

立命館大学審査博士論文

天然ダム越流決壊に伴う  
流出流量変動に関する基礎的研究  
Outflow Fluctuations due to Landslide Dam  
Deformation by Overtopping

2015年3月

March, 2015

立命館大学大学院理工学研究科

環境都市専攻博士課程後期課程

Doctoral Program in Advanced Architectural, Environmental and Civil Engineering

Graduate School of Science and Engineering

Ritsumeikan University

赤澤 史顕

Fumiaki Akazawa

研究指導教員： 里深 好文 教授

Supervisor : Professor Yoshifumi Satofuka

# 目次

|  |    |
|--|----|
| 第1章 序論                                   | 1  |
| 第2章 天然ダム越流決壊プロセスに関する二次元シミュレーション          | 6  |
| 2.1 概説                                   | 6  |
| 2.2 天然ダム越流決壊プロセスに関する計算モデル                | 7  |
| 2.2.1 既存の天然ダム越流決壊に関するモデルと提案するモデルの比較      | 7  |
| 2.2.2 計算に用いる基礎方程式                        | 8  |
| 2.2.3 越流流れによる侵食と側岸侵食                     | 10 |
| 2.2.4 側岸土砂の崩落モデル                         | 12 |
| 2.2.5 基礎方程式の差分化                          | 13 |
| 2.3 既存の実験結果との比較による計算モデルの検証               | 19 |
| 2.3.1 計算に用いた地形条件                         | 19 |
| 2.3.2 計算条件                               | 21 |
| 2.3.3 計算結果                               | 21 |
| 2.4 側岸侵食速度係数に関する感度分析                     | 24 |
| 2.4.1 侵食形状に関する計算結果                       | 25 |
| 2.4.2 流出ハイドログラフと越流流れの水面幅及び水深に関する計算結果     | 27 |
| 2.5 まとめ                                  | 28 |
| 第3章 天然ダム越流決壊に関する水路実験                     | 30 |
| 3.1 概説                                   | 30 |
| 3.2 部分越流による天然ダム決壊に関する水路実験                | 31 |
| 3.2.1 実験方法                               | 31 |
| 3.2.2 実験結果                               | 33 |
| 3.2.3 実験結果に基づく天然ダム流出流量の考察                | 33 |
| 3.3 天然ダム越流決壊に関する二次元計算モデルによる計算と部分越流実験との比較 | 37 |
| 3.3.1 計算条件                               | 37 |
| 3.3.2 計算結果と実験結果との比較に基づく考察                | 38 |
| 3.3.3 格子サイズの計算結果への影響の検証                  | 40 |
| 3.4 まとめ                                  | 41 |
| 第4章 天然ダム越流決壊に関する現地実験                     | 43 |
| 4.1 概説                                   | 43 |
| 4.2 部分越流による天然ダム決壊に関する現地実験                | 44 |
| 4.2.1 実験方法                               | 44 |
| 4.2.2 実験結果                               | 47 |

|       |                                     |    |
|-------|-------------------------------------|----|
| 4.3   | 部分越流による天然ダム決壊に関する現地実験の二次元モデルによる再現計算 | 51 |
| 4.3.1 | 計算条件                                | 51 |
| 4.3.2 | 現地実験の結果と再現計算結果の比較                   | 51 |
| 4.4   | まとめ                                 | 55 |
| 第5章   | 天然ダムの越流決壊により発生する洪水の流出ピーク流量の推定       | 56 |
| 5.1   | 概説                                  | 56 |
| 5.2   | 越流決壊過程に影響を与える要因と流出ピーク流量の整理          | 57 |
| 5.2.1 | 無次元量を用いた実験データと既存資料の整理               | 57 |
| 5.2.2 | 流出ピーク流量の推定法に関する考察                   | 57 |
| 5.3   | まとめ                                 | 60 |
| 第6章   | 結論                                  | 61 |

## 第1章 序論

高強度の降雨や地震は大規模な斜面崩壊を引き起こし、河川の水をせき止め、天然ダムを形成することがある。天然ダムに水が溜まり、越流し決壊すると大きな土石流や洪水を引き起こし、下流域において甚大な被害を引き起こす危険性がある。

我が国ではこれまでに幾度か天然ダムの決壊による危険に晒されてきた。明治22年(1889年)には台風襲来によって、奈良県・和歌山県において多数の大規模な崩壊・地すべりが起こり、天然ダムが31箇所形成された。それに伴い土砂災害や天然ダム決壊による洪水により死者1492人、約6000棟の家屋が流出・全壊・半壊の被害を受けた(井上ら<sup>1)</sup>、田畑ら<sup>2)</sup>、菊地<sup>3)</sup>、北原ら<sup>4)</sup>)。近年では、平成16年(2004年)の新潟県中越地震、平成20年(2008年)の岩手・宮城内陸地震、平成23年(2011年)には台風12号により、天然ダムが複数形成され、決壊の危険性があることから、早急な対応に迫られた。これらの事例のように、天然ダムは一度に複数形成されることが多く、危機管理上、天然ダム決壊による被害規模を予測することは重要である。

近年では高強度の降雨が発生する回数が増加している。図-1.1に近年の時間雨量50mm以上の発生回数を示す。図-1.1に示されているように、近年では時間雨量50mm以上の降雨発生回数が増加しており、今後も天然ダムが発生する危険性はきわめて高く、天然ダム決壊による災害予測は重要な課題であるといえる。

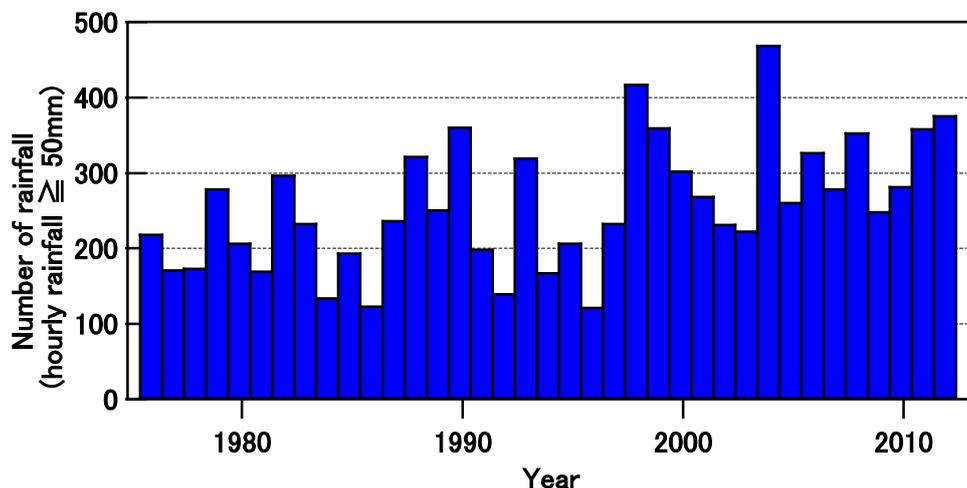


図-1.1 近年の時間雨量50mm以上の降雨の発生回数(気象庁アメダスのデータより)

天然ダムの決壊による被害を軽減するため、これまでに様々な研究が行われてきた。

天然ダム決壊のメカニズムに関しては高橋ら<sup>5)</sup>、Costaら<sup>6)</sup>によるものがある。高橋ら<sup>5)</sup>は天然ダム決壊に伴って生ずる土石流について着目し実験を行い、その中で天然ダム決壊には越流侵食、すべり崩壊、進行性崩壊の3つのタイプがあるとした(図-1.2)。越流侵食はダム天端からの越流によってダムが侵食されるタイプであり、すべり崩壊は天然ダム堤体の高い位置で崩壊が発生し堤体が低くなって決壊するタイプであり、進行性崩壊は浸透流により

パイピングが発生してダム法先から崩壊して決壊するタイプである。Costa ら<sup>6)</sup>は天然ダムの事例について収集し、決壊の原因の多くは越流侵食であり、すべり崩壊や進行性破壊をきっかけとした決壊はわずかであることを示している。

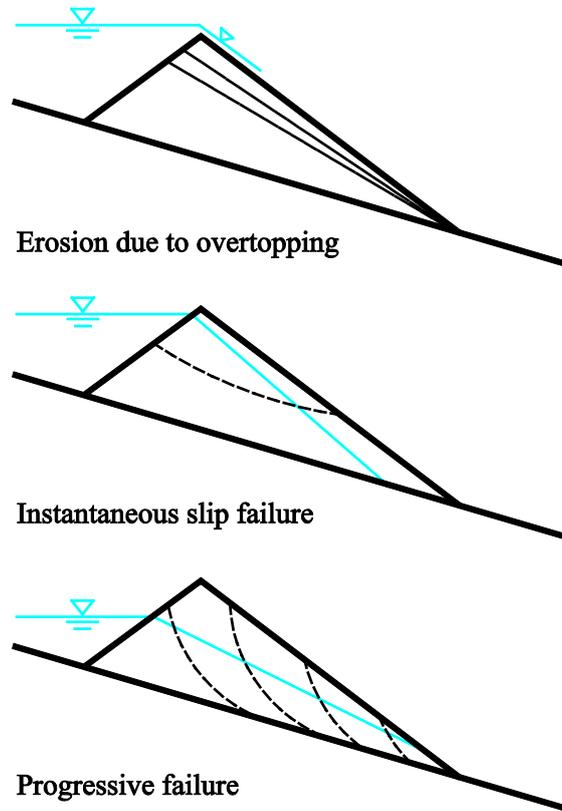


図-1.2 天然ダム決壊の3パターン (高橋ら<sup>5)</sup>)

天然ダム決壊の流出ピーク流量の推定法に関しては Costa<sup>7)</sup>、石川ら<sup>8)</sup>、Walder ら<sup>9)</sup>、田畑ら<sup>10)</sup>による研究がある。Costa<sup>7)</sup>は過去の天然ダム決壊のデータを整理して、決壊時の流出ピーク流量はダムファクター（貯水量と天然ダム高さの積）と関係が深いことを示した。石川ら<sup>8)</sup>は高橋ら<sup>5)</sup>の天然ダムの越流侵食による土石流規模の予測モデルにより計算を行い、単位幅ピーク流量と単位幅当たりのダムファクター（単位幅貯水量と天然ダム高さの積）との関係から単位幅ピーク流量の簡易予測図を提案した。Walder ら<sup>9)</sup>は過去の天然ダムのデータからダム高さの低下速度を推定し、ダム低下速度、ダム堪水量を基にした無次元量により、流出ピーク流量を予測できるとした。田畑ら<sup>10)</sup>は Costa<sup>7)</sup>や石川ら<sup>8)</sup>の流出ピーク流量の次元とダムファクターの次元は異なり見かけ上の関係であるとし、ピーク流量を支配するパラメータを選択し、単位幅ピーク流量の簡易予測図を提案した。しかし、Costa<sup>7)</sup>、石川ら<sup>8)</sup>、Walder ら<sup>9)</sup>、田畑ら<sup>10)</sup>の研究は流出ピーク流量の推定には有効であるものの、流出ハイドログラフを求めることはできず、洪水氾濫範囲や下流任意の地点の洪水位を予測するには十分とはいえない(水山ら<sup>11)</sup>)。そのため、近年では天然ダム決壊時の流出ハイドログラフを求めるための研究が進められている。

天然ダム決壊の流出ハイドログラフに着目した研究としては、高橋ら<sup>12)</sup>、小田ら<sup>13)</sup>、Cencetti ら<sup>14)</sup>、里深ら<sup>15)</sup>、吉野ら<sup>16)</sup>、Haradaら<sup>17)</sup>による研究がある。高橋ら<sup>12)</sup>は天然ダムの越流決壊に

関する水路実験を行い、その侵食過程と流出流量を計測し、洪水流出は水路の勾配と貯留水量に影響され、初期水みちはそれほど影響しないことを示した。また、高橋ら<sup>12)</sup>は天然ダムが決壊する際に多様な流砂形態をとると予想し、掃流砂、掃流状集合流動、石礫型土石流を考え、側岸侵食を含めた越流決壊に関する二次元の計算モデルを提案した。小田ら<sup>13)</sup>は天然ダムの材料の粘着力、含水率の違いとダム下流法勾配の違いによる影響をしらべるため実験を行い、流出流量の時間変化を計測し、粘着力がある場合やダム下流法勾配が緩い場合、流出ピーク流量は小さくなることを示した。Cencettiら<sup>14)</sup>はFread<sup>18)</sup>によって提案された天然ダム決壊モデルの掃流砂量式を別の掃流砂量式に変更し、天然ダムの実際の事例に適用し、流出ハイドログラフを計算した。里深ら<sup>15)</sup>は天然ダムの決壊に伴う洪水流出を再現するため、高濱ら<sup>19)</sup>によって提案された二層流モデルに流速の高岡ら<sup>20)</sup>の1乗に比例する側岸侵食モデルを組み込んだ天然ダムの一次元計算モデルを提案し、実際の天然ダムの越流侵食事例に適用し、その洪水流出過程が再現できることを示している。吉野ら<sup>16)</sup>は実際の天然ダムの越流侵食現象に対して適用性が示されている里深ら<sup>15)</sup>のモデルの基本となる二層流モデルに、側岸の崩落モデルを導入し、決壊過程の計算を行っている。Haradaら<sup>17)</sup>は実溪流において天然ダム決壊実験を行い、実験の再現計算を行っている。実験においては越流侵食と進行性破壊を原因とした決壊が観察され、越流侵食による流出流量が進行性破壊の場合よりも大きくなる可能性を示している。また、高橋ら<sup>21)</sup>の二次元河床変動モデルにより、実験の洪水流出過程を良好に再現できることを示している。Haradaら<sup>17)</sup>が用いた高橋ら<sup>21)</sup>のモデルは、流砂形態として掃流砂を考えている。

天然ダムとその現象が類似する堤防決壊やダム決壊に伴う洪水流出に関して、Francaら<sup>22)</sup>、Roland<sup>23)</sup>、Nakagawaら<sup>24)</sup>によるものがある。Francaら<sup>22)</sup>はロックフィルダムの決壊モデルRoDaBを提案し、ロックフィルダムの決壊事例を基にモデルのキャリブレーションを行い、Freadら<sup>18)</sup>の天然ダム決壊モデルBREACHの計算結果と比較し、モデルの検証を行っている。Roland<sup>23)</sup>は河川堤防の決壊を計算するため、流砂形態として浮遊砂と掃流砂を考え、二次元の計算モデルを提案し、既存の実験結果の流出流量を良好に再現している。また、ダム材料や堤防の切欠きの大きさが流出流量の計算結果に及ぼす影響を検討している。Nakagawaら<sup>24)</sup>は堤体内のサクションによる影響を考慮した侵食速度式を提案し、河川堤防の越流侵食過程を計算し、水路実験の侵食過程を再現している。

一方で、天然ダム越流決壊時の侵食過程と流出過程の関係について着目し、研究された例はそれほど多くなく、十分であるとはいえない。また、計算モデルに関しては多様な流砂形態を考慮し、側岸侵食と側岸崩落を同時に考慮した計算モデルはない。そこで、本論文の目的は、天然ダムの越流侵食による決壊を対象としてその侵食過程と流出過程の関係を明らかにし、それに加えて、決壊時の流出ハイドログラフを予測する計算モデルを提案することとした。天然ダムの越流決壊時には越流流れは勾配変化の激しい場を流れ、また、天然ダムを構成する材料は幅広い粒度をもつため、多様な流砂形態をとることが想定される。さらに、越流流れによって形成される流路は側岸侵食や側岸崩落により、拡幅しながら決壊する。本論文ではそのような天然ダム越流決壊現象を計算するための二次元シミュレーションモデルを提案した。そして、計算結果と過去の研究や実験の結果の流出過程と決壊過程を比較し、提案したモデルの適用性について検証した。

本論文の各章は以下のように構成されている。

第1章は序論であり、本論文の目的、各章の構成について概要を述べる。

第2章においては天然ダムの越流決壊に関する二次元シミュレーションモデルについて記述する。天然ダムの越流決壊時において越流流れは、多様な流砂形態をとることが想定される。また、越流流れは縦方向に侵食し流路を形成し、流路は側岸侵食と側岸崩落により横方向にも拡幅しながら決壊する。そのため、そのような越流決壊現象を計算するため、多様な流砂形態を考慮できる慣性土石流モデル、側岸崩落モデルを導入した二次元のシミュレーションモデルを提案した。そして、シミュレーションモデルを検証するため、その計算結果と過去の天然ダムの越流決壊に関する水路実験との結果の比較を行った。

第3章においては天然ダムの越流決壊に関する水路実験について記述する。まず、天然ダムの越流決壊時の流出流量の時間的な変化を明らかにするため、いくつかの条件下で実験を行った。実験においては流出流量と侵食形状の時間的な変化を計測し、両者を比較し考察を行った。次に、2章で提案したシミュレーションモデルの適用性を調べるため、水路実験の結果との比較を行った。

第4章においては天然ダムの越流決壊に関する現地実験について記述する。まず、天然ダムの越流決壊時の流出流量の時間的な変化を明らかにするため、山地溪流において幾回か実験を行った。水路実験よりも実現象に近い状態で実験を行い、その流出流量、侵食形状の時間的な変化を計測した。次に、第2章で提案したシミュレーションモデルの適用性を調べるため、現地実験の再現計算を行い実験結果との比較を行った。

第5章においては天然ダムの越流決壊時の流出ピーク流量について考察を行った。過去の研究やこれまでにを行った実験結果を整理し、流出ピーク流量を推定する方法について考察した。

第6章においては本研究で得られた研究成果の要約と今後の研究課題について記述した。

#### 参考文献

- 1) 井上公夫・土志田正二・井上 誠：1989年紀伊半島災害によって十津川流域で形成・決壊した天然ダム，歴史地震，第28号，pp.113-120，2013.
- 2) 田畑茂清・井上公夫・早川智也・佐野史織：降雨により群発した天然ダムの形成と決壊に関する事例研究—十津川災害(1889)と有田川災害(1953)—，砂防学会誌，Vol.53，No.6，pp.66-76，2001.
- 3) 菊池万雄：日本の歴史災害—明治編—，古今書院，pp.87-130，1986.
- 4) 北原糸子・松浦律子・木村玲欧：日本歴史災害事典，吉川弘文館，pp.356-359，2012.
- 5) 高橋 保・匡 尚富：天然ダムの決壊による土石流の規模に関する研究，京都大学防災研究所年報，第31号，B-2，pp.601-615，1988.
- 6) Costa, J.E. and Schuster, R.L. : The formation and failure of natural dams, Geol. Soc. of America Bulletin, 100, pp.1054-1068, 1988.
- 7) Costa, J.E. : Floods from dam failures, In V.R. Baker, R.C. Kochel& P.C. Patton (eds.) Flood Geomorphology New York, pp.439-463, 1988.
- 8) 石川芳治・井良沢直也・匡 尚富：天然ダムの決壊による洪水流下の予測と対策，砂防

- 学会誌, Vol.45, No.1, pp.14–21, 1992.
- 9) Walder, J. S., and O'Conner, J. E. : Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earth dams, *Water Resour. Res.*, Vol.33, No.10, pp.2337–2348, 1997.
  - 10) 田畑重清・池島 剛・井上公夫・水山高久 : 天然ダム決壊による洪水のピーク流量の簡易予測に関する研究, *砂防学会誌*, Vol.54, No.4, pp.73–76, 2001.
  - 11) 水山高久・森俊 勇・坂口哲夫・井上公夫 : 日本の天然ダムと対応策, *古今書院*, pp.113–140, 2011.
  - 12) 高橋 保・中川 一 : 天然ダムの越流決壊によって形成される洪水・土石流のハイドログラフ, *水工学論文集*, 第37巻, pp.699–704, 1993.
  - 13) 小田 晃・水山高久・長谷川祐治・森 俊男・川田孝信 : 天然ダムの決壊過程と決壊時の流出量に関する実験的研究, *砂防学会誌*, Vol.59, No.1, pp.29–34, 2006.
  - 14) Cencetti, C., Fredduzzi, F., Marchesini, I., Naccini, M. and Tacconi, P. : Some considerations about the simulation of breach channel erosion on landslide dam, *Computational Geoscience*, Vol.10, pp.201–219, 2006.
  - 15) 里深好文・吉野弘祐・水山高久・小川紀一郎・内川龍男・森 俊男 : 天然ダムの決壊に伴う洪水流出の予測手法に関する研究, *水工学論文集*, Vol.51, pp.901–906, 2007.
  - 16) 吉野弘祐・高濱淳一郎・水山高久・内田太郎・小川紀一郎 : 側岸崩落を考慮した天然ダム越流侵食過程における二次元シミュレーション, *砂防学会誌*, Vol.63, No.6, pp.52–58, 2011.
  - 17) Harada, N., Akazawa, F., Hayami, S. and Satofuka, Y. : Numerical simulation of landslide dam deformation caused by erosion, *Advances in River Sediment Research—Fukuoka et al. (eds) © 2013 Taylor & Francis Group*, pp.1107–1116.
  - 18) Fread, D.L. : BREACH : an erosion model for earthen dam failures, *National Weather Service (NWS) Report*, NOAA, Silver Spring, Maryland, USA, 1984.
  - 19) 高濱淳一郎・藤田裕一郎・近藤康弘 : 土石流から掃流上集合流動に遷移する流れの解析手法に関する研究, *水工学論文集*, 第44巻, pp.683–686, 2000.
  - 20) 高岡広樹 (2006) : 高濃度流れによる河道侵食と土砂流出に関する研究, *九州大学学位論文*, pp.7–23, 2006.
  - 21) 高橋 保・中川 一・里深好文 : 貯水池逆流システムによるフラッシング排砂, *水工学論文集*, 第46巻, pp.785–790, 2002.
  - 22) Franca, M.J. and Almeida, A. B. : A computational model of rockfill dam breaching caused by overtopping (RoDaB), *Journal of Hydraulic Research*, Vol.42, No.2, pp.197–206, 2004.
  - 23) Roland, F. : Numerical modeling of breach erosion of river embankments, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.133, No.9, pp.1000–1009, 2007.
  - 24) Nakagawa, H., Utsumi, T., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. : Erosion of unsaturated river embankment due to overtopping water, *Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE*, Vol.55, Keynote Lecture, K-1–K-4, 2011.

