

京都大学 防災研究所 正員 ○村 本 嘉 雄

" " " 道 上 正 規

" " " 下 島 栄 一

1. はしがき

洪水時における浮遊土砂の観測は従来より数多くの河川で行なわれ、浮遊砂の実測値には多量のウォッシュ・ロードが含まれていることが報告されており、ウォッシュ・ロードの推定はダムの堆砂量あるいは河川の濁度変化を予測する上で重要な課題と考えられる。また、ウォッシュ・ロードの生産および流出は山腹における雨水の表面流出の機構と密接に関係していると考えられるので、出水の形成と流下機構を究明する上でもウォッシュ・ロードの検討は有用な情報を与えると思われる。しかし、ウォッシュ・ロードを予測するには対象地点の上流域における土砂の流出、流下過程を追跡する必要があるがこれまで全流域および出水の全期間にわたる系統的な観測ならびに推算はほとんどなされていない。

本論文では、滋賀県の大戸川流域を対象として、出水およびウォッシュ・ロードの流出、流下過程を水理学的手法を用いて計算し、流域各点におけるウォッシュ・ロードの伝播特性、流量とウォッシュ・ロードの濃度との相関などについて考察するとともに観測結果との比較検討を行なう。

2. 大戸川における流送土砂の特性

大戸川は、淀川水系瀬田川の支川で流域面積 189 km^2 、河道長 37.6 km であって、図-1 に流域図を示す。地質は花崗岩が約80%を占め、一部に古生層、第三紀層、沖積層があるが、いずれも風化が進んでおり、生産および流送土砂は細粒でかつ極めて多く、瀬田川への流出土砂量は年平均約10万 m^3 と推定されている。¹⁾

図-2は大戸川における山腹の土砂、下流部の河床砂および流送土砂の平均的な粒度分布を示したものであって、粒径が約0.2 mm以下の微細砂は河床および掃流土砂にほとんど存在しない。また、大戸川では砂防ダムは満砂状態にあるので、この粒径範囲の微細砂は山腹から下流部まで浮遊状態で流送されていると考えられる。したがって、 $d < 0.2 \text{ mm}$ の流砂をウォッシュ・ロードと考

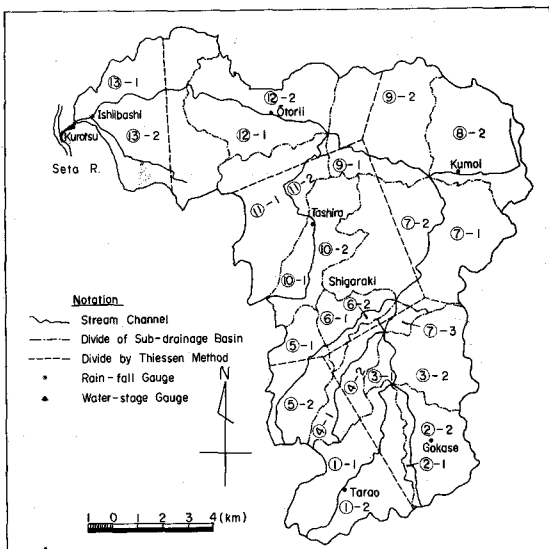


図-1 大戸川の流域図と流域区分

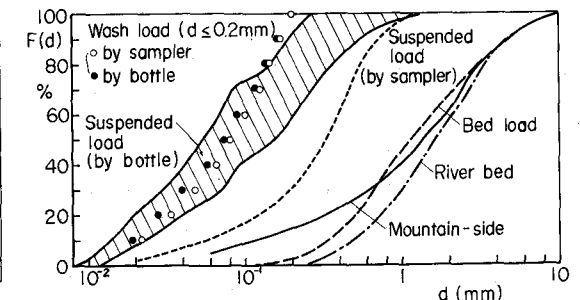


図-2 山腹、河床および流送土砂の粒度分布

え、その範囲の浮遊土砂の流下過程の推定と観測に重点を置いた。観測は主に採水ビンを用いて行なったが、図-2に示すようにウォッシュ・ロードについてはB型採水器による実測値との差は少なく、1時点1回の実測でも十分な精度が得られると考えられる。²⁾

3. 流域のモデル化

出水とウォッシュ・ロードの流出、流下過程を計算するために図-1、図-3に示すような流域区分と流域のモデル化を行なった。流域区分は、末石の研究と同様に主な支川の合流に注目³⁾

