

— 現地観測とその解析 —

〃 ○ 佐々木 泰 雄

- 7 -

干拓における排水計画は、常時は大野川のみによつて排水し、洪水時には、新しく設けられた放水路と従来の大野川とから排水することになつてゐる。

大野川の河口は、現在金沢工業港が建設中であり、外防波堤は水深-10.0 m付近まで延長されている。一方、放水路は水深-3.0 m付近まで、導流堤が設けられてはいるが、常時はまったく、水が流れないため、河口の滞砂が著じるしく、河口維持がきわめて困難な状態にある。

しかし、現実には、洪水時に放水路からも流下させた場合、河口を Flush しながらか流下するため滞砂をまったく許容しないようなことは、考える必要はない。要は、滞砂の許容限界を知ることが大切である。

3. 現地における観測について

昭和43年8月28日から29日にかけて金沢平野を中心に、記録的な豪雨があつた。このとき、河北潟は未だ干陸はされていないが、放水路は通水可能な状態にあつた。そして、放水路の河口は、ほとんど閉そくに近い状態にあつた。

洪水の前にあらかじめ河口の滞砂状況を、正確に測量しておき、8月28日10時から観測を開始し

た。水位の観測は放水路上流の潟水位と防潮水門のすぐ上流、および外海潮位は導流堤の先端付近で、導流堤の内と外で、それぞれ同時に、ほぼ30分おきに観測した。

また、流量も同時に、防潮水門の位置で観測した。流量は、防潮水門の中央で三点法によつて、流速を測定し、この流速から流量を求めることにした。

図2は、この時の水理量の実測値を示したもので、上流水位には防潮水門の位置での水位を示し、下流水位は、左岸導流堤先端付近の、導流堤内側での観測値である。

洪水は8月30日まで続いたが、その後河口が、掃砂された状況を正確に測量した。この結果を、図3に示してある。このときの洪水で掃流された土砂の量は、約22,000 m^3 であつた。また、この付近の海岸の砂の物理的性質は、中央粒径0.35%で、極めて均一で、真比重は2.65である。

図3を見てわかるように、流心は左岸側に片寄つてゐるが、これは、導流堤の効果であり、河床はほぼ一様に-3.0mまで洗掘を受けている。また掃流された河口領域は、掃流前後の滞砂状況を比較して、顕著な土砂の移動があつた領域として、上流側のA点と、下流側の鑽線までの範囲とした。この規模は、巾100m、長さ170mである。下流

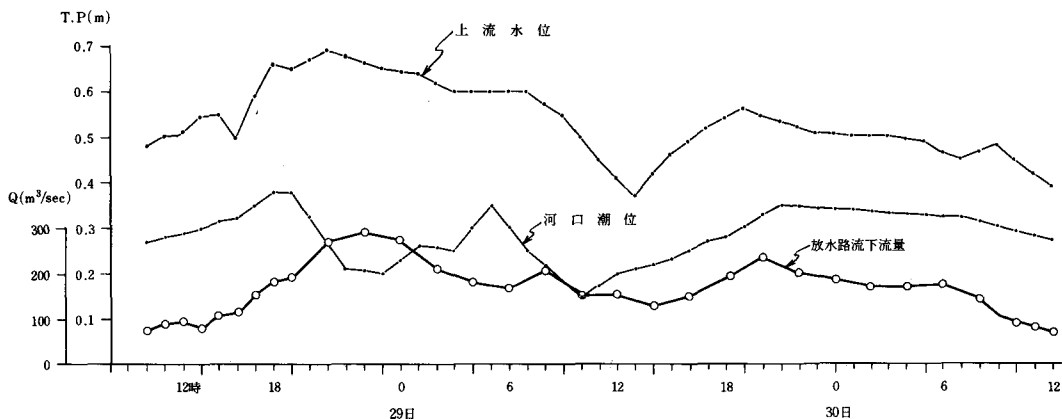


図2 水位と流量の実測値

側の水位はほぼこの領域の下流端であるが、上流側の水位は、いわゆるA点の値ではなくA点よりも130m上流で観測していることになる。

4. 電子計算機による解析の方法

ここで、ある洪水時における掃流砂量と、水理量が与えられたわけであるが、これらの資料を解析するにあつて、まず掃流されたあとの地形については、流心に直角な断面をとると、図4に見る通りで、A、B、C点とも一様断面ではないがほぼ同じようなパラボラな形に着目できるであろう。また、最も支配的と考えられるのは、B断面

