

# 常願寺川河口部における洪水中河床変動量の 推算と河口部計画の改善策

GUESS OF BED VARIATION AT THE JOGANJI RIVER MOUTH AND  
IMPROVEMENTS OF RIVER MOUTH DESIGN

川口広司<sup>1</sup>・福岡捷二<sup>2</sup>・安部友則<sup>3</sup>

Hiroshi KAWAGUCHI, Shoji FUKUOKA and Tomonori ABE

<sup>1</sup>正会員 博(工) 中央大学研究開発機構助教授 (〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27)

<sup>2</sup>フェロー会員 Ph.D 工博 中央大学研究開発機構教授 (〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27)

<sup>3</sup>正会員 国土交通省北陸地方整備局富山河川国道事務所事務所長 (〒930-8537 富山市石金3-2-37)

The river mouth is an important reach for the flood control plan. Sediment deposition at the section of the river mouth creates a serious problem in calculating water surface profiles. This paper estimates an amount of the bed degradation in the reach of the mouth by 2D numerical analysis of flow and bed variation and presents an idea of application of the result of 2D analysis to 1D flow and bed variation analysis.

Several suggestions for improvement of river mouth plan are yielded on the basis of the present analysis. Specifically, the installation of water level gauge is strongly advised for the proper river planning.

**Key Words :** river mouth, flood marks, bed variation, Joganji river, water level gauge, river planning numerical computation

## 1. はじめに

日本海に流入している土砂移動が多い河川の河口部には、河川管理上いくつかの課題を有している。そのひとつは、河川計画における計画高水位の設定において、河口部の河床高が定まらないために、河口からの水面形を正しく計算する合理的な手段が無いことである。洪水時に流出してきた土砂が河口部に堆積しており、河床が上昇しているのが通常の状態である。この状態の河床高を用い、洪水痕跡水位の縦断形を満足する水面形計算を行なおうとすると、河口水深が小さくなり、実際と異なる射流状態が河口で現れる計算になる。実際には、洪水時には、河口域に堆積していた土砂が侵食され、河床高が下がり、常流状態の流れとなる。したがって、洪水時の河床低下量をあらかじめ大よそ分かっていたら、これを考慮した流れの計算を行えばよい。この場合、洪水中の河床低下量の与え方が問題になる。または、流れの計算と河床変動計算を同時に行い、水面形を求めていくことも考えられる。河口部付近の平面形状、河床形状は複雑であることから、流れについては、少なくとも平面

二次元的に扱うことが必要である場合が多い。

本研究では、まず、洪水時にどの程度の河床低下を見込めばよいかを大よそ明らかにするために、非定常の二次元解析と河床変動を組み合わせ、観測された洪水痕跡水位縦断分布を説明できる河口域での河床低下量を求める。次に、河口部を含む河道計画の課題を解決するために、本研究で得られた解析法や結果をどのように改善すべきかを示している。

## 2. 解析方法

### (1) 流れの基礎方程式

基礎方程式は、福岡・渡辺ら<sup>1)</sup>により導かれた以下に示す一般座標系( $\xi, \eta$ )における非定常二次元浅水流方程式とした。離散化の際に移流項を風上化するにあたって、水深やメトリックの影響が入らないような式となっており、解が座標系や断面形状の評価法に依存しないことに特徴がある。常願寺川河口部を解析するにあたり用いたメッシュは、縦断方向のメッシュ間隔が100m、横断方向には低水路が16分割、左右岸高水敷が各7分割、海域

では等間隔に40分割した比較的粗いものであった。

<連続式>

$$J \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \xi} \left( \frac{J}{d\xi} \tilde{U} h \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left( \frac{J}{d\eta} \tilde{V} h \right) = 0 \quad (1)$$

<運動方程式：反変 $\xi$ 方向>

$$\begin{aligned} & h \frac{\partial \tilde{U}}{\partial t} + \tilde{U} h \frac{\partial \tilde{U}}{\partial \xi} + \tilde{V} h \frac{\partial \tilde{U}}{\partial \eta} \\ & - \tilde{J} (\tilde{V} - \tilde{U} \cos \theta^{\eta\xi}) \left( \tilde{U} h \frac{\partial \theta^{\xi}}{\partial \xi} + \tilde{V} h \frac{\partial \theta^{\xi}}{\partial \eta} \right) \\ & = -gh \left( \frac{\partial \zeta}{\partial \xi} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial \zeta}{\partial \eta} \right) - \tau_{zb\xi} \\ & + \frac{1}{J} \left[ \frac{\partial}{\partial \xi} \left( \frac{J}{d\xi} h \tilde{\tau}_{\xi\xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left( \frac{J}{d\eta} h \tilde{\tau}_{\eta\xi} \right) \right] \\ & - \tilde{J} h (\tilde{\tau}_{\xi\eta} - \tilde{\tau}_{\xi\xi} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\xi}}{\partial \xi} \\ & - \tilde{J} h (\tilde{\tau}_{\eta\eta} - \tilde{\tau}_{\eta\xi} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\xi}}{\partial \eta} \end{aligned} \quad (2)$$

