

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第3366号

土 木 研 究 所 資 料

多自然型河岸防御工の洪水時挙動

—多自然型河岸防御工の設計法立案のために—

平成7年8月

建設省土木研究所

河川部河川研究室

Copyright © (1995) 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。

多自然型河岸防御工の洪水時挙動

——多自然型河岸防御工の設計法立案のために——

土木研究所 河川研究室 室 長 宇多 高明

土木研究所 河川研究室 主任研究員 藤田 光一

土木研究所 河川研究室 研 究 員 平林 桂

九州地方建設局 河 川 部 建設専門官 是沢 毅*

要 旨

平成5年度に洪水を経験した多自然型河岸防御工の洪水時挙動、洪水時の水理量、周辺の河道特性を調べ、個別の事例ごとに挙動の原因を推定した。また、非粘着性材料を用いた覆土の流出条件を見い出すとともに、植生による耐侵食性の向上を確認した。さらに、多自然型河岸防御工の洪水時挙動の特徴を河道のセグメントごとに示した。最後に以上を総括し、多自然型河岸防御工を設計する上での留意点を示した。

キーワード：多自然型川づくり、多自然型河岸防御工、洪水時挙動分析、水理設計

*現九州地方建設局河川部河川管理課課長補佐

目 次

まえがき

第1章 分析の目的	1
第2章 分析の概要	4
2. 1 調査体制	4
2. 2 調査様式	4
2. 3 調査の実施条件	14
2. 4 分析方法	14
第3章 変形過程の分析	16
3. 1 概要	16
3. 2 分析方法	16
3.2.1 分析の方針	16
3.2.2 データの精度	17
3. 3 原因分析	17
3.3.1 覆土（植栽なし）の流出	17
3.3.2 覆土（植栽なし）の流出	20
3.3.3 コンクリートのり砕工上の覆土の流出	22
3.3.4 表面に堅い植生を有する覆土の流出	24
3.3.5 のり砕工の間詰土の流出	28
3.3.6 植生土嚢の流出	32
3.3.7 大型連接ブロック張りの背面土の流出に伴うブロックの崩壊	34
3.3.8 じゃかごの背面土の流出によるのり崩れ	39
3.3.9 局所洗掘の発達に伴うのり崩れ	43
3.3.10 のり面に置かれたふとんかごのずり落ち	46
3. 4 覆土工法の被災発生条件の検討	49
3.4.1 強度面からみた覆土工法と他工法との比較	49
3.4.2 被災機構と強度評価	49
第4章 セグメントごとに見た変形の特徴	61
4. 1 検討目的	61
4. 2 セグメント区分	61
4.2.1 セグメント区分の基本的な考え方	61
4.2.2 セグメントの具体的な区分方法	63
4. 3 セグメントごとに見た変形の特徴	63

4.3.1	セグメント区分の結果	63
4.3.2	セグメントと被災しやすい工法の関係	64
4.3.3	セグメントと起こりやすい変形機構の関係	65
4.4	まとめ	67
第5章 変形事例検討の要約		68
5.1	概要	68
5.2	多自然型河岸防御工の構造上の課題	68
5.2.1	覆土工法	68
5.2.2	じゃかご・接続ブロック等、河道縦断方向に連結されていないのり覆工	69
5.2.3	護岸としての基本性能の確保	69
5.2.4	盛土	69
5.2.5	アンジュレーション	70
5.3	計画上の課題	70
5.3.1	治水以外の機能を担う部分の設計外力の設定について	70
5.3.2	イメージパースの画一化について	72
5.3.3	生態系・景観・親水性・安定性のバランスについて	73
あとがき		75

図・表一覧

第1章 分析の目的

図-1.1	研究のシステム	1
図-1.2	水理設計のフロー	3
表-1.1	1 2の共通工法	2

第2章 分析の概要

図-2.1	Q/Q ₀ の分布(本調査による)	15
図-2.2	Q/Q ₀ の分布(一般)	15
表-2.1	研究体制	4
表-2.2	調査様式	5

第3章 被災事例の分析

図-3.1	被災発生地点周辺の河道平面形状(O川)	18
図-3.2	被災発生地点の河道横断形状(O川)	18
図-3.3	被災発生地点周辺の河道平面形状(拡大図)	19
図-3.4	被災発生地点周辺の河道平面形状(S川)	20
図-3.5	河岸防御工の横断形状(S川)	21
図-3.6	被災発生地点周辺の河道平面形状(O川)	22
図-3.7	河岸防御工の横断形状(O川)	23
図-3.8	被災発生地点周辺の河道平面形状(Y川)	25
図-3.9	被災発生地点周辺の河道平面形状(拡大図)	25
図-3.10	河岸防御工の横断形状(Y川)	26
図-3.11	力のつりあい	26
図-3.12	河岸防御工の横断形状(U川)	28
図-3.13	断面分割の概念	30
図-3.14	被災発生地点周辺の河道平面形状(M川)	32
図-3.15	河岸防御工の横断形状(M川)	33
図-3.16	対策の一例	34
図-3.17	被災発生地点周辺の河道平面形状(S川)	35
図-3.18	河岸防御工の平面形状(S川)	35
図-3.19	河岸防御工の横断形状(S川)	35
図-3.20	設計流速とブロック重量との関係(福岡ほか(1988)より引用)	37
図-3.21	被災発生地点周辺の河道平面形状(K川)	40
図-3.22	護岸近傍の河道平面形状(K川)	40
図-3.23	被災状況(K川)	40
図-3.24	推定される被災プロセス	43
図-3.25	被災発生地点周辺の河道平面形状(I川)	44
図-3.26	河岸防御工の横断形状(I川)	44

図-3.27	すべり面の形成位置と杭の補強効果との関係	46
図-3.28	河岸防御工の横断形状(H川)	47
図-3.29	力のつりあい	48
図-3.30	工法別に見た被災事例数	49
図-3.31	洪水時最大せん断力と覆土材料の限界掃流力の関係	50
写真-3.1	覆土の流出状況(O川)	19
写真-3.2	覆土の流出状況(S川)	21
写真-3.3	施工直後の状況(O川)	23
写真-3.4	被災から1ヶ月経過後の状況(O川)	23
写真-3.5	のり崩れの状況(Y川)	26
写真-3.6	間詰土の抜け出し状況(U川)	29
写真-3.7	被災箇所の状況(拡大)	29
写真-3.8	植生土嚢の流出状況(M川)	33
写真-3.9	連結ブロックの流出状況(上流側、S川)	36
写真-3.10	連結ブロックの流出状況(下流側、S川)	36
写真-3.11	のり崩れの状況(K川)	41
写真-3.12	被災状況(拡大)	41
写真-3.13	のり崩れの状況(I川)	45
写真-3.14	被災状況(拡大)	45
写真-3.15	ふとんかごのずり落ち状況(H川)	47
写真-3.16	表面がアーマリングした覆土の例	60

第4章 セグメントごとに見た被災の特徴

図-4.1	木曽川の縦断形	62
図-4.2	セグメントごとに見た工法別事例数	64
図-4.3	セグメントごとに見た工法別占有率	64
図-4.4	工法別被災事例数	65
図-4.5	工法別被災発生率	65
図-4.6	Q/Q ₀ と事例数との関係	65
図-4.7	Q/Q ₀ と各セグメントの占有率との関係	65
図-4.8	Q/Q ₀ ごとに見た被災事例数および被災なしの事例数	66
図-4.9	要因ごとに見た被災事例数	66
表-4.1	各セグメントの特徴	61
表-4.2	各セグメントごとの調査事例数	62

第5章 被災事例検討の要約

図-5.1	超過確率pとコストの関係の一例	71
図-5.2	pの設定の違いによるコストの長期的変動特性	72
表-5.1	覆土の補強段階と設置目的の関係	72

まえがき

これまで、堤防・護岸・水制などの河川構造物の設計は理論的検討と現地での洪水時等の挙動（特に洪水による変形過程）の分析の積み重ねにより進歩を遂げてきた。近年注目を集めている多自然型川づくりについても、モデル事業としての取り組みが本格化してから数年が経過し、洪水により変形を受けた事例の集積がある程度なされてきたので、各種工法の流水に対する強度など治水面からの技術的検討を加え、改良を行うとともに、その水理設計法を立案する必要がある。このような状況に鑑み、平成5年度より3年間の予定で河川局治水課の指導のもと、多自然型河岸防御工の水理設計法の構築および新しい多自然型河岸防御工の開発を目標に、建設省技術研究会の河川部門指定課題「河岸防御の設計手法に関する研究」が開始された。

洪水時における多自然型河岸防御工の挙動分析は、もともと建設省技術研究会を構成する4つのワーキンググループ（WG）の中の一つ「多自然型河岸防御工の水理設計法の開発」WGの研究課題の1つとして実施していたものである。ところが、WGでの熱心な取り組みによって予想を上回る貴重なデータを数多く収集することができた。そこで、土木研究所が作業の中心となって詳細な分析を実施した。本書はこの結果を報告するものである。

個々の洪水時挙動、具体的には変形過程を詳細に分析し、その機構を解き明かす作業を積み重ねれば、洪水に対して必要な安定性を持つ多自然型河岸防御工のより一般的な水理設計法を組み立てることが可能となろう。これが本研究の最終的なねらいである。本書は多自然型河岸防御工の洪水時挙動（変形過程）を分析した最初の試みをまとめたものであり、研究の最終目標に到達するまでには至っていない。しかし、現場の技術者が実際の設計作業を行う際には参考となることも多いと考え、ここに報告することにした。本書が今後の多自然型川づくりに役立てば幸いである。

第1章 分析の目的

近年、川づくりにおいては治水上の安全性だけではなく、河川の生態・景観、親水性など環境および河川利用の面についての要求にも答えることが求められるようになった。建設省では河川環境整備事業等、早くからこの動きに呼応してきているが、平成2年度からは多自然型川づくりモデル事業を実施し、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かなり残されている。このような状況に鑑み、河川研究室では水理学的な裏付けを持った多自然型河岸防御工の設計法の確立を目指して調査・研究を進めている。図-1.1は、水理設計法の立案を効率よく達成するために構築した研究の全体的なシステムを示したものである。各研究の内容を次に示す。

(1) 第一段階（既設の多自然型河岸防御工の構造に関する調査）

第一段階は、現在までに施工されている多自然型河岸防御工の構造を全国実態により調べ、共通部分を見出すことによって、多様な形態を呈する多自然型河岸防御工に対応可能な水理設計法のあり方を検討するものである。

全国実態調査の結果によると、ほとんどの多自然型河岸防御工は表-1.1に示す共通工法の組合せにより成っている。これより、水理設計法はこれらの共通工法別に作成すれば多様な多自然型河岸防御工の形状に対応できることが明らかになった。

(2) 第二段階（水理設計の指針作成作業）

第二段階は、既存の情報・知識の範囲で指針の骨子を組み立てることにより、今後新たに調査・研究を実施すべき点を明らかにするものである。前述の構造に関する調査結果、文献調査、基礎的な水理実験等の研究成果をもとに、多自然型河岸防御工の水理設計法を作成する。作成にあたってはデザインの自由度を損なわないため、また無駄のない設計を可能とするために次のような方針を立てている。すなわち、環境、景観、親水性などを考慮した河岸侵食防止工には多くの種類があり、その全てについて洪水時の安定性を確保するための水理設計法を立案することは事実上不可能である。しかし、前述のとおりほとんどの多自然型河岸防御工は12の既存工法の組合せから成っている。そこで水理設計では、まず河岸防御工を12の共通工法に分解し、各工法にそれらの担うべき機能を割り当てる。なお、担うべき機能としては、治水機能、生態系創出機能、景観向上機能、親水機能等であり、各構成部品は1つないしは複数の機能を分担する。そして各機能ごとに適切な設計外力を設定し、水理設

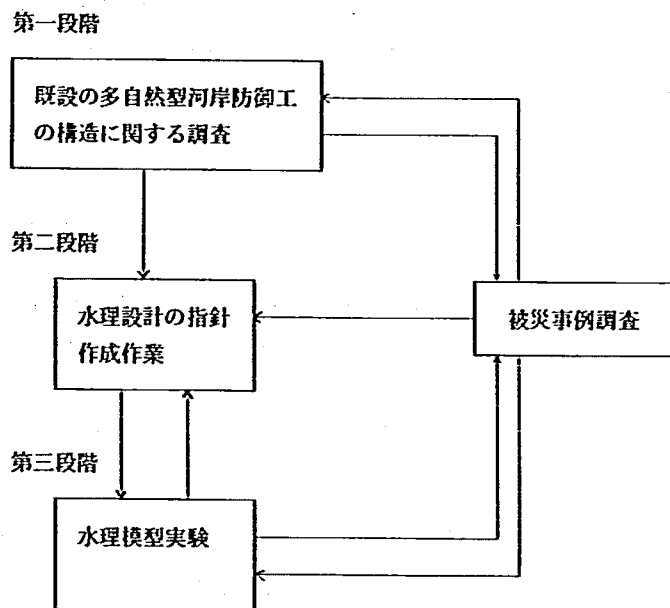


図-1.1 研究のシステム

計を実施する（図-1.2参照）。

(3)第三段階（水理実験）

第三段階は、前述のとおり水理設計の指針の組立に必要な調査・研究に加え、組み立てた水理設計法の妥当性を把握するために典型的な多自然型河岸防御工の模型を製作し、その周辺の流況・構造物自体に作用する流体力を測定する実験を行うものである。

本報告書で述べる洪水時の変形過程分析は、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るものである。この研究成果は、前述の3つの段階において様々な形で活用されることになる。活用内容は次の通りである。

▼第一段階：多自然型河岸防御工の構造上の弱点が明確になるので、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ことができる。すなわち、表-1.1に示した共通工法に何を選び、どの程度厳密な設計法を立案する必要があるかの判断に役立てることができる。

表-1.1 12の共通工法

①土羽(覆土を含む)	⑤根固め工(屈撓性なし)	⑨杭
②コンクリートブロック	⑥捨石、寄石	⑩矢板
③擁壁	⑦かご工	⑪覆土
④根固め工(屈撓性あり)	⑧わく工	⑫水制

▼第二段階：変形過程の分析は、変形機構をモデリングし、これで実現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はそのまま水理設計法に適用できる。

▼第三段階：本水理設計法は河岸防御工をいくつかの共通工法に分解して考え、それぞれの共通工法に対して水理設計を実施する手順を取ることを念頭に立案される。このような手順を取った場合の最も大きな欠点は、例えば、根固めブロックの流速低減効果により、のり覆工の設計流速が緩和されるなどの共通工法間の相互作用が十分に考慮できないことである。この相互作用の度合いについて、変形機構の分析の過程である程度評価できる。

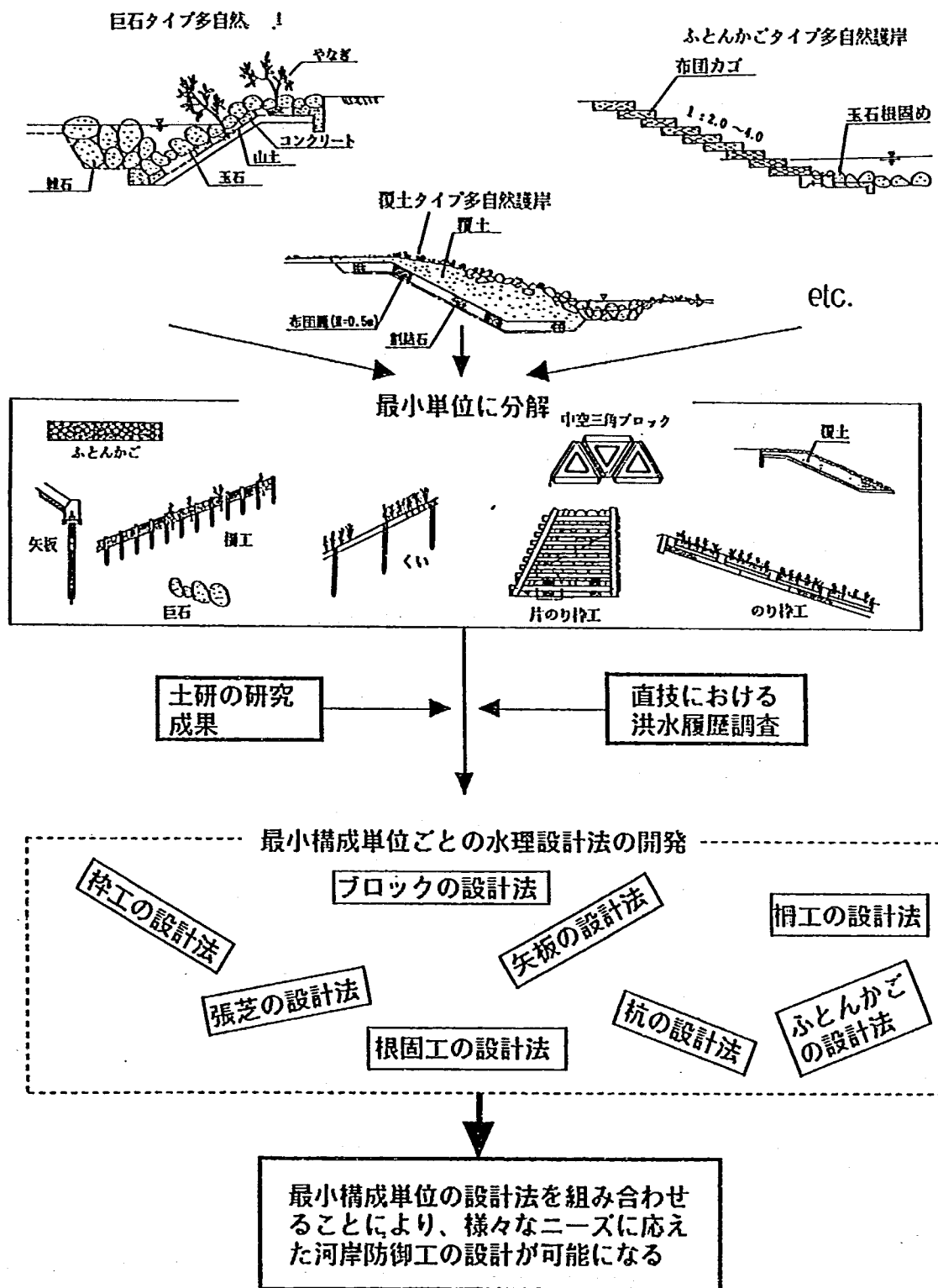


図-1.2 水理設計のフロー

第2章 分析の概要

2. 1 調査体制

本調査は、建設省技術研究会河川部門指定課題「河岸防御の設計手法に関する研究」の中の「多自然型護岸の水理設計法の開発」ワーキンググループの研究活動の一環として平成5年度に行われたものである。研究体制を表-2.1に示す。

表-2.1 研究体制

構成メンバー	役 割
河川局治水課	全体総括、指導
土木研究所河川研	調査企画、データ分析、とりまとめ
北海道開発局	データ提供
北陸地方建設局	データ提供
中部地方建設局	データ提供
九州地方建設局	WG幹事、調査様式作成、データ収集・分析

この体制の中で河川局治水課は本研究全般にわたって指導を行った。土木研究所河川研究室は調査内容の検討、収集したデータに基づく変形過程分析および本資料のとりまとめを担当した。北海道開発局、北陸・中部地方建設局は主としてデータの提供に努めた。九州地方建設局は本ワーキンググループの幹事を務めるとともに、調査様式の作成、データ収集・整理、変形過程の分析を担当した。

2. 2 調査様式

調査は、大きく分けて河道特性調査と洪水履歴調査の2つに分けられる。河道特性調査は、変形した河岸防御工設置箇所近傍の河床・河岸材料粒度分布、河床勾配、川幅等を調べることによって、当該河川の洪水時における抵抗特性、河床変動特性等を概略推定することを目的としている。洪水履歴調査は、変形箇所の河岸防御工の構造、当該洪水の水理量、河岸防御工の変形状況等を調べることによって変形機構の推定を行うものである。多自然型河岸防御工の変形過程調査は長谷川（1989）、藤田（1991）らの研究以外にほとんどなされておらず、変形プロセスが十分には想定できない状況にあったため、調査に際しては収集するデータに高精度を要求することよりも、より多くの事例を収集してその実態を大まかにつかむことの方が重要と考え、既存の資料の範囲で回答可能な様式を作成するよう心がけた。調査に用いた様式を表-2.2に示す。各調査項目のねらいは次のようである。

①施工箇所の平面図

砂州の発達状況、植生の繁茂状況等を把握するとともに、河道法線形状、砂州の位置・形状等から洪水の流向、流れの集中度等を推定する。

②平均河床高縦断面図

当該箇所の河道特性を推定する。また、不等流計算から求められるエネルギー勾配や水面勾配等の資料がない場合は河床勾配を洪水時のせん断力推定等に用いる。場合によっては洪水時のせん断力の算定に用いる水面勾配の算定精度の検証に用いる。この方法については3章で詳しく述べる。

③低水路幅・川幅・高水数幅

④低水路満杯流量・平均年最大流量

③④共に河道特性の把握に役立てる。

⑤河床材料・河岸材料の粒度分布

○ 記入に当たっての留意事項

○ 調査対象

「多自然型護岸の分類」(参考資料-1)の該当工法及びこれに該当する工法以外の多自然型河川工法を調査対象工法とし、洪水履歴調査については、被災(軽微な形状変化も含む)の有無に関係なく警戒水位を超えた場合及び警戒水位以下でも被災を受けた場合を対象に実施する。

○ 様式-1

(1) 河床材料の粒度及び河岸材料の粒度

- ① 河川砂防技術基準(案)に基づく詳細な調査を実施している場合はその結果を記入する。この場合、粒度分布図を様式-7に添付する。
また、この方法によった場合は、詳細を○で囲む。
- ② 上記調査結果が無い場合は、最大及び平均的な粒径を目視で判断した上で測定し、その結果を記入する。
また、この方法によった場合は、簡易を○で囲む。

(2) 河岸材料の種類

明らかに材料の種類が異なる層が存在すると判断できる場合は、その内容が分かるように記入する。

e x) 表層から2 m程度までは砂質土、それより下層は礫

また、この場合、河岸材料の粒度については材料毎に記述する。

○ 様式-3

(1) 工法分類

「多自然型護岸の分類」(参考資料-1)に基づく。ただし、記入するのは、分類記号(細区分)のみでよい。

なお、どの分類にも当てはまらない場合は、その他と記入する。

○ 様式-4

(1) 被災の有無

被災には軽微な形状変化も含む。

(2) 被災(施工)箇所の諸量

設計外力の検討(参考資料-2)を基に算定する。また、法覆工に作用するせん断力については、被災無しの場合は法覆のみ、被災有りの場合は被災箇所についても算定する。せん断力の算定は、 $\tau = wH$ (Hは、法覆下端または被災箇所の水深)とする。なお、様式には算定式も記入する。

表 - 2. 2(2) 調査様式

様式 - 1

洪水履歴調査実施箇所の概要及び河川特性 (1)

整理番号

水系名		河川名		距離標NO		地先名		地建名					
形状特性	堤防間隔	m		低水路幅	m		その他特記事項	(20万分の1程度)					
	高水敷高	左岸	m、	右岸	m								
	高水敷幅	左岸	m、	右岸	m								
	平均河床高	TP.	m	平均河床勾配									
	計画高水位	TP.	m	計画高水流量			位置図			(20万分の1程度)			
	最近10年程度の平均流況 (年 ~ 年)	最大	m ³ /s、	豊水	m ³ /s、	平水						m ³ /s	
		低水	m ³ /s、	渇水	m ³ /s、	最少						m ³ /s	
	低水路満杯流量	m ³ /s		現況粗度	n =								
河床材料	河床材料の種類											(20万分の1程度)	
	河床材料の粒度	最大	mm、	平均	mm	(詳細・簡易)							
	河岸材料の種類												
	河岸材料の粒度	最大	mm、	平均	mm	(詳細・簡易)							

様式-3

洪水履歴調査実施箇所の多自然型工法の概要(1)

整理番号

水系名		河川名		距離標NO		地先名		地建名	
完成年月	平成	年	月	完成平面図及び完成縦断面図					
工法名									
工法分類									
多自然型工法の内容									
(部材の形状寸法等が記入されたもので、全体の構造が分かるもの)									

様式-3-1

洪水履歴調査実施箇所の多自然型工法の概要(2)

整理番号

水系名		河川名		距離標NO		地先名		地建名	
完成平面図及び完成縦断図									
(部材の形状寸法等が記入されたもので、全体の構造が分かるもの) ※ この様式は、様式-3のスペースが不足の場合に使用する。									

表-2.2(6) 調査様式

様式--4

洪水履歴調査実施結果(1)

整理番号

水系名		河川名		距離標NO		地先名		地建名	
洪水発生年月日	平成	年	月	日	被災の有無	有	無	被災の概要	
直近流量観測所の名称及び位置				_____観測所、 距離標NO _____					
直近流量の観測所のピーク流量				m ³ /s					
施工箇所の粗度 n									
ピーク流量時の護岸近傍の水深 h。					m		被災(施工)箇所断面図 (ピーク流量時の護岸近傍の水深 h。を表示したもの)		
洪水痕跡勾配 1 (痕跡調査を最低高低差 1 m の区間で 5 箇所以上実施して求める。)					/				
基準流速 V s				m / s					
α 値									
護岸近傍の平均的な流速 V o				m / s					
法覆工に作用する		法覆下端		kg / m ²					
せん断力		被災箇所		kg / m ²					

様式－5

洪水履歴調査実施結果(2)

整理番号	
------	--

水系名		河川名		距離標NO		地先名		地建名	
-----	--	-----	--	-------	--	-----	--	-----	--

被災（形状変化）状況写真

（スタッフ等を活用し出来る限り詳細に、様々な角度から撮影する。様式は複数枚となってもよい。）

様式 - 6

洪水履歴調査実施結果(3)

整理番号

水系名		河川名		距離標NO		地先名		地建名	
被災状況図									
(様式 - 5 の写真の撮影箇所を記入する。また、適宜・スケッチ説明文等で被害状況を記入する。)									

表 - 2. 2(9) 調査様式

様式 - 7

参 考 資 料

整理番号

水系名		河川名		距離標NO		地先名		地建名	
河床材料の粒度分布図（調査成果がある場合のみ）、直近観測所の水位ハイドロ及び流量ハイドロ、その他参考資料									

変形した多自然型護岸近傍の河床材料・河岸材料の粒度分布を調べ、河岸の耐侵食強度、局所洗掘深等の推定を行う。

⑥多自然型河岸防御工の構造図

変形した多自然型河岸防御工の構造・部材の諸元・材質等を調べるとともに、水理量に関する情報と組み合わせて洪水時における変形箇所での水深、流体力の作用方向等を推定する。

