

土砂災害を発生させる現象の実態と解析

Characteristics and Numerical Analysis of Phenomena Which Causes Sediment Disaster

竹 林 洋 史
Hiroshi TAKEBAYASHI

1 はじめに (竹林, 2016)

2014 年の広島・南木曾・丹波, 2013 年の伊豆大島など, 短時間で高強度の豪雨によって発生した表層崩壊に起因した土石流・泥流による土砂災害が近年頻発している. 2014 年 8 月の広島市安佐北区, 安佐南区等で発生した局地的豪雨では, 75 名もの人命が失われた. IPCC のレポートによると, 地球温暖化に伴い気象特性が極端化することが予想されており, 平均降水量が変化しなくても短時間で高強度の豪雨の発生回数は増加することが予想されている. 表層崩壊に起因した土石流・泥流は, 降雨継続時間が短くて総降水量が小さくても, 降雨強度が高いと発生しやすい. そのため, 地球温暖化による気象特性の極端化によって表層崩壊に起因した土石流・泥流の発生回数が増加することが予想され, 土石流・泥流の動態の解析と解析結果にもとづいた効果的な対策が求められている.

土石流・泥流対策を実施する上で解析に求められる情報としては, 土石流・泥流の氾濫域, 流動深, 流速, 土石流/泥流による生産土砂量などであろう. 例えば, 土石流の土砂災害警戒区域の設定に用いられる土石流の氾濫域は, 土石流扇状地の上流端である土石流堆積開始地点を起点とした扇形の堆積域を想定し, 地盤勾配が緩やかになる地点を土石流氾濫範囲の下端としている. このような簡便な方法が用いられているのは, 土石流溪流が非常に多いことと, このような計算方法でもある一定レベルの精度で氾濫域が予測できるためである. しかし, 実際の土石流は, 氾濫域の建物や道路の影響を受け, より複雑な形状で堆積する. また, 2014 年に広島市安佐南区八木三丁目で発生した土石流は, 本川源頭部での発生から宅地に到達するまでの時間が 100 秒程度であり, 土石流(斜面崩壊)発生後に避難をする場合は, 土砂災害警戒区域の中の安全な場所の情報が必要である. このように, 土石流の土砂災害警戒区域内の住民にとっては, より詳細な土石流氾濫域の情報が必要である. 数値シミュレーションによる土石流・泥流の解析では, このような詳細な土石流・泥流氾濫域の情報を提供することが可能である.

また, 河岸・堤防の浸食, 局所洗掘, 河床上昇による氾濫など, 山地域だけでなく河川下流域でも土砂災害が発生する. 2011 年の紀伊半島南部の豪雨災害では, 那智川下流域で河岸浸食とともに JR 橋が落橋し, 三重県五郷町では橋梁周辺の迂回流によって河岸, 道路, 農地の土砂などが流出した. 2013 年の京都・滋賀水害では, 渡月橋で堰上げられた流れにより, 多くの土砂と流木を含む流れが氾濫するとともに, 迂回流によって中ノ島が浸食された. さらに, 2015 年は鬼怒川下流で堤防及び堤内地盤が浸食され, 多くの土砂を含む流れが氾濫した.

このような河川下流域の土砂災害は, 河川工学分野における基礎的な研究課題として, 古くから研究が実施されており, 近年では, 数値シミュレーションによる現象の再現により, 現象の特性を把握し, 土砂災害対策の立案に利用されている.

本講義ノートでは, まず, 平面二次元流れの土石流・泥流を対象とした河床変動解析の基礎方程式を示すとともに, 2014 年に広島市安佐南区八木三丁目で発生した土石流災害の現地調査結果を紹介するとともに, 平面二次元数値シミュレーションの結果を例にして, 土石流・泥流の数値シミュレーションによる解析技術と解析結果の利用方法について紹介する. 次に, 平面二次元流れの掃流砂・浮遊砂を対象とした河床変動解析の基礎方程式を示すとともに, 2011 年の紀伊半島南部の豪雨時に三重県五郷町で発生した迂回流による土砂災害の現地調査結果を紹介するとともに, 橋梁周辺で発生する迂回流による堤防・河岸浸食の平面二次元数値シミュレーションの結果を用いて, 迂回流による堤防・河岸浸食の特長と対策例について紹介する.

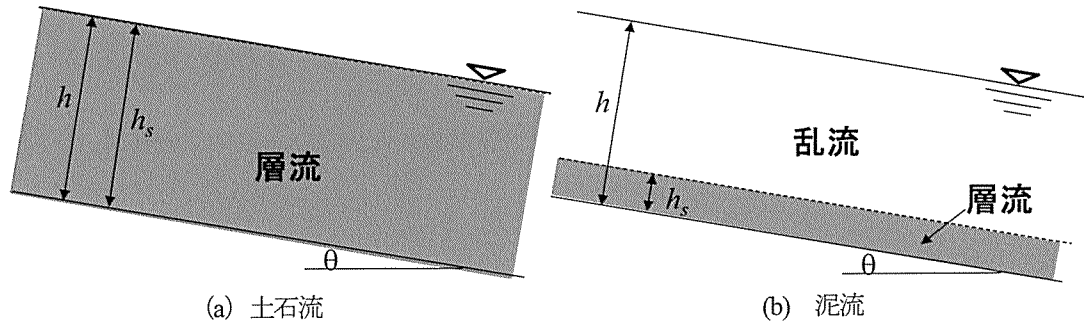


図-1 土石流と泥流

2 土石流・泥流を対象とした河床変動の解析方法

2.1 概説

土石流・泥流は、水と土砂が混合した固液混層流である。固液混層流は、水を液体、土砂を固体として扱う二層流体モデルと水と土砂の混合物を一つの流体として扱う一流体モデルが存在する。土石流・泥流の場合、非常に多くの土砂粒子が流体中に存在し、これら全てを固体粒子として扱う二層流体モデルは、計算負荷が非常に高く、工学的に実用性のある解析は条件が非常に限定される。そのため、ここでは、一流体モデルとして土石流・泥流の流れをモデル化する。急勾配の山地溪流を荒々しく流れる土石流は、非常に複雑な流れに見え、多くの方が土石流は乱流状態で流れていると考えているかもしれない。しかし、土石流中には流動深と同スケールの粒径の大きい砂礫が含まれているため、乱れが発達しにくく、流れ全体の特性は層流となる。一方、泥流の場合は、河床近傍においては土石流同様に層流域が形成されるが、流動深に対して土砂の粒径が小さいため、図-1に示すように層流域の上には乱流域が形成される。ここで紹介する解析モデルは、層流・乱流の二層の流れの状態で作成された泥流にも適用可能である。また、本解析モデルでは、微細土砂に水がある一定以上加わることにより、降伏応力が無視できるほど小さくなり、土砂が流動化するプロセスを考慮している。これについては、後述する。

2.2 支配方程式（江頭・佐藤・千代, 1994, 江頭・伊藤, 2004, 竹林, 2016）

従来の土石流の数値シミュレーションは、上流域は一次元モデルを用い、下流の土石流堆積域に平面二次元モデルを適用することが多い（和田・里深・水山, 2008）。しかし、このようなモデルでは支川からの土石流の扱いが別途必要となる。また、伊豆大島で見られたような尾根を土石流が超える場合の解析や土石流の流動幅の時間的な変化の評価が困難となる。そこで、本解析では全解析区間に平面二次元モデルを適用した。基礎方程式は以下のようなものである。

水及び土砂の混合物の質量保存則は以下のようなものである。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = \frac{E}{c_s} \quad (1)$$

ここに、 t は時間、 h は泥流の流動深である。 u と v は x と y 方向における速度成分、 c_s は静止堆積層の砂礫の堆積濃度、 E は河床の浸食速度であり、以下の式を用いる。

$$\frac{E}{\sqrt{u^2 + v^2}} = c_s \tan(\theta - \theta_e) \quad (2)$$

ここに、 θ は流動方向の河床勾配であり、以下の関係がある。

$$\sin \theta = \frac{u \sin \theta_x + v \sin \theta_y}{\sqrt{u^2 + v^2}} \quad (3)$$

ここに、 θ_x は x 方向の河床勾配、 θ_y は y 方向の河床勾配である。 θ_e は水及び土砂の混合物中の鉛直平均土砂濃度 $\bar{c}$ に関する流動方向の平衡河床勾配であり、図-1のように、水と土砂の混合物に対して河床近傍に層流域、その上に乱流域を有する二層流を考えると、以下の関係が得られる。

$$\tan \theta_e = \frac{(\sigma/\rho - 1)\bar{c}}{(\sigma/\rho - 1)\bar{c} + 1} \frac{h_s}{h} \tan \phi_s \quad (4)$$

ここに、 ϕ_s は土砂の内部摩擦角である。流体中の土砂の質量保存則は以下のである。

$$\frac{\partial \bar{c}h}{\partial t} + \frac{\partial \bar{c}hu}{\partial x} + \frac{\partial \bar{c}hv}{\partial y} = E \quad (5)$$

運動量保存則は以下のである。

$$\frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial hu u}{\partial x} + \frac{\partial huv}{\partial y} = -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - \frac{1}{\rho_m} \frac{\partial P}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_m} \quad (6)$$

$$\frac{\partial hv}{\partial t} + \frac{\partial huv}{\partial x} + \frac{\partial hv v}{\partial y} = -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - \frac{1}{\rho_m} \frac{\partial P}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_m} \quad (7)$$

ここに、 g は重力、 z_b は河床位である。 P は圧力であり、静水圧近似を用いる。 ρ_m は以下の関係がある。

$$\rho_m = (\sigma - \rho) \bar{c} + \rho \quad (8)$$

ここに、 ρ は水の密度、 σ は土砂の密度である。 τ_{bx} と τ_{by} は x と y 方向における掃流力成分であり、以下のである。

$$\tau_{bx} = \left\{ \tau_y + \rho f_b (u^2 + v^2) \right\} \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} \quad (9)$$

$$\tau_{by} = \left\{ \tau_y + \rho f_b (u^2 + v^2) \right\} \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} \quad (10)$$

τ_y は降伏応力であり、本解析では以下の関係を用いる。

$$\tau_y = \left(\frac{\bar{c}}{c_*} \right)^{\frac{1}{2}} (\sigma - \rho) \bar{c} g h_s \cos \theta \tan \phi_s \quad (11)$$

f_b は抵抗係数であり、本解析では以下の関係を用いる。

$$f_b = \frac{4}{25} \left\{ k_f \frac{(1 - \bar{c})^{\frac{3}{2}}}{\bar{c}^{\frac{3}{2}}} + k_d \frac{\sigma}{\rho} (1 - e^2) \bar{c}^{-\frac{1}{2}} \right\} \left(\frac{h_s}{d} \right)^{-2} \quad (12)$$

$$f_b = \frac{C_{mv}}{8} \alpha^2 \left(1 - \frac{h_s}{h} \right) \quad \alpha = 0.37 \quad (13)$$

ここに、 $k_f=0.16$ 、 $k_d=0.0828$ 、 e は粒子の反発係数、 d は土砂の平均粒径である。河床位方程式は以下のである。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = -\frac{E}{c_*} \quad (14)$$

2.3 細粒土砂の流動化（江頭・宮本・竹林, 2016）

1984年の長野県西部地震による御岳崩壊では、水の供給がない地震により生じた崩壊土砂が高い流動性を有して流下し、その流動性の原因として相変化が挙げられた（芦田・江頭, 1985）。ここでは、細粒土砂の相変化に着目して崩壊土砂の流動性に関する解析を行い、これを通じて土石流・泥流の形成過程および土石流・泥流の規模の決定機構に関する考察を行う。