して13ヶの小流域に分割したのち、各小流域の両斜面の形状特性と残流域を考慮して合計27ヶに区分した。各分割流域の幾何学的形状は斜面こう配 $\sin \varphi = 0.171 \sim 0.456$ ，斜面上の流れの河道への流入角 $\sin \alpha = 0.589 \sim 0.999$ ，河道こう配 $\sin \theta = 0.0038 \sim 0.0550$ ，斜面長 $B = 0.33 \sim 4.05 \text{ km}$ ，河道長 $L = 1.30 \sim 8.75 \text{ km}$ ，斜面の面積 $A = B L \sin \alpha = 1.46 \sim 15.58 \text{ km}^2$ である。

ウォッシュ・ロードの生産源としては、裸地（崩壊地および禿地）だけを考え、地形図と空中写真から各斜面ごとに裸地面積 A_b を求めた。図-3の各斜面に裸地面積率 A_b/A （%）の値が記されているが、全流域の平均値は4.9%であって、それ以上の値をもつ斜面を斜線で示してある。

降雨の観測点は図-1に示す6ヶ所であって、ティーセン法によって各流域の平均降雨を計算した。また、水位と流量の観測地点は大鳥居に2ヶ所、黒津および天神川に各1ヶ所ある。

4. 雨水流出の計算法

雨水流出の解析には種々の方法が提案されているが、ここでは斜面からの土砂流出に表面流だけが関与すると考え、中間流および表面流の生起場の変化を考慮した高棉による解析法⁴⁾を用いた。有効降雨および中間流の特性量は、大鳥居地点を基準として55出水の資料からつぎのように決めた。

降雨の初期損失は、大鳥居の基底流量 $1.3 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下で 20 mm ， $1.3 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上で0とした。有効降雨は、降雨および直接流出の総量から流出率 f を求めた結果 $f = 0.33 \sim 0.43$ となり、その平均値 $f = 0.4$ を用いて算定した。また、中間流の最大流量は大鳥居で $30 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、A層の厚さ $rD = 16 \text{ mm}$ 浸透係数 $k/r = 3.9 \text{ cm/s}$ と推定された。各斜面で rD および k/r を一定として、表面流発生域の時間的变化を図式解法で求め、中間流の斜面下端的流量は特性曲線法によって計算した。

一方、表面流および河道流に対しては、kinematic wave法を適用し、表面流の水深と流量とを関係づける指数 p' および等価粗度係数 n' の値はすべての斜面で $p' = 0.6$ ， $n' = 0.3$ とした。また、河道流の流積と流量とを関係づける係数 K および指数 p の値は、 $K = 0.55 \sim 1.60$ ， $p = 0.69 \sim 0.77$ の範囲にある。なお、特性曲線法による計算の時間区分 Δt は中間流と表面流に対しては $\Delta t = 1 \text{ hr}$ 河道流では $\Delta t = 20 \text{ min}$ とした。

5. 土砂の流出とウォッシュ・ロードの流下過程の計算法

山腹における土砂の流出機構は土砂生産の形態によって異なるが、ここでは平衡状態の層状侵食を

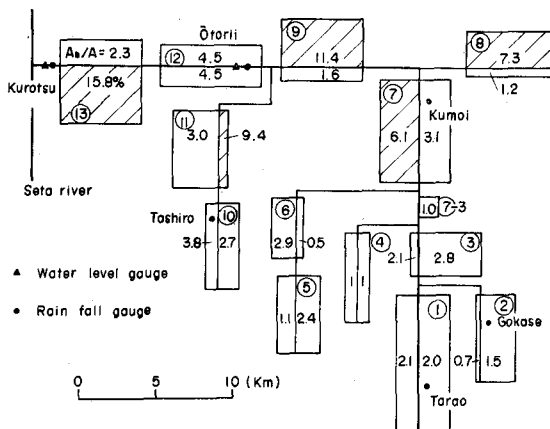


図-3 流域のモデル化と裸地面積率

想定し、河道への流出土砂量は斜面下端における表面流の有効摩擦速度 U_{*e} によって決まるものと仮定する。また、流出土砂量は裸地面積率に比例し、各粒径別の土砂量は山腹における粒度構成比率 P_s に対応するものと考え、単位幅の流出土砂量 q_s の式として Brown 式を用いると、

$$q_s = 10 U_{*e}^3 (A_s/A) P_s / (\sigma/\rho - 1)^2 g^2 d_m \quad (1)$$

となる。ここに、 σ/ρ : 砂の比重、 d_m : 山腹土砂の平均粒径である。上式で U_{*e} と全摩擦速度 U_* との比を θ とおき、 U_* と表面流の単位幅流量 q との関係を用いると、

$$q_s = 10 g^{1/2} \theta^5 (\sin \phi)^{3/4} (n' q)^{3/2} (A_s/A) P_s / (\sigma/\rho - 1)^2 d_m \quad (1)'$$

