

流路工内の土石流に関する最近の研究

山 岡 勲

1. まえがき

「土石流」とは、水と土砂礫が一体となった流れで、流下する土砂礫の量が水量に近いかより多い場合もあり、掃流や浮流のように流体力が土砂礫を流すニュートン流体的な流動形態ではなく、水を含んだ「かゆ状」の土砂が礫、ときとしては樹木などをも包含して流れるものをいう^{1) 2)}。最近の研究で明らかになってきたことは、土石流はダイラタント流体的な或いはビンガム流体的な流動形態をとって流下する現象だということである。従って斜面崩壊や地りりのような運動形態とは区別される。

土石流、山津浪、山しお、泥流などと呼ばれる現象に対するイメージにはかなり幅があるが、大きな運動量を持ち、直進性があり、深床や護岸を浸食して勢を増してゆき最後には民家などを破壊し、人命をも奪うという自然災害をもたらす異常な自然力となる、いわゆる土石流・泥流現象を指していることに変わりはないと思う。

これらに対して前述の水理学的に流水の掃流力などによって運搬される土砂の流れ（流砂）の方は「土砂流」と呼ぶ建設省土木研究所の考え方²⁾を採り、ここでは両者を区別しておく。勿論溪流、河道などを流下するとき堆積や洗掘をくりかえし、土石流がやがて土砂流に変わり、また土砂流になるという過程はある。なお、普通土石流の判定調査に用いられる方法は、洪水（土石流）痕跡及び河床礫最大粒径を調べ、限界掃流力とその地点の洪水の掃流力との比 U_{*c}^2 / U_*^2 を計算してみて、(1)式の α より大きな値をとれば土石流（集合型）が生じており、小さければ土砂流（掃流型）の流動だったと判定するものである。 α は多くの地域で2に近い値をとる^{2) 3) 4)}。

$$U_{*c}^2 / U_*^2 \geq \alpha \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし、左辺は限界掃流力と掃流力の比で、 $U_{*c}^2 = 80.9 d_{\max} (d_{\max} > 0.00303 \text{ m})$ 、 $U_*^2 = gRI \cong g(Q \cdot n / I^{1/2} \cdot B)^{3/5} I$ 、 g ：重力の加速度（ 9.8 m/sec^2 ）、 Q ：洪水量（ m^3/sec ）、 n ：マンニング公式の粗度係数、 I ：こう配、 B ：溪流幅、 $\alpha \cong 2$ 。

土石流の発生原因別分類は、1)豪雨や融雪で発生した山崩れで、多量の水分を含んだ崩壊土が急傾斜面を下降する過程で溪流の土石流となるもの、2)溪流の側方の山腹に生じた山崩れで一時せきとめられた天然ダム池の急激な決壊で生ずるもの、3)溪流や急流河川を異常な洪水が流下し、溪流、護岸を浸食して多量の土石を含み、その量を増加させつつ流下するもの、などが一般である。その他に4)火山の噴火によって火口湖の水が土石流となって流下するもの、5)火山噴火で山腹の積雪がとけて洪水になり土石流となるもの、6)火山噴火で山腹に堆積した軽石、火山灰がその後の降雨によって流下し土石流となるもの、など火山噴火に関係するものがある。6)の例は桜島、有珠山の土石流、泥流などで大量の土砂が山腹に堆積しているので、土石流の原資は永く存在することになり、多くの砂防ダムを設けて遊砂空間を造るとともに洞爺湖温泉街（扇状地）などに造られたような排砂用流路工の施設が防災上必要な場合が生ずる。有珠山の周辺には土石流に対する防災施設が綿密に整備されたが、市街地防禦のため北麓から洞爺湖までに設けられた流路工としては、西山川（木の実の沢、延長 714 m、幅 10.4 m、深さ 3 m）、小有珠川（全日空の沢、延長 1,024 m、幅 12.4 m、深さ 3 m）、小有珠右の川（延長 590

m, 幅 9 m, 深さ 3 m), 壮瞥温泉川(延長 400 m, 幅 9.1 m, 深さ 3 m)が完成している⁵⁾。写真 1 には流路工である西山川と小有珠川が見られる。筆者らの流路工内を流れる泥流の平均流速に関する実験⁶⁾はこれらの施工の直後, 又は同時期に進められたのだが, 昭和53年末の道の設計では, 砂防工学の方で砂防ダムに続く流路工(土砂混入率 α が 10% 以下とする)に用いられている Wang の式が準用されている⁷⁾。

$$U_W = \frac{U_N}{1 + \alpha (\sigma / \rho - 1)} \quad (\text{Wang の式}) \quad \cdots \cdots (2)$$

$$U_N = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Manning の式}) \quad \cdots \cdots (3)$$

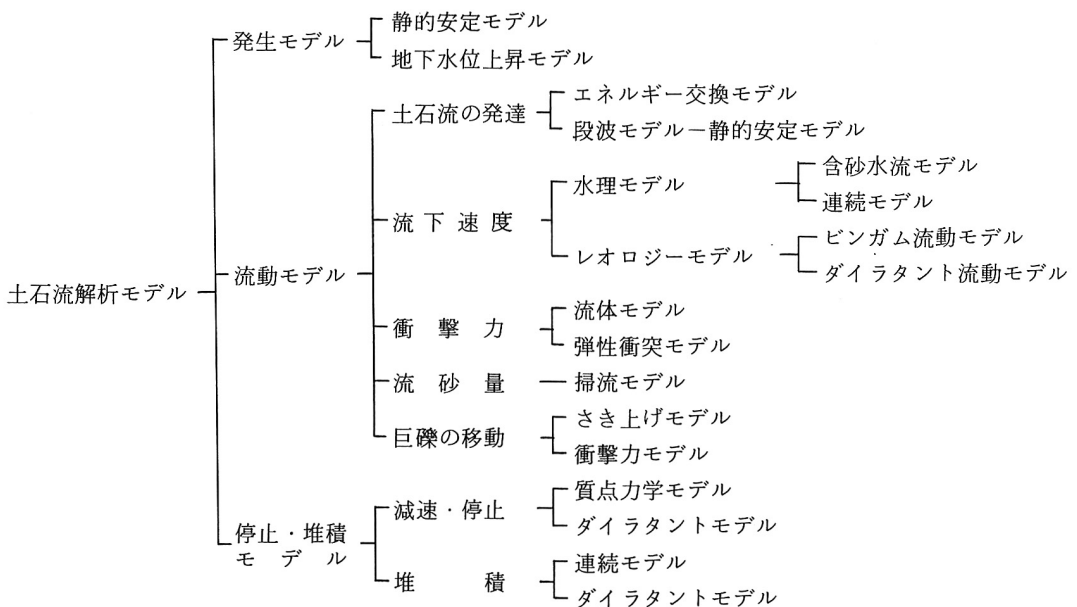


写真-1 有珠山泥流対策流路工
(北海道提供, 1979)

ただし, U_W : 土砂混入の場合の Wang 式による平均流速 (m^3/sec), U_N : 水 (Newton 流体) の平均流速, ここでは Manning の式を用いている。 α : 土砂混入率, 水と同量の土砂の場合 100% (容積濃度 $C_d = 0.5$), σ : 土砂の密度, ρ : 水の密度, n : Manning の粗度係数, R : 径深 (m), I : エネルギー勾配, 等流の場合, 路床勾配をとる。

さて, 土石流に関する調査研究の現状を荻原ら⁸⁾がモデルの分類の形でまとめたものが表-1 (1980) であり, 土石流のメカニズムの研究が多岐にわたっていること, 流動に関するものが盛んなことがよく分かる。

表-1 土石流解析モデルの分類 (荻原ら⁸⁾による)



このうちここでは流下速度、とくに流路工内の流下速度に限って最近の研究成果、ことに筆者らの実験研究を中心に実用に関する分を整理して述べたいと思う。

丁度昭和54年度頃には学界でも土石流の平均流速に関する流路工設計にも有用な研究、すなわちビンガム (Bingham) 流体モデルとして考える研究、ダイラタント (dilatant) 流体モデルとしてその流速公式を確定した研究が次々と提示され、引続き熱の入った議論が行われようとした時期に恵まれたので、有珠山関係の筆者らの研究も2年目からは、有珠山の泥流はどちらの流体モデルの流動として考えられるのか、というテーマを追求することとなり、又類似の土砂材料を用いた実験水路で何故2つの流動形態が生ずるのかという検証の立場を与えられたとも思ったものである。本稿ではその問題に一応の答を用意できたものと思う。

2. モデル流体と平均流速式

表-1で水理モデルというのはニュートン流体 (Newtonian fluid) モデルをさすものとする。一般に、分散系も含めて各種の流体はそれらの物理的特性によってせん断応力に対応してそれぞれのひずみ速度 (挙動特性) を示す。粘性も流体の挙動特性の一因子である。せん断力とひずみ速度の関係を模式的に示した図1に各種のモデル流体の関係が示される。

水路の土石流下実験でえられる測定値が流れの外部形状と平均流速のみの場合でも(4)式の如き最も一般的な塑性流動の関係式から導かれる平均流速式に対して実験値を照合することによって適合モデル流体を探し出すことはできる。

(図-2参照)

$$(\tau - \tau_c)^m = \mu_d \cdot \frac{\partial u}{\partial y} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ただし、 τ : 任意点において流体に働くせん断力、 τ_0 : 路床におけるせん断力値、 τ_c : 流動性を生ずる限界の τ (せん断降伏値)、 y : 路床を原点に垂直上向きにとった距離軸、 m : 流れの性質 (流体モデル) によって決まる指数、 $\tau = \tau_c + \mu_d (\partial u / \partial y)^n$ としている研究も多い。普通 $m = 1/n$ と考えてよい。 μ_d : 粘性に関する係数 ($m = 1$ の場合は粘性係数そのもの)、 u : 任意点における流れの流速。

