

○富士川砂防工事事務所 調査課 久保田 哲也
 八千代エンジニアリング(株) 井戸 清雄

1. はじめに

砂防事業の効果を判定するに際して、砂防施設の有無による氾濫面積の差をいかに評価するかが、問題となるのであるが、現在のところ過去の災害による経験的な手法がとられており、これをいかに定量的に把握するのが課題である。そこで、富士川砂防管内である大武川をモデルとして、昭和34年(1959年)の災害における土砂氾濫を再現し得るシュミレーション手法を検討し、それによって、砂防事業の効果把握を試みた。

2. 大武川流域の概要

大武川は、富士川本川上流部釜無川左支川で流域面積73.3 km²、平均勾配1/4の南アルプス山岳部に源流を持つ急流河川である。大武川流域は、糸魚川・静岡構造線で分断され上流部は中生系〜第三系の千枚岩、粘板岩、砂岩などの堆積岩とそれに貫入した花崗岩および接触熱変成作用で生じたホルンフェルス等より成るが、下流部はFossa Magna西縁に当たり、第三系の砂岩・凝灰岩等と、その上層に堆積した第四系の段丘堆積物より成る。いずれも、構造線活動と貫入熱変成により著しく破砕変質した極めて脆い地質を有しており、荒廃している。従って、過去にも度々、莫大な土砂を下流に流出し、土砂災害を発生させている。本流域は、最近では、昭和34年と昭和57年に大災害を被ったが、57年には、砂防施設の整備により被害は少なかった。一方、34年には土砂氾濫により人命・資産に多大の被害を生じた。そこで、この災害時のシュミレーションを実施し、砂防施設の有無による相違を検討する。

3. 昭和34年災害の概要

昭和34年の災害は、主として8月の台風7号により発生したもので、水源部の黒戸山の犬崩壊等により大量の土砂が洪水とともに下流へ押し寄せ、武川村に大被害を及ぼすとともに本川へも流出し、韮崎市にも浸水の被害を与えた。被害は、武川村と韮崎市だけで、死者行方不明者43人、全壊・流出家屋277戸にも及んでいる。当時の氾濫区域は、図-3に示してあるが、扇状地上部の谷の出口では流路の首振りにより流れは二分、三分されている。この時の総雨量は大武川流域で240mmに達し、本川への流出量は、約3,212千m³とされている。

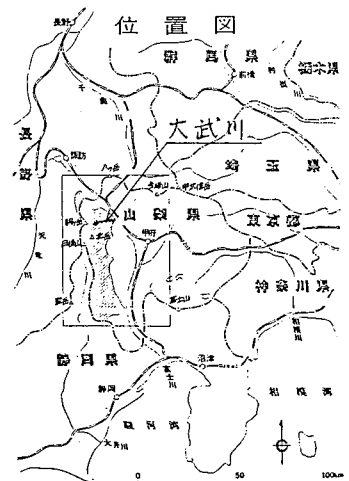


図-1 流域の位置図

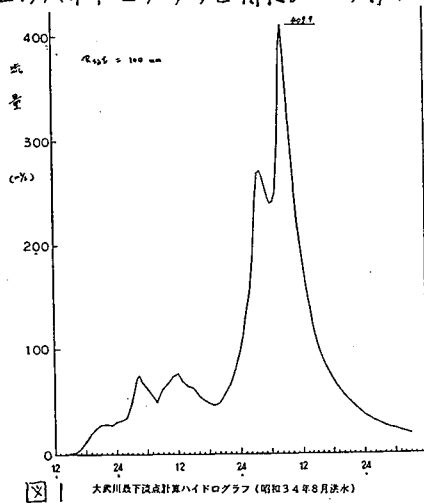
4. シュミレーション手法

シュミレーションは、貯留関数法による流出解析と、氾濫域上流部の一次元河床変動解析ならびに

下流氾濫域である扇状地における二次元河床変動計算に基づいている。二次元河床変動計算については、計算機CPU時間がかかり過ぎる為、扇状地から上流の河道は曲線と見なせることより上流河道区間について、一次元河床変動計算を行った。

