土木学会論文集 No. 677／II-55, 87-102, 2001. 5

河道湾曲部の河岸保護工設計のための水理的外力評価に関する研究

大槻　英樹[1]・芦田　和男[2]・劉　炳義[3]・大本　雄二[4]・藤田　暁[5]

[1]正会員　工博　（株）ニュージェック 大阪本社 河川･海岸部（〒542-0082 大阪市中央区島之内1-20-19）
[2]正会員　工博　（財）河川環境管理財団 河川環境総合研究所 大阪研究所
[3]正会員　工博　（株）ハイドロソフト技術研究所
[4]正会員　（株）ニュージェック 大阪本社 河川･海岸部
[5]正会員　工修　（株）ニュージェック 大阪本社 河川･海岸部

多自然型の河岸保護工の合理的な設計指針を構築するための基礎的な研究として，特に，空石張りによる法覆工と捨て石による根固工からなる護岸形式を対象とし，そうした河岸保護工が流水に対してどの程度の安定性を有するかを実験的に調査するとともに，河道湾曲部の外岸において河岸保護工に働く外力を評価する方法について，水理模型実験および平面２次元数値シミュレーションを交えて検討する．その結果を基に，河道条件を表す数種類の指標に基づき河岸保護工への外力分布を予測する方法を示す．

Key Words : *bank protection, revetments, bank erosion, river bend, flow velocity, 2D numerical simulation*

１．はじめに

河川整備にできるだけ自然的要素を取り入れようとする，いわゆる多自然型川づくりが我が国に導入されて10 年近くになり，現在では河川整備計画の重要なテーマのひとつとなっている．

多自然型川づくりで適用される護岸は，従来のコンクリート護岸等に比べて強度的に不利な場合が多く，かつその強度や破壊形態等において未だに不明な点が多い．特に，流れが集中して大きな外力が作用しやすい河道湾曲部外岸においては，河床の洗掘・堆積や２次流の発生等，湾曲部特有の複雑な土砂水理現象が生じるため，河岸に働く外力の大きさや分布を事前に予測することも難しい．このような領域で，強度的に不明な点が残るままで多自然型の護岸を適用することは，経済性や安全性の面から問題があり，こういった場での外力と護岸の強度に関する合理的な予測手法，すなわち信頼性の高い設計手法を確立することが，今後の多自然型川づくり普及のための重要な課題となっている．

本研究ではこのような状況に鑑み，多自然型護岸として今後の普及が期待される，空石張りの法覆工と捨て石による根固工からなる護岸形式を対象として，それが河道の湾曲部に設置された場合にどの程度の河岸保護機能をもつかを評価する方法を提示するとともに，湾曲部の土砂水理現象を再現して河岸に働く外力を予測する手法を構築する．

なお，実河川においては，湾曲が連続する区間が多自然型川づくりの対象とされる場合も多いと思われるが，本研究においては，土砂水理特性と河岸の安定性の関係を調べる上で，できるだけ単純で不確定要素の少ない条件のもとに議論を進めることを意図し，上下流に一様な直線区間をもつ 90°単湾曲河道を中心に検討を進めるものとする．河岸保護の対象とする場は湾曲の外岸，複断面河道にあってはその低水路護岸とする．これによって得られた簡易で実用的な評価手法は今後，単断面あるいは複断面の複合湾曲河道等，種々の河道条件に対する汎用的な予測手法の確立を検討する際には，比較検討条件として最も基礎的で重要な成果になるものと考えられる．

空石張りの構造は，河床材料の掃流と同じ移動現象，すなわち河岸に働く掃流力が，限界掃流力を上回った場合に移動が生じるものとして取り扱える場合を対象とする．したがって，護岸設計の際の外力評価に当たっては，河岸に働く掃流力に基づいた指標を設定することが合理的といえる．

しかし，多くの設計者にとってなじみやすく直感的に理解しやすい指標は，掃流力よりもむしろ流速であろう．このような実用性に配慮して，従来より同様な場を対象とする場合，水深平均流速に基づいた護岸の設計手法が提案されてきた[1),2),3)]．これらは，河岸に生じる設計流速と断面平均流速の比を示し，力学的に安定な護岸設計に適用しようとするものである．湾曲部におけるこれらの流速の比は河道の曲率半径川幅比（r/B）の影響を強く受けるとされているが，それ以外の水理量特性，すなわち流れの慣性力や抵抗特性との関係が不明である．

そこで本研究では，上記提案と同様に外岸流速 v_{toe} と断面平均流速 v_{avg} の比，すなわち流れの集中度 v_{toe}/v_{avg} の値により湾曲部外岸の外力特性を整理するとともに，種々の水理量特性との関係を調べ，v_{toe}/v_{avg} の推定法の改良を試みるものとする．なお，実用上の観点から，v_{toe} は湾曲外岸法尻部水深平均流速の最大値，v_{avg} は上流直線区間の断面平均流速として定義する．さらに，断面平均摩擦速度 u_* に対する湾曲外岸部摩擦速度 u_{*s} の割合の値（u_{*s}/u_*，摩擦速度の集中度）と流れの集中度（v_{toe}/v_{avg}）がほぼ等しいことを実験的に明らかにし，その関係を用いて湾曲外岸部摩擦速度 u_{*s} を予測することにより，v_{toe}/v_{avg} の値を湾曲の側岸侵食に係わる外力の有効な評価指標として位置付ける．

本論文の構成は以下のとおりである．

まず，第２章では，水理模型実験により河道湾曲部の流れと河床変動特性および湾曲部に施した空石張り護岸の安定性と河道特性の関係に関する実験的検討を行い，それに基づき，流れの集中度 v_{toe}/v_{avg} を用いた護岸設計における外力評価の考え方を示す．

第３章では，数値シミュレーションにより，湾曲部の流れの集中度 v_{toe}/v_{avg} の値，および，法尻近傍の最大洗掘深がどのようになるかを調べ，それらに対する種々の要因の影響特性を整理する．

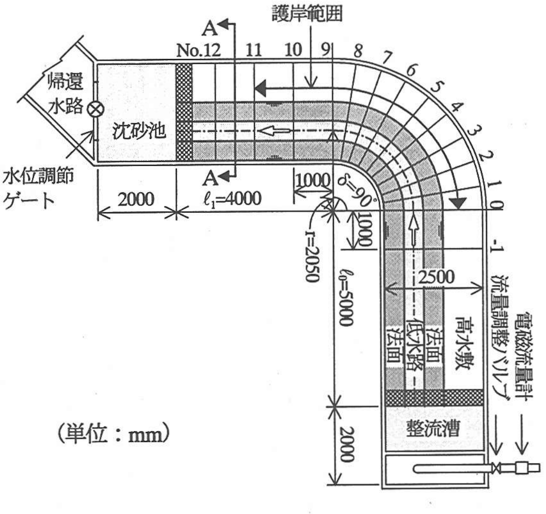
第４章ではそれに基づいた設計外力評価方法を提示する．

第５章は結論である．

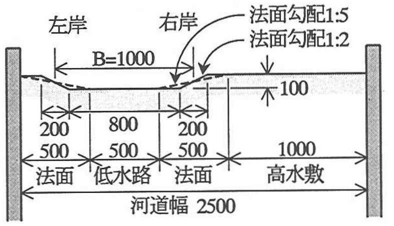
２．湾曲部の外力特性と護岸の安定性に関する実験的検討

(1) 湾曲部の外力特性に関する実験

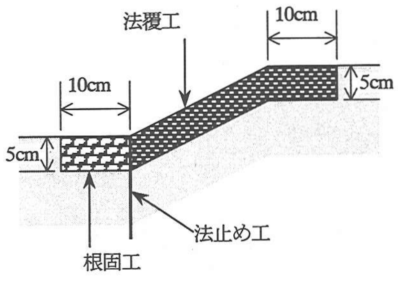
ここでは，90°単湾曲移動床河道の水理実験模型を用いて，一定流量を通水した場合の流速分布や河床変動を詳細に測定し，限られた条件ではあるが河道湾曲部における土砂水理特性を明らかにして，河岸に働く外力の評価に関する考察を行うとともに，次章で述べる外力予測のための数値シミュレーションモデルの検証データとする．



(a) 平面図（r/B=2，法面勾配1:5の場合）



(b) 横断図（A～A断面）



(c) 法面部付近横断形状

図-1 模型装置および測線No.

実験に用いた模型装置を**図-1** に示す．模型は無歪みで，縮尺 1/50 程度を想定している．河道の形状は，実験結果の解釈を汎用的に拡張することを考慮し，できるだけシンプルで，かつ我が国で多自然型川づくりが適用され得るであろう河道区間に対してほぼ十分な検討が行えることを念頭に，湾曲部のらせん流が十分発達すると考えられる条件として，湾曲角 90°の単湾曲河道としている．また，断面横断形状（移動床実験における初期河道の形状）は，台形断面の低水路をもつ複断面河道であり，湾曲区間の上下流には同じ断面形状の一様直線河道を設けた．ただし，複断面における高水敷部は，流速分

表-1 模型諸元（$r/B=2$ の場合）

項目	設定値	縮尺=1/50とすると
河道幅	$b=2.5$m	$b=125$m
低水路幅	$B=1$m	$B=50$m
高水敷高	$h=0.1$m	$h=5$m
湾曲部中心角	$\theta=90^\circ$	$\theta=90^\circ$
湾曲部曲率半径	$r=2.05$m	$r=102.5$m
上流直線区間長	$l_0=5.0$m	$l_0=250$m
下流直線区間長	$l_1=4.0$m	$l_1=200$m
流量	38.2～60.6 (ℓ/s)	675～1071 (m^3/s)

表-2 実験ケース

ケース名	$\frac{r}{B}$	河床勾配	法面勾配	河床粒径 (mm)	法覆粒径 (mm)	根固粒径 (mm)	流量 (ℓ/s)	τ_{*0} *1	備考
55LL-V	2	1/500	1:5	1.13	5.34	9.75	38.2	0.071	低水路満杯
55LLF-V							57.3	0.060	高水敷冠水
52LL-V			1:2				40.4	0.086	低水路満杯
52LLF-V							60.6	0.067	高水敷冠水
52SS-RB5-V	5		1:2	0.70	2.86	5.34	40.4	0.139	低水路満杯

*1 河床材料に対する直線区間無次元掃流力

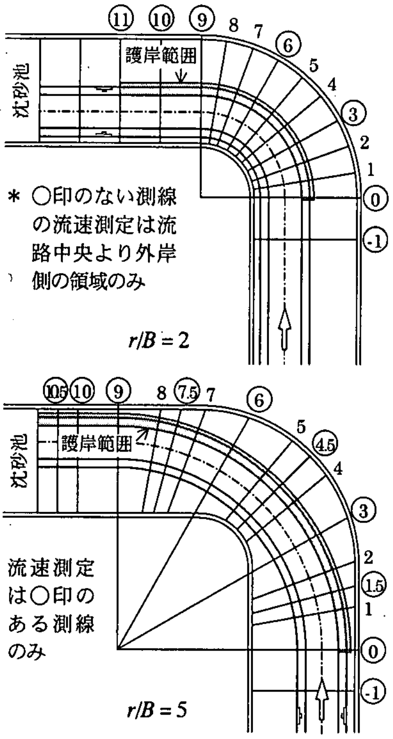


図-2 河道平面形状と測線 No.

