

1 はじめに

河口部の地形は、河からの影響要素のみならず、海からの影響が強く、その変化を定量的に把握することは非常にむずかしい。河口というものが常に移動状態にあり、その速度が河川のスケールごとに異なることが現象の把握をより困難にしている。¹⁾しかし河口部の地形、特に河口最狭断面が何によつて決まるかを把握しようとする多くの努力がなされてきた。これは最狭断面が舟運、利水、治水に直接影響をあたえるためであるが、その努力も実際の応用に十分な解答をあたえているとはいいがたい。ここでは、今まで行なわれた研究成果をふまえながら、現研究段階をとりまとめ、今後の指針としたい。始めに河口の地形としては特殊状態である平衡断面形について説明を加え、実河川の河口地形の特性についても補足説明をする。

2. 動的平衡断面²⁾

まず始めに波の影響が小さく、潮位もほぼ一定な場合河口断面はどのようになるか考えてみよう。このような河川では河口断面は洪水によつて決まり、流砂量の連続という動的平衡断面に近づく。動的平衡では、

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{Q^2}{2g} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{B^3} \right) + \frac{n^2 Q^2}{B^3 h^3} = 0 \quad \cdots \cdots (1) \quad \frac{\partial}{\partial x} (B \cdot Q_s) = 0 \quad \cdots \cdots (2)$$

ここで H 水位、 Q 流量、 B 川幅、 h 水深、 n 粗度係数である。流砂量は河口で粒径が変わらないとすると、

$$Q_s = K u_*^p \quad \cdots \cdots (3) \quad \text{となる。} K \text{ は粒径、比重によつて変る定数、またマニング式より、}$$

$$u_* = \frac{Q}{B h^{1.48}} \cdot \sqrt{g} \cdot \eta \quad \cdots \cdots (4)$$

(3), (4)を(2)に代入して

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{6}{\eta} \cdot \frac{(1-p)}{p} \cdot \frac{h}{B} \cdot \frac{\partial B}{\partial x} \quad \cdots \cdots (5)$$

今河口より上流の水深、川幅を h_0 , B_0 とすると、(5)より

$$\frac{h}{h_0} = \left(\frac{B}{B_0} \right)^{\frac{6}{p} \cdot \frac{(1-p)}{p}} \quad \cdots \cdots (6)$$

となる。同様に

$$\frac{A}{A_0} = \left(\frac{B}{B_0} \right)^{\frac{4+p}{p}} \quad \cdots \cdots (7)$$

なお河口幅として $B = B_0$ とすると、(1)式より

$$h = h_0 = \eta^{3/5} \cdot Q^{3/5} \cdot B_0^{-3/5} I^{-3/5} \quad \cdots \cdots (8)$$

となり等流水深である。I が $1/100$ と $1/1000$ では水深が2倍異なる。

図1は筆者が行なつた実験値、および実河川の例を示した。なお P としては Brown 公式の5を取つた。筆者の

経験によると、砂州のフラッシュのように浮遊砂の多い場合には、Brown 型が、良いようだ。ここで実河川は、波の影響の少ない河川、および波が在つても導流堤が延びていて、先端水深が3~4 m 以上の河川を選んだ。なお水位は洪水時を選んだ。動的平衡断面を決めている支配流量は年1~2回のピーク流量ぐらいであるようだ。このように先端水深が深い河川では河口断面は、洪水時に決まってしまう、平水流量の減少は河口河積の減少に関係ない。なお河口砂州が存在しても、洪水ピークがだらだら続く裏日本の大河川の融雪出水後の河口水深もほぼ動的平衡な水深と考えて良い。