⑦洪水発生年月日、ピーク時刻

⑧直近観測所の流量・水位ハイドロ

洪水ピーク時における水理量およびその継続時間等を推定する。

⑨洪水痕跡

洪水ピーク時の水深、および水面勾配等の推定に利用する。

⑩変形状況写真

⑪変形状況図（横断図）

上記全ての資料とともに、変形状況から変形機構を推定する。

2. 3 調査の実施条件

調査対象は、補助区間も含む全国の一級河川である。調査は平成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

本調査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、変形発生時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。変形のない事例については主として3. 4 覆土工法の変形発生条件の検討の項の中で利用されている。

2. 4 分析方法

変形過程の分析を行う方法としては、次の2つの方法が考えられる。

①方法1：個別分析

各変形事例ごとに変形機構を推定し、水理的に裏付けていく方法である。これは対象とする事例の変形機構がある程度予測できる場合に有効な方法である。水理的に解明されている現象を積み重ねて変形プロセスを構築することから、演繹的な手法といえよう。

②方法2：統計的分析

同じような変形事例を集めて共通の水理条件を見だし、構造上の問題や変形発生条件を推定する方法である。変形機構がよくわからないものについては有効な方法である。多くの事例から共通の現象を見出すことから帰納的な方法とも言えよう。この方法は、多くの事例から変形発生条件等を見出すので得られた結果に一般性を認めやすく、水理設計法の策定に反映し易いという利点がある。この手法が利用可能なのは、検討対象となる事例数が十分に多く、母集団の性質を代表し得ると認められる場合のみである。

今回の調査で得られた事例数は前述のとおり決して十分とは言えないので、前述の方法2を利用できるか否かが問題とされる。そこで、分析方法を決定する前に、本調査事例における洪水規模の分布について調べ、その統計的性質を推定してみることにする。

図-2.1に本調査における全事例、および覆土工法を採用した事例の Q/Q_p の分布を示す。なお、 Q/Q_p

Q_p とは計画高水流量に対する当該洪水のピーク流量の比であり、この値が大きいほどその河道にとって大きな流量であったことを表している。ただし、 Q_p は河道の規模だけではなく河道周辺の社会環境も加味して決定されているので、この指標では厳密には洪水の大きさを表すことはできない。洪水の大きさをより正確に表すにはリターンピリオドやその逆数である超過確率を指標とすべきであるが、それを求めるには煩雑な作業を要するので、便宜上 Q/Q_p を用いる。

一般に、 Q/Q_p の分布は図-2.2に示すように Q/Q_p が大きくなるにつれてその事例数が減少し（なぜならば、大きな洪水ほど発生頻度が減少するため）、逆に Q/Q_p がごく小さい領域でも事例数が減少するような分布となる（なぜならば、今回の調査では主として警戒水位以上の出水があった場合のデータを収集した（前述2.3②の条件に当てはまった事例はごくわずかである）が、警戒水位に対応する Q/Q_p が河川によってまちまちであるため、ある Q/Q_p 以下で急に事例がゼロになるのではなく、

Q/Q_p が小さくなるとともに徐々に事例数が減るようになるため）。図-2.1と図-2.2を比較すると、図-2.1において $0.5 < Q/Q_p < 0.7$ の範囲で事例数が不足しており統計量として完全なものではないことがわかるが、覆土工法と全工法の分布を比較すると、細部では異なるところもあるが全般的には同一の傾向が得られている。このことは、事例数に注意を払えば全工法に対する覆土工法の強度的特徴等について統計的に調べる事が可能であることを示している。そこで、今回の調査では3.4項の中でこの検討を実施している。調査の詳細については3.4項を参照されたい。なお、その他の変形事例については工法別の変形事例数が1～2件程度と少なく、前述の検討をするまでもなく強度上の特徴を統計的に評価する検討は困難であるといえる。これらについては方法1、すなわち個別事例ごとに変形過程分析を行うものとした。

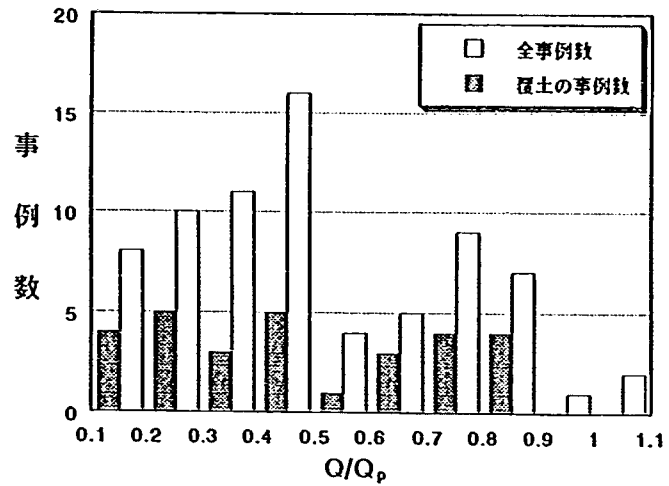


図-2.1 Q/Q_p の分布 (本調査による)

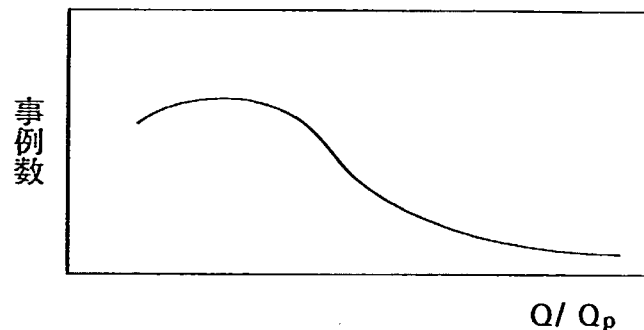


図-2.2 Q/Q_p の分布 (一般)

第3章 変形過程の分析

3. 1 概要

ここでは、第2章で述べた調査に基づき収集した事例のうち、変形のあった事例について個別にその原因・変形機構を推定した結果を述べる。

平成5年度に収集した変形事例データをもとに変形過程を調べたところ、水理的にみていくつかのパターンに分類することができる。本章で取り上げた事例は、本調査の範囲で見られたすべてのパターンを網羅するよう選ばれている。ここで取り上げた工法と変形内容は次のとおりである。

- ・覆土の流出（2例）
- ・表面に植生を有する覆土の流出
- ・コンクリートのり砕工上の覆土の流出
- ・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

また、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、横並びに捉えて変形機構や変形限界水理量についても検討を試みるものとした。

3. 2 分析方法

3.2.1 分析の方針

変形過程を分析する最も効率的な方法は、その過程を様々な方法で測定し、各測定で明らかになった個々の現象を演繹的に構築して全体のプロセスを推定することである。しかし、変形の発生を場所的かつ時間的に予期して測定設備の準備をしておくのは極めて困難であり、また測定が空振りに終わるリスクも大きく効率が悪いといえる。

こうした問題をクリアするために、本調査では変形過程の推定方法として次に示す手順を採るものとした。すなわち河道法線形、砂州形状、河岸防御工の構造、河岸土質、変形後の状況写真等からいくつかの変形機構を推定し、これらを仮説とする。そして、これらの仮説について力学的観点からなるべく定量的に検証し、最も確からしいと推定される仮説を変形過程とする。

この分析を実施するに際しては、なるべく力学的・定量的に、かつ簡単に評価することを原則とした。そのためには変形機構のモデル化が必要であるが、対象とする現象によってはモデル化の難しいもの、あるいはモデル化は可能であるが作業量が膨大になるもの等がある。このような場合にも、上記の原則を重視し、少々強引と思われる仮定を設定してでも簡易な力学モデルを構築するようにした。また、例えば粗度係数など解析に必要な現地データがない場合は可能な範囲で推定値を用いるようにした。この結果、対象事例ごとに分析精度が異なる等の問題が発生することもあるが、定性的に変形過程を分析するよりも質の高い検討が可能になると考えられる。なお、モデル構築の過程で取り入れた仮定等については各事例ごとになるべく詳細に説明するよう心がけた。

3.2.2 データの精度

解析に用いたデータは、洪水直後に緊急に収集されたものが多く、精度については問題のあるものも含まれていると考えられるので、分析に先立ち精度の評価を行っておく。洪水の水理量に関するデータは、式(3.1)を用いて洪水せん断力 τ の算出に用いられることが多い。

$$\tau = \rho \cdot g \cdot h \cdot I \quad (3.1)$$

式(3.1)から、 τ の算出精度を支配しているのは水深 h および水面勾配 I であると言えるので、本調査における水深 h および水面勾配 I の算出方法および予測される誤差の大きさについて記述しておく。

①水深

基本的には横断面図に最高水位を落として、安定性の検討対象となる構造物の部分での最高水位時の水深を読みとった。ただし、変形の発生断面が水位を測定した断面と異なる場合は変形の発生断面をはさむ2つの水位データから内挿したものもある。この方法は、変形発生箇所での水位データを入手する方法がこれしかなく、かつ2つの水位データを取った断面間で断面形状の変化が小さく等流に近い流れが生じていることが推定できる場合のみ利用したが、変形発生地点で水位データが得られた場合に比べ精度はかなり落ちると推定される。

②エネルギー勾配

痕跡水位の観測データを有し、かつこれに良く適合するような不等流計算がなされている場合は不等流計算結果から求められるエネルギー勾配を利用した。この方法では本検討に必要な精度は十分に満たしているといえる。不等流計算結果がない場合は、河道断面形状の縦断的な変化が少ない場合に限り水面勾配で代用するものとした。水面勾配の算出方法は次のとおりである。痕跡水位を縦断面図にプロットし、縦断面図上で変形箇所を中心に5点の痕跡水位を包絡するような直線を引きこの傾きを水面勾配とした。痕跡水位が得られなかった場合は河道平面形状を調べ、等流に近い流れが生じていると判断される場合は河床勾配により代用した。水面勾配を取る方法と河床勾配を取る方法を比較すると、物理的意味からして水面勾配を取る方法を採用することが望まれるが、水面勾配の算出には大きな誤差が含まれる可能性がある。そこで、水面勾配を利用する場合は次のようなチェックを行った。変形発生箇所を中心とした上下流の川幅・低水路幅の縦断変化を平面図で調べ、ほぼ一様とみなせる場合、水面勾配と河床勾配を比較して両者が近い値であれば水面勾配の精度は比較的高いと評価した。両者が離れた値であれば水面勾配の精度が低いと評価し、この場合は河床勾配を代用した。ただし、このチェック方法は河道断面が縦断的に変化の少ない場合に限り可能な方法であり、必ずしも十分なものではないと言える。実際問題として、河道断面の変化が大きく、不等流計算結果のないデータはやむを得ずせん断力の推定を見送っている。

3.3 原因分析

3.3.1 覆土（植栽なし）の流出

1) 流出状況

覆土の流出の発生地点付近の平面図を図-3.1に示す。この地点は〇川5.4km地点左岸であって、緩やかな湾曲部の内岸側にあたる。当該地点の河床勾配は1/200、河床材料の平均粒径は28mmであってセグメント1に属する。河岸材料の平均粒径は18.8mmと河床材料に比べ若干細かいが、粘着性はないと推定されるので流送特性については河床材料と本質的な差異はないと考えられる。流出発生断面での堤間幅は

280m、現低水路幅は75mである。

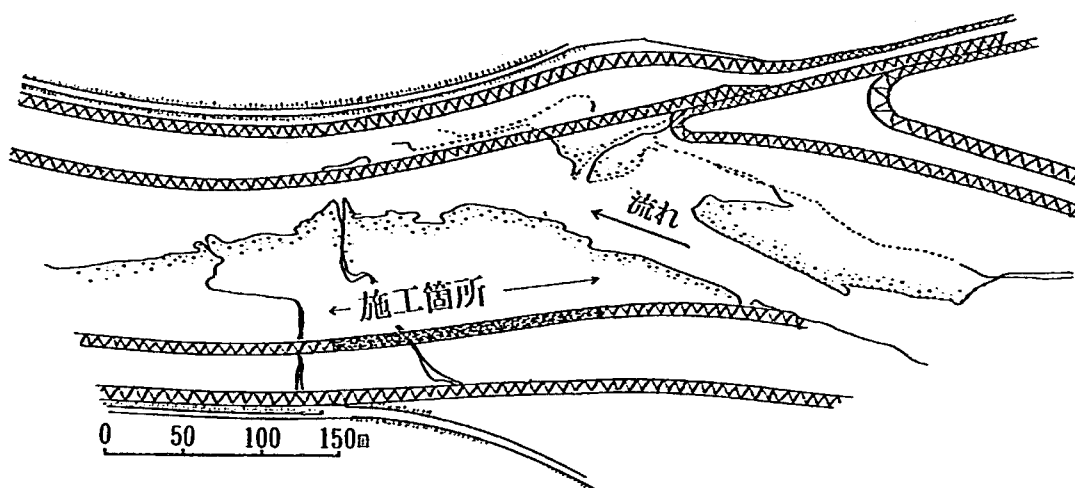


図-3.1 被災発生地点周辺の河道平面形状（〇川）

図-3.2に覆土の流出を被った断面の横断形状および多自然型河岸防御工の構造を示す。基本的な構造はコンクリートブロック張り護岸の上に河床材料を覆土したものである。コンクリートブロック張り護岸の勾配は、小段を境に下が2割、上が3割となっている。図-3.3に施工地点を拡大した平面図を示す。覆土流出を被った護岸は既設護岸の下流に延長する形で施工されているが、緩勾配化を図るために既設護岸よりも低水路側に張り出すように設置されている。上流端の法線は既設護岸へのすりつけに配慮し堤防側に屈曲している。

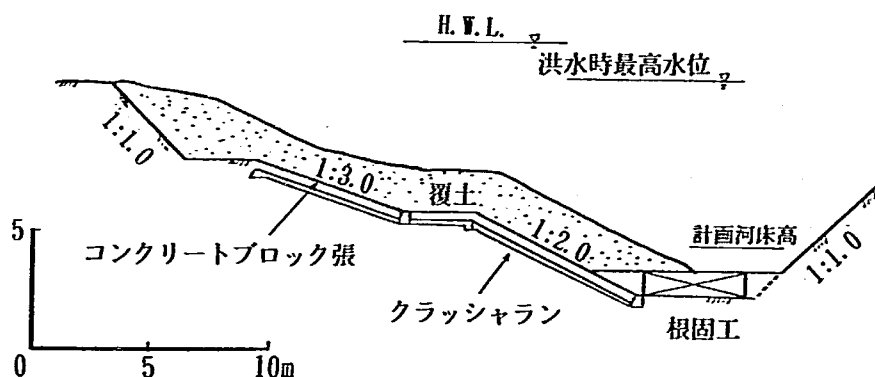


図-3.2 被災発生地点の河道横断形状（〇川）

覆土の流出をもたらした洪水のピーク流量は直近の流量観測所で $4,150\text{m}^3/\text{s}$ を記録した。計画高水流量が $5,100\text{m}^3/\text{s}$ であることから、当該洪水はかなり大規模な洪水であったことがわかる。参考までに図-3.2にはH.W.L.と当該洪水時の最高水位を合わせて記入してある。

写真-3.1に変形状況を示す。護岸の上流端から40mに渡って覆土がほぼ完全に流出し、コンクリート張りブロック工が露出する結果となったことがわかる。

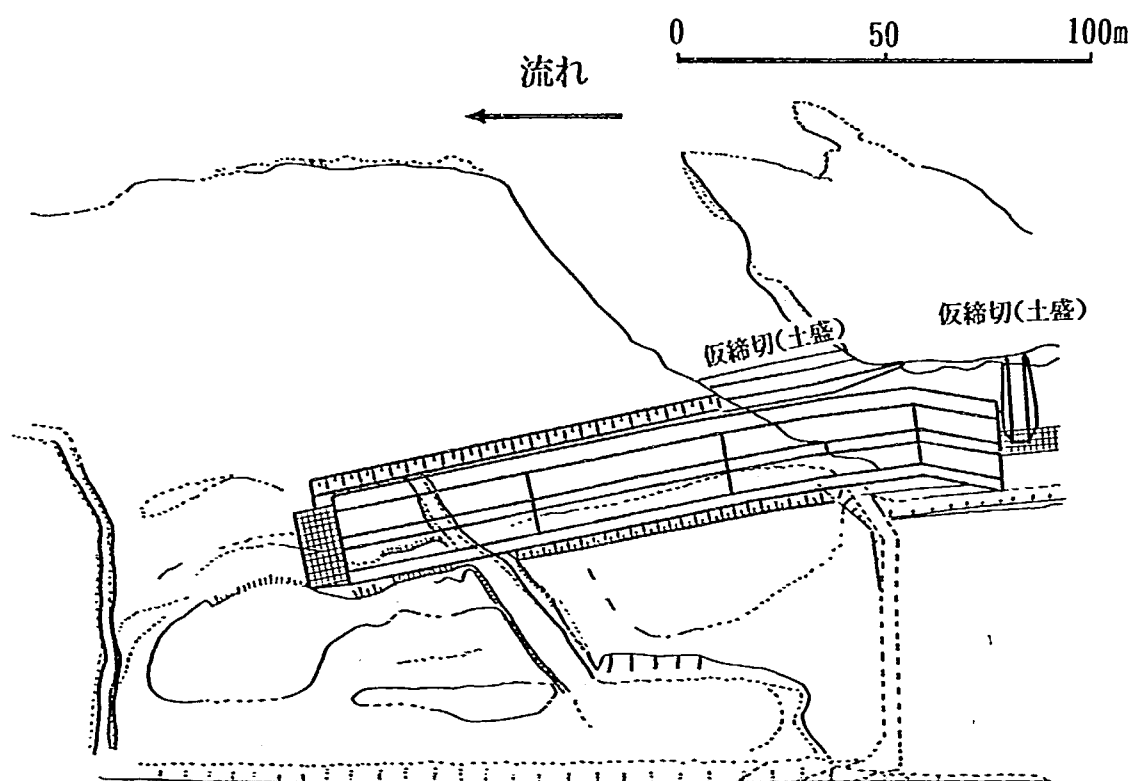


図-3.3 被災発生地点周辺の河道平面形状（拡大図）



写真-3.1 覆土の流出状況（〇川）

2) 流出原因の分析

流出の原因としては、洪水時のせん断力が覆土材料の限界掃流力を上回ったものと考えられ、またこれ以外に有力な仮説はないと考えられる。そこで、この仮説の妥当性をなるべく定量的に確認することにする。

このための最も有効な方法は覆土材料に対する洪水ピーク時の無次元限界掃流力を求めることである。求めた無次元限界掃流力 τ_c の値から上記の機構で変形した可能性を探ることができる。

写真-3.1によれば、当該護岸が低水路側に突出したところ、すなわち洪水時には局所的に流速が増大しているところで変形が発生しているが、簡単のために当該地点における流れを一次元漸変流とみなす。この場合での無次元掃流力 τ_c を計算すると、

$$\tau_c = \frac{g \cdot h \cdot I}{s \cdot g \cdot d} = \frac{9.8 \times 7.1 \times 1/530}{1.65 \times 9.8 \times 0.028} = 0.290 \quad (3.2)$$

を得る。ここに、 I : 痕跡水位から求めた水面勾配、 h : 護岸脚部での洪水時最大水深、 d : 覆土材料（河床材料）の平均粒径、 s : 覆土材料の水中比重、である。この値は覆土の無次元限界掃流力（0.05～0.06程度）の約6倍である。覆土の流出地点の法線形を考えると局所的なせん断力は計算値よりもさらに大きいはずであるので、優に覆土材料を移動させるものであると推定される。以上から、覆土の流出は洪水流のせん断力によりもたらされたと結論づけることができる。なお、流出の範囲が上流端側に限定されたのは、上流側の法線の屈曲部で流れが剥離したためであると考えられるが、等流として計算した式(3.2)の結果からわかるように、仮に滑らかな法線形であっても今回のような大規模な洪水での変形を防ぐことは困難であったと推定される。

3.3.2 覆土（植栽なし）の流出

1) 地点の概要

覆土の流出はS川114km地点右岸で発生した。施工箇所周辺の平面図を図-3.4に示す。施工箇所は河道法線の湾曲箇所の下流部内岸側にあっており、低水路には顕著なポイントバーが形成されている。当該地点の河床勾配は1/190、河床材料の平均粒径は15mm程度であり、100mm程度の粒径のものがアーマコート形成している。

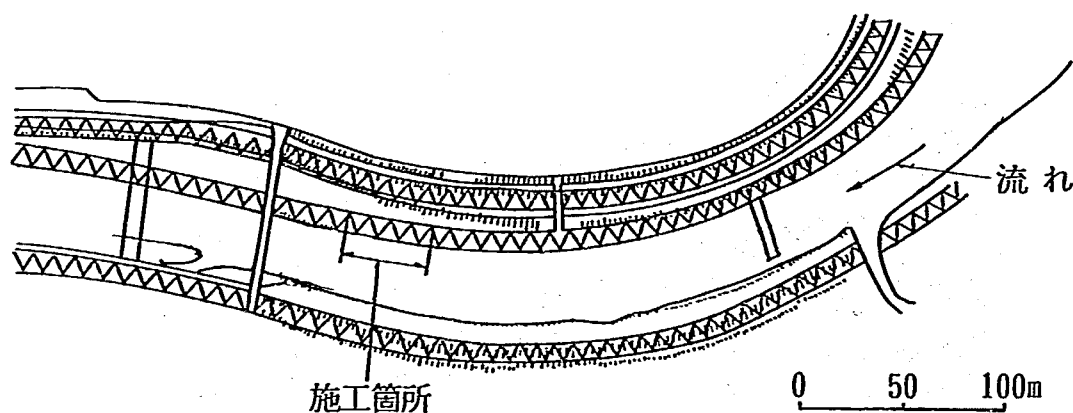


図-3.4 被災発生地点周辺の河道平面形状（S川）

河岸防御工の横断形状を図-3.5に示す。本工法は、自然石の間隙への植物や小型魚類の生育を期待したものである。のり面に吸出し防止材およびフレームマットと呼ばれるフレキシビリティを有したのり枠工の一種を設置し、のり枠の鏡に詰石するとともに河岸からの工事発生土を覆土している。フレームマットは金網による天蓋を有することから、一種のふとんかごと見なすこともできる。のり勾配については、上流側の既設護岸が1割、下流側の既設護岸が2割であり、これらに滑らかにすりつくよう縦断方向に徐々に変化させている。

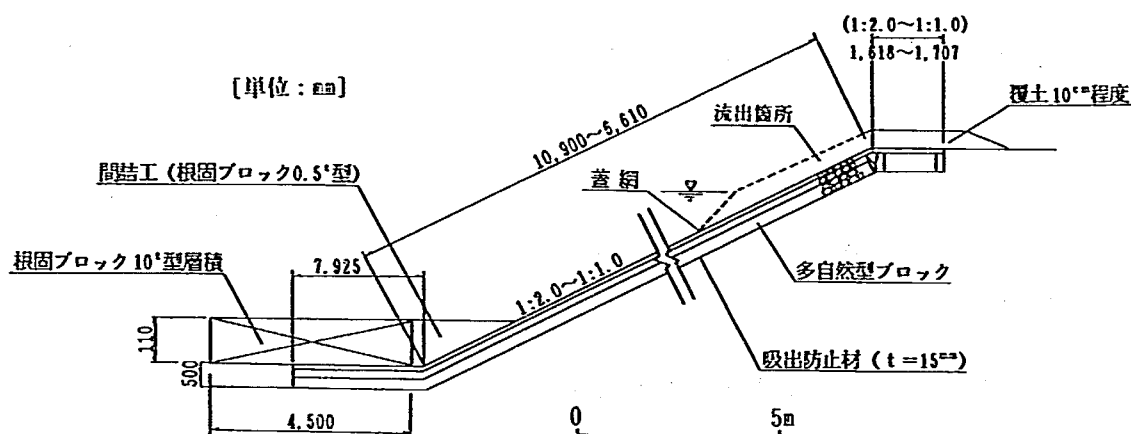


図-3.5 河岸防御工の横断形状 (S川)

覆土の流出は平成5年8月1日に発生した洪水によりもたらされた。洪水のピーク流量は直近の水位観測所で $942.2 \text{ m}^3/\text{s}$ を記録した (H~Q換算値)。なお、計画高水流量は $1100 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

覆土の流出状況を写真-3.2に示す。その内容はのり肩近傍に設置した覆土がほぼ完全に流出したものである。流出はのり勾配の大きい上流側で特に著しく、下流側では覆土の一部がフレームマット上に残されている。フレームマット内の詰め石は天蓋により流出を免れている。

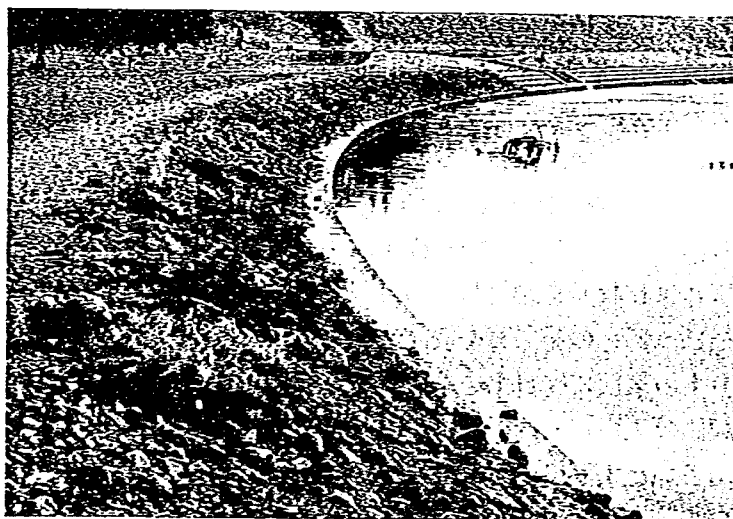


写真-3.2 覆土の流出状況 (S川)

2) 流出原因の分析

覆土の流出地点は河床勾配が大きく洪水流による大きなせん断力の発生が予想されること、覆土の設置地点ののり勾配が1割~2割と急であるため移動限界掃流力がかなり小さくなっていることから、流出原因としては、洪水時の掃流力が覆土材料の限界掃流力を越えたためであると推定される。そこで、この仮説の妥当性を検証してみることにする。検証の方法は前の事例とほぼ同様であるが、覆土がのり面上に置かれているので限界掃流力の算出には斜面の影響を取り込む。

