

狭窄部を持つ山地河川の河床変動計算

Simulation of bed evolution around contraction in mountainous river.

永瀬 恭一*・道上 正規**・檜谷 治***

By Kyoichi NAGASE, Masanori MICHIE and Osamu HINOKIDANI

In a mountainous river, there are many obstruction such as large rocks and bed slopes in a steep, so sub- and super-critical flow conditions coexist and bed evolution has 2-dimensional feature. The purpose of this study is to develop the method for calculating 2-dimensional bed evolution in mountainous river. In this paper, the bed evolution in the steep channel around contraction are investigated experimentally and numerically by means of a 2-dimensional simulation method based on MacCormack's time-splitting finite element scheme. The simulation results show fairly good agreement in bed evolution with experimental results, especially reproducing water way just downstream at the contraction.

keyword :2-d bed evolution, mountain river, numerical simulation, contraction

1. はじめに

自然環境への市民の関心が高まり、近自然型の河川造りが一般的な施工方法へととなりつつある。従来の河道よりも複雑な形状を有するこれらの手法は、流下能力や河床変動に十分注意して設計しなければならない。特に山地の急流河川では、河道の大部分を遮るような岩による狭窄部やその後の急拡、ステップとプールなどによって流れが複雑に遷移する。景観や親水性を考慮するには、数多くのプランを練りながら進める必要があり、模型実験などによって数ケースの安全性を議論することは、労力や経済的な面から不可能な場合が多い。これらの技術的な課題を数値解析によって検討することは、電子計算機の発達と解析技術の進歩などに支えられ、流れが安定している中下流域では有効な手段として実用されてはいるものの、河床勾配の急な山地河川ではいくつかの問題点が未だに存在し、一般的な手法とは言い難い。したがって、数値解析による設計手法の開発が、今後とも一層望まれる。

近年、亜音速の気流解析に用いられていた MacCormack 法（たとえば、日本機械学会(1988)）を用いて、常射流が混在する流れ場の解析に関する研究が盛んに行われている（たとえば増田ほか(1995)）。著者ら(1995)は、これまで固定床による模型実験によって、射流→常流→射流と流れの形態が遷移する複雑な流れ場の観測を行って、MacCormack 法によって平面 2 次元流を解析する手法を研究してきた。今回、同様な流れ場で一様砂の河床変動について、模型実験と数値解析を試みたので報告する。

* 正会員 工修 (株)フジタ 技術研究所 土木研究部 (〒224 横浜市都筑区大鵬町74)

** 正会員 工博 鳥取大学教授 工学部土木工学科 (〒680 鳥取市湖山町南4-101)

*** 正会員 工博 鳥取大学助教授 工学部土木工学科 (同上)

2. 基礎式と数値計算法

2.1 流れと河床変動の基礎方程式

流れと河床変動の基礎方程式は以下のとおりである。

$$\text{連 続 式: } \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \text{運動方程式: } \quad & \frac{\partial(uh)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(u^2 + \frac{1}{2} gh^2 \right) + \frac{\partial(uvh)}{\partial y} = gh(S_{ox} - S_{fx}) + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \epsilon \frac{\partial(uh)}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \epsilon \frac{\partial(uh)}{\partial y} \right\} \\ & \frac{\partial(vh)}{\partial t} + \frac{\partial(uvh)}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} \left(v^2 + \frac{1}{2} gh^2 \right) = gh(S_{oy} - S_{fy}) + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \epsilon \frac{\partial(vh)}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \epsilon \frac{\partial(vh)}{\partial y} \right\} \end{aligned} \quad (2)$$

$$\text{流砂連続式: } \frac{\partial z}{\partial t} = \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) \quad (3)$$

ここに、

$$S_{fx} = \frac{n^2 U \sqrt{U^2 + V^2}}{h^{10/3}}, S_{fy} = \frac{n^2 V \sqrt{U^2 + V^2}}{h^{10/3}}, S_{ox} = -\frac{\partial z}{\partial x}, S_{oy} = -\frac{\partial z}{\partial y}$$

h : 水深、 u, v : x, y 方向の水深平均流速、 g : 重力加速度、 S_{fx}, S_{fy} : x, y 方向の底面摩擦勾配、 S_{ox}, S_{oy} : x, y 方向の水路勾配、 ϵ : 水平方向の渦動粘性係数、 n : マニングの粗度係数、 q_{Bx}, q_{By} : 流砂量の x, y 方向成分、 λ : 河床の空隙率である。また、 $U=uh, V=vh$ である。流砂量に関しては芦田・道上(1972)の一樣砂の式を用いた。

$$\frac{q_B}{\sqrt{s}gd^3} = 17\tau_{*c}^{1.5} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*} \right) \quad (4)$$

