

捨石で構築された堰・水制の水理機能

道奥康治*・石垣泰輔・前野詩朗**・竹原幸生***

江藤剛治***・南條雅志****・羽根田正則*****

* 神戸大学工学部

** 岡山大学環境理工学部

*** 近畿大学理工学部

**** (株)日水コン

***** 阪神電気鉄道(株)

要 旨

捨石を用いた透過型の堰や水制の実用設計を目指して構造物の水理特性を検討した。捨石構造物内外の流れや構造安定性などの基本特性を水理実験によって明らかにし、非ダルシー型多孔体乱流の抵抗則を適用することによって、捨石構造物周辺の流れを解析した。水理実験との比較から解析モデルの妥当性が検証され、捨石構造物の水理設計への見通しを得ることができた。

キーワード：透過性構造物，局所流，捨石，堰，水制

1. はじめに

自然環境に配慮した河川整備計画が策定される中で護岸，水制，落差工，沈床などの河川構造物に石礫や木材など透過性材料を用いる工法が多く採用される傾向にある。Photo 1,2,3は，それぞれ捨石堰，捨石落差工(Rough Ramp)，捨石水制の事例である。これらは決して新しい技術ではなく，近代的な河川工

法が導入される以前の時代にも経験に基づき各地で施工されてきた。しかし，こうした古典的構造物の設計手法は水理学的知見に基づいて設計されてきたわけではなく，新規に河川施設として建設するためには，科学的根拠に基づく構造設計が必要となる。また，維持管理計画のためにも構造物の破壊限界や土砂収支特性などを検討する必要がある。



Photo 1 Rubble mound weir in Jobaru River



Photo 2 Rough ramp in River Danube



Photo 3 Rubble mound groin in Akechi River

石礫・木材や異形ブロックなどの透過性材料を河川構造物に利用すれば、水質浄化や水生生物の生息空間などの環境機能を期待できる。一方で、コンクリート製・鋼製などメンテナンスフリーの剛な構造物に比べると脆弱であるため、補修と適切な維持管理が前提となる。そのため流れに対する構造安定性や土砂収支などに対する水制の特性を理解することが必要である。

本文では、透過型構造物として捨石で構築された堰と水制（それぞれ「捨石堰」、「捨石水制」と称する）を対象とし、構造物を通過・越流する流れの水理特性、構造物に作用する流体力と捨石材料の安定性、構造物内外の固液混流の解析などを検討する。

2. 捨石堰・捨石水制の技術的課題

捨石堰と捨石水制を想定して、治水、利水、環境上の検討課題を整理すると次のようである。

2.1 治水上の課題

- ① 流体力に対する捨石材料の安定性、構造物の破壊性状（破壊の限界・頻度・程度）
- ② 構造物周辺の河床変動（洗堀・堆積）
- ③ 間隙中への流送土砂の堆積・目詰まり
- ④ 構造物による疎通阻害
- ⑤ 流速・流向や水位などの制御効果

2.2 利水上の課題（主に捨石堰）

- ① 堰上げ効果
- ② 流量調節効果

2.3 環境面での課題

- ① 曝気・水質浄化機能
- ② 水生動物の生息空間としての性能
- ③ 魚類の遡上や匍匐生物の移動経路としての役割（主に捨石堰）
- ④ 景観・親水機能

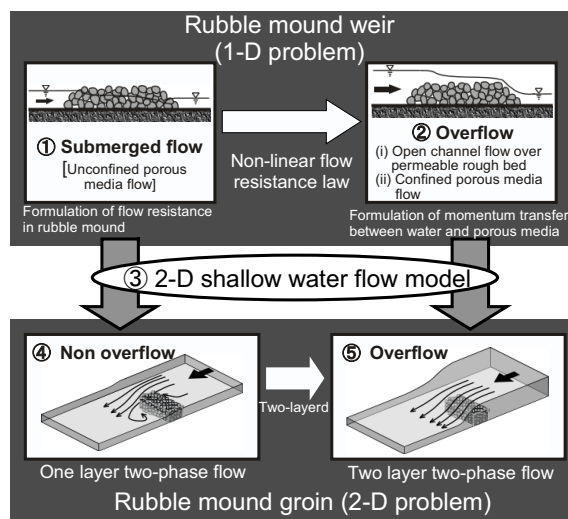


Fig.1 Configuration of engineering problems in rubble mound weirs and groins

- ⑤ 流れの停滞性（交換特性）
- ⑥ 維持管理作業を通してのコミュニティ形成（社会環境機能）

3. 捨石堰・捨石水制に関する研究の流れ

捨石堰、捨石水制の研究の流れはFig.1のように要約される。前者は一次元流，後者は平面二次元流の問題である。

3.1 捨石堰に関する研究の構成

利水施設としての水位・流量調整機能や水質浄化機能を検討する場合には、平水時に捨石内を透過する非越流の流況（Fig.1の①）が対象となる。出水時における越流・抵抗特性と堰の崩壊、捨石落差工としての機能、捨石堰天端の一部を切り下げた多自然型魚道としての機能などを検討する場合には、Fig.1の②に示す捨石堰の越流状況が対象となる。①の流れは上下流端で開水路流に接続する不圧多孔体流として取り扱われる。②の流れは透水粗面上における開水路流と被圧多孔体流によって構成される固液二層流として取り扱われる。

3.2 捨石水制に関する研究の構成

一次元問題としての捨石堰に関する知見を平面二次元の場に展開すれば、捨石水制の問題を検討することができる。解析的には、平面二次元の浅水流モデル（Fig.1の③）を定式化することによって捨石堰の研究成果が捨石水制の問題に応用される。

捨石水制の流れは、水位が水制天端より低い非越流状況（Fig.1の④）と水制が冠水した出水時におけ

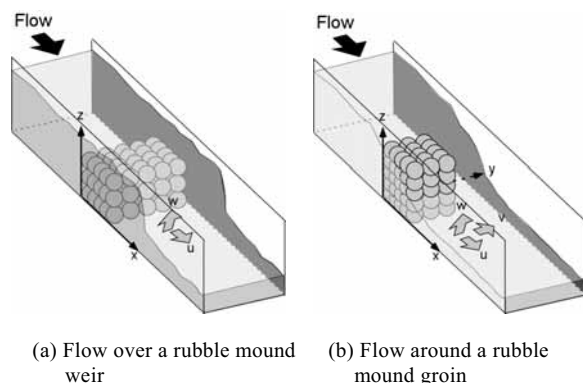


Fig.2 Laboratory models for rubble mound weir and rubble mound groin and their coordinate systems.

る越流状況 (Fig.1の⑤) に分類される。それぞれ低水時における水制の水環境機能と高水時における水制の水流制御や破壊特性に関連する問題と対応する。

4. 捨石構造物内外の流れの構造

井堰は取水を目的とする利水構造物であり、水制は水流制御を目的とする治水構造物であるが、捨石構造にすれば、水質浄化や生態系の生息環境の保全など自然環境機能もあわせて期待できる。捨石構造物によって生起される乱れの曝気促進効果、生息空間としての間隙中の流れや乱れの特性、水質改善効果を規定する透過（ろ過）速度、捨石に作用する流体力など、捨石構造物の機能を評価するためには、多孔体としての「見かけの流速」による取り扱いだけでは不十分であり、構造物内部の「実流速」の情報が必要である。

これまで、多孔体内部の流れを計測することは困難であったが、本研究では江藤ら（1996）によって開発された「屈折率整合技術」を用いて、捨石堰・捨石水制内外の固液混相流を実験的に検討した。

4.1 対象とする流れと実験方法

低屈折率シリコンゴムの透明球体で捨石を模擬し、堰または水制の模型を開水路に設置した。作業流体としてヨウ化ナトリウム NaI 水溶液を用いることにより、固相・液相の屈折率が整合され、捨石構造物内外の流れが可視化される。シリコンゴムの整形工程や調査できる NaI 溶液の量には制約があり、大規模スケールの実験は困難である。本研究では、流れの定性的特徴を検討することに目的を限定し、長さ 40.0cm×幅 5.0cm×高さ 6.0cm の小さな実験開水路を用いた。捨石には直径 1cm と 0.73cm の二種類のシリコンゴム球を用い、これらを最密に配置して構造物模型を作成した。単一球を用いた場合には、疎通

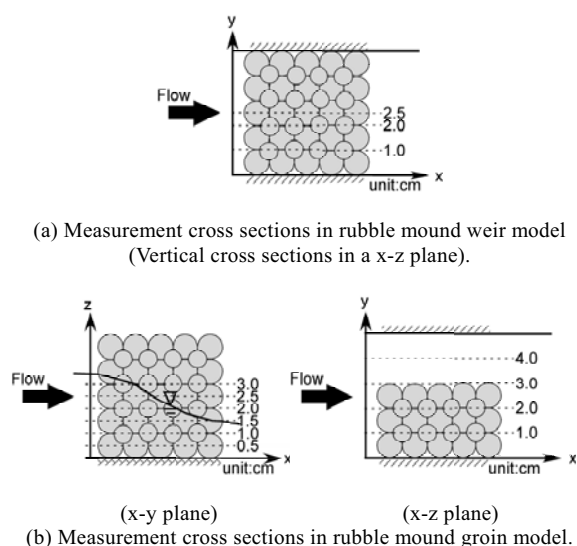


Fig.3 Measurement cross sections in rubble mound weir and rubble mound groin models.

性の高い経路と低い経路が偏在する間隙配置になるため、本実験では二粒径を用いている。

実験対象は、Fig.2(a)に示すような捨石堰の越流状況 (Fig.1の①に対応) と Fig.2(b)に示すように捨石水制を越流せず回り込む流れ (Fig.1の④に対応) である。捨石堰と捨石水制の諸元はそれぞれ、[長さ 5cm×幅 5cm×高さ 3cm] と [長さ 5cm×幅 3cm×高さ 5cm] である。両実験とも Reynolds 数は 8600, Froude 数は 0.2 に統一されている。流速はパルス・レーザーで可視化された断面の PIV によって計測された。捨石堰の流れについては、Fig.3(a)のような $y=1.0, 2.0, 2.5\text{cm}$ の鉛直断面を可視化した。捨石水制の流れに関しては、Fig.3(b)に示す $z=0.5\sim 3.0\text{cm}$ の 6つの水平断面と $y=1.0\sim 4.0\text{cm}$ の 4つの鉛直断面で計測された。

4.2 捨石堰内外の流れと乱れ

$y=2.5\text{cm}$ の鉛直断面における平均流速ベクトルを Fig.4に示す。同じく $y=2.5\text{cm}$ における「捨石堰一周囲水」境界面を通過する流速分布を Fig.5に示す。Fig.4の $y=2.5\text{cm}$ の断面においては、1cm径の球は断面を横断せずその外縁だけが示されている。0.73cm径の球は固相として流れを阻害するので、白い円でその形状が示されている。堰天端の上流側では堰内部から上層へ向かう流れが (Fig.4中のA), 下流側では上層から堰内部へ下降侵入する流れ (Fig.4中のB) がそれぞれ卓越する。前者は、堰によって縮流・加速された上層流 (開水路流) が堰内部の水を連行するために生ずる。後者は、堰下流側での越流水脈の縮小により捨石堰に浸透する流れである。このような固液界面における質量交換の傾向は Fig.5の堰天端

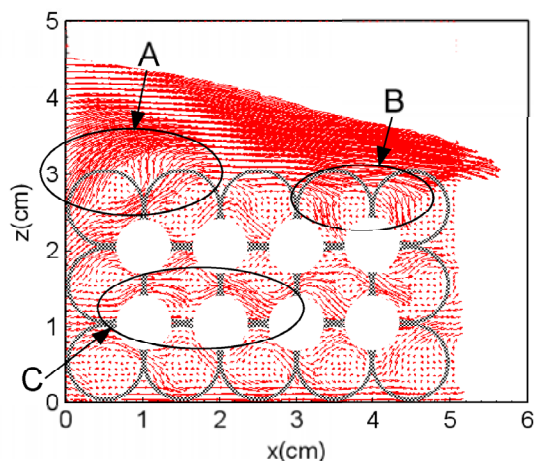


Fig.4 Velocity vectors in a vertical cross section, $y=2.0\text{cm}$ (rubble mound weir).

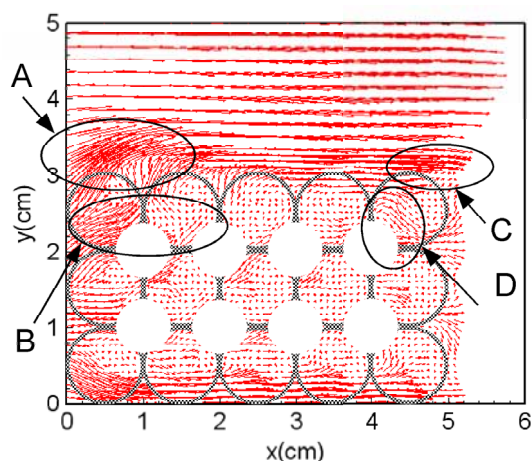


Fig.7 Velocity vectors in a horizontal cross section, $z=1.0\text{cm}$ (rubble mound groin).

