

千曲川における河岸防御工法に関する検討

Review of the Chikuma Riverfront Protection Works

研究第四部 主任研究員 竹内 義幸
研究第四部 部長 小川 鶴蔵
企画調査部 副参事 竹内 わこ
(株)東京建設コンサルタント 川島 幹雄
(株)東京建設コンサルタント 野村 秀之

『護岸の力学設計法』¹⁾は、護岸を巡る諸問題に対する現時点での水理学や河川工学の分野の知見を基に、力学的安定性を照査する方法について、体系的・定量的にとりまとめられた護岸設計の参考書であり、その適用が広がりつつある。一方、力学的安定性の照査に用いる設計流速や最深河床高等の設計条件、限られた実験等による諸係数を設定する際、実河川での適用範囲を見定め、それを補完する河道特性、過去の施工実績、水理模型実験等により合理的な設計手法を提案していくことが重要なテーマとなっている。

本検討は、急流河川の千曲川をモデルとして、同書に基づいて護岸の力学的安定性の照査を行い、その適用範囲を見定め、それを補完する河道特性、過去の施工実績、水理模型実験等のデータをどのように有効活用できるのかを研究することにある。

本検討で解明すべきポイントは、次の点に集約される。

- 護岸設置を必要最小限とするための水衝部河岸の変動
- 経年的な河床変動が著しい区間での最深河床評価高
- 高流速区間における護岸の力学的安定性の照査に必要な諸係数の設定

本検討で明らかになったことは以下のとおりである。

護岸の設置範囲を最小限とするため、経年的な河床変動データ、洪水時の水理特性等を基に、主流路の変動を分析した。その結果、約20年にわたる主流路位置の実績、平均年最大流量流下時の川幅水深比を判断指標とし、水衝部河岸の変動が解明できた。

また、『護岸の力学設計法』で提示されている構造モデルとその力学的照査法、諸係数を適用した結果、限られた構造モデルや条件下の護岸に対してのみ適用できること、現場の施工条件（かみ合せ、連結等）の違いによる効果を諸係数の設定に反映する必要があることが分かった。さらに、これらを補完するため、簡易な水理模型実験により解明する方策を提案した。

なお、今後の検討課題として、経年的に河床低下傾向にある最深河床評価高の将来予測をどこまで見込んだ設計条件とするか、また、前記の力学的安定性の諸係数を簡易な水理模型実験、既存施設の検証等により決定する必要がある。

キーワード：護岸の力学的設計法、河道特性データの活用、河岸防御工法

“The Mechanical Design Method of Revetment Works”¹⁾ is currently based on hydraulics and river engineering of various revetment problems. These findings are at the basis to come up with dynamic and stable investigation methods. This is also the reference on revetment designs that is summarized in a systematic and quantitative manner, with its application gradually spreading. On the other hand

there is a need to pinpoint the design condition when designing the flow speed or depth of deepest riverbed point employed during dynamic stability investigations. When setting the coefficients by limited experiments it is important to define the suitable range of the actual river. Other vital factors include the riverway properties that complement the river, past improvement results, hydraulic model studies and so on. As can be seen, proposal of more rational design methods of such is an important theme.

This review uses Chikuma River, a rapid river, as a model. A mechanical stability investigation took place on the revetment in accordance with the guidelines of this reference. The applicable range was first defined, backed by the purpose of the study to effectively utilize data. The data concerned included complementary riverway features, past works results, hydraulic model studies and other data.

This review intends to clarify the following points as summarized below:

1. Fluctuation in the riverfront exposed to water shock to minimize the need to construct a revetment.
2. Deepest riverbed evaluation height in segments where riverbed fluctuation is significant over the years.
3. Defining various coefficients necessary to compare and test the dynamic stability of the revetment in the highly rapid river segments.

The findings of this review are as follows:

We analyzed the fluctuation of the main flow route, based on successive riverbed fluctuation data, hydraulic characteristics during flooding, etc. to minimize the range of revetment works. As a result, we clarified the fluctuation in the riverfront when exposed to water shock by applying roughly 20 years of results on the location of the main flow route and using the ratio between the river width and water depth during the mean annual maximum flow level as the determining indices.

Upon applying the coefficients and hydraulic investigation methods of the structural models proposed in the “The Mechanical Design Method of Revetment Works” we found that the methods were only suitable for limited structural models and revetment of certain conditions. It was also found that there was a need to reflect the results of different local works conditions (bite, joint, etc.) in the coefficient set. To complement these areas we proposed a way to reveal the results through a simple hydraulic model study.

Future studies should decide the:

- a) extent of design conditions applied for future forecast of the deepest riverbed evaluation height or riverbeds that tend to drop over the years,
- b) or as mentioned above, to determine the coefficients of hydraulic stability using simple hydraulic model tests, studies on existing facilities, etc.

Keywords : Mechanical Design Method of Revetment Works, Utilization of the Data on the Route Characteristics, and Riverfront Protection Works.

1. はじめに

千曲川では、1999年6月、8月に相次いで洪水に見舞われ、上流の全区間にわたって河岸崩壊や護岸・水制等の被災が発生した。千曲川の既往最大洪水は、下流の立ヶ花地点で、1983年9月に計画高水位を上回る規模の出水が発生している。一方、今回の1999年8月出水（戦後第4位）では、杭瀬下流の岩野橋付近（76.5km～78.5km）で計画高水位を上回る出水が発生した。

表-1 千曲川での著名洪水一覧表

Table 1 List of Major Chikuma River Floods

洪水名	洪水流量 (m ³ /s)	
	立ヶ花	杭瀬下
戦後最大	7,440 (1983年9月)	4,131 (1959年8月)
1999年6月出水	3,521	1,406
1999年8月出水	4,358	3,465
計画高水流量	9,000	5,500
平均年最大流量	2,486	1,247

注釈 1) 平均年最大流量は、1958年から1997年の平均値。

注釈 2) 統計期間は、立ヶ花（1951年～1999年）、杭瀬下（1954年～1999年）。

本検討は、急流河川の千曲川をモデルとして、『護岸の力学設計法、(財)国土開発技術研究センター』¹⁾に基づいて護岸の力学的安定性の照査を行うとき、その適用範囲を見定め、それを補完する河道特性、過去の施工実績、水理模型実験等のデータをどのように有効活用できるのかを研究することにある。

なお、本研究を進めるにあたっては、(財)河川環境管理財団 山本 晃一技術参与を委員長として、学識経験者、行政委員で構成される『千曲川平成11年度洪水の河岸被災原因と復旧手法評価検討会』を設置し、検討を実施した。

2. 『護岸の力学設計法』の実用上の課題

『護岸の力学設計法』¹⁾での設計手順を図-1に示す。同書において、図中の点線枠内の項目は、検討手順や具体的な施設形状を決定する照査方法が示されている。本検討では、千曲川をモデルとして、図-1の設計手順にしたがって具体的な設計を進める際の力学設計法の適用範囲を見定め、千曲川の河道特性、過去の施工実績等を踏まえて、どこまで設計できるのかを明らかにした。

本稿では、図-1の設計手順のうち、護岸の設計において重要となる項目のうち、次の4つについての検討結果について述べる。

- (1) 護岸設置を必要最小限とするための水衝部河岸の変動
- (2) 河道特性、機能、施工性からみた護岸形状・構造の設定
- (3) 経年的な河床変動が著しい区間での最深河床評価高
- (4) 高流速区間における護岸の安定性の照査に必要となる諸係数の設定

2-1 河岸防御の必要性の判断

(1) 「河道のセグメント分類法」^{1) 3)}に基づくセグメント区分

山本^{1) 3)}は、河道特性を把握・分析するため、河床勾配、河床材料が同じ河道では、洪水時の掃流力や低水路路幅・深さ等が類似した特徴を持つ“セグメント分類法”を提案しており、本検討ではこれに従って検討した。

千曲川のセグメント区分は、82km付近を勾配変化点とし、大きくは82kmより上流はセグメント1、82kmより下流はセグメント2-1の2つのセグメントに分割できる。さらに、河床勾配・材料、狭窄部から、8つに細分割できる(図-2参照)。

