

# 緩傾斜河岸を設置した河道弯曲部の流れと河床形状

福岡捷二<sup>1</sup>・西村達也<sup>2</sup>・三宮 武<sup>3</sup>・藤原 剛<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 Ph.D 工博 広島大学教授 工学部第4類建設系(〒724 東広島市鏡山1-4-1)

<sup>2</sup>正会員 工修 (株)建設技術研究所 技術第3部

<sup>3</sup>正会員 工修 建設省(現在, 奈良県流域下水道事務所工務第一課)

<sup>4</sup>正会員 (株)フジタ 大阪支店

河道弯曲部の外岸に発生する洗掘深を軽減することを目的に, 外岸法面を緩勾配化した場合の流れと河床変動を, 実験及び解析によって検討した。その結果, 弯曲部の外岸を緩勾配化しても水位上昇はほとんど生じず, 流れの構造及び河床変動が改善されることが明らかとなった。また, 緩勾配斜面の粗度が小さい場合には, 流況及び斜面上のせん断力は0方程式モデルでよく説明できるが, 斜面上の粗度が大きい場合には, 2方程式モデルを用いる必要があり, ここでは,  $k-\epsilon$ モデルが適用できることを示した。

**Key Words :** curved channel, gentler bank slope, flow and bed profile, shear stress, zero-equation model,  $k-\epsilon$  model

## 1. 序 論

河川堤防の表法面勾配は, 従来2割を標準として施工されてきた。また自然河岸からなる低水路は, 土の特性から鉛直に近い勾配をなしている。堤防や低水路河岸の法面勾配を緩やかにすることは, 流況を改善し, 河岸侵食や河床洗掘を小さくし, 堤体と河道の安定の向上, 堤防の維持管理の効率化, 河川環境の改善につながる可能性が大きいことが示されてきた<sup>1)</sup>。このことは, 人々が川に求めている安全で生きものにやさしい川づくりの方向とも一致することになり, 新しい重要な研究課題である。

しかしながら, 我が国の多くの河川では河道に沿って人家が連担しており, 堤防を緩傾斜化するためには堤防表法面を流心方向へ前出しせざるを得ない。このことは河積を小さくすることになり, 洪水時の水位上昇の心配があり, また堤防等への効果が具体的に示されていないことなどから, 流下能力に余裕がない限りは, 緩勾配化はほとんど実施されていないのが実情である。

河床変動の研究は, いろいろな目的で数多く行われてきている<sup>2)</sup>。清水ら<sup>3)</sup>, 福岡ら<sup>4), 5)</sup>は, 0方程式モデルを実河道に適用し, 3次元流れと河床変動計算に実用上十分な精度で適用できることを示している。これらは, 外岸の法面が鉛直な水路を対象にしており, 外岸が斜面となっている水路にそのまま適用するには改良が必要である。

堤体および河岸の緩勾配化の効果は, それを施工する

部分が河道の直線部であるか弯曲部であるかによって異なる。直線流路の緩勾配化については福岡ら<sup>6)</sup>によって検討が行われた。その結果, 複断面河道の場合には高水敷上の水深に比べて高水敷幅が十分広ければ, 水位をほとんど上昇させずに堤体の緩勾配化が可能であるが, 単断面河道の場合には, 緩勾配化による水位の上昇は避けられないことが明らかとなった。

一方, 弯曲水路の緩勾配化については, 福岡ら<sup>1)</sup>が一樣弯曲水路において河床材料と同じ材料を用いて外岸側の法面を緩勾配化し, 流れと河床変動を詳細に検討した。その結果, 緩勾配化した外岸斜面は, 連続的に設置した水制の働きと同様に<sup>7)</sup>, 外岸での深掘れを河道中央部へ移動させ洗掘深を著しく軽減させる効果があることを明らかにした。このように潤辺の粗度がほぼ均一の場合には, 流れと河床変動および河岸, 河床のせん断力は, 0方程式モデルを用いて実用上十分な精度で算定することが可能であることを示した。

直線流路と弯曲流路の河岸を緩勾配化することの効果は, 河積の減少による水位上昇の大きさと, 断面内の流速分布と河床形状の改善による水位低下の大きさととの相対的な関係による。直線流路の場合は前者の影響が大きくなり, 弯曲流路の場合は後者の影響の方が大きくなるため, 緩勾配化の効果が異なっている。河道弯曲部では, 流れが外岸に集中し, 外岸河床および河岸の侵食を引き起こしやすい。外岸河岸の緩傾斜化は, 流速分布形, 河床形状を改善し, 水位を上昇させずに堤体の安定度を向上させることが期待される。

表-1 実験条件

流量 (ℓ/sec)	18.0
水路勾配	1/500
平均水深 (m)	0.047
河床材料 (mm)	0.8
通水時間	8時間
給砂量 (ℓ/min)	0.1
外岸の勾配	鉛直, 2割, 3割, 4割
水路幅 (m)	1.0
水路中心の曲率半径 (m)	4.5
水路延長 (m)	24.0

緩傾斜河岸を設置する際の主要な調査, 研究課題には次のようなものがある。

- (1) 弯曲部外岸の緩傾斜部付近には, 高流速が発生するため, 緩傾斜部の洗掘防止のために護岸を必要とする場合が多い。すなわち, 河床面の粗度と河岸斜面の粗度が異なる場合の弯曲部の流れと河床変動の機構を調べ, それらの計算法を構築する。
- (2) 護岸が設置された緩傾斜河岸の下流の河岸侵食の機構を解明し, 対策必要区間とその対策法を検討する。
- (3) 任意の河道法線を有する蛇行河道では, どの範囲に緩傾斜河岸を設置するのが適切であるか, 設置範囲の決定法を検討する。
- (4) 緩傾斜河岸を多自然型川づくりに利用していくための構造を検討する。

本研究の目的は, (1) の護岸粗度が大きい斜面を一樣弯曲流路に設置し, 流れと河床変動について検討し, (2), (3), (4) を解明するための基礎をつくることにある。最初に, 河床と同じ程度の粗度を有する斜面を設置した弯曲水路の流況及び河床変動が, 鉛直壁の場合に比して改善されることを実験によって示し, 0 方程式モデルによる解析結果と比較する。次に, コンクリートブロック張り護岸のように粗度の大きい斜面を設置した場合の実験結果を 0 方程式および 2 方程式モデルを用いた解析結果と比較することにより, 一般的な緩傾斜河岸の場合には 2 方程式モデルが必要であることを示し,  $k-\epsilon$  モデルを用いた解析法の妥当性を示す。

## 2. 河床と同じ粗度の斜面を有する弯曲水路の実験結果と計算結果との比較

### (1) 三次元流況と河床変動

実験は, 中心曲率半径  $r_c=4.5$  m, 水路幅 1.0 m, 水路長 24.0 m の一樣弯曲水路を用いて行った。緩勾配斜面は, 図-1 に示すように, 水路外岸側に 2 割, 3 割, 4 割勾配の 3 種類設置しこれを初期河床とした。なお, 斜

