

巨石を設置した開水路の流れ構造と淵創出に関する研究

指導教員 富永晃宏 教授

榊卓也

1. はじめに：日本では、従来より溪流などで巨石が点在しており、近年では多自然川づくりの一環として巨石を河道に投入することがしばしばある。しかし経験的に投入する機会が多く、設置方法などが体系化されていない。また巨石投入が流れ、河道に与える影響について工学的検討も十分に行われていない。そこで、本研究では、開水路に設置した巨石が流れに及ぼす影響、および河床変動により創出されるR型の淵の特徴について実験、数値計算から水理学的検討を行う。

2. 実験の方法：実験水路は長さ 14m、幅 60cm の直線開水路を使用し、水路勾配は 1/500 とした。固定床実験の場合、底面は砂を散布し粗度を与えたものとし、移動床実験では平均粒径 $d_m=0.611\text{mm}$ の一様砂を厚さ 11cm で敷き詰め実験を行った。水理条件を表-1 に示す。実験に用いた巨石模型は直径 10cm、体積 523.6cm^3 、質量 1.075kg、密度 2.05g/cm^3 の球で、設置形式については図-1 に示す。

流速計測には 2 成分電磁流速計を使用し、水面形の計測にはポイントゲージを使用した。移動床実験では通水時間を 30 分とし、通水後の河床形状をレーザー距離計により計測した。

3. 河床変動前の結果と考察：巨石投入初期における流れ構造を明らかにするために河床変動前の実験結果について検討した。図-2 には、設置形式が同じ typeB で、水理条件の異なる case2, case6 の流速ベクトル ($z=1.5\text{cm}$) を示す。模型前方では堰上げにより水位が上昇しているため、流速が低下している。模型側方では水はねにより流速が増大しており、この加速域は左岸側まで達している。非越流構造の case6 では模型後方では逆流が発生しており、後流域が $x=120\text{cm}$ まで認められる。また右岸側壁に沿って長い区間に流速の低下が見受けられる。 $x=80\text{cm}$ 以降では模型後方に入り込む流れとなっている。後流の範囲は case6 のように非越流となるケースでは見受けられるが、case2 のように越流構造となるケースでは、後流が越流する流れにより打ち消されていた。

図-3 に case6 の水面形を示す。模型の前方領域では堰上げによる水面上昇が発生しており、模型側方で水面が低下し始め、模型後方においては水面が大幅に落ち込むことが確認された。この水面の低下領域は非越流構造の場合に規模が大きくなっていた。

図-4 に case6 の無次元底面せん断応力 τ_{bx}/τ_{bx0} , τ_{by}/τ_{bx0} を示す。 τ_{bx0} は $x=0\text{cm}$ における τ_{bx} の平均値である。模型の側方から斜め後方にかけて底面せん断応力が卓越しており、流下方向に進むにつれ、徐々に低下している。

表-1 水理条件

| ケース名 | case1 | case2 | case3 | case4 | case5 | case6 | case7 | case8 |
|-----------------|--------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|
| x [cm] | 50 | | | | | | | |
| 設置位置 y [cm] | 30 | | 5 | | 30 | | 5 | |
| z [cm] | 5 | 0 | 5 | 0 | 5 | 0 | 5 | 0 |
| 設置形式 | typeA | typeB | typeC | typeD | typeA | typeB | typeC | typeD |
| 水路幅 B [cm] | 60 | | | | | | | |
| 水深 h [cm] | 6.0 | | | | 4.0 | | | |
| 流量 Q [m³/s] | 0.0185 | | | | 0.0091 | | | |
| 断面平均流速 u [cm/s] | 52.00 | | | | 38.36 | | | |
| フルード数 Fr | 0.670 | | | | 0.606 | | | |