## 第2章 天然ダム越流決壊プロセスに関する二次元シミュレーション モデル

### 2.1 概説

天然ダム決壊による下流への被害を軽減するためには、決壊に伴う天然ダム下流への洪水流出を正確に予測することが必要である。

これまでに、天然ダムの越流決壊による下流への流出流量を予測するため、いくつかの計算モデルが提案されている。高橋・中川<sup>1)</sup>は、掃流砂、掃流状集合流動、石礫型土石流という流砂形態を考え、各流砂形態毎に侵食速度、抵抗則を与え、さらに側岸侵食も含めた越流決壊に関する二次元の計算モデルを提案した。また、里深ら<sup>2)</sup>は高濱ら<sup>3)</sup>によって提案された二層流モデルに側岸侵食を考慮した一次元計算モデルを提案し、実際の天然ダムの越流侵食事例に適用し、その洪水流出過程が再現できることを示している。これらの計算モデルでは側岸侵食を考える際、側岸付近の水中部分が侵食によって後退すれば、その上部（ヒサシ部分）も崩落すると考え、側岸は全体的に後退するものとしているため、計算される断面形状は矩形に近いものとなる。小田ら<sup>4)</sup>は、天然ダムの越流決壊に関する水路実験を行い、越流侵食時に越流水により侵食流路が形成され、その流路の側面が崩壊しながら堰水域の水が流出することを明らかにしている。さらにそのような天然ダムの侵食過程を踏まえて吉野ら<sup>5)</sup>は、実際の天然ダムの越流侵食では、越流流れによる水みちとその側岸が $20^{\circ}$ ～ $50^{\circ}$ 程度の傾斜となることを示し、関根<sup>6)</sup>の崩落モデルを参考にした側岸崩落モデルを高濱ら<sup>7)</sup>の二層流モデルに組み込むことにより、現象の再現性が向上する可能性を示している。Haradaら<sup>8)</sup>は実溪流において天然ダム決壊実験を行い、実験において越流決壊した場合の再現計算を行っている。Haradaら<sup>8)</sup>は高橋ら<sup>9)</sup>の二次元河床変動モデルを用いて実験の流出流量を再現している。

上記のように天然ダムの越流侵食過程では越流流れは多様な流砂形態をとることが想定され、また、越流水は縦方向に急激に侵食するとともに、側岸侵食と側岸崩落により、越流流路は横方向にも拡幅しながら決壊する。そこで本研究では、そのような天然ダムの越流決壊現象を再現するための二次元河床変動モデルを開発した。この計算モデルでは多様な流砂形態を計算するため、乱流型、石礫型、その両者の中間型の土石流、掃流状集合流動までを扱うことができる高橋・里深<sup>10)</sup>による慣性土石流モデルを導入した。また、越流流れにより側岸が侵食、崩落し、水みちが横方向に拡幅する過程を再現するため、側岸侵食については高橋ら<sup>1)</sup>の研究を参考にして計算し、関根<sup>6)</sup>と永瀬ら<sup>11)</sup>の研究を参考にした新たな側岸崩落モデルを導入した。そして、計算結果と過去に行われた高橋・中川<sup>1)</sup>による天然ダムの越流決壊に関する水路実験の結果との比較を行い、侵食形状や流出ハイドログラフの再現性を確認した。さらに、越流流れによる側岸侵食の影響によって、侵食形状および流出ハイドログラフがどのように変化するかを計算により確認した。

## 2.2 天然ダムの越流決壊プロセスに関する二次元計算モデル

天然ダムの越流侵食について検討を行うため、越流流れを二次元で計算する越流侵食モデルを開発した。このモデルにより、越流流れを計算するとともに、越流流れによるダムの侵食過程や洪水の流出過程を計算している。

### 2.2.1 既存の天然ダム越流決壊に関するモデルと提案するモデルの比較

既存の天然ダム越流決壊に関するモデルと提案するモデルについてそれらの特徴を比較すると、図-2.1のようになる。高橋・中川<sup>1)</sup>のモデルでは、掃流砂、掃流状集合流動、石礫型土石流という流砂形態を考え、各流砂形態毎に侵食速度式と抵抗則を与え、さらに側岸侵食を含めて計算を行っている。里深ら<sup>2)</sup>のモデルでは高濱ら<sup>3)</sup>によって提案された二層流モデルに側岸侵食を考慮した一次元計算を行っている。高濱ら<sup>3)</sup>が提案した二層流モデルでは、掃流状集合状態のときにあらわれる水流層と砂礫移動層の構成側はそれぞれ毎に異なることに着目して、層の間の相互作用に考慮しながら各層に対して支配方程式を誘導し、計算を行っている。それにより、土石流から掃流状集合流動に遷移する過程やその逆の場合も解析することができる。天然ダムが決壊する際に越流流れは、土石流から掃流状集合流動に遷移することが想定され、里深ら<sup>2)</sup>のモデルではその過程を二層流モデルにより考慮することができる。それに加えて、里深ら<sup>2)</sup>のモデルは、側岸侵食が流速の1乗に比例する高岡ら<sup>12)</sup>の側岸侵食速度式を用いている。吉野ら<sup>5)</sup>は、高濱ら<sup>7)</sup>の二層流モデルに関根<sup>6)</sup>の崩落モデルを参考にした側岸崩落モデルを組み込んでいるという特徴がある。Haradaら<sup>8)</sup>が用いた高橋ら<sup>9)</sup>の二次元河床変動モデルは、流砂形態として掃流砂を考え、側岸侵食及び土砂崩落を考慮しているという特徴がある。それに対して、本章において提案するモデルでは、多様な流砂形態を考慮するため慣性土石流モデルを導入している。また、側岸侵食及び側岸崩落を同時に考慮することにより、現象の再現性向上を図っている。

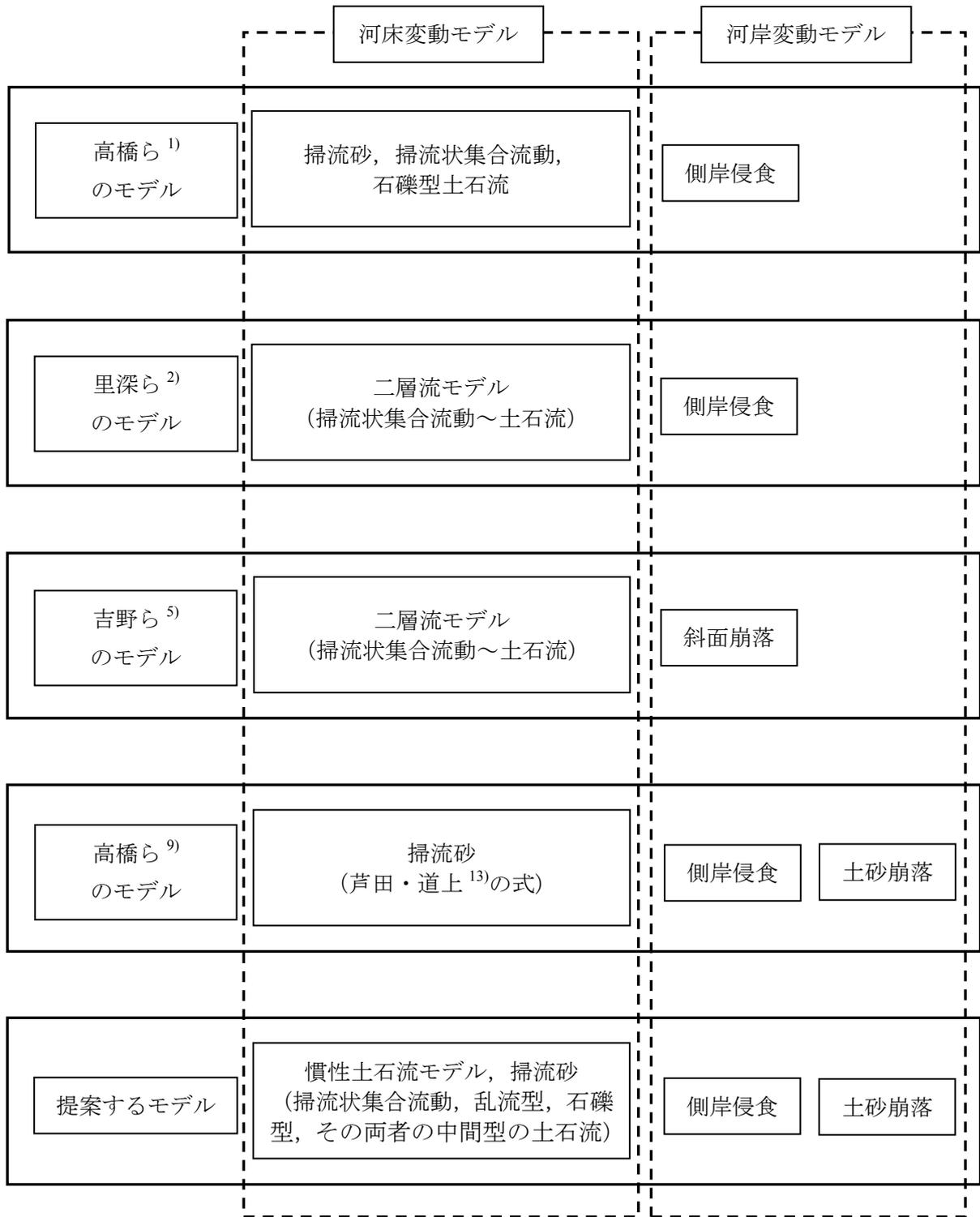


図-2.1 既存の天然ダム越流決壊に関するモデルと提案するモデルの比較

### 2.2.2 計算に用いる基礎方程式

天然ダムを水が越流したとき、その越流水の流れにより表面が侵食される。天然ダム上部を流れる越流流れは以下のような基礎方程式を用いて計算される。

全流量（土砂+水）の質量保存則を以下に示す。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = i + i_s \quad (2.1)$$

ここに、 $h$ は水深、 $u$ は $x$ 方向の断面平均流速、 $v$ は $y$ 方向の断面平均流速、 $i$ は河床の侵食・堆積速度（正の場合堆積，負の場合侵食）、 $i_s$ は側岸の侵食速度、 $C_*$ は河床の容積土砂濃度である。

越流流れ内の土砂の質量保存則を以下に示す。

$$\frac{\partial Ch}{\partial t} + \frac{\partial Cuh}{\partial x} + \frac{\partial Cvh}{\partial y} = iC_* + i_s C_* \quad (2.2)$$

ここに、 $C$ は越流流れの容積土砂濃度である。

河床の質量保存則を以下に示す。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + i + i_s = 0 \quad (2.3)$$

ここに、 $z$ は河床高である。

$x$ 、 $y$ 方向の流れの運動方程式を以下に示す。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial(h+z)}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho_d h} \quad (2.4)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial(h+z)}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho_d h} \quad (2.5)$$

ここに、 $g$ は重力加速度、 $\tau_x$ は $x$ 方向の河床せん断力、 $\tau_y$ は $y$ 方向の河床せん断力、 $\rho_d$ は越流流れの密度である。

河床せん断力に関しては、掃流砂のときはマンシングの式から、それ以外のときは高橋・里深<sup>10)</sup>による慣性土石流の抵抗則の近似式を用いている。

掃流砂の場合 ( $C < 0.05$ ),

$$\frac{\tau_x}{\rho h} = \frac{gn_m^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (2.6)$$

$$\frac{\tau_y}{\rho h} = \frac{gn_m^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (2.7)$$

ここに、 $n_m$ はマンシングの粗度係数である。

慣性土石流の場合 ( $C \geq 0.05$ ),

$$\frac{\tau_x}{\rho_T h} = \frac{u_*^2 u}{h \sqrt{u^2 + v^2}} \quad (2.8)$$

$$\frac{\tau_y}{\rho_T h} = \frac{u_*^2 v}{h \sqrt{u^2 + v^2}} \quad (2.9)$$

$$\frac{U}{u_*} = F_1 \left[ A_1 + A_2 \log_{10} \left( \frac{h}{d_p} \right) + A_3 \left\{ \log_{10} \left( \frac{h}{d_p} \right)^2 \right\} \right] \quad (2.10)$$

ここに、 $\rho_T$ は土石流の見かけ密度、 $U$ は平均流速、 $u_*$ は摩擦速度、 $h$ は水深、 $d_p$ は粒径、 $F_1$ 、 $A_1$ 、 $A_2$ 、 $A_3$ は係数である。

各係数はそれぞれ以下の式で計算している。

$$\begin{aligned} A_1 &= 1.1632 - 3.0374C_{tr} + 1.0589C_{tr}^2 \\ A_2 &= 2.6898 - 4.7747C_{tr} + 3.9167C_{tr}^2 \\ A_3 &= 0.8313 - 2.2134C_{tr} + 0.6818C_{tr}^2 \end{aligned} \quad (2.11)$$

$d_p > 0.1\text{cm}$  のとき、 $F_1 = 1$

$d_p \leq 0.1\text{cm}$  のとき、 $F_1 = -13.72B_1(C_{tr} - 0.270)^2 + B_1 + 1.0$

$$\begin{aligned} B_1 &= A_4 + A_5 \log_{10}(h/d_p) + A_6 \{ \log_{10}(h/d_p) \}^2 \\ A_4 &= 0.50372 + 0.2773 \log_{10} d_* + 0.036998 \{ \log_{10} d_* \}^2 \\ A_5 &= 0.5530 - 0.24564 \log_{10} d_* + 0.030294 \{ \log_{10} d_* \}^2 \\ A_6 &= -0.20525 + 0.097021 \log_{10} d_* - 0.012564 \{ \log_{10} d_* \}^2 \end{aligned} \quad (2.12)$$

高橋・里深<sup>10)</sup>は乱流土石流と石礫型土石流及びその両者の中間的な性質を持つ土石流を慣性土石流とし、その構成則、土砂濃度と抵抗則の近似式を提案した。慣性土石流のモデルでは土石流中の水面側の土砂濃度の低い部分を上層、河床近くの土砂濃度の高い部分を下層とすることにより、乱流型、石礫型、その両者の中間型の土石流、掃流状集合流動までをそのモデルで扱うことができる。すなわち、流れの多くを上層が占めれば乱流型、下層が多くを占めれば石礫型、上下二つの層が存在すればその中間型の土石流、上層の土砂濃度が無く下層が存在する場合は掃流状集合流動となる。このモデルにより、天然ダムの越流決壊における様々な流砂形態を考慮することができる。

### 2.2.3 越流流れによる侵食と側岸侵食

河床の侵食・堆積速度はそれぞれ以下の式で計算している。

$C \leq C_\infty$ 、すなわち侵食のとき、

$$\frac{i}{\sqrt{gh}} = K_T \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} C \left( \frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left( \frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (C_\infty - C) \frac{h}{d} \quad (2.13)$$

$C > C_\infty$ 、すなわち堆積のとき、

$$i = \begin{cases} \delta_d \frac{C_\infty - C}{C_*} (u_{*c} - u_*) & (u_{*c} > u_*) \\ 0 & (u_{*c} \leq u_*) \end{cases} \quad (2.14)$$

ここに、 $K_T$ は定数、 $\theta$ は主流方向の水面勾配、 $\phi$ は土の内部摩擦角、 $C_\infty$ は平衡土砂濃度、 $\delta_d$ は堆積係数、 $u_{*c}$ は限界摩擦速度である。

側岸侵食に関しては、高橋・中川<sup>1)</sup>と同様に土石流や掃流状集合流動でも側岸侵食量は河

床に働く掃流力の関数であると考え、側岸に作用するせん断力は平均的には河床に作用するせん断力  $\tau$  の 1/2 として、側岸の後退速度  $i_s$  を式 (2.15) により計算する。そして、 $x$ ,  $y$  方向の侵食速度  $i_{sx}$ ,  $i_{sy}$  については、高橋ら<sup>9)</sup>を参考にして、流れの方向と  $x$  軸,  $y$  軸の関係を考慮してから、隣り合う計算点の河床位の差を考えて、式(2.16), 式(2.17)により計算している。

$$\frac{i_{ss}}{\sqrt{gh}} = \left(\frac{1}{2}\right)^{3/2} K_s \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} c \left( \frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left( \frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (C_\infty - C) \frac{h}{d} \quad (2.15)$$

$$i_{sx} = i_{ss} \frac{\Delta z}{\Delta x} \frac{|v|}{\sqrt{u^2 + v^2}} \quad (2.16)$$

$$i_{sy} = i_{ss} \frac{\Delta z}{\Delta y} \frac{|u|}{\sqrt{u^2 + v^2}} \quad (2.17)$$

ここに、 $K_s$  は定数、 $\Delta z$  は隣接する計算点との河床高の差である。

平衡土砂濃度は高橋・里深<sup>10)</sup>による慣性土石流の輸送濃度の近似式から計算しており、その近似式は以下のように表わされる。

$$C_{tr} = a_1 + a_2 x + a_3 x^2 + a_4 x^3 \quad (2.18)$$

ここに、 $C_{tr}$  は輸送濃度、 $x = \sin \theta$  であり、 $a_1 \sim a_4$  は係数であり、それぞれ  $y = \log_{10}(h/d_p)$  として、

$$\begin{aligned} a_1 &= b_1 + b_2 y + b_3 y^2 \\ a_2 &= b_4 + b_5 y + b_6 y^2 \\ a_3 &= b_7 + b_8 y + b_9 y^2 \\ a_4 &= b_{10} + b_{11} y + b_{12} y^2 \end{aligned} \quad (2.19)$$

で表わされる。さらに、 $b_1 \sim b_{12}$  は  $\zeta = \log_{10} d^*$  として、

$$\begin{aligned} b_1 &= -0.2030 + 0.2776\zeta - 0.1291\zeta^2 + 0.02498\zeta^3 - 0.001730\zeta^4 \\ b_2 &= 0.2215 - 0.3131\zeta + 0.1451\zeta^2 + 0.02763\zeta^3 + 0.001872\zeta^4 \\ b_3 &= -0.0473 + 0.0675\zeta - 0.0314\zeta^2 + 0.00588\zeta^3 - 0.000387\zeta^4 \\ b_4 &= 6.865 - 13.34\zeta + 7.309\zeta^2 - 1.561\zeta^3 + 0.1160\zeta^4 \\ b_5 &= 0.0394 - 8.779\zeta - 6.559\zeta^2 + 1.589\zeta^3 - 0.1267\zeta^4 \\ b_6 &= 0.9064 - 2.964\zeta + 2.048\zeta^2 - 0.4865\zeta^3 + 0.03851\zeta^4 \\ b_7 &= -28.70 + 76.44\zeta - 45.87\zeta^2 + 10.20\zeta^3 - 0.7758\zeta^4 \\ b_8 &= -9.935 - 39.41\zeta + 37.00\zeta^2 - 9.616\zeta^3 + 0.7964\zeta^4 \\ b_9 &= 1.306 + 6.001\zeta - 7.360\zeta^2 + 2.058\zeta^3 - 0.1755\zeta^4 \\ b_{10} &= 30.23 - 93.15\zeta + 63.48\zeta^2 - 14.78\zeta^3 + 1.153\zeta^4 \\ b_{11} &= 32.01 + 36.63\zeta - 50.40\zeta^2 + 14.17\zeta^3 - 1.217\zeta^4 \\ b_{12} &= -4.819 - 3.320\zeta + 9.628\zeta^2 - 3.008\zeta^3 + 0.2728\zeta^4 \end{aligned} \quad (2.20)$$

で表わされる。式(2.20)より計算される輸送濃度  $C_{tr}$  を平衡土砂濃度  $C_\infty$  として用いている。

## 2.2.4 側岸土砂の崩落モデル

天然ダムの越流侵食モデルでは、水みち部で急激な河床低下が生じ、流れの存在する計算点と流れのない隣接する計算点で大きな高低差が生じる。確かに、高橋・中川<sup>1)</sup>による天然ダムの水路実験でも水みちとその側岸でかなりの高低差が生じているが、さすがに水みちと側岸との傾斜角が $90^\circ$ になる前に側岸は崩落する。そのため、計算においてもその現象を表現するために関根<sup>6)</sup>と永瀬ら<sup>11)</sup>を参考にした土砂崩落モデルを導入した。

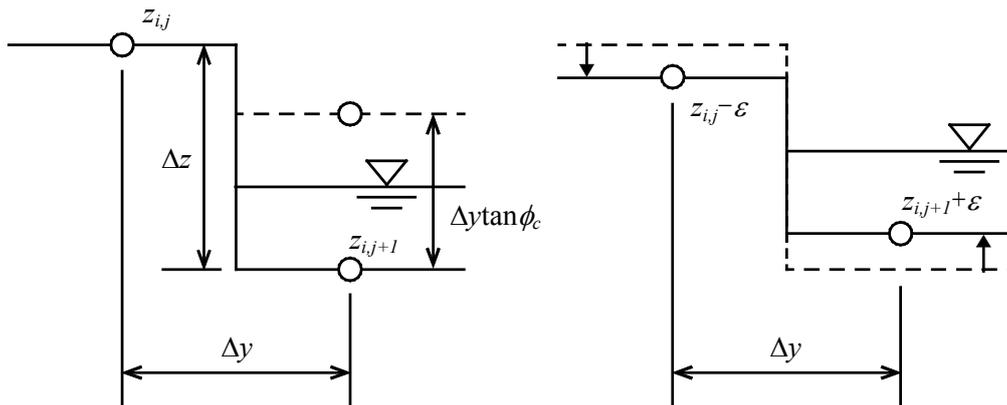


図-2.2 土砂崩落モデルの概念図

土砂崩落モデルの取り扱いは以下のようにする。

- 1) 着目する計算点と隣接する4点の河床高の差を調べることにより、隣接する計算点間の傾斜角が側岸の崩落角 $\phi_c$ を超えているかどうか調べる。
- 2) 崩落角を超える場合、崩落角を超える2点間において、 $\Delta t$ 内で土砂移動が生じ、崩落角となるように河床が変化するものと考え、2点間の土砂移動量 $\varepsilon$ は次のように表される。

$$\varepsilon = \frac{1}{2} \{ z_{i,j} - (z_{i,j+1} + \Delta y \tan \phi_c) \} \quad (2.21)$$

ただし、複数方向に対して崩落角を超える場合、崩壊による移動量を方向の数（最大4方向）で除し、計算する。

以上の処理を各計算時間ステップごとに行っている。本来なら、土砂が移動する時間も考慮する必要があるが、ここでは簡易的に計算を行うため、時間ステップ $\Delta t$ 内で土砂移動するものとしている。そのため、土砂が移動した先の計算点で新たに安息角以上となる場合がありうるが、その後の時間ステップで上記の処理を順次行っていくことにより、次第に全体が崩落角以下となる。側岸の崩落角については高橋・中川<sup>1)</sup>による天然ダムの水路実験でも側岸の傾斜角は約 $75^\circ$ になっているので、 $\phi_c = 75^\circ$ と設定した。このような取扱いをしてもよいのかどうか確証はないが、中川ら<sup>14)</sup>にも示されているとおり、含水率が適度にある状態では内部摩擦角や粘着力が大きく、乾燥状態や飽和状態ではそれらの値は小さくなり、天然ダム侵食部の側岸のような水分が適度にあるところでは、側岸の崩落角が高くなると考え、このような取扱いをした。

## 2.2.5 基礎方程式の差分化

基礎方程式を差分法で離散した。本研究ではスタaggerドスキームを用いて基礎方程式を差分化している。空間差分はスタaggerド格子を用いて、スカラー量である水深  $h$ 、河床高  $z$  及び流砂濃度  $C$  とベクトル量である  $x$  方向の流速  $u$ 、 $y$  方向の流速  $v$  を空間的にずらして配置している（図-2.3）。時間差分は陽解法により、時々刻々と計算を行っている。スタaggerド格子と陽解法により、計算時においてスカラー量とベクトル量が互いの数値的な振動を抑制する形となり、安定的な計算が行い易くなる。例えば、スカラー量の数値が振動すれば、ベクトル量はそれを抑制するような値が計算される。流れの運動方程式において移流項は風上差分、圧力項と摩擦項は中央差分を用いた。

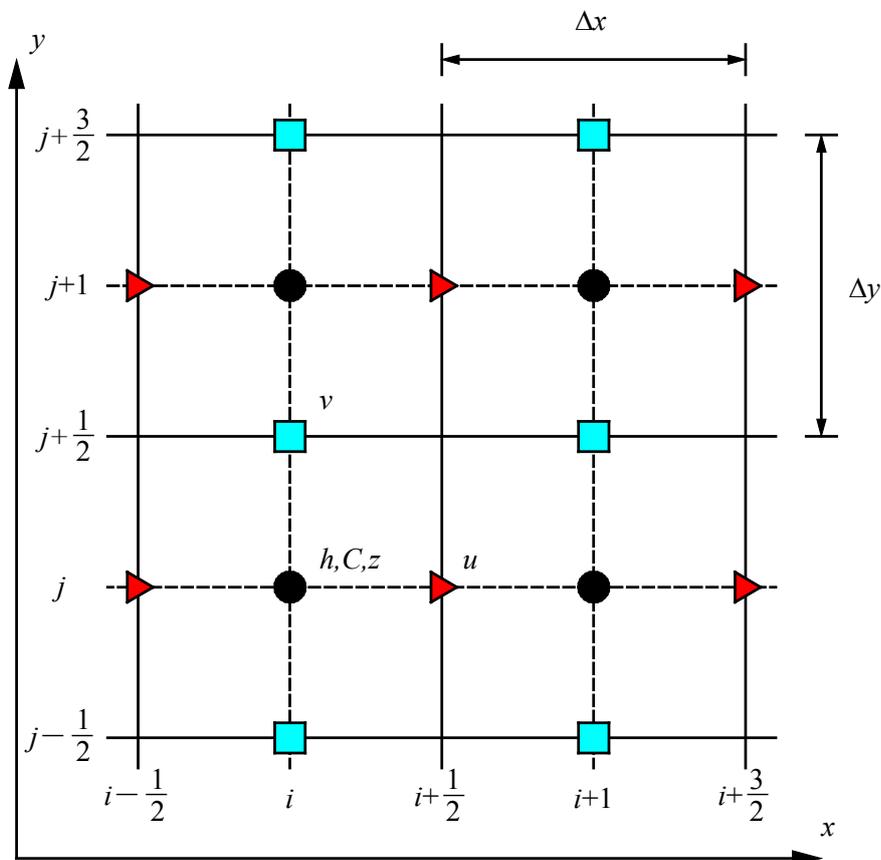


図-2.3 変数の空間的配置

流れの質量保存則の式は以下のように差分化される.

