

II-26

急勾配分岐水路における跳水の発生と土砂堆積

北海道大学工学部 正 員 長谷川 和義

北海道大学工学部 学生員 納 弘

北海道開発局 正 員 石川 伸

1. はじめに

山地河川では流路の分岐・合流が数多く見られ、河床とともに変動を繰り返している。現地調査においては、分岐部に図-1のような流路を塞ぐplug（閉塞堆積）が見い出され、これが流路変動を生み出す原因と考えられた。著者ら（1991）は、この土砂堆積が分岐部前に発生する跳水によって生ずるのではないかと考え、中島を設けた射流の分岐水路実験を行ったところ予想どおり跳水が発生し、流下礫がその場で堆積していくことが確認された。しかし、一般的な発生因、発生条件を解明するには至らなかったために、最も簡単な平行分岐モデルを考え、理論と実験により跳水の発生条件を検証した（長谷川・納ら1991）。すなわち、平行流路の一方の側の入口に粗度を置き、分岐後の流量配分比を変えると跳水が起こり流下礫が堆積していくことが判明した。しかしながら、実験水路の性能上、流量が最大の時でも水深が2cmたらずにしかならず、粗度高と水深の比が小さくなりすぎて粗度による堰上げなど他の要因が介在することになった。一方、跳水内の堆積土砂が跳水にいかなる影響を及ぼすかを明らかにした研究は、現在のところほとんど見い出されていない。この問題は流路閉塞の機構を明らかにする上では非常に重要である。

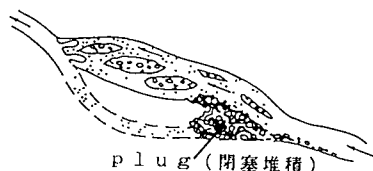


図-1 分岐部の閉塞堆積例

本研究は、上述の検証実験の問題点を解消するために、水路幅を狭ばめて水深を上げ、分岐部跳水発生条件に対する追試実験を行った結果を報ずるものである。続いて跳水の下で堆積する礫が、跳水をどのように変形させ、あるいは消滅させるかを調べるために、礫に模した木片を設置した実験の結果を述べている。分岐後の水路幅比を1:1にしていることや、中島を設けていない簡単なモデルであることから、流路の閉塞に至るまでの過程は判明しなかったが、興味深い現象が見られた。

2. 跳水発生条件に対する追試実験

1) 方法

本実験は、幅80cm、長さ15mの可傾斜水路を用いて行われた。初めに、上流端より5mの位置から厚さ5mmの薄板にて中央を仕切り、これを分岐モデルとして、片側水路の入口部分に粗度を張り付けて、流量配分比が幅比 η （この場合0.5）と異なるようにして水を流し、跳水の発生を確認した。しかし、この実験では1で述べたような問題が生じたため、次に、分岐させた一方の水路を薄板で閉鎖し、もう一方の水路のみに水を流し

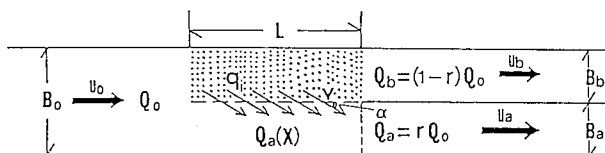


図-2 平行分岐水路の概要と記号の定義

Experimental study on generation of hydraulic jump and sediment deposition in steep bifurcated channel. By KAZUYOSHI HASEGAWA, HIROSHI OSAME, SHIN ISHIKAWA

その水路の上流端より3mの位置から厚さ2mmの亚克力板にて中央を仕切り、分岐モデルとした。すなわち η (幅比) = 0.5である。図-2にその概略図を示す。図中 L は粗度長、 B_0 、 u_0 、 Q_0 はそれぞれ、分岐前の水路幅、等流流速、流量、 B_a 、 B_b 、 u_a 、 u_b 、 Q_a 、 Q_b は、分岐後の a-水路、b-水路の水路幅、等流流速、流量、 r は a-水路への流量配分比、 $Q_1(x)$ は b-水路から a-水路への横流入量、 q_1 はその単位幅横流入量、 v は横流入流速、 α は横流入角を示している。分岐前の主水路と a-水路の底面は、錆止めペイントが塗られており、マニング・ストリックラー式から逆算した粗度高は、平均0.053mmであった。また b-水路の入口には、表-1に示すような粗度、粗度長の板を付着させた。この状態でほぼ15 l/s の流量を流し、勾配を種々に変えて合計26種類の実験を行って跳水の発生状況を調べた。分岐流量は、水路下端に容器を置き、満杯になる時間を測って求めた。