ここに、 q_B : 単位幅あたりの流砂量、 s : 河床材料の水中比重、 d : 河床材料の粒径、 τ_{*c} : 無次元有効掃流力、 τ_* : 無次元掃流力、 τ_{*c} : 無次元限界掃流力、 u_{*c} : 有効摩擦速度、 u_* : 摩擦速度、 u_{*c} : 限界摩擦速度である。限界摩擦速度については、岩垣(1956)が提案した式を用いた。(4)式で計算した流砂量を、長谷川(1984)の式によって x, y 方向に分割した。

2.2 計算方法と境界条件

MacCormack 法に基づく差分のスキームを用いて計算した。まず、(1)~(3)式をベクトル表記すると、

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{E}^x}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{E}^y}{\partial y} = \mathbf{C}$$

で示され、予測子・修正子段階ごとに以下のように差分化した、

$$\text{予測子段階: } \mathbf{U}_{i,j}^p = \mathbf{U}_{i,j} - \frac{\Delta t}{\Delta x} (\mathbf{E}_{i+1,j}^x - \mathbf{E}_{i,j}^x) - \frac{\Delta t}{\Delta y} (\mathbf{E}_{i,j+1}^y - \mathbf{E}_{i,j}^y) + \Delta t \mathbf{C}_{i,j} + \mathbf{V}_{i,j}$$

$$\text{修正子段階: } \mathbf{U}_{i,j}^c = \frac{1}{2} \left\{ \left(\mathbf{U}_{i,j} + \mathbf{U}_{i,j}^p \right) - \frac{\Delta t}{\Delta x} (\mathbf{E}_{i,j}^{xp} - \mathbf{E}_{i-1,j}^{xp}) - \frac{\Delta t}{\Delta y} (\mathbf{E}_{i,j}^{yp} - \mathbf{E}_{i,j-1}^{yp}) + \Delta t \mathbf{C}_{i,j}^p + \mathbf{V}_{i,j}^p \right\}$$

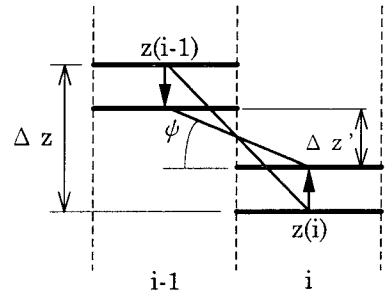
ここに、 $\Delta t, \Delta x, \Delta y$ は時間・ x 方向・ y 方向の差分間隔、下付きの添え字 i, j : 格子番号、上付きの添え字 p, c : 予測子段階、修正子段階をあらわす。また、 $\mathbf{V}$ は人工粘性項で、 K_v を係数、 u^* を摩擦速度として岡部ほか(1992)の定義したものを 2 次元に拡張した。

$$\begin{aligned} \mathbf{V}_{i,j} &= -\left(D_{i+1,j} - D_{i,j} \right) - \left(D_{i,j+1} - D_{i,j} \right), \quad \mathbf{V}_{i,j}^p = \left(D_{i,j} - D_{i-1,j} \right) + \left(D_{i,j} - D_{i,j-1} \right) \\ D_{i,j} &= K_v u_{i,j}^* h_{i,j} \left\{ \left(U_{i+1,j} - 2 \times U_{i,j} + U_{i-1,j} \right) \Delta t / \Delta x^2 + \left(U_{i,j+1} - 2 \times U_{i,j} + U_{i,j-1} \right) \Delta t / \Delta y^2 \right\} \end{aligned}$$

2.3 安息角による土砂の崩壊

構造物周辺では、洗堀によって河床が安息角よりも急勾配になる。この場合には図－1のように、安息角による安定条件を用いて、土砂の移動を計算に取り込んだ。水中安息角を ϕ （本研究では 40° ）として、隣り合う節点間の河床高さの差が、 $\Delta z > \Delta z'$ （ $\Delta x \tan \phi$ ）になると矢印のように土砂移動する。したがってそれぞれの河床高は、以下ようになる。

$$z(i) = z(i) + \frac{1}{2}(\Delta z - \Delta z') \quad z(i-1) = z(i-1) - \frac{1}{2}(\Delta z - \Delta z')$$



