

II-299

扇状地河川における2次元河床変動計算について

電源開発㈱ 正員 赤池広康
山梨大学工学部 正員 砂田憲吾

1. はじめに

最近、河床変動計算手法が整備されつつあり、より複雑な流況に対応しうる厳密なもしくは合理的な簡略な方法が目指されている¹⁻³⁾。この場合、特徴的な実河川への適用を進めながら、実際上の問題点を広く検討してゆくことも重要であろう。本稿は、従来あまり試みられていない扇状地河川を対象とした解析結果の報告である。一般に、扇状地河川では初期河床形状の設定や減水後の滞筋の形成により計算方法そのものにも制約が生ずるが、2次元河床変動計算の基本的な適用性を調べた。ここでは、直線水路における交互砂州上の流れについて2次元浅水流として解き、実験値によって検証したのち、富士川中流部における一洪水直前直後の河床変動について2次元河床変動計算を行い、その特性や解析方法の問題点について検討する。

2. 2次元流れの計算と検証

表-1 実験の水利条件

流量; Q	水路床勾配; I_b	粗度係数; n	水路幅; B
2218 (cm ³ /s)	0.0154	0.016	60.0 (cm)
平均流速; v	等流水深; h_m	フルード数; Fr	
36.3 (cm/s)	1.02 (cm)	1.15	

流れを、水深平均流速、静水圧分布の仮定に基づく2次元浅水流として清水・板倉²⁾の方法を用いて差分化して解く。流下方向、横断方向流速、平均圧力および水深 (u, v, p および h) に関して、初期値については u, p, h は等流条件値、 v は全て0とし、境界条件は上流端では u を与え、 $v=0$ とし、下流端では横断方向に一定な水位を与える。解かれる流れを砂州上の流れの実験値⁴⁾ によって検証した。実験では、10mの水路中間部に形成された波高約1cmの砂州をモルタルで固定したのち通水し、約4mの区間において縦横断方向に河床高、流向（タフト法による水面・河床単純平均）、流速（プロペラ流速計1点法）等が測定されている。表-1に実験の水利条件を示す。この水利条件と実測による河床高のデータより計算した2次元流れと実測値の流速ベクトルの比較は、図-1に示されるとおりである。実測値と比較すると、周期境界条件を用いていないため上流部では流向は一致していないが、中・下流部では計算の流れは現象を比較的良好に再現している。

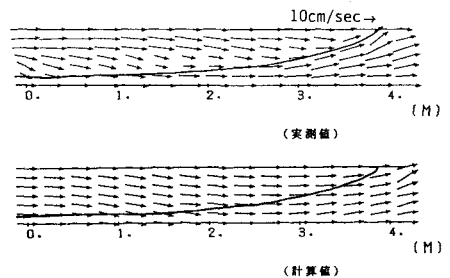


図-1 流速ベクトルの比較

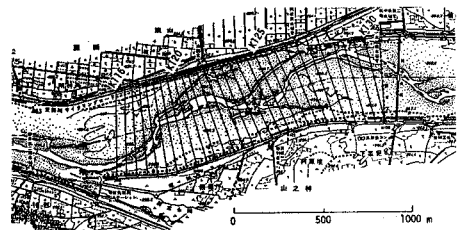


図-2 富士川解析対象区間

3. 富士川中流部への適用

富士川の中流部（釜無川）において一洪水前後の詳細な河床変動が砂田⁵⁾ により調査されている。場所は富士川本川河口より約71km地点で、延長1.5kmの対象区間の平均河床勾配は $I_b \approx 1/220$ 、平均河幅は $B \approx 400$ mである。図-2にこの調査区間の平面図を示す。台風8305号による洪水の直前、直後に河床形状が流れ方向に約50m、横断方向に10mのピッチで測られている。調査当時の対象区間全体得られている河床実測データを初期値として、図-3に示される洪水流量について以下のような単純化のもとに2次元河床変動計算を行う。1) 計算対象としたのは図-3において砂礫堆がほぼ水没したと推定される $800 \text{ m}^3/\text{s}$ を超過した流量範囲である。2) 対象区間において、実際の河幅は各

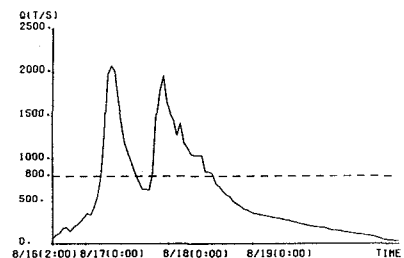


図-3 洪水流量hydrograph

横断面ごとに数10m程度の差があるが、ここでは、この区間を直線と見て流れ方向に全てデータが揃う最小幅 $B=350\text{m}$ の直線流路として計算した。3) 生データでは部分的に横断勾配が極端に大きくなるので、計算の不安定を避けるため、河床の凹凸形状の特徴を損なわない程度に実測データをスムージングして用いた。流下、横断方向の流砂量は一様粒径の扱いで土研式、長谷川⁶⁾の方法で算定した。なお、区間内の河床砂礫の平均粒径は $d_m=3.43\text{mm}$ であり、最大流量時の主な水理条件は、 $B/h \approx 200$, $h/d_m \approx 580$, $u_* = 27\text{cm/s}$, $u_* / u_{*c} = 5.13$, $\tau_* = 1.31$ である。

