる場合である。この視点を加えて、提案した耐侵食性の評価方法を改良すれば、上記の検討が可能になると思われる。今後は、植生の粗度、侵食防止効果や土砂堆積の促進効果などと言ったパーツを集めて、河道内の植生繁茂状況を含んだ河道変化の予測方法について検討を進めることが望まれる。その際にも、本報告書の一部は、有用な知見を与えるものと信じている。

本研究は、平成5～7年度の建設省技術研究会指定課題の一つである「河岸防御の設計手法に関する研究」のなかの1テーマとして行われたものである。本テーマは、建設省治水課、東北地方建設局、関東地方建設局および近畿地方建設局と土木研究所との共同で行われたものである。植生の侵食実験に関しては、供試体の採取および実験の実施において建設省関東地方建設局下館工事事務所の関係諸氏に多大なる便宜をはかっていただいた。堤防の植生調査は、本テーマを担当した地方建設局以外にも北陸、中部、中国、四国、九州地方建設局および北海道開発局にも実施していただいた。また、平均根毛量の簡易測定装置として写真－8に示したものを用いるというアイデアは、植生の侵食実験を担当した江島敬三氏によるものである。上記した総ての協力があったうえで本研究は成り立ったものである。関係諸氏のご協力にここに記し謝意を表する。

参考文献

1) Ree, W.O. and Palmer, V.J.: Flow of water in channels protected by vegetation linings, Technical Bulletin 967, U.S. Dept. of Agriculture, 115p., 1949.

2) Stillwater Outdoor Hydraulic Laboratory: Handbook of channel design for soil and water conservation, U. S. Soil Conservation Service, SCS-TP-61, 1947; revised 1954.

3) Parsons, D.A.: Vegetative control of streambank erosion, Miscellaneous publication 970, U.S. Dept. of Agriculture, pp. 130～136, 1963.

4) 富田和久・宇賀和夫・長谷川博幸・並木嘉男・藤堂正樹：張芝工の耐侵食性についての現地観測，土木学会第47回年次学術講演会概要集，pp. 418～420, 1992.

5) 富田和久・宇賀和夫・長谷川博幸・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，土木学会第47回年次学術講演会概要集，pp. 420～421, 1992.

6) Hewllet, H.W.M., Boorman,L.A. and Bramley, M.E.: Design of reinforced grass waterways, CIRIA, Report 116, 116p., 1987.

7) 北川　明・宇多高明・竹本典道・栗田信博・服部　敦：植生の遷移と堤防の管理，水工学論文集，第39巻，pp. 883～886, 1995.

8) 佐々木克也・宇多高明・藤田光一・服部　敦・平舘　治：堤防のり面の耐侵食強度評価実験，土木学会第49回年次学術講演会概要集，II-A, pp. 486～487, 1994.

9) 福岡捷二・渡辺和足・柿沼孝治：堤防芝の流水に対する侵食抵抗，土木学会論文集，No. 491, II-27, pp. 31～40, 1994.

10) 福岡捷二・藤田光一：堤防法面張芝の侵食限界，水工学論文集，第34巻，pp. 319～324, 1990.

11) 服部　敦・平舘　治・藤田光一・宇多高明・関口利昭・宮下光泰：堤防の耐侵食性の評価方法に関する研究，河道の水理と河川環境シンポジウム論文集，pp. 73～80, 1995.

12) 江崎次夫・櫻井雄二：造園用樹草の現存量と根茎の強さについて，造園雑誌, 55 (5), p. 181～186, 1992.

13) 山田　正・川端規之：浸透層上の流れの抵抗則に関する理論的研究，土木学会論文集，第325号，pp. 69～80, 1982.

14) 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-3，pp. 129～192, 1990.

15) 刈住　昇：樹木根茎図説，誠文堂新光社，第1版，pp. 47, 1979.

16) 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能の評価，第2回河道の水理と河川環境シンポジウム論文集，pp. 81～88, 1995.

17) 建設省四国地方建設局・四国技術事務所：平成4年度河川環境整備に関する調査（河川植生に関する調査），63p., 1992.

18) 佐竹善輔・大井次三郎・北村四郎・亘理俊次・富成忠夫編：日本の野生植物草本I単子葉類，初版第23刷，平凡社，305p., 1993.

19) 建設省四国地方建設局・四国技術事務所：堤防の法面植生に関する調査（チガヤの耐浸食性について），19p., 1995.

20) 宇多高明・藤田光一・佐々木克也・服部　敦・平舘　治：堤防・河岸の耐侵食強度の評価法，土木技術資料，第36巻，第6号，pp. 64～69, 1994.

21) 平舘　治・服部　敦・藤田光一・宇多高明：粘性土の耐侵食性評価方法の比較，土木学会第51回年次学術講演会概要集，II，pp. 550～551, 1996.

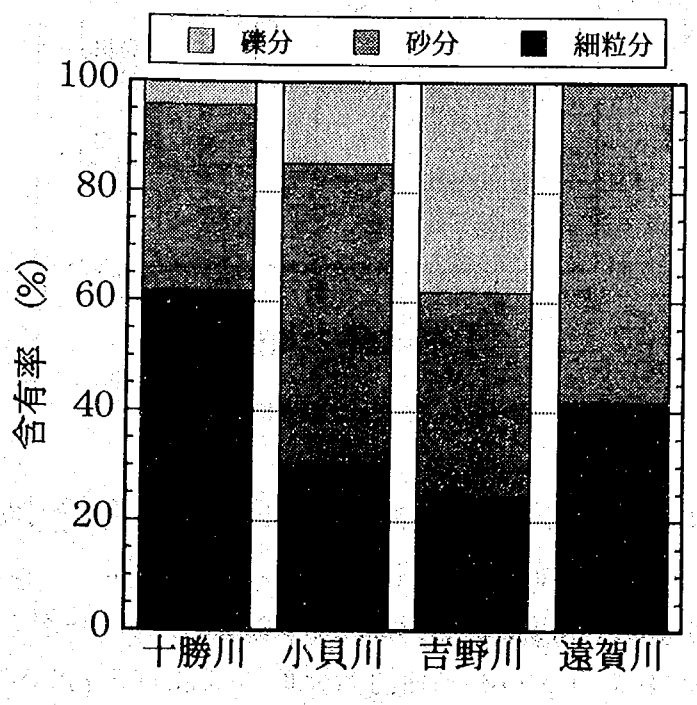
22) 福岡捷二・藤田光一・加賀谷均：越水を伴う洪水流による堤防被災機構の調査およびその解析，土木技術資料，Vol. 30, No. 3, pp. 21～26, 1988.

23) 建設省河川局治水課監修：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，初版，144p., 1994.
24) 山本晃一：沖積河川学　堆積環境の視点から，山海堂，第1刷，470p., 1994.
25) 吉川秀夫：河川工学，朝倉書店，第1版，pp. 207～208, 1966.
26) Olsen, O.J. and Florey, Q.L.: Sedimentation studies in open channels: Boundary shear and velocity distribution by membarance analogy, analytical and finite-difference methods, Bureau of Reclamation, Hydraulic Laboratory Report, No. Hyd-352, 1952.
27) 建設省関東地建江戸川工事事務所：河川8月号，社団法人日本河川協会，pp. 38～40, 1990.
28) 小沢知雄・萩原信弘：土壌硬度が芝の生育に及ぼす影響特に根の分布量に関する実験的研究：昭和40年度造園学会春季大会論文集，pp. 12～17, 1965.
29) 建設省河川局監修：建設省河川砂防技術基準（案）調査編，社団法人日本河川協会，pp. 527～546, 1976.
30) （財）国土開発技術研究センター：河川土工マニュアル，305p., 1993.

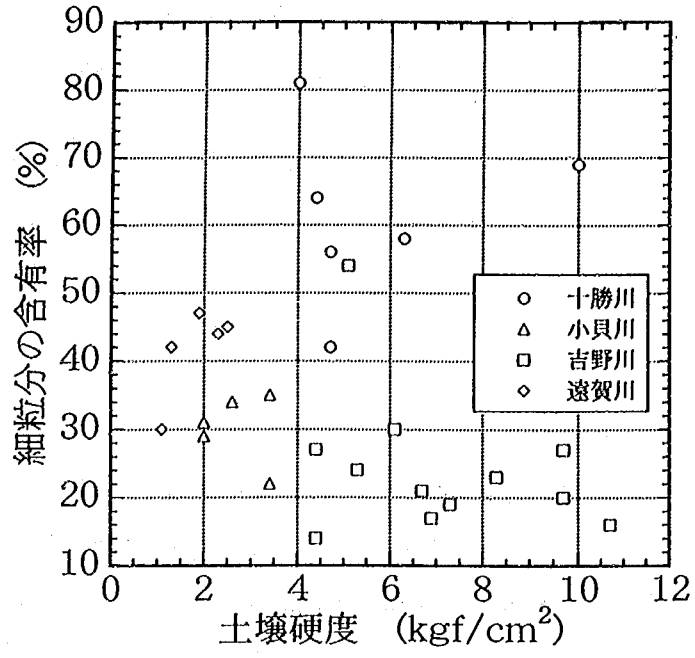
Appendix 1　土壌硬度が 4 kgf/cm² 未満である堤防のり面の粒度分布

土壌硬度が 4 kgf/cm² 以上である堤防のり面では、被度が高いシバが繁茂する場合であっても、平均根毛量が雑草に覆われたのり面とほぼ同程度の0.02～0.05gf/cm³ 程度の値にしかならないことを、2.4.3に示した。この結果を受けて、土壌硬度が 4 kgf/cm² 未満になるようにのり面を締め固めることを提案した。さらに、土質に関する考察を進めたところ、土壌硬度と粒度分布の関係に特徴が見られた。この原因については現段階では明らかにされていない。しかし、のり面を構成する土砂としてどのような粒度分布のものを用いるべきか検討する場合において、一つの情報になると考えたため、土壌硬度と粒度分布の関係の概要について以下にまとめて示す。

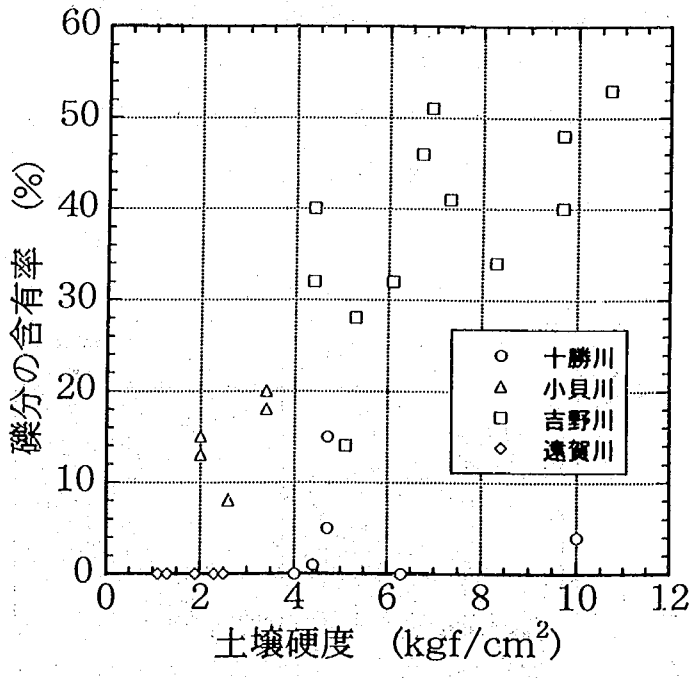
粒度分布を細粒分（粒径75μm 以下）、砂分（75μm～2 mm）、礫分（2～75mm）の三段階に分割して表現する。十勝川、小貝川、吉野川、遠賀川の各調査地点において測定した粒度分布を平均した結果を図—A1に示す。土壌硬度が 4 kgf/cm² 以上となった十勝川および吉野川(図—63参照)では、4 kgf/cm² 未満となった小貝川および遠賀川に比較して細粒分および礫分が多くなっている。この結果を受けて、土壌硬度が 4 kgf/cm² 未満であるのり面に見られる粒度分布の特徴を細粒分および礫分の含有率に着目してまとめてみることとした。細粒分と土壌硬度の関係を図—A2に示す。吉野川を除くと、土壌硬度が 4 kgf/cm² 未満になる場合は細粒分が20～50%の範囲に集中している。また、礫分と土壌硬度の関係を図—A3に示す。吉野川に着目すると土壌硬度が 4 kgf/cm² 以上となるのは礫分が20%以上である場合に集中している。これより、4 kgf/cm² 未満になる場合は礫分が 0 ～20%の範囲に多く見られることがわかる。以上より、わずかなデータから導いた結果であるが、土壌硬度が 4 kgf/cm² 未満であったのり面は細粒分が20～50%、礫分が 0 ～20%の範囲である粒度分布からなる土砂によって構成されていることが分かった。この範囲を土質工学会による



図—A1　各河川の粒度組成

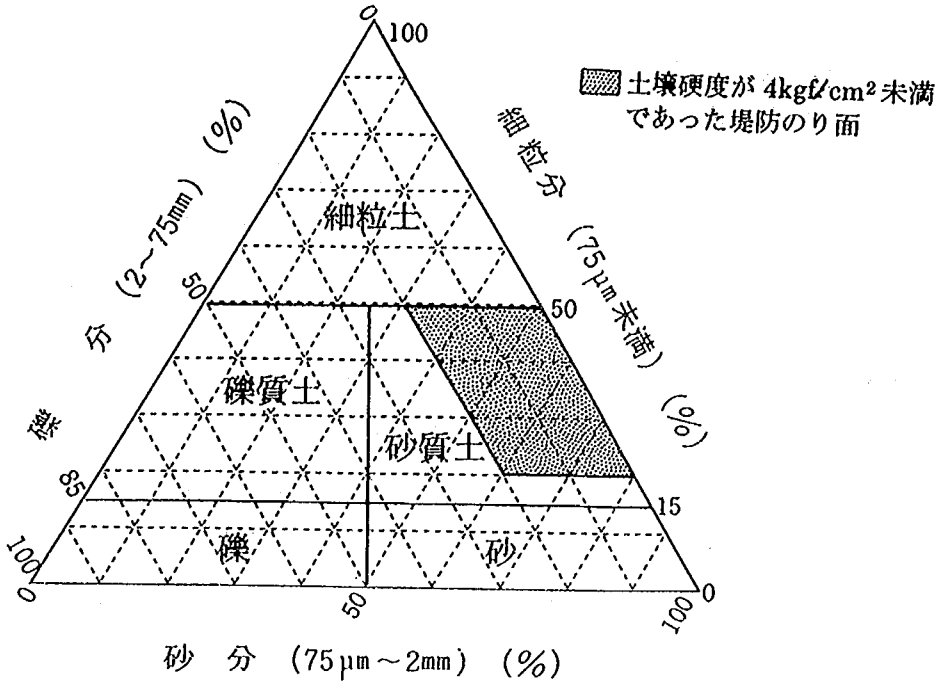


図—A2 細粒分と土壌硬度の関係



図—A3 礫分と土壌硬度の関係

土の工学的分類を表す三角座標上に描いたものを図—A4に示す。提案した粒度分布の範囲は砂質土に分類される。福岡ほか[9]は、シバの発育が良好である土壌の条件として砂質土であることを挙げている。また、河川土工マニュアル(案)[30]によると、河川堤防の堤体材料として適している土の条件として、細粒分が15～50%、最大粒径が10～15cm 以下であるとしている。今回、土壌硬度が 4 kgf/cm² 未満であるのり面の構成土砂の粒度分布として多く見られたものは、これらの条件とも合致するものである。



図—A4　土壌硬度が 4 kgf/cm² 未満であった地点の粒度組成

Appendix 2　年2回の草刈りを行っている堤防のり面の耐侵食性の評価結果

1.7において提案した耐侵食性の評価方法と2.4に示したシバの繁茂状況と平均根毛量の関係に関する調査結果より、直轄河川において現在最も一般的に行われている年2回の草刈りが行われている堤防のり面の耐侵食性を評価することが可能である。この評価結果は、堤防のり面が現状で発揮しうる耐侵食性についての判断材料となるだけでなく、今後の高水護岸設置のあり方を考えるにあたって重要な資料となる。以上のような重要性を踏まえ、以下に年2回の草刈りを行っている堤防のり面の耐侵食性の評価結果についてまとめて示す。

なお、以下に示す仮定に基づいて評価した結果であることに留意されたい。

(1)　植生の耐侵食性が主に根によって発揮される植物群落が繁茂している。

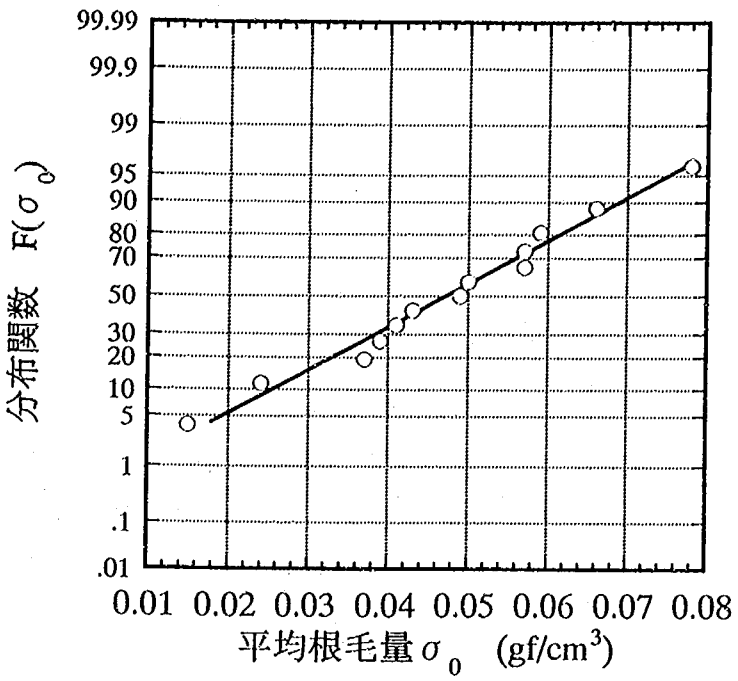
上記の植物群落とは、地表近傍に最大で1 mm程度の直径の根が密に分布する植物が優占する植物群落であり、一般的に堤防のり面で見られるイネ科の多年草が優占する植物群落と考えている。

(2)　越流のように水深が20cm以下でかつ流速1～2 m/s以上の高速流が生じる場合については考慮していない。

上記のような場合では、郡山らの報告[A1]によるとモグラ穴に代表される侵食弱点箇所での侵食が顕著に進行する侵食形態が生じる。その侵食形態は1.2に詳細を示した実験Ⅰで観察された侵食形態とは異なる。モグラ穴に代表される侵食弱点箇所における侵食が顕著となる流れ場の条件については、現在研究中であり多くの知見がない。以下では、議論の簡単化のため、弱点箇所がない、もしくは弱点箇所からの侵食現象が顕著でなく、1.7に示した評価方法が適用できると仮定している。なお、表―11に示した東北、関東、中部、中国、四国、九州の6河川においてモグラなどの動物が作ったと思われる穴が1個でも認められた調査区間は、全54区間中19区間（全体の約1/3）であった。

2.3に詳細を示したように、年2回の草刈りを行っている堤防のり面では、張りシバ後から約10年でシバの被度が0になる。約10年という期間は、堤防の侵食破壊が懸念される計画規模の出水のリターンピリオドに比較して短い。したがって、侵食防止の観点から年2回の草刈りによって維持できると判断される植生繁茂状況は、シバの被度0とするのが妥当と考えられる。図―60に示した被度0における平均根毛量のばらつきは、図―A5に示すように平均値0.047gf/cm³、標準偏差0.016gf/cm³の正規確率分布で近似的に表せることが分かる。ここでは、シバの被度0の植物群落の平均根毛量を0.047±0.016gf/cm³の範囲と推定することにする。この平均根毛量の範囲に対して、1.7に示した評価方法にしたがって耐侵食性を計算することにより、図―A6に示すように年2回の草刈りを行っている堤防のり面の耐侵食性の評価できる。図中の斜線の範囲は、平均根毛量0.047±0.016gf/cm³とした評価結果の範囲を表したものである。のり面に作用する摩擦速度とその作用時間のプロットがこの斜線の範囲より下の領域に位置する場合には侵食に対して安全、斜線の範囲内では侵食防止可、斜線の範囲より上の領域では侵食防止不可と判断する。なお、侵食防止不可とは、植生の耐侵食性によって侵食防止することが不可能であることを意味するもので、破堤することを意味するものではないことに留意されたい。図―A6には、上記の評価結果の比較対象として、シバの被度4（平均根毛量0.10gf/cm³）の評価結果も併記した。被度4の場合に比較して、著しく耐侵食性が低下していることが分かる。

ここで、河道および洪水条件を想定し、図―A6に示した評価結果の示唆する内容について考察する。現状



図—A5　シバの被度0における平均根毛量の分布

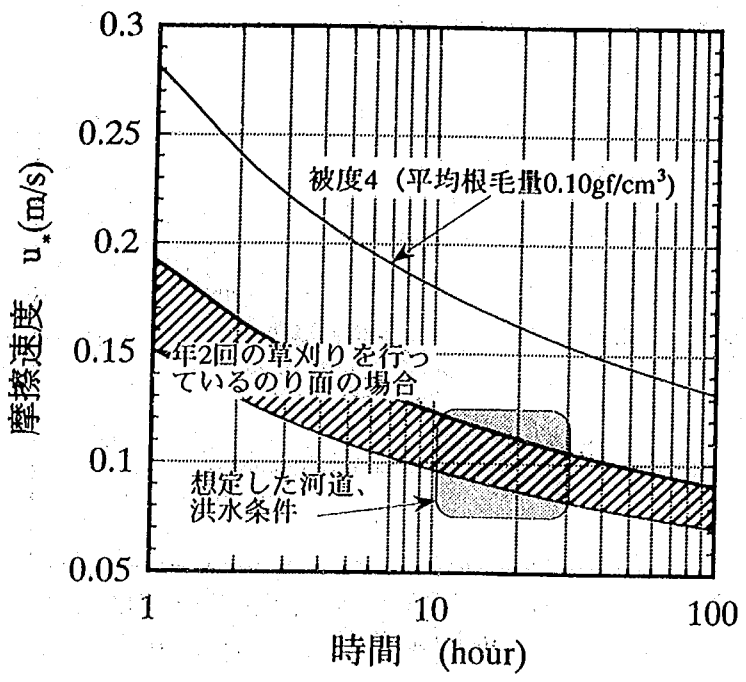
の高水護岸の整備状況を総括すると、河床勾配が1/1,000より急な扇状地を貫流する河川においては、大部分の河川堤防においてほぼ全面的に高水護岸が設置されている。したがって、ここでは高水護岸が未設置である堤防区間が比較的多く、かつ比較的河床勾配が急な河道区間を対象にする。また、高水敷の幅は十分に広く、高水敷上の流速がマニング式によって近似的に計算できる[A2]ものとする。以上の条件に加え、計画規模の洪水時に生じるであろう高水敷上の水深h、堤防の冠水時間tなどを想定した結果を表—A1にまとめて示す。この想定条件のもとで計算した摩擦速度u.と時間tの関係を図—A6に示した。表—A1に示した条件での計算結果は、斜線の範囲で示した侵食防止可能と判断される領域にほぼ一致している。したがって、高水敷が十分に広く、高水敷上の流れが1～1.5m/s程度であれば、年2回の草刈りによる植生管理を行っている堤防で十分侵食防止できると考えられる。ただし、高水敷幅が狭い、またはないような場合には、堤防近傍の流速が低水路内の流速に近づくため、表—A1に想定した条件に比較してより大きな侵食外力（摩擦速度）が作用すると思われる。また、高水敷が十分に広い場合であっても、大出水時には急な湾曲部の内岸側において、高水敷の侵食が生じるほどの高流速が生じる事例が報告されている[A3]。これらの場合には、植生による侵食防止が不可となる可能性が高い。したがって、以上に示したような堤防近傍の流速が大きくなる堤防区間を優先して高水護岸を設置すべきであると判断される。

参考文献

A1) 郡山秀樹ほか：越流を受ける植生のり面の耐侵食性に与える表面凹凸の影響，第51回年次学術講演会概要集，pp. 548～549.

A2) 山本晃一：沖積河川学 堆積環境の視点から，山海堂，第1刷，pp. 96～98. 1994.

A3) 藤田光一：空から見たミシシッピー・ミズーリ川の破堤形態，土木技術資料，37-10, pp. 54～59, 1995.



図—A6　年２回の草刈りを行っているのり面の耐侵食性

表—A1　想定した河道・洪水条件

高水敷上の水深(m)	3～4
高水敷の勾配	1/2,500～1/5,000
マニングの粗度係数	0.03～0.04
平均流速(m/s)	0.7～1.7
摩擦速度(m/s)	0.08～0.13
冠水時間(hour)	10～30

Appendix 3　植生中の弱点箇所の存在確率を考慮した植生耐侵食性の信頼性評価の試み

1．検討目的

本編においては対象とする植生の繁茂状況の空間分布をある程度考慮している。しかし、存在割合は非常に少ないものの他の場所に比べ飛び抜けて繁茂状況が悪い、いわゆる「弱点箇所」の存在は考慮していない。これは、植生繁茂について主に平均的な状況に着目することにより、植生が持つ基本的な耐侵食特性をまず明らかにすべきと考えたからである。

一方、実際の堤防に繁茂している植生には、モグラ穴や種々の外的作用により、たとえばほとんど根毛量が0に近い領域が存在しうる。このような弱点箇所は、空間的に存在が稀であっても、広い範囲の植生耐侵食性を問題にする場合には全体強度を規定する重要な要因になる可能性がある。弱点箇所の存在は、植生という生物を用いた材料と、弱点箇所がはるかに発生しにくいと考えられる人工部材（たとえば、コンクリートブロックなど）との重要な相違点であり、植生を耐侵食設計の対象にする場合に慎重に考慮されなければならない。

現状では、植生の弱点箇所の性質やそれが耐侵食強度に与える影響についての定量的な研究はほとんど無い。そこでAppendix 3では、本編で明らかになった成果に基づき、弱点箇所が耐侵食強度に与える影響について思考実験を行う。本Appendixの内容はあくまで思考実験であり、その定量的なアウトプットをそのまま現実に適用することは不適切である。しかし、耐侵食設計において植生の弱点箇所を取り扱う方法を検討することは重要であり、このための調査の方向性をさぐるのに役立つ情報を得ること、また本編の成果の利用に際しての留意事項を得ることに本Appendixのねらいがある。

2．思考実験の前提と仮定

植生で覆われた堤防に越流が生じ、速い流れが裏法面～法尻に生じている状況を想定する（図a3.1参照）。堤防表面にある植生はその下の堤防土よりもはるかに耐侵食能力が高いため、越流水が裏法を流れ下る際に裏法表面の植生が一カ所でも侵食されれば、その時点で破堤と考える。すなわち、越流による破堤に対抗する堤防強度は裏法面植生の耐侵食強度で決まると考える。

本編の結果から、裏法面植生の耐侵食強度は次のように定量評価できるとする。

$$z = A\log(t) + B \qquad (a3.1)$$

ここで、z：植生根毛層内の侵食深、t：越流継続時間である。AとBは侵食速度を決める係数であり、本編の1.4.4で述べたように、Aは越流水による摩擦速度u_*、根毛層内の土の侵食耐力と根毛量から決まり、Bは土表面の侵食速度から決まる。zが根毛層厚に対応する許容侵食深z_{brk}（1.5.3参照）を越えたら、その場所の植生が侵食されると考える。したがって、植生根毛層の厚さが大きく許容侵食深z_{brk}が大きいほど侵食が発生するまでの時間が長くなる。

さて、ここで思考実験を単純化するため、植生の根毛量と土の状況が空間的にどこでも同じで越流水による摩擦速度も一定とおくことにより、ABは一定値をとると考える。そのかわり空間的な植生繁茂状況の違いを、根毛層厚の場所的違いに対応する許容侵食深z_{brk}の空間分布により表現する。すなわち、植生根毛層の厚さは一定でなく場所により異なると仮定し、このばらつきが強度に与える影響を調べることにする。

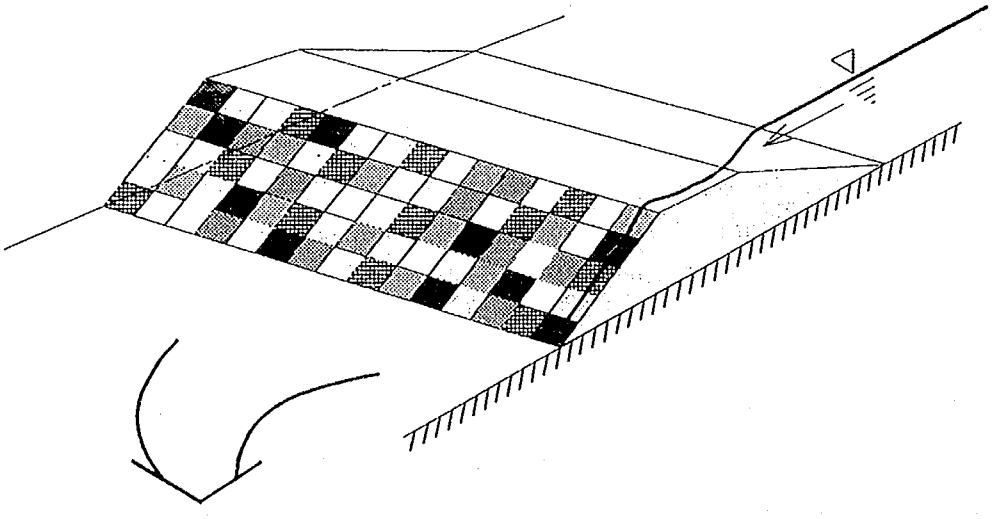
図a3.1に示すように、裏法面はN個のユニットからなり、各ユニットで許容侵食深 z_{brk} が異なるとする。この場合、空間的に平均された許容侵食深でなく、対象領域内の最小許容侵食深が越水破堤に対する堤防強度を決めることになる。これは、最初に述べたように本思考実験では裏法面での一カ所での侵食がすみやかにその箇所の破堤につながると仮定したからであり、また一つの堤内地域を守る一連堤防の1カ所でも破堤すれば、その一連堤防は防御効果を全て失うからである。

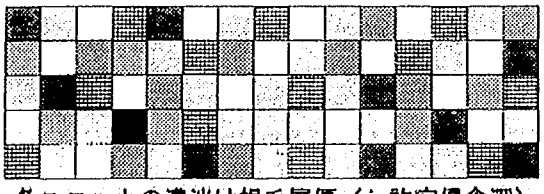
3．思考実験の結果

3．1　破壊までの時間の確率分布

図a3.2の太実線のように許容侵食深 z_{brk} の確率分布を設定した(図中では、許容侵食深 z_{brk} を根毛層厚と表示している)。すなわち、ほとんどが30mm程度の許容侵食深 z_{brk} を持つが、z_{brk} が5 mm以下の弱い部分(弱点箇所)がほんの少しあるという設定である。ここで、裏法勾配3割、単位幅越流量0.1m³/s/m、根毛量0.12gf/cm³を想定し、本編の図—35から α 値を出すと $\alpha=3$ となる。これに裏法流れについて等流条件を仮定して得られる u_* (m/s) 値をかけてA=1.41を得る。なおこの数値は、式a3.1において、時間に分、zにcmの単位を用いたときのものである。また、B=0とおいた。モンテカルロ法によって、対象裏法面のユニットのうちの最小の許容侵食深 z_{brk} について確率分布を計算したのが、同図中の細点線と太破線である。この図から、本計算ケースの場合弱点箇所の割合は2％程度に過ぎないが、対象にするユニット数が多くなると、弱点箇所の根毛層厚が全体の最小値を決める確率が高くなることがわかる。

ここでは、堤防が破壊に耐える時間が最初の一カ所が侵食にいたるまでの時間に等しいと仮定している。したがって、対象ユニットの許容侵食深の最小値について式a3.1を適用すれば、破堤までの時間あるいは





N個のユニットに越流水が作用。最小耐力はいくらか？

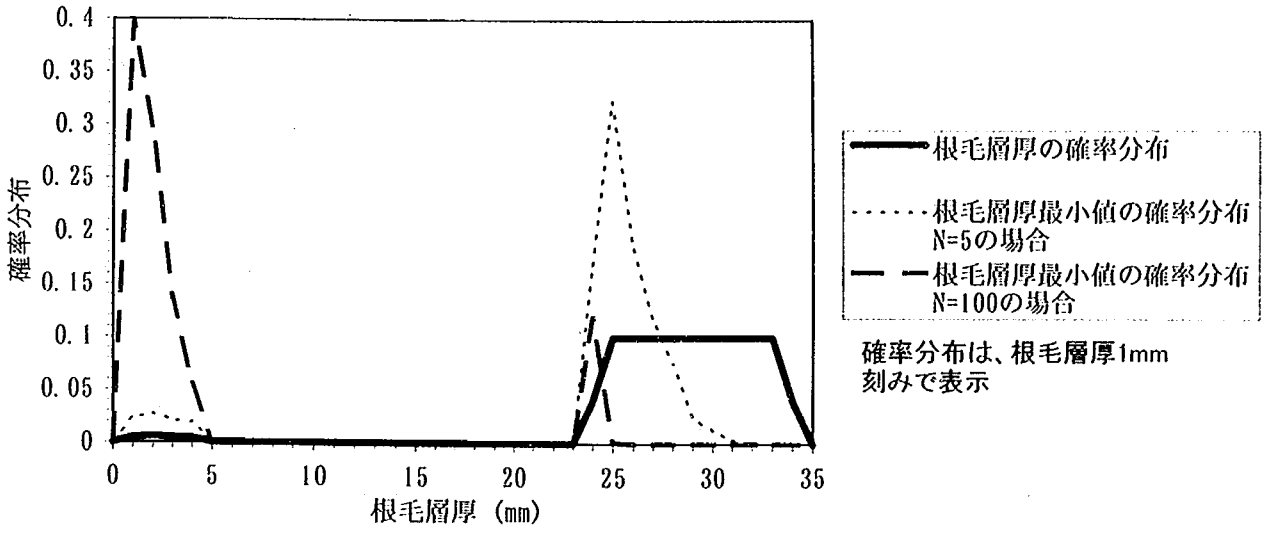
各ユニットの濃淡は根毛層厚（≒許容侵食深）の大小を表す。

図a3.1　思考実験の説明

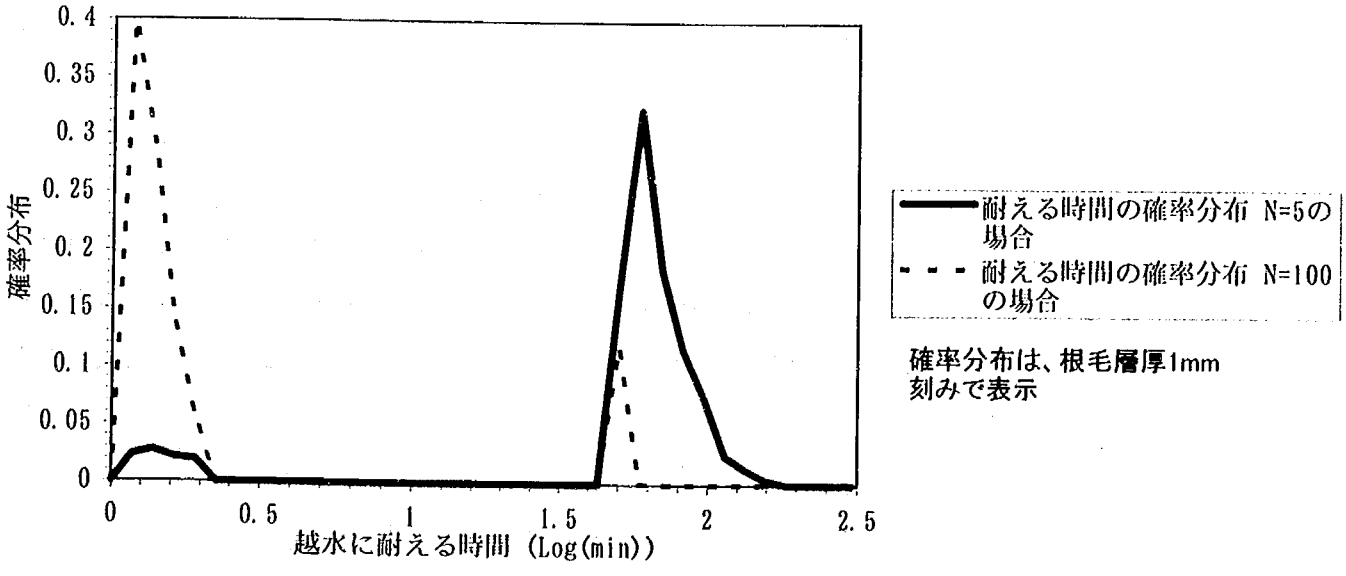
越水に耐える時間を計算することができる。この方法により越水に耐える時間の確率分布を調べた結果を図ａ3.3に示す。この図から、たとえわずかでも弱点箇所がある条件下では、越水幅が大きくなると（＝ユニット数が大きくなると）数少ない弱点箇所により一連区間の堤防強度が決まる度合いが大きくなることがわかる。このことは、強度に関するパラメータの分布を考えること及び破壊に耐える部材の使用範囲が、破壊可能性の定量評価にとって重要であることを意味する。

3．2　現場調査をすることの意味の考察

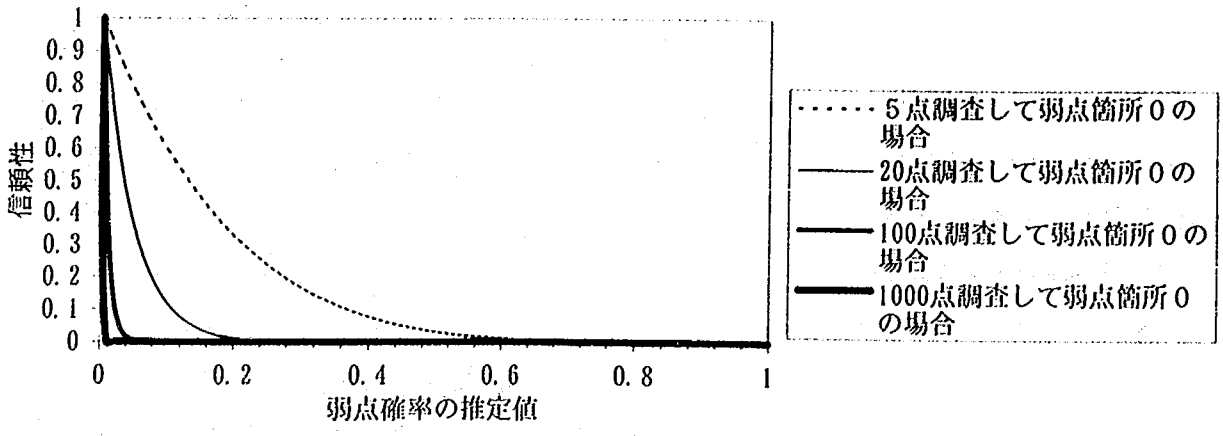
根毛層が弱点箇所とそうでない箇所の２つにはっきり分かれると仮定する。この仮定の上に立って、n地点調査して弱点箇所が１つもない（０箇所）という結果を現場調査から得たと想定する。この調査結果から弱点箇所の割合［弱点確率］を推定する際に、各弱点確率推定値の持つ信頼性を調べる。結果を図ａ3.4に示す。この図から、調査地点数が増えると、信頼性の高い弱点確率推定値が0のごく近傍に集まる、逆に



図ａ3.2　根毛層厚（許容侵食深 z_{brk} ）の確率分布



図ａ3.3　越水に耐える時間の確率分布



図a3.4　弱点確率推定値の信頼性 —— n地点調査して弱点箇所数が0との結果を得た場合 ——

言えば0から少しでも離れた弱点確率を推定することは低い信頼性しか持たないことがわかる。このことは、調査地点数を増やすとより自信を持って低い弱点確率を想定できること、したがって、より低い破壊確率を想定することができることを意味する。

4．考察

以上の検討は最初に述べたようにあくまで思考実験であるから、その結果を定量的にそのまま実際の判断に持ち込むことはできないが、植生の耐侵食強度を設計等に反映させることに関して、以下の点を指摘することができる。

1）対象とする構造物全体の強度を把握する上で、耐侵食強度を支配するパラメータの（確率）分布を考慮することが大事であり、パラメータの平均値だけで行う検討は危険側の結論をもたらす恐れがある。

2）耐侵食を発揮しなければならない面積が大きいほど、弱点箇所がその中に一つでも存在する確率が増大し、その結果全体の強度が小さくなるという傾向に配慮しなければならない。

3）耐侵食強度を支配するパラメータの（確率）分布を調べるための現場調査地点を多くするほど、より自信を持って弱点箇所についての情報を得ることができ、強度評価の信頼度も高まるが、一方で調査労力が増大する。

4）上記の点から、植生に対し、より高い耐侵食能力をより大きい面積で期待するほど、弱点箇所を発見し解消する、あるいは弱点箇所を生じさせないための工夫・維持管理の労力が増大すると言える。

これらの点には、性能的にばらつきの少ない人工部材と異なる“生物系の部材”を使うことに伴う特有の課題が現れていると考えられる。植生の耐侵食性の評価に際しては、本編で明らかにした基本特性に加えて強度支配パラメータのばらつきがもたらす種々の性質の取り扱いについて、さらに詳細な検討が必要である。

第4編
多自然型河岸防御工の水理設計法に関する研究

第４編　多自然型河岸防御工の水理設計に関する研究

第１章　研究の目的と概要

多自然型河岸防御工は、従来の治水機能に加え、施工場所の特性に応じ生態系保全・創生機能、景観向上機能、親水機能等の機能を発揮することが要求される。このため、従来の護岸に比べ多様な構造を持ち、コンクリートブロックを中心とした従来の護岸用部材とは異なる部材が採用されることが多く、その設計においては従来型の護岸を想定した設計法を適用できない部分がかなり残されている。本編では、多自然型河岸防御工が洪水時に安定でかつ河岸防御機能を十分に発揮できるための水理設計法の立案を目指し、５つの検討を実施した。本編はこの内容を記したものである。検討項目およびその概要は以下の通りである。

１）多自然型河岸防御工の構造に関する全国実態調査（第２章）

平成５年度現在、全国で建設されている多自然型河岸防御工の構造の実態を把握するために実施した調査である。主として既存工法の組み合わせの様子、各多自然型河岸防御工に共通する工法の抽出を行った。

２）多自然型河岸防御工の洪水時の挙動分析（第３章）

Ｈ５年度に洪水により変形した、もしくは警戒水位までに達した箇所での多自然型河岸防御工を対象に、変形の実態や当該地点の河道特性、当該洪水の水理量を推定し、変形のメカニズムを仮定して変形原因の分析、および弱点箇所の抽出を行った。

３）覆土の適用範囲に関する調査（第４章）

現在最も頻繁に利用されている覆土工法は費用面では有利である反面、洪水時に流失しやすい欠点を持つ。そこで、我が国を代表するいくつかの河川を対象に、覆土を河道全域に設置したと仮定し、合わせて様々な洪水規模のもとでの不等流計算を実施してその安定性を評価し、その適用範囲について検討した。

４）河道セグメントごとに見た標準的工法の調査（第５章）

計画立案時においては川ごとに個性あるデザインを行うべきであるが、見本があると便利であり、またそれを雛形にしてデザインをやり直せば、結果としてよいデザインが生まれることが多い。そこで、強度の面のみならず、景観や生態系の面からこうした雛型となるような標準的工法を河道セグメントごとに設けるべく、工法の強度、自然環境保全機能、景観保全機能等について多角的に検討を行った。

５）試行事例の分析を通して把握した水理設計の課題（第６章）

下記６）で提案した水理設計法を現在計画中であるいくつかの多自然型河岸防御工に適用し、試行設計を行った。その過程を通じて水理設計法の問題点を抽出するとともに、水理設計法にフィードバックして修正を行った。

６）水理設計法の提案（第７章）

上記１）～４）の成果をベースに既存の研究成果を加え、多自然型河岸防御工の水理設計法を立案した。

第２章　多自然型河岸防御工の構造に関する全国実態調査

2.1　検討の目的

全国の多自然型河岸防御工の施工事例を横並びに見ると、その形態は多様性に富んでおり、一つとして同じものは存在しない。このことは、対象河川の河道特性や配慮すべき生態系の多様性に配慮した結果であり好ましいことであるが、水理設計法の構築に際してはやっかいな問題である。しかし、ほとんどの河岸防御工はふとんかごや捨石などの従来工法を構成部品とし、これらの構成部品を組み合わせることによって成り立っているようであり、これらの構成部品について水理設計法を立案すればほとんどの多自然型河岸防御工に適用可能な水理設計法の立案が可能になると推定される。

本検討は、建設省の全国８地方建設局および北海道開発局において平成４年度に施工したものおよび平成５年度に建設予定の多自然型河岸防御工（総計389件、表―2.1参照）を対象に構造を調査し、構成部品の抽出を行った。

表―2.1　多自然型河岸防御工の地建別調査対象事例数

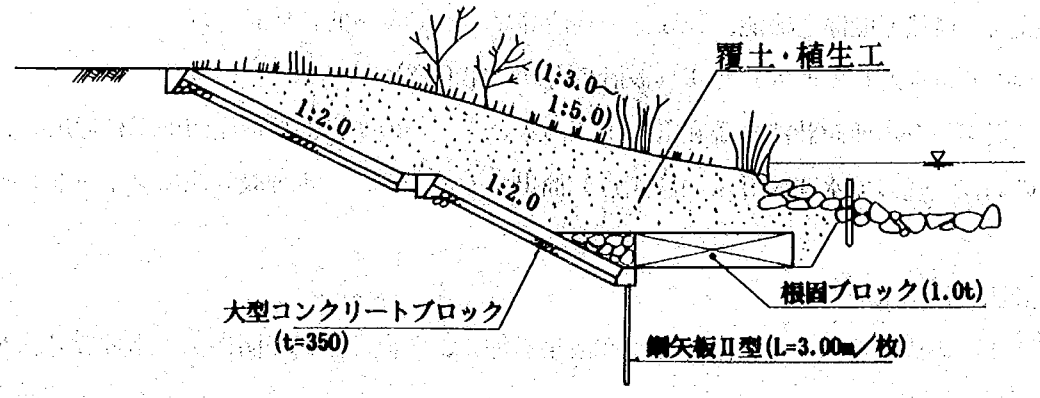
所　　管	実施数	所　　管	実施数	所　　管	実施数
北海道開発局	42	北陸地建	66	中国地建	15
東北地建	48	中部地建	34	四国地建	19
関東地建	51	近畿地建	44	九州地建	70

2.2　調査結果

調査の結果、多自然型河岸防御工の構造は次の９タイプに大別することができるといえる。

①コンクリートブロックタイプ……160件

のり覆工として、二次製品であるところの植生ブロック、魚巣ブロック、ホタルブロック、階段ブロック、連節ブロック等を用いたもの（一例として図―2.2.1参照）。



図―2.2.1　コンクリートブロックの一例

②自然石張りタイプ……55件

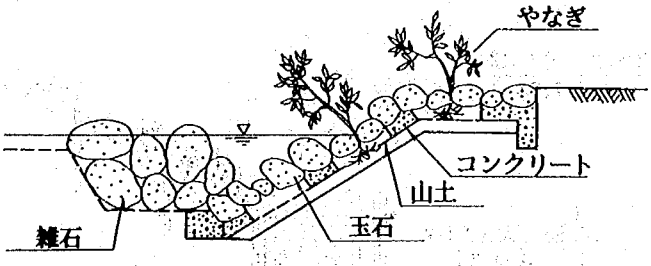
のり覆工として玉石などの自然石を用いたもの（一例として図―2.2.2参照）。自然石の付着方法の違いにより練張り、半練張り、空張りがある。使用される石の大きさは栗石程度のものが使われることが多いが、まれに直径１ｍを越える巨石が使われることもある。

③かご工……50件

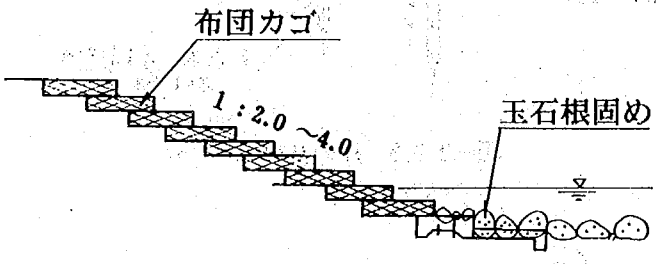
じゃかごやふとんかごを用いたもの（一例として図―2.2.3参照）。じゃかごはほとんどの場合のり覆工として設置されるが、ふとんかごはのり覆工のほかに根固め工として利用されることもある。また、じゃかごはのり面上に複数並べる形で設置されるが、ふとんかごはじゃかごと同様の設置方法をとる場合と階段状に重ねて設置する場合がある。

④柵工……14件

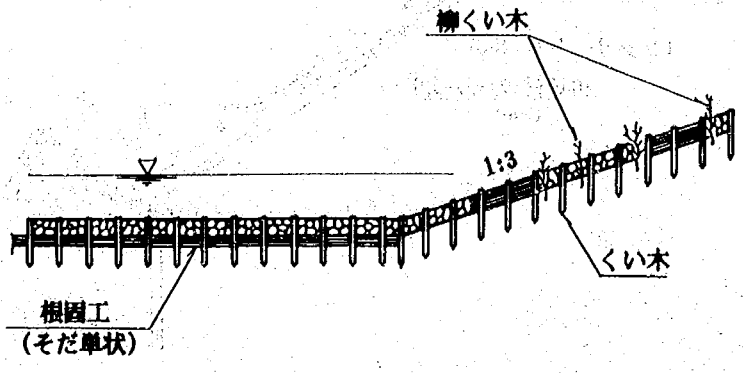
のり止め工として、木杭または鋼杭を河道縦断方向に一定間隔で打って間を柴等で連結したもの（一例として図―2.2.4参照）。連続柵工はこれをのり面上に複数並べ、柵工と柵工の間に玉石やふとんかごを設置し



図―2.2.2　巨石張の一例



図―2.2.3　ふとんかごの一例



図―2.2.4　柵工の一例

たもので、のり面を保護する目的で設置される場合が多い。

⑤片のり枠工……41件

のり尻にコンクリート製もしくは木製の片のり枠を設置し、その中に自然石を詰めたもの（一例として図—2.2.5参照)。様々な太さのヒューム管を挿入して魚の住みかを創造することもある。局所洗掘対策工、のり止め工としての機能が期待できる。詰杭護岸もこの中に含まれる。

⑥のり枠工……29件

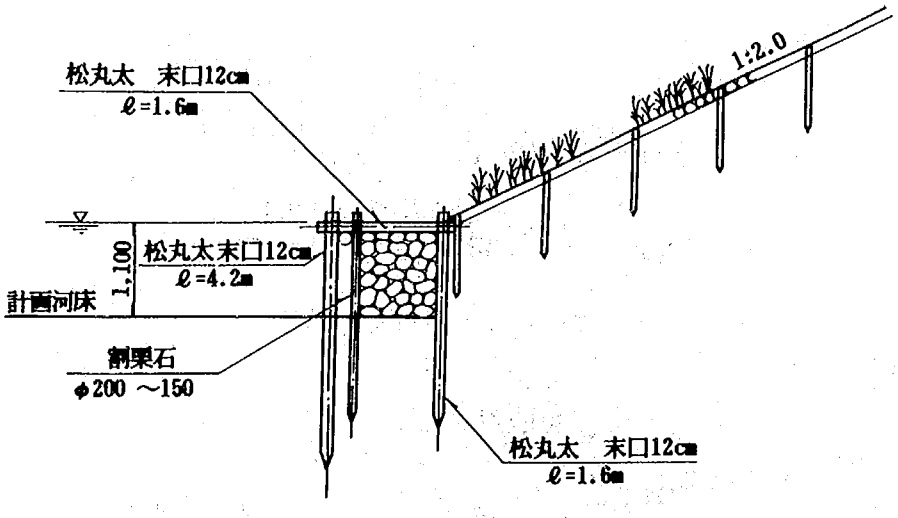
のり覆工として、主としてコンクリートで製作されたのり枠をのり面に敷き詰め、鏡の部分に玉石等を詰めたもの（一例として図—2.2.6参照)。

⑦コンクリート擁壁……3件

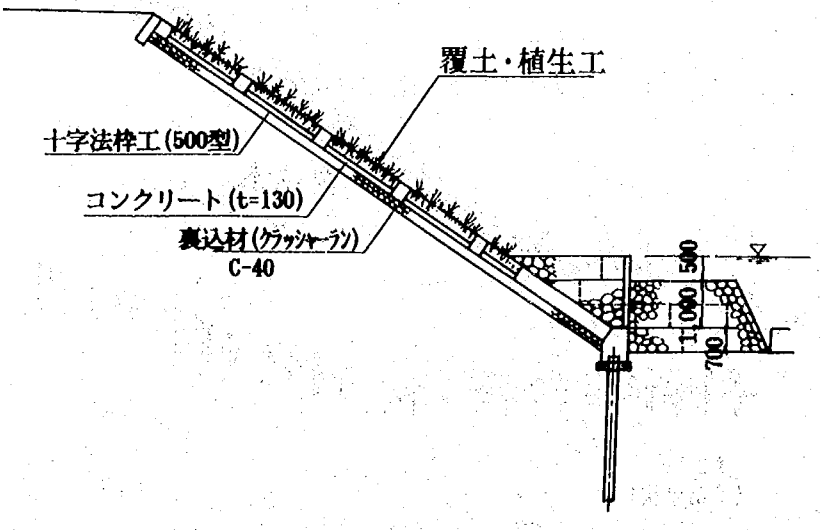
河岸の土留め工として、河岸にコンクリートの擁壁を設置するもの（一例として図—2.2.7参照)。

⑧矢板……44件

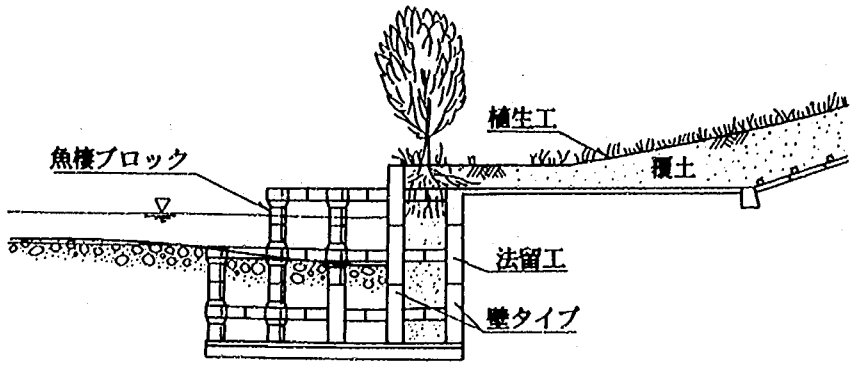
河岸ののり留め工として鋼矢板もしくはコンクリート矢板を打ち込んだもの(一例として図—2.2.8参照)。



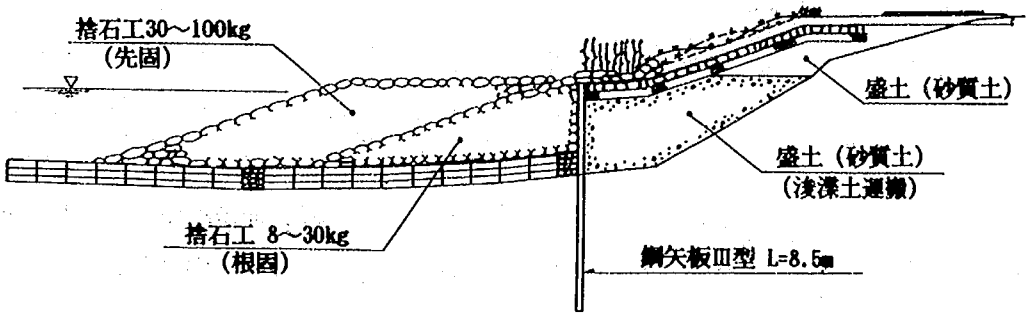
図—2.2.5　片のり枠工の一例



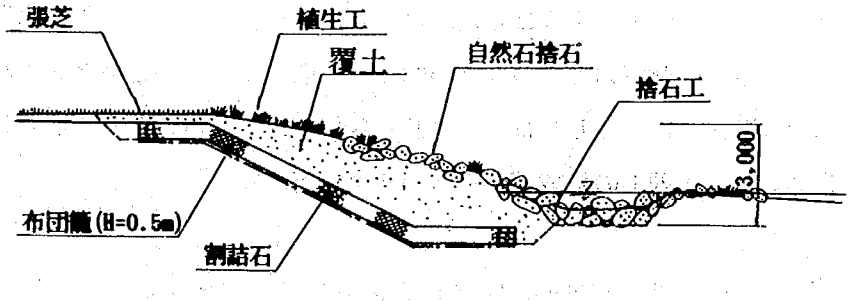
図—2.2.6　のり枠工の一例



図—2.2.7　擁壁の一例



図—2.2.8　矢板の一例



図—2.2.9　覆土の一例

特に局所洗掘箇所や感潮区間でしばしば施工される。

⑨覆土……147件

既設護岸の上に盛土し、植生の再生をきっかけとして他の生態系の復元を期待した工法である（一例として図—2.2.9参照)。施工地点の原植生の再生を狙ったものと、外来種、特に芝によって洪水流による侵食作用に対する耐侵食力を増加させたものがある。

以上が平成4年度施工分および平成5年度建設予定分を対象に構造調査を行った結果であるが、近年では環境・生態系に関する技術の顕著な進歩が見られ、それに伴い多自然型河岸防御工の構造にも変化が生じてきているため、上記⑨つのタイプ分けについて多少の追加、削除が必要であると考えられる。それらの項目は次の通りである。

1）削除すべき工法

多自然型川づくりが本格化した当初は護岸材料に自然の材料を用いればよいとの誤解があったが、現在では周辺の生態系に良いインパクトを与えるものこそが多自然型河岸防御工とみなせるとの認識に至っていると言える。その点で、練石・半練石護岸、コンクリート擁壁は水生生物に新たな生育環境を創出するものではなく、河岸防御工からは削除すべきである。

2）追加すべき工法

近年では平水時における流れを多様化し、種々の水生生物の生育環境に適した場を創出するために小規模な水制がしばしば設置される。従来、水制は洪水時における水はね機能等、河岸防御工として設置されてきたが、近年では治水機能よりも流れの多様化など環境機能に主眼が置かれている場合が多い。こうした水制はしばしば石出しで作成される。

上記のような水制を設置した場合、水制周りに土砂が堆積してワンド状になることがあるが、最近では高水敷を人工的に切り欠いたり盛土を行って積極的にワンドを作る場合もしばしば見受けられるようになっている。

根固め工については魚などの住み家になることが要求されることから、従来型のコンクリートブロックは避けられ、代わって捨石など多くの空隙を有する工法がしばしば利用される傾向にある。

2.3 構成部品の抽出

以上の結果をもとに多自然型河岸防御工の構成部品を抽出する。抽出にあたっては、考えうる水理設計法の内容が共通と思われるものを一括するようにした。例えばコンクリートブロックの水理設計法の内容はブロックに作用する流体力と重力、摩擦力とのつりあい関係を考慮することが主体となるが、これは自然石でも同様であるので、水理設計法の構成としてはコンクリートブロックと自然石は一括されることになる。以上の点を総括し、多自然型河岸防御工の構成部品を次の9つに定めた。

表—2.2 水理的に見た多自然型河岸防御工の構成部品

①土羽	④捨石・置換工・巨石	⑦覆土
②ブロック	⑤のり枠工	⑧高水敷の切り欠
③かご工	⑥片のり枠工	⑨水制

第３章　多自然型河岸防御工の洪水時挙動分析

3.1　分析の概要と目的

本分析は、国・県管理の多自然型河岸防御工のうち、平成５年度に警戒水位以上に達する洪水の発生した箇所を対象に、河岸防御工の構造、設置地点の河道特性、洪水水理量を調べ、変形過程の分析、河道特性別に見た変形の特徴等を調べたものである。

この具体的な研究目的は以下の通りである。

①多自然型河岸防御工の構造上の弱点を明確にするとともに、水理設計法として厳密な設計を行わなければならない部分と、ある程度自由度を持たせることができる部分を分類する。

②変形過程の分析は、変形機構をモデリングし、これで実現象が説明できるかどうかを検討する手順をとる。この過程の中で精度よく作られたモデルを水理設計法に適用する。

分析の対象とした河川は、補助区間も含む全国の一級河川である。分析は平成５年度に発生した洪水を対象とし、下記の①または②のいずれかに該当する場合に実施した。

①変形の有無に関係なく、警戒水位を越えた場合

②警戒水位以下でも、変形（軽微なものも含む）を受けた場合

本分析により収集した全事例数は79事例で、うち変形したものは21事例であった。変形のない事例も調査の対象としたのは、変形のあったものと合わせて考慮することによって変形プロセスの推定を容易にしたり、変形発生の臨界点を推定しようとするねらいがあったからである。

3.2　分析の概要

分析は３つのステップからなる。

分析の第一ステップは個別被災事例の原因分析である。これは、各変形事例ごとに変形機構を推定し、モデリングすることによって水理的に裏付けていく方法である。これにより、工法別の強度、変形のモデリング構築とその妥当性等が可能となる。

分析の次のステップは、覆土工法の変形の発生条件の検討である。覆土工法については流出事例、流出しなかった事例が多数収集できたので、個別事例ごとに流出過程を分析するだけでなく、横並びに捉え、変形限界水理量を推定することができる。

最終ステップは変形の発生内容・工法の特徴と河道特性との関係分析である。これにより、洪水時の安定性の観点からみた河道特性ごとに適した工法とそうでない工法の関係がある程度推定できる。

3.3　個別分析

本調査によりデータを収集できた事例は、

・覆土の流出（２例）

・表面に植生を有する覆土の流出

・コンクリートのり枠工上の覆土の流出

・残留水圧によるわく工の中詰め土の流出
・植生土嚢の流出
・背面土の泥濘化に伴う連接ブロックの流失
・背面土の泥濘化に伴うじゃかごの陥没
・局所洗掘の発達によるのり崩れ
・ふとんかごのすべり

である。これらの事例の詳細な分析内容は土木研究所資料第3366号「多自然型河岸防御工の洪水時挙動」[1]に記述されているので参照されたい。

この事例を通じ、多自然型河岸防御工の強度に関する以下の知見を得ることができた。

①多自然型河岸防御工は、従来の河岸よりも緩勾配化して設置されることが多い。このため、

▲盛土が多用される

▲多自然型河岸防御工の上下流端で従来法線と不連続が生じる

場合が多い。

盛土は、一般的に洪水時に浮遊砂・ウオシュロードが長い年月をかけて堆積・圧密された自然河岸に比べ空隙が多く粒子間の結合状態も緩いと考えられる。したがって洪水に浸され、あるいは降雨を受けて飽和状態になると強度が急激に低下して破壊に至る事例が発生しやすい。

法線の不連続部には流れが集中するので、他の部分よりも大きな外力を想定した対策が必要である。ところが、多くの場合多自然型河岸防御工の将来の延長を想定し十分な端部処理が行われていない場合が多く、変形が発生しやすい状態となっている。

3.4 覆土工法の流出条件の検討

覆土工法とは、既設の護岸の上に土を覆うことによってコンクリート面を隠すとともに、その表面に植生をはじめとする自然の再生を期待したものである。第2章で述べたとおり、施工が容易であること、植生の再生が早いこと、自然景観を創出すること等から全国で最も高い頻度で採用されている工法である。ただし、流水の侵食作用から河岸を守ることは期待されていないので、比較的小規模な洪水でも流出する場合があるようである。

3.2項で述べたとおり、覆土工法の流出事例分析に際しては事例数が十分にあるので、複数の事例を横並びで捉えて流出発生限界水理量について検討を行う。

覆土の流出機構については次のように推定することができる。非粘着性土を用いた覆土の場合、洪水時の最大せん断力が覆土材料の限界掃流力よりも大きくなった場合に流出が発生し、また表面に植生を有する場合には植生が覆土材料に作用するせん断力を緩和する作用があるものと推定される。そこで、覆土材料の限界掃流力が推定できるもの（粒径がある程度の大きさに達しているもの。小さすぎると粘着性を帯びるために限界掃流力の推定が困難となる）を対象に、これと洪水時最大せん断力との関係を調べることにした。限界掃流力については基本的には岩垣の式により求めるものとしたが、斜面上にある場合は式(3.1)に示すLaneの補正係数kをこれに乗じた。

$$k=\cos\theta\sqrt{1-\frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}} \qquad (3.1)$$

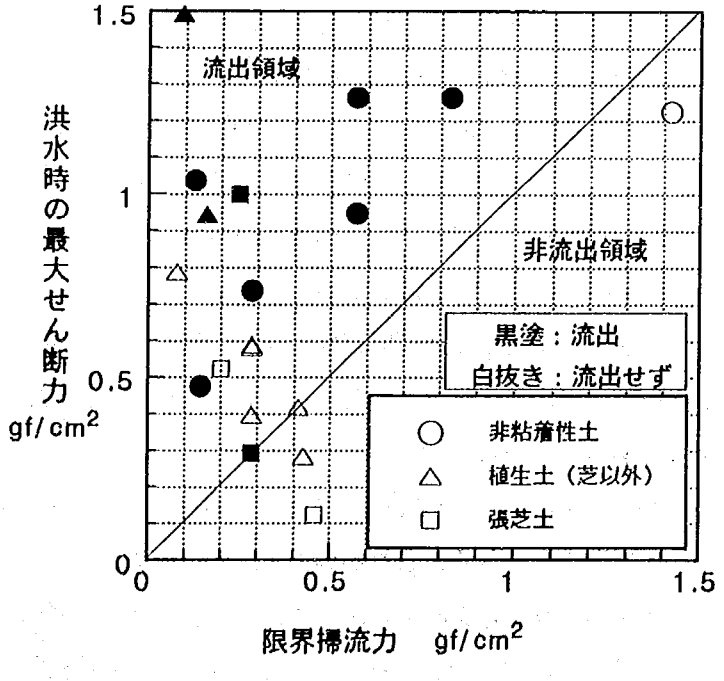
ここに、θ はのり勾配、ϕ は土の水中安息角、である。限界掃流力の算定に必要な覆土材料の粒径については平均粒径を基本的に用いた。ただし、非粘着性でかつ広い粒度分布を有する材料が用いられている場合は洪水時に表面がアーマリングされると推定されるので、粒度分布を調べ、粒径集団C(河床材料の粒径加積曲線に注目した場合、通過率がおよそ100～80%となる粒径集団のことで、しばしば河床の表面を覆いアーマーコートを形成する。山本(1994)[2]を参照のこと。)の平均粒径を求めてこれを限界掃流力算定のための代表粒径とした。なお、調査事例の中には覆土材料の粒径についての資料が不十分なものもしばしば見られたが、セグメント1の河川の工事発生土に限っては河床材料と粒度分布が等しいと仮定して図の作成に利用している。なぜなら、セグメント1では河岸土と河床材料の粒度分布がほぼ等しいから、工事発生土が河岸土と河床材料の混合物であっても粒度分布は河床材料のそれと等しいはずであるからである。

洪水時の最大せん断力 τ_0 は式(3.2)により求めた。

$$\tau_0=\rho\cdot g\cdot h\cdot I \qquad (3.2)$$

ここに、ρ は水の密度、g は重力加速度、h は覆土の法尻での水深、I は水面（河床）勾配である。

このようにして求めた洪水時最大せん断力 τ_0 と覆土材料の限界掃流力 τ_c との関係を図—3.4.1に示す。この図において、$\tau_0=\tau_c$ の斜線より上の領域が覆土の流出領域を、下が非流出領域をそれぞれ表している。また、黒塗りの点が流出ありの事例であることを、白抜きが流出なしの事例であることをそれぞれ表している。これによれば、非粘着性土でかつ表面に植生を有しない覆土は流出していない事例が1事例しかないという問題はあるものの、流出の有無は限界掃流力の概念でよく整理できることがわかる。また、表面に植生を有す



図—3.4.1　洪水時最大せん断力と覆土材料の限界掃流力の関係

る覆土で流出なしの事例がいくつか流出領域にあるが、これは表面の植生が覆土の耐侵食強度を増強していることを表している。なお、流出領域において $\tau_0=\tau_c$ の斜線からの距離が遠いほど覆土の安定性にとっては厳しいことを表しているが、今のところ資料数が少ないので植生の耐侵食強度の上限値に関する知見を得るには至っていない。

3.5 セグメントごとに見た変形の特徴

3.5.1 セグメント区分の基本的な考え方

山本（1994）は、わが国の比較的規模の大きな沖積河川は洪水外力、河床材料、蛇行特性、河岸の耐侵食性などが縦断的に不変な区間（セグメントと呼ぶ）の集合体とみなすことができるとしている。セグメント区分は、一般的には下流からセグメント３、２－２、２－１、１、山地(M)、渓流……となるが、通常、河道の周辺に人が住み、河川工学上意味のあるのは河口から山地の一部であるから、検討の対象となるセグメントは3からＭまでである。各セグメントの一般的な特徴については山本(1994)「沖積河川学」を参照されたい。

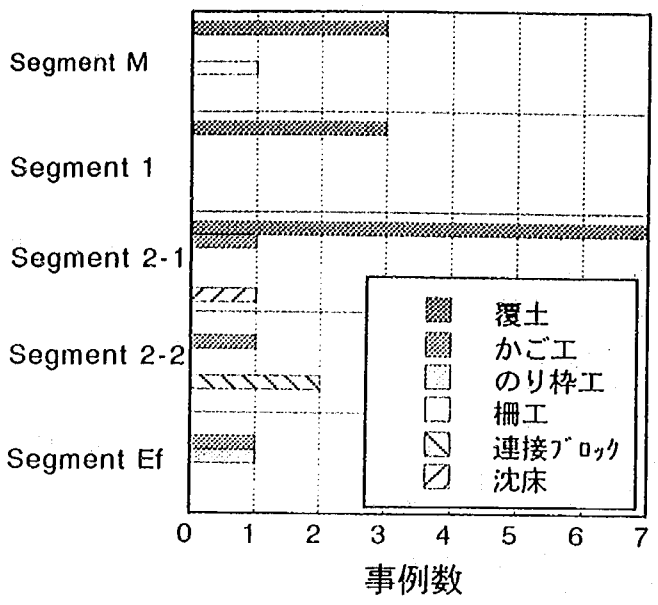
以上の４つのセグメントはわが国の大河川に見られる基本的なセグメントであるが、本分析の対象は中小河川にも及んでおり、その中には上記のセグメント１～３のいずれにも属さないもの、すなわち侵食河川の一種である扇状地侵食河川（セグメント E_f と定義することにする）が含まれている。そこで、扇状地侵食河川の河道特性について述べることにする。

扇状地侵食河川は侵食河川のひとつであり、大河川の作った扇状地上にある比較的小規模な河川で、薄く堆積した氾濫原堆積物を侵食して水路を形成したものを指す。河岸物質はもともと扇状地を形成した大河川の氾濫原堆積物であるため粘着性を有し、耐侵食性は高い。河床には大河川の形成した扇面が露出するものの、扇状地侵食河川自身には扇面を形成する礫を移動させるほどの大きな営力を持ち得ない場合が多い。また、明確な土砂生産場を持たず、河岸侵食によって発生した微細砂が水裏にわずかに堆積している程度である。扇状地侵食河川は以上のような成因を持つため、次に示す河床変動特性を持つ場合が多い。すなわち、発生する掃流力が河床を大きく変動するには至らないこと、土砂供給がないことからアーマー化が促進され、沖積河川に比べより平坦で強固なアーマーコートが形成される。このため、湾曲部であっても河床が横断勾配をほとんど持たないことが多い。また、河道の変動は側方に限られ、沖積河川ならば扇状地を形成するような急な縦断勾配を有していても蛇行している場合が多い。

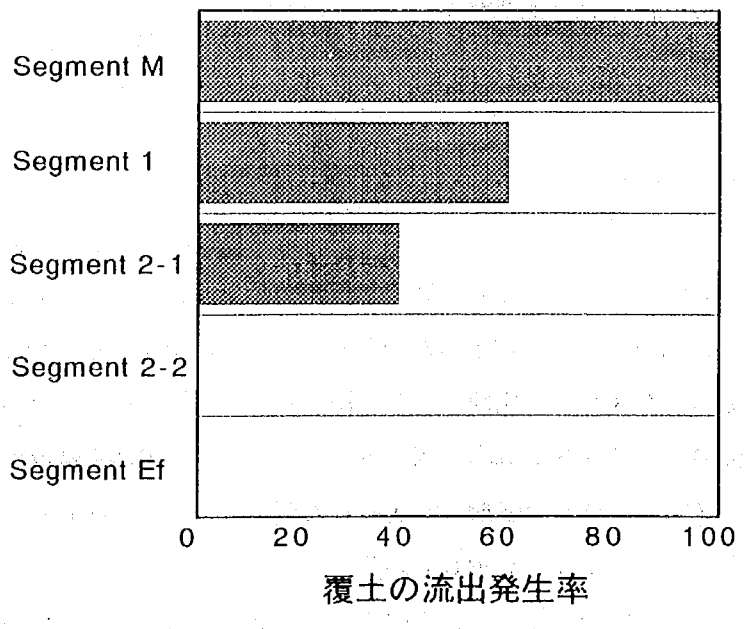
なお、侵食河川には、ここで述べた扇状地侵食河川だけでなく、例えば低平地で沼や池を源流とする水路的なものもあるが、本調査の範囲では見られなかったためにこれについての説明は省略する。

3.5.2 セグメントと変形しやすい工法との関係

図―3.5.1は変形事例数を工法別に示したものである。これによれば、いずれのセグメントも覆土の変形事例が多いこと、また、下流のセグメントに行くにしたがい覆土工法以外の工法でも変形が見られる事例数が増加する傾向にあることがわかる。このことを詳細に調べるために、各工法の全事例数に対する変形事例数の割合（変形発生率）を求め図―3.5.2に示した。これによれば、覆土工法の変形発生率は上流のセグメントに行くにしたがい増加している。洪水規模にもよるが、上流のセグメントでは大きな流体力が発生しやすい



図—3.5.1　工法別変形事例数

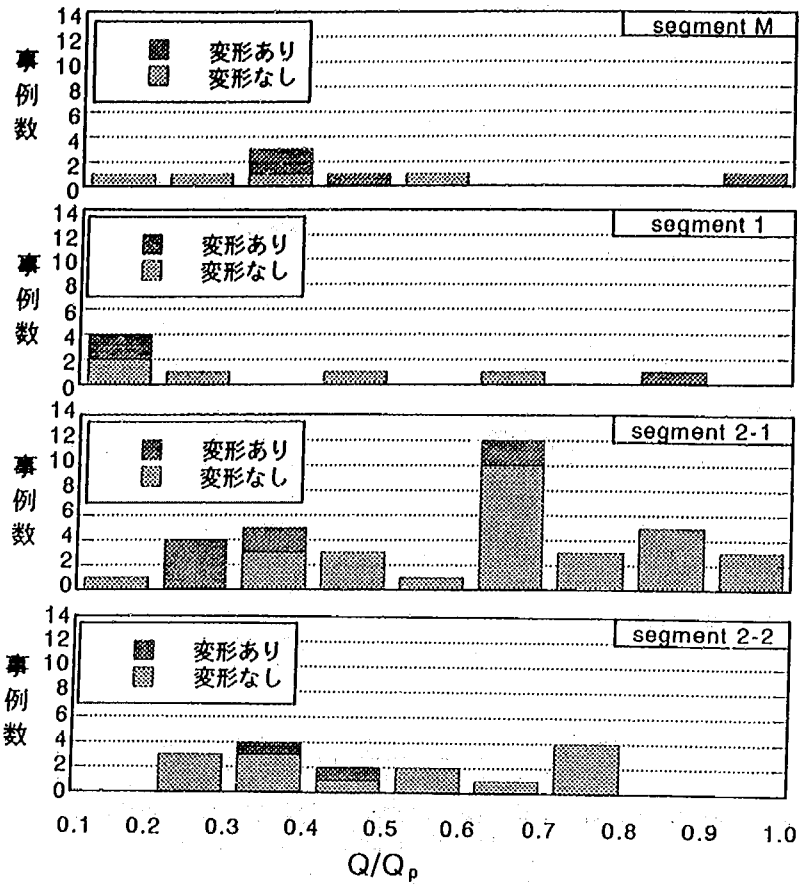


図—3.5.2　覆土の流出発生率

ので、この結果は覆土工法の変形機構が流体力と関連が深いことを示している。また全般的に覆土の変形発生率が高いことから、覆土工法は他の工法に比べ強度の点で不利なことが推定される。なお、図—3.5.1において下流のセグメントで覆土工法以外の工法の変形がいくつか見られるが、このことはこれらの工法の変形原因が流体力以外、例えば水圧、土の強度低下等にあることを示唆している。

3.5.3　セグメントと起こりやすい変形機構の関係

図—3.5.3は、Q/Qp（Q：変形発生対象洪水のピーク流量、Qp：当該地点の計画高水流量）ごとに変形ありおよびなしの事例数を示したものである。この図においてまず問題と思われるのは、かなり小さな流量規

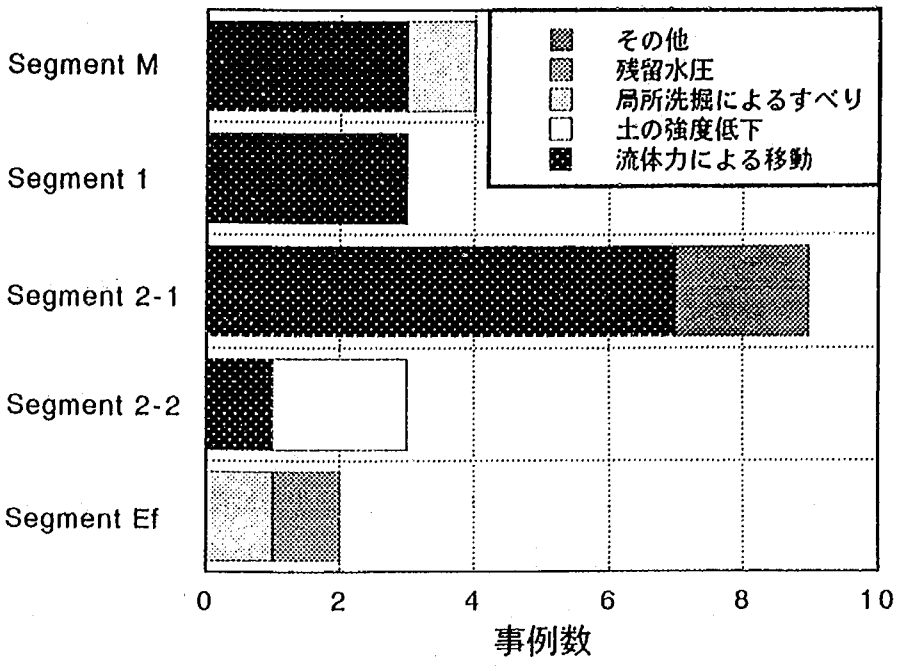


図—3.5.3　Q/Q_p ごとに見た変形事例数および変形なしの事例数

模でも変形が発生していることである。これは多自然型河岸防御工の全ての部分が治水機能を持つものではなく、部分的には平水時に環境機能を発揮するためだけに設計された部分を持つことを表している。また、上流のセグメントと下流のセグメントを比較すると、特に大きな差異は見られない。4.3.2で述べたように、覆土工法に限っては上流のセグメントで流出事例が多かったので、この事実は覆土工法以外の工法のいくつかについては下流のセグメントのほうが変形しやすいものがあること、すなわち下流のセグメントでは流体力以外の原因の変形が発生していることを示している。

そこで、個別事例ごとに変形原因を推定し、原因ごとに変形事例数をまとめてみた。その結果を示したのが図—3.5.4である。これによれば、上流のセグメントほど流体力によるところが多く、下流のセグメントでは土質的強度低下など流体力とは直接結びつかない要因での変形事例が含まれる傾向にあることがわかる。

土の強度低下については、多自然型川づくりと関係して次のような問題があると考えられる。一般に土の基本的性質として、粒径分布が均一なほど、また粒径が粗いほど含水量が増加したときの強度低下は少ないと言える。セグメント２—１よりも下流の河川の河岸土はそれぞれが均一性の高い砂層・粘性土層の互層になっており、降雨時・洪水時にも特に砂層が排水層の役割を果たす場合が多く、また圧密が進行していることもあって泥濘化しにくい特徴をもつ。ところが河岸土を一旦ほぐして盛土に利用すると土の均一性は薄れ透水係数が小さくなって施工時の締固めが困難となり、飽和時に泥濘化しやすくなる。従来の護岸は低水路を拡大して設置する場合が多く切土上に設置することが多かったため、この問題が取り上げられる機会はな



図—3.5.4　要因ごとに見た変形事例数

かったが、多自然型河岸防御工の場合は河岸線に変化をもたせたり、のり勾配を緩めるために盛土が多用されるので、盛土の泥濘化に留意する必要がある。

3.6　変形事例検討の要約

ここでは、洪水により多自然型河岸防御工が変形した事例を個別に分析した結果明らかとなった構造上の課題について列挙する。

3.6.1　覆土工法

①　洪水に対する強度について

覆土工法は、既設護岸等の上に河床材料や工事発生土、場合によっては客土を盛土して緩勾配化するとともに、表面に植生が再生することを期待した工法である。覆土自体は治水機能を持たないために、必ず既設護岸の上に設置される。この工法の特徴としては、自然な景観の創出、親水性の確保、いち早い自然回復等が少ない建設費用で達成できることにある。

覆土工法の強度的な特徴としては、他の多自然工法に比べ洪水時に流出しやすい傾向があることがまず第一に挙げられ、それは特に急流河川において顕著に現れる。本調査によって、非粘着性覆土の洪水時の安定性については、覆土材料の限界掃流力と洪水時の最大せん断力の大小関係で評価できることが明らかにされているが、急流河川において流出しやすいのは、覆土材料に河床材料の粒径以上のものを求めるのが困難であることがその原因であると推定される。

②　植生等による補強効果について

図—3.4.1に示すように、覆土の表面に植生を繁茂させたり、植生ネットを置くことによって流水に対する耐侵食性が向上することが確認できた。しかし、それにも限度があり、洪水時のせん断力が著しく大きい場

合などでは表面に植生があっても覆土が流出した事例もある。植生を表面に繁茂させることによってどの程度補強効果が上がるのかについては定量評価するには至っていない。また、土木研究所で実施している植生土の侵食実験によれば(宇多ほか、1994)、植生の補強効果は主として根によって発揮されることが明らかになっているが、覆土材料に礫など大粒径のものを用いた場合、植生の根は礫の間隙でしか存在できないので、根によって礫同志を結びつける効果は土の場合ほどには得られにくい。事実、根の進入できる深さのところで表層なだれのように表面近傍の層がずり落ちた流出事例が一件のみではあるが見られた。

③河道特性と覆土の適応性の関係について

覆土材料の安定性は流水のせん断力と材料の限界掃流力の大小により決まるので、大きなせん断力の発生する急流河川では覆土材料に大粒径のものが要求される。しかしながら、急流河川においては河床材料以上の粒径の覆土材料を調達するのが困難であること、例え表面に植生を繁茂させても補強効果が得られにくいことが明らかにされていること等から、覆土工法は急流河川にマッチした工法とは言いがたい。緩勾配化、多孔質化など、覆土工法と同様の効果を得るのならば、強度の点で覆土よりも有利な工法、例えばかご工等を用いるべきであると言える。かご工の隙間に粘着性土などで間詰しておけば、そこに植生の再生を期待することができる。

④植生土嚢について

土嚢を用いる工法は、いわば既存の河床材料を寄せ集めて一体化し、限界掃流力を大きくして洪水時の安定性を高めることをねらいとしているもので、玉石や栗石を客土するものよりも経済的である。近年では植生の根を含む工事発生土を利用し、施工後に元あった植生の再生を期待するものの施工例が増加しているようである。しかし、その反面、工事発生土には土嚢袋の目を通過してしまう微細な土が含まれていることがあり、その割合が多いと洪水時に土嚢を通過して土嚢の体積が減少し、場合によっては袋がはためいていっそう袋からの土の抜け出しが促進されるような変形形態が考えうる。このような変形を防ぐためには、植生の発芽に影響を与えない範囲でなるべく目の細かい材質からなる土嚢袋を用いたり、土嚢袋の間に植生の根を混入させた間詰土を設置するなどの対策が有効である。なお、土嚢の中詰め土に河床材料を用いれば微細土の混入割合が小さいので袋から抜け出す問題はある程度防ぐことができる。ただし、保水性が悪いので植生の繁茂には適さないと推定される。

3.6.2　じゃかご・連接ブロック等、河道縦断方向に連結されていないのり覆工

じゃかごは、筒状のかごに玉石等を詰めたものを河岸もしくは堤防法面に沿って河道横断方向にぶら下げ、これを河道縦断方向に連続的に設置したものである。また、連接ブロックは、鉄筋によって帯状に連結されたブロック群をじゃかごと同様河道縦断的に連続して設置したものである。いずれの工法も横断的には連結されているが、ほとんどの場合縦断的には連結されていないのが特徴である。

これらの工法については、従来から吸い出しと呼ばれるのり覆工の裏にある土砂が洪水中に抜け出して護岸を変形させる現象の存在が取り沙汰されてきたが、その機構、すなわち土砂の抜け出す位置や抜け出すための力の伝達過程等については諸説がある。近年では護岸近傍の局所洗掘の発達に伴いのり尻から主として重力によって抜け出す説が有力視され、根固め工の重要性が唱えられてきた。多自然型河岸防御工については河岸法線にアンジュレーションを設けたりすることが多く、この構造ゆえに従来型の護岸とは異なった形

態の吸い出し現象が存在するようである。これは後に詳述するが、盛土が洪水時に浸透水等により泥濘化し、強度低下してその上に設置したじゃかごや連接ブロックが移動・変形し、連結していない箇所が隙間を広げてそこから泥濘化した土砂が吸い出されるものである。吸い出し防止材を適切に配置すればある程度変形防止効果は上がると考えられるが、問題の根元は盛土の強度低下にあるので、効率的な盛土の強化法を見いだすことがまず必要である。

3.6.3　護岸としての基本性能の確保

護岸には、洪水時に安定で文字どおり河岸や堤防を保護する機能を発揮するためにいくつかの基本的性能を確保することが要求される。多自然型河岸防御工の基本性能として挙げられるものとしては、のり覆工が力学的に安定であることはもちろん、吸い出しを防止すること、残留水を適切な速さで排水すること、のり尻の根元を固めて洗掘を防止すること等である。多自然型河岸防御工についても護岸の一形態である以上これらの性能を確保する必要がある。

3.6.4　盛土

本分析において、盛土の泥濘化が原因と思われる変形例が幾つか見られた。従来の治水を主目的とした護岸は、多くの場合流下能力確保のため低水路を拡幅するのとセットで設置されたので、高水敷の切り土面に設置されることが多かった。一般にセグメント２よりも下流の河川の高水敷は、洪水の度に浮遊砂が堆積して長い年月をかけて形成されたものであるから、圧密がかなりの段階まで進んでいると推定される。このため洪水時に飽和しても強度低下量が少なく、結果として護岸の安定性を大きく損なうことがなかったと考えられる。ところが盛土を行う場合、しばしば工事発生土を攪拌して盛土に利用する。このような土は透水係数が小さいので盛土施工時に締固めを実施しても排水が進まず十分な締固めができないことがある。河川工事のようにウエットでかつ地形的に施工性の悪い現場では特に締固めを十分に行うのは困難である。この問題については締固め工法、盛土材料の制限、場合によっては地質改良など、施工分野での改良が必要である。

3.6.5　アンジュレーション

低水路河岸に設けられる多自然型河岸防御工は、河岸線に変化をもたすべくしばしばアンジュレーションが付けられる。ところが低水路側に突出した箇所では局所洗掘が発生し、護岸の変形の原因になる場合がある。また、多自然型河岸防御工は従来ののり面よりも緩勾配化されることが多く、のり尻位置が低水路側に突き出す形状となり、特に従来型護岸との境界近傍で局所洗掘が発生することがある。護岸のり尻部における局所洗掘は護岸の変形原因となりやすいので、低水路側に突出した箇所では根固工等による局所洗掘対策を怠らないことが重要である。

参考文献

1）宇多高明・藤田光一・平林桂・是沢毅（1995）：多自然型河岸防御工の洪水時挙動、土木研究所資料、第3366号、76p.

2）山本晃一（1994）：沖積河川学　堆積環境の視点から、山海堂、470p.

4章　覆土の適用範囲に関する調査

4.1　検討の目的

本研究を通じて想定する多自然型河岸防御工の設計手順は、まず主として対象河川の環境保全・個性の創出等に留意しつつイメージパースを描き、それから水理的な強度を検討するというものである。この手順のもとでは、水理設計をしっかりと行うことでいかなるイメージパースでも安定な河岸防御工を作ることができることになる。ところが、現実的には多自然型河岸防御工を構成する様々な工法は強度も様々で、元々強度の弱いものを洪水時に安定なように水理設計すると多額な費用を要したり、往々にして景観・環境面からも不自然なものになることがある。こうした事態を回避するには、工法ごとに有する固有の強度特性を把握したうえで、イメージパースを作成することが必要である。

平成5年度に発生した多自然型河岸防御工の洪水時挙動を全国的に調べたところ、覆土の流出事例が最も多く、しかもその多くが勾配の比較的急な河川で発生していること、非粘着性材料を用いた覆土が洪水時に流出するか否かは、覆土材料の限界掃流力と洪水時の最大せん断力との大小関係で定まることが明らかとなった（宇多ほか、1995年）。また、粘着性土についても、河岸土に流水を直接作用させる耐侵食実験から、侵食速度は水理量が小さいときにはほとんどゼロであるが、ある水理量を境に急に大きくなることが見いだされている（2編および3編参照）。洪水時の最大せん断力は河床勾配等の変化に応じて河道縦断的に変化することを合わせて考えると、以上のことがらは、覆土の安定性が河道縦断方向に変化することを示唆するものである。

以上に鑑み、ここでは設置事例も多く、また強度評価がある程度可能な状況にある覆土工法を対象に、強度的に無理のない適用範囲について検討することにする。なお、適用範囲を支配する要因のひとつである洪水外力の大小は河道のセグメント区分と密接に対応しているので、本調査では適用範囲を最終的にはセグメントで表示することにする。

4.2　検討方法

ここでは、いくつかのモデル河川を選び、河道全域に河床材料を盛土した覆土もしくは粘性土を盛土した覆土を設置したと仮想し、様々な流量規模のもとで不等流計算を実施し、せん断力・流速を算定して覆土の安定性評価を試みる。検討方法の詳細な手順は次の通りである。

①低水護岸を対象に覆土を設置するものと仮定し、横断図にその形状を記す。

②このときの覆土材料はその場で採取した河床材料（非粘着性土）とする。セグメント3および2－2については河岸土（粘着性土）とした場合も検討に加える。

③つぎに洪水外力の計算を行う。計算方法は一次元不等流計算である。計算条件は原則として表―4.2.1のとおりであるが、検討の目的からして、この条件に厳密に当てはまる必要性はないので、概ね同様の条件で行われた計算結果が既にある場合にはその情報を流用している。

表−4.2.1　標準的な計算条件

流量の超過確率	計算出発水位	断面形状	粗度係数
1/2、1/5、1/10、1/20、1/50、計画	平均潮位	現況	現況

なお、流量の超過確率～流量関係は、基準地点など河道の代表的な流量観測所での年最大流量をハーゼンプロットなどの統計処理を施して求める。

④不等流計算結果から平均流速、およびせん断力を算出する。不等流計算において径深の計算に井田法を用いている場合には平均流速は低水路平均流速、単断面法を用いている場合には断面平均流速とする。せん断力の計算は式(4.2.1)による。

$$\tau=\rho\cdot g\cdot h\cdot I \qquad (4.2.1)$$

ここに、ρ：水の密度、g：重力加速度、h：水深、I：エネルギー勾配、である。水深は基本的には覆土のり尻のところの値とする。

⑤覆土の安定性について評価する。非粘着性土を用いた場合の覆土の限界掃流力は次のような手順で算出する。まず平坦河床での限界掃流力を式(4.2.2)に示す岩垣式に従い求め、次に覆土ののり勾配の影響を考慮して式(4.2.3)で表されるレーンの補正係数 k を乗じる。

＜岩垣式＞

$$R_*\geq 671.0;\quad u_{*c}=0.05\cdot\frac{\sigma-\rho}{\rho}\cdot g\cdot d$$

$$162.7\leq R_*\leq 671.0;\quad =\left(0.01505\cdot\frac{\sigma-\rho}{\rho}\cdot g\right)^{25/32}\cdot\upsilon^{-3/11}\cdot d^{11/32}$$

$$54.2\leq R_*\leq 162.7;\quad =0.034\cdot\frac{\sigma-\rho}{\rho}\cdot g\cdot d$$

$$.14\leq R_*\leq 54.2;\quad =\left(0.1235\cdot\frac{\sigma-\rho}{\rho}\cdot g\right)^{25/32}\cdot\upsilon^{7/16}\cdot d^{11/32}$$

$$R_*\leq 2.14;\quad =0.14\cdot\frac{\sigma-\rho}{\rho}\cdot g\cdot d$$

$$R_*=\left(\frac{\sigma-\rho}{\rho}\cdot g\right)^{1/2}\cdot d^{3/2}\cdot\upsilon^{-1} \qquad (4.2.2)$$

＜レーンの式＞

$$k=\cos\theta\cdot\sqrt{1-\frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}} \qquad (4.2.3)$$

ここに、θ：のり勾配、ϕ：土の水中安息角、である。

⑥上記④で求めた洪水時せん断力と⑤で求めた非粘着性土の限界掃流力とを比較することによって覆土の

安定性を評価する。

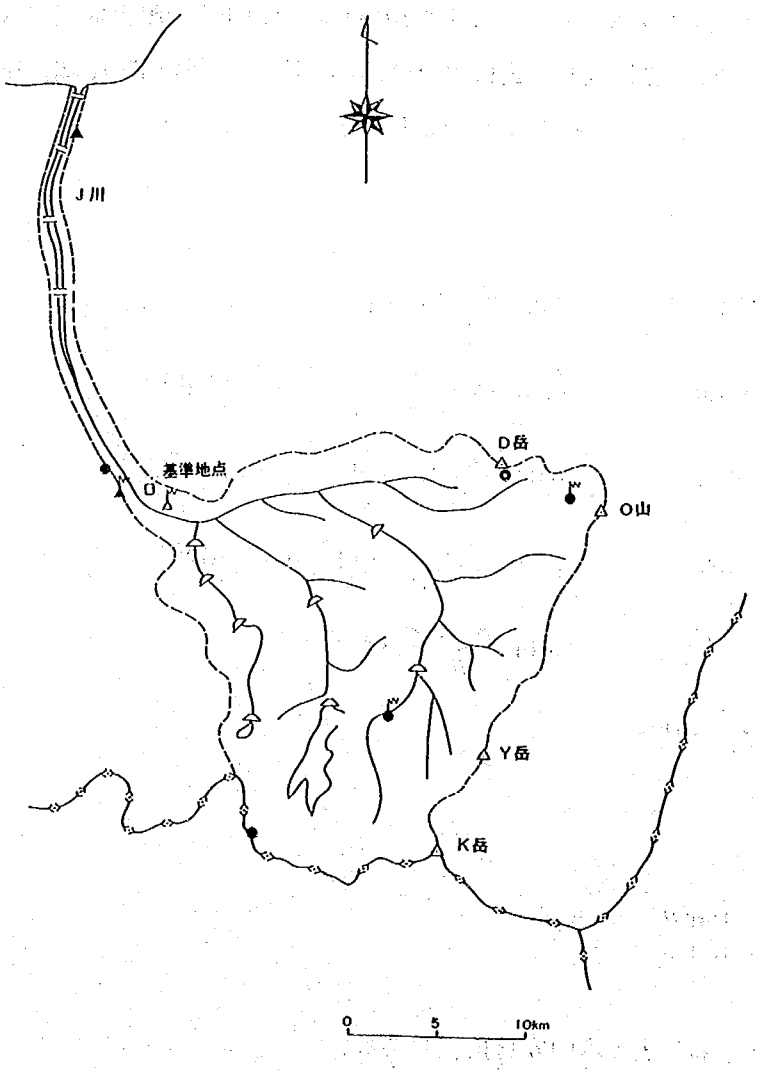
⑦粘着性土を用いた覆土の限界掃流力については、土木研究所で実施している実験結果によれば、粒度組成や締め固め状態等によってその値がかなり異なることがわかっており、現状では厳密な評価は難しい。本検討では、とりあえず粘性土の侵食実験の結果を参考に流速 2 m/s～3 m/s を侵食限界流速と仮定した。これと上記④で求めた断面平均流速（低水路平均流速）とを比較し、覆土の安定性を評価する。

4.3 検討結果

モデル河川は、J川、I川、K川、T川の4河川である。

4.3.1 J川

J川は、流域面積368km²、流路延長56kmの一級河川である（図—4.3.1参照）。直轄区間は大まかにセグメント1（扇状地部）およびセグメント2（海岸平野部）に分けられ、それぞれがさらに2つのセグメントに分けられる。各セグメントごとに見たJ川の河道特性量を表—4.3.1に示す。直轄区間のほとんどで河床材料の主体は砂礫であり、我が国の直轄河川のなかでも有数の急流荒廃河川であるといえる。

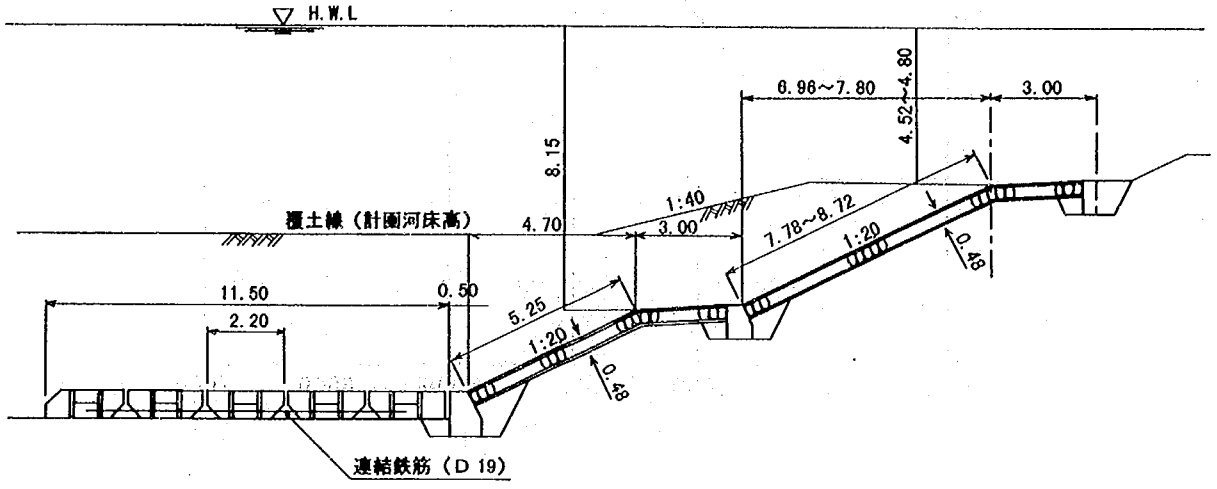


図—4.3.1 J川の流域

表—4.3.1　J川の河道特性

セグメント	河床勾配	河床材料平均粒径	粗度係数＊	
			高水敷	低水路
2－1① (0.0～2.2km)	1/890	20mm	0.030	0.030
2－1② (2.2～6.2km)	1/360	50mm	0.038	0.038
1① (6.2～10.0km)	1/220	100mm	0.055	0.055
1② (10.0～21.5km)	1/70	400mm	0.060	0.060

＊昭和44年8月洪水による逆算値（＝改修計画に用いている値）



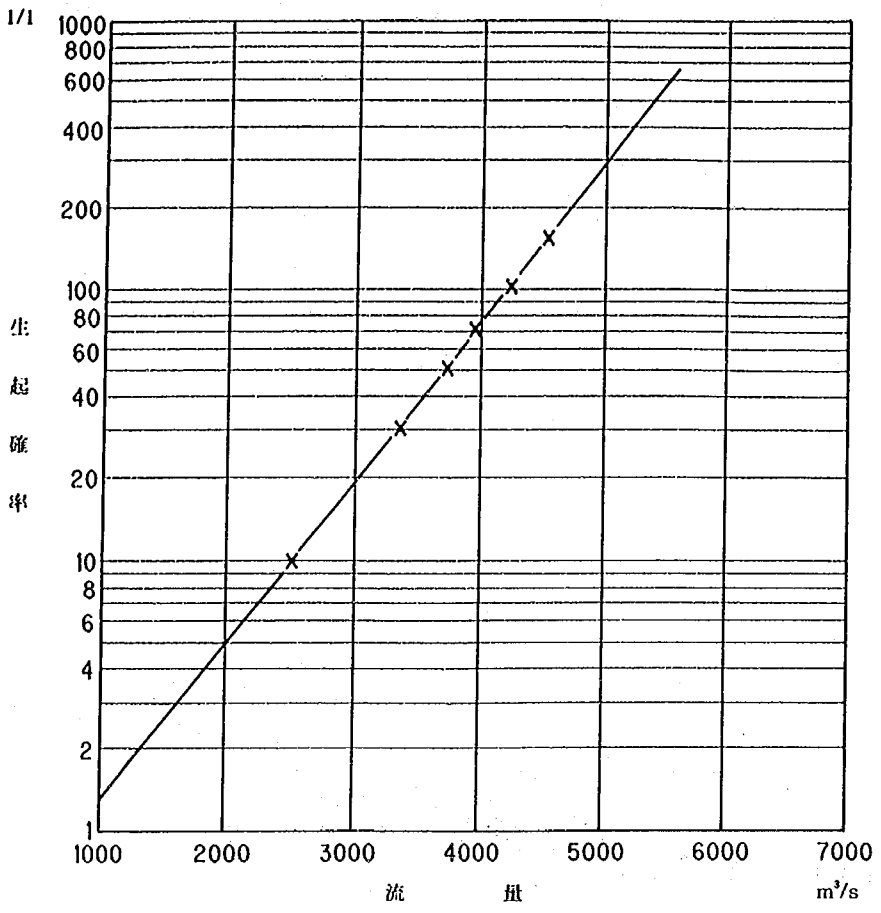
図—4.3.2　計算上の標準断面(J川)

図—4.3.2に不等流計算において想定した標準断面を示す。のり尻については砂州の発達・移動に伴う深掘れの発生を予測し、根固め工は計画河床よりも低い位置に設置して埋め戻すとともに、のり面には4割勾配で覆土を行うものとする。

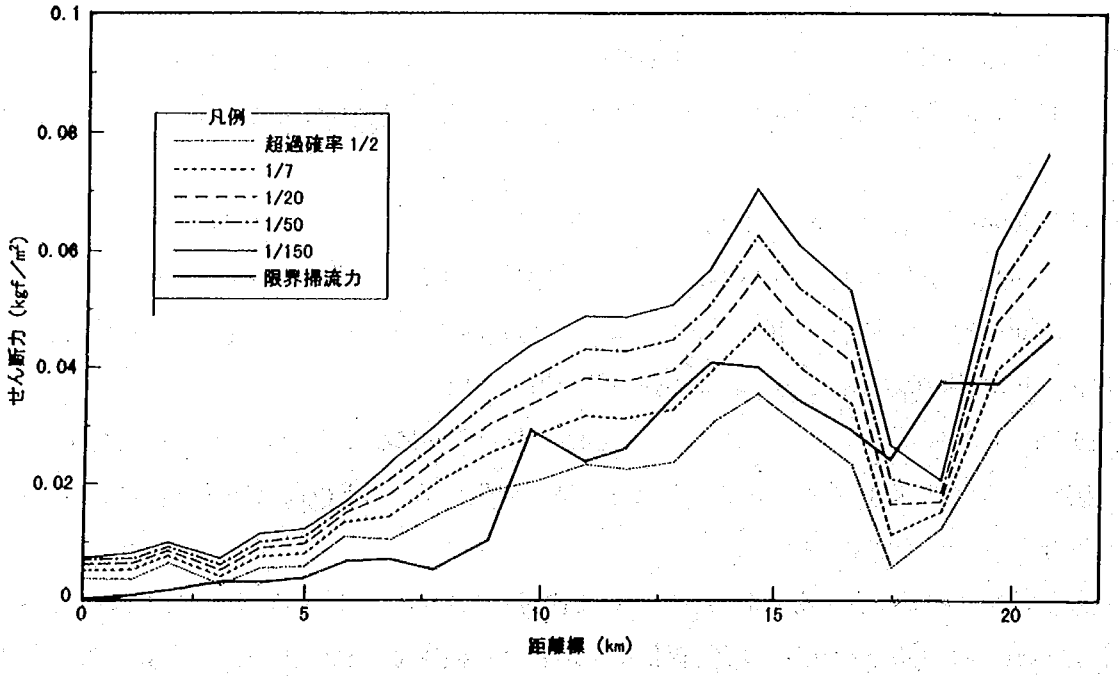
流量条件は1,300m³/s（超過確率1/2）、2,200m³/s（1/7）、3,000m³/s（1/20）、3,700m³/s（1/50）、4,600m³/s（1/150）であり（図—4.3.3参照）、計算出発水位は下流端断面で等流水深が得られるよう設定した。計算上、断面形は複断面として扱い、径深の算定には井田法を用いている。粗度係数は、特に規模の大きかった昭和44年8月洪水による不等流計算の逆算値を用いている。

計算結果を図—4.3.4に示す。これによれば、せん断力が局所的に小さくなる17～19km区間、および超過確率1/2の洪水時におけるセグメント1－2以外では、発生するせん断力が覆土材料の限界掃流力を上回り、覆土は流出してしまう結果となった。

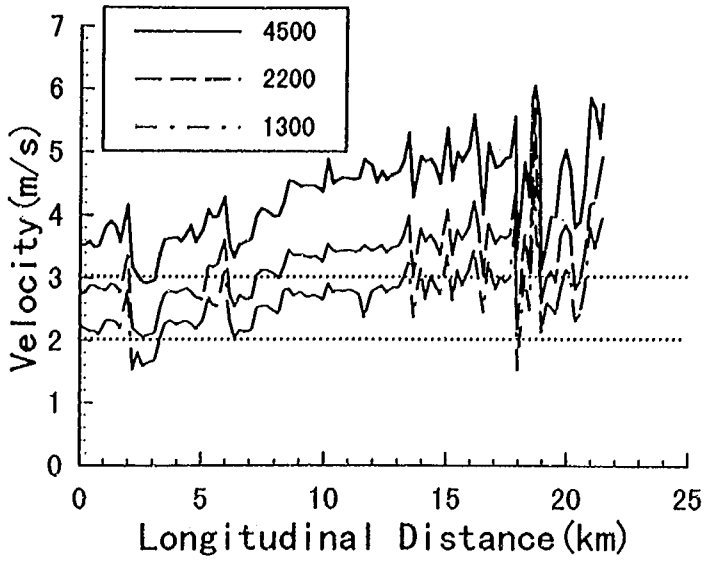
そこで、覆土材料に粘着性土を用いた場合について検討してみることにする。図—4.3.5は、不等流計算結果をもとに得られた低水路平均流速の縦断変化を実線および破線で、粘性土の侵食限界と仮定した流速2m/sおよび3 m/sを点線で表示したものである。この図においては、都合上流量1,300m³/s（超過確率1/2）、2,200m³/s(1/7)、および4,600m³/s(1/150)の3流量の場合のみが描かれている。これによれば、流



図—4.3.3　流量～生起確率相関(J 川・M 観測所)



図—4.3.4　洪水時せん断力と限界掃流力との関係(J 川)



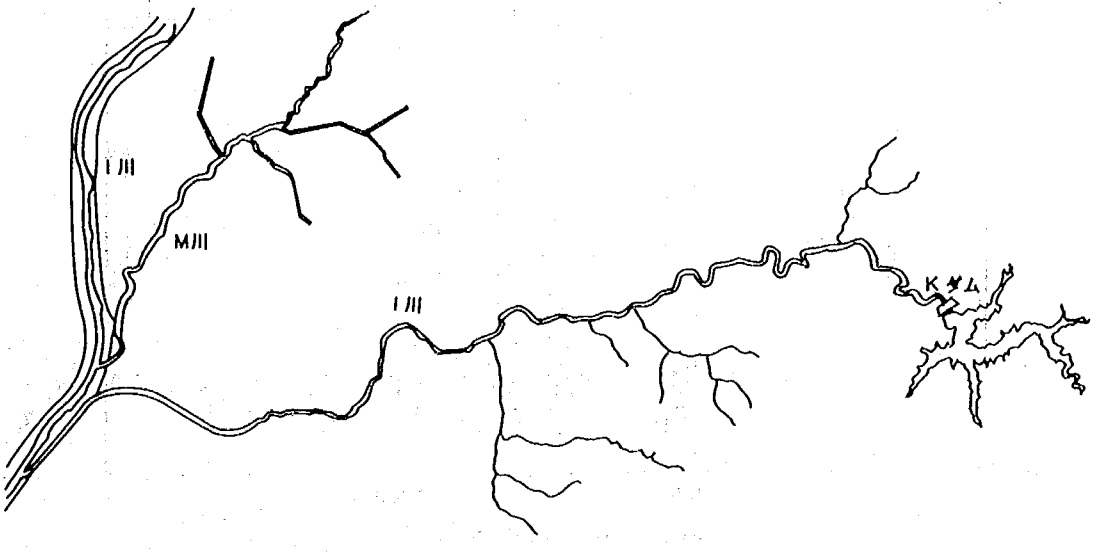
図—4.3.5　低水路断面平均流速と粘性土の侵食限界との関係(J川)

速3 m/sまで耐えられる粘性土をセグメント2—1の区間に用いた場合に限り、流量2,200m³/s(超過確率1/7）まで維持することができる可能性が高いと考えられる。

4.3.2　I川

I川は、I岳（標高1,063m）を源とし、M市、I市を貫流し、I川に注ぐ流路延長58.7km、流域面積343.4km²の1級河川である（図—4.3.6参照)。河道縦断的に見たI川の河道特性量、および不等流計算条件を表—4.3.2に示す。表—4.3.2に示すとおり、I川は谷底を流れその出口で小規模な扇状地を持つ急流河川であり、合流点のごく近傍で勾配を緩める河川である。河道内には数多くの床止め工が設置されている。

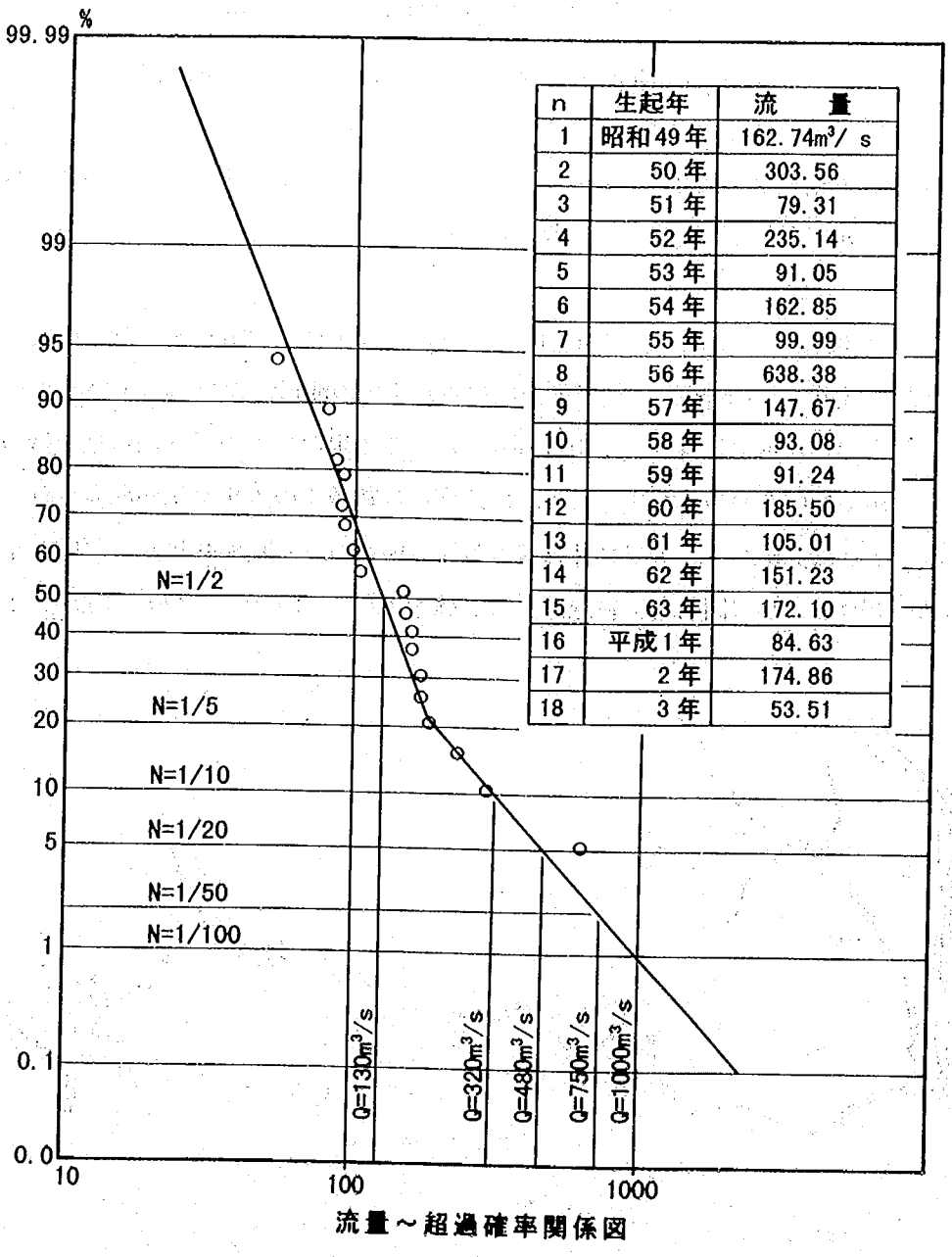
不等流計算は次のように実施した。流量条件はN流量観測所における昭和49年から平成3年までの年最大流量を対数確率紙にプロットし（図—4.3.7参照)、超過確率1/2、1/10、1/20、1/50、1/100にそれぞ



図—4.3.6　I川の流域

表—4.3.2　河道特性および計算条件の設定

縦断距離(km)		0	9	14	17	25	34
セグメント		2－2	2－1			1	
河床勾配		1/1125	1/635			1/358	
粗度係数	低	0.05					
	高	0.027	0.030			0.035	
覆土材料(mm)		5.3		24.4		19.2	
床止め工位置		●	●		●		



n	生起年	流　量
1	昭和49年	162.74m³/ s
2	50年	303.56
3	51年	79.31
4	52年	235.14
5	53年	91.05
6	54年	162.85
7	55年	99.99
8	56年	638.38
9	57年	147.67
10	58年	93.08
11	59年	91.24
12	60年	185.50
13	61年	105.01
14	62年	151.23
15	63年	172.10
16	平成1年	84.63
17	2年	174.86
18	3年	53.51

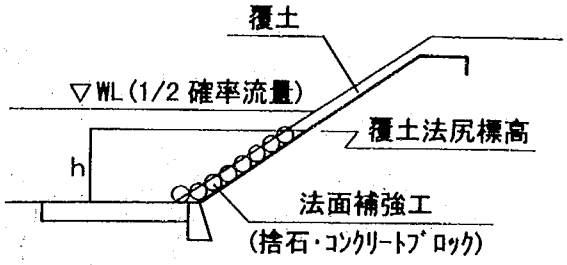
図—4.3.7　流量～超過確率(I川・N観測所)

れ対応する流量130、320、480、750、1000m³/sを計算流量とした。下流端水位は下流端断面で等流水深となるよう設定した。なお、掃流力の計算に用いる水深は計画河床高から水面までの距離とし、覆土ののり勾配は3割とした（図--4.3.8参照）。

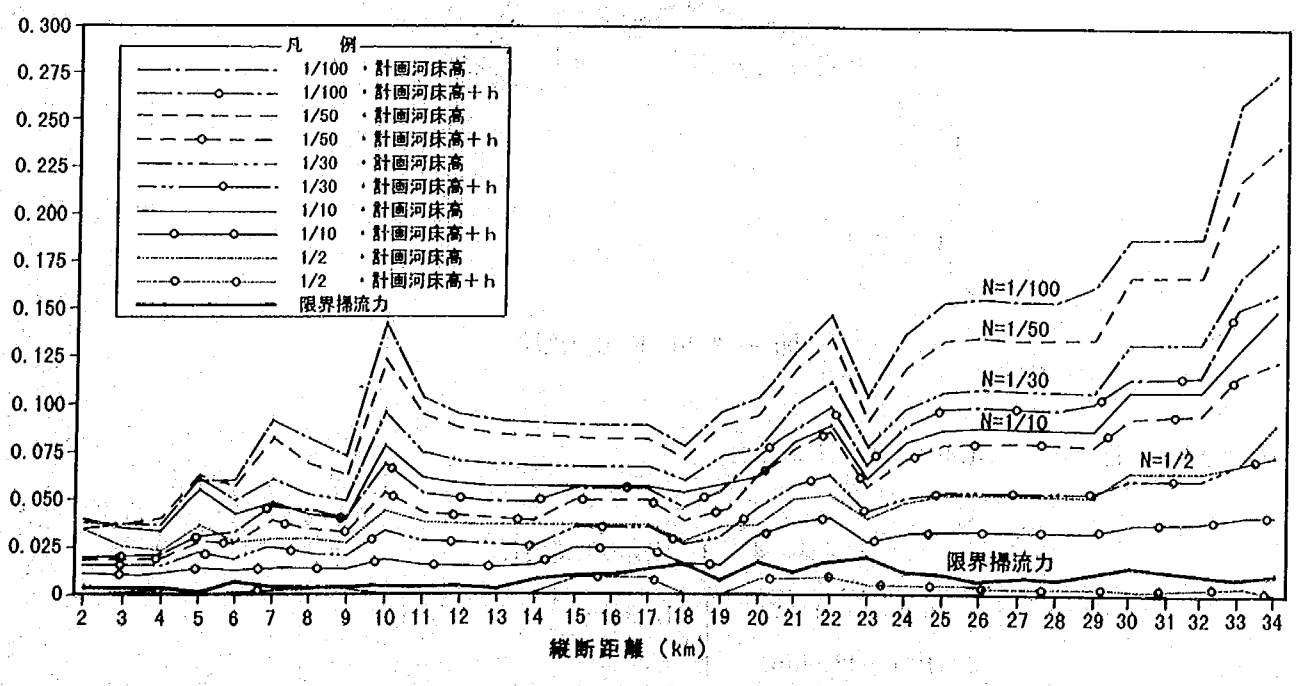
覆土材料としては河床材料とすることにし、粘着性土は適用しなかった。これは、河床勾配がかなり急であり、河岸に強い粘着性を示す土層は存在しないと推定されること、1）で示したJ川の例から勾配のかなり急な河川では粘性土の利用は無理であることが明白となったことによる。

計算結果を図—4.3.9に示す。図中、計算結果は実線で表されている。これによれば、ほぼ全区間にわたってあらゆる流量のもとでせん断力が覆土材料の限界掃流力を上回っている。これより、覆土は超過確率1/2程度の小規模出水においても直轄全区間で流出することになる。そこで、のり面の中で大きなせん断力の作用するのり尻近傍を、図—4.3.10に示すように捨石やのり枠工で保護し、決して移動しないと仮定した条件

区　分	下流部	中流部	上流部
測点(km)	0.0～15.0	15.0~20.0	20.0~34.0
h　(m)	3.50	2.50	1.50



図—4.3.8　計算上の標準断面(I川のり尻補強後)



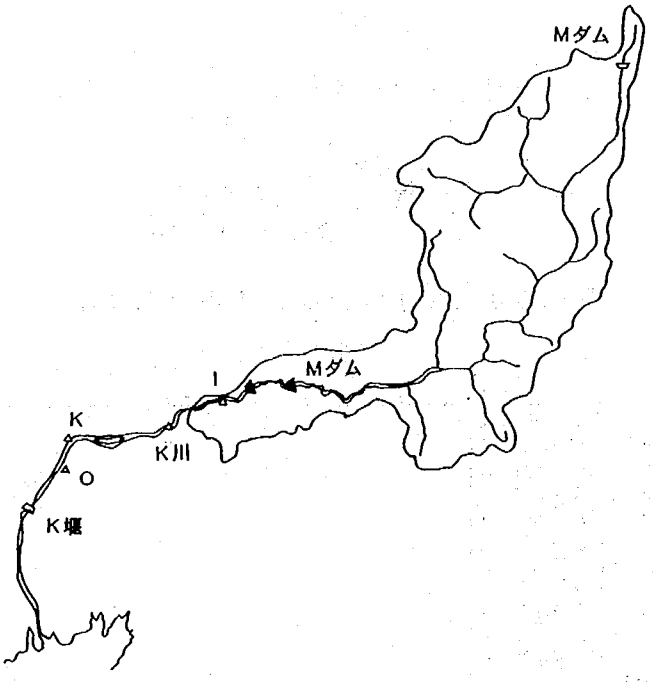
図—4.3.9　洪水時せん断力と限界掃流力との関係(I川)

で計算し直してみることにした。具体的にはせん断力の計算に用いる水深を、水面から河床までの距離一対策工の天端から河床までの距離、とした。計算結果を図—4.3.9中、破線で示す。これによれば、超過確率1/2の流量条件のみ洪水時のせん断力が覆土の限界掃流力を下回る結果となった。一般に覆土に植生が繁茂すると耐侵食性が向上すること、条件が整えば施工後1年程度でかなりの植生の回復が期待できることから、この結果は、条件が整えば次のような覆土施工法があり得ることを示唆している。すなわち、1/2程度の洪水にぎりぎり耐えるような覆土を施工しておけば、表面に植生が繁茂するまでの期間に超過確率1/2以上の洪水が発生しない限り、植生の作用によりある程度の耐侵食性を持った覆土ができあがるというものである。

4.3.3　K川

K川はH山脈のH山に源を発し、N平野を流下してI湾に注ぐ流域面積5,275km²、流路延長227kmの大河川である（図—4.3.10参照）。セグメントごとに見たK川の河道特性量を表—4.3.3に示す。

表—4.3.4からもわかるように、K川の直轄区間は3つのセグメントから成っており、河道特性の変化が著しい。特に明確なセグメント3を持つ河川は我が国には少ないので、本検討には適した河川であると言うことができる。



図—4.3.10　K川の流域

不等流計算条件は表—4.3.4のとおりである。

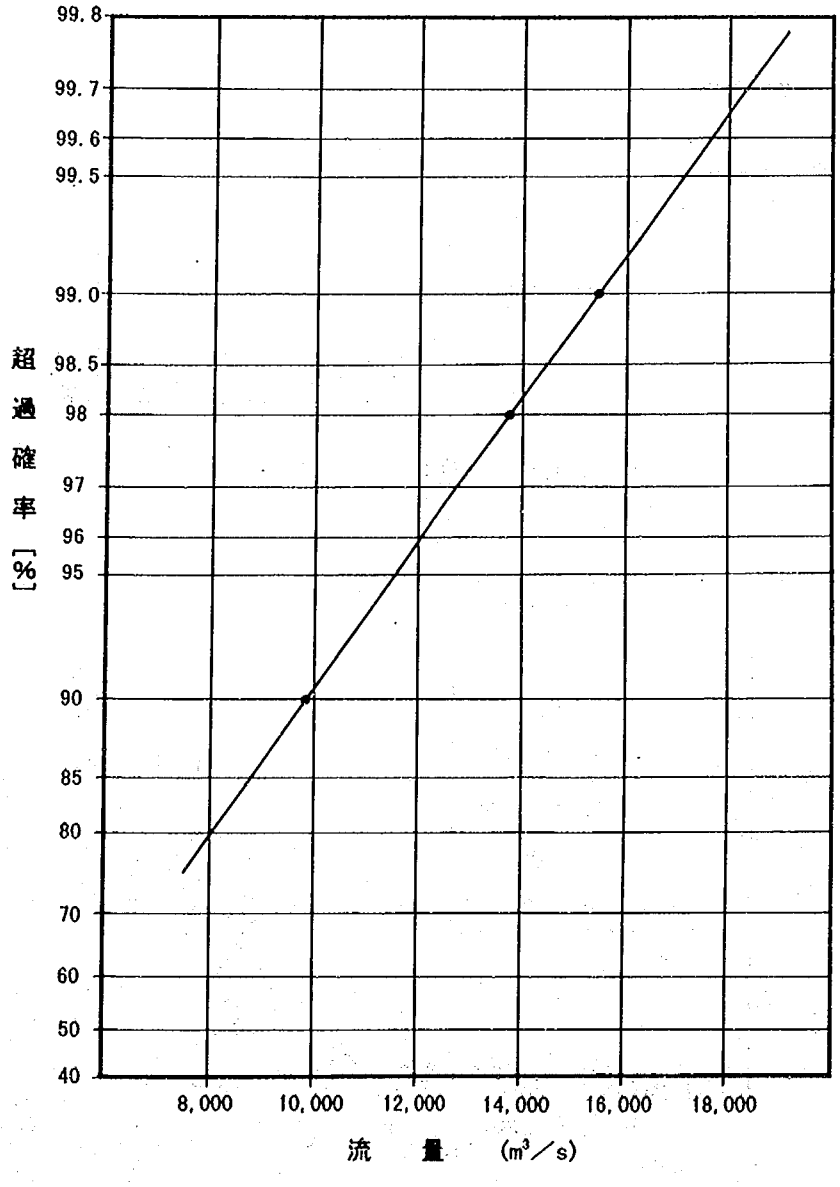
表—4.3.3　K川の河道特性

3 (0.0～10.0km)	1/19000	0.3mm
2 (10.0～42.0km)	1/2820	0.5mm
1 (42.0～58.0km)	1/990	40mm

表—4.3.4 計算条件（K川）

流量（超過確率）	出発水位	粗度係数	その他
7,300m³/s (1/2) 9,880m³/s (1/10) 11,550m³/s (1/20) 12,530m³/s (1/30) 13,750m³/s (1/50) 16,000m³/s (1/100)	0.0kmにおいてT.P.+0.2m（平均潮位）	0.0～12.6km 0.018 12.6～18.2km 0.021 18.2～32.6km 0.023 32.6～40.2km 0.025 40.2～42.0km 0.030 42.0～48.8km 0.036 48.8～55.4km 0.031 55.4～60.0km 0.040	単断面計算

なお、図—4.3.11に示す流量～超過確率関係図は、昭和13年～40年の間にI流量観測所において観測された年最大流量を基に作成されたものである。



図—4.3.11 流量～超過確率関係（K川I観測所）

計算において設定した標準的な断面を図—4.3.12に示す。のり面勾配２割のブロック張り低水護岸の上に、のり勾配2.5割の覆土を設置するものである。計算出発水位はいずれの流量のもとでも平均潮位とし、粗度係数は現況粗度を与えている。計算上の断面の扱いは単断面である。