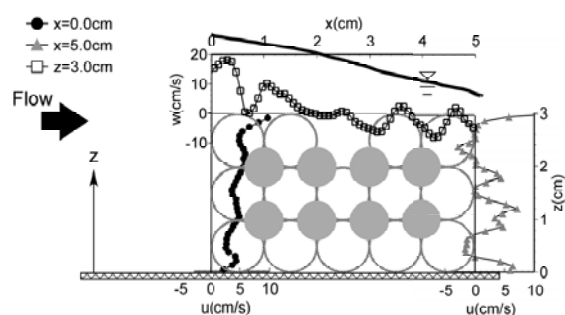


Fig.5 Velocity profiles on boundaries between rubble mound weir and ambient water ($y=2.0\text{cm}$).

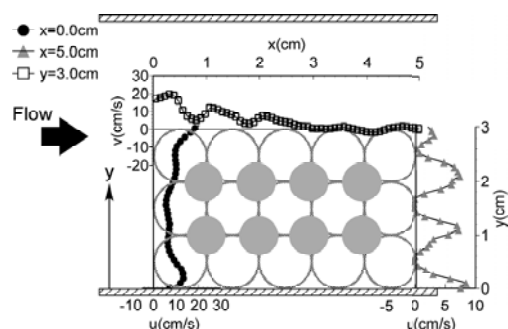


Fig.8 Velocity profiles on boundaries between rubble mound groin and ambient water ($z=1.0\text{cm}$).

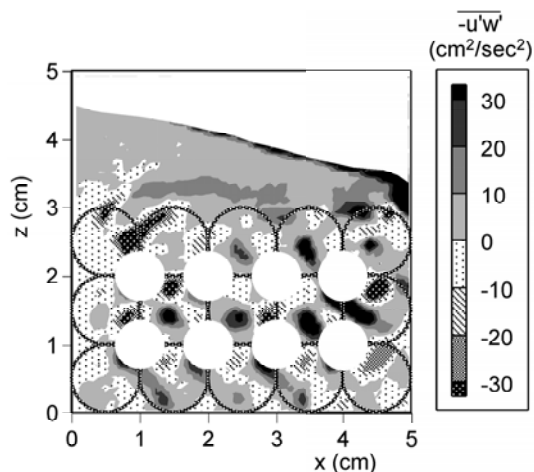


Fig.6 Reynolds shear stress, $-\overline{u'w'}$, in a vertical cross section, $y=2.0\text{cm}$ (rubble mound weir).

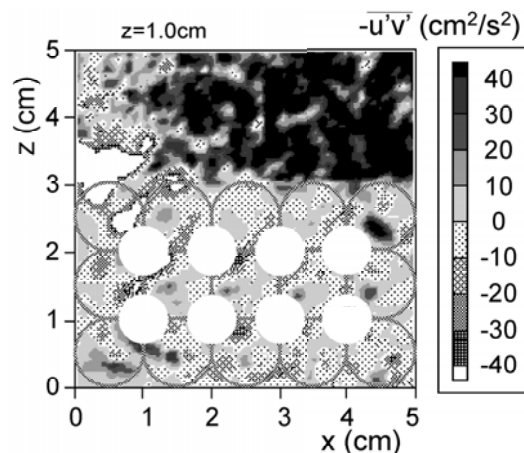


Fig.9 Reynolds shear stress, $-\overline{u'v'}$, in a horizontal cross section, $z=1.0\text{cm}$ (rubble mound groin).

($z=3.0\text{cm}$) における流速分布からも確認される。堰内部に着目するとFig.4のCで示すように間隙中の流れが球表面に沿って生じていることが確認される。Fig.5で観察されるように、堰天端、堰上流側、堰下流側のそれぞれの断面において、間隙の大きな箇所ほど交換流は卓越し、1cm径の球（大きい方の球）の配置にほぼ対応した波状の流速分布が生じている。

Fig.6には $y=2.0\text{cm}$ の断面内におけるReynolds応力 $-\overline{u'w'}$ の分布が示されている。堰内部を見ると、球配置に対応する千鳥配置で $-\overline{u'w'}$ の正負が分布している。堰内では $-\overline{u'w'}$ の絶対値はほぼ同じ大きさで分布しているが、下流側ほどやや増加している。上層側の開水路流に着目すると、Fig.4のAの連行流に対応する上流側では $-\overline{u'w'}<0$ であり、Fig.4のBの縮流部に

対応する領域では $-\overline{u'w'}>0$ となっている。このように開水路流では捨石堰との質量・運動量交換の影響を受けて流下方向に $-\overline{u'w'}$ が増加している。

4.3 捨石水制内外の流れと乱れ

一例として $z=1.0\text{cm}$ の水平断面における捨石水制内外の平均流速ベクトルと「開水路－水制」境界面における交換流速分布をそれぞれ Fig.7, 8 に示す。

水制の上流側隅角部では縮流が生じ (Fig.7 の A の部分), 右岸側の水制内部から左岸側への開水路領域へと連行される流れが誘起されている (Fig.7 の B)。下流側の隅角部では左岸から右岸への回り込み (Fig.7 の C) と開水路側から水制内部に侵入する流れ (Fig.7 の D) が見られる。

このような「開水路－捨石水制」境界面における質量交換の大きさは Fig.8 の $y=3.0\text{cm}$ における流速分布 (同図中の白抜き四角) から理解される。さらに, 水制上流側境界 ($x=0.0\text{cm}$) に着目すると隅角部付近 ($x=0.0, y=3.0\text{cm}$ の付近) でやや侵入流速が大きいものの, 流速分布はほぼ一様である。これに対し, 水制下流側境界 ($x=5.0\text{cm}$) では, 横断 (y 軸) 方向に 1cm の間隔で波状の流速分布が形成されており, 1cm 径の球に対応する間隙配置が流出水脈の流速分布をほぼ決定づけている。

Fig.9 には同じ水平断面 ($z=1.0\text{cm}$) における Reynolds 応力 $-\overline{u'v'}$ の分布を示す。開水路側では水制側との質量・運動量交換の影響を受けて流下方向にレイノルズ応力が増加しているが, 水制内では間隙配置に対応して正負の $-\overline{u'v'}$ が交互に分布するだけで, 上下流・左右岸方向に顕著な不均一性は見られない。

以上のように定性的ではあるが, 捨石堰・水制内外の流れや乱れの分布特性が明らかにされた。構造物内の乱れは水生生物へのストレスや有機物分解など水質浄化機能に影響するため, 捨石構造物の環境水理機能を検討する上では乱流特性の情報が重要である。本実験では非常に小さな模型が用いられたためスケール効果を見逃すことができないが, 大きな模型や実物における乱流特性を明らかにする必要がある。

5. 捨石堰における透過流・越流の特性

捨石堰の治水・利水機能を検討するためには水位の堰上げ, 堰を透過・越流する流量, 堰の安定性などを明らかにする必要がある。第一の研究目的は「水位－流量」曲線 (H-Q曲線) を得ることであり, 一次元流としての解析が簡便かつ有効である。第二の目的は堰に作用する流体力と堰の安定性を検討する

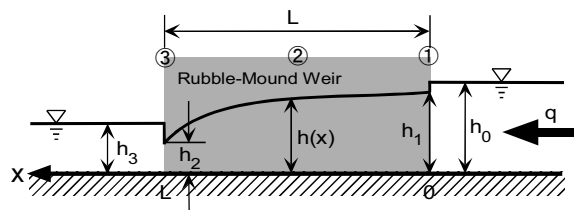


Fig.10 Schematic of submerged flow through rubble mound weir.

ことである。ここでは, Fig.1に示す①非越流の場合と Photo 4に示す②越流の場合について流量解析法を構築する。

5.1 非越流状態で捨石堰を透過する流量 (道奥ら, 2002)

Fig.10のような直方体の捨石堰に対し, 解析区間を上流から, ①堰上流側境界 ($x=0$) 周辺の急変流, ②堰体内 ($x=0\sim L$) の漸変流, ③堰下流側境界 ($x=L$) 周辺の急変流に分ける。ここで, L は堰長である。

Fig.10の断面①では開水路から捨石堰内へ急縮する流れ, 断面③では多孔体から開水路へ急拡する流れと考え, 開水路急変流と同様の運動量原理が適用される。これより, 流量 Q の下で断面①と断面③における水深間の関係, $(h_0\sim h_1), (h_2\sim h_3)$ がそれぞれ得られる。ここで, 断面③に着目すると, (i) 下流区間が常流の場合には, 堰上げの影響を受けて流量が水深 h_3 に依存する流れ ("S-Flow"と称する) となり, (ii) 下流区間が射流の場合には断面③で支配断面が現れ, $h_2=h_c$ (h_c は限界水深) となる。この時, 流量は h_3 に依存せず, 断面③での限界条件から決定される ("C-Flow"と称する)。

区間②の流れは捨石堰内の不圧多孔体流として解析される。Ward(1964)によって得られた非ダルシー型の乱流抵抗則を用いれば, 堰体内の運動方程式が次のように記述される。

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{U^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} - i + \frac{\nu}{gK} U_s + \frac{c}{g\sqrt{K}} U_s^2 = 0 \quad (1)$$

$\frac{\nu}{gK} U_s \quad \frac{c}{g\sqrt{K}} U_s^2$
 $D_{\text{lam}} \quad D_{\text{turb}}$

ここで, g : 重力加速度, h : 水深, $U=q/nh$: 堰内の実流速, n : 堰体の間隙率, q : 単位幅あたりの流量, $U_s=q/h$: 見かけの流速, i : 水路床勾配, ν : 動粘性係数である。また, 多孔体の流体抵抗のうち層流成分 D_{lam} と乱流成分 D_{turb} を規定する係数 (c, K) は次式で与えられる。

$$c = f \cdot \left(\frac{d_m}{\sqrt{K/n}} \right)^{-3/2}, \quad \sqrt{K} = e \cdot d_m \quad (2)$$

ここで、 d_m は捨石の平均粒径、 (e, f) は未定定数である。被圧状態の多孔体管路流に関するArbhabhirama (1973)や清水 (1992) の実験においては、 $(e, f)=(0.028, 100)$ が得られている。道奥ら (2002) は、流量の理論解が実験値に最も適合する (e, f) を捨石堰の実験結果から同定し、 $(e, f)=(0.0196, 41.0)$ を得た。

式(1)を変形すれば水面形 $h(x)$ に関する常微分方程式が得られ、境界条件

$$x=0 \text{ で } h=h_1, \quad x=L \text{ で } h=h_2, \quad (3)$$

のもとで積分すると、幸いにして厳密解が得られた。区間②の水面形の解 $h(x)$ と断面①、③における水深間の関係を利用すれば、無次元流量 $F_0 = q / \sqrt{gh_0^3}$ に関して次式の理論解を得る。

$$F_0 = \Omega(h_0/L, \Delta h/h_0, d_m/h_0, n, i) \quad (4)$$

ここで、 $\Omega()$ は理論解の関数形（解は厳密であるが陰形式）、 $\Delta h/h_0 \equiv (h_0 - h_3)/h_0$ は、堰下流側からの堰上げ効果に相当する無次元水位差である。S-Flowでは F_0 が $\Delta h/h_0$ にも依存するが、C-Flowの場合には、流量が水面形方程式の特異点条件から与えられ、 F_0 は $\Delta h/h_0$ に依存しない。式(4)がH-Q曲線の無次元関数形に相当する。

$d_m/h_0=0.2$, $n=0.37$, $i=1/100$ に対する F_0 の理論解と実験値との比較をFig.11に示す。なお、水理実験は長さ7.0m×高さ0.2m×幅0.45mと長さ5.0m×高さ0.6m×幅0.4mの二種類の開水路で実施された。

実務的には次元量で表示したH-Q曲線が必要となる。ある水理条件に対して理論解を次元量に換算して得られたH-Q曲線と実験値との比較例をFig.12に示す。以上のように、理論解と実験値との相関は良好である。その他、平均粒径 d_m 、河床勾配 i 、Reynolds数など各種パラメータへの流量の依存性についても実験値と理論値が良く一致することを確認しており、理論解析の妥当性が検証された。

5.2 捨石堰を越流する場合の水面形、透過流量・越流量の解析（道奥ら，2003）

Photo 4に示すような捨石堰を越流・透過する流れは、堰天端上の粗面開水路流と捨石堰内の被圧多孔体流からなる固液二層流である。流れを解析するために、流れをFig.13のように、(i) 上流側から捨石堰にさしかかる急変流区間（0－Ⅰ区間）と、(ii) 上層が「透水層上の粗面開水路流」、下層が「被圧多孔体乱流」からなる漸変二層流（Ⅰ－Ⅱ区間）に領域分割する。

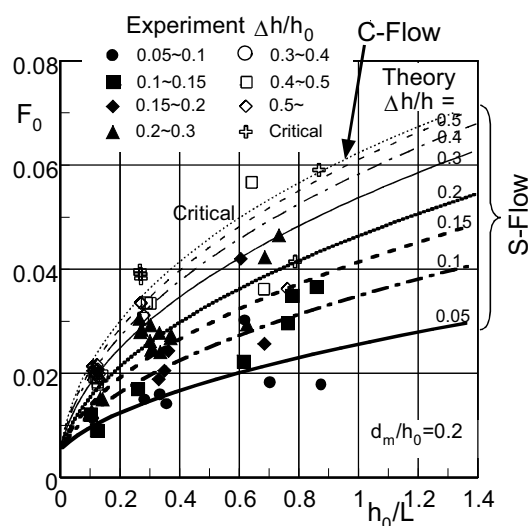


Fig.11 Functional relationship between F_0 and h_0/L plotted for varied water level difference $\Delta h/h_0$ ($d_m/h_0=0.2$).