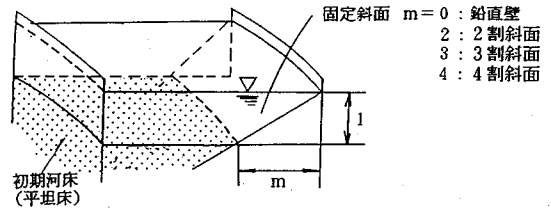


図-1 水路の初期横断形状

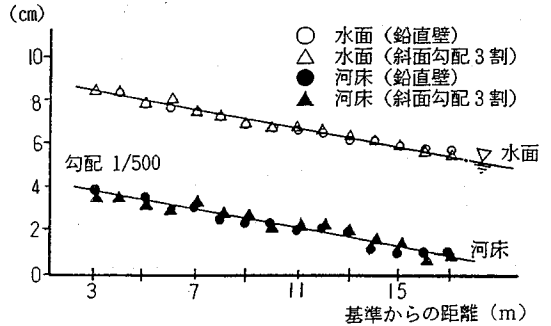


図-2 断面平均水位と平均河床高

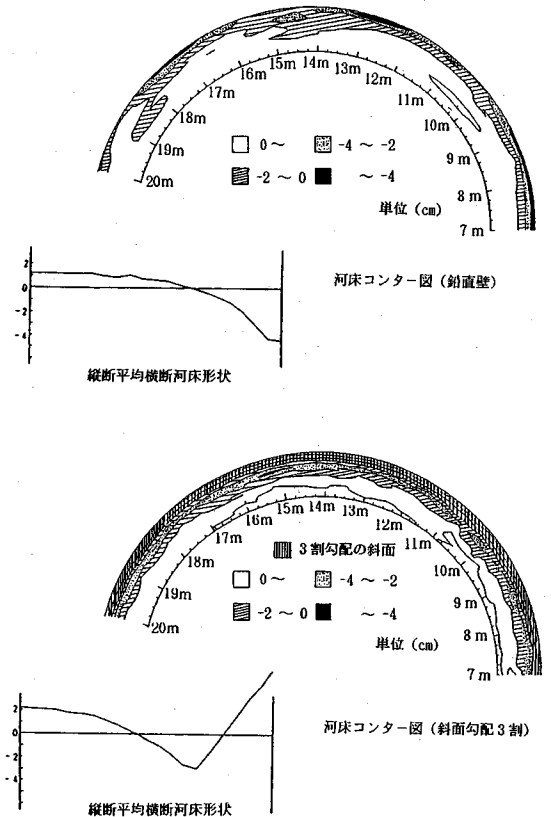


図-3 縦断平均された横断河床形状と河床コンター図

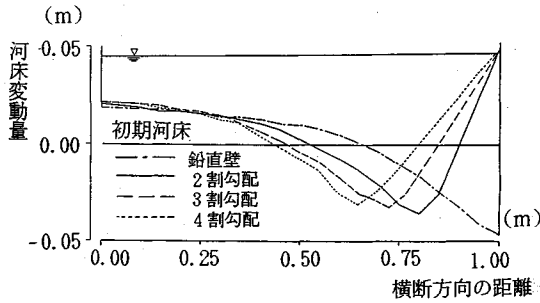


図-4 河床変動状況

面上の粗度を河床と同じにするため、斜面上には、河床と同じ砂をはりつけている。実験条件を表-1に示す。上流端で給砂し、河床が平衡状態に至る8時間の通水を行い、平衡状態に達したことを確認後、水位、河床形状の測定を行った。次に河床形状を固定した後、再び通水し、主流と二次流の断面内分布を測定した。

図-2および図-3に、外岸法面を3割勾配に緩勾配化したことによる流況と河床形状を鉛直壁の場合のそれぞれと比較した結果を示す。

これらの図から次のことがいえる。河床の砂が連続的に移動している流路にあっては、外岸法面を鉛直壁から3割に緩勾配化すると、河道中央寄りにみお筋が現れ、流速の速い部分は堤体側から河道中央へ移る。さらに、縦断的、横断的に河床の形状の変化が小さくなり安定した流れとなり、水位の増加も認め得るほどには生じない。すなわち流況が著しく改善される。外岸法面の緩勾配化は、水制を縦断方向に連続的に設置した場合と同様の働きをし、外岸近傍に発生する最大流速の発生位置を水路中央部へ移動させ、河床形状、流速分布形が好ましい形に変形したことによるためである。このことは堤体の安定性を向上させることになる。

また図-4は、外岸の法面勾配を鉛直壁、2割、3割、4割勾配にした場合の横断河床形状の変化を示したものである。2割勾配に比べて、外岸の法面勾配をさらに緩くすると、最大洗掘深は法先に現れ、その大きさも徐々に小さくなる。

次に、3割勾配の斜面をもつ場合について、実測水位の横断方向分布及び流速分布と福岡ら<sup>1)</sup>の0方程式モデルによる計算結果との比較を行う。

図-5は、河床の横断形状が縦断的にほぼ一様となった10m地点から18m地点までの水位変動量を平均して示した実験値と計算値とを比較したものである。この図を見ると、計算結果は横断面内の水位変化をよく表わしていることがわかる。

図-6は、13m地点の流下方向流速 $U$ および横断方向流速 $V$ の断面内分布の実験結果と計算結果とを比較

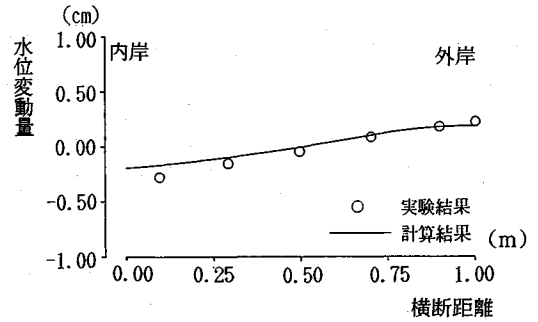


図-5 水位変動量の横断分布 (3割勾配)

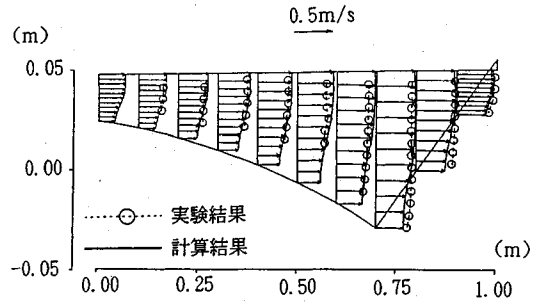


図-6 (1) 縦断方向流速の断面内分布 (3割勾配)

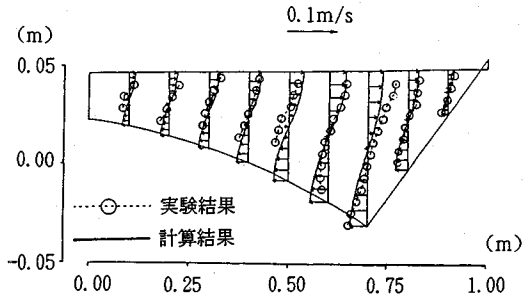


図-6 (2) 縦断方向流速の断面内分布 (3割勾配)

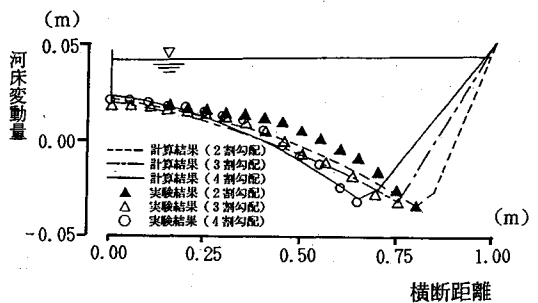
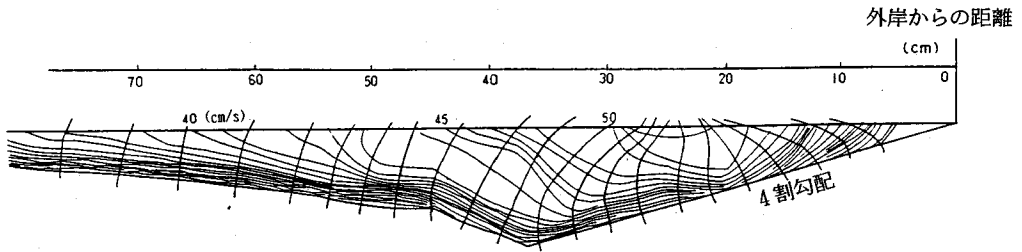
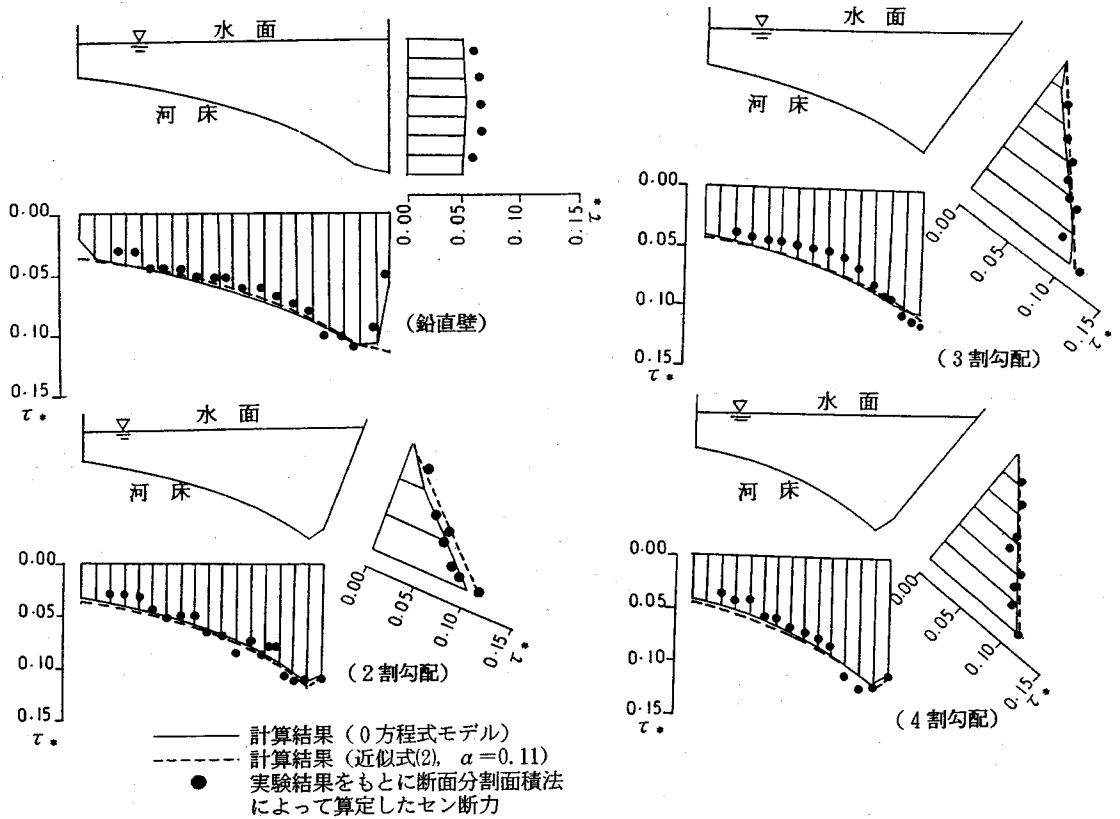