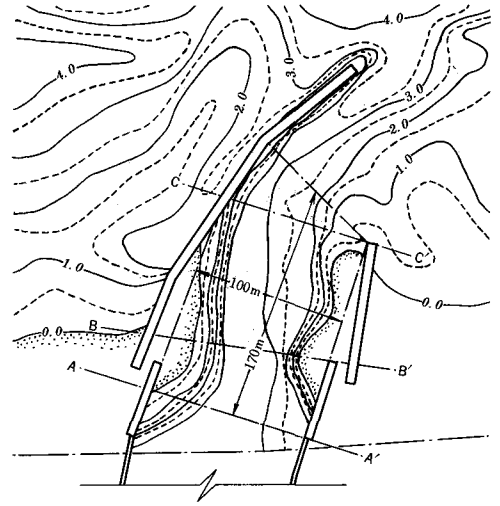


図3 河口部平面図

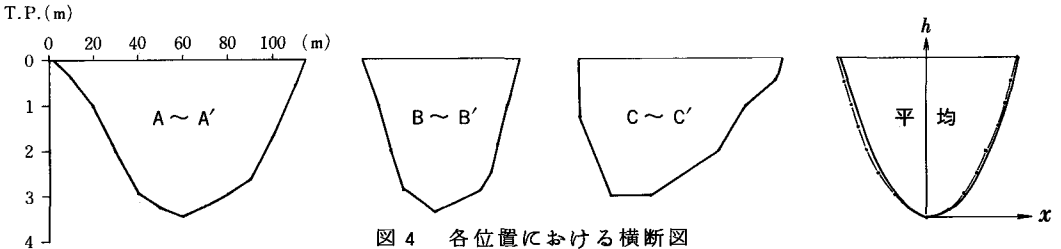


図4 各位置における横断面図

であるため、この3つの断面を加重平均して、平均断面積を求め、断面形状についても加重的に平均化することにした。図4には、これら3つの断面を平均化したものも示してあるが、この領域での断面積および、断面形はこれで代表することにし、この平均化した断面を一つの関数として表現することにした。

すなわち、図4に見るように h と x をとることになれば、

$$h = ax^n \dots \dots \dots (1)$$

とおくことができる。(1)式で a と n を現地データから決定することにし、図4の平均化した断面について h と x の関係を両対数方眼にプロットすると図5の通りで、これから n を求めた。また、 a は、掃流後の平均断面積 A_0 と、この時の h_0 も与えられているので、解析的に

$$a = \left\{ \left(2h_0^{\frac{n+1}{n}} \frac{n}{n+1} \right) / A_0 \right\}^n \dots \dots \dots (2)$$

として求まる。また、断面積 A は

$$A = 2h \left(\frac{h}{a} \right)^{\frac{1}{n}} \frac{n}{n+1} \dots \dots \dots (3)$$

となり、上幅 B は

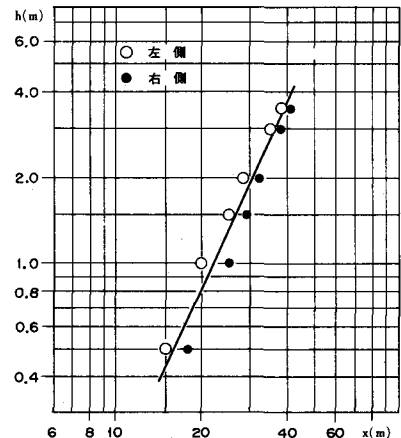


図5 h と x の関係

$$B = 2 \left(\frac{h}{a} \right)^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (4)$$

となり、河床高と水位が与えられると、河口の大きさと、形状が求まることになる。

さて、掃流砂関数の検討にあたって、その一般的関数形として

$$q_T^* = f(\tau^*) \dots \dots \dots (5)$$

のような関係を考えることにする。

(5)式で q_T^* は、掃流砂量を摩擦速度と砂の粒径で無次元化した量であり、 τ^* は、潤辺に働く摩擦応力を砂の粒径と比重で無次元化した量である。

(5)式は、また、

$$q_T^* = K(\tau^*)^m \dots \dots \dots (6)$$

という形であらわせば、いわゆる Brown 型の式になる。Brown 公式では、 $m = 2.0$ $K = 10.0$ であるが、これまで筆者らが実験的に求めたものや、その他の公式でもほぼべき数は、2.0 に近いことから、 $m = 2.0$ とすることにし、先に述べた現地条件、すなわち、与えられた水理量で、与えられた掃流砂量になるためには、 K の値は、何程であるべきであつたかという問題になる。すなわち Brown 公式の現地における K の値を検討することにした。

すなわち、(7)式において

$$q_B / (u_*^2 d) = K \left[\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) g d \right]^2 \dots \dots \dots (7)$$

K を仮定して、時々刻々の値を電子計算機によつて計算し、この洪水期間中に、所定の通水断面積になるか否かを判定し、洪水の途中で所定の断面積になつた場合には、演算はストップし、 K をかえて演算を繰返すことによつて、最終的に K をさがし出すことができる。