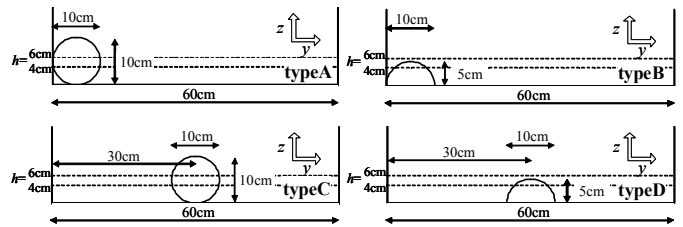


図-1 模型の設置形式

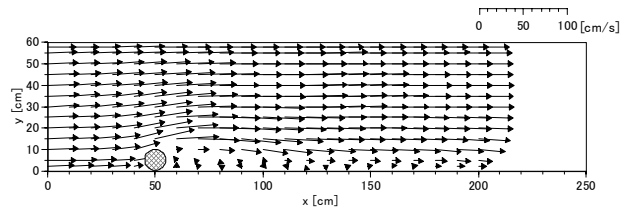
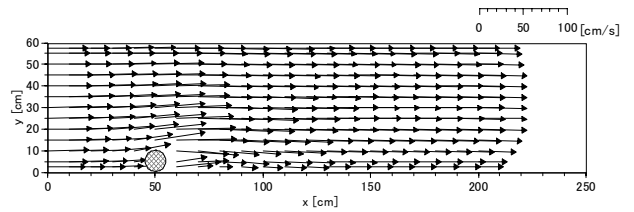


図-2 流速ベクトル ($z=1.5\text{cm}$, 上: case2, 下: case6)

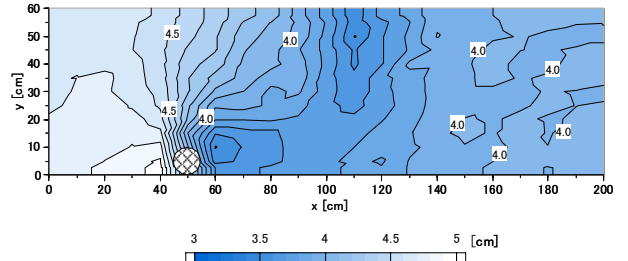


図-3 河床変動前の水面形 (case6)

これは加速域で水面が低下していたために底面せん断応力が高くなっていったが、水面が徐々に元の高さに戻るとつれて弱まったと考えられる。模型後方では流速が低下していることから値が小さくなっており、河床変動時の土砂の堆積が予測される。また模型前方でも堰上げ効果

により値が小さくなっており、土砂が堆積しやすい位置となっているが、この位置は洗掘による河床低下が予測される位置である。この点については横断方向の底面せん断応力が卓越していることから、それによって洗掘が発生するものと考えられる。実際には馬蹄型渦により横断、鉛直方向の力が働き、洗掘が発生する。この洗掘の発生については後の移動床実験に示す。

4. 流体力：さて、実河川での巨石投入を想定した際、巨石が流れに対してどの程度の抵抗になるかを把握する必要がある。そこで、模型前後の水位差 Δh 、抗力 D 、抗力係数 C_D から流体力について検討する。算定に用いた式を以下に示す。

$$\Delta h = \frac{1}{B} \int_B H dy \Big|_{front} - \frac{1}{B} \int_B H dy \Big|_{back} \quad (1)$$

$$D = \beta \int_B \left(\rho q \bar{u} + \frac{1}{2} \rho g h^2 \right) dy \Big|_{front} - \beta \int_B \left(\rho q \bar{u} + \frac{1}{2} \rho g h^2 \right) dy \Big|_{back} \quad (2)$$

$$C_D = \frac{2D}{\rho A_{front} U_\infty^2} \quad (3)$$

B は水路幅、 H は水位、 $front, back$ は模型中心から 10cm 前、後方の横断面、 q は単位幅流量、 \bar{u} は流下方向水深平均流速、 β は運動量補正係数、 A_{front} は模型の水中投影面積、 U_∞ は $x=0\text{cm}$ の断面平均流速である。なお抗力 D の算定の際、壁面摩擦および重力については無視している。

河床変動前の実験結果より得られる投影面積 A_{front} と水位差 Δh の関係を図-5 に示す。投影面積の増大に伴い、水位差が増大していることが見てとれ、模型による堰上げ効果や後流域での水面低下の程度が投影面積に関係していることがわかる。

次に、水位差 Δh と抗力 D の関係を図-6 に示す。水位差 Δh の増大に伴い、抗力 D が増大していることがわかり、水位差 Δh が抗力 D に及ぼす影響が大きいことを示している。その確認として運動量 $\rho q \bar{u}$ と静水圧 $1/2 \rho g h^2$ が抗力 D に及ぼす影響を考えると、図-7 のようになり、水位差が寄与する静水圧の影響が強いことがわかる。