<運動方程式：反変 $\eta$ 方向>

$$\begin{aligned} & h \frac{\partial \tilde{V}}{\partial t} + \tilde{U} h \frac{\partial \tilde{V}}{\partial \xi} + \tilde{V} h \frac{\partial \tilde{V}}{\partial \eta} \\ & + \tilde{J} (\tilde{U} - \tilde{V} \cos \theta^{\eta\xi}) \left( \tilde{U} h \frac{\partial \theta^{\eta}}{\partial \xi} + \tilde{V} h \frac{\partial \theta^{\eta}}{\partial \eta} \right) \\ & = -gh \left( \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial \zeta}{\partial \xi} + \frac{\partial \zeta}{\partial \eta} \right) - \tau_{zb\eta} \\ & + \frac{1}{J} \left[ \frac{\partial}{\partial \xi} \left( \frac{J}{d\xi} h \tilde{\tau}_{\eta\xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left( \frac{J}{d\eta} h \tilde{\tau}_{\eta\eta} \right) \right] \\ & + \tilde{J} h (\tilde{\tau}_{\xi\xi} - \tilde{\tau}_{\xi\eta} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\eta}}{\partial \xi} \\ & + \tilde{J} h (\tilde{\tau}_{\eta\xi} - \tilde{\tau}_{\eta\eta} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\eta}}{\partial \eta} \end{aligned} \quad (3)$$

解析範囲は図-1に示すように、上流端は距離標3.7kmから、下流は潮位を境界条件として設定できるように河口から約2km離れたところとした。粗度係数は、繰り返し非定常洪水流の計算を行って、痕跡水位を説明できるようにして決定した。

## (2) 河床変動の基礎方程式

河床変動計算は流体と同じ時間刻み幅 $dt=0.5$ 秒で計算をおこなった。解析対象である常願寺川河口部(海域～距離標3.5km)は2.4km付近を境として河床材料が大きく異なる(上流平均粒径約6cm, 下流0.5mm)ため、砂礫の粒

径別連続式(芦田・江頭・劉<sup>2)</sup>により二次元に拡張された平野<sup>3)</sup>の式)を用いた。

$$\begin{aligned} & E_l J \frac{\partial f_{bk}}{\partial t} + \hat{f}_{bk} J \frac{\partial z_b}{\partial t} \\ & + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left( \frac{J}{d\xi} \tilde{q}_{B\xi k} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left( \frac{J}{d\eta} \tilde{q}_{B\eta k} \right) \right\} = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

$$\text{ここで, } \begin{cases} \hat{f}_{bk} = f_{bk} & (\partial z_b / \partial t \geq 0) \\ \hat{f}_{bk} = f_{bk0} & (\partial z_b / \partial t < 0) \end{cases}$$

交換層の厚さは、 $d_{90}$ を用いた。掃流砂量式には芦田・道上<sup>4)</sup>による粒径別平衡掃流砂量式、河床勾配の影響は長谷川<sup>5)</sup>の式を拡張した福岡、山坂<sup>6)</sup>の式を用いた。一般座標系においては次式となる。

$$\frac{\tilde{q}_{B\xi k}}{q_{Bk}} = \frac{\tilde{u}_b}{V_b} - \frac{1}{\sqrt{\mu_s \mu_k}} \sqrt{\frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*k}}} \left( \frac{\partial z_b}{\partial \xi} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right) \quad (5)$$

$$\frac{\tilde{q}_{B\eta k}}{q_{Bk}} = \frac{\tilde{v}_b}{V_b} - \frac{1}{\sqrt{\mu_s \mu_k}} \sqrt{\frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*k}}} \left( \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial z_b}{\partial \xi} + \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right) \quad (6)$$