上流水位の観測位置は図 5 の A 点より上流 130 m であるため、エネルギーコウ配は一義的に得られないことになる。A 点から下流に添字 1、上流に添字 2 を付してあらわすことにすれば、

$$Q^2 = \frac{A_1^2}{n^2} R_1^{4/3}$$

$$\frac{\Delta H_1}{L_1} = \frac{A_2^2}{n^2} R_2^{4/3} \frac{\Delta H_2}{L_2}$$

$$\Delta H_1 = \frac{n^2 L_1 Q^2}{A_1^2 R_1^{4/3}}, \Delta H_2 = \frac{n^2 L_2 Q^2}{A_2^2 R_2^{4/3}}$$

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \left(\frac{L_1}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{L_2}{A_2^2 R_2^{4/3}} \right) n^2 Q^2 \dots \dots \dots (8)$$

$$n = \sqrt{\frac{\Delta H}{\left(\frac{L_1}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{L_2}{A_2^2 R_2^{4/3}} \right) Q^2}} \dots \dots \dots (9)$$

(9) 式の n を用いて

$$I_e = \frac{n^2 Q^2}{A_1^2 R_1^{4/3}} \dots \dots \dots (10)$$

として、計算した。演算の過程を見ると、このようにして求めた I_e は、最初滞砂がある場合には $\Delta H/L_1$ に近く、掃流されて A_1 が A_2 に近づくにつれて、 $\Delta H/(L_1 + L_2)$ に近づいていく傾向を示している。図 6 はこのプログラムの大まかな流れ図である。

