

1. はじめに

地すべり、崩壊、土石流等が溪流をせき止めて天然ダムを形成した場合、まず、その天然ダムの危険度を概略的に判断し、その上下流域における被害拡大を予測する。その結果、天然ダムの決壊が切迫していて、その上下流において被害が予想される場合など危険な状況であれば、住民の避難や応急対策の実施といった対応を講じることになる。図－1は建設省（1992）によって報告された手順を簡潔に取りまとめたフローチャートである。図－1にある危険度概略判定では越流による決壊及びパイピングによる破壊に至るまでの時間を推定し、決壊の切迫性を判断する。越流による決壊については湛水が天然ダムを越流し始めるまでの時間を推定し、パイピングによる破壊については天然ダム内の浸潤線が下流端に到達するまでの時間を推定し（建設省、1992）、それらのうち短い方の時間が決壊までに要する時間となる。また、被害拡大予測では、天然ダムの上流域における浸水区域と天然ダムが決壊した場合の下流域における浸水区域を概略的に推定するものである。本研究では、図－1の各過程のうち危険度概略判定に着目する。

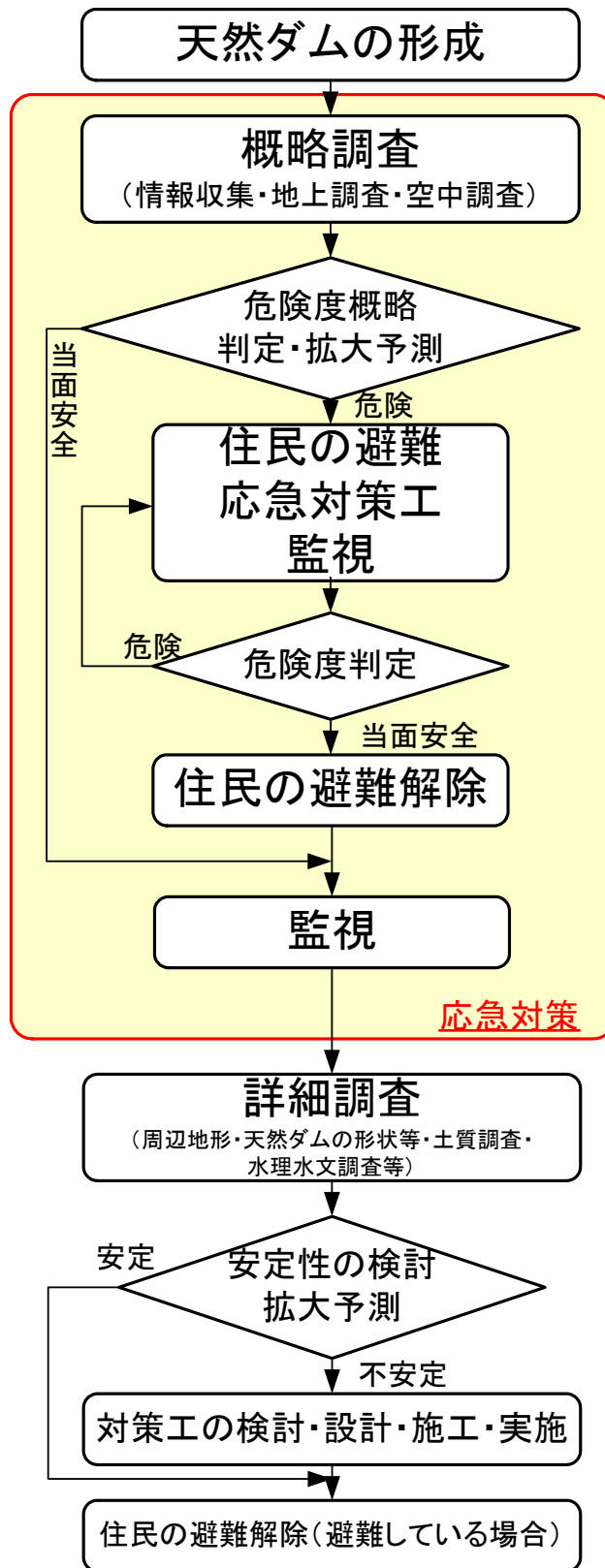
平成 16 年新潟県中越地震の際に芋川流域（図－2、国土交通省国土技術政策総合研究所ら、2005）、写真－1）のように、1つの溪流筋に複数の天然ダムが形成された場合、危険度概略判定は個々の天然ダムに対して実施することになる。その結果、上流側の天然ダムが下流側の天然ダムよりも先に決壊すると判定された場合、その決壊を考慮するために、下流側の天然ダムに対する危険度概略判定はやり直す必要があると考えられるが、そのための判断方法は建設省（1992）にある危険度概略判定に示されていない。

上流側の天然ダムが決壊した場合に下流側の天然ダムが受ける影響には、水や土砂の急激な流入による湛水量の増加や湛水池における波の形成が考えられる。これらはいずれも越流による天然ダムの決壊につながる要因となる。一般に、水位の上昇や波の伝播は浸潤線の進行と比べて早いと考えられるので、越流による決壊を対象として、

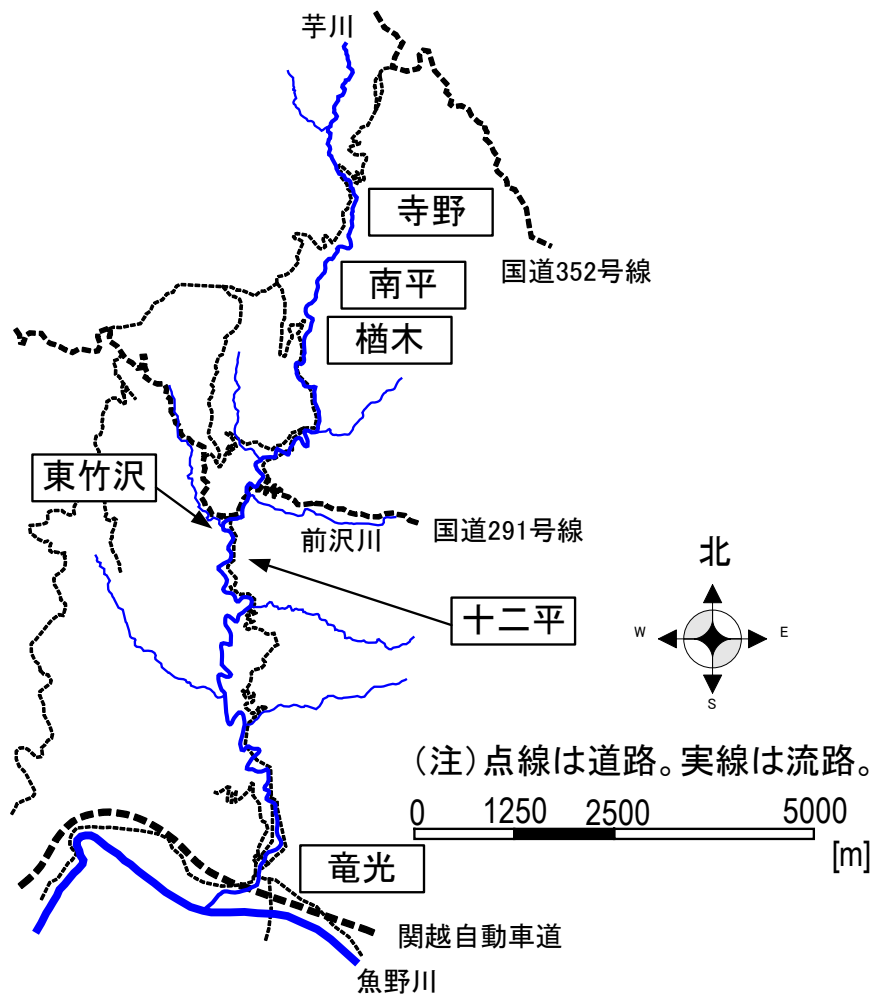
危険度概略判定を再度実施すればよい。その際、検討すべき事項は①湛水量の急増に伴って満水に至るまでの時間が短縮されることと、②天然ダムの湛水池で形成された波が天然ダムを乗り越えて流れることの2つである。①については、下流側の天然ダムの湛水量に上流側のものを加えることで、決壊までの時間を推定することができる。しかし、②については、湛水池で形成した波が天然ダムの本体上をどこまで遡上するのか、つまり遡上高を推定しなければならない。

波の遡上高は波高、波長、地形条件(勾配)と言った要因に大きく影響を受ける。土塊や土砂が湛水池に突入することで生じる波高は、その突入速度が速いほど、高くなることが報告されている(水山ら、1985、道上ら、1996、村上ら、1997)。また、突入速度を長波の速度で割った値(無次元速度)が大きくなるほど遡上高が高くなることが報告されている(張ら、2004)。実際の溪流では川幅は一様でなく変化していたり、湛水位も空から満水まで変化していたりすることから、それらの違いを考慮した方法で遡上高を求める必要がある。しかし、既往研究では、湛水位や川幅を系統的に変化させた事例がない。

そこで、本研究では、水と土砂の湛水池への流入に伴って形成された波の遡上高と、川幅や湛水位との関係を水路実験と数値計算によって定性的に把握することを目的とする。なお、本研究では、遡上高と湛水位の関係を水路実験、遡上高と川幅の関係を数値計算に基づいて検討した。



図一 1 天然ダムによる 2 次災害防止及び対策の流れ



図－2 平成 16 年新潟県中越地震に伴って形成された主な河道閉塞(天然ダム)



写真－1 寺野地区で形成された河道閉塞(平成 16 年 10 月 28 日撮影)

2. 水路実験

2. 1 概要

2. 1. 1 実験に用いた装置の概要

図－3は本研究で用いた実験装置の鳥瞰図で、図－4が水路の寸法である。実験に際しては、天然ダムと湛水池を模した水路、水路及び湛水池の中での流れの挙動を撮影するためのビデオカメラを用いた。水路は貯水槽、水路部、湛水池から構成され、水路部の上流端と下流端にそれぞれ貯水槽と湛水池を接続したものである。

貯水槽は高さ 0.75m、幅 0.50m、長さ 1.15m の木製である。貯水槽には手動で開閉できるアクリル製のゲートが設けられている。実験を行なった施設にあるタンクからポンプを用いて、貯水槽に水を供給できる。なお、貯水槽は水平に設置した。

水路部は高さ 0.30m、幅 0.20m、長さ 5.00m で、強化ガラス製の側壁と木製の底を有する。また、水路床には深さ 0.10m の窪みを設けた。この窪みは、後述する移動床の場合には土砂を敷き、固定床の場合には板で覆った。水路部は 1 : 0.3 (16.7°) で傾けて設置した。

湛水池は高さ 0.80m、最も短い幅で 0.20m、最も広い幅で 2.00m、長さ 2.50m で、アクリル製の側壁と木製の底を有する。湛水池の幅は水路部と接続する箇所において 0.20m で、それより下流では両岸に 45° の角度で 2.00m になるまで拡幅し、その箇所より下流側では 2.00m で一定とした。また、湛水池の床は水路部と接続する箇所から水路部と同じ勾配で下流側に傾け、また、湛水池の下流端から 45° で上流側に傾けた。なお、湛水池は水平に設置した。

2. 1. 2 実験手順

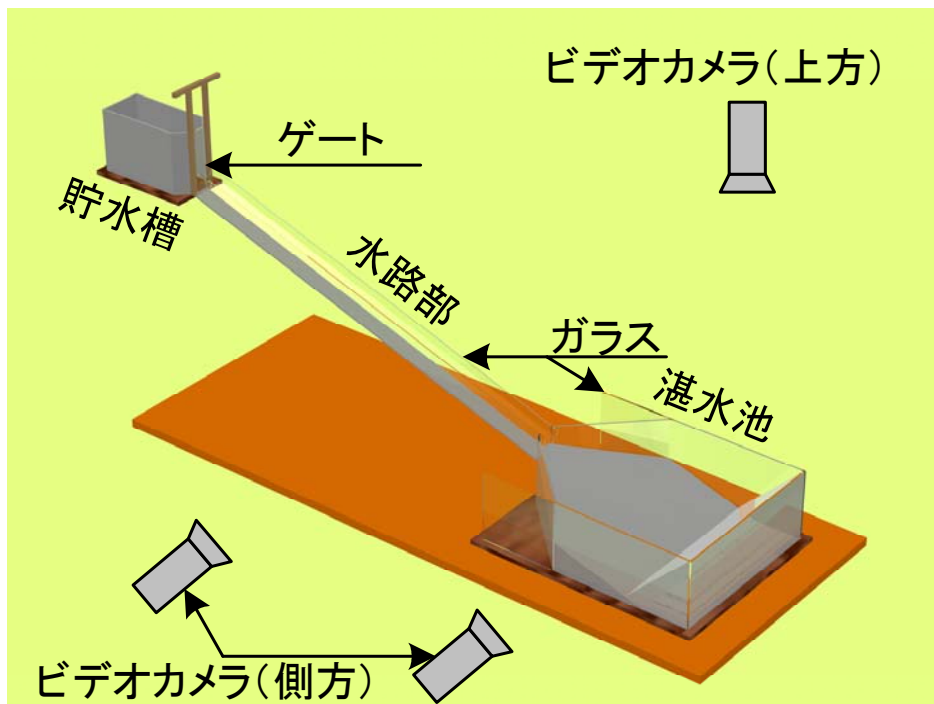
実験を行なった条件は表－1の通りである。実験ケースは湛水池に流入する流れの
水理学的特長を把握するために湛水池を設置していない場合と、その流れが湛水池に
流入した場合の水面の変化を計測するために湛水池を設置した場合の2種類を実施
した。また、水路床の条件は天然ダムの下流に不安定な土砂が堆積していない場合を
想定した固定床と、天然ダムの下流に不安定な土砂が堆積している場合を想定した移
動床の2種類を実施した。給水の方法は貯水池に溜めておいた水をゲートを開くこと
で水路内に供給する方法（以後、「ダムブレイク」と呼ぶ）と、ポンプにより水を水
路内に供給する方法（以後、「ポンプ給水」と呼ぶ）の2種類を実施した。また、湛
水池を設置した場合においては、その水深が水面形の変化に及ぼす影響を把握するた
めに、初期水深は3種類実施した。実験ケースの総数は16ケースとなる。

