

床止め工下流の流れ，局所洗掘と護床工の変形・破壊機構

Flow and local scour just downstream from a groundsill and
failure mechanism of foot protection works

2003年11月

広島大学大学院 工学研究科 環境工学専攻

内田 龍彦

床止め工下流の流れ，局所洗掘と護床工の変形・破壊機構

Flow and local scour just downstream from a ground sill and failure mechanism of foot protection works

目次

第1章 序論	1
1-1 研究の背景	…1
1-2 既往の研究	…3
1-3 本研究の目的と概要	…5
参考文献	…9
第2章 二次元栈粗度を越流する流れと栈粗度に作用する流体力の解析	10
2-1 概説	…10
2-2 最下流栈粗度の流体力	…11
2-3 流況改善による構造物下流端の被害軽減法	…13
2-4 二次元栈粗度を越流する流れの鉛直二次元解析法の構築	…14
2-4-1 σ 座標系の流れの鉛直二次元基礎方程式	…15
2-4-2 解析手法	…17
2-5 二次元護床工ブロックを有する流れと流体力	…18
2-6 第2章のまとめ	…23
参考文献	…23
第3章 床止め工直下の流れ，局所洗掘対策	24
3-1 概説	…25
3-2 移動床実験	…25
3-3 洗掘孔内の流れ場とその解析	…30
3-3-1 解析方法	…30
3-3-2 解析結果	…32
3-4 局所洗掘解析	…36
3-4-1 河床変動解析方法	…36
3-4-2 潜り噴流状態の河床変動解析	…39
3-4-3 非平衡流砂運動の解析法の検討	…42
3-4-4 洗掘孔発達過程の解析	…44
3-5 構造物下流の洗掘対策の検討	…48
3-6 第3章のまとめ	…51
参考文献	…52

第 4 章 護床ブロック群を有する流れの解析	53
4-1 概説	…53
4-2 護床ブロックを有する流れの基礎方程式	…53
4-2-1 ブロックに作用する流体力	…53
4-2-2 任意の複雑境界形状を有する流れの基礎方程式の導出	…55
4-2-3 ブロック群密度の評価方法	…56
4-3 形状抵抗項の算出方法	…57
4-4 実験結果と解析結果の比較	…60
4-5 護床工ブロック下流の流れ	…64
4-6 解析モデルの応用性	…67
4-7 第 4 章のまとめ	…69
参考文献	…69
第 5 章 護床ブロック群の安定解析及び変形・破壊機構の解析	70
5-1 概説	…70
5-2 実験条件及び方法	…71
5-4-1 実験条件	…71
5-4-2 移動限界流体力の測定法	…72
5-3 ブロック群の破壊機構	…74
5-4 単体ブロックの移動限界	…75
5-4-1 移動限界の定式化	…75
5-4-2 移動限界流体力	…77
5-5 護床ブロック群内の流体力分布の解析	…79
5-6 護床ブロック群の安定解析	…83
5-4-1 解析方法	…83
5-4-2 解析結果	…85
5-7 護床ブロック群の変形・破壊の解析	…87
5-4-1 解析方法	…87
5-4-2 解析結果	…88
5-8 護床ブロック群の下流端処理の考え方と解析モデルの活用	…93
5-9 第 5 章のまとめ	…97
参考文献	…98
第 6 章 結論	99
6-1 結論	…99
6-2 今後の課題	…101

謝辞

第1章 序論

1-1 研究背景

床止め工は、河床の縦断形状を安定化させる目的で設置される河道横断構造物である。例えば写真1.1に示すように扇状地河川の扇頂部では、急縮によって流れが加速し、大きな河床洗掘が生じることを防ぐために床止め工が設置される。床止め工のような河道横断構造物の直下流部では河床洗掘が生じるため、河床洗掘による構造物の安定性の低下、付近の護岸工や堤防の決壊を防ぐため、河床洗掘対策工が設けられる(写真-1.2, 写真-1.3)。

図-1.1に床止め工の構造を示す。床止め工には水叩き工が付随し、その下流に護床工が設置される。これらの構造物の設計法を確立することは河川工学の中で最重要課題の一つとなっている。床止め工の設計では、水叩き工やその下流の護床工の区間長の決め方が重要である。現在、設計上で対象とされているのは、図-1.1に示すように床止め工下流で射流が生じる場合であり、護床工区間で跳水を生じさせるように設計されるのが一般的である¹⁾。護床工ブロックは跳水を生じさせるために大きな粗度が必要であるため、護床工下流では流れが加速し、河床洗掘が生じる。また、上流からの土砂供給量の低下などにより、下流河床高が低下すると、下流端で新たな水叩き部となって河床が洗掘される。このように護床工下流端では床止め工下流と同様に洗掘が生じることが多い。近年、護床が洗掘被害を受け、護床工の設計法が見直されてきているが、護床工の安全性に関する明確な判断基準はいまだ確立されていないのが現状である。護床工の被害は構造物本体を危険にさらすため、構造物下流端の洗掘に対しては抜本的な解決法が求められている。

この問題を解決するためには、第一には構造物直下の局所洗掘の機構を明らかにし、第二には局所洗掘対策としての護床工の安定性を保つ方法を見出すことである。



写真-1.1 床止め工(黒部川)

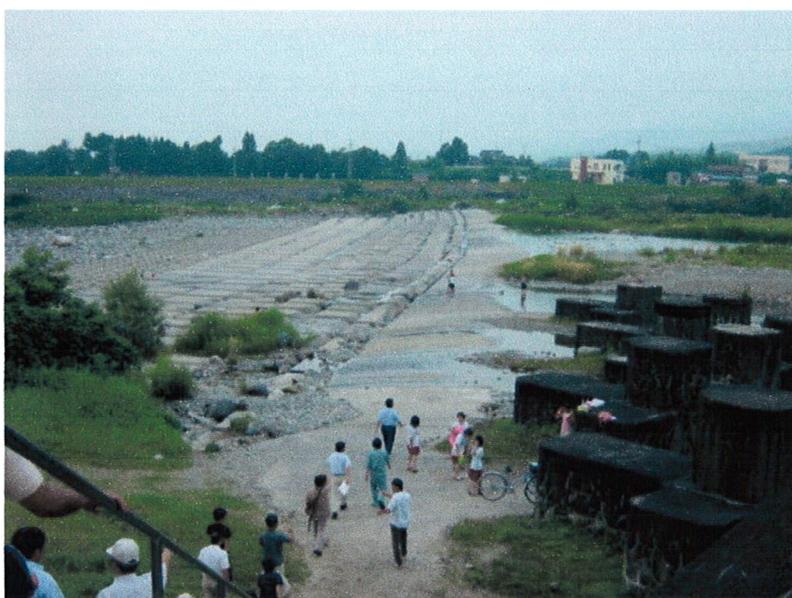


写真-1.2 床止め工の構造(常願寺川)



写真-1.3 護床ブロック群(吉野川)

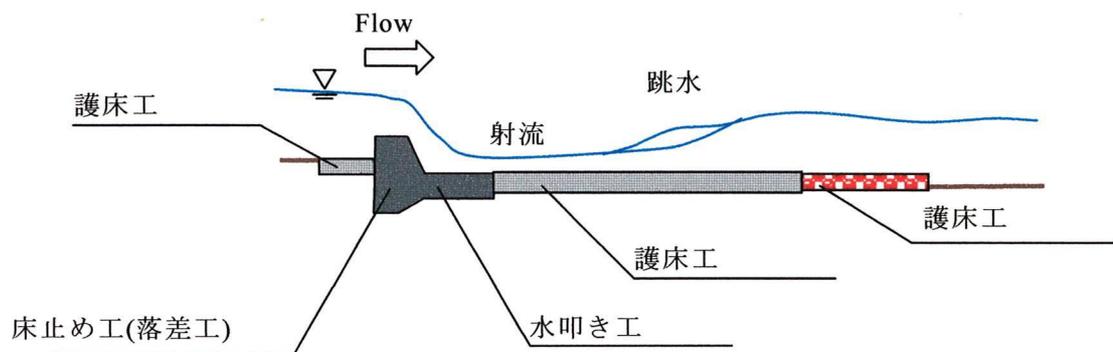


図-1.1 床止め工の構造例

1-2 既往の研究

下流の河床洗掘によって構造物の基礎を脅かされないようにするためには、局所洗掘を見積もる必要があることから、構造物下流の局所洗掘に対して古くから多くの研究がなされている。構造物前後で大きな水頭差をもつダムや水門下流を対象とした研究では、水平噴流^{2),3),4)}や跳水に伴う渦による局所洗掘⁵⁾などがある。神田ら⁶⁾は種々の護床工の形式に

よる護床工下流の局所洗掘を実験により調べている。これらの研究で提案されている局所洗掘深の予測法は局所洗掘形状の相似性などを仮定する経験的なものである。道上・鈴木ら^{7),8)}は床止め工下流の洗掘過程を検討し、これを表現する数値解析法を検討している。しかし、床止め工を越流する流れの条件などには実験式が適用されており、適用範囲には問題がある。山下・清水⁹⁾らは急流河川における床止め工近傍の河床変動を現地観測し、非定常の洪水流による床止め工下流の河床の縦断変化を解析できる一次元河床変動解析モデルを提案している。川島・福岡¹⁰⁾は、平面二次元の流れの解析モデルと非平衡流砂量モデルを用いて、複断面河道低水路に設置された床止め工下流の河床変動の解析モデルを提案している。これらの解析法では床止め工下流の大まかな河床変動特性を把握するのに有用であるが、鉛直方向の流れの変化が考慮できないため、局所洗掘を表現するには不十分である。Hoffmansら¹¹⁾は護床工下流で水平噴流による洗掘を想定し、流れと河床洗掘の鉛直二次元解析を行っている。床止め工下流のような断落ち部では、上下流の水深によって流れの形態が大きく変化するため^{12),13)}、局所洗掘を表現するには構造物を越流する急変流を表現できる流れの解析モデルが必要である。このような急変流の解析では、流線の曲がりによって生じる圧力場を表現できる解析法が必要である^{14),15)}。近年では、急変流れを計算できる数値解析モデル^{16),17)}は提案されているが、局所洗掘を扱うには至っておらず、床止め工下流の局所洗掘形状を精度よく見積もれる解析モデルは提案されていない。

構造物下流の護床工に関する研究をレビューする。護床工下流では河床の低下や洗掘が必然的に生じることを考えると、護床工下流部の変形やブロックの流失を完全に防ぐことは困難である。また、想定した洪水外力以上のものがブロックに作用することも考えられる。このため、護床工は、洪水外力に対して安定であることはもちろん重要であるが、構造物を脅かさない程度の変形を許容しつつ洪水外力に対して機能低下を最小限に抑え、長期的に機構を発揮する設計も考えられる。このため、護床工の設計のためには、護床工の移動限界と変形・破壊機構を解明することが重要である。福岡ら^{18),19)}は、護岸工、根固め工を対象として、ブロックに作用する流体力を直接計測により評価し、洪水外力に対して安定なブロック重量の算定法を提案している。ブロック重量 W は、ブロックに作用する流体力を抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L 及び流速 V_d で表し、ブロックの釣り合い式から求められる²⁰⁾。このブロック重量の算定法は、床止め工下流の護床工の重量を算定するためにも用いられている¹⁾。しかし、構造物下流では構造物を越流する流れと、剥離を伴う複雑流れとなり、流体力を一義的な係数で算定することは困難である。福岡ら¹⁹⁾は、洗掘対策工の設計には、平水時におけるブロックの配置条件からブロックの安定条件を求める通常状態設計法となんらかの洪水外力によってブロックの配置条件が大幅に変化した場合にブロックの安定条件を求める限界状態設計法の二つの異なる考えの設計法があり、設計に当たっては当該地点の重要度、危険度を考慮していずれの設計法を選ぶか、またその中間をとるかなど判断する必要があることを示している。また、このためには洗掘対策工の変形、破

壊がどの程度起こるかを想定する必要があることが示されている。内田ら^{21),22)}は河道湾曲部外岸の根固め工を対象として、河床洗掘による根固め工の変形モデルを検討し、河床変動解析モデルと合わせて根固め工の変形解析を行っている。このモデルでは、根固め工の変形は河床洗掘による根固め工下部の砂面の滑りによって生じるとされており、流体力によるブロックの流失が問題となる護床工下流部に適用するには不十分である。前野ら²³⁾は自然石を用いた堰の破壊機構を実験によって調べ、石礫の初動機構に着目した力学モデルを示している。内田ら²⁴⁾は、護床工に見立てた栈粗度において、最下流栈粗度の移動限界機構を移動限界の水理条件における流体力の計測値から検討している。これらの研究では移動限界時に作用する流体力は計測されていない。川口ら²⁵⁾は護床工下流部の跳水による流れと変形・流失機構を移動床実験により検討し、護床工下流の袋体が滑動する時に作用する流体力を見事な工夫によって測定し、これを評価した。この時、流体力の測定は袋体1基のみが対象とされており、ブロックが相互に噛み合わさって設置される護床ブロック群については噛み合わせを含めた検討が必要である。このように、護床工の破壊機構には不明な点が多く、現状では、福岡ら¹⁹⁾が示した安定解析以来、護床工ブロックの設計に関する進展はほとんどないといえる。このため、構造物を越流する流れや護床工の変形・破壊を伴う複雑な流れを考慮できる一般性の高い評価法の確立が求められている。

1-3 本研究の目的と概要

以上示してきたように、構造物下流端の設計法を確立するためには構造物直下の局所洗掘と、洗掘対策工の移動限界と破壊機構を明らかにすることが必要であるが、現状ではいずれの問題に対しても信頼できる算定方法がない。

本研究では、構造物最下流端が弱点箇所となることから、下流端を適切に保護することが構造物の安定化に繋がるという視点に立ち、床止め工の設計において課題とされている局所洗掘、護床工ブロックの移動限界や変形・破壊に対して、水理実験によって現象を解明し、それに基づく数値解析モデルを構築し、設計の基本となる考え方を提案することを目的としている。本研究の解析モデルに含まれる手法の多くは、これまでに提案されている解析法と比べて特別新しいものではないが、構造物下流の複雑な問題に対して適用し、工学的に有意な情報が得られるように工夫し、定量的な評価を試みている点が特徴である。

本研究の構成を図-1.2に示す。第1章では、床止め工や護床工下流の河床洗掘に伴う河川構造物の問題点を述べ、これらに関する既往の研究をレビューしている。第2章では、護床工は河床の洗掘や低下による流体力の増大によって最下流端が被害を受けやすいことを流体力の直接測定により明らかし、この問題を解決する構造物下流端処理法として、河床洗掘・河床低下をあらかじめ見込むことで、最下流粗度の流体力を小さくすることが可能

であることを実験により示している。また、下流端処理法を検討するために、構造物を越流する急変流と背面の剥離流れを表現できる解析モデルを構築している。第3章では、床止め工直下流の流れと局所洗掘機構を明らかにし、局所洗掘形状を計算できる数値解析モデルを構築している。そして床止め工直下流の局所洗掘対策法を検討している。第4章では、床止め工下流に洗掘対策として乱積みされて設置される複雑な境界形状を有する護床ブロック群内外の流れを計算できる解析モデルを構築している。第5章では、護床ブロック群の移動限界と変形・破壊機構を実験により検討し、護床ブロックの移動限界を定式化している。そして、護床ブロック群の移動限界と変形・破壊機構の解析モデルを見積もれる解析モデルを構築し、護床工下流端処理の考え方と解析モデルの活用法について検討している。第6章では、本論文の結論をまとめ、今後の課題を述べている。

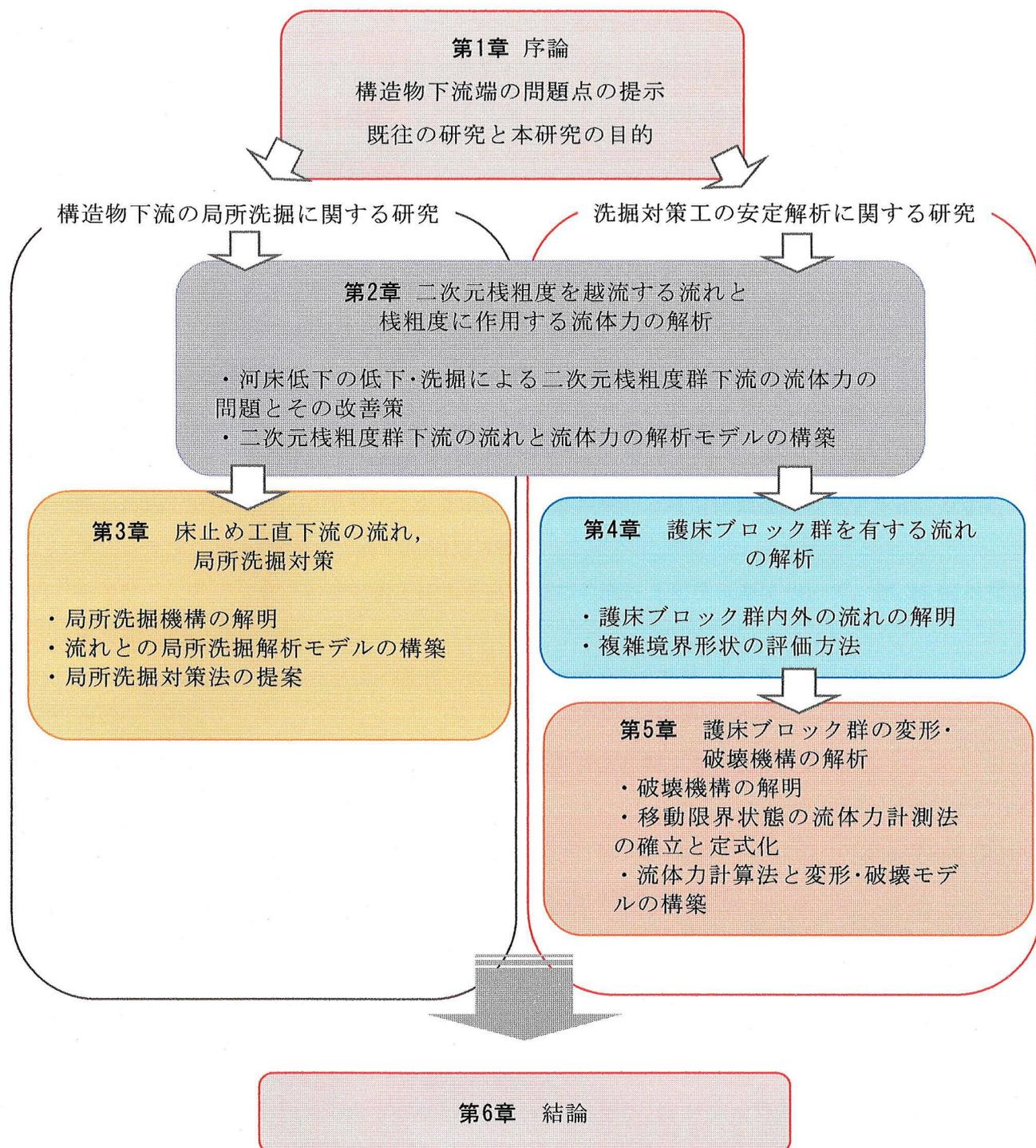


図-1.2 本研究の構成

参考文献

- 1) 床止めの構造設計の手引き, (財)国土技術センター編, 山海堂, 1998.
- 2) 岩垣雄一, 土屋義人, 今村正孝: 水門下流部における局所洗掘に関する研究 (1), 京都防災研究所年報, 第8号, pp.1-15, 1965.
- 3) 斎藤隆: 水平噴流による洗掘に関する研究, 土木学会論文報告集, 第282号, pp.53-63, 1979
- 4) J. Farhodi and Kenneth V. H. Smith: Local Scour Profiles Downstream of Hydraulic Jump, *Journal of Hydraulic Research, IAHR*, Vol.23, No.4, pp.343-358, 1985.
- 5) Karim, O.A. and Ali, K.H.M: Prediction of Flow Patterns in Local Scour Holes caused by Turbulent Water Jets, *Journal of Hydraulic Research, IAHR*, Vol.38, No.4, pp.279-287, 2000.
- 6) 神田佳一, 村本嘉雄, 藤田裕一郎: 護床工下流部における局所洗掘とその軽減法に関する研究, 土木学会論文集 No.551, pp.21-36, 1996.
- 7) 道上正規, 鈴木幸一, 川津幸治: 床止め直下流部の流れと局所洗掘過程のモデル化, 京都防災研究所年報, 第25号 B-2, pp.493-507, 1982.
- 8) 鈴木幸一, 道上正規, 川津幸治: 床止め直下流部の流れと局所洗掘について, 第26回水理講演会論文集, pp.75-80, 1982.
- 9) 山下彰司, 清水康行, 渡邊康玄: 急勾配河川の床止め近傍の河床変動, 水工学論文集, 第36巻, pp.35-42, 1992.
- 10) 川島幹雄, 福岡捷二: 床止め工周辺の河床変動計算法に関する研究, 水工学論文集, 第39巻, pp.689-694, 1995.
- 11) G. J. C. M. Hoffmans and R. Booij: Two-Dimensional Mathematical modeling of Local-Scour Holes, *Journal of Hydraulic Research, IAHR*, Vol.31, No.5, pp.615-634, 1994.
- 12) 鈴木幸一, 道上正規, 桧谷治, M.S.Ibrahim: 断落ち部の流況特性, 第29回水理講演会論文集, pp.615-620, 1985.
- 13) N. Rajaratnam, M. ASCE and N. V. Ortiz: Hydraulic Jumps and Waves at Abrupt Drops, *Journal of the Hydraulics Division, Proc. of ASCE*, Vol. 103, HY4, pp.381-394, 1977.
- 14) 福嶋祐介, 福岡捷二: 流線の曲率が卓越する流れの解析法, 第27回水理講演会論文集, pp.781-788, 1983.
- 15) 福岡捷二, 福嶋祐介: 円頂せき上の開水路急変流の力学, 土木学会論文報告集, 第329号, pp.81-91, 1983.
- 16) 梶川勇樹, 道上正規, 松原雄平, 桧谷治, 中本英利: 断落ち部における常射流混在流れの数値解析, 水工学論文集, 第47巻, pp.823-828, 2003.
- 17) 内田龍彦, 福岡捷二, 渡邊明英, 山崎幸栄: 二次元水理構造物を越流する流れの数値計算, 水工学論文集, 第47巻, pp.817-822, 2003.

- 18) 福岡捷二, 藤田光一, 森田克史: 護岸法覆工の水理特性に関する研究, 土木技術資料, 第 30 卷, 第 3 号, pp.3-8, 1988.
- 19) 福岡捷二, 藤田光一, 森田克史: 護岸工の水理設計法, 土木技術資料, 第 30 卷, 第 3 号, pp.9-14, 1988.
- 20) 護岸の力学設計法, (財)国土開発技術研究センター, 山海道, 1998.
- 21) T. UCHIDA: Deformation of Foot Protection Works due to Bed Scouring, *Proceeding of the First International Conference of Civil and Environmental Engineering, ICCEE-2002*, pp.187-196, October 2002.
- 22) 内田龍彦, 福岡捷二, 福島琢二: 河床の洗掘による根固め工の変形特性に関する研究, 河川技術論文集, vol. 8, pp.237-242, 2002.
- 23) 前野詩朗, 道奥康治, 森永智, 大西利典: 捨石堰の破壊機構のモデル化, 水工学論文集, 第 47 卷, pp.781-786, 2003.
- 24) 山崎幸栄, 福岡捷二, 内田龍彦, 福島琢二: 河川構造物下流の安定性に関する基礎的研究, 第 56 回 年次学術講演会概要集, 第 8 卷, pp.272-273, 2001.
- 25) 川口広司, 諏訪義雄, 高田保彦, 末次忠司: 護床工下の河床材料の抜け出し及び下流跳水の非定常性と護床工の応答特性, 河川技術論文集, vol. 8, pp.243-248, 2002.

第2章 二次元粗度を越流する流れと粗度に作用する流体力の解析

2-1 概説

堰に付随する水叩き工，床止め工などの横断構造物は洪水による構造物の破壊を防ぐために下流にコンクリートブロックや巨礫を用いた護床工が設置される．護床工は流体力や下流の河床洗掘に対する安定性と適度な流水抵抗を持つことが求められる．護床工の設計の際にはこれらの水理量に対して十分な理解が必要である¹⁾．護床工などの底面に存在する抵抗体の流水抵抗や流体力に関連する研究は，水理学，河川工学の基礎となる重要なテーマであり，これまでに多くの研究成果が得られている^{2),3),4)}．内田らはこれまでに，大型粗度群の流体力の特性とその評価方法を検討してきた^{5),6),7)}．

図-2.1は粗度群に作用する抗力の縦断分布特性を示したものである．粗度群の抵抗により，最下流粗度前後で水面勾配が大きくなり，最下流粗度には他の粗度に比べて遥かに大きな流体力が作用する．これにより，洗掘防護工の破壊は下流境界部のブロック流失破壊が原因となって生じ，結果として構造物本体が危険にさらされるという見解を得た．このことは，水理構造物下流に設置される護床工などの維持管理上重要な問題を提起している．このため，護床工などの粗度群は流れのエネルギーの低減だけでなく，最下端粗度が流失被害を受けないような設計法が求められ，設計においては下流端が流出しないことが第一の検討事項となる．

上述の最下流の流体力問題は，流れの縦断変化に起因するため，二次元粗度を対象として検討する．1章で述べたように，一般に護床工下流では，河床の洗掘もしくは低下が

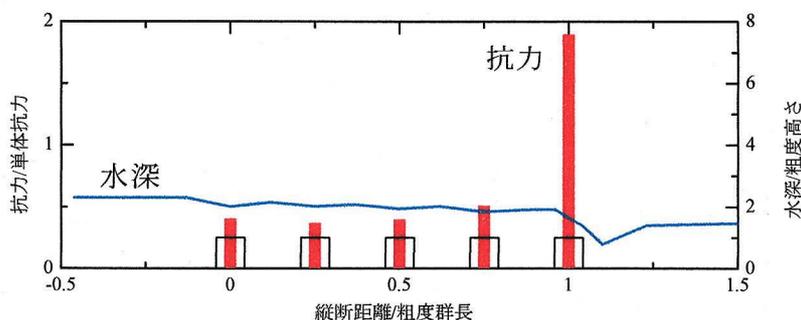


図-2.1 粗度群に作用する流体力の分布特性

生じる。そこで本章では、下流の河床低下による最下流栈粗度の特性について、流体力の直接計測力から検討し、構造物最下流端処理の考え方を示している。

次に、二次元栈粗度を越流する流れと栈粗度に作用する流体力の解析法を検討する。一般に、水理構造物を越流する流れは急変流であり、流線の曲率に支配されるため、本章では、レイノルズ応力項を重要視せず、水理構造物を越流する水面形と、流線の曲がりによって生じる圧力場を表現できる解析法を検討し、二次元水理構造物を越流する流れの数値解析モデルを構築する。

2-2 最下流栈粗度の流体力

最下流粗度の流体力の増大は、粗度群の下流端で縦断方向の抵抗の急激な低下によって生じる問題である。横断方向に一様に抵抗体が配置される栈粗度では、特にこの問題が顕著になる。ここでは、最下流栈粗度の流体力特性について述べる。

実験水路を図-2.2に示す。実験では、最下流粗度の不安定性を検討するため、粗度群下流の河床洗掘を想定し、河床低下量 δz を変化させて最下流粗度周辺の流れ場と最下流粗度に作用する流体力を計測している。流体力の測定は、マンメータを用いた圧力分布の測定と、分力計を用いた流体力の直接測定を行っている。実験流量 Q は $Q=0.093(\text{m}^3/\text{s})$ である。

図-2.3は栈粗度群下流の河床低下に伴う最下流栈粗度に作用する流体力の変化である。下流河床高が低下するほど、下流水位が低下し、また最下流栈粗度を越流する流れの曲率が大きくなる。したがって、図-2.4に示すように作用流体力は増大する。この機構の詳細については、2-5で述べる。1章で述べたように、一般に護床工下流では、河床の洗掘もしくは低下が生じる。これまでの研究では、河床の洗掘や低下は支持力低下による護床工の安定性を減ずることが問題とされてきた⁸⁾。確かに、時間的に連続的に生じる河床の洗掘や低下による支持力低下は、根固め工⁹⁾で見られるように、護床工下流端の沈下を引き起こす。護床工の最下流では一般に異型ブロックや砂礫といった河床に追従できる材料が用いられるため¹⁰⁾、護床工下流端の沈下による護床工の機能低下はそれほど大きくないと考えられる。また、沈下に対しては根固め工の設計¹¹⁾と同様に、下流端護床工材料の設置範囲を長くすれば対応可能である。護床工の壊滅的な被災は、護床ブロックの流失を伴う破壊である。図-2.4は、護床工下流の河床の洗掘や低下は、最下流護床工の支持力低下だけでなく、作用する流体力を増大させ、ブロックの流失、破壊の危険性を増すことが分かる。これにより、護床工の多くの被災事例が説明可能であり、また、著者らがこれまでに得た結論の護床工などの設計において下流端が重要となるということを裏付ける。

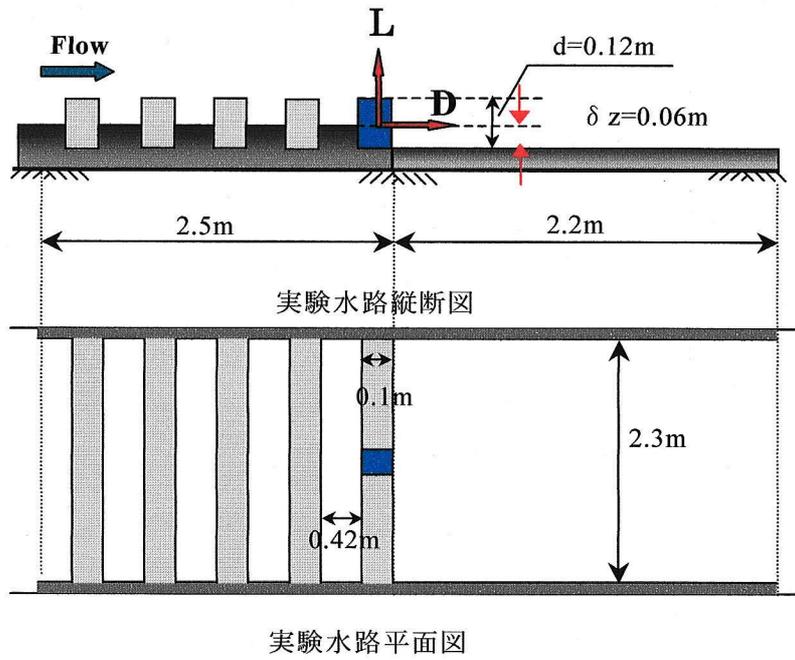


図-2.2 最下流栈粗度の流体力測定実験

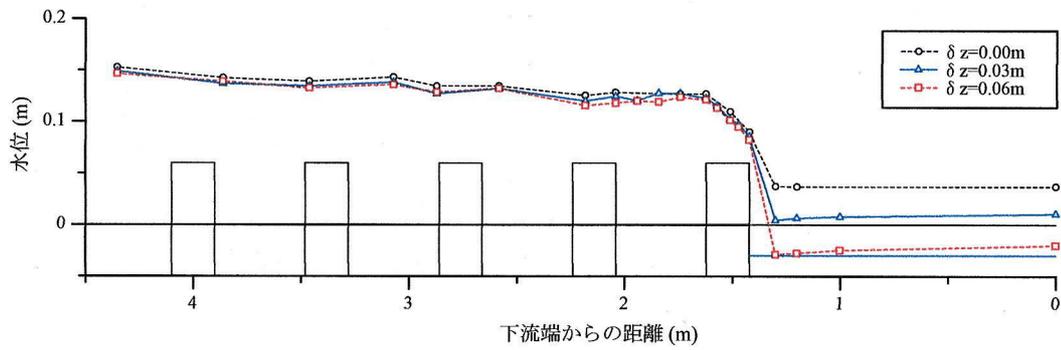


図-2.3 下流河床の低下による栈粗度群下流の水面形の変化

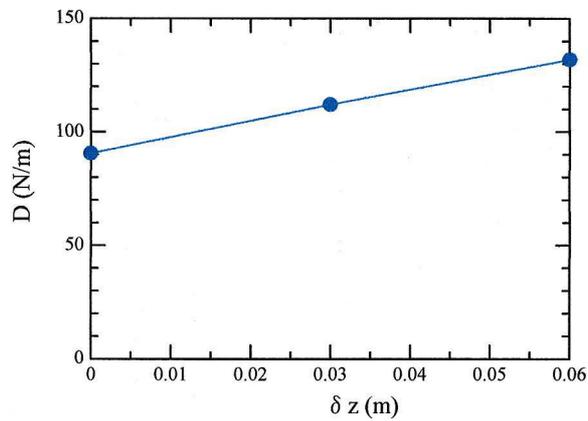


図-2.4 下流河床低下による最下流栈粗度に作用する流体力の変化

2-3 流況改善による構造物下流端の被害軽減法

前節で述べたように構造物下流の洗掘を防ぐことは、上述の流体力の増加を抑える点においても重要である。しかし、構造物下流の河床の洗掘や低下は、抵抗や河床材料の縦断方向の変化に起因することから、完全に防ぐことは困難と考えられる。河床がひとたび洗掘を受けると、大きな局所洗掘に発展することから、局所洗掘の規模を小さくするにはあらかじめ河床の洗掘や低下を見込んで設計するという発想もある。洗掘孔を見込むことによる河床の洗掘力の低減効果については3章で詳しく述べることにし、本節では下流端流体力の増加を抑える構造物下流端処理の考え方を実験により検討する。

粗度の配置法について示す。図-2.5に実験水路及び粗度配置を示す。ここで、粗度は栈粗度でなく、直方体のものを用いており、配置は粗度群の抵抗をもたせつつ最下流粗度の流体力の増加を抑えられる千鳥配置^{7),8)}としている。写真(c)はCase2における粗度群下流部の流れの状況を示している。なお、実験流量は $0.105(\text{m}^3/\text{s})$ である。

図-2.6はCase1とCase2についての粗度群下流部の縦断水面形と粗度A,B,Cに作用する抗力を示す。Case1は、粗度群下流において水路床の勾配が相対的に大きいため、上流の粗度群によって遅くなった流れはそこで加速され、下流の水深の大きな流れと混合している。このため粗度群下流では、河床洗掘がさらに進行する危険性が高いと考えられる。また、下流の河床低下は最下流粗度前後の水位差を大きくし、作用する抗力をさらに増大させる。これに対してCase2では、このような河床に粗度を配置したことによって、水位が堰き上げられ、洗掘部の流速が小さくなり、下流側の水位に比較的滑らかに接続するよう

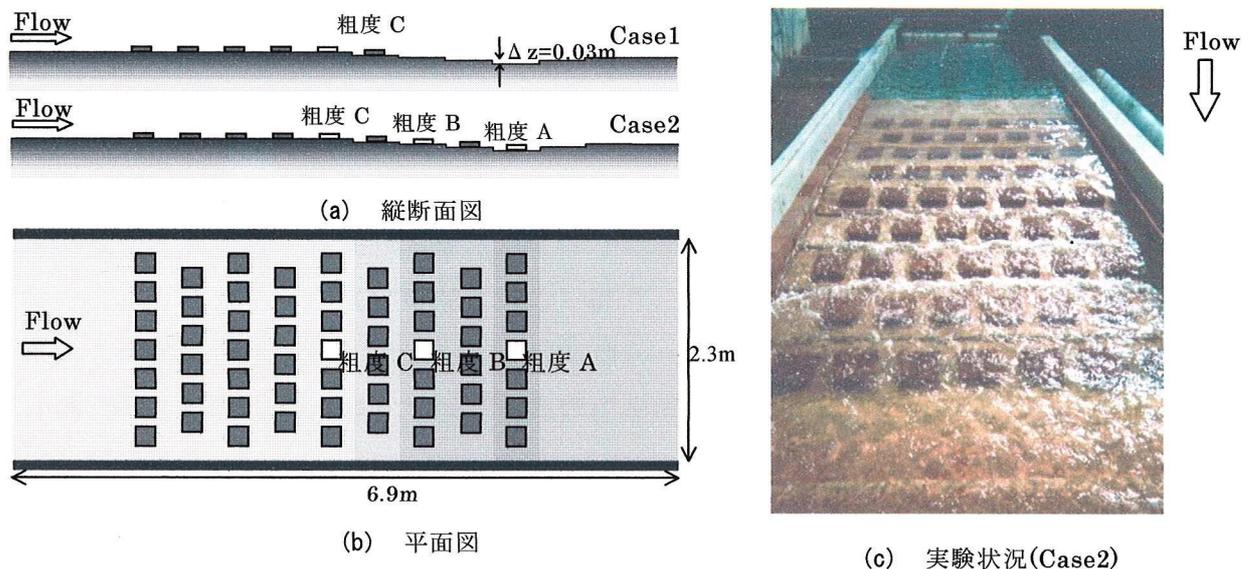


図-2.5 粗度群下流の洗掘による被害軽減を目的とした粗度配置

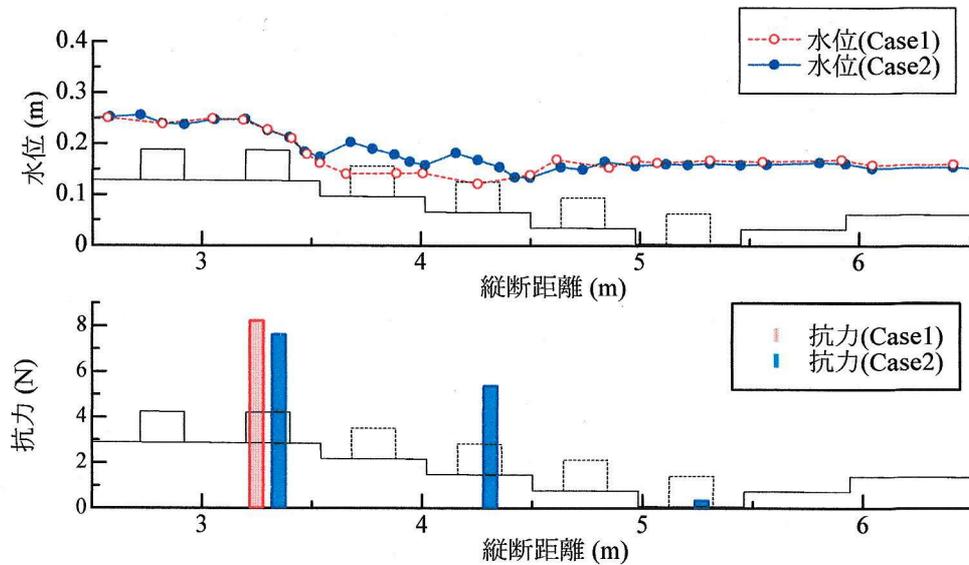


図-2.6 粗度群下流の河床の洗掘や低下をあらかじめ見込んだことによる流況改善

に流況が改善されている。さらに、下流に配置された粗度によって水位が堰き上げられるため、下流部の粗度の抵抗力は減じられる。このことから、洗掘をあらかじめ見込んだ河床に護床工を配置することは、護床工の抵抗力を低減でき、流況改善法として有効な手段の一つであると言える。

このような下流端処理の検討をするためには、最下流粗度周辺の流れと流体力を精度良く見積もれる解析モデルを用いた数値設計法が有効である。

2-4 二次元槽粗度を越流する流れの鉛直二次元解析法の構築

著者らはこれまでに粗度を有する流れは、粗度に作用する流体力を考慮することによって二次元解析法によって再現できることを示した^{5),6),7)}。しかし、最下流端粗度では、構造物を越流する急変流と背面の剥離流れを伴うため、積分値である流体力を考慮しても鉛直方向の流れと圧力分布が直接考慮されない限り、流れを精度よく見積もることは難しい。また、このような急変流れ場において流体力を一義的に決定することはできない。このため、構造物下流端問題の解析では、流れの鉛直構造を精度よく計算できる解析モデルが第一に必要である。

水理構造物を越流する急変流は流線の曲率に支配されるため、これを解析モデルで扱うにはポテンシャル理論の応用が可能となる場合が多い^{12),13)}。流体力を計算するためには構造物背後の剥離流を扱うこととなるが、水面形と流線の曲がりによって生じる圧力場が構造物直下流部の流れを決定づけるため、レイノルズ応力が必ずしも重要とされないと考え

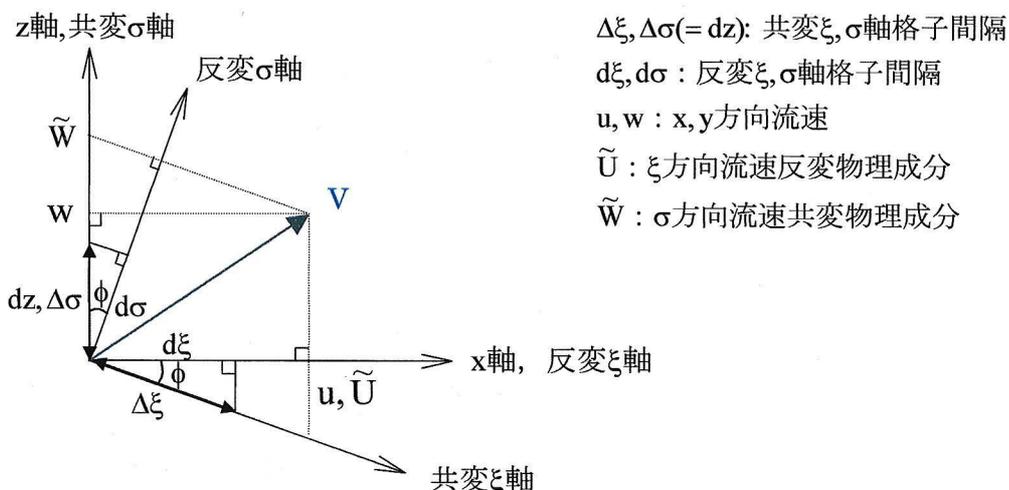


図-2.7 σ 座標系の定義

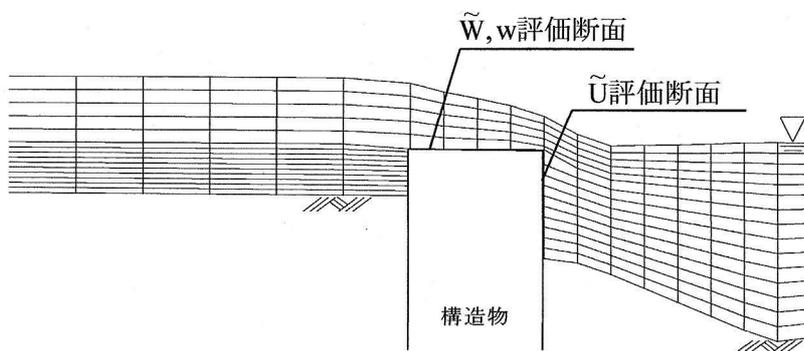


図-2.8 計算格子の例

られる。このため、本章では、レイノルズ応力項を重要視せず、水理構造物を越流する水面形と、流線の曲がりによって生じる圧力場を表現できる解析法を検討し、二次元水理構造物を越流する流れの数値解析モデルを構築する。

2-4-1 σ 座標系の流れの鉛直二次元基礎方程式

床止め工下流の変動を伴う河床および水面の境界形状を取り込むため、基礎方程式に σ 座標系を導入する。図-2.7に σ 座標系の定義を示す。 σ 座標系では、 ξ 軸方向は任意であるが、共変 σ 軸は z 軸に一致するように定義される。任意の ξ 軸が定義できることから、 σ 座標系では、図-2.8のように構造物下流の時間、場所的变化が大きい水面と河床形状を効率よく評価できる。一般に、境界適合座標系では計算空間において格子間隔が1とされることが多い。この場合、基礎方程式の展開が規則的で簡単であるが、各項の物理的意味

