

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第3099号

土木研究所資料
一次元河床変動計算法の改良

平成4年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1992) 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。

一次元河床変動計算法の改良

河川研究室 室 長 山本 晃一
主任研究員 藤田 光一
研 究 員 平林 桂*)
部外研究員 小澤 宏二**)
部外研究員 池内 覚**)

要旨

河道計画と河道管理のあり方の骨格を定める上で、長期かつ大規模な河道変化の予測は極めて重要である。一次元河床変動計算は、上記の目的に適う長期・大規模な河床変動予測を可能とする唯一の手法であり、平面河床変動計算など精密な手法が開発された現在、その意義がより明確になってきている。しかし、従来比較的局所かつ短期の河道縦断形変化予測に使われることが多かったために、長期かつ長区間の河道縦断形予測への使用については解決すべき問題を多く残している。本研究では、一次元河床変動計算に求められる役割を整理した上で、上記の使用目的に見合う精度を確保できるよう計算法の改良を図った。改良された手法を用いて実河川の河床縦断形長期予測を行い、その有効性を確認するとともに、さらに解決を図るべき課題を明確にした。

キーワード：河床変動、一次元河床変動計算、河道縦断形、河道計画

*) 現 企画部企画課

**) 現 日本建設コンサルタント株式会社

目 次

第1章 研究の概要	1
第2章 現行河床変動計算モデルの現状と問題点	2
2-1 概要	2
2-2 断面形状の与え方	2
2-3 流砂の連続式	2
2-4 粗度係数	3
2-5 流砂量	3
2-6 限界掃流力	4
2-7 供給土砂	4
2-8 地殻変動と地盤沈下	5
2-9 河床材料の磨耗	5
2-10 計算差分間隔	6
第3章 一次元河床変動計算モデルの改良	7
3-1 概要	7
3-2 断面形状の与え方	7
3-2-1 断面形状の長方形近似にともなう誤差	7
3-2-2 断面形状の与え方	9
3-2-3 断面形状を考慮した流砂量モデル	10
3-3 粗度係数の与え方	10
3-4 流砂量推定の考え方	11
3-4-1 流砂量式の適用方法	11
3-4-2 混合砂の浮遊限界について	18
3-4-3 交換層の取り方	18
3-5 計算差分間隔の与え方	19
3-5-1 河床変動計算によるアーマコートの形成、伝播の再現	19
3-5-2 Δx 、 Δt の与え方	20
3-6 不等流計算	26
3-6-1 流量低減効果	26
3-6-2 床止め・洪積層・岩などにより射流が発生するところの断面ピッチの取り方	26

第4章 改良一次元河床変動計算モデルの実河川への適用	28
4-1 概要	28
4-2 計算河道モデル	28
4-3 計算条件	32
4-4 計算結果	35
4-4-1 供給土砂量の変化にともなう各セグメントの河床高応答速度	36
4-4-2 供給土砂量の減少にともなう各セグメントの土砂移動応答特性	40
4-4-3 上流端断面動的平衡流砂量モデルについて	46
第5章 まとめ	48
参考文献	50
Appendix 1 断面形状を考慮した流砂量モデルの感度分析	51
Appendix 2 アーマコートの形成、伝播についての検討	59
Appendix 3 河床形態と河床抵抗との関係	66
Appendix 4 セグメント区分の考え方の導入	70

第1章 研究の概要

(1) 一次元河床変動計算の位置付け

河道計画を策定する場合あるいは河道管理のあり方を定める上で、新たに作られる河道がどの程度安定かを予想することは極めて重要な問題である。特に、河道の縦断形や川幅という河道の骨格に関する計画や管理方針を検討する際には、それらの変化が長期（数十年程度）にわたって、しかも大規模（沖積地河川の全長のスケール）に生じることから、長期かつ大規模な河道変化の予測が必要となる。

一次元河床変動計算は、川幅が与えられた条件での河道の縦断形変化という現象に限定されてはいるものの、上記の目的に適う長期・大規模な河床変動予測を可能とする實際上唯一の手法であり、河道計画や管理を検討する上で不可欠なものである。現在、河床の変動を計算する手法として、二次元流れのあるいは三次元流れの計算に基づく平面河床変動計算法が開発されている。これらの手法は、限定された河道区間での洪水に伴う平面的河床変化の予測に威力を発揮し、移動床模型実験と並んで、詳細な河道設計、施設計画を行う上で有力な手段となりつつある。しかし、河道縦断形の大規模、長期の変化を予測するのに適した方法とは言えない。こうしたことから、種々の精密な河床変動計算手法の発達に伴って、一次元河床変動計算の意義が長期・大規模な河床縦断形予測への利用にあることがよりはっきりしてきたと言える。

しかし、模型実験にはかなりの労力と時間を要し、また、平面河床変動計算手法の発達が近年になってのことであったため、従来、一次元河床変動計算が局所かつ短期の河道縦断形変形予測に利用されていたことも多かった。このため、長期かつ大規模な河道縦断形変化予測に一次元河床変動計算を適用するに当たっては、解決すべき問題を意外に多く残している。本研究では、一次元河床変動計算に求められる役割が長期・大規模な縦断形予測にあることを前提に、この使用目的に見合う精度を確保できるよう計算法の改良を図ることを目的としている。

(2) 改良にあたっての視点

一次元河床変動計算手法の改良点については、計算法に内在する問題と境界条件に関する問題の2つに分けられる。前者の主な課題には、幅広く変化する水理条件、河道条件に応じていかに的確な流砂量と流水抵抗、河床粒度分布を与えるか、一次元計算の特長（簡便性、少ない計算時間）を生かした範囲で流れ・流砂の二次元的特性をいかに取込むかがある。後者の最も重要な課題は、計算区間上流からの土砂供給をどのように与えるかである。

本研究では、まず2章において、現行の河床変動計算の概要と改良すべき課題を明確にする。3章では、計算に内在する課題についてその改良法を示す。4章では、改良された計算法を実河道を参考にしたモデル河道に適用し、沖積地河道区間全体について河床変動計算を行い、上流端からの供給土砂量の変化にともなう縦断形変化特性を調べた上で、供給土砂量の与え方について検討する。最終5章では、4章までの成果をまとめるとともに、一次元河床変動計算の有効性と限界、さらに解決を図るべき課題を明確にする。

第2章 現行河床変動計算モデルの現状と問題点

2-1 概要

ここでは現行の標準的な河床変動計算モデルの内容を紹介するとともに、このモデルが実際の河床変動に関わる現象をどこまで再現できるか、またどこに問題があるのかを明らかにする。

2-2 断面形状の与え方

(1) 現行モデルの考え方

一般には一次元河床変動計算の用いられる断面形は実際の断面形状ではなく、モデル化された断面形状を用いる。現行モデルでは移動床幅 B と平均河床高 Z_m をもつ長方形断面を用いて計算している。一般には、移動床幅は複断面河道の場合には低水路幅を、単断面河道の場合には堤脚間幅を取る。また、平面図、航空写真を参考にして、低水路の中に顕著な植生が認められない部分の幅として移動床幅を決める場合が多い。

(2) 問題点

砂州や深掘れが生じている断面では流砂量も横断方向に変化する。このような場においては、流砂量はその場の局所的な水理量に強く依存していると言えよう。しかし、計算上では流砂量は平均水深に基づいて計算されている。このことは、河積のみが一致している全く異なる河道の流砂量を求めているのと物理的には同等であり、当然精度は期待できない。

また、移動床幅は平水時と洪水時で変化することがあり、砂州、中島のある場合には平水時、流路が分岐する場合もある。これらの現象について一定の移動床幅を用いることは計算精度に誤差を生じさせることになり、長期の河床変動計算をする上では望ましくない。

2-3 流砂の連続式

(1) 現行モデルの考え方

流砂の連続式は、ある検査区間へ入ってくる流砂量と出ていく流砂量の差が河床高の増減に結びついてることを表わした式であり、一次元河床変動計算においては河道縦断方向の流砂の収支を対象にするので、次式を用いることになる。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)B} \frac{\partial}{\partial x} (q_r' B) = 0 \quad (2.1)$$

ここに、 z : 河床高、 q_r' : 河道縦断方向単位巾当たりの流砂量、 λ : 空隙率、 B : 流砂が存在する幅である。この式を用いることにより、対象区間の平均的な河床変動の状況を知ることができる。

(2) 問題点

① 空隙率の変化が見込まれていない。

混合砂の場合はその混合率が変化すると空隙率が変化する。ところが現行の河床変動計算ではこれを定数と扱っている。2粒径混合砂の場合では、空隙率は混合率によれば25%から40%程度まで変化しており、

仮に計算において流砂量の計算が妥当であっても、空隙率の見積違いが計算結果（河床高）に最大20%程度の誤差を生み出す可能性を持っている。

② 浸食型の河床変動現象を再現できていない。

河床変動の型には主として粘性土がその対象となる浸食型のものもある。浸食型の変動は、その粘性土がもつ浸食速度と掃流力の関係により決まり、(2.1) 式の流砂の連続式では表現できず、別のかたちの表現が必要である。

③ 3次元的な砂の挙動が取込めていない。

流砂は低水路内だけでなく低水路～高水敷間のものもある。上記の連続式はこのような低水路～高水敷間にまたがる流砂の収支については計算できない。低水路～高水敷間にまたがる流砂量そのものは低水路内の流砂に比べれば少ないが、低水路から高水敷へ運搬された砂はその場で堆積し、低水路深さや幅を変化させるため、水路形状の変化というかたちで低水路河床変動に影響を与える可能性がある。

2-4 粗度係数

(1) 現行モデルの考え方

現行モデルでは、洪水実績から求めた逆算粗度係数を定数として与える場合が多い。

(2) 問題点

砂河川などでは粗度係数は洪水規模により変化することが知られている。このため、本来ならば流量規模ごとに粗度係数を与えなければならない。ところが、現行の方法では定数として与えているので流量によっては水位計算結果に大きな誤差が入ることになる。水位計算精度が悪ければ掃流力の計算に誤差が生じ、ひいては河床変動計算精度を低下させることになる。また、河床粗度係数の設定を誤ると、河床形態に応じた流砂量式を選べないことになり、流砂量の誤差が相当なものになる場合がある。

2-5 流砂量

(1) 現行モデルの考え方¹⁾

現行モデルでは、不等流計算により求めた水理量をもとに流砂量を計算する。水理量の計算には平均水位と平均河床高が用いられる。流砂量式には多くの場合粒径別流砂量式が用いられる。粒径別の流砂量式と交換層の概念を組合わせることによって交換層内の粒度分布の変化が把握できると同時に粒度分布に応じた適切な粒径別流砂量を求めることができる。

(2) 問題点

① 浮遊砂量式がもつ問題点

従来の浮遊砂量式は平坦河床を対象に研究されている。しかし、実河川では河床波を伴う場合も対象となる。河床波上の浮遊砂量は場所的に大きく変動しており、必ずしも平坦河床と同じ取り扱いができる保証はない。従来の浮遊砂量式は、均一砂を対象としているもので、粗粒子の間隙中に微細砂が存在する河床では適用ができない。さらに、浮遊砂量式と掃流砂量式との接続をうまく行わないとある水理量を境に流砂量が急変することになり、計算の不安定を招く。

② 交換層の取り方が難しい

交換層の取り方によって粒度分布の変化状況、ひいては流砂量は変化する。すなわち、交換層を厚くすれば粒度分布の変化速度は遅く、薄く取れば速くなる。現在では交換層は最大粒径もしくは d_{90} 粒径程度に取るのが普通であるが、これは流砂状況を観察した結果によれば礫床河川の平坦河床の場合の砂の交換状態にほぼ対応するものである。小規模・中規模河床形態が河床に形成されている場合の砂の交換状態は図2-1に示すように河床波上を転動した砂がクレストを転落し、その場に堆積するといった堆積の仕方をするために複雑であり、交換層を最大粒径程度にとる方法では適切ではない場合がある。

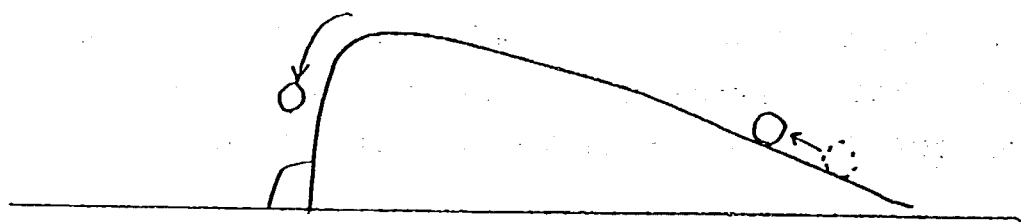


図2-1 砂州上の砂の動き

2-6 限界掃流力

(1) 現行モデルの考え方

現行モデルでは、限界掃流力の算定をつぎのような方法で行っている。交換層内の粒度分布を求め、これをもとに次式の芦田・道上により修正されたエギアザロフ式²⁾により限界掃流力を求める。

$$d_i/d_m < 0.4 \text{ のとき} \quad \tau_{ci}/\tau_{cm} = 0.85 \quad (2.2)$$

$$d_i/d_m > 0.4 \text{ のとき} \quad \frac{u_{*ci}^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_i} = \frac{0.1}{\{\log_{10}(19d_i/d_m)\}^2} \quad (2.3)$$

ここに、 d_i 、 d_m ：それぞれ河床の各砂礫径、平均粒径、 τ_{ci} 、 τ_{cm} ：それぞれ粒径 d_i 、 d_m の移動限界無次元掃流力、 u_{*ci} ：粒径 d_i の砂礫の移動限界摩擦速度

(2) 問題点

細砂が礫床上を河床波を形成しながら流下するように分級した河床の場合、礫の移動限界無次元掃流力は0.05～0.06程度になり、均一粒径の限界掃流力とほぼ同じになる。しかし、上記修正エギアザロフ式を用いて限界掃流力を算定した場合は礫の移動限界掃流力を小さくすることになる。このことは、計算においてアーマコートを無理に破壊させることにつながる場合がある。

2-7 供給土砂

(1) 現行モデルの考え方

現行モデルの考え方には大きく分けて3通りある。1つ目は動的平衡断面を設定する方法であり、2つ目はダム堆砂量から推定する方法、3つ目は給砂しない方法である。

① 動的平衡断面を設定する方法

動的平衡面を設定する方法の詳細は以下の通りである。計算対象河川の河床高の経年変化を調べ、十分

に上流でかつ変動がほとんどない断面を探し出す。この断面で河床が変動しないのは、この断面から流下する流砂量と等しい量の給砂が常に存在するからであると仮定し、計算においてはこの断面の河床が上昇も低下もしないよう強制的に給砂を与える。

② ダム堆砂量から推定する方法

ダム堆砂量から推定する方法の詳細は以下の通りである。この方法は、ダム建設以前の河床変動状況をモデルが精度良く再現できるかどうかをチェックするための検証計算にのみ適用が可能な方法である。上流ダムの土砂堆砂量データがある場合、これから平均的な年総土砂移動量を求める。この砂を計算上で供給する。供給の配分は、等量を供給し続ける場合、洪水時に供給する場合などがある。

③ 給砂を与えない方法

給砂を与えない方法は、計画区間の直上流にダムなど砂の移動を止める構造物がある場合に適用される。

(2) 問題点

① 動的平衡断面を設定する方法

この方法に関しては2つの問題がある。ひとつはアーマコートや河床下の非浸食層のために河床変動のなかった地点を動的平衡が達成されている地点と読み違える場合が多いことである。アーマコートが形成されていたり、河床下の非浸食層が河床に露出しているようなところはいずれも給砂が少ないためにそうなったところであって、ここを動的平衡と捉えることは過給砂を行っていることになる。

もう一つの問題は、長期にわたって動的平衡が達成されている地点が必ずしも存在しないことである。

② ダム堆砂量から推定する方法

ダム堆砂量に関して得られる情報はある期間に堆積したボリュームのみであり、それがどのような流量の際にどれだけ堆積したものはわからない。また、ダム堆積物は貯水池内で分級していることが多く、全土砂の平均的な粒度分布を得ることは事実上不可能である。このため、計算上では、どの流量のときどれだけのボリュームを給砂すべきか、どのような粒度分布の土砂を給砂すべきかを定めることができない。

2-8 地殻変動と地盤沈下

(1) 現行モデルの考え方

現行モデルにおいては、河床変動速度よりも地殻変動速度及び地盤の圧密沈下速度のほうが十分に小さいと考え無視している。

(2) 問題点

場所によっては、また河床変動計算において予測すべき期間によっては地殻変動及び地盤沈下が無視できないところもある。しかし、地殻変動、地盤沈下は一般に大スケールの現象であり、現在までの地殻変動、地盤沈下に関する情報ストックでは将来の地殻変動を定量的に評価するには不十分である。

2-9 河床材料の磨耗

(1) 現行モデルの考え方

現行モデルでは河床材料の磨耗が河床変動に与える影響は少ないと考え無視している。

(2) 問題点

磨耗の実態についてはわからないところが多く、計算に取込むべきか否かの判断さえできないのが現状である。

2-10 計算差分間隔

(1) 現行モデルの考え方

河道の縦断的な区間距離 Δx は通常定期横断測量ピッチに取られる場合が多い。

黒木、岸、清水³⁾ は C-F-L 条件をもとに、以下の様な一次元河床変動計算の安定条件を提示している。

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} \leq \min(|C_s|^{-1}, |C_{i,s}|^{-1}) \quad (2.4)$$

ここで、 C_s は河床高の擾乱の伝播速度、 $C_{i,s}$ は粒度分の変動の伝播速度でそれぞれ次のとおり与えられる。

$$C_s = - \frac{1}{(1-\lambda)(1-Fr^2)} \frac{\partial q_r}{\partial h} \quad (2.5)$$

$$C_{i,s} = \frac{1}{(1-\lambda)a} q_r \quad (2.6)$$

ここで、 Fr : フルード数、 a : 交換層厚、 h : 水深

通常の河川を対象にした河床変動計算では、洪水時で 1 時間、平水時で 1 日程度になるようである。

(2) 問題点

上記の方法では、差分計算の安定条件としては特に問題はないが、アーマコートの形成、伝播速度を考えた場合には問題が生じる。例えば、ダム直下流の河床低下等ではアーマコートの時間的变化、場所的变化が非常に大きい。そのような場で、現象の時間スケール、空間スケールよりも大きい Δt 、 Δx を与えた場合、当然、粒度分布変化について誤差が生じ、アーマコートの伝播速度についても精度良く再現できない。

第3章 一次元河床変動モデルの改良

3-1 概要

本章では、2章で述べた現行の河床変動計算の有する問題点を改良することにした。改良に際しては以下の点に配慮した。

河床変動計算の精度を向上させる最も正当な手段は河床変動に関わる現象をより忠実にモデルに再現することである。この考えにのっとると、河床変動に関わる多くの現象は3次元的事象であることから、モデルについても3次元的事象を表現可能なものを構築しなければならないことになる。一次元河床変動計算においても多少は3次元性を持たせたモデルは構築可能であるが、モデルは非常に複雑になり一次元河床変動計算の本来の目的である長期・広区間の河床変動予測を不可能なものにしてしまう可能性が高い。これでは一次元河床変動計算を行う意義が薄れてしまうので、以下のような考えに基づきモデルを改良することにした。すなわち、一次元河床変動計算の精度を上げるためにはどうしても多次元性を持たす必要のある現象に限って多次元性を帯びさせることにし、それ以外の現象は物理的整合性には目をつぶり結果としての精度の向上を優先した。したがって、このモデルの適用に際しては十分な考察に基づいた工学的判断が必要であるといえる。個々の改良内容は以下のとおりである。

- ・断面形状の与え方
- ・粗度係数の与え方
- ・流砂量モデルの考え方
- ・計算差分間隔の与え方
- ・不等流計算

3-2 断面形状の与え方

第2章で指摘したとおり、現行モデルでは砂州、深掘れが生じている断面では流砂量を的確に把握できないときがある。ここでは、まずどのような流砂量の場合で誤差が大きいのかを検討した上で、断面形状の与え方について考えてみる。

3-2-1 断面形状の長方形近似にともなう誤差

検討を進めるにあたっては次の仮定を導入する。摩擦速度 u_* は(3.2.1)式で、単位幅当りの流砂量 q_s' (掃流砂)は(3.2.2)式で表す。

$$u_* = \sqrt{ghl} \quad (3.2.1)$$

$$q_s' = f(u_*) \quad (3.2.2)$$

ここに、 h : 水深

f : 流砂量式

g : 重力加速度

l : エネルギー勾配

である。ただし、水深は横断方向 y に変化するが、流下方向のエネルギー勾配は横断方向に変化しないと仮定する。これより、ある断面における全幅流砂量 q_b （掃流砂）は(3.2.3)式となる。

$$q_b = \int_0^B f(u_*^3) dy \approx \sum_{i=1}^n f(u_{*i}^3) B/n \quad (3.2.3)$$

ここに、 B ：移動床幅

n ：分割数

である。また、水深 $\bar{h}$ をもつ平坦河床の長方形断面の流砂量 $\bar{q}_b$ は(3.2.4)式となる。

$$\bar{q}_b = f(\bar{u}_*) \cdot B \quad (3.2.4)$$

ここに、 $\bar{u}_* = \sqrt{ghI}$

今、 q_b と $\bar{q}_b$ とを比較するために図3-2-1に示す一定勾配で横断方向に傾斜した断面とその断面の平均水深をもつ長方形断面について流砂量を計算した。計算に使用した流砂量式は2式である。ひとつは著者らの1人（山本）が砂澁河床において提案した式（ $q_b'/u_*d = 14.6 \tau_*^{4.6}$ ）で¹¹、流砂量が摩擦速度と約10乗で比例している。いまひとつは土研式で、流砂量が摩擦速度の3乗で比例している。流砂量を計算するにあたって、粒径0.03cm、粗度係数0.025を用いた。図3-2-2には縦軸に $q_b/\bar{q}_b$ を横軸に傾

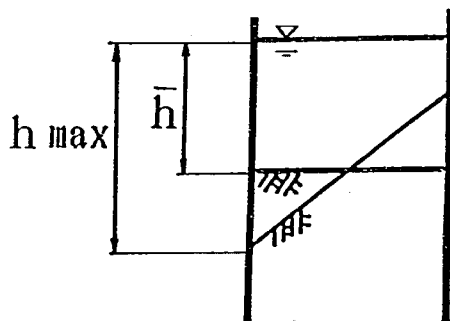


図3-2-1 モデル横断面形

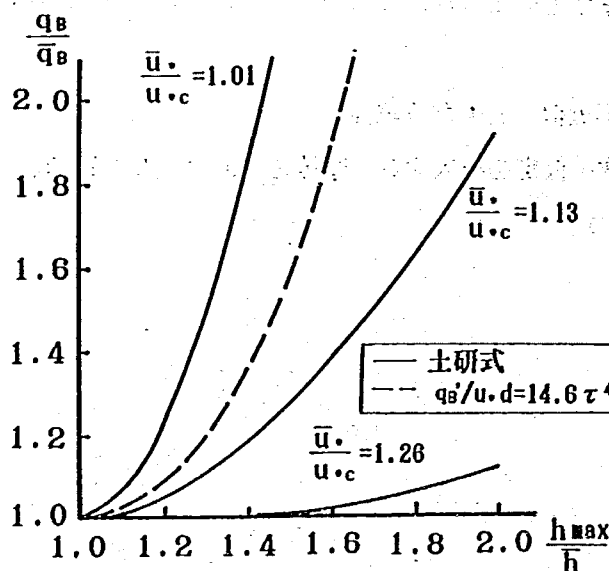


図3-2-2 水深比と流砂量比の関係

斜した断面の最大水深 h_{max} と平均水深 $\bar{h}$ との比 $h_{max}/\bar{h}$ をとって、移動限界摩擦速度 u_{*c} と $\bar{u}_*$ との比 $\bar{u}_*/u_{*c}$ をパラメータに計算した結果を示す。この結果より次のことがわかる。

- 1) 外岸の水深 h_{max} が大きくなるにしたがって、 $q_B/\bar{q}_B$ は大きくなる。
- 2) 土研式において、 $\bar{u}_*$ が u_{*c} の近傍にあるとき $q_B/\bar{q}_B$ は大きい、 $\bar{u}_*$ が u_{*c} から離れると $q_B/\bar{q}_B$ は急速に1.0に近ずき q_B と $\bar{q}_B$ は大差がなくなる。
- 3) 山本による流砂量式の場合は u_{*c} はパラメータにならず、 $q_B/\bar{q}_B$ と $h_{max}/\bar{h}$ との関係は一本の曲線で表わされる。そして、 $h_{max}/\bar{h}$ が1.6の場合流砂量は約2倍の差が生じる。

以上のことを考慮すると、現状モデルではつぎの場合について、流砂量の誤差が大きいと考えられる。

- 1) 流砂量式において摩擦速度の乗数が大きい場合
- 2) 横断勾配の大きい場合
- 3) 土研式の場合、平均水深の摩擦速度がその河床の限界摩擦速度の近傍にある場合

ただし、3)の結果が得られたのは土研式のFの変化率が u_{*c} の近傍で大きいからである。

3-2-2 断面形状の与え方

河床の横断勾配による流砂量を算定するため、現行モデルに横断勾配を考慮できるモデルをあらたに付加した(図3-2-3)。

- ① 移動床幅Bと平均河床Z_mをもつ長方形断面を用いる方法。(現行モデルと同じ方法)

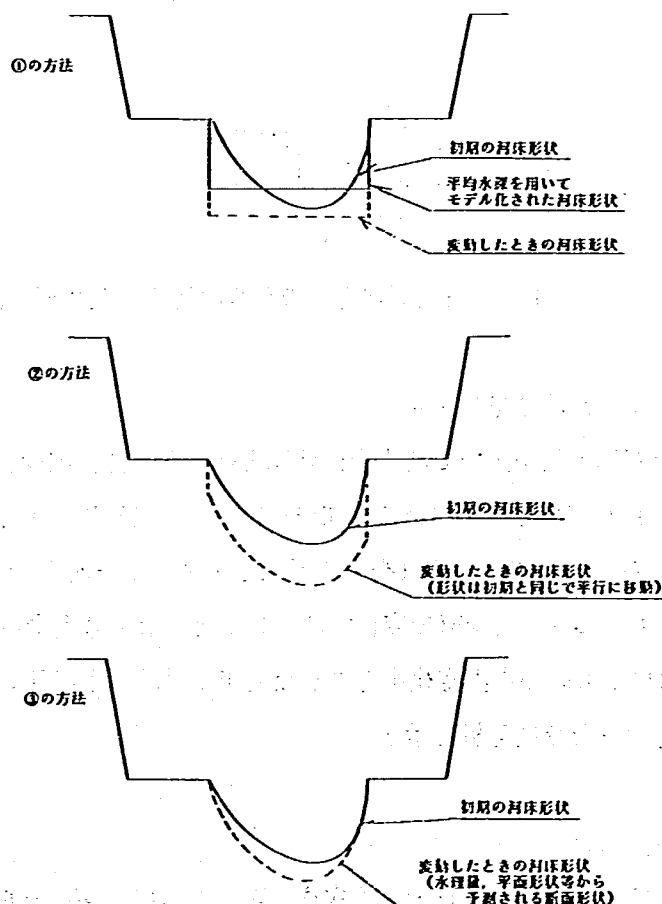


図3-2-3 横断形状の与え方の概念図

② 初期断面形状をそのまま用いて、全移動床幅にわたって、一定量だけ変動させる方法。この方法は移動床部の断面形状を平均河床変動量だけ鉛直方向に平行に移動させる方法である。なお、この場合移動床幅は水位によって変化させる。つまり、砂州の存在により河床高が水位より高い場合は、その高い区間だけ河床変動はさせないこととする（図3-2-4）。

③ 河床の横断形状を水理量や平面形状から予測する方法。この方法は②の方法より断面形状を正確に再現するための方法である。

次項で述べるが②、③の方法を用いるときの流砂量は次の方法で計算する。断面形を横断方向に幾つかの要素に分割して、分割された要素ごとにその水深を用いた摩擦速度で流砂量を計算する。断面の流砂量は各要素の流砂量を合計して求める。

原則的には③による方法で断面形を模擬することが望ましいが、簡便さを考えて、實際上②の方法を用いることが良いと考えられる。②の方法は低水路と高水敷とのつなぎめの河床高が不連続になる欠点をもっているが、深掘れなどによって河床に横断勾配があるときの流砂量を①の方法に比べ正確に算定できると考えられる。

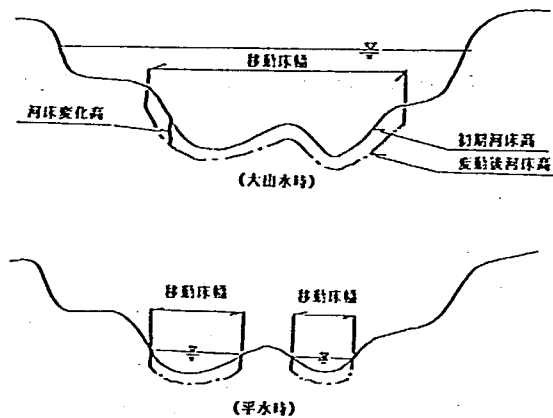


図3-2-4 横断面形状考慮モデルの河床高変化概念図

3-2-3 断面形状を考慮した流砂量モデル

3-2-2の②で示した断面形状を用いて河床変動計算を行なう場合、流砂量は断面形状による水深変化を考慮したモデルにする必要がある。すなわち水深が深い所では流砂量が多く、浅い所では流砂量は少なくなるようなモデルである。ここでは、流れを等流近似しエネルギー勾配 I が横断方向に一定という仮定を設け、水深の変化を摩擦速度 $u_* = \sqrt{ghI}$ の変化で評価して流砂量を算定するものとした。

また、Appendix 1には横断方向の水深変化を考慮した河床変動計算と既往の長方形断面による河床変動計算との精度の比較を行なった感度分析を示す。

3-3 粗度係数の与え方

河床抵抗は洪水規模、河床波の存在により大きく変化する。この現象をモデルに取り入れなければ、水理量及び流砂量の算定に大きな誤差が生じることになる。本法では河道の水理特性から河床の抵抗の小さ

さを表わす流速係数 ϕ を評価し、流量の変化に応じて粗度係数を変化させるモデルを導入する。なお、粗度係数は、ほぼ同一の河道特性を持つ区間（セグメントと呼ぶ）の中では一定とする。セグメントの意味とセグメント分割法についてはAppendix 4を参照されたい。

流速係数の評価は、Appendix 3に示す著者らの1人（山本）によるデータにより算定することができる。以下に具体的手法を示す。

- ① 対象河川のセグメントごとの実測データをもとに流速係数 ϕ と河床材料の平均粒径 d_m を用いた無次元掃流力 τ_{*m} との関係を算定する。実測データが充分ない場合は、均一粒径の $\phi \sim \tau_{*m}$ の関係（Appendix 3図3-1～図3-6）を用いる。
- ② 等流計算、または不等流計算から求められた各セグメント代表断面の u_* から τ_{*m} を計算し、 $\phi \sim \tau_{*m}$ の関係図から ϕ を求める。さらに、 ϕ を用いて、マンニングの粗度係数を次式より求める。

$$n = H_m^{1/6} / (\sqrt{g} \cdot \phi) \quad (3.3.1)$$

ここに、 H_m は平均水深、 g は重力加速度、である。

- ③ ②の等流計算、または不等流計算を流量規模別に行うことによって、流量と粗度係数の関係を求める。

3-4 流砂量推定の考え方

3-4-1 流砂量式の適用法

流砂は、流れ（流水抵抗）、河床形態、流砂量の三者が相互に影響を及ぼし合う1つの系の中での現象であり、流砂量の予測も流水抵抗、河床形態と関連づけて考える必要がある。流砂量については今まで多くの推定式が提案されているが、それぞれが流水抵抗特性と河床形態についての限定された局面を想定し、その局面が必ずしも同じでないことから、各流砂量予測式間にかなり大きなばらつきがある。また、河床形態や流水抵抗に関して幅広い局面を持つ実河川に適用する際には、1つの流砂量予測式で対応できるとは限らない。そこで、改良モデルにおいては、流水抵抗と河床形態に関する局面の変化に対応して、そのつど最も最適な流砂量予測式を選び出して用いる方式を採用する。