一方、任意点におけるせん断力 τ は、路床せん断力が τ_0 、流れの深さが h のとき次のように表わされる。

$$\tau = \frac{h-y}{h} \tau_0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

しかし、 $y = y_c$ において、

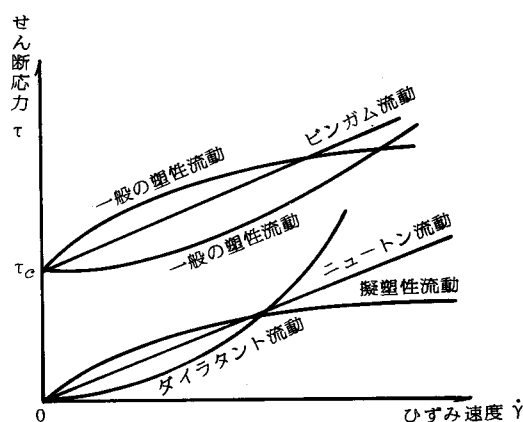


図-1

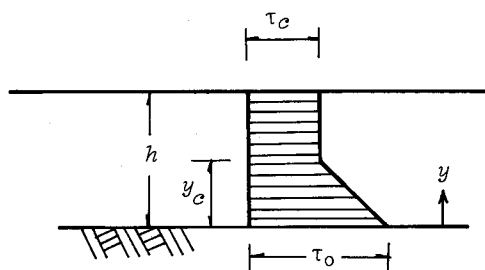


図-2

$$\tau_c = \frac{h - y_c}{h} \tau_0 \quad \dots\dots\dots (6)$$

となるので、図-2に示されるとおり、これより上層の部分は固体的な性質をもち（plug流）、 $\tau = \tau_c$ の値がそのまま伝達されることになる。

式(5)を式(4)に代入して y によって積分し、 $y = 0$ において $u = 0$ の条件を適用すれば次式を得る。

$$u = \frac{h}{(m+1)\mu_d^m \tau_0} \left\{ (\tau_0 - \tau_c)^{m+1} - \left(\tau_0 - \tau_c - \frac{y}{h} \tau_0 \right)^{m+1} \right\} \quad \dots\dots\dots (7)$$

これは、 $y < y_c$ における流れの流速分布式であり、 $y = y_c$ の場合には、(6)から次式となる。

$$u_c = \frac{h}{(m+1)\mu_d^m \tau_0} (\tau_0 - \tau_c)^{m+1} \quad \dots\dots\dots (8)$$

いま、(6)式を書きかえて次式の如くすれば、

$$\frac{h - y_c}{h} = \frac{\tau_c}{\tau_0} \equiv a \quad \dots\dots\dots (9)$$

(7)、(8)式は、それぞれ(10)、(11)式となる。

$$u = \frac{h \tau_0^m}{(m+1)\mu_d^m} \left\{ (1-a)^{m+1} - \left(1-a - \frac{y}{h} \right)^{m+1} \right\} \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$u_c = \frac{h \tau_0^m}{(m+1)\mu_d^m} (1-a)^{m+1} \quad \dots\dots\dots (11)$$

式(7)、(8)又は(10)、(11)式から平均流速 U 、(12)式あるいは(13)式を導くことができる。

$$U = \frac{h}{(m+1)\mu_d^m \tau_0} \left[(\tau_0 - \tau_c)^{m+1} - \frac{1}{(m+2)\tau_0} (\tau_0 - \tau_c)^{m+2} \right] \quad (12)$$

$$U = \frac{h \tau_0^m}{(m+1)(m+2)\mu_d^m} (1+a)^{m+1} (m+1+a) \quad (13)$$

路床せん断力 τ_0 は、土石流（泥流）の比重を S_d とすれば、

$$\tau_0 = S_d \rho g h \cos \theta \sin \theta \approx S_d \rho g h \sin \theta \quad (14)$$

ただし、 $S_d = (\sigma/\rho - 1) C_d + 1$ 、 σ ：粒子の密度、 ρ ：水の密度、 g ：重力加速度、 $\sin \theta$ ：土石流（泥流）面勾配。

従って、各種の流体モデルに対する平均流速式は次式で表わされることになる。

$$U = \frac{h (S_d \rho g h \sin \theta)^m}{(m+1)(m+2)} \cdot \frac{(1-a)^{m+1} (m+1+a)}{(\mu_d/\rho)^m} = \frac{h (S_d \sin \theta)^m}{(m+1)(m+2)} \cdot X_m \quad (15)$$

$$\text{ただし、} X_m = \frac{(1-a)^{m+1} (m+1+a)}{(\mu_d/\rho)^m} \quad (m \text{ の値については 3 章参照}) \quad (16)$$

3. 各流体モデル別土石流（水路内）研究の概説

まず、各流体モデルについて簡単な説明をする^{1)9) 10) 11)}。各流体の流動は、まず粘性流動と塑性

流動に分けられる。粘性流動とは応力 τ とひずみ速度 $\dot{\gamma} = \partial u / \partial y$ の $\tau - \dot{\gamma}$ 曲線が座標の原点を通る場合（図-1 参照）を意味し、これに対して塑性流動とはある一定の応力 τ_c （降伏値）以下では流動が起らず、 $\tau - \dot{\gamma}$ 曲線が τ 座標軸と τ_c で交わる場合を意味する。さらに粘性流動は水のように $\tau - \dot{\gamma}$ 曲線が原点を通る直線（ $m=1$ ）で表わされるニュートン流動と、原点は通るが曲線である非ニュートン流動に分けられる。また、塑性流動は τ_c 値以上の応力に対し $\tau - \dot{\gamma}$ 間に直線関係（ $m=1$ ）の成立するビンガム流動と、曲線関係となる非ビンガム流動（一般の塑性流動）に分けられる。非ニュートン流動に分類されるものに図-1 では m が物質によって決まる擬塑性（分散系）流動とダイラタント（分散系）流動が示されている。

(1) ニュートン流体モデル (Newtonian fluid model)

Newton (1687) が流体内部各層間の間に生じる流動抵抗は、各層間の相対速度に比例する（粘性抵抗の概念）と仮定したのがこのモデルの起源といわれる。これは水の如き流体の抽象概念で、応力 τ とひずみ速度 $\dot{\gamma}$ の関係曲線が原点を通して直線で表わされるので、上述の式で $m=1$ 、 $a=0$ （ $\tau_c=0$ ）となる。

掃流や浮流のような流体力による土砂輸送作用が主体となる土砂流の流動形態はニュートン流体的な流動形態をとるものと考えられる。

土石流の実験でもこのモデルが使われている。桜島の野尻川砂防流路工の計画、設計のための建設省土木研究所による水理模型実験¹²⁾は泥流を非定常として取扱い、実測資料をもつ2回の泥流を対象として、縮尺 1/40 の模型実験に再現させた準備も実施も勝れたものである。この実験の相似則にはフルードの相似則が適用されていて、使用した流速式はマンニング式(3式)だったが、実験結果の考察で河口から 500 ~ 600 m 内の平均流速を整理して、実験の方がやや大きくなっているがオーダ的には良く一致しているとし、段波速度については現地泥流を相似できるとされている。実施前に泥流の機構を検討して、流れの掃流力からみて泥流のピーク流量が掃流的な取扱いで示せると仮定して、マンニング式で $n=0.02$ 、 $h=1.2$ m、 $I=1/20$ として計算を進めている例である。

(2) ビンガム流体モデル (Bingham's plastic fluid model)

Bingham (1919) が油絵具について初めて塑性と粘性の結合を見出したことによってビンガム流体の概念ができたので、 τ_c をもち $m=1$ とするモデルである。

谷口 (1974)⁹⁾ は土石流の基礎的研究として、粘土粒子を含む泥しょう流がこのビンガム流体としての挙動を示すことを実験と解析で明らかにしている。このモデルを用いた泥流・土石流関係の研究には矢野・大同 (1965)、Johnson (1970)、Rodine・Johnson (1976) などがある¹³⁾。

平野ら (1978)¹⁴⁾ は、0 ~ 227 cm/sec の速度（勾配 0 ~ 0.6 %）で後退するベルトコンベア式の実験水路を創って、土石流の先端部の段波をその伝播速度と同速度で移動する座標軸系における現象として静止させてとらえることを試みた。ほぼ均一な分布のメサライト（ $d_{50}=0.82$ cm、 $\sigma=1.55$ ）及びガラス球（ $d_{50}=0.52$ cm、 $\sigma=2.55$ ）を用いた土石の流動実験で、粒子の深さ方向の流速分布は殆んど一様流体のようになり底面において滑りを生じた形となること、Dement'yev (1975) の擬似乱流（ $\tau = K_T \dot{\gamma}^2$ ）よりは擬似層流（ $\tau = K_L \dot{\gamma}$ ）として導いた流速関係式に実験値が比較的適合することなどを確かめている。観察によっても底面近くを除くと粒子同志の衝突は生じておらず、粒子が接触して相対運動をしているようであるという。垂直方向の濃度 C_d の分布もほとんど一定で底面近くの1粒径ほどの厚さで C_d はかなり小さいこと、又水路勾配にかかわらず C_d は一定だったと、特

