第Ⅱ部門　　水制を有する河川合流部における流量変化に伴う河床変動特性に関する研究

明石工業高等専門学校建築・都市システム工学専攻　学生員　○西尾　潤太
明石工業高等専門学校建築・都市システム工学専攻　学生員　岡本　吉弘
明石工業高等専門学校都市システム工学科　正会員　神田　佳一
長岡技術科学大学工学部環境社会基盤工学　正会員　中村　文則

1.　はじめに

加古川とその最大支川である美嚢川の合流部では，上流部の弯曲及び下流部の加古川大堰による湛水の影響を受け，複雑な流れ及び河床変動特性を呈している．このため，合流部右岸の砂州の肥大化や澪筋の左岸への偏向・固定化等の問題が生じており[1)]，その対策として合流部左岸に不透過水制(図 1)が設置されている．

本研究では，平水時及び洪水時における合流部周辺での流れ及び河床変動特性を解明することを目的として，堰湛水及び上流河道の弯曲の影響を考慮した支川合流水路を用いた移動床実験を行い，結果について比較，考察を行うと同時に数値解析により，実験結果の検証を行った．

2.　実験及び数値解析概要

加古川は，兵庫県を流れる流路延長96km，流域面積1,730km^{2}の一級河川であり，河口から15.8km付近で美嚢川と合流している．加古川大堰は河口から12.0kmの地点に位置し，高さ5.3m，平常時における湛水区間上流端は，美嚢川の合流部付近である[2)]．合流部の本川幅は200m，支川幅は140mであり，支川美嚢川には合流する直前に高さ2mの落差工が設置されている．本実験では，1/250のスケールで現地を模した水路(図 2)を用いた．水路下流端には，高さ調節が可能な堰板を設置し，大堰の操作による湛水効果を模擬した．また，水路上流端に水路幅の1/4幅の板を左岸側に設置することで，現地合流部上流における弯曲後の流れを模擬した．また，合流部直上流には現地と同様の水制(図 3)を設置した．

数値解析には，汎用ソルバーであるiRIC-Nays2DHを用いた．基礎式は平面二次元の連続の式(式 1)と運動方程式(式 2)，(式 3)及び流砂の連続の式(式 4)である．

本研究では，弯曲の影響を考慮し，堰高 0(cm)で固定したときに，洪水時を模擬した本川流量 3.0(ℓ/s)，支川流量 1.0(ℓ/s)(Case1)と，平水時を模擬した本川流量 0.8(ℓ/s)，支川流量 0.4(ℓ/s)(Case2)を行った(表 1)．

図 1 現地水制

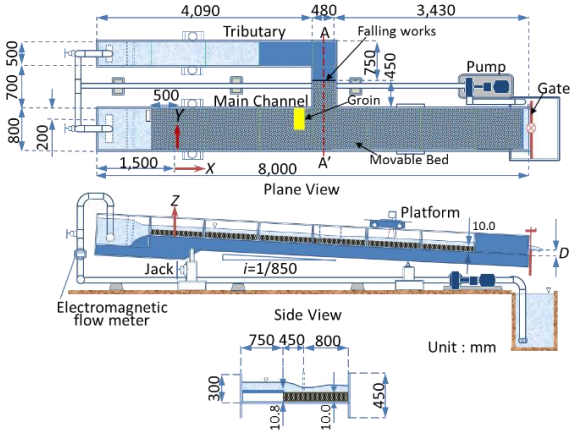


図 2 模型水路諸量

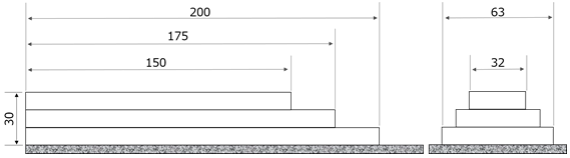


図 3 水制諸量

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial (uh)}{\partial x}+\frac{\partial (vh)}{\partial y}=0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial (uh)}{\partial t}+\frac{\partial (hu^2)}{\partial x}+\frac{\partial (huv)}{\partial y}=-hg\frac{\partial H}{\partial x}-\frac{\tau_x}{\rho}+D_x \quad (2)$$

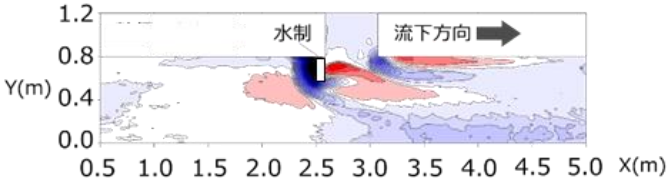
$$\frac{\partial (vh)}{\partial t}+\frac{\partial (huv)}{\partial x}+\frac{\partial (hv^2)}{\partial y}=-hg\frac{\partial H}{\partial y}-\frac{\tau_y}{\rho}+D_y \quad (3)$$

$$\frac{\partial z}{\partial t}+\frac{1}{1-\lambda}\left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x}+\frac{\partial q_{by}}{\partial y}+q_{su}-w_f c_b\right)=0 \quad (4)$$