最適流砂量式選定の方法を見出すため、幅広い水理条件において実測に基づく流砂量と各種予測式との比較を行った。その際には、流砂量を掃流砂と浮遊砂を足し合わせたものとし、掃流砂予測には芦田・道上式を、浮遊砂予測にはLane-Kalinske式を用いた。掃流砂の算定においては有効掃流力の概念を用いた。浮遊砂に関しても、河床波がある場合には河床波の形状抵抗を考慮する必要があると考えて、便宜的に掃流砂量算定時に用いられる有効掃流力の概念をそのまま用いて、有効底面せん断力から河床面近傍浮遊砂濃度を計算し浮遊砂量を求めた。また通常、河床変動計算において u_* / w_o が1以上になる条件においてだけ浮遊砂を考慮する場合が多いが、 u_* / w_o が1以下でも水理量によっては無視できない浮遊砂量が算定されることから、すべての水理条件において浮遊砂量の計算を行い、 $u_* / w_o = 1$ を境に流砂量が不連続的に変化することがないようにした（この方法は、以後の改良された河床変動計算でそのまま採用している）。

こうして得られた流砂量予測値と実測に基づく流砂量推定値との比較結果を図3-4-1(1)～(3)に示す。

図中の○あるいは●印を持つ実線は予測値であり、一点鎖線は、著者らの1人(山本)が実験水路や実河川のデータをもとに整理した流砂量推定図⁹⁾に基づくものである。この図から次のことがわかる。

- ・小規模河床形態が異なると流砂量が大きく異なることから、流砂量推定に当たっては、小規模河床形態の特性を反映させなければならない。
- ・河床形態に応じた摩擦速度・有効摩擦速度比を用いることにより、芦田・道上式による掃流砂にLane-Kalinske式による浮遊砂の和を実測に基づく推定流砂量にほぼ一致させることができる。
- ・ただし、砂澁河床の場合は、流砂量予測値の精度は大幅に低下する。

以上から、砂澁河床の場合を除いて、小規模河床形態の違いを従来の流砂量式に反映させることにより、実河川が経験する幅の広い水理条件において流砂量予測が可能であることが示された。

この結果をふまえて、改良一次元河床変動計算では、表3-4-1に示すように小規模河床形態の種類に応じた流砂量式適用法を採用する。その際の小規模河床形態の判定には図3-4-2を用いる。有効掃流力の算定に必要な流水抵抗はAppendix 3の抵抗推定図を用いて与えることになるが、図3-4-1に示したように、摩擦速度・有効摩擦速度比を平坦河床で1、砂堆河床で0.5と置けば概ね河床形態の影響は考慮できる。砂澁河床についての一般的な流砂量式は得られていないが、日本の代表的一級河川の平均年最大流量時の無次元掃流力と水深粒径比を示した図3-4-3¹⁰⁾と図3-4-2とを重ね合わせてみればわかるように砂澁河床波の形成は稀であるので、實際上ほとんど問題にならない。

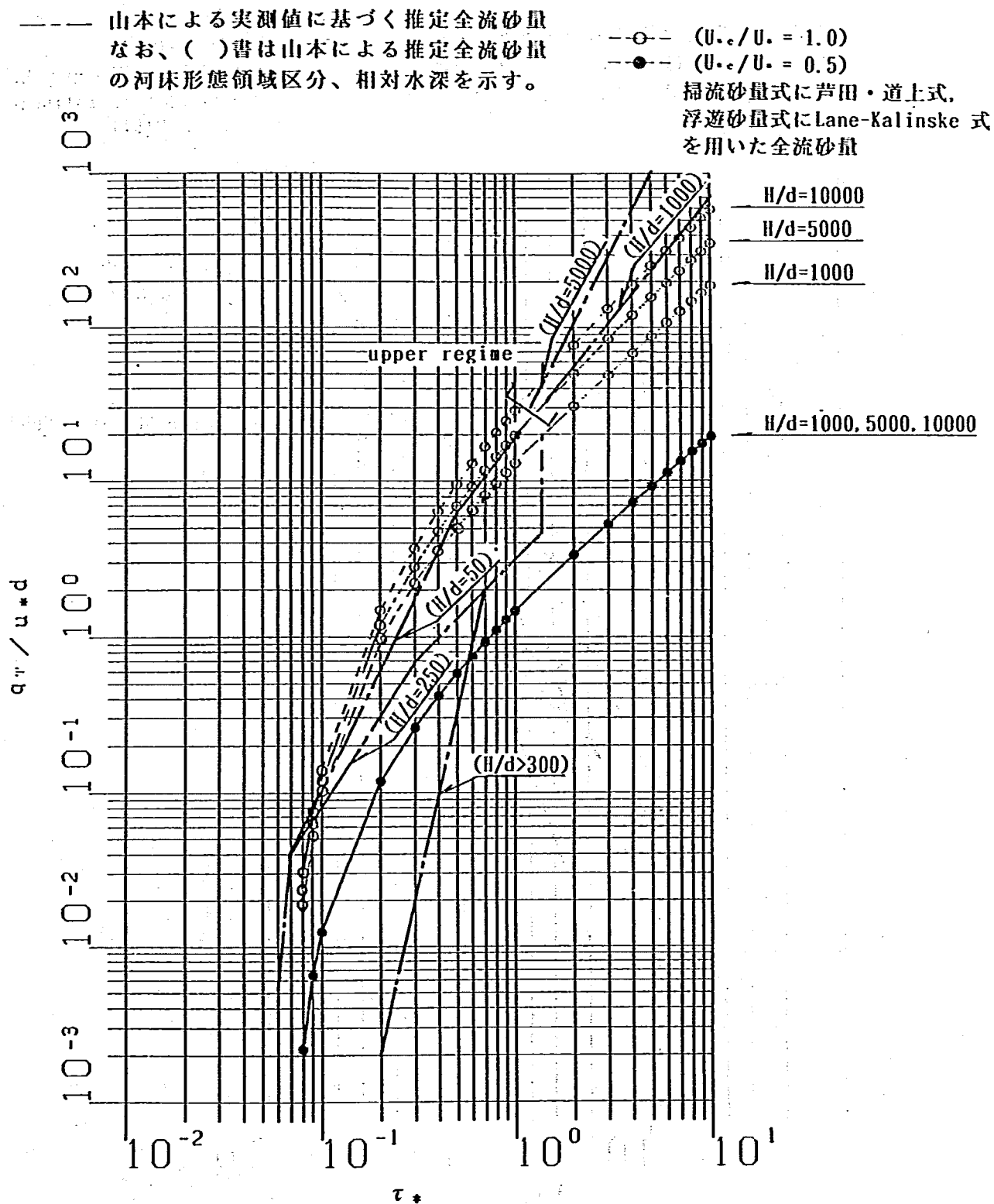


図3-4-1(I) 流砂量予測値と実測流砂量との比較 (d=0.02cmの場合)

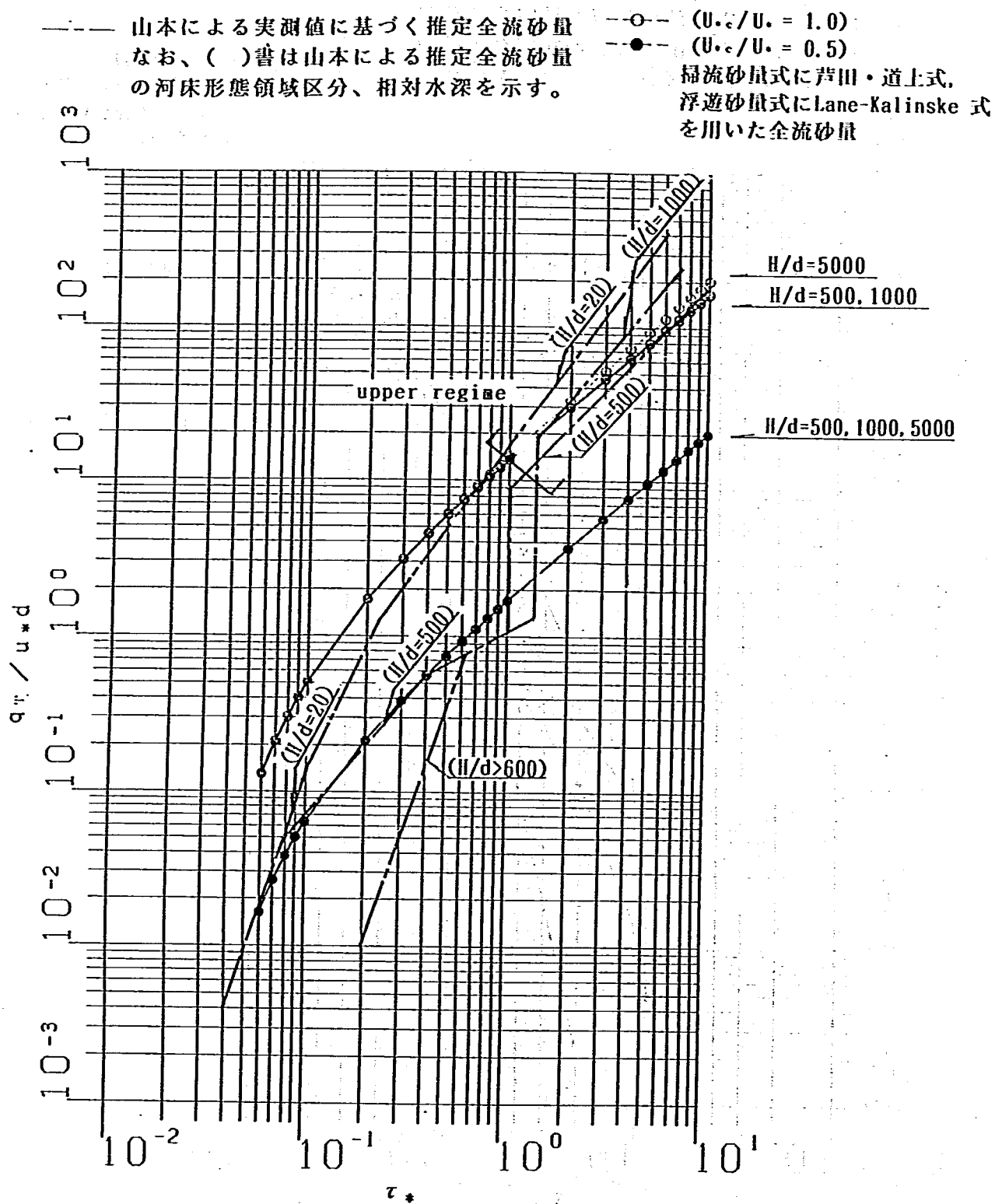


図3-4-1(2) 流砂量予測値と実測流砂量との比較 ($d=0.10\text{cm}$ の場合)

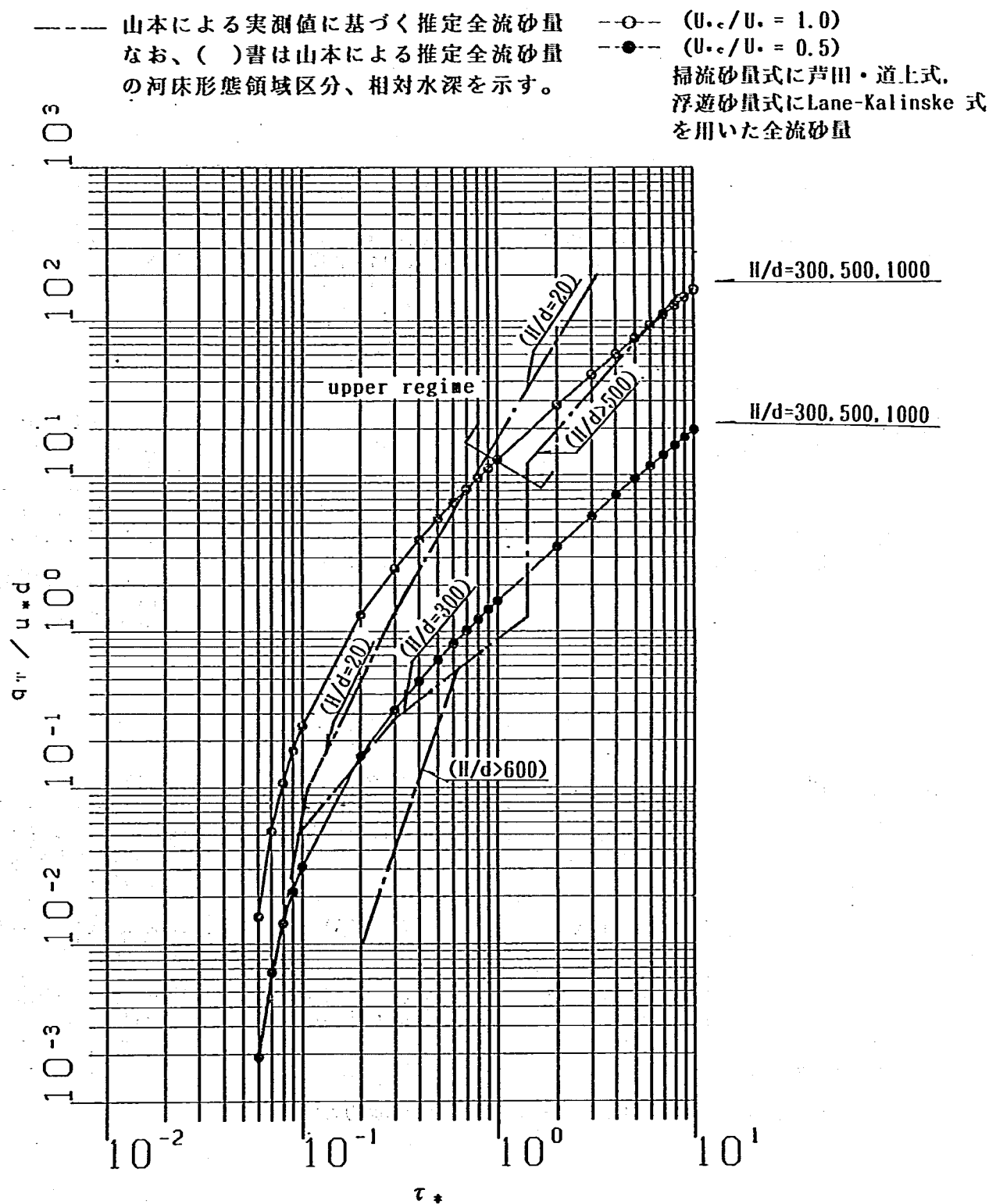


図3-4-1(3) 流砂量予測値と実測流砂量との比 ($d=1.0\text{cm}$ の場合)

表3-4-1(1) Lower regime流砂量の予測法

領 域	河床形態	掃流砂量式	浮遊砂量式	備 考
領域①	砂堆	Lower regime 芦田・道上式	底面濃度式に芦田・ 道上式の有効摩擦速 度を考慮したLane-Ka linske式 (河床形状による流れ の抵抗を考慮)	芦田・道上式は砂堆領 域に適している
領域②	砂堆, 砂澁 ($H/d < 450$)	//	//	τ_* が0.1~0.3では 砂澁が発生すること がある。
領域③	砂澁 ($H/d \geq 450$)	?	用いない	・この領域は H/d によ る流砂量の違いはな い ・Ripple領域の流砂 量を検証しているデ ータが少ない

表3-4-1(2) Upper regime流砂量の予測法

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

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

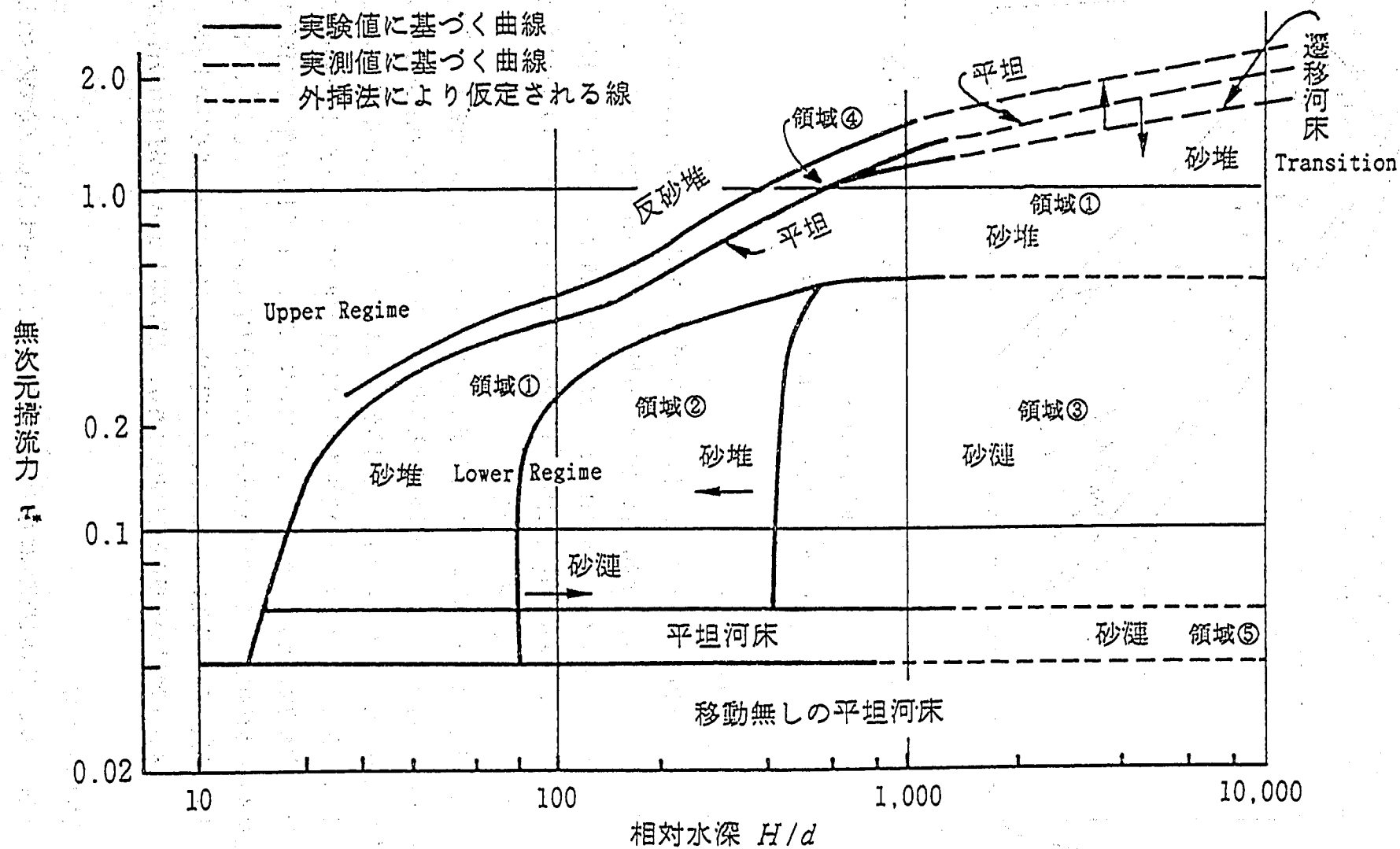


図 3-4-2 小規模河床波の領域区分、 $d=0.05\text{cm}$ の場合

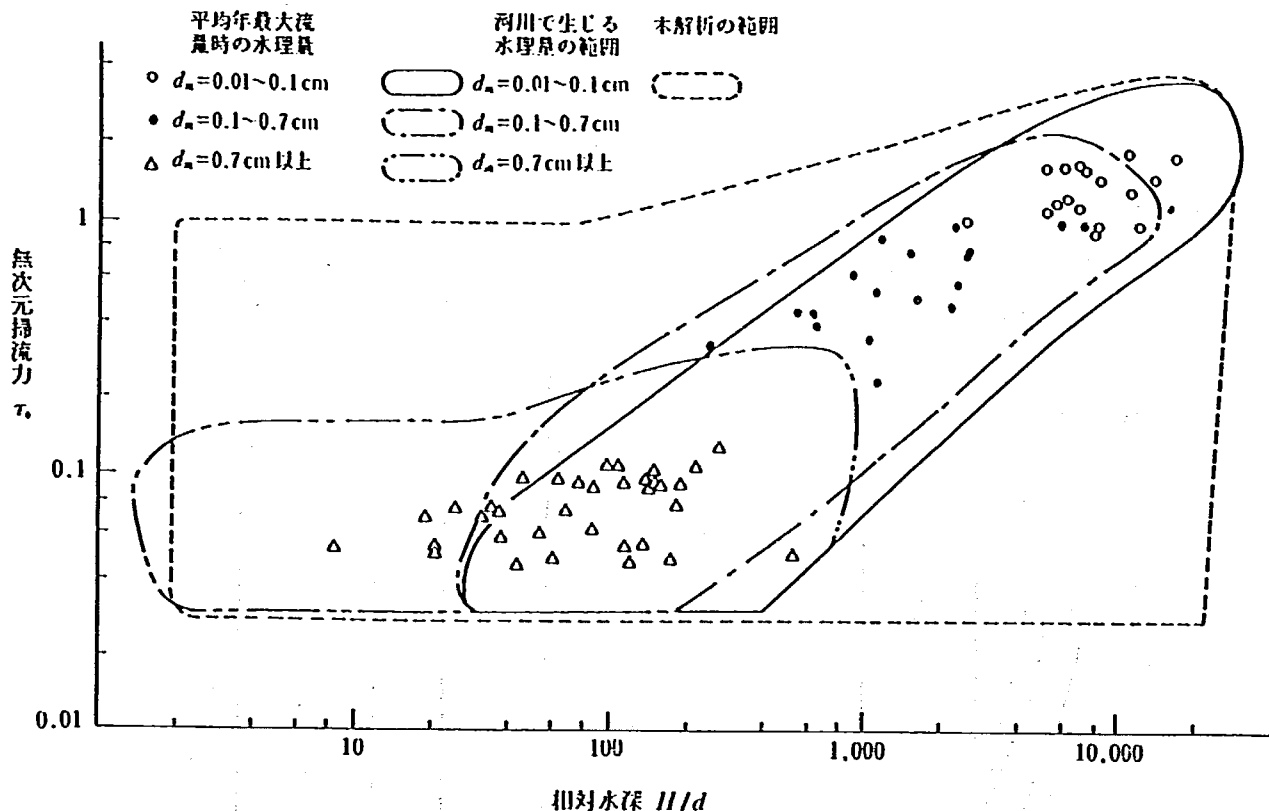


図3-4-3 日本の河川で生起する水理量

3-4-2 混合砂の浮遊限界について

前項におべたように、浮遊砂の算定をすべての水理条件で行うと、礫床区間においては、掃流形態での流砂が無い状態で細砂分の浮遊形態による流砂が先に始まる計算結果が得られる場合がある。これは、掃流砂の移動限界が修正エギアザロフ式で計算されるため、細砂が遮蔽効果によって均一砂の場合より動きにくく計算されるのに対して、浮遊砂の計算にはそのような遮蔽効果が考慮されず、河床面に有効に作用する摩擦速度から浮遊砂量が計算されるからである。

このように混合粒径河床において掃流の前に浮遊が起こる現象は実際にも生じる。たとえば、芦田らは、粗粒子間にある微細砂が掃流形態を経ずに浮遊形態で動き出すことを見出し、その際の浮遊限界には粗粒子がつくる流れの乱れが大きな影響を及ぼすことを明らかにしている⁵⁾。このことから、掃流形態を経ずに浮遊する流砂が計算されることよりも、その発生条件と量が適切に再現できるかどうか問題となる。

このような現象を定量的に評価する手法は現在得られていないこと、粗粒子上を浮遊形態で移動する細粒分は河床を構成する主材料でなくその場所の河床変動には大きな影響を与えないことから、今回の河床変動計算では前項の方法をそのまま用いる。ただし、この現象は、砂河床区間への供給砂の生産場あるいは通路としての礫床区間の役割という視点からは重要であり、礫床河川上の細砂の挙動は今後検討すべき課題である。

3-4-3 交換層の取り方

交換層の取り方は河床での砂の交換状態に対応したもので与えることが望ましい。2章で述べたとおり、礫床河川の平坦河床の場合は河床粒度分布の最大粒径もしくは d_{90} 程度に交換層の厚さを設定しても構わ

ないが、小規模、中規模河床波が形成されている場合は砂の移動形態が複雑となり最大粒径で与えることが適切でなくなる。この時は、河床波の波高が交換層厚を決定する1つの目安となる。

小規模河床波の波高については、著者らの一人(山本)が移動床の実験結果より得た砂堆の波高評価¹⁾を図3-4-4に示した。この図の横軸には無次元掃流力、縦軸には砂堆の波高 H_s と平均水深 H との比を取り、内部関数として相対水深 H/d を用いる。これによると、砂堆の波高は平均水深の最大4割程度であることがわかる。小規模河床波が生じている区間の交換層の取り方は、平均水深の4割以下を目安とし、対象河川の砂の交換状態に対応するよう試行錯誤的に検討した上で最終的な交換層厚を取ることが望ましい。

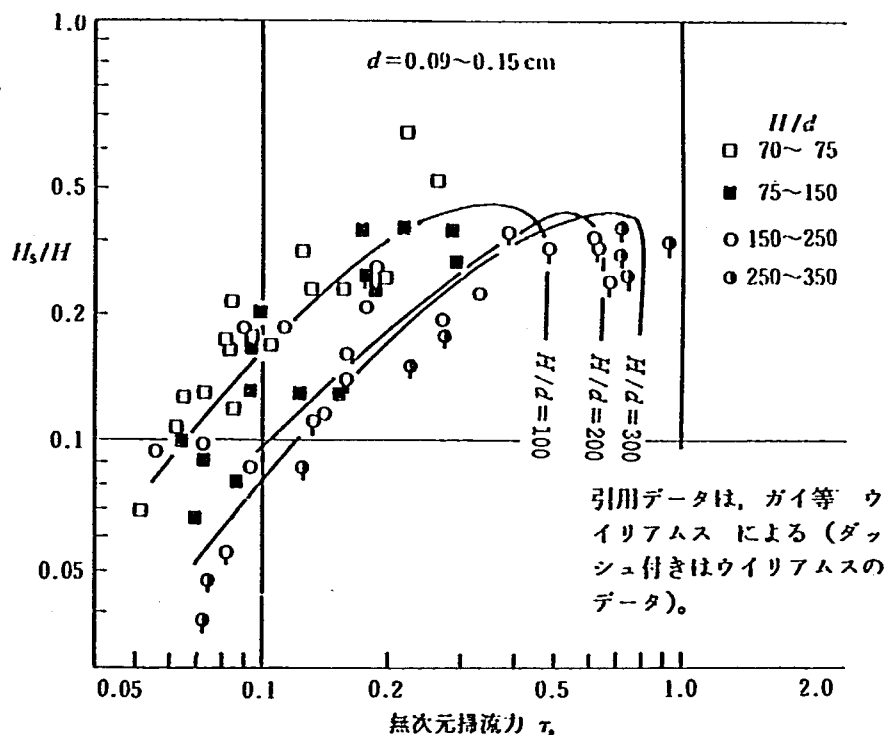


図3-4-4 砂堆の相対波高 H_s/H と τ_* の関係、 $d=0.09\sim0.15\text{cm}$ の場合
(文献4)より)

3-5 計算差分間隔の与え方

2-10で述べたとおり、河道の縦断的な断面ピッチ Δx 、時間ピッチ Δt の取り方は差分計算の安定条件を満足していれば計算上の問題はない。しかし、精度の良い計算結果を得るためには、実現象の空間・時間スケールに見合った Δx 、 Δt を別途検討する必要がある。ここでは、変化の早い現象で空間・時間的変化の大きいアーマコートの形成を取り上げ、アーマコートの形成、伝播速度を考慮した Δx 、 Δt の取り方について検討を行ない、実現象の空間・時間スケールを考慮した Δx 、 Δt 決定を考える上での参考とする。

3-5-1 河床変動計算によるアーマコートの形成、伝播の再現

最初に、実現象を再現するのに充分小さい Δx 、 Δt を用いた河床変動計算により、実際のアーマコートの形成、伝播が再現できるかどうかを調べた。検証には芦田・道上²⁾による実験結果を用いた。この実験

では、混合砂れき河床の上に給砂ゼロで通水してアーマコート形成過程を調べている。精度良い計算結果を得るための Δx 、 Δt に関しては、アーマコート形成の機構から考えて、 Δx を細砂分のstep length以下、 Δt を細砂分のpick-up rateの逆数に比べ充分小さい時間にする必要がある。そこで、中川ら⁶⁾による混合砂れきのpick-up rate、step length推定式と、上記実験で用いられた河床材料の粒度分布から、 $\Delta x = 50\text{cm}$ 、 $\Delta t = 5\text{sec}$ （細粒分のpick-up rateの逆数の0.1倍に相当）として河床変動計算を行った。図3-5-1に水路各地点の粒度分布時間変化について実験結果と計算結果の比較を示す。なお、図中の x は水路下流端からの距離であり、水路全長は20mである。図より、アーマコートの形成、下流への伝播が計算により良く再現されていることがわかる。しかし、長期間の河床変動計算をする場合、計算の差分間隔を粒子のstep length、pick-up rateに合わせると、膨大な計算時間を要する。そこで、計算の制約を考えた上で Δx 、 Δt の与え方はどの程度まで許容できるのか検討する。

3-5-2 Δx 、 Δt の与え方

(1) Δx の与え方について

図3-5-2は前項に示したアーマコートの形成、伝播再現計算結果の平均粒径縦断分布の時間変化を示している。これより Δx の与え方について考察する。図に示すとおり、通水初期においては上流部の粒度分布の場所的变化が大きい（勾配が急になる）。すなわち上流からの給砂がない場合、その直下流では急激に粗粒化が進行する。この場合、粒度分布の場所的变化に追従できるように Δx を小さくすることが望ましい。時間の経過に伴い粒度分布の場所的变化が小さくなると、 Δx を大き目にとることが可能と考えられる。

以上の考察を検討するため、 Δt を一定としたとき、 Δx の変化が粒度分布の場所的变化にどのような影響を与えるかを調べた。図3-5-3は $\Delta t = 5\text{sec}$ 、 $\Delta x = \text{parameter}$ （50cm、100cm、200cm、400cm）としたときの各時間の平均粒径の場所的变化を示している。 $\Delta x = 50\text{cm}$ は粒子のstep length（以下、理論値）に対応しており、この比較から次のことが言える。

- ・ 理論値より大きい Δx を与えた場合、通水初期（1hr後）の上流部ではアーマコートの形成、伝播速度は大きくなり、その影響が下流まで及ぶ。しかし、その現象は時間の経過とともに解消され、通水3hr後においては理論値との差はほとんどなくなる。

以上のことから、粒度分布の場所的变化が大きくなる場合は Δx を粒子のstep length以下に、場所的变化が小さい場合は Δx をその変化長に合わせて与えることが望ましいと言える。

(2) Δt の与え方について

図3-5-4は $\Delta x = 50\text{cm}$ 、 $\Delta t = 5\text{sec}$ による平均粒径縦断分布の時間的变化を示している。図より Δt の与え方について考察する。通水初期においては上流部の粒度分布の時間的变化が大きく（勾配が急になる）、時間の経過とともに小さくなる。これは(1)で述べたとおり、通水初期では粗粒化が急激に進行するため、この場合、とるべき Δt は粒子のpick-up rateに規定されると考えられる。中流部、下流部では通水初期においても粒度分布の時間的变化は小さい（勾配が緩くなる）。また、下流ほど曲線が密になるのは粒度分布の場所的变化が小さいからである。ただし、横軸の時間スケールはhourのオーダーであり、 Δt のスケール（sec）に対する変化が読み取りにくいので、 Δt についてははっきりしたことは言えない。