$$h_{i,j}^{t+1} = h_{i,j}^t + (\text{flow}x_{i-1/2,j} - \text{flow}x_{i+1/2,j} + \text{flow}y_{i,j-1/2} - \text{flow}y_{i,j+1/2})\Delta t + (i + i_s)\Delta t \quad (2.22)$$

$$u_{i-1/2,j}^t \geq 0$$

$$\text{flow}x_{i-1/2,j} = \frac{u_{i-1/2,j}^t h_{i-1,j}^t}{\Delta x} \quad (2.23)$$

$$u_{i-1/2,j}^t < 0$$

$$\text{flow}x_{i-1/2,j} = \frac{u_{i-1/2,j}^t h_{i,j}^t}{\Delta x} \quad (2.24)$$

$$u_{i+1/2,j}^t \geq 0$$

$$\text{flow}x_{i+1/2,j} = \frac{u_{i+1/2,j}^t h_{i,j}^t}{\Delta x} \quad (2.25)$$

$$u_{i+1/2,j}^t < 0$$

$$\text{flow}x_{i+1/2,j} = \frac{u_{i+1/2,j}^t h_{i+1,j}^t}{\Delta x} \quad (2.26)$$

$$v_{i,j-1/2}^t \geq 0$$

$$\text{flow}y_{i,j-1/2} = \frac{v_{i,j-1/2}^t h_{i,j-1}^t}{\Delta y} \quad (2.27)$$

$$v_{i,j-1/2}^t < 0$$

$$\text{flow}y_{i,j-1/2} = \frac{v_{i,j-1/2}^t h_{i,j}^t}{\Delta y} \quad (2.28)$$

$$v_{i,j+1/2}^t \geq 0$$

$$\text{flow}y_{i,j+1/2} = \frac{v_{i,j+1/2}^t h_{i,j}^t}{\Delta y} \quad (2.29)$$

$$v_{i,j+1/2}^t < 0$$

$$flowy_{i,j+1/2} = \frac{v_{i,j+1/2}^t h_{i,j+1}^t}{\Delta y} \quad (2.30)$$

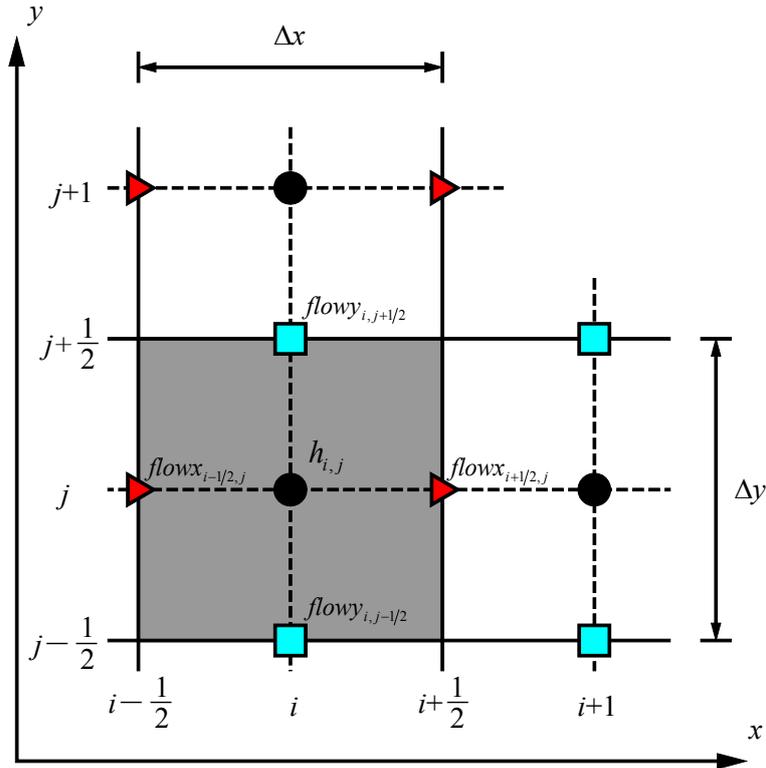


図-2.4 流れの質量保存則の差分

流れ内の土砂の質量保存則の式は以下のように差分される。

$$C_{i,j}^{t+1} h_{i,j}^{t+1} = C_{i,j}^t h_{i,j}^t + (sflowx_{i-1/2,j} - sflowx_{i+1/2,j} + sflowy_{i,j-1/2} - sflowy_{i,j+1/2}) \Delta t + (i + i_s) C_* \Delta t \quad (2.31)$$

$$u_{i-1/2,j}^t \geq 0$$

$$sflowx_{i-1/2,j} = \frac{c_{i-1,j}^t u_{i-1/2,j}^t h_{i-1,j}^t}{\Delta x} \quad (2.32)$$

$$u_{i-1/2,j}^t < 0$$

$$sflowx_{i-1/2,j} = \frac{c_{i,j}^t u_{i-1/2,j}^t h_{i,j}^t}{\Delta x} \quad (2.33)$$

$$u_{i+1/2,j}^t \geq 0$$

$$sflowx_{i+1/2,j} = \frac{c_{i,j}^t u_{i+1/2,j}^t h_{i,j}^t}{\Delta x} \quad (2.34)$$

$$u_{i+1/2,j}^t < 0$$

$$sflowx_{i+1/2,j} = \frac{c_{i+1,j}^t u_{i+1/2,j}^t h_{i+1,j}^t}{\Delta x} \quad (2.35)$$

$$v_{i,j-1/2}^t \geq 0$$

$$sflowy_{i,j-1/2} = \frac{c_{i,j-1}^t v_{i,j-1/2}^t h_{i,j-1}^t}{\Delta y} \quad (2.36)$$

$$v_{i,j-1/2}^t < 0$$

$$sflowy_{i,j-1/2} = \frac{c_{i,j}^t v_{i,j-1/2}^t h_{i,j}^t}{\Delta y} \quad (2.37)$$

$$v_{i,j+1/2}^t \geq 0$$

$$sflowy_{i,j+1/2} = \frac{c_{i,j}^t v_{i,j+1/2}^t h_{i,j}^t}{\Delta y} \quad (2.38)$$

$$v_{i,j+1/2}^t < 0$$

$$sflowy_{i,j+1/2} = \frac{c_{i,j+1}^t v_{i,j+1/2}^t h_{i,j+1}^t}{\Delta y} \quad (2.39)$$

河床の質量保存則の式は以下のように差分される。

$$z_{i,j}^{t+1} = z_{i,j}^t + (i + i_s) \Delta t \quad (2.40)$$

$x$  方向の流れの運動方程式は以下のように差分される。

$$u_{i+1/2,j}^{t+1} = u_{i+1/2,j}^t + (-convectx - convecty - pressurex - frictionx) \Delta t \quad (2.41)$$

移流項は風上差分で以下のように差分される。

$$u'_{i+1/2,j} \geq 0$$

$$\text{convect}x = u'_{i+1/2,j} \frac{u'_{i+1/2,j} - u'_{i-1/2,j}}{\Delta x} \quad (2.42)$$

$$u'_{i+1/2,j} < 0$$

$$\text{convect}x = u'_{i+1/2,j} \frac{u'_{i+3/2,j} - u'_{i+1/2,j}}{\Delta x} \quad (2.43)$$

$$\tilde{v}'_{i+1/2,j} \geq 0$$

$$\tilde{v}'_{i+1/2,j} = \frac{v'_{i,j-1/2} + v'_{i+1,j-1/2} + v'_{i,j+1/2} + v'_{i+1,j+1/2}}{4} \quad (2.44)$$

$$\text{convect}y = \tilde{v}'_{i+1/2,j} \frac{u'_{i+1/2,j} - u'_{i-1/2,j-1}}{\Delta y} \quad (2.45)$$

$$\tilde{v}'_{i+1/2,j} < 0$$

$$\text{convect}y = \tilde{v}'_{i+1/2,j} \frac{u'_{i+1/2,j+1} - u'_{i-1/2,j}}{\Delta y} \quad (2.46)$$

圧力項は中央差分で以下のように差分される。

$$\text{pressure}x = \frac{g \{ (h'_{i+1,j} + z'_{i+1,j}) - (h'_{i,j} + z'_{i,j}) \}}{\Delta x} \quad (2.47)$$

摩擦項は中央差分で以下のように差分される。

掃流砂の場合 ( $C < 0.05$ ),

$$\text{friction}x = \frac{gn_m^2 u'^2_{i+1/2,j} \sqrt{(u'_{i+1/2,j})^2 + (\tilde{v}'_{i+1/2,j})^2}}{\left( \frac{h'_{i,j} + h'_{i+1,j}}{2} \right)^{\frac{4}{3}}} \quad (2.48)$$

慣性土石流の場合 ( $C \geq 0.05$ ),

$$\text{friction}x = \frac{u_*^2 u'^2_{i+1/2,j}}{\left( \frac{h'_{i,j} + h'_{i+1,j}}{2} \right) \sqrt{(u'_{i+1/2,j})^2 + (\tilde{v}'_{i+1/2,j})^2}} \quad (2.49)$$

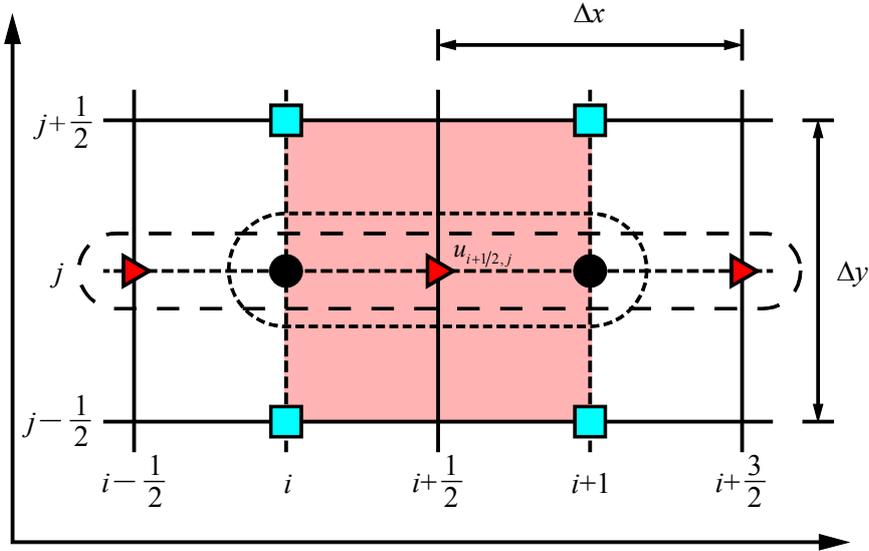


図-2.5 x方向の流れの運動量保存則の差分

y方向の流れの運動方程式は以下のように差分される。

$$v_{i,j+1/2}^{t+1} = v_{i,j+1/2}^t + (-convectx - convecty - pressurey - frictiony)\Delta t \quad (2.50)$$

移流項は風上差分で以下のように差分される。

$$\tilde{u}_{i,j+1/2}^t \geq 0$$

$$\tilde{u}_{i,j+1/2}^t = \frac{u_{i-1/2,j}^t + u_{i+1/2,j}^t + u_{i-1/2,j+1}^t + u_{i+1/2,j+1}^t}{4} \quad (2.51)$$

$$convectx = \tilde{u}_{i,j+1/2}^t \frac{v_{i,j+1/2}^t - v_{i-1,j+1/2}^t}{\Delta x} \quad (2.52)$$

$$\tilde{u}_{i,j+1/2}^t < 0$$

$$convectx = \tilde{u}_{i,j+1/2}^t \frac{v_{i+1,j+1/2}^t - v_{i,j+1/2}^t}{\Delta x} \quad (2.53)$$

$$v_{i,j+1/2}^t \geq 0$$

$$convecty = v_{i,j+1/2}^t \frac{v_{i,j+1/2}^t - v_{i,j-1/2}^t}{\Delta y} \quad (2.54)$$

$$v_{i,j+1/2}^t < 0$$

$$convecty = v_{i,j+1/2}^t \frac{v_{i,j+3/2}^t - v_{i,j+1/2}^t}{\Delta y} \quad (2.55)$$

圧力項は中央差分で以下のように差分される。

$$pressurey = \frac{g \{ (h_{i,j+1}^t + z_{i,j+1}^t) - (h_{i,j}^t + z_{i,j}^t) \}}{\Delta y} \quad (2.56)$$

摩擦項は中央差分で以下のように差分される。

掃流砂の場合 ( $C < 0.05$ ),

$$frictiony = \frac{gn_m^2 v_{i,j+1/2}^t \sqrt{(\tilde{u}_{i,j+1/2}^t)^2 + (v_{i,j+1/2}^t)^2}}{\left( \frac{h_{i,j}^t + h_{i,j+1}^t}{2} \right)^{\frac{4}{3}}} \quad (2.57)$$

慣性土石流の場合 ( $C \geq 0.05$ ),

$$frictiony = \frac{u_*^2 v_{i,j+1/2}^t}{\left( \frac{h_{i,j}^t + h_{i,j+1}^t}{2} \right) \sqrt{(\tilde{u}_{i,j+1/2}^t)^2 + (v_{i,j+1/2}^t)^2}} \quad (2.58)$$

### 2.3 既存の実験結果との比較による計算モデルの検証

計算モデルを検証するため、計算条件に関して一部異なるところもあるが、高橋・中川<sup>1)</sup>による水路実験、数値シミュレーションとほぼ同じ地形形状、計算条件により、計算を行った。

#### 2.3.1 計算に用いた地形条件

地形形状は、高橋・中川<sup>1)</sup>とほぼ同様に図-2.6のように、 $l_d=2.28\text{m}$ 、 $l_u=1.32\text{m}$ 、幅  $0.4\text{m}$ 、勾配  $\theta=3^\circ$  という形状をした水路にダム底面長さ  $l=1.44\text{m}$ 、ダム高さ  $H=0.16\text{m}$ 、 $\theta_1=16^\circ$ 、 $\theta_2=10.76^\circ$ 、平均粒径  $2.15\text{mm}$  の三角形状を持つ自然ダムを設置し、上流から  $100\text{cm}^3/\text{s}$  の水を供給してダム上流に水が貯留するよう設定した。水路の右端を  $y=0$ 、天然ダム頂部の鉛直下向きにある水路底面を標高  $0$ 、 $x=0$  としている。水路床は固定床として計算している。図-2.7はダム頂部から  $0.2\text{m}$  毎の各断面の断面図を示したものであり、実線はダム頂部から下流の断面、一点鎖線はダム頂部から上流の断面を示したものである。図-2.8は縦断面図であり、点はダム頂部から  $0.2\text{m}$  毎の標高を示しており、点の位置は横断面の各断面の位置と対応している。ダム頂部には中央部に幅  $0.05\text{m}$ 、深さ  $0.012\text{m}$  の切り欠きがあると想定し、計算を行っている。計算ではその切り欠き部から水が越流するようになっている。

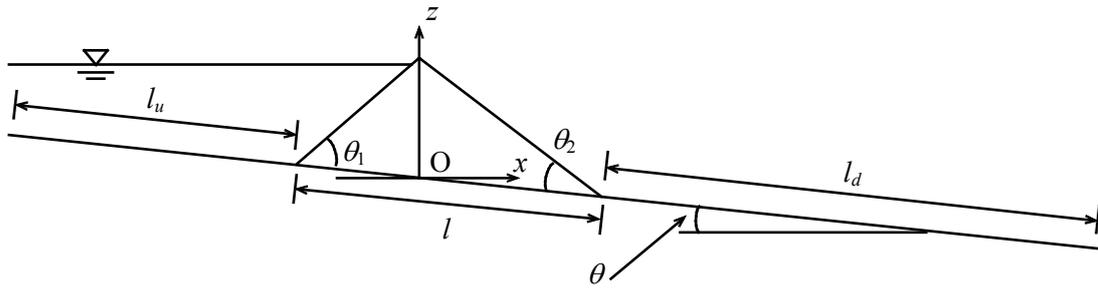


図-2.6 計算の初期地形形状

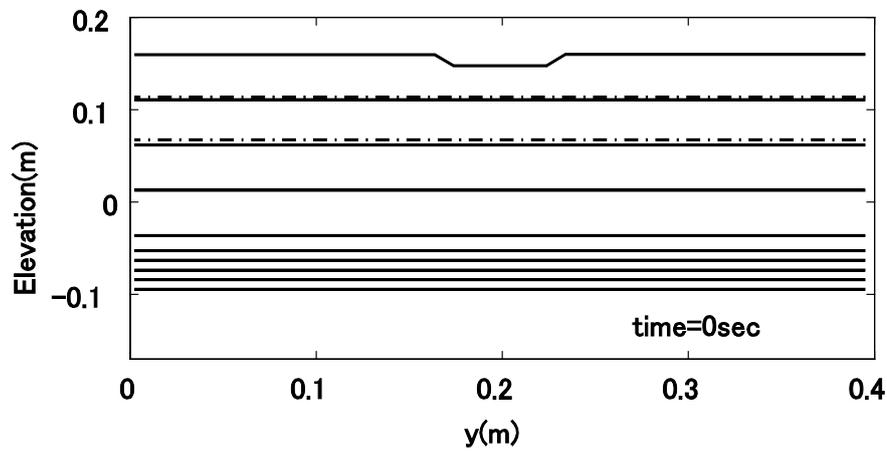


図-2.7 計算の初期河床横断面図

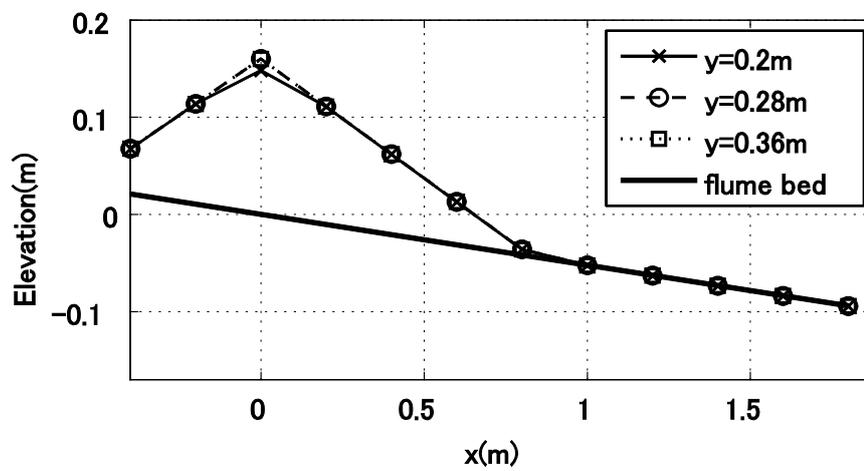


図-2.8 計算の初期河床縦断面図

### 2.3.2 計算条件

先に示した基礎方程式系を用いて、高橋による実験に対応する条件で数値計算を実行した。計算条件は、以下の表-2.1に示すとおりである。侵食速度係数  $K_T$ 、側岸侵食係数  $K_S$ 、堆積速度係数  $\delta_d$  は、それぞれ高橋・中川<sup>1)</sup>、高橋ら<sup>9)</sup>を参考に行っている。その他のパラメータも高橋・中川<sup>1)</sup>を参考にして設定している。

表-2.1 計算条件

| パラメータ             | 設定値                   |
|-------------------|-----------------------|
| $x$ 方向の計算点間隔 $dx$ | 0.04m                 |
| $y$ 方向の計算点間隔 $dy$ | 0.01m                 |
| 計算の時間刻み $dt$      | 0.001s                |
| 水の密度 $\rho$       | 1.0g/cm <sup>3</sup>  |
| 砂礫の密度 $\sigma$    | 2.65g/cm <sup>3</sup> |
| 平均粒径 $d_m$        | 2.15mm                |
| 河床の容積濃度 $C_*$     | 0.65                  |
| 内部摩擦角 $\tan\phi$  | 0.75                  |
| 侵食速度係数 $K_T$      | 0.06                  |
| 側岸侵食速度係数 $K_S$    | 1.0                   |
| 堆積速度係数 $\delta_d$ | 0.6                   |
| 流入流量 $q_{in}$     | 100cm <sup>3</sup> /s |
| 総計算時間 $s$         | 200s                  |

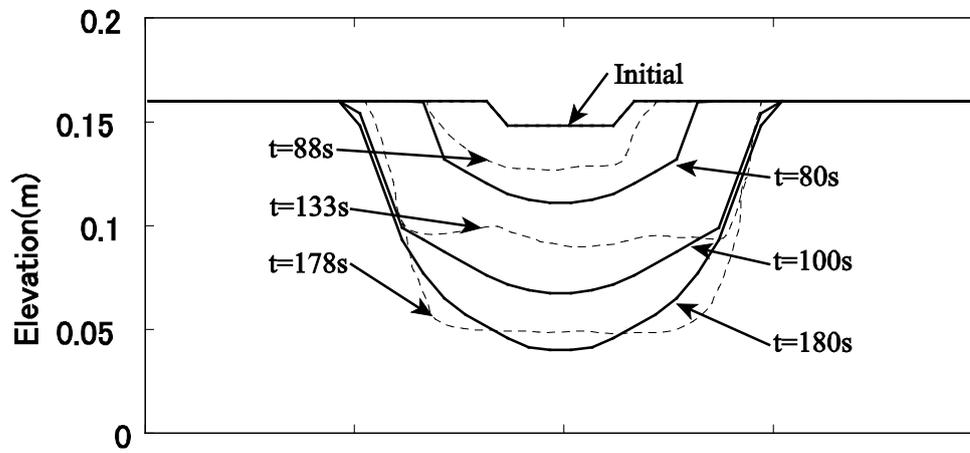
### 2.3.3 計算結果

上記の条件における計算結果を図-2.9~図-2.12に示す。図-2.9はダム頂部およびそれより下流の点における横断形状の高橋・中川<sup>1)</sup>による水路実験の実験値 (RUN1) と計算値を比較したものである。高橋・中川<sup>1)</sup>による水路実験の実験値は水路底面を  $z=0$  とし、これに対して垂直上向きに  $z$  軸をとったものであるため、天然ダム頂部の水路底面を原点とした値に変換して、これを図-2.9に示している。下流における横断形状においてかなり違いがあるが、図-2.9のダム頂部における横断形状においては越流開始から侵食が若干早めに侵食が進行しているものの、水みち幅や侵食形状が概ね表現できている。

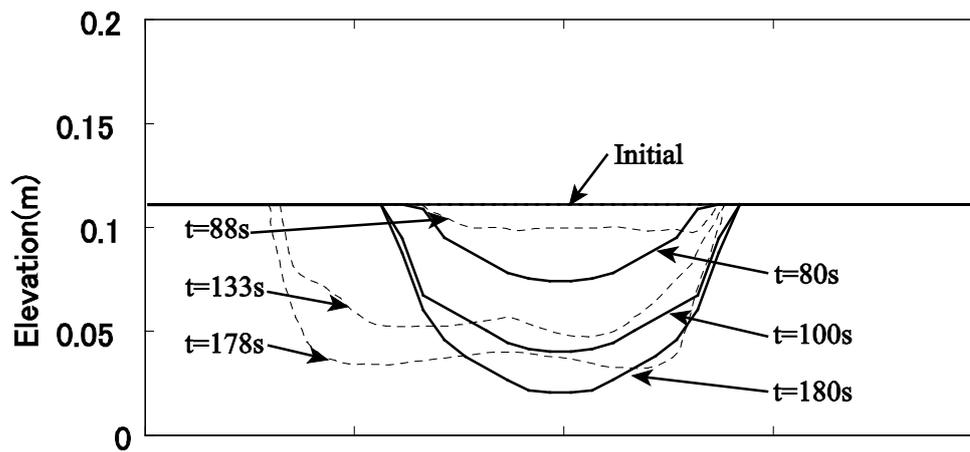
図-2.10、図-2.11は計算終了時の河床高の横断図、縦断図を示している。図-2.10より、天然ダム法肩から法尻にかけて、越流水により侵食され水みちを形成し、法尻より下流では土砂が堆積していることがわかる。天然ダム上流の断面では貯水部から天然ダムの水みちに流入する部分において侵食を受け、断面が広がっている。図-2.11を図-2.8と比較すると、水みちの中心は越流による侵食により土砂が流されており、法尻より下流で土砂が堆積していることがわかる。

図-2.12は水路下流端における流出ハイドログラフ (水+土砂) であり、高橋・中川<sup>1)</sup>による水路実験の実験値と計算値とを比較したものである。ピーク流量の部分で若干の違いがあるものの、全体的にハイドログラフの形状が再現されている。

(a) 頂部 (x=0m)



(b) 頂部下流 20cm (x=0.2m)



(c) 頂部下流 40cm (x=0.4m)

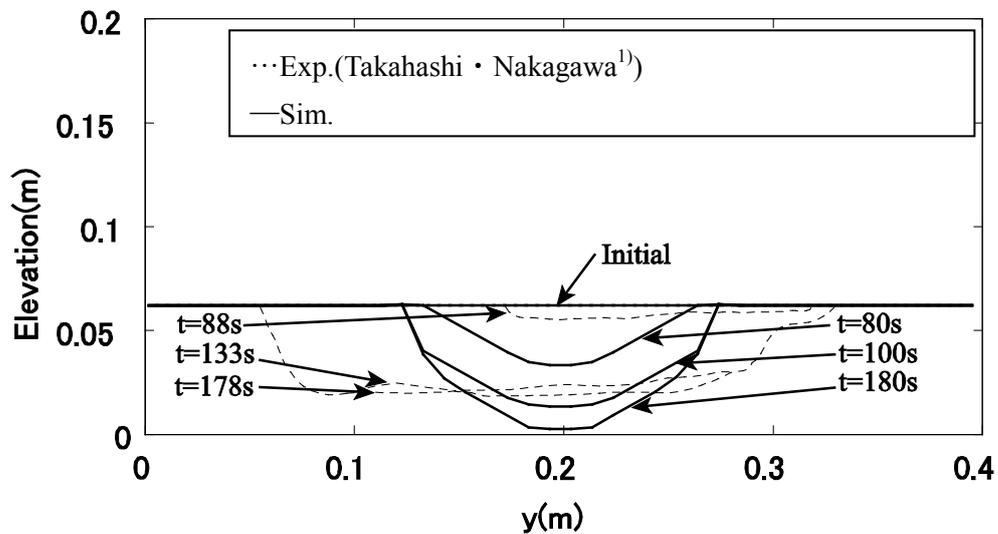


図-2.9 横断面形状の実験値と計算値 (上から頂部, 頂部下流 20, 40cm)