と表わされる。また、山腹土砂の移動限界流量は d_m に対する限界摩擦速度 U_{*c} を用いて次式となる。

$$q_c = \{ U_{*c}^3 / \theta^5 g^{3/2} (\sin \phi)^{3/4} \}^{2/3} \quad (2)$$

(1)'および(2)式の θ の値は n' に関係すると考えられるが、先験的に決めることが難しいので、一つの目安をうるために天神川猫岩試験地の資料⁵⁾を用いて検討し、 $\theta = 0.5$ と定めた²⁾。また、 $\sigma/\rho = 2.65$ 、 $d_m = 2 \text{ mm}$ 、 $P_s = 0.15$ の値を用い、各斜面からのウォッシュ・ロードの流出量を

$$q_s = 0.0897 U_*^5 A_s/A \quad (3)$$

から算定した。

一方、河道におけるウォッシュ・ロードの流下過程では、濃度が河道断面内で一様であって、沈降および分散の影響は無視できると仮定する。また、ウォッシュ・ロードの河道内での捕捉および河岸侵食による補給はないものと考え、流れおよびウォッシュ・ロードの関係式はつぎのように表わせる。

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q'' \sin \alpha \quad (4)$$

$$F = K Q^p \quad (5)$$

$$\frac{\partial C F}{\partial t} + \frac{\partial Q C}{\partial X} = q_s \sin \alpha \quad (6)$$

ここに、 C : ウォッシュ・ロードの濃度、 F : 流積、 q'' : 斜面下端における表面流の流量 q と中間流の流量 q' との和である。(6)式に(4)および(5)式を代入し、 $C_s = q_s/q''$ とおくと、

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{Q^{1-p}}{K} \frac{\partial C}{\partial X} = \frac{q'' \sin \alpha}{K Q^p} (C_s - C) \quad (7)$$

となる。また、流砂量 $Q_s = C Q$ で表わすとつぎのようになる。

$$\frac{\partial Q_s}{\partial t} + \frac{Q^{1-p}}{K} \frac{\partial Q_s}{\partial X} = \frac{Q^{1-p}}{K} q_s \sin \alpha + \frac{(1-p) Q_s}{Q} \frac{\partial Q}{\partial t} \quad (8)$$

C 、 Q_s の伝播速度は河道流の平均流速に等しく、 $p < 1$ なので流量のそれより遅い。また、(7)式は C が流下方向に減少する傾向を表わし、流量が増加する下流では右辺が小さくなるので、 C の一定値は流速で一様伝播することを示している。しかし、各河道で C_s の差および時間的変化が大きい場合には、こうした式の一般的性質から濃度の伝播を予測することは難しい。ウォッシュ・ロードの流下過程の数値計算には(7)式を用い、河道流と同様に $\Delta t = 20 \text{ min}$ として特性曲線法によって計算した。

6. 計算結果の検討

6-1 流量およびウォッシュ・ロードの濃度の時間的変化

出水およびウォッシュ・ロードの計算は、昭和44年7月と昭和47年7月の2つの出水について行った。各観測点の降雨量および本川にそって5地点における流量と濃度の時間的変化を示すと、2出水についてそれぞれ図-4、図-5のようになる。

降雨量は昭和44年出水では下流域、47年出水では上流域で若干多いが時間分布の地域差は顕著でない。流量の計算値と実測値との対応は、黒津地点以外は欠測していたので十分な検討はできないが、昭和44年出水では通減部を除いて両者がほぼ一致しているのに対して、昭和47年出水では実測値より計算値のピークの発生時間が早く、ピーク流量は小さく計算されている。