底面流速は、Engelund<sup>7)</sup>の式( $N_*=7$ )より算出した。その時の流れの曲率半径は、Shimizu<sup>8)</sup>らの式を一般座標系における物理量で表記した次式から導出した。

$$\frac{1}{\hat{r}} = \frac{\tilde{J}}{V^3} \left\{ \begin{aligned} & \tilde{U} \left[ \tilde{U} \frac{\partial \tilde{V}}{\partial \xi} + \tilde{V} \frac{\partial \tilde{V}}{\partial \eta} + \tilde{J} (\tilde{U} - \tilde{V} \cos \theta^{\eta\xi}) \left( \tilde{U} \frac{\partial \theta^{\eta}}{\partial \xi} + \tilde{V} \frac{\partial \theta^{\eta}}{\partial \eta} \right) \right] \\ & - \tilde{V} \left[ \tilde{U} \frac{\partial \tilde{U}}{\partial \xi} + \tilde{V} \frac{\partial \tilde{U}}{\partial \eta} - \tilde{J} (\tilde{V} - \tilde{U} \cos \theta^{\eta\xi}) \left( \tilde{U} \frac{\partial \theta^{\xi}}{\partial \xi} + \tilde{V} \frac{\partial \theta^{\xi}}{\partial \eta} \right) \right] \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

ここで、 $V$ は流速ベクトルの絶対値であり、次の式で表される。

$$V = \sqrt{u^2 + v^2} = \tilde{J} \sqrt{\tilde{u}^2 + \tilde{v}^2 - 2\tilde{u}\tilde{v} \cos \theta^{\eta\xi}} \quad (8)$$

粒径別の限界掃流力は芦田・道上により修正されたEgiazaroff<sup>9)</sup>の式、限界掃流力は岩垣<sup>10)</sup>の式を用いた。河口砂州の侵食を考慮するため、安息角による斜面崩壊を取り込んだ。安息角は河口部の粒径を考慮して28度とした。対象とする2洪水において、初期河床高は平成7年度の横断測量結果とした。

## (3) 水際境界条件の処理

水際の境界(氾濫フロント)処理は次のように行った。DRYセルへの流入流速を0、水際境界となる流速計算点は非定常項、水位勾配項と底面摩擦項を計算した。流体部とDRYセルとの水際では、河川流の水位がDRYセルより高い場合のみ水位勾配項を計算した。DRYセルより水面が低い時は水位勾配を0とした。福岡・渡辺ら<sup>1)</sup>が行っていた段差部の処理は行っていない。

