

1 緒 言

本講習会において、昨年、一昨年とひきつづいて漂砂論が、堀川¹⁾、佐藤²⁾両氏により紹介され、主として漂砂の運動機構および漂砂移動の原因となる波による質量輸送および海岸近くの流れについて詳細に論述されている。また著者³⁾も本年3月および6月におこなわれた関西支部、中部支部共催の「水理学、水文学の最近の進歩」に関する講習会において、漂砂論をとりあげ、漂砂の初期移動時の力学的考察をすすめるにあたっての問題点について主として論じている。このように漂砂論としては従来漂砂の運動機構に関する問題は比較的とりあげられているが、海岸構造物における漂砂問題についてはふれられていない。

そこで本年はこの海岸構造物の漂砂におよぼす影響について考察をすすめていくこととしたい。

一般に安定した海岸に人工的な構造物をもうけると、漂砂運動は阻害され、その安定が破れて短時日の間にその海岸線は非常に大きな変化が生じる。このような海岸地形の変化と特性は突堤、導流堤、海岸堤防、離岸堤といった構造物の機能に応じてことなるものと考えられる。

したがって本論文においてもこれらの機能のことなる構造別にこれらの海岸構造物と漂砂運動との関連性について論じていくこととするが、しかしながら、この問題は現在において未解決な分野であり、個々の構造物について実験的にその影響を検討している段階であって、十分な論議はできかねるが、その点あらかじめ御了承願っておく次第である。

なお、自然海浜も一種の海岸構造物と考えれば、海岸侵食も自からこの論議のうちに入れなければならないわけであるが、海岸侵食論については昨年の講習会において、岩垣博士⁴⁾により明解に論じられているので本文においては省略した。

2 突堤の漂砂におよぼす影響について

突堤は漂砂を補足し、その上手側に堆積せしめる作用をもつことはよく知られているが、その突堤建設ヶ所の漂砂移動量のうちどの程度を補促し、どの程度下手側に通過せしめうるのか、現在の段階では明確にされていない。

わずかに突堤の長さを砕波点までの距離の40%~60%までにすれば突堤の効果が著るしいという事柄が実験的に明らかにされているにすぎない。

この突堤の漂砂におよぼす影響の不明な点が突堤群の合理的な配置、計画を阻んでいるものといえよう。

突堤の漂砂におよぼす影響は後述する移動床実験の相似率の不明確さと、移動床底質の不十分により実験によってはその定量的な値は求めにくい。

したがって突堤の建設にともなう沿岸漂砂移動量にいかなる程度の変化をもたらすかを知るためには

現地の地形調査、および波浪調査をおこない、つぎに述べるような手法により求めなければならない。この突堤の建設にともなう移動漂砂の変動は、いかえれば突堤による漂砂の補足率を求めることであるが、これについては石原、榎木⁵⁾の徳島県今津坂野海岸でおこなわれた報告があるので紹介しておく。

それによると、図-1に示すような①～③までの地点における突堤建設前の単位時間の沿岸漂砂量を Q_{1i} 、 Q_{2i} 、 Q_{3i} とする。突堤施工後において各地点の通過沿岸漂砂量が Q'_{1i} 、 Q'_{2i} 、 Q'_{3i} に変化したとすると $Q'_{1i}/Q_{1i}=a$ 、 $Q'_{2i}/Q_{2i}=b$ 、 $Q'_{3i}/Q_{3i}=c$ が突堤の漂砂通過率をあらわすものといえる。

また突堤設置のために変化した漂砂量の差違によって生じる海浜変形量を V_1 (①～②突堤間)、および V_2 (②～③突堤間)とすると、

$$\sum_{i=1}^n Q'_{1i} \cdot t_i - \sum_{i=1}^n Q'_{2i} \cdot t_i = V_1 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\sum_{i=1}^n Q'_{2i} \cdot t_i - \sum_{i=1}^n Q'_{3i} \cdot t_i = V_2 \quad \dots\dots\dots (2)$$

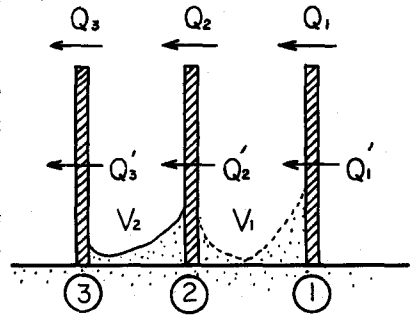


図-1 突堤建設にともなう漂砂量変化の模型図

が成立する。ここに t_i は同一特性をもつ入射波の継続時間である。

いま突堤の長さや構造が同じ場合、漂砂の通過率が同一であると仮定し、図-1の①と②の突堤が長さおよび構造ともに同じ場合には $a=b$ となり、(1)、(2)式より a は次式で求められる。

$$a = V_1 / \left(\sum_{i=1}^n Q_{1i} t_i - \sum_{i=1}^n Q_{2i} t_i \right) \quad \dots\dots\dots (3)$$

(3)式を用いると③地点の突堤の通過率 c は次式であらわされる。

$$c = \left(a \sum_{i=1}^n Q_{2i} t_i - V_2 \right) / \sum_{i=1}^n Q_{3i} t_i \quad \dots\dots\dots (4)$$

また図-1において①の突堤が不透過構造できわめて延長の長いものであって、その断面を通過する沿岸漂砂量を100%阻止するものとすれば $a=0$ したがって、

$$-b \sum_{i=1}^n Q_{2i} t_i = V_1 \quad \dots\dots\dots (5)$$

から b が求められる。さらにこの逆に図-1において③の突堤が不透過性で、沿岸漂砂の流通を100%阻止するものとする、 $c=0$ したがって、

$$b = V_2 / \sum_{i=1}^n Q_{2i} t_i \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$a = (V_1 + V_2) / \sum_{i=1}^n Q_{1i} t_i \quad \dots\dots\dots (7)$$