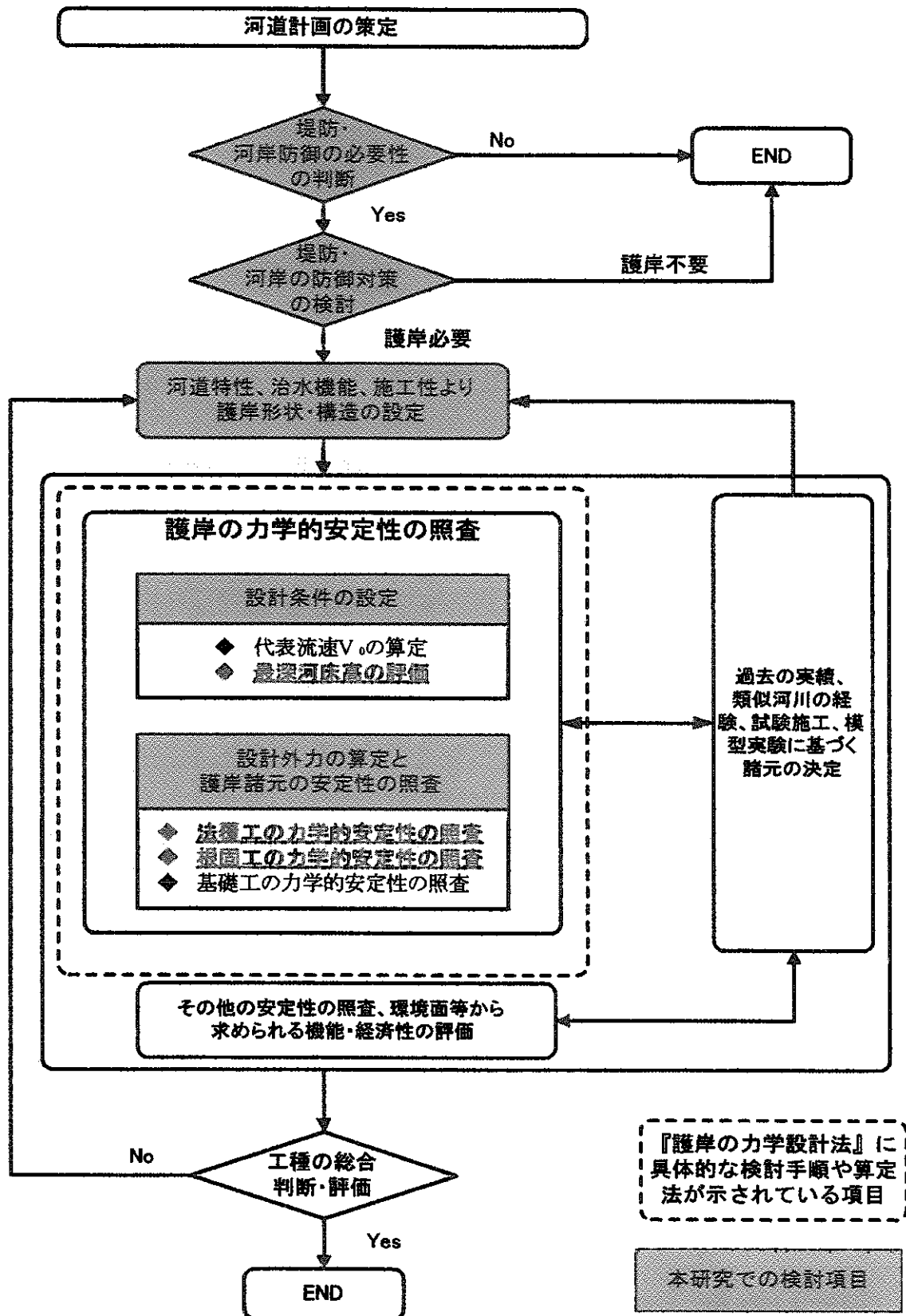


図-1 『護岸の力学設計法』¹⁾での護岸の設計手順

Fig.1 Procedures to Design the Revetment with the "Dynamic Revetment Designing Method"¹⁾.

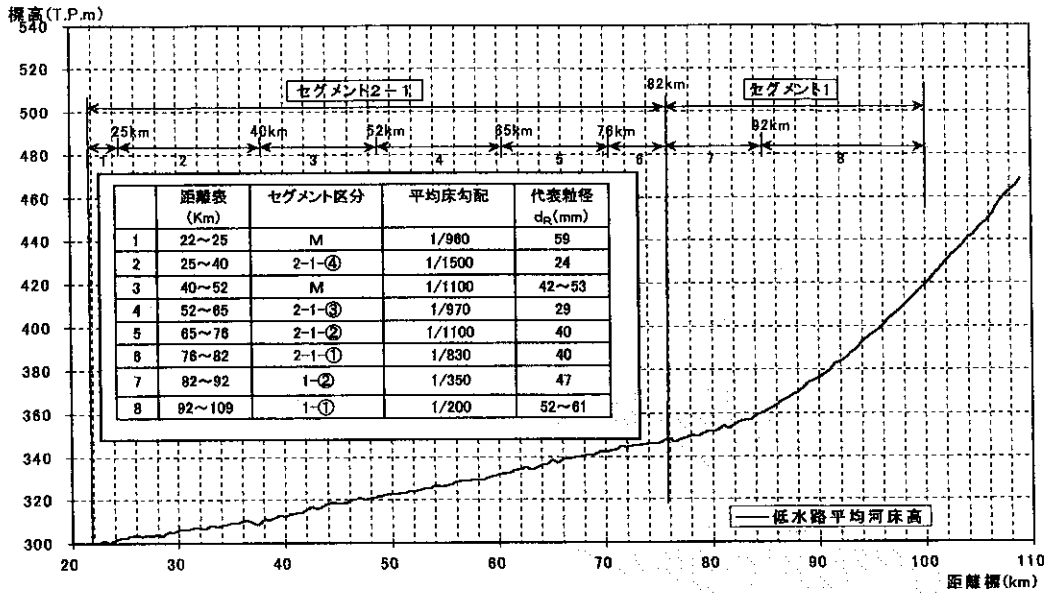


図-2 千曲川のセグメント区分 (1995 年度河道・平均河床高)

Fig.2 Chikuma River Segment (FY95 riverway, average riverbed height)

(2) 河岸防御の必要性の区分

河岸防御の必要性の区分は、堤防防御に必要な高水敷幅（一洪水で生じる侵食幅）に着目して設定する。本検討では、過去の被災実績調査⁵⁾に基づく被災幅と摩擦速度 u_* との有効性に着目し、千曲川での適用結果を図-3 に示す。これより、セグメント1、2-1とも、計画高水流量流下時の被災幅は、最大 40 m 程度となり、この被災幅に基づく千曲川の河岸防御の必要性の判断フローを図-4 に示す。

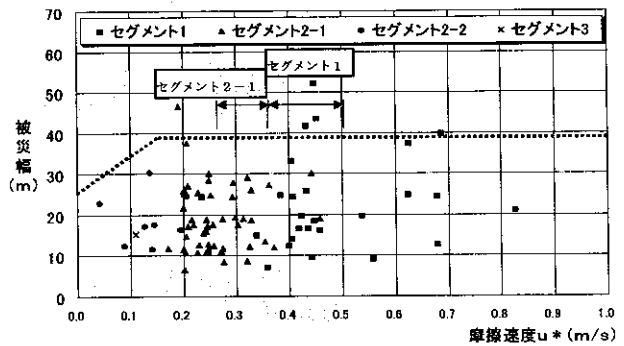


図-3 天然河岸の被災幅と摩擦速度の関係 (湾曲部外岸)⁵⁾

Fig.3 Correlation between width of disaster and friction speed of a natural riverside (outer coast of curve)⁵⁾.

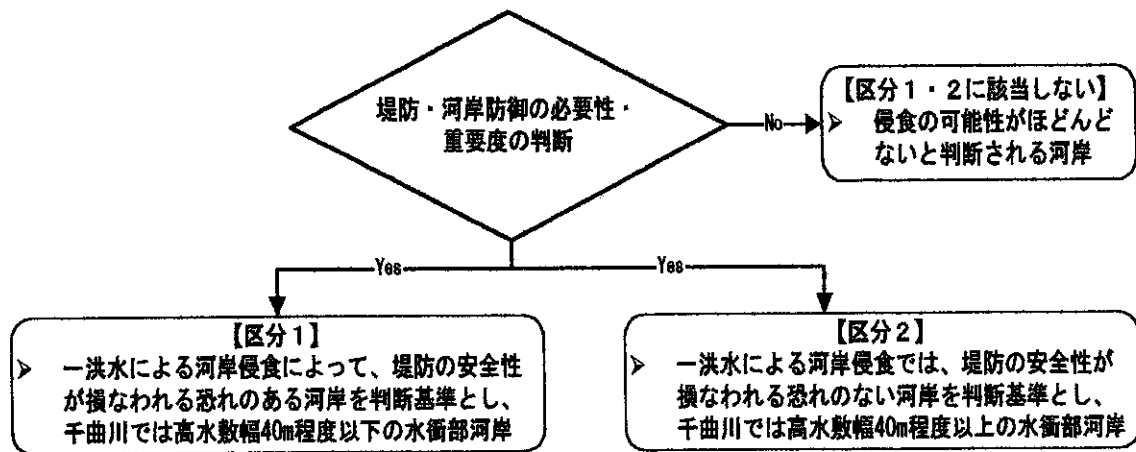


図-4 千曲川での河岸防御の必要性の判断フロー

Fig.4 Flow to decide the need for riverside control at Chikuma River

(2) 河岸防御対策の検討

河岸防御対策を検討するには、水衝部河岸の変動を把握することが重要であるが、『護岸の力学設計法』¹⁾において、対象河川によりその特性が異なることから、具体的な検討手順まで示されていない。本検討では、直轄河川において容易に入手できる経年的な河床変動データ、洪水時の水理特性と砂州の形状、航空写真を基に、主流路の経年変化を分析し、約20年にわたる水衝部河岸の変動特性を明らかにすることで、河道計画論的な視点から、護岸設置の必要箇所を抽出することができた。