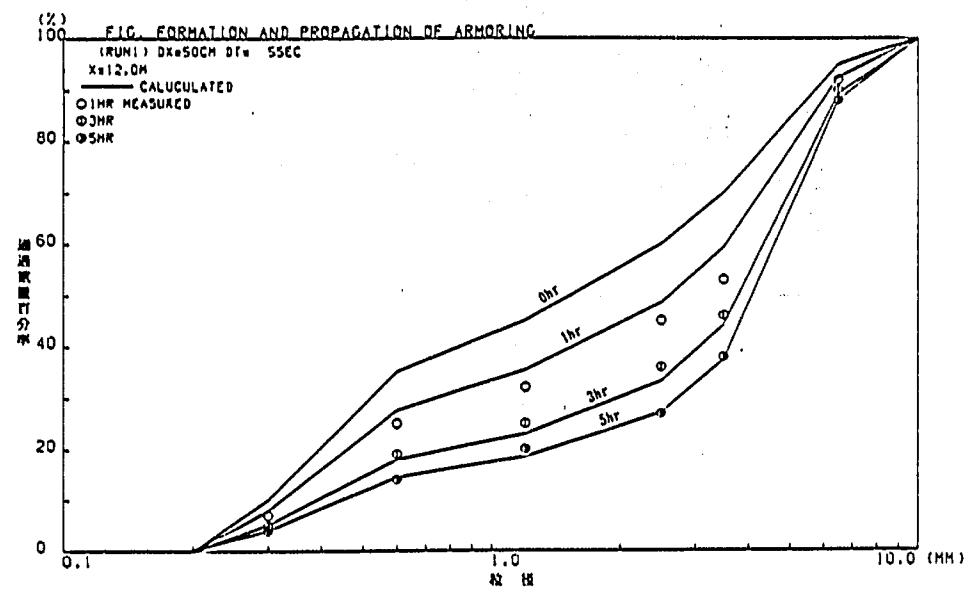
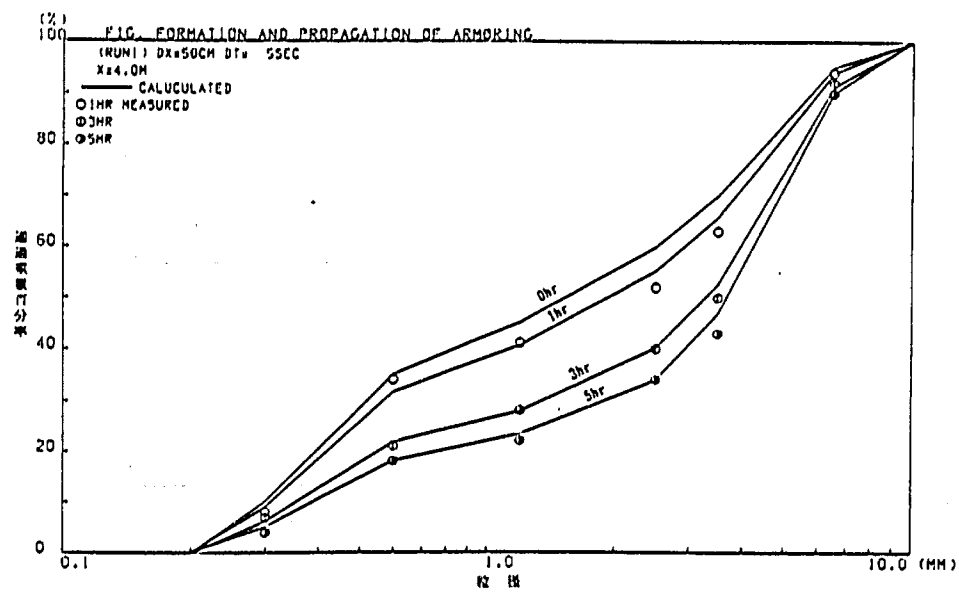
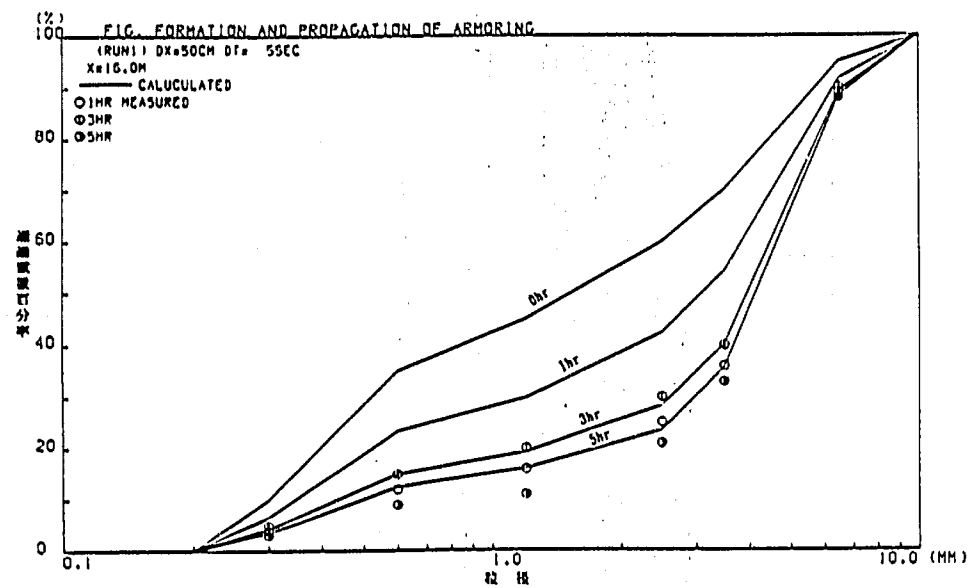


図3-5-1 armor coatの形成、伝播過程における実験結果と数値計算との比較

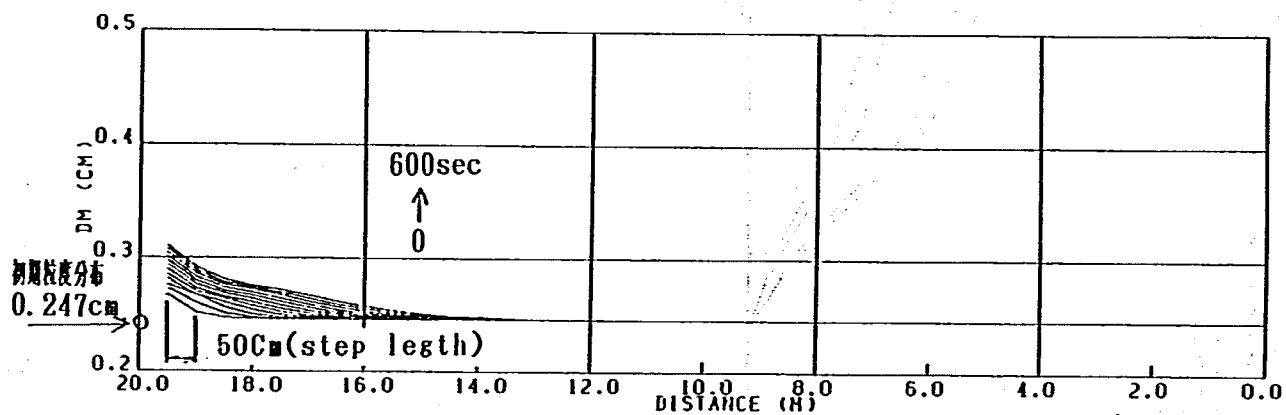


図3-5-2(1) 平均粒径縦断分布 (通水600sec、プロット時間ピッチ50sec)

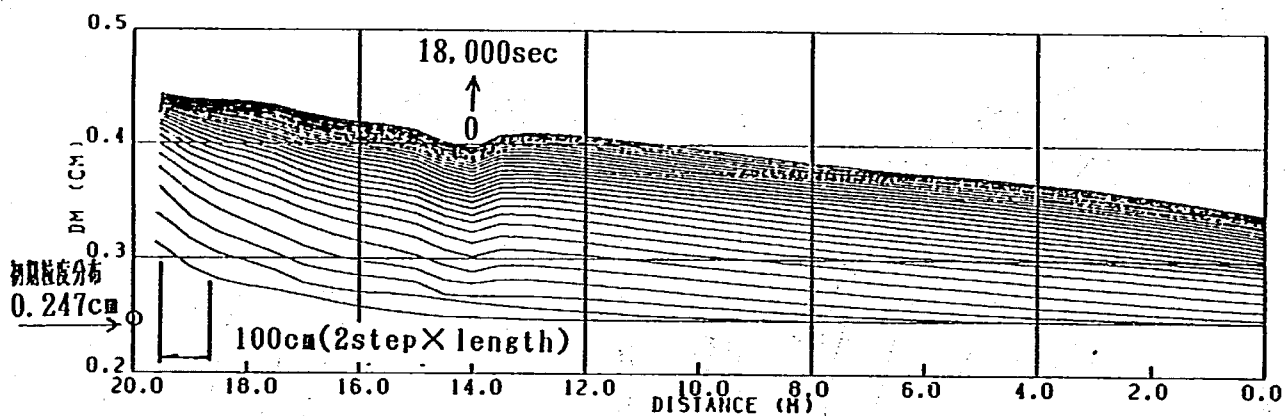


図3-5-2(2) 平均粒径縦断分布 (通水18,000sec、プロット時間ピッチ600sec)

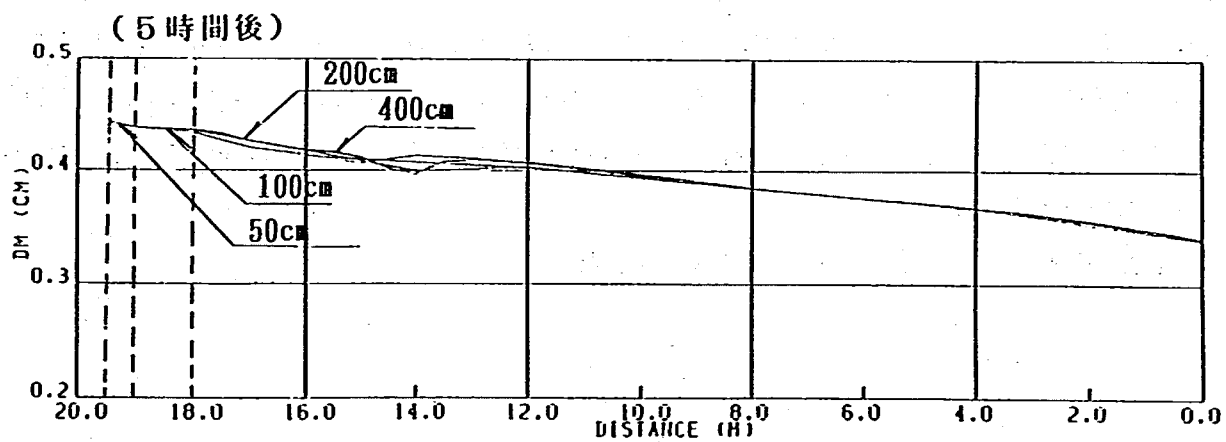
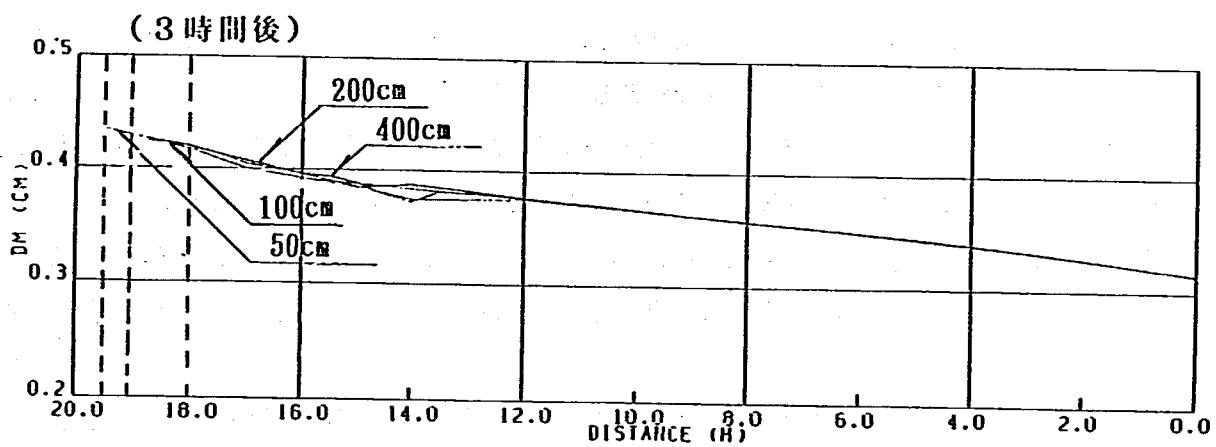
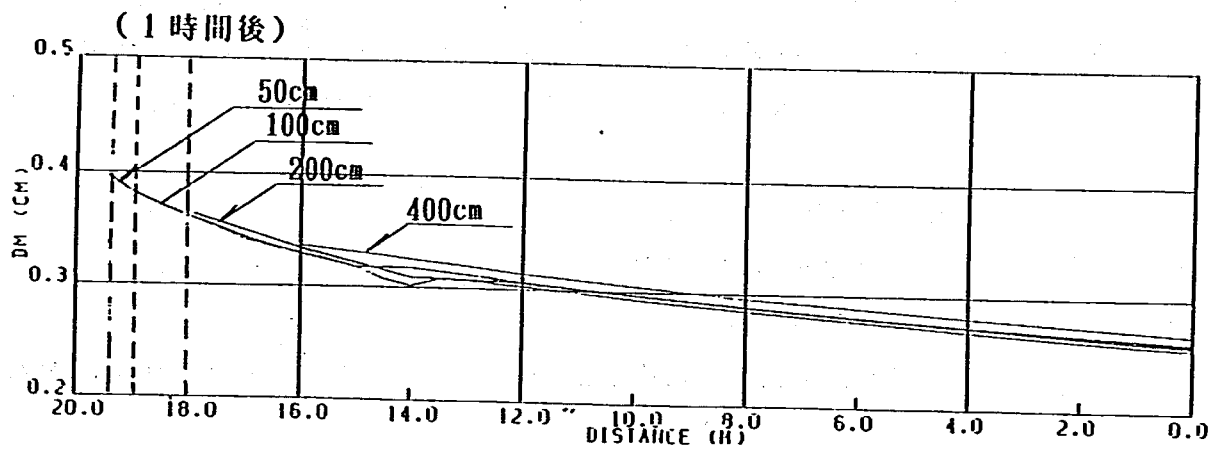


図 3-5-3 Δx を変化させた場合の平均粒径縦断分布 (図中の数字は Δx)

が、 Δt をより大きく与えることができそうである。

以上の考察を検証するため、 Δx を一定としたとき、 Δt の変化が粒度分布の時間的変化にどのような影響を与えるかを調べた。

図3-5-5は $\Delta x=50\text{cm}$ 、 $\Delta t=\text{parameter}$ (5 sec、50sec、100sec、150sec、200sec)としたときの各場所 (16m、12m、4 m) での時間的変化を示している。 $\Delta t=200\text{sec}$ は差分計算の安定条件 (C-F-L条件) に、 $\Delta t=5\text{sec}$ は粒子のpick-up rateとの積が0.1に対応しており (以下、理論値) 以下にその比較を示す。

- 理論値より大きい Δt を与えた場合、通水初期、上流部 (16m地点) ではアーマコートの形成、伝播速度が速くなり、理論値との誤差は大きくなる。時間の経過とともに上流部ではその誤差は減少する。中、下流部でも同様の誤差が生じる。

以上のことから粒度分布の時間的変化が大きい場合は Δt を理論値相当に、時間的変化が小さい場合は Δt をその変化時間に合わせて与えることが望ましいと言える。

(3) 実用化するための計算差分間隔の与え方

粗粒化現象 (armoring) は流砂量の縦断変化の大きい場所で発生する。この現象を正確に扱うためには流砂の時間的変化、場所的変化を考慮する必要がある。河床変動計算における計算差分間隔 Δx 、 Δt はそれらに規定されるものであり、その与え方により計算結果が大きく違う場合もある。 Δx 、 Δt の与え方については原則として Δx は粒子のstep length以下に、 Δt はpick-up rateとの積が大きくても1以下に与えることが望ましい。しかし、(1)、(2)の検討により流砂量縦断変化の大きい場とそうでない場でその与え方はある幅をもっていることがわかった。この幅の解明については今後さらに解析的な研究を行なう必要がある。

現段階において Δx 、 Δt の与え方について言えることは、対象としている河川の流砂状態及び計算の目的に応じて与える事が望ましいという事である。例えば、ダム直下流の河床低下における粗粒化過程を解明する場合は粒度分布の場所的変化及び時間的変化が非常に大きいため Δx 、 Δt は理論値程度で与えるべきであり、上流給砂の直接的影響が下流河道全体に及ばない程河道全長が長く、かつ長期間の河床変動を解明するような場合では粒度分布の局所的変化はあまり重要でないため、 Δx 、 Δt は理論値より大きく与えても構わないと考えられる。

以上の計算の詳細についてはAppendix 2を参照されたい。

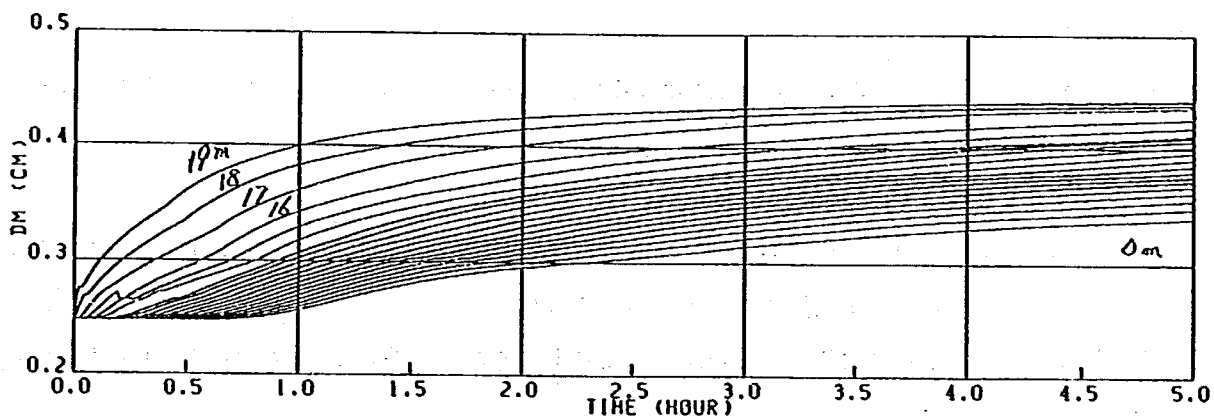


図3-5-4 各場所における平均粒径の時間変化（通水18,000sec、プロット距離ピッチ1m）

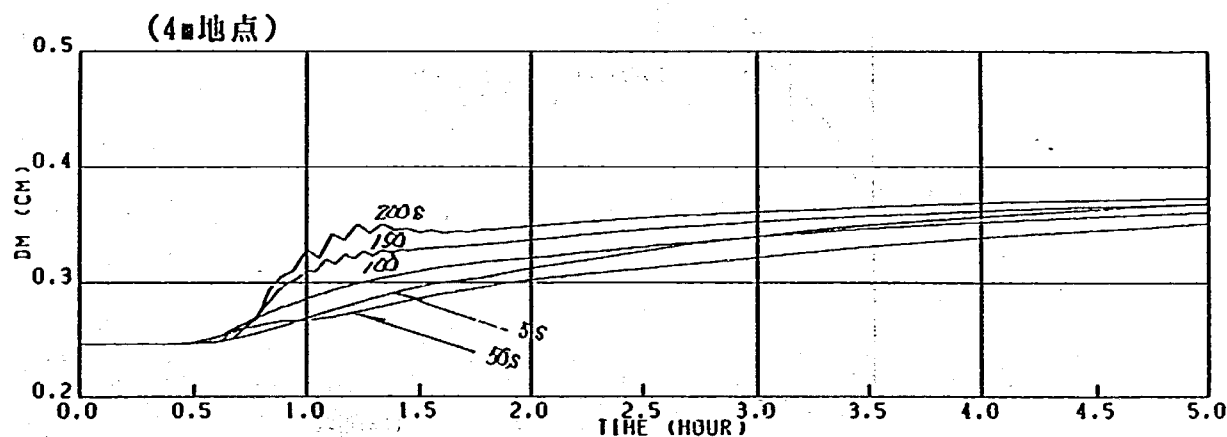
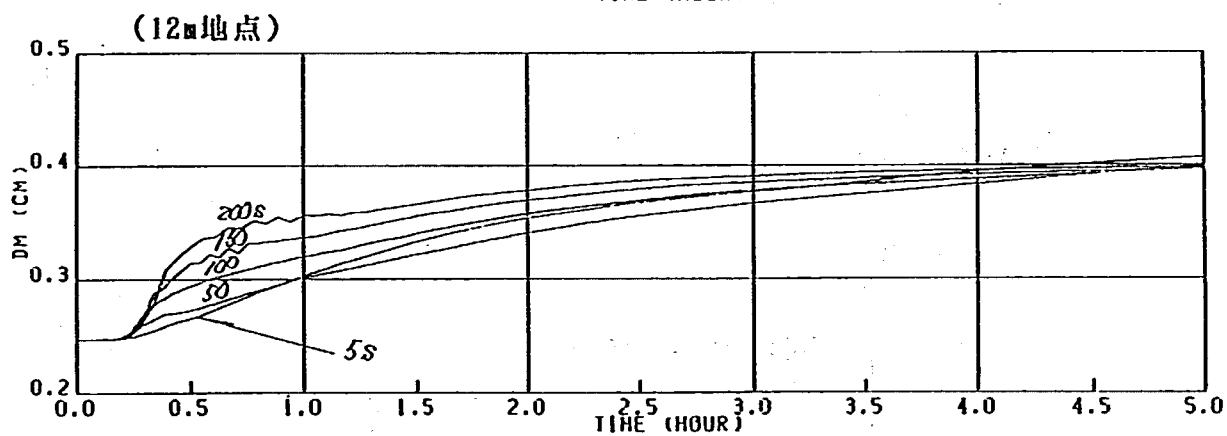
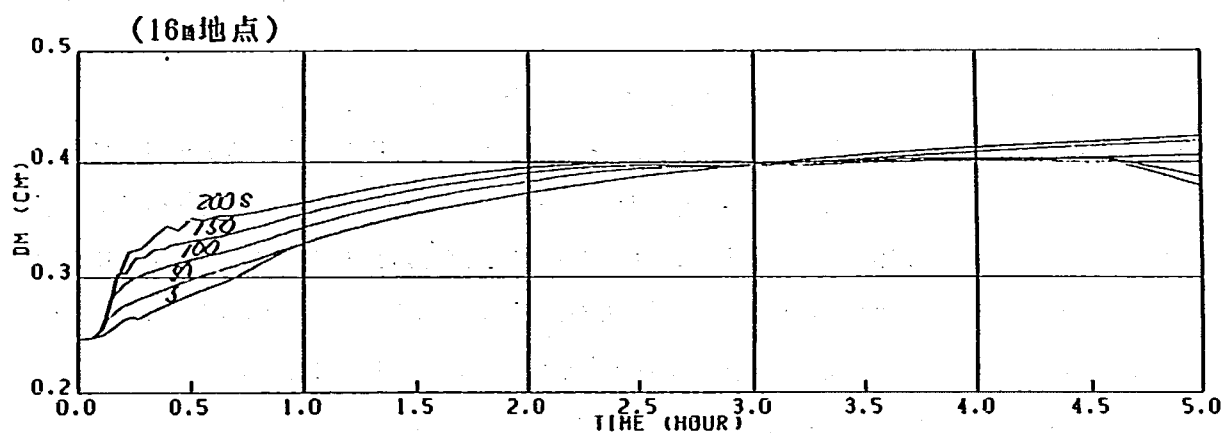


図3-5-5 Δt を変化させた場合の平均粒径の各場所における時間変化（図中の数字は Δt ）

3-6 不等流計算

ここでは不等計算を行う際に問題となる諸条件の改良について述べる。具体的には、流量低減効果、床止め上流部の断面ピッチの取り方についてである。

3-6-1 流量低減効果

河川のピーク流量は河道内の貯留効果のために上流から下流に向って減少（流量低減）することがある。この現象は河床変動が顕著となる大流量時にみられるようになるので、この効果を評価しないと下流での水量を過大に見積もることになり、流砂量が実際よりも多くなる。そこで、流量低減を次の方法で見積もる。（図3-6-1参照）

- ① 不定流計算を行い、ピーク流量の縦断図を作成する。
- ② ピーク流量縦断図をみて、ピーク流量が一定と見なせる適当な地点で分割して流量の縦断的变化を決める。

3-6-2 床止め、洪積層、岩により射流が発生するところの断面ピッチの取り方

床止め直上流の区間距離の取り方について述べる。不等流計算を行う場合、床止め工周辺では水深の変化が大きいのので床止め工周辺、特に上流の断面区間距離 Δx が粗すぎると計算水位の精度が低下する。低下背水曲線の水面形のように水面の変化が大きい地点では、その区間距離を短く（内挿断面を挿入する）とれば計算精度が上がる。合理的な区間距離の取り方を、Bresseの解析解とエネルギー式を差分化して解く通常の不等流計算水位とを比較することにより考察した。（図3-6-2参照）

Bresseの解による水深を h_B 、不等流計算値を h_s とすると、

$$R = \frac{h_s - h_B}{h_B} \quad (3.6.1)$$

が一定値以下になる Δx をさがした。

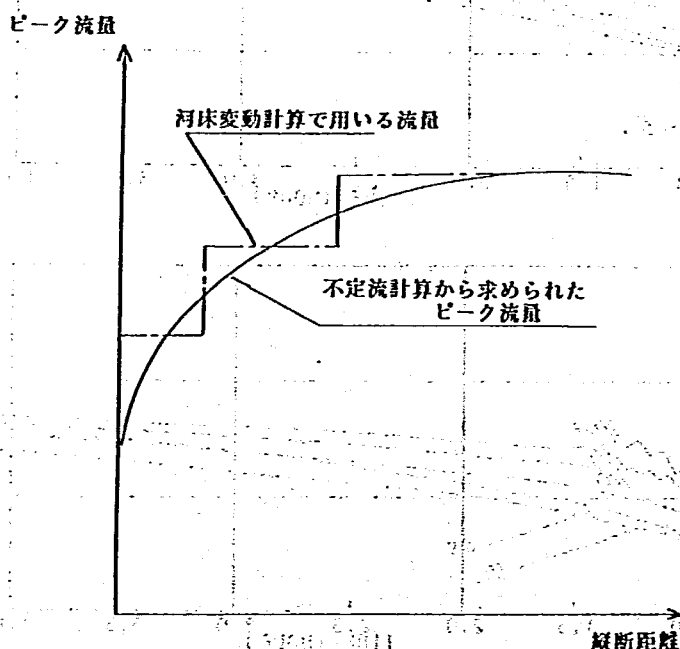


図3-6-1 流量低減の概念図

$R=0.05$ の場合の Fr 数と iX_B/h_0 の関係を図3-6-3に示す。ここで、 i :河床勾配、 h_0 :等流水深である。水位、河床変動を正しく計算するためには、床止め直上流の断面までの区間距離 Δx を X_B より小さくとる必要がある。図3-6-3を用いて Δx を算定するためには h_0 が必要となり、対象とする流量をきめなければならない。流量が大きくなるほど水位の縦断変化率は大きくなるので、検討に用いる流量は大きい方が良いが、大きすぎると床止めは潜りの状態になり検討の目的を失う。そこで検討に用いる流量としては、床止めが潜りにならない範囲での最も大きい流量が良いこと。この方法で求められた区間距離を用いて床止め断面とその直上流断面の間に新たに断面を内挿して不等流計算を進めると同時に、この内挿断面においても河床高や粒度分布を計算して河床変動計算を進める。

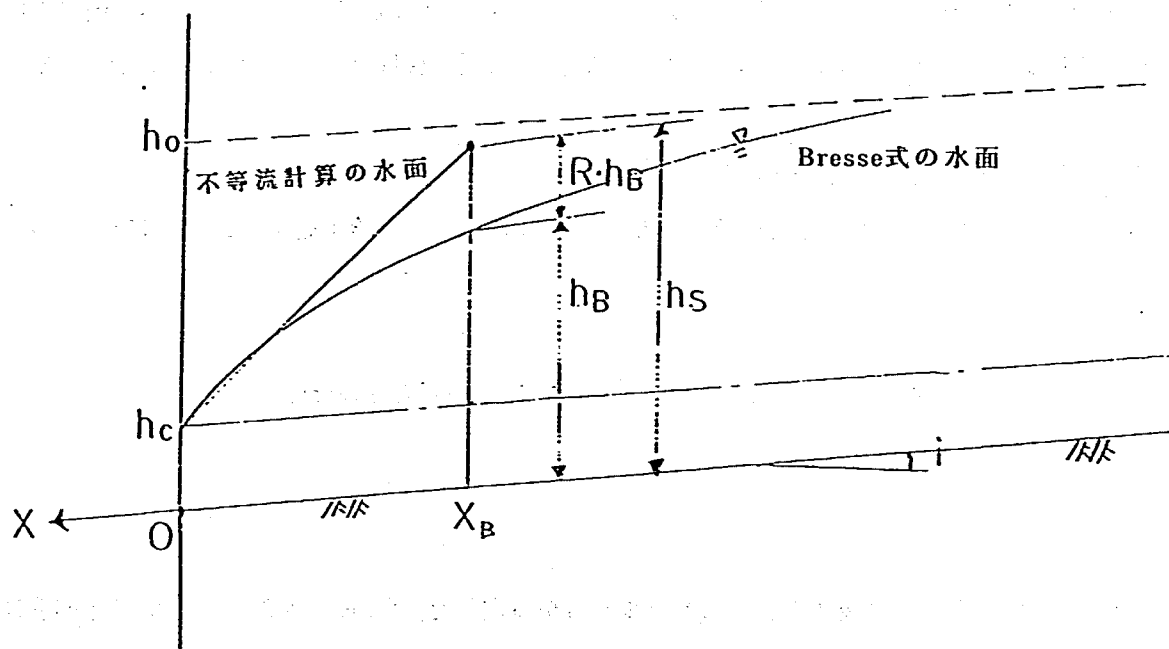


図3-6-2 水位縦断面

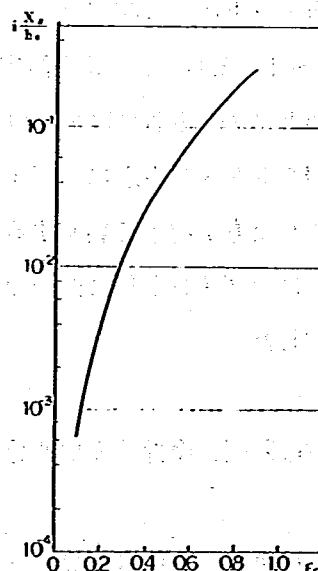


図3-6-3 Fr と $i\frac{X_B}{h_0}$ の関係図 ($R=0.05$ の場合)

第4章 改良一次元河床変動計算モデルの実河川への適用

4-1 概要

本章では、前章までに述べた改良を施した一次元河床変動計算モデルが実際の河床変動を従来よりも精度良く再現できると考え、実河川の河床変動計算への適用を行った。実河川で起こる大規模な河床変動の原因には、河道改修（川幅の変化）、砂利掘削、さらにはダムの構築による供給土砂量の減少などが挙げられ、人為的な影響が大きい。本計算はこの中でも最も広範囲な河床変動をもたらす供給土砂量の減少について検討する。そして次のとおり計算結果を考察することにした。

供給土砂量の減少に伴う河道の応答特性を把握する。すなわち供給土砂量の減少によって河床高、土砂移動量はどのように変化するか、またその変化の割合が場所によってどのように違うのかを把握する。なお、供給土砂量は次の3ケースとし、河道の応答特性の違いが把握しやすいように供給土砂の粒度分布を同一とした。

- ① ダムの堆砂量をもとにした供給土砂量 q_s を与える。
- ② 木曽川の現状河床、粒度分布を維持するために最低限必要な供給土砂量（ $q_s/2$ に相当する）を与える。
- ③ 供給土砂量を与えない。