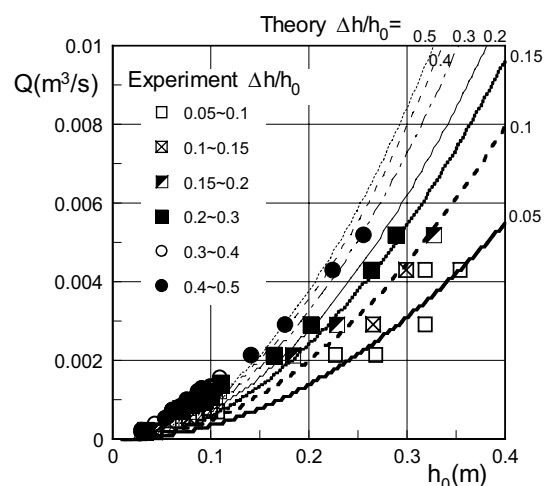


Fig.12 Examples of discharge curve; plotting of Q against h_0 for the case of $d_m/h_0=0.38$.



Photo 4 An experimental setup for flow over a rubble mound weir.

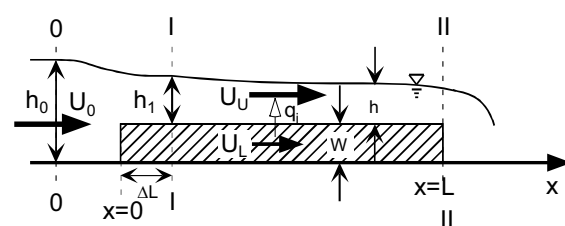


Fig.13 Schematic of flow over a rubble mound weir.

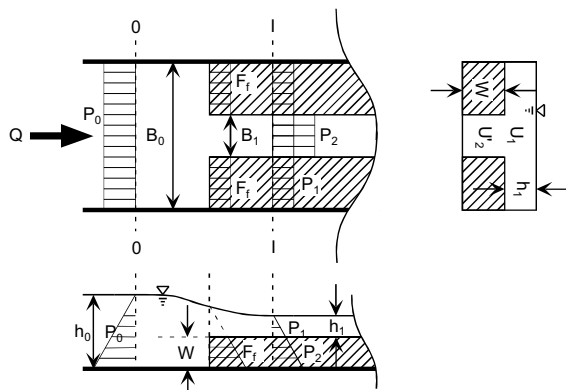


Fig.14 Analogical model for describing flow transition from the section 0 to the section I in the rubble mound weir system.

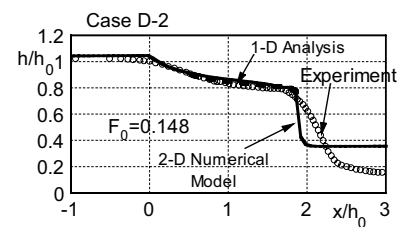
0 – I の急変流区間に関しては、Fig.14のように、堰高さに相当する W の部分が急縮して単断面から複断面へ移行する開水路流として近似する。運動量保存則に基づいて断面0と断面Iにおける水深(h_1, h_0)間の関係が理論的に得られる。0 – I 区間の長さ ΔL は次元解析と実験値の回帰分析に基づき関連水理量の関数として与えられる。

Fig.13のI – II区間の流れは、堰天端における「開水路流 – 多孔体流」間の質量・運動量交換を考慮した漸変二層流として解析され、水面形方程式が誘導される。ここで、下層流の運動方程式においては式(1)と同じ非ダルシー型の抵抗則が適用される。

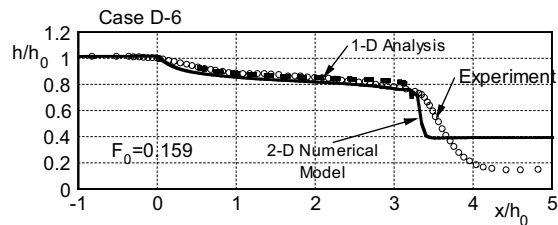
Fig.15のように水面形 $h(x)$ の理論値（図中の破線）は実験値と一致しており、上記のようなモデルの妥当性が検証される。ここで、実験は非越流の場合と同じく長さ5.0m×高さ0.6m×幅0.4mの開水路において実施された。なお、Fig.15に併記された実線は平面二次元モデルによる数値解（後述）である。

上下層の流量(q_U, q_S)についてもFig.16のように理論解（図中の細い実線と破線）と実験値はよく適合する（太い実線・破線は後述する平面二次元解析の数値解）。ここで、上流側では堰体内から開水路部への連行によって q_U が増加し、 q_S が減少すること、下流側では、低下背水によって開水路の早い流れが堰体内へ取り込まれるために q_S が増加することなど、可視化実験（Figs.4,5）で観察された傾向が理論解析により再現されている。このように捨石堰天端での質量・運動量交換を考慮した一次元解析は、捨石堰の越流特性を的確に記述できることが確認できた。

堰下流端（断面II）が支配断面となることに着目すれば、水面形方程式の特異点条件から流量の理論解が得られる。Fig.17には無次元流量 F_0 と無次元堰高さ $w(=W/h_0)$ 、無次元堰長さ L/h_0 、無次元平均粒径 d_m/h_0 との関係をあらわす理論解を実験値と比較する。本

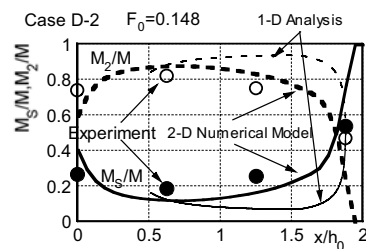


(a) Case D-2 ($Q=11.8$ l/sec, $d_m=1.9$ cm, $L=30$ cm)

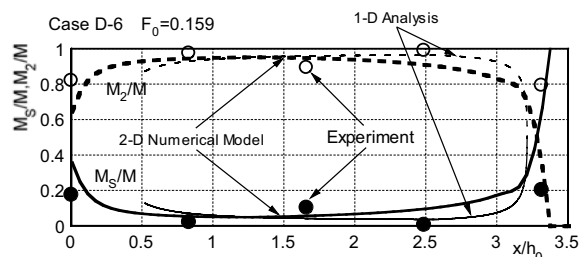


(b) Case D-6 ($Q=15.3$ l/sec, $d_m=1.9$ cm, $L=60$ cm)

Fig.15 Examples of analytical water surface profile drawn in thick broken line compared with experimental data plotted in white circles. Solid lines are from a two-dimensional numerical analysis.



(a) Case D-2 ($Q=11.8$ l/sec, $d_m=1.9$ cm, $L=30$ cm)



(b) Case D-6 ($Q=15.3$ l/sec, $d_m=1.9$ cm, $L=60$ cm)

Fig.16 Longitudinal variation of discharge in the upper and lower layers (q_U, q_S); comparison between the theoretical solution (thin solid and thin broken lines) and laboratory data (circles). Thick lines are numerical solutions from a two-dimensional shallow water model.

理論は実験の傾向をよく再現している。もちろん、 F_0 によぼすその他の諸量（例えば、水路床勾配、Reynolds数、間隙率 n など）の影響も本理論により評価することが可能であり、実験値との比較検証は完了している。

理論解を用いれば実験計測が困難な各種流体力を運動量方程式から評価することが可能である。捨石

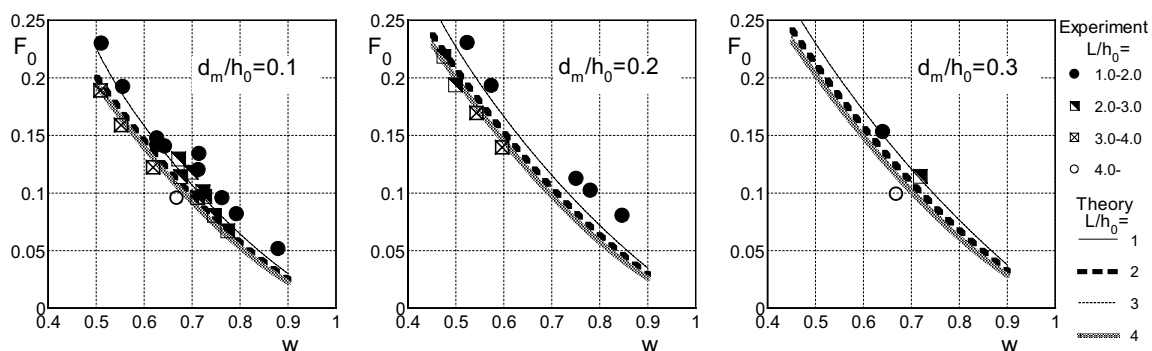


Fig.17 Normalized discharge F_0 as a function of dimensionless weir height $w(=W/h_0)$, weir length L/h_0 and grain diameter d_m/h_0 . Theoretical curves are compared with the plotted laboratory data.

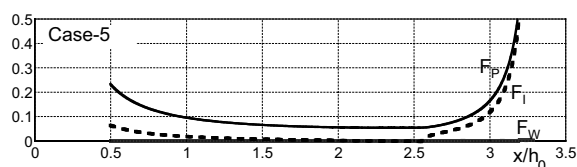


Fig.18 Longitudinal variation of wall shear stress, F_w , interfacial shear stress between the upper and lower layers, F_l , and drag force acting on grain, F_p (Case-5; $Q=16.8$ l/sec, $d_m=4.1$ cm, $L=60$ cm).

堰の安定性を検討する上では、(i) 捨石堰天端に作用する壁面せん断力 F_w , (ii) 捨石堰天端における「開水路—多孔体流」間の内部せん断力 F_l , (iii) 捨石材料に作用する抗力 F_p などが重要である。本理論に基づいて算定される(F_w , F_l , F_p)の流下方向変化の一例をFig.18に示す。捨石堰の上流から下流に至るまで、壁面摩擦力 F_w の影響は小さく、抵抗力の大部分は界面での内部せん断力 F_l （上下層の運動量交換）と捨石の抗力 F_p からなる。上流側ではいずれの抵抗項も小さいのに対し、堰下流端付近では(F_l , F_p)が急増する。下流付近で捨石に作用する抗力 F_p が急激に増加し、下流端で最大になることが理論値からわかる。流体力の特性は、捨石堰の破壊特性に関する以下の実験によってさらに検討される。

6. 捨石堰の破壊特性と安定解析（前野ら，2003）

捨石堰の破壊機構を実験的に検討し、安定性を解析する。前節までの検討では、理論解析と水理実験の便宜を考えて、流れで崩れることがないように補強ネットで堰を長方形に固定した。本節では、破壊現象を取り扱うので、法面を有する台形の捨石堰（堰長1.5m，堰高0.15m，天端長0.4，間隙率： $n=0.40$ ）に対して実験を行った。

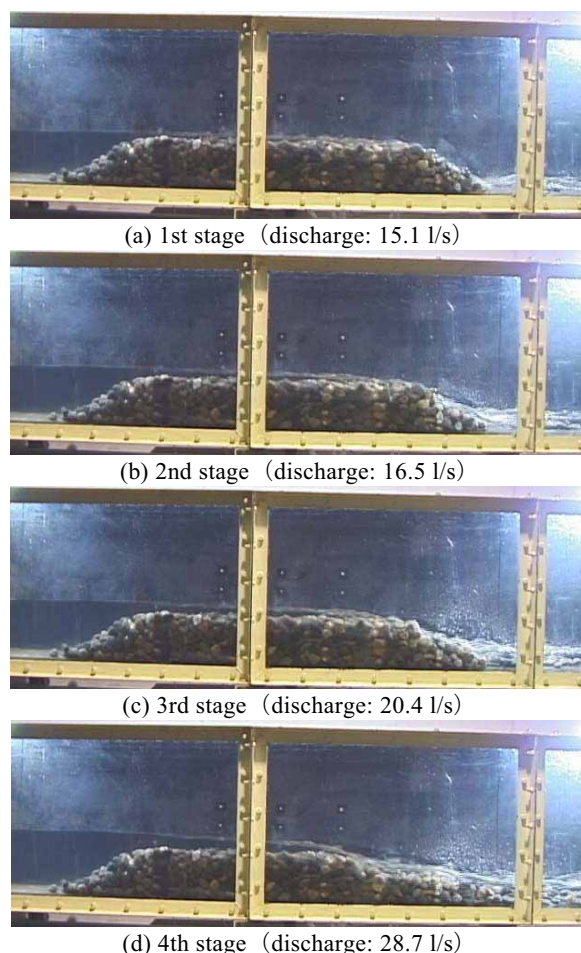


Photo 5 Collapsing process of rubble mound weir ($d_m=4.8$ cm).