河床が土石流によって浸食されず、また土石流が河床に堆積しない河床勾配を土石流の平衡勾配と呼ぶ。土石流の平衡勾配は、次式によって評価される。

$$\tan \theta_e = \frac{(\sigma/\rho - 1) \bar{c}}{(\sigma/\rho - 1) \bar{c} + 1} \tan \phi_s \quad (15)$$

式(15)は、式(4)において、流れ全体が層流であるとして $h_s=h$ を代入したものである。式(15)は、土石流の移動方向の重力成分とクーロン摩擦力の釣り合い条件から求められる。同式の妥当性は、掃流砂から土石流にまたがる流れを対象として、砂礫及びガラスビーズを使った実験、ならびに土砂濃度の鉛直分布の解析によって確かめられている（江頭・芦田・矢島・高濱, 1989, 江頭・宮本・伊藤, 1997, Egashira, Miyamoto and Itoh, 1997, 伊藤・江頭・宮本,

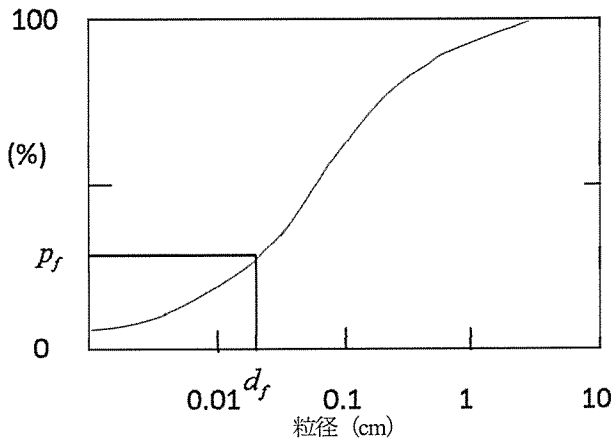


図-2 伊豆大島における崩壊土砂の粒度分布

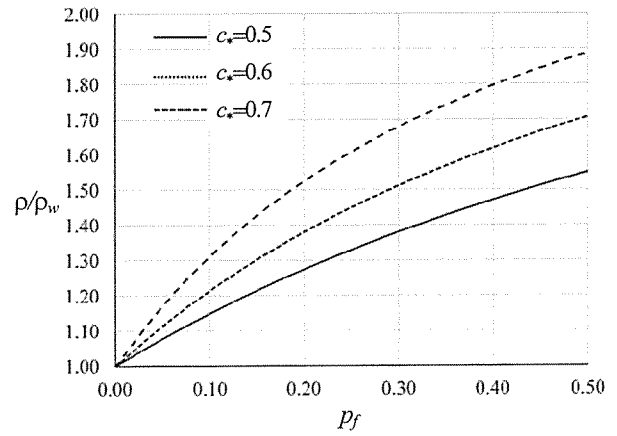


図-3 土石流における流体相の質量密度

2000).

ところで、式 (15) に基づいて現地の土石流の流動性を見ると、間隙流体の質量密度を水のものよりも大きくしないと土石流の停止・堆積現象を説明できないことが多い。そのため、便宜的に間隙流体の質量密度を大きくして流動性を高めて土石流の数値シミュレーションが行われている（中川・高橋・里深・川池，2001，2002，里深・水山，2005，Honda and Egashira，1997）。間隙流体の質量密度が増加する理由として、微細土砂が間隙水の乱れあるいは微細粒子間の電気化学的界面力によって浮遊していることが想定される（芦田・宮本・神田，1985，1986）。いずれにせよ、微細土砂が間隙水の質量密度を増加させるとすれば、間隙水の質量密度および土石流の流動性は次のようになっているはずである。伊豆大島における崩壊土砂の粒度分布を図-2 に示す（Egashira, Takebayashi, Sekine and Osanai, 2015）。ここに、 d_f は土石流や泥流において流体相として挙動する粒子径の上限値、 p_f は流体相として挙動する粒子径の含有率である。斜面表層を構成する土層の土砂濃度と間隙率の関係、および流体相として挙動する粒子の含有率と固相として作用する粗い土砂の含有率との関係は以下のようである。

$$c_s + \lambda = 1 \quad (16)$$

$$p_c + p_f = 1 \quad (17)$$

ここに、 λ は間隙率、 p_c は土砂のうち固相として作用する粗い成分の含有率である。間隙は水で飽和しているとする、斜面表層の土砂のうち流体として振る舞う成分 c_{fd} は、斜面土層の間隙と微細土砂成分の和で表される。一方、固体として振る舞う成分 c_{sld} は土粒子 c_s のうちの粗い成分だけとなるため、これらはそれぞれ以下ようになる。

$$c_{fd} = \lambda + p_f c_s = 1 - (1 - p_f) c_s \quad (18)$$

$$c_{sld} = p_c c_s = (1 - p_f) c_s \quad (19)$$

この時、流体相の質量密度は次式で与えられる。

$$\rho = \frac{1}{1 - (1 - p_f) c_s} [(1 - c_s) \rho_w + p_f c_s \sigma] \quad (20)$$

ここに、 ρ_w は水の質量密度である。図-3 は、流体相の密度と堆積物における微細砂の含有率の関係である。図には式 (20) を水の質量密度で基準化したものが示されている。このように、流体相の質量密度は崩壊土砂や渓床堆積物における微細砂の含有率と密接な関係があるので、現地調査に際してはこのことに留意する必要がある。

崩壊土砂が流動化しているとすれば、土石流の平衡勾配は、式 (15) の土砂濃度の項に固相として作用する粗い土砂の濃度を用いた次式で与えられる。

$$\tan \theta_e = \frac{(\sigma/\rho - 1) c_{sld}}{(\sigma/\rho - 1) c_{sld} + 1} \tan \phi_s \quad (21)$$

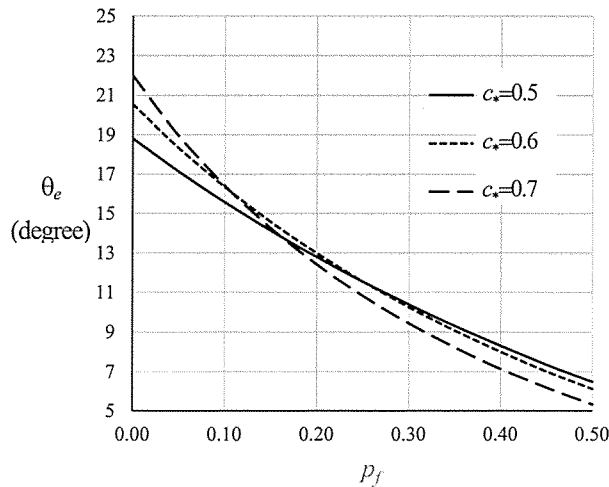


図-4 崩壊土砂に含まれる微細砂の含有率と平衡勾配の関係

式 (15) による平衡勾配は式 (19) より, c_* および微細砂含有率 p_f に依存することが明らかである. 図-4 に c_* をパラメータとした平衡勾配 θ_e と p_f の関係をしめす. 図より, 平衡勾配は微細砂の含有率が増加するに伴って顕著に減少することが分かる. ここに, $\rho_w = 1 \text{ g/cm}^3$, $\sigma = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $\phi = 37$ 度としている. $c_* = 0.6$, $p_f = 0.2 \sim 0.4$ ($c_{sd} = 0.48 \sim 0.36$) とすると, $p_f = 0.2$ のときの平衡勾配は 13 度, $p_f = 0.4$ のときは 8 度程度となる.

崩壊土砂に含まれる微細土砂が間隙流体として振舞うためには崩壊土砂が流動化していることが前提となる. 芦田・江頭・大槻 (1984) の式は, 実験及び現地データ (江頭, 1983) によってその適用性が調べられており, 崩壊土砂が流動化するために必要な移動距離を推定する上で有効と思われる. 同式は次のようである.

$$\frac{x_f}{h_l} \geq \frac{\alpha}{k} \left[\frac{\cos(\pi/4 + \phi/2) \tan \phi}{3\mu} + \frac{\sigma/\rho_w}{\mu c_* (\sigma/\rho_w - 1) \cos \theta} \frac{f_{c*}}{f_{c*}} \right] \quad (22)$$

ここに, x_f は流動化するために必要な移動距離, h_l は崩壊深, ϕ は崩壊土砂の内部摩擦角, μ は崩壊土砂と斜面の間の摩擦係数, f_{c*} は崩壊土砂の無次元粘着力で $f_{c*} = c_h / (\rho g h)$ (c_h は粘着力), θ は斜面勾配, α/k は流動化に関する限界ひずみに関わる係数であり, $\alpha/k = 37$ のように同定されている. なお, 式 (22) は, 境界摩擦力のなす仕事は崩壊土砂内部の塑性ひずみエネルギーのある閾値を越えたときに流動化するものとして定式化されている.

上式によれば, 非粘性性材料で $\mu = \tan \phi$ ($\phi = 37$ 度), $c_* = 0.6$, $\rho = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $\rho_w = 1 \text{ g/m}^3$ とすると, 流動化するための移動距離は $x_f/h = 5.5$ となり, 崩壊深の 5.5 倍程度の移動距離で流動化する. また, 粘着力が 2 キロパスカル程度の材料で構成される斜面では, 勾配 30 度のときに $x_f/h = 17$ 程度になる.

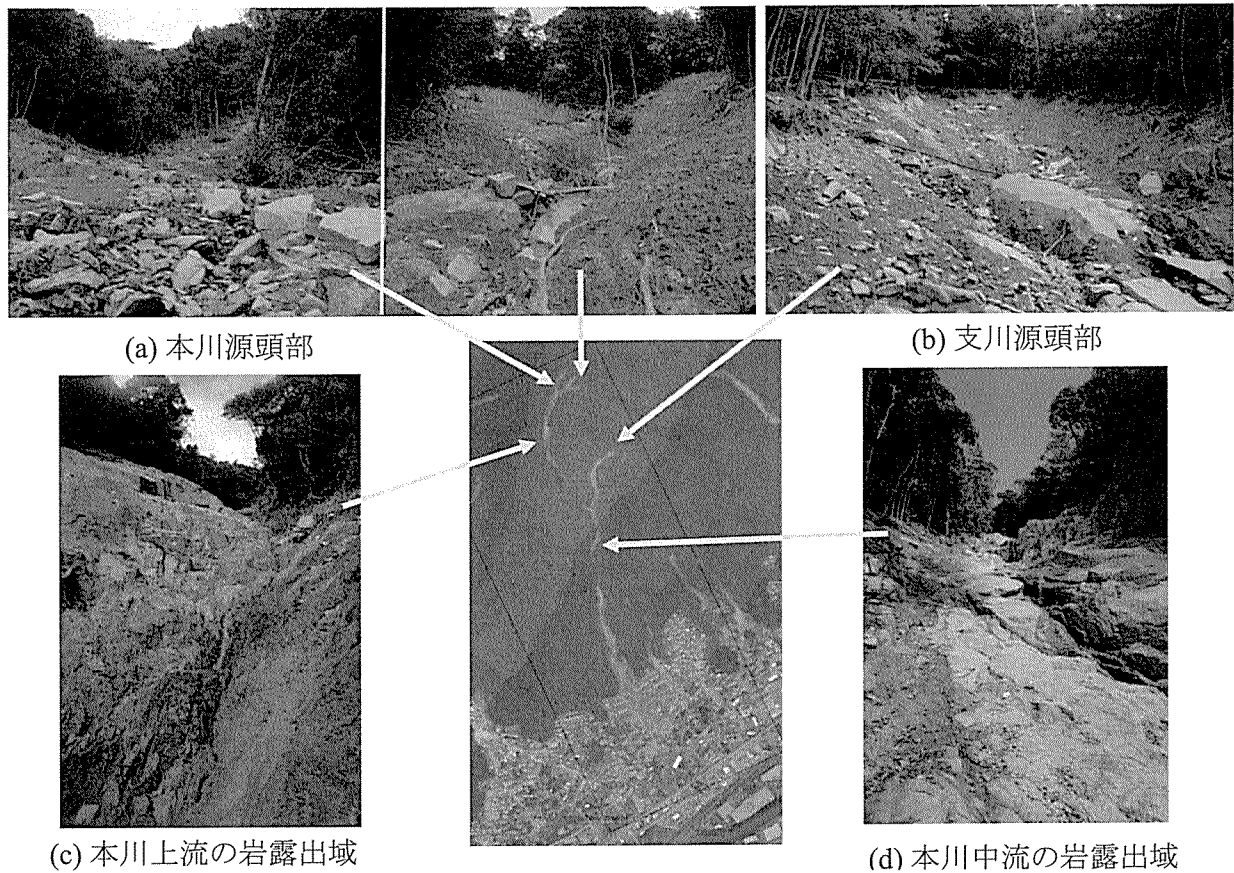
これらの解析に従えば, 新たな水の供給がなくとも流動化並びに微細土砂が流体相として挙動するために必要な条件, すなわち, 土塊がほぼ飽和状態にあること, 崩壊土砂の材料が流体相として挙動可能な微細土砂を含む粒度分布を持っていること, 流動化するための斜面長を持っていることが整えば, 崩壊土塊は流動化 (土石流化) し, かなりの緩勾配の領域まで到達する.