このうち、経年的な河床変動データに基づく流路の安定性の検討手順を以下に述べる。図-5は河道中央から流路までの距離 y を河道半幅 b で無次元化したものである(右岸向きを正、左岸向きを負)。流路位置の判定は、河道横断面形状の最深河床高を基本とし、同時期の航空写真を見ることで、流路の平面位置を確認した。図-6には、主流路位置の経年変化(1981年～1995年)、流心の平均位置からの分散および川幅水深比縦断面図を示す。

主流路位置の経年変化は、流心の平均位置からの分散が大きくなるほど、主流路位置の変動が大きくなる。この主流路の変動特性は、山本³⁾⁶⁾の調査結果による平均年最大流量時の川幅水深比(B/H)で明確に説明できる。川

幅水深比(B/H)は、河床に発生する砂州の性質や形状を判断する指標となり、 B/H が70以下では交互砂州が発生する領域で流路も比較的安定している。一方、 B/H が140以上では複列砂州が発生する領域となり、流路変動が大きく、兩岸水衝部となる可能性がある。千曲川の各セグメントごとの流路の変動特性の分析結果を表-2に示す。

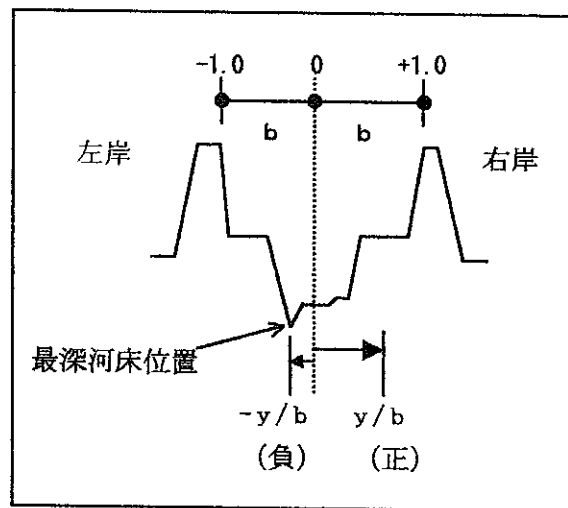


図-5 水衝部位置の無次元化

Fig.5 Dimensionlessness of the water impact area

表-2 みお筋の変動特性と砂州の形状

Table 2 Variable Characteristics of gut and Shape of sandbar

セグメント	区分 (km)	特 徴
M	22～25	湾曲部狭窄区間で水衝部はほぼ固定している。
2-1-④	25～40	複断面直線部で交互砂州が発生し、水衝部は若干移動している。
M	40～52	湾曲部狭窄区間で水衝部はほぼ固定している。
2-1-③	52～65	複断面直線部で交互砂州と複列砂州が混在し、水衝部は若干移動している。
2-1-②	65～76	複断面湾曲部で水衝部はほぼ固定している。
2-1-①	76～82	
1-①	82～92	単断面直線部で複列砂州、多列砂州が発生し、その変化に伴い水衝部は激しく変化している。
1-②	92～109	

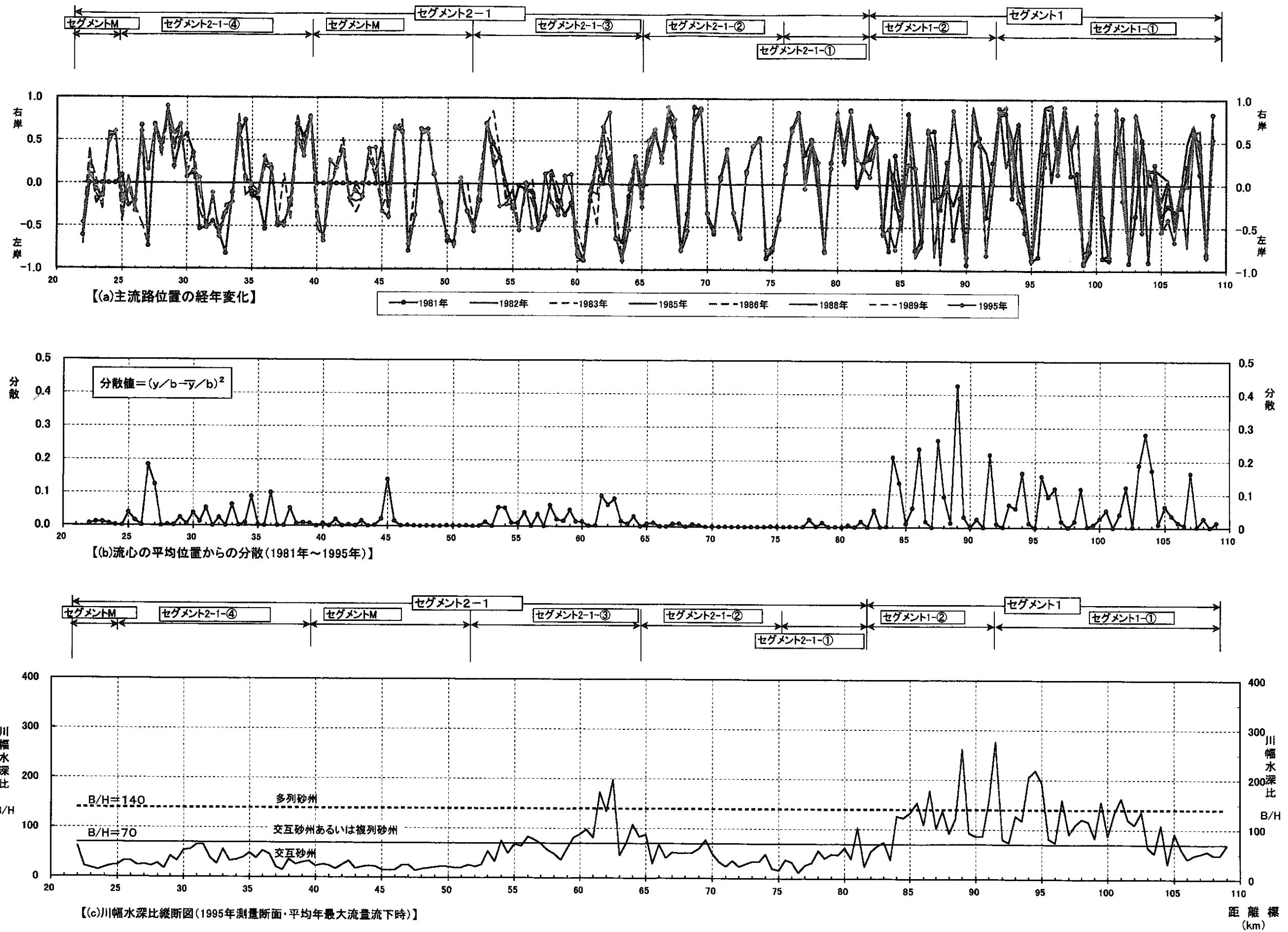


図-6 水衝部河岸の変動特性分析
Fig.6 Analysis on Variable Property of Water Impact Area of Riverside

2-2 河道特性、機能、施工性からみた護岸形状・構造の設定

セグメント別の河道特性からみた一般的な河岸防御工方針を表-3に示す。『護岸の力学設計法』¹⁾において護岸形状・構造の設定方

法は、各現場での経験（実績主義）的な判断によるところが大きく、具体的な検討手順が示されていない。そこで、表-3の知見に加えて、千曲川の既存施設の実績に基づいて検討し、その結果を図-7、表-4に示す。