や大きさを捉えにくく、境界条件などを与えにくいといった問題もある。渡邊ら¹⁴⁾は物理成分表示の一般座標系を用いることで、これらの問題を解決した。本モデルでは、物理成分で表示された σ 座標系の基礎方程式を用いる。逆変換のマトリクスは、一般座標系では反変軸上の物理長さをを用いて表される¹⁴⁾が、 σ 座標系では ξ 方向の反変軸と σ 方向の共変軸が垂直であることから、 ξ 方向の反変軸、 σ 方向の共変軸(z 軸)の物理長さをを用いて式(2.1)のよう表すと、基礎方程式及びその展開が容易となる。

$$\begin{pmatrix} \tilde{\xi}_x & 0 \\ \tilde{\sigma}_x & \tilde{\sigma}_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} d\xi \cdot \xi_x & 0 \\ dz \cdot \sigma_x & dz \cdot \sigma_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 \\ -\tan\phi & 1 \end{pmatrix} \quad (2.1)$$

ここで、添え字は偏微分、上付きの \sim は物理成分を示す。 $d\xi, d\sigma$ は図-2.7に示すように、それぞれ σ 座標系格子の反変 ξ 軸上の距離と共変 z 軸上の距離と定義する。流速ベクトルの σ 座標系と (x,z) 座標系との変換は式(2.2)で表される。

$$\begin{pmatrix} \tilde{U} \\ \tilde{W} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 \\ -\tan\phi & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u \\ w \end{pmatrix} \quad (2.2)$$

鉛直方向のグリッドの移動速度 w_g を考慮に入れ、これらの変換則に従って鉛直二次元場の流れの基礎方程式を変換すると、式(2.3)~(2.5)の σ 座標系の流れの基礎方程式が得られる。

$$\frac{\partial \tilde{U}}{\partial t} + \tilde{U} \frac{\partial \tilde{U}}{\partial \tilde{\xi}} + (\tilde{W} - w_g) \frac{\partial \tilde{U}}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial p}{\partial \tilde{\xi}} - \tan\phi \frac{\partial p}{\partial z} \right) + \frac{1}{d\xi dz} \left\{ \frac{\partial}{\partial \tilde{\xi}} (dz \tilde{\tau}_{\xi\xi}) + \frac{\partial}{\partial \sigma} (d\xi \tilde{\tau}_{\xi\sigma}) \right\} \quad (2.3)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \tilde{U} \frac{\partial w}{\partial \tilde{\xi}} + (\tilde{W} - w_g) \frac{\partial w}{\partial z} = -g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{1}{d\xi dz} \left\{ \frac{\partial}{\partial \tilde{\xi}} (dz \tilde{\tau}_{z\xi}) + \frac{\partial}{\partial \sigma} (d\xi \tilde{\tau}_{z\sigma}) \right\} \quad (2.4)$$

$$\frac{\partial}{\partial \tilde{\xi}} (dz \tilde{U}) + \frac{\partial}{\partial \sigma} (d\xi \tilde{W}) = 0 \quad (2.5)$$

ここで、

$$\frac{\partial}{\partial \tilde{\xi}} = \frac{\partial}{d\xi \cdot \partial \xi}, \quad \frac{\partial}{\partial z} = \frac{\partial}{dz \cdot \partial \sigma}$$

である。 σ 座標系において、 ξ 方向の反変軸、 σ 方向の共変軸(z 軸)の物理長さをを用いることによって、ヤコビアン J は $J=1$ で与えられる。式(2.3),(2.4)の応力テンソルは式(2.6)で表される。

$$\begin{aligned} \tilde{\tau}_{\xi\xi} &= 2\nu_t \left[\frac{\partial \tilde{U}}{\partial \tilde{\xi}} - \tan\phi \frac{\partial \tilde{U}}{\partial z} \right] \\ \tilde{\tau}_{\xi\sigma} &= -\tan\phi \tilde{\tau}_{\xi\xi} + \tilde{\tau}_{z\sigma} \\ \tilde{\tau}_{z\xi} &= \nu_t \left\{ \frac{\partial \tilde{U}}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial \tilde{\xi}} - \tan\phi \frac{\partial w}{\partial z} \right\} \\ \tilde{\tau}_{z\sigma} &= \nu_t \left[\frac{\partial \tilde{W}}{\partial z} - \tan\phi \frac{\partial w}{\partial \tilde{\xi}} + \frac{1}{\cos^2\phi} \left(\frac{\partial w}{\partial z} + \tilde{U} \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) \right] \end{aligned} \quad (2.6)$$

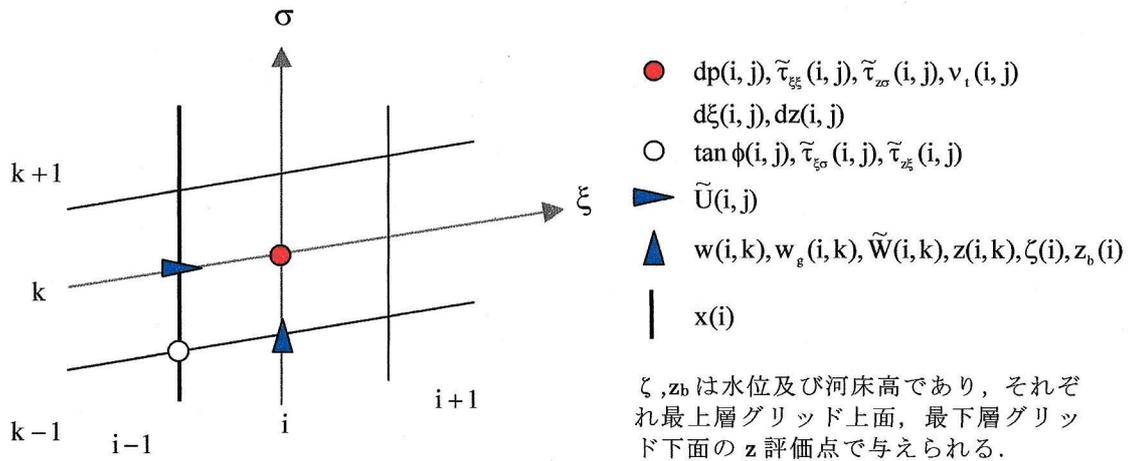


図-2.9 主要な計算諸量の評価点

ここでは、2.1 で述べた理由によりレイノルズ応力を重要視せず、(2.6)の v_t を式(2.7)の 0 方程式モデルで与える。

$$v_t = \kappa u_* z \left(1 - \frac{z}{h}\right) \quad (2.7)$$

ここで、 u_* : 底面摩擦速度、 $\kappa=0.4$ 、 z : 河床からの高さ、 h : 水深、である。

2-4-2 解析手法

基礎方程式はスタガード格子を用いて、差分により計算している。計算グリッドは図-2.8 に示すように、水面と河床面に沿って作成し、構造物の壁面境界で不透過の条件が直接考慮できるように流速評価断面を設けている。主要な計算諸量の評価点を図-2.9 に示す。高さの評価点は図-2.9 に示すように計算格子の底辺中央であるが、構造物の角を表現できるように、角の高さを考慮して、図-2.8 のように計算格子を作成している。 ξ 方向移流項は三次精度の風上差分法、他の項は二次精度の中央差分で計算する。

圧力 P は静水圧分布を仮定せず、式(2.8)で表し、静水圧分布からの偏差 dp を HSMAC 法による繰り返し計算で求めている。

$$p = \rho g(\zeta - z) + dp \quad (2.8)$$

水位 ζ は水深積分した連続式(2.9)で計算する。水位 ζ は HSMAC 法の繰り返し計算仮定で随時更新するため、陰的に解かれることになる。水面の鉛直方向流速は式(2.10)の運動学的境界条件で与える。また、水面下グリッドでは圧力偏差 $dp=0$ を与えている。

$$\frac{\partial}{\partial \xi} \int \tilde{U} dz + d\xi \frac{\partial \zeta}{\partial t} = 0 \quad (2.9)$$

$$w = \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \tilde{U} \frac{\partial \zeta}{\partial \xi} \quad (2.10)$$

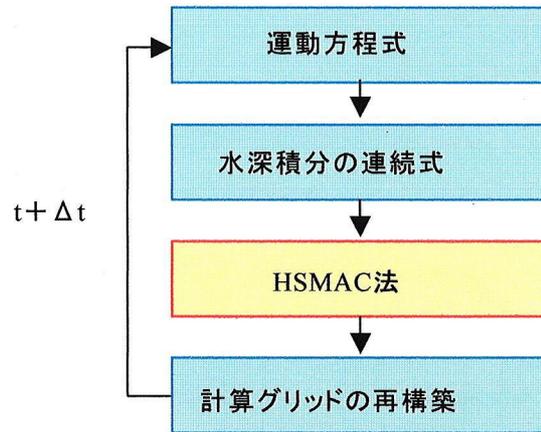
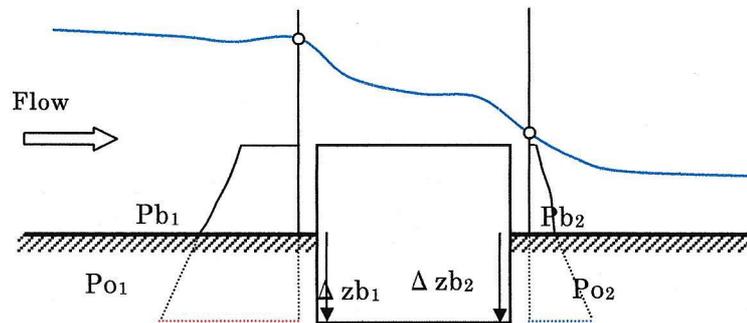


図-2.10 数値計算のフロー



P_{b1}, P_{b2} : 河床面の粗度前,背面の圧力
 P_{o1}, P_{o2} : 河床面より下の粗度前,背面の圧力分布
 $\Delta z_{b1}, \Delta z_{b2}$: 粗度前,背面の河床面からの鉛直距離

図-2.11 河床面以下の圧力分布の仮定

計算グリッドは水面の移動に伴い再構築し、グリッド移動速度 w_g を計算する。主要な計算フローを図-2.10 に示す。計算の初期条件は静水状態であり、実験条件で流れが十分発達するまで図-2.10 に従って時間積分し、最終的な値を計算結果として出力している。

上下流端の境界条件として、上流端では水深方向の流速分布の相似性を仮定して流量を与え、下流端では水位を与えている。河床面と構造物上面の壁面せん断力は対数則で与え、構造物の鉛直壁面の境界条件は Slip 条件を与えている。

2-5 二次元護床エブロックを有する流れと流体力

実験結果と計算結果を比較し、本解析モデルの妥当性を検証する。計算対象は 2-2 で示した二次元栈粗度実験とする。

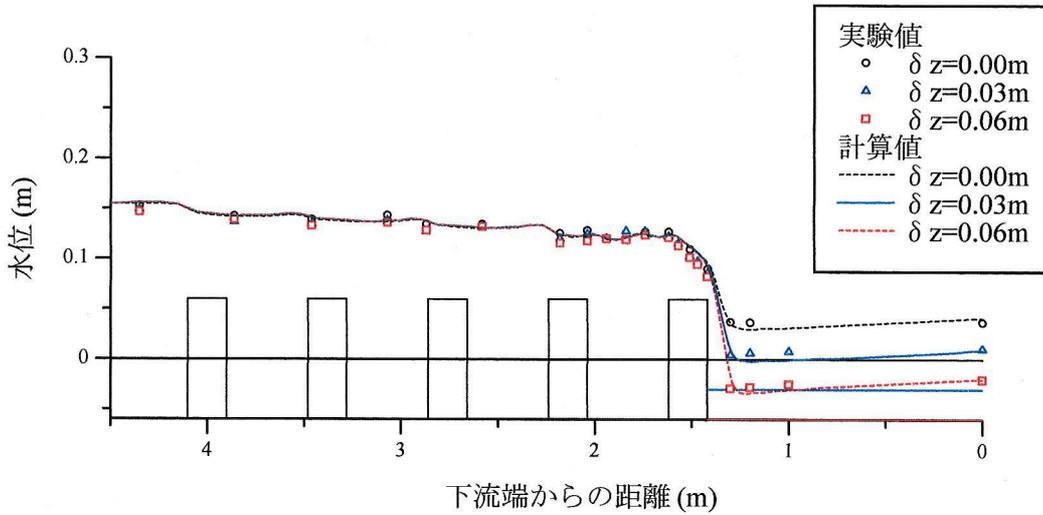


図-2.12 実験値と計算値の粗度群下流の水面形の比較

実験の粗度群下流は射流であるため、計算の下流端条件は水深の縦断勾配 $\partial h / \partial \xi = 0$ を与えている。実験では、実際の護床工などの構造物を考慮し、粗度は河床面以下に基礎をもつ。2.4 で示した計算では、河床面以下の圧力が直接計算できないため、図-2.11 に示す方法で粗度の前背面の圧力分布を計算する。抗力は粗度の前、背面に作用する圧力とせん断応力を積分して求めることができる。河床面より下では流れがほとんど生じないため、圧力分布は鉛直方向に静水圧分布と仮定できると考えられる。河床面以下の圧力分布は、河床面における粗度前、背面の圧力を用いて式(2.11)で計算する。

$$Po_1 = Pb_1 + \rho g \Delta z b_1, \quad Po_2 = Pb_2 + \rho g \Delta z b_2 \quad (2.11)$$

図-2.12 は縦断水面形の実験値と計算値の比較である。計算結果は、粗度群による水位の堰上げと粗度群下流部の急な水位低下を再現する。図-2.13, 図-2.14 はそれぞれ最下流粗度周辺の流速ベクトルと粗度周辺の圧力偏差水頭 $dp / \rho g$ の計算結果を示す。粗度背面で強い逆流域が形成され、その直下流で水叩き部ができる。これに対応して、最下流粗度背後で圧力低下、粗度群下流の水叩き部で圧力増加が生じる。粗度群下流の河床低下量 δz 大きくなるほど、粗度背面の剥離流れが発達し、粗度下流の水位が低下し、粗度背面の圧力低下量と水叩き部の圧力増加量はともに大きくなる。

図-2.15 は最下流粗度に作用する圧力分布の実験値と計算値の比較である。粗度前面の圧力分布は河床低下によってほとんど変わらず、概ね静水圧分布となっている。粗度上面の流れは完全に射流であるが、圧力は上流に伝わる¹²⁾ため、粗度上面の圧力は河床低下量 δz の増加に伴い低下する。計算結果はこの特徴を再現しているが、粗度上流付近において実験値と異なっている。これは、本数値解析モデルでは粗度上面の上流端に生じる剥離流を十分に表現できていないためである。この部分の計算精度を向上させるためには、

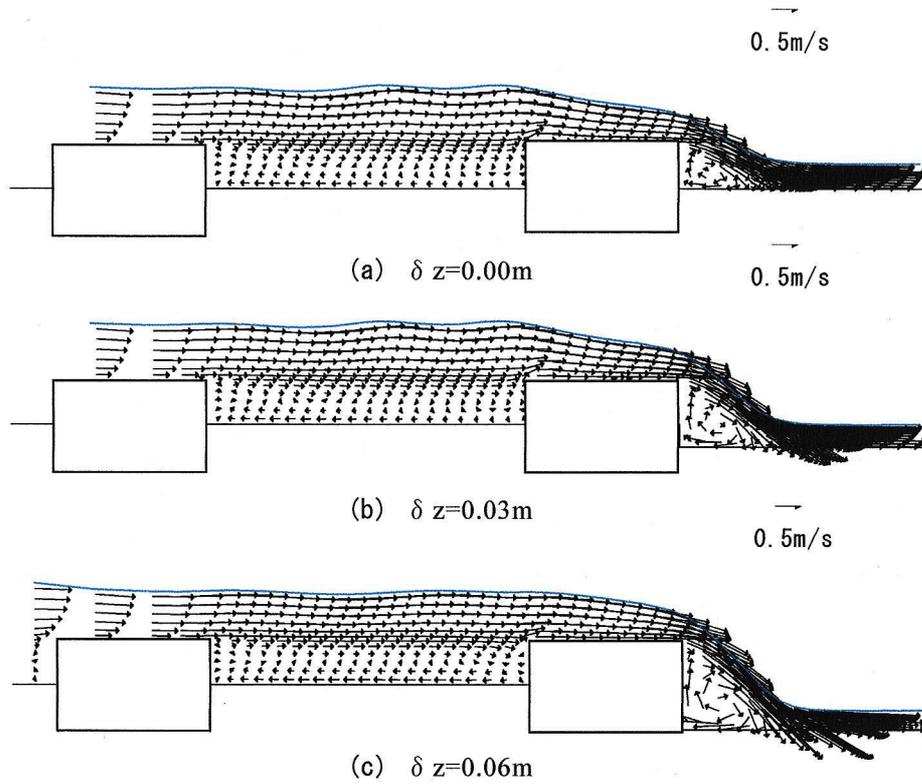
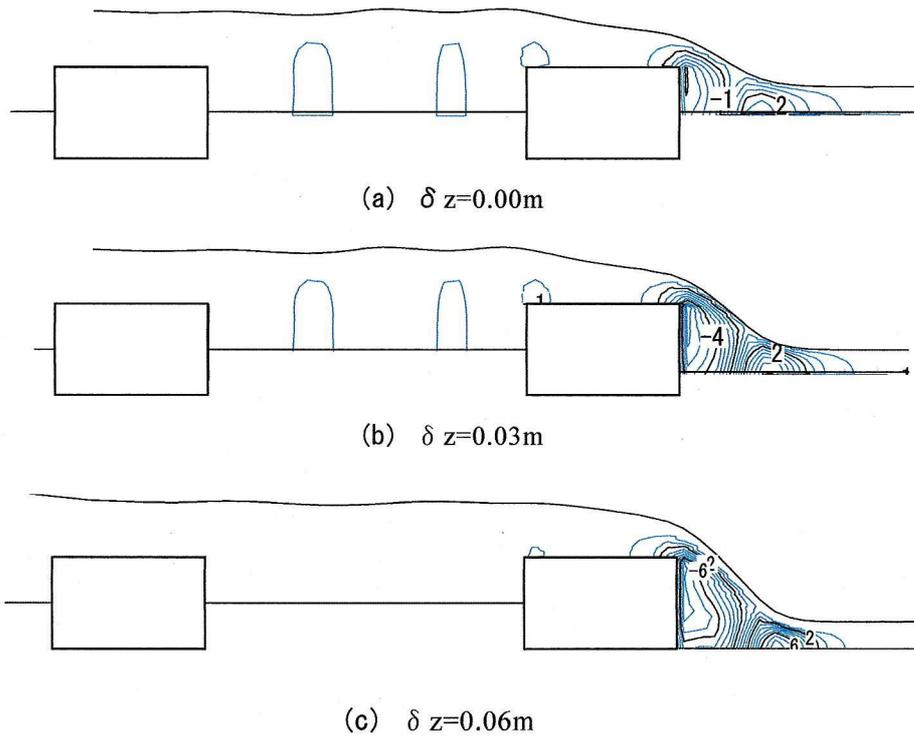
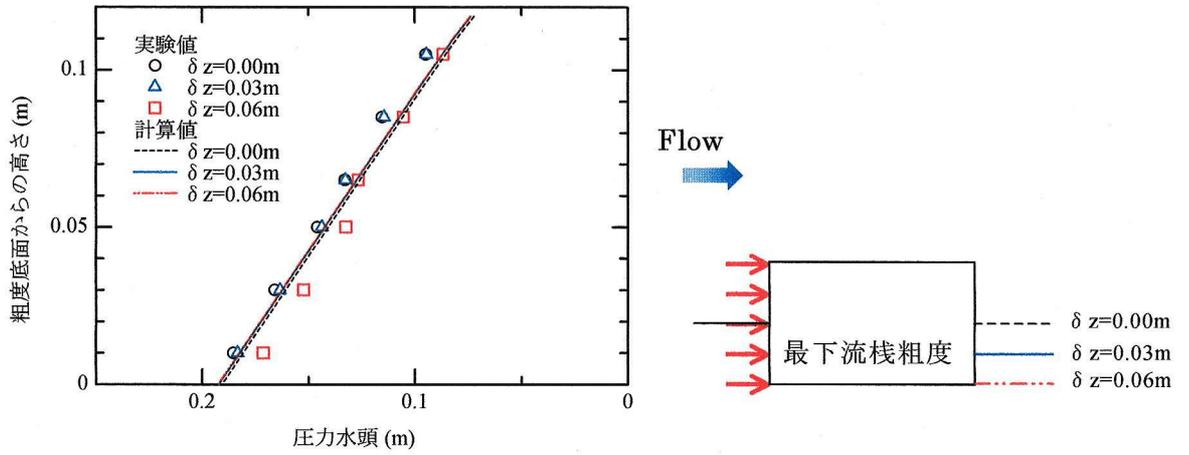


図-2.13 計算結果の最下流栈粗度周辺の流速場

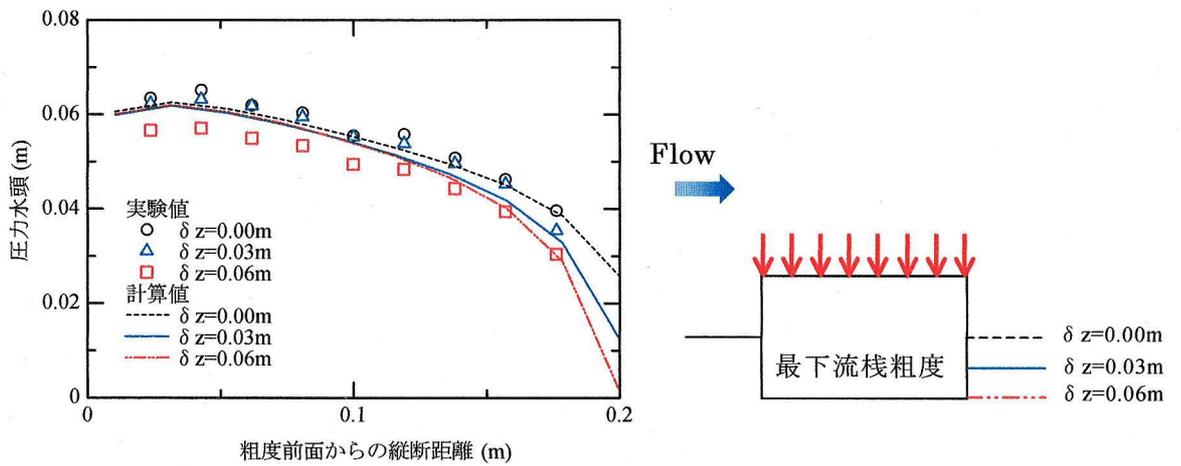


※圧力コンターは静水圧からの偏差 $dp(10^{-2}\text{m})$

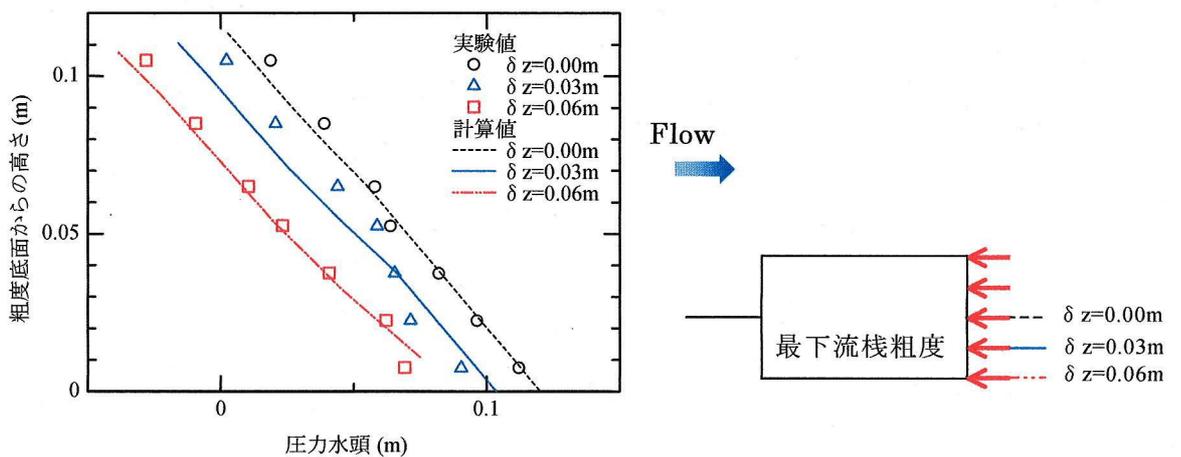
図-2.14 計算結果の最下流栈粗度周辺の圧力場



(a) 最下流層粗度前面に作用する圧力分布



(b) 最下流層粗度前面に作用する圧力分布



(c) 最下流層粗度前面に作用する圧力分布

図-2.15 最下流層粗度前面に作用する圧力分布の実験値と計算値の比較

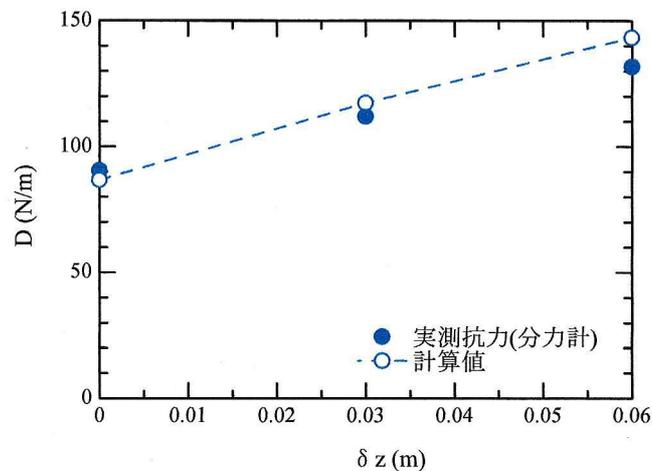


図-2.16 最下流栈粗度に作用する流体力の実験値と計算値の比較

高精度の乱流モデル¹⁵⁾の導入及びそれを満たす計算格子の解像度が必要と考えられる。しかし、一般に密に配置される護床工ブロックの最下流ブロックでは、粗度上面の上流端の剥離流れよりも粗度背面の剥離流れが重要となる。図-2.15(c)より、粗度背面の圧力分布が δz が大きくなるほど低下する実測圧力分布を計算結果は概ね表現している。図-2.14からも明らかのように河床低下による最下流栈粗度に作用する抗力は、粗度背面の圧力低下に支配されている。図-2.16は最下流栈粗度に作用する抗力の実験値と計算値の比較である。河床低下量 δz が大きくなるほど背面の圧力が低下するため、抗力は大きくなる。計算抗力値は δz の増加に伴う抗力の増加傾向を表している。

静水圧分布を仮定した多くの計算では、内田ら^{5),6),7)}が示した平面二次元モデルのように、積分値で運動量則を満たすためになんらかの抵抗項が必要となり、計算結果はその抵抗項に依存する。しかし、最下流栈粗度の流体力を一義的に決定することはできない。さらに、図-2.13、図2-14から分かるように、粗度群背後の逆流域が形成されるためには、水面勾配に起因する圧力勾配よりも大きな逆向きの圧力偏差勾配が必要であるため、積分値で運動量則を満たしても局所流を再現するのは困難であると考えられる。前述のように、栈粗度群下流部は、水面形と流線の曲率に支配される流れとなり、計算結果は一部を除いて河床せん断力やレイノルズ応力などの応力テンソル項の影響をあまり受けない。このため、栈粗度の形状を与え、圧力を解けば本節で示したように高精度の計算結果が得られる。以上より、栈粗度群下流部の計算では圧力を解く必要性及び有効性が確認された。

2-6 第2章のまとめ

本章では、二次元栈粗度群下流の流れと流体力の特性を明らかにし、その軽減対策を論じた。また、流れと流体力の解析法を構築した。以下に本章のまとめを示す。

- 1) 下流河床高が低下するほど最下流栈粗度の流体力は大きくなり、流体力による破壊の危険性が増加する。
- 2) 洗掘をあらかじめ見込んだ河床に護床工を配置することは、護床工の抗力を低減でき、流況改善法として有効な手段の一つである。
- 3) 構造物を越流する水面形と流線の曲がりによって生じる圧力場を表現できる解析モデルを構築した。構築したモデルは、二次元栈粗度群下流の流れと栈粗度に作用する流体力を精度よく求めることができる。

参考文献

- 1) 福岡捷二，藤田光一，森田克史：護岸法覆工の水理特性に関する研究，土木技術資料，第30巻，第3号，pp.3-8，1988
- 2) Sayre, J.B. and Albertson, M.L.: Roughness spacing in rigid open channels, *Proc. of ASCE*, Vol.87, HY3, pp.121-150, 1961.
- 3) Herbich, J.B. and Shulits, S.: Large-scale roughness in open-channel flow, *Proc. of ASCE*, Vol.90, HY6, pp.203-230, 1964.
- 4) 足立昭平：人工粗度の実験的研究，土木学会論文集，第104号，pp.33-44，1964.
- 5) 福岡捷二，水口雅教，内田龍彦，横山洋：水没・非水没粗度が混在する浅い流れに関する基礎的研究，水工学論文集，第43巻，pp.293-298，1999.
- 6) 福岡捷二，内田龍彦，福島琢二，水口雅教：水没大型粗度を有する浅い流れの一次元解析と二次元解析，水工学論文集，第44巻，pp.533-538，2000.
- 7) 内田龍彦，福岡捷二，福島琢二，田中正敏：大型粗度群上の浅い流れの平面二次元解析とその応用，土木学会論文集，No.691/II-57，pp.93-103，2001.
- 8) 神田佳一，村本嘉雄，藤田裕一郎：護床工下流部における局所洗掘とその軽減法に関する研究，土木学会論文集 No.551/II-37，pp.21-36，1996.
- 9) 内田龍彦，福岡捷二，福島琢二：河床の洗掘による根固め工の変形特性に関する研究，河川技術論文集，vol.8，pp.237-242，2002.
- 10) 床止めの構造設計の手引き，(財)国土技術センター編，山海堂，1998.

- 11) 護岸の力学設計法, (財)国土開発技術研究センター, 山海道, 1999.
- 12) 福嶋祐介, 福岡捷二: 流線の曲率が卓越する流れの解析法, 第27回水理講演会論文集, pp.781-788, 1983.
- 13) 福岡捷二, 福嶋祐介: 円頂せき上の開水路急変流の力学, 土木学会論文報告集, 第329号, pp.81-91, 1983.
- 14) 渡邊明英, 福岡捷二, Alex Gorge Mutasingwa, 太田勝: 複断面蛇行河道におけるハイドログラフの変形と河道内貯留の非定常二次元解析, 水工学論文集, 第46巻, pp.427-432, 2002.
- 15) 例えば, 木村一郎, 細田尚: 乱れ強さ正負条件を考慮した非線形 $k-\epsilon$ モデルによる立方体周辺の流れの三次元解析, 水工学論文集, 第44巻, pp.599-604, 2000.

第3章 床止め工直下の流れ，局所洗掘対策

3-1 概説

構造物の下流は必ず河床低下，洗掘が生じることを考えると，洗掘を抑制しようとする代わりに，洗掘孔を利用し，流況を改善すると考える方が自然な発想かもしれない．落差が小さい構造物の下流では，設計論的に河床洗掘を構造物の基礎を脅かさない程度に許容することが可能と考えられる．このためには，下流河床高に洗掘孔が柔軟に対応しつつ，洗掘孔内の流体混合により洗掘力を軽減させることにより，構造物の下流端の洗掘問題が改善できる可能性がある．2章では，河床低下，洗掘を見込んだ構造が護床工ブロックに作用する流体力を軽減し，河床洗掘を軽減できる工法の一つとなり得る可能性を示した．このためには，水理構造物下流の洗掘孔内の流れや洗掘深を明らかにする必要がある．

本章では，落差の小さい床止め工を想定して以下の検討を行う．以下に本章の概略を示す．まず，移動床実験により，床止め工直下流の流れと局所洗掘機構を明らかにし，局所洗掘解析には洗掘孔内で生じる特徴的な二つの流れ場を説明できる流れの解析モデルが必要であることを示す．そして洗掘孔を固定した実験を行い，実験の流れを再現できる床止め工直下の流れの解析法を検討する．次に，床止め工下流の流れと局所洗掘現象を計算できる鉛直二次元数値解析モデルを構築し，解析モデルの妥当性，再現性を検討する．最後に，このモデルを用い，局所洗掘孔を見込むことによる構造物の下流の流況改善効果を示し，洗掘孔の防護方法と範囲を検討し，新しい洗掘対策法について論じている．

3-2 移動床実験

図-3.1 は実験に用いた二次元床止め工で水路上流端から 2.05m の断面に設置した．実験条件を表-3.1 に示す．床止め工上流の河床洗掘を想定し，あらかじめ床止め工上面の高さは初期河床高から 0.035m 高く設置している．潜り噴流状態では床止め工直下流の砂の輸送量と河床洗掘量が他の区間に比べて遥かに大きいため，本研究では床止め工直下の局所洗掘は静的洗掘現象として扱うこととする．そこで，床止め工上流部では限界掃流力以下とする事実上の固定床として扱い，下流の河床洗掘は静的洗掘の条件で実験を行っている．

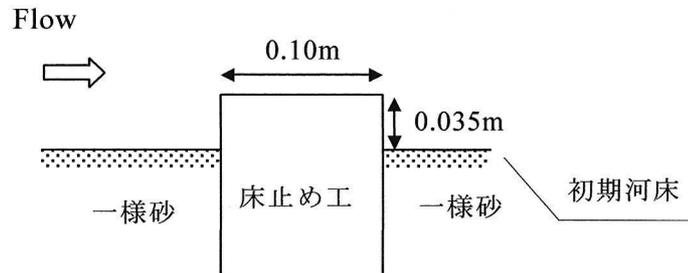


図-3.1 床止め工の設置状況

表-3.1 実験条件

水路長	8.0 m
水路幅	0.30 m
初期河床勾配	1/166.7
実験流量	0.0072 m ³ /s
下流端水深	0.054 cm
河床砂の平均粒径	0.8 mm

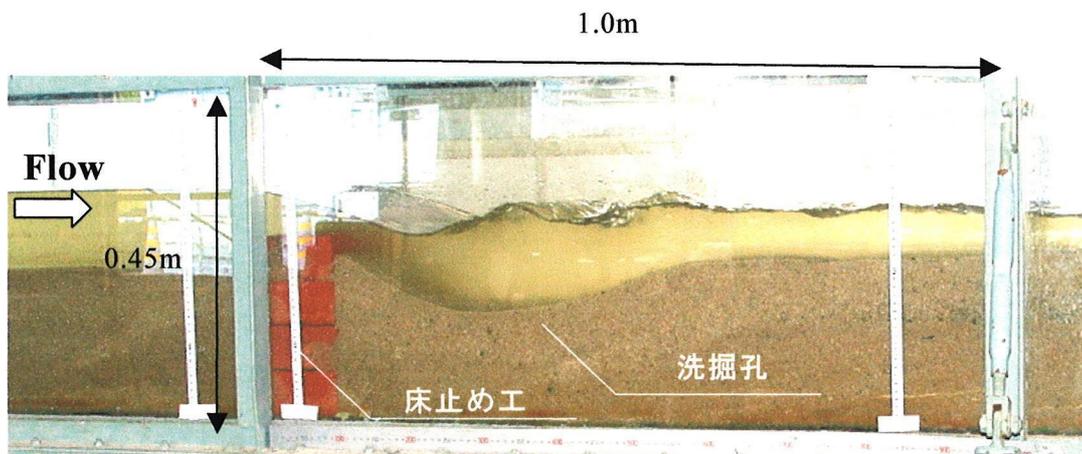


写真-3.1 実験の様子

移動床実験の様子を写真-3.1に示す。床止め工直下の河床孔が十分発達し、波状跳水常態と潜り噴流状態が繰り返される過程で河床形状がほぼ周期的に変化していると見なせるようになるまで通水を行った後(本実験では通水後2時間後)、流れと洗掘孔の発達過程の様子をビデオ撮影により記録した。そして、河床形状を維持しやすい波状跳水状態において通水を止め、河床形状を硬化剤で固め、移動床実験と同じ水理条件で潜り噴流状態(写真-3.4(a))と波状跳水状態(写真-3.4(b))における洗掘孔内の横断平均の流れ場について計測している。なお、流速測定にはKENEK社の電磁流速計を用いている。

床止め工下流の洗掘孔の発達過程を示す。床止め工下流では、下流の河床洗掘が進行すると、波状跳水状態と潜り噴流状態が共存する水理条件となり、これらによる埋め戻し過

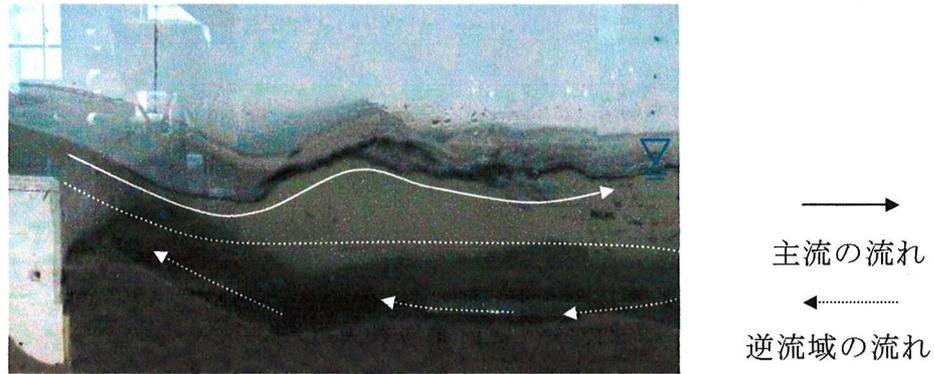


写真-3.2 波状跳水状態の洗掘孔埋め戻し過程

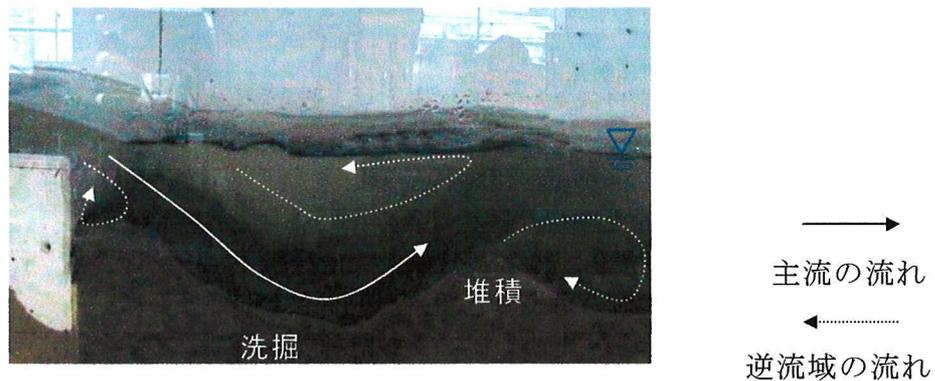


写真-3.3 潜り噴流状態の洗掘孔発達過程

程と洗掘過程が繰り返されながら洗掘孔が発達する¹⁾。写真-3.2は波状跳水状態の洗掘孔の発達過程を示す。波状跳水状態では、河床付近まで運動量が輸送される前に、河床付近の圧力が上昇し流れが上向きに曲げられる。この結果、床止め工下流では水面に沿う流れとなり、床止め工背後の剥離領域は大きくなる。この結果、潜り噴流状態で形成された堆積域の砂を洗掘域に輸送し、洗掘孔を埋め戻す。写真-3.3は潜り噴流状態の洗掘孔の発達過程を示す。潜り噴流状態では、床止め工を越流する流れの慣性力によって、河床付近まで運動量が輸送される。床止め工の下流では河床に沿って流れ、水面付近に逆流域が生じる。このため、潜り噴流状態では床止め工直下で河床付近の高速流と、水叩き部の圧力上昇、およびそれらの変動により、土砂の輸送量が大きくなり、河床形状は短時間に大きく変形する。その結果、床止め工直下で局所洗掘が生じ、その下流に堆積域が形成される。堆積域が発達すると、写真のように体積背後にも逆流域が生じる。潜り噴流状態は短時間で河床形状が大きく変化するが、継続時間は短く、ほとんどの時間において流れ場は波状跳水となる。本実験条件で通水1時間後から3時間後までの間では、概ね波状跳水状態が10分程度、潜り噴流状態が30秒程度の継続時間であった。

図-3.2に床止め工下流の河床変動による流れの遷移機構を示す。波状跳水状態では、大

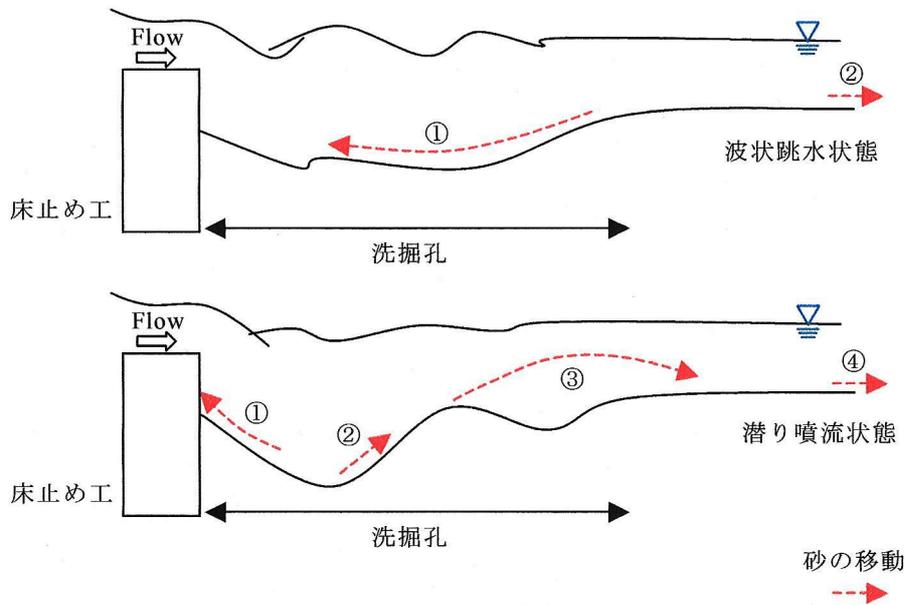


図-3.2 床止め工下流の河床変動による潜り噴流状態と波状跳水状態の遷移機構

きな逆流域によって①洗掘孔の底面付近の砂は上流へ輸送される。一方で、②洗掘孔下流の砂は下流へ輸送される。この結果、洗掘孔下流の斜面が削られ、床止め工下流では平坦河床に近づくことによって流れ場は潜り噴流状態へ遷移しやすい条件となる。このとき、波状の水面形は不安定となり、形成、消滅を繰り返す。潜り噴流状態への移行は、このような不安定な条件下で生じる。図-3.3は通水後2時間以上経過し、洗掘孔が発達した後の潜り噴流状態へ移行する直前の河床形状である。波状跳水状態では、最大洗掘深は洗掘孔下流に生じ、その上流の床止め工直下部に小さな堆積域が形成される。この堆積域は潜り噴流状態への移行する直前における波状の水面形の形成、消滅を繰り返す状態に変動するため、床止め工直下の河床形状はばらついている。図-3.4に図-3.3で生じた潜り噴流状態における河床形状の経時変化の一例を示す。潜り噴流では、水叩き部の砂が①上流及び②下流へ輸送される。①上流へ輸送された砂の多くは、床止め工背面の逆流によって巻き上げられ、再び水叩き部へ輸送される。②下流へ輸送された砂によって水叩き部下流に堆積を形成する。堆積域が発達すると、堆積域頂部から砂が浮遊し、下流へ輸送される。一連の洗掘孔の発達過程において、洗掘孔内の砂が洗掘孔下流に輸送されるのは、堆積域頂部から砂が浮遊する砂の一部のみである。波状跳水状態へ移行した直後、図-3.4に示すように、すぐに洗掘孔と堆積域が減衰し、前述の波状跳水の過程を経て再び潜り噴流が生じる。図-3.5は最大洗掘深発生時(潜り噴流状態から波状跳水状態へ移行する直前)の河床形状である。図-3.3と同様に、堆積域の河床形状はばらついている。これは、波状跳水から潜り噴流の以降条件が、不安定な現象に支配されており、潜り噴流発生時の河床形状が異なるためと考えられる。しかし、床止め工直下の洗掘孔の形状は各実験で概ね等しいことか