そして、抗力係数 C_D の算定結果を図-8 に示す。模型の設置形状の影響を考えるために、水理条件、模型の設置位置が同じである case1-2, case3-4, case5-6, case7-8 で値を比較すると、case1, case3, case6, case8 で値が大きくなっており、それぞれ投影面積、水位差、抗力が大きいケースで抗力係数の値が大きくなることがわかる。水深が小さいケースでは投影面積の大きさが逆転していることに注意すべきである。

模型の設置位置の影響を考えるため、水理条件、模型の形状が同じである case1-3, case2-4, case5-7, case6-8 で値を比較すると case3, case4, case7, case8 で値が大きくなっている。これらのケースは模型を水路の中央に設置したケースであり、中央に設置したことで堰上げの影響範囲が端に設置した場合よりも大きいことから、水位差 Δh

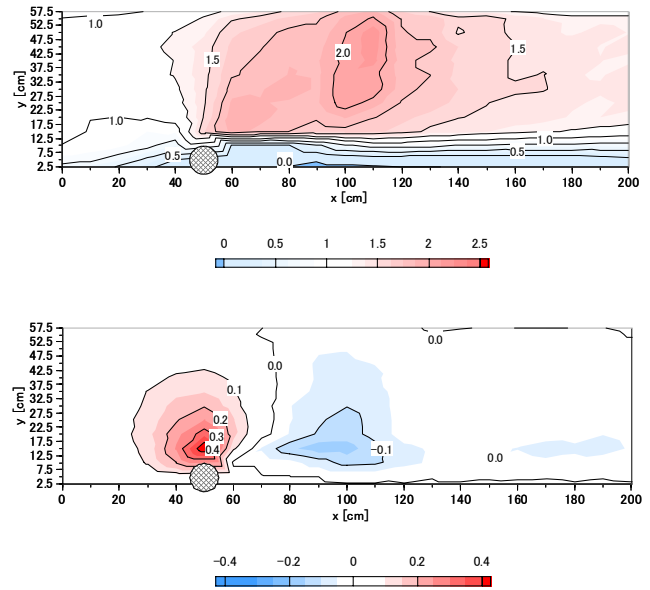


図-4 無次元底面せん断応力(case6, 上: τ_{hx}/τ_{hx0} , 下: τ_{hy}/τ_{hx0})