で求められる。

この方法によれば、以上のような境界条件がかならず必要となるため、任意のヶ所の突堤の漂砂通過能力はそのヶ所の海浜変化量を求めるのみでは調べることができない。この場合は上に述べた条件を満たすヶ所から逐次計算していかなければならない。

このようにして沿岸漂砂の突堤通過率が求まると $(1-a)$ 、 $(1-b)$ 、 $(1-c)$ により突堤の

漂砂補足率が求まるわけであるが、(3)～(7)式において突堤建設前のその地点の沿岸漂砂量を知る必要がある。この沿岸漂砂量の算定についてはいくつかの推定式が提案され、本講習会においても堀川、佐藤両氏によりすでに紹介されているので省略するが、著者が関西支部講習会において示した漂砂量算定グラフが便利と考えられるのでここにあらためて紹介しておく。この漂砂量算定グラフは岩垣、楳木⁸⁾の推算公式にもとづいたもので、推定式をかきなおすと次式のようにあらわされる。

$$\left. \begin{aligned} Q &= 673 M \cdot N (\sin 2\alpha_b)^{4/3} \cos \alpha_b \\ \text{ここに } M &= i^{4/3} \cdot d^{-1/2} \\ N &= H_b^3 \cdot (H_b / L_0)^{2/3}, L_0 = 156 T^2 (\text{m-sec 単位}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

Qは単位時間当りの移動漂砂量 (m³/hr)、α_bは碎波角、iは海浜平均勾配、dは平均粒径、H_bは碎波高、Tは周期を示す。なお(8)式は底質の比重2.65水の密度1.0として求めたもので、Mは海岸の地形特性をあらわす値であり、Nは来襲波の特性を示すもので、表－1、表－2にそれぞれの値を示す。図－2の一庫の図は(8)式にもとづいて表－1、表－2のM、N、および碎波角α_bに対するQを求めた図である。

表－1 M の 値

d(mm) \ i	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
0.2	0.15	0.38	0.65	0.96	1.30	1.66	2.03	2.43	2.85	3.28
0.3	0.12	0.31	0.53	0.78	1.06	1.35	1.66	1.99	2.32	2.67
0.4	0.10	0.27	0.46	0.68	0.92	1.17	1.44	1.72	2.01	2.32
0.5	0.09	0.24	0.41	0.61	0.82	1.05	1.29	1.54	1.80	2.07
0.6	0.08	0.22	0.38	0.55	0.75	0.95	1.17	1.40	1.64	1.89
0.8	0.07	0.19	0.32	0.48	0.65	0.83	1.01	1.21	1.42	1.64
1.0	0.06	0.17	0.29	0.43	0.58	0.74	0.91	1.09	1.27	1.46
1.2	0.06	0.15	0.26	0.39	0.53	0.67	0.83	0.99	1.16	1.33
1.5	0.05	0.14	0.24	0.35	0.47	0.60	0.74	0.89	1.04	1.19
3.0	0.04	0.10	0.17	0.25	0.34	0.43	0.53	0.63	0.74	0.85
6.0	0.03	0.07	0.12	0.18	0.24	0.30	0.37	0.44	0.52	0.60
12.0	0.02	0.05	0.09	0.12	0.17	0.21	0.26	0.31	0.37	0.42
24.0	0.01	0.04	0.06	0.09	0.12	0.15	0.19	0.22	0.26	0.30

表－2 N の 値

T \ H _b (m) (sec)	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
3	0.013	0.171	0.760	2.183	—	—	—	—	—	—
4	0.009	0.117	0.518	1.488	3.372	6.580	11.580	—	—	—
5	0.006	0.087	0.384	1.105	2.504	4.887	8.600	14.033	21.613	31.805
6	0.005	0.068	0.301	0.866	1.964	3.832	6.744	11.005	16.949	24.941
7	0.004	0.055	0.245	0.705	1.599	3.120	5.491	8.960	13.800	20.307
8	—	0.046	0.205	0.590	1.338	2.611	4.595	7.499	11.549	16.995
9	—	—	0.175	0.504	1.143	2.232	3.927	6.409	9.871	14.525
10	—	—	—	0.438	0.993	1.939	3.413	5.569	8.577	12.622
11	—	—	—	0.386	0.875	1.708	3.005	4.904	7.553	11.115
12	—	—	—	—	0.779	1.520	2.676	4.367	6.726	9.090

以上のようにして求められる突堤の漂砂補足率は突堤の長さ、透過性、底質および入射波の特性の変化によっても変化するものと考えられ、未だそれらの要素の影響については明らかでないが、石原、樺木⁽⁵⁾が0.6mmの平均粒径をもった底質での長さ60mの六脚丁型ブロック突堤に対して求めた通過率は約50%であった。なお従来この突堤の漂砂遮断の目安としてアメリカで用いられている値を示すとつぎのようである。

- (1) 高い突堤で平均干潮面よりの水深3m以上まで延びている突堤の場合は沿岸漂砂量の100%がさえぎられる。
- (2) 高い突堤で平均干潮面から測って1.5～3.0mの水深まで延びている場合、および低い突堤で3m以上の水深まで延びているときは75%さえぎられる。
- (3) 高い突堤で平均干潮面から1.5mまでの水深まで延びている場合および低い突堤で平均干潮面から3m未満の水深まで延びている場合には50%さえぎられる。

