

狭窄部付近の流れ，河床変動と開削による影響

Effects of Widening of Constricted Channel on River Flow and Riverbed

永田雅一*・伊藤寛*・若松大資*・西村達也**・岩田通明**

Masaichi NAGATA, Satoru ITO, Daisuke WAKAMATSU, Tatsuya NISHIMURA and Michiaki IWATA

1. はじめに

大井川 19.4k~19.6k 付近に位置する牛尾狭窄部は，上下流に比較して 1/3~2/3 程度の川幅となっており，洪水の流下を妨げるとともに河道内の流れに大きな影響を与え，計画流量が流下すると水位が計画高水位を超える．このため，現行改修計画では狭窄部を開削して流下能力を確保することとしているが，開削による水衝部の変化など解明しなければならない点を数多くの残している．従来，河道計画では一次元不等流計算を用いた計画が行われてきたが，この手法では狭窄部を開削したことによる平均水位への影響を解明することができても，開削による水衝部の変化については明らかにすることができない．

以上の点から本文では，狭窄部の開削に伴う流況および河床変動の変化を把握することができる計算手法として流れを準三次元モデルで解析する計算手法を使用し，狭窄部付近の平面流況と河床変動について検討を行うとともに，狭窄部開削による流れと河床変動への影響について検討を行い，狭窄部付近の河道計画を策定する上での基礎資料としたものである．

2. 流れと河床変動の解析法

狭窄部付近の河道計画を策定するためには，狭窄部付近の平面的な流れ，それに伴う土砂移動と河床変動状況を解明する必要がある．そのための解析法として以下に示す準三次元モデルによる河床変動計算法を採用した．

2. 1 流れの基礎方程式

流れの計算を行うにあたっての座標系は直交曲線座標を用い，流下方向に s 軸，これと直交する横断方向に n 軸，鉛直方向に z 軸を定義する． z 軸方向の運動方程式については静水圧分布が成り立つものと仮定し，川底 z_0 から高さ z まで積分した連続式を s ， n 方向の非定常運動方程式に代入すると次式が得られる¹⁾．

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} - \left(\int_{z_0}^z \frac{\partial u}{\partial s} dz + \int_{z_0}^z \frac{\partial v}{\partial n} dz + \int_{z_0}^z \frac{v}{r} dz \right) \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{uv}{r} = -g \frac{\partial H}{\partial s} + 2\varepsilon \frac{\partial^2 u}{\partial s^2} + \varepsilon \frac{\partial^2 u}{\partial n^2} + \varepsilon \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} - \left(\int_{z_0}^z \frac{\partial u}{\partial s} dz + \int_{z_0}^z \frac{\partial v}{\partial n} dz + \int_{z_0}^z \frac{v}{r} dz \right) \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{u^2}{r} = -g \frac{\partial H}{\partial n} + \varepsilon \frac{\partial^2 v}{\partial s^2} + 2\varepsilon \frac{\partial^2 v}{\partial n^2} + \varepsilon \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \quad (2)$$

ここに， u ， v は s ， n 方向の流速， t は時間， H は水位， r は曲率半径， z_0 は河床高， g は重力加速度， ε は渦動粘性係数 ($\varepsilon = \kappa u_* h / 6$ ， u_* は摩擦係数， h は水深， κ はカルマン定数) である．

連続式は，水面と河床における運動学的条件を用いて，河床から水面まで積分すると，次式が得られる．

キーワード：狭窄部，流れ，河床変動，準三次元モデル，開削

*建設省中部地方建設局静岡河川工事事務所 (〒420-0068 静岡県静岡市田町 3-108)

** (株) 建設技術研究所 東京支社 技術第五部 (〒103-0012 東京都中央区日本橋堀留町 1-7-7 エンバール堀留町ビル)

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(u_0 h)}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial(r v_0 h)}{\partial n} = 0 \quad (3)$$