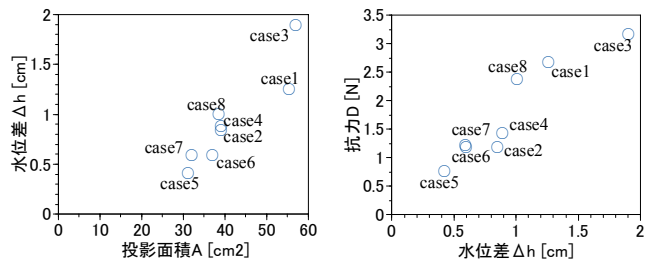


図-5 投影面積 A_{front} と水位差 Δh の関係

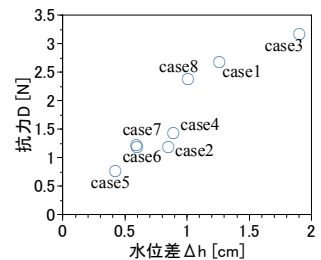


図-6 水位差 Δh と抗力 D の関係

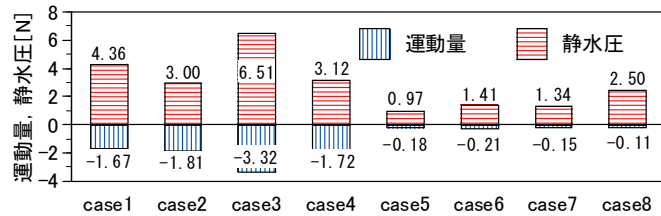


図-7 抗力 D に対する運動量 $\rho q \bar{u}$ と静水圧 $1/2 \rho g h^2$ の構成

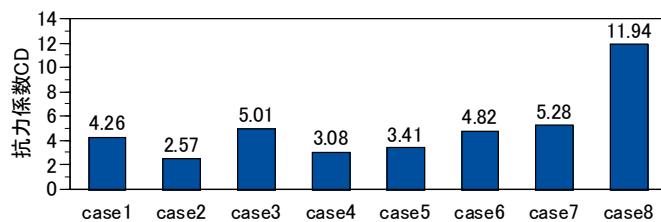


図-8 抗力係数 C_D

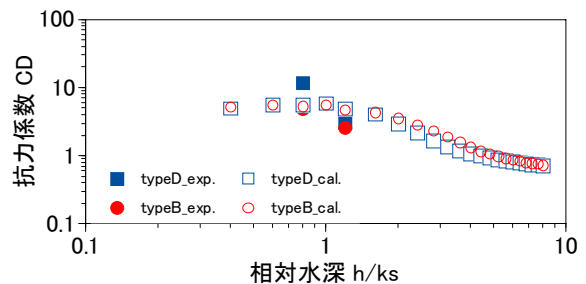


図-9 相対水深 h/k_s と抗力係数 C_D の関係

が大きくなり、各ケース間で抗力係数の値が大きくなったものと考えられる。

ところで、本研究で示される抗力係数の値は一般的な一様流中で示される球の抗力係数（0.2 から 0.5 程度）に比べ、かなり大きな値をとっている。その要因としては相対水深の影響が考えられる。相対水深が小さい場合、水位差が大きくなるため、抗力係数が大きな値を示したのではないかと予想できる。そこで、数値計算により相対水深が抗力係数に及ぼす影響について検討する。

数値計算の基礎方程式には、水深平均された開水路平面 2 次元流れの運動方程式および連続式を用いた。乱流モデルには $k-\epsilon$ model を使用し、河床形状には実験水路の測量データを使用した。マンングの粗度係数は鉛直方向流速分布から得られた流速データに対数則を適用し摩擦速度を求め、マンング式から算定した値を使用した。なお平面 2 次元の計算では、球形状である typeA, typeC は再現できないため、typeB, typeD について検討する。

数値計算より算定した河床変動前の相対水深 h/k_s と抗力係数 C_D の関係を図-9 に示す。なお k_s は粗度高さであり、半球形状であることから $k_s=5\text{cm}$ となる。 $h/k_s>1$ 以上となり模型が水没する場合、抗力係数の値が低下し始め、 $h/k_s>5$ で抗力係数が 1.0 以下となり、一般的な球の抗力係数と同じオーダーになり、さらに h/k_s が大きくなると値が 0.8 程度に収束していくことがわかる。一方、非水没となる $h/k_s<1$ 以下では抗力係数が 5 から 6 程度で推移していることがわかり、実験より算定した抗力係数がこのような相対水深の影響を反映したものと考えられる。

5. 河床変動後の結果と考察：移動床実験では模型が設置位置から移動する転動が発生したことから転動量について考える。転動は河道に巨石を設置した際の、河道の維持管理、安定性を考える上で重要となる。各ケースの x 方向の転動量 dx および 30 分後の模型下端の位置 z_{end} を表-2 に示す。流下方向の転動量 dx が大きくなっているのは、typeA, C の非埋没であり、半分埋没させた typeB, D の方が安定的である。一方全ケースで、30 分後の模型の下端の位置が $z=-6.5\text{cm}$ から -7.5cm 以内に収まっており、設置形状の影響をそれほど受けていない。

次に淵の特徴を検討するため、形成された淵最深部の河床高の縦、横断分布を図-10 に示す。先に述べた転動量 dx の違いが縦断分布より明確に見られる。また模型後方の堆積について、水深 6cm の case1 から case4 ではそれほど見られないが、水深 4cm の case5 から case8 では 2cm 程度見られる。これは水深 6cm のケースでは掃流力が大きく、後流域での堆積量が減少したものと考えられる。淵の領域については、水理、設置条件による違いがそれほど見られず、同程度となっている。

さらに河床形状より概算した淵の体積 V を図-11 に示す。水深 6cm の case1 から case4 に比べ、水深 4cm の case5 から case8 の方が体積 V が大きくなっていることがわか

表-2 転動量 dx と 30 分後の模型下端の位置 z_{end}

| | case1 | case2 | case3 | case4 | case5 | case6 | case7 | case8 |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| dx [cm] | 15.2 | 2.8 | 13.0 | 8.2 | 15.6 | 1.0 | 18.0 | 2.2 |
| z_{end} [cm] | -6.8 | -6.5 | -6.5 | -6.9 | -7.2 | -6.6 | -7.5 | -6.5 |