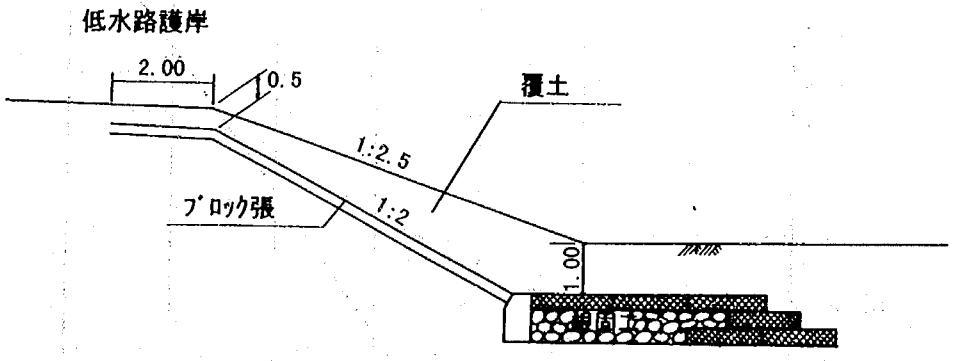
計算結果を図—4.3.13に示す。これによれば、非粘着性土（河床材料）を用いた覆土の場合、小規模洪水においてもせん断力が覆土の限界掃流力をあらゆるセグメントで上回っている。このことは、覆土は植生の回復が見られないうちに覆土が流出してしまうことを表している。

次に、覆土材料に粘着性土を用いた場合の安定性について検討する。図—4.3.14は洪水時の流速と粘着性土の侵食限界流速（仮定値）を示したものである。これによれば、覆土に粘性土を用いた場合には、侵食限界流速を下回る区間が以下のように存在する。

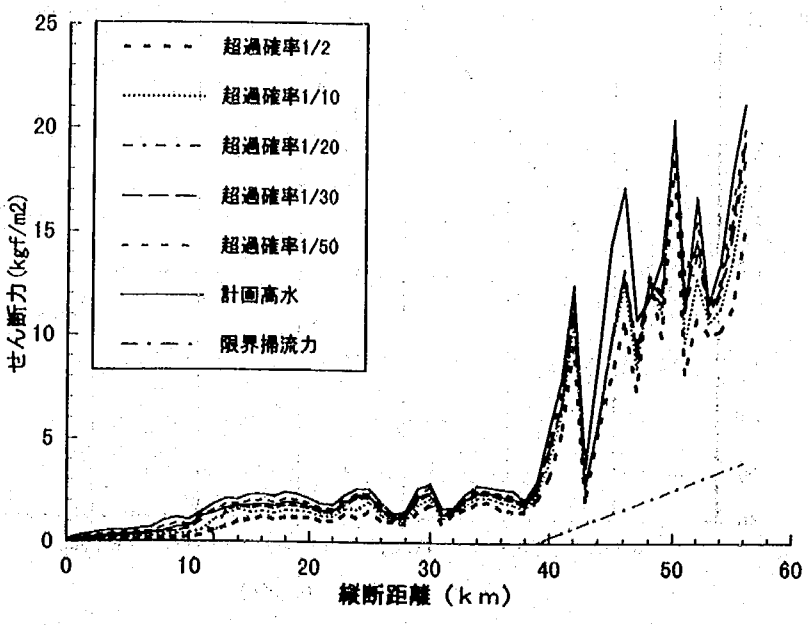
・侵食限界流速２ m/s の場合：河口から約11km 区間（おおむねセグメント３に対応）

・侵食限界流速３ m/s の場合：河口から約39km 区間（おおむねセグメント２および３に対応）

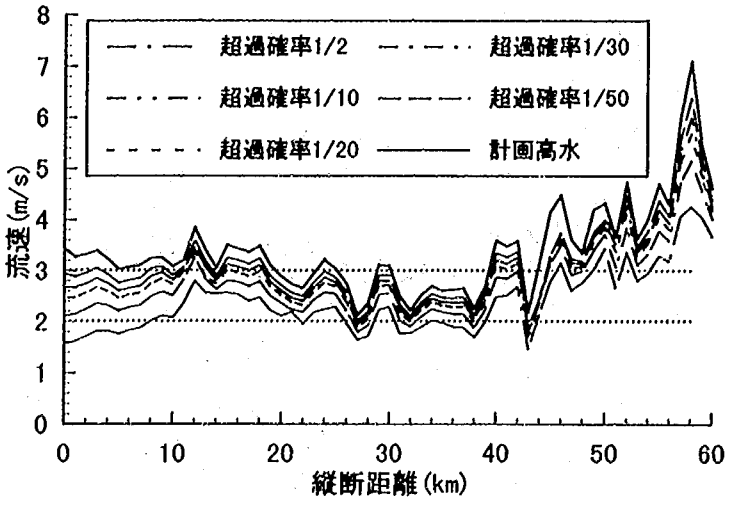
この区間では、粘性土を用いた覆土であればある程度維持が可能であるといえる。セグメント２、３にはも



図—4.3.12　計算上の標準断面（K川）



図—4.3.13　洪水時せん断力と限界掃流力との関係（K川）



図—4.3.14　洪水時流速と粘着性土の侵食限界流速との関係(K川)

ともと河岸に粘着性土がある場合が多いので、工事発生土を十分に締め固めて利用したり、切土面などはのり覆工を設けず土羽をそのまま利用するなどの工法の可能性が示唆されるものである。

4.3.4　T川

T川は、K山にその源を発し、途中支川を集めつつMダム、Yダムを経てT平野を流下し、A海に注ぐ大河川である（図—4.3.15参照)。今回の調査では、河口からN三川分派点である76km地点までを対象としている。検討対象区間のセグメント区分と各セグメントの河道特性は表—4.3.5のとおりである。

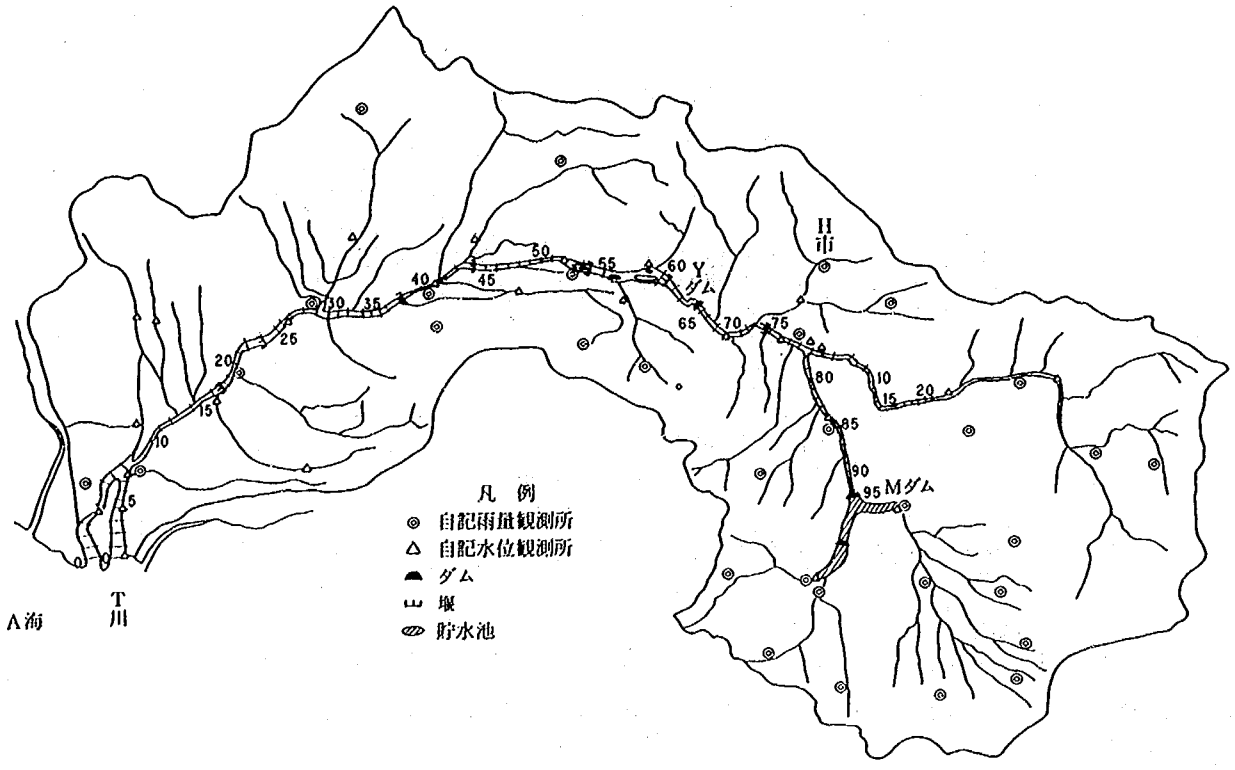
Yダム（約65km）より上流はセグメントMに相当し、河岸・河床にしばしば岩の露出がみられる。河床材料は30mm以上の礫が主体である。

Yダムから38km区間はセグメント2－1に相当する。河床縦断勾配は1/500～1/1000、河床材料の平均粒径は10mm~50mm程度で、河岸材料はシルトを含む砂質土である。また、河道内には砂州の形成が見られる。

38km～16km区間はセグメント2－2に相当する。河床縦断勾配は1/2500～1/6000、河床材料の平均粒径は0.5mm～10mm程度である。河岸材料は一部に砂分が混ざる程度でシルト・粘土が主体である。この区間は、河道の蛇行跡が最も顕著に見られる区間である。

16kmより下流はセグメント3に相当する。河床勾配はおおむねフラットで河床材料の平均粒径は0.25mm～0.5mmである。河岸はシルト・粘土からなる。

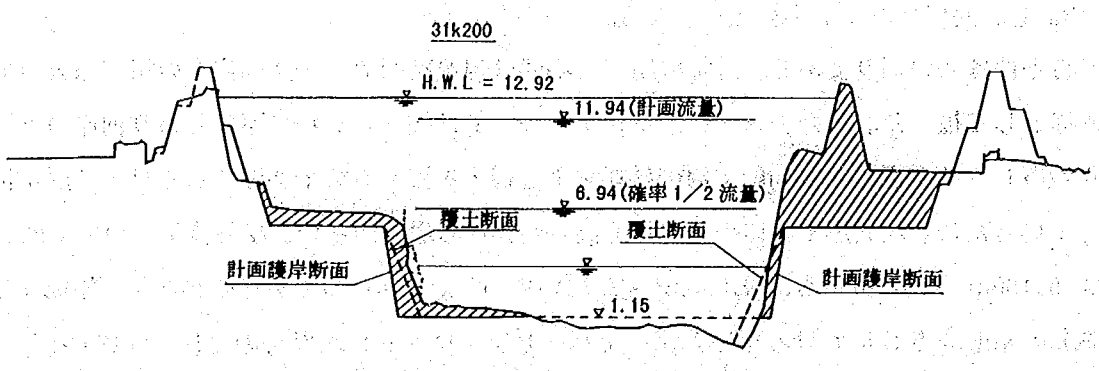
不等流計算条件は次の通りである。計算に用いた断面は現況断面で、一断面内での粗度係数の配分を考慮しない単断面として扱った。また、覆土の設定状況については図—4.3.16に示すとおり河岸のみ計画法線として護岸を設置し、その上に4割勾配で河床材料による覆土を置くものである。覆土はのり尻が河床に届くまで延長しているため、左右岸では覆土ののり尻高さが異なる場合が多い。断面流量については2,540m³/s、4,380m³/s、5,100m³/s、6,100m³/s、9,000m³/sを用いている。これらの流量は昭和25年～平成4年の42年間（1年欠測）の基準地点Sにおける年最大流量をハーゼンプロットした場合のそれぞれ超過確率1/2、1/10、1/20、1/50、1/100に対応する（図—4.3.17参照)。



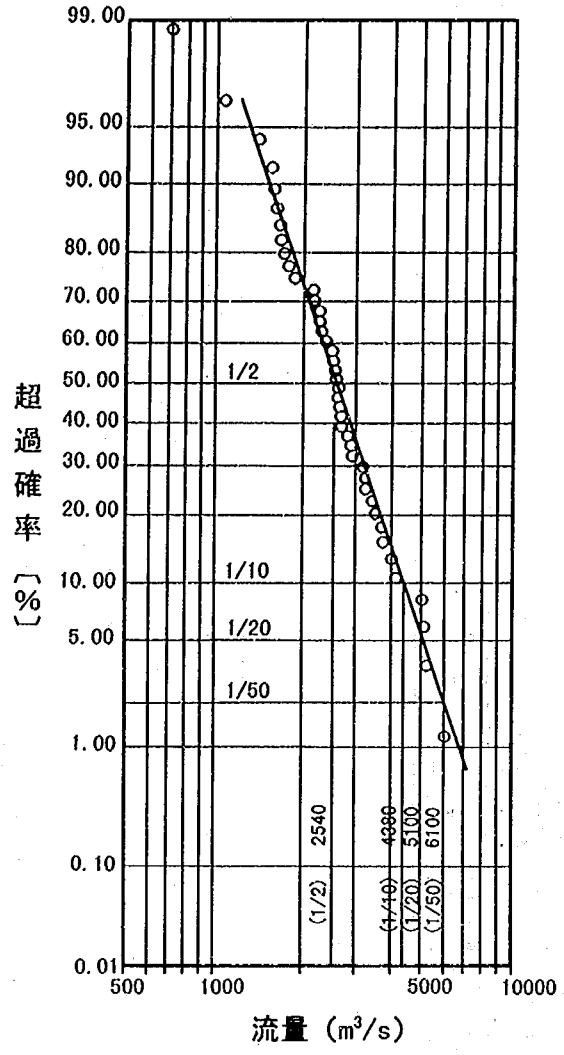
図—4.3.15　T川の流域

表—4.3.5　検討対象区間のセグメント区分と河道特性（T川）

区　　間	セグメント	河床勾配	河床材料 平均粒径	粗　度　係　数
Yダムより上流	M	1/230以上	30mm以上	65km以上：0.038
Yダム～38km	2－1	1/500～1/1000	10～50mm	59.0～65.0km：0.038 45.0～59.0km：0.036 38.0～45.0km：0.035
38km～16km	2－2	1/2500～1/6000	0.5～10mm	30.0～32.0km：0.032 24.0～30.0km：0.030 17.0～24.0km：0.028
16km～河口	3	LEVEL	0.25～0.5mm	10.0～17.0km：0.023 河口～10.0km：0.021



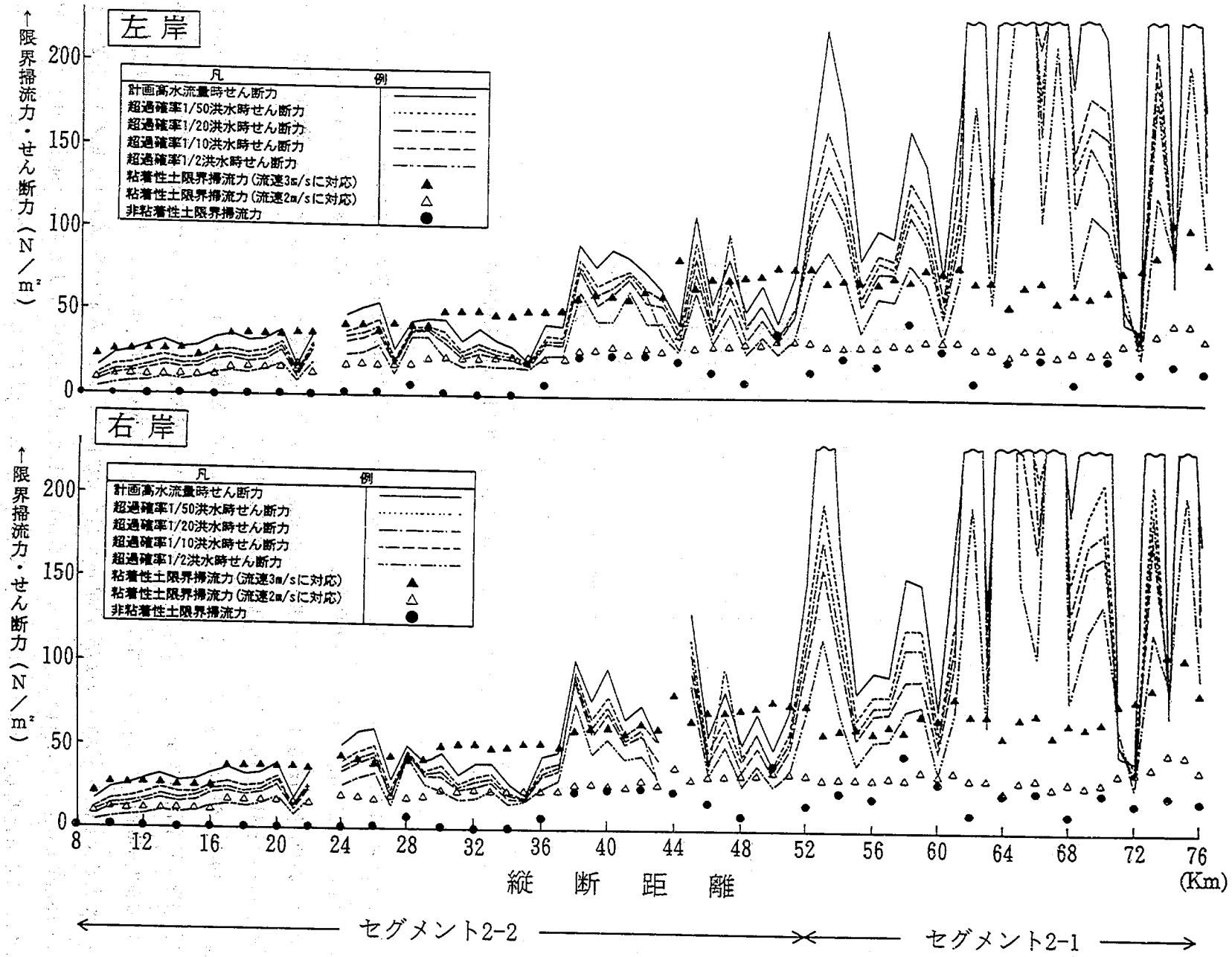
図—4.3.16　計算上の標準断面(T川)



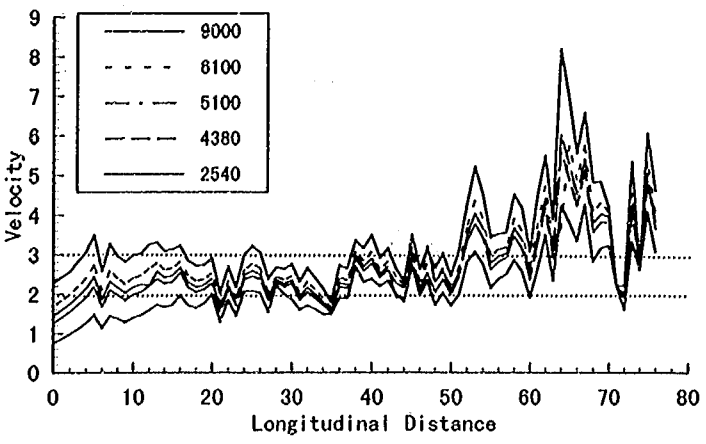
図—4.3.17　流量～超過確率関係(T川・S流量観測所)

計算結果を図—4.3.18に示す。この図の作成においてせん断力の線が各流量とも左右岸づつあるのは、左右岸の覆土ののり尻の高さの違いを考慮したためである。これによれば、あらゆる区間、あらゆる流量のもとで洪水流のせん断力が覆土材料の限界掃流力を上回り、流出する結果となった。そこで、前記の事例と同様、覆土材料に粘性土を用いた場合についても検討を試みる。

図—4.3.19は、不等流計算により得られた断面平均流速の縦断変化を示したものである。図中には粘性土の侵食限界を示す流速2 m/sおよび3 m/sの線が合わせて記入してある。図によれば、侵食限界2 m/sの粘性土は流量2,540m³/sを上回る洪水時には河道のいたるところで侵食されること、侵食限界3 m/sの粘性土は著しく大きな規模の洪水でないかぎり50km前後まで維持されることがわかる。ただし、セグメント2－1となる38kmより上流では河岸土に含まれる砂分が増加して耐侵食力が低下するものと推定されること、図中38km～50km区間の洪水流速は土の侵食限界流速とほとんど同等であることを合わせて考慮すると、実質粘性土による河岸・覆土が洪水中においても維持される可能性が高いのはセグメント2－2よりも下流となろう。



図—4.3.18 洪水時せん断力と限界掃流力との関係(T川)



図—4.3.19　洪水時流速と粘着性土の侵食限界流速との関係(T川)

4.4　まとめ

以上の検討結果を総括すれば、河道セグメントごとに見た覆土の設置範囲等について次の指摘を行うことができる。

①いずれのセグメントにおいても、河床材料を覆土に用いた場合には小規模の出水で流出し、長期にわたる安定は得られない。

②セグメント3および2－2で、かつ河岸土が高い粘着性を有する場合には、河岸土由来の工事発生土は締め固めを十分に行えば覆土として利用できる。

③セグメント3および2－2では河岸土自体に耐侵食性があるので、水衝部などせん断力・流速が局所的に増大するところを除いて剝離型河岸侵食が発生するのはまれであると推定される。したがって、自然河岸を活かした河岸処理について検討してみるのもよい。ただし、波食やすべり型の河岸侵食が発生する可能性があるので次のような対処が必要である。海の波の進入があるところや舟運のあるところでは波食が懸念されるので、河岸前面にある程度の幅を持ったヨシ原帯を作って洪水時の浮遊砂・ウオッシュロードの堆積を促進し浅瀬を作る(詳細については自然河岸の形成手法の項を参照のこと)。また、湾曲部の外岸側など河岸前面に深掘れが発生してすべり型河岸侵食を起こす恐れのあるところはパーシャルプロテクション、捨て石などが必要となる。

④セグメント2－1においては、一般的に覆土の維持は困難である。粘性土を客土し、かつしっかり閉め固めできる場合にはある程度の洪水まで維持可能な覆土が設置できる可能性はある。また、水面下を捨石等で保護し、水面上に植生を繁茂させることができればある程度の強度が得られる。しかし、いずれの場合も大洪水のもとでは覆土の維持は困難であり、覆土の流出をある程度覚悟しておかなければならない。

⑤セグメント1より上流においてはあらゆるタイプの覆土の適用が困難である。原植生の回復を図るのならば、覆土ではなく例えば強度の十分大きいふとんかごを設置し、間隙に間詰め土を施すなどの方法で対処すべきである。

参考文献

宇多高明・藤田光一・平林桂・是沢毅(1995)：多自然型河岸防御工の洪水時挙動、土地研究所資料、第3366号、76p.

第5章　セグメントごとに見た標準工法の調査

5.1　検討の目的

第7章で提示する多自然型河岸防御工の水理設計の手引き（案）は、設置予定地点の河道特性、生態系、景観等で表されるところのいわゆる個性に十分に対応した多自然型河岸防御工が設計できるよう、多自然型河岸防御工を部品ごとに分解して考える方式を取り込んでいる。この方針に則れば、対象河川の河道特性、生態系、景観等に関する情報をもとにオリジナリティがあふれ、かつ多くの人から共感が得られるような多自然型河岸防御工のイメージパースを描くことが設計の第一歩となる。この作業は、技術者に河川に関する広範な知識と創意工夫能力を要求するので、熟練した技術者にとっては最もやりがいのある仕事となる。しかし、実状からいえば河川技術者の多くはシビックデザインに不慣れであり、ここで悩むことになるのではないかと思われる。

もし、このとき見本となるものがあると、イメージパースを描く作業をかなり容易にすることができる。幸い、2～4章の検討を通じ、多自然型川づくりにしばしば利用される工法と強度との関係が多少解明されつつあり、また多くの現場施工事例から各工法の環境上の機能も明らかにされつつあるので、ここでは利用する工法の水理的な強度、生態系への影響、および景観の面に配慮しつつ見本になるようなイメージパースの提案を試みることにする。もちろん、見本に従っていては個性的な川づくりはできないので、対象河道の特性に見合うよう相応の改良を為すことがこのパースの利用条件であり、また将来的にはこうした標準的なパースが必要なくなる状況が訪れることが望まれるものである。

5.2　多自然型川づくりの基本的考え方の分類と標準工法の位置づけ

一言で多自然型川づくりと言っても、その基本的な考え方、目指すコンセプトは多様であり、それにつれて河川の完成形もかなり異なる。そこで、ここではまず多自然型川づくりの基本的考え方を分類・整理したうえで標準工法の検討を行う。

さて、多自然型川づくりの基本的な考え方は、大まかに分類すれば次の3つが挙げられる。

①ミティゲーション型

これは、施工対象地点がそもそも持っていた生態系や景観を施工後も維持しようとするものである。生態系や河道の景観は、その河川の河床材料粒径や河岸材料、洪水時の外力等、すなわち河道特性に大きく影響されるので、この考え方は当該地点の河道特性に見合った多自然型川づくりを行うものと言い換えることができる。

②特定種保存型

これは、当該箇所に住む天然記念物等の貴重種の保全を最優先に考えたもの、観光資源の開発目的等で戦略的に例えばホタルの生育環境を整えるものなどであり、人間が環境を制御する点がミティゲーション型と異なる。しかし、少なくとも前者は元々当該箇所の環境が貴重種の生育に適したから貴重種が生息したのだと考えれば広い意味でのミティゲーション型ととらえることもできる。

③制約条件規定型

これは、例えば3面張りにされ、用水路化されてしまった河川で、しかも拡幅できるような用地がない場合での対応方策である。川幅が制約されると対応可能な方策は激減するので、洪水時の強度には十分な配慮が払えない場合もあるがやむなしとしなければならない。

平成8年度現在、上記の3つの考え方のうち、①が多自然型川づくりの最も基本的かつ標準的な考え方と位置づけられ、また現場への適用頻度も高いことから、標準工法の検討は、①のような川づくりを想定したものとすることにする。しかし、②③のような川づくりも頻度としてはかなりあることから、本章の最後にこれらの考えに基づく方策についても概略検討する。

5.3 標準的イメージパースの検討

ミティゲーション型の多自然型川づくりにおいて、標準的な工法のあるべき姿を端的に示すならば、(1)河道対象区間の生態系・景観等を保全しつつ、(2)強度的・経済的に無駄のないものであるといえる。

河道の生態系・景観は当該河道の河床材料粒度分布、砂州の形成状況、植生の繁茂状況等に強く規定され、またこれらの要素の特性変化は河道のセグメント区分と密接な関係がある。洪水外力についても同様であることから、標準的イメージパースはセグメントごとに検討すべきであるといえる。そこで、ここでは2～4章の検討結果等をもとに、河道を4つのセグメントごとに分類してそれぞれの河道特性にふさわしい工法について、河岸防御機能（洪水時強度）、景観向上機能、環境創生機能の3つの観点から論じる。

5.3.1 セグメント1

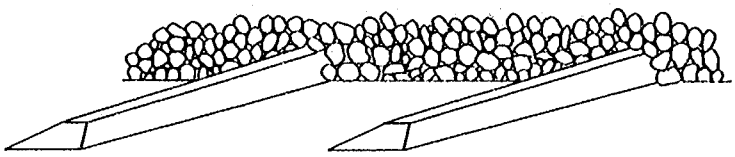
セグメント1の河道では洪水時に極めて大きい外力が発生し、かつ河岸に粘着性が乏しいので河岸侵食が発生しやすい。すなわち、洪水規模が小さくても表面の小規模な崩落が発生し、しかも洪水規模が大きくなるにつれて侵食規模が著しく増大するという河岸防御の面からは極めてやっかいな特性を有する。一方、河岸の生態系に注目すると、先に述べたように小規模な出水でも表面が崩落することがあるので一般に植生は繁茂できない。したがって、多自然型河岸防御工の設計に際しては、河岸防御機能を第一の優先事項とし、次いで景観向上機能、環境創生機能としてよいのではないかと思われる。

(1) のり覆工

のり覆工として利用可能なものは、空石積み工、のり枠工、ふとんかご等が挙げられる。練石積み工・ブロック練積み工等は空石積み工・のり枠工・ふとんかごよりもいっそう高い河岸防御機能を有しているものの、多自然型工法とはなりにくいのでここでは覆土とセットで施工されたものについてのみ言及する。

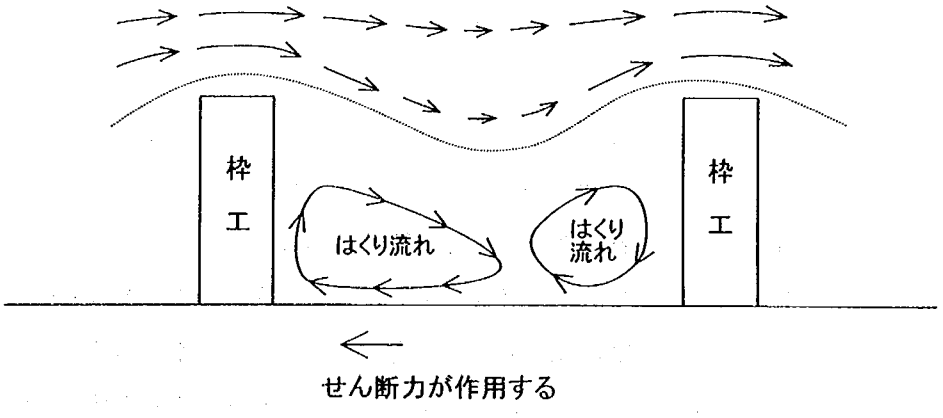
空石積み工は、景観的にはセグメント1とマッチした工法であるといえよう。河岸防御機能の面から言えば、洪水時にも移動しないような大きさの材料の使用が求められる。しかし、当該区間が沖積河道の上流端に近く河床材料が元々かなり大きいいところでは空石材料の調達は困難となり、仮に調達できたとしても費用が割高となってしまう。こうした場合には、大きなせん断力の作用するのり尻を練石もしくはブロック張りとするとともに、水制を設置して流速を低減し、のり枠や巨石に求められる重量を軽減させる方法が考えられる（図—5.3.1参照）。ただし、河道によっては洪水時の外力が大きすぎて、空石ではどうしても必要な強度が得られない場合があり得ることを認識しておかねばならない。

のり枠工の場合、鏡に玉石を置けばセグメント1にマッチした景観を得ることができる。しかし、中詰め



図—5.3.1　空石積と水制を組み合わせた例

された玉石の限界掃流力はのり枠工の有無にほとんど影響されないので、河床材料よりもかなり大きい材料を使用しない限り洪水時に流出してしまう可能性が高い。そこで、洪水時に滑動・転倒しないようのり枠工単体の重さを十分大きくするとともに、図—5.3.2に示すようにのり枠工の高さを十分にとって洪水時にのり枠工内が死水域になるようにし、基盤に作用するせん断力を小さくすればよい。もちろん、死水域といえども剝離流れが生じ、基盤が削られるおそれがあるので洪水外力の大きいときにはのり枠工の下に侵食防止材を敷くなどの対策が必要である。



図—5.3.2　のり枠工による死水域の形成

練石張り、練りブロック張り、大型連節ブロックなどは強度が大きく河岸防御の意味ではセグメント１になじむ工法である。ただし、表面に覆土を置かなければ多自然型護岸にはならない。しかし、４章の覆土の適用範囲に関する検討の項で述べたとおり、セグメント１では覆土の維持は困難であるので、善し悪しは別として流出覚悟での設置とならざるを得ない。

ふとんかごは、かごの耐久性に問題があり長期供用性は期待できないと従来よりいわれてきた。しかし、近年は材質に工夫・改良がなされ、耐久性は飛躍的に向上している。ふとんかご自体は自重が大きく滑動、転倒しにくいので、かごの材質に留意し、かつ強い水衝部を避ければセグメント１への適用も可能かと思われる。なお、中詰め石がかご内で移動するとかごの破壊を招くおそれがあるので、中詰め石の粒径には注意を払う必要がある。

(2)　のり止工

セグメント１になじむのり止め工としては片のり枠工が挙げられる。

片のり枠工は、周辺の洗掘対策および枠の破損対策を講じ、かつ屈撓性を持たせればセグメント１におい

ても十分な安定性が得られると考えられる。また玉石を主材料とした多孔質な構造であるため景観的・生態的にもセグメント１とマッチした工法であると言える。ただし、片のり枠工は当該河川が河床低下すると基盤を失い宙づり状態となって急速に河岸防御機能を失う場合があるので、みお筋の位置が中小洪水でも変化するような“生きた”河川や、河床低下が進行している河川では適用はあまり好ましくない。

(3) 根固め工

根固め工は基本的に完成時には水没する工法であるから、景観については配慮する必要はない。洪水時に移動せず、適当な屈撓性を持ち、かつ水生生物の隠れ家となるような空隙を有することがセグメント１に適用可能な根固め工の条件となる。

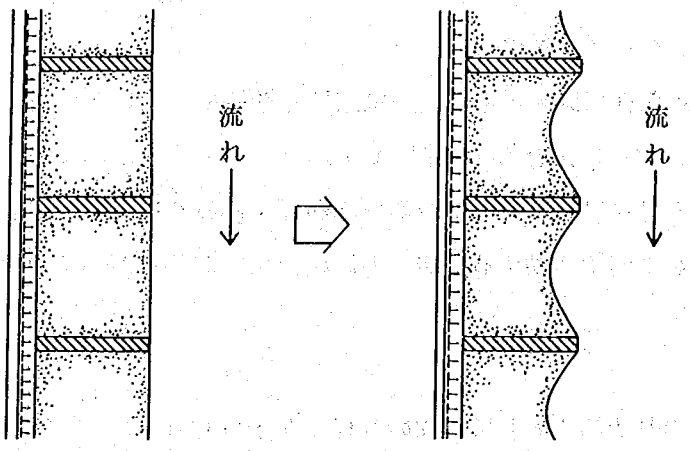
大型ブロックは、しっかりと連結すれば適度な屈撓性を保ちつつ河岸防御機能を発露する。しかも個々のブロックの隙間や背後に流速の遅いところができるので環境創生機能をも発揮する。

ふとんかごもある程度の敷設幅を持たせれば屈撓性を発露する。ふとんかごはのり覆工として用いる場合には間詰土を施すことにより環境創生機能を発揮するが、根固め工として使用する場合にはむしろ間詰せず、空隙を残しておいたほうが水生生物に生息可能な環境を提供することになってよい。ただし、その天端高を水面ぎりぎりに設定し、植生の繁茂を期する場合には間詰が必要となる。

(4) その他

水制は、一般的には周辺の流速を抑えてのり覆工への負担を軽減することを目的に設置されることが多い。このような水制の設計にあたっては、流速低減効果が効率よく得られる水制諸元が求められる。しかし、多自然型かわづくりにおいては平水時に流れを多様化する機能も求められているので洪水時の流速低減効果だけでなく、平水をもにらみながら配置を検討する必要がある。なお、水制の流速低減効果に着目した水理設計を行う場合、過大な効果を求めると水制に作用する流体力が大きくなって水制自体の維持が問題となるので、流速低減効果は10%～20%程度に留めておいたほうがよいと思われる。水制自体の強度は堅固なものでなくてはならず、石出し等重量の小さな部品を組み合わせた構造のものでは洪水外力には耐えられない。水制に求める機能の詳細や設計方法については７章を参照されたい。

一方、上記の工法のように河岸表面を侵食から完全に保護するのではなく、一部の侵食を許す工法もある。横工は、高水敷内に帯工を適当な間隔をもって河道縦断的に複数基埋設する工法である（図—5.3.3参照）。



図—5.3.3 横工の設置

この工法は、帯工の間に生じる円弧状の侵食は許すものの、侵食が高水敷全体に波及するのを防ぐものである。帯工の間の侵食のために水際線が複雑化するので、平水時において多様な流れを創出する効果が期待できる。また、河岸面の大半を自然のまま残すので、ミティゲーションの考えに合致した工法であると言える。

以上は河岸防御工についての提言であるが、河岸防御を目的としない、すなわち景観向上機能・環境創生機能のみ得ることを目的とした川づくりがなされる場合もある。本研究は多自然型河岸防御工を対象にしているので検討の範囲外であるが、人工的に流路を蛇行させる事例がかなりあるようであるので、これについのみ留意点を述べておく。セグメント１では元々単列もしくは多列砂州ができやすく、多様な流れを創出しやすい環境となっているから、この特徴を多自然型川づくりに活かすのは有効である。しかし、あくまで現状の蛇行なり砂州なりを活かす程度に留めるべきである、盛土による人工砂州や掘削による人工みお筋については洪水時の維持が困難であろう。また、もし対象河川がアーマー化の進んだ河川であれば掘削によるアーマーコートの部分的破壊は出水時における河床材料の大量移動の引き金となる可能性もある。ただし、小規模な河川では洪水時外力も小さいので人工掘削・盛土による強制蛇行でも長期に渡って維持できる場合もあると考えられる。しかしながらこの場合も、上下流を踏査してその河川の蛇行スケールを十分に把握した上で設計を行わなければならない。

5.3.2　セグメント２－１

セグメント２－１の河道においてもセグメント１と同様洪水時に大きな外力が発生する。しかし、その河岸土は、河川によって、あるいは場所によってばらつきはあるものの粘着性があるためセグメント１よりは耐侵食強度が高い。また、耐侵食強度がやや高いために河岸には植生が繁茂している場合もある。したがって、多自然型河岸防御工の設計の考え方としては、セグメント１の場合よりも耐侵食強度確保の姿勢を緩め、環境機能の比重を高めてもよいと考えられる。

(1)　のり覆工

のり覆工として適用可能なのは、のり枠工、空石積み工、連節ブロック工、ふとんかご等である。

セグメント２－１の河岸は多くがシルト・粘土で形成されているので、のり枠工は鏡の部分に土羽を設置し植生の再生を測ることができる。ただし、この土羽は大規模洪水の際には流出してしまうことが多いので、のり枠工の設計はセグメント１の場合と同様、洪水時にのり枠内で死水域が形成されるような形状としなければならない。

空石積みはそれのみではセグメント２－１の一般的な河岸と非常に異なる景観を呈するものの、間詰を施すことによって植生の再生が期待でき、景観に溶け込むことのできる工法である。間詰なしでも植生の再生は期待できるが、保水性の高い土を間詰めすれば植生の再生速度は飛躍的に向上する。ただし、使用する石の粒径によってはのり枠工などと比べ強度の点で劣るので、施工箇所を注意して選ぶ必要がある。

連節ブロックについても空石積みと同様、間隙での植生の再生が期待できるものの、強度の点で問題があるので水衝部等には使用しないようにする。

ふとんかごはセグメント２－１では高い安定性を誇ることになる。しかし、空石積みと同様景観的にやや異質なので、間詰を施して植生の再生を期待したほうがよい。

(2) のり止め工

のり止め工として適用できるのは、空石積み工、魚巣ブロック等が挙げられる。

セグメント２－１では河床材料が砂利、河岸土がシルト・粘土中心であり、河岸近傍は斜面の効果によりアーマー化されている場合が多い。このため、のり止めとして水際に空石積み工を置いても景観的な違和感はなく、空石の空隙が水生生物の住処となり好ましい。粒径についても極端に大きなものは必要なく、調達に腐心することもない。

魚巣ブロックは水生生物とくに魚類の生育環境を創出するもので、覆土を設置する際、植生が繁茂できず耐侵食強度に問題が残される平水位以下ののり面に設置されることが多い。魚巣ブロックはそれ自身の自重がかなりあって流水に対する安定性が高く、また礫の間隙に住む魚類が豊富なセグメント２－１の河道にはふさわしい工法である。ただし、ブロック内に礫を詰めないと魚類が住みかとしないとの報告もあるので留意する必要がある。

(3) 根固め工

根固め工として活用可能なものは、セグメント１とほぼ同様で、洪水時外力の小さい分だけブロック等の重量も軽くてよい。

(4) その他

セグメントと同様、河岸近傍の流速を低減させるために水制を置くことは有効である。水制の構造は、外力が小さい分だけ自由度が広がり石出しなどの適用が可能となる。

掘削・盛土により造成したワンドは、当該河川の流砂量の大小や高水敷の土質組成にもよるが、浮遊砂により埋没もしくは侵食されやすい。水際への杭の打設・空石の設置等で若干耐侵食性を向上させることができると考えられるものの決定的な耐力の向上は望みうるべくもなく、洪水後の修復覚悟で施工しなければならない。

5.3.3 セグメント２－２

セグメント２－２では洪水外力は小さく、また河岸土には明確な粘着性があるので、侵食を受ける頻度は上流よりも著しく減少する。河岸防御の必要のないところは手を着けず自然のままに保つのが多自然型川づくりの最も重要な基本的考え方であるから、セグメント２－２では河岸防御の必要箇所とそうでない箇所を適切に判別することが重要である。また、河岸防御が必要なところでも、破壊の危険性が上流河道に比べ小さいので、環境創生機能・景観向上機能に配慮できる比重を上流セグメントよりも高めることができる。

(1) のり覆工

セグメント２－２ののり覆工としては、覆土、空石積み工、ふとんかご、ブロック、のり枠工等、ほとんどのものが適用可能である。

セグメント２－２より下流の河道においては洪水時外力がさほど大きくならないので、洪水時覆土の維持が可能となる。これによってあらゆるのり覆工を多自然型とすることができる。覆土工法については、表面に芝を植えて耐侵食力を増大させるタイプと従来種の根を含んだ工事発生土を盛土して環境の復元に努めるタイプとがある。セグメント２－２では、生態系・景観の再生に配慮して後者のタイプの覆土を採用することが望ましい。ただし、後者のタイプの覆土は、植生が繁茂して十分な耐侵食強度を発揮するまでにある程

度の時間を要することから、緊急に耐侵食強度を発揮したい場合には前者のタイプを選び、その後管理せずに放置して従来種に遷移するのを待つという考え方もある。

空石積み工やふとんかごは、周辺には見られない大きさの石が大量に用いられるので景観的に違和感のある工法であるから、間詰を施すことが必須条件となる。これにより、セグメント２－１で述べたのと同様に植生が早期再生して、景観的・生態的にも良好な環境が復元できる。特にふとんかごは、セグメント２－１の洪水外力のもとでは安定性が高く、水衝部への適用に耐えうると考えられる。

連節ブロックは、連節していない箇所に生じる隙間から土砂の吸い出しが発生しやすいので、抑え土があったほうが所要の強度を発揮しやすいこと、また景観の面からブロックがあるのは違和感があることから、覆土を設置したほうがよい。

２～３編で述べたように、河岸土羽もしくは覆土の表面に植生を繁茂させると耐侵食性が増大する。したがって、水衝部等、局所的に洪水外力が大きくならないところであれば、植生だけで侵食作用から土羽を守る「植生護岸」の活用も可能である。

のり枠工は、その鏡の部分に工事発生土や粘着性土の客土を設置すれば植生の回復が期待できる。鏡への土詰め作業の際に締め固めが行い易いので、費用的には割高ではあるが覆土よりも高い安定性が得られる。

(2) のり止め工

のり止め工として活用可能な工法は、セグメント２－１までに述べた工法に木杭が加わる。

木杭は河岸のり尻を安定させる目的で、のり尻の法線に沿って木杭を並べて打設するものである。木杭間に隙間をあけて打設すると、水生生物の格好の生息場所となる。セグメント２－２は砂床であるから打設も容易である。ただし、高水敷の保護効果は少ないと考えられるので河岸防御工として位置づけるのは難しい。

水生生物の生息場所を提供する手段として、セグメント２－１よりも上流では魚巣ブロックが有効であった。しかし、セグメント２－２よりも下流では河床材料が砂であるため、礫間の空隙に住む生物を対象としていると位置づけられる魚巣ブロックは最適な工法とは言えない。

(3) 根固め工

セグメント２－２より下流では、河岸近傍の河床が洗掘され河岸土に対する抑え土圧が減少して河岸が滑り破壊を起こすいわゆる局所洗掘型河岸侵食の発生割合が増大するので、根固め工の設置が重要となる。工法としては上流のセグメントと同様ブロック、ふとんかご等が確実であるが、河床材料が砂で洪水時に吸い出されてブロックやふとんかごを沈下させる恐れがあるので、必要に応じて吸出し防止材等を組み合わせる。また、沈床の適用も可能となる。木など自然の材料を用いると、水生生物の産卵場所等になって生態環境に良い影響を与えるとされており、また常に水没しているので腐食の進行速度は比較的遅い。

捨石工は河岸近傍の局所洗掘を防ぐ工法であり、多孔質であることから水生生物の絶好の生育環境を生み出すことができる。

(4) その他

河岸近傍にヨシを植えるのは河岸の土羽の耐侵食抑制にも河岸近傍の局所洗掘の抑制にも役に立つ。ふとんかご等で河岸近傍に浅瀬を作って間詰すればヨシの繁茂が容易となる。

じゃかごはふとんかごよりも人力での施工性に優れており以前は頻繁に利用されたが、かご間に隙間がで

き、そこから土羽が吸い出される恐れがあること、またふとんかごの機械施工が可能となったこと等から使用頻度が減少した。しかし、ふとんかごよりも屈撓性に優れているので、例えば覆土と組合せ、洪水時に大きなせん断力の作用するのり尻にふとんかごを横向きに設置する等の利用法がある。

高水敷を掘削したり盛土してワンドを作ることは、セグメント２－２の河道特性にもマッチしており有効である。特に切土の部分では木杭や捨石などわずかな補強で対処可能であると思われる。盛土の部分については締め固めを施したり植生を繁茂させるなどの操作が必要となる。

5.3.4　セグメント３

セグメント３では潮位の影響を受けて水位が高水敷ぎりぎりとなっている場合が多く、河道の景観として、また水面と陸地をつなぐ生態空間として河岸の果たしている役割は小さい。一方、洪水外力は小さく、かつ河岸土の粘着性が高く耐侵食強度が大きいため、水衝部や波の作用があるところを除いてほとんどの区間で河岸防御工の必要性がない場合が多いのではないかと推定される。一般に上流河道に比べ河岸高が大きいことが多いこと、海洋からの波の進入があり得ることから、発生し得る河岸被災の形態としては、すべり破壊や波食が中心であると考えられる。したがって、求められる河岸防御の形態は、消波・土質的補強を中心としたものとなる。

矢板は波の浸食作用から河岸を守ると同時にすべり破壊を抑える効果があるので従来よりしばしば用いられてきた河岸防御工であるが、先に述べたように河岸が河道全体の景観・生態環境に及ぼす影響が小さいので、矢板のところどころに穴を開けたり表面の配色に配慮するなどすればよいかと思われる。より精緻な多自然型の河岸防御としては次のような手段がある。すなわち、河岸の前面に高みを作ってヨシなどの抽水性植物を繁茂させ、洪水時に土砂堆積が起こるようにすればよいと考えられる(第６編参照)。このような堆積物は、すべり破壊に対しては抑え土圧として作用し、十分な幅があれば波食に対しては消波作用を発揮する。

5.4　特殊条件下における多自然型川づくりの留意点

多自然型川づくりでは河岸・堤防防御、景観の改善、生態系の保全など性質の異なるいくつかの役割を持っているのが特徴である。５．２で述べた３つの基本的な考え方、すなわちミティゲーション型、特定種保存型、制約条件規定型の違いは、これら複数の役割に対する重点配分がそれぞれ異なることに他ならない。ミティゲーション型は上記の役割をバランスよく果たそうとする。特定種保存型は特定種に都合のよい環境のみ保全し、天敵となる種の生育に不都合な環境を「創生」する。場合によっては生態系を破壊するなどの操作が必要となることもある。制約条件規定型は、生態系や景観の改善に重点を置き、場合によっては水理的安定性はあきらめることになる。

ここでは、特定種保存型と制約条件規定型について、それぞれミティゲーション型の考え方との役割配分の違いを意識しつつ計画・設計上の留意点について述べてみる。

5.4.1　特定種保存型

当該河川に特有な生物を保全するには、当該生物が繁栄を誇っていた時代の河道状況を再現すればよいことになる。これには、基本的には前に述べたミティゲーション型の川づくりと同様の方法を利用すればよい。しかし、特定の生物を保全するにはミティゲーション型の川づくりよりもさらに精緻な工夫が必要であり、

例えばホタルの生育を画策した場合、河床を洪水でも動かないような礫にしかつ珪藻が付着しやすいよう平時の流速を30cm/s以内にし、土繭が作れるよう陸地を作り、落葉樹を植えて木陰を作る等、極めて多岐にわたる作業が必要とされる。

また、もともとその河川に生息していなかった生物を戦略的に導入しようとする場合、当該河川の河道特性がそぐわなければ適用した工法の維持が困難になることがある。したがって、当該河川の河道特性とかけ離れた生息環境の生物を導入しないよう計画時によく検討しておくことが重要であると同時に、適用した工法が仮に洪水時破壊されるようなことがあってもそれが河岸防御効果を根本的に失わせるようなものであってはならないので、適用する工法の役割・機能分担を設計時に熟慮しておく必要がある。

5.4.2 制約条件規定型

都市河川で側壁が直壁に近いような3面張り水路では、疎通能力に余裕がない場合が多く、多自然型川づくりの基本的な手段の一つである緩傾斜化を図ることができない。したがって、このような河川では多自然型化のためにできうる方策はごく限られてしまう。最も有力なのは水路内に低水路を開削して疎通能力の制約条件をクリアし、適度な蛇行と高水敷部への盛土・植栽をすすめて河川らしくしようとするものである。この方法には、対象河道が急勾配であったりすると洪水時に高水敷上の覆土・植物が流出しやすいという問題がある。しかし、これしか多自然型への方策がないので、多少のリスクは覚悟しなければならない。なお、高水敷上におく盛土・植生は、耐久性の高い植生マット等を利用しコンクリートにしっかりと固定しておけば流出のリスクを多少なりとも軽減できるものと考えられる。

低水路を開削する場合、法線形を自然な形に蛇行させる場合が多い。自然河岸を持つような河川を対象にした場合、法線形が若干機械的であっても施工後の出水で発生する河岸侵食・堆積で自然な法線に変化することが期待できる。しかし、3面張水路を開削した場合ではこのような作用は期待できないので施工時に“自然な”法線形を作っておかなくてはならない。しばしば見られる失敗例としては、①蛇行ピッチが短すぎるもの、②線形が不自然なもの、が挙げられる。蛇行ピッチについては対象がコンクリート河川なので無理に沖積河川の蛇行特性に合わせる必要はないが、かなり緩やかな曲がりでも景観的には自然な印象を与えるものである。また、川幅の縦断変化をつければ川幅の広いところに土砂が堆積して川が自ら自然な風景を形成することが期待できる河川もある。

第6章　試行事例の分析を通して把握した水理設計の課題

6.1　検討の概要

第3章で提案した多自然型河岸防御工の水理設計の手引き(案)は、既存もしくは新たに実施した研究成果を中心に取りまとめたものである。作成時には現地に適用する際の使い勝手等についても配慮したつもりであるが、わかりにくい面や記述もれ等がある恐れがある。また、研究成果の現場適用性に問題があって実際に設計に供した場合に現実的でない諸元を導き出してしまう恐れがある。そこで、現在建設が検討されている多自然型河岸防御工を対象に、試験的にこの手引き(案)を適用し、問題点を明確にする。検討対象はK川、O川、I川である。

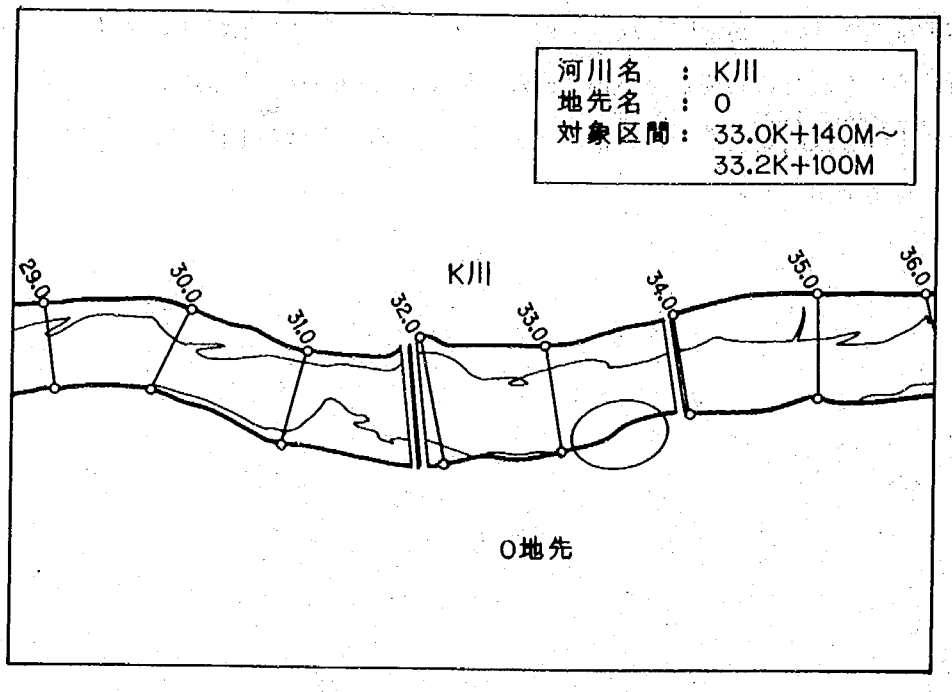
6.2　適用例

6.2.1　適用例1（K川）

1）地点の概要とコンセプトデザイン

検討の対象である河岸防御工は、K川のO地先33.0km＋140m～33.2km＋100m区間の左岸側に建設される予定である。同地点の河床勾配は1/4,000～1/4,800、河床材料は0.1～1.0mmの粒径のものが主体である。セグメント分類すれば2-2に属する。同地点の平面図を図－6.2.1に示す。交互砂州が発達し、自然の瀬と淵が形成されている。河岸防御工の設置箇所は湾曲部の外岸側にあたる。

この地点は天然記念物であるイタセンパラの生息域であるとともに、オイカワ、カマツカ、フナなどの生息域でもある。また、ヨシ、オギ、ヤナギなどの豊かな植生にあいまってベニイトトンボ、ナゴヤサナエなどの希少昆虫類も見られる。冬季にはカモ類が飛来することでも知られている。さらには26km～29km区間

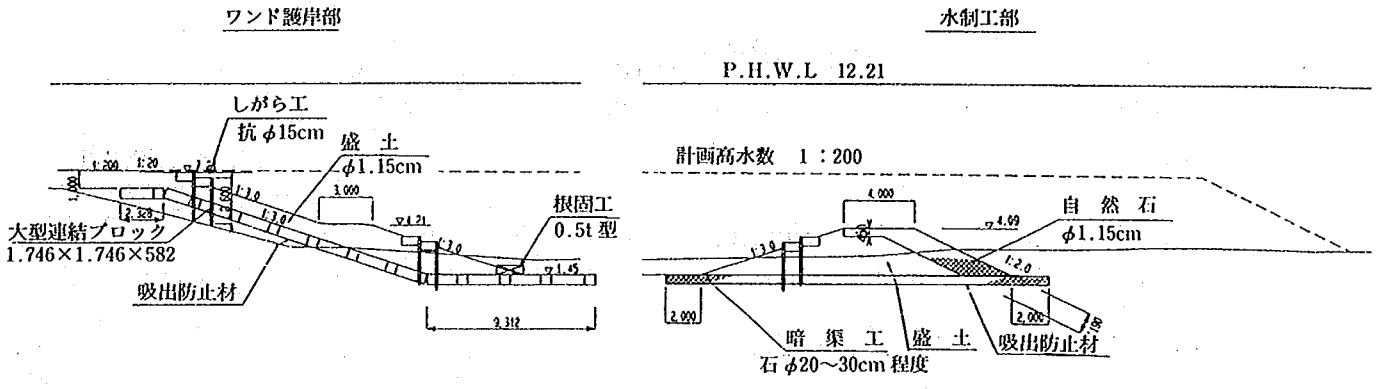


図－6.2.1　対象地点の河道平面形状(K川)

の左岸にはＳ砂丘があり、多様な生態系を形成している。

この区間を含む既存の河道整備に関わる計画としては河川空間管理計画があり、三川水郷ゾーンから三川平野ゾーンにまたがる位置にある。Ｓ砂丘周辺は景観ゾーンとして環境および周辺住民の利用に配慮した整備がうたわれている。

以上の点にかんがみ、多自然型河岸防御工の設計方針を以下のように決定した。天然記念物であるイタセンパラの生息に特に留意し、低水路護岸の前面にワンド状の地形をつくるべく、石出し水制を配するとともに、ワンドの水辺に低木を植え水面に日陰を作る。また、イタセンパラの稚魚は水際の抽水植物内で生育するので、これらの植物の生育を図る必要があること、イタセンパラの産卵床となる二枚貝の生育域の確保を図る必要があることから、低水護岸は覆土するとともに水制の水裏側も土羽とし、これの崩壊を防ぐためにしがら工を配する。低水路とワンドを結ぶ暗渠工は、ワンド内の水を新鮮に保つために施工されるものである（図－6.2.2参照）。



図－6.2.2 木曽川護岸工・水制工横断図(S＝１：200)

2）構成部品への分解と機能割り当て

上記のコンセプトデザインを構成部品レベルに分解するとともに、機能を分担する。その結果は表－6.2.1のとおりである。

表－6.2.1 多自然型河岸防御工の構成部品と機能分担

	構 成 部 品	治水機能	環境機能
低水護岸	①大型連節ブロック	○	
	②根固めブロック	○	
	③しがら工		○
	④覆土		○
ワンド	①捨石	○	
	②根固め工		○
	③しがら工		○
	④土羽		○

このうち、治水機能を担うものが水理設計の対象となる。設計対象洪水規模は計画高水流量（超過確率1/100）とする。

3）疎通能力の検討

疎通能力の検討には目的に応じて様々な方法が挙げられるが、対象河道の川幅が多自然型河岸防御工の設置範囲に比べかなり広く、多自然型河岸防御工の設置が河道の粗度係数に及ぼす影響は少ないと予想されることから、ここでは最も簡単な方法として、ある断面で多自然型河岸防御工を設置した場合と設置しない場合での断面平均粗度係数（合成粗度係数）を比較することにする。

まず、多自然型河岸防御工がある場合の粗度係数を算定する。覆土は大洪水時には流出すると考える必要があるので、疎通能力のチェックには、覆土がない状態を想定する必要がある。多自然型河岸防御工がある場合の合成粗度係数 N_P は式（6.2.1）により求めることができる。

$$N_P=\frac{\dfrac{R_I^{2/3}\cdot A_I}{n_I}}{\dfrac{R_I^{2/3}\cdot A_I}{n_I}}$$

$$=\frac{3.38^{2/3}\times220+4.23^{2/3}\times93+5.12^{2/3}\times256+10.18^{2/3}\times5600+6.58^{2/3}\times790}{\dfrac{3.38^{2/3}\times220}{0.037}+\dfrac{4.23^{2/3}\times93}{0.017}+\dfrac{5.12^{2/3}\times256}{0.222}+\dfrac{10.18^{2/3}\times5600}{0.018}+\dfrac{6.58^{2/3}\times790}{0.034}}$$

$$=0.0194 \qquad (6.2.1)$$

つぎに、多自然型河岸防御工のない場合の粗度係数 N_E を N_P の場合と同様に求める。

$$N_E=\frac{\dfrac{R_I^{2/3}\cdot A_I}{n_I}}{\dfrac{R_I^{2/3}\cdot A_I}{n_I}}$$

$$=\frac{3.38^{2/3}\times220+4.23^{2/3}\times93+5.12^{2/3}\times256+10.18^{2/3}\times5600+6.58^{2/3}\times790}{\dfrac{3.38^{2/3}\times220}{0.037}+\dfrac{4.23^{2/3}\times93}{0.018}+\dfrac{5.12^{2/3}\times256}{0.018}+\dfrac{10.18^{2/3}\times5600}{0.018}+\dfrac{6.58^{2/3}\times790}{0.034}}$$

$$=0.0190 \qquad (6.2.2)$$

以上より、N_P と N_E はほとんど同値であることがわかる。したがって、この地点が水位上のネックとなっていない限り疎通能力の点では問題ないと言える。なお、各区間の粗度係数の設定根拠はつぎのとおりである。

●高水敷上の粗度係数

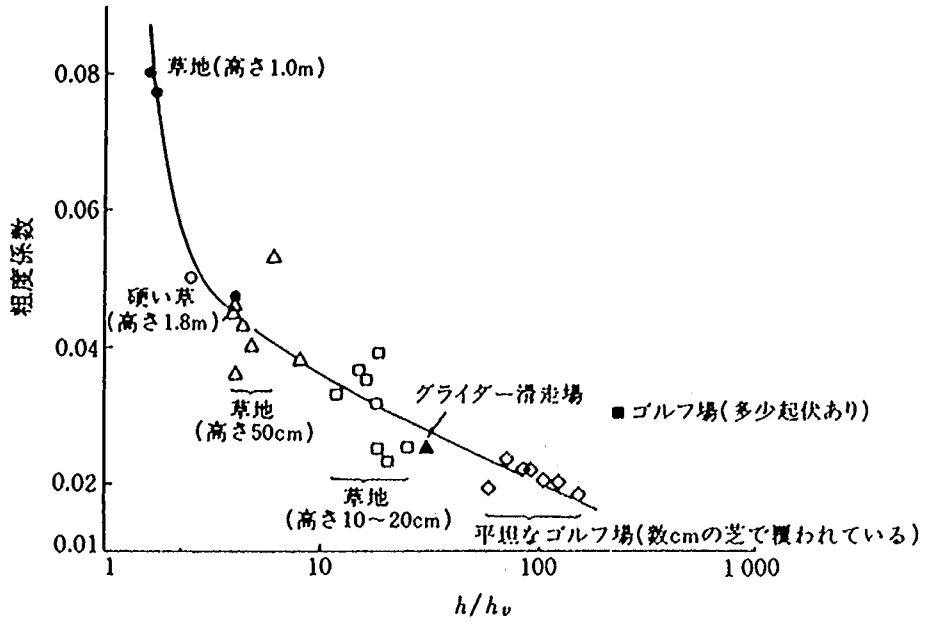
高水敷上には高さ50cm の植生が繁茂していると仮定し、図－6.2.3より粗度係数を算出したところ、0.037を得た。右岸側も同様な方法で n＝0.034を得た。

●ブロック面の粗度係数

建設省河川砂防技術基準(案)調査編の「参考6.2　代表的な粗度係数の値」では、人工水路・改修河川（コンクリート水路）を0.014～0.020としている。これは実質上ブロック面の粗度係数を表現していると考えられるので、この中央値0.017を用いることにした。

●低水路の粗度係数

低水路の粗度係数については流量規模とともに変化する可能性があるので、本来は洪水観測資料に基づき評価しなければならないが、当該地点では適当な資料がない。そこで、既存の研究成果を用いて低水路の粗



図—6.2.3　高水敷粗度係数と h/h_v との関係

度係数の評価を行う。河床材料粒径を0.5mm と仮定すると、超過確率1/100の洪水のもとでは無次元掃流力 τ_*、および水深粒径比 h/d はそれぞれ以下のようである。

$$\tau_*=\frac{u_*^2}{s\cdot g\cdot d}=\frac{9.8\times10.7\times1/3{,}980}{1.65\times9.8\times0.0005}=3.26 \qquad h/d=21{,}400 \tag{6.2.3}$$

この水理量の元では河床はアッパーレジームに移行し平坦となるものと予想される。山本[1]は、様々な水理量の元での移動床の抵抗を評価しており、上記の水理量のもとでは相当粗度 ks を次のように表している。

$$k_s=8\cdot d \tag{6.2.4}$$

このときの粗度係数 n は次のように表される。

$$n=\frac{h^{1/6}}{\sqrt{g}\cdot\left(6.0+5.75\log\left(h/k_s\right)\right)}=\frac{10.7^{1/6}}{\sqrt{9.8}\times\left(6+5.75\times\log\left(\frac{10.7}{8\times0.005}\right)\right)}=0.018 \tag{6.2.5}$$

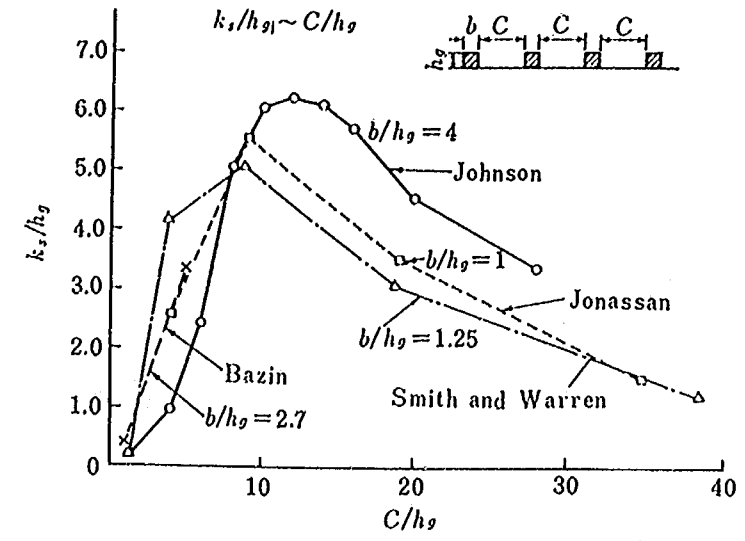
●水制の粗度係数

ワンド水制の抵抗評価については、足立[2]の桟粗度に関する研究成果を適用する。足立は水深に比べ十分に高さの低い桟粗度の抵抗を次のように評価している。

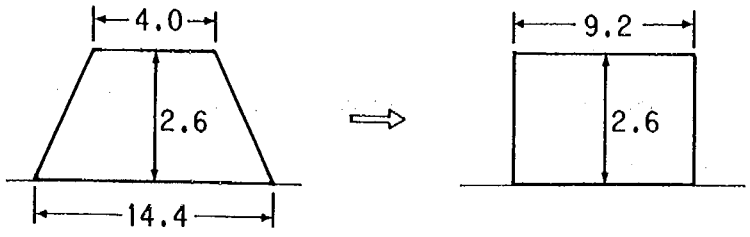
$$n=\frac{h^{1/6}}{\phi\sqrt{g}}$$

$$\phi=1.5\cdot\log\left(s/ks\right)-1.91+\{5.75+0.12(s/ks)\}\cdot\log(h/ks) \tag{6.2.6}$$

ここに、n：粗度係数、h：桟の高さの中央から水面までの距離、g：重力加速度、ϕ：流速係数、s：桟の縦断



機粗度の相当粗度



図−6.2.5　水制形状の近似(K 川)

間隔、である。ks の評価は図−6.2.4による。ks の評価に必要な水制の諸元は図−6.2.5に示すような平均化操作を施して求め、間隔 C＝100m、水制幅 b＝9.2m、水制高さ hg＝2.6m とした。こうして求めた値および当該水制の諸元を式(6.2.6)に代入して、ks＝5.2m、ϕ＝2.09、n＝0.222が得られる。

4）局所洗掘深

図−6.2.2に示すように、対象とする河岸防御工の前面にはワンド水制が設置されるため、河岸防御工前面の局所洗掘についてはないものとする。

5）のり覆工に用いるブロックの設計

①外力の算定

本水理設計の手引き(案)の計算手順に従えば、のり覆工上での最大流速はのり肩近傍で発生するはずであり、設計流速等の計算に用いる水深は河床〜のり肩間の距離とするべきである。しかし、ここで用いようとしている抗力係数 C_D、揚力係数 C_L は、代表流速をブロック群の相当粗度高での値としたものであるため、検討を安全側とすべく設計流速をブロック上の最大流速とするためには、計算に用いる水深をのり尻での値としなければならない。よって計算手順は手引き(案)とは若干異なる部分があるが、内容的には同一であるといってよい。

まず、基準流速 Vs を次式により求める。

$$V_s=\frac{1}{n}\cdot h^{\frac{2}{3}}\cdot I^{\frac{1}{2}}=\frac{1}{0.018}\times 10.07^{\frac{2}{3}}\times\left(\frac{1}{3980}\right)^{\frac{1}{2}}=4.11 \qquad (6.2.7)$$

次に、湾曲による流れの加速を加味した平均流速 V_0 を次式により求める。

$$V_0=\alpha\cdot V_s=1.08\times 4.11=4.44 \qquad (6.2.8)$$

摩擦速度 u_* は次のように表すことができる。

$$u_*=\frac{V_0}{6+5.75\log\frac{h}{k_s}}=\frac{4.44}{6+5.75\log\frac{10.07}{0.004}}=0.174 \qquad (6.2.9)$$

設計流速 V_d は水深が相当粗度高 ks と等しい流速であり、それは次のように表すことができる。

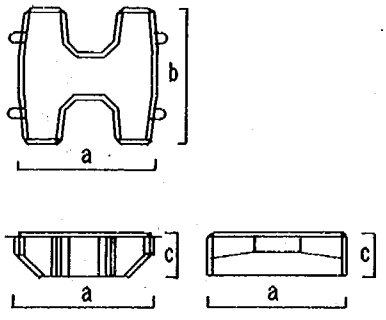
$$V_d=V_{h=k_s}=8.5\cdot u_*=8.5\times 0.174=1.48\text{m/s} \qquad (6.2.10)$$

②滑動に関する安定性

のり覆工に用いるブロックの形状を図－6.2.6に示す。設計に用いるブロックの諸元を表－6.2.2に一括して示す。

滑動に関する安定性については次式で判断する。

$$\frac{m(W_b\cdot\cos\theta-L)}{\sqrt{D^2+(W_b\cdot\sin\theta)^2}}=\frac{0.6\times(1,515\times 0.95-21.20)}{\sqrt{72.87^2+(1,515\times 0.32)^2}}=1.74>F_s \qquad (6.2.11)$$



・規格

呼び名	主要寸法（mm） a × b × c	体積（㎥）	参考質量（%）	型枠面積（㎡）
0.5 t型	963 × 963 × 321	0.195	0.448	2.20
1.0 t型	1,212 × 1,212 × 404	0.390	0.897	3.47
2.0 t型	1,524 × 1,524 × 508	0.776	1.784	5.48
3.0 t型	1,746 × 1,746 × 582	1.166	2.681	7.23
4.0 t型	1,920 × 1,920 × 640	1.549	3.562	8.77
5.0 t型	2,070 × 2,070 × 690	1.939	4.459	10.23

3.0 t 型を用いる。

図—6.2.6 使用ブロックの諸元 (K川)

表－6.2.2 ブロックの諸元

項目	値	項目	値
流下方向投影面積	9,135㎠	ブロックの水中重量	1,515kg
揚力作用方向投影面積	2,3711㎠	抗力係数*)	0.70
ブロックの流下方向長さ	0.963	揚力係数*)	0.08
ブロックの高さ	0.321	土との摩擦係数	0.6

*) ブロック形状の類似性から福岡ほか[3]より引用

計算値が安全率 Fs を上回っているので安定と判断される。

③転倒に関する安定性

次に転倒に関する安定性の評価を行う。評価式は次の通りである。

$$\frac{W_b \cdot \ell_b \cdot \cos\theta}{D \cdot d_s + L \cdot \ell_b} = \frac{1{,}515 \times 1.746 \times 0.95}{72.87 \times 0.582 + 21.20 \times 1.746} = 31.64 > F_s \qquad (6.2.12)$$

計算値が安全率を上回っているので安定と判断される。

6）根固め工に用いるブロックの設計

①外力の推定

根固め工前面にはワンド水制があることから、根固め工前面に大きな局所洗掘が発達することはなく、根固め工天端高はのり覆工ののり尻と一致すると考えることができる。したがって、根固め工の設計に用いるべき外力は、のり覆工の検討の際に用いた値をそのまま用いる。

②滑動に関する安定性

滑動に関する安定性については次式で判断する。

$$\frac{m(W_b \cdot \cos q - L)}{\sqrt{D^2 + (W_b \cdot \sin q)^2}} = \frac{0.6 \times (1515 \times 1.0 - 21.20)}{\sqrt{72.87^2 + 0}} = 12.30 > F_s \qquad (6.2.13)$$

計算値が安全率 Fs を上回っているので安定と判断される。

③転倒に関する安定性

次に転倒に関する安定性の評価を行う。評価式は次の通りである。

$$\frac{W_b \cdot \ell_b \cdot \cos\theta}{D \cdot d_s + L \cdot \ell_b} = \frac{1{,}515 \times 1.746 \times 1.0}{72.87 \times 0.582 + 21.20 \times 1.746} = 33.30 > F_s \qquad (6.2.14)$$

計算値が安全率を上回っているので安定と判断される。

7）捨石工の粒径

まず、当該地点において河床に作用する掃流力 τ を次式により求める。

$$\tau = \rho \cdot u_*^2 = \frac{1{,}000}{9.8} \times 0.174^2 = 3.09 \qquad (6.2.15)$$

次に、岩垣式により $\tau_c = 3.09 kgf/m^2$ を与える粒径 d_c を算出する。なお、岩垣式は粒径範囲ごとに与えられるので、

$$\tau_{*c} = \frac{u_*^2}{s \cdot g \cdot d_c} \cong 0.06 \rightarrow d_c = \frac{u_*^2}{0.06 \cdot s \cdot g} \qquad (6.2.16)$$

と概算し、これより適切な式を選択すれば作業を容易にすることができる。移動限界粒径 d_c は、岩垣式より、

$$d_c=\frac{u_*^2}{80.9}=\frac{17.4^2}{80.9}=3.74\text{cm} \qquad (6.2.17)$$

を得る。捨石工の材料にはこれよりも大きな粒径のものを用いればよい。

9）根固め工（暗渠工）に充填する石の粒径

本検討の対象である河岸防御工の暗渠工は、じゃかごに吸い出し防止材を巻く構造となっている。ここでは、じゃかごに充填する石の粒径を、MACCAFERRI[4]の基準式により求める。

$$d>\frac{H\cdot I}{s\cdot\tau_*}=\frac{5.7\times 1/3{,}980}{1.65\times 0.12}=0.0072\text{m} \qquad (6.2.18)$$

この粒径で安定が得られるが、施工性、かごの目に考慮し20cm～30cmが望ましい。

6.2.2　適用例2　(O川)

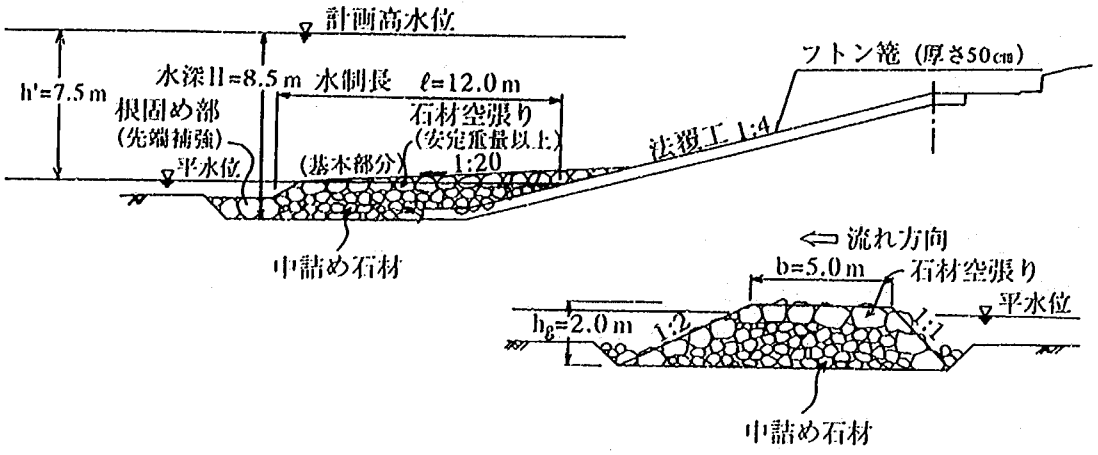
1）地点の概要とコンセプトデザイン

O川はG川9km地点から分派する派川である。当該多自然型河岸防御工の設置地点は分派点より3km下流、O川5km地点右岸である。当該区域の河床勾配は1/840、河床材料は礫混じり砂で、その平均粒径は10mm程度である。河床は横断方向に緩やかな勾配を持っている。右岸側は浅瀬になっており、水遊びやアユ釣りに格好の場所となっている。

当該箇所は直線区間であり、現状ではふとんかごからなる低水護岸と根固めブロックが実施されている。ところがこれでは水環境が単調であり生態系にとって好ましくない状態であると言える。そこで、護岸の前面に設置してある根固め工に代えて自然石からなる水制を設置し、水制間の流速低減と土砂の堆積を促すことにする（図-6.2.7参照）。その結果、水制周辺の地形や流水に変化をもたらすことにより、景観・生態環境の改善がなされるものと期待される。



図—6.2.7　対象工法のイメージパース(O川)



図－6.2.8　水制工縦横断形状（O川）

図－6.2.8に河岸防御工の横断図を示す。水制長は川幅の10%を目安に12mとし、その向きは水制間への土砂の堆積を促進するために、河岸法線に対して上流向き80°とした。また、水制先端の洗掘を軽減し、かつ流心を河岸から引き離すために水制の根本から先端に向かって1/20程度の勾配を付けるものとした。

2）構成部品への分解と機能の割り当て

上記コンセプトデザインを構成部品に分解するとともに、各構成部品に機能を割り当てる。その結果は次の通りである。

表－6.2.3　多自然型河岸防御工の構成部品と機能分担

構　成　部　品	治水機能	環境機能
①土羽	○	
②かご工	○	
③水制	○	○

設計外力の規模については次のような考察をもとに決定した。この水制に要求される主たる機能は流れの多様化および土砂の堆積であり、それぞれの機能が発揮される環境は、流れの多様化については平水時、土砂堆積は中小洪水時である。したがって、水制は中小洪水に耐えるように設計すればよいことになる。しかし、その構造からしてわずかな投資額の上乗せでのり覆工であるふとんかごの保護機能も期待できることから、設計に際しては次のように考えることにした。水制の主機能は土砂の堆積にあるとして、水制の配置については土砂堆積を効率よく行うことを念頭に置き、水制の構造については大洪水にも耐えるようなものとする。

3）水理設計

(1)　水制の設計

①水制間隔の決定

水制はその間に土砂を堆積させるために設置するものである。堆積が生じるためには、水制間に土砂

が供給されること、②水制間に運搬された土砂はその場で沈降・堆積し、再浮上しないもしくは再浮上してもそのボリュームが沈降する新たにボリュームを下回ること、の２つの条件を満たす必要がある。①の条件の評価は煩雑・困難であるが、水制を上流に向けたことで達成できたものと仮定する。②の条件については現象を単純化し次のように考えることにした。すなわち、水制上の平均流速を、平坦河床で土砂が移動限界状態となるような流速に設定することにした。ただし、水性間は乱れの強い場でありこの判定法法で求められる場よりも土砂が動きやすい状態であることに留意しなければならない。

水制の間隔Ｃは次のような手順で求めることができる。まず、河床材料の移動限界摩擦速度 u_{*c} を岩垣式により求める。

$$u_{*c}=\sqrt{0.809\cdot d_m}=\sqrt{0.809\times 0.01}=0.090\text{m/s} \tag{6.2.19}$$

ここに、d：粒径である。次に目標流速 V_d（移動限界流速）を求める。

$$V_d=\varphi\cdot u_{*c}=\frac{h^{1/6}}{n\cdot\sqrt{g}}\cdot u_{*c}=\frac{7.5^{1/6}}{0.035\times\sqrt{9.8}}\times 0.090=1.15\text{m/s} \tag{6.2.20}$$

この目標流速を達成するための水制間隔Cは、足立の研究成果[2]に沿って求める。まず、相当粗度 K_s を次式によって求める。

$$\frac{V_d}{u_{*c}}=6+5.75\cdot\log\frac{h}{k_s}\ \rightarrow\ k_s=10.4\text{m} \tag{6.2.21}$$

求められた ks の値は相当粗度の定義からするとかなり大きめであるが、これは水制上の流速分布に対数則を仮定したことに問題があると思われる。ただし、足立の研究はこの仮定のもとに実験データを整理しているので、適用性に若干の問題はあるもののそのまま利用することにする。

水制間隔はＣは、図－6.2.5に以上の検討より求められた諸値をプロットし、C＝28m を得る。

②水制材料に用いる石の粒径の算定

まず、水制の接近流速 V_n を求める。

$$V_n=2\cdot V_d=2.3\text{m/s} \tag{6.2.22}$$

石の粒径 d は次式により求めることができる。

$$\begin{aligned} d&\geq F_s\cdot\frac{\rho_w}{\rho_s-\rho_w}\cdot(0.75C_L+1.3C_D)\cdot\frac{V_g^2}{g}\\ &=\frac{1.0}{2.65-1.0}\times(0.75\times 0.32+1.3\times 0.4)\times\frac{2.3^2}{9.8}\\ &=0.25\text{m} \end{aligned} \tag{6.2.23}$$

なお、水制断面は流下方向に1：2の勾配を有しているので、Lane の補正係数 K によって補正する。斜面の角度 $\theta=26.5°$、水中安息角 $\phi=38°$ とすると、K は、

$$K=\cos\theta\sqrt{\frac{1-\tan^2\theta}{\tan^2\theta}}=\cos 26.5°\times\sqrt{\frac{1-\tan^2 26.5°}{\tan^2 38°}}=0.69 \qquad (6.2.24)$$

となり、必要粒径は、

$$d'=\frac{d}{k}=\frac{0.25}{0.69}=0.36\text{m} \qquad (6.2.25)$$

となる。

(2) ふとんかごの設計

ふとんかごに詰める石の粒径dは、MACCAFERRI[4]の基準を用い、斜面上に置かれた場合の補正を行って求める。

$$d\geq\frac{H\cdot I_e}{s\cdot\tau_*}\cdot\frac{1}{\cos\theta\sqrt{1-\frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}}}=\frac{8.5\times 1/1{,}495}{1.65\times 0.10}\cdot\frac{1}{\cos 14°\times\sqrt{1-\tan^2 14°/\tan^2 38°}} \qquad (6.2.26)$$

ここに、d：中詰め石の粒径、H：水深、S：中詰め石の水中比重、Ie：エネルギー勾配、τ_*：無次元掃流力（カゴ内での変形を許さない場合は$\tau_*=0.1$を与える）θ：のり面勾配、ϕ：水中安息角である。

なお、使用する石の粒径は施工性に配慮し20cm～30cm程度とする。

6.2.3 適用例3 (I川)

1）地点の概要とコンセプトデザイン

I川はI岳の東山麓に水源を発し、T川に合流する流路延長44.8km、流域面積163.4km²の1級河川である。上流部はS火山群の溶岩が河床に露出し滝や早瀬を作りながら流れる急流であるが、E市より下流は水田地帯を比較的緩やかに流下する。

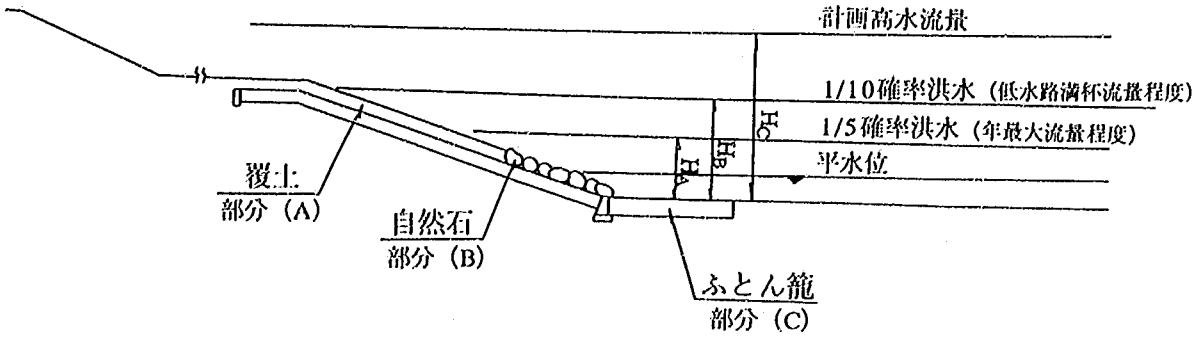
当該地点の河道法線形はほぼ直線であり、河床勾配は1/236、河床材料の平均粒径は32.9mmであり、河床には単列砂州が形成される。

河岸付近には一部自然林が残されており、その一部にはカワセミ、ヤマセミの生息および渡り鳥としてガン、カモ、ハクチョウの飛来が確認されている。

I川ではサクラマス、ウグイ、エゾウグイ、ハナカジカ、フクドジョウの4科5種が確認されている。また底生動物として7目32種が確認されているが、その多くが清流に生息する種である。

関連する環境関係計画としては、E市の「水と緑の安らぎプラン」のモデル河川、およびラブリバーに認定されている。

以上のような環境に配慮し、河岸防御工の設計に当たっては、魚にやさしい川づくりを目指し、生態系の保全および再生を目指すとともに、急勾配河川に見合った十分な安全度を有する河岸処理を行うというコンセプトを掲げることにした。これらの要求に応え、河岸防御工の構造は次のようにした（図－6.2.9参照）。低水路はのり枠ブロックによる隠し護岸とし、表面には覆土や組石工を設置して自然な景観を創出する。この場合、のり勾配を1：3の緩勾配にし親水活動を容易にするとともに、覆土材料には現地発生土砂を用い施



図－6.2.9　のり覆土の横断形状（I川）

工後の環境の復元を図る。また、水際の組石工には水際線の変化を期待するとともに、その空隙が魚類の生息場所および洪水時の避難場所となることを期待している。

2）構成部品への分解と機能の割り当て

上記コンセプトデザインを構成部品に分解するとともに、各構成部品に機能を割り当てる。その結果は次の通りである。

表－6.2.4　多自然型河岸防御工の構成部品と機能分担

構　成　部　品	治水機能	環境機能
①のり枠工	○	
②自然石		○
③ふとんかご	○	
④覆土		○

4つの構成部品のうち、のり枠工およびふとんかごが水理設計の対象となる。

3）水理設計

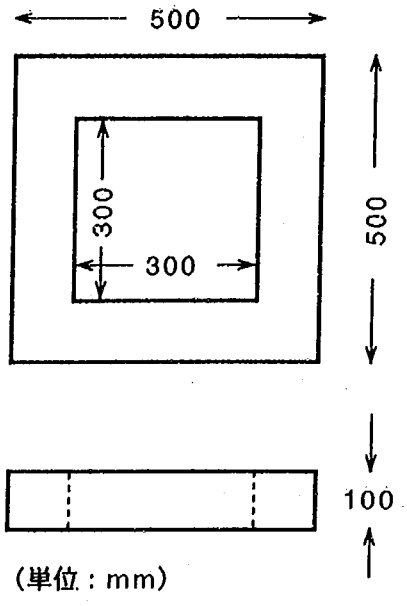
(1)　のり枠工の設計

まず、のり尻での基準流速 V_s を次式により求める。

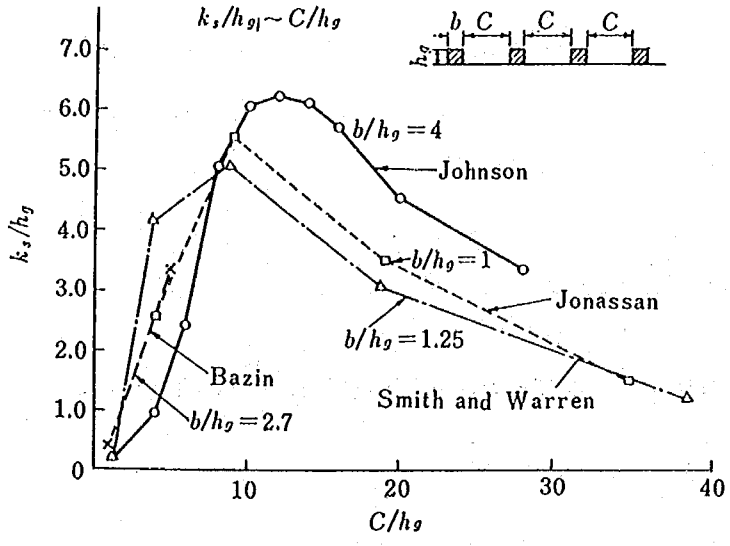
$$V_s=\frac{1}{n}\cdot h^{2/3}\cdot I^{1/2}=\frac{1}{0.04}\times 2.97^{2/3}\times\left(\frac{1}{236}\right)^{1/2}=3.36\text{m/s} \qquad (6.2.27)$$

ここに、n：粗度係数、h：のり尻での水深、I：水面勾配である。なお、計算に当たっては粗度係数には河床材料等からの推定値を利用した。また、当該地点は直線部であるので、平均流速 V_0 は基準流速 V_s に等しい。

つぎにのり枠ブロックの安定性について検討する。使用するブロックを図－6.2.10に示すように50cm角、高さ10cm、厚さ10cmと仮定するブロック比重を2.65、揚力係数を0.02と仮定するとともに、揚力作用方向投影面積0.16m²、ブロック体積0.016m³、図－6.2.11より求められた抗力係数0.10等の諸値を安定性判定式に代入する。



図—6.2.10　のり枠ブロックの形状



図—6.2.11　のり枠工の相当粗度

$$F_s=\frac{\mu\{(W-B)\cos\theta-L\}}{\sqrt{D^2+\{(W-B)\sin\theta\}^2}}=\frac{0.6\times\{(42.4-16.0)\times\cos18.4°-1.84\}}{\sqrt{2.88^2+\{(42.4-16.0)\times\sin18.4°\}^2}}\approx1.58 \qquad (6.2.28)$$

$$W=\gamma\cdot V=2{,}650\times0.016\approx42.4\text{kgf} \qquad (6.2.29)$$

$$B=\gamma_w\cdot V=1{,}000\times0.016\approx16.0\text{kgf} \qquad (6.2.30)$$

$$D=0.5\cdot C_D\cdot\rho\cdot A_D\cdot V_0^2=0.5\times0.10\times\frac{1{,}000}{9.8}\times0.05\times3.36^2\approx2.88\text{kgf} \qquad (6.2.31)$$

$$L=0.5\cdot C_L\cdot\rho\cdot A_L\cdot V_0^2=0.5\times0.02\times\frac{1{,}000}{9.8}\times0.16\times3.36^2\approx1.84\text{kgf} \qquad (6.2.32)$$

これより、F_s は1.58であり、安定と評価することができる。

(2) ふとんかごの安定性

ふとんかごについては、滑動に対する安定性および中詰め石の粒径について検討する。

まず、設計外力の計算を行う。かご工の中詰め石を粒径 d を20cm と仮定する。かご上の粗度係数 n はマニング・ストリクラーの式より、

$$n=\frac{k_s^{1/6}}{7.66\sqrt{g}}=\frac{0.6^{1/6}}{7.66\times\sqrt{9.8}}=0.032 \tag{6.2.33}$$

を得る。かご上の平均流速 u_0 およびせん断力 τ_d は次のように求めることができる。

$$u_0=\frac{1}{n}\cdot h^{2/3}\cdot I^{1/2}=\frac{1}{0.032}\times 2.97^{2/3}\times\left(\frac{1}{236}\right)^{1/2}=4.20\text{m/s} \tag{6.2.34}$$

$$\tau_d=\frac{\rho\cdot u_0^2}{\left(6+5.75\cdot\log\frac{h}{k_s}\right)^2}=\frac{1{,}000/9.8\times 4.20^2}{\left\{6+5.75\log\left(\frac{2.97}{0.2}\right)\right\}^2}=11.09\text{kgf/m}^2 \tag{6.2.35}$$

これらの諸値を滑動に対する安定性の評価式に代入すると、

$$\frac{\mu\{(W-B)\cos\theta-L\}}{\sqrt{\tau^2\cdot b^2+(W-B)^2\cdot\sin^2\theta}}=\frac{0.6\times\{(1{,}440-1{,}000)\times 1-36.0\}}{\sqrt{11.09^2\times 2^2+0}}=11.09 \tag{6.2.36}$$

となり、安定と評価される。

中詰め材の粒径 d の妥当性ついては MACCAFERRI[4] の基準により評価する。この基準によれば、かご内での移動を許さない場合の限界粒径 d_c は、

$$d_c=\frac{h\cdot I}{s\cdot\tau_*}=\frac{2.97\times 1/236}{1.65\times 0.10}=0.076\text{m} \tag{6.2.37}$$

であり、先に選択した粒径20cm は妥当であると評価される。

6.3 課題

本項では、試行設計を通じて明らかになった課題を列挙する。

1）構成部品間の相互作用の評価

一般に、流水中に物体が置かれた場合、流体力が作用すると同時にその反作用が周辺の流体に及び流れは変形される。したがって、異なる物体が近接する場合には、お互いの流れの変形が相互作用しあい、それぞれの物体に作用する力はそれが流水中に孤立して置かれた場合の力と異なる。本設計法は、多自然型河岸防御工の構成部品間で基本的には相互作用がないことを前提としている。この前提が成立しない条件を明確にするとともに、その場合の対処法について検討しておく必要がある。

2）深掘れの予測手法の高度化

本設計法で用いた深掘れの予測手法は、力学的な考察に基づき統計的な方法論で構築されたものである。したがって、その予測値は多くの河道の値を包絡した、もしくは平均した値を与えるものである。しかし、実際に設計を行うような個別地点に目を向けると、深掘れの量および範囲はその場所の地形・流況に応じて平均値よりシフトする。よりいっそうの合理性を求めるのであれば、その場所の深掘れ状況に合わせて設計可能であることが望まれる。

3）自然河岸土の強度の評価

多自然型川づくりの最も基本的かつ厳守しなければならない考え方は、ミティゲーションの思想である。すなわち、堤防もしくは河岸自体に洪水時侵食したりすべり破壊を起こしたりしないだけの強度があれば、護岸整備等の手を加えないことが望まれる。護岸整備の必要性を的確に判断するためには、河岸の強度評価手法の確立が必須である。

4）水理係数の評価

本水理設計法においては、相当粗度、流速係数、抗力・揚力係数等の水理係数が利用され、これらの水理係数の精度は直接設計法の信頼性に影響する。しかしながら、これら諸係数は必ずしもあらゆる条件のもとで把握されているわけではないので、実験や計測を通じていっそう幅広く調べていく必要がある。

5）各構成部品の設計法の高度化

本設計法においては各構成部品ごとに水理設計法を構築しているが、それぞれをさらに高度化したほうがよい。未熟な部分としては、枠工内の流れ・せん断力・pick-up-rate 評価、複雑な河道形状のもとでの適切な水制の配置方法等が挙げられる。

＜参考文献＞

1)山本晃一(1994)：沖積河川学、山海堂.

2)足立昭平(1964)：人工粗度の実験的研究、土木学会論文集、第104号、pp.33-44.

3)福岡捷二・藤田光一・森田克史(1988)：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.

4)Office MACCAFERRI S.P.A.-Bologna, Italy (1981): Flexible Gabion Structures in River and Stream Training Works, edited and printed by OFFICE MACCAFERRI, 85p.

第7章　水理設計法の提案

本章では、第6章までの成果に基づき、多自然型河岸防御工の水理設計の手引き(案)を次のように提案する。本案は現状の研究成果・調査結果をまとめ、多自然型河岸防御工の設計の際の参考となることを期待したもので、行政上の承認を得たマニュアル・技術指針等と同格に扱うことはできない点に留意しなければならない。

多自然型河岸防御工の水理設計の手引き（案）

第1章　水理設計法の位置づけと構成

1.1　本手引き（案）の目的

本手引き（案）は、多自然型河岸防御工について、流水に対し必要な安定性を確保するための水理設計の手順を示したものである。

＜解　　説＞

本手引き(案)でいう多自然型河岸防御工とは、洪水から堤防・河岸を防御するという主たる機能（以後、河岸防御機能と略称する）に加え、自然を保全・創生する機能、景観向上機能、親水機能等のすべてあるいは一部が要求されている河岸防御工のことである。多自然型河岸防御工の特徴は、それに期待される各機能の重み付けあるいは優先順位が施工予定場所の特性、周辺環境等によって変わることにある。

本手引き(案)は、洪水流に対し必要な安定性を有し、それをもって必要な河岸防御機能を発揮できる多自然型河岸防御工の設計に寄与するために、主として水理学的な見地から作成されたものである。したがって、本手引き(案)は多自然型河岸防御工の多岐にわたる機能全てを対象としたものではない。設計者は、対象とする多自然型河岸防御工に要求される各機能のうち河岸防御機能に関係する範囲を見定めた上で本手引き(案)を適用するとともに、他の機能の確保については別途検討しなければならない。

1.2　多自然型河岸防御工の計画・設計における本手引き（案）の位置づけ

■水理設計は、多自然型河岸防御工の計画・設計の各段階で行わなくてはならない。したがって、水理設計の実施は、多自然型河岸防御工に関する計画があわせて適切に策定されていることが前提となる。

■本手引き（案）では、多自然型河岸防御工の調査～計画～設計に至る一連の流れが図―1.1のように行われることを想定して、説明がなされている。

＜解　　説＞

水理設計を多自然型河岸防御工の設計段階において行うことは当然であるが、その計画段階においても、水理的観点からの検討を行う必要があり、本手引き（案）では、後者も含め「水理設計」と呼んでいる。したがって、多自然型河岸防御工の計画と水理設計とを切り離して扱うのは好ましくなく、両者を一体として考える必要がある。

水理設計の説明は、一緒に行われるべき多自然型河岸防御工の計画策定との関連を明示しながら行う必要がある。そこで、本手引き（案）の説明の前提として、調査・計画までも含む設計の全体の流れを代表事例

として図―1.1に示した。以後の水理設計の説明は、図―1.1に示す流れを参照しながら進められる。

以下に図―1.1の内容を説明する。

(1) 調査

多自然型河岸防御工は、本来の機能である河岸防御機能に加え、植生の繁茂可能なのり面の状態を作ったり、魚巣ブロック等により魚類の生育を考慮する環境創生機能、周辺住民が川に親しめるよう水面へのアクセスを容易にする親水機能、川本来の景観を阻害することがないばかりか、美しい風景を創出する景観向上機能等を担うことが要求される場合が多い。こうした要求に答えるためには、まず対象河川の河道特性調査、治水安全度評価、景観調査、生態系調査、水環境調査、風土・文化・歴史調査、川の利用実態調査、周辺住民のニーズの調査等を実施し、次に述べる設計コンセプトを得るために必要な情報を収集・整理・分析しなければならない。

(2) 計画

1）イメージパースの作成

上記1）の調査結果を踏まえて、設計コンセプトを明確にする。すなわち、コンセプト・デザインの作業である。設計コンセプトとは、多自然型河岸防御工を設置することによって何をどう変化させるかといういわば設計のねらいのことであり、これには、自然環境設計コンセプト（特定種の生育をねらうのか、特定種にこだわらずに自然な状態の創生に心がけるのかなど)、景観設計コンセプト(目立たない工法とするのか、意図を持った景観を創出するのかなど)、親水設計コンセプト(近隣の子どもに遊び場を提供するのか、イベント広場とするのかなど）等がある。具体の判断事例をあげれば、流れに淀みをつくって魚類、水草、水生昆虫一般の生育に適した環境を創生するとか(広く一般の生物に配慮した例)、その地方にしか住まない特定魚種の生育に配慮し、その魚が好むとされる礫床、早瀬、水草ありの条件を創生するとか（特定種の生育に絞った例）がある。

以上のように設計コンセプトをかためておいたうえで、それらの要求を総括する河岸防御工の完成形（イメージパース）を“自由に”描く。

2）河道計画との調整

多自然型河岸防御工の計画・設計は、上位の計画である河道計画の枠の中で行われることになる。したがって、河道計画の内容の中で河岸防御工の計画・設計を規定する事項を、この段階で明確にしておく必要がある。これに該当する可能性のある事項としては次のものがあげられる。

a）河岸防御の基本方針：具体的には、防御対象とその横断位置、防御縦断範囲、河岸防御に求められる信頼性、適用する河岸防御工の種類など

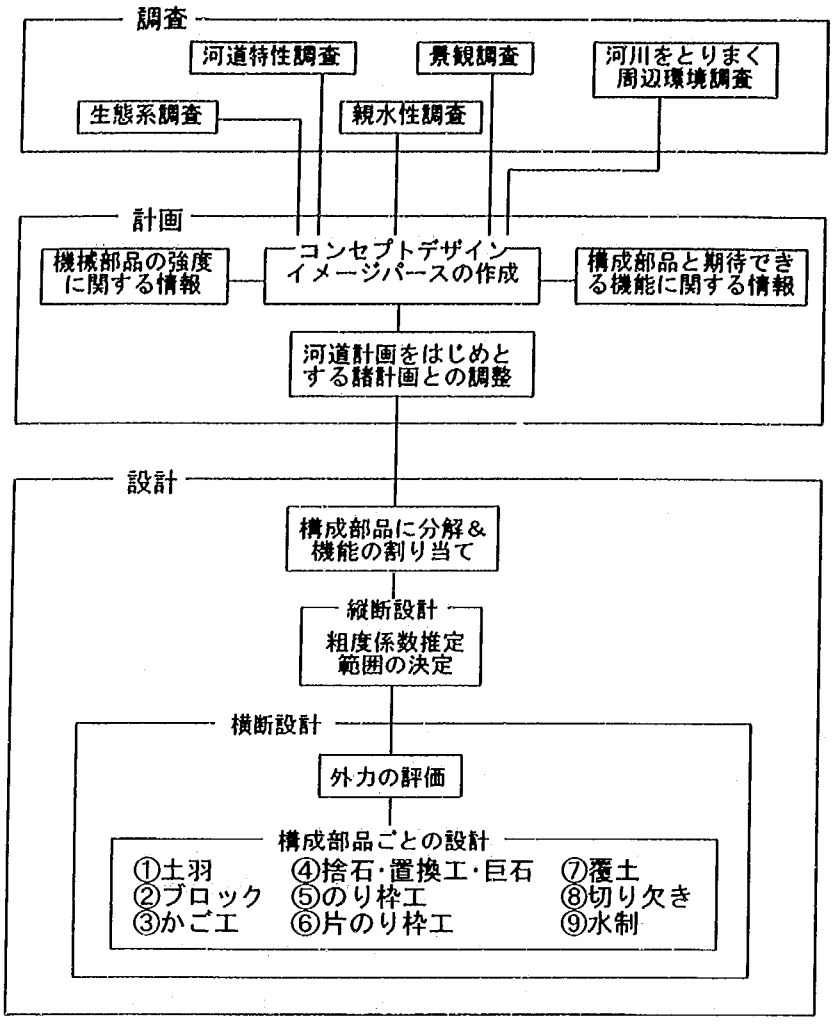
b）河岸防御工に求められる諸機能（河岸防御機能以外を含む）

c）河道計画で想定する河道内の粗度要素

d）河岸防御工の設計対象とすべき洪水外力

e）河岸防御工の耐久性確保と維持管理の方針

ここで、a)の「防御対象と横断位置」は、堤防を保護するのか、高水敷を保護するのか、後者の場合、高水敷のどの位置で侵食をくい止めるかの方針であり、「防御縦断範囲」は、縦断方向にどの範囲を守る



図—1.1　水理設計のフロー

のかの方針であり、「河岸防御に求められる信頼性」とは、防御対象を確実に防御するのか、ある程度の防御ができればよいのか、侵食の進行を遅らせればよいのか、などの判断のことである。c)は、河道計画において、低水路や高水敷の粗度係数や樹木群等による死水域、構造物による付加的抵抗など水位増に影響する粗度要素をどの程度見込んでいるかの情報であり、これは、河岸防御工にどの程度の付加的粗度要素を持たせても構わないかを判断する際に不可欠である。e)は、全体として壊れにくく、長期間維持管理更新を必要としないものを設計するのか、要求されている河岸防御機能を大きく損なわない範囲で部分的に老朽化する、あるいは損傷を受けることも想定し、維持管理更新作業の実施を見込んだ設計を行うか、などの基本方針のことである。これらの事項は、上記1）2）と（3）に示す設計において十分考慮され遵守されなければならない。ただし、これらの事項がすべて河道計画に含まれているとは限らず、したがって、考慮し守るべき事項も、当該河川の河道計画で扱われている項目に限られる。

3）その他の計画との調整

地域計画などで、多自然型河岸防御工の計画と整合させるべき内容がある場合には、計画段階でそれを考慮する。

(3) 設計

1）イメージパースの構成部品への分解と機能の割り当て

イメージパースは治水のみならず、自然環境、親水性、好景観の創生といった多岐にわたる要求を満たすべく作成されているので、より細かくパースを捉えれば、河岸防御機能を受け持つ部品、景観を向上・創出させるための部品、水生生物の生育環境を供出する部品などの集合体と考えることができる。そして、各部品が担う機能が河岸防御機能だけでないため、各部品が持つべき流水に対する安定性も異なりうる。

本手引き(案)では、この特徴に着目し、イメージパースを構成部品に分解し、それぞれに担うべき機能を割り当てて、それぞれの部品ごとに水理設計を実施できるようにするという考え方を導入している（詳細については２、３章を参照のこと)。例えば既設の護岸に覆土したものについては、既設護岸が河岸防御機能を、覆土が自然環境創生機能を担っていると考え、それぞれの部品が持つべき流水に対する安定性に応じた水理設計を行うことができる。ただし、河岸防御機能以外の機能だけを受け持つ部品がどのような流水に対する安定性を持つべきかについては、明確な考え方が無いのが現時点での実状である。たとえば河道計画に上記（２）２）d)e)の項目が具体的に記述され、それに基づき、たとえば環境創生機能だけを担う部品が持つべき安定性を定量的に決めることができるという状況は、現時点ではまず無いと考えられる。こうした実状を踏まえ、本手引き(案)は、各部品が受け持つ機能のうち河岸防御機能を受け持つ構成部品に関する水理的安定性だけを対象とする。ただし、仮に将来河岸防御機能以外の機能だけを受け持つ部品がどのような流水に対する安定性を持つべきかが定まった場合にも、本手引き（案）を準用できるような基本構成を、本手引き（案）は備えている。

2）縦断設計

縦断設計は、多自然型河岸防御工の縦断的な設置範囲を決めるためのものである。その手順は概略次のようである。まず、河道計画を踏まえ、深掘れの発生状況や洪水流の水あたり状況、さらには親水面、環境面、景観面等から、多自然型河岸防御工の縦断方向の設置範囲を設定する。次に多自然型河岸防御工が持つ粗度要素を水位計算に考慮して、それが河道の疎通能力に及ぼす影響を評価する。問題があれば多自然型河岸防御工の設置範囲、さらにはコンセプトデザインを見直す。なお、多自然型河岸防御工が河道の疎通能力に与える影響の評価においては、それが計画洪水時に確実に流失するという確証が無い限りは、河岸防御機能を受け持つ構成部品以外の構成部品も対象とする。これは、たとえ平水時を対象にした河岸防御機能を持たない構成部品でも、洪水時に流失しない可能性がある場合には、それが疎通能力に与える影響を考慮すべきだからである。

3）横断設計

横断設計は、構成部品が水理的に安定かどうかを評価するためのものである。ここでは、前述のように、各部品が受け持つ機能のうち河岸防御機能を受け持つ構成部品に関する水理的安定性だけを対象とすることを原則とする。その手順は概略以下のようである。まず、水理設計に必要な外力、すなわち流速、せん断力、洗掘深を求めるとともに、必要に応じて、水制をおいた場合の流速低減効果を評価する。次に土羽、水制、かご工、のり枠工等、個々の構成部品の水理的な安定性を評価する。

1.3　水理設計の構成

水理設計は、図－1.1に示す多自然型河岸防御工の調査～計画～設計に至る一連の流れの中の次の四段階、すなわち、計画の「コンセプト・デザイン」、設計の「構成部品への分解と機能の割り当て」、「縦断設計」、「横断設計」で行う。

＜解　　説＞

各段階の水理設計の主旨は以下の通りである。

- 第一段階：計画の「コンセプト・デザイン」において、イメージ・パースを作成する際に、各部品の流水に対する強度を考慮できるようにする。この内容は、第２章に記述されている。
- 第二段階：設計の「構成部品への分解と機能の割り当て」において、流水に対する安定性の確保という観点から水理的、力学的に意味のある構成部品への分解と機能の割り当てができるようにする。この内容は、第３章に記述されている。
- 第三段階：設計の「縦断設計」を、河岸防御機能の確保、流水に対する安定性と疎通能力確保の観点から、水理的に適切に行う。この内容は、第４章に記述されている。
- 第四段階：設計の「横断設計」において、流水がもたらす外力の評価、各構成部品の流水に対する安定性の評価を、水理的に適切に行う。この内容は、第５章に記述されている。

第2章　コンセプト・デザインにおける水理設計

2.1　コンセプト・デザインにおける水理設計の要点

コンセプト・デザインにおいて、求められる機能に応じて適切なイメージ・パースを作成するためには、多自然型河岸防御工に用いられる構成部品ごとに、その機能、流水に対する強度および適用範囲を知っておく必要がある。

＜解　　説＞

コンセプト・デザインにおけるイメージ・パースの作成は、河岸防御機能だけを担う護岸等を対象にする場合と異なり、取り込むべき複数の機能についての設計コンセプトに基づき、建設予定地点の個性を反映させるべく行われる(1.1と1.2参照)。しかし、満たすべき機能が多くある中で、河岸防御機能以外の機能について個性、独自性を追求する過程で、例えば流水に対して強度のあまり期待できない工法を急流河川に適用しようとするなど、河岸防御機能から見て無理なコンセプトを立てしまうことも起こり得る。この場合、後段の設計の段階で著しく不経済なものを作り出してしまう可能性がある。したがって、コンセプト・デザインにおけるイメージ・パースの作成に際して、多自然型河岸防御工を構成し得る部品について、流水を受けたときの挙動や機能、流水に対する強度を知った上で、これらの観点からの適用範囲をイメージ・パース作成段階で反映させる必要がある。

2.2　多自然型河岸防御工の基本的な構成部品とその機能および適用性

平成8年度現在、頻繁に施工されている多自然型河岸防御工は、次に述べる9つの工法（構成部品）を組み合わせたものである場合が多い。

①土羽	④捨石・置換工・巨石	⑦覆土
②ブロック	⑤のり枠工	⑧切り欠き
③かご工	⑥片のり枠工	⑨水制

これらの構成部品については、機能と流水に対する強度についての特徴が把握されている。これらの部品からイメージ・パースを作成する場合には、その選択に際し把握されている機能と強度を考慮することにより、コンセプト・デザインにおける水理設計が可能になる。

＜解　　説＞

これらの基本的構成部品については、以下の①～⑨および参考に示すように、その機能と対流水強度に関する特徴が把握されているので、イメージ・パース作成時に参考にすると良い。ただし、イメージ・パース

の作成においては、これら平成８年度時点の基本的な構成部品だけから使用部品を選択する必要はなく、むしろ施工予定地点の個性に合うよう、これら以外の部品をより自由な発想で幅広く選択する、あるいは新規に考案することが望ましい。そうして新たに選択されあるいは考案された部品のうち、機能と流水に対する強度に関する特徴が平成８年度時点の基本的構成部品①～⑨のどれかと共通している場合には、以下の記述を利用することができる。

①既存の河岸土羽の利用

河岸土に護岸工事等の手を加えないことは、その河川環境の最も確実な保全であることは言うまでもない。河岸の流水に対する耐侵食強度を考慮し、その場に発生するであろう洪水外力に対して安定が保てると判断された場合には積極的に土羽を利用すべきである。

河岸土の流水に対する耐侵食強度は河道特性によって異なる。デルタ河川、自然堤防帯の河川でも砂床区間の河岸は、河岸土に粘着性があり、作用する流水の力も相対的に弱く、比較的耐侵食強度が高い。扇状地河川および自然堤防帯中の砂利河床区間では、流水の力が強くなる一方で、河岸土の粘着性が乏しくなり、耐侵食強度は低い。表面に植生が繁茂すると土羽の耐侵食力が増大することが知られている。近年では植生の生育可能な水面より上の河岸のり面を存置させ植生で覆い、水面下を捨石等で保護する工法がしばしば採用されている。植生ネットは特定の植生を均一に、かつ短時間で繁茂させる効果を持つ。植生、特に芝はモグラ穴等のキズがなく生育した場合、非常に高い耐侵食力を発揮するが、無キズに保つ管理方法がいまのところないので、キズのあることを前提にすべきである。以上から既存の土羽の保全・利用は、⑦で述べる覆土の場合と同様、流水の力の比較的小さいところや、仮に破壊してもさほど支障のないところで用いるべきである。そうでない場合には既存の護岸等と組み合わせて、既存の護岸等に河岸防御機能を担わせる。

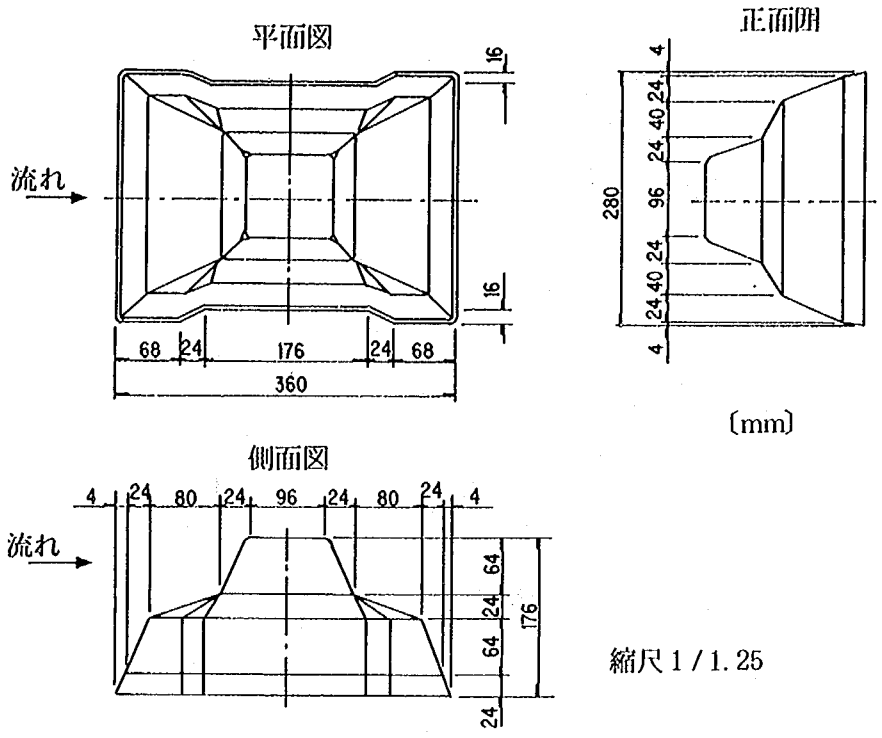
②ブロック

図―2.1にコンクリートブロックの例を示す。（コンクリート）ブロックは、のり覆工や根固め工に活用される。ポーラスな構造でかつ内部に保水材を有することによって植生の繁茂が可能なものなど、環境に配慮したものも最近作られている。また、魚巣ブロックは河岸を保護すると同時に魚類、特に底生魚の住みかを提供しようとするものである。現実には、植生と組合せ、水面より上を植生、下を魚巣ブロックにする場合が多い。これらのブロックには様々な大きさのものがあるので、河岸防御機能の面からのみ言うと、適切な選択を行えば広い適用性を有する。

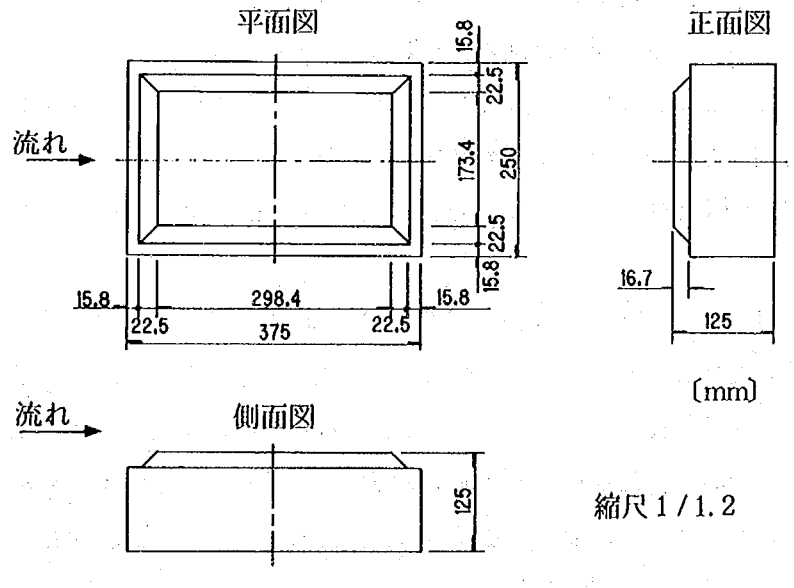
③ふとんかご

図―2.2に示すように、ふとんかごは玉石、砕石などを金属線等からなるかごに詰めたものであり、これを河岸近傍の河床もしくはのり面に設置して耐侵食力を増大させる。⑥の片のり枠工と同様、多孔質であるため水生生物に生活場所を与えることができる。かご上に粘性土を敷き均し、締め固めれば、その土は少々の洪水でも流出しなくなり、植生の繁茂が期待できる。従来、耐久性に問題があるとされたが、近年かごに用いる材料に対する工夫がなされたことによりかなり改善されている。なお、じゃかごはふとんかごよりも施工が容易である反面、流水に対する河岸防御機能は劣る。

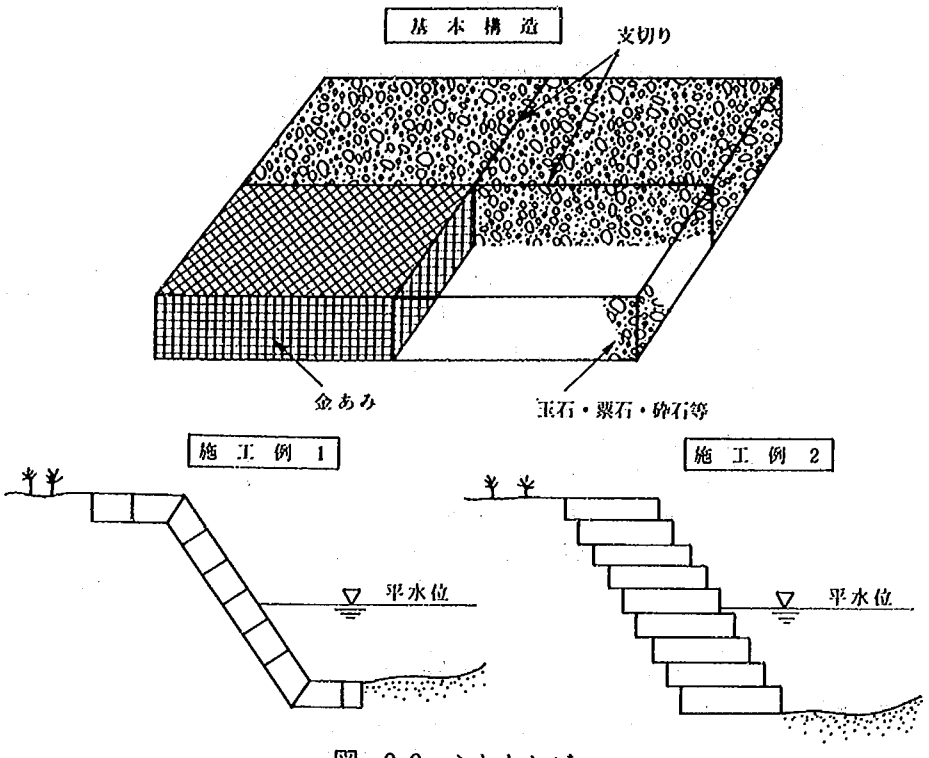
ブロック模型A



ブロック模型B



図—2.1　使用ブロックの諸元



図—2.2　ふとんかご

④捨石工・置換工・巨石工

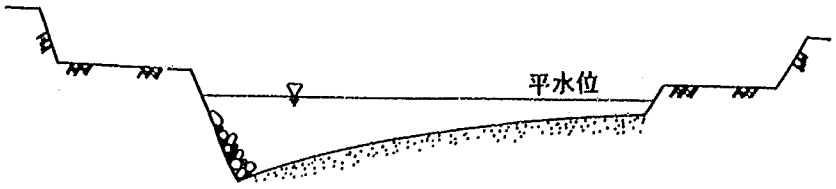
図—2.3に捨石工、図—2.4に置換工、図—2.5に巨石工の概要を示す。捨石工・置換工は洪水時にも流失しない粒径の自然石や砕石などを敷き詰め、河床および河床近傍のり面を保護するものである。捨石工は主として河岸近傍ののり面保護機能を期待したものであるのに対し、置換工は局所洗掘自体を埋め戻すとともに湾曲部などでは洪水流の外岸側への偏流を是正し対岸のポイントバーの軽減までをも狙った大規模な工法である。いずれの工法も石間の空隙が水生生物のすみかとなる。適切な粒径を選べば原理的にはどの河川にも適用可能であるが、砂利～礫河川では河床材料以上の粒径の材料を入手するのが困難であり、また景観的にも不自然であるので避けるべきである。巨石は背後に淀みを形成して水生生物の住みかを提供する場合もあるが、河川公園内で飛び石としたり、特殊な景観を創出する目的で利用されることが多い。

⑤のり枠工

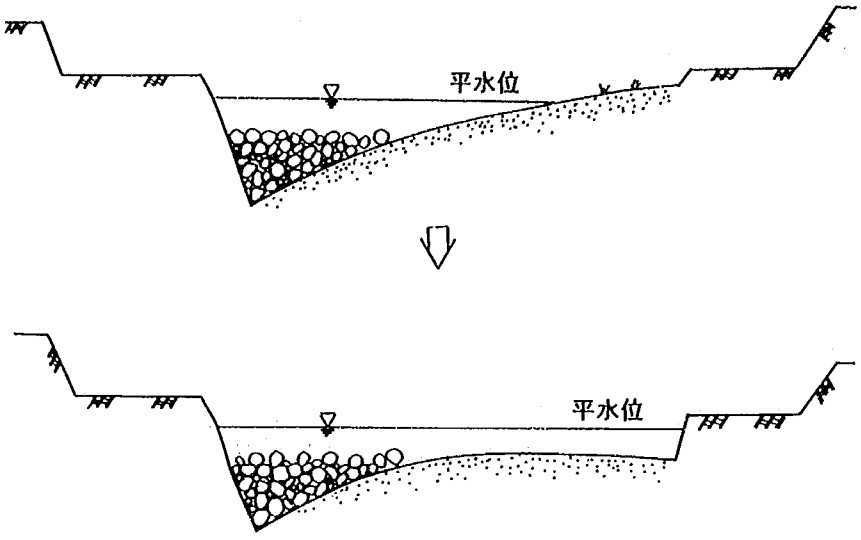
図—2.6に示すように、コンクリートや木製の枠をのり面に敷き詰め、鏡に玉石等を詰める工法で、のり面に作用するせん断力を弱めるとともに、のり崩れの発生、表土の侵食・流失を単一わく内に留めてのり面全体に拡大するのを防ぐ機能がある。鏡の中に玉石の代わりに植生混入土や植生土嚢を入れれば植生の再生を期待することができる。ただし、のり枠工を置いてものり面に作用するせん断力をおさえる効果はないので、急流河川においては鏡の中に大粒径の玉石、外力によっては練石などを入れなければならず、多自然型工法としての位置づけが困難となる。

⑥片のり枠工

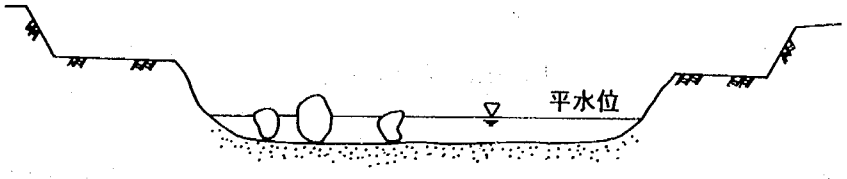
図—2.7に示すように木枠もしくはコンクリート枠に自然石を詰めたものを河岸ののり尻に設置してのり尻近傍の局所洗掘、のり尻の侵食を防ぐ工法である。片のり枠工自身に重量がかなりあるため急流河川での利用も可能であるが、木枠の耐久性に問題があると考えられる。自然石間の空隙が水生生物の格好の