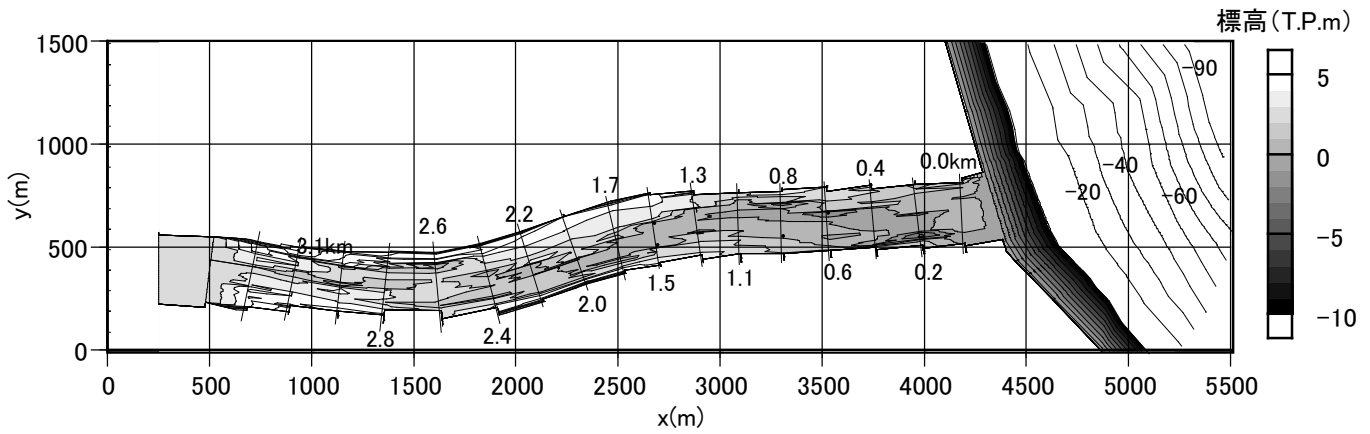


図-1 常願寺川河口部の河道特性，河床・海底地形

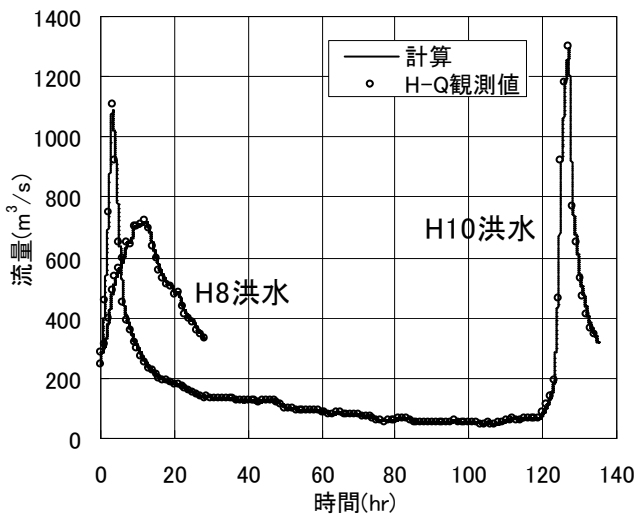


図-2 対象洪水流量ハイドログラフと境界条件設定状況

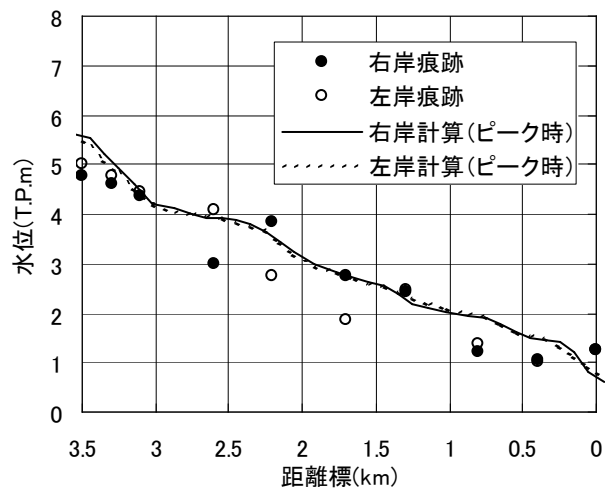


図-3 平成8年洪水痕跡水位と流量ピーク時の計算水位

### 3. 常願寺河口部と平成8・10年洪水の特徴

図-1は常願寺河口部河床の等高線と海域の海底標高を示している。計算の対象とした複断面の蛇行河道であった。また、 $x=2400\text{m}\sim 3000\text{m}$ の区間では低水路幅が上下流と比べて小さくなっている。平成7年度の測量時は河口砂州が左岸から発達しており、その右岸側が滞筋となっていた。常願寺川河口から海にかけては急激に深くなる地形となっている。計算範囲においても河口から1km程度で100mもの水深がある。

図-2は、対象洪水流量ハイドログラフと境界条件設定状況である。平成10年洪水は同規模のシャープに切り立った洪水波が近い時間に続けて2つあった。計算区間上流の水位流量観測所のある常願寺橋（距離標3.1km）において、流量ハイドログラフの計算結果はH-Qによる観測結果とほぼ同様に設定することができた。