布への影響が大きい外岸側のみ設けた.

複断面における低水路初期断面は法面勾配 1:2 および 1:5 の 2 種類の台形断面であり，両者とも低水路法面の中心間距離 B を 1m として流積が等しくなるようにした．法面勾配は，今後の川づくりのひとつの方向として，親水性を高めた河岸構造を考慮し，湾曲部外岸としてはやや緩勾配としている.

低水路中心線の曲率半径 r については，r/B が小さいほど外岸部における流れの集中や法尻近傍の河床洗掘が顕著になること[1),2),3)]，実河川における r/B の値は，一般には $r/B=2$ 程度が下限値と考えられること等から，実験では $r/B=2$（厳密には 2.05）となる条件を基本とし，比較検討ケースとして $r/B=5$ の実験を行った.

模型諸元，ならびに本模型実験がフルード則に従うとし縮尺 1/50 と考えた場合の実物換算値を表-1 に整理する.

河床材料は比重 2.65 の砂礫を用い，図-1(c)に示すように，複断面河道の低水路外岸法面部を空石張りの法覆工および捨て石状の根固工によって保護して河岸が破壊されない条件とし，低水路床を移動床とした．また，法尻と低水路床の境界には多孔性のアルミ板と金網を組み合わせた法止め工を設置した.

整正した初期河床に対して，所定の流量を定常的に通水し，低水路の河床形状が概ね平衡状態に達した後に河床形状と水面形状，流速分布の測定を行った．実際には砂堆等の河床波の形成による小規模な河床変動が継続するが，ここでは湾曲部内岸の砂州の規模や外岸の最大洗掘深の大きさが時間的に変化せず，ほぼ一定とみなせるようになった時点で，河床形状が平衡状態に達したものと判断した.

対象とした流量は，表-2 の実験ケースに示すとおりであり低水路満杯流量とその 1.5 倍の高水敷冠水流量である．また，給砂は模型の上流部の河床高が上昇，低下しないように行った.

通水により低水路の河床形状が概ね平衡状態に達した後，図-2 における測線 No.-1 から No.12（$r/B=2$ のケース）あるいは No.10.5（$r/B=5$ のケース）の各断面で横断方向に 10cm ピッチ（ただし法尻付近は 5cm ピッチ），水深方向には河床から 5mm，10mm，20mm，40mm，以下 20mm ごとに測定可能な高さまで，流向，流速を測定した．流向は外径 5mm のプロペラ式流速計の先端にくくりつけたタフトによって計り，流速はその流向での流速値を測定した．また各断面の河床高および水位を，連続式砂面計およびサーボ式水位計により測定した．流速の計測結果を図-3 に示す.

実験結果により，ここでの模型河道条件における湾曲部のおもな土砂水理特性として，以下のことが確認された.

① 図-3 より分かるように，$r/B=2$ および 5 のケースとともに外岸法尻部では，断面平均流速の 1～2 割増し程度の流速が発生した．r/B によって差違が明確

表-3　実験ケースおよび実験結果

No.	河床勾配	河床粒径 (mm)	法面勾配	流量 (ℓ/s)	法覆工の有無・粒径 (mm)	根固工の有無・粒径 (mm)	無次元掃流力 τ_{*0}	河床の無次元掃流力 τ_{*C} *1	法面の無次元掃流力 τ_{*SC} *2	r/B	実験結果*3
a	1/1000	1.13	1:2	38.9	−	−	0.043	0.034	0.019	2	●
b	1/500	1.13	1:5	35.5	−	−	0.035	0.034	0.032	2	●
c			1:2	40.4	−	−	0.086	0.034	0.019	2	●
d				40.4	5.34	9.75	0.086	0.034	0.032	2	○
e				40.4	5.34	−	0.086	0.034	0.032	2	○
f				40.4	2.86	5.34	0.086	0.034	0.032	2	◑
g				40.4	2.86	−	0.086	0.034	0.032	2	●
h			1:3	40.0	2.86	−	0.080	0.034	0.048	2	●
i			1:5	38.2	−	−	0.071	0.034	0.032	2	●
j				38.2	5.34	9.75	0.071	0.034	0.047	2	○
k				38.2	2.86	−	0.071	0.034	0.047	2	◑
l	1/300	1.13	1:2	51.0	2.86	5.34	0.143	0.034	0.032	2	●
m			1:3	50.0	5.34	−	0.134	0.034	0.042	2	◑
n	1/200	1.13	1:2	60.0	2.86	5.34	0.201	0.034	0.032	2	●
o	1/500	0.70	1:2	40.4	2.86	5.34	0.139	0.034	0.032	1	●
p				40.4	2.86	−	0.139	0.034	0.019	5	●

*1　τ_{*C}：河床の無次元限界掃流力
Shieldsの式による．

$$\tau_{*C} = u_{*C}^2 / \{(\sigma/\rho - 1) g d\}$$

u_{*C}^2は岩垣の式[6]による．

*2　τ_{*SC}：法面の無次元限界掃流力
Laneの式[4]による．

$$\tau_{*SC} = \tau_{*c} \cos\theta \sqrt{1 - (\tan\theta_n / \mu)^2}$$

θ_n　：法面の傾斜角
μ　：砂粒子の静摩擦係数（$\mu = \tan\phi$）
ϕ　：水中安息角[7]

*3　●：側岸侵食が発生し危険とみなされる．
○：殆ど侵食を受けない．
◑：侵食は受けるが河岸は保護されている．

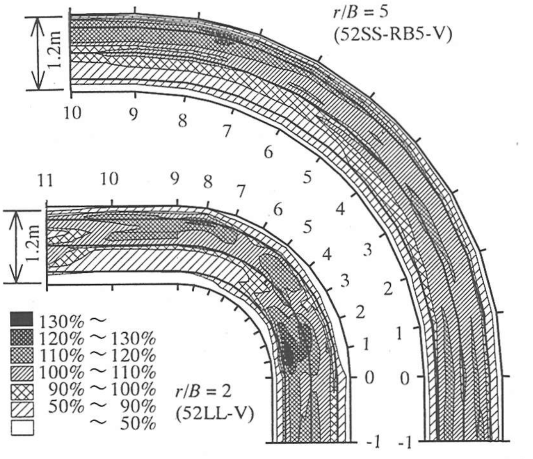


図-3　（水深平均流速／上流直線部断面平均流速）の平面分布

にならなかったのは，法覆工，根固工粒径が異なることが影響していると思われる．

② 外岸法尻部流速の最大値（v_{toe}）に関しては，法面勾配による影響は顕著にはみられなかった．（図-7参照）

③ 高水敷冠水流量時においても，低水路部分の断面平均流速に対する外岸流速の割増し率は，低水路満杯流量時とほぼ同等であった．（図-7 参照）

(2)　護岸の安定性に関する実験的検討

図-1 と同様の河道模型を用い，側岸侵食が生じるような条件を含め，種々の河道条件，護岸状態を設定し通水することにより，河道湾曲部における洗掘・堆積といった土砂水理的現象，および湾曲部に施した空石張り護岸の安定性を観察した．

実験ケースは表-3 に示すとおりで，法面勾配，法覆工粒径等が主要なパラメータとなっている．ただし，図-1 に示した法止め工は設置していない．流量は低水路満杯流量としている．実験手法は表-2 の実験と基本的に同様であり，護岸が不安定になる条件を加えた形となっている．実験ではそれぞれのケースごとに河床変動や水理量の計測を行うとともに，河岸の侵食，破壊の状況を観察した．表-3 には，その実験結果についても，側岸侵食が発生し危険とみなされた場合（●），殆ど侵食を受けなかった場合（○），侵食は受けるが河岸は保護されていた場合（◑）に分類して記している．

いま，湾曲部側岸斜面上の砂礫の限界摩擦速度を u_{*SC} とすると，側岸部摩擦速度 u_{*S}（$=\varepsilon u_*$とおく）が u_{*SC} に等しいとき，法覆工材料が移動限界となる．すなわち，

$$\varepsilon u_* = u_{*sc} \qquad (1)$$

これより，実用上 $u_* \fallingdotseq u_{*0}$（$u_{*0}$：上流直線区間での断面平均摩擦速度）および $u_{*SC} \fallingdotseq u_{*SC0}$（$u_{*SC0}$：直線部側岸斜面上の砂礫の限界摩擦速度）として，

$$u_{*SC0} / u_{*0} = \varepsilon \qquad (2)$$

が限界条件である．このとき，法覆工の破壊に対する限界条件として，どのような定義の u_{*S} を考えるかが問題となるが，ここでは側岸法尻部の値で代表させてεを表すこととし，実験現象の説明が可能かどうかを検討するものとする．

図-4 は，表-3 の結果を u_{*SC0}/u_{*0} と r/B の平面上にプロットしたものである．ここに，u_{*SC0}は，法面の傾斜角

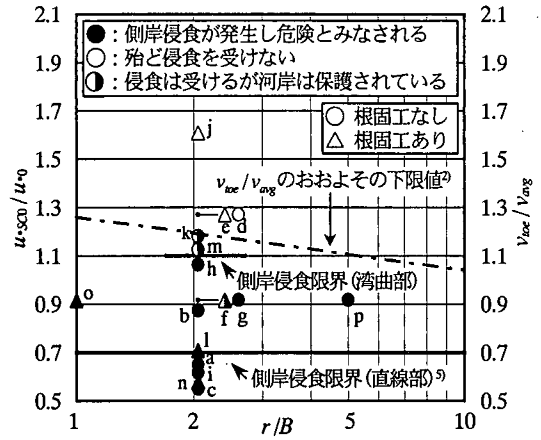


図-4 湾曲部外岸の流れの集中と側岸侵食限界

（図中，e, d, f, g は本来・印の位置にプロットされるべきものを，便宜的にずらしてプロットした．）

と法面材料の水中安息角をもとに Lane の式[4]で無次元限界掃流力を求めて算出している．

また，u_{*0}は$\sqrt{gRi_0}$として算出しており，R は低水路満杯流量を流したときの初期水深（10cm）に対する径深で，i_0は初期河床勾配である．