6.1 破壊の進行過程

Photo 5には流量増加にともなう破壊の進行状況が示されている。まず、堰下流側の法面中央付近から石礫が抜け出して破壊が始まる。このことは、抗力 F_p の最大値が堰下流端で生ずるという一次元解析の結果（Fig.18）とも一致している。

さらに流量が増加すると崩落箇所は法肩へと拡がるが、破壊の進行は連続的ではなく段階的に進行する。すなわち、第1段階の破壊（Photo 5(a)）によって

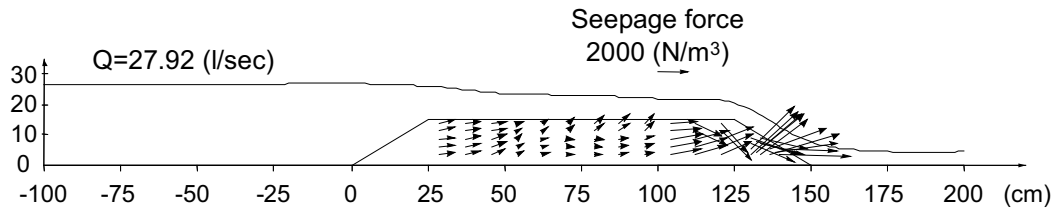


Fig.19 Seepage force vector for the case in Photo 5 ($Q=27.92$ l/sec, $d_m=4.8$ cm).

ある程度安定な構造形状になり、しばらくは流量が増えても崩れない。さらにある限界流量を超えると Photo 5(b)のように第2段階の崩落が開始する。この実験ケースの場合、最終的には4段階の崩落・破壊が断続的に生じた。以上の実験より破壊現象に関しては以下の知見が得られた。

- ① 第1段階の破壊をもたらす限界流量は粒径が大きいほど大きい。
- ② 破壊を繰り返す毎に法面勾配が減少して安定な構造形状になるため、ある段階から次の段階の破壊が生じるのに必要な流量増分は破壊段階を経る毎に増加する。

6.2 破壊時における浸透力の特徴

捨石堰内の間隙水圧を測定し、ピエゾ水頭の分布から得られる動水勾配と水の単位体積重量の積を「浸透力」と定義する。Photo 5の実験ケースにおいて流量が $Q=27.92$ l/secの時に計測された浸透力ベクトルをFig.19に示す。堰の上流端から $x=100$ cm付近までの区間では、堰天端に近い層に上向きの浸透力成分が見られるのに対し、下層では浸透力がほぼ水平に作用している。堰下流端の法面で浸透力が急に増加し、その方向は法面に沿った越流水脈とほぼ直角である。このように下流側法面で卓越する浸透力が駆動力となって石礫が抜け出し、捨石堰は破壊する。

6.3 捨石堰の破壊限界の解析

捨石堰の破壊限界に関する支配因子としては、流体力、重力、摩擦力などが考えられる。まず、下流側法面での捨石の崩落が破壊の初動であることに着目し、法面勾配と堰の破壊限界との関係を検討した。その結果、法面が緩やかな場合よりも急な場合の方が、破壊限界の流量が大きくなることが判明した。これはFig.20のようにある程度大きな法面勾配では「石礫の噛み合わせ」が強くなり、捨石堰が力学的に安定になることに起因している。このことから、捨石堰の破壊限界を求めるためには、石礫間の噛み合わせを考慮しなければならないことがわかる。

そこで、三つの石礫成分の配置による「噛み合わせ」の強弱をFig.21のように考える。Fig.21(a)はB,C

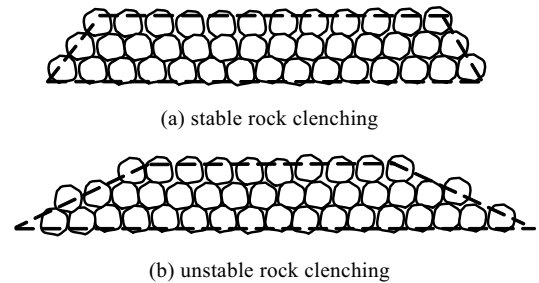


Fig.20 Relationship between slope angle and rock clenching

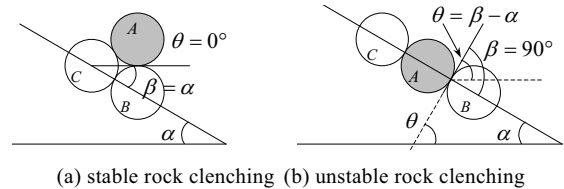


Fig.21 Description of rock clenching in terms of a "clenching angle" β .

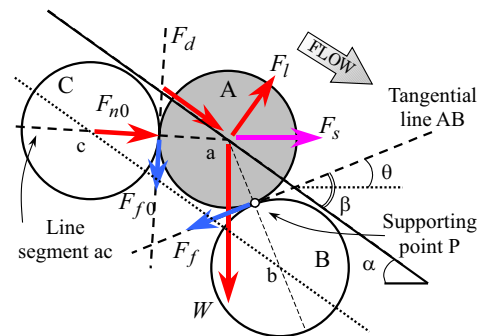


Fig.22 An analytical model of rock stability against rotation and slip out from the rubble mound slope.

間の石礫成分Aが抜け出しやすい状態であり、Fig.21(b)はA,B,C間の噛み合わせが強く、Aが安定な状態である。そこで、幾何学的な関係より、石礫A,Bの噛み合わせを規定する「噛み合い角」 β ($0^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$)をFig.21のように定義する。石礫Aの抜け出す角度 θ は β と法面勾配 α を用いて次式のように与えられる。

$$\theta = \beta - \alpha \quad (5)$$

定義より、抜け出し角 θ は $0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ - \alpha$ である。

Fig.21(a)は $\theta=0^\circ$ で石礫Aは抜け出しやすい状態である。噛み合い角 β とともに θ が増加し、Fig.21(b)の状態に至るとAは抜け出しにくくなる。このように噛み合わせ強度を β によって記述し、石礫の安定性を以下のように解析する。

Fig.22 に示すような法面上の三粒子 A, B, C に着目し A 粒子に作用する力のつり合いを考える。ここで, a, b, c: それぞれ A, B, C 粒子の中心, F_d : 抗力, F_l : 揚力, W_r : 粒子の水中重量, F_s : 浸透力 (単位体積あたりの浸透力 $\times$ 粒子体積), F_f : AB 粒子間の摩擦力, F_{n0} : C 粒子が A 粒子におよぼす力, F_{r0} : AC 粒子間の摩擦力である。

解析では、粒子 B, C が不動とし粒子 A の初動条件を考える。運動形態は滑動と回転のみを対象とし、転動は考えない。滑動に関しては、Fig.22 中の接線 AB に沿って粒子 A を抜け出させる力とその抵抗力を考える (中川ら, 1991)。回転に関しては、支点 P を中心とする粒子 A, B の力のモーメントを考える。滑動・回転のそれぞれに対して、粒子 A を動かす外力とその抵抗力の比を移動率(p_s, p_m)と定義する。(p_s, p_m)=1 がそれぞれ (滑動, 回転) に対する粒子 A の移動限界に相当する。粒子 A は(p_s, p_m)<1 の時、不動、(p_s, p_m) $\geq$ 1 の時、移動する。Fig.22 を参考にして(p_s, p_m)は以下のように求められる。

《滑動に対する移動率: p_s 》

$$p_s = \frac{F_d \cos \beta + F_l \sin \beta + F_{n0} \cos \beta'_c + F_s \cos \gamma'}{W_r \sin \theta + F_f + F_{r0} \sin(-\beta'_c)} \quad (6)$$

《回転に対する移動率: p_m 》

$$p_m = \frac{F_d \cos \beta + F_l \sin \beta + F_{n0} \cos(2\beta - 90^\circ) + F_s \cos \gamma'}{W_r \sin \theta + F_{r0} \{1 + \sin(2\beta - 90^\circ)\}}$$

ここで、

$$\begin{aligned} F_f &= \mu F_n, \quad F_{r0} = \mu F_{n0}, \quad F_{n0} = \text{plus}(-W_r \cos \theta_c), \\ F_n &= F_d \sin \beta - F_l \cos \beta + W_r \cos \theta - F_s \sin \gamma' \\ &\quad - F_{n0} \sin \beta'_c + F_{r0} \cos \beta'_c \end{aligned}$$

$$F_d = (1/2)\varepsilon \rho C_d A V^2, \quad F_l = (1/2)\varepsilon \rho C_l A V^2, \quad \text{である。}$$

さらに、 ρ : 水の単位体積質量, C_d : 抗力係数(=0.5), C_l : 揚力係数(=0.5), ε : 遮蔽係数(=0.5~1.0), V : 作用流速, A : 投影面積, β'_c : 接線 AB と線分 ac のなす角度 ($-90^\circ \leq \beta'_c \leq 30^\circ$), γ' : 接線 AB に対する浸透力ベクトルのなす角度 ($-(90^\circ + \theta) \leq \gamma' \leq (90^\circ - \theta)$), β_c : 法面に対する線分 ac のなす角度 ($0^\circ \leq \beta_c \leq 60^\circ$), θ_c : 水平に対する線分 ac のなす角度 ($-\alpha \leq \theta_c \leq (60^\circ - \alpha)$), γ'_c : 線分 ac に対する浸透力ベクトルのなす角度 ($-(90^\circ + \theta) \leq \gamma'_c \leq (90^\circ - \theta)$), μ : 摩擦係数(=0.5)である。 F_{n0} の定義に含まれる演算子 $\text{plus}()$ では、括弧内が正の時にはそのまま、負の時には 0 とおく。

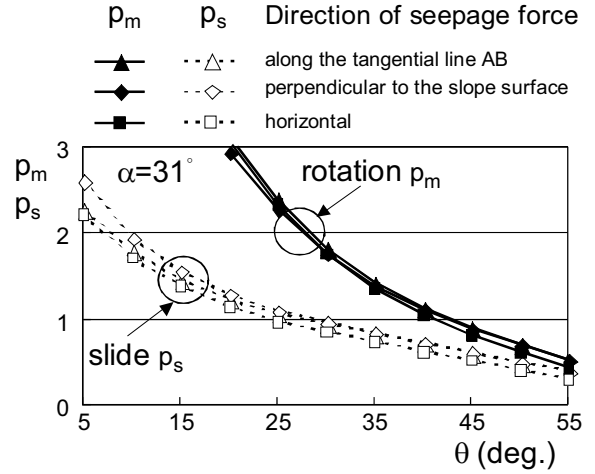


Fig.23 Potential of slide and rotation, (p_s, p_m), as function of θ (slope angle $\alpha=31^\circ$).

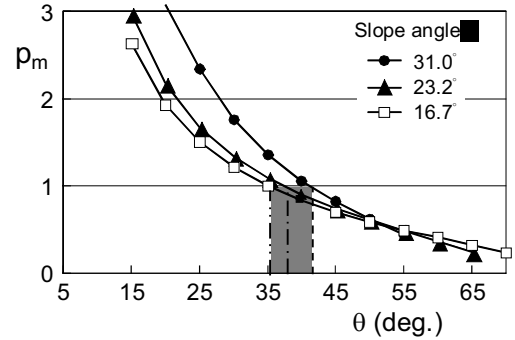


Fig.24 Dependency of rotation, potential p_m , on θ and variable slope angle α .