この理由として有効降雨の算定と n' の値の妥当性が問題になるが、直接流出の総量を対象として浸透損失を見積っており、流出率の変化範囲を考えると、図にみられる程度のピーク値の差および通減部の差は現われうる。また、中間流を考慮した場合の n' の評価は難しいが、昭和47年出水では $n=0.5$ とすればピーク値付近で実測結果に近くなる。しかし、 f および n' の値については、さらに出水規模の異なる完備した資料を用いて検討する必要がある。

一方、ウォッシュ・ロードの濃度の時間的变化は、

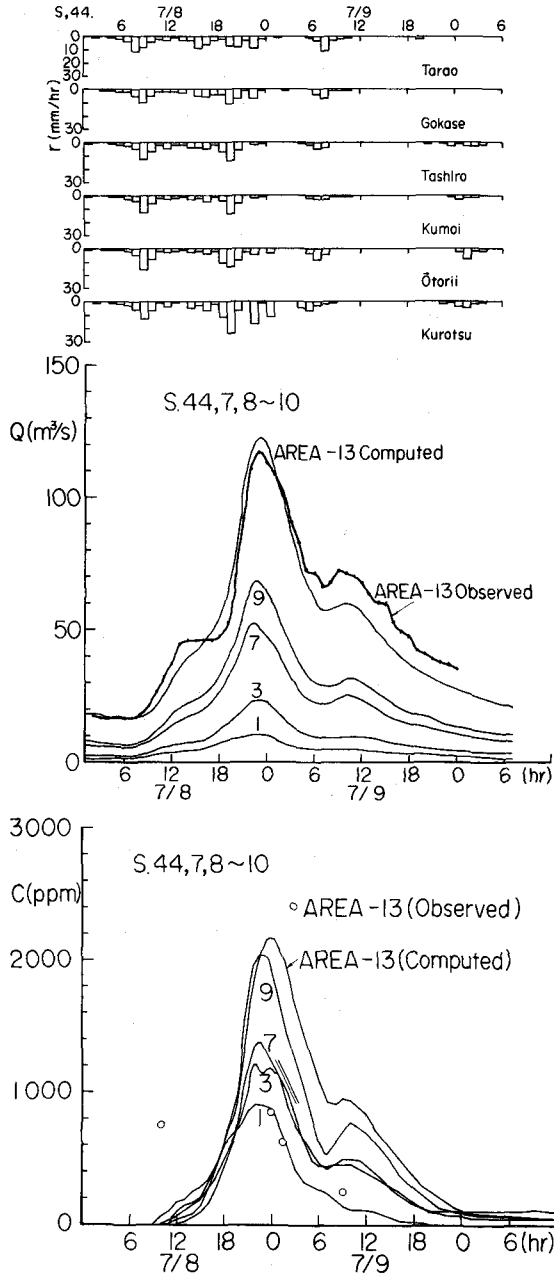


図-4 流量と濃度の時間的变化 (昭44.7)

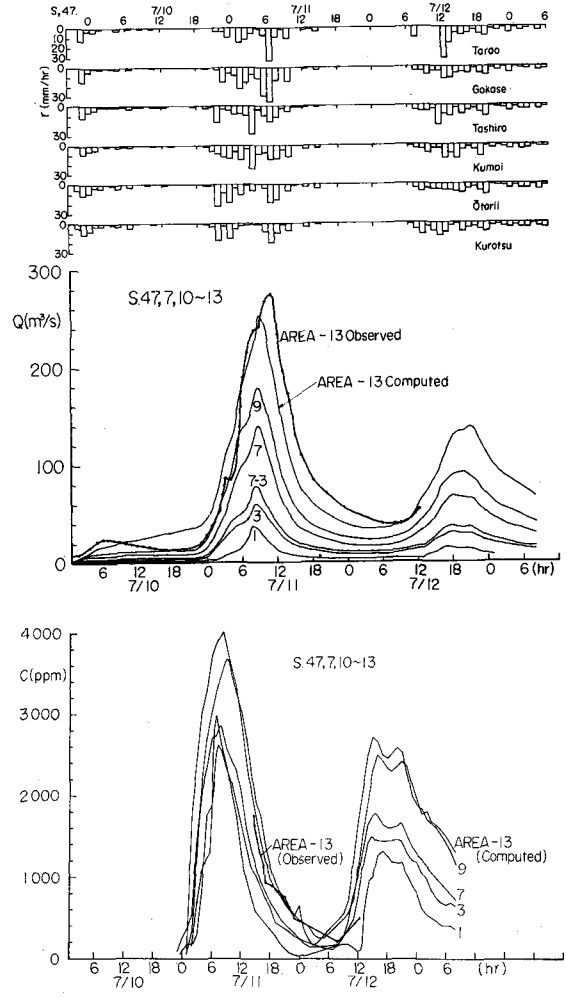


図-5 流量と濃度の時間的变化 (昭47.7)