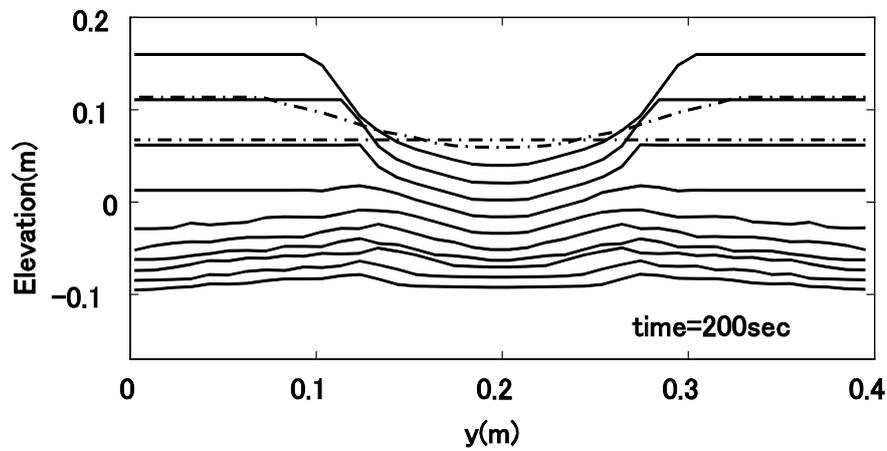


図-2.10 河床の横断形状の計算結果 (200 秒)

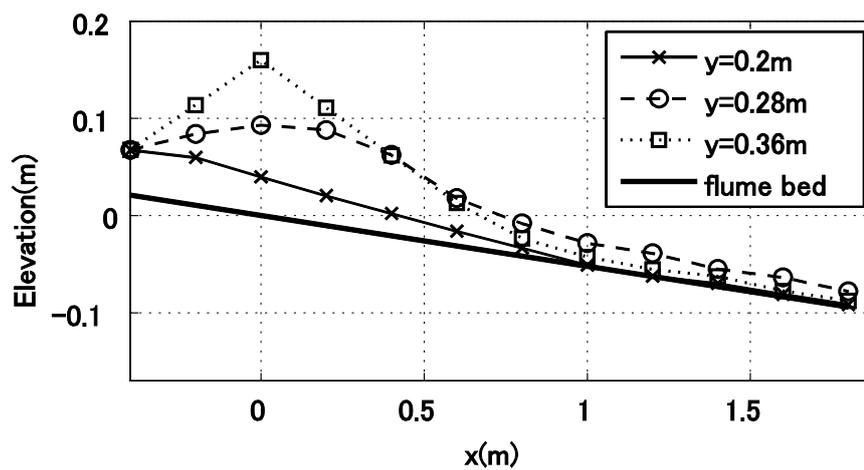


図-2.11 河床の縦断形状の計算結果 (200 秒後)

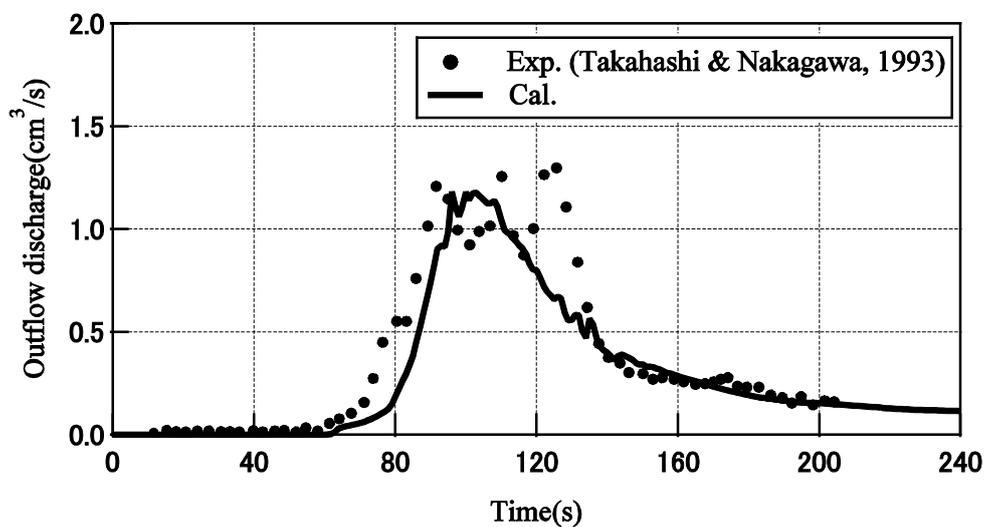


図-2.12 流出ハイドログラフの実験値と計算値の比較

#### 2.4 側岸侵食速度係数に関する感度分析

初期地形形状，流入流量等の計算条件は前章の計算と同じ条件の下で，側岸侵食速度係数の変化による侵食形状の違いを見るため，係数を変えて計算を行った．各ケースの計算条件は表-2.2に示す．ただし，Case1の計算条件は前章の計算条件と同じである．

表-2.2 計算ケース

|       | 側岸侵食速度係数 |
|-------|----------|
| Case1 | 1.0      |
| Case2 | 0.5      |
| Case3 | 5.0      |

## 2.4.1 侵食形状に関する計算結果

図-2.13～図-2.14はCase2, 図-2.15～図-2.16はCase3における河床高を示している。図-2.13, 2.15は横断面形状の高橋・中川<sup>1)</sup>による水路実験の実験値 (RUN1) と計算値を比較したものである。

図-2.13, 2.15の横断面形状より, 側岸侵食速度係数の大小により, 侵食形状に違いがみられ, 係数が小さければ深さ方向に深く早く侵食し, 大きければ深さ方向への侵食の速が遅くなること分かった。

図-2.14, 2.16の横断面図より, 前章の計算と同様に天然ダム法肩から法尻にかけて, 越流流れにより侵食され水みちを形成し, 法尻より下流では土砂が堆積していることがわかる。

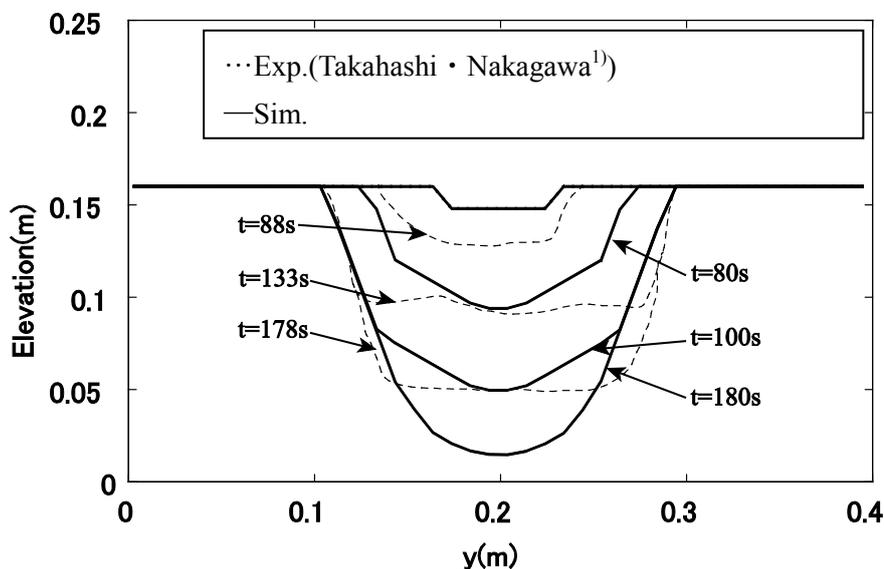


図-2.13 頂部の横断面形状の実験値と計算値 (Case2)

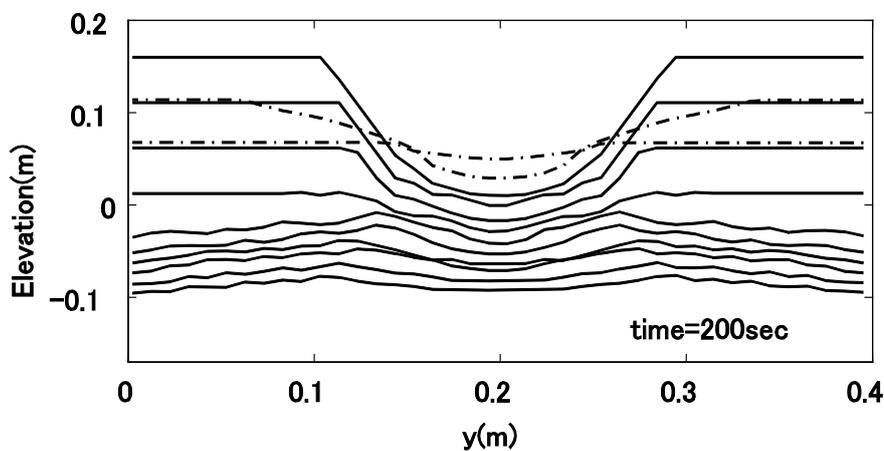


図-2.14 河床の横断面形状の計算値 (Case2)

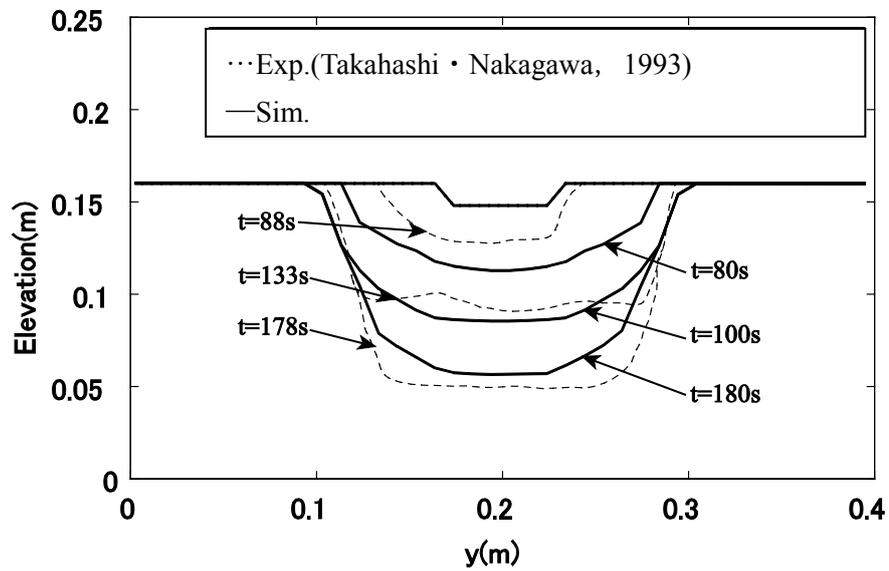


図-2.15 頂部の横断面形状の実験値と計算値 (Case3)

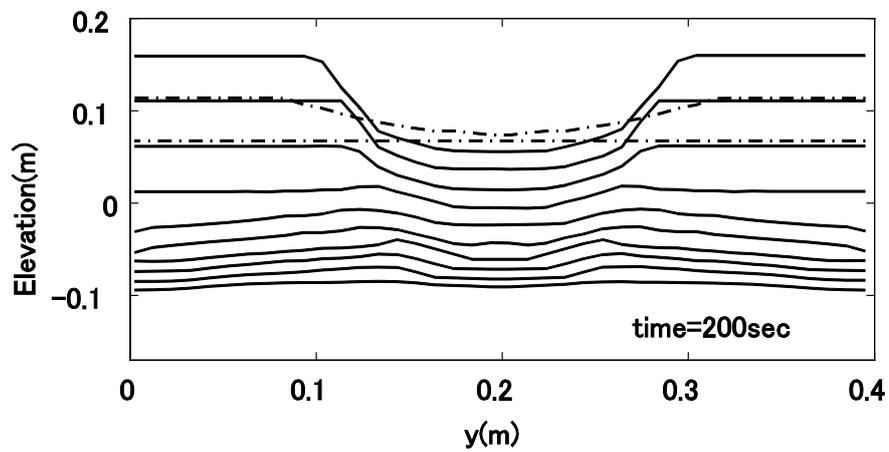


図-2.16 河床の横断面形状の計算値 (Case3)

### 2.4.2 流出ハイドログラフと越流流れの水面幅及び水深に関する計算結果

図-2.17 は各ケースの流出ハイドログラフである。各ケースにおいてピーク流量の大きさが違うものの、各ケースにおいて同様の波形を示す。Case2 では水みちが深さ方向に速く侵食されるため、ピーク流量が大きくなり、Case3 では側岸侵食速度係数が大きく、深さ方向に侵食が進まず、ピーク流量が小さくなったと考えられる。

図-2.18 は各ケースにおける越流水の水面幅と水深を示している。左軸に越流水の水面幅を右軸に越流水深をとっている。水面幅は 60～90 秒までは側岸侵食速度係数の大きい Case3 において、水面が広がるのが速く、Case1, Case2 においては広がる速さはそれほど変わらなかった。また、流出流量がピークとなる 80～100 秒において水面幅の大きさは各ケースともにそれほど変わらなかった。90 秒より後の水面幅においては側岸侵食速度の小さい Case2 において水面幅が小さく、側岸侵食速度の大きい Case3 においては水面幅が大きくなった。越流水深においては流出流量がピークとなる 80～100 秒において差がみられた。側岸侵食速度係数が小さい Case2 において越流水深が大きく、側岸侵食速度係数が大きい Case3 においては越流水深が小さくなった。

図-2.13～2.18 の結果を合わせて考えると、側岸侵食速度係数が大きくなると水面幅が広がるのが速いため、越流水深が小さくなり、深さ方向の侵食速度が小さくなることが分かった。それにより、ピーク流量においては側岸侵食速度係数が大きいと侵食が深さ方向に進まず、越流水深が小さく、ピーク流量が小さくなり、側岸侵食速度係数が小さくなると越流水深が大きくなり、ピーク流量が大きくなること示された。

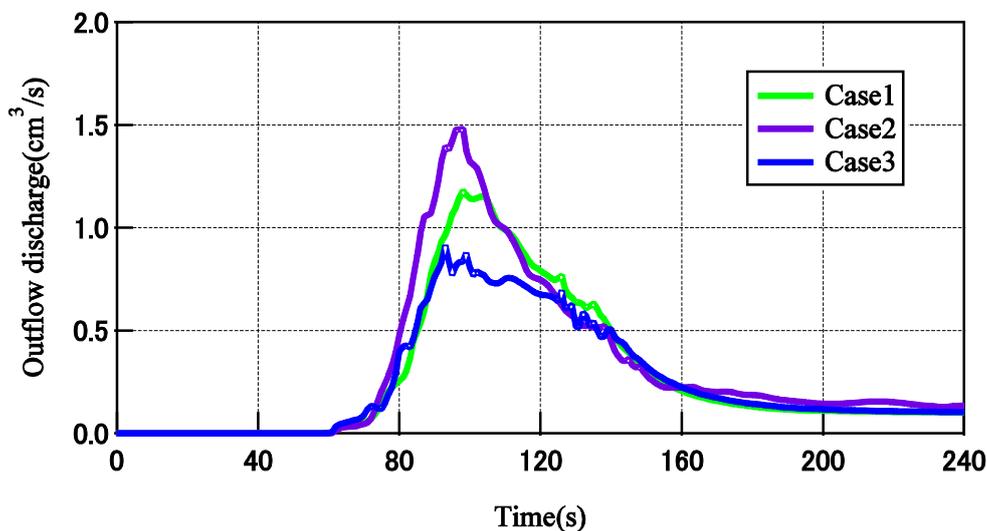


図-2.17 各ケースの流出ハイドログラフの計算値

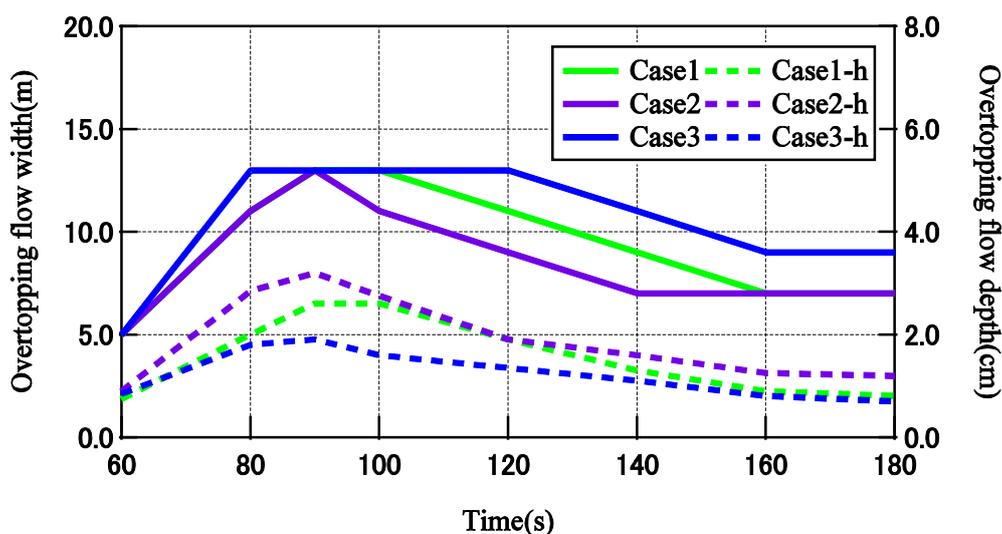


図-2.18 各ケースの越流水面幅と最大越流水深の計算値

## 2.5 まとめ

本章では、掃流砂から慣性土石流まで流砂形態毎に分類し、天然ダムの越流侵食の二次元シミュレーションを行った。越流侵食のモデルには慣性土石流のモデル、側岸侵食モデルと側岸崩落のモデルを導入し、その計算結果と過去に行われた高橋・中川<sup>1)</sup>による水路実験の結果との比較を行った。その比較より、高橋による水路実験の流出ピーク流量と流出ハイドログラフの波形については概ね再現できた。侵食形状については、ダムの法尻付近での侵食形状は再現できなかったものの流出ハイドログラフに大きく影響すると考えられるダム頂部下の断面について侵食形状が概ね再現できた。ダム頂部における横断形状においては越流開始から侵食が若干早めに侵食が進行しているものの、水みち幅や河床高さなどの侵食形状が概ね表現できた。

また、側岸侵食が越流決壊の流出過程や侵食過程に対してどの程度影響するかを調べるため、側岸侵食速度係数を変えた計算を行った。その結果、ダムの侵食形状や流出ハイドログラフに対して影響することがわかった。側岸侵食速度係数が大きくなると、越流流れの幅の広がりが大きくなり、深さ方向の侵食が進まず、流出ピーク流量が小さくなった。それとは逆に、側岸侵食速度係数が大きくなると、越流流れの幅の広がりが小さくなり、深さ方向の侵食が大きくなり、流出ピーク流量が大きくなった。

## 参考文献

- 1) 高橋 保・中川 一：天然ダムの越流決壊によって形成される洪水・土石流のハイドログラフ，水工学論文集，第37巻，pp.699-704，1993.
- 2) 里深好文・吉野弘祐・水山高久・小川紀一郎・内川龍男・森 俊男：天然ダムの決壊に伴う洪水流出の予測手法に関する研究，水工学論文集，Vol.51，pp.901-906，2007.
- 3) 高濱淳一郎・藤田裕一郎・近藤康弘：土石流から掃流上集合流動に遷移する流れの解析手法に関する研究，水工学論文集，第44巻，pp.683-686，2000.
- 4) 小田 晃・水山高久・長谷川祐治・森 俊男・川田孝信：天然ダムの決壊過程と決壊時の

- 流出量に関する実験的研究, 砂防学会誌, Vol.59, No.1, pp.29-34, 2006.
- 5) 吉野弘祐・高濱淳一郎・水山高久・内田太郎・小川紀一郎: 側岸崩落を考慮した天然ダムの越流侵食過程における二次元シミュレーション, 砂防学会誌, Vol.63, No.6, pp.52-58, 2011.
  - 6) 関根正人: 斜面崩落モデルを用いた網状流路の形成過程シミュレーション, 水工学論文集, 第47巻, pp.637-642, 2003.
  - 7) 高濱淳一郎・藤田裕一郎・吉野弘祐: 二層流モデルによる土石流の二次元汜濫解析法に関する研究, 水工学論文集, 第48巻, pp.919-924, 2004.
  - 8) Harada, N., Akazawa, F., Hayami, S. and Satofuka, Y.: Numerical simulation of landslide dam deformation caused by erosion, *Advances in River Sediment Research—Fukuoka et al. (eds) © 2013 Taylor & Francis Group*, pp.1107-1116.
  - 9) 高橋 保・中川 一・里深好文: 貯水池逆流システムによるフラッシング排砂, 水工学論文集, 第46巻, pp.785-790, 2002.
  - 10) 高橋 保・里深好文: 石礫型及び乱流型土石流の一般理論とその実用化モデル, 砂防学会誌, Vol.55, No.3, pp.33-42, 2002.
  - 11) 永瀬恭一・道上正規・檜谷 治: 狭窄部を持つ山地河川の河床変動計算, 水工学論文集, 第40巻, pp.887-892, 1996.
  - 12) 高岡広樹: 高濃度流れによる河道侵食と土砂流出に関する研究, 九州大学学位論文, pp.7-23, 2006.
  - 13) 芦田和男・道上正規: 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第206号, pp.59-69, 1972.
  - 14) 中川 一・高橋 保・里深好文・辰巳正人: 地震時の斜面崩壊に対する基盤面形状の影響に関する研究, 砂防学会誌, Vol.52, No.5, pp.4-15, 2000.