また、合せて、河床変動計算における上流からの給砂方法についても考察を行った。

4-2 計算河道モデル

(1) 計算対象河道

木曽川0.0k～54.0kを参考に後述のようにモデル河道を設定した。（以後、木曽川モデル河道と呼ぶ）

(2) 河道縦断面の特徴（Appendix 4 参照）

図4-2-1と図4-2-2に木曽川の河床高縦断面図、川幅縦断面図を、図4-2-3に河床材料粒度分布を示す。これによると木曽川は42k地点より上流の勾配が急で河床材料の平均粒径が5cm程度のセグメントⅠ、10～42km区間の勾配が $1/3,500 \sim 1/3,800$ で粗砂を河床にもつセグメントⅡ、0～10k区間の勾配が非常に緩く、細砂を河床材料にもつセグメントⅢに区分される。（表4-2-1参照）

本計算においては河道の応答特性の把握をセグメント別に評価することを主目的としているため、計算で用いる断面特性はセグメント内で同一にした方が物事を判断するのに便利である。したがって計算で用いる断面特性には表4-2-1に示すようにセグメント毎に同一の特性を与えた。なお、断面は測量横断面図、航空写真等から判断し矩形断面で設定した。

(3) 水理特性

木曽川モデル河道不等流計算による水位縦断面図、摩擦速度縦断面分布図を図4-2-4及び図4-2-5に示す。

なお、計算条件における粗度係数は現況河道痕跡水位より算定された値をもとにセグメント別に設定した。

表 4-2-1 木曽川のセグメント分割とその河道特性

	セグメントⅢ	セグメントⅡ	セグメントⅠ
範 囲	0.0K~10.0K	~42.0K	~54.0K
河床勾配	1/9,500	1/3,800, 1/3,500	1/540
川 幅	800~650m	600m	450m
平均粒径	5.0cm	0.06cm	0.05cm

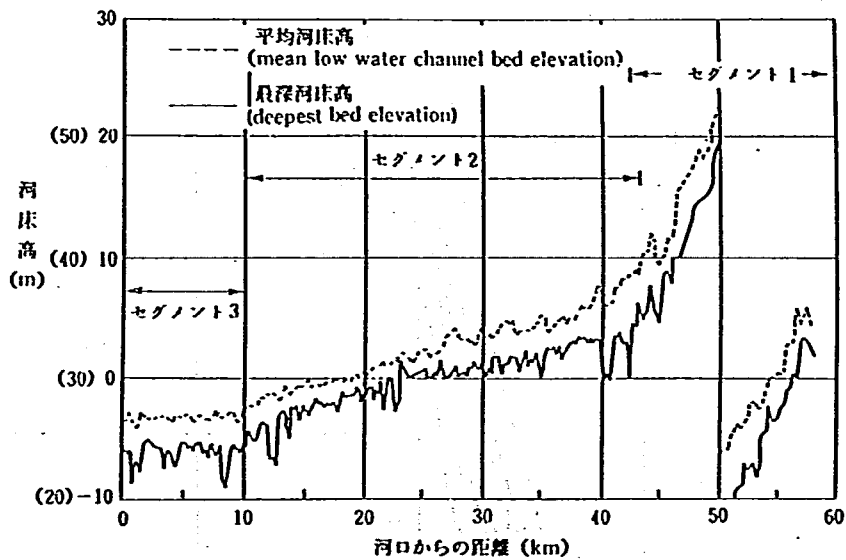


図 4-2-1 木曽川平均河床高及び最深河床高縦断面図

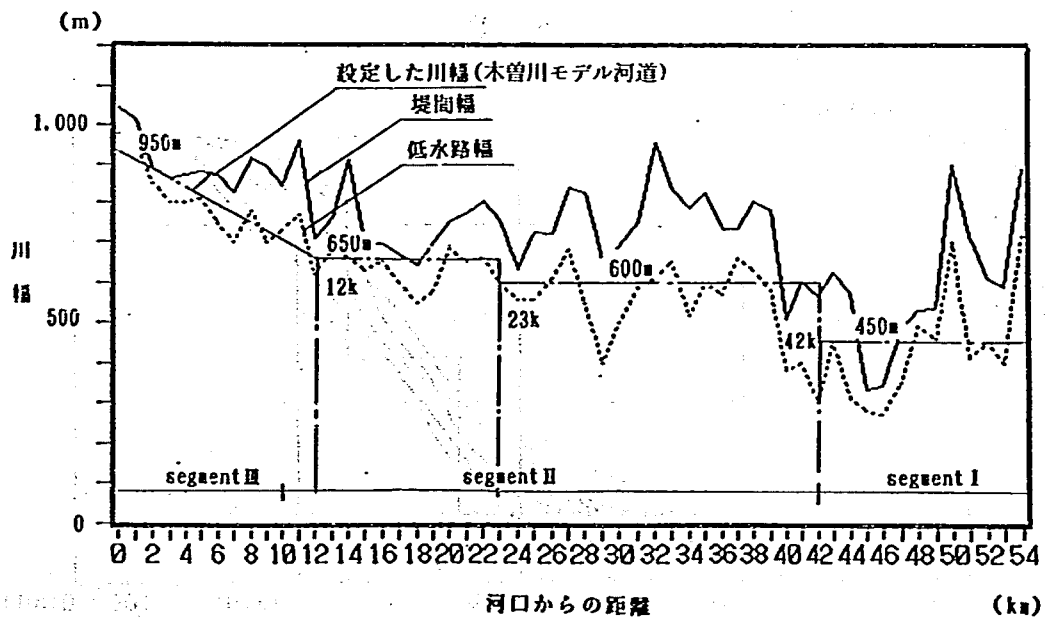


図 4-2-2 木曽川川幅縦断面図

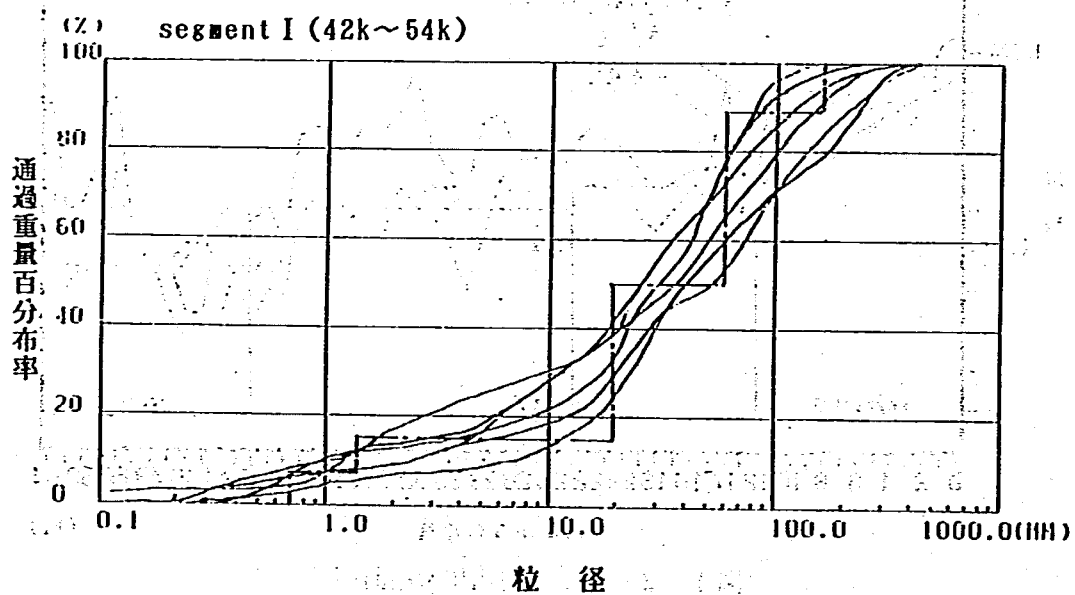
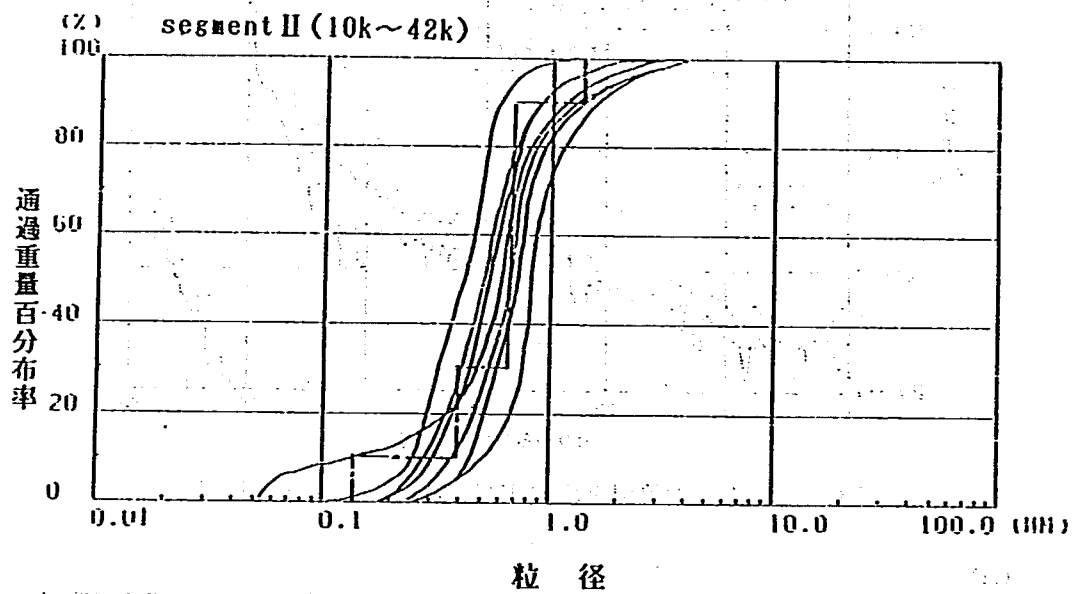
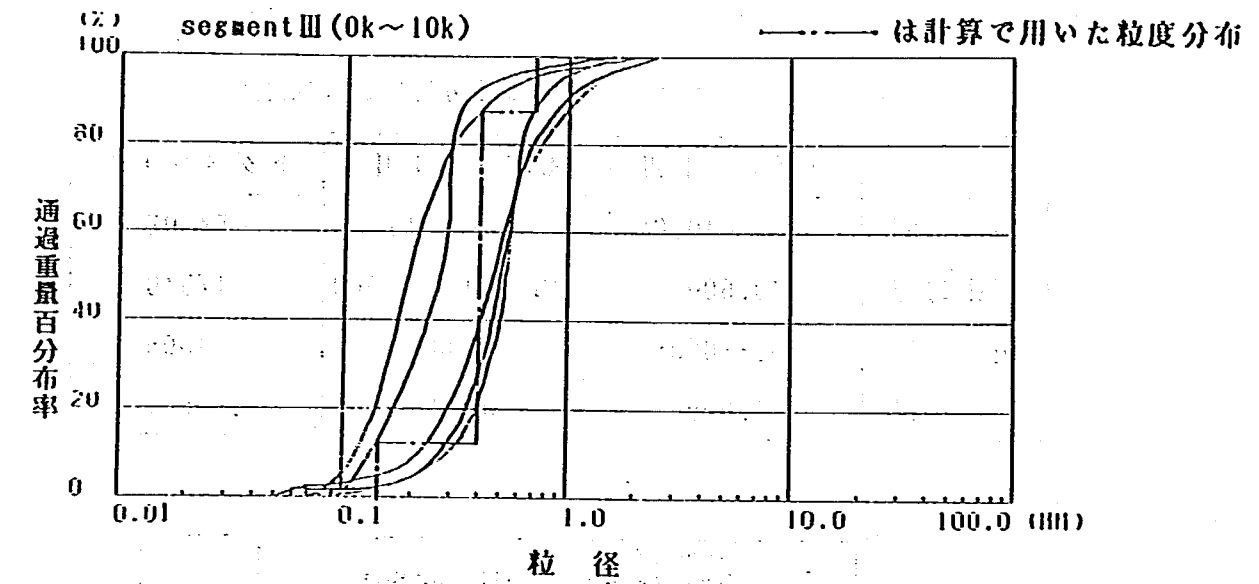


図4-2-3 河床材料粒度分布変化図

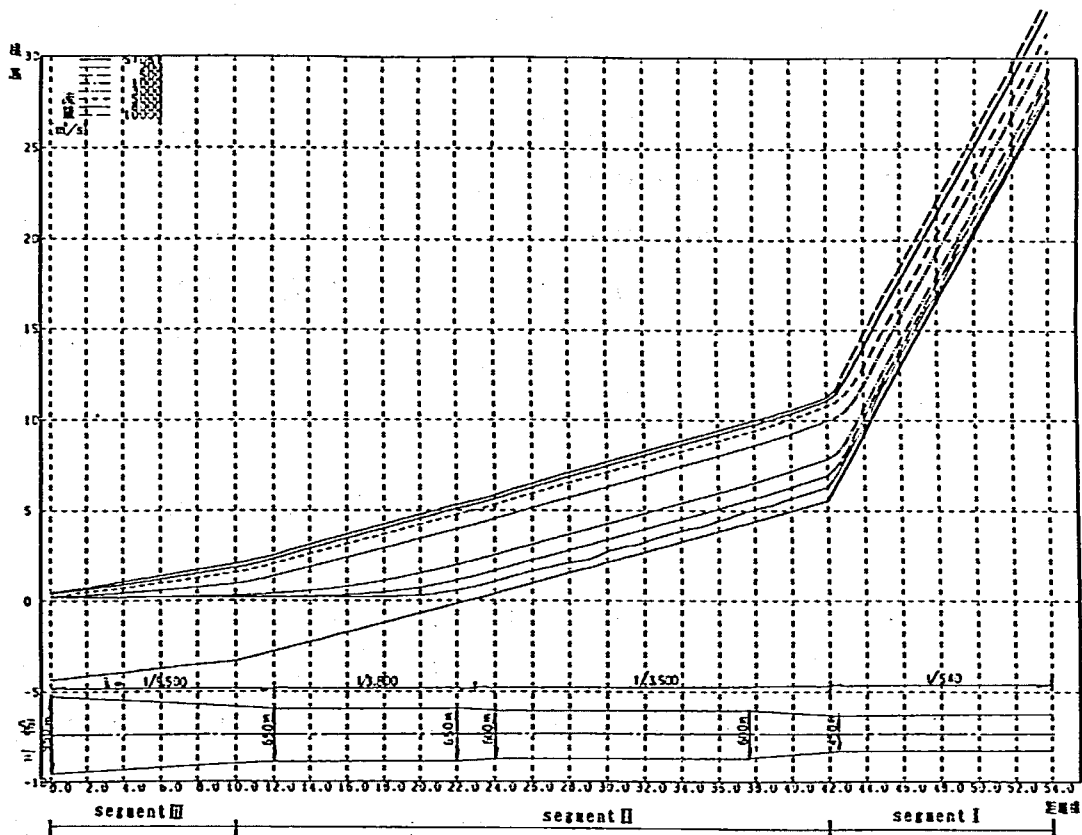


图 4-2-4 不等流計算による水位縦断面図

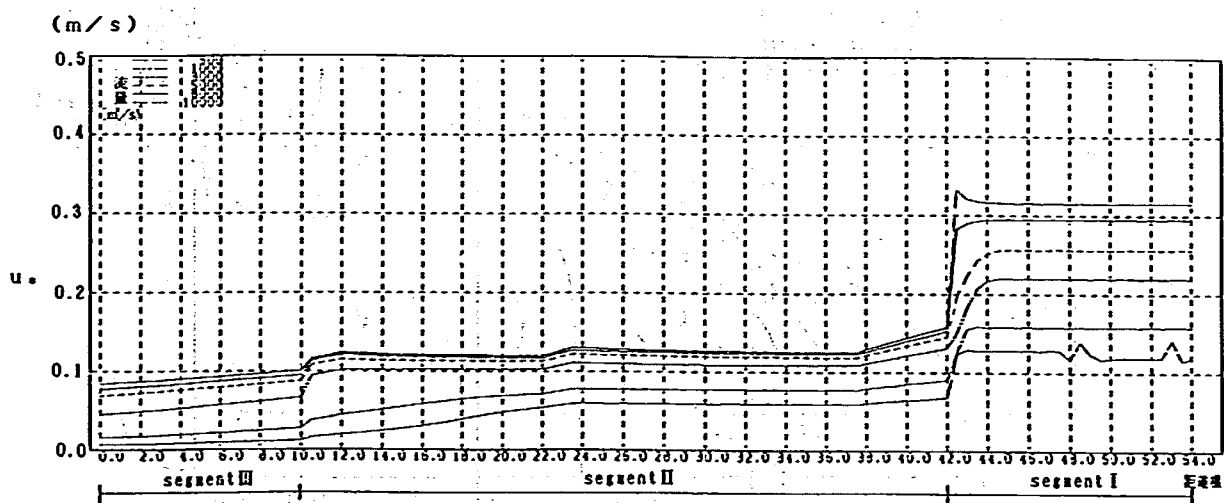


图 4-2-5 摩擦速度縦断面分布図

(1) 計算条件

不等流計算より算定された各セグメント代表断面の $\tau_s \sim H/d$ の関係を求め、小規模河床波の領域区分にプロットすると図4-3-1のとおりとなる。

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

犬山流量観測地点S51～H1の過去10ヵ年日流量、時間流量を参考にし、計算差分の安定条件（C.F. L条件）が満足する時間間隔で設定した。



表4-3-1 木曽川モデル粗度係数算定値

i) セグメントⅢ

流量(m^3/s)	水深 $h(\text{m})$	τ_*	h/d	φ	n	領域区分
200	4.00	0.002	10,000	27	0.015	移動なし
500	4.00	0.01	10,000	27	0.016	移動なし
1,000	4.10	0.07	10,250	21	0.025	ripple
3,000	4.30	0.48	10,750	10	0.034	dune
5,000	4.70	0.95	11,750	10	0.033	dune
8,000	4.90	1.15	12,250	26	0.024	flat
10,000	5.00	1.31	12,500	26	0.016	flat

ii) セグメントⅡ

流量(m^3/s)	水深 $h(\text{m})$	τ_*	h/d	φ	n	領域区分
200	0.60	0.18	900	12	0.026	ripple
500	1.30	0.31	1,900	13	0.030	ripple
1,000	2.20	0.53	3,100	8	0.036	dune
3,000	4.20	1.05	6,000	8	0.037	dune
5,000	5.00	1.26	7,100	8	0.030	dune
8,000	5.30	1.36	7,600	24	0.021	flat
10,000	5.60	1.42	8,000	24	0.018	flat

⑤ 交換層厚

セグメントⅠについては平坦河床と考えられることから断面ごとの各計算ステップにおける最大粒径より設定。

セグメントⅡ、セグメントⅢについては河床波が砂の交換状態に影響を与えていることから、平均水深の4割(約1.5m)以下の高さで試行錯誤的に検証し15cmで設定した。

(2) 初期条件

① 初期河床材料

河床材料の図4-2-3よりセグメント別に代表粒径の比率を次のとおり設定する。

表4-3-2 セグメント別の初期河床材料（代表粒径による比率）

	0.15mm	0.40mm	0.70mm	1.50mm	20.0mm	60.0mm	150.0mm	d ₈₄
セグメントⅢ	0.16	0.68	0.16	—	—	—	—	0.408mm
セグメントⅡ	0.10	0.20	0.60	0.10	—	—	—	0.665mm
セグメントⅠ	—	—	0.05	0.10	0.35	0.40	0.10	46.2mm

② 床止め、洪積層による河床高Control Point

なし

(3) 供給土砂量

供給土砂量の与え方については次の3ケースとするが、現状モデルにおいて供給土砂量及びその粒度分布が明らかでない場合によく用いられる方式（上流端で動的平衡断面を設定する方式：2-7参照）についても行なってみることにした。

i) 供給砂量=q_sモデル

直轄区間上流に位置する丸山ダムは昭和29年に構築され、以来ダム堆砂が行なわれている。本モデルはダム構築以前の土砂供給が生じた場合の河床変動を推定するもので、丸山ダムの堆砂量から求めた上流全流域からの供給土砂を供給するモデルである。なお、粒度分布は図4-3-2に示す丸山ダムの背水上流端付近の満水面上にある州において採取した土砂の粒度分布をもとに表4-3-3のとおり与えた。

表4-3-3 供給土砂量の粒度分布の設定

設定粒径	0.15mm	0.40mm	0.70mm	1.50mm
存在比率	0.30	0.45	0.24	0.01

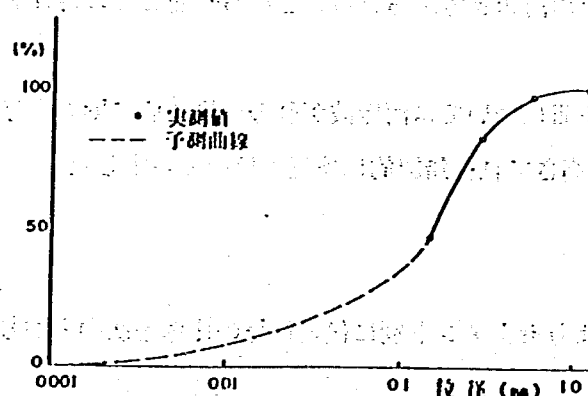


図4-3-2 丸山ダム河床材料粒度分布

なお、土砂供給の配分方式は次のとおりとする。

・山地河道部を等流、洪水規模によって粗度係数、川幅が変わらないと仮定すると、流量 Q_0 と任意の流量 Q_s の比は摩擦速度 u_{*0} 、 u_{*s} を用いて(4.3.1)式のとおり表わされる。

$$\frac{Q_s}{Q_0} = \left(\frac{h_s}{h_0}\right)^{5/3} = \left(\frac{u_{*s}}{u_{*0}}\right)^{10/3} \quad (4.3.1)$$

一方、流砂量式は(4.3.2)式の修正土研式が成り立つとする。

$$q_s' = k \cdot F \cdot \varphi \frac{1}{sg} u_{*s}^3 \quad (4.3.2)$$

ここで、 K ：補正定数である。

(4.3.1)式と(4.3.2)式よりダムへの供給土砂量 q_s を求めると(4.3.3)式のとおりとなる。

$$\begin{aligned} q_s &= \int (B \cdot q_s') dt = B \cdot k \cdot \varphi \frac{1}{sg} \int F u_{*s}^3 dt \\ &= B \cdot k \cdot \varphi \frac{1}{sg} u_{*0}^3 \int F \left(\frac{Q_s}{Q_0}\right)^{3/10} dt \end{aligned} \quad (4.3.3)$$

u_{*0} と Q_0 に移動限界摩擦速度 u_{*c} 、移動限界流量 Q_c を用いると次のようになる。

$$q_s = P \int F \left(\frac{Q_s}{Q_c}\right)^{3/10} dt \quad (4.3.4)$$

ここで、 $P = B \cdot k \cdot \varphi \left(\frac{1}{sg}\right) u_{*c}^3$ で、 P は粒径の関数となるため粒径別に設定する。 $u_{*c} \ll u_{*s}$ の条件

がほとんどなので、 $F = 1$ として計算を行った。

ii) 給砂量 $=q_s/2$ モデル

木曽川の現状河床高、粒度分布（主として砂河道セグメントⅡ区間の）を維持するための給砂量を与えるモデルである。本河床変動計算結果から、その土砂量はおおよそ24万 m^3 /年で、丸山ダムの年間堆砂量（S54からの10年間平均）から求めた上流全流域からの供給土砂量 q_s のおおよそ1/2に相当することから、 $q_s/2$ モデルと呼んでいる。

なお、粒度分布、及び土砂供給の配分方式はi)と同じである。

iii) 給砂量 $=0$ モデル

給砂量を与えないモデルである。ダム構築などにより供給土砂量が減少した場合の河道応答特性を把握するためのモデルである。

iv) 上流端断面動的平衡流砂量モデル

上流端断面を動的平衡河床であると仮定して、上流端河床の粒度分布を用いて流砂量公式による流砂量（流砂能力）を給砂する方式である。

4-4 計算結果

河床変動計算結果より供給土砂量が異なる場合の河床高変化速度及び土砂移動量の応答特性について考察する。なお、上流端動的平衡流砂量モデルについても併せて考察する。

4-4-1 供給土砂量の変化にともなう各セグメントの河床高変化応答特性

供給土砂量が減少した場合、セグメントの河床高、粒度分布がどのように応答するか、河床変動計算結果をもとに考察する。

図4-4-1～図4-4-3には給砂条件3ケース（給砂量 $=q_0$ モデル、 $=q_0/2$ モデル、 $=0$ モデル）についての河床変動縦断面図及び平均粒径縦断面変化図を示し、また、図4-4-4には各セグメント代表断面による供給土砂量と河床高変化の関係を示す。

① セグメントⅠ

扇状地河道のセグメントⅠでは供給土砂量の減少による河床低下はほとんど見られない。これは供給土砂量の減少に伴い、河床がアーマ化することに起因する。すなわち、供給土砂量が減少するとアーマ化が進行する。河床にアーマコートが形成されると、粒子の無次元掃流力が限界掃流力に近づくため河床低下はそれほど大きくなるしない。

一方、供給土砂量が適度にある場合でも河床上昇が大きくなるのは、給砂された砂分が平水時、河床に堆積するが（初期河床を細粒化させる）、そのほとんどは洪水時に掃流あるいは浮遊状態で流下するからである。

② セグメントⅡ

扇状地の下流に位置するセグメントⅡでは扇状地河床がアーマ化していることにより、上流セグメントからの給砂量が期待できない。そのため、供給土砂量が減少した場合はセグメントⅡ上流部から河床低下が進行して下流に伝播する。

③ セグメントⅢ

下流端水位（一定）の影響により、このセグメントでは供給土砂量が減少してもその影響を受けにくい。

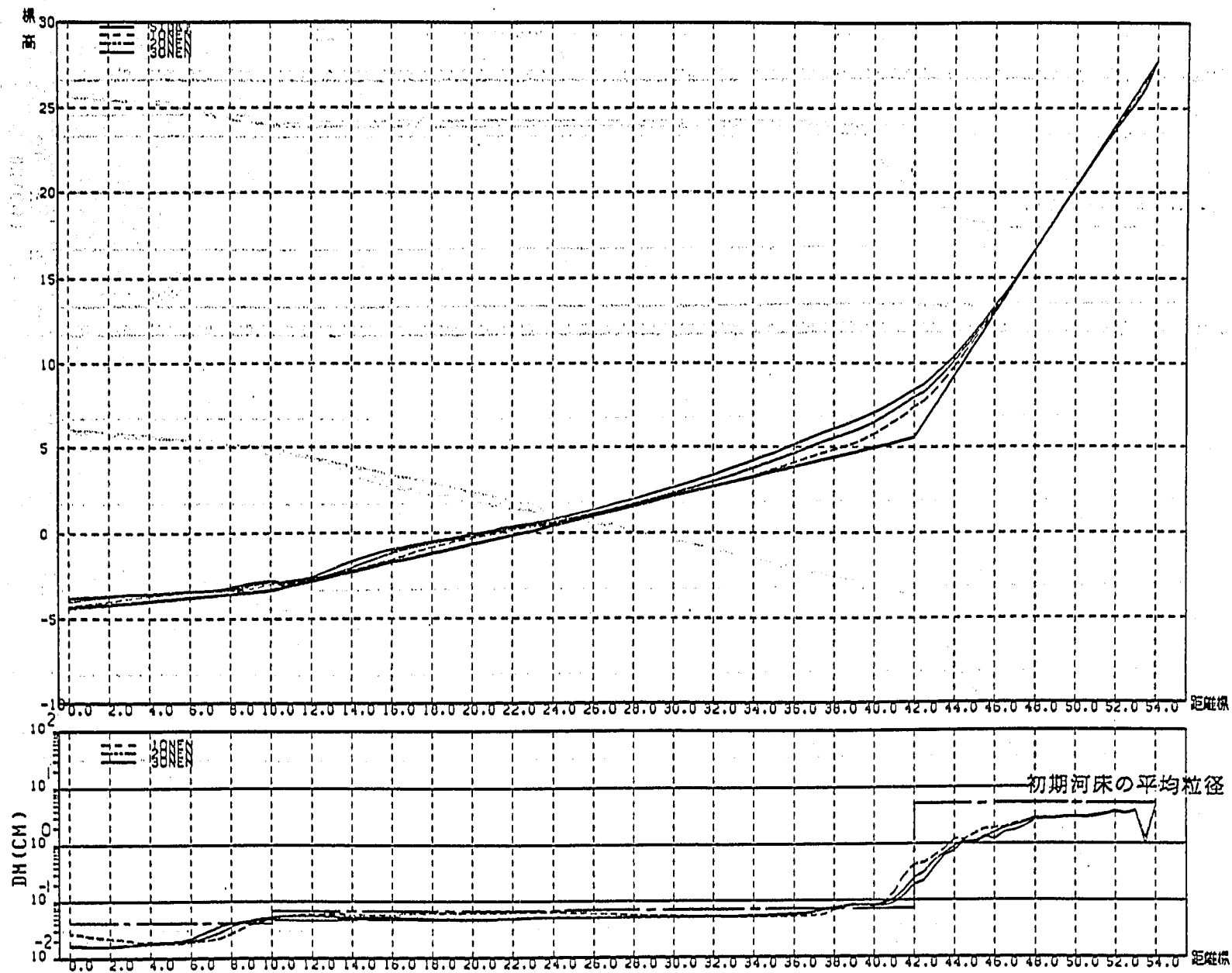


図 4 - 4 - 1 河床変動計算結果 (給砂量 = q_B 、30年後河床)

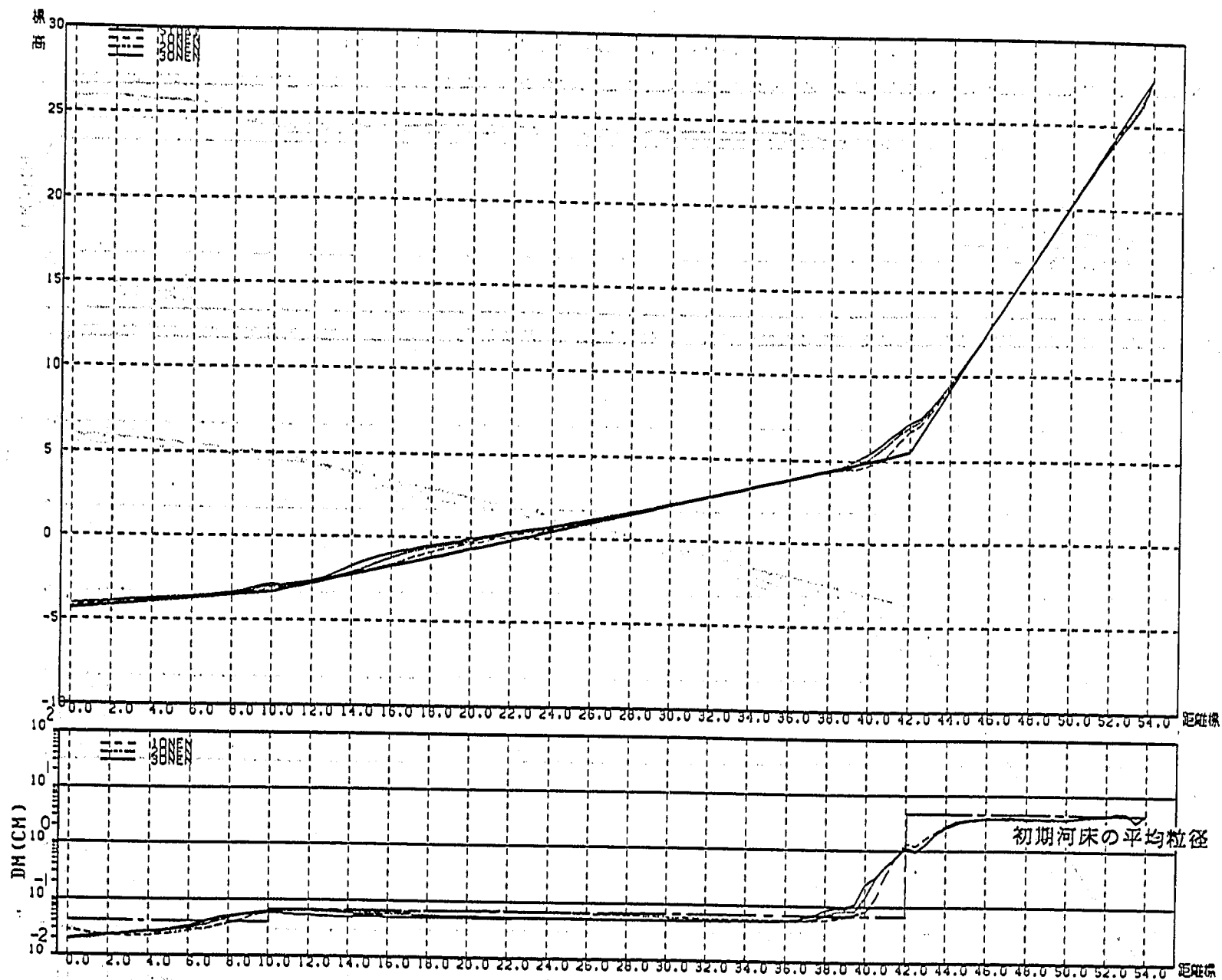


図 4 - 4 - 2 河床変動計算結果 (給砂量 = $q_b / 2$ 、30年後河床)