ら、潜り噴流状態から波状跳水状態へ移行現象は床止め工直下の河床形状に支配されていると言える。

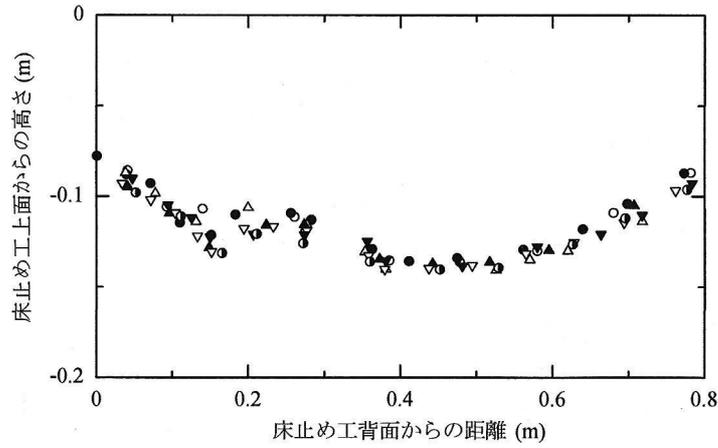


図-3.3 潜り噴流状態へ移行する直前の河床形状

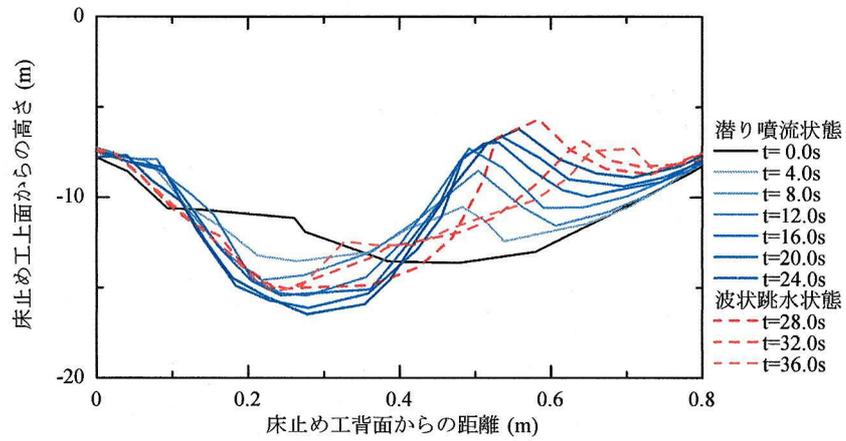


図-3.4 潜り噴流状態の河床形状の経時変化

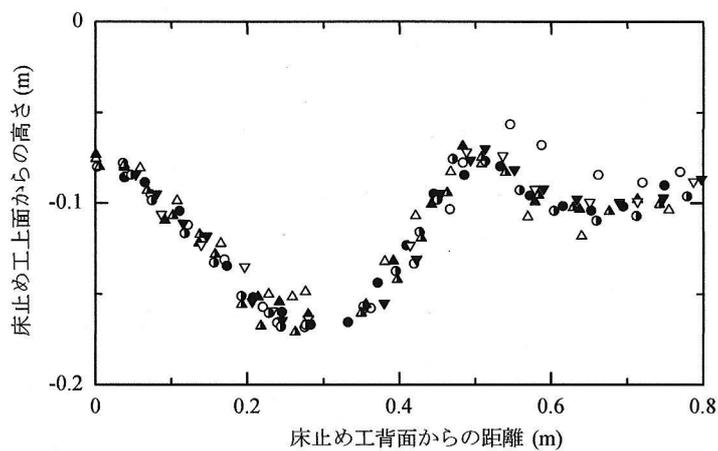
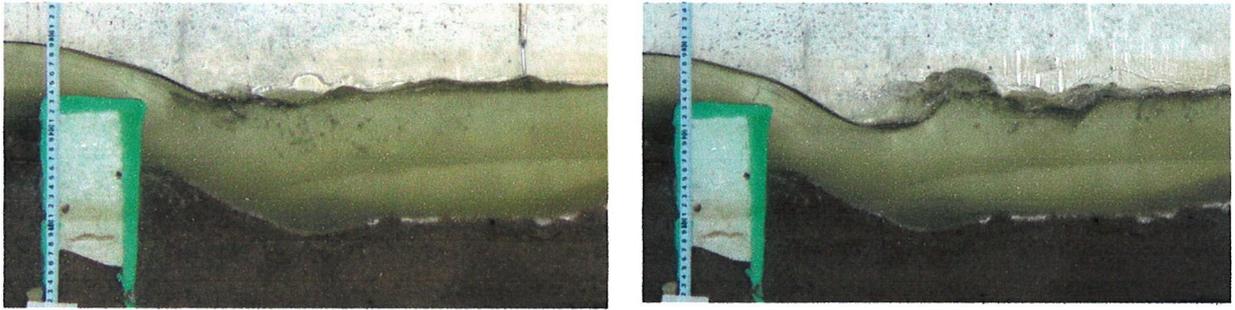


図-3.5 最大洗掘深発生時(潜り噴流状態から波状跳水状態へ移行する直前)の河床形状



(a) 潜り噴流状態

(b) 波状跳水状態

写真-3.4 洗掘孔を固定した場合の同一の水理条件で生じる二つの流れ場

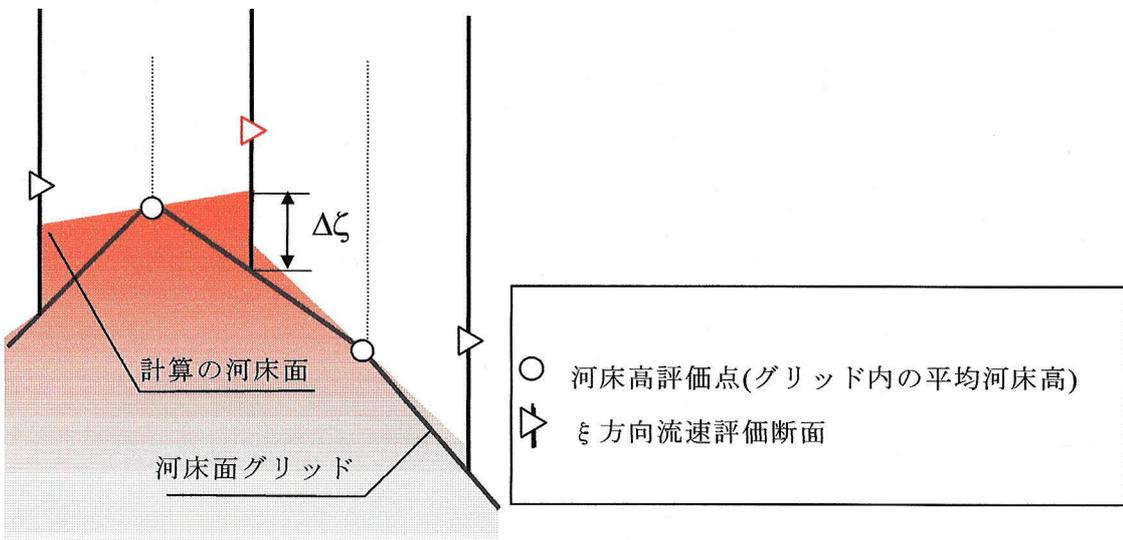
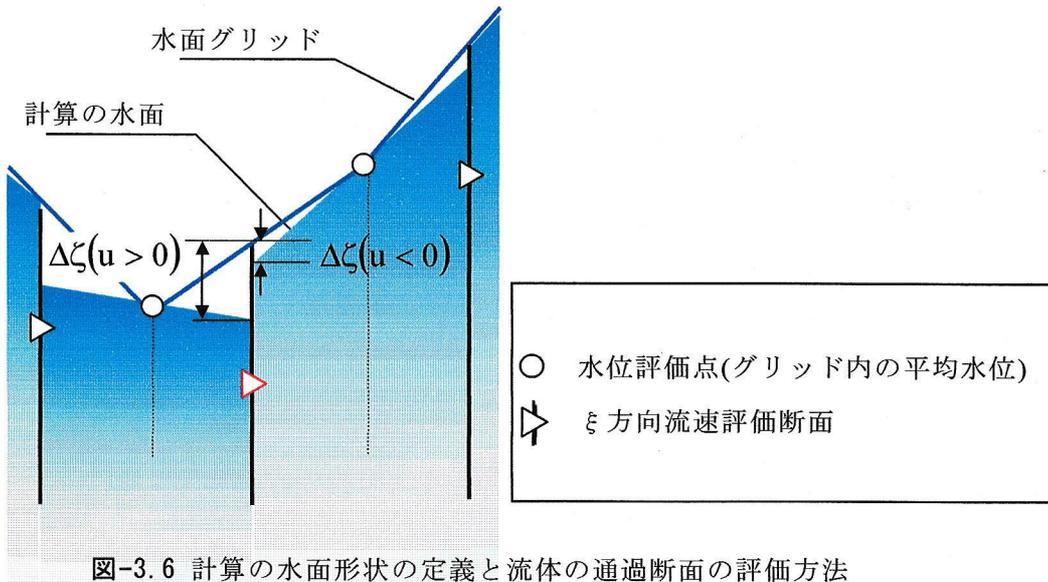
3-3 洗掘孔内の流れ場とその解析

前述のように、床止め工下流の局所洗掘は、波状跳水状態と潜り噴流状態が共存できる水理条件下において生じ、これらの流れ場の遷移現象によって支配される。このため、局所洗掘解析を行うためには、洗掘孔内に生じるこれら二つの特徴的な流れを計算できる解析モデルが必要となる。そこで、本節では床止め工直下流の洗掘孔内の流れの解析法を検討する。

3-3-1 解析方法

また、解析のために、河床形状を硬化剤で固め、移動床実験と同じ水理条件下で潜り噴流状態(写真 3-4(a))と波状跳水状態(写真 3-4(b))を生じさせ、洗掘孔内の流れを計測した。このような、同一の水理条件で異なる二つの流れ場を計算するためには、対象とする流れ場に適した初期状態と計算方法が必要となる。波状跳水状態の計算では、下流端水深が十分大きい状態で計算をはじめ、流れ場がある程度発達した後、下流端水深を徐々に実験水深まで下げている。潜り噴流状態の計算では、堰下流の水深が小さい状態で計算を行い、潜り噴流状態が形成された後、実験水深まで水深を上げている。波状跳水状態と潜り噴流状態の計算における最終的な水理条件は同じとなるように設定している。

2章で示したように、水理構造物を越流する流れを扱う場合、レイノルズ応力は重要でない場合が多い。しかし、移動床では、河床変動に伴って鉛直方向の流速分布特性が場所的、時間的に大きく変化するため、河床変動解析において、底面せん断力で渦動粘性係数を決める 0 方程式モデルは不十分であると考えられる。床止め工下流において異なる二つの流れ場で生じる様々の渦や河床付近で剥離による乱れエネルギー分布を考慮するため、本節では、渦動粘性係数 ν_t の計算には式(3.1)に示すスマゴリンスキーモデルを採用する。



$$v_t = (C_s \Delta)^2 \cdot |\bar{S}| \quad (3.1)$$

ここで,

$$|\bar{S}| = \left(2\tilde{S}_{\xi\xi} \frac{\partial \tilde{U}}{\partial \xi} + 2\tilde{S}_{\xi z} \frac{\partial \tilde{U}}{\partial z} + 2\tilde{S}_{z\xi} \frac{\partial w}{\partial \xi} + 2\tilde{S}_{zz} \frac{\partial w}{\partial z} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\tilde{\tau}_{ij} = 2v_t \tilde{S}_{ij}$$

である。

水面付近の流れの解析法について示す。潜り噴流状態では、床止め工直下の水面で流れが剥離し、水面の曲率が急変する。このような箇所では、水面に沿った計算グリッドで水面付近の移流を精度よく評価することが困難である²⁾。一般にこのような複雑な水面形状

を有する場合はVOF法^{3),4)}が用いられる場合が多いが,ここでは図-3.6のように計算の水面形を平均水面勾配の直線分布で表し,流体の通過可能な断面積を考慮する.この流体の通過率を考慮する方法はFAVOR法^{5),6)}と同様の考え方にに基づき,複雑境界を有する流れにおいて有効な手段である(4章で示す解析モデルではFAVOR法の応用と位置付けられる).スタaggerド格子では,水面の曲率が変化する場合, ξ 方向流速評価断面で計算の水面形は不連続となる.そこで,上流側の流体がこの断面を通過すると考えて,図-3.6のように流速の正負により,上流側の水位を用いて $\Delta\zeta$ を求めることとしている.このとき,水面下グリッドの基礎方程式は, ξ 方向流速の評価断面において,計算水面形と水面の計算グリッドのずれ $\Delta\zeta$ を含み,連続式と ξ 方向運動方程式の慣性力項 I_ξ はそれぞれ式(3.2),(3.3)で表される.

$$\frac{\partial(dz + \Delta\zeta)\tilde{U}}{\partial\xi} + \frac{\partial d\xi(w + \tilde{\sigma}_x \tilde{U})}{\partial\sigma} = 0 \quad (3.2)$$

$$I_\xi = \frac{dz_0 + \Delta\zeta_0}{dz_0} \cdot \frac{\partial\tilde{U}}{\partial t} + \frac{dz + \Delta\zeta}{dz} \cdot \tilde{U} \frac{\partial\tilde{U}}{\partial\xi} + (\tilde{W} - w_g) \frac{\partial\tilde{U}}{\partial z} \quad (3.3)$$

河床面境界においても同様の方法を用いる.ただし,河床面を流体は通過しないと考え,図-3.7のように ξ 方向流速評価断面の河床高は高い方を用いる.

3-3-2 解析結果

図-3.8, 図-3.9はそれぞれ潜り噴流状態における縦断水面形と洗掘孔内の流速ベクトルの実験値と計算値の比較である.図-3.9には,実験結果と計算結果の最大流速線を示し,計算ベクトル図には比較のため実験の最大流速線も合わせて表示している.また,図-3.10は鉛直流速分布の比較である.潜り噴流状態では,床止め工を越流する流れの慣性力によって,河床付近まで運動量が輸送され,床止め工直下が水叩き部となる.床止め工の下流では河床に沿って流れ,水面付近に逆流域が生じる.最大流速線から,流れは曲率をもち,せん断力の縦断勾配が大きくなり,河床形状は短時間に大きく変形する.計算結果は水叩き部の位置(最大流速線が最も河床に近づく点)など,潜り噴流状態の流れ場の特性を表現できている.しかし,計算結果の最大流速線は実験結果に比べて曲率が小さく,水叩き部で河床から離れた位置を通っている.このため,図-3.10に示すように水叩き部の河床近傍流速が小さく,流速分布の縦断変化が小さくなっている.この理由を以下に示す.図-3.9の計算結果では,水面の剥離点付近で運動量が噴流方向に対して上向きにも若干輸送されている.これは,剥離点付近で水面形が急変することによる計算グリッドの歪によることと,水面の剥離点から供給される空気混入を考慮していないことなどが考えられる.後者は,水叩き部下流において運動量の交換量が少なく,水面付近の逆流域が大きく計算されたことにも影響する.これらの流れの計算精度が移動床計算の精度に与える影響については3.4で検討する.

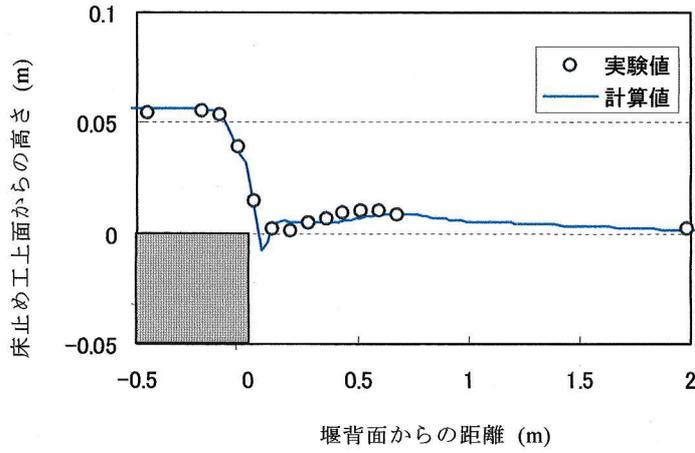


図-3.8 潜り噴流状態の水面形の比較

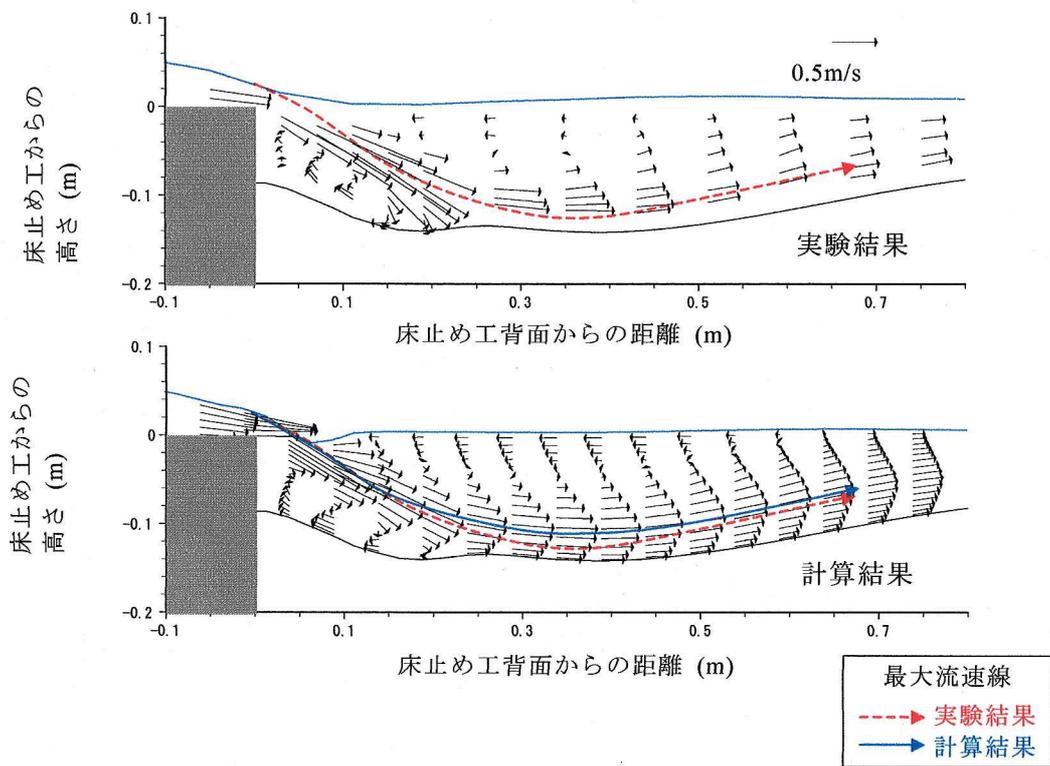


図-3.9 潜り噴流状態における床止め工直下の洗掘孔内の流れ場の比較

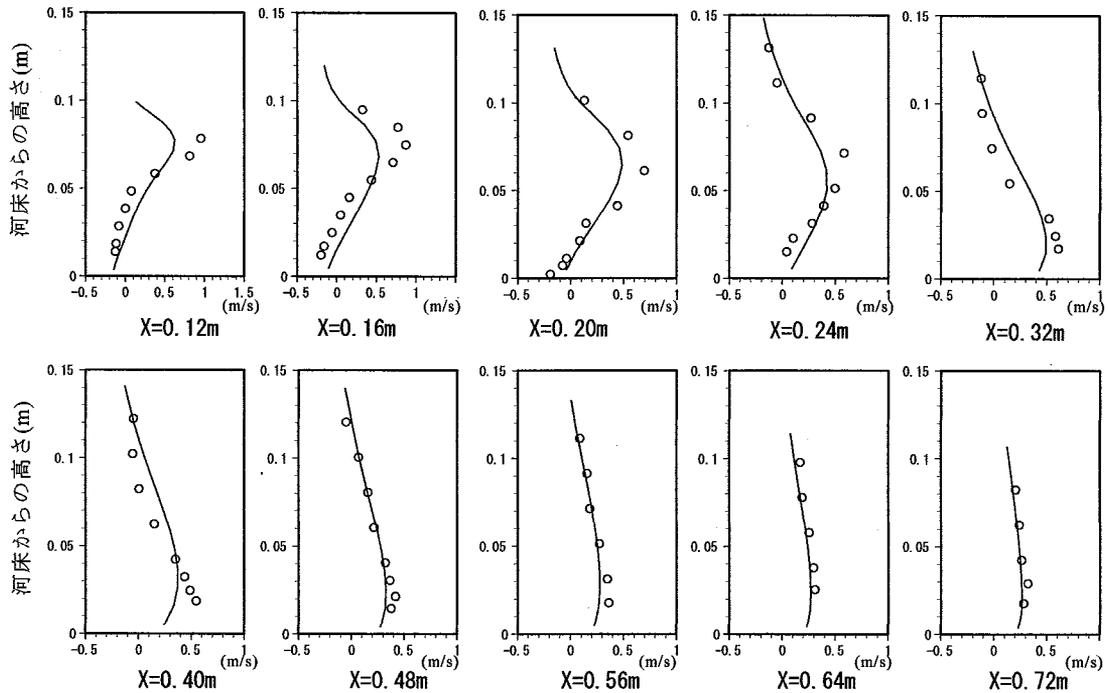


図-3.10 潜り噴流状態の流下方向流速 u の鉛直分布の比較

図-3.11, 図-3.12 はそれぞれ波状跳水状態における縦断水面形と洗掘孔内の流速ベクトルの実験値と計算値の比較である。図-3.12 には、実験結果と計算結果の剥離領域を示している。図-3.13 は鉛直流速分布の比較である。波状跳水状態では、床止め工下流で水面に沿う流れとなり、床止め工背後に大きな逆流領域が形成される。計算結果は水面付近の再現性があまりよくない。波状跳水状態では、潜り噴流状態と共存する水理条件に近い場合、水面が不安定となる。このような条件では、解析モデルは、水面付近の流れが減速され、小さい波状水面形状が形成されて安定するようである。これは水面境界の評価方法や σ 座標系導入に伴う数値粘性などが原因と考えられる。このため、計算結果は水面形の影響を強く受ける床止め工直下の逆流領域の形が再現できていない。また、流速分布は特に床止め工直下において実験値と計算値で異なる。しかし、流れの再付着点を含めた下流の逆流領域の形状や、最付着点から逆流の強さが上流に向かって大きくなり、0.2m の断面付近から小さくなる実験結果の傾向を概ね再現していると言える。

以上のことから、構築した解析モデルは波状跳水状態と潜り噴流状態のそれぞれの移行限界と共存領域が存在でき、また計算上同一の水理条件で両者が起こり得ることを確かめることができた。さらに両者の河床付近の流速分布特性を再現可能であることが示された。

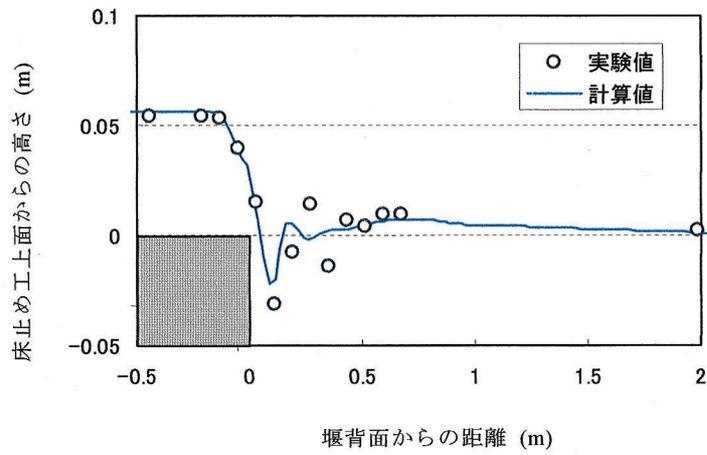


図-3.11 波状跳水状態の水面形の比較

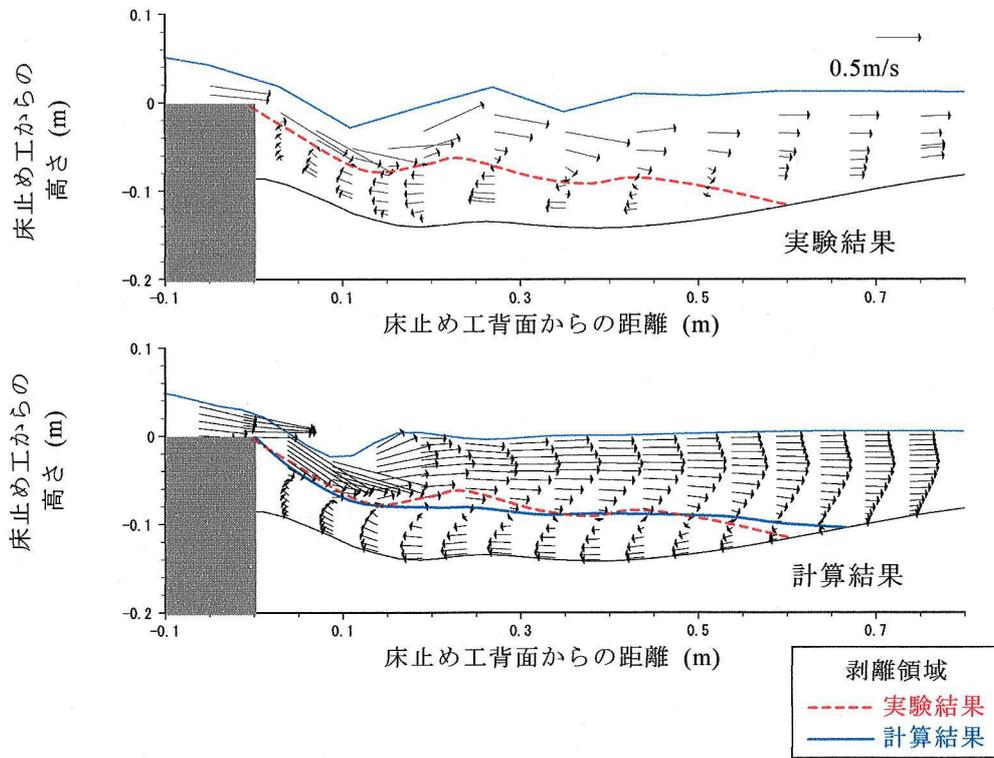


図-3.12 波状跳水状態における床止め工下流の流れ場の比較

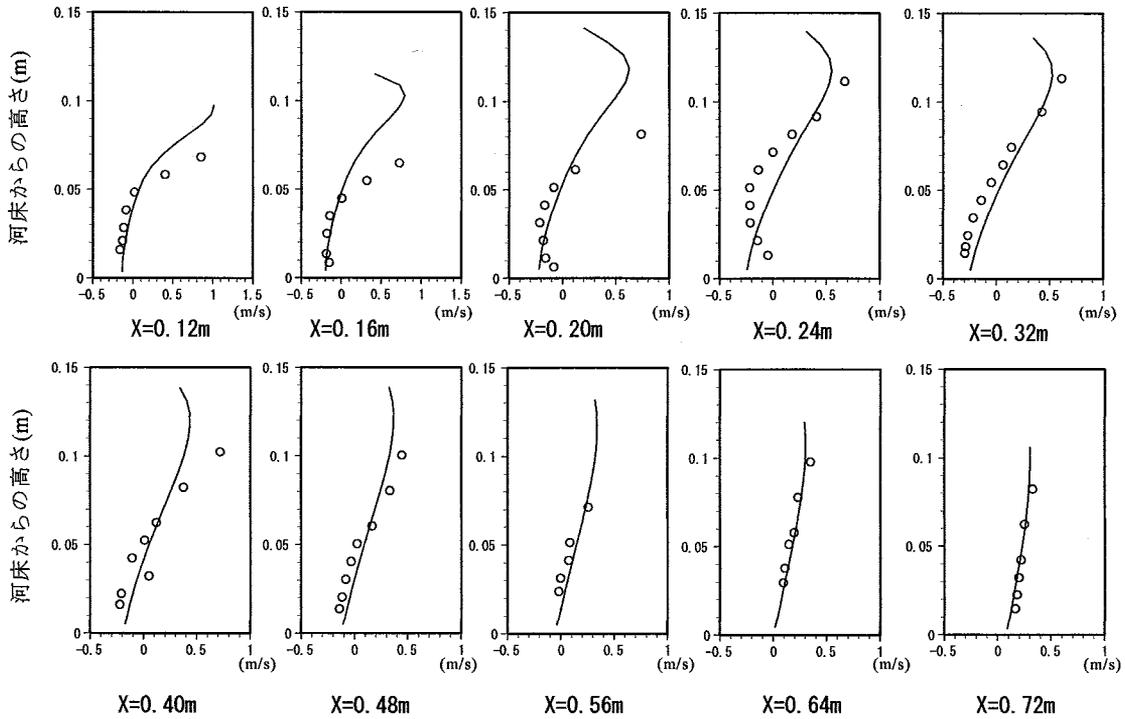


図-3.13 波状跳水状態の流下方向流速 u の鉛直分布の比較

3-4 局所洗掘解析

波状跳水状態と潜り噴流状態が繰り返される床止め工直下の局所洗掘現象を解析するためには、砂の輸送量が多く、洗掘形状を決定付ける潜り噴流状態の局所洗掘過程を表すことが重要である。また、潜り噴流状態は、河床付近で高速流が生じることとそれによって河床が洗掘されることにより、構造物や周辺河岸、および堤防の被害を生じさせる危険性が高いと考えられる。実験条件では、潜り噴流の発生条件は、波状跳水状態の洗掘孔の埋め戻しと洗掘孔下流の河床低下によって生じる。これに加えて、河川では、床止め工上流の水位の上昇、下流水位の低下、上流からの土砂供給による洗掘孔の埋め戻しなどによって、床止め工下流で潜り噴流状態の流れが発生する危険性がある。このため、構造物下流で河床洗掘を許容する場合、洪水時に潜り噴流状態の流れが生じることを想定し、最大洗掘深とその発生位置を見積もり、それによって構造物の基礎が脅かされないように十分な根入れ深さを設ける必要がある。ここでは、潜り噴流状態で生じる局所洗掘、堆積域の発達、これらが波状跳水への移行に伴って減衰する過程を表す河床変動解析法を検討する。

3-4-1 河床変動解析法

平衡流砂量の算定には、式(3.3),(3.4)のように斜面上の限界掃流力と重力による付加掃流

力を考慮し⁷⁾, 芦田・道上式(3.5)を用いて計算する.

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_{*c0}}{\sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial \xi}\right)^2}} \quad (3.3)$$

$$\tau_{*e}' = \tau_{*e} - \frac{\tau_{*c0}}{\mu_s} \frac{\partial z}{\partial \xi} \quad (3.4)$$

$$\frac{q_{Be}}{\sqrt{sgd^3}} = 17(\tau_{*e}')^{1.5} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*}\right) \quad (3.5)$$

ここで,

$$\tau_{*c} = \frac{\tilde{U}_b |\tilde{U}_b|}{6.0 + 5.75 \log_{10} \left(\frac{\Delta \sigma_b}{d(1 + \tau_*)} \right)}, \quad \tau_* = \frac{u_* |u_*|}{sgd}, \quad \tau_{*c} = \frac{u_{*c}^2}{sgd}$$

\tilde{U}_b : 最下層グリッドの流速, $\Delta \sigma_b$: 最下層グリッドの厚さ, s : 砂の水中比重, d : 砂の粒径, τ_* : 底面せん断力, である.

床止め工下流の局所洗掘解析法を検討するために, 平衡流砂量を用いる場合(Run EQ)と非平衡流砂量式を用いる場合(Run NE)を比較し, 検討する. 非平衡流砂量式には福岡ら⁷⁾の式(3.6)を用いる.

$$\frac{\partial q_B}{\partial \xi} = \kappa_B (q_{Be} - q_B) \quad (3.6)$$

ここで, 非平衡パラメータ κ_B は式(3.7)で与えている^{8),9)}.

$$\kappa_B = \frac{C}{\tau_*} \left(\frac{sg}{v^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.7)$$

ここで, s : 砂の水中比重である. κ_B は砂粒子の移動距離 L の逆数に相当することから, $d \cdot \kappa_B = 1/50 \sim 1/150$ となる $C = 5.0 \cdot 10^{-5}$ と, 比較のため $C = 5.0 \cdot 10^{-4}$ の計算を行っている.

流砂の連続式(3.6)から求まる河床変動速度が求まる. これを河床面の計算グリッドの移動速度とし, 積分値が河床形状, 移動速度が水深積分の連続式と σ 方向移流項に反映され, 流れの計算と連立される.

$$(1 - \lambda) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_B}{\partial \xi} = 0 \quad (3.6)$$

以上の計算過程において, 限界角以上の勾配をもつ斜面が形成された場合は, 砂が滑り, 限界角の斜面が瞬時に形成されるとしている¹⁰⁾.

河床変動の計算フローを図-3.13 に示す. 計算速度短縮や河床変動解析による計算の不

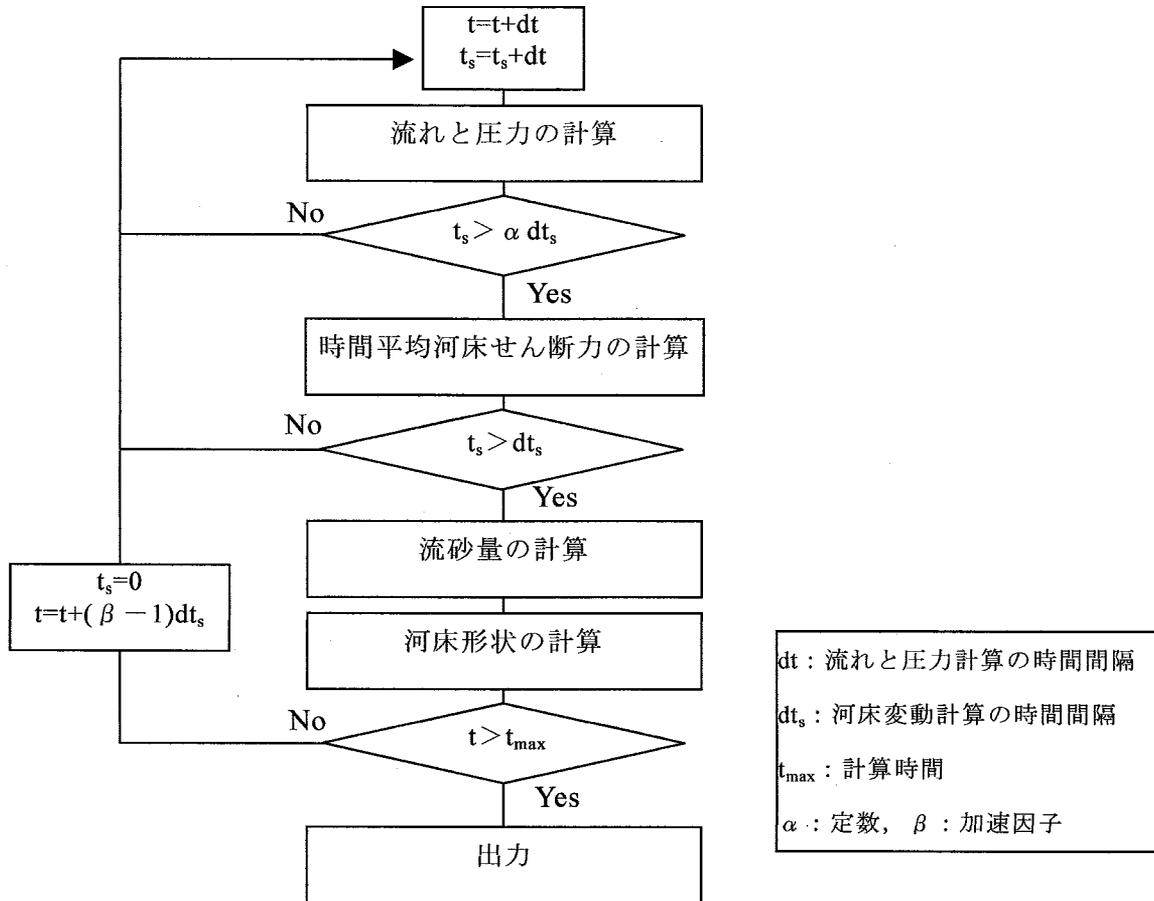


図-3.13 河床変動計算フロー

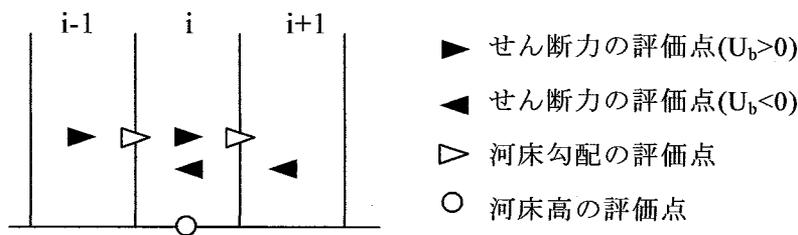


図-3.14 せん断力評価点の風上化

安定性を防ぐために、底面せん断力の計算には時間平均値を用いている。αはある河床変動速度に対して安定した流れによる底面せん断力を計算するためである(α=0.5)。河床変動計算では河床の変化に比べて流れの応答が速いため、河床変動速度を計算上加速させ、計算速度を短縮されることが多い。しかし、床止め工下流のように河床の変動速度が大きい場合、βを大きくすると安定した計算が行えない場合もあるため、加速因子β=1.0としている。せん断力の評価点は図-3.14に示すように風上化している。これは、河床変動解析によく使われる方法であり、移流項の風上化と同様の考え方に基づく。即ち、平衡流砂

量式を用いても上流側の流れの影響が流砂量に考慮され, 風上化に伴う数値粘性により安定した河床変動計算が行える。

3-4-2 潜り噴流状態の河床変動解析

ここでは, 平行流砂量の計算(Run EQ)を示す。解析の初期条件は, 前節で計算した実験の河床形状で計算した潜り噴流状態の流れ場を与える。解析の初期条件($t=0$)は, 実験の河床形状で計算した潜り噴流状態の流れ場(図-3.9)を与える。局所洗掘解析法について述べる。計算では, 水叩き部の土砂の輸送量が少なく, 潜り噴流時の局所洗掘の発達速度が実験に比べてかなり遅い(実験の $t_s=30(s)$ 程度に対して, 図-3.15~3.18 の計算では $t_s=8.5 \times 10^2(s)$; t_s は潜り噴流状態の洗掘孔発達過程の継続時間)。このため, 本解析モデルで床止め工下流の全範囲で結果すると, 潜り噴流時に洗掘孔下流の河床が低下する問題があった。これを解決するためには, 3.3 で述べたような流れの計算精度の他に, 水叩き部の激しい流体混合による土砂の輸送能力の増大を考慮できる流砂量式の開発が必要であるが, 現状では流砂量を普遍的に表すことは難しい。潜り噴流状態の局所洗掘現象では継続時間は短く, 洗掘孔の下流の水理条件は一定と見なせる。このため, 水叩き部の砂の輸送のみを考慮すれば, 工学的に有意な最大洗掘深や局所洗掘形状を見積もることが可能と考えられる。そこで, 河床変動解析は洗掘孔のみで計算を行っている。

図-3.15 は潜り噴流による床止め工直下流の洗掘孔発達過程の計算結果である。潜り噴流に移行した直後は, 水叩き部上流の強い逆流によって, 水叩き部上流の砂が床止め工背面へ輸送され, 洗掘が生じる。砂面の崩落を考慮しない計算では, この逆流域が発達することによって, 波状跳水状態へ直ちに移行した。このため, 潜り噴流以降直後の河床変動は波状跳水状態へ移行しやすい条件となると考えられる。このことから, 3-2 で述べたような潜り噴流発生直前の波状水面形状の形成, 消滅過程は, 波状跳水から潜り噴流の流れの移行と潜り噴流以降直後の水叩き部上流の逆流域の発達による波状跳水状態への移行が繰り返されていると考えられる。一方, 水叩き部では主流脈によって下流に砂が輸送され河床が低下する。これにより, 水叩き部の圧力が低下し, 最付着点は上流に移動する。そして, 水叩き部下流で堆積域が形成され, その背後に剥離が生じる。このとき, 潜り噴流状態は水叩き部の圧力低下により安定するため, 堆積域が発達するまで波状跳水状態へ移行しない。その後, 最大洗掘深の位置をほとんど変えず, 堆積域は徐々に下流に移動しながら, それぞれ発達する。堆積部の発達によって水面付近に運動量が輸送され, 水面の最付着点は上流に移動する。波状跳水状態へ移行後, 流れの再付着点が堆積域頂部となり, 堆積域の砂が上流へ輸送されることにより, 潜り噴流状態で生じた洗掘, 堆積が減衰する。このように解析モデルは実験と同様の洗掘, 堆積の発達, 減衰過程を説明できることが明らかとなった。