3. 静的平衡断面

次に砂州部で、河口部の断面が静的になつた場合の断面形を求めてみよう。静的平衡では河口部で流砂量が零で限界掃流力状態にある。粒径

d_m の限界まさつ速度を u_{*c} (cm/s) とすると

$$u_{*c}^2 = a \cdot d_m \quad \cdots \cdots (9)$$

図1 動的平衡時の $A/A_0, h/h_0$ vs. B/B_0

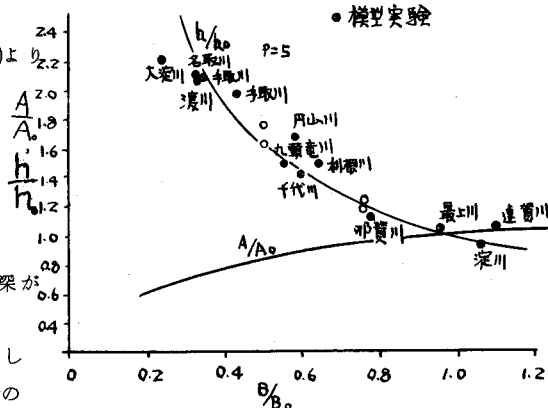
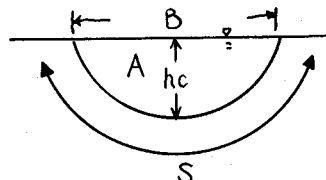


図2



ここで a, c は定数, $d_m > 0.303 \text{ cm}$ では $a \approx 81, b \approx 1$ (岩垣式)

図2に示す最深部で限界掃流力状態とすると

$$ghcI_e = g \cdot hc \cdot n^2 Q^2 / A^2 R^3 = a d_m^c \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここで I_e はエネルギー勾配 $hc \cdot S = \alpha \cdot A, S = \beta \cdot B$ とすると、(10)式は

$$A = (\alpha \beta^3)^{3/4} \cdot (gn^2 / a d_m^c)^{3/4} \cdot B^{3/4} \cdot Q^{3/4} \quad \dots\dots\dots (11) \text{となる。}$$

筆者は(11)式を確かめるために $d_m = 0.023 \text{ cm}$ の砂で水路幅 1 m の河口に頂幅 30 cm の砂州を作り、流量を段階的に増やして静的断面を測定した。

その結果は図3であり

$$A = 7.7 \times 10^{-2} B^{3/4} Q^{3/4} \quad (\text{cm単位}) \quad \dots\dots\dots (12)$$

となつた。この実験時の $(\alpha \cdot \beta^3)^{3/4}$ は $0.73 \sim 0.81$ の間にあり、 $(gn^2 / a d_m^c)^{3/4}$ は、 $0.105 \sim 0.095$ となる。 $n = 0.022$ とすると (同一施設で同一粒径を使つた移動床実験で ripple 状態の粗度はこれくらいであつた。今実験においても最狭部に ripple が存在していた。) u_{*c} は約 $4.5 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ となり、岩垣式による限界掃流力 $2.3 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ より2倍大きくなつてゐる。これは河床が flat でなく ripple 河床であつたためと考えられる。なお(10)式において、 B の $1/4$ 乗は、 B の多少の変動で大きくは値が変らないが、 A を外力 Q だけから求めるには、河口の断面特性が知れていなければならぬ。断面形状は野田が行なつたように最深河床を hc とし $A_* = A/hc, B_* = B/hc$ と無次元化すると断面形状がどんな形か判りやすい。静的断面形状を示すと図4のごとくである。ここにおいて片側流出とは水路の片側にのみ州があり、その断面形は図2の断面形を中央で半分に切つた形となる。それゆゑ A_*, B_* を2倍すると中央流出に相当する。これによると静的平衡断面は $A_* = B_* - 1.8$ となるのがわかる。ところでこの結果は河口で流量が増すと水深の変化よりむしろ低水路幅が増大すると言つてゐるのだから。

筆者の観測によると断面形状はその断面が作られるまでの履歴に支配され、上流からの土砂補給なしに断面が広がつた場合には放物型 (この断面は Lane の求めた安定断面に近く、砂の安息角を 30° とすると $B_* = 5.43, A_* = 3.46$ であり、 $\cdot \times$ 印は砂州幅が短く上流からの土砂補給が無いため、上述の値に近くなつてゐる。砂州幅の大きい場合でも砂州上流では補給砂が無いため Lane 断面に近くなつてゐる。) に近く、土砂補給が有つて広がつた場合には台形状になる。静的平衡断面は $A_* = B_* - 1.8$ の関係がほぼ成立するが、河口でどのような A_*, B_* の値を取るかは砂州の形態、侵食の仕方であり $A_* = B_* - 1.8$ の関係だけで河口断面形状が明らかになる