一次元漸変流を仮定し、覆土下端でのせん断力 τ を計算すると、

$$\tau = \rho \cdot g \cdot h \cdot I = \frac{1,000^{(\text{kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4)}}{9.8} \times 9.8^{(\text{m/s}^2)} \times 2.4^{(\text{m})} \times \frac{1}{190} = 12.6^{(\text{kgf/m}^2)} \quad (3.3)$$

となる。一方、フレームマット上の覆土材料の限界掃流力 τ_c の算定については、前記のように覆土材料が粘着性が乏しいと考えられる河床材料であることから岩垣式により求めることができる。さらにLaneの式によりのり勾配の効果を反映させ、

$$\tau_{c\theta} = \tau_c \cdot \cos \theta \cdot \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}} = 8.25^{(\text{kgf/m}^2)} \times 0.89 \times \sqrt{1 - \frac{0.5^2}{\tan^2 35^\circ}} = 5.1^{(\text{kgf/m}^2)} \quad (3.4)$$

を得る。ここで、 ϕ は河床材料の水中安息角（推定値）、 θ はのり勾配である。当該箇所は河道湾曲部の内岸側にあることから、洪水流による真のせん断力は計算値よりも小さいはずであるが、覆土の限界掃流力より圧倒的に大きいので、変形原因は洪水流によるせん断力と評価することができる。

3.3.3 コンクリートのり枠工上の覆土の流出

1) 地点の概要

覆土の流出した地点はO川10.4km地点の左岸側である。この地点では、河床勾配1/1042、堤間幅200m、低水路幅130m、河床材料の平均粒径は30mmである。河道法線は著しく蛇行しており、河道特性としてはセグメント2-1に属する。流出箇所は図-3.6に示すように湾曲部の外岸側にあっており、洪水時には水衝部になる。

流出箇所の断面形状および護岸の構造を図-3.7に示す。調査対象となった工法は、3割勾配ののり面にコンクリートのり枠工（のり枠単体の大きさは1.4m）を設置し、のり枠の鏡内に平均粒径25～35cmの雑栗石を間詰めし、さらに小段より上の表面に砂質土を、のり尻から小段までの範囲の表面に河床掘削土を薄く被覆したものである。施工直後の状況を写真-3.3に示す。覆土の設置に際して、のり面は特に締固めは実施しておらず、小段より下部での施工では重機で覆土上を走行することによって締固めを行っている（写真-3.3参照）。

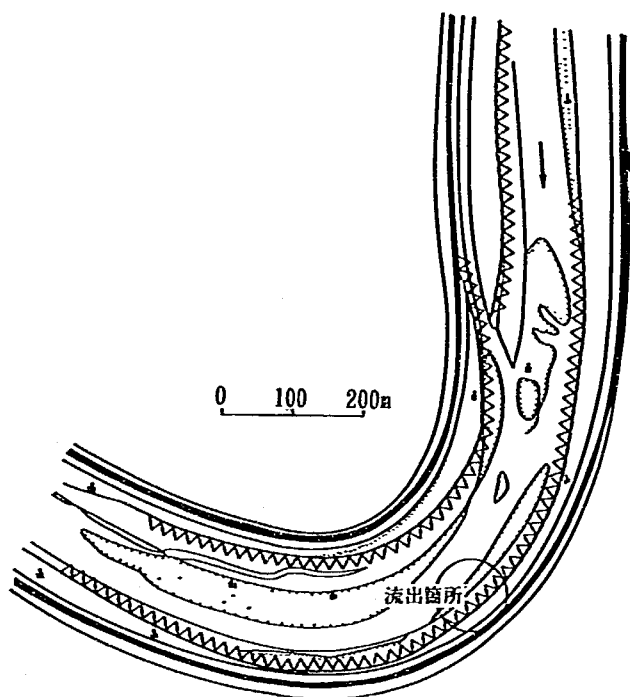


図-3.6 被災発生地点周辺の河道平面形状（O川）

覆土の流出は平成5年8月17日洪水によりもたらされた。洪水ピーク流量は直近の流量観測所（11.2km）で870m³/sであり、計画高水流量1,800m³/sの約半分程度の洪水である。写真-3.4に変形状況（洪水後約1ヶ月経過）を示す。平場では覆土が粗粒化されつつ残ったものの、施工全域にわたってのり面の覆土が流出したことがわかる。ただし、栗石の間隙では覆土が流出することなく残されており、写真-3.4からわかるように間詰土からの植生の回復が見られる。

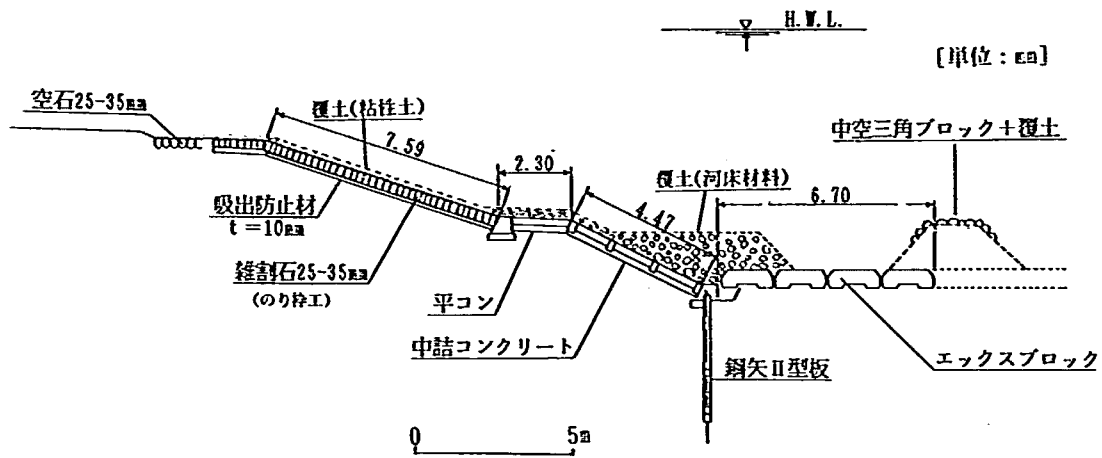


図-3.7 河岸防御工の横断形状 (O川)

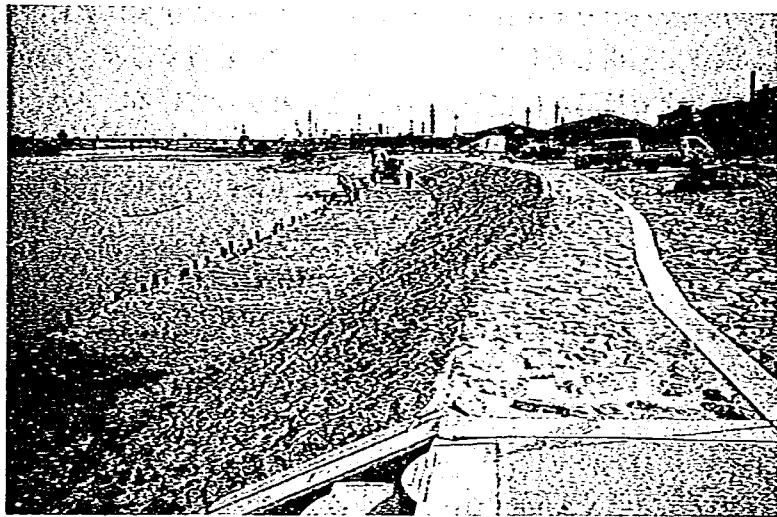


写真-3.3 施工直後の状況 (O川)

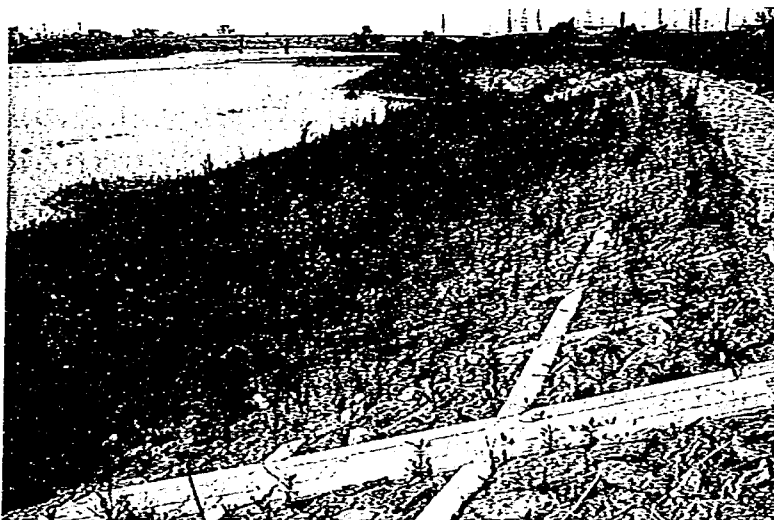


写真-3.4 被災から1ヶ月経過後の状況 (O川)

2) 流出原因の分析

流出原因としては、前の事例と同様に洪水時の最大せん断力が覆土材料の限界掃流力を上回ったことが挙げられる。そこでこれらの力の大小関係を調べるために、覆土が流出せずに残った平場（小段）を対象に、覆土材料に対する無次元せん断力 τ_* を計算した。洪水時の最大水深 H は洪水時最高水位発生時の小段の高さでの水深 3.5m とした。また、この箇所における覆土材料は河床材料と同一の粒度分布を有すると考えられるので、河床材料の粒径加積曲線より河床材料の主体となる粒径は 40mm、アーマーコート形成する粒径は 50mm と推定される。水面勾配 I は痕跡水位を元に算出し 1/1200 とした。以上の値をもとに τ_* を計算すると、

$$\tau_* = \frac{g \cdot H \cdot I}{s \cdot g \cdot d} = \frac{9.8 \times 3.5 \times 1/1200}{1.65 \times 9.8 \times (0.04 \sim 0.05)} = 0.044 \sim 0.035 \quad (3.5)$$

となる。これは流れを一次元漸変流と見なした解析法に基づく計算値、すなわち湾曲による流れの加速を無視した値であるが、この値は限界掃流状態を表すとされる $\tau_* \approx 0.05$ よりもやや小さいことから、覆土表面にアーマーコートを作ってその場にとどまった事実裏付けを与えるものである。

一方、洪水で流出してしまった覆土の安定性に着目すると、粒径は定量的には確認されていないものの、河床材料よりはるかに細かったことがわかっている。また、締固めを行っていなかったこと、雨水によるガリー侵食があったことが確認されていることから、十分な粘着性が得られていなかったと推定される。以上から、のり面上に置かれた覆土材料は洪水時に移動限界状態に達して流出したものと推定できる。

3.3.4 表面に堅い植生を有する覆土の流出

1) 地点の概要

覆土の流出地点は Y 川の 53.8km 地点である。当該区間の河床勾配は約 1/550 で、提間幅は 520m、低水路幅は 364m、河床材料は平均粒径 20～30mm の砂利で交互砂州が形成されている。セグメント区分では 2-1 に属する区間である。Y 河川は羽状流域形状をなしているためか、全国の河川の中では洪水流量はかなり大きいほうであり、平均年最大流量は約 6700m³/s である。

多自然型河岸防御工の設置地点の河道平面形状を図-3.8 に示す。当該地点は平水時には砂州の影響により流れと離れているが、流水が砂州を乗り越える規模の洪水時には堤防法線の湾曲の影響により流れがやや集中する箇所であると推定される。

図-3.9 に施工箇所をさらに拡大した平面図を示す。多自然型護岸は低水路側に張り出した既設護岸と未整備区間のすりつけ区間に設置されている。その構造は図-3.10 に示すようにのり勾配 1.5 割の接続ブロックを設置し、その上に 4 割程度の勾配で覆土するとともに、その表面にコグマザサと呼ばれる比較的堅い植生を植えているものである。覆土材料は、その粒径から河床材料を流用したものと推定され、粘着性は無視できる程度に弱いと考えられる。

覆土の流出は平成 5 年 7 月洪水により発生した。覆土流出の発生した洪水のピーク流量は、当該地点の最近流量観測所 (54.7km) で 11,191m³/s であった。流出状況を写真-3.5 に示す。覆土材料は表層が一体となってすべり落ちており、せん断力によって個々の材料がピックアップされた状態とは異なる様相を呈している。このことから、コグマザサの根により覆土の一体化がある程度なされていたと推定される。

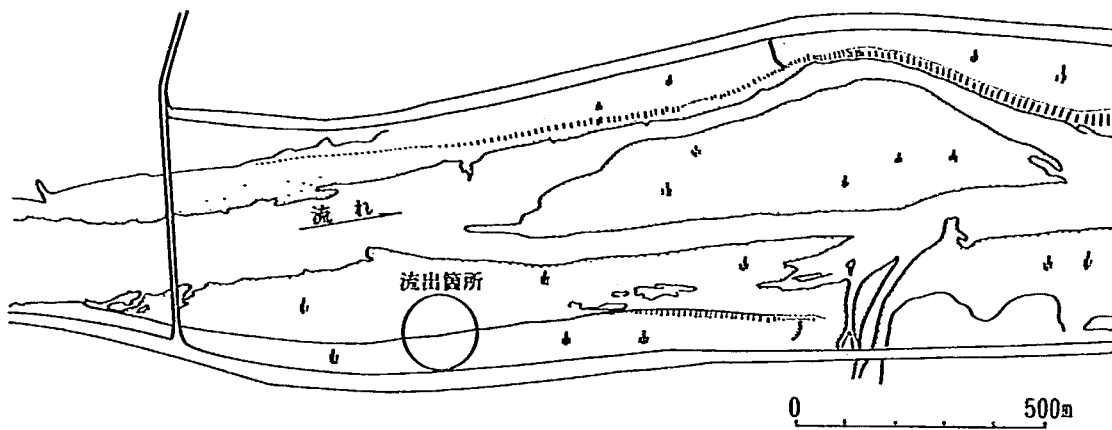


図-3.8 被災発生地点周辺の河道平面形状（Y川）

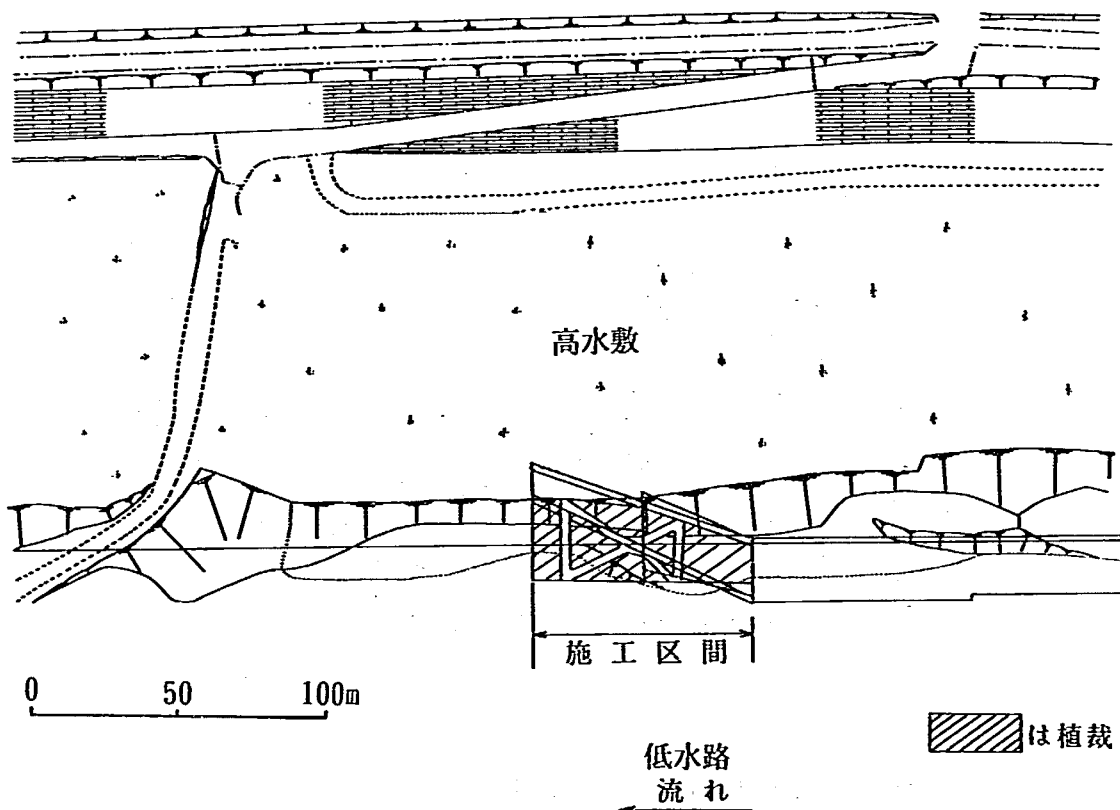


図-3.9 被災発生地点周辺の河道平面形状（拡大図）

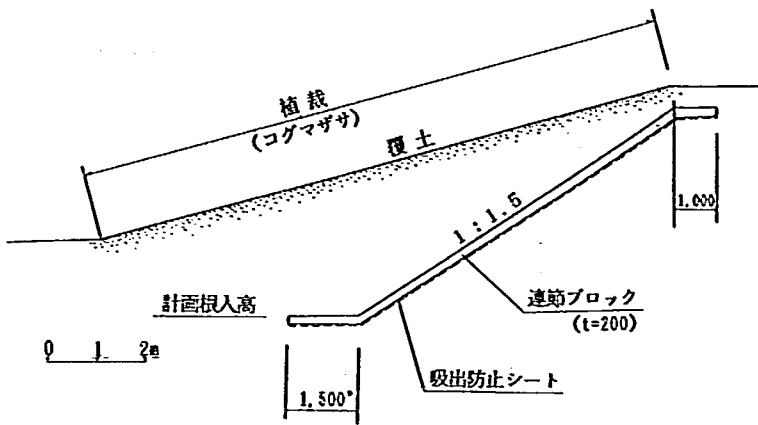


図-3.10 河岸防御工の横断形状 (Y川)

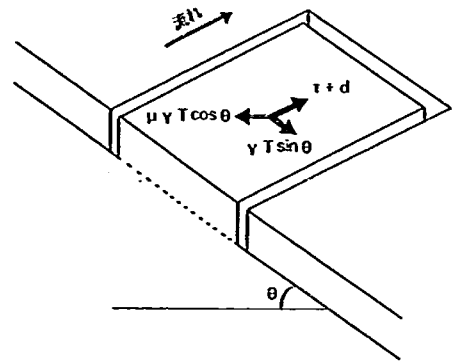


図-3.11 力のつりあい



写真-3.5 のり崩れの状況 (Y川)

2) 原因分析

ここでも、これまで紹介した事例と同様に、まず洪水ピーク時の掃流力とのり面の効果を加味した覆土材料の限界掃流力との関係を調べてみることにする。ただし、本事例の覆土は表面に植生を有しており、せん断力の一部を植生の抗力の形で受け持っていると考えられるので、覆土材料に作用する厳密なせん断力の算出は困難であるが、ここでは植生がないものと仮定して計算を行う。図-3.10に示すように、覆土のり尻での洪水時最大水深は5.2mであり、また、痕跡水位から評価された水面勾配は1/800であったことから、覆土材料平均粒径 $d = 27.9\text{mm}$ に対応する洪水時最大せん断力 τ を推定すると、

$$\tau = \rho \cdot g \cdot H \cdot I = \frac{1,000^{(\text{kgf} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4)}}{9.8} \times 9.8^{(\text{m/s}^2)} \times 5.2^{(\text{m})} \times \frac{1}{800} = 6.5^{(\text{kgf/m}^2)} \quad (3.6)$$

となる。実際のところ、変形箇所は低水路側へ突出した既設護岸の影響により流速の減速するところであるから、変形箇所に作用するせん断力はこれよりも小さくなると推定される。一方、覆土材料の限界掃流力 τ_c は岩垣式により求め、のり面の効果をLaneの式により加味する。

$$\begin{aligned} \tau_{c0} &= k \cdot \tau_c \\ &= 0.62 \times 2.3^{(\text{kgf/m}^2)} \\ &= 1.43^{(\text{kgf/m}^2)} \\ k &= \cos\theta \cdot \sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}} = 0.89 \times \sqrt{1 - \frac{0.5^2}{\tan^2 35^\circ}} = 0.62 \end{aligned} \quad (3.7)$$

式(3.6)と式(3.7)から $\tau \gg \tau_c$ であり、コグマザサがなければ覆土材料は流出する状態である。このことから、コグマザサが受け持った抗力は少なくとも $6.5 - 1.4 = 5.1^{(\text{kgf/m}^2)}$ 以上あったことが推定される。

次に、変形状態に対応したモデルを構築し、これをもとに覆土の安定性について考察することにする。覆土は植生の根によって活着した厚さ T の層状にすべり落ちたことから、図-3.11に示すように、この土塊の表面に作用するせん断力、重力、植生に作用する抗力、土塊とその下の基盤との摩擦力がつりあっていると考えると、変形の発生条件は次のように与えられる。

$$\begin{aligned} (\tau_s + d)^2 + (T \cdot \gamma \cdot \sin\theta)^2 &< (\mu \cdot T \cdot \gamma \cdot \cos\theta)^2 & : & \text{非変形} \\ &> & : & \text{変形} \end{aligned} \quad (3.8)$$

ここに、 τ_s : 土塊表面に作用するせん断力、 d : 植生に作用する単位面積当たり抗力、 T : 土塊の厚さ (= 植生の根の深さ)、 γ : 土塊の水中単位体積重量、 θ : のり面勾配、である。なお、揚力は他の力に比べて小さいと考え無視している。ここで、式(3.8)の非変形条件式を T について解くと、

$$T > \frac{\tau_s + d}{\gamma \sqrt{\mu^2 \cdot \cos^2\theta - \sin^2\theta}} \quad (3.9)$$

を得る。この式から、 T が大きい、すなわち根による活着層が厚くなる植生は、のり面の保護効果が大きいことがわかる。また、草丈の影響について述べると、草丈が大きいほど τ_s は小さくなるものの d は大きくなるので覆土材料が土塊としてずり落ち、逆に草丈が小さくなると d は小さくなるものの τ が大きくなり覆土材料が個々の石単位でピックアップされることになると推定される。しかし、草丈の長さとその内部の流れの関係が十分に解明されていないので、これらの関係は現状では定量的に表現することはできない。

なお、今回の変形事例について述べると、覆土の粒径がかなり粗かったためにコグマザサの根による活着効果が表層に止まったことが覆土流出の有力原因として挙げることができるものの、現状の技術水

準では定量的な評価はできない状況にある。

3.3.5 のり枠工の間詰土の流出

1) 地点の概要

調査対象河川は、当該区間は河床勾配1/160、堤防間幅10.8m、低水路幅2mの掘込河川である。この箇所は人工開削部と考えられ、その法線形状はほぼ完全な直線である。図-3.12に断面形状を示す。河床には栗石が敷き詰められ、のり面にはのり枠ブロックが設置され3面張り断面となっている。のり枠ブロックの鏡には土砂を詰め、その上に張芝が設置されている。

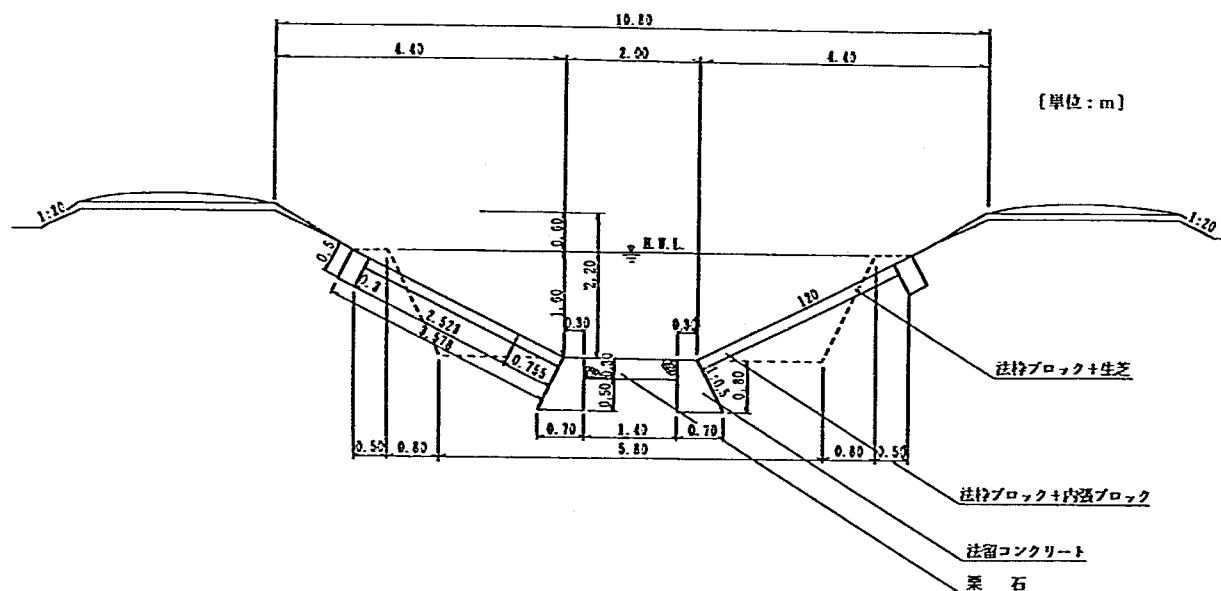


図-3.12 河岸防御工の横断形状 (U川)

間詰土の流出をもたらした洪水のピーク流量は $6.2\text{m}^3/\text{s}$ であり、そのときの河床での水深は0.9m、流出した間詰土のところの最大水深は0.9mであった。この区間の計画高水流量は $10\text{m}^3/\text{s}$ であり、この河道にとって比較的規模の大きな洪水であったといえる。流出状況を写真-3.6および3.7に示す。のり枠ブロック最下部で間詰土が抜け出したこと、抜け出した間詰土が裏返しになっているものが多く、しかも流下せずに元あった鏡の真下に残っていること、間詰土の抜け出し箇所が河道縦断的に一箇所に集中して発生していること、最下段の鏡でのみ発生していることがわかる。

2) 原因分析

上記の流出状況からその原因として次の2つの仮説を立てることができる。

- ・仮説①：洪水流によりもたらされる揚力により土塊が一部持ち上げられ、そこが大きな抗力を受けてめくれあがる。
- ・仮説②：洪水減衰期から末期以降、洪水位が十分に下がったとき、堤内地の残留水圧によって持ち上げられた。

以下にこれらの仮説の確からしさについて検討を行う。

<仮説①>

河道法線形は間詰土の流出箇所の上下流とも十分な距離にわたって直線であるから、発生する二次流



写真-3.6 間詰土の抜け出し状況（U川）



写真-3.7 被災箇所の状況（拡大）

は微弱であり主流のみに注目してよいと判断される。
そこで、まず主流速を用いて間詰土に作用する揚力が重力に勝つために必要な揚力係数を求め、次に間詰土の形状および揚力係数に関する既存の研究成果等を参考にこの値が現実的なものかどうかを調べることによってこの仮説の真偽を評価することにした。