ここに、 u_0 、 v_0 はs、n方向流速の水深平均値を示す。

2. 2 流れの数値計算手法

s、n方向流速 u 、 v の計算法は、s、n方向流速 u 、 v の水深方向の分布を式(4)で与え、その際の係数 (u_0 、 u_1 、 u_2 、 v_0 、 v_1 、 v_2) は、「 $\cos \ell \pi z' (\ell=0,1,2)$ 」を重み関数として式(1)、(2)に乘じ、 z 方向に積分し、離散化した運動方程式を差分化することによって求める¹⁾。

$$u = \sum_{k=0}^2 u_k \cos k\pi z', \quad v = \sum_{k=0}^2 v_k \cos k\pi z' \quad (4)$$

ここに、 $z'=(z-z_0)/h$ を示す。

また、 z 方向の拡散項の河床での値は、河床せん断力により次式で与える。

$$\varepsilon \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{z=z_0} = C_B u_b \sqrt{u_b^2 + v_b^2}, \quad \varepsilon \frac{\partial v}{\partial z} \Big|_{z=z_0} = C_B v_b \sqrt{u_b^2 + v_b^2} \quad (5)$$

ここに、 u_b 、 v_b は、s、n方向流速の河床面での値($u_b=u_0+u_1+u_2$ 、 $v_b=v_0+v_1+v_2$)、 C_B は河床の摩擦係数である。

境界条件は、上流端において流量、下流端において水位を与えて計算を行う。

2. 3 河床変動の基礎方程式と計算手法

河床高の変化は、掃流砂と浮遊砂を対象とした次の流砂の連続式を用いる。

$$\frac{\partial z_0}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial(r q_{Bn})}{\partial n} + q_{su} - w_o C_b \right) = 0 \quad (6)$$

ここに、 t は時間、 z_0 は河床高、 λ は河床材料の空隙率、 q_{Bs} 、 q_{Bn} はs、n方向の単位幅当たりの掃流砂量、 q_{su} は単位幅当たりの浮遊砂の浮上量、 w_o は浮遊砂の沈降速度、 C_b は河床付近の土砂濃度を示す。

q_{Bs} は、次式に示す芦田・道上の式を用いる。

$$\frac{q_{Bs}}{u_{*c} d} = 17 \tau_{*c} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*} \right) \quad (7)$$

ここに、 d は河床材料の粒径、 u_{*c} は限界摩擦速度(ギアザロフの式を用いる)、 τ_{*c} は無次元限界せん断力、 u_{*c} は有効摩擦速度であり、次式を用いる。

$$\frac{u_o}{u_{*c}} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{h}{d(1+2\tau_*)} \quad (8)$$

q_{Bn} は、長谷川の式を用いる。

$$q_{Bn} = q_{Bs} \left(\frac{v_b}{u_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z_0}{\partial n} \right) \quad (9)$$

ここに、 μ_s および μ_k は各々静止および動摩擦係数、 τ_* は無次元せん断力である。

また浮遊砂量は、浮遊砂の浮上量 q_{su} と沈降量 $w_o C_b$ との差によって求めるものであり、厳密には浮遊砂の連続式を解く必要があるが、ここでは計算を簡単にするため以下に示す芦田・道上式を用いる。

$$q_s = q \cdot c_b \left[\left(1 + \frac{1}{\kappa} \frac{u_*}{u_o} \right) \Lambda_1 + \frac{1}{\kappa} \frac{u_*}{u_o} \Lambda_2 \right] \quad (10)$$