(C_d, C_l, μ)の値は、捨石構造物に関する既往の研究例 (伊藤ら, 2001, 岡部ら, 1991, 末次, 2000, 中川ら, 1991) を参考に設定した。遮蔽係数 ε は注目粒子 (Fig.22 の A) の上流側の粒子 (Fig.22 の C) による流れの遮蔽効果をあらわす。本研究では、既往の知見を参考にして、 $0^\circ \leq \beta_c \leq 60^\circ$ の範囲で β_c とともに $\varepsilon=0.5$ から 1.0 まで線形的に増加すると仮定する。

以上のような力学モデルに基づき、一例として Photo 5, Fig.19 の実験ケースを対象に移動率(p_s, p_m)を算定する。

解析に用いる外力条件として、実験で得られた崩落開始時の法面方向の流速、崩落箇所近傍の浸透力の平均値を与えた。なお、Fig.19 に示すように浸透力の方向を特定することは困難なため、本解析では浸透力の作用方向について、(i) 接線 AB 方向, (ii) 法面と直角方向, (iii) 水平、の三ケースを想定して解析した。

Fig.23 は抜け出し角 θ にともなう移動率(p_s, p_m)の変化を法面角度 $\alpha=31^\circ$ の場合について示す。滑動・回転ともに浸透力方向の影響はほとんどない。抜け出し角 θ の増加とともに噛み合わせが増加するため、移

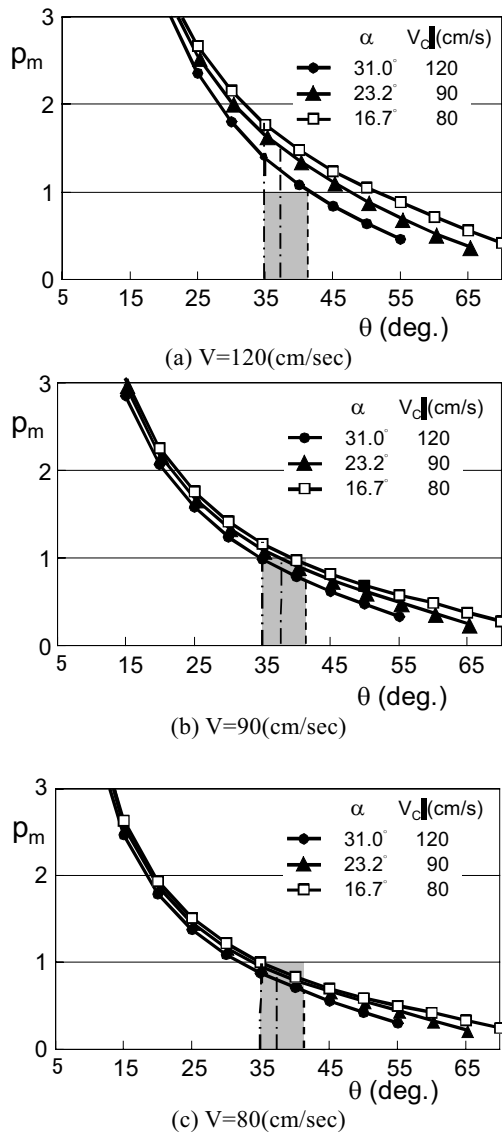


Fig.25 Rotation potential p_m for varied slope angle α and ambient fluid velocity V .

動率(p_s , p_m)は減少し、捨石堰の安定性が増加する。また、滑動移動率 p_s よりも常に回転移動率 p_m の方が大きく、捨石堰の安定性は石礫の回転移動限界に支配されていることがわかる。そこで、回転移動のみを対象に浸透力が水平に作用すると考えて、三つの法面角度 α に対する「移動率 p_m ~ 抜け出し角度 θ 」曲線を Fig.24 に示す。図中にはそれぞれのケースに対する破壊限界 $p_m=1$ の位置を併記している。破壊限界における抜け出し角は $\theta=35^\circ \sim 41^\circ$ の範囲で変化する。勾配の大きな法面ほど破壊限界時の抜け出し角 θ は増加し、法面での噛み合わせが強くなる。このことは Figs.20, 21 で示した法面勾配と法面安定性との関係に一致している。

法面勾配角が $\alpha=31.0^\circ$, 23.2° , 16.7° の三ケースにおける崩落開始時の流速 V_c はそれぞれ $120(\text{cm/s})$,

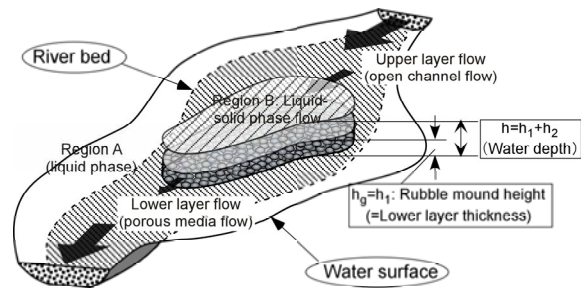


Fig.26 Two-dimensional field of shallow open channel flow with permeable structure installed.

$90(\text{cm/s})$, $80(\text{cm/s})$ であった。そこで、作用流速 V としてこれらを代入して流体力を算定したケース毎の移動率 p_m を Fig.25 に示す。 V が法面勾配毎の限界流速 V_c より大きい場合には $p_m > 1$, $V < V_c$ の場合には $p_m < 1$ となっており、実験から得られた崩落限界とよく対応している。

7. 捨石水制が設置された開水路流の解析

Fig.1の研究の流れにしたがい、前述までに得られた捨石堰の知見を平面二次元の場に応用し、捨石水制の水理特性を検討する。

7.1 平面二次元の二層流モデル

(1) 解析対象の流れ

Fig.26のように高さ h_g の多孔体が設置された二次元開水路流(水深水深 h)を対象とする。計算領域は、(i) 開水路流領域(A領域とする)と(ii) 多孔体(透過水制)を透過・越流する流れが混在する固液混相流の領域(B領域とする)に二分される。B領域は、捨石堰の場合と同様、上層が開水路流、下層が被圧多孔体流の二層系で記述される。多孔体天端で水の出入りがあるので、解析では質量・運動量交換を考慮しなければならない。

A領域のうち構造物から十分離れたところの流れは一層の浅水流と見なすことができる。しかし、水制直下流ではB領域の影響が強く、二層流的な取り扱いの方が実際の状況に近い。ここでは、解析アルゴリズムを単純化するためにA,B領域を区別せず全領域にわたり、多孔体天端を境界面とする二層流と考える。上下層厚さはそれぞれ(h_2 , $h_1=h_g$)であり、A領域では液相二層流、B領域では固液混相二層流となる。二層流モデルでは、上下層間の質量交換や運動量拡散が連行速度によって考慮されるので、水制から離れるほど上下層間の流速差は拡散によって緩和され、流下とともに均質一層の開水路流へと復元される。二層流モデルは二次元浅水流も記述できるように構成されている。水深が構造物天端よりも低い流れ

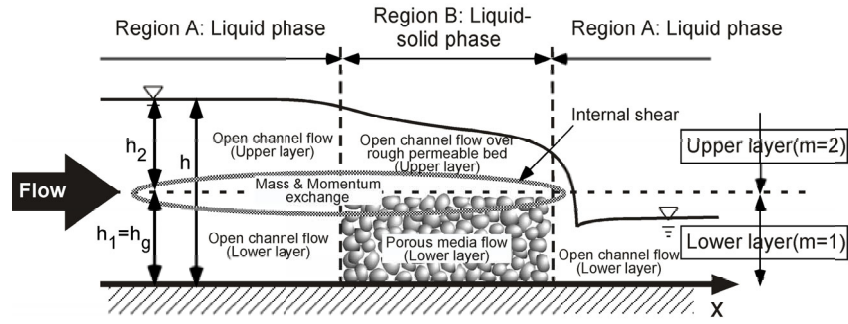


Fig.27 Schematic of analytical domain.

($h \leq h_g$)は下層流によって記述される。結局、ここで対象とする全ての流況に対して二層流モデルは適用可能である。

(2) A領域（単相流領域）の二層流モデル

a. 連続式と連行速度

Fig.27 のように A,B 領域を通して、下層に対し $m=1$ 、上層に対し $m=2$ の添字 m を付す。Fig.27 の A 領域におけるコントロールボリューム内 (Fig.28) の質量・運動量保存は以下のように記述される。

$$\frac{\partial h_m}{\partial t} + \frac{\partial M_m}{\partial x} + \frac{\partial N_m}{\partial y} = -\Gamma_m q_i \quad (8)$$

ここで、 t : 時間、 (x, y) : 空間座標、 $(M_m = u_m h_m, N_m = v_m h_m)$: 流量フラックスの x, y 方向成分、 (u_m, v_m) : 層平均された時間平均流速の x, y 方向成分、 h_m : 上下層の厚さ ($h_1 = h_g, h_2 = h - h_1, h$ は全水深)、 q_i : 上下層間の連行速度 (鉛直上向きを正とする) である。 Γ_m は上下層を判別するためのパラメータで、次式で定義される。

$$\Gamma_m = \begin{cases} 1 & m=1 \text{ の時 (下層)} \\ -1 & m=2 \text{ の時 (上層)} \end{cases} \quad (9)$$

Γ_m は A,B 領域共通に適用される。

下層厚さ $h_1 = h_g$ は時間的に変化しない。下層に対する連続式(8)より連行速度 q_i は次のように与えられる。

$$q_i = -\left(\frac{\partial M_1}{\partial x} + \frac{\partial N_1}{\partial y} \right) \quad (10)$$

数値計算では式(8)の代わりに、式(8)から得られる全層の連続式

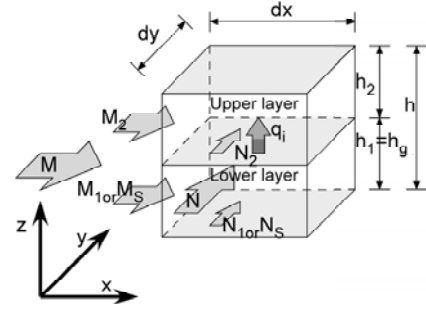


Fig.28 Schematic of mass and momentum balance in a two-layer system (in the case of $h > h_g$).

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (M_1 + M_2)}{\partial x} + \frac{\partial (N_1 + N_2)}{\partial y} = 0 \quad (11)$$

と式(10)の連行速度 q_i を組み合わせて用いる。

b. 運動方程式

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} \begin{bmatrix} M_m \\ N_m \end{bmatrix} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ u_m \begin{bmatrix} M_m \\ N_m \end{bmatrix} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ v_m \begin{bmatrix} M_m \\ N_m \end{bmatrix} \right\} \\ &= -g h_m \left[\frac{\partial}{\partial x} \right] z_s + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{-\overline{u_m'^2} h_m}{-\overline{v_m'} u_m' h_m} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{-\overline{u_m'} v_m' h_m}{-\overline{v_m'^2} h_m} \right] \\ & - \frac{\delta_{m1}^A}{\rho} \begin{bmatrix} \tau_b^x \\ \tau_b^y \end{bmatrix} + \Gamma_m E q_i \begin{bmatrix} u_2 - u_1 \\ v_2 - v_1 \end{bmatrix} - \Gamma_m \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \end{bmatrix} q_i \end{aligned} \quad (12)$$

ここで、 g : 重力加速度、 z_s : 基準面からの水位、 δ_{m1}^A : A 領域の下層を判別するパラメータ (後述)、 (τ_b^x, τ_b^y) : 底面せん断力の x, y 方向成分、 E : 連行係数 (先の研究 (道奥ら, 2003) と同様に $E=1$ とする)、 $(-\overline{u_m' v_m'}, -\overline{u_m'^2}, -\overline{v_m'^2})$: レイノルズ応力、 ρ : 水の密度、 (u_i, v_i) : 二層境界面での流速の x, y 方向成分、である。連行係数 E については、運動量の交換方向を考慮して、鉛直上向き連行の場合 ($q_i > 0$) に $E > 0$ 、鉛直下向き連行の場合 ($q_i < 0$) に $E < 0$ とする。

界面流速(u_i, v_i)は、内部せん断層の流速分布に依存する。二層流モデルは層積分モデルであり、流速分

布が想定されていない。そこで、上下層流速(u_m, v_m), ($m=1,2$)の中間値をとると考え、次式のように上下層流速の重み付き平均であらわす。

$$\begin{bmatrix} u_i \\ v_i \end{bmatrix} = \psi \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \end{bmatrix} + (1-\psi) \begin{bmatrix} u_2 \\ v_2 \end{bmatrix} \quad (13)$$

ここで、 ψ は $0 \leq \psi \leq 1$ の重み係数である。

底面せん断力(τ_b^x, τ_b^y)は A 領域の下層($m=1$)にだけ作用するように、 δ_{m1}^A によって制御される。 δ_{m1}^A は A 領域において $\delta_{11}^A=1$ (下層), $\delta_{21}^A=0$ (上層), B 領域においては上下層ともに $\delta_{m1}^A=0$ である。 (τ_b^x, τ_b^y) は Manning の粗度係数 n' を用いて次式のように定義される。

$$(\tau_b^x, \tau_b^y) = \frac{\rho g n'^2 \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} (u, v) \quad (14)$$

ここで、 (u, v) は次式的全層平均流速である。

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \left(\begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \end{bmatrix} h_1 + \begin{bmatrix} u_2 \\ v_2 \end{bmatrix} h_2 \right) / h \quad (15)$$