図中の太い実線は，従来より直線河道における側岸部の平均摩擦速度u_{*S}が$u_{*S}^2 = 0.5\ u_{*0}^2$なる関係で推定されているため[5]，側岸代表値の定義が異なるので単純な比較はできないが，参考としてそれに対応する限界線を引いたものである．ところが，実験では$u_{*sc0}/u_{*0} = 1.1$～1.2 程度が側岸侵食の限界条件となっている．これより，湾曲外岸部の摩擦速度は直線河道側岸部のそれより大きく，侵食区間のεは1.1～1.2程度になっていると考えることができる．このことは，**図-3** において，法尻部で生じる湾曲外岸部の水深平均流速の最大値が，断面平均流速の 1.1～1.2 倍であったこととおおよそ符合し，摩擦速度の集中度 ε と水深平均流速の集中度が等しいと考えてさしつかえないことを示している．

この結果は本実験における r/B=2 の条件に対するものであり，一般性の検証のためにはさらに検討を要するが，河道の湾曲度として非常に大きい条件である r/B=2 の場合に比べると，通常一般河川でよくみられる r/B>2 の場合には流れの偏りや水深変化が比較的小さく，v/u_*で表示される流れの抵抗特性の場所的変化も比較的小さいため，このような場合に対しては概ね上記の関係が適用できるものと思われる．

そこで，**図-4** には摩擦速度の集中度と水深平均流速の集中度がほぼ等しいとの考えから，参考として Thorne ら[2]による現地河川における法尻部付近の水深平均流速の集中度（v_{toe}/v_{avg}）のおおよその下限値を読みとって，目盛りを右軸として一点鎖線で示している．すなわち，左軸は側岸侵食が発生するには ε がどの程度になる必要があるかといった護岸条件を示すものであり，右軸はεを間接的に推定するための河道特性を示すものといえる．図から分かるように，現地河道での流速の集中度の下限値付近と，実験での護岸の安全・危険領域の境界がよく一致している．このことより，ここで用いた河道模型は，Thorne らの調査対象河道と比較した場合，流れの集中度がやや小さめの部類に属する河道の条件に相当していることが類推される．

なお，**図-4** において，No.d と e，および f と g を比較することにより，根固工が護岸の安定に寄与していることを知ることができる．

以上の考察より，側岸侵食の発生限界は，**図-4** の一点鎖線で示した流速の現地実測データに基づく流れの集中度合いに対応する傾向をもつ境界線で表現できることが予想される．すなわち，法覆工の安定条件は，式(2)の限界条件と，前述の議論を基に $\varepsilon \fallingdotseq v_{toe}/v_{avg}$ を考慮し，次式によって推定することが可能と思われる．

$$u_{*sc0}/u_{*0} > v_{toe}/v_{avg} \qquad (3)$$

ただし，法尻の洗掘が法覆工の破壊につながる場合があるので，その対策を検討することは必要である．

また，護岸の安定性検討に当たっての指標として v_{toe}/v_{avg} を用いる際には，$\varepsilon \fallingdotseq v_{toe}/v_{avg}$ としていることに対する安全率を考慮することも必要である．

次章では，水深平均流速の集中度（v_{toe}/v_{avg}）の支配要因が何であるか，また，v_{toe}/v_{avg}の値がどのような範囲に分布するかを予測することについて検討する．

3．数値計算による外力特性の検討

ここでは，河道湾曲部外岸の河岸保護工を設計する上で必要となる土砂水理学的情報を，できるだけ汎用的に適用しやすい表現でとりまとめることを試み，外力予測手法についての検討を行う．

すなわち，種々の条件下での数値シミュレーションを行い，それに基づいて単湾曲河道外岸部に作用する外力特性について考察する．また，これらの研究成果を踏まえ，河岸に作用する外力評価の指標として，流れの集中に伴う最大流体力（流速）の大きさと発生位置，および最大洗掘深の大きさと洗掘位置についての知見をとりまとめる．

(1) 数値モデルの概要

縦・横断方向の河床変動に関する数値シミュレーションについては，これまで多くの研究がなされてきた．それらの研究は，その流れ場の扱い方によって大きく2

次元モデル[8),9)]と3次元モデル[10),11),12)]に分けられる．2次元モデルでは，湾曲部の2次流の表現をいかに適切に行うかが計算精度を左右する重要な要因であり，各モデルを特徴付ける要素となっている．これに対し3次元モデルでは，この問題を含めて複雑な河道条件に対応し得るモデルが開発されているが，2次元モデルに比べてモデルが複雑となることは否めない．このような状況の中で，清水・板倉[8)]はできる限り単純なモデルで河川の流れと河床変動を解析するために，2次元モデルによるシミュレーション手法を検討し，水路実験および実河川への適用において実用上十分な精度で再現可能であることを報告している．

いま，モデル開発に関する上記の現状を考え合わせると，3次元性の強い局所流れや特に複雑な条件が重要な場合を除いては，一般的な実河川の現象に関する現時点での実用的予測手法としては，2次元モデルによる数値解析が有力と思われる．

そこで，今後の幅広い応用を想定し，既往の芦田・劉らの研究成果[13),14),15)]を基に，実用性・汎用性のある2次元河床変動シミュレーションモデルを構築した[16)]．モデルは直交曲線座標系を採用しているため，任意の平面形状をもつ河道にも容易に応用できる．また，掃流砂量の算定には，縦・横断勾配の影響を考慮したモデルを用い，さらには河床材料を混合砂として扱い，その解析に従来の交換層の概念に遷移層と堆積層を導入した多層モデルを用いているため，かなりの一般性をもつモデルとなっている．流砂の移動を計算するための底面流速は，主流方向については対数則分布を仮定して相当粗度高さの流速を用い，2次流は Engelund[17)]の発達した螺旋流による底面流速式で評価する．なお，計算方法としては Patankar の SIMPLER 法[18)]を用いている．計算手法の詳細については参考文献[16)]を参照されたい．

(2) シミュレーションモデルの検証

シミュレーションモデルの妥当性を検証するため，第2章に示した複断面湾曲部の流れと河床変動に関する水理模型実験を対象とし，その再現計算を行う．その結果得られる計算結果と実測データを比較することにより，モデルの適用性を明らかにする．なお，ここではそれぞれの実験条件に対して根固工が無い場合の実験結果も検証対象として追加する．このとき，護岸の安定を保つため，法尻部には図-1 に示したような法止め工が設けられている．計算メッシュは図-5 に示すように，横断方向 40 メッシュ（5.0～10.0cm），縦断方向 135 メッシュ（4.54～13.25cm）とした．

a）土砂水理条件

計算実施に当たって，おもな土砂水理条件および諸モデル係数は表-4 に示すように与える．マニングの粗度係数 n は，実験での水位を概ね再現できる平均的な値として設定した．粒径分割数 N_K は，法覆工，根固工，および河床材料の粒径を表現するために，$N_K=3$ としている．

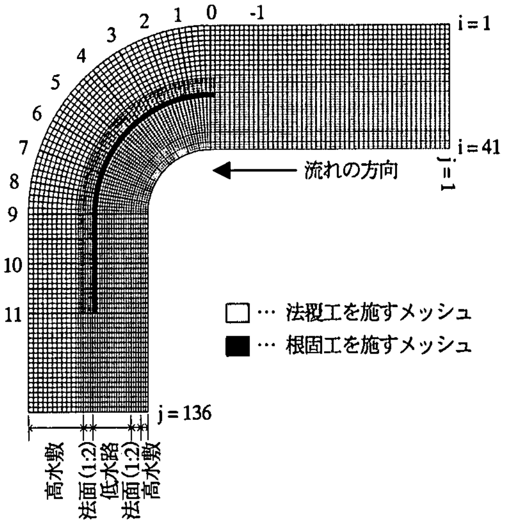


図-5　計算に用いたメッシュ（法面勾配1:2のケース）

表-4　土砂水理条件と計算パラメータ

項　目	設定値
マニング粗度係数	$n = 0.022\ (\mathrm{m}^{-1/3}\,\mathrm{s})$
陸地とみなす最大水深	0.003 (m)
2次流強度係数	$N_* = 7.0$
砂粒子の空隙率	$\lambda = 0.4$
砂粒子の比重	$\sigma/\rho = 2.65$
静摩擦係数	$\mu_s = 0.8$
動摩擦係数	$\mu_K = 0.64$
粒径分割数	$N_K = 3$
緩和係数	0.6
流速の許容誤差	$\varepsilon_u = 0.005$ (m/s)
水位の許容誤差	$\varepsilon_z = 0.001$ (m)
one-stepの河床変動最大許容量（Δt自動設定用）	$d_{zb}set = 0.005$ (m)

なお，表中の緩和係数は，計算の発散を防ぐために設けたものであり，繰り返し計算中に次ステップの値を求める際，一旦求めた値（仮の新値）と現ステップの値とに重み付けした和を実際の新値（次ステップの値）として用いることとして，その際の仮の新値の重みを示すものであり，経験的な値を設定している[13)]．

また，側岸付近の河床侵食に伴って崩れた法覆工あるいは根固工用の粗い粒子による河床の侵食抑制効果を評価するため，計算上では深掘れ部の河床横断勾配が粒子の動摩擦角を越えないように侵食量を制御する．

b）境界条件

境界条件については，できるだけ実験条件を反映させるように，つぎのように与えた．

● 上流端

水位，流速　　　　　：等流計算で与える

流砂量　：芦田・道上式[19]に基づく

河床位　：固定する

● 下流端

水位　　：等流計算で与える

河床位　：固定する

c) 計算結果と実験値の比較

計算は水理模型実験と同様に，初期状態の平坦河床からスタートし，河床形状がほぼ平衡状態になるまで計算を継続した．ただし，砂の移動が活発な場合には，今回の実験を含め従来の移動床実験にもよくみられるように，流量および給砂量が一定であっても，砂堆等の河床波が発生し，その移動によって局所的には河床位の変動が継続して平衡状態の見極めが難しい．ここでの計算においても同様の河床位変動がみられた．そこで，計算で最大の侵食深と堆積高が一定の時間が経過しても平均的にみてほとんど変化しないようになれば，平衡状態に達したと判断し，計算を終了した．

空石張り護岸を対象とする場合，護岸表面の凹凸が流れに何らかの影響を及ぼすことが考えられ，これを考慮するためには石張りの構造と局所的な流れの関係を微視的に検討することも重要な研究課題のひとつと思われる．これに関し，本研究では，便宜上空石張りの凹凸による影響は，粗度係数に含まれるものとして評価するものとする．