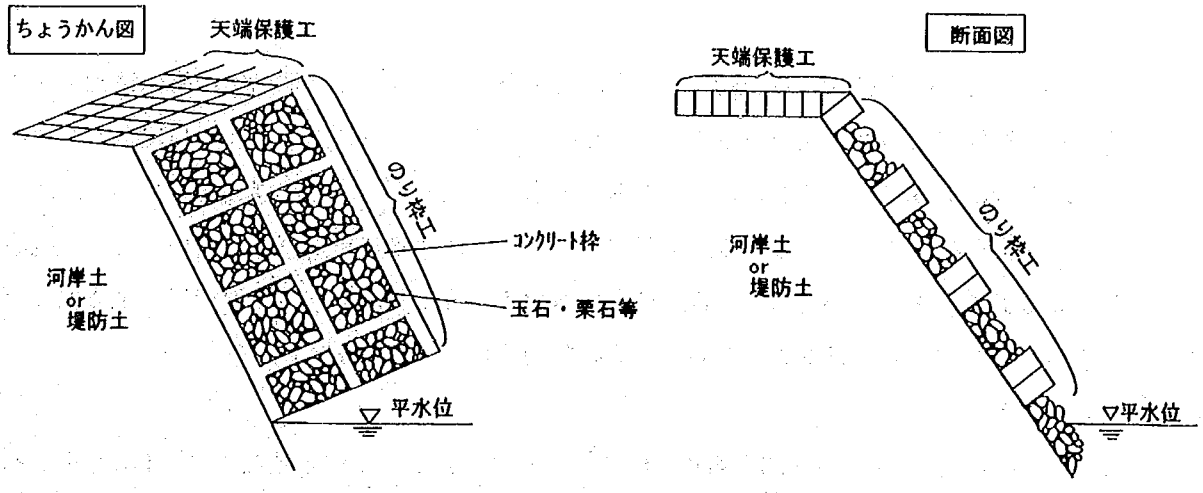
図—2.3　捨石工の概念



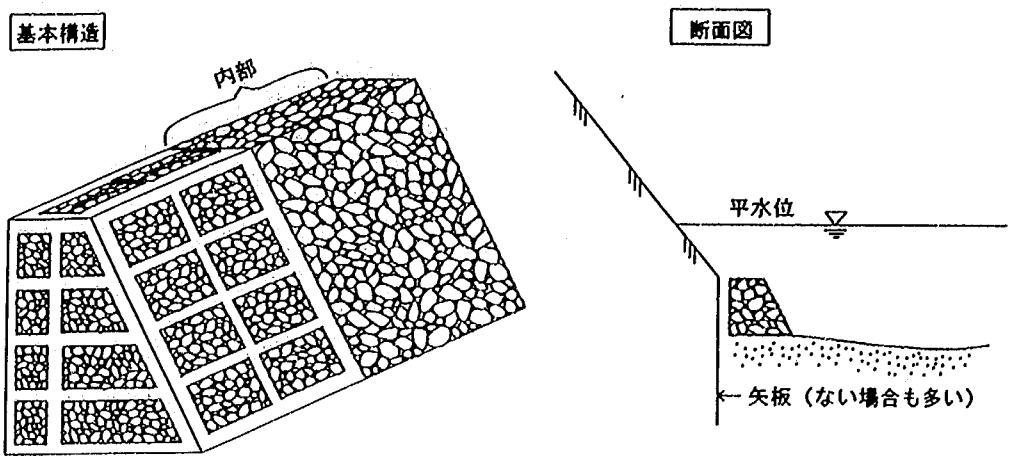
図—2.4　置換工の概念



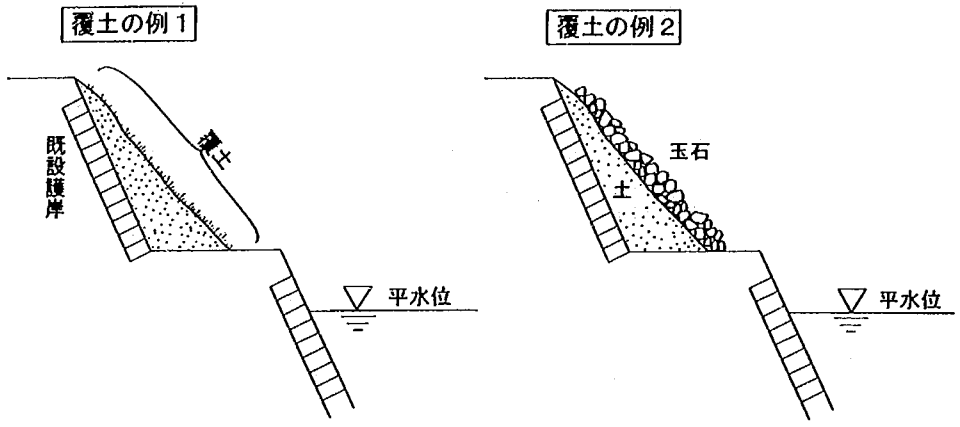
図—2.5　巨石工の概念



図—2.6　のり枠工の概念



図—2.7　片のり枠工の概念



図—2.8　覆土の概念

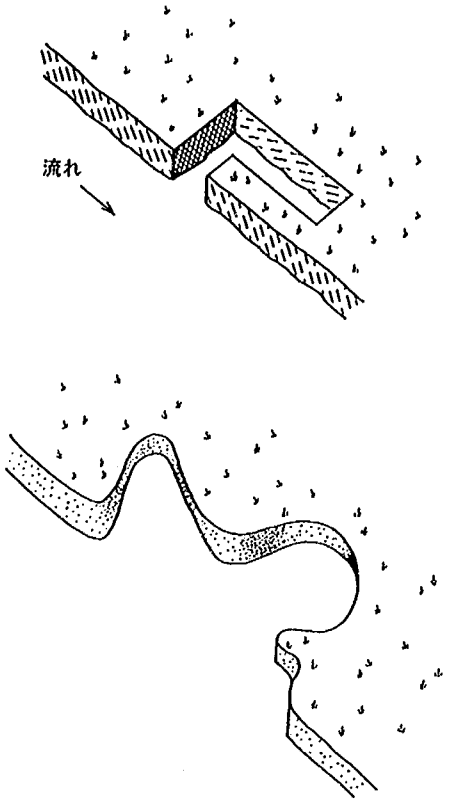
住みかとなる。最近では様々な太さのヒューム管を挿入して魚類などの生育場所を創造する方法がしばしば採られる。適切な材料を選べば水理的にはあらゆる河川への適用が可能であるが、施工性が悪い等の欠点がある。

⑦覆土

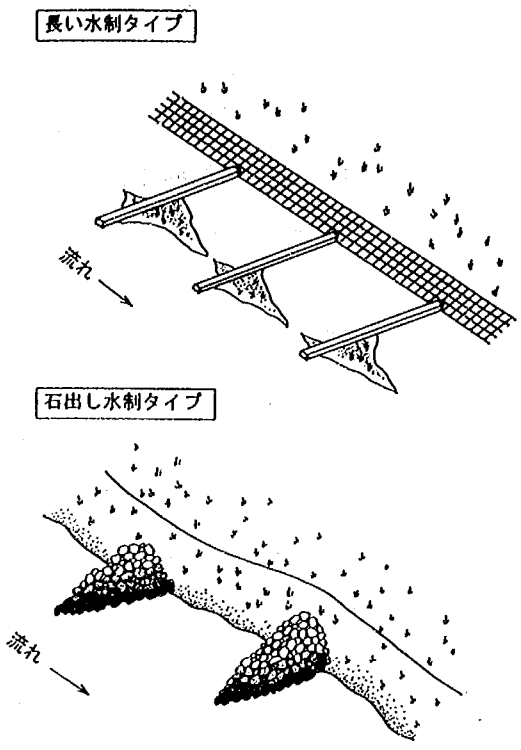
図—2.8に示すように既設護岸の上に盛土し、植生の再生をきっかけとして他の生態系の復元を期待した工法である。施工対象地点の優先種の再生を狙ったものと、外来種、特に芝によって耐侵食力を増加させたものがある。場合によっては、波浪等による平水時の水位変動による土羽の侵食を防止するため、水際部の表土にしがら工を設置するものもある。工費が安いこと、治水効果が期待できないので必ず既設護岸と組み合わせて施工されることが特徴である。洪水に対する強度は脆弱で、急流河川ほど工事発生土の粘着性が小さくなる一方洪水外力は増大するので、その傾向はいっそう強まる。

⑧高水敷の切り欠き

図—2.9に示すように、高水敷の一部を切り欠いて作ったプールを低水路と連結させ、主として平水時には水生生物の生育場となり、洪水時には待避場所となるものである。９つの基本的な構成部品のうち、河



図—2.9　高水敷の切り欠き



図—2.10　ワード水制

岸防御機能がないのはこの工法と覆土だけである。

⑨ワンド水制

図—2.10に示すように河岸近傍に石出し等による水制を設置して淀みを作り、水生生物の生育・産卵・生活場所を創生しようとする工法である。河岸防御機能を持たせる場合とそうでない場合があって、両者の設計の基本的考え方は大きく異なる。

（参考）イメージ・パースの作成における留意点

1.1で述べたように、イメージ・パースは建設予定地点の個性を反映したものでなくてはならない。しかし、実際のところ、イメージ・パースの作成は設計者に幅広い技術力を要求する難しい作業である。また、独自性を強調するあまり、例えば流水に対して強度のあまり期待できない工法を急流河川に適用しようとするなど無理なコンセプトを立てると、水理設計の段階で著しく不経済なものを作り出してしまう可能性がある。「第５章　セグメントごとに見た標準工法の調査」、において、水理的な制約条件を重視した構成部品の特徴について詳述しているので参考とされたい。しかし、こうした目安は川づくりの無個性化を招きやすいので、これをそのまま利用してはならず、必ず多自然型河岸防御工の建設予定地点の個性を反映させなければならない。

第３章　構成部品への分解と機能評価

イメージ・パースをもとに、多自然型河岸防御工を複数の構成部品に分解して考える。水理設計法の手引きは2.2に示した９つの構成部品ごとに組み立てられているので、分解する際には2.2の構成部品のいずれかになるべくあてはまるようにすると良い。

次にこれらの構成部品の機能の割り当てを行い、河岸防御機能を担う構成部品を抽出する。これが水理設計の対象となる。

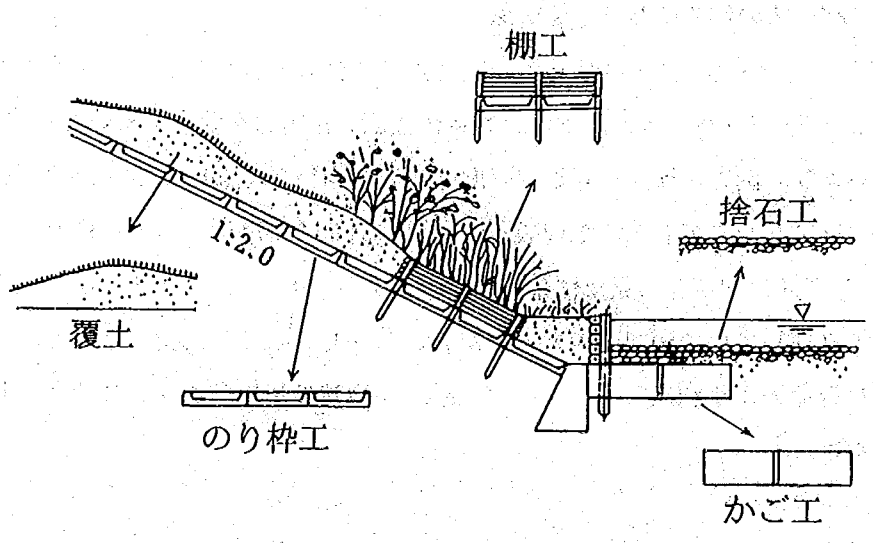
＜解　　説１＞　構成部品への分解についての説明

個性ある川づくりが求められている現在、新しいタイプの多自然型河岸防御工が次々と発案されるであろうことから、一見して上述の９つの構成部品に属さないものが出現することが予想される。このような場合も、上述の９つの構成部品分類が使用できないと即断せず、出現した新しい構成部品が洪水にさらされた場合の流体力の作用や破壊過程などを想定し、９つの各構成部品の設計法の中から力学的な類似点のあるものを見いだし、改良して利用できないか検討する。利用できる場合は、本手引き（案）に従って水理設計を行えばよい。どうしても類似点が無い部品については、新たな基本的構成部品が現れたとして別途扱う必要がある。

参考までに構成部品への分解方法の一例を紹介する。連柴柵工タイプの多自然型護岸（図－3.1参照）は、捨石工・覆土・かご工(根固工)・のり枠工の４つに分解され、このうち、のり枠工、ブロック(根固工)、捨石工の３つが治水機能を担う。

＜解　　説２＞　機能の割り当ての際の注意（河岸防御機能の位置づけ）

イメージ・パースは、治水コンセプト、自然環境設計コンセプト、景観設計コンセプト、親水設計コンセプトを総括して作られたものであるから、構成部品単位に捉えれば、河岸防御機能を受け持つ部品、景観を向上させるための部品、水生生物の生息環境を供出するための部品などに分解して考えることができる。分



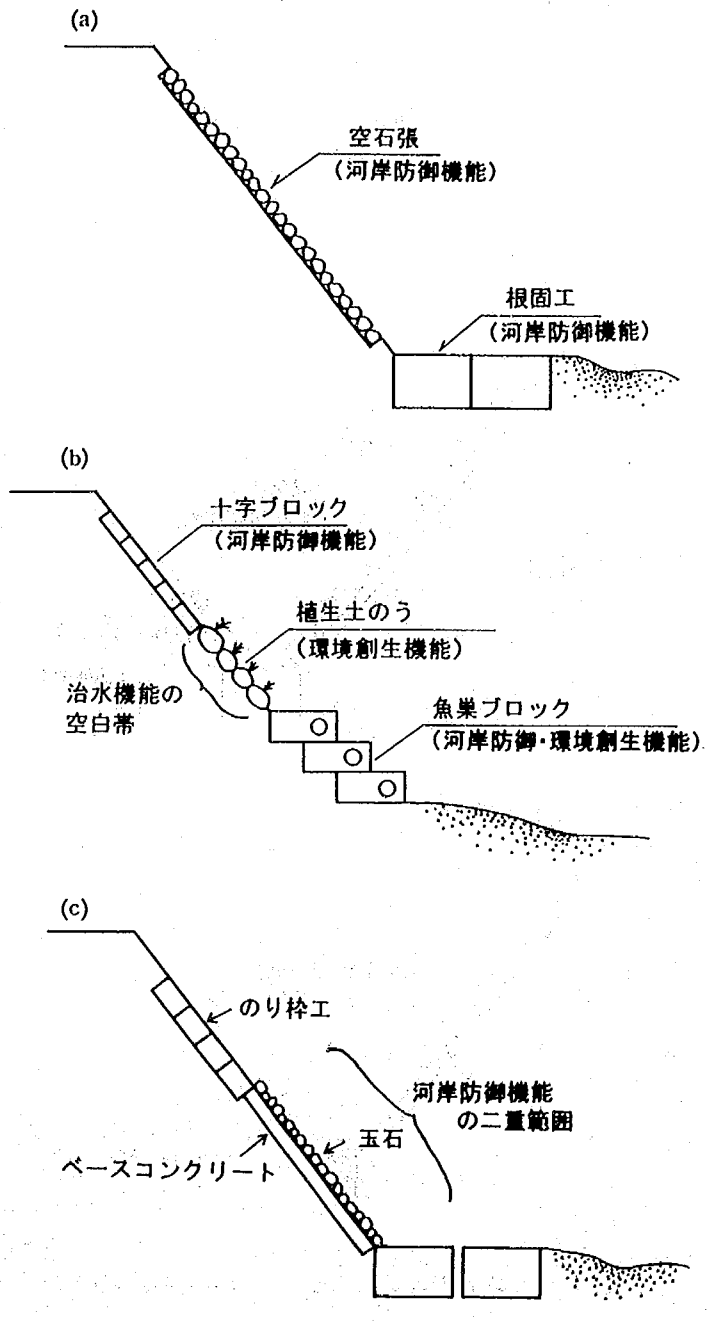
図－3.1　構成部品への分解の一例

解の際、多自然型河岸防御工の本来の役割である河岸防御機能が過不足なく発揮されるよう考慮しなければならない。特に留意すべき点は次のとおりである。

①河岸防御工は、本来河岸防御を主目的に設計されるものである。したがって、図—3.2(a)に示すように河岸防御機能を担う構成部品が河岸全域を覆っていなければならない。図—3.2(b)は一部で河岸防御機能の欠損がある悪い例である。

逆に、河岸防御機能の二重投資があることも避けるべきである。図—3.2(c)は、十分な強度を要するベースコンクリートの上に洪水に対して安定な大きさの玉石を練石積みにした河岸防御機能の二重投資の例といえる。こうした場合の対処方法としては、

a．玉石の機能を環境創生や景観向上に求め、これらの要求から粒径を決める。すなわち、ベースコン



図—3.2　機能分担の考え方の説明

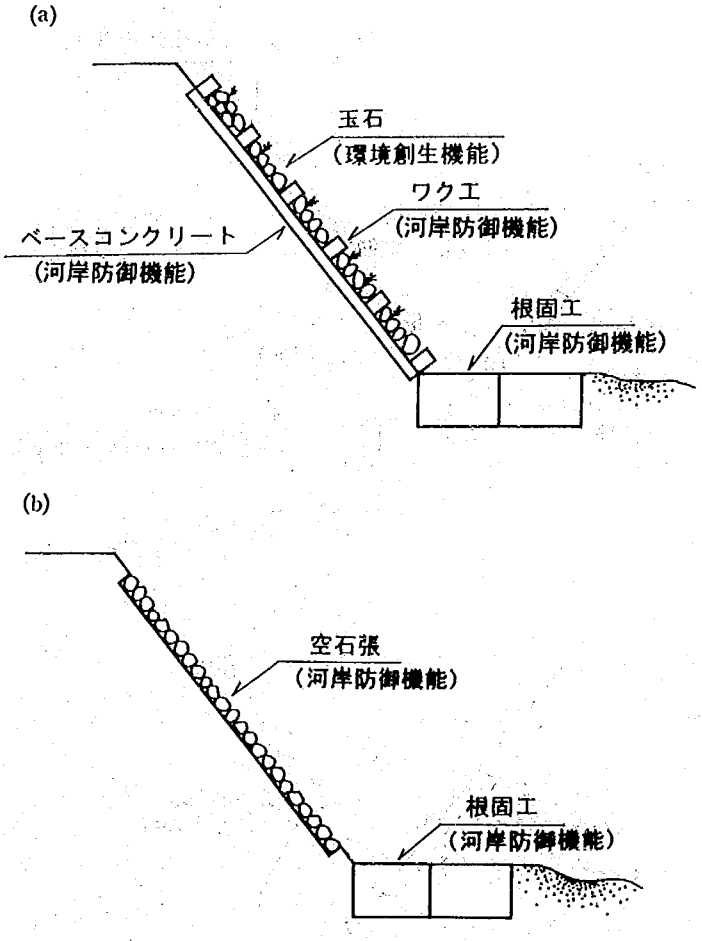
クリートに河岸防御機能を、玉石に環境・景観創生機能を持たせる。

b．ベースコンクリートの打設をやめる。すなわち、玉石に環境・景観創生機能および河岸防御機能を持たせる。

のいずれかが挙げられる。

③設計対象地点や河岸防御工の構造が異なれば、同じ構成部品であっても担う機能が異なる場合がある。例えば図—3.3(a)は、玉石を植生の生育環境の創生のために利用した例であるが、図—3.3(b)は玉石を河岸防御のために利用した例である。

④例えば、水制を有する護岸を設計する場合、水制がもたらす流速低減効果を加味しようと考えがちであるが、水制の設置目的が平水時に河岸近傍に淀みを作って生態系に好ましい環境を作ることだけであるならば（河岸防御機能を担わない水制）、大洪水時を対象にした水理設計では水制が流失していること、すなわちその時流速低減効果は消失していることを前提にしなければならない。一方、平水時には淀みを作り、洪水時には流速低減効果を期待する水制（河岸防御機能を併せ持つ水制）は、洪水時にも流失しないよう強固な構造にしなければならない。



図—3.3　用いられ方の違いによる玉石の機能の違いの説明

第4章　縦断設計

4.1　設計項目

縦断設計における水理設計の手順は次のとおりである。

①多自然型河岸防御工の縦断方向の設置範囲を決める。この際に、流れの集中状況や深掘れの発達状況など、河岸防御機能の確保にかかわる事項を充分考慮する。

②多自然型河岸防御工が疎通能力に与える影響を評価する。

③多自然型河岸防御工の上下流端の処理方法を決める。

＜解　　説＞

図―4.1に縦断方向の設計手順を表したフローチャートを示す。

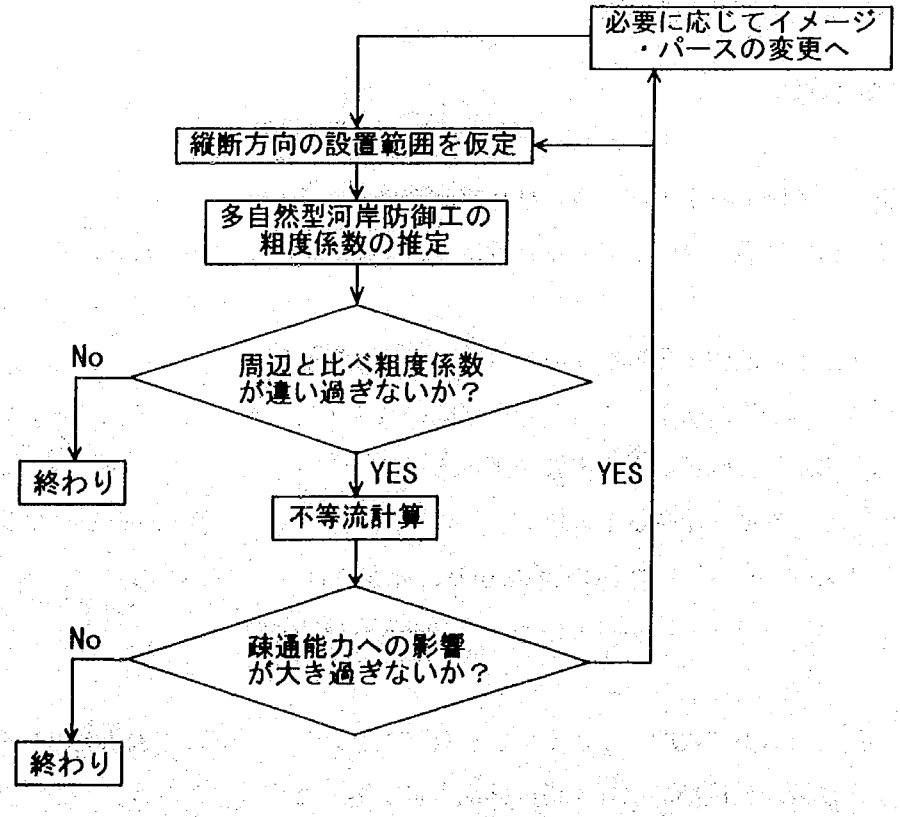
上記①の基本的な考え方は4.2に示すとおりである。

次に多自然型河岸防御工の設置による粗度等の変化が河道の疎通能力に及ぼす影響を評価する。この方法は4.3に示すとおりであり、その内容は次のようにさらに3段階に分けられる。

①河岸防御工の粗度係数を推定する

②合成粗度係数を推定する。

③不等流計算を実施する。



図―4.1　縦断方向の水理設計の流れ

最後に、多自然型河岸防御工の上下流端のすり付けを考慮する。その際の注意は4－4～5に示すとおりである。

4.2 多自然型河岸防御工の縦断方向の設置範囲

多自然型河岸防御工の設置範囲については、河道計画に定められた関係事項をふまえ、多自然型河岸防御工の持つべき治水機能、景観創生機能、親水機能、自然環境保全・創生機能それぞれの立場から必要な設置範囲を総合的に評価することによって決定する。その際には、多自然型河岸防御工の第一の目的である河岸防御機能が確保されるよう、対象河岸沿いの流水の集中や深掘れを適切に考慮しなければならない。

＜解　　説＞

縦断方向の設置範囲については、河道計画における河岸防御工の縦断範囲に関する基本方針を尊重し、その上で、当該地点に関わる河岸防御機能、景観創生機能、親水機能、自然環境保全・創生機能を勘案して定める。治水機能以外の機能については、設置必要範囲はコンセプト・デザインから比較的容易に定まると考えられる。しかし、治水機能の面から設置範囲を定量的に示すのは難しい場合もあり、今後の検討が必要であるが、基本的には次のように考えれば良い。

・河岸近傍に局所洗掘が発生している範囲とする。

・河岸近傍の流速が大きく、河岸侵食を招くおそれのある範囲とする。

4.3 疎通能力への影響評価

疎通能力への影響を評価する手順は次のとおりである。

①河岸防御工の持つ粗度係数を支配していると考えられる構成部品の粗度係数を求める（4－3－1参照）。

②河岸防御工設置断面の合成粗度係数を求める（4－3－2参照）。

③合成粗度係数が多自然型河岸防御工を有さない区間の合成粗度係数に比べ無視できないほど大きい場合は不等流計算を実施して疎通能力の影響を調べる（4－3－3参照）。

周辺河岸の粗度と多自然型河岸防御工の粗度に大きな隔たりがあり、洪水の疎通に悪影響があると見られる場合には、イメージ・パース作成の段階に戻り、疎通能力への悪影響を避けた案を再度作成する。

＜解　　説＞

ここでは、1.2＜解説＞(3)2)で説明したように、それが大洪水時に確実に流失するという確証が無い限りは、河岸防御機能を受け持つ構成部品以外の構成部品も検討対象とする。これは、たとえ平水時を対象にした河岸防御機能を持たない構成部品でも、洪水時に流失しない可能性がある場合には、それが疎通能力に与

える影響を考慮すべきだからである。

4.3.1 多自然型河岸防御工の粗度係数の推定

多自然型河岸防御工の粗度係数を推定するには、粗度を支配していると考えられる構成部品を見いだし、これの粗度係数を推定して多自然型河岸防御工の粗度係数とする。

<解　　説>

多自然型河岸防御工は通常複数の構成部品から成っているため、粗度係数を支配していると考えられる構成部品を見いだすのが難しい場合がある。そこで以下にこの目安について解説してみることにする。

一般的に、粗度係数を支配する構成部品は、のり覆工や覆土など流水に接する面積の割合が大きいものの場合が多い。例外的に、水制や樹木など単体でも粗度の大きなものは、面積占有率が小さくても支配要素となり得る。

粗度係数の支配要素を探す場合、複数の構成部品を選ぶことも可能である。例えばのり覆工にコンクリートブロック、河床と河岸の境界付近に水制を有する河岸防御工では、粗度係数の支配要素としてコンクリートブロックと水制を選択するのがよい。

河岸防御工の粗度係数は最終的には設置断面の合成粗度係数の算出に利用されるので、支配要素の選定の際に合成粗度係数の算出に必要となる断面分割の状況を想定しておくことも、4－3－2以降の作業を容易にするうえで重要である。

構成部品ごとに粗度係数を推定する方法の例（①～⑥）を以下に紹介する。

①わく工、不透過水制域の粗度係数

わく工は図－4.2に示すように、流水の流下方向と一致する方向の部材を無視して桟粗度に見なすことができる。不透過型水制も同様に桟粗度として見なす。

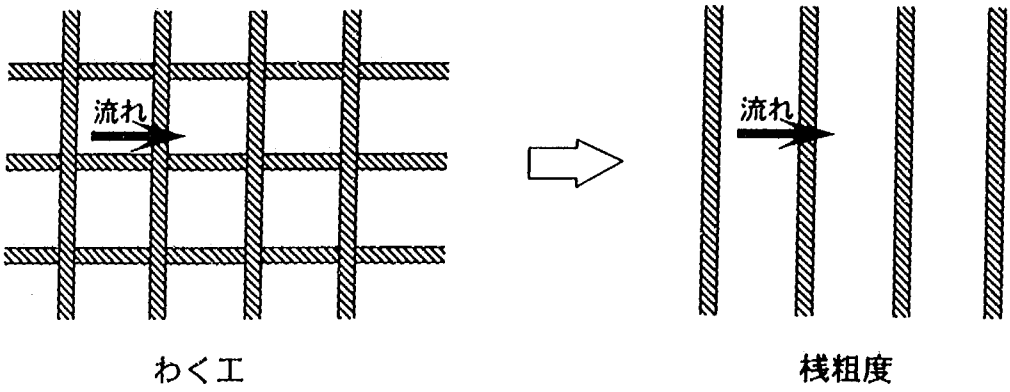
桟粗度上での流速分布が対数則に従うような範囲、すなわち水深に比べ十分に粗度高さの低い条件での桟粗度の抵抗は次のように評価することができる[1)2)]。

$$n=\frac{h^{1/6}}{\phi\sqrt{g}} \tag{4.1}$$

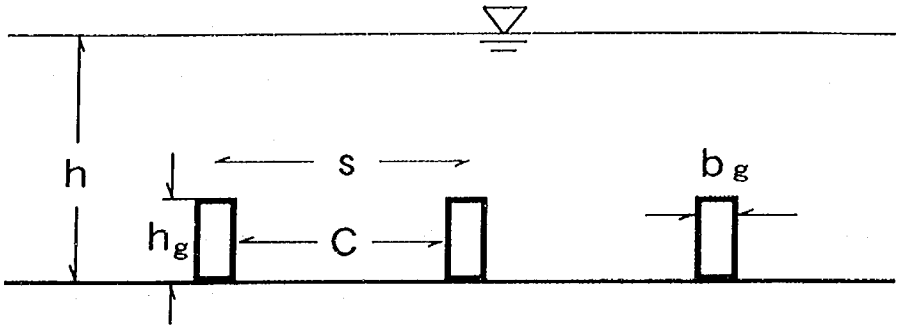
$$\phi=\frac{V_g}{u_{*g}'}=6.0+5.75\cdot\log_{10}(h'/k_s) \tag{4.2}$$

ここに、h'：河床を水制高 hg の中央に取った水深、ϕ：流速係数、V_g：水制領域での流速、u_{*g}':h' を用いた摩擦速度、g：重力加速度、h_g：桟高さ、C：桟間距離、s：桟間隔、である（図－4.3参照）。

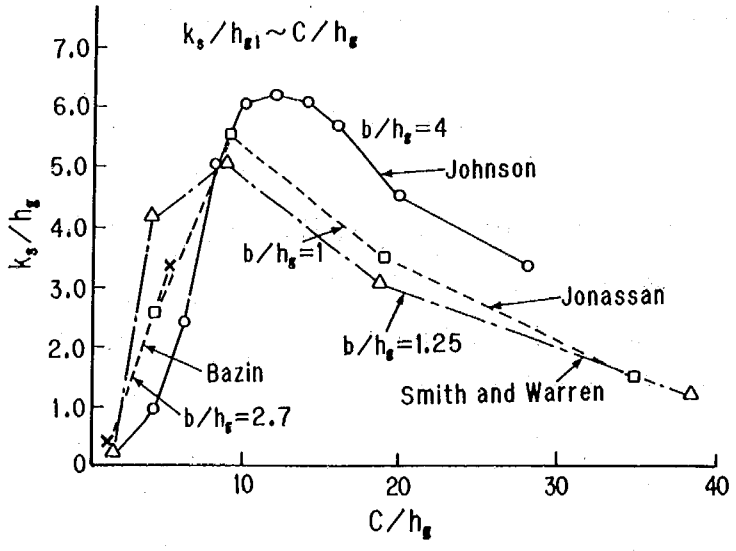
ところで図－4.4によれば、C/h_g の値が8～10程度（この時 k_s/h_g の値が5～6程度になる）の場合に水制の効率が最も良い(少ない水制で大きな抵抗を生み出せる)。河岸防御機能を担う水制の設計にあたって



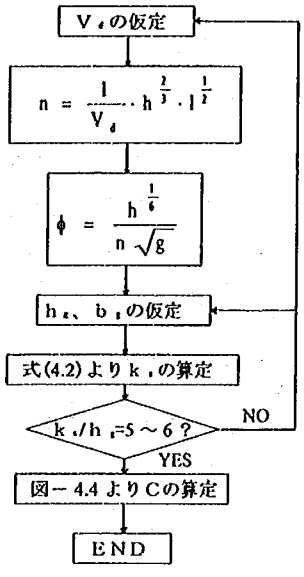
図—4.2　わく工の抵抗特性の考え方



図—4.3　記号の定義



図—4.4　k_s/h_g～C/h_g 関係



図—4.5　水制の水理設計の流れ

は、コンセプト・デザインに沿って描いた水制群の抵抗特性を推定するという手順よりも、最大効率が得られるように水制を配置する手順を踏むほうが望ましい。最大効率が得られる水制の設計の具体的な手順は次の通りである（図—4.5参照）。

①岸等の安全度等から水制上での設計流速 V_d を設定する。

②マニング式から粗度係数 n を計算する。

③流速係数 ϕ を計算する。

④平水位・洪水位、断面形等を勘案しつつ、水制高 h_g、水制幅 b_g を仮定する。

⑤式(4.2)より k_s を計算する。

⑥ k_s/h_g が5～6前後になっているかどうかをチェックする。なっていない場合は効率的な配置になっていないと解釈されるので、V_d をさらに抑えるか、h_g を小さくする。

⑦水制間距離Cを図―4.4から求める。

上記の方法においては水深に比べ無視できないほど大きい高さを有する粗度の条件を適用すると、現実からは想定しにくい相当粗度を算出することがあるので注意が必要である。この場合には、不透過水制で水深にくらべ粗度高が比較的大きい場合の抵抗予測法として水路実験の結果をもとに中川ほか[3]が提案した式(4.3)、(4.4)、(4.5)に示す経験式を利用する。

$$F=p_e\cdot\left(\frac{c}{h_g}\right)^{-0.5}\cdot\left(\frac{h}{h_g}\right)^{-0.77}\cdot\left(\frac{U_{m0}}{\sqrt{g\cdot h_g}}\right)^{-1.47}\cdot m^{-0.62} \tag{4.3}$$

$$U_d=\sqrt{\frac{2}{F}}\cdot u_* \tag{4.4}$$

$$n=\frac{1}{U_d}\cdot(h-h_g)^{2/3}\cdot I_e^{1/2} \tag{4.5}$$

ここに、U_{m0}：水制上流の水路平均流速(接近流速)、U_d：水制領域の平均流速、h：水深、h_g：水制高、C：水制間距離、m：水制長さ/水路幅、p_e：実験定数(=0.11～0.22、ここでは0.16とする)、I_e：エネルギー勾配、u_*：摩擦速度、F：摩擦損失係数、である。なお、式(3)の適用範囲は $m>0.2$、$c/h_g=10\sim60$、$h/h_g=2.5\sim10$ である。

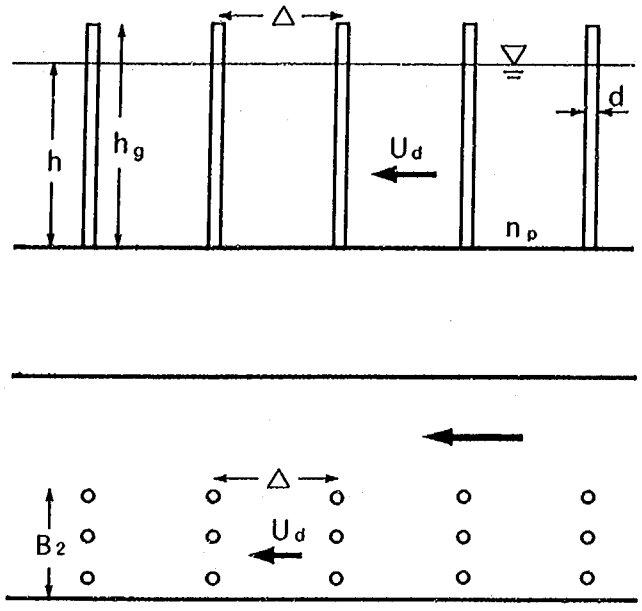
②透過水制（杭出し水制）の抵抗

杭出し水制の抵抗評価については秋草ほかの研究[4]を適用する。秋草ほかは、水路実験をもとに杭出し水制の抵抗を次のように表している。

$$n=\frac{1}{U_d}\cdot h^{2/3}\cdot i_l^{1/2} \tag{4.6}$$

$$\frac{1}{2}\cdot C_D\cdot F_r^2\cdot m_p\cdot\frac{h}{\Delta}+i_f=i_l \tag{4.7}$$

$$F_r=\frac{U_d}{\sqrt{g\cdot h}} \qquad i_f=\frac{n_p^2\cdot U_d^2}{R^{4/3}} \tag{4.8)(4.9}$$



図—4.6　杭出し水制の記号の定義

ここで、hg≧h の場合、

$$m_p=\frac{N_{pl}\cdot d_p}{B_2} \qquad i_l=i\left(1-\frac{\pi\cdot N\cdot d_p^2}{4\cdot B_2\cdot I_p}\right) \tag{4.10}$$

hg＜h の場合、

$$m_p=\frac{N_{pl}\cdot d_p\cdot h_g}{B_2\cdot h} \qquad i_l=i\left(1-\frac{\pi\cdot N\cdot d_p^2\cdot h_g}{4\cdot B_2\cdot I_p\cdot h}\right) \tag{4.11)(4.12}$$

となる。ここで、U_d：水制領域の平均流速、C_D：杭の抗力係数、h：水深、n_p：水制領域の河床の粗度係数、B_2：水制領域の幅、N_{pl}：横断方向の杭の本数、Δ：流れ方向の杭間隔、d_p：杭の直径、h：水制領域の径深、i：河床勾配、g：重力加速度、l_p：水制の縦断方向間隔である（図—4.6参照）。

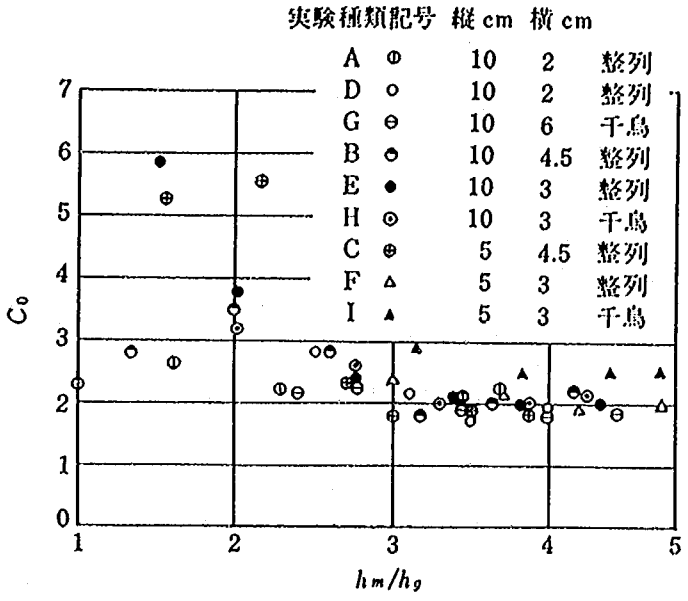
杭の頭が水面から出ている場合は $C_D=0.9\sim1.0$ であり、水没している場合の C_D は図—4.7のように変化する。図中、h_m は河床面までの水深である。水没していない場合には $C_D=0.9\sim1.0$ となる。

③平面的に一様に繁茂した植生の粗度係数

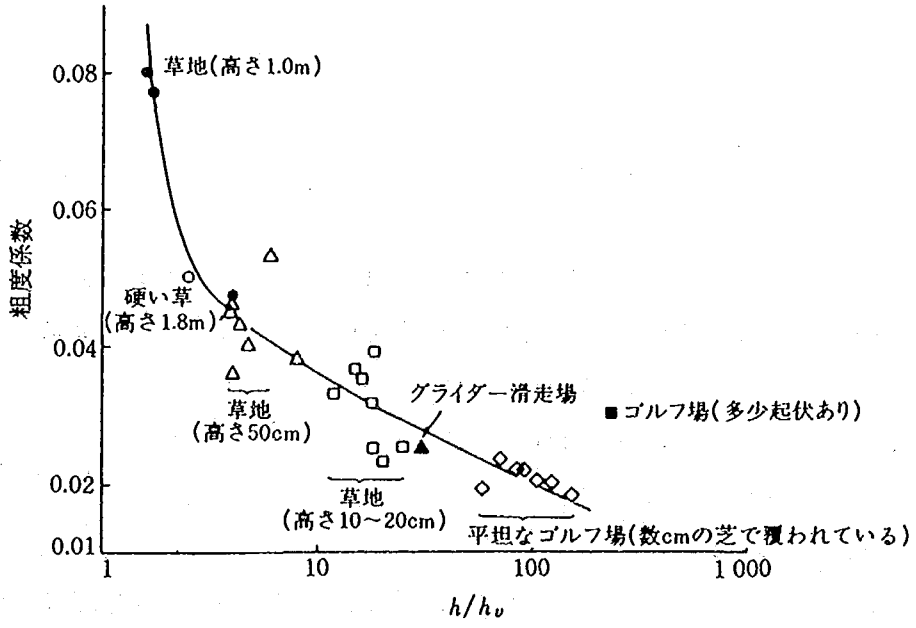
もともと草本を有する高水敷などはもちろんであるが、覆土やのり枠工等表面に植生を有した構造のものの粗度係数は、植生下の材質に関わらず植生が支配していると考える。

植生の粗度係数は、図—4.8により求める[5]。図中、h_v：植生の高さ、である。また、樹木の高さが高く、h/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。

但し、高水敷の流速が1 m/s 程度（高水敷上の u_*^2 が150cm²/s²）[注1] 以上になると草本類の植物は倒伏する。従って、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



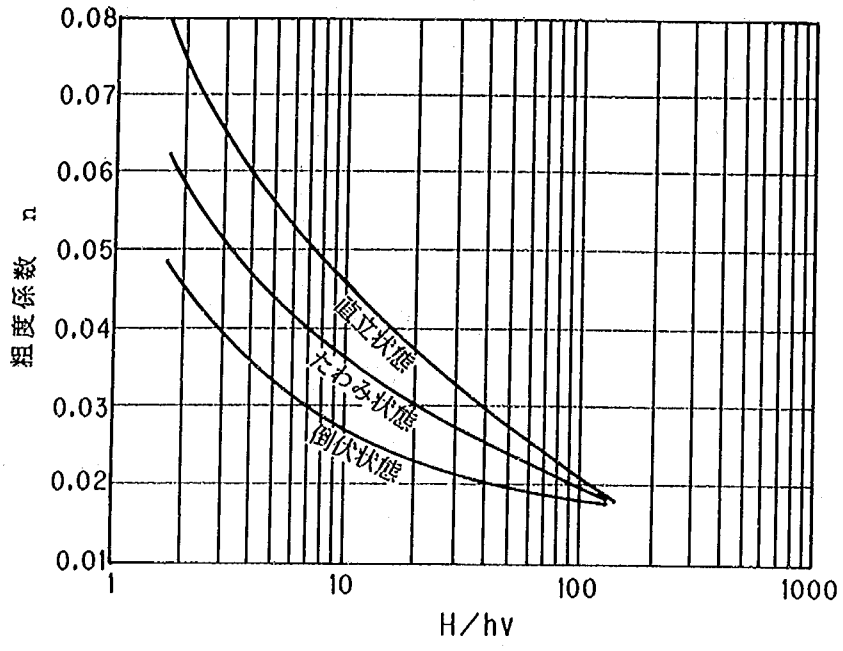
図—4.7　水没した透過水制の抗力係数



図—4.8　高水敷粗度係数と水 h・草の高さ h_v 比との関係

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及びセグメント2—1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。但し、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



図—4.9　たわみを考慮した植生の粗度係数

の状態によって変化する（図—4.9参照）。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。資料が無い場合には、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で以下のように設定する。

直立状態　　$u_* \leqq 12cm/s$

たわみ状態　　$12cm/s < u_* \leqq 22cm/s$

倒伏状態　　$22cm/s < u_*$

【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、イヌビエ、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で以下のように設定する。

直立状態　　$u_* \leqq 7cm/s$

たわみ状態　　$7cm/s < u_* \leqq 15cm/s$

倒伏状態　　$15cm/s < u_*$

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ばらついている場合など、高水敷粗度係数を大きくする要因が明確な場合には、図－4.8に示す値より大きくしてもよい。

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。

④樹木の粗度係数

柳枝工など、河岸に植樹する場合は樹木の流水抵抗を河床の摩擦抵抗に加える必要がある。この手順は「河道内の樹木の伐採・植樹のためのガイドライン」[6]を参照されたい。なお、以降に述べる合成粗度係数の算定や水位計算手法についてもこのガイドラインに沿って進めてもよい。

＜注意１＞植生の繁茂状況の想定について

植生は短期間で予想以上に繁茂することがあり、施工直後の繁茂状況からその高さ・密度・範囲が大きく変化することがある。季節変動、植生の遷移、河道の環境変化、将来可能な管理等をふまえたうえで適切な植生繁茂状況を想定することが必要である。

＜注意２＞河岸に沿って線状に並んだ樹木による堤防沿いの流況への悪影響の有無のチェック

柳枝工などは、施工後ある程度の時間が経過すると柳が大型化して河岸沿いに線状に列を形成することがある。この場合、河道の形状、水理量等の条件によっては、洪水時に堤防沿いの流速を増大する可能性があるので、柳枝工の施工前にチェックしておく必要がある。その具体的な方法については「河道内の樹木の伐採・植樹のためのガイドライン」[6]を参照のこと。

⑤玉石・護岸ブロックの粗度係数

のり覆工に玉石、護岸ブロックを用いる場合は以下に示すマニング・ストリクラーの式で粗度係数を求める。

$$n=\frac{k_s^{1/6}}{7.66\sqrt{g}} \tag{4.13}$$

ここに、k_s：相当粗度（m単位）、g：重力加速度（m/s^2単位）である。玉石の場合、$k_s \fallingdotseq d$（玉石の粒径、m単位）とする。護岸ブロックのk_s値については、その形状に見合った値を用いる。

なお、この式は粒径が水深に比べ圧倒的に小さい場合についてのみ適用可能であり、そうでない場合には⑥の方法を利用する。

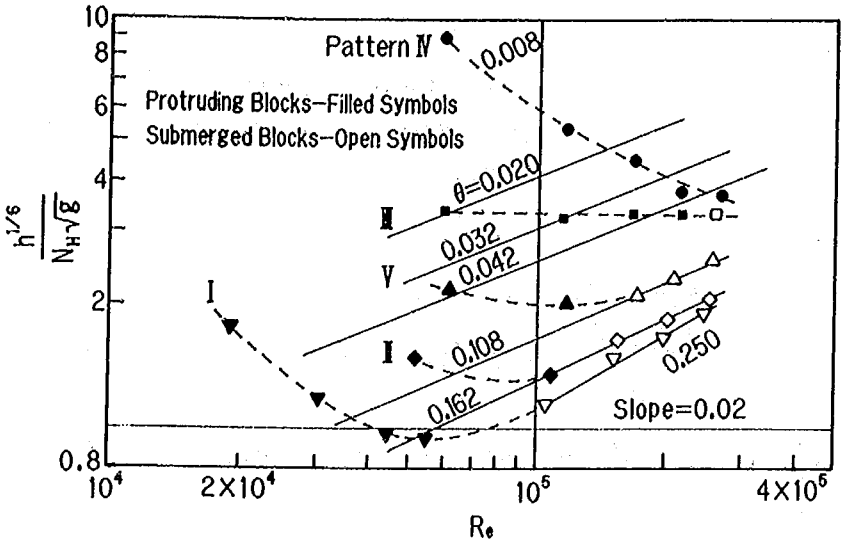
⑥低水路に隙間をもって並べた巨石

水面に影響を及ぼすような大きさの石の抵抗は、⑤の方法であると過小評価となる。巨石の配置区間における合成粗度係数を評価する方法の例として、以下に示すHerbichほか(1964)[7]の研究を紹介する。なお、ここでの合成粗度係数N_{II}は、あくまで巨石配置区間での河床抵抗と巨石の抵抗をその領域全体での平均的な粗度係数に置き換えたものであり、４－３－２で扱う建設地点の横断面に関する合成粗度係数Nと意味が少し異なる。このNの計算では、N_{II}は一潤辺の粗度係数n_iとして扱われることに留意されたい。

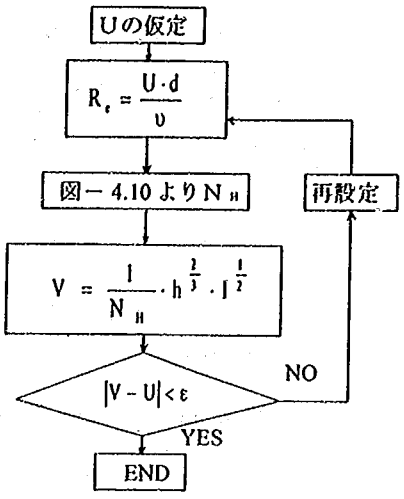
Herbichほかは、広長方形断面水路に直方体の粗度要素を多数配置し、水位および流量を測定する実験結果から、合成粗度係数N_{II}と水理量、直方体の諸元との関係を図―4.10のように表した。

図中、θは粗度の密度に関するパラメータで式(4.14)～(4.15)のように表される。また、R_eは直方体に対するレイノルズ数である。

＜直方体が水没している場合のθ＞



図—4.10　直方体群の抵抗(Herbich ほかより引用)



図—4.11　流速 U の計算の流れ

$$\theta=\frac{\sum(h_c\cdot w_c)}{\sum(l_c^{to}+w_c)\cdot\sum(l_c^{ta}+L)} \tag{4.14}$$

<直方体の天端が水面より出ている場合の θ>

$$\theta=\frac{\sum(h\cdot w_c)}{\sum(l_c^{to}+w_c)\cdot\sum(l_c^{ta}+L)} \tag{4.15}$$

ここに、l^{ta}_c：横断方向の石の間隔、l^{to}_c：縦断方向の石の間隔、w_c：石の幅、h：水深、h_c：石の高さ、L：石設置範囲の流下方向長さ、である。

なお、この図中、R_e 数には石群中の流速が含まれるために繰り返し計算を要する。この流れを図—4.11に示す。図—4.10を活用するにはまず石群中の流速すなわち R_e 数を仮定し、この図を用いて石群中の流速を評価する。この値を用いて R_e 数を再計算し、収束するまで以上の作業を繰り返す。

4.3.2　断面合成粗度係数の計算法

多自然型河岸防御工の粗度係数が他の潤辺部分の粗度係数と異なる場合には、合成粗度係数への影響を検討しなければならない。

<解　　説>

大河川のように川幅が広く水深が薄い場合、多自然型河岸防御工の建設が河道全体の粗度係数に及ぼす影響は非常に小さい。しかし、中小河川など、多自然型河岸防御工の建設に伴い粗度係数の変化する潤辺が、全潤辺に対して大きな割合を占める場合には疎通能力への影響を調べる必要がある。

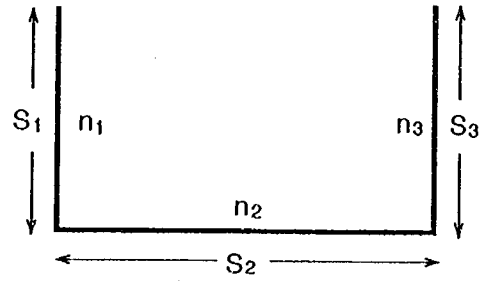
＜参　　考１＞単断面河道の場合の合成粗度係数

単断面河道の場合の合成粗度係数Nは式(4.16)もしくは式(4.17)により計算することができる[8]。

$$N=\left(\frac{\sum(n_i^{3/2}\cdot s_i)}{\sum s_i}\right)^{2/3} \qquad \text{[Einstein 法]} \tag{4.16}$$

$$N=\frac{[\sum(s_i\cdot n_i^2)]^{1/2}}{(\sum s_i)^{1/2}} \qquad \text{[Pavlovskii, Muhlhofer, Einstein and Banks]} \tag{4.17}$$

ここに、s_i、n_i：断面をいくつかの粗度係数一定区間に分割した場合の各潤辺長および粗度係数(図—4.12参照)、である。

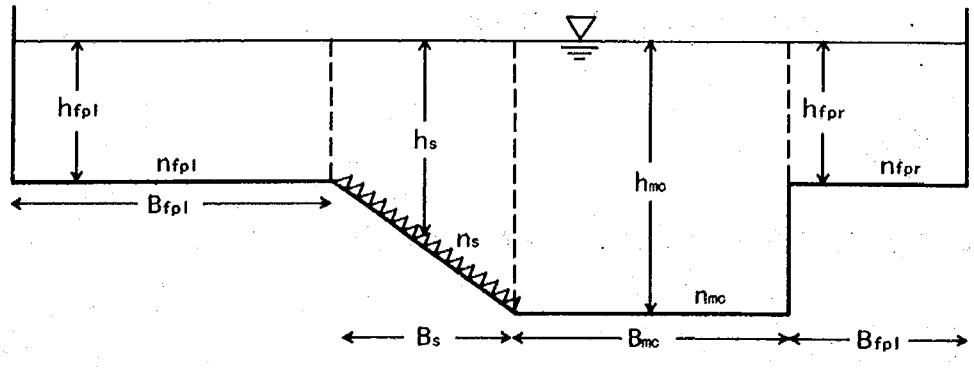


図—4.12　記号の定義(単断面河道の場合)

＜参　　考２＞複断面河道の場合の合成粗度係数

複断面河道の場合、高水敷上の流れと低水路内の流れが接するような横断方向の流速勾配があるところでは横断方向に運動量輸送が生じ、その結果せん断力が発生する。合成粗度係数の評価に際しては、この効果も加味する必要がある。

合成粗度係数の計算方法は、各分割断面ごとに力の釣り合い式をたてるとともに、連続式と連立して水位を求める手順となる。例えば、図—4.13に示す複断面河道は左右の高水敷と低水路、およびのり面（河岸防



図—4.13　記号の定義(複断面河道の場合)

御工設置箇所）の4つの断面に分割され、それぞれの断面について以下のような力の釣り合い式をたてることができる。

＜断面1＞

$$\rho \cdot g \cdot h_{fpl} \cdot \frac{n_{fpl}^2 \cdot u_{fpl}^2}{R_{fpl}^{1/3}} - \rho \cdot f_1 \cdot (u_{fpl} - u_s)^2 = \rho \cdot g \cdot B_{fpl} \cdot h_{fpl} \cdot I_b \tag{4.18}$$

＜断面2＞

$$\rho \cdot g \cdot h_s \cdot \frac{n_s^2 \cdot u_s^2}{R_s^{1/3}} - \rho \cdot f_1 \cdot (u_{fpl} - u_s)^2 + \rho \cdot f_2 \cdot (u_s - u_{mc})^2 = \rho \cdot g \cdot B_s \cdot h_s \cdot I_b \tag{4.19}$$

＜断面3＞

$$\rho \cdot g \cdot h_{mc} \cdot \frac{n_{mc}^2 \cdot u_{mc}^2}{R_{mc}^{1/3}} - \rho \cdot f_2 \cdot (u_{mc} - u_s)^2 - \rho \cdot f_3 \cdot (u_{mc} - u_{fpr})^2 = \rho \cdot g \cdot B_{mc} \cdot h_{mc} \cdot I_b \tag{4.20}$$

＜断面4＞

$$\rho \cdot g \cdot h_{fpr} \cdot \frac{n_{fpr}^2 \cdot u_{fpr}^2}{R_{fpr}^{1/3}} - \rho \cdot f_3 \cdot (u_{mc} - u_{fpr})^2 = \rho \cdot g \cdot B_{fpr} \cdot h_{fpr} \cdot I_b \tag{4.21}$$

ここに、ρ：水の比重、g：重力加速度、I_b：河床勾配、u：平均流速、B：断面幅、h：水深、A：流積、R：径深、n：粗度係数で、サフィクス fpl、fpr はそれぞれ左右高水敷部の分割断面を、mc は低水路部の分割断面を、s はのり面部の分割断面（河岸防御工部）を、1～3 はそれぞれ fpl～s、s～mc、mc～fpr の境界を表す。

また、連続式として、

$$Q = u_{fpl} \cdot A_{fpl} + u_s \cdot A_s + u_{mc} \cdot A_{mc} + u_{fpr} \cdot A_{fpr} \tag{4.22}$$

が成立する。水位 H は既知で各分割断面で同じ値を取るとし（すなわち h_{fpr}、h_{fpl}、h_s、h_{mc} も既知）、上記の4式を連立させて流速 u_{fpr}、u_{fpl}、u_s、u_{mc} を求める。

次に、この値を用い、次式により合成粗度係数 N を求める。

$$N = \frac{\sum A_i}{Q} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \tag{4.23}$$

ただし、径深 R には井田法と呼ばれる次式より得られる合成径深 R_c を用いる。

$$R_c = \left(\frac{\sum R_i^{2/3} A_i}{\sum A_i} \right)^{1.5} \tag{4.24}$$

4.3.3 多自然型河岸防御工が水位（疎通能力）に及ぼす影響の評価

4－3－2で求めた多自然型河岸防御工のある区間での合成粗度係数が、ない区間でのそれと比べて無視できないほど大きい場合、不等流計算によって、多自然型河岸防御工が設置されることによる水位上昇量を確認しておかなければならない。

<解　　説>

合成粗度係数の増加度が大きい場合、多自然型河岸防御工の縦断延長が長い場合には上流の水位上昇量が大きくなるので不等流計算によってその量を確認し、問題があれば河岸防御工の設計をやり直す。不等流計算方法については「河道内の樹木の伐採・植樹のためのガイドライン」[9]を参照のこと。

4.4 上下流端の処理

多自然型河岸防御工の上下流端は形状的に滑らかに上下流区にすりつかねばならない。多自然型河岸防御工の上下流端で剥離や流線が大きく曲がるような流れを生じさせないようすり付け形状を工夫する必要がある。周辺河岸と多自然型河岸の粗度係数に差異がある場合には、粗度係数のすりつけについても配慮する。

4.5 アンジュレーション（法線の凹凸）

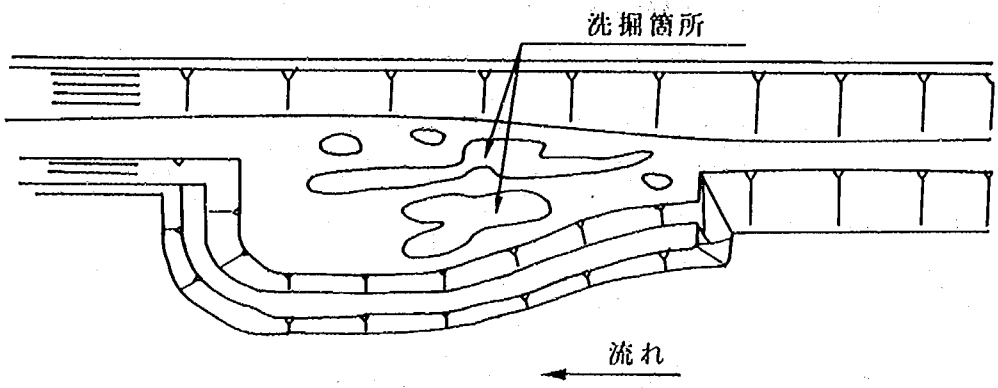
法線やのり面の凹凸は景観・環境保全上必要となる場合があるが、付け過ぎると水理上の弱点となることがあるので注意する。

<解　　説>

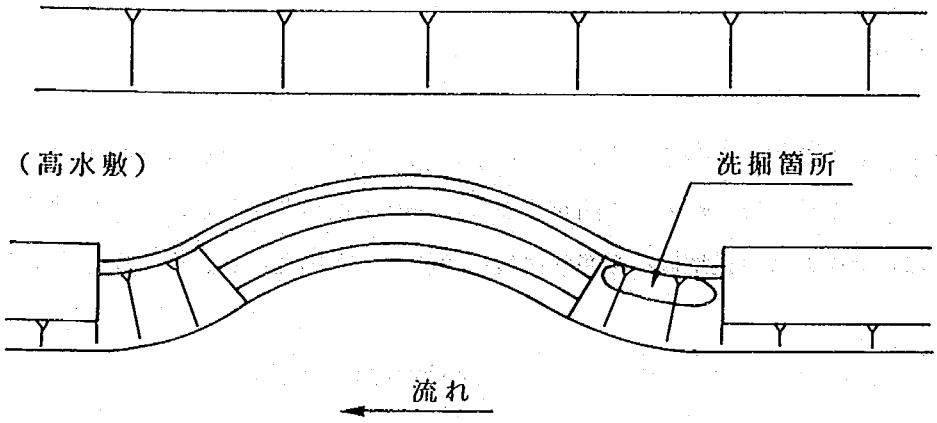
のり覆工へ凹凸を付け過ぎると、局所的な流速の増大等の影響により個々ののり覆ブロックに作用する流体力が平坦な場に置かれた場合に比べ増大することがある。例えそのような場が局所的なものであってもいったんブロックのめくれ等が発生するとそれが全体へと拡大するので河岸防御機能確保の観点からは好ましくない。また、低水路幅を縦断的に変化させ過ぎると高水敷から低水路への落込み流れや低水路から高水敷への乗り上げ流れが生じる。これらの流れは河岸防御工の上下流端およびその付近の河床や河岸に対する大きな侵食力を持つので、設計時に流線網を推定し流速の増大箇所を見いだすとともに、その箇所の補強、もしくは形状の見直しなどの処置を行う必要がある。

なお、参考までに法線の凹凸に起因する流線の集中が原因となって発生した被災例を図—4.14～16に示す。

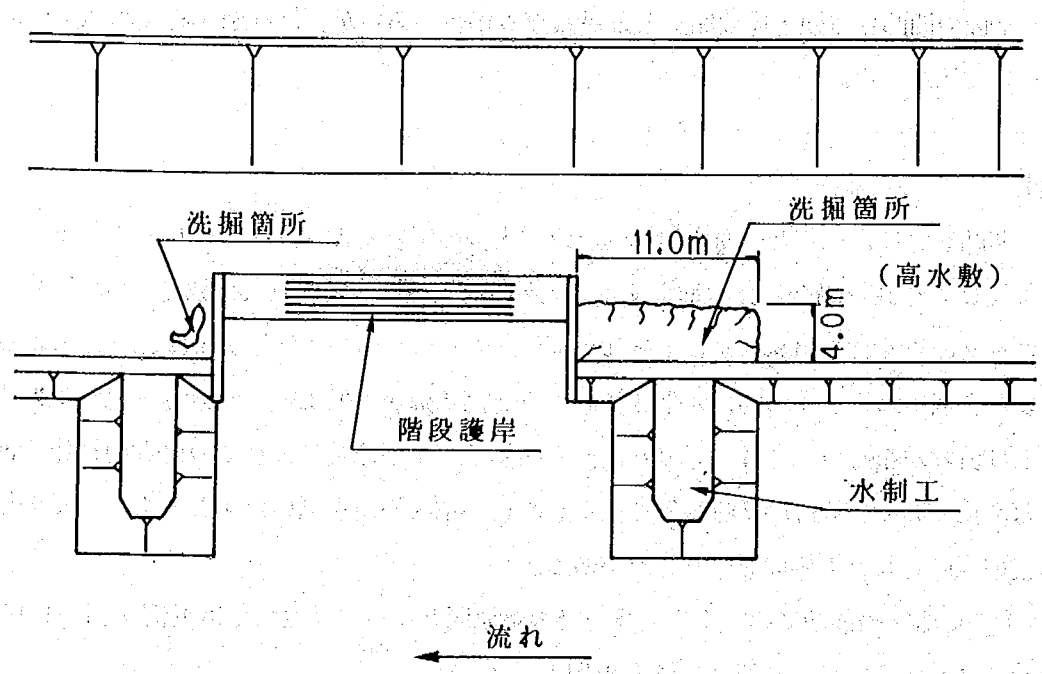
注）ここで記述された内容は、参考文献[10]を根拠としている。



図—4.14　突出部の天端が洗掘した例



図—4.15　引き込み部の上流端が洗掘した例



図—4.16　引き込み部の上下流端が洗掘した例

第５章　横断設計

5.1　外力の評価[9)]

5.1.1　水理設計に用いる外力

■多自然型河岸防御工の横断設計における水理設計で用いる外力は、「流速」、「掃流力」、「最深河床高」である。外力算定対象とする洪水規模は河道計画に従う。

■考慮すべき河岸土の自重（土圧）と間隙水圧（浸透圧）については、本水理設計とは別に取り扱う。

■河岸防御機能を担う水制を設置する場合は水制による流速軽減効果を加味する。

＜解　　説＞

多自然型河岸防御工の各構成部品はその担うべき様々な機能に対応して、設計外力の生起確率が異なる場合がある。しかし、河岸防御機能以外の機能を担う構成部品に関する設計外力を河道計画で定めることが現状では難しいことから、通常は河岸防御機能を担う構成部品のみがここでの水理設計の対象となることは、１．２解説(3)1)で述べた通りである。ただし、上記の「流速」「掃流力」は、対象洪水の規模（生起確率）に応じた値を算定することが可能であるから、本水理設計により、構成部品によって対象洪水規模（設計外力の生起確率）を変えた設計を行うことは可能になっている。なお、「最深河床高」は河岸防御工全体の安定性に関係するので、河岸防御機能確保のために対象とすべき洪水規模に基づきその値を評価しなければならない。

流速と掃流力、最深河床高が河岸防御工の安定性を脅かす主たる外力なので、これらを考慮した水理設計により河岸防御工の安定性はおおかた判定できる。ただし、河岸防御工が置かれる河岸のり面の横断勾配が急な場合には、また、河岸土層内の地下水位条件や河岸土の土質条件によっては、自重（土圧）や間隙圧（浸透圧）も安定性の判定において考慮する必要がでてくる。本手引き（案）は水理設計を対象にしているので、河岸土の自重や間隙圧を直接設計取り上げることは一部の構成部品を除いてしていないが、一般的な留意事項を５－３に述べているので参照されたい。

水制は、本来周辺の流速を軽減することによって河岸の水理的な安全性を向上させる工法である。このため、水制を設計する場合には、水制による流速低減効果を加味する必要がある。また、近年は淀みを作って魚類などの水生生物に生息空間を与えることが目的で、河岸防御機能を必ずしも期待しない水制が作られることもある。この場合、水制自身に大きな耐力を与えられないので、大洪水時には水制が流失してしまうこと、すなわち流速低減効果が失われてしまうことを前提にしなければならない。このため、河岸防御機能を有さない水制を備えた護岸の水理設計においては、水制による流速低減効果を期待してはならない。

なお、水制以外の構造物、例えばのり枠工などにも流速低減効果があると考えられるが、その度合いは水制に比べ相当小さく、のり枠工の流速低減効果により枠間の部材の安定性が高められるというよりも、枠が枠間の部材の移動を直接押さえる効果の方が実際上はるかに重要と考えられる（たとえば、急勾配のり面ののり枠内に設置された玉石の移動が枠により止められるなど）。このことから、のり枠工が持つ流速低減効果

は本水理設計では考慮しない。

5.1.2 設計流速 V_d の求め方（概説）

設計に用いる流速およびせん断力は、設計対象物に作用するものを用いる。

＜解　　説＞

構造物の設計を精度よく行うためには、なるべく設計構造物に直接作用する水理量を用いるのが望ましい。福岡ら(1988)[10]はこうした要求に応える設計外力の計算法を提案している。その方法の概略を図—5.1に示す。この算定手順は、マニング式から求められる断面平均流速に補正係数を乗じて河道法線形、砂州、深掘れ等の影響による河道横断方向の流速の偏倚を推定し、さらに対数則を当てはめることにより鉛直流速分布を加味して局所流速 V_d、局所せん断力 τ_d を求め、これらを設計外力とするものである。

$$V_m = \frac{1}{n} \cdot h_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2}$$

$$V_0 = \alpha \cdot V_m$$

$$\tau_d = \frac{\rho \cdot V_0^2}{\left(6 + 5.75 \cdot \log \frac{h_d}{k_s}\right)^2}$$

$$V_d = \left(8.5 + 5.75 \cdot \log \frac{y}{k_s}\right) \cdot \sqrt{\frac{\tau_d}{\rho}}$$

図—5.1　V_d 算定までの流れ

(1) 設計流速 V_d および設計せん断力 τ_d の算定

V_d および τ_d は、河道横断流速分布を考慮した河岸防御工設置場所の鉛直平均流速、すなわち代表流速 V_0 を対数則に当てはめて局所量に換算し求める。

$$\tau_d = \frac{\rho \cdot V_0^2}{\left(6 + 5.75 \log \frac{h_d}{k_s}\right)^2} \qquad (5.1)$$

$$V_d=\left(8.5+5.75\log\frac{y}{k_s}\right)\cdot\sqrt{\frac{\tau_d}{\rho}} \qquad (5.2)$$

ここに、h_d：設計水深、k_s：相当粗度、y：相当粗度高を原点とした任意の高さ、ρ：水の密度、V_0：代表流速、である。V_0については(2)に、h_dについては第5－1－3項にその計算方法を示す。

(2) 代表流速 V_0 の算定

代表流速 V_0 は、マニングの平均流速公式

$$V_m=\frac{1}{n}\cdot h_d^{2/3}\cdot I_e^{1/2} \qquad (5.3)$$

で求めた断面平均流速 V_m に割り増し係数 α を乗じて求める。

$$V_0=\alpha\cdot V_m \qquad (5.4)$$

ここに、n：マニングの粗度係数、h_d：設計水深、I_e：エネルギー勾配、である。nの推定方法については5.1.4項、αの算出方法については5.1.5項に述べる。

5.1.3 設計水深 h_d の求め方

設計水深 h_d の取り方は、設計対象の構成部品が担う機能によって変化する。河岸防御機能を担構成部品の場合は、原則としてH.W.L.から河床までの水深をとるものとする。

＜解　　説＞

設計水深 h_d は、設計対象洪水時の最高水位から河床までの水深のことである。河岸防御機能を担う構成部品の設計に用いる h_d は原則としてH.W.Lから河床までの水深をとる。河床高については、適用対象護岸の種類に応じて図—5.2に示すように適切な高さを与える。すなわち、

$$h_d=h-Z \qquad (5.5)$$

ここで、h：水位、Z：河床高、である。

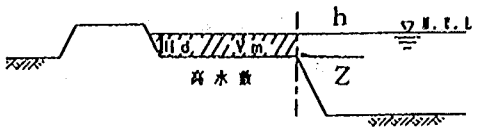
5.1.4 粗度係数の設定

護岸設計で流速算定に用いる粗度係数nは、設計対象地点の状況に応じた適切な値を用いる。

＜解　　説＞

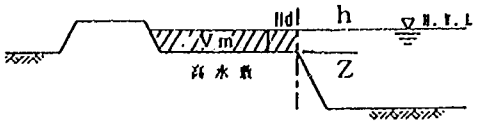
粗度係数nは河岸防御工の設計に用いる設計流速・せん断力の算定に用いる。このため、nは河岸防御工に直接作用する流れを支配していると見られる粗度要素の値を用いなければならない。一般に河岸防御工は低

a) 高水護岸及び高水護岸のすりつけ工の設計水深H_d



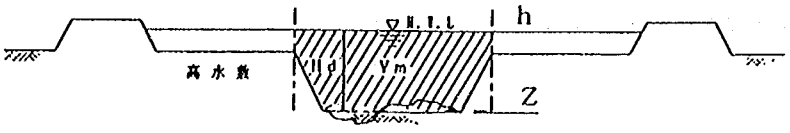
h：H．W．L
Z：堤防法尻付近の高水敷高

b) 天端保護工の設計水深H_d



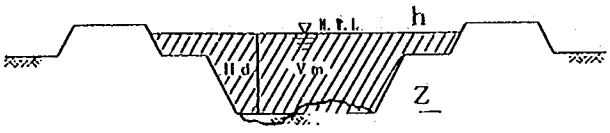
h：H．W．L
Z：低水路法肩部の高水敷高

c) 低水護岸、低水護岸のすりつけ工のと設計水深H_d



h：H．W．L
Z：低水路の現況平均河床高
あるいは計画で想定される
平均河床高のうち低い方

d) 堤防護岸、堤防護岸のすりつけ工のと設計水深H_d



h：H．W．L
Z：低水路の現況平均河床高
あるいは計画で想定される
平均河床高のうち低い方

e) 特殊部……床止め付近、急縮部等の特殊箇所

設計水深Hd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。

図—5.2　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

水路河岸に設置されるので、ほとんどの場合要求されるのは低水路の粗度係数である。しかし、河岸前面に幅の広い根固め工が設置されている場合、または設置する場合には、根固め工の粗度係数を用いる必要がある。また、高水敷の流れが河岸防御工近傍の流れに影響を及ぼしている場合には高水敷の粗度係数を求める必要が生じる。

5.1.4項では低水路・高水敷の粗度係数を評価する手法のいくつか、およびそれらの問題点等を紹介する。

(1)　計画粗度係数を利用する方法およびその問題点

計画粗度係数をそのまま河岸防御工の設計に用いる方法で、最も簡易な方法であるが精度にも問題がある。特に河道計画において、流下能力を評価するための粗度係数は、現況粗度係数を下回らないように設定されている場合が多い。しかし、河岸防御工の設計に際しては流速に視点が置かれるので、安全側の検討とするためには粗度係数は小さめに設定されていたほうがよい。このため、この粗度係数を河岸防御工の設計に用いると危険側の検討となる場合がある。

(2)　既往洪水データを用いた粗度係数の逆算

十分な既往洪水データがある場合には高水敷・低水路ともに最も適切な粗度係数の評価が可能となる方法である。具体的には、既往の計画高水流量規模の出水時の流量データ、痕跡水位データ、航空写真による表面流速分布データ等に基づき不等流計算などの方法によって粗度係数を逆算する。ただし、粗度係数は洪水規模によって変化するので、様々な規模の洪水、特に計画高水流量規模の出水時のデータが無い場合には大きな誤差を生む可能性があるので、その場合には後述する既往研究成果を反映させた推定法を適用したほうがよく、上記の逆算資料はこの推定のチェックに利用する。

(3) 高水敷の粗度係数の設定

4.3.1項を参照のこと。

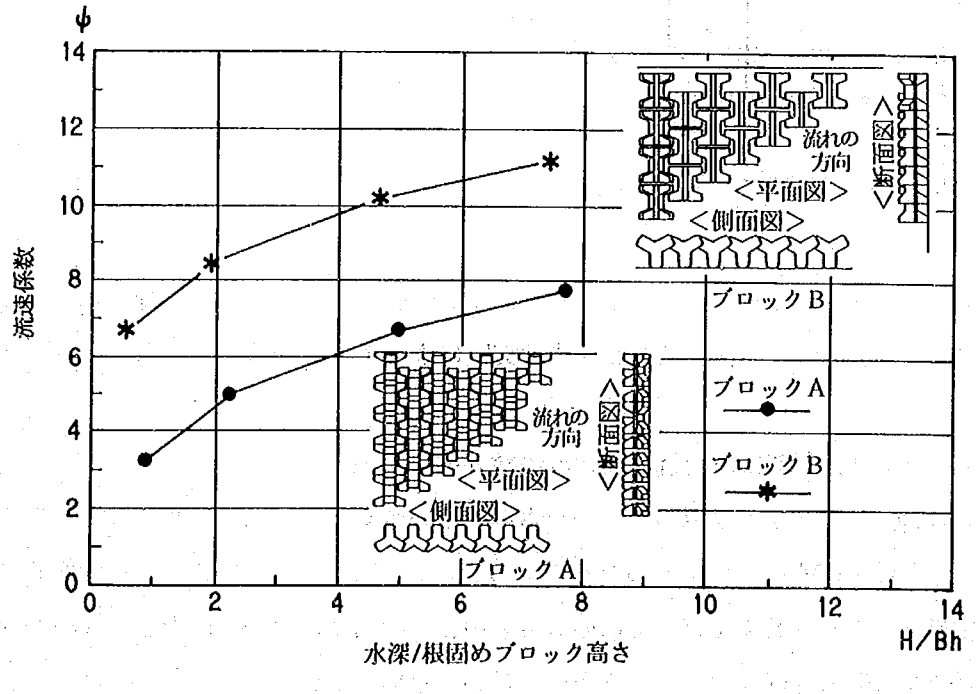
(4) 移動床でない河床区間の粗度係数

原則として、各セグメントの低水路粗度係数はここに示す標準値をもって検討するものとするが、河床に岩が露出している河道、粘土層などが露出している河道及び山間狭窄部等では説明がつく範囲で既往検討で逆算した粗度係数を標準値として用いるものとする。

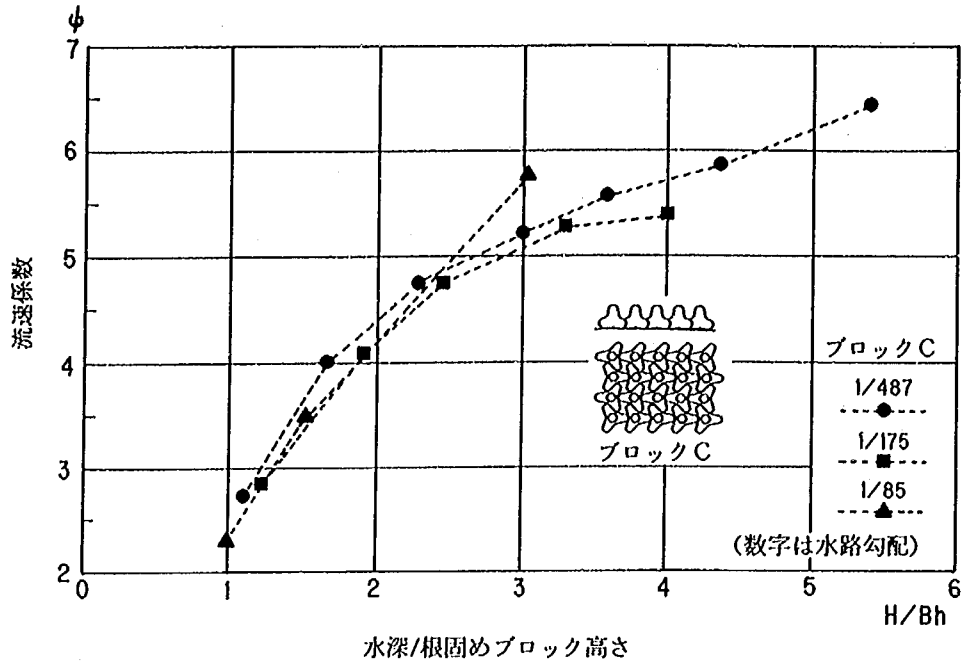
＜参　　考１＞根固め工の粗度係数

幅の広い（２ｍ以上もしくはブロック１列以上）根固め工上の粗度を評価する必要がある場合には、以下に示す異型コンクリートブロックを用いた根固め工の粗度係数ｎを評価した研究成果を引用する[11]。

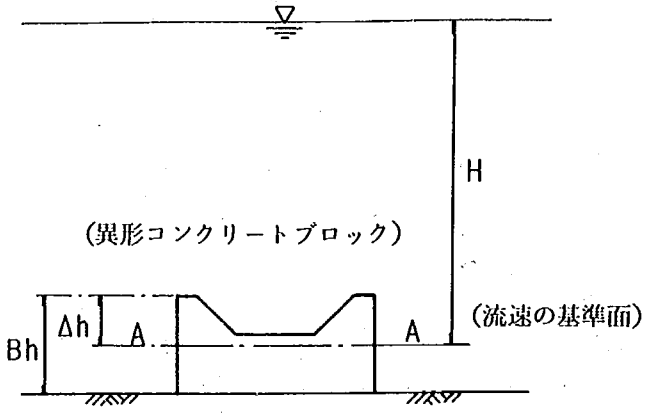
図―5.3および5.4に実験より求めた流速係数の例を示す。ここで ϕ は図―5.5、表―5.1に示す水深設定条件で計算されたものであることに注意する。



図―5.3　根固め工上の流速係数(ブロックA・B、文献9)より引用)



図—5.4　根固め工上の流速係数(ブロックC、文献9)より引用)



図—5.5　根固め工上の水深の取り方(文献9)より引用)

表—5.1　根固めブロック種類・配置と△h/Bh

ブロック種類と配置	△h/Bh
ブロックA	0.51
ブロックB	0.84
ブロックC	0.5

異型コンクリートブロックには、さまざまな形状、配置形態があることから、図—5.3および5.4に示された形状以外のブロックを用いる場合には、水理模型実験によって流速係数 ϕ を求める必要がある。

<参　　考2>セグメント別にみた低水路粗度係数nの推定法[12)]

本手法は多くの実験データおよび現地データを水理的考察に基づき整理し、河床材料粒径、河床勾配と洪水時水理量からnを推定可能な形にまとめたものである。本手法は洪水時における粗度係数の変化を推定できるなど河道計画上多くの有効性を有してはいるものの、その精度については十分な検討がなされていないので上記(2)の手法との併用を行うなど、取り扱いには注意を要する。

(1) 水理的基礎

(2)で述べる低水路粗度係数の推定方法をより深く理解するためには河床抵抗と河床形態との関係、移動床の相似則等に関する水理的基礎情報が必要であるので、ここに概略を紹介する。

流速係数 ψ と低水路粗度係数 n との間には次のような関係がある。

$$n=\frac{H_m^{1/6}}{\phi\sqrt{g}} \tag{5.6}$$

ここで、H_m ：代表水深(m 単位)、g：重力加速度で$\sqrt{g}=3.13$とする。流速係数 ϕ は、流れの垂直方向流速分布を表す対数流速分布式

$$\phi=6.0+5.75\log\left(\frac{H_m}{k_s}\right) \tag{5.7}$$

により定義される無次元量で、相対水深 H_m/k_s によって変化する。河床がほぼ平坦であれば k_s は d_R とほぼ比例した値となるが、河床が移動床状況になる河床面上には、砂連、砂堆、反砂堆、砂州などの河床波が発生し、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。

一方、河床形態の特性を表す物理量 ϕ は、ほぼ均一粒径の河床材料、直線河道の条件のもとでは、

$$\phi=\left(\tau_{*R},\frac{H_m}{d_R},\frac{u_*\cdot d_R}{\nu},\frac{B}{H_m}\right) \tag{5.8}$$

の4量で規定されると考えることができる。ここで、τ_{*R} ：代表粒径 d_R に対する無次元掃流力、u_* ：摩擦速度、B：川幅、ν：動粘性係数、である。移動床の実験流量および実河川資料を用いた分析によれば、ϕ への影響は特に τ_{*R} と H_m/d_R の二量が大きいことが明らかにされている。ここで、

$$\tau_{*R}=\frac{u_*^2}{s\cdot g\cdot d_R}=\frac{H_m\cdot I_e}{s\cdot d_R} \tag{5.9}$$

である。ここに、s：河床材料の水中比重、g：重力加速度、である。

全国の一級河川を対象とした研究結果によれば、平均年最大流量時の τ_{*R} と d_R が密接な関係にあることが知られている。また、H_m/d_R も d_R が同じような河川間では限られた値の中に入るので、同じような河床材料を持っている河道では、洪水時に発達する小規模河床波および流れの抵抗係数が似たような値をとることが類推される。

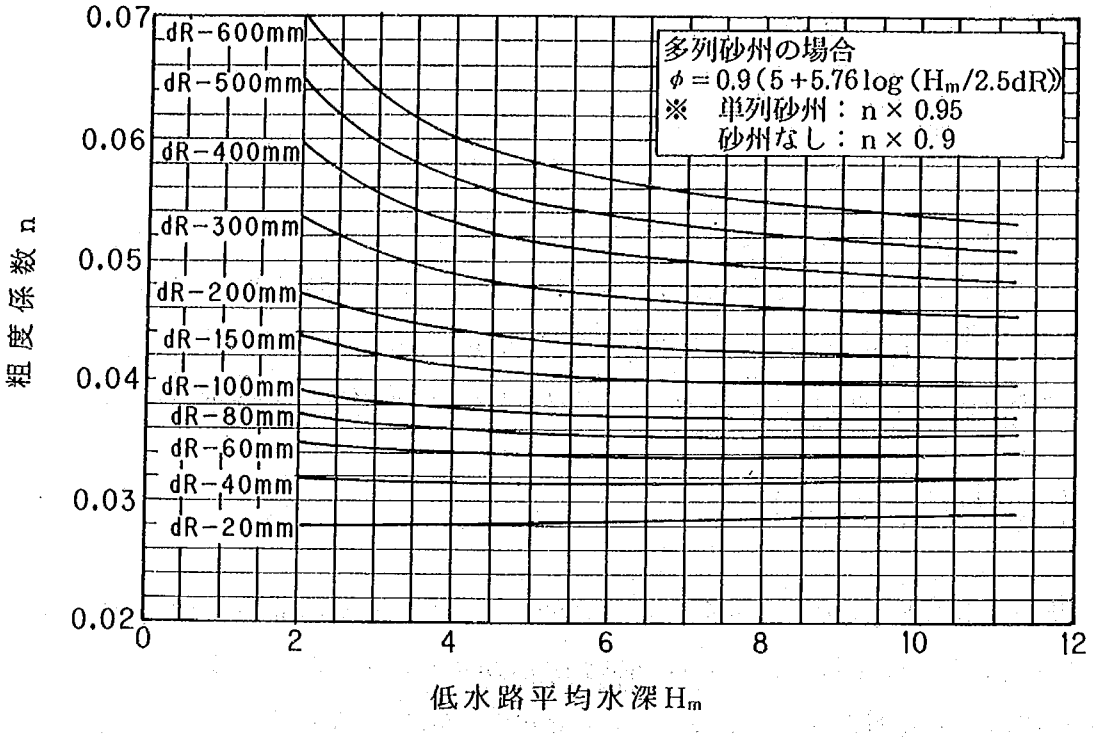
(2) 低水路粗度係数の推定法

低水路粗度係数の推定は、河道をまずセグメント区分し、それぞれに定められた推定法で行う必要がある。セグメント区分の方法については参考文献[12]を参照のこと。セグメントごとに設定された粗度係数の推定法は次のとおりである。

1）セグメント１に相当する区間

河床勾配が1/250以上の場合、図—5.6において、粒径 d_R と低水路平均水深 H_m から粗度係数 n を求める。河道に単列砂州が発生している場合は図—5.4より求められる n の値に0.95を乗じる。砂州の発達が顕著でない場合は0.9を乗じる。

河床勾配が1/250～1/400の場合、τ_{*R} が0.1以下であれば1/250以上の場合と同様とする。τ_{*R} が１を越えていれば、次に示す「セグメント２－１の d_R が２ cm 以上の場合」の手続きで求めた n と1/250以上の場合の n の平均値をとることにする。



図—5.6 セグメント１の低水路粗度係数(Ib＞1/250、文献9)より引用)

2）セグメント２－１に該当する区間

[d_R が２ cm 以上の場合]

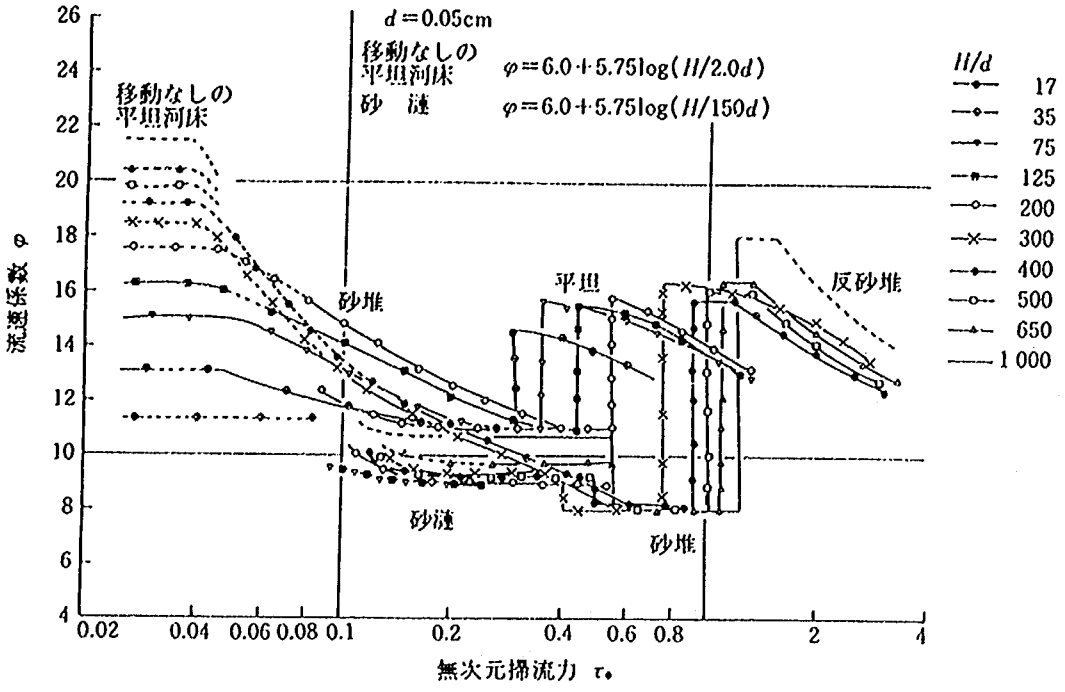
低水路の粗度係数は、基本的には図—5.7を用い、条件によってはこれに洪水の不定流効果(水理量の変化に河床波の発達が追いつかない効果)、混合粒径の効果(混合粒径河床材料の砂堆は均一粒径河床に比較して砂堆高が小さく、ϕ の値が大きい) を考慮する。具体的には τ_{*R} の値により次のように分類する。

① $\tau_{*R}<0.8$ の場合

$$\phi=6.0+5.75\log\left(\frac{H_m}{2.5d_R}\right) \tag{5.10}$$

② $0.08<\tau_{*R}<0.1$ の場合

図—5.7で評価された ϕ に0.5を加える。



図—5.7　ϕ と τ_* の関係（d>0.4cm、文献12）より引用）

③ $0.1<\tau_{*R}<0.15$ の場合

図—5.7で評価された ϕ に1を加える。

④ $0.15<\tau_{*R}<0.2$ の場合

図—5.7で評価された ϕ に1.5を加える。

⑤ $0.2<\tau_{*R}$ の場合

図—5.7で評価された ϕ に2を加える。

さらに、中規模砂州が発達している場合にはその影響を次のように取り込む。

⑥多列砂州が発達している場合

上記①～⑤により求められた ϕ に0.9を乗じる。

⑦単列砂州が発達している場合

上記①～⑤により求められた ϕ に0.95を乗じる。

[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峰性の集団から成る場合は、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。よって、計画高水流量相当時の抵抗は、砂分が無いものとして d_R を評価して、[d_R が2 cm以上の場合] の手続きで求める。

3)　セグメント2－2に該当する区間

[代表粒径 dR が3～10mm の場合]

①河床材料の d_{84}/d_{16} が7以上である場合

混合砂の影響、不定流の影響を考慮して $\phi=12$ の砂堆河床とする。

② d_{84}/d_{16} が7以下の場合

ϕ＝11とする。

[代表粒径 d_R が1～2 mmの場合]

計画高水流量相当時の τ_{*R} は1～2程度となるので平坦河床となることがある。ϕ は、図—5.8および5.9で求める平坦河床の値に0.9を乗じる。

[代表粒径 dR が2～3 mmの場合]

① d_{84}/d_{16} が7以下の場合

ϕ＝10とする。

② d_{84}/d_{16} が7以上の場合

ϕ＝11とする。

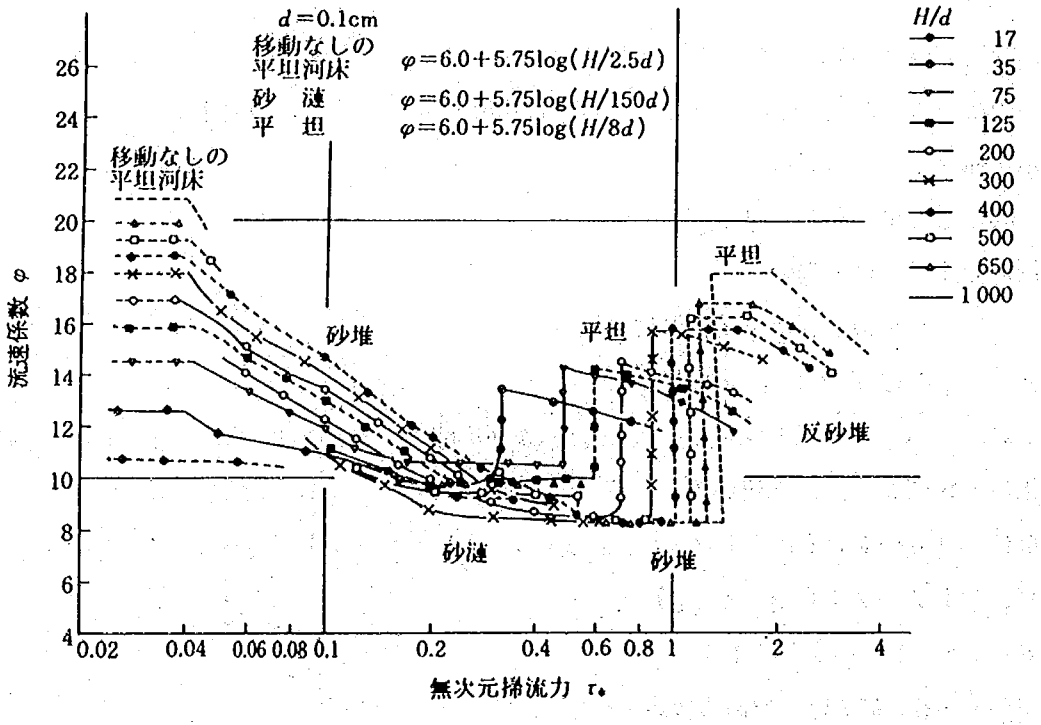
③平坦河床の場合は、図—5.8および5.9より求める平坦河床の ϕ の値に0.9を乗じる。

④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

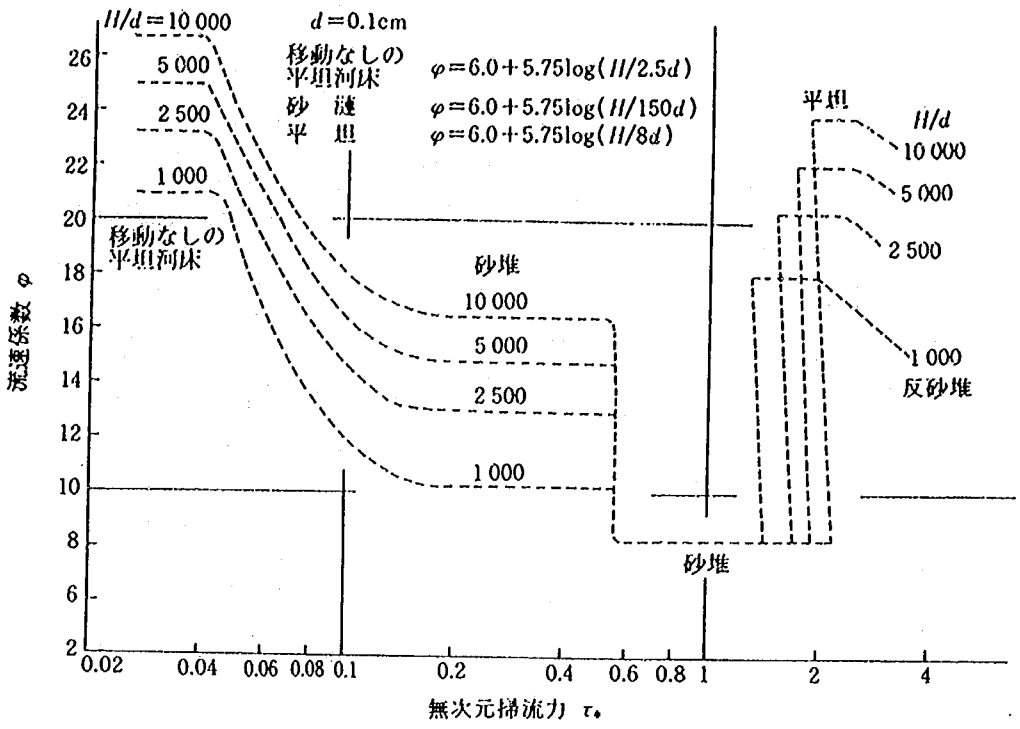
砂堆河床相当の ψ＝10を用いて水深を求め、τ_{*R} を評価すると2を越え、平坦河床相当の ψ＝20を用いて水深を求めると τ_{*R} が1.5以下となってしまうような場合は遷移領域となると推定される。この場合は砂堆相当の粗度係数を用いるものとする。

[代表粒径 d_R が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。但し、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



図—5.8 ϕ と τ_* の関係（d＝0.1cm、15＜H/d＜1,000、文献12）より引用）



図—5.9　ϕ と τ_* の関係（d＝0.1cm、1,000＜H/d＜10,000、文献12）より引用）

場合は ψ＝12として粗度を評価する。

[代表粒径 d_R が0.2～0.4mm 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。

4)　セグメント３に相当する区間

[代表粒径 d_R が0.1～0.2mm の場合及び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 n 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良く求められている場合は、その値を用いても良い。

[0.1mm 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 n は標準値として0.020とする。洪水時の観測データがあり、その観測精度が良い場合はそれを用いても良い。

[0.1mm 以上の粒径成分が10%以下の場合]

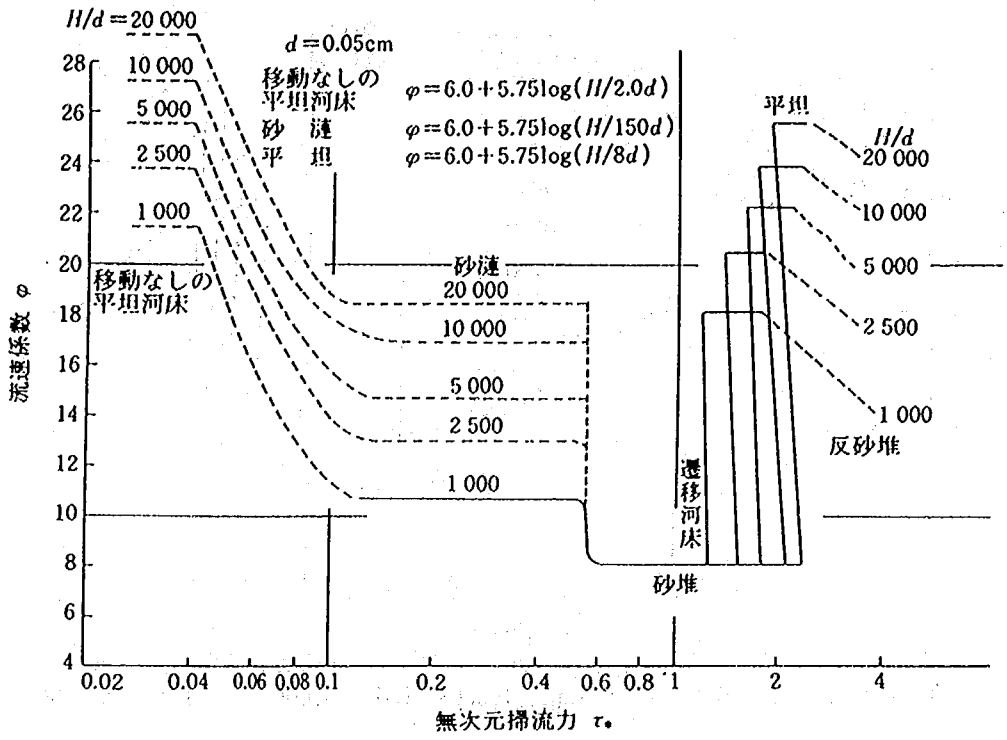
計画高水流量相当時の粗度係数 n は標準値として0.023とする。

注１）遷移河床の判断方法

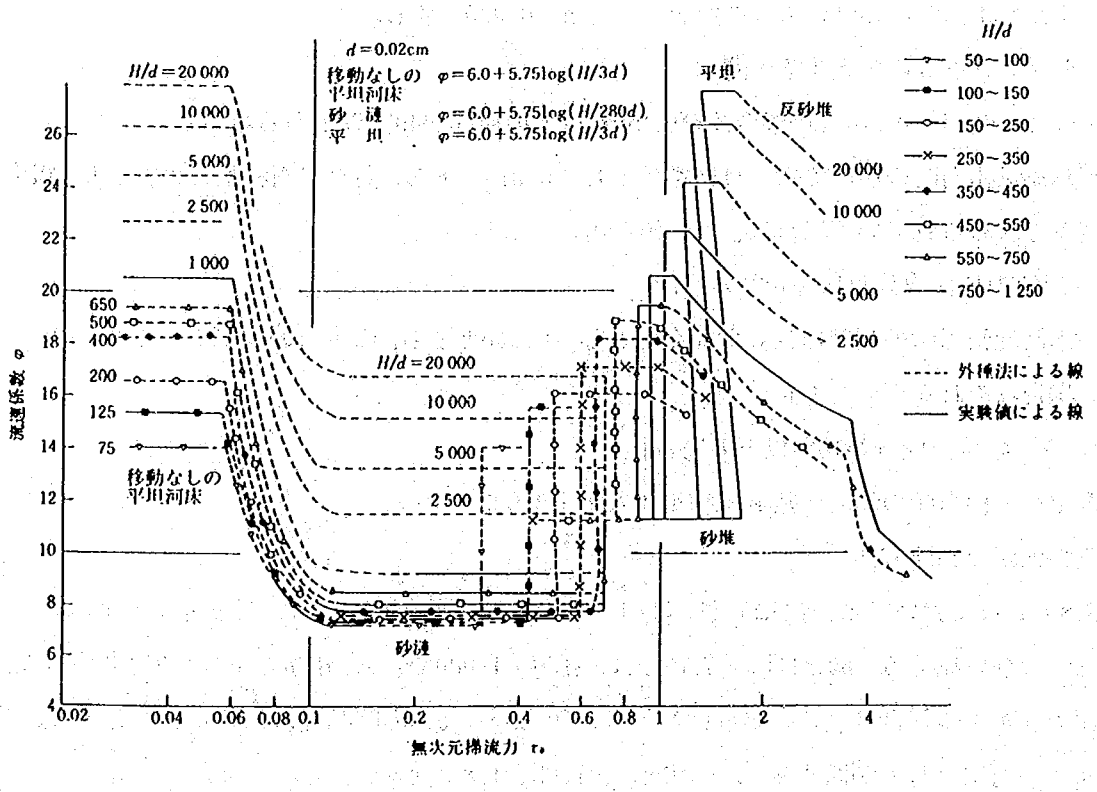
図—5.8～5.11においては、水深粒径比 H/d に対応して、遷移河床に対応する無次元掃流力 τ_* が一点で評価されるように見える。例えば図—5.10では、H/d＝1,000で遷移河床の τ_* は1.3程度である。本検討で遷移河床を判断する場合は、この得られた τ_* に－0.25～＋0.5の範囲を持たせることとする。従って上記の場合に遷移河床として判断する τ_* の範囲は、1.05～1.8となる。

注２）河床材料から推定した値と実洪水観測から推算された値との差異が大きいとき

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



図—5.10　ϕ と τ_* の関係（d＝0.05cm、1,000＜H/d＜2,000、文献12）より引用）



図—5.11　ϕ と τ_* の関係（d＞0.02cm、文献12）より引用）

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。

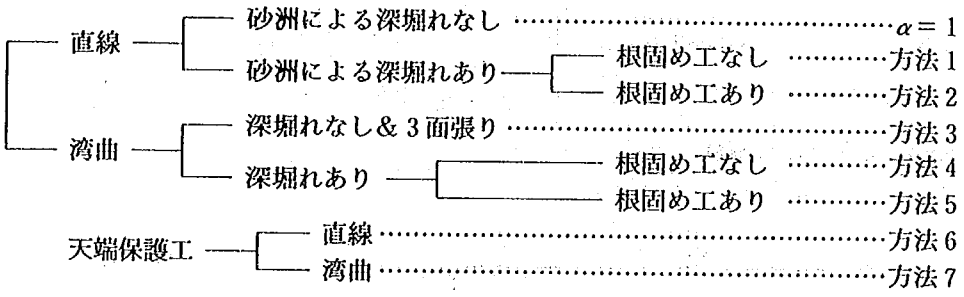
5.1.5 割り増し率 α の設定

1）総則

> 割り増し係数 α は、湾曲や深掘れの影響によるマニングの平均流速式で求められた流速から実流速のずれを表現するための係数である。α は、河道の状態を適切に考慮し計算されなければならない。

＜解　　説＞

例えば湾曲部、特にその下流端付近では外岸側の流速が大きくなり、内岸側では小さくなる。また深掘れの発生地点では流れが集中し流速が大きくなる。こうしたところの流速は、基準流速 V_s とは異なる値をとる。これを補正し、水理設計に用いるのにふさわしい局所流速に置き換えるのがここで述べる割り増し係数 α である。河道の状態に応じた α の使い分け方は図—5.12の通りである。



図—5.12　河道条件と α の計算法

[直線部における α の計算方法]

直線河道で発生する無視できない偏流は、砂州による深掘れのみによりもたらされる可能性があると考えてよい。また、深掘れが発生する場合も、前面にその影響を抑えるような根固め工がある場合とない場合では偏流の度合が異なる。したがって、直線河道においては α の評価方法は、

①砂州による深掘れのない場合

②砂州による深掘れがあって、かつ影響を及ぼすような規模の根固め工がない場合

③砂州による深掘れがあって、かつ影響を及ぼすような規模の根固め工がある場合

の3つに分類される。

1）砂州による深掘れのない場合

> 砂州による深掘れがない場合には $\alpha = 1$ とする。

2）砂州による深掘れがある場合

(1) 前面に根固め工のない場合（方法１）

> 砂州のある河道区間については、砂州の波高分の水深増加による流速の増大を評価する。なお、砂州は移動するので、割り増し区間は全区間となる。

＜解　　説＞

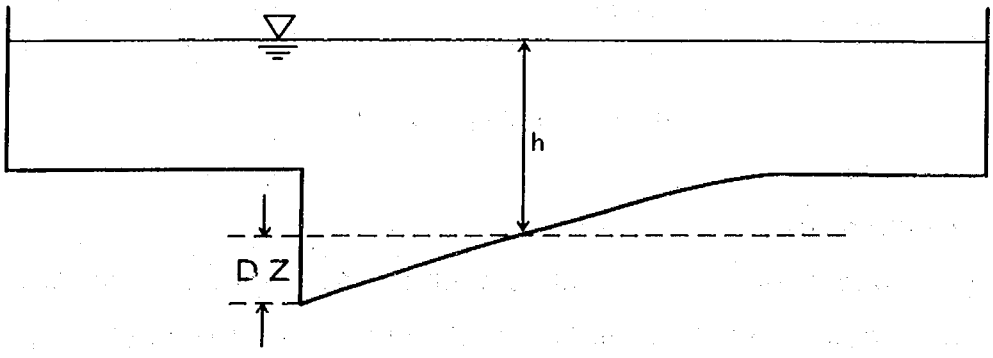
砂州がある河道では、洪水時には砂州の谷の部分で流速が大きく、山の部分で小さくなる。護岸の設計においてはこのような流速の増大にも留意する必要がある。加えて、直線河道においては砂州は洪水とともに移動するので安全側の検討とするために流速の割り増し区間はたとえ現在砂州の山側にあり洪水時流速が小さくとも全区間とする必要がある。

割り増し係数αは次式により求める。

$$\alpha=1+\frac{\Delta Z}{2h} \tag{5.11}$$

ここで、△Z：平均河床高を基準にした最深河床高、h：平均河床高に対する洪水時水深である（図—5.13参照)。△Zについては、「5.1.6　最深河床高Zの求め方」を参考に評価する。

なお、直線部で砂州のある河道の場合の割り増し係数αは2を超えない（$\alpha \leqq 2$）ものとする。その根拠はこれまでの研究成果や現地の実態調査にある。



図—5.13　記号の定義

(2) 護岸基礎工前面に十分な幅を持つ根固め工がある場合（方法２）

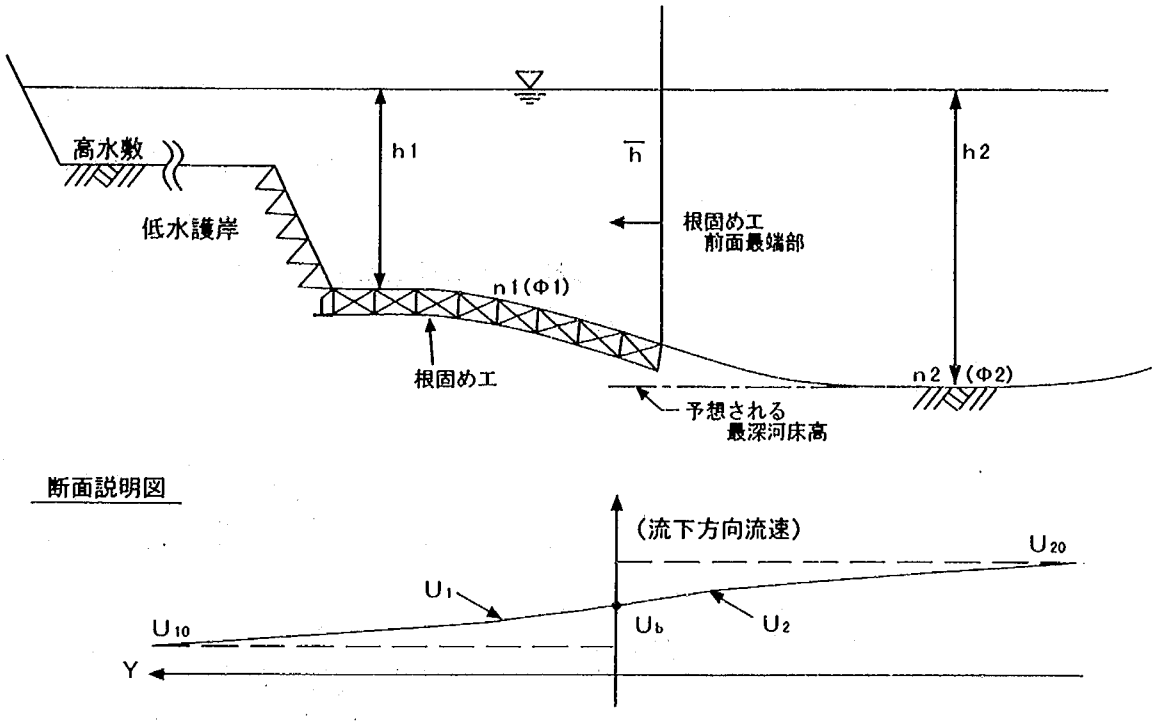
> 護岸基礎工の前面に十分かつ健全な状態の根固め工がある場合、根固め工自身の粗度効果、根固め工による洗掘軽減効果を加味する。

＜解　　説＞

護岸基礎工前面に２m以上あるいはブロック１列以上の十分な幅を持つ根固め工が破損や顕著な変形を起

こすことなく健全な状態で敷設されている場合、根固め工敷設の効果による洗掘抑制効果があるため洗掘の影響を緩和できる。また、根固め工自身の粗度による流速低減効果も合わせて期待できる。この場合の評価方法（方法２）は以下のとおりである。

護岸基礎工前面に十分な幅のある根固め工と最深河床高部の境界付近の横断流速分布は、図―5.14のように表現できる。



図―5.14　流速の横断分布

洗掘の影響を受けずに根固め工が設置されている場合の根固め工前面最端部を原点とし、原点からの距離をyとすれば、根固め工上の横断流速分布u_i (y)は次式で求めることができる。

$$u_i(y)=(u_b-u_{10})\cdot\exp\left(-\sqrt{\frac{F_1\cdot u_{10}}{h_1\cdot\varepsilon}}\right)+u_{10} \tag{5.12}$$

$$u_b=\frac{u_{10}\sqrt{F_1\cdot u_{10}}+u_{20}\sqrt{F_2\cdot u_{20}}}{\sqrt{F_1\cdot u_{10}}+\sqrt{F_2\cdot u_{20}}} \tag{5.13}$$

$$\varepsilon=(f')^2\cdot(u_{20}-u_{10})^2\cdot\left(\frac{1}{\sqrt{F_2\cdot u_{20}}}+\frac{1}{\sqrt{A_1\cdot u_{10}}}\right)^2\cdot h_1 \tag{5.14}$$

$$F_1=\frac{2\cdot g\cdot n_1^2}{h_1^{1/3}} \qquad F_2=\frac{2\cdot g\cdot n_2^2\cdot h_1}{h_2^{4/3}} \tag{5.15)(5.16}$$

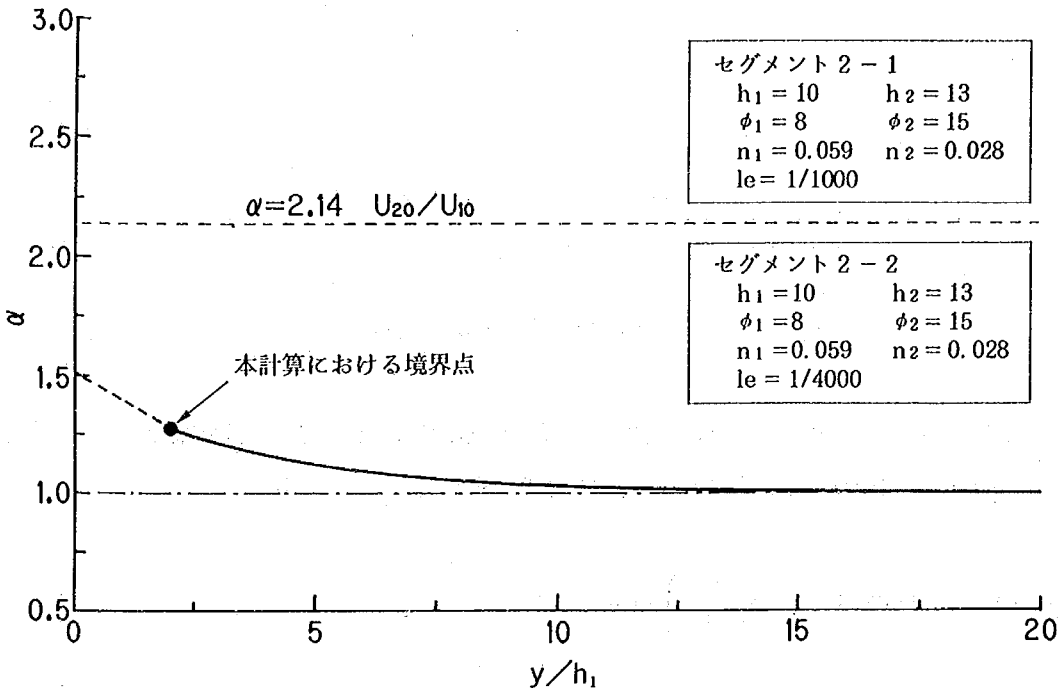
ここで、サフィクス1は根固め工部、2は局所洗掘部を表し、n：マニングの粗度係数、F：摩擦損失係数、u_o：干渉効果の影響範囲外での鉛直平均流速、f'：混合係数（＝0.04程度）、u_b：境界部の流速、ε：横断方向の干渉効果の大きさを表す水平渦動粘性係数、である。

この結果を用いて、根固め工最端部（$y=b_w$ 地点）での流速の割増し係数αを評価することができる。則ち、

$$\alpha=\frac{u_1(y)}{u_{10}}=1+\frac{u_b-u_{10}}{u_{10}}\cdot\exp\left(-\sqrt{\frac{F_1\cdot u_{10}}{\bar{h}\cdot\varepsilon}}\cdot y\right)\qquad \bar{h}=\frac{h_1+h_2}{2} \tag{5.17}$$

この時の$u_1(y)/u_{10}$の比と根固め工端部（原点0）からの距離yと根固め工部分の水深h_1との関係を図示したものが図—5.15である。図—5.15では根固め工前面最端部からの距離yが増すごとに、割り増し係数α（$=u_1(y)/u_{10}$）の値が小さくなっていることが判る。

なお、根固め工幅が2mより小さい場合、根固め工敷設による流速低減効果を見込めないため、方法3そのものが適用されない。この場合は、方法2で割り増し係数αを求める。



図—5.15　根固め工部の α と y/h1との関係

[湾曲部におけるαの計算方法]

湾曲部においては二次流等の作用により深掘れが発生するので、この影響を取り込む。ただし、前面に根固め工がある場合には深掘れの影響を緩和することができる。一方、3面張り河道など深掘れの発生しない河道での流況は、深掘れの発生する河道のそれとは異なるので区別する必要がある。したがって、湾曲部におけるαの計算方法には、

①深掘れが発生しない場合＆3面張りの場合

②深掘れが発生し、かつ流れに影響を及ぼすような根固め工がない場合

③深掘れが発生し、かつ流れに影響を及ぼすような根固め工がある場合

の3種類が存在する。

(1) αの決定上の注意

> 湾曲部においては、一湾曲中での流速分布の変化を見込んだαの評価を行う。ただし、景観を重要視する多自然型河岸防御工の場合、湾曲内および湾曲部出口までの区間で最大のαをその一連区間の代表値とし同一の多自然型河岸防御工を設計してもよい。

<解　　説>

一般に、湾曲流れは湾曲の入り口では自由渦型の横断流速分布、すなわち内岸側で流速が大きい分布を取り、流下過程で次第に一様化し、さらに流下するに従い強制渦型に転じて外岸側の流速が大きい分布となる。河道が直線に戻った後も直ちに回復することなくしばらく外岸側に偏った流速分布は続く。

本手法では、このように一湾曲中の流下過程で最大流速発生位置が内岸から外岸に変化する流況にも対応するよう一湾曲を上流・中流・下流および直線河道部に分け、それぞれ独立にαを与える方法を取っている。

ところが、対象とする多自然型河岸防御工の構造が、αの値を代えたことによってその景観を大きく変えてしまうような場合、湾曲内での景観がつぎはぎ状態になるおそれがある。このような場合は上中下流それぞれで異なるαを取るのではなく、3区間で最大値となったαを他の区間にも適用して湾曲全体でαを統一することも可能である。

(2) 深掘れが発生しない場合＆3面張りの場合（方法3）

> 3面張り構造の場合、河床にアーマーコートが形成して深掘れが発生しえない場合、岩河道の場合など、河床変動が伴わない場合は固定床の湾曲部として扱い、流速分布の変化を加味する。

<解　　説>

河床が固定床（三面張）で台形状である湾曲部の場合、自由渦により湾曲の内岸側に高流速が発生することが知られている(図—5.16参照)。また、下流に行くにしたがって二次流が発達して横断流速分布はいったん一様化し、湾曲が終了した地点から下流側では逆転して外岸部で高流速が発生する。これに対応し、割増し係数を次のように定める。

湾曲区間内岸側（図—5.16のA、Bの間）；

$$\alpha=1+\frac{B}{2r} \tag{5.18}$$

湾曲区間外岸側（図—5.16のA、Bの間）；

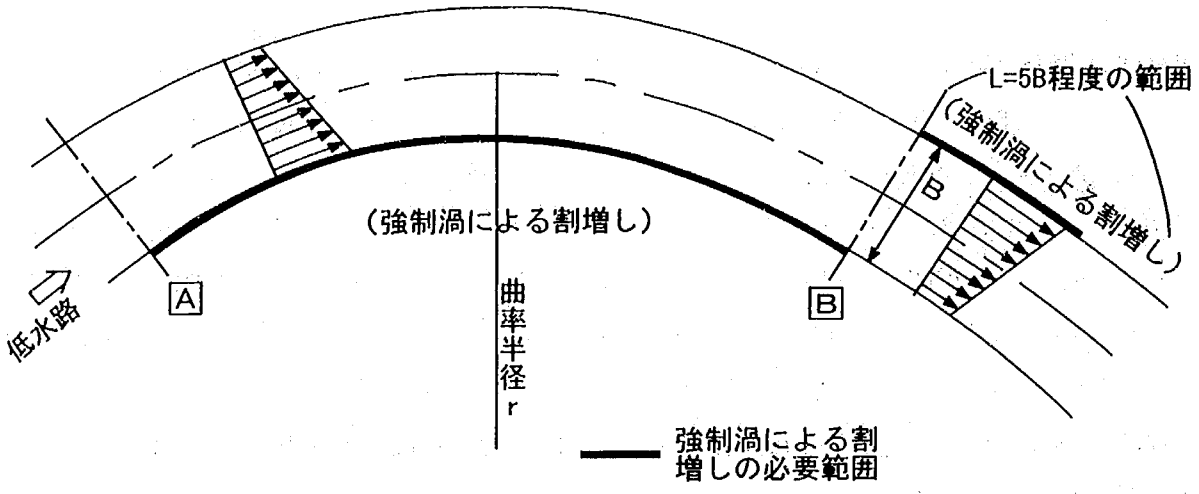
$$\alpha=1 \tag{5.19}$$

湾曲区間下流端（B）から延長５Bの区間；

（当該湾曲区間の外岸側の下流の河岸について）

$$\alpha=1+\frac{B}{2r} \tag{5.20}$$

ここに、B：低水路幅、r：曲率半径、である。



図—5.16　河床が固定(三面張り)されている場合の低水路での割り増し

(3)　深掘れが発生する場合

①　流れに影響のある根固め工のない場合（方法４）

ほとんどすべての移動床湾曲流路の場合、流速分布の変化に加えて外岸側への深掘れ、内岸側への砂州の形成が伴うので、湾曲部外岸側では大きな流速が発生する（図—5.17参照）。αの割り増し方は次のとおりである。

湾曲区間内岸側（図—5.17のA、Bの間）；

$$\alpha=1+\frac{B}{2r} \tag{5.21}$$

湾曲区間外岸側（図—5.17のA、Bの間）；

$$\alpha=1-\frac{B}{2r}+\frac{\Delta Z}{2h} \tag{5.22}$$

湾曲区間下流端より延長２Bの区間；

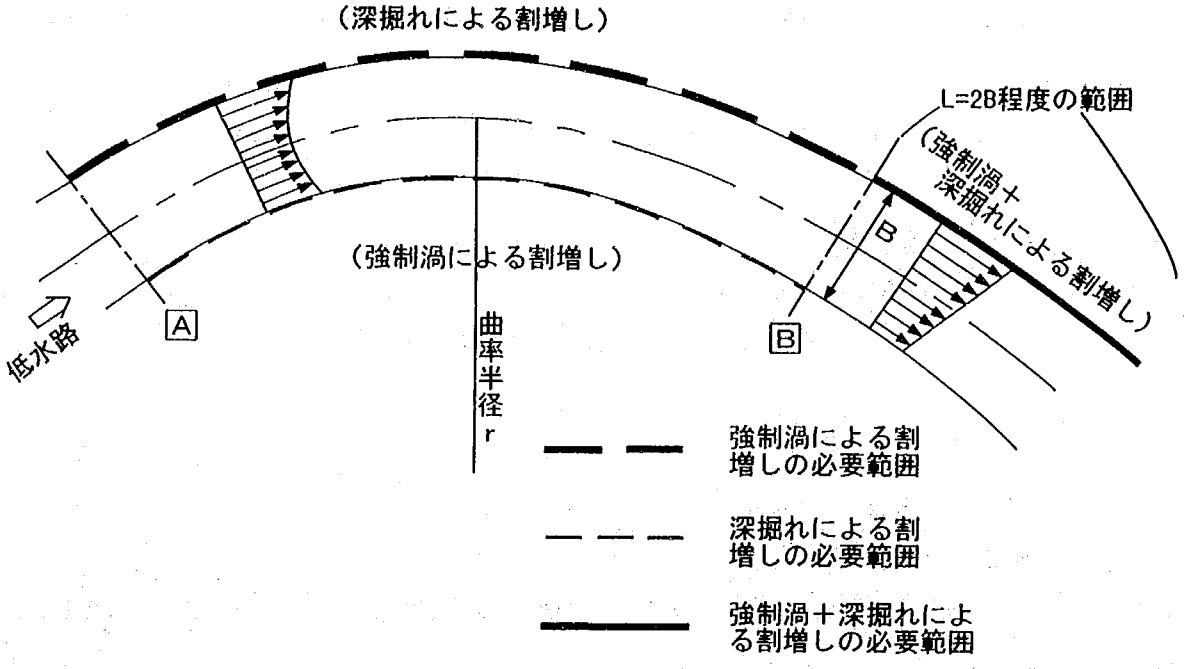
$$\alpha=1+\frac{B}{2r}+\frac{\Delta Z}{2h} \qquad (5.23)$$

ここに、B：低水路幅、r：曲率半径、h：平均水深、ΔZ：洗掘深、である。ΔZについては、「5－1－6　最深河床高Zの求め方」にその推定法を示す。

なお、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割り増し係数αは、これまでの研究成果や現地の実態を考慮して、上限値を以下のとおりとする。

セグメント1　　：$\alpha \leqq 2$

セグメント2、3：$\alpha \leqq 1.6$



図—5.17　移動床低水路での割り増し

② 流れに影響のある根固め工のある場合（方法5）

十分な幅を有し、破損や顕著な変形をすることなく健全な状態で保たれている根固め工については、湾曲の影響、および根固め工自身の粗度による流速低減効果の影響を考慮する。

<解　　説>

αは湾曲の影響、および根固め工の粗度効果による流速低減の影響を見込む。αの計算方法は以下のとおりである。

湾曲区間内岸側（図—5.17のA、Bの間）；

$$\alpha=1+\frac{B}{2r} \qquad (5.24)$$

湾曲区間外岸側（図—5.17のA、Bの間）；

$$\alpha=1-\frac{B}{2\cdot r}+\frac{u_b-u_{10}}{u_{10}}\cdot\exp\left(-\sqrt{\frac{F_1\cdot u_{10}}{\bar{h}\cdot\varepsilon}}\cdot y\right) \tag{5.25}$$

湾曲区間下流端より延長２Bの区間

$$\alpha=1+\frac{B}{2\cdot r}+\frac{u_b-u_{10}}{u_{10}}\cdot\exp\left(-\sqrt{\frac{F_1\cdot u_{10}}{\bar{h}\cdot\varepsilon}}\cdot y\right)\qquad h=\frac{h_1+h_2}{2} \tag{5.26}$$

ここで、サフィクス１は根固め工部、２は局所洗掘部を表し、F：摩擦損失係数、u_0：干渉効果の影響範囲外での鉛直平均流速、f'：混合係数（＝0.04程度）、u_b：境界部の流速、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、である（図5.14参照）。

u_b およびεの計算については式(5.12)～(5.16)を参照されたい。

[高水敷天端での α の計算方法]

(1) 低水路が直線状である場合（方法６）

高水敷上のマニング式による流速V_mに、次式に示す割増し係数αを乗ずる。

$$\alpha=\frac{u_w(y)}{u_{w0}}=1+\frac{u_b-u_{w0}}{u_{w0}} \tag{5.27}$$

(2) 低水路が湾曲している場合（方法７）

式(5.27)で求まったαに、方法４もしくは方法５で求まったαを乗じたものを方法７のαとし、高水敷上のマニング式による流速V_mに乗じる。

[参考：河道蛇行部の横断流速分布]

蛇行河道においては一般に場所ごとに変化する横断流速分布を持つ。適切な護岸の平面的な配置を決めるには、横断流速分布を正確に予測しなければならない。これには模型実験や３次元性の高い数値計算が必要となる。

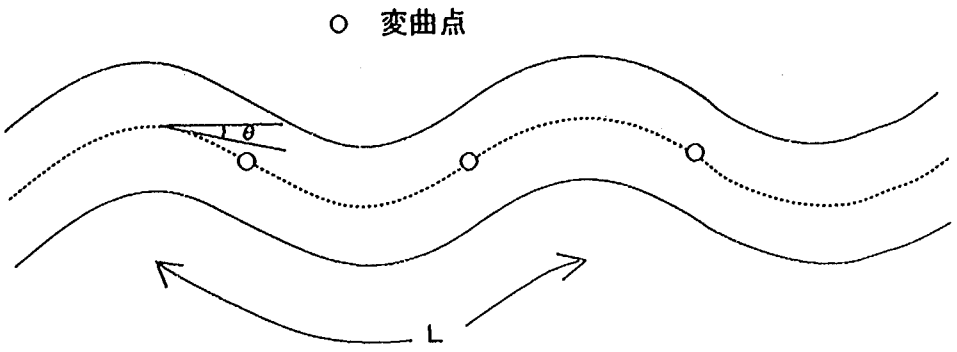
以下に示す方法[13]は、現象を単純化して流れの偏倚等を概略検討できる方法であり、実河道の状態と本手法の前提条件に大きな差異のない場合には設計時の参考とすることができる。その手順は次の通りである。

①与えられた河道法線をモデル化する。その方法は次の通りである。

＜河道のモデル化方法＞

蛇行河道の法線形は、偏角θが流下距離sに対してsine変化するsine-generated curveに従うといわれている（図—5.18参照）。

$$\frac{\partial\theta}{\partial s}=\frac{1}{r}=\frac{1}{r_0}\cos\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \tag{5.34}$$



図—5.18 蛇行河道のモデリング

ここに、π：円周率、L：蛇行波長、r_0：最小曲率半径、である。

上記の検討で必要な物理量はLで、実際の河川の平面図や航空写真からLを読みとることが本項における河道のモデル化の内容である。その手順は、まず河道湾曲の変曲点を設定する（この場合3点，○印で示す）。次に変曲点間を河道上でたどる。この距離がLである。

②対象区間内の既往横断図と縦断図を入手し、最大洗掘深発生断面とその大きさ$\Delta\eta_{max}$を求め、①でモデル化した河道条件から、最大湾曲率となる点からの位相差σを求める。

③σを与えて、次式により$\Delta\eta/\Delta\eta_{max}$のグラフ化を行う。

$$\frac{\Delta\eta}{\Delta\eta_{max}}=\cos\left(\frac{2\pi s}{L}-\sigma\right) \tag{5.35}$$