実験に際しては、各実験ケースに応じて図－5、6、7に示す箇所に波高計を設置
し、湛水池に所定の水深になるまで水を供給した。ビデオカメラを水路部と湛水池の
側方および上方に設置した。ダムブレイクによる給水の場合には、貯水槽のゲートを
閉めて、水深0.25mになるまで水を供給した。ポンプ給水の場合には、貯水槽のゲー
トを開放した。これらの作業が終了した後、波高計からの出力値の記録を開始すると
ともに、ビデオカメラの撮影を開始した。その後、ダムブレイクによる給水の場合に
は貯水槽のゲートを開放し、ポンプ給水の場合にはポンプで貯水槽に水を $8.317 \times 10^{-3} \text{m}^3/\text{s}$ の割合で供給した。なお、case1から4の場合、プラスチック製の箱を用
いて、水路の下流端から流出してくる水と土砂の混合物を採取した。実験終了後、採
取した混合物の全体と土砂の体積をそれぞれ計測し、流量、流砂量、土砂容積濃度の
時間変化を算出した。ビデオカメラの撮影結果から、流れの先頭部の流速、波高を読
み取った。case5から16の場合、湛水池に設置した波高計を起動して、水位の時間変
化を計測した。また、水路の上方からビデオで湛水池を撮影し、遡上高を計測した。

なお、水路部に敷く土砂は平均粒径0.005mの混合砂で、その粒度分布は図－8に
示すとおりである。乾燥状態で空隙を含めて 3000cm^3 の土砂に 1100cm^3 の水を注入し
たところ、水面が土砂の表面に現れたことから、空隙率は0.367であった。

表－1 実験ケース

	湛水池の有無	給水方法	水路床	初期水深[m]	水位計の配置
case1	無	ダムブレーク	固定床	-	-
case2	無	ダムブレーク	移動床	-	-
case3	無	ポンプ給水	固定床	-	-
case4	無	ポンプ給水	移動床	-	-
case5	有	ダムブレーク	固定床	0.56	A
case6	有	ダムブレーク	固定床	0.46	B
case7	有	ダムブレーク	固定床	0.36	C
case8	有	ダムブレーク	移動床	0.56	A
case9	有	ダムブレーク	移動床	0.46	B
case10	有	ダムブレーク	移動床	0.36	C
case11	有	ポンプ給水	移動床	0.56	A
case12	有	ポンプ給水	移動床	0.46	B
case13	有	ポンプ給水	移動床	0.36	C
case14	有	ポンプ給水	固定床	0.56	A
case15	有	ポンプ給水 </td <td>固定床</td> <td>0.46</td> <td>B</td>	固定床	0.46	B
case16	有	ポンプ給水	固定床	0.36	C



図－3 実験装置の鳥瞰図

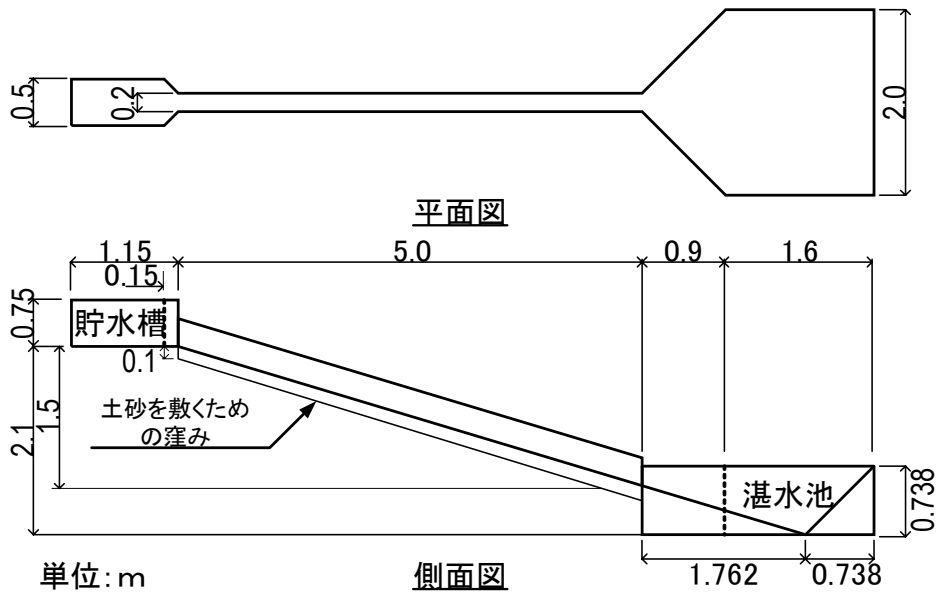
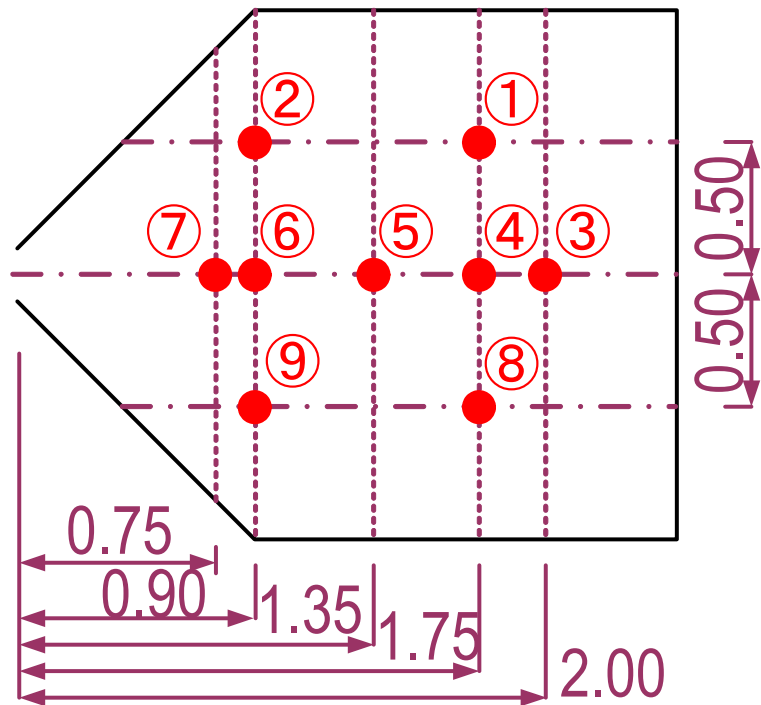
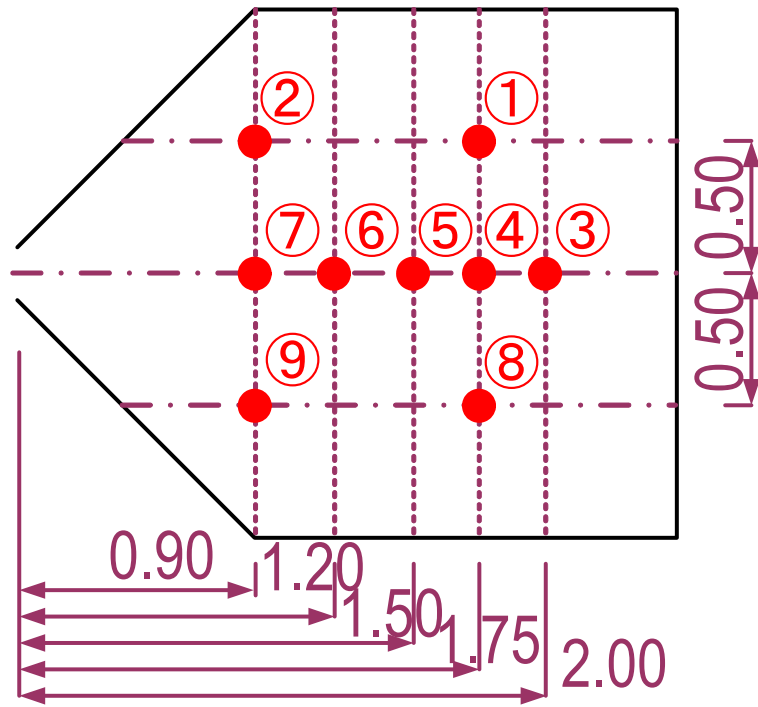


図-4 実験水路の形状



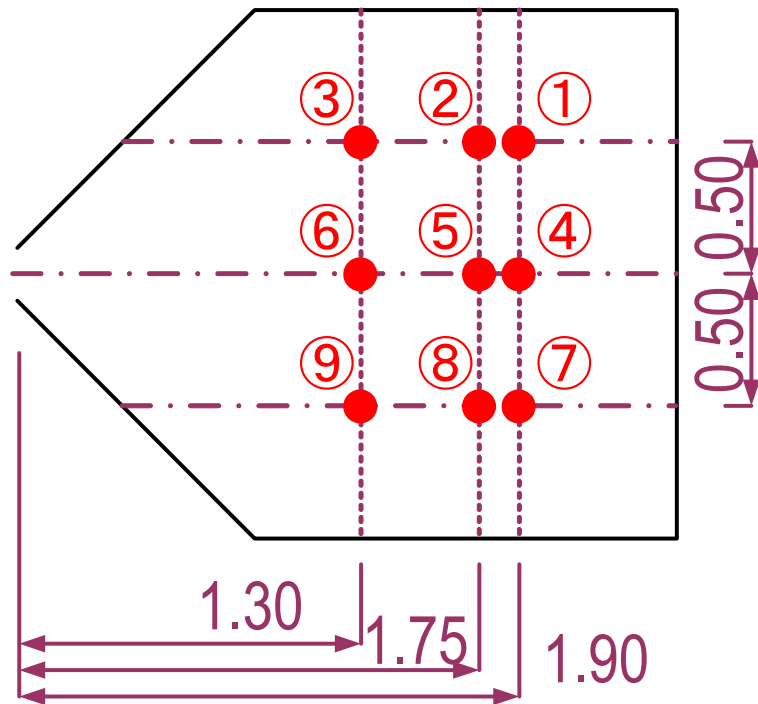
図中の○で囲んだ数値は波高計のチャンネル番号。図中の寸法の単位はm。

図-5 波高計の配置 (A)



図中の○で囲んだ数値は波高計のチャンネル番号。図中の寸法の単位はm。

図-6 波高計の配置 (B)



図中の○で囲んだ数値は波高計のチャンネル番号。図中の寸法の単位はm。

図-7 波高計の配置 (C)

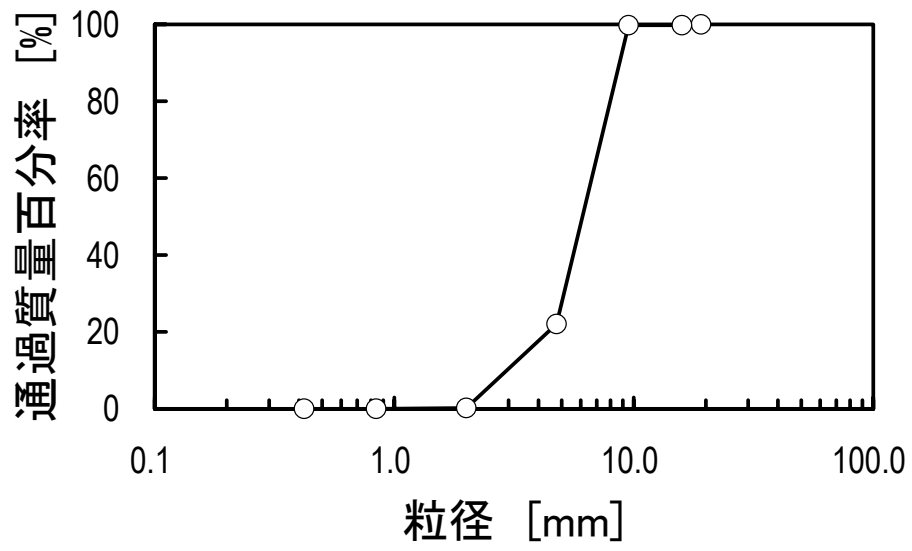


図-8 土砂の粒度分布

2. 2 実験結果

2. 2. 1 水路で発生する流れの特徴

図－9は流量の時間変化を示したものである。これ以降のグラフでは、流れの先頭部が水路の下流端を通過した時刻を0秒とした。流量の最大値が最も大きかった実験ケースはcase2で、その値は $23500\text{cm}^3/\text{s}$ であった。流量の最大値が最も小さかった実験ケースはcase3で、その値は $8317\text{cm}^3/\text{s}$ であった。給水方法の違いによる流量の時間変化の違いをみると、ダムブレイクの場合(case1と2)での時間変化はポンプ給水の場合(case3と4)と比べて明瞭なピークを示しており、そのピークは3秒付近までに現れた。固定床の場合、ダムブレイクの場合(case1)での流量の最大値($10200\text{cm}^3/\text{s}$)はポンプ給水の場合(case3)での値($8317\text{cm}^3/\text{s}$)の約1.2倍大きくなった。移動床の場合、ダムブレイクの場合(case2)での流量の最大値($23500\text{cm}^3/\text{s}$)はポンプ給水の場合(case4)での値($15250\text{cm}^3/\text{s}$)の約1.5倍大きくなった。また、河床の状態による違いを見ると、固定床の場合(case1と3)での時間変化は移動床の場合(case2と4)と比べて小さくなった。ダムブレイクの場合、固定床の場合(case1)での流量の最大値($10200\text{cm}^3/\text{s}$)は移動床の場合(case2)での値($23500\text{cm}^3/\text{s}$)の約0.4倍と小さくなった。ポンプ給水の場合、固定床の場合(case3)での流量の最大値($8317\text{cm}^3/\text{s}$)はポンプ給水の場合(case4)での値($15250\text{cm}^3/\text{s}$)の約0.5倍と小さくなった。