までの履歴に支配され、上流からの土砂補給なしに断面が広がつた場合には放物型 (この断面は Lane の求めた安定断面に近く、砂の安息角を 30° とすると $B_* = 5.43, A_* = 3.46$ であり、 $\cdot \times$ 印は砂州幅が短く上流からの土砂補給が無いため、上述の値に近くなつてゐる。砂州幅の大きい場合でも砂州上流では補給砂が無いため Lane 断面に近くなつてゐる。) に近く、土砂補給が有つて広がつた場合には台形状になる。静的平衡断面は $A_* = B_* - 1.8$ の関係がほぼ成立するが、河口でどのような A_*, B_* の値を取るかは砂州の形態、侵食の仕方であり $A_* = B_* - 1.8$ の関係だけで河口断面形状が明らかになる

わけではない。なお河口断面が相似に広がれば、 $A \propto B^2$ であるから $A \propto Q^2$ となる。このような静的断面が実際の河口に生ずることはほとんど無く、小河川で砂利まじりの河口砂の場合、アーミングされ静的な状態が生じるくらいである。静的断面が出来るとしたら砂州巾と川幅の比が $1 \sim 2$ より小さい場合には放物形断面が生じるだろう。

図3 静的平衡断面

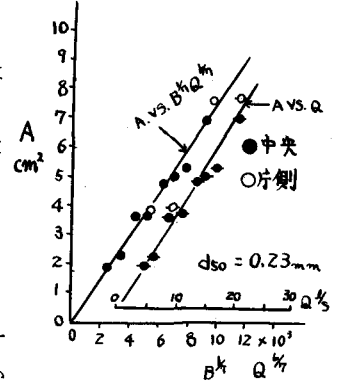
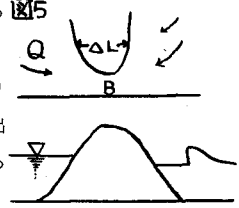
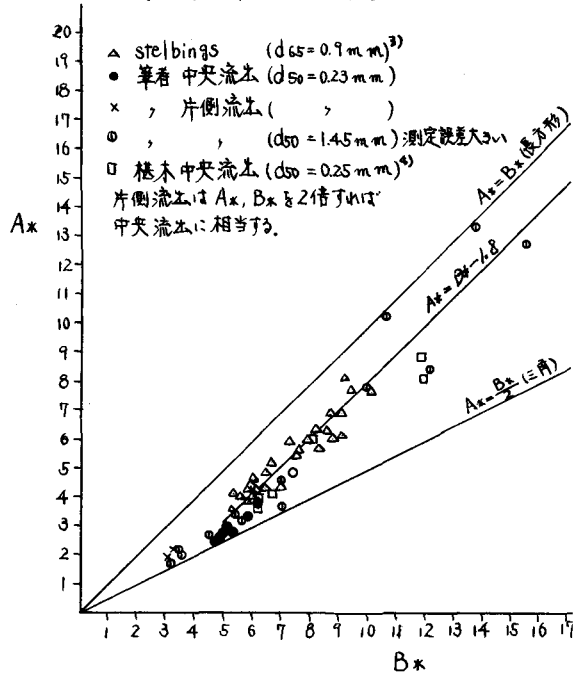


図4 静的平衡断面形状



4. 波と河川流れのある場合の平衡断面

ここでは図5のように波によつて漂砂の補給があるが補給量だけ河川流によつてはきだされる場合を考えてみよう。ただし上流より給砂はないものとする。今 f を波による補給砂量としよう。 f は波の特性、 H_0 , L_0 河口形状、河川流量 Q , および粒径 d_m の関数と考えられる。平衡状態では f と流れによる流砂量が等しくなる。流れによる流砂量を q_s とすると

$$\int_0^L \partial(B \cdot q_s) / \partial x \cdot dx = f \quad \text{----- (13)}$$