ここに、 q は単位幅流量、 Λ_1 、 Λ_2 は摩擦速度と沈降速度との関係によって決まる定数である。

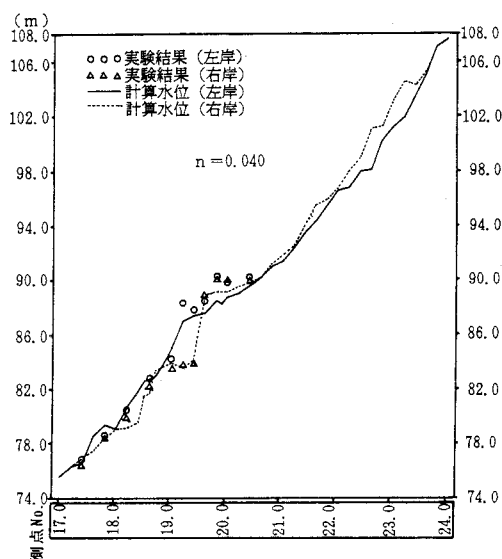
河床高の計算についても差分法を用いる。境界条件は上流端で流速計算結果をもとに算定された平衡流砂量を与え、下流端で河床高を与える。

3. 狭窄部付近の流れと河床変動

3. 1 狭窄部付近の流れと河床変動の再現性

表－1 模型実験水路の計算条件

対象区間	15.0～24.0k 区間
流 量	9500m ³ /s
下流端水位	T.P64.95m (等流計算結果)
河 道	昭和 54 年測量結果
粗度係数	0.040



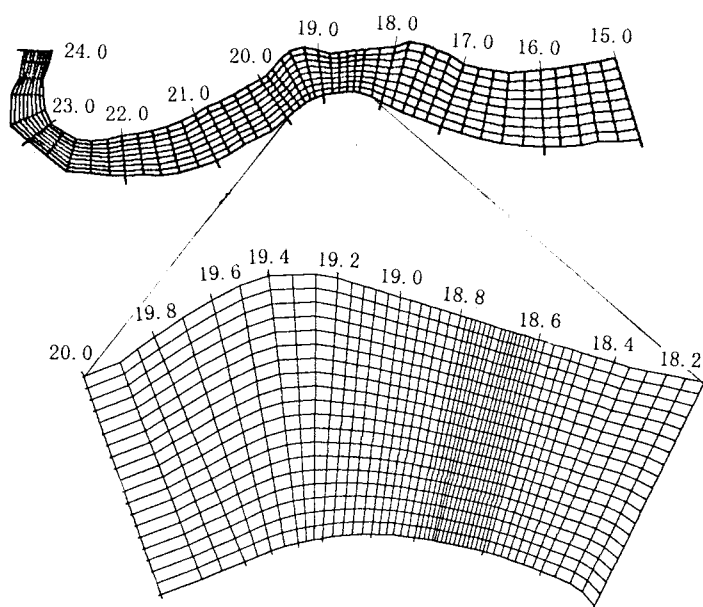
図－2 大井川水位縦断面図

2. で述べた流れと河床変動の解析方法の妥当性を確認するため、まず初めに固定床模型実験の結果と比較する。固定床模型実験水路は、大井川牛尾狭窄部付近を対象とした縮尺 1/200 の模型であり、実験条件は表－1 に示されている。

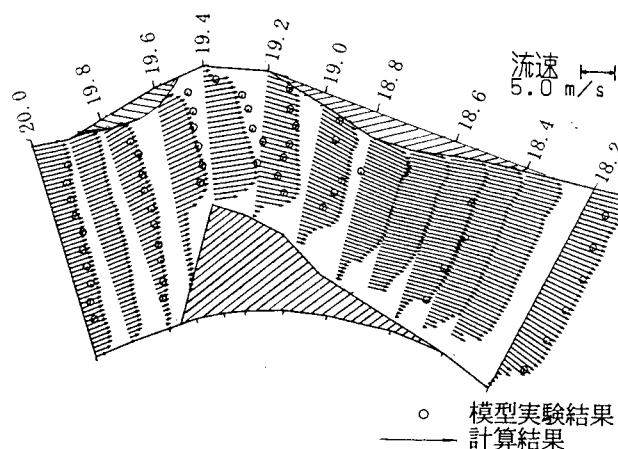
図－2 は、狭窄部付近を河道の法線形を考慮して図－1 に示すようにメッシュ分割して計算した水位縦断面図で計算結果と実験結果を比較したものである。この図を見ると、計算結果は 19.4～19.6k 区間の狭窄部によって水位が堰上げられ、その下流において左岸側の水位が高く、右岸側の水位が低い水位の縦断分布をほぼ再現できていることがわかる。