図－10は流砂量の時間変化を示したものである。case1と3は固定床での実験であるため、流砂量は0である。ダムブレイクの場合(case2)、流砂量の最大値は $7944\text{cm}^3/\text{s}$ であった。ポンプ給水の場合(case4)、流砂量の最大値は $4041\text{cm}^3/\text{s}$ であった。両者の場合での時間変化を比較すると、ダムブレイクの場合の方が明瞭なピークを示し、流砂量も大きな値となった。

図－11は土砂容積濃度の時間変化を示したものである。case1と3は固定床での

実験であるため、土砂容積濃度は0である。ダムブレイクの場合 (case2)、土砂容積濃度の最大値は0.422であった。ポンプ給水の場合 (case4)、土砂容積濃度の最大値は0.490であった。ダムブレイクの場合、土砂容積濃度の時間変化は2回ピークを示し、そのうち最初のピークの値は次のピークの値よりも大きかった。一方、ポンプ給水の場合、土砂容積濃度の時間変化は最初にピークを示した後、徐々に減少するという傾向を示した。

表-2は各実験ケースでの流れの先頭部付近の特徴を整理したものである。流速と水深はともに水路の側方に設置したビデオカメラの撮影映像より読み取った値である。水深は0.014~0.053mの範囲であった。流速は1.200~5.560m/sの範囲であった。フルード数は1.664~10.249の範囲であった。フルード数が最も大きかった実験ケースはダムブレイクで移動床の場合 (case2) であった。フルード数が最も小さかった実験ケースはポンプ給水で移動床の場合 (case4) であった。

なお、各実験ケースの詳細な結果は巻末資料に示したので、そちらを参考にさせていただきたい。

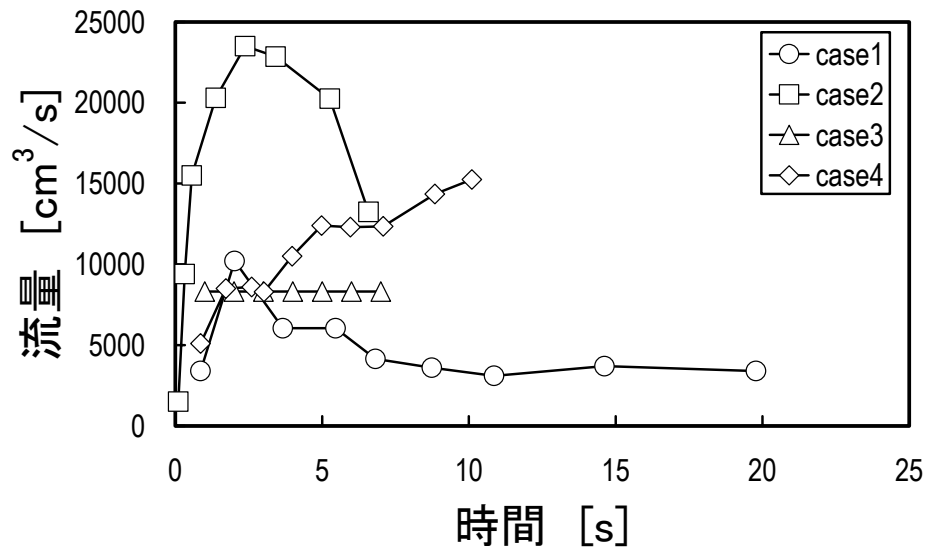


図-9 流量の時間変化 (case1 から 4)

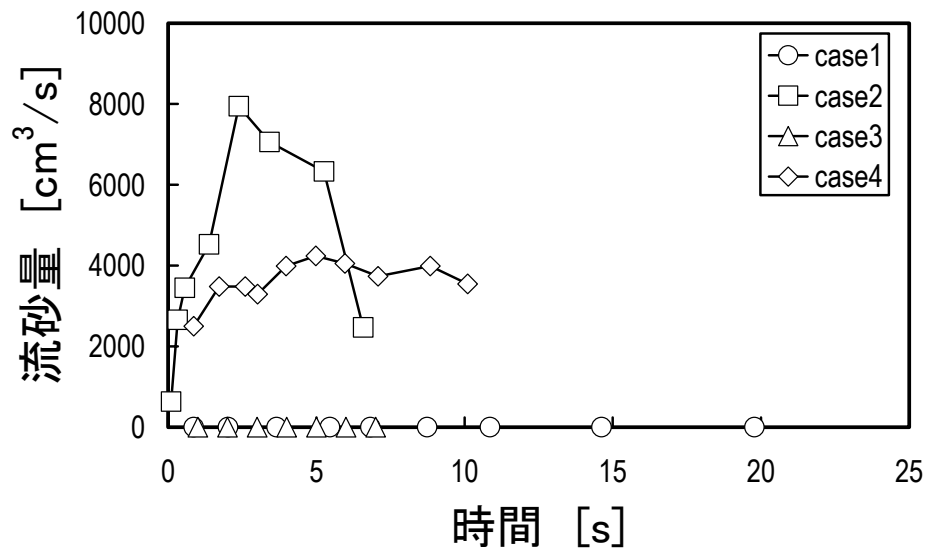


図-10 流砂量の時間変化 (case1 から 4)

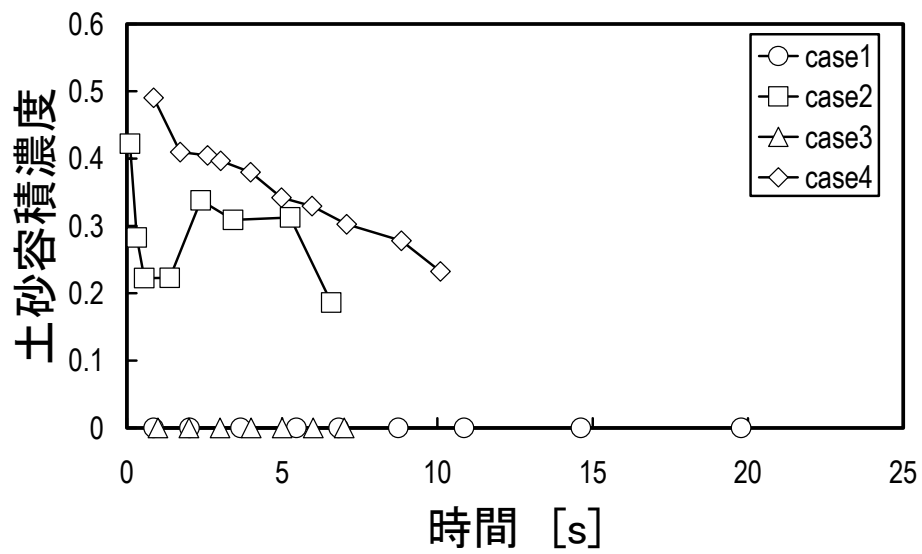


図-1-1 土砂容積濃度の時間変化 (case1 から 4)

表-2 各実験ケースでの流れの先頭部付近の水理的特長

	水深[m]	流速[m/s]	フルード数
case1	0.025	4.671	9.432
case2	0.030	5.560	10.249
case3	0.014	2.970	8.014
case4	0.053	1.200	1.664

2. 2. 2 湛水池で生じる波の特徴

図－1 2～2 3は湛水池の中心線上に配置した波高計の計測結果を0.5秒刻みで示したもので、それぞれ case5～16 である。また、初期水位からの変動量が0～1秒の間で最も大きくなった時刻を△印で示し、その時刻をそれぞれの図中の凡例に示した。なお、Y軸の水深変化は各計測点における初期水位からの変化量として算出した。全ての波高計の計測結果は巻末資料に示したので、そちらを参照していただきたい。いずれの実験ケースにおいても、最初の波が1.00sまでの間に形成され、波高を小さくしながら下流に伝播した。その波高の最大値は水路部の下流端に最も近い波高計で計測された。1.00s以降では最初の波が対岸から跳ね返ったため、波が上流に伝播した。

図－2 4～2 6は各実験ケースで水路部の下流端に最も近い位置の波高計における計測値の時間変化を示したもので、湛水池の初期水深がそれぞれ0.56m、0.46m、0.36mの場合である。1.00s以降では最初の波の跳ね返りの影響が現れたため、小刻みに水位が変動した。表－3は0～1秒の間で計測された水位の変動量の最大値である。最初に形成される波の波高に着目すると、ダムブレイクの場合における波高はポンプ給水の場合に比べて、固定床の場合で3～9程度、移動床の場合で3倍程度高い値を示した。また、ダムブレイクで固定床の場合では、湛水池の初期水深が浅くなるほど、波高は低くなる傾向を示した。それ以外の場合では、湛水池の初期水深が浅くなるほど、波高は高くなる傾向を示した。

表－4は遡上高の読み取り結果である。図－2 7はX軸に初期水深、Y軸に遡上高をプロットしたものである。遡上高は上方から撮影したビデオ映像より遡上した高さを読み取り、そこから湛水池の初期水位を差し引いた値とした。給水条件及び水路床の条件に関係なく、case14を除けば、初期水深が深くなるほど、遡上高は低くなった。湛水池の水量が多いほど、それを移動させるためには運動量あるいは運動エネルギーが多く必要であるため、図－2 8で見られた傾向が生じたものと考えられる。

表－5は移動床の場合での湛水池における堆砂形状(case8)を示したものである。

写真－２は実験終了後の堆砂形状である。写真は湛水池の下流側から撮影したもので、右手が左岸側となる。湛水池の床には 0.2m 間隔で直線を描いた。これは後述する 2 次元数値計算モデルの再現精度を評価するために計測した。土砂は湛水池の中央部付近に集中して堆積し、両岸付近には堆積しなかった。また、堆砂の先端は湛水池の勾配変化点（最深部）まで到達した。

各実験ケースにおける水位の時間変化は巻末資料に詳しく記したので、そちらを参考にしていきたい。

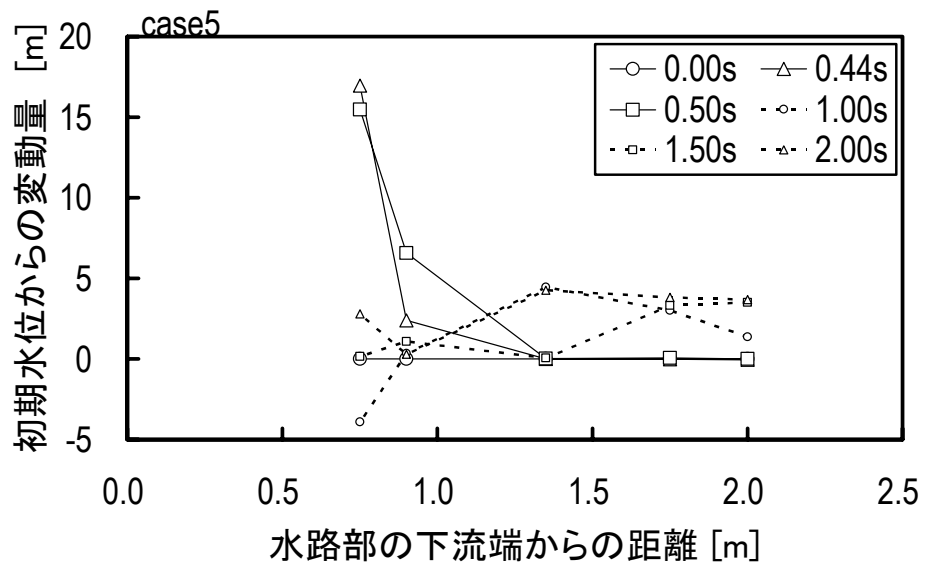


図-12 水面形の時間変化 (case5)

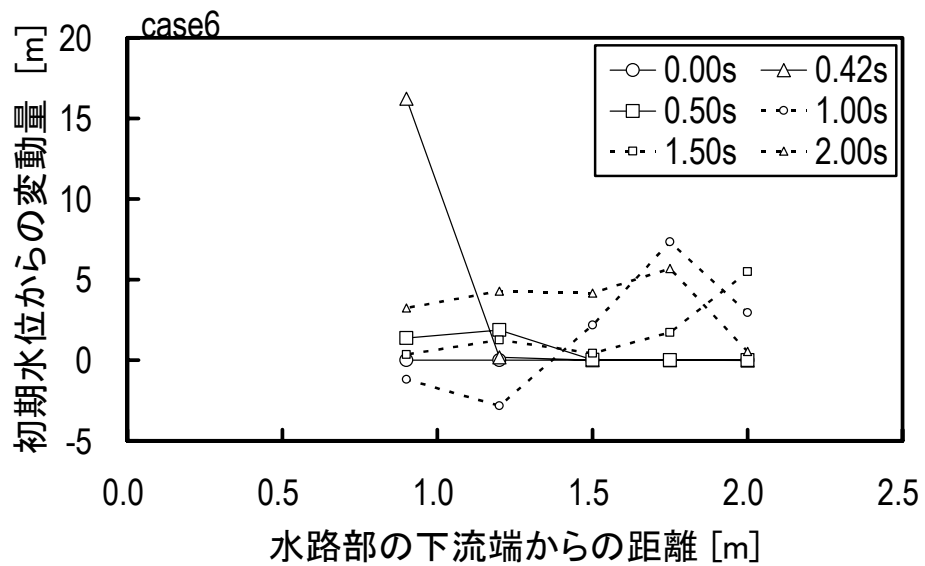


図-13 水面形の時間変化 (case6)