3 2014 広島市安佐南区八木三丁目の土石流 (竹林, 2016)

3.1 概要

2014 年 8 月 19 日から 20 日早朝にかけて, 広島市上空に線状降雨帯が形成され, 局所的な短時間豪雨が発生した. 豪雨が発生した地域の地質の多くは, 風化しやすい花崗岩で構成されている. また, 地盤勾配が非常に急であるとともに, 斜面下部に多くの宅地が存在している. そのため, 斜面崩壊に起因した土石流が発生し, 宅地が土石流によって被災して多くの人命が失われた.

本章では, 広島市安佐南区八木三丁目で発生した土石流について現地調査の結果を紹介するとともに, 第 2 章で紹介した平面二次元土石流数値シミュレーションの基礎方程式を用いた解析の結果およびその利用方法を紹介する.



図一5 広島市安佐南区八木三丁目の斜面崩壊跡と岩露出域（航空写真は、国土交通省中国地方整備局太田川事務所より提供。）



図一6 本川と支川の合流部

3.2 現地調査

図一5 に被災後の広島市安佐南区八木三丁目の様子を示す。図に示すように、少なくとも本川で3箇所、支川は途中で2つに分岐して、各支川で1箇所ずつ斜面崩壊が発生したものと推察される。また、河道内には岩が露出し、河床勾配が非常に急な領域があり、これらの領域からも斜面崩壊や表面浸食に起因した土石流が発生した可能性も考えられる。対象斜面の下の方には、広島花崗岩と呼ばれる風化しやすい岩と花崗岩が風化した真砂土が分布している（産業技術総合研究所）。標高の高い領域には、変成作用を受けて堅くなった岩も分布している（産業技術総合研究所）とされているが、現地を見る限り、標高の高い領域においても多くの真砂土が存在していた。広島花崗岩は風化しやすいため、土石流の流動によって浸食されやすい。また、節理も多く入っており、岩の中では比較的透水性が高い。そのため、不安定土砂に加えて、土石流の通過によって花崗岩や変成岩が破壊されて土石流に取り込まれ、土石流の規模をさらに大きくしたと考えられる。

図一6 に本川と支川の合流部の被災後の様子を示す。合流点直下流の右岸（西側）は基岩が露出しており、支川からの土石流によって河岸が浸食されたことがわかる。一方、合流点直下流の左岸（東側）は、本川からの土石流の浸食を受けたと思われるが、斜面の表面に土砂が堆積していることがわかる。河道湾曲部では外岸が浸食され、内岸には土砂が堆積することを考えると、最後の土石流は支川から流出してきたと考えられる。



図一7 支川の合流部

図一7に二つの支川の合流部の被災後の様子を示す。西側の支川の土石流の規模の方が、東側の支川の土石流の規模よりもかなり大きかった。また、西側の支川の土石流の堆積物が東側の支川の流れによって浸食されているため、西側の土石流が先に発生し、その後に東側の土石流が発生したものと考えられる。

図一8に8月25日に撮影された被災後の住宅地の様子を示す。溪流の出口付近の住宅地には、鉄筋コンクリート製の県営住宅と多くの木造家屋が存在していたが、溪流に沿った領域の木造家屋の多くが流出していた。一方、県営住宅の一部には土石流が衝突しているが、建物の形状が変形するような損傷は受けていなかった。しかし、土石流は窓ガラスを割って室内にも流れ込んだため、県営住宅の居住者も被災した。土石流は横断的にはあまり広がらず、道路や建物と建物の間に沿って斜面下方に比較的直線的に流下したようである。

3.3 解析条件

本解析では土石流は斜面崩壊を発端として発生するものとした。斜面崩壊の場所は、本川中流部、本川源頭部、支川源頭部の3箇所を想定し、各1回ずつ崩壊が発生するものとした。これは、災害発生直後における土木学会・地盤工学会の調査や住民の証言によって、大きく3回の土石流が宅地に流れ込んだことが確認されているためである（土木学会・地盤工学会，2014）。崩壊の発生時刻は不明であるが、現地調査の結果によると、支川からの土石流が本川の土石流よりも後に発生している可能性が高い。そのため、本川中流部と本川源頭部で斜面崩壊は同時刻に発生するとし、本川上流からの土石流が本川と支川の合流点を通過した時刻に支川上流端の崩壊が発生するものとした。崩壊の大きさは、現地の調査の結果を参考にして数種類を検討したが、宅地に流入する土石流の特性にはほとんど影響を与えなかった。これは、斜面崩壊による流出土砂量よりも流下しながら河床や河岸から土石流に取り込まれる土砂量の方が圧倒的に多いためである。また、家屋を考慮した解析と家屋を無視した解析を行った。家屋は被災後に残存したもののみを考慮し、全壊したものは考慮していない。家屋は、不透過で非越流の構造物として扱った。

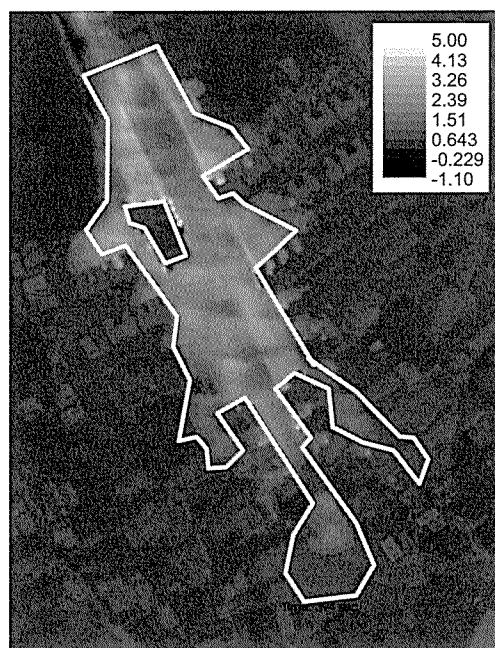
初期地形は、国土交通省によって2009年に計測された1m解像度のDEMを用いた。解析格子は、家屋や道路の平面形状を評価するために2mとした。