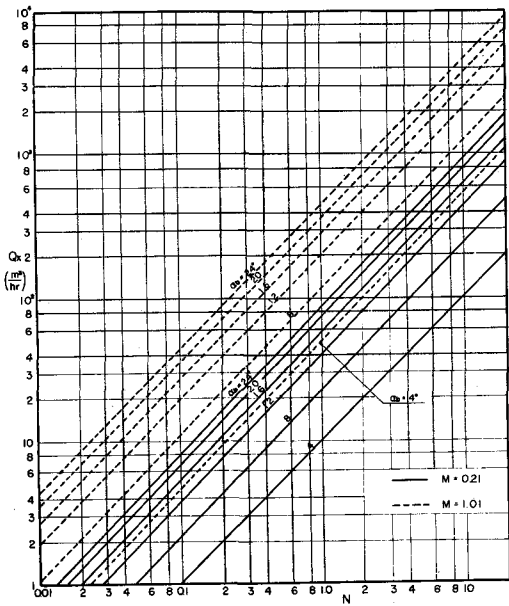


図-2.1 沿岸漂砂量 Q の算定図表

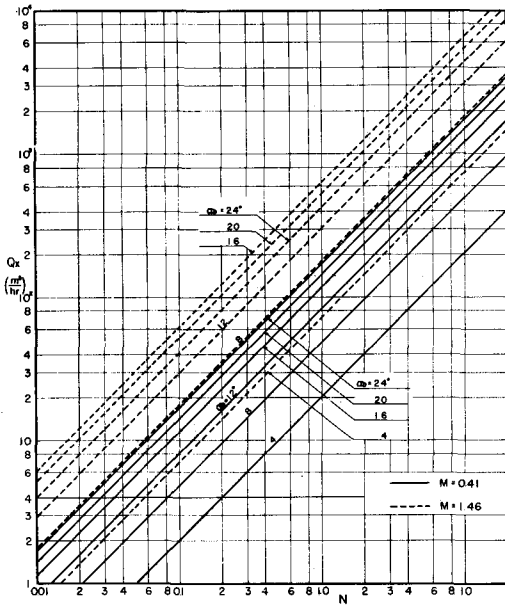


図-2.2

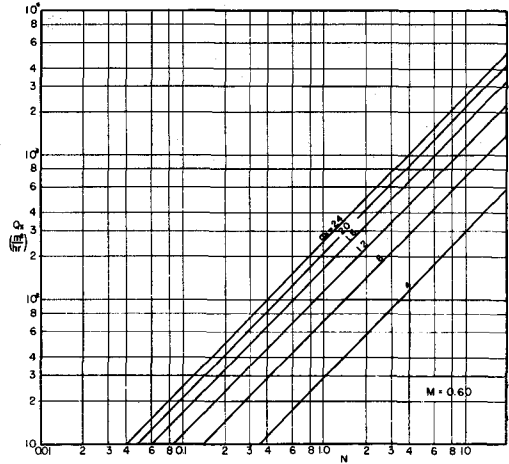


図-2.3

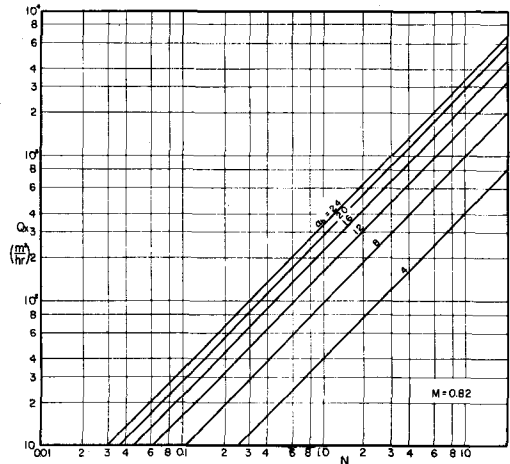


図-2.4

3 海岸堤防の漂砂におよぼす影響について

海岸堤防の設置にともなう、従来海岸堤防前面に存在した前浜が消失し、堤防脚部の洗掘が著しくなった事実は多くの海岸調査により報告されている。この前浜の消失あるいは海岸堤防堤脚部の洗掘は海岸堤防の設置にともなう漂砂の平衡状態の破れたためと考えられる。

このような漂砂の不均衡の原因は堤防設置にともなう反射波の発生にもとづくものと考えられるので、堤防前面の漂砂の挙動もまた反射波をあらわす波の反射率と密接な関係⁽⁷⁾があることは容易に推測することができよう。

ここで堤防前面漂砂の挙動を支配する波を部分重複波と考えて考察をすすめていく。

岸⁽⁸⁾によると底面に沿う部分重複波の水粒子の水平方向の速度は(8)式により与えられる。

$$U_b = \frac{gk}{\omega} (a - b) \operatorname{sech} kh \sin(\omega t - kx) \\ \frac{gk}{\omega} (2b) \operatorname{sech} kh \cos \omega t \sin kx \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに a : 入射波高の $\frac{1}{2}$, b : 反射波高の $\frac{1}{2}$, $\omega = 2\pi/T$, $k = 2\pi/L$, x は距離である。

また単位巾、単位時間当りの波によって輸送される漂砂量を q_B として、Kalinske - Brown の河川における流砂量公式が適用されるものとする、

$$\frac{q_B}{U_{*d}} = K \left[\frac{U_*^2}{(\frac{\sigma}{\rho} - 1)gd} \right]^m \quad \dots\dots\dots (9)$$

であらわすことができる。ここに U_* は底部摩擦速度、 σ 、 ρ は底質および水の密度、 d は底質粒径、 K 、 m は常数である。(8)式の U_b と(9)式の U_* の関係については乱流境界層については未だ解析が行なわれていないので、層流境界層の場合を仮定すると

$$\left(\frac{U_b}{U_*} \right)^2 = \left(\frac{\omega}{\nu} \right)^{1/2} \cdot \frac{A \sin(\omega t + \frac{\pi}{4})}{\sin^2 \omega t} \quad \dots\dots\dots (10)$$

が成立する。ここに $A = \frac{H}{2} \cdot \frac{1}{\sinh \frac{2\pi h}{L}}$ 、 ν は動粘性係数である。

また(9)式中の定数 m については Kalinske は $m = 1$ 、Brown は 2 など、研究者によって異なった値が提案されているが $m = 1.5$ とすると以下に示すように、漂砂の移動に密接な関係をもつと考えられる波の質量輸送速度とうまくむすびつくようである。したがってここでは $m = 1.5$ と仮定して論議をすすめていくことにしよう。