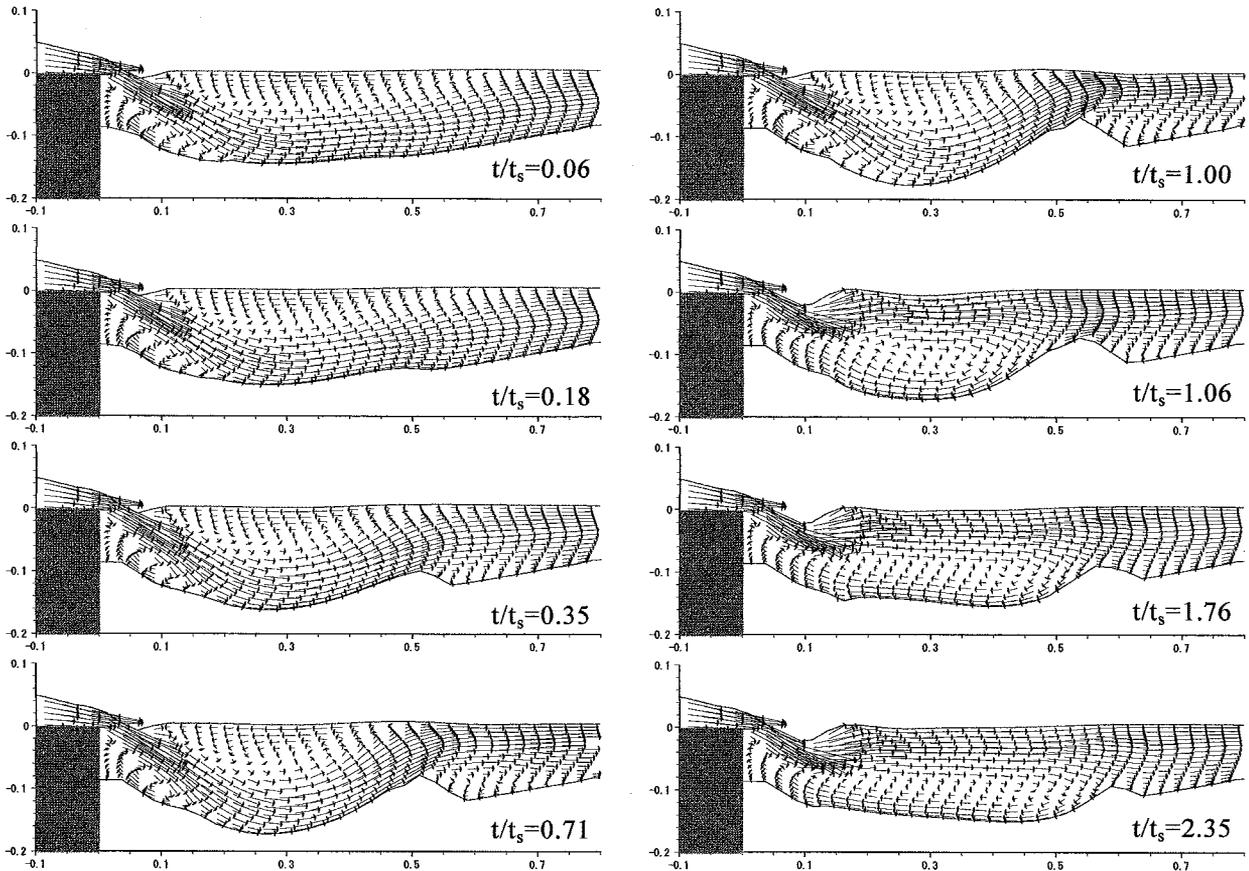


図-3.15 潜り噴流による床止め工直下流の洗掘孔発達過程の計算結果

解析モデルの再現性を検討する。図-3.16 に洗掘孔形状の無次元化方法を示す。床止め工下流の局所洗掘は、流れの遷移現象によって支配されるため、流れ場の状態(跳水の形態)を決定付ける床止め工内の水頭差(洗掘孔内の損失水頭) ΔH_c で長さを無次元化する。 ΔH_c は河床形状に応じて変化するが、ここでは潜り噴流状態から波状跳水状態へ移行する直前の計算結果より算出している。また、潜り噴流状態発生から時間を t 、波状跳水状態へ移行するときの時間を t_s とする。図-3.17 は最大洗掘深が生じる(潜り噴流状態から波状跳水状態へ移行する直前 $t/t_s=1.0$)の無次元河床形状の実験結果と計算結果の比較である。図-3.17の実験値は、計算条件とほぼ同様の水理条件で生じた図-3.5の平均河床形状である。また、図-3.18(a), (b)はそれぞれ、無次元洗掘孔形状の経時変化の実験値と計算値である。実験結果は、図-3.3, 図-3.5のものの一例である。床止め工直下の砂面形状は、実験では水叩き部下らの砂の供給と砂面の滑りが繰り返されるため、変動しているが、計算では限界角の砂面が形成され安定する。また、実験では潜り噴流状態から波状跳水状態へ移行する過程で堆積域が即座に減衰するのに対して、計算では波状跳水状態においてゆっくりと減衰する。しかし、計算は、埋め戻された砂が潜り噴流に移行した直後に上下流に輸送される過程($t/t_s=0.2$)、最大洗掘深の位置をほとんど変えずに発達し、堆積域は堆積頂部が下

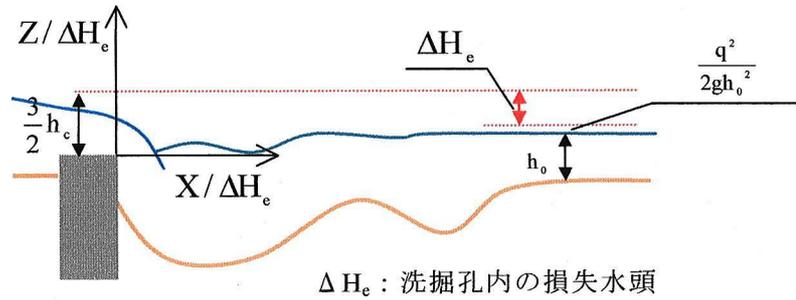


図-3.16 洗掘孔形状の無次元化

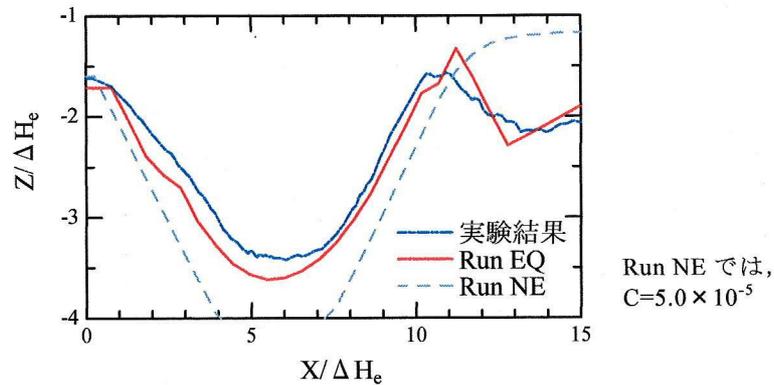


図-3.17 最大洗掘深発生時(潜り噴流状態から波状跳水状態へ移行する直前 $t=t_s$)の河床形状の比較

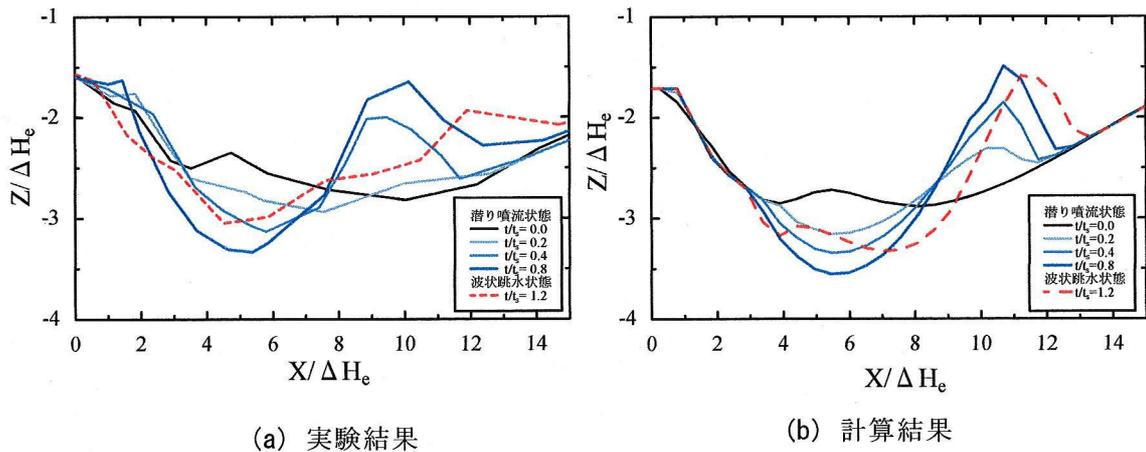


図-3.18 潜り噴流状態における洗掘孔発達過程の河床形状の比較

流に移動しながら大きくなる過程($t/t_s=0.4, 0.8$)などの実験で生じた潜り噴流状態の洗掘孔発達過程を表現できている。また、最大洗掘深発生時の河床形状では、計算結果は、実験結果に比べて床止め工直下の砂面形状がやや低下し、実験結果よりも洗掘孔が発達しているが、全体的に局所洗掘形状をよく再現していると言える。河床形状は底面流速の場所的な変化によって生じる河床変動の積分値であるため、一般に、流れの計算の誤差が計算結

果に顕著に現れやすいと指摘されている^{11),12)}。しかし、**図-3.8**～**図-3.10**で示したような流れの計算の誤差は、**図-3.17**、**図-3.18**の河床形状を見るとあまり影響していないように思える。これは、潜り噴流状態の局所洗掘形状が噴流に応じた形状になることと、最大洗掘深が噴流形態や潜り噴流状態から波状跳水状態への移行限界によって決まるためと考えられる。特に、本研究で対象とするような鉛直二次元流れでは、河床変動と流れの対応が三次元流れのものとは比べると複雑でないことが局所洗掘解析を可能としていると思われる。また、水面の剥離点からの空気混入は、波状跳水状態から潜り噴流状態へ移行した直後は顕著であるが、潜り噴流状態の局所洗掘が発達するとほとんど見られなくなることが移動床実験で観察されている。このとき、**図-3.15**に示したように、全体的に噴流に沿う河床形状が形成される。このため、潜り噴流状態の局所洗掘が発達した場合、本解析モデルで比較的表現しやすい流れ場と考えられる。

以上より、本解析モデルは潜り噴流状態の局所洗掘、堆積域の発達と、これらが波状跳水への移行に伴って減衰する過程を計算でき、最大洗掘深発生時の洗掘孔の河床形状など実験結果を再現できることが明らかとなった。

3-4-3 非平衡流砂運動の解析法の検討

洗掘、堆積などの河床変動は流砂の非平衡性が引き起こす問題であり、強い非平衡性によって生じる構造物周辺の局所洗掘問題では、非平衡流砂量式が適用されることが多い^{8),10),13)}。特に平面二次元解析などで流れの計算精度が不十分である場合は非平衡流砂量式が必要であることが指摘されている。しかし、**図-3.17**～**図-3.18**の解析結果(Run EQ)は平衡流砂量式でも非平衡性が強い床止め工直下の局所洗掘を精度良く計算できることを示している。先に述べたように、潜り噴流状態から波状跳水状態への移行現象は床止め工直下の河床形状に支配されている。ここでの流砂の非平衡運動は掃流力の縦断変化によって直接的に生じるため、平衡流砂量の縦断変化により、流砂の非平衡性が考慮されることになる。**図-3.15**のように河床形状に応じて流れの再付着点などの底面流速分布が変化することにより、潜り噴流状態で堆積域頂部が下流に移動する現象や波状跳水状態の埋め戻し過程が表現できる。このため、掃流力の場所的な変化によって直接的に生じる非平衡流砂現象は、河床付近の流れを精度良く解ければ、平衡流砂量式で表現可能であると考えられる。一般に、河床の洗掘、堆積現象の多くはこの場合であり、河床変動計算においては各場所の掃流力を精度良く見積もることが重要といえる。

一方で、平衡流砂量の計算結果(Run EQ)は、潜り噴流に移行した直後($t/t_s=0.2$)に下流に輸送される砂の距離が短く、実験値と比べるとやや鋭い堆積形状となっている。また、発達した堆積域背面が実験結果よりも小さくなっている。これらは上流部からの砂の輸送が計算に反映されていないためである。

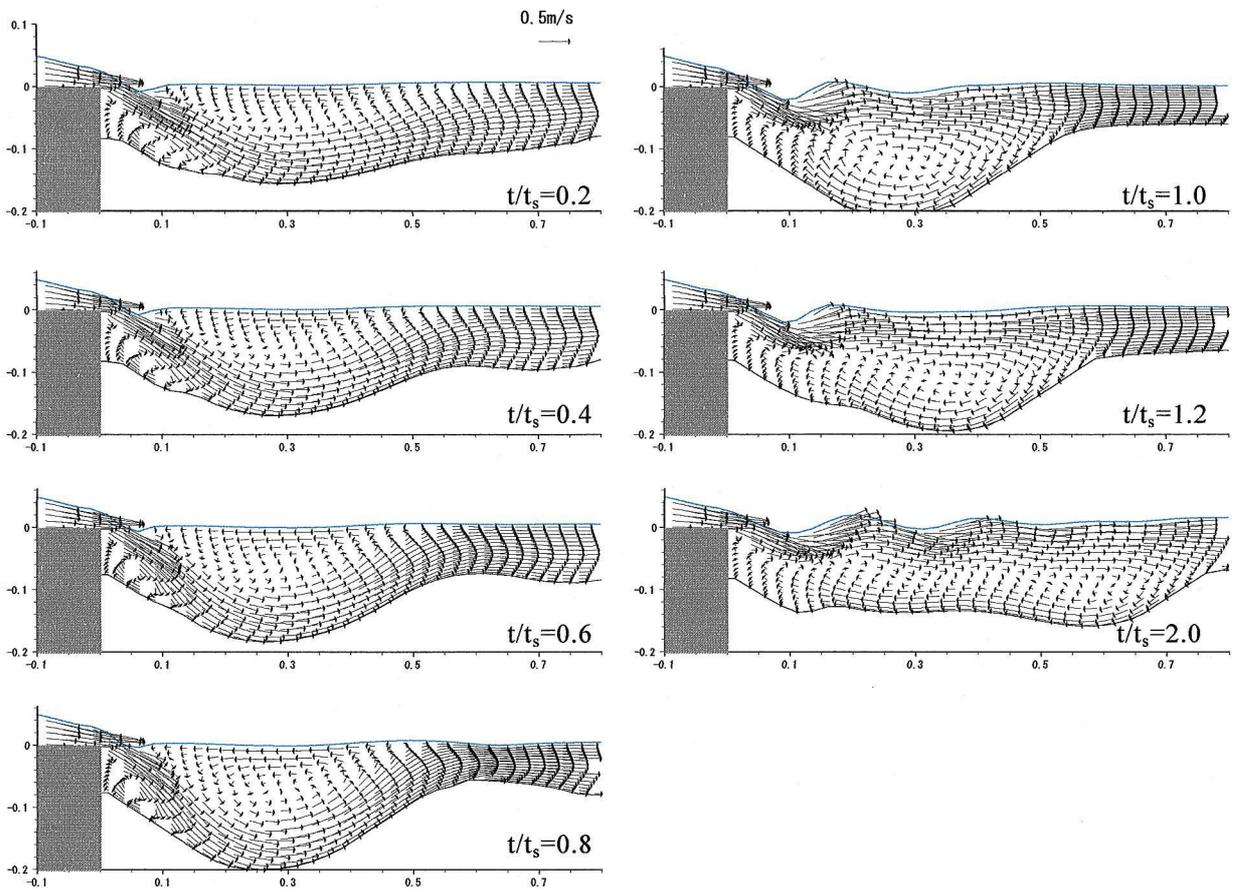


図-3.19 潜り噴流による洗掘孔発達過程の流れ (Run NE, $C=5.0 \times 10^{-5}$)

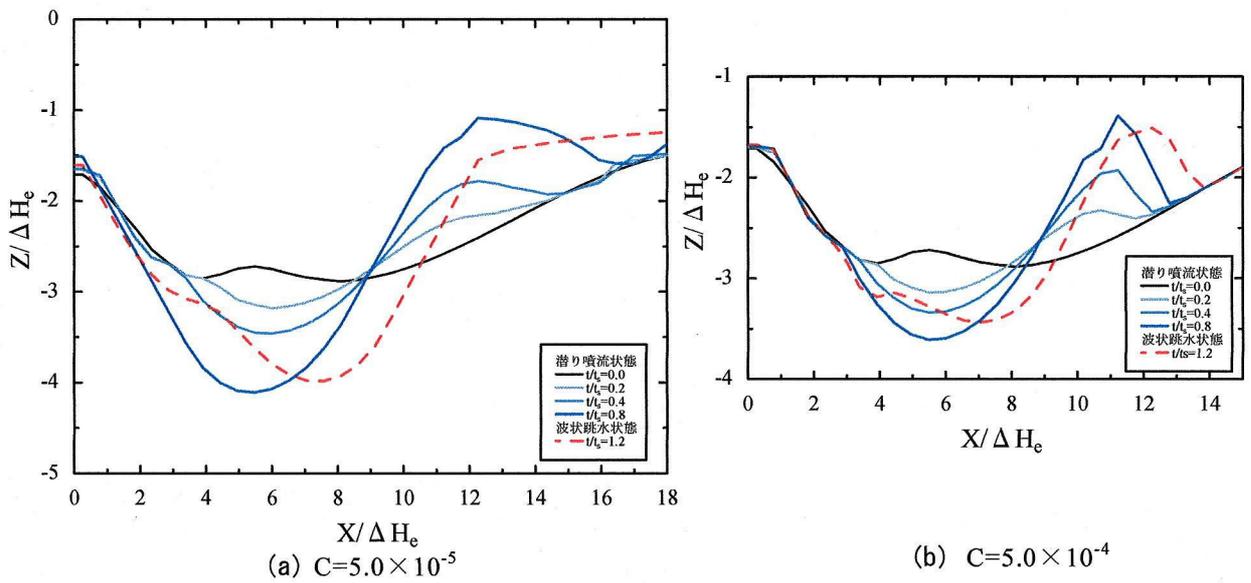


図-3.20 潜り噴流による洗掘孔発達過程の計算結果 (Run NE)

図-3.19, 図-3.20 は非平衡流砂量式を用いた場合(Run NE)の河床洗掘による流れ場の変化と河床形状の経時変化である。(a) $C=5.0 \times 10^{-5}$ の計算結果では実験結果と同様に洗掘孔下流まで砂が輸送されており、潜り噴流移行直後の河床形状($t/t_s=0.2$)は Run EQ と比べると実験結果に近い傾向をとっている。しかし、堆積域が形成されることなく洗掘孔が発達し、実験結果に比べて最大洗掘深が大きく計算されている(図-3.17)。本解析では、式(11)で $C=1.0 \times 10^{-4}$ 程度まで大きくすると、(b)に示すように堆積域が形成されるようになるが、Run EQ とほぼ同じ結果となる。このとき、 κ_B に対応する砂粒子の平均移動距離は明らかに実現象よりも小さい 0.01m 程度となり、本来の物理的な意味を失っている。これは、先に示したように計算流砂量が実現象と対応していないためである。このため、非平衡流砂運動を表現するには、掃流力と平衡流砂量を精度よく見積もることが第一に重要である。また、式(13)はせん断力が縦断的に変化しない条件で導かれており、堆積域が発達し、砂粒子の運動形態が堆積域頂部を境に変化する場合は評価できない。この問題を解決するためには、直接的には砂粒子の運動解析¹²⁾が必要であるが、河床変動解析の全体の枠組みを考慮に入れると、実用上は κ_B の算定方法や非平衡流砂モデルの改良が必要と考えられる。この点に関して、掃流力の算定方法と合わせ今後の課題とする。

3-4-4 洗掘孔発達過程の解析

潜り噴流による局所洗掘解析モデルを応用し、洗掘孔発達過程の解析を試みる。前述のように、本解析モデルでは、潜り噴流時の水叩き部の大きな流砂量を評価するには至っていない。このため、図-3.21 に示すように潜り噴流による局所洗掘解析と波状跳水状態による埋め戻し及び洗掘孔下流の河床低下の解析を交互に繰り返す計算を行う。潜り噴流状態の判定は、水叩き直下の水面に剥離領域が形成されるかどうかで行っている。 α は潜り噴流状態から波状跳水状態へ移行した後に洗掘孔下流の堆積域が減衰するまで局所洗掘解析を行うためのもので、ここでは $\alpha=3.0$ としている。図-3.22 に水叩き範囲の設定方法を示す。床止め工直下では流れの曲率によって、図-3.22 のように底面せん断力は最大値、最小値となる二つの極値をもつ。ここでは、水叩き範囲 R_a を床止め工直下から最小値の極値までとし、この範囲で局所洗掘解析を行う。

初期洗掘過程の計算結果を図-3.23 に示す。初期洗掘過程では、非平衡流砂量式を用いて計算する。これは、平坦河床の場合、床止め工直下の射流によって河床が大きく洗掘されるため、平衡流砂量で河床変動解析を行うのは非常に困難であることと、初期洗掘過程では堆積域が形成されない¹⁾ため、非平衡流砂量式で表現しやすいためである。計算開始直後、床止め工直下で大きく洗掘され、流れは即座に波状跳水状態になる。その後、洗掘孔の下流の河床低下によって潜り噴流が形成される。洗掘孔の下流の河床低下に伴い、洗掘孔が発達する。洗掘孔が大きくなると流れは波状跳水状態へ移行する。

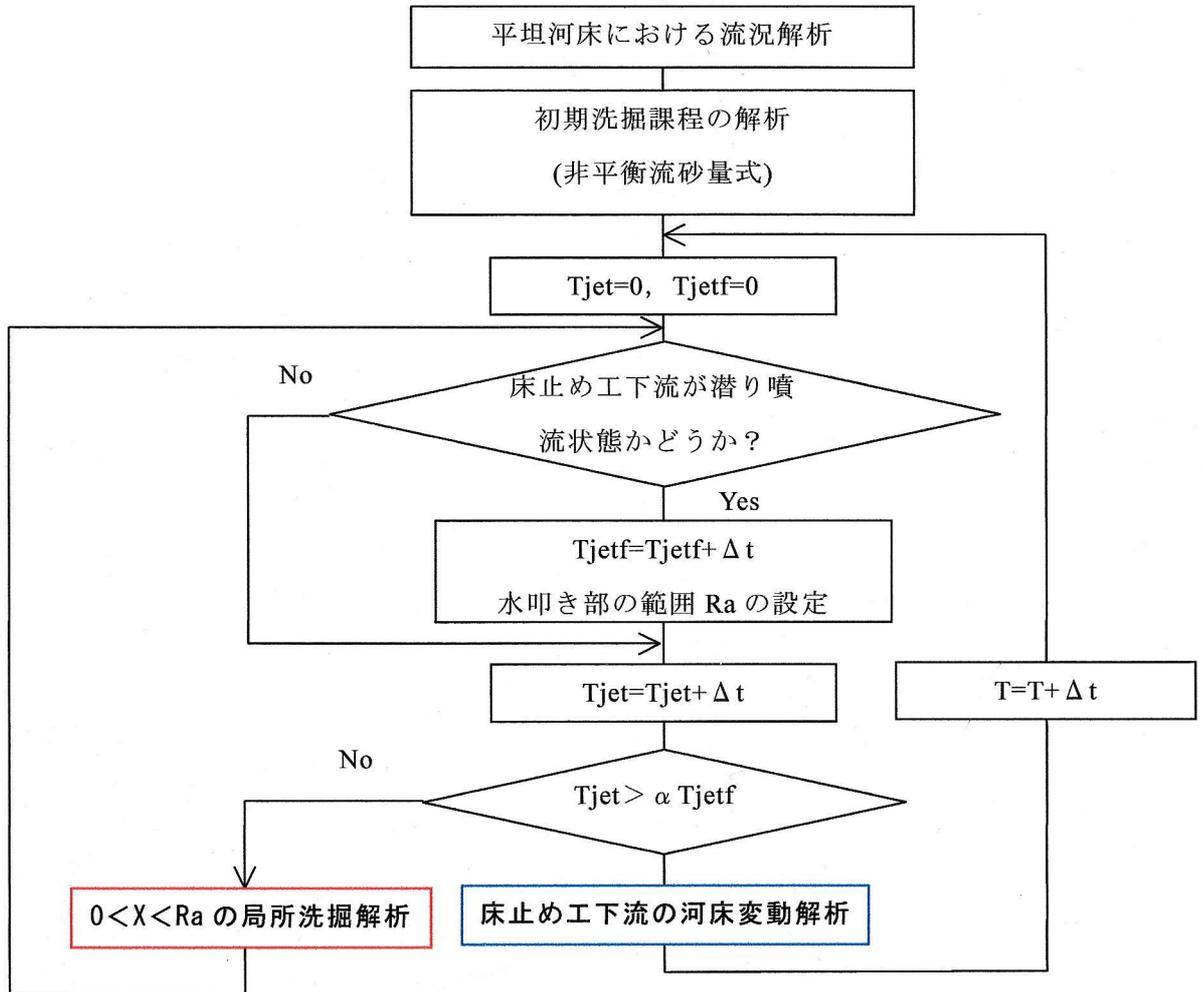


図-3.21 洗掘孔発達過程の解析のフローチャート

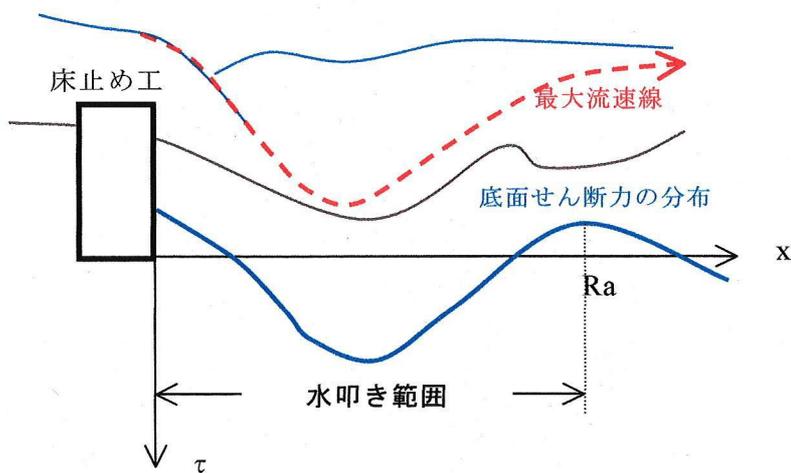


図-3.22 潜り噴流時の水叩き範囲の設定

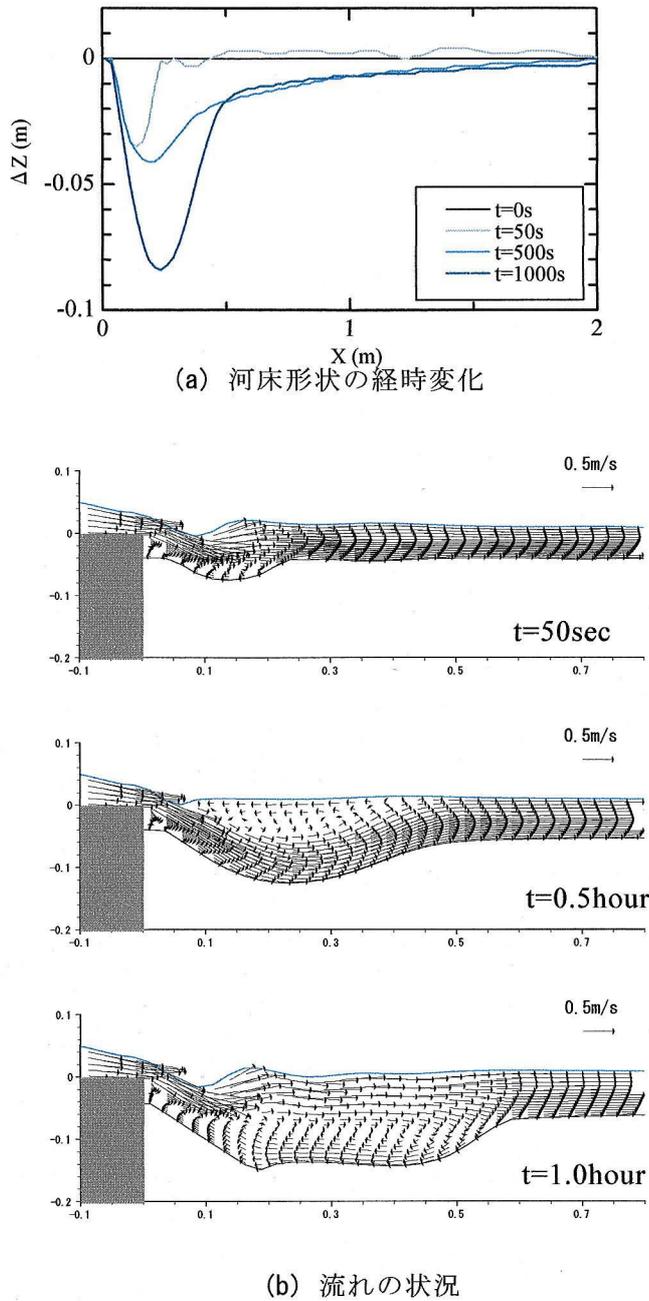


図-3.23 初期洗掘過程の解析結果

潜り噴流状態の洗掘過程を図-3.24に示す。潜り噴流1回目では、2回目以降に比べて極端に継続時間が長くなっている。これは、非平衡流砂量式を用いて初期洗掘過程を計算した洗掘孔が大きく、局所洗掘解析にあまり適合していないためと考えられる。このため、噴流1回目の継続時間は初期洗掘過程で用いる非平衡流砂量式による計算時間に依存する。しかし、洗掘孔の下流形状を除いて2回目以降は同様の洗掘過程が繰り返されていることが確認される。図-3.25は潜り噴流状態2回目の潜り噴流による洗掘過程を示す。計算では、波状跳水状態の再付着点付近では限界掃流力以下になるため、堆積域がやや残されて

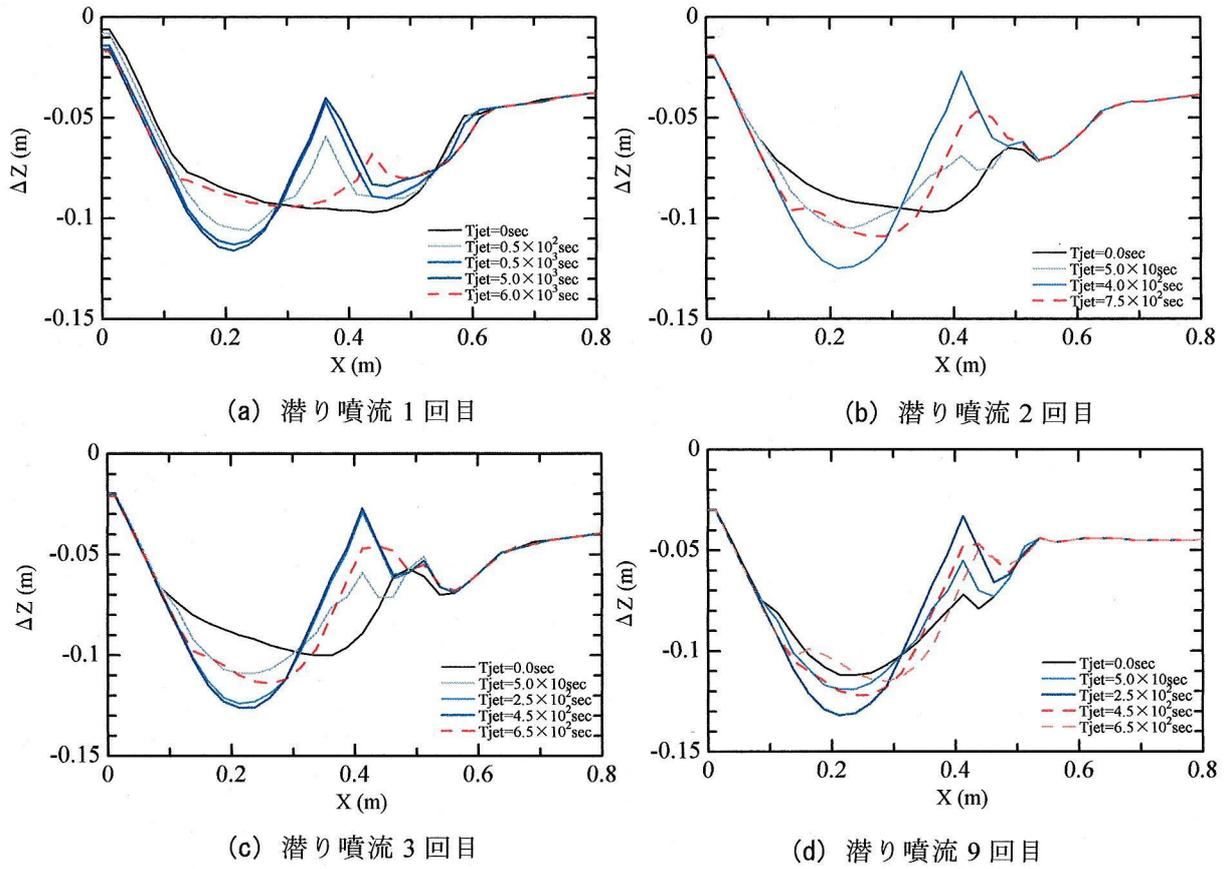


図-3.24 潜り噴流状態の洗掘孔発達過程の河床形状の経時変化

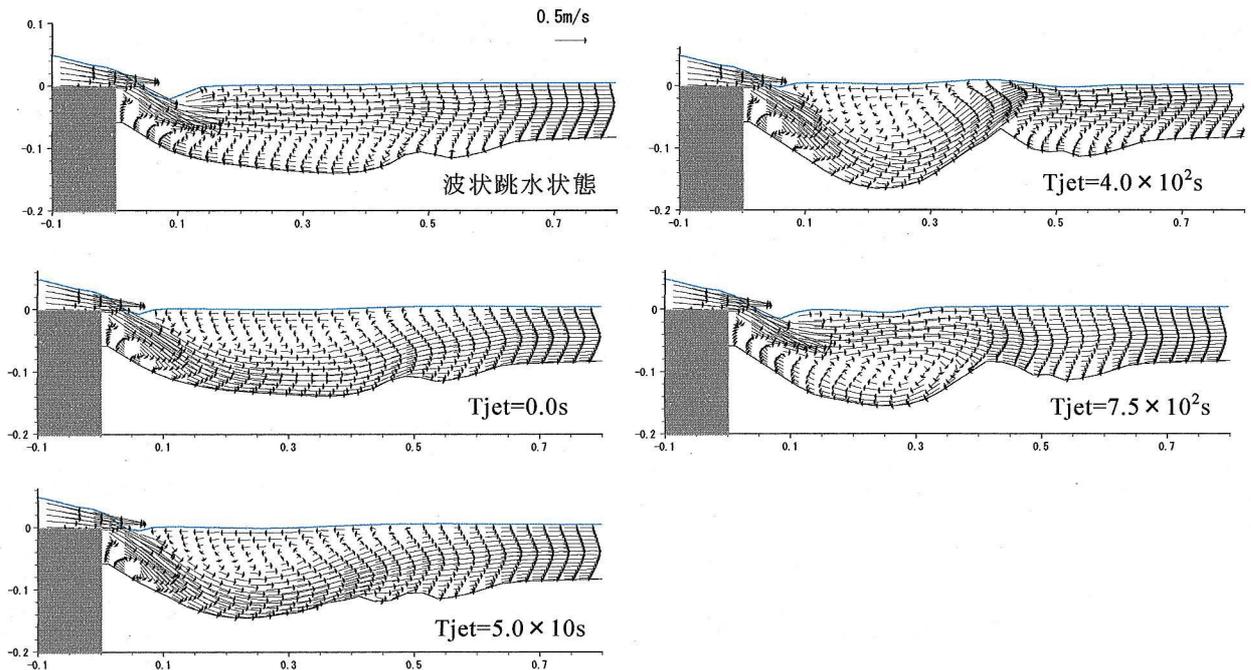


図-3.25 潜り噴流状態の洗掘孔発達過程の流れ (2 回目)

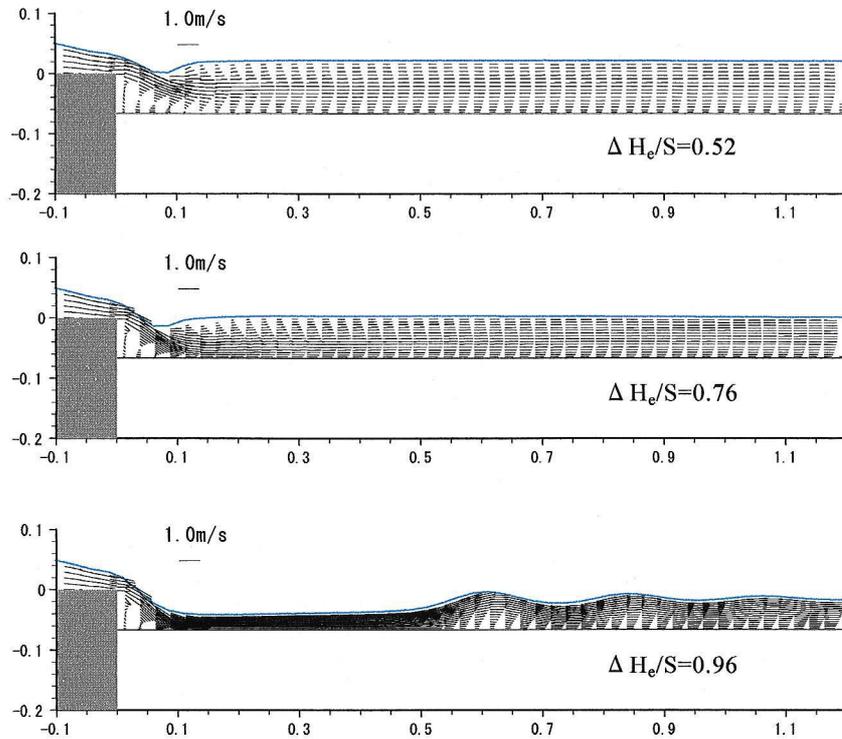


図-3.26 平坦河床における下流水位低下による流れ場の変化(Case1)

いるものの、実験(写真-3.3, 図-3.2)及び局所洗掘解析(図-3.15)と同様の洗掘過程が計算されている。

以上より、局所洗掘解析モデルを応用した洗掘孔発達過程の解析モデルは、床止め工下流の平坦河床からの洗掘の発達機構を説明できることが示された。

3-5 構造物下流の洗掘対策の検討

前節までに、床止め工直下の流れと局所洗掘を計算できる数値解析モデルを構築し、実験結果と比較し、モデルの妥当性を確認した。本章では、このモデルを用いてまず、現状の床止め工下流の問題点を明らかにし、そして洗掘孔をあらかじめ見込むことによる構造物下流の流況改善と床止め工下流の河床の防護方法を検討する。

計算条件を示す。Case1 は現状の床止め工を想定した床止め工下流が平坦固定河床であり、床止め工の高さ S は $S=0.062\text{m}$ である。Case2 は床止め工下流に洗掘孔を有する場合である。流量、床止め工の高さは前章で検討したケースと同じであり、各 Case で下流水位のみを変化させる。Case2 の洗掘孔形状は 3.2 で示した実験結果を単純化したものであり、図-3.28(a)のように与えている。洗掘孔下流は Case1 の平坦河床である。また、Case1, Case2 ともに ΔH_0 の計算には、 $X/S=19.4(X=1.2\text{m})$ の断面を用いている。

図-3.26 は、床止め工下流が平坦固定河床の場合(Case1)において、下流の水位低下によ

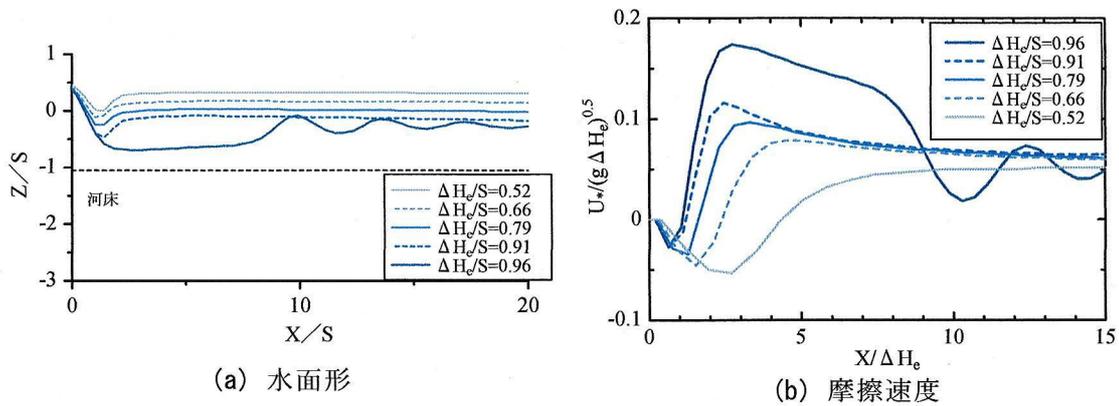


図-3.27 床止め工下流を平坦床に保護した場合(Case1)の下流水深の変化に伴う流況の変化

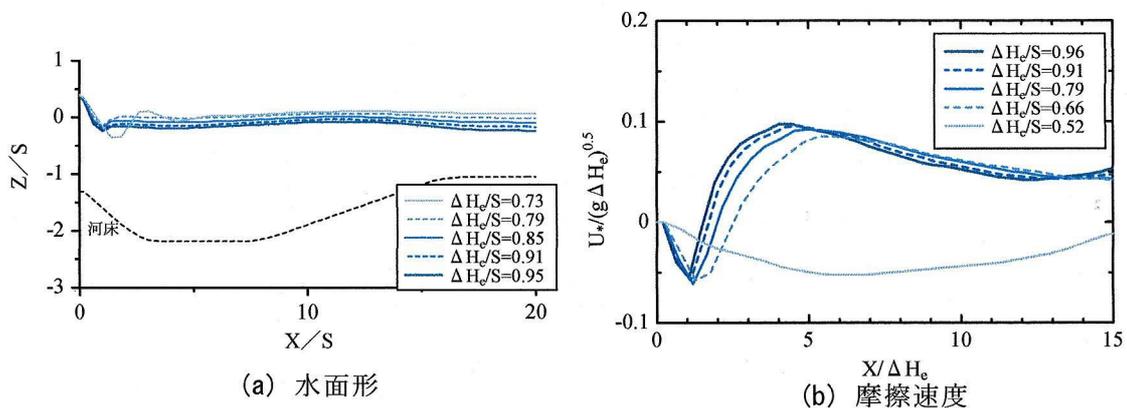


図-3.28 床止め工下流に洗掘孔を残し保護した場合(Case2)の下流水深の変化に伴う流況の変化

る床止め工直下の流れ場(跳水形態)の変化を示す。床止め工上下流の水頭差が大きくなるにつれ、流れ場は波状跳水、潜り噴流、射流状態の流れと遷移する¹⁵⁾。潜り噴流状態では、下流水位が低下するほど、水たたき部で生じる最大摩擦速度は大きくなる。これは、下流水位の低下によって床止め工背後の落下水脈の角度が大きくなり、河床付近の運動量交換が活発化するためである。さらに下流水深が低下すると、床止め工の下流で射流が生じ、跳水を経て下流水深に接続する。潜り噴流状態と比べると、水叩き部で生じる摩擦速度は遥かに大きくなり、跳水発生断面まで摩擦速度の低下は小さい。床止め工の護床工の設計においては、このような射流区間に護床工が設置され、護床工区間で跳水を生じさせるように設計が行われている¹⁶⁾。しかし、護床工下流の水位が低下する場合や急勾配河道では、護床工の設置範囲は非常に長くなる。この対策として、護床工の粗度を大きくするか、減勢工を用いて強制跳水を生じさせるなどの方法が考えられるが、これらの方法は下流河床材料との粗度の違いが大きくなる等、構造物下流端処理が問題となる。さらに、射流が護床工区間で生じるため、護床工は底面砂の吸出しや流体力による破壊の危険にさらされることになる。平坦河床を直接防護する方法は、以上のような問題が考えられる。

床止め工下流の洗掘を緩和し、護床工範囲を短くするには、床止め工下流の洗掘から完全に護るよりも、ある程度の深さまでは洗掘を許容することにより、洗掘エネルギーを減ずる方法も考えられる。図-3.28 は、床止め工下流に洗掘孔がある場合 (Case2) について、水面形と底面摩擦速度の縦断変化を図-3.27 と同様に示したものである。洗掘孔を有することによって水深が確保されるため、波状跳水状態に移行しやすく、下流水深が低下しても原理的には床止め工下流で射流が生じず、潜り噴流状態の流れ場が維持される。4章で示したように、潜り噴流状態では流体混合により、水たたき部の最大せん断力は比較的小さく、短い流下距離で底面せん断力は減少する。洗掘孔を有する場合は、洗掘孔内の深い水深により流体が混合するため、河床せん断力は洗掘孔内で洗掘孔の下流のせん断力よりも小さくなり、洗掘孔の下流斜面で最小値をとる。このため、洗掘孔がない平坦固定河床の場合の潜り噴流状態のものと同様に比べても、短い区間で河床せん断力が低下する。また、洗掘孔下流のせん断力まで河床せん断力が低下するのに要する区間は、下流の水位が変化してもほとんど変わらないことがわかる。

次に、洗掘孔を許容する場合の床止め工下流の防護方法を検討する。この場合、基礎を保護し、構造物の安定性を確保するため、あらかじめ洗掘孔内に護床工を設けることになる。洗掘孔を許容すると、床止め工下流で射流が生じないため、潜り噴流状態が設計対象となる。潜り噴流状態では、洗掘孔内の流体混合によって短い区間で河床せん断力が低下することとその区間が下流の水位条件によってあまり変化しないため、洗掘孔内の護床工は、平坦河床で射流を想定する場合よりも、設置区間を短くできる。また、ブロックの粗度によって護床工に流水抵抗をもたせる必要性は小さい。このため、洗掘孔内の護床工ブロックは流水に対して安定性の高い構造に設計でき、結果として構造物本体の安全性を高めることになると考えられる。

以上より、床止め工直下において見られる複雑な洗掘問題は、洗掘孔を許容し、それ以上洗掘されないように保護工を施工することによって、改善できることが示された。今後は、具体的に大きな外力に対し長期的に安定な防護工をどのように設計するかであり、検討課題である。

3-6 第3章のまとめ

構造物下流の洗掘を許容することで, 下流河床に柔軟に対応しつつ, 洗掘孔内の流体混合により洗掘力を軽減させる工法に着目した. このために, まず床止め工直下の流れや局所洗掘を見積もれる数値解析モデルを検討した. そして, 洗掘孔をあらかじめ見込むことによる床止め工下流の流況改善と河床を防護する方法を検討した. 本研究で得られた主要な結論を以下に示す.