また図－3 は、狭窄部付近の水深平均流速分布の計算結果と実験結果を比較したものであるが、この図を見ると、実験結果と計算結果は部分的に差が生じているものの、計算結果は狭窄部付近の流速分布を概ね表すことができていることがわかる。

次に、河床変動の計算法の再現性を確認するため、洪水後の測量結果との比較を行う。用いた洪水はピーク流量 5830m³/s の昭和 54 年 10 月洪水であり、表－2 に計算条件を示す。



図－1 差分計算メッシュ



図－3 狭窄部付近の水深平均流速分布

表－2 昭和 54 年 10 月洪水の計算条件

対象区間	15.0～24.0k 区間
流 量	ピーク流量 5830m ³ /s の流量 ハイドログラフ (神座地点)
下流端水位	15.0k 地点の水位～流量曲線 (等流計算結果)
河 道	昭和 54 年測量結果
粗度係数	0.035
河床材料	昭和 54 年河床材料調査結果 (粒度加積曲線を 9 分割)
上流端からの 供給土砂量	平衡流砂量

(測量結果：S53.12～S55.3)

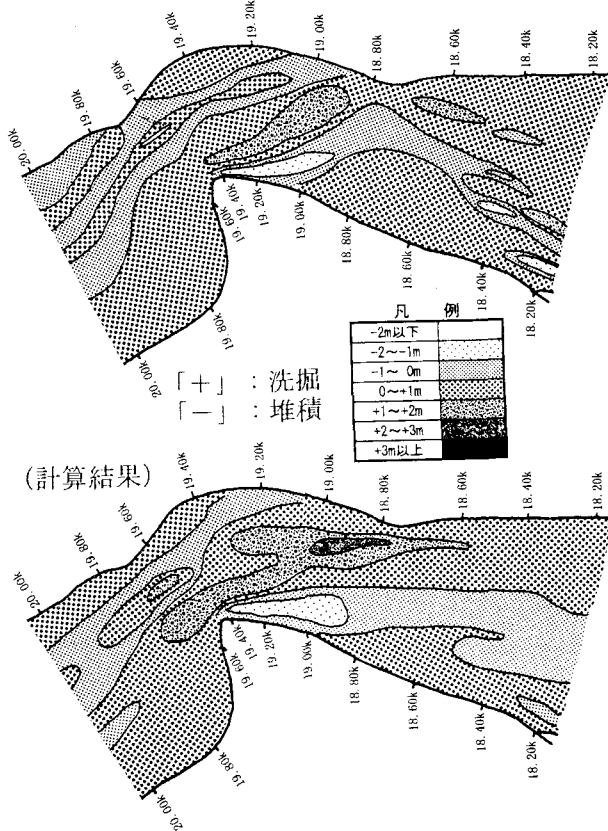


図-4 昭和54年10月洪水前後の河床変動コンター

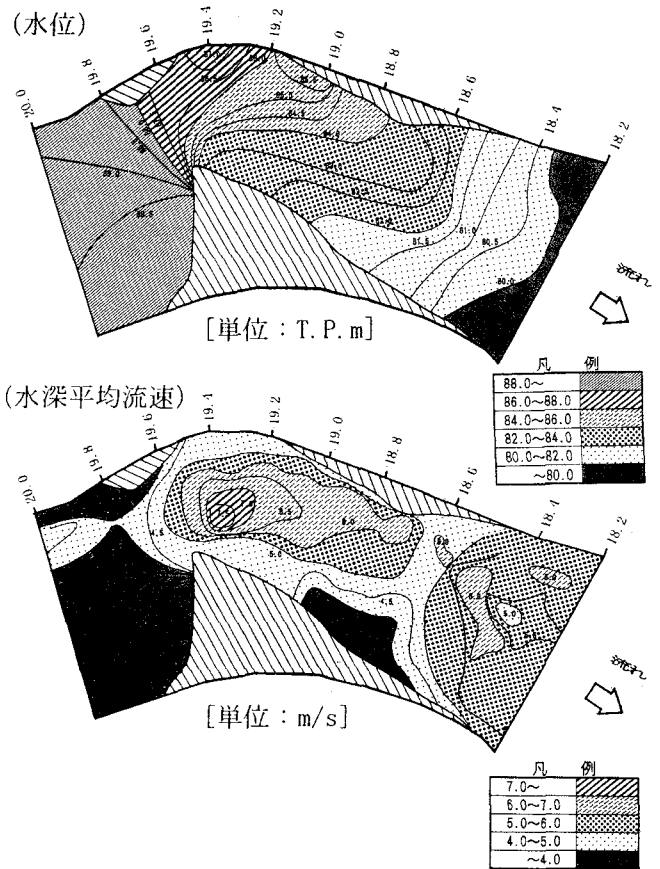


図-5 開削前の水位・水深平均流速コンター図 (ピーク時)

表-3 狭窄部開削前の計算条件