(9)式で示される漂砂量 q_B から一周期の砂の平均移動量 $\bar{q}_B$ を $m = 1.5$ と仮定し、(10)式中における U_b に(8)式の U_b を代入して求めると、

$$\bar{q}_B \propto \frac{1}{(\frac{\sigma}{\rho} - 1)^{1.5} \cdot g^{1.5} \cdot d^{0.5}} \left(\frac{1}{\sqrt{\frac{\omega}{\nu} \cdot A}} \right)^2 \left(\frac{gka}{\omega} \operatorname{sech} kh \right)^4 \cdot f(r, kx) \quad \dots\dots\dots (11)$$

(11)式を波の底部質量輸送速度 U_b でかきあらためると、 U_b は Longuet - Higgins⁹⁾ によれば

$$U_b = \frac{5}{4C} \cdot \left(\frac{\pi H}{T} \operatorname{cosech} \frac{2\pi h}{L} \right)^2 \quad \dots\dots\dots (12)$$

であらわされるので、

$$\overline{q_B} \propto \frac{1}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right)^{1.5} \frac{1.5}{g} d^{0.5}} \left(\frac{\nu}{\omega}\right) \cdot \frac{5\omega^2}{4cU_b^2} \left(\frac{gka}{\omega}\right)^4 \operatorname{sech}^4 kh \cdot f(r, kx) \dots\dots\dots (13)$$

とかきあらためることができる。

なお(11)および(13)式における $f(r, kx)$ は次式で示される。

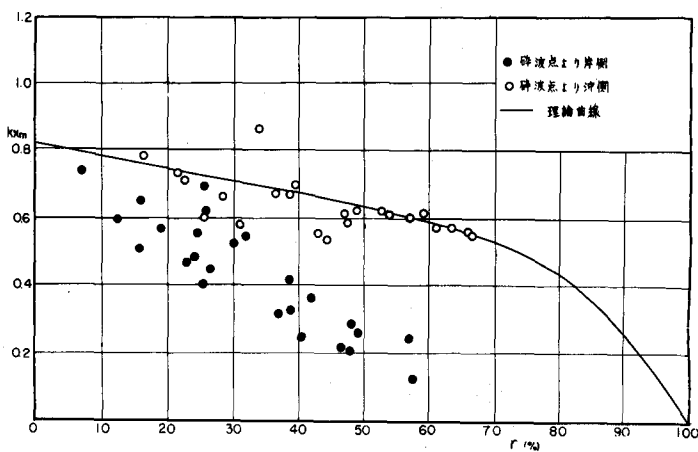
$$\begin{aligned} f(r, kx) = & \frac{1}{2} (1-r)^4 \cos^4 kx - 3(1-r)^2 \cos^2 kx \cdot \sin^2 kx \\ & - \frac{1}{2} (1+r)^4 \sin^4 kx - 2(1-r)^3 \cdot (1+r) \cos^3 kx \\ & + 6(1-r)(1-r)^3 \cos kx \cdot \sin^3 kx \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

ここで $r = b/a$ で波の反射率を示す。

いま(13)式であらわされる $\overline{q_B}$ が一周期間の真の漂砂量(漂砂方向も考えた) $|q_B|$ に比例すると考え
ると、堤防法先の洗掘量が最大の場合この漂砂量の距離にともなう変化の割合が最大の場合と考えら
れるので、 $\partial^2 |q_B| / \partial x^2 = 0$ を満足するはずである。したがって(13)式を用いると(15)式を満足するよう
な kx が最大洗掘地点 kx_m を示すものといえよう。

$$\begin{aligned} \{ & -2k^2(1-r)^4 \cos^2 kx (1-4\sin^2 kx) - 6k^2(1-r)^2(1+r)(1-8\sin^2 kx \cos^2 kx) \\ & - 2k^2(1+r)^4 \sin^2 kx (4\cos^2 kx - 1) - 4k^2(1-r)^3(1+r) \sin kx \cos kx (3-8 \\ & \cos^2 kx) + 12k^2(1-r)(1+r)^3 \sin kx \cos kx (3-8\sin^2 kx) \} = 0 \dots\dots\dots (15) \end{aligned}$$

(15)式を解いて r と kx_m の関係を求めたのが図-3の実線であり、同図に碎波点より沖側と碎波点より
岸側に堤防を設置した場合の実験値をわけてプロットしてある。



これによると堤防を碎波前においた場合
かなりのちらばりはあるけれどもほぼ理論
値と一致するようであり、堤防設置にとも
なう漂砂量の表示が(13)式であらわすことが
できることを検証しているものといえよう。
しかしながら碎波後に設置した場合は乱れ
の影響が大きくあらわれてきて(13)式で示す
漂砂量式では十分示すことができないけれ
ども kx_m と r との間にはかなり密接な相関
性を有することが、この図からうかがいし
れる。

図-3 最大洗掘地点と反射率の関係

なお同様の方法により洗掘規模について

も考察をすすめることができるがこれについては後の機会に報告したいと考えている。

以上は波が海岸堤防に直角に波が入射してくる場合の堤前面の漂砂の動向を論議したわけであるが、つ
ぎに海岸堤防に斜めから波が入射した場合の堤防前面の漂砂の移動状況についてふれておこう。以下に述
べる結果は著者が京大防災研究所の扇形水槽を用いておこなった結果である。

波が海岸線に斜めに入射すると一般に海岸線に平行な沿岸流を生じ、この沿岸流によって生じる汀線と
平行方向の漂砂が長期的な海岸線の形状を左右することは従来よりしばしば述べられていることがらであ
る。この沿岸流が海岸堤防により助長され漂砂の移動に大きな影響を与えるであろうことは容易に推定で