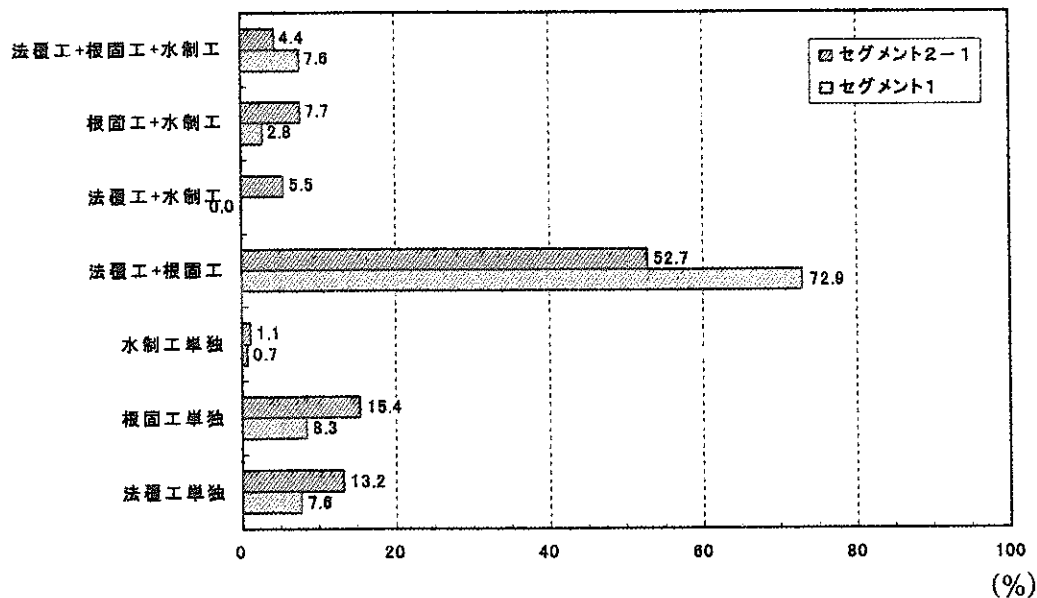


図-7 セグメント別の既存施設の工法組合せ

Fig.7 Combination of Work Methods on Current Facilities According to Segment

これより、千曲川の河岸防御工の基本的な考え方は、河岸侵食・河床洗掘に対して、セグメント1、2-1とも法覆工と根固工の併用で防御する必要がある。また、洪水時の洗

掘に対しては、根入れを深くするよりも、根固工の敷設幅を確保することで対応しているものと判断される。

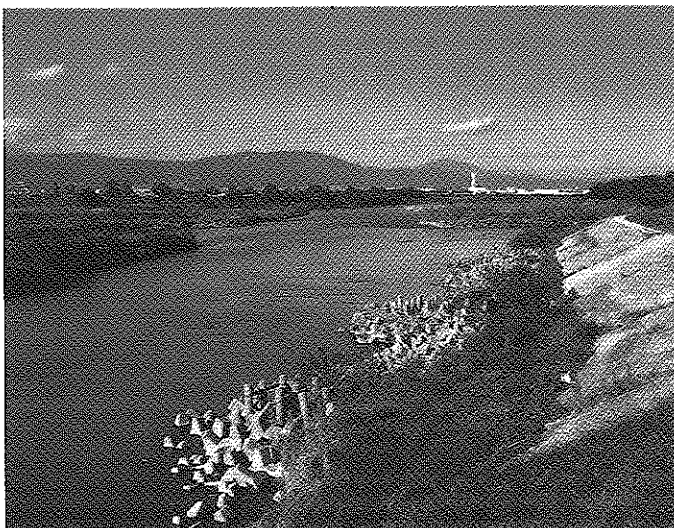


写真-1 千曲川の河岸防御工法

Photo 1 Revetment Protection Works in Chikuma River

注釈1) 牧島地区(69km付近)、セグメント2-1

注釈2) 法覆工+根固工+水制工

Note 1. Segment 2-1, Makishima District (69km vicinity)

Note 2. slope paving, consolidation of foundation and water works

表-3 セグメント別の河道特性からみた河岸防御方針

Table 3 Riverside Protection Policies According to Riverway Characteristics by Segment

		セグメント1 (扇状地河川)		セグメント2-1 (自然堤防帯)		参考文献	
セグメント区分	千曲川区間	82km~109km		22km~82km		-	
	河床勾配	1/60~1/400	千曲川 1/180~1/350	1/400~1/5,000	千曲川 1/850~1/1,400	-	
	河床材料	20mm以上	千曲川 45~60mm	30~10mm	千曲川 25~40mm	-	
河道特性	平均年最大流量時の低水路の平均水深	1~2.5m		3.5~5.5m		文献 ³⁾ P. 44 より算定	
	平均流速	平均年最大流量	2~3m/s		2~3.5m/s		文献 ⁴⁾ P. 39 より算定
		計画高水流量相当	4.5~6m/s		3~4.5m/s		
	平面特性 (蛇行特性)	<ul style="list-style-type: none"> 多列砂州が発生する 경우가多く直線状で曲りが少ない。 		<ul style="list-style-type: none"> 蛇行が生じ、水衝部が形成される。 ただし、川幅水深比が大きい場合は複列砂州が発生し、水路幅の広い狭いを繰り返し、狭い部分の河床低下をもたらす。 		文献 ³⁾ P. 131	
	砂州規模	<ul style="list-style-type: none"> 砂州の移動速度が大きい。固定的な州、島は発生しにくい。 砂州幅は平均水深の100倍程度(100~250m)。 		<ul style="list-style-type: none"> 砂州規模が大きくなり、砂州の移動速度が遅い。 		文献 ³⁾ P. 168~ P. 129~	
	洪水時の洗掘深	<ul style="list-style-type: none"> 直線部では砂州波高で洗掘深が決まる(砂州波高は水深と低水路幅及び河床材料粒径に支配される)。 洗掘深は平均水深の約1.6倍(1.5~4m) 減水期に埋戻しは生じない 		<ul style="list-style-type: none"> 直線部は砂州波高で洗掘深が決まる。 湾曲部の洗掘深は二次流と砂州で決まる。 洗掘深は最大で平均水深の約1.6倍(最大5.5~9m) 湾曲部では減水期に埋戻しが生じる。 		文献 ³⁾ P. 193~	
	河岸侵食	<ul style="list-style-type: none"> 河岸侵食の頻度は多い。 侵食幅は一洪水で砂州幅の半分に達することがある。 流水によって侵食される受食型の河岸侵食。 		<ul style="list-style-type: none"> 河岸侵食の頻度はセグメント1と同程度。 侵食幅はセグメント1と同程度。 水衝部の河岸前面が洗掘され、上部が滑落する崩落型の河岸侵食。 		文献 ³⁾ P. 173~	
河道特性からみた河岸防御方針		<ul style="list-style-type: none"> ○強度の高い法覆工を設置する。 ○洪水時の洗掘に対しては、法覆工の根入れを深くするか、洗掘防止のための根固工を併用する。 ○河岸の防御線を二重にして安全度を高める非越流型の水制工の併用も考えられる。 ○護岸根固めの負担を軽減するため、越流型の水制工の併用も考えられる。 		<ul style="list-style-type: none"> ○法覆工と洗掘防止の根固工が必要である。 ○水制群の水制先端を連ねた線に深掘れ位置を遠ざけるための水制工の併用も考えられる。 		文献 ²⁾ P. 407~	

表-4 概括的なデータから判断される河岸防御工法の基本的な考え方

Table 4 Basic Concept of Revetment Protection Works Judged From General Data

護岸工法	セグメント1	セグメント2-1
河岸防御方針	・河岸侵食が顕著で、洗掘深も大きい千曲川では、法覆工単独による河岸防御が困難であり、根固工との併用工法が必要である。	
法覆工	・平常時の水深が浅く、基礎までのドライ施工が比較的容易である。基礎工はセグメント2-1に比べ、やや大きめの形状を採用している。	・平常時の水深が深く、ドライ施工が困難な場合が多く、平水位付近に矢板を打設した基礎工の形状が多い。
根固工	・平常時の水深が浅く、ドライ施工が可能な区間では、異形ブロックの層積の実績が多い。	・平常時の水深が深く、ドライ施工が困難な区間では、異形ブロックの乱積の実績が多い。
水制工	・護岸根固めの負担を軽減する越流型水制（三角構水制、聖牛水制等）の採用が妥当である。 ・黒部川、常願寺川のような河岸の防御線を二重化する非越流型の水制の実績は少ない。	・深掘れ位置を河岸より遠ざけるための水制（合掌杵水制、石出し水制等）の採用が妥当である。

3. 『護岸の力学設計法』¹⁾に基づく河岸防御工の検討

3-1 設計条件の設定における実用上の課題

(1) 水衝部河岸の変動特性と最深河床高の評価方法

千曲川では、経年的な河床変動データと水衝部河岸の変動特性（表-2 参照）に基づき、最深河床高を図-8 に示すように評価した。

さらに、1958年から1995年までの約40年の実績データをすべて評価対象期間とするのではなく、人為的な変動要因となる砂利採取量を加味し、経年的な採取量が横這いとなる1981年以降のデータを採用した(図-8(c)参照)。