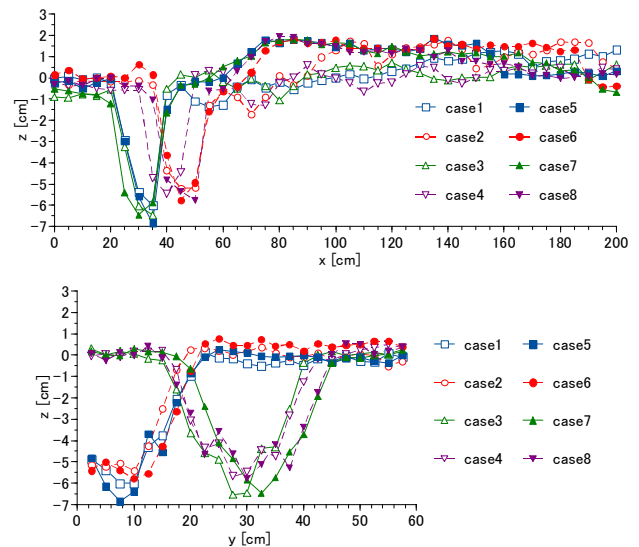


図-10 淵最深部の河床高（上：縦断分布，下横断分布）

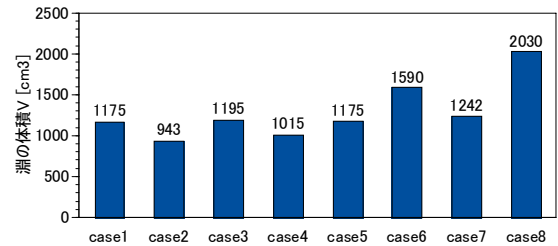


図-11 淵の体積 V



写真-1 通水 30 分後（case6）

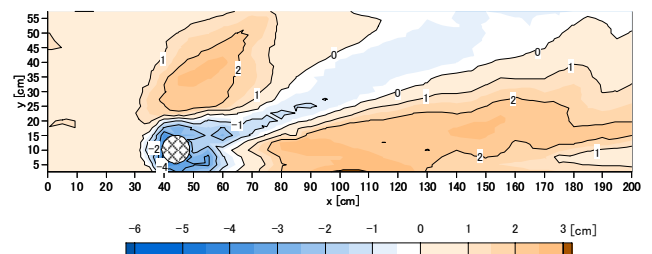


図-12 通水 30 分後の河床形状（case6）

る。設置形状の影響としては、水深 4cm の場合、埋没させていない case1, case3 の体積 V が大きく、水深 6cm の場合、半分埋没させて設置した case6, case8 の方が体積 V が大きいという結果が得られた。

河床変動結果を詳細に検討するため、通水 30 分後の case6 の河床変動結果を写真-1、図-12 に示す。写真-1 よ

り、模型前方に逆円錐形の洗掘域が形成されており、模型近傍では馬蹄型渦による洗掘域、その外側では水中安息角による洗掘域が形成されていることがわかる。馬蹄型渦の存在については目視による砂の挙動より確認することができた。図-12では $x=50\text{cm}$ の河道中央付近で河道が隆起しているが、これは水理計測用に、固定床化する際に隆起したものである。模型の周りでは洗掘が発生しており、模型の斜め後方においても河床の低下が見受けられる。模型後方では土砂の堆積が発生しており、後流および壁面摩擦が影響したものと考えられる。この分布形状は模型前方を除き、無次元底面せん断応力 τ_{bx}/τ_{bx0} から予測されるものと一致している。洗掘域の底面せん断応力については鉛直成分を考慮できていないため、吉川ら¹⁾のように定数倍するなどの解析が必要であろう。

河床変動後の case6 の水面形を図-13 に示す。図-3 と比較してわかるように模型前方の堰上げ領域が狭まっており、模型前後の水位差も小さくなっている。これは洗掘により淵が形成されたことで模型の位置が初期河床面より低くなったことが影響していると考えられる。

図-14 には河床変動後の case6 の流下方向流速 u の縦断分布を示す。これは淵の形成されている右岸側の流速分布であり、淵の形成されている $y=2.5, 5.0, 10\text{cm}$ の $x=40, 50\text{cm}$ では最大で主流部より流速が 20cm/s 程度低下しており、出水時における低速域の創出という淵の役割が本実験においても見られる。

次に河床変動後の流体力を数値計算により検討する。ただし河床変動後において、式 (2) では河床形状が抗力に及ぼす影響を検討できないため、抗力、抗力係数に影響を及ぼす水位差 Δh について検討することとする。なお計算の河床形状には移動床実験の結果を使用している。