L が B に対して短かく、 q_s に対する波の影響は少ないとすると、

$$[B q_s]_0^L \propto B \cdot K u_*^3 \propto f \quad \text{----- (14)}$$

と考えると良いだろう。 $A \approx B \cdot R$ であるから

$$u_* = B / R^{1/2} \cdot \sqrt{g} \cdot \eta \quad \text{----- (15)}$$

(15)を(14)に代入し $A \approx B \cdot R$ の関係を使うと

$$A \propto K^{1/2} \cdot Q^{1/2} \cdot R^{-(1/2)(P-1)} \cdot f^{1/2} \quad \text{----- (16)}$$

となる。流砂量式として Brown 式を使うと $P = 5$,

$K \propto 1/d_m$ であるから

$$A \propto d_m^{-1/4} \cdot Q^{1/2} \cdot R^{-0.458} \cdot f^{-1/4} \quad \text{----- (17)}$$

となる。なお河口断面が Q の増加に対して相似に広がる

とすると $A \propto R^2$ により

$$A \propto d_m^{-1/4} \cdot Q^{1/2} \cdot f^{-1/4}, \quad B \propto d_m^{-1/4} \cdot Q^{0.501} \cdot f^{-1/4} \quad \text{----- (18)}$$

となる。(18)式によれば、 A は、ほぼ Q に比例し、また f が $1/2$ 倍になつても1.15倍、 $1/3$ 倍でも1.25倍にしか増加しない。なお山口は、幅1mの水路に前浜勾配 $1/10$ の砂州を作り、 Q と波を変え開口部断面がどのように変わるかを調べている。この結果を式(16)に従つて再整理すると図6のごとくなる。この図より同一粒径なら波のエネルギー輸送量が2倍異なつても A はあまり変らない。つまり $f^{-1/4}$ の値はそれほど変らないこと。粒径が小さくなると f の値が大きくなり断面積が小さくなることがわかる。図6の $Q=7\frac{1}{2}$ の資料の勾配が変わる原因としては、水路幅1mに対し、水路幅の半分以上の開口幅があり、水路幅の影響が強くなり波と流れの干渉状態が変わつたためと思われる。この f の定性的な特性は妥当なものであるが、 f に対する波、 Q , d_m の効果を定量的に把握することは困難であろう。図7は天神川と神戸川の B と Q の関係を示したもので、図中の直線は資料の下限を示した。この下限界は波が大きくても、流量によつて維持しうる河積を示し、ほぼ直線となる。

5. 潮汐による河口の平衡断面

感潮区間の長い河川や、背後に潟を持つ Tidal Inlet では、潮位変動による河口流量によつて河口断面が維持される。この時の平衡条件は、

$$\int_{t=0}^{t=T} \left(\frac{\partial}{\partial x} (B \cdot q_s) \right) dx \cdot dt = \int_{t=0}^{t=T} f \cdot dt \quad \text{----- (19)}$$