2) 結果

表-1に分岐前水路において測定した、主要水理量を、図-3にこの時の典型的な跳水発生時の水面形を示す。

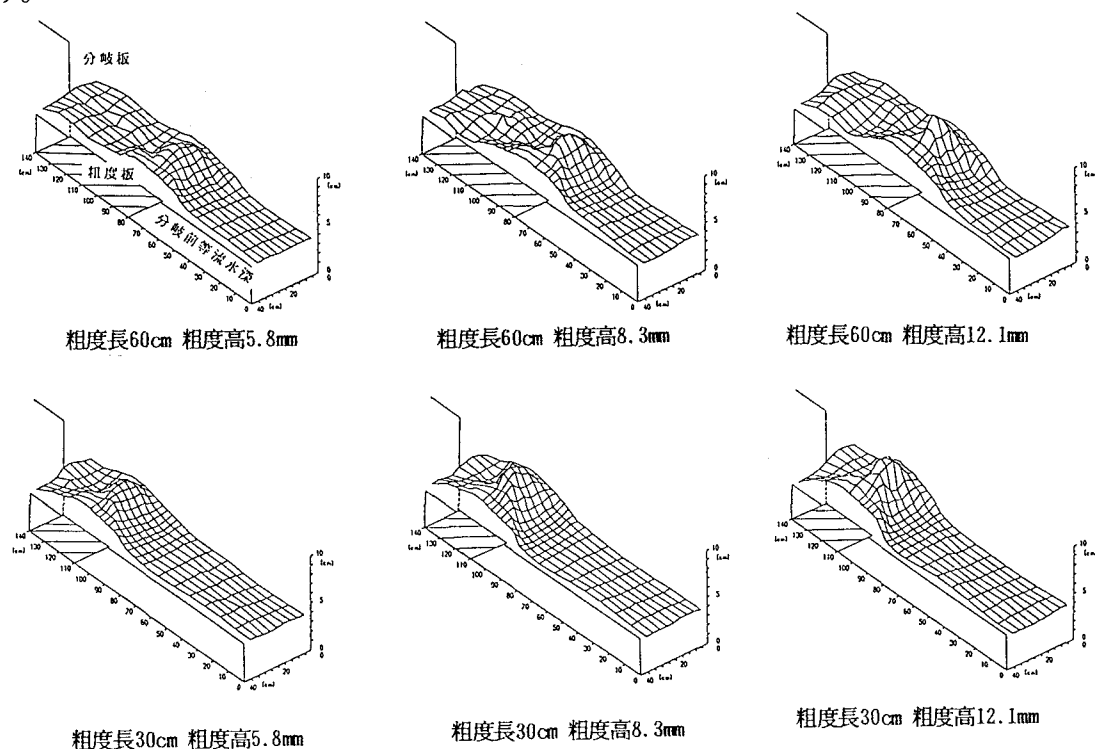


図-3 跳水発生時の水面形

一連の実験は、最初勾配を緩く設定して徐々に急にするようにしている。この時、どの粗度条件においても、まず分岐点のかなり上流側から分岐点まで、跳水かどうか判別できないような波状のものが数多く現れ、勾配を急にするにつれて、これらが数を減らしながら、また波高を大きくしながら下流側に移動するのが観察された。そして最終的には、これらが設置粗度板の少し上流側で一つの大きな波すなわち跳水となり、フルード数が1.7以上のものは波の頂上が碎波した後に、それ以下のものはそのまま波頂部分から崩れていくのが見られた。跳水が崩れた直後には、側壁近辺の水面に斜めの波峰線が残っており、この状態を跳水の継続とみなすか否かを判別するのは難しいように思われた。勾配を急にするにつれてこの峰線も消えてゆき、最後には a、b 水路ともに何の水面形変位も見られない状態になった。またどの粗度に対しても、跳水発生時の河床勾配が、それぞれの粗度に対する限界勾配よりも緩くなったために、粗度上で流れが常流になり b-

水路側でも跳水が発生した。すなわち、今回の一連の実験では、両水路ともに跳水が起こる結果となった。図-3は、こうした状態での水面形である。もし河床勾配が粗度に対する限界勾配よりも急であれば、水面形は射流-射流の接続となる