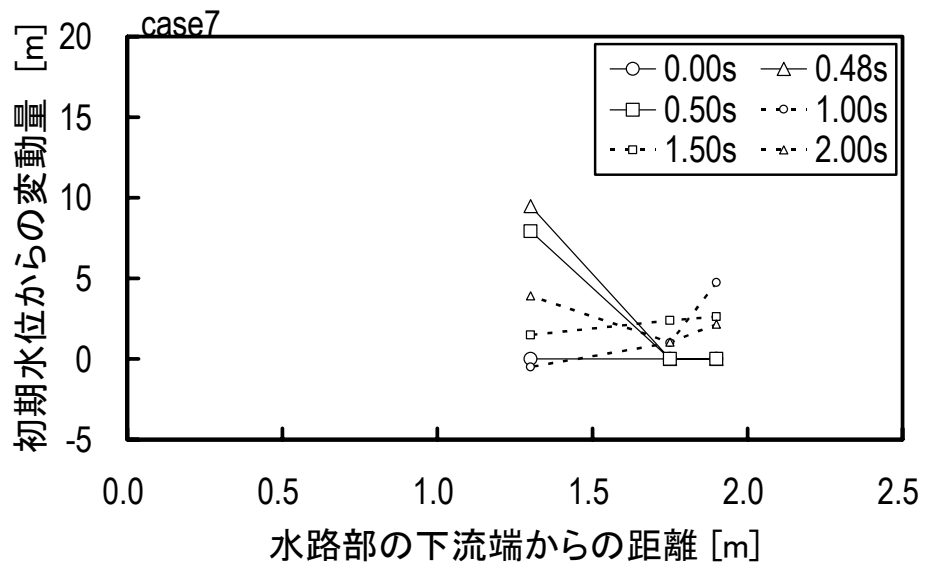


図-14 水面形の時間変化 (case7)

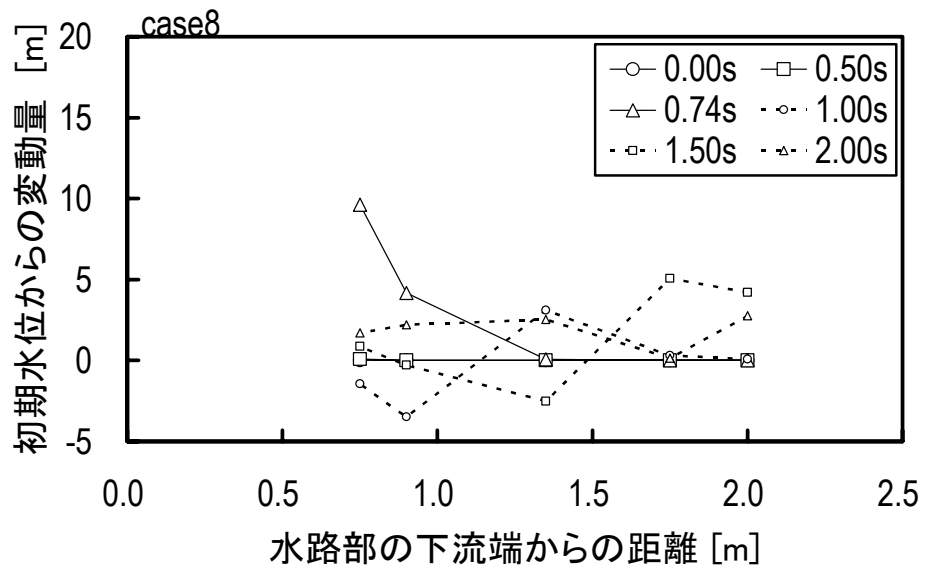


図-15 水面形の時間変化 (case8)

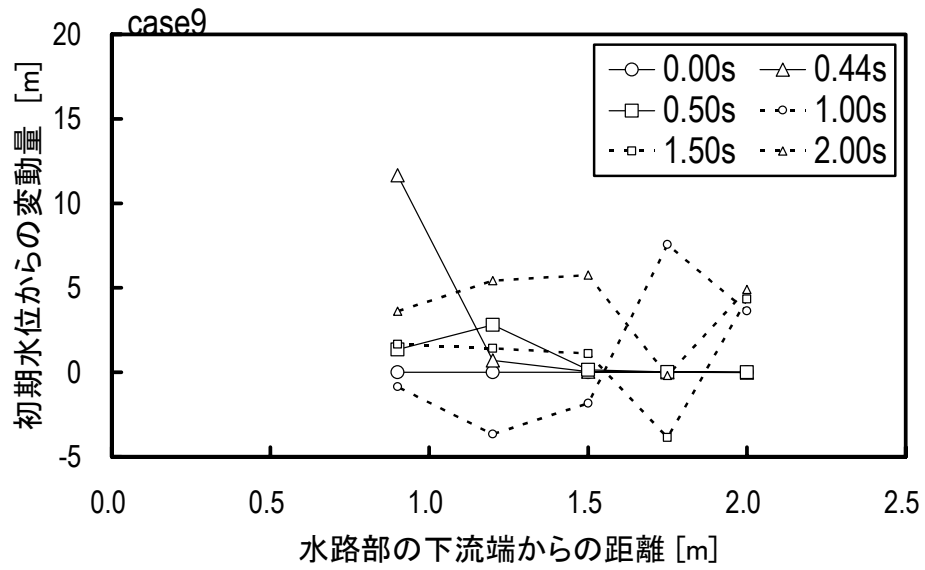


図-16 水面形の時間変化 (case9)

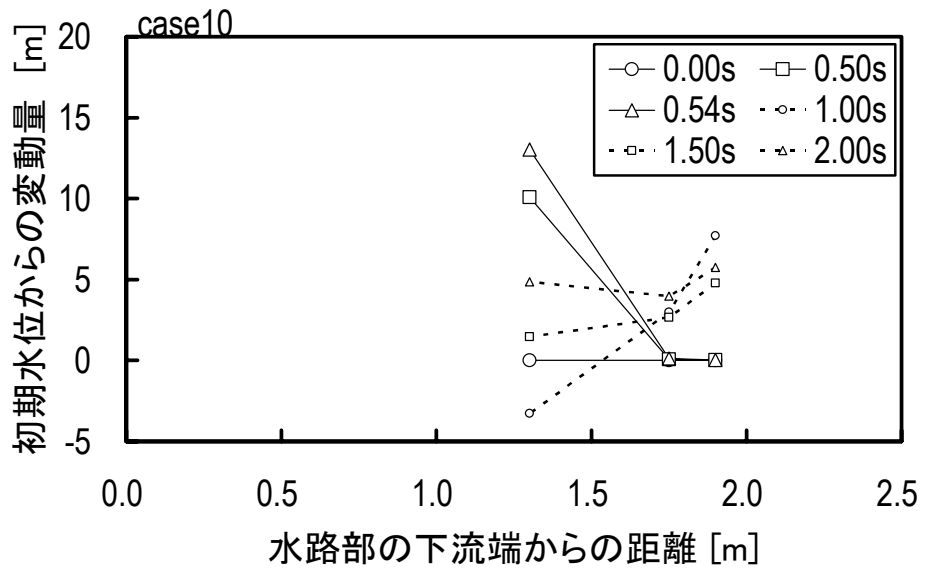


図-17 水面形の時間変化 (case10)

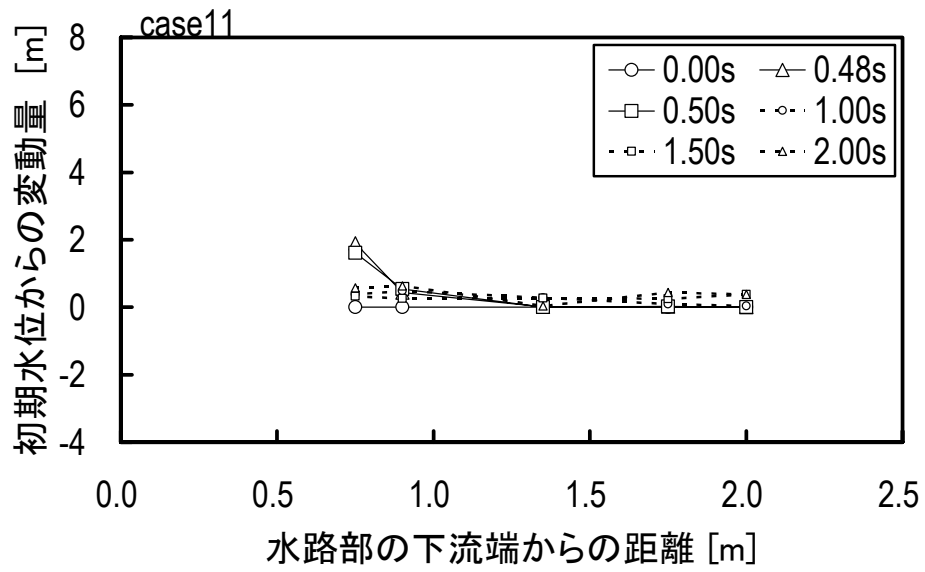


図-18 水面形の時間変化 (case11)

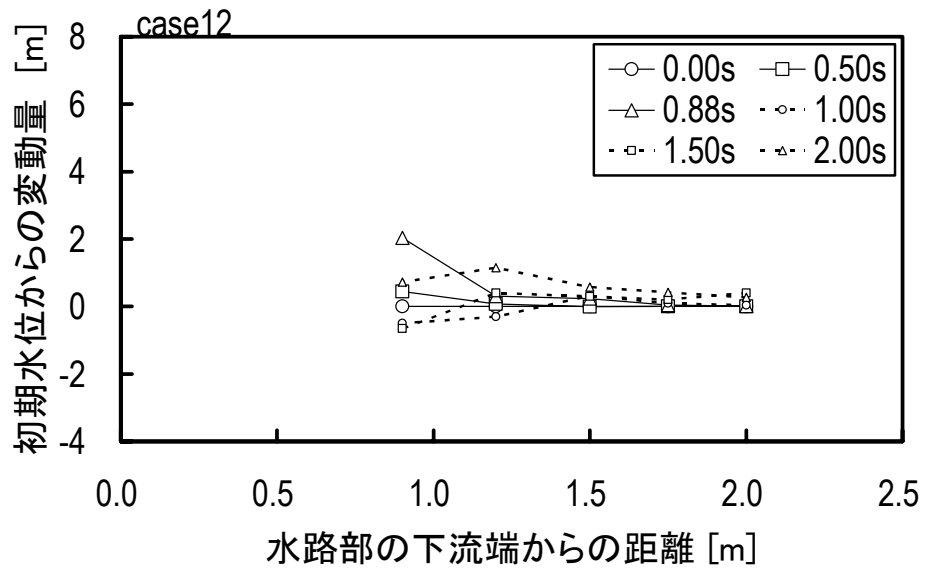


図-19 水面形の時間変化 (case12)

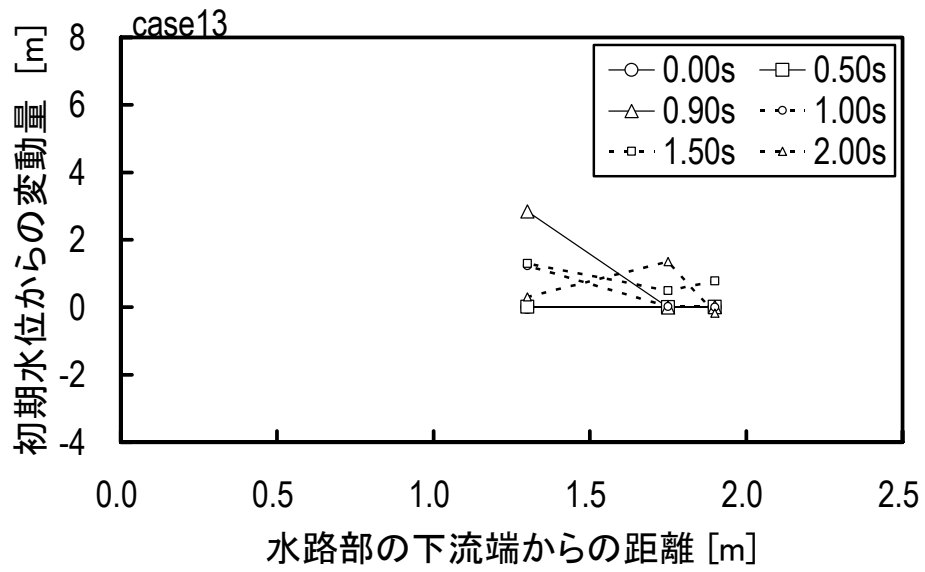


図-20 水面形の時間変化 (case13)

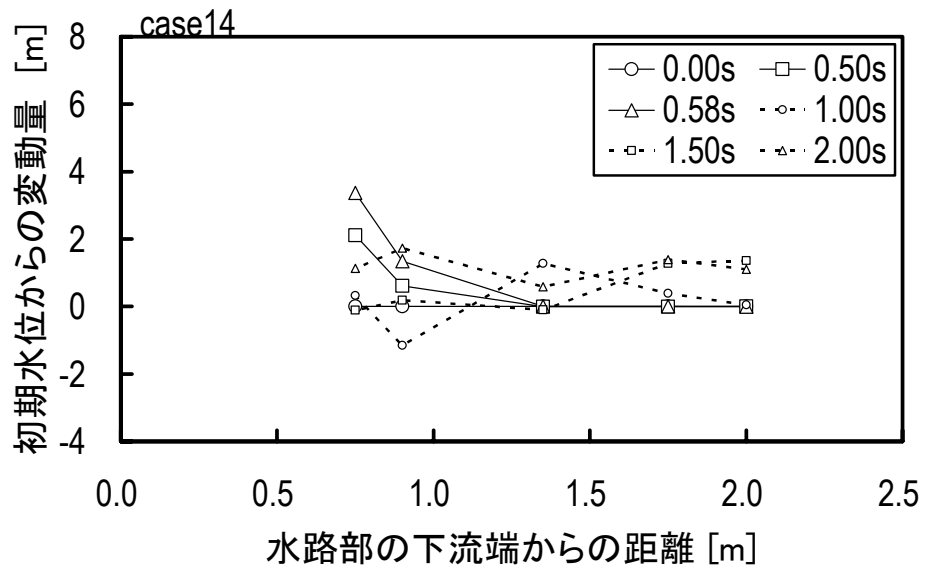


図-21 水面形の時間変化 (case14)