色ある実験結果を示した。これは最近、土石流モデルの主流に定着してきていると考えられる Bagnold のダイラタント流体の概念を発展させた高橋のモデル¹³⁾における説明と異った 2, 3 の発見が示されたということに興味深い研究である。当時筆者にはよく分からなかったが、この実験装置に関する特定の現象、例えば底面で粒子が滑り易いとか、が生じていないかということと、これはダイラタント流動でないことは明らかだが、厚層のビンガム流動の栓流 (plug) の部分が底面近傍の C_d の小なる薄層流体の上を滑っている流動形態と 考えられ、こんな流動形態も土石流の特別な条件のケースでは生ずるだろうという考えを持った (底面粗度との関係というようなことは 55 年度に粗度の異なる実験を計画するまではまだはっきりした形でとらえてはいなかったのである)。筆者らの 54 年度の有珠山の土砂を用いた泥流流下実験 (粗度の小なる実験)⁶⁾では多くがビンガム流動を示した。

吉高ら(1980)¹⁵⁾の研究は、南九州に存在するシラスの土流を一応ビンガム流動とみなして始めた 1977 年の研究から続けられてきたもので、サーミスターの低速時の検定方法の開発によってシラス土流 (実験) の内部流速を測定することに成功した。15 cm 幅の水路 ($\theta = 15^\circ$) の上部にシラス ($d_{50} = 0.023$ cm, $\sigma = 2.328$) を 5, 10 cm の厚さに敷き固め、それに 120 ~ 150 mm/時の雨を降らせ、自然崩壊でシラス土流を発生させている。土流密度 $\rho' = (\sigma - \rho) C_d + \rho$ が大きい ($\rho' = 1.56$) 場合、上層の流速差は小さくビンガム流動の分布が見られ、 ρ' が小さい ($\rho' = 1.37$) 場合、流速はより早く流速分布はニュートン流動 (水の層流流速分布) ににていることを明らかにした。 y_c (せん断底層厚) を計算して ρ' との関係を示し、 $\rho' > 1.45$ では $y_c/y < 1.0$ でビンガム流動的となること、すなわち C_d が大きく ρ' が大きくなるとビンガム流動とみなされる集合流動をすることが分かる。一方、擬塑性流動と考えた場合の m 値 (実験からの上下層流速比と y のみで計算した流速比による) の算定では、 ρ' が大きい ($\rho' = 1.56 \sim 1.48$) ときは $m \approx 3.3 \sim 2.5$, ρ' が小さい ($\rho' = 0.45 \sim 1.37$) ときは $m \approx 1.1$ となる。従ってシラス土流は $m > 1$, $\tau_c = 0$ なる擬塑性流動であるともみられるが、 m 値の決定には ρ' すなわち C_d の影響が強いことを示唆している。以上のことは、標準砂などでの土石流 (実験) が Bagnold の粒子流、すなわちダイラタント流体の流動を示すのに対し、シラス土流の方はダイラタント流動として解釈することが無理なことを明らかにしている。何れにしてもシラス土流の粒子は C_d がかなり小さくならないと個々には流れないようである。

(3) ダイラタント流体モデル (the dilatant fluid model using Bagnold's dilatant fluid concept)

Reynolds (1885) は沈降した砂について、形状ひずみを生ずると必ず体積変化もあるという粒状体のダイラタンシー現象を発見したという。Pryce - Jones (1948) は流動の分類でダイラタント分散系をあげ、低いひずみ速度 $\dot{\gamma}$ ではニュートン流体の性質を示すが、ある限度以上の $\dot{\gamma}$ では粘度が $\dot{\gamma}$ に伴って増大する分散系としている¹⁰⁾。

最近のダイラタント流体モデルの概念は Bagnold (1954) によって導かれた分散応力の概念を基にするもので ($m = 0.5$, $\tau_c = 0$)、高橋 (1977-80)^{1) 13) 16) 20)} はこれを土石流に適用して、土砂礫と水とが一体となった流れの発生、流動、停止について理論的考察を進め、水路実験によってその検討を行い、この理論の土石流への適用の妥当なことを明らかにした。この流体モデルを簡単に説明すれば、高濃度の土砂礫と水とが一体化した高速な集合流動では、各粒子間において接触、衝突がはげしく、それによって分担されるせん断力が流体部分の粘性によってうけもたれるせん断力に比して大きく、近似的には粒子の接触、衝突による見かけ粘性のみを考慮に入れた流体としての取扱いが許されるも

のといえよう。

高橋(1977)¹⁾¹³⁾は幅20cm、深さ40cm、長さ7mで、勾配が0°から30°まで可変の1面ガラス張りの鋼製水路を用いて、 $d_{50} = 5.8, 3.5, 3.0\text{mm}$ の3種の実験砂を予め水路床に一樣に敷きつめておき、上流端より一定流量の水又は泥水を与えて砂礫床上に表面流が生じた場合に発生する土石流について測定し、流動特性や定常濃度などについて理論と実験値の適合を論じているが、さらに高橋ら(1980)¹⁶⁾において大容量給砂装置を用いた固定床一様水路上に発生させた各種濃度の土石流についても、移動床実験におけるものと大差はなく、平均流の特性はダイラタント流体として記述できることを明らかにしている。

まず、土石流濃度について述べる。Bagnold(1954)はダイラタント流体の流動式として、粒子運動の激しい慣性領域において次式を提案している。

$$P = a_i \cos \alpha \cdot \sigma \lambda^2 d^2 \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^2, \quad \lambda = \{ (C^*/C_d)^{1/3} - 1 \}^{-1} \quad (17)$$

$$T = \tan \alpha \cdot p \quad (18)$$

ただし、 P は粒子間圧力で粒子の接触(衝突)によって生ずる垂直応力、 T は粒子同士の接触(衝突)によるせん断力。また、 a_i は定数でBagnoldは0.042を与えているし、高橋の方法の異なる実験でもほぼこの値となっている。 α は粒子の衝突条件によってきまる角度、Bagnoldは砂流の流れでは安息角 ϕ_r としているが、高橋は少し大きい値である砂礫の内部摩擦角 ϕ と考えてよいという。 C_d :砂礫の体積濃度、 C^* :堆積層の砂礫の濃度、 σ :砂礫の密度、 d :砂礫の粒径。

P は曲水路の定常等流に対しては、高さ y よりも上方にある全粒子による垂直応力と等しくなければならぬから、(17)式から次式が成立する。

$$a_i \cos \alpha \cdot \sigma \lambda^2 d^2 \left(\frac{du}{dy} \right)^2 = C_d (\sigma - \rho) g (h - y) \cos \theta \quad (19)$$

また、流体によって受けもたれるせん断力が粒子の衝突によって受けもたれるそれに対し無視できる場合ゆえ(18)式から次式が成立する。

$$a_i \sin \alpha \cdot \sigma \lambda^2 d^2 \left(\frac{du}{dy} \right)^2 = \{ C_d (\sigma - \rho) + \rho \} g (h - y) \sin \theta \quad (20)$$

ただし、 C_d は水深方向に一樣分布としている。 ρ は水の密度、 θ は斜面勾配。

(19)と(20)式が同時に任意の y に対し成立するためには次式が必要である。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \alpha - \tan \theta)} \div \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (21)$$

C_d がこの濃度になったとき、安定な定常的な流れが達成され、これより小さいとき流体によって受けもたれるせん断力が大きくなり、移動床ではほぼこの C_d になるまで河床粒子が流れに取込まれることが確められている。固定床の場合は濃度は給砂量に依存するが、流し得る最大濃度は(20)式に近い。又、含み得る C_d は明らかに θ とともに増加している。また当然 $C_d < C^*$ であるが、実験結果から0.8 C^* 程度を最大値とすることも確められている¹⁾¹⁶⁾。

次に流速分布、平均流速の式について述べる。ダイラタント流体としての流動が認められるような土石流の定常状態における流動式は(20)式で与えられるが、(20)式から $y = 0$ で $u = 0$ という境界条件を満足する流速分布式を求めると次式を得る。

$$u = \frac{2}{3d} \left[\frac{g \sin \theta}{a_i \sin \alpha} \left\{ C_d + (1 - C_d) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \right]^{\frac{1}{2}} \left\{ \left(\frac{C_*}{C_d} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right\} \left\{ h^{\frac{3}{2}} - (h - y)^{\frac{3}{2}} \right\} \quad (22)$$

22式は、表面流速を u_s とすれば次式の如く表わせる。

$$\frac{u_s - u}{u_s} = \left(1 - \frac{y}{h} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (23)$$

22式から断面平均流速 U を求めると次式を得る。

$$U = \frac{2}{5d} \left[\frac{g \sin \theta}{a_i \sin \alpha} \left\{ C_d + (1 - C_d) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \right]^{\frac{1}{2}} \left\{ \left(\frac{C_*}{C_d} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right\} h^{\frac{3}{2}} \quad (24)$$

なお、粒子とともに一体となつて流れている部分に含まれる水のみ流量 $q = (1 - C_d) U h$ を用いて、上式から流速、流動層厚および抵抗則に関する無次元表示式が求められる。(また、実用上は22, 24式で α を粒子の内部摩擦角 ϕ におきかえてもよいと考えるので筆者はそうして扱っている。)

22式は固定床水路実験 ($\theta = 13^\circ \sim 22^\circ$, $d_{50} = 1.2 \text{ mm}$, 4 mm , C_d は10数%~50数%) で C_d の比較的小さな場合を含めて流速分布の実験値とよく適合している^{1) 16)}。