3.4 結果と考察

図一9に解析後の地盤高さの変化量の平面分布と被災後の写真や映像から得られた粒径の大きい岩石の平面分布を示



図一8 住宅地の様子（ルーチェサーチ撮影）



図一9 数値解析による地盤高さの変化の平面分布（コンター）と現地での粒径の大きい岩石の平面分布（白実線枠）

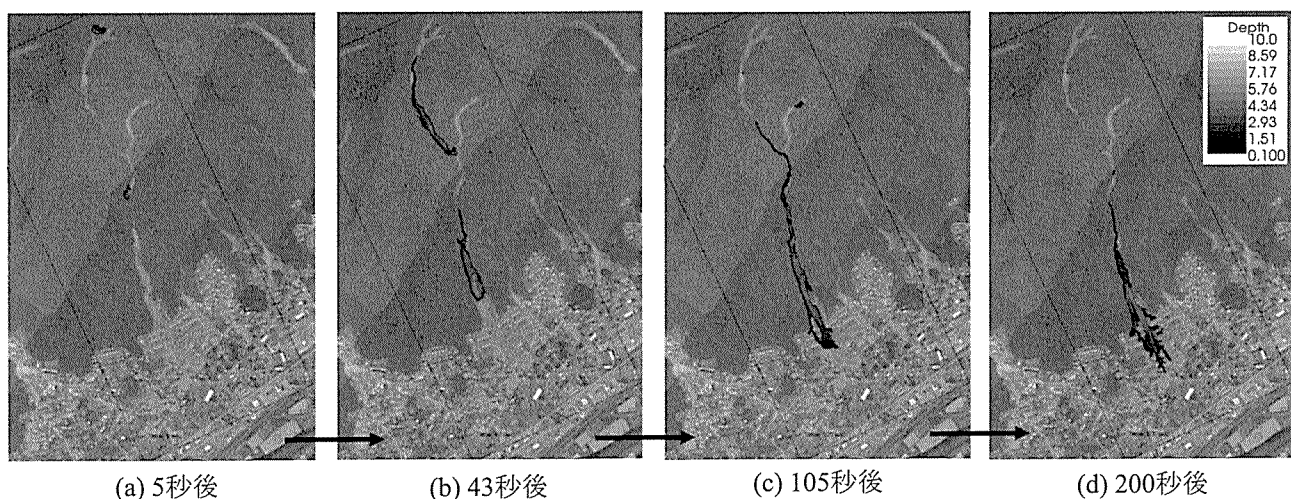


図-10 流域全体の土石流の深さの時空間的な変化

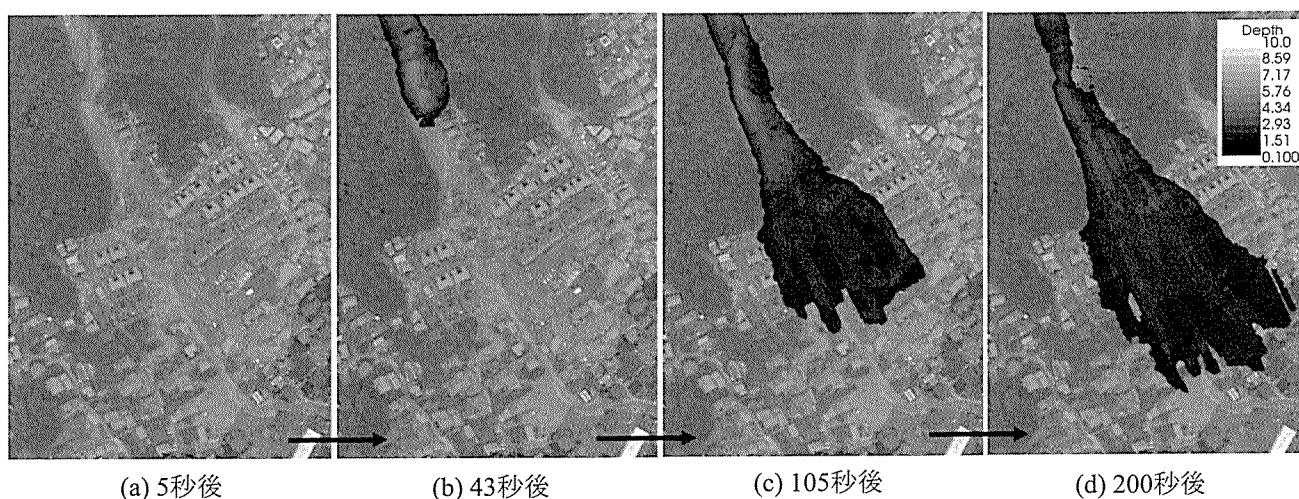


図-11 家屋を考慮していない場合の住宅地の土石流の深さの時空間的な変化

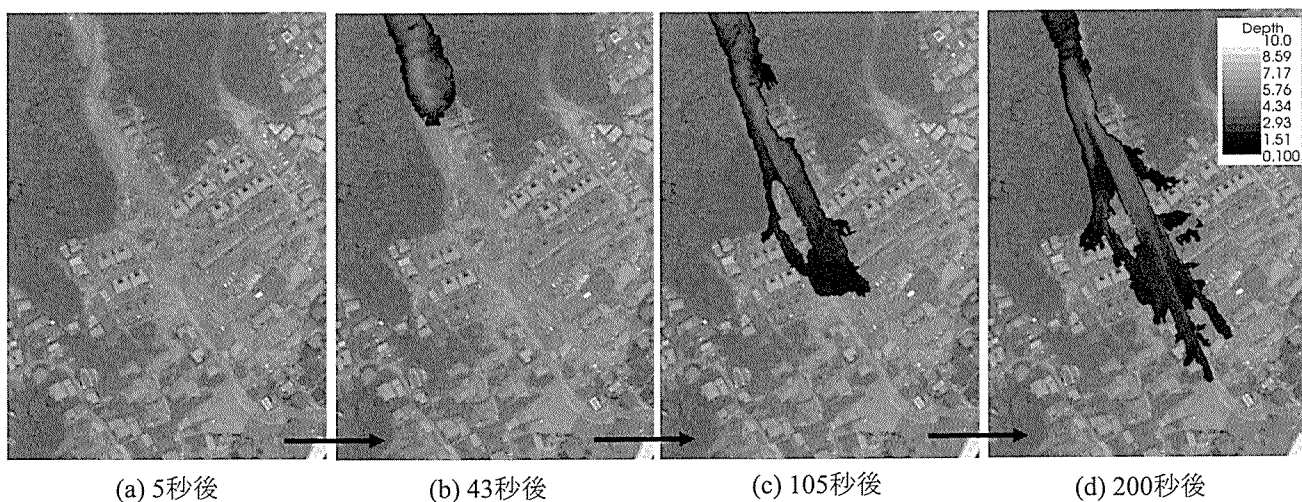


図-12 住宅地の土石流の深さの時空間的な変化

す。図に示すように、解析結果は粒径の大きい岩石の平面分布とほぼ一致していることがわかる。これは、本解析が土石流の発生・流動・堆積過程に関する数値シミュレーションであり、土石流による土砂が堆積した後に降り続いた豪雨による粒径の細かい土砂の浸食を対象としていないためである。本結果より、土石流発生から土石流が宅地に堆積した直後までの現象に対しては、本解析モデルによってある一定レベルで評価が可能である。

図-10 に流域全体の土石流の深さの時空間的な変化を示す。土石流（斜面崩壊）発生直後は土石流の規模は非常に小さいが、時間とともに大きくなり、宅地に流れ込んだ時点では非常に大きくなっていることがわかる。つまり、土石

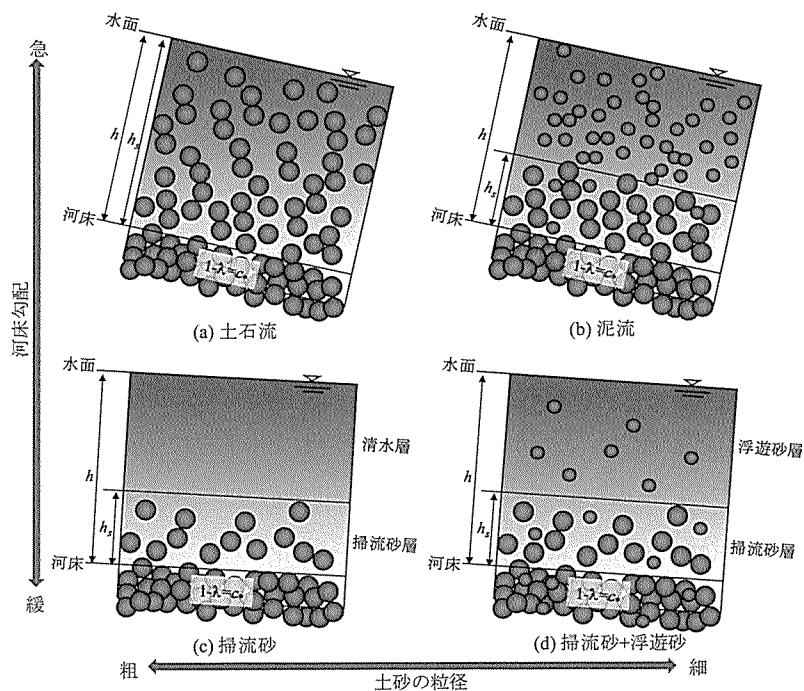


図-13 土石流、泥流、掃流砂、浮遊砂の関係

流氾濫域に流入する土石流の規模の予測においては、土石流の発達プロセスの評価が重要であることがわかる。また、このような発達プロセスを考慮すると、砂防ダムの規模と建設場所の関係が容易にわかる。例えば、上流域に砂防ダムを建設する場合は小規模の砂防ダムで土石流を停止させることができる。よって、数値シミュレーションを実施することによって、建設の容易さや建設予算に見合った最適な砂防ダム建設場所の決定が可能である。

数値シミュレーションモデルでは、土石流の流速、深さ、土石流の到達時間の計算結果も得られる。本解析では、溪流における土石流の平均速度は約 9m/s であり、宅地に流れ込んだ時点では約 8m/s であった。3つの崩壊地のうち、本川源頭部で発生した土石流でも 96 秒で宅地に到達している。土石流の発生した時刻が午前 3 時～4 時であり、一般には睡眠中の時間帯であることと、屋外で高強度の雨が降っていたことを考え合わせると、土石流発生時点で土石流発生の連絡があったとしても遠方の避難所などへの避難は困難であることがわかる。

図-11 に家屋を考慮していない場合の住宅地での土石流の深さの時空間的な変化を示す。土石流は扇形に広く薄く流れており、典型的な土石流扇状地を形成していることがわかる。図-12 に家屋を考慮した場合の住宅地での土石流の深さの時空間的な変化を示す。土石流は家屋の上流域に土砂を堆積させるため、家屋に土石流が衝突しても横に大きく広がることはなく、斜面下方に伸びている道路や家屋と家屋の間を比較的直線的に下流に流下していることがわかる。これは、今回の土石流は比較的大きな粒径の岩石が含まれているとともに、地盤の勾配が非常に急な地域に宅地が建設されているためと考えられる。そのため、家屋を考慮しない場合と異なり、家屋の下流域など、土石流が流動してこない安全な領域が存在することがわかる。土石流は非常に破壊力が強く、本地域でも木造家屋が破壊された。しかし、鉄筋コンクリート造りの県営住宅は、土石流が衝突しているにもかかわらず倒壊していない。つまり、避難所への避難が困難な場合は、直ぐ近くの鉄筋コンクリート構造物の下流域などへの避難が非常に有効であり、このように、各家屋の形状を考慮した上での氾濫域の予測は、数値シミュレーションを実施することによって得られる。

4 掃流砂・浮遊砂を対象とした河床変動の解析方法

4.1 概説

図-13 に土石流・泥流と掃流砂・浮遊砂との関係を示す。土石流と掃流砂の基本的な力学特性は同一であり、勾配が急で土砂が水面まで到達し、河床から水面まで層流域が形成されていると土石流と呼ばれ、勾配が緩やとなり、土砂の輸送領域が河床近傍に限定されるときに掃流砂と呼ばれる。河床材料の粒径に細かいものが含まれないときは、掃流砂層の上に乱れた清流域が形成される。土砂に細かいものが含まれ、掃流力が大きいときは、浮遊砂が発生する。浮遊

砂層は掃流砂層の上の乱流域に形成され、河床材料との交換が行われるが、河床とのコンタクトは掃流砂よりも少ない。泥流は、粒径が細かく河床勾配が急なときに形成され、水面付近において乱流状態であるとともに土砂濃度も高い。

掃流砂・浮遊砂が形成された流れは、土石流・泥流による流れに比べて土砂濃度が低いため、簡単のため、一般には水の流れと土砂の流れを別々に取り扱う。つまり、流水中の土砂の体積などは無視し、流砂の影響は河床変動を通じて流れに影響を与えるものとする。

4.2 支配方程式 (Takebayashi and Okabe, 2009)

河道平面線形は一般に曲線であり、時間的に変化するため、境界適合型の解析格子が用いられるとともに、基礎式は移動一般座標系で記述される (Nagata, Hosoda and Muramoto, 2000)。ただし、日本の河川の多くは、堅固な堤防を有するため、解析区間が時間的に変動することはほとんど無い。また、本講義ノートで示す解析は直線河道を対象とした解析であるため、解析格子の時間変化を無視し、デカルト座標系で示された平面二次元河床変動解析の支配方程式を示す。

流れの質量保存則は、以下のようになる。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = 0 \quad (23)$$

ここに、 t は時間、 z は水位、 h は水深、 u と v は x と y 方向における水深平均の流速成分である。

流れの運動量保存則は以下のようである。

$$\frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial hu u}{\partial x} + \frac{\partial huv}{\partial y} = -gh \frac{\partial h + z_b}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + \frac{\partial h \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yx}}{\partial y} \quad (24)$$

$$\frac{\partial hv}{\partial t} + \frac{\partial huv}{\partial x} + \frac{\partial hv v}{\partial y} = -gh \frac{\partial h + z_b}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + \frac{\partial h \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial h \sigma_{yy}}{\partial y} \quad (25)$$

ここに、 g は重力、 τ_x と τ_y は流下方向と横断方向の剪断力であり、以下のように、河床面近傍の速度ベクトルを用いて算定されている。

$$\tau_x = \tau_b \frac{u_b}{\sqrt{u_b^2 + v_b^2}}, \quad \tau_y = \tau_b \frac{v_b}{\sqrt{u_b^2 + v_b^2}} \quad (26)$$

$$\tau_b = \rho u_*^2 \quad (27)$$

$$u_*^2 = \frac{n_m^2 g}{R^{1/3}} (u^2 + v^2) \quad \text{or} \quad u_*^2 = \frac{u^2 + v^2}{(6 + 2.5 \ln(h/k_s))^2} \quad (28)$$

ここに、 u_* は摩擦速度であり、 n_m はマンニングの粗度係数である。 R は径深、 k_s は代表粗度高さである。(11)式の抵抗則は、実河川での現象を対象とした解析ではマンニング則が用いられ、水路実験での現象を対象とした解析では対数則が用いられることが多いようである。 u_b と v_b は流下方向と横断方向の河床面近傍の流速であり、水深平均流れの流線の曲率により、以下のように算定されている。

$$u_b = u_{bs} \cos \alpha_s - v_{bs} \sin \alpha_s \quad (29)$$

$$v_b = u_{bs} \sin \alpha_s + v_{bs} \cos \alpha_s \quad (30)$$

$$u_{bs} = 8.5 u_* \quad (31)$$

$$v_{bs} = -N_* \frac{h}{r} u_{bs} \quad (32)$$

ここに、 $\alpha_s = \arctan(v/u)$ 。 N_* の値は多くの研究者により提案されており (Zimmermann, 1977), 7.0 程度の値をとる (Engelund, 1974)。 r は水深平均流れの流線の曲率であり、以下の関係より予測されている (Shimizu, and Itakura, 1991)。

$$\frac{1}{r} = \frac{u \left(u \frac{\partial v}{\partial x} - v \frac{\partial u}{\partial x} \right) + v \left(u \frac{\partial v}{\partial y} - v \frac{\partial u}{\partial y} \right)}{(u^2 + v^2)^{3/2}} \quad (33)$$