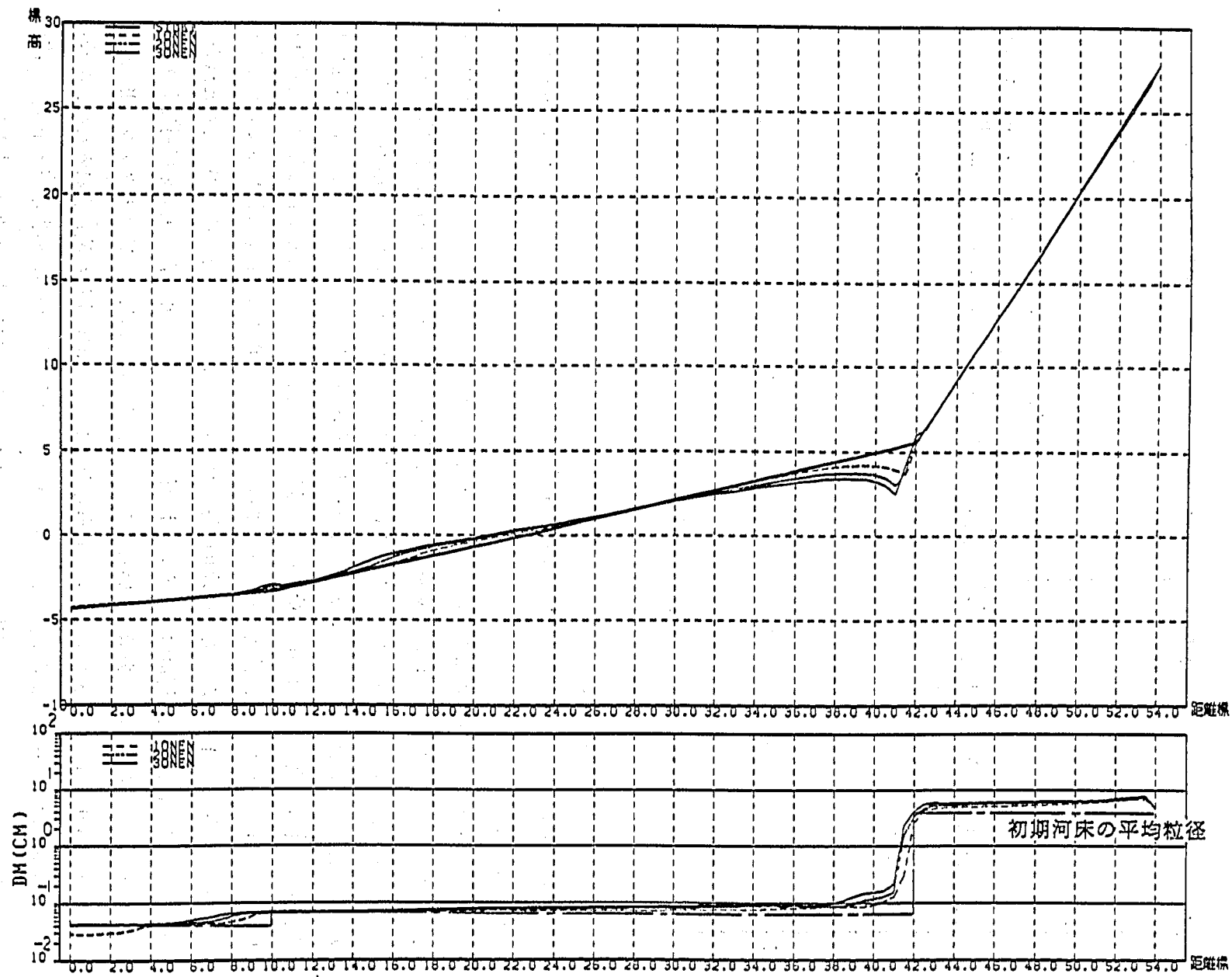


図 4 - 4 - 3 河床変動計算結果 (給砂量 = 0、30年後河床)

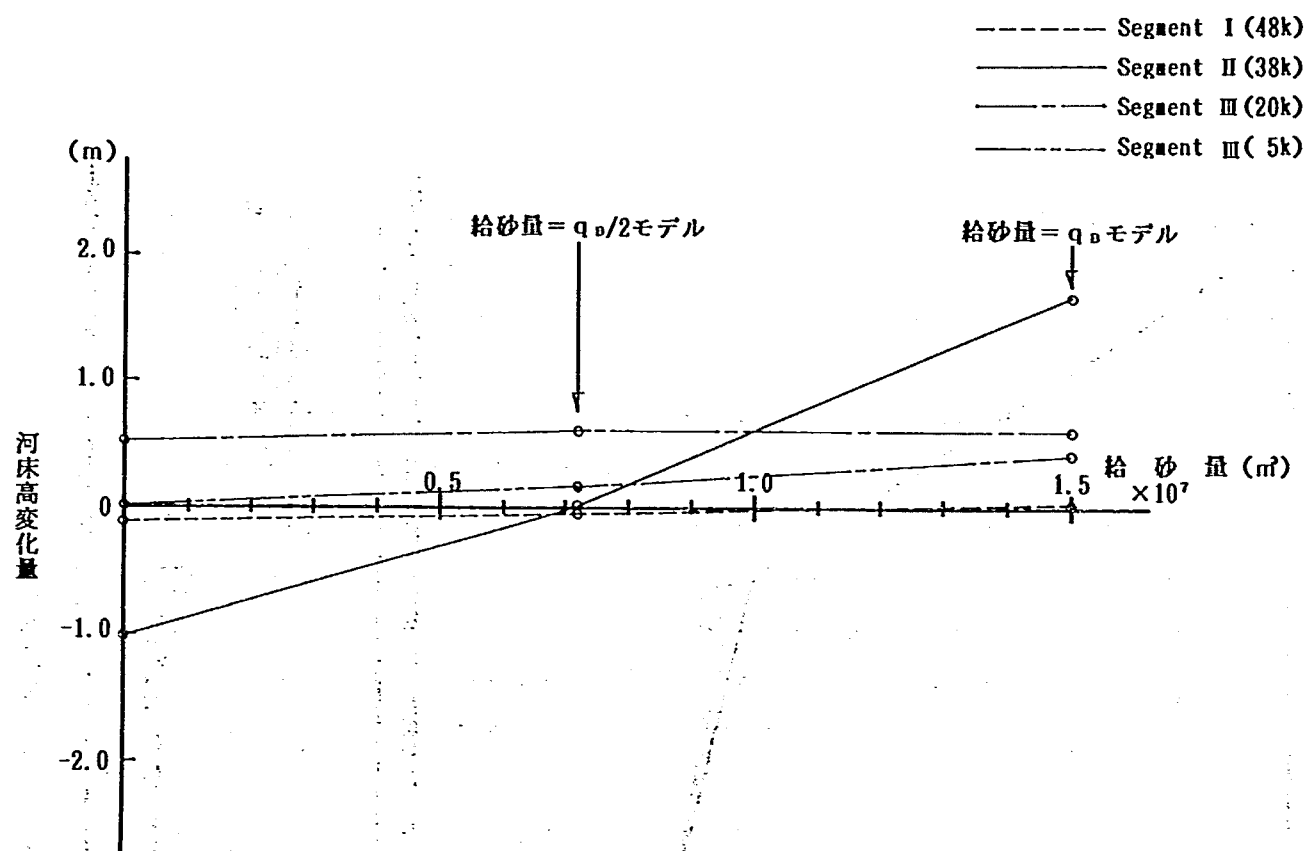


図4-4-4 給砂量と河床高変化(30年間)との関係

4-4-2 供給土砂量の減少にともなうセグメントの土砂移動応答特性

供給土砂量が減少した場合、各セグメントの土砂移動量がどのように応答するか、河床変動計算結果をもとに考察することとした。

図4-4-5～図4-4-8には給砂条件3ケース(給砂量= q_0 モデル、= $q_0/2$ モデル、=0モデル)についての各セグメント代表断面による土砂移動量の累加、河床高、平均粒径の時間的変化の関係を示し、また、図4-4-9には供給土砂量と各セグメント代表断面による粒径別土砂移動量との関係を示す。

セグメントIにおいては供給砂がそのままアーマコート上を流下する。このため、図4-4-5を見ればわかるように、土砂移動量は上流からの給砂量にほぼ比例し、河床高はほとんど変化しない。給砂量0の時のセグメントIの土砂移動量は、図4-4-6に示すセグメントIIにおける土砂移動量に対して無視できるほど小さい。図4-4-9からも、給砂0の時のセグメントIからの砂分の流出がほとんど無いことがわかる。このことは、扇状地河道のセグメントI自体は、セグメントII、IIIの主河床材料である砂の供給源にはほとんど成り得ないことを示している。このため、給砂量の増減の影響はセグメントIIに直接現れる。セグメントIIでは、セグメントIからの給砂量がなくても下流へ土砂が流送されるため、給砂量とこのセグメントでの土砂移動量は比例関係にならない。このため、上流からの砂供給量と下流への流出量との差に応じてセグメントII上流部河床が低下する。セグメントIIIになると、セグメントIIに比べて、給砂量増減の影響は小さくなる。

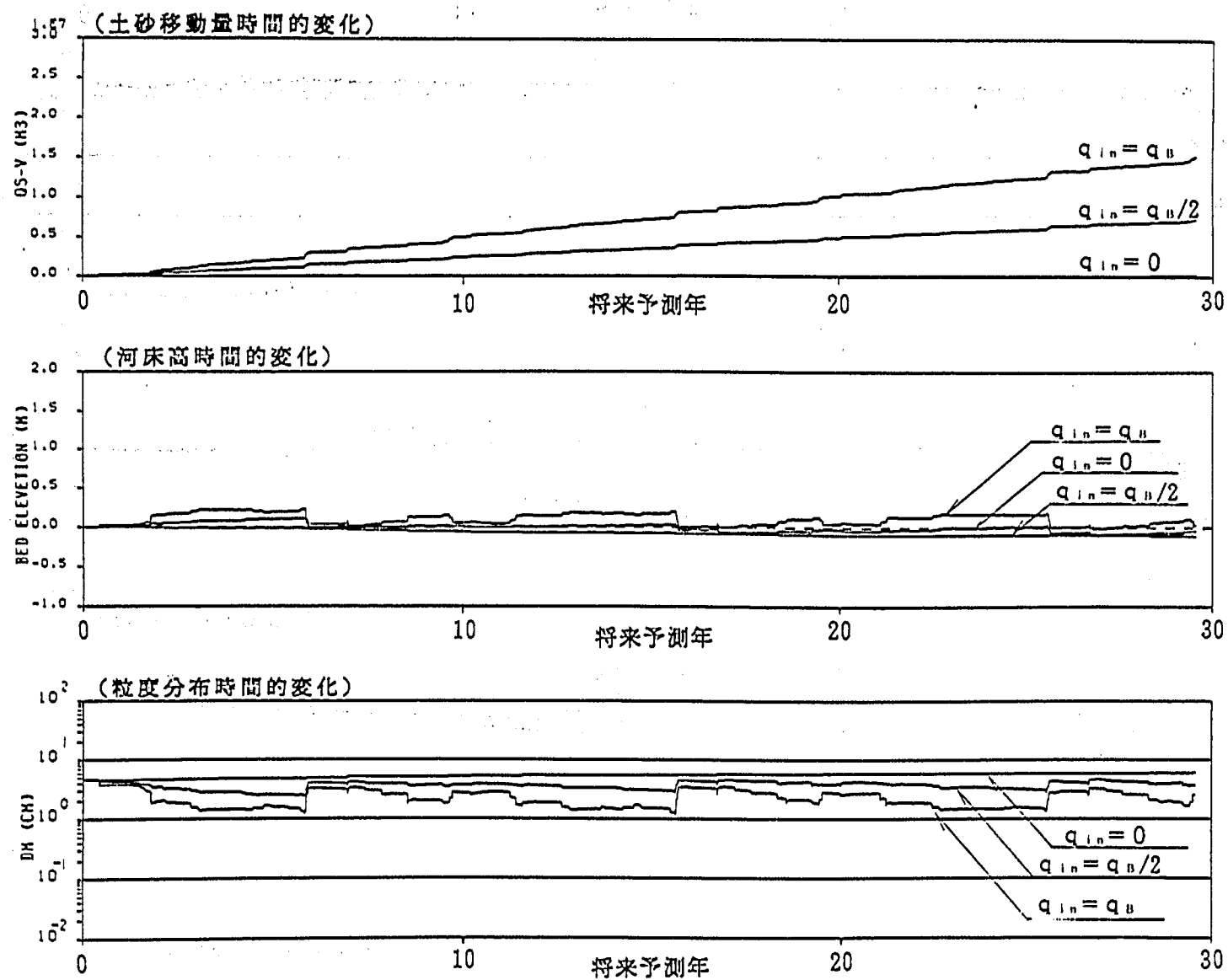


図 4 - 4 - 5 土砂移動量、河床高、及び平均粒径の時間的变化 (セグメント I - 48K -)

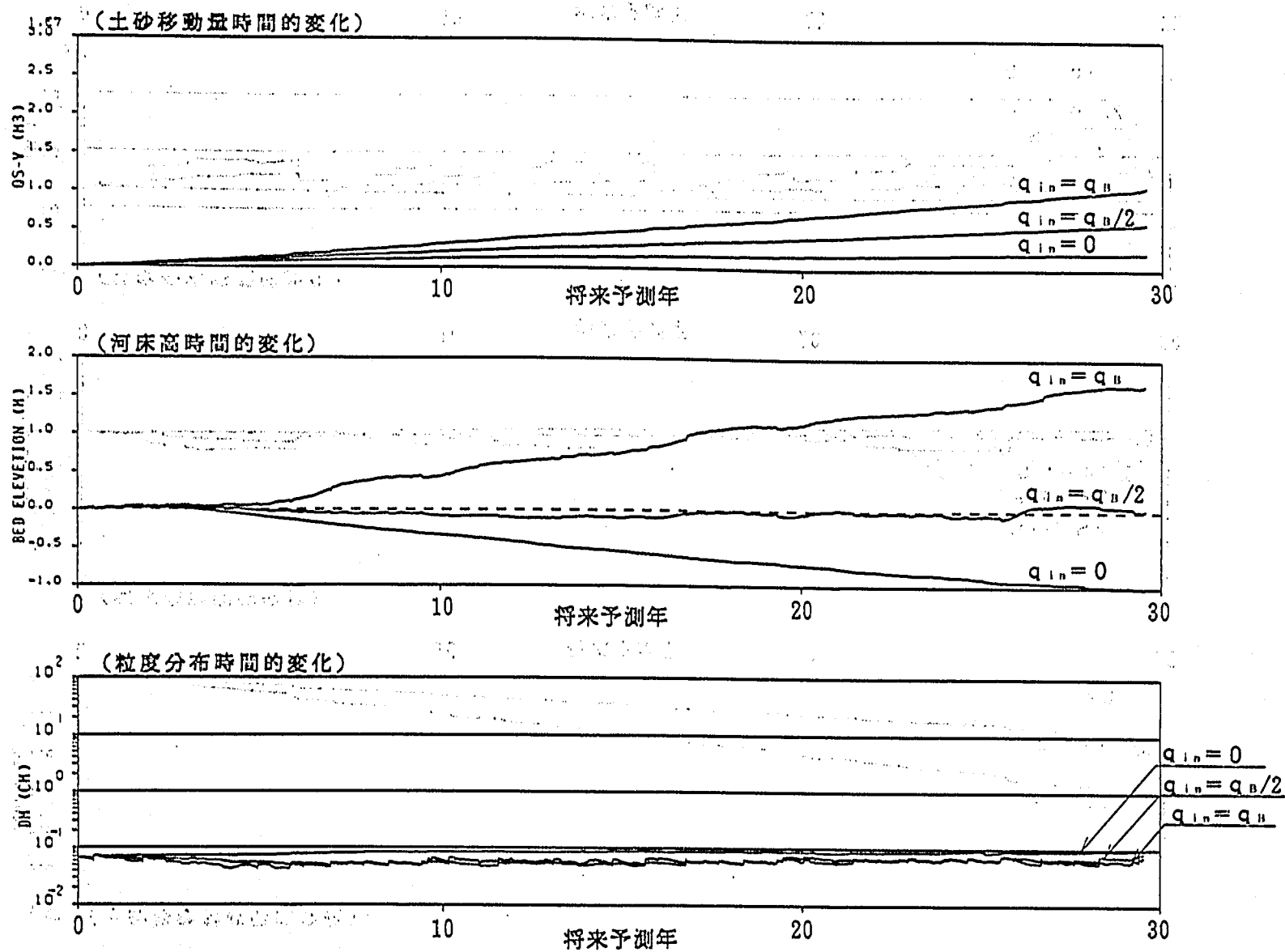


図4-4-6 土砂移動量、河床高、及び平均粒径の時間的变化 (セグメントⅡ-38K-)

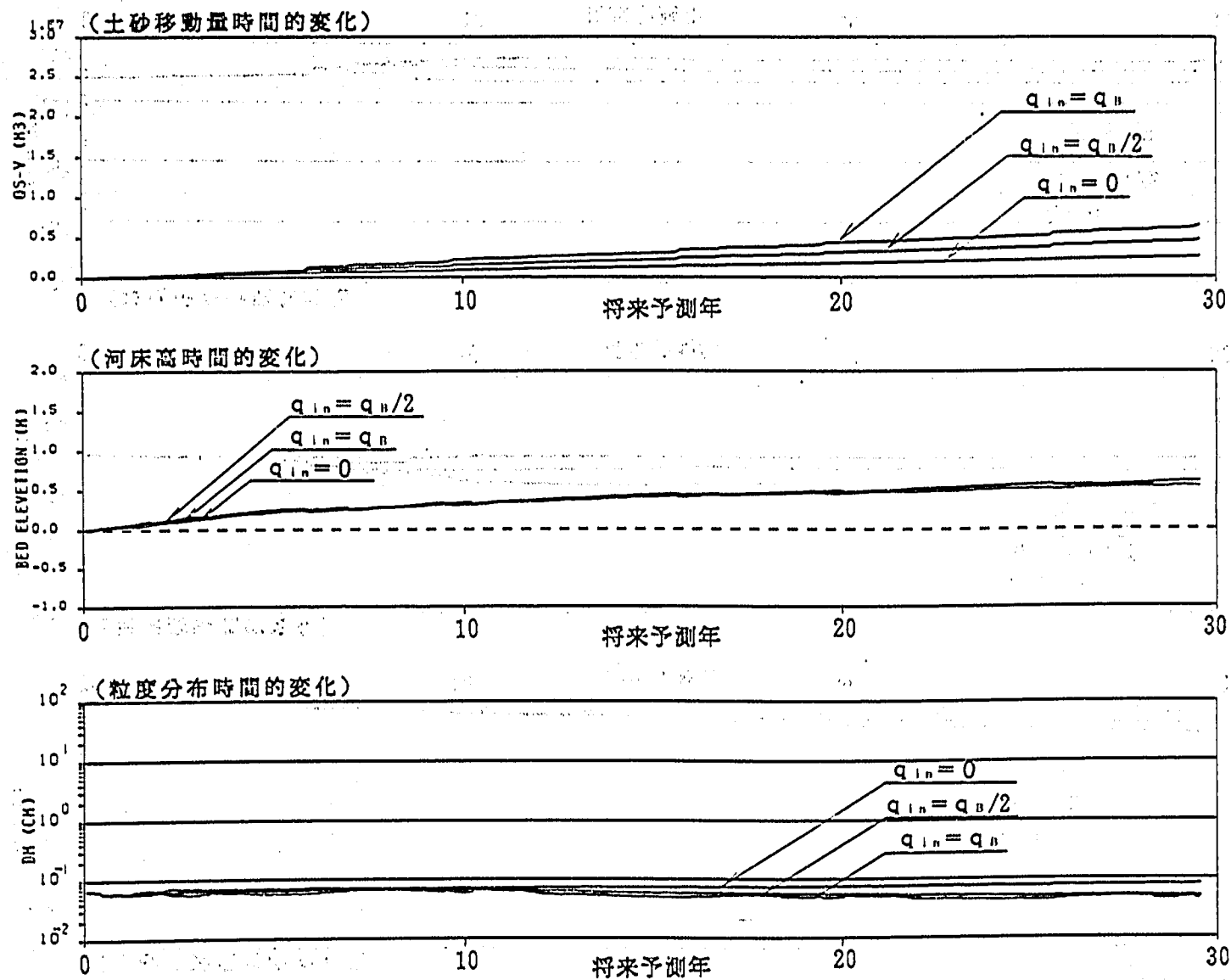


図4-4-7 土砂移動量、河床高、及び平均粒径の時間的变化 (セグメントII-20K-)

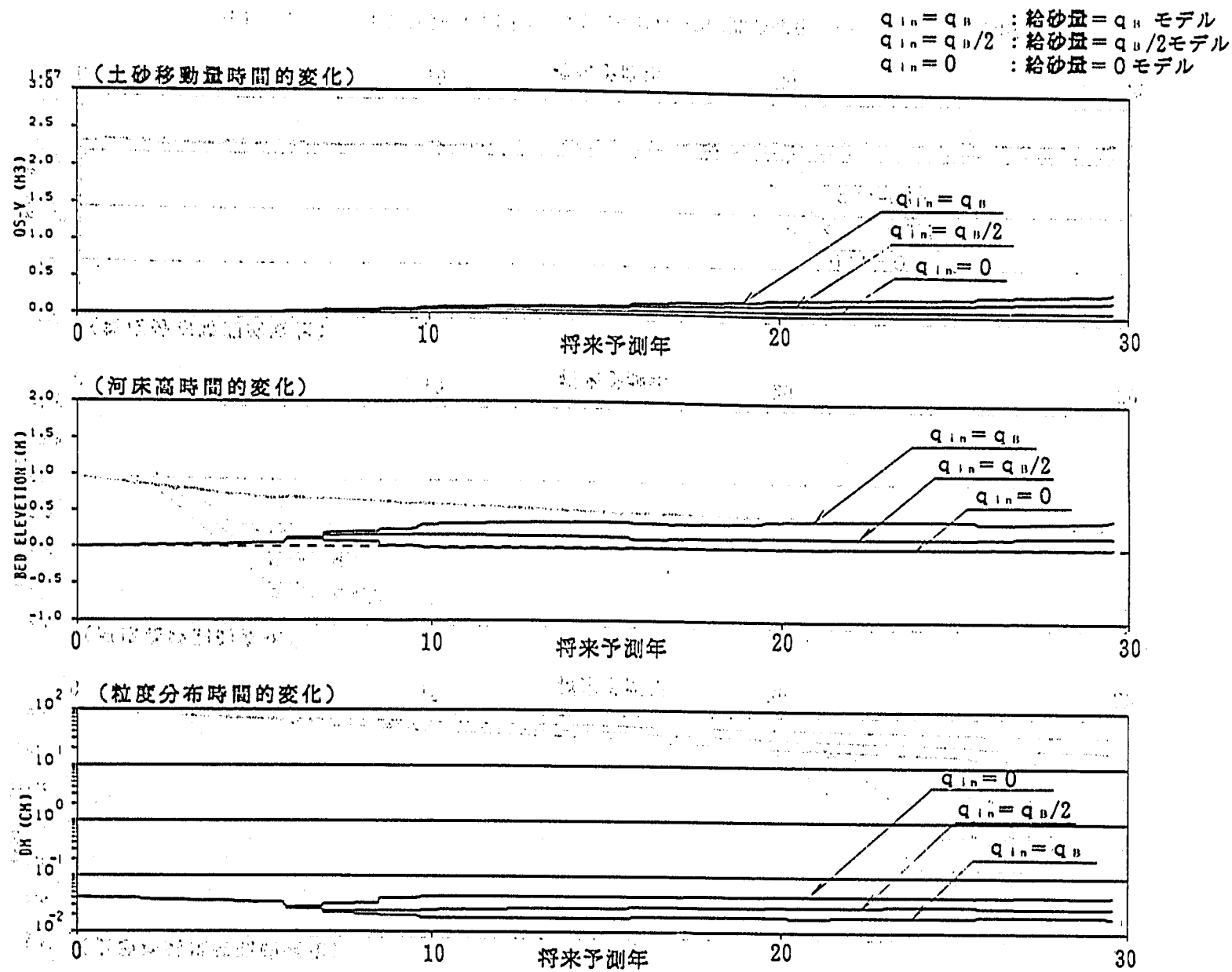


図 4-4-8 土砂移動量、河床高、及び平均粒径の時間的变化 (セグメントⅢ-5K-)

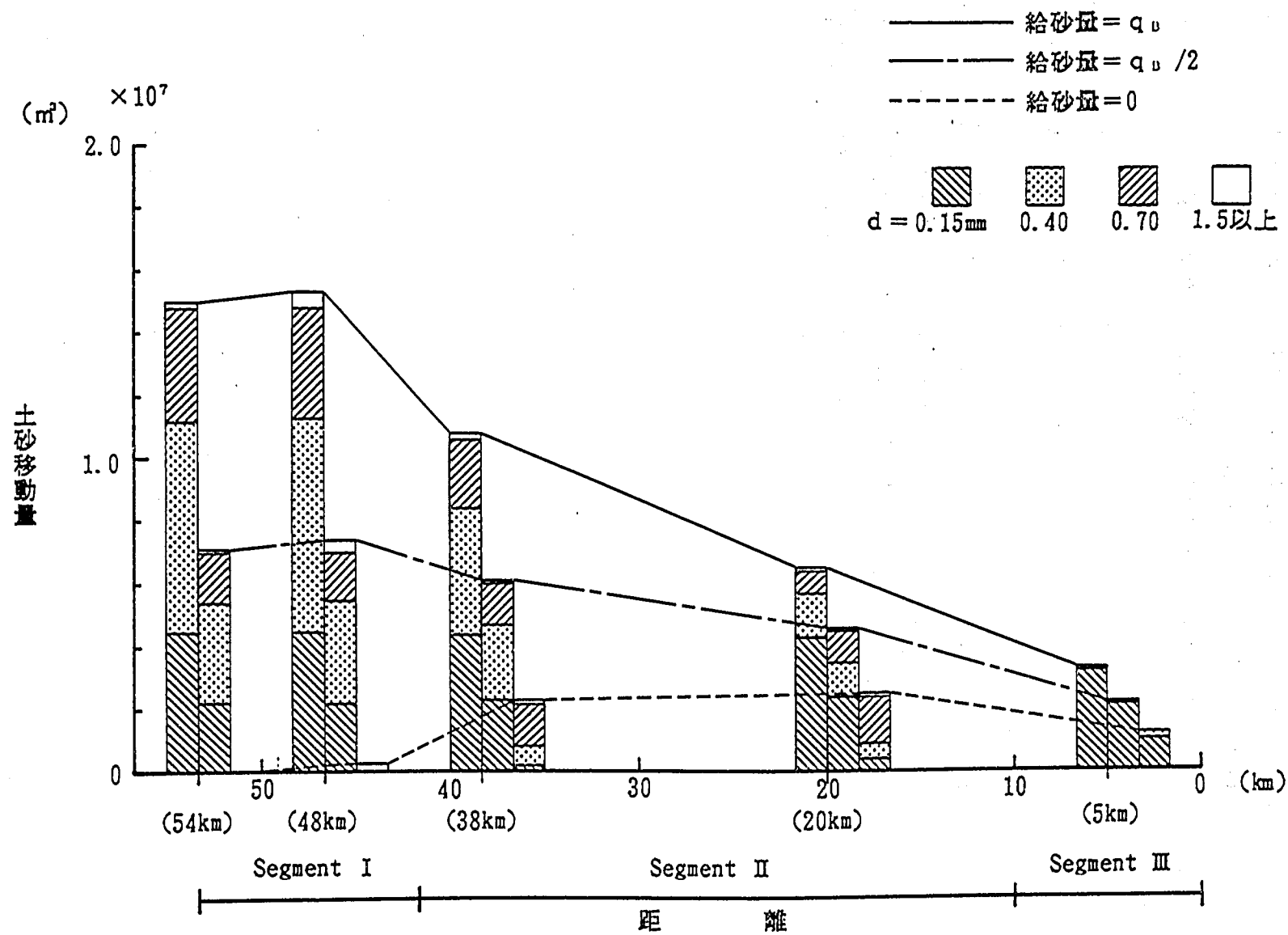


図 4 - 4 - 9 給砂量と土砂移動量 (30年分) の関係

4-4-3 上流端断面動的平衡流砂量モデルについて

図4-4-10には供給土砂量として上流端断面の動的平衡流砂量を与えた場合の河床変動縦断面図、平均粒径縦断面変化図（計算年30年）を示す。計算結果は給砂量=0モデルの場合とほとんど同じ傾向を示す。これは、本モデルの上流端河床がアーマ化し砂分が少ないことにより、セグメントⅡの主河床材料である粗砂がほとんど供給されない給砂条件となるからである。

上流端断面動的平衡流砂量モデルでは、上流端河床の初期粒度分布で流砂量を評価するため、以下の問題点が生じる。

- ・扇状地部など初期河床がアーマ化している場合、上流端断面の動的平衡流砂量は零に近くなる。実際は山地からの細砂がアーマコート上を流下するような土砂移動特性もあり、下流砂河道にとっての給砂量を計算で過小に見積もることになる。
- ・自然堤防帯など河床高が上流の給砂量に大きく影響される区間では、対象上流端が長期に渡り動的平衡河床であることは少ないので、上流端断面の動的平衡流砂量は実際と異なる恐れが大きい。

本モデルは、現状において供給土砂量及びその粒度分布が明らかでない場合によく用いられる方式であるが、初期河床の土砂移動特性を把握せずに用いることは、河床変動計算の精度に大きな誤差を生じさせることになる。