となる。ここで T は潮位変動の一周期、 f は波の特性 H_0 , L_0 , 河川固有流量 Q_0 , 河口形状、 d_m および

図6 波と河川流による平衡断面特性

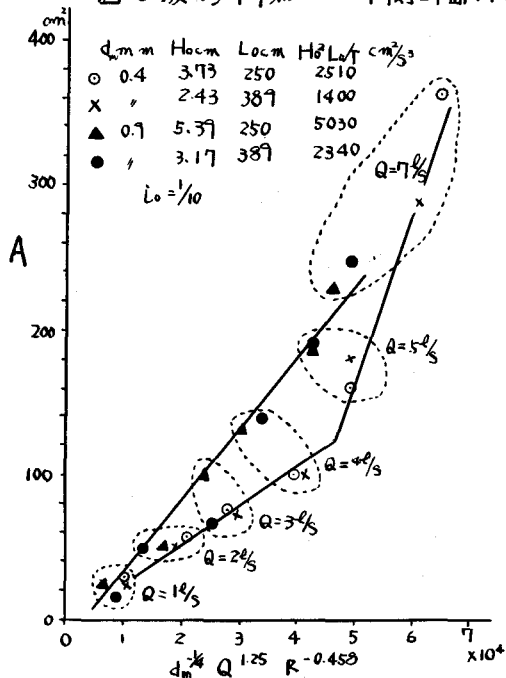
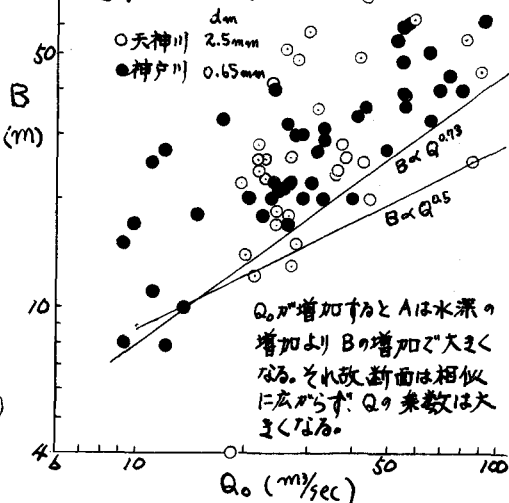


図7 B vs. Q



潮位 ΔH 、潮周期 T 、時間 t の関数と考えられる。 ΔL が長くなければ、(19)式は

$$\int_{t=0}^{t=T} |B \cdot K u_t^P| dt \propto \bar{f} \quad \text{---- (20)}$$

となる。アメリカのTidal Inletのように A が大きく、潮位変動によつて B 、 R の相対的变化量が小さいとし、 $Q = Q_{\max} \cdot \sin 2\pi t/T$ とし、 $P = 5$ とすると(20)式は(16)式と同様に

$$A \propto d_m^{-1/4} Q_{\max}^{1.25} R^{-0.458} f^{-1/4} \quad (21)$$

断面形が相似であるとする

$$A \propto d_m^{-1/4.92} Q_{\max}^{1.02} f^{-1/4.92} \quad (22)$$

である。O'Brien⁶⁾ はアメリカの砂質海岸にあるTidal Inletを調べ、 $A = 2.0 \times 10^{-5} P$ (Jettyの無い場合)としている。ここで P はタイダルプリズムの大き

さ(Ht^3) $P = \int_0^T A v dt$, $v = v_{\max} \cdot \sin 2\pi t/T$ とすると、 $P = A \cdot v_{\max} \cdot T/\pi = Q_{\max} \cdot T/\pi$ となり、 $A \propto Q_{\max}$ となる。これは(21)式の Q の乗数とほぼ等しい。

ではアメリカの A はなぜ P だけによるのだろうか。まず河川量の影響だが、調査対象のInletは巨大なラグーンや湾の開口部が多く、潮汐流に対して河川流が小さいためであろう。波の影響が直接現れないのは、 A の測定が天気の良い日に行なわれていること、年平均的な波のエネルギーが場所的に大きくは変わらないこと、また粒径もほとんどが $0.2 \sim 0.4 \text{ mm}$ で場所による変化が小さいことに加え、 A が $d_m f$ の $1/4 \sim 1/5$ 乗の効果しかなく、 d_m が大きくなると f が小さくなるという性質による。