④次に、最大流速発生位置と河道法線曲率最大位置との位相差γの計算を次式により行う。

$$\gamma=\tan^{-1}\left[\frac{\left(\frac{F_r^2}{2}+1\right)\cdot\frac{2\cdot\pi\cdot h}{L\cdot f}+\beta\left(\frac{2\cdot\pi\cdot h}{L\cdot f}\cos\sigma+\sin\sigma\right)}{\frac{F_r^2}{2}-\left(\frac{2\cdot\pi\cdot h}{L\cdot f}\right)^2+\beta\left(\cos\sigma-\frac{2\cdot\pi\cdot h}{L\cdot f}\sin\sigma\right)}\right] \tag{5.36}$$

$$F_r=\frac{U_0}{\sqrt{g\cdot h}} \qquad f=\frac{2\cdot g\cdot n^2}{h^{1/3}} \tag{5.37) (5.38}$$

ここに、U_0：平均流速、g：重力加速度、h：水深、n：粗度係数、である。

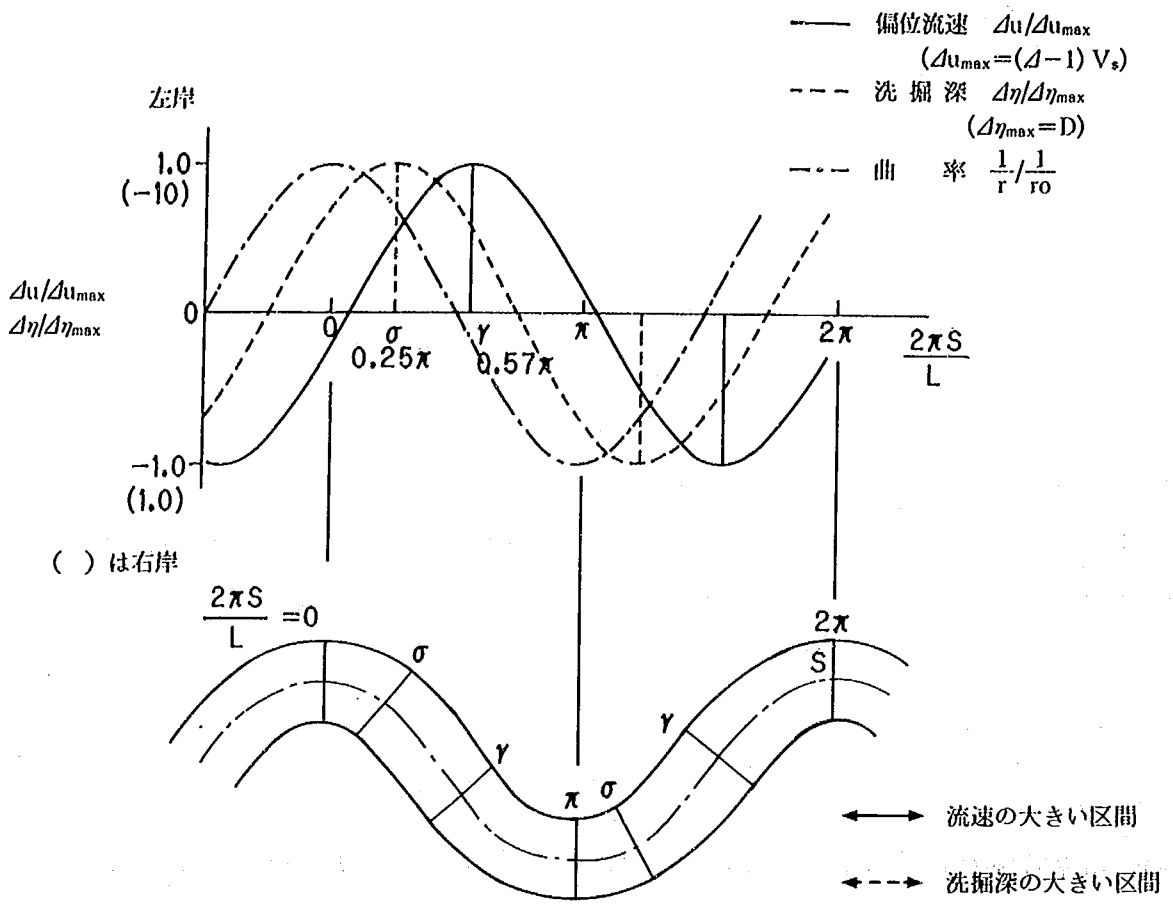
⑤γを与えて、次式により$\Delta u/\Delta u_{max}$のグラフ化を行う。

$$\frac{\Delta u}{\Delta u_{max}}=\cos\left(\frac{2\cdot\pi\cdot s}{L}-\gamma\right) \tag{5.39}$$

ここに、σ：最大洗掘深発生位置の最湾曲点からの位相差、H：設計水深、β：係数でここでは$\beta\fallingdotseq 2$、であ

る。

図—5.19は、参考までに(1),(2),(3)式に$\sigma=0.25\pi$, $2\pi h/L_f=1$, $F_r=0.5$を与え、$\triangle U/\triangle U_{max}$、$\triangle\eta/\triangle\eta_{max}$の値を求めたものである。一般に最大洗掘深は最大湾曲点の下流，偏倚流速最大点はさらにその下流で発生することがわかる。



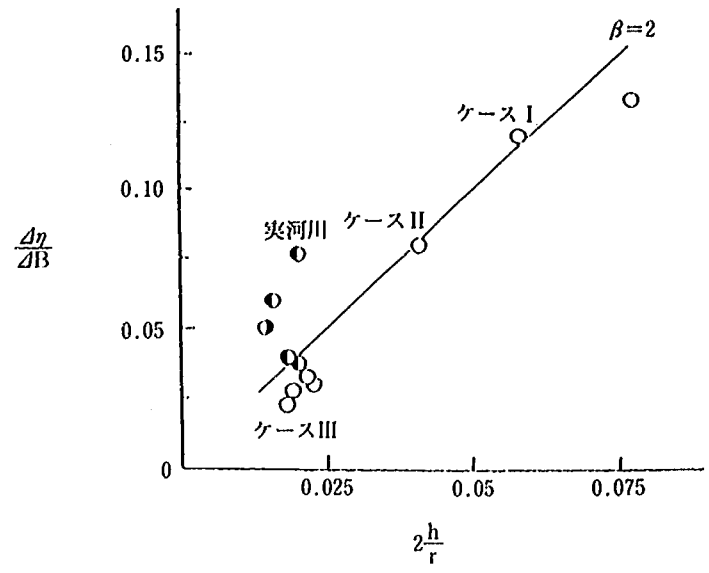
図—5.19 計算結果の一例

[参考２] 湾曲部におけるαの計算式の導出

１）深掘れによる流速の偏倚と深掘れ深との関係

河道平面形状が曲率を持つ場合、また河床形状が深掘れや堆積部をもつ場合、河岸沿いの流速は、空間平均流速値からずれるようになる。このずれは偏倚流速と呼ばれている。

福岡ほかは、蛇行流路に対し線形解析を行い、偏倚流速の大小、最大偏倚流速の発生位置等について検討を行っている。図—5.20は流路をsine-generated curveとし、二次流による運動量輸送無視、最大洗掘深aは河道の曲率に比例（$a=\beta\cdot b/r$、ここにβ：係数、b：川幅、r：曲率半径）の条件のもとでの解を示したものである。図には実河道の実測値も合わせてプロットしてある。$\beta=2$のときが適合性が高いことがわかる。また、図—5.21には最大偏倚流速U_{max}と流路特性を表すパラメタ$L\cdot f/(2\cdot\pi\cdot h)$との関係を示す。なお、L：１波長分の蛇行長、f：摩擦損失係数、h：水深、である。これによれば、$L\cdot f/(2\cdot\pi\cdot h)$がある程度大きければ、$Umax/(B/2/r)$は概ね２程度の一定値をとることがわかる。



図—5.20　横断勾配と無次元曲率の関係(文献13)より引用)

以上の関係より、

$$u_{max}=\beta\cdot\frac{b}{2\cdot r}=\frac{\Delta Z}{2\cdot H} \tag{5.40}$$

となり、これより

$$\alpha=1+\frac{\Delta Z}{2\cdot H} \tag{5.41}$$

を得る。この検討においては深掘れだけでなく湾曲の影響も考慮してあるにも関わらず、式形が深掘れだけに依存する形となったのは、結果として深掘れが最大流速を支配しているからである。最大流速の発生位置も深掘れ位置に依存するが、両者には若干の位相差がある。この結果は、河道平面形が直線で深掘れと堆積部が存在する場にも概ね適用できる。

なお、$L\cdot f/(2\cdot\pi\cdot h)$の値が小さいときは偏倚流速の過大評価となる。これは蛇行波長Lの相対的減少とともに主流が内岸側を走るようになり、河岸沿いの深掘れ量を表すβとの関連が意味を失うからである。このため、最大流速の発生位置も深掘れ位置から大きくずれてくる。この現象については次項で考慮する。

2）河道平面形の曲がりによる流速の偏倚

河道法線が湾曲している場合も、流速の偏倚が生じる。この偏倚は、原因別に次の2種類に分類される。1つは湾曲流れが作る二次流により大きな運動量が湾曲外岸に輸送され、外岸ほど流速が大きくなるというものであり、もう一つは水面の横断勾配と流下経路長の関係で発生する局所的な水面勾配の増大である。後者は、法線形状によっては内岸にも外岸にも現れうるが、設計で問題にすべき大きさとなるのは、B/rが大きく内岸の流速が増大する場合である。

前者を厳密に評価するには物理実験や数値計算を行う以外に方法はないが、経験的には前者の流速偏倚状況は「強制渦型」に似ており、この型の分布は湾曲部の後半から湾曲末端よりしばらくの区間に現れる

ことが多いとされている。そこで、湾曲部の後半から湾曲が直線に戻ってしばらくの間に対しては、「強制渦型」横断流速分布を仮定して偏倚流速を求めることにする。強制渦型では、横断方向の鉛直平均流速分布は流線の曲率半径に比例する。このことから、河道中央部の流速に対する外岸部流速の比Pは次のようになる。

$$P=\frac{r_0+B/2}{r_0}=1+\frac{B}{2\cdot r_0} \tag{5.42}$$

ここに、r_0：河道中央流線の曲率半径、B：川幅、である。したがって、

$$\alpha=1+\frac{B}{2\cdot r} \tag{5.43}$$

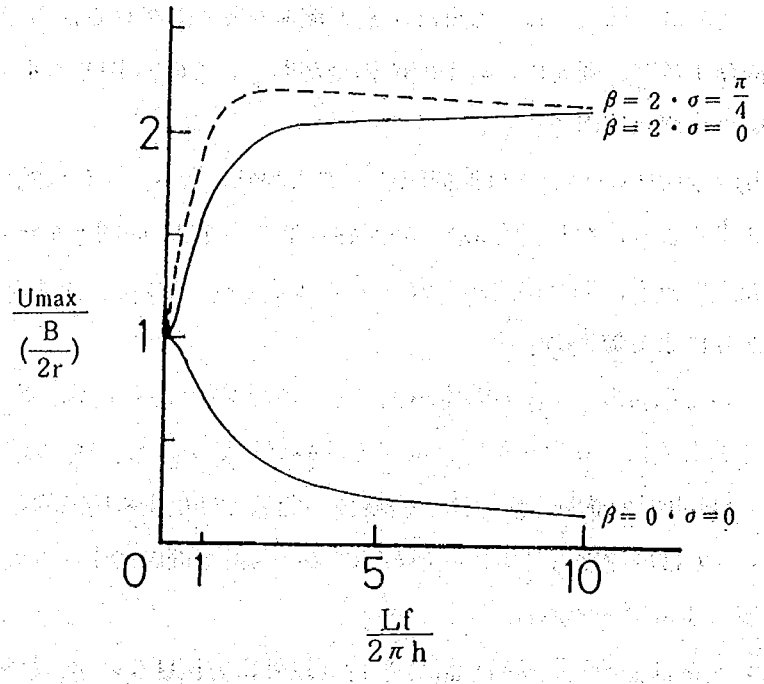
となる。

後者については経験的に自由渦型に従うと言われている。一方、内岸沿いに高速流が走る流況時の最大流速は、図—5.21においてL·f/(2·π·h)がゼロとなった場合のu_{max}である。そこで、本設計では、この最大値を流用する。これによれば、

$$\alpha=1+u_{max}=1+\frac{B}{2\cdot r} \tag{5.44}$$

である。

このαは、L·f/(2·π·h)がゼロに近い場合にのみ意味があるので、本来ならば上式をL·f/(2·π·h)の関



図—5.21　最大偏倚流速(文献13)より引用)

数とすべきである。しかし、そうすると、式が煩雑として設計法にはなじまないこと、もともとB/(2r)の項は深掘れの項に比べてさほど大きくないこと、上式が設計法として安全側の結果を与えることから上式を設計法に採用する。なお、ここで取り上げた内岸側高流速の発生位置については、図—5.21中の$\beta=0$の線が参考となる。すなわち、この高流速が問題になるようなL・f/(2・π・h)が小さい範囲では、最大流速発生位置は、湾曲の入り口（$\pi/2$）から内岸側最大曲率点（π）の間にあることがわかる。

以上の検討結果を表—5.2にまとめる。

表—5.2　αの式形とその内容

α		$\Delta Z/2H$	B/2r	B/2r
流速偏倚の原因		深堀れ	湾曲での2次流による外岸への運動量輸送	湾曲における局所的アネルギー勾配の増大
流速の偏倚場所		外岸で、深堀れ地点付近とそのやや下流	外岸で、湾曲部後半と湾曲終了後少しの区間	湾曲部前半の内岸
適用	直線河道＋深堀れ	○		
	湾曲＋平垣河床		○	○
	湾曲＋深堀れ	○	○	○

5.1.6　最深河床高Zの求め方

1）総則

護岸の設計にあたっては、設計対象箇所の最深河床高を評価する。

＜解　　説＞

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。したがって、設計対象箇所の最深河床高の正確な評価は重要である。

洪水時における河床変化予測は現在においても難しい問題である。ここでは不完全ながらもある程度明らかになった洪水時河床変動に関する基本的な知識および以下に列挙した5つの評価法について解説する。

＜最深河床高の予測手法＞

①経年的な河床変動データからの予測

②既往研究成果を用いた予測

③一次元河床変動計算＋既往研究成果に基づく予測

④数値計算による予測

⑤模型実験による予測

2）予測上の注意点1（非侵食層の影響について）

河床に洪積層や岩など洪水中においてもきわめて侵食しにくい、もしくは侵食しない土が露出している場合はこれらが最深河床高を規定する場合がある。

<解　　説>

特に河床低下が進行している河川などでは河床に洪積層、粘土層、基岩などが露出することがある。こうした土層は洪水流の作用を受けても侵食しなかったり、しても非常にわずかであったりして河床低下を防ぐ効果をしばしば発揮し、当該地点の最深河床高を規定する場合がある。したがって、当該地点の河床下の土層構造にも留意する必要がある。

河床下の土質構造については地形学的な視点から地形発達史に着目すればある程度想定することができるものの、これらは概略な予想に使われるべきであり、護岸の設計においてはあくまでボーリング資料など直接的に非侵食土層、難侵食層の存在を確認できるものを用いなければならない。

3）予測上の注意点2（埋め戻し現象について）

河道特性によっては洪水減水期、もしくは別の小規模出水時に局所洗掘が縮小する現象(埋め戻し)が発生することがあるので、既往の河床変動関係資料の整理・解釈には留意する必要がある

<解　　説>

セグメント2－2、3では洪水時における流量変化に河床も比較的速く追従すると考えられるので、洪水中に局所洗掘規模が変化し、その最大値が洪水後に観察される局所洗掘のそれよりも大きい場合があると推定される。特にセグメント3の河川では潮位の影響により減衰期に掃流力が急激に低下して浮遊砂が沈降し、堆積傾向が強まる場合がある。また、小規模出水でも河床材料が移動し、それに先立ち発生した大洪水により形成された局所洗掘箇所に堆積する現象があると考えられる。いずれの現象も埋め戻し現象と呼ばれている。定期横断測量などの資料は洪水の直後に測定するとは限らないので、このような埋め戻し現象により変形を受けた後の河床形状を捉えたものとなっている場合がある。したがって、既往資料を用いて河床変動状況を予測する場合には、このような現象があることを念頭に置かねばならない。

4）5つの手法の特徴と適用条件

最深河床高を推定する手法には、前記の5つがある。これらの使い分けに関しては、当該河道の河床変動関係資料の有無、河床変動傾向、災害ポテンシャル等を総合的に判断して最も適切な手法を選択しなければならない。

<解　　説>

ここでは上記の5つの方法に対し、適用条件、精度等について解説する。

①経年的な河床変動データからの予測

河道の縦横断測量結果等の経年変化をもとに将来の姿を予測する手法である。この手法の適用条件としては、

・定期横断測量結果など河床変動に関する資料が古くから整備されていること

・現在顕著な河床低下や上昇が見られないこと

・洪水時の埋め戻しの顕著な河川でないこと

等が挙げられる。さらに、

・河道改修・ダム建設などによる水理環境への大きなインパクトを及ぼすイベントが将来に渡ってないこと

・過去に大きな大きな洪水を経験していてその前後の河床変動に関する資料があること

等の条件を満たすことができれば本手法による予測精度は上昇する。なお、この方法は、河床下の非粘着層の概略の露出状況を推定するのに最も適した方法でもある。

②既往研究成果を用いた予測

かつて行われた洗掘に関する研究成果を応用する方法で、当該地点における過去の河床変動に関する資料が少ない場合に有効となる。また、未だ経験したことのない大洪水時の河床変動状況を予測できる。ただし、いずれの研究成果も限られた範囲での検討をもとにしたものであり、条件によっては予測精度が低くなる場合がある。また粘着層の存在や洗掘箇所の粗粒化など、対象地点特有の特性を反映できないので、これらの特性が深掘れ特性に大きな影響を与えているところでは高精度は期待できない。

③一次元河床変動計算＋既往研究成果に基づく予測

一次元河床変動計算により河道の一次元的な変化を推定し、この成果に②の方法をさらに適用して局所的な河床変動状況を推定するものである。現在、河床低下や上昇など、比較的広い範囲での河床変動が進行している河川に有効な手法である。土砂の生産状況、河床材料粒度分布、非侵食層の分布などの現地資料の収集状況によって予測精度に大きな影響がある。

④数値計算による予測

二次元以上の河床変動計算による予測手法である。比較的せまい範囲における一洪水中の河床変動を予測するのに適している。最深洗掘深とともに局所洗掘の平面的な範囲も予測できるので、無駄のない護岸の設計が可能となる。また、一般的には流れの構造が複雑になればなるほど①～③よりも予測精度が高くなるといえる。他の手法と比較して不利な点としては、費用がかさむこと、適切な計算を行うには相応の経験と技術力が必要なこと、既往資料に精度が依存すること等が挙げられる。

⑤模型実験による予測

④と同様の利点がある手法であるが、河道法線の屈曲したところ、構造物の近傍など、複雑な流れの構造を有するところでは④よりも高い精度が得られる場合が多い。問題点としては、費用・時間がかさむこと、用地が必要なこと、専門技術を要すること、河道特性によっては予測精度が低い場合があること等である。

[方法１：経年的な河床変動データからの予測]

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、これを用いて最深河床高を予測することができる。

ここに示すのは、当該河川における経年的な縦横断図を整理して、それらの変動データから最深河床高を予測する方法である。用いる資料は、

・河床高経年変化図

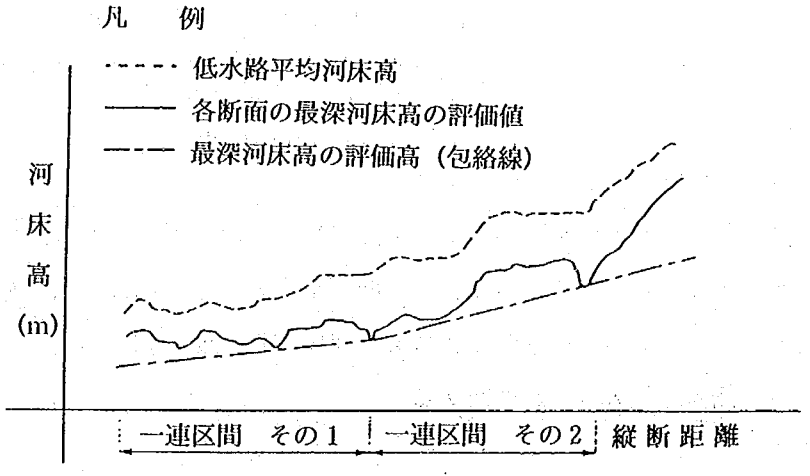
・河道平面経年変化図

・洪水時航空写真

等である。これらの資料を用いて洗掘原因、洗掘箇所の移動の有無、一連区間での現況最深河床高について検討し、この結果を基にして最深河床高を予測する。特に砂州の動きは深掘れ特性や対策方針に大きな影響を与えるので、深掘れ予測は砂州の動きによって規定される。

①砂州が移動する場合

直線河道で砂州が縦断方向に移動する場合、深掘れ位置もこれに伴い移動するので、砂州移動に伴う洗掘位置の変化を考慮する。具体的には図—5.22に示すような最深河床高の包絡線を求め、これを最深河床高とする。



図—5.22　洗掘部が縦断的に移動する河道の最深河床高の評価

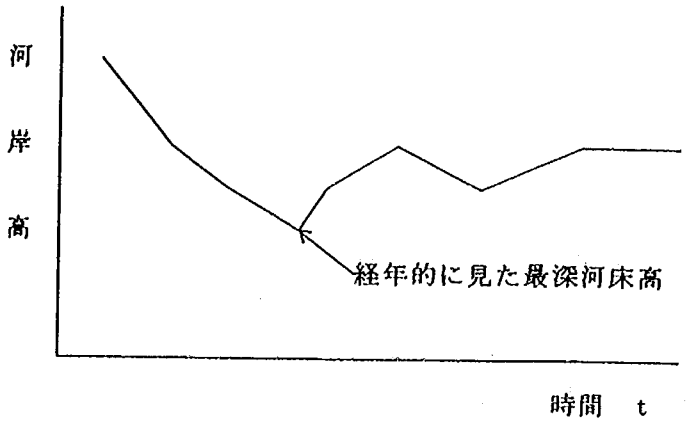
②砂州が固定している場合

湾曲部等水衝部が固定されており、洗掘位置が縦断方向に移動しない場合は、図—5.23に示すように、経年的に見た当該地点の最深の値を最深河床高として設定する。なお、大きな洪水のデータがない場合「方法２」による予測値を用いるなどして適宜割り増しを行う。

なお、セグメント２－２に分類される河川では埋戻し現象が顕著なため、現状では「方法１」の適用は困難である。したがって、「方法２」、「方法３」、「方法４」「方法５」を用いて最深河床高を予測する。ただし、今後は洪水中および直後の洗掘のデータ収集を行い、予測精度の向上に努めることが望ましい。

[方法２；既往研究成果からの予測]

長期に渡る河床変動に関する資料の入手が困難な場合は現況河道の河道特性に関する資料を用い、既往研



図—5.23　洗掘部が縦断的に移動しない河道地点の最深河床高の予測

表—5.3　最深河床高の予測手法と適用範囲

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（5.40）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）による評価。図-5.28を用いる 2次流の影響による評価（一様湾曲部を想定した予測式）		
蛇曲河道	河道湾曲半径・川幅比(r/B)による評価。図—5.28を用いる		

究成果に対照して最深河床高の予測を行うことが可能である。

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数量的評価が試みられている。表—5.3に代表的な予測手法とその適用範囲を示す。

最深河床高算定に際しては、基本的に平均年最大流量時の水深(H_m)を用いる。

ただし、砂州の列数が変化する砂河川、湾曲部、河口部では、計画流量時の最深河床高が平均年最大流量時の最深河床高より大きくなる可能性がある。平均年最大流量時の最深河床高および計画流量時の最深河床高を水理模型実験や現地観測結果等を参考に適切に評価し、大きい値を用いる。

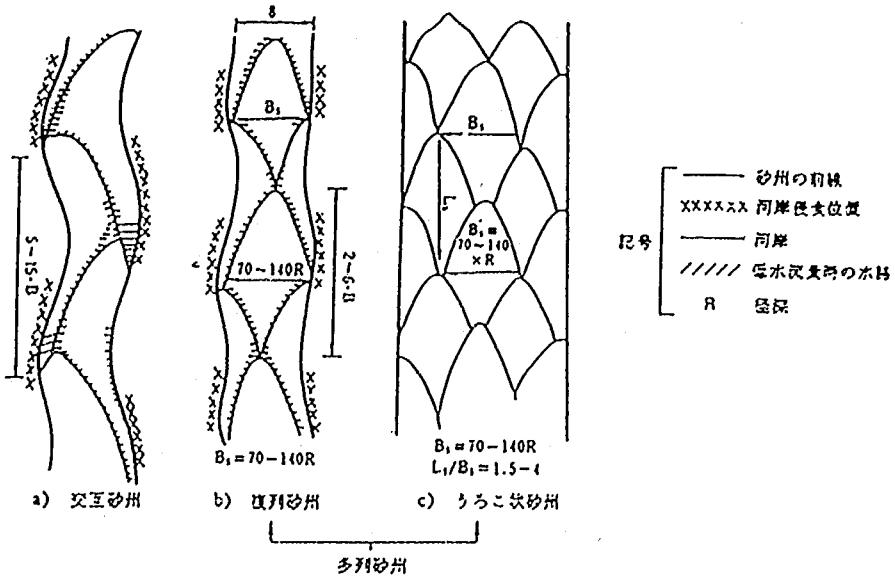
日本の河川における典型的な砂州のスケールを図—5.24に示す。洗掘に影響を与えるのは砂州の列数である。列数とは、図—5.24(a)のような交互砂州を1列としたものである。複列砂州は単列砂州が背中合わせになったものとして2列となり、図中右側の多列砂州(うろこ状砂州)は4列となる。

1）直線河道の場合

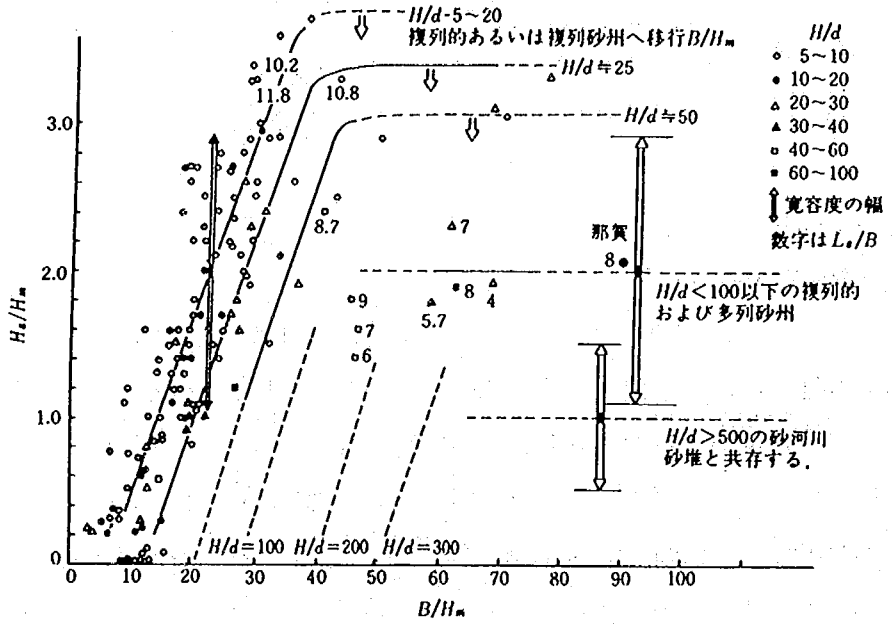
河道幅がほぼ一定の直線河道では、最深河床高は、主に砂州の規模を表す砂州波高、波長で決まる。以下にセグメント毎の算定法を示す。

①セグメント1，2－1，2－2のうち代表粒径 d_R =0.4～1.0cm の範囲（砂利河川）

最深河床高は、砂州波高と平均年最大流量水深に支配される。図—5.25に示すように、砂州波高を H_s、平均年最大流量時水深を H_m とすれば一般に、



図—5.24　典型的な砂州のスケール(文献12)より引用)



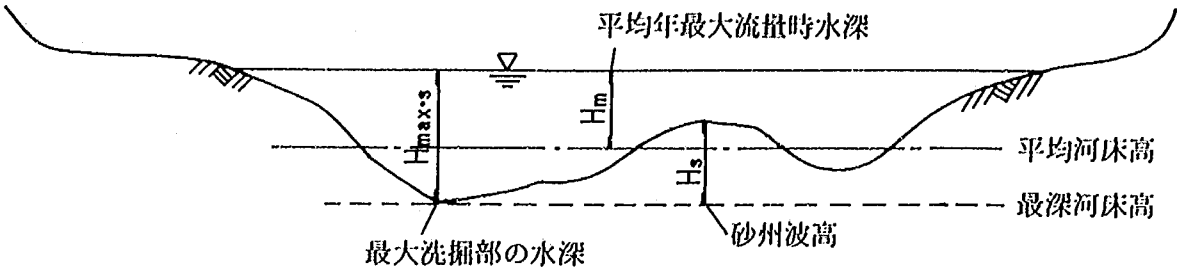
図—5.25　Hs/H_m と B/H_m の関係 ($0.03<\tau_*<0.4$、文献12) より引用)

$$\frac{H_{max\cdot s}}{H_m}=1+0.8\frac{H_s}{H_m} \tag{5.45}$$

として最大洗掘部の水深($H_{max.s}$)が表される。砂州波高 H_s は図—5.26より評価する。

②セグメント２－２ (粗砂・中砂の河川)

一般に、セグメント２－２の直線河道では、砂州規模、あるいは砂州波高は大出水時と中小出水時では、異なることがあるため、大出水時の最深河床高は評価が難しい。したがって、大出水時の洗掘データの収集に努め、予測精度の向上に努めることが重要であるが、データのない場合には当面次のように評価する。



$H_{max.s}$ ；最大洗掘部の水深（m）
H_m ；平均年最大流量時水深（m）
H_s ；砂州波高（m）

図—5.26　記号の定義

中小出水時に単列砂州を形成している直線河道では、大出水時の砂州波高は、中小出水時に比べて小さくなるため、洗掘は小さくなる。図—5.26からわかるように、大出水時に川幅水深比（B/H_m）が小さくなり、砂州波高水深比（H_s/H_m）が小さくなるからである。したがって、最深河床高は平均年最大流量時の水深を用いて評価することとし、式(5.45)を用いて最大洗掘深 $H_{max.s}$ を算定する。

また、中小出水時に多列砂州を形成している直線河道では、大出水時には、砂州が統合され列数が減少し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、計画高水流量時の砂州高、平均年最大流量時の設計対象区間の砂州波高の平均値等を総合的に評価する必要がある。

1つの方法として、大出水時の多列砂州の統合による、洗掘深増を50%程度と見込み、平均年最大流量時（中小出水時に相当）の最深洗掘部の水深$H_{max.s}$を(5.45)式より求め、これを1.5を乗じてH_{max}とする方法がある。則ち、

$$H_{max} = 1.5 \cdot H_{max.s} \qquad (5.46)$$

③セグメント3（細砂の河川）

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。最深部には、洪積粘土層が露出し、河床洗掘がそれ以上進まないことが多い。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ところが洗掘され、広い所に堆積する。このような場所での最深河床高は、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評価することが必要である。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」、「方法4」に示す河床変動計算を行うこと等によって求める必要がある。

2）単湾曲河道の場合

①セグメント1およびセグメント3の河道

単湾曲河道の最大最深河床高は、計画高水流量時の水深に支配される。しかし、計画高水流量規模の洪水中あるいは洪水直後には、埋め戻し現象等の不定流効果が顕著であり、現段階では、計画高水流量相当時の最大洗掘深の定量的評価は困難である。このため、平均年最大流量時の観測データを基

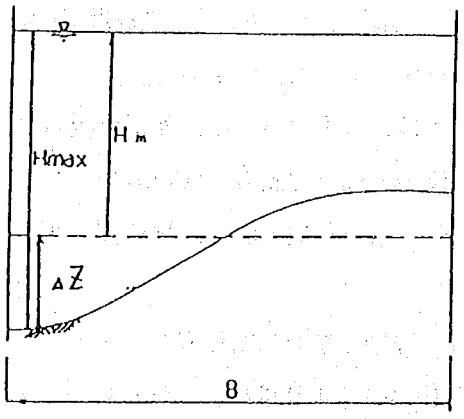
にした予測図を用いて、平均年最大流量時の最大洗掘部の水深(H_{max})を予測し、最深河床高や洗掘深($\Delta Z = H_{max} - H_m$)を求める。

図—5.27～28は、平均年最大流量時の最大洗掘部の水深(H_{max})を、河道湾曲半径・川幅比(r/B)との関係で評価するものである。この場合、砂州形成の有無によって、評価方法が異なる。

水衝部のような砂州が形成されない地点の場合、最大洗掘部の水深と平均水深との比(H_{max}/H_m)を、河道湾曲半径・川幅比(r/B)との関係で評価する。

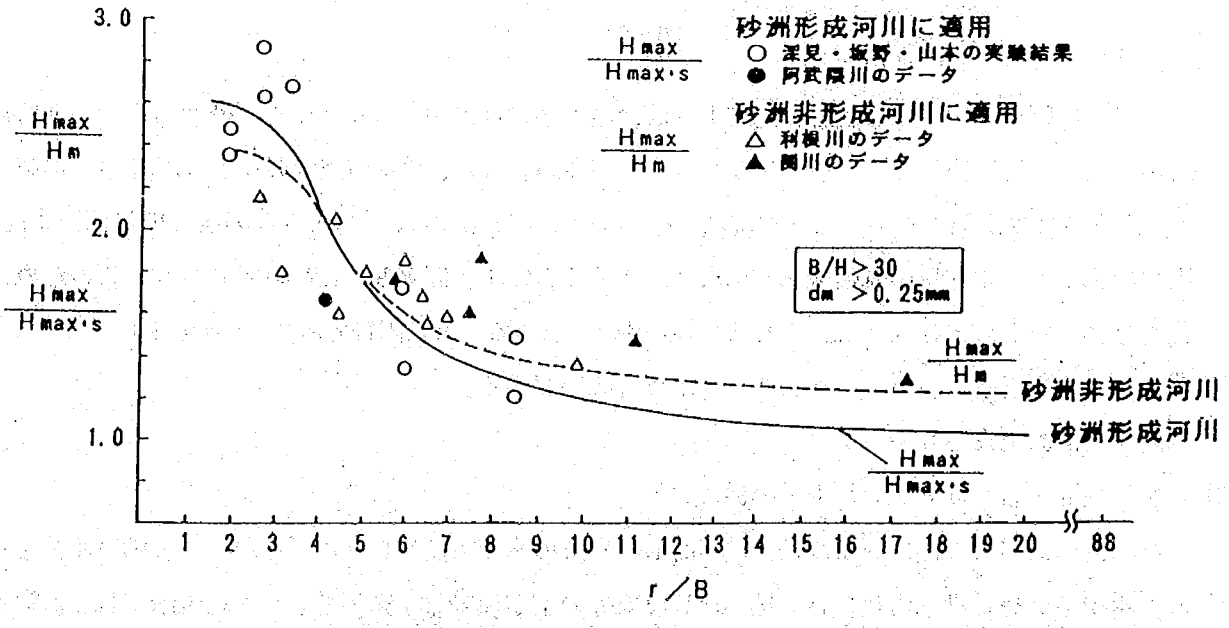
河道幅が広く、この中に単列砂州が形成される地点の場合、最大洗掘部の水深と直線河道の場合の最大洗掘部の水深との比($H_{max}/H_{max.s}$)を、r/B との関係で評価する。直線河道の場合の最大洗掘部の水深は、(5.45) 式を用いて予測する。

図—5.28は、限られたデータから作成されたものであるため、フォロー調査を行い精度向上に努めることが望ましい。



H_{max} ；最大洗掘部までの水深
H_m ；平均水深
(砂州なしの場合の水深)
ΔZ ；平均河床からの洗掘深
r ；河道曲率半径
B ；川　幅

図—5.27　記号の定義



図—5.28　湾曲部における Hmax/Hmax・s と r/b との関係(文献12)より引用)

②セグメント２の河道

セグメント２に相当する単湾曲河道では、洪水中あるいは洪水直後の埋戻し現象が特に顕著である。最深河床高の評価は、埋め戻し分を考慮しておこなうべきであるが、現段階では埋め戻し分の評価は困難な状況である。したがって、洪水中の最深河床高のデータ収集に努めることが第１であるが、データのない場合は、図―5.28に示す平均年最大流量時の最大洗掘部の水深評価を基に、一定の割り増しをおこなって、最深河床高を評価する。割り増しの一例を、表―5.4に紹介する。

表―5.4　セグメント２に属する単湾曲河道の最大洗掘箇所の水深（H_{max}）の評価方法

r/B 比	評価方法（埋め戻し分の割り増し係数）
r/B≦15	砂州形成河道の場合 ①図―5.28を用い、砂州形成の場合の Hmax を $H_{max}/H_{max.s}$ 値で評価する ②計画高水流量時の最深河床高の埋め戻し分を H_{max} の30%程度として評価する （計画高水流量時の最大洗掘深 $\Delta Z=1.3H_{max}-H_m$）
	◆砂州非形成河道の場合 ①図―5.28を用い、砂州形成の場合の H_{max} を $H_{max}/H_{max.s}$ 値で評価する ②計画高水流量時の最深河床高の埋め戻し分を２ｍ程度として割り増す （計画高水流量時の最大洗掘深 $\Delta Z=H_{max}-H_m+2$、単位：m）
r/B>15	湾曲の影響はほとんど受けないため、直線河道として評価を行う

３）蛇曲河道の場合

蛇曲河道の外岸側に水衝部が発生する場合、そこに生じる最深河床高については、単湾曲河道の場合と同様に考えることができる。

４）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堀されることがあるため、十分に注意して根固め工等の設計をおこなうべきである。

注意すべき構造物の代表例として橋脚がある。

橋脚周辺の平均河床からの最大洗堀深 ΔZ は、流れが脚軸に平行である場合は ΔZ/W と h_0/W, F_r 数の関係から予測することが可能であり、図―5.29を用いる。

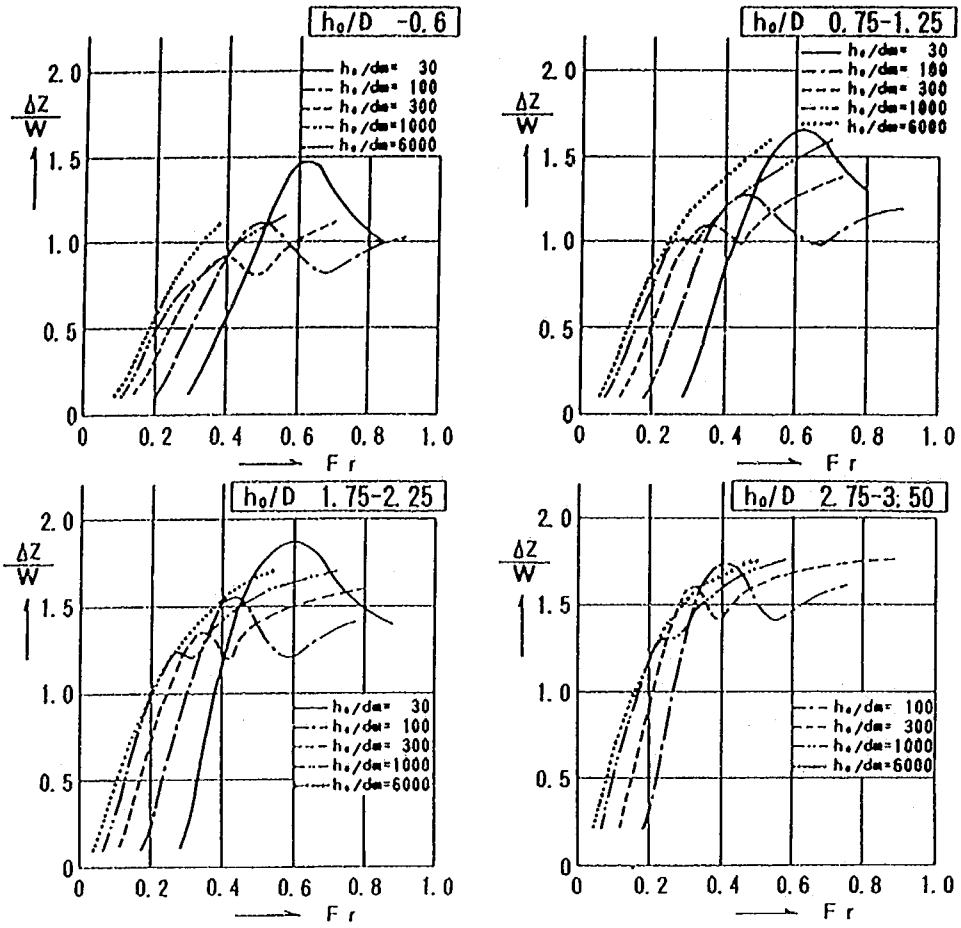
この場合の h_0 は計画高水流量時の水深を用いる。

なお、橋脚周辺の洗堀の影響範囲は、洗堀深の２倍程度である。

[方法３　一次元河床変動計算と既往研究成果に基づく予測]

広範囲に渡る河床変動が現在も継続している場合、特に河床低下傾向の場合には現状の河床高を基に護岸の設計を実施するのは危険側の近似となる。そこで、一次元河床変動計算によって長期的な河床変動量を推定し、方法２を組み合わせて砂州の影響や湾曲の効果を取り込む。

一次元河床変動計算の方法については参考文献（土木研究所資料一次元河床変動計算の改良）によるものとする。



ここで、Z ；平均河床からの最大洗堀深(m)

W ；橋脚幅 (m)

h_0 ；平均河床からの水深 (m)

d_m ；河床材料平均粒径 (m)

図—5.29 Fr数、Z/W と h_0/d_m の関係(文献9)より引用)

一次元河床変動計算により得られた将来の河床高をもとに、[方法２]を適用して砂州や湾曲の影響を取り込み、最深河床高の予測を行う。

[方法４ 数値計算による予測（準三次元河床変動計算等)]

河床変動計算は流体と流砂の運動を数値計算より求めるものである。この方法では洪水時の平面河床変動や水衝部の流況、局所洗堀深の予測や河岸近傍の最大流速や偏流の状況を把握し、河道計画を検討するために用いる。適切な条件のもとで計算を実施すれば、上記の３方法よりも精度が高く、また平面配置などの詳細な情報を得ることができる。

この手法は、蛇曲河道や単湾曲河道のような単純な河道形状でないような境界条件が複雑な場合にも適用できるが、解析方法の適用限界やパラメータの設定に対する十分な考慮が必要であり、実績の河床変動量に対する適合性の検証を行う必要がある。

[方法５：模型実験による予測]

設計対象地点が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河床変動状況を予測してもよい。実際、大幅な河道改修を行う場合や重要な河道計画である場合には移動床模型実験がしばしば行われる。

模型実験の精度については様々な条件により規定される。手法の詳細については文献14)を参照されたい。

5.2 部品ごとの水理設計

5.2.1 ブロック[10)]

(1) 設計の基本

ブロックはのり覆工として利用される場合と根固め工として利用される場合がある。のり覆工の場合、設計項目は転動･滑動に対する安定性であり、根固め工の場合はそれに敷設範囲の検討が加わる。

＜解　　説＞

のり覆工として利用されるブロックは、現時点では、大半が練張りであり、一部が連節、空張りである。練張りの場合、施工当初、隣り合う多数のブロックが一体となって流水に抵抗するように見えるが、目地にクラック等が入り易く隣り合うブロック同士の剛な連結効果が長期に渉って保持されるのは難しいと考えられる。このため、練張りブロックを対象にする水理設計の場合にも、隣り合うブロック同士が剛に連結されている状況を期待せず、互いに連結されていないブロックが整然と並んでいる状態を仮定する。

根固め工として利用する場合には、転動・滑動に関する検討に加え河岸近傍の河床高を維持するという根固め工本来の機能を発揮するために必要な敷設幅についての検討が必要になる。敷設幅については連接とした場合（層積み）、非連接とした場合（乱積み、層積み）によって設計の考え方が異なる。

(2) 滑動および転動に対する安定性

1）安定性判定の計算

ブロックの形状や重量については、滑動および転動の両面における安定性を確保できるように決定し、そのために、これらの安定性を判定できる適切な計算を行う。

＜解　　説＞

ブロックをのり覆工としてのり面に設置する場合、もしくは根固め工として河床面に設置する場合、洪水時における滑動および転動についての安定性を確保する必要がある。ここではブロックの滑動および転動に関する安定計算方法を記す。

◇滑動に対する安定条件

ブロックが滑動するかしないかは、斜面上に置かれたブロックに作用する力のつりあいより求めた次式

により判断する。

$$F_s \leq \frac{\mu \cdot (W_{BW} \cdot \cos\theta - L)}{\sqrt{D^2 + (W_{BW} \cdot \sin\theta)^2}} \tag{5.47}$$

ここに、F_s：安全率、D：抗力、L：揚力、W_{BW}：ブロック等の水中重量、μ：静止摩擦係数、θ：のり勾配、T：摩擦力である（力のつりあいについては図—5.30を参照のこと）。なお、(5.42)式のD、Lは次式より求められる。

$$D = \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \rho \cdot A_D \cdot V_d^2 \tag{5.48}$$

$$L = \frac{1}{2} \cdot C_L \cdot \rho \cdot A_L \cdot V_d^2 \tag{5.49}$$

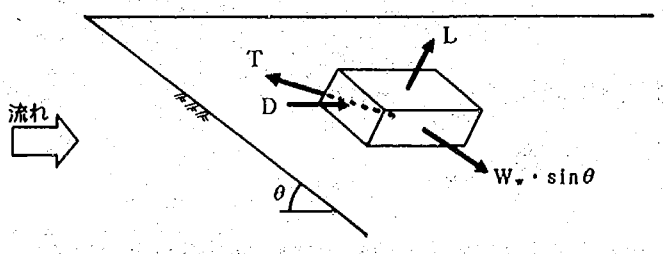
ここに、ρ：水の密度、C_D：抗力係数、C_L：揚力係数、A_D：流下方向投影面積、A_L：揚力作用方向投影面積、V_d：設計流速である。

◇転動に対する安定条件

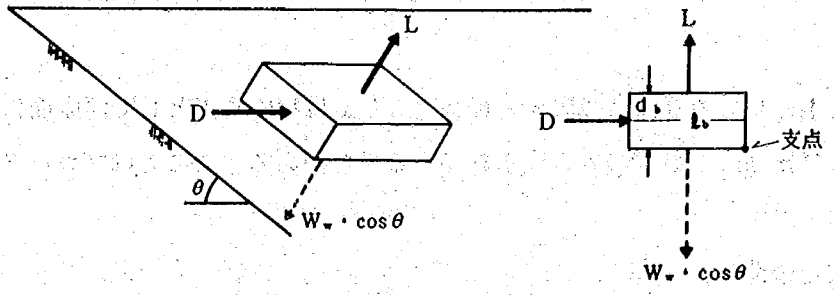
転動についての判定式は次の通りである。

$$F_s \leq \frac{W_{BW} \cdot \ell_b \cdot \cos\theta}{D \cdot d_b + L \cdot \ell_b} \tag{5.50}$$

ここに、F_s：安全率、d_b：ブロック等の高さ、b：ブロック等の流下方向長さ、である。この式は、図—5.31の支点に関する力のモーメントの釣り合いから求めたものである。



図—5.30　ブロックに作用する力のつりあい



図—5.31　ブロック作用するモーメントのつりあい

2）滑動および転動に対する安定性を判断する際の計算条件設定

滑動および転動の安定性を判定する式を適用する際には、対象とするブロックの状況、確保すべき安定性の内容を踏まえ、適切な計算条件を設定するものとする。

＜解　　説＞

「計算条件」とは、具体的には、前記(2)の解説中に示した安定性判定式にある C_D、C_L、A_D、A_L、ℓ_b、D_b および F_s のことを指す。これらのうち F_s は安全率であり、ここで対象にしている滑動および転動を扱う場合で、他の計算条件に特段の不確実性が無い限りは、通常1.2程度の値を用いておけばよい。

一方、C_D、C_L、A_D、A_L、ℓ_b、d_b については、それらの値が対象とするブロックの形状特性やレイノルズ数などの流れの条件により決まることは当然であるが、たとえ同じ形状のブロック、同じ流れの条件でも、流水中のブロックの配置についての想定条件（たとえば、孤立して置かれているか、整然と並んだブロック群中の真ん中の１つに着目するのか、ブロックの最上流端に着目するのか、ブロック下の地面・河床の洗掘の影響まで考慮するのか、など)が異なれば、設定すべき値が大きく変わることも起こりうる。したがって、対象とするブロックの安定性判定に際しては、ブロックの流水中の配置についてどのような条件を想定するかを適切に決めることが大事である。この配置条件が決まれば、取るべき C_D、C_L、A_D、A_L、ℓ_b、d_b の値は、個々のブロックの特性量として示されているカタログ値から選択できることになる。

＜参　　考＞想定するブロックの配置と安定性判定の計算条件との関係

コンクリートブロック護岸の端部と中央部ではブロック近傍の流れの構造が異なる。特に端部においてはブロックの粗度による遮蔽効果がなく実質の投影面積が大きくなるので作用する流体力は大きくなる。このようなブロックの配置と抵抗の違いについては設計に際しても反映されなければならない。

平ブロックと連接ブロックの配置の違いによる抵抗の違いについては土木研究所資料「護岸法覆工の水理設計法に関する研究」[10]に詳述されているので参照されたい。

(3) 根固め工敷設幅の設計

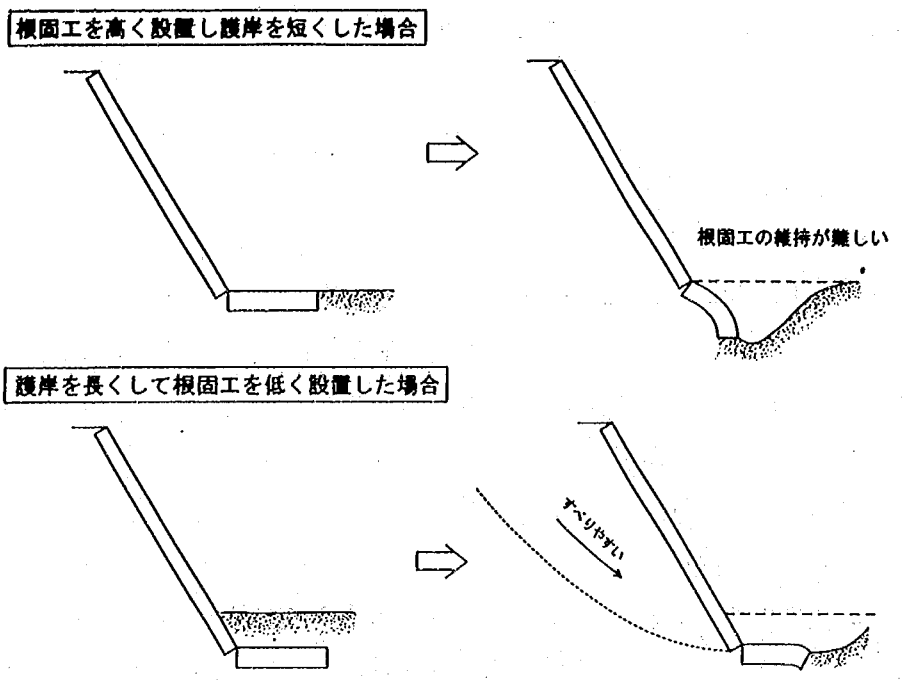
1）確保すべき河岸のり尻近傍の河床平場の高さと幅

根固め工の設計に際しては、まず第一に河岸のり尻近傍河床の確保すべき平場幅とその敷設高さを適切に定める。

＜解　　説＞

のり脚に根固め工を有する護岸工の安定性について考えてみる。一般に護岸工ののり面長は短いほど土質的安定性は高い。一方、護岸工は敷設高さを低くすれば洗掘に対する安定性が高くなる。すなわち、護岸の安定性を増加しようとすれば根固め工の敷設高さを高くすればよいが、根固工の先端に発生する深掘れへの

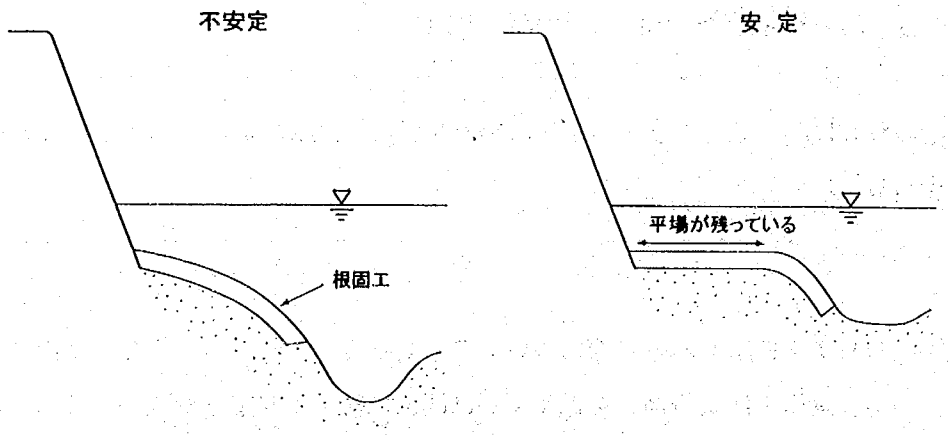
屈撓量が大きくなり、逆に根固工の敷設高さを低く設置すれば屈撓に対しては安定性が高まるものの、護岸への土圧が高まり壊れやすくなる（図—5.32参照）。



図—5.32　護岸の延長と根固め工の設置高さとの関係

実際の設計においては、当該地点の河岸の土質、低水路深さなどを総合的に捉え、護岸の必要高さを決定しなければならない。なお、多自然型川づくりにおいては護岸・根固め工が河岸・河床を覆う面積が少ないほうが有効であるから、護岸の高さは十分な安定性が得られる範囲で高くし、なるべく根固め工を低く敷設して河床下に隠れるようにしたほうがよい。

根固め工は洗掘の発達に合わせて屈撓するので先端から屈撓する。しかし、敷設幅が十分であれば、洗掘の進行が停止した時点で平場を残して安定する（図—5.33参照）。敷設幅が不十分であると平場が残らず、根固め工はいっそうの吸い出し作用を受けて護岸工設計時の土圧条件が崩れる。



図—5.33　根固め工の安定性の概念

2）連接ブロックを用いた根固め工の敷設幅の設計

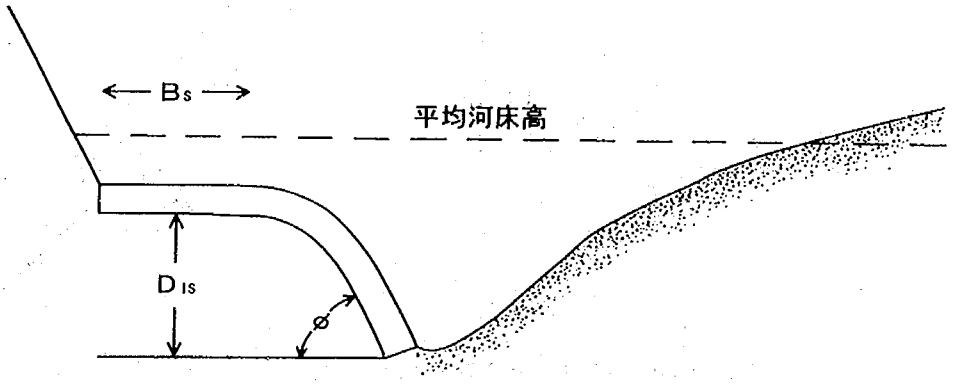
根固め工の敷設幅は、洗掘の発達に十分追従し、河岸近傍の河床低下を防ぐ機能を継続的に発揮するように決定されなくてはならない。

＜解　　説＞

連節ブロックの場合、ブロック間が鉄線等で連結されているため、隙間が広がらない性質がある。このため、ブロック間隙からの吸い出しはほとんどなく、前面に発達する局所洗掘部からのみ河床材料が吸い出される。このため、連節ブロックは局所洗掘に応じて河床材料の安息角 ϕ_s で屈撓する。したがって、敷設幅 B_{tp} は局所洗掘深 D_{ls} が与えられれば幾何的条件から次のように決まる。

$$B_{tp}=B_s+\frac{D_{ls}}{\sin\phi_s} \tag{5.51}$$

ここに、B_s ：平場幅である。なお、D_{ls} については図—5.34に示すように最深河床部から根固め工敷設高さまでの距離のことである。



図—5.34　記号の定義

3）参考：B_s の評価の一例

B_s は根固めブロックの形状等によって適切な値が変化すると考えられるが、屈撓してもブロック間からの吸い出しは発生せず、先端の局所洗掘からのみ根固め工の下の土砂が運び去られるとの状況を仮定し、必要な B_s について検討を行う。

図—5.35に示す系において、根固め工と河床の摩擦が斜面方向のブロックの重力とつりあっていると考える。

$$\mu\cdot W_{sbu}\cdot B_s+\mu\cdot W_{sbu}\cdot\left(\frac{D_{ls}}{\sin\phi_s}\right)\cdot\cos\phi_s>W_{sbu}\cdot D_{ls} \tag{5.52}$$

ここに、μ：ブロックと河床の摩擦係数、B_s ：平場のブロック幅、ϕ_s ：斜面角（≒安息角）、W_{sbu} ：単

位幅当たりの水中ブロック重量、である。これを B_s について解くと、

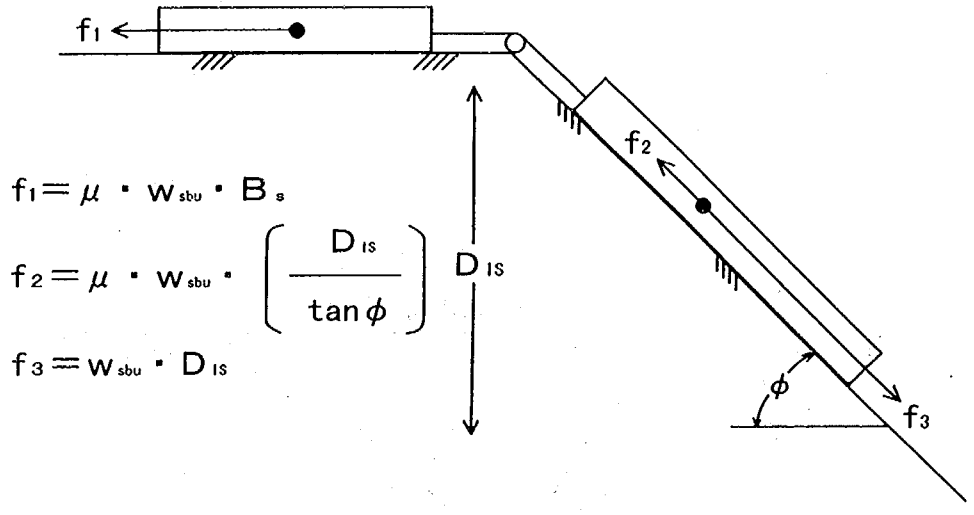
$$B_s > D \cdot \left(\frac{1}{\mu} - \frac{1}{\tan\phi_s} \right) \tag{5.53}$$

これに、一般的な値である $\mu = 0.5$、$\phi_s = 35$度を代入すると、

$$B_s > 0.24 \cdot D_{ls} \tag{5.54}$$

を得る。

なお、ブロックの下に吸い出し防止シート等がない場合、屈撓箇所ではブロックの隙間から吸い出しが発生し、上記検討の前提条件のいくつかが成立しなくなると考えられるので、適切な B_s の値は本検討結果からずれる。



図—5.35　洗掘の作用を受ける根固め工のモデル化

4）非連接ブロックの設計

非連接ブロックは、洗掘の発達とともに個々のブロックの間隙が大きくなり吸い出しが発生する恐れがあるので、変形後も間隙が形成されないだけの数のブロックを投入しなければならない。

＜解　　説＞

土木研究所で行った非連接ブロックに関する実験によれば、洪水時のせん断力が大きいほどブロック間の隙間は大きくなり、ブロック群全体の横断勾配は緩くなる結果となった。このことから、洪水時に発生するせん断力が大きいほど、また発生する局所洗掘の洗掘深が大きいほど必要なブロック数は増加すると考えられる。

5.2.2 かご工

(1) 設計の基本

かご工に関する水理設計項目は、かご工全体としての安定性確保、およびかご内での中詰め石の安定性確保である。

<解　　説>

ふとんかご、じゃかごなどのかご工の水理設計に関しては、これら2つの側面について考慮する必要がある。一つはかご工自体の転動や滑動に関する安定性であり、もう一つは、かご内で中詰め石が移動しないための中詰め石の粒径、かご内の仕切の数、かご材の諸元および強度である。以下にこれらに関する設計法が説明されている。

(2) ふとんかごの滑動に関する安定性

ふとんかご工の厚さおよび幅については滑動に関する安定性を確保するように決定する。

<解　　説>

ふとんかご工の内部には空隙があり、洪水中には浸透流が発生すると考えられる。しかしその流速はかご工まわりの流速に比べ無視できるほど小さいので、ふとんかご工自体は一つのブロックと見なすことができる。したがって、ブロックの場合と同様の方法で、かごに作用する力のつりあいから滑動に関する安定性評価が可能である。ただし、一般に、ふとんかごを上方から見たときの面積がふとんかご側面を上流側から見たときの面積よりかなり大きく、ふとんかご上面が平坦である。このことから、ふとんかごの上流端面が直接流れにさらされめくり上がりの危険が生じるような特段の状況が無い限り、ブロックの場合と違って流れ方向の流体力をふとんかご表面に作用するせん断力として評価した次式により、斜面上に置かれたふとんかごが滑動するかしないかを判定する。

$$F_s \leq \frac{\mu \cdot f_2}{\sqrt{F_2^2 + f_1^2}} \tag{5.55}$$

$$F_1 = W_{sgu} \cdot H_g \cdot B_g \tag{5.56}$$

$$f_1 = F_1 \cdot \sin\theta \tag{5.57}$$

$$f_2 = F_1 \cdot \cos\theta \tag{5.58}$$

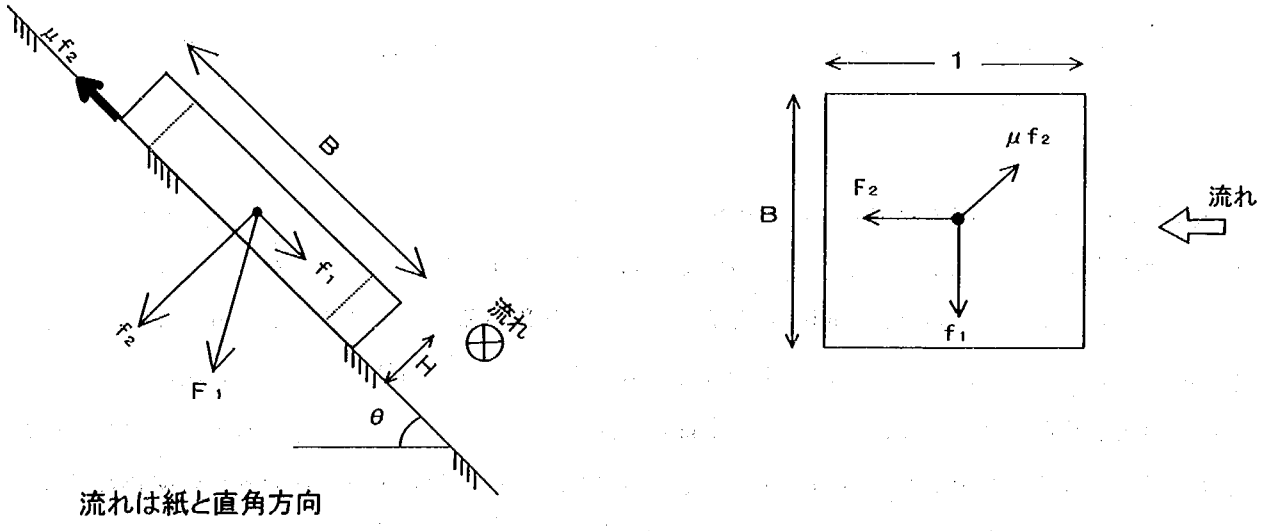
$$F_2 = \tau \cdot B_g \tag{5.59}$$

ここに、F_s：安全率、H_g、B_g、W_{sgu}：それぞれ、ふとんかごの高さ、幅、および水中単位体積重量、μ：静止摩擦係数、τ：ふとんかご上のせん断力、θ：のり勾配、F_1：単位流下方向長さ当たり重力、f_1、f_2：それぞれ、F_1ののり面方向成分、のり面と直角方向成分、F_2：単位流下方向長さ当たりのふとんかごに作用するせん断力、である（力のつりあいについては図―5.36を参照のこと）。

τの算出法は以下のとおりである。

$$\tau = \frac{\rho \cdot V_0^2}{\left(6 + 5.75 \log \frac{h_g}{k_s}\right)^2} \tag{5.60}$$

ここに、h_g：ふとんかご上の水深、V_0：代表流速、k_s：ふとんかごの相当粗度（中詰め材の粒径に対応したもの）、ρ：水の密度、である。



図―5.36　斜面上のふとんかごに作用する力のつりあい

(3)　参考（ふとんかごの中詰め材とかご材の諸元）

かご工に入れる石の粒径・重量は、流水の作用によりかご内で移動することのないものを選ぶ。

＜解　　説＞

かご内の中詰め材が移動すると、かごの下流側に中詰め材が片寄りかごを膨らめてしまう現象が発生することが知られている。これが著しくなると、付加的な流体力を助長し、かごを傷め、かごの破損につながるので、水理設計としては中詰め材の移動を防ぐようにしなければならない。

かごに入れる石の粒径をどう選ぶべきかについては、現状ではよくわかっていないが、机上検討では次の

ようなことが言える。中詰め材の移動限界については、石の限界掃流力の概念にかご材による効果を取り込む必要がある。かご材の効果については、①ふとんかごに作用するせん断力の一部を受け持つ効果、②かごの弾性により中詰め材の浮上を物理的に押さえる効果、の2つが考えられる。かごの目および針金の太さ等と①および②の効果との定量的な関係を評価する手法については今後の研究に頼らざるを得ない。ただし、参考となる研究成果があるのでここに報告する[15]。特定のかご工についてのみ調べられたものであり一般性という面では課題があるが、コロラド大学での水理模型実験結果をもとに策定された基準は、かご内での変形を許さない場合には $\tau_*=0.1$ を、かごの変形が多少許される場合には $\tau_*=0.12$ を与える石を要求するものである。ここに、

$$\tau_*=\frac{\tau_d}{\rho\cdot s\cdot g\cdot d} \tag{5.61}$$

で、ρ：水の密度、s、d：それぞれ中詰め材の水中比重と粒径、g：重力加速度、τ_d：設計せん断力、である。なお、河道が湾曲していたりして施工地点の鉛直平均流速がマニング式から求められる平均流速と異なると考えられる場合には、5.1　外力の評価、で述べた方法で α を求め、せん断力の割り増しを行う。そうでない場合には $\alpha=1$ とする。

5.2.3　捨石工、置換工、巨石

(1)　設計の基本

捨石工、置換工、巨石の設計項目は、設置範囲および用いる材料の粒径である。

<解　　説>

捨石工とは、局所洗掘対策工の一つであり、局所洗掘発生箇所の河岸近傍に洪水時に移動しない大きさをもつ自然石を投入する工法のことである（図—2.3参照）。局所洗掘の軽減よりも、流水に対して最も弱点になりやすい河岸のり尻を保護して河岸侵食の拡大を防止する効果に視点がある工法といえる。設計の視点は、十分な機能を発揮するための設置範囲および自身の安定のための材料選択である。

置換工とは、局所洗掘箇所に洪水時にも移動しない大きさの自然石、砕石、土嚢などを埋め戻すまで投入する工法で、湾曲部では局所洗掘の対岸の堆積を軽減させる効果も期待できる（図—2.4参照）。捨石工と比べ規模が大きいので、設計時には洪水流況への影響にも留意しなければならない。設計の視点は、十分な機能を発揮するための設置規模、および自身の安定のための材料選択である

巨石工とは、主として景観の向上、流れの多様化を意図した工法で、平水時には水面から露出するような大きさの巨石を河岸近傍にランダムに配置するものである（図—2.5参照）。巨石工は、河岸防御機能に主眼をおいた上記の2工法とは性格が異なるので、設計の方向としては自身の安定に加え、洪水流況への影響を疎通能力および河岸保護という2つの観点から見て支障無い範囲に留めることを確認することとなる。

(2) 捨石工の設置範囲

捨石工・置換工の敷設範囲・材料の量は、将来の局所洗掘範囲の変化を考慮して決定する。

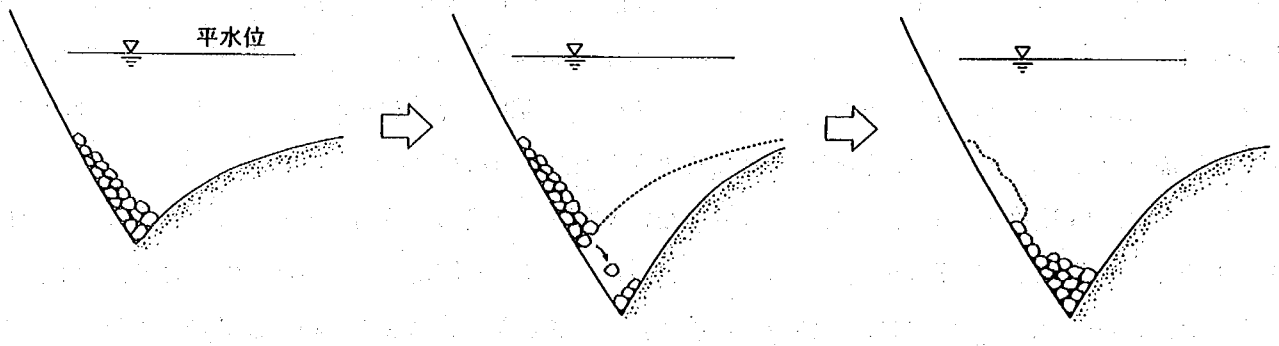
<解　　説>

捨石工は、局所洗掘形状が施工時の状態から変化があるとそれに伴い材料が崩れるなどして変形する場合がある。したがって、設計時には施工後の変形をも加味しなければならない。そのためにも施工後の局所洗掘形状の変化を適切に予測する必要がある。

捨石工の場合、留意しなければならないのは洪水時における局所洗掘の発達である。すなわち、図—5.37に示すように、施工時よりも洗掘深が増大すると捨石工ののり尻部から捨石材料が崩れ始め、それが捨石工全体に及ぶ。したがって、設計時には将来この崩れが発生しても保護したい河岸が流水に決してさらされないだけの量の捨石材料をあらかじめ設置しておく必要がある。これについては次のような考察から推定することができる。簡単には移動しないだけの大きさをもった材料による捨石工が洗掘の発達に伴い崩れた場合、最終的には捨石材料の水中安息角よりも若干緩い勾配に落ち着くと考えられる。護岸の敷設高さ（捨石工河岸方向端部の高さ）から想定する局所洗掘の最大洗掘位置までの距離を Z_s とすると、幾何的な条件から最終的に必要な捨石工の敷設幅 B_s は次式で表される。

$$B_s=\frac{Z_s}{\sin\phi_s} \tag{5.62}$$

ここに、ϕ_s ：捨石材料の水中安息角である。敷設厚さ T_s は洗掘が極限まで発達した状態で吸い出しが発生しないだけの厚さが必要である。この厚さについては次項を参照のこと。



図—5.37　洗掘の発達に伴う捨石工の変形

(3) 参考：捨石工の敷設厚さ

捨石工の敷設厚さは、捨石工の下の河床材料が吸い出されないように決定する。

＜解　　説＞

鈴木ほか[16]によると、捨石工層内では洪水流からの運動量輸送により指数型のせん断力分布をなし、捨石工の層厚が大きいほど捨石工の下の河床材料に作用するせん断力が小さくなる。捨石工の下の河床材料が移動するような場では吸い出しが発生する恐れがあるので、捨石工の敷設厚さは捨石工と河床材料の境界でのせん断力が河床材料の限界掃流力を下回るように設計されなければならない。その条件は次式で表される。

$$\beta \cdot \frac{u_*^2}{s \cdot g \cdot d} < \tau_{*c}' \tag{5.63}$$

$$\beta = \exp\left(-0.7 \cdot \frac{L}{D}\right) \tag{5.64}$$

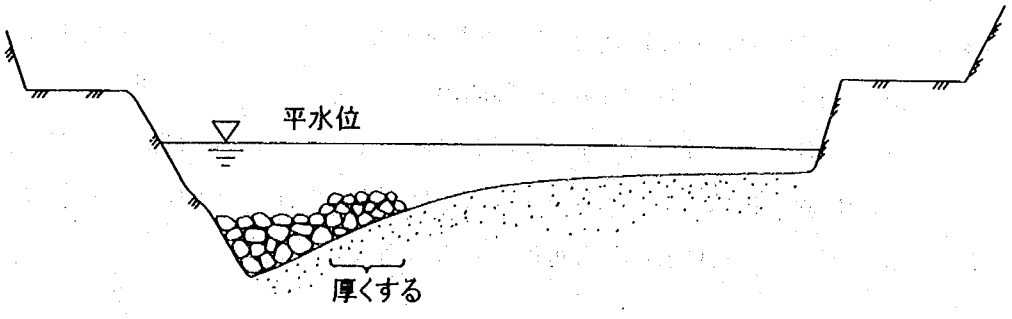
ここに、u_*：摩擦速度、s、d：それぞれ河床材料の水中比重・粒径、g：重力加速度、u_{*c}'：河床材料の無次元限界掃流力（≒0.05）、L：捨石工の敷設厚、D：捨石材料の粒径、である。

(4)　置換工の敷設範囲

置換工の敷設範囲は現況の局所洗掘形状に合わせる。

＜解　　説＞

置換工の場合、施工上の都合から現況の洗掘形状に合わせて設置することになる。しかし、洪水時に局所洗掘が発達すると捨石工と同様に端部が局所洗掘に追従して屈撓するのでこれに対する備えが必要である。具体的には図―5.38に示すように端部を厚くしておくのがよい。



図―5.38　置換工の敷設方法の一例

(5)　置換工の敷設高さ

置換工の設置高さは、洪水流況に大きな影響を与えない範囲にとどめなくてはならない。

＜解　　説＞

置換工の設置に関して特に留意しなければならないのは設置高さである。例えば、洗掘箇所に河床の横断形状を変化させるほど大量の捨石を施すと、流況に明確な変化が発生する。特に下流への影響が顕著であると考えられ、水衝部の位置を変化させる恐れがある。したがって、捨石の設置高さについては河床横断形状をあまり変化させない程度にする。具体的には、平均河床高と最深河床高の差の1/3～2/3程度がよいと思われる。

(6) 置換工の敷設厚さ

置換工の敷設厚さは、置換材料の間から河床材料がピックアップされるいわゆる吸い出し現象が発生しないだけの厚さを確保しなければならない。

＜解　　説＞

捨石の間隙が大きい場合もしくはせん断力が大きい場合には、捨石の間隙から下の河床材料がピックアップされるため、河床低下が生じる。これを防ぐのに必要な置換材料の敷設厚さは(3)の場合と同様とする。

(7) 巨石工の範囲・配置の決定

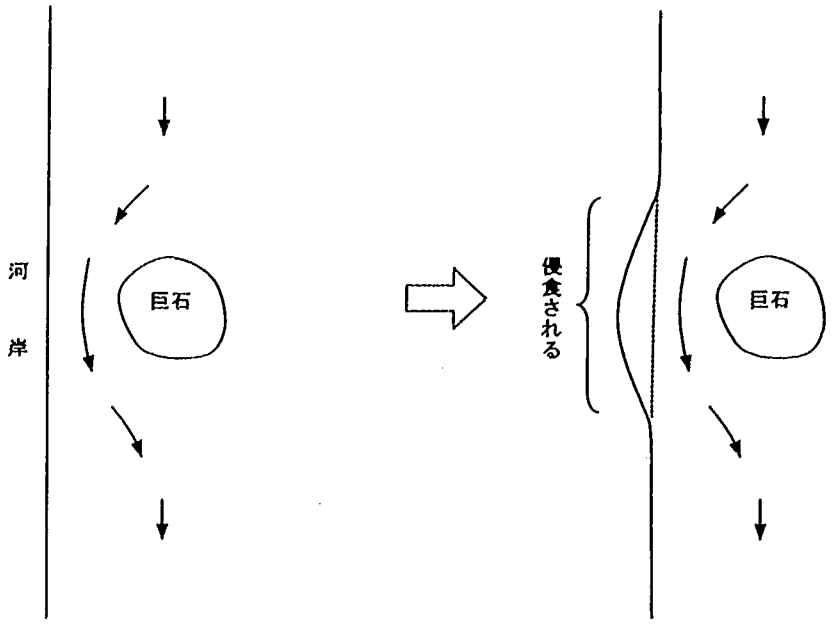
巨石工の敷設範囲と配置は原則的には景観、生態系向上の面から決定するものとするが、疎通能力に及ぼす影響、河岸に作用する流れもチェックし、疎通能力と河岸防御の観点から問題のない範囲と配置に留めなければならない。

＜解　　説＞

疎通能力への影響の評価方法については4.3.1⑥の項を参照のこと。また、河岸の近くに大きな巨石が置かれると、巨石周りの洗掘と相俟って、巨石と河岸との隙間の流れが加速され、河岸防御にとって悪影響が出る場合がある。したがって、基本的には河岸近傍には巨石は置かないか、もしくは河岸に密着して置くようにする。また、河岸が多少侵食されても問題のないところでは、あえて河岸の近傍に巨石を置き、小規模な河岸侵食を誘発して多様な河岸法線を作ることも可能である（図—5.39参照）。

(8) 粒径の設計の基本的な考え方

捨石工・置換工・巨石工に用いる材料およびその粒径は、洪水時に移動しない重さ、大きさを有するものとする。



図—5.39　巨石近傍の河岸侵食

＜解　　説＞

水中に多くの石を群として置いた場合は、石を孤立して置いた場合に比べ個々の石に作用する流体力は小さくなる。これは、群として置いた場合、周辺の石による遮蔽効果が働き、また周辺の石の抵抗により接近流速が小さくなるからである。

このような水理条件の違いに配慮し、それぞれの状態に対応した水理的安定性の検討手法が立案されている。限界状態設計法は孤立する石の安定性検討に適した方法であり、通常状態設計法は群として存在する石に適した方法である。捨石工・置換工を構成する材料は、端部を除きその大部分が群としての存在とみなすことができることから、これの設計には通常状態設計法を適用する。一方、巨石は孤立した存在と見なすことができることから、これの設計には限界状態設計法を適用する。ただし、捨石工・置換工についても特に治水重要度が高い地点では限界状態設計法を利用してもよい。

具体的な計算方法は次のとおりである。

◇捨石工・置換工に用いる材料の粒径の計算方法（通常状態設計法）

捨石工・置換工に用いる材料の粒径 d は次のように決定する。

$$F_s \geq \frac{d \cdot \tau_{*c} \cdot s \cdot g}{\tau_d} \qquad \tau_d = \rho_w \cdot V_0^2 \left\{ 6.0 + 5.75 \log\left(\frac{H}{k_s}\right) \right\}^{-2}$$

$$s = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \qquad k_s \approx d \qquad (5.65)$$

ここに、F_s は安全率、τ_{*c} は材料の無次元限界掃流力、ρ_s、ρ_w はそれぞれ置換工、水の密度、g は重力加速度、τ_d は設計洪水時に置換工上で発生する掃流力、H は水深、V_0 は代表流速、である。なお、τ_{*c} は次式により算出する。

$$\tau_{*c}=k\cdot\tau_{*1} \tag{5.66}$$

ここに、τ_{*1}：岩垣式により求められる無次元限界掃流力、k：Laneの補正係数で、次式で表される。

$$k=\cos\theta_s\sqrt{1-\frac{\tan^2\theta_s}{\tan^2\phi_s}} \tag{5.67}$$

ここに、θ_s：のり勾配、ϕ_s：材料の水中安息角、である。

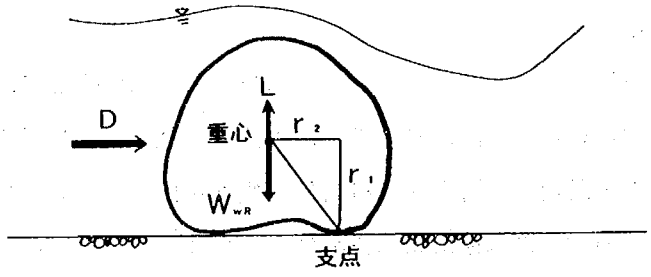
◇巨石に用いる材料の粒径の計算方法（限界状態設計法）

河床材料が礫主体で、巨石まわりに局所洗掘が発生しないと考えられる場合、巨石の安定性はその形状に配慮し図--5.40に示す系のもとで評価する。

$$\frac{(W_{wR}-L)\cdot r_2}{D\cdot r_1}>F_s \tag{5.68}$$

ここに、W_{wR}：巨石の水中重量、D：抗力、L：揚力、r_1・r_2：それぞれ、支点と重心との関係により決まる距離、F_s：安全率（＝2）である。

なお、r_1、r_2を厳密に計測するのは難しく誤差が入りやすいので、計測の際には安全側となるよう留意する必要がある。



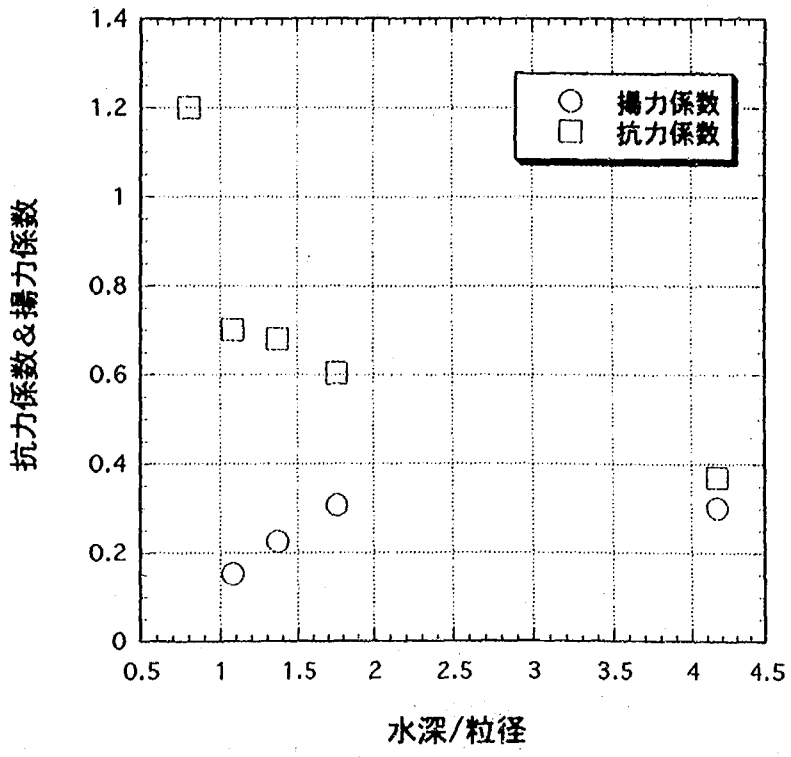
図—5.40　礫上に置かれた巨石

巨石を河道におくと、巨石近傍の水面がくぼむなど、巨石の影響が水面に及ぶ場合がある。このとき、巨石に作用する抗力D、揚力Lは一様流の場合と比べて増大する。図—5.41は水路中に置かれた球体のC_D、C_Lを測定したものを水深粒径比で評価したものである[17]。設計においては設計水深と利用したい巨石の粒径をもとにこの図からC_D、C_Lを読みとる。

5.2.4　のり枠工

(1)　設計の基本的な考え方

のり枠工の設計において検討すべき項目は、のり枠工自体の安定性、のり枠工の形状、のり面侵食保護材、およびのり枠工内に詰める材料の大きさと重量である。



図—5.41　水深が薄い条件下での球体の抗力・揚力係数

＜解　　説＞

本手引き（案）においては、のり枠工はのり枠で設置面を流水から保護するものとし、鏡の部分に置く土や植生土嚢は環境にかかわる機能を持つものであって河岸防御機能はもたさないとしている。

のり面保護の基本的な考え方は、のり枠が剥離域を作り、のり面に直接流水を当てないことでのり面に直接作用するせん断力を弱めようというものである。しかし、剥離域の中にも流れは存在し、それがのり面にせん断力を作用させるので(図—5.42参照)、河道の流速が大きいときにはのり面からの土砂のピックアップを防止できるような構造の保護材の設置が必要となる。

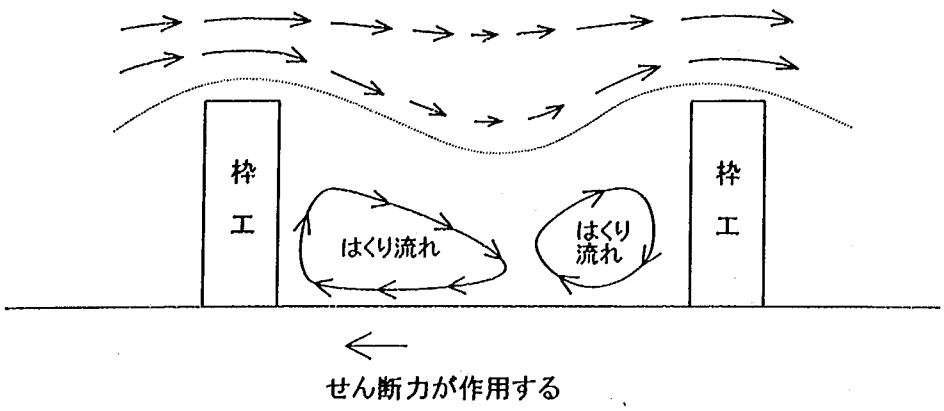
以上のことから、のり枠工の設計項目としては、のり枠自体の安定性、および十分な剥離を作るためののり枠形状、枠の下に置く保護材の諸元が挙げられることになる。なお、鏡に詰める土嚢などは環境設計の対象になるが、脆弱で洪水の度に破壊されるようなことのないよう検証程度の設計が必要と考え、参考としてその水理設計の考え方を示す。

(2)　のり枠工の形状

のり枠工の高さは、のり枠工外部の流れを直接のり面にまで伝えない高さとする。

＜解　　説＞

のり枠工の設計においては、のり枠工とのり枠工内の中詰め材料の治水上の役割分担についてまず考えて



図—5.42　のり枠工内の剥離流れ

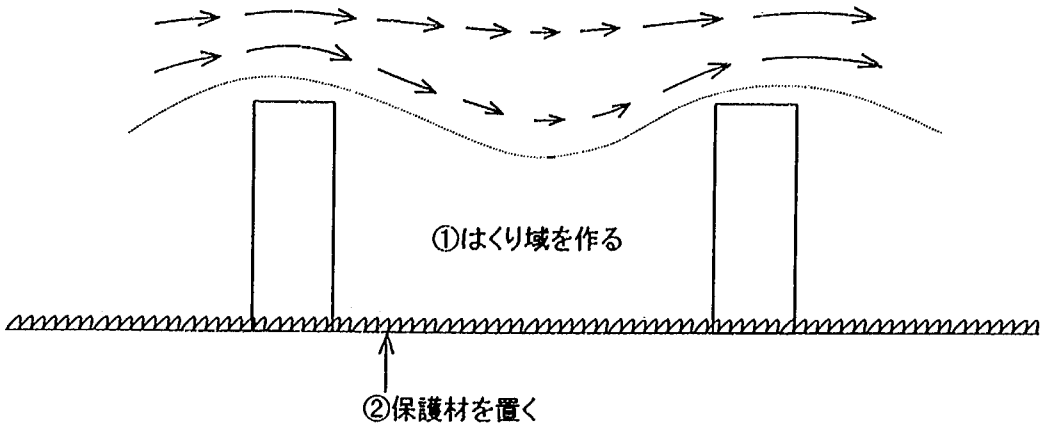
おかなければならない。

中詰め材料が練り石など侵食防止機能を発揮することが期待できるものであれば、のり枠工の形状については大きな自由度が与えられる。しかし、のり枠の詰めものが植生土などの場合には治水機能は期待できない。したがって、仮にのり枠内の詰めものが流体力により飛ばされ、堤防のり面が洪水流にさらされても、のり枠によって堤防のり面に作用する掃流力が堤防の侵食限界以下に抑えられるよう、のり枠工の諸元を設計しておく必要がある。

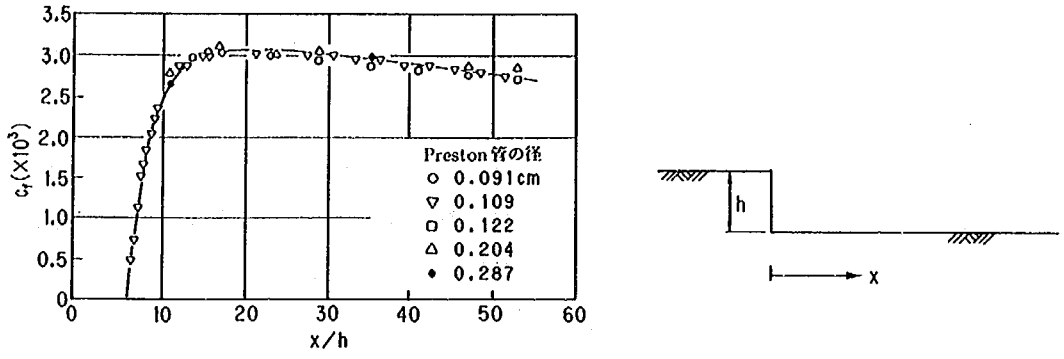
のり枠内に露出した堤防のり面の侵食を防ぐには、図—5.43に示すように、のり枠の高さを高くして、のり枠内に剥離域をつくり、のり面を保護材で覆うことによって対処する。

ある一つののり枠工の中詰め材が飛んでしまった状態では、落差の直後で流線が剥がれて剥離域を形成し、ある程度流下したところで再付着する。のり枠の高さが高く、間隔がせまい場合には再付着しない。再付着現象については、段落ちステップの流れの研究結果を参考にすることにする[18]。図—5.44は再付着後の局所摩擦係数 C_f（$=u_*^2/U_{max}^2$：U_{max} は各位置での最大流速）と落差・流下距離比との関係を示したものである。段落ち部での流れは、段落ち直後には剥離するが落差の約6倍くらいのところまで流下すると再付着する。再付着直後の掃流力は流下するに従い急速に大きくなり、落差の15倍くらいのところで極大となる。しかもこの値は段落ち前の値(x/h が大きい領域での値と一致する)よりも大きくなる。したがって、耐侵食強度が十分でない堤防にとってはこのような掃流力を生む流れに接するのは好ましくなく、のり枠工の設計においては再付着を許さないこと、もしくは再付着後掃流力が大きくなる領域を与えないことが求められる。厳密にはレイノルズ数にもよるが、段落ちから再付着点までの距離はさきに述べたとおり概ね落差の10倍程度では掃流力は大きくならないことから、のり枠工は内径と高さの比を10以内、より安全側に考えれば再付着の起こらない6以内にする必要がある。

仮に再付着を許さなかったとしても、剥離流れが発生し、主流によるものよりも小さいながらもせん断力が発生する。主流の流速が大きければこのせん断力も大きくなる。したがって、主流の流速が大きい場合、のり面の土の耐侵食性が低い場合には図—5.43に示すように保護材を入れる必要がある。この保護材の耐侵食性が高ければ高いほど流速の大きな河川への適用が可能となる。この保護材は、環境に配慮すれば植生の繁茂を許しかつのり面保護効果のある材料を用いることが望ましい。



図—5.43　のり枠工の設計の考え方



図—5.44　段落ち下流での再付着後の流れの局所摩擦係数

(3)　のり枠工の安定性

のり枠工は、流水の作用に対して安定な重量、大きさを有していなければならない。

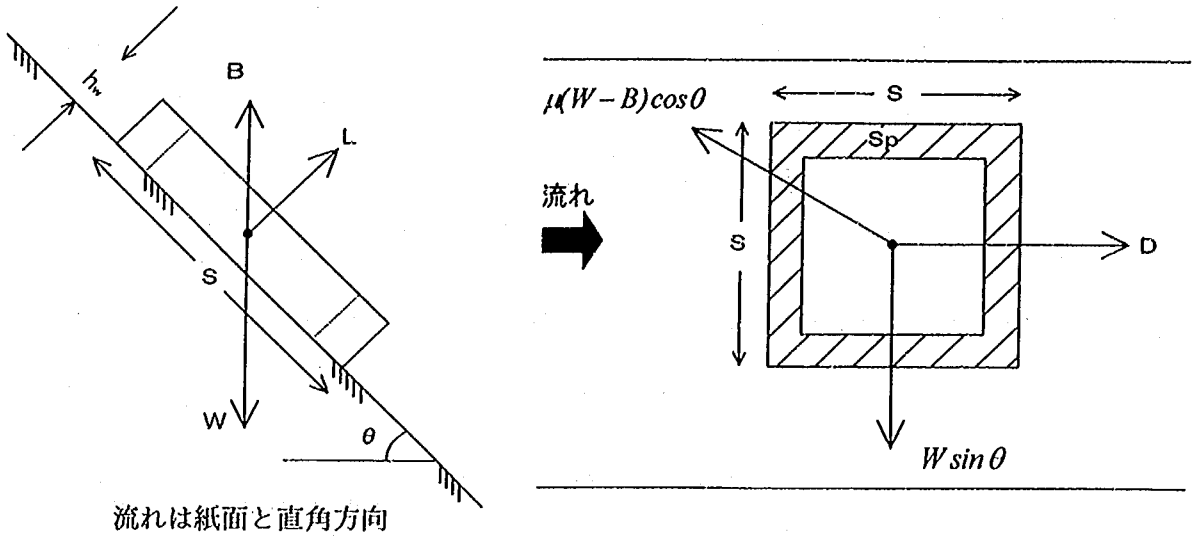
＜解　　説＞

斜面上に置かれたのり枠工に作用する抗力 D、揚力 L、浮力 B、重力 W のつりあい関係は図—5.45のように表される。この場合の設計条件は次式のように表すことができる。

$$F_s \geq \frac{\mu\{(W-B)\cos\theta - L\}}{\sqrt{D^2+\{(W-B)\sin\theta\}^2}} \qquad (5.69)$$

$$D=\frac{1}{2}\cdot C_D\cdot\rho\cdot s\cdot h_w\cdot U^2 \qquad L=\frac{1}{2}\cdot C_L\cdot\rho\cdot S_p\cdot U^2 \qquad (5.70)\ (5.71)$$

$$W=\gamma\cdot V \qquad B=\gamma_w\cdot V \qquad (5.72)\ (5.73)$$

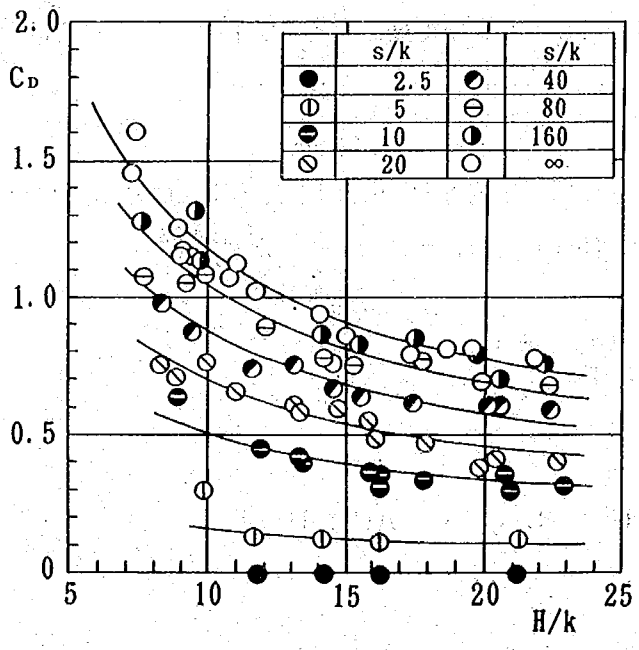


図—5.45　斜面上ののり枠工に作用する力のつりあい

ここに、F_s：安全率、s、h_w、S_p：それぞれのり枠工の一辺の長さ、高さ、投影面積、U：平均流速、V：のり枠工一つの体積、γ：のり枠工の単位体積重量、γ_w：水の単位体積重量、μ：静止摩擦係数、ρ：水の密度、θ：のり勾配、である。この式群を連立してのり枠に必要な体積Vを算出する。このVと、(2)で述べた必要高さHとの関係を満たすようにのり枠の形状を決定する。

C_Dについては、桟粗度を敷き列べたときの平均的な河床抵抗が各桟に作用する抗力の総計に等しいとして換算した図—5.46より求める[2)]。ここに、Hは水深である。

C_Lについては十分な研究成果が得られておらず明確な値は定めることができないが、安全を考え1.0としておく。形状の似たもののC_L値がわかっている場合はこちらを用いる。



図—5.46　のり枠工の抗力係数

(4) 中詰め材の大きさと粒径

中詰め材の大きさ・重量は、必要な安定性を持たねばならない。

<解　　説>

中詰め材は、多くの場合河岸防御機能を担わない。しかし、少々の洪水には耐えられるように設計することも可能である。中詰め材の設計は、基本的には斜面上の限界掃流力の概念を用いればよい。果たすべき機能に応じた超過確率の洪水時に発生するせん断力に斜面の効果を表すLaneの補正係数を乗じた値に対して安定か否かを調べ、その重量および形状を決定する。

5.2.5 片のり枠工

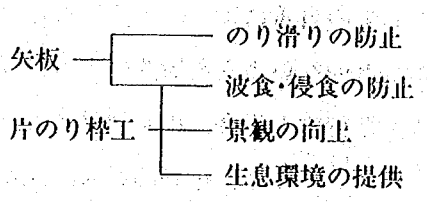
(1) 設計の基本的な考え方

片のり枠工は、のり尻に設置してのり崩れの防止、のり尻での河岸侵食の防止、景観の向上、水生生物への生息環境の提供等の機能を発揮することを期待するものである。

片のり枠工には河岸と片のり枠工との間に矢板を打つ場合と打たない場合があり、それぞれ期待する機能および設計の内容が異なる部分がある。

<解　　説>

片のり枠工の一般的な形状を図—2.7に示す。片のり枠工の基本的な構造は木もしくはコンクリート製のわく内に砕石や玉石を詰めたものである。片のり枠工と河岸との間に矢板を打つ場合と打たない場合があり、それぞれ期待する機能が異なる（図—5.47参照）。



図—5.47　片のり枠工と矢板の機能分担

図中、特に留意しなくてはならないのは、矢板を打たない場合、のり滑りの防止機能が得られないことである。逆に言えばのり滑りの防止を期待する場合には矢板は不可欠になる。

(2) 河床低下への対策

片のり枠工は河床低下や河岸近傍の局所洗掘が進行すると破損・沈下してその機能を逸することがあるので、施工時には吸い出し防止材等を設置するなどして事前に十分な河床低下対策を講じておく必要がある。

＜解　　説＞

片のり枠工は、自重が大きく通常時は安定性が高い工法であるといえる。しかし、ふとんかごのように屈撓性を有していないため、河床低下や河岸近傍の局所洗掘などの基盤の変形に対して脆弱で、転倒、場合によっては中詰め材が飛び出すなどの破壊を被りやすいという欠点がある。

片のり枠工の計画・設計にあたっては、まず敷設予定地点における将来の河床変動を予測することが必要である。洪水時に大規模な局所洗掘の発達が予測されたり河床低下傾向が強い場合などは片のり枠工の維持は困難となるので、別の工法への切り替えを検討するか、河床面に吸い出し防止シート等を置くなどして片のり枠工下の基盤の保護に十分留意しなければならない。

(3) 中詰め材の設計

片のり枠工の中詰め材の粒径は、以下の点に留意し決定するものとする。

①枠から抜け出さないこと

②波食防止機能を期待する場合には、大きすぎる粒径を選択しないこと

③空隙が水生生物の生息場所となり得るので、保全したい生物に適した空隙が得られる材料とすること

＜解　　説＞

片のり枠工は、枠・中詰め材一体としての自重により安定性を得るものであるから、流水の作用もしくは河床変動により中詰め材が抜け落ちることのないような構造にする必要がある。

片のり枠工に河岸侵食防止機能のみを期待する場合、中詰め材の粒径は移動しないことのみを考慮すればよい。なぜなら、片のり枠工が特別に薄くない限り、中詰め材の間隙を通じて輸送される主流速の運動量は微少であると考えられるからである。しかし、波は中詰め材の間隙にも進入しやすいので、河口部や舟行の多いところでは中詰め材の粒径を絞るか間詰材を混合するかなどして波の進入を防止する必要がある。

片のり枠工は、空隙の多い構造であるので、水生生物の格好の生息場所となる。上記の条件を満たした上で、当該地点に生息する水生生物に適した環境の創生にも配慮する必要がある。河岸防御上の条件によりこうした環境の創生が難しい場合には、適切な内径のヒューム管を挿入する方法もある。

(4) 滑動・転倒に関する安定性

片のり枠工は、洪水時に滑動しない構造としなければならない。

＜解　　説＞

縦断方向に連続する片のり枠工に作用する力のつりあいは図—5.48に示すとおりである。片のり枠工近傍で河床変動がなければこの力のつりあい関係をもとに滑動に関する設計条件式を次のように表すことができる。

$$F_s \leq \frac{\mu \cdot (W_{ssu} \cdot V_s + W_{stu} \cdot V_t)}{\tau_{ca} \cdot B_k + \tau_{sw} \cdot L_{ks}} \tag{5.74}$$

ここに、F_s：安全率、W_{ssu}・W_{stu}：それぞれ中詰め材、わく材の単位流下方向長さあたり水中重量、V_s・V_t：それぞれ中詰め材、わく材の単位流下方向長さあたりの体積、μ：静止摩擦係数、τ_{ca}、τ_{sw}：それぞれ片のり枠工天蓋および側壁上に作用するせん断力、B_k、L_{ks}：それぞれ片のり枠工の天端幅および斜面長、である。

τ_{ca} および τ_{sw} の算出法は以下のとおりである。

$$\tau_{ca} = \frac{\rho \cdot V_0^2}{\left(6 + 5.75 \log \frac{h_{ca}}{k_s}\right)^2} \tag{5.75}$$

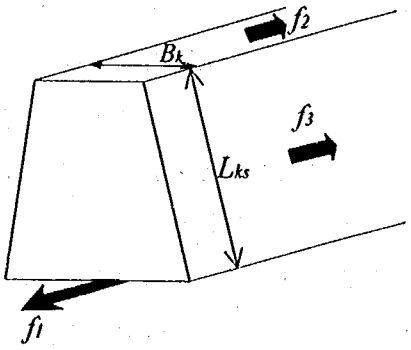
$$\tau_{sw} = \frac{\rho \cdot V_0^2}{\left(6 + 5.75 \log \frac{h_{ca} + H_{kw}/2}{k_s}\right)^2} \tag{5.76}$$

$$k_s = d \tag{5.77}$$

ここに、k_s：相当粗度、d：中詰め材の粒径、h_{ca}：片のり枠工の天端上の水深、H_{kw}：片のり枠工の高さ、V_0：代表流速、である。

なお、流水の一部が片のり枠工内部を通過するような上流端では中詰め材に揚力が作用する場合があるので、中詰め材の粒径を増したり、片のり枠工内に流れが進入しないよう上流河岸とのすりつけをなめらかにするなどの留意が必要である。

$$f_1 = \mu\left(W_{ssu} \cdot V_s + W_{stu} \cdot V_t\right)$$
$$f_2 = \tau_{ca} \cdot B_k$$
$$f_3 = \tau_{sw} \cdot L_{ks}$$



図—5.48

5.2.6 覆土

(1) 設計の基本的な考え方

覆土の設計に際しては、求められる機能、供用期間、使用材料、表面被覆の有無、費用の関係を総合的に捉え、設計コンセプトを立てる必要がある。

＜解　　説＞

覆土は、基本的には河岸防御機能を担う既設護岸の上に施工し、もっぱら環境創出・復元機能や景観向上機能を担うものであるから、河岸防御機能については、この機能を担う構造物のように計画高水位以下の水位の流水の通常の作用に対して安定でなくてはならないといった明確な設計目標がない。そもそも、覆土自体にそのレベルの河岸防御機能を求めることには、相当の無理が伴い、多くの場合現実的でない。そのため、設置される場所の状況に応じて覆土に求められる河岸防御機能以外の機能、それが発揮されると期待される期間（以後、「期待供用年数」と呼ぶ）、構造、費用等の関係を総合して、その設計コンセプトを決めなければならない。ここで、所定の機能を発揮すると期待される期間（期待供用年数）を検討する過程で、覆土の流水に対する安定性が間接的に配慮され、許容できない不経済かつ不合理な設計は除外されるはずである。覆土の分類と構造、期待供用年数の関係については、以下の(2)を参照のこと。

(2) 覆土の分類

覆土は、(1)原表土利用型、(2)張芝遷移型、(3)張芝維持型、(4)表面補強型、(5)間詰型、(6)単純盛土型、の６つのタイプに分類できる。

＜解　　説＞

近年の覆土の施工実績からすると、覆土は(1)原表土利用型、(2)張芝遷移型、(3)張芝維持型、(4)表面補強型、(5)間詰型、(6)単純盛土型の６つのタイプに分類できると考えられる。それぞれの形式の基本的な設計思想および構造は以下の通りである。

１）原表土利用型

覆土は護岸施工前後で生態系に及ぼすインパクトを最小限に留めるための工法であると位置づけるものである。この思想のもとでは覆土に再生する植物やそこに集まる動物は工事前のそれと同じでなければならないとされる。したがって、このタイプの覆土材料には元植生の根、種子や地中で生活する小動物を含んでいると考えられる護岸施工前の表土が用いられる。この場合、比較的短期間に原植生が回復し、耐侵食力も回復すると考えられることから、洪水流に対しては特別な対策はなされない。

盛土は一般に高水敷土よりも締め固め度は緩い。加えて表面が様々な植生の混成状態であれば、耐侵食性はさほど高くないので、このようなタイプの覆土は高水敷よりも耐侵食強度は低いと考えてよい。したがって、その適用範囲は限られ、概ねセグメント２－２より下流での適用がふさわしい。

2）張芝遷移型

耐侵食性が高いことが知られている芝を積極的に導入することによって、施工直後の覆土に多少の耐力を持たせ、圧密等で多少盛土が締め固まり強度が増加してからは植生の自然な遷移により原植生の回復を期するものである。このタイプの覆土は、一般的に既設護岸の上に緩勾配で盛土し、その表面に張芝がなされるという形状をなす。ただし芝は浸水頻度が高いと繁茂できないため、多くの場合平水位より下については石張・ブロック張護岸がなされる。より高い耐侵食性を得ようとする場合にはのり枠工等による補強がなされることもある。

耐侵食性に関する1）との違いは、芝が元植生に遷移してしまう数年程度の間は1）よりも耐侵食性が高い状態を保てること、すなわち期待共用年数を大きくとれることである。したがって、河道設計上覆土の期待共用年数を大きくとる必要があるときに選択されるべき型であるといえる。

3）張芝維持型

これは、施工方法、構造等は2）と同じであるが、草刈り等の管理を密に行い遷移を許さないものである。芝の状態が保たれるので高い耐侵食強度を永続的に保てる点が特徴的である。ただし、遷移を防ぐには大変な管理作業が必要であるから、景観等の面からどうしても通常の護岸の建設が許されず、かつ比較的高い耐侵食強度を長期に渡って保たねばならないところなど、やや特殊な地点で適用すべき型であり、通常の地点ではふさわしくない。

4）表面補強型

覆土の表面に玉石・砕石等を置いて耐侵食性を増加させる方法である。表面の補強材としては玉石、砕石等の他にも、水理機能が明確にされれば侵食防止シート等の利用も将来的には可能となるものと考えられる。

この方法は、表面を補強する材料を水理量に合わせて選択することにより期待供用年数を調節可能である。この特徴は4つの分類のうち、この型だけが持つ特徴である。しかし、景観や費用の面からいかなる補強材を選べるわけではないので適用範囲にも限りがある。具体的にはセグメント1では強度が不足し、逆にセグメント3では景観的に不自然である。

5）間詰型

ふとんかご等の間隙に土を詰めて植生の再生を促すもので、粘着性土を客土したものがよく用いられる。間詰土は流水の作用を受けても抜け落ちることはかなりまれである。したがって、期待共用年数はかなり高い。適用範囲も広く、かご工の維持が可能な範囲ではあらゆる場所で維持可能であると考えられる。

6）単純盛土型

単に工事発生土や河岸土、河床材料を盛土したものである。したがって期待共用年数はすべての覆土の中で最も低い。施工直後に洪水にさらされ、流出して共用年数0年で終わることも十分にあり得るが、植生が繁茂して1）や2）のタイプとほとんど同様なものに自然と移行する場合もある。

第4編第4章「覆土の適用範囲に関する調査」に示したとおり、下流のセグメントでは多少期待共用年数は大きくなるものの、いずれにせよ期待共用年数はかなり小さく、流出覚悟で設置しなければなら

ない。

(3) 表面に植生を有する覆土の耐侵食強度（参考）

覆土の表面に植生を有する場合、耐侵食強度は飛躍的に向上する。しかし、植生が根付くまでは強度が期待できないので、補強するなどの工夫が必要である。

＜解　　説＞

原表土利用型、張芝遷移型、張芝維持型の耐侵食強度については、盛土の締固め度合いが異なるのでそのまま適用できないが、第３編に示した表面に植生を有する河岸土の耐侵食実験結果が参考となるので参照されたい。

なお、植生が十分に繁茂し根付くまでの間は十分な耐侵食強度が得られないので注意が必要である。

(4) 非粘着性土を用いた覆土の耐侵食強度

覆土材料に非粘着性土を用いる場合、材料の安定性は覆土の法面の法尻での掃流力と覆土材料の限界掃流力の大小によって判断する。

＜解　　説＞

表面補強型覆土、単純盛土型覆土の設計、強度評価には以下に示す限界掃流力の概念が適用できることが、第３章　多自然型河岸防御工の洪水時挙動分析、に示した研究で確認されている。

覆土の材料の限界掃流力（斜面の効果を考慮したもの）を覆土ののり尻での掃流力 τ_d が上回った場合に覆土は流出する。

τ_d は次式により求める。

$$\tau_d = \rho \cdot g \cdot h_d \cdot I_e \qquad (5.78)$$

ここに、ρ：水の密度、g：重力加速度、h_d：覆土ののり面の法尻での水深、I_e：エネルギ勾配、である。

覆土の限界掃流力については岩垣式で求めた値に Lane の補正係数を乗じて求めるものとする。

(5) 粘着性土を用いた覆土の耐侵食強度

覆土に粘着性土を客土して用いる場合、その強度特性は十分に明らかにされていないので、当面は期待共用年数の低いところに設置するか、間詰として利用する。

＜解　　説＞

第２編に述べたように、粘着性を有した高水敷土の耐侵食特性については、引っ張り試験を行うことによってある程度推定可能である。しかし、覆土の場合は締め固め度が高水敷土とはかなり異なり、この研究結果をそのまま適用するには問題がある。したがって、当面は粘着性土は期待供用年数の低いところに設置するか、ふとんかご等の間詰として利用する。特に、間詰として利用した場合は、少々の洪水では抜け落ちることがないので植生の再生には有効な手法となる。

5.2.7　高水敷切り欠き

(1)　設計の基本的な考え方

淀みが形成されるなどして流れの多様化をもたらし水生生物の生育に好ましい環境を作ることをねらって、高水敷の平面形状を図―2.9に示すように一部切り欠き形状にすることがある。この高水敷切り欠き平面形状の水理設計にあたっては、洪水時、切り欠きがあることによる河道への影響および切り欠き自身の維持に留意する必要がある。

＜解　　説＞

ワンドに代表される高水敷切り欠きは、平水時には水生生物の生育に適した環境を創出する。また、洪水時には魚の避難場所となる。しかし、水理的には局所的な水位上昇を招く恐れがあること、それ自身の安定性に問題があることなど、設計時に十分検討しておかなければならない課題もある。

水位上昇の問題については、水理設計上次のように考える。切り欠きはそもそも淀みを作って環境を創出するものであるから、洪水時には水位上昇はさけることはできない現象である。しかし、水位上昇は切り欠き近傍に限られる現象であることから、水理設計の考え方としては水位上昇量を抑えるのではなく、切り欠き近傍での水位上昇が河道全体の治水安全度を下げないような配置を考えることとする。

切り欠き自身の安定性については、切り欠き自体の形状が多岐に渡るため、形状に応じて本書に紹介した様々な工法に対する設計法や参考となる研究成果を応用するなどして設計を行う必要がある。

(2)　切り欠きの配置

切り欠き付近には局所的に水位上昇が起こる。切り欠きの設置は、この局所的な水位上昇が河道の治水機能に支障を与えないように行うものとする。

＜解　　説＞

高水敷にワンドのような切り欠きがあると、切り欠き付近で局所的に水位上昇が起こる。水位上昇は局所的であるのでこの局所的な水位上昇が堤防に及ばないようにすることが水理設計の基本的な考え方となる。宇多ほか（1995）[18]は、切り欠きの縦断方向長さが高水敷水深の20倍以上ある場合、堤防近傍での水位上昇

を防ぐためには切り欠きと堤防の距離を水深の10倍以上離すことを推奨している。

(3) 維持についての留意事項

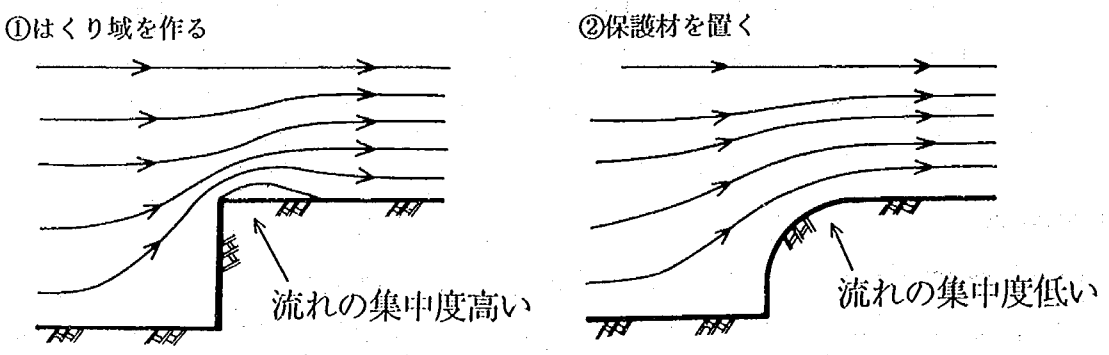
> 切り欠き平面形状を持つ高水敷には、その形状の複雑さから、洪水時に局所的に大きな掃流力が作用する可能性が高いので、予想される侵食等に対し必要な措置を講じる。
>
> また、切り欠き形状部分の流水は、洪水時・平水時を問わず、その周囲の流れと流速・流況に大きな差があるため、種々の材料が堆積しやすい環境にある。このような堆積が、切り欠き平面形状の機能保持のための維持管理労力に与える影響をあらかじめ考慮することが望ましい。

<参　　考>

切り欠きの形状は多様であるため、自身の維持に関する設計は、その形状に応じて本書に述べた別の工法の設計法や関連する研究成果を利用して行わなければならない。しかし、詳細構造においてはあらゆる形状に共通の留意事項もあるのでここに参考として述べることにする。

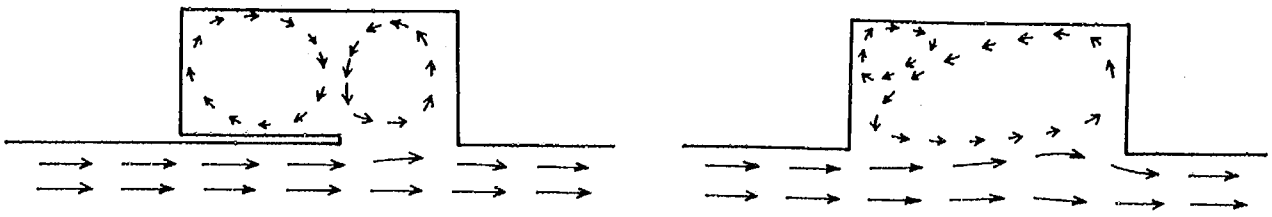
図—5.49に流下方向～鉛直断面で見た切り欠きの例を示す。図—5.49(a)のように角張っているとことがあるとそこで流れの集中が発生し、せん断力も大きくあるので構造上の弱点となる。(b)のように丸みを持たせるとこれらの現象は若干緩和される。しかし、他の箇所と比べ流れの集中度やせん断力の増大は依然として残るので、ブロックや自然石を置くなど構造上の工夫が必要である。なお、切り欠きの端部については、平常時に人が落ちないようにするなど管理上の配慮も必要となる。

丸みを持たせるだけではなく、全体として緩勾配にしたほうがいっそう流れの集中が緩和される。しかし、過度な緩勾配化は切り欠き内へ主流を引き込み易くなり、洪水時における魚の避難場所としての役割を失うおそれがあるので注意する必要がある。



図—5.49　段落ち下流の再付着後の流れの局所摩擦係数

図—5.50に平面的に見た切り欠きの例を示す。(a)に示すように切り欠きの入り口が広いと渦が生じ、低水路内の流れが切り欠き内に引き込まれる。これに伴い低水路の流砂もこれに伴い進入し、掃流砂および浮遊砂の一部が堆積する。(b)のように入り口が狭いと低水路内の流れの進入は防ぐものの、切り欠き内の河床に作用するせん断力が減少するので、浮遊形態で輸送されてきた流砂が堆積しやすくなり、結果としてウオッ



図—5.50　ワンド内の剝離内流れ

シュロードや浮遊砂の一部を堆積させるようになる。切り欠き内での生育を予定している水生生物が好む底質材料や、将来のメンテナンスを考慮しつつ切り欠きの形状を決定する必要がある。特に平面形状が図—5.50のように角張っていると隅角部で土砂・ヘドロの堆積や水質の悪化が顕著となるおそれがある。

5.2.8　水制[20)]

(1)　総則

> 多自然型川づくりにおける水制は、多様な機能を有する。その水理設計においては、担うべき機能、機能を発揮すべき（設計の対象とすべき）流量規模、それ自身の安定性を総合的かつ合理的に捉えることによってその構造を決定しなければならない。

＜解　　説＞

◇多自然型川づくりにおける水制の機能

従来型の水制は、洪水時に水をはね流況を調節したり近傍の流速を減速して河岸を守ったり、土砂の堆積を促して高水敷を形成したり、河積を狭めて土砂堆積を防止することによって航路を維持するために設置されることが主であった。

多自然型川づくりにおいては、水制にはこうした従来の機能に加え、さらに多様な機能、特に従来型の水制ではあまり意識されなかった平水時における機能が要求される。しかも、水制を設置する地点における川づくりのコンセプトによっては、こうした機能のうち複数の機能を水制に要求する場合もある。

多自然型川づくりにおける水制の機能は多様でありすべてを挙げられないが、主たるものとしては次の4つを挙げることができる。

①流速の低減・水はね

洪水時、水制近傍の流速を低減し、護岸等に作用する流体力を軽減する。

②土砂の堆積

洪水時および小出水時に運搬される土砂の堆積を促進し、高水敷の形成を促す。

③流れの多様化

平常時、淀みや流速の遅い場を作って生物の生育に適した多様な流れを創出する。また、洪水時には魚等の避難場所となる。

④景観の向上

水制の配置、材質、色、植生の繁茂等に工夫すれば、元の景観を壊さないばかりかさらにすぐれた景観を創出することも可能である。

◇水制の設計のフロー

多自然型川づくりにおける水制の設計は、大きく2段階に分けられる。第一段階は上記の機能を計画どおりに発揮させるための水制の諸元・配置方法の決定であり、これを機能設計と呼ぶことにする。第二段階は洪水時において水制自身の安定性を確保するための水制の詳細構造の決定であり、これを安定設計と呼ぶことにする。

◇機能を発揮させるべき流量規模

上記の機能を発揮する場の条件、すなわち流量規模は設計コンセプト（要求される機能、設計対象地点の特性等によって変わる）ごとに異なる。水理設計においてはこの点に十分留意しなければならない。

機能と設計外力の規模との関係については、上記のとおり設計コンセプトごとに変わるので一概には表現できない。しかし、何らかの目安があったほうが設計コンセプトの設定は容易であり、結果として質の高いものができあがると期待されるので、とりあえず参考として最も一般的な考えかたを以下に提示する。

水はね機能、流速の低減機能については、大洪水時に堤防・河岸等にかかる負担を軽減することが主たる目標である。したがって、この機能はH.W.L.以下の水位条件下でかつ堤防等にとって最も負担のかかる条件下で発揮されるべきである。なお、多くの場合堤防等に最も負担のかかる流量条件は計画高水流量時であるが、河床の抵抗特性によってはH.W.L.以下の洪水時に最大流速が発生する場合があるので注意を要する。

土砂の堆積現象は、様々な流量のもとで発生しうると考えられる現象である。土砂移動量と洪水規模との関係等については河川ごとに差異があると考えられるが、一般的には発生頻度の高い中小洪水が設計対象の目安となろう。

流れの多様化機能については、水生生物の生活のほとんど全ての時間を占める平水時を設計対象にする必要がある。ただし、特定種の保護を目的とした場合には平水時とは限らない場合もあり得る。

景観の向上機能については平水時を対象としてよい。

◇機能設計

水制の担うべき機能が決定したら、機能設計、すなわち機能を発揮するための水制諸元の設計を行う。複数の機能を担う場合、機能設計はそれぞれの機能ごとに定まる洪水規模ごとに実施する。

◇安定設計

水制自身が洪水中に壊れないために安定設計を行う。このとき特に留意しなければならない点は、複数の機能を担う水制の設計対象洪水規模を、それぞれの機能ごとに定まる洪水規模のなかで最大のものとする点である。

以上が水理設計の流れであるが、完成した水制の景観が異様なものであったり、建設費用が著しく高い場合については設計のバランスに問題があると考えられるので、適当な段階に立ち返って設計をやり直す必要がある。

(2) 流速の低減効果（参考）

水制の流速低減効果については、4－3－1と同様の方法で評価する。

(3) 土砂堆積効果（参考）

水制の土砂堆積効果は河道の特性や水制の構造によって大きく変化するので、設計に際してはこの点に留意しなければならない。

＜解　　説＞

水制に土砂の堆積効果があることはこれまでの調査・研究により知られているが、土砂堆積速度や位置についての定量的な設計法を確立するには至っていない。ここでは定性的ではあるが、これまで得られた知見をもとに、セグメントごとに土砂の堆積を促す水制の構造や配置法について述べることにする。

①セグメント1

越流型水制を河道法線に対し直角に配置した場合には、土砂の堆積効果はほとんど見られない。水制の先端を上流側に向ければ水制域に土砂を引き込むことが原理的には可能であるが、水制先端での洗掘が激しくなり水制自体の維持が困難である。

②セグメント2－1

このセグメントではセグメント1に比べ水制間に土砂を貯めやすい条件にある。しかし、水制間では水制により生じる乱れの作用により砂がピックアップされやすい条件にあるので、意図したとおりに土砂が堆積し、高水敷化するとは限らない。高水敷化のためにはある程度大きな粒径の河床材料が堆積し、冠水頻度が減少して植生が繁茂し、洪水時に砂を堆積しやすくするというプロセスが必要であろう。一方、水はね効果、流速低減効果についてはセグメント1と同様に十分期待が持てる。

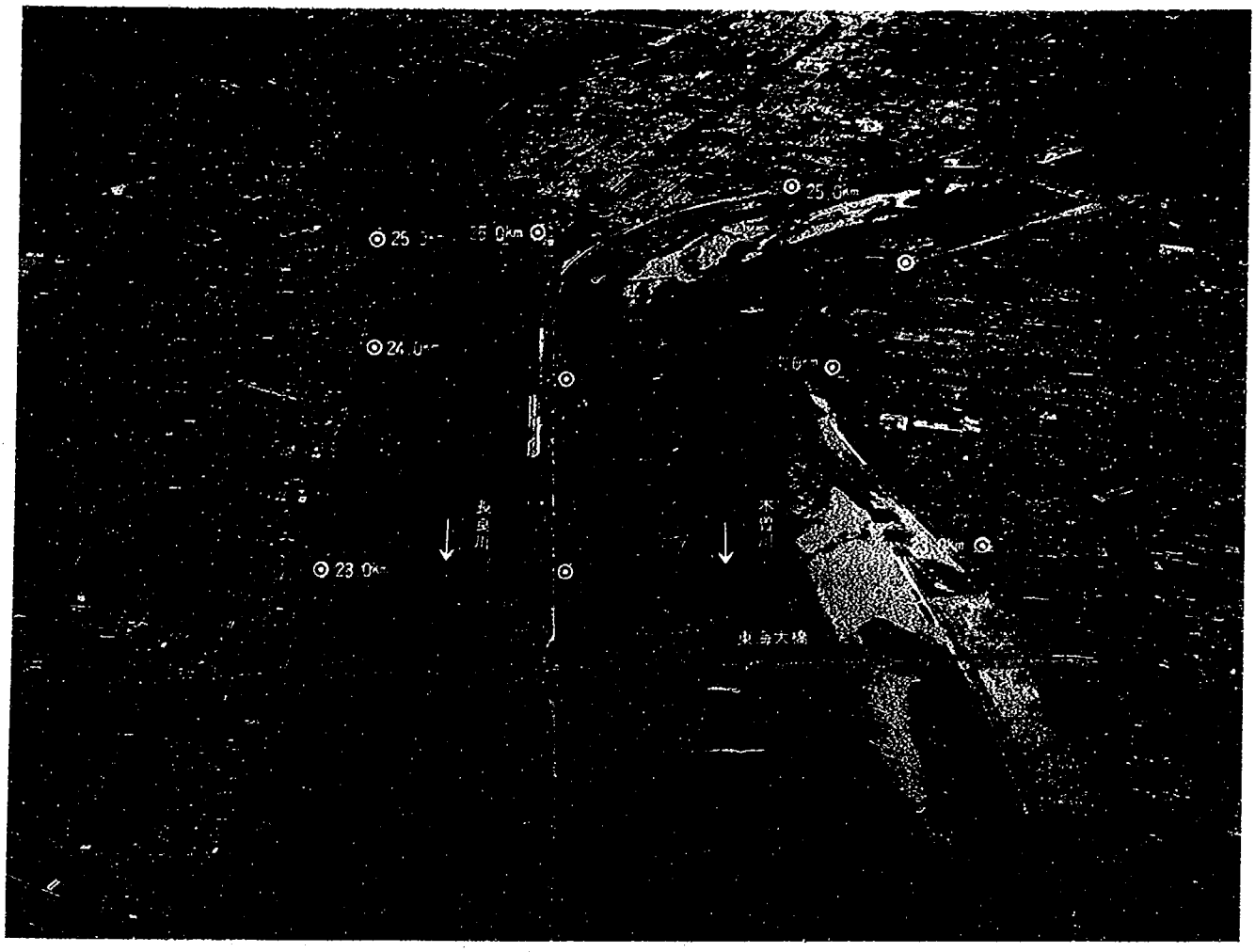
③セグメント2－2

このセグメントでは大洪水時に河床材料が浮遊し、水制域に輸送されるとその一部が堆積する。横断面的に見たとき、低水路の流れは河岸に近づくにつれ水制上の遅い流れと次第に混合し、掃流力を弱める。低水路では濃度の高かった浮遊砂も河岸に近づくにつれ次第に濃度を低下させ、その分水制域に堆積することになる。したがって、水制上で浮遊限界となる点を中心に堆積が進むことになる。図—5.51に示すように、木曽川の著名なケレップ水制は横断方向にかなり長いので、堆積の中心位置が水制の先端に近いところで発生しており自然なワンドを形成しているところもある。