いづれの出水についても下流地点まで流量とほぼ類似した変化を示しており、流量と濃度ピークの差は1時間以内であって、大戸川流域の規模では流量と濃度の波形および伝播時間に顕著な差がなく、単一流域として取り扱えるように見える。また、最下流端における計算値と実測値とを比較すると、昭和47年出水では両者はほぼ一致しているが、44年出水では上昇期で計算値より高濃度のウォッシュ・ロードが実測されており、逓減期では逆の傾向を示している。しかし、実測値が少ないので計算結果の妥当性については、さらに各地点の観測結果から検討しなければ明らかでない。なお、昭和44年出水と47年出水におけるウォッシュ・ロードの総流出土砂量の計算値は、それぞれ3,061 m^3 と16,591 m^3 であって、微細砂の年平均流出土砂量の推定値は約1.5万 m^3 である。昭和44年出水は年4、5回の頻度の出水であり、47年出水は昭和40年以来の大出水であることを考えると、計算値は実際とさほど離れた値でないと思われる。

6-2 流量とウォッシュ・ロードの濃度との相関

流量と濃度の計算値を用いて両者の関係を二、三の特徴的な流域で検討してみる。図-6と図-7はそれぞれ上流端の単一流域で両斜面の幾何学的形状がほぼ等しい場合 (AREA-5) と異なる場合 (AREA-8) について流量と濃度との関係を示したものである。図中の曲線は、(1)式で中間流の流量として最大値 Q_m' を考え、かつ河道伝播による遅れを無視して $q = (Q - Q_m')/L$ とした関係式

$$C = 10 g^{1/2} e^{5n'} \frac{1}{(\sin \phi)^{3/2}} (1 - Q_m'/Q)^{3/2} (Q/L)^{1/2} F_s \frac{(A_s/A)}{(\sigma_p - 1)^2} d_s \quad (9)$$

を表わしている。ただし、 $(\sin \phi)$ 、 (A_s/A) は両斜面のこう配、裸地面積率の平均値である。

流量と濃度の追跡計算の結果は、AREA-5では(9)式の曲線にほぼ一致しているが、AREA-8ではかなり離れており、かつ流量と濃度とは一対一対応を示していない。いま、AREA-8について、斜面および河道の下流端における流量と濃度の時間的変化を比較すると図-8のようになる。同一の流量に対して上昇期より逓減期で高濃度の値を示しており、これは表面流と中間流の占める割合の差違に起因していることがわかる。

つぎに、本川の下流端について、追跡計算の結果、(9)式の関係および実測値の三者を比較すると図-9のようになる。(9)式の曲線は計算値のほぼ平均的な関係を表わしており、流量からウォッシュ・ロードを近似的に予測できるように見える。

しかし、これは対象とした2出水のように流域全体がほぼ様な降雨条件下にある場合に限られており、土砂生産場の分布が極端に偏る場合には、(9)式のような単純な平均操作はできなく、また、流量と濃度の河道伝播の差が影響することもあるの