図-7 横断河床形状の比較

したものである。実験結果は河床に発生した砂州の影響を受けているため、計算結果と若干の差が見られるものの、計算は横断方向流速の分布形をよく表わしていることがわかる。



図—8 断面分割面積法に用いる等流速線と直載線 (4割勾配)



図—9 断面分割面積法によって算定したせん断力分布と0方程式モデルによる計算結果

図—7は、河床がほぼ平衡状態に達した通水8時間後の10m地点から18m地点までの河床形状を平均した実験結果と0方程式モデルを用いた流速による河床形状の計算結果を比較したものである。なお、この場合の静止及び動摩擦係数は $\mu_s=0.8$ 、 $\mu_k=0.5$ とした。この図を見ると、斜面の法面勾配が、2割、3割、4割のいずれの場合においても、最大洗掘深および河床横断形状の計算結果は実験結果を非常によく表わしていることがわかる。

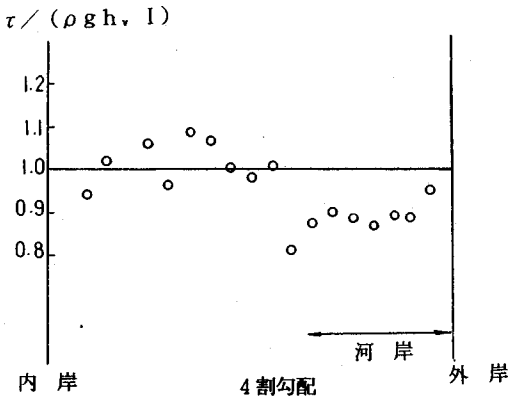
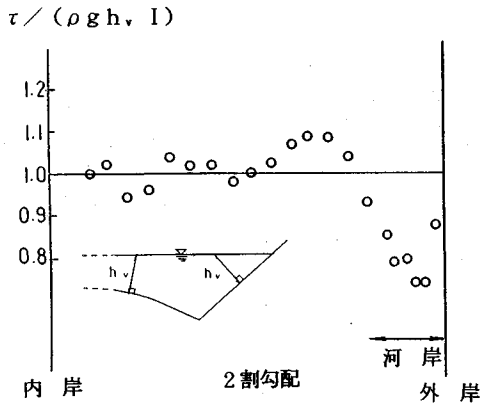
## (2) 河岸および河床のせん断力

河岸侵食や河床変動を取り扱う上では、河岸および河

床に働くせん断力の評価が重要である。

せん断力分布を表す最も簡単な表現として $\tau=\rho g l h_*$ という形がある。この中で $l$ は縦断水面勾配、 $h_*$ は摩擦水深であり、これを表す方法として鉛直水深法、法線水深法、断面分割面積法などの方法が用いられている<sup>7)</sup>。しかしこれらの方法を側壁や側壁の影響を受ける部分のせん断力の算定に用いると推定精度が低下する。

蛇行または弯曲流路の河床及び河岸に働くせん断力の測定が、長方形断面で鉛直壁の場合<sup>8),9)</sup>及び60°弯曲の平坦固定床を持つ台形断面の場合<sup>10)</sup>についてプレストン管で行われている。しかし、河岸の法面を緩勾配化した場合の斜面上に働くせん断力には二次流分布が強く影響



図—10 断面分割面積法によって算定したせん断力分布と近似式との比較

するために、これらの方法ではせん断力分布の測定精度が著しく低くなる。

したがって、ここでは細かく測定された主流および二次流分布を用い、式(1)で与えられる断面分割面積法<sup>2),3)</sup>を用いて河床および河岸に働くせん断力を算定し、0方程式モデルにより求めたせん断力との比較を行う。

$$\tau_{bs} = (\rho g I d A - d \int \rho U_s U_{nz} d\ell) / dL \quad (1)$$

ここに、 $L$ は壁面に沿う距離、 $\ell$ は分割面に沿う距離、 $A$ は分割面積、 $U_s$ 、 $U_{nz}$ はそれぞれ主流速、分割面に垂直な方向の二次流流速である。

図—8に1例として4割斜面の場合の実測主流速分布から求めた等流速線とそれに直交する直載線の関係を示す。各実験について、このような図と式(1)を用いてせん断力の算定を行う。

図—9は、外岸側の法面勾配を鉛直壁、2割、3割、4割とした場合のせん断力分布の実験値と解析値とを比較し示したものである。ここで、 $\tau_* = \tau / (\rho_s - \rho) g d$ である。この図を見ると、流れの解析によって得られたせん断力

分布は、流速分布の実測値をもとに式(1)を用いて算出した河床面と斜面上のせん断力をよく説明していることがわかる。

図—10は、断面分割面積法によって求めたせん断力 $\tau$ とせん断力の近似値 $\rho g h_v I$ の比を示す。ここで $h_v$ は壁面から垂直に出発して水面までの距離、すなわち法線水深である。河床部分では、二次流のせん断力への影響が主流に比べて小さいため、平均的にこの近似式でほぼ説明できるが、二次流による影響が大きい斜面部分ではこの近似式が過大な値を与える。斜面部分のせん断力は、最大水深をとる位置と水際との間でほぼ直線分布をとることから、式(1)で算定したせん断力分布は近似的に次式で表すことができる。

$$\left. \begin{aligned} \tau_* &= \frac{\rho g h_v I}{(\rho_s - \rho) g d} \dots\dots\dots \text{河床} \\ \tau_* &= \alpha (n + B/2) / (n_{\max} + B/2) \dots\dots \text{河床} \\ n_{\max} + B/2 &= h_{\max} / \tan \theta \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここで、 $n$ は横断方向の距離、 $n_{\max}$ は最大水深をとる位置、 $h_{\max}$ は最大水深、 $B$ は水路幅、 $\theta$ は河岸傾斜角、 $\alpha$ は定数であり、ここで用いた河床材料では、 $\alpha = 0.11$ となる。簡易式(2)の適合性を図—9に示す。

### 3. 棧粗度付き斜面を有する彎曲水路の流れと河床変動の計算法

#### (1) $k-\epsilon$ モデルによる流れの基礎方程式

座標系は直交曲線座標系を用いるものとし、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。基礎方程式は、式(3)~(6)で表わされるレイノルズ方程式及び流れの連続式である。

$$U \frac{\partial U}{\partial s} + V \frac{\partial U}{\partial n} + W \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{UV}{r} = -g \frac{\partial H}{\partial s} - \frac{1 \partial P'}{\rho \partial s} + \frac{\partial}{\partial s} [-\overline{u^2}] + \frac{\partial}{\partial n} [-\overline{uv}] + \frac{\partial}{\partial z} [-\overline{uw}] - \frac{2\overline{uv}}{r} \quad (3)$$

$$U \frac{\partial V}{\partial s} + V \frac{\partial V}{\partial n} + W \frac{\partial V}{\partial z} - \frac{U^2}{r} = -g \frac{\partial H}{\partial n} - \frac{1 \partial P'}{\rho \partial n} + \frac{\partial}{\partial s} [-\overline{uv}] + \frac{\partial}{\partial n} [-\overline{v^2}] + \frac{\partial}{\partial z} [-\overline{vw}] - \frac{v^2}{r} + \frac{u^2}{r} \quad (4)$$

$$U \frac{\partial W}{\partial s} + V \frac{\partial W}{\partial n} + W \frac{\partial W}{\partial z} = -\frac{1 \partial P'}{\rho \partial z} + \frac{\partial}{\partial s} [-\overline{uw}] + \frac{\partial}{\partial n} [-\overline{vw}] + \frac{\partial}{\partial z} [-\overline{w^2}] - \frac{\overline{vw}}{r} \quad (5)$$

$$\frac{\partial U}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} [rV] + \frac{\partial W}{\partial z} = 0 \quad (6)$$

ここに、 $u$ 、 $v$ 、 $w$ は $s$ 、 $n$ 、 $z$ 方向の流速、 $U$ 、 $V$ 、 $W$ は $s$ 、 $n$ 、 $z$ 方向流速の時間平均値、 $r$ は曲率半径(= $r_0 + n$ )、 $r_0$ は水路中心の曲率半径、 $H$ は水位、 $P'$ は静水圧からの偏差、 $\rho$ は水の密度、 $g$ は重力加速度、 $'\overline{\quad}'$ は時間平