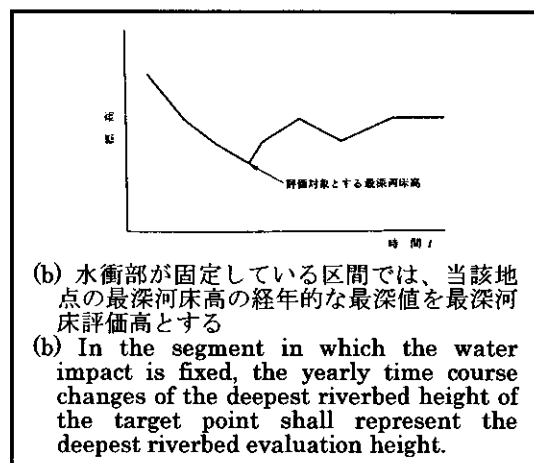
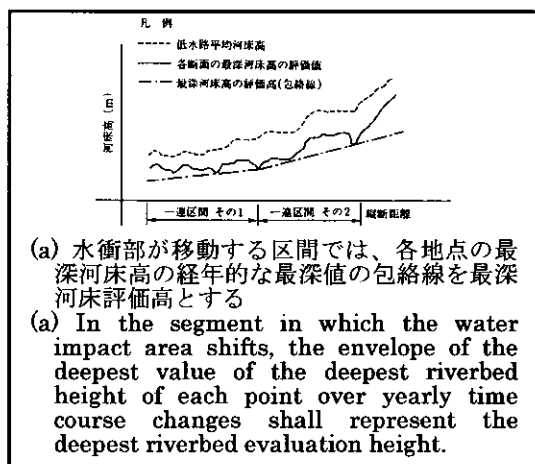


図-8 経年的な河床変動データからの最深河床高の評価方法

Fig.8 Evaluation of the Deepest Riverbed Point Based on Data of Riverbed Fluctuation Over the Years

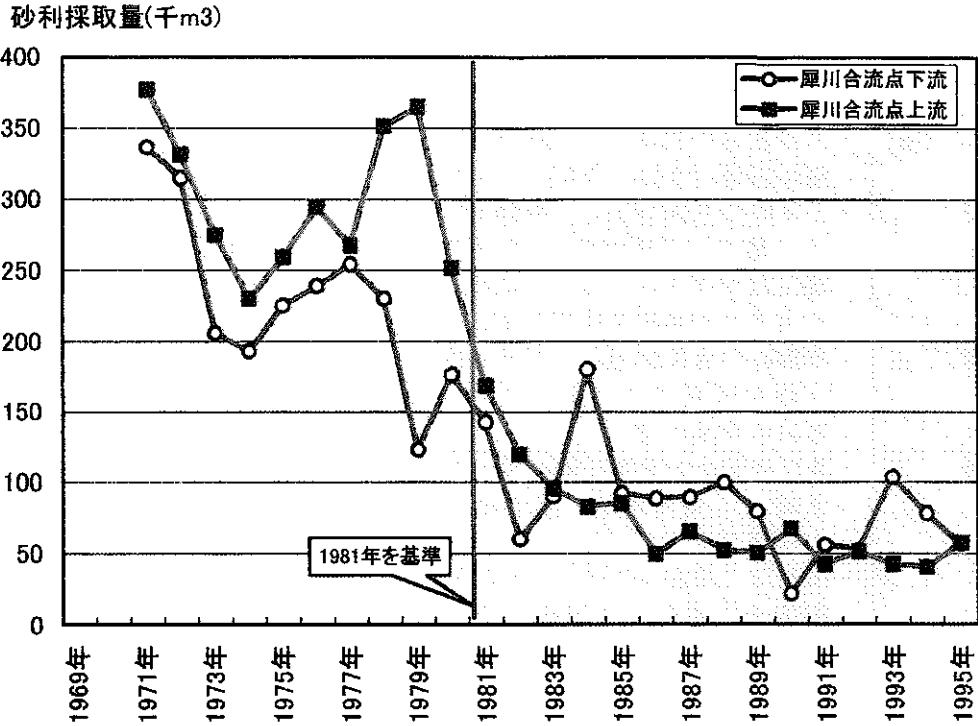


図-8(c) 経年的な砂利採取量（許可量）の変化

Fig.8(c) Yearly Time Course Changes in Gravel Extraction (Permissible)

(2) 最深河床高の将来予測

最深河床高は、護岸の安定を確保する法覆工基礎高及び根固工の敷設幅を決定する重要な設計条件となる。経年的に河床が低下傾向にある場合、将来の河床低下量を予測する方法として、河床変動計算による方法がある。しかし、災害復旧等の護岸設計を短期間で実施する場合、より簡易な推定法が必要になる。

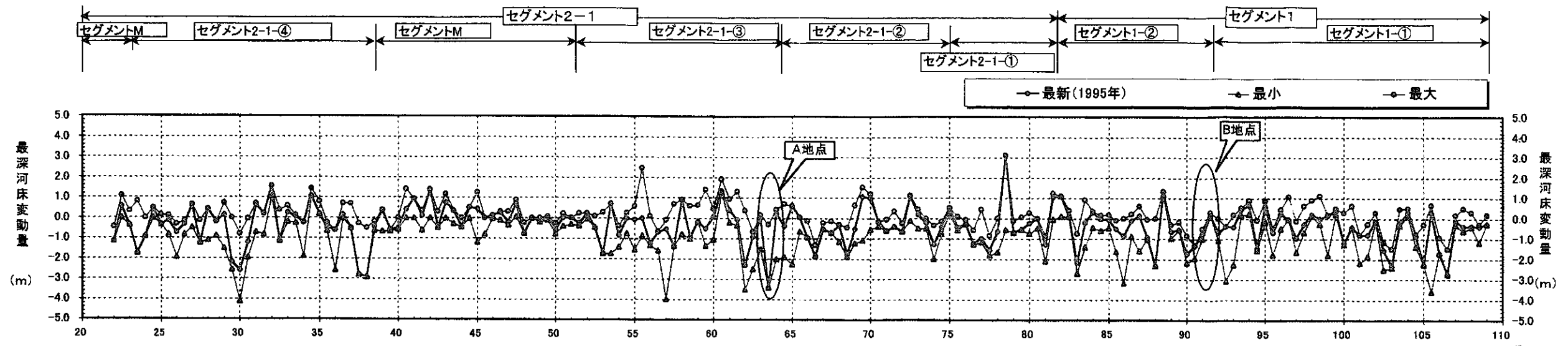
ここでは、実績河床変動データを基に、将来の河床低下量の予測を試みた。将来的な河床低下量は平均河床高の実績変動データから推定した。実績データは、図-9に示す。人為的な影響要因となる砂利採取量が横這いとなる1981年を基準年とし、1995年までの平均河床高の年変化量 (cm/年) を基に、予測期間は河川整備計画が20~30年程度を目標年として、施設の耐用年数を20年と設定した。

セグメント1、2-1のある評価地点での試算結果を図-9に示す。これより、下流セグメント2-1のA地点では、20年後の平均

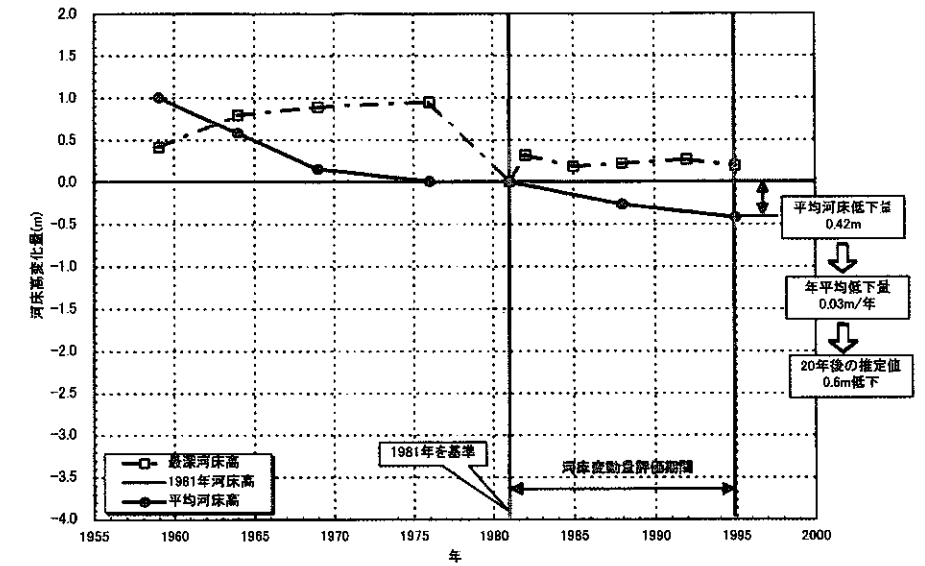
河床低下量が約2mとなり、縦断形状の変化量だけでは予測精度に問題が残る結果となった。