表-5 に示した各ケースについて，平衡状態に達した河床の，初期河床からの変動量の実験結果および計算結果を**図-6** に示す．計算における内岸砂州の発達がやや過大に現れている等，局所的には実験結果と計算結果との間に定量的な違い（大きいところで 5～6cm 程度）がみられるが，全体的にみて，外岸側の深掘れと内岸側の砂州の配置パターンはどのケースにおいても実験と計算で一致していると評価できる．また，根固工の無い場合に対し，根固工を設置した場合では外岸側の侵食規模が大幅に抑えられ，同時に内岸側の堆積規模も小さくなっている．水理実験においてみられたこうした根固工の効果についても，計算で同様の結果を得た．

つぎに，流速分布の実験結果および計算結果を**図-7** に示す．各ケースとも，湾曲出口部から下流の内岸で計算による流速が実験に比べて小さく，逆に流路中心部での計算値は大きいという傾向がみられる．これは，前述した内岸砂州の発達度合の違いによる影響が，流速分布に現れたものと思われる．また，ケース 52LLF-V では，湾曲部後半の低水路外岸部から高水敷部分にかけての流速計算値が大きくなる傾向がみられる．このように，実験結果と計算結果の間には，ある程度の不一致がみられ，とくに，高水敷冠水流量時に対して今後改善すべき課題

表-5　検証計算ケース

ケース名	曲率半径	河床勾配	法面勾配	低水路肩幅	河床粒径	法覆粒径	根固工粒径	流量
55LL-V	2.05m (水路中心の曲率半径)	1/500	1:5	1.5m	1.13 mm	5.34 mm	9.75mm	38.2 ℓ/s
55LN							無し	低水路満杯
55LLF-V							9.75mm	57.3 ℓ/s
55LNF							無し	高水敷冠水
52LL-V			1:2	1.2m			9.75mm	40.4 ℓ/s
52LN							無し	低水路満杯
52LLF-V							9.75mm	60.6 ℓ/s
52LNF							無し	高水敷冠水

が残された．たとえば，河床変動計算において 2 次流の大きさを求める際に，その強度係数 N_*を発達した螺旋流に対する値の一定値で与えていること等について今後改善のための検討を要するであろう．一方，同図により，護岸設計で重要となる低水路護岸付近および高水敷上の流速分布は，やや過大評価される傾向にあるものの，ある程度安全側を見込んだ設計値として適用可能な流速予測結果が得られたものと考えられる．これらの結果より，当モデルは，湾曲部外岸の護岸設計のための洪水時河床形状や，外岸部流速評価という目的においては，実用性の観点からみて有効性があると思われる．ただし，今後の精度向上のための検討や，実測データ等による検証を行っていくことが必要であると考える．

(3) 実施した数値シミュレーションの概要

シミュレーションモデルにより，河道湾曲部における種々の条件下での流れと河床変動の特性を把握する．対象とする河道は一定の河岸法面勾配をもつ単断面単湾曲河道であり，上下流に直線区間を設ける．河道諸元は我が国において多自然型が多く適用されるであろう中規模河川の河道条件の範囲を想定して設定した．

ここでの目的は湾曲部外岸の護岸設計のための外力評価に資する情報を得ることであるから，特に湾曲部外岸への流れの集中と法尻近傍の最大洗掘深に着目し，それらに対する種々の要因の影響特性を調べることとする．

流れの集中の度合いを表す指標としては，既往の研究[1),2),3)]でも多く用いられ，かつ前章の検討でもその有効性が示唆された v_{toe}/v_{avg} の値を適用するものとする．ただし断面平均流速 v_{avg} として，簡単な水理計算で求まるアプローチ区間の直線河道における値を適用できるようなデータ整理を行えば，実際の設計現場での実用性が高まるため，本論文では v_{avg} をそのように定義して取り扱う．計算対象流路は模型実験水路と同様の形態の 90° 単湾曲河道および比較検討用の 60° 単湾曲河道である．

a) 検討ケースおよび計算条件

これまでの検討より，v_{toe}/v_{avg} の値に影響を及ぼすであろう因子としてまず r/B が挙げられるが，それ以外にも

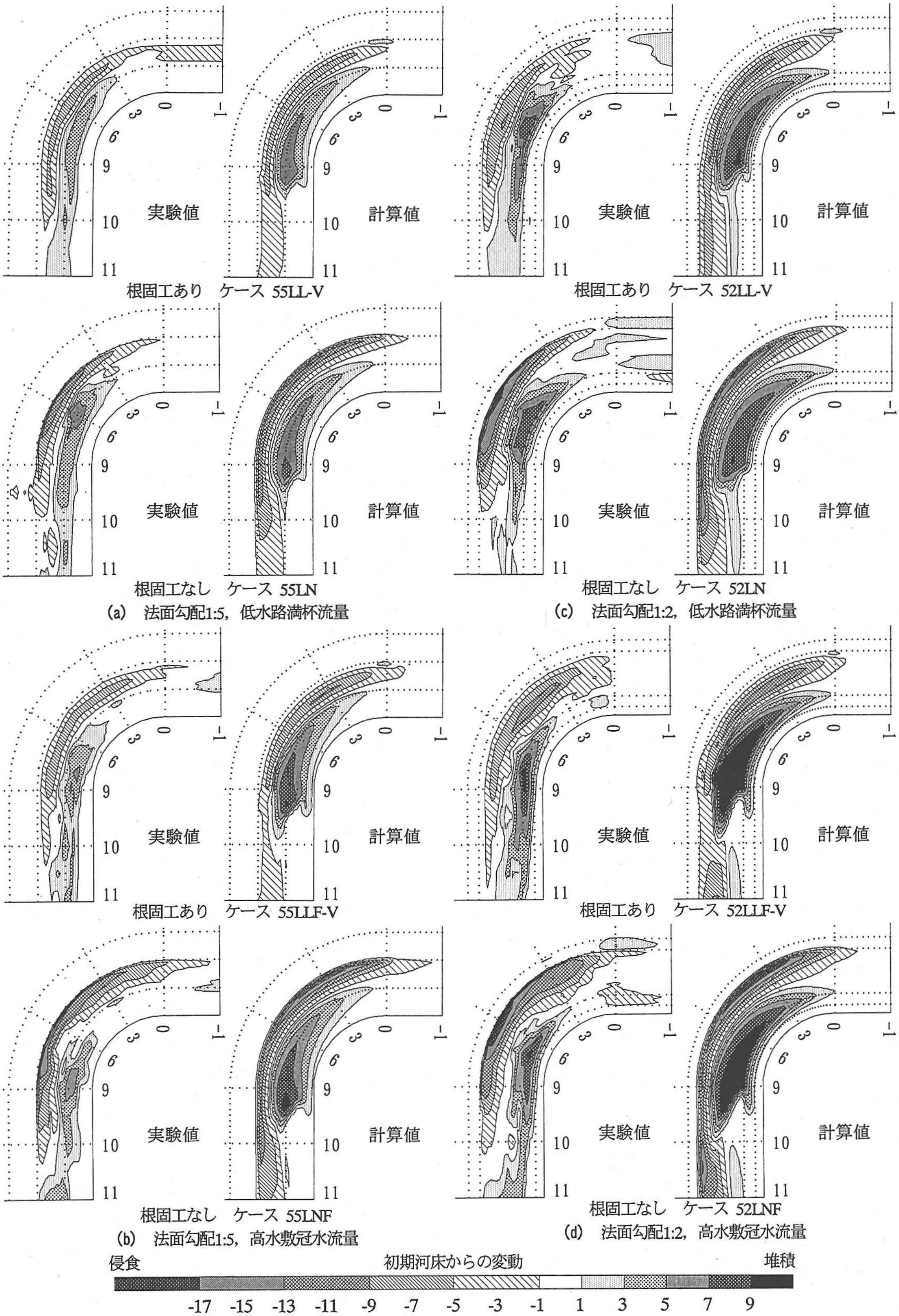
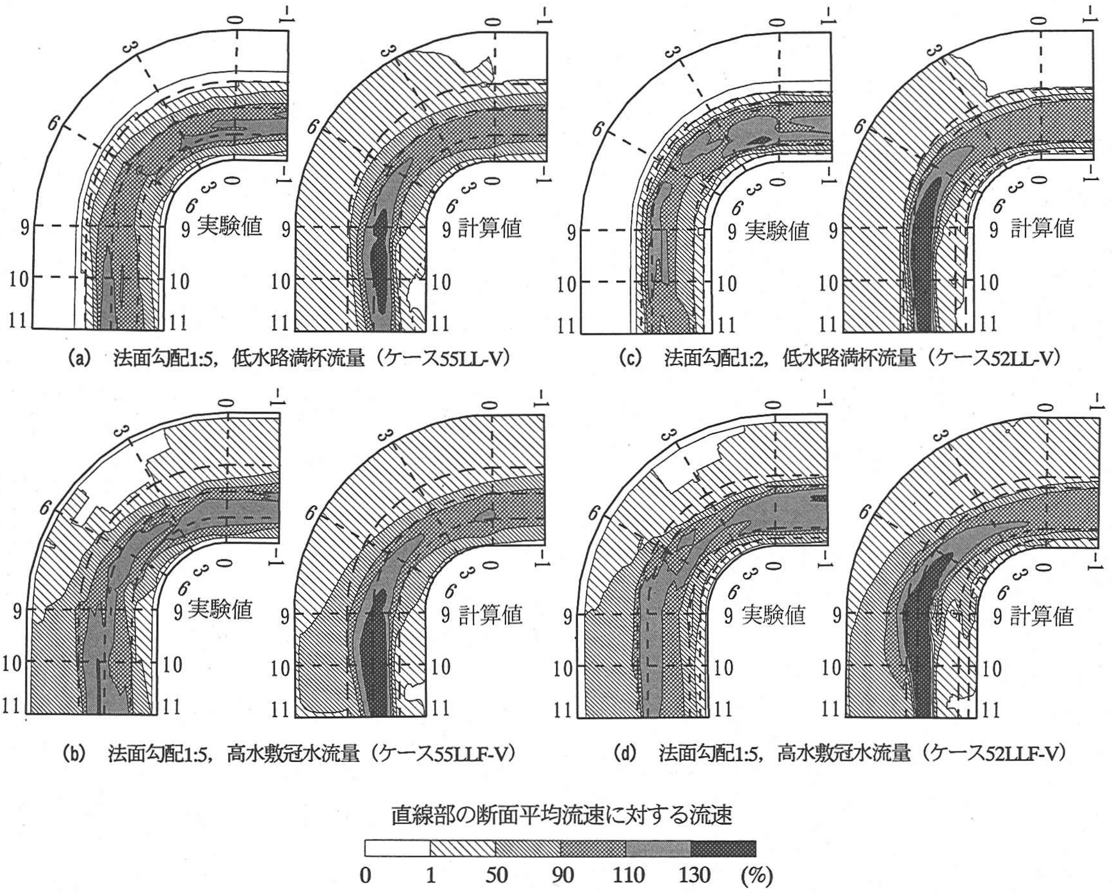