きる。先に述べた波が直角に入射してくる場合においても明かなように、この堤防の前の漂砂に関しては海岸堤防の設置位置が極めて重要な要素と考えられるが、著者の実験においては、無堤の場合に顕著な砂の移動がみられず、碎波によって生じる沿岸流のない碎波点より沖側における堤防設置についておこなわず、海岸堤防が沿岸流による漂砂にもっとも影響する碎波後の汀線より沖側の場合に堤防の設置した場合についてのみ実験を行なった。

図-4は海岸堤防のない場合とある場合の沿岸流の流速分布の相違を示したものである。この結果によると海岸堤防のある場合の沿岸流速分布は堤防前面で無堤時より大きくなり、無堤の場合の約1.1～1.5倍に達する。しかしながら堤防が影響する範囲は非常に小さく、それより沖側の部分ではほとんど流速の変化は認められない。この沿岸流速分布はつぎの漂砂量分布と対応している。

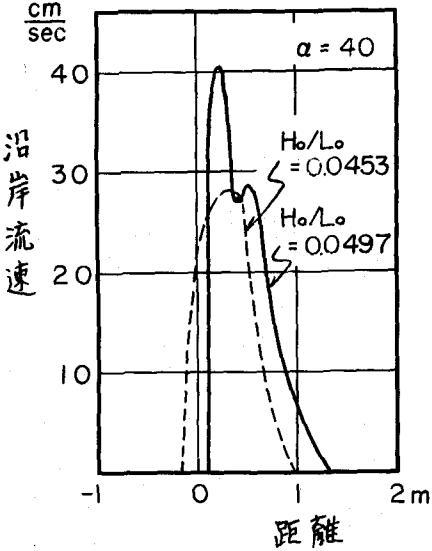


図-4 沿岸流速分布の比較

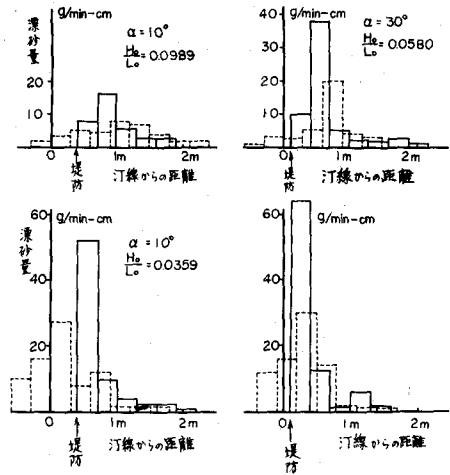


図-5 漂砂量分布の比較

図-5は堤防のある場合とない場合の漂砂量分布を示したもので点線は無堤時、実線は有堤時を示している。

図からわかるように堤防をおくと堤防のない場合の堤防位置より岸側で運ばれる漂砂量が堤防前面に集中して漂砂強度を著るしく大きくする。しかしながらそれより沖側では堤防の影響はあらわれていない。なお、この影響範囲についてはまだ十分な研究がおこなわれていないが沖波波長の $\frac{1}{2}$ より小さい領域と考えられる。この堤防前面における漂砂移動の集中の結果堤防法先より沖波波長の $\frac{1}{2}$ の距離の間はあたかも河川敷のような様相を示すことは、伊勢湾台風後の海岸調査において三重県海岸堤防部分において随所で見うけられた。

4 離岸堤の漂砂におよぼす影響について

離岸堤は従来港湾の泊地を確保するため、あるいは潜堤として背後への波浪の威力を減殺するために築造されたが、近年その漂砂の遮断能力が著るしいことから、前述の突堤に代る海岸侵食対策工法としてしばしば用いられてきている。ここでは離岸堤の漂砂遮断機構についてふれておきたい。

離岸堤は沖から海底地形によって屈折して入射してくる波をさらに回折させ、その水域内の波高、入射

角および碎波水深に変化を与え、碎波によって生じる岸沿いの流れの流速を減殺せしめて離岸堤の遮蔽領域に砂を堆積させようとするわけである。その結果遮蔽領域において汀線が逐次前進し、舌状の海岸線を形成する。この地形をトムボロ地形と称するがこれは離岸堤の遮蔽領域と遮蔽外の領域の砂の移動量の差にもとづくものである。

沿岸漂砂量公式(8)式において、離岸堤の設置にともない、離岸堤前面における入射波の屈折係数 K および碎波点における回折係数 K'_b を用いると碎波高 H_b は近似的に次式で示される。

$$H_b = K \cdot K'_b H_o \dots\dots\dots (16)$$

したがって(8)式はつぎのようにかきかえることができる。

$$Q = \frac{673}{2^{4/3}} \cdot H_o^3 \cdot i^{4/3} \cdot d^{-1/2} (H_o/L_o)^{2/3} (\sin \alpha_b)^{4/3} (\cos \alpha_b)^{7/3} (K \cdot K'_b)^{11/3} \dots\dots (17)$$

(17)式において沖波の波高 H_o 、波長 L_o 、初期海浜勾配 i 底質の粒径 d を一定とし、離岸堤の前面まで波が屈折しないでやってくる場合においても、図-6に示すような回折係数の地点別の相違および入射角 α_b の相違により海岸線に沿う漂砂量は極めて大きな差違を示すようになる。