一方、沖積河川の河床に特有の現象として、沖積粘土層、洪積層、基石が露出し河床低下を抑制することがある。

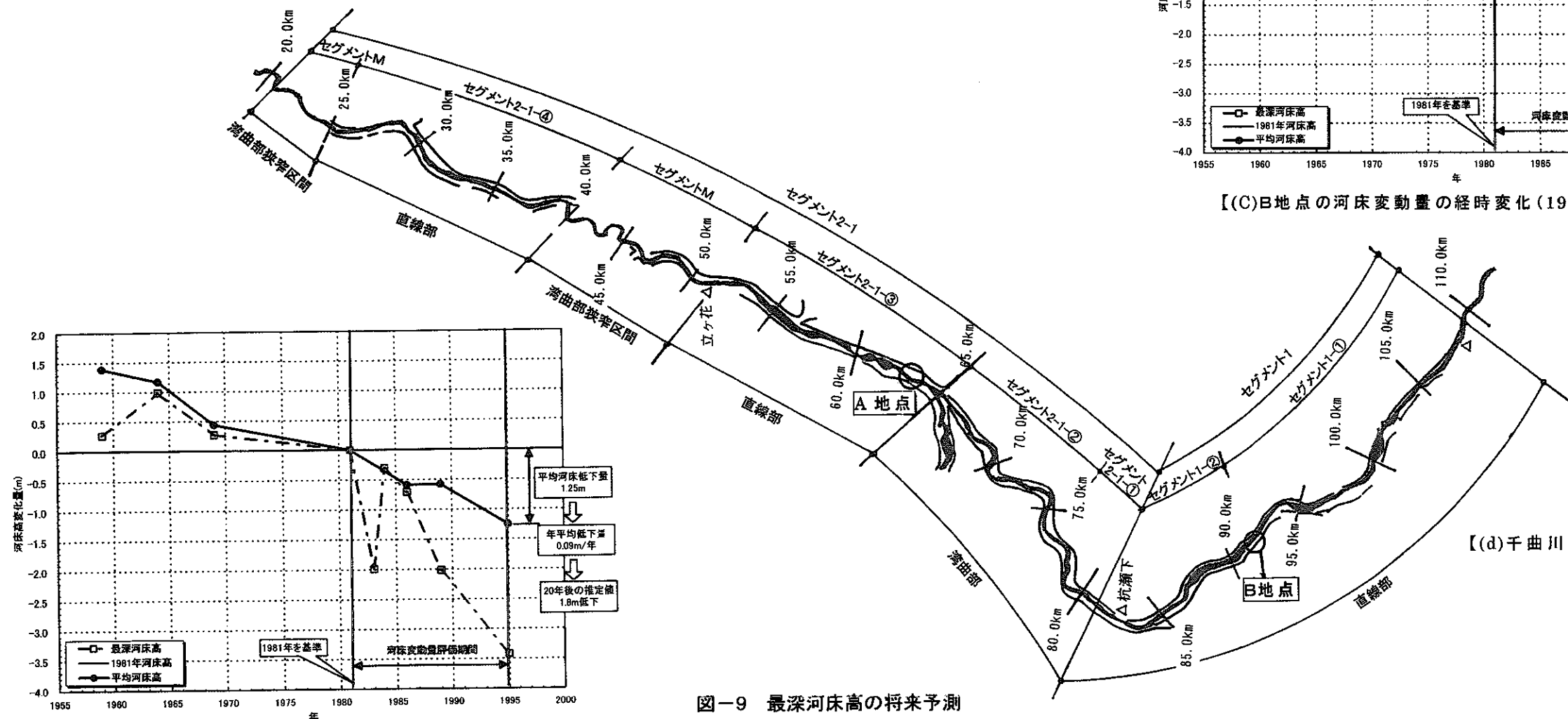
したがって、最深河床高の将来予測においては、評価地点及び上下流も含めた過去のボーリングデータ、砂利採取量等の資料も活用した簡易な推定手法を検討していく必要がある。また、河道の上下流の平面形状（急拡、急縮、湾曲等）により、評価地点が特異な河床変動特性となっていないかどうか、チェックする必要がある。



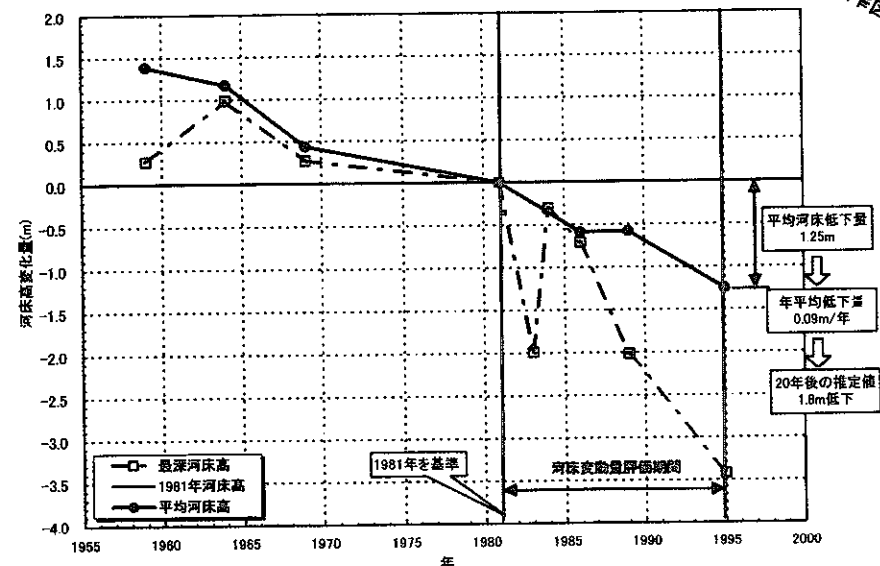
【(a)昭和56年最深河床高に対する河床変動量(1981年~1995年)】



【(C)B地点の河床変動量の経時変化(1981年基準)】



【(d)千曲川の平面図】



【(b)A地点の河床変動量の経時変化(1981年基準)】

図-9 最深河床高の将来予測

Fig.9 Future Forecast of Deepest Riverbed Height

3-2 護岸諸元の安定性の検討における実用上の課題

(1) 法覆工の力学的安定性の検討

『護岸の力学設計法』¹⁾では、既存工種、過去の被災事例から法覆工構造を9モデルに分類し、各々の安定性の照査方法が示されている。千曲川では、既存施設の実績から、練石張り護岸とコンクリートブロック張り護岸の2工種について、『護岸の力学設計法』¹⁾に基づいて、安定性の検討を実施した。なお、2工種とも「滑動-群体」モデルを適用し、流体力（設計流速）による抗力D、揚力Lに対して、滑動を対象とした。

法覆工の力学的安定性は、その形状により異なる抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L 、相当粗度 k_s で決定される。『護岸の力学設計法』¹⁾には、2タイプの限られたブロック形状についての諸係数が示されている。これを形状が大きく異なる練石張り護岸の形状にそのまま適用すると、千曲川のように洪水時の代表流速が10 m/s 近くまで発生する区間においては、練石張り護岸の必要控え長がコンクリートブロック張りの約2倍程度となる。したがって、自然石を用いた法覆工の安定性を検討する諸係数の確認が必要となる。

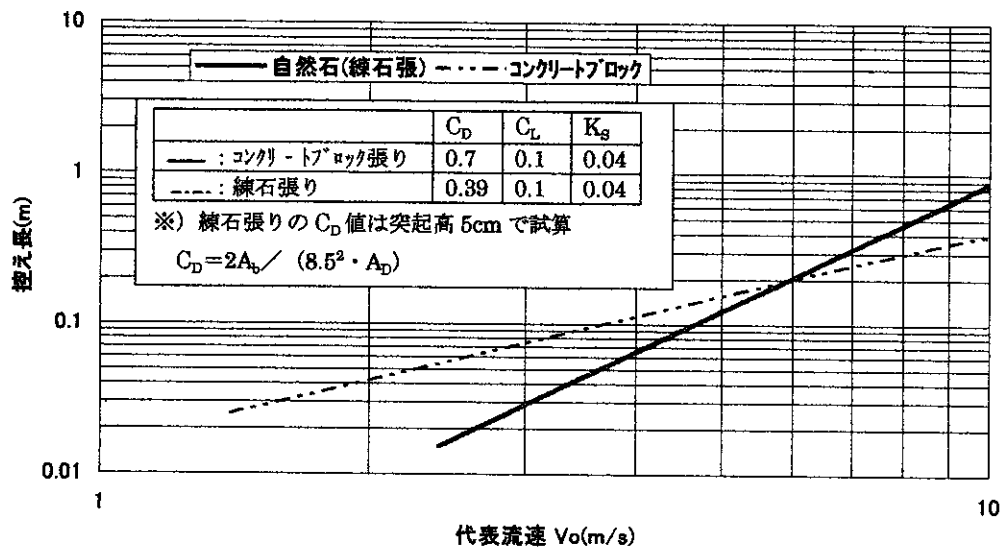


図-10 コンクリートブロック張り護岸と練石張り護岸の必要控え長の試算結果

Fig.10 Mathematical Results of Extra Shore Length of Concrete Block Finished Revetment and Molded Stone Finished Revetment.