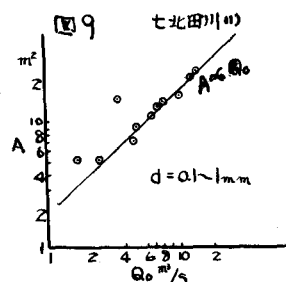
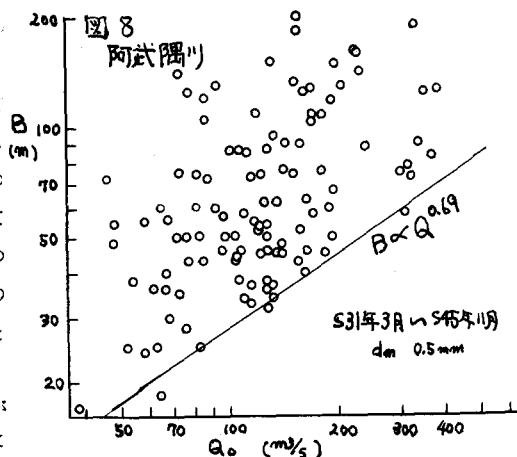
日本の河口においては、 P が小さく、 A も小さいため河川流の影響も大きく、波の変化に対する砂州形変化の応答が早い。O'Brienの関係式で河口断面を表現するには無理があるようだ。表1は筆者が、潮汐によつて決められていると考えられる、河口の断面形を調べたものである。ここで A としては手に入つた資料の内最少のものを取つた。これより大きい A は洪水の影響を受けている恐れがある。また P は河口水位変化のおよぶ区間の面積 $\times$ (期望満潮-干潮位)とした。 $Q_{\max}$ は感潮流量の観測値の内最小流量を取つたものである。これによると $A \propto P$ とは言えず、河川流の影響がかなりあるようだ。なお断面形がほとんどの河川で、 B/h_c が20、 A/h_c^2 が15前後であるのが興味深い。川内川の値が異なるのは6で述べるように河口水深が洪水時に作られたためであり、仁淀川は砂利河川で河口材料の粒度の分散が大きいためであろうか。

感潮面積が小さく、潮汐流より河川固有流量 Q_0 の方が、卓越する河川では(21)、(22)式において $Q_{\max}$ のかわりに、 Q_0 を代入すれば、平衡断面形を表わす式となる。図8は阿武隅川の B と Q_0 の関係であり、太平洋側の河川でありながら、図7と同様下限線は直線となる。このような例は相模川、七北田川でも見られる。

6. 実河川の河口特性

表1 潮汐による平衡断面と考える河川

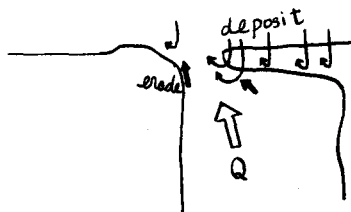
河川名	B_{cm}	A_{cm}	h_{cm}	B/h_c	A/h_c^2	d_{m}	$Q_{\max} (\text{m}^3/\text{s})$	P
久慈川	65	145	3.2	20	15	0.8		65
相模川 (干潮)	56	84	2.3	24	15.9	0.8	135	290
(満潮)	82.5	168	3.7	22.3	12.3			
阿武隅川	60	126	3.0	20	14	0.7		238
大淀川	75	141	3.5	21.4	12	1		786
肝属川	40	60	2.0	20	15	0.8		61
仁淀川 (干潮)	32	69	3.8	8.4	4.8	7	(200~1200)	137
川内川	95	458	7	13.6	9.4	0.5~2	800	1500



実河川の河口断面は、前述のように平衡状態にあるのは少なく、ほとんどが非平衡の状態にあり、大河川では、一つの状態から一つの状態への変化が年以上の期間を必要とするものもある。この非平衡状態の河口断面について研究したものに佐藤、岸の神戸川の例、広田の相模川の例があるが、流量が大きくなつたり、流量が急激に変わる場合には問題が残っているようだ。これは河口の断面形は、実際には波と流れの非線型的作用によるにもかかわらず、筆者が行つた場合も含めて、波と流れを分離して考える変数分離的、線型作用的考え方に無理があること、流量が大きくなると河口地形が大きく変わり、波と地形の相互作用が変わつてしまうことによる。ここでは、この非平衡状態の河口断面把握の第一歩として、実河川の河口断面変化の共通性について述べ、今後の参考に供したい。

まず第一に河口の断面は洪水によつて支配され、この断面に波や流れの作用によつて砂州が型成され、河積が小さくなるという観点が必要であらう。この洪水後の断面形（河自身が持つ特性によつて決まる。）の特質によつて河口砂州の形態も変つてくる。洪水後の河口水深が浅い場合には、平衡海浜になろうとして、波によつて砂が打上げられ、波のはいり高さまで砂州高が高くなる。図10 二次元的砂州