均を示す。

式(3)~(6)を解くためには、レイノルズ応力と渦動粘性係数のモデル化が必要である。モデル化の最も簡単なものは、レイノルズ応力を渦動粘性係数と平均流速の勾配とで関係づけ、渦動粘性係数については摩擦速度と水深の積によって表わす0方程式モデルである<sup>1),12)</sup>。このモデルは、実用性の面ですぐれているが、槽粗度付き斜面を有する彎曲水路のように局所的な粗度の変化に伴う乱れエネルギーの変化が流れの発達・減衰に影響を及ぼすような場合には、このモデルで解くことは難しい。乱れエネルギーの変化を考慮できるモデルとして、2方程式モデルがある。本研究では、実用性を考え、2方程式モデルの中で最も簡単なk-εモデルを用いる。k-εモデルは、式(3)~(6)の流れの基礎方程式の他に、式(7)および式(8)で表わされる乱れエネルギーkの輸送方程式および乱れエネルギー散逸率εの輸送方程式を用いる。

$$U \frac{\partial k}{\partial s} + V \frac{\partial k}{\partial n} + W \frac{\partial k}{\partial z} = Pr - \varepsilon + \frac{\partial}{\partial s} \left[ \frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial s} \right] + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} \left[ \frac{r \nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial n} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ \frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial z} \right] \quad (7)$$

$$U \frac{\partial \varepsilon}{\partial s} + V \frac{\partial \varepsilon}{\partial n} + W \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} = C_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} Pr - C_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k} + \frac{\partial}{\partial s} \left[ \frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial s} \right] + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} \left[ \frac{r \nu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial n} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ \frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right] \quad (8)$$

ここに、Prは生成項、 $\nu_t$ は渦動粘性係数であり、各々次式を用いる。

$$Pr = -\overline{u^2} \left[ \frac{\partial U}{\partial s} + \frac{V}{r} \right] - \overline{uv} \frac{\partial V}{\partial s} - \overline{uw} \frac{\partial W}{\partial s} - \overline{uv} \frac{\partial U}{\partial n} - \overline{v^2} \frac{\partial V}{\partial n} - \overline{vw} \frac{\partial W}{\partial n} - \overline{uw} \frac{\partial U}{\partial z} - \overline{vw} \frac{\partial V}{\partial z} - \overline{w^2} \frac{\partial W}{\partial z} \quad (9)$$

$$\nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (10)$$

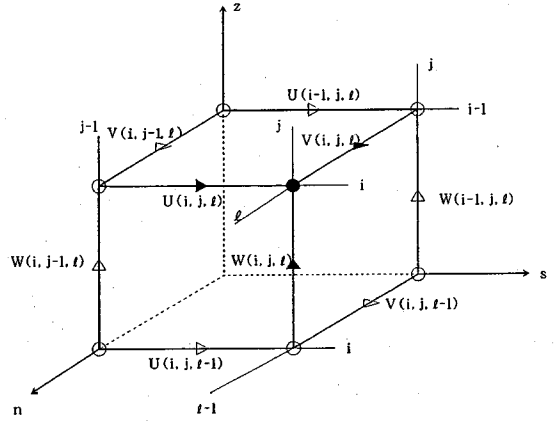
ここに $\sigma_k$ 、 $\sigma_\varepsilon$ 、 $C_{\varepsilon 1}$ 、 $C_{\varepsilon 2}$ 、 $C_\mu$ は定数であり、表-2に示す値を用いる<sup>13)</sup>。

レイノルズ応力は式(11)に示す形を用いる。

$$\left. \begin{aligned} -\overline{u^2} &= 2\nu_t \left[ \frac{\partial U}{\partial s} + \frac{V}{r} \right] - \frac{2}{3}k \\ -\overline{uv} &= \nu_t \left[ \frac{\partial U}{\partial n} + \frac{\partial V}{\partial s} - \frac{U}{r} \right] \\ -\overline{uw} &= \nu_t \left[ \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial s} \right] \\ -\overline{v^2} &= 2\nu_t \frac{\partial V}{\partial n} - \frac{2}{3}k \\ -\overline{vw} &= \nu_t \left[ \frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial n} \right] \\ -\overline{w^2} &= 2\nu_t \frac{\partial W}{\partial z} - \frac{2}{3}k \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

表-2 k-εモデルの定数

$C_\mu$	$C_{\varepsilon 1}$	$C_{\varepsilon 2}$	$\sigma_k$	$\sigma_\varepsilon$
0.09	1.44	1.92	1.0	1.3



- : 水位H, 圧力偏差P', 乱れエネルギーk, 乱れエネルギー散逸率εの計算地点
  - : H(i, j), P'(i, j, l), k(i, j, l), ε(i, j, l)
  - ▷: 流速U, V, Wの計算地点
  - ▶: U(i, j, l), V(i, j, l), W(i, j, l)
- 図-11 差分法による水理量の計算点の位置

## (2) 壁面及び水面の境界条件

式(3)~(6)及び式(7)~(8)を解くためには、河床及び側壁の面と自由水面の2種類の境界条件が必要となる。

壁面の境界条件は、式(12)に示す壁関数法を用いる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{U_p}{u_*} &= \frac{1}{\kappa} \log \varepsilon \frac{z_0}{k_s} + Ar \\ \varepsilon &= \frac{u_*^3}{\kappa z_0}, \quad k = \frac{u_*^2}{\sqrt{C_\mu}} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

ここに、 $U_p$ は壁面上の合成流速、 $z_0$ は壁面からの距離(ここでは河床と斜面のいずれの地点においても水深方向に平均水深の1割を仮定している)、 $u_*$ は壁面の摩擦速度、 $k_s$ は相当粗度、 $Ar$ は定数(=8.5)である。

ここで取り扱う問題では、自由水面による乱れエネルギーの減少<sup>14)</sup>よりも斜面上や側面上の粗さによる乱れエネルギーの変化が重要であることから、以下の水面での条件を用いる。

$$\frac{\partial U}{\partial z} = \frac{\partial V}{\partial z} = \frac{\partial k}{\partial z} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} = 0 \quad (13)$$

## (3) 方程式の差分化及び計算方法

式(3)~(6)に示したレイノルズ方程式及び連続式、式(7)及び(8)に示した乱れエネルギーと乱れエネルギー散逸率の輸送方程式の計算には差分法を用いる。

差分化にあたっては、 $s$ 方向を  $j$ 、 $n$ 方向を  $i$ 、 $z$ 方向を  $l$  とし、 $U$ 、 $V$ 、 $W$ 、 $H$ 、 $P'$ 、 $k$ 、 $\varepsilon$  の計算地点を図-11 に示すように選ぶ。

移流項は風上差分、その他の項は中心差分を用いて方程式の差分化を行う。式(3)~(5)のレイノルズ方程式を差分化し各項を整理すると、次の一次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_u(i,j,l)U(i,j,l) + \beta_u(i,j,l) \\ + \gamma_u(i,j,l)\{P'(i,j,l) - P'(i,j-1,l)\} = 0 \\ \alpha_v(i,j,l)V(i,j,l) + \beta_v(i,j,l) \\ + \gamma_v(i,j,l)\{P'(i,j,l) - P'(i-1,j,l)\} = 0 \\ \alpha_w(i,j,l)W(i,j,l) + \beta_w(i,j,l) \\ + \gamma_w(i,j,l)\{P'(i,j,l) - P'(i,j,l-1)\} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

$\alpha_x$ 、 $\beta_x$ 、 $\gamma_x$  の表現式は Appendix に示されている。計算地点毎に  $P'$  の値を仮定し、この一次式を用い流速  $U$ 、 $W$  を求める。

$k$  および  $\varepsilon$  については、式(7)および(8)を差分化し、各項を整理すると、次式に示す一次式が得られ、これを計算点ごとに解くことによって求める。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_k(i,j,l)k(i,j,l) + \beta_k(i,j,l) = 0 \\ \alpha_\varepsilon(i,j,l)\varepsilon(i,j,l) + \beta_\varepsilon(i,j,l) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

$P'$  については、式(14)を連続式(6)に代入すると、 $P'$  に関する式が得られ、 $P'$  についてのマトリックスを解くことによって求める。 $H$  については、連続式を河床から水面まで積分すると、水位  $H$  と水深平均流速  $U_0$ 、 $V_0$  に関する式が得られ、この式を差分化し、これを全ての計算点について連立し、解くことによって求める<sup>1)</sup>。

境界条件は、水路の最上流端に流量、水路の最下流端に水位を与える。収束計算を行うため、一次元不等流計算で得られた断面平均流速および断面平均水位を、流速  $U$ 、水位  $H$  に仮定し、それ以外の諸量については、次に示す量を与えて計算を行う。

$$\left. \begin{aligned} V = W = 0 \\ \nu_i = \kappa U_* z_0 \\ \varepsilon = 0.01 \frac{u_*^3}{\kappa z_0} \\ k = 0.1 \sqrt{\frac{\nu_i \varepsilon}{C_u}} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