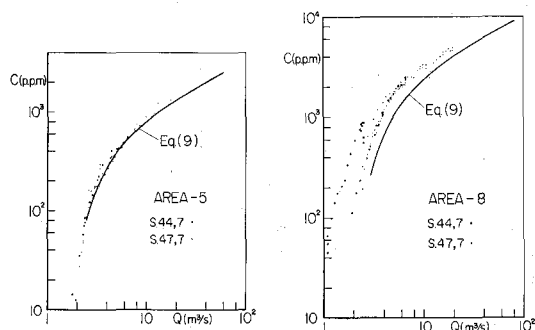


図-6 QとCとの関係 図-7 QとCとの関係

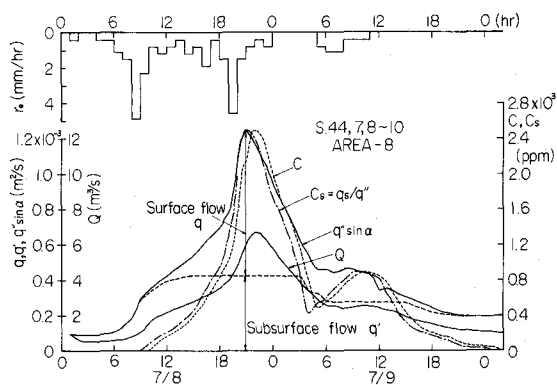


図-8 斜面と河道における流量、濃度の変化

で、両者の関係は一義的に定まらなくなると考えられる。図-10はこうした極端な場合の一例として、昭和44年出水でAREA-1の裸地面積率を10倍に増大したときの計算値を示したものである。この場合は河道伝播の影響が顕著に現われ、流量～濃度関係のループは下流へ行くにつれて拡がり、(9)式で近似できなくなっている。同様にAREA-13の裸地面積率を増大させた場合についても計算を行ったが、追跡計算の結果は(9)式からさらに離れてくる。

従来より浮遊土砂量と流量の実測値について $Q_s \propto Q^2$ あるいは $C \propto Q$ の関係が認められているが、ウォッシュ・ロードを含む場合には当然こうした一義的な指数関係は成り立たなくなり、観測点によって定数の変化範囲が広がると考えられる。図-11は、Heidel⁶⁾によるウォッシュ・ロードの観測結果を整理した一例を示したものであって、 $Q \sim C$ のループは図-10と同様の傾向が認められる。

7. むすび

本論文で用いた流域のモデル、諸定数の仮定および計算法の妥当性については、今後さらに広汎な観測を行なって検討する予定であるが、とくにスケールの異なる流域を選定して出水および土砂の流出、流下過程をモデル化する方法を究明したいと考えている。また、ウォッシュ・ロードの予測面からは、追跡計算による推定は繁雑であって、(9)式のような単純化した算定式の適用範囲を流域および降雨特性の面から明らかにする必要がある。

最後に、観測および資料整理に助力して頂いた中村行雄技官に謝意を表する。

1) 芦田・村本・今本・田中・奈良井・上野：

京大防災研究所年報，第13号B，昭45.3

2) 村本・道上・下島：

京大防災研究所年報，第16号B，昭48.3

3) 末石富太郎：

土木学会論文集，第29号，昭30.12

4) 高樺 琢馬：

京大防災研究所年報，第6号，昭38.7

5) 建設省近畿地建・琵琶湖工事事務所：

田上地区猫岩・川向・滝ヶ谷観測所データ，昭46.3

6) Heidel, S. G.：

Trans. AGU, Vol. 37 No. 1, Feb. 1956

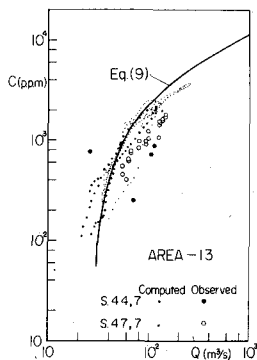


図-9 Q と C との関係

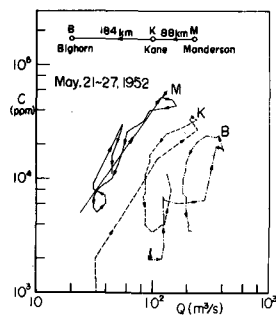


図-11 $Q \sim C$ の観測例⁶⁾

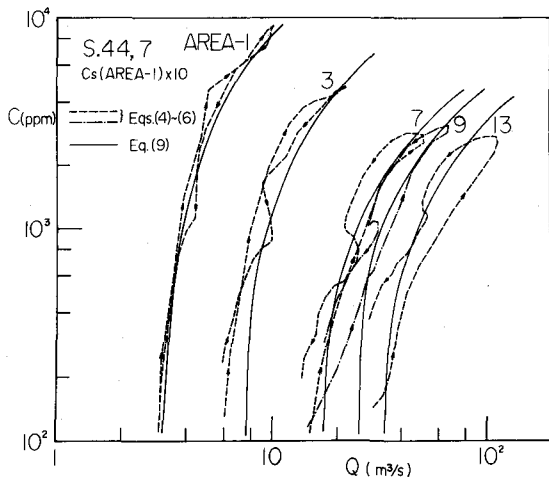


図-10 本川にそう Q と C との関係の変化