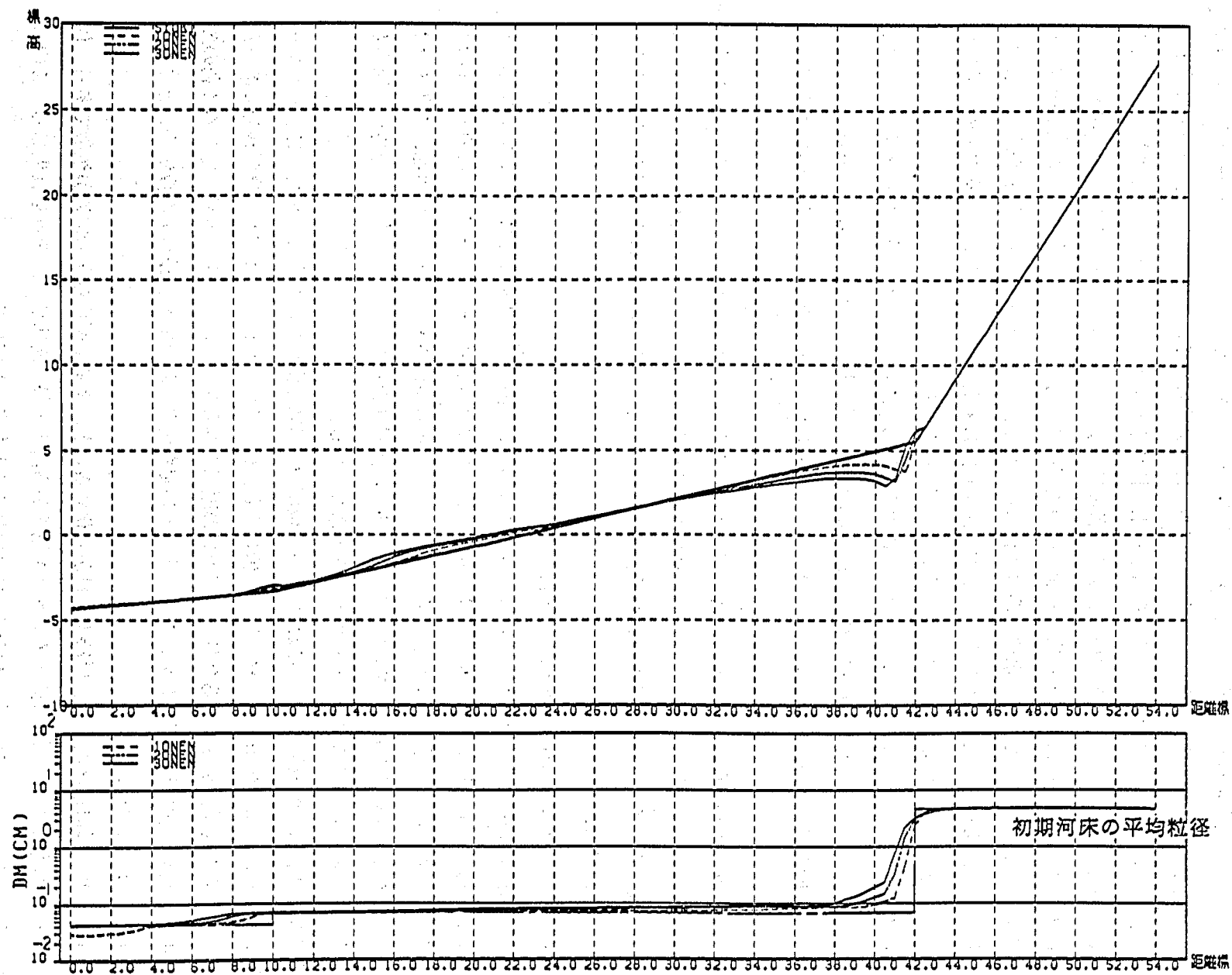


図 4 - 4 - 10 河床変動計算結果 (給砂量 = 上流端動的平衡給砂量、30年後河床)

第5章 まとめ

(1) 主要な改良点

- ・流砂は、流れ（流水抵抗）、河床形態、流砂量の三者が相互に影響を及ぼし合う1つの系の中での現象であり、流砂量の予測も流水抵抗、河床形態と関連づけて考える必要がある。流砂量については今まで多くの推定式が提案されているが、それぞれが流水抵抗特性と河床形態についての限定された局面を想定し、その局面が必ずしも同じでないことから、各流砂量予測式間にかなり大きなばらつきがある。また、河床形態や流水抵抗に関して幅広い局面を持つ実河川に適用する際には、1つの流砂量予測式で対応できるとは限らない。そこで、水理条件の変化に対応して、そのつど最適な流砂量予測法と流水抵抗を選択する方式を提案した。これにより、水理条件が時間的・空間的に幅広く変化する中での流砂現象を系統的にとらえ、河床変動計算に反映させることが可能となる。
- ・横断面内で水深が大きく変化する条件では、平均河床に基づく流れの計算から得られる流砂量は誤差を持つ。そこで、一次元計算の範囲内で横断面内の水深変化を考慮した流砂量計算方式を提案した。この方式は、湾曲部など横断河床勾配が大きい場所での一次元計算による全断面流砂量算定の精度を向上させる。
- ・数値計算の安定条件から計算断面ピッチと時間ステップを採用しても、対象とする現象によっては精度良い結果が得られない場合がある。精度良い結果を得るための計算断面ピッチと時間ステップを選定するための基本的な考え方を、上流からの給砂停止に伴うアーマコート形成・伝播を再現する場合を例にとって明らかにした。

(2) 供給土砂量変化にともなう河道縦断形変化特性

改良された計算法を実河道を参考にしたモデル河道に適用し、沖積地河道区間全体について30年間の河床変動計算を行い、上流端からの供給土砂量の変化にともなう縦断形変化特性を調べた。このモデル河道は、日本のほとんどの大規模河川がそうであるように、上流から順に砂利河道区間（扇状地、セグメントⅠ）、砂河道区間（自然堤防帯、セグメントⅡ）、細砂河道区間（デルタ、セグメントⅢ）を持つ。明らかになったモデル河道における縦断形変化特性は次の通りである。

- ・セグメントⅠは、供給土砂量の変化に対する縦断形の応答が鈍い。供給量が減少した場合にはアーマコート形成により河床低下が防がれ、供給量が増加しても、計算で与えた供給土砂の大部分が砂分であったため、それらが河床上を通過するだけで河床上昇の原因とならない。河床の主構成材料である砂利の動きが小さいため、30年程度ではセグメントⅠ下端の勾配変化点においても、砂利が堆積することによる河床上昇はほとんど起こらない。
- ・セグメントⅡ（砂河道区間）は、供給土砂量が増加することによる縦断形変化の応答が鋭敏である。供給土砂量の増減に伴って、このセグメントの上流端から河床上昇、河床低下がそれぞれ生じる。このことは、供給土砂量の影響が、砂河道区間に先に現れることを意味している。
- ・セグメントⅠが供給できる砂分は、セグメントⅡ（砂河道区間）の河床勾配を維持するための量に比例して大幅に小さい。したがって、砂河道区間への砂の供給は、山地（沖積区間よりも上流）から直接行

われると考えた方がよい。

- ・セグメントⅢでは、セグメントⅡ（砂河道区間）に比較して供給土砂量の変化に対する応答は小さい。

以上に示された特性は、河道縦断形の計画・管理を考える上で、ほぼ同一の河道及び水理特性を持つ区間（上記でいえばセグメント）毎に取扱いを分けて考える必要があること、なかでも砂河道区間の扱いが重要となること、土砂生産源と沖積地河道における砂の挙動を把握することが重要であることを示唆している。

(3) 長期、大規模縦断形変化予測の課題

河道縦断形についての河道計画・管理を考えていくためには、縦断形変化特性や今後起こり得る縦断形変化について種々の定量的検討が必要となり、そこでは、本研究で取上げた一次元河床変動計算が有力な検討手段の1つとなる。一次元河床変動計算を長期、大規模縦断形変化予測に役立てる上での課題を、計算法の特質をもとにまとめると以下のようである。

- ・一次元河床変動計算により明らかになるのは、あるセグメントの河床を構成する主材料の当該セグメント上流端からの供給量に応じた縦断形変化である。この縦断変化予測精度は、河道内の流砂量予測精度と与える供給土砂量の精度がバランス良く保たれることによって向上する。したがって、流砂量式同定期間中と将来の主構成材料供給量を知ることが、予測精度の大半を支配する。
- ・主構成材料の供給量を知るためには、1) 土砂生産源からの各セグメントの河床主構成材料別供給土砂量、2) 各セグメントにおける当該セグメント主構成材料とは異なる材料の流送あるいは供給特性、に関する情報が必要となる。
- ・前項1) に関しては、ダム等の土砂生産源に対する人為的影響と、自然条件の変化の影響を評価する手法、少なくともその影響範囲を想定する考え方が必要である。さらに、重大な縦断形変化をもたらす得る材料の供給量変化について、近い将来の変化をモニターし、河床変動計算に組込むシステムが必要である。

参考文献

- 1) 例えば、土木学会編、水理公式集例題集、(昭和60年版)、技報堂、1988.
- 2) 芦田和男、道上正規、混合砂礫の流砂量と河床変動に関する研究、京都大学防災研究所年報、第14号B、1971.
- 3) 黒木幹男、岸 力、清水康行、河床変動の数値計算法に関する研究、第17回自然災害シンポジウム講演論文集、1980.
- 4) 山本晃一、河道特性論、土木研究所資料、第2662号、1988.
- 5) 芦田和男、岡部健士、藤田正治、粒子の浮遊限界と浮遊砂量に関する研究、京都大学防災研究所年報、第25号B-2、1982.
- 6) 中川博次、辻本哲郎、原 稔明、混合砂れき床面の粗粒化過程について、京都大学防災研究所年報、第20号B-2、1970.
- 7) 芦田和男、道上正規、移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究、土木学会論文報告集、第206号、1972.
- 8) 平野宗夫、Armoringをともなう河床変動について、土木学会論文報告集、第195号、1971.
- 9) 建設省河川局、建設省河川砂防技術基準(案)調査編、山海堂、1977.
- 10) 山本晃一、平林 桂、池内 覚、一次元河床変動計算における横断面形状の長方形近似にともなう誤差、第45回年次学術講演会講演概要集、1990.

Appendix

Appendix 1 断面形状を考慮した流砂量モデルの感度分析¹⁰⁾

3-2「断面形状の与え方」で述べた流砂量モデルの誤差が一次元河床変動計算結果の精度にどの程度影響を与えるかを調べた。

3-2-1で述べた流砂量の誤差が大きい条件、すなわち(1)流砂量式において摩擦速度の乗数が大きい場合、(2)横断勾配の大きい場合、(3)土研式において、平均水深による摩擦速度 u_{*c} がその河床の限界摩擦速度 u_{*lc} の近傍にある場合、に当てはまる水路実験を対象に、横断方向の水深変化を考慮する“断面形状考慮モデル”と、平均水深を用いる“既往モデル”の2つの方法により再現計算を行った。計算に用いた水路は2ケースの湾曲水路で、ケース1では水量による u_{*c} が河床材料の u_{*lc} よりも十分大きい状態の実験を対象としており、断面形状による流砂量の誤差が生じない場合を想定した。一方、ケース2では u_{*c} が河床材料の u_{*lc} を若干上回る程度を対象としており、流砂量の誤差が大きくなる場合を想定した。ただし、両ケースともに流砂量が土研式に適合する条件で実験を行なっている。水路の平面図と横断図を図1-1に、計算条件を表1-1にそれぞれ示す。両ケースとも河床は均一粒径の材料で構成されている。そのために、交換層・粒径別流砂量式を計算に取り込む必要がなく、横断面形の影響をより明確にみられると考えられる。

断面形状考慮モデルにおいては各計算ステップの河床の断面形状を何等かの形で近似する必要がある。そこで、両ケースの実験について流況と河床変動状況、流砂の挙動について述べ、断面形状近似モデル作成の参考とする。

・水面付近の流れは水衡部までは慣性力や遠心力の作用により外岸側に向かって流れる。水衡部より下流では外岸に沿うように流れの集中が起こる。ケース2ではこの現象は顕著に見られるが、ケース1では内岸側の水深も比較的大きい(約5cm)ためにケース2ほど顕著には見られない。これらの流況を図1-2に示す。水面付近では外岸向き、底面付近では内岸向きの流れが生じており、断面内の外岸付近において二次流が生じている。この外岸側の流れの集中と内岸側への二次流の影響を受けてわん曲部外岸側の河床は洗掘を受ける。図1-3にケース1の外岸側側壁沿いの河床高縦断図を、図1-4にケース2の河床高縦断図を示す。これらによると、わん曲部には深掘れが生じている。

なお、河床高の凸凹は河床波の影響である。

・河床の断面形状については、わん曲部の河床形状は外岸付近が最も深く、急勾配で中央より外岸側の位置で平均河床の高さになるまで河床が上昇し、その後緩い勾配で堆積形状を呈する。それに比して、ケース2では水衡部における局所洗掘は外岸側壁から40cmの範囲のみで生じており、それより内岸では堆積が起きている。この区分は顕著に分かれる。わん曲部の河床は一般に初期に外岸が洗掘され内岸に堆積する。時間の経過につれ河床変動は小さくなる。内岸側の堆積が大きくなると砂の移動限界に達し、静的平衡状態となる。外岸側では継続的に砂の交換が行われる。ケース2におけるNo.12地点の通水中の外岸河床の洗掘深の経時変化状況を図1-5に示す。これによれば、わん曲部の通水後の洗掘深の最大値は通水後2時間30分後に生じており、その後の通水では河床高の大きな変動は見られない。一般に深掘れは通水初期に大きく進行することからこの結果は妥当であると考えられる。

以上に述べた流況及び河床変動の状況、流砂の動きをもとに断面形状考慮モデルを次のように作成した。

① 断面形の近似

各計算ステップにおける断面形状を(1.1)式、(1.2)式で近似する。

$$z = a \cdot \tanh(2y/B) + b \quad (1.1)$$

$$z = \frac{a}{1 + \exp[10 \cdot (c - y)/B]} + b \quad (1.2)$$

ここに、 z 、 y ；鉛直、水平方向の座標、 B ；移動床幅、 a 、 b 、 c ；係数である。

ここで2つの関数を用いたのは、断面形状によっては片方の関数形では十分に近似できないからである(図1-6参照)。計算においては(1.1)式はケース1の№3～№4.0とケース2の№6～№10、№14～№18に、(1.2)式はケース2の№11～№13に適用した。

係数 a 、 b 、 c はいずれも実際の断面形状を精度良く再現させるための係数で、計算ステップごとに次の手順により決定した。

- ・係数 b は外岸側側壁沿いの河床高を表しており、 b には実験により求めた実測値を用いた。ただし、実測値は河床波の影響を受けて縦断的にかなりばらついているので移動平均をかけて平滑化した。また、ケース2では洗掘深を通水後2時間30分で平衡状態に達したのでその後は一定とした。
- ・係数 a は計算で求められた河床を断面形を考慮した河床に変換するための係数であり、断面形を考慮した河床の平均河床が計算河床に一致するように係数 a を定めた。
- ・係数 c は(1.2)式の関数形がより完全に実河道の断面形を近似できるために与える係数であり、河床を横断的に見た場合の洗掘(外岸側)と堆積(内岸側)の境界位置を示している。

② 移動床幅の近似

模型実験の通水中の砂の動きに注目すると、通水初期には内岸側に砂が輸送され堆積が進むが、堆積高が増すにつれて輸送量は減少する。堆積高があるところに達するとついには静的平衡状態に達し、実質の移動床幅は外岸側のみとなる。本モデルにおいてもこの現象の模擬を試みた。その方法は以下の通りである。ケース2において堆積高が高くなり、水深が小さくなると、堆積上の摩擦速度は小さくなる。この摩擦速度が移動限界摩擦速度(2.3cm/s)よりも小さくなった場合、堆積上の河床高を固定し、実質の移動床幅を縮めた。

以上に述べた方法によって求められる断面形と通水後の実測の断面形を図1-7に示す。ただし、平均河床 Z は通水後の平均河床を用いている。両者は比較的よく一致しているので、この断面形状を近似した(1.1)、(1.2)式の再現性はよいものと考えられる。

2ケースについて断面形状考慮モデル及び既往の計算方法を用いて計算した平均河床高の縦断図を図1-8、図1-9に示す。なお、図には実験結果も重ね書きしてある。

ケース1の場合、断面形状考慮モデルと既往モデルとの差はあまり見られない。しかし、ケース2の場合、横断面形考慮モデルを用いた計算結果は実験値とよく適合している。特に、№7.0～№10.0区間においては、断面形状考慮モデルの適用により、既往モデルよりも大幅な精度向上が見られる。これは、断面形状を考慮して流砂量を計算することにより計算精度が高まったことを示している。

ケース2において断面形状考慮モデルの計算精度が向上したのは摩擦速度と移動限界摩擦速度が接近していたからである。

表1-1 計算条件

計算ケース	ケース1	ケース2
河床材料	スラジライト	砂
粒径	0.9mm	1.0mm
河床勾配	1/1,500	1/770
流量	138.3 l/s	24.6 l/s
水深	13.0 cm	6.0 cm
通水時間	8 hr	18 hr
給砂量	0	0.239 l/min
粗度係数	0.0175	0.014
流砂量式	土研式	土研式
摩擦速度	2.9 cm/s	2.7 cm/s
限界摩擦速度	1.6 cm/s	2.3 cm/s

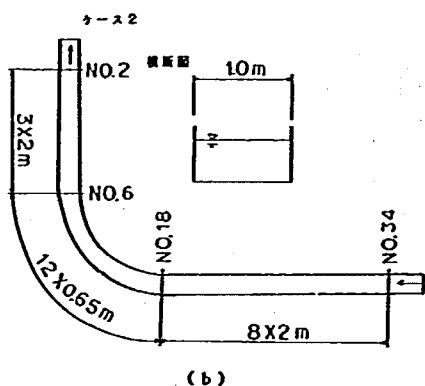
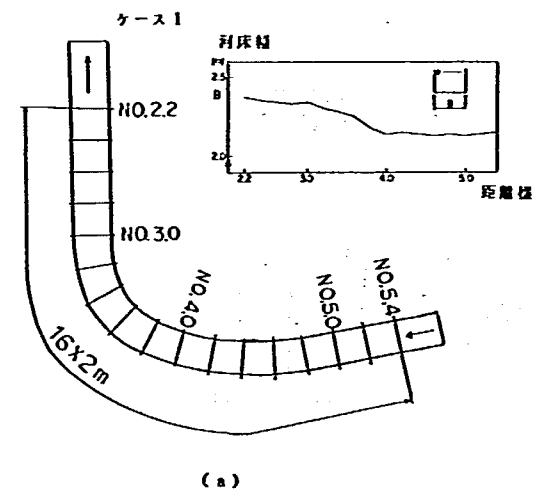


図1-1 平面図と横断図

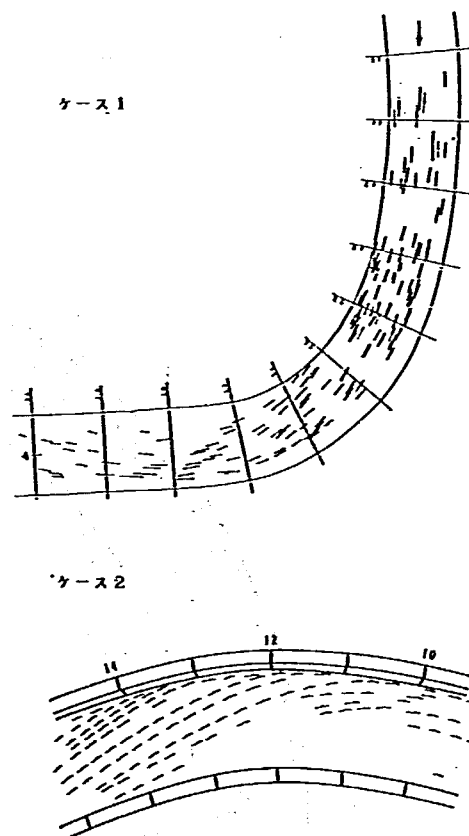


図1-2 表面流向

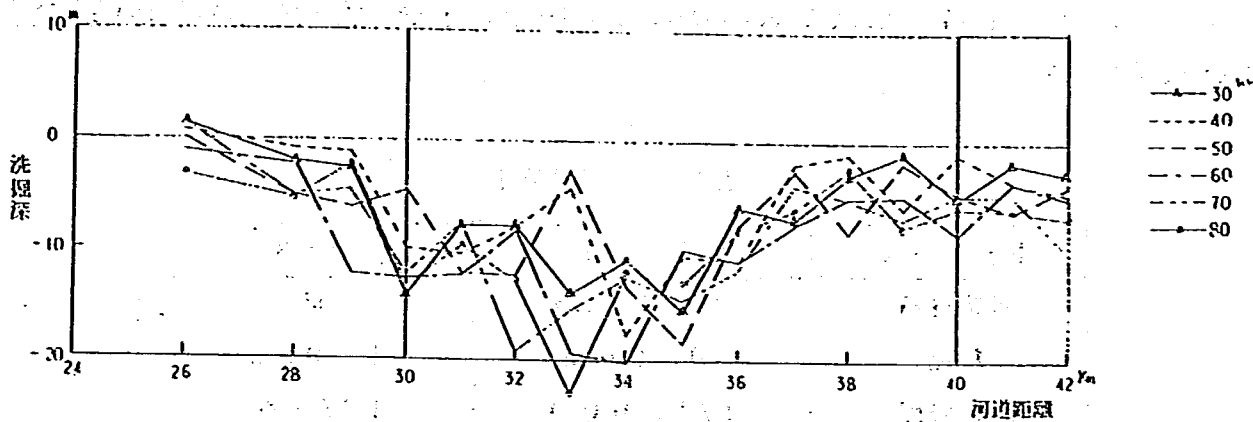


図1-3 外岸河床洗掘深(ケース1)

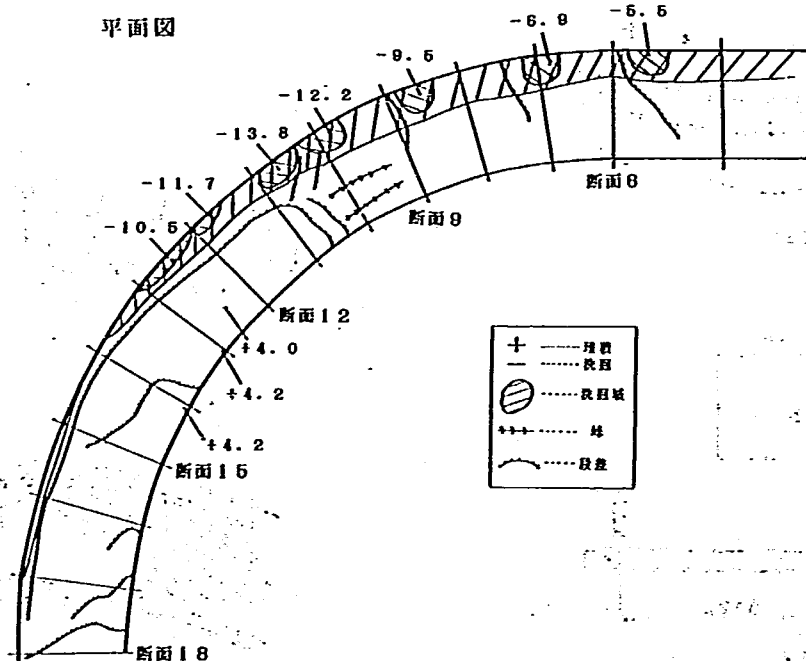
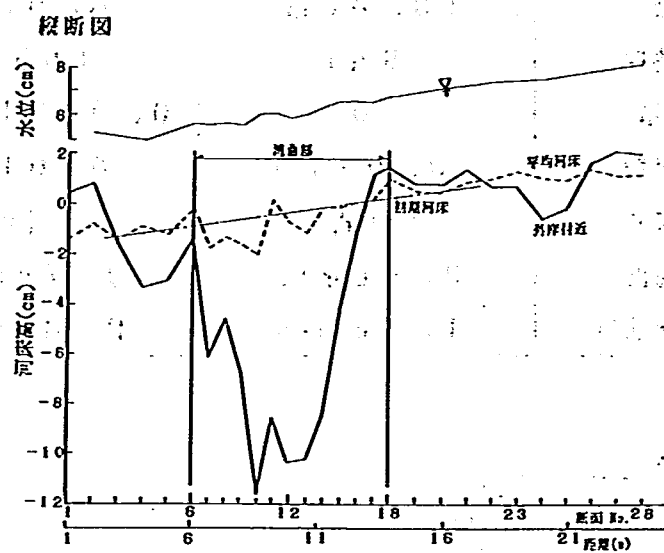


図1-4 河床変動状況図(ケース2)

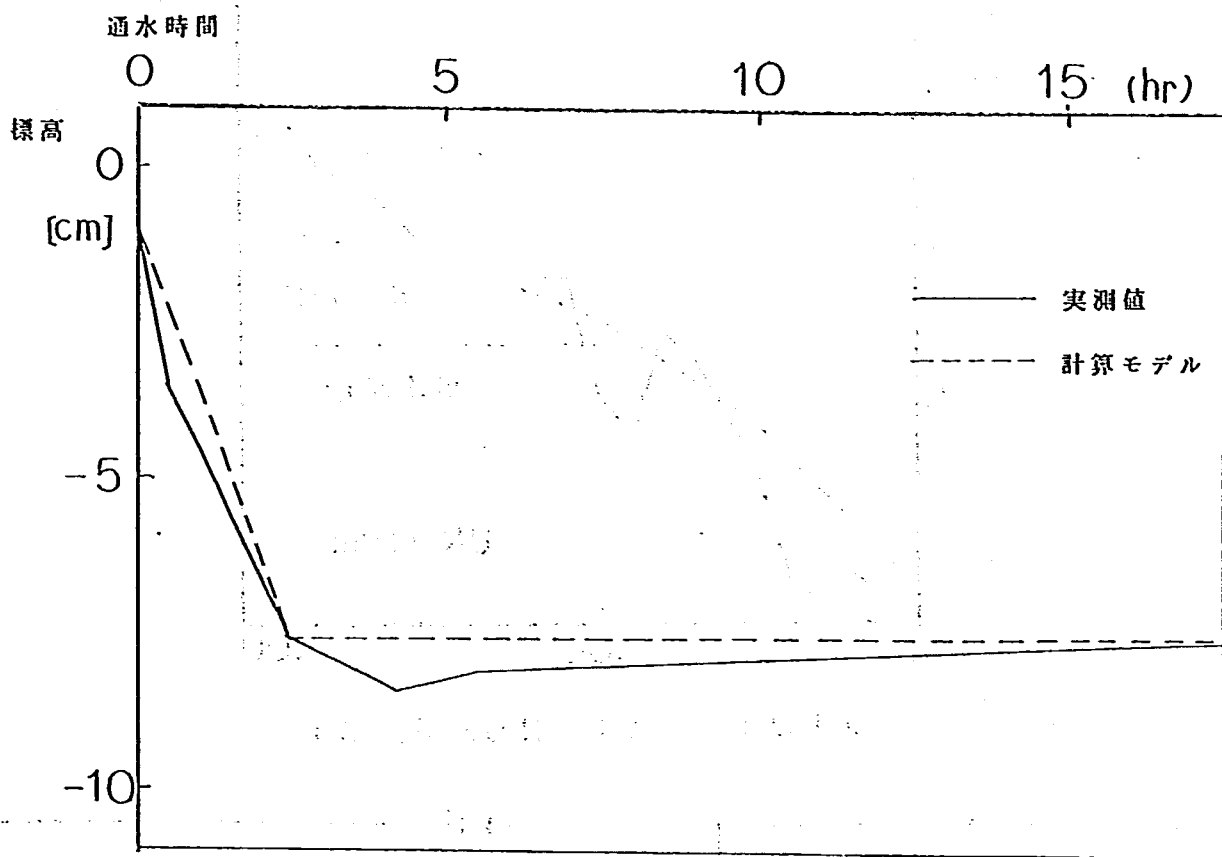


図1-5 No12における洗掘深の変動（ケース2）

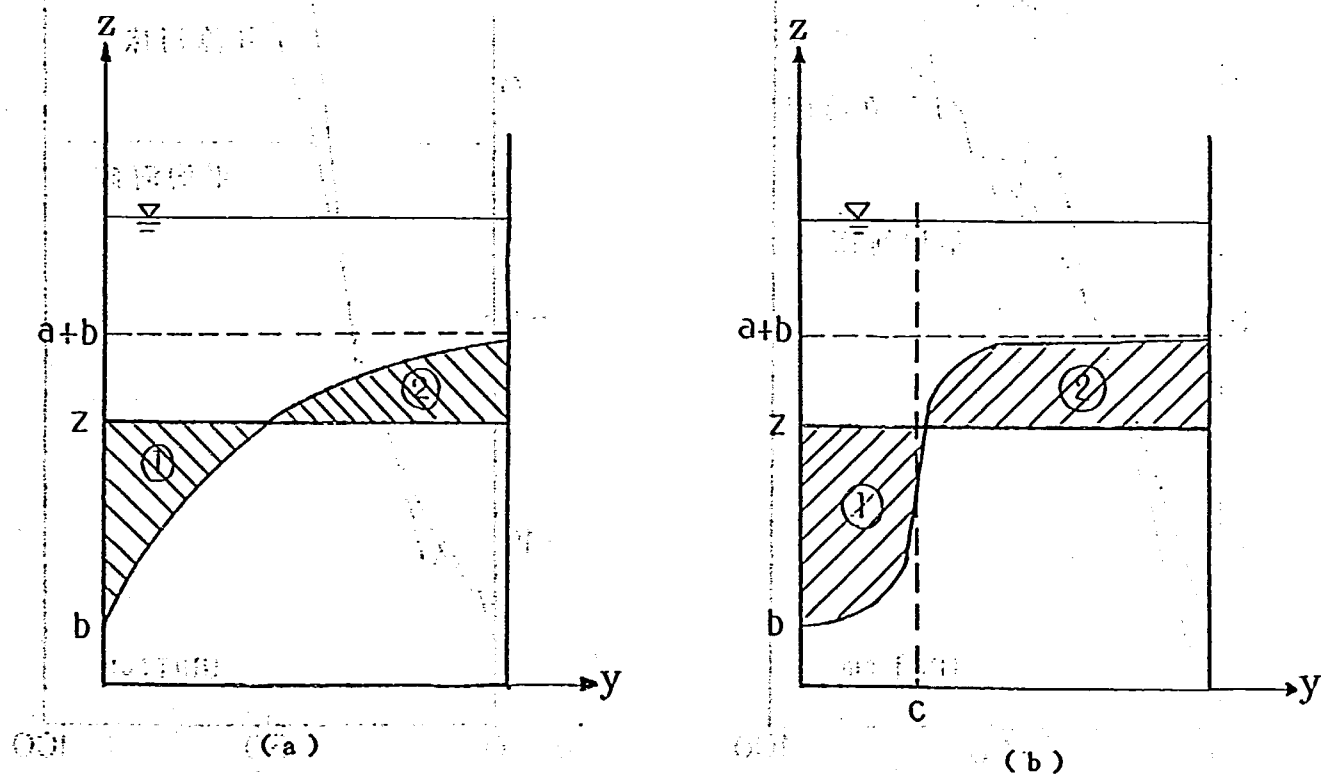
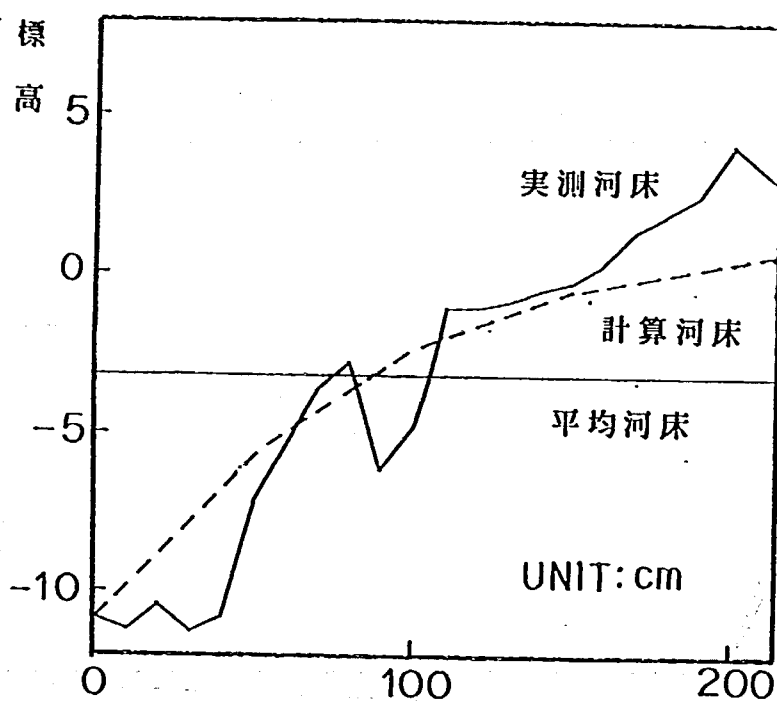
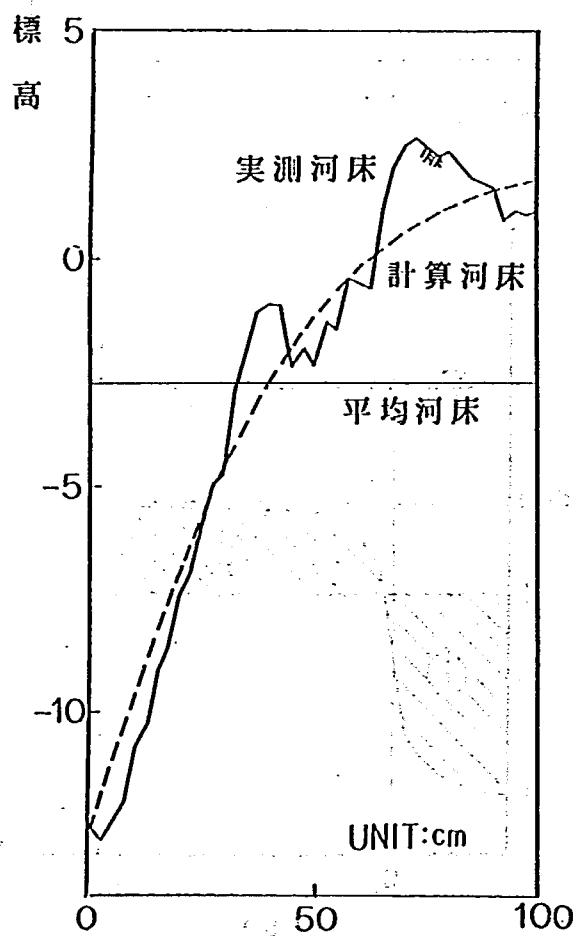