表-1 実験条件および主要水理量

ためにb-水路側では跳水が発生しないものと思われるが、ポンプ容量の限界から実現できなかった。これらの跳水は、非常に不安定な状態にあり、山の部分が振動している例も見られた。また一度崩れた跳水は、もとの勾配に戻してもその時の水面形には戻らず、勾配をさらに緩くした時に、再び跳水が発生するのが観察された。このことより、跳水が新しく発生する条件は、勾配を急にしていた場合と緩くしていた場合とでは、異なることが判明した。

	全流量 Q ₀ (l/s)	底面勾配 i	主水路等流 水深 h ₀ (cm)	主水路 74-1 数F ₀	a水路配分 流量比 r	粗度高 d ₀ (mm)	粗度付長 L (cm)	跳水の状態	主水路幅 B ₀ (cm)	a水路幅 B _a (cm)	幅比 η															
run 11	15.1	1/126	4.19	1.41	0.55	5.8	60	波状跳水	40	20	0.5															
run 12	15.23	1/114	4.05	1.49	0.56			波状跳水																		
run 13	15.09	1/103	4.05	1.48	0.56			跳水なし																		
run 14	14.18	1/141	4.31	1.27	0.55			跳水 ?																		
run 15	14.41	1/135	4.17	1.35	0.56	5.8	30	跳水 ?				40	20	0.5												
run 16	14.72	1/113	4.03	1.45	0.57			波状跳水																		
run 17	14.99	1/103	4.02	1.48	0.58			跳水なし																		
run 18	15.52	1/80	3.84	1.65	0.57			跳水なし																		
run 19	15.70	1/86	4.05	1.54	0.57	8.3	60	波状跳水							40	20	0.5									
run 20	15.4	1/109	4.24	1.41	0.56			波状跳水																		
run 21	15.87	1/68	3.83	1.70	0.59			跳水なし																		
run 22	15.26	1/123	4.35	1.34	0.58			跳水 ?																		
run 23	15.55	1/86	3.99	1.56	0.58	8.3	30	波状跳水										40	20	0.5						
run 24	15.33	1/103	4.03	1.51	0.59			波状跳水																		
run 25	15.59	1/85	3.89	1.62	0.60			波状跳水																		
run 26	15.71	1/70	3.75	1.73	0.62			跳水なし																		
run 27	15.29	1/94	3.9	1.56	0.62	12.1	60	波状跳水													40	20	0.5			
run 28	15.58	1/81	3.8	1.69	0.62			波状跳水																		
run 29	15.79	1/71	3.7	1.78	0.63			波状跳水																		
run 30	15.46	1/67	3.61	1.80	0.64			弱渦跳水																		
run 31	15.83	1/58	3.53	1.90	0.64			跳水なし																40	20	0.5
run 32	15.25	1/97	4.07	1.48	0.62	12.1	30	跳水 ?																		
run 33	15.28	1/85	3.95	1.55	0.63			波状跳水																		
run 34	15.37	1/74	3.87	1.61	0.64			弱渦跳水																		
run 35	15.46	1/67	3.79	1.67	0.65			跳水なし																		
run 36	14.41	1/118	4.23	1.32	0.60			波状跳水																		

3. 理論と実験との検証

この節の理論は、長谷川・納ら（1991）に詳述されているので、ここでは、主な理論式と図のみを挙げて、それらと実験値の適合性を検討してみる。

1) ベルヌイ式と運動量式を用いた跳水条件の検証

図-2においてa-水路を独立した直線水路と見なし、保存形の運動量式を適用すると（1）式になる。連続式は（2）式になる。

$$\frac{1}{gA} \frac{d}{dx} (\beta u^2 A) = -\frac{dH}{dx} - \frac{u^2}{gR\psi^2} + \frac{q_1 v \cos \alpha}{gA} \quad (1) \qquad \frac{dQ_a}{dx} = q_1 \quad (2)$$

ここに、A=流水断面積 R=径深 H=基準点からの水位 ϕ=流速係数 β=運動量係数 g=重力加速度である。これをβ=1、α=0、v≒u、河床勾配と損失勾配の和は、ゼロと考えて展開していくと、次式を得る。

$$\frac{u_0^2}{2g} + h_0 = \frac{u_a^2}{2g} + h_a \quad (3)$$

この時、次の定義が可能である。

$$u_0 = \frac{Q_0}{B_0 h_0} \cdot u_a = \frac{r Q_0}{B_a h_a} = \frac{r}{\eta} \frac{h_0}{h_a} u_0 \cdot r = \frac{Q_a}{Q_0} \cdot \eta = \frac{B_a}{B_0} \cdot F_0^2 = \frac{u_0^2}{g h_0}$$