σ_{xx} , σ_{yy} , τ_{xy} と τ_{yx} は乱流応力であり、例えば、以下のような関係により予測する。

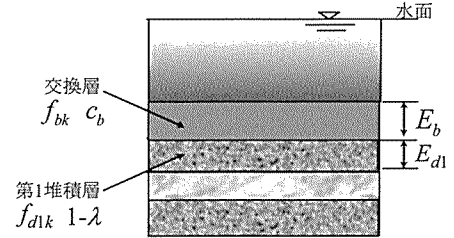
$$\sigma_{xx} = 2\nu \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \sigma_{yy} = 2\nu \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \tau_{xy} = \tau_{yx} = \nu \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (34)$$

$$\nu = (\kappa/6) u_* h \quad (35)$$

ここに、 ν は渦動粘性係数である。

数値解析実行時は、安定な解を得るため、水深が河床材料の平均粒径以下となったときは、運動方程式中の圧力項と剪断力項以外の項を無視する（長田，1999）。

河床・河岸材料は、一般に粒度を有する混合砂である。混合砂の取り扱い、一様砂の取り扱いを援用した方法による（芦田・道上，1972）。つまり、粒度分布をいくつかの粒径階に分け、各粒径階内での粒度は一様とし、粒径階ごとに流砂量などを求める。このとき、各粒径階の土砂の存在率を粒径階ごとの流砂量に乘し、これらの線形和を全体とする。さらに、図-14 に示すように鉛直方向に土層を設定し、各層ごとの粒度を計算する。交換層と第1堆積層の粒径階ごとの質量保存則は、以下のようなものである（Takebayashi, Egashira, and Okabe, 2003）。



図—14 交換層の概念図

$$\frac{\partial}{\partial t} (c_b E_b f_{bk}) + (1-\lambda) F_{bk} \frac{\partial z_b}{\partial t} + \left(\frac{\partial q_{bzk}}{\partial x} + \frac{\partial q_{byk}}{\partial y} + w_k (c_{sbek} - c_{sbk}) \right) = 0 \quad \begin{cases} F_{bk} = f_{d1k}, \partial z_b / \partial t \leq 0 \\ F_{bk} = f_{bk}, \partial z_b / \partial t \geq 0 \end{cases} \quad (36)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (E_{d1} f_{d1k}) - F_{dk} \frac{\partial E_{d1}}{\partial t} = 0 \quad \begin{cases} F_{dk} = f_{d1k}, \partial z_b / \partial t \leq 0 \\ F_{dk} = f_{bk}, \partial z_b / \partial t \geq 0 \end{cases} \quad (37)$$

ここに、 E_b は交換層厚さ、 f_{bk} は交換層内の粒径階 k の存在率、 f_{d1k} は交換層底面から m 番目の堆積層内の粒径階 k の存在率、 c_b は交換層内の土砂濃度である。一般には、河床面を交換層上面に設定するため、交換層内の土砂濃度 c_b は静止堆積濃度が想定され、河床の空隙率 $1-\lambda$ が用いられる。さらに、交換層厚さ E_b は、交換層内の土砂の 90%粒径程度の値が用いられている（芦田・江頭・劉，1991）。また、取り扱う現象のスケールによつては、砂河床に対して砂堆の波高を交換層厚 E_b として用いられる（関根，1993）。つまり、交換層上面を河床面と考えた場合、交換層厚さの物理的意味は薄れ、粒度を適切に予測できるように無理のない値を交換層厚さと考えて用いられているようである。一方、河床面を交換層下面に設定した場合、交換層は掃流砂層となり、交換層内の土砂濃度 c_b は、掃流砂の濃度となる。さらに、平衡交換層厚さ E_{be} は、掃流砂層厚さとなり、Egashira and Ashida (1992) を参考にすると以下のようなものである。

$$\frac{E_{be}}{d_m} = \frac{1}{c_b \cos \theta (\tan \phi - \tan \theta)} \tau_{*m} \quad (38)$$

ここで、 d_m は交換層内の土砂の平均粒径、 τ_{*m} は平均粒径に対する無次元剪断力である。交換層厚さ E_b は、河床に十分土砂が存在し、かつ全粒径の土砂が移動する条件では、平衡交換層厚さと等しくなるが、粗粒分などが限界掃流力以下の時は、平衡交換層厚さよりも薄くなる。 q_{bzk} と q_{byk} は x と y 方向における粒径階 k の掃流砂量成分であり、以下の式により得る（芦田・道上，1972，芦田・江頭・劉，1991，Kovacs and Parker, 1994）。

$$q_{bzk} = q_{bk} \cos \beta_k, \quad q_{byk} = q_{bk} \sin \beta_k \quad (39)$$

$$q_{bk} = \frac{17\rho u_*^3}{(\sigma - \rho)g} \left(1 - \sqrt{K_c} \frac{u_{*ck}}{u_*} \right) \left(1 - K_c \frac{u_{*ck}^2}{u_*^2} \right) f_{bk} \quad (40)$$

ここに、 u_* は有効摩擦速度である。有効摩擦速度とは、流砂量算定において有効となる摩擦速度であり、全摩擦速度から砂堆下流などの後流や植生抗力などによる摩擦速度を差し引いたものである。砂堆下流の後流の影響を考慮した有効摩擦速度の算定式は、多くの研究者により提案されており、芦田・道上 (1972) によるものを示すと以下のようなものである。

$$u_*^2 = \frac{u^2 + v^2}{\left(6 + 2.5 \ln \frac{h}{d_m (1 + 2\tau_{*m})} \right)^2} \quad (41)$$

u_{*ck} は粒径階 k の限界摩擦速度であり、粒子の遮蔽効果を考慮した以下の関係がよく用いられる (Egiazaroff, 1965, 芦田・道上, 1972)。

$$u_{*ck}^2 = u_{*cm}^2 \left[\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} (19 d_k / d_m)} \right]^2 \frac{d_k}{d_m} \quad d_k / d_m \geq 0.4 \quad (42)$$

$$u_{*ck}^2 = 0.85 u_{*cm}^2 \quad d_k / d_m \leq 0.4 \quad (43)$$

ここで、限界摩擦速度とは、静止状態にある河床上の砂礫が運動を開始する摩擦速度である。平均粒径に対する限界摩擦速度は、岩垣式 (岩垣, 1956) 等の実験式により算定されており、0.05 程度の値である。

斜面上を土砂が輸送される場合、流砂ベクトルは河床近傍の流れのベクトルよりも斜面下方となる。さらに、限界掃流力も斜面上では異なる値となるため、これらの補正が行われている。一般には、長谷川による横断勾配の影響を考慮した式 (長谷川, 1981) が広く用いられているが、ここでは、縦横断勾配を有する斜面上を移動する一砂粒子の運動より得られた式 (芦田・江頭・劉, 1991, Kovacs and Parker, 1994) を示している。 K_c は河床の局所勾配の影響による補正関数であり、以下のものである。

$$K_c = 1 + \frac{\left(\frac{\rho}{\sigma - \rho} + 1 \right) \cos \alpha \tan \theta_x + \sin \alpha \tan \theta_y}{\mu_s} \quad (44)$$

ここに、 θ_x と θ_y は x と y 方向における局所河床勾配である。これらの勾配は、以下のものである。

$$\theta_x = \arctan \left(\frac{\partial z_b}{\partial x} \right) \quad (45)$$

$$\theta_y = \arctan \left(\frac{\partial z_b}{\partial y} \right) \quad (46)$$

μ_s は静止摩擦角であり、 x 軸からの河床近傍流速の偏差角 α は以下のものである。

$$\alpha = \arctan (v_b / u_b) \quad (47)$$

粒径階 k の掃流砂ベクトルの x 軸からの偏差角 β_k は以下の関係より求める。

$$\tan \beta_k = \frac{\sin \alpha - \Pi \Theta_y (u_{*ck}^2 / u_*^2) \tan \theta_y}{\cos \alpha - \Pi \Theta_x (u_{*ck}^2 / u_*^2) \tan \theta_x} \quad (48)$$

$$\Pi = K_{ld} + 1 / \mu_s \quad (49)$$

$$\Theta_y = 1 / (1 + \tan^2 \theta_x + \tan^2 \theta_y) \quad (50)$$

$$\Theta_x = \Theta_y + \rho / (\rho_s - \rho) \cos^2 \theta_x \quad (51)$$

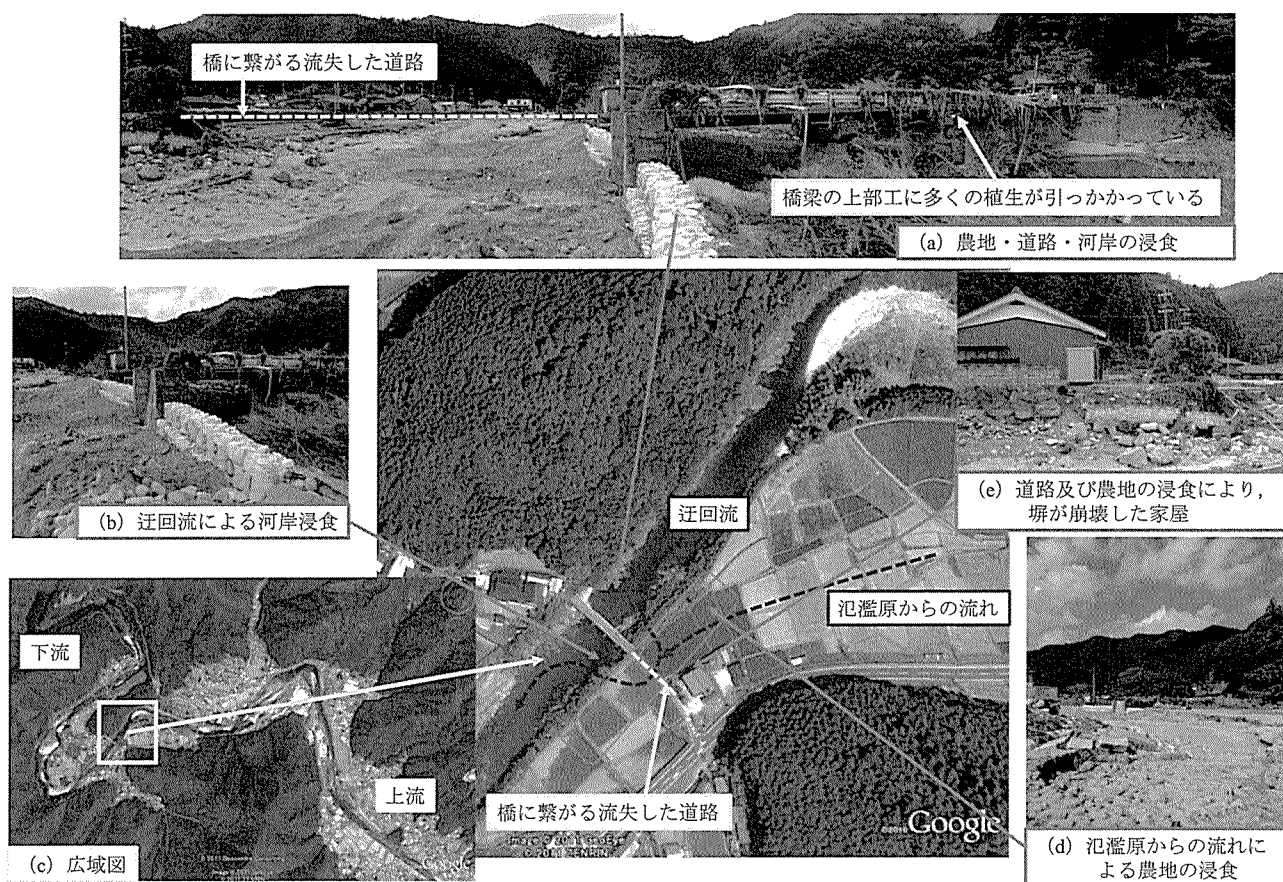
ここに、 $K_{ld} (\approx 0.85)$ は抗力と浮力の比である。