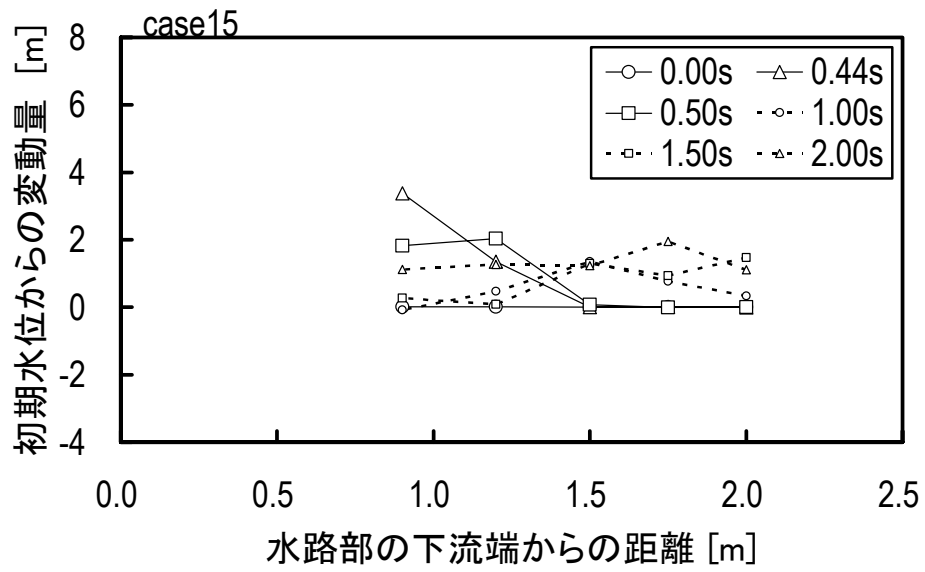


図-22 水面形の時間変化 (case15)

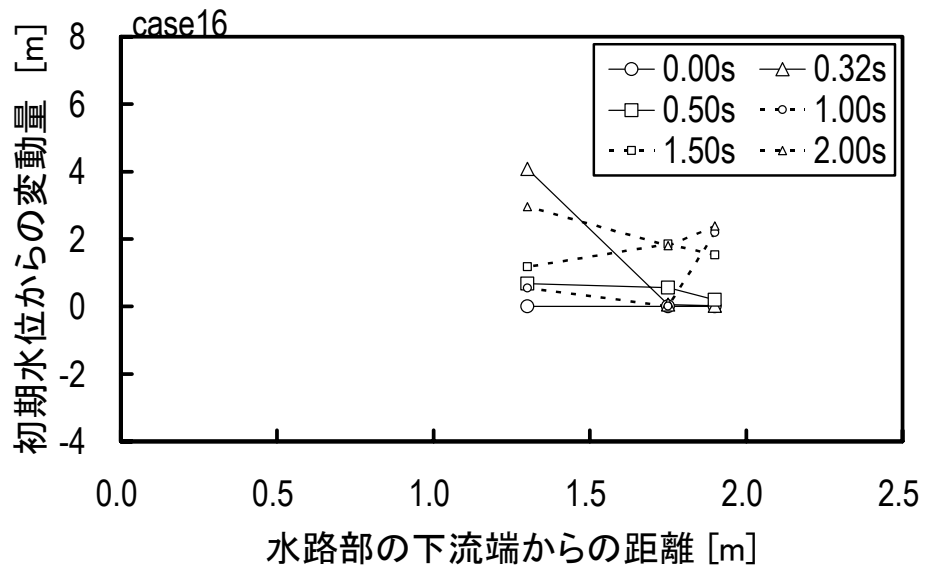


図-23 水面形の時間変化 (case16)

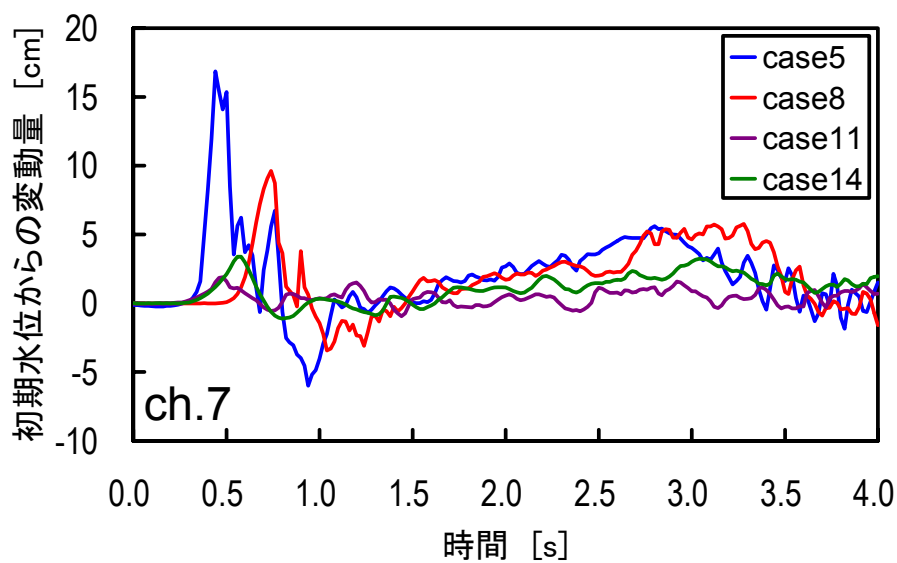


図-24 初期水位からの変動量（初期水深 0.56m）

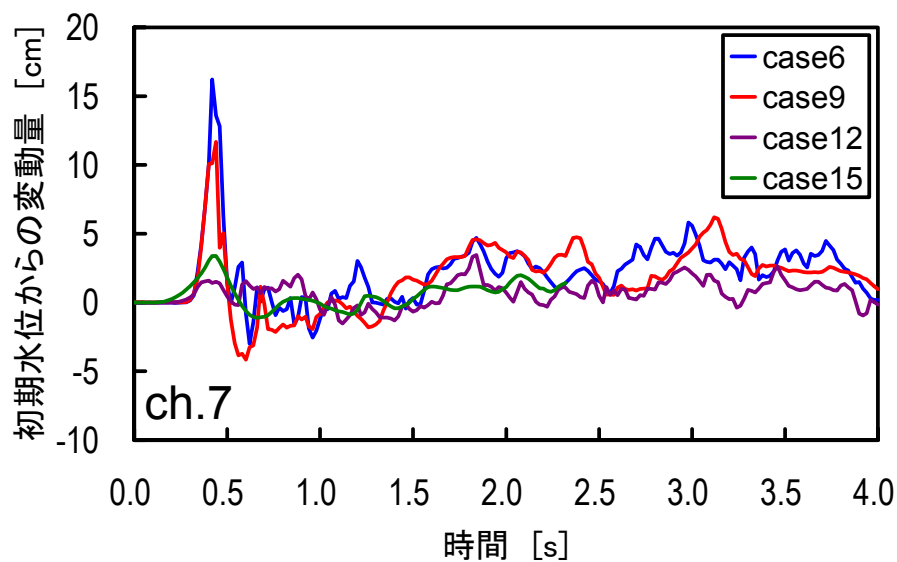


図-25 初期水位からの変動量（初期水深 0.46m）

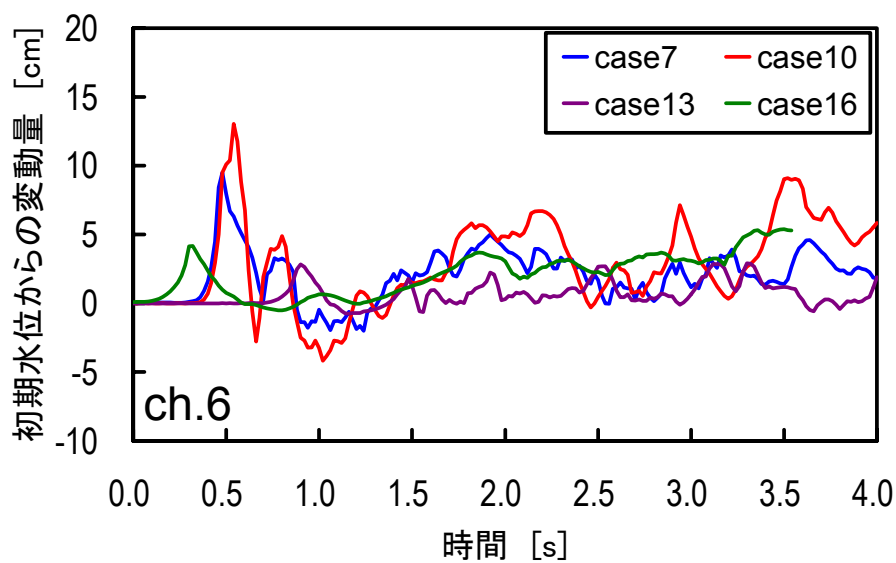


図-26 初期水位からの変動量 (初期水深 0.36m)

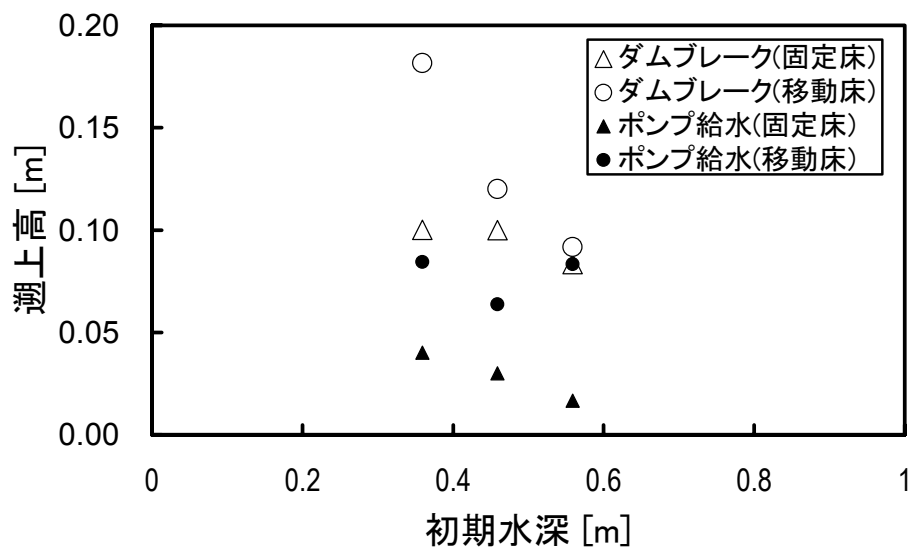


図-27 遡上高

表-3 0~1秒の間に計測された初期水位からの変動量の最大値

実験ケース	波高[cm]
case5	16.96
case6	16.22
case7	9.49
case8	9.62
case9	11.66
case10	13.03
case11	1.90
case12	2.04
case13	2.84
case14	3.37
case15	3.38
case16	4.08

表-4 遡上高の読み取り結果

実験ケース	湛水池の 初期水位 [cm]	遡上した標高 [cm]	遡上高[cm]
case5	-25.00	-16.67	8.33
case6	-35.00	-25.00	10.00
case7	-45.00	-35.00	10.00
case8	-25.00	-15.83	9.17
case9	-35.00	-23.00	12.00
case10	-45.00	-26.84	18.16
case11	-25.00	-23.33	1.67
case12	-35.00	-32.00	3.00
case13	-45.00	-41.00	4.00
case14	-25.00	-16.67	8.33
case15	-35.00	-28.64	6.36
case16	-45.00	-36.56	8.44

写真－5 堆砂形状 (case8)

		水路部下流端から下流方向への距離[m]										
		0.00	0.19	0.38	0.57	0.77	0.96	1.15	1.34	1.53	1.72	1.87
中心線から横断方向の距離※m	1.00						0.294	0.236	0.179	0.121	0.064	0.157
	0.60				0.409	0.351	0.294	0.236	0.179	0.121	0.064	0.157
	0.40			0.466	0.409	0.351	0.294	0.236	0.179	0.121	0.064	0.157
	0.20		0.524	0.466	0.440	0.383	0.335	0.290	0.221	0.182	0.175	0.220
	0.10	0.581	0.524	0.466	0.433	0.391	0.352	0.306	0.232	0.186	0.190	0.228
	0.00	0.581	0.524	0.466	0.426	0.399	0.369	0.322	0.243	0.189	0.205	0.235
	-0.10	0.581	0.524	0.466	0.433	0.396	0.352	0.298	0.224	0.184	0.191	0.235
	-0.20		0.524	0.466	0.439	0.393	0.334	0.273	0.204	0.179	0.177	0.235
	-0.40			0.466	0.409	0.351	0.294	0.236	0.179	0.121	0.126	0.157
	-0.60				0.409	0.351	0.294	0.236	0.179	0.121	0.064	0.157
-1.00						0.294	0.236	0.179	0.121	0.064	0.157	

※正は左岸側、負は右岸側である。



写真中の線（グリッド）は0.2m間隔である。

写真－2 堆砂形状 (case8)

3. 数値計算モデルの構築

3. 1 基礎方程式

遡上高と川幅の関係を推定するために、2次元の数値計算モデルを構築する。

本研究では、湛水池では鉛直方向の流れの加速度があると考えられるが、計算の容易性を考慮して、鉛直方向の流れの加速度が無視できるほど小さいと仮定し、2次元浅水流モデルを適用する。流れ全体の連続式、運動量方程式、および、土砂の連続式は式(1)のように書ける。

$$\frac{\partial \mathbf{Q}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial y} = \mathbf{S} \quad \dots(1)$$