対象区間	15.0～24.0k 区間
流 量	ピーク流量 9500m ³ /s の計画流量ハイドログラフ
下流端水位	15.0k 地点の水位～流量曲線 (等流計算結果)
河 道	平成5年測量結果
粗度係数	0.035
河床材料	昭和57年河床材料調査結果 (粒度加積曲線を9分割)
上流端からの供給土砂量	平衡流砂量

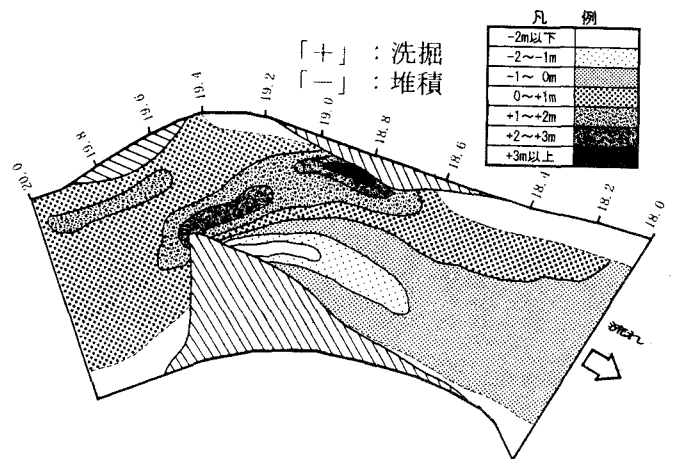


図-6 開削前の河床変動コンター (初期河床高-ピーク時河床高)

図-4は、洪水前後の測量結果から作成した狭窄部付近の河床変動コンターと計算結果とを比較したものである。この図を見ると、計算結果は18.8～19.0k区間の左岸側近傍や19.4～19.6k右岸側の牛尾山先端付近の洗掘状況、19.0～19.4k区間の右岸側における堆積状況を概ね再現できていることがわかる。

3.2 狭窄部開削前の流れと河床変動

3.1でモデルの妥当性が検証された計算手法を用いて、計画流量ハイドログラフが流下した場合の牛尾狭窄部付近の流れと河床変動について検討を行った。計算条件を表-3に示す。

図-5は現況河道において計画流量ハイドログラフが流下した場合のピーク時の水位と水深平均流速のコンター図を示したものである。この図を見ると、狭窄部の原因となっている牛尾山によって上流側の水位が上昇し、牛尾山の下流側(19.0～19.4k区間の右岸側)の水位が極端に低くなっていることがわかる。また、