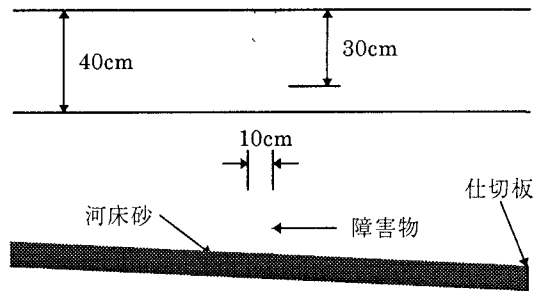
図－1 安息角による安定条件

3. 模型実験

3.1 実験の概要

実験水路は幅40cmで鋼製両面ガラス張り、水路の3/4を塞ぐようにコンクリート製の構造物を設置した。河床砂の平均粒径は7.46mm、初期の河床の勾配を1/30とした。流入流量は数ケースの予備実験を行い、数分で河床変動がほぼ平衡状態になるよう、4.56l/secとした。上流からの土砂供給は行わず、下流端には初期の河床高と同じ高さに木製の仕切板を設置して、運ばれて来た土砂は自由に透過するものの、河床低下がないようにした。下流端を通過した土砂は捕捉して流砂量の測定を行った。

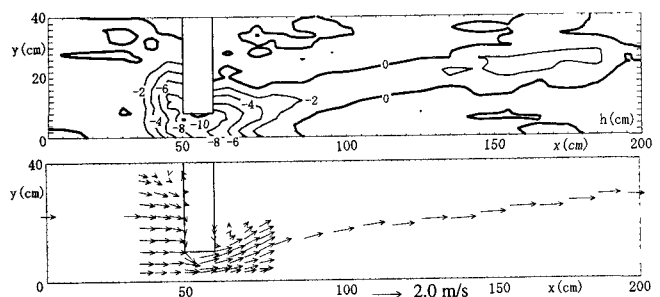
実験の開始とともに構造物周辺で河床低下が始まり、それに伴って構造物上流側での水位が低下し、開口部から下流端の水路中央に向かって“水みち”が斜めに形成された。約10分程度で土砂の移動量がなくなり、ほぼ平衡状態と判断して水面形と平均流速の測定を行った。水面形の測定にはサーボ式水位計を、流速の測定には電磁流速計を用い、河床形状は通水停止後にポイントゲージを用いて行った。



図－2 実験水路

3.2 実験結果

実験結果のうち、河床と平均流速の平面分布を図－3に示す。狭窄部での最大河床低下量は12cmである。下流では水路中央の“水みち”で幅が約10cm、深さ約2cmほどで下流端に向かってほぼまっすぐに形成されている。この部分の流速は約1.0m/secである。“水みち”の周囲でも、流れが無い部分と水深が浅いものの流れが存在している部分があるが、水深が浅いため電磁流速計では観測ができなかった。



図－3 実験結果

4. 数値解析

4.1 解析条件

解析条件は格子間隔を $\Delta x, \Delta y$ ともに2.0cm、 $\Delta t = 0.002s$ とした。上流側の境界では、流入流量を境界条件として与え、下流端では流量・流砂量ともに自由流出としたが、障害物周辺での計算の安定を図るため、計算開始の直後下流端の水位を堰き上げて徐々に水位を下げたのち自由流出とし、流れが安定したところで土砂移動の計算を開始した。ただし、下流端周辺で河床が低下すれば、下流端からの逆流が見られたので下流端では流速が負にならないようにした。また、構造物周辺と水路の壁面ではslip条件とした。

また、構造物の背後では水位が極端に低下することと、河床変動によって流路（水みち）が形成されて、干上がる部分が考えられる。このとき計算の発散を防ぐため、ある水深（本研究では2.5mm）よりも浅くなっ場合には、水位・流量・流砂量ともに0とした。

4. 2 計算結果

1) 初期水面形状と流速分布

図-4に河床変動計算を行う前の水面形と流速の平面分布を示す。ここで用いた人工粘性項の係数は $K_v=2.5$ である。岡部ほか(1992)の流れに関する研究によれば、2.5程度で安定することが報告されており、本研究でも試計算の結果、流れの計算で2.5とした。