上述の初期値を用いて、式(14)および(15)により計算を行い、全ての計算点において連続式(6)を満足するまで計算を繰り返す。

#### (4) 河床変動の基礎方程式と計算方法<sup>1), 12)</sup>

河床高の変化は、掃流砂を対象として次の流砂の連続式を用いる。

$$\frac{\partial z_s}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left[ \frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial (r q_{Bn})}{\partial n} \right] = 0 \quad (17)$$

ここに、 $t$  は時間、 $z_s$  は河床高、 $\lambda$  は河床材料の空隙率、

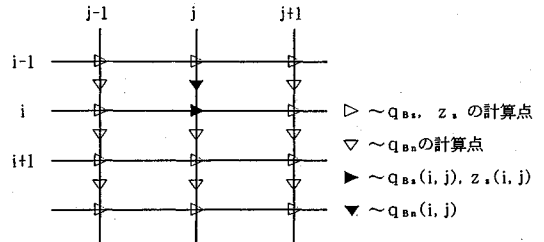


図-12 流量および河床高の計算点の位置

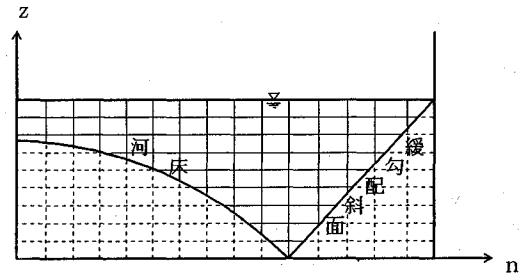


図-13 横断面内のメッシュ分割

$q_{Bs}$ 、 $q_{Bn}$  は  $s$ 、 $n$  方向の単位幅当りの掃流砂量を示す。

$q_{Bs}$  は、次式に示す Meyer-Peter & Muller の式を用いる。

$$q_{Bs} = 8 \sqrt{(\rho_s/\rho - 1)gd^3(\tau_* - \tau_{*c})^{1.5}} \quad (18)$$

ここに、 $\rho_s$  は砂礫の密度、 $\rho$  は水の密度、 $d$  は河床材料の粒径、 $\tau_*$  は無次元有効せん断力 (ここでは  $\tau_* = \tau_*'$  としている)、 $\tau_{*c}$  は無次元限界せん断力で岩垣の式より求める。

$q_{Bn}$  は、長谷川らの式を用いる。

$$q_{Bn} = q_{Bs} \left[ \frac{V_b}{U_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z_s}{\partial n} \right] \quad (19)$$

ここに、 $\mu_s$  および  $\mu_k$  は各々静止及び動摩擦係数、 $\tau_*$  は無次元せん断力、 $U_b$  および  $V_b$  は、 $s$ 、 $n$  方向の河床での流速であり、河床面での値を用いる。

河床高の計算についても差分法を用いる。 $q_{Bs}$ 、 $q_{Bn}$  および  $z_s$  の計算点を図-12 に示すように配置し、差分化を行う。計算は、 $k-\varepsilon$  モデルによる流れの計算と、式(17)による河床高の計算を交互に繰り返して行い、 $\Delta t$  後の河床高を順次求める。また、水深方向のメッシュ分割は、左右岸に水位差があるため、厳密には直交させることは難しいが、なるべく  $n$  軸と  $z$  軸が直交するように河床変動計算に応じて、図-13 に示すように最深河床高から水面までを等分割することによって行う。

境界条件は上流端での流速計算結果をもとに式(18)によって算定された平衡流砂量を与え、下流端で河床高を与える。

(5) 緩勾配斜面上の流れと河床高の計算方法

緩勾配斜面の設置地点における計算は次のように取り扱う。緩勾配斜面の水没部分は固定河床と見なし、河床面での境界条件を用いて流れの計算を行う。流れの計算結果をもとに、式(12)から求まる斜面上の掃流力 $\tau_{*2}$ が斜面上流の掃流力 $\tau_{*1}$ より大きい場合には、上流の掃流力に見合う流砂量が、そのまま下流へ流送され、一方斜面上の掃流力の方が小さい場合には、掃流力に見合う流砂量の差 $\Delta Q_B (= Q_{B1} - Q_{B2}, Q_{B2}$ :斜面上の掃流力に見合う流砂量)が斜面上に堆積するものとして、河床変動の計算を行う。

$$\left. \begin{aligned} & \tau_{*2} \geq \tau_{*1} \text{ の場合} \\ & z_{s2}(t+\Delta t) = z_{s2}(t) \\ & \tau_{*2} < \tau_{*1} \text{ の場合} \\ & z_{s2}(t+\Delta t) = z_{s2}(t) + \frac{\Delta Q_B}{(1-\lambda)\Delta s \Delta n} \Delta t \end{aligned} \right\} (20)$$

ここに、 $\Delta s, \Delta n$ は $s, n$ 軸方向のメッシュ間隔、 $z_{s2}$ は斜面上の河床高を示す。

4. 棧粗度付き斜面を有する弯曲水路の実験結果と計算結果の比較

粗度が大きい斜面を有する弯曲水路の流れと河床変動について実験を行い<sup>15)</sup>これと0方程式モデル及び $k-\epsilon$ モデルを用いた計算結果と比較する。

実験には、2.の実験と同じ様弯曲水路を使用した。水路外岸側にそれぞれ2割,4割勾配の斜面を設置した。なお、外岸に設置した斜面の全長には図-14に示すように粗度係数が最も大きくなる配置の棧粗度(高さ $H_s = 2.5\text{ mm}$ , 間隔 $l_s = 25\text{ mm}$ ,  $l_s/H_s = 10$ )を張り付けている。実験条件および実験方法は、2.の実験と同様である。

図-15に、4割勾配斜面を設置した場合について河床変動がほぼ平衡状態に達した通水後8時間経過した後の水位の横断分布、図-16に縦横断方向流速の断面内分布の実験結果と $k-\epsilon$ モデルによる計算結果を比較した結果を示す。なお、この場合の河床と斜面の相当粗度 $k_s$ は、各々 $2 \times 10^{-3}\text{ m}$ と $7 \times 10^{-3}\text{ m}$ を用いている。図中には、0方程式モデルによる計算結果も合わせて図示している。0方程式モデルでは、河床の粗度係数と斜面上の粗度係数を、各々0.018と0.025として計算を行っている。水位の横断分布を見ると、 $k-\epsilon$ モデルによる計算は、実験で得られた横断分布をよく表わしている。縦断方向流速については、 $k-\epsilon$ モデルは実験結果を概ね表わしているが、0方程式モデルは、特に斜面上の河床付近において実験値より小さくなっている。同様に、横断方向流速の断面内分布を見ると、 $k-\epsilon$ モデルによる計算結果は、河床だけでなく、斜面上の実験結果につい

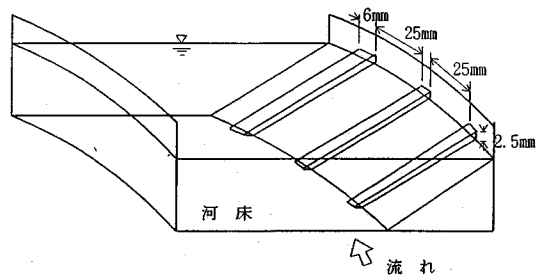


図-14 斜面上に設置した棧粗度の配置

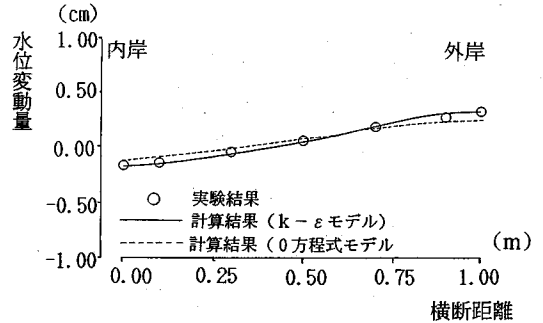


図-15 水位変動量の横断分布(4割勾配)

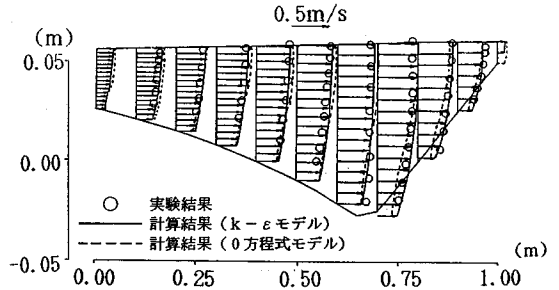


図-16 (1) 縦断方向流速の断面内分布(4割勾配)