また、河床低下の著しい河道においては、水際においた水制は、水制間の河床を維持する効果が期待できるものと考えられる。

④セグメント3

このセグメントではもともと洪水時の河岸侵食作用が小さいので水制を必要とした事例が少なく、し



図—5.51　ケレップ水制(木曽川)

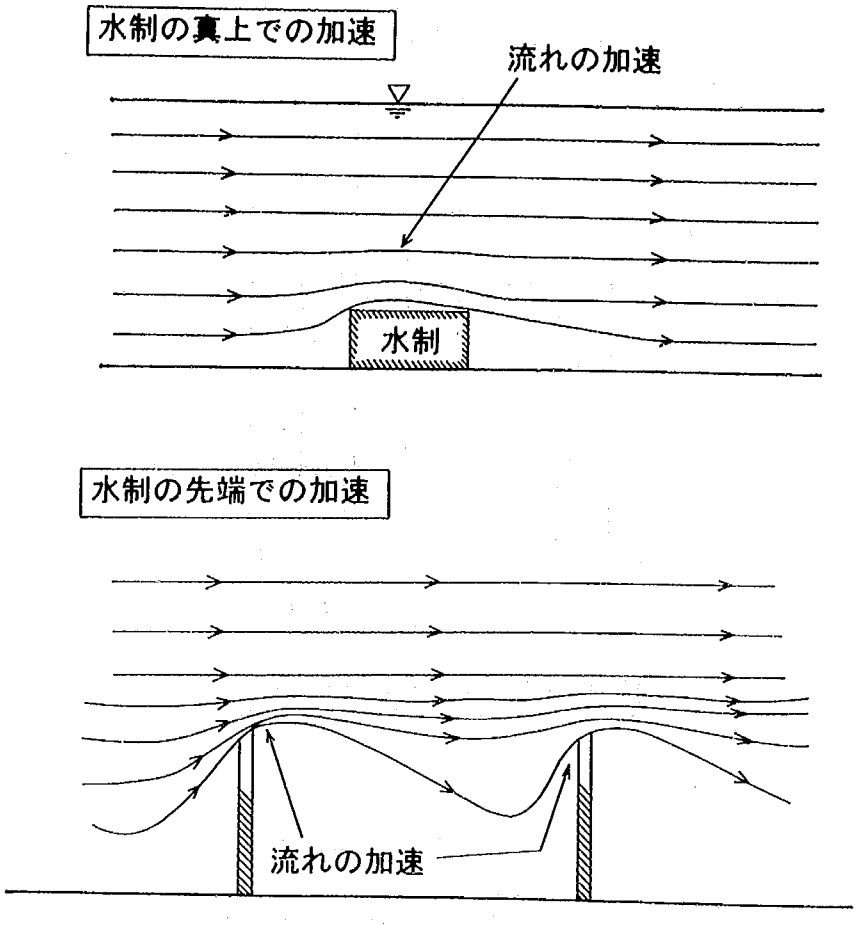
たがって土砂の堆積効果の大小については明確ではない。ただし、運搬される河床材料の粒径が小さく小規模な乱れによっても浮遊しやすいので、水制のように比較的大きいスケールの乱れを発生させる構造物の周辺では大規模な堆積は発生しないものと推定される。

(4)　個々の水制の近傍での流速の加速度合の評価（参考）

> 個々の水制のごく近傍では流線の集中により流速が増大するので、水制の安定設計を行う場合にはこれを適切に見込む必要がある。

＜解　　説＞

個々の水制のごく近傍の流れに注目した場合、その形状の影響により流線が曲げられ流速が局所的に増大する。簡単のために縦断方向および水平方向に分けて考えると、図—5.52に示すように縦断方向には水制の直上での加速、水平方向には水制の先端部での加速がある。これらの評価を厳密に行うのはかなり難しいが、近似値を求めることができる次のような手法があるのでここに参考として紹介する。



図—5.52　水制近傍の流れの加速

◇縦断方向の加速

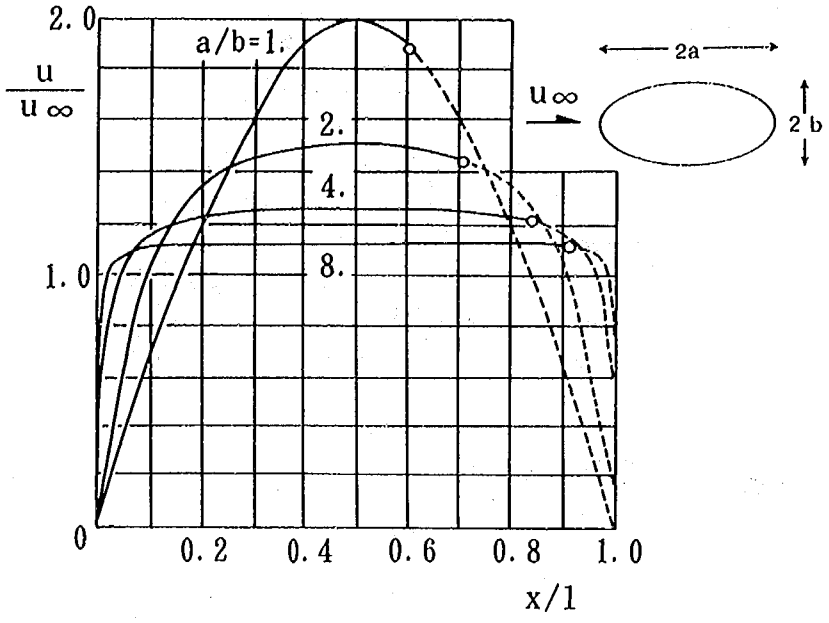
水制の断面形上は楕円もしくはそれに準じると前提する。縦断方向の流速の加速については、次に示すポテンシャル流理論を用いて求める。水制近傍の流れは、一様流中に円柱を置いた場合の流れと同等と考えられる。ここに二次元のポテンシャル流れを仮定し、ダブレットをおけばこの流れを近似できる。また、写像変換を行えば、式(5.79)に示すようにこれを楕円柱をおいた場合にも対応させることができる。

$$q=\frac{U(1+t)\sin\theta}{\sqrt{\sin^2\theta+t^2\cos^2\theta}} \tag{5.79}$$

ここに、t：楕円の長径と短径の比、U：無限遠での一様流速(接近流速)、q：水制表面上の座標 θ の点での局所流速と一様流速Uとの比、である。図—5.53は、楕円柱表面に沿った流速と一様流速の比qと θ との関係を示したものであり、円柱の場合の最大値は最頂部で2であることがわかる。現実の流れは粘性の作用により図—5.53とは若干異なるが、その差異は小さいことが経験的に知られている。

◇平面方向の加速

土屋・石崎[21]は水路実験での研究結果から平面方向の加速、すなわち水制先端での流速の加速度合を次式で表現している。



図—5.53　楕円まわりの2次元ポテンシャル流れ

$$q=4.8\cdot F_{r0}^{2/3} \tag{5.80}$$

ここに、q：水制先端の最大単位幅流量と一様流域での単位幅流量の比、F_{r0}：一様流のフルード数である。

(5) 石出し水制の材料粒径の決定法（参考）

石出し水制の材料の粒径は、縦断方向の流速の加速、平面方向の流速の加速を加味した上でなおかつ安定なものを選ばなければならない。

<参　　考>

5.2.8(4)に述べたように、石出し水制の最頂部および先端部では流速の加速が起こる。水制の建設に用いる材料はこの流速に対して安定でなくてはならない。なお、水制の先端および最頂部のみ粒径を大きくする方法もあるが、材料の粒径を場所によって変えるのは施工上難しいことから、すべての材料を最大流速発生地点で安定な粒径とする。

設計の手順は次の通りである。まず、縦断方向流速の加速度合を調べる。水制の断面形状を楕円と仮定し長径と短径の比を求め、図—5.53に参照して最大流速比 $\alpha=u/u_\infty$ を求める。

次に式(5.81)より石出し水制最頂部の流速 V_{gl} を求める。

$$V_{gl}=\alpha\cdot U_d \tag{5.81}$$

ここに、u_d は水制上の流速（計算方法については2－3－1参照）、である。

次に平面方向の流速の加速度合を調べる。前記(4)に示した方法でqを求め、次式により水制先端の流速V_{g2}を求める。

$$V_{g2}=q\cdot u_0 \tag{5.82}$$

設計流速V_gは次式により求める。

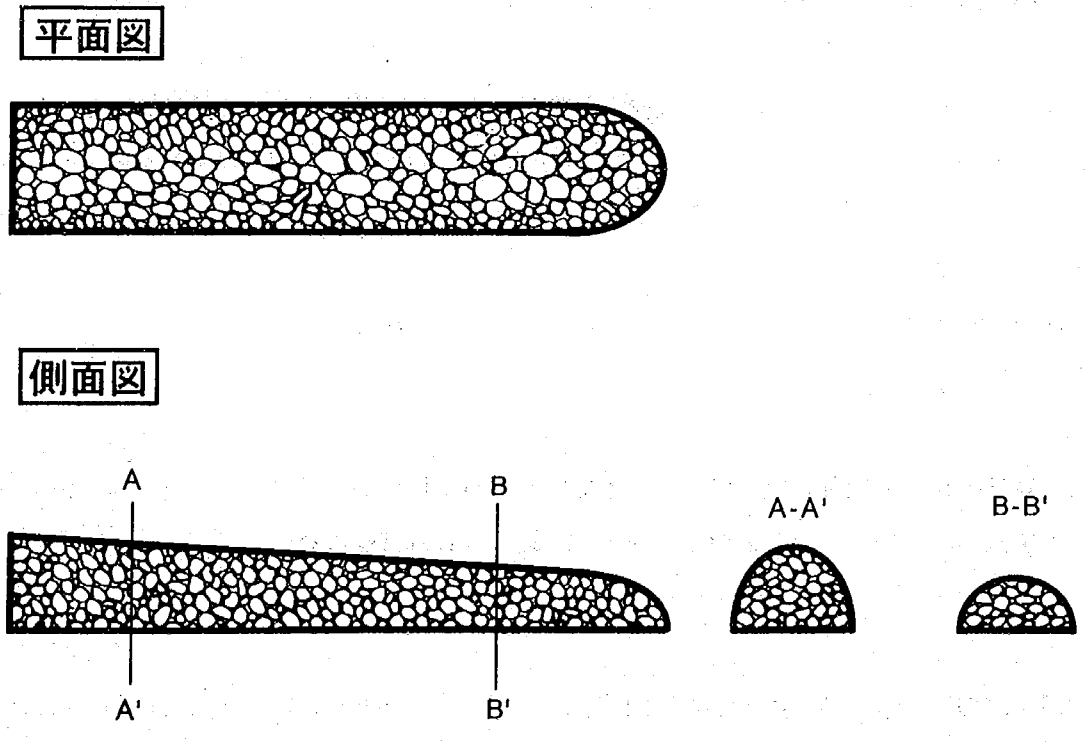
$$V_g=\max[V_{g1}, V_{g2}] \tag{5.83}$$

石出し水制に用いる石の粒径dは式(5.84)により求める。

$$d\geq F_s\cdot\frac{0.05\cdot\tau_d}{\rho_s\cdot s\cdot g} \tag{5.84}$$

ここに、F_s：安全率、ρ_s：石の密度、τ_d：設計せん断力、s：石の水中比重、である。

なお、水制の先端付近では、平面的な流線の集中に水制の断面形状による鉛直的な集中が加わるので、式(5.83)では過小評価になる場合が起こりうる。よって、先端付近では、(1)大きめの材料を設置する、(2)材料のかみ合わせに配慮し、水制表面の凹凸を極力減らす、(3)セメントペースト等を利用し材料間の連結を図る、(4)水制の断面形を先端に行くに従いつぶれた形にして鉛直的な流線の集中を緩和させる(図—5.54参照)、等の工夫を行う。



図—5.54　水制の断面形状の一例

5.2.9　土羽の土質的安定性に関する留意事項

1）河岸土の自重と間隙水圧の考慮のポイント

多自然型河岸防御工の建設に際し、工事発生土を利用したり、緩勾配化を図って盛土を多用すると、洪水時に強度低下を引き起こすことがあるので留意する必要がある。

<解　　説>

従来型の河岸防御工は、河道拡幅を行ったあとの切土面の処理、河岸侵食などの災害が発生したあとの復旧として設置されること、すなわち切土面に設置されることが多かった。ところが、多自然型河岸防御工の場合、しばしば緩勾配化・アンジュレーションの付加がなされ、それに伴いほぐした河岸土等による盛土が利用されることが多い。ところが、盛土は河岸土に比べ圧密の程度がゆるく、飽和時には著しく強度が低下して変形・破壊に至りやすいので、締固めは特に慎重に行うとともに、地点の重要度によっては薬液固化についても検討する必要があると考えられる。

2）土羽の土質的安定性評価

表面に大規模なのり枠工、石積み等を施工する場合は、すべり破壊に対して不利になるので、条件によってはすべり計算を実施し土羽の土質的安定性について評価する。

<解　　説>

多自然型河岸防御工は、のり面にのり枠工、自然石など比較的重量のあるものが置かれることが多い。このとき、すべり破壊に対して不利となる。河川におけるすべり破壊については次のようなことが言える。河岸が互層になっているところでせん断強度の弱い土層内にすべり面が形成されて発生するものが多く、逆に河岸の高さが数ｍオーダーであって弱点となる土層がないようなところではすべり破壊は発生しにくいと考えられる。したがって、対象河川に過去発生したすべり破壊の頻度を調べれば、すべり破壊に対してどの程度警戒すべきかを推定できる。

すべり破壊の評価法についてはビショップ法、修正ビショップ法などがある。

3）参考１（杭打設の効果）

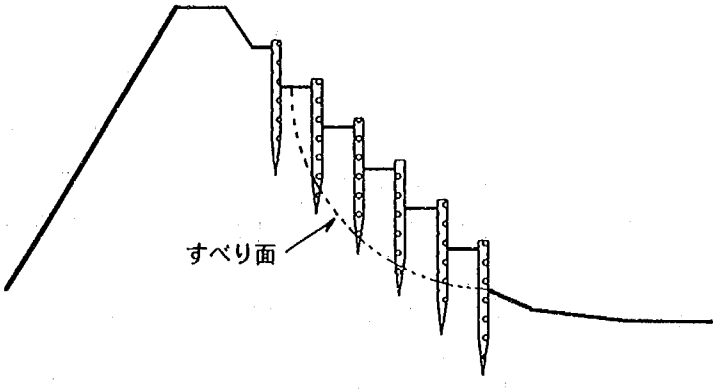
杭の打設はのり面の補強となる場合と弱体化をもたらす場合があるので、土質強度、想定されるすべり面の位置等について十分に把握したうえで計画しなければならない。

<解　　説>

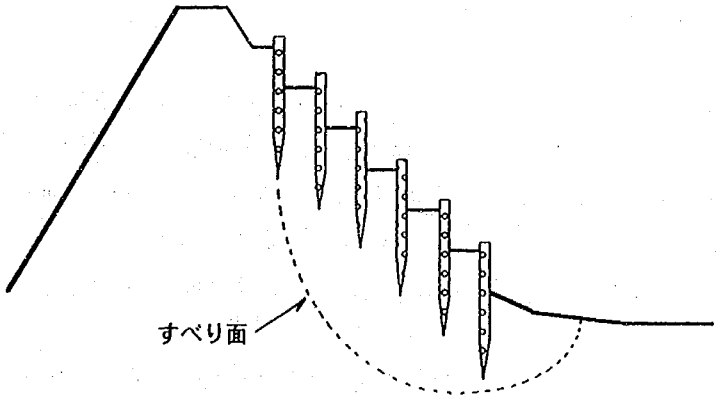
多自然型河岸防御工における杭の本来の役割は、柵工としてのり面を複数の平場に分割することによって、平場に置く玉石等ののり面保護材料の限界掃流力を軽減することにある。ところが、杭には以下に示すようにのり面の強度に影響を与える副次的な効果がある。すなわち、河岸土が互層構造を成しており、かつ強度

的に弱い土層を含んでいる場合、図—5.55(a)に示すようにこの層を貫通するように杭を打設すれば補強効果を発揮することになる。逆に杭を流下方向に密に設置した場合、杭群の打設面では杭と土との間に粘着力は作用しないと考えられるのでせん断強度は低下する。図—5.55(b)に示すように、杭の打設面がすべり面と一致すると杭の打設はすべり破壊に対して助長する方向に作用したことになる。したがって、杭の打設については、すべり面の形成予測位置等について十分検討してから決める必要がある。なお、太すぎる杭を用いたり、直線的な連続配置は土質強度を低下させる恐れがあるので、図—5.55(a)のように杭の打設が土質強度を向上させることが明確にわかっている場合を除いてなるべく避けたほうがよい。

(a)杭が補強効果を発揮するすべり面の位置



(b)杭がすべり破壊を助長する可能性のあるすべり面の位置



図—5.55　盛土上における杭打設の影響

第6章．問題のある部品の改良、環境設計・親水設計・景観設計の見直し

以上の検討を通じ、問題のあったものは改良する。水理設計の範囲内で改良しても解決できないときには自然環境設計、親水設計・景観設計の段階から見直す必要がある。

＜参考文献＞

1) 土木学会編：水理公式集
2) 足立昭平(1964)：人工粗度の実験的研究、土木学会論文集、第104号、pp.33—44.
3) 中川博次・大西有三・鈴木幸一・宇民正・高木不折(1977)：堤防護岸の水理的研究、文部省科研費、自然災害特別研究成果報告書、No.A—51—1、pp.3～17.
4) 秋草勲・吉川秀夫・坂上義次郎・芦田和男・土屋昭彦(1960)：水制に関する研究、土木研究所報告、第107—6、pp.1—93.
5) 建設省河川局治水課・土木研究所(1987)：河道特性に関する研究、建設省技術研究会報告.
6) (財)リバーフロント整備センター編(1994)：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.
7) J. B. Herbich and S. Shulits(1964)：Large-Scale Roughness in Open-Channel Flow, Proceedings of the A. S. C. E., pp. 203--230.
8) V. T. Chow(1959)：Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Company.
9) 国土開発技術研究センター(1997)：護岸の力学設計法.
10) 福岡捷二・藤田光一・森田克史(1988)：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.
11) 北海道開発局(1974)：根固め工に関する調査研究総集編.
12) 山本晃一(1994)：沖積河川学、山海堂.
13) 福岡捷二・高橋晃・渡辺明英(1988)：水制工の配置と洗掘防止効果に関する研究、土木研究所資料第2640号.
14) 山本晃一・高橋晃(1989)：河川水理模型実験の手引、土木研究所資料第2803号.
15) Office MACCAFERRI S. P. A. -Bologna,Italy(1981)：Flexible Gabion Structures in River and Stream Training Works, edited and printed by OFFICE MACCAFERRI, 85p.
16) 鈴木幸一・山本裕規・栗原崇(1995)：局所洗掘防止に有効な石礫護床工の条件、土木学会水工学論文集、vol.39、pp.695—700.
17) 平林桂・望月達也・藤田光一：河床上の球体に作用する流体力の時間変動および球体の運動解析、水工論文集、第41巻.
18) Bradshaw, P and Wong, F. Y. F. (1972)：The reattachment and relaxation of a turblent shear layer, J. Fluid Mech., 52, p. 113.
19) 渡辺明英・宇多高明(1995)：高水敷に浅い切り欠がある河道における局所的な水位上昇、水工学論文集、第39巻、pp.423—428.
20) 山本晃一(1995)：日本の水制、山海堂.
21) 土屋昭彦・石崎勝義(1966)：突堤構造物の洗掘、土木技術資料、vol.8、No.5、pp.6—11.

第5編
新しい考えに基づく多自然型河岸防御工に関する研究

第5編　新しい考えに基づく多自然型河岸防御工に関する研究

第1章　新工法のねらいと研究の概要

現在建設されている多自然型河岸防御工の多くは、自然石、木材、土など自然の材料を活かしつつ従来工法を組み合わせているものが多い。これにより自然な景観や、多様な流れの場を生み出して自然環境の改善に貢献している。しかし、河川環境にやさしい川づくりを目指す上で最も大切なのは、人的作用を最小限に留め、河川環境に及ぼすインパクトを極力抑えることにあり、既存の多自然型河岸防御工よりも一歩進んだコンセプトに基づく新しい河岸防御工の開発が望まれている。

本編では、パーシャル護岸、置換工法、および桟工法という3つの新しい工法への取り組み状況を示す。

パーシャル護岸は、自然河岸の持つ耐侵食性を活かしつつ、必要な箇所のみ補強して河岸侵食作用に耐えようとするものであり、人的インパクトを最小限に留めようとする試みがなされているものである。ここでは、河岸侵食の実態について現地河道で行った調査の概要、パーシャル護岸のターゲットとなるような形態の河岸侵食の発達機構についての考察、パーシャル護岸の構造的主体となる捨石工の安定性に関する実態調査の結果、および植生により深掘れを軽減する手法を開発するための水理実験結果について報告するとともに、これらの成果を総合して未熟ではあるがパーシャル護岸の水理設計法の骨子を示す（第2章）。

置換工法は、河岸・堤防侵食の主因である河岸近傍の深掘れを防止するための工法であり、河岸には一切手を入れずに河岸侵食を防止しようとするものである。ここでは置換工法の機能確認と弊害について検討した水理実験結果を示すとともに、水理設計の基本的考え方を示す（第3章）。

桟工法は、深掘れ部に矢板を列べて打設し深掘れを軽減しようとするもので、置換工法と同様に河岸に手を入れずに河岸防御ができ、平水時には多様な流れ場を創出して水生生物の生息を促す工法である。ここでは桟工法の深掘れ対策工としての可能性を確認した水理実験結果を示す（第4章）。

新しい護岸の開発を行う一方、河岸土の強度についても十分な知見を得る必要がある。高水敷を形成する土の流水に対する耐侵食性と土の粒度組成との関係については第2編で説明済みであるが、ここでは河道のセグメント区分と河岸土の粒度組成の特徴について吉井川および高梁川で調査を行った結果について報告する（第5章）。

第２章　パーシャル護岸に関する研究

2.1　パーシャル護岸とは

自然河岸の主な侵食形態には、受食型河岸侵食、ノッチ型河岸侵食、局所洗掘型河岸侵食など、様々なものが存在する。以下にそれらの特徴について列挙する。

①受食型河岸侵食

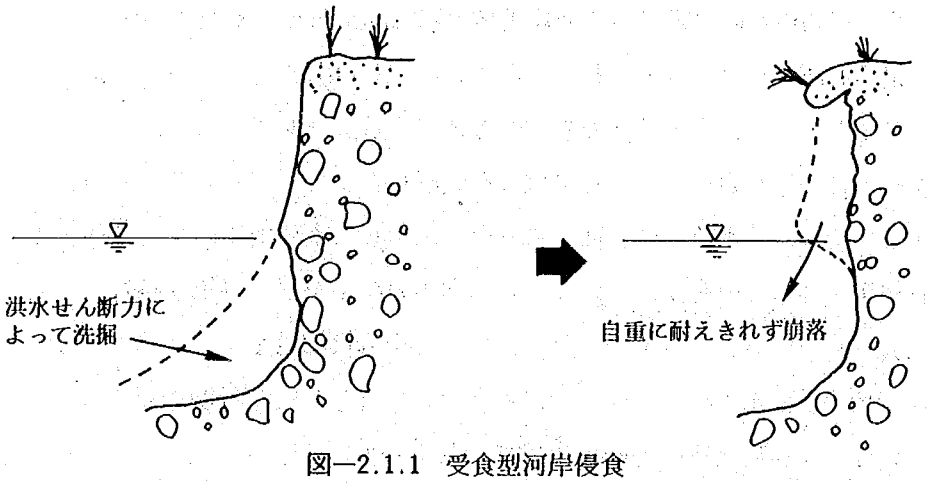
扇状地河道によく見られる河岸侵食形態で、洪水時、河岸の流水に接している部分が掃流力によって削られ、水面上の河岸は薄く剝離するように崩落する。このサイクルは一洪水中に同一地点で何度も繰り返し発生し、その結果として侵食幅が100m に達することもある。河岸土の粘着性が乏しいことがこのような侵食形態の直接の原因となっている（図—2.1.1参照)。

②ノッチ型河岸侵食

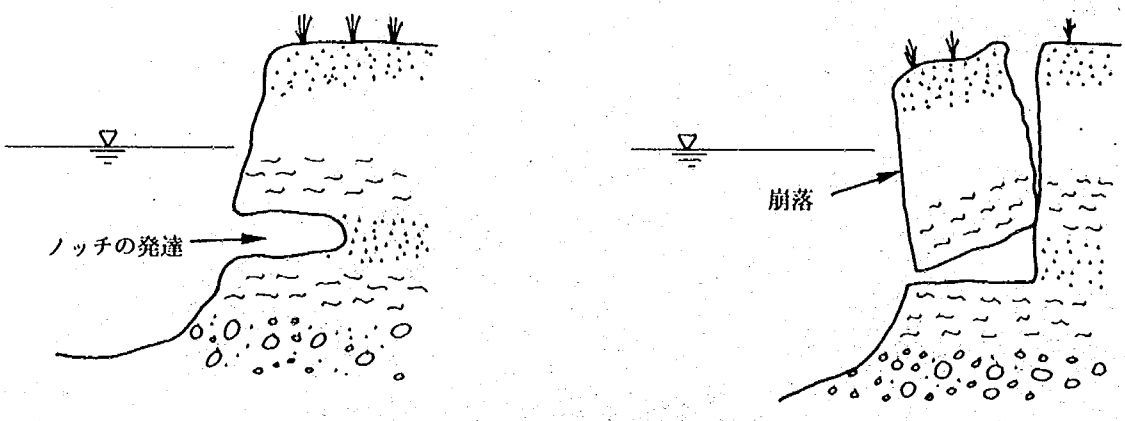
河岸土が耐侵食性の異なる互層構造になっている自然堤防帯より下流の河川で発生する。洪水時のせん断力、波食などによって耐侵食性が相対的に劣る箇所が侵食されノッチを形成し、それより上部のオーバーハング状に残された部分が自重に耐えきれず崩落する（図—2.1.2参照)。

③局所洗掘型河岸侵食

河岸前面に発生した局所洗掘により河岸土の押さえ土圧が減少し、すべり破壊を起こすもので、あらゆる河道で発生し得るが、規模の大きな破壊は河岸土に粘着性のある自然堤防帯よりも下流の河川で発生する(図



図—2.1.1　受食型河岸侵食



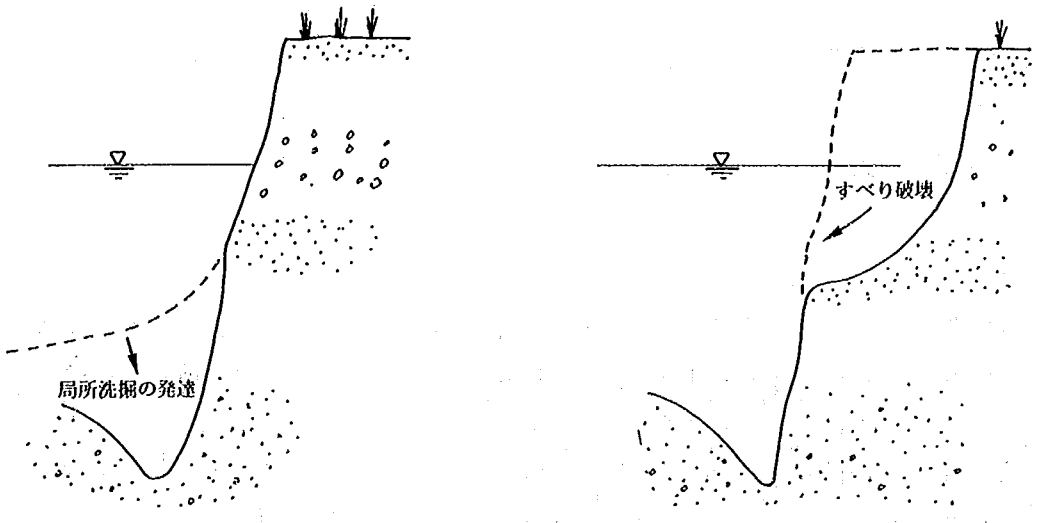
図—2.1.2　ノッチ型河岸侵食

—2.1.3参照)。

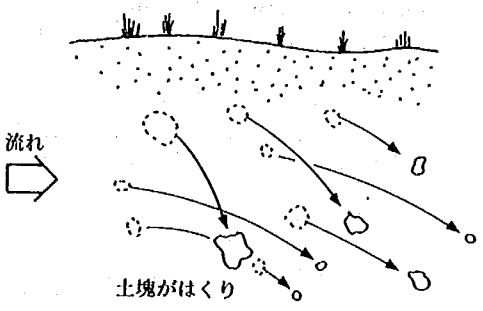
④剝離型河岸侵食

流水の作用により河岸の表面から様々な大きさの土塊がはぎ取られて侵食される形態である。河岸土に粘着性のあることが条件であり、したがって自然堤防帯よりも下流の河川で発生する（図—2.1.4参照)。

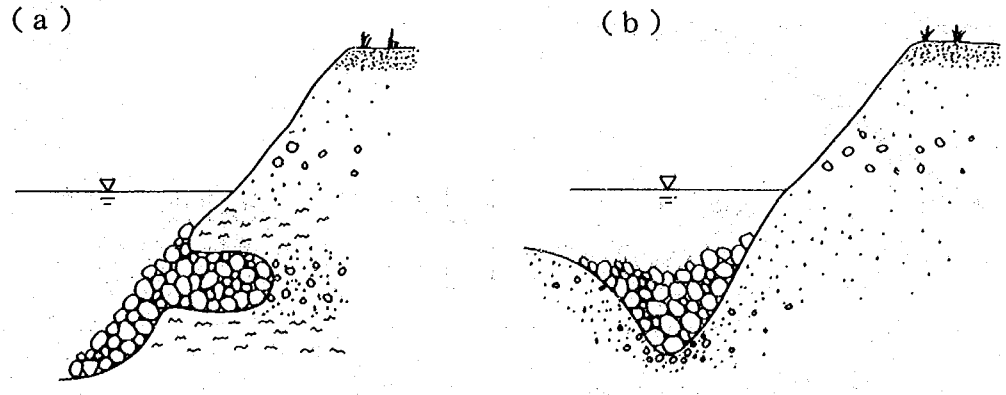
パーシャル護岸は、上記のノッチ型河岸侵食および局所洗掘型河岸侵食の発生を防ぐ工法である（図—2.1.5参照)。ノッチ型河岸侵食に対しては耐侵食性が相対的に弱くそこでの侵食が河岸全体の侵食に発達する恐れのある層のみを捨石工等で補強することによって、局所洗掘型河岸侵食に対しては河岸近傍での局所洗掘の発達を捨石・根固め工・置換工などで補強することによって河岸侵食の発生を防ぐ。



図—2.1.3　局所洗掘型河岸侵食



図—2.1.4　剝離型河岸侵食



図—2.1.5　パーシャル護岸の概念図

パーシャル護岸は人工作用を必要最小限に留めることによって自然環境へのインパクトを最小限に抑えようとするものである。この点では、人間が河川環境に積極的に働きかけ、自然環境を創生・保全・再生していく従来の多自然型河岸防御工よりもいっそう進化した河岸防御のあり方であると考えることができる。

2.2 既設捨石工の安定性調査

2.2.1 調査目的

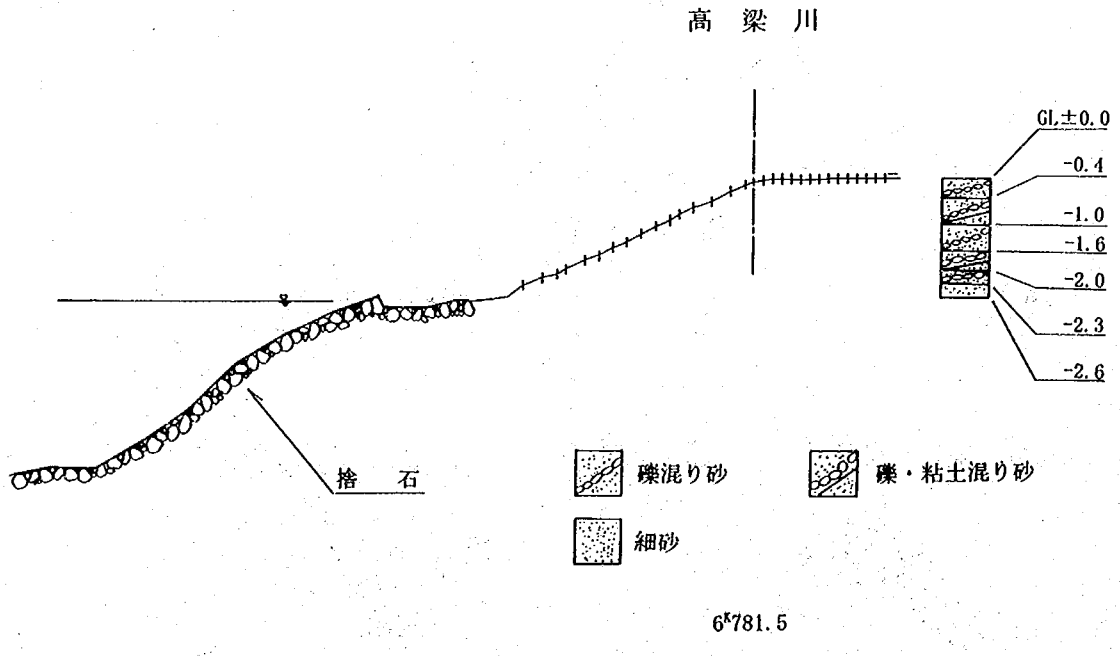
施工されてから長い年月が経過した捨石工を対象に、捨石工法に用いられる石の粒径、敷設幅、のり勾配などの施工実態を調べる。また、非粘着性覆土との構造上の類似性から、「第4編第7章水理設計法の提案5-2-6覆土」の項で検討した斜面上の限界掃流力の概念を用いた安定性評価手法が捨石工についても適用可能かどうかをその諸元と既往洪水の水理量との関係を調べることによって検討する。

2.2.2 調査対象

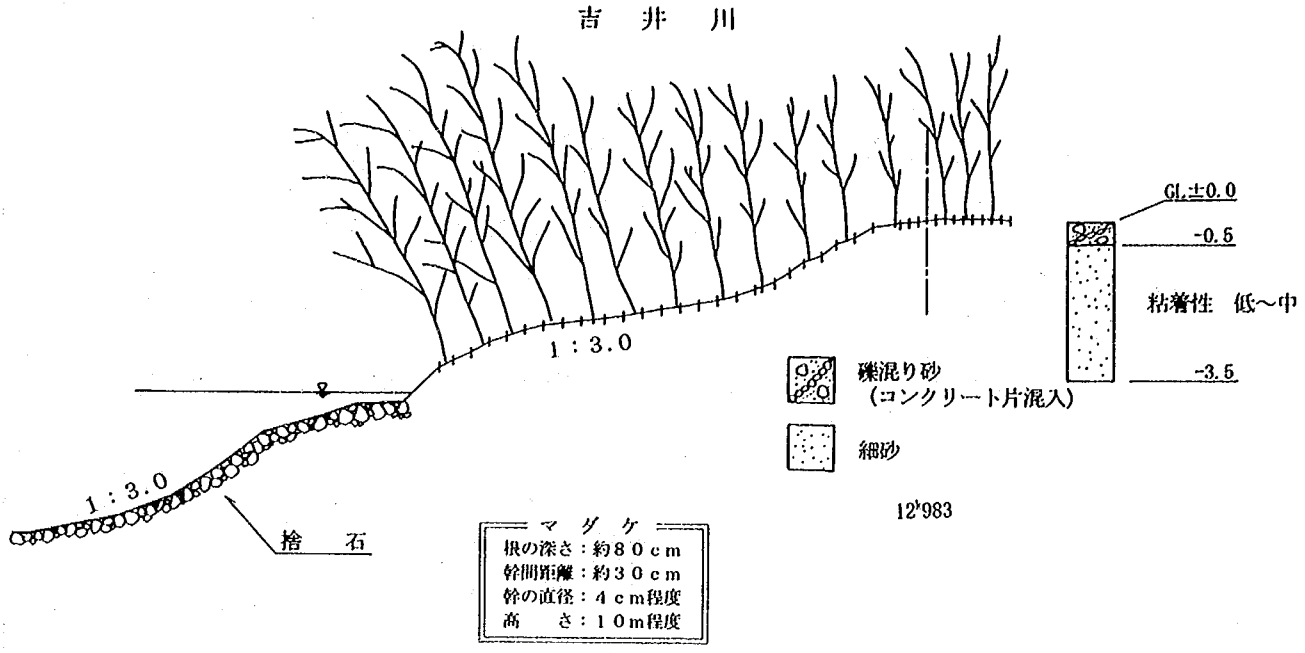
調査対象地点の概要を表—2.2.1、図—2.2.1～6に示す。

表—2.2.1 調査対象地点の概要

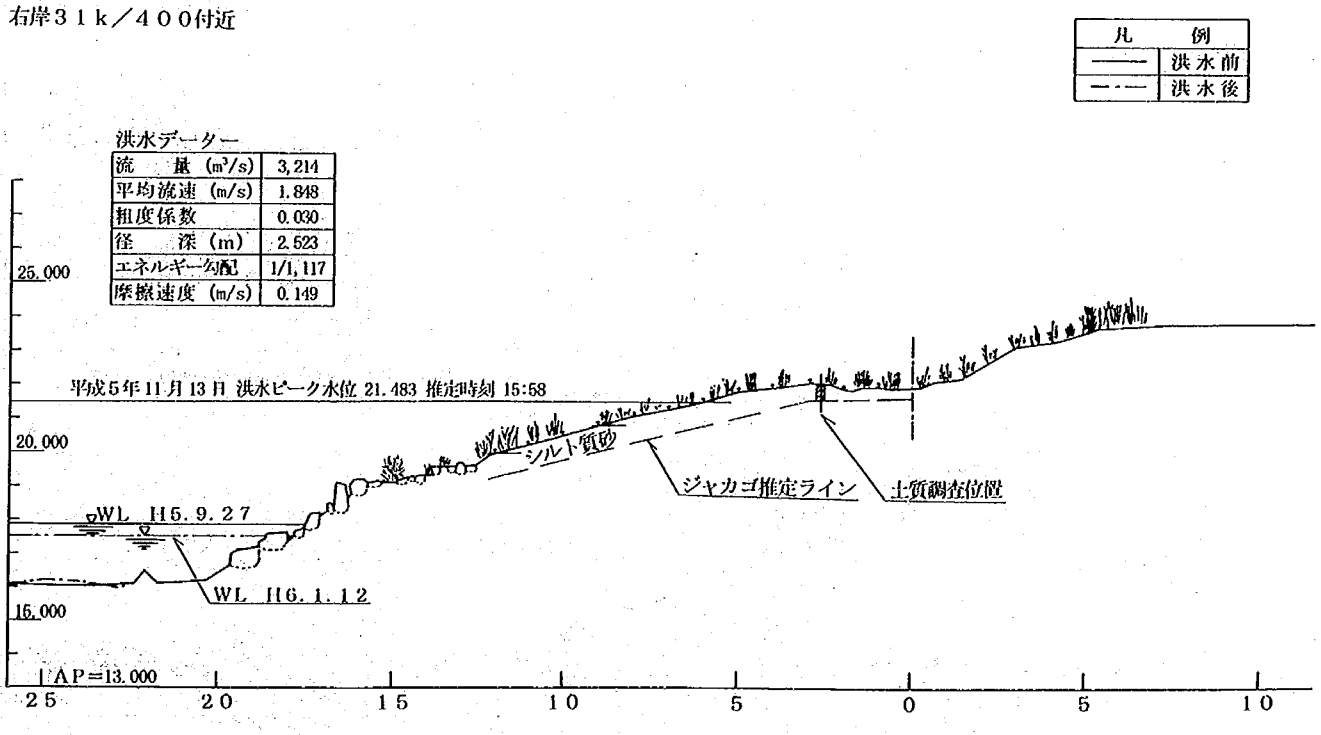
河川名	地　点	捨石の粒径	敷設幅	のり勾配	施工時期	河道法線形
高梁川	6.8km右岸	0.5～1.0m	8～15m	35°	S．47以前	直線
吉井川	13.0km右岸	0.5～1.0m	9 m	26°	S．47以前	直線
吉野川	31.4km右岸	30cm	8 m	30°	70年前	直線
吉野川	35.4km左岸	34cm	8 m	26.5°	70年前	直線
吉野川	46.6km左岸	30cm	5 m	20°	70年前	直線
吉野川	56.2km左岸	30cm	5 m	26.5°	70年前	直線



図—2.2.1 調査地点の断面形状（高梁川6.8km地点右岸）



図―2.2.2　調査地点の断面形状（吉井川13.0km 地点右岸）



図―2.2.3　調査地点の断面形状（吉野川31.4km 地点右岸）

左岸　３５ｋ／４００＋１５０m付近

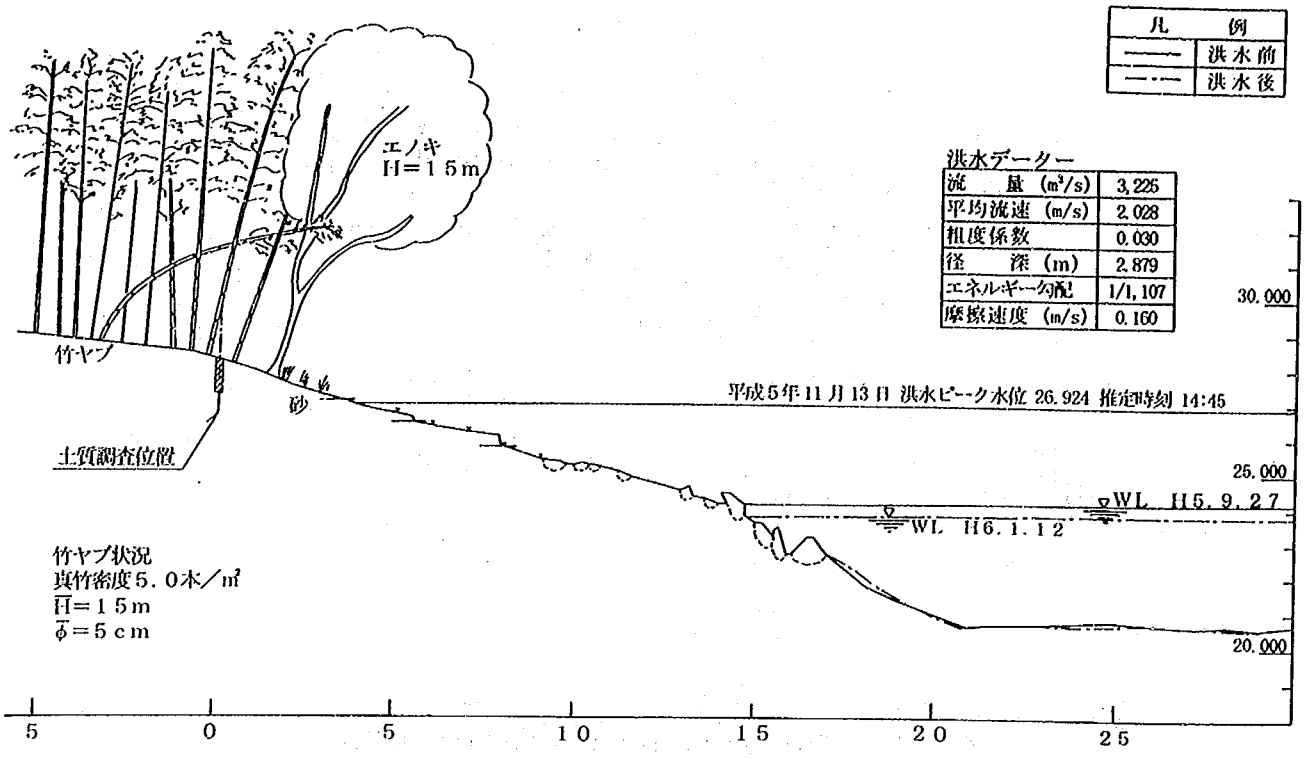
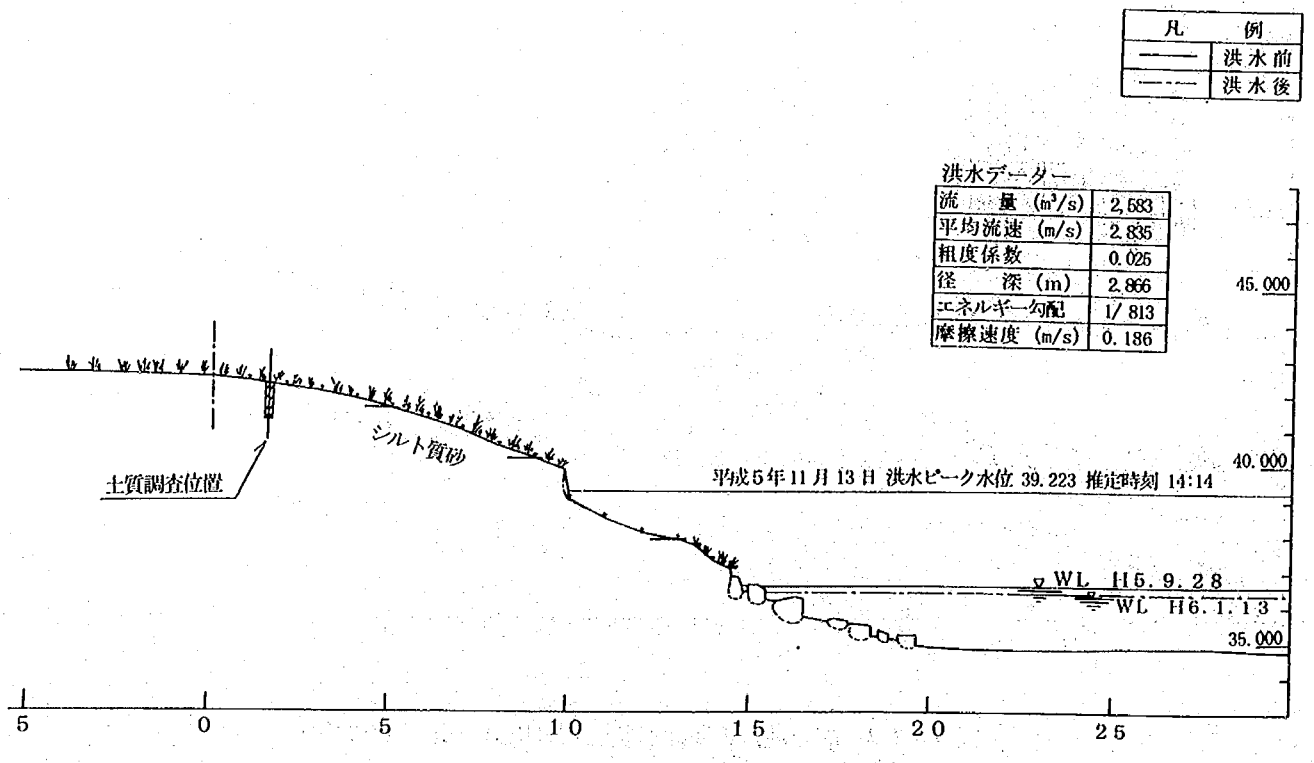
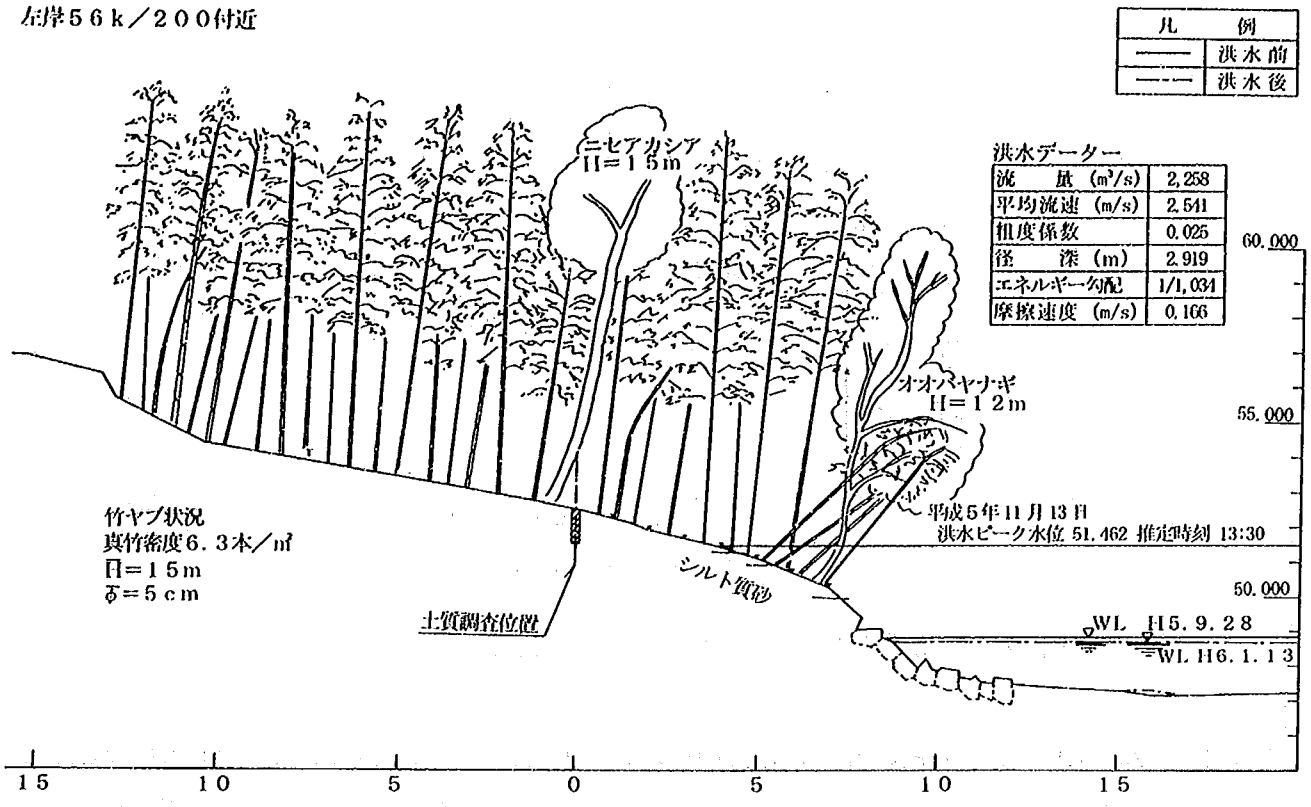


図--2.2.4　調査地点の断面形状（吉野川35.4km 地点左岸）

左岸　４６ｋ／６００－５０m付近



図—2.2.5　調査地点の断面形状（吉野川46.6km 地点左岸）



図—2.2.6　調査地点の断面形状（吉野川56.2km 地点左岸）

のり勾配、捨石の粒径、敷設幅については調査対象地点にダイバーが潜り調査した。ダイバーの所見によれば、捨石表面への水生植物の付着状況等からいずれの地点においても大規模な破壊の痕跡は認められなかった。なお、吉野川の4地点はほとんど同時期に施工されたと考えられるものの、のり勾配にばらつきがあるのは、施工後いつの時期かは定かではないが若干の変形があった可能性を示唆するものである。

2.2.3　計算方法

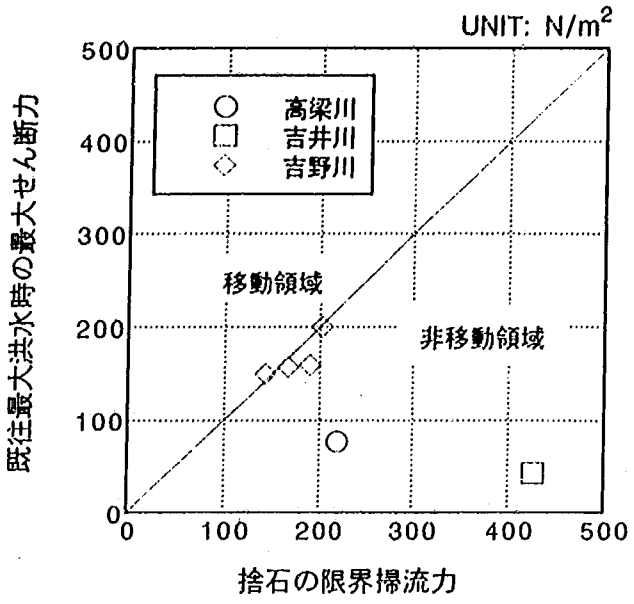
ここでは、捨石の限界掃流力および既往最大洪水時における最大せん断力を計算し、それらの関係を調べる。捨石の限界掃流力 τc は、まず代表粒径より岩垣式で算出した値に斜面勾配に対応したレーンの補正係数を乗じて求めた。なお、捨石の水中安息角は38°とした。

既往最大洪水時のせん断力 τ は次式により計算した。

$$\tau=\rho\cdot g\cdot h\cdot I \qquad (2.2.1)$$

ここに、ρ：水の密度、g：重力加速度、h：痕跡水位および横断図から読みとった捨石上の洪水時最大水深、I：水面勾配（≒河床勾配）、である。

以上により求めた捨石の限界掃流力と洪水時最大せん断力の関係を図—2.2.7に示す。図には $\tau=\tau_c$ の斜線が引いてあり、これより上は理論上捨石が移動する領域、下は移動しない領域を表している。高梁川、および吉井川については既往最大洪水時に発生した最大せん断力よりも捨石の限界掃流力のほうがかなり大きく、移動痕跡なしとのダイバーの所見を裏付けるものである。



図—2.2.7　既往最大洪水時の最大せん断力と捨石の限界掃流力との関係

吉野川の事例においては興味深い事実が見て取れる。図—2.2.1において、既往最大洪水時の最大せん断力と捨石の限界掃流力とで非常によい対応を示している。既往最大せん断力発生時に捨石が若干移動し、勾配を変化させることによって安定状態に至ったと推定される。これは、施工当時に移動ぎりぎりの粒径の石が選択されたことを表している。蛇足ではあるが、施工当時のいわゆる経験工学に基づく設計が、現在の水理学に基づく設計とほとんど同じ粒径を選択していた事実は驚くべきことである。

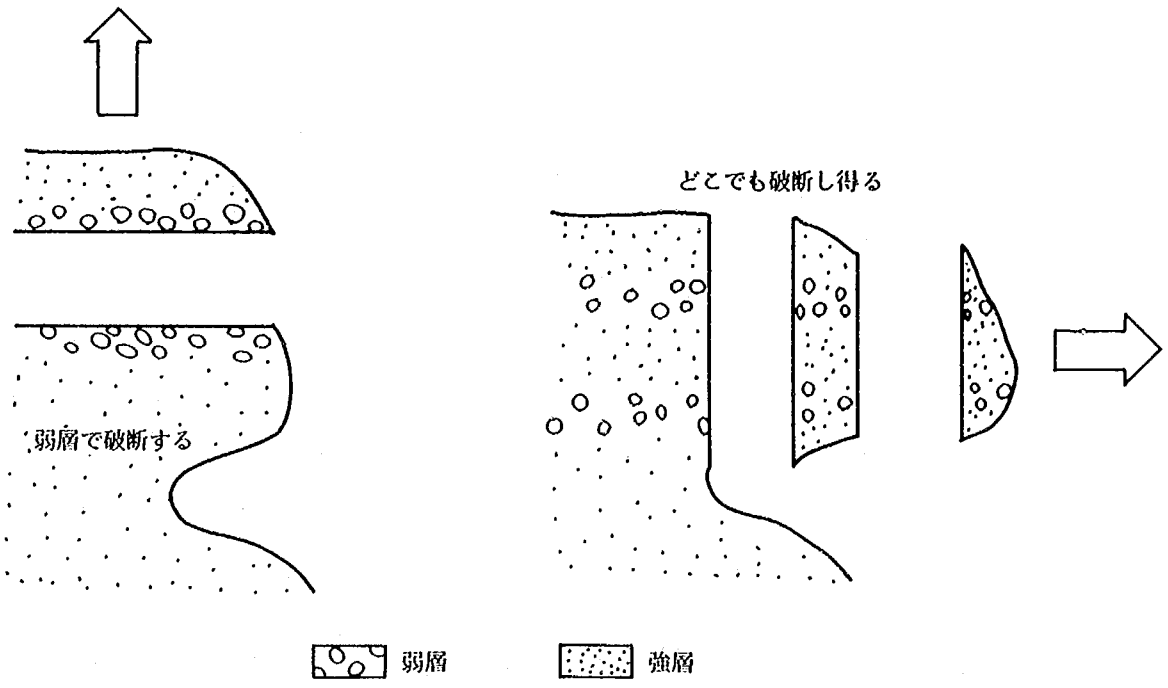
2.3　河岸土の引っ張り強度の異方性に関する調査

2.3.1　目的

一般に沖積河川の場合、高水敷は洪水による冠水のたびに浮遊砂・ウオッシュロードが堆積して形成されたものである。したがって、その構造は、植生の根や地中に住む生物の活動により多少は乱されてはいるものの、様々な粒径の材料が層を成しているのが一般的である。このことから、河岸の引っ張り強度特性は次のように類推される。図—2.3.1に示すように、鉛直方向に引っ張った場合、破断は引っ張り強度が最も弱い層内で発生する。すなわち河岸土の鉛直方向の引っ張り強度は荷重が均等に作用する範囲で最も弱い層の引っ張り強度と一致すると推定される。水平方向に引っ張る場合、破断はどこでも起こる可能性があり、破断強度も引っ張り荷重が作用する範囲の層群の平均的な値となるものと推定される。このことから、河岸土の引っ張り強度は水平方向のそれよりも鉛直方向のそれのほうが弱いと想定される。

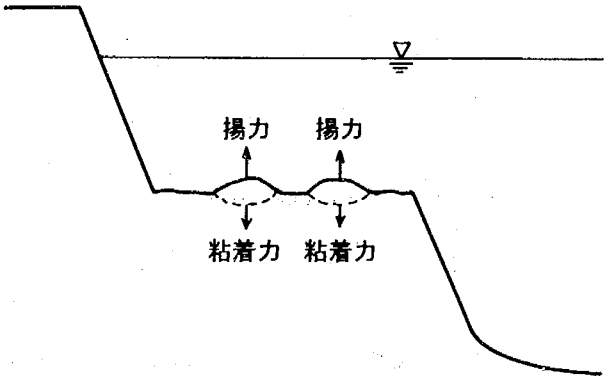
一方、実河川に発生する河岸侵食について考えた場合、頻度の高い侵食形態はセグメントによっても異なるが、図—2.3.2に示す剝離型河岸侵食、ノッチ型河岸侵食、およびすべり型河岸侵食などである。このうち前2者については、その侵食過程において河岸土に水平方向に荷重が作用することは明らかであり、その力学的機構の解明に際しては、河岸土の水平方向の引っ張り強度に関する情報が不可欠である。

第2編に示したとおり、河岸土の引っ張り強度を調べる方法として、引っ張り試験器（詳細は後述する）

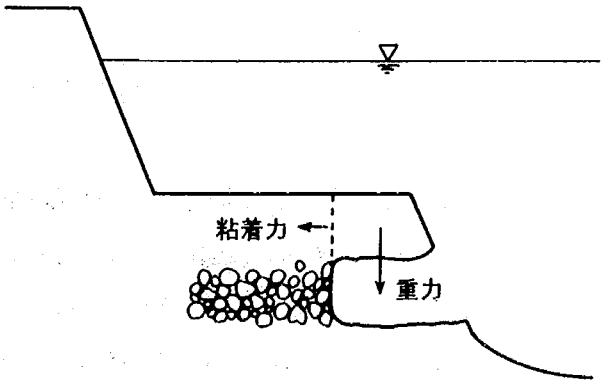


図—2.3.1　荷重方向の違いによる互層構造の河岸の破断強度の違い

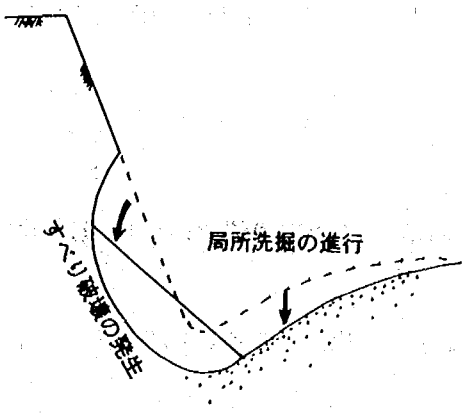
a）表面侵食の場合



b）ノッチ型侵食の場合



c）局所洗掘型侵食の場合



図—2.3.2　河岸侵食の様々な形態

を用いた手法を提案している。この方法は、機動性に富むこと、経済性の面で有利であること等の利点を有する。しかし、この方法は本来高水敷等の対表面侵食強度を推定するために開発されたものであり、水平方向には荷重することができない。この点の改造は、この機器が持つ利点であるところの機動性、経済性を損なうことにもつながり望ましくない。そこで、本調査では、この問題に対応するための第一歩として、属するセグメントに留意しつつ代表的な3河川を選び、河岸土に水平方向および鉛直方向に荷重する引っ張り試験を実施し、水平方向と鉛直方向の引っ張り強度の違いの実態を調べてみた。以下にその詳細を示す。

2.3.2　調査方法

1）引っ張り試験器の概要

本調査は、図―2.3.3に示す簡易型引っ張り試験器を用いて3つの河川の河岸土の引っ張り強度を測定するものである。試験器は、供試体を挟み込むアタッチメント、それを引っ張るバネばかり、全体を支える架台からなっている。試験方法は次のとおりである。

＜鉛直方向に引っ張る場合＞

① 河岸土を乱さないよう留意しつつ掘削し、一辺約10cmの直方体を作成する。これを供試体とする。

② 供試体に図―2.3.4に示すように溝を彫り、アタッチメントの引っかかりを作る。

③ 試験器を設置し、アタッチメントで供試体をつかむ。

④ 徐々に張力を加える。

⑤ 供試体が破断したらそのときの張力Tおよびアタッチメントを含めた破断面より上部の供試体の重量Wを測定する。

⑥ T―Wを破断面の面積で除した値を破断応力とする。

＜水平方向に引っ張る場合＞

① 図―2.3.5に示すように供試体および試験器を設定する。アタッチメントにはバネばかりNo.2をつけ、常にアタッチメントの重量分だけ鉛直方向に張力をかけておく。

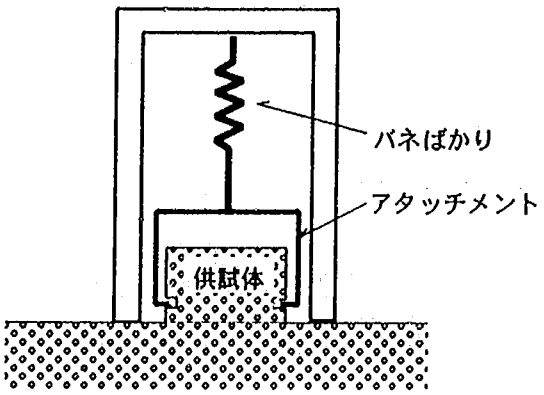
② 鉛直方向に引っ張る場合②～⑥と同様の手順で行う。

③ 破断応力の計算については、供試体の自重の影響によりバネばかりで引っ張る張力のほかに、破断面に図―2.3.5に示すような自重による引っ張り力が作用する。破断のプロセスは、一部で破断が生じるとそれが断面全域に拡大すると考えられる。そこで、破断応力は、測定張力から式(2.3.1)で計算される自重による最大引っ張り力T'を減じ、これをを破断面の面積で除して求める[1]。

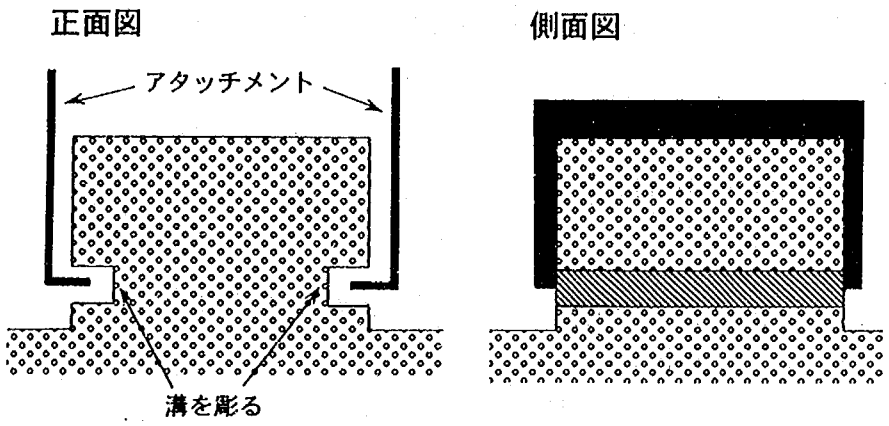
$$T'=\frac{3\cdot w^2}{A^2\cdot\gamma\cdot H} \qquad (2.3.1)$$

ここに、W：供試体の幅、A：断面積、γ：土の単位体積重量、H：供試体の天端から破断面までの距離、である。

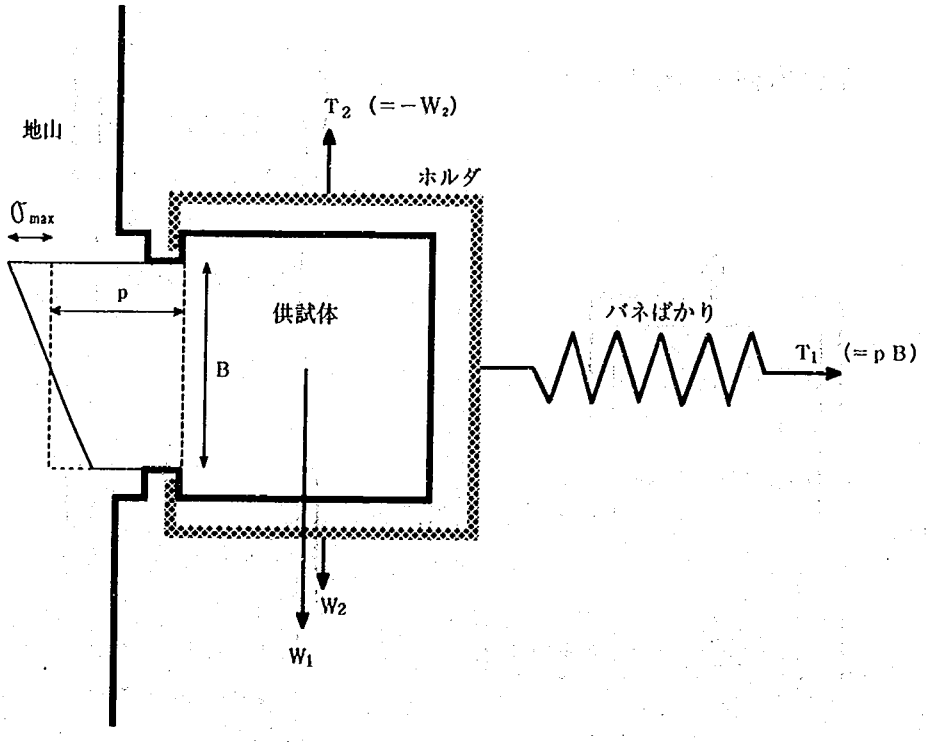
なお、吉野川での調査では、河岸土から供試体を直接切り出し、鉛直方向に引っ張る場合と同様の試験を行っている。



図—2.3.3　簡易型引張り試験器の測定原理



図—2.3.4　溝の設定法とアタッチメントのとりつけ（鉛直荷重の場合）



図—2.3.5　水平方向荷重時の測定方法と供試体に作用する力

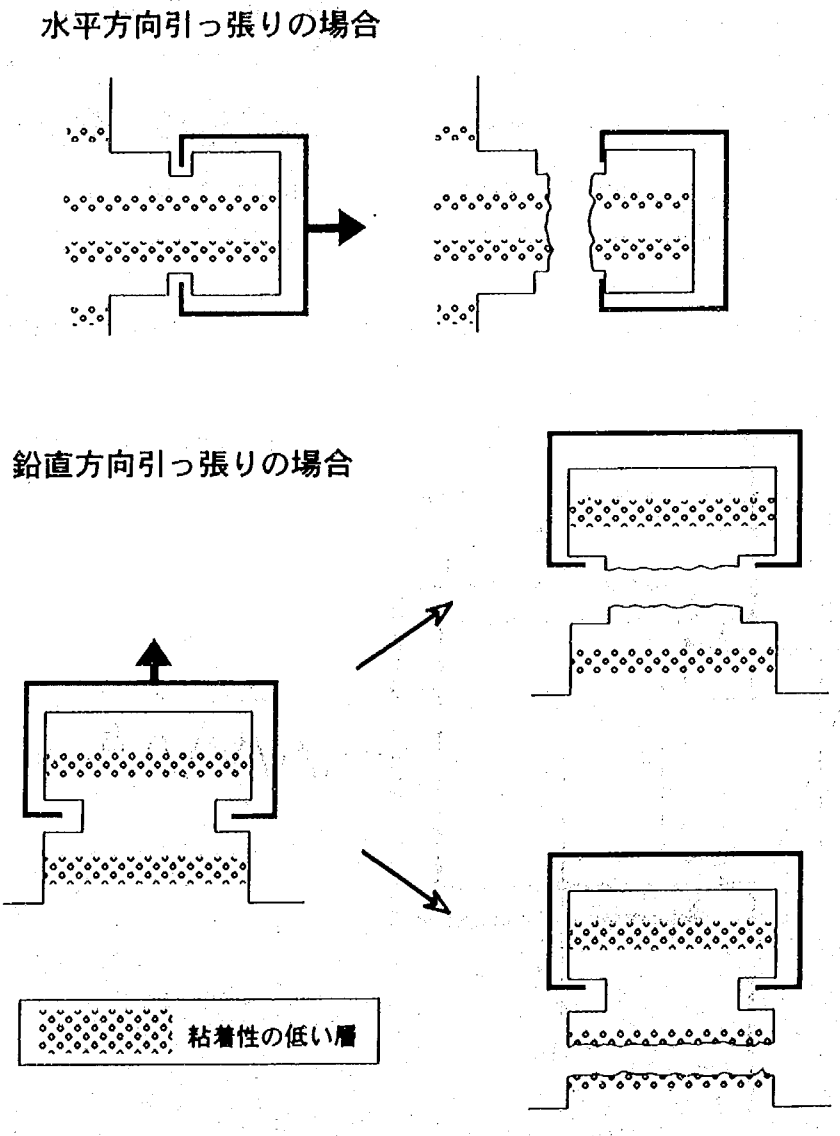
2）測定値の物理的意味

上記の方法で測定された結果の物理的な意味合いは、河岸土の層構造の影響等により鉛直方向と水平方向とで若干異なる。以下にこの内容について説明する。

前に述べたとおり、河岸土は鉛直方向に層構造になっており、各層ごとに粒度分布が異なるので引っ張り強度もそれぞれ異なるものと考えられる。

図—2.3.6に水平方向に引っ張った場合と鉛直方向に引っ張った場合の概念を示す。水平方向に供試体を引っ張る場合、水平方向強度は各層の厚さに応じた加重平均的なものになると考えられる。また、水平方向には強度は変化しないので、破断面は断面積が最も小さい箇所、すなわちアタッチメントを取り付けるために溝を彫った箇所で発生するはずである。

鉛直方向に供試体を引っ張る場合も溝を彫った箇所が弱点となる。しかし、その断面よりも下部でもっと弱い層があればそこで破断する。したがって、鉛直方向に引っ張る場合は溝よりも下部の強度の最小値を求めていることになる。



図—2.3.6　荷重方向の違いによる砕断状態の違い

2.3.3　調査結果

1）調査対象河川の概要

調査対象河川は吉野川、利根川、および小貝川の3河川である。各河川の調査地点の概要を表—2.3.1に示す。

吉野川では26.0km地点で調査を行った。この地点はセグメント2-1に属し、河床勾配は1/910、河床材料粒径は0.15mm～100mmと幅広く、60%粒径は30mmである。河床には単列砂州が発達している。洪水時にはおよそ粒径1 mm程度以下の土砂が高水敷まで運搬され、堆積可能である。調査実施地点は同地点の右岸側であり、低水路から2～3 m程度のところである。雑草が生い茂っており、土の締固め状況は若干ルーズである。土質はシルト質細砂である。

利根川では72.5km地点で調査を行った。この地点はセグメント2-2に属し、河床勾配は1/10,000であり、河床材料粒径は0.1～0.4mm、60%粒径は0.3mmである。ゆるやかに蛇行している区間で、砂州はみられない。洪水時、河床材料の大半は浮遊形態で移動し、その一部は高水敷に運搬されて堆積可能である。調査地点は低水路から100m程度のところで、背の高さが2 m以上のヨシが一面に生い茂っている。土質はやや締め固まったシルトである。

小貝川では49.4km地点で調査を行った。この地点はセグメント2-2に属し、河床勾配は1/3,700である。河床材料粒径は0.1～5mm、60%粒径は0.8mmである。ゆるやかな湾曲部に属し、砂州の発達は見られない。摩擦速度と沈降速度の関係から、およそ粒径0.5mm以下の河床材料が洪水時に高水敷まで運搬され、堆積可能であると推定される。調査地点は右岸側の低水路より10m程度のところであり、人間の背丈程度のヨシが生い茂っている。土質はシルトで締め固まっている。

2）調査結果

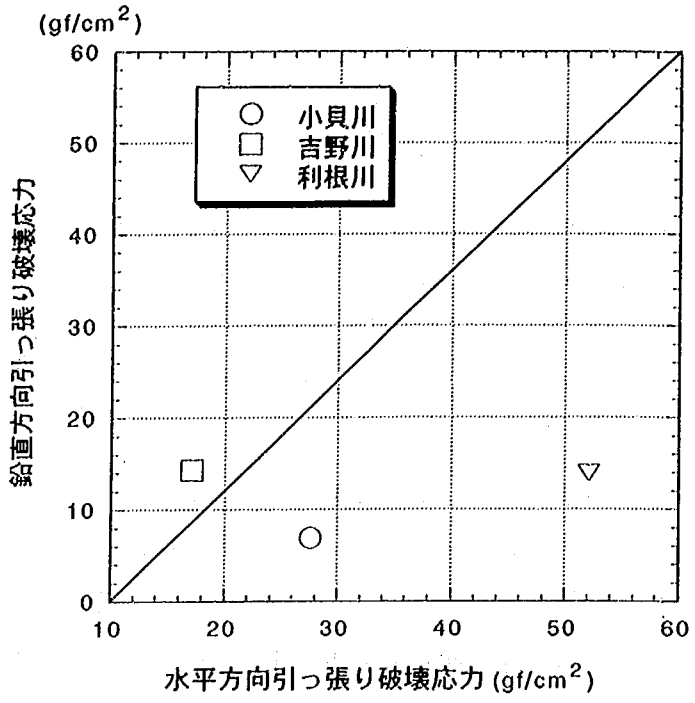
調査結果を図—2.3.7に示す。これによれば、利根川・小貝川では水平方向引張り破断応力が鉛直方向のそれよりも3～4倍程度大きく、逆に吉野川ではほとんど差異がない結果となった。この原因については検討をさらに押し進めないと明確には言及できないが、以下のような複数の仮説をたてることができる。

① 吉野川での調査地点は一洪水で大量の土砂を堆積させたところで、供試体にもともと層構造がなかった。

② 吉野川では0.1mmオーダーの河床材料が堆積可能な水理量にあると考えられる。これらの粒径の土砂は元々粘着力が乏しいので、これらの割合が多くを占めるようになると、多少粒度分布が変わっても引っ張り強度は変化しない。

③ 吉野川と、利根川・小貝川では異なる試験方法を採ったことに物理的な問題があった。

河岸侵食のスケールは、今回実施した引っ張り試験のそれよりもはるかに大きいので、破断面のなかに強度の弱い層を含む可能性はより高くなる。引っ張り試験スケールでさえ鉛直方向と水平方向の引っ張り破断応力に差異がみられたのであるから、河岸侵食の危険度評価を行う際には河岸土の層構造の影響について考える必要があるのは明らかであるといえよう。



図−2.3.7　荷重方向による引っ張り破壊応力の違い（測定値）

＜参考文献＞

1）福岡捷二・木暮陽一・佐藤健二・大東道郎（1993）：自然堆積河岸の侵食過程、水工学論文集、第37巻、pp. 643-648.

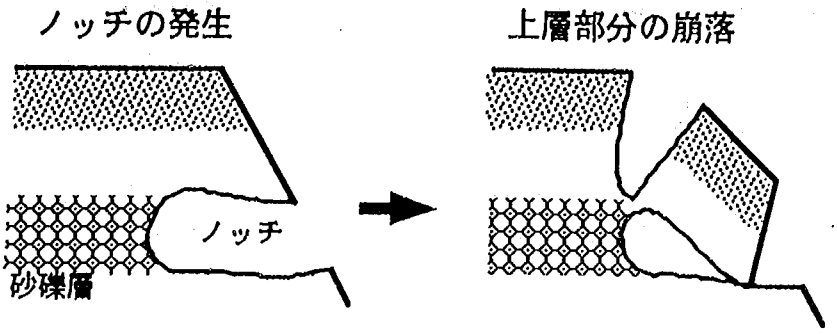
2.4　ノッチ内の流れ解析

2.4.1　はじめに

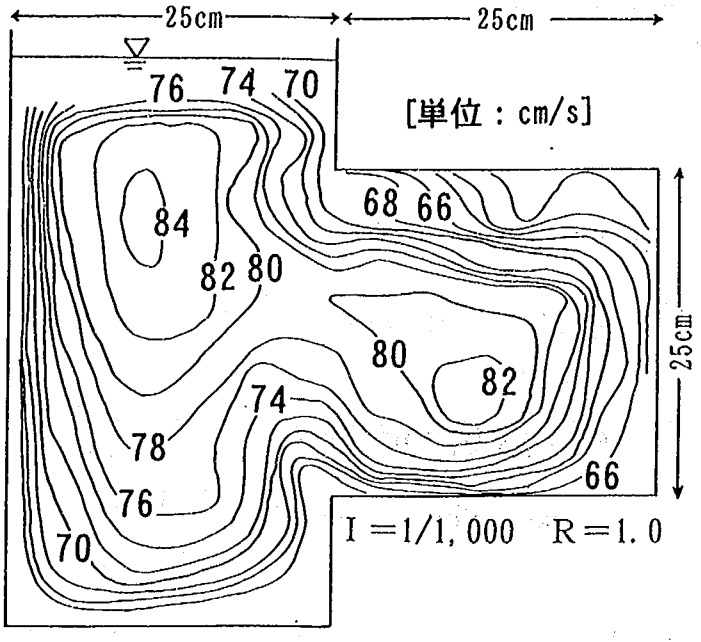
河岸侵食の機構には、河岸の土質的特性・水理量等に応じ様々なものがある。図−2.4.1は互層構造の河岸土を持つ河川での河岸侵食機構の一つを概念的に示したもので、まず弱層が侵食されてノッチが形成され、引き続いてオーバーハング部が崩落するプロセスをたどるものである。このような場での侵食対策としては、弱層のみ補強・保護する方法が考えられる。しかし、河岸は水生生物の生育に重要な場であるから、対象とするノッチが今後も拡大してオーバーハング部の崩落を招くのか、途中で停止するのかを予測したうえで適切な対策を講じるべきである。そのためには、ノッチ内の流れ、特に侵食の発達面である最奥部でのせん断力を評価する必要がある。本研究は水路実験によりノッチ内流れの構造を調べるとともに、ノッチ内流れおよびせん断力を推定する簡易なモデルを作成する。また、涸沼川においてノッチの形状を測定し、モデルとの対応を調べる。

2.4.2　実験の概要

実験は、図−2.4.2に示すように幅50cm の直線可変勾配水路の半分に板材によってノッチを作成し、その内部の流速分布を直径3mm のプローブを有する電磁流速計で測定するものである。実験ではノッチの開口幅 H を15cm および25cm、横断幅 H を25cm とし、それぞれについて河床勾配を1/2000、1/1000、1/750と変化



図—2.4.1　ノッチ型河岸侵食の概念



図—2.4.2　実験結果

させた。

流速測定結果の一例を図－2.4.2に示す(I＝1/1000、H＝L＝0.25cm)。ノッチ開口部付近で流速が大きく、奥に行くに従い小さくなる流速分布を呈しており、ノッチ内流れが主流からの運動量輸送に大きく依存していることがわかる。また、ノッチ内中央付近に流速のピークが見られ、管路的な流れとしての性質をも有している。このような基本的な流れの構造に加え、ノッチ開口部付近では顕著な斜昇流が見られ、開口部の隅角部近傍の流速を遅くしている。なお、ノッチ内上面近傍で流速が遅くなっているのは、流速測定のために上面に空けた穴を介して低流速流体がノッチ内に供給されたからであり、ノッチ内流れの特徴をつかむためにはノッチ下側の流れに注目する必要がある。

2.4.3　ノッチ内流れの解析

ここではノッチ内流れを簡単なモデルで表現し、ノッチ内流れとノッチ形状および流れの条件との関係について調べる。図—2.4.3に示す座標系において、ノッチ内流れはz方向に変化しないこと、ノチ内では渦動

粘性係数 ε は平面的に一定と見なせることを仮定すると、ノッチ内流れは次のように表される。

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y}=-\rho gI \qquad \tau_{xz}=\rho\varepsilon\frac{\partial u}{\partial x} \qquad \tau_{yz}=\rho\varepsilon\frac{\partial u}{\partial y} \tag{2.4.1}$$

ここに、τ：せん断力、ρ：水の密度、g：重力加速度、I：エネルギー勾配、u：主流速（z方向）である。

ε は次式により定義する。

$$\varepsilon=\alpha\cdot H\cdot u_* \tag{2.4.2}$$

ノッチ入り口(x=0)でのuの方向分布は上下壁面で0、両壁面の中央で最大値を取ると推定されることから、式(2.4.3)に示すようにsine曲線の半波長で与えられると仮定する。またノッチ壁面での流速は明らかに0であるから式(2.4.4)が成り立つ。

$$u(0,y)=u_0\sin(y\pi/H) \tag{2.4.3}$$

$$u(x,0)=u(x,H)=u(L,y)=0 \tag{2.4.4}$$

式(2.4.3)、(2.4.4)を境界条件に式(2.4.1)を積分すると式(2.4.5)を得る。

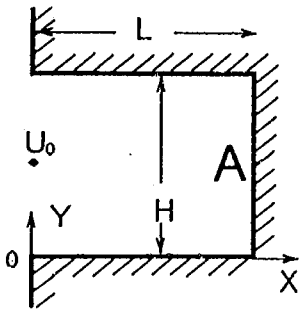
$$\frac{u}{u_0}=\frac{\sin\{R\pi(1-\xi)\}}{\sinh R\pi}\sin\pi\eta-\frac{4}{\pi^3\alpha\psi}\sum_{n=1}^{\infty}\left[\left\{\exp(-Rn\pi)-1\right\}\frac{\sinh\{Rn\pi(1-\xi)\}}{\sinh Rn\pi}\right.$$
$$\left.-\exp\{-Rn\pi(1-\xi)\}+1\right\}\frac{\{(-1)^n-1\}}{n^3} \tag{2.4.5}$$

$$\tau_{xz}{}^*=\frac{\tau_{xz}}{\rho gHI} \qquad R=\frac{L}{H} \qquad \xi=\frac{x}{L} \qquad \eta=\frac{y}{H} \qquad \psi=\frac{u_0}{\sqrt{gHI}}$$

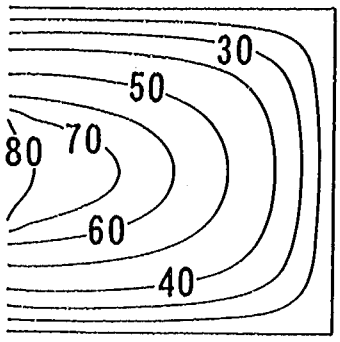
図−2.4.4は図−2.4.2と同じ条件下での計算結果（等流速線図）を示したものである。計算結果はノッチ出口で流速が大きく、奥に行くに従って小さくなるというノッチ内流れの大まかな特徴を再現している。しかし、定量的には一致せず、実際の流れでは流速の大きな領域がノッチ内全体に広がっていることがわかる。この主原因はモデルにおいて ε を平面的に一定に置いていることによる。

次に、ノッチの発達にとって最も重要な意味を持つ最奥部でのせん断力に注目する。図−2.4.5はノッチ内最奥部で最大せん断力が発生する図−2.4.3のA点でのせん断力とノッチのアスペクト比Rとの関係を、ψ を内部パラメータとして表したものである。ここで、式(1)の α は計算により求められた流速分布が実験値に合うよう調節し0.008としている。この値はノッチを管路と考えHagen-Poiseuille flowを仮定した場合の平均流速とノッチ表面の粗度係数を与えた管路のマニング式による平均流速とが一致するための条件

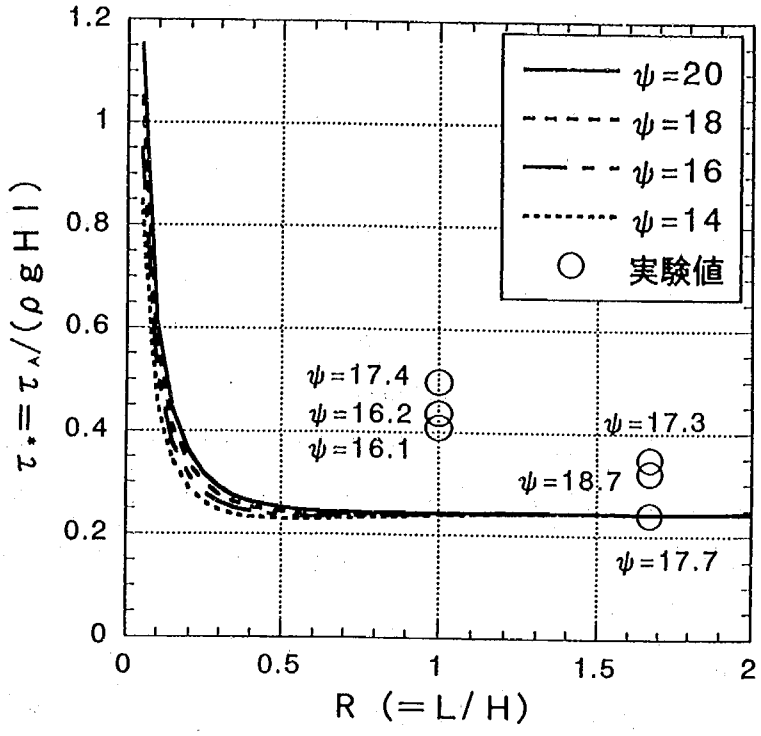
$$\frac{\rho\cdot g\cdot I\cdot r^2}{8\cdot\alpha\cdot H\cdot u_*}=\frac{1}{n}\cdot(H/4)^{2/3}\cdot I^{1/2} \qquad r\cong H/2 \tag{2.4.6}$$



図—2.4.3　座標系



図—2.4.4　計算結果



図—2.4.5　A点での τ_* とRとの関係

をほぼ満たすことから概ね妥当なものであると考えられる。図には、上記2の実験により得られたせん断力も合わせて記入してある。このせん断力の計算方法は面積法と呼ばれるもので、実験によって得られた等流速分布図をもとに、壁面および等流速線に常に直角に交わるような曲線を複数描き、隣り合う2本の曲線と壁面に囲まれた面積Ai、および壁面上での2本の曲線の足の距離 δL を求めて式(2.4.7)より δL 間に作用する平均せん断力 τi を求めるものである。

$$\tau_i=\rho\cdot g\cdot\frac{A_i}{\delta L}\cdot I \qquad (2.4.7)$$

実験データが乏しいという問題はあるものの、本モデルはRの増大によりせん断力が減少するというノッ

チ内流れの本質的な特徴を定性的には再現できるとみなすことができる。ただし、定量的に見ると実験結果のほうが大きめの傾向を示しており、R＝1.67で最大1.5倍程度、R＝1.0で最大2倍程度の誤差を有している。R＝1.0のほうが誤差が大きいのは、ノッチ出口での斜昇流の発達に伴い生じるノッチの高さの中央付近でのx方向の二次流による運動量輸送を無視した影響がより顕著にあらわれたためと考えられる。なお、ψの影響は小さく、実用的には無視しうるものであることがわかる。

2.4.4　現地河道に発生するノッチの実態と解析値との対応

本項においては、上記のせん断力予測手法と現地河道に発生するノッチの状況との対応関係について検討を試みる。

1）涸沼川における河岸侵食調査

涸沼川は茨城県中央部を流下し涸沼に注ぐ流域面積459km 2の河川である。涸沼川27.8km～28.5km区間の平面形状を図－2.4.6に示す。この区間の河床勾配は約1/1000であり、地形区分は蛇行帯に属する。河床材料は粒径2mm程度のマサ土と2～5cm程度の砂利が中心である。この区間の河岸の大半はシルト、粘土および砂利の互層となっている。高水敷は竹類、ヨシ等により密に覆われている。

1993年8月27日、台風11号によりもたらされた洪水（最大流量163m 3/s）により図－2.4.7に示す28.0km地点直下流で河岸侵食が発生した。この付近の河岸は竹の密生帯である。河岸にクラックが発生し、それより河道側の土塊が低水路に崩落したものであった。河岸侵食発生後の横断測量によると、侵食発生地点直上流では図－2.4.7に示すようにほぼ平水位（T.P.6.3m程度）の高さにノッチが見られた。また、侵食地点の上流約80mでのボーリング調査によれば、T.P.7.24mより下層に砂利層（粒径1～3cm）があった（図－2.4.8参照）。この高さは図－2.4.7のノッチの標高と概ね一致している。砂利層は、一般に粘着土層よりも流水による侵食作用に対しては弱いと考えられるので、このノッチは砂利層が洪水流の作用で侵食され、上層の粘土層が残されて形成されたと推定される。

2）涸沼川の場合への適用

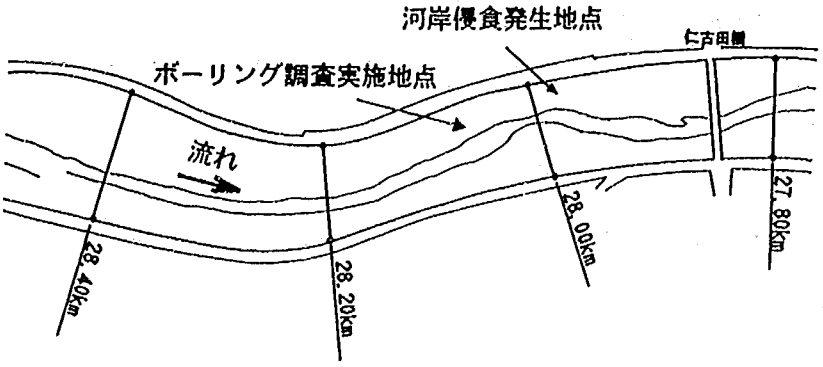
解析の妥当性を調べるため、先に述べた涸沼川の河岸侵食の例をもとにノッチ内のせん断力を試算することにする。涸沼川のノッチの形状特性量は、図－2.4.7からわかるようにH＝0.8、アスペクト比R＝0.8である。また、侵食発生断面でのピーク流量発生時の断面平均流速U 0は、水洪水中の水位測定結果および流量観測結果より、U_0＝2.02m/sであると計算された。この流速をノッチ入り口での最大流速と仮定すると、ψは、

$$\psi=\frac{u_0}{u_*}=\frac{2.02}{\sqrt{9.8\times0.8\times1/1000}}=22.8 \qquad (2.4.8)$$

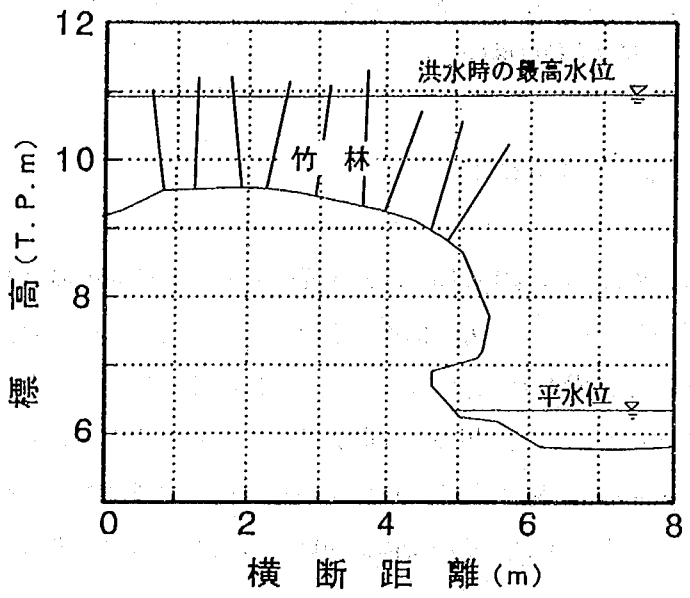
となる。これらの値をもとに図－2.4.5よりτ_Aを求め、ノッチ最奥部の代表粒径20mmの砂礫に対する無次元掃流力τ_*に換算すると、

$$\tau_*=0.00061 \qquad (2.4.9)$$

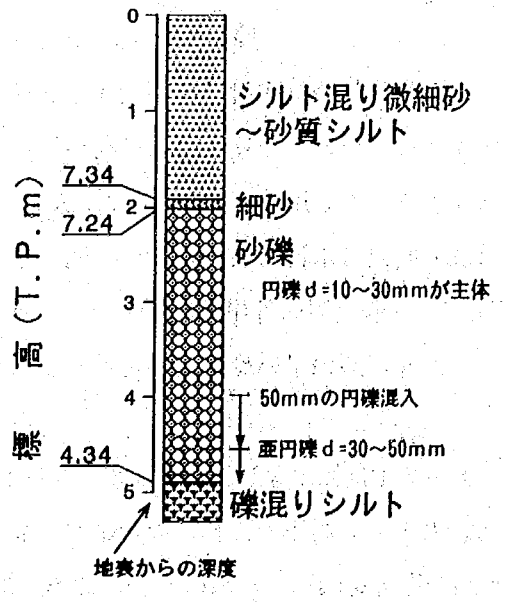
を得る。これは、限界掃流状態を与えるとされるτ_*＝0.05と比べ小さい。このような結果になったのは、図－



図—2.4.6　涸沼川27.8km～28.5km 区間の平面形状



図—2.4.7　28.0km 地点の河岸侵食の断面図



図—2.4.8　ボーリング調査結果

2.4.7に見るようにノッチの形状が出口に向かって上下幅が広くなっているので実際のせん断力は計算値よりも大きくなりやすい状況にあったこと、ノッチ内の砂利層の侵食面は当然斜面となり、平坦の場合の限界掃流力よりも小さな掃流力で移動限界状態になっていることなどが原因と考えられる。

2.4.5　今後の検討

今後は、主として乱流モデルの導入によりノッチ内の流れの予測精度を向上させ、河岸侵食予測手法の開発に寄与したい。

<参考文献>

1）福岡捷二・木暮陽一・佐藤健二・大東道郎(1993)：自然堆積河岸の侵食過程、水工論文集、第37巻、pp.643-648.
2）宮沢直季・荻原能男(1992)：長方形断面開水路における流速・せん断応力分布、第47回年講概要集、pp.206-207.
3）宇多高明・平林桂・深谷渉(1994)：河岸侵食の原因となるノッチの形成条件、第49回土木学会年次講演会論文集.

2.5　樹木の局所洗掘軽減効果に関する実験

2.5.1　概要

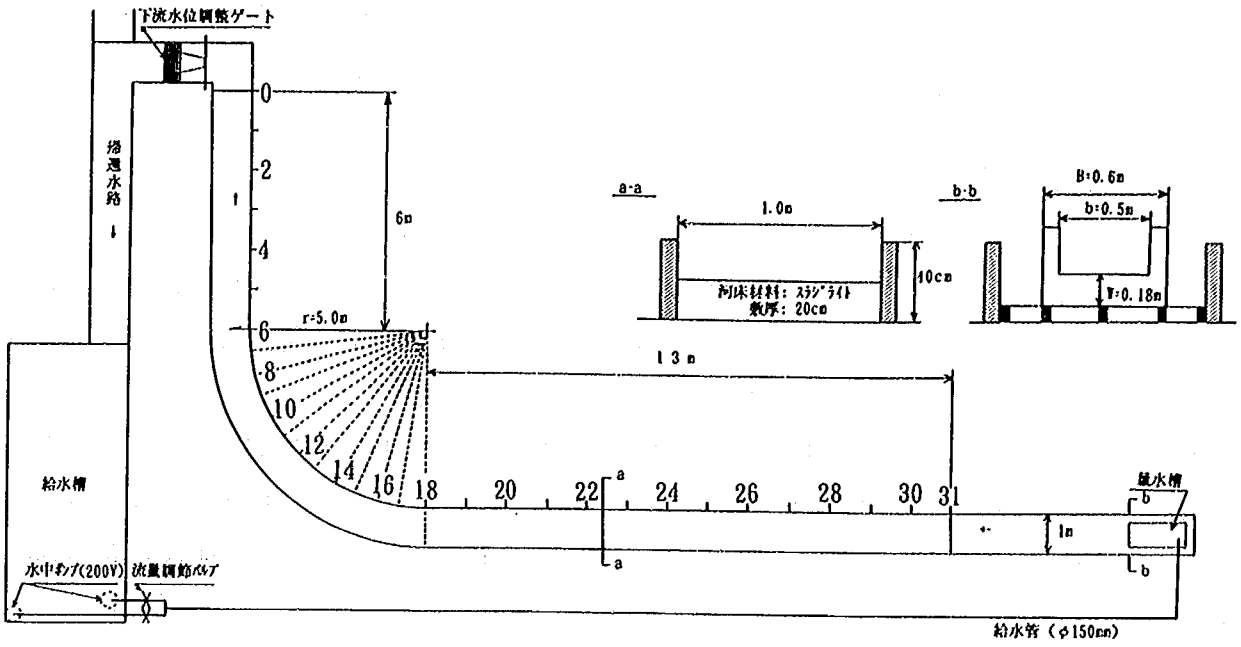
河道の湾曲部においては、外岸側の河床に局所洗掘が発生する。この原因のひとつは遠心力の作用により発生する二次流であると言われている。一方、樹木は水中に没した場合に周辺の流速を弱める効果があることが知られている。したがって、樹木の配置状況等によっては湾曲部外岸側に発生する局所洗掘を軽減することが期待される。この方法は、多自然型川づくりの見地からも有効であると考えられる。そこで、本研究では、湾曲部を有する移動床水路の側壁に植生の模型を張り付け、局所洗掘の軽減状況および局所洗掘の原因である二次流の変化を調べるとともに、その機構について考察したものである。

2.5.2　実験内容

1）実験条件

実験水路の概要を図—2.5.1に示す。水路は90度単湾曲部をはさみ上下流に直線部を有する幅１ｍの長方形断面水路である。本実験では流速を測定するため、局所的な乱れを発生させる砂連の形成は防がねばならない。このためには１ mm 程度以上の粒径を持つ河床材料を選択する必要があるが、本水路の通水可能流量のもとでは砂よりも比重の軽い材料を選択しないと十分な河床変動が見られないと予測される。そこで移動床材料には軽量骨材の一種であるスラジライトを用いることにした。スラジライトの水理特性を表—2.5.1に示す。植生模型はヘチマロンと呼ばれる暗渠排水材（糸状の繊維が間隙率90％で絡み合う構造）を用い、単湾曲部およびその上下流１ｍの範囲で左岸側（湾曲外岸側）の側壁に設置した。ヘチマロンはその内部を通過しようとする流体の速度を遅め、それを周辺の早い流体と混合させるという樹木群の重要な水理特性を再現できる。

実験ケースは全９ケースであり、ケース１は植生なし、ケース２～４は植生の設置幅を変化させている(表—2.5.2参照)。ケース５は植生内の流れとその周辺の流れとの運動量交換を妨げるために植生を被覆したものである。ケース６～９は河岸のり面の影響を調べるためのものである。通水流量、無次元掃流力 τ_* は、ケース１～５においてそれぞれ28.8litter/s、0.06、ケース６～９においては27.5litter/s、0.06である。無次元掃



図—2.5.1　水路の概要

表—2.5.1　スラジライトの水理特性

諸　　元	平均粒径 (cm)	水中比重	沈降速度 (cm/s)	水中安息角 (deg.)	形　状
スラジライト	0.105	0.8	10.2	31.3	球　形

表—2.5.2　実験ケース

ケース	植生幅 (cm)	流　量 (l/s)	水　路 形　状	水　深 (cm)	τ_*	ケース	植生幅 (cm)	流　量 (l/s)	水　路 形　状	水　深 (cm)	τ_*
1	なし	28.8	長方形	9.0	0.06	6	なし	27.5	台形外岸のみ1割勾配	8.9	0.06
2	5					7	5				
3	10					8	10				
4	15					9	15				
5	10被覆										

河床勾配はいずれのケースも1/1500

流力はセグメント2に属する河道でのそれに概ね合わせてある。実験では給砂を行いつつ通水し、河床の動的平衡状態が得られてから3次元方向の流速を測定した。

2）植生の二次流・局所洗掘軽減効果に関する実験（ケース1～5）

平面的な河床変動状況の一例として、ケース1（植生なし）での河床形状を図—2.5.2に示す。湾曲の外岸にあたる左岸側の側壁沿いで顕著な局所洗掘が、右岸側では堆積が発生した。このような傾向は湾曲部の上流から下流に向かって序々に強まり、断面No.14あたりから湾曲部の下流端付近まではほぼ一定の洗掘が形成された。なお、河床表面には波高が1 cm程度の河床波（砂堆）が形成され、これが河床に細かな凹凸をもたらしている。

図—2.5.3には植生模型のないケース１での湾曲部の中央にあたる断面 No.12での流速分布および河床横断形状を示す。河床は左岸に近づくにつれ河床が低下する形状となっている。また、流れについては左回りの二次流が形成され、特に左岸壁沿いでは強い下降流が見られる。

図—2.5.4には幅5cm の植生模型を置いたケース２における断面 No.12での流速分布および河床形状を、図—2.5.5には通水後の平面的な河床変動状況を示す。これによると、植生模型の約20cm 右岸側に下降流が見られ、これを境に二次流は２つのセルを形成する。右岸側のセルは植生模型がない場合と同様左回りの二次流であり、左側のセルは右回りの二次流である。河床横断形状に注目すると、植生模型近傍の右回りの二次流に対応して左岸側壁近傍の深掘れ深はケース１に比べ軽減している。

図—2.5.6には幅10cm の植生模型を置いたケース３における断面 No.12での流速分布および河床形状を、図—2.5.7には通水後の平面的な河床変動状況を示す。全般的な傾向はケース２とほぼ同様であるが、植生模型近傍での右回りの二次流強度が高まり、左岸側壁近傍での河床は側壁に接近するに従い上昇する形状となった。

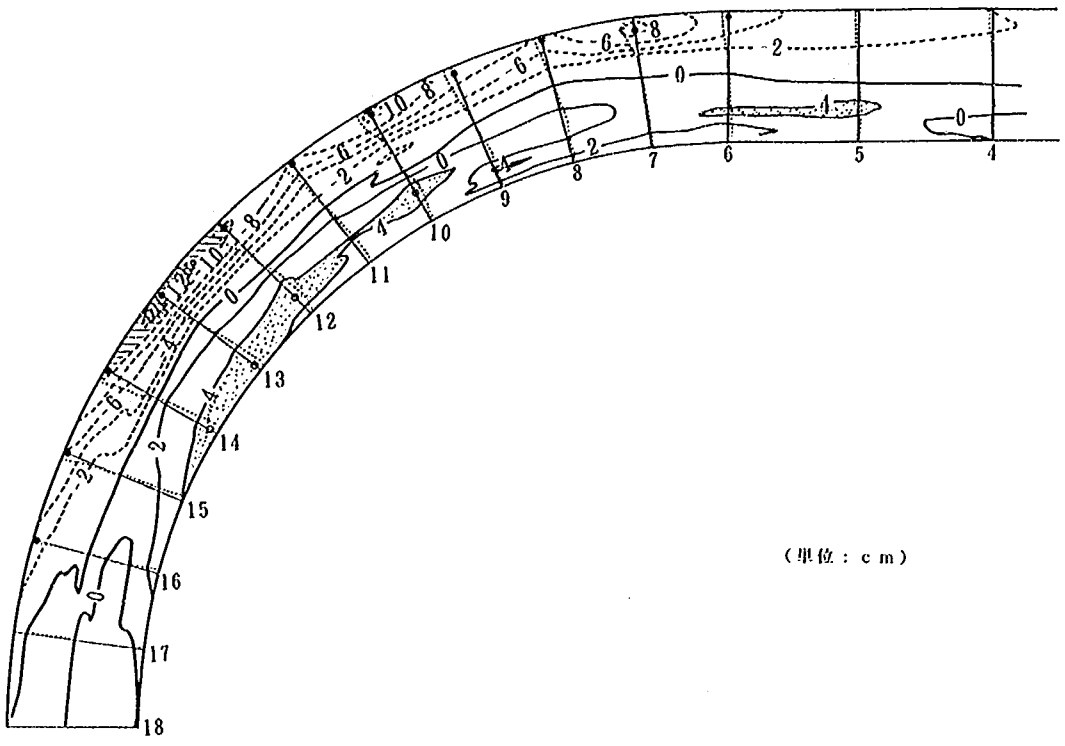
図—2.5.8には幅15cm の植生模型を置いたケース４における流速分布および河床形状を、図—2.5.9には通水後の平面的な河床変動状況を示す。植生模型近傍の右回りの二次流強度は一層強まり特に植生模型の真横では水平方向の顕著な流れが見られる。２つの二次流のセルの境界（下降流発生面）と植生の端部との距離は他のケースと同様に約20cm である。河床形状については、二次流強度の増大に伴い河岸近傍での河床上昇量が一層増大した。

ここで、図—2.5.3～9に見られる植生模型の二次流および局所洗掘抑制効果の機構について推定する。流速分布と遠心力分布の模式図を図—2.5.10に示す。植生模型の内部では流れが遅められ、これが植生模型周辺の流れと混合するため植生模型近傍の流速が全体的に減少する。すると植生模型の近傍における流れは上層で流速が小さく、下層で大きい流速分布を持ち、これに対応して遠心力は下層で大きく、上層で小さい分布を持つ。一方、植生模型と十分に離れたところでは主流速分布は水面近傍で大きく、河床近傍で小さくなり、この分布に対応して遠心力は水面近傍で大きく、河床近傍で小さい分布となる。以上、本研究で示した２つのセルを形成する流れはこれらの遠心力分布に対応して形成されると考えられる。

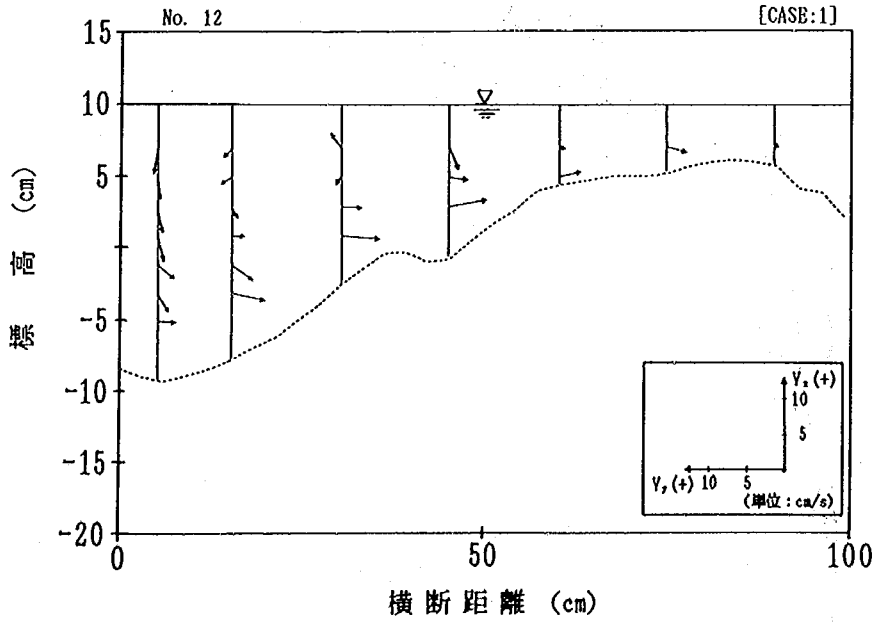
このことを確認するために、植生の表面を被覆して植生内の流体と周辺の流体との混合をほとんど完全に押さえた実験を実施した（ケース５）。図—2.5.11には表面を被覆した幅10cm の植生模型を置いたケース５における流速分布および河床形状を、図—2.5.12には通水後の平面的な河床変動状況を示す。同じ大きさの植生模型を置いたケース３よりも洗掘規模は約25％増大し、二次流の発達も顕著であることがわかる。このことから、先に推定した植生の二次流・局所洗掘抑制効果の発生機構の妥当性が示された。また、植生模型のないケース１と比較しても洗掘規模は約67％増大した。これは、ケース５において河積を阻害する物体のために主流方向での流速の加速があったためと考えられる。

3）のり面の存在による植生の二次流・局所洗掘軽減効果の低下度

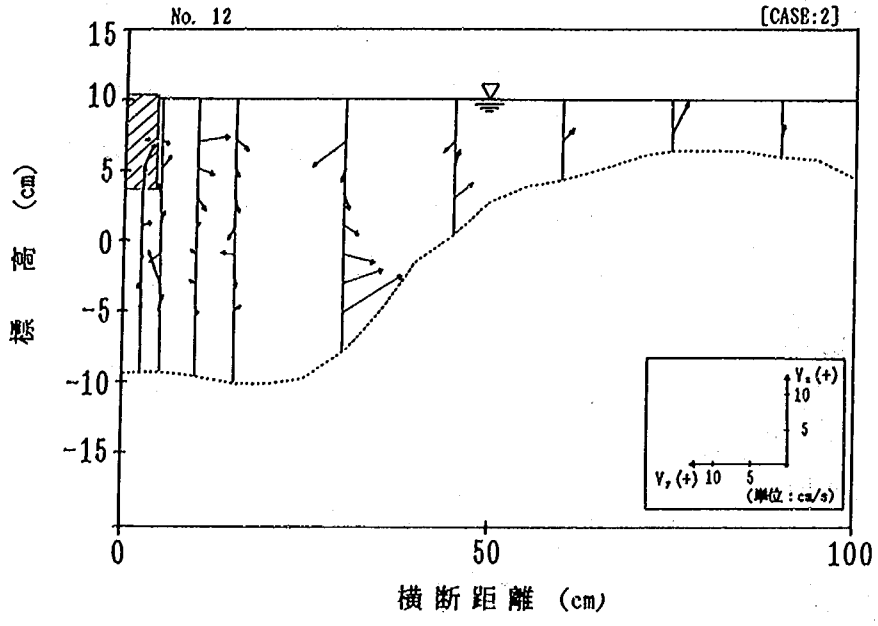
植生の二次流・局所洗掘軽減効果を効率的に発揮するためには、植生をなるべく二次流強度の強いところにおくほうがよいことは容易に想像できる。しかし、実際の河川は河岸に勾配を持っており、低水路に突き出した形で植生を配置するのは困難である。現実的にはのり面上に配置しなければならず、植生の二次流・



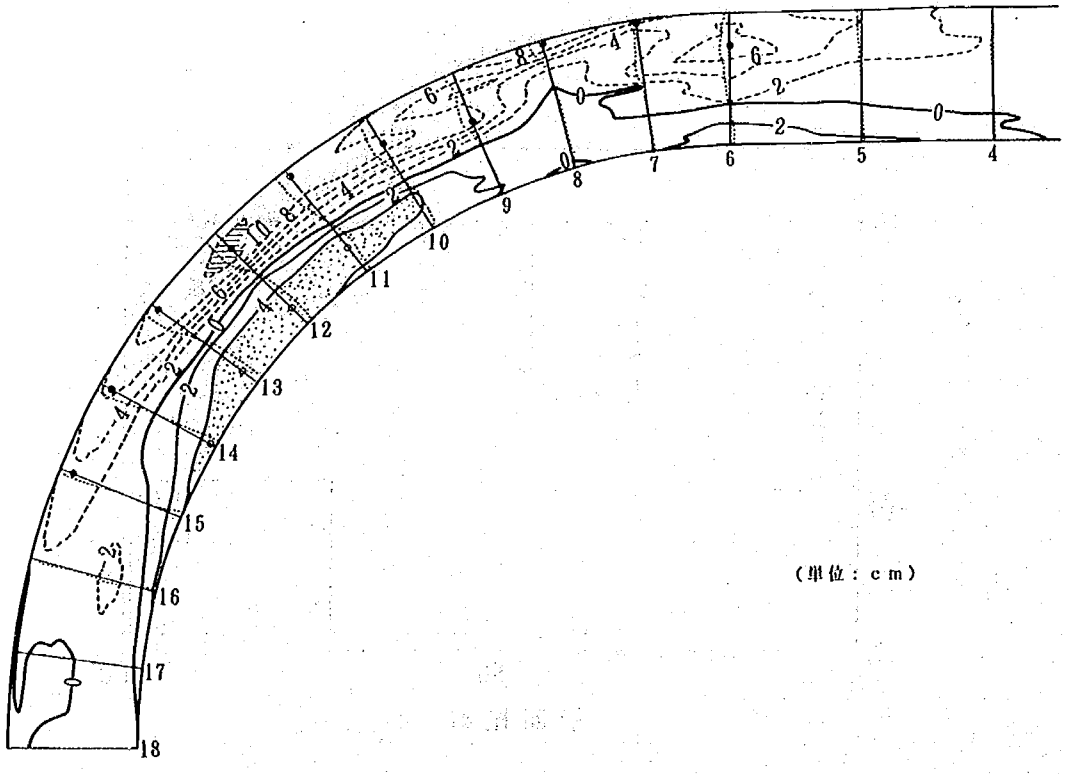
図—2.5.2　局所洗掘の発達状況（ケース１）



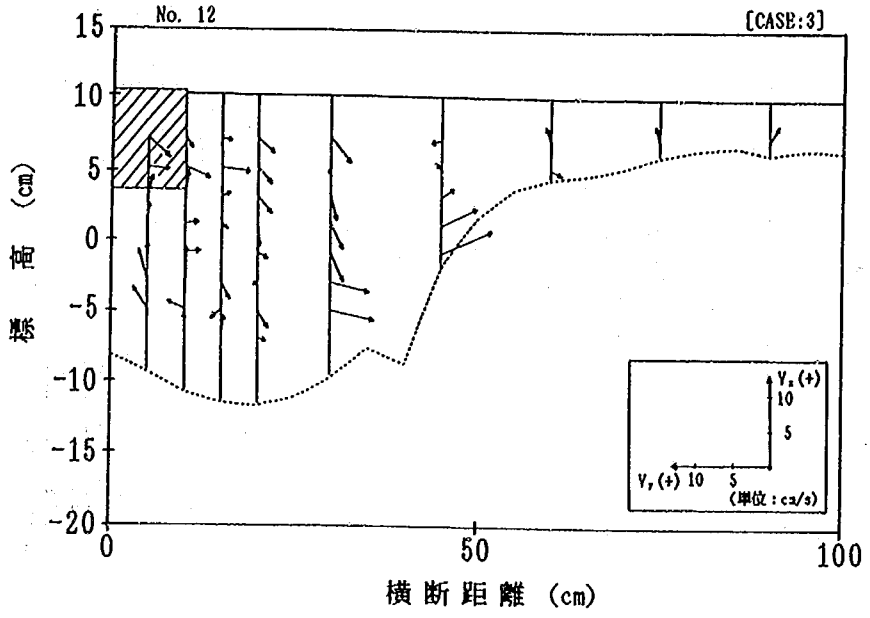
図—2.5.3　二次流の流何と河床変動状況（No. 12断面、ケース１）



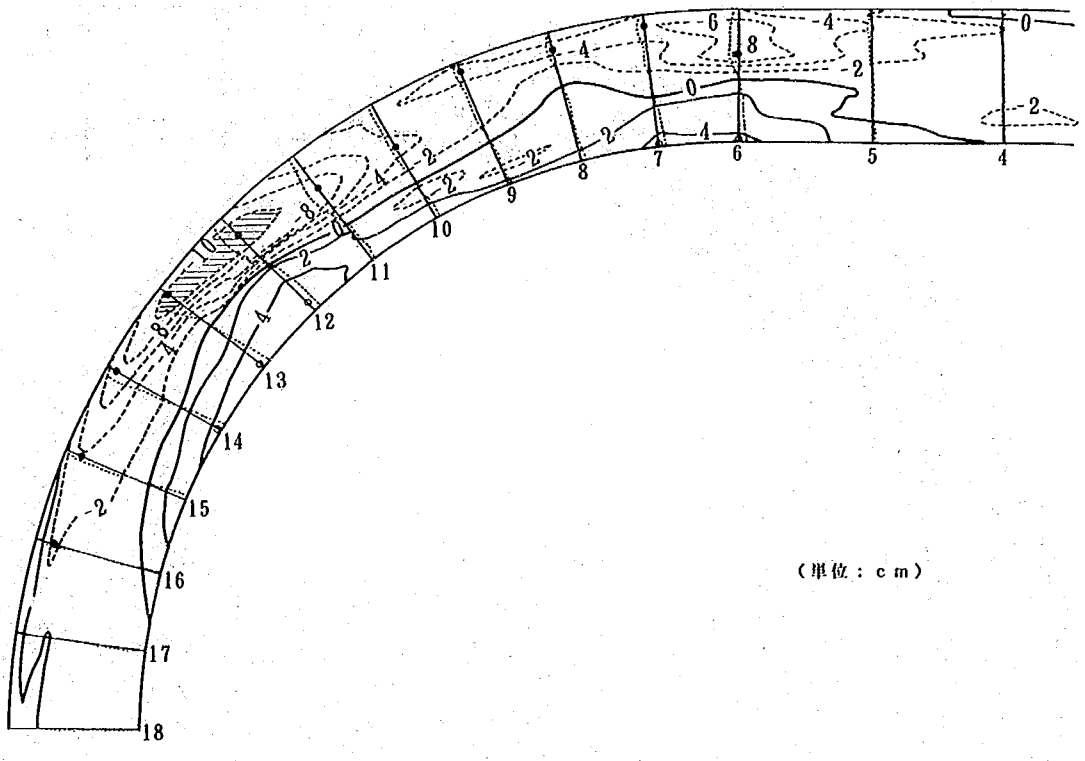
図—2.5.4　二次流の流何と河床変動状況（No. 12断面、ケース２）



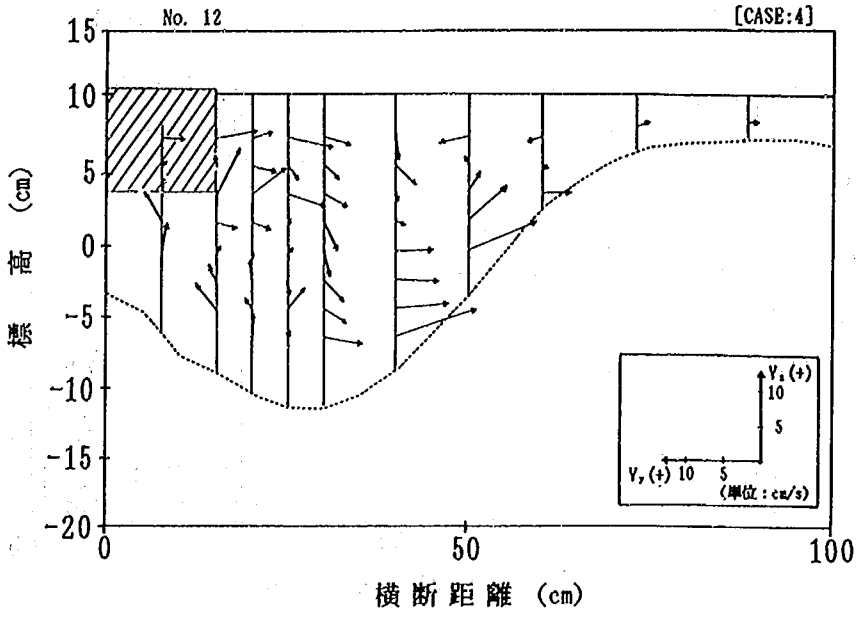
図—2.5.5　局所洗掘の発達状況（ケース２）



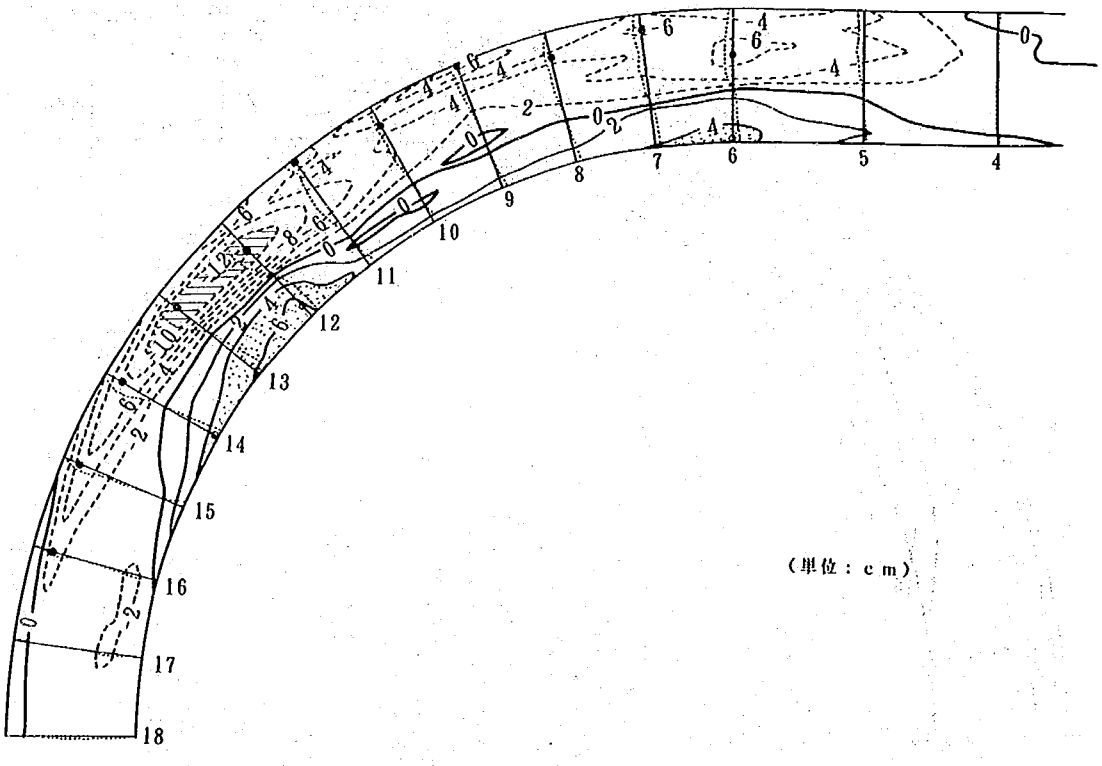
図—2.5.6　二次流の流何と河床変動状況（No. 12断面、ケース３）



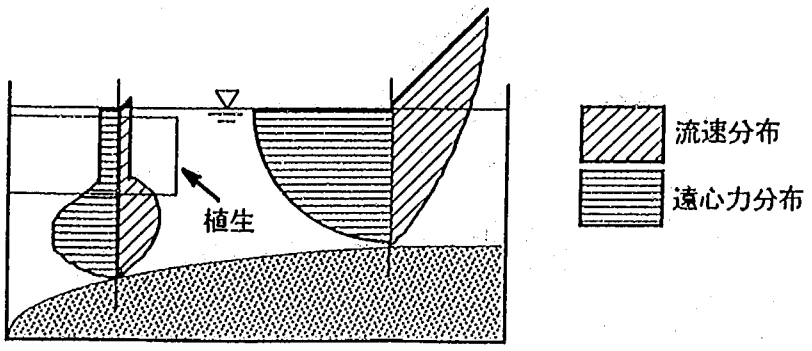
図—2.5.7　局所洗掘の発達状況（ケース３）



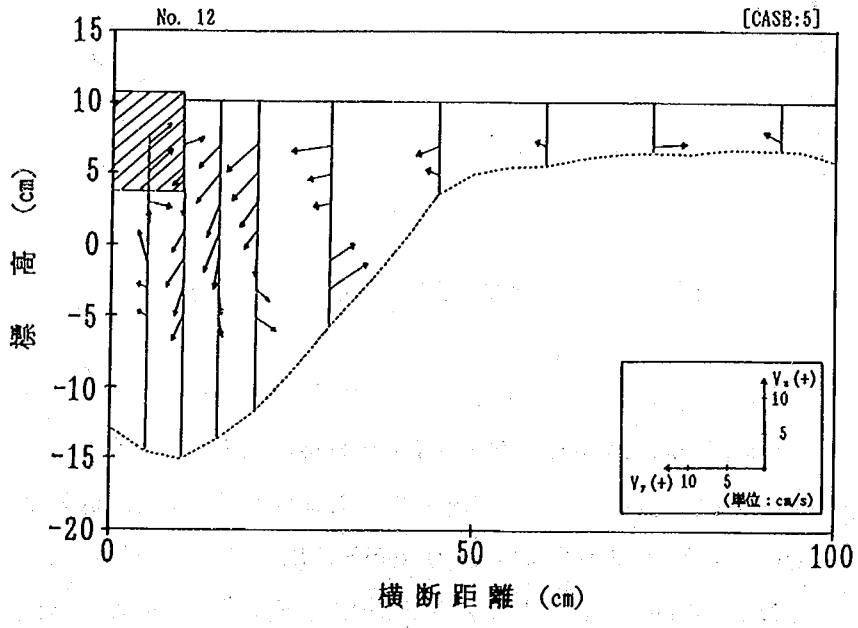
図—2.5.8　二次流の流何と河床変動状況（No. 12断面、ケース４）



図—2.5.9　局所洗掘の発達状況（ケース４）



図—2.5.10　植生の作用による二次流の流速分布の変更の概念図



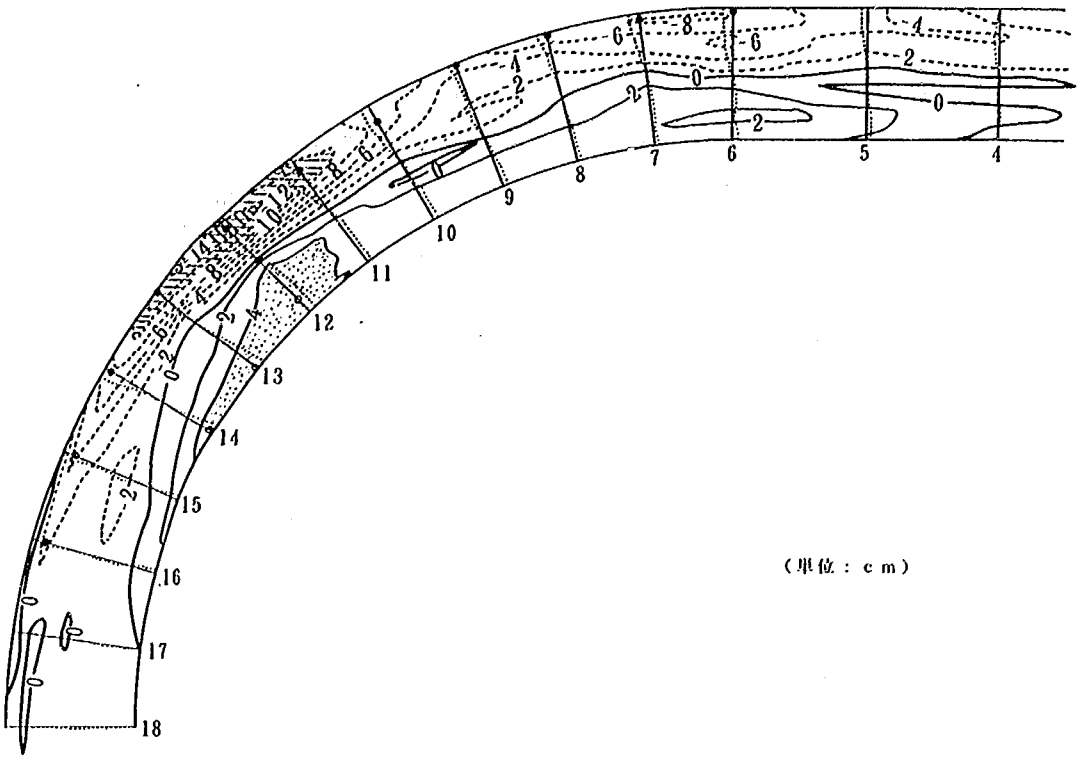
図—2.5.11　二次流の流何と河床変動状況（No. 12断面、ケース５）

局所洗掘軽減効果の低下が懸念される。そこで実験ケース６～９では水路の外岸側に１割ののり勾配を付けて実験を実施した。

図—2.5.13には植生のないケース６の二次流および河床変動の状況を、図—2.5.14には通水後の平面的な河床変動状況を示す。長方形断面でかつ植生のないケース１と比較すると、のり勾配を有することでのり面上の主流速は減少したものの、のり尻近傍での二次流の発達状況に特に大きな差異は見られず、洗掘深もおよそ10cm で有意な差異は見られない。