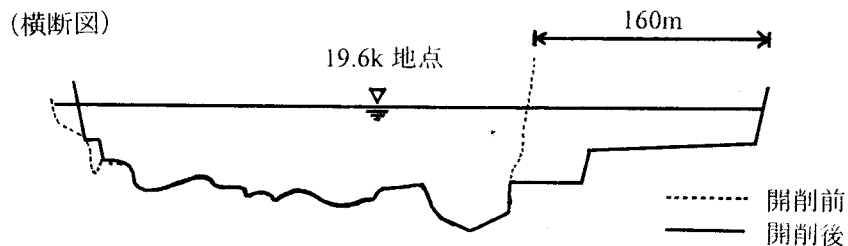


図-7 狭窄部開削後の平面と横断形状

水深平均流速のコンター図を見ると、牛尾山先端付近からの流速が最も大きく、流速の大きいエリアが牛尾山の先端から 18.8k 地点の左岸側に向けて帯状に位置している。

次に図-6 は、計画流量ハイドログラフピーク時の河床変動コンターの計算結果を示したものである。現況河道において計画流量ハイドログラフが流下すると、牛尾山先端付近から 18.7～19.0k 区間の左岸側において河床が最大 3.5m 程度洗掘されることがわかる。このうち、牛尾山先端付近（19.5k 右岸側）の河床洗掘は、牛尾山によって堰止められた流れが図-5 に示した水深平均流速で見られたように加速したものであり、水制先端付近での河床洗掘状況によく似ている²⁾。18.7～19.0k 区間左岸側の河床洗掘は、牛尾山によって偏倚した流れが下流の対岸に衝突しながら弯曲したことによるものである。

4. 狭窄部開削後の流れと河床変動

大井川 19.4～19.6k 付近に位置する牛尾狭窄部は河道改修のネック地点であり、上流から流下してきた水を堰上げていることから、これを解決する手段として

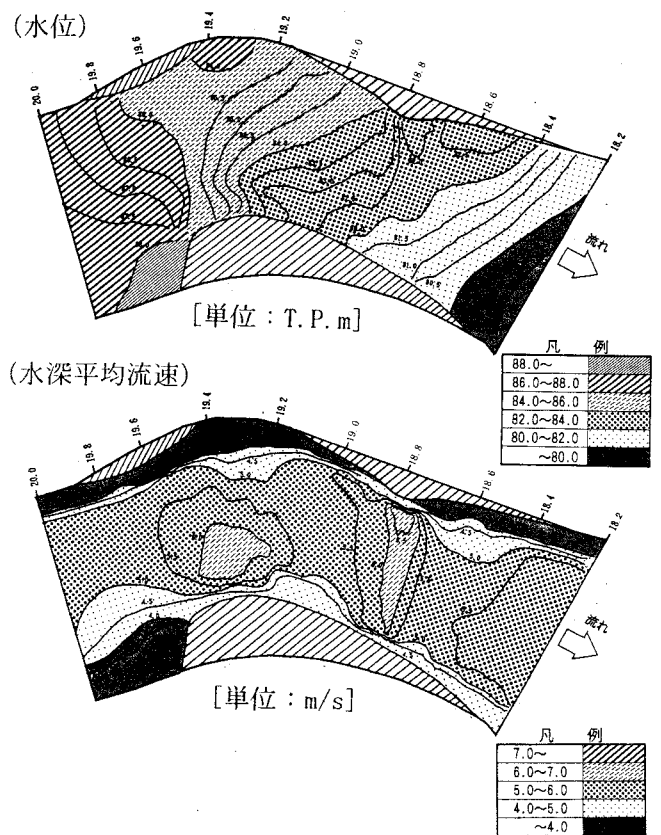


図-8 開削後の水位・水深平均流速コンター図（ピーク時）

図-7に示すように狭窄部を最大約 160m 開削することを提案した。この開削形状は、狭窄部の開削による土砂の上下流のバランスが大きく変動しないことに配慮し、平均年最大流量程度の洪水に対して流れが大きく変化しないように高水敷部分を残して開削することにしたものである。