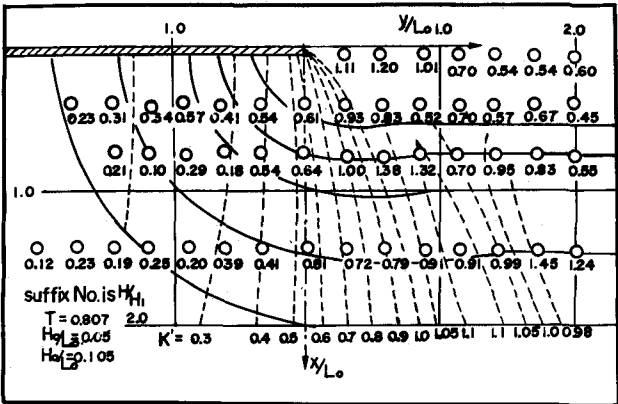


図-6 回折図

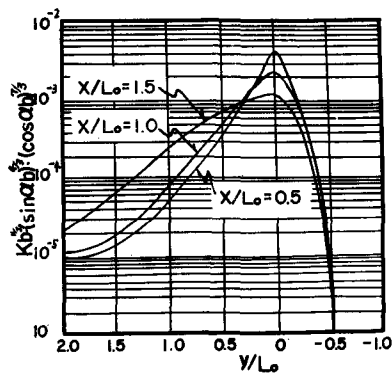


図-7 遮蔽水域内の漂砂量の変化

図-7は離岸堤の先端を基準(0)にとり海岸に沿って離岸堤内部に向かって正ととった距離 y と(17)式で示される漂砂量のうち離岸堤設置にともなって変化する量 $K'_b \cdot (\sin \alpha_b)^{1/3} \cdot (\cos \alpha_b)^{7/3}$ の関係を示したもので、同時にそれらに与える離岸堤の設置位置の影響をも明らかにしたものである。

図中 x は初期汀線から離岸堤設置位置までの距離である。この図から x/L_o の値が小さいほど離岸堤の先端の位置における漂砂量と離岸堤による遮蔽水域内の漂砂量との差は大きく、 x/L_o が大きくなるにしたがってその差は少なくなっていくことがわかる。海浜の侵食や堆積は海岸に沿う漂砂移動量の差によって生じるから、その差が小さいほど海浜変形は少ないといえる。

5 河口の漂砂におよぼす影響について

河口は人工の構造物ではないけれども自然の構造物と考えられる。したがってこの河口の地形条件および河口より流出する流出水によってこの河口付近の漂砂の運動は著るしい影響をうける。この影響要素の効果について個々に述べていくこととする。

5.1 河口地形の影響

河口よりほとんど流出水がない場合、波によって移動する漂砂はいかなる挙動を示すかを調べた研究は少なくない。ここでは野田¹⁰⁾によっておこなわれた河口砂堆の研究結果を簡単に紹介しておきたい。この場合河川流の掃流力は当然ないわけである。

河口断面を模式的に描くと図-8のようになる。

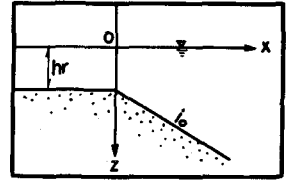


図-8 河口模型

図-8のような河口模型に波が直角な方向から入射してくる場合、その河川形状は波の特性、底質特性、河口水深 (h_r) の相違により図-9に示すような3つの平衡形状に達する。いまⅠを浸食型、Ⅱを遷移型、Ⅲを堆積型と呼んでおく。

浸食型は碎波点付近から岸側が波の作用で洗掘され、その部分の砂礫が沖側に堆積する。篠原¹¹⁾は沖波波形勾配の大きい場合およびその値が小さくても河川流量が多い場合にこの型になることを指適しているがこの部分については5.2で詳述する。

遷移型および堆積型も浸食型と同様に碎波点付近から岸側が洗掘されるがしかしこの部分の砂礫は岸向きに輸送され河床部に堆積して砂堆を形成する。

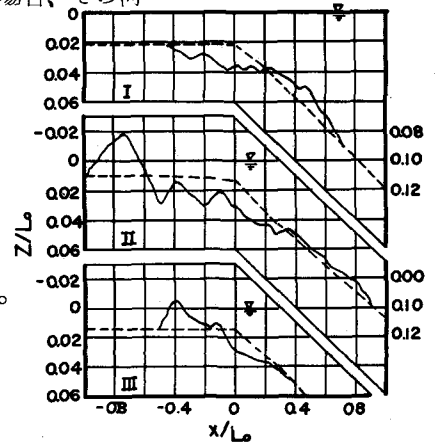


図-9 河口断面の平衡形状

この砂堆の形成限界には次元解析の結果 H_0/L_0 と相対粒径 H_0/d および h_r/H_0 の各要素が重要ということが野田によって明らかにされ、粘性項の無次元量 $d\sqrt{gH_0}/\nu$ の効果はほとんど無視できると述べられている。ただし、砂堆の規模については $d\sqrt{gH_0}/\nu$ の値によっても左右されるようである。

この河床水深 h_r の砂堆の形成限界におよぼす影響について、さらに野田¹⁰⁾ は漂砂の移動限界水深から考察し、河口水深が次式で示される水深より深い場合には砂堆は形成されないことを示した。

$$\frac{\sinh\left(\frac{h_r}{H_0} \times \frac{H_0}{L_0} \times \frac{L_0}{L}\right)}{\frac{H}{H_0}} = 2.87 \times \left(\frac{H_0}{d}\right)^{0.3} \times \left(\frac{H_0}{L_0}\right)^{0.75} \quad (18)$$

しかし(18)式で示される水深より浅い水深においても、波形勾配、 H_0/d の値によって砂堆が発生しない場合が存在するようであって、野田の実験によれば $H_0/L_0=0.022$ の場合について図-10のような結果がえられている。

このようにして形成された砂堆の体積(V)と砂堆高(Z_B)は図-11に示すようなほぼ一定の関係が存在する。

この砂堆の体積 V は野田によれば先述の海岸堤防前面の漂砂移動に関する著者の考え方と同様にして Kalinske-Brown 型の流砂量公式と実験値とから、

$$V/d^2 = J \cdot (d\sqrt{gH_0}/\nu)^{3/4} \cdot (H_0/d)^{-1/4} \cdot (H_0/L_0)^{13/8} \quad (19)$$