4.1 流出解析

流出解析手法は、大武川が小流域であることより、貯留関数法の解と等価粗度法の解と等価となるように諸定数を定量化する星・村上¹⁾の手法などが適すると考えられるが、今だ研究段階であり、ここでは、良く用いられる貯留関数法を用いた。大武川流域に対し流域分割とテーゼン分割を実施し、昭和34年の降雨ハイドログラフと昭和57年に検証され用いられた諸定数($K=30, P=0.5$)を用いて、図-2のハイドログラフを得た。この時の一次流出率と飽和雨量はそれぞれ、0.6と100mmを使った。



4.2 一次元河床変動解析

今回のシミュレーション手法では、氾濫域と二次元に差別化して計算しているが、全流域にこの計算法を用いると極めて計算時間が長くなり不経済である上に、上流部は線状の谷であるから、このような部分は一次元解析手法を用いることとした。基礎方程式は以下のようなものである。連続式は、

$$\partial(CQ)/\partial x + \partial(Cx \cdot A)/\partial t = Ca \cdot ga \quad (1)$$

$$\partial\{(1-C) \cdot Q\}/\partial x + \partial\{(1-Cx) \cdot A\}/\partial t = (1-Ca) \cdot ga + gw \quad (2)$$

Q : 流量, C : 土砂濃度, A : 堆積土砂の断面積 (m^2)

Cx : 堆積土砂濃度, ga : 流入流量, Ca : 土砂濃度, gw : 表面流(清水)の増加流量 ($m^3/s/m$)
運動方程式は、芦田・高橋・水山の式(ATM式)を掃流砂の場合に、高橋の式を土石流の場合に、それぞれ用いた。水の運動方程式は、各差分間について、マニング則を用いた。

$$\text{ATM式} \quad g_B / \sqrt{(g/\rho - 1) \cdot g d^3} = 12 \tau_x \cdot (1 - \alpha^2 \tau_{xc} / \tau_x) (1 - \alpha \sqrt{\tau_{xc} / \tau_x}) \quad (3)$$

$$\text{高橋式} \quad C = \rho \tan \theta / \{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)\} \quad (4)$$

g_B : 流砂量, σ : 砂礫の密度, ρ : 水の密度, d : 代表粒径, τ_x : 無次元掃流力, α : 係数
 C : 土石流濃度, ϕ : 内部摩擦角, θ : 河床勾配。河床変動計算は、上記の連続式を差分化し、得られた各式に対し、河幅とレゾーム則 $B=5\sqrt{\alpha}$ を用い短形断面を仮定した上掃流力を計算するが、その際、掃流砂域か土石流域かを土石流下限勾配により判断した。河床変動量比記(1)(2)式のAの差分として評価した。従って、河床変動高は差分区間毎に A_i/B_i として求める。

4.3 二次元河床変動解析

上記、一次元河床変動解析結果と上流端の境界条件と下流氾濫域に面的な評価を与える為、二次元河床変動解析を行う。その基礎式は次の通りである。運動方程式は、

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(-\beta (\vec{u} \cdot \nabla) \vec{u} - (\vec{F}/\tau) - (1/\tau) \text{grad } p \right) \quad (5)$$

$$\text{ここで、} \vec{F} = (\sigma - \rho) h g C_{dn} \cos \theta \tan \alpha + \vec{z}_b \quad (6)$$

$$\text{連続式} \quad \frac{\partial \tau}{\partial t} + \operatorname{div} \vec{U} = 0 \quad (7)$$

h: 土石流動深, p: 圧力, $\vec{F}$: 摩擦抵抗力, σ : 砂礫密度, ρ : 土石流中の水のみかけの密度, β : 運動量補正係数, C_{dn} : 摩擦抵抗に寄与する粗粒分の容積密度, θ : 各座標(x, y)方向の堆積域勾配, $\tan\alpha$: 砂礫の衝突動摩擦係数。

これらに、連続流体条件等を持ち込んで、両辺に水深を乗じ、かつ外力 $\vec{F}$ を摩擦抵抗 $\vec{R}$ とする。
ただし、 $\vec{\tau}_0$ のx方向成分 τ_{bx} とy方向成分 τ_{by} は、 $\tau_{bx} = \frac{1}{2} \rho U^2 C_{Dx}$, $\tau_{by} = \frac{1}{2} \rho U^2 C_{Dy}$ (8)

$$\tau_{bx} = \rho_0 \cdot g \cdot n^2 \cdot u \cdot \sqrt{u^2 + v^2} / h^{1/3} \quad (8)$$

$$\tau_{bv} = \rho_0 \cdot g \cdot n^2 \cdot v \cdot \sqrt{u^2 + v^2} / h^{1/3} \quad (9)$$