写真-3.6～3.7から低水路は礫、のり面は植生が粗度係数を規定する要因であると判断できる。礫床については粗度係数に関する研究が古くから行われており、ある程度推定可能であると判断されるが、植生についての研究は不十分である。本事例においては洪水時のピーク流量およびピーク水深が観測されているので、これらより植生上の粗度係数を推定する。図-3.13に示すように断面をのり尻のところで分割し、流速の横断勾配によるせん断力を無視できると仮定すると、流量 Q は次式により表される。

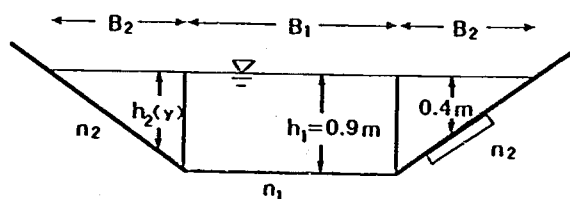


図-3.13 断面分割の概念

$$Q = \frac{1}{n_1} \cdot B_1 \cdot h_1^{5/3} \cdot I^{1/2} + 2 \cdot \frac{1}{n_2} \cdot I^{1/2} \cdot \int_{B_2} h_2(y)^{5/3} \cdot dy \quad (3.10)$$

ここに、サフィクス1は中央の分割断面を、2はのり面上の分割断面をそれぞれ表している。これにピーク流量 $6.2 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $n_1 = 0.03$ （推定値）、水深 $h_1 = 0.9 \text{ m}$ 、 $h_2(y) = 0.5y$ 、川幅 $B_1 = 2 \text{ m}$ 、 $B_2 = 1.8 \text{ m}$ 等の値を代入し、 n_2 について解くと、 $n_2 = 0.050$ を得る。

次に次式より n_2 から抜け出した土塊の位置での平均流速 V_2 を求める。

$$V_2 = \frac{1}{0.050} \times 0.4^{2/3} \times \left(\frac{1}{160} \right)^{1/2} = 0.86 (\text{m/s}) \quad (3.11)$$

間詰土が持ち上がるのに最低必要な揚力係数 C_L は次のように求められる。

$$\begin{aligned} C_L &= \frac{W_w \cdot \cos\theta \cdot r}{(0.5 \cdot \rho \cdot A \cdot V_2^2) \cdot r} = \frac{\gamma_w \cdot T \cdot \cos\theta}{0.5 \cdot \rho \cdot V_2^2} \\ &= \frac{(200 \sim 800) (\text{kgf/m}^3) \times 0.2 (\text{m}) \times 0.89}{0.5 \times \frac{1000 (\text{kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4)}{9.8} \times (0.86 (\text{m/s}))^2} \\ &= 0.9 \sim 3.8 \end{aligned} \quad (3.12)$$

ここに、 W_w ：間詰土の水中重量、 A ：のり面と直角をなす方向から見た間詰土の面積、 T ：間詰土の厚さ、 γ_w ：土の水中単位体積重量（標準値 $200 \sim 800 \text{ kgf/m}^3$ を利用）、 r ：支点（間詰土の縁）から力点（間詰土の中心）までの距離（＝半径）である。なお、式(3.12)の V_2 には間詰土の高さに対応した流速を使うべきであるが、植生上の流速分布を見積もるのが困難であるため、ここでは平均流速を代用している。さて、例えば福岡ほか（1988）の風洞実験によれば、本事例の土塊と近い形状をもつ平ブロック

(縦375mm、横250mm、高さ125mm)の揚力係数は、レイノルズ数 $2 \times 10^5 \sim 6.5 \times 10^5$ の範囲で0.18～0.5程度であり、計算により得られた C_L はかなり大きい。このことは、本仮説の成立が困難であることを示している。なお、写真－3.6および3.7からわかるように、抜け落ちた土塊が元の位置の真下にあることから、抜け落ちた時点で主流方向の流体力を受けていなかったと推定される。また、直線河道でかつ一様断面であるから洪水水量も一定と判断されるにもかかわらず、土塊の抜け落ちが河道の特定箇所に集中していることから、上記のような洪水流の作用による破壊メカニズムは考えにくく、この仮説を支持するのは困難である。

<仮説②>

仮説②は間隙水圧による説である。河道が掘込みであることから、堤内地に貯留された雨水の浸潤面と河道内水位との水頭差により特に河道のり面下部で護岸裏の土の間隙水圧が高められ、土塊を押し上げた可能性がある。写真－3.6および3.7に示した抜け落ち状況からわかるように、間詰土の抜け落ちは最下段でのみ発生しているが、これは間詰土の抜け落ち後、この穴によって残留水圧が急落し、間詰土の抜け落ちが上段にまで拡大しなかったことを想定させるものであり、本仮説を裏付ける根拠の一つと言える。また、抜け出した間詰土が流下せずに元あった鏡の真下に残っているが、これは河道内の流速がかなり小さく間詰土に作用する抗力が無視できるほど小さいとき、すなわち河道水位が低いときに間詰土の抜け落ちが発生したと考えられる。これらの考察に加え、仮説①が棄却されたこと等を総合的に捉えると、仮説②のほうがより確からしい仮説であると言える。

そこで、仮説②が成立すると仮定し、土塊の抜け落ち発生に至った問題点について推定することにする。仮説②に従って抜け落ちが発生するためには、護岸裏の水位と河道内水位との間にある程度の水位差 h が必要であるので、間隙水圧と土塊の重量との関係について調べ、 h の推定を行うことにする。

土塊の水中重量 W_w は、

$$W_w = \gamma_w \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot T = (200 \sim 800) \times \frac{3.14 \times 0.755^2}{4} \times 0.2 = 17.9 \sim 71.6(\text{kgf}) \quad (3.13)$$

となる。ここで、 d ：土塊の直径、 T ：土塊の厚さ、 γ_w ：土塊の単位体積重量（ここでは一般的な値 $200 \sim 800 \text{kgf/m}^3$ とした）、である。

間詰土を抜け落ちさせるのに必要な水位差 h は式(3.14)により求められる。

$$\begin{aligned} h &= \frac{W_w}{\rho \cdot g \cdot A} \\ &= \frac{17.6 \sim 71.6(\text{kgf})}{1000(\text{kgf/m}^3) \times 0.45(\text{m}^2)} \\ &= 0.04 \sim 0.16(\text{m}) \end{aligned} \quad (3.14)$$

これより、間詰土が抜け落ちるためには堤防内と河道部での水位差が4cm～16cm必要なことがわかる。このような水位差がつくためには、排水ドレーン等の設備がなく、かつ間詰土の透水係数と堤体土の透水係数とに非常に大きな差異があることが必要である。逆に言えば、ドレーン等を適切に設置することによりこのタイプの変形は比較的容易に防止できると言えよう。

3.3.6 植生土嚢の流出

1) 流出の概要

この事例はM川の19.8kmで発生した植生土嚢の流出事例である。ここは、平均河床勾配が1/500、河床材料の平均粒径は30mm程度、堤防間幅は280m、低水路幅は205mで、河岸材料も河床材料と流砂特性は基本的には変わらないと推定されるが、河道法線には曲がりが多いことからセグメント2-1と評価することができる。図-3.14に施工地点周辺の河道法線形状を示す。河道法線形は緩やかに湾曲しており、流出箇所はその内岸側である。

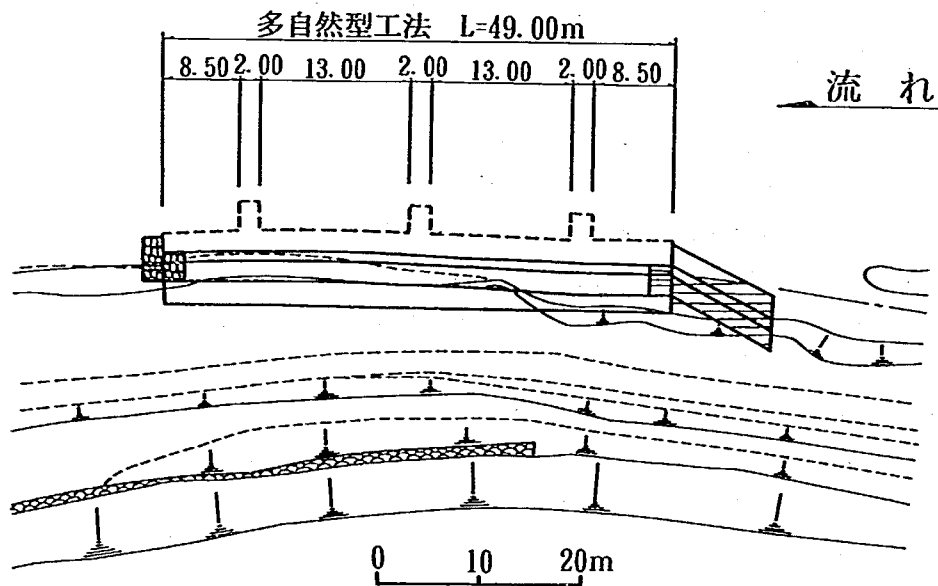


図-3.14 被災発生地点周辺の河道平面形状 (M川)

図-3.15に多自然型河岸防御工の断面形状を示す。この工法のねらいは、材料に栗石を用いることによってその間隙に植生を再生させようとするものである。低水路肩には片のり枠工を設置して詰め石するとともに、その天端から高水敷までに及ぶ範囲でふとんかごを設置しその中にチガヤの根を含む土を詰めた土嚢を入れてある。また、根固め工として捨石を設け、これを安定させるため松杭を1m間隔で千鳥状に打設してある。その天端の一部にはガマの根の混入した土を詰めた土嚢を置き、ネットで固定してある。捨石には河道縦断方向15mごとに低水路側に突出する箇所を設け、水制と同様の効果を期待している。

土嚢の流出は直近の流量観測所 (27km) でピーク流量1,519 m^3/s を記録した洪水によりもたらされた。計画高水流量は3,200 m^3/s である。

流出状況を写真-3.8に示す。ふとんかご内の土嚢の一部が破れて土が流出したものである。破れた土嚢の多くは河岸肩および施工箇所の上流端に集中している。表面を覆うネットには特に破損は見られない。

2) 原因分析

洪水流速は最大で5m/s程度に達したものの、土嚢の強度はかなりあると推定されることから、洪水時に流体力によって破れたとは考えにくい。そこで、土嚢袋が破損する仮説を水理学の範疇にあえて止まらずに立ててみることにする。

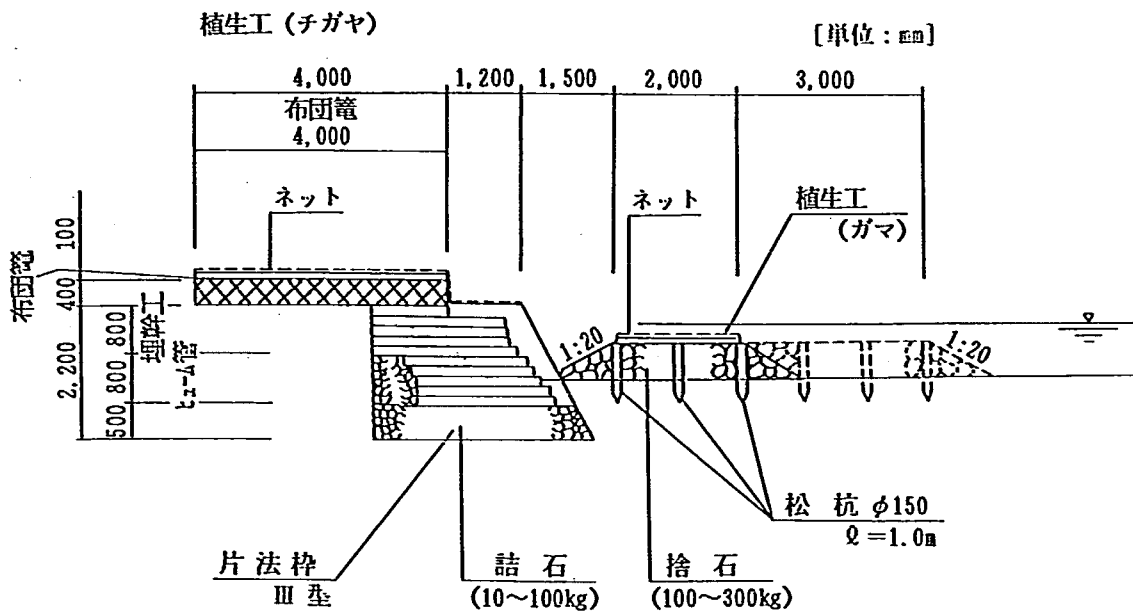


図-3.15 河岸防御工の横断形状 (M川)

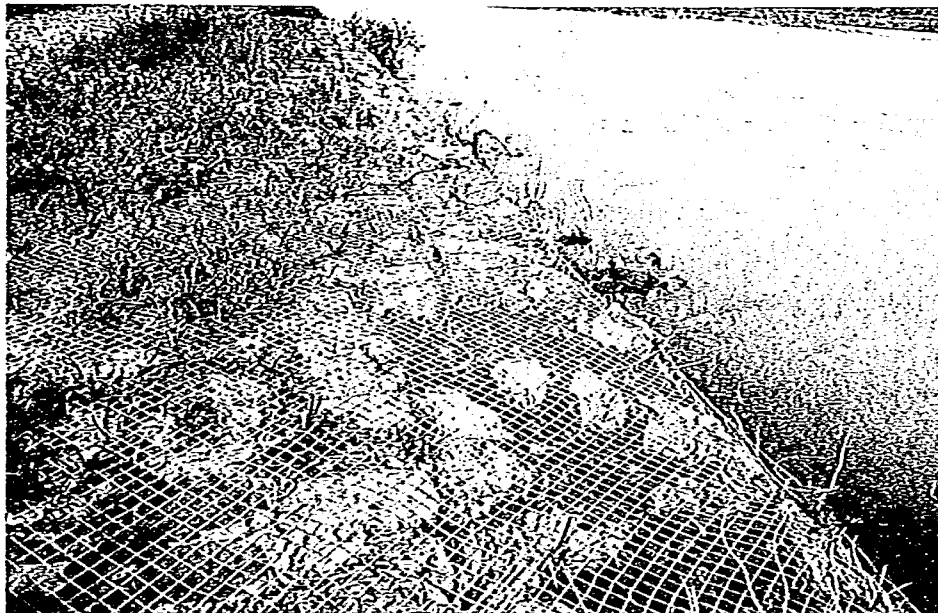


写真-3.8 植生土壌の流出状況 (M川)

・仮説①：中詰め土に仕込んでおいた植生が成長して袋を突き破り、その穴が弱点となってせん断力で引き裂かれた。

・仮説②：洪水中のゴミ、流木等の衝突により破損した。

これら2つの仮説について以下に検討を行う。

仮説①については洪水前の植生による土壌の破れ状況等に関する情報がないので真偽の判断は難しい。ただし、写真-3.8において流出せずに残った土壌に着目すると、種子の飛来によると見られる植生が土

藁の隙間に繁茂している程度で、土嚢を突き破って繁茂している草はほとんど見られないことから、仮説①の信頼度はやや低いと推定される。仮説②については現状の資料ではその真偽を確認することはできないが、土の流出した土嚢の大半はのり肩に集中していることから、土の流出の有無と洪水流体力の大小には何らかの関連があると考えられること、仮説①の信頼度が低いことから現状では最も可能性の高いプロセスであると言える。

写真-3.8によれば、土嚢袋を突き破った植生があまり見られないが、植生が十分繁茂していれば河岸近傍の流速は減じられ、流木等の接近もある程度は抑えられたかも知れない。植生が繁茂することのみで強度対策が成し遂げられるのかは評価できないが、土嚢袋の材質等に改良の余地が残されている可能性はある。また、一般論としてであるが、もし土嚢袋を突き破って植生が繁茂するのに長い時間を要するのならば、土嚢袋の間に間詰を行って植生の早急な再生を図る方法も考えられる。一方、土嚢に詰める土の粘着性が高い場合は土嚢詰めせずに、しっかりと締め固め、表面のみ例えばヤシ系の吸い出し防止材で保護する方法も考えられる（図-3.16参照）。この方法では表面に植生が十分繁茂したころに吸い出し防止材が有機分解することを期待している。

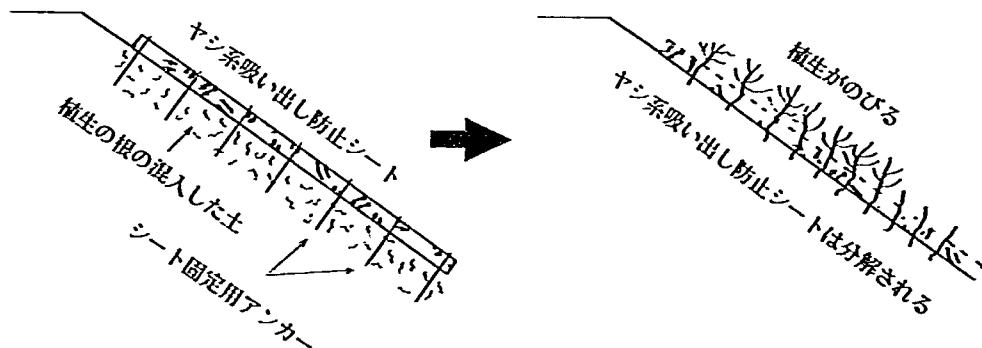


図-3.16 対策の一例

3.3.7 大型連結ブロック張りの背面土の流出によるのり崩れ

1) 変形の概要

のり崩れの発生したS川14.2kmは、平均河床勾配1/391、河床材料の平均粒径5mm程度、堤間幅220m、低水路幅110mで通常時は網状流路を形成している箇所である。図-3.17に河道の平面形状を示す。同地点の直上流にあたる15km地点では支川が合流している。のり崩れの発生箇所は緩やかな湾曲部の外岸側にあたり、洪水時には水衝部になると予測される。

図-3.18に河岸防御工の平面形状および図-3.19に横断形状を示す。2割勾配の土羽の上に厚さ10mmの吸い出し防止材が敷設され、その上に厚さ120mm、重量340kg/m²の大型連結ブロックが設置されている。のり肩付近は張り芝で覆うことによって環境に配慮している。連結ブロックの脚部には根固め工が設置されている。護岸の平面形状は緩勾配化に伴い全体的に低水路方向へ突出した状態になっており、上下流端は現況河岸にすりつけられている。

のり崩れは直近の流量観測所でピーク流量1,602m³/s（計画高水流量は3,900m³/s）を記録した洪水によりもたらされた。のり崩れの状況を写真-3.9および3.10に示す。連結ブロックが張り芝ごとにはぎ取られ、裏込め材料が崩れ、河岸土が流出しているのがわかる。

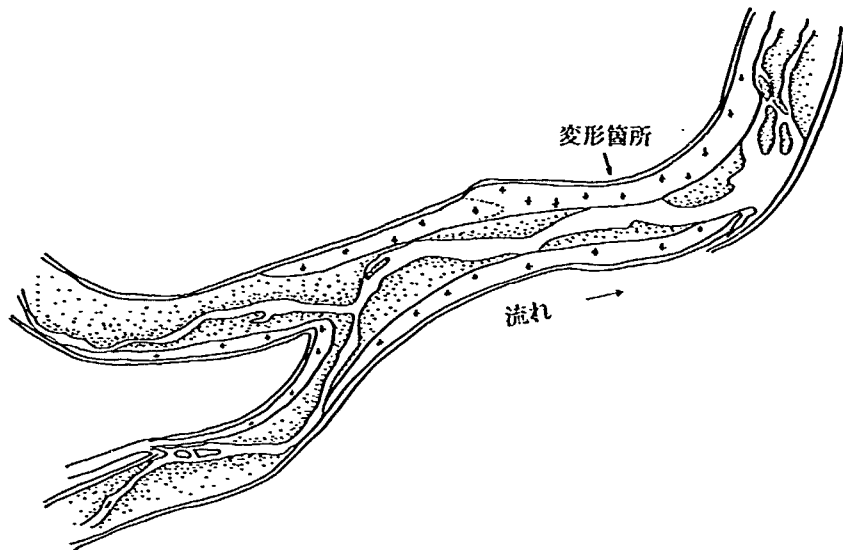


図-3.17 被災発生地点周辺の河道平面形状（S川）

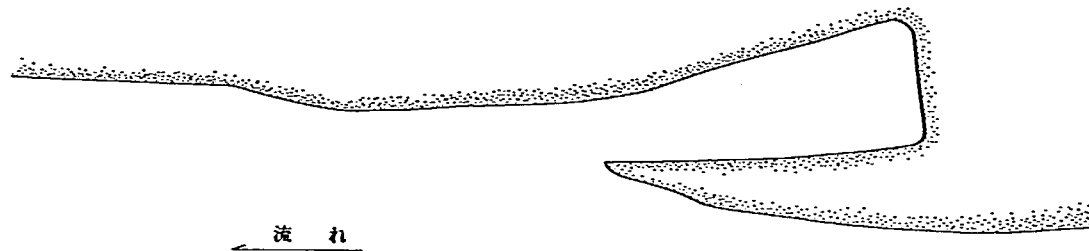


図-3.18 河岸防御工の平面形状（S川）

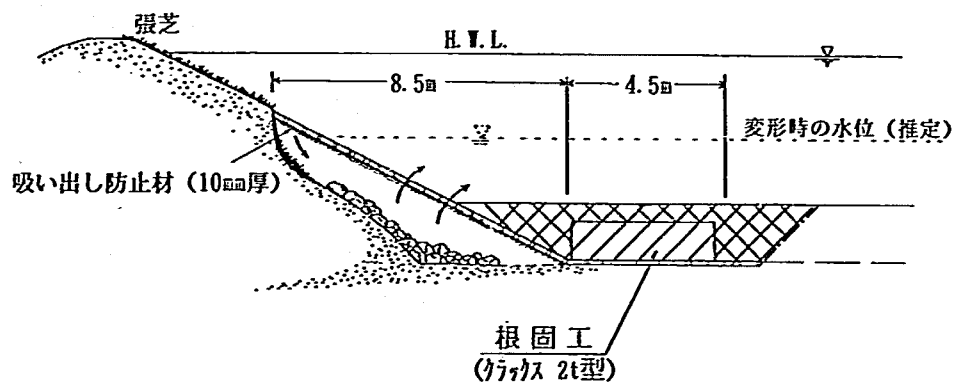


図-3.19 河岸防御工の横断形状（S川）

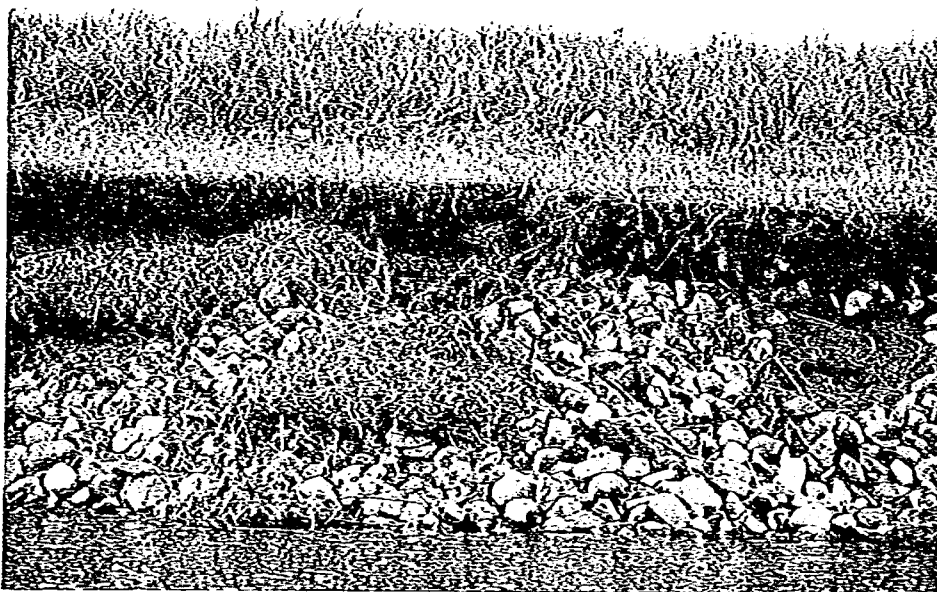


写真-3.9 連結ブロックの流出状況（上流側、S川）

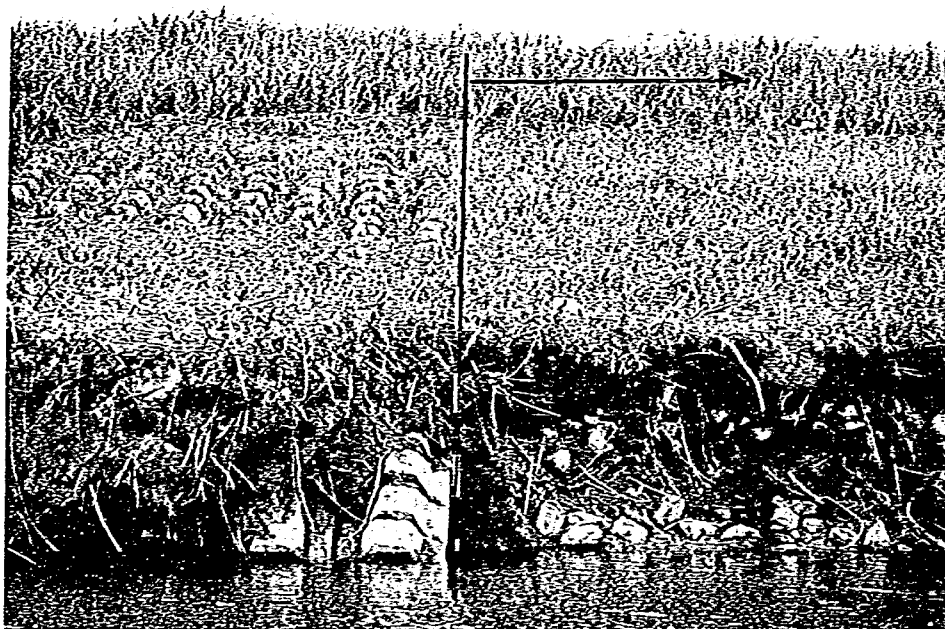


写真-3.10 連結ブロックの流出状況（下流側、S川）

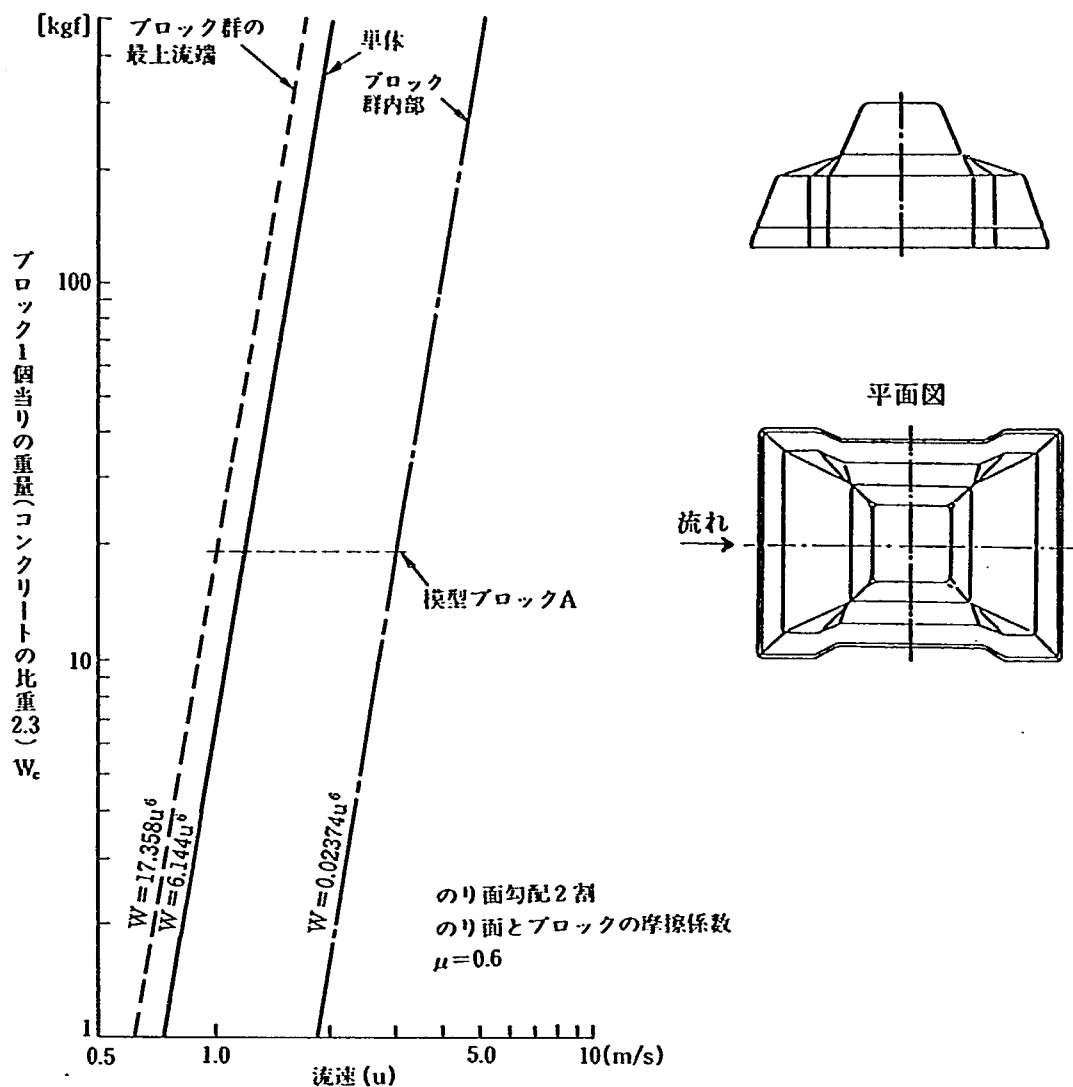


図-3.20 設計流速とブロック重量との関係（福岡ほか(1988)より引用）

的な流速の増大や圧力変動など、流れに関わる現象がのり崩れの直接の原因になったとは考えにくい。むしろのり崩れの発生箇所に何らかの弱点があったと考えるべきであろうと言える。