図—2.5.15には幅5cm の植生を設置したケース７での二次流および河床変動状況を、図—2.5.16には通水後の平面的な河床変動状況を示す。これによれば、遠心力に起因する二次流と逆向きの二次流を発生している領域は植生のごく近傍に限られ、局所洗掘の軽減効果はみられないばかりかケース６よりもやや増加している。これは、植生の二次流・局所洗掘軽減効果よりも河積阻害効果のほうが勝ったためと思われる。

図—2.5.17には幅10cm の植生を設置したケース８での二次流および河床変動状況を、図—2.5.18には通水後の平面的な河床変動状況を示す。これによれば、幅5cm の場合よりも遠心力に起因するに時流と逆向き



図—2.5.12　局所洗掘の発達状況（ケース５）

の二次流を発生させている領域は拡大したものの、のり面の領域にとどまっており、のり尻部では顕著な下降流が発生している。これに伴い局所洗掘深もケース７と同程度に発生している。

図—2.5.19には幅15cmの植生を設置したケース９での二次流および河床変動状況を、図—2.5.20には通水後の平面的な河床変動状況を示す。これによれば、植生が産み出す二次流の領域は前２ケースより拡大し、のり尻近傍の河床形状ものり尻に向かうほど上昇する植生の二次流の影響を受けた形状となっているが、洗掘深は依然として10cmを越えており、明確な洗掘軽減効果は見られない。

2.5.3　まとめ

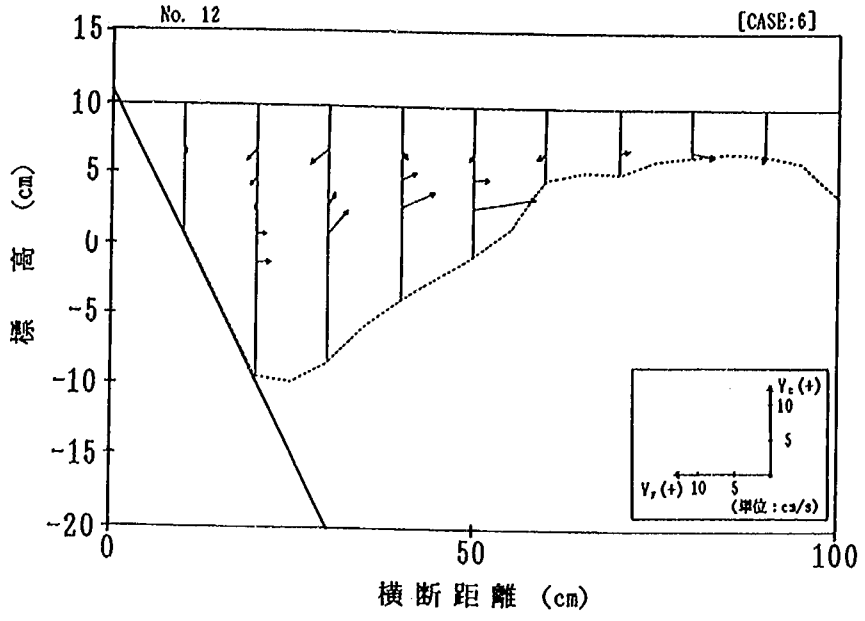
以上の検討を通じ、植生による二次流・局所洗掘抑制効果および現実の工法への適用については次のように評価できると考えられる。

① 植生を湾曲河道の外岸に設置すると、植生近傍で遠心力による二次流と反対向きの二次流が発生し、遠心力による二次流を打ち消すとともに外岸近傍での局所洗掘を軽減することができる。

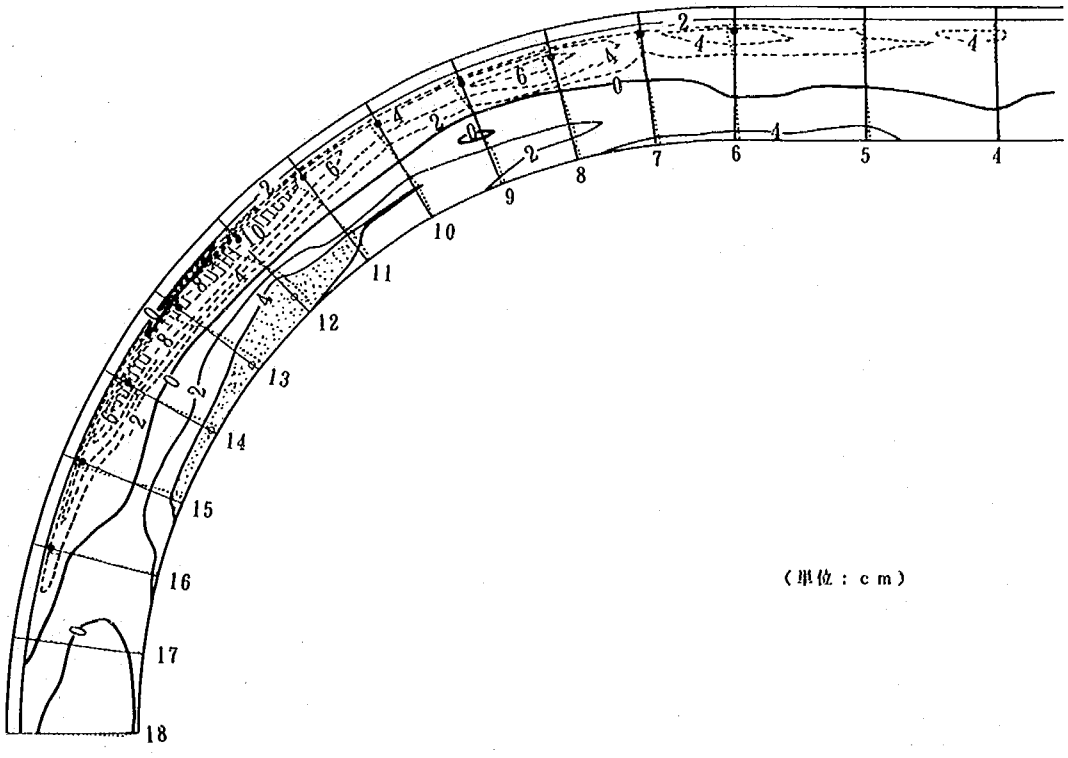
② 植生の二次流・局所洗掘軽減効果は、植生群の大きさが大きいほど顕著に現れる。

③ のり面上に植生を設置した場合、のり面上では二次流抑制効果は発揮されるものの、その領域がのり尻まで及ばない場合には局所洗掘軽減効果は期待できない。

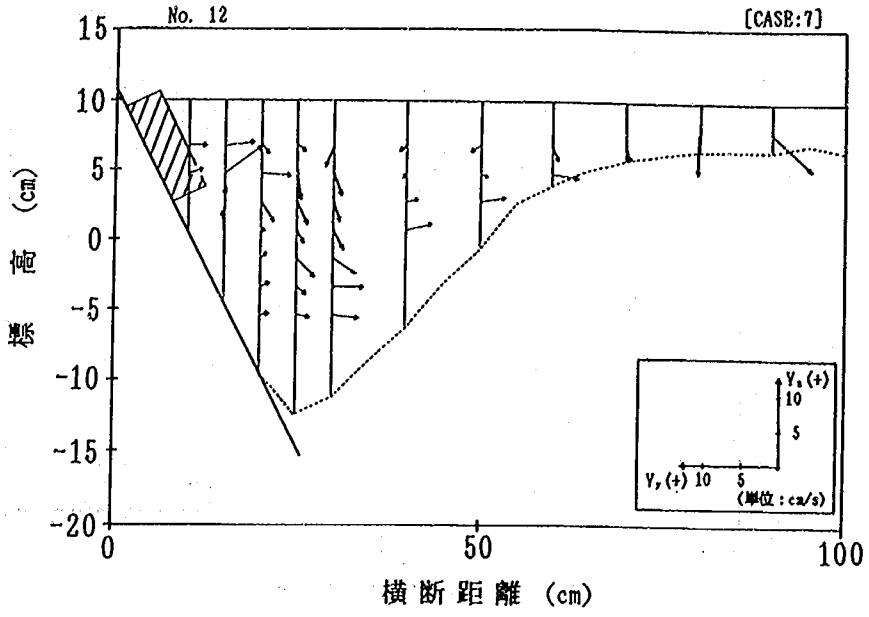
④ 実際の施工を想定した場合、低水路に突き出すように樹木群を植樹するのは難しく、また洪水中の耐倒伏力についても未知な部分が大きいため、二次流抑制効果・局所洗掘軽減効果を設計に組み込むのは難しい。むしろ、既にそのような形状になっている箇所について樹木群の伐採が計画されているような場合は、樹木群の二次流・局所洗掘軽減効果が失われることを含めて考慮するようにする程度に捉えておいたほうがよいであろう。



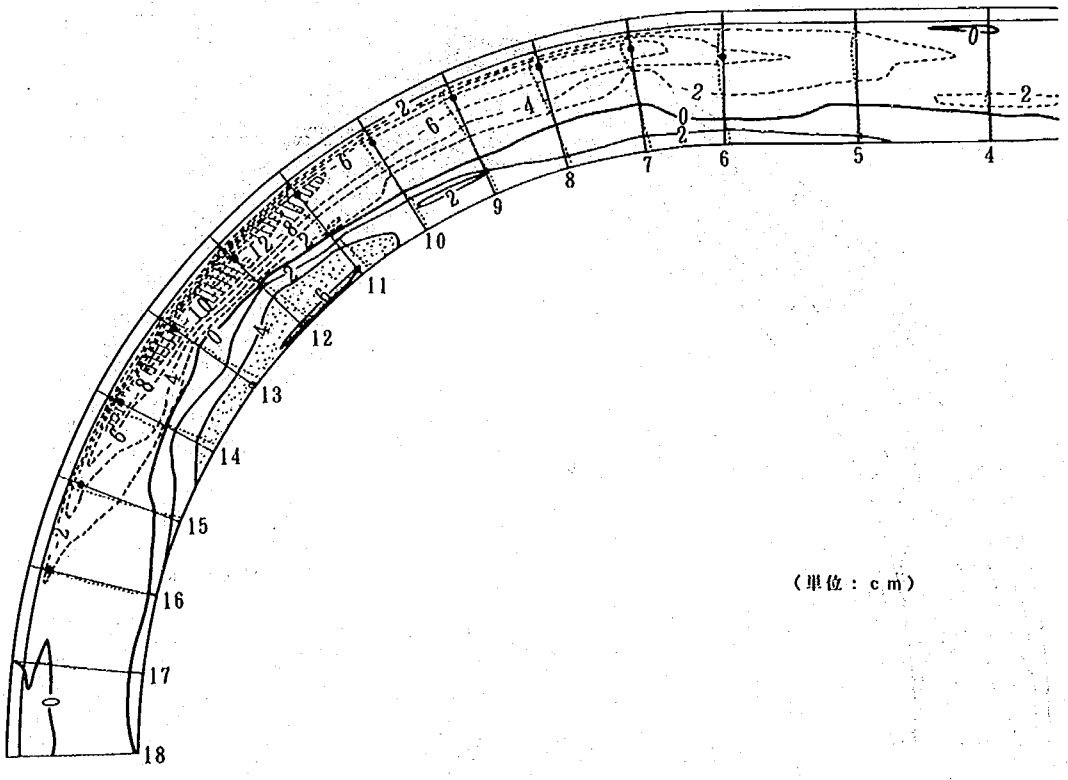
図—2.5.13　二次流の流何と河床変動状況（No. 12断面、ケース６）



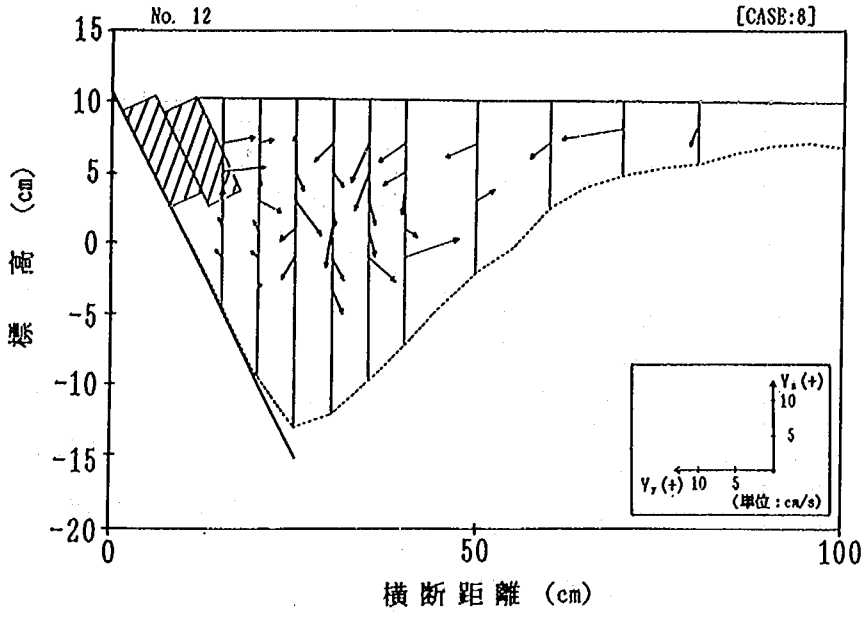
図—2.5.14　局所洗掘の発達状況（ケース６）



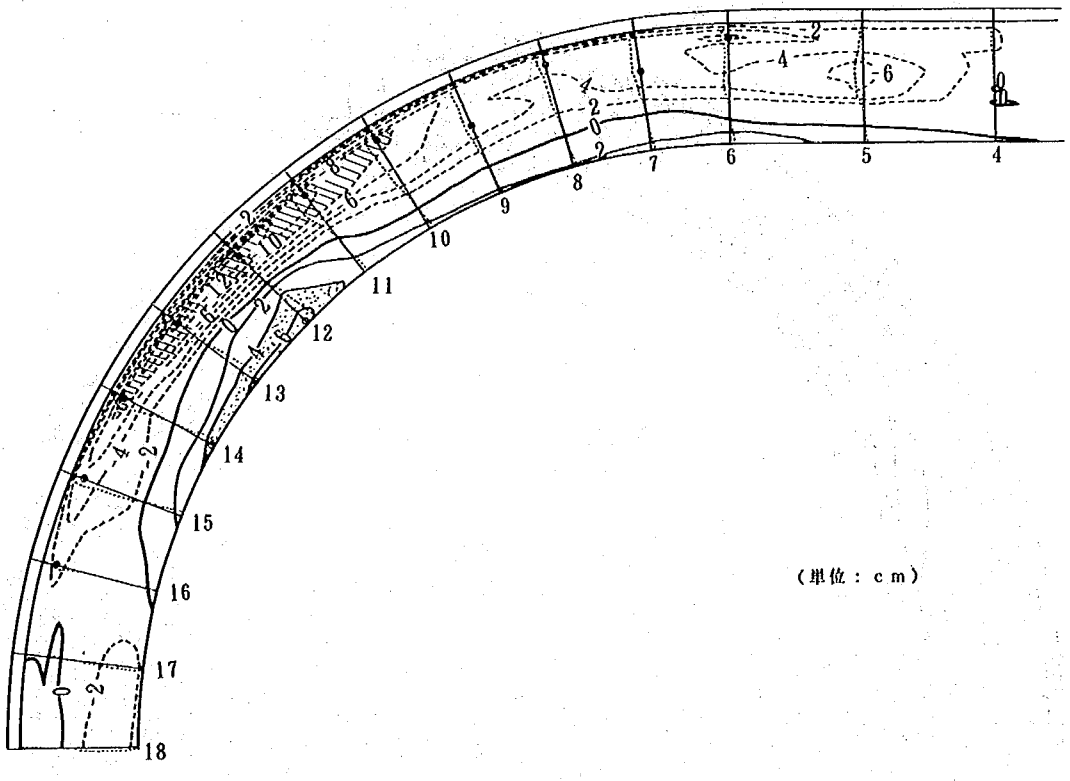
図—2.5.15　二次流の流向と河床変動状況（No. 12断面、ケース７）



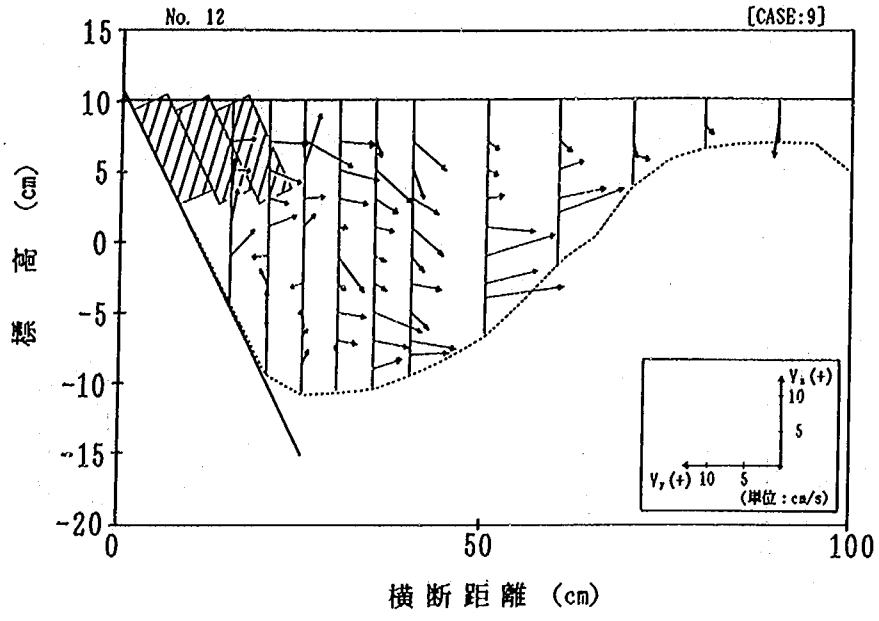
図—2.5.16　局所洗掘の発達状況（ケース７）



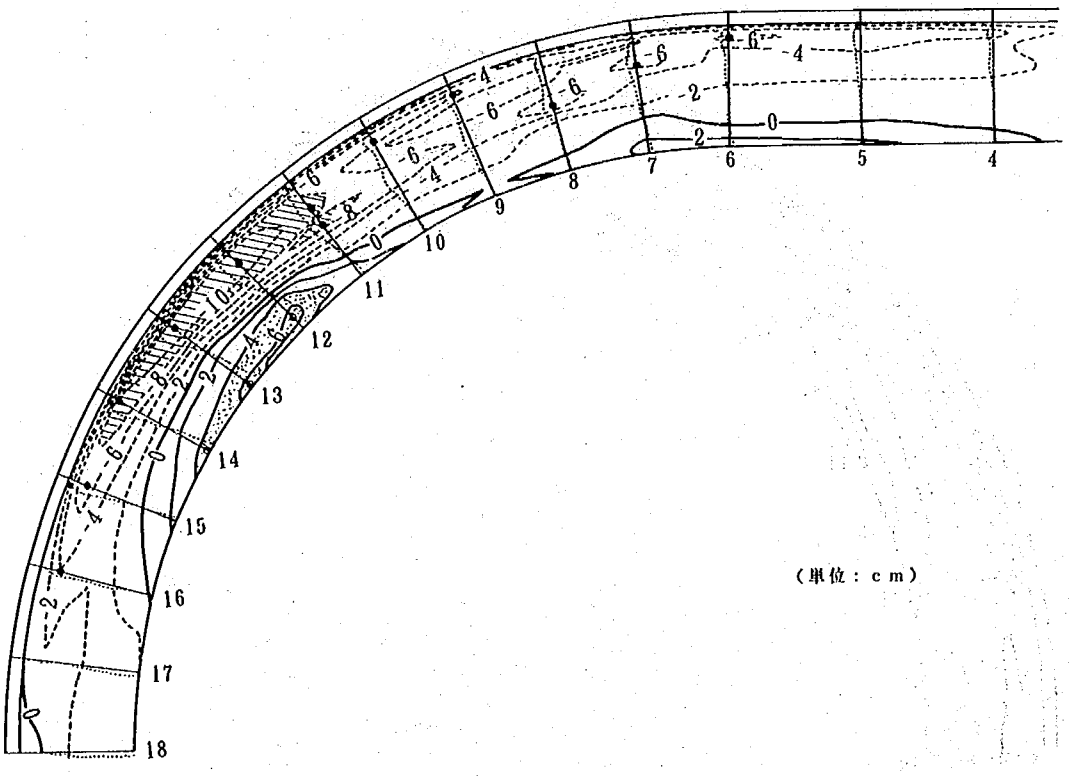
図—2.5.17　二次流の流何と河床変動状況（No. 12断面、ケース８）



図—2.5.18　局所洗掘の発達状況（ケース８）



図—2.5.19　二次流の流向と河床変動状況（No. 12断面、ケース９）



図—2.5.20　局所洗掘の発達状況（ケース９）

2.6 パーシャル護岸の水理設計法

ここでは、これまで述べた調査結果および既存の研究成果をもとに、パーシャル護岸の水理設計法の立案について検討を試みる。なお、現状では検討の不十分なところが多々含まれており、この水理設計法全体を参考と位置づける必要がある。

2.6.1 パーシャル護岸とは

1）河岸侵食の様々な形態について

> 河岸侵食は河岸土質構造や洪水外力によって様々な形態が存在する。パーシャル護岸はこのうちいくつかの侵食形態についてのみその機能を発揮する工法であるので、設計に先立ち河岸侵食の形態について十分把握しておく必要がある。

＜解　　説＞

上記のように、パーシャル護岸は特定の河岸侵食形態にのみ効果を発揮する工法であるから、パーシャル護岸を正しく認識するためにはまず河岸侵食形態について知っておかねばならない。

しばしば発生する河岸侵食の形態をおおまかに分類すると、受食型河岸侵食、ノッチ型河岸侵食、局所洗掘型河岸侵食、および剝離型河岸侵食の4つが上げられる。これら4つの河岸侵食の形態、発生機構、および特徴等について以下に概略説明する。

①受食型侵食

扇状地河道等、砂利・礫を河床材料に持つ河川にしばしば発生する侵食形態である。扇状地河川の河岸の土質構造は、一般に河床材料とほぼ同様な粒度組成をもち、粘着性は乏しく、表層にうすく細砂・シルト等が堆積している。洪水時にはその乏しい粘着性ゆえに流水に接している部分が掃流力によって削られ、流水より上の部分は河岸から薄く剝離するように崩落する（図—2.1.1参照）。一洪水中において上記のサイクルは同一地点で複数回繰り返され、しかもそのインターバルは他の侵食形態に比べ格段に短い。掃流力・河岸材料によっては、ほとんど連続的に生じて「なめるように」侵食が進むところもあることが知られている。

②ノッチ型河岸侵食

自然堤防帯よりも下流の河道では、河岸土はしばしば耐侵食性の異なる互層構造となっている。洪水時のせん断力、波食などによって耐侵食性が相対的に劣る箇所が侵食され（この侵食された箇所をノッチと呼称する）、それより上層がその粘着力によってオーバーハング状に取り残されるものの、ノッチの発達に伴う自重の増加に耐えきれず限界状態に至って崩落するのがノッチ型河岸侵食である（図—2.1.2参照）。したがって、河岸土質がすべて非（弱）粘着性土からなる扇状地河川でこのタイプの侵食が発生するのはまれであり、もっぱら自然堤防帯河道、デルタ河道で発生する。自然堤防帯河道の場合、非（弱）粘着性土層に相当するのは砂利層である場合が多く、デルタ河道では砂層にあたる場合が多い。オーバーハング部の粘着性により侵食の発生頻度は受食型河岸侵食よりも劣るが、オーバーハング部の崩落後、ノッチが再発達するので継続的に河岸侵食が発生するのが特徴である。

③局所洗掘型河岸侵食

湾曲部の外岸側などは洪水時にしばしば深掘れが発達する。深掘れの発達は河岸土の安定性の観点からすれば抑え土圧の減少を意味し、河岸土への流水の浸透による強度低下等とあいまって河岸土がすべり破壊するものである（図—2.1.3参照）。この形態の河岸侵食はあらゆる河道で発生し得るが、大規模な河岸侵食が生じるのは河岸土の粘着性が比較的大きい自然堤防帯河道よりも下流である場合が多い。

④剝離型河岸侵食

流水の作用により粘着性土の表面から様々な大きさの土塊がはぎ取られて侵食される形態である（図—2.1.4参照）。粘性土に限られる侵食形態であるので、自然堤防帯よりも下流の河道で発生する。粘性土の土質的特性により侵食速度がかなり異なるのが特徴である。

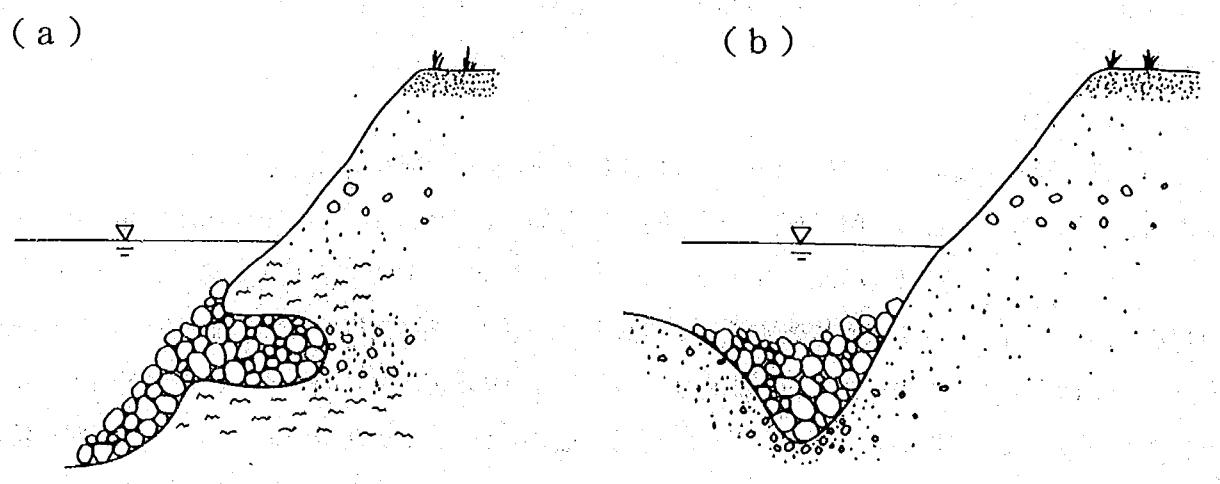
2）パーシャル護岸の構造と機能

パーシャル護岸の概念図を図—2.6.1に示す。パーシャル護岸はノッチ型河岸侵食や局所洗掘型河岸侵食にのみ機能を発揮する。

＜解　　説＞

この工法は、河岸土を河道横断的に見た場合、強度的に問題のあるところのみを捨石工などによって補強し、問題のないところは自然河岸のまま残す工法である。経済性および環境への配慮が徹底した形でなされている点が従来型の護岸と異なるところである。

パーシャル護岸は、上記のような特性を持っていることから、逆に言えば河岸の弱点箇所のみを補強することによって防御できるような河岸侵食のタイプにのみ適用が可能ということになる。具体的には、ノッチ型河岸侵食や局所洗掘型河岸侵食にのみ適用可能であって、受食型や剝離型の河岸侵食には適用できないのが際だった特徴である。



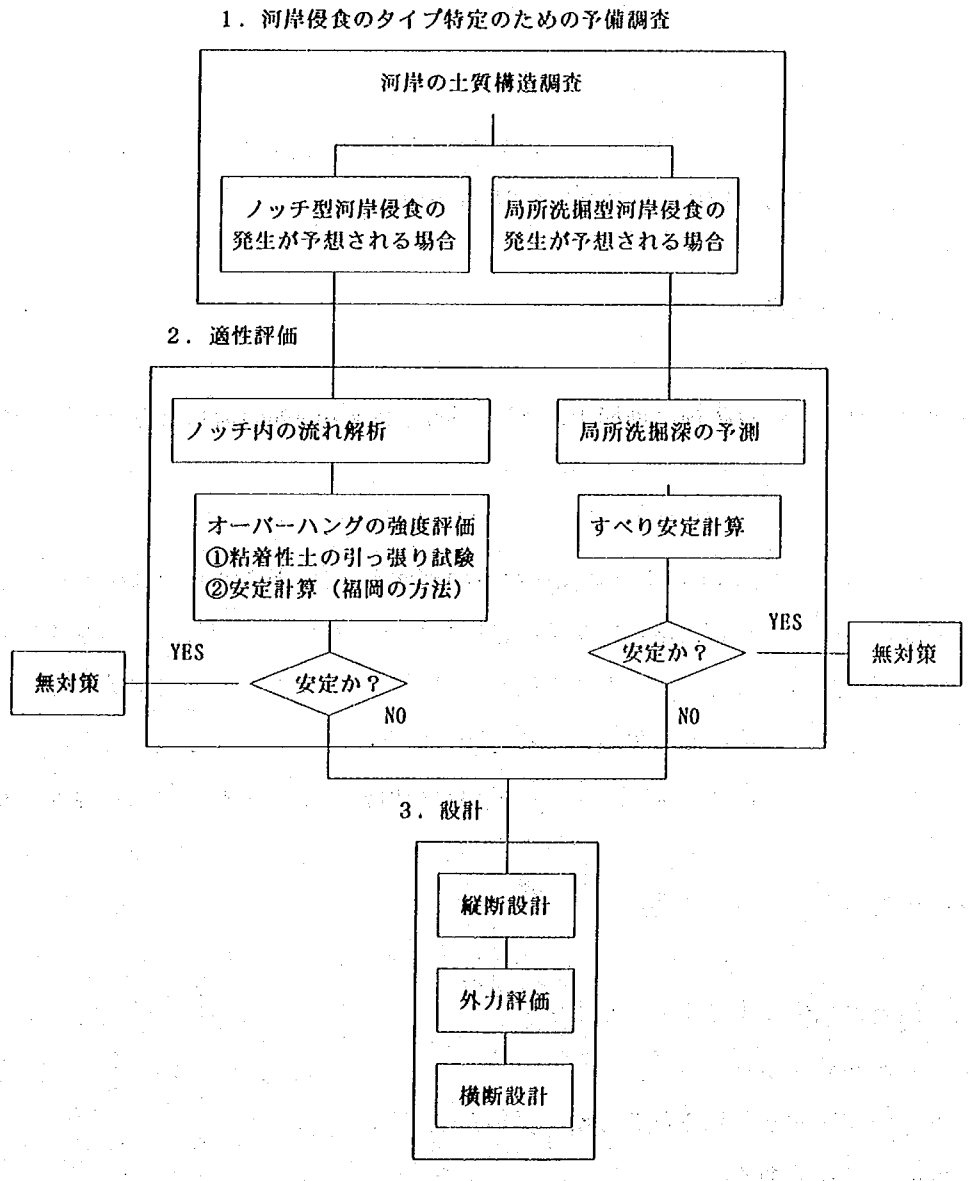
図—2.6.1　パーシャル護岸の概念図

2.6.2　本設計法の構成

パーシャル護岸は2.6.1で述べたように特定の河岸侵食形態にのみその機能を発揮する工法であるので、本設計法の流れは図―2.6.2に示すようになる。すなわち、まず検討地点で発生するであろう河岸侵食形態がノッチ型河岸侵食もしくは局所洗掘型河岸侵食のいずれかに当てはまることを確認し、次に対策が必要であるかを判定し、必要とならばその対策工の諸元を水理設計する。

＜解　　説＞

パーシャル護岸は、2.6.1で述べたようにその機能を発揮できる河岸侵食形態が限られるという従来型の護岸にない特徴を有している。このため、その設計の手順には河岸侵食形態の予測過程が含まれている。具体的な手順の概要は次の通りである。



図―2.6.2　パーシャル護岸の水理設計の流れ

★第一段階：侵食形態の予測

まず、検討地点において将来発生するであろう河岸侵食の形態を予測する。現状ではこれを精度良く実施するのは技術的に困難な部分も多いが、一応その手順は本設計法の2.6.3項に記してある。この検討を通じ、河岸侵食形態がノッチ型河岸侵食もしくは局所洗掘型河岸侵食と推定された場合にのみ第二段階に進むことができる。上記２つの河岸侵食形態以外のものと推定された場合には、パーシャル護岸以外の対策法に切り換えなければならない。

★第二段階：対策の必要性の有無

パーシャル護岸の思想は、そもそも河川環境の保全、とくにミティゲーションの考え方に基づいて発案されたものであるから、例え第一段階の検討で対象地点にノッチや局所洗掘が形成されてもその規模が河岸侵食を招くには至らない程度であったのなら、補強は必要ないと考える。第二段階ではノッチや局所洗掘をこのまま放置しておくと洪水時等にどのように拡大し、最終的に河岸侵食を引き起こすかどうかを判断する。この手順は本設計法の2.6.4項に記してある。放置するといずれ河岸侵食を招くと判断されるものについてのみ設計の第三段階に進む。

★第三段階：パーシャル護岸の水理設計

パーシャル護岸の施工位置、使用材料等についてを、洪水時に十分機能を発揮し、かつ安定なように水理設計するものである。この内容については2.6.5項に示す。

2.6.3　河岸侵食形態の推定

1）河岸侵食形態の推定（総則）

河岸侵食形態の予測は、侵食実績、河岸土の構造、河床変動傾向等の情報をもとに総合的に行う。

＜解　　説＞

河岸侵食の発生原因は2.6.2で述べたように様々なものが考えられ、当該地点で発生する河岸侵食形態を特定するのは現状では難しい。しかし、絶対的な精度は期待できず本設計法のなかでは参考と位置づけざるを得ないが、現状の技術・知識をもとにとりあえず様々な見地からいくつかの方法が考えられるのでここに紹介する。なお、ここで述べる方法は作業の簡易さを念頭に置きつつ考案されたものであるから、当該地点が治水上の要点であったりする場合は、本書に示されていない厳密な手法をも積極的に導入することが望まれる。

2）ノッチ型河岸侵食の発生予測（総則）

ノッチ型河岸侵食の発生を予測するためには、 ①ノッチを直接発見する。 ②今後ノッチの発達すると見られる箇所を見いだす。 の２とおりの検討が必要である。

<解　　説>

ノッチ型河岸侵食は、河岸が互層構造となっているところで発生する。一般に河岸の互層構造を調べるには相応の労力が必要であり、直接現地を踏査して既存のノッチやノッチの萌芽を発見するのが最も早道である。しかし、現在ノッチは見られないものの、将来発達するであろう箇所を予測するには互層構造に関する情報は不可欠であり、ボーリング調査や現地の河岸を観察して互層構造を推定する必要がある。

(1) 参考：ノッチ型河岸侵食の発生しやすい河川の特徴

ノッチ型河岸侵食の発生し易い箇所の推定は、河岸の土質構造に注目して行う。

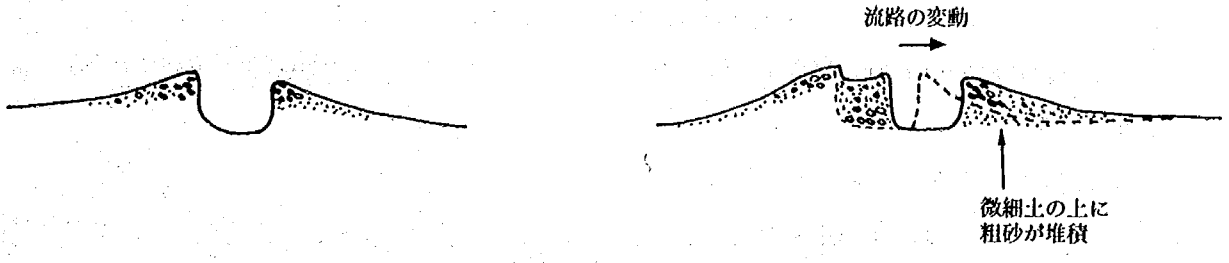
<解　　説>

ノッチ型河岸侵食は、粘着性土と非粘着性土とが互層構造をなす河岸で発生しやすい。河岸が互層になる原因はいくつか存在する。代表的なものを次にいくつか列挙する。

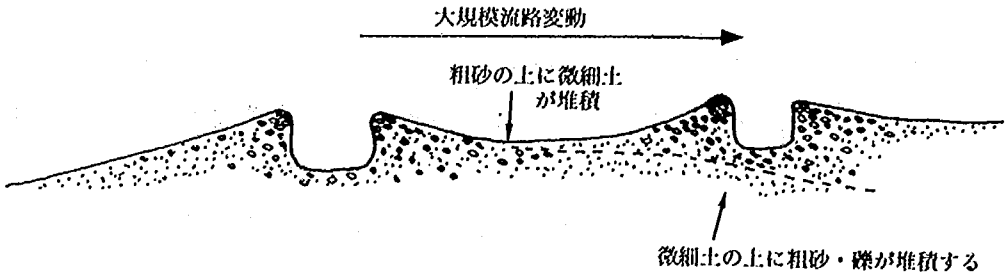
① デルタ河川の流れる低平地は、現在よりも海面が高かった時代に河川により運搬された河床材料が湾へ堆積し、かつ波の作用により再配置してできた場合が多い。ここに運搬される河床材料は通常時および小出水時には微少粒径のものであり、堆積・圧密されると粘着性を帯びる。ところが氷期が訪れると海面が低下し、デルタ前面が急に深くなっているような地形の箇所ではデルタは河川により侵食され、V字谷を形成する。この際、洪水時のせん断力が上昇し、デルタ形成時には到達し得なかった砂など粒径の粗い河床材料が運搬・堆積する。気候が温暖化して再び海面が上昇するとV字谷を埋めるように微細砂・シルト・粘土の堆積が生じる。このようにして微細粒径層の間に砂層をかむ土質構造が形成される。

② 自然堤防地帯においては、洪水時、氾濫源へ土砂を堆積させ、その粒度分布は河道近傍で粗く、遠くで細かくなる。自然堤防帯を流れる河川は蛇行しやすく、徐々に流路の位置を変化させるので、氾濫源のある一点でみた場合、堆積物の粒径は徐々に変化する（図—2.6.3参照）。また一洪水によって流路の位置が激変する場合もあり、この際には図—2.6.4に示すように堆積状況も激変する。河道近傍に堆積した粗い粒径の河床材料は粘着性を持たない場合が大半であるからこうした土層が非粘着層となってノッチの原因となる。

このように、沖積平野はその内部で不規則な互層になっている場合が多く、現行の河道の河岸土の土層構造を予測するのは難しいが、自然堤防帯よりもデルタの形成過程の方が単純な場合が多く*)、密なボーリ



図—2.6.3　互層の形成（小規模流路変動）



図—2.6.4　互層の形成（大規模流路変動）

ングデータがあれば河岸土の土層構造をある程度推定できる場合もある。

*) 堆積過程においては河岸土の粘着性の観点からみて粒度分布がほぼ均一と見なせること、侵食過程においては海水準の低下に伴いV字谷を形成し、流路変動はほとんどないと推定させることによる。

(2) 参考：直接踏査時の留意点

現地を直接踏査してノッチを探す場合、次のような点に留意すれば合理的に調査を進めることができる。

①ボーリング調査結果等から砂利層など、非侵食層の高さをあらかじめ調べておく。

②ヒサシ部分は植生の根によって侵食を免れている場合もある。また、植生の根は平水位近傍を最下端としている場合が多いので、平水面ぎりぎりにあることもある。

＜解　　説＞

ノッチの発生しやすい箇所の特徴としては次の2パターンがある。一つは河岸が粘着土層と非（弱）粘着土層の互層で形成されているところであり、非（弱）侵食土層が侵食されてノッチとなる場合である。もうひとつは河岸土の上層が植生の根によって補強され、下が侵食してノッチとなる場合である。それぞれのタイプのノッチの見つけ方はその発生原因を考慮すれば次のような手順によることが合理的であるといえる。

①　非侵食土層のある場合

この場合には、既存のボーリングデータ等を収集して土層構造を調べれば非（弱）粘着土層の存在が推定できる。デルタ河川の場合、河川の流れる平野は海成の低平地なのでその土層構造は平野全域にわたり水平な地層の互層となっている場合が多い。このため、ボーリングデータは河川から離れた箇所のものでも参考になる。しかし、自然堤防帯の河川の場合には、提内地にはかつて流路であった痕跡がいたるところに残されているので河道から離れた箇所でのボーリングデータから河岸の土層構造を推定するのは難しくなる。

②　植生の根の補強効果による場合

このタイプのノッチは、河岸土の上層が植生の根により補強されて侵食されずに残り、その下が侵食されて発生する。一般に、植生の根は地下水面以下には伸びないので、河岸の場合は概ね平水時水面の

高さが根の伸張限界となる。するとノッチは平水面ぎりぎりのところに発生する場合が多い。したがって、平水時に水面近傍を探すとノッチをしばしば発見することができる。

(3) 参考：ノッチの発達が予測される地点の推定

> ボーリング調査結果から、比較的厚い非（弱）粘着層があることが確認されるか、高水敷表面が根の深い植生に覆われ、しかもその地点が洪水時に水衝部になる箇所がノッチの発生しやすい地点であるといえる。

＜解　　説＞

現状ではノッチは形成されていないが、将来的にはノッチが発生し、河岸侵食の原因となるまで発達するのが見込まれる箇所も対策の対象となる。ノッチの発生原因は4.2.2に述べたとおりであるが、この原因に沿って考えると枠内のような箇所が今後ノッチの形成されるおそれのあるところであるといえる。

2）局所洗掘型河岸侵食の発生予測

(1) 参考：局所洗掘型河岸侵食の発生しやすい地点

> 局所洗掘型の河岸侵食の発生予測は、対象河道のセグメント区分、流況、河床変動状況に着目して行う。

＜解　　説＞

局所洗掘型河岸侵食の発生が予想される箇所の特徴としては、

① 河岸近傍に局所洗掘がある。

② 洪水時、水衝部になる。

③ 自然堤防が発達し、河岸の高さが周辺に比べ高い。

④ すでに小規模なすべり破壊を起こしている。

等が挙げられる。以下にその詳細について説明する。

セグメント２～３に属する河川（河床勾配が概ね1/500より緩く、河床材料が砂利よりも小さな河川）は、河岸材料が洪水氾濫原堆積物の互層となっており、粘着性を有している場合が多い。局所洗掘型河岸侵食は、局所洗掘がある程度まで発達し、河岸すべりがある時カタストロフィックに生じる現象であるから、河岸に粘着性があることが発生の条件の一つである。

局所洗掘が発生していることも当然ながら必須条件である。局所洗掘の発生箇所は横断図により確認するのが最も確実な方法であるが、水衝部、床止め工などの横断構造物の下流、川幅の狭まっているところ、砂州による流れの集中が見られるところなどにもしばしば発生する。

横断図等で局所洗掘の存在が確認されているところはいうまでもなく局所洗掘型河岸侵食の候補地点である。また、局所洗掘型河岸侵食は、局所洗掘による抑え土圧の低下により河岸がすべるものであるから、土圧がそもそも大きいところ、すなわち河岸の高さがある程度の高さを持つことも侵食の発生を促す原因

のひとつに挙げられる。

小規模なすべり破壊が見られるところでは、河岸の土が基本的に十分な粘着性を有していないことが推定されるので、将来大規模な河岸侵食が発生する可能性が高いといえる。

2.6.4 パーシャル護岸の必要性評価

1）ノッチ型河岸侵食の場合

(1) 対策の必要性の評価（総則）

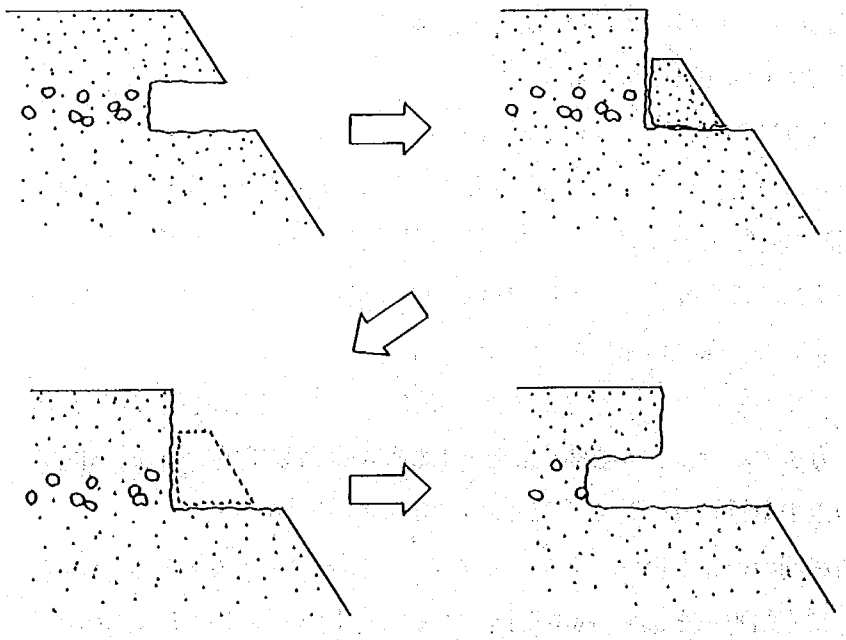
> ノッチ型河岸侵食は、ノッチの発達→ノッチ上部のオーバーハング部崩落→ノッチ発達のサイクルを繰り返し、継続的に進行すると推定される。したがって、このサイクルが繰り返されると考えられる地点では、サイクルを断ち切るような対策が必要である。

＜解　　説＞

ノッチ型河岸侵食は、図—2.6.5に示すようにまず非粘着層が侵食されてノッチが生じ、洪水によりさらにノッチが拡大し、ついにはオーバーハング部分が自重に耐えきれずに崩落するというサイクルを繰り返していくことによって継続的に進行するものである。

河川の環境を保全する立場からすれば、ノッチは水生生物の隠れ家となり得るので保全することが望ましい。そこで、対象となるノッチが、このまま放置しておいても河岸侵食を引き起こすほどには発達しないものなのか、何らかの対策を施さないといずれ河岸侵食を招くものなのかを推定する。この過程は次の2段階からなる。

第一段階はノッチの終局発達形状の推定である。ノッチは通常粘着層に上下を挟まれた非粘着層が侵食されることによって形成されるので、ノッチの発達とともにノッチ形状は細長くなる。するとノッチ最奥



図—2.6.5　ノッチ型河岸侵食のプロセス

部に作用するせん断力は減少し、いずれノッチの発達は停止するものと推定される。したがって、河岸侵食の有無はノッチの発達が終局状態に達するまでの間にオーバーハング部が崩落するか否かで決まる。そこで、第二段階はノッチの終局発達状態において、オーバーハング部が崩落するか否かを推定することになる。崩落しないとなれば河岸侵食対策は必要ないことになる。それ以外のものは当面パーシャル護岸を施工する必要性はないが、今後注意深くノッチの発達に配慮しなければならない。

(2) 参考：ノッチの発達予測

ノッチの発達を予測する方法の１つに数値計算による方法がある。この大まかなフローを図—2.6.6に示す。基本的な流れは、まずノッチ内の流れを予測し、これに応じた河床変動量を計算する過程を繰り返すものである。

ノッチ内の流れは、基本的には主流からの運動量輸送および重力の作用によってもたらされるものであるが、その流速分布は第二種二次流の作用により変形されるので、この予測を精度良く行うには第二種二次流の再現可能な乱流モデルが必要となる。第二種二次流の作用を無視して簡易的に流速分布を求める手法としては、2.4項で述べた層流解析を応用したものがある。

ノッチ内の河床変動については基本的に侵食を受ける土層に粘着性があるか否かで扱いが異なる。非粘着性の場合、横断勾配を持った移動床として扱う。粘着性土の場合は侵食速度の概念を用いて侵食量を評価する。

一般に、ノッチの奥行きが増すほど最奥部のせん断力は小さくなるので、侵食を受ける土層の粘着性にかかわらずいずれ侵食限界に達してノッチの発達は止まる。計算はこの段階まで継続する必要がある。

(3) オーバーハング部の土質的安定性評価

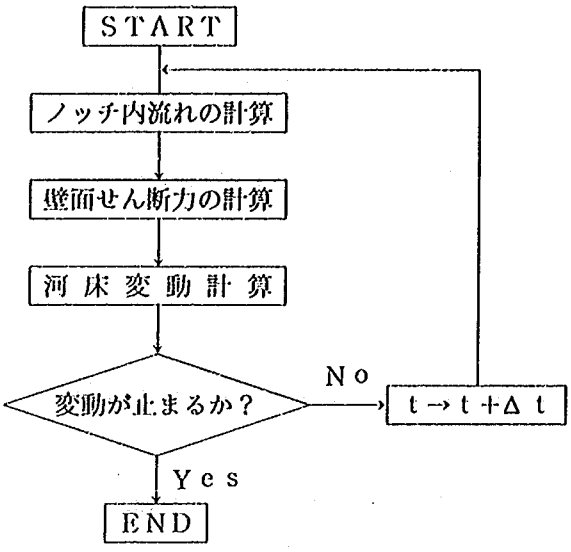
ノッチ上部のオーバーハングが崩落すると再びノッチが発達し、継続的な河岸侵食を引き起こす。オーバーハング部が安定か否かは土質的な見地から評価する。

＜解　　説＞

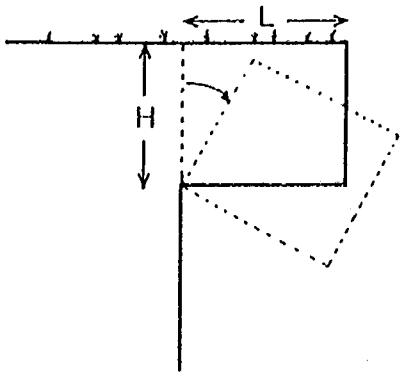
ノッチが著しく発達するとノッチ上部のオーバーハング部は土質的安定性を失って崩落する。オーバーハングが崩落すると再びノッチが発達し、同様のサイクルを繰り返して河岸侵食が進行する。ノッチが発達したあとのオーバーハングの崩落は、オーバーハング部の重力が土の引っ張り耐力を上回ってついには崩落する。この機構をもとに、福岡ほか（1993）[1]はオーバーハング部の崩落限界長さＬを次のように表した（図—2.6.7）。

$$L=\sqrt{\frac{T_0 \cdot H}{3\gamma}} \qquad (2.6.1)$$

ここに、Ｈはオーバーハングの厚さ、T_0(kg/cm²)は引っ張り強度、γ(kgf/cm³)は土の単位体積重量である。式(3)に現地調査より求められた引っ張り強度T_0等の諸値を代入し、崩落限界長さＬを求める。



図—2.6.6　数値計算フロー



図—2.6.7　記号の定義

(4)　引っ張り試験

オーバーハング部の土質的引っ張り強度は、引っ張り試験機を用いて評価する。

＜解　　説＞

オーバーハング部の土質的な引っ張り強度については、現地引っ張り試験により評価する。一軸せん断試験等の物理試験では十分な精度が得られない場合が多いので留意する。引っ張り試験の詳細については第5編2.3河岸土の引っ張り強度に関する調査の項を参照のこと。

(5)　河岸侵食発生予測（総合評価）

上記(3)と(4)の成果を総合し、最終的な河岸侵食の発生予測を行う。

＜解　　説＞

(3)で求められたノッチの最大発達幅と(4)で求められたオーバーハング部の崩落限界長さとを比較し、ノッチの最大発達幅の方が大きければ、いずれ河岸侵食が発生すると予測することができる。

2）局所洗掘型河岸侵食の場合

局所洗掘型河岸侵食の場合、対策の必要性については次の手順により評価する。 ①洪水時における局所洗掘深を推定する。 ②のり面のすべり破壊に対する安定性を、安定計算によって評価する。

＜解　　説＞

のり面近傍に局所洗掘が発生すると、河岸の抑え土圧が低下するためすべり破壊に対するのり面の安定性が低下し、場合によっては河岸侵食に発達する。したがって、対策の必要性についてはまず洪水時における局所洗掘深を推定し、引き続いてのり面の土質的安定性を評価することによって行う。

(1) 局所洗掘深の予測

局所洗掘深の予測については、対象河川の河道特性や資料の収集状況をもとに、適切な予測手法を選んで行う。

＜解　　説＞

局所洗掘深の予測精度は局所洗掘型河岸侵食の予測精度に直接影響するので、河道条件、既存の調査結果の有無などを総合的に捉え、様々な予測手法のなかから最も適切なものを選ばねばならない。具体的な手法については「第4編第7章水理設計法の提案」を参照のこと。

(2) のり面の安定計算

すべりに対するのり面の安定性の評価は、安定計算により行う。

＜解　　説＞

のり面の安定計算には、ビショップ法を初めとしたいくつかの手法が存在する。設計対象となる河岸土の特性に応じて適切な手法を選択するのが望ましい。また、河岸土は粒径の異なる土が水平方向に層状になっている場合が多いので、安定計算を実施する場合は注意を要する。

2.6.5　構造設計

1）総則

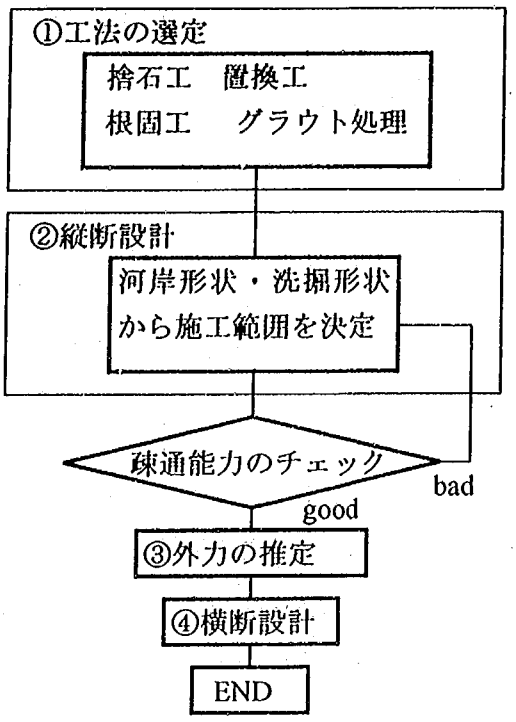
パーシャル護岸の設計フローは以下の4段階からなる。 ①工法の選定 ②縦断設計 ③外力の推定 ④横断設計

＜解　　説＞

水理設計のフローを図—2.6.8に示す。フローは、①工法の選定、②縦断設計、③外力の推定、④横断設計の4段階からなる。

①工法の選定

パーシャル護岸は、具体的には捨石工法、置換工法、根固め工等からなり、条件によってはグラウト工



図−2.6.8　設計のフロー

法などが含まれる。発生の予測される河岸侵食形態から最も適した工法を選択する。

②縦断設計

パーシャル護岸の必要な縦断範囲を決定するとともに、疎通能力への影響を評価する。

③外力の推定

洪水時に作用する流速やせん断力等の外力を推定し、横断設計に利用する。

④横断設計

対策工に用いる材料の諸元や敷設幅、敷設高さを③で求めた外力をもとに計算する。

2）工法の選定

適用する工法については、予測される河岸侵食形態および洪水時外力、平水時に期待される機能等を総合的に考慮し決定する。

＜解　　説＞

パーシャル護岸を構成する工法としては、捨石工、置換工、根固め工およびグラウト等が挙げられる。洪水時に発生が予測される河岸侵食形態および洪水時外力に応じ、安定な工法を選出する必要があるのはもちろんのこと、平常時における自然環境面からの要求にも応えられるものでなくてはならない。パーシャル護岸に用いた場合の各工法の機能と特徴を以下に列挙するので工法選択の際の参考とされたい。

(1) 捨石工

のり面を保護する機能があることから、ノッチ型河岸侵食に対して有効な工法である。空隙を有するので平常時には水生生物のすみかに、また洪水時には避難場所になる。ただし、局所洗掘が捨石工の先端付近に発生すると崩れやすい。

(2) 置換工

局所洗掘を防止する機能が高いので、局所洗掘型河岸侵食に対して有効な工法である。ただし、河床を平滑化するので平常時における水生生物の生育環境を整えるには何らかの工夫が必要である。また、局所洗掘規模や洪水時外力の程度によっては大きな粒径の材料を多量に必要とし、結果として不経済になる場合がある。

(3) 根固め工

コンクリートブロックやふとんかごを用いて根固め工とする工法で、局所洗掘型河岸侵食に対して有効な方法である。しかし、置換工等に比べ洪水時の安定性は劣る場合がある。またコンクリートブロックを用いた場合、自然環境を良好なものにするには相応の工夫が必要である。

(4) グラウト

グラウチングにより非粘着層を固めてしまう方法であり、ノッチ型河岸侵食に対して有効な工法である。しかし、洪水時に河岸土に浸潤した水が減水期に抜けるのを妨げること、生態系への影響があり得ることなどの問題があるので、事前に十分なインパクト調査を行い、相応の対策をたてておく必要がある。

3) 縦断設計

(1) 範囲の決定

パーシャル護岸の縦断設置範囲は次の点に留意し決定する。

①ノッチ、局所洗掘の発生範囲よりもやや広めにとる。

②ノッチ型河岸侵食について、ボーリングデータから非粘着土層の範囲がわかる場合、原則としてその範囲を対象とするが、広すぎる場合は現在ノッチが形成されている範囲を対象とする。

<解　　説>

① パーシャル護岸も他の河岸防御工法と同様、上下流端からの破壊が全域に発達する恐れがあるので、上下流端の処理は特に重要である。具体的には設置範囲を広めに取っておくことが必要である。

② ノッチ型河岸侵食の発生が予測される地点で、非粘着土層の存在がボーリングデータ等により確認されている場合、仮に現在ノッチが形成されていなくても非粘着土層のあるところは将来ノッチ化する恐れがある。しかし、全てを保護の対象にするのは経済的にも困難であるし、環境的にも好ましくない。一般にノッチの発達速度はさほど大きくないと考えられることも合わせて、将来確実なモニタリングを行い、かつパーシャル護岸の設置は現在ノッチ化しているところに限り、その後の発達状況に応じて設置範囲を変更しても良い。

(2) パーシャル護岸が疎通能力に及ぼす影響

パーシャル護岸の設置が疎通能力に及ぼす影響については、合成粗度係数の考え方を導入して評価する。

<解　　説>

パーシャル護岸は、対象断面の潤辺に占める割合が少ないので、基本的には疎通能力に及ぼす影響は無視できるほど小さいと考えられる。しかし、河道の規模が小さい場合にはパーシャル護岸設置に伴う潤辺の粗度変化が無視できないほど大きくなる可能性があるので疎通能力のチェックを行う。疎通能力への影響度の具体的な方法については第4編第7章水理設計法の提案を参照のこと。

4）外力の推定

洪水時のせん断力、流速等の設計外力を求めるには、河道の法線形、河床形状等を十分に反映させなければならない。

<解　　説>

設計外力は河道の法線形、粗度、河道の横断形状等に対応した適切な手法を選択して決定しなければならない。具体的な手法については、第4編第7章水理設計法の提案を参照のこと。

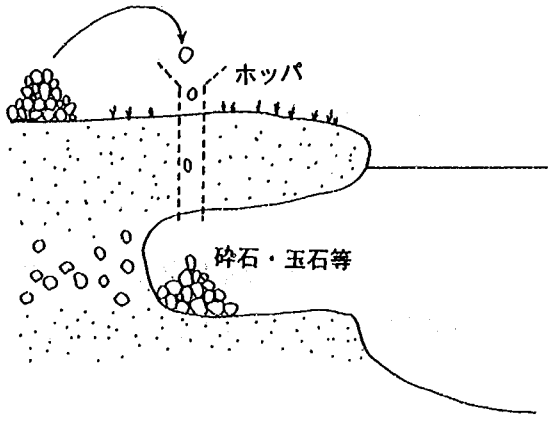
5）横断設計

(1) 参考：工法の選択

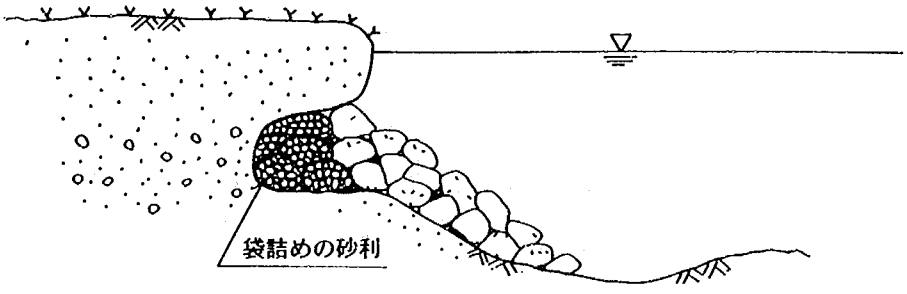
工法の選択に際しては、現地の地形的条件、現況河岸の安定性等を総合的に検討する。

<解　　説>

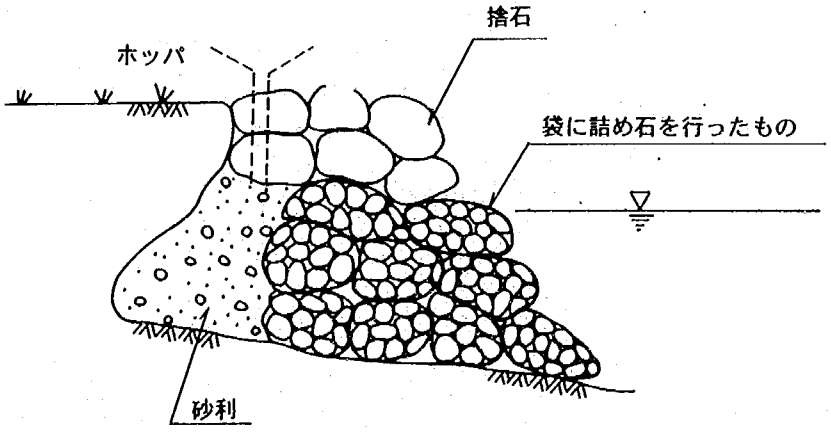
パーシャル護岸の形状は、ノッチ内に捨石等を詰める作業をどうこなすかに影響を受ける。すなわち、捨石タイプを施工しようとした場合、図—2.6.9に示すようにオーバーハング部に穴を空け、ホッパを通して玉石、栗石、砕石等を投入するのが最も容易な方法であるが、オーバーハング部に重機や捨石材料を仮置きする必要があること、穴を空けることによって若干引っ張り強度が低下することから、崩落寸前の河岸では施工が難しい。また、ノッチがかなり発達し、横断方向への食い込み量が大きくなると、水面からの材料投入ではノッチ内へ十分材料が詰まらない恐れがある。こうした場合には、(1)仮締め切りを設けてドライ施工とする、(2)図—2.6.10に示すように基本的には水中施工としノッチ部への捨石材料は袋詰めの材料としてダイバーに持たせる捨石材料の重量を軽減し、その前面を機械施工による大きな粒径の石で覆う、(3)図—2.6.11に示すようにあらかじめノッチ前面に詰め石した袋を積んでおき、それと河岸の間にホッ



図—2.6.9　ホッパによる投入の例



図—2.6.10　袋詰め砂利を用いた例



図—2.6.11　あらかじめ袋を前面ぎ置き、砂利をホッパにより投入した例

パを介して砂利を詰める、などの方法などをとることになる。すなわち、施工法によってパーシャル護岸の形状は変化する可能性があるので、構造の決定の際には現地の地形的条件、対象河岸の現時点における強度等に十分配慮する必要がある。

(2) 捨石材料粒径の決定

捨石材料は、流水の作用によって流出しない粒径のものを選択しなければならない。

＜解　　説＞

設計外力が決定されればパーシャル護岸の完成状況を想定し、水理的な観点から横断設計を実施する。この具体的な方法については、第４編第７章水理設計法の提案中の5-2-3捨石工・置換工・巨石の項を参照のこと。

＜参考文献＞

1）福岡捷二・木暮陽一・佐藤健二・大東道郎（1993）：自然堆積河岸の侵食過程、水工学論文集、第37巻、pp. 643-648.

第3章　置換工に関する研究

3.1　置換工の内容と研究目的

置換工は、深掘れ箇所に計画洪水流量が発生したとしても掃流されないほど粒径の大きな石等を敷き詰めることによって、深掘れの進行を止める工法である（図—3.1.1参照）。

置換工には上記のように深掘れの発達を防ぐ機能のほかに、河床の平滑化による流れの一様化もある。すなわち、湾曲部などで見られる深掘れの対岸の土砂堆積をフラッシュして洪水時の流れを一様に近づける効果である。

置換工の設計に際しては、置換材料粒径の選択とともに、置換工の設置高さが問題となる。置換工の設置高さをなるべく高くすると河岸・堤防のすべり破壊に対する安全度の飛躍的向上、加えて深掘れ対岸の堆積のフラッシュ効果が期待できるものの、河床の形状を大きく変化させることになるので流況が変化し、特に下流部での水当たり位置の移動が懸念される。もちろん、工費がかさむことも問題である。

本研究では、

① 洪水時に移動しないための置換材料の決定法

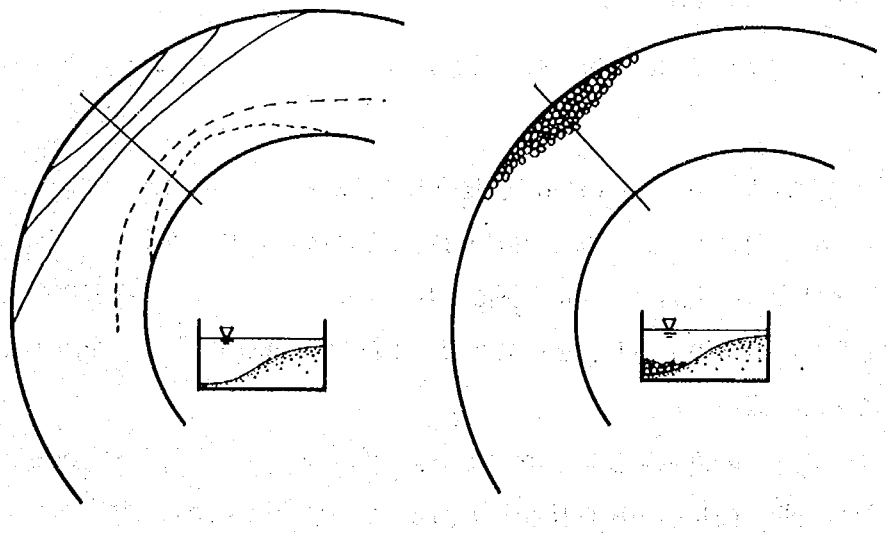
② 下流の流況に悪影響を与えない置換工の規模

の2事項を課題とし、理論および水理実験を通じて検討する。

3.2　置換工に関する水理実験

3.2.1　概要

水理実験では、3.1で述べた2つの検討項目のうち、②の課題について検討する。具体的な方法は次のとおりである。蛇行水路（移動床）を用い、構造物をなにも置かない状態で通水して深掘れを発生させる。次にこの深掘れの形状に合わせて砂利を置換材料とした置換工を種々の高さに設定する。再度通水し、下流の深掘れ位置がどのように変化するかを調べる。



図—3.1.1　置換工の概念

3.2.2　実験装置

実験に用いた水路の平面形状を図—3.2.1に示す。水路は幅1.5m の長方形断面である。水路は蛇行しており、その総延長は蛇行2.5波長分となっている。蛇行形状は式(3.1)で示される sine-generated curve、すなわち偏角が水路長に対して sine 変化する形状である。

$$\frac{1}{r_c}=\frac{1}{r_m}\cdot\cos\frac{2\cdot\pi\cdot s}{L} \tag{3.1}$$

ここに、r_m は最小曲率半径、Lは1波長（水路中央）、sは水路延長（水路中央）である。

この河道形状は、Langbein&Leopold[1] によって幾何的に実河道の法線形との類似性が高いと指摘されている。なお、偏角の最大値は45度である。

3.2.3　実験条件

実験条件を表—3.2.1に示す。実験ケースは全部で6ケースである。3ケースが一つのシリーズになっており、Iシリーズでは砂河川(セグメント2-2)を想定して平均粒径0.2mm、水中比重0.5の石炭粉を、IIシリーズでは砂利河川（セグメント2-1）を想定して平均粒径1 mm、水中比重1.65の均一砂をそれぞれ河床材料として使用している。河床勾配、流量等についても各セグメントの河道特性量との相似性を考慮しつつ決定している。

表—3.2.1　実験条件

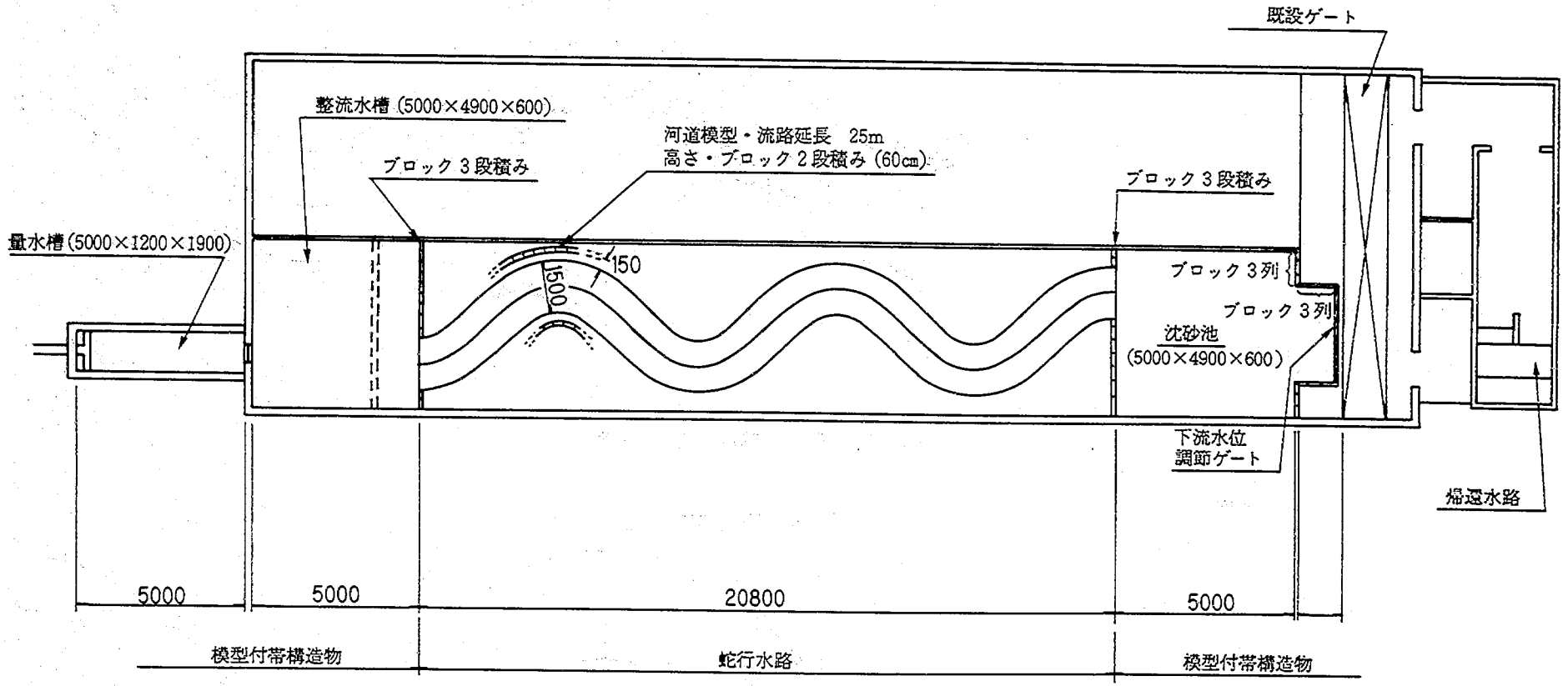
ケース名	対策工の設置状況	河床勾配	流　量	河床材料	τ_*	備　　考
I－1	なし	1/1500	42.5 litter/s	石炭粉 粒径0.2mm 水中比重0.5	0.67	セグメント2-2に対応
I－2	標高15cm、幅35cm[1)]					
I－3	標高30cm、幅35cm[2)]					
II－1	なし	1/500	80 litter/s	均一砂 粒径1.0mm 水中比重1.65	0.12	セグメント2-1に対応
II－2	標高15cm、幅20cm[3)]					
II－3	標高25cm、幅25cm[4)]					

1)：図—3.2.2、2)：図—3.2.3、3)：図—3.2.4、4)：図—3.2.5をそれぞれ参照のこと

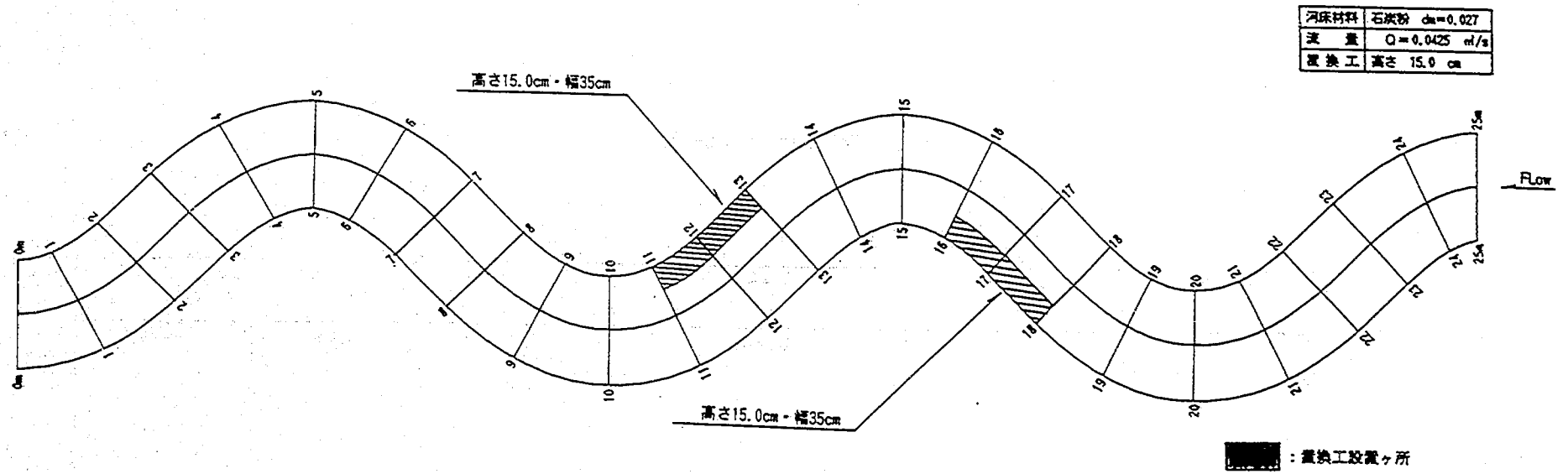
置換工の基本的な設置方法を図—3.2.6に示す。置換工は、対象とする深掘れに対し一定の標高以下の部分を洪水時においても移動しない大きさを持った置換材料で埋め戻すものである。

それぞれのシリーズは3つの実験ケースから構成されている。ケース1では構造物を一切置かない状態で通水し、深掘れを発生させるものであり、ケース2では比較的低い標高で置換工を設定し、ケース3では2よりも高い標高に置換工を設置した。

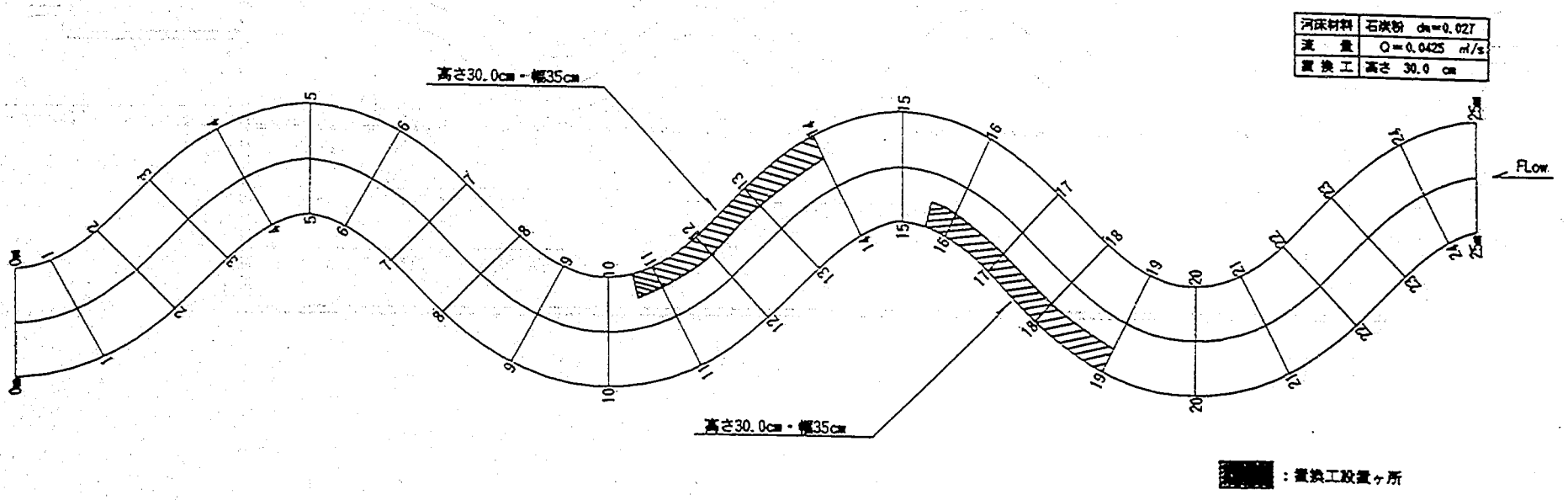
通水条件は各シリーズ一定の流量を与え、かつ概ね等流状態が得られるように下流端水位を調節した。給砂についてはおおむね動的平衡状態が得られるように配慮しつつ水路上流端より実施した。



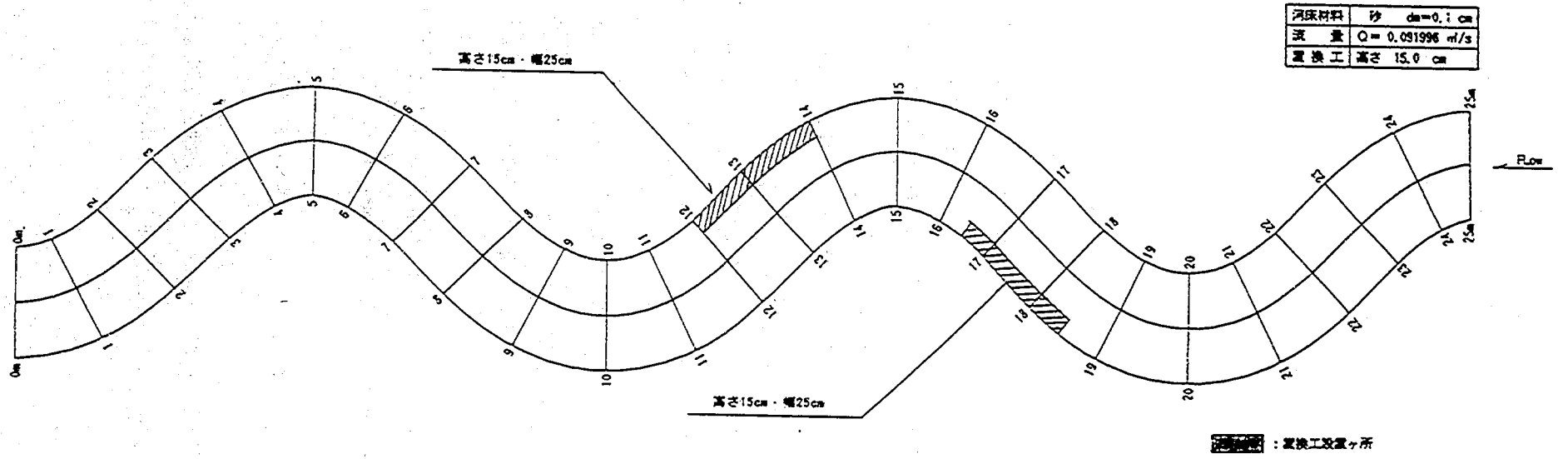
図—3.2.1　実験水路の概要



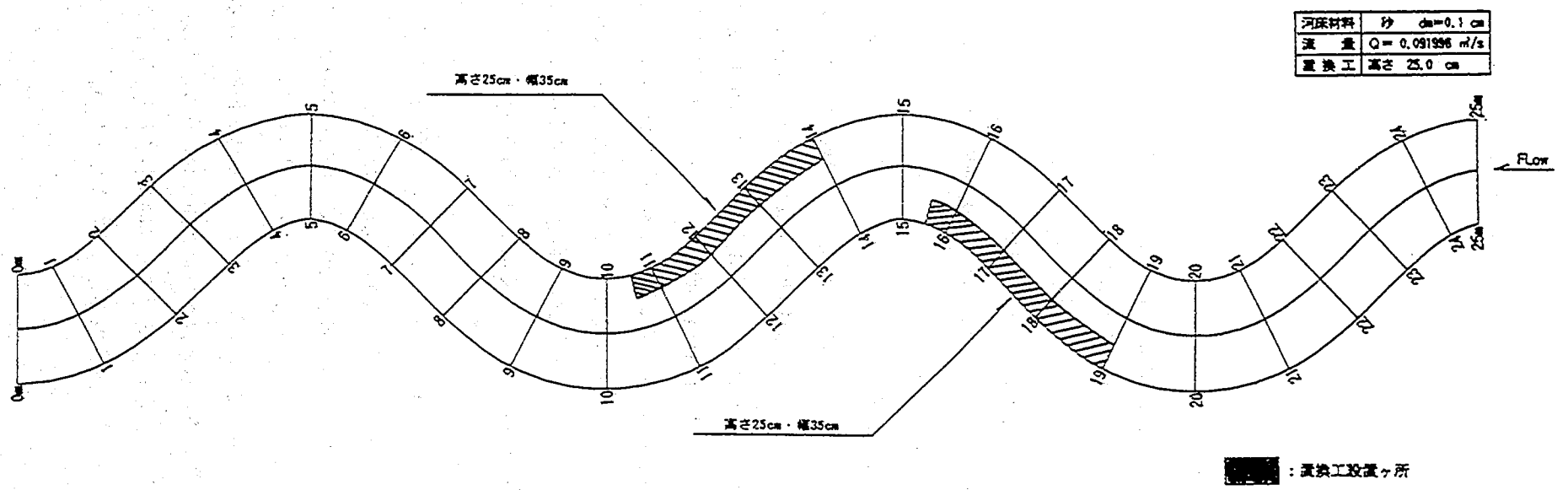
図—3.2.2 置換工の設置状況（ケース２）



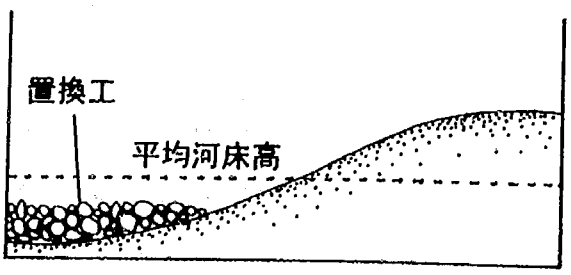
図—3.2.3 置換工の設置状況（ケース３）



図—3.2.4　置換工の設置状況（ケース５）



図—3.2.5　置換工の設置状況（ケース６）



図—3.2.6　置換工の設置方法の考え方

3.2.4　実験結果

図—3.2.7～3.2.12に各実験ケースにおける通水後の河床変動状況を示す。これによれば、シリーズⅠとⅡでは深掘れの発生位置が異なっており、シリーズⅠのほうが下流にシフトしている。洗掘深についてはシリーズⅡのほうが大きい傾向が見られる。

次に、深掘れの対岸側の堆積土砂のフラッシュ効果について着目する。図—3.2.13はシリーズⅠにおける12.0km地点での通水後の河床横断形状を重ね書きしたものである。これによると、ケース1と2では明確な差異は見られず、3のみフラッシュ効果が現れていることがわかる。この傾向は12.0km断面の上下流の区間でも見られるものである。ただし、ケース3でみられる河床変動は、深掘れ部対岸のフラッシュというよりも置換工前面での新たな深掘れの形成というべきものであり、置換工自身の安定性維持が困難であると考えられるので、実際問題としてはケース3の敷設高さは高すぎるものと判断できる。

図—3.2.14はシリーズⅡにおける13.0km地点での河床横断形状を重ね書きしたものである。これによると、ケース5において明確なフラッシュ効果が見られ、ケース6ではフラッシュ量はあまり変わらずむしろ置換工前面で新たな深掘れが発生していることがわかる。

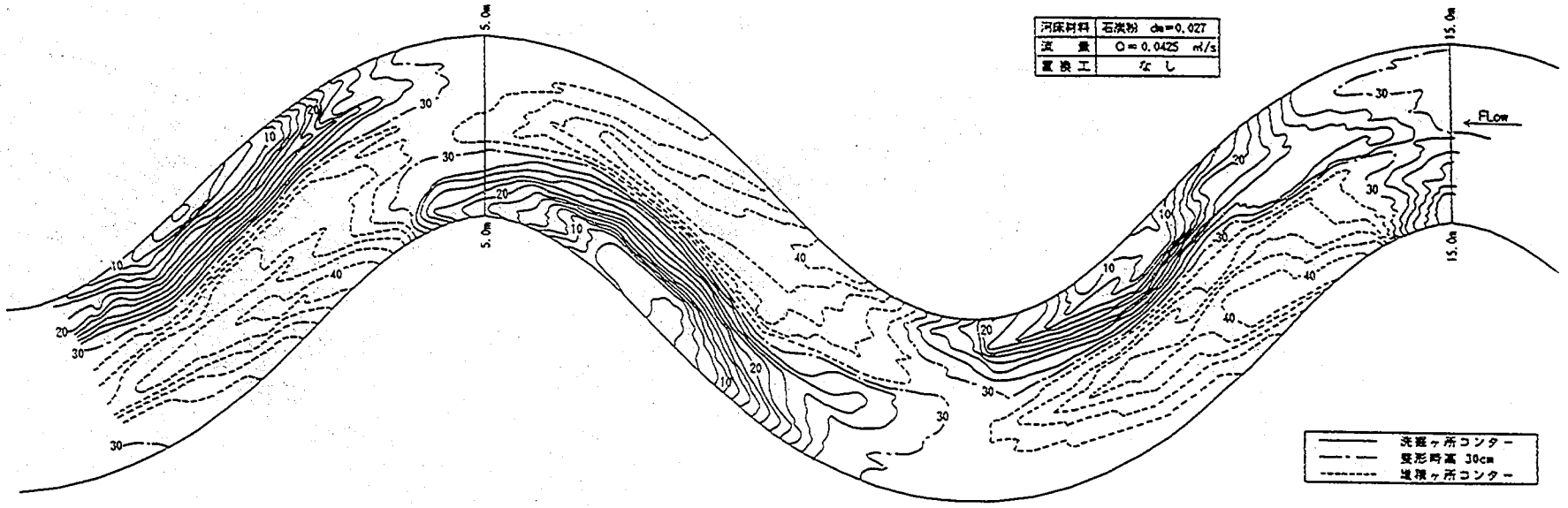
次に、置換工の設置が下流の別な深掘れ(7 km地点上下流)に及ぼす影響について検討してみる。シリーズⅠにおいて、置換工の敷設高さが高くなるほど深掘水深が大きくなる傾向を示す。ケース1と2との差異は小さいが、ケース3ではその傾向が明確化する。なお、さらに下流の深掘れ(2 km前後)には影響は見られない。

シリーズⅡにおいてもシリーズⅠと同様の傾向を示し、ケース5では4に比べ若干深掘れ範囲を広げる結果となったが、その差異は非常にわずかである。ケース6では深掘れ範囲・量とも明確に増大した。

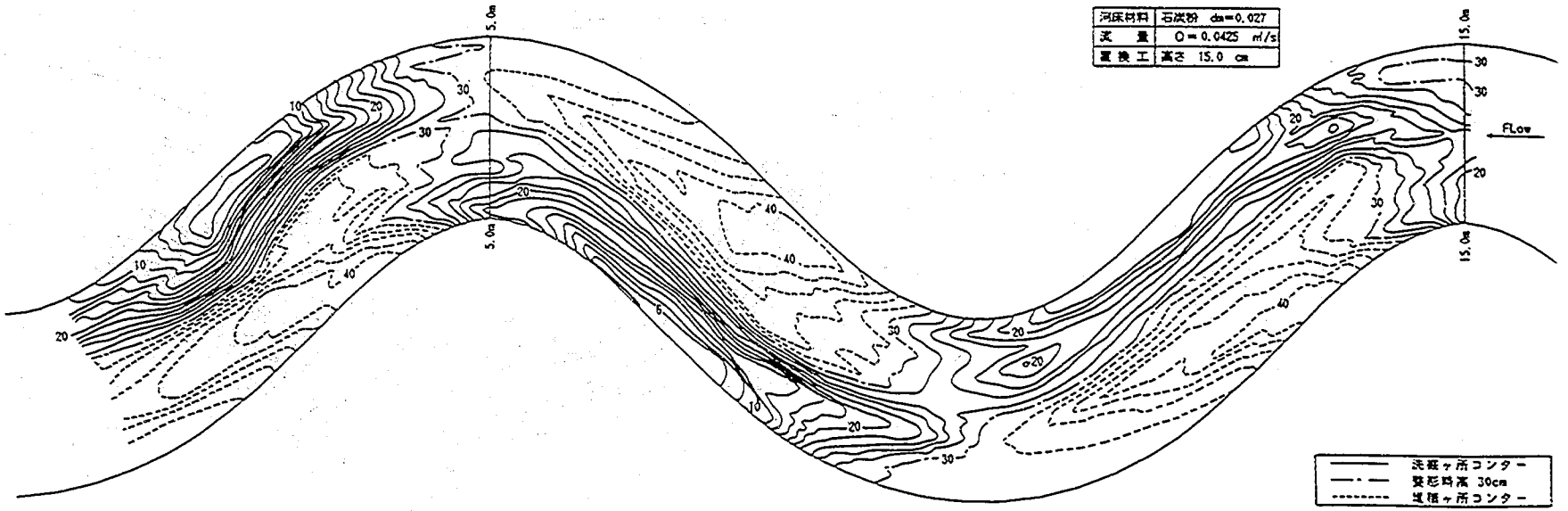
以上の実験から置換工の設計に関して次の2つの指摘を行うことができる。

① 置換工の設置により深掘れの対岸側での堆積土砂はフラッシュされるものの、その量はわずかである。したがって、設計上フラッシュ機能を位置づけるのは難しい。

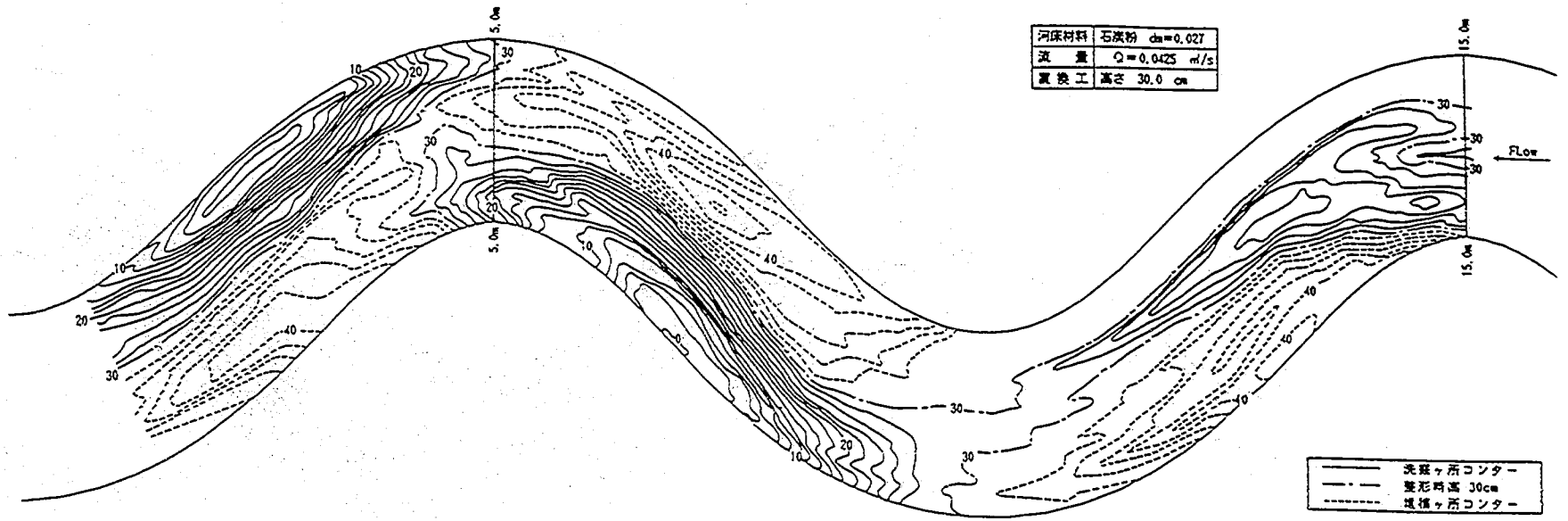
② 置換工の敷き高がさほど高くないうちは下流の深掘れへの影響は無視できるものの、敷設高さが高いと下流の深掘れを助長する傾向が見られる。したがって、設計上は置換工の敷設高さはその機能を発揮する範囲でなるべく低く留めるのが望ましい。



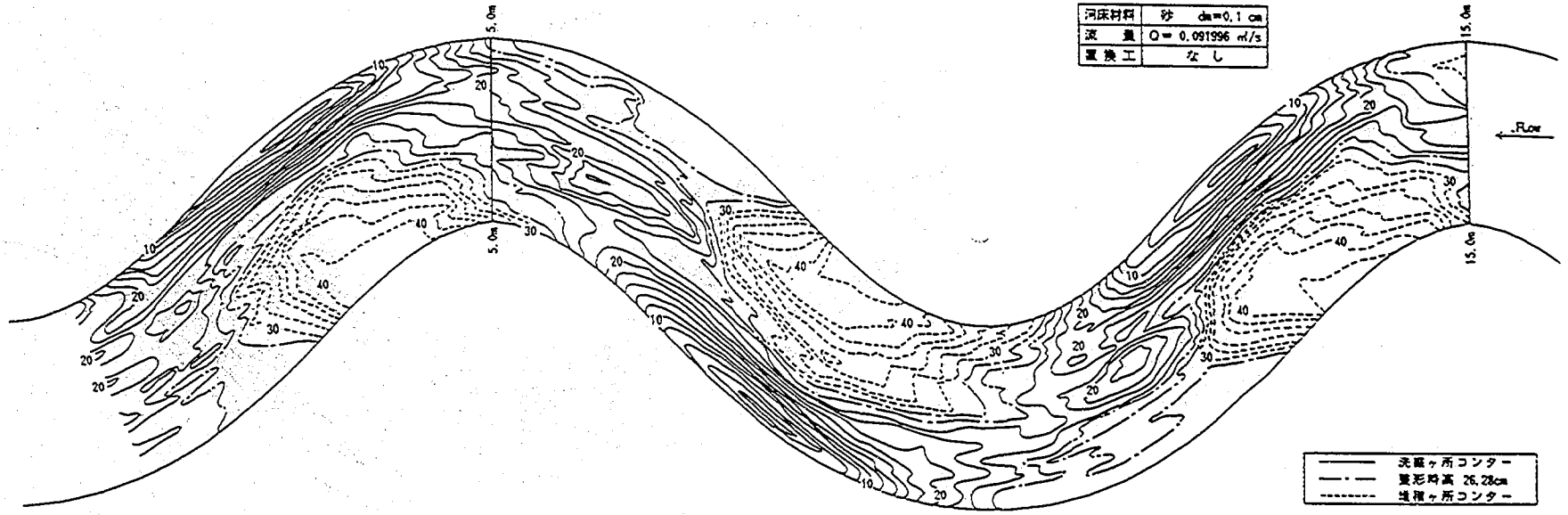
図—3.2.7　通水後の河床変動状況（ケース１）



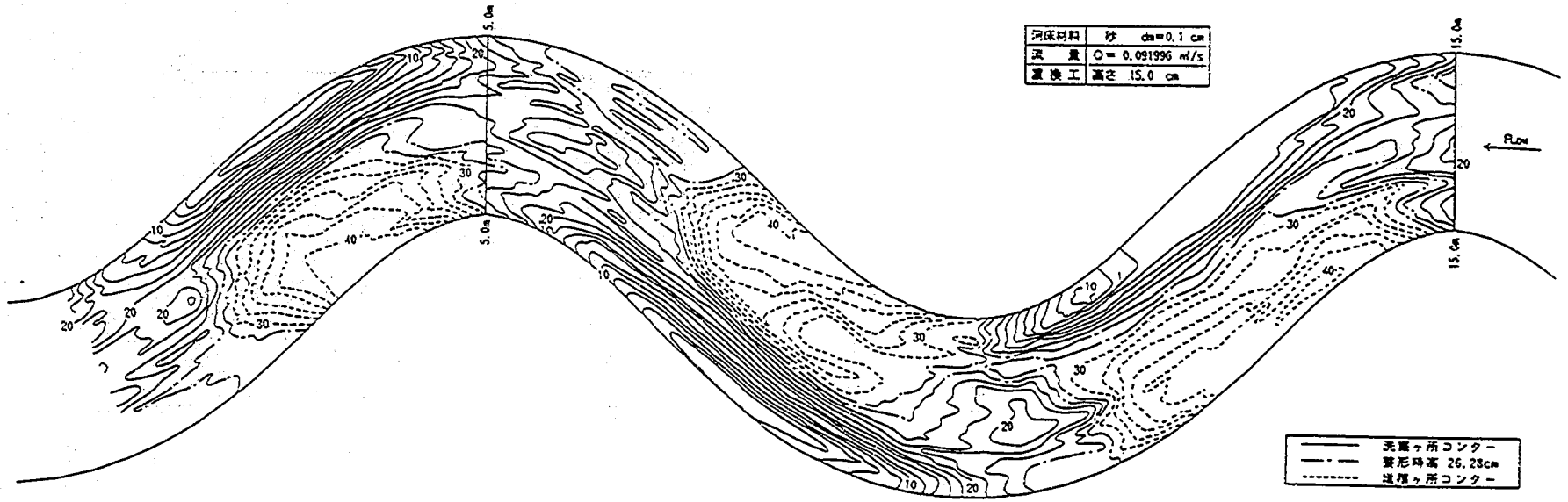
図—3.2.8　通水後の河床変動状況（ケース２）



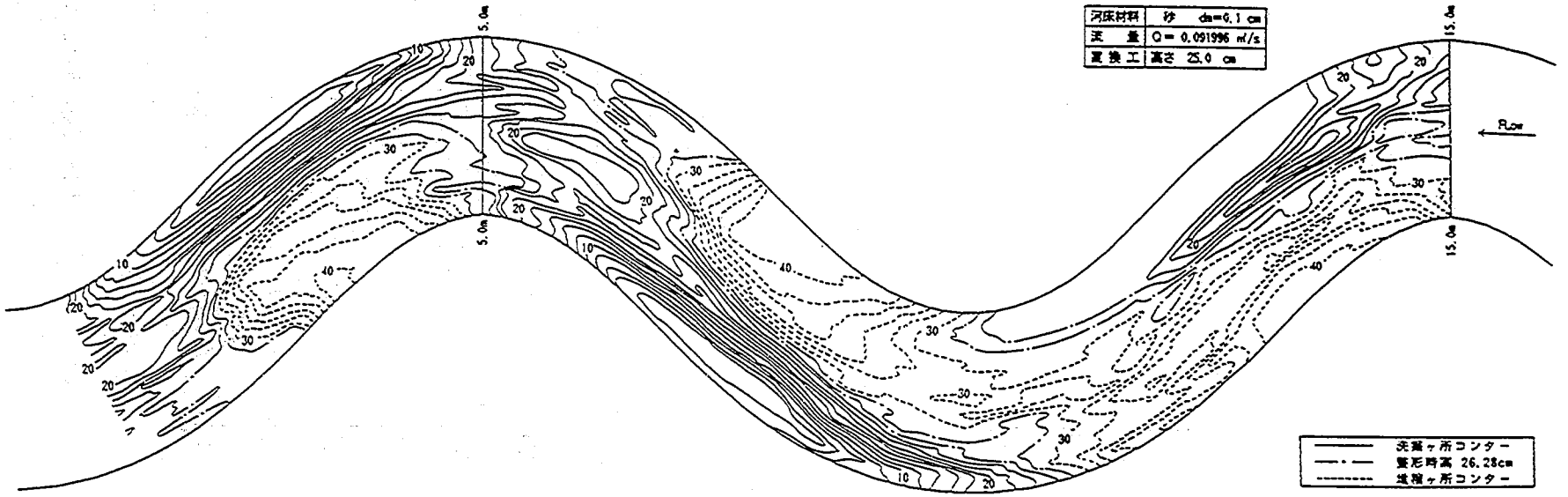
図—3.2.9　通水後の河床変動状況（ケース３）



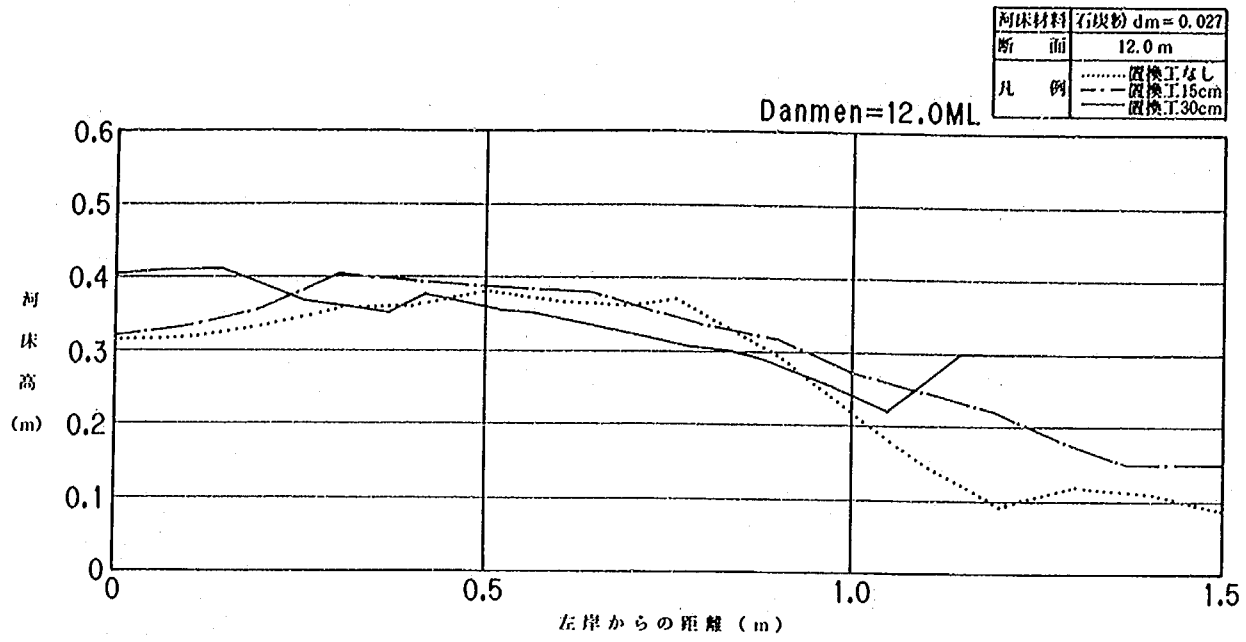
図—3.2.10　通水後の河床変動状況（ケース４）



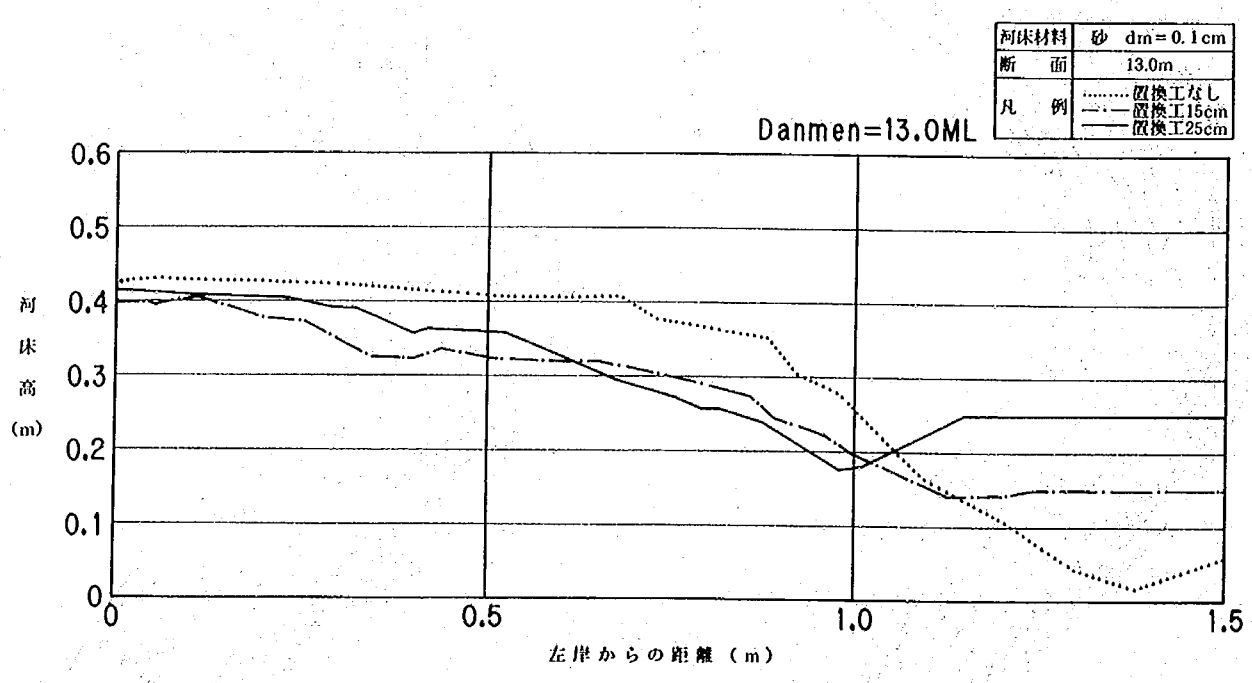
図—3.2.11　通水後の河床変動状況（ケース５）



図—3.2.12　通水後の河床変動状況（ケース６）



図—3.2.13　河床横断形状の比較（シリーズⅠ、12m 地点）



図—3.2.14　床床横断形状の比較（シリーズII、12m 地点）

3.3 置換工の設計法に関する検討

3.3.1 概要

ここでは、置換工の水理的な設計法について検討する。設計項目は、①材料の選定、②敷設範囲、③敷設高さ、の3項目である。設計法の完成度としては問題のあるものもあるものの、工法自体の河床変動に対する効き方がさほど鋭敏ではないと考えられること、捨石工など類似した構造をもち、かつ長い施工の歴史のある工法が存在すること等からあえてここに記すことにした。したがって実際の設計においては参考とはなるが、設計法として確立するためにはさらなる検討が必要であることを付記しておく。

3.3.2 材料の選定

置換材料の選定にあたっては、洪水流の作用を受けても移動しないことが求められる。具体的な計算方法については第4編第7章水理設計法の提案を参照されたい。

3.3.3 敷設範囲および敷設高さ

置換工の敷設範囲は敷設高さによって決まる。敷設高さについては、上記の実験結果からなるべく低く設置したほうがよいということができる。具体的には最深河床高と平均河床高の差を7割程度埋め戻すように設置する。なお、この値は守ろうとする堤防・河岸の安全度に依存する。具体的には河岸・堤防の土質的強度、耐侵食強度が十分にある場合にはもっと低く設置することができる。

洪水時の流況が複雑で外力の予測が困難であったり、当該地点が治水上の要点であっていっそう厳密な検討が必要な場合には数値計算により設計するのも一つの方法である。

数値計算では2次元以上のモデルが必要となる。河床変動計算の部分において、以下に示す置換工のモデルを導入し、置換工まわりの洗掘状況や下流の流況・河床変動への影響を見ながら設計を行うことになる。

[置換工のモデル][2)]

河床面における置換材料の存在確率Pを考慮し、置換材料の隙間でのみ河床材料の交換が行われるものとする。このように仮定することにより、置換工自体の沈下もしくは置換工上への土砂堆積をモデル化することができる。

存在確率Pは次のように表される。

$$P=1-\frac{\pi}{2\sqrt{3}}\left\{1-\left(\frac{\eta-z_b}{r}\right)^2\right\} \qquad 0\leq\eta-z_b\leq r$$
$$P=1 \qquad \eta-z_b\geq r \tag{3.3.1}$$

置換工上の流砂量 q_{sr} は次式により求める。

$$q_{sr}=P\cdot q_s \tag{3.3.2}$$

置換工上の河床変動は次に示すPを考慮した流砂の連続式により求める。

$$P\cdot\frac{\partial\eta}{\partial t}+\frac{\partial q_s}{\partial x}+\frac{\partial q_s}{\partial y}=0 \tag{3.3.3}$$

置換工上での粒径 d_l の砂の限界掃流力 τ_{cl} については置換材料による遮蔽効果を考慮し、以下に示す修正 Egiazaroff 式により求める。

$$\frac{\tau_{cl}}{\tau_{cm}}=\left(\frac{\log_{10}19}{\log_{10}(19\cdot d_l/d_m)}\right)^2\cdot\frac{d_l}{d_{50}} \qquad \frac{d_l}{d_{50}}\geq 0.4$$

$$\frac{\tau_{cl}}{\tau_{cm}}=0.85 \qquad \frac{d_l}{d_{50}}\leq 0.4 \qquad (3.3.4)$$

$$d_{50}=2\cdot r\cdot P+d_l\cdot(1-P)$$

ここに、τ_{cm}：粒径 d_{50} の限界掃流力、である。

3.4 実用化までの課題

上記の水理設計法はまだ検討が不十分な部分もある。実用化までの課題を以下に列挙する。

① 敷設高さと下流への影響の関係のさらなる検討

上記の検討で、置換工の敷設高さと下流の流況・河床変動に及ぼす影響度との関係についてある程度の情報が得られている。今後は法線形状が異なる蛇行水路でさらに同様の検討を進め、適切な敷設高さの指標を明確化する必要がある。

② 新材料の活用

置換工の欠点は、かなり多くの置換材料を要することである。例えば深掘れの対岸にある堆積土砂を袋詰めにして深掘れ部に投入する工法などの開発を行い、工費の縮減を図る必要がある。

③ より多様性に富んだ形状の検討

置換工は深掘れ部を平坦にしてしまうため、規模と敷設高さによっては平常時の流況を単調にする恐れがある。敷設後の形状をより複雑にするとともに、置換工としての機能は低下させない構造の検討が必要である。

<参考文献>

1）Langbein, W.B. and Leopold, L.B. (1966): River meanders-theory of minimum variance, USGS Prof. paper, 422H.

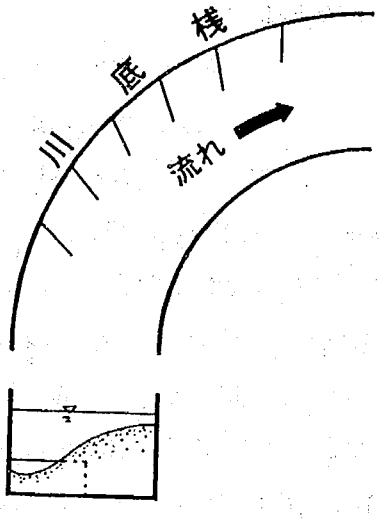
2）宇多ほか（1994）：利根川下流部洗掘対策模型実験報告書、土木研究所資料、第3267号、150p.

第4章　桟工法に関する研究

4.1　概要

河川に生じる局所洗掘の発生原因は、大まかには第一種二次流、および流線の集中による流速の局所的増大の2つに分けられる。近年では第一種二次流を制御して局所洗掘を軽減する方法としてベーン工[1]、傾斜桟工法[2][3]などが提案されている。このうち前者は砂床河川での流れの集中による局所洗掘に[4]、後者は幅水深比の大きな流れに対して十分な機能を発揮しない場合があり得る。

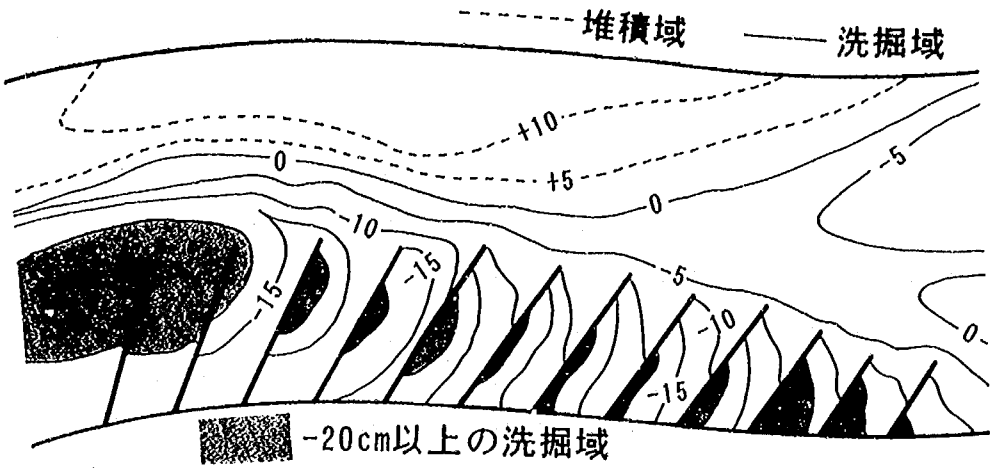
川底桟工法は、今回新しく提案した工法で、図—4.1.1に示すように局所洗掘範囲に矢板のように薄い板を主流に対してやや上流向きかつ平水位に対して十分低い高さに連続配置することによって深掘れを制御しようとするものである。この工法のねらいは、第一種二次流による局所洗掘、流れの集中による局所洗掘の両方に効果を発揮すること、建設経費が安いこと、常に水面下にあり航行を阻害したり景観を損ねることのないこと、加えて平水時には多様な流れをもたらし魚類の生息に適した空間が得られること等である。本論では、蛇行流路による水理実験を通じて明らかとなった本工法の局所洗掘対策工としての効果、および直線水路による基礎実験において確認した水理機能を報告する。



図—4.1.1　川底桟工法の概念

4.2　蛇行流路での適用例

川底桟工法の局所洗掘対策工としての効果を把握するために、蛇行流路に発生する局所洗掘に適用した結果を示す。実験に用いた蛇行水路の諸元は、幅1.5m、法線形状はsine-generated curveで長さは2.5波長分、河床勾配は1/2000である。河床材料には粒径0.27mmの石炭粉（水中比重0.50）を用い、浮遊砂が卓越する砂床低平地河道を模擬した。通水流量は0.078m^3/sで、平均的な無次元掃流力は0.59である。実験は構造物のない状態で通水したケース1、これにより生じた局所洗掘の全範囲をカバーするよう水路法線に対して60°上流向きの川底桟を設置し、重ね通水したケース2からなる。桟の上端部の高さは平均河床高よりも7.4cm下げてあり、間隔は桟の平均露出高の5倍程度とした。通水後の河床形状を図—4.2.1に示す。桟の設置範囲

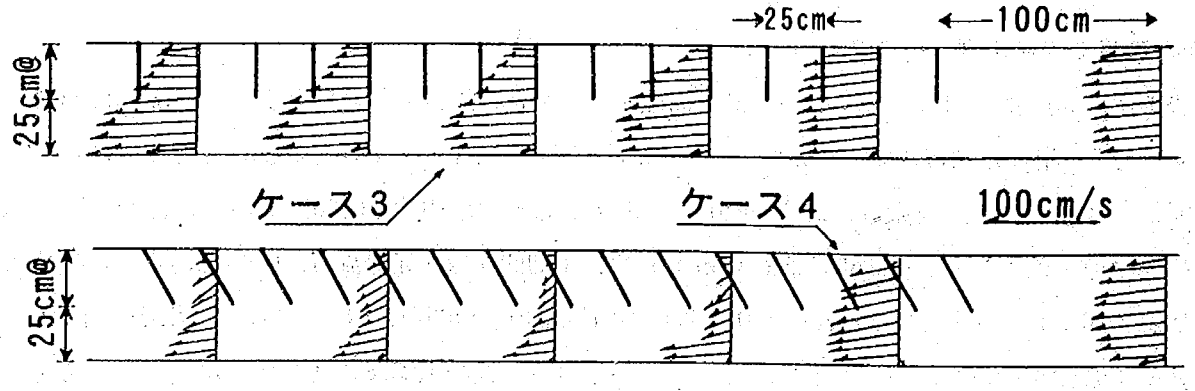


図—4.2.1　通水後の河床変動状況（ケース２）

では河岸近傍ほど河床が高くなるよう局所洗掘箇所が埋め戻されていること、その傾向は下流ほど強まること、桟群の最下流端では局所洗掘が発生していることがわかる。

4.3　土砂堆積現象の機能確認のための基礎実験

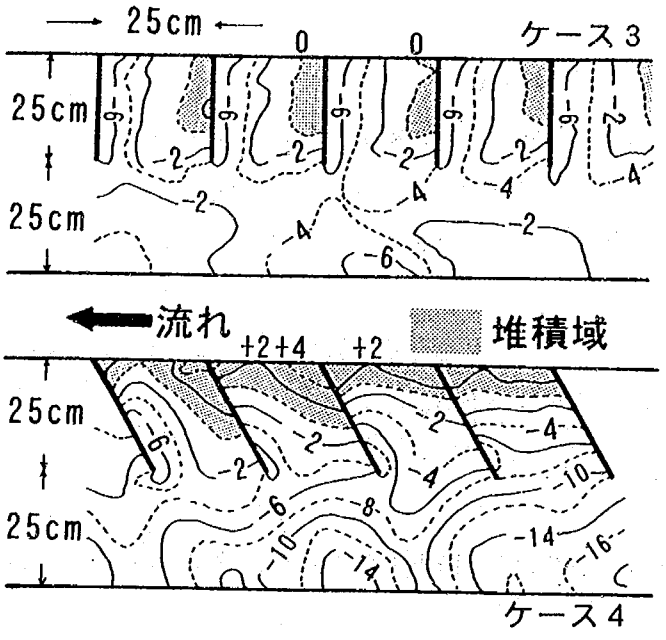
蛇行実験で観察された川底桟工法周辺への土砂堆積は、桟近傍に剝離域が形成され、ここでの土砂のピックアップが抑えられること、および桟により生成された二次流により浮遊砂が桟の間に運搬されることによりもたらされるものと推定される。ここでは両者の影響割合を把握するため次のような基礎実験を行った。水路幅50cm、水路勾配1/110の直線移動床水路（河床材料粒径1mm、敷厚20cm）の右岸側に板を河床から5cm露出し、かつ蛇行実験の場合とアスペクト比が一致する間隔で連続的に配置し、板上の水深がほぼ10cmとなる条件で通水した。ケース３は板を側壁に対して直角にしたもので、ケース４は60°の角度で上流側に向けたものであり、両者の結果を比較することにより桟粗度としての抵抗と二次流の効果を切り放して把握することができる。図—4.3.1は各実験ケースにおける水面近傍（水深５ cm）の流速分布を示したものである。これによれば、ケース４において強い二次流が発達していること、ケース３に比べ板群の上および主流部両方で



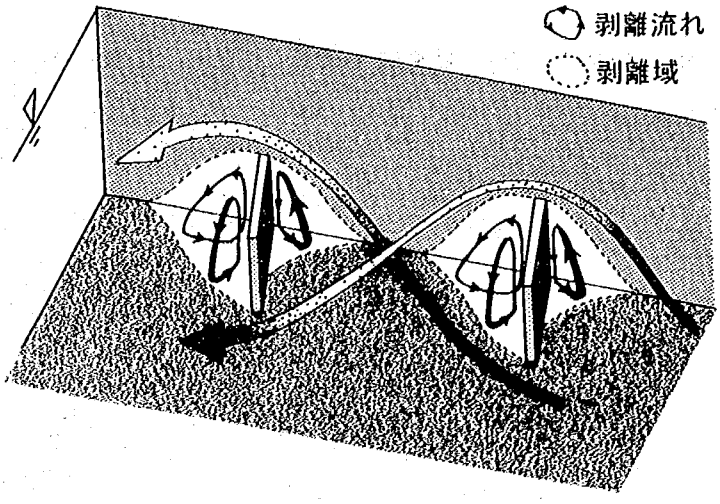
図—4.3.1　表面流速ベクトルの比較

流速が減少していることがわかる。ケース４で流速が減少しているのは二次流により河床近傍の遅い流れが板群の上層部に供給され、主流部の鉛直流速分布が一様化されたためであると考えられる。なお、図―4.3.2より二次流が十分に発達するのに約１ｍの助走区間を要したことがわかる。

次に河床変動に着目する。図―4.3.3は、ケース３、４の通水後の河床形状を示したものである。これによれば、ケース４において側壁近傍で大量の土砂堆積が見られ、逆にケース３では板の上流で洗掘傾向となった。この原因は以下のように考察される。図―4.3.4はケース４の実験中に観察された板近傍の流れを模式的に示したものである。板の上下流に形成される剥離域内では剥離流れが生じる。この流れは主流よりも低流速ではあるものの剥離域の砂をピックアップし、その結果ケース３では洗掘傾向となる。ケース４では河床近傍の高濃度浮遊砂が板によって発生した二次流により板の間に運搬され、板近傍の剥離域に堆積する。ケー



図―4.3.2　通水後の河床変動状況の比較



図―4.3.3　桟近傍の流れの模式図

ス4においても剝離域では土砂のピックアップが発生するものの、その量を上回る浮遊砂が剝離域に沈降するために堆積傾向となるものと考えられる。

4.4 実用化に向けての課題

桟工法は現時点ではアイディアの発露と局所洗掘対策工としての可能性を提示したにすぎない。実用化に至らしめるには次のような課題が残されている。

① 板の諸元と剝離流れの強度との関係の把握

板の前後に生じる剝離域での流れの状態がこの工法の機能のカギを握るので、水理設計法立案のためには板の間隔、高さ、幅等と剝離域での流速分布と河床せん断力等の関係を水理実験等を通じて明確にする必要がある。

② 砂河川における桟工法の適用方法の検討

砂河川においては、板の周辺に形成される剝離域でも剝離流れによって砂がピックアップされ、剝離域から飛び出して河床低下を引き起こす場合がある。この現象に対して桟の諸元を工夫することにより対処するのは難しいので、捨石工等の敷設により対処する方法について検討する。

③ 桟の施工法に関する検討

桟は水深の深い深掘れ部に施工しなければならないので、矢板の打設には工夫が必要である。経済的かつ合理的な施工法について検討する必要がある。

＜参考文献＞

1）渡辺明英・福岡捷二（1994）：河岸侵食を防止するベーン工の設計法の研究、土木学会論文集、No.485/II-26、p. 55-64.

2）大同淳之・小澤和弘(1993)：二次流の制御による河川曲線外縁部の局所洗掘防止、水工論文集、vol.37、pp. 555-562.

3）仲村　学・髙松　諭・福井吉孝・吉川秀夫（1993）：河川護岸の設計に関する基礎的研究、水工論文集、vol.37、pp. 569-574.

4）宇多高明・藤田光一・平林　桂・服部　敦・伊藤克雄（1994）：利根川下流部洗掘対策模型実験報告書、土木研究所資料、第3267号、150p.