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} h \\ Uh \\ Vh \\ Ch \end{bmatrix}, \mathbf{E} = \begin{bmatrix} Uh \\ U^2h + 0.5gh^2 \\ UVh \\ CUh \end{bmatrix}, \mathbf{F} = \begin{bmatrix} Vh \\ UVh \\ V^2h + 0.5gh^2 \\ CVh \end{bmatrix}, \mathbf{S} = \begin{bmatrix} i \\ -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_m} \\ -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_m} \\ iC^* \end{bmatrix} \quad \dots(1)$$

ここで、 h : 水深[m]、 U : x 方向の速度成分[m/s]、 V : y 方向の速度成分[m/s]、 C : 土砂容積濃度、 g : 重力加速度[m/s²]、 z_b : 河床位[m]、 ρ_m : 流れ全体の密度[kg/m³]、 τ_{bx} : 河床面に作用するせん断応力 (X 方向)、 τ_{by} : 河床面に作用するせん断応力 (Y 方向)、 i : 侵食速度[m/s]、 C_* : 河床の堆積層における土砂容積濃度である。河床面に作用するせん断応力は土砂容積濃度に応じて算出した (高橋・中川、1992)。土砂容積濃度が 0.02 以下の場合には式(2)、(3)により算出した。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_m g n^2}{h^{1/3}} \cdot U \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots(2)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_m g n^2}{h^{1/3}} \cdot V \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots(3)$$

ここで、 n : 粗度係数である。土砂容積濃度が 0.02 より大きく 0.20 未満の場合には式(4)、(5)により算出した。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_m}{0.49} \left(\frac{d}{h} \right)^2 \cdot U \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (4)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_m}{0.49} \left(\frac{d}{h} \right)^2 \cdot V \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (5)$$

ここで、d：土砂の粒径[m]である。土砂移動形態が 0.20 より大きい場合は式 (6)、(7) により算出した。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_m}{8} \left(\frac{d}{h} \right)^2 \frac{1}{\left\{ C + (1-C) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \left\{ \left(\frac{C^*}{C} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right\}^2} \cdot U \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (6)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_m}{8} \left(\frac{d}{h} \right)^2 \frac{1}{\left\{ C + (1-C) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \left\{ \left(\frac{C^*}{C} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right\}^2} \cdot V \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (7)$$

ここで、 ρ ：水の密度[kg/m³]、 σ ：砂の密度[kg/m³]である。

侵食速度は土砂移動形態に応じて次のように算出した。流れが掃流砂を含む清流の場合、侵食速度は式 (8) より算出した。

$$i = \begin{cases} \delta_e \frac{C_{B\infty} - C}{C^*} |u_* - u_{*c}| & (u_* > u_{*c}) \\ 0 & (u_* \leq u_{*c}) \end{cases} \quad \dots (8)$$

ここで、 δ_e ：実験係数、 u_* ：摩擦速度[m/s]、 u_{*c} ：限界摩擦速度[m/s]、 $C_{B\infty}$ ：平衡土砂容積濃度である。平衡土砂容積濃度は式 (9) から算出した。

$$C_{B\infty} = \frac{q_B}{q_T} \quad \dots (9)$$

ここで、 q_B ：単位幅流砂量[m³/s/m]、 q_T ：単位幅流量[m³/s/m]である。単位幅流砂量は式 (10) により算出した。

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd^3}} = \frac{1 + 5 \tan \theta}{\cos \theta} \sqrt{\frac{8}{f}} \cdot \tau_*^{3/2} \cdot \left(1 - \alpha_c^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \alpha_c \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \quad \dots (10)$$

ここで、 θ ：河床勾配[deg.]、f：抵抗係数、 τ_* ：無次元掃流力、 τ_{*c} ：無次元限界掃流力、 α_c ：係数である。抵抗係数は式 (11) により算出した。

$$n = \sqrt{\frac{f}{8g}} \cdot h^{1/6} \quad \dots (11)$$

係数 α_c は式 (12) により算出した。

$$\alpha_c^2 = \frac{2\{0.425 - \sigma \tan \theta / (\sigma - \rho)\}}{1 - \sigma \tan \theta / (\sigma - \rho)} \quad \dots (12)$$

無次元限界掃流力は式 (13) により算出した。

$$\tau_* = 0.04 \times 10^{1.72 \tan \theta} \quad \dots (13)$$

流れが掃流状集合運搬の場合、堆積層が飽和していると仮定して、侵食速度は式 (14) (高橋、2004) より算出した。

$$i = \delta_e \cdot \frac{C_{S\infty} - C}{C_* - C_{S\infty}} \cdot \frac{q_T}{d} \quad \dots (14)$$

ここで、 δ_e : 係数、 $C_{S\infty}$: 掃流状集合運動の場合における流れの平衡土砂容積濃度である。掃流状集合運動の場合における流れの平衡土砂容積濃度は式 (15) により算出した。

$$C_{S\infty} = 6.7 C_{D\infty}^2 \quad \dots (15)$$

ここで、 $C_{D\infty}$: 石礫型土石流の平衡土砂容積濃度で、式 (16) により算出した。

$$C_{D\infty} = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots (16)$$

なお、 $C_{D\infty}$ の値が $0.9C_*$ を上回った場合、 $C_{D\infty} = 0.9C_*$ とした。流れが土石流の場合、堆積層が飽和していると仮定して、侵食速度は式 (17) (高橋、2004) より算出した。

$$i = \delta_e \cdot \frac{C_{D\infty} - C}{C_* - C_{D\infty}} \cdot \frac{q_T}{d} \quad \dots (17)$$

堆積速度は土砂移動形態に応じて次のように算出した。流れが掃流砂を含む清流の場合、堆積速度は式 (18) より算出した。

$$i = \begin{cases} 0 & (u_* > u_{*c}) \\ \delta_d \frac{C_{B\infty} - C}{C_*} |u_* - u_{*c}| & (u_* \leq u_{*c}) \end{cases} \quad \dots (18)$$

ここで、 δ_d : 係数である。流れが掃流状集合運搬の場合、堆積速度は式 (19) (高

橋、2004) より算出した。

$$i = \delta_d \left(1 - \frac{U}{p_i U_c} \right) \frac{C_{s\infty} - C}{C_*} \frac{q_T}{d} \quad \dots (19)$$

ここで、 P_i : 実験係数 (=1/3)、 U_c : 石礫型土石流が堆積を始める可能性のある勾配での速度[m/s]で式(20)より算出する。

$$U_c = \frac{2}{5d} \sqrt{\frac{g \sin \theta_c}{a_i \sin \alpha} \left\{ C + (1-C) \frac{\rho}{\sigma} \right\}} \cdot \left\{ \left(\frac{C_*}{C} \right)^{1/3} - 1 \right\} h^{3/2} \quad \dots (20)$$

ここで、 a_i : 係数(=0.042)、 $\alpha=17.8\text{deg.}$ ($\tan \alpha=0.32$)、 θ_c : 土砂容積濃度 C に対する石礫型土石流の平衡勾配で式(21)により算出する。

$$\tan \theta_c = \frac{C(\sigma - \rho) \tan \alpha}{C(\sigma - \rho) + \rho} \quad \dots (21)$$

流れが掃流状集合運搬の場合、堆積速度は式(22) (高橋、2004) より算出した。

$$i = \delta_d \left(1 - \frac{U}{p_i U_c} \right) \frac{C_{D\infty} - C}{C_*} \frac{q_T}{d} \quad \dots (22)$$

式(8) から式(22) までの侵食速度及び堆積速度に関する式は流れの方向に対して河床位が下っている場合に適用した。流れの方向に対して河床位が上がっている場合には、土砂移動形態にかかわらず式(23) の堆積速度を適用した。

$$i = \delta_d \cdot \frac{C_\infty - C}{C_*} \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (23)$$

ここで、 C_∞ : 各土砂移動現象の平衡土砂容積濃度である。なお、侵食速度及び堆積速度を算出する際に必要となる土砂移動現象は高橋(1982) により示された条件により判断した。

3. 2 離散化

任意の形状をした領域 C における保存則は、領域 C 内のパラメータの時間変化が領域 C の境界面から流出した量に等しいとして式(24) のように書ける。

$$\frac{d}{dt} \left\{ \iint_C q(x, y, t) dx dy \right\} = - \int_{\partial C} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} ds \quad \dots (24)$$

ここで、 $q(x, y, t)$: 時刻 t における座標 (x, y) でのパラメータの値、 $\bar{\mathbf{n}}$: 領域 C の境界上の微小面 δs に対する法線ベクトル、 $\bar{\mathbf{f}}(s, t)$: 領域 C の境界上の微小面 δs (点 $(x(s), y(s))$) におけるフラックスである。式 (24) を時刻 $t_n \leq t \leq t_{n+1}$ の区間で積分すると式 (25) を得る。

$$\begin{aligned} \int_{t_n}^{t_{n+1}} \left[\frac{d}{dt} \left\{ \iint_C q(x, y, t) dx dy \right\} \right] dt &= \int_{t_n}^{t_{n+1}} \left[- \int_{\partial C} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} ds \right] dt \\ \therefore \iint_C q(x, y, t_{n+1}) dx dy &= \iint_C q(x, y, t_n) dx dy - \int_{t_n}^{t_{n+1}} \left[\int_{\partial C} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} ds \right] dt \\ \therefore Q^{n+1} &= Q^n - \frac{1}{|C|} \cdot \int_{t_n}^{t_{n+1}} \left[\int_{\partial C} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} ds \right] dt \\ \left(Q^{n+1} \equiv \frac{1}{|C|} \iint_C q(x, y, t_{n+1}) dx dy, Q^n \equiv \frac{1}{|C|} \iint_C q(x, y, t_n) dx dy \right) & \dots (25) \end{aligned}$$

ここで、 Q^{n+1} 、 Q^n : 時刻 t_n 、 t_{n+1} におけるパラメータの計算セル内の平均値、 $|C|$: 領域 C の XY 平面上での面積である。時刻 $t_n \leq t \leq t_{n+1}$ におけるフラックス $\bar{\mathbf{f}}(s, t)$ の $\bar{\mathbf{n}}$ 方向成分の平均値 ($\bar{\mathbf{F}}(s)$) を式 (26) のように定義する。

$$\bar{\mathbf{F}}(s) \equiv \bar{\mathbf{n}}(s) \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \quad \dots (26)$$

式 (26) から、式 (25) の右辺第2項は式(27)のように書ける。

$$\begin{aligned} \int_{t_n}^{t_{n+1}} \left[\int_{\partial C} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} ds \right] dt &= \int_{\partial C} \left[\int_{t_n}^{t_{n+1}} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} dt \right] ds = \Delta t \cdot \int_{\partial C} \bar{\mathbf{F}}(s) ds \\ (\because \Delta t \equiv t_{n+1} - t_n) & \dots (27) \end{aligned}$$

式 (25) と式 (27) から、式 (28) が導かれる。

$$Q^{n+1} = Q^n - \frac{\Delta t}{|C|} \int_{\partial C} \bar{\mathbf{F}}(s) ds \quad \dots (28)$$

式 (28) の右辺第2項の積分は、時刻 $t_n \leq t \leq t_{n+1}$ における領域 C の境界から領域外に流出するフラックスの総和である。本研究で用いた計算セル (領域 C) の形状は四

角形であるので、フラックスの総和は式 (29) のように書ける。

$$Q^{n+1} = Q^n - \frac{\Delta t}{|C|} (l_{i+1/2,j} \cdot \bar{\mathbf{F}}_{i+1/2,j} - l_{i-1/2,j} \cdot \bar{\mathbf{F}}_{i-1/2,j} + l_{i,j+1/2} \cdot \bar{\mathbf{F}}_{i,j+1/2} - l_{i,j-1/2} \cdot \bar{\mathbf{F}}_{i,j-1/2}) \quad \dots (29)$$

ここで、 $l_{i-1/2,j}$: 計算セル (i, j) の境界の長さ (図-28)、 $\bar{\mathbf{F}}_{i-1/2,j}$: 計算セル (i, j) の境界を通過するフラックス (インターセル・フラックス) の平均値である。インターセル・フラックスは Roe 近似法に基づき算出した。以上により、時刻 t^{n+1} におけるパラメータの値を順次求める。

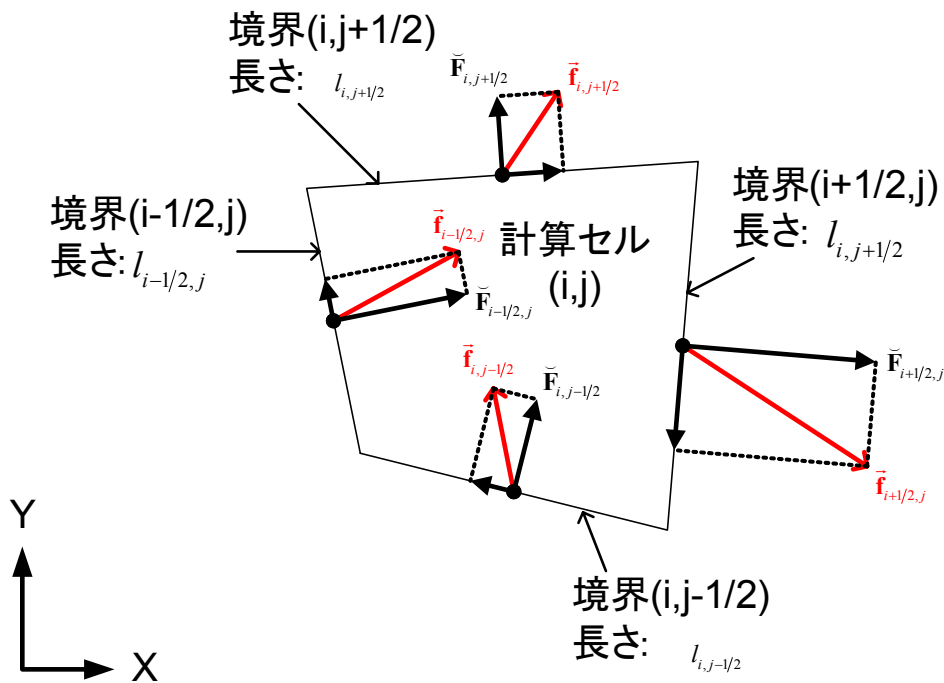


図-28 計算セルとインターセル・フラックス

3. 3 再現計算

図-29は再現計算に用いた計算セルの形状である。本研究では計算セルの形状は四角形とした。図中に示した i 方向の計算セル数は貯水槽の区間で8個、水路部の区間で25個、湛水池の区間で41個とした。また、 j 方向の計算セル数は全ての区間で9個とした。なお、図-29に示した計算セルから外に質量が流れ出ないよう境界条件を設定した。