ただし、F₀=分岐前等流のフルード数。今、y=h_a/h₀として、上式に代入すると、

$$y^3 - \left(\frac{1}{2} F_0^2 + 1\right) y^2 + \frac{1}{2} F_0^2 \left(\frac{r}{\eta}\right)^2 = 0 \quad (4)$$

のようになり、この式が、常流射流を含む3実根をもつ条件は次式で表される。

$$r < \frac{2\sqrt{6}}{9} \frac{\eta}{F_0} \left(\frac{1}{2} F_0 + 1\right)^{\frac{3}{2}} \quad (5)$$

次に分岐部を含む全体に対して検査断面をとり、運動量式を立てると次式になる。

$$\rho r Q_0 u_a + \rho(1-r) Q_0 u_b - \rho Q_0 u_0 = \frac{1}{2} \rho g h_0^2 B_0 - \frac{1}{2} \rho g h_a^2 B_a - \frac{1}{2} \rho g h_b^2 B_b \quad (6)$$

ただし、 ρ = 水の密度であり、摩擦項は省略してある。前項と同様に考えると以下ようになる。

$$y^3 + \frac{1-\eta}{\eta} \left\{ y_b^2 + 2 F_0^2 \left(\frac{1-r}{1-\eta} \right)^2 \frac{1}{y_b} - \frac{2 F_0^2 + 1}{1-\eta} \right\} y + 2 F_0^2 \left(\frac{r}{\eta} \right)^2 = 0 \quad (7)$$

ここに、 $y_b = h_b / h_0$ であり、この式が3実根をもつ条件は次式で表される。

$$D = 4 F_0^4 \left(\frac{r}{\eta} \right)^4 + \frac{4}{27} \left(\frac{1-\eta}{\eta} \right)^3 \left\{ y_b^2 + 2 F_0^2 \left(\frac{1-r}{1-\eta} \right)^2 \frac{1}{y_b} - \frac{2 F_0^2 + 1}{1-\eta} \right\}^3 < 0 \quad (8)$$

式中の y_b は、ベルヌイ式から推定することにし、b-水路について式(4)と同様の関係を導くと、次式になる。

$$y_b^3 - \left(\frac{1}{2} F_0^2 + 1 \right) y_b^2 + \frac{1}{2} F_0^2 \left(\frac{1-r}{1-\eta} \right)^2 = 0 \quad (9)$$

これまでの理論を図式化したのが、図-4である。それぞれの解の満たす存在領域を斜線にて示している。なお一番上側の曲線は、一度跳水が起こるとその損失が無視できなくなるとして式(3)に加えて解の存在領域を求めたものである。この図より跳水解の存在領域は、運動量式の曲線よりも上側、跳水損失加味曲線よりも下側の囲まれた部分であることが分かる。実験値は、必ずしもこの領域に入っていないが、この要因としては、a-水路の流量配分比 r が幅比 η （実験では $\eta = 0.5$ ）とあまり変わらない場合、跳水解の存在領域が非常に限られてくることや、(8)式で y_b をb-水路（粗度のある側）では跳水が起こらないものとしてベルヌイ式から与えているが、実験では、2・3）で述べたようにb-水路側でも跳水が発生しており、 y_b の与えかたに問題があるためと考えられる。また図において白丸は跳水なしの状態を表しているが、境界線近辺にあるものは、河床勾配を急にしていって最大の跳水ができた直後にその山が崩れた状態の実験値であり、次の理由でここでは跳水なしと判断した。すなわち、これらの実験では側壁近辺の水面に跳水状の斜波峰線が残っているが、後述する土砂堆積実験においては、流下礫が山の崩れた部分に堆積せずに流され、典型的な跳水とは明かに異なる性質を示した。図の四角印は、勾配を急にしていって時の波状の水面形が見られる実験値であり、跳水かどうか判断するのは難しいが、これらも y_b を補正すると、跳水存在領域に近づくものと思われる。