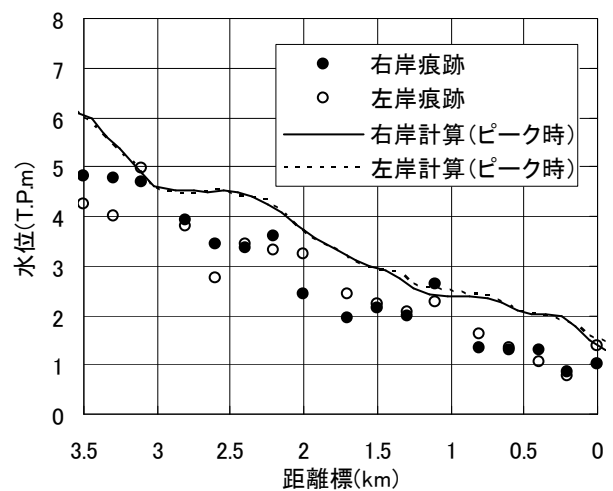


図-4 平成10年洪水痕跡水位と流量ピーク時の計算水位

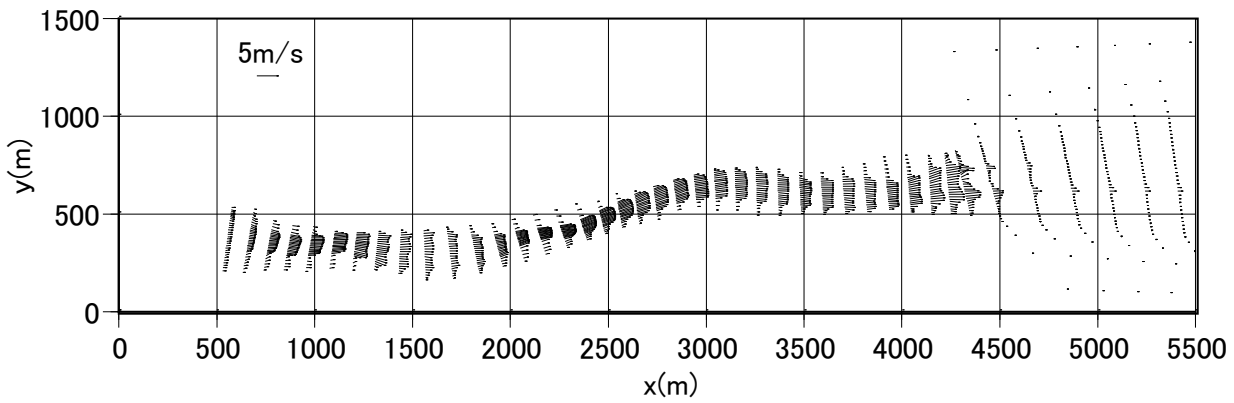


図-5 平成8年洪水流量ピーク時の常願寺川河口部における流速ベクトル

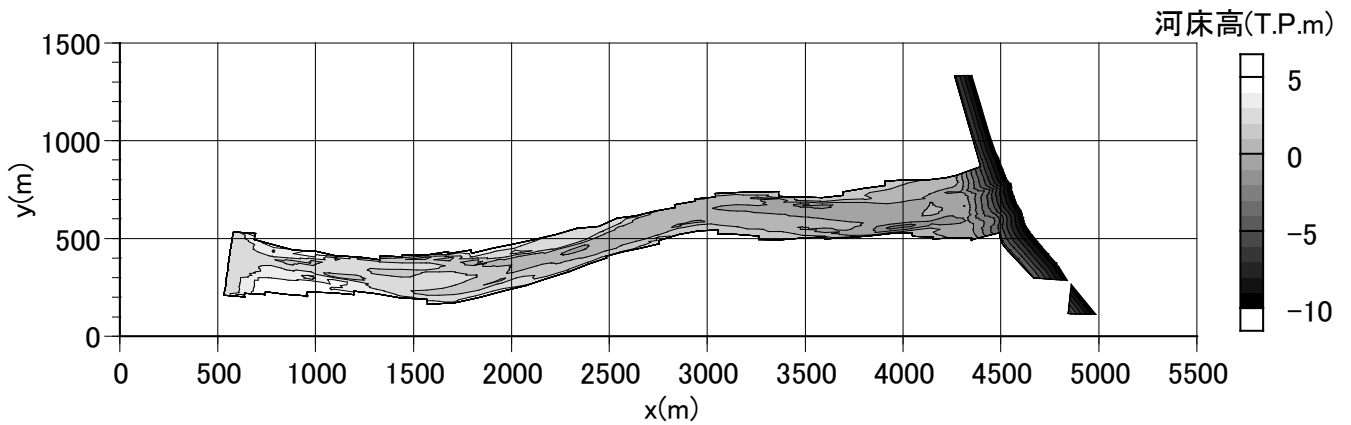


図-6 平成8年洪水流量ピーク時の常願寺川河口部における河床高分布

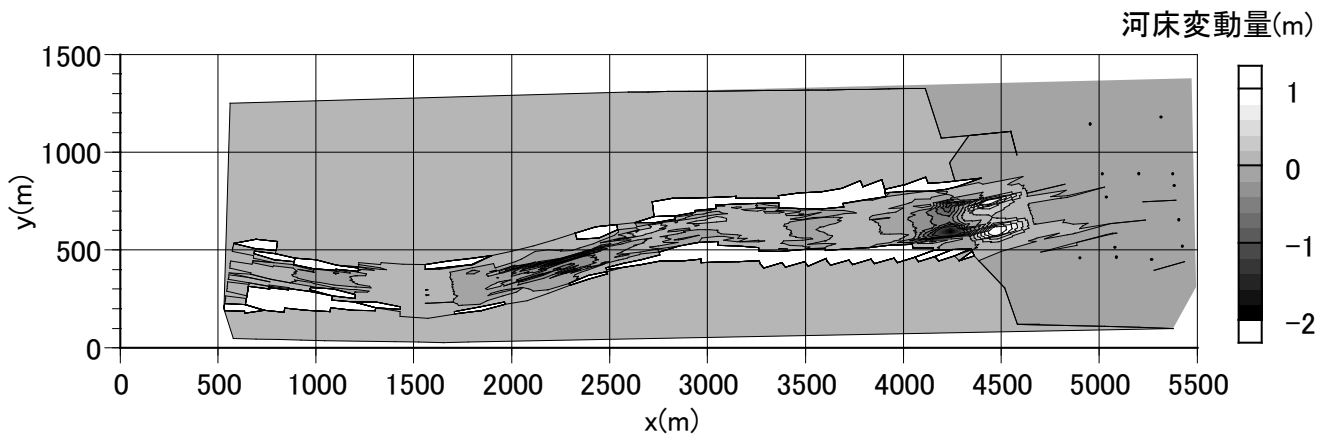


図-7 平成8年洪水流量ピーク時の常願寺川河口部における初期河床からの河床変動量分布

#### 4. 河口部洪水流の再現結果と河床低下量

図3, 4は、それぞれ平成8年、10年の洪水痕跡水位と流量ピーク時の計算水位を示している。平成10年の洪水では計算水位が痕跡より高く計算されているものの、河口部においては水面勾配が上流と比べて緩くなる等の水面形の特徴を概ね再現できている。

図-5, 6, 7はそれぞれ、平成8年洪水流量ピーク時の常願寺川河口部における流速ベクトル、河床高分布、平成

7年度測量河床からの河床変動量分布を示している。流速ベクトルから、前述の低水路幅が小さくなり、河積が小さくなる区間で流速が増加し、河床が低下していることがわかる。また、河口砂州は、その左右岸側にあった滞筋の洗掘、侵食により小さくなっている。初期の滞筋の大きさから、左岸側の滞筋より右岸側に流れが集中し、右岸側の滞筋の局所的な河床低下を量は2m近くと推算されている。その他の区間では、流砂量が動的にバランスし、河床はほとんど変化していない。