筆者らの55年度の有珠山の土砂を用いた泥流流下実験(粗度の異なる実験)⁶⁾では多くがダイラタント流動を示すことが確められている。

水を伴う流下流の流動機構については、精細な大同(1978, 1979)^{17) 18)}の研究があり、Bagnoldの前述の提案について、パラフィン粒子を用いた粒子流のせん断試験を行った結果、堆積物が流動する限界は静的な条件から求められているので、上流から流動する砂礫の衝撃など動的な外力が作用する時の流動機構の説明にはまだ不十分なことを指摘して、粒子流のせん断時のエネルギー消費について考察を進め、構成方程式を一義的に表わすことができた。また、流動外力が作用するときの移動限界と流動厚さを求めるため、これらの外力は表面力だがこれを質量力と見なして導入し、既往の解析を利用して一応の解がえられることを示している。

橋本・椿ら(1980)¹⁹⁾も土石流における粒子相互の接触機構と粒子間応力について、Bagnoldを始め色々な応力式が示されているが、それらとは別に粒子の接触機構(接点角の分布や衝突してから粒子の運動量変化、すべりの方向、単位時間あたりの衝突の回数、衝突の領域など)を実験的に観察して新しい応力式を提案している。

次に土石流解析モデル中発生、流動モデルと並んでいる停止・堆積モデル(表-1)についても言及すれば高橋ら(1979~80)²⁰⁾の一樣水路での土石流の停止、堆積機構の研究があり、また、勾配急変点での土石流扇状地の形成に関して行われた実験をもとに堆積危険範囲を予測する方法を考案したものがある。力学的機構に基づいたこの問題の研究の進め方の手始めとなるものである。

土石流の堆積形状については水山・渡辺・上原(1980)²¹⁾の研究も土石流の停止堆積過程とくに堆積形状について幅が一樣で上流から下流に水路勾配が順に変わる($25^\circ \sim 5^\circ$, $1/50$)水路と、これに拡幅された堆積部をとりつけるなどした水路とで、 $d_{50} = 2.41 \text{ mm}$ の一樣礫と、 $d_{50} = 5.06 \text{ mm}$ の混合砂礫による土石流実験を行って検討したものである。勾配が一樣でないところが特色で、現地に対応させたものである。

次に表-1にはもれているが、湾曲水路における土石流の挙動は流路工が湾曲して造られるケースが多い(例えば有珠山泥流対策流路工、写真-1)し、氾濫災害のあることから大事な研究課題であり、ごく最近これらの研究成果が発表されている。建設省土木研究所の水山・上原(1981)²²⁾の研究

究と、まだ筆者は刊行成果は与えられていないが京大防災研の芦田(1981)(1981.2 口頭で御教示をうけた)の研究成果がある。

何れも土砂を含まない($C_d = 0$)水だけの湾曲部の流況と土砂を含む流れの流況を比較しているが、 F_r 数の1より大なる場合の実験である。流れの抵抗則は清水の場合対数則に、土砂を含む場合は高橋の土石流の抵抗則に適合している。水山らの結果では、同流量で土石流の流速が清水のそれに比べて小さくなるが、湾曲部外湾側の水位上昇がほぼ同程度か逆に大きくなることが分かった。水位の最高のあたりでは堆砂が内湾側に高く(水位はなくなる)水位は外湾側で高くなるが流下方向に変化する。芦田の場合は、 45° の中心角の終点あたりが最高水位になっていて衝撃波と剥離がみられ、大きな転波(roll wave)が発生し、(筆者の聞き違いでなければ)これは土石流の方が清水の場合より外湾側水位を高くするように御伺いした。

4. 有珠山泥流に関する流路工内平均流速に関する実験⁶⁾

有珠山麓に堆積した火山灰、軽石を用いて昭和54・55年度に北大工学部防災研究室で行った実験条件、とくに路床粗度の違う各種の泥流の固定床上の流動に関する実験を紹介する。平均流速にもとづくモデル流体の想定と流速式の選定、泥流構成材料と流路条件の相違が流動(モデル流体)や流下形状におよぼす影響について述べ、実験に現われたダイラタント流体とビンガム流体の平均流速の適用区分について考察し、有珠山の現地でおこる泥流はダイラタント流動をするものと判定し、高橋の流速式による現地の流路工計画に有用な泥流流速推定図表例を作って具体的な説明をすることしたい。

(1) 水路実験の概要

図-3の如き、可変勾配(1:3~1:5)の泥流発生用上部水路と、4%~14.6%の水路勾配にできる泥流流動観測用下部水路の組合せで実験A(低粗度, $k_s = 0.019$ cm, $n = 0.01$)を48回、実験B(高粗度, $k_s = 1.22$ cm, $n = 0.02$)を38回、計86回行った。平均流速 U 、土砂濃度 C_d などを計測したが、先端波形形状で5つのタイプ(図-4)に分類された。実験A(低粗度)ではⅢ型(先端が尖ったくさび状、ビンガム流動、写-2)が多く、実験B(高粗度)ではⅠ型(先端が円い段波形状、ダイラタント流動、写-3)が多かった。(表-2)

泥流構成材料として使用した火山灰資料については表-3のとおりで、その粒径加積曲線は図-5に示される。

上部流路における泥流の発生状況の一例が写真-4に示されるが、各種の C_d の泥流を発生させる

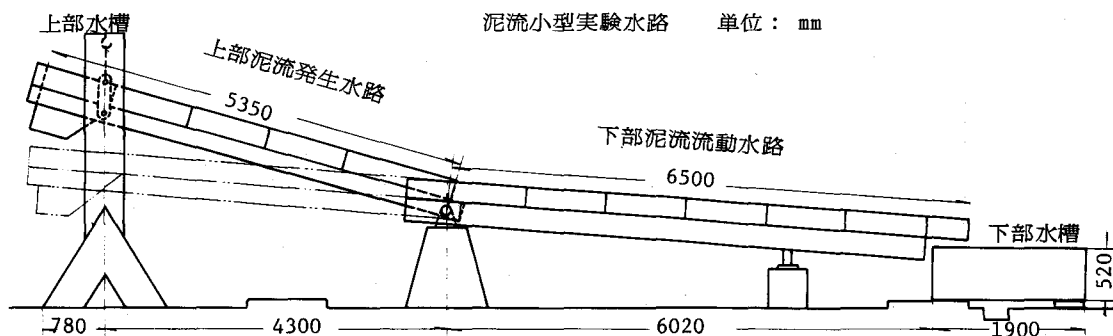
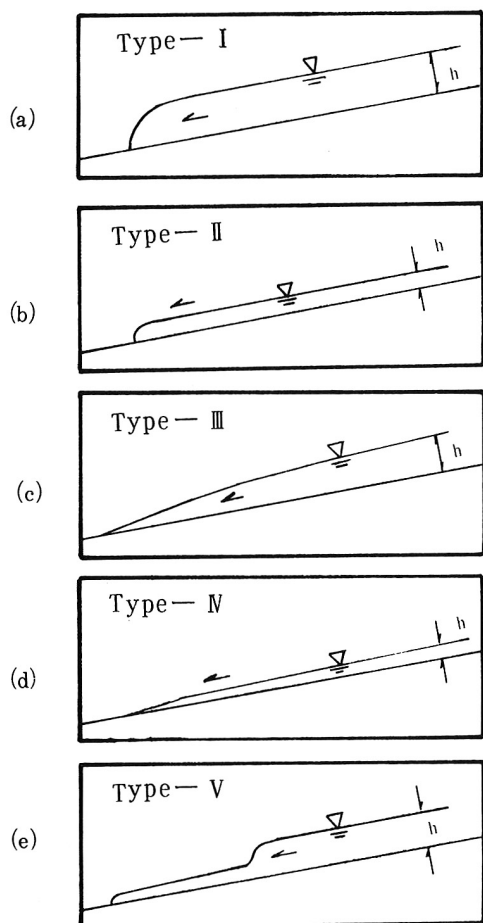


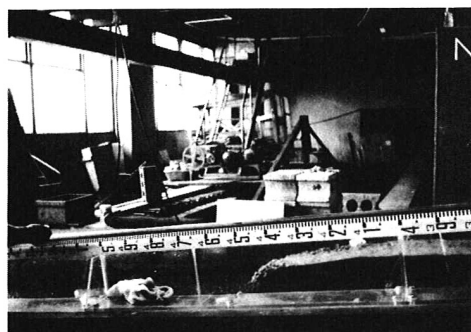
図-3 実験装置の概要



図ー４ (a)～(e)泥流の流下形状のタイプ



写真ー２ 実験Aの一例（タイプⅢ）



写真ー３ 実験Bの一例（タイプⅠ）

表ー２ 流下泥流の各タイプの発生数

形 状 タイプ	実験A（低粗度）		実験B（高粗度）		
	濃 度 高 $C_d > 0.35$	濃 度 低 $C_d < 0.35$	20mm通過 試 料	5mm,10mm 通 過 試 料	20mm通過 5 mm 以下 カ ッ ト
I	3 例	3 例	10 例	10 例	
II	4 例	11 例		6 例	4 例
III	12 例	7 例	4 例		3 例
IV	1 例	7 例		1 例	
V	3 例	13 例	5 例	11 例	
Vを除く 合計	20 例	28 例	14 例	17 例	7 例

表一 3 実験に用いた火山灰試料

使 用 材 料	篩 分 種 類	試料名称	中央粒径	比 重	実施実験
a. 西山川スリットダム 直上流右岸斜面 表面から深さ 1 m	20mm 通 過	A	1.95mm	2.18	A
	10mm 通 過	B	1.70	2.22	
	5 mm 通 過	C	1.50	2.33	
b. 小有珠右の川スリットダム 直上流 右岸斜面 表面から深さ数 cm	原材料のまま	D	0.98	2.51	B
c. 西山川スリットダム 直上流右岸斜面 (a よりやや上流) 表面から深さ数 10 cm	20mm 通 過	E	1.88	2.37	
	20mm 通 過 5 mm 残 留	F	7.97	2.02	
	10mm 通 過	G	1.80	2.36	
	5 mm 通 過	H	1.34	2.42	