注釈1) 抗力係数、揚力係数は、ブロック群内部の実験値採用

Note 1. Test results of the block group were employed for the drag and lift coefficients.

注釈2) 練石張りの C_D 値のみ、自然石突起高より推定

Note 2. Only the C_D value of the molded stone finish was estimated from the natural rock protrusion height

(2) 根固工の力学的安定性の検討

根固工は、流体力に対する安定重量と予測される洗掘に対する敷設幅で安定性を検討する。ここでは流体力に対する安定重量の検討結果について述べる。『護岸の力学設計法』¹⁾では、既存工種、過去の被災事例から根固工構造を5モデルに分類し、流

体力に対する安定性の照査方法が示されている。千曲川では、既存施設の実績から、3タイプのコンクリートブロックを対象として、安定性の検討を実施した。なお、構造モデルは「滑動・転動-層積み」モデルと「滑動・転動-乱積み」モデルを適用した。

コンクリートブロック重量は、形状によって決まる抗力係数、揚力係数に相当する a 、群体配置したブロックが一つでも移動した状態の移動限界流速から測定された割り引き係数 β を用いて、(1)式により算定できる。

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

ここに、 ω : コンクリートブロック重量(t)
 ρ_w : 水の密度、 $102 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$
 ρ_b : ブロックの密度(表-5参照)
 V_d : 設計流速 (m/s)、 $V_d \approx$ 代表流速 V_0

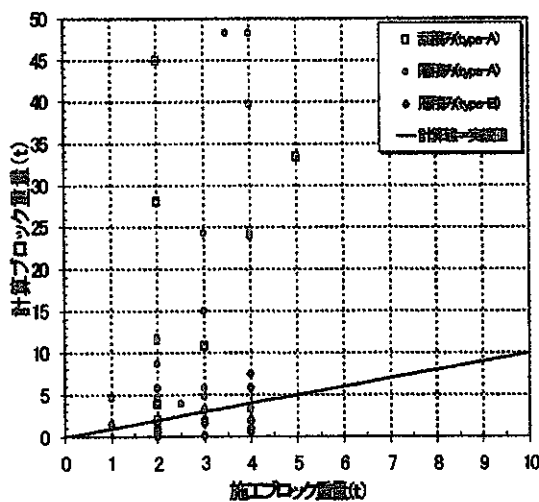
表-5 異形コンクリートブロックの係数 $a \cdot \beta$ の値
 Table 5 a/β coefficient of heteromorphic concrete block

ブロックの形状 (type)	模型ブロックの 比重 (ρ_b/ρ_w)	a	β	
			(層積み)	(乱積み※)
A : 対象突起型	2.22	1.2	1.5	1.2
B : 平面型	2.03	0.54	2.0	1.2
C : 三角錐型	2.35	0.83	1.4	1.2

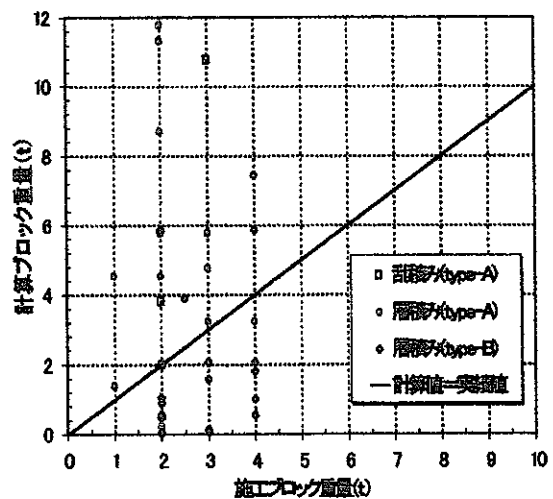
※) 乱積みの場合、根固工先端部では流速が大きくなるため、 β は 1.2 を用いる。また、先端部より比較的流速の小さい基部については、 β を 1.2~2.0 (層積みの割り引き係数) とすることができる。本検討では、 $\beta = 1.2$ を用いて検討した。

前述の基本式に基づく計算値と千曲川での既存ブロック重量の実績値を対比し、図-11に示す。設計流速は、施設施工年が 1983 年出水(戦後最大)以前の施工箇所は 1983 年出水を、それ以降の施工箇所は今回の 1999 年出水を対象とした洪水流量を基に評価した。

ブロック必要重量が設計流速の 6 乗に比例するため、流速の変化に対し、重量の変化が非常に大きい。とくにセグメント 1 では、既往洪水時の代表流速が 5 m/s を上回り、千曲川での実績に対し、計算値は 2~10 倍となっている。



(a) セグメント 1



(b) セグメント 2-1

図-11 千曲川の既存根固めブロック重量の実績値と計算値

Fig.11 Actual and Computed Block Weight to Solidify Existing Roots of Chikuma River

図-11 に示した施工実績と計算値との乖離は、力学的安定性の照査式そのものではなく、次に示す要因によるものと考えられる。

- ① (1)式の諸係数が単体、群体の限られた実験データであり、図-12 で示したような乱積み・層積みブロックの施工方法によるかみ合せや連結の効果が割り引き係数 β に十分反映できていない。
- ② (1)式は、流体力に対する安定性の照査式であり、十分な敷設幅を持ち、かつ、根固め工天端高を最深河床評価高とした場合を想定している。一方、敷設高が浅い場合の根固めブロック（連結無の場合）の被災現象は、前面が洗掘され、単体となり、流出し、破壊に至ることになる。すなわち、根固工の力学的安定性は、流体力に対する安定と洗掘に対する安定の2つの条件から照査を行う必要がある。①の効果が期待でき、敷設高が洗掘の影

響を受けない根固工では、同じ重量でも安定条件（破壊形態）が異なる。

- ③ 図-11 の既存根固めブロックのうち、過去の洪水で被災（変状、流出等）を受けたブロック重量とその流体力の評価することが重要であるが、現時点では既存施設の被災状況の確認が出来ていない。既存施設の被災状況調査を実施し、②の2つの安定条件から精査する必要がある。

したがって、『護岸の力学設計法』¹⁾での安定条件（破壊形態）、現場の施工方法を反映したかみ合わせや連結の効果等について、水理模型実験や既存施設の検証により確認する必要がある。また、流体力に対する安定と洗掘に対する安定について、コストや現場の施工方法等の観点から、設計論としての安全率の考え方についても考慮する必要がある。

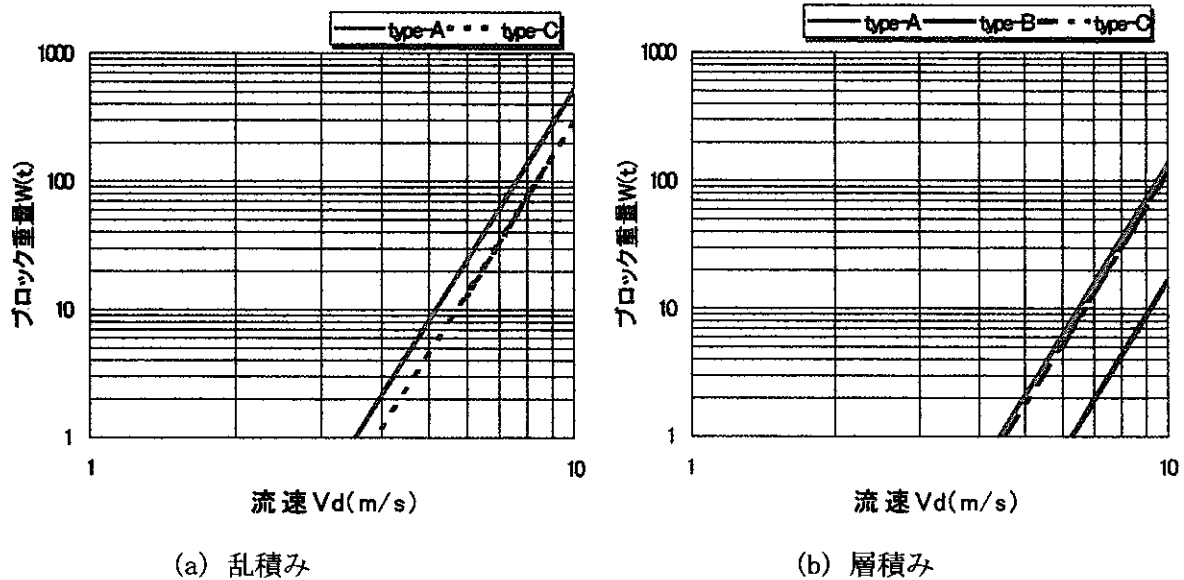


図-12 ブロック形状と乱積み・層積みの違いによる設計流速とブロック必要重量

Fig.12 Flow Speed Design and Block Weight Necessary According to Difference in Block Shape and Random/Layered Piling