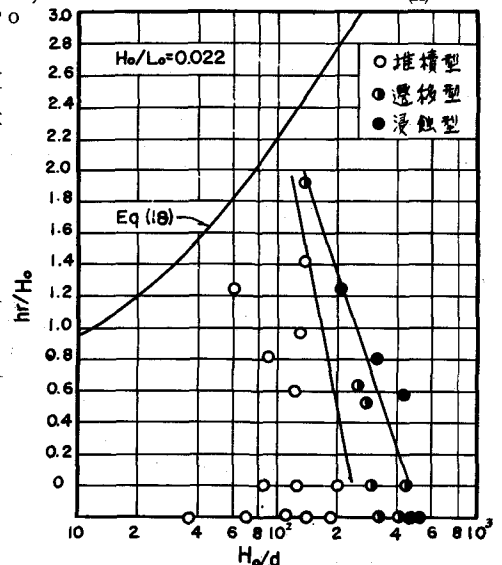


図-10 砂堆の堆積と砂堆高さ

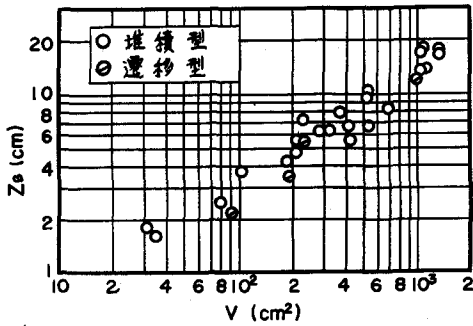


図-11 砂堆の堆積と砂堆高さ

波が斜めから入射するのでこの場合は沿岸漂砂が卓越している場合である。この場合も前の場合と同様に河川流量は0である。

実験において移動漂砂量を直接測定することが困難なため、海岸線に沿う地点での波高と入射角を測定し、(8)式にもとずいて計算してもとめた単位時間当りの沿岸漂砂量分布が図-13の上図(A)である。波を作用せしめた後1時間後の各地点の初期断面からの変化量を求めたのが図-13の(B)であって、漂砂量分布と極めて密接な対応を示してい

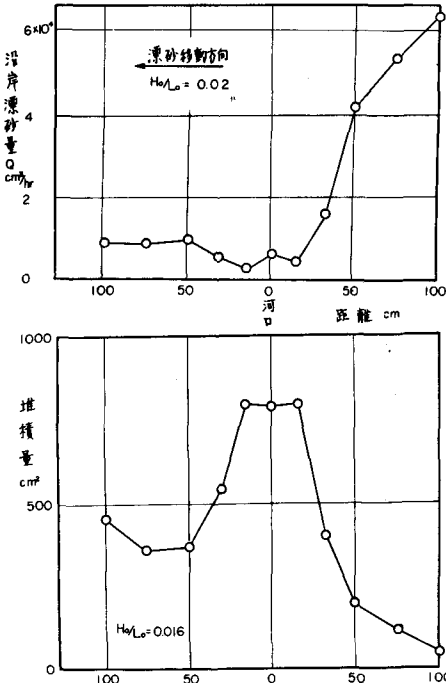


図-13 河口付近の沿岸漂砂量分布と断面変化の分布

で示されることを明らかにしている。Jは定数である。

(9)式によると、 H_0/d の値が大きくなるにしたがって、 V/d^2 が減少し、 $d\sqrt{gH_0}/\nu$ の値が増加するにもなって V/d^2 も増加することがわかる。

以上は波が河口に対して直角に来襲した場合の漂砂移動にもなる河口砂堆の形式について述べたが、つぎに波が斜めから河口に入射してきた場合の漂砂の移動状況とその断面変化とについて考察してみよう。

この実験における初期河口地形は図-12に示すように、一様等深線を有する海岸線に溝を掘ったような場合である。

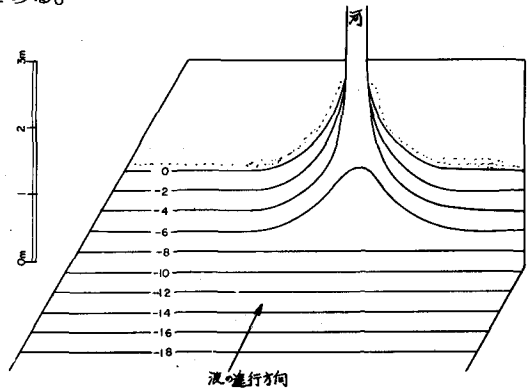


図-12 斜めから波が入射する場合の初期海岸地形

ることがわかる。すなわち、漂砂量分布(A)において河口中心より右側の左下りの部分は流入土砂量が大きく流出土砂量が少くないため河口付近に著しい堆積を示し、一方左側では左上りとなり、侵食を生じるがその量は極めて少く比較的平衡することが推定される。図-13の(B)はこの推定を検証するもので、このような場合には漂砂上手側から河口中心に向かって砂洲が発達していく。

このため、たとえ河口水深が先述の河口砂堆の発生限界水深より深い水深を維持したとしても、河口両側の海岸線的水深が河口部より浅い場合には河口を閉塞するような砂堆あるいは砂洲が河口に発生せざるをえなくなるわけである。

この河口両側より河口中心に向かって発生する砂洲はさらに後述する河口の沿岸砂洲の発生、発達によりさらに助長される。

5.2 流れの影響

河口よりの流出水がある場合には図-9に示した浸食型になり易いことは先に述べたが浸食型の特徴である河口よりわずかに沖側で発生する沿岸砂洲については一般の海岸断面においても暴風海浜形という名称で呼ばれ、Johnson¹²⁾、岩垣¹³⁾、野田¹³⁾、Rector¹⁴⁾によってその発生限界が H_o/L_o 、および H_o/d によって左右されることが明らかにされている。図-14は岩垣、野田¹³⁾により整理された流れのない場合の沿岸砂洲の発生限界を示す。しかしながら、著者¹⁵⁾の河口に波が直進してくる場合の実験によると、流量が0のときに形成されなかった砂洲が、河川流の砂の限界掃流力以下の流量の存在によっても沿岸砂洲の発生をみた。このことから、河川流によって海部へもちこまれる土砂がある場合は反対方向の波の運動と合成されて沿岸砂洲が形成され易くなるのは当然であるが、流れによる流砂がな