## 第3章 天然ダム越流決壊に関する水路実験

### 3.1 概説

天然ダム決壊による下流への被害を軽減するためには、決壊に伴う天然ダム下流への洪水流出を的確に予測し、下流域に対して危険性を伝える必要がある。

天然ダムの越流決壊による下流への流出流量を予測するため、様々な研究が行われてきた。実験に関しては高橋ら<sup>1)</sup>、水山ら<sup>2)</sup>、高橋ら<sup>3)</sup>、小田ら<sup>4)</sup>、Awalら<sup>5)</sup>によるものがある。高橋ら<sup>1)</sup>は天然ダムが決壊した際の土石流の流量の規模を明らかにすることを目的とし、天然ダムに関して様々な条件の下で実験を行っている。実験により、天然ダムが越流侵食、進行性破壊により決壊する場合のメカニズムを明らかにしている。水山ら<sup>2)</sup>は天然ダムの越流決壊に関してベントナイトを混ぜて実験を行い、粘着性材料の侵食速度について検討を行い、ベントナイトの混合率が大きいほど土砂が緩やかに流出することを明らかにした。ただし、高橋ら<sup>1)</sup>、水山ら<sup>2)</sup>の天然ダム越流決壊に関する実験は、全幅による越流侵食を対象としている。天然ダム天端から部分的に越流し、流路が横断的に徐々に拡幅していく実験として、高橋ら<sup>3)</sup>、小田ら<sup>4)</sup>、Awalら<sup>5)</sup>によるものがある。高橋ら<sup>3)</sup>は天然ダムに関する水路実験を行い、その侵食形状と流出流量を計測し、洪水流出は水路の勾配と貯留水量に影響されることを示した。小田ら<sup>4)</sup>は土の粘着力の影響を調べるため、ベントナイトを実験に使用し、粘着力がある場合、流量のピークは小さくなることを示した。Awalら<sup>5)</sup>は天然ダムの越流決壊に関して、流入流量と水路の勾配を大きく変化させて実験を行い、越流流路の幅は流入流量と貯留水量によって大きく変わることを示している。

天然ダムとその現象が類似するため池決壊や河川堤防の決壊を対象としたものとして藤澤ら<sup>6)</sup>、渡邊ら<sup>7)</sup>によるものがある。藤澤ら<sup>6)</sup>はため池の越流破壊に関して室内実験を行い、越流水による浸食と侵食面のすべり破壊を考慮した計算により、越流破壊現象が説明できるとしている。渡邊ら<sup>7)</sup>は河川堤防の正面越流破堤に関して室内実験を行い、実スケールと室内実験の現象の違い及び堤体材料の粒度の違いによる拡幅過程の変化を検討した。

一方で、天然ダムの部分越流による決壊に関して、その侵食過程について着目し、実験した例はそれほど多くない。また、天然ダムの形の違いや流入流量の違いに着目して、いくつかの条件下で実験を行う試みはこれまであまり行われていない。そこで、本章では、ダムの形状については縦断形状として三角形と台形の2通り、ダム高さを3通り、流入流量を2通り、平均粒径を2通りに変化させて水路実験を行い、それらが流出流量に与える影響を調べた。

また、計算に関しても同様に決壊過程と流出流量の関係に着目し、計算した例はそれほど多くない。そこで、本章では第2章で提案した計算モデルを用いて、水路実験の再現計算を行った。そして、計算結果と実験結果の決壊過程、流出過程とを比較し、その妥当性を検討した。

## 3.2 部分越流による天然ダム決壊に関する水路実験

## 3.2.1 実験方法

底面幅 18cm, 水路勾配 0.1 の長方形断面水路に図-3.1, 図-3.2 に示す形状で天然ダムを作成する。水路側壁はガラスで水路床は滑らかである。行った実験ケースを表-3.1 に示す。実験は三角形の天然ダムを基本とした。実験ケース Case1~3 は三角形の天然ダムの高さの違いによる検討を行うためのもので、Case4 は形状の違いによる検討を行うためのもの、Case5 は流入流量の違いを検討するためのもの、Case6~9 は平均粒径の違いによる検討を行うためのものである。天然ダムの上下流の法勾配は図-3.1 に示すとおり全ケース同じ勾配としている。なお、実験は全てのケースに対してそれぞれ 2, 3 回行った。天然ダムを作成する際には、出来る限り実験に再現性を持たせるため、土砂を 1.0cm 毎の層状に積み重ねて作成した。天端の右岸沿いには幅 1.0cm, 深さ 1.0cm の切欠きを作り、そこから越流させることとした。側壁に沿って越流させることにより、天然ダムの侵食過程を容易に観察できる。天然ダムを作成する際に使用した材料は平均粒径 0.25mm, 0.15mm のほぼ均一な粒径をもつ珪砂である。珪砂の粒度は図-3.3 に示す。水は水路の上流に設置してあるタンクから一定流量で供給した。

流出流量の時間変化は水路の横からカメラでダム上流の堰水位の時間変化を計測し、それを基に計算した。この計算では天然ダムが侵食された際の土砂の量が考慮されておらず、水のみ流量となっている。しかし、流出する水量に対し、侵食される土砂の量はそれほど大きくなく、また水路下流端においても直接土砂と水とを採取しており、二つの測定法であまり結果に差がないことを確認している。越流開始時間については水が切欠き部の下流端からダムの下流法面に流れた時点とした。天然ダムの侵食過程や越流流れの水面幅については、ビデオカメラの映像をもとに計測した。

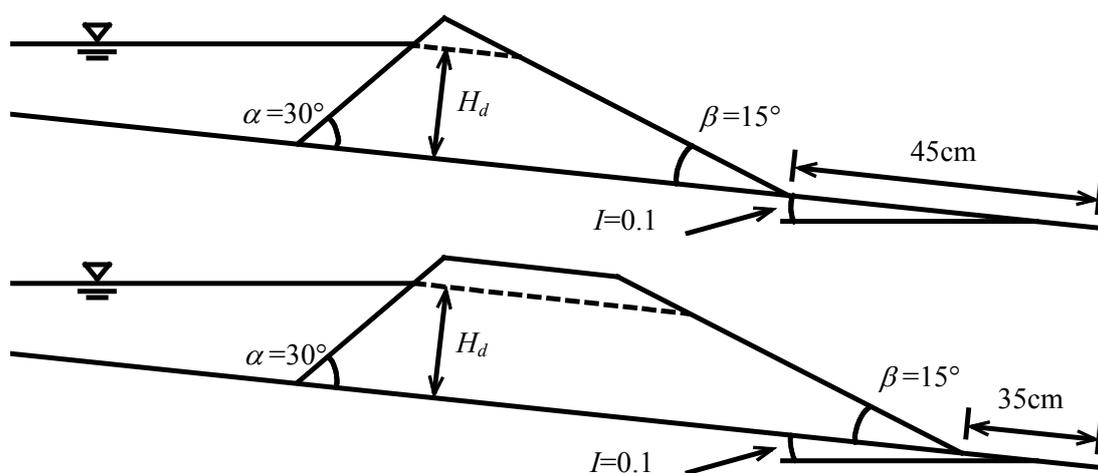


図-3.1 水路実験状況(上:三角形, 下:台形)

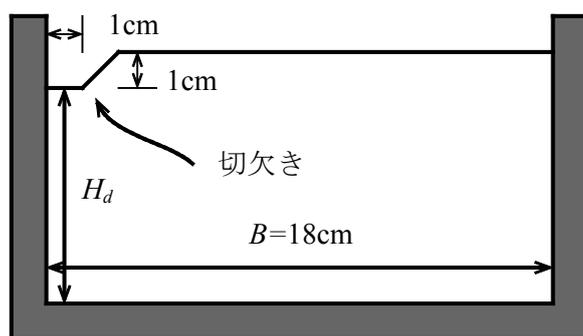


図-3.2 水路実験ダム横断面図

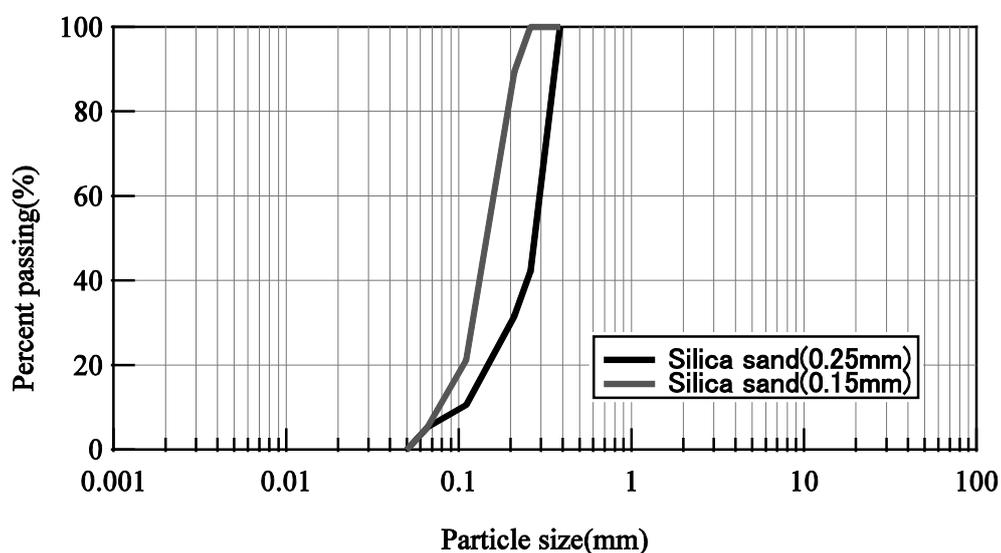


図-3.3 水路実験に使用した珪砂の粒度

表-3.1 水路実験ケース

| 実験ケース | ダム高さ $H_d$ (cm) | ダムの形状 | 流入流量( $\text{cm}^3/\text{s}$ ) | 珪砂の平均粒径(mm) |
|-------|-----------------|-------|--------------------------------|-------------|
| Case1 | 6.5cm           | 三角    | 17                             | 0.25        |
| Case2 | 9.0cm           | 三角    | 17                             | 0.25        |
| Case3 | 4.0cm           | 三角    | 17                             | 0.25        |
| Case4 | 6.5cm           | 台形    | 17                             | 0.25        |
| Case5 | 6.5cm           | 三角    | 34                             | 0.25        |
| Case6 | 6.5cm           | 三角    | 17                             | 0.15        |
| Case7 | 9.0cm           | 三角    | 17                             | 0.15        |
| Case8 | 4.0cm           | 三角    | 17                             | 0.15        |
| Case9 | 6.5cm           | 台形    | 17                             | 0.15        |

### 3.2.2 実験結果

天然ダム上流には通水開始から水が湛水していき、ダム天端に到達すると、切欠き部から水が越流し決壊した。実験は全てのケースにおいて越流により決壊を生じた。図-3.4にCase1～9の越流開始後の流出流量を示し、図-3.5にCase1, Case4, Case5の越流開始から10秒毎の侵食過程を示し、図-3.6にCase1, Case4, Case5の越流開始から10秒毎の侵食過程を示した。実験はそれぞれのケース毎に2, 3回行っているが、回数毎に結果はそれほど変わらなかった。そのため、そのうちひとつのケースについてそれぞれ図-3.4, 図-3.5, 図-3.6に示している。

Case1の実験開始から実験終了までの状況について以下に述べる。写真-3.1にはCase1の越流決壊開始から20秒毎の様子を示した。写真-3.1, 図-3.4, 図-3.5より、天然ダムの下流法面は越流開始から越流水によって徐々に侵食され、20秒後からダム高さは急に小さくなり始め、それとともに流出流量が大きくなった。45秒後には流出流量のピークがあらわれ、60秒後には決壊はほぼ終了していた。

天然ダム内部の水分状態に関しては、実験開始から湛水位が上昇する際に、天然ダム内部の湿潤線が上流から下流へ徐々に進んでいくことが水路側壁からの観察によって確認された。写真-3.2にはCase1の越流開始前の湿潤線の進行を50秒毎に示した。写真-3.2に示されているように、湿潤線の進行は横断方向にほぼ一様であった。写真-3.3にはCase1の越流開始時の様子を示した。越流開始時には湿潤線の先端はダムの法尻の手前約9cm付近の位置にあった。ダム高さが急に減少し始める20秒の時点では、側壁に接している部分全体が湿潤していることが観察され、上方からの観察より水みちから約4cmの範囲まで湿潤していることが観察された。これらの結果から、20秒より後の河床表面はほぼ飽和していたといえる。

### 3.2.3 実験結果に基づく天然ダム流出流量の考察

ダムの高さが違うCase1～3の流出ピーク流量について比較すると、図-3.4より、ダムの高さが大きいほどピーク流量が大きくなることが確認された。Case1～3それぞれのピーク流量は $153\text{cm}^3/\text{s}$ 、 $207\text{cm}^3/\text{s}$ 、 $97\text{cm}^3/\text{s}$ となり、ダム高さにほぼ比例していた。ピーク流量が発生するまでの時間についてみると、ダムが小さいCase3が早く、ダムが大きくなるにつれて遅くなった。

流入流量が違うCase1, Case5について比較すると、Case5ではピーク流量が $178\text{cm}^3/\text{s}$ となり、流入流量が大きい方がピーク流量が大きくなることが分かった。これは図-3.4に示してあるように、流入流量が大きくなることにより、ダム高さの低下速度が大きくなったためだと考えられる。そのため、流入流量が大きいほど、ピーク流量が発生する時刻も早くなっている。

ダムの形が違うCase1, Case4, Case6, Case9について比較するため、図-3.7にそれぞれ2回分の実験の流出流量を示した。図-3.7より、流出ピーク流量はダムが三角形と台形の場合でそれほど変わらず、台形の場合は流出ピークが発生する時間が遅くなるのがわかる。Case1とCase4の流出ピーク流量がそれほど変わらない理由については、図-3.5に示しているように、天端付近のダム高さの低下速度がほぼ同じであるためだと考えられる。また、図-3.5に示した侵食過程より、Case4の侵食形状は途中からはCase1の侵食形状とほぼ同様に

なることが分かった。これにより Case1 と同じ高さをもつ台形の場合や、同じ高さをもつ下流が緩い勾配の場合では、終盤の侵食過程は似通ったものになると考えられる。

粒径の違うCase1とCase6についてそれぞれ比較すると、図-3.4より、Case1、Case6のピーク流量は $153\text{cm}^3/\text{s}$ 、 $110\text{cm}^3/\text{s}$ となり、粒径の小さい方がピーク流量が小さくなることが分かった。これは図-3.6に示してあるように、粒径が小さい方が流れにより侵食されにくく、ダム高さの低下速度が小さいためだと考えられる。ピーク流量の発生時刻も粒径が小さい方が遅くなっている。



写真-3.1 Case1 の越流決壊時の様子（上：越流開始後 20sec, 中：45sec, 下：60sec）



写真-3.2 Case1 の越流開始前の湿潤線進行の様子  
 (上：越流開始 100 秒前, 中：越流開始 50 秒前, 下：越流開始時)



写真-3.1 越流決壊開始時の様子(Case1)

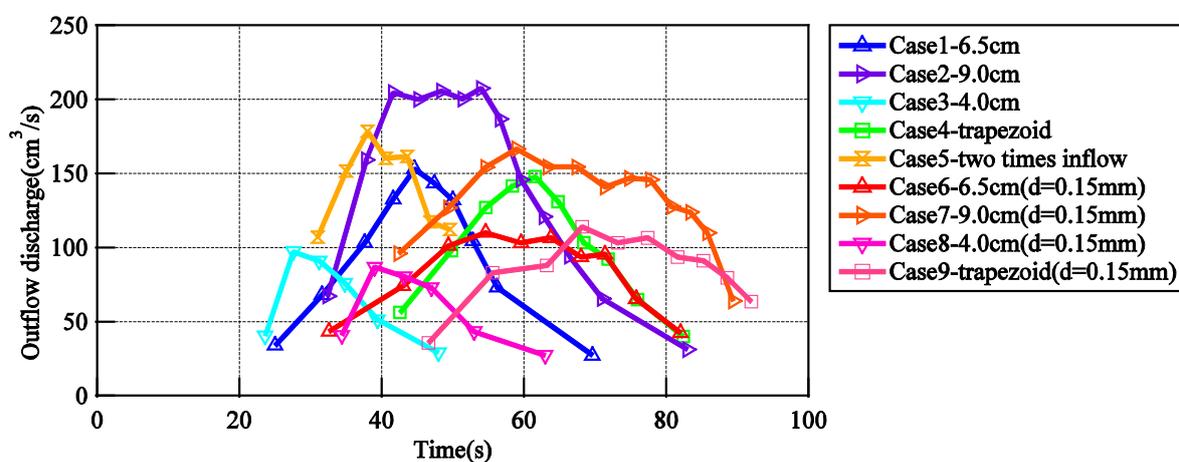


図-3.4 流出流量の実験値

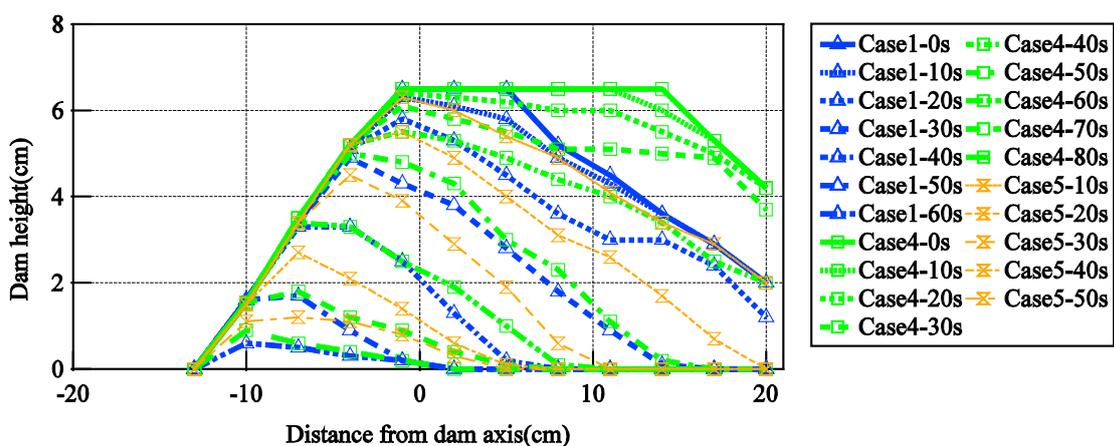


図-3.5 侵食過程の実験結果 (Case1, Case4, Case5)

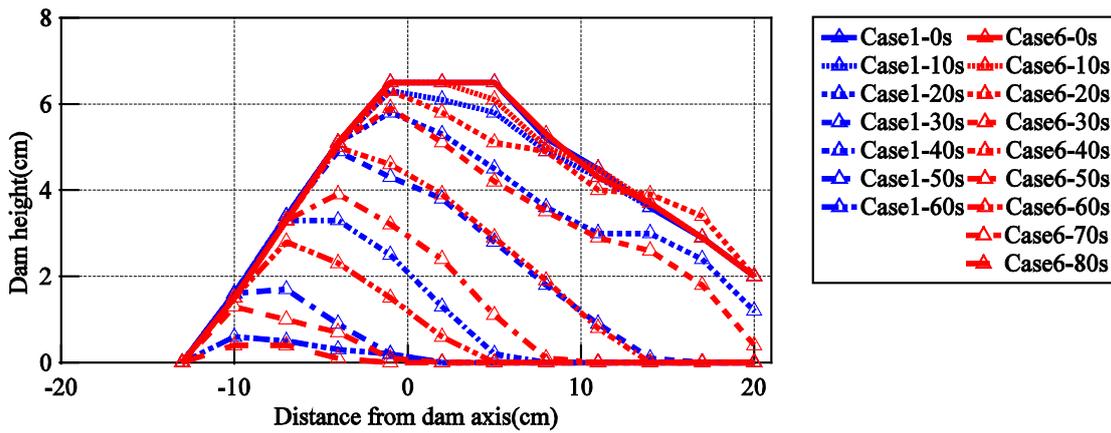


図-3.6 侵食過程の実験結果 (Case1, Case6)

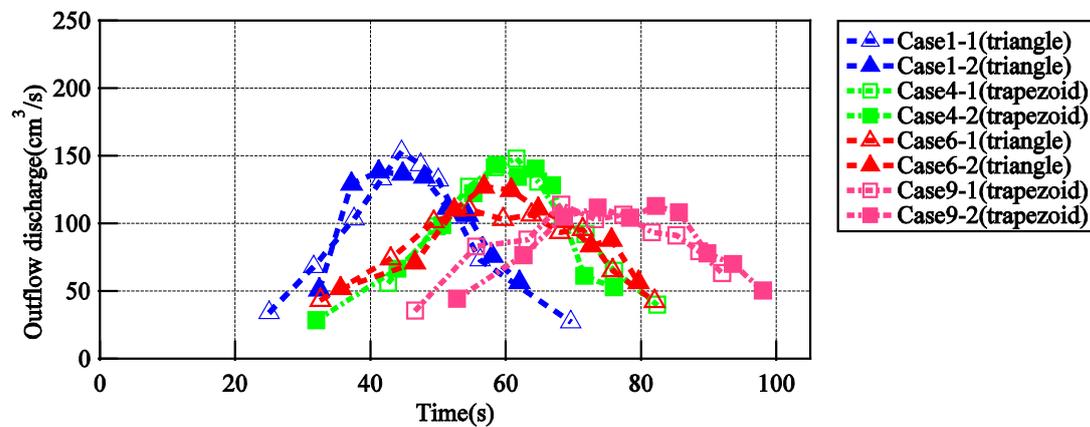


図-3.7 流出流量の実験値(Case1, Case4, Case6, Case9)

### 3.3 天然ダム越流決壊に関する二次元計算モデルによる計算と部分越流実験との比較

#### 3.3.1 計算条件

第2章で示した天然ダムの越流決壊に関する二次元計算モデルを用いて、前節の水路実験のCase1に対応する条件で計算を実行した。ただし、側岸侵食速度の式については第2章とは若干変更した。変更した側岸侵食速度の式を以下に示す。

$$\frac{i_s}{\sqrt{gh}} = K_s \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} c \left( \frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left( \frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (C_\infty - C) \frac{h}{d} \quad (3.1)$$

ここに、 $K_s$  は定数である。ただし、式(3.1)は比例定数の部分が高橋ら<sup>3)</sup>の研究とは異なっている。このような取扱いをした理由は、高橋ら<sup>3)</sup>の研究では側岸に作用するせん断力は、平均的には河床に作用するせん断力の1/2としているが、この点に関しては検討の余地が残されているためである。

式(2.13)、式(3.1)の定数  $K_T$ 、 $K_s$  は値は天然ダムの材料により異なると考えられる。そこで、本研究では定数  $K_T$ 、 $K_s$  は値を変化させて試行計算を行い、実験結果を比較的良好に再現でき

る値を採用しているが、定数  $K_T$ ,  $K_S$  の値の妥当性については今後さらに検討を要する。  
計算条件は表-3.2 に示すとおりである。

表-3.2 計算条件

| パラメータ             | 設定値                   |
|-------------------|-----------------------|
| $x$ 方向の計算点間隔 $dx$ | 0.01m                 |
| $y$ 方向の計算点間隔 $dy$ | 0.002m                |
| 計算の時間刻み $dt$      | 0.002s                |
| 水の密度 $\rho$       | 1.0g/cm <sup>3</sup>  |
| 砂礫の密度 $\sigma$    | 2.65g/cm <sup>3</sup> |
| 平均粒径 $d_m$        | 0.25mm                |
| 河床の容積濃度 $C_*$     | 0.65                  |
| 内部摩擦角 $\tan\phi$  | 0.781                 |
| 侵食速度係数 $K_T$      | 0.002                 |
| 側岸侵食速度係数 $K_S$    | 0.021                 |
| 流入流量 $q_{in}$     | 17cm <sup>3</sup> /s  |

### 3.3.2 計算結果と実験結果との比較に基づく考察

図-3.8 は水路実験の Case1 の侵食形状と計算値を比較したものである。形状はそれぞれ 10 秒毎に示されている。図-3.8 に示されているとおり、下流の方は若干ずれがあるものの、流出流量に大きく影響するダム天端付近は良好に計算できていることが分かった。

図-3.9 は流出流量の水路実験の Case1 の実験値と計算値を比較したものである。流出ピーク流量や流出流量の波形が良く再現されている。

図-3.10 には越流水の水みち幅の実験値と計算値を示している。水みちの変化が概ね再現出来ている。

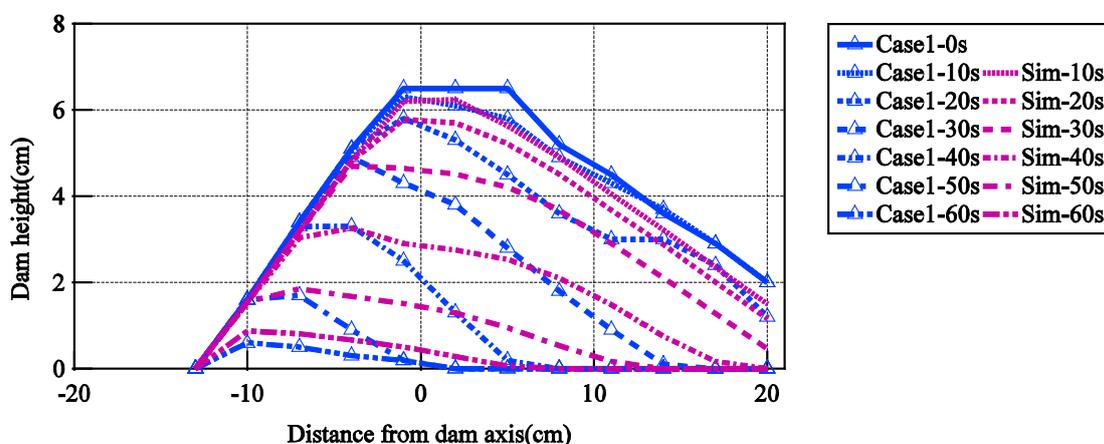


図-3.8 侵食過程の実験値と計算結果

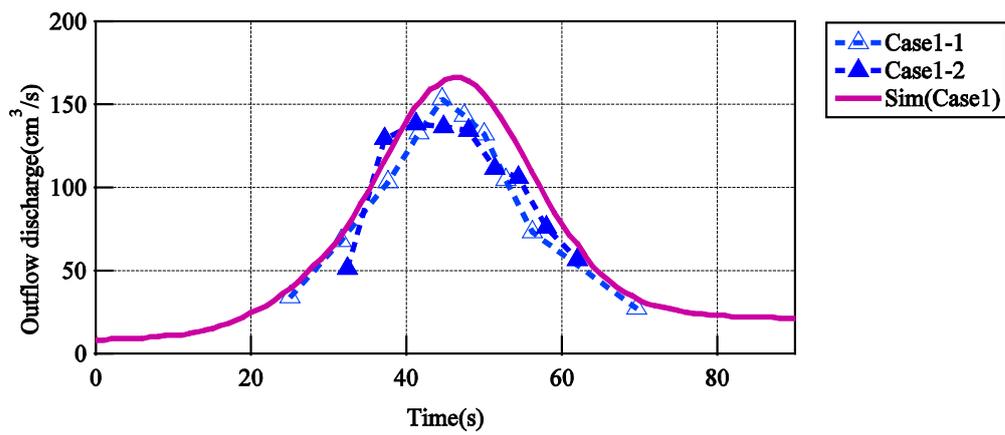


図-3.9 流出流量の実験値と計算結果

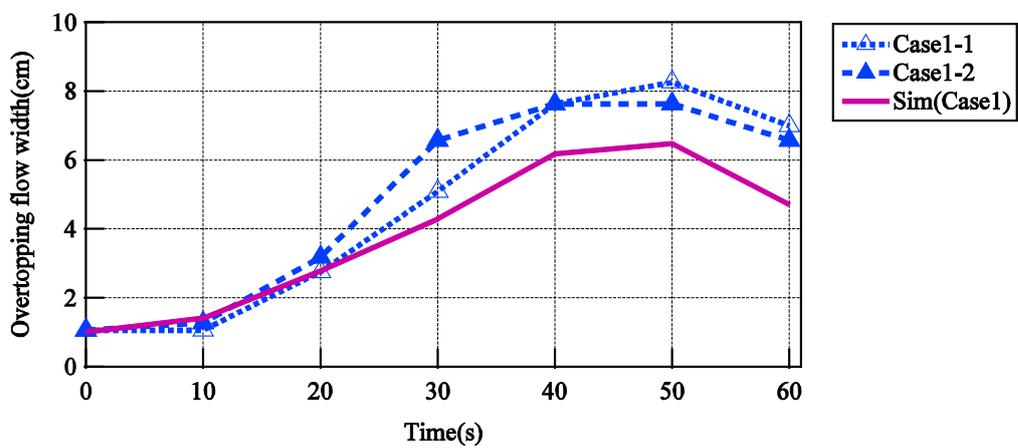


図-3.10 流出流量の実験値と計算結果

## 3.3.3 格子サイズの計算結果への影響の検証

格子サイズが計算結果に影響を及ぼすことが想定される。そのため、格子サイズを半分にして計算を行い、計算結果への影響を検証した。計算条件は表-3.3に示すとおりである。