<仮説②>

次に、ブロックの背後の土砂が吸い出された原因について考察する。吸い出し機構はさらに次の2とおりに分けて考えることができる。

- 個々の護岸ブロック周辺での乱れに起因する圧力変動による吸い出し
- 土砂の泥濘化による流出

ここでは、これら2つの機構の現実性について推定する。

・吸い出しa

本護岸には、合成繊維の吸い出し防止材がブロック直下に張ってある。この吸い出し防止材の厚さは10mmと十分に厚いので、設置状態が適切なものであれば、吸い出し防止機能は十分に期待できると考えられる。したがって、吸い出し現象が変形の直接の原因となったとは考えにくい。

・吸い出しb

2) 変形過程分析

のり崩れのプロセスとしては次の2つの仮説を立てることができる。

- ・仮説①：連接ブロックが流体力によりはぎ取られ、むき出しとなった河岸土羽が流水により削られた。
- ・仮説②：吸い出し等により、のり面の土砂が流出し、基礎地盤の支持を失ったブロックの配置が乱れ、その結果ブロックの投影面積が大きくなり、大きな流体力を受けて流出した。

以下にこれらの仮説の確からしさについて検討を行う。

<仮説①>

まず連結ブロックの安定性について検討する。これには当該河川に用いられたブロック特有の抗力係数や相当粗度が必要である。しかし、現状の資料からこれらを推定するのは困難であるので、形状の類似したブロックを対象に実験して得られた結果（福岡ほか、1988）を準用することにする。

この実験で用いたブロックは突起を持つ連接ブロックで、その寸法等は図-3.20に示すとおりである。福岡ほかは、ブロックを護岸完成時と同様に敷き詰め、この上の流れの流速分布を求める風洞実験を行い、次のような結論を得ている。すなわち、 $y = k_s$ の高さのところの流速を抗力係数、揚力係数算出のための代表流速 u_0 とすると、 u_0 は次のように表される。

$$\frac{u_0}{u_*} = 8.5 \quad (3.15)$$

$$u_* = \sqrt{\tau / \rho} \quad (3.16)$$

これらの関係が本事例の場合にも成り立つと仮定し、ブロックの安定性を評価することにする。

τ は次式により計算した。

$$\tau = \rho \cdot g \cdot h \cdot l \quad (3.17)$$

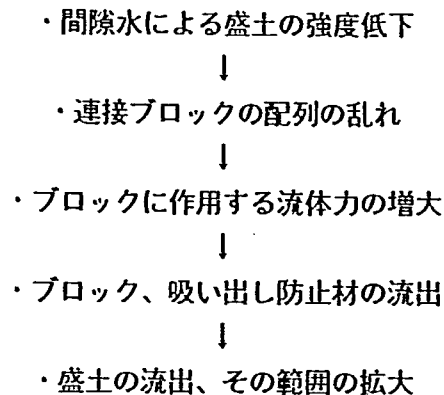
図-3.20のブロック群内部の線は、のり面上のブロックに重力、揚力、抗力、摩擦力が作用するとしてこれらの力の釣り合いを考慮し、ブロックの抗力・揚力係数がそれぞれ1.6、1.0、のり面勾配2割、ブロックとのり面の摩擦係数0.6の条件のもとで、安定が得られるブロック重量を設計流速で示したものである。設計流速 u は、式(3.17)において $u = u_0$ として、

$$u = 8.5 \times \sqrt{9.8 \times 7.25 \times 1 / 443} = 3.40 \text{ m/s} \quad (3.18)$$

である。図-3.20のブロック群内部のブロックを対象とした流速～重量関係を示した線から、安定のために必要な重量を求めると36.7kgを得る。現地に利用されたブロック重量は、土木研究所で用いたブロックから換算すると59.0kgとなる。以上から、ブロックは一応安定と評価されるが、図-3.20において必要ブロック重量は流速の6乗に比例する関係になっているので、何らかの理由によりブロックが傾いたりして周辺より突出すると作用する流体力が激増して流出に至る可能性は残されている。

流体力によるブロックの移動がなかった根拠はのり崩れの発生箇所の平面位置からも読みとることができる。図-3.18に示したように、のり崩れのあった護岸は低水路方向に突出しているものの、その発生箇所が護岸の中央部に集中し、局所的な流速増大の顕著な上流端部では見られない。これより、局所

図-3.19の護岸の横断形状、図-3.18の平面形状からもわかるように、護岸の上下流方向の中央部付近には緩勾配化のために河岸脚部にかなり多くの盛土がなされた可能性が高い。一般に河岸土は様々な透水性を有する土が層構造をなしているが、一旦ほぐして混合すると微細粒径の土が大粒径の土の間隙を埋めるような組成となり透水係数が小さくなるので、河川工事のようにウェットな状況下では締固めが困難となる。一般に、締固めの不十分な土は、含水時には強度低下しやすくなる。本事例においてもこの現象が発生したと仮定すると、仮説①で述べたように、連接ブロックの配置が少しでも乱れると大きな流体力を受けて流出しやすい状態になることから、次のような変形のプロセスを想定することが可能である。



多自然型河岸防御工は、河岸線に変化を持たせたり、緩勾配化を図るために従来の河岸防御工に比べ盛土が多用される傾向にあるが、冠水時の盛土の泥濘化に伴う強度低下は問題であり、多自然型河岸防御工の設計・施工時には十分な締固めを実施する必要があると考えられる。一方、連結ブロックの代わりにのり砕工など、裏の盛土が若干泥濘化しても追従しない構造ののり覆工を採用するのも強度の面からすれば改良の一案であるといえる。

3.3.8 ジャかごの背面土の流出によるのり崩れ

1) のり崩れの概要

のり崩れの発生地点はK川の22.8km地点である。当該地点の河床勾配は1/2100、堤防間幅は250m、低水路幅は83mである。河床材料は砂～砂利（最大粒径5mm）であり、河道法線は蛇行している。セグメント区分すればセグメント2-2に属する。

図-3.21にのり崩れの発生地点周辺の河道法線形状を示す。のり崩れの発生箇所は緩やかな湾曲河道の外岸にあたっている。護岸工近傍の平面形状を図-3.22に示す。護岸は河岸法線よりも凹状に引き込む形で敷設され、その前面に魚類の生息に配慮した淀みを設けるために捨石による盛土を行っている。図-3.23に護岸工の横断構造を示す。2割勾配ののり面を杭で止めたジャかごで保護し、自然植生の繁茂を狙っている。また、柳の灌木をのり面に植え、鳥類への配慮、日陰の創造等を意図している。のり面上端に接する平場には張芝が設置されている。

こののり崩れは平成5年6月16日洪水によりもたらされた。のり崩れの発生箇所直近の流量観測所（10.58km）ではピーク流量 $2777\text{m}^3/\text{s}$ を記録した。なお、ここでの計画高水流量は $3370\text{m}^3/\text{s}$ である。のり崩れの状況を写真-3.11、3.12、および図-3.23に示す。のり崩れは法線形状が堤防側に引き込んでいた箇所の下流端近傍で発生した。ジャかごの天端と高水数の境界付近で張芝が剥がされてその下の土羽が著しく侵食され、ジャかごが侵食面に追従するように崩落していることがわかる。しかし、ジャかご自体は中詰め石が抜け落ちるなどの全体的な変形にはいたっていない。なお、のり崩れの発生箇所はもとと窪地であり、ジャかご設置に際して盛土したところである。

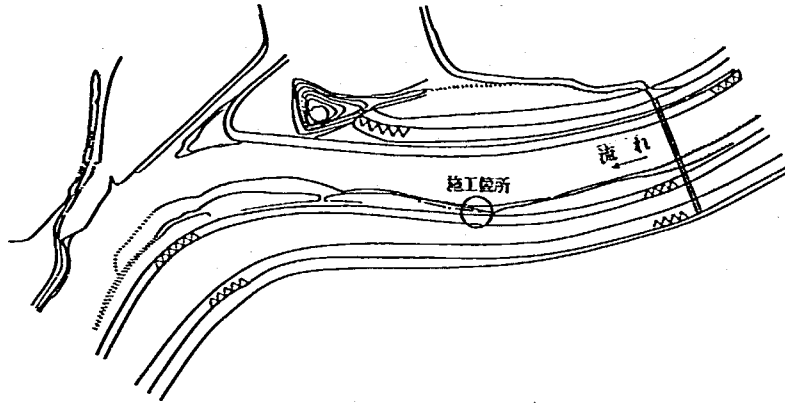


図-3.21 被災発生地点周辺の河道平面形状 (K川)

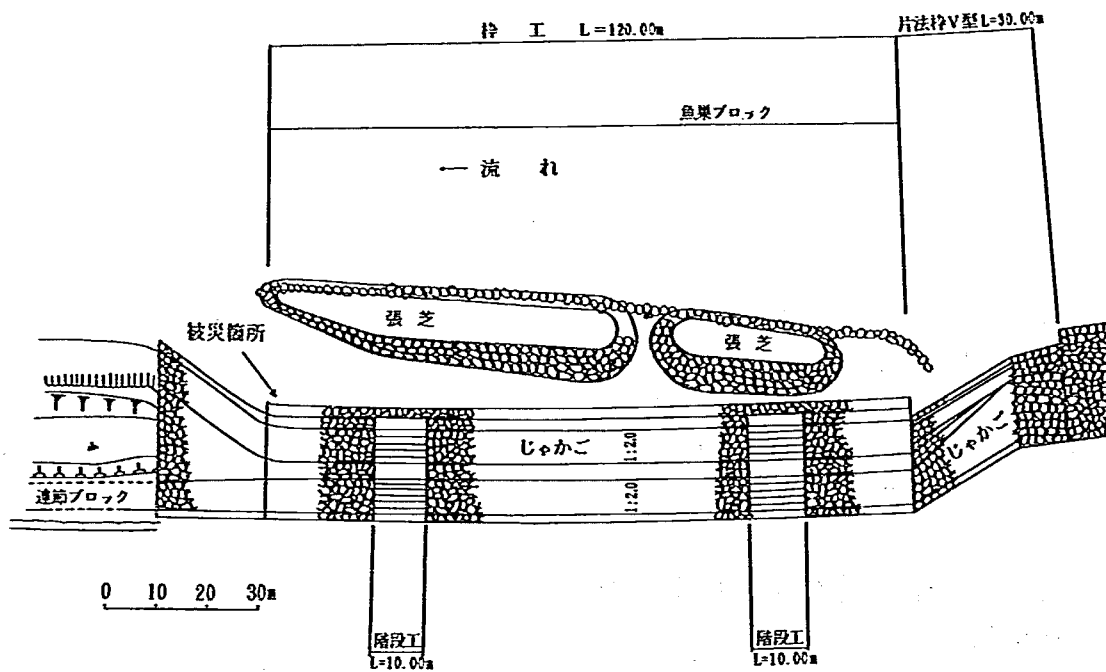


図-3.22 護岸近傍の河道平面形状 (K川)

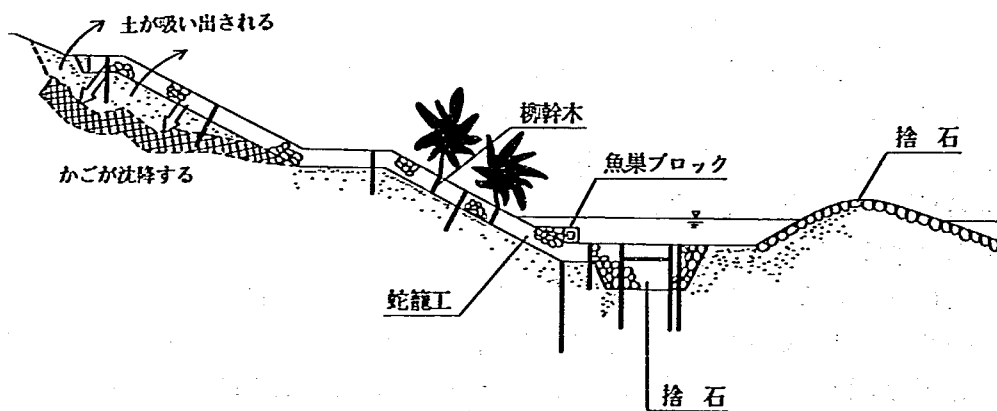


図-3.23 被災状況 (K川)

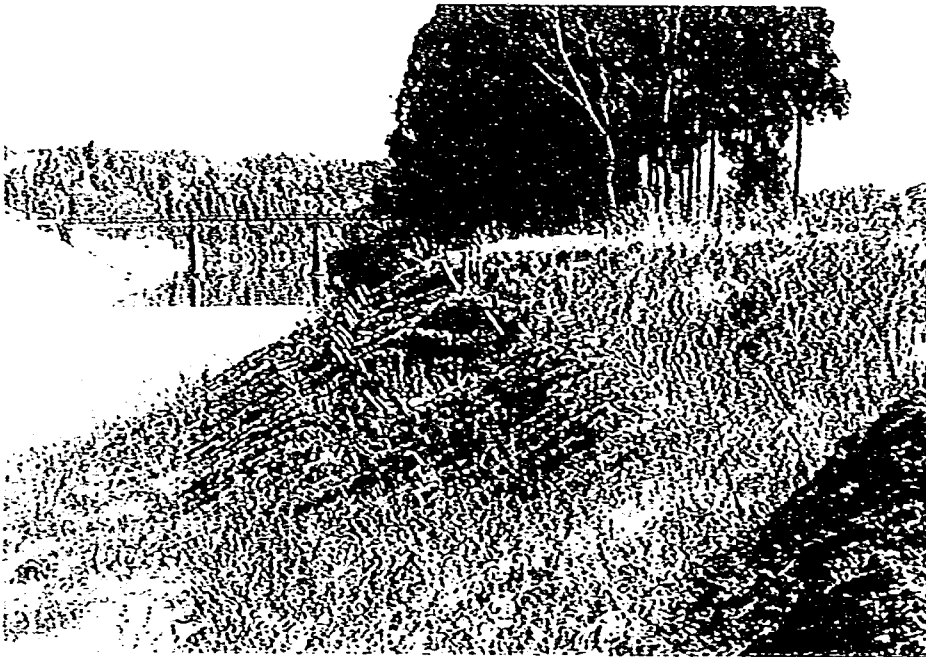


写真-3.11 のり崩れの状況（K川）



写真-3.12 被災状況（拡大）

2) 変形過程分析

上記のようなり崩れの特徴から、この機構に関する仮説として次の2つが考えられる。

- ・仮説①：張芝のはがれに伴い裏込土砂が流水に洗われ流出した。
- ・仮説②：盛土が泥濘化し、強度低下してじゃかが沈下した。

以下に各仮説の確からしさについて検討を行う。

<仮説①>

この仮説が立証されるには、

1) 張芝が剥がされた場合、土砂が流出し得るか

2) 張芝が流水により剥がされ得るか

の2点について調べなければならない。ここではまず1)について調べてみる。

調査結果によれば、当該地点の河岸材料の平均粒径は10~20mmである。当該地点は扇状地にあたることから、河岸材料の粘着性は乏しいと推定され、流水による移動の有無は限界掃流力の概念で評価できると考えられる。代表粒径を15mmとし、これに対する無次元掃流力を求めると、じゃかごの天端での洪水時最大水深は5.31m、水面勾配は1/2100であるから、

$$\tau_* = \frac{g \cdot H \cdot I}{s \cdot g \cdot d} = \frac{9.8 \times 5.31 \times 1/2100}{1.65 \times 9.8 \times 0.015} = 0.102 \quad (3.19)$$

となる。この値は限界掃流状態を表す0.05よりもかなり大きいので移動可能であると評価できる。このことは、張芝がめくれた場合、裏込土砂の流出はあり得ることを示している。

次に2)について検討を行う。張芝のある高水数表面は写真-3.11に見る限り目立った凹凸もなく、粗度係数は0.025程度であると推定される。また張芝上の水深は5.31m、河床勾配は1/2100であることから、張芝上の平均流速 v は、

$$v = \frac{1}{n} \cdot h^{2/3} \cdot I^{1/2} = \frac{1}{0.025} \times 5.31^{2/3} \times \left(\frac{1}{2100} \right)^{1/2} = 2.66 \text{ m/s} \quad (3.20)$$

となる。土木研究所では張芝土の耐侵食試験を実施しており（宇多ほか、1994）、十分地盤と活着し、かつモグラ穴などのキズのない張芝は流速8m/sでも大きな変状を起こさなかった例も見られた。この事例において、張芝の活着状況やキズの有無を伺い知ることはできず、またのり崩れの発生箇所が護岸の下流端近傍に当たることから、土木研究所の耐侵食実験結果と比較するのは必ずしも適切ではないが、2.66m/sという流速値は張芝土羽の流出を断定するにはやや小さいと推定される。

<仮説②>

盛土材料に用いられた土の土質特性を確かめることは復旧の終わった現在では不可能であるが、一般に河岸土を混合した盛土材料は、圧密の進んだ自然河岸に比べ強度が劣り、かつのり面での施工ということもあって十分な締固めを実施するのが困難であるから、洪水時に飽和すると急激な強度低下を引き起こして泥濘化しやすくなると考えられる。また、のり崩れの発生地点がもともと窪地であって、じゃかご施工時に盛土した箇所であること、また、のり崩れの写真によれば、じゃかごの配列の乱れが大きいこと等を合わせて考慮すると、次のような変形過程を推定することができる（図-3.24参照）。

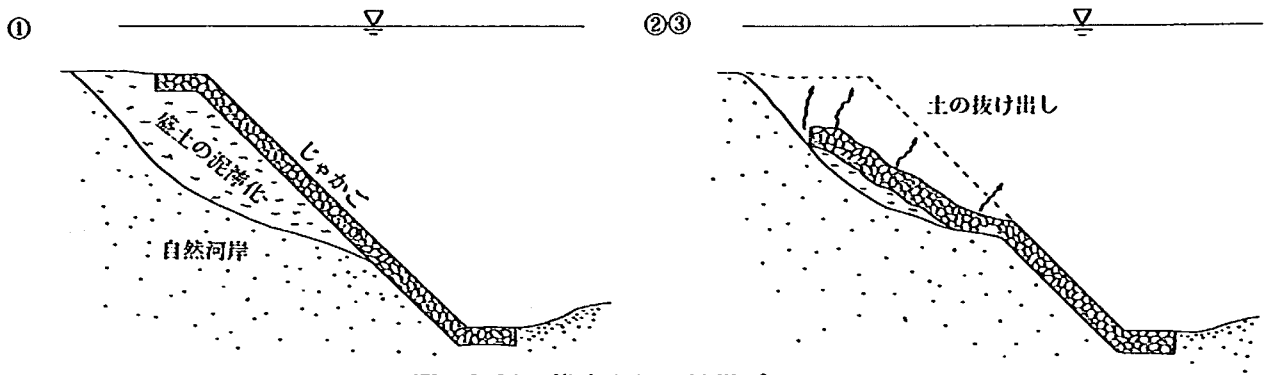
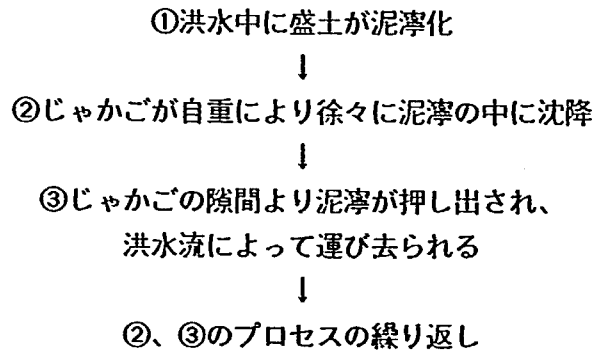


図-3.24 推定される被災プロセス



これを定量的に検証するのは難しいが、否定すべき要素は見あたらないので最も有力な仮説であると言える。

この事例から次のような教訓を得ることができる。すなわち、河岸土を練り返して盛土に流用した場合、締固めが十分になされないと飽和時に泥濘化して著しく強度が低下する場合がある。のり面で施工が困難ではあるが締固めをなるべく十分に行うとともに、この上にじゃかご等、自重の大きなものを置く場合には仮に盛土が泥濘化しても変形に追従できるようじゃかご同志の連結を確実に行うなどの工夫が必要である。

3.3.9 局所洗掘の発達に伴うのり崩れ

1) 地点の概要

のり崩れの発生した川は、谷底平野を流れ〇川に注ぐ小規模河川である。当該地点の河床勾配は1/1000、河床材料の平均粒径は40mm、堤防間幅は75m、低水路幅は30mである。

のり崩れの発生した洪水のピーク流量は930m³/sであり、これは当該地点の計画高水流量と一致する。当該地点周辺の平面図を図-3.25に示す。当該地点は湾曲部内岸側にあたる。川幅は上下流に比べ局所的に広がっている。河岸防御工は低水路に突出した形で設置されており、将来の延長を考え上下流端は練石積みの取り付け護岸によって周辺河岸にすり付けられている。

図-3.26に河岸防御工の横断形状を示す。河岸防御工のタイプは、1割5分勾配ののり面に杭による柵工を階段上に配置し、柵工の間に栗石を平坦に置く梯子式土留工である。柵工に用いられた杭は長さ1.5mであり、そのうち1.1mがのり面に打ち込まれている。のり尻には幅2.5mの根固め工が敷設されているが、その範囲は完成護岸部に限られており、取り付け護岸部までは延長されていない。

のり崩れは河岸防御工最上流部の取り付け護岸との境界部で発生した。のり崩れの状況を写真-3.13および3.14に示す。のり崩れが発生し、柵工が破壊され、のり面を覆っていた栗石が散乱しているのがわかる。