図-6　河床変動量のコンターに関する比較



(a) 法面勾配1:5，低水路満杯流量（ケース55LL-V）

(c) 法面勾配1:2，低水路満杯流量（ケース52LL-V）

(b) 法面勾配1:5，高水敷冠水流量（ケース55LLF-V）

(d) 法面勾配1:5，高水敷冠水流量（ケース52LLF-V）

図-7 流速分布のコンターに関する比較

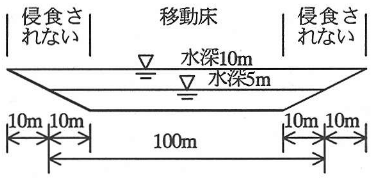


図-8 計算水路横断図

表-6 対象とする計算ケースの河川形態

ケース	河床勾配	粒径	河川形態分類
A	1/300	5.0～10.0cm	扇状地河川
B	1/1000	1.5～3.0cm	自然堤防帯（比較的急勾配で粒径が粗い条件）
C	1/5000	0.3～0.6cm	自然堤防帯（比較的緩勾配で粒径が細かい条件）

検討すべきパラメータは存在する．すなわち v_{toe}/v_{avg} は河道の幾何学的形状や，流れの慣性力および抵抗特性等に支配されるものと考えられ，ここでは r/B の他に，上流直線区間でのフルード数 Fr_0，水深と川幅の比 h/B，直線部無次元掃流力 τ_{*0} といった無次元量に着目し，v_{toe}/v_{avg} との関係を数値シミュレーションにより調べる．

計算対象河道は第２章の模型実験水路と同様の形態であるが，現地スケールを想定しており，川幅 B は多自然型川づくりの対象として考えやすい中規模河川を想定し，100m 程度とする．また，湾曲上下流部に設ける直線区間は上流下流とも長さ 500m とする．初期の水路横断形状は**図-8** のようであり，法面は侵食されないものとして計算を行う．

河道諸元（特に無次元量）は，我が国において多自然型川づくりが適用されると考えられる河道条件の範囲を想定して設定する．

最初に，河床勾配 i を 1/5000～1/300 の範囲で設定するものとし，さらに，マニングの粗度係数 n を経験的に 0.025～0.035 ($m^{-1/3}$ s)の範囲で河床勾配に応じて設定する．河床勾配とマニングの粗度係数を変数とするのは，流れの慣性力の影響を調べるためでもあり，これはフルード数 Fr_0 の変化による影響として反映される．

表-7　湾曲部の流れと河床変動の数値シミュレーション計算ケース

ケース名	湾曲角 (deg)	初期水深 h (m)	τ_{*0}	湾曲部の曲率半径 r (m)	水路幅 B(m)	r/B	h/B	河床勾配	河床粒径 dm(cm)	粗度係数 n *1 ($m^{-1/3}$ s)	流量 (m^3/sec)	断面平均流速 v_{avg} (m/s)	フルード数 Fr_0
Case-1A								1/300	10.0	0.035	2,120	4.711	0.673
Case-1B				200		2.222		1/1000	3.0	0.030	1,350	3.000	0.429
Case-1C								1/5000	0.6	0.025	735	1.633	0.233
Case-2A								1/300	10.0	0.035	2,120	4.711	0.673
Case-2B	90	5.0	0.1	500	90.0	5.556	0.056	1/1000	3.0	0.030	1,350	3.000	0.429
Case-2C								1/5000	0.6	0.025	735	1.633	0.233
Case-3A								1/300	10.0	0.035	2,120	4.711	0.673
Case-3B				1000		11.111		1/1000	3.0	0.030	1,350	3.000	0.429
Case-3C								1/5000	0.6	0.025	735	1.633	0.233
Case-1A-細 *2								1/300	5.0	0.035	2,120	4.711	0.673
Case-1B-細				200		2.222		1/1000	1.5	0.030	1,350	3.000	0.429
Case-1C-細								1/5000	0.3	0.025	735	1.633	0.233
Case-2A-細								1/300	5.0	0.035	2,120	4.711	0.673
Case-2B-細	90	5.0	0.2	500	90.0	5.556	0.056	1/1000	1.5	0.030	1,350	3.000	0.429
Case-2C-細								1/5000	0.3	0.025	735	1.633	0.233
Case-3A-細								1/300	5.0	0.035	2,120	4.711	0.673
Case-3B-細				1000		11.111		1/1000	1.5	0.030	1,350	3.000	0.429
Case-3C-細								1/5000	0.3	0.025	735	1.633	0.233
Case-1B-深 *3				200		2.000		1/1000	6.0	0.030	4,580	4.580	0.463
Case-2B-深	90	10.0	0.1	500	100.0	5.000	0.100	1/1000	6.0	0.030	4,580	4.580	0.463
Case-3B-深				1000		10.000		1/1000	6.0	0.030	4,580	4.580	0.463
Case-1B-深細				200		2.000		1/1000	3.0	0.030	4,580	4.580	0.463
Case-2B-深細	90	10.0	0.2	500	100.0	5.000	0.100	1/1000	3.0	0.030	4,580	4.580	0.463
Case-3B-深細				1000		10.000		1/1000	3.0	0.030	4,580	4.580	0.463
Case-2B-根 *4	90	5.0	0.1	500	90.0	5.556	0.056	1/1000	3.0	0.030	1,340	2.978	0.425
Case-2B-法 *5	90	5.0	0.1	500	90.0	5.556	0.056	1/1000	3.0	0.030	1,310	2.911	0.416
Case-1A-60 *6								1/300	10.0	0.035	2,120	4.711	0.673
Case-1B-60				200		2.222		1/1000	3.0	0.030	1,350	3.000	0.429
Case-1C-60								1/5000	0.6	0.025	735	1.633	0.233
Case-2A-60								1/300	10.0	0.035	2,120	4.711	0.673
Case-2B-60	60	5.0	0.1	500	90.0	5.556	0.056	1/1000	3.0	0.030	1,350	3.000	0.429
Case-2C-60								1/5000	0.6	0.025	735	1.633	0.233
Case-3A-60								1/300	10.0	0.035	2,120	4.711	0.673
Case-3B-60				1000		11.111		1/1000	3.0	0.030	1,350	3.000	0.429
Case-3C-60								1/5000	0.6	0.025	735	1.633	0.233
Case-1B-60細				200		2.222		1/1000	1.5	0.030	1,350	3.000	0.429
Case-2B-60細	60	5.0	0.2	500	90.0	5.556	0.056	1/1000	1.5	0.030	1,350	3.000	0.429
Case-3B-60細				1000		11.111		1/1000	1.5	0.030	1,350	3.000	0.429

*1 [Case-2B-根], [Case-2B-法]を除いて低水路床と法面に一様の粗度を与える.

*2 [-細]は, 河床材料粒径を小さくして$\tau_{*0}=0.2$としたケースを意味する.

*3 [-深]は, 初期水深を大きくして$h/B=0.100$としたケースを意味する.

*4 [Case-2B-根]では, [Case-2B]の法尻に幅5mの根固工(侵食されない)を施し, その粗度係数を低水路床粗度係数の1.5倍とする.

*5 [Case-2B-法]では, [Case-2B]の条件に対して, 法面の粗度係数を低水路床粗度係数の1.5倍とする.

*6 [-60]は, 湾曲角60°のケースを意味する. 他は湾曲角90°.

法面勾配は, 第2章で述べたように最大洗掘深や流速分布に若干影響するが, 外岸法尻部の水深平均流速最大値に関しては他の要因に比べてそれほど重要なパラメータではないと思われるため, 1:2の一定値とする.

流量は, 初期平均水深 h が 5m あるいは 10m となるよう設定する. これは h/B による影響をみることがおもな目的である.

河床材料粒径は一様粒径とし, 土砂移動が活発に行われること, および我が国の洪水時河川の実態を考慮し, 実用的な条件として上流直線区間での無次元掃流力 τ_{*0} ($=gRi/sgd$, R：径深, $s\,(=\sigma/\rho-1)$：砂礫の水中比重, σ およびρ：砂礫および水の密度）が 0.1 あるいは 0.2 になるよう設定する. 砂礫の比重（σ/ρ）は 2.65 とする. このとき, 粒径 d は 0.6cm～10.0cm および 0.3cm～5.0cm の範囲となる. これらの条件は, 我が国の多くの河川を考えた場合, 礫床河川のみを対象としていることになるが, 河川形態的に考えると, 我が国の一級河川の平均粒径と河床勾配の関係[20]を参考にして, 今回対象とする計算ケースはほぼ表-6 のように分類される.

つぎに, r/B は, 流れの集中が最も顕著になると考えられる r/B=2 から, 湾曲の影響がかなり小さくなると考えられる r/B=10 程度までの範囲で設定する.

以上が計算条件設定の考え方であり, このようにして設定した計算ケースを表-7 に示す.

なお, Case-2B-法は, 空石張り護岸の粒径の効果として, 法面粗度の影響を評価するために行う. すなわち, 河岸法面部分の粗度係数を, 水路床のそれとは別に設定する. Case-2B-根は根固工の影響を評価するために行う.