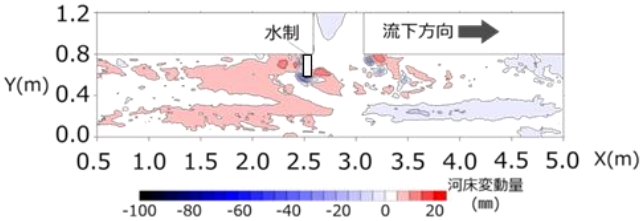
表 1 条件

番号	通水時間 (hr)	本川流量 (ℓ/s)	支川流量 (ℓ/s)	弯曲の考慮	堰高 (cm)
case1	1.0	3.0	1.0	あり	0.0
case2		0.8	0.4		

Junta NISHIO, Yoshihiro OKAMOTO, Keiichi KANDA, Fuminori NAKAMURA
ac1808@s.akashi.ac.jp

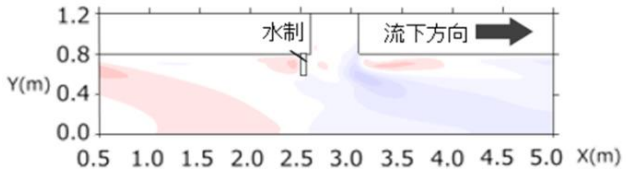


(a) Case1 洪水時条件

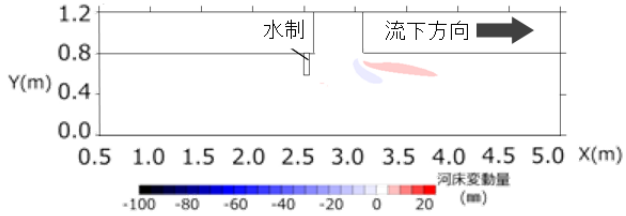


(b) Case2 平水時条件

図 4 河床変動量コンター図(実験結果)



(a) Case1 洪水時条件



(b) Case2 平水時条件

図 5 河床変動量コンター図(解析結果)

3. 結果及び考察

実験における洪水時及び平水時の河床変動コンター図を図 4 に示す.

図 4(a)(本川流量 3.0(ℓ/s), 支川流量 1.0(ℓ/s))では, X=2.5-5.0(m)において, 水制先端から本川右岸側にかけて河床低下が生じており, 水制背面 X＝2.5-3.5(m)及び合流後左岸 X=3.3-4.4(m)において堆積が生じていることがわかる. 水制前面では局所洗掘が見られた.

図 4(b)(本川流量 0.8(ℓ/s), 支川流量 0.4(ℓ/s))では, X=3.0-5.0(m)において(a)と同様に右岸側で河床低下が生じている. また, 水制背面 X=2.5-3.0(m)及び合流後左岸 X=3.2-3.5(m)において堆積が生じている. これらを(a)と比較すると, 同様の傾向であると言えるが, 変動量が小さくなっていることがわかる. 水制前面では堆積, 水制先端では局所洗掘が確認される. これは, 流量減少によって水制前面で生じる二次流による掃流砂量が減少したことが原因であると考えられる. また, 合流前 X=0.0-2.5(m)では堆積が生じている.

iRIC-Nays2DH による平面二次元解析の河床変動量コンター図を図 5 に示す. 図 4 の実験結果と比較すると, (a)では, 合流後右岸 X=2.5-5.0(m)にかけての河床低下, 合流後左岸 X=3.3-4.0(m)付近の堆積は概ね一致していることから, 数値解析によって再現できていると言える. しかし, 水制前面において図 4 では局所洗掘が生じているが, 図 5 では堆積が生じていることや, 水制背面における堆積範囲及び堆積量が大きく異なっていることから, 水制周辺においての河床変動については再現性が非常に低いと言える. これは, 水制前面で生じる局所洗掘が二次流の影響が平面二次元解析では考慮されないことが原因であると考えられる.

(b)では, 合流後左岸 X=3.2-3.3(m)や合流点における馬蹄形の局所洗掘は概ね再現されている. しかし, 水制周辺における河床変動及び合流前の堆積は数値解析の結果では確認されていない. これは数値解析で支川流入及び水制による堰上げ背水の影響が実験よりも小さくなり, 水深が減少したことが原因であると考えられる.

4. 終わりに

本研究では, 河川合流部における洪水時及び平水時流量を再現した時の移動床実験及び平面二次元解析を行い, 以下の知見を得た.

(1) 平水時条件では, 洪水時の実験結果で確認された水制前面での局所洗掘が確認されず, 反対に堆積が確認された.

(2) 平面二次元解析では, 水制より下流の河床変動について再現性が確認されたが, 水制周辺及び水制より上流の河床変動については再現性が低い.

以上より, 今後は現地で確認されている支川流入を阻害する形状の砂州を解消するため, 異なる水制形状を用いたときの河床変動特性を解明するとともに, 数値解析における再現性の改善のため, 解析条件等を見直す予定である.

また, 本研究は「高専-長岡技科大共同研究助成」の支援を受けたものである.

[参考文献]

1) 奥山貴也ら:支川合流の影響を受ける大堰湛水区間における河川地形の経年変化解析, 平成 26 年度河川技術論文集, 第 20 巻, 2014

2) 高田翔也ら:上流の河道形状と堰湛水の影響を受ける合流部の河床変動とその制御に関する研究, 平成 28 年度 水工学論文集, 第 61 巻, 2017