浮遊砂の沈降速度 w_{fk} は、以下の Rubey (1933) による式がよく用いられる。

$$w_{fk} = \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{sgd_k^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{sgd_k^3}} \right) \sqrt{sgd_k} \quad (52)$$

ここに、 s は砂の水中比重である。基準面高さにおける k 粒径階の平衡浮遊砂濃度 $c_{sbe k}$ も多くの研究者により提案されている (Itakura and Kishi, 1980)。ここでは、使用頻度が高く、且つ、計算が容易な Lane and Kalinske (1941) の式を示す。

$$c_{sbe k} = 5.55 \left(\frac{1}{2} \frac{u_*}{w_{fk}} \exp \left(\frac{-w_{fk}}{u_*} \right) \right)^{1.61} f_{bk} \quad (\text{単位: ppm}) \quad (53)$$



図一15 熊野市五郷町における迂回流及び氾濫原からの水の流れによる河岸・道路・農地の浸食

ここで、基準面高さとは、浮遊砂鉛直濃度分布形が決定した場合、絶対濃度を求めるための河床近傍濃度、つまり基準面濃度を推定する河床面からの高さである。基準面高さは、掃流砂層上面高さや水深の5%高さなどが提案されているが、精度の高い実験データに基づいて得られているとは言い難い（吉川，1985）。また、河川中・下流域のような水理条件では掃流砂層厚は非常に薄いため、河床位を基準面高さに近似した解析も行われている。

浮遊砂の鉛直濃度分布を指数分布と仮定すると、 k 粒径階の水深平均濃度 c_{sk} と基準面高さにおける k 粒径階の浮遊砂濃度 c_{sbk} の関係は以下のようなものである（Rouse, 1937）。

$$c_{sk} = \frac{c_{sbk}}{\beta_{sk}} \left(1 - e^{(-\beta_{sk})} \right), \quad \beta_{sk} = \frac{w_{fk} h}{D_h} \quad (54)$$

ここに、 D_h は鉛直方向の浮遊砂の拡散係数であり、簡単のため、一般には渦動粘性係数と同一の値を用いる。粒径階 k の水深平均浮遊砂濃度は、以下の浮遊砂の質量保存則より求める。

$$\frac{\partial hc_{sk}}{\partial t} + \frac{\partial hc_{sk} u}{\partial x} + \frac{\partial hc_{sk} V}{\partial y} = w_{fk} (c_{sbk} - c_{sbk}) + \frac{\partial}{\partial x} \left(h D_x \frac{\partial c_{sk}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h D_y \frac{\partial c_{sk}}{\partial y} \right) \quad (55)$$

ここに、 D_x と D_y は流下方向と横断方向の浮遊砂の拡散係数である。これらについても渦動粘性係数を用いる。

河床位方程式は、全ての粒径階に対する式 (36) の和より、以下のようなになる。

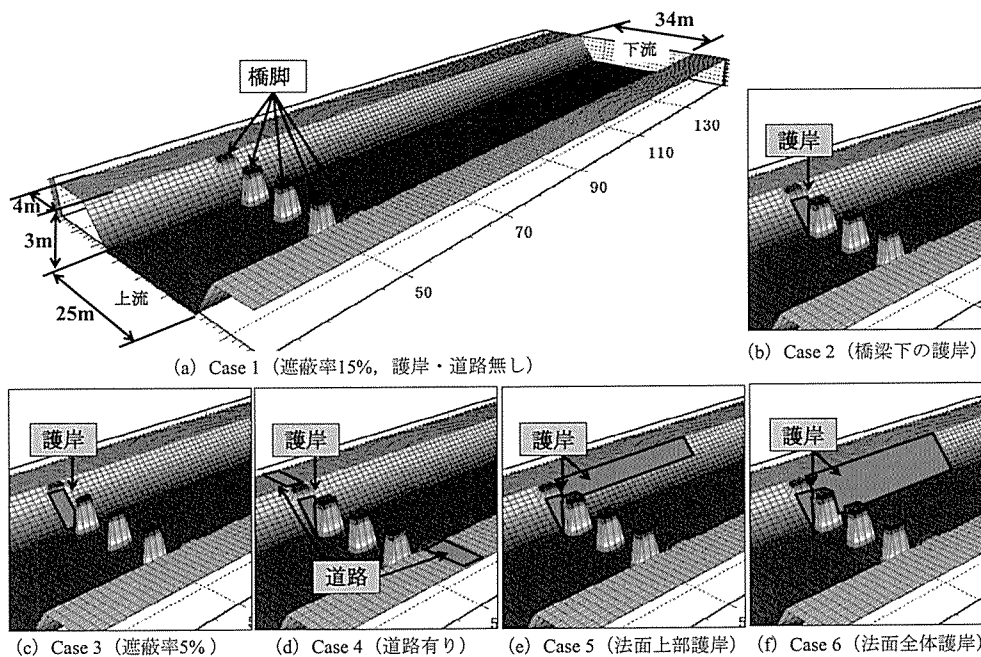
$$\frac{\partial c_b E_b}{\partial t} + (1 - \lambda) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \left(\frac{\partial}{\partial x} \left(\sum_{k=1}^n q_{bvk} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\sum_{k=1}^n q_{byk} \right) + \sum_{k=1}^n w_k (c_{sbk} - c_{sbk}) \right) = 0 \quad (56)$$

ここに、 n は粒径階の総数である。

河床・河岸材料は非粘着性材料と考えているため、局所河床勾配は安息角以上とはならない。そのため、局所河床勾配が安息角以上となる場合は、安息角となるように河床位を修正する（永瀬・道上・檜谷，1996）。

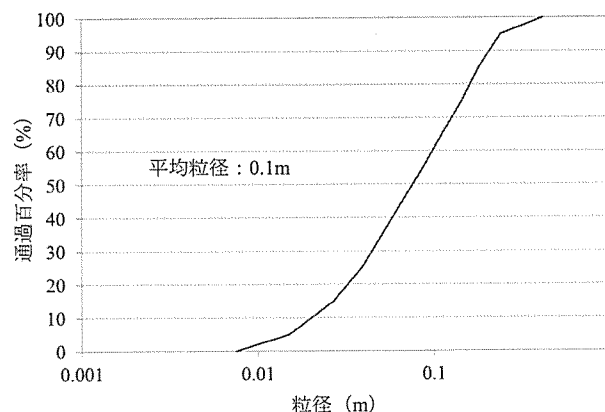
5 2011 年紀伊半島豪雨時に三重県熊野市五郷町で発生した橋梁周辺の迂回流による河岸・堤防の浸食（和田ら，2015）

5.1 概要



図一16 解析に用いた水路、橋梁、護岸、道路の条件 (Cases1~6)

非常にゆっくりとした速度で北上した台風 12 号により、2011 年 9 月 2 日頃から発生した豪雨に伴う河川氾濫および土砂災害は、紀伊半島南部に大きな被害をもたらした。河川氾濫や土砂災害は、新宮川水系や那智川など多くの場所で発生し、三重県熊野市五郷町では橋梁を迂回する迂回流及び氾濫原からの水の流れによって、河岸・道路・農地の浸食が発生した。本章では、三重県熊野市五郷町で発生した迂回流による土砂災害について現地調査の結果を紹介するとともに、第 4 章で紹介した平面二次元河床変動解析の基礎方程式を用いた解析の結果およびその利用方法を紹介する。



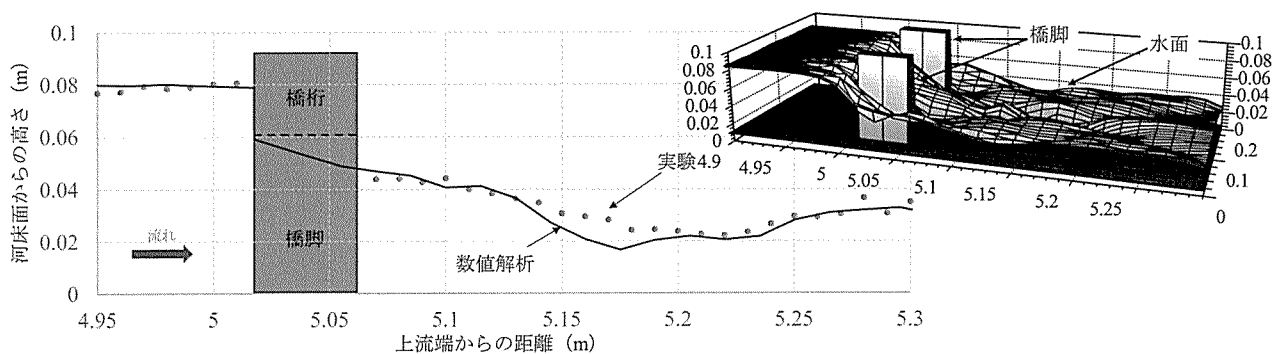
図一17 解析に用いた河岸材料の粒度

5.2 現地調査

図一15 に示すように、熊野市五郷町では橋梁の左岸側を迂回する迂回流及び氾濫原からの水の流れによる河岸・道路・農地の浸食が発生していた。橋梁は、北山川の支川の大又川に架かっており、七色ダムの上流に位置している。橋に続く浸食された道路の東の家屋の住民によると、9 月 4 日の午前 5 時頃、急激に浸食が発達したとのことである。また、午前 5 時の時点では、一面水浸しで避難は不可能な状態だったとのことである。広域図を見るとわかるように、被災地は、少し広い谷に形成された沖積平野の下流に位置し、谷が細くなっており、水が集中して流れにくくなる所である。橋梁の上部工には多くの植生が引っかかっており、増水した水が橋桁に到達していたと考えられる。

浸食のプロセスは、以下のように考えられる。つまり、(1) 谷が狭い場所の橋に多くの植生が引っかかり、水が上流の氾濫原に広くに貯留された、(2) 橋によって堰上げされた水が橋を迂回して橋の下流に流れ込んだ、(3) 迂回して下流河道に流れ込む流れが急勾配で河道に流れ込み、橋梁下流の左岸側の河岸を浸食した、(4) 橋梁下流の左岸側の河岸の浸食により、氾濫原に広く貯留されていた水が浸食された河岸の方向に流れ込んだ、(5) その結果、橋に続く道路が浸食され、橋と家屋の間の農地に水が集中して農地を浸食した、(6) 堤内地の農地の浸食と川からの迂回流により、橋上流左岸側の河岸が浸食された。

2011 年紀伊半島南部の災害では、橋梁に関連した災害を多く見かけた。一般に、橋梁の上部工は計画高水位よりも高い所に位置しており、上部工による流水の障害を考慮した河川流の解析は一般には実施しない。また、橋脚による堰上げについても、流水を障害する断面が規定以下であると、河川流の解析では橋梁を考慮しないことが多い。しかし、今



図—18 実験と数値解析の水面形の比較 (Case 0, 鳥瞰図では橋桁は示していない)