図-8は、狭窄部を図-7に示したように開削した場合の計画流量ハイドログラフピーク時の水位コンターと水深平均流速コンターを示したものである。牛尾狭窄部を開削すると図-5に示した開削前の水位コンターに比べて狭窄部による極端な水位の堰上げや左右岸の水位差はかなり解消されるが、牛尾山を全て開削していないため、上流での水位の変化は

まだ残っている。水深平均流速コンターを見ると、図-6に示した開削前の牛尾山先端付近の局所的な高流速の発生はかなり小さくなるが、18.8k 左岸側付近の堤防突出部において流速が大きくなっている。

図-9は、狭窄部開削後の計画流量ハイドログラフピーク時の河床変動コンターを示したものである。計画流量ハイドログラフピーク時には、18.6~18.8k 区間の左岸側において最大 5m 程度の洗掘が生じる。これは、図-6に示した現況河道の場合と同様に、狭窄部が弯曲していること、牛尾山によって堰止められた流れが狭窄部の対岸に集中したことによるものと考えられる。現況河道の場合に比べると、18.6~18.8k 区間の左岸側の洗掘位置は下流側へ移動し、洗掘深は大きくなっている。これは、現況河道の場合には牛尾山による流れの堰止めが狭窄部開削後に比べて大きいためであり、狭窄部が上流からの速い流れを抑制する効果を有している。したがって、狭窄部の開削にあたっては 18.6~18.8k 区間の左岸側の河床洗掘対策について今後検討を行う必要がある。

5. 結論

本研究は、大井川河道計画のネック地点である牛尾狭窄部付近の流れと河床変動を解明するとともに狭窄部を開削したことによる流れと河床変動への影響を準三次元モデルを用いて検討した。得られた主要な結論は以下の通りである。

- ① 牛尾狭窄部は、上流からの流れを堰上げ、堰上げられた流れは狭窄部の先端で急激に加速し、狭窄部下流の対岸に衝突するため、狭窄部の先端と下流側の 18.7~19.0k 左岸で洗掘が生じる。
- ② 狭窄部を開削すると、水位の堰上げはかなり解消されるが、開削前に比べると流れの減少効果が弱くなるため、洗掘位置は開削前よりも下流側に位置し、洗掘深も大きくなる。
- ③ 本研究で用いた準三次元モデルは、狭窄部付近の流れと河床変動を再現することができ、狭窄部の開削を前提とした河道計画の策定に適用可能である。

謝辞：本研究を進めるにあたり、貴重なご意見をいただいた早稲田大学吉川秀夫名誉教授、土木研究所宇多高明河川部長に謝意を表します。

参考文献

- 1) 福岡捷二・渡辺明英・西村達也：水制工の配置法の研究，土木学会論文集，第 443 号，II-18，pp.27-36，1992.
- 2) 福岡捷二・西村達也・岡信昌利・川口広司：越流型水制周辺の流れと河床変動，水工学論文集，第 42 巻，pp.997-1002，1998.

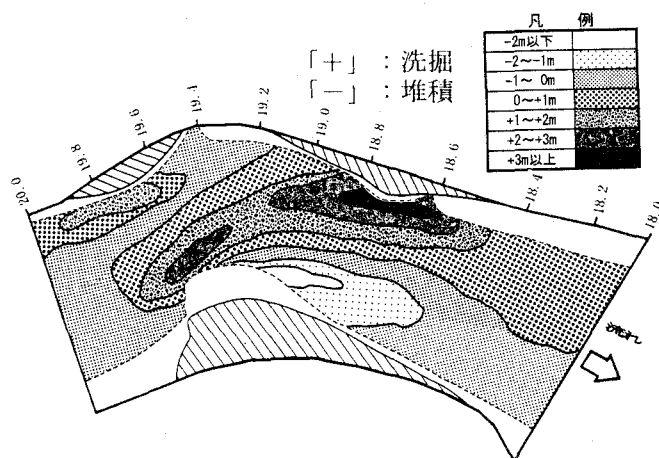


図-9 開削後の河床変動コンター
(初期河床高ーピーク時河床高)