表-6は再現計算に用いたパラメータの値である。重力加速度、水の密度、砂の密度、内部摩擦角、堆積層の土砂容積濃度は一般的に用いられている数値を引用した。粒径は図-4を参考に実験に用いた土砂の平均粒径で小数点第4位以下を切り捨てた数値を用いた。クーラント・フリードリッヒ・レビー (CFL) 条件の値は計算の安定性を考慮して0.1とした。侵食速度に関する実験係数 k, d_e と堆積速度に関する実験係数 d_d は計算結果と実験結果がなるべく合うように設定した。

再現計算は水位の時間変化の再現精度を検討するために case5、堆砂形状の再現精度を検討するために case8 を対象に実施した。

図-30は case5 の水位変化についての計算結果と実験結果を比較したもので、 X 軸に時間、 Y 軸に水位の初期値からの変動量をプロットしたものである。同図の(a)から(d)はそれぞれ水位計 ch. 7, 6, 5, 4 の地点における比較結果である。計算結果は実験結果と比べて低い値となった。その傾向は湛水池の上流側における地点において顕著となった。波高計は段波が湛水池に突入した際に形成される水しぶきを計測しており、また本研究で用いた数値計算モデルは水しぶきを再現できないため、前述のような傾向が現れたと考えられる。しかし、各水位計の地点において、計算により得られた水位の時間変化は実験により得られた傾向と概ね一致したことが分かった。このことから、本研究で用いた数値計算モデルは水面形の時間変化を再現できると言える。

図-31 (a) (b)は case8における最終堆積形状についての計算結果と実験結果を比較したもので、それぞれ水路部の下流端から 0.96m、1.72m 下流の地点で比較したも

のである。計算結果は実験結果よりも低くなっており、特に(a)では計算結果では土砂が堆積しなかった。これは、計算上、湛水池内に堆積した土砂が湛水池内の水の流動によって再び侵食されたことと、湛水池内の水の流動が収まると単位幅流量が小さくなるため堆積しにくくなったことなどによるものと考えられる。このことから、本研究で用いた数値計算モデルは湛水池内の土砂の堆積過程を十分再現できると言えないため、第4章以降では固定床のみ対象として解析を行なうこととする。土砂の堆積・侵食速度については、今後、湛水池内での堆積過程を再現できるようモデルを改良していく必要がある。

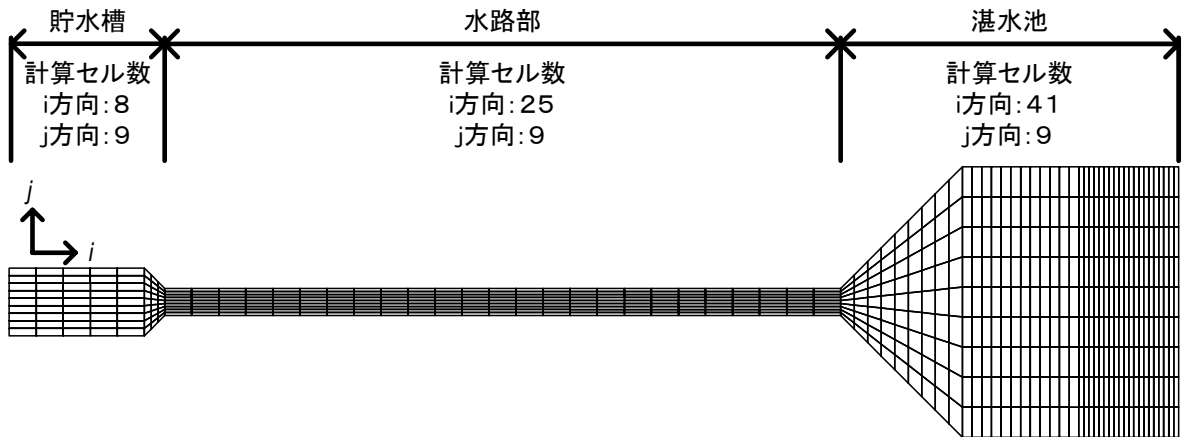
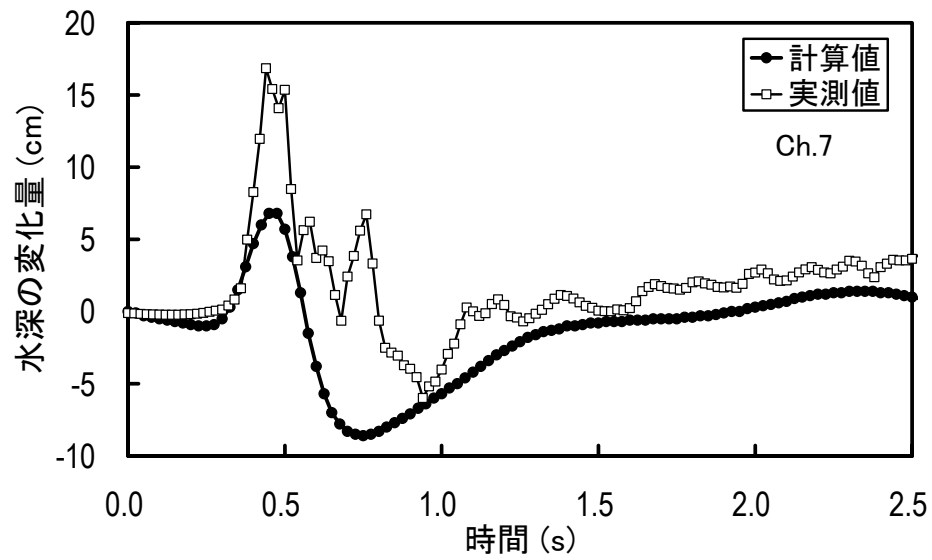


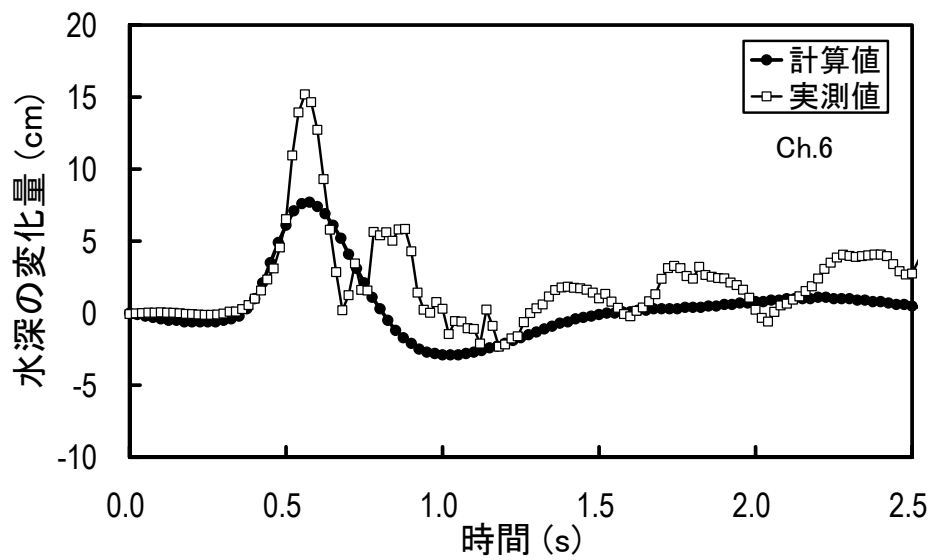
図-29 再現計算に用いた計算セル

表-6 再現計算に用いたパラメータの値

重力加速度	9.81	m/s ²
水の密度	1000	kg/m ³
砂の密度	2650	kg/m ³
内部摩擦角	35	degrees
粒径	0.005	m
堆積層の土砂容積濃度	0.6	
CFLの値	0.1	
侵食速度実験係数K	0.06	
侵食速度実験係数de	0.001	
堆積速度実験係数dd	0.0001	
堆積速度実験係数pi	0.33333	

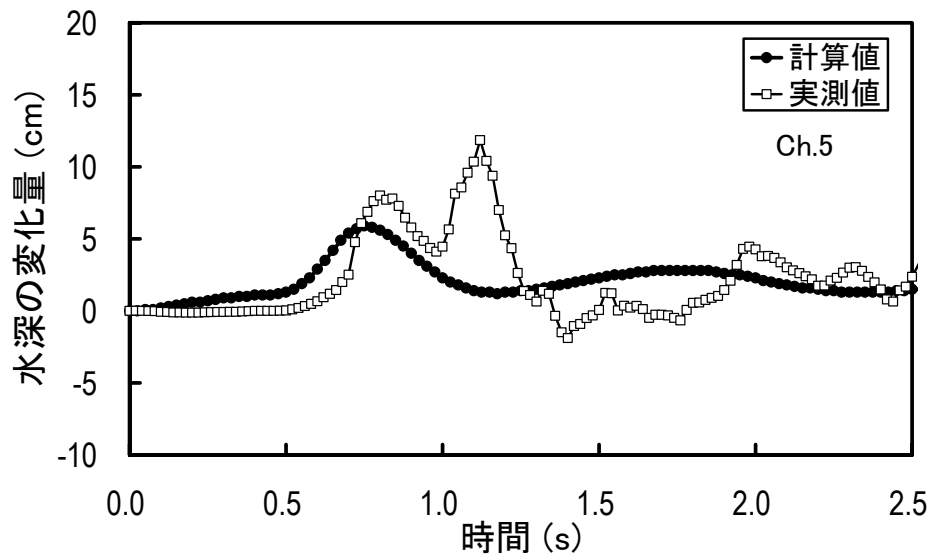


(a) 水位計 ch. 7

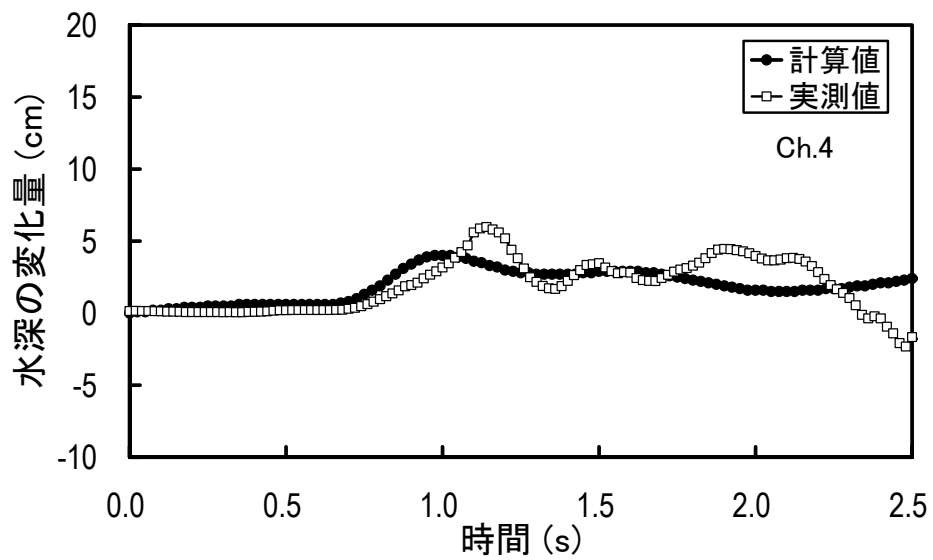


(b) 水位計 ch. 6

図-30 再現計算結果と実験結果の比較(case5) (1)