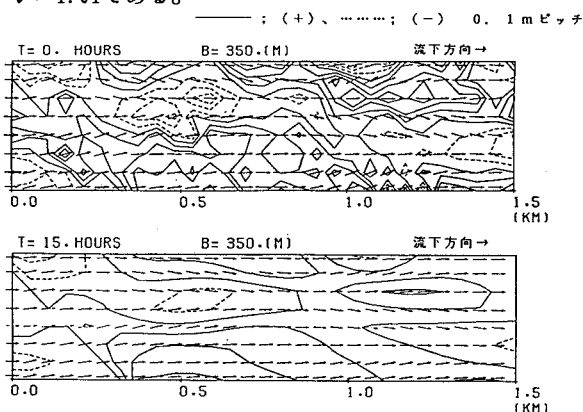


図-4 河床等高線と流速ベクトル

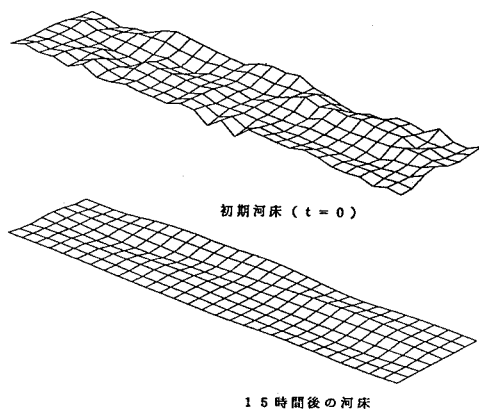


図-5 河床変動イメージ図

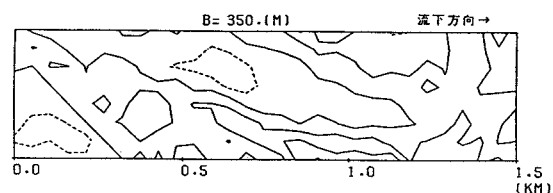


図-6 洪水後の実測河床 (0.3倍)

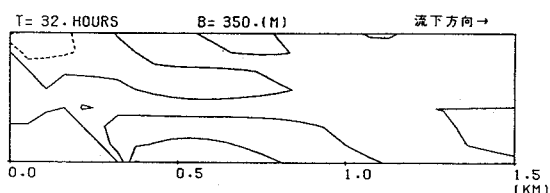


図-7 計算最終(32時間後)河床

4. 計算結果

図-4は断面平均河床高を基準にした河床等高線と流速ベクトルの、図-5は河床変動イメージのそれぞれ時間変化を示す。計算によれば、河床起伏の短波長成分は消え振幅は減少する結果になっており、時間の経過とともに河床の平滑化が進む。図-6は計算における最終時間の河床形状である。計算値は、洪水通過後河床が実測された時間と異なる(2週間後)ため単純には比較できないが、洪水後の実測河床を0.3倍して特徴を示した図-7と見比べると、全体的な河床の凹凸形状は大略似た傾向を示すが両者の一致は十分とはいえない。一方、計算による区間中の河床凹凸形状から砂州の移動量を詳しく判読すると約100mが得られ、実測河床データの解析から求められている移動量⁵⁾と一致する。しかしながら、洪水後の河床変化の大きな振幅が再現されていないことから、特に流量減速時における流れの集中および2次流の効果、さらに減水後の流路の分離など、ここでの取り扱いとは別の方法を考える必要もある。

5. まとめ

扇状地河川において問題とされる2次元河床変動について、浅水流モデルによる数値計算より検討した。その結果、同モデルによる流れの計算が実験値に比較的良く一致することが再確認されたが、富士川河床変動計算への適用によれば、局所的な洗掘、堆積までは算定しにくいことが知れた。流路幅の変化や減水時の計算方法など、実際に即した取り扱いについてさらに検討して行きたいと考えている。

【参考文献】1)石川・鈴木・田中：土木学会論文集第375号/II-6, pp181-189, 1986. 2)清水・板倉：土木試験所報告第85号, pp1-65, 1986. 3)森：水工学シリーズ, ppA-7-1-26, 1988. 4)井出・宮北：山梨大学卒業論文, 1985. 5)砂田：土木学会論文集, 第363号/II-4, pp235-242, 1985. 6)長谷川：北海道大学学位論文, 1984.