- 1) 境界面付近で流体の通過可能な断面を考慮することにより, 水面や河床面形状が複雑に変化する場合にも適用可能である σ 座標系の二次元数値解析モデルを構築した.
- 2) 流れの解析モデルは床止め工下流で生じる特徴的な二つの流れ場である波状跳水状態と潜り噴流状態に適用可能である. 局所洗掘解析モデルは, 床止め工直下の洗掘孔内で生じる潜り噴流状態の局所洗掘, 堆積域の発達と, これらが波状跳水への移行に伴って減衰する過程と最大洗掘深などの局所洗掘形状を精度良く見積もることができる.
- 3) 掃流力の場所的な変化によって直接的に生じる非平衡流砂現象は, 河床付近の流れを精度良く解ければ, 平衡流砂量式で表現可能である. 掃流力の縦断変化よりも流砂の運動の履歴が引き起こす河床変動の計算には, 非平衡流砂量式が必要である.
- 4) 局所洗掘解析モデルを応用し, 床止め工下流の平坦河床からの洗掘の発達機構を説明できる解析モデルを構築した.
- 5) 構築した数値解析モデルを用いて床止め工直下における洗掘問題に対し, 洗掘孔を許容し, これを防護することによって流況を改善できることを示した.

参考文献

- 1) 鈴木幸一, 道上正規, 川津幸治: 床止め直下流部の流れと局所洗掘について, 第26回水理講演会論文集, pp.75-80, 1982.
- 2) 藤井孝藏: 流体力学の数値計算法, 東京大学出版会, 1994.
- 3) Hirt, C. and Nichols, B. C. : Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of three boundaries, *Jour. Comput. Phys.* 39, pp.201-225, 1981.
- 4) 例えば, 前野詩朗, 尾上博則, 宮内洋介: VOF法による階段式魚道の流れの数値解析, 水工学論文集, 第45巻, pp.421-426, 2001.
- 5) Hirt, C. W.: Volume-fraction techniques: powerful tools for wind engineering, *J. of Wind engineering*, No.52, pp.333-344, 1992
- 6) 梶川勇樹, 道上正規, 松原雄平, 檜谷治, 中本英利: 断落ち部における常射流混在流れの数値解析, 水工学論文集, 第47巻, pp.823-828, 2003.
- 7) 福岡捷二, 山坂昌成: 直線流路の交互砂州, 第27回水理講演会論文集, pp.703-708, 1983
- 8) 川島幹雄, 福岡捷二: 床止め工周辺の河床変動計算法に関する研究, 水工学論文集, 第39巻, pp.689-694, 1995
- 9) 金舜範, 福岡捷二, 山坂昌成: 流砂の非平衡性を規定するパラメータ κ_B の決定, 第38回年次学術講演会公演概要集, pp.539-540, 1983
- 10) 長田信寿, 細田尚, 村本嘉男, 中藤達昭, 村本嘉雄: 3次元移動座標系・非平衡流砂モデルによる水制周辺の河床変動解析, 土木学会論文集, No.684, pp.21-34, 2001
- 11) 福岡捷二, 渡邊明英, 岡田将治: 静水圧近似3次元解析モデルによる複断面蛇行水路河床変動解析, 水工学論文集, 第42巻, pp.1015-1020, 1998.
- 12) 渡邊明英, 福岡捷二: 複断面蛇行流路における流れと河床変動の3次元解析, 水工学論文集, 第43巻, pp.665-670, 1999.
- 13) 福岡捷二, 富田邦裕, 堀田哲夫, 宮川朝浩: 橋脚まわりの局所洗掘推定のための実用的数値シミュレーションの開発, 土木学会論文集, No.497, pp.71-79, 1994
- 14) 関根正人: 土砂粒子の運動の解析を基礎とした河床波の形成過程のシミュレーションの試み, 土木学会論文集, No.691, pp.85-92, 2001.
- 15) 鈴木幸一, 道上正規, 檜谷治, M.S.Ibrahim: 断落ち部の流況特性, 第29回水理講演会論文集, pp.615-620, 1985.
- 16) (財)国土技術研究センター: 床止め構造設計の手引き, 山海堂, 1998

第4章 護床ブロック群を有する流れの解析

4-1 概説

床止め工下流の河床洗掘対策工として設置される護床工には、水叩き工直下に設置され、射流状態などの高速流を減速させる目的のものと、その下流に設置され、下流河床に応じて変形できる目的のものに分けられる¹⁾。前者は、大きな流体力が作用することと構造物直下に配置されるため、強固な構造が求められ、平面型などの重心の低いブロックが用いられることが多い。後者は、屈撓性が求められるため、変形しても構造的に変化が少ない異型ブロックや、巨礫、砂礫などを用いた捨石工が用いられる。下流護床工が流失すると、上流護床工に被害が及ぶため、下流護床工も洪水に対して流失しない重量をもつ必要がある。本章では、護床ブロックの安定解析のために、床止め工直下に洗掘対策として乱積みに設置される護床ブロック群のような複雑境界を評価できる流れの解析法を構築することを目的としている。

本章の構成を以下に述べる。護床工を有する流れの基礎方程式をブロックの形状抵抗項を含む形で理論的に導いている。一次元流れの基礎方程式から、形状抵抗項に含まれる形状抵抗係数 C_D について整理し、対象とする護床ブロックを用いた実験結果から C_D を実験により定める。そして、直接求めた C_D を用いて護床ブロックを有する流れを計算し、解析モデルの再現性、妥当性について検討している。また、解析モデルを用いて護床ブロックを有する流れを検討している。最後に、本解析モデルの応用性について論じている。

4-2 護床ブロックを有する流れの基礎方程式

4-2-1 ブロックに作用する流体力

コントロールボリュームを十分小さくし、護床ブロック形状、配置を完全に取り込めば、護床ブロック群の抵抗は厳密に評価できる。しかし、護床ブロック群は不規則な乱積みで配置されることや護床ブロックの突起形状が流れのスケールに対して非常に小さいことから、護床ブロック群の境界形状を厳密に評価することは実用上有用でないと考えられる。このため、このような流れ場の解析では、複雑境界形状をどの程度まで取り込み、直接評価できない形状抵抗をどのように評価するかが問題となる。本論文では、以下に示すよう

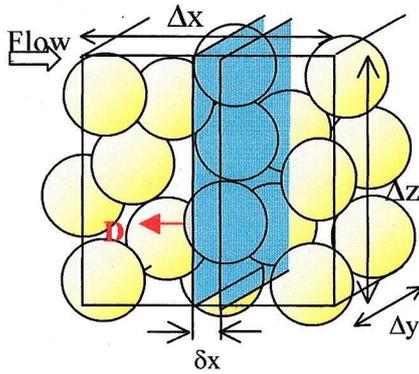


図-4.1 領域 $\Delta x \Delta y \Delta z$ におけるブロック群配置の模式図

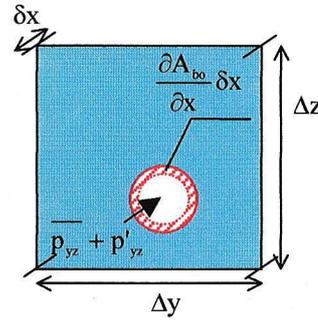


図-4.2 δx 間にあるブロックに作用する x 方向流体力

$$\overline{p_{yz}} = \frac{1}{\Delta y \Delta z} \int \int p_{yz} dy dz$$

$$p = \overline{p_{yz}} + p'_{yz}$$

に形状抵抗項の定義が明確であり、4-3 に示すように形状抵抗項を実験により直接評価できるように、護床ブロックの大きさ(体積)のみ考慮し、護床ブロックの形状を形状抵抗項で与える。

図-4.1 のようにブロックに対して大きな $\Delta x \Delta y \Delta z$ の領域において護床ブロックの抵抗評価方法を検討する。微小縦断距離 δx 間におけるブロックに作用する x 方向の流体力は図-4.2 のように定義できる。これを縦断方向 Δx で積分し、ブロック一個に作用する流体力を式(4.1)で表す。

$$D = \int_{L_{bo}} \overline{p_{yz}} \frac{\partial A_{bo}}{\partial x} dx + D_{yz}' \quad (4.1)$$

ここに、 L_{bo} : ブロックの代表長さ、 A_{bo} : 断面 x におけるあるブロックの面積、 D_{yz}' : p_{yz}' による流体力である。 $\Delta x \Delta y \Delta z$ 内のすべてのブロックに作用する流体力 nD は式(4.2)で表される。

$$nD = \sum_n \left(\int_{L_{bo}} \overline{p_{yz}} \frac{\partial A_{bo}}{\partial x} dx + D_{yz}' \right) = \left[\overline{p_{yz}} A_b \right]_x^{x+\Delta x} - \Delta x \Delta y \Delta z \theta_b \frac{\partial \overline{p}}{\partial x} + nD' \quad (4.2)$$

ここに、 n : $\Delta x \Delta y \Delta z$ 内のブロックの個数、 \overline{p} : 圧力分布の GS 成分、 θ_b : $\Delta x \Delta y \Delta z$ 内でブロックの占める体積密度、 nD' : 圧力分布の SGS 成分と表面せん断力による流体力である。形状抵抗 D' は抗力係数 C_D を用いて式(4.3)で表現する。

$$D' = \frac{1}{2} C_D \rho U^2 L_{bo}^2 \quad (4.3)$$

式(4.3)に n を乗じて変形すれば式(4.4)が得られる。

$$nD' = \frac{\theta_b \Delta x \Delta y \Delta z}{2L_{bo}} \left(\frac{\theta_b}{\theta_{bo}} \right) C_D \rho U^2 \quad (4.4)$$

ここに、 $\theta_{bo} = V_{bo}/L_{bo}^3$ 、 V_{bo} : ブロック一個の体積である。

4-2-2 任意の複雑境界形状を有する流れの基礎方程式の導出

式(4.2),(4.4)を用いて護床ブロック群を有する流れの運動方程式を導く。2章で構築した σ 座標系の数値解析モデルに適用すると、図-4.1のコントロールボリューム内の流体運動に関する基礎方程式は式(4.5)~(4.7)で表される。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \tilde{U}}{\partial t} + \frac{A_\xi'}{V'} \tilde{U} \frac{\partial \tilde{U}}{\partial \xi} + \frac{A_\sigma'}{V'} (\tilde{W} - w_g) \frac{\partial \tilde{U}}{\partial z} \\ & = -\frac{F_\xi}{V'} - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial p}{\partial \xi} - \tan \phi \frac{\partial p}{\partial z} \right) + \frac{1}{V' d\xi dz} \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} (A_\xi' dz \tilde{\tau}_{\xi\xi}) + \frac{\partial}{\partial \sigma} (A_\sigma' d\xi \tilde{\tau}_{\xi\sigma}) \right\} \end{aligned} \quad (4.5)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{A_\xi'}{V'} \tilde{U} \frac{\partial w}{\partial \xi} + \frac{A_\sigma'}{V'} (\tilde{W} - w_g) \frac{\partial w}{\partial z} = \\ & -\frac{F_z}{V'} - g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{1}{V' d\xi dz} \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} (A_\xi' dz \tilde{\tau}_{z\xi}) + \frac{\partial}{\partial \sigma} (A_\sigma' d\xi \tilde{\tau}_{z\sigma}) \right\} \end{aligned} \quad (4.6)$$

$$\frac{\partial}{\partial \xi} (A_\xi' dz \tilde{U}) + \frac{\partial}{\partial \sigma} (A_\sigma' d\xi \tilde{W}) = 0 \quad (4.7)$$

ここに、

$$F_\xi = \frac{\theta_b \Delta x \Delta y \Delta z}{2L_{bo}} \left(\frac{\theta_b}{\theta_{bo}} \right) C_D \rho \tilde{U} \cdot |U|, \quad F_z = \frac{\theta_b \Delta x \Delta y \Delta z}{2L_{bo}} \left(\frac{\theta_b}{\theta_{bo}} \right) C_D \rho w \cdot |U|$$

$d\xi, d\sigma$: 反変 ξ , 共変 σ 軸格子間隔, u, w : x, z 方向流速,

\tilde{U}, \tilde{W} : 反変 ξ , 共変 σ 方向流速物理成分, $|U| = \sqrt{u^2 + w^2}$

$\pi/2 - \phi$: ξ 軸と σ 軸のなす角度(反時計回りに正),

A_ξ', A_σ' : ξ, σ 面における流体占有率,

V' : コントロールボリュームにおける流体占有率

である。

応力テンソルは歪速度テンソルと渦粘性係数 ν_t で表し、 ν_t はスマゴリンスキー渦粘性モデル²⁾と同様に乱れの局所平衡を仮定し、式(4.8)で与える。

$$\nu_t = (\Delta \cdot C_s)^2 \sqrt{2|S|^2 + \frac{u_i F_i}{\nu_t}} \quad (4.8)$$

ここに、

$$u_i F_i = \frac{C_D \theta_b |U|^3}{2L_{bo} V' \theta_{bo}} \quad \text{である。}$$

基礎方程式には図-4.3に示す流体の占有率が考慮されている。水面付近で流体の通過断面を評価する3章で示した方法は、計算格子と流体の通過断面の比を流体の占有率として与えて評価する。

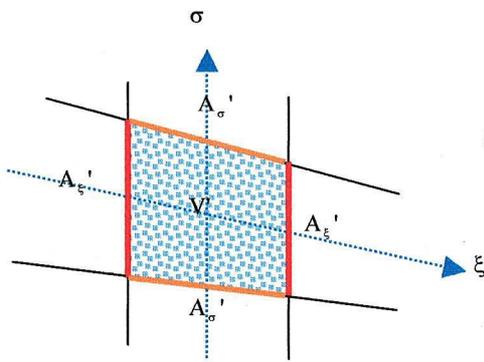


図-4.3 流体の占有率の定義

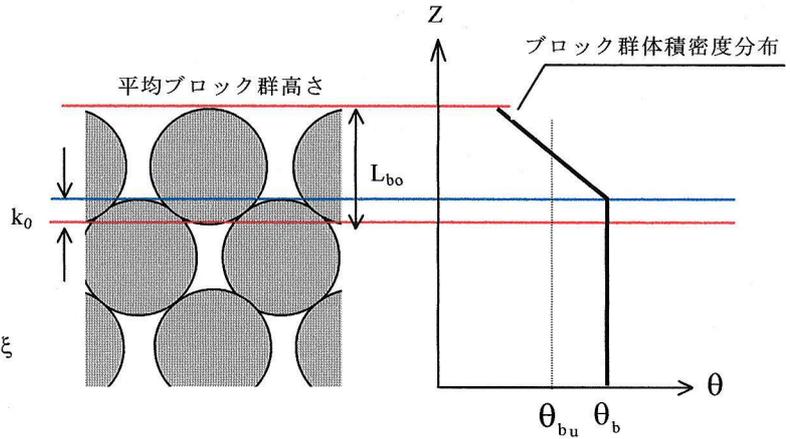


図-4.4 ブロック群配置の模式図と体積密度の鉛直分布の考え方

4-2-3 ブロック群密度の評価方法

計算ではブロック群の形状は直接的には体積密度 θ_b によってのみ表し、ブロック群の形状を密度変化により評価することになる。図-4.4に鉛直断面における異型ブロック群配置の模式図とブロック群の体積密度 θ_b の鉛直分布を示す。二層目のブロック群上面より上層では、上下のブロックがかみ合わない分だけブロック群密度は小さくなる。そこで、ブロック群の体積密度 θ_b の鉛直分布を図-4.4のように与える。二層目のブロック群上面より下層では、一様ブロック群密度 θ_b を与える。二層目のブロック群上面より上層では、平均値が式(4.9)のかみ合わせがない場合のブロック群の体積密度 θ_u となるように直線分布で与えることにする。

$$\theta_u = \theta_b \frac{L_{bo} - k_0}{L_{bo}} \quad (4.9)$$

k_0 はブロック群の上下層のかみ合わせ厚さであり、式(4.10)で定義する。

$$k_0 = \frac{NL_{bo} - h_b}{N-1} \quad (4.10)$$

h_b は N 層積みのブロック群の敷設厚さである。

平均ブロック群高さより上でも体積密度 θ_b はゼロでないが、図-4.3に示すように、計算では簡易的にゼロを与えている。また、体積密度 θ_b はブロックの設置方法やブロック群の変形過程においてやや異なるが、解析では5章に示す変形・破壊実験における護床ブロック群密度の平均的な値 $\theta_b=0.35$ の一定値を与えている。ブロック群の平均高さが一層の場合よりも低い場合、一層の場合の高さをブロック群の高さとしてブロック群密度を小さくして計算している。

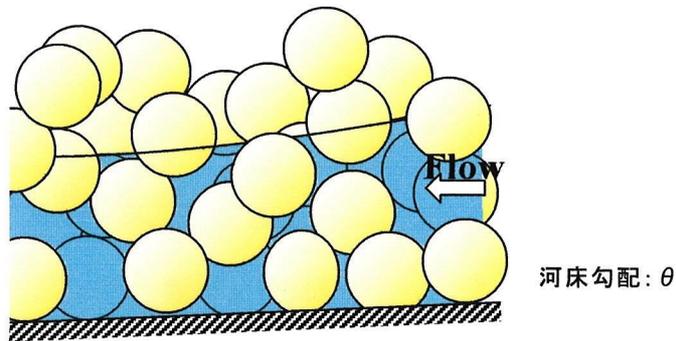


図-4.5 ブロック群内の一次元流れの模式図



写真-4.1 実験方法



写真-4.2 抗力係数 C_D 測定実験の様子

4-3 形状抵抗項の算出方法

本研究で対象とするブロック群を越流する流れにおいて抗力係数 C_D を求めることは困難である。このため、図-4.5 に示すようにブロック群が非水没の場合で求めた抗力係数 C_D がブロック群を越流する場合にも適用できると考える。

4.2 と同様に護床ブロック群内の流れの一次元運動方程式を導くと、(4.11)が得られる。

$$\frac{A'_x}{V'} \beta U h \cos \theta \frac{\partial U}{\partial x} = -\beta \frac{C_D U^2 h}{2V' L_{bo}} \left(\frac{\theta_b}{\theta_{bo}} \right) - gh \cos \theta \frac{\partial h \cos \theta}{\partial x} - gh \cos \theta \sin \theta - \frac{n^2 U^2}{V' (h \cos \theta)^{1/3}} \quad (4.11)$$

ここで、 β : 運動量補正係数、 θ : 水路床勾配である。一様密度 ($V' = A'_x = 1 - \theta_b = \text{一定}$) と $\beta = \cos \theta = 1.0$ を仮定して整理すると、抗力係数 C_D は式(4.12)で表される。

$$C_D = 2 \frac{\theta_{bo} L_{bo}}{h} \frac{1 - \theta_b}{\theta_b} \left[\left(1 - \frac{1}{Fr^{1/2}} \right) \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{i_0}{Fr^{1/2}} - \left(\frac{n}{h^{1/6}} \right)^2 \right] \quad (4.12)$$

ここに、

表-4.1 護床ブロックの諸元

ブロック群体積密度 θ_b	0.34
ブロックの代表長さ L_{bo}	9.1×10^{-2} (m)
ブロックの体積 V_{bo}	2.4×10^{-3} (m ³)
ブロック比重	2.3

表-4.2 実験条件

	河床勾配 i_0	単位幅流量 $q(10^{-3} \cdot \text{m}^2/\text{s})$	平均水面勾配
Case1	1/329	9.8	1/12.6
Case2	1/329	6.0	1/35.4
Case3	1/104	10.4	1/24.0
Case4	1/104	17.5	1/9.36
Case5	1/104	8.0	1/45.7

$$Fr' = \sqrt{\frac{gq^2}{(1-\theta_b)^2 h^3}}$$

h : 水深, i_0 : 河床勾配, n : 底面粗度係数, q : 単位幅流量である.

式(4.12)を用いて実験により護床ブロックの抗力係数 C_D を求める. 実験は水路幅 0.3m の可変勾配直線水路に写真-4.1 に示すように護床ブロック群を設置し, ブロック群が非水没の条件範囲で水理条件を変えて行っている(写真-4.2). 護床ブロックの諸元及び実験条件は表-4.1, 4.2 の通りである. 図-4.5 にブロック群内の水面形を示す. ブロック群上流部では水面勾配が変化しているため, 図中に示す範囲で平均水面勾配を求め, 式(4.10)を用いて抗力係数 C_D を求める. 図-4.6 に抗力係数 C_D と Re の関係を示す. 実験条件では, $Re > 10^4$ で, 抗力係数 C_D はほぼ一定となる. ブロック群を越流する流れでは, ブロック群上層の Re が大きい領域の計算が重要となるため, 計算では $C_D=7.2$ を用いる.

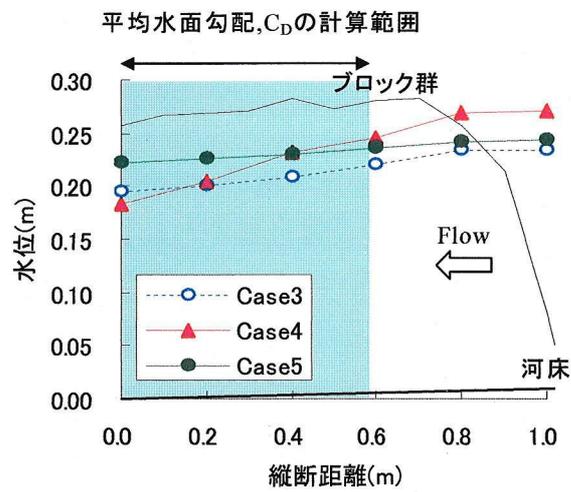
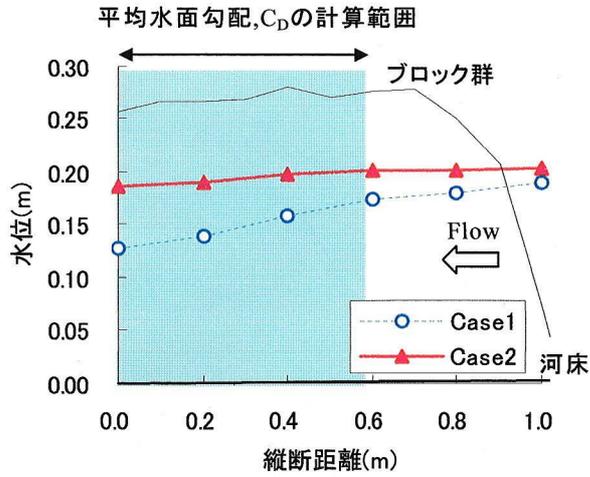


図-4.6 ブロック群内の流れの水面形

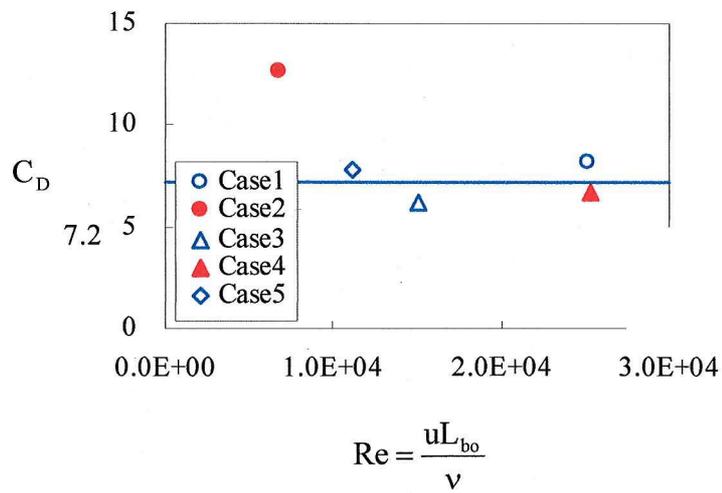


図-4.7 抗力係数 C_D と Re の関係

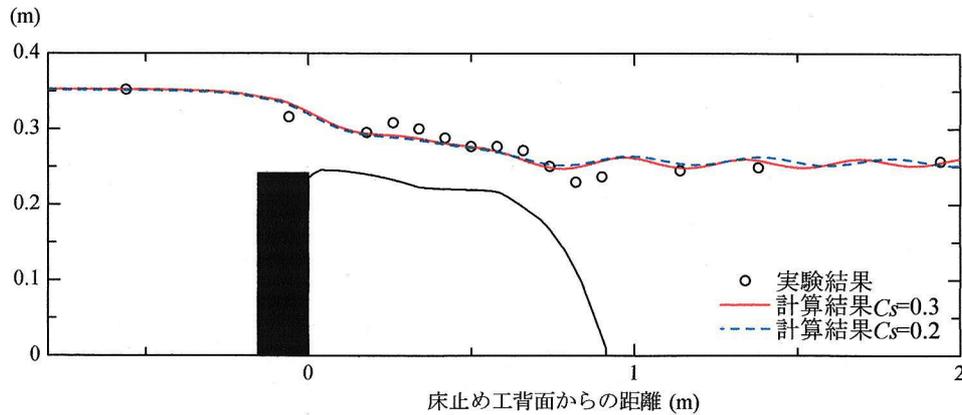


図-4.8 設置時のブロック群形状における水面形の実験値と計算値の比較

4-4 実験結果と解析結果の比較

ブロック群設置時(図-4.8, 図-4.9)と, 下流の水位低下によって下流部が変形した後(図4.10, 図-4.11)のブロック群形状における流れ場について, 計算結果と実験結果と比較し, 解析モデルの妥当性を検討する. また, $C_s=0.2, 0.3$ の結果を比較し, 検討する. 解析条件は, 表-4.3に示すとおりで, 5章に示す実験条件 Case3と同様である. 実験では, ブロック群の上から, 電磁流速計のプローブをブロックの空隙に入れ, できる限り下層まで計測している. 流速分布とブロック群形状は横断平均値を示している. 実験では床止め工形状が不明確であったため, 計算では床止め工上流の水位が実験値と一致するように, 床止め工上流形状を調節している.

図-4.8, 図-4.9はそれぞれ破壊前のブロック群形状(ブロック群設置時)における水面形, 鉛直流速分布の比較である. 図には比較のため, $C_s=0.2, 0.3$ の結果を示している. ここで, Z_b はブロック群の高さ, h_c は限界水深, q は単位幅流量である. 床止め工直下では, 水面勾配が大きく, ブロック群上面に流れが衝突するため, 波状跳水状態のような流れになるが, 計算結果はブロック群衝突後の水面の跳ね上がりが小さい. この理由のひとつには, $X=0.1m$ の断面の流速分布を見ると分かるように, 流速の鉛直勾配が大きくなる高さが実験と計算でずれていることから, 床止め工の境界形状及びブロック群の高さが適切でないことが挙げられるが, 本質的にはブロック群を平均的に表した本解析モデルでは護床ブロック群に衝突するような激しい流れにおけるブロックの抵抗やそれによる乱れを表すには十分とは言えない. $X>0.1m$ の流速鉛直分布を見ると, 運動量交換はブロック群上層のみで活発に生じており, ブロック群下層部ではほとんど流れが生じていない. 計算結果は, 多少ずれている点が見られるものの, 実験結果の鉛直流速分布を概ね再現している. 図-4.10は実験結果と $C_s=0.3$ の計算結果の主流速コンターである. ブロック群内の流れはブロック群背面から流出し, 全体的な流れは構造物背面の剥離流れのようになる. 計算結果はブロック群

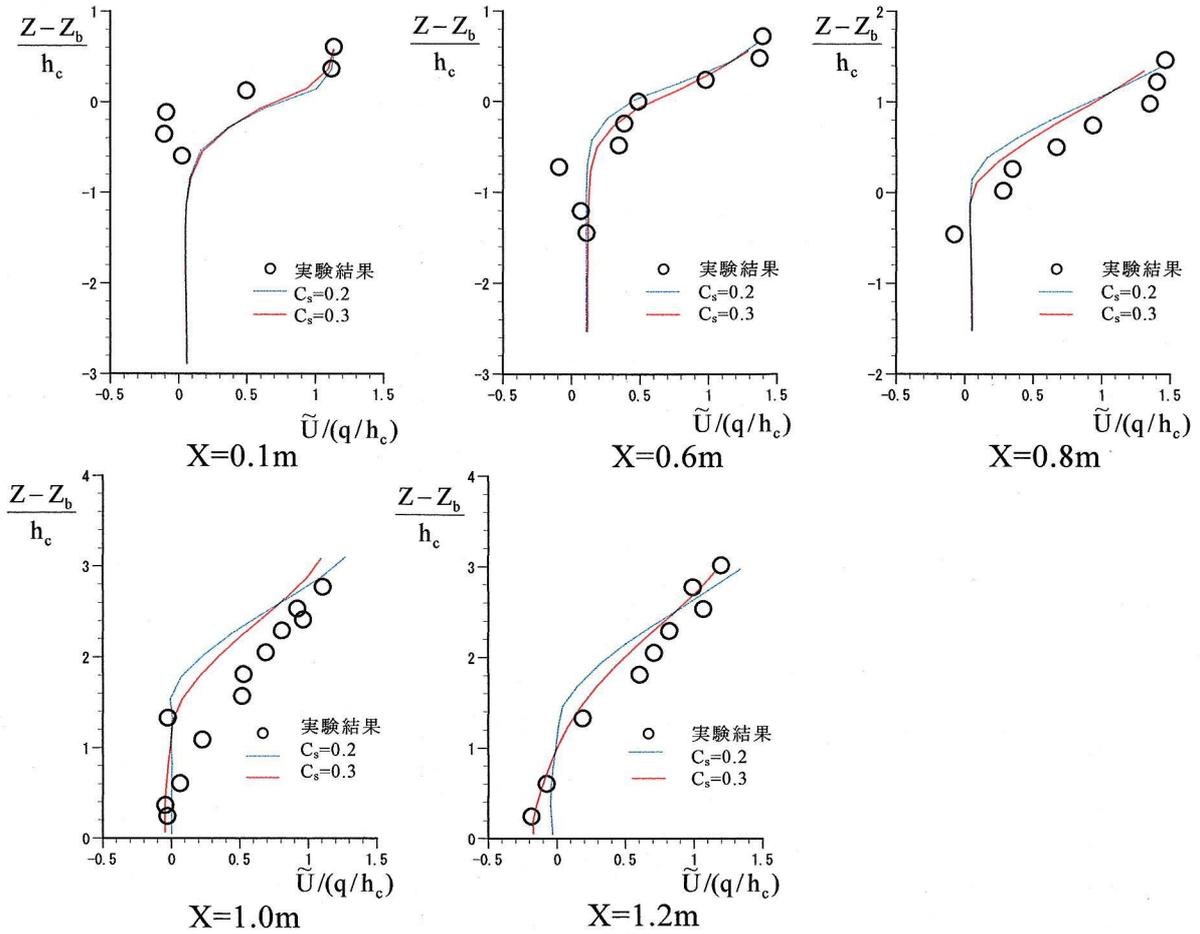


図-4.9 設置時のブロック群形状における主流速鉛直分布の実験値と計算値の比較

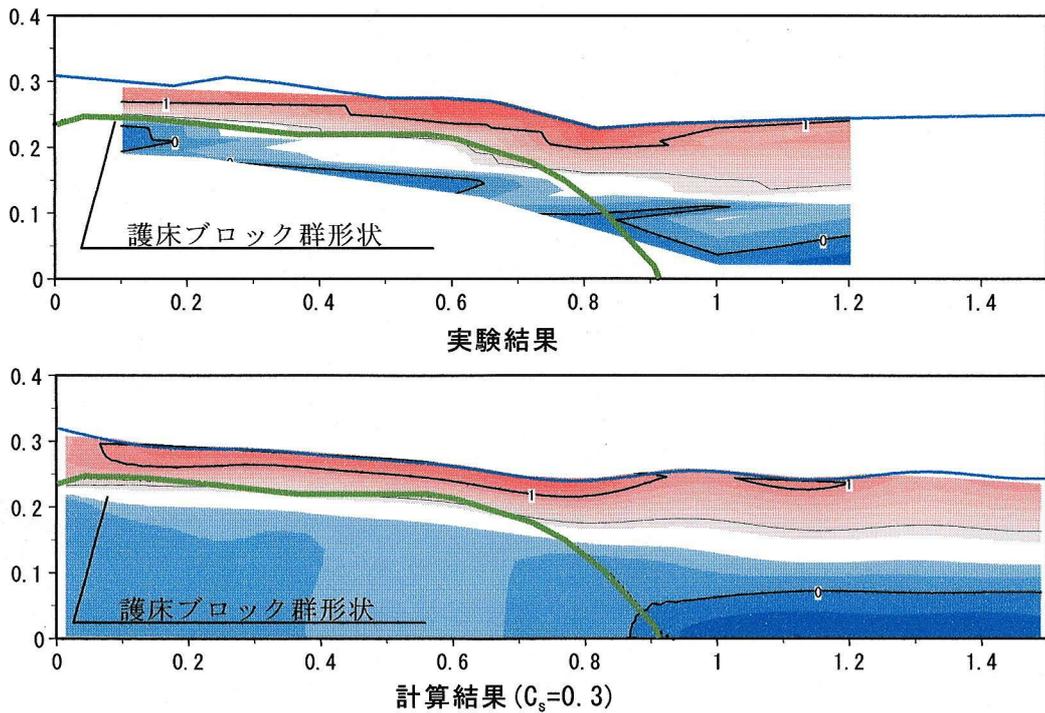


図-4.10 破壊前のブロック群形状における主流速コンターの比較

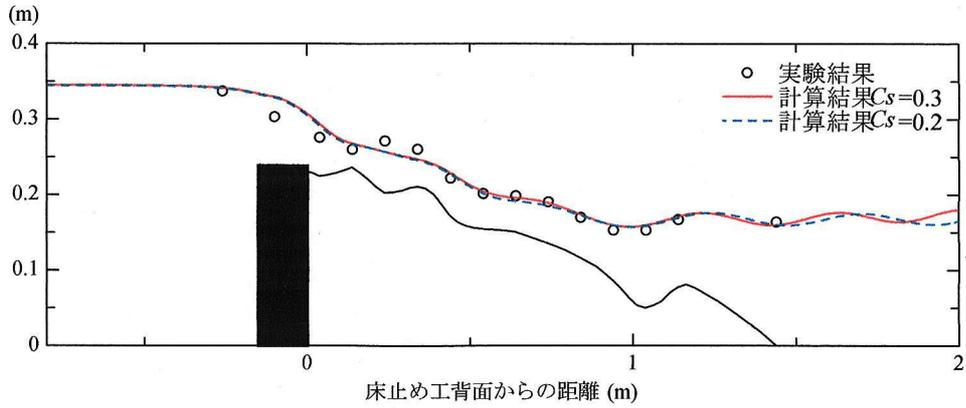


図-4.11 ブロック群下流が変形した場合の水面形の実験値と計算値の比較

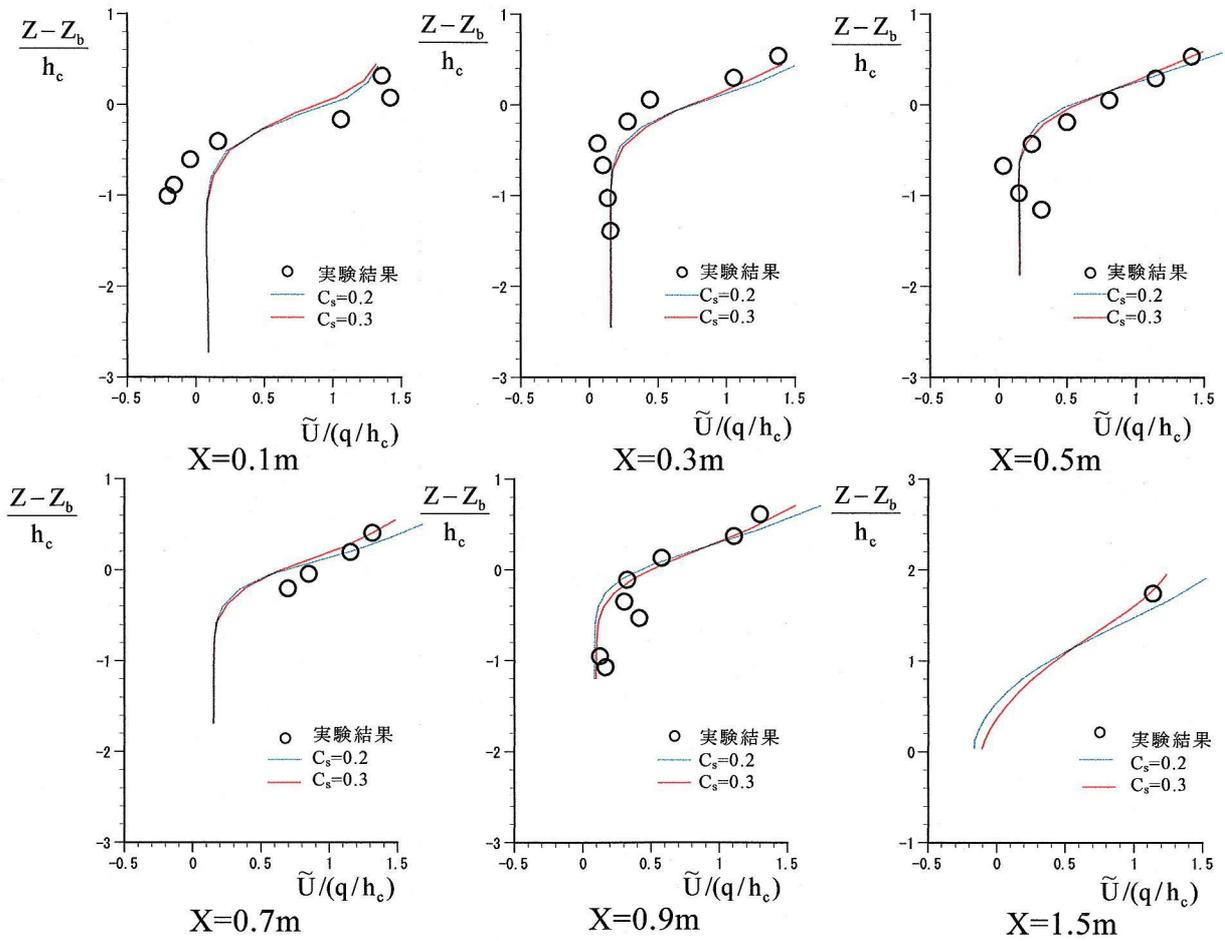


図-4.12 ブロック群下流が破壊した場合の主流速鉛直分布の実験値と計算値の比較較

下流で水面勾配が大きくなりブロック群上層に速い流れが生じる点や、下流下層で逆流が生じる点など、全体的な実験結果の流速分布特性を説明できている。

図-4.11～図-4.13 は、それぞれ、図-4.8～図-4.10と同様に、破壊後のブロック群形状において実験結果と計算結果を比較したものである。計算では破壊が生じた後の実験結果のブロック群形状を与えている。図-4.8と同様に、実験結果と比べると計算結果はブロッ

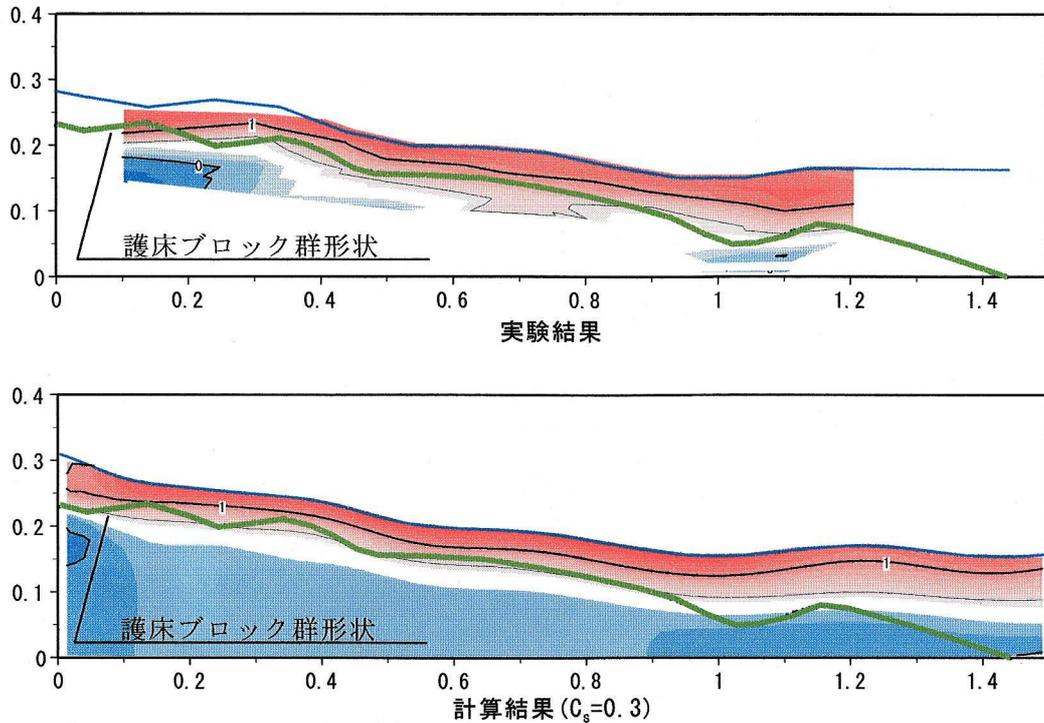


図-4.13 破壊後のブロック群形状における主流速コンターの比較

ク群上流の流れがやや滑らかであるが、ブロック群形状に沿う水面形と流れを説明できている。

$C_s=0.3$ と $C_s=0.2$ の計算結果を比較する。鉛直流速分布を比較すると、床止め工から下流の断面ほど計算結果の違いが現れ、 $C_s=0.3$ の計算結果の方が $C_s=0.2$ と比べて実験結果の流速鉛直分布を表している。この特徴は、ブロック群形状が単純である場合の流速鉛直分布図-4.9において特に顕著に見られる。水面形においては、両者の計算精度の違いが明確でないが、 $C_s=0.3$ の計算結果の方が、水面の急勾配箇所の下流で水位が上昇する点などの実験結果の傾向を表している。以下の解析では、 $C_s=0.3$ を用いている。この C_s 値は、従来用いられている値²⁾よりもやや大きい。これは、前述のようにブロック群上面境界における不規則な護床ブロック配置を図-4.3に示すような簡易的な密度分布で与えたことや、護床ブロックの三次元形状によって生じる流れに二次元解析を適用したことなどの平均化操作によるものと考えられる。また、本解析モデルでは、乱れの局所平衡を仮定した乱流モデルを用いているため、ブロック群の抵抗によって生じる乱れの輸送を考慮していない。このため、ブロック群では計算結果の方がやや顕著な波状跳水が生じており、ブロック群によるエネルギー損失過程を表現できていない。本論文では護床ブロック群下流の流れについて詳しく検討していないが、護床ブロック群下流の局所洗掘問題を扱うためにはエネルギー損失過程も含めてさらに詳しく検討する必要があると考えられる。しかし、護床ブロック群周辺の水面形や流速場について、図-4.8～図-4.13に示したように解析モデルは実験結果を概ね再現できる。