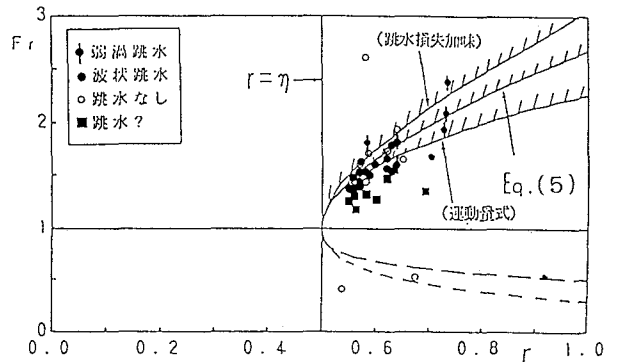


図-4 ベルヌイ式、運動量式の解の存在と跳水実験値

存在領域が非常に限られてくることや、(8)式で y_b をb-水路（粗度のある側）では跳水が起こらないものとしてベルヌイ式から与えているが、実験では、2・3）で述べたようにb-水路側でも跳水が発生しており、 y_b の与えかたに問題があるためと考えられる。また図において白丸は跳水なしの状態を表しているが、境界線近辺にあるものは、河床勾配を急にしていって最大の跳水ができた直後にその山が崩れた状態の実験値であり、次の理由でここでは跳水なしと判断した。すなわち、これらの実験では側壁近辺の水面に跳水状の斜波峰線が残っているが、後述する土砂堆積実験においては、流下礫が山の崩れた部分に堆積せずに流され、典型的な跳水とは明かに異なる性質を示した。図の四角印は、勾配を急にしていって時の波状の水面形が見られる実験値であり、跳水かどうか判断するのは難しいが、これらも y_b を補正すると、跳水存在領域に近づくものと思われる。

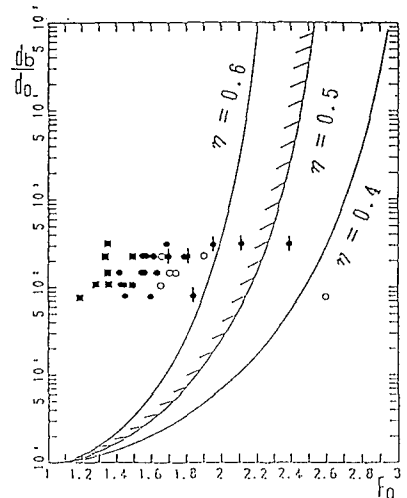


図-5 跳水発生に要する入口条件と実験値

2) 粗度高比を用いた跳水発生必要条件式に対する検証

これまでの考察より、跳水が新たに発生する場合の必要条件は、(5) 式の不等号を逆にしたもののが妥当であると考えられる。いま、主水路、b-水路の代表粗度高を d_o 、 d_b として等流流速が Manning・ストリックラー式で表されると仮定すると、b-水路の流量配分比が分かり、これらから跳水発生の粗度条件式が次式で表される。

$$\frac{d_b}{d_o} > \left[\frac{1}{1-\eta} \left\{ 1 - 0.54 \frac{\eta}{F_o} \left(\frac{1}{2} F_o^2 + 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right\} \right]^{-6} \quad (10)$$

図-5は、式(10)と実験値を描いたものであり、実験値の白丸

(跳水なし)のうちの明かに跳水存在領域から外れている一点を除くと全てが領域内に入っている。白丸の実験値は前述したように跳水の山が崩れた直後のものであり、観察から跳水とは異なる水面形とみなしたが、この図で見る限りこれらも跳水と判断されることになる。厳密な区分については今後とも検討を加えたいと考える。

3) 安定跳水持続のための粗度長条件に対する検証

実際に跳水が発生し、それが安定に存在するためには、今まで考えてきた流量配分比だけでなく、分岐部の入口条件が問題になってくる。これを明かにするために、遷移過程に関する解析をした結果、b-水路の入口条件として最終的に次式を得た(長谷川・納ら(1991))。

$$\frac{L}{h_o} > 3(\sqrt{1+8F_o^2}-3) + \sqrt{\frac{3}{F_o^{\frac{2}{3}}-1}} \quad (11)$$

ここに L = 粗度長である。図-6は、これを実験値とともに描い

たものである。跳水発生実験は全て条件を満足している。しかしこの図においてもフルード数2.6の実験値(この点は、図-5において非発生領域にある。)を除き、白丸の実験値を跳水とみなすか否かの判断は難しい。明確なことは、粗度長 L が小さい場合、白丸の実験値は跳水存在領域から外れていることである。この式(10)は、一度跳水ができたものとしてそれが維持されるための条件式であるので、この場合の白丸の実験値は、跳水でないと判断できる。