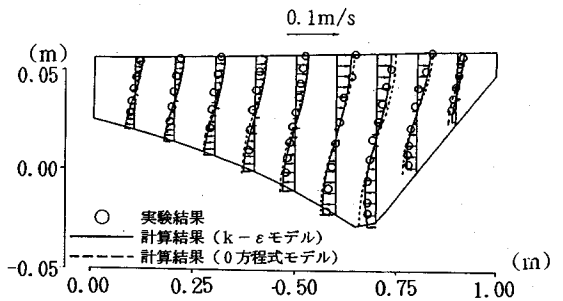


図-16 (2) 横断方向流速の断面内分布(4割勾配)

てもよく表わしているのに対し、0方程式モデルによる計算結果は、斜面以外の部分では実験結果を概ね表わしているが、斜面上では実験結果より大きい値になっていることがわかる。図-16に示した粗度が小さい場合の横



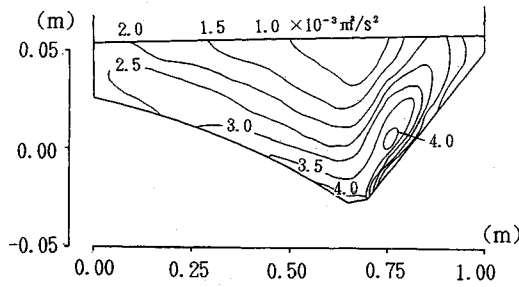


図-17 乱れエネルギーの断面内分布 (4割勾配)

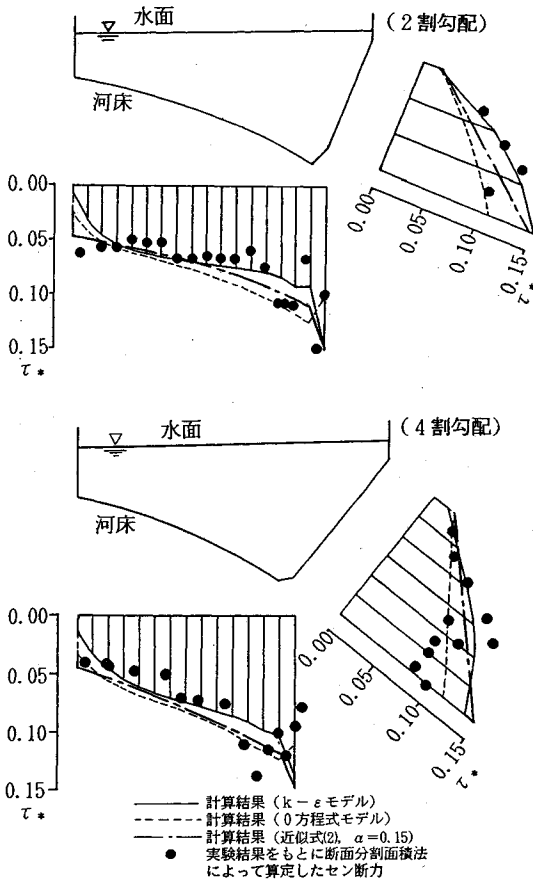


図-18 断面分割面積法によって算出したせん断力と計算結果との比較

断方向流速と比較すると、斜面上以外の部分ではほとんど変わらないが、斜面上では小さくなっている。これは以下のように考えられる。図-17は $k-\epsilon$ モデルを用いて計算した乱れエネルギーの分布を示す。斜面上の粗度が大きい場合には、河床に比べて斜面上の乱れエネルギーが大きくなっている。図-20に示すように、斜面の粗度によって遅い主流の領域が広がり、粗度が小さい場合よりも最大流速は河道中央側へ寄る。このため二次流も外岸に到達しにくくなり、斜面上に沿って早くから幅

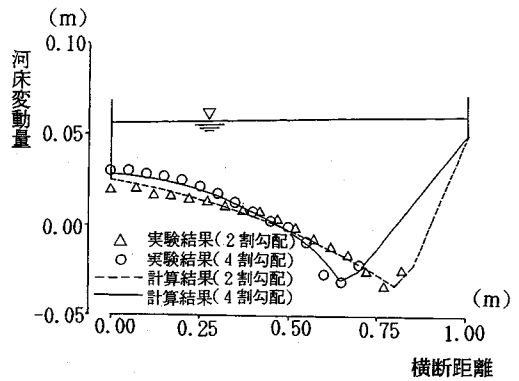


図-19 横断河床形状の比較

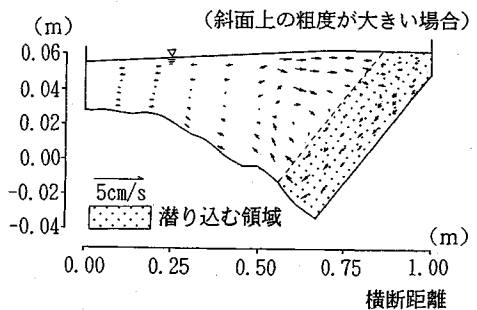
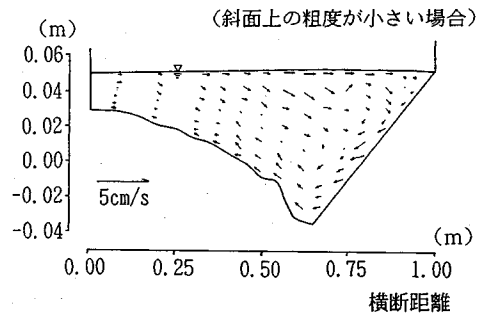


図-20 横断面内流速ベクトル (4割勾配)

広く滞り込むことになる。この結果、斜面上の広い範囲で主流の鉛直分布の一樣化が起り、斜面粗度による主流の一樣化が大きいために粗度が小さい場合よりも、斜面上の二次流は小さくなる。

図-18は外岸側の法面勾配を2割勾配と4割勾配にした場合の $k-\epsilon$ モデルおよび0方程式によるせん断力の計算結果と断面分割面積法を用いて算出した結果を示したものである。河床面上のせん断力は二次流の影響が小さいために0方程式モデルも $k-\epsilon$ モデルも実験結果を概ね表わすことができている。これに対して、斜面上では0方程式モデルによる計算結果は実験結果より小さくなり、一方 $k-\epsilon$ モデルは適用性が高い。これは図-16に示したように斜面上の主流と二次流分布の計算精

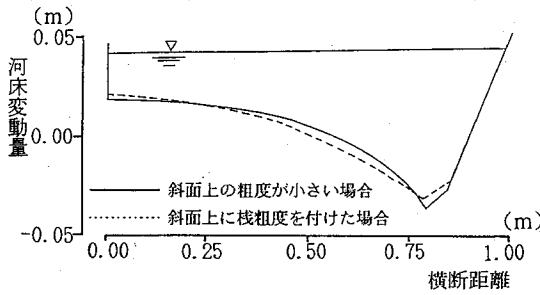


図-21 横断河床形状の比較 (4割勾配)

度が大きく関係しているためと思われる。

図-19は、通水8時間後の平衡河床形状を示す。 $k-\epsilon$ モデルによる流れの計算を用いた河床変動計算結果は外岸側に2割勾配または4割勾配の斜面を設置した場合のいずれにおいても、実験結果をよく表わすことができる。

### 5. 斜面上の粗度の大きさが異なる場合の流れの構造と河床形状の比較

2.および4.の結果をもとに、斜面上の粗度の大きさが異なる場合の流れの構造と河床形状について比較を行う。

斜面上の粗度が小さい場合のせん断力(図-9)と比べると、粗度を付けた場合の方が斜面上のせん断力が大きい。斜面上の粗度が大きい場合には、図-20に示したように斜面上で遅い流速域が広がり二次流が急激に小さくなるため、式(1)の右辺第2項が大きくなり、せん断力が大きくなる。これに対し、斜面上の粗度が小さい場合には、河床と同様に斜面に沿って流れが卓越するため、式(1)の右辺第1項に比べて相対的に第2項が小さくなり、せん断力は小さくなる。また2.で求めたせん断力の近似式(2)を粗度の大きい斜面の結果に適用した結果を図中に示す。なおこの場合の $\alpha$ の値は0.15を用いている。この図を見ると斜面と河床の粗度が異なるため、境界地点において不連続になるが、せん断力の近似式(2)、斜面上の粗度が大きい場合のせん断力についても、概ね表現することができている。

図-21に、2割勾配斜面を設置した場合の斜面上の粗度が小さい場合と粗度を付けた場合の横断河床形状を比較した結果を示す。この図を見ると、粗度を付けた場合の方が最大洗掘深が小さくなるのがわかる。これは、斜面上に設置した粗度が、斜面上の粗度が小さい場合よりも、さらに斜面上の主流速を減少させ、洗掘の原因となる二次流の発達を図-20に示したように抑制したことによるものである。

