

1999 年 6 月豪雨における広島土石流の再現計算

大阪府立工業高専 正員 ○本田 尚正 立命館大学理工学部 正員 江頭 進治 立命館大学大学院 学生員 伊藤 隆郭

1. はじめに 1999 年 6 月広島豪雨では、広島市および呉市を中心として、山・崖崩れ、土石流および河川氾濫により 24 人の尊い人命が奪われるとともに、家屋、各種公共施設、農地・林地等が甚大な被害を受けた。本研究では、土石流などに対するハザードマップを作成するためのより有効な情報を得ることを目的として、大毛寺川(広島市安佐北区亀山)を対象に、土石流の再現計算を行う。ついで、砂防ダムによって、土砂移動現象がどのように変化するかを示す。

2. 土石流の一次元支配方程式 山地河道の土砂流出過程を考えると、土石流の挙動が河道に沿う議論で十分な場合には、その質量保存則、運動量保存則および河床位方程式は、次式で与えられる^{1),2)}。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Bvh}{\partial x} = \frac{E}{c_*} \dots (1) \quad \frac{\partial ch}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial cBvh}{\partial x} = E \dots (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = g \sin \theta_x - \frac{1}{\rho_m} \frac{1}{h} \frac{\partial P}{\partial x} - \frac{vE}{c_* h} - \frac{\tau_b}{\rho_m h} \dots (3)$$

$$\rho_m = (\sigma - \rho)c + \rho \dots (4) \quad \frac{\partial Z_b}{\partial t} = -\frac{E}{c_*} \cos \theta_x \dots (5)$$

ここに、 t は時間、 x は流れに沿う座標、 B は河幅、 h は流動深、 v は断面平均流速、 E は侵食速度、 c は土石流の土砂体積濃度、 c_* は静止堆積濃度、 ρ_m は水と砂礫の混合物の密度、 σ は砂礫の密度、 ρ は水の密度、 θ_x は河床勾配、 P は圧力、 τ_b は河床せん断力、 Z_b は河床高である。なお、 E と τ_b には江頭らの式^{1),2)}を用いる。

3. 河川の概要および数値計算の条件 大毛寺川は広島市安佐北区内を流れる河川で、今回の土石流は、図-1 に示すように、同区の亀山地区で大毛寺川に合流する左支溪、およびその左支溪に合流する右支溪において発生した。図-2 に両支溪の河床縦断形状を示す。なお、同図では航空写真判読で溪流内に土石流の流下痕跡が確認された最上流地点を $x=0\text{m}$ としている。

図-2 からわかるように、左支溪の流路延長は、最上流端から被災区域に至るまで約 300m で、平均勾配は $\theta=22^\circ$ 程度、上流域では 30° を超えている所もあり、急峻である。なお、その流動幅は最上流端 $x=250\text{m}$ 付近では $B=7.0\sim 11.0\text{m}$ 程度であり、 $x=250\text{m}$ 付近が谷出口に相当し、これより下流では、流動幅は $B=18.0\text{m}$ 程度に広がっている。一方、右支溪は流路延長約 200m で、平均勾配は $\theta=20^\circ$ 程度と、左支溪と同様に急峻である。なお、その流動幅は $B=7.0\sim 9.0\text{m}$ 程度である。以上のような状況から、同地区においては、谷というよりはむしろ、勾配の急な凹地の源頭部で発生した崩壊が高濃度の流れを形成し、それが平坦地で氾濫したものと推察される。