表-3.3 計算条件

| パラメータ             | 設定値    |        |
|-------------------|--------|--------|
|                   | Sim1   | Sim2   |
| $x$ 方向の計算点間隔 $dx$ | 0.01m  | 0.005m |
| $y$ 方向の計算点間隔 $dy$ | 0.002m | 0.001m |
| 計算の時間刻み $dt$      | 0.002s | 0.001s |

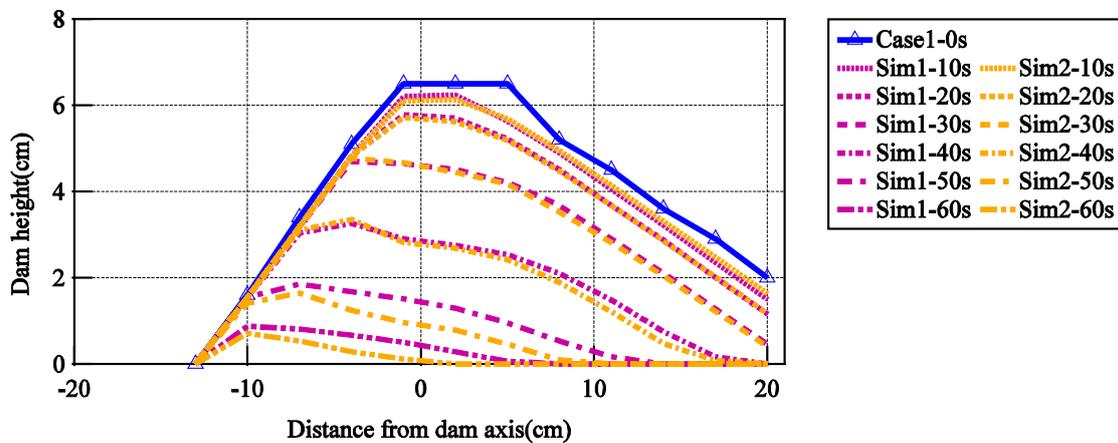


図-3.11 侵食過程の計算結果 (Sim1, Sim2)

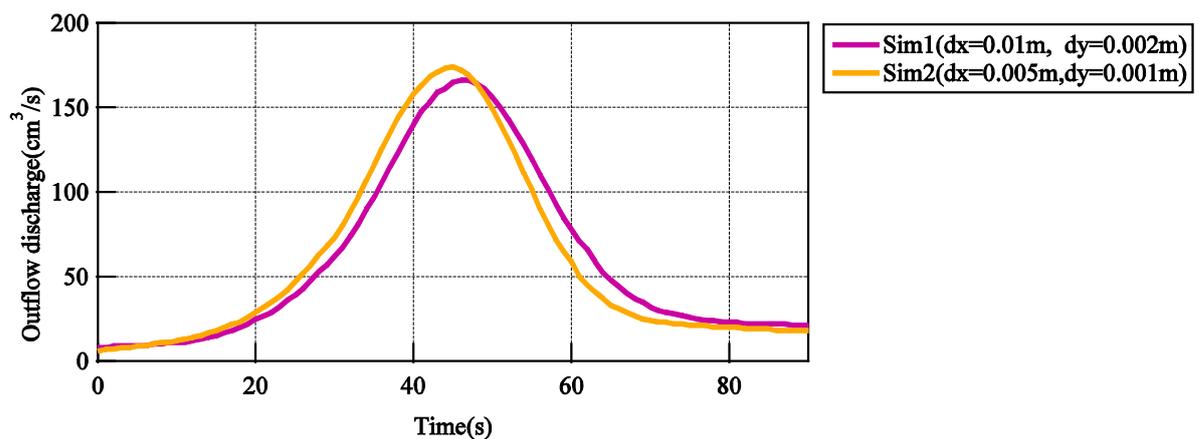


図-3.12 流出流量の計算結果 (Sim1, Sim2)

図-3.11には侵食過程の計算値, 図-3.12には流出流量の計算値を示している。図-3.11, 3.12に示されているように、格子サイズを半分にした場合でも、計算結果にそれほど影響はなかった。そのため、前項で行った計算の格子サイズは十分に小さかったと考えられる。

### 3.4 まとめ

本章では、室内実験水路における天然ダムの越流決壊に関する実験を行った。実験ではダムの形状については縦断形状として三角形と台形の2通り、ダム高さを3通り、流入流量を2通り、粒径を2通りに変化させて水路実験を行い、それらが流出流量に与える影響を調べた。その結果、ダムの決壊時の流出ピーク流量はダム高さ、流入流量、粒径に影響されることが分かった。ダムの縦断形状（三角、台形）については、ダムの高さが同じ場合、形状によって流出ピーク流量の大きさは変化せず、台形の場合は流出ピークが発生する時間が遅くなることが分かった。また、台形のダムの侵食過程は途中から、三角形のダムと似通ったものになり、ダム高の低下速度が三角形のダムとほぼ同じだったため、ハイドログラフも同様の波形を示した。

水路実験の再現計算を行った。第2章で提案した計算モデルにより、天然ダムの流出ピーク流量と流出ハイドログラフの波形を良好に再現できた。侵食過程については表現できないところがあるものの、流出流量に大きく影響するダム天端付近のダム高さと水面幅についてその時間変化を概ね再現できた。

ダム形状を変えた実験と再現計算の結果から、天然ダムの流出ハイドログラフを予測するには、流出流量に大きく影響するダム高さと水面幅の時間変化を予測することが重要であると考えられた。

## 参考文献

- 1) 高橋 保・八木秀樹：土石流の流量予測，京大防災研年報，第26号B-2，pp.167-177，1983.
- 2) 水山高久・石川芳治・福本晃久：天然ダムの破壊と対策に関する研究報告，土木研究所資料，No.2744，1989.
- 3) 高橋 保・中川 一：天然ダムの越流決壊によって形成される洪水・土石流のハイドログラフ，水工学論文集，第37巻，pp.699-704，1993.
- 4) 小田 晃・水山高久・長谷川祐治・森 俊男・川田孝信：天然ダムの決壊過程と決壊時の流出量に関する実験的研究，砂防学会誌，Vol.59，No.1，pp.29-34，2006.
- 5) Awal, R., Nakagawa, H., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. : An integrated approach to predict outflow hydrograph due to landslide dam failure by overtopping and sliding, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.52, pp.1054-1068, 2008.
- 6) 藤澤和謙・桃木昌平・山本清仁・小林 晃・青山重康：ため池の越流破壊メカニズム，応用力学論文集，Vol.9，pp.385-394，2006.
- 7) 渡邊康玄・山本昌慧・島田友典：正面越流破堤の室内実験による再現性の検討，水工学論文集，第55巻，pp.847-852，2011.

## 第4章 天然ダム越流決壊に関する現地実験

### 4.1 概説

天然ダムの越流決壊による洪水流出を明らかにするため、これまで様々な実験が行われてきた。高橋ら<sup>1)</sup>や水山ら<sup>2)</sup>はダム天端から全幅で越流決壊する水路実験を行っており、高橋ら<sup>3)</sup>や小田ら<sup>4)</sup>は部分越流により決壊する水路実験を行っている。Haradaら<sup>5)</sup>は実溪流において部分越流により決壊する実験を行っている。実験においては越流侵食と進行性破壊を原因とした決壊が観察され、越流侵食による流出流量が進行性破壊の場合よりも大きくなる可能性を示している。

天然ダムとその現象が類似する河川堤防決壊の実験として、藤田ら<sup>6)</sup>、島田ら<sup>7), 8)</sup>によるものがある。藤田ら<sup>6)</sup>は実験用水路を用いて河川堤防が決壊口から越流して決壊する実験を行い、決壊口の拡大過程と通過流量の関係について検討している。実験により、決壊開始時は越流流れによる侵食は縦方向に進み、流量増加に伴い拡幅が進むことを示している。島田ら<sup>7)</sup>は河川堤防の正面越流破堤を対象として実スケールの実験を行い、破堤時の拡幅過程を計測している。島田ら<sup>8)</sup>は河川堤防の横越流による破堤を対象として実スケールの実験を行い、堤体の材料の違いによる破堤拡幅過程の違いを検討している。

一方で、これまでの実験は、ほとんどが屋内の実験用水路で行われたものであり、実験の規模が比較的限られた状態かつ直線的な形状の水路を用いて行われている。実スケールに近い規模で行われた実験としては島田ら<sup>7), 8)</sup>による河川堤防を対象とした研究、Haradaら<sup>5)</sup>による天然ダム決壊実験はあるが、事例はそれほど多くない。しかし、実際の天然ダムにおいては、ダムの規模も大きく（水山ら<sup>2)</sup>によると国内事例の平均は42m）、地形の形状も不規則であるため、そのような条件下で実験を行うことが望ましい。そこで、実現象に近い条件の下で実験を行うため、実溪流において天然ダムの越流決壊実験を行った。実溪流において実験を行うことにより、水路実験では実現困難な規模で実験を行うことができる。また、実溪流における溪岸や河床の不規則な形状が、決壊過程や流出流量に与える影響について検討することができる。

このような背景から、Haradaら<sup>5)</sup>による実験に引き続き、規模の拡大化やダム縦断形状を変えて、実溪流における天然ダム越流決壊実験を行った。実験は三角形を基本とし、ダムの形状を2通り、高さを2通りに変化させて実験を行った。実験においては決壊過程と流出流量を計測し、その関係に着目し、実験結果について考察を行った。次いで、第2章で示した提案した計算モデルを用いて、実溪流における実験の再現計算を行った。実現象に近い実験の結果と計算結果を比較することにより、計算モデルの妥当性を検討した。

## 4.2 部分越流による天然ダム決壊に関する現地実験

天然ダム越流決壊時の侵食過程，流出過程を明らかにするため，天然ダムの現地実験を実施した。

### 4.2.1 実験方法

実験は河床に堆積物がなく露岩している河道幅5～6m程度の山地溪流において天然ダムを作成した。作成した天然ダム形状等の概要を図-4.1，図-4.2に示す。天然ダム天端には，越流箇所を限定するため切欠きを作成した。

実験は次の手順で実施した。

- ①天然ダムを作成するため仮設排水管を河床上に設置した。仮設排水管の下流端付近には流量調整のためのバルブを据え付けた。
- ②土砂を積み天然ダムを作成した。ダム作成時においては，バルブは開放し，溪流の流水を仮設排水管を通じて下流に流した。
- ③実験開始時にバルブを閉じ，溪流の流水を湛水させ，ダムを決壊させた。なお，実験中はバルブを完全に閉じ，仮設排水管から水は流出しないようにした。

行った実験ケースを表-4.1に示す。Case1のダム高さ1.2mの三角形の天然ダムを基本とし，計三回実施した。Case2は形状の違いによる検討を行うためのもの，Case3はダム高さの違いによる検討を行うためのものである。Case2において下流法勾配を急にした理由は，仮設排水管の長さに制約があったためである。天然ダムを作成する際に使用した材料は下流域において採取された川砂で，平均粒径1.13mmの比較的均一な粒径をもつ土砂である。また，土砂の含水比は4.62%，透水係数は $3.0 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ であった。

湛水位の時間変化は，湛水域に標尺を設置し，ビデオカメラにより水面を撮影することにより計測した。湛水域への流入流量は定常流量で流入するものとし，湛水位の時間変化，地形形状から計算した。この計算では浸透流による流出を考慮していない。流出流量の時間変化についても同様に，湛水位の時間変化，地形形状から計算した。この計算では天然ダムが侵食された際の土砂の量は考慮されておらず，水のみ流量となっている。天然ダムの侵食過程や越流流れの水面幅については，ビデオカメラの映像をもとに計測した。

天然ダム作成箇所付近の等高線図とダム形成後の等高線図を図-4.3に示す。図-4.3には湛水域に設置した標尺の位置についても併せて示した。

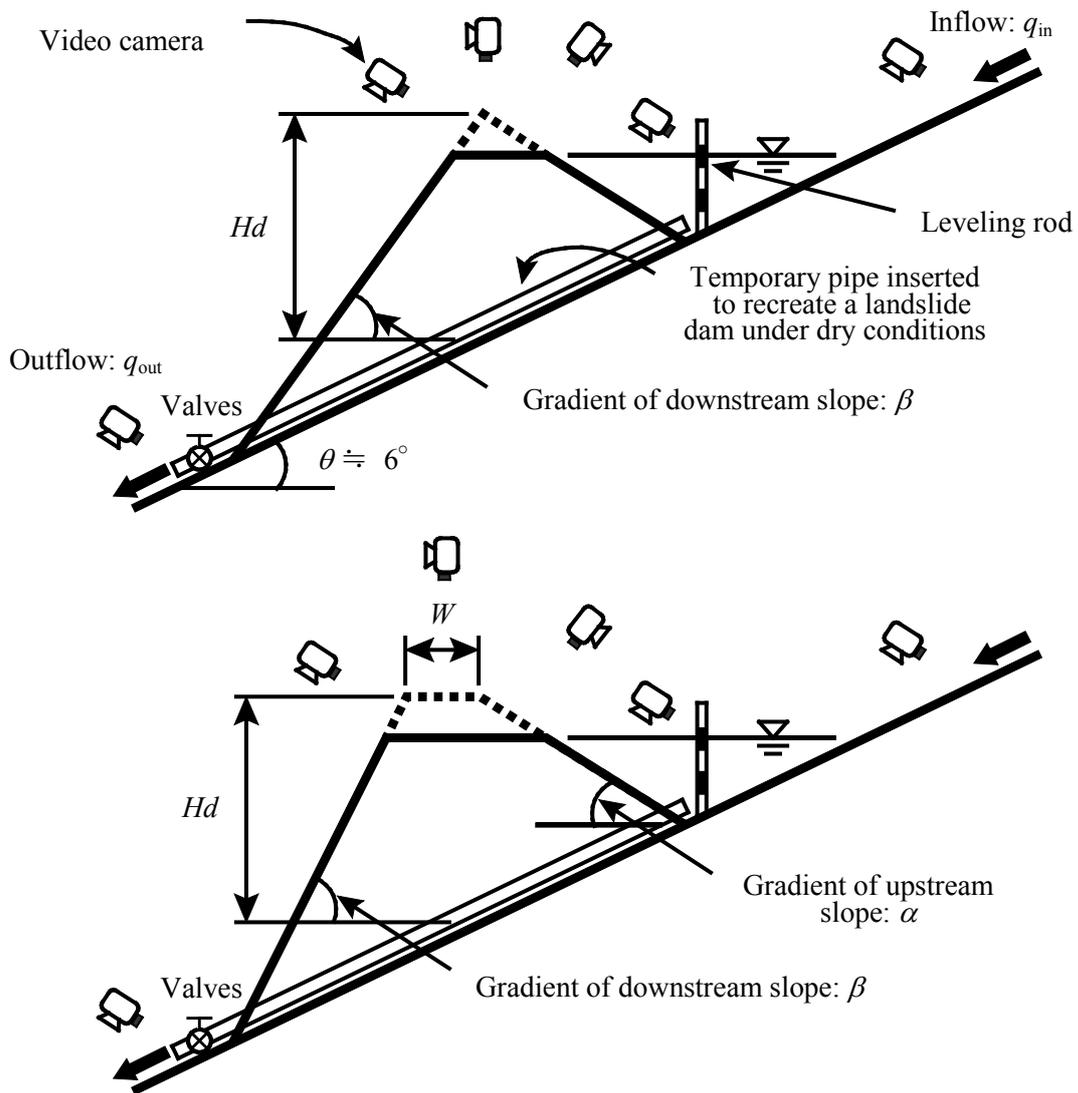


図-4.1 作成した天然ダムの縦断面図(上:三角形, 下:台形)

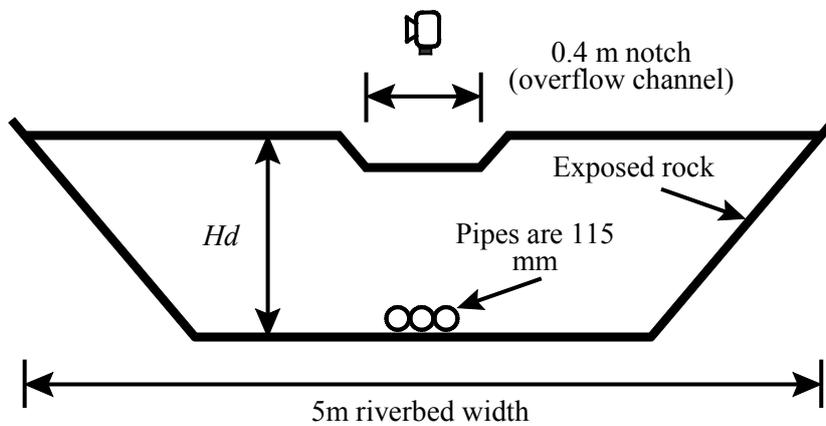


図-4.2 作成した天然ダムの横断面図

表-4.1 実験ケース

| Type  | Height of dam:<br>$Hd(m)$ | Width of top:<br>$W(m)$ | Gradient of<br>upstream slope:<br>$\alpha(m)$ | Gradient of<br>downstream<br>slope: $\beta(m)$ |
|-------|---------------------------|-------------------------|---|--|
| Case1 | 1.2                       | 0                       | $30^\circ$                                    | $25^\circ$                                     |
| Case2 | 1.2                       | 1.0                     | $30^\circ$                                    | $35^\circ$                                     |
| Case3 | 1.4                       | 0                       | $30^\circ$                                    | $25^\circ$                                     |

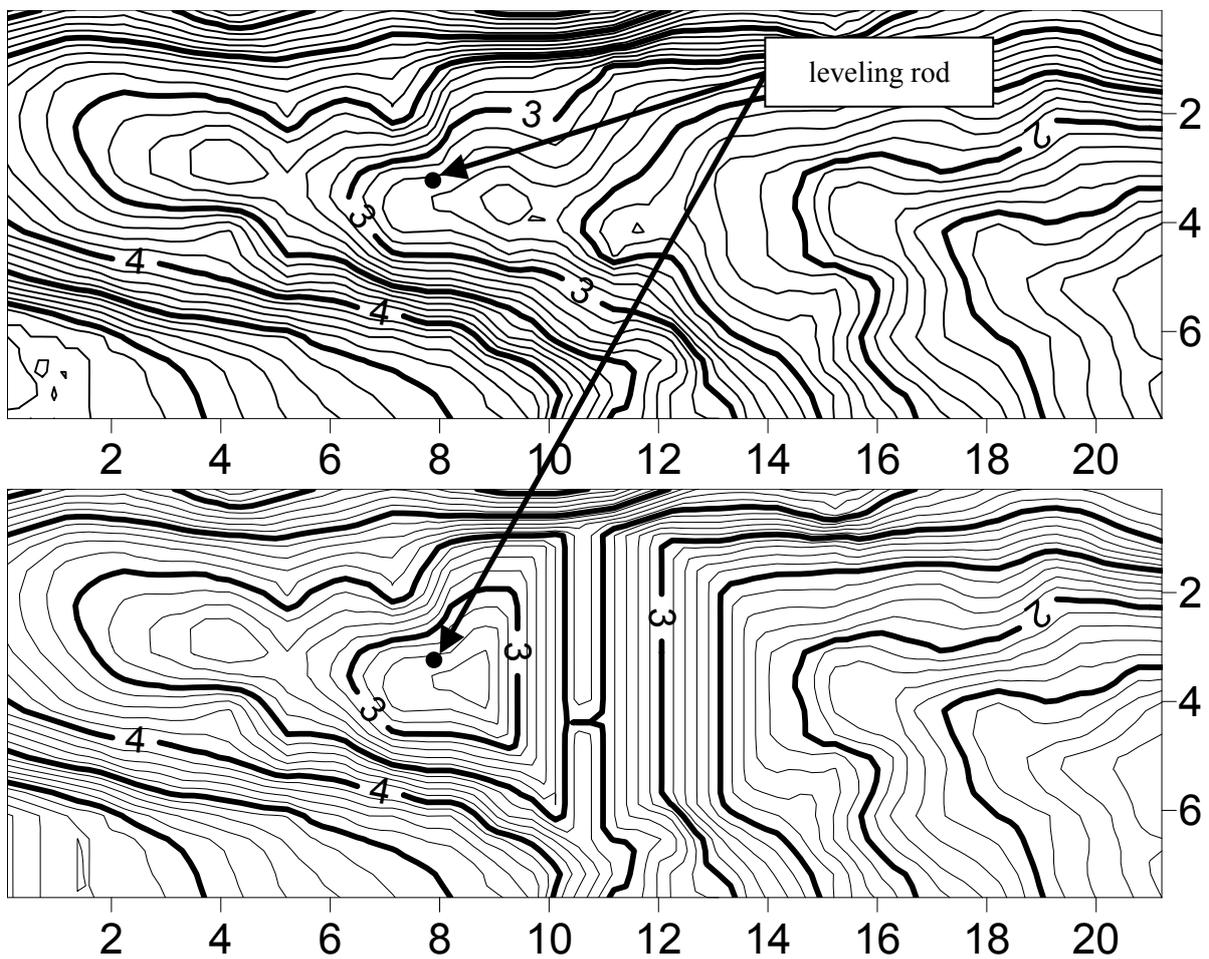


図-4.3 天然ダム作成箇所付近の等高線図とダム形成後の等高線図 (Case1)

#### 4.2.2 実験結果

上流部からの流入流量は約  $0.012\text{m}^3/\text{s}$  であった。実験は全てのケースにおいて越流により決壊を生じた。図-4.4 に実験開始後のダム上流における湛水位の時間的な変化を示す。図-4.4 に示されるとおり、湛水位は実験開始から上昇し、湛水位がダム切欠き部の高さをこえると越流し決壊した。Case1 と Case2 について実験開始から越流が開始するまでに要する時間を比較すると、両者の違いは大きくなかった。Case1 と Case2 において越流開始までに要する時間がそれほど変わらない理由については、Case1 と Case2 のダム高さが同じであったためだと考えられた。Case3 については他の2ケースと比べ、越流開始までに要する時間が最も長かった。Case3 が越流開始までに要する時間が長かったのは、Case3 のダム高さが高かったためだと考えられた。

図-4.5 に越流開始後における越流流れの水面幅の時間的な変化を示す。Case1 と Case3 については、ビデオカメラの撮影アングルの都合により、それぞれ170秒と165秒より後に計測できなかった。図-4.5 に示されるとおり、越流流れの水面幅は越流開始後徐々に大きくなった。Case1 と Case2 においては越流流れの水面幅が徐々に拡がり決壊した。一方で、Case3 においては、越流開始後105秒～120秒の間に急激に水面幅が拡がった。写真-4.1 に Case3 の105秒～120秒付近における決壊の様子を示す。天然ダム表面上には0.2m毎に黄色線を引いている。写真-4.1 に示されるとおり、越流開始後105秒～120秒の間に幅約0.6mの崩壊が起こり、水面幅が急激に拡がった。写真-4.2 に Case3 の80秒～120秒における下流法面正面の決壊の様子を示す。写真-4.2 に示されるとおり、越流開始後、越流流れは蛇行し、ダム堤体を侵食した。その後、流れは河床の形状のためか横断方向に跳ね返り、ダムの法先を侵食し、その上の幅約0.6mの土塊が天然ダム下流方向にすべり崩壊した。この崩壊は側岸崩落の横断的な崩落とは異なり、縦断的に崩壊した。Case3 においては概ね越流侵食による決壊ではあるものの、途中で堤体の一部がすべり崩壊をおこし、越流侵食による決壊とすべり崩壊による決壊の中間となるような決壊がみられた。

図-4.6 に越流開始からの流出流量の時間的な変化を示す。図-4.6 に示されるとおり、流出ピーク流量はダム高さが大きいほど大きい流出ピーク流量が計測された。ダム高さが大きい Case3 は最も大きなピーク流量が計測された。また、Case3 においては、越流開始後105秒～120秒において水面幅が急激に拡がった後に、流出流量が急激に増加した。Case1 と Case2 においてはダム高さが同じであるため、ほぼ同じ大きさの流出ピーク流量が計測された。Case1 と Case3 において流出ピーク流量が発生する時間について比較すると、ダム高さが高い Case3 が遅かった。Case1 と Case2 において流出ピーク流量が発生する時間について比較すると、Case2 の方が遅かった。この原因は、Case2 のダム形状が台形であり、下流法面の土砂量が Case1 と比べて多く、土砂が流れにより侵食されるのに時間がかかるためだと考えられた。