ここに、 ρ_0 : 土石流の密度
 σ : 砂礫の密度
 ρ : 水の密度
 ρ_H : 微細砂が浮遊することによって増加した水の密度
 C_{dn} : 土石流中の粗粒分の容積濃度であり、固体分の全容積密度
 C_d とは、次の関係がある。^{*)}

$$C_{dn} = \frac{C_d \cdot (\sigma - \rho) + \rho - \rho_n}{(\sigma - \rho_n)} \quad (10)$$

θ_x : x方向の地盤勾配
 θ_y : y方向の地盤勾配
 $\tan\alpha$: 動摩擦係数
 n : マニングの粗度係数
 g : 重力加速度

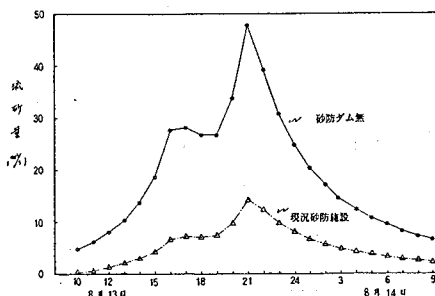


図2 一次元解析 大武川ダム地点の流出土砂量波形の比較

これらの式を離散化し差分計算を行うが、 Σb の項が非線型である為、高橋ら³⁾による差分スキームと、慣性項に後退・前進差分を使い分ける風上差分を用いた。河床変動量は次式の連続式により計算する。計算ケースは表1の通りで

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{\beta x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{\beta y}}{\partial y} \right) = 0 \quad (11)$$

ここに z : 河床高
 λ : 空隙率
 q_{Bx} : x 方向の流砂量
 q_{By} : y 方向の流砂量

あるが、この
うちCASE 1
とCASE5~7
は参考の為に

実行したものである。さらに、現象を説明する為、掃
流砂量式中に倍率をもち込んで計算を実行した。

表1 二次元河床変動解析ケース

項目	土波砂防 施設の 状況	地形等 の作 成	調査 回数	施設調査 に対する 倍率	全投入 土砂量 (千立方)	既調査の 残出入 土砂量
計算ケース						
CASE-1	無施設	地形図から 読みとる	0.06	1.0	2,211	0
CASE-2	同上	さらに、データ を作成。	※	10.0	※	1,492
CASE-3	現況施設		※	10.0	1,319	783
CASE-4	無施設	大武川・石 笠川合流地	0.06	10.0	2,211	1,070
CASE-5	同上	土波の浸食 を深掘し計	0.2	1.0	2,211	660
CASE-6	現況施設	道路断面を参 考にデータ	0.2	1.0	1,319	595
CASE-7	無施設	を修正。	0.3	1.0	2,211	945

シミュレーションは、地形図から読み取った地盤データならびに無施設時のS34年災の流出土砂量を最も適確に表現し得る値である、平均粒径1.0cm、内部摩擦角 20° 、水の密度 $\rho = 1.3$ （土砂混入考慮）土石流・掃流臨界勾配 $\theta_c = 2.8^\circ$ 等の諸条件を用いて、砂防施設の有無について行ったが、一次元解析（上流部）については図2のような結果となり、砂防施設の有無によって、流砂量Peakが約 $1/5$ になるのが分かった。また、この一次元解析を境界条件として表1の条件の各ケースと行ったが、無施設時の災害（S34年）を最も忠実に再現できるのはCASE-2であった。

CASE-2 の最大水深分布と最大地盤変動高を図3-1と3-2に示したが、図中実線で示されている昭和34年の災害実績と平面的には良く一致するのが分かる。ただし、左岸上流部で一部合致しない所