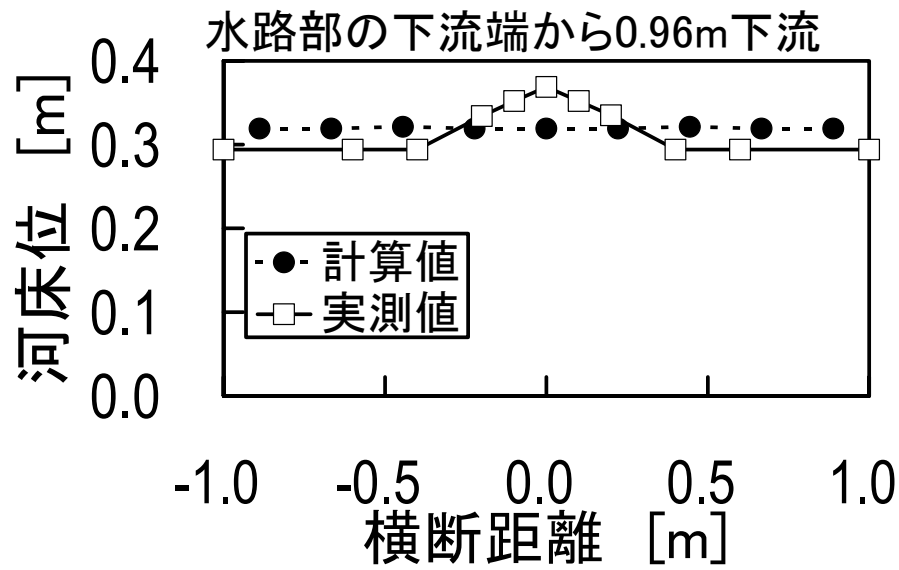


(c) 水位計 ch. 5

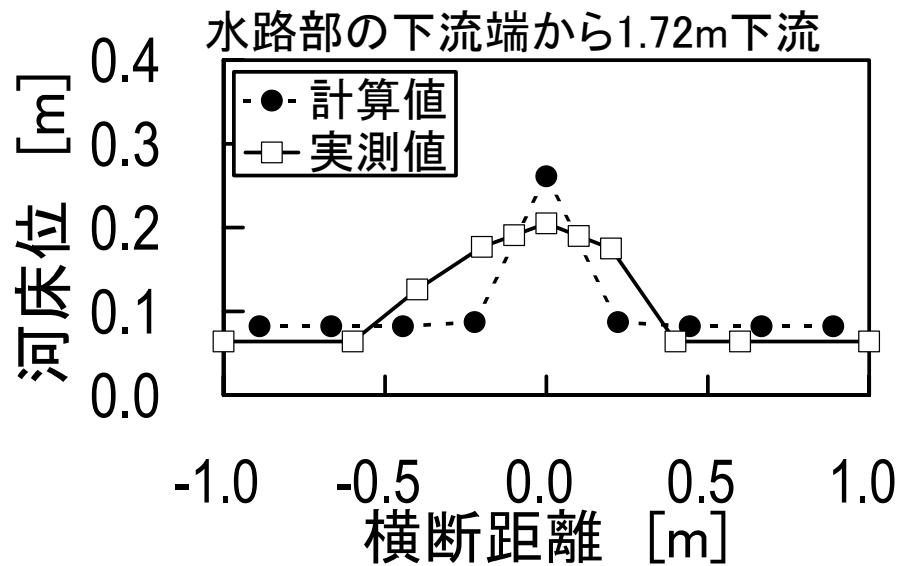


(d) 水位計 ch. 4

図-30 再現計算結果と実験結果の比較(case5) (2)



(a) 水路部の下流端から 0.96m 下流の地点



(b) 水路部の下流端から 1.72m 下流の地点

図-3 1 再現計算結果と実験結果の比較 (case8)

4. 考察

第1章において述べたように、天然ダムの上流に形成された湛水池の水位が土塊の天端より高くなれば、決壊が生じると判断できる。従って、本研究で対象としているような現象に対しては湛水池で形成された波が天然ダムを乗り越えられるのかを確認する必要がある。既往研究の成果によれば、その遡上高は湛水池に突入してくる流れのフルード数に大きく影響を受ける。そこで、まず第2章で説明した実験結果に基づいて、遡上高と湛水池の初期水深との関係を整理する。次に、第2章の実験条件と比べて湛水池の幅を1 mに狭めた際の遡上高を第3章で構築した数値計算モデルから推定し、遡上高と川幅との関係を整理する。

4. 1 湛水池の初期水深と遡上高比の関係

図-32は水路実験の結果で、X軸に湛水池に流れ込む流れのフルード数、Y軸に遡上高比をプロットしたものである。なお、遡上高比は遡上高を流入する流れの水深で割った値とし、式(30)により算出した。

$$S_R = \frac{R}{h_0} \quad \dots (30)$$

ここで、 S_R ：遡上高比、 R ：遡上高[m]、 h_0 ：湛水池に突入する流れの波高[m]である。なお、それぞれの記号は図-33に示す。図-32から、フルード数が大きくなるほど、遡上高比は大きくなるという傾向を示した。また、湛水池の初期水深が深いほど、遡上高比は小さくなる傾向を示した。フルード数が大きくなるにつれて、遡上高比はばらついた。湛水池の水量が多いほど、その水を移動させるために必要な運動量は多くなるため、このような傾向となったと考えられる。今回の実験の範囲内では、フルード数が8以下であれば、遡上高比は3倍程度以下であった。山地溪流で非常に大きなフルード数の流れは考えにくいので、本実験の川幅比程度であれば、前述の遡上高比を目安として決壊を判断すればよいと考えられる。その際、湛水池に突入する流れ

のフルード数は連続式とマニング型の流速式（水山・上原、1984）などを用いて推定できる。

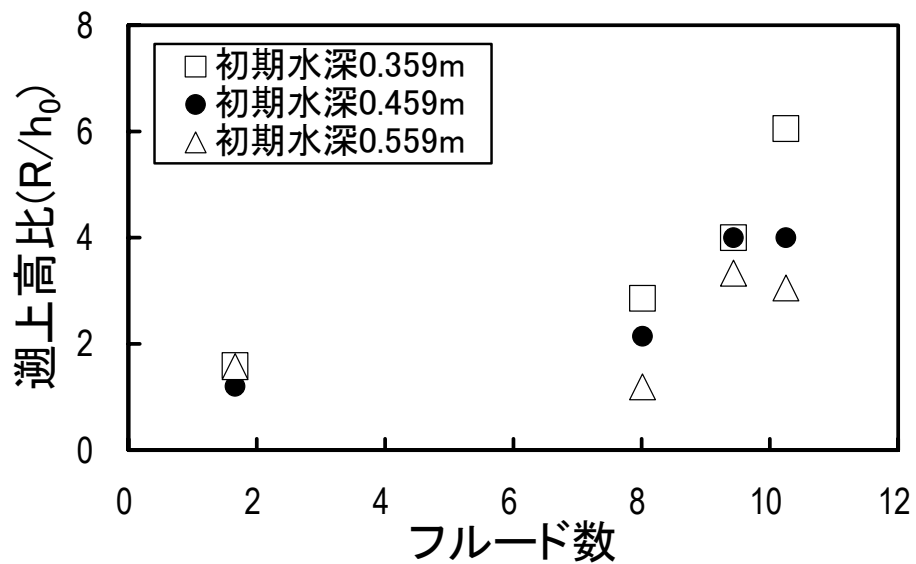


図-3 2 遡上高比とフルード数の関係（水路実験）

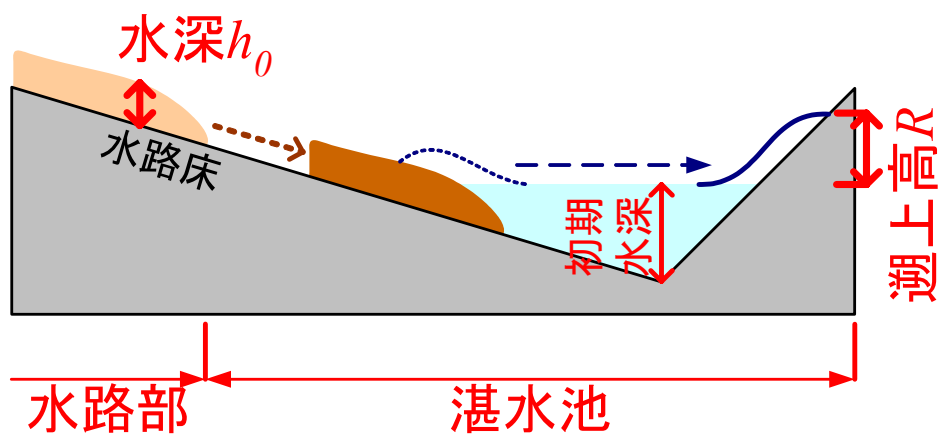


図-3 3 遡上高比の説明

4. 2 川幅と遡上高比の関係

図-34は数値計算の結果で、遡上高比と川幅比の関係を示したものである。なお、川幅比は式(31)のように定義した。

$$B_R = \frac{B_2}{B_1} \quad \dots (31)$$

ここで、 B_R ：川幅比、 B_1 ：水路の幅[m]、 B_2 ：湛水池の幅[m]で、その説明を図-35に示す。第3章に示したとおり、移動床の場合に再現精度が芳しくなかったため、数値計算は固定床の場合(case5~7、case14~16)と、同実験ケースにおいて湛水池の最大の幅を1.00mとした場合を対象に数値計算を実施した。図-34から、川幅に対して湛水池の幅が狭いほど、遡上高比は大きくなる傾向となった。

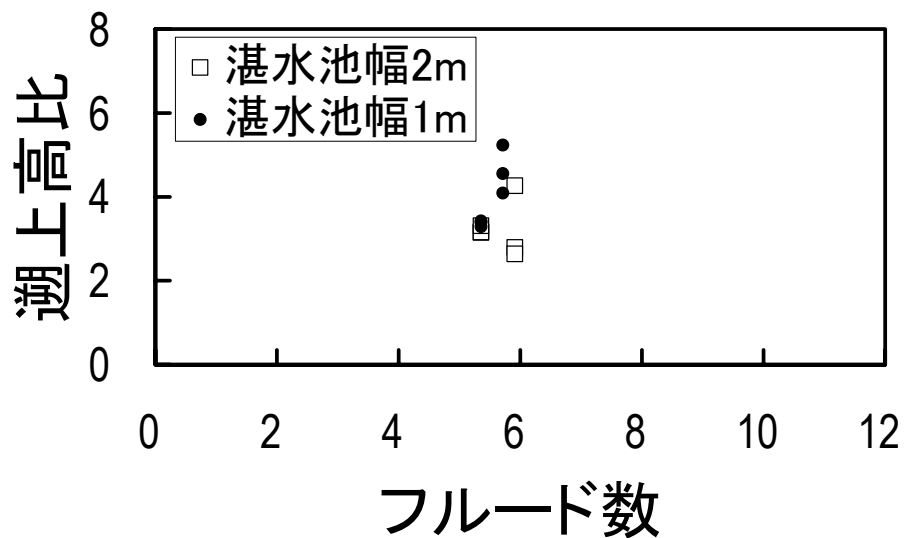


図-34 遡上高比とフルード数の関係 (数値計算)

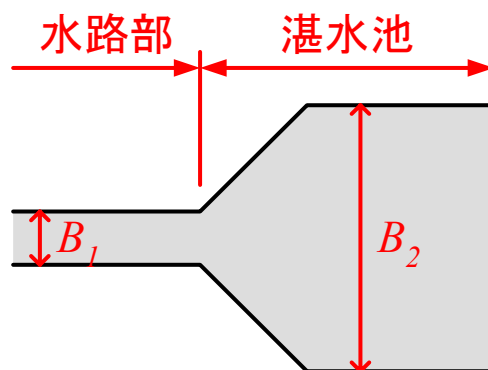


図-35 川幅比の説明

5. まとめ

第4章までを取りまとめると次のようになる。①湛水池に入ってくる流れのフルード数が大きくなるほど、遡上高比は大きくなる。②湛水池の水深が浅いほど、遡上高比は大きくなる。③川幅比が狭いほど、遡上高比は大きくなる。

本研究では、遡上高比がフルード数や川幅比から受ける影響を定性的に把握することを主眼としたため、フルード数は2から10程度の範囲と幅広く変化させたものの8以上の範囲に偏っている。土石流の観測事例（水山・上原、1984）をみると、フルード数は溪流ごとに異なるが、最大で2から4程度であった（表-7）。また、川幅比は5から10までしか変化させていなかった。これらのことから、今後はフルード数の範囲が8以下の領域を対象として、川幅比を幅広く変化させ、遡上高比が受ける影響を把握するとともに、兩岸の勾配といった地形的な要因が遡上高比に及ぼす影響も整理していきたいと考えている。さらに、それらの成果を踏まえて、天然ダムの危険度概略判定フローを開発したいと考えている。

また、遡上高比は湛水池に入ってくる流れの水理条件だけでなく、川幅と湛水池の幅の比など地形条件にも影響を受ける。この点に関して、数値計算モデルは現地の地形条件を考慮できるため、遡上高を推定する強力なツールになると言える。今後は、湛水池内の土砂の堆積過程をより精度良く再現できるよう数値計算モデルを改良していきたいと考えている。

表-7 過去の土石流のフルード数

溪流名	流速[m/s]	水深[m]	フルード数
焼岳上々堀沢	3.3	0.3	1.9
桜島野尻川	6.5	0.3	3.8
滑川	11	1.7	2.7

※上記の数値は引用文献（水山・上原、1984）に示された図からの読み取った値である。

引用文献

- 建設省（1992）：災害情報システムの開発報告書第Ⅲ巻基幹施設編、p. 353-409
- 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所、独立行政法人建築研究所（2005）：平成 16 年（2004）新潟県中越地震被害に係わる現地調査概要、p. 34
- 高橋保（1982）：土石流の停止・堆積機構に関する研究（3）-土石流扇状地の二次侵食-、京都大学防災研究所年報第 25 号 B-2、p. 327-348
- 高橋保、中川一（1992）：自然ダムの越流決壊によって形成される洪水の予測、京都大学防災研究所年報第 35 号 B-2、p. 231-248
- 高橋保（2004）：土石流の機構と対策、近未来社、p. 127-129
- 村松和樹、高濱淳一郎、嶋大尚、村上正人、道上正規、檜谷治、畦森雅樹、北栄雅人（1997）：土塊が水域に突入することによる段波の形成過程に関する実験的研究、平成 9 年度砂防学会研究発表会概要集、p. 190-191
- 水山高久、上原信二（1984）：土石流の水深と流速の観測結果の検討、砂防学会誌(新砂防)Vol. 37、No. 4、p. 23-26
- 水山高久、吉松弘行、鈴木浩之（1985）：湛水した砂防ダムに突入する土石流の影響、第 29 回水理講演会論文集、p. 639-644
- 道上正規、檜谷治、木戸正二（1996）：貯水池内での土砂流入に伴う水面波に関する実験的研究、鳥取大学工学部研究報告第 27 巻、p. 105-112
- 張馳、岩堀康希、吉松弘行、阿部真郎（2004）：地すべりによる造波の有限要素法解析、日本地すべり学会誌、vol. 40, No. 6, p. 484-494