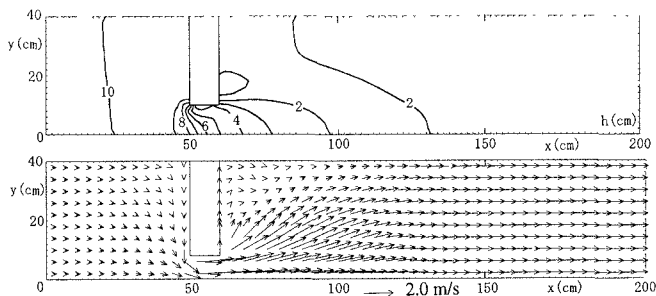


図-4 水面形と流速

構造物によって遮られたために、水位が最大10cm程度まで上昇し、この部分で常流となる。開口部を過ぎると射流に転じて流れが速くなり最も速い部分で約2.0m/sとなる。 $x=75\text{cm}$ では水路を横切り約 45° の方向へ強く流れている。その後($x>100\text{cm}$)は水路全体に流れが広がって、下流端まで均一に流れている。この方法で、常・射流が混在する流れ場の計算が可能であることが確認できた。

2) 河床変動計算における人工粘性項

河床変動計算における人工粘性項の係数 K_v は、道上ほか(1995)によれば0.1~1.0程度で安定することが示されている。また、岡部ほか(1993)によると河床変動の計算には人工粘性項は必要ないと報告されているが、試計算によると本研究のような条件では、乱れが大きくなり実用的ではない。ここでは河床計算に用いる人工粘性項の係数 K_v による計算結果の違いについて検討を加える。

図-5に K_v の違いによる水面形と河床形状の計算結果を示す。計算ステップ数は20,000で地形変動の計算開始して40秒後の計算結果である。 K_v が大きくなるにしたがって、地形が平坦になることがわかる。 $K_v=0.1$ では $x=1.5\sim 2.5\text{m}$ で河床の乱れが大きくなっている。また、 $K_v=1.0$ 以外の計算結果では、 $x=1.5\text{m}$ で“水みち”が水路中央を交差するように開口部の反対側の側壁に向かっていくのに対して、 $K_v=1.0$ では開口部から直線的に下流部に進んでいる。 $K_v=0.25\sim 0.75$ の解析結果は $x=150\text{cm}$ 付近で地形に違いが見られるものの、構造物周辺の地形には違いがあまり見られない。したがって、今後の検討は $K_v=0.25$ の結果に対して行うものとする。

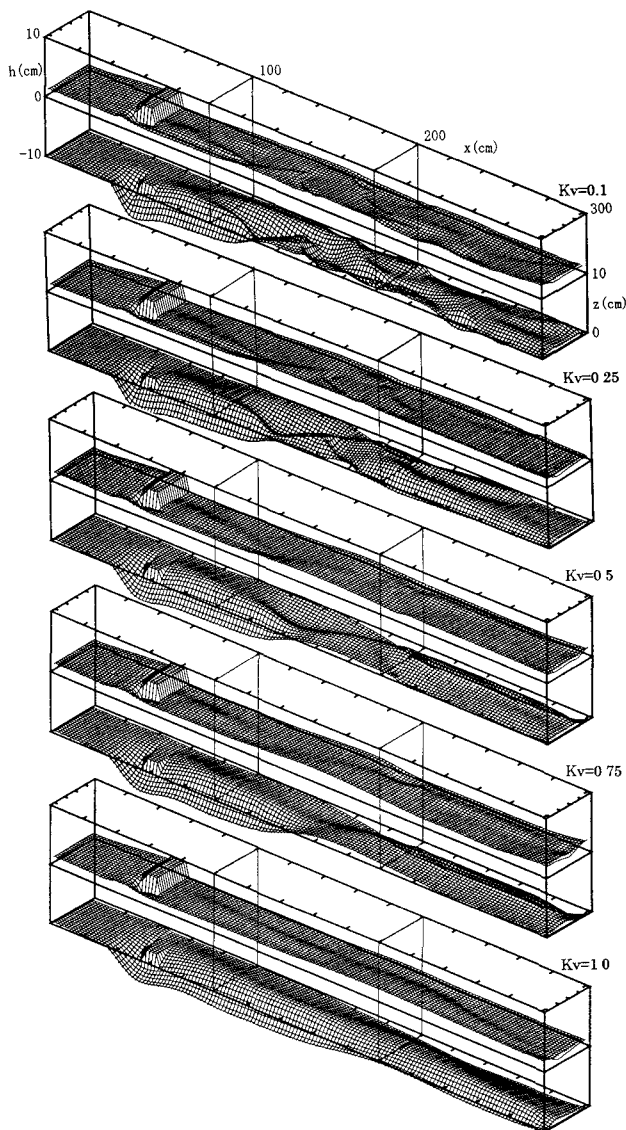


図-5 K_v による比較

3) 時間的变化

$K_v=0.25$ の場合の河床と水面形の時間変化を図-6に示す。河床変動は計算初期に急激に進行し、8秒後(step=4,000)の時点で、狭窄部では約10cm程度の河床低下が生じているが、それ以降はほとんど変化しない。この原因は実験では下流の堰を徐々に降ろして実験を開始したのに対して、計算では流れが十分発達した後に河床変動の計算を開始しているためであると思われる。