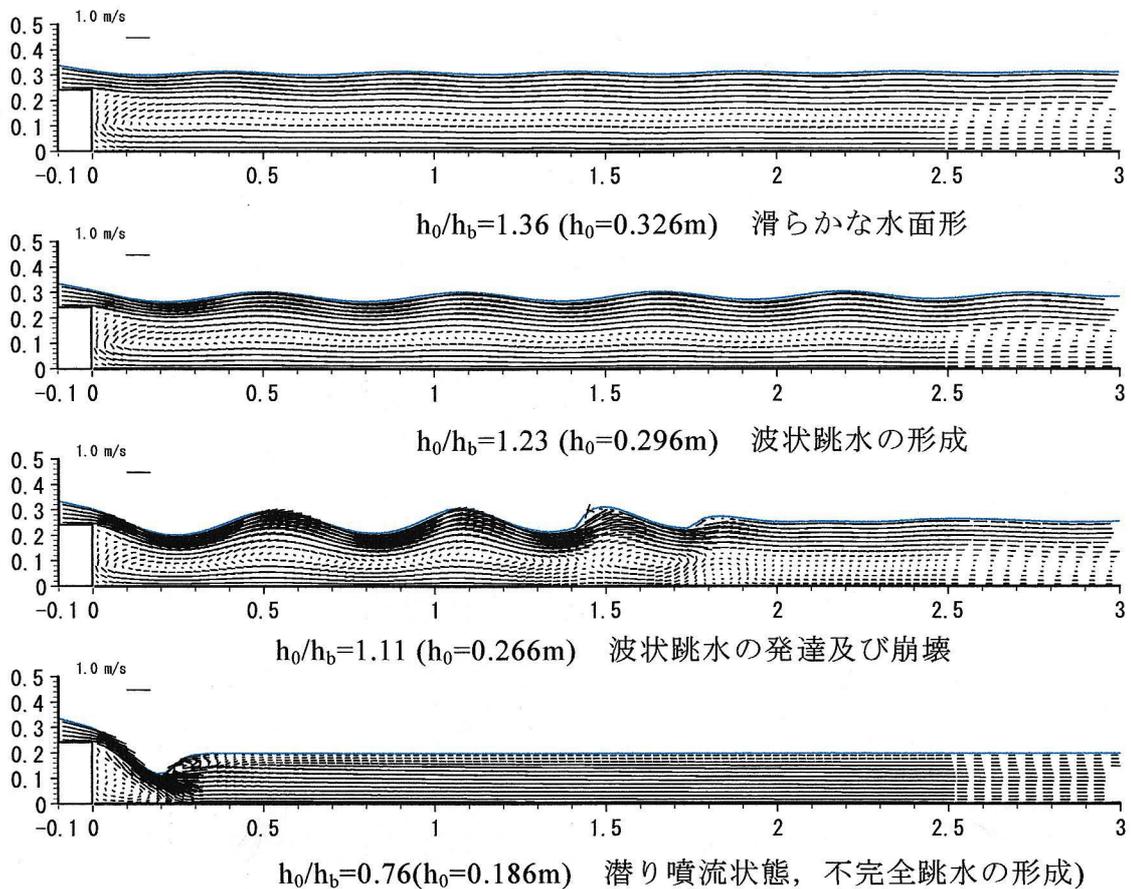


図-4.14 床止め工下流の流れ

4-5 護床工ブロック下流の流れ

図-4.14～図-4.16 は床止め工下流にブロック群がない場合とブロック群がある場合において、下流の水位低下による床止め工、護床工下流の流れを比較したものである。ここで、下流端水深 h_0 は護床ブロック群の初期設置高さ h_b (=床止め工高さ S) で無次元化している。3章で示したように、固定床における床止め工下流では、床止め工上下流の水頭差に応じたエネルギーロスを生じさせるために種々の形態の跳水が生じる³⁾。跳水の形態は、下流の水位低下に伴い、図-4.14 のように滑らかな流れ、波状跳水の形成・発達、波状跳水の崩壊と潜り噴流、不完全跳水の形成、射流及び完全跳水の形成と変化する。そして、水位が低下するほど河床の摩擦速度が大きくなる。護床ブロック群を有する場合は、床止め工を越流する流れがブロック群の抵抗によって減速するため、図-4.15 に示すように跳水が生じない滑らかな流れとなる。即ち、床止め工上下流の水頭差に応じたエネルギーロスが護床工区間で生じる。このため、ブロック群がない場合と比較すると、河床付近の流速や流速の鉛直方向の変化が小さく、下流で被害が生じない流れとなり、護床ブロックの

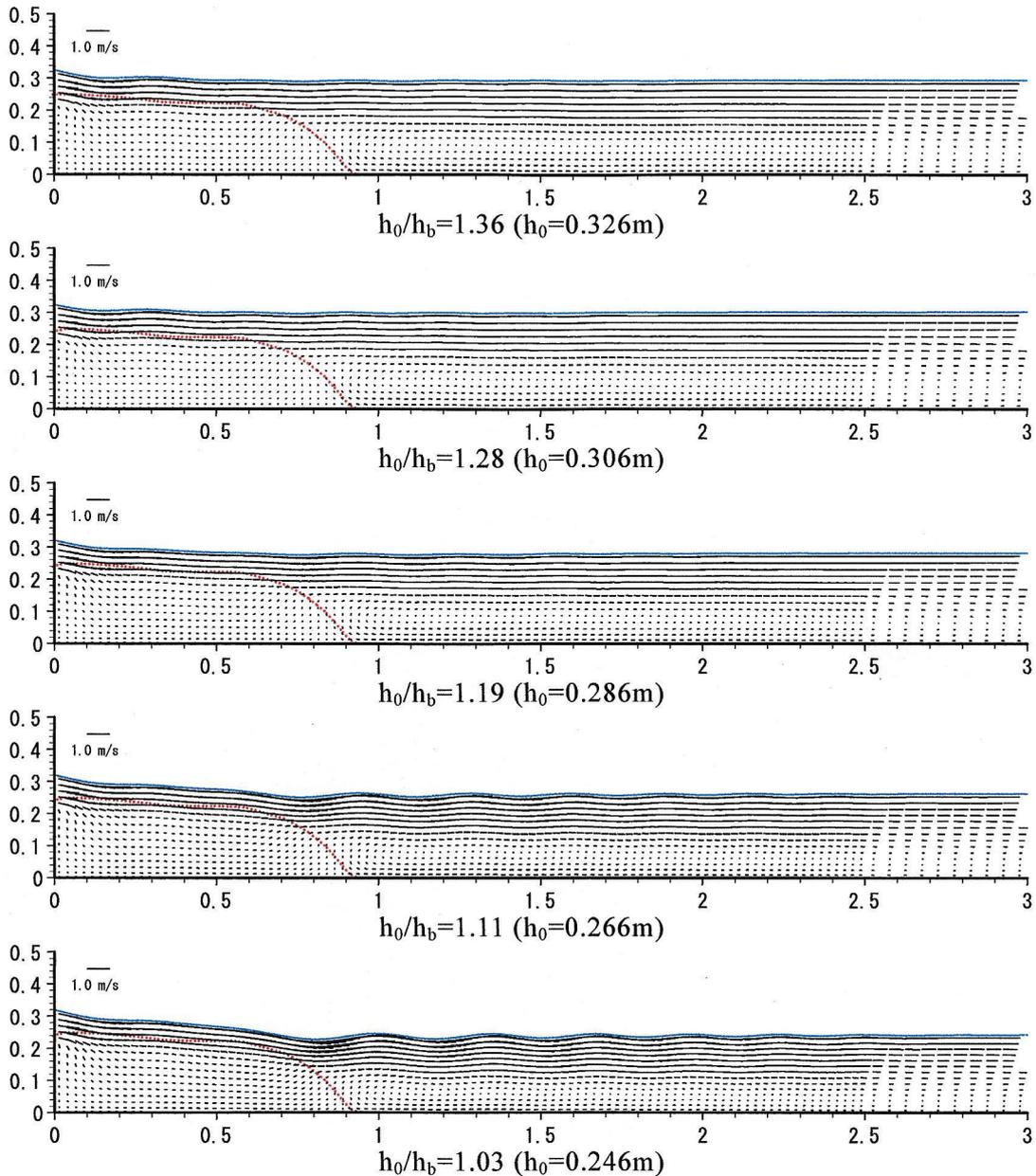


図-4.15 護床工を設置した場合の床止め工下流の流れ場 ($1.09 < h_0/h_b < 1.41$)

抵抗によって床止め工下流の流れが改善される。しかし、図-4.16 に示すように、下流端水位がさらに低下すると($h_0/h_b=0.94$)、床止め工上下流の水頭差に応じたエネルギーロス護床工を流下するまでに生じさせることが出来なくなり、護床工下流で波状跳水が発達する。そして、 $h_0/h_b < 0.53$ となると、護床工下流で射流および跳水が形成されるようになる。下流水位が低下した場合には、護床工群下流でも図-4.12 の床止め工下流と同様に、下流水位によって流下形態が変化する流れ場となり、洗掘問題が生じることが確認される。計算ではブロック群形状は連続的な滑らかな形状で取り入れられているため、図-4.14($h_0 < 0.60$)で示すような下流でブロック群形状に沿う浅い越流水深の高速流が生じているが、

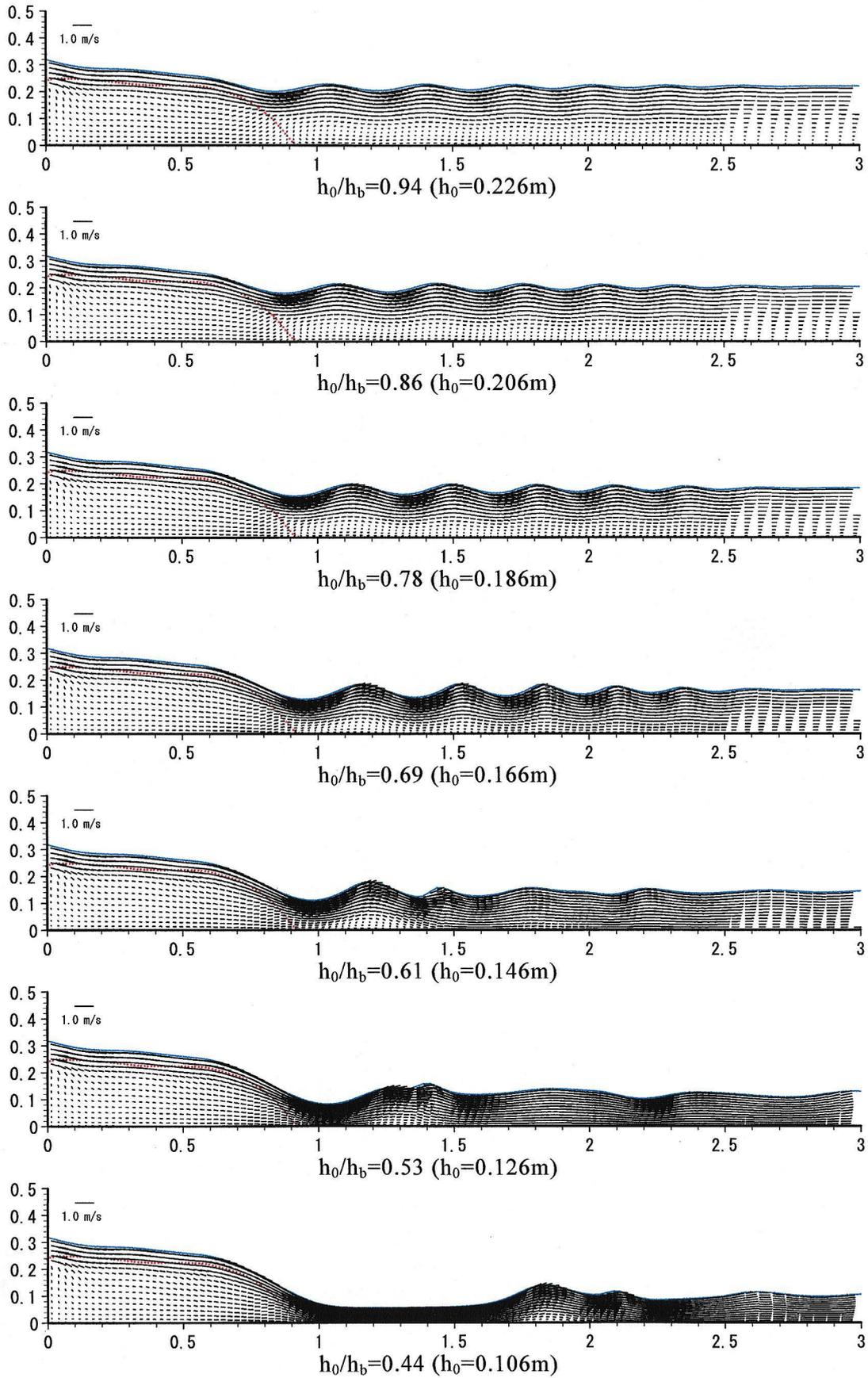


図-4.16 護床工を設置した場合の床止め工下流の流れ場 ($0.52 < h_0/h_b < 1.01$)

ブロックの凹凸形状に対して越流水深が小さい場合、ブロック群の凹凸形状の影響により流れが乱されることが予測される。4-2 で用いた仮定から、本解析モデルはこのような場合に関して計算精度が低下するが、一般にはブロックの凹凸形状が流れのスケールに対して問題となることは少ないと考えられる。

4-6 解析モデルの応用性

前述のように、境界面を完全に評価した場合、式(4.6),式(4.7)の右辺第一項は、境界面に作用する表面抵抗のみで表され、FAVOR法^{4),5)}の基礎方程式となる。このとき、複雑な境界形状を有する流れを精度よく解くことが可能となる。さらに、本解析モデルでは、 σ 座標系を適用しているため、境界形状に対して計算格子を作成することにより、境界面に沿う流れを評価しやすく、より少ない計算格子で計算精度を確保することが可能である。例えば、大きなスケールで緩やかに変化する不透過境界面に対して σ 座標系を適用し、境界形状が急変する箇所で流体の通過面積比率などを評価することが有効と考えられる。3章で示したように、水面と河床面の急変部を評価するために同様の考え方が用いられており、本解析法の有効性が確認できる。

水工学・河川工学の分野では、多くの場合、個液混相流の問題を含み、境界形状が明確に与えられない問題が多い。流体の占有率が任意の方向に対して一様とすると、基礎方程式は式(4.13)~(4.15)のように表される。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \tilde{U}}{\partial t} + \tilde{U} \frac{\partial \tilde{U}}{\partial \xi} + (\tilde{W} - w_g) \frac{\partial \tilde{U}}{\partial z} \\ & = -F_\xi - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial p}{\partial \xi} - \tan \phi \frac{\partial p}{\partial z} \right) + \frac{1}{V' d\xi dz} \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} (V' dz \tilde{\tau}_{\xi\xi}) + \frac{\partial}{\partial \sigma} (V' d\xi \tilde{\tau}_{\xi\sigma}) \right\} \end{aligned} \quad (4.13)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial w}{\partial t} + \tilde{U} \frac{\partial w}{\partial \xi} + (\tilde{W} - w_g) \frac{\partial w}{\partial z} \\ & = -F_z - g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{1}{V' d\xi dz} \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} (V' dz \tilde{\tau}_{z\xi}) + \frac{\partial}{\partial \sigma} (V' d\xi \tilde{\tau}_{z\sigma}) \right\} \end{aligned} \quad (4.15)$$

$$\frac{\partial}{\partial \xi} (V' dz \tilde{U}) + \frac{\partial}{\partial \sigma} (V' d\xi \tilde{W}) = 0 \quad (4.16)$$

これは、一般に土石流などの個液混相流^{6),7),8)}に用いられる基礎方程式とほぼ同様である。この場合、抵抗項(式(4.3))を流体との相対得度で表す。このように、右辺第一項の抵抗項を問題に応じて評価することにより、種々の個液混相流に適用可能である。同様に植生や透過性構造物などにも対応できる。この場合は、不透過境界面を与えることは困難であるが、群としての境界面が比較的明確であることが多いため、流体の占有率が方向に対して一様とする式(4.13)~(4.15)よりも、流体の占有率に方向成分をもたせた式(4.6)~(4.8)を用い

る方が良いといえる。

本解析モデルを応用する際には、右辺第一項の抵抗項が対象とする境界形状に依存するだけでなく、不透過の境界形状をどれだけ計算で評価するかによっても変わるため、注意が必要である。例えば、ブロックの抗力係数 C_D は、本章ではブロックの群形状のみを考える場合で求めたものであるが、ブロック形状をモデル化して計算で評価する場合などブロック形状の評価方法によって図 4.6 と異なる。また、一般に個液混相流では、境界形状の単純化によって非線形項からサブグリッドスケールの流れによる流体混合項が必然的に生まれ、これをいかに記述するかが問題となる場合が多く^{6),7),8)}、本解析モデルで仮定した乱れの局所平衡性の仮定は成立しない。以上のように本解析モデルは、問題に応じて検討すべき課題が残されているが、水工学・河川工学の重要な境界問題に対する基本モデルとして汎用性が高いといえる。

4-7 第4章のまとめ

本章では、床止め工下流に洗掘対策として配置される護床ブロック群の安定性を評価するために、護床工ブロックを有する流れの解析モデルを構築した。本章で得られた主要な結論を以下に示す。

- 1) 護床ブロック群上では形状に沿う流れとなり、運動量交換はブロック群上層部のみで生じ、下層はほとんど流れない。
- 2) 乱積みされ、複雑な境界形状を有する護床ブロック群内における流体の占める割合を考慮し、ブロックの形状抵抗項を含む形で護床ブロック群内外の流れの基礎方程式を導いた。解析モデルは護床ブロックを有する流れを適切に表現できる。
- 3) 護床ブロック群による抵抗によって床止め工下流の流れは改善されるが、下流水位が低下すると、護床工下流でも床止め工下流と同様の問題が生じることを示した。

参考文献

- 1) (財)国土開発技術研究センター：床止め構造設計の手引き，山海堂，1998。
- 2) 数値流体力学編集委員会：乱流解析 数値流体力学シリーズ3，東京大学出版会，1995。
- 3) 鈴木幸一，道上正規，桧谷治，M.S.Ibrahim：断落ち部の流況特性，第29回水理講演会論文集，pp.615-620，1985。
- 4) Hirt, C. W.: Volume-fraction techniques: powerful tools for wind engineering, *J. of Wind engineering*, No.52, pp.333-344, 1992
- 5) 梶川勇樹，道上正規，松原雄平，桧谷治，中本英利：断落ち部における常射流混在流れの数値解析，水工学論文集，第47巻，pp.823-828，2003。
- 6) 水理委員会共同研究グループ：芦田和男，江頭進治，佐々木幹夫，清水義彦，関根正人，玉井昌宏，藤田正治，宮本邦明，森明巨：個液混相流における支配方程式の構造について，水工学論文集，第38巻，pp.563-570，1994。
- 7) 水理委員会共同研究グループ：芦田和男，江頭進治，佐々木幹夫，清水義彦，関根正人，玉井昌宏，藤田正治，宮本邦明，森明巨：個液混相流における支配方程式とその適用性，水工学論文集，第39巻，pp.537-542，1995。
- 8) 灘岡和夫，八木宏，二瓶泰雄：高濃度個液混相流に関するLES乱流モデルの開発，水工学論文集，第38巻，pp.577-582，1994。

第5章 護床エブロック群の安定解析及び変形・破壊機構の解析

5-1 概説

護床ブロック群を設計するためには、洪水に対して安定な護床ブロックの重量を適切に見積もる必要がある。前章まで述べてきたように、護床ブロック群などの構造物下流では流体力の増大、河床の洗掘・低下によって、ブロックの移動を完全に防ぐことは困難である。しかし、護床ブロックの移動、もしくは一部のブロックの流失によって護床ブロック群が変形しても、構造物の安定性を保持できる場合、護床ブロック群はその機能を果たしていると言える(本論文では、これを「変形」と呼び、護床ブロック群がその機能を失う大規模な変形を「破壊」と呼ぶ)。このため、構造物の破壊が生じない程度の護床ブロック群の変形を見込んだ設計法が必要と考えられる。本章では、実験により護床ブロック群の移動限界と変形・破壊機構を明らかにし、これらを評価できる解析モデルの構築を目的としている。

本章の構成を示す。まず、実験により護床ブロック群の変形・破壊機構を調べている。護床ブロック群の破壊を生じさせる原因として、河床低下、河床洗掘などによる流れの状況の変化による流体力の増大が考えられる。この状態の外力変化を下流端水位の低下により実現し、下流水位とブロック群の破壊の関係を検討している。次に護床工の弱点箇所である下流ブロック単体の移動限界時に作用する流体力を新しい測定法によって測定し、ブロックの移動限界流体力の特性を検討している。ブロック上下の噛み合わせ厚さを考慮した力学モデルにより移動限界釣り合い式を定式化し、実測した移動限界流体力と比較している。4章で構築した解析モデルを用いて護床ブロック群に作用する流体力分布を計算し、実験により妥当性を検討した移動限界釣り合い式を用いて、護床ブロック群の安定性を評価する。次に、護床ブロック群の変形・破壊の解析モデルを構築し、解析モデルの妥当性と護床工の変形・破壊機構を検討している。そして、実験結果と解析結果に基づいて護床ブロック群の下流端処理法を提案し、解析モデルの活用法を検討している。

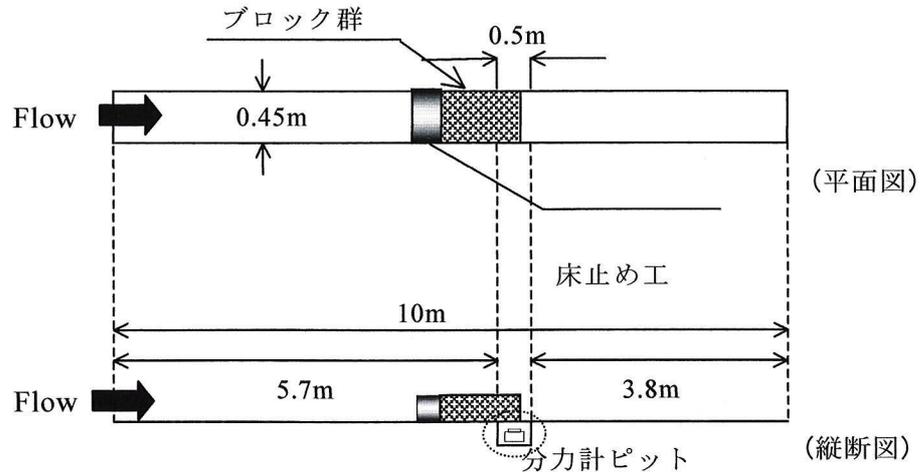


図-5.1 実験水路図

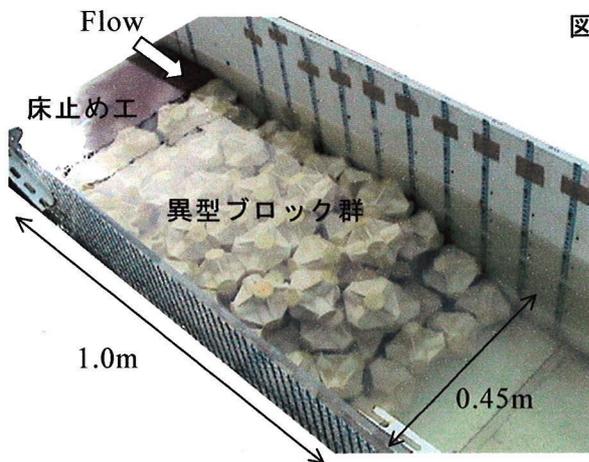


写真-5.1 護床工ブロック群の配置と実験水路

表-5.1 実験条件

	流量 (m^2/s)	ブロック群 体積密度 θ_b	下流端水深 h_0 (m)
Case1	7.5×10^{-2}	0.34	0.26~0.13
Case2	7.5×10^{-2}	0.39	0.25~0.14
Case3	7.5×10^{-2}	0.38	0.26~0.16

5-2 実験条件及び方法

固定された物体に作用する流体力を測定し、検討した研究^{1),2),3)}は数多く見られるが、物体の移動限界時に作用する流体力の測定法はあまり例がない。川口ら⁴⁾は袋体に作用する流体力を、袋体から河床面に作用する力を通して測定している。本実験では、それを応用し、護床ブロック群最下流ブロックの移動限界時に作用する流体力を測定し、流体力と噛み合わせ効果の関係を検討する。

5-2-1 実験条件

実験水路を図-5.1に示す。実験水路は全長10m、水路幅0.45m、河床勾配1/500の直線水路である。護床ブロック群の破壊状況が観察できるように、護床ブロック群設置範囲の右岸側壁に透明なアクリル板を設置し、ビデオ撮影を行う。護床ブロック群は、写真-5.1に示すように、水路中央付近の床止め工下流約1.0mの範囲に4層積みに対応する高さ約0.24mで乱積みに設置する。ここで、ブロック群の初期設置高さを h_b と定義する。

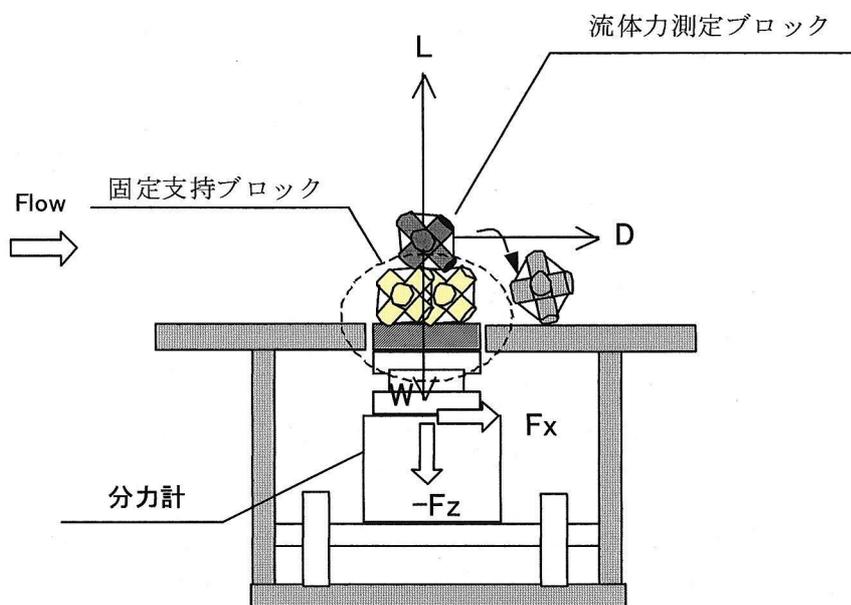


図-5.2 流体力測定法

表-5.1 に実験条件を示す。護床ブロック群の設置条件が周囲の流れ場や破壊機構にどのように影響するかを検討するため、ブロック群体積密度(空隙を含めないブロック群体積と空隙を含めたブロック群体積の比)を変えた実験を行う。護床ブロック群の破壊を生じさせる原因として、河床低下や河床洗掘による流れの状況の変化による流体力の増大が考えられる。この状態の外力変化を下流端水位の低下により実現し、流量一定の条件下で下流端水位を徐々に低下させ、ブロック群の変形もしくは破壊が生じたごとにブロック群形状を測定している。ブロック群の変形・破壊機構を検討するために、ブロック群の設置形状は写真5-1に示すように下流で勾配が大きく、変形・破壊が生じやすいようにしている。

5-2-2 移動限界流体力の測定法

図-5.2 に分力計を用いた移動限界時のブロックに作用する流体力の測定法を示す。流体力測定ブロックを支持する下層のブロック群（以下、固定支持ブロック）は分力計と結合されており、流体力測定ブロックのみが移動できる。固定支持ブロック及び流体力測定ブロックには他のブロックが衝突しないようにその周辺ブロックは固定している。

流体力測定は図-5.3 に示す護床ブロック群下流部4層、3層、2層積み相当の高さで配置される形状で行う。これは、ブロック群形状によって流れ場が変化した場合の移動限界時の流体力を検討するためである。実験では、噛み合わせ厚さを変えて、流量一定の条件下で徐々に下流端水位を下げブロックの移動を生じさせる。

移動限界時に作用する流体力は、流下方向成分を抗力 D 、鉛直上向きの成分を揚力 L と定義する。図-5.4 にブロック移動時の流体力の変化を示す。流体力測定ブロックが固定支持ブロック上にあるとき、流体力測定ブロックと固定支持ブロックに作用する力の合力が

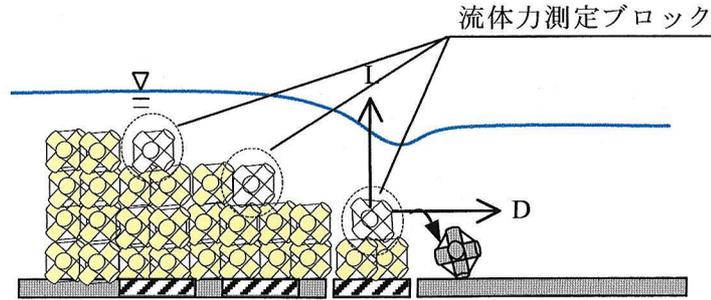


図-5.3 護床工下流部のブロック群形状

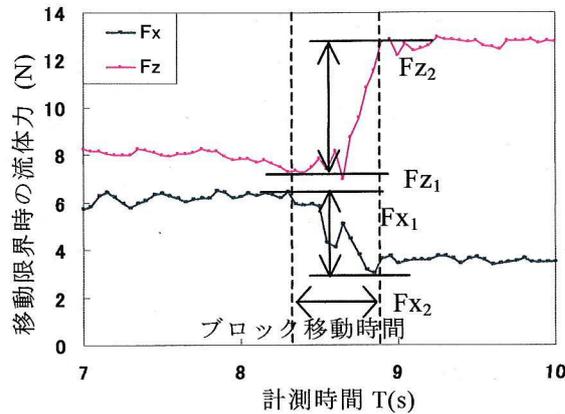


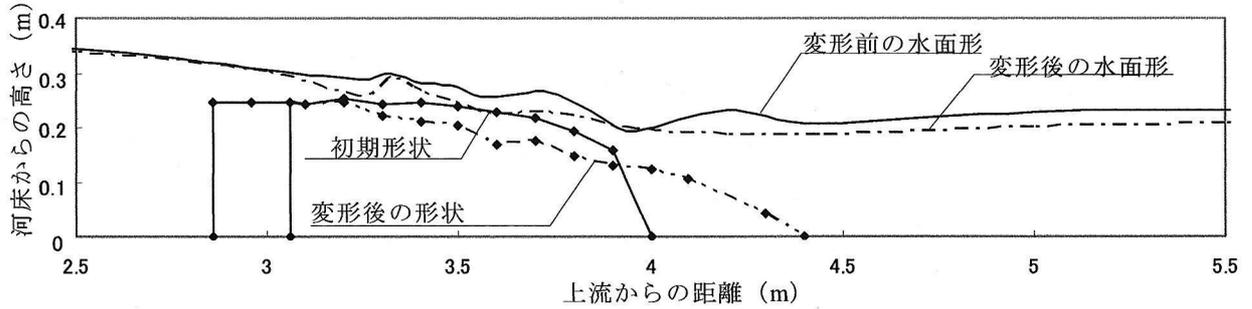
図-5.4 ブロック移動限界時の流体力の変化

分力計より出力される。流体力測定ブロックが移動し離脱すると、離脱する直前に流体力測定ブロックに作用していた力の分だけ流体力が図-5.4のように変化する。このとき、移動限界時の流体力 D 、 L は式(5.1)で算出できる。

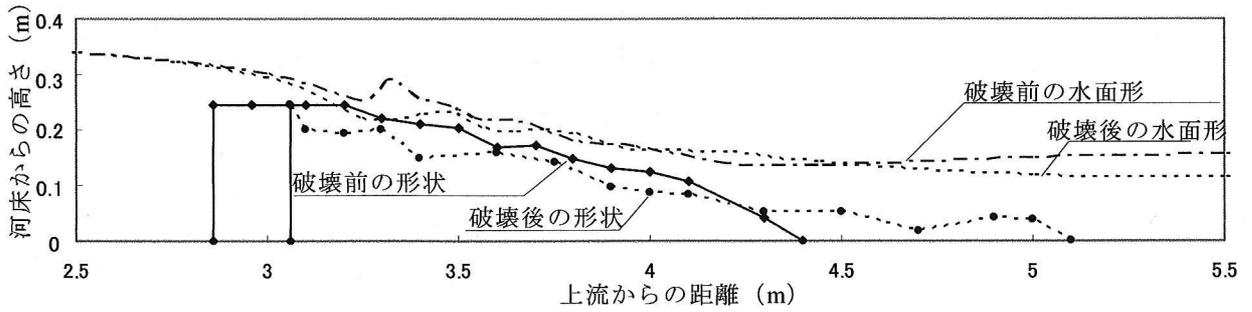
$$\begin{aligned} D &= F_{x_1} - F_{x_2} \\ L &= F_{z_1} - F_{z_2} + W \end{aligned} \tag{5.1}$$

F_{x_1} 、 F_{z_1} はブロック移動前、 F_{x_2} 、 F_{z_2} はブロック離脱後に分力計によって出力される流下方向と鉛直方向のそれぞれの力、 W はブロック水中重量である。

精度良い流体力の測定を行うには、流体力測定ブロック移動前後の流体力値を適切に抽出する必要がある。ここでは、図-5.4に示すように流体力測定ブロックが移動する時間付近における流体力の最大値と最小値の差を移動限界時に作用する流体力として算出する。ブロックが流失する時間は、分力計の出力結果とビデオ映像より得られた時間を比較し確認している。また、この算定法の妥当性を検証するために、既知の重量の物体を分力計に載せ、取り外した時の出力値から同様の方法で物体重量を算出したところ、その誤差は5%程度であった。



(a) 下流水位低下によるブロック群下流の変形



(b) 下流水位低下によるブロック群の破壊

図-5.5 縦断水面形とブロック群の縦断形状の変化(Case1)

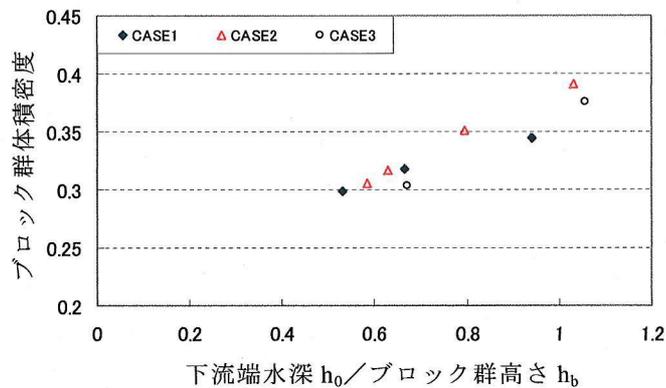


図-5.6 ブロック群体積密度の水位低下に伴う変化

5-3 ブロック群の変形・破壊機構

下流水位低下による護床ブロック群下流部の変形・破壊機構について検討する。図-5.5に Case1 の破壊に至るまでの縦断水面形とブロック群の縦断形状の変化を示す。2章で示したように、下流端水位の低下に伴いブロック群下流部で水面勾配は大きくなり、最下流ブロックには大きな流体力が作用し、移動しやすくなる。最下流ブロックが移動すると、直上流の上層ブロックが連鎖的に移動し、ブロック群の下流に輸送される。この結果、図-5.5(a)に示すような護床ブロック群の変形が生じる。さらに下流端水位が低下すると、床止め工直下まで変形が伝わり、ブロック群の破壊が生じる。このように、ブロック群の変形は、低下によってブロック群最下流端での流体力が大きくなり、下流端ブロックが移

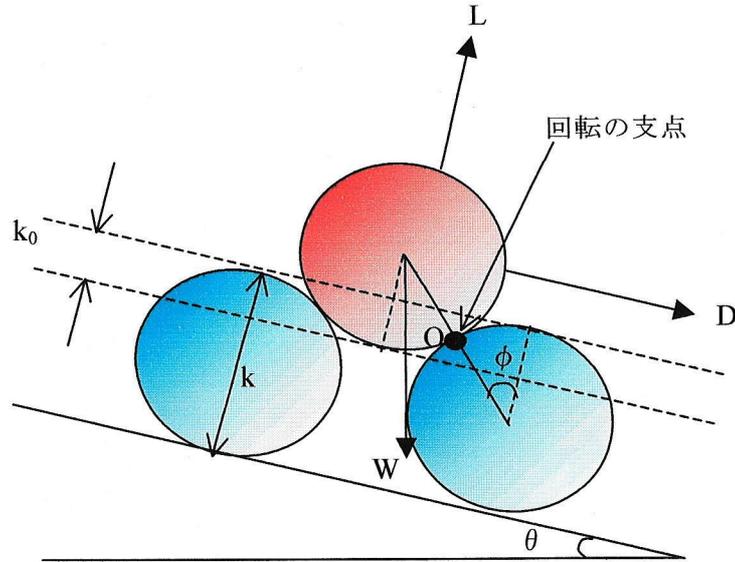


図-5.7 護床工ブロックの円形釣り合いモデル

動することによって生じ、変形に伴う流れの変化により下流から上流へ伝わる。下流水位が低いほど、ブロック群の変形は上流まで伝わり、大規模なブロック群の移動、流失を伴う破壊が生じやすい。

図-5.6 は水位低下に伴うブロック群体積密度の変化である。横軸は下流端水深と護床ブロック群の前面の高さの比である。体積密度の大きい Case2,3 は Case1 に比べて、初期の破壊に至るまでの水位差が大きい。これは体積密度が大きい場合、ブロックは相互に噛み合っているため、大きな流体力が作用しないと移動しないためである。また、すべての Case において下流水位が低下し、ブロック群の変形が大きくなるほどブロック群の体積密度が低下している。このため、ブロック群の変形量が大きくなるほど、底面土砂の吸出しや河床洗掘の危険性が増大すると考えられる。

5-4 単体ブロックの移動限界

5-4-1 移動限界の定式化

図-5.7 は護床工ブロックを二次元の円形とした時のブロックに作用する外力とブロックの配置を示したものである。ブロックの初期運動はモーメントによる回転運動と考えられる。また、護床ブロックの抵抗力は、ブロック相互の噛み合わせの影響を強く受ける。噛み合わせ厚さ k_0 を図-5.7 に示すように定義する。噛み合わせ厚さ k_0 が大きいほど回転の支点は上に移動し、ブロックの移動に対する抵抗力は大きくなる。ここでは、砂粒子⁵⁾ や礫⁶⁾ を対象として提案されてきたものと同様に二次元の円形の釣り合い式を導く。回転の支点は点 O となり、移動限界式は式(5.2)で表される。

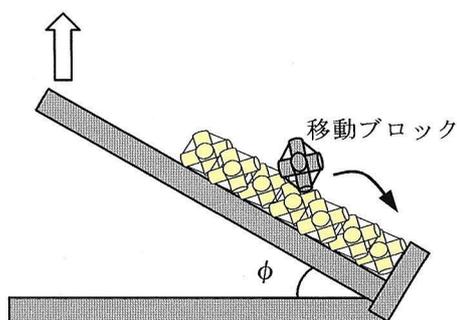


図-5.8 係数 C に関する基礎実験

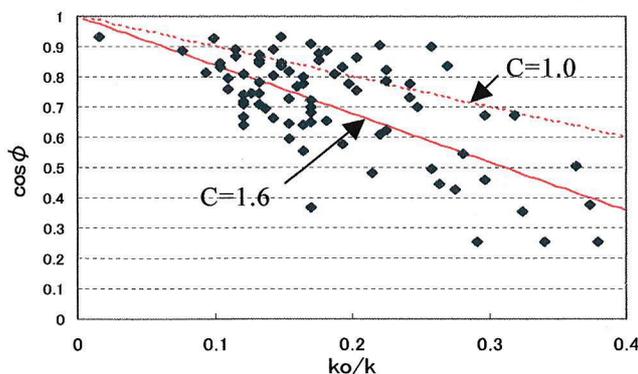


図-5.9 無次元噛み合わせ厚さと安定限界斜面勾配の関係

$$W = \frac{\rho}{\rho - \rho_w} \frac{D + \tan\phi_0 \cdot L}{\tan\phi_0 \cdot \cos\phi_b - \sin\phi_b} \quad (5.2)$$

ここで、 ϕ_b はブロック群勾配(河床勾配)である。式(5.2)の分母は流体力による駆動力、分子はブロックの抵抗力を表している。式(5.2)は、モーメントの釣り合いを考慮したものであるが、限界摩擦勾配 ϕ_0 を定義することにより、滑りによる移動限界の場合と同様の式形⁷⁾で表現している。限界摩擦角 ϕ は、噛み合わせ厚さ k_0 を用いて式(5.3)で表現できる。

$$\cos\phi_0 = 1 - C \frac{k_0}{k} \quad (5.3)$$

ここで、 k はブロック高(= L_{b0})、護床ブロックの突起形状及び三次元の形状と回転方向を考慮するために、ブロックの形状係数 C を定義している。式(5.2)は、計測値を用いて移動限界状態を表現するために、以下に示す仮定により簡略化されている。作用点のずれを計測することは困難であることから、抗力 D 、揚力 L は図心に作用するとしている。また、下層のブロックから受ける力は考慮していない。これは、支持ブロックが固定されている場合、移動限界状態においては回転の支点においてのみに下層ブロックから力を受けていると考えられるためである。この場合、移動限界状態のブロックに作用する D, L, W の合力と同じ大きさで逆方向に作用する。

ブロック形状係数 C を算出するために図-5.8に示す実験を行う。式(5.2)から分かるように $\phi_b = \phi_0$ のとき、ブロックは移動限界に達する。図-5.9に無次元噛み合わせ厚さ k_0/k と安定限界斜面勾配 ϕ の関係を示す。 k_0/k が大きくなるほど ϕ_0 は大きくなり、ブロック C は移動しにくいことがわかる。図-5.9において C の平均値は $C=1.6$ である。平均値の逆数は $1/C=0.6$ であることから、 $C=1.6$ はブロックの代表長さの4割程度がブロックの突起形状によってカットされたことを意味し、用いたブロックの突起長さ Δk に対するブロック高さ k の比 $k/\Delta k$ と概ね等しいことから妥当であることが分かる。しかし、実験値は大きくばらついており、三次元形状をもつ護床ブロックの移動限界状態の不確実性を示している。設計の際には、不確実性を考慮して安全な重量を算定する必要があることから、本章