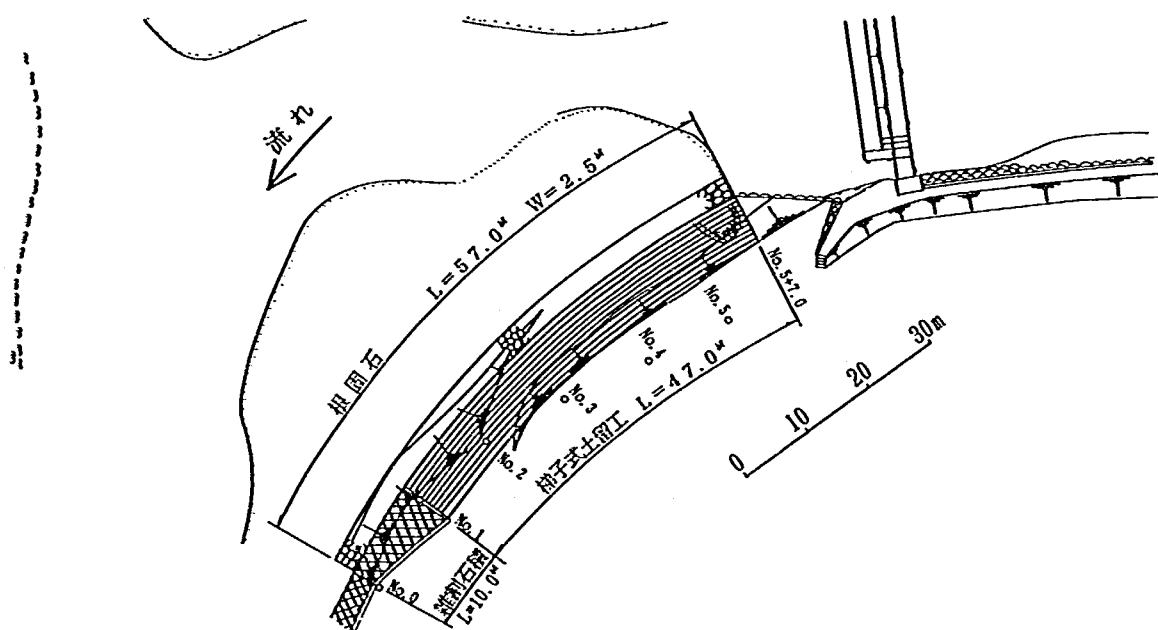


図-3.25 被災発生地点周辺の河道平面形状（1川）

2) 変形過程分析

上記の変形状況から、のり崩れの原因として次の2つの仮説を挙げることができる。

・仮説①：柵工間の平場に設置した栗石が流体力によって移動し、むき出しとなった土羽が侵食・流送された。

・仮説②：取り付け護岸部で局所洗掘が発生してすべり破壊を起こした。また、杭の打設過多が土羽の強度低下を引き起こし、すべり面が形成されやすくなったこともののり崩れを助長した。

次にこの2つの仮説について検証することにする。

<仮説①>

栗石の直径は、写真-3.14より30cm程度と推定される。洪水時の最大水深は4m程度であるから栗石に対する無次元掃流力は、

$$\tau_* = \frac{g \cdot h \cdot l}{s \cdot g \cdot d} = \frac{9.8 \times 4.0 \times 1/1000}{1.65 \times 9.8 \times 0.03} = 0.0081 \quad (3.21)$$

となる。この値は無次元限界掃流力よりもかなり小さいので、河岸防御工の平面的な突出による流速の局所的な増大を見込んだとしても栗石は移動するには至らないと推定される。

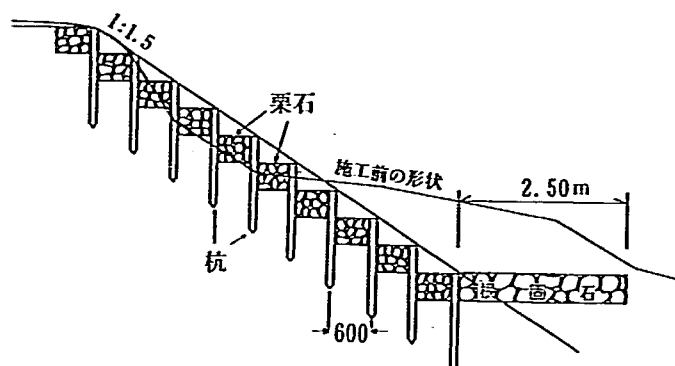


図-3.26 河岸防御工の横断形状（1川）

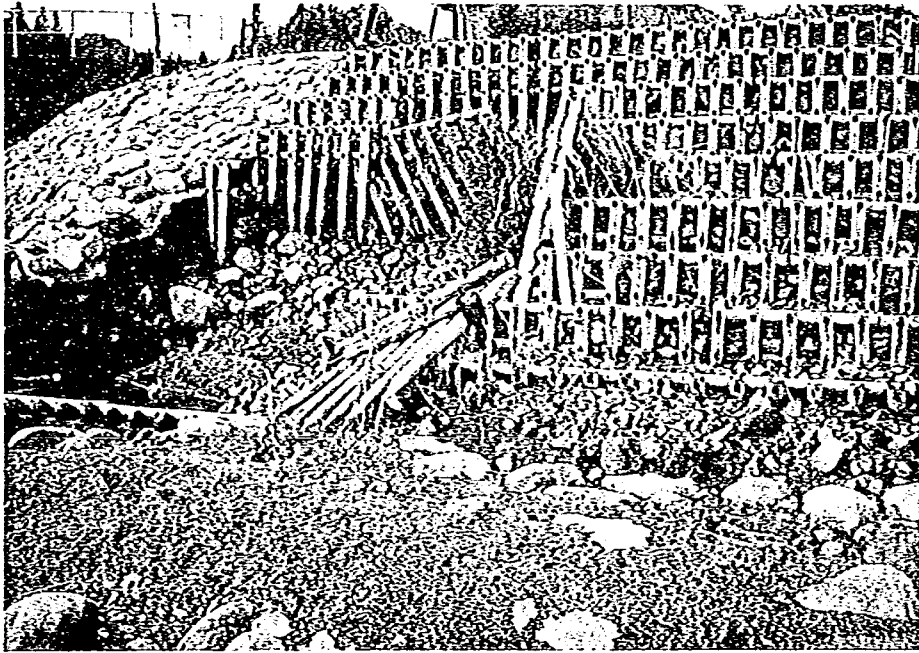


写真-3.13 のり崩れの状況（I川）

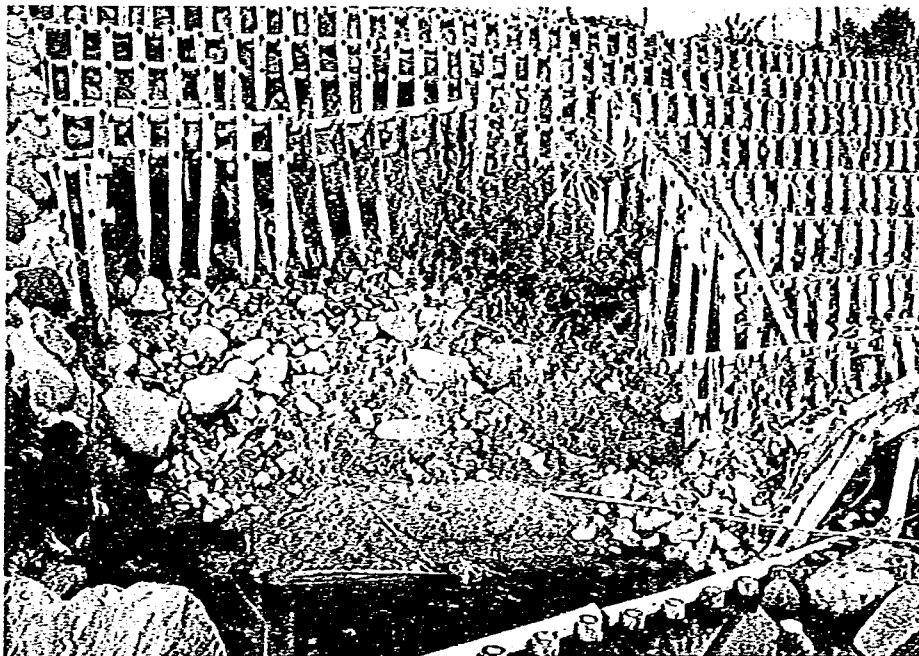


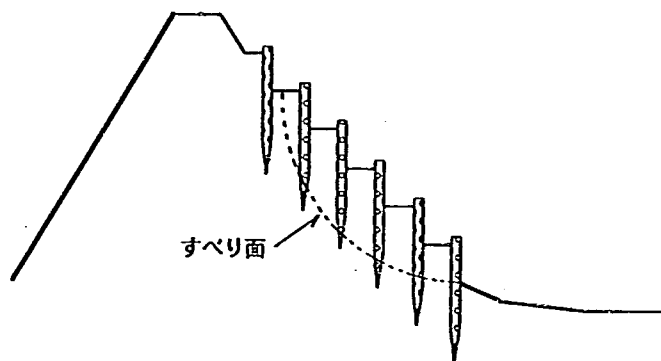
写真-3.14 被災状況（拡大）

<仮説②>

図-3.25に示すように、のり崩れの発生箇所は平面的に低水路側へ突出した形状を有する河岸防衛工の最上流端であること、根固工の設置範囲が上流方向に短く、河岸防衛工の平面形状の影響で発生が予測される局所洗掘範囲を完全にカバーしていないと考えられることから、洪水時には当該箇所ののり尻近傍で局所洗掘が発生していたと推定される。河岸の土質特性や洪水時の局所洗掘深については既存の資料の範囲では調べることができないので定量的な分析はできないものの、局所洗掘の発生が河岸のすべりに対する抑え土圧を減少させてすべりを誘発した可能性が高い。

なお、杭の打設が河岸の強度に及ぼす影響については、すべり面の形成位置如何によってすべりに対する補強とも弱体化ともなり得ると考えられる。すなわち、図-3.27(a)のような場合、すべり面に対して杭は補強効果を発揮するが、(b)のようなすべり面に対しては、直径100mmの杭が250mm間隔で打設

(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

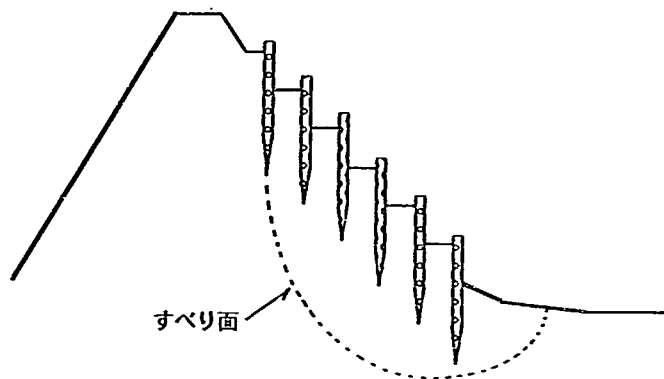


図-3.27 すべり面の形成位置と杭の補強効果との関係

されているので杭群の打設面では土の面積が40%減少し、仮に杭と土の摩擦力は維持されたとしても粘着力は面積の減少分だけ低下することになる。また、部分的には打設面上にクラックが入る可能性もある。ただし、既存の資料ではすべり面の位置まで確認できないので、杭の打設の良否については評価できない。

以上、仮説①が成立しないこと、仮説②の妥当性を定性的にはあるが評価できることから、仮説②がのり崩れ発生的有力な原因であると結論づけられる。

この事例から得られた教訓は次のとおりである。例え延長途中であっても根固め工の敷設範囲は十分に取らなければならない。また、のり面への杭の打設は前述したとおりすべり面の発生位置いかんで補強にも弱体化にもなり得るので、設計に際しては十分に配慮しなければならない。

3.3.10 のり面に置かれたふとんかごのずり落ち

1) 変形内容

ふとんかごのずり落ちが発生したのはH川である。この河川はA川の洪積扇状地上(K台地)を流れており、明瞭な土砂生産場を持たず、氾濫原堆積物を河岸土に、扇状地を形成する礫を河床材料に持っていることから、河道特性分類するならば扇状地侵食河川になる。扇状地侵食河川の定義については4.2.1を参照されたい。ずり落ちの発生した区間は掘込み河道となっており、河道法線形はわずかに湾曲し

たところの外岸側となっている。当該地点の河床勾配は1/2620、川幅は7.5mである。

図-3.28に当該箇所の断面形状を示す。1割8分勾配の河岸のり面および河床の大半をふとんかごで覆ったもので、ほぼ3面張りといえる状況にある。ふとんかごはのり面に置いただけで、杭等による固定化はなされていない。

ずり落ちの状況を写真-3.15に示す。調査結果によれば、度重なる出水でふとんかごがずり落ちたとされている。ふとんかごの下端が固定されているために、すべりに伴って水面近傍でふとんかごが持ち上げられている。

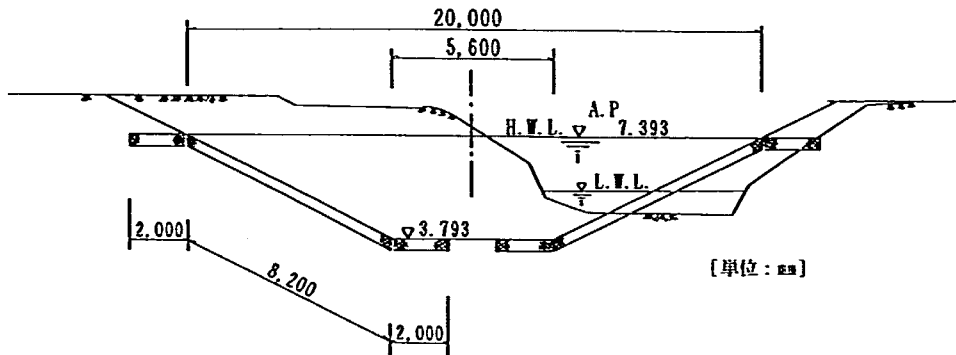


図-3.28 河岸防御工の横断形状 (H川)

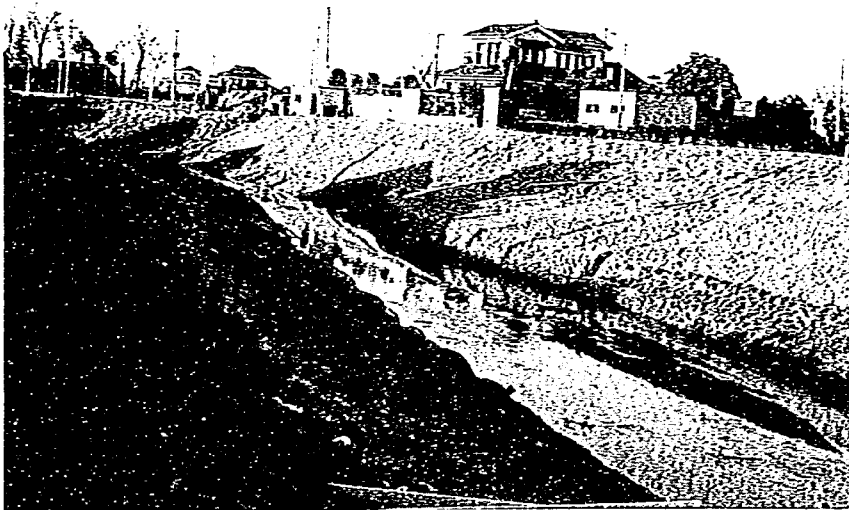


写真-3.15 ふとんかごのずり落ち状況 (H川)

2) 変形原因の分析

ふとんかごと土の摩擦機構については、図-3.29(a)に示すようにふとんかごの針金が土に食い込んでいるので、ふとんかごの重量の斜面方向成分が針金を介して土に伝達され、土のせん断強度 T がこれに對抗するものである。

図-3.29(b)に示すふとんかごの一本の針金およびこれが食い込んでいる土塊に着目する。針金の食い込み深さは針金の直径 d に関係するので、 $\alpha \cdot d$ と表すことができる。ここに、 α は補正係数である。この土塊には外力としてふとんかごの重量の斜面方向成分 W_1 および斜面と直角方向成分 W_2 が作用する。

$$W_1 = \gamma \cdot \frac{V}{B} \cdot \cos \theta = \gamma \cdot T \cdot L \cdot \cos \theta \quad : \text{単位幅あたり}$$

$$W_2 = \gamma \cdot T \cdot L \cdot \sin \theta \quad : \text{単位幅あたり}$$

$$\rightarrow w_2 = \frac{s}{L} \cdot \gamma \cdot T \cdot L \cdot \sin \theta \quad : \text{針金一本に作用する単位幅あたり重量の斜面方向成分} \quad (3.22)$$

ここに、 γ : ふとんかごの単位体積重量、 V : ふとんかごの体積、 L : ふとんかごの長さ、 T : ふとんかごの厚さ、 B : ふとんかごの幅、 s : 針金のメッシュ間隔、 θ : のり面勾配、である。これらを等分布荷重 p_1 、 p_2 として表すと、

$$p_1 = \frac{W_1}{L} = \gamma \cdot T \cdot \cos \theta$$

$$p_2 = \frac{w_2}{\alpha \cdot d} = \gamma \cdot T \cdot \left(\frac{s}{\alpha \cdot d} \right) \cdot \sin \theta \quad (3.23)$$

となる。

一方、これらの力によって土塊の内部に応力が発生する。今回問題としているのは図-3.29 (b)の矢印方向の破壊、すなわち受傷破壊である。受傷破壊を起こさないための条件は次のように表される。

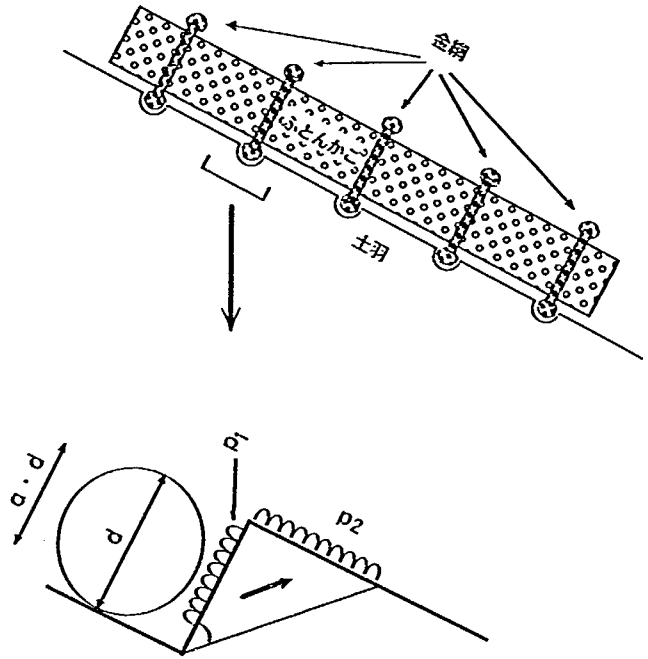


図-3.29 力のつりあい

$$p_2 < 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\varphi} + p_1 \cdot N_\varphi$$

$$N_\varphi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.24)$$

ここに、 c : 土の粘着力、 φ : 内部摩擦角である。これに式(3.23)を代入し、若干の変形を施すと、

$$\gamma \cdot T \left(\frac{s}{\alpha \cdot d} \cdot \sin \theta - N_\varphi \cdot \cos \theta \right) < 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\varphi} \quad (3.25)$$

を得る。今回の事例においては土質定数等を調べていないので、このモデルの妥当性を検証できないものの、式形からふとんかごの安定のために必要な条件を見出すことができる。すなわち、ふとんかごの厚さ T が薄いほど、かごのメッシュ s が細かいほど、のり面勾配 θ が小さいほど、土の粘着力や内部摩擦角が大きいほどふとんかごのスベリに対する安定性が高まることがわかる。以上のような対策に加え、杭・アンカー等により摩擦力の増大を図ることは堤防の強度を弱めない範囲において有効である。

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。

第2章でも述べたとおり、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これまでのように個別に流出原因、機構を調べるだけではなく、複数の事例を横並びで捉えて分析結果になるべく普遍性を持たせるように工夫することにする。全調査事例数は31件であった。なお、本調査は流出の発生していない地点も対象としており、流出発生事例と合わせて流出発生限界の推定に利用することができる。

3.4.1 強度面からみた覆土工法と他工法との比較

まず、覆土工法が他工法と比べ強度的にどのような位置づけにあるのか調べることにする。図-3.30は本調査で得られた全事例を工法別に分類し、それぞれの工法数と流出事例数を示したものである。覆土の事例が多く、次いでかご工、自然石空石積み、のり枠工の順となっていることがわかる。この図から、覆土の流出事例数および流出発生率が他の工法に比べ著しく高いことがわかる。これは、もともと覆土工法が治水のための工法でないため、設計時に強度に配慮がなされていないからであると言える。

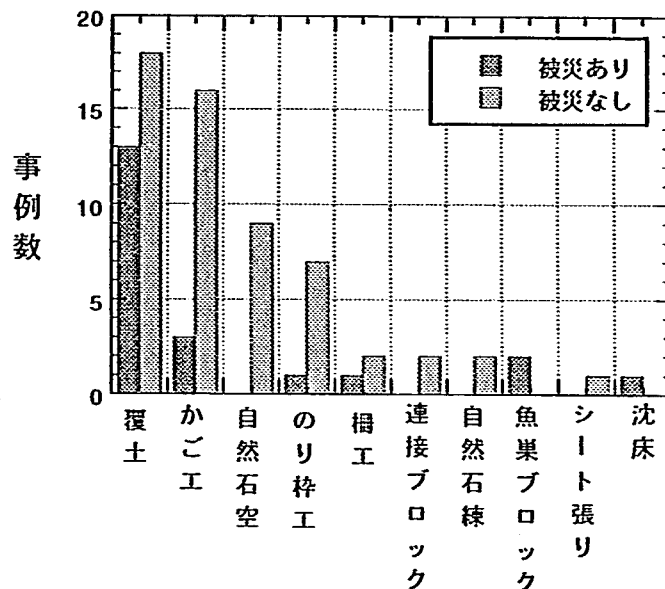


図-3.30 工法別に見た被災事例数

3.4.2 流出機構と強度評価

次に、覆土の流出機構について検討してみる。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(3.26)に示すLaneの補正係数kをこれに乗じた。

$$k = \cos\theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}} \quad (3.26)$$

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ミングされる（一例として、写真-3.16参照）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)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。

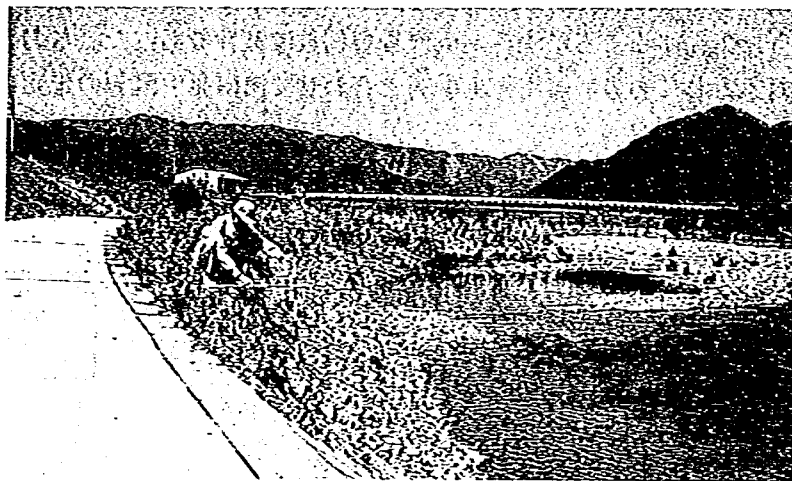


写真-3.16 表面がアーミングした覆土の例

洪水時の最大せん断力 τ_0 は式(3.27)により求めた。

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot h \cdot I \quad (3.27)$$

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。本来ならば、低水路側から法面に近づくに従い流速が小さくなるので、この速度勾配によるせん断力分を見込まなければならない。事実、式(3.27)に1よりも小さな補正係数を乗じてせん断力を評価する方法も見受けられるが、ここで用いられた事例の多くが多自然型河岸防御工ということもあってのり勾配が緩く、流速の横断勾配によるせん断力も比較的小さいと推定されるので、補正係数は乗じていない。

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-3.31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

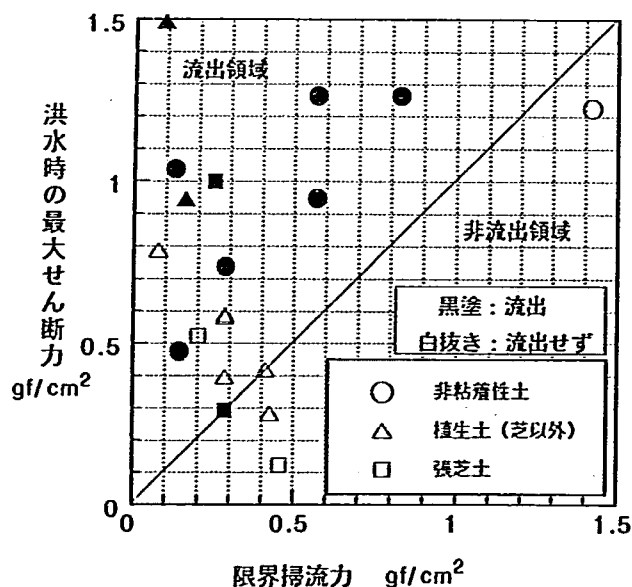


図-3.31 洪水時最大せん断力と覆土材料の限界掃流力の関係

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 $\tau_o = \tau_c$ 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。