図10 二次元的砂州



この現象も基本的には汀線に直角方向の波による砂の打上げによる現象の变形である。洪水後の河口水深がある程度深い場合には、二次元的な砂州形成もあるが、波が砂州先端部を走るようになり、この走り波による砂の流速が、流れによつて止められると、そこに土砂を堆積し、逆に流れが強いと流れによつて砂州は海側にまがつてくる。このような河口砂州の生じる河口では、河口幅が小さくなる時、河口水深が変化せず、川幅Bだけが小さくなり、水深は、ほとんど変化しない。つまり最深部の土砂はほとんど動かず、走り波による側面からの補給砂だけで河口幅を減少していく。特に裏日本の大河川は毎年決まつて来る融雪出水によつて春先に断面が大きくなり、秋期、冬季の季節風による波高増大によつて河口幅が小さくなるため、この傾向が顕著である。このような河川は最上川、江の川、米代川、荒川、阿賀野川で見られ、太平洋でも旧北上川、川内川などで見られる。このような形態の河口変化を持つためには、河口水深4m以上が必要なようで、上述の河川はすべて4m以上となっている。このような河川では波と流れの非線型性が強く、また密度流の影響を受けるために単純な考えで河口断面を表わせるとは考えられない。なおこの水深4mは導流堤先端水深がこれ以上あれば、波による砂のもちこみは少なく、河口水深が、維持できるという基準を示しているようだ。表2は日本における導流堤先端水深と、導流堤内の河床変化について調べたもので、4m以上あれば、ほぼ維持できることを示している。この水深以上では波による土砂移動が少なくあつても、次の洪水時にはきだされてしまうのであろう。筆者は実際の河口計画にあつては、この成果を利用している。なお動的平衡水深が浅く二次元的砂州が生ずるような場合、導流堤を作つた場合、導流

図11 三次元的砂州

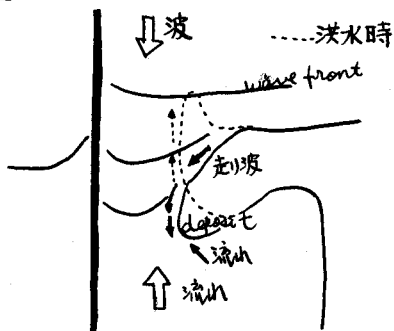
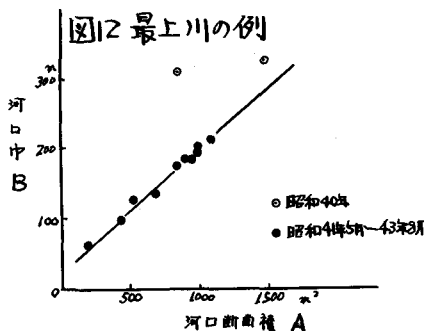


図12 最上川の例



堤の無い場合より河横を増加することはむずかしい。ただその形成速度を遅くし、偏流を防ぐことができる。

砂州のある河川では洪水後河口前面につりがね状のバーを作ることが多い。これは流速が河口を出て遅くなるため、そこに土砂を落とすためであり、密度流（内部ジャンプ）はこの傾向を強めている。この Bar 頂までの距離 L と河口幅 B の比は、洪水継続時間流出土砂量にもよるが、2~4 ぐらいで、水平床の場合のポテンシャルコアの長さより小さい。導流堤を作ると、砂州部の補給砂が無くなるため、この Bar 頂水深は深くなり、船路のためには良い。

7. 実河川の資料の整理にあつての注意点

利水による河川流量減などの影響を調べたり、洪水時にどれだけ広がるかなどの河口特性を把握する場合次のことは参考になるう。

イ) ただ単に、川幅、流量、波、風等の資料を単相関的に図化しても、対称河川の実体を把握することはできない。まずその川の動的な把握を必要とする。それには各資料を時系列的に並べ、これを同一図面に描くことによつて、河口変動が何によつて支配されるか、河口変動の速度をかなり明確にすることができる。(例 図 13 最上川の最狭断面の変化)