図-15 に水位差 Δh の算定結果を示す。全てのケースにおいて河床変動後は水位差が小さくなっている。これは淵が形成され、模型が沈下したことで水位差が小さくなったものと考えられる。そして模型が淵内にあることにより、相対水深も大きくなることから、河床変動後では抗力係数が小さくなることが予測される。

図-16 は河床変動前の抗力係数 C_D と淵の体積 V の関係を示したものであり、抗力係数が大きい場合、淵の体積も大きくなる傾向が見られる。

この要因として考えられることは、河床変動前での固定床では河床が変化しないために、模型により影響を受けた流れが水面に影響を及ぼし、抗力係数 C_D という形で現れ、移動床実験では河床が変化するため、模型の影響を受けた流れが水面ではなく河床に変化を与え、淵を形成すると力として淵の体積 V に現れたのではないかと推察される。

6. おわりに：実河川において巨石の投入を実施する場合、本研究より得られた以下のことが工学的な研究成果として利用できる。

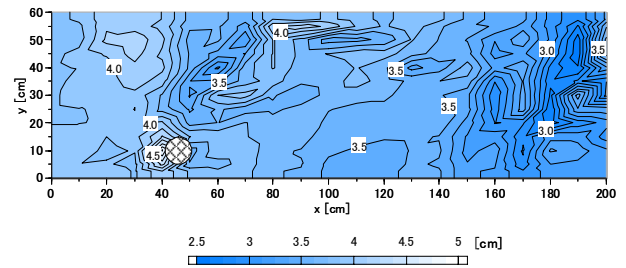


図-13 河床変動後の水面形 (case6)

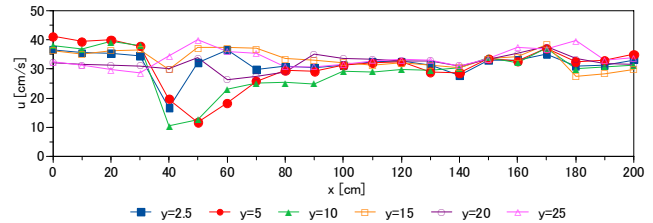


図-14 流下方向流速 u の縦断分布

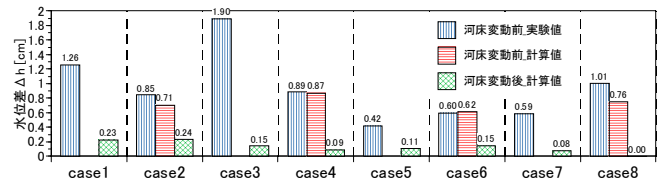


図-15 水位差 Δh

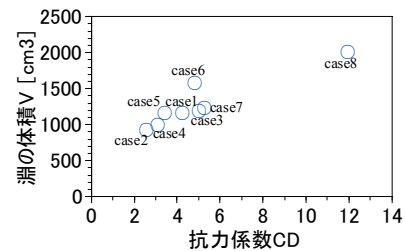


図-16 抗力係数 C_D と淵の体積 V の関係

- ① 本研究で形成された R 型の淵は、非埋没の場合、巨石体積の 2 倍程度となり、半分埋没させた場合、2 から 4 倍程度の体積となる。最深部は巨石径の 0.65 から 0.75 倍程度の深さとなる。淵の領域は、水深、流量の違いをあまり受けておらず、また設置位置、埋没、非埋没といった設置方法の影響もそれほど大きく影響しない。
- ② 淵内では水はねによる加速効果はそれほど強くなく、出水時でも流速が主流部の 1/3 程度に低下している。
- ③ 巨石を投入した直後で淵が形成されていない場合、平水時には相対水深が小さくなる。この時、抗力係数 C_D は 1.0 を超える高い値を示す。しかし、淵が形成された場合や、出水時などの相対水深が大きい場合は抗力係数 C_D が小さくなる。この変化については、数値計算で予測することが可能である。
- ④ 河道の維持管理、安定性を考えると、巨石を半分埋没させて設置させた方が転動による巨石の移動量が小さくなり、好ましい。

参考文献：吉川秀夫，福岡捷二，岩間汎，曾小川久貴：橋脚の洗掘ならびにその防止に関する考察，土木学会論文報告集，第 194 号，pp.83-90，1971。