写真-4.1 Case3 の決壊状況（上：越流開始後 105s，中：110s，下：120s）

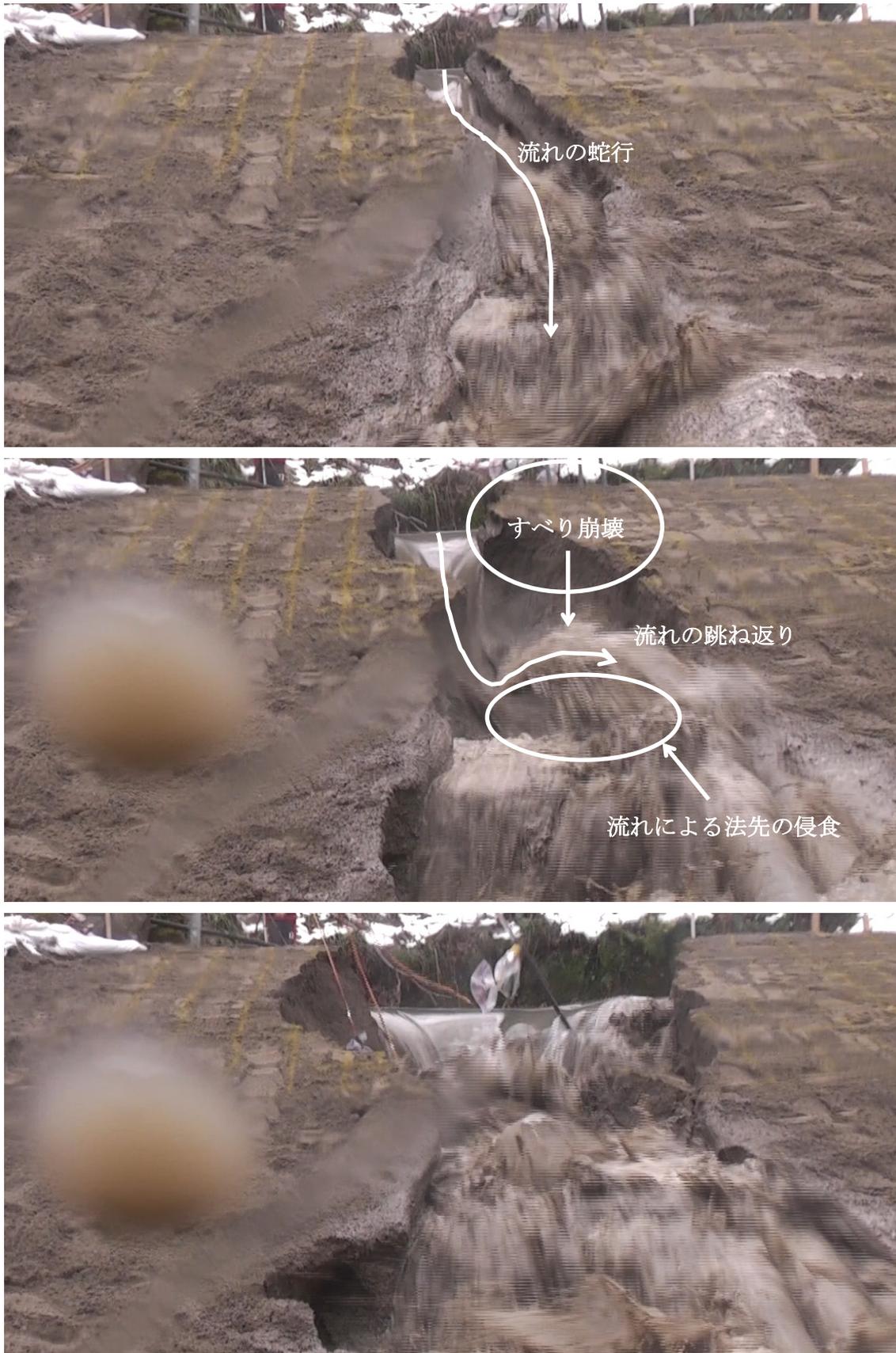


写真-4.2 Case3 の下流法面正面の決壊状況（上：越流開始後 80s，中：100 s，下：120 s）

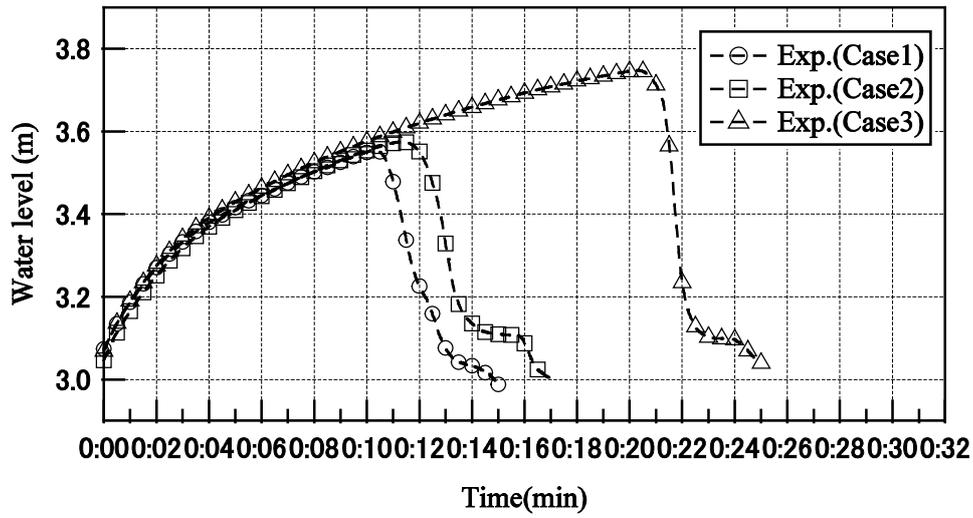


図-4.4 湛水位の実験値

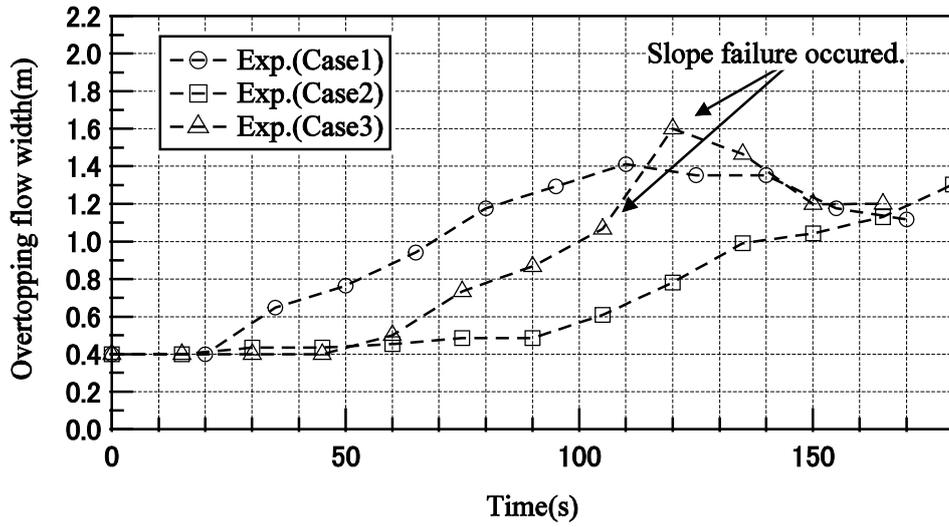


図-4.5 越流流れの水面幅の実験値

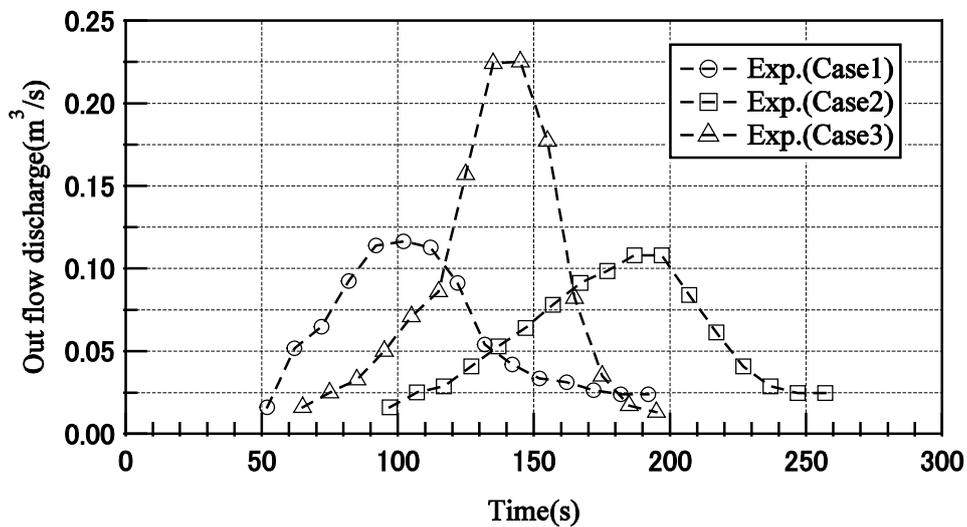


図-4.6 流出流量の実験値

## 4.3 部分越流による天然ダム決壊に関する現地実験の二次元モデルによる再現計算

## 4.3.1 計算条件

現地実験に対応する条件で数値計算を実行した。計算条件は表-4.2に示すとおりである。

表-4.2 計算条件

| パラメータ             | 設定値                    |
|-------------------|------------------------|
| $x$ 方向の計算点間隔 $dx$ | 0.1m                   |
| $y$ 方向の計算点間隔 $dy$ | 0.1m                   |
| 計算の時間刻み $dt$      | 0.001sec               |
| 水の密度 $\rho$       | 1.0g/cm <sup>3</sup>   |
| 砂礫の密度 $\sigma$    | 2.65g/cm <sup>3</sup>  |
| 平均粒径 $d_m$        | 1.13mm                 |
| 河床の容積濃度 $C^*$     | 0.65                   |
| 内部摩擦角 $\tan\phi$  | 0.75                   |
| 侵食速度係数 $K_T$      | 0.0019                 |
| 側岸侵食速度係数 $K_S$    | 0.06                   |
| 流入流量 $q_{in}$     | 0.012m <sup>3</sup> /s |

## 4.3.2 現地実験の実験結果と計算結果の比較

実験終了時の状況を写真-4.3に示す。天然ダムの表面上には0.2m毎に緑色の線を引いている。決壊終了時における侵食状況の計算結果を図-4.8に示す。決壊終了時における侵食幅について実験値と計算値を比較したものを図-4.9に示す。図-4.9に示されるとおり、侵食幅について概ね再現できている。

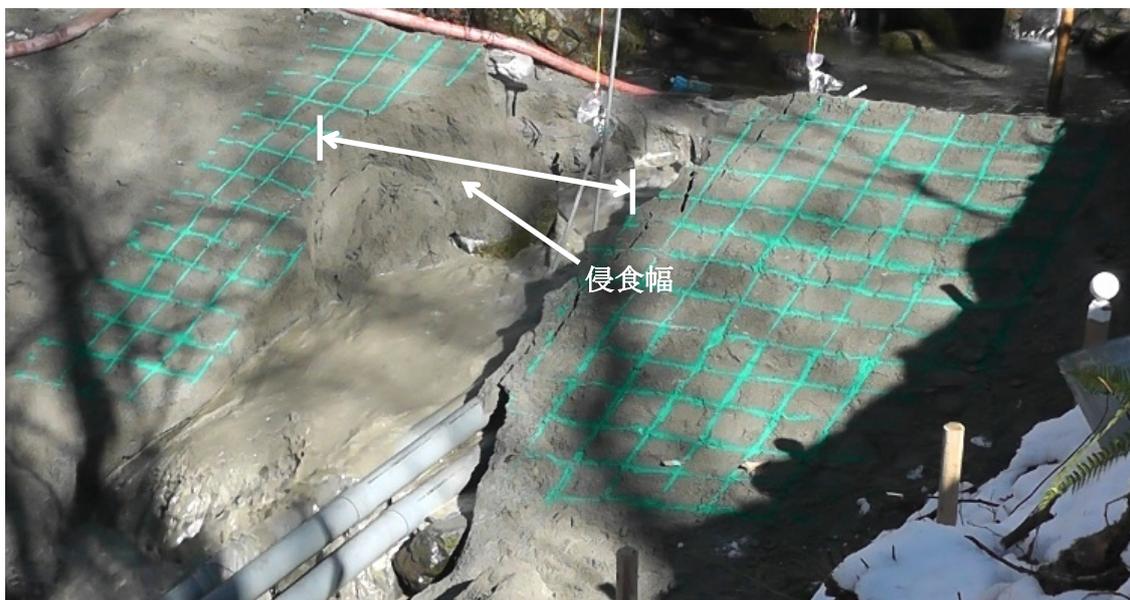


写真-4.3 実験終了後の状況 (Case1)

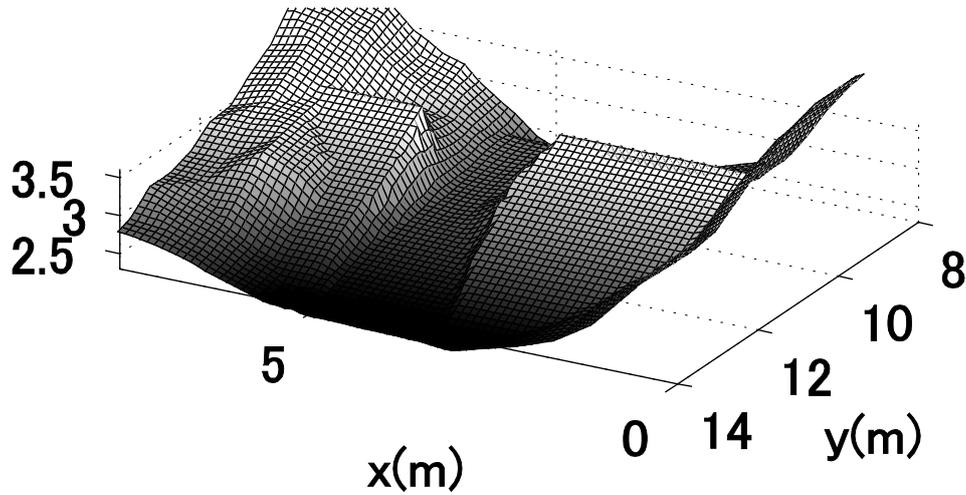


図-4.8 計算終了時の侵食状況 (Case1)

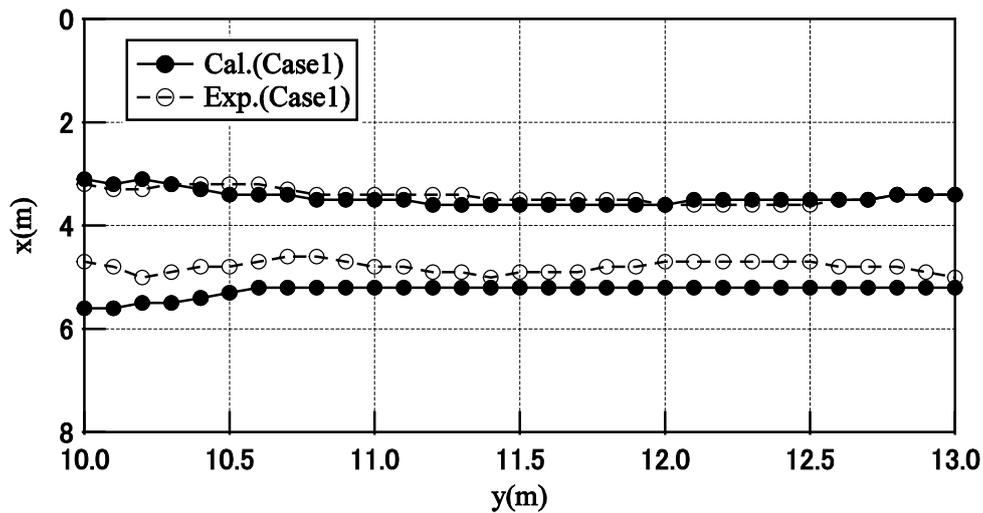


図-4.9 決壊終了時における侵食幅の実験値と計算値の比較 (Case1)

湛水位の実験値と計算値を比較したものを図-4.10に示す。実験開始から決壊終了まで示している。図-4.10に示されるとおり、湛水位の計算値と実験値で若干違いがある。実験開始から決壊するまで計算値と実験値に違いがあった理由は、実験においてはダム堤体内や溪岸への浸透による流出があるのに対し、計算においては浸透による流出が考慮していないこと、また、本研究の流入流量の計測法では実験中の流入流量の変動を考慮できないためだと考えられた。

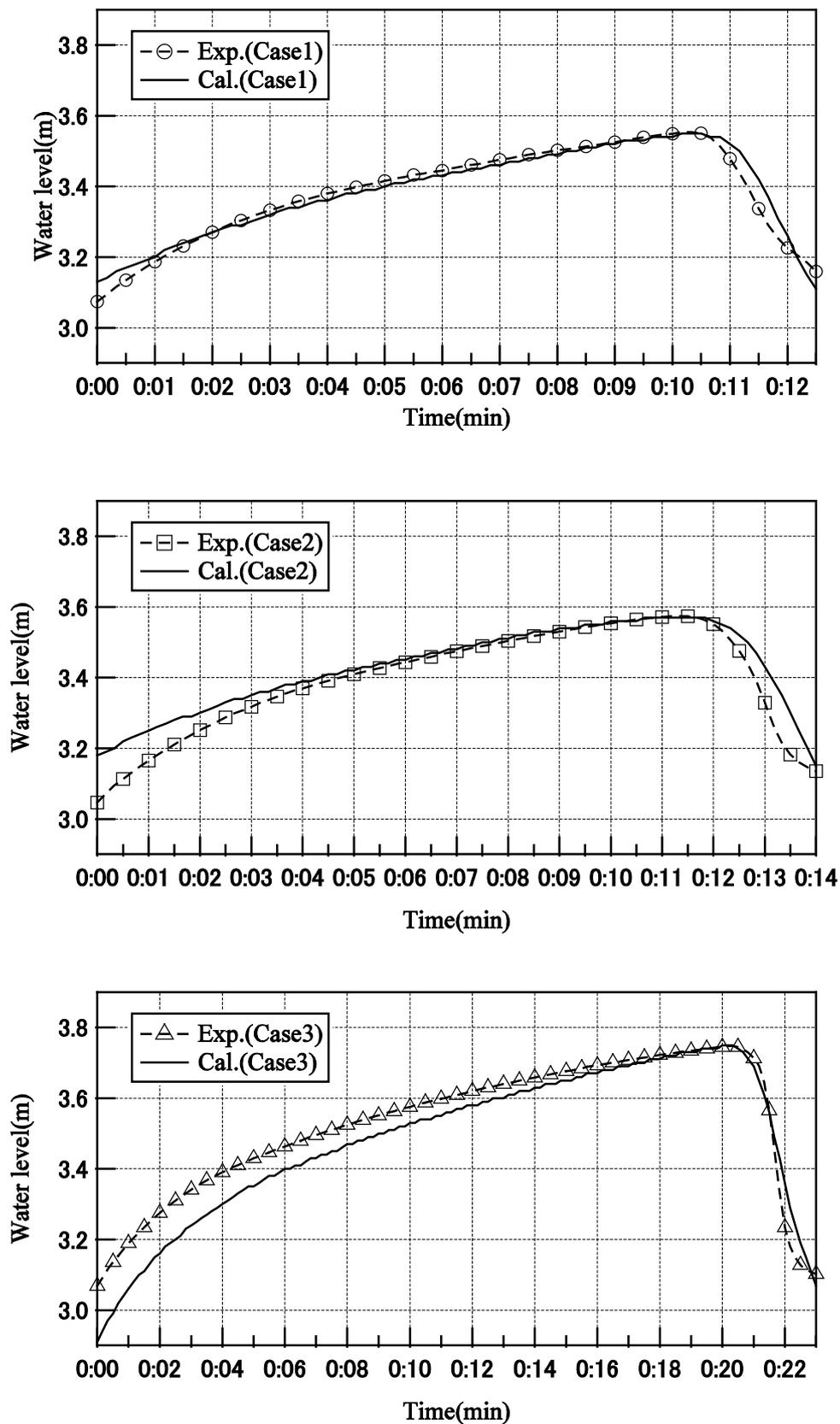


図-4.10 堰水位の実験値と計算値の比較

越流開始からの流出流量の実験値と計算値を比較したものを図-4.11に示す。図-4.11に示されるとおり、流出流量の時間的な変化を概ね再現できている。なお、Case3において流出ピーク流量の実験値が計算値よりも大きくなった理由は、決壊中に崩壊がおこったためだと考えられた。この崩壊は計算モデルにおいて考慮している側岸崩壊の横断的な崩壊とは異なり、縦断的に崩壊した。計算においてはこのような縦断的な崩壊を考慮しておらず、それによる急激な流路の拡幅を再現できないため、流出ピーク流量の実験値が計算値より大きくなったと考えられた。

越流開始からの越流流れの水面幅の実験値と計算値を比較したものを図-4.12に示す。図-4.12に示されるとおり、水面幅の時間的な変化を概ね再現できている。しかし、Case3については、105s~120sにおいて計算値の越流流れの拡幅幅は実験値よりも小さかった。そのため、流出流量の計算値が、130s~150sにおいて実験値よりも小さくなったと考えられた。

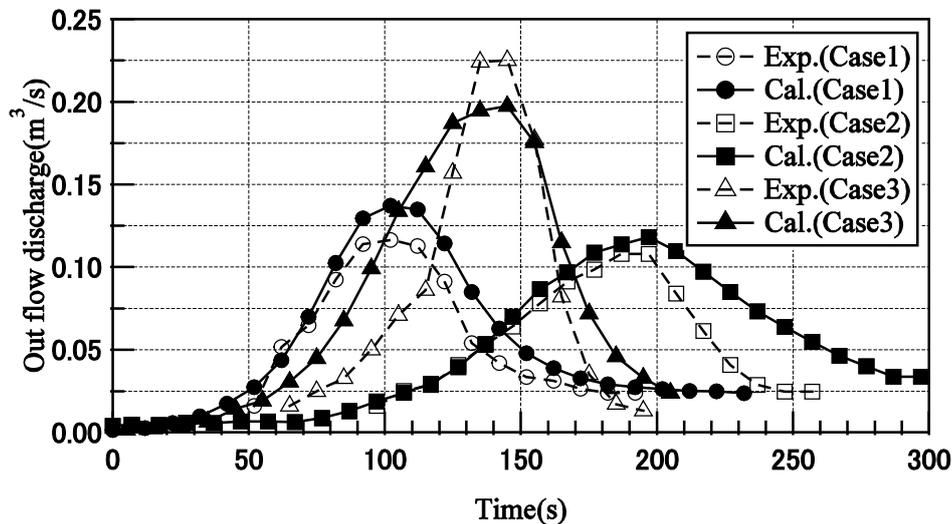


図-4.11 越流開始後における流出流量の実験値と計算値の比較

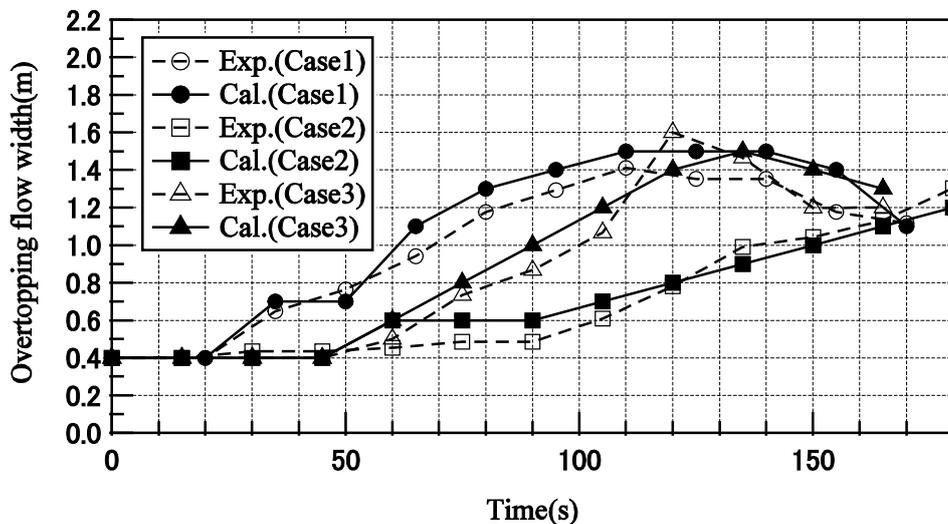


図-4.12 越流開始後における越流流れの水面幅の実験値と計算値の比較

#### 4.4 まとめ

山地溪流において天然ダムの越流決壊実験を行った。その結果、流出ピーク流量はダム高さに影響され、ダムの縦断形状は流出ピーク流量に大きく影響しなかった。Case3については、決壊途中において側岸崩落とは異なる縦断的な崩壊がおこり、急激な越流流れの拡幅が起こった。Case3においてこのような縦断的な崩壊が起こった要因は、ダムの材料が不均質であったこと、もしくは河床の形状により流れの方向が変わりダム法先が侵食されたためだと考えられた。

現地実験の再現計算を行った。天然ダムの越流決壊モデルにより、天然ダムの堰水位、流出流量、越流流れの水面幅の時間的な変化を概ね再現できた。しかし、堰水位については、実験値と計算値で違いが大きい部分もありその要因は、計算においてダム堤体、溪岸への浸透による流出を考慮していないためであると考えられた。また、Case3において流出ピーク流量の実験値が計算値よりも大きくなった理由は、計算モデルにおいてCase3で発生した縦断的な崩壊を考慮しておらず、それに伴う流路の急激な拡幅を再現できなかったためだと考えられた。そのため、横断的な側岸崩壊を考慮するのに加えて、縦断的な崩壊を考慮できるように計算モデルを改良する必要があると考えられた。

#### 参考文献

- 1) 高橋 保・八木秀樹：土石流の流量予測，京大防災研年報，第26号B-2，pp.167-177，1983.
- 2) 水山高久・石川芳治・福本晃久：天然ダムの破壊と対策に関する研究報告，土木研究所資料，No.2744，1989.
- 3) 高橋 保・中川 一：天然ダムの越流決壊によって形成される洪水・土石流のハイドログラフ，水工学論文集，第37巻，pp.699-704，1993.
- 4) 小田 晃・水山高久・長谷川祐治・森 俊男・川田孝信：天然ダムの決壊過程と決壊時の流出量に関する実験的研究，砂防学会誌，Vol.59，No.1，pp.29-34，2006.
- 5) Harada, N., Akazawa, F., Hayami, S. and Satofuka, Y. : Numerical simulation of landslide dam deformation caused by erosion, *Advances in River Sediment Research—Fukuoka et al. (eds) © 2013 Taylor & Francis Group*, pp.1107-1116.
- 6) 藤田裕一郎・田村多佳志・村本嘉雄：河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第27号B-2，pp.369-392，1984.
- 7) 島田友典・渡邊康玄・横山 洋・辻 珠希：千代田実験水路における横断越水破堤実験，水工学論文集，第53巻，pp.871-876，2009.
- 8) 島田友典・平井康幸・辻 珠希：千代田実験水路における越水破堤実験，水工学論文集，第54巻，pp.811-871，2010.