## 6. 結 論

本研究の主要な結論を以下に示す。

(1) 河床の砂が連続的に移動している弯曲水路においては、河岸を前出しすることにより外岸法面を緩勾配化しても、側岸が鉛直の場合に比べて流速分布、河床形状が改善され、最大洗掘深および最大流速の発生位置が水路中央寄りに移動する。このため水位の上昇はほとんど生じず、流況および河床の安定性が著しく向上し、結果として河岸保護に有効であることが示された。

(2) 斜面上の粗度が河床の粗度とほぼ同じ場合には、0方程式モデルを用いた計算結果が、流況および河床変動、河床および斜面上に働くせん断力分布の実験結果をよく説明する。一方、護岸のように粗度が大きい斜面を設置した場合には、斜面上の乱れエネルギーの変化が流れに影響を及ぼすため、0方程式モデルでは流れを十分説明できず、乱れエネルギーの輸送による流れの変化を表わすことができるモデルが必要となる。この場合、 $k-\epsilon$ モデルが実用上十分な精度で流れと河床変動を説明できることを示した。

(3) 斜面粗度が小さい場合、大きい場合の斜面上の流れの構造と河床形状が大きく異なる機構について検討し、その理由を明確にした。

(4) 緩傾斜河岸を有する弯曲流れの河床面と河岸斜面に作用するせん断力の分布を表現できる簡易式を導いた。この式中の係数 $\alpha$ は、斜面上の粗度が小さい場合は0.11、粗度が大きい場合は0.15をとるが、この値の一般性についてはさらに検討が必要である。

## 7. む す び

緩傾斜河岸が流れを改善し、河床変動を小さくすることに有効であることが、実験と解析によって示された。しかし、緩傾斜河岸は、従来型に比して河岸斜面を広くすることに施工性や維持管理上の問題が生じる心配がある。この点は実際上重要であるので今後さらに検討が必要である。

## Appendix

$\alpha_x, \beta_x, \gamma_v(x=u, v, w, k, \epsilon, y=u, v, w)$ の式を以下に示す。ここで、水理量( $U, V, W$ )の添字は、添字で示した水理量の計算地点での値を示す。

$$\alpha_u(i, j, l) = A_{1u}(i, j, l) + A_{2u}(i, j, l) + A_{3u}(i, j, l) + \frac{V_u(i, j, l)}{r(i, j)}$$

$$\beta_u(i, j, l) = B_{1u}(i, j, l) + B_{2u}(i, j, l) + B_{3u}(i, j, l)$$

$$+ \left[ g \frac{\partial H}{\partial s} \right]_{i,j} + \left[ \frac{\partial u^2}{\partial s} \right]_{i,j,l} + \left[ \frac{\partial uv}{\partial n} \right]_{i,j,l} \\ + \left[ \frac{\partial uv}{\partial z} \right]_{i,j,l} + \left[ \frac{2uv}{r} \right]_{i,j,l}$$

$$\gamma_u(i,j,l) = \frac{1}{\rho \Delta s}$$

ここに

$U(i,j,l) \geq 0$  のとき

$$A_{1u}(i,j,l) = \frac{U(i,j,l)}{\Delta s}$$

$$B_{1u}(i,j,l) = -A_{1u}(i,j,l)U(i,j-1,l)$$

$U(i,j,l) < 0$  のとき

$$A_{1u}(i,j,l) = -\frac{U(i,j,l)}{\Delta s}$$

$$B_{1u}(i,j,l) = -A_{1u}(i,j,l)U(i,j+1,l)$$

$V_u(i,j,l) \geq 0$  のとき

$$A_{2u}(i,j,l) = \frac{V_u(i,j,l)}{\Delta n}$$

$$B_{2u}(i,j,l) = -A_{2u}(i,j,l)U(i-1,j,l)$$

$V_u(i,j,l) < 0$  のとき

$$A_{2u}(i,j,l) = -\frac{V_u(i,j,l)}{\Delta n}$$

$$B_{2u}(i,j,l) = -A_{2u}(i,j,l)U(i+1,j,l)$$

$W_u(i,j,l) \geq 0$  のとき

$$A_{3u}(i,j,l) = \frac{W_u(i,j,l)}{\Delta z}$$

$$B_{3u}(i,j,l) = -A_{3u}(i,j,l)U(i,j,l-1)$$

$W_u(i,j,l) < 0$  のとき

$$A_{3u}(i,j,l) = -\frac{W_u(i,j,l)}{\Delta z}$$

$$B_{3u}(i,j,l) = -A_{3u}(i,j,l)U(i,j,l+1)$$

$$\alpha_v(i,j,l) = A_{1v}(i,j,l) + A_{2v}(i,j,l) + A_{3v}(i,j,l)$$

$$\beta_v(i,j,l) = B_{1v}(i,j,l) + B_{2v}(i,j,l) + B_{3v}(i,j,l)$$

$$- \left[ \frac{U^2}{r} \right]_{i,j,l} + \left[ g \frac{\partial H}{\partial n} \right]_{i,j} + \left[ \frac{\partial uv}{\partial s} \right]_{i,j,l} + \left[ \frac{\partial v^2}{\partial n} \right]_{i,j,l}$$

$$+ \left[ \frac{\partial uv}{\partial z} \right]_{i,j,l} + \left[ \frac{v^2}{r} \right]_{i,j,l} - \left[ \frac{u^2}{r} \right]_{i,j,l}$$

$$\gamma_v(i,j,l) = \frac{1}{\rho \Delta n}$$

ここに

$U_v(i,j,l) \geq 0$  のとき

$$A_{1v}(i,j,l) = \frac{U_v(i,j,l)}{\Delta s}$$

$$B_{1v}(i,j,l) = -A_{1v}(i,j,l)V(i,j-1,l)$$

$U_v(i,j,l) < 0$  のとき

$$A_{1v}(i,j,l) = -\frac{U_v(i,j,l)}{\Delta s}$$

$$B_{1v}(i,j,l) = -A_{1v}(i,j,l)V(i,j+1,l) \\ V(i,j,l) \geq 0 \text{ のとき}$$

$$A_{2v}(i,j,l) = \frac{V(i,j,l)}{\Delta n}$$

$$B_{2v}(i,j,l) = -A_{2v}(i,j,l)V(i-1,j,l) \\ V(i,j,l) < 0 \text{ のとき}$$

$$A_{2v}(i,j,l) = -\frac{V(i,j,l)}{\Delta n}$$

$$B_{2v}(i,j,l) = -A_{2v}(i,j,l)V(i+1,j,l)$$

$W_v(i,j,l) \geq 0$  のとき

$$A_{3v}(i,j,l) = \frac{W_v(i,j,l)}{\Delta z}$$

$$B_{3v}(i,j,l) = -A_{3v}(i,j,l)V(i,j,l-1)$$

$W_v(i,j,l) < 0$  のとき

$$A_{3v}(i,j,l) = -\frac{W_v(i,j,l)}{\Delta z}$$

$$B_{3v}(i,j,l) = -A_{3v}(i,j,l)V(i,j,l+1)$$

$$\alpha_w(i,j,l) = A_{1w}(i,j,l) + A_{2w}(i,j,l) + A_{3w}(i,j,l)$$

$$\beta_w(i,j,l) = B_{1w}(i,j,l) + B_{2w}(i,j,l) + B_{3w}(i,j,l)$$

$$+ \left[ \frac{\partial uv}{\partial s} \right]_{i,j,l} + \left[ \frac{\partial uv}{\partial n} \right]_{i,j,l} + \left[ \frac{\partial w^2}{\partial z} \right]_{i,j,l}$$

$$+ \left[ \frac{vw}{r} \right]_{i,j,l}$$

$$\gamma_w(i,j,l) = \frac{1}{\rho \Delta z}$$

ここに

$U_w(i,j,l) \geq 0$  のとき

$$A_{1w}(i,j,l) = \frac{U_w(i,j,l)}{\Delta s}$$

$$B_{1w}(i,j,l) = -A_{1w}(i,j,l)W(i,j-1,l)$$

$U_w(i,j,l) < 0$  のとき

$$A_{1w}(i,j,l) = -\frac{U_w(i,j,l)}{\Delta s}$$

$$B_{1w}(i,j,l) = -A_{1w}(i,j,l)W(i,j+1,l)$$

$V_w(i,j,l) \geq 0$  のとき

$$A_{2w}(i,j,l) = \frac{V_w(i,j,l)}{\Delta n}$$

$$B_{2w}(i,j,l) = -A_{2w}(i,j,l)W(i-1,j,l)$$

$V_w(i,j,l) < 0$  のとき

$$A_{2w}(i,j,l) = -\frac{V_w(i,j,l)}{\Delta n}$$

$$B_{2w}(i,j,l) = -A_{2w}(i,j,l)W(i+1,j,l)$$

$W(i,j,l) \geq 0$  のとき

$$A_{3w}(i,j,l) = \frac{W(i,j,l)}{\Delta z}$$

$$B_{3w}(i,j,l) = -A_{3w}(i,j,l)W(i,j,l-1)$$

$W(i,j,l) < 0$  のとき

$$A_{3w}(i,j,l) = -\frac{W(i,j,l)}{\Delta z}$$

$$B_{3w}(i,j,l) = -A_{3w}(i,j,l)W(i,j,l+1)$$

$$\alpha_k(i,j,l) = A_{1k}(i,j,l) + A_{2k}(i,j,l) + A_{3k}(i,j,l)$$

$$\beta_k(i,j,l) = B_{1k}(i,j,l) + B_{2k}(i,j,l) + B_{3k}(i,j,l)$$

$$-P_r(i,j,l) + \varepsilon(i,j,l) - \left[ \frac{\partial}{\partial s} \left[ \frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial s}{\partial k} \right] \right]_{i,j,l}$$

$$- \left[ \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} \left[ \frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial n} \right] \right]_{i,j,l} - \left[ \frac{\partial}{\partial z} \left[ \frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial z} \right] \right]_{i,j,l}$$