レイノルズ応力の層平均値($-\overline{u'^2}, -\overline{u'v'}, -\overline{v'^2}$)は次の渦動拡散モデルで表される。

$$-\overline{u'^2} = 2D_h \left(\frac{\partial u_m}{\partial x} \right) - \frac{2}{3} k_m \quad (16)$$

$$-\overline{u'v'} = D_h \left(\frac{\partial u_m}{\partial y} + \frac{\partial v_m}{\partial x} \right) \quad (17)$$

$$-\overline{v'^2} = 2D_h \left(\frac{\partial v_m}{\partial y} \right) - \frac{2}{3} k_m \quad (18)$$

ここで、 $k_m = (\overline{u'^2} + \overline{v'^2} + \overline{w'^2})/2$ は層平均された乱れエネルギーである。水平方向の渦動粘性係数 D_h は上下層ともに次式で与えられる。

$$D_h = \alpha_D h u_* \quad (19)$$

上式中の摩擦速度 u_* は $u_* = \sqrt{(\tau_b^x + \tau_b^y)^{1/2} / \rho}$ であり、定数 α_D は長田 (1999) と同じく $\alpha_D=0.3$ とする。

k_m は、Nezu and Nakagawa (1993)により得られる乱れエネルギー k を上下層内で積分することにより次式のように与えられる。

【下層】

$$k_1 = 2.39 \frac{h}{h_1} \left\{ -\exp\left(-2 \frac{h_1}{h}\right) + 1 \right\} u_*^2 \quad (20)$$

【上層】

$$k_2 = 2.39 \frac{h}{h_2} \left\{ -\exp(-2) + \exp\left(-2 \frac{h_1}{h}\right) \right\} u_*^2 \quad (21)$$

(3) B領域（混相流領域）の二層流モデル

a. 連続式と連行速度

多孔体である下層 ($m=1$) に対しては、「見かけ流速」(u_s, v_s)= $n(u_1, v_1)$ (ここで、 n は間隙率) に対応する「見かけの流量フラックス」

$$M_s = u_s h_1, N_s = v_s h_1 \quad (22)$$

が式(8),(11)の(M_1, N_1)に置き換えられて適用される。上層に関しては A 領域と同様である。

「開水路－多孔体」境界面での連行速度は(M_s, N_s)を式(10)の(M_1, N_1)に代入して得られる。

b. 流量フラックスの A, B 領域間での連続性

A 領域と B 領域の境界部においては、全水深で積分された流量フラックスの連続性を考慮して次の条件が適用される。

$$\begin{bmatrix} M \\ N \end{bmatrix}^A = \begin{bmatrix} M_1 + M_2 \\ N_1 + N_2 \end{bmatrix}^A = \begin{bmatrix} M \\ N \end{bmatrix}^B = \begin{bmatrix} M_s + M_2 \\ N_s + N_2 \end{bmatrix}^B$$

すなわち、

$$\begin{bmatrix} u_1 h_1 + u_2 h_2 \\ v_1 h_1 + v_2 h_2 \end{bmatrix}^A = \begin{bmatrix} u_s h_1 + u_2 h_2 \\ v_s h_1 + v_2 h_2 \end{bmatrix}^B \quad (23)$$

c. 多孔体内 ($m=1$) の運動方程式とレイノルズ応力

多孔体内の運動方程式は、捨石堰で検証された非ダルシー型抵抗則 (道奥ら, 2002,2003) を用いて以下のように定式化される。

$$\begin{aligned} & \frac{1}{n} \frac{\partial}{\partial t} \begin{bmatrix} M_s \\ N_s \end{bmatrix} + \frac{1}{n^2} \frac{\partial}{\partial x} \left\{ u_s \begin{bmatrix} M_s \\ N_s \end{bmatrix} \right\} + \frac{1}{n^2} \frac{\partial}{\partial y} \left\{ v_s \begin{bmatrix} M_s \\ N_s \end{bmatrix} \right\} \\ &= -g h_g \left[\frac{\partial}{\partial y} \right] z_s + \frac{1}{n^2} \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{-\overline{u_s'^2} h_g}{-\overline{v_s'} u_s' h_g} \right] + \frac{1}{n^2} \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{-\overline{u_s'} v_s' h_g}{-\overline{v_s'^2} h_g} \right] \\ & - \left(\frac{v}{K} + \frac{c}{\sqrt{K}} \sqrt{u_s^2 + v_s^2} \right) \begin{bmatrix} M_s \\ N_s \end{bmatrix} + E q_i \begin{bmatrix} u_2 - u_s \\ v_2 - v_s \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \end{bmatrix} \frac{q_i}{n^2} \end{aligned} \quad (24)$$

上式において、 ν は動粘性係数である。 K と c は前述の式(2)で定義される多孔体パラメータである。

B領域における界面流速(u_i, v_i)は、式(13)の(u_1, v_1)の代わりに見かけの流速(u_s, v_s)を用いることで算定される。

レイノルズ応力 ($-\overline{u'_s v'_s}$, etc.) のモデル化には多孔体乱流の情報が必要である。これまで、層流・乱流の判別を目的として多孔体内の乱流計測を試みた例はあるが(Wright, 1968), 乱流の定式化に必要な知見は得られていない。開水路乱流のように壁面や流動層厚に支配されるのではなく、多孔体乱流は浸透流速や多孔体材料の幾何形状に規定されると推察される。本研究では、乱れの速度スケールに見かけ流速の絶対値 $\sqrt{u_s^2 + v_s^2}$ を、長さスケールに多孔体材料の特性長 $\sqrt{K}$ をそれぞれ用いて、レイノルズ応力を以下のようにモデル化する。

$$-\overline{u'^2_s} = 2D_{hs} \left(\frac{\partial u_s}{\partial x} \right) - \frac{2}{3} k_s \quad (25)$$

$$-\overline{u'_s v'_s} = D_{hs} \left(\frac{\partial u_s}{\partial y} + \frac{\partial v_s}{\partial x} \right) \quad (26)$$

$$-\overline{v'^2_s} = 2D_{hs} \left(\frac{\partial v_s}{\partial y} \right) - \frac{2}{3} k_s \quad (27)$$

ここで、渦動拡散係数 D_{hs} と乱流エネルギー k_s は、前述の速度・長さスケールを用いて以下のように与えられる。

$$D_{hs} = \beta_D \sqrt{K} \sqrt{u_s^2 + v_s^2} \quad (28)$$

$$k_s = \beta_k (u_s^2 + v_s^2) \quad (29)$$

(β_D, β_k)は水理実験との比較から決定される経験定数である。

d. 開水路流 ($m=2$) の運動方程式, 壁面摩擦力, レイノルズ応力

透水粗面上の開水路流と考えると、以下のように運動方程式を定式化する。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} \begin{bmatrix} M_2 \\ N_2 \end{bmatrix} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ u_2 \begin{bmatrix} M_2 \\ N_2 \end{bmatrix} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ v_2 \begin{bmatrix} M_2 \\ N_2 \end{bmatrix} \right\} \\ &= -gh_2 \left[\frac{\partial}{\partial x} \right] z_s + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{-\overline{u'^2_2} h_2}{-\overline{v'^2_2} h_2} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{-\overline{u'_2 v'_2} h_2}{-\overline{v'^2_2} h_2} \right] \end{aligned}$$

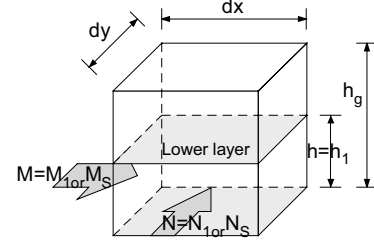


Fig.29 Schematic of mass and momentum balance in a case of $h < h_g$.

$$-\frac{1}{\rho} \left[\frac{\tau_w^x}{\tau_w^y} \right] - Eq_i \begin{bmatrix} u_2 - u_s \\ v_2 - v_s \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \end{bmatrix} q_i \quad (30)$$

式(30)の壁面せん断力(τ_w^x, τ_w^y)は、捨石堰の越流解析(道奥ら, 2003)と同様に、摩擦損失係数 f' (=0.03)を用いて次のように表わされる。

$$\begin{bmatrix} \tau_w^x \\ \tau_w^y \end{bmatrix} = \frac{\rho f' \sqrt{u_2^2 + v_2^2}}{8} \begin{bmatrix} u_2 \\ v_2 \end{bmatrix} \quad (31)$$

渦動拡散係数 D_{h2} の算定には、全水深 h の代わりに h_2 を、 u_* の代わりに式(31)の底面せん断力から定義される $u_{*2} = \sqrt{(\tau_w^x^2 + \tau_w^y^2)^{1/2}} / \rho$ を用いて式(19)から算定される。

上層で平均された乱れエネルギー k_2 は次式で与えられる(長田, 1999)。

$$k_2 = 2.07 u_{*2}^2 \quad (32)$$

式(30)中のレイノルズ応力は以上のように得られた D_{h2}, k_2 と式(16), (17), (18)から算定される。

(4) 水面が水制天端より低くなる場合 ($h \leq h_g$) の取り扱い (Fig.29参照)

A,B領域とも Fig.29 のように下層だけからなる一層流と考え、連続式、運動方程式の中で $m=1, q_i=0, h_2=0, (M_2, N_2)=(u_2, v_2)=(0, 0)$ とおくことによって、二層流モデルを変更なく適用できる。

(5) 一般座標系への展開と方程式の統一表示

以上の方程式と境界条件は一般座標系表示に変換され、任意の河道地形と構造物形状に対し流れが解析される。また、Fig.27のようなA,B領域毎・上下層毎に異なる諸式の関数形は、領域を判別するパラメータ(既述の Γ_m, δ_{m1}^A など)を用いて一つの方程式

により統一表示される。これによって、計算アルゴリズムが合理化・簡便化され、計算効率が格段に向上する。数値計算法の詳細は省略する。

7.2 捨石堰の一次元流れへの平面二次元二層流モデルの適用

捨石水制の流れに適用する前に、パラメータ調整と本モデルの検証を目的として、一次元流である捨石堰の流れを解析し、実験値や前述の理論解析値と比較する。

まず、Fig.10 の非越流の場合について「無次元流量 $F_0 \sim$ 無次元水深 h_0/L 」の関係 (Fig.11 など) を本モデルにより再現し、多孔体内の乱流抵抗項に含まれるモデルパラメータを微調整した。その結果、本モデルの最適値として $(e, f) = (0.015, 30)$ を得た (cf. 一次元解析に対する最適値は $(e, f) = (0.025, 50)$)。先の一次元解析では捨石上下流端において断続的な水深変化を仮定し運動量保存則によって水深間の関係を求めたのに対し、二次元数値解析では急変流も水深平均された質量・運動量保存則によって連続的に既述されている。このように急変流の取り扱いが異なるためにモデルパラメータの最適値に若干の違いがあらわれたと考えられる。

捨石堰を越流する場合に対しても、水面形 $h(x)$ 、越流量 q_U 、透過流量 q_S などの平面二次元数値解と実験結果・一次元解析との比較がなされた。比較例は前述の Figs.15,16 に併記されている。堰下流端の落水部を除けば、実験値とは良好に一致しており、モデルの妥当性が確認される。

8. 捨石水制が設置された開水路流の実験と解析

8.1 水理実験の概要

Fig.30のように直方体 (長さ l_g 、幅 b_g 、高さ h_g) の捨石水制の流れに直角に設置する。水深が水制天端より小さい場合 (Case-AのSeries: 「非越流型」) と大きい場合 (Case-BのSeries: 「越流型」) の二種類の流れを対象とする。水理実験はいずれも宇治川水理実験所において実施され、Case-Aの実験には、長さ $L=20.0\text{m} \times$ 幅 $B=2.0\text{m} \times$ 高さ $W=0.25\text{m}$ で水路床勾配 $i=1/800$ のコンクリート製水路が、Case Bの実験には、 $L=9.0\text{m} \times B=0.4\text{m} \times W=0.25\text{m}$ で $i=1/400$ の壁面ガラス製水路がそれぞれ使用された。

実験状況をPhotos 6,7に示す。また、実験条件をTable 1に示す。

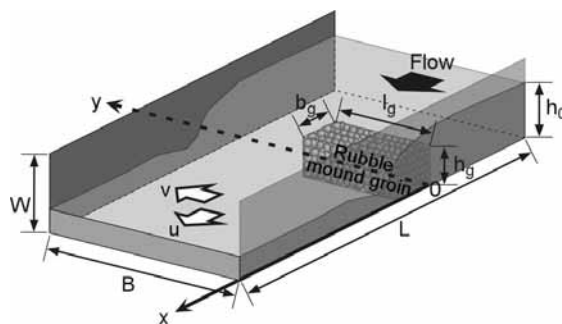


Fig.30 Definition of variables in an open channel flow system with a rubble mound groin installed.



Photo 6 Laboratory experiment on rubble mound groin (Case-A, i.e. $h < h_g$).



Photo 7 Laboratory experiment on rubble mound groin (Case-B, i.e. $h > h_g$).