第5章　河岸材料の横断分級調査

5.1　まえがき

河岸を構成する材料は横断方向に分級していることが知られている。この原因としては洪水中の浮遊砂・ウオッシュロードの拡散・分散、浮遊材料の粒度分布の偏り等、様々な要因が考えられる。ここでは現地河川での河岸土の横断分級調査を行い、粒度分布特性・地形的特性・洪水時水理量等からその原因について考察するとともに、河岸の耐侵食強度・土質的強度について推定を試みる。

5.2　調査対象河川

調査を実施した河川は、高梁川および吉井川である。調査地点は調査目的からして、(1)自然河岸であること、(2)セグメント2に属する河川であること、等の条件が求められ、予備的な現地踏査の結果高梁川6.8km地点、同9.6km地点、および吉井川13.0km地点が選択された。各地点のセグメント区分、および河床勾配は表−5.1のとおりである。

表−5.1　調査地点の河床勾配とセグメント区分

河川名・地点名	河床勾配	セグメント
高梁川6.8km	1/1500	セグメント2-1
高梁川9.6km	1/1000	セグメント2-1
吉井川13.0km	1/1900	セグメント2-1

5.3　調査結果

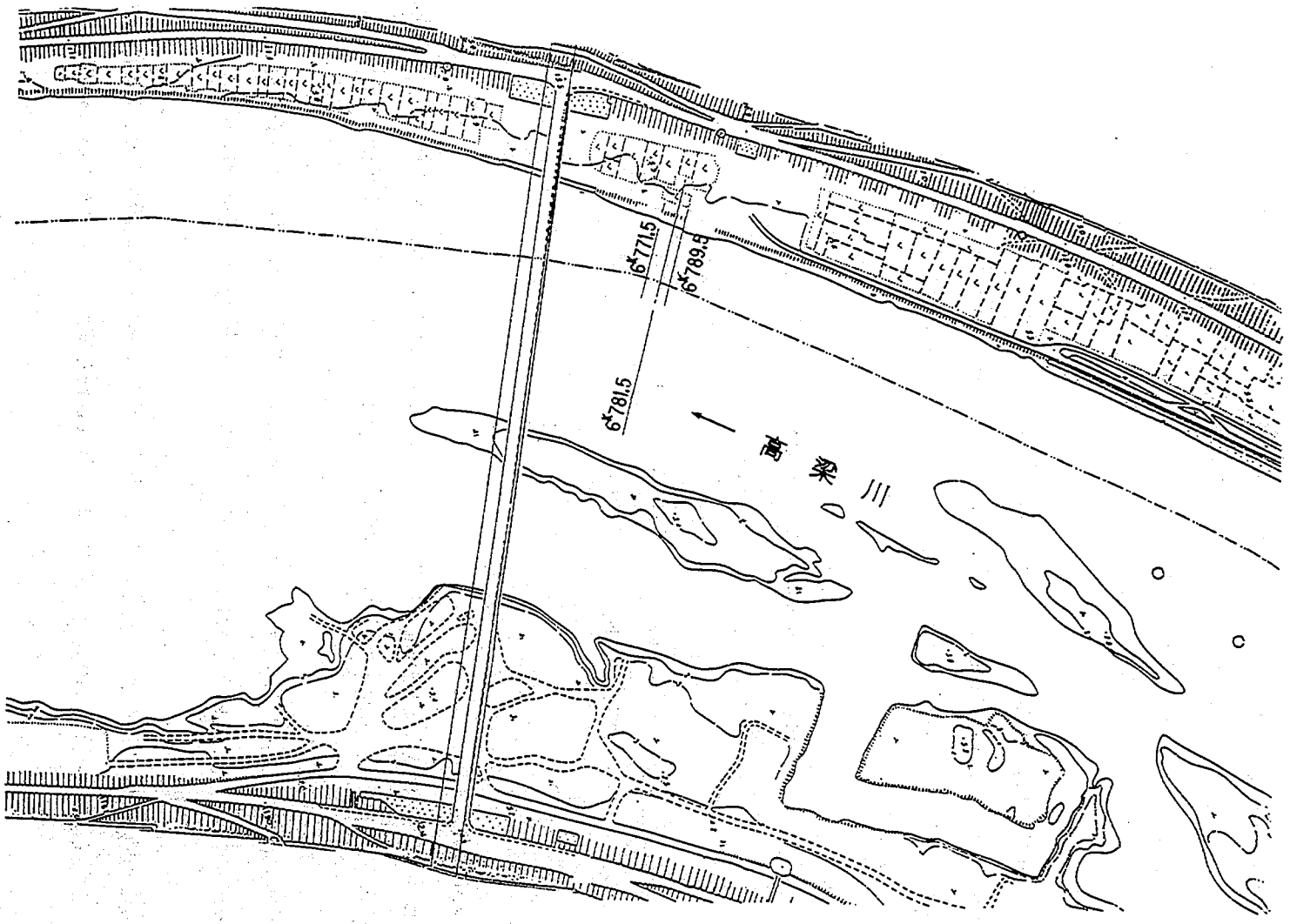
1）高梁川6.8km地点

高梁川6.8kmは河床勾配およそ1/1500でセグメント2-1に属する。図−5.1に当該地点の河道平面図を示す。調査対象地点は右岸側で、湾曲の外岸側にあたる。河道内には平水時に頭を出すほどの砂州状の堆積物が見られる。

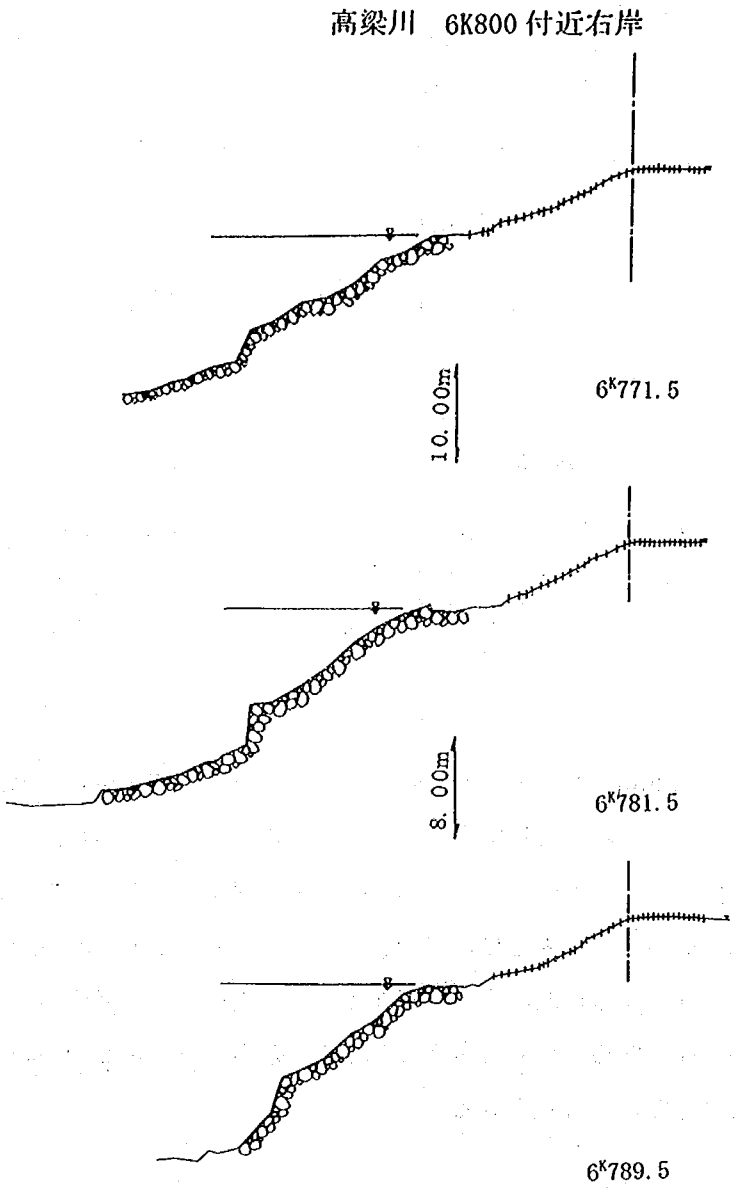
高水敷上は基本的には畑として利用されている。河岸近傍での植生の繁茂状況は、のり肩付近が草丈140cm程度のセイタカアワダチソウ、水際が草丈35cm程度のカヤで、その間は草丈90cm程度のチカラシバになっている。

図−5.2に当該地点の横断形状を示す。河岸形状はのり面中央に捨石の施工箇所があり、その部分のみが凸型をなしている。捨石施工範囲以外の箇所が侵食されて形成された地形のようであるが、その真偽については定かでない。

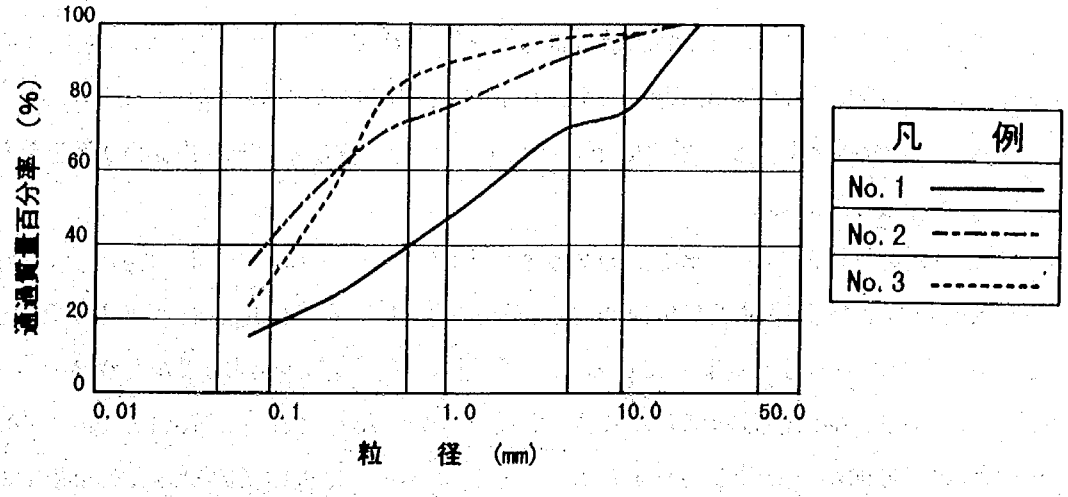
堆積物の粒径は、オーガーボーリングによって1mまでの深さまでの河岸土を横断方向に3点採取し、ふるいにかけて粒度分布を調べた。その結果を図−5.3に示す。これによれば、のり肩付近(No.1)での材料の粒度分布は0.1mm〜30mm程度の範囲でまんべんなく分布していること、のり面中央付近で採取した材料(No.2)の粒度分布は粒径0.4mm以下の材料が大きな割合を占めるようになること、水際で採取した材料



図—5.1　高梁川6.8km 地点の河道平面図



図—5.2　当該地点の横断形状（高梁川6.8km）



図—5.3　河岸堆積物の粒度分布（オーガボーリングによる、高梁川6.8km）

(No.3)の粒度分布はNo.2よりもさらに0.4mm以下の材料の割合が増加していることがわかる。

次にこれらの材料の粒径ごとに見た流送形態と堆積位置との関係について検討を行う。同地点での河床勾配が1/1500、低水路満杯流量時の水深が約4mであることから、洪水時の摩擦速度u_*は、

$$u_*=\sqrt{g\cdot h\cdot I}=\sqrt{9.8\times4\times1/1,500}=0.162\text{m/s}$$

前後の値を取るものと考えられる。この値をもとに粒径別に無次元掃流力τ_*の値を調べると次表のようになる。

表−5.2　粒径別τ_*およびw_0/u_*

d	0.1	0.4	1.0	5.0	10.0	30.0
τ_*	16.2	4.04	1.62	0.323	0.162	0.054
w_0/u_*	0.088	0.35	0.88	3.19	4.52	7.83

これらの値から、0.1mm〜0.3mmの材料はウオッシュロード・浮遊砂的に輸送されたもの、それより大きいものは掃流砂的に運ばれたものであると推定することができる。このことから、当該河川は以前河床が現在のそれよりも随分高い時代があったのが、何らかの理由により河床が低下し現在の高さに至ったものと推定される。このことは、河岸構造として表土は粒径の小さな材料から成っていて粘着性がある程度あると推定されるものの、その内部には掃流砂に対応する材料がオーガーボーリング実施地点のみならず周辺一帯にもかなり含まれており、粘着性を低めていると考えられることから、この地点一帯の河岸の耐侵食強度・土質的強度はいずれもさほど高くないと推定される。

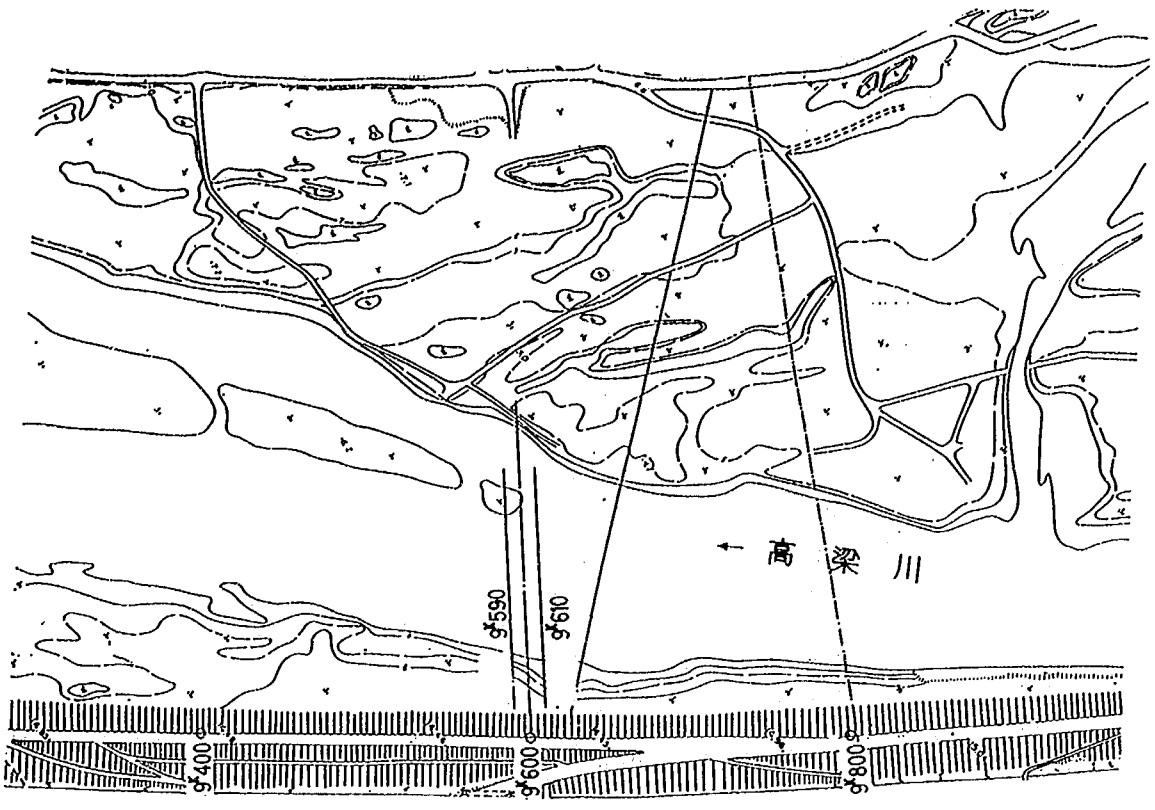
2）高梁川9.6km地点

高梁川9.6km地点は河床勾配およそ1/900でセグメント2-1に属する。図−5.4に当該地点の河道平面図を示す。調査対象地点は左岸側で、緩やかな湾曲の外岸側にあたる。当該区間は拡幅部であり、下流には6.8km地点と同様に砂州状の堆積物が見られる。

当該地点は低水路と堤防との距離が狭く高水敷はほとんどない状況となっている。のり面の表面は背の低い植生に覆われ、水際には胸高樹径70cm程度、高さ10m〜14mのタチヤナギが繁茂している。

図−5.5に当該地点の横断形状を示す。平水面下に幅15mの平場を有しており、約2mの落差をもって低水路河床に連結する形状をなしている。

オーガーボーリングはのり肩部および水際部の2カ所で実施した。その結果を図−5.6に示す。これによれば、のり肩付近(No.1)および水際付近(No.2)で粒度分布にあまり差異は見られずどちらも粒径0.1mm〜0.4mmの材料が大半を占める分布を有している。この材料は、上記1)の検討結果からウオッシュロード・浮遊砂からなるものであり、掃流砂分がほとんど含まれていないと推定される。No.1とNo.2で粒径にほとんど差異がないのは輸送形態が浮遊砂というよりもウオッシュロードに近い状態であったためであろうと推定される。



図—5.4　高梁川9.km 地点の河道平面図

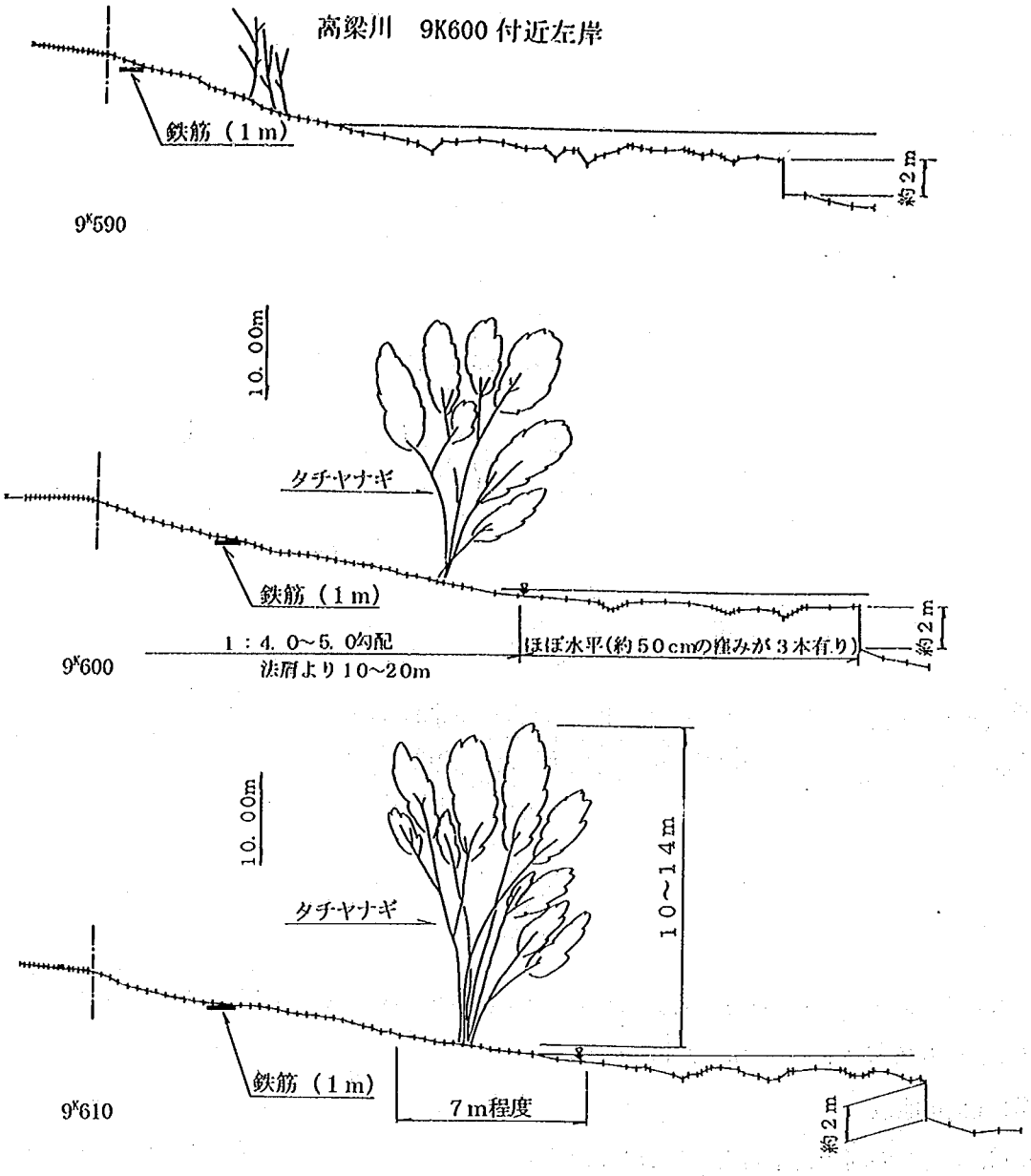
この地点の河岸は、1）の地点に比べ粗粒分の含有率が大分低いので、河岸の耐侵食強度・土質的強度共に1）の地点よりも勝っているものと推定される。

3）吉井川13.0km 地点

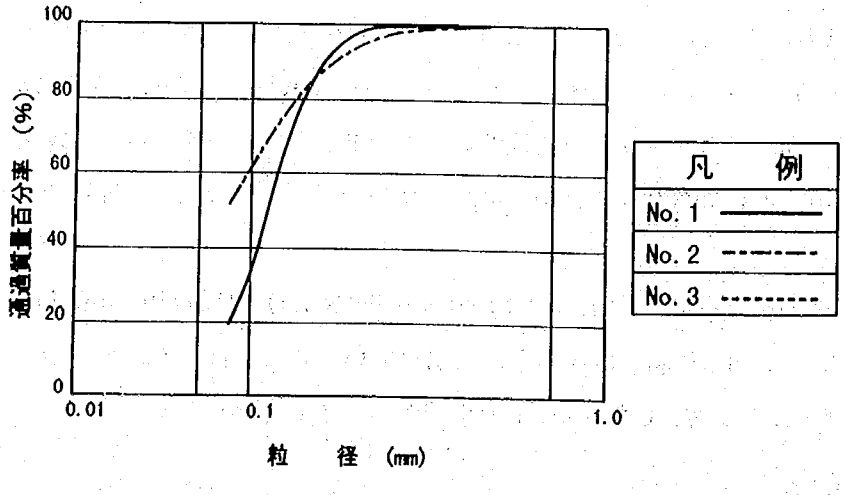
吉井川13.0km 地点の河床勾配はおよそ1/1,900でセグメント2-1に属する。図－5.7に当該地点の河道平面図を示す。調査対象地点は右岸側で、湾曲部の外岸側に当たる。当該区間は川幅の縮小部であり、洪水時には大きな水理量が発生する可能性がある。

図－5.8に当該地点の横断形状を示す。平水面より下には1m 角程度の捨石が設置してある。平水面より上は土羽であるが、オーガーボーリング結果によれば表面から20cm ほど下で礫に突き当たることから、のり面は全面的に捨石で覆われ、平水面より高い部分のみ土砂が堆積したものであると推定される。平水面より高いところにはマダケが繁茂しており、これが平水面より高いところへの土砂の堆積を促した可能性が高いと推定される。

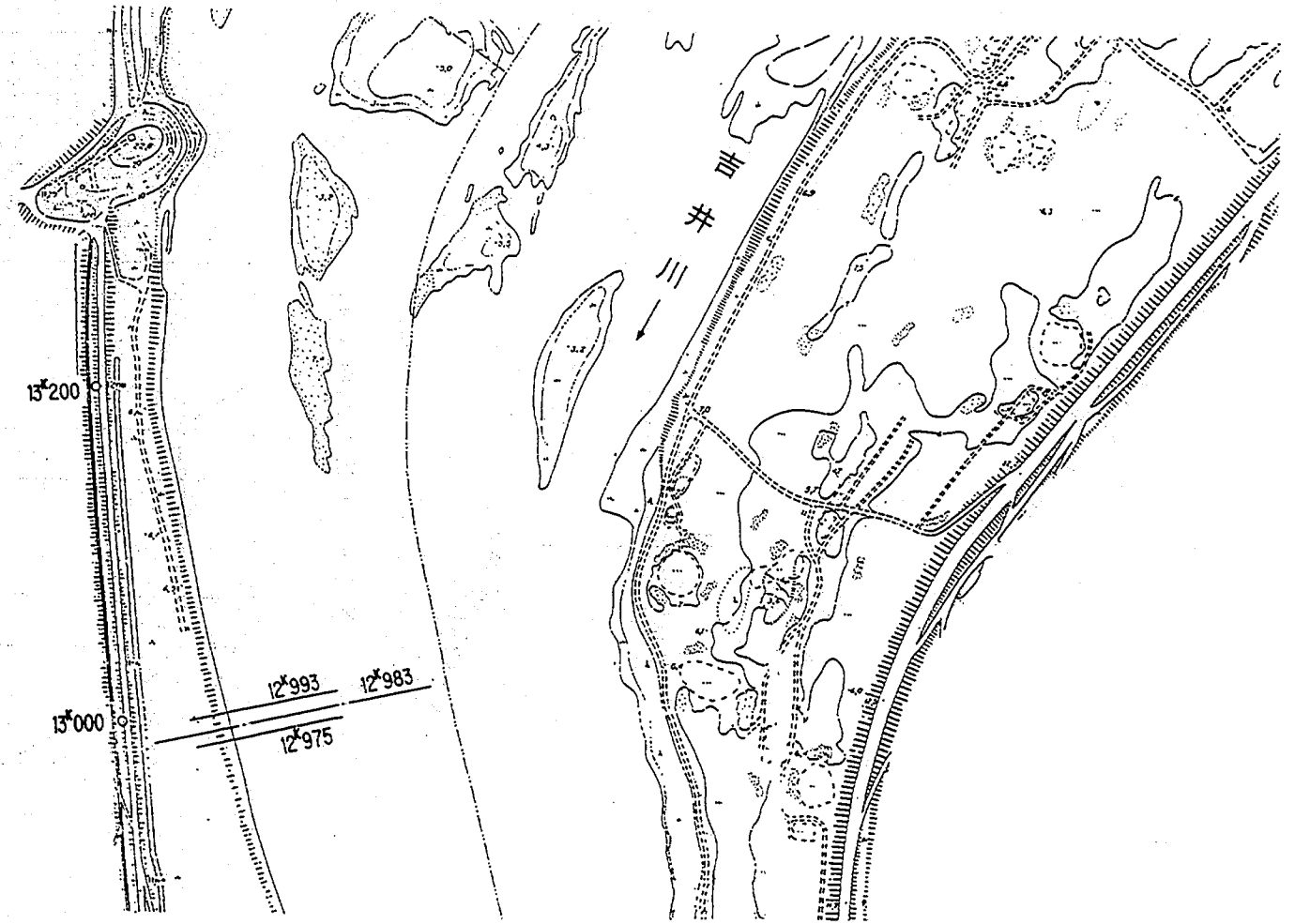
オーガーボーリングの結果を図－5.9に示す。のり肩付近(No.1)では粒径0.4mm 以下の材料と、10mm 以上の材料からなり、その中間の材料がほぼ完全に欠損していることがわかる。また、のり面中腹(No.2)および水際(No.3)ではほとんどが粒径0.2mm 以下の集団からなることがわかる。



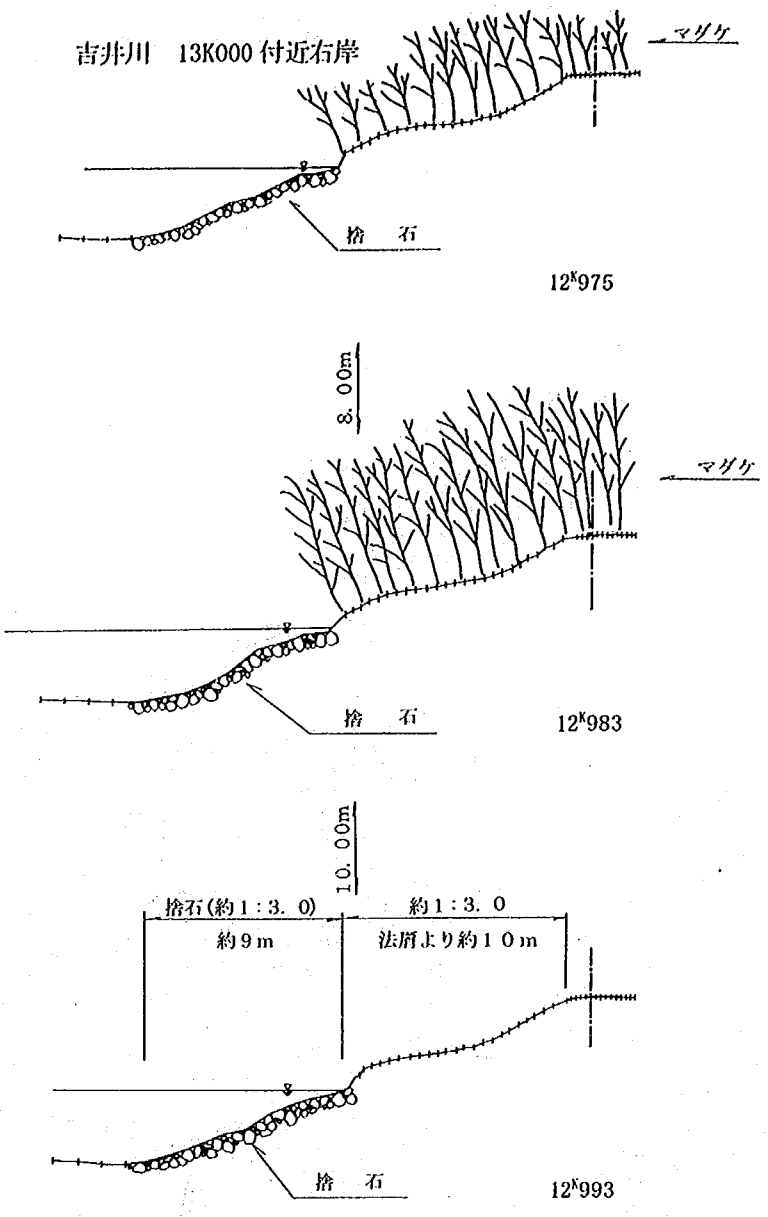
図—5.5　当該地点の横断形状（高梁川9.6km）



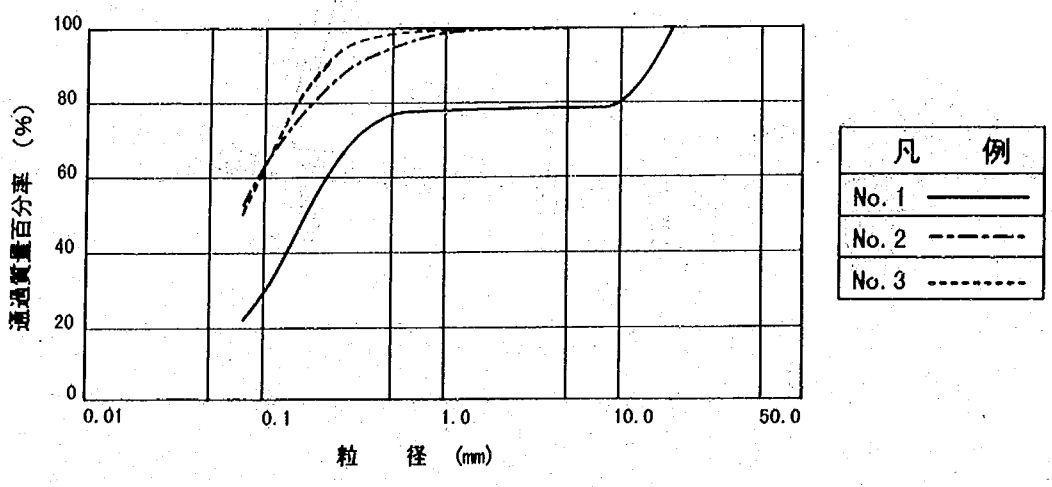
図—5.6　河岸堆積物の粒度分布（オーガボーリングによる、高梁川9.6km）



図—5.7　吉井川13.0km 地点の河道平面図



図—5.8　当該地点の横断形状（吉井川13.0km）



図—5.9　河岸土の粒度分布の横断変化（吉井川 13.0 km）

次にこれらの材料の洪水時の動態について検討する。検討方法は1)の場合と同様粒径別に τ_* を求めるものである。その結果を表−5.3に示す。

表−5.3 粒径別 τ_* および w_0/u_*

d	0.1	0.2	0.4	1.0	10.0	20.0
τ_*	22.3	11.2	5.58	2.23	0.22	0.11
w_0/u_*	0.075	0.15	0.30	2.72	3.85	5.45

これによれば、0.2mm より小さな材料がウオッシュロード的挙動を示し、10mm 以上が掃流砂的挙動を示し、その中間の粒径のものが浮遊砂的挙動を示すと考えられる。このことから、同地点の河岸材料はウオッシュロード的挙動を示すものの堆積物から形成されていると考えられ、河岸の耐侵食強度・土質的強度はともに高いと推定される。

5.4 比較考察

ここで取り上げた高梁川・吉井川はいずれもセグメント2-1で、河道の規模も洪水時に発生する水理量も同程度であることから、土砂動態はおのずと似たものになると考えられる。ところが、実際には5.3で述べたとおり、高梁川の河岸は洪水時に輸送されたウオッシュロード・浮遊砂が堆積して形成されたものと推定されるのに対し、吉井川は大半がウオッシュロードからなっているという差異が生じている。このような選択的分級が生じる原因については、(1)従来言われているような水理的な機構では説明が困難であること、(2)図−5.9に示した吉井川の河岸土は0.5mm〜10mm の範囲が欠損している分布を有していること、の2点から、供給土砂にもともと特定範囲の欠損があったのではないかという仮説を立てることができる。しかし、このような生産土砂の特定粒径の欠損について過去には研究した事例はなく、また仮にこのような現象があったとしても吉井川特有のことなのか一般的に起こりうることなのか未知な部分が大いにある。今後これを実証し、知見を深めていくためには、吉井川はもちろんのこと、他の河川においても洪水時に浮遊砂観測を行うなどして供給土砂の粒度分布特性を調べていく必要があろう。

第6編
自然河岸を形成させる手法に関する研究

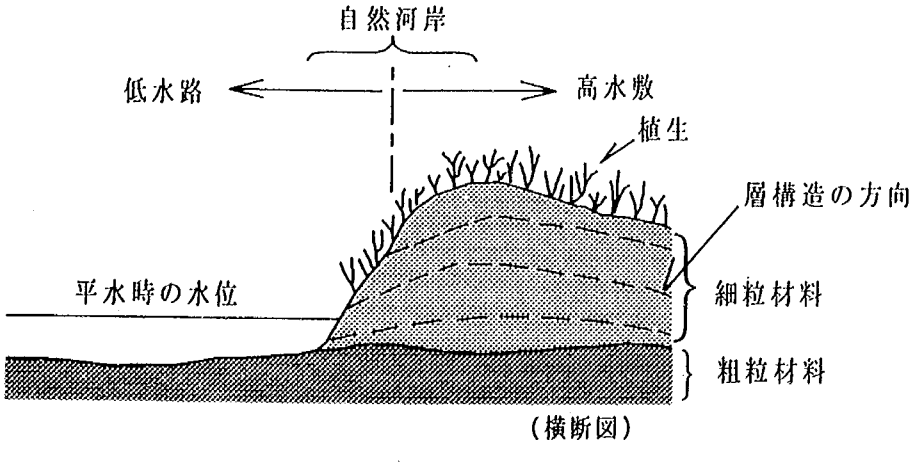
第6編　自然河岸を形成させる手法に関する研究

第1章　研究の背景と目的

河川における水際部の多くは、土砂と水と植生の挙動が複雑に絡み合って形成され、空間的にも時間的にも変化に富んだ環境を作り、河川固有のハビタットとしても貴重である。一方水際部は、洪水時に堤防損傷・破壊につながるような河岸侵食が発生する可能性の高い場所であり、洪水による災害を防ぐための最前線でもあった。このため水際には、必要に応じて護岸など河岸の耐侵食力を向上させる構造物が設置されてきた。近年は特に、河川の自然環境の保全という観点から、河川の自然の作用で形成される水際・河岸を重要とする認識が深まり、洪水災害防止とのバランスを保ちつつ“自然的な”水際・河岸を保全・再生するための技術的知見が強く求められている。しかし、自然的状態でどのように河岸が形成されるかについての情報は意外なほど少なく、このことが、“自然的”河岸・水際形成に関する技術の発展を阻害する要因になっていると懸念される。

以上の背景を踏まえ、本研究ではまず、対象とする“自然河岸”を「自然的要素、すなわち河川の作用により堆積した土砂と植生から成る部分が大半を占める河岸」とし、具体的にはセグメント2（自然堤防帯の河川）を想定して、図—1.1に示すような河岸を対象とする。次に、河川における流水・土砂輸送・植生活動の作用を最大限に利用して、自然河岸に近い比較的安定な河岸を、既存の河岸の前面に造る手法を、『自然河岸の形成手法』と呼ぶ。そして、自然河岸がどのように形成されるか、また形成に必要な条件を、実際に河川で起こった現象から学んだ上で、『自然河岸の形成手法』の骨格となる工法、すなわち、河岸への土砂堆積を制御する工法について検討を行う。なお、本研究では自然堤防帯の河川の水衝部や扇状地河道全般で見られる侵食性の河岸は扱わない。

このような工法を確立することにより造り出される河岸・水際の大部分は、土・植生（場合によっては石）という自然的な材料で構成され、植生が繁茂することができ、自然景観を良好に保つことができ、適度な時



図—1.1　本研究で対象とする自然河岸の説明

間的・空間的変化を持ち、河川の生態系の保全という面で好ましい特長を持つことができる。また、土砂が堆積して新しい自然河岸が形成されることにより、堤防と水際線の距離が離れ、河岸侵食が堤防まで及ぶ危険性を低くすることが可能である。この意味で、本手法は広義の河岸防御手法とも言える。

本手法は、河岸の最終形状を施工により100%造ってしまうのではなくて、施工による部分を必要最小限とし、あとは河川自身の作用にまかせるというコンセプトを採用していることに特徴がある。したがって、本形成手法による施工が終わった後、自然河岸が形成されるまでに一定期間を要することが前提となる。この期間として現段階では一応10年以内を目安とし、この条件に合わない河川区間は本手法にむかないと考える。また、本手法により造られた自然河岸は、護岸施工部分ほど固定されているわけでなく、洪水の作用により河岸線が若干変動することになる。しかし、一方向的に堤防に近づくような侵食が生じない工夫を施すことをねらっており、この意味で、“比較的安定な河岸”を造るとしている。

本手法により以下の効果が期待される。

1）既存の河岸侵食防止工の前面に、一定の幅をもって自然河岸を造ることができる。

2）侵食を受けている河岸の根元に新たな自然河岸を形成させることにより、既存の自然河岸の侵食を止めることができる。

なお、上述のように本手法は、河川自身の作用を利用することをねらっているだけに、すべての河川区間に適用できるわけではなく、検討対象区間について適用条件に合致しているか吟味することが重要である。

なお、河岸・高水敷の形成により低水路川幅の縮小や低水路河岸線の川側への移動が起こる場合があることが、最近の調査から明らかになりつつある。このような河岸および高水敷の変化は、河積阻害につながったり、あるいは水衝部位置の移動につながることも考えられる。本研究の成果は、このような課題についての基本的な技術情報にもなっている。

第2章　研究方法

2.1　研究の基本方針

第1章で述べたように、自然河岸の形成過程とその機構については、十分な情報（特に定量的）が得られていない。このため、自然河岸の形成という現象を、従来行われてきた水理実験や河床変動計算という枠組みでとらえることが可能かどうかはっきりしていない。このことは、実験や計算に入る前に、河岸形成とはそもそもどのような現象かを調べることの重要性を示している。そこで、次節に述べるように、調査対象河道区間を慎重に選定した上、河岸・高水敷形成の実態把握を行った。この結果は第3章で詳細に述べられる。この実態把握結果と若干の既往文献調査結果とを合わせ、河川の自然の作用の下での河岸・高水敷形成の機構について考察し、そこから、本研究の最終目的である自然河岸の形成手法につながる貴重なポイントを抽出する。第4章では、そのポイントに基づき、現段階で得られた知見の範囲で提唱できる自然河岸形成の原理とその手法を示し、今後の技術的課題を述べる。本研究では、自然河岸・高水敷形成の実態解明に重点を置いている。河岸・高水敷形成の実態には、それだけで自然河岸形成手法につながる重要な要素が数多く含まれており、それを記述することに価値があると考えている。

2.2　調査対象河道区間の選定と調査項目

表—2.1に、調査対象河道区間の一覧を示す。これらを選定するに当たっては、以下のことを考えた。1）河道セグメント分類[1]でセグメント2に区分される区間であること、2）直線区間か、急な湾曲の無い区間で

表—2.1　調査対象河道区間一覧

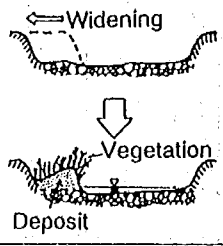
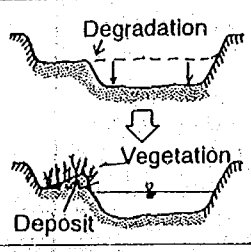
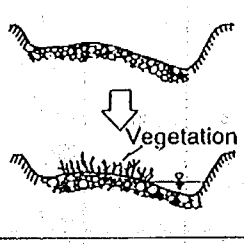
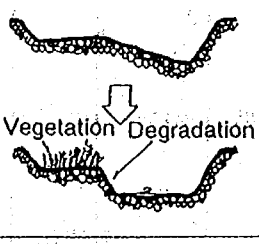
河川名	対象区間	対象河岸	河道セグメント分類	河床勾配の逆数(概略値)	主たる河床材料	河岸高水敷の形成状況	川幅縮小のタイプ（表-2.2参照）	水制の有無（対象河岸）	備考
川内川	66～76km	左右岸	2－1	1500～1600	粗砂～中礫	強制的川幅拡大後の形成	I	無し	
パウダー川	120Km付近、156Km付近	右岸	2－1	900	細礫～中礫	強制的川幅拡大後の形成	I	無し	米国モンタナ・ワイオミング州
利根川	123.5km付近	左岸	2－2	4600	中砂～粗砂	河床の一部の低下に伴う形成	II	有り	
矢作川	18.2km付近	右岸	2－2	1300	粗砂～細礫	河床の一部の低下に伴う形成	II	有り	
木津川	2km付近	右岸	2－2	1000	粗砂～細礫	河床の一部の低下に伴う形成	II	無し	河岸の一部が粘土層
木曽川	22.8～24.0km	右岸	2－2	3000	中砂～粗砂	限定的な形成	?	有り	
阿賀野川	13.6km付近	左岸	2－2	6400	中砂～粗砂	形成無し		有り	水衝部
仁淀川	6km付近	右岸	2－1	1000	細礫～中礫	形成無し		有り	水衝部

あり、河岸・高水敷形成が縦断方向に概ね一様に起こっていること、3）規模と成長速度の両面でかなり明確な河岸・高水敷形成が起こっている区間を選定するとともに、その比較対象として、河岸高水敷形成が起こっていないか、不完全な形成しか起こっていない区間も選定すること。これらのうち1）は、セグメント2が「自然堤防帯」の地形区分に当たり、元々図—1.1に示したような河岸が形成されやすい基本条件を備えていると考えられることから、また上記2）は、河岸・高水敷形成の事例を河道縦断方向に概ね一様なものに限り、分析を単純化したいとの考えのもとに、設定した。

ところで、河岸・高水敷形成は、航空写真などにおいて、砂礫や水面が露出している領域の幅が小さくなり、植生で覆われた領域にとって代わられたこと（すなわち川幅縮小）をもって認識されることが多い。しかし、外見上同じような河岸・高水敷形成に見えても、実際は全く異なる機構による形成である場合もある。したがって、河岸・高水敷形成の機構を考察する際には、種々のタイプの河岸・高水敷形成のうちどれを対象にしているかを、あらかじめ明確にしておくことが重要である。河岸・高水敷形成について著者らの知りうる観察事例を総合すると、外見上河岸・高水敷形成と判別される可能性のある事象は、おおよそ表—2.2に示す3ないし4つのタイプに分類できそうである。表中に、各タイプに分類される事例をあわせて示してある（一部の事例は本研究で取り上げている）。

タイプIは、礫床河川において河床の一部に堆積が生じることにより起こり、堆積する場所以外の河床では有意な変動がほとんど見られない。形成された河岸・高水敷には植生が繁茂している。タイプIIは、砂床河川において、河床の一部が低下し、低下しないで残った部分に堆積が生じ、そこが新しい高水敷となることにより起こるものである。このタイプの新河岸・新高水敷も植生を持つ。タイプIIIは、礫床河川において、有意な河床変化を伴わず河床の一部が植生で覆われることにより、外見上川幅が小さくなったように見えるタイプである。なお、有意な堆積は伴わないが、河床の一部が低下し、低下せずに残った部分に植生が繁茂するというタイプもあり、ここではこれをタイプIIIの亜種としてIII'と分類する。表—2.1には、河岸・高水敷形成が起こった区間については、これらの4タイプのうちどれに属するかを示している。本研究では、タ

表—2.2　川幅縮小のタイプと事例

タイプI	タイプII	タイプIII	タイプIII'
			
川内川 1979-1987 Powder River 1978-1988 丸子川（雄物川右支川） 1961-1988 [2]	利根川 1961-1985 木津川 1968-1984 Plum Creek 1973-1980 [3),4)] Cimarron River [5] 1943-1954	Gunnison River [6] 1936-1976 Platte River 1900-1970 [7] Sandstone Creek [8] 1954-1961	常願寺川 1969-1988 [9] 雫石川 1965-1989 [10]

注）下欄が事例．数字は西暦年であり，縮小が起こった主な時期を示す．川幅縮小は，当該河川の全区間でなく，一部区間で生じている．英語表記は，いずれも米国の河川．

イプIIIおよびIII'は、河岸・高水敷の"形成"とは言えないとして、取り上げていない。

さて、表—2.1に示した河道区間は、大きく次の4つに分けることができる。第一は、川内川とパウダー川であり、これらの区間では、川幅が強制的に拡大された後、河岸・高水敷形成が起こり、結果的に、強制的川幅拡大前の元の川幅にほぼ戻っている（表—2.2のタイプI）。第二は、利根川と矢作川、木津川であり、これらの区間では、河床の一部が低下し、低下しないで残った部分に堆積が生じ、そこが新しい高水敷となるという河岸・高水敷形成が起こっている（表—2.2のタイプII）。結果として、低水路川幅が形成前より小さくなったが、利根川と矢作川の場合では透過型水制が、木津川の場合では河床低下により露出し河岸を構成するようになった粘土層が、縮小された川幅を維持させる原因になっている可能性がある（3.3、3.4に詳述）。第三は木曽川の場合で、河岸・高水敷形成が起こってはいるが前二者に比較して不完全で限定的であるというものである。この区間には90年以上にわたって長い水制が設置され、河岸・高水敷形成が生じてもおかしくないと思われることから、前二者との比較という意味でも重要である。第四は、阿賀野川と仁淀川の事例であり、水衝部に水制と根固め工が設置され、かなり大きな法勾配を持つ河岸となっている。ここでは、河岸・高水敷形成がほとんど起こっていない。これらの事例も、長期に水制が設置されているにもかかわらず明確な河岸・高水敷形成が起きていないという点から選定された。

以上の調査対象区間について、1）河岸・高水敷形状の経年変化、2）新しく形成された河岸・高水敷の土質構造、3）河岸に作用する外力（洪水流や平水位など）を調べた。

2.3 河岸形成実態調査の体制

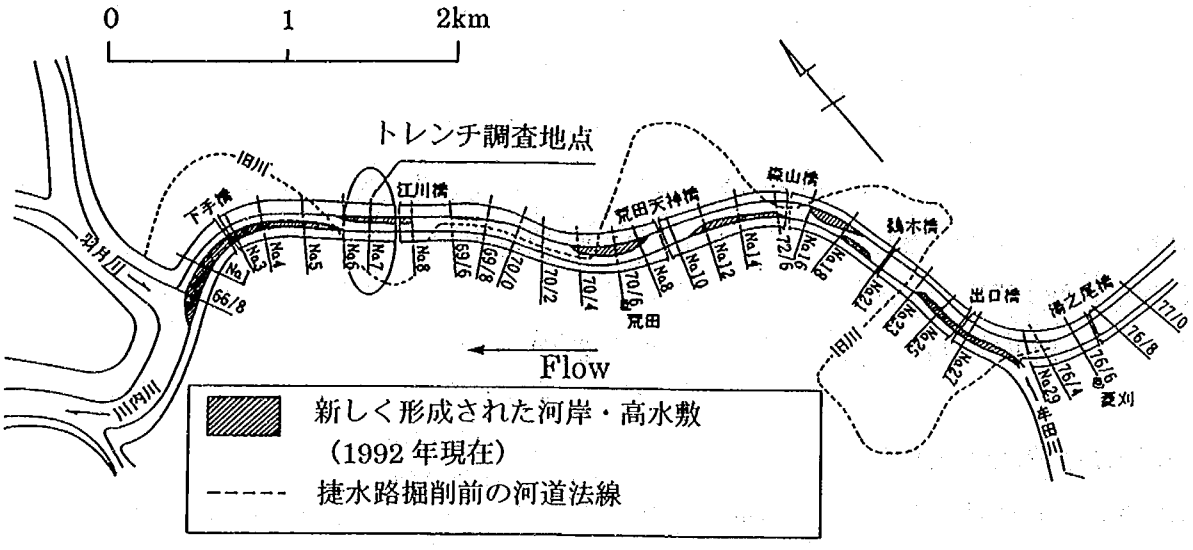
以上の調査研究に際しては、まず、山本晃一河川部長（研究当時）より本研究の基本的な着眼点について重要なアドバイスがあった。また、日本の現地河川のデータ収集・分析は、平成5年度～7年度にかけて行われた建設省技術研究会指定課題「河岸防御の設計手法に関する研究」の研究体制に基づき行われた。本指定課題に参画した各地方建設局・北海道開発局の河川計画課と担当工事事務所調査課の方々の努力により、河岸形成実態調査が行われ、貴重なデータが収集された。九州地方建設局川内川工事事務所が実施した川内川の地形変化区間の詳細な調査と、関東地方建設局利根川上流工事事務所が実施した利根川の地形変化区間の詳細な調査、中部地方建設局豊橋工事事務所が実施した矢作川の地形変化区間の詳細な調査より得られたデータは、本研究をとりまとめる上で非常に有益であった。また、パウダー川のデータの主要部分は、筆者の一人である藤田が1993年11月から1年間米国地質調査所（USGS）に長期出張していた間に、米国地質調査所水資源部のJ.A. Moody、R.H. Meade両博士と藤田が河岸形成問題について議論していた際に両博士から紹介された公開レポート（Moody, J.A and Meade, R.H. 著：Channel changes at cross sections of the Powder River between Moorhead and Broadus, Montana, 1975-1988, *USGS Open-File Report 89-407*, 1990）によるものである。このレポートは、両博士のパウダー川での14年間にわたる現地調査結果をまとめたものである。本研究は、このような地道かつ着実な調査研究活動の上に成り立っている。

第3章　河岸・高水敷形成事例の詳細分析

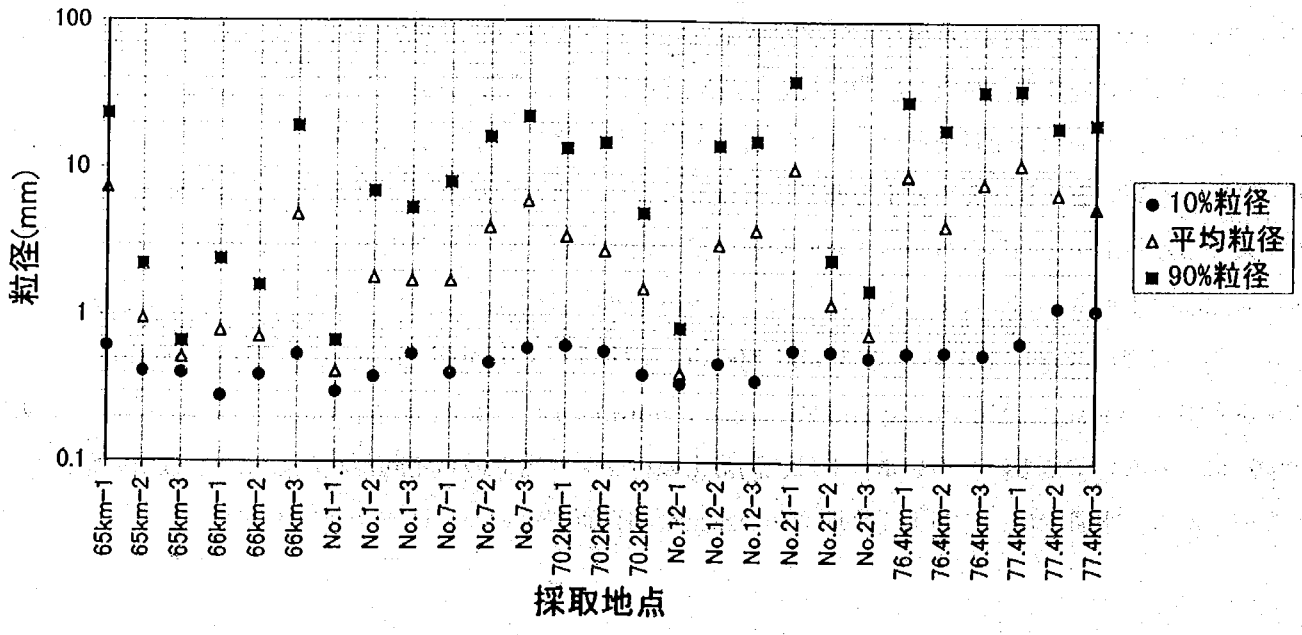
3.1　川内川の事例

3.1.1　概要

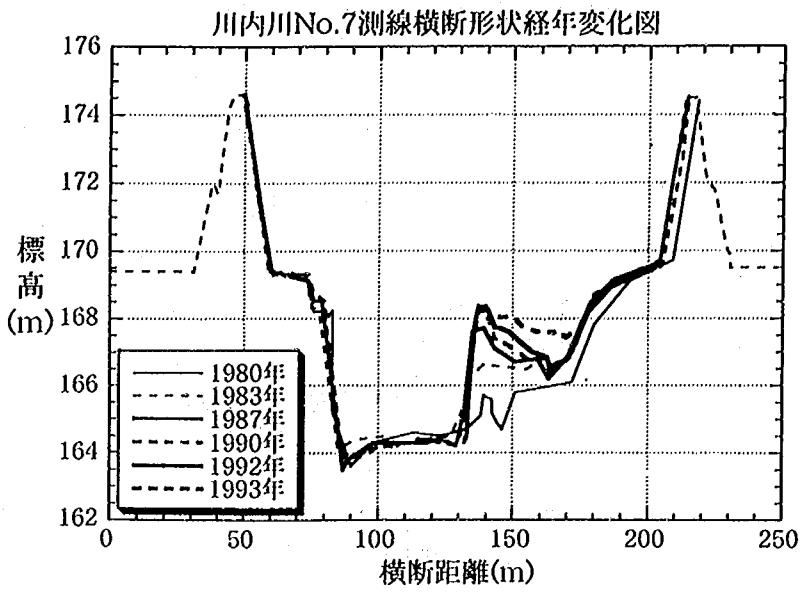
川内川は、鹿児島県北西部を流れる流路延長約137km の河川である。川内川の一部区間では、1979年に捷水路工事が完成し、その際、低水路川幅が元の2倍程度に拡げられた。この区間の河床勾配は現在1/1500～1/1600程度である。当該区間の平面図を図―3.1.1に示す。図―3.1.2に示すように、この区間の河床材料は粗砂～中礫である。図―3.1.3は、代表的断面での河道横断形状の時間変化を示したものである。この図から、

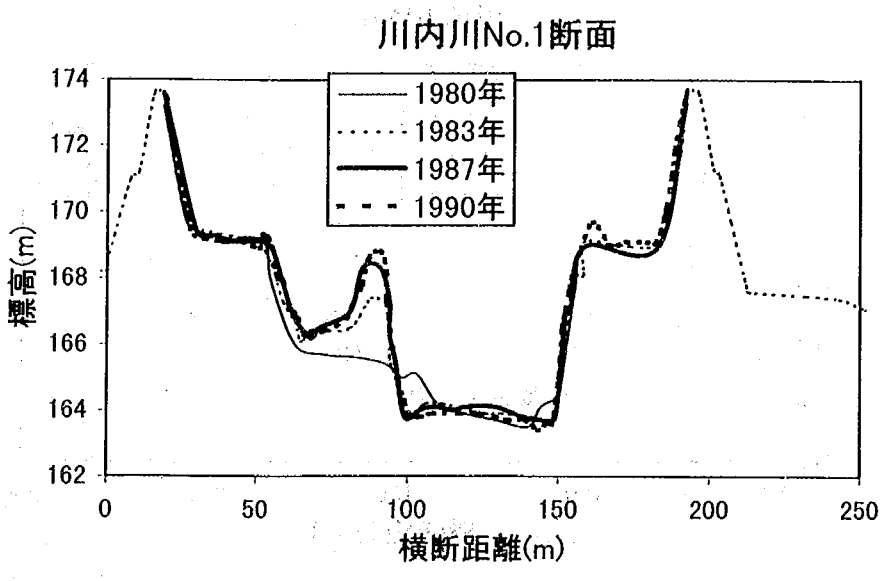


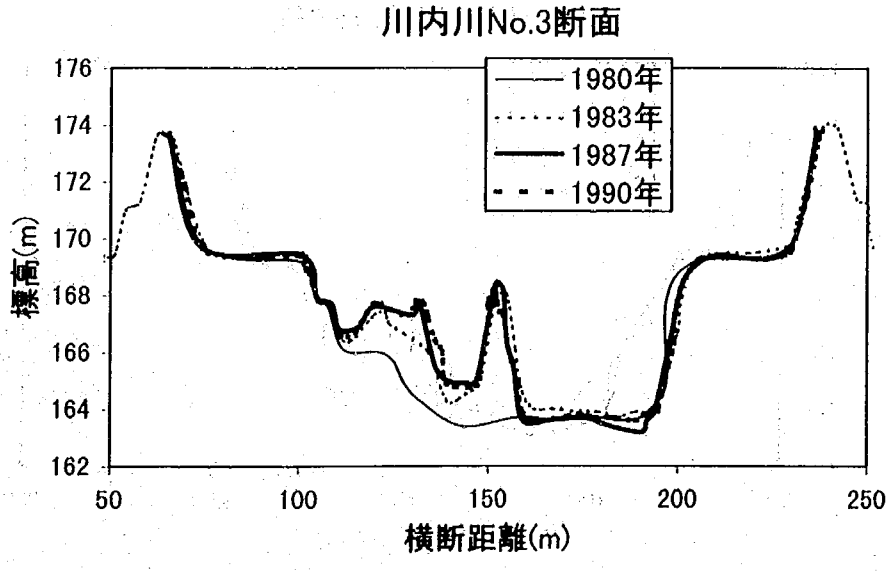
図―3.1.1　平面図（川内川）



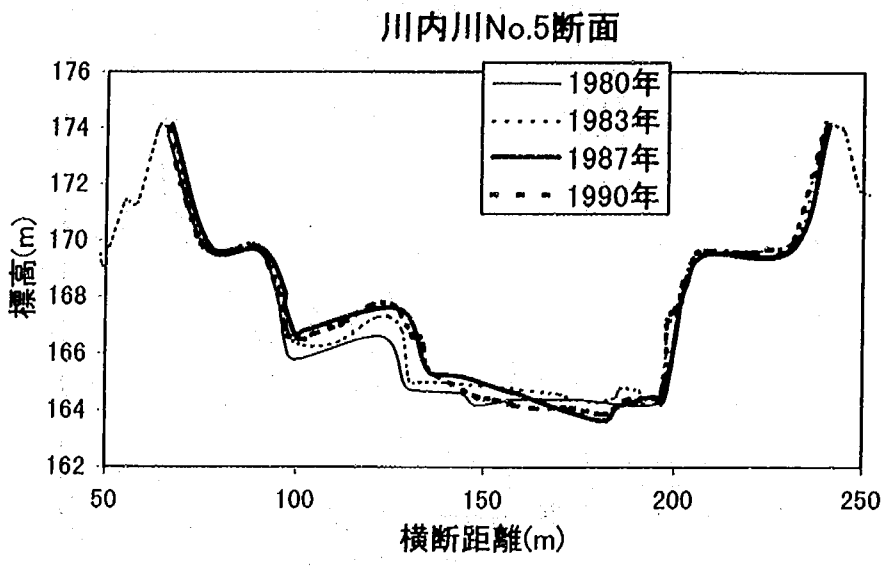
図―3.1.2―河床材料調査結果（川内川）

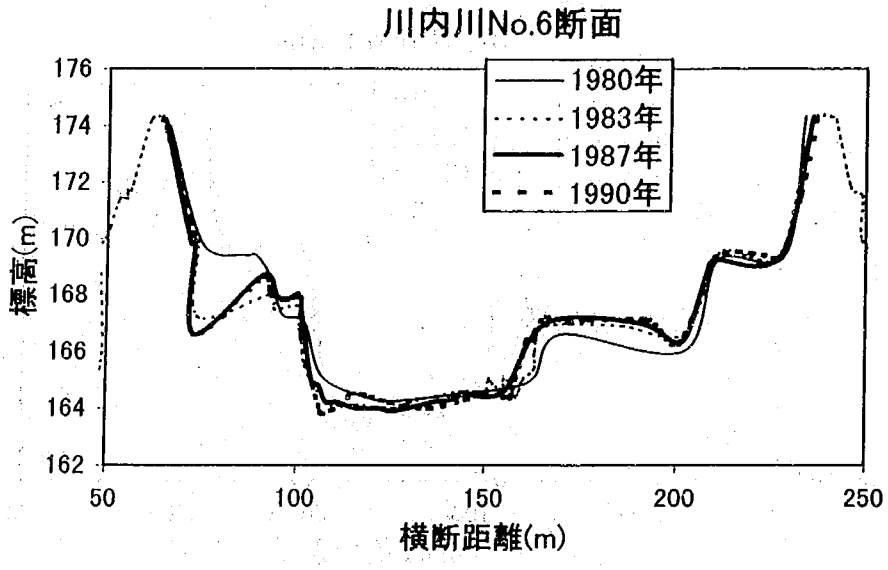


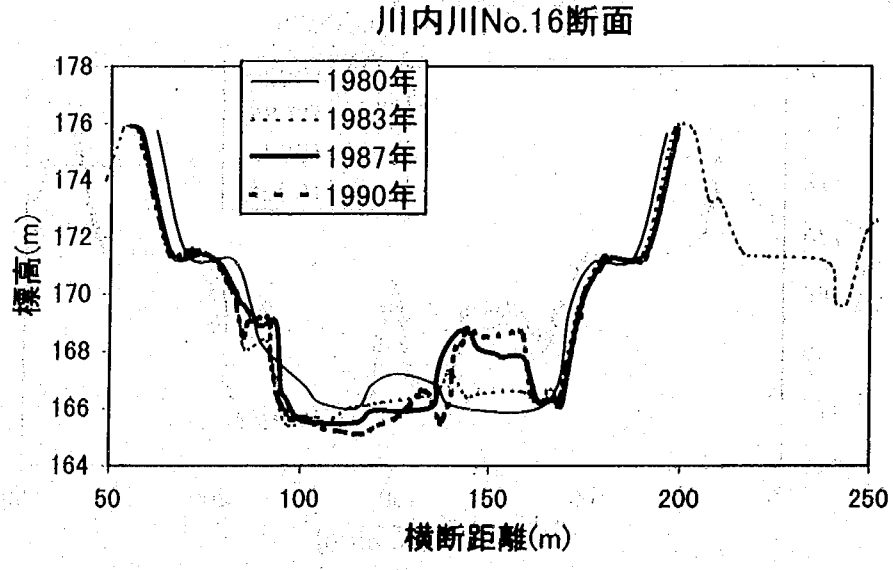




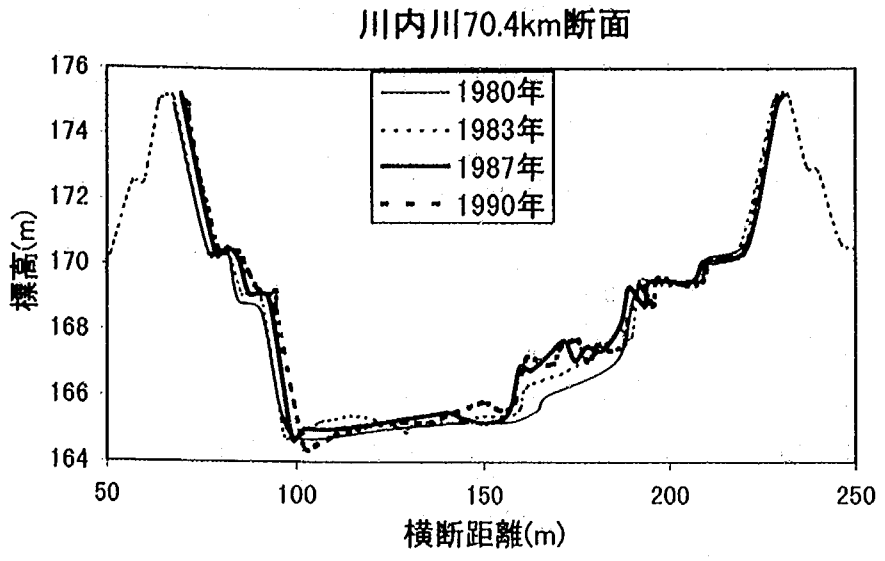
図—3.1.3　高水敷の発達過程（川内川）(1/3)

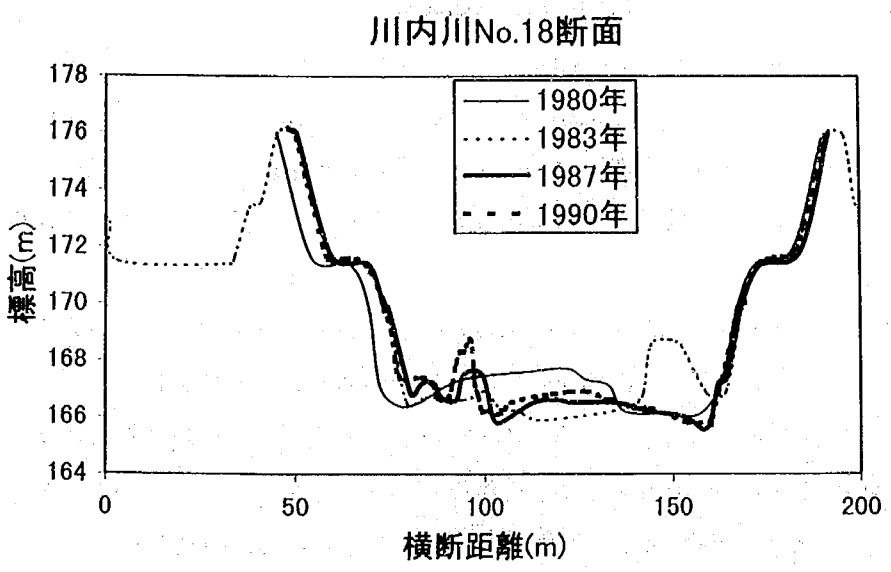


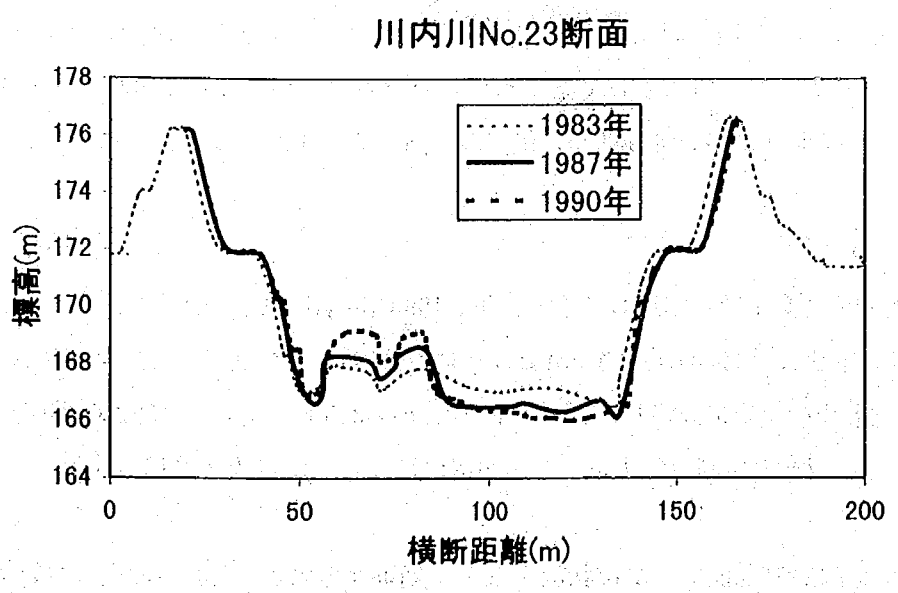




図—3.1.3 高水敷の発達過程（川内川）(2/3)







図—3.1.3　高水敷の発達過程（川内川）(3/3)

短期間に広範囲に明確な河岸・高水敷形成が起こり、低水路幅の拡幅から10年余りの間に川幅の縮小現象が生じたことがわかる。元の川幅と同じ程度まで川幅が復元したところも多い。現在では、写真—3.1.1に示すように、新しく形成された高水敷は密な植生で覆われている。図—3.1.1には、改修後に形成された高水敷の範囲が示されており、これから、高水敷形成が湾曲区間内外岸、直線区間を問わず全般的に起こっていることがわかる。

3.1.2　トレンチ調査による土層構造の把握

新たに形成された河岸・高水敷の土層構造を詳細に把握するため、No. 7 断面においてトレンチ調査を行った。図—3.1.3からわかるように、この断面では、右岸側に顕著な河岸・高水敷形成が起こっている。この部分について、図—3.1.4に示すように、ABC の 3 つのラインで、幅約1.5m、長さ約40m、深さ2m 程度のトレンチを掘削し、各ラインに沿って5m ピッチでトレンチ掘削露頭を観察して鉛直土層構造を把握し、さらに連続写真と照合することにより、ABC トレンチ露頭全体の土層構造を調べた。B ラインの 3 地点では土層の直接採取を行い、採取した材料の粒度試験結果は、露頭観察による粒度判別の妥当性の確認に用いられた。

以上により得られた ABC 各ラインでの露頭の土層構造を図—3.1.5に示す。AB ラインが横断面図、C ラインが縦断面図になっている。なお、この図における土質分類は表—3.1.1による。この図から、堆積材料の大部分は細砂・微細砂・シルト混じり細砂からなり、河床材料を構成する粗砂～中礫より大幅に細粒であることがわかる。このことは、高水敷材料が河床からでなく土砂生産源から直接供給されたウォッシュロード起源のものであることを示している。図—3.1.5をよく見ると、ABC どのラインについても、高水敷材料の中では最も粗粒の粗砂・中砂が、形成された高水敷の最下部と最上部に限られていることがわかる。このように、高水敷下部だけでなく河岸の肩に相対的に粗い粒径があるという特徴は興味深い。また、横断方向に掘られたライン AB を見ても、低水路から離れるにしたがって堆積材料の粒径が小さくなる傾向は明確でない。このことは、低水路から離れても、必ずしも粒径が小さくなるわけではないことを示している。

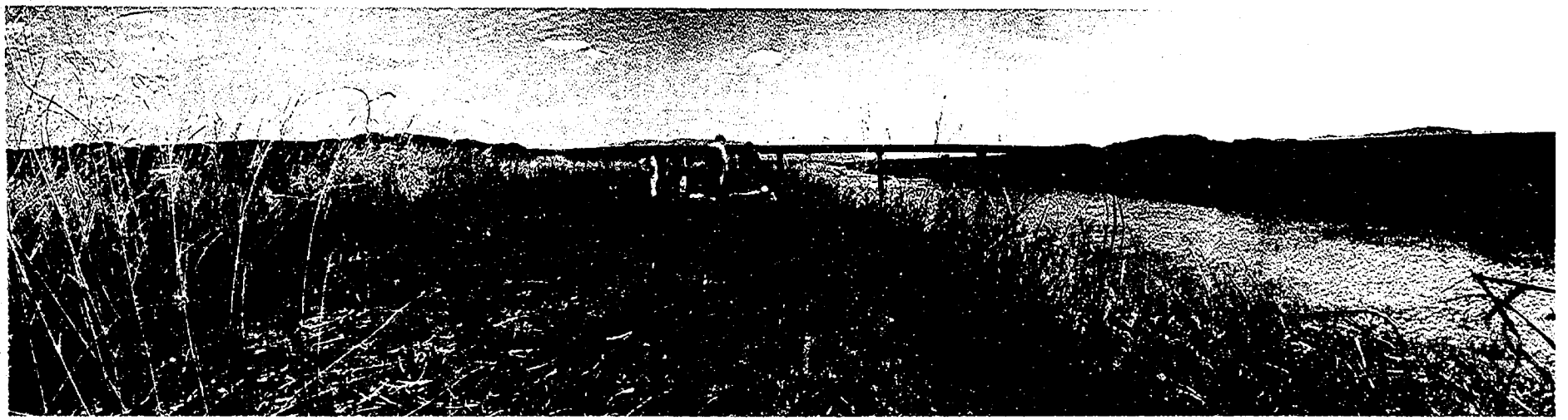
ところで、鉛直土層構造の層間の所々に黒炭が細く挟まっているのが観察された。この位置は図—3.1.5にも示されている。これは冬期に行われていた野焼きの痕跡であり、この痕跡位置と横断測量結果を合わせることにより各年の堆積をほぼ正確に同定することが可能である。この方法で推定されたライン C—測線 9 での各年の河岸高および層厚を一覧表としてまとめたものが表—3.1.2である。図—3.1.6は、表—3.1.2と図—3.1.3を用いて No. 7 断面について作成した最高河岸高とその年間変動量、平均河岸高の経年変化図である。

3.1.3　植生繁茂状況

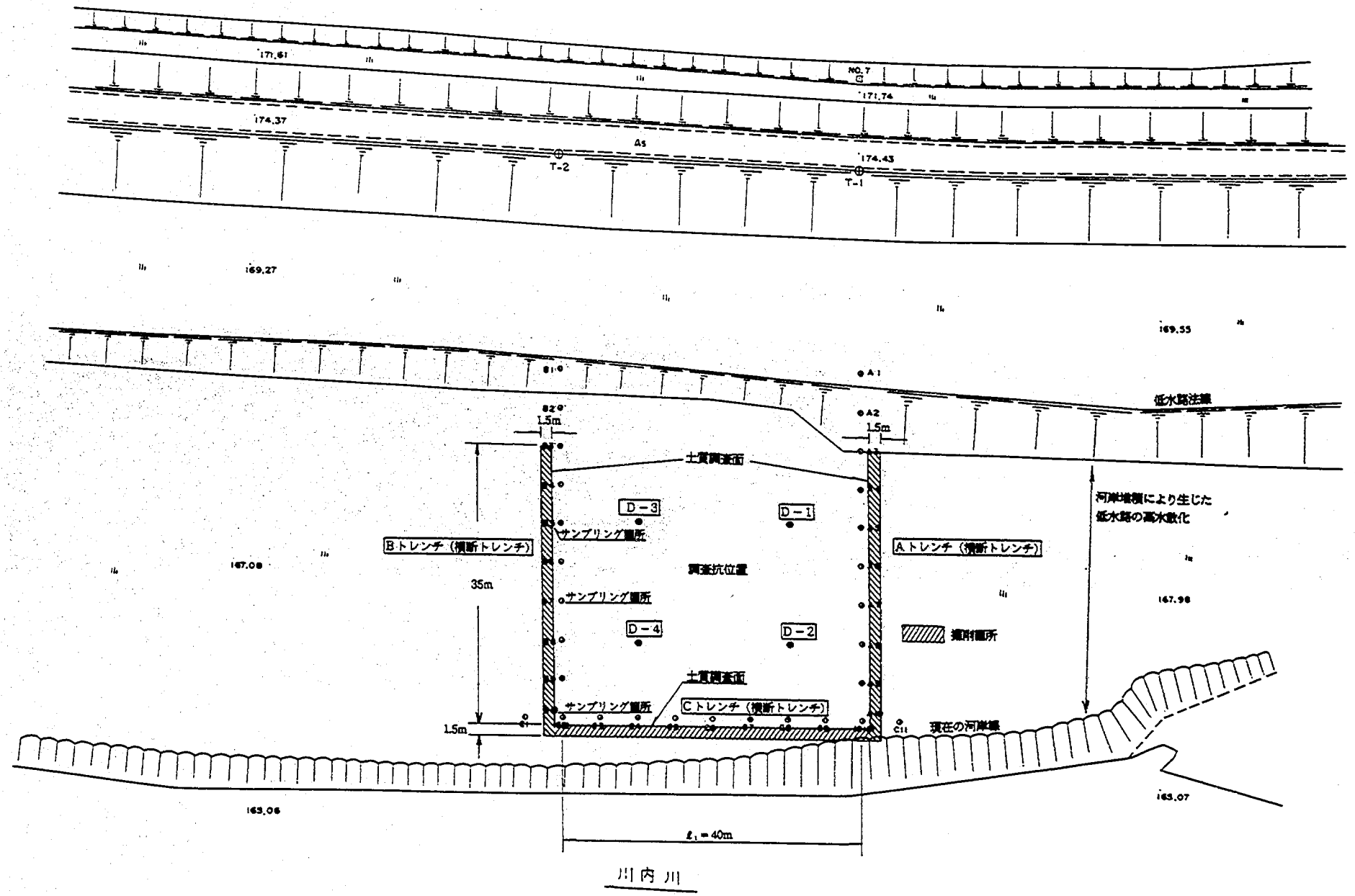
川内川 No. 7 断面の新高水敷に繁茂している植生を1994年に調べた。結果を表—3.1.3に示す。調査は、河岸肩の①点から新高水敷右岸端の⑦点まで5m ピッチに7点で行った。繁茂していた植生はすべてヨシであった。なお、繁茂密度算出のために設定したプロットは0.5m×0.5m である。⑤地点の繁茂状況を写真—3.1.2に示す。これらから、現在の新高水敷上には草本が密に繁茂していることがわかる。

3.1.4　位況

図—3.1.7は、高水敷形成過程での水位状況を No. 7 断面より220m 上流の地点について示したものである。この図と図—3.1.3中の No. 7 断面の横断形状とを、220m という河川縦距のずれを考慮して比較すると、

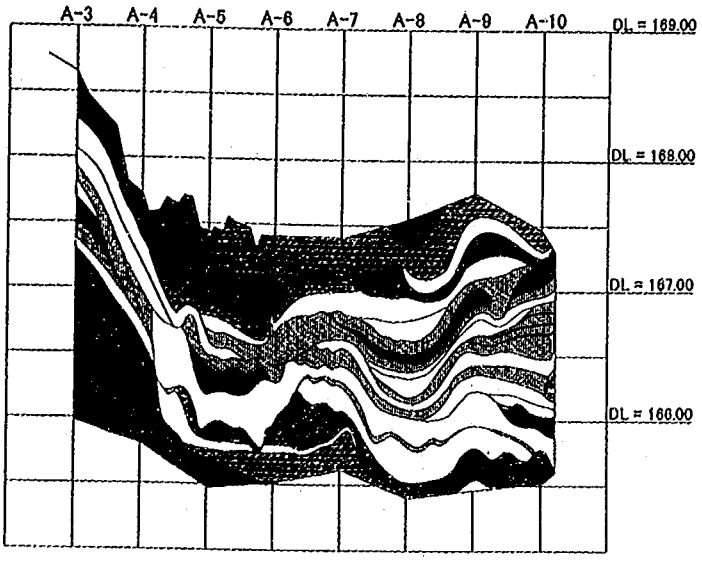


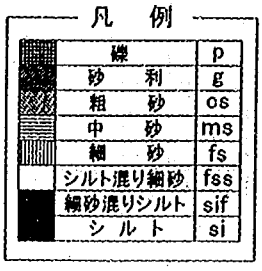
写真—3.1.1　川内川で新しく形成された高水敷（No. 7 断面付近：上流を向いて撮影）



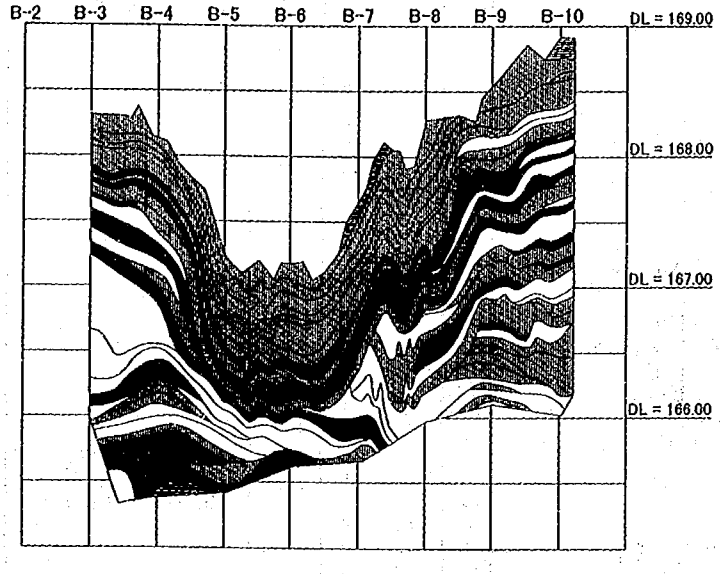
図—3.1.4　トレンチ平面図

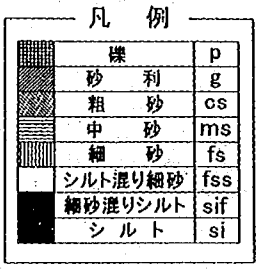
(1) Aライン



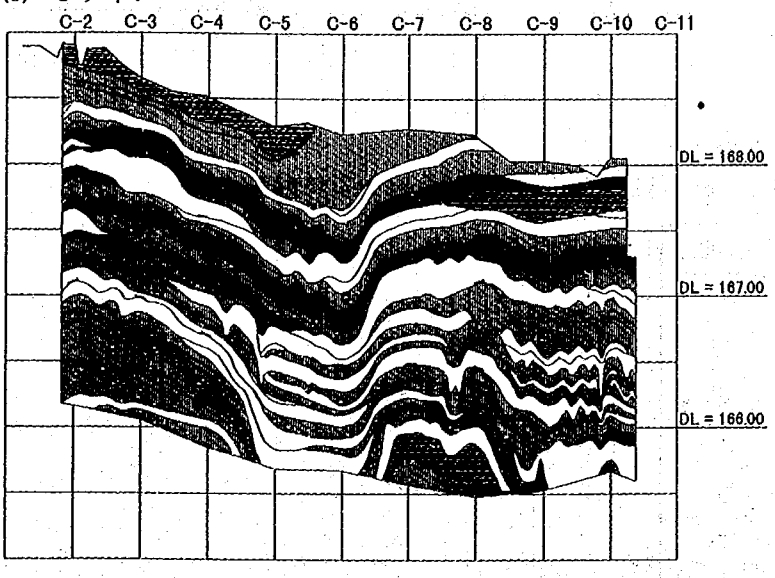


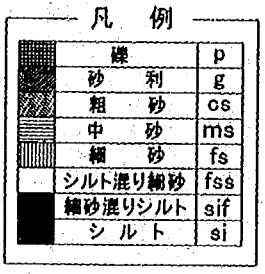
(2) Bライン





(3) Cライン

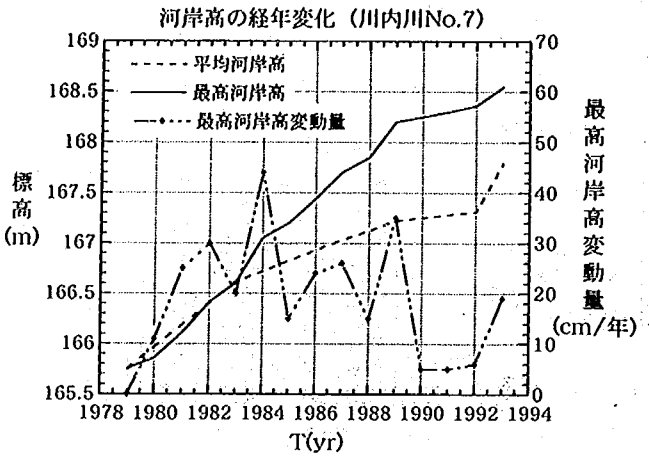




図—3.1.5 トレンチ露頭の土層構造（川内川 No. 7 断面付近右岸高水敷）

表—3.1.1　川内川のトレンチ調査で用いた土質分類

材　料	粒径(mm)		
礫		～	4.0
砂　利	4.0	～	2.0
粗　砂	2.0	～	0.5
中　砂	0.5	～	0.3
細　砂	0.3	～	0.074
シルト	0.074	～	



図—3.1.6　新しく形成された高水敷高の経年変化（川内川 No. 7 断面）

表—3.1.2　野焼き跡と横断測量データから推定した各年の堆積厚（ラインＣの測線9）

層番号	層　厚 (cm)	推定堆積年次	深度 (cm)	各年度末の地表面位置
		地　表	0	1993
1	9	1993	-9	1992
2	10	1992	-19	1991
3	3	1991	-22	1990
4	24	1990	-46	1989
5	11	1989	-57	1988
6	14	1988	-71	1987
7	19	1987	-90	1986
8	10	1986		
9	12		-112	1985
10	11	1985	-123	1984
11	8	1984		
12	9		-140	1983
13	9			
14	5	1983		
15	7		-161	1982
16	10			
17	4			
18	6	1982		
19	3			
20	6		-200	1981
21	7	1981	-207	1980
22	13	1980		
23	15		-235	1979

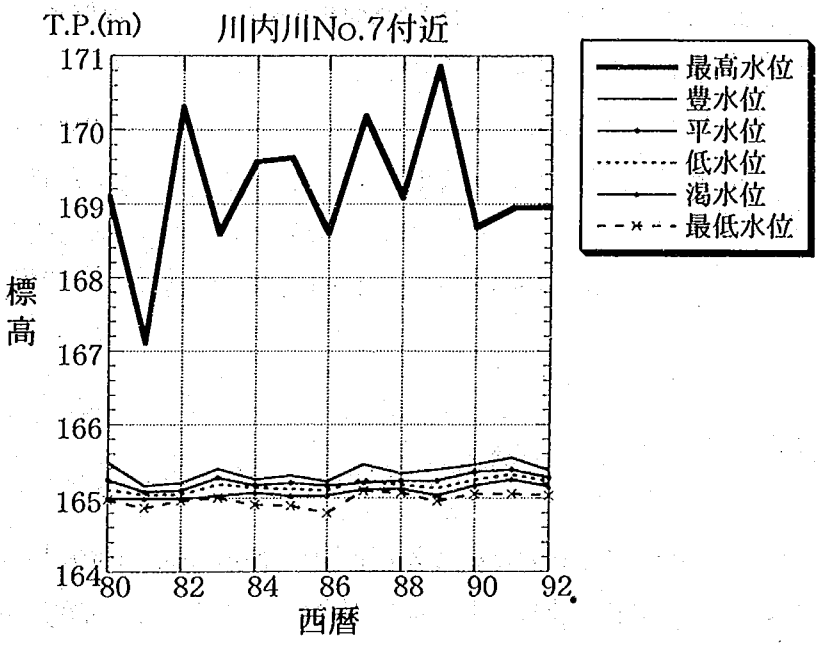
ここで、表中の～～は、調査時に見出された黒炭層（野焼き痕跡）を表す。

表—3.1.3　植生状況（川内川 No. 7 断面の新高水敷上）

調査地点	生育高(m)	繁茂密度（本／㎡）
①	2.0	136
②	2.5	40
③	2.5	84
④	2.8	96
⑤	2.6	124
⑥	2.0	96
⑦	2.4	104



写真—3.1.2　川内川 No. 7 断面における新高水敷上の植生（地点⑤）



図—3.1.7　高水敷形成時期の位況（No. 7 断面より220m 上流の地点）

形成された高水敷の河岸の法尻高さがほぼ平水位帯（定義は3.2.4参照）の中にあることがわかる。また、この期間中、年最高水位に極端な変動はない。

3.1.5　河岸・高水敷の形成過程について

図—3.1.3のたとえば No. 7 断面の横断変化を見ればわかるように、高水敷の発達は、通常の河岸に比べて横断勾配がはるかに緩い低水路河床（この断面では右岸より）から生じている。1983年にほぼ平坦な堆積初期形状が形成された後、1987-1990年頃までは、主として新高水敷の中でも低水路よりの部分で堆積が起こっ

ている。この結果、1990年の新高水敷形状は、低水路との境界付近が著しく高く、低水路から離れるにしたがって低くなっている。これ以降、現在（1993年）に至るまで、低水路との境界付近の高水敷発達はほぼ止まり、背後の低かった領域で一定の堆積が生じ、1990年に比較して横断勾配の緩やかな高水敷形状が現在形成されている。以上の高水敷発達の過程で、初期に形成された新高水敷と現在の新高水敷の幅に大きな違いがないことから、新高水敷の幅、逆に言えば低水路の縮小幅が、高水敷形成の初期段階から決まっているように見える。また、河岸・高水敷形成が生じている以外の低水路河床では、有意な河床高変化は見られない。

図—3.1.6から、平均河岸高（形成中の新高水敷の平均高さ）で見ると、年を経るにしたがい高水敷成長速度が漸減していることがわかる。また最高河岸高（形成中の新高水敷の頂部の高さ）については、1989年までほぼ一定速度で大きくなり、それ以降急に増大速度が小さくなっている。最高河岸高は、前述のように、低水路との境界近くで生じている。最高河岸高の発達速度が急に小さくなった原因は、図—3.1.7の位況と比較すればわかるように、1990年以降、新高水敷の最高河岸高を十分越えるような洪水がないことにあると推定される。逆に、最高河岸高形成地点背後の低水路境界から離れた部分では、1990年以降も、十分な冠水深をもたらす洪水を受けており、このことが、1990年以降も平均河岸高が一定の速度で増大したことの説明になると考えられる。なお、1993年には6－7月にかけて長雨があり、新高水敷が長時間にわたって冠水した実績があり、このことが、1992-1993年の高水敷の再度の高成長をもたらしたと推定される。

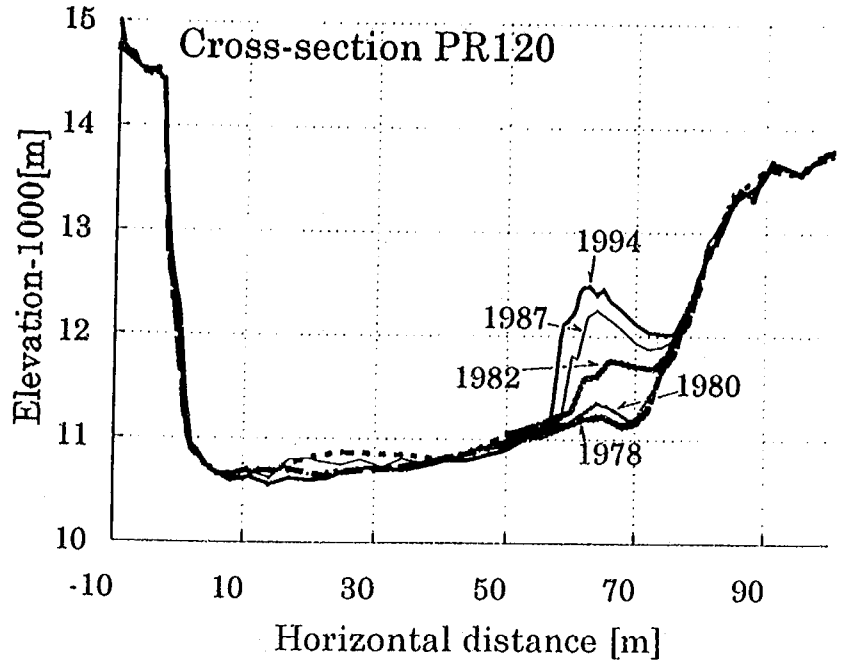
ところで、図—3.1.6における最高河岸高の経年変化の特徴は以下のことを示唆しており興味深い。すなわち、最高河岸高は、それが一定の大きさに達するまでは、一定速度で成長し、自身の河岸高が大きくなっても成長速度が鈍ることがない。そして、最高河岸高が毎年起こるような洪水位に達した時点で、その成長速度が急に小さくなる。このようなことが可能になるためには、低水路との境界付近に形成される新高水敷の最高河岸高について、それが高くなり冠水深と期間が小さくなっても年間堆積量を減少させないような機構の存在が必要である。

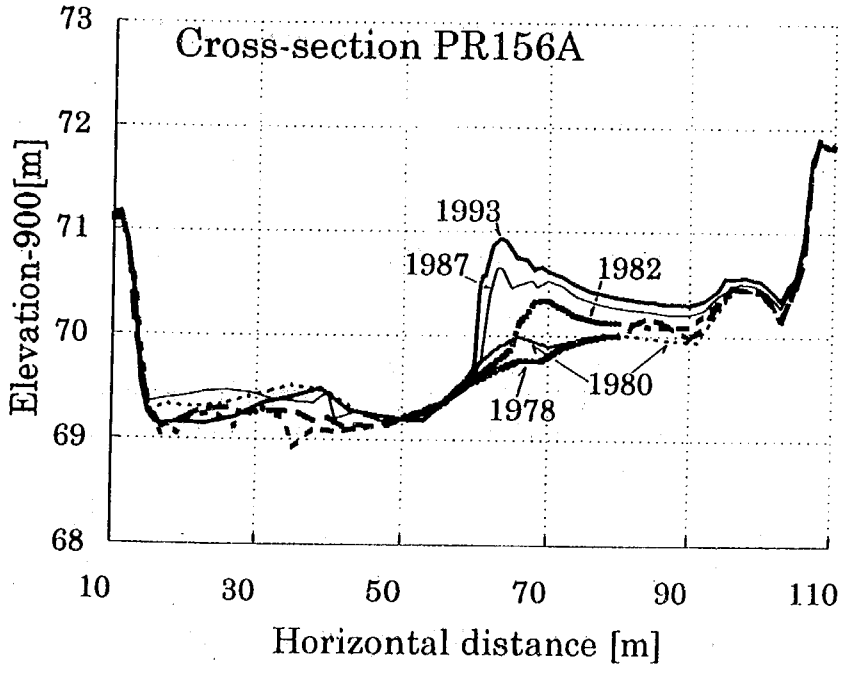
3.2 パウダー川の事例

3.2.1 地形変化

パウダー川においては、1978年に非常に大きな洪水が発生し、河道の各所で河岸侵食が生じ、その結果数カ所で川幅が顕著に拡大した。その後、流量変化が通常の範囲に収まる状況が現在に至るまで続いている。したがって、これらの川幅拡大区間の1978年洪水後の河道変化は、川幅を強制的に拡大した後の応答とみなせる。Moody・Meade[11]は、1975年以来パウダー川の113km断面（上流側）から206km断面（下流側）までの20断面で、1～2年おきに地形変化の詳細な測量を行っている。この区間の河床勾配はほぼ一定で、およそ1/900であり、また、安定状態にある川幅は45～55mである。この区間に堤防は無い。測量結果によると、120km断面を中心とした河道延長約800mと、156kmA断面を中心とした河道延長約400mの2区間においては、1978年洪水による川幅拡大後の川幅縮小が特に顕著な形で起こっている。本節では以後、36km離れたこれら2区間に焦点を当てる（両断面を、図中では、それぞれPR120、PR156Aと表記する）。

図—3.2.1は、120km断面と156kmA断面における1978年洪水直後（すなわち川幅拡大直後）からの横断図を比較したものである。この図から、両断面とも、右岸側に土砂が堆積し高水敷が新しく形成され、明確な

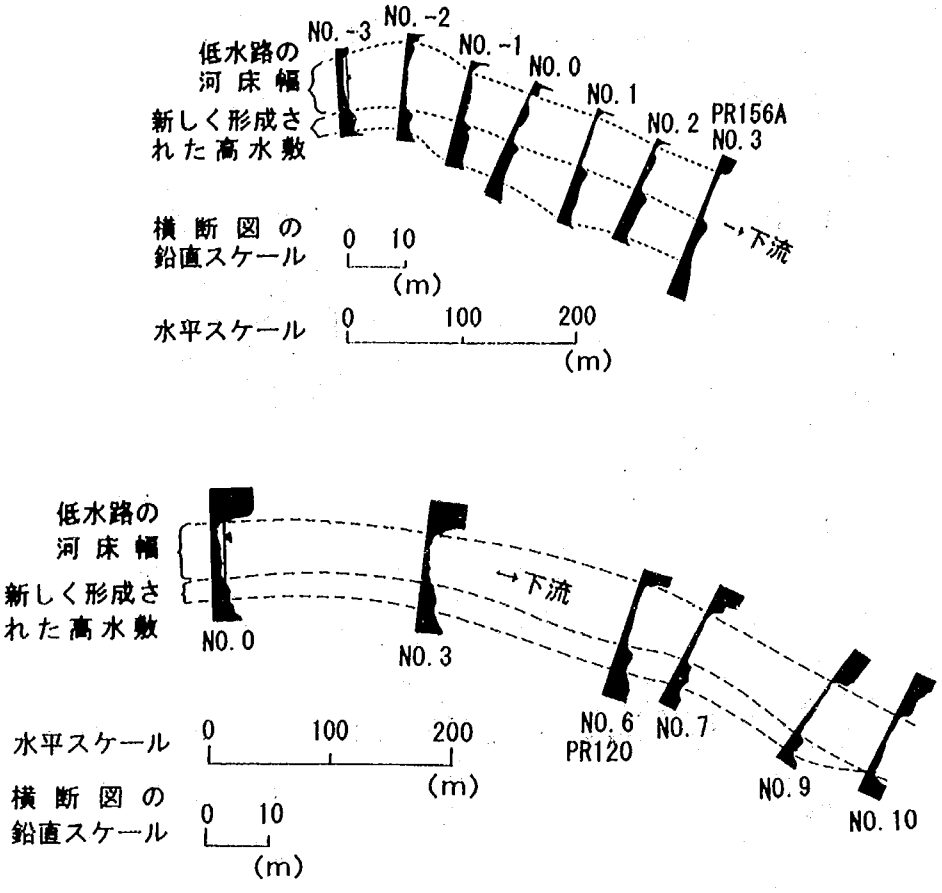




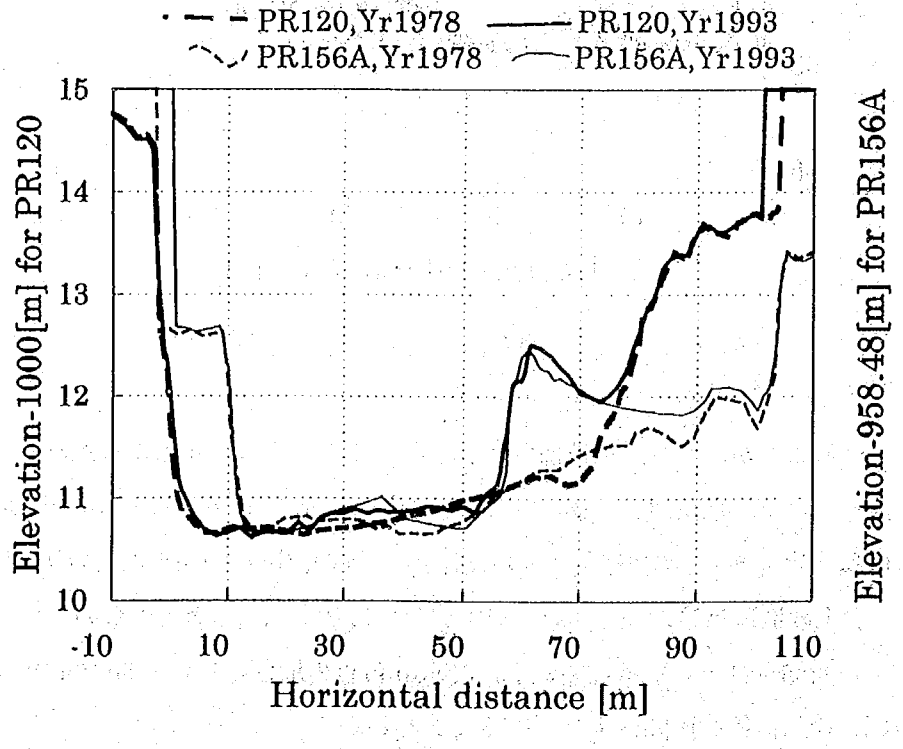
図—3.2.1　河岸・高水敷の発達過程（パウダー川）

川幅縮小が起こっていることがわかる。堆積部分は、水路近傍が最も高く水路から離れるにしたがって徐々に低くなる形状を持っている。堆積部分の横断幅は、年を追うごとに0から徐々に広がるのでなく高水敷形成の初期段階からほぼ一定であり、縮小後の川幅（新河岸法尻の位置）が縮小過程の初期段階でほぼ決まっているように見える。土砂堆積が起こっていない河床部分の形状変化はほとんどない。図—3.2.2は両断面付近の平面図であり、横断図も合わせて示している。120km付近の堆積は緩い湾曲区間の内岸側に、156kmA付近の主たる堆積域はほぼ直線の区間に生じていることがわかる。

図—3.2.3は、図—3.2.1の2断面の横断形状を重ね合わせたものである。重ね合わせに際しては、平均河



図—3.2.2　平面図と横断図（パウダー川）

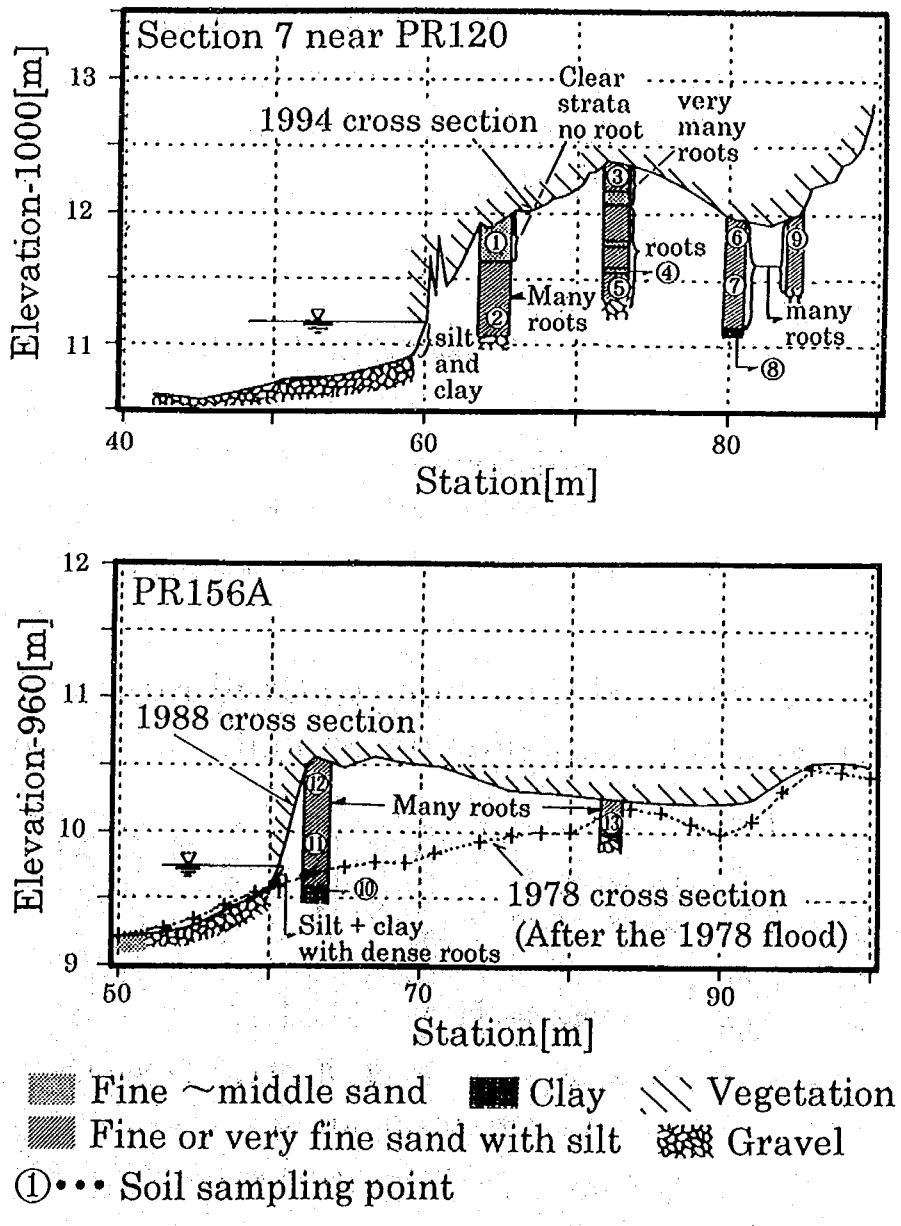


図—3.2.3　120km 断面と156kmA 断面の横断図の重ね合わせ（パウダー川）

床高と新しく形成された河岸の位置をほぼ一致させている。この図から、36km も離れているにもかかわらず、2 断面の堆積部分の横断形状が同じであることがわかる。ただし、120km 断面では、形成された河岸と背後の元の河岸との距離が156kmA 断面よりも小さいため、そこでの堆積部分の横断形状は、156kmA 断面での堆積部分横断形状の右側（水路と反対側）を切り落とした形になっている。これら 2 断面で川幅縮小前（1978年洪水直後）の川幅が大きく異なり、しかも平面形状が湾曲と直線で異なるにもかかわらず、堆積部分の横断形状が同じで、縮小後の川幅に大きな差がないことは、高水敷形成機構が元河道の川幅や湾曲度に強く依存しないことを示している。さらに、36km 離れた 2 地点で同じ堆積形状が現れていることは、ここでの川幅縮小が両断面に共通する条件すなわち流量、供給土砂、植生に依存していることを示唆している。

3.2.2　土質構造と植生繁茂状況

図—3.2.4は、上記 2 断面の堆積部分の土質構造と植生繁茂状況である。図—3.2.5は、図—3.2.4に示す①～⑬



図—3.2.4　形成された高水敷の土質構造（パウダー川）

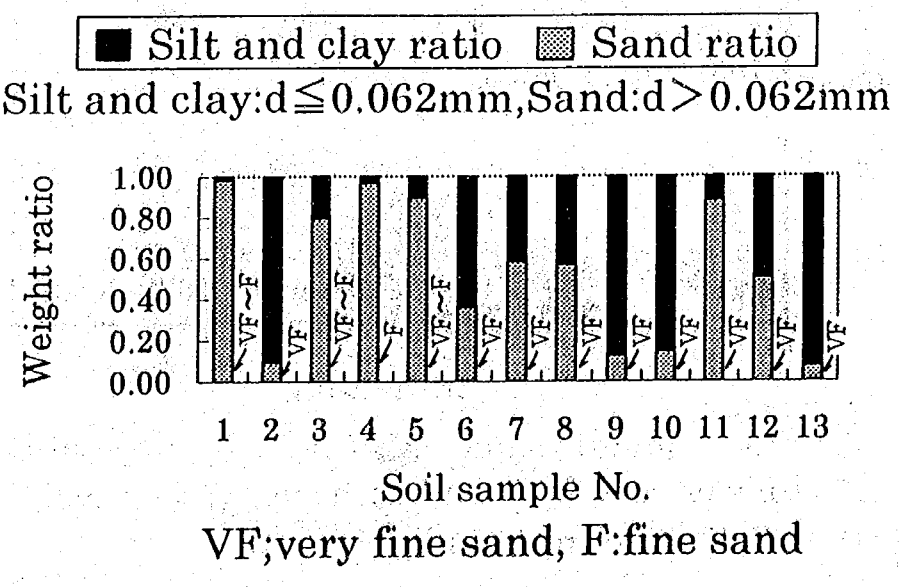
の13箇所から採取した堆積土の粒度分布を、シルト粒径以下と砂に分けて示したものである。これらの図から、堆積土は大部分がシルト混じりの砂であり、シルト粒径以下の分を相当含み（数%～90%；平均でも30～40%）、また砂分もその多くは微細砂（0.063～0.125mm）に分類される。水路から離れるにしたがって粒径が小さくなるという明確な傾向は見られないが、120km断面の現在の河岸の肩付近にだけ例外的に、図---3.2.4中の①のように、他の場所に比べ明らかに粒径の大きい厚さ数十cmの良く分級された中砂の層がある。この特徴は川内川のNo.7断面の状況とも共通しており興味深い。一方、主たる河床材料は粒径2～3cm程度の中礫であり、その中に細礫は存在するものの微細砂以下の粒径成分はほとんど存在しない。

以上のことから、新しい高水敷の材料は、河床にほとんど存在しない細粒土(微細砂とシルト、一部粘土)から成ることがわかる。堆積土に図—3.2.5に示される割合でシルト粒径以下が混ざっていることは、土に有意な粘着性が付与され限界掃流力が大きく増大することを意味する。高水敷材料が粘着性を持つことは、地形変化機構を考察する上で重要である。

なお、図—3.2.4からわかるように、堆積部分は水面近く（図3.2.4の調査時は平水位であった）まで植生で覆われている。また、堆積土中には全体的に根などの植物の痕跡が確認された。形成された高水敷の現在(1994年)の植生状況を写真—3.2.1に示す。植生の種類については、日本でいうヤナギ、ヒメガマに似たものが多く見られた。なお、ヤナギに似た植生の繁茂密度は、1 m²あたり直径7 mmの茎が200本程度というものであった。

3.2.3　河岸・高水敷の形成過程について

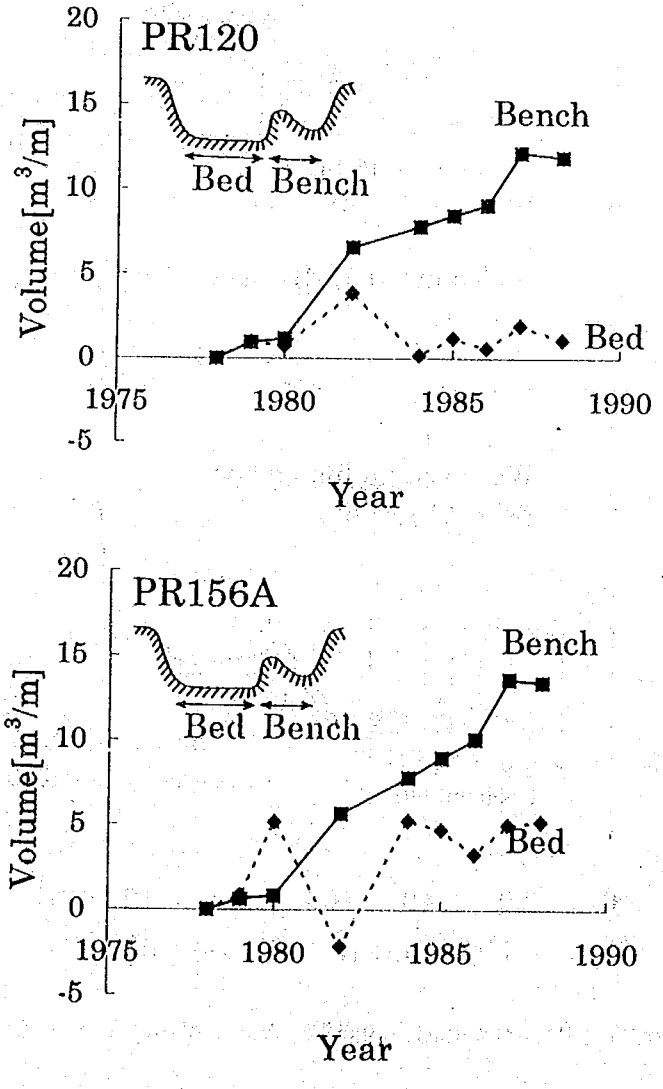
図—3.2.6は、発達過程にある高水敷と河床部分の体積の時間変化を、1978年洪水後を0として単位河道長当たりで表したものである。この図から、120km断面、156kmA断面の両方について、高水敷形成の始まりが1978年洪水直後でなく2年たった1981～1982年であること、その後の高水敷の成長はステップ状であり、特定の年に高水敷堆積が進んでいること、この間河床には有意な変化が無いことがわかる。このステップ状の成長は、高水敷を発達させる大きさを持った洪水の年ごとの有無によって生じたと考えられる。



図—3.2.5　高水敷堆積土の粒度（Soil sample No.は，図—3.2.4中の丸番号に対応）



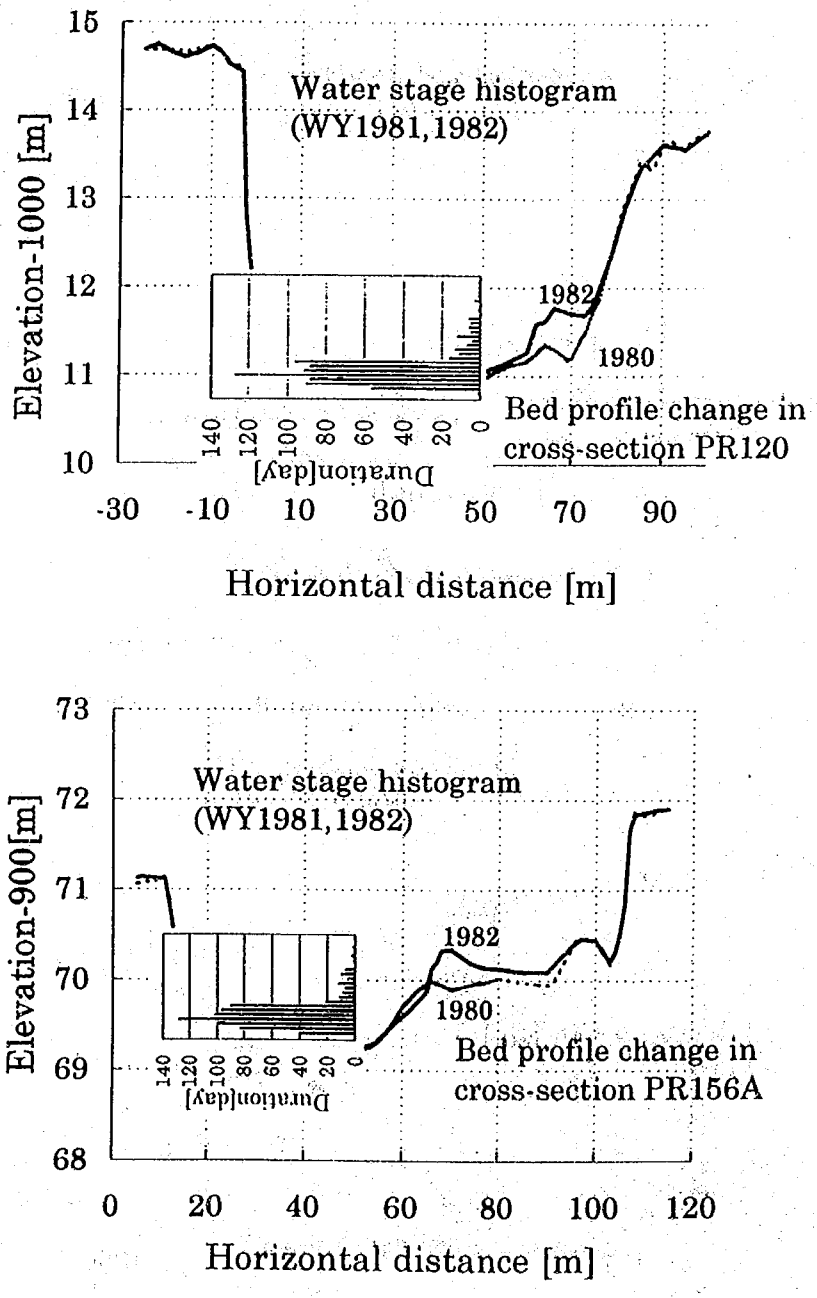
写真—3.2.1　形成された高水敷上の植生繁茂状況(1994年；パウダー川120km 右岸)



図—3.2.6　高水敷および河床体積の時間変化（パウダー川）

3.2.4 位況

図—3.2.7には、最初に高水敷形成が生じた1981、1982年（Water year）の水位の頻度分布が、横断図とともに示されている。この図から、120kmと156kmAの両方において、形成された高水敷の河岸法尻の高さが、高い出現頻度を持つ水位帯（図—3.2.7中では80日以上）の上限に位置していることがわかる。この水位帯は、広い意味での平水位に当たると考えられ、これより高い水位の出現頻度は急激に小さくなる。このような水位帯を総称して平水位帯と呼ぶことにする。



図—3.2.7 高水敷が最初に現れた1981、1982年（Water Year）の水位頻度分布（パウダー川）

3.3 利根川の事例

3.3.1 地形変化

調査地点として、123.5km地点付近左岸を選定した。調査対象河岸には、1950年代に透過型水制(杭出し水制)が設置された。写真—3.3.1は、1961年、1974年の調査対象河岸付近を撮影した空中写真である。これらの写真から、1960年時点では水制間に水面だけが存在し河岸は形成されていないこと、しかし1974年時点では水制間に土砂の堆積が確認でき、2つの写真撮影時点の間に水制間に植生が侵入して河岸・高水敷が形成され出したことがわかる。このように、利根川の123.5km地点付近左岸では1960年代以降、比較的すみやかな河岸・高水敷の形成が起こった。写真—3.3.2は現在（1994年）の新高水敷の状況であり、形成された高水敷は樹木を含む密な植生で覆われていることがわかる。この区間の低水路河床材料の平均粒径はおよそ0.5mm（中砂～粗砂）であり、河床勾配はおよそ1/4600である。

この地点の河岸線の経年変化を図—3.3.1に示す。これによると、新河岸・高水敷の形成は、隣り合う水制間領域の下流側から上流方向へ堆積領域が伸びていくという形で始まる。1966年の段階では、下流側から発達してきた河岸・高水敷が上流側の水制に達しつつあり、堤防との間にワンド状の池ができている。この段階以降、新河岸・高水敷領域は、低水路側と堤防側の両方に向かって拡がり、1979年には水制領域のほぼ全幅が高水敷状になっている。これ以降は、新河岸・高水敷領域の顕著な拡大は見られない。すなわち新たに形成された高水敷の横断方向の規模は水制長により規定されており、水制長以上に規模の大きな高水敷形成は起こっていない。

調査対象河岸の横断形状の経年変化を図—3.3.2に示す。この図から、1961年以降、水制領域（横断距離40～110m）において土砂の堆積が、低水路で河床低下が起こったことがわかる。図中の平水位からわかるように、新河岸は横断距離110m付近のところであり、ここで大きな段差が発生している。新河岸の左側の堆積領域が上述の新たに形成された高水敷にあたる。新高水敷の横断形状については、低水路との境界付近が最も高く、堤防側の横断勾配は低水路側に比べ非常に緩やか(1990年時点で堤防側は1/70、低水路側は1/2程度)になっている。以上から、ここで取り上げた利根川の事例では、低水路の河床低下と新河岸・高水敷の形成が同時に起こっていることがわかり、この点が、川内川やパウダー川の事例と異なる。

3.3.2 トレンチ調査による土層構造の把握

(1) 全体状況

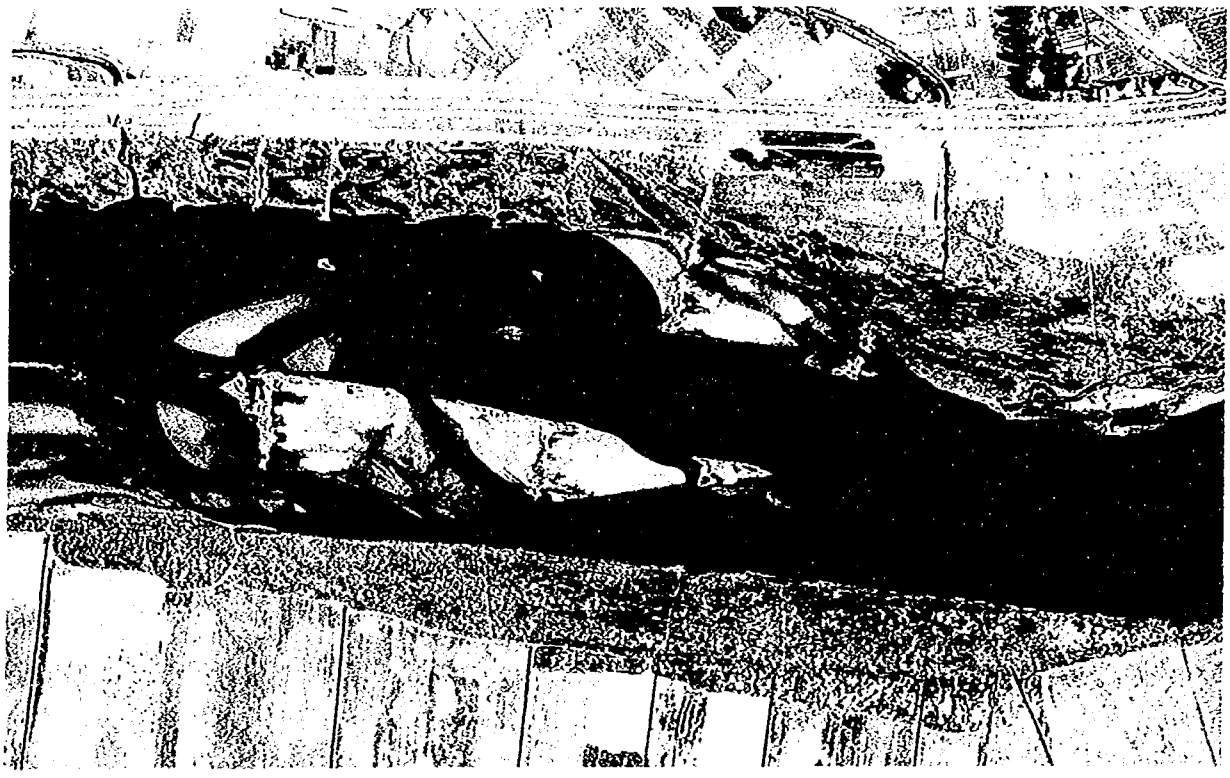
新高水敷の土層構造を把握するためトレンチ掘削を行った。掘削したトレンチは、図—3.3.1中に示されている横断方向のトレンチ2本（A、Bライン）、低水路近くの最も高い堆積が起こっている場所での縦断方向トレンチ（Cライン）である。ここで、Aラインは水制の下流側約10mに、Bラインは下流側の水制近傍に位置する。トレンチ掘削に基づく土層構造調査の方法は、川内川の場合と同じである。

図—3.3.3(1)～(3)にA～Cトレンチの土層構造図を示す。各図中の上にある図は、トレンチ露頭の土層構造の概要（概要図）であり、ここでは堆積土砂の種類を大ざっぱにシルト層（シルトが主体の層）、細砂層（細砂が主体の層）、粗砂層（粗砂が主体の層）の3つに分けて示してある。概要図の下の図は、概要図中の細砂層を拡大して層を細分して示したもの（細砂層詳細図）である。概要図のシルト層中にも同様の細かな層構造が見られた場所もあったが、植生の根が層の中にかなり複雑に侵入しており、これにより乱された状態に

1961年撮影



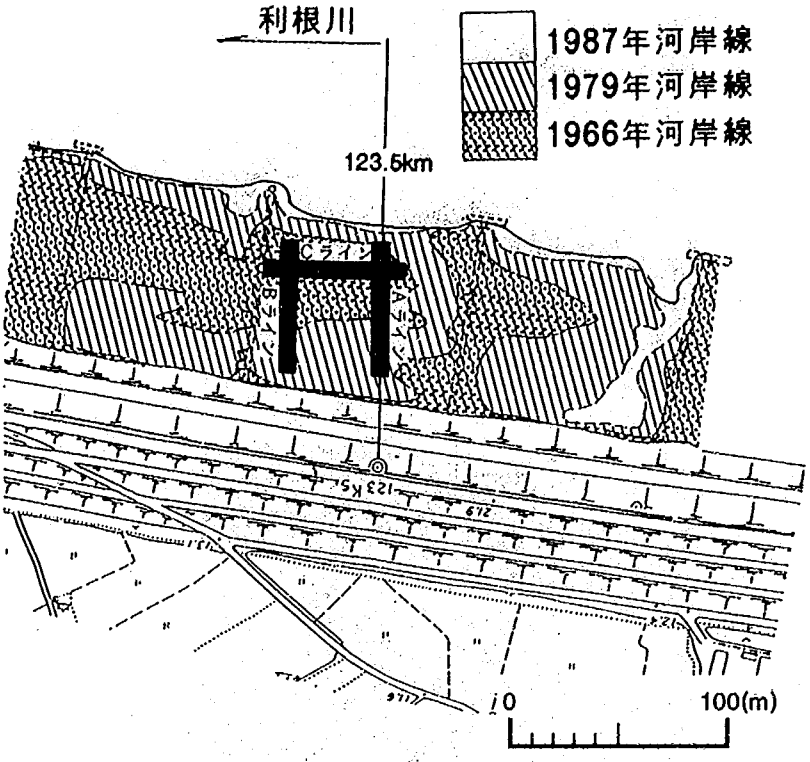
1974年撮影



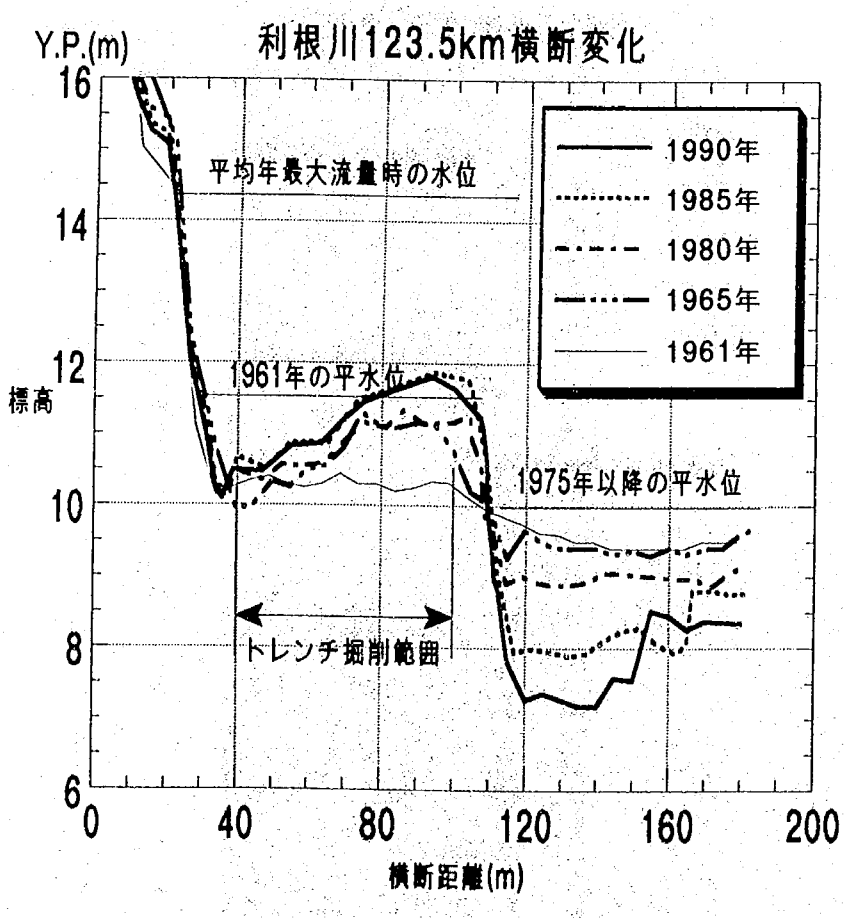
写真—3.3.1　利根川123.5km 付近左岸の河岸状況変遷



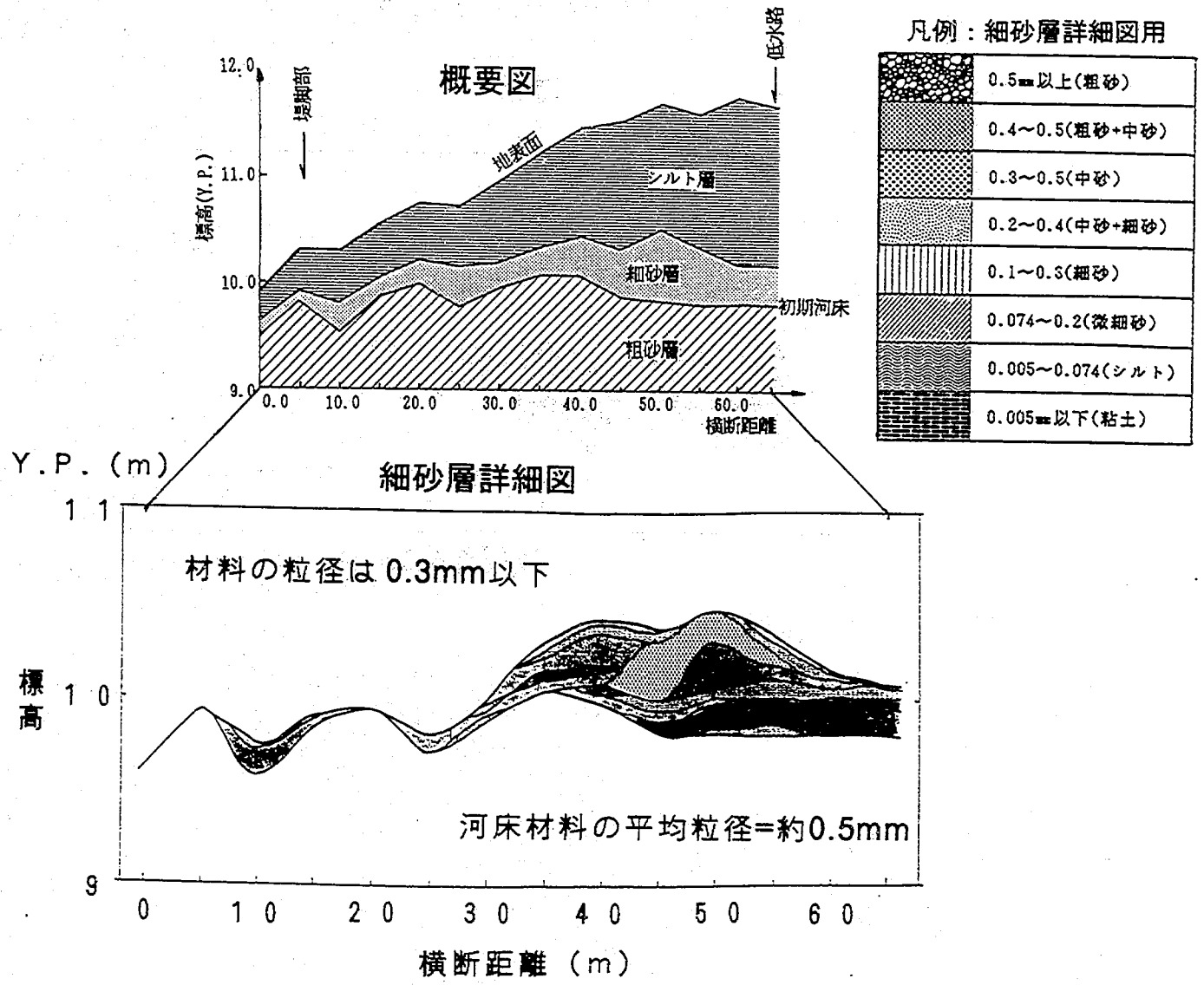
写真—3.3.2　形成された高水敷の現在(1994年)の状況(利根川123.5km 付近左岸：左岸堤防より望む)