図-8, 9, 10は、平成10年洪水流量ピーク時の常願寺川

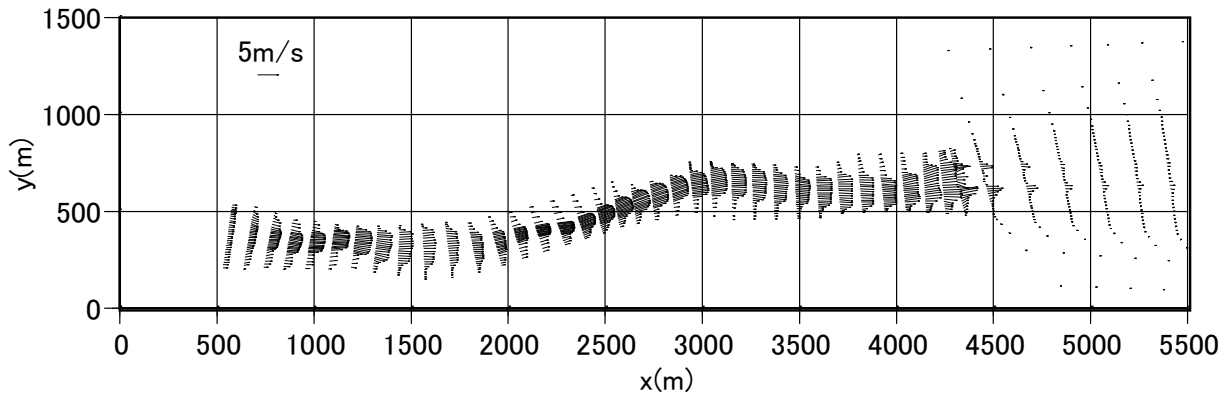


図-8 平成10年洪水流量ピーク時の常願寺川河口部における流速ベクトル

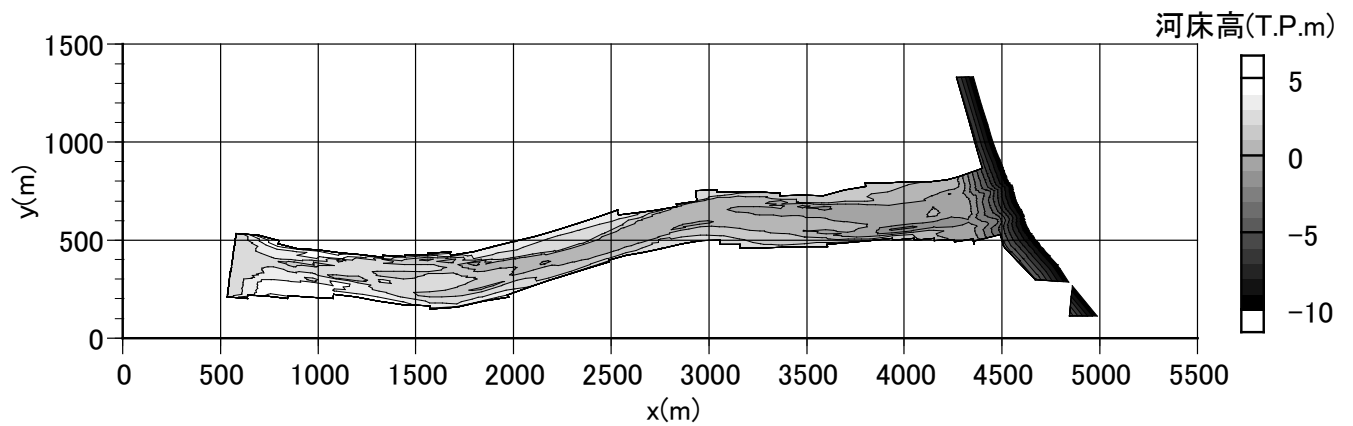


図-9 平成10年洪水流量ピーク時の常願寺川河口部における河床高分布

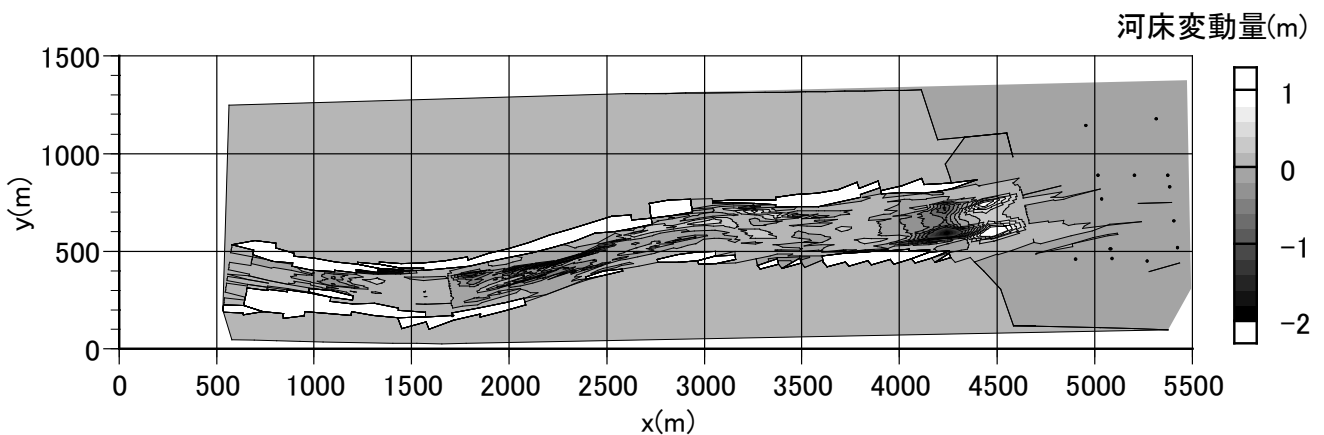


図-10 平成10年洪水流量ピーク時の常願寺川河口部における初期河床からの河床変動量分布

河口部における流速ベクトル、河床高分布、平成7年度測量河床からの河床変動量分布を示している。河口砂州が小さくなり、右岸滞筋の洗掘・侵食が大きくなっている。その規模は平成8年と同様に2m近くとなっている。ただし、砂州の侵食は平成10年のほうが大きい。流速ベクトル図に見られるように、砂州を越える流速が平成8年に比べて大きいことによる。

## 5. 河口部計画の改善策

河口域では、洪水痕跡を説明する流れの二次元解析と河床変動解析により、河床高が洪水前の河床高と大きく変わることが明らかとなった。河口域が移動性の高い細かい河床材料からなること、平常時や中小洪水時の河口部の地形変化が大きいことに関係しており、動的バランス状態に近い河口域を除く河道区間の河床変動と大きく異なる場所である。河口域の護岸計画等河川管理を考えるときには、洪水時の流れや河床の局所洗掘深を知る必要があり、ここで示した二次元解析は有効である。