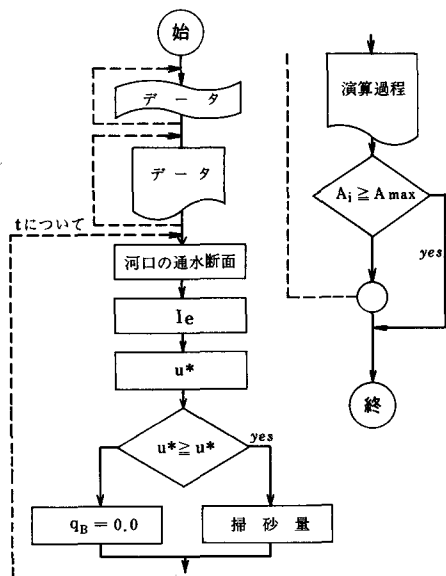


図 6 フロー・チャート

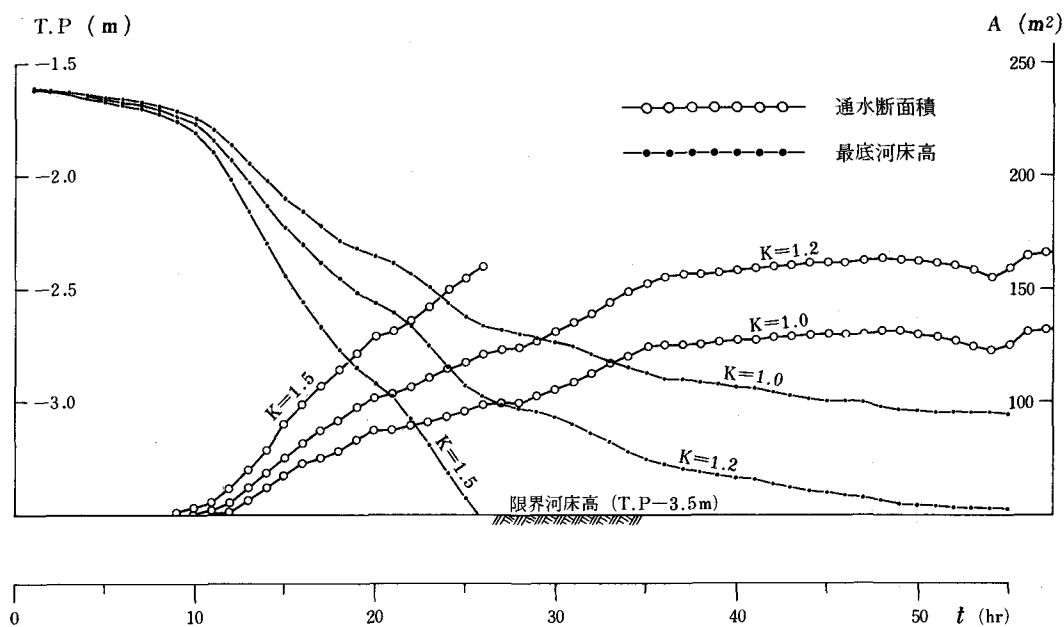


図7 Kと河床高および通水断面積

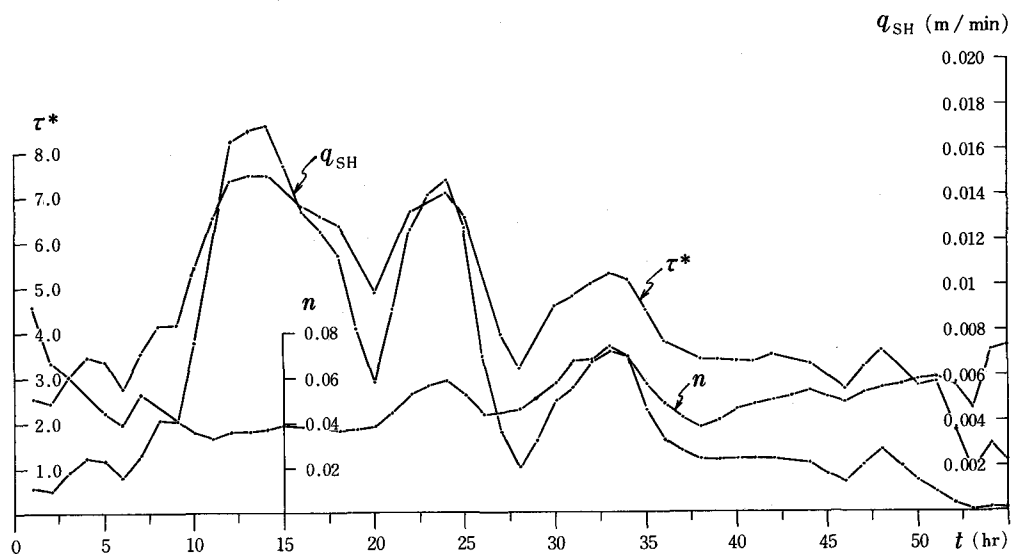


図8 水理量および流砂量の変化

5. 結果と考察

図7には河床高と通水断面の時間的変化を K が1.5, 1.2, 1.0の場合について示した。 K が1.5の場合には洪水の途中は25時間ほどで河口条件は限界値に達して演算が終っている。すなわち、 $K=1.5$ ではまだ大きすぎることを示していることになる。そして1.0ではやや小さい、 $K=1.2$ が妥当な値を示していることになる。

図8は $K=1.2$ の場合について、 τ^* と10分間当りの河床が掃流される深さの時間的変化を示している。また(4)式で計算された n の変化も示しているが、 n の値はほぼ平均的に0.05~0.06程度である。

すなわち、Brownの公式における K は1.00であるのに対し、ここではほぼその1/10であるということになるが、図9に見るようにこれまで発表されている掃流砂関数は、 τ^* の値が大きくなると、掃流砂量は10倍から100倍の相違が見られることを考えれば、 K の値の信頼性については、了解できるであろう。ただし、この場合の K は、 τ^* が3.0~8.0の範囲内での値であることを付記しておかなければならない。

また、図8における n の値が大きいことに注目しなければならない。すなわち K が比較的小さい値をとるにもかかわらず、河口の全流砂量が比較的大きいのは、 n の値が大きいため、このことは、掃流過程におけるエネルギーの消費が、著しく大きいためである。これに関しては議論の多いところであると思われるが諸賢の御批判を仰ぐ次第です。

6. あとがき

筆者らはこれまで、中小河川や排水路吐口における掃流砂の問題を扱ってきたが、この中で、掃

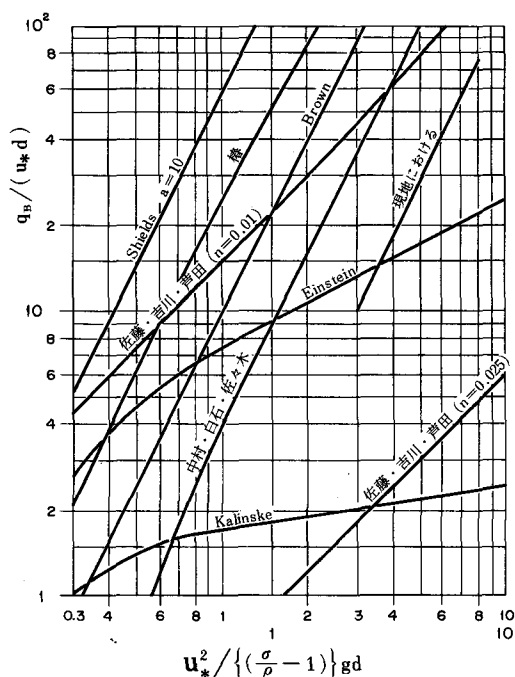


図9 掃流砂関数の比較

流砂関数として、どの公式を使うべきかについて考えるとき、これまで述べてきたような方法が、きわめて实际的で、しかも、得られた結果が、特定の地区における、同一条件において用いることにすれば、信頼性の高い結果が得られることになるはずである。

ここではベキ数 $m=2.0$ と最初に決定してしまったが、このような観測資料が他にも得られれば K ばかりではなく、 m についても検討することができるはずである。