写真-3.1 覆土の流出状況（O川）



写真-3.2 覆土の流出状況（S川）



写真-3.3 施工直後の状況（〇川）

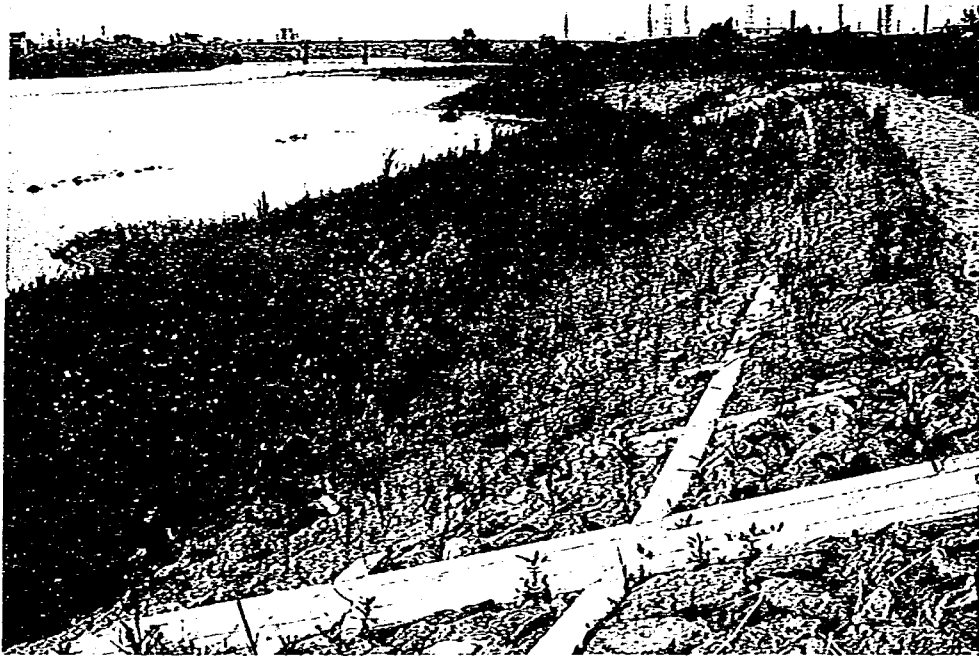


写真-3.4 被災から1ヶ月経過後の状況（〇川）



写真-3.5 のり崩れの状況（Y川）



写真-3.6 間詰土の抜け出し状況（U川）



写真-3.7 被災箇所の状況（U川、拡大）

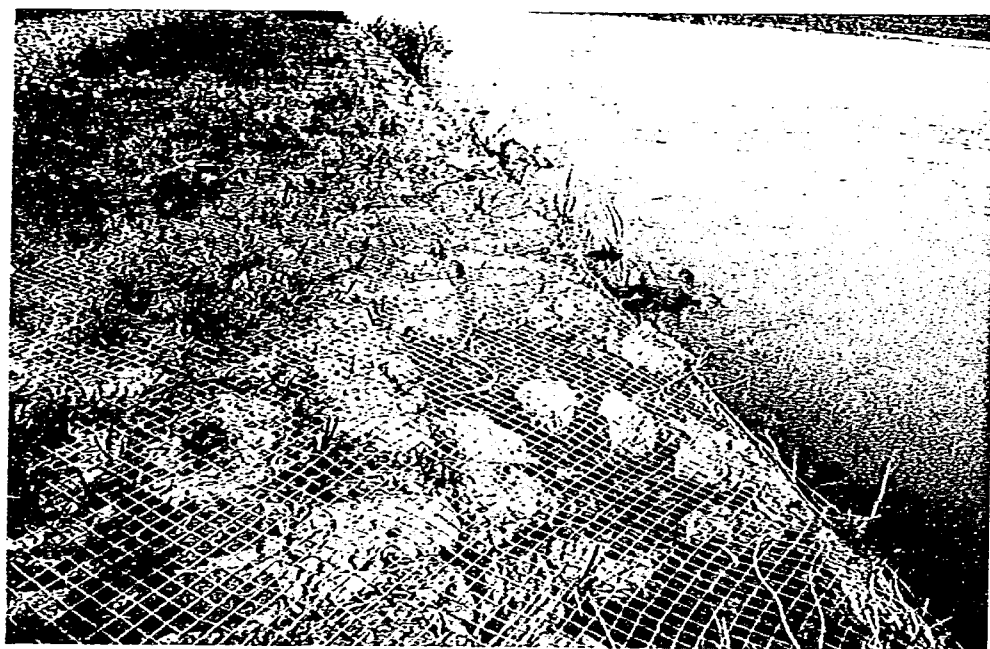


写真-3.8 植生土壌の流出状況（M川）

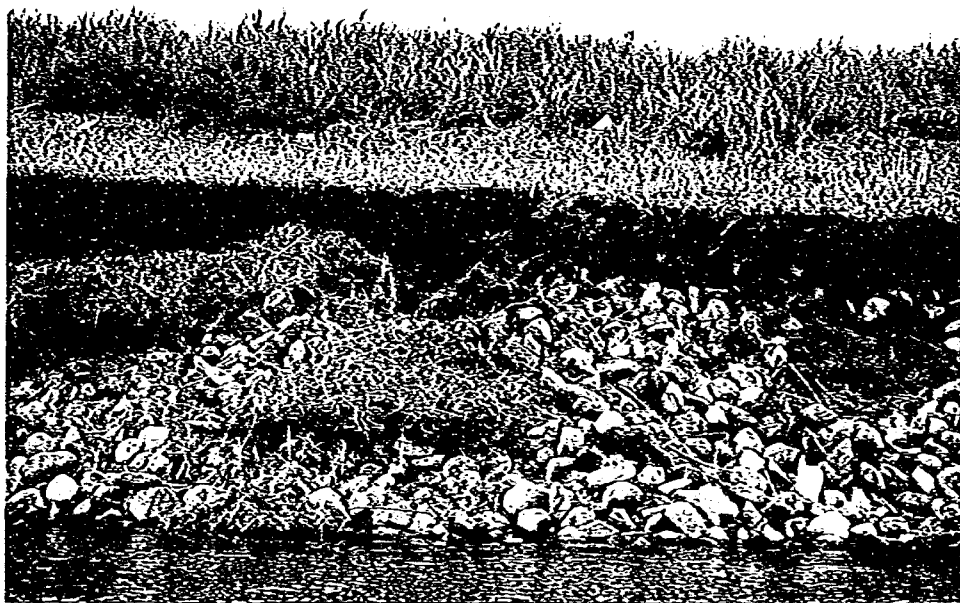


写真-3.9 連結ブロックの流出状況（上流側、S川）

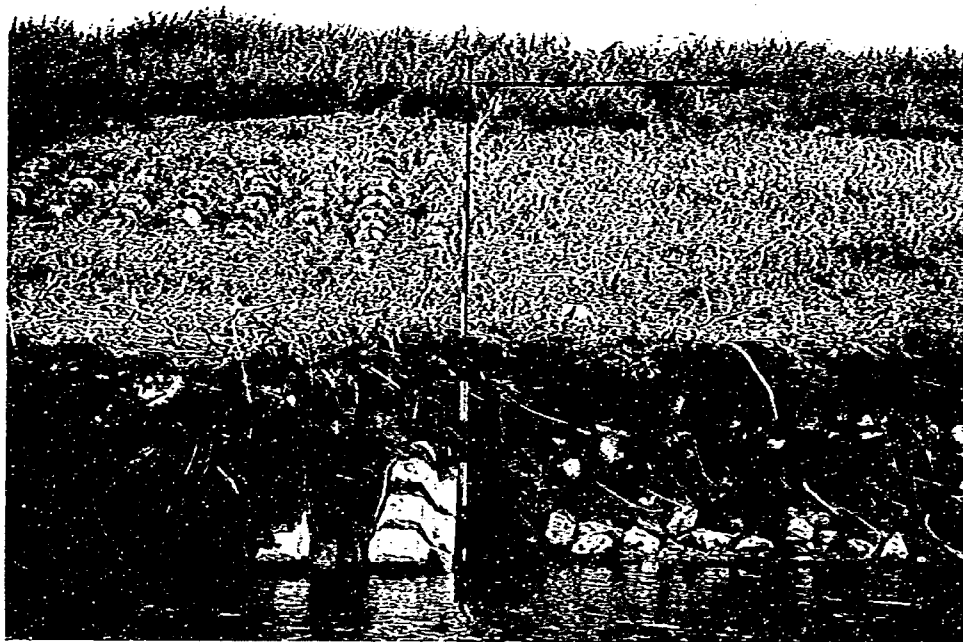


写真-3.10 連結ブロックの流出状況（下流側、S川）



写真-3.11 のり崩れの状況（K川）



写真-3.12 被災状況（拡大）

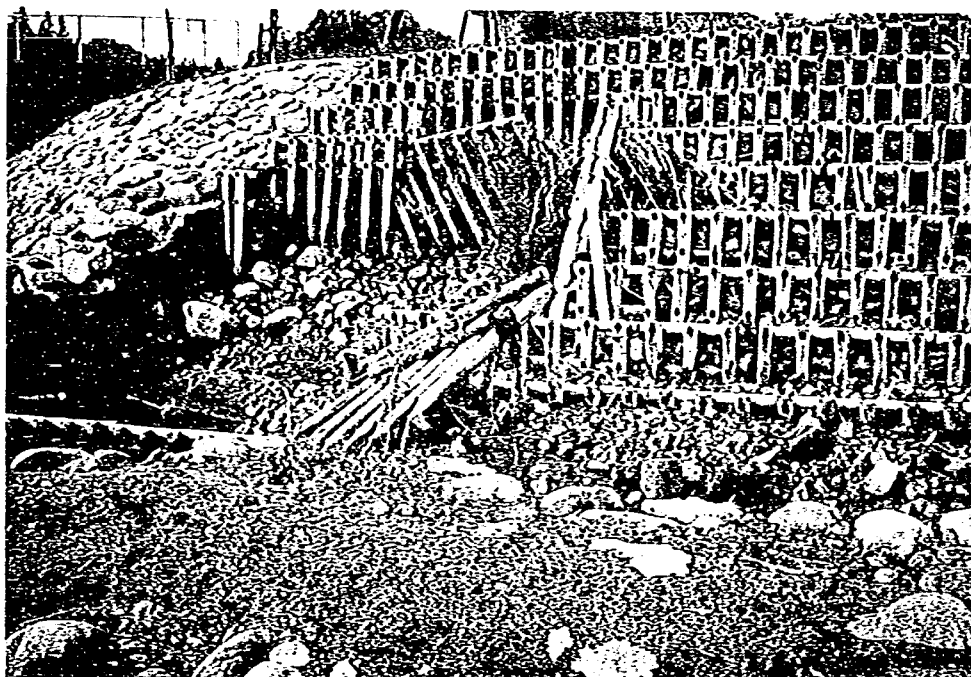


写真-3.13 のり崩れの状況（1川）

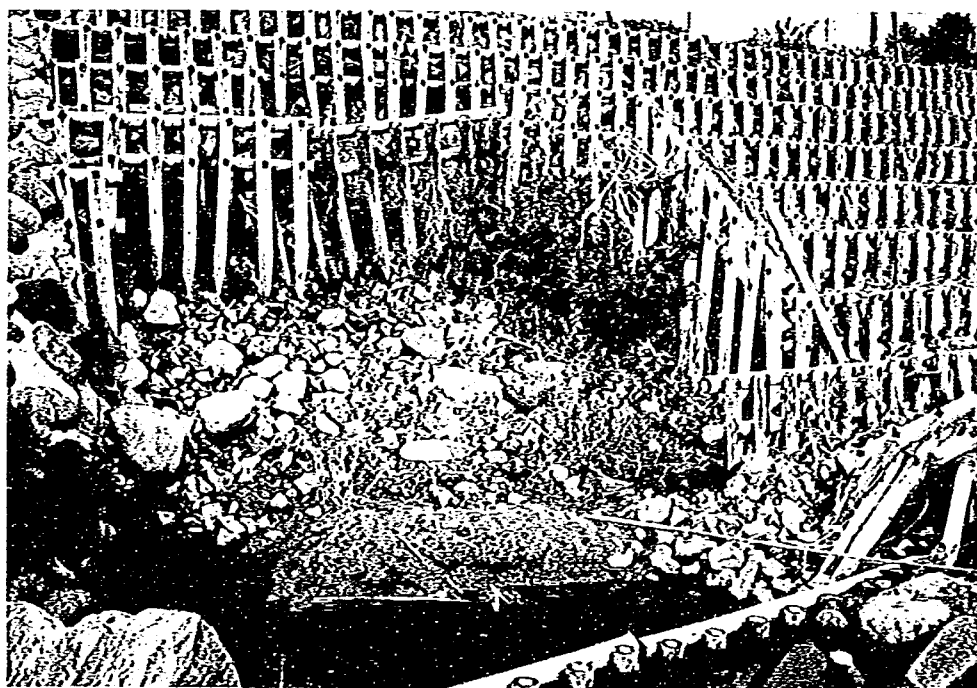


写真-3.14 被災状況（拡大）

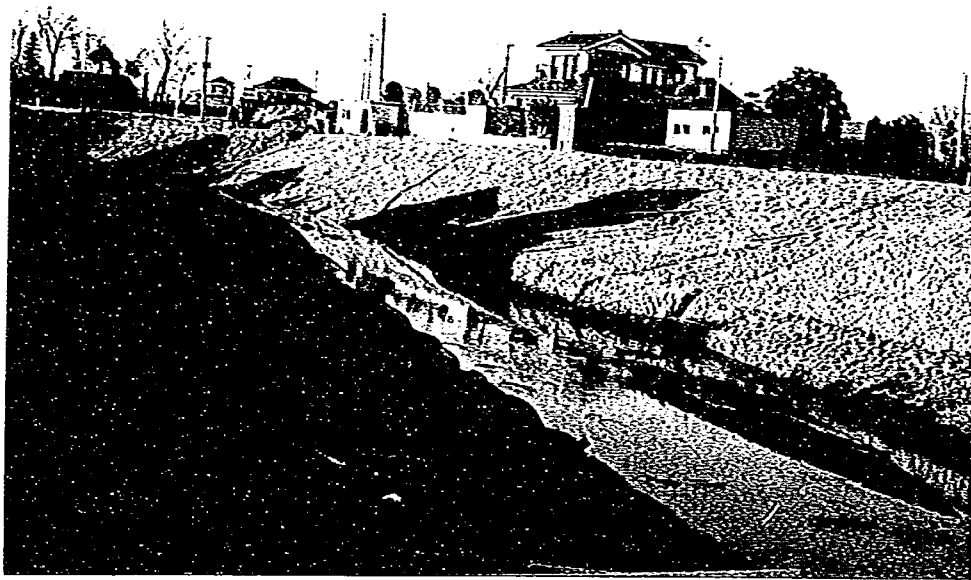


写真-3.15 ふとんかごのずり落ち状況（H川）

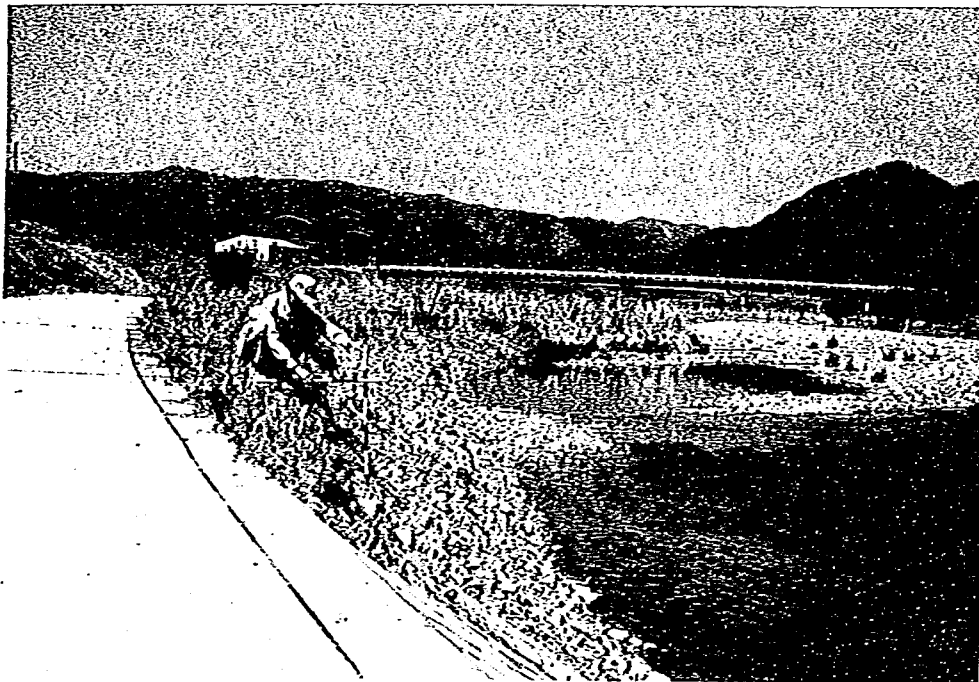


写真-3.16 表面がアーマリングした覆土の例

第4章 セグメントごとに見た変形の特徴

4. 1 検討目的

変形事例分析の第一歩は第3章で述べたような力学的側面から個別の変形事例ごとに実施する演繹的解析である。しかし、本研究のように最終目標が多自然型河岸防御工の水理設計法の立案にある場合は、帰納的解析、すなわち複数の変形事例を集め、それらの変形原因と河道特性に代表される周辺環境との因果関係について調べることににより、例えばあるセグメントに頻発する共通の変形原因を見いだす調査が有効なこともある。そこで、データ量が少なく機能的解析に耐えうるものか問題は残されているが、本章では河道をセグメントごとに分類し、各セグメントごとに見た工法、および変形機構の特徴について調べることにした。

4. 2 セグメント区分

4.2.1 セグメント区分の基本的な考え方

山本（1994）によれば、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。例えば、図-4.1に示すように、木曽川は大まかに3つのセグメントに分けられることがわかる。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)、溪流・・・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は次のとおりである（表-4.1参照）。

表-4.1 各セグメントの特徴

	セグメントM	セグメント1	セグメント2		セグメント3
			2-1	2-2	
地形区分	— 山間地 — — 扇状地 — — 谷底平野 — — 自然堤防帯 — — デルタ —				
河床材料の代表粒径 d_s	さまざま	2cm以上	3cm～ 1cm	1cm～ 0.3mm	0.3mm以下
河岸構成物質	河床河岸に岩が出ていることが多い。	表層に砂、シルトが乗ることがあるが薄く、河床材料と同一物質が占める。	下層は河床材料と同一、細砂、シルト、粘土の混合物。		シルト・粘土
勾配の目安	さまざま	1/60～1/400	1/400～1/5000		1/5000～水平
蛇行程度	さまざま	曲りが少ない	蛇行が激しいが、川幅水深比が大きい所では8字蛇行または島の発生		蛇行が大きいものもあるが小さいものもある。
河岸侵食程度	非常に激しい	非常に激しい	中、河床材料が大きいほうが水路はよく動く。		弱、ほとんど水路の位置は動かない。
低水路の平均深さ	さまざま	0.5～3m	2～8m		3～8m

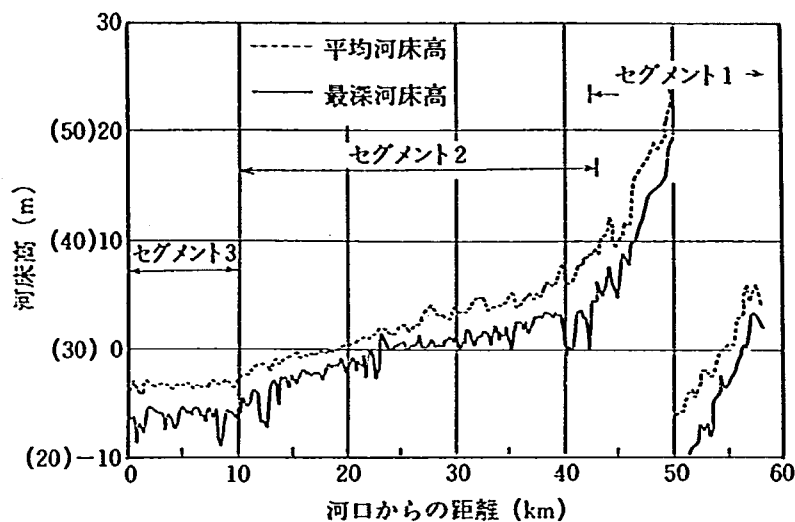


図-4.1 木曽川の縦断形

セグメント3は粒径0.3mm以下の粒径の河床材料を持ち、河岸がシルト・粘土で構成されている概ね1/5000よりも緩い河床勾配を有する河川である。蛇行の程度は様々で、河岸の高い粘着性、小さな洪水外力のために河岸の侵食速度はかなり小さく洪水によって水路の位置が変わるのは極めてまれである。わが国ではセグメント3を持つ河川は利根川、木曽川などごく限られている。

セグメント2-2は概ね粒径0.3mm以上、1cm以下の粒径の河床材料を持ち、河岸の下層は河床材料と同一、それより上は細砂、シルト、粘土の混合物もしくは互層からなる河床勾配が概ね1/5000～1/2000程度の河川である。蛇行は著しく、氾濫源には自然堤防を形成する。洪水時には水衝部で小規模な河岸侵食を引き起こすこともある。

セグメント2-1は、概ね1cmから3cmの粒径の河床材料をもつ河川で、河岸の土質構成等はセグメント2-2と似ている。河床勾配は概ね1/400～1/2000であるが、しばしばセグメント2-2とクロスオーバーする。河岸侵食の頻度はセグメント2-2よりも高く、その規模も大きい。

セグメント1は、概ね2cm以上の粒径の河床材料を持つ河川で、河岸の構成土質は河床材料と同じである。河床勾配は1/400～1/60程度で扇状地を形成していることが特徴である。河岸は侵食を受けやすく、しばしば流路変動を起こす。

セグメントⅣは、山地部の谷底を流れる河川で、その勾配や堆積している河床材料粒径はその場所の地形に大きく左右されるためまちまちである。勾配が急でかつ比較的広い谷底平野を持つ場合はセグメント1と似た河道特性を持つ。谷底平野を持つか否かは谷底が堆積環境にあるか否かで決まり、堆積環境にない場合は侵食性を示し、しばしば河床や河岸に岩が露出する。

以上に述べた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、本調査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3～Ⅳのいずれにも属さないもの、すなわち侵食河川の一つである扇状地侵食河川（セグメントE₁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

表-4.2 各セグメントごとの調査事例数

河道区分	事例数
Segment Ⅳ	9
Segment 1	8
Segment 2-1	39
Segment 2-2	20
Segment 3	0
Segment E ₁	2

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。

4.2.2 セグメントの具体的な区分方法

基本的には表-4.1に基づいて分類するが、実作業としては河床勾配を基準に分類すればかなりのものが適切にセグメント区分できる。判断が困難なのは河床勾配の値が表-4.1に示したセグメントの境界値付近にあるものであるが、これらについては次のように対処した。

- ・セグメント3～2-2の分類

0.2mm前後の粒径集団が河床材料の主集団となっていればセグメント3と判定することにした。

- ・セグメント2-1～1の分類

河岸材料の粒度分布と河床材料のそれとの間に有意な差異がなければセグメント1と判定することにした。

- ・セグメント1～Ⅴの分類

河道周辺の地形を調べ、扇状地を形成していたらセグメント1、谷底もしくは谷底上に形成された狭い平野上を流下していたらセグメントⅤと判定することにした。

- ・セグメントEの分類

対象河川以外の河川が形成した平野上を流れ、かつ上流域に明確な土砂生産場を持たないものをセグメントE（扇状地侵食河川）と判定することにした。

4. 3 セグメントごとにみた変形の特徴

4.3.1 セグメント区分の結果

全調査事例をセグメントⅤ、1、2-1、2-2、3、およびEのいずれかに分類した結果、各セグメントごとの事例数は表-4.2のとおりとなった。これによれば、セグメント2-1に属する事例が多く、次いで2-2、1、Ⅴの順になり、Eはわずか1事例、セグメント3に至っては事例はなかった。この結果からデータの統計的性質について次のことが言える。

①セグメント2-1、および2-2に属する事例数は十分とは言えないが、セグメントごとに変形の特徴を分析する調査においてもある程度の精度を期待できる。

②セグメントⅤおよび1についてはデータ量が少ないので、本調査においては慎重に扱う必要がある。

③セグメント3およびEについては事例数が少なく、本調査にはなじまない。

この結果は、4.3.2～4.3.3に述べる分析を実施する際にはデータの統計上の質に注意を払う必要があることを示しているといえる。そこで、4.3.2～4.3.3の分析を実施する前にはできる範囲でデータの統計上の精度について確認することにする。

4.3.2 セグメントと変形しやすい工法の関係

ここでは、各工法別に変形事例数を調べ、この結果をセグメントごとに比較することによって変形しやすい工法、変形しにくい工法を明らかにしようとするものである。

①データの精度について

この調査では、その検討過程のなかで各セグメントごとに分類した事例をさらに工法別に分類する。この際、各集団が統計的に均質な状態を保っているかどうか確認しておく必要がある。

図-4.2は各セグメントごとに工法別の全事例数を取りまとめたものである。図-4.2によれば、事例がセグメント2-1および2-2に偏る傾向を示すものの、セグメント2-2からⅤまでの範囲に対しては工法分布が類似しているようである。図-4.3は各セグメントごとに各工法が全事例数に占める割合を示したもので、工法分布状況を端的に把握することができる。なお、この図では事例のないセグメント3は除いてある。これによると、セグメントEを除く4つのセグメントにおいて、覆土、かご工、連接ブロック工法など事例数の多い工法の分布はある程度類似していることから、以降に述べる分析はある程度の精度をもって実施可能であると評価することができる。

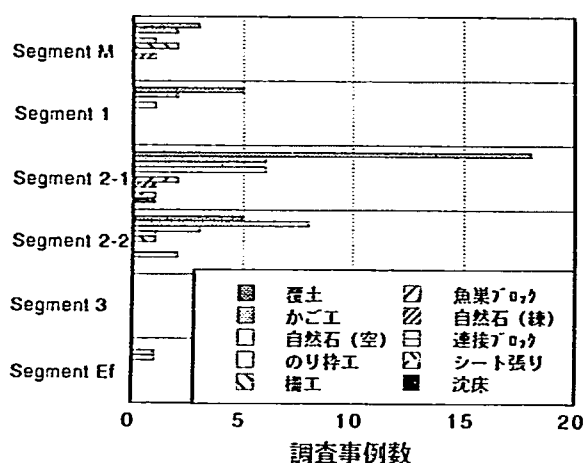


図-4.2 セグメントごとに見た工法別事例数

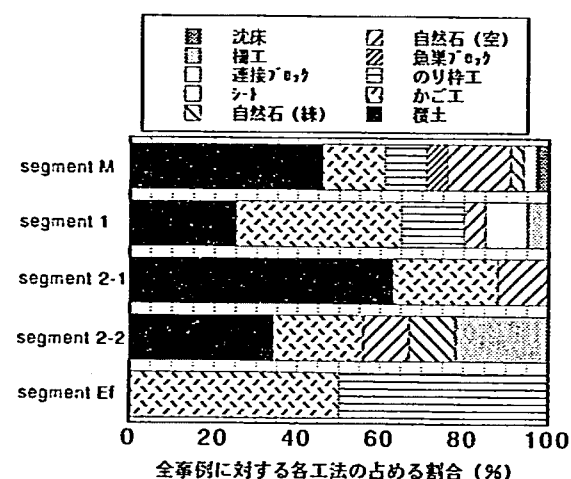


図-4.3 セグメントごとに見た工法別占有率

②調査結果について

図-4.4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を求め図-4.5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-4.4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。