数値計算にあたり、前述の支配方程式の差分化には leap-frog 法を用いる。その差分条件は、 $\Delta x=1.0\text{m}$ および $\Delta t=0.02\text{sec}$ である。数値計算の条件であるが、まず、計算対象区間、初期河床縦断形状および流動幅は、図-2 および上述のとおりである。次に、元河床の侵食条件であるが、斜面崩壊や土石流の材料となる風化層の厚さおよび河床材料の厚さを設定するためには、詳細な調査が必要である。しかし、現状では十分なデータがないので、ここでは、非粘着性材料の飽和時の安定限界勾配に着目して、 22.0° よりも急な領域では限界侵食深を 1.0m とし、これよりも緩い領域では 2.0m と仮定する。次に、供給水量は、Talbot の式³⁾を用いて時間最大雨量 50mm/hr (飯室雨量観測所) から継続時間 5 分間降雨強度を推定し、これと左支溪の最上流端における集水面積(約 0.50ha) から見積ると $0.13\text{m}^3/\text{sec}$ 程度となる。数値計算では、両支溪に対して $Q_m=0.13\text{m}^3/\text{sec}$ を定常的に与え、そのときの土砂濃度は便宜上 5% とする。その他、数値計算に必要な物理定数は、それぞれ、 $\rho=1.33\text{g/cm}^3$ (微細砂濃度 20%)、 $\sigma=2.65\text{g/cm}^3$ 、 $c_*=0.50$ 、砂礫粒子の内部摩擦角 $\phi_s=33.0^\circ$ 、砂礫の代表粒径 $d=10.0\text{cm}$ である。

4. 土石流の再現計算結果および考察

図-3 および図-4 は、それぞれ、左支溪の各地点における土砂濃度および流量(水+土砂)の時間変化を示している。なお、河床は、全区間にわたって限界侵食深まで侵食されている。土石流は、流下過程においてこれらの河床材料を取り込みながら

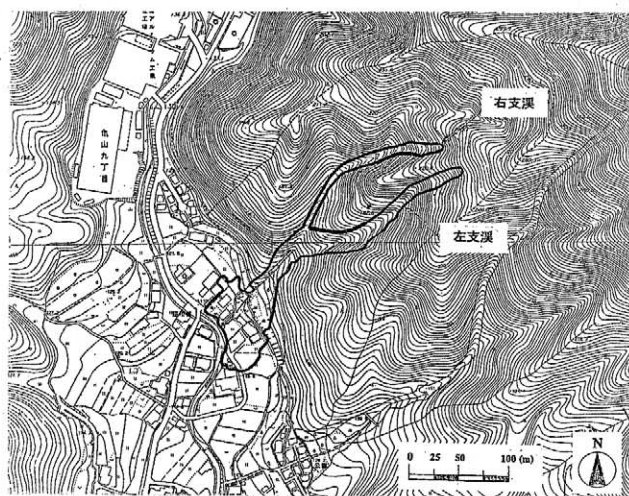


図-1 大毛寺川流域図

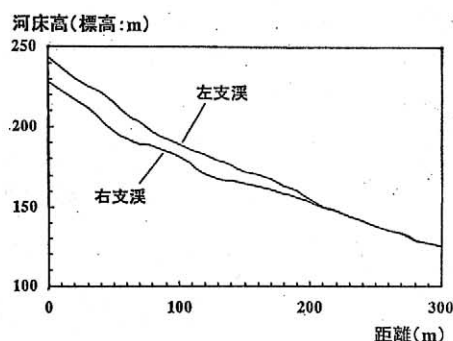


図-2 大毛寺川河床縦断形状

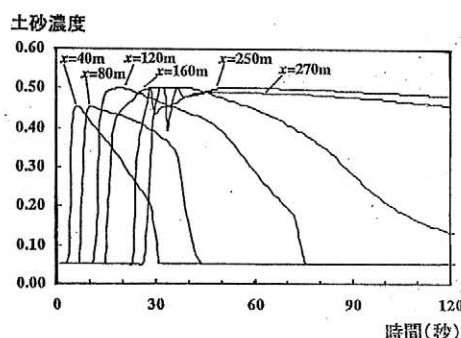


図-3 土砂濃度の時間変化(左支溪)

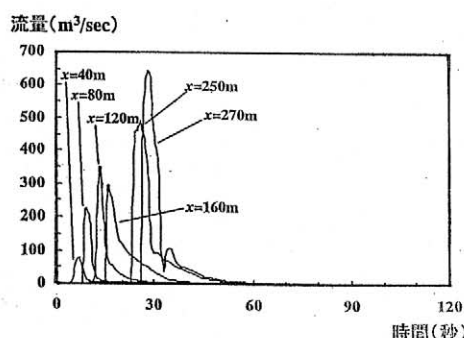


図-4 流量(水+土砂)の時間変化(左支溪)

キーワード: 土石流, 支配方程式, 数値解析, 砂防ダム, 土石流調節

連絡先: 〒572-8572 大阪府寝屋川市幸町 26-12, Tel. 072(820)8585, Fax. 072(821)0134.