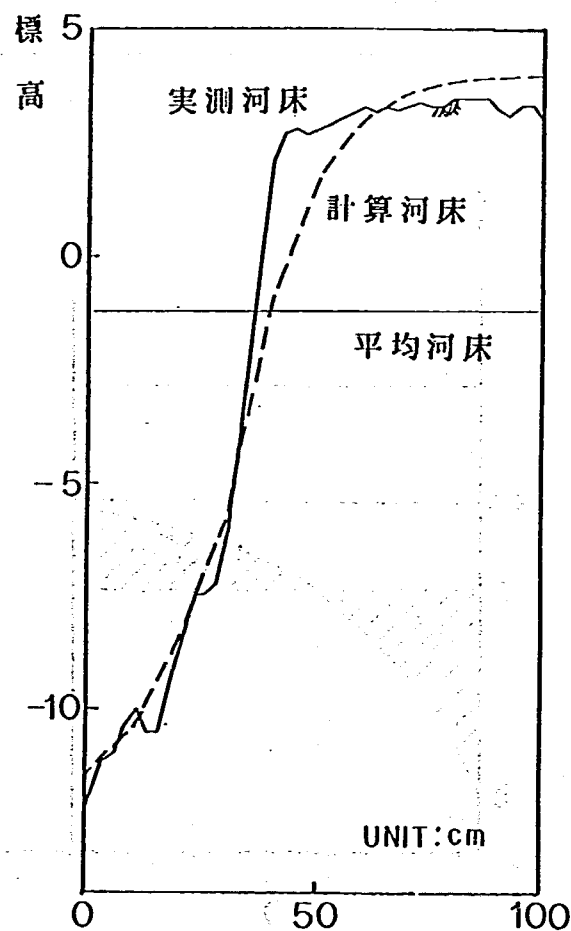
図1-6 モデル化した横断面形の概略図



横断面図 (ケース 1 NO. 4. 0)



横断面図 (ケース 2 NO. 10)



横断面図 (ケース 2 NO. 12)

図1-7 モデル式と実測値の横断面図

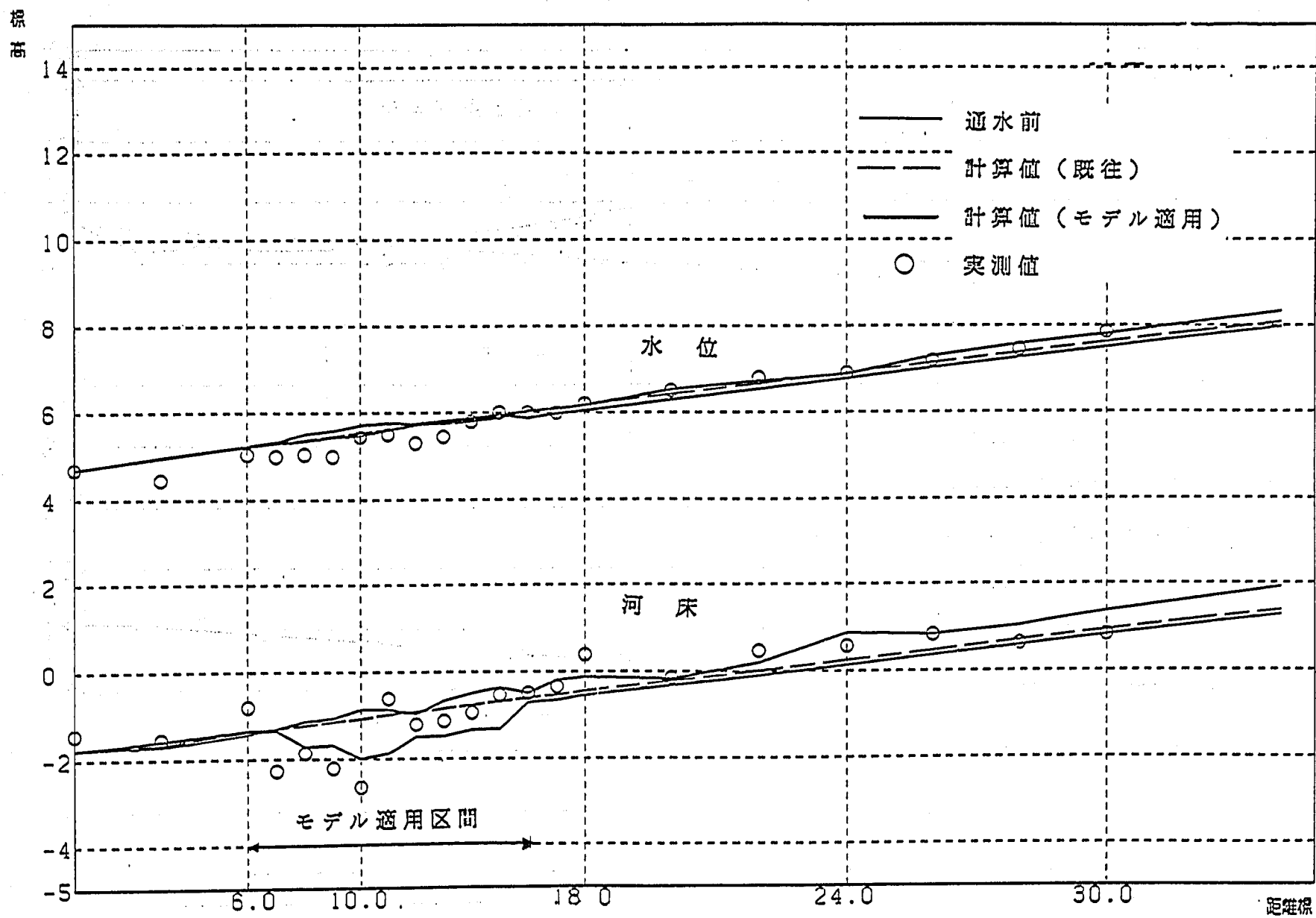


図1-8 水位河床縦断図(ケース1)

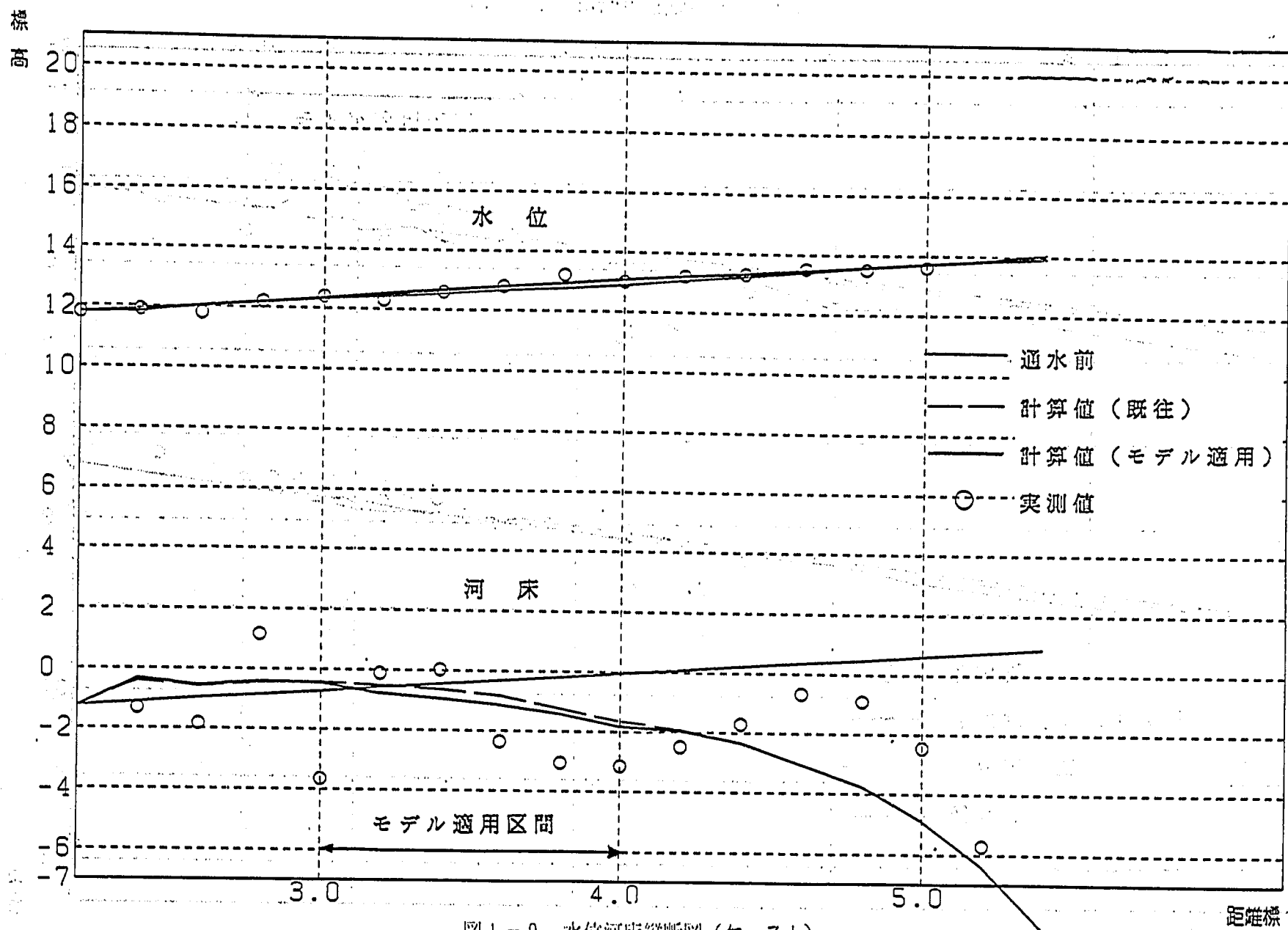


図1-9 水位河床縦断図 (ケース1)

Appendix 2 アーマコートの形成、伝播についての検討

1 芦田・道上によるarmor coatの形成、伝播に関する実験²⁾

(1) 実験の概要

実験水路は幅0.8m、長さ20mのコンクリート水路を用い、河床砂として使用する砂礫は図2-1に示す平均粒径 $d_m = 2.47\text{mm}$ 、 $d_{84}/d_{16} = 14$ の混合砂で、流れは下流端の貯水槽の水位をゲート操作により等流になるように調整している。実験の境界条件は上流端の給砂量を0とし、下流端は堰によって河床高を一定に保持している。実験条件は表2-1に示すとおりで、河床砂の粒度分布の時間的変化を測定している。河床砂の採砂方法はarmor coatはごく薄い表層であるとし、河床面から粒径程度の深さを採取している。

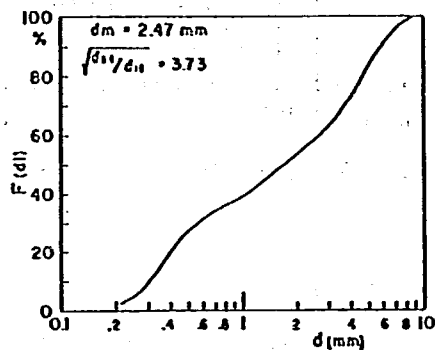


図2-1 河床砂の粒度分布

表2-1 実験条件

i_0	0.0044
q	$375.0\text{cm}^2/\text{s}$
u_{*0}	5.13cm/s
n	0.019
T	600min

(2) 実験結果

芦田・道上は、河床砂粒度分布の時間的、場所的变化からparallel degradation（摩擦速度はほとんど変化しないが、河床の粒度分布は大きく変化する現象）によるarmor coatの形成、伝播過程を次のとおり説明した。

parallel degradationの発生する領域は掃流力が河床材料の最小粒径の限界掃流力よりも大きく、最大粒径の限界掃流力よりも小さい場合に限る。それに対しrotational degradation（粗粒化をあまり起こさず、河床勾配の顕著な変化を起こす現象）は掃流力が河床材料の最大粒径の限界掃流力よりも大きい場合である。

2 中川、辻本らによるarmor coatの形成、伝播に関する数値計算⁶⁾

中川・辻本らは、pick-up rateとstep lengthを用いたstochastic modelのEuler的解釈による表現を提案し、parallel degradationについて芦田・道上の実験結果をよく説明している（図2-2参照）。

混合砂のpick-up rate推定式は均一砂の推定式での限界掃流力の部分を芦田・道上により修正された粒径別Egiazaloff式の限界掃流力に置き換えて算定される。すなわち、

$$p_{*i} \equiv p_{*i} [d_i / (\sigma / \rho - 1)g]^{1/2} = 0.03 \tau_{*i} (1 - 0.7 \tau_{*ci} / \tau_{*i})^3 \quad (2.1)$$

ここで、 $p_{s,i}$; 粒径別pick-up rate、 $\tau_{s,i} = u_*^2 / \{(\sigma / \rho - 1)gd_i\}$ 、 $\tau_{s,i}$; 粒径別限界掃流力、また、各粒径で無次元化された平均step lengthは均一砂礫のそれ (80~250) よりも小さく10~30程度で、粒径による差はみられない。

計算にあたっては $\Delta x = 50\text{cm}$ (最大粒径よりも長く、砂礫の平均step lengthよりも小さくとり)、 $\Delta t < 5\text{sec}$ ($p_{s,i} \cdot \Delta t < \equiv 0.1$ となるように Δt を選んでいる) としている。

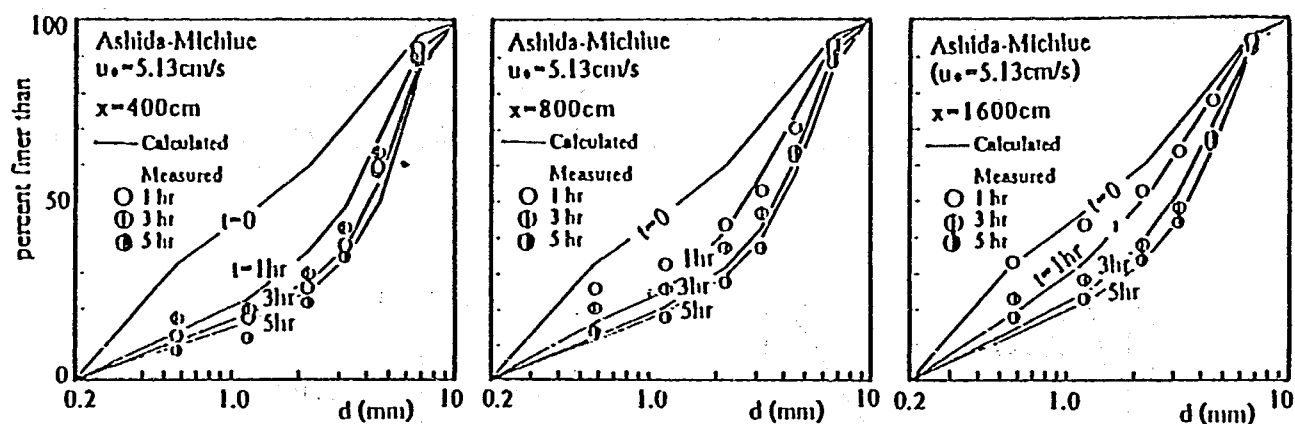


図2-2 armor coatの形成・伝播過程 (実験値は芦田・道上、計算は中川、辻本、原による)

3 現状の河床変動計算によるarmor coatの形成、伝播に関する検討

計算条件、境界条件は芦田・道上の実験と同じものとし、 Δt 、 Δx の取り方により河床の粒度分布の時間的、場所的変化がどのように変化するか、また、実験値と比較することによりarmor coatの形成、伝播過程を精度良く再現するための最適な Δt 、 Δx はどの程度かについて検討する。また、模型と実河川との対応関係は河床勾配1/230より実河床では扇状地河道と対応する。そこで、模型縮尺を $X_r = Y_r = 1/125$ とし、模型と実河川との対応関係を表2-2にまとめた。

表2-2 実験水路と実河川との対応関係

諸元	$Q (\text{m}^3/\text{s})$	$B (\text{m})$	n	$R_o (\text{m})$	i_o	F_r	$d_m (\text{cm})$
実験水路	0.03	0.8	0.0167	0.061	1/230	0.795	0.247
実河川	5240	100	0.0167	7.6	1/230	0.795	30.0

従来の一次元河床変動モデルで実河川を計算する場合の Δx は200~500m程度が普通であり、その値を模型縮尺により模型に合わせると160~400cmとなる。中川、辻本の数値計算で用いられた $\Delta x = 50\text{cm}$ は実河川で62.5mとなる。なお、差分方程式の安定性に関する差分間隔の拘束条件 (C.F.L条件) を計算すると、流砂量式に土研式を用いると中川、辻本の数値計算で用いた $\Delta x = 50\text{cm}$ の場合では $\Delta t \leq 215\text{sec}$ となる。

4 計算結果

図2-3～図2-11には表2-3に示すRUN1～RUN8のそれぞれ下流から $x=16\text{m}$ 地点、 $x=12\text{m}$ 地点、 $x=4\text{m}$ 地点におけるarmor coatの形成、伝播過程の再現計算結果を示す。検証値として芦田・道上の実験結果を重ね書きしてある。

表2-3 計算ケース

RUN.	Δx	Δt (ステップ数)	備考
RUN1	50cm	5sec(3600step)	中川, 辻本モデルと同一条件
RUN2		50sec(360step)	$p_{s1} \cdot \Delta t = 1.0$ の場合
RUN2		200sec(90step)	C.F.L条件の最大値
RUN3	100cm	5sec(3000step)	RUN1の比較計算
RUN4		400sec(45step)	C.F.L条件の最大値
RUN5	200cm	5sec(3000step)	RUN1の比較計算
RUN6		720sec(25step)	C.F.L条件の最大値
RUN7	400cm	5sec(3000step)	RUN1の比較計算
RUN8		1200sec(15step)	C.F.L条件の最大値

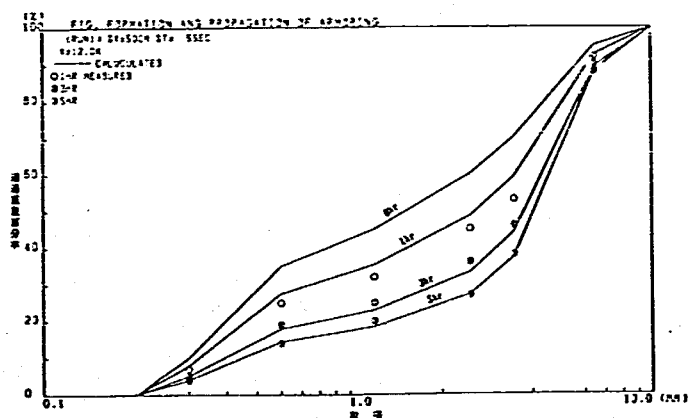
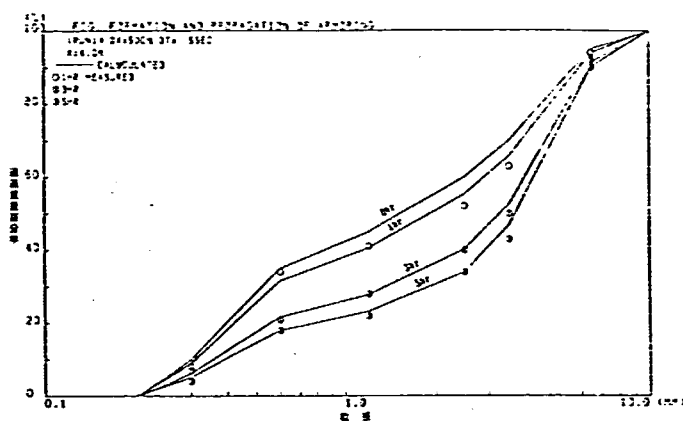
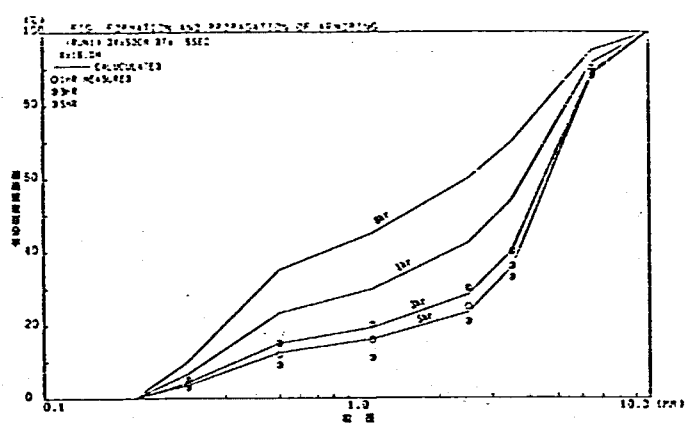


図2-3 armor coatの形成、伝播過程の再現計算 (RUN1)

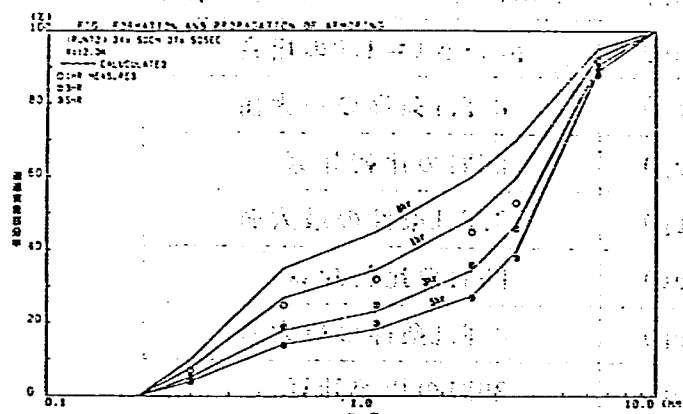
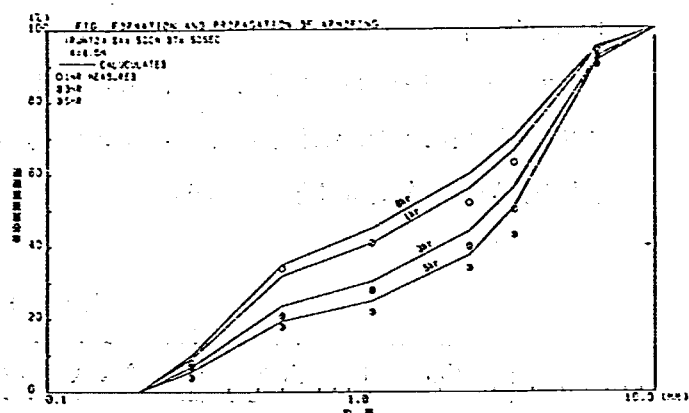
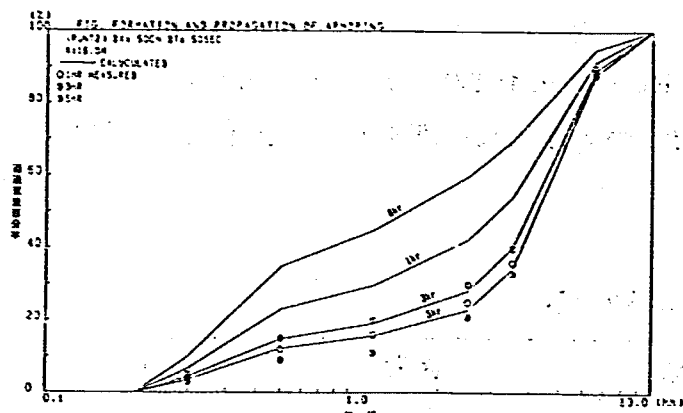


図 2-4 armor coatの形成、伝播過程の再現計算 (RUN 2)

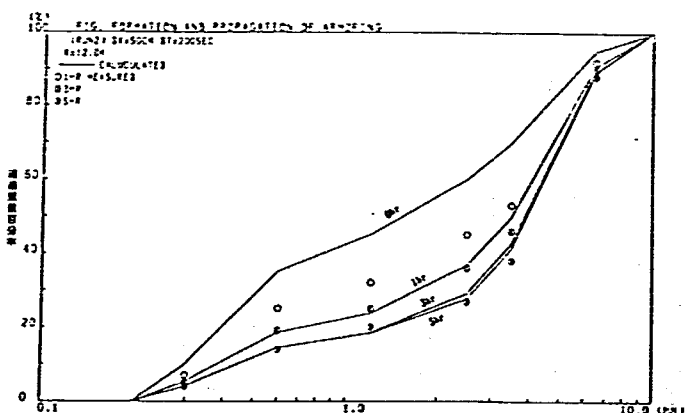
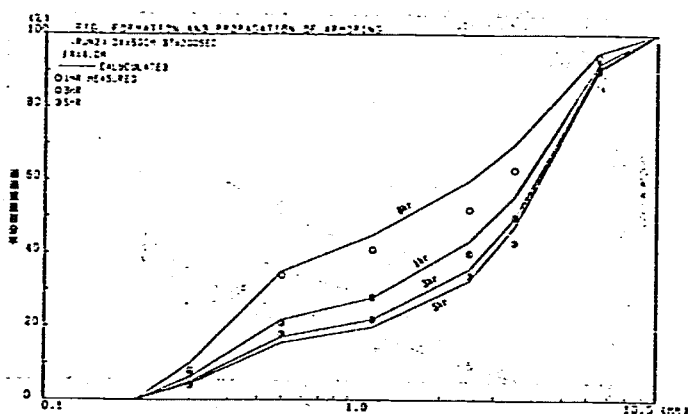
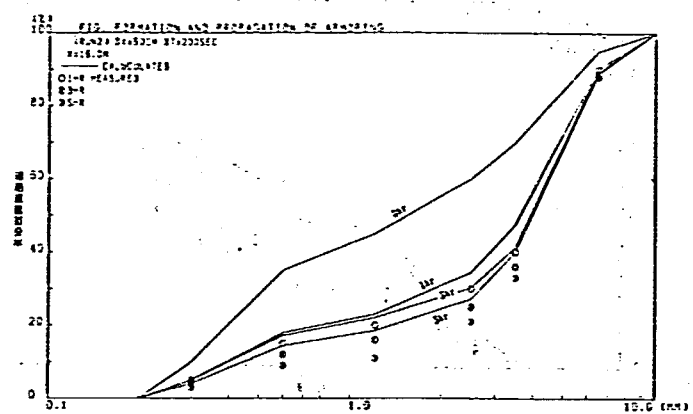


図 2-5 armor coatの形成、伝播過程の再現計算 (RUN 2)

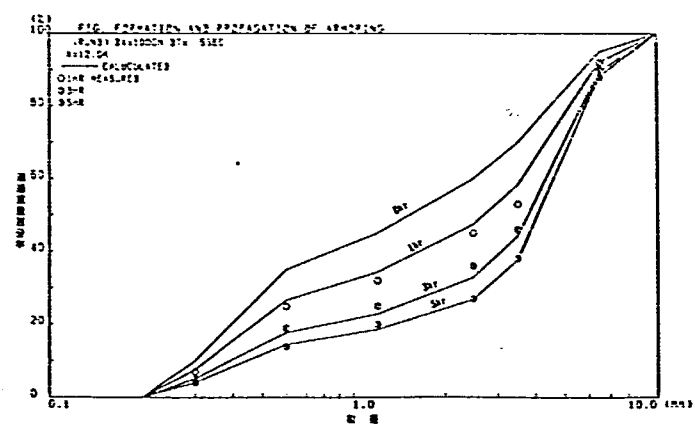
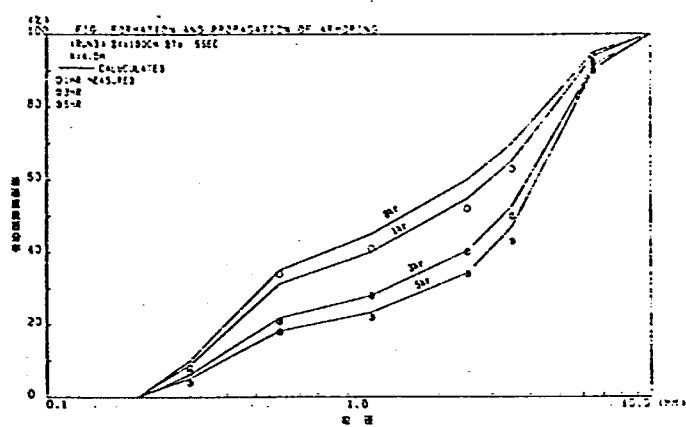
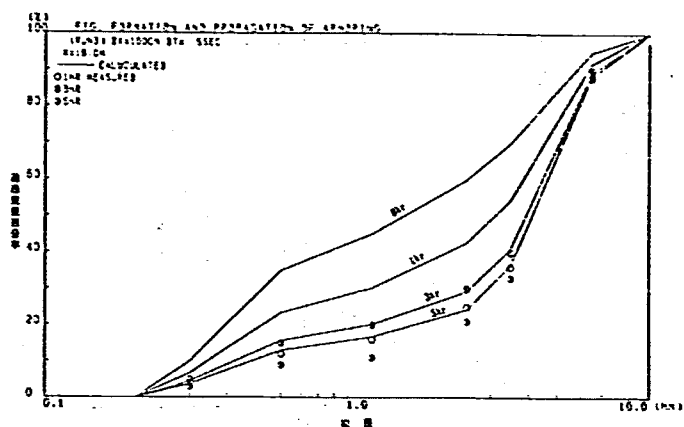


図 2-6 armor coatの形成、伝播過程の再現計算 (RUN 3)