回の出水のように、計画高水位を越える流れが発生すると、橋梁には流木や植生が引っかかり、河川の流れを大きく阻害するものとなり、洪水氾濫を助長する。また、橋梁そのものも大きなダメージを受ける。そのため、特に流下能力が小さい断面に位置する橋梁については、計画高水位を上回る場合の河川流の阻害の程度を事前に把握し、洪水氾濫の予測に役立てることが重要と考えられる。また、落橋が発生すると災害復旧が大幅に遅れてしまうため、橋梁の設計サイドからも治水弱点部の橋梁や交通の要となっている橋梁については、河川の流れや地形特性を考慮した落橋対策を検討することが重要と考えられる。

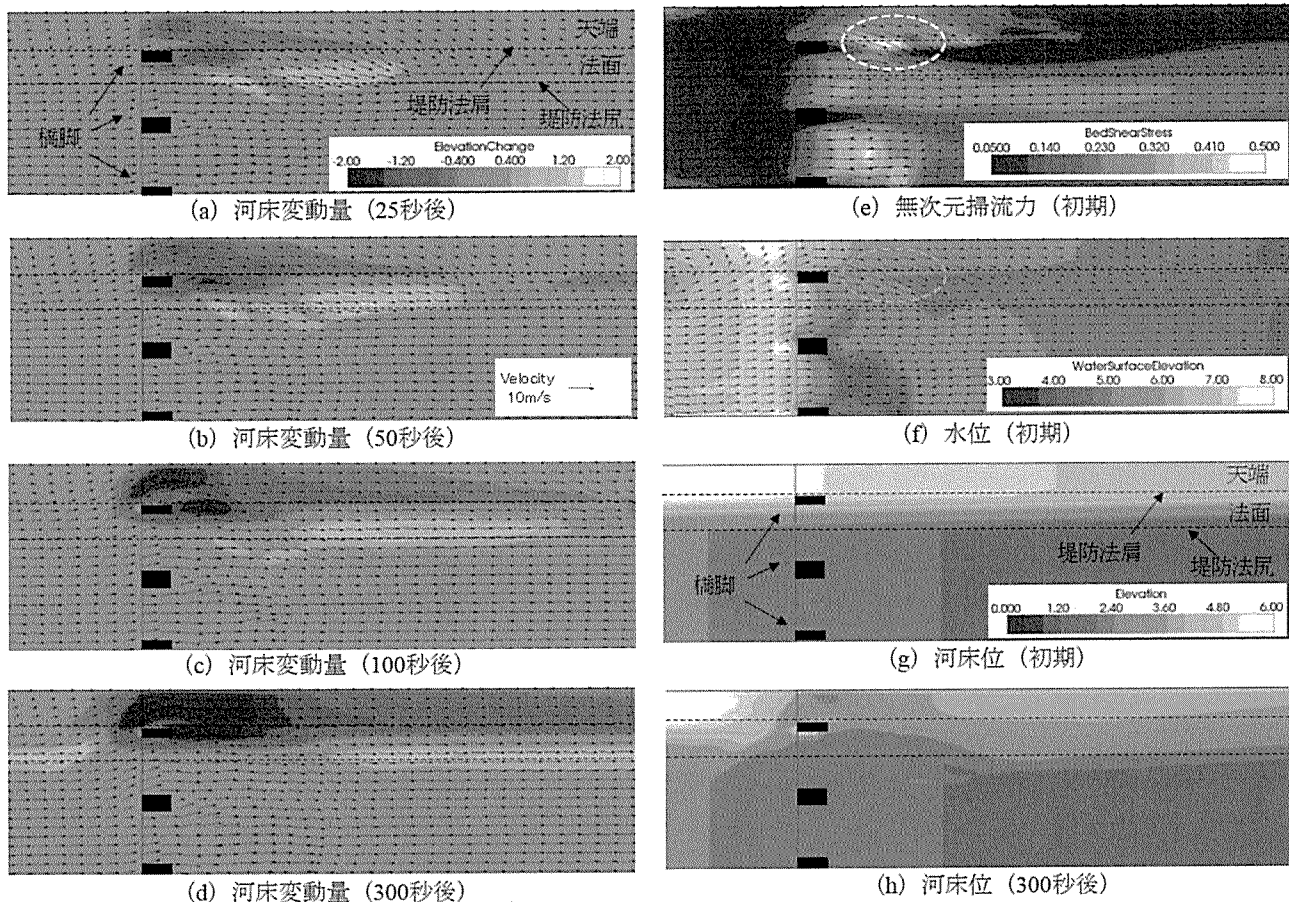
5.3 解析条件

解析条件は、前述の三重県熊野市五郷町の大又川の橋梁を想定した。図—16 に河道及び橋梁の幾何条件を示す。河道の幅は、両堤防の河道側の法肩間距離で34m、両堤防の河道側の法尻間距離で25mであり、堤防高さ3m、堤防天端幅4mの直線水路である。河道と反対側の法肩には、家屋などを想定して垂直壁が存在するとしている。河床勾配は0.015である。橋脚の数は5本であり、その内の2本は両堤防の法面上にある。橋脚の幅は2.5m、橋脚と橋脚の間隔は5.5mであり、断面遮蔽率は15%である。Case 1は天端のアスファルト舗装や法面の護岸は考慮していない。Case 2は橋梁の下堤防法面のみを護岸で防護している。Case 3はCase 2と同様の堤防の条件であるが、橋脚の幅を1.5mに細くし、断面遮蔽率を5%とした。Case 4は、橋梁下の護岸に加えて、橋梁に繋がる道路を設置した。Case 5は、橋梁下の護岸に加えて、堤防法面の上部のみに護岸を設置した。なお、護岸は橋梁下流域のみに流下方向に20mの長さで設置した。Case 6はCase 5と同様の条件であるが、堤防法面の下部も含めて護岸を設置した。なお、これらの護岸や道路は破壊・浸食されない固定床として取り扱う。上流からの給水流量は $600\text{m}^3/\text{s}$ の一定値とし、下流端の水位は、橋梁がない場における等流水深から得られる水位とした。初期条件は、これらの境界条件で定常場を形成したものである。河岸の土砂の粒度は図—17に示すような混合砂であり、平均粒径は0.1mである。なお、解析では迂回流による河岸の浸食プロセスのみを検討するため、両堤防の河道側の法尻間の河床は固定床とし、河岸から供給された土砂は堆積するが、初期河床位以下には浸食されないものとした。このような条件は、山地河川で岩が露出場所やコンクリート三面張りの中小河川など、非常に多く存在する。また、橋脚及び橋桁に水が衝突した流れ場の再現性を確認するために実験と同一条件のCase 0の解析も行った。

5.4 結果と考察

5.4.1 橋脚及び橋桁に水が衝突した流れ場の解析

図—18に、実験と数値計算によって得られたCase 0の水路中央における水位の縦断分布と計算によって得られた水面形の鳥瞰図を示す。なお、鳥瞰図では橋桁は示していない。図より、本解析モデルによって橋桁の上流側の面に流れが当たることによる橋梁上流域の堰上げ、橋梁下流域の水位低下を良く再現できていることがわかる。また、水位の平面分布の測定はできていないが、橋脚直下流での水位低下など、実験で観察された水面形状の平面的な分布特性も再現できている。これらの比較は、迂回流そのものの比較とはなっていないが、堰上げ水位が適切に再現されていることから、本解析のように迂回流による水の一部が側方へ流出しない場合は、迂回流の流量は適切に評価可能である。また、図—18に示したように、橋脚を迂回した直後の橋梁直下流の水位の平面分布特性が再現されていること、対象として



図—19 Case 1 の河床変動量，無次元掃流力，水位，河床位の平面分布

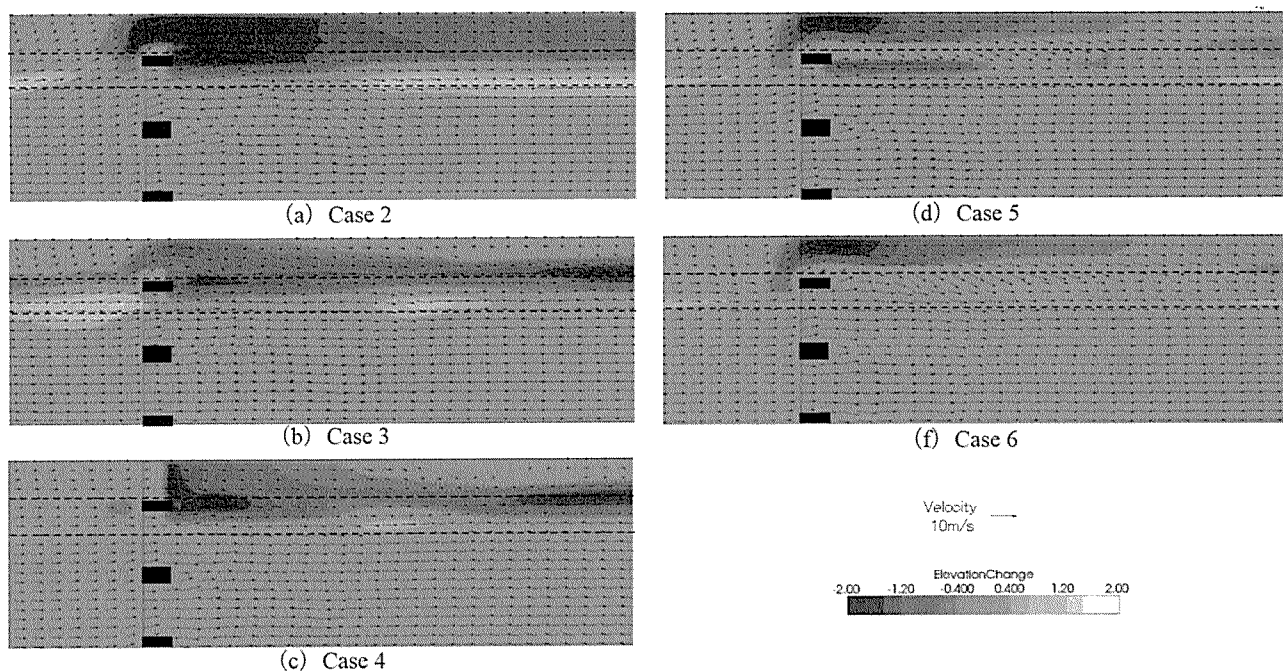
いる堤防の法面勾配が土砂の安息角より緩やかであるため迂回流による流れの三次元性は強くないことなどから，本モデルで橋桁を迂回する流れ場の再現もある一定レベルで可能と判断できる。

5.4.2 迂回流による河岸浸食プロセス

図—19 に Case 1 における河床変動量と水深平均流速ベクトルの平面分布の時間変化，初期の水位と無次元掃流力の平面分布，初期と 300 秒後の河床形状を示す。なお，図には橋梁断面周辺の左岸側半分のみを示している。図—19 (e) の破線の円で示すように，初期において堤防法肩の一部で無次元掃流力が大きくなっていることがわかる。流速ベクトルから，この地点は迂回流の主流が河道に戻る地点であることがわかる。また，水位の平面分布からわかるように，橋梁による疎通能力の減少による河道内の流量低下と橋梁上流端における水位上昇に起因した橋梁断面から下流域での流速の増加に伴って，橋梁直下流域では水位が低下している。一方，橋梁を迂回した流れは，堤防上を流れて水位低下した橋梁の下流域で河道に戻るため，図—19 (f) の破線の円で示すように，水面の横断勾配が大きくなり，無次元掃流力を大きくしていることがわかる。その結果，迂回流による河岸の浸食は，破線の円で示した橋梁下流域の堤防の法肩から発生し，時間とともに上流に進行していくことがわかる。そのため，堤防法肩の護岸の強度は，橋梁下流域で大きくすると迂回流による耐浸食性が高まると考えられる。また，本解析では平均粒径 0.1m の比較的大きい粒径の土砂を河岸材料として用いているが，わずか数分で橋梁周辺の河岸が完全に浸食されることがわかる。