また、狭窄部下流では、狭窄部から輸送された砂が堆積し浅瀬を形成するために、流れは右岸から左岸へ“水みち”を形成している。この“水みち”が形成される現象は実験と一致しているが、実験では“水みち”の変形はほとんど生じないに対して、計算では浅瀬が徐々に下流に移動しているようである。

4) 河床形状と流速分布

計算では下流の“水みち”が変形しており、平衡状態に達しているとは言えないが、40秒後(step=20,000)の計算結果の河床形状と流速分布を図-7に、狭窄部周辺の河床の横断面図と水面形を図-8に示す。

図-3の実験結果と比較すると、実験では狭窄部先端でやや局所洗掘がみられるが、計算ではこの現象を再現できていない。この現象は水制等でみられる狭窄部前面での鉛直流の影響であると考えられる。しかしながら、狭窄部での全体的な河床変動量に関してはほぼ一致している。つぎに下流部に関してみると、“水みち”の状況がやや異なっている。実験では“水みち”がほぼ直線的に左岸に向かって形成されているのに対して、計算では狭窄部から50cm程度直進し、その地点から急激に左岸に移行している。この原因は上述した流れの初期条件や側壁の境界条件等が考えられ、今後の課題として残った。

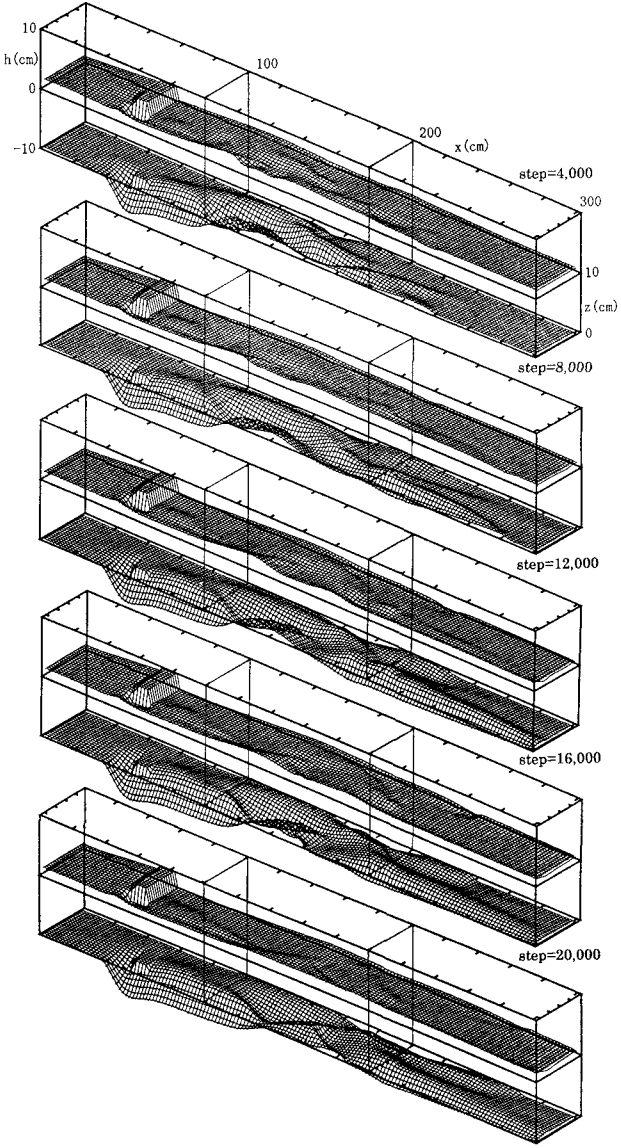


図-6 水面形と河床形状の時間変化

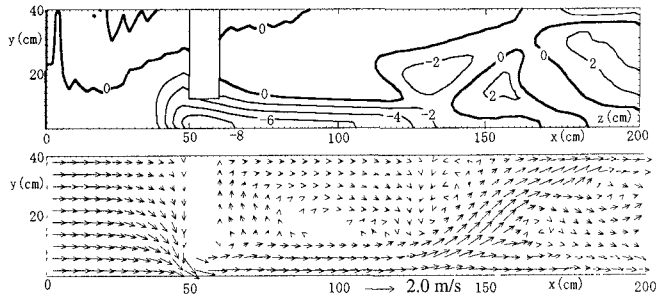


図-7 河床形状と流速分布 ($K_v=0.25, \text{step}=20,000$)