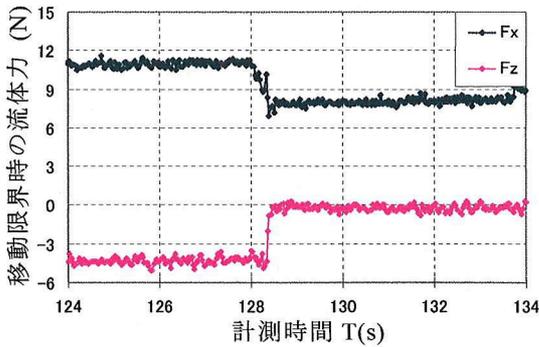


図-5.10 CaseA の流体力変化

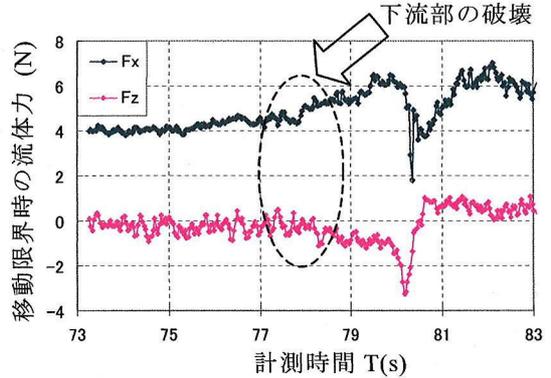


図-5.11 CaseB の流体力変化

ではブロックが 80%の確率で移動しないときの移動限界角 ϕ から求まる $C=1.0$ を用いて、移動限界の平均値 $C=1.6$ と比較し、検討している。

5-4-2 移動限界流体力

5-3 で述べたように護床ブロック群の変形・破壊は最下流に位置するブロックの移動がきっかけとなり下流から上流へと伝わる。CaseA はブロック群の変形・破壊を生じさせるきっかけとなるブロックの移動を対象としており、CaseB は下流ブロックの移動に伴い連動して移動するブロックを対象としている。図-5.10、図-5.11 は CaseA、CaseB のブロックの移動限界時の流体力変化を示している。図-5.11 に示すように抗力 D は、下流のブロックの移動に伴い徐々に大きくなる。これは下流のブロックが移動することにより、護床ブロック群直下流部の圧力が低下するためである。揚力 L は、下流ブロックの流失によって流れの鉛直下向き成分が大きくなるため、鉛直下向きに大きくなる。また、CaseB では流体力の時間変動が CaseA に比べて大きくなる。これは、下流ブロックの移動によって周囲の流れが乱され、局所的な圧力変動が生じるためである。

無次元噛み合わせ厚さ k_0/k によるブロック移動限界時に作用する揚力 L とブロック重量 W の比 L/W を図-5.12 に示す。 L/W は、 k_0/k に直接関係していないことと、下流部ロックの移動を伴う CaseB 以外は小さいことが分かる。このため、ブロックを移動させる駆動力は抗力 D によるモーメントに支配されていると考えられ、以下 D に着目する。

図-5.13 は k_0/k と無次元抗力 D/W の関係である。 k_0/k が 0.25 以上では、 k_0/k が大きくなるほど D/W は大きくなる。これは、抗力 D は k_0 が大きいと上下のブロックが互いに噛み合い、モーメントの回転の支点と D の作用点の距離が小さくなるためである。 k_0/k が小さい 0.25 以下では、 D/W は k_0/k によらず、ほぼ一定である。これは、 k_0 よりブロックの形状の影響を強く受けるためと考えられる。また、異なるブロック群形状の 3Case を比較するとあまり違いは見られない。これは、ブロック群形状によって流れ場が変化しても、最下流ブロックの移動限界時に作用する力の釣り合い条件はあまり変化しないことを示す。

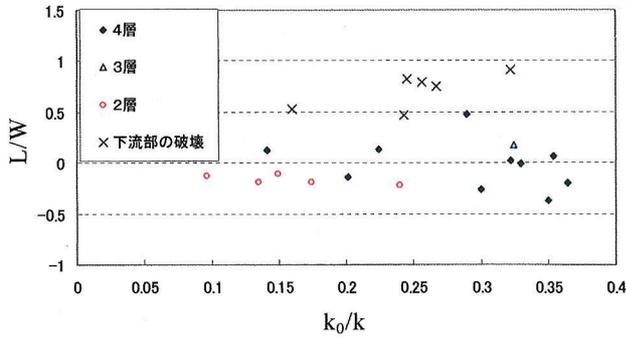


図-5.12 k_0/k と L/W の関係

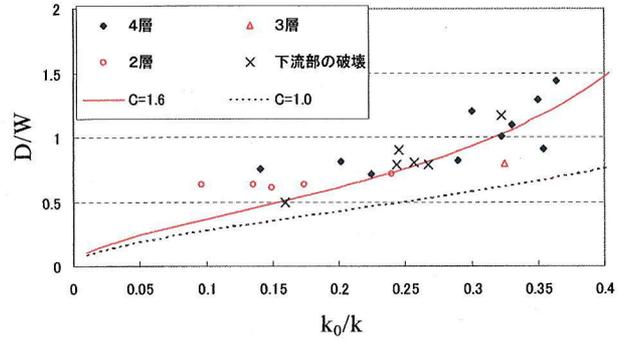


図-5.13 k_0/k と D/W の関係

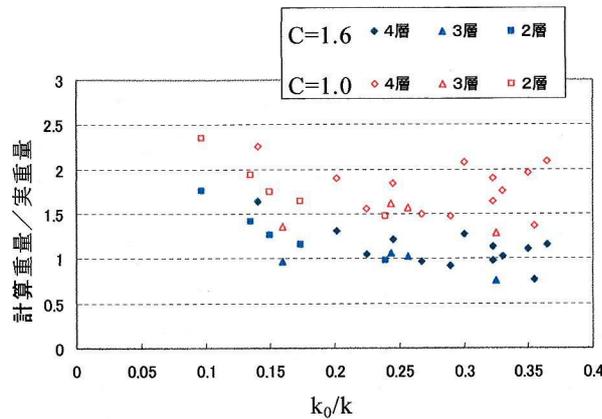


図-5.14 釣り合い式(2)によるブロック必要重量の算出

また、CaseB の下流ブロックの流失を伴う場合でも抗力 D は CaseA と同様の傾向と言える。

計測された実験値と移動限界式(5.2)による D/W の理論値を比較する。ここでは、図-5.12 より揚力 $L=0$ を与えて計算している。図-5.13 より理論値と実測値はほぼ同じ傾向を示す。移動限界の 8 割を保証できる $C=1.0$ とする場合は、実験結果をすべてカバーしている。また、図-5.14 は実測値 D を用いて式(5.2)より計算したブロック重量と実重量の比較である。 $C=1.6$ の場合、 k_0/k が 0.25 以下では、ブロックの形状によるばらつきが大きいため、計算重量を過大評価する傾向があるが、 k_0/k が 0.25 以上では、計算重量と実重量はほぼ同じになる。最下流ブロックが移動しない確率を 80%とした場合 ($C=1.0$) の必要重量は、 k_0/k が 0.25 以上の場合、実重量の 1.3~2.1 倍となり、すべて移動しない安全側となった。

以上のことから、ブロック形状係数の算定において平均値を用いた $C=1.6$ で評価する場合、概ね平均的な移動限界特性が表現できる。ブロックの移動限界のばらつきを考慮に入れるために、形状係数 C をブロックが 80%の確率で移動しない $C=1.0$ で評価すれば、噛み合わせと抗力 D の関係から護床ブロックが移動しない必要重量を算出できることを明らかにした。

5-5 護床エブロック群内の流体力分布の解析

ブロック群内の流体力分布を計算し、ブロック群の破壊機構を検討する。式(4.2)において、一様密度を仮定すると圧力勾配項(右辺第一項と第二項)が打ち消しあい、流体力は形状抵抗成分のみとなる。これは、4章で構築した解析法では、ブロック群は体積密度で連続的に表現されているため、ブロックごとの流体力はブロック群の内部応力のように扱われていることを意味しており、計算上では単体ブロックの流体力は直接的に扱われない。したがって、解析モデルを用いてブロックに作用する流体力を計算するためには、解析モデルの仮定に基づいて、ブロック単体を切り離して考える必要がある。ブロック単体を含む領域の大きさ($\Delta x = \Delta y = \Delta z = L_{bo}$)で、ブロック群を切り離した場合(式(4.2)で右辺第一項=0)、その領域のブロックに作用する流体力ベクトル nF_i は、式(4.4)を用いて、式(5.4)で与えられる。

$$nF_i = \theta_b L_{bo}^3 \left(-\frac{\partial \bar{p}}{\partial x} + \frac{C_D \rho u_i \cdot |U|}{2\theta_{bo} L_{bo}} \right) \quad (5.4)$$

このとき、 $n = \theta_b / \theta_{bo}$ で与えられることから、単体ブロックの流体力ベクトル F_i が、式(5.4)より求まる。ブロックの移動限界を考える場合ために、式(5.6)をブロックの水中重量で無次元化し、単位体積あたりで表示すると単体ブロックの無次元流体力ベクトル f_{*i} が式(5.5)で表される。

$$f_{*i} = \frac{1}{sg\theta_{bo}} \left(-\frac{\theta_{bo}}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{C_D u_i}{2L_{bo}} |U| \right) \quad (5.5)$$

ここに、 s : ブロックの水中比重である。

図-5.15 は、設置時のブロック群形状 A(図-5.5)において、下流の水位変化によるブロック群内の無次元流体力 f_{*i} ベクトルの分布を示したものである。下流水位が高い状態では、ブロック群上流上層部以外には流体力がほとんど作用していない。上流上層部の流体力は大きい、ブロック群内方向に作用する。このため、上流上層部のブロックはその下流ブロックに支持され、移動する危険性は低い。下流の水位の低下に伴い、ブロック群下流上層部にも大きな流体力が作用するようになる。下流上層部に位置するブロックは下流の水位が低下し、水面勾配が大きくなると流体力が徐々に大きくなり、下流に支持するブロックがないため移動もしくは流失する。計算では、実験においてブロック群下流で変形が生じる下流水位($h_0/h_b = 1.0$ 付近)で、ブロック群下流上層部で 1.0 以上の無次元流体力 f_{*i} が作用するようになる。さらに下流端水深が低い場合、ブロック群下流の流体力はさらに大きくなり、また大きな流体力が作用する範囲も広がる。このため、下流水位が低下するほど、ブロックが流失する危険性が高く、流失するブロックの量も多くなると言える。図-5.16、図-5.17 は変形・破壊が生じた場合のブロック群形状において、図-5.15 と同様に無次元流体力分布を示したものである。ブロック群の形状 B,C,D は、それぞれ、Case2 の実験にお

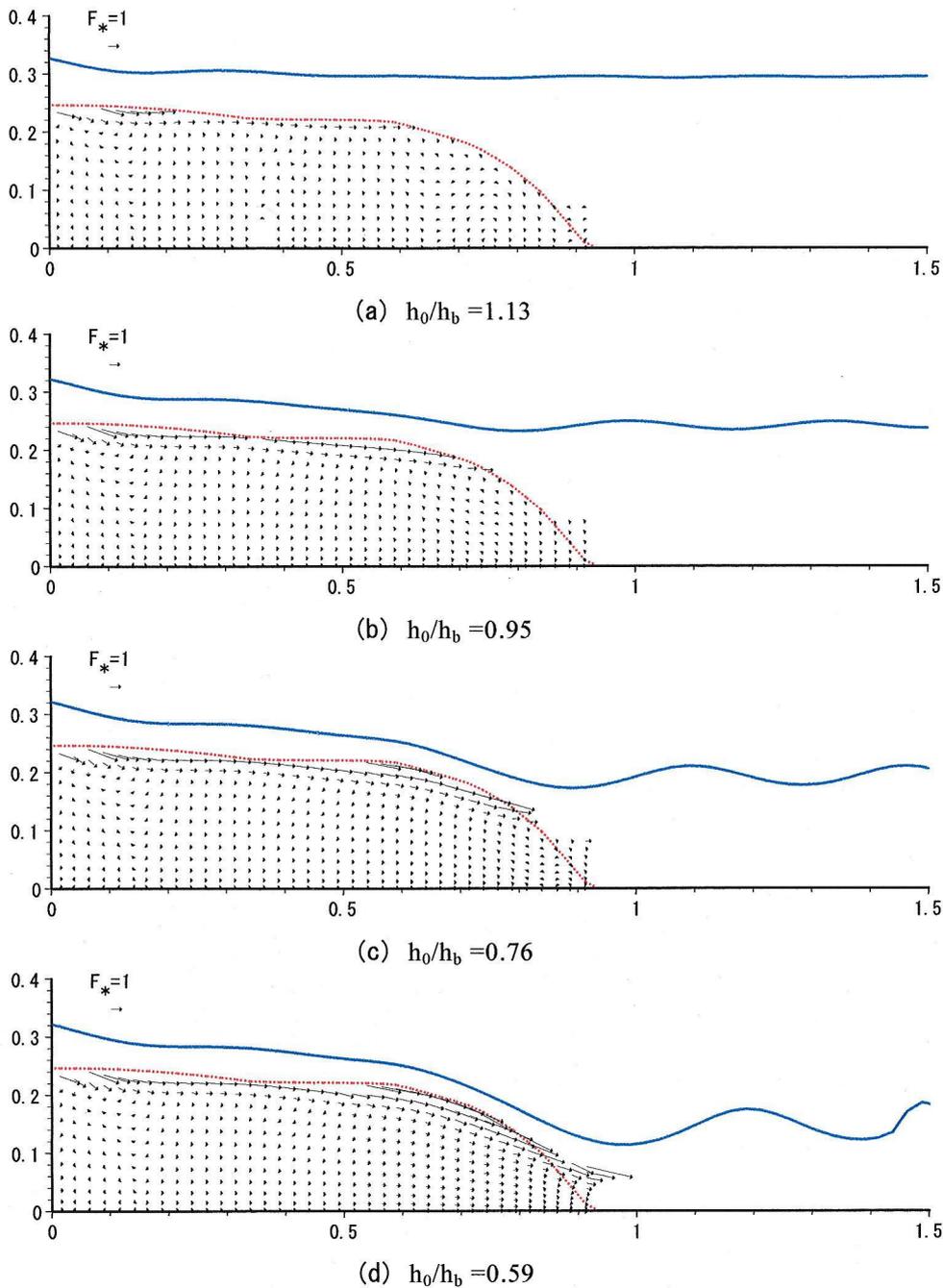


図-5.15 下流の水位低下によるブロック群内の無次元流体力分布
(ブロック群設置時の形状 A)

いて $h_0/h_b=0.91$, 0.74 , 0.60 (破壊)で生じた変形・破壊形状を示している。図-5.15 に示したように下流水深の低下によってブロック群の下流上層部に集中的に大きな流体力が働いていた場合に比べて、形状 B,C ではブロック群下流の滑らかな斜面全体で流体力を受けることによって、作用流体力が低下している。ブロック群が破壊した後の形状 D では、下流水位が極端に低い場合を除いて、床止め工直下以外はほとんど流体力が作用しておらず、床止め工下流で護床工がない場合と同様に波状跳水が生じており、護床工の流速を低減させる機能を失っていることが分かる。

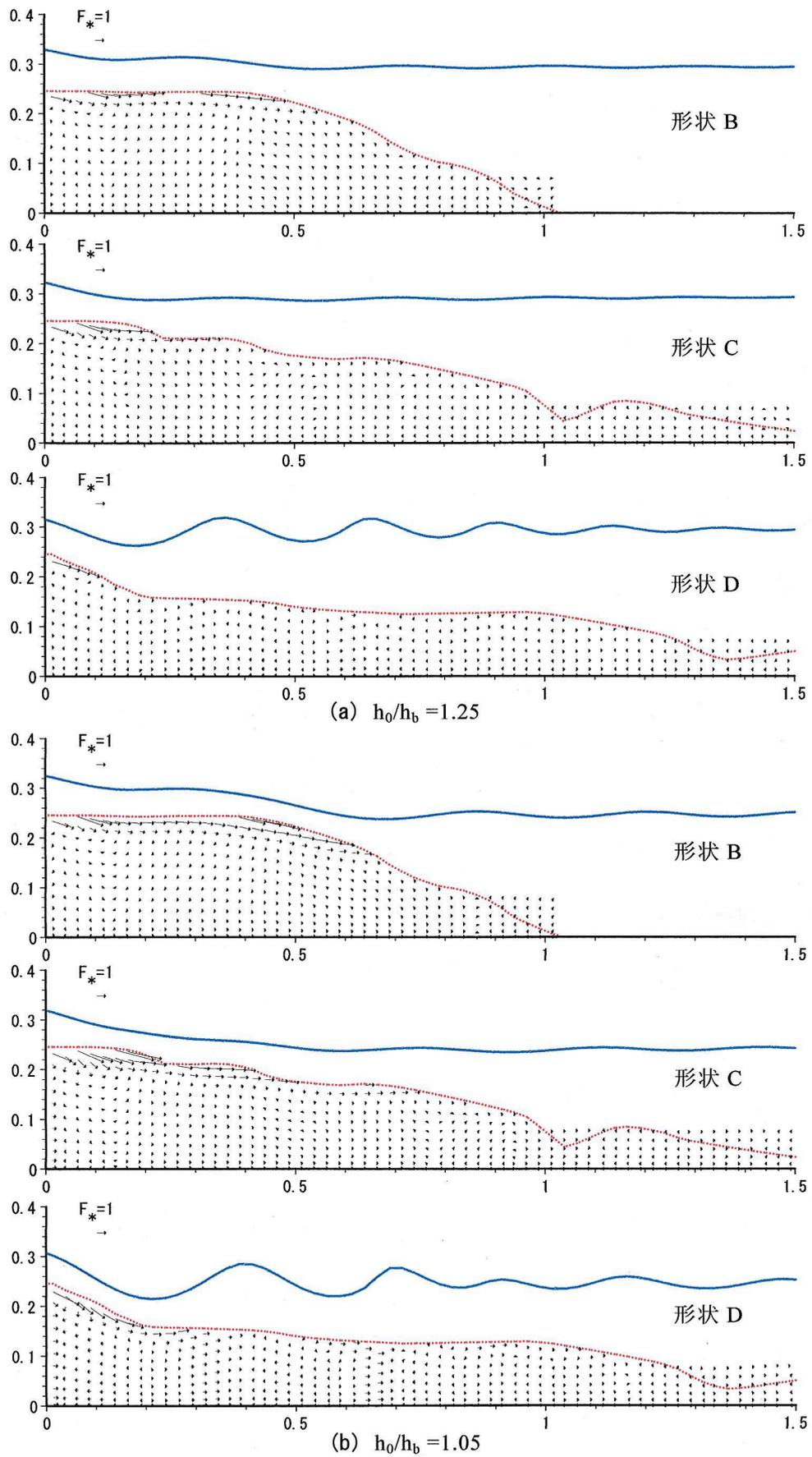


図-5.16 ブロックの流失によるブロック群内の無次元流体力分布

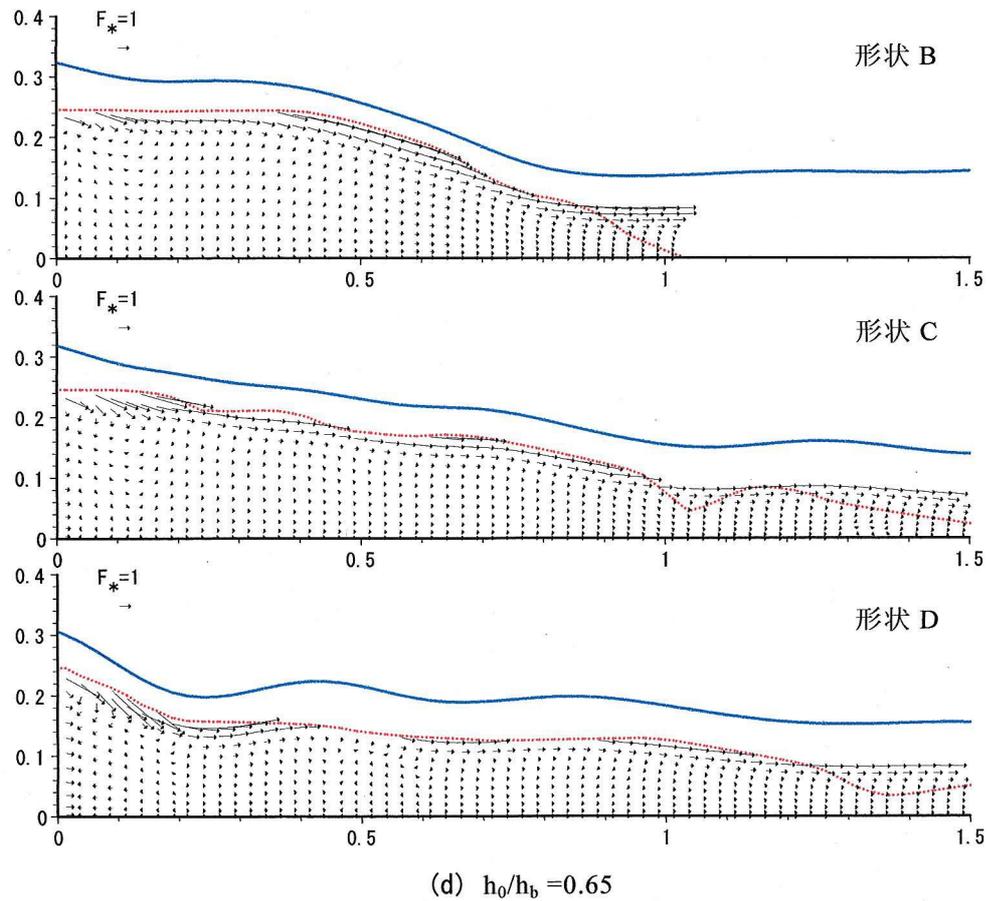
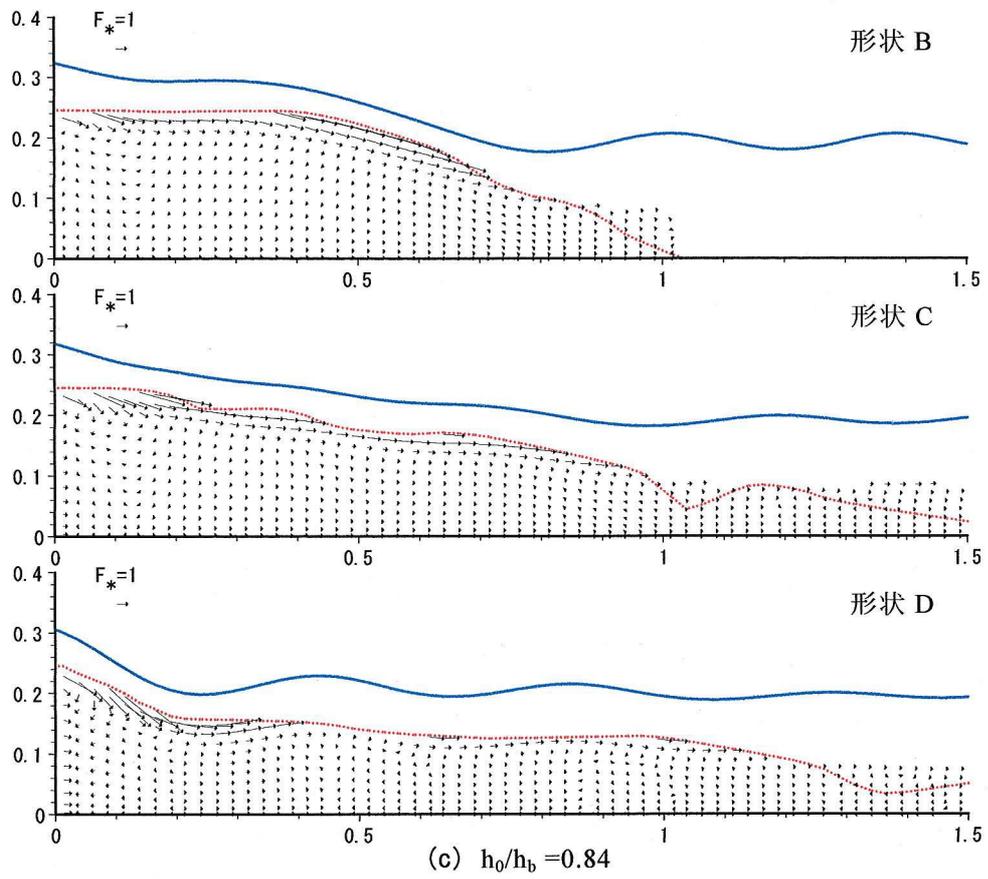


図-5.17 ブロックの流失によるブロック群内の無次元流体力分布

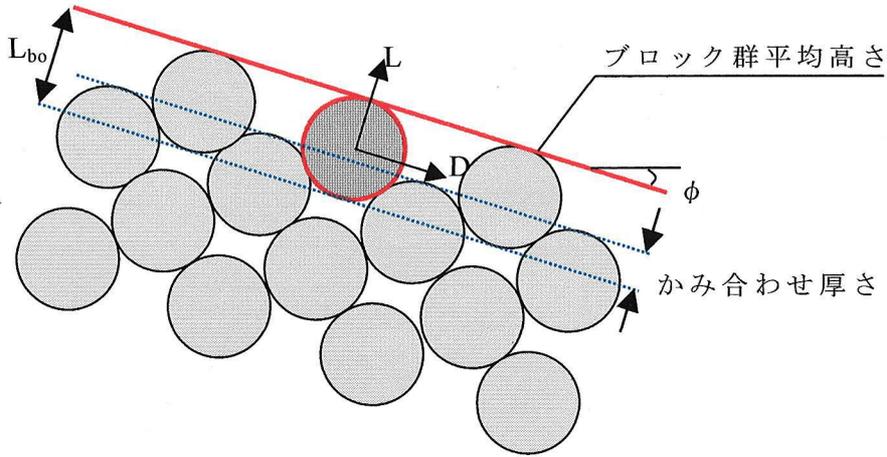


図-5.18 ブロック群における最上層ブロック単体の力の釣り合い

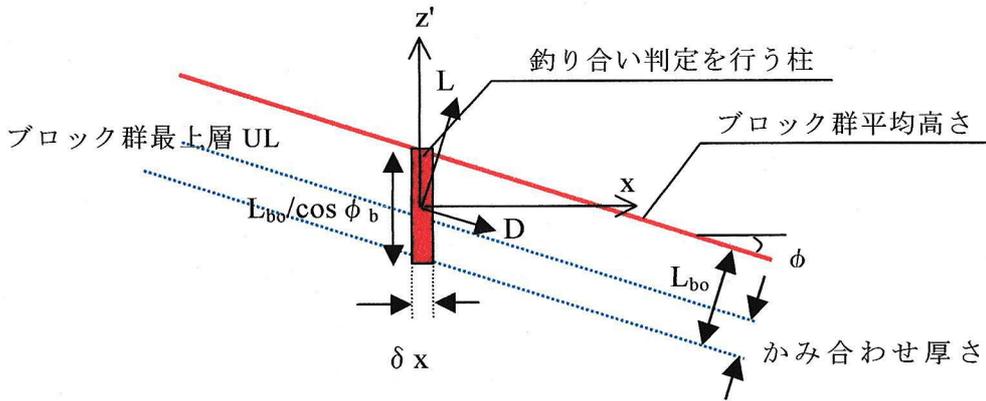


図-5.19 ブロック群を連続形状と仮定したときのある断面の釣り合い判定の考え方

5-6 護床ブロック群の安定解析

5-6-1 解析方法

4章で構築した異型ブロック群内の流れと流体力の解析法を用いて、ブロックの釣り合い式を解き、ブロックが移動・流失するかどうかを示す安定解析を行う。

図-5.18 はブロック群上面が勾配をもつ場合のブロック群における最上層ブロックに作用する力を示したものである。最上層ブロックの移動限界重量式は、式(5.2)に流体力分布による作用点の図心からのずれを考慮して、式(5.6)で表せる。

$$W = \frac{\rho_b}{\rho_b - \rho} \frac{\beta_D D + \beta_L \tan \phi_0 L}{\tan \phi_0 \cos \phi_b - \sin \phi_b} \quad (5.6)$$

ここに、

$\cos\phi_0 = 1 - C \frac{k_0}{L_{bo}}$, $\beta_D = 1 + \alpha_D / \cos\phi_0$, $\beta_L = 1 - \alpha_L / \sin\phi_0$, α_D, α_L : D, L の作用点の図心からのずれを表す係数である. C は 5-4 で示した移動限界の平均値 $C=1.6$ よりやや危険側の設定である $C=1.3$ を与えている.

鉛直二次元解析では, 三次元のブロック群を評価できず, 個別のブロックを扱うことは困難であるため, ブロック群が連続的な形状をもつとして, 図-5.19 に示すような微小 δx 間においてブロック一個に相当する力の釣り合いを考える. 式(5.6)を単位体積あたりに直すと,

$$\text{sg}\theta_{bo} = \frac{\beta_D \frac{D/\rho}{L_{bo}^3} + \beta_L \tan\phi_0 \frac{L/\rho}{L_{bo}^3}}{\tan\phi_0 \cos\phi_b - \sin\phi_b}$$

となる. ここでブロックの無次元抗力 D_* , 無次元揚力 L_* を次のように定義すれば,

$$D_* = \frac{1}{\text{sg}\theta_{bo}} \frac{D/\rho}{L_{bo}^3}, L_* = \frac{1}{\text{sg}\theta_{bo}} \frac{L/\rho}{L_{bo}^3}$$

式(5.7)の移動限界判定式が導かれる.

$$\gamma = \frac{\beta_D D_* + \beta_L \tan\phi_0 L_*}{\tan\phi_0 \cos\phi_b - \sin\phi_b} \quad (5.7)$$

ここに, $\gamma < 1$ で安定である. 抗力 D, 揚力 L 方向の無次元流体力 f_{*D} , f_{*L} は式(5.8)で表される.

$$\begin{aligned} f_{*D} &= f_{*x} \cdot \cos\phi_b + f_{*z} \cdot \sin\phi_b \\ f_{*L} &= f_{*z} \cdot \cos\phi_b - f_{*x} \cdot \sin\phi_b \end{aligned} \quad (5.8)$$

式(4.2)はブロック群最上層で用いることを考慮に入れると, D_* , L_* は式(5.8)のブロック群最上層 UL における平均値となる.

$$D_* = \frac{1}{L_{bo}} \int_{UL} f_{*D} \cos\phi_b dz, \quad L_* = \frac{1}{L_{bo}} \int_{UL} f_{*L} \cos\phi_b dz \quad (5.9)$$

また, 抗力の作用点の図心からのずれを表す α_D は式(5.10)で定義される.

$$\alpha_D = \frac{2}{D_* L_{bo}^2} \int_{UL} f_{*D} z' \cos\phi_b dz \quad (5.10)$$

微小 δx 間の円柱を考えているため, 揚力の作用点の図心からのずれを表す α_L は式(5.11)で表す.

$$\alpha_L = \frac{L_{bo}}{3L_*} \frac{\partial L_*}{\partial x} \quad (5.11)$$

式(5.9)~(5.11)を用いて, 式(5.7)で安定パラメータ γ を求める.

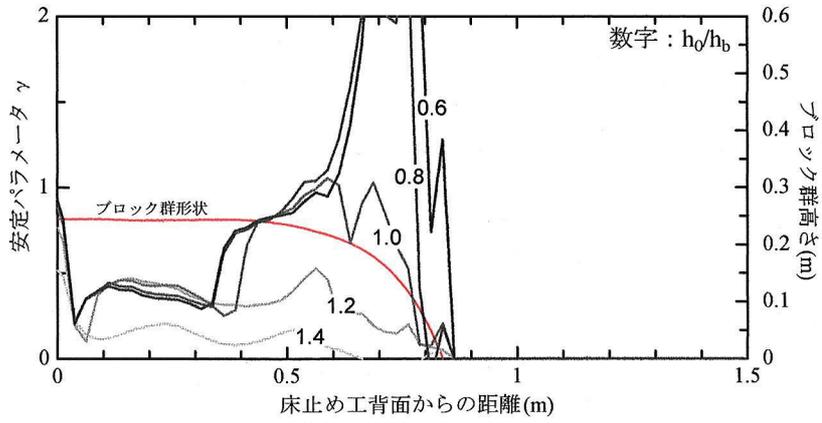
ブロック群高さが一層の場合のよりも低い場合, 平坦河床上のブロックの移動限界勾配から求めた $\tan\phi_0 = 0.47$ を与えている. 本解析ではブロック群の縦断方向の大きさを考慮

せずに単位長さで γ を計算しているため、局所的な流れによってブロックが流失しやすい安全側の評価となっている。

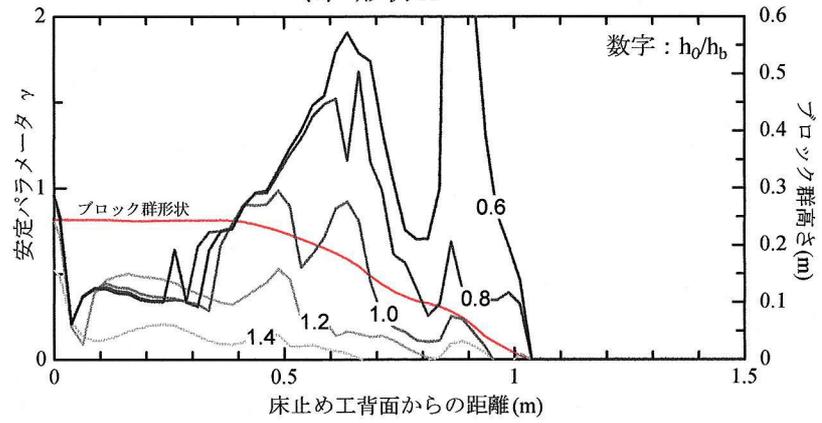
5-6-2 解析結果

図-5.20は、図-5.15～図-5.17に示した実験で生じた護床ブロック群の変形・破壊形状A～Dにおいて、下流端水深を変え安定パラメータ γ の縦断分布を求めたものである。ここで、 h_0/h_b はブロック群の設置高さ h_b に対する下流水深 h_0 である。ブロック群設置時の形状Aでは、 $h_0/h_b < 1$ となると、下流斜面に集中的に大きな流体力が作用し、安定パラメータ γ は下流水位の低下に伴い急増する。これに対して、ブロック群上流部は下流水位が低下しても安定パラメータ γ はほとんど増加しない。このため、護床ブロック群は下流水位が低下すると下流部から変形・破壊しやすくなる。ブロック群下流斜面が変形し、勾配が緩やかな形状Bでは、大きな流体力がブロック群下流斜面全体に分散されるため、設置時の形状Aに比べて γ の最大値が著しく低下し、ブロック群形状の変形範囲と合わせて γ が大きくなる範囲が上流に広がる。ブロック群上流部は形状Aと同様に下流水位が低下しても安定パラメータ γ はほとんど増加していない。ブロック群の変形がブロック群全体に及び破壊した形状C,Dでは、床止め工直下のブロックの安定パラメータ γ が大きくなっており、構造物の被害を招く危険性が高いことが分かる。

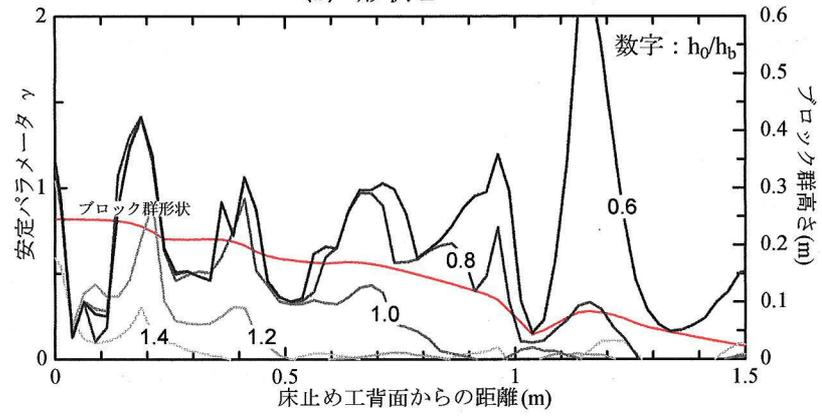
以上のことから、本解析モデルを用いて任意の護床ブロック群形状、水理条件において、ブロックが移動・流失しやすくブロック群の変形・破壊のきっかけとなる箇所を定量的に見積もることが可能であることが示された。



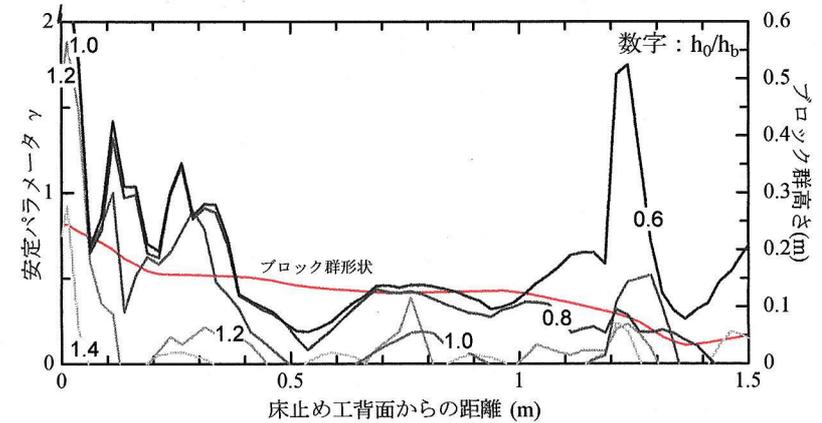
(a) 形状 A



(b) 形状 B



(c) 形状 C



(d) 形状 D

図-5.20 護床ブロック群形状と下流端水深による安定パラメータの分布

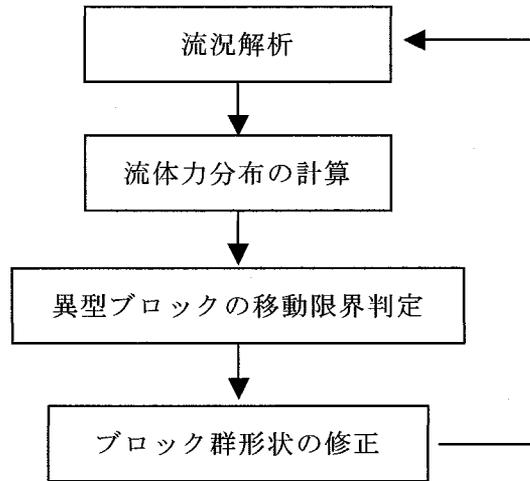


図-5.21 ブロック群の静的破壊解析のフローチャート

5-7 護床ブロック群の変形・破壊の解析

5-7-1 解析方法

護床ブロックの運動を記述するためには、ブロックの移動の開始と停止の二つの判定が必要である。前者はブロックの静的釣り合い式，後者は運動方程式を解く必要がある。護床ブロックにおいては、流失したブロックの運動よりも流失せずに残されたブロック群の護床工としての機能が重要となるため、ここではブロックの運動方程式を解かずに、ブロックの移動の開始と停止を釣り合い式で表現する護床ブロック群の変形・破壊の解析を試みる。

ブロックの運動に関する判定は、式(5.7)の安定パラメータを用いて行う。移動の開始、停止の判定基準をそれぞれ γ_1 、 γ_2 とし、解析では、ブロックは $\gamma_1 < \gamma$ の箇所から $\gamma < \gamma_2$ となる箇所まで輸送される。実現象においては流失したブロックの量だけブロック群の平均高さは低下することになるが、二次元解析ではこれまで述べてきたように個別のブロックを表せず、ブロック群形状と同様に連続的なブロック群の変形・破壊を考える。即ち、ブロックの輸送は dt の間に微少量 ($d\xi$ 、 Δh_b) ずつ流失するとしている。ここで、実験のブロック一個の流失時間がおよそ $0.5s$ だったことから、 $\Delta h_b = 2L_{b0}dt$ としている。解析では、有限な大きさのブロックの移動、流失をこのような連続的モデルで表現するために、ブロックの流失が終わるかどうかの判定基準 γ_3 を定義する。 γ_1 は釣り合い式から $\gamma_1 = 1.0$ で与えられる。 γ_2 、 γ_3 は物理的な意味から、 γ_2 、 $\gamma_3 < 1.0$ である。 γ_2 はブロックの運動方程式によって解かれ、 γ_3 は水路幅とブロック群の代表長さに関係すると考えられるが、ここでは試験的に $\gamma_2 = \gamma_3 = 0.5$ を与える。護床ブロック群の変形・破壊の解析のフローチャートは図-5.21 に示す。

5-7-2 解析結果

図-5.21, 図-5.22 に解析モデルによる下流の水位低下によるブロック群の破壊過程と主流速コンター, 無次元流体力ベクトルを示す. 図-5.24 はブロック群の変形に伴う護床工ブロック群下流の流況の変化である. 下流水位がある程度高い状態($1.30 < h_0/h_b$)では, ブロック群背後で, ブロック群下流の波状跳水による底面付近の逆流域とブロック群を回り込む構造物背後と同様の剥離領域が存在していることが分かる. 下流に下流水位が低下に伴い, ブロック群背後の逆流域は小さくなり, 底面付近の逆流域は下流に移動する. ブロック群背後の逆流域が消滅するほど下流水位が低下すると($1.10 < h_0/h_b < 1.20$), ブロック群下流で顕著な波状跳水が生じるようになる. 流れは水面に沿って流れるため, ブロック群最下流でブロック群内の流れは上向きに曲げられる. このため, 最下流ブロックはブロック群勾配に対して上向きの流体力が作用し, 回転モーメントが大きくなるため, 移動する. 前述のように実験においても, ブロック群下流で波状跳水が生じるようになると, ブロック群下流の初期変形が生じることが確認されている.