図—3.3.1　河岸線の変遷（利根川123.5km 付近左岸）

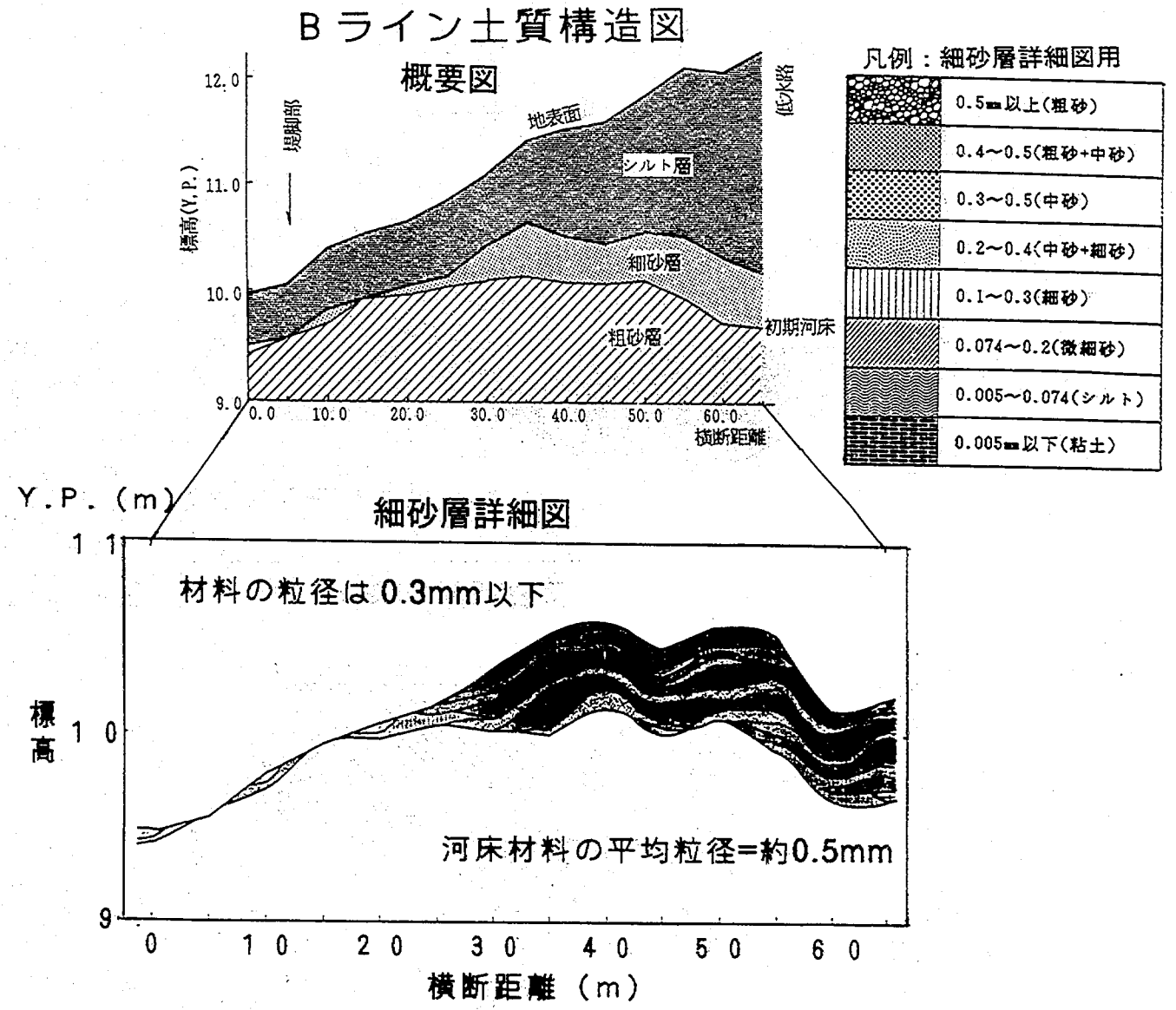


図—3.3.2　横断形状変化（利根川123.5km 左岸）



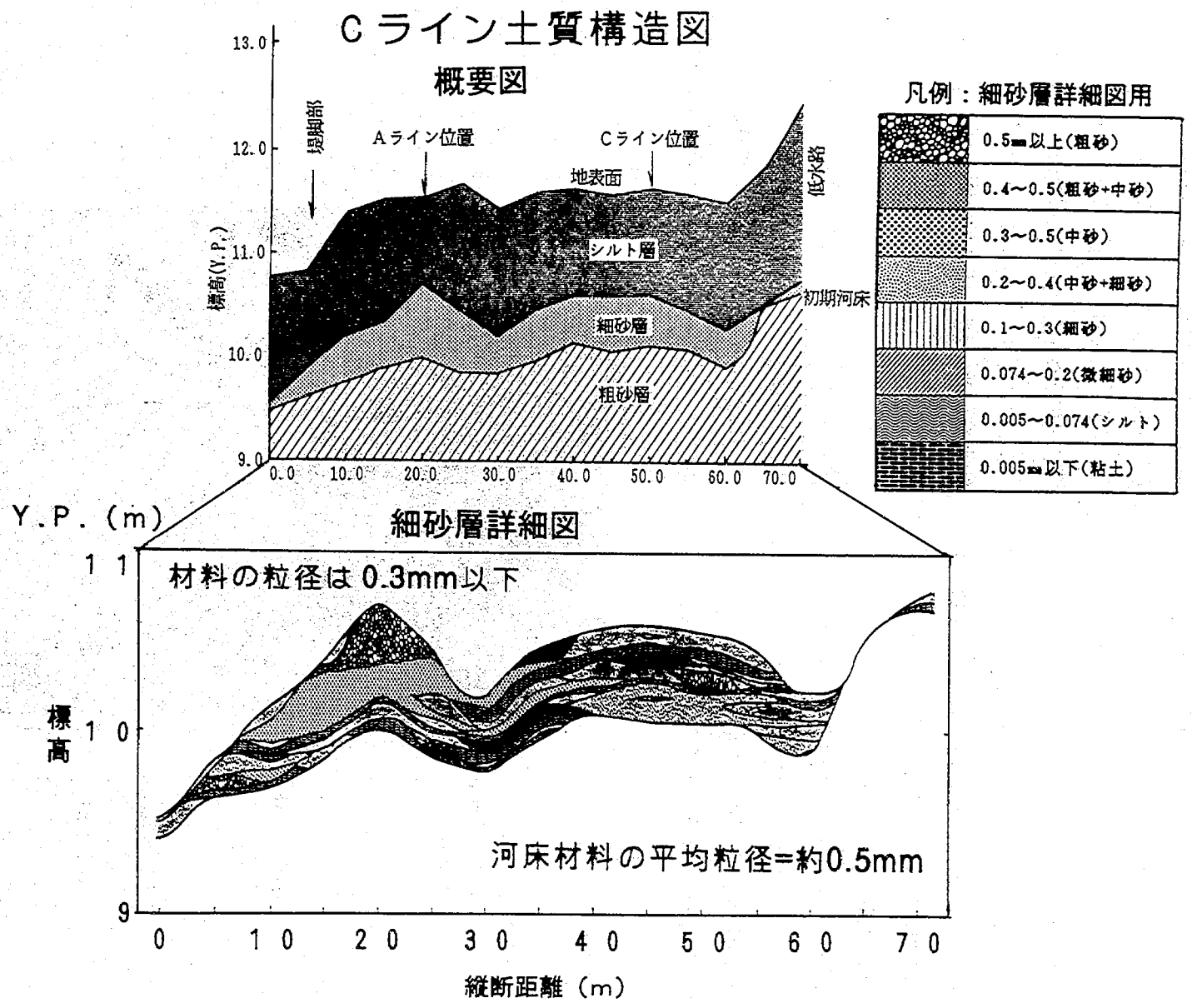
図—3.3.3　利根川の各トレンチ沿いの土層構造

(1)　Aトレンチ



図—3.3.3　利根川の各トレンチ沿いの土層構造

(2)　Bトレンチ



図—3.3.3　利根川の各トレンチ沿いの土層構造
(3)　Cトレンチ

あったので、全体としては確認はできなかった。各トレンチの土層構造すべてに共通した特徴は、大きく見ると概要図に示したように粗砂層、細砂層、シルト層から成ること、このうち粗砂層は低水路河床材料に相当する層であり、その上の細砂層とシルト層が新しい高水敷に当たる層であることである。これら3つの層間の境界は明瞭であり、写真—3.3.3（トレンチ調査時に撮影した代表地点の鉛直土層構造）からもそのことが確認できる。また、河床材料に相当する粗砂層の上にある細砂層の粒径はほとんどが0.3mm以下であり、またその上はシルト層であるから、新しい高水敷を構成する材料は低水路の河床材料とは異なり、それより明らかに細かい材料からなると言える。この点は、川内川、パウダー川の事例と共通している。以上より、高水敷形成に主に寄与しているのはシルト層であることがわかる。細砂層は高水敷形成初期に貢献しているが、高水敷形成全体から見ると、その度合いはシルト層に比べはるかに小さい。細砂層とシルト層の境界が非常に明瞭に判別されることは、高水敷形成の初期段階より後、細砂が高水敷形成領域にまとまって堆積することがほぼ不可能になったことを意味している。

(2) 細砂層の中の状況

概要図で細砂層と判別された層内の細かな層構造は、新高水敷と低水路との間にまだ大きな段差が生じていなかった高水敷形成初期の土砂堆積状況を理解する上でいくつかの有益な情報を持っている。そこで以下に、概要図上で細砂層と判別された層について各トレンチごとに特徴を述べる（図—3.3.3参照）。

Aトレンチは、隣り合う水制で挟まれた領域の間のやや上流よりに位置し、123.5kmの測線上にある。こ



写真—3.3.3　形成された高水敷の鉛直土層構造の代表例

のトレンチの細砂層の特徴は、横断距離40～55mに細砂・中砂の大量の堆積があり、マウンド状の層を形成していることである。これ以外の箇所の土層構造を見ると、比較的明瞭かつほぼ平行な走行を有しており、明らかに堆積形態が異なる。水制直下流では水制により引き込まれた流れが複雑な流況をつくることが考えられ、この細砂・中砂のマウンド状の堆積が水制に伴う固有の流況に関係していた可能性がある。

Bトレンチは、下流側水制のすぐ上流である。このトレンチはAトレンチと同様横断方向に掘削されているが、Aトレンチの細砂層とは明らかに異なり、マウンド状の堆積はなく、全域がほぼ平行な層構造を示している。堆積厚は横断距離30～65mの間でほぼ一定の50cmである。この区間の層構造は、細砂層と細砂混じりシルト層の互層であり、若干のシルト層が含まれる。また、横断距離0～30mの区間では堆積厚がほとんどなく、細砂の堆積範囲は横断距離30mより低水路寄りに限られる。

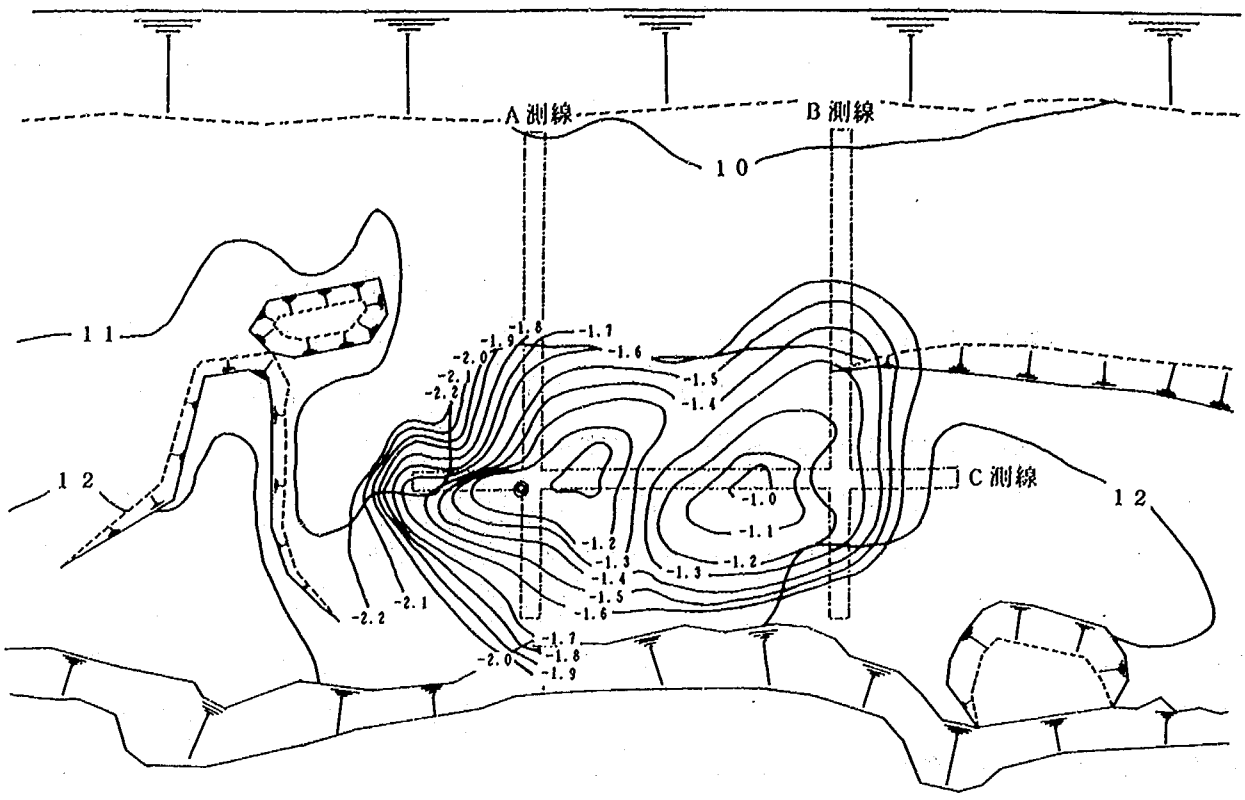
Cトレンチは、A・Bトレンチにまたがるように縦断方向に掘削されている。図—3.3.3(3)では左手が上流である。縦断距離10m～30mのところに見られる中砂・粗砂のマウンド状の堆積層は、Aトレンチで指摘した細砂・中砂のマウンド状の堆積層に対応する。ただし、Aトレンチは縦断距離約12mの位置であるので、Aトレンチの細砂・中砂マウンド上部に粗砂の堆積は見られないが、Cトレンチでは明瞭な粗砂のマウンドが形成されている。その下流には、上記のマウンドよりやや低く構成材料も細かい台地状の高まりがある。なお、図—3.3.3(3)上の縦断距離65m付近に水制の杭がある。

以上から、概要図で細砂層と判別された層には、二つの高まりがあり、上流側は山状、下流側は台地状をなしていることが示された。これらを確認するために、Cトレンチ周辺でさらに検土杖を用いた簡易ボーリング調査を行って、地表面から細砂層上面までの深さをランダムな地点で測定し、それを基に細砂層上面の等高線を描いた。その結果を図—3.3.4に示す。ここに等高線は、A、C両ラインの交点（◎印）の地盤高を基準として、それに対する砂層上面の高さをm単位で示したものである。この図から上記の2つの高まりがはっきり確認できる。上流側の高まりは、横断方向に急峻な地形である。一方、下流側のマウンドは河岸側は比較的急であるが、堤脚側は緩やかな傾斜をしており、下流側水制の基部に向かってのびている。以上の特徴は、水制が持つ水理的作用を反映したものである可能性がある。

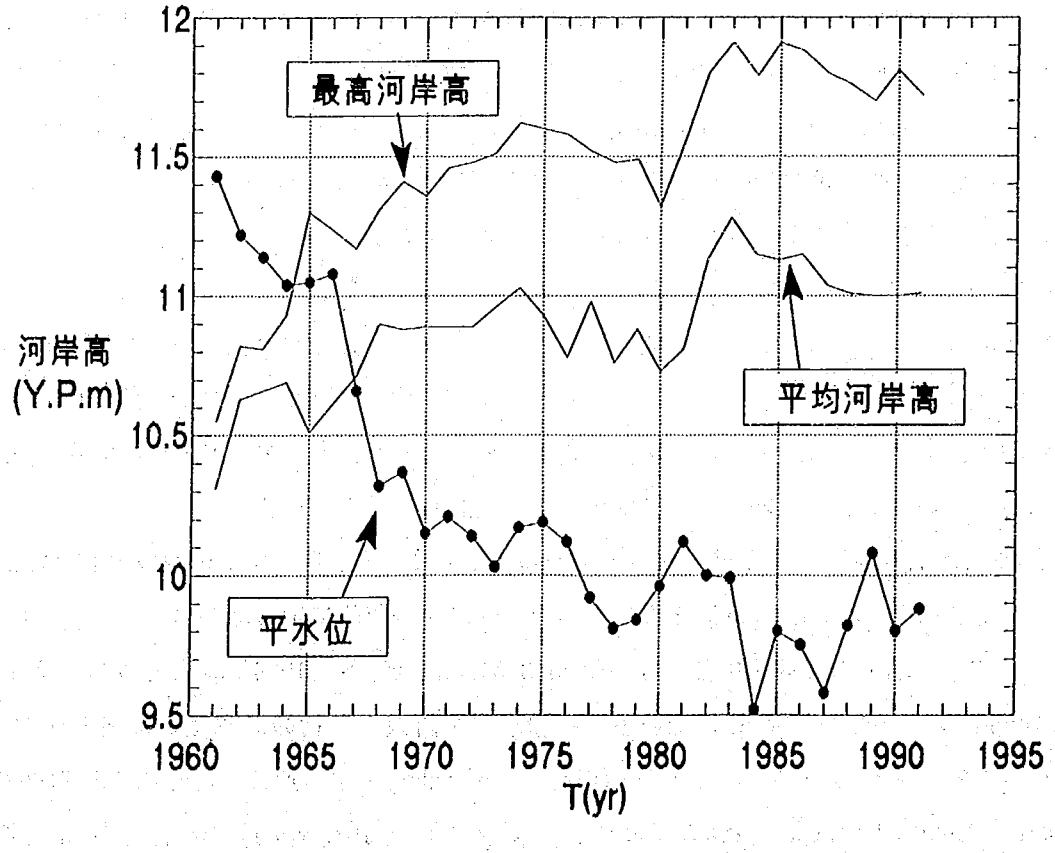
3.3.3 位況の経年変化と河岸・高水敷形成過程

利根川の平水位は河床低下にともなって低下してきている（図—3.3.2参照）。1961年の平水位は当時の河岸高より高く、冠水深は約1mである。一方、1975年時点での平水位は河岸高より低い位置にあり、河岸の冠水頻度は年に数十回程度になる。平水位帯が河岸高より低くなると、水面から露出した部分に植生が侵入する。河床が植生に覆われると、土砂の堆積環境が大幅に変わると考えられる。

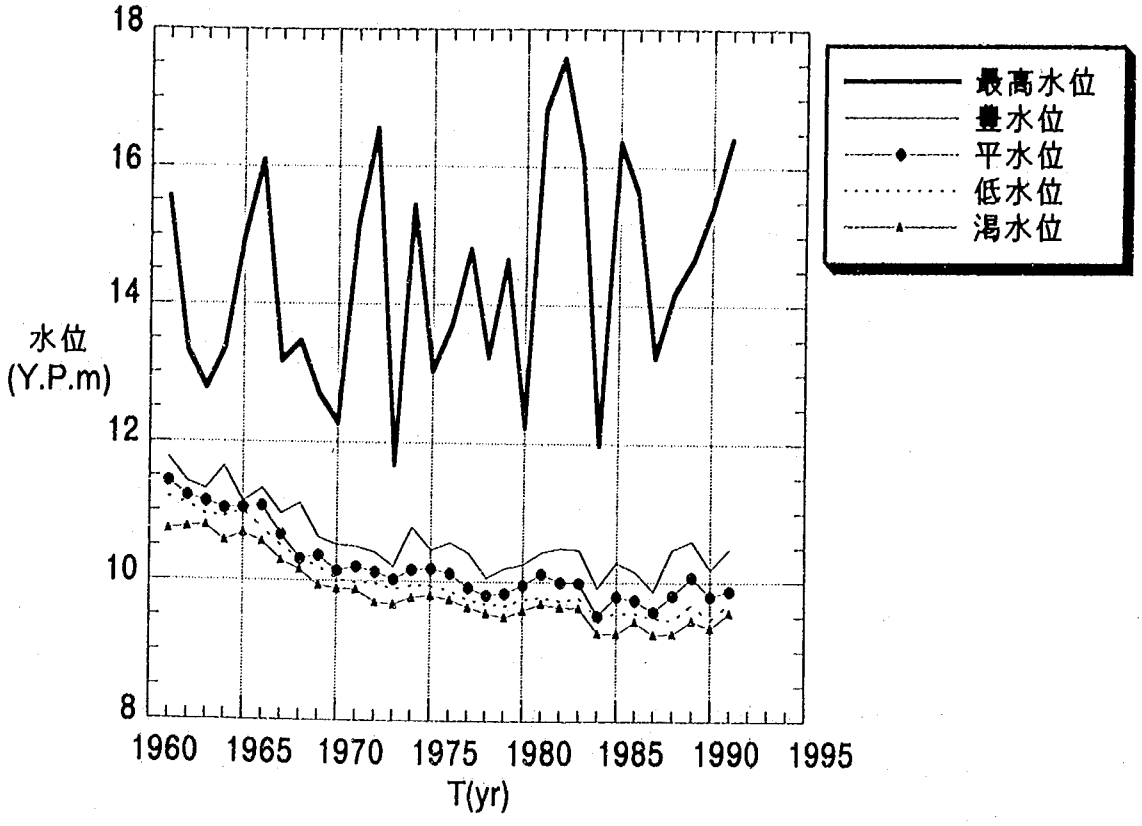
図—3.3.5は形成過程にあった高水敷の高さと平水位の経年変化を、図—3.3.6は利根川の位況の経年変化を示したものである。また図—3.3.7は高水敷高さの発達速度を経年的に示したものである。なおこの図では、発達速度が5年間の移動平均で示されている。図—3.3.5を見ると、既に1964年時点で河岸の最も高い位置は平水位とほぼ同じレベルにまで成長している。この1964年前後で最初の高水敷急発達が生じている。図—3.3.7より河岸高の発達速度を見ると、平均河岸高は1967年前後で最も速く、最高河岸高は1963年前後で最も速い。その後、1980年までは発達速度が徐々に遅くなっていき、1975年から1979年までの5年間はほとんど成長が見られなくなっているが、1981年から1985年にかけて新たな発達段階を迎えている。これは、図—3.3.6



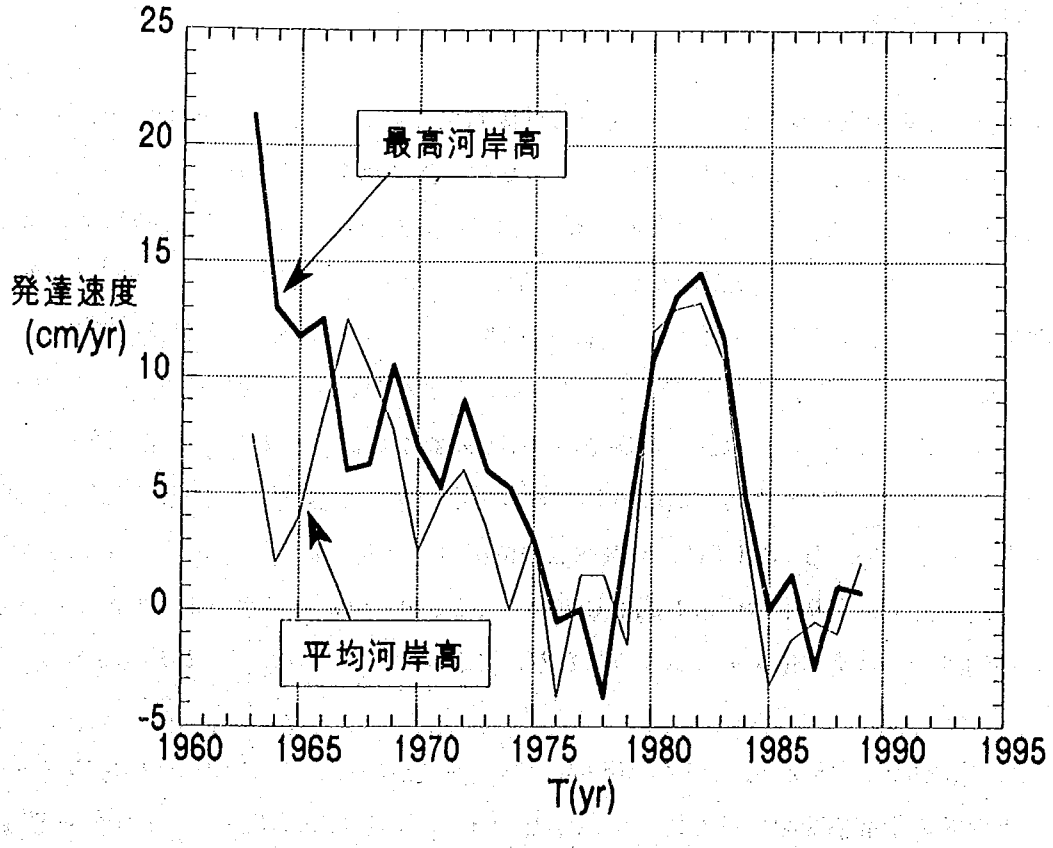
図—3.3.4　細砂層上面の等高線図



図—3.3.5　形成過程にある高水敷高の経年変化（利根川123.5km 左岸）



図—3.3.6　位況の経年変化（利根川123.5km 付近）



図—3.3.7　高水敷の発達速度（利根川123.5km 左岸；5 年間の移動平均）

の年最高水位からわかるように、1975年から1980年の6年間に大きな洪水が発生していないのに対し、1981年以後3年間にわたり大きな洪水が数回発生したためと推定される。

以上を踏まえ、利根川で起こった河岸・高水敷形成の要因となっていた可能性のある項目をあげると以下の通りである。

① 低水路での段差の発生：低水路河床高が一定幅（この場合は水制領域）を残して低下すると、河床高に段差が生じる。段差が大きくなると、段差の上段と下段とでは掃流力の差が大きくなり、低水路から輸送された浮遊砂が段差の上段で堆積しやすくなる。このことは、新高水敷の成長によっても助長される。

② 平水位の低下と植生の進入・成長：要因①により平水位が低下し、低下しないで残った低水路河床部分が平水位に対して相対的に高くなると、その部分が平水時に露出する期間が発生し長くなり、植生がそこに侵入できるようになる。河床への植生繁茂は、土砂の堆積環境を大きく変え、細粒分が堆積可能な環境が形成される。

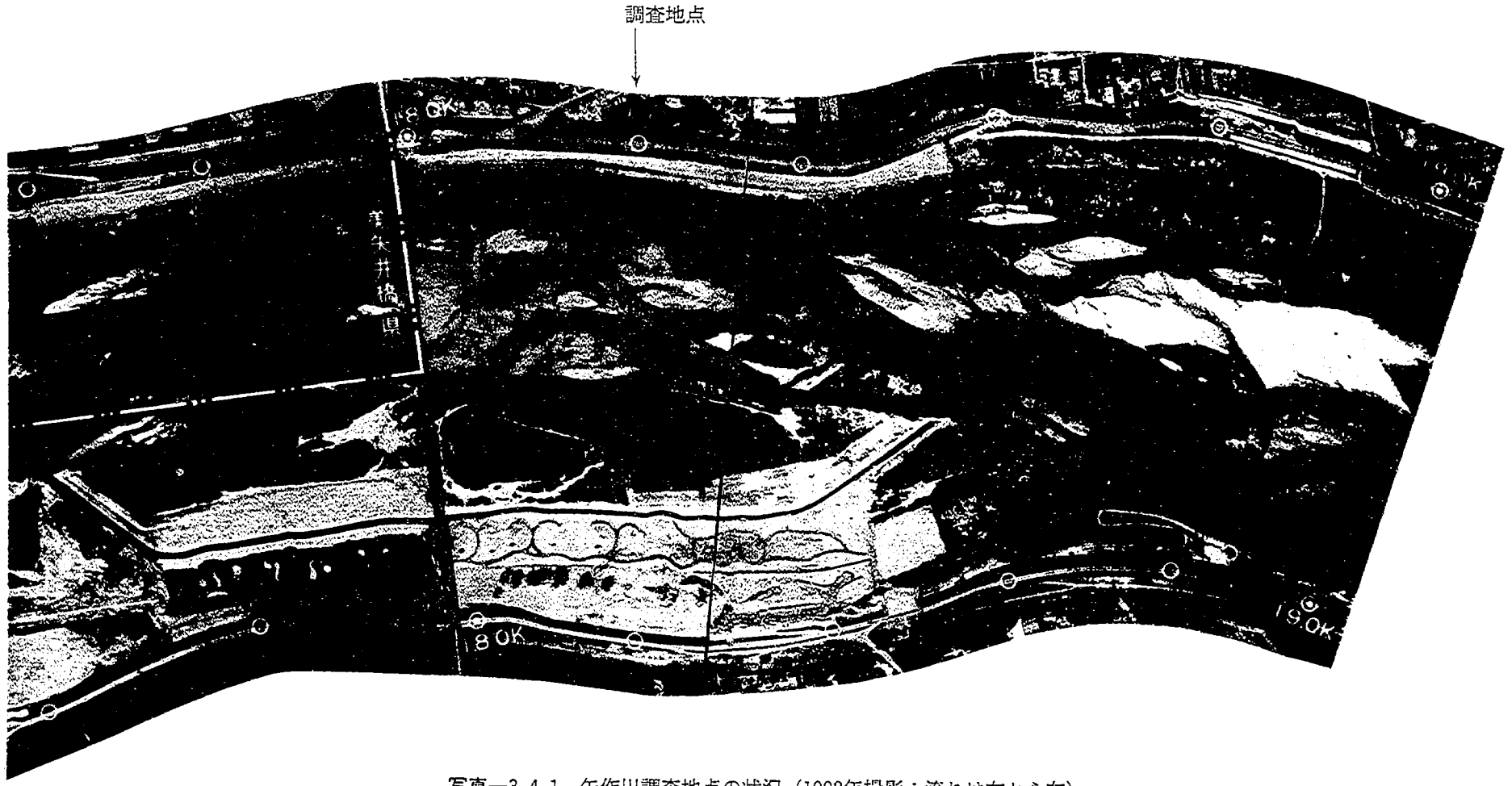
③ 水制の存在：河岸に水制があると、水制域に土砂を堆積させる一定の効果を持つ（ただし水制の高さから考えて、この効果はあったとしても高水敷形成の初期だけであろう）。また、河岸・高水敷の形成が進むと、低水路の川幅は河岸形成以前に比較して狭くなり洪水時水深が大きくなるので、河岸に作用する摩擦速度はより大きくなる。したがって耐侵食性が大きくなければ形成された河岸・高水敷は維持されない。水制の存在は河岸に作用する摩擦速度を減少させ、形成された河岸・高水敷幅を維持する機能を果たすことが考えられる。

3.4 その他の河川の事例

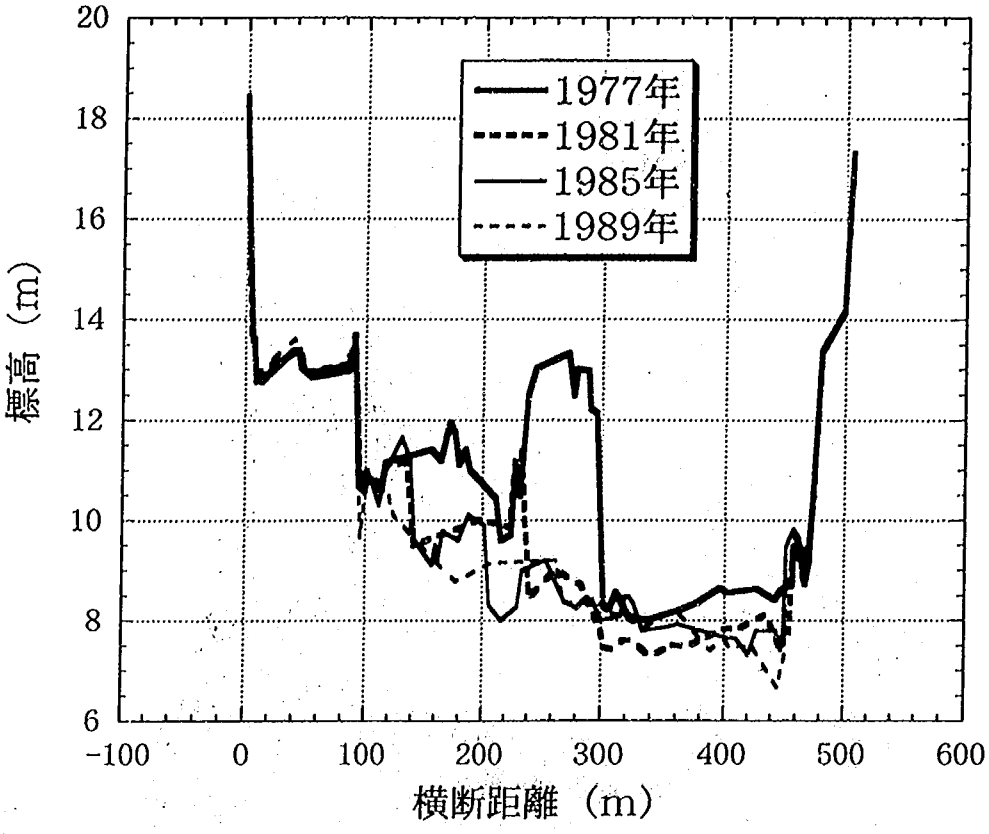
3.4.1 矢作川

18.2km付近の右岸を調査対象とした。この付近の河床勾配はおよそ1/1300であり、河床材料は粗砂～細礫である。写真—3.4.1に1992年に撮影された調査地点の航空写真を示す。調査地点付近で帯状に繁茂している植生領域が調査対象にした河岸・高水敷である。図—3.4.1に矢作川18.2kmにける横断形状の経年変化を示す。この図の中で、着目している右岸だけを拡大して示したのが図—3.4.2である。これらの図から、1977年～1989年の間に低水路の右岸よりで河床低下が継続的に生じている一方で、横断距離450—465m付近の右岸で1981年以降土砂の堆積が生じ河床上昇が起こっていることがわかる。この堆積した部分が上記の植生繁茂帯に当たる。また、ここには1977年以前に透過型の杭出し水制が設置されており現在も残っている。1981年に撮影された斜め航空写真では植生帯が形成されておらず水制がよく確認できるが、1992年の写真—3.4.1では水制は全く確認できない。図—3.4.3は、当該地点の位況の経年変化を示したものである。この図から、低水路右岸よりの河床低下により平水位帯も低下していること、1977年には平水位より低かった横断距離460m付近の河床高が1981年には平水位を上回るようになり、これ以降1985年までに土砂堆積が起こったことがわかる。

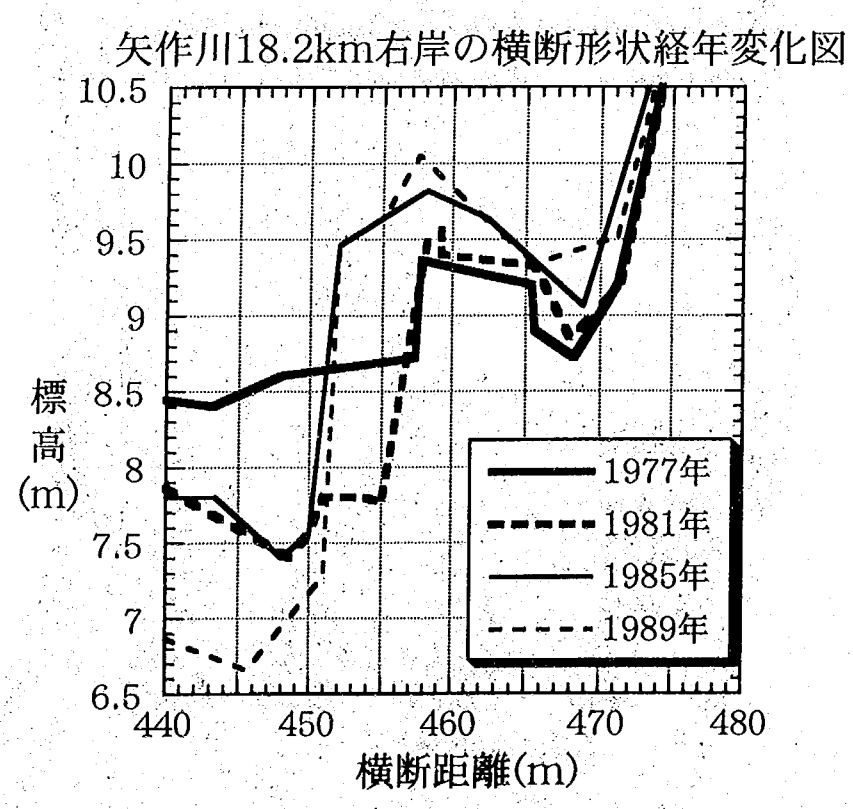
図—3.4.4は、当該地点（18.2km右岸の河岸・高水敷形成地点）について川内川や利根川と同じ方式で掘削したトレンチ露頭の土層構造図である。ここで、ABラインが河道横断方向、Cラインが河道縦断方向のトレンチであり、CラインはABライン上の高水敷の最も高い点を結ぶように位置が設定されている。Aライ



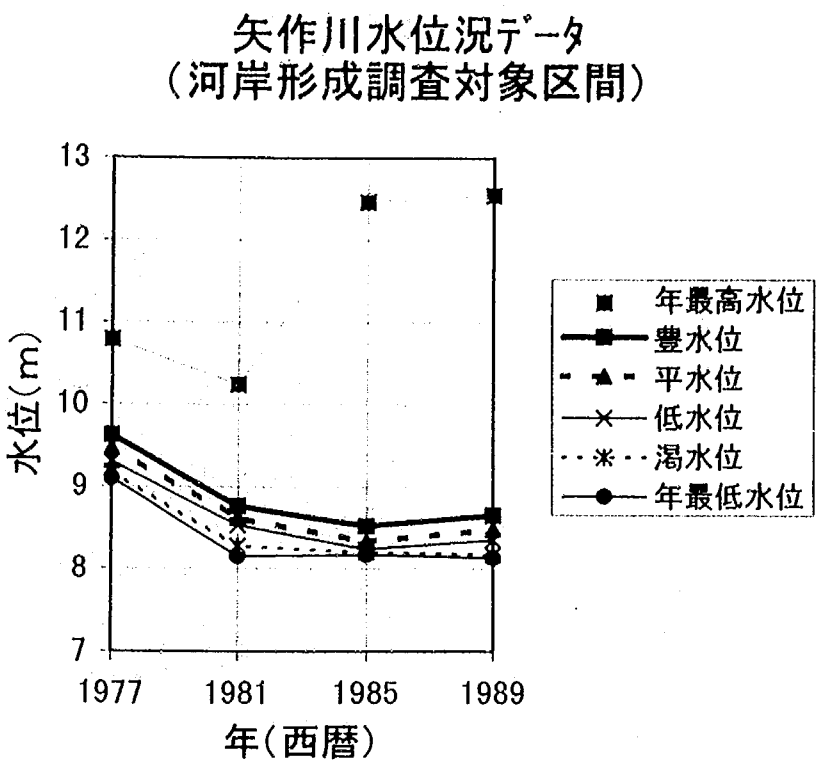
写真—3.4.1　矢作川調査地点の状況（1992年撮影；流れは右から左）



図—3.4.1　横断形状の経年変化（矢作川18.2km）



図—3.4.2　横断形状の経年変化（矢作川18.2km 右岸付近拡大図）



図—3.4.3　位況の経年変化（矢作川18.2km付近）

ンはほぼ18.2kmの横断測線沿い、Bラインはその少し下流である。この図と図—3.4.2を比較するとわかるように、1977年当時河床だった範囲と新たに土砂堆積が起こった範囲では粒径が明確に異なっており、前者は低水路河床材料と同じ粗砂～細礫を主体とし、後者はシルトを主体とすることがわかる。すなわち、新河岸・高水敷の材料は河床材料に比べはるかに細粒である。また、新河岸・高水敷の中での粒度の違いは明瞭でない。

以上から、本調査地点での比較的小規模な河岸・高水敷形成は、以下の点で、利根川の事例とよく似た状況で生じていることがわかる。

1）一部の幅を残した低水路河床低下による段差発生

2）上記1）による平水位の低下と、低下しなかった河床部分の平水時水面上への露出

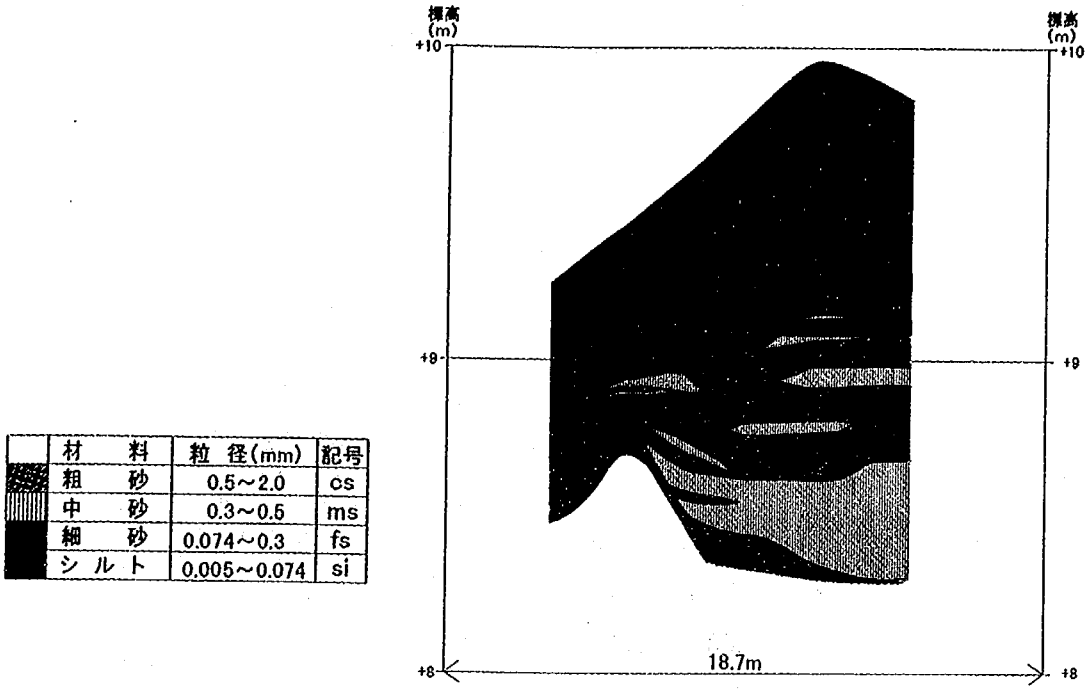
3）低下しなかった河床部分における水制の存在

4）新河岸・高水敷の材料が低水路河床材料よりはるかに細粒でシルトを主体とすること。

3.4.2　木津川

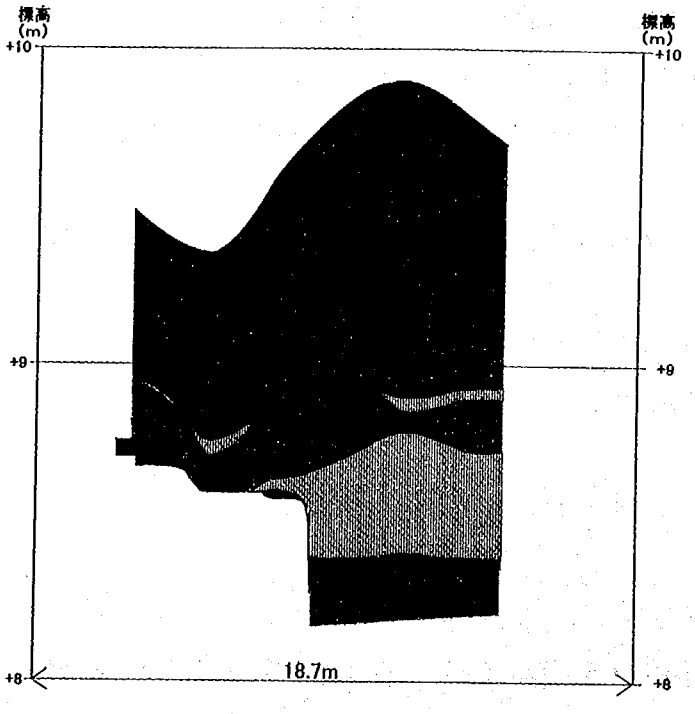
調査対象としたのは、淀川との合流点近くの2 km付近である。この付近の河床勾配はおよそ1/1000であり、河床材料の平均粒径はおよそ2 mmである。河道状況の経年変化を写真—3.4.2と図—3.4.5の横断図により示す。写真と横断図から1968年頃の河道は単断面的であったことがわかる。その後、河床の一部がある幅で低下するに伴い、低下部分が低水路状に、低下せずに残った部分が高水敷状となり(右岸)、新たな低水路河岸が形成され、新しい河岸および高水敷には植生が繁茂した（写真—3.4.2b）参照)。図—3.4.5から、ある幅で河床低下が進行する一方で、この河床低下に伴って形成された段差の上段側では河床の上昇が生じ

(1) Aライン

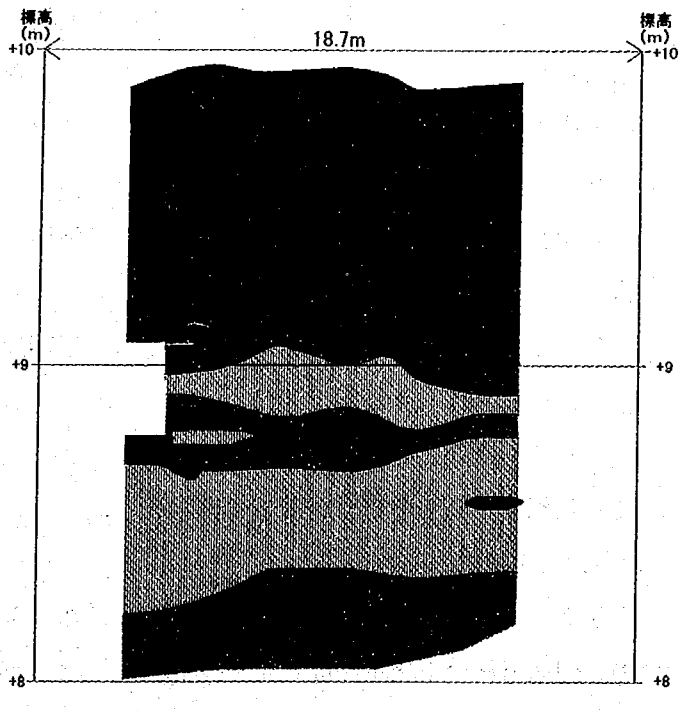


	材　料	粒 径(mm)	記号
	粗　砂	0.5～2.0	cs
	中　砂	0.3～0.5	ms
	細　砂	0.074～0.3	fs
	シルト	0.005～0.074	si

(2) Bライン

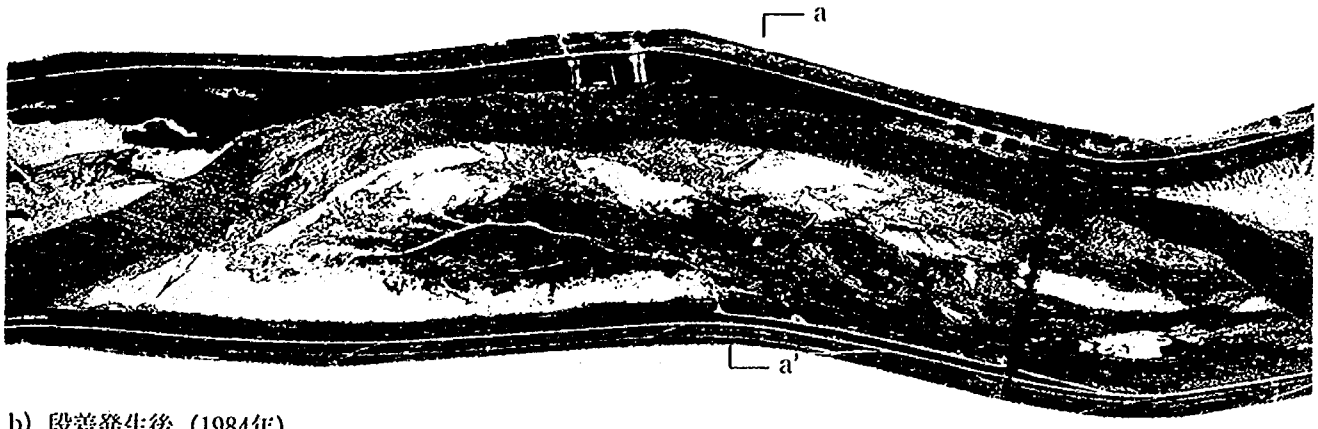


(3) Cライン

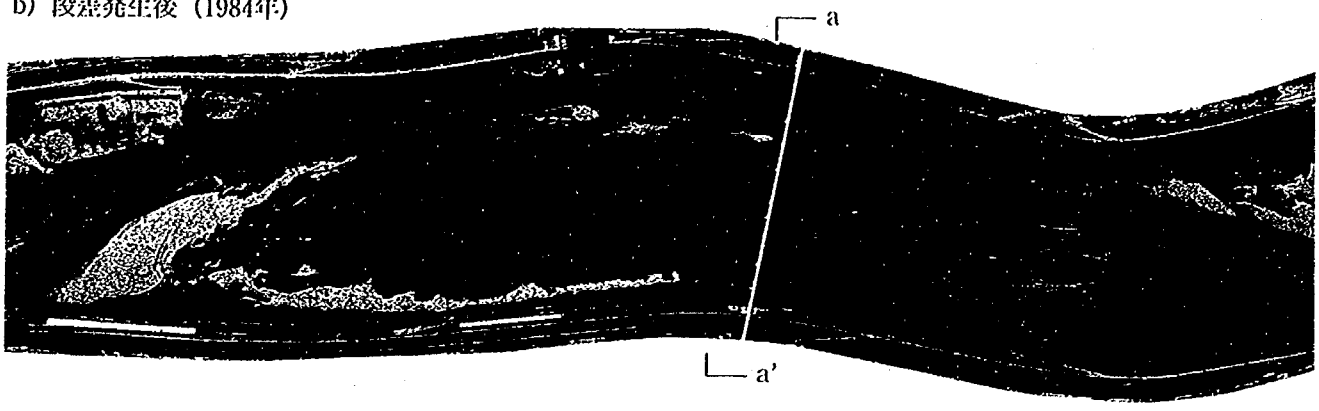


図—3.4.4　矢作川18.2km右岸トレンチ露頭の土層構造図
Aラインと Bライン：河道横断方向、Cライン：河道縦断方向（高水敷最高地点沿い）

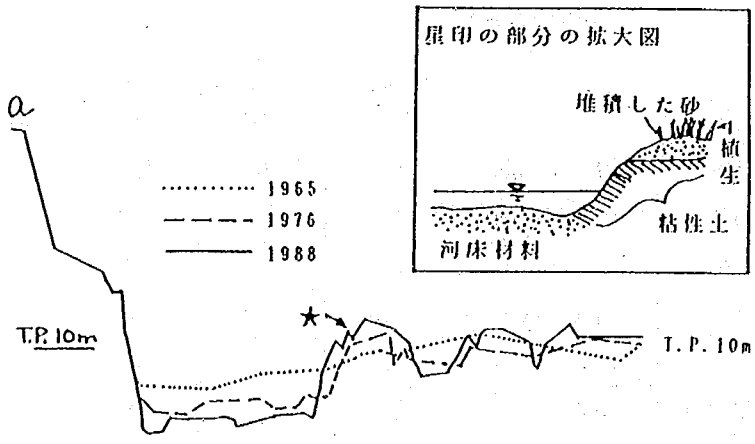
a) 段差発生前（1968年）



b) 段差発生後（1984年）



写真—3.4.2　木津川2 km付近



図—3.4.5　木津川 a～a′ 断面での横断形状変化（左岸寄りのみ）

ていることがわかる（図中の★印の部分）。現地調査を行ったところ、この部分には図—3.4.5右上に示すように細砂が高さ 1 m ほど堆積していた。以上のことは、段差の発生が新たな河岸・高水敷の形成を引き起こしていることを示している。

この低水路形成に伴い平均年最大流量時に作用する断面平均の摩擦速度は、15cm/s から23cm/s に増大した。にもかかわらず新低水路が拡幅されずに10年以上維持されているのは、図—3.4.5に示すように、新たな

低水路の河岸が粘性土でできており、この河岸が元の低水路河岸材料に比較して侵食を受けにくいためと考えられる。

以上の特徴は、利根川と矢作川の事例とよく似ている。ただし、これらの河川で水制が果たした侵食防止機能を、本事例の場合は粘性土が果たしたと推定される。

3.4.3 木曽川

(1) 概要

22.8km～24.0km を調査対象区間とした。この区間の河床勾配はおよそ1/3000、河床材料の平均粒径は0.5 mm程度であり、利根川の事例と似ている。この区間を含め木曽川下流部の右岸には水制が連続的に設置されている。写真—3.4.3にこの区間の河道状況の経年変化を示す。この写真からも水制がはっきり確認できる。この水制の設置年代は古く、明治年代にいたるものも多い。表—3.4.1に対象区間の水制の諸元と設置年次を示す。この表から水制のおおよその諸元を知ることができる。ただし表—3.4.1は主として水制設置時の諸元を基に作成されているので、写真—3.4.3と照らし合わせてもわかるように、最近の水制諸元と一致しないものもある。写真—3.4.3から判断して、右岸堤防から水制先端までの距離は概ね180m～250m の範囲にある。

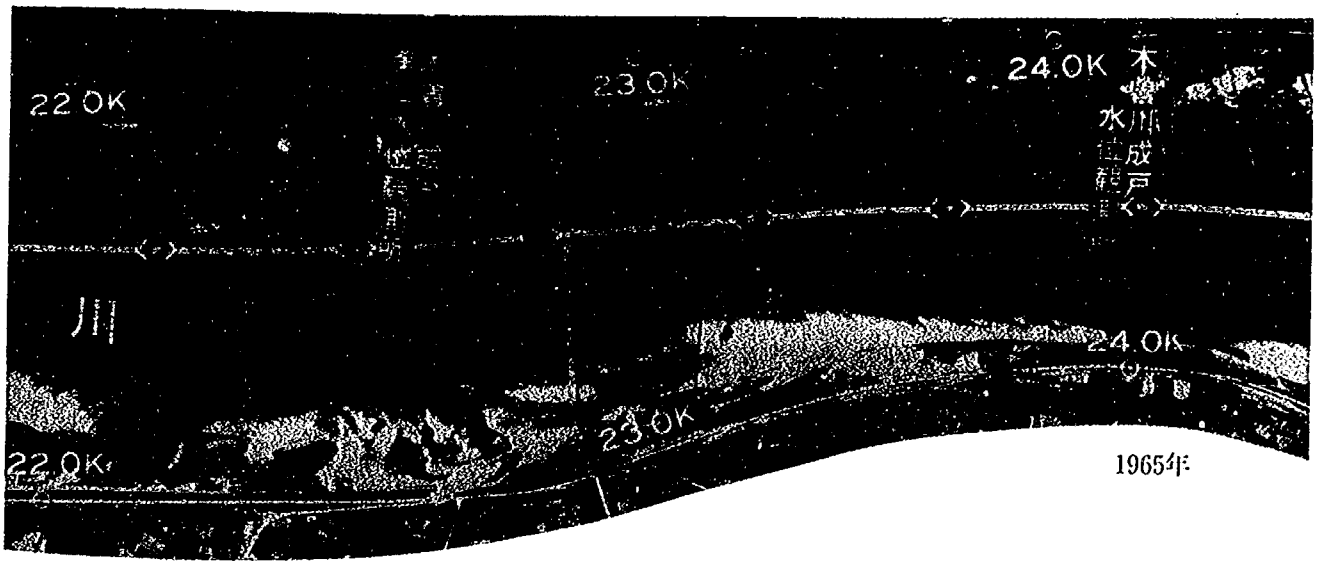
(2) 河道状況の経年変化

写真—3.4.3から高水敷形成の様子を見ると以下のようである。1965年には水制間での河岸・高水敷形成は右岸堤防のごく近傍を除いて見られない。1973年には、水制間の根元付近の一部に河岸・高水敷形成（通常の低水路内砂州と異なり植生が密生していることでそれと判別できる）が見られるが、それが水制領域に占める面積割合はまだ小さい。1987年に至り、対象区間の上下流寄りでは水制長にほぼ等しい横断幅まで河岸・

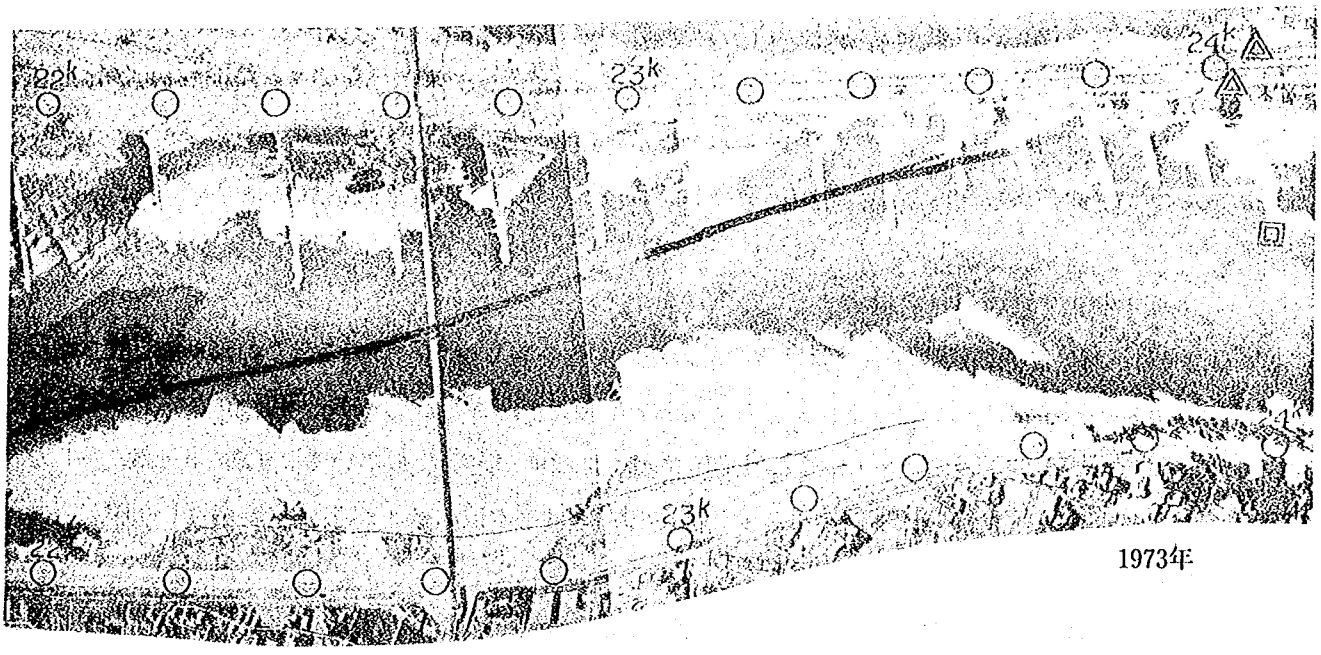
表—3.4.1 木曽川調査対象箇所の水制の概要（設置時の諸元）

水制 No.	設置縦断位置	設置年次	水制高さ (m)	縦断間隔 (m)	水制長 (m)	設置角度 (度)	天端幅 (m)
1	22.8km-29.7m	明治30年代前半	1.9	167	131	－ 9	7.2
2	23.0km-23.6m	明治30年代前半	2.4	172	142	－ 7	7.0
3	23.2km-50.1m	明治30年代前半	1.2	164	138	－ 3	10.4
4	23.4km-17.1m	明治30年代前半	2.6	229	134	0	11.0
5	23.4km+91m	明治30年代前半	3.1	115	184	?	7.0
6	23.4km+169.2m	昭和33年	3.6	37	26	－ 4	3.2
7	23.6km+9.9m	明治30年代前半	1.4	118	95	－ 6	8.0
8	23.6km+44.7m	昭和33年	3.7	37	29	－ 4	3.1
9	23.8km-85.5m	明治30年代前半	2.0	110	85	－10	3.5
10	23.8km+34m	明治30年代前半	2.8	122	193	－15	6.0
11	23.8+83m	昭和33年	3.6	45	32	－ 5	3.2
12	24.0km-30.2m	昭和33年	3.6	40	32	－ 6	3.2

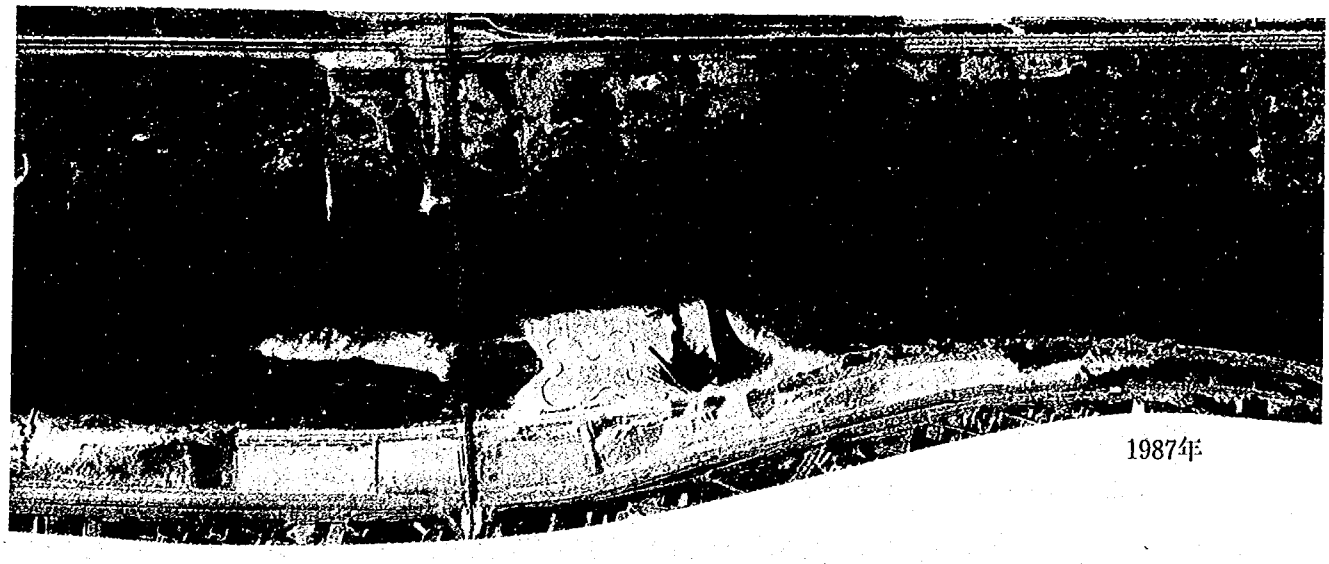
水制高さ：水制設置時の平均河床高から天端までの高さ、水制長：水制設置時の水制先端から取り付け部までの長さ、設置角度：低水路中央法線に対する水制の角度。直角をなす場合が0度で、上流に傾いている場合がマイナス値。



1965年



1973年



1987年

写真—3.4.3　木曽川22.8km～24km 付近の河道状況変遷

高水敷領域が拡大している場所がある一方、対象区間の中央部付近では依然として水制領域に占める水面域の割合が大きいままである。このように、木曽川の対象区間の場合には、利根川の事例のような(写真—3.3.1)急速な高水敷化は航空写真から確認できず、水制領域の河岸・高水敷形成が相当緩慢に進んできたように見える。このような利根川事例と異なる木曽川事例の特徴は、比較の観点を提供するという意味で重要である。

(3) 横断形状の経年変化

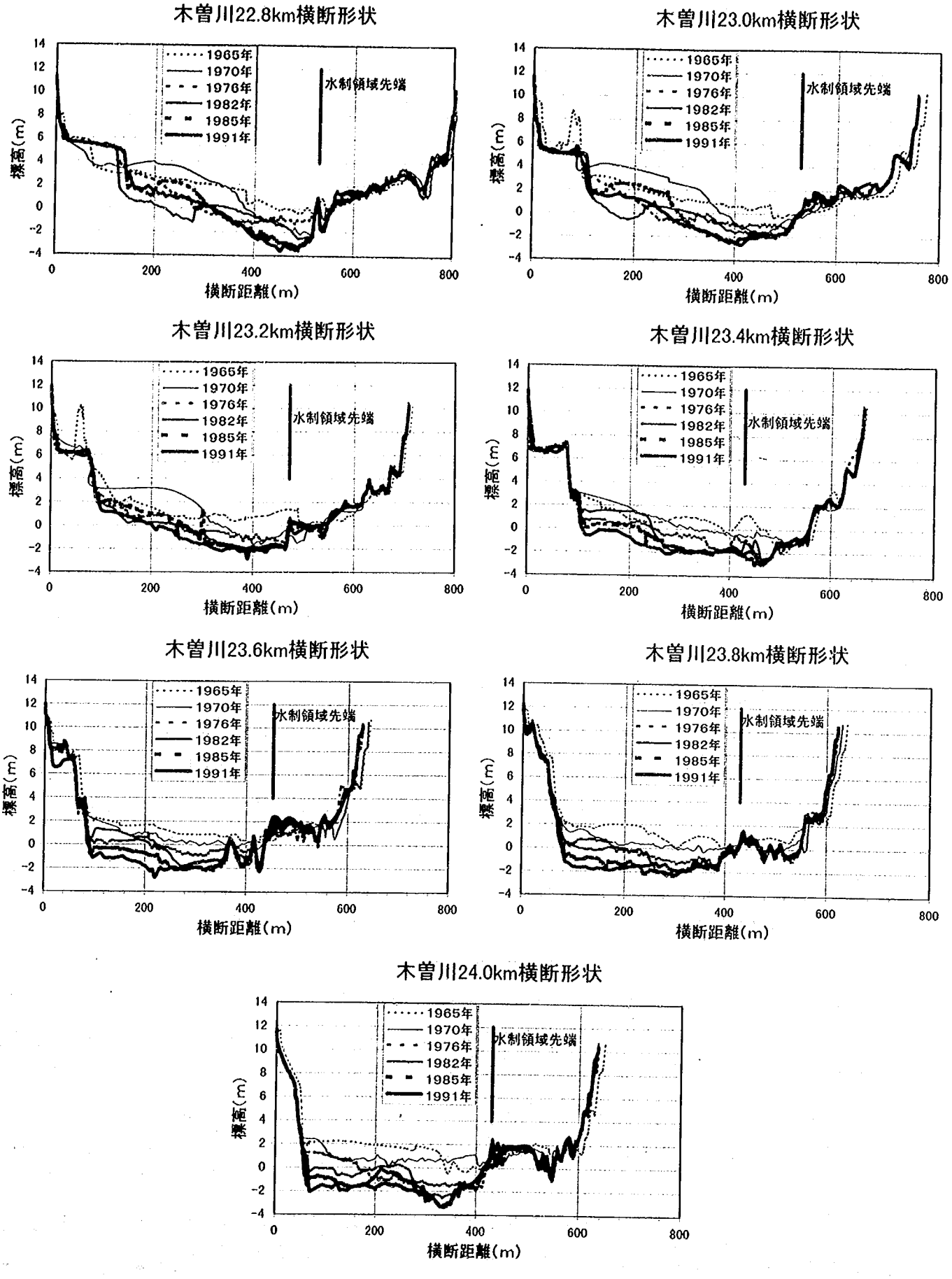
図—3.4.6は、対象区間について1965年から1991年までの横断形状を重ね合わせたものである。図中の縦(たて)線は、1973年の航空写真から読みとった水制先端を結ぶラインに当たる位置である。ここで着目しているのは、この縦線位置を左端とする水制領域での形状変化である。この図からまず、水制領域の左側の低水路河床では、1965年以降ほぼ一貫して河床低下が生じ、1991年までに河床低下量が3m程度に達していることがわかる。この期間中の水制領域の形状変化を見ると、河床上昇が生じ土砂堆積が認められる断面(22.8km、23.0km、23.6km、24.0km)と、このような河床上昇・土砂堆積が生じていない断面(23.2km、23.4km、)の2つに分けられる(23.8km断面は両者の中間)。写真—3.4.3の1987年の河道状況と比較すると、河床上昇領域は概ね水制間の高水敷形成領域と対応している。以上から、低水路河床が進行した1965-1991年の間に、水制領域では、継続的な土砂堆積による河床上昇・高水敷形成が起こったところと、河床上昇が起きず高水敷が形成されず水面のまま残ったところがあることがわかる。以後、前者を高水敷発達域、後者を高水敷未発達域と呼び、このように分かれた原因について分析していく。

(4) 位況の経年変化と横断形状変化

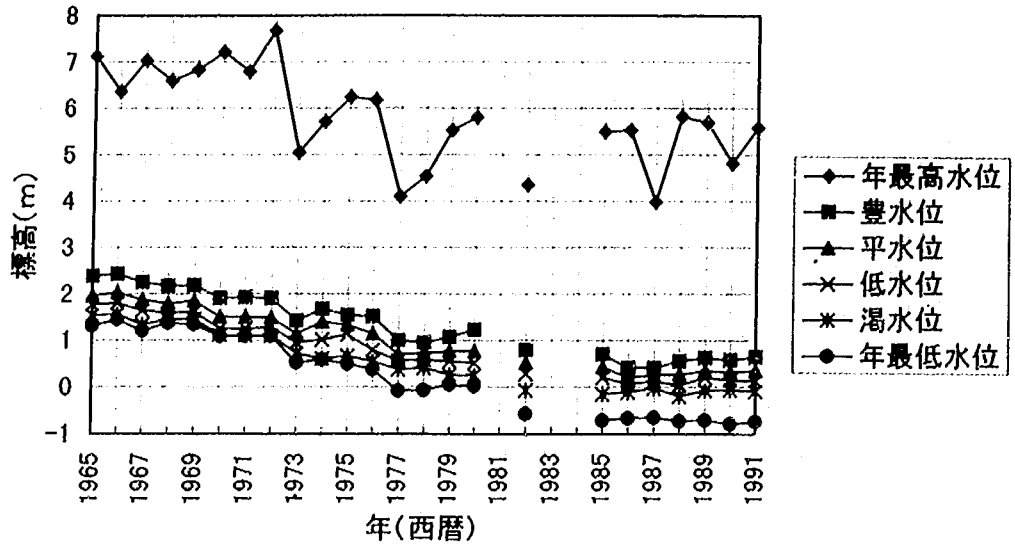
図—3.4.7は、対象区間の代表地点における位況の経年変化を表したものである。この図から、低水路河床の低下とともに平水位が2mから0.3mまでおよそ1.7m低下したことがわかる。平水位の低下は1980年代の前半までほぼ一定の低下速度で生じ、それ以降の平水位はほぼ一定になっている。写真—3.4.3に示した河道状況のうち1965年は平水位の低下が始まる少し前、1973年は平水位の低下が半分程度進行した頃に当たることがわかる。

図—3.4.8は、水制領域間だけを拡大した横断形状図に、横断図が測量された年の平水位を合わせて示したものである。図では、高水敷発達域と高水敷未発達域の区別も記入されている。高水敷発達域を22.8km断面を用いて、高水敷未発達域を23.4kmを用いて説明する。22.8kmの高水敷発達域では、高水敷形成の土台となる横断距離560～610m付近の河床が平水位より低い時期には、この場所での土砂堆積が始まっていない。1982年以降、平水位が下がり上記の土台となる河床より低くなると、土砂堆積による河床上昇が始まり、1991年時点で最大高さ1m程度、幅70m程度の新高水敷が成長している。一方23.4kmの高水敷未発達域では、1970年時点で河床高がほとんどの場所で-0.5mを下回っている。このため、平水位が下がった後も河床高が水面下1m程度にある状態が続く。横断距離500～550mの河床高は1970年と1991年でほぼ同じである。

以上から、土砂堆積による新しい河岸・高水敷の形成が起こる条件として、その土台となる河床が平水位より上に露出することが挙げられる。図—3.4.8の22.8km断面において、低水路河床低下により1970年の時点で横断距離530m付近を境に2mに及ぶ河床の段差が生じているにもかかわらず、平水位が上述のようにさらに低下して河床を露出させるまでは、有意な土砂堆積が生じていない。この2mという段差は、利根川事例において、すでに活発な高水敷形成が始まっていた1965年河床における段差およそ1.7mよりも大きい(図



図—3.4.6　横断形状の経年変化（木曽川22.8km～24.0km）



図—3.4.7　位況の経年変化（木曽川22.8km～24.0km の代表点）

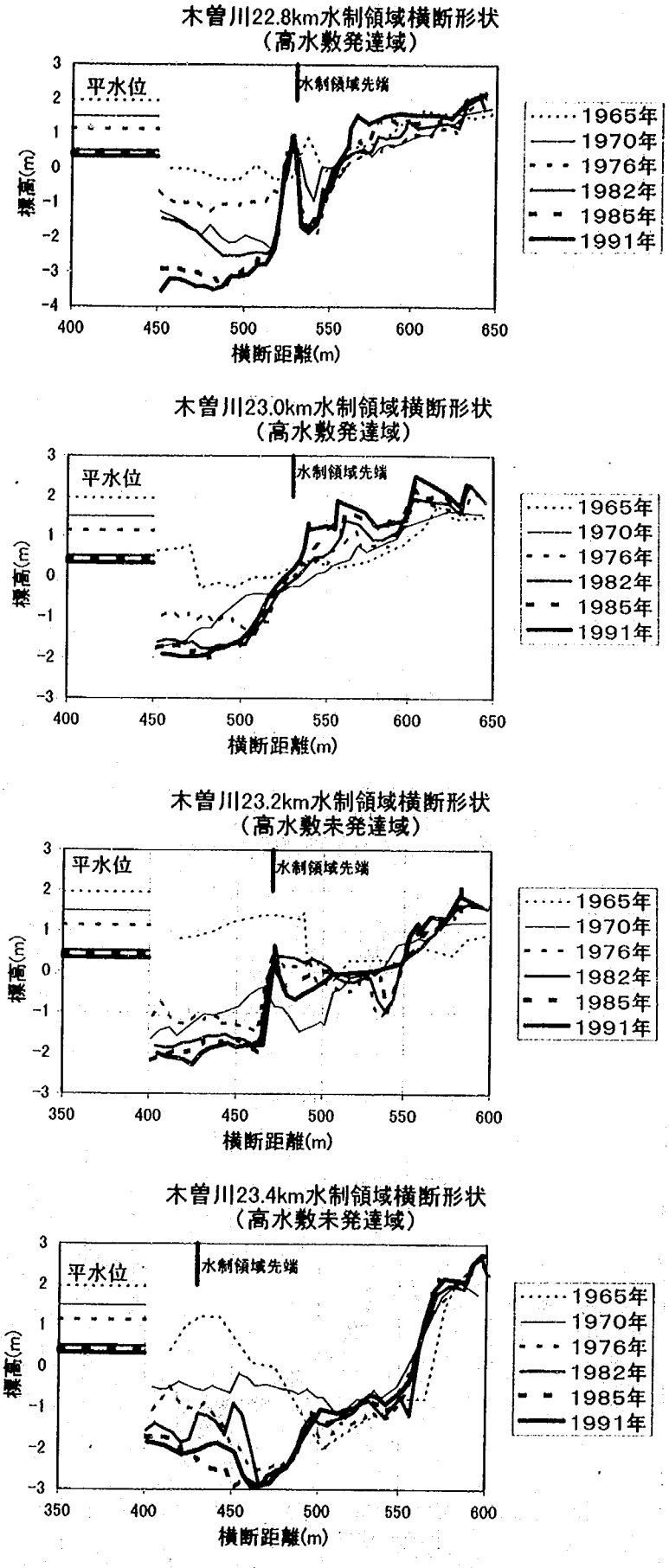
—3.3.2参照)。このことは、3.3.3で述べた①～③の要因のうち①の影響度が小さく、②すなわち「平水位低下→一部河床の露出→植生の侵入」の要因がより重要なことを示唆している。

3.4.4　阿賀野川と仁淀川

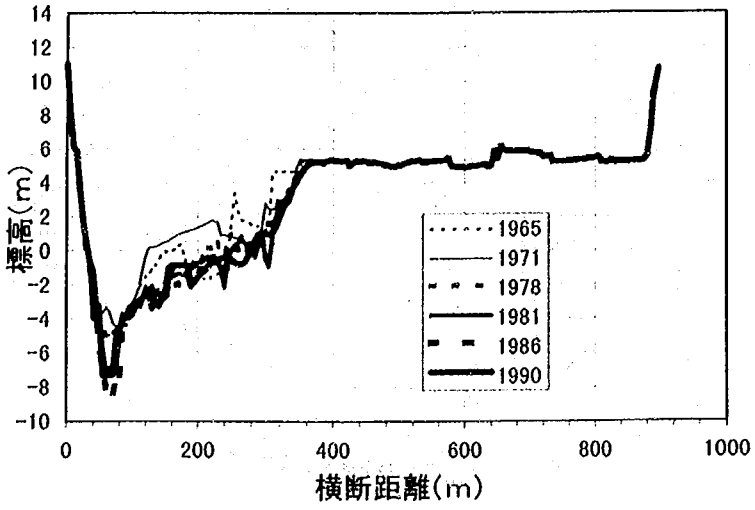
阿賀野川の調査対象は右に大きく湾曲した13.6km 付近の左岸水衝部であり、ここには水制と根固め工が設置され、かなり大きな法勾配を持つ河岸となっている。水制の長さは22m～25m で、1957～1967年に設置されている。この付近の河床勾配は1/6400、河床材料粒径は0.4mm 程度である。図—3.4.9に代表として13.6 km 断面の横断形状を示す。低水路左岸寄りは湾曲により深掘れが生じている。また低水路河床の低下が見られる。着目している左岸の河岸には河床高変化がほとんど生じておらず、河岸・高水敷の新しい形成が無いことがわかる。図—3.4.10は対象地点の位況の経年変化である。この図から平水位が低水路河床低下に伴い1.8m から0.7m 位まで低下してきていることがわかる。1990年の平水位は、図—3.4.9と比較すればわかるように、大きな勾配を持つ河岸の途中の高さにあたる。

仁淀川の調査対象は左に湾曲した 5 km 付近の右岸水衝部であり、ここには水制と根固め工が設置され、かなり大きな法勾配を持つ河岸となっている。水制の長さは25m～44m で、1955年設置され1972年に災害復旧を受けている。この付近の河床勾配は1/1000、河床材料は細礫～中礫である。図—3.4.11に代表として5.0 km 断面の横断形状を示す。低水路右岸寄りは湾曲により深掘れが生じている。低水路河床高の変動は少ない。着目している右岸の河岸には有意な河床高変化は生じておらず、河岸・高水敷の新しい形成が無いことがわかる。図—3.4.12は対象地点の位況の経年変化である。この図から平水位は経年的にほぼ一定であることがわかる。平水位は、図—3.4.11と比較すればわかるように、大きな勾配を持つ河岸の途中の高さにあたる。

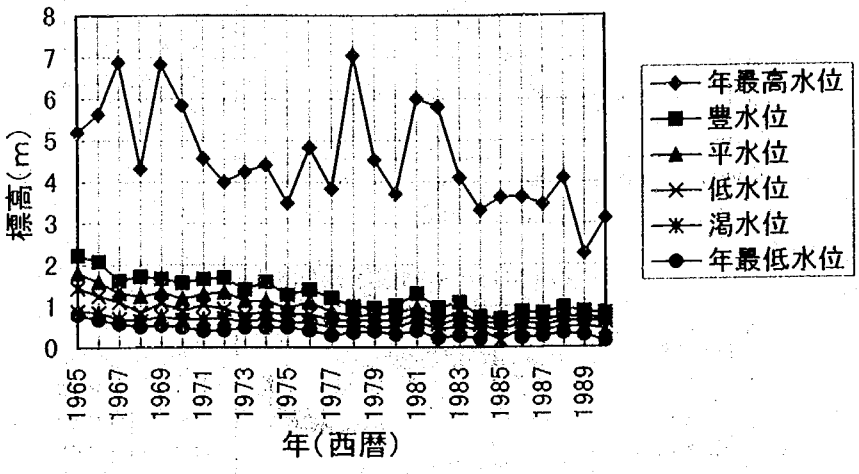
以上に示した二事例とも、最近の航空写真で見ると、着目した河岸には細いながらも水際沿いに植生が繁茂している。しかし、横断形状を見る限り有意な地形変化はなく、高水敷形成が生じたとは判断できない事例である。



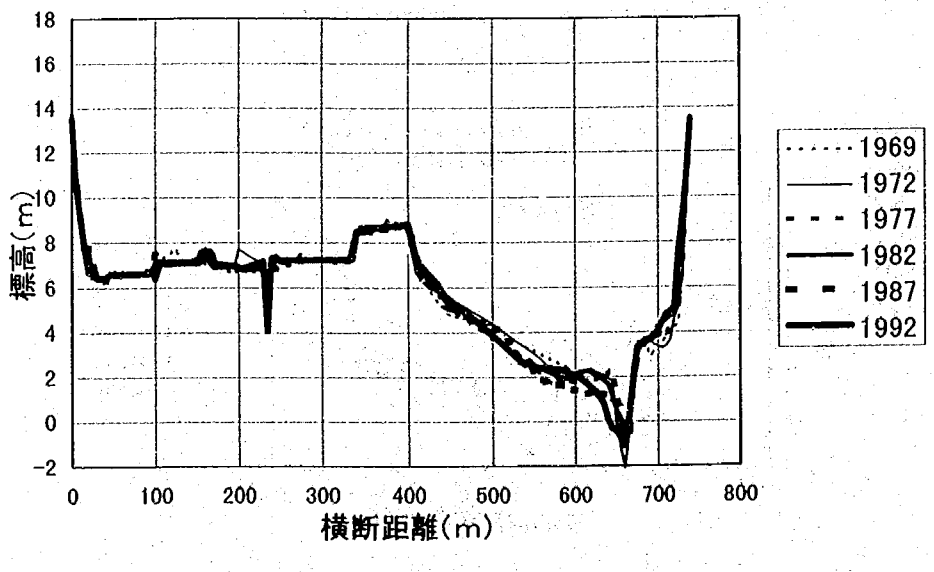
図—3.4.8　水制領域における横断形状と平水位の経年変化



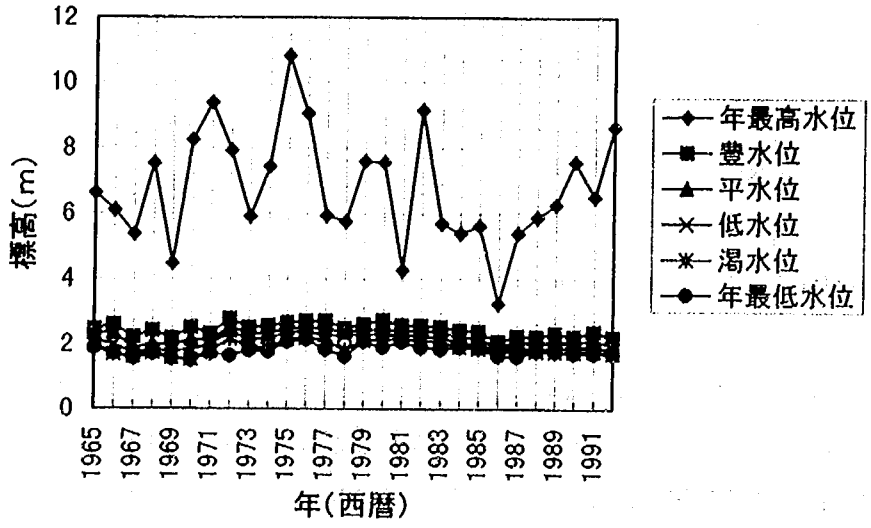
図—3.4.9　横断形状の経年変化（阿賀野川13.6km）



図—3.4.10　位況の経年変化（阿賀野川13.6km 付近）



図—3.4.11　横断形状の経年変化（仁淀川5.0km）



図—3.4.12　位況の経年変化（仁淀川5 km付近）

3.5　事例分析のまとめ

■前節までの事例分析から、川内川とパウダー川の事例では、表—2.2に示したタイプⅠの河岸・高水敷形成が起こったことがわかる。両河川は種々の周辺条件が異なるにもかかわらず、次のような共通の特性が広範にある。

① 低水路内の一部に土砂が堆積することにより河岸・高水敷が新たに形成され、低水路の川幅が縮小した。

② 新しく形成された高水敷の材料は、河床材料（両川とも礫）よりもはるかに細かい細砂・微細砂・シルトであり、本来ウォッシュロードの材料と呼べるものである。

③ 新しく形成された高水敷は、限界掃流力に有意な影響を与えるだけの粘着性を持つ。

④ 形成された河岸の肩付近には、新しい高水敷の中でとびぬけて粗い材料の層がある。

⑤ 高水敷形成領域以外の河床の形状変化は、高水敷形成領域に比べ無視できるほど小さい。

⑥ 形成された高水敷の河岸は河床に比べはるかに急な横断勾配を持っており、また、高水敷高は水路から離れるほど低くなる。

⑦ 新高水敷の横断方向の幅はその形成初期から大きな変化がなく、新高水敷の河岸法尻の横断面内での位置が形成初期から決まっているように見える。

⑧ 新高水敷は密な植生に覆われている。

新高水敷の法尻の高さは概ね平水位帯の中にある。すなわち、最初に高水敷の成長が始まった場所は、水時水面上に露出していた。

⑨ 高水敷形成は湾曲内岸に限らず湾曲外岸や直線部にも起こる。

⑩ 強制的川幅拡大前、直後、川幅縮小後の川幅が、パウダー川120km断面の場合60m →73m →55m、川内川の場合40m →90m →50mであることから、川幅が強制的拡幅後、概ね元の川幅に戻ると言えそうである。また、川内川については、形成中の高水敷の平均高さ（平均河岸高）は時間とともに発達速度が鈍る傾向を示すのに対し、最大高さ（最高河岸高）は、ある時期までほぼ一定速度で成長し、ある時点から急に発

達速度が小さくなるという傾向を示す。パウダー川についても、図—3.2.6からわかるように、堆積速度は初期を除き概ね一定で、時間とともに速度が鈍る傾向は示していない。

■利根川と矢作川、木津川の事例では、表—2.2に示したタイプIIの河岸・高水敷形成が起こっている。これらについては以下のことが言える。

1）低水路河床が河岸寄りの一部の幅を残して河床低下を起こす過程で、河床低下せずに残った旧低水路河床の上に土砂が堆積することにより河岸・高水敷が新たに形成され、結果的に、低水路の川幅が縮小した。

2）新しく形成された高水敷の材料は、河床材料（中砂～細礫）よりもはるかに細かい細砂・微細砂・シルトであり、本来ウォッシュロードの材料と呼べるものである。前記②と同じ。

3）少なくとも利根川と矢作川の事例において新しく形成された高水敷は、限界掃流力に有意な影響を与えるだけの粘着性を持つ。前記③と同じ。

4）形成された高水敷の河岸は河床に比べはるかに急な横断勾配を持っており、また、高水敷高は水路から離れるほど低くなる。前記⑥と同じ。

5）新高水敷の発達は、形成初期段階から、低水路近傍で最も活発である。

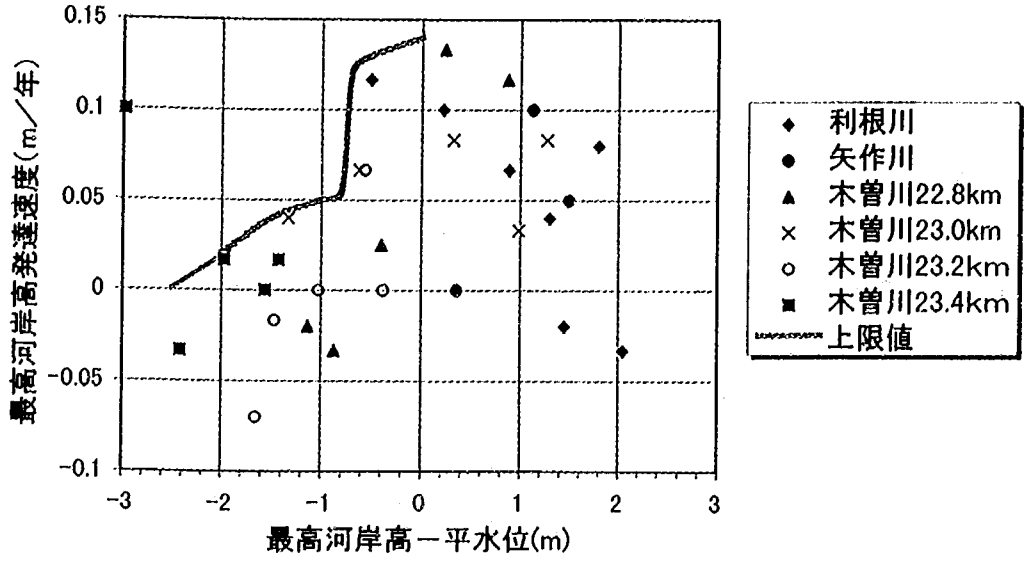
6）新高水敷は密な植生に覆われている。前記⑧と同じ。

7）少なくとも利根川と矢作川の事例では、低水路河床の低下に伴い平水位帯が低くなり、上記の低下せずに残った部分の河床がある時点から平水位の上に出るようになる。高水敷形成が始まるのは、概ねこの時点に一致する。

8）利根川、矢作川の事例については水制が、木津川の事例については粘性土が、低水路河床低下と高水敷形成後の新河岸の耐侵食強度を高めている可能性がある。

■木曽川の事例では、タイプIIに近い河岸・高水敷形成が起こった場所と形成が全く起こらない場所の両方が混在していることが確認された。このうち、前者については、上述の利根川、矢作川、木津川の事例と共通点が多く、少なくとも上記1）6）7）8）は該当する。ただし、上記4）5）については、たとえば図—3.4.8の22.8km断面の横断形状変化を見ればわかるように、必ずしも低水路寄りで堆積速度が最も速くなっているとは言えず、また、利根川の事例と比べ形成中の高水敷高は概ね平坦で、堤防側に向かって高くなる形状を示している時期もある。この違いは、利根川事例の場合、高水敷形成が起こる場所の初期横断形状が平坦であったのに対し、木曽川事例の場合、低水路に向かって徐々に低くなる形状をしていたことに関係すると考えられる。一方、木曽川事例で高水敷形成が全く起こらなかった場所については、初期の河床高が低く、平水位が低下した後もその場所が水面下にあり続けたという、高水敷形成が起こった場所と大きく異なる条件が存在していた。なお、このような場所でも、河床低下により有意な段差は生じていた。

■図—3.5.1は、利根川、矢作川、木曽川の事例について、河岸・高水敷形成が生じた代表的領域（木曽川の高水敷未発達域ケースについては、条件が整えば高水敷形成が起こるであろう領域とした；この領域は同じ木曽川事例の高水敷発達ケースを参考に定めた）の最高河岸高の発達速度と、その発達速度が算出された間の（最高河岸高—平水位）の平均値との関係を示したものである。この図から、（最高河岸高—平水位）が—0.5mよりも大きくなると河岸・高水敷の発達速度の上限値が0付近から有意な値に急増することがわかる。



図—3.5.1　平水位を基準とした最高河岸高と最高河岸高発達速度との関係

このことは、河岸・高水敷形成が生じる河床の高さが平水位帯を上回り平水時に水面上に露出するようになることが(河床高が平水位下0.5m に達すれば、年間でそこが水面上に露出するチャンスは大幅に増大する)、河岸・高水敷形成にとって重要な要件であることを強く示唆するものである。なお、(最高河岸高—平水位)が－３ｍで発達速度が0.1m/年になっているプロット点は、平水位以下３ｍであることから河岸・高水敷形成というよりも川底形状の変化（いわゆる河床変動）とみなすべきであり、ここで対象にしている河岸・高水敷形成とは分けて考察すべきである。

■以上から、タイプⅠ、Ⅱの違いはあるにせよ、川内川、パウダー川、利根川、矢作川、木津川、木曽川の事例で観察された河岸・高水敷形成には、相当程度共通的特徴があると判断できる。この共通点から、河岸・高水敷の形成にとって重要と考えられる条件をあげると次のようである。

ａ）河岸・高水敷形成の土台となる比較的平坦な場所が形成前に一定幅あること。この場所が低水路に隣接していること。

ｂ）上記の場所が平水位より高く、平水時に水面から露出すること。ただし、平水位との差が小さいこと。この結果、形成領域には常に植生が繁茂すること。

ｃ）形成された河岸が侵食を受けない仕組みがあること（水制等の構造物、拡大された川幅の縮小過程にあるなど)。

ｄ）河床材料より細かい細粒土砂（ウォッシュロード）を堆積させる環境があること。

ｅ）小・中規模の出水が毎年継続的に起こり、堆積すべき土砂が供給されること。

最後に調べた阿賀野川と仁淀川については、ｂ）ｃ）ｄ）ｅ）の条件は満足されている可能性が高いが、ａ）の条件が満たされていない。すなわち、対象河岸が水衝部にあたり、相当急な横断勾配を持っているため、平坦な場所が無く、しかも平水位より高くかつ平水位から大きく離れない高さを持つ河岸の幅が非常に小さい。このことから、有意な河岸・高水敷形成が認められなかった両事例については、上記ａ）～ｅ）の５条件すべては満たされていなかったと言える。

3.6 河岸・高水敷の形成機構についての考察

川内川とパウダー川の事例分析から推定されるタイプⅠの機構についての有力なシナリオは以下の通りである。

1）強制的に拡幅された河道の河床は、河岸の勾配に比べはるかに平坦であったが、その河床のうちある幅が平水時に水面上に露出する程度の凹凸を持っていた。2）高水敷形成が始まるまでの数年間は、植生を全面的に剝ぎ取るような大きな洪水がなく、このため、平水位より高い範囲の河床に植生が繁茂した。その植生は、直立あるいは倒伏状態でウォッシュロードを堆積させるだけの密生度を持っていた。3）この状態で小規模な洪水が数度作用し、植生がなければ堆積しないウォッシュロードが、植生の減勢効果により植生繁茂領域にたまり、高水敷形成の初期過程が完成した。4）堆積したウォッシュロードは河床材料よりはるかに細かく、それを好む植生への遷移を起こしながら、引続き密生度の高い植生が形成途上の高水敷に繁茂する状態が続いた。5）植生の効果と、高水敷と河床の段差による流速差により、高水敷形成が引き続き進行した。ただし、堆積する粒径の範囲は、上記3）の過程のものと同じであった。

このシナリオについての定量的検討は文献12）で行われているので、必要に応じて参照されたい。

利根川、矢作川、木津川、木曽川で見られたタイプⅡの機構は、上述のタイプⅠの機構と基本的には同じと考えられる。ただしタイプⅡにはタイプⅠに無い次の特徴がある；①上記タイプⅠのシナリオの1)が元々あったのでなく、低水路河床の低下とそれに伴う平水位の低下によって成立した；②このため、形成初期から段差が存在していた；③河岸・高水敷形成が川幅縮小につながるため、これに伴う河岸侵食力増大に対抗する水制や粘性土が存在していた；④形成初期には、水制工によって水制工間に河床材料が堆積する効果、水制領域の流速減勢効果が考えられる。しかしこれらは、タイプⅠⅡの機構が本質的に異なると考えさせるようなものではない。

以上の考察から、既存の方法で造られる水制は必ずしも、事例分析で対象にしたようなタイプⅠⅡの明確な河岸・高水敷形成を引き起こすことに向いていないと考えられる。洪水時に水制間では、空間平均すれば死水域状となっているものの、そこで形成される平面渦により、局所的に見ればどこでもある程度の流速を持つため、ウォッシュロードは堆積しにくい。この結果、主として堆積するのは元々流送量の少ない粗粒の材料となり、堆積速度が河道計画の時間スケールから見て小さくなりすぎる可能性がある。一方、植生があれば、植生域内のいたるところでウォッシュロードを堆積させるのに十分な低流速が維持されている。このことが、植生領域におけるウォッシュロード堆積を効率的なものにし、ウォッシュロードの流送量が粗粒材料よりもはるかに多いため、大きな堆積速度が期待できる。たとえば、木曽川の事例について、1983年9月洪水の航空測量写真から求めた表面流速は、低水路中央部の流速3.0m/s～4.0m/s に対して、水制工先端の主流部近くで0.5m/s～1.5m/s であり、堤脚側で0.5m/s 以下程度である。木曽川では、主流部と水制工の境目から内側に砂分の堆積が認められる。これは砂が運び込まれるだけの流速が生じている範囲の水制間に砂が堆積していることを示す。また、流速が0.5m/s 程度に遅くなっていても、シルトなどの堆積は認められていない。すなわち、水制工によって、流速を1.0m/s 程度に落とすことによって砂の堆積は期待することができ、0.5m/s 程度まで遅くしてもシルト等は堆積させることはできない。砂とシルトの沈降速度の比は10倍以上であるから、単純に考えてもシルトを堆積させるためには0.1m/s よりも流速を遅くする必要がある。この条

件を可能にするのは密な植生の繁茂である。

なお、段差の存在も、段差の両側で大きな流速差を作り、その上段への土砂堆積を促進させる効果を持つ。しかし、木曽川事例から、段差があっても上段が平水時に水面下にあるうちは有意な堆積が見られなかったこと、また植生が細粒土砂の堆積に果たす決定的役割（前述）から判断して、少なくとも自然河岸形成手法を検討する際には、段差の存在について土砂堆積を促進させる2次的な要因としてとらえた方が良いであろう。

第4章　自然河岸を形成させる手法の提案

4.1　目標とする自然河岸形成

前章において考察した河岸高水敷形成機構を自然河岸形成に応用することを考える。すなわち、ウォッシュロードを堆積させる構造を持った植生が安定的に繁茂する条件を河床の一部に意図的に造り、通常の条件ではほとんど堆積しないウォッシュロードを堆積させ、自然河岸を形成させるという手法である。図—4.1に目標とする自然河岸形成のプロセスを示す。これは、以下に示すように4つの過程を経て自然河岸を形成させようとするものである。

◆過程(1)初期マウンドの設置：自然河岸を造りたい範囲に、平水位よりも少しだけ高いマウンドを設置する。マウンドの上面には河床材料程度の耐侵食性を持たせる。マウンドの川側法面について所定の侵食防止措置を施す。

◆過程(2)マウンド上の植生繁茂：マウンド上面にうっすらと土がたまり、植生が一面を覆うようになる過程である。必要であれば、植生が自然に繁茂するのを待つのでなく、植生繁茂を促進させる措置を取る。

◆過程(3)土砂堆積・河岸形成：適度な規模の出水を繰り返し受けることにより、新しい河岸・高水敷が成長する。変化が大きい過程である。新しい河岸・高水敷は、河床材料よりもはるかに細かいウォッシュロード的土砂（シルト～微細砂）の堆積により起こる。

◆過程(4)新河岸の安定化：新しい河岸・高水敷は、ある程度発達すると成長速度が鈍り、安定形状へと近づく。大きな出水を受けると法面が侵食を受けることがあるが、その面積は新しい河岸に比較して小さく、またその後堆積し元の河岸形状に戻ることが期待される。マウンドの川側法面の侵食防止措置については、ある程度のメンテナンスが必要になる場合がある。

この手法に関して次の点に留意する必要がある。：1）普段はたまらずに流れ去ってしまう、しかし潜在的には大量にある細粒分（ウォッシュロード）を河岸形成に用いる；2）細粒分をためるには、植生が大事なポイントになる；3）植生を繁茂させる水環境を作ることが大事であり、それには、平水位と植生が繁茂すべきテラスとの比高が大事なポイントである；4）自然河岸形成に伴い自然状態の川幅が小さくなり、せっかく形成された自然河岸が侵食を受けて無くなってしまう恐れがあり、これを防ぐため、新しい自然河岸の少なくとも下部に耐侵食能を増強させる措置が必要である。5）細粒分の供給が多い河川ほど自然河岸形成の効率が高い。

3.6で述べたように、通常の水制だけではこのような大規模かつ急速な高水敷・河岸形成は起こらない。植生が入ることにより初めて細粒分の堆積が可能となり、すみやかな自然河岸形成が起こると期待される。

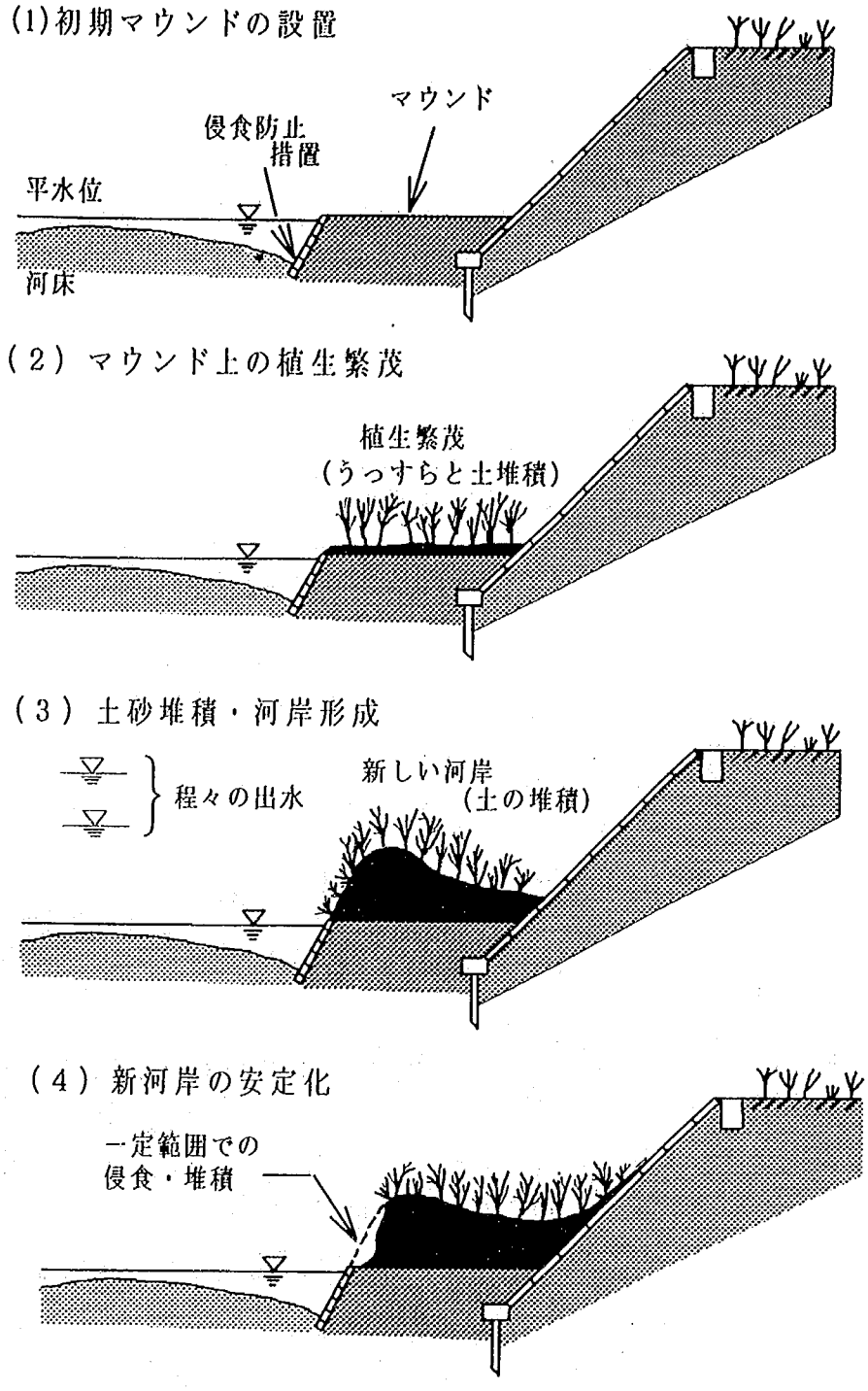
4.2　手法の説明

4.2.1　手法全体の流れ

図—4.2に手法全体の流れを示す。次項以降で、主要な項目について説明する。

4.2.2　本手法の適用条件

検討対象河道について、以下の6条件が満たされなければならない。

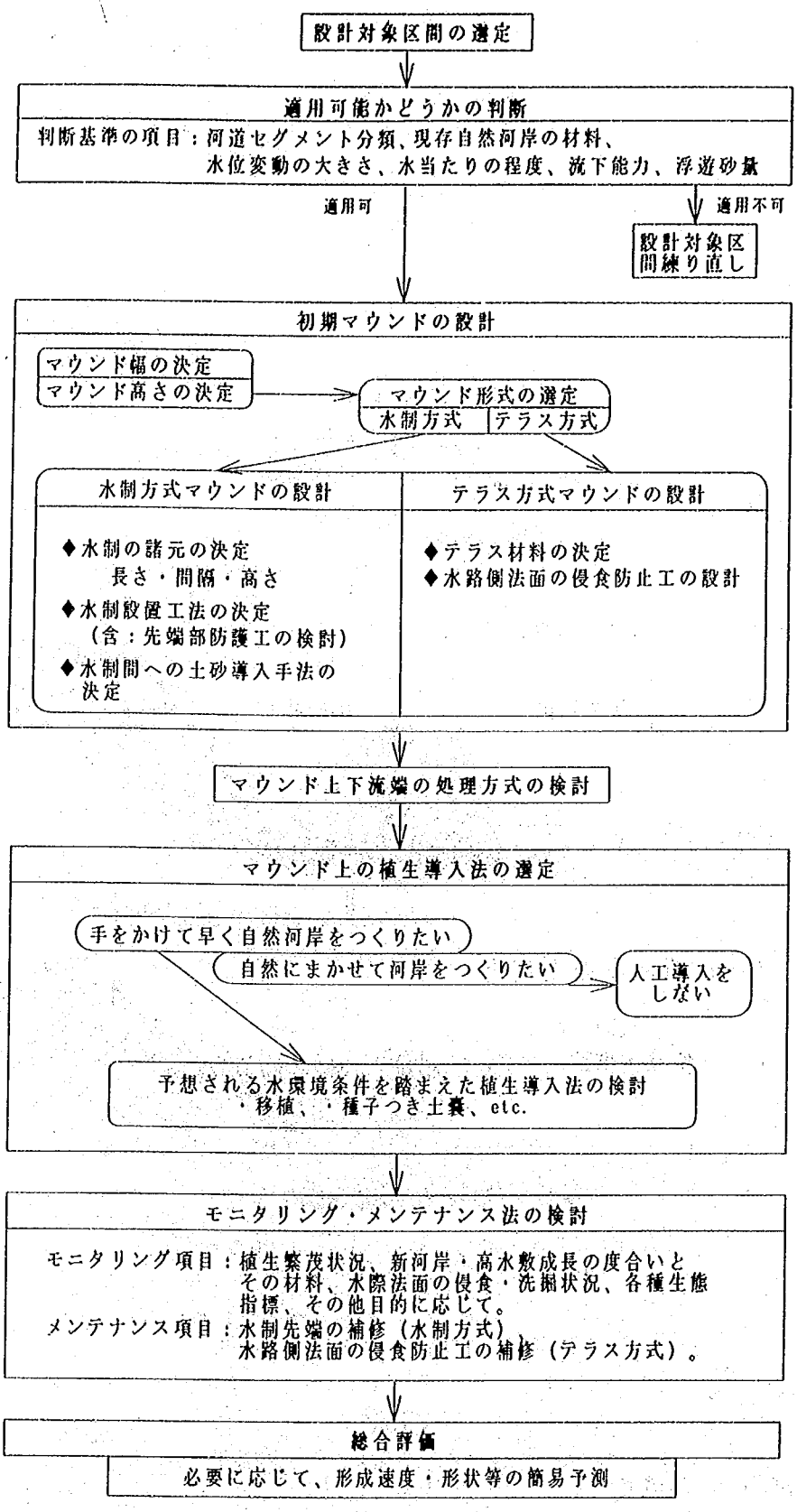


図—4.1 目標とする自然河岸形成

条件1：当該河道区間が、河道セグメント分類の中でセグメント2－1、2－2のいずれかに分類されるものであること。(いずれも自然堤防帯に対応。河道セグメント分類については、文献1）参照)

☆扇状地河道、デルタ河道は不適である。

条件2：当該河道区間の自然河岸が、細砂～シルトにわたる材料で構成されていること。



図—4.2　自然河岸形成手法全体の流れ

条件3：平水から洪水にかけての水位変動が大きいこと。この目安は以下の通り。

{[平均年最大流量時水位]－[平均河床高]}／{[平水位]－[平均河床高]}＞X_1

☆河口潮位の影響区間や堰等の堰上げ区間は不適である。X_1値については、2程度が目安となる。

条件4：当該区間が強烈な水衝部ではない。

☆第5編で述べたパーシャル護岸の適用条件が目安となる。

条件5：新たな河岸・高水敷形成を許容できる流下能力があること。新たな河岸・高水敷形成が流況を変え、新たな水衝部等をつくることがないこと。

条件6：浮遊砂量（厳密にはウォッシュロードの供給量）がほどほど以上にあること。

☆たとえば、直上流にダム貯水池があり、浮遊砂濃度が洪水時にも極端に小さいような河道区間は不適である。浮遊砂量が濃いほど河岸形成に有利となる。

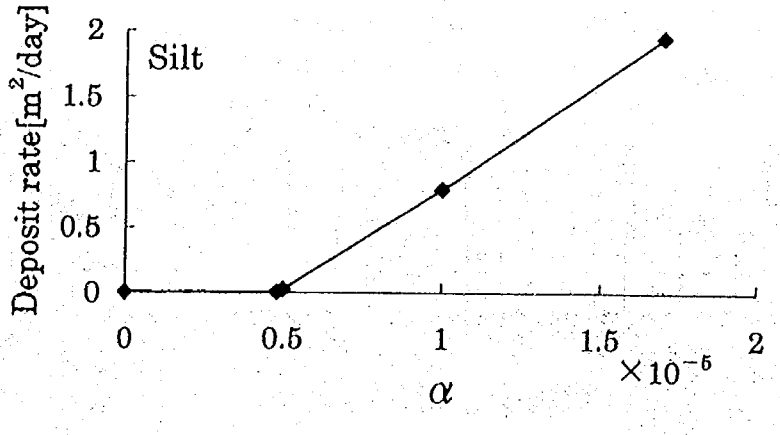
以上のうち条件6については、次のような判断基準が考えられる。ウォッシュロードを主体とする浮遊砂量は次のように表される。

$$Q_s = \alpha \cdot Q_p$$

ここで、Q_s：浮遊砂量 [m^3/s]、Q：流量 [m^3/s]、$p \fallingdotseq 2$が一般的である。条件6に適合する条件は、

$$\alpha > X_2$$

となる。X_2の値は、河道および水理条件により変わる。X_2の目安を得るための試算例を図—4.3に示す。この図は、以下の河道・流量条件を想定して作られた；河床勾配1/900；流速係数12；浮遊砂(ウォッシュロード)粒径0.05mm；流量121m^3/s；水深1.8m：川幅75m、河岸形成幅20m。計算法の詳細については文献12)を参照されたい。この図から、αが減少すると河岸成長速度が減少し、αが一定値以下になると成長速度が0になることがわかる。すなわち、ある程度の河岸成長速度を期待するには、一定値以上のαが必要になる。第3章で河岸形成が生じた河川におけるα値と同程度のα値を当該河川が持つかどうかが、一つの判断基準となる。



図—4.3　河岸成長速度とαとの関係の計算例

条件1は次のことを根拠にしている。すなわち一般的には、扇状地（セグメント1）、自然堤防帯（セグメント2）、デルタ（セグメント3）のうち自然堤防帯にある河川が最も高い河岸・高水敷形成能力を持つと言える。川内川、パウダー川、利根川、木津川、矢作川の事例もこれに当たる。

4.2.3　マウンドの幅と高さ

マウンドの幅としては、形成させたい新河岸・高水敷の幅を取る。

マウンドの高さは次のように定める。当該区間の代表点における位況図を作成する。位況図において年間の水没日数がX_3日（50～180日が目安）となるの高さを抽出する。この高さを代表点でのマウンドの高さとし、代表点上下流のマウンドの高さは、平水時の水面勾配を考慮して、マウンドの水没日数がどこでも上記の値と同じようになるように調整して定める。

4.2.4　マウンドの形式の選定

(1)　水制方式とテラス方式の説明

1）水制方式によるマウンドの設置は、山本が提唱している[13]自然堤防帯における河岸線防御のための水制という考え方を河岸形成に応用しようとするものであり、その基本的な考え方は図—4.4に示されている。水制方式には以下の特徴がある。

・植生が繁茂せず十分な耐侵食力を持たない平水位以下の部分を水制により守る。

・このため、水制がある場所を除いて、平水位以下の河岸も構造物が無い状態になる。

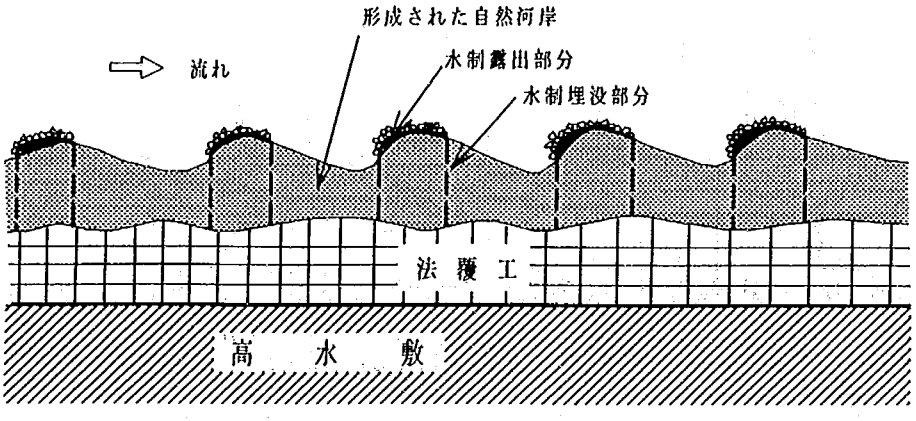
・水制により河岸基部を守るという仕組みから、図—4.4のように河岸線に凹凸ができ、河岸線が一定幅で変動する可能性がある。

・水制先端部が若干露出し、またその基部のメンテナンスが必要になる場合がある。

・水制設置とは別に初期マウンドの設定を考えなければならない。水制間に河床材料を盛るなど人工的手段を取らず、水制の作用により初期マウンドを形成させることをねらう場合には、水制周りの河床材料の移動特性について十分な検討が必要である。

2）テラス方式は図—4.1に示された方式であり、以下の特徴がある。

・新河岸の基部は、テラス法面の侵食防止工により連続的に守られる。このため、河岸線は滑らかになる。



図—4.4　水制方式の説明（平面図）

・河岸線の変動は少ない。

・平水位より下に構造物（侵食防護工）が連続的に置かれることになる。

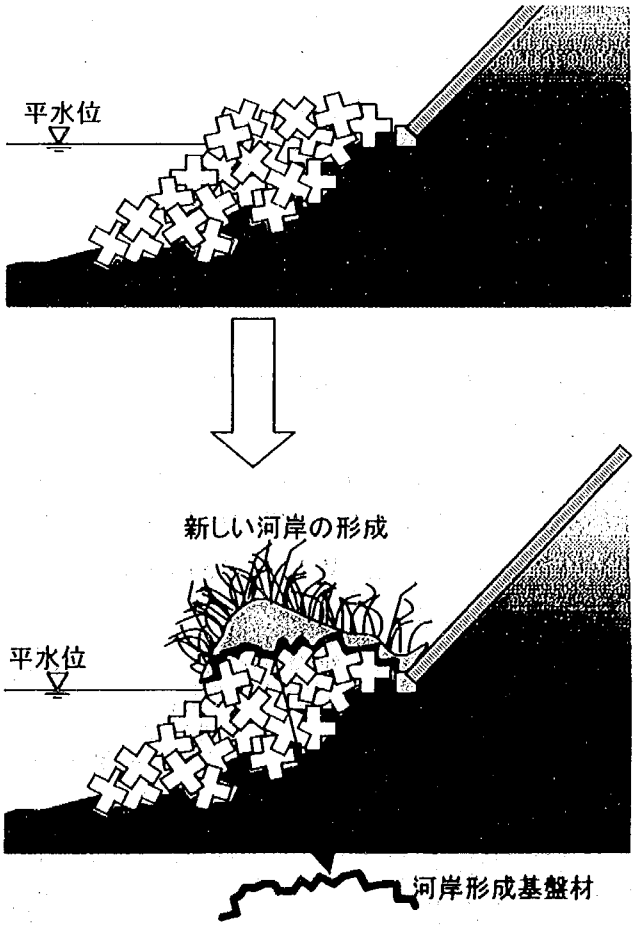
以上から、テラス方式による最終形は、第5編2章で検討されているパーシャル護岸に似たものになる。

(2) 両方式の選択の考え方

テラス方式は、平水位が河床高に対して高く、平水位と洪水時水位の差が小さいと、平水位より下の侵食防止工の占める割合が大きくなり、あまり好ましくない。このため一般的には、テラス方式の適用は X_1 値の小さな区間には適さない。ただし、次に述べるように既存構造物等を利用する場合にはこの限りでない。

(3) 既存構造物等の利用

テラス方式のマウンドについては、たとえば、乱積みブロックの天端を利用する方法が考えられる。乱積みブロックの天端が平水位より少し高い位置にある状況をよく見かける。しかし、乱積みブロックからなる天端は大きな空隙を多く持ち、ブロック表面に植生を定着させる機能がないので、浮遊土砂が空隙に落ちてしまい、天端に有意な土砂堆積が生じることはまず起こらない。この天端に植生を定着させ、この大空隙を



図—4.5 マウンドとして既設構造物を利用する方法の説明（テラス方式）

塞ぐような材料（河岸形成基盤材；仮称）を置き、土砂と植生が定着できる平場を造ることにより、上記マウンドと同じ効果を期待できる（図—4.5参照）。ただし、河岸形成基盤材の材質やそれとブロック群の洪水時の安定性についてさらに詳細な検討が必要である。

4.3 終わりに

本研究により、自然河岸形成手法の大枠が明らかになった。今後は、実験や計算、現地試験施工を重ね、手法の完成度、信頼度を高めていくことが大事である。また、流水を受ける頻度の高い場所で植生を定着させる新技術を併せて検討する必要がある。

謝辞

平成5年度～7年度にかけて行われた建設省技術研究会指定課題「河岸防御の設計手法に関する研究」に参画した各地方建設局・北海道開発局の河川計画課と担当工事事務所調査課の方々の努力により、河岸形成実態調査が行われ、貴重なデータが収集された。九州地方建設局川内川工事事務所が実施した川内川の地形変化区間の詳細な調査と、関東地方建設局利根川上流工事事務所が実施した利根川の地形変化区間の詳細な調査、中部地方建設局豊橋工事事務所が実施した矢作川の地形変化区間の詳細な調査より得られたデータは、本研究をとりまとめる上で非常に有益であった。パウダー川のデータの多くは、筆者の一人である藤田が1993年11月から1年間米国地質調査所（USGS）に長期出張していた間に、米国地質調査所水資源部のJ.A. Moody、R.H. Meade両博士から紹介された両氏の現地調査に基づく公開レポート（2.4で記述済み）によっており、また河岸形成機構に関する両博士との議論は、パウダー川データの分析や日本の事例との比較を行う上で役立った。以上の各位に深甚の謝意を表します。

参考文献

1）山本晃一：沖積河川学、山海堂、pp. 1-16, 1994.

2）山本晃一、藤田光一、佐々木克也、有澤俊治：低水路川幅変化における土砂と植生の役割、河道の水理と河川環境シンポジウム論文集、pp. 233-238, 1993.

3）Osterkamp, W.R. and Costa, J.E.: Changes accompanying an extrordinary flood on a sand bed stream, in Mayer and Nash eds. *Catastrophic flooding*, London, Allen and Unwin, pp. 201-224. 1987.

4）Friedman, J.M., Osterkamp, W.R. and Lewis, Jr., W.M.; The roles of vegetation and bed-level fluctuations in the process of channel narrowing, *Geomorphology*.

5）Schumm, S.A. and Lichty, R.W.: Channel widening and flood-plain construction along Cimarron River in southwestern Kansas, *USGS Professional Paper*, 352-D, pp. 71-88, 1963.

6）Auble, G.T., Friedman, J.M. and Scott, M.L.: Relating riparian vegetation to present and future streamflows, *Ecological Applications*, Vol. 4, No. 3, pp. 544-554, 1994.

7）Johnson, W.C.: Woodland expansion in the Platte River, Nebraska: patterns and causes, *Ecological Monographs*, Vol. 64, No. 1, pp. 45-84, 1994.

8）Williams, G.P. and Wolman, M.G.: Downstream effects of dams on alluvial rivers, *USGS Professional Paper 1286*, pp. 31-56, 1984.

9）山本晃一、高橋晃：扇状地河川の河道特性と河道処理、土木研究所資料、第3159号、pp. 21-66, 1993.
10）宮場祐一、島谷幸宏：扇状地河川における地被状態の長期的変化とその要因に関する基礎的研究、河道の水理と河川環境シンポジウム論文集、pp. 191-196, 1995.
11）Moody, J.A. and Meade, R.H.: Channel changes at cross sections of the Powder River between Moorhead and Broadus, Montana, 1975-1988, *USGS Open-File Report 89-407*, 1990.
12）藤田光一、John A. MOODY、宇多高明、藤井政人：ウォッシュロードの堆積による高水敷の形成と川幅縮小、土木学会論文集、No. 551/II-37, pp. 47-62, 1991.
13）山本晃一：これからの水制工―自然堤防帯及びデルタ河川の場合―、土木技術資料、35-8, 1993.
14）藤井政人、宇多高明、深谷渉：河岸の形成過程、土木学会第49回年次学術講演会、II-242、1994.
15）藤井政人、宇多高明、深谷渉：トレンチ掘削による利根川河岸の発達過程の研究、水工学論文集、第38巻、pp. 671-676, 1994.
16）宇多高明、平林桂、藤井政人、深谷渉：涸沼川におけるポイントバーの発達過程の分析、土木技術資料、第36巻7号、pp. 70-75, 1994.

洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動
—流水に対する安定性・耐侵食性を判断するために—

ISSN 0386－5878
土研資料 第3489号
平成9年1月 (1997)

宇多 高明, 望月 達也, 藤田 光一, 平林 桂
佐々木 克也, 服部 敦, 藤井 政人, 深谷 渉, 平舘 治

要旨

河川の自然環境の保全・再生・創出や良好な景観づくり，親水性の確保を目的とした多自然型川づくりが全国展開され，多くの河川において計画・設計・施工各段階で様々な工夫が施されるようになった。災害につながる侵食から河岸・堤防を防御するための工法にも，新しいタイプの護岸水制構造，植生や土などを生かす設計が積極的に試みられている。しかし，そのような新しい構造，部材，材料の流水に対する耐力については，洪水流を受けた時の挙動がより複雑である上に，それらの使用が試みられて日が浅いことから，技術的知見をさらに蓄積する必要がある。本研究は，流水に対する安定性・耐侵食性に焦点を絞り，多自然型川づくりに既に供されているか，近い将来そうなる可能性の高い構造，部材，材料の流水中の挙動を，大規模実験，基礎実験，計算，現地調査を駆使して明らかにし，現時点での技術的知見としてまとめたものである。

キーワード：多自然型川づくり，洪水，侵食，破壊，水理設計，護岸，水制，粘性土，地面，植生，河川，自然環境，高水敷，堆積，ウォッシュロード

郵便はがき

郵便切手をはって下さい

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部河川研究室 行

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第3489号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印