写真一 4 上部流路における
泥流の発生状況

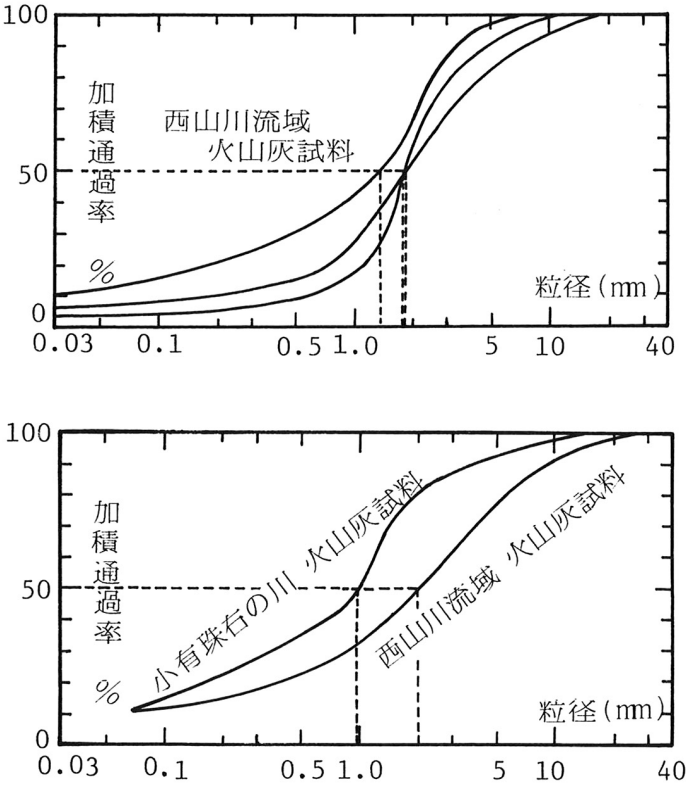
ために上部水路の勾配は高橋
の20式によって与えられた。

(2) モデル流体のあてはめ

前章では各種の土石流材料
の実験において、それらの土石
流がダイラタント流体、ビン
ガム流体、或いは他の流体の

流動として扱えることが示された。さて、火山泥流は粗粒子からシルト分まで構成材料の幅が広いの
でどのモデル流体によって流れの性質を表現できるのか、実験値のあてはめによって確かめてみた。

さて、(19), (16)式に平均流速式が導かれているが、前章によって m を決めそれぞれの流体別にかきあ



図一 5 材料の粒径加積曲線

らためてみる。

- 1) ニュートン流体: $m=1$, $a=0$, $S_d=1$ となり, その平均流速式は,

$$U = \frac{g h^2 \sin \theta}{3 \mu_d / \rho} \quad (25)$$

- 2) ビンガム流体: $m=1$, $0 < a < 1$, $S_d > 1$ となり, 平均流速は,

$$U = \frac{S_d g h^2 \sin \theta}{6} X_1 \quad (26)$$

$$\text{ただし, } X_1 = \frac{(1-a)^2 (2+a)}{\mu_d / \rho} \quad (27)$$

$$\mu_d = \mu_w \cdot \left(1 + \frac{3}{1/C_d - 1/0.52} \right) \quad (28)$$

ただし, μ_w : 水の粘性係数。

- 3) ダイラタント流体: $m=0.5$, $a=0$ とすれば, 平均流速式は,

$$U = \frac{4}{15} \sqrt{S_d g \sin \theta} h^{\frac{3}{2}} \cdot X_{0.5} \quad (29)$$

$$\text{ただし, } X_{0.5} = \frac{3}{2 \sqrt{\mu_d / \rho}} \quad (29)$$

高橋のダイラタント流動に対する U の式は前述のとおり, 24式として与えられている。変形して再記すれば,

$$U = \frac{2}{5d} \cdot \frac{(C_*/C_d)^{\frac{1}{3}} - 1}{\sqrt{a_i \sin \phi \cdot \sigma / \rho}} \cdot \sqrt{S_d g \sin \theta} \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (30)$$

ただし, d : 粒子の代表粒径, C_* : 最も密につまった状態の土砂の体積濃度, a_i : Bagnold による実験で 0.042, ϕ : 粒子の動摩擦角。

28, 30両式から

$$X_{0.5} = \frac{3}{2d} \cdot \frac{(C_*/C_d)^{\frac{1}{3}} - 1}{\sqrt{a_i \sin \phi \cdot \sigma / \rho}} \quad (31)$$

実際の泥流がダイラタント流動のとき, $X_{0.5}$ は d および C_d の関数としてまとめられることを示している。 $\{(C_*/C_d)^{\frac{1}{3}} - 1\} = 1/\lambda$ は, 泥流中に含まれる粒子間の平均的な間隔を意味しており, λ は粒子の折触, 衝突の割合の大きさに関係し, 線濃度と呼ばれる。

実験値のあてはめは, 15式に測定できる値 h , S_d , $\sin \theta$ 及び U を入れて, m および a , μ_d/ρ など不明量を推定すればよいわけである。つまり不明な量からなる $\hat{X}_m$ を, 他の測定可能な量から逆算すればよい。実測値に $\wedge$ をつけると,

$$\hat{X}_m = \frac{(m+1)(m+2)\hat{U}}{\hat{h}(\hat{S}_d g \hat{h} \sin \hat{\theta})^m} \quad (32)$$

各実験値の整理を行い, 実験 A については $m=1$, 実験 B については $m=0.5$ でよいまとまりがえられた。図-6 は $m=1$ としたときの $\hat{X}_1$ と C_d の関係を実験 A の資料でタイプ別に分けたもの。 X_1 は μ_d/ρ , a などから構成され, このうち μ_d は 28式で表わせるので, $\hat{X}_1$ に 28式を乗じて $(1-a)^2$

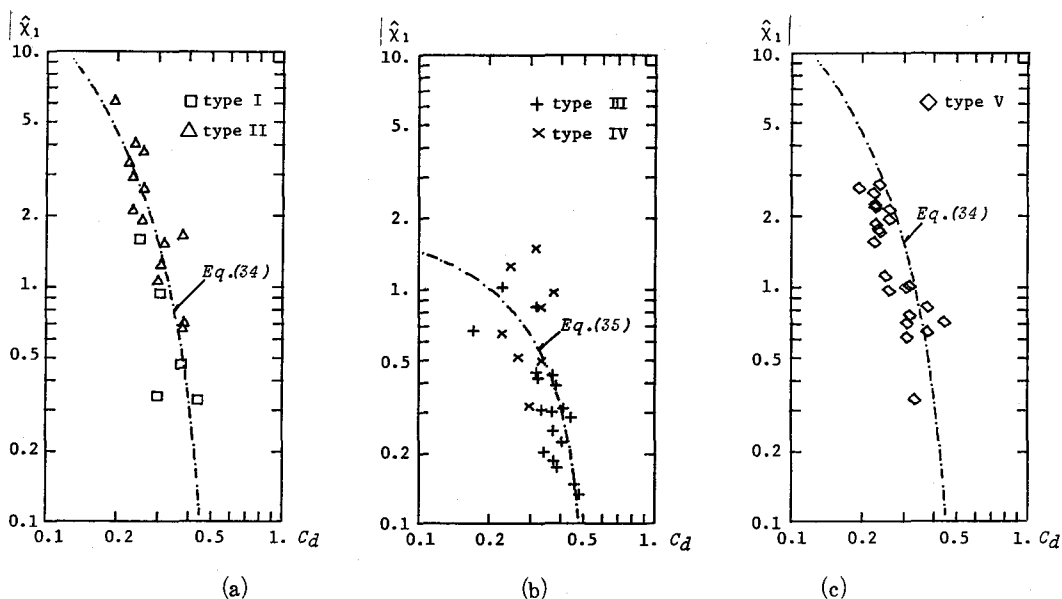


図-6 (a)~(c) $\hat{\chi}_1$ と C_d のタイプ別の関係

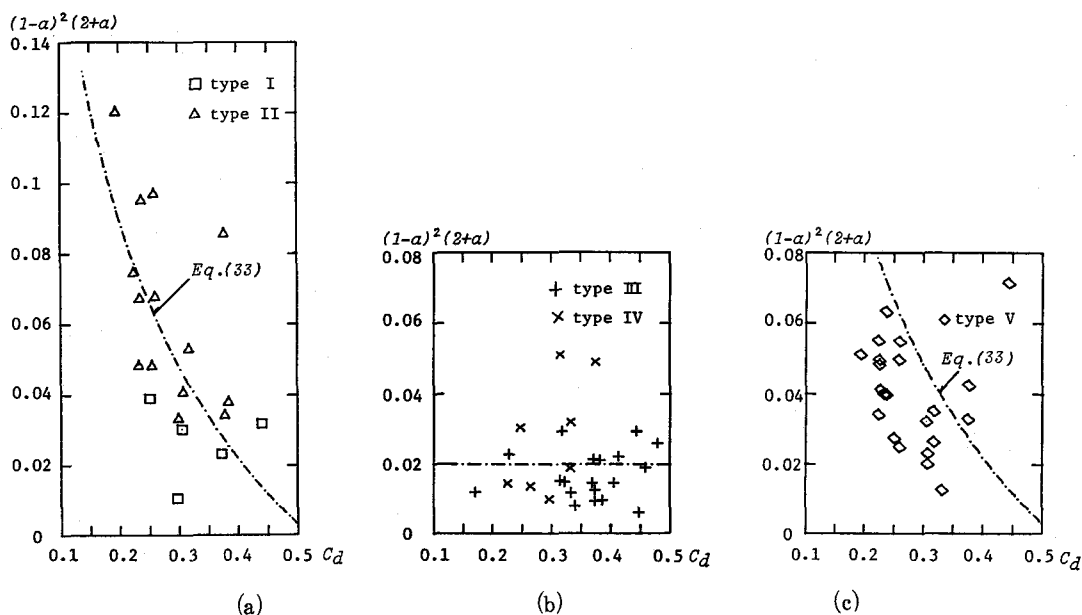


図-7 (a)~(c) a と C_d のタイプ別の関係

($2+a$) の推定値を求めると図-7 のようになる。 a の物理的意味は、固体的な性状をもつ表層部の厚さの h に対する比なので、これらの値も粒子間の平均間隔に関係するものと考えられる。このことを考えながら図-7 (a) に対する曲線のあてはめを行うと、

$$(1-a)^2(2+a) = 0.24 \left\{ \left(\frac{C_*}{C_d} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right\} \quad (33)$$