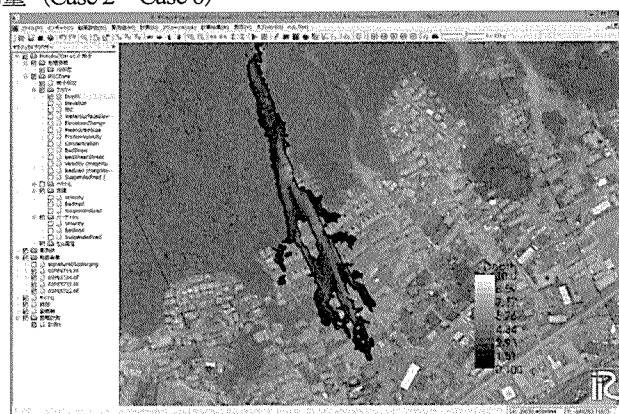
5.4.3 迂回流による河岸浸食対策

図—20 (a) に橋梁の下の堤防法面に護岸を設置した場合である Case 2 の 300 秒後の河床変動量を示す。法面上の橋脚周辺の浸食が無くなり，河岸浸食による橋脚の倒壊の危険は無くなっているが，迂回流による河岸浸食に大きな影響を与えていないことがわかる。図—20 (b) に橋脚による遮蔽率 5% である Case 3 における 300 秒後の河床変動量の平面分布を示す。Case 2 と比較すると，迂回流の流量が低下しているため，河岸浸食速度が大きく低下していることがわかる。図—20 (c) に橋梁に繋がる道路を考慮した Case 4 の解析結果を示す。図に示すように，道路は堤防の天端を横



図—20 300s後の河床変動量 (Case 2～Case 6)

断するように敷設されているため、迂回流による河岸浸食が橋梁断面及び橋梁上流へ進行することを抑制している。また、橋梁下流域の堤防の浸食量も大きく低下しており、橋梁に続く道路が迂回流による浸食の抑制に大きく寄与していることがわかる。なお、本解析では道路が破壊されないことを前提に計算を実施している。実現現象では、道路直下流の堤防の天端がある程度浸食されると道路も破壊し始めると考えられる。そのため、道路と堤防天端の境界部分に別途道路破壊対策を実施すれば、道路も破壊されず、迂回流による河岸浸食を大幅に抑制できると考えられる。なお、Case 3 と Case 4 で見られるのり面下流での浸食も迂回流に起因したものであり、橋梁直下流での浸食が小さいため、堤防上を下流まで流れる流量が大きくなり、下流でも浸食を発生させている。図—20



図—21 解析インターフェース iRIC 上で解析を実施している土石流シミュレーションモデル

(d) に堤防法面上部のみに護岸を設置した Case 5 の解析結果を示す。堤防上部のみに護岸を設置したのは、Case 1 の無次元掃流力の平面分布より、無次元掃流力の最大値が堤防法肩で発生していたためである。図より、法面上部のみを防護することによって堤防天端の浸食量は大きく減少していることがわかる。しかし、堤防法面の下部は、護岸が無いため浸食が発生しており、実現現象では護岸が破壊されると考えられる。一方、堤防の法面全体に護岸を設置した Case 6 は、堤防天端の浸食は Case 5 と同様に抑制されており、堤防下部の浸食も無くなっているため、護岸そのものの破壊も発生しにくいと思われる。

5 おわりに

平面二次元流れの土石流・泥流を対象とした河床変動解析の基礎方程式を示すとともに、2014 年に広島市安佐南区八木三丁目で発生した土石流災害の現地調査結果を紹介するとともに、平面二次元数値シミュレーションの結果を例にして、土石流の数値シミュレーションによる解析技術と解析結果の利用方法について紹介した。また、平面二次元流れの掃流砂・浮遊砂を対象とした河床変動解析の基礎方程式を示すとともに、2011 年の紀伊半島南部の豪雨時に三重県五郷町で発生した迂回流による土砂災害の現地調査結果を紹介した。さらに、橋梁周辺で発生する迂回流による堤防・河岸浸食の平面二次元数値シミュレーションの結果を用いて、迂回流による堤防・河岸浸食の特長と解析結果の利用方法について紹介した。

これまでの多くの流砂・河床変動の研究者による研究成果によって、様々な流砂形態による土砂災害現象について、工学的に有用な結果が得られる数値シミュレーションが可能となっている。土石流・泥流数値シミュレーションによる氾濫域の解析は、従来の土石流の土砂災害警戒区域の計算方法に比べると時間がかかる。しかし、図—21 に示すような、著者らが開発している無料の解析インターフェース iRIC に導入している土石流シミュレーションモデルを使うと、非常に短時間で土石流氾濫域の解析が可能である。例えば、本論文で紹介するような解析の場合、細かい点の検討や修正を除けば 2~3 日で初期条件の設定から解析結果の動画作成まで実施可能であり、解析時間の問題も解決しつつある。これらの数値シミュレーション技術を積極的に利用して、より経済的、効果的、合理的な土砂災害対策が実施されることが期待される。

参考文献

- 芦田和男・江頭進治・大槻英樹：山腹崩壊土の流動機構に関する研究，京都大学防災研究所年報，26 号 B-2，pp.315-327，1983。
- 芦田和男・江頭進治：長野県西部地震による御岳くずれの挙動，京都大学防災研究所年報，28 号，B-2，pp.263-281，1985。
- 芦田和男・江頭進治・劉炳義：蛇行流路における流砂の分級および河床変動に関する数値解析，水工学論文集，Vol.35，383-390，1991。
- 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，土木学会論文報告集，Vol.206，pp.59-69，1972。
- 芦田和男・宮本邦明・神田昌幸：高濃度流れに関する研究（1），京都大学防災研究所年報，28 号，B-2，pp.367-377，1985。
- 芦田和男・宮本邦明・神田昌幸：高濃度流れに関する研究（2），京都大学防災研究所年報，29 号，B-2，pp.361-375，1986。
- Itakura, T. and Kishi, T.: Open Channel Flow with Suspended Sediments, Proc. ASCE, Vol. 106, No. HY8, pp.1325-1343, 1980。
- 伊藤隆郭・江頭進治・宮本邦明：土石流の流れに及ぼす固相・液相の材料特性の影響，水工学論文集，第 44 巻，pp. 677-682，2000。
- 岩垣雄一：限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文報告集，Vol.41，pp.1-21，1956。
- 江頭進治：昭和 57 年 7 月豪雨による土砂災害について，京都大学防災研究所年報，27 号，A，pp.1-17，1983。
- Egashira, S. and Ashida K.: Unified view of the mechanics of debris flow and bed-load, Advances in Micromechanics of Granular Materials, (Edited by H.H.Shen et al.) Elsevier, pp.391-400, 1992。
- 江頭進治・芦田和男・矢島 啓・高濱淳一郎：土石流の構成則に関する研究，京都大学防災研究所年報，32 号，B-2，pp.487-501，1989。
- 江頭進治，伊藤隆郭：土石流の数値シミュレーション，日本流体力学会数値流体力学部門 Web 会誌，Vol. 12, No. 2，pp. 33-43，2004。
- 江頭進治，佐藤隆宏，千代啓三：砂粒子を高濃度に含む流れに及ぼす粒子径の影響，京都大学防災研究所年報，37 号，B-2，pp. 359-369，1994。
- 江頭進治・宮本邦明・伊藤隆郭：掃流砂量に関する力学的解釈，水工学論文集，第 41 巻，pp.789-794，1997。
- Egashira S., Miyamoto K. and Itoh T.: Constitutive equations of debris flow and their applicability, Proc. International DFHM, ASCE, pp.340-349, 1997。
- Egashira S., Takebayashi H., Sekine M. and Osanai N.: Sediment runoff processes and possibility of sediment control structures in the 2013 event at Izu-Ohshima, Proc. DFHM6, Tsukuba, Japan, 2015 (in Reviewing)
- Engelund, F.: Flow and bed topography in channel bends, Jour. of Hy. Div. ASCE, Vol. 100, No. HY11, 1974。
- Egiazaroff, I. V.: Calculation of Nonuniform Sediment Concentrations, Proc. ASCE, Vol. 91, No. HY4, pp.225-247, 1965。
- 吉川秀夫編著：流砂の水理学，丸善，1985。
- Kovacs, A. and Parker, G.: A new vectorial bedload formulation and its application to the time evolution of straight river channels. J.

Fluid Mech. Vol. 267, pp. 153-183, 1994.

里深好文・水山高久：砂防ダムが設置された領域における土石流の流動・堆積に関する数値計算，砂防学会誌，vol.58，No.1，pp.14-19，2005.

産業技術総合研究所地質調査総合センター：20 万分の 1 日本シームレス地質図.

Shimizu, Y. and Itakura, T.: Calculation of flow and bed deformation with a general non-orthogonal coordinate system, Proc. of XXIV IAHR Congress, Madrid, Spain, C-2, 41-48, 1991.

Zimmermann, C.: Roughness effect on the flow direction near curved stream beds, Journal of Hydraulic Research, Vol.15, No.1, 1977.

関根正人：蛇行河川における土砂のふるい分けに関する研究，土木学会論文集，Vol.467，II-23，pp.29-38，1993.

竹林洋史：河川中・下流域の河川地形，ながれ，Vol. 24，pp.27-36，2005.

Takebayashi, H., Egashira, S. and Okabe, T.: Braided streams formed on beds with non-uniform sediment, Proc. 3rd IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics, pp.787-798, 2003.

Takebayashi, H. and Okabe, T.: Braided streams with vegetation presence under unsteady flow, Water Management, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford Publishing, Volume 162, Issue 3, pp. 189 -198, 2009.

竹林洋史：広島市で発生した土石流の数値シミュレーションの事例と対策，地盤工学会誌，Vol.64，No.4，pp.13-16，2016.
土木学会・地盤工学会：平成 26 年広島豪雨災害合同緊急調査団調査報告書，2014.

中川一・高橋 保・里深好文・川池健司：1999 年ベネズエラのカムリグランデ流域で発生した土砂災害について数値シミュレーションによる再現計算と砂防施設配置効果の評価，京都大学防災研究所年報，44 号，B-2，pp.207-228，2001

中川一・高橋 保・里深好文・川池健司：砂防施設の効果の評価に関する研究，水工学論文集，第 46 巻，pp.665-670，2002.

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，Vol.40，pp.887-892，1996.

長田信寿：一般座標系を用いた平面 2 次元非定常流れの数値解析，水工学における計算機利用の講演会講義集，土木学会，pp.51-76，1999.

Nagata, N., Hosoda, T. and Muramoto, Y.: Numerical analysis of river channel processes with bank erosion, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.126, 4, pp.243-252, 2000.

長谷川和義：非平衡性を考慮した側岸浸食量式に関する研究，土木学会論文報告集，Vol.316，1981.

Honda N. and Egashira S.: Prediction of debris flow characteristics in mountain torrents, Proc. International DFHM, ASCE, pp.707-716, 1997.

Rouse, H.: Modern Conceptions of the Mechanics of Turbulence, Trans. ASCE, Vol 102, pp.463-543, 1937.

Rubey, W. W.: Settling velocities of gravel, sand and silt particles, American J. of Science, Vol.25, pp.325-338, 1933.

Lane, E. W. and Kalinske, A. A.: Engineering calculation of suspended sediment, Trans. AGU., 22, 1941.

和田孝志，里深好文，水山高久：土石流計算における 1 次元・2 次元シミュレーションモデルの結合，砂防学会誌，Vol. 61，No. 2，pp. 36-40，2008.

和田高宏・竹林洋史・久加朋子・眞間修一・藤田正治・岡本隆明・戸田圭一：橋梁周辺に発生する迂回流の流れと河岸浸食特性，土木学会論文集 B1（水工学），第 59 巻，2015.