(3) 水理模型実験方法の提案

前述の課題を解決する方策として、比較的簡易にできる水理模型実験方法を提案した。

① 練石張りタイプ法履工の相当粗度測定実験

図-13 に示す3ケースの玉石張り条件で、

固定床の実験水路で相当粗度 K_s を測定する。この相当粗度より、玉石の粒径（現地玉石 $t = 35\text{cm}$ 内外）から求められる移動限界摩擦速度、移動限界流速を把握することができる。

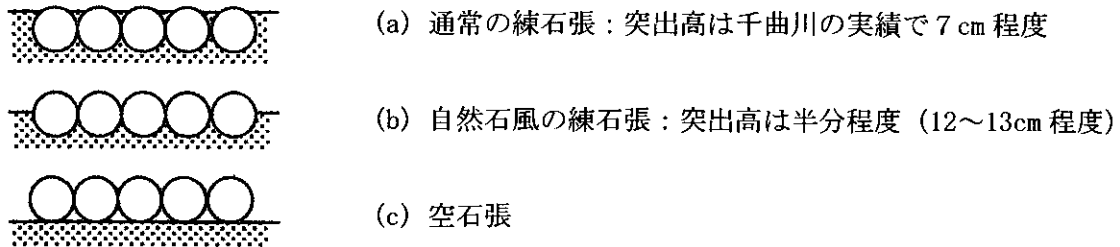


図-13 練石張りタイプ法履工の移動限界流速の水理模型実験（案）

Fig.13 Hydraulic Simulated Study of Shift Limit Flow Speed of Mold Rock Finished Covering Works (Tentative)

② 異形ブロック根固工の移動限界流速測定実験

『護岸の力学設計法』¹⁾において、異形ブロック群体配置の割り引き係数 β の判断基準は、ブロックが一つでも移動した状態として移動限界流速が設定されている。本実験は、固定床に設置した群体配置のブロックの流出率（たとえば、全体の1割程度が流出）と流速を段階的に増加させた実験を行い、ブロック形状とかみ合せ、連結の効果を把握し、変形を許

容したブロックの安定条件を評価するものである。1タイプについて、a) 単体、b) 群体・連結無、c) 群体・連結有（層積み）の実験ケースを想定している。

なお、図-14 には、乱積み（群体）の場合の β 値の評価の違いによるブロック必要重量を示す。これより、 β の評価がブロック必要重量を大きく左右し、水理模型実験と既存施設の検証より、十分検討する必要がある。

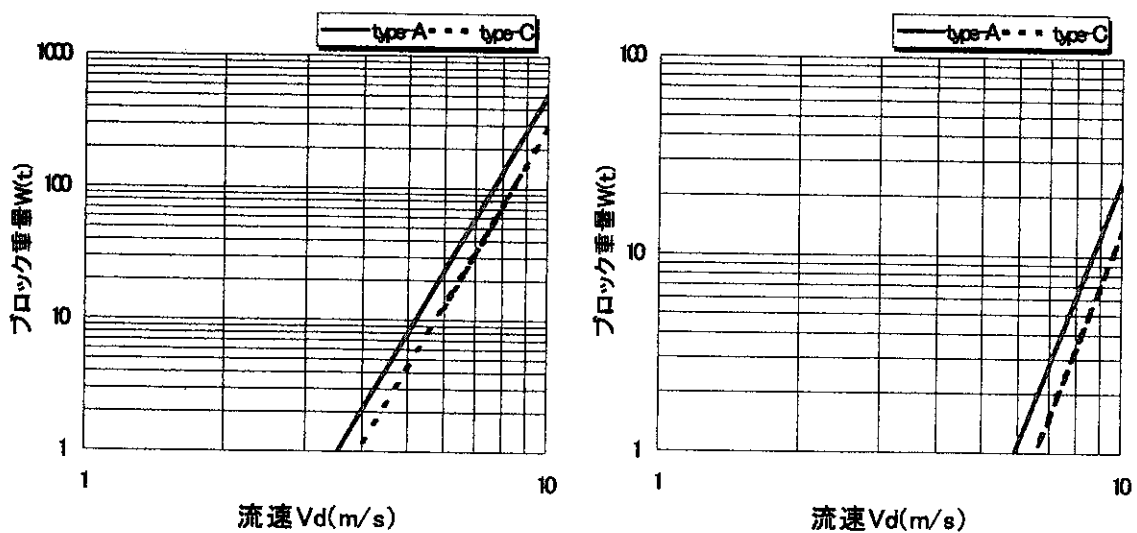


図-14 乱積み（群体）の場合の β 値の評価の違いによるブロック必要重量

Fig.14 Block Weight Necessary According to Different β -value Evaluation for Random Piling (Group).

4. 現時点での技術的評価と今後の課題

(1) 現時点での技術的評価

本検討で明らかになったことは以下のとおりである。

① 護岸設置を必要最小限とするための水衝部河岸の変動

護岸設置を必要最小限とするため、経年的な河床変動データ、洪水時の水理特性と砂州の形状、航空写真を基に、主流路の変動を分析した。その結果、約 20 年にわたる水衝部河岸の変動が解明できた。

② 高流速区間における護岸の安定性の照査に必要な諸係数の設定

『護岸の力学設計法』で提示されている構造モデルとその力学的照査法、諸係数を急流河川の千曲川で適用した結果、とくに根固めブロックの安定性を左右する現場の施工条件（かみ合せ、連結等）の違いによる効果を諸係数の設定に反映する必要がある、これらを補完するため、簡易な水理模型実験により解明する方策を提案した。さらに、過去の洪水で被災（変状、流出等）を受けた根固めブロック重量とその流体力の評価し、流体力に対する安定に加え、根固め工周辺の洗掘に対する安定の 2 つの条件から精査する必要があることが分かった。

③ 河道特性、機能、施工性からみた護岸形状・構造の設定

近年、多自然型川づくりのなかで、自然の材料を志向した工法が少なくない。本検討では、セグメント区分に着目した河岸防御方針、現場での経験（実績主義）的な判断によるから決定される施設基本形状（基礎高、根固工法等）を基に、河岸侵食防止の本来的機能から護岸形状・構造を設定した。

(2) 今後の課題

① 経年的な河床変動が著しい区間での最深河床評価高

護岸の安定に必要な最深河床高の設定する場合、経年的に低下傾向にある場合の予測を

どこまで見込んだ設計条件とするか、河川改修や砂利採取等の人為的な影響のほか、河床低下や砂州の高水敷化（樹林化）による低水路幅縮小等の横断形状の変化も踏まえた評価が必要である。

② 水理模型実験とモニタリング調査

前述の力学的安定性の諸係数を簡易な水理模型実験、既存施設の検証等により決定するとともに、施工後のモニタリング調査し、『護岸の力学設計法』¹⁾への技術判断にフィードバックしていく必要がある。

5. おわりに

護岸に関わる技術は、これまで経験（実績主義）的な技術判断と対処の積み重ねにより発展してきた。『護岸の力学設計法』¹⁾は、これら経験に基づく判断に加え、水理学や河川工学の分野の研究成果を基に、護岸の破壊現象を定量的に予測する手法が体系的に提示され、その現場への適用が広がりつつある。

護岸の設計は、性能仕様への要請が今後益々高まっていくものと判断される。護岸の力学的安全性、設計の実用性を高めていくためには、実現象（破壊現象）をモニタリング調査し、工学的知見からの検証により、設計法の適用範囲の区分（場合分け）を明らかにしていく必要がある。また、現時点での設計法は、護岸の破壊が最も厳しい条件での照査となっている。建設コスト縮減の観点から、現場での施工方法の工夫とそれを検証する水理模型実験等の裏付けにより、流体力や河床変動に対して力学的に安定する、破壊するの 2 局面だけではなく、変形を許容した安定条件（安全率）の設定も重要であると判断される。

本研究が、これら護岸設計の議論の一助となれば幸いである。

謝辞

本研究にあたり、建設省千曲川工事事務所には各種データの提供を頂きました。ここに

記して感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) (財)国土開発技術研究センター編集
(1999)：護岸の力学設計法、山海堂
- 2) 山本晃一 (1996)：日本の水制、山海堂
- 3) 山本晃一 (1994)：沖積河川学、山海堂
- 4) 河川伝統工法研究会：河川伝統工法、株式会社地域開発研究所
- 5) JICE：S58・59 災害実態調査報告書
- 6) 山本晃一 (1998)：河道特性論、土木研究所
資料 第2662号