急速に成長・発達した。図-4からわかるように、土石流の先端部に流量の最大値があり、先端が段波状に流下している様子が再現されている。土石流は最下流部において最も規模が大きくなり、通水開始から26秒後には $x=270\text{m}$ 地点に到達して、土砂濃度約50%、ピーク流量約 $650\text{m}^3/\text{sec}$ （水深約3.4m、流速約 $11.5\text{m}/\text{sec}$ ）の土石流が形成されている。ここで、土砂濃度についてみると、上流域では土砂濃度の低減は早い。これは、土石流による河床侵食および土石流の流下が瞬時に行われたことを示している。一方、谷出口付近の $x=250\text{m}$ 地点より下流では、土砂濃度は約50%に近い値となっている。これは、土石流の氾濫域に高濃度の流れが流出したことを示している。

$x=250\text{m}$ 地点における通水開始300秒経過後の総流砂量 V_s および総流量 V は、表-1に示すように、それぞれ、 V_s は約 $1,400\text{m}^3$ および V は約 $4,000\text{m}^3$ である。なお、右支溪についても、左支溪と同様に計算を行っており、表-1には、その計算結果のうち、発生ピーク流量 Q_p 、 V_s および V に関する計算結果を示している。同表によれば、両支溪の V_s および V の合計は、それぞれ、約 $2,200\text{m}^3$ および約 $6,200\text{m}^3$ で、両者の比は $2,200/6,200 \approx 0.35$ となる。これは、下流の土石流氾濫域に高濃度の流れが流出したことを意味している。

5. 砂防ダムによる土石流調節

砂防ダムは、土石流対策の中でも最も一般的な砂防施設であり、土石流を直接的に捕捉・制御することが期待されている。ここでは、左支溪を対象に砂防ダム（不透過型）による土石流調節の効果の一部について検討する。

左支溪は、崩壊源頭部から谷の出口までの平均勾配が 22° と極めて急であり、川幅は谷の出口まで $7.0\sim 11.0\text{m}$ 程度になっている。前述の計算において、この谷は谷出口まで土石流の発達領域、すなわち、侵食域になっている。このような谷にダムを設置すると、貯砂容量は大きくとれないものの、溪床の侵食を著しく抑え込む効果が期待できる。そこで、源頭部より $x=260\text{m}$ 地点（谷の出口直下流）に高さ $H=2.0\text{m}$ 、 4.0m 、および 6.0m の砂防ダムを設置した場合について計算を行う。

図-5(a), (b)は、ダム直下流の $x=270\text{m}$ 地点における土砂濃度と流量に関する計算結果である。図には、ダムがない場合の結果も示している。ピーク流量の発生時刻と土砂濃度が急増する時刻のずれに注意して図-5をみると、ダム高 2.0m および 4.0m の場合には、流量ピークが2つ現れている。前半のピークは土石流がダムに堆積する過程において放出される水によるものであり、後半のピークは土石流の越流によるものである。また、ダム高 6.0m の場合には、土石流によって運ばれる土砂のほとんどが堆積しており、流量のピークは、土砂の堆積に伴って放出される水によるものであることがわかる。

ダムを設置した場合のピーク流量を Q_p' 、ダムがない場合のピーク流量を Q_p とし、 Q_p'/Q_p を指標として、さらには最大流出土砂濃度の比、 C_p'/C_p を指標として、これらと砂防ダムの水平空き容量 V 、土石流の総体積 V_d との関係を見る。ここに、ダムの水平空き容量とは、ダム、ダムの敷高を通る水平面および河道によって囲まれる体積のことである。

図-6は、 Q_p'/Q_p および C_p'/C_p と V_d/V との関係をみたものである。これによれば、ダムの水平空き容量がかなり小さく、高濃度の土石流がダムから流出するにも関わらず、ピーク流量はかなり小さくなっている。これは前にも述べたように、ダムおよびその堆砂域は、本来、侵食域になっており、ダムによる土砂貯留の効果よりも、むしろダムが存在するために侵食による土石流の発達が著しく抑制されたためである。なお、図-6の結果は普遍的な関係を示したのではなく、その結果はダムの設置位置にかなり依存することに留意する必要がある。