がえられる。ただし $C_* = 0.52$ としている。同式はタイプ V に対しても上限を与えるようで、V が段

波の性質をもつのではなく、流れとして扱いうることを示している（ビンガム流動のとき）。

式(33), (28)によって(27)式を表わすと、次式となる（図-6(a), (c)）。

$$X_1 = \frac{0.24 \left\{ (0.52/C_d)^{\frac{1}{3}} - 1 \right\}}{(\mu_w/\rho) \cdot \left\{ 1 + \frac{3}{1/C_d - 1/0.52} \right\}} \quad (34)$$

タイプⅢ, Nの場合は、次式となる（図-6(b)）。

$$X_1 = \frac{0.02}{(\mu_w/\rho) \cdot \left\{ 1 + \frac{3}{1/C_d - 1/0.52} \right\}} \quad (35)$$

次に図-8は、 $m = 0.5$ として計算した $\hat{X}_{0.5}$ と C_d との関係を実験Bの資料についてみたものである。図で分かるとおり、これは粒径 d ごとにまとまって整理されるようであり、高橋による(30)式が成立するものと考えられる。ただし、 d は篩通過の最大粒径をとっている。（ a_i を0.042としていることと関係があるかもしれない。）実験Bの他の特徴は、Vを除いてタイプによって流速の違いが表われないことである。タイプVは、段波の性格が強く、波速は流速より大きい。

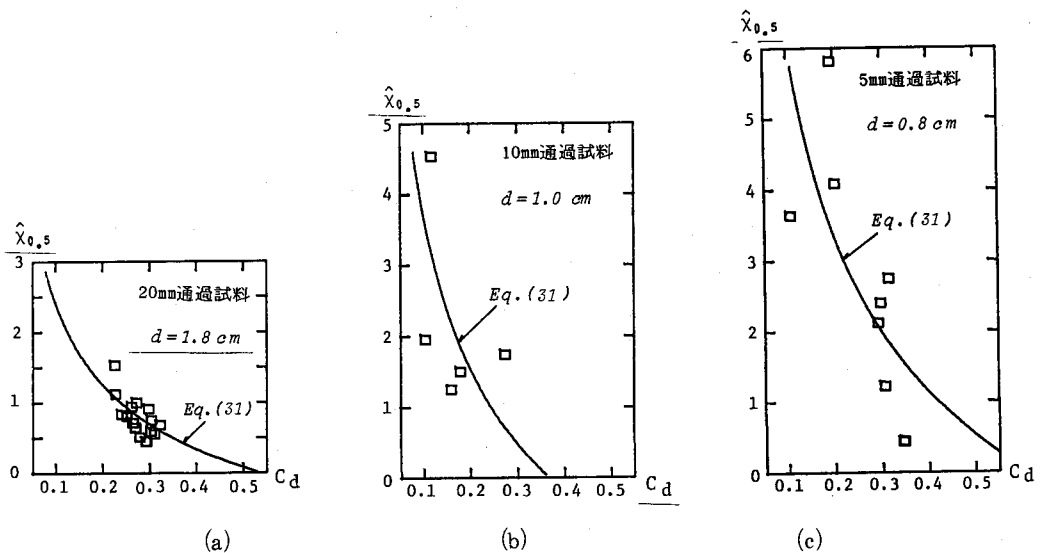


図-8 (a)~(c) $\hat{X}_{0.5}$ と C_d の粒径別の関係

(3) 平均流速式の $Re_d - D_*$ 図による適用区分

異なる2種類の流動について考えてみると、実験Aのように路床粗度 k_s が小さく、また泥流の流下力を表わす $u_* = \sqrt{g h \sin \theta}$ がそれほど大きくない流れに関しては、泥流中の粒子の接触、衝突する機会が少なく、路床からのせん断力は、むしろ粒子間をうめる泥しょうの粘性抵抗によって受けもたれ、バランスしているものと考えられる。このような流動は本質的には谷口(1974)⁹⁾などの実験と同じ性質をもつことが予想され、内部の粗粒子は泥しょうの移動とともに位置を変えるのみで、余り流速に影響せず、泥しょうの粘性係数が重要な働きをするものと考えられる。

一方、 k_s が大きく、また粘性抵抗に比して u_* の大きな流れでは、粒子間の接触、衝突の機会が大きくなり、路床からのせん断力の大部分は、これらの粒子間の摩擦、衝突によって受けもたれるよう

になるものと考えられる。

すなわち路床に接する粒子が大きな粗度によっておしとどめられる一方、上層の粒子が次々に下層の粒子の上を乗りあげる結果、粒子の接触による見かけの粘性のみを考慮に入れた流体の性質となるものと考えられよう。

以上の考察から、泥流の流動は、粗度に関するレイノルズ数

$$R_{ed} = \frac{u_* k_s}{\nu_d} \quad (36)$$

などのパラメータによって区分できるものと予想される。ただし、 $\nu_d = \mu_d / (S_d \rho)$ 。

一方、ダイラタント流動は、粒径 d が余り小さい場合には生じないことが知られており、また濃度が低すぎる場合にも起りえないのは当然なので、これらを含めたパラメータとして次の D_* のようなパラメータを採ってみる。

$$D_* = \frac{\sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d^3}}{\nu_w} \left\{ (C^*/C_d)^{\frac{1}{3}} - 1 \right\}^{-1} = \frac{\sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d^3}}{\nu_w} \lambda \quad (37)$$

ただし、 λ ：線濃度。上式は、粒子の沈降速度に関係する無次元量と前述の線濃度との積で d が小さく、また C_d が小さい程小さな値となる。

式(36)、(37)両式で泥流・土石流の流動（流体）の区分を提案して試みたのが図-9である。図中には本実験の他に池谷・上原(1978)¹²⁾による建設省土木研究所の野尻川流路工水理模型実験の測定値の一部によって筆者らが解析区分したもの、又高橋(1977)¹⁾の（発生）実験の各データが記入されている。資料数が少なく、特に D_* の小さいものに対するデータがないのでまだ明確ではないが、図中の破線のような傾向で両流体を区別できるのではないと思われる。現在のところ明らかなのは、 $R_{ed} \approx 60$ を境に、これより小さな R_{ed} の範囲ではビンガム流動が、大きい範囲ではダイラタント流動が生ずるということである。また、一般に泥流と目される流動は、粗粒子を含むある程度高濃度のもので、 D_* による制限は実用上あまり問題がないかもしれない。

(4) 模型実験の相似律についての考察

泥流の平均流速が(30)式で定まるとすれば、 F_r 数による相似条件は一般に次式で与えられる。

$$\frac{d_m^{-1} (S_{dm}/\sigma_m)^{\frac{1}{2}} \left\{ (C^*/C_{dm})^{\frac{1}{3}} - 1 \right\} I_m^{\frac{1}{2}}}{d_p^{-1} (S_{dp}/\sigma_p)^{\frac{1}{2}} \left\{ (C^*/C_{dp})^{\frac{1}{3}} - 1 \right\} I_p^{\frac{1}{2}}} = \lambda_v \quad (38)$$

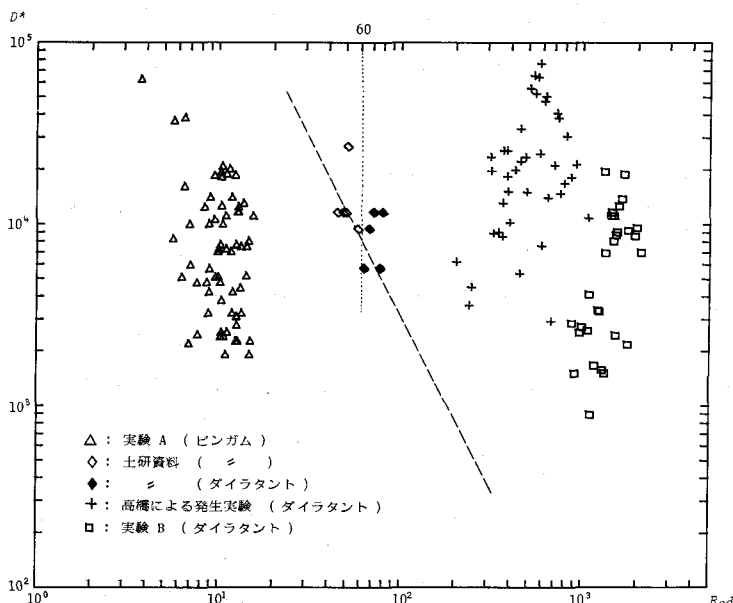


図-9 ビンガム流・ダイラタント流の区分(長谷川・山岡)

$$\text{ただし、ダイラタント流動の条件 } R_{edm} = \frac{\sqrt{g h_m I_m k_{sm}}}{\nu_{dm}} > R_{ed*} \approx 60 \quad (39)$$