8.2 水制を越流しない場合 (Case-A)

Fig.31には水深分布、Fig.32には流速ベクトルに関する「解析—実験」間の比較を例示する。領域全体の特徴はほぼ一致している。適合度を詳細に見るために一例として水制直下流 $-x/h_0=4$ における無次元水深、流速 $(h/h_0, u/U_0)$ の横断分布をFigs.33,34に示す。水制の粒径や水理条件の影響が本解析によってほぼ良好に再現されている。

Table 1 Hydraulic conditions in laboratory experiment on rubble mound groin

(a) Submerged flow (Case-A)

Case A		Case A-1	Case A-2	Case A-3	Case A-4	Case A-5
Groin geometry	permeability	impermeable		permeable (rubble mound)		
	length l_g (m)	1				
	width b_g (m)	0.3				
	height h_g (m)	0.2				
	grain diameter d_m (m)					
porosity n			0.019	0.035	0.019	0.035
			0.33	0.38	0.33	0.38
back water effect		No			Yes	
discharge Q (m ³ /s)		0.05193				
channel width B (m)		2.0				
bed slope i		1/800				
water depth at upstream end h_0 (m)		0.103	0.098	0.096	0.100	0.099
water depth at downstream end h_1 (m)		0.029	0.034	0.037	0.060	0.061
average velocity at upstream end U_0 (m/s)		0.270	0.288	0.283	0.284	0.307
friction velocity $U_*=(gh_0 i)^{1/2}$ (m/s)		0.036	0.035	0.034	0.035	0.035
Froude number at upstream end F_0		0.250	0.270	0.279	0.262	0.268
Froude number at downstream end F_1		1.712	1.296	1.169	0.564	0.549
water temperature T (°C)		26	28.5	26.5	28.5	27.7
kinematic viscosity ν (m ² /s)		8.47E-07	7.79E-07	8.33E-07	7.79E-07	8.01E-07
Reynolds number at upstream end Re		3.1E+04	3.3E+04	3.1E+04	3.3E+04	3.2E+04
grid interval	Δx (m)	0.05				
	Δy (m)	0.05				
time step		5.0×10^{-3}				

(b) Overflow (Case-B)

Case B		Case B-1	Case B-2	Case B-3	Case B-4
Groin geometry	permeability	permeable (rubble mound)			
	length l_g (m)	0.2			
	width b_g (m)	0.1			
	height h_g (m)	0.05			
	grain diameter d_{50} (m)	0.035	0.020		
porosity n		0.373	0.318		
back water effect		No	Yes	No	Yes
discharge Q (m ³ /s)		0.010583			
channel width B (m)		0.4			
bed slope i		1/400			
water depth at upstream end h_0 (m)		0.077	0.077	0.079	0.080
water depth at downstream end h_1 (m)		0.039	0.063	0.037	0.063
average velocity at upstream end U_0 (m/s)		0.320	0.313	0.304	0.314
friction velocity $U_* = (gh_0 i)^{1/2}$ (m/s)		0.043	0.043	0.044	0.044
Froude number at upstream end F_0		0.396	0.396	0.377	0.373
Froude number at downstream end F_1		1.102	0.534	1.184	0.534
water temperature T (°C)		23.2	23.2	23.2	28
kinematic viscosity ν (m ² /s)		9.2E-07	9.2E-07	9.2E-07	7.9E-07
Reynolds number at upstream end Re		2.9E+04	2.9E+04	2.9E+04	3.3E+04
grid interval	Δx (m)	0.02			
	Δy (m)	0.02			
time step Δt (sec)		1.0×10^{-3}			

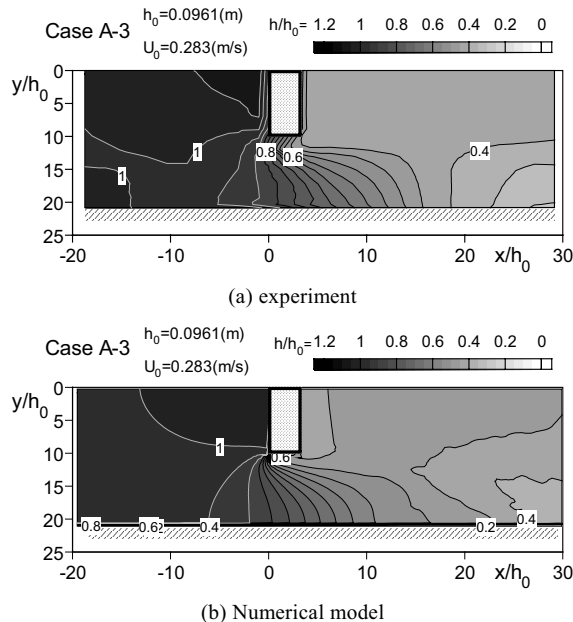
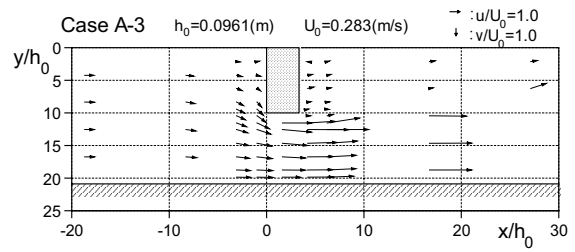
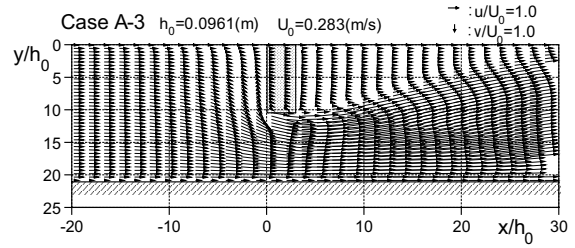


Fig.31 Horizontal distribution of water depth h . (submerged flow : Case A-3)



(a) experiment



(b) Numerical model

Fig.32 Horizontal distribution of velocity vector (Submerged flow : Case A-3)

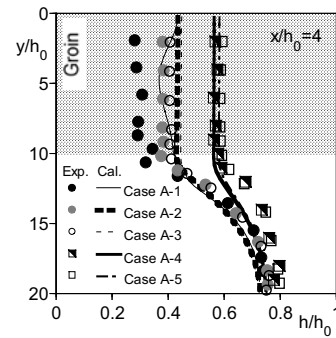


Fig.33 Cross-sectional profiles of water depth h (submerged flow, cross section at downstream side of groin, $x/h_0=2.5$)

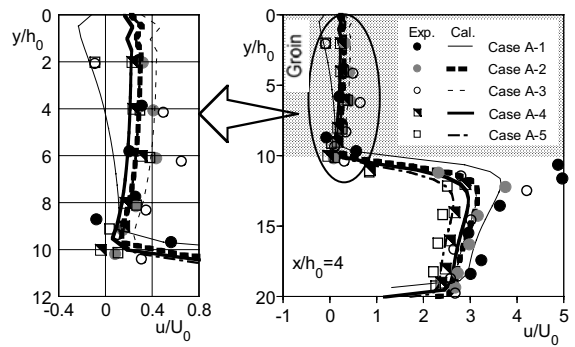


Fig.34 Profiles of velocity u (submerged flow, cross section at downstream side of groin, $x/h_0=2.5$)

8.3 水制を越流しない場合 (Case-B)

(1) 水面形

CaseB-1 の水面分布について、実験値と数値解を Fig.35 に比較する。数値解析は水面形の特徴を再現している。さらに、詳細を検討するため水制天端上の $x/h_0=0.6$ と、水制直下流の $x/h_0=2.5$ における水深の横断分布を Case 毎に Fig.36 で比較する。 $x/h_0=2.5$ では再現精度は十分ではない。特に、下流側が射流

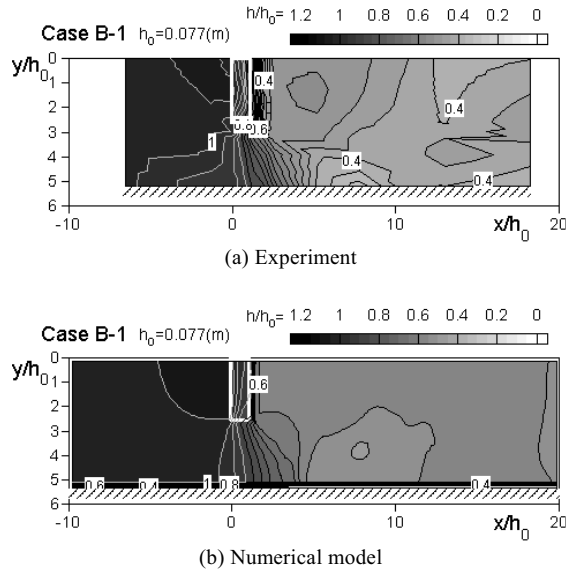


Fig.35 Horizontal distribution of water depth h (flow over groin; Case B-1).

となる CaseB-1, B-3 については実験と解析との差が大きく、一次元性を仮定した浅水流モデルの限界があらわれている。しかし、全般的な水深分布の特徴は捉えられている。

(2) 流速

Fig.37にはCaseB-1の流速ベクトルに関し実験値と数値解析を比較する。流れの平面構造が良好に再現されている。Fig.38は水制先端を通る縦断面, $y/h_0=2.5$ における横断方向流速 v/U_0 の分布を Case B-1~B-4 について比較する。水制先端付近で v/U_0 が正のピークをとり、水制から主流部へ流れを刎ねることが数値解析によって再現されている。Fig.39は $x/h_0=0.6$ (水制を通る横断面) と $x/h_0=2.5$ (水制直下流の横断面) における u/U_0 の分布をそれぞれ示す。 $x/h_0=0.6$ では水制内の流速が計測されていないため、実験値は右岸側の開水路部のみしか示されていない。水制による流れの変化が大きな CaseB-1, B-3 については「解析—実験」間の偏差が大きい、CaseB-2, B-4 については比較的良好に再現されている。

(3) 流体力

流体力を水理実験で計測することは困難であるが、数値解析における運動方程式各項より以下のような流体力の特徴を知ることができる。

《底面せん断力 τ_b 》

水制周辺における堆積・洗掘など局所的な土砂動態を予測する上で、式(12)の右辺第4項の底面せん断力 (τ_b^x, τ_b^y) の情報が有用である (結果は省略)。

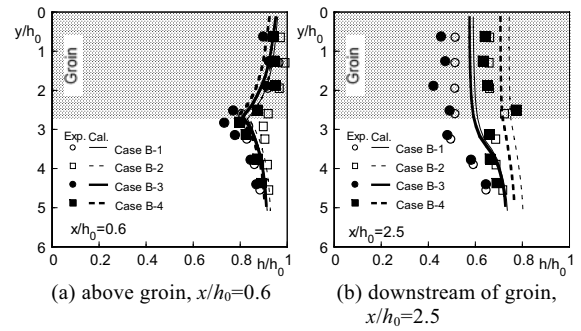


Fig.36 Cross-sectional profile of water depth, h (flow over groin; Case B-1~4).

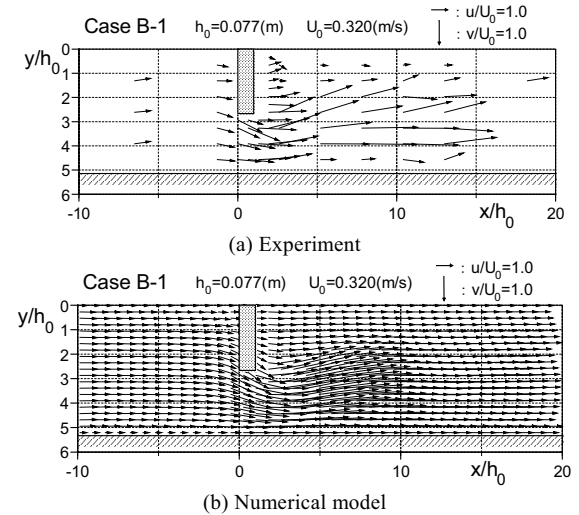


Fig.37 Horizontal distribution of velocity vector u (flow over groin; Case B-1).

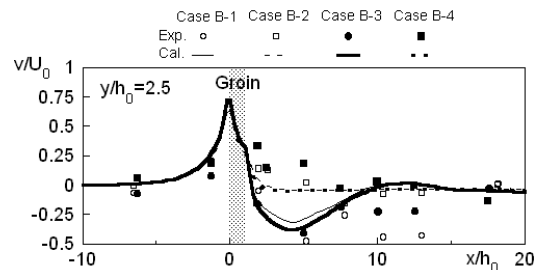


Fig.38 Crosswise velocity component, v , in the longitudinal cross section $y/h_0=2.5$ (flow over groin; Case B-1~4).

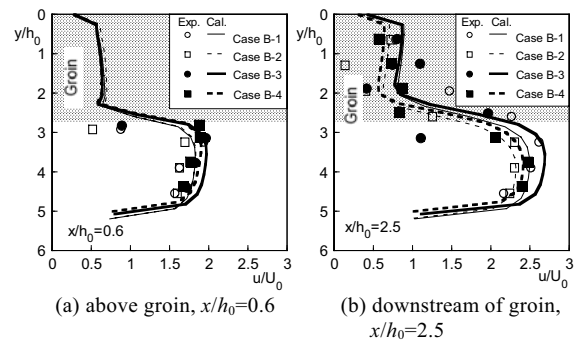


Fig.39 Cross-sectional profile of velocity u (flow over groin; Case B-1~4).