5. おわりに

MacCormack 法を用いて、一様砂の河床変動計算を行った結果、次のようなことが明らかになった。

- ① 射流→常流→射流のように遷移する急流河川の流れについて、良好に計算することができた。
- ② 河床変動の計算は人工粘性項の係数によって計算結果が大きく左右される。本研究のような条件では、 $Kv=0.25$ 程度の計算結果が最も実験結果を良好に再現できることがわかった。

以上のように、河床変動の計算手法について一応の妥当性は検証できたものの、いくつかの問題点が新たに明らかになった。今後、実用に向けて検討の余地がある。また、今回比較的粒径の大きい一様砂を用いて実験を行ったが、本研究で対象とした山地の河川においては礫と砂が混合したような場合がほとんどである。今後は、混合砂による河床変動の解析手法を開発したい。

謝辞

本研究の実験および結果の整理にあたって、鳥取大学大学院工学研究科の藤井健夫・大丸雄一郎の両氏にご尽力をいただいた。ここに、記して謝意を表する。

参考文献

- 芦田和男・道上正規(1972)：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究、土木学会論文集、第 206 号、pp.59～69.
- 岩垣雄一(1956)：限界掃流力に関する基礎的研究、土木学会論文集、第 41 号、pp.1～21.
- 岡部健士・天羽誠二・石垣昌邦(1992)：常流・射流の遷移を伴う不等流の数値計算法、水工学論文集、第 36 巻、pp.337～342.
- 岡部健士・高橋邦治・穴瀬康雄(1993)：MC 法を用いた 1 次元開水路流れの数値計算法、徳島大学工学部研究報告、No.38、pp.25～33.
- 永瀬恭一・道上正規・檜谷 治(1995)：狭窄部を持つ急流河川の平面 2 次元流計算、第 50 回土木学会年次講演会講演集、Ⅱ-A、pp.590～591.
- 日本機械学会(1988)：流れの数値シミュレーション、コロナ社
- 長谷川和義(1984)：沖積蛇行の平面および河床形と流れに関する水理学的研究、学位論文.
- 増田尚弥・田中祐一郎・中谷 剛(1995)：水制工周辺に射流域を生じる流れの数値計算に関する研究、水工論文集、第 39 巻、pp.551～556.
- 道上正規・檜谷 治・藤井健夫・大丸雄一郎(1995)：ダム堆砂計算におけるマッコーマック法の適用、第 47 回土木学会中国支部研究発表会概要集、pp.165～166.

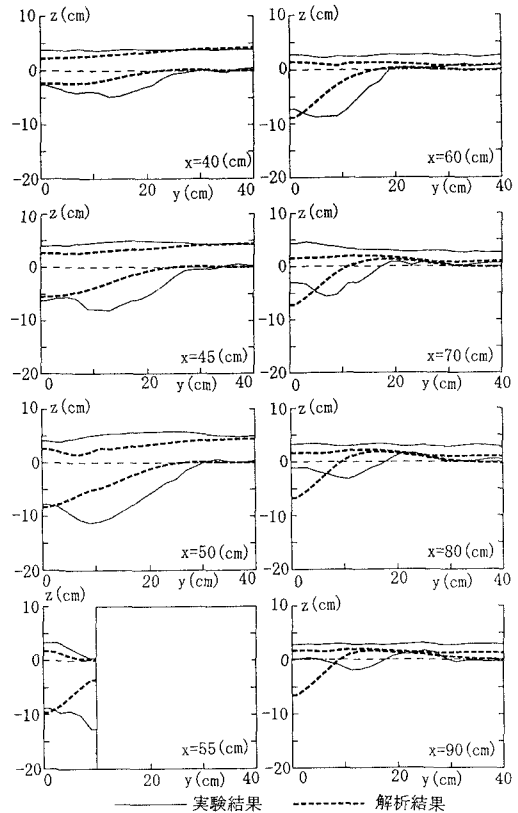


図-8 断面形の比較