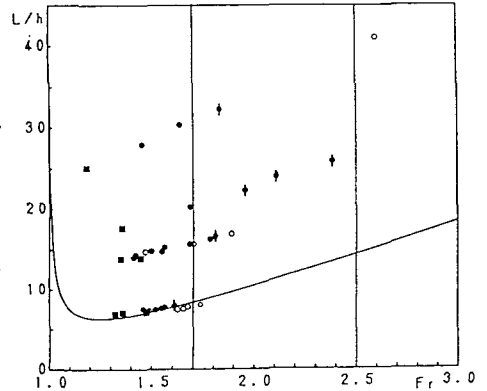


図-6 跳水維持に要する粗度長条件と実験値

4. 土砂堆積による影響実験

跳水発生条件の追試実験で、跳水が顕著に見られたもののうち、粗度長 $L=60\text{cm}$ 、粗度高 $d_o=12.1\text{mm}$ の場合 (run 29) について、まず初めに直径10mmほどの礫を分岐点上流から流し、それらが跳水の起こっている部分の河床で止まり、次々に堆積していき、それに伴い水面形が変遷していくのを確認した。この場合、a-水路側に跳水の最大の山ができてはいるが、b-水路側においても跳水が発生しているため、流下礫は両側の河床で堆積した。しかし、堆積した礫は不安定な状態にあって流れやすいため、この状態での水面形は測れなかった。そこで、

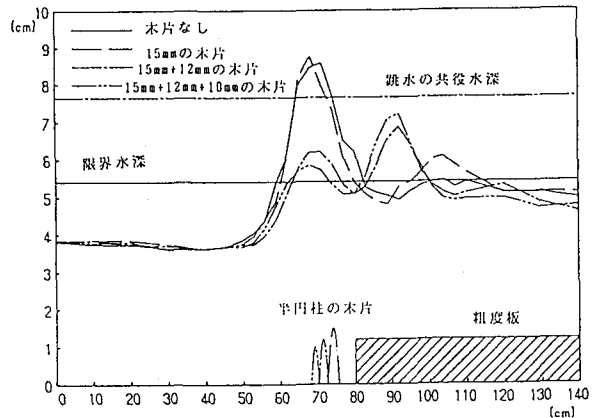


図-7 堆積土砂を疑似化した実験の跳水の水面形変位

径の大きな礫が最初に堆積し、それらに塞がれるように小径の礫が堆積していくという現象の観察結果に基づき、半径15mm、12mm、10mmの半円柱状（長さ15cm）の木片を跳水の峰の直下の河床から順に水路の中心に置いていき、その時の縦断方向の水面形（水路中心からa－水路側4cmの測線沿い）を測定した。結果を図－7に示す。この図より、木片数を増すにつれて跳水が崩れていく様子がよく分かる。また、最初が一番大きな木片を置いても水面形はそれほど変化しないが、二番目、三番目と置くにつれて跳水の山が崩れていくことから、水面形の変位には、堆積礫の大きさよりも堆積長が関係していると考えられる。図では $x=80\text{cm}$ から $x=110\text{cm}$ にかけて水位が上がっているが、これは礫が堆積した時には見られなかった現象であり、木片の影響だと思われる。また図－7には主水路の限界水深と跳水の共役水深が描かれており、これらから水面形は跳水の前後で射流－射流の接続になっていることや、木片の影響を受けていない跳水は共役水深関係をほぼ満足していることが分かる。

5. まとめ

平行分岐水路における跳水発生条件に対する追試実験を実施し、次の結果を得た。

- 1) ベルヌイ式を基本として導いた跳水発生の粗度条件式（10）は、大部分の発生実験値を満たし、条件式として使用しうる。
- 2) しかし、b－水路においても跳水が発生する場合には、図－4の運動量解の境界線が実験値と合致しない。
- 3) 跳水が安定に存在するための分岐部粗度長に対する条件としては式（11）が有効である。
- 4) 跳水が崩れた直後の状態を跳水の継続とみなすか否かについては判別が難しい。
- 5) 跳水中に堆積礫に似せた半径／水深比0.4の半円柱木片を1個だけ設置しても跳水形状はほとんど変化しない。しかし、半径／水深比0.3、0.25の木片を連続的に並べると跳水が消滅し始める。

□参考文献□

- 1) 長谷川和義・納 弘・石川伸（1991）：射流分岐水路における跳水の発生条件（出版中）
- 2) 岩佐義朗・井上和也（1972）：漸変流の水理とその応用、水工水理学（石原藤次郎編）、丸善
- 3) Harger W.H. (1989) : Supercritical Flow in Channel Junction, Jour. of Hyd. Eng., ASCE Vol. 115, No. 5, May (595-616)
- 4) 長谷川和義・石川伸（1991）：山地河川における分岐・合流流路の突発変動機構、土木学会北海道支部論報告集、平成2年度（407-412）