ここに

$U_k(i,j,l) \geq 0$  のとき

$$A_{1k}(i,j,l) = \frac{U_k(i,j,l)}{\Delta s}$$

$$B_{1k}(i,j,l) = -A_{1k}(i,j,l)k(i,j-1,l)$$

$U_k(i,j,l) < 0$  のとき

$$A_{1k}(i,j,l) = -\frac{U_k(i,j,l)}{\Delta s}$$

$$A_{2k}(i,j,l) = -A_{1k}(i,j,l)k(i,j+1,l)$$

$V_k(i,j,l) \geq 0$  のとき

$$A_{2k}(i,j,l) = \frac{V_k(i,j,l)}{\Delta n}$$

$$B_{2k}(i,j,l) = -B_{1k}(i,j,l)k(i-1,j,l)$$

$V_k(i,j,l) < 0$  のとき

$$A_{2k}(i,j,l) = -\frac{V_k(i,j,l)}{\Delta n}$$

$$B_{2k}(i,j,l) = -B_{1k}(i,j,l)k(i+1,j,l)$$

$W_k(i,j,l) \geq 0$  のとき

$$A_{3k}(i,j,l) = \frac{W_k(i,j,l)}{\Delta z}$$

$$B_{3k}(i,j,l) = -A_{3k}(i,j,l)k(i,j,l-1)$$

$W_k(i,j,l) < 0$  のとき

$$A_{3k}(i,j,l) = -\frac{W_k(i,j,l)}{\Delta z}$$

$$B_{3k}(i,j,l) = -A_{3k}(i,j,l)k(i,j,l+1)$$

$$\alpha_\varepsilon(i,j,l) = A_{1\varepsilon}(i,j,l) + A_{2\varepsilon}(i,j,l) + A_{3\varepsilon}(i,j,l)$$

$$-C_{\varepsilon 1} \frac{P_r(i,j,l)}{k(i,j,l)} + C_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon(i,j,l)}{k(i,j,l)}$$

$$\beta_\varepsilon(i,j,l) = B_{1\varepsilon}(i,j,l) + B_{2\varepsilon}(i,j,l) + B_{3\varepsilon}(i,j,l)$$

$$- \left[ \frac{\partial}{\partial s} \left[ \frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial s} \right] \right]_{i,j,l} - \left[ \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} \left[ \frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial n} \right] \right]_{i,j,l}$$

$$- \left[ \frac{\partial}{\partial z} \left[ \frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right] \right]_{i,j,l}$$

ここに

$U_\varepsilon(i,j,l) \geq 0$  のとき

$$A_{1\varepsilon}(i,j,l) = \frac{U_\varepsilon(i,j,l)}{\Delta s}$$

$$B_{1\varepsilon}(i,j,l) = -A_{1\varepsilon}(i,j,l)\varepsilon(i,j-1,l)$$

$U_\varepsilon(i,j,l) < 0$  のとき

$$A_{1\varepsilon}(i,j,l) = -\frac{U_\varepsilon(i,j,l)}{\Delta s}$$

$$B_{1\varepsilon}(i,j,l) = -A_{1\varepsilon}(i,j,l)\varepsilon(i,j+1,l)$$

$V_\varepsilon(i,j,l) \geq 0$  のとき

$$A_{2\varepsilon}(i,j,l) = \frac{V_\varepsilon(i,j,l)}{\Delta n}$$

$$B_{2\varepsilon}(i,j,l) = -A_{2\varepsilon}(i,j,l)\varepsilon(i-1,j,l)$$

$V_\varepsilon(i,j,l) < 0$  のとき

$$A_{2\varepsilon}(i,j,l) = -\frac{V_\varepsilon(i,j,l)}{\Delta n}$$

$$B_{2\varepsilon}(i,j,l) = -A_{2\varepsilon}(i,j,l)\varepsilon(i+1,j,l)$$

$W_\varepsilon(i,j,l) \geq 0$  のとき

$$A_{3\varepsilon}(i,j,l) = \frac{W_\varepsilon(i,j,l)}{\Delta z}$$

$$B_{3\varepsilon}(i,j,l) = -A_{3\varepsilon}(i,j,l)\varepsilon(i,j,l-1)$$

$W_\varepsilon(i,j,l) < 0$  のとき

$$A_{3\varepsilon}(i,j,l) = -\frac{W_\varepsilon(i,j,l)}{\Delta z}$$

$$B_{3\varepsilon}(i,j,l) = -A_{3\varepsilon}(i,j,l)\varepsilon(i,j,l+1)$$

#### 参考文献

- 1) 福岡捷二, 三宮武, 西村達也: 湾曲部外岸のり面の緩勾配化による流況改善, 水工学論文集, 第36巻, pp.55-60, 1992.
- 2) 吉川秀夫: 流砂の水理学, 丸善, pp.221-233, 1985.
- 3) Shimizu, Y. Yamaguchi, H. and Itakura, T.: Three-Dimensional Computation of Flow and Bed Deformation, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol.116, pp.1090-1108, 1990.
- 4) 福岡捷二, 高橋 晃, 西村達也: 信濃川小千谷・越路地区の河床洗掘と堆積の軽減, 第48回年次学術講演会講演概要集, 第II部, pp.124-125, 1993.
- 5) 西村達也, 金尾健司, 福岡捷二: 河川合流部の洪水流と河床変動, 第48回年次学術講演会講演概要集, 第II部, pp.126-127, 1993.
- 6) 福岡捷二, 安田 実, 西村達也: 縦断的に配置された緩傾斜河岸が流れに及ぼす影響水工学論文集, 第37巻, pp.469-474, 1993.
- 7) 江頭進治, 黒木幹男, 澤井健二, 山坂昌成: 開水路における河床せん断力の推定法, 水理講演会論文集, 第32巻, pp.503-521, 1988.
- 8) Hooke, R.L.: Distribution of Sediment Transport and Shear Stress in a Meander Bend, *Jour. of Geology*, Vol.83, No.5, pp.543-565, 1975.
- 9) Yen, B.C.: *Characteristics of Subcritical Flow in a Meandering Channel*, Iowa Institute of Hydraulic Research, Univ. of Iowa, 1965.
- 10) Ippen, A.T. and Drinker, P.A.: Boundary Shear Stresses in Curved Trapezoidal Channels, *Proc. ASCE*, Vol.88, No.HY5, pp.143-179, 1962.
- 11) 三宮 武, 福岡捷二, 西村達也, 曾田英揮: 緩勾配河岸

- を有する湾曲流れの壁面に作用する剪断力, 第 47 回年次  
学術講演会講演概要集, 第 II 部, pp.204-205, 1992.
- 12) 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.
- 13) Launder, B.E. and Spalding, D.B. : The numerical  
computation of turbulent flows, *Computer Method in  
Applied Mechanics and Engineering*, Vol.3, pp.269-289,  
1974.
- 14) 瀬津家久, 中川博次: 修正  $k-\varepsilon$  乱流モデルによる開水路  
乱流の数値計算, 土木学会論文集, 第 387 号, II-8,  
pp.125-134, 1987.
- 15) 藤原剛, 福岡捷二, 佐藤健二: 棧粗度付き緩傾斜河岸を  
もつ湾曲水路の水理, 第48回年次学術講演会講演概要集,  
第 II 部, pp.698-699, 1993.

(1994. 6. 3 受付)

## FLOW AND BED PROFILES IN CURVED CHANNELS WITH GENTLER BANK SLOPES

Shoji FUKUOKA, Tatsuya NISHIMURA, Takeshi SANNOMIYA  
and Tsuyoshi FUJIWARA

The experimental and theoretical study are performed to demonstrate the effectiveness of a gentle slope bank against bed scour, in particular, occurring in the outer region of the flow in a curved channel. As the results of this study, the gentle slope bank shows an important effect on the improvement of velocity distribution around the bank and scouring rate without occurrence of water level rising. Those results also indicate the suitable selection of the applied models in accordance with the degree of roughness on the slope, that is, zero equation model for low roughness and  $k-\varepsilon$  model for high roughness, respectively.