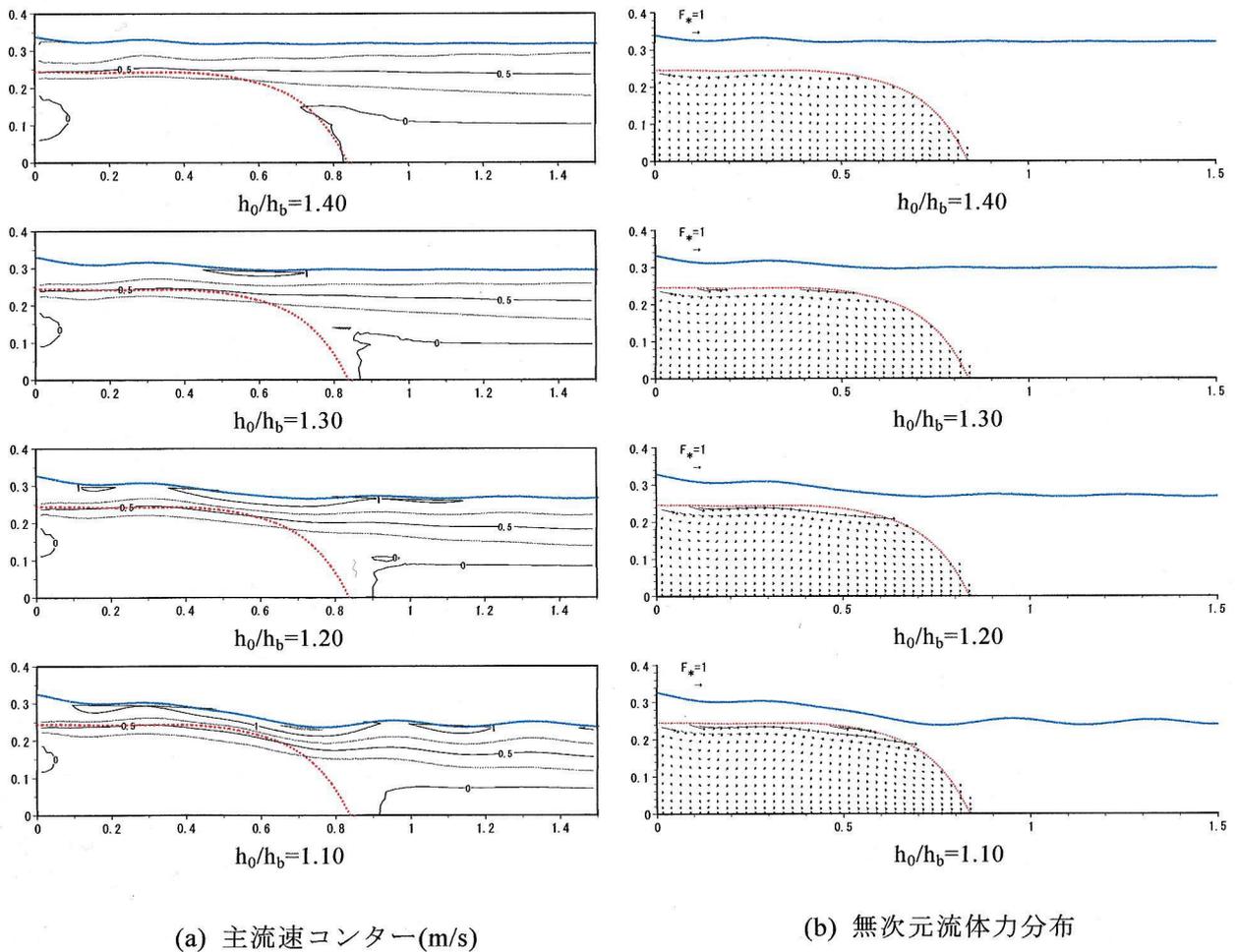


図-5.22 ブロック群変形・破壊の解析結果($1.1 < h_0/h_b$)

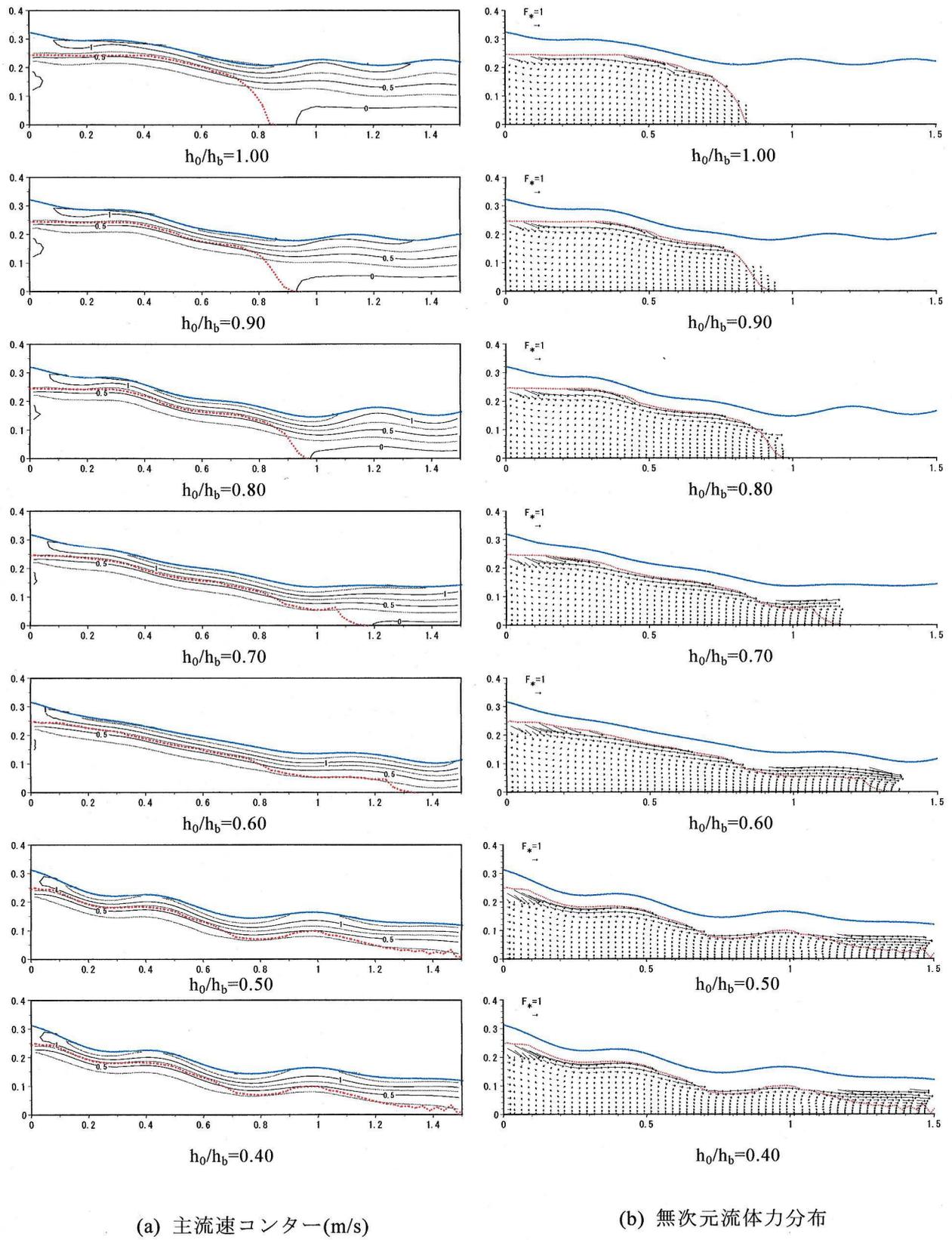


図-5.23 ブロック群変形・破壊の解析結果($h_0/h_b < 1.0$)

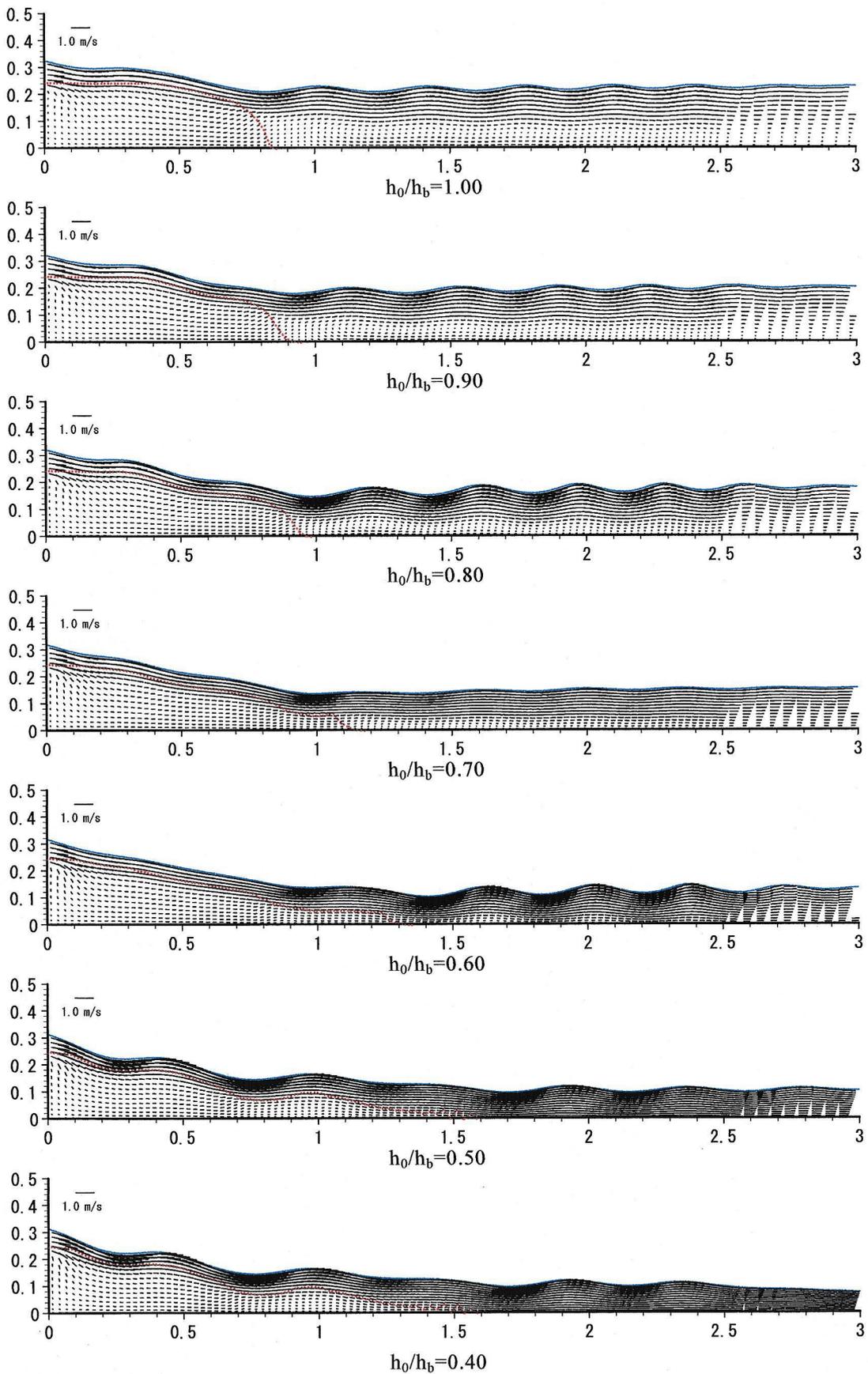


図-5.24 ブロック群が変形・破壊する場合の護床ブロック群下流の流れ

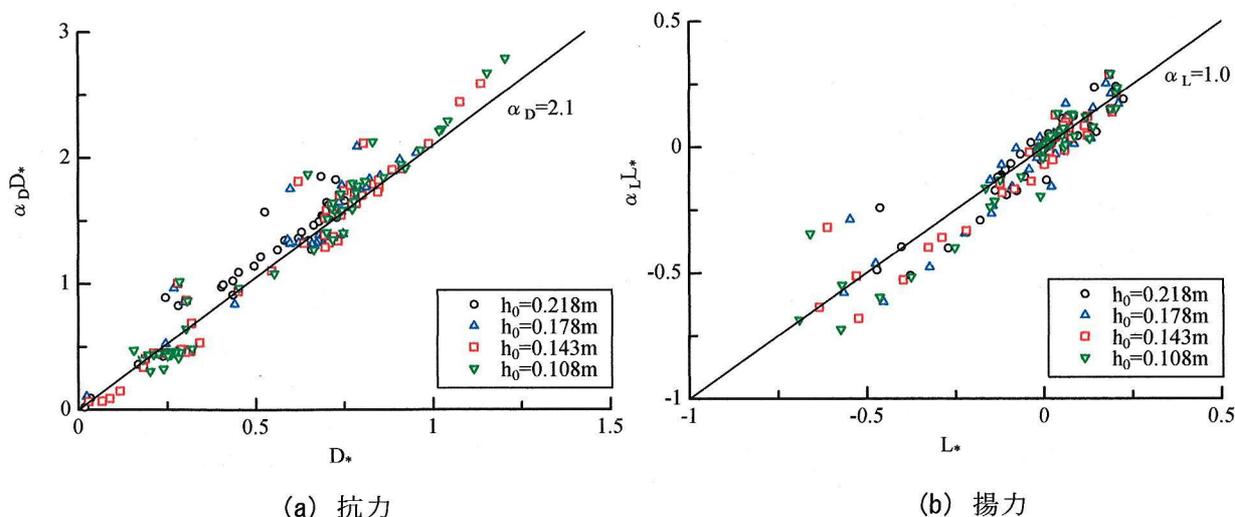


図-5.25 計算結果から求めた作用点補正係数

$0.76 < h_0/h_b < 1.01$ から、最下流ブロックが流失すると、その上流で流体力が大きくなり、変形が上流に向かっていくことが分かる。ブロック群下流の変形した斜面形状は、流れがブロック群に沿うようになり、流体力はブロック群勾配に対してほぼ平行となり、揚力が作用しなくなる安定性の高い形状になっていることが分かる。このとき、図-5.15～図-5.17、図-5.20 で示したようにブロック群下流斜面全体で有効に流れが減速するため、水位が低下しても下流の波状跳水はほとんど発達せず、図-4.14 と図-5.24 を比較するとブロック群下流の流れが改善されていることが分かる。図-5.25 は計算結果を用いて作用点補正係数を求めたものである。ブロック群上層で速い流速が生じるため、無次元流体力ベクトルから明らかのように、抗力 D の作用点は図心よりも上に位置し、 α_D は $1.0 < \alpha_D$ となる。計算結果では、抗力 D の作用点補正係数 α_D は概ね $\alpha_D = 2.3$ となる。このことから、ブロック群内の流れはブロック群勾配に垂直な運動量交換に支配されている。一方、揚力 L は抗力に比べて小さく、作用点補正係数 α_L は概ね $\alpha_L = 1.0$ である。

ブロック群の変形量は、下流水位が低下するほど大きくなる。 $h_0/h_b \leq 0.8$ では、最下層のブロックが移動し始め、支持力を失った上流ブロックが移動するため、護床ブロック群の変形が床止め工直下流まで変形が伝わり、破壊する。 $h_0/h_b = 0.4$ のように破壊後のブロック群形状は階段状になる。床止め工を越流した流れは、全体として緩やかな波状跳水の形態をとりながら護床工ブロック上を流れ、下流の水面形に滑らかに接続するようなブロック群形状になっていると解釈できる。これは、急勾配河道の河床波である半砂堆⁸⁾や Step-Pool からなる階段状河床^{9),10)}と同様の特徴をもっている。

実験の変形・破壊形状と比較し、解析モデルの再現性を検討する。図-5.26 は、護床ブロック群の変形・破壊の実験結果と計算結果の比較したものである。図-5.26 では実験において護床ブロック群の変形・破壊形状が生じた下流端水深の範囲の計算結果を示している。

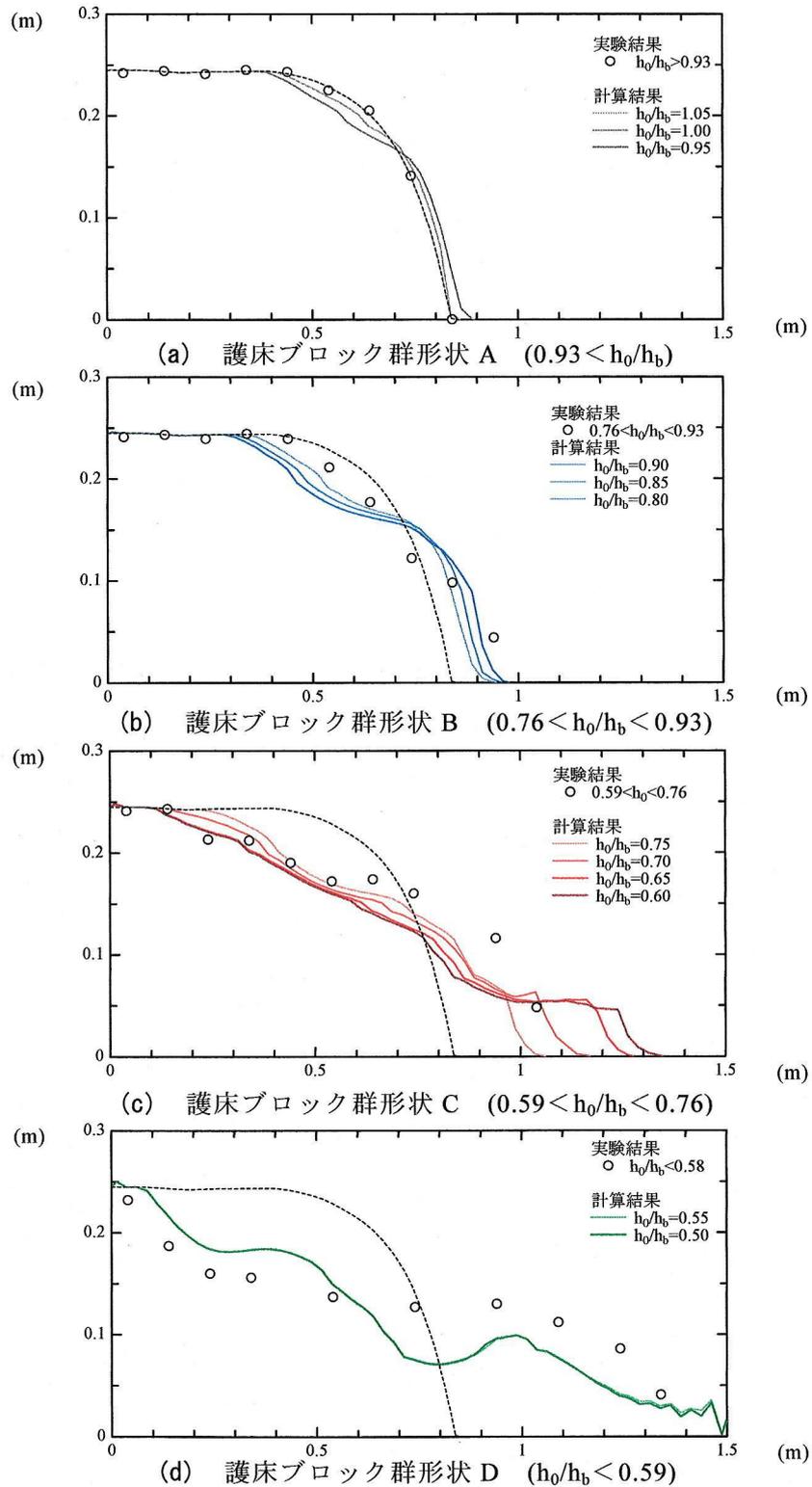


図-5.26 下流水位低下に伴う護床ブロック群の変形・破壊過程の実験結果と計算結果の比較

計算結果は、ブロック群の変形が進行するに従い、実験結果に比べてやや変形量が小さくなる傾向にある。これは、5-3 で示したブロック群の変形に伴う体積密度の減少などのブロック群の配置条件の変化が考慮できていないことが主な原因と考えられる。また、解析モデルでは最上層ブロックの移動のみを考えており、実験で観察された下流ブロックの流

失に連動して生じる多量のブロックの流失は考慮されない。しかし、ブロックの運動に関してかなり大胆な仮定を用いているのにも関わらず、解析結果は全体的な実験結果の特徴を説明できており、工学上重要と考えられるブロックの流失範囲については実験結果を概ね再現している。この理由を示す。図-5.15～図-5.17、図-5.20 で示したように、下流水位がある程度低下すると、下流水位の低下によってブロック群の流体力が大きくなり、安定パラメータ γ は急増する。例えば、図-5.20 から $h_0/h_b=1.0$ 付近から γ が急増していることが分かる。このため、ブロック群の変形・破壊は、下流の水深によって支配される。また、ブロック群の変形が下流から生じることから、移動を始めたブロックは移動中にブロック群に衝突せずにブロック群直下流の流速が小さい箇所に輸送されるため、解析においてブロックの運動が大きな問題にならないためである。このため、ブロック群の変形は、 γ の判定基準もしくは計算法に多少の問題があっても、下流水位低下とブロック群の変形によるブロック群周囲の流れ場の変化が考慮されれば、解析モデルで説明可能と考えられる。

以上のことから、解析モデルは、実験で生じた護床ブロック群の下流から変形が伝わり破壊に至る過程を説明できることを示した。

5-8 護床ブロック群の下流端処理の考え方と解析モデルの活用

前節までに護床ブロック群の移動限界と変形・破壊機構を検討し、これらを評価できる解析モデルをした。これらの結果に基づき、護床工の被災要因として流体力に着目した場合の下流の変形を許容する護床工下流端処理の考え方と解析モデルの活用法について検討する。

護床工は、本来の目的からすれば、下流部が洪水外力によって変形しても、付随する構造物の基礎を直接保護する上流部の安全性を保てればその機能を果たしていると言える。福岡らの通常状態設計法¹¹⁾に基づくと、護床ブロックは、少なくともブロック群設置状態において、洪水に対して護床工上流部が安定となる重量が必要である。床止め工に落差工を有する場合、断落ち高さや下流の水力条件などによって跳水の形態が異なり^{12),13)}、跳水の形態によって護床工上流部の外力を支配する底面付近の流速分布特性が異なるため、洪水期間において最大の外力を想定する必要がある。床止め工直下の圧力場と水面急変部における流体輸送を考慮することによって、下流の水力条件による床止め工下流の跳水形態を説明できることを第3章、第4章(4-5節)に示したように、上述の最大の外力が生じる水力条件は数値解析モデルを用いて検討可能である。ブロックの必要最低重量は想定した最大の流体力が生じる水力条件において5-6で示した安定解析から算定できる。

次に、下流端のブロックの移動による変形が上流まで伝わらない条件を考える。前節に示したように、護床工は下流の水位低下に伴い下流端上層部から変形が伝わり、最下層の

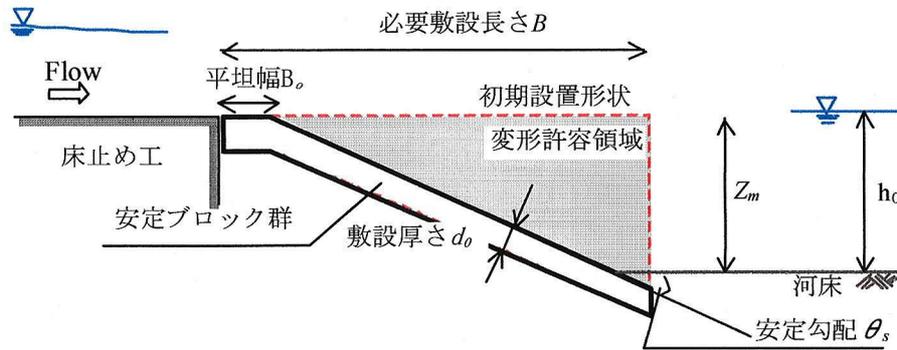


図-5.27 護床ブロック群の下流端処理の考え方

ブロックが下流から流失し始めると支持力を失った上流ブロックが流失するため、護床工は大きく変形し破壊する。変形範囲をある有限な幅に留める為には、最下層ブロックが洪水によって流失しない必要がある。また、河道においてはブロックの移動を予測することは難しいことと、ブロックの移動に伴う圧力変動や衝突などにより周辺構造物に被害を引き起こす危険性があること、5-3 で示したように変形による配置条件の変化によってブロック群の強度が弱くなることなどを考えると、2章(2-3節)で述べたように護床工の下流端処理として、あらかじめ河床洗掘・低下を見込んだ安定な最下層ブロック(安定ブロック群)を設置することがひとつの解決策として考えられる。下流の局所洗掘深は、従来の実験結果¹⁴⁾や3章で示した数値解析などに見積もられる。しかし、洪水時における変形を伴う護床工下流の局所洗掘深を完全に予測することは難しいため、安定ブロック群は図-5.27 に示すように様々な洗掘深に対応できるように縦断方向に勾配を持たせるか、階段状に設置する。安定ブロックの上に設置されるブロック群(変形ブロック群)は安定ブロックを保護する役割を持ち、変形を許容する。変形ブロック群が多く設置されるほど護床工は破壊しにくくなるが、ここでは最も安全側に考えた場合である変形ブロック群が全て流失した場合を想定し、安定ブロック群の必要重量と勾配を考える。想定した重量の護床ブロックの必要敷設長さ B は護床工下流の河床洗掘深さ Z_m と安定勾配 θ_s を用いて従来河床洗掘に対して提案されている式(5.12)で表される^{15),16)}。

$$B = B_0 + Z_m \cdot \cot \theta_s \quad (5.12)$$

ここで、根固め工の設計法と同様の考え方に基づいて、床止め工直下には平坦幅 B_0 を想定している。

解析モデルを用いて護床ブロック群重量(大きさ L_{b0})と安定ブロック勾配 θ_s について検討する。計算条件は表-5.2 に示す。敷設厚さ d_0 は安定ブロック群の表層のブロックに上下のブロックのかみ合わせ効果を持たせるために、2層を想定し、 $d_0 = 3/2 \cdot L_{b0}$ としている。その他の条件は前章までと同様である。図-5.27の安定ブロック群形状では、図-5.20で示し

表-5.2 計算条件

	q (m ² /s)	L_{bo} (m)	θ_s	Z_m (m)	h_0 (m)
Run A4	0.075	0.046	$\pi/4$	0.40	0.40
Run B4	0.075	0.091	$\pi/4$	0.40	0.40
Run C4	0.075	0.137	$\pi/4$	0.40	0.40
Run D4	0.075	0.182	$\pi/4$	0.40	0.40
Run A6	0.075	0.046	$\pi/6$	0.40	0.40
Run B6	0.075	0.091	$\pi/6$	0.40	0.40
Run C6	0.075	0.137	$\pi/6$	0.40	0.40
Run D6	0.075	0.182	$\pi/6$	0.40	0.40
Run A12	0.075	0.046	$\pi/12$	0.40	0.40
Run B12	0.075	0.091	$\pi/12$	0.40	0.40
Run C12	0.075	0.137	$\pi/12$	0.40	0.40
Run D12	0.075	0.182	$\pi/12$	0.40	0.40

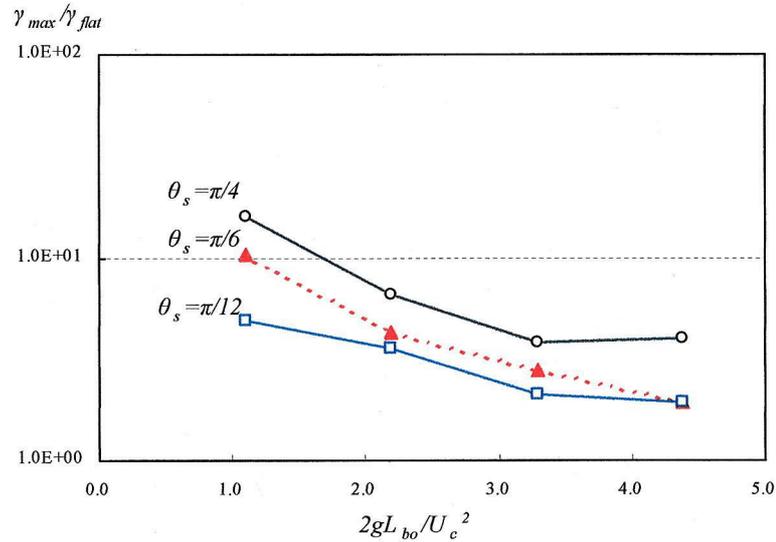


図-5.28 ブロック重量，勾配による下流端ブロックの流失危険度の違い(安定解析結果)

たようにブロック群勾配が変化する平坦幅下流端で流体力が最も大きくなり流失しやすい。図-5.29 は安定ブロック群の勾配 θ_s を変えた場合の無次元ブロック長さ(ブロック重量)と平坦幅上流の安定パラメータの値 γ_{flat} に対する下流端最大値 γ_{max} の比 $\gamma_{max}/\gamma_{flat}$ を解析モデルを用いて計算したものである。護床ブロックが小さいと平坦幅下流端で極端に流失しやすく危険であるが、大きなブロックを用いるほど下流端での流失が生じにくいことが分かる。5-6 に示したように、解析モデルでは安全側の評価を行うために、単位長さで γ を算出しているため、実際は図-5.28 よりもブロックを大きくすることによる下流端の保護効果は大きい。このため、洪水時に下流端水位が低くなる箇所では重量が大きい護床ブロックを用いることが流体力の面から望ましいと言える。神田ら¹⁴⁾によれば護床ブロックが大きくなるほど下流の洗掘深が大きくなるため、護床工下流の洗掘対策と合わせて検討する必要がある。安定ブロック群の勾配 θ_s が大きい場合、平坦幅下流端では局所的に大きな

る必要がある。安定ブロック群の勾配 θ_s が大きい場合、平坦幅下流端では局所的に大きな流体力が働くため流失しやすいが、勾配 θ_s が小さくなるほど図-5.20にも示したように、流体力が分散され下流端の強度が大きくなる。しかし、安定勾配 θ_s は小さいほど必要な敷設長さが長くなり、ブロック投入量が多くなるため、護床ブロック群重量、投入量などを考慮して検討する必要がある。

護床ブロック群の安全性を評価するために、変形・破壊解析モデルは安定ブロック群を最下層にもつ護床工が想定した洪水に対して応答する変形量を見積もる有効な手段となる。護床工の変形・破壊は局所的な乱れによる圧力変動やブロック群の配置条件などの不確定要素を含むことと、解析モデルの不十分さを補うために、想定洪水外力には幅をもたせ、護床工の危険度を検討することが重要と考えられる。

5-9 第5章のまとめ

本章では、護床工ブロック群の変形・破壊機構を水理実験と数値解析モデルを用いて考察した。本章で得られた主要な結論を以下に示す。

- 1) 下流端水位が低下すると、最下流ブロック周辺で水面勾配が大きくなるため、最下流ブロックは他のブロックより大きな流体力を受け流失しやすく、変形・破壊のきっかけとなる。最下流ブロックの移動・流失により、その上流に位置するブロック前後の圧力差が大きくなり流体力が大きくなるため、変形・破壊は下流から上流へ進行する。
- 2) 護床ブロック単体の移動限界流体力を測定法し、 k_0/k が大きくなるほど、抗力Dによる回転モーメントが小さくなるため、移動限界時に最下流ブロックに作用する抗力Dは大きくなることを明らかにした。また、護床ブロックの移動限界重量は一次元釣り合い式により評価できる。
- 3) 護床ブロック群内の流体力分布を計算し、護床ブロック群の安定性を検討できる解析モデルを構築した。解析モデルは種々のブロック群形状と下流端水深におけるブロック群の安定性を評価できることを示した。
- 4) 安定解析に基づく護床ブロック群の変形・破壊解析モデルを構築した。解析モデルは実験で生じた護床ブロック群の変形が下流から上流に向かって広がり、破壊に至る機構を説明できることを明らかにした。
- 5) 流体力による下流端の変形を許容した護床ブロック群の下流端処理法を提案し、解析モデルの活用法について検討した。

参考文献

- 1) 福岡捷二, 川島幹雄, 横山洋, 水口雅教: 密集市街地の氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究, 土木学会論文集, No.600/II-44, pp.23-36, 1998.
- 2) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 大田和正: 迎角をもってダム破壊流れ中に置かれた正角柱に作用する流体力, 水工学論文集, 第47巻, pp.799-804, 2003.
- 3) 山本晃一, 林建二郎, 関根正人, 藤田光一, 田村正秀, 西村晋, 浜口憲一郎: 護岸ブロックの抗力・揚力係数, および相当粗度の計測方法について, 水工学論文集, 第44巻, pp.1053-1058, 2000.
- 4) 川口広司, 諏訪義雄, 高田保彦, 末次忠司: 護床工下の河床材料の抜け出し及び下流跳水の非定常性と護床工の応答特性, 河川技術論文集, pp.243-248, 2002.
- 5) 中川博次, 辻本哲郎, 後藤仁志: 非定常性を考慮した砂粒子の離脱過程のモデル化, 水工学論文集, 第35巻, pp.429-434, 1991
- 6) 前野詩朗, 道奥康治, 森永智, 大西利典: 捨石堰の破壊機構のモデル化, 水工学論文集, 第47巻, pp.781-786, 2003.
- 7) 福岡捷二, 藤田光一, 森田克史: 護岸法覆工の水理特性に関する研究, 土木技術資料, 第30巻, 第3号, pp.115-120, 1988
- 8) 福岡捷二, 奥津一夫, 山坂昌成: 急勾配移動床流れにおける河床波の形状, 伝播特性, 土木研究所報告, 第323号, 1982.
- 9) 江頭進治, 芦田和男, 沢田豊明, 西本直史: 山地河道における階段状河床形の形状特性, 第29回水理講演会論文集, 1985.
- 10) 芦田和男, 江頭進治, 安藤尚美: 階段状河床形の形成機構と形状特性に関する研究, 第28回水理講演会論文集, 1984.
- 11) 福岡捷二, 藤田光一, 森田克史: 護岸工の水理設計法, 土木技術資料, 第30巻, 第3号, pp.9-14, 1988.
- 12) N. Rajaratnam, M. ASCE and N. V. Ortiz: Hydraulic Jumps and Waves at Abrupt Drops, Journal of the Hydraulics Division, Proc. of ASCE, Vol. 103, HY4, pp.381-394, 1977.
- 13) 鈴木幸一, 道上正規, 檜谷治, M.S.Ibrahim: 断落ち部の流況特性, 第29回水理講演会論文集, pp.615-620, 1985.
- 14) 神田佳一, 村本嘉雄, 藤田裕一郎: 護床工下流部における局所洗掘とその軽減法に関する研究, 土木学会論文集 No.551/II-37, pp.21-36, 1996.
- 15) (財)国土開発技術研究センター: 護岸の力学設計法, 山海堂, 1999.
- 16) T. UCHIDA: Deformation of Foot Protection Works due to Bed Scouring, *Proceeding of the First International Conference of Civil and Environmental Engineering, ICCEE-2002*, pp.187-196, October 2002.
- 17) 内田龍彦, 福岡捷二, 福島琢二: 河床の洗掘による根固め工の変形特性に関する研究, 河川技術論文集, 第8巻, pp.237-242, 2002.

第6章 結論

6-1 結論

本研究では、抜本的な解決策が求められている床止め工下流の洗掘問題に対して、水理実験による現象の解明とそれに基づく数値解析モデルを構築し、洗掘対策法を検討した。以下に本研究の結論をまとめて示す。

第2章では、流体力の直接測定により、最下流粗度の流体力は下流河床高が低下するほど大きくなるため、構造物下流の河床洗掘・河床低下は構造物の基礎を弱体化させるだけでなく、流体力によって破壊の危険性を増加させることを明らかにした。この問題は、河床の洗掘や低下によって粗度群下流の水位が低下することが原因であるため、河床の洗掘や低下をあらかじめ見込んで護床工を配置することによって、粗度の抵抗により水面形を滑らかにし、最下流粗度の流体力を小さくすることができることを実験により示した。構造物下流端処理法を検討するために、最下流粗度を越流する流れと背面の剥離流れを解析できる σ 座標系の鉛直二次元解析モデルを構築した。一般的な境界適合座標系の方程式では、計算空間と物理空間の変数が混在するため、各項の物理的な意味を捉えにくく、適切な評価をすることが難しい。本解析モデルではこれらの境界適合座標系の導入に伴う計算の煩雑さを回避するために、物理空間のベクトル量を直接解けるように、物理成分表示の基礎方程式を導いた。解析モデルは二次元粗度群下流の流れと最下流粗度に作用する流体力を精度よく求めることができることを示した。

第3章では、床止め工直下流の流れと局所洗掘機構を検討した。床止め工直下流の河床洗掘が進行すると、流れは波状跳水と潜り噴流状態が共存するようになり、流れ場の遷移による河床の洗掘と埋め戻しの過程が繰り返されながら洗掘孔が発達する。境界適合座標系では計算格子の歪とその変化量が大きくなる複雑な境界周辺の流れの計算が困難となるため、境界付近の計算法を工夫し、水面と河床が縦断的に大きく変化する床止め工直下の流れの解析を可能とした。解析モデルは洗掘孔内で生じる特徴的な二つの流れ場(波状跳水と潜り噴流状態)を計算できることを示した。構造物下流で河床洗掘を許容する場合、洪水時に潜り噴流状態の流れが生じることを想定し、最大洗掘深とその発生位置を見積もる必要があるが、潜り噴流状態の水叩き部における多量の砂が輸送される機構を厳密に評価することは困難である。局所洗掘解析では、潜り噴流状態の局所洗掘現象の継続時間が短いことに着目し、洗掘孔の下流の水理条件は一定と見なすことによって工学的に有意な最大

洗掘深や局所洗掘形状を見積もることを可能とした。構築した解析モデルを用いて、現状の床止め工下流の問題点を明らかにし、洗掘孔をあらかじめ見込むことによる構造物下流の流況改善と床止め工下流の河床の防護方法を示した。

第4章では、床止め工直下に洗掘対策として乱積みに設置され、複雑な境界形状を有する護床ブロックの安定性を評価するために、護床ブロック群内における流体の占める割合を考慮し、ブロックの形状抵抗項を含む形で護床ブロック群内外の流れの基礎方程式を導いた。護床ブロック群上では形状に沿う流れとなり、運動量交換はブロック群上層部のみで生じ、下層は圧力勾配による遅い流れとなる。解析結果は、護床ブロック内外の流れを適切に説明できることを明らかにした。

第5章では、護床ブロック群の変形・破壊機構を検討した。護床ブロック群の変形・破壊は、主に河床低下、河床洗掘などによる下流の水位低下によって生じる。下流水位が低下すると、護床ブロック群の下流部で水面勾配が大きくなり、最初に下流上層部のブロックが移動し、護床ブロック群の変形が上流に向かって進行し破壊に至ることを実験により明らかにした。このような護床ブロックの変形・破壊プロセスを説明する解析モデルの構築のために、護床ブロックが流失するときに作用する抗力・揚力を新しい計測法を開発し、護床ブロック群は下層のブロックとのかみ合わせの程度により、上層ブロックの移動限界流体力が決まることを実測値より示し、かみ合わせ厚さを考慮した移動限界釣り合い式により実測値を説明できることを明らかにした。4章の解析モデルで計算される護床ブロック群に働く流体力分布と移動限界式より護床ブロック群の安定解析モデルを構築した。また、安定解析を応用した護床工の変形・破壊の解析モデルを構築し、解析モデルが実験結果を説明できることを示した。また、流体力による下流端の変形を許容した護床ブロック群の下流端処理法を提案し、解析モデルの活用法について検討した。

6-2 今後の課題

本研究の課題を以下に示す。

護床ブロック群を有する流れの解析モデルは三次元問題へ応用可能と考えられるが、安定解析、変形・破壊の解析モデルは二次元においても、未解決な点が多い。特に、変形・破壊解析モデルでは、ブロックの移動に関する判断基準 γ_2, γ_3 の物理的な考察が不十分であり、ブロックの移動時の衝突力などが考慮されない。本質的には、これらを考慮するためにはブロック一個の挙動解析を行う必要がある。砂粒子などの挙動解析に用いられている個別要素法を用いる場合、複雑な突起形状のブロックのモデル係数を算定することが困難であることと、現地の護床ブロックの設置状況を厳密に評価できないことから、現状では有用でないと考えられる。このため、実用上は γ_2, γ_3 を力学的、水理学的に検討すること

が重要と考えられる。また、本解析モデルではブロック同士の応力伝達が考慮されていない。実験では、複数ブロックが破壊のきっかけとなる場合も多く見られた。また、流失したブロックの挙動及び衝突による新たな破壊など考慮する必要がある。このためには、種々の工夫した実験を行い、護床工の破壊に関する基礎的な理解を深めることが肝要である。

5章で提案した護床工下流端処理法は、水位低下による下流端の流体力の増加に着目して検討を進めたものであり、洪水規模(流量)や護床工下部の砂の流失などの他の被災要因に対しての検討が不十分である。現地で起こる被災原因はさまざまであることから、第一に現地で起こる被災原因を明らかにし、本研究成果がどのような箇所で活用できるかを検討することが重要となる。変形・破壊解析モデルは、これまで水理学的に検討が難しかった安全率などの評価に応用できると考えられるが、具体的な設計法としてどのように生かすかの検討は不十分である。本研究成果を設計法として具体化するためには、移動床実験・解析や現地のモニタリングデータ・被災データなどを検討する必要がある。護床工の移動限界と変形破壊機構をさらに詳しく検討することが望まれる。

床止め工は複断面河道に設置される場合も多く、この場合、写真-6.1に示すような床止め工下流で高水敷から低水路への落ち込み流れによる低水路両岸際に大きな河床洗掘が生じることが問題となっている。また、河道湾曲、蛇行部及び床止め工の形状などによっては編流により局所的に大きな洗掘を引き起こす場合がある。このような問題を検討するためには、床止め工直下の鉛直方向の流れの変化に加えて流れの三次元性を考慮する必要がある。このためには、局所的な流砂量の計算精度を向上させる必要があると考えられる。現地で生じている護床工などの被災は、このような局所的な流れによって下流端のある箇所が弱点箇所となって流失し、そこに流れが集中し、破壊が広がると考えられる。このため、今後本研究成果を設計法に応用するためには、上記の三次元流動と局所洗掘を考慮し、弱点箇所の算定と破壊の平面的な拡大機構を解明することが重要と考えられる。洗掘孔を許容する場合の洗掘孔内の護床ブロック群の構造についての検討は不十分であり、今後の課題である。

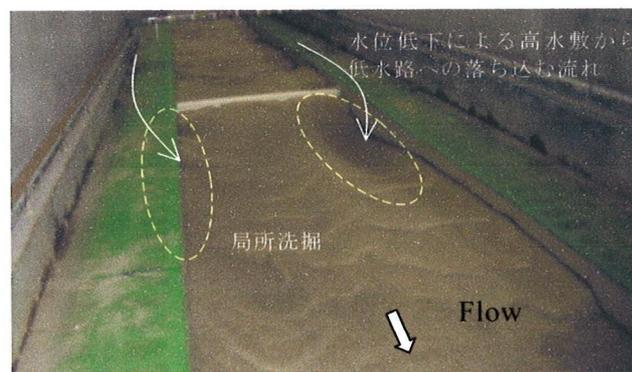


写真-6.1 複断面河道に床止め工を設置した場合の河床形状

謝辞

私が研究室に配属されてから、7年が経とうとしています。この間、福岡捷二先生からは熱意溢れる御指導を受けました。研究室に入った当初は主に水理学の指導を受け、その後進学するに連れてものの考え方や研究者としてのあり方などを指導して頂きました。御指摘された自分の欠点を直すように心がけていましたが、今直、4年生のときと同じ指摘を受けていることを反省しております。また、大きな失敗や過ちをし、期待を裏切ることも多かったと思います。そんな私に先生は勉強できる機会や舞台を数多く与えて下さいました。私は階段を上っているつもりでいますが、福岡先生から見下ろせば私の立っている位置はほとんど変わっていないかもしれません。御指導された回数、期間さらに熱意と努力を考えますと、とてもそれに見合う効果とは言えず、不満なことが多いかと思えます。しかし、最近になってようやく、私が向いている方向が正しい方へ変わってきたような気がします。また、この研究室でなければ考えが変わることもなく、方向が見えないままであったと思います。こうして学位論文をまとめることができたことも、福岡先生の御指導に対するひとつの成果と思っています。ありがとうございました。

渡邊明英先生からは、物理、数学、解析などの基礎的な勉強の面で大変お世話になりました。知識の広さ、理解力には驚かされることが多くありました。また、渡邊先生がある問題に対して基本から御説明される度に、私は基礎勉強とそれを応用する重要性を理解し、勉強することができました。その反面で、教えて頂ける事に甘えていたことを反省しております。私の基礎学力が足りないことと、あまり深い考えが無いままに御質問に伺うことなど、かなり説明に苦しんだところも多かったと思います。このような場合にも、質問、疑問に対して相談に乗っていただき、感謝しております。

黒川岳司先生(現呉高等専門学校)からは博士課程の道を見させて頂きました。学位取得後には助手として研究室全体をサポートして頂きました。感謝しております。今年度から中央大学に赴任された岡田将治先生には研究室のまとめ役として、私が研究室に配属してからずっとお世話になってきました。川口広司さん(現国土技術政策総合研究所)には、解析や研究の面だけでなく、様々な面で卒業後も相談に乗って頂きました。岡田さん、川口さんはひとつ上の近い先輩ということとその人柄に甘え、かなり生意気なことを言った様な気がします。常に先輩として前を歩き、様々な面で私をフォローして頂きました。田村浩敏先生には、学位論文のための研究活動に忙しい中、助手として様々な面で我々学生を助けて下さると同時に、考え方が甘い私は田村先生から社

会人としての考え方を多く学びました。ありがとうございます。

学位を取得し卒業された Alex George Mutasingwa さん、S. M. Habibullah Bahar さん、Julio Masis さんは、研究室の学生の英語のチェックを忙しい中でもいつも快く引き受けて下さいました。また、彼らからは国際的な視点や考え方を学びました。感謝しております。特に、Julio Masis さんは修士のときからの同期であり、お互いに切磋琢磨して研究に励んできました。これからも良い刺激を与え、受ける関係でありたいと思います。

卒業された方々も含めて、研究室の学生からは研究活動だけでなく、研究室の仲間としていろいろな面でサポートしてもらいました。熱意ある後輩の言動からは、自分の甘さを見直し、成長しなくてはいけないということを感じ、努力する具体的な理由を与えてもらいました。また、秘書の岡野津奈江さん、技官の山本博さんには我々が研究活動を行う環境を整備して頂き、ありがとうございました。

最後に、私の進学の際や学位論文完成が遅れることに対しても私の希望を優先し、快く理解し、常に励まし、心配して下さった両親に感謝したいと思います。これからも自分を成長させるよう努力したいと思います。