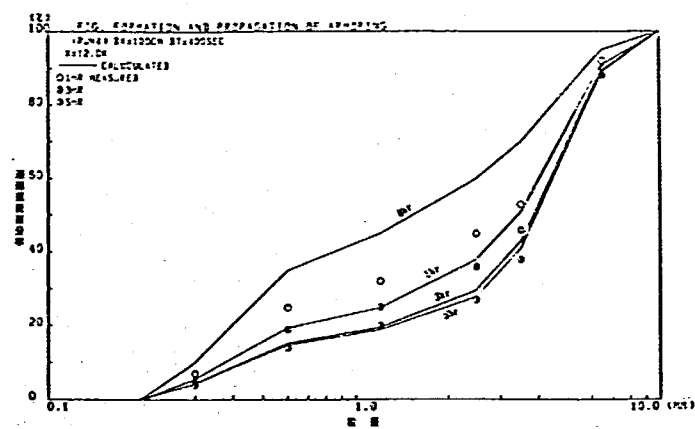
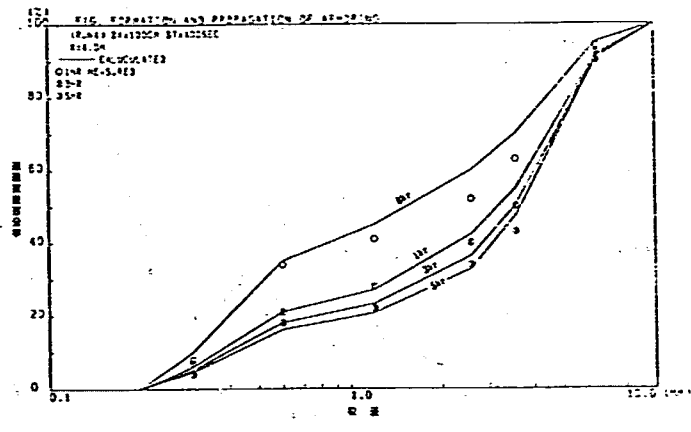
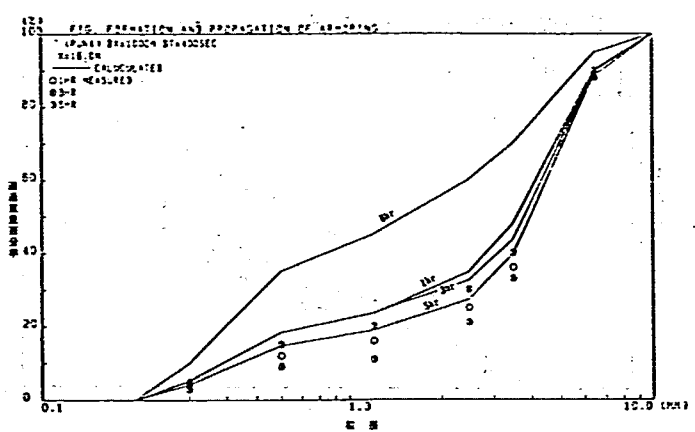


図 2-7 armor coatの形成、伝播過程の再現計算 (RUN 4)

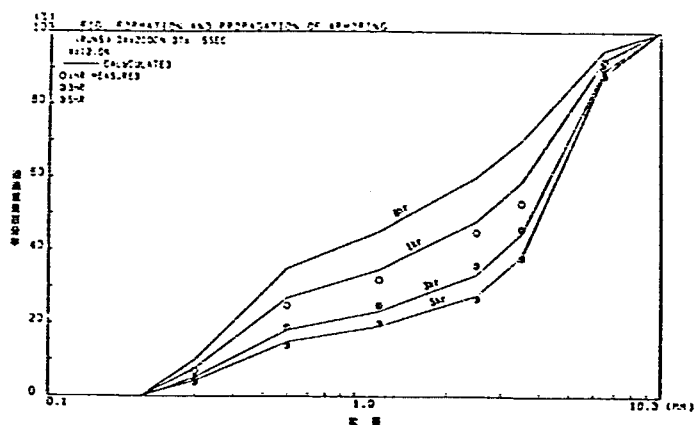
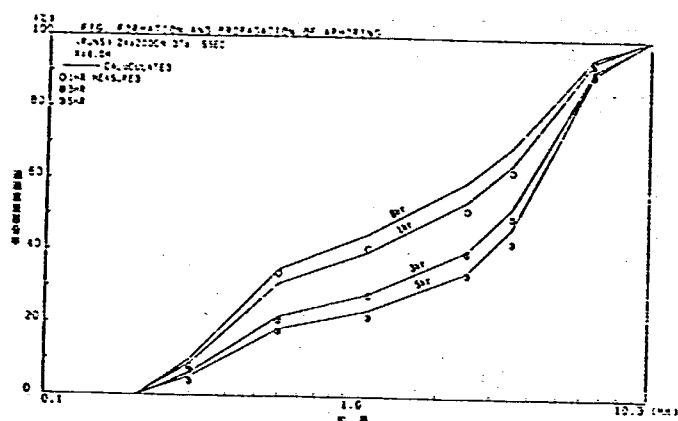
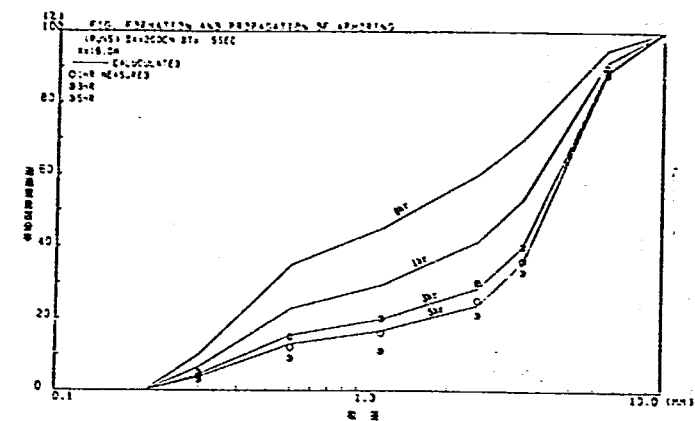


図 2 - 8 armor coatの形成、伝播過程の再現計算 (RUN 5)

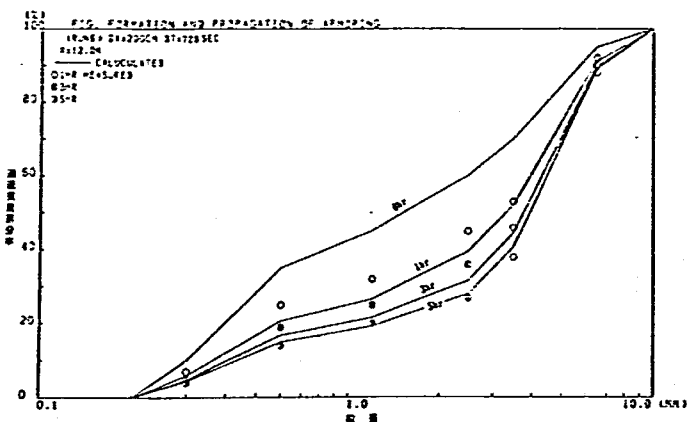
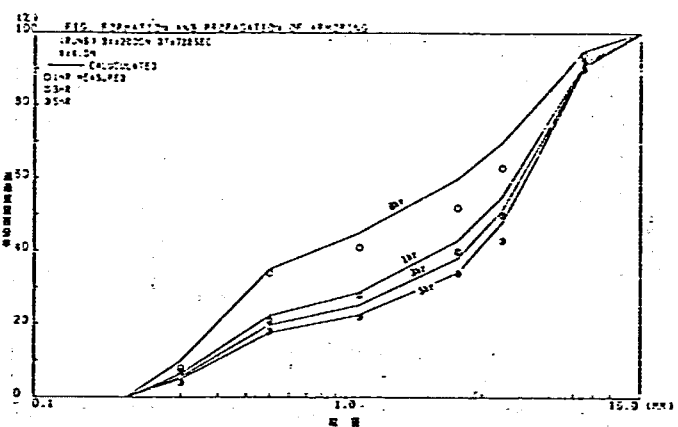
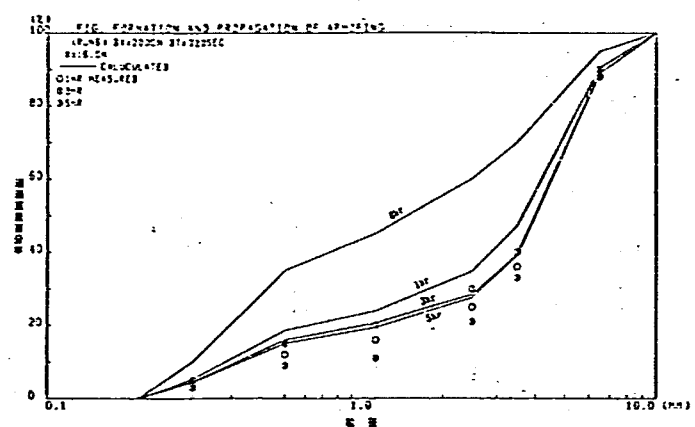


図 2 - 9 armor coatの形成、伝播過程の再現計算 (RUN 6)

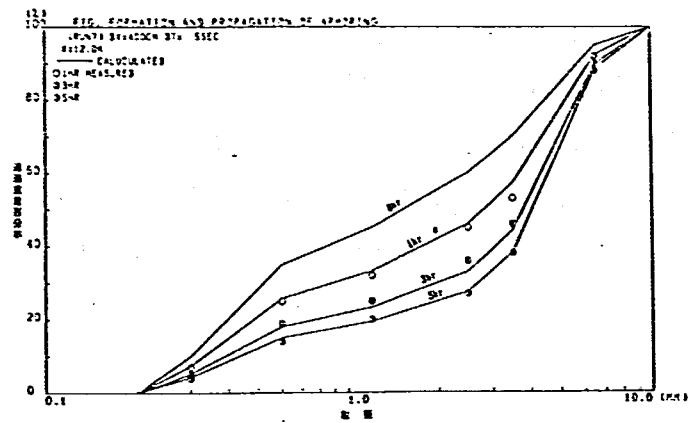
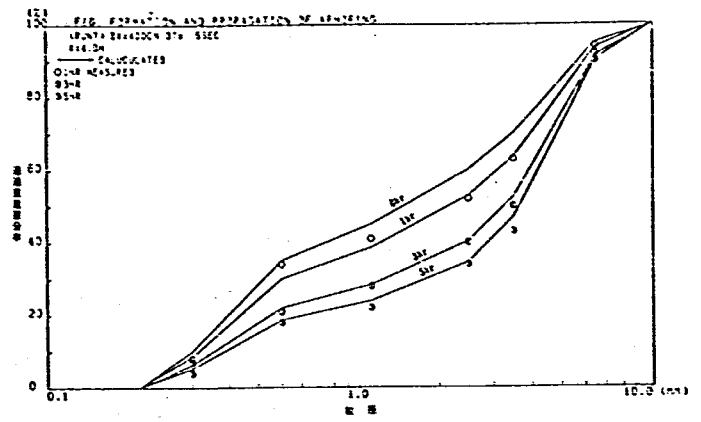
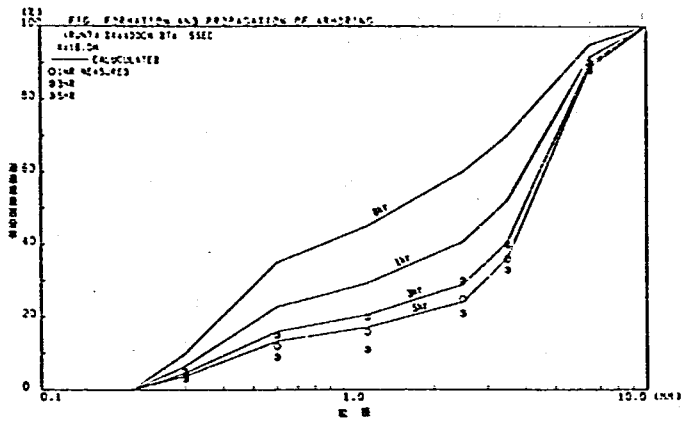


図2-10 armor coatの形成、伝播過程の再現計算 (RUN 7)

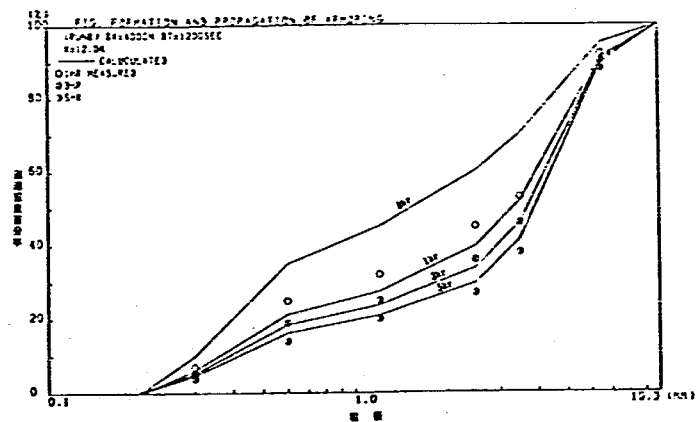
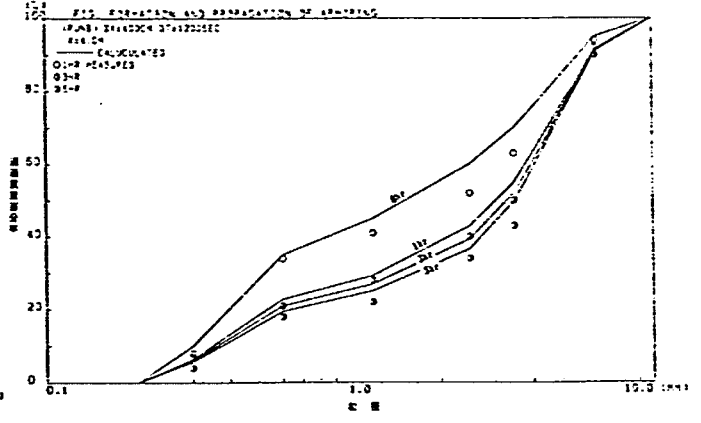
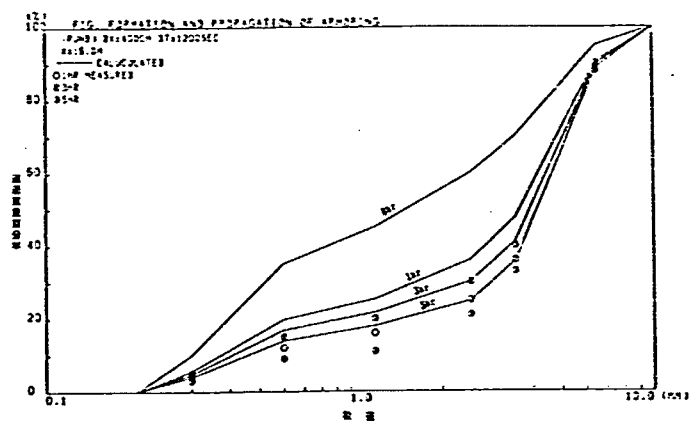


図2-11 armor coatの形成、伝播過程の再現計算 (RUN 8)

Appendix 3 河床形態と河床抵抗との関係⁴⁾

流水の運動、流砂の運動は河床面に形成される河床波に大きく影響され、逆に河床波は流水と流砂の運動によって形成され、河床波、流水の運動、流砂の運動は相互に影響を及ぼし合う。したがって、河床の抵抗や流砂に関わる情報をより正確に得るにはこれらの相互関係を十分に理解しておかなければならない。

山本¹⁾は、次元解析的考察に基づき、多くの実験資料および現地河川資料をつぎのような図に整理した(図3-1～図3-6参照)。この図では縦軸に河床の抵抗の小ささを表わす流速係数 ϕ (値が大きいほど抵抗は小さい)、横軸に無次元掃流力 τ_* が、内部パラメタに水深粒径比 h/d がとってある。

これによれば、水理量の増大に伴い河床抵抗はつぎのように変化することがわかる。掃流力が小さく河床の砂が移動しないときには河床はもとのまま平坦であり抵抗は少ない。掃流力がもう少し大きくなると河床には砂澁が形成され、河床抵抗は急激に増大する。さらに掃流力が増大すると河床形態は砂堆へと変化する。さらに掃流力が大きくなると、遷移状態を経て平坦河床へと変化する。平坦河床時には抵抗は激減するものの、移動無し平坦河床時の抵抗よりも大きい。これは流砂に流体の運動量が使われているためである。さらに掃流力が大きくなると河床には反砂堆が生じる。この場合、水面は河床波と同位相の波状となり、抵抗は若干増大する。

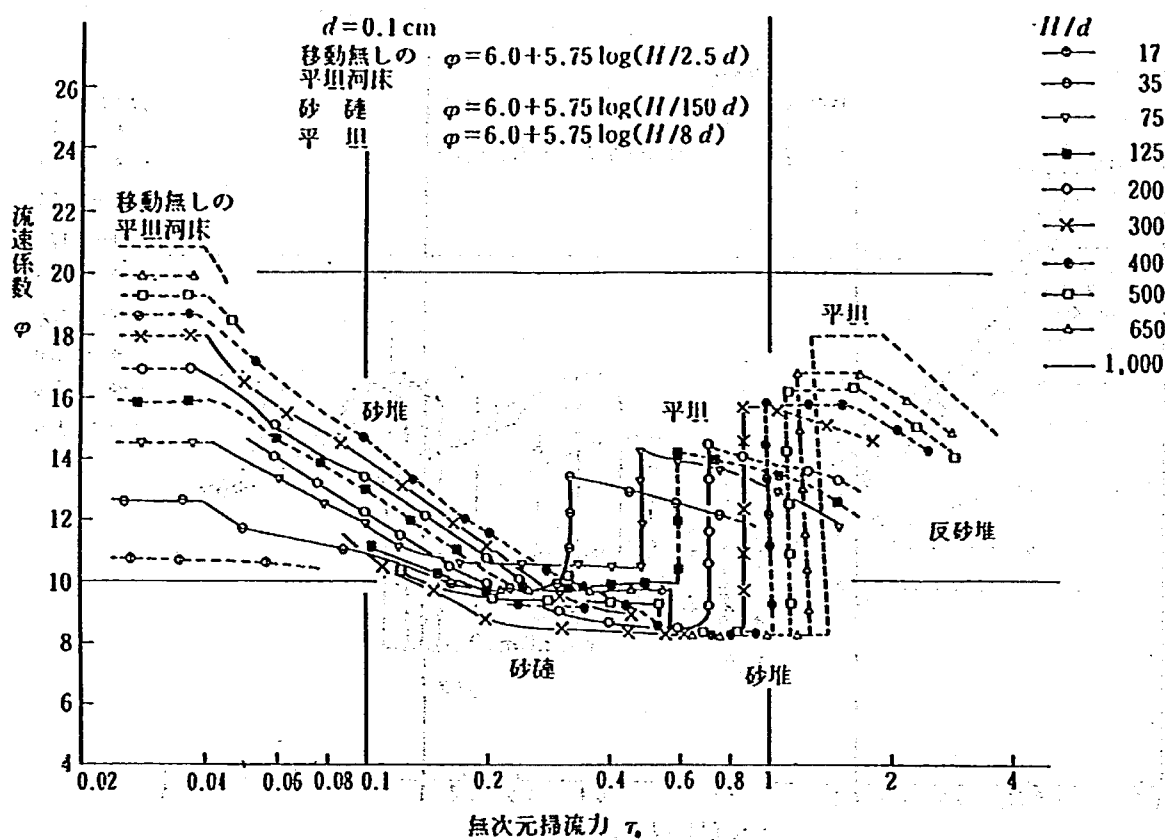


図3-3 φ と τ_* の関係 ($d=0.1\text{ cm}$, $H/d=15\sim1000$ の場合)

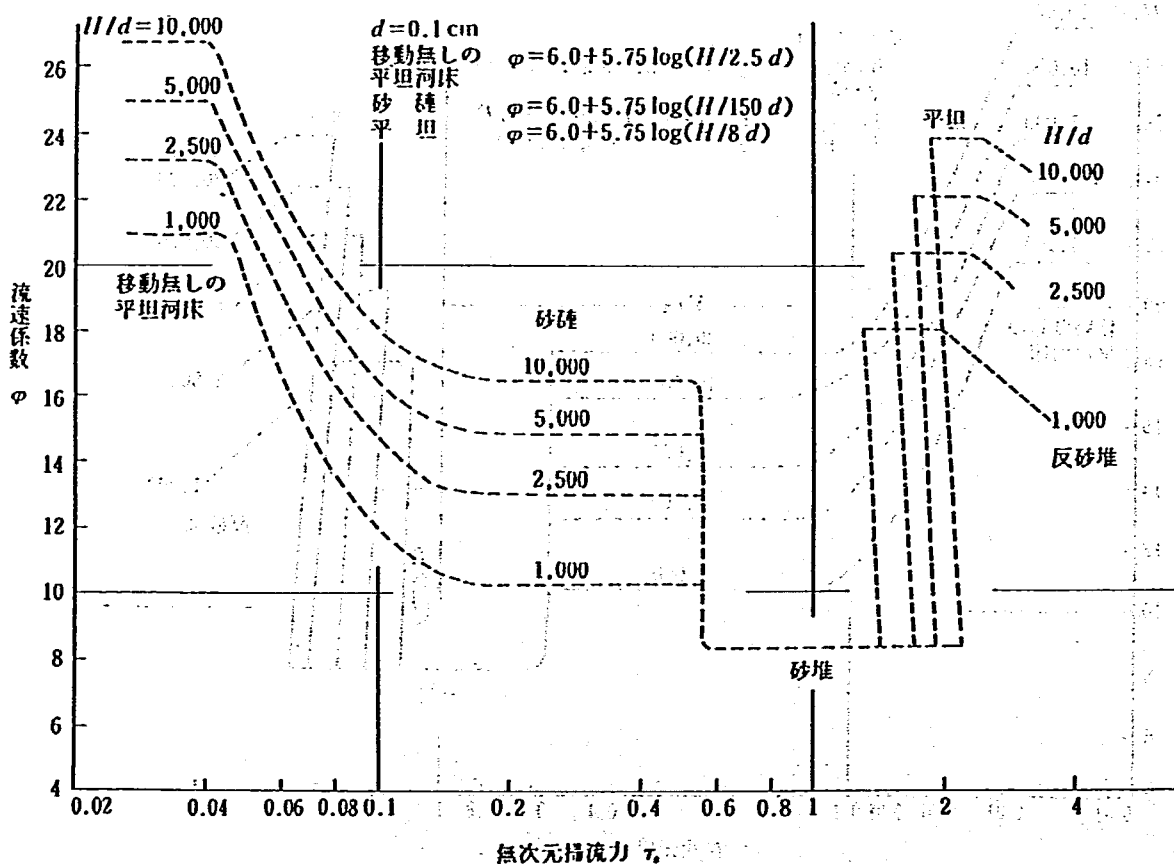


図3-4 φ と τ_* の関係 ($d=0.1\text{ cm}$, $H/d=1000\sim10000$ の場合)

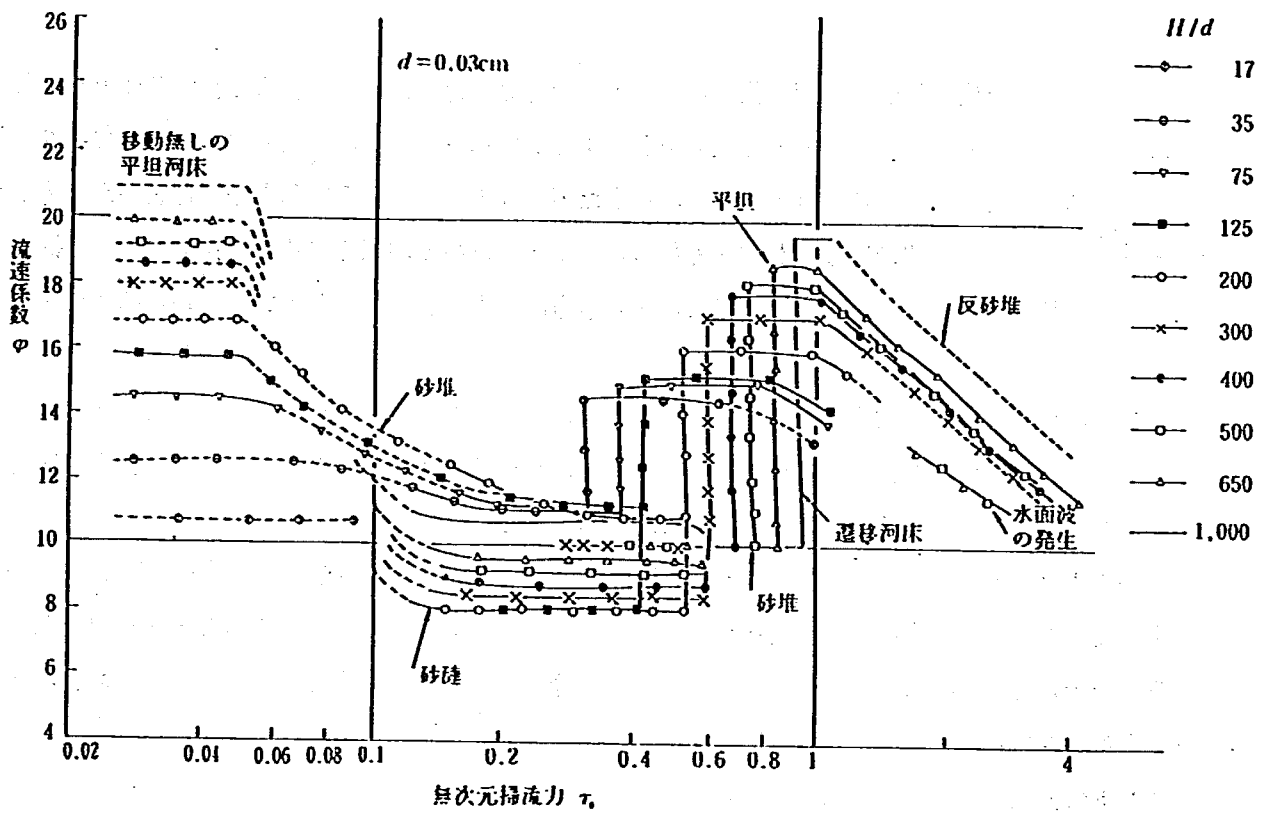


図3-5 ϕ と τ_* の関係 ($d=0.03\text{cm}$, $H/d=10\sim1000$ の場合)

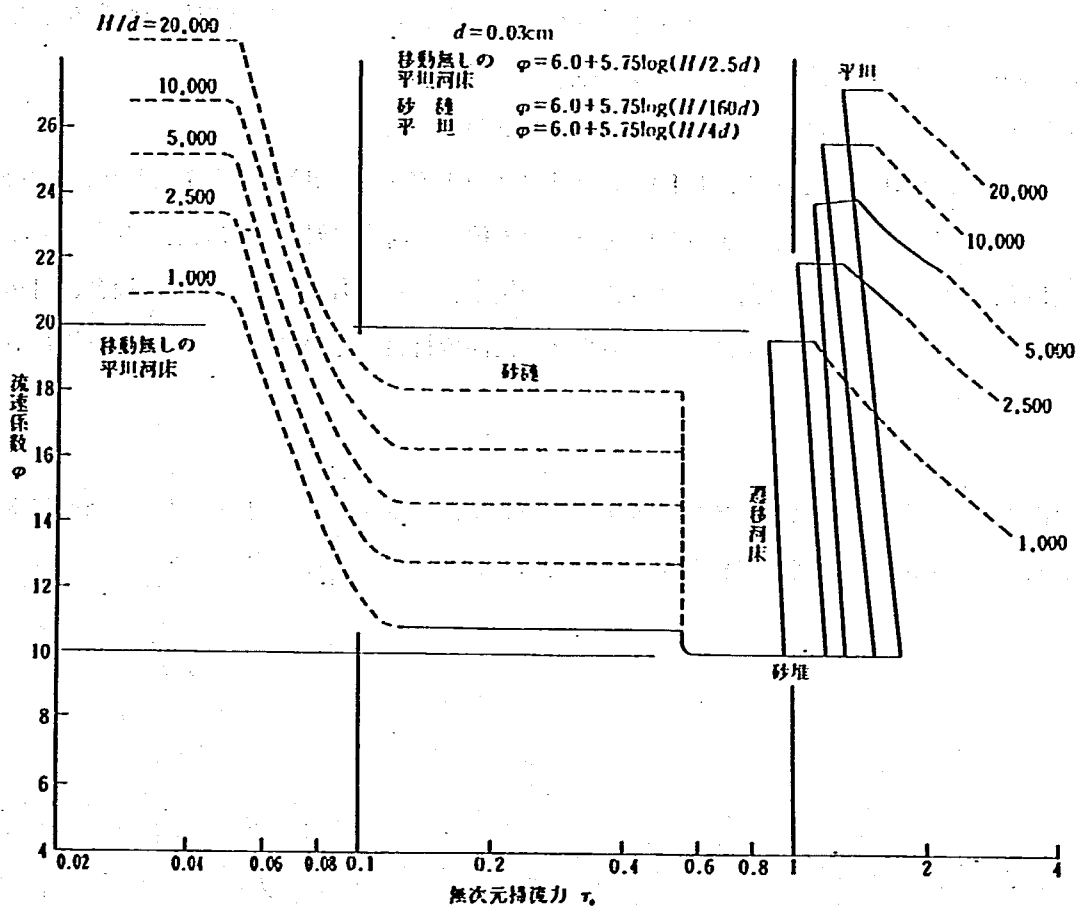


図3-6 ϕ と τ_* の関係 ($d=0.03\text{cm}$, $H/d=1000\sim20,000$ の場合)

Appendix 4 セグメント区分の考え方の導入

河川では縦断的に粗度、粒度分布が変化する。河床変動計算を行うには、これらを初期条件として与えなければならない。この際問題となるのは配分をどうするかである。厳密には全ての断面ごとに粗度、粒度分布を変えるべきであるが、これは手間もかかりまた不合理である。ある区間を一定ととらえた方が合理的である。この場合、区間の取り方が問題となる。広すぎると精度が悪くなるし、狭すぎると手間がかかりすぎる。現状ではデータのあるところごとに変える方法がとられる場合が多いが、物理的根拠があるものではない。

本法ではこの区分法に物理的意味を与える。具体的にはセグメント区分の概念を導入する。すなわち、同一セグメント内の粒度分布特性、水理特性等を同一とみなせると仮定し、セグメントの変化点で区分する。セグメントの意味、またその区分法について以下に述べる。

著者らの1人(山本)¹⁾は、河川は縦断的にほぼ同一の水理特性を持った区間(セグメント)、すなわち、同一河床勾配をもち、分級作用により河床材料がほぼ同一になる区間、に分割できることを見出した。そこで、改良モデルでは縦断形状を幾つかのセグメントに分割し、この区間内では同一の粗度係数、河床材料²⁾を与えることにした。

セグメントの分割手順は次のとおりである。

- ① 平均河床高、最深河床高縦断図で、大まかに見て一定勾配をしている所をつかむ。
- ② 河床材料の粒度分布の縦断図をみて、河床材料が大きく変化している(粗い河床材料が存在しなくなったり、細かい河床材料が新たに現われたりする)地点をつかむ。
- ③ 両者の地点はほぼ一致しており、この地点をセグメントの変化点とする。

一般には地形的にみて、扇状地(セグメントⅠ)、自然堤防帯(セグメントⅡ)、デルタ(セグメントⅢ)の3つの区間に分割できる。また、細かく分ければ支川の流入位置や河床に岩や固結洪積層などの非浸食層等が出ている位置等で分割できる。ただし、デルタが無い場合、デルタも自然堤防もない場合、自然堤防帯が砂利を中心とした河床材料をもつ区間と砂を中心とした河床材料をもつ区間に分けられる場合もある。

※) ただし、人工的アーマリング等より、特に礫床河川において同一セグメント内の粒度が縦断的に変化している場合には、セグメント内の河床材料粒度を縦断的に変化させて与える必要がある。

一次元河床変動計算法の改良

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3099号
平成4年3月 (1992)

山本 晃一 藤田 光一
平林 桂 小澤 宏二
池内 寛

要旨： 河道計画と河道管理のあり方の骨格を定める上で、長期かつ大規模な河道変化の予測は極めて重要である。一次元河床変動計算は、上記の目的に適う長期・大規模な河床変動予測を可能とする唯一の手法であり、平面河床変動計算など精密な手法が開発された現在、その意義がより明確になってきている。しかし、従来比較的局所かつ短期の河道縦断形変化予測に使われることが多かったために、長期かつ長区間の河道縦断予測への使用については解決すべき問題を多く残している。本研究では、一次元河床変動計算に求められる役割を整理した上で、上記の使用目的に見合う精度を確保できるよう計算法の改良を図った。改良された手法を用いて実河川の河床縦断形長期予測を行い、その有効性を確認するとともに、さらに解決を図るべき課題を明確にした。

キーワード：河床変動、一次元河床変動計算、河道縦断形、河道計画

郵便はがき

切手
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

土木研究所資料第3099号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印