がいる。又サフィックス m , p はそれぞれ模型と原型を表わし, λ_v は垂直縮尺を表わし, $\lambda_v = h_p / h_m$ である。

現地と同一の材料を用いる場合 ($d_m = d_p$, $\sigma_m = \sigma_p$) は I_p がある程度小さい場合以外は実験実施が難しいようである。それでは模型の泥流材料を縮める場合はどうか。最も単純な場合は $d_m / d_p = 1 / \lambda_v$ とすればよく, このときは, $C_{dm} = C_{dp}$, $I_m = I_p$ のままで相似が保持される。しかし, d_m が限度以下に小さくなればやはりダイラタントとしての性質が失われるので, λ_v が大きい実験は不可能である。この場合, dm をある程度縮めて, 残りの分は C_{dm} や I_m を調節するとよい。濃度調節の困難さを考えると, dm と I_m による歪模型が最も実現性がある。

$$dp/dm = \lambda_d \text{ として, } \lambda_h^{\frac{1}{2}} \lambda_v^{\frac{3}{2}} \lambda_d^{-1} = 1 \quad (40)$$

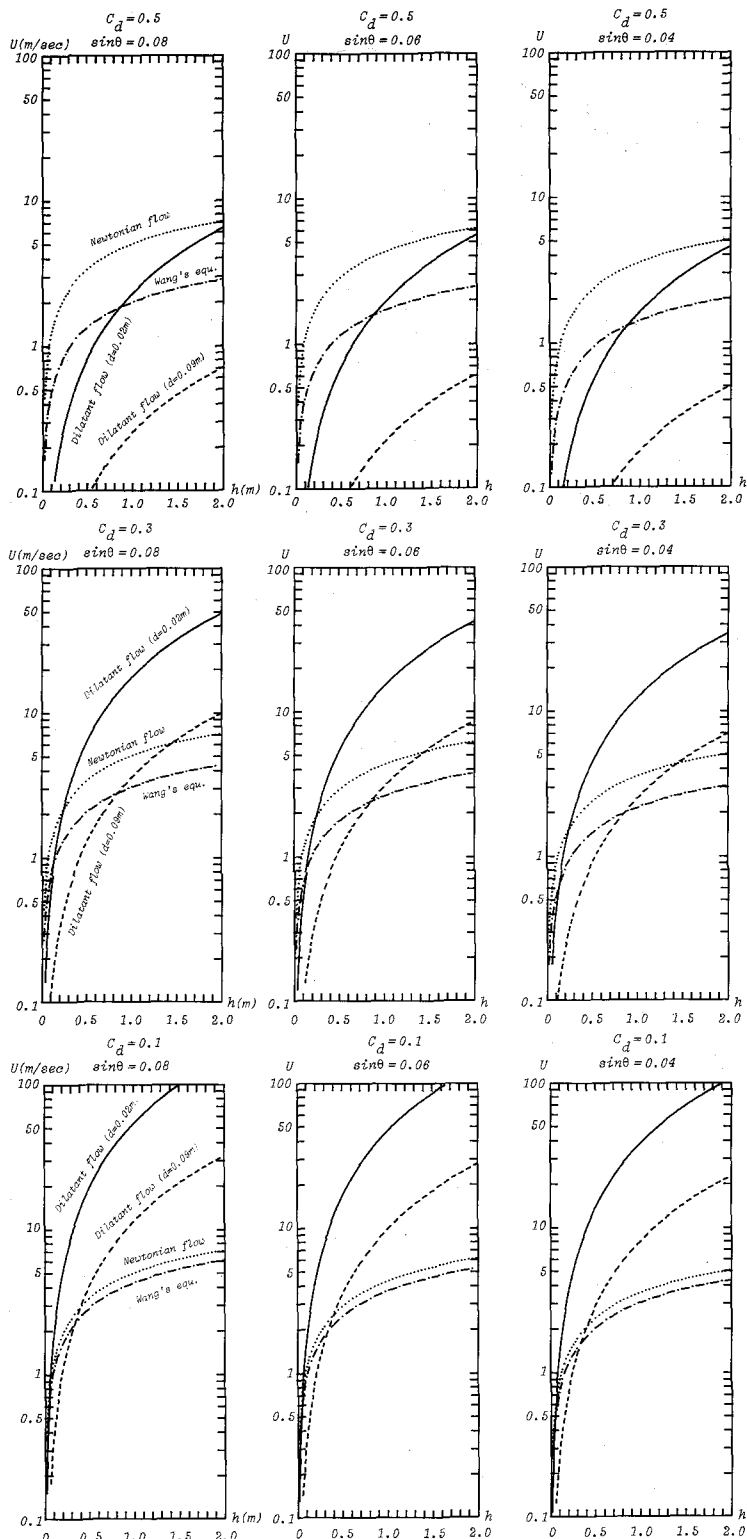
をみたすように λ_v , λ_d をきめれば同一の C_d で実験ができる。ただし, λ_h は水平縮尺で, $\lambda_h = 50$, $\lambda_v = 10$ とすれば, $\lambda_d \approx 4.5$, $I_m = 5 I_p$ なので, これは妥当な条件であろう。

(5) 流路工 (有珠山泥流災害防禦用) 計画, 照査用平均流速図表 — 最近の研究の応用 —

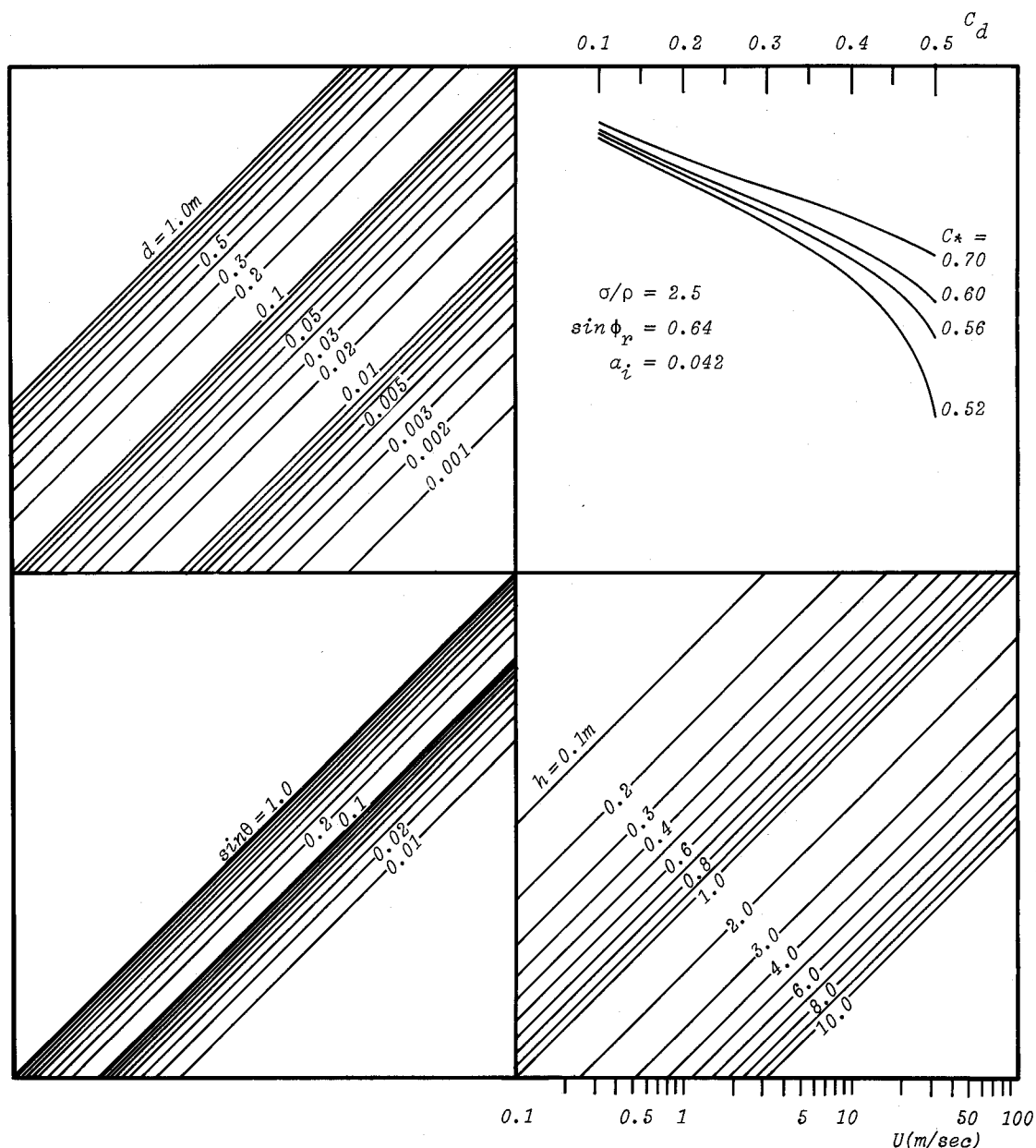
有珠山泥流を山麓から扇状地上の市街地 (洞爺湖温泉街など) を流路工によって流下させ洞爺湖内に流入させる防禦施設がすでに 4 本完成していることは前に述べた。湾曲流路工が多く, 前述の外湾側の水位上昇や勾配 (上流側 0.08 から湖岸近くで 0.04 に変わる) の変化による堆積の検討も必要なのだが, まず直線部一様勾配流路工としての断面の決定が必要で, 前述の $R_{ed} - D^*$ 図で選定されたモデル流体の平均流速式が用いられる。