6. おわりに 広島土石流のうち、大毛寺川地区について再現計算を行うとともに、不透過型砂防ダムによる土石流調節について検討し、土石流のピーク流量、土砂濃度を著しく減じることができることを示した。これは、下流部における土石流の氾濫域を狭め、流動深などの土石流特性値を弱くすることにつながる。なお、本シミュレーションの結果は、侵食されるべき材料がどのように分布しているかに支配される。したがって、これらをいかに与えるかは極めて重要であり、今後そのための調査法に関する進展が重要である。

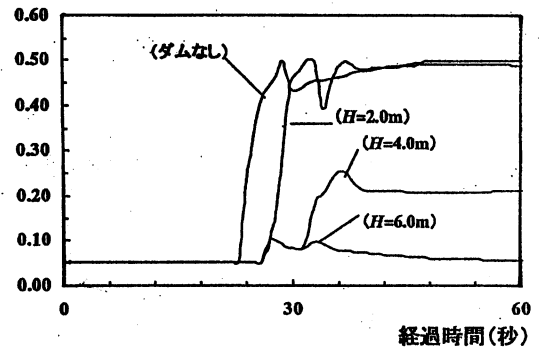
最後に、本研究を進めるにあたり、広島大学水工学研究室（福岡 捷二教授）には、雨量データを快く御提供頂くなど、種々御協力を頂いた。ここに記して感謝いたします。

参考文献 1) 江頭 進治：土石流の停止・堆積のメカニズム(1)，新砂防，第46巻，第1号，pp.45-49，1993。2) 江頭 進治：土石流の停止・堆積のメカニズム(2)，新砂防，第46巻，第2号，pp.51-56，1993。3) 水理公式集，平成11年度版，第4編，(社)土木学会，1999。

表-1 谷出口付近の計算結果

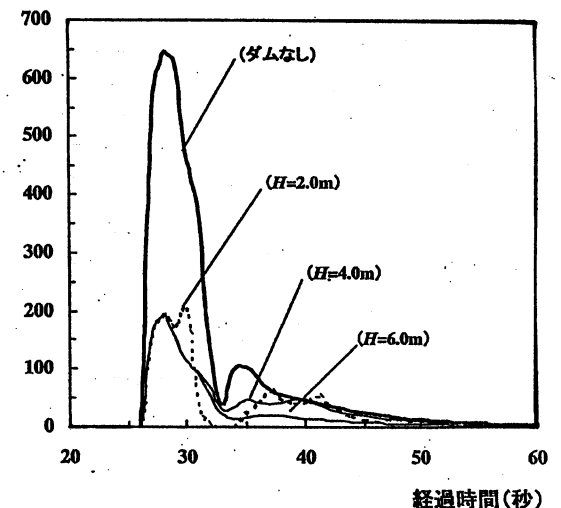
河川名(流路延長)	Q_p (m^3/sec)	V_s (m^3)	V (m^3)
1.左支溪 (L=300m)	650	1,400	4,000
2.右支溪 (L=200m)	310	800	2,200
計		2,200	6,200

土砂濃度



(a) 土砂濃度の時間変化

流量 (m^3/sec)



(b) 流量(水+土砂)の時間変化

図-5 左支溪 $x=270\text{m}$ 地点における土石流特性値

Q_p'/Q_p , C_p'/C_p

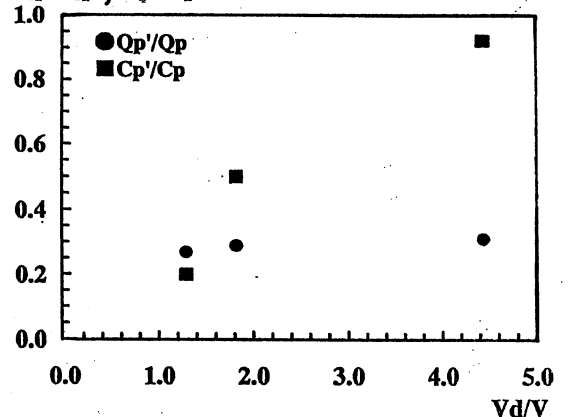


図-6 Q_p'/Q_p および C_p'/C_p と V_d/V との関係