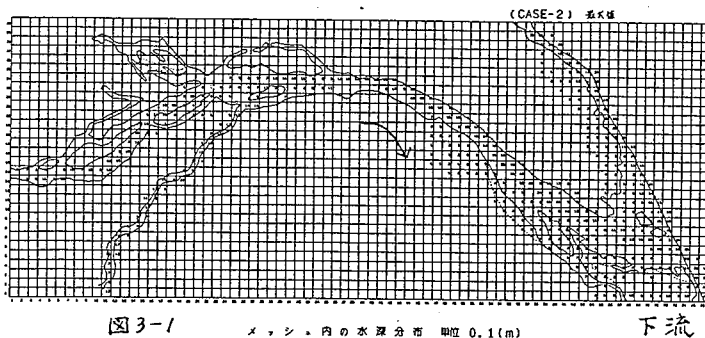


図3-1

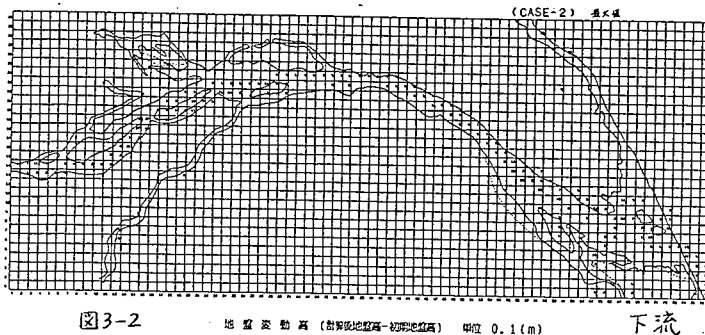


図3-2

同条件でシミュレーションと実行すると、図4-1、4-2のようになる。最大水深量と平面的なパターンは、前記CASE-2と大きな差はないが、地盤変動高については、図4-2のようになり減少が見られた。

6. 結 語

この調査においては、細粒分の検討が十分でなく、掃流量の倍率と言った不確定な要素を持ち込んだが、今後は浮遊砂等細粒分と粗粒分各々に計算を行う方法等も検討したい。最後にこの業務の実行に当り、貴重な御助言をいただいた建設省土木研究所の水山砂防研究室長に感謝いたします。

参考文献

- 1) 星, 村上: 実用的な小流域の流出解析手法; 第40回建設省技術研究会報告; 建設省 1987 PP902-908
- 2) 高橋, 辻本: 土石流氾濫・堆積の数値シミュレーション; 京大防災研年報 第27号 B-2, 1984.
- 3) 高橋, 中川, 西崎: 堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究; 京大防災研年報第29号B-2, 1986.

があるが、これは、旧河道部であり、シミュレーションに用いた現地形では、その出入口が地形改変で高くなっている為に水が流出入しないことによる。また、図中中流右岸に実績と異なるように見える箇所があるが、これは図中実線が土砂の氾濫域を示すもので、災害誌によれば、このあたりは浸水した実態と一致している。一方、地盤変動高も実態と平面的にはほぼ一致している。変動高等については、実態が不明であるが、オーダ的には当時の河床変動を再現している。次に、砂防施設が整備されていた場合(流路工を除く)に

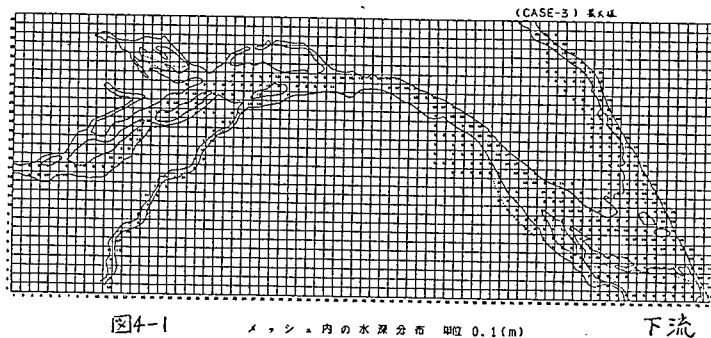


図4-1

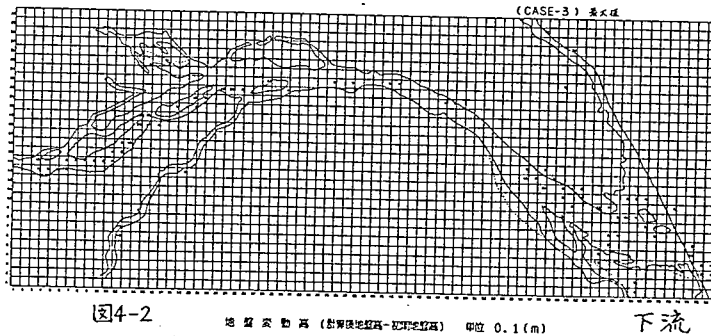


図4-2