(4) 流れの集中度に及ぼす水理パラメータの影響

図-9 は, 表-7 に示したケースのうち湾曲角 90°のケースを対象に, 河床が概ね平衡状態に達した時点での v_{toe}/v_{avg} と r/B の関係を, h/B, τ_{*0}, Fr_0 をパラメータとして示したものである. また, 河床変動の進行状況に応じ

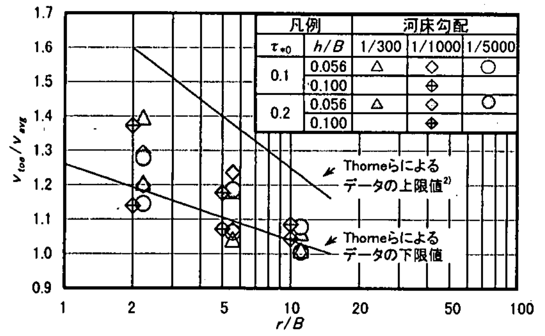


図-9　平衡河床における v_{toe}/v_{avg}

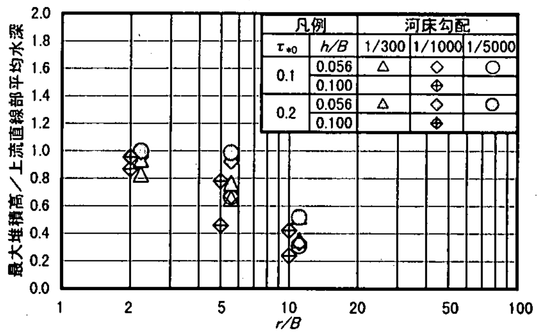


図-11(a)　平衡河床における最大堆積高／H_{0m}

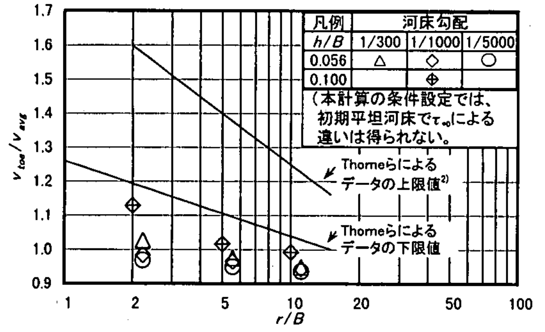


図-10　初期河床（平坦河床）における v_{toe}/v_{avg}

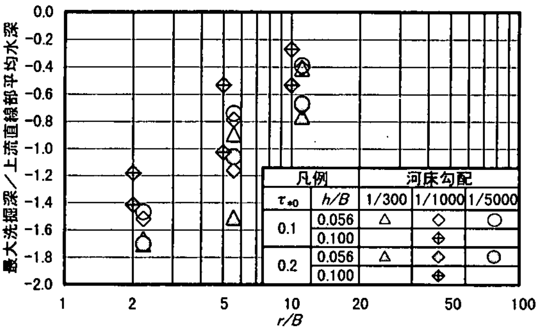


図-11(b)　平衡河床における最大洗掘深／H_{0m}

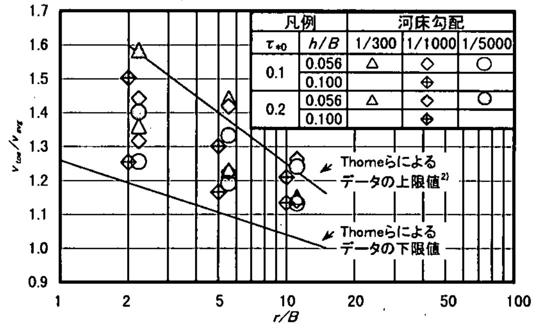


図-12　平衡河床におけるv_{toe}/v_{avg}（v_{toe}の定義域を拡張した場合）

た流れ場の変化を見るため，図-10 では初期の平坦河床上における流れの計算結果を同様の図式で示している．以下，数値計算の結果に基づいて v_{toe}/v_{avg} に対する各パラメータの影響について考察する．

a) 河床形状による影響

図-9，図-10 から，全般的に，v_{toe}/v_{avg} は初期平坦河床時よりも平衡河床時の方が大きくなり，砂州の発達や外岸の河床洗掘に伴って流れの外岸への集中度が増す傾向にあることが分かる．

そこで，流れの集中度と河床変動の関係を明らかにするため，図-11 に各ケースの初期河床からの河床変動量を示した．同図では，初期河床高を基準とした最大堆積高と最大洗掘深の値を上流直線部の平均水深 H_{0m} に対する割合で表している．

v_{toe}/v_{avg} と同様，河床変動の程度は r/B が小さいほど大きい．また，τ_{*0}が 0.1 の場合と 0.2 の場合を比較すると，τ_{*0}が大きいときに河床変動の程度が大きい傾向にある．

これらの事実と，後述する τ_{*0} による v_{toe}/v_{avg} への影響も考え合わせると，一般的に河床変動の程度が大きいほど v_{toe}/v_{avg} も大きくなることが推察される．

なお，同図における最大洗掘深の分布領域は，山本[20]によって示された我が国の河川における洗掘実績をほぼ包括していることを付記しておく．

b) r/B の違いによる影響

r/B が小さいほど v_{toe}/v_{avg} が大きいという傾向は Thorne らの現地データに基づく研究成果[2]と一致するが，全体的な傾向として，Thorne らの成果と比べ，著者らのプロットはやや v_{toe}/v_{avg} が小さめに評価されている．これは Thorne らの v_{toe} が法尻部根固工領域の水深平均流速の最大値として定義されているのに対し，著者らは法面の安定性を評価する指標としては，より河岸に近い法尻線上の流速に限定して定義すべきと考えたため，若干の定義領域の相違があるためである．ちなみに，v_{toe} の定義領域を法尻から水深程度の幅だけ河道中央側へ拡張して著者らのシミュレーション結果を整理しなおすと図-12 が得られ，ほぼ Thorne ら[2]の現地データの領域と一致する．

c) フルード数 Fr_0 の違いによる影響

r/B が小さいときは Fr_0 による違いがある程度見られ，Fr_0 が大きいほど v_{toe}/v_{avg} が大きくなる傾向にあるが，r/B

表-8 [Case-2B-法], [Case-2B-根] における v_{toe}/v_{avg}

-	Case-2B	Case-2B-法	Case-2B-根
平衡河床での v_{toe}/v_{avg}	1.068	0.945	0.885
平坦河床での v_{toe}/v_{avg}	0.965	0.865	0.853

が大きくなると Fr_0 による違いは認められなくなる.

これは，外岸への流れの集中が河床形状に支配されるのに対して，図-11からも推測されるように，Fr_0 による河床形状への影響があまり顕著でないことによると考えられる．このことから，r/B が小さい場合には Fr_0 にも着目するべきであると思われるが，v_{toe}/v_{avg} の評価には Fr_0 に着目するよりも，むしろ河床粒径との関係で，後述する τ_{*0} 等に着目することが大切と思われる.

d) h/B の違いによる影響

同じ τ_{*0}, Fr_0（または河床勾配）で比較すると，平坦河床では h/B が大きいときに v_{toe}/v_{avg} がやや大きいという特徴が見られる．しかしながら，平衡河床では h/B の違いよる系統的な傾向がみられず，少なくともここでの検討範囲ではあまり支配的な要因ではないと考えられる.

e) 無次元掃流力 τ_{*0} の違いによる影響

τ_{*0} が大きいケースの方が，v_{toe}/v_{avg} が大きいという傾向が明確に見られる．これは，前述したように，τ_{*0} が大きいと河床変動の程度も大きいという傾向によるものと思われる.

f) 法面粗度と低水路河床粗度の差異の影響

表-8 は，Case-2B-法および Case-2B-根における v_{toe}/v_{avg} の値を抽出し，Case-2B と比較して示したものである．法面粗度係数を低水路床粗度係数の 1.5 倍とすることにより（Case-2B-法），v_{toe}/v_{avg} の値は小さくなり，平衡河床でみると外岸流速が 1 割程度小さくなる．この結果は粗度による影響のおよその目安として有用である.

g) 根固工の有無による影響

法尻に根固工を置くことにより（Case-2B-根），洗掘が若干抑制されるとともに，法尻部に流速低減効果が現れ，v_{toe}/v_{avg} の低下がみられる（表-8）．平衡河床時の値でみると，2 割程度の低減率である.

水理実験では根固工の設置により護岸の安定性が増すことが確認された．この原因の一つとして，上述のような流速低減効果が挙げられる.

以上の数値シミュレーション結果および既往研究成果により，河道湾曲部外岸に作用する外力は図-4 や図-9 のような平面上で推定できると考えられる.

今回の検討の結果，v_{toe}/v_{avg} は湾曲部の平面形状と河床形状の影響を強く受けることが確認された．平面形状は r/B で代表され，また，河床形状に大きな影響を及ぼすパラメータは r/B と τ_{*0} であることが明らかとなり，これらの代表パラメータと v_{toe}/v_{avg} の関係についての物理的裏付けが明確になるとともに，v_{toe}/v_{avg} の推定に資する重要な情報を得ることができた.

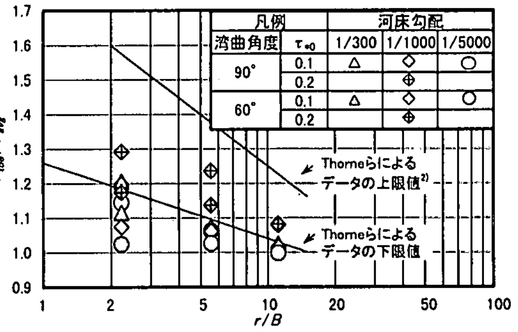


図-13 平衡河床における v_{toe}/v_{avg}（湾曲角60°と90°の場合の比較）

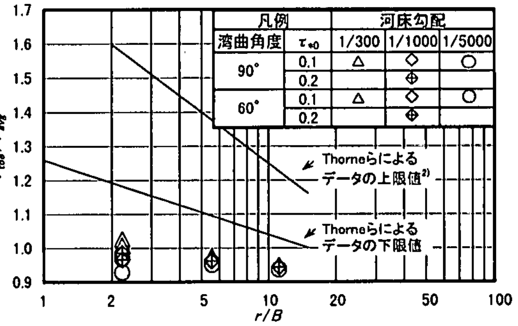


図-14 平坦河床における v_{toe}/v_{avg}（湾曲角60°と90°の場合の比較）

(5) 湾曲角の違い（90°と60°）が湾曲部外岸への外力特性に及ぼす影響

流れの集中度に対する湾曲角の影響について考えるとき，今回重点的に調べた湾曲角 90°の場合の水理現象を基準に，湾曲角の異なる河道に対してどのように拡張して適用するかが問題となる．ここでは代表として湾曲角 60°の場合の計算結果と 90°の場合の計算結果を比較することにより，湾曲角が異なる河道における流れの集中特性の違いを検討し，データの汎用化に向けての考察を行う.

a) 流れの集中度の評価

図-13 は，表-7 に示した計算ケースのうち，湾曲角 60°のケースとそれに対応する湾曲角 90°のケースにおいて得られた平衡河床の v_{toe}/v_{avg} と r/B の関係を，図-9 と同様に，上流直線区間でのフルード数 Fr_0，直線部無次元掃流力 τ_{*0} といった無次元量をパラメータとして示したものである．また，図-14 では，河床変動の進行状況に応じた流れ場の変化を見るため，図-10 と同様に，初期の平坦河床上における流れの計算結果を示している.