《Reynolds 応力》

水制内外の乱流は、水質の拡散特性、礫間浄化能力、水制の曝気性能、微生物の生体に与えるストレスなど、水質・生態系に重要な役割を果たす。A 領域においては式(12)、B 領域においては式(24)（水制内）と式(30)（水制上）のそれぞれの右辺第 2,3 項から乱流特性を検討することができる（結果は省略）。なお、本研究では、水制内の乱れの影響がきわめて小さいこと、水制内の乱れの情報が少ないことから式(24)の Reynolds 応力（第 2,3 項）についてはないものと仮定して数値解析を実施している。

《水制天端に作用する壁面摩擦力》

水制天端における材料の安定性は、式(30)右辺第 4 項の水制天端に作用する壁面摩擦力（ τ_w^x, τ_w^y ）によって検討される（結果は省略）。

《水制天端における界面せん断力》

式(24)や(30)に含まれる内部せん断力 $Eq_1(u_2-u_s, v_2-v_s)$ は、水制天端の質量・運動量交換にともなう付加応力である。水制内と開水路との水質交換もこれによって検討することができる（結果は省略）。

《水制内部の抗力》

水制内部の石礫に作用する抗力は式(24)の右辺第 4 項によって評価される。（ x, y ）方向成分の平均自乗和から抗力の絶対値 F_p を算出し、代表量（ U_0, h_0 ）を用いて規準化すれば以下の無次元抗力 $\tilde{F}_p$ を得る。

$$\tilde{F}_p = \frac{F_0^2}{Re\tilde{K}^2} \tilde{U}_s + cF_0^2 \frac{\tilde{U}_s^2}{\sqrt{\tilde{K}}} \quad (33)$$

ここで、 $\tilde{U}_s = \sqrt{u_s^2 + v_s^2} / U_0$ 、 $\tilde{K} = \sqrt{K} / h_0$ である。式(33)右辺の第 1 項は層流抵抗力、第 2 項は乱流抵抗力である。

水制内における $\tilde{F}_p$ の平面分布を粒径 d_m 、間隙率 n が異なる Case B-1, B-2 について Fig.40 に比較する。

透水性の大きな Case B-1 の方が Case B-3 よりも水制内部の抗力は小さい。いずれの Case においても、水制先端に近いほど抗力が増加し、水制先端の上下流隅角部で抗力が極大化するために、この部分で崩壊しやすいことがわかる。比較のため水制を越流しない場合の例として Case A-3 における $\tilde{F}_p$ の平面分布を Fig.41 に示す。やはり、水制先端ほど大きな抗力が作用しているが、極大値は上流側の隅角部にのみあらわれ、下流側では越流する場合のように大きな抗力は作用していない。このような Case A-3 における抗力分布特性は、画像計測で得られた水制内の流速分布（Fig.7 参照）とよく対応している。

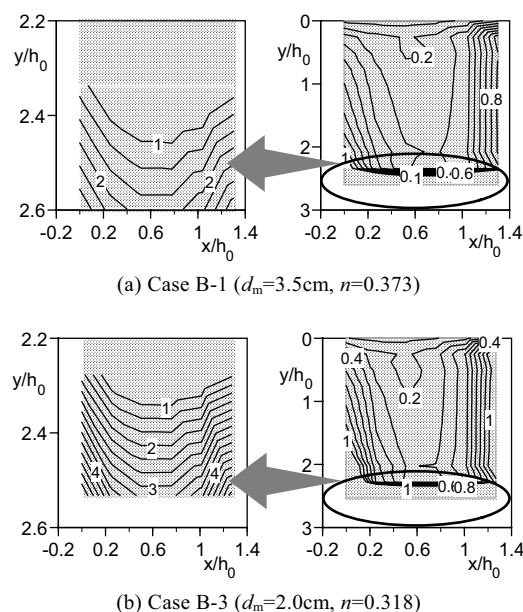


Fig.40 Distribution of normalized drag force $\tilde{F}_p$ in the groin (flow over groin).

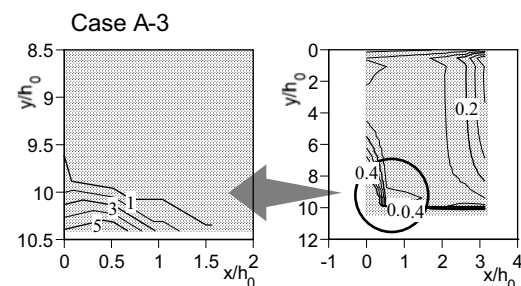


Fig.41 Distribution of normalized drag force $\tilde{F}_p$ in the groin (submerged flow, Case A-3; $d_m=1.9\text{cm}$, $n=0.33$).

9. むすび

9.1 本研究のまとめ

自然材料で構築される河川構造物として捨石堰と捨石水制の水利機能を様々な角度から検討した。本研究で得られた知見は以下のように要約される。

- (1) 捨石堰、捨石水制を河川へ適用するにあたり治水・利水・環境面での課題を整理した。これに基づいて研究計画を策定し、捨石堰・捨石水制の研究の流れを構成した。
- (2) 屈折率整合技術を用いて捨石堰・捨石水制内外の流れと乱れを計測した。実験システムの制約上、水利模型は小さく、結果は定性的なものに限定されるが、間隙配置と流速・Reynolds応力分布との空間相関性、堰・水制と周辺流との質量交換特性などが明らかにされた。

- (3) 捨石堰のH-Q曲線を求めるために、透過・越流現象の一次元解析を実施した。捨石堰を越流しない場合を対象に多孔体内の流れの抵抗をモデル化し、堰形状、捨石粒径、間隙率、水深などの関数として流量の理論解を得た。理論値は実験結果と良好に一致し、精度のよいH-Q曲線を作成できることを確認した。
- (4) 捨石堰を越流する場合については、流れを被圧多孔体流と透水粗面上の開水路流からなる二層流でモデル化し、水面形と透過・越流量の理論解を得た。また、水面形の特異点条件より流量の解を得た。いずれの理論解も実験値と良好に一致した。
- (5) 捨石堰の破壊機構を解明し、破壊限界を解析した。捨石堰の一次元解析と水理実験より、堰の崩壊は下流端法面から開始すること、法面上の石礫材料の噛み合わせ構造の影響が大きいことが明らかになった。これらに着目して破壊限界を算定するための力学モデルを構築した。捨石堰の破壊条件は滑動よりも回転に対する安定度によって支配されており、力学モデルから得られる破壊限界は実験結果を良好に再現した。
- (6) 捨石堰の研究から得られた知見を応用して、捨石水制など透過性構造物が設置された開水路流の平面二次元浅水流モデルを構築した。解析領域は、①「開水路流－多孔体乱流」の二層からなる固液混相流領域（B領域）と②開水路流の液相単層流領域（A領域）に分けられる。解析アルゴリズムを合理化、簡略化するために、A,B領域とも構造物の天端高さを境界面とする二層系に設定し、上下層間の質量・運動量交換を考慮した数値解析モデルを構築した。
- (7) 数値モデルの捨石堰流れへの適用性を確認した後、捨石直角水制を対象に水面形や流速の再現性を検証した。水制を越流しない場合と、水制を越流する場合に対し本モデルを適用した。いずれの場合にも水理実験で計測された流速や水面形の二次元分布が良好に再現され、二層流モデルの妥当性が検証された。
- (8) 本解析によって、水理実験では計測できない水制内部の流れや流体力などの情報も得ることができた。水制材料に作用する抗力は水制先端に近いほど大きいこと、越流する場合には先端部の上下流側隅角部において極大となるのに対し、越流しない場合には水制先端の上流側隅角部においてのみ抗力が極大になることが明らかになった。さらに、粒径が大きく透水性が大きい構造ほど抗力は小さくなることがわかった。

9.2 関連する技術問題への展開

本研究の内容は捨石堰と捨石水制の問題に限定されているが、流れや流体力の解析手法は以下のように様々な関連問題に応用できると考えている。

- ① 捨石やふとん竈など透水型の低水護岸の抵抗特性、水交換特性
- ② 枠・牛・ブロック水制など透過型水制の水流制御機能
- ③ 石礫を用いた落差工や魚道の水理性能
- ④ 巨石が堆積した透過型砂防ダムの流水疎通性
- ⑤ 扇状地河川の損水・得水特性
- ⑥ 砂礫砂州の通水・水質浄化機能
- ⑦ 石礫を中詰めした防波堤の水交換能
- ⑧ ロックフィルダム
- ⑨ 鉾津ダムの通水性

謝 辞

本研究を遂行するにあたり、京都大学防災研究所の中川一教授には暖かくご指導・ご協力を頂いた。水理実験には以下のように数多くの教員・学生のご協力を頂いた；〔神戸大学学生〕福岡達信，古澤孝明，池松健，花谷清明，山澤澄志，高橋亮介，藤井淳，〔岡山大学学生〕森永智・大西利典，〔近畿大学理工学部講師〕高野保英氏，〔同学生〕：森知宏之・田中健司。本研究は平成14,15年度文部省科学研究費補助金，基盤研究(B)(1)（代表：道奥康治，課題番号：40127303）の援助のもとに実施された。以上，記して謝意を表する。

参考文献

- 江藤剛治，竹原幸生，横山雄一，井田康夫（1996）：水流の可視化に必要な関連技術の開発－比重整合・屈折率整合・多波長計測－，土木学会論文集，No. 533/II-34，pp.87-106.
- 伊藤一教，東江隆夫，勝井秀博（2001）：個別要素法に基づく捨石のランダム性を考慮した潜堤の変形予測手法，海岸工学論文集，第48巻，pp.806-810.
- 岡部健士，中野晋，吉田弘（1991）：混合砂礫床の粗粒成分の移動限界に関する基礎的研究，水工学論文集，第35巻，pp.397-402.
- 清水義彦（1992）：種々の河床粗度形態を有する開水路流れの構造に関する研究，京都大学学位論文.
- 末次忠司（2000）：ふとんかご設計にあたっての中込材への流体力と金網変形，粒体力の評価とその応用に関するシンポジウム講演論文集，pp.25-30.
- 中川博次，辻本哲郎，後藤仁志（1991）：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
文集, 第 35 巻, pp.429-434.
- 長田信寿 (1999) : 水工学における計算機利用の講習
会講義集, 土木学会水理委員会, pp.61-76.
- 前野詩朗・道奥康治・森永智・大西利典 (2003) : 捨
石堰の破壊機構のモデル化, 水工学論文, 第 47
巻, 781-786.
- 道奥康治・前野詩朗・古澤孝明・羽根田正則 (2002) :
捨石堰の「水位－流量」特性を規定する水理量,
水工学論文, 第 46 巻, pp.487-492.
- 道奥康治・前野詩朗・羽根田正則・古澤孝明 (2003) :
捨石堰を越流・透過する流れの構造と流量解析,
土木学会論文, No.740/II-64, pp.131-142.
- Arbhabhirama, A. and Dinoy, Antonio A. (1973):
Friction factor and Reynolds number in porous media
flow, *Jour. Hydr. Eng.*, ASCE, Vol.99, HY6,
pp.901-911.
- Nezu, I. and Nakagawa, H. (1993): Turbulence in
OpenChannel Flows, *IAHR Monograph*, Balkema,
281p.
- Ward, J.C. (1964): Turbulent flows in porous media,
J. Hydr. Eng., ASCE, Vol.90, HY5, pp.1-12.
- Wright, D.E. (1968): Nonlinear flow through granular
media, *J. Hydr. Div.*, ASCE, HY4, pp.851-872.

Hydrodynamic properties of rubble mound weir and groin installed in an open channel

Kohji MICHIOKU*, Taisuke ISHIGAKI, Shiro MAENO**, Kousei TAKEHARA***,
Takeharu ETOH***, Masashi NANJO****, and Masanori HANEDA*****

* Department of Civil Engineering, Kobe University, Japan

** Department of Environmental Design and Civil Engineering, Okayama University, Japan

*** Department of Civil Engineering, Kinki University, Japan

**** Nissuicon, Co. Ltd., Japan

***** Hanshin Railway Co. Ltd., Japan

Synopsis

In order make suitable design of nature-friendly river structures, hydrodynamics of rubble mound weir and groin were investigated. Fundamental properties such as flow fields inside and around the structure and structural stability against flow force were experimentally examined. Applying a non-Darcian flow resistance law for describing momentum balance in the rubble mound, a theoretical model was developed in order to describe the flow fields with weirs or groins installed. The analysis shows very good agreement with laboratory data.

Keywords: permeable structure, rubble mound, weir, groin