ロ) 個々の資料を動的な立場で把握し、資料整理の目的によつては、資料の棄却も必要である。たとえば、平衡状態の把握には、非平衡と考えられる資料をすてても良いだろう。

参考文献

- 1) 山本晃一，河口現象把握の問題点，土木技術資料 15-12，1973
- 2) 山本晃一，河口導流堤計画に関する一試論，土木技術資料 17-1，1975，予定
- 3) 野田・木村，河口閉塞に関する研究，京大防研 13号B 1970
- 4) 樺木，河口砂州の安定断面について，第26回年講
- 5) 山口，河口開口部特性について，第17回建設省技術研究会 1963
- 6) O'Brien, Equilibrium flow areas Of Tidal Inlet On Sandy COasts, COastal Engineering.
- 7) Joe W. Johnson, A. S. C. E. WW3, 1973
- 8) 佐藤・岸，河口に関する研究，土研報 94号
- 10) 広田，16，17回海講第9号
- 11) 酒田工事事務所，最上川河口調査中間報告書1969

図13 最上川河口砂州の時系列的变化

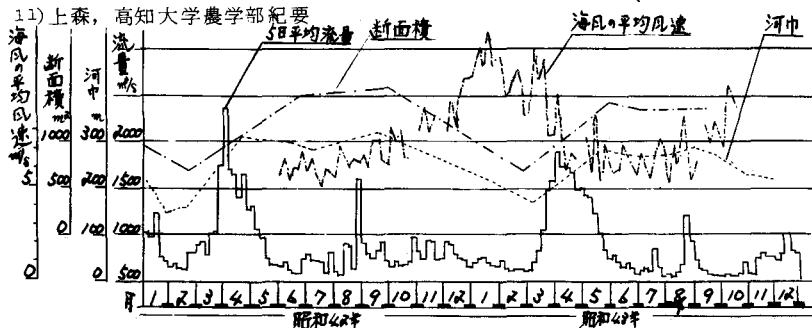


表2 河口の維持水深

河川名	維持水深	直径
遠賀川	4m	0.7mm ほぼ維持可能
大淀川	5m	0.5~1mm //
所蔵川	2m	0.7mm 維持不能
千代川	3~4m	0.5mm ほぼ可能 時々浅くなる
高津川	3~4m	0.5mm ほぼ可能 時々浅くなる
相模川	1.5m	0.6mm 維持不能
利根川	3m	0.5~2mm 河口前面で動く
耶珂川	5~6m	1mm 維持可能
鳴瀬川	2~3m	0.3mm 先端で2m位に浅くなる
旧北上川	5m	0.5~2mm 維持可能
岩木川	4m	0.5mm ほぼ可能
丹山川	6m	0.3mm 維持可能
渡川	11~12m	1~5mm //
田高川	2m	維持不能
利川	2~2.5m	1~3mm //

表3 洪水時の河口前面Bar 頂までの距離

基礎実験	d_m	Q	L/B	P/p	砂州水深/河口水深
実験ケース	$Q\%$	L/B			
1	40	$170/50=3.8$	$7/20=0.45$		
2	60	$220/50=4.6$	$7/30=0.1$		
3	80	$225/50=4.5$	$7/30=0.07$		
4	40	$173/45=2.3$	$11/13=0.84$		
5	60	$237/45=3.1$	$11/15=0.73$		
6	80	$243/47=3.3$	$14/15=0.93$		
Butakov	6	$171/50=3.7$	$2.5/6=0.42$		
現地資料		Q 年最大	L/B		砂州水深/河口最大水深
天塩川	1654 m^3/s	$37/130=3.0$	$1.5/10=0.15$		
石狩川	4567	$1100/300=3.7$	$2.5/7=0.36$		
最上川	3460	$600/220=2.7$	$3/5.5=0.55$		
北上川	2260	$400/100=4.0$	$2.5/6=0.42$		
天神川	630	$200/61=3.3$	$1.5/2.5=0.6$		

Butakov の場合 $d_m = 0.2mm$