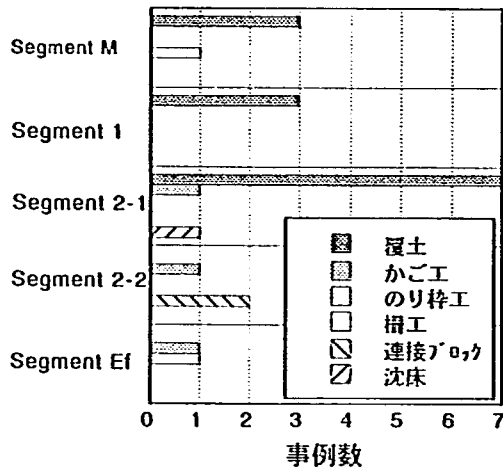


図-4.4 工法別被災事例数

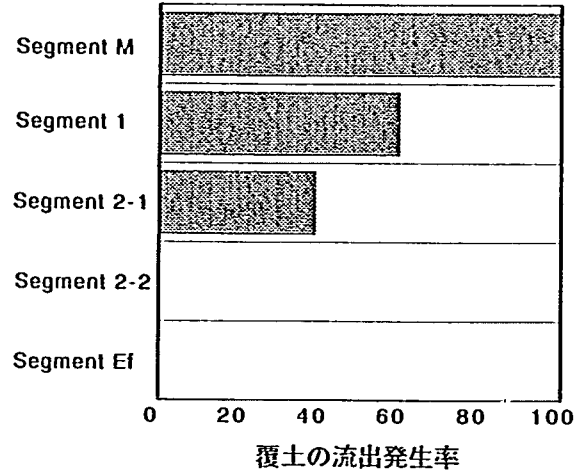


図-4.5 工法別被災発生率

4.3.3 セグメントと起こりやすい変形機構の関係

本項では、各変形事例を個別に調べ、その変形機構を推定したものをセグメントごとに比較し、各セグメントと発生しやすい変形機構との関係を調べるものである。

①データの精度

ここではセグメントの違いによる変形機構の違いについて調べることにする。変形機構と洪水外力の大小とは関連があると考えられるので、この検討を実施する際には各セグメントごとの洪水規模の均質性、例示すれば、あるセグメントばかりに大きな洪水が集中していないかどうかを確認していかなければならない。この検討のための指標としてパラメータ Q/Q_p を設定する。ここに、 Q は変形の発生した洪水のピーク流量、 Q_p は計画高水流量である。このパラメータは第2章にも述べたように定性的ではあるが対象河道にとっての洪水規模の大きさを示すことができると考えられる。

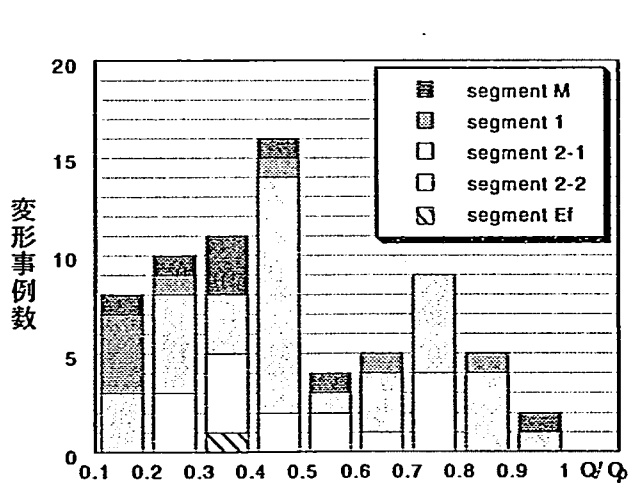


図-4.6 Q/Q_p と事例数との関係

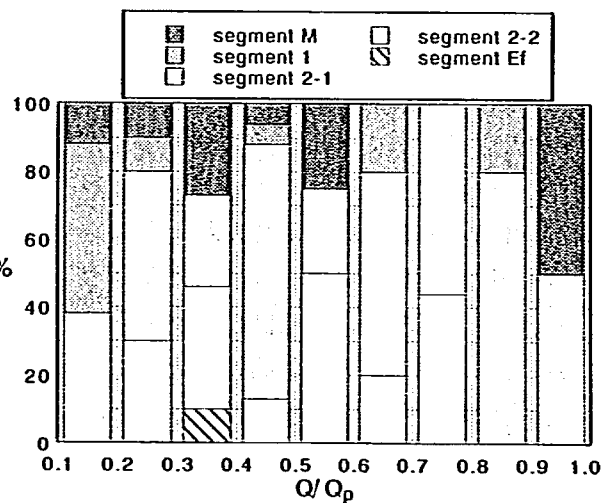


図-4.7 Q/Q_p と各セグメントの占有率との関係

図-4.6は Q/Q_p を0.1ピッチに刻み、それぞれに属する事例の数をセグメントごとに分類したものである。第2章でも述べたとおり、この図は理論的には山型の分布をなすはずであるが、0.5~0.7の事例が不足しておりデータのばらつきの多さをうかがわせる結果となった。ただし、各コラムごとに見れば

セグメントごとの占有率には大きな差異はないようである。そこでこれを端的に示すために図-4.6の各コラムを占有率に書き換えたのが図-4.7である。これによれば、 $0.2 < Q/Q_p < 0.8$ の範囲では、セグメントEを除く4つのセグメント間ではその分布に決定的な差異は見られない。そこで、この範囲のデータに限ってはセグメントごとの比較にある程度耐えうると評価することができる。

②検討結果

図-4.8は、 Q/Q_p ごとに变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模でも变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ため、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变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变形が発生していることを示している。

そこで、個別事例ごとに变形原因を推定し、原因ごとに变形事例数をまとめたのが図-4.9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变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

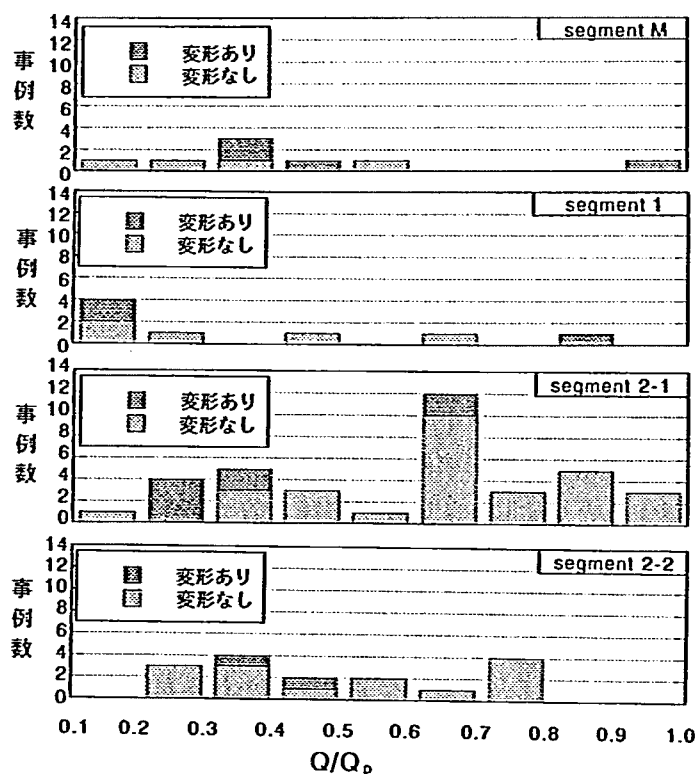


図-4.8 Q/Q_p ごとにみた被災事例数および被災なしの事例数

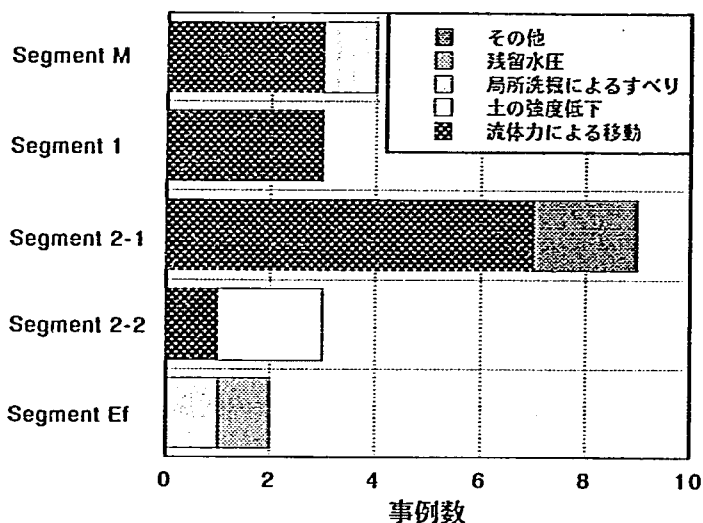


図-4.9 要因ごとにみた被災事例数

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したり、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。

4. 4 まとめ

上記の調査・分析結果から次の事項が明らかになった。

①覆土工法は他の多自然型工法に比べ強度の点で不利な状況にある。特に上流のセグメントでは洪水時に発生するせん断力も大きいので小規模な洪水でも流出しやすい。粒径の大きなものを覆土材料に選べば原理上流出は防げるが、上流のセグメントでは河床材料よりも大きな粒径の材料の入手が困難であるという決定的問題がある。ジオテキスタイルなどの補強材を用いたり、施工位置等について検討する余地は残されてはいるが、上流域での覆土工法の適用性など根本的なところから今後十分に論議する必要があると考えられる。

②盛土の泥濘化に関する問題は、切土面に施工する場合が多かったこれまでの護岸づくりではクローズアップされることのなかった、多自然型川づくりならではの問題といえる。これらの問題については適切な材料の選択や締固めの徹底により解決可能であると思われるが、これらについての具体的な基準・手法は現状ではないのでよりよい川づくりを実現するために盛土材料の強度特性、強度改良工法等について検討する必要があると考えられる。

第5章 変形事例検討の要約

5. 1 概要

本章では、これまでの検討の総括として、得られた水理的課題、教訓等を列挙するものである。ここでは、主として水理的な観点から構造上の改善点について述べるものとするが、変形機構の分析過程で明らかになった計画上の留意点など副次的な事項についても言及する。

5. 2 多自然型河岸防御工の構造上の課題

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。

5.2.1 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、3.4.1に述べたとおり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、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流出事例の多い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-3.30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は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

第3章で述べたように、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、例えば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) 植生土壌について

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バフエッティングし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が、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。

5.2.2 ジャかご・接続ブロック等、河道縦断方向に連結されていないのり覆工

ジャかごは、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、接続ブロックは、鉄筋によって帯状に連結されたブロック群をジャ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。多自然型河岸防衛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ジャかごや接続ブロックが移動・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。

5.2.3 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。多自然型河岸防衛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。多自然型河岸防衛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。

5.2.4 盛土

本調査において、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ェ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。

5.2.5 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。

5. 3 計画上の課題

ここまでは多自然型河岸防御工の構造に関する課題を述べてきたが、ここでは本調査を通じて明らかとなった計画段階での課題について述べることにする。

5.3.1 治水以外の機能を担う部分の設計外力の設定について

例えば覆土は既存の護岸の上に設置する工法であり、洪水防御は既存の護岸が受け持ち、生態系保存機能、景観向上機能、親水機能等は覆土が受け持つ。したがって、洪水時に覆土が流出しても河岸防御工の治水安全度は低下しない。護岸の多くは計画高水流量のような大洪水が発生したときに治水機能を発揮しなければならないので計画高水流量時に発生する洪水外力を想定して設計するのが一般的な考え方である。これに対し治水以外の機能を担う部分の設計外力をどのレベルに設定すべきか決定する手段はまだ開発されていない状況にある。そこで、参考としてここに一つの方法を提案する。この方法は基本的にはB/Cの概念に基づくものであり、治水以外の機能を担う部分について担う機能が産み出す便益(B)と建設および維持管理に要する費用(C)の比B/Cを長い時間で見たととき最大にするよう設計する。すなわち、

$$\frac{\int_T B \cdot dt}{\int_T C \cdot dt} \rightarrow \text{最大} \quad (5.1)$$

とすれば、経済的に最も効率のよい設計であると言える。ここで、例えば景観機能について周辺住民に次第に飽きが来たり美的価値観が変わって時間の経過とともにBが小さくなることがないと仮定すると、上式は次のように変形することができる。

$$\frac{B \cdot T}{\int_T C \cdot dt} \quad (5.2)$$

式(5.2)から、この値を最大にするには、

$$\int_T C \cdot dt \quad (5.3)$$

を最小にする必要があることがわかる。図-5.1は、覆土の設計外力の超過確率 p を大きくとった場合と小さくとった場合の建設・維持コスト（ C ）の長期的変動を概念的に示したものである。図-5.1より、 p を大きく取ると建設費用は安くなるが洪水で流出する頻度が多くなり、逆に p を小さく取れば建設費用は高くなるが流出頻度は減少することがわかる。この関係をさらに具体的に説明すると次のようになる。図-5.2(a)は p と C の関係の一例を示したものである。 C が階段状に上昇しているところは外力の変化に伴う工法の変更を表し、ステップの間の部分、例えば図中の a 区間は使用材料の大型化、高強度化による対応を意味している。この関係から、適切な p は図中の b 区間、 b' 区間付近にあることが推定される。ただし、洪水外力の程度、環境面からの要求などにより使用可能な工法が限定されたりすると、 p と C の関係は図-5.2(a)の a 区間を抽出した形、すなわち図-5.2(b)のような関係になる場合がある。この条件のもとでは p が小さければ小さいほど式(5.3)の値が小さくなることになる。この場合、 p が治

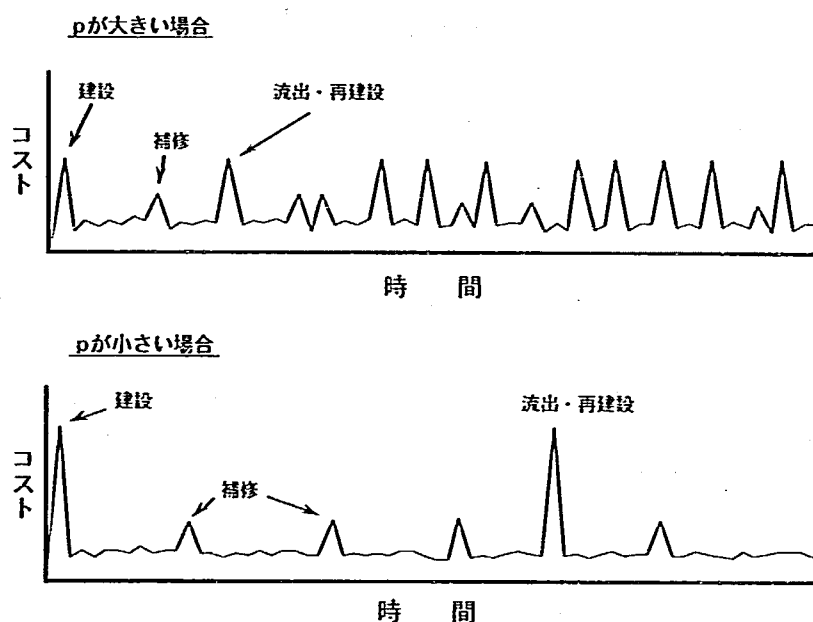


図-5.1 超過確率 p とコストの関係の一例

水計画の超過確率を越えることとなり、既設の護岸よりもその上に被せた覆土の方が洪水に対する安定性が高いという不合理な事態が発生することになる。先にも述べたように覆土は治水機能を受け持たないのが原則であるから、 p が治水計画の超過確率を越えて覆土の強度が既設護岸の強度を上回るのは合理的とは言えない。よって、河川利用や景観等の側面から常識的な覆土形態の範囲、すなわち C の上限値もしくは p の最小値をあらかじめ決めておく必要があると考えられる。

*) 覆土の設置目的に応じて覆土の採りうる構造と費用には自ずから制限条件が発生する。覆土の構造・強度とコストの関係を概念的に表したのが表-5.1である。覆土表面の植生を管理する段階までは自然環境の保全がねらいであるが、耐侵食性の高い植生を繁茂させたり植生ブロックを置くのは新たな自然の

創生がねらいであると言えるので、例えば自然環境の保全がコンセプトとして取り上げられている川づくりの場合であれば、覆土に費用をかけるのも表-5.1の第二段階までとなる。

5.3.2 イメージパースの画一化について

多自然型川づくりが本格化したばかりのころは河岸防御工の形態もかなり個性的で、すべてが良いものとは限らない状況であった。現在も未だ発展途上で改善の余地があるものの、イメージパースは幾通りかのものに固まりつつある状況にあると思われる。この状況は、デザイン技術の成熟と見なすこともできるが、環境関係の新しい情報が次々と集積されている現状を考えるとデザインの画一化とも表現できる。今回の調査で明らかにされたことで特に問題であると思われるのは、河道を幾つかのセグメントごとに分類し、各セグメント間でイメージパースの傾向を比較したところ、有意な差が見られなかったことである。セグメントが異なれば砂州の形状、河岸の土質、平常時の流量・流れの状態、植生の種類・量、生物種、洪水外力等が異なるので、本来ならば多自然型河岸防御工にも変化がなければならぬはずである。イメージパース作りが画一化した原因として多自然型川づくり初期のころの一部のデザインが景観や生態面で問題

があったとの批判を受け、技術者がやや及び腰になったこと、景観・親水性・生態系等についての知識、設計のノウハウ等が十分に蓄積できていないこと等が挙げられる。

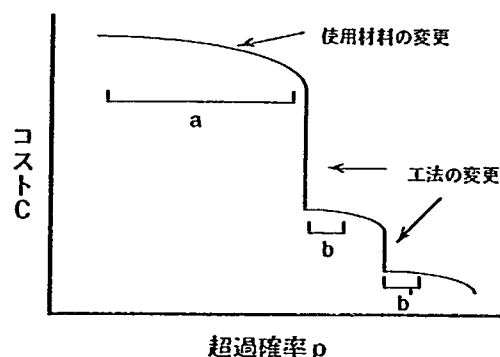
この問題に関しての抜本的な対策は、景観・親水性・生態の面での設計技術の水準を上げることに他ならないが、これが達成されるまでの過渡的な対応手順の一案を次に示す。

①事前に、河道のセグメントごとに典型的な景観・生態系等を想定し、それに見合った標準的なイメージパースを作っておく。

②当該河川の景観的・社会的・生態的特徴を調査し、当該河川の個性を明瞭にする。この際、周辺住民の声が適切な形で反映されることが望ましい。

③②で明らかにされた当該河川の個性と、標準的イメージパースを設定した河川のそ

(a)一般的なCとpの関係



(b)工法が限定された場合のCとpの関係

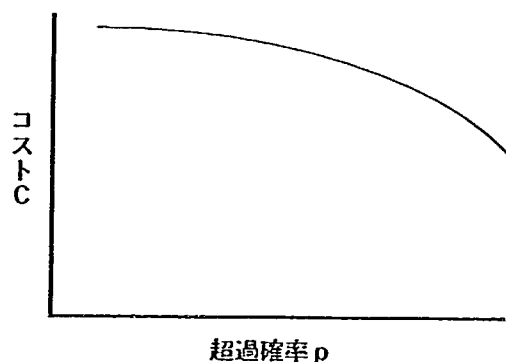
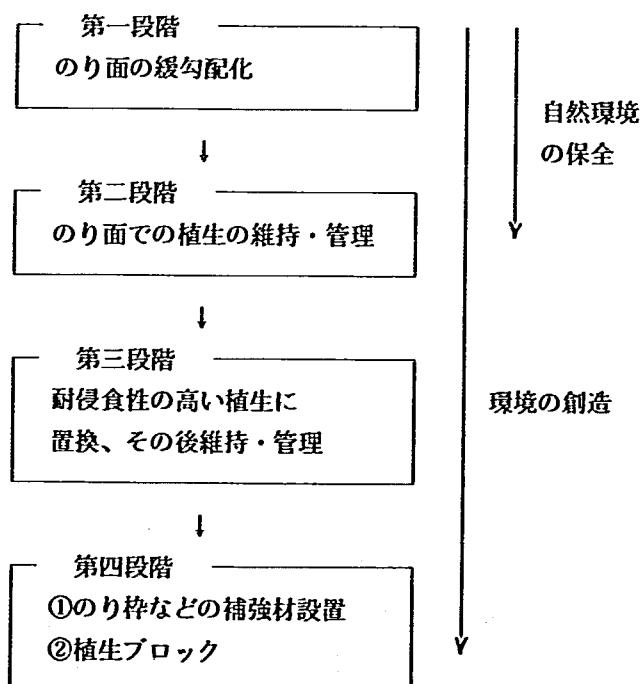


図-5.2 pの設定の違いによるコストの長期的変動特性

表-5.1 覆土の補強段階と設置目的の関係



れとを比較することによって、標準的イメージパスに盛り込まれた機能のうち、抜けている部分を加え、余計なものを除く。このような作業を実施することによって標準的イメージパスを対象河川の個性にマッチしたイメージパスに改造する。

5.3.3 生態系・景観・親水性・安定性のバランスについて

従来の川づくりは、疎通能力の確保を大前提とし、標準断面をよりどころとして河道拡幅、河床掘削等を行うことが中心課題であったから、河川を変化の乏しい、いわゆる定規断面にしてしまったことは否めない。ところが新しい川づくりの潮流は、川には砂州や瀬・淵が本来あるべきものであるとし、それを人間が社会生活を送る上で支障のない範囲で許しつつ治水安全度を確保するとの方向に向かっている。これはもともと環境保全の立場から発生した考え方であったが、結果として河岸防御工の安全度を高め、維持管理を容易なものにすることが期待できる。例えば湾曲部外岸側の深掘れ対策として根固工を設置する場合、将来発生する深掘れを想定して設置高さを低めに設定すると、高めに設置した場合よりもブロックの必要重量・敷設範囲を小さくしても安定性を保持できることが知られている（山本ほか、1991）。これは、瀬・淵を残すことによって河岸防御工の安全度をも高めた「河岸防御工の高度化」の好例といえる。今後は「河岸処理の高度化」に向けて、生態系、景観、親水性、安定性等の課題をどう位置づけ、バランスさせていくかの検討が必要である。

参考文献

- 山本晃一（1994）：沖積河川学 堆積環境の視点から、山海堂、470p.
- 足立昭平（1964）：人工粗度の実験的研究、土木学会論文集104号、pp. 33-44.
- 土質工学会編（1979）：土質試験法、pp. 736-739.
- 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、pp. 15-19.
- 長谷川和義（1989）：1988年留萌川洪水における河道災害の特徴、第8回日本自然災害学会学術講演会要旨集、pp. 132-133.
- 山本晃一・諏訪義雄（1992）：護岸災害の実態とその対策、季刊防災、vol. 98、pp. 49-52.
- 藤田裕一郎（1991）：傾斜地域における河道災害について、京大防災研年報、第34号、B-2、pp. 301-317.
- 山本晃一・平林 桂・鈴木一孝（1991）：物部川床止め計画模型実験報告書、土木研究所資料第2984号、325p.

あとがき

従来の川づくりは少ない工事費でいかに効率よく規定の流量を流下させることのできる疎通能力を確保するかが課題であった。標準断面を確保し、粗度係数を規定値に維持することが絶対的な意味をもっていた。

一方、河道は時間の経過とともに変化するものという認識はあるものの、その変動傾向や変動速度を予測する技術が整っていなかったために、河岸防御工をはじめとする河川構造物の設計に際しては標準断面や現況断面をよりどころとせざるを得ない状況であった。このため構造物設置後に起こった河床変動により構造物が変形することも少なくなかった。

河積の確保が至上課題とされたかつての川づくりにおいては河積を阻害するものや粗度係数を増大させるものは好ましくないものとして扱われた。低水路に突き出す水制は河積を阻害するものとして根固工にとって代われ、植生は粗度係数の増大を招くおそれのあるものとして定期的に刈り取られる傾向にあった。

多自然型川づくりが本格化し、生態系のために瀬と淵を残す川づくりが計画されるようになった。このため、その設計において将来発生するであろう深掘れや砂州の変動を予め見込む努力がなされることとなった。これは先に述べたように設置後の河床変動によって変形することの多かった構造物の安定性確保の面からみても好都合であることから、設計の高度化ということができる。

最近では、平水時において流れの淀みを作り（いわゆる流れの多様化）、魚類等の生息・繁殖場所を作ろうとして水制が設置される事例も増加しつつある。従来、水制は洪水時での水はね機能、流速低減機能を持つものとされてきたが、この動向は平水時における上記の機能を付加することによる水制の復活と捉えることができる。平水時に淀みを作ることを主目的とした水制であっても洪水時の水はね効果や流速低減効果も期待できるから、これも設計の高度化ということができる。

従来の川づくりの考え方では、特に背が高く堅い植生ほど粗度係数を大きくする恐れが高いため、これらが繁茂しないよう管理される傾向にあった。ところが現在、河川の生態系の多様化を実現するために最も重要な要件は植生の多様化であることが明らかにされつつある。一方植生には土砂を捕捉したり植生内部の流速を遅くする機能があるため、植生の下の方の土の耐侵食性を向上させる効果が期待できるので、植生の繁茂は治水安全度を向上させる効果もあると考えられる。

以上、多自然型川づくりが治水安全度の向上にもつながっている例をいくつか述べたが、本書がこのように生態系・親水性・景観への配慮と治水安全度の確保を共に成し遂げるような川づくりの参考になれば幸いである。

しかし、現実問題として、環境への配慮が全て治水安全度の向上に役立つわけではなく、相反するものもある。例えば河道内にワンドを作った場合、無視できる程度のものであるかもしれないが原理的には水位はせき上がる。生態系・親水性・景観への配慮と治水安全度確保のバランスをどう考えるかが今後の課題となろう。

なお、本書では平成5年度に洪水の履歴を受けた河岸防御工のみを分析対象としてきたが、平成6年度以降もこの業務は継続するつもりである。データ不足で少々歯切れの悪い結論しか導き出せなかったセグメントと変形のパターンとの関係等についてもさらにより良い結果が得られるのではないかと考えている。

本報告書の作成に際し、河川局治水課北村匡課長補佐には研究の方向性検討の上で多大なご指導を賜った。また、河川局治水課宮武晃司調査基準係長、九州地建河川計画課高橋英一技官には調査実施のうちに多大なる御協力を賜った。直轄および地方自治体の現場で活躍されている技術者の皆様には御多忙

中の折りにもかかわらず変形事例調査に御協力いただき貴重な情報を提供していただいた。また、当研究室赤津光恵さんには大量の図面トレースを行っていただいた。いずれの御協力が欠けても本書を成し得ることはできなかった。末尾ながらここに記して謝意を表します。

多自然型河岸防御工の洪水時挙動
—多自然型河岸防御工の設計法立案のために—

I S S N 0386 - 5878
土木研究資料 第3366号
平成7年8月 (1995年)
建設省土木研究所

河川研究室 室 長 宇多 高明
主任研究員 藤田 光一
研 究 員 平林 桂
九州地建 建設専門官 是沢 毅

要 旨

平成5年度に洪水を経験した多自然型河岸防御工の洪水時挙動、洪水時の水理量、周辺の河道特性を調べ、個別の事例ごとに挙動の原因を推定した。また、非粘着性材料を用いた覆土の流出条件を見出すとともに、植生による耐侵食性の向上を確認した。さらに、多自然型河岸防御工の洪水時挙動の特徴を河道のセグメントごとに示した。最後に以上を総括し、多自然型河岸防御工を設計する上での留意点を示した。

キーワード：多自然型川づくり、多自然型河岸防御工、洪水時挙動分析、水理設計

郵便はがき

50円切手
をはって
下さい

305-□□

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 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究資料第 3366 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名 印

土木研究所資料第3366号