これらの図より，湾曲角の違いが v_{toe}/v_{avg} に与える影響について，以下のことがいえる.

① r/B が大きいとき（r/B≒5 または 10 のとき），τ_{*0}

が小さければ，60°湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} と 90°湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} の間にほとんど差異は見られない．しかし，r/B が小さいとき（r/B≒2 のとき）は，60°湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} は，90°湾曲河道のそれに比べて小さくなっている．

② 60°湾曲河道の計算結果に着目すれば，r/B の違いによる v_{toe}/v_{avg} の違いが 90°湾曲河道のものほど顕著でないといえる．

③ 60°湾曲河道においても，r/B が小さいときは Fr_0 による違いがある程度見られ，Fr_0が大きいほど v_{toe}/v_{avg} が大きい．これは，90°湾曲河道の場合と全く同様である．

④ 上流直線区間の無次元掃流力 τ_{*0} が大きいケースで v_{toe}/v_{avg} が大きい．これも，90°湾曲河道の場合と全く同様である．

⑤ 初期平坦河床の v_{toe}/v_{avg} の値は平衡河床時のそれに比べて小さく，r/B の違いによる v_{toe}/v_{avg} の違いはほとんど見られず，また，湾曲角の違いによる v_{toe}/v_{avg} の違いもほとんど見られない．

全体的に，他の水理条件が等しければ 60°湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} が 90°湾曲河道のそれより大きくなることはない．よって，60°湾曲河道において，同じ条件（r/B や τ_{*0} など）の 90°湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} で評価すれば，安全側の条件を与えることになる．

問題は，そうすることによって必要以上に過大な設計とならないかどうかである．これについて図-13 より考えると，r/B が 5 程度以下でかつ τ_{*0} が 0.2 程度以上のとき，および，r/B が 2 程度以下のときには湾曲角の違いによる差が比較的大きくなるため，そのような条件の河道では 90°湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} を幾分割り引いて設定できるものと思われる．

このような割引率と水理条件の関係に関する定量的評価については今後さらに検討が必要であるが，参考として，今回の対象条件の場合，上記領域における v_{toe}/v_{avg} の割引率は 10～15%程度であり，掃流力に換算すると 20～30%となる．この違いに対する法覆工材料の移動限界粒径の違いもやはり 20～30%であり，設計現場の状況に応じてこれを考慮するなり，安全率の確保のために考慮しない等を判断する必要がある．

割引率を採用する場合には，種々の水理パラメータの信頼性が高いことが必要条件であり，そうでない場合には，90°湾曲河道で得られた計算値を基準に設計検討を行うべきであろう．

b) 法尻部水深平均流速および河床変動量の場所的変化

以上の検討により，湾曲角の違いによって v_{toe}/v_{avg} の値がある程度変化し，r/B が小さいときおよび τ_{*0} が大きいときに湾曲角の影響が現れやすいことが明らかとなった．ここではさらに流れの集中過程（縦断方向の集中度分布）の特徴について調べることにより，湾曲角の影響がどのような機構によって現れるのかについて考察する．ここで着目したのは，60°湾曲河道の流速集中過程が，90°湾曲河道の偏角 60°までの区間のそれと同等なのか，それとも異なる過程なのかということであり，これにより湾曲角の影響が単に流下距離の無次元量の違いとして現れるのか，それとも流れの構造に変化が生じるのかを明らかにする．

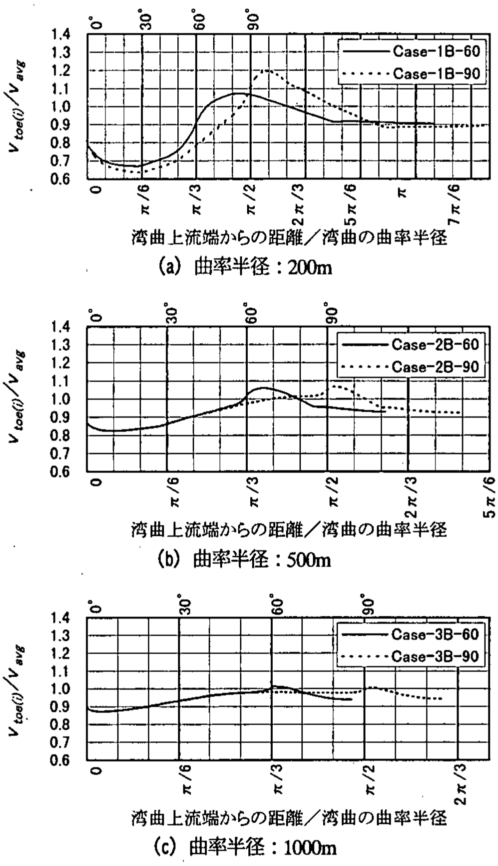


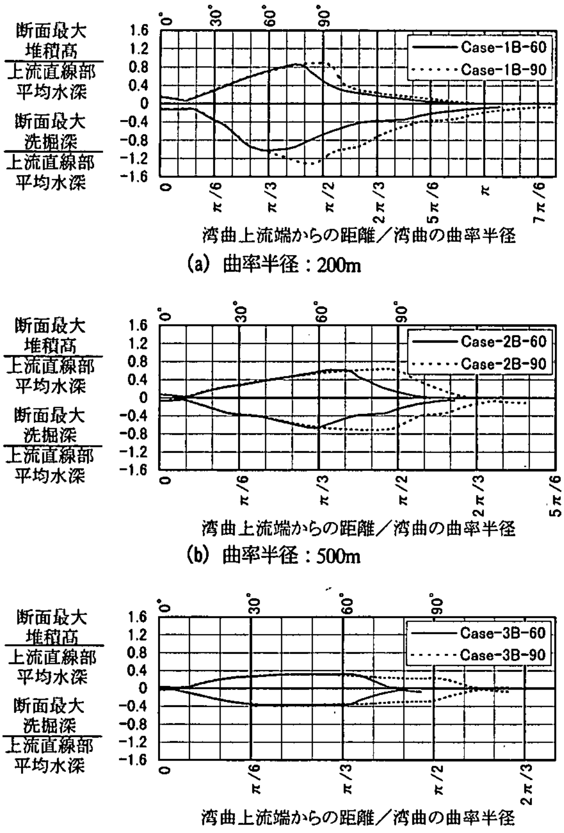
図-15 $v_{toe(i)}/v_{avg}$ の縦断変化（湾曲角 60°と 90°の場合の比較）

図-15 は，「湾曲上流端からの距離／湾曲半径」を横軸にとり，河床勾配 1/1000，τ_{*0}=0.1 のケースを対象に，平衡河床時の $v_{toe(i)}/v_{avg}$（$v_{toe(i)}$は断面 i の法尻での水深平均流速）の縦断変化の様子を描いたものである．各図は，湾曲角がそれぞれ 90°と 60°であり，その他の条件はすべて同じである 2 つのケースを比較して描いている．

これらの図から，湾曲角の違いが v_{toe}/v_{avg} の値に与える影響について，以下のことがいえる．

① 90°湾曲，60°湾曲ともに，r/B の条件によらず，$v_{toe(i)}/v_{avg}$ の最大値（v_{toe}/v_{avg}）は湾曲が終わって直線部に入ったところで現れる．

② 各ケースとも，湾曲部から直線部に入ったところで $v_{toe(i)}/v_{avg}$ の増加率が高まる現象がみられる．これは，

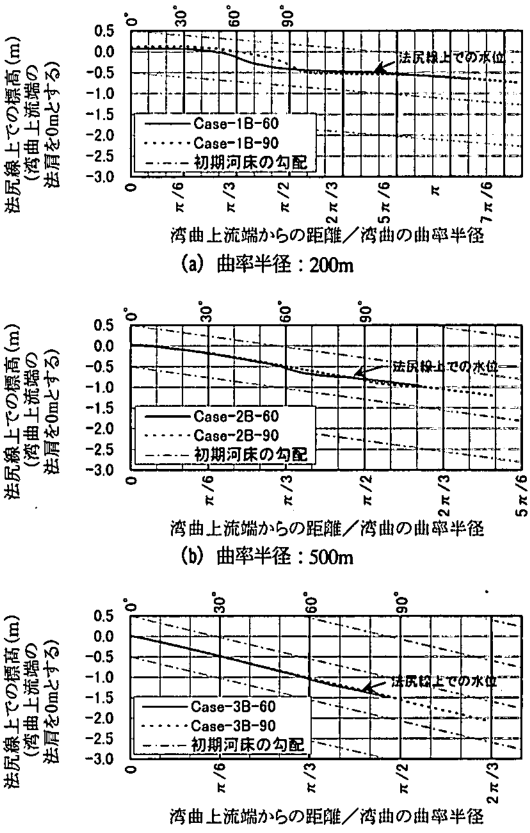


(a) 曲率半径：200m

(b) 曲率半径：500m

(c) 曲率半径：1000m

図-16 断面最大洗掘深および堆積高の縦断変化
(湾曲角60°と90°の場合の比較)



(a) 曲率半径：200m

(b) 曲率半径：500m

(c) 曲率半径：1000m

図-17 法尻線上の水位の縦断変化
(湾曲角60°と90°の場合の比較)

流線の曲率半径が急激に変化する影響が現れているものであり，影響の度合いは，r/B が小さいほど大きく，湾曲角による差はあまりみられない．ただし，r/B が大きいときは $v_{toe(i)}/v_{avg}$ の縦断変化が小さいため，図においてはこの現象が目立ってみえている．

③ $v_{toe(i)}/v_{avg}$ の最大値（v_{toe}/v_{avg}）について，60°湾曲河道と90°湾曲河道での違いに着目すると，r/B が大きいとき（r/B≒5,10 のとき）にはほとんど差がないものの，r/B が小さいとき（r/B≒2 のとき）には差が見られ，60°湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} は 90°湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} に比べて小さい．また，τ_{*0} の大きいケース（τ_{*0}=0.2）について図-15 と同様の図を描いて比較したところ，r/B≒5 でも差がみられた．これらのことは既出の図-13 からも読みとれる．

④ 湾曲入口から偏角 60°までの $v_{toe(i)}/v_{avg}$ の変化過程をみると，r/B が大きいとき（r/B≒5,10 のとき），60°湾曲と 90°湾曲とでほとんど差がないが，r/B が小さいとき（r/B≒2 のとき），60°湾曲の方が 90°湾曲に比べて $v_{toe(i)}/v_{avg}$ が速やかに増加する．