1) 図-10の $U - h$ 図は, ほとんど現地の状況をカバーした土砂濃度と勾配に対する $U - h$ 図の一部で, 幅員 10m 矩形断面の流路工を考え, ニュートン流体としての Manning 式 (3式), Wang の式 (2式) では, 幅員 10m として径深の計算をしてあり, コンクリートの 5 m おきの頑丈な目地や地殻変動による不陸を考えて道土木部砂防課の設計⁷⁾ にならって $n = 0.05$ としている。一応現地泥流はダイラタント流体と筆者らの解析では判定されたので, その U の計算は高橋の 30 式を用いて d が 2 cm の場合と 9 cm の場合について計算してある。これらの図で分かるようにニュートン流体の Manning 又は Wang の式での計算 (道庁土木部は $C_d \leq 0.10$ で有効といわれる Wang の式で設計している - 53 年度完工分⁷⁾) は, h が 2 ~ 3 m の場合を考えると, C_d が 0.1 ~ 0.4 までは Wang の式で間に合う範囲にあり, 現地の流路工の断面は妥当なものと考えられることが分かる。ただ土砂濃度が 0.5 となると, d による。粒子粒径が 2 cm ~ 数 cm では安全側として, 数 cm から 9 cm になるとダイラタント流体としての設計が必要となろう。(1978. 10. 24 泥流で現地で目撃された条件では d はほぼ 2 cm。)

2) 図-11は共軸法 (the co-axial method) で 30 式を図表化したものである。 C_d から始められ, C^* , d , $\sin \theta$, 及び h の 5 変数にそれぞれ値を与えられると, 平均流速 U (m/sec) を求めることができる。ただし, $\sigma / \rho = 2.5$, $\sin \phi_r = 0.64$, $a_i = 0.042$ として作られている。例えば $C_d = 0.48$ とすればその点より垂線を $C^* (= 0.56)$ におろし, 左へ水平に $d (= 0.05 \text{ m})$ にあてて, さらに垂線を $\sin \theta (= 0.08)$ におろし, 右に水平線を出して $h (= 1 \text{ あるいは } 2, 2.5, 3 \text{ m})$ との交点から下におろしてそれぞれの $U (= 1.8 \text{ あるいは } 4, 6.5, 9 \text{ m/sec})$ を得ることが



図一〇 各平均流速式による流路工のU-h図 (山岡・道口)
 $(C_d = 0.5, 0.3, 0.1, \sin\theta = 0.08 \sim 0.04, \text{幅員} 10\text{m})$



図一11 有珠山泥流(ダイラタント流動)平均流速算定用5変数共軸相関図(藤田・長谷川・山岡)

できる。流路工の幅を10mとすれば、それらの h に対応する泥流・土石流の流量 Q が18, 80, 163, 270(m^3/sec)とえられ、 $Q-h$ 曲線をかいておけば、任意の計画土石量 Q に対する所要の h を得ることができよう。例えば $Q=100(\text{m}^3/\text{sec})$ なら $h \doteq 2.15 \text{ m}$ ($U \doteq 4.65 \text{ m/sec}$)、 $Q=50 \text{ m}^3/\text{sec}$ なら $h \doteq 1.60 \text{ m}$ ($U \doteq 3.12 \text{ m/sec}$)位と図上で算定することができる。

5. あとがき

流路工内の土石流に関して筆者が勉強させていただいた最近の研究を、各モデル流体別に概説し、筆者らが2か年かけて行い、一応まとめたばかりの有珠山泥流に関する(流路工計画にかかわる)水理実

験の結果から、路床粗度の効果、モデル流体の決定方法、ダイラタント流動とビンガム流動の区分図について述べ、また研究成果の現地応用のための図表の一部に言及した。

学界のこの方面の最近の活発な研究活動が筆者らの研究結果にも反映して実りあるものにさせていただいたことや、現地施設の計画・照査への適用の仕方の一例などを御理解いただければ幸いである。

謝 辞

本稿中に報告した有珠山泥流に関する流路工内の平均流速の実験を行うに際しては、京都大学防災研究所長芦田教授に採用水路の形式について有益な御助言をいただいた。また実験中、九州大学水工学部椿教授からも有用な御意見を受けた。共に厚く感謝しています。当研究の視標となった高橋 保、平野宗夫、池内 浩、谷口義信、その他（順不同）の各著者の方々に対しては深甚の謝意を表すると同時に本稿での御紹介文中に必ず筆者の不勉強による誤解があることと恐縮しています。予め御寛容と御教示を御願います次第です。

なお、4章は主として昭和54・55年度文部省科研費試験研究(2)485135（研究代表者：山岡）の成果によるが、一部は昭和55・56年度文部省同費自然災害科学特別研究(1)00502002（研究代表者：門村 浩）によることを誌しておきます。最後に、有珠山火口原にまで土砂採取に行かれた藤田助教授始め防災工学研究室の全員、実験に協力された学生諸君に謝意を表し、とくに長谷川助手の実験の実施ととりまとめにおける貢献を評価したいと思います。

参 考 文 献

- 1) 高橋 保：土石流の発生と流動に関する研究，京都大学防災研究所研究年報第20号B-2，昭和52.4（1977）。
- 2) 矢野勝太郎：土石流災害と砂防，土木技術第35巻8号，昭和55.8（1980），pp.32-38
- 3) 田畑茂清：土石流調査について，第8回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，昭和46.10（1971），pp.83-84
- 4) 山岡 勲 他：48.9道南豪雨災害（とくに小谷石）の降雨，出水（土石流）及び斜面崩壊について，昭和48年9月道南及び東北北部豪雨災害の調査と防災研究（文部省科研費自然災害特別研究(1)802031報告書（研究代表者：山岡 勲），昭和49.1（1974），pp.52-68
- 5) 有珠山周辺地域における災害防止対策等に関する報告集（昭和55年度），北海道有珠山周辺地域対策プロジェクトチーム，昭和56.3（1981）
- 6) 山岡 勲・長谷川和義 他：流路工内を流れる泥流の平均流速に関する実験，昭和54・55年度文部省科学研究費補助金試験研究(2)485135（研究代表者：山岡）「火山灰・軽石の集合流動（泥流）の発生領域と防災計画に関する研究」研究報告書，昭和56.3（1981）
山岡 勲・長谷川和義・藤田睦博：流路工内を流れる火山泥流の平均流速式の適用区分，土木学会年次学術講演会講演概要集第2部，（1981.10）
- 7) 有珠山土石流と闘う（砂防対策事業の記録），監修：北海道土木部砂防災害課，北海道土木工業新聞社，昭和54.9（1979），pp.213-219
- 8) 大杉 誠・河西秀夫・萩原能男：土石流に関する調査研究の現状，土木学会第35回年次学術講演会講演概要集第2部，昭和55.9（1980），pp.362-363
- 9) 谷口義信：土石流の基礎的研究—主として泥しょう流の流動学的解析—，宮崎大学農学部演習林報告第7号，昭和49.3（1974）

- 10) 森 芳郎：レオロジー，応用力学講座13，共立出版社，昭和32.12（1957）
- 11) M. ライナー改訂レオロジーの基礎理論（山田嘉昭・柳沢延房訳），コロナ社，昭和37.9（1962）
- 12) 池谷 浩・上原信司：桜島野尻川流路工水理模型実験報告書，土研資料1442号，建設省土木研究所篠崎試験所，昭和53.12（1978）
- 13) Tamotsu , Takahashi : "Debris Flow on Prismatic Open Channels ", Journal of Hydraulics Division , ASCE , Vol. 106, No HY3 , Proc. Paper 15245 , Mar., 1980
- 14) 平野宗夫・岩元 賢・猿渡裕明：固定床における土石流の流動特性について，第15回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，1978.10，pp. 483 - 484
 平野宗夫・岩元 賢：土石流の発生と流動に関する研究，文部省科研費（昭和51.52.53年度）自然災害特別研究「山林地の荒廃予測に関する基礎的研究（研究代表者：末 勝海）」研究成果，昭和54.3（1979），pp.37 - 52
- 15) 吉高益男・高野重利：シラス土流の流動特性に関する実験的研究，第17回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，1980.10，pp. 439 - 440
- 16) 高橋 保・長谷川伸：固定床一様水路における土石流の流動特性，土木学会第35回年次学術講演会講演概要集第2部，1980.9，pp.354 - 355
- 17) 大同淳之：水を伴う粒子流の流動機構，第15回自然災害科学総合シンポジウム講演概要集，1978.10，pp.485 - 488
- 18) 大同淳之：粒子流の流動式，第16回自然災害科学総合シンポジウム講演概要集，1979.9，pp.215 - 218
- 19) 橋本晴行・椿東一郎・末次忠司：土石流における粒子相互の接触機構と粒子応力，土木学会第35回年次学術講演会講演概要集第2部，1980.9，pp.352 - 353
- 20) 高橋 保・吉田 等：土石流の停止・堆積機構に関する研究(1)ー勾配の急変による堆積ー，京都大学防災研究所年報，第22号B-2，1979.4，pp. 315 - 328
 高橋 保：土石流の堆積危険範囲の予測，第17回自然災害科学総合シンポジウム講演概要集，1980.10，pp.165 - 166
- 21) 水山高久・渡辺正幸・上原信司：土石流の堆積形状，第17回自然災害科学総合シンポジウム，1980.10，pp.169 - 172
- 22) 水山高久・上原信司：湾曲水路における土石流の挙動，土木技術資料23巻5号，1981.5，pp.15 - 20.