## 第5章 天然ダムの越流決壊により発生する洪水の流出ピーク流量 の推定

### 5.1 概説

天然ダムの決壊による洪水流出のピーク流量は、洪水によるおおよその被害規模の想定をするために必要な情報である。これまでに決壊による洪水流出ピーク流量を予測する様々な手法が提案されている。Costa<sup>1)</sup>は過去の天然ダム決壊のデータを整理して、決壊時の流出ピーク流量はダムファクター（貯水量と天然ダム高さの積）と関係が深いことを示した。石川ら<sup>2)</sup>は高橋ら<sup>3)</sup>の天然ダムの越流侵食による土石流規模の予測モデルにより計算を行い、決壊時の流出ピーク流量の支配的な指標はダム高さと河床勾配であることを示した。また、単位幅ピーク流量は単位幅当たりのダムファクター（単位幅貯水量と天然ダム高さの積）と相関が強いことを示し、単位幅ピーク流量の簡易予測図を提案した。Walderら<sup>4)</sup>は過去の天然ダムのデータから決壊時のダム高さの低下速度を推定し、ダム低下速度、ダム堪水量を基にした無次元量により、流出ピーク流量を予測できるとした。さらに、田畑ら<sup>5)</sup>はCosta<sup>1)</sup>や石川ら<sup>2)</sup>の流出ピーク流量の次元とダムファクターの次元は異なり見かけ上の関係であるとし、ピーク流量を支配するパラメータを選択し、単位幅ピーク流量の簡易予測図を提案した。石川ら<sup>2)</sup>や田畑ら<sup>5)</sup>の手法は高橋ら<sup>3)</sup>の越流侵食による土石流規模の予測モデルを用いて、その計算結果を基に流出ピークを予測する手法を提案している。

一方で、天然ダムの部分越流による決壊を対象として、その実験データや実際の事例を基に流出ピーク流量の予測手法を提案した例は、天然ダムの実験例や実際の事例が少ないこともあり、あまり多くない。そこで、本章では著者らが行った実験データから、流出ピーク流量に影響を与えるファクターを選出し、そのファクターと流出ピーク流量を無次元量により整理した。

## 5.2 越流決壊過程に影響を与える要因と流出ピーク流量の整理

### 5.2.1 無次元量を用いた実験データと既存資料の整理

第3章の水路実験により、越流決壊におけるピーク流量はダムの高さと流入流量に影響を受けることが分かったため、それらの量を無次元化して整理した。その結果を図-5.1、図-5.2に示す。流出ピーク流量  $Q_p$  を流入流量  $Q_{in}$  で無次元化したものと、ダム高さ  $H_d$  を流入流量から得られる水深で無次元化したもので整理した。流入流量から得られる水深は2通りの方法で求めた。ひとつは式(5.1)の芦田ら<sup>6)</sup>によるレジーム則により越流流れの水みち幅を求め、式(5.2)により求められる限界水深を  $h_{cqn}$  とする方法である。もうひとつは式(5.3)のレジーム則より水深  $h_{qin}$  を求める方法である。

$$B = \alpha \left( \frac{Q}{\sqrt{gdi}} \right)^{1/2} \quad (5.1)$$

$$h_c = \left( \frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (5.2)$$

$$h = \beta Q^{0.36} \quad (5.3)$$

$B$  は水面幅、 $\alpha$ 、 $\beta$  は係数 ( $\alpha=1.7$ 、 $\beta=0.11$ )、 $Q$  は流量 (ピーク流量を代入する)、 $d$  は粒径、 $i$  は勾配である。

### 5.2.2 流出ピーク流量の推定法に関する考察

図-5.1 は  $h_{cqn}$  として前者を用いて整理したものを、図-5.2 は  $h_{qin}$  として後者を用いて整理したものを示している。また、図-5.1、図-5.2 は里深ら<sup>7)</sup>による実際の天然ダムのデータ、原田ら<sup>8)</sup>と第4章の現地実験データ、高橋ら<sup>9)</sup>、小田ら<sup>10)</sup>、Awal<sup>11)</sup>の既存の水路実験のデータ、前章に示した計算モデルによる条件を変えて行った計算結果も上記の無次元量により整理しプロットしている。Awal<sup>11)</sup>のデータは部分越流の実験のみプロットした。図-5.1、図-5.2 にプロットしたデータは表-5.1 に示している。図-5.1、5.2 に示してあるように、結果に多少バラつきがあるものの、全体として  $H_d/h$  の増加に伴い、 $Q_p/Q_{in}$  が増加していることがわかる。前章の計算モデルによる計算結果も実験結果とほぼ同じところにプロットされた。小田ら<sup>10)</sup>のデータの  $Q_p/Q_{in}$  が小さくプロットされたのは、粘着性のある材料を使用していたためだと考えられた。また、図-5.1 と図-5.2 を比較してみると、両者はそれほど変わらなかった。しかし、式(5.3)による方法では、粒度や河床勾配を考慮できないため、式(5.1)、(5.2)の方がより適用性が広い可能性がある。ただし、 $H_d/h_{cqn}$ 、 $H_d/h_{qin}$  が図-5.1、5.2 の範囲よりもさらに大きい場合、ダムの大きさに対し流入流量が小さくなり過ぎれば、ダムがほとんど侵食されないことが想定される。この点については、今後検討が必要である。

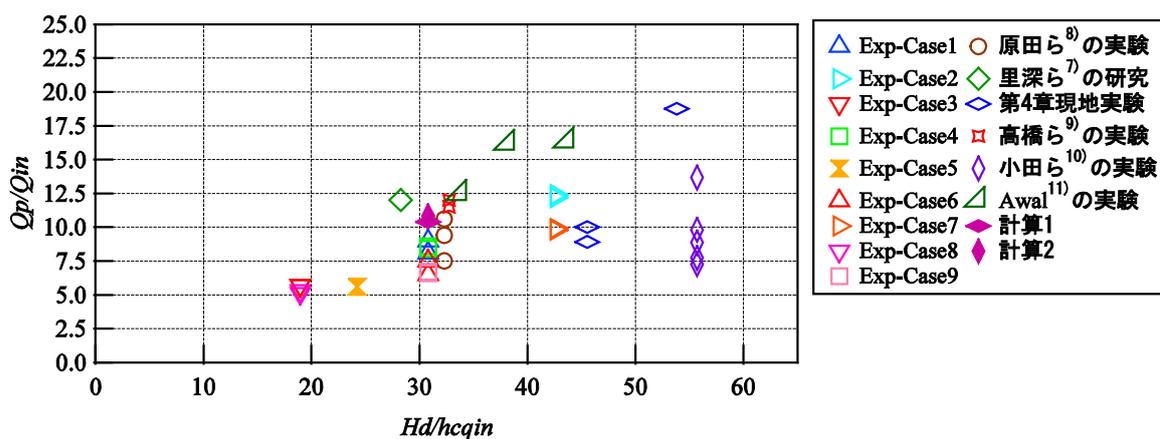


図-5.1  $Q_p/Q_{in}$ と $H_d/h_{c_{qin}}$  (式 (5.1), (5.2) による) の比較

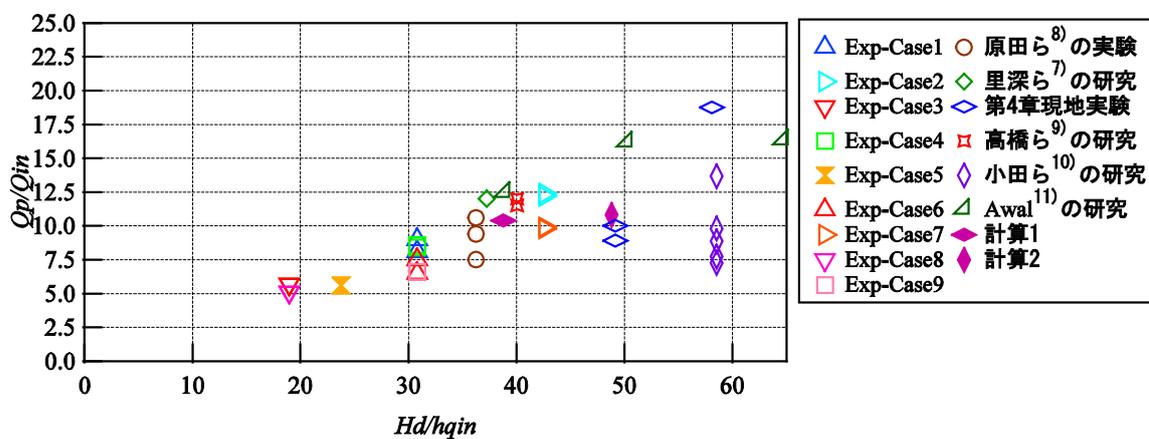


図-5.2  $Q_p/Q_{in}$ と $H_d/h_{qin}$  (式 (5.3) による) の比較

表-5.1 図-5.1, 5.2 にプロットしたデータ

| $H_d$                | $q_{in}$  | $Q_p$   | $d$     | $i$                   | 備考                       |
|----------------------|---|---|---------|-----------------------|--------------------------|
| 6.5cm                | 17cm <sup>3</sup> /s  | 153cm <sup>3</sup> /s<br>138cm <sup>3</sup> /s      | 0.25mm  | 0.1                   | 実験 Case1                 |
| 9.0cm                | 17cm <sup>3</sup> /s  | 190cm <sup>3</sup> /s<br>194cm <sup>3</sup> /s      | 0.25mm  | 0.1                   | 実験 Case2                 |
| 4.0cm                | 17cm <sup>3</sup> /s  | 97cm <sup>3</sup> /s<br>97cm <sup>3</sup> /s        | 0.25mm  | 0.1                   | 実験 Case3                 |
| 6.5cm                | 17cm <sup>3</sup> /s  | 147cm <sup>3</sup> /s<br>143cm <sup>3</sup> /s      | 0.25mm  | 0.1                   | 実験 Case4                 |
| 6.5cm                | 34cm <sup>3</sup> /s  | 196cm <sup>3</sup> /s<br>196cm <sup>3</sup> /s      | 0.25mm  | 0.1                   | 実験 Case5                 |
| 6.5cm                | 17cm <sup>3</sup> /s  | 93cm <sup>3</sup> /s<br>110cm <sup>3</sup> /s       | 0.15mm  | 0.1                   | 実験 Case6                 |
| 9.0cm                | 17cm <sup>3</sup> /s  | 149cm <sup>3</sup> /s<br>151cm <sup>3</sup> /s      | 0.15mm  | 0.1                   | 実験 Case7                 |
| 4.0cm                | 17cm <sup>3</sup> /s  | 69cm <sup>3</sup> /s<br>69cm <sup>3</sup> /s        | 0.15mm  | 0.1                   | 実験 Case8                 |
| 6.5cm                | 17cm <sup>3</sup> /s  | 69cm <sup>3</sup> /s<br>69cm <sup>3</sup> /s        | 0.15mm  | 0.1                   | 実験 Case9                 |
| 90cm                 | 16l/s   | 170l/s<br>150l/s<br>120l/s                          | 1.5mm   | 0.105                 | 原田ら <sup>8)</sup><br>の実験 |
| 57m                  | 1500m <sup>3</sup> /s   | 18000 m <sup>3</sup> /s<br>(計算値)                    | 0.35cm  | 0.007                 | 里深ら <sup>7)</sup><br>の研究 |
| 1.1m<br>1.1m<br>1.3m | 12l/s   | 120 l/s<br>107 l/s<br>225 l/s                       | 0.113mm | 0.1                   | 第4章現地実験                  |
| 0.16                 | 100cm <sup>3</sup> /s   | 1.2 l/s<br>1.15 l/s                                 | 2.15mm  | 0.052                 | 高橋ら <sup>9)</sup> の実験    |
| 0.3                  | 200cm <sup>3</sup> /s   | 1.7 l/s<br>1.9 l/s<br>1.5 l/s<br>2.7 l/s<br>1.4 l/s | 0.25mm  | 0.2                   | 小田ら <sup>10)</sup> の実験   |
| 0.2                  | 49cm <sup>3</sup> /s<br>99cm <sup>3</sup> /s<br>201cm <sup>3</sup> /s | 0.8 l/s<br>1.6 l/s<br>2.5 l/s                       | 1mm     | 0.31<br>0.17<br>0.087 | Awal <sup>11)</sup> の実験  |
| 65cm                 | 5.3l/s  | 55.99 l/s   | 2.5mm   | 0.1                   | 計算値 1                    |
| 6.5m                 | 1.7m <sup>3</sup> /s  | 18.3m <sup>3</sup> /s                               | 2.5cm   | 0.1                   | 計算値 2                    |

### 5.3 まとめ

天然ダムの流出ピーク流量について考察を行った。流出ピーク流量はダム高さ、流入流量を用いた無次元量  $Q_p/Q_{in}$ ,  $H_d/h_{cgin}$ ,  $H_d/h_{gin}$  により、ある程度推定できることが分かった。しかし、検討例が未だ十分ではないため、今後さらなる検討が必要と思われる。

#### 参考文献

- 1) Costa, J.E. and Schuster, R.L. : The formation and failure of natural dams, Geol. Soc. of America Bulletin, 100, pp.1054–1068, 1988.
- 2) 石川芳治・井良沢直也・匡 尚富：天然ダムの決壊による洪水流下の予測と対策，砂防学会誌，Vol.45, No.1, pp.14–21, 1992.
- 3) 高橋 保・匡 尚富：天然ダムの決壊による土石流の規模に関する研究，京都大学防災研究所年報，第31号，B-2, pp.601–615, 1988.
- 4) Walder, J. S., and O'Conner, J. E. : Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earth dams, Water Resour. Res., Vol.33, No.10, pp.2337–2348, 1997.
- 5) 田畑重清・池島 剛・井上公夫・水山高久：天然ダム決壊による洪水のピーク流量の簡易予測に関する研究，砂防学会誌，Vol.54, No.4, pp.73–76, 2001.
- 6) 芦田和男・江頭進治・里深好文・後藤隆之：網状流路の流路変動と流砂量，京都大学防災研究所年報，第33号 B-2, pp.241-260, 1990.
- 7) 里深好文・吉野弘祐・水山高久・小川紀一郎・内川龍男・森 俊男：天然ダムの決壊に伴う洪水流出の予測手法に関する研究，水工学論文集，Vol.51, p.901–906, 2007.
- 8) 原田紹臣・赤澤史顕・速見 智・里深好文：ため池決壊に伴う洪水流出過程に関する研究，土木学会論文集 B1(水工学)，Vol.69, No.4, I\_1213-I\_1218, 2013.
- 9) 高橋 保・中川 一：天然ダムの越流決壊によって形成される洪水・土石流のハイドログラフ，水工学論文集，第37巻，pp.699–704, 1993.
- 10) 小田 晃・水山高久・長谷川祐治・森 俊男・川田孝信：天然ダムの決壊過程と決壊時の流出量に関する実験的研究，砂防学会誌，Vol.59, No.1, pp.29–34, 2006.
- 11) Awal, R. : Study on Landslide Dam Failure Due to Sliding and Overtopping, Kyoto University Doctoral Thesis, pp.114–124, 2008.

## 第 6 章 結論

本論文は、天然ダムの部分越流による決壊を対象として、その流出流量と決壊過程を計算する二次元モデルの開発を行い、実験結果との比較を通じて考察を行った。以下に、各章で得られた主要な研究成果をまとめ、今後の課題について述べる。

第 1 章では、天然ダム決壊時の流出ハイドログラフを予測する必要性について概説した。そして、これまでの研究の流れと本研究の目的や手法について記述した。

第 2 章では、天然ダム越流決壊に関する二次元計算モデルを提案した。掃流砂から慣性土石流まで流砂形態毎に分類し、天然ダムの越流侵食の二次元シミュレーションを行った。越流侵食のモデルには慣性土石流のモデル、側岸侵食モデル及び側岸崩落のモデルを導入し、その計算結果と過去に行われた水路実験の結果との比較を行った。その結果、再現計算により、水路実験の流出ピーク流量と流出ハイドログラフの波形については概ね再現できた。侵食形状については、ダムの法尻付近での侵食形状は再現できなかったものの流出ハイドログラフに大きく影響すると考えられるダム頂部下の断面について侵食形状が概ね再現できた。ダム頂部における横断形状においては越流開始から侵食が若干早めに侵食が進行しているものの、水みち幅や河床高さなどの侵食形状が概ね表現できた。

また、側岸侵食が越流決壊の流出過程や侵食過程に対してどの程度影響するかを調べるため、側岸侵食速度係数を大きく変えた計算を行った。その結果、ダムの侵食形状や流出ハイドログラフに対して大きく影響することがわかった。側岸侵食速度係数が大きくなると、越流流れの幅の広がりが大きくなり、深さ方向の侵食が進まず、流出ピーク流量が小さくなった。それとは逆に、側岸侵食速度係数が大きくなると、越流流れの幅の広がり小さくなり、深さ方向の侵食が大きくなり、流出ピーク流量が大きくなった。

第 3 章では、室内実験水路における天然ダムの越流決壊に関する実験について述べた。実験ではダムの形状については縦断形状として三角形と台形の 2 通り、ダム高さを 3 通り、流入流量を 2 通り、粒径を 2 通りに変化させて水路実験を行い、それらが流出流量に与える影響を調べた。その結果、ダムの決壊時の流出ピーク流量はダム高さ、流入流量及び粒径に影響されることが分かった。ダムの縦断形状（三角、台形）については、ダムの高さが同じ場合、形状によって流出ピーク流量の大きさは変化せず、台形の場合は流出ピークが発生する時間が遅くなることが分かった。また、台形のダムの侵食過程は途中から、三角形のダムと似通ったものになり、ダム高の低下速度が三角形のダムとほぼ同じだったため、ハイドログラフも同様の波形を示した。

水路実験の再現計算を行った。高橋らによる慣性土石流モデル、側岸侵食及び側岸崩壊のモデルを導入した計算により、天然ダムの流出ピーク流量と流出ハイドログラフの波形を良好に再現できた。侵食過程については表現できないところがあるものの、流出流量に大きく影響するダム天端付近のダム高さ水面幅についてその時間変化を概ね再現できた。

ダム形状を変えた実験と再現計算の結果から、天然ダムの流出ハイドログラフを予測するには、流出流量に大きく影響するダム高さの時間変化を予測することが重要であると考えら

れた。

第4章では、山地溪流における天然ダムの越流決壊実験について述べた。その結果、屋内の水路実験と同様に流出ピーク流量はダム高さに影響され、ダムの縦断形状は流出ピーク流量に大きく影響しなかった。現地実験においては、決壊途中に側岸崩落とは異なる縦断的な崩壊がおこり、それに伴い急激な越流流れの拡幅が起こった。このような縦断的な崩壊が起こった要因は、ダムの材料が不均質であったこと、あるいは河床の形状により流れの方向が変わりダム法先が侵食されたためだと考えられた。

現地実験の再現計算を行った。天然ダムの越流決壊モデルにより、天然ダムの流出流量、越流流れの水面幅の時間的な変化を概ね再現できた。しかし、堪水位の計算値については、実験値と違いが大きい部分もありその要因は、計算においてダム堤体や溪岸への浸透による流出を考慮していないためであると考えられた。また、Case3において流出ピーク流量の実験値が計算値よりも大きくなった理由は、計算モデルにおいてCase3で発生した縦断的な崩壊を考慮しておらず、それによる流路の急激な拡幅を再現できなかったためだと考えられた。そのため、横断的な側岸崩壊を考慮するのに加えて、縦断的な崩壊を考慮できるように計算モデルを改良する必要があると考えられた。

第5章では、天然ダムの流出ピーク流量について考察を行った。水路実験結果より、流出ピーク流量はダム高さや流入流量に影響を受けることがわかったので、それらの量を無次元化して整理した。その結果、流出ピーク流量はダム高さ、流入流量を用いた無次元量  $Q_p/Q_m$ ,  $H_d/h_{cqm}$ ,  $H_d/h_{qm}$  により、ある程度推定できることが分かった。しかし、検討例が未だ十分ではないので、今後さらなる検討が必要と思われる。

以上のように、本研究では天然ダムの越流決壊モデルを提案した。提案したモデルは、水路実験と現地実験の結果とを比較し検証した。その結果、越流決壊時の流出ハイドログラフ、侵食形状を概ね再現でき、モデルの有用性が示されている。しかし、天然ダムの形状、材料（土砂の粒径、性質）及び決壊の仕方は様々あり、そのような条件で適用可能なのか、今後、更なる研究が必要である。

## 謝辞

本論文の執筆を進めるにあたり，懇切丁寧なご指導とご高配を賜りました立命館大学工学部教授里深好文先生に心より感謝し，厚くお礼申し上げます．先生には，理工学研究科博士課程後期課程への門戸を開いて頂くとともに，数値解析，実験の手法など至るところで多大なご指導をいただきました．また，研究面だけでなく，先生は研究室に度々お越しになつては楽しい話して下さい，楽しい研究生活を過ごすことができました．ここに重ねて感謝申し上げます．

立命館大学工学部教授深川良一先生には，本論文をまとめるうえで貴重なご指導，ご助言を頂くとともに，励ましのお言葉を頂きました．また，同大学工学部教授 John C. WELLS 先生には，日頃よりゼミなどで研究に関して貴重なご指導，ご助言を頂きました．両先生方にはお忙しい時期にもかかわらず，副査を引き受けて頂きましたことを，深く感謝いたします．

京都大学防災研究所准教授堤大三先生，助教宮田秀介先生には，天然ダムの現地実験に際し，便宜を図っていただくとともに，実験に関して多大なご協力を頂きました．心より感謝申し上げます．

三井共同建設コンサルタント株式会社の原田紹臣氏には，研究のまとめ方についてご指導，ご助言を頂きました．また，筆者なりにですが，研究への取り組み方を学ばせて頂いたと思っております．ここに感謝の意を表します．

立命館大学工学部流域デザイン研究室の博士課程後期課程の速見智氏には現地実験に際し，多大なご協力を頂きました．また，同学年ということもあり，大きな刺激を受けました．同研究室の博士課程前期課程の池田亮和氏には，天然ダムの水路実験や実験のデータ整理など，多大なご協力を頂きました．両氏に厚くお礼を申し上げます．

最後に，博士課程後期課程に進学する機会を与えてくれた両親に心から感謝いたします．