上記④について，湾曲入口から偏角 60°までの流速分布が河床形状とどのような関係にあるかを調べるために，各ケースの断面最大堆積高および断面最大洗掘深と上流直線部平均水深の比の縦断変化を示したものが図-16 である．これらの図より分かるように，いずれのケースにおいても湾曲入口から偏角 60°までの区間の断面最大堆積高および洗掘深は 60°湾曲と 90°湾曲とでほとんど差がない．すなわち，この区間の河床形状は両者でほぼ等しいと考えてさしつかえないであろう．このことは，いくつかのケースに対して河床変動の平面分布図を描くことによっても別途確認している．したがって，この区間の $v_{toe(i)}/v_{avg}$ の増加過程の違いは当該区間の河床形状の違いに起因するものではなく，下流区間の水理特性の影響を受けた現象と考えることができる．それと同時に河床変動は下流区間の影響をあまり受けないことが明らかとなった．

一方，各ケースの法尻線上での水位の縦断変化について示すと図-17 のとおりである．これらによると，r/B が小さいとき（r/B≒2 のとき），60°湾曲の方が 90°湾曲にに比べて水位が低くなっていることがわかる．すなわ

ち，r/B が小さいときに 90°湾曲河道では遠心力による外岸水位のせき上げが偏角 60°付近で継続しているのに対し，60°湾曲河道では，遠心力の影響の消滅により湾曲部外岸水位は低下し，それに伴う湾曲部出口での縦断水面勾配の増加が外岸流速の駆動力の一つとなって④の結果につながっているものと考えられる．この傾向は r/B が小さいほど強く現れる．

なお，図-16 において，偏角 60°以上の区間の断面最大堆積高および洗掘深の縦断変化をみると，90° 湾曲河道においては，r/B≒5,10 のときは偏角 60° までの堆積高および洗掘深からあまり発達していないが，r/B≒2 のときは偏角 60° を過ぎてからさらに堆積・洗掘が発達している．しかしながら，60° 湾曲河道においては，r/B の値にかかわらず，偏角 60° を過ぎてから（直線部に入ってから）堆積および洗掘はほとんど発達していない．

一方，本研究におけるこれまでの実験と計算から，湾曲部外岸の深掘れ発生位置は，湾曲上流の直線部内岸の延長線が湾曲部外岸に達する場所のやや下流という結果を得ている．直線部内岸延長線が湾曲部外岸に達する場所は，

r/B≒2 の場合　→　偏角 60° 付近
r/B≒5 の場合　→　偏角 40° 付近
r/B≒10 の場合　→　偏角 30° 付近

となる．すなわち r/B≒2 の場合には，偏角が 60° 付近を過ぎたあたりから深掘れが発達するということになる．このため，湾曲部が偏角 60° で終わってしまう場合の河床変動と，湾曲部が偏角 60° 以降も続く場合の河床変動が大きく違ってくるものと考えられる．

また，r/B≒5,10 の場合は 60° 湾曲河道においても上記深掘れ発生位置が湾曲区間内にあるため，最大洗掘深が 90° 湾曲河道のそれとほとんど変わらないという結果になるものと考えられる．

以上に挙げた，偏角 60° を過ぎてからの河床変動の発達の違いが，図-16 で r/B が小さいときに，60° 湾曲河道の最大洗掘深が 90° 湾曲河道の最大洗掘深に比べて小さくなることの原因となっていると考えられる．

4．設計外力指標評価方法の提案

これまでの検討結果を踏まえ，河岸保護工の設計外力指標として v_{toe}/v_{avg} の予測評価方法についての提案を行う．v_{toe}/v_{avg} については，第 3 章において，種々のパラメータとの関係が明らかになった．したがって，厳密にはそれらの要因を加味した予測が必要であるが，現時点ではあらゆる要因を考慮した推定方法を提案できるだけの情報は得られておらず，ここでは実用上の便を考慮し，影響の大きなパラメータとして r/B を基本とした推定方

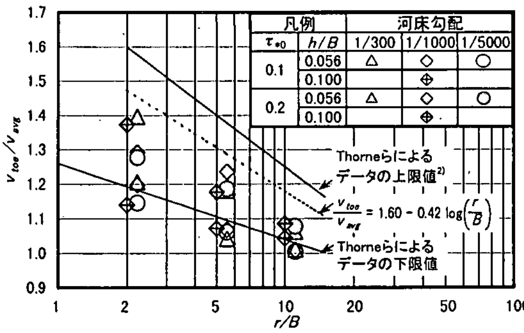


図-18　平衡河床における v_{toe}/v_{avg}

法を考える．

いま，図-9 におけるデータの領域を全体的にとらえ，安全側の評価を行うこととして上側の包絡線を引くと図-18 中の破線のとおりであり，次式で示される推定式が得られる．

$$\frac{v_{toe}}{v_{avg}} = 1.60 - 0.42\log\left(\frac{r}{B}\right) \quad (4)$$

ここに，

v_{toe} ：湾曲部護岸の設計流速
（＝外岸法尻部の水深平均流速の最大値）
v_{avg} ：湾曲部上流直線区間の断面平均流速
r ：湾曲部の曲率半径（河道中心線）
B ：河道幅

上式は表-7 に示した対象河川条件領域にある河川の v_{toe}/v_{avg} を，ある程度の安全率を確保して評価するものであるが，湾曲角が小さい場合や無次元掃流力 τ_{*0} が小さい場合等にはやや過大な評価となる場合がある．これについては必要に応じて個々のパラメータの影響を考慮し，適切な修正を行えばよいと思われ，その際には本研究で示した種々のパラメータの影響がある程度参考になるが，今後さらに検討が必要である．

また，前述したように本研究でのシミュレーションでは上流河道の無次元掃流力 τ_{*0} を 0.1～0.2 の範囲で設定しているが，τ_{*0} がさらに大きい場合の検討も必要である．これについては今後の課題としたい．

v_{toe}/v_{avg} の上限値，下限値は，従来の知見[1]にしたがって 1.6 および 1.0 とするのが妥当と考えられる．

5．結論

本論文では，河道湾曲部外岸の河岸保護工を設計する上で必要となる土砂水理学的情報を，水理模型実験結果，および数値シミュレーション結果を基にできるだけ汎用的に適用しやすい表現でとりまとめることを試みた．

さらに，その結果による物理的裏付けを基に設計外力の指標としての v_{toe}/v_{avg} を，r/B の関数により求める方法を提案した．

ここでの研究成果により，合理的な河岸保護工設計を行うための指針を得ることができたが，今後，汎用的な手法として信頼性を高めるためには，実河川への適用を進める中で，水工学的情報を蓄積し，適用性の実証や新たな知見の導入を図ることが必要である．

謝辞：本研究を進めるに当たって，多くの有益なご意見を賜った立命館大学江頭進治教授に心より謝意を表します．

参考文献

1) Maynord, S.T. : Corps Riprap Design Guidance for Channel Protection, *River, Coastal And Shoreline Protection, Edited by Thorne, C.R, et al.*, John Wiley & Sons Ltd, pp.41-52, 1995.
2) Thorne, C.R., Abt, S.R. and Maynord , S.T. : Prediction of Near-Bank Velocity and Scour Depth in Meander Bends for Design of Riprap Revetments, *River, Coastal And Shoreline Protection, Edited by Thorne, C.R, et al.*, John Wiley & Sons Ltd, pp.115-133, 1995.
3) （財）国土開発技術研究センター：護岸の力学設計法，（株）山海堂，165p，1997.
4) （社）土木学会：平成11年版水理公式集，（株）技報堂，p.159，1999.
5) 芦田和男，江頭進治，加本　実：山地流域における侵食と流路変動に関する研究（2）－流路の側岸侵食機構－，京都大学防災研究所年報，第26号B-2，pp.353-361，1983.
6) 岩垣雄一：限界掃流力に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第41号，pp.1-20，1956.
7) 久宝　保：土砂の水中傾斜角について，土木技術資料，第6巻，第5号，1951.
8) 清水康行，板倉忠興：河川における2次元流れと河床変動の計算，北海道開発局土木試験所報告，No.85，pp.1-65，1988.
9) 芦田和男，江頭進治，足立幸郎：蛇行水路における河床変動に関する研究，京都大学防災研究所年報，第31号B-2，pp.443-459，1988.
10) 清水康行：蛇行河川における3次元流れと掃流砂・浮遊砂を考慮した河床変動の計算，北海道開発局開発土木研究所報告，第88号，pp.351-402，1988.
11) 道上正規，檜谷　治：水制周辺の平面2次元河床変動計算に関する研究，水工学論文集，第36巻，pp.61-66，1992.
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，No.443／Ⅱ-18，pp.27-36，1992.
13) 芦田和男，江頭進治，劉　炳義：二層モデルによる複断面河道の流れおよび河床変動の数値解析，京都大学防災研究所年報，第35号B-2，pp.41-62，1992.
14) 劉　炳義：複断面河道における流砂と河床変動に関する研究，京都大学学位論文，227p，1991.
15) 芦田和男，江頭進治，劉　炳義：蛇行流路における流砂の分級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.
16) 芦田和男，大槻英樹，劉　炳義，大本雄二，藤田　暁：複断面湾曲部の流速分布と河床変動数値シミュレーション，（財）河川環境管理財団河川環境総合研究所報告，第2号，pp.107-127，1996.
17) Engelund, F. : Flow and Bed Topography in Channel Bends, *Jour.of.Hydr.Div.*, ASCE, Vol.100, No.HYll, pp.1631-1648, 1974.
18) Patankar, S.V. : Numerical Heat Transfer and Fluid Flow, Hemi Sphere Publishing Corporation, 1980.
19) （社）土木学会：平成11年版水理公式集，（株）技報堂，p.163，1999.
20) 山本晃一：沖積河川学，（株）山海堂，pp.195-201，1994.

（1999.7.26 受付）

EVALUATION OF HYDRAULIC EXERTING FORCE FOR DESIGNING OF BANK PROTECTION IN RIVER BENDS

Hideki OTSUKI, Kazuo ASHIDA, Bingyi LIU, Yuji OMOTO and Akira FUJITA

In order to prepare the guide for designing rich-in-nature type of bank protection, we examined the stability of dry-laid masonry type of revetments in river bends experimentally, and investigated the flow action on the outer bank of bend using 2D numerical simulation model. It is shown that the index v_{toe}/v_{avg} (v_{toe}: the maximum depth-averaged velocity over the toe of the outer bank, v_{avg}: the average velocity in the approach channel) is useful for evaluation of exerting force on bank, and that some kinds of parameters such as r/B (r: the radius of curvature, B: the width of river), dimensionless shear stress in the approach channel τ_{*0}, Froude number Fr, etc. have an influence on the value of index v_{toe}/v_{avg} . Finally, based on the above, we propose a method of evaluating the exerting force on bank.