しかし、計画高水位を検討する計画論は、従来のように一次元解析の枠組みでもよいと考えられる。このときには、二次元解析から得られた河床低下量を断面内で平均化し、初期河床の河床高に取り込み、これを用いて洪水流の一次元非定常解析と河床変動解析を行い、水面形と河床変化を求めることになる。図-11は、解析の初期河床条件である平成7年の河床高を断面平均し求めた平均河床の縦断分布と、本解析で得られた洪水流量ピーク時の平均河床高の縦断分布の比較を示す。常願寺川では、1m程度河床を低下させて検討すればよいであろう。解析に必要としたデータは、流量ハイドログラフと痕跡水位の縦断分布である。

福岡<sup>12)</sup>は、河床変動の小さい河川の洪水流の水面形の時間変化がわかれば流量ハイドログラフが高精度で求まることを多くの河川の洪水で明らかにしている。河口部は、治水計画に非常に重要な区間であることから、精度の高い水理データ、河床変動データを集める必要がある。このためには、河口部の適切な場所(波の直接的な影響の少ない場所)と河口域に自記水位計を最長でも500m間隔に設置することにより、洪水水面形について信頼性の高い情報を集め、この水面形の時間変化を説明する河口域流量ハイドログラフと河床変動量を知ることにより、河口部の計画と管理を適切に行なっていくことが求められる。

## 5. まとめ

河口部で洪水時に起こっている河床低下量を、洪水痕跡を用いて非定常の洪水流二次元解析と河床変動の組み合わせから求めた。この方法を多くの河口域の洪水に適用し、計算法の信頼度を高めていくことが必要で、このためには河口域に水位計を設置し実測水位縦断形の時間変化を解析に用いることが望まれる。これにより流れと河床変動計算結果に対し河口部の合理的な計画をたてるための適切な解釈を与える技術を確立することが今後の課題である。

## 参考文献

- 1) 福岡捷二・渡邊明英・原俊彦・秋山正人：水面形の時間変化と非定常二次元解析を用いた洪水流量ハイドログラフと貯留量の高精度推算，土木学会論文集，No761/II-67，pp. 45-56，2004.
- 2) 芦田和男・江頭進治・劉炳義：蛇行流路における流砂の分級

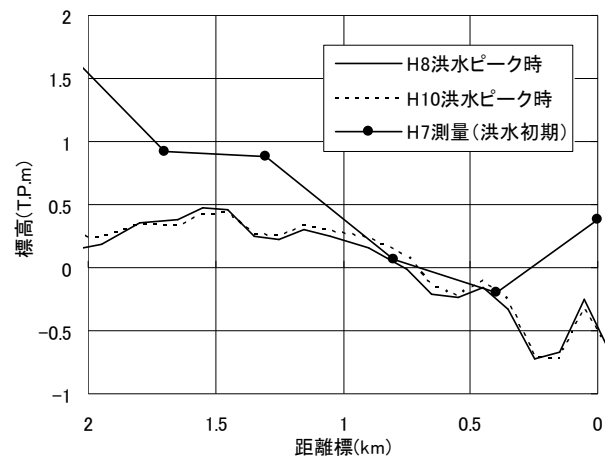


図-11 洪水初期，平成8・10年洪水ピーク時の平均河床高縦断分布

および河床変動に関する数値解析，水工学論文集，第35巻，pp. 383-390，1991.

- 3) 平野宗夫：Armoringをともなう河床低下について，土木学会論文報告集，第195号，pp.55-65，1971
- 4) 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，pp.59-69，1972.
- 5) 長谷川和義：沖積蛇行の平面および河床形状と流れに関する水理学的研究，北海道大学学位論文，1983.
- 6) 福岡捷二・山坂昌成：直線流路の交互砂州，第27回水理講演会論文集，pp.703-708，1983.
- 7) Engelund, F. : Flow and bed topography in channel bends, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 100, No. HY11, pp.1631-1648, 1974.
- 8) Shimizu, Y. and Itakura, T.: Calculation of flow and bed deformation with a general non-orthogonal coordinate system, Proceeding of XXIV IAHR Congress, Madrid, Spain, C-2, pp.41-48, 1991.
- 9) Egiazaroff, I. V. : Calculation of Nonuniform Sediment Concentrations, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 91, No. HY4, pp.225-247, 1965.
- 10) 岩垣雄一：限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文報告集，第41号，pp.1-21，1956.
- 11) 福岡捷二：洪水の水理と河道の設計法—治水と環境の調和した川づくり—，森北出版社，2005.
- 12) 福岡捷二：洪水流の水面形観測の意義と水面形に基づく河川の維持管理技術，河川技術論文集，第12巻，2005.

(2006. 4. 6受付)