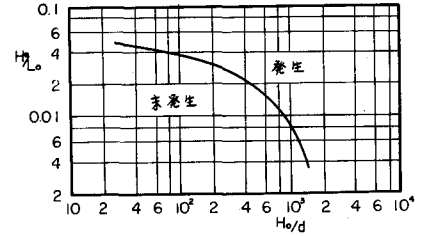


図-14 流れのない場合の沿岸砂洲の発生限界

くても、流れが進行波の河口付近の特性をいちぢるしく変化させ、静水時に砂洲を発生しないような特性をもつ波でも砂洲を発生させるような特性に変化するものと考えられる。すなわち、いま流速 U の流れが存在する場合にも波が浅海波の性質を有するものとし、微少振巾波理論にもとづいて、流れの存在により水深 h での波が H_s （静水時の波高）、から H に C_s （静水時の波速）から C に変化した場合の関係式を誘導すると次式のようになる。

$$\frac{H}{H_s} = \sqrt{n \frac{C_s}{C} + \frac{U}{C_s}} \quad \dots\dots\dots (20)$$

$$\frac{C}{C_s} = \frac{Y}{2X} \left[1 + \sqrt{4 \frac{U}{C_s} \cdot \frac{X}{Y}} \right] \quad \dots\dots\dots (21)$$

ここに $X = \tanh \frac{2\pi h}{L_s}$ 、 $Y = \tanh \left[\frac{2\pi h}{L_s} \left(\frac{C}{C_s} + \frac{U}{C_s} \right)^{-1} \right]$

$$n_s = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{4\pi h}{L_s} \sinh \frac{4\pi h}{L_s} \right)$$

$$n = \frac{1}{2} \left[1 + \left\{ \frac{4\pi h}{L_s} \left(\frac{C}{C_s} + \frac{U}{C_s} \right)^{-1} \right\} \sinh \frac{4\pi h}{L_s} \left(\frac{C}{C_s} + \frac{U}{C_s} \right)^{-1} \right]$$

添字 s は静水時の値を示す。

したがって流れのある場合の波形勾配 H/L は次式で与えられる。

$$H/L = \sqrt{n \frac{C_s}{C} + \frac{U}{C_s}} \cdot \left(\frac{C}{C_s} + \frac{U}{C_s} \right) \cdot \sqrt{\frac{1}{2n_s} x^{-3}} \cdot \left(\frac{H_{so}}{L_{so}} \right) \quad \dots\dots\dots (22)$$

ここに H_{so}/L_{so} は静水時の沖波波形勾配を示す。

いま水深 h で H/L となるような静水時の沖波波形勾配を H'_{so}/L'_{so} （これを相当沖波波形勾配と呼ぶ）の波を想定すると H'_{so}/L'_{so} は静水中の沖波波形勾配と任意水深 h の波形勾配の関係式

$$\frac{H}{L} / \frac{H'_{so}}{L'_{so}} = \sqrt{\frac{1}{2n_s} x^{-3}}$$

と(22)式とから

$$\frac{H_{s0}}{L_{s0}} = \sqrt{n_s \left(n \frac{C}{C_s} + \frac{U}{C_s} \right)^{-1} \cdot \left(\frac{C}{C_s} + \frac{U}{C_s} \right)^{-1} \cdot \left(\frac{H_{s0}}{L_{s0}} \right)} \dots\dots\dots (23)$$

で求められる。

一方流れのない場合の沿岸砂洲の発生限界は図-14に示されるように

$$H_0/L_0 = f(H_0/d) \dots\dots\dots (24)$$

で与えられるから、(23)式によって求められた H'_{s0}/L'_{s0} と(24)式の H_0/L_0 を等しいとおき、(24)式中の H_0 の代りに

$$\frac{H}{H'_{s0}} = \sqrt{\frac{1}{2n_s} x^{-1}}$$

で示される H'_{s0} を用いると、流れのある場合の沿岸砂洲の発生限界の流速を求めることができる。

図-15の実線は $H_0/d=1.91 \times 10^2$ の場合について求めた値であり、図-15の条件の下での砂洲の発生、未発生を同時にプロットすると H_0/L_0 が小さい領域をのぞいて砂洲の発生、未発生が理論曲線の上下に明確にあらわれる。

以上は河口からの流出土砂の効果を考えない場合で、流れが波を変形し、その変形した波にともなう漂砂の移動からの砂洲の発生を論じたものであるが、流れが大きくなり河川からの流

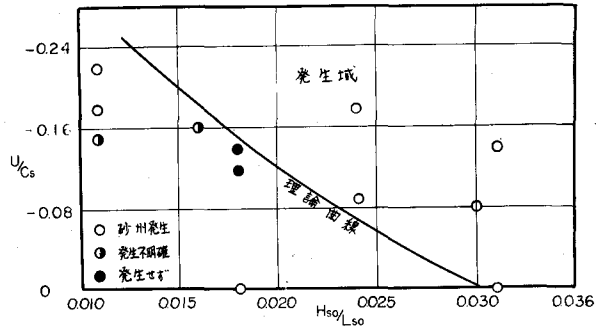


図-15 流れのある場合の沿岸砂洲の発生限界

出土砂をとまうとさらにその流出土砂が沿岸砂洲の発生を助長するものと考えられる。

図-15の H_0/L_0 の小さい領域で理論曲線より下の領域で砂洲の発生をみている実験値は流速の大きい場合の結果から考察して上述の河川流出土砂の効果があらわれているように思われる。なおこの河川流出土砂を考慮した沿岸砂洲の発生限界については今後検討していきたい。

つぎに流れの河口付近の漂砂移動量について考察してみる。流れによる移動量を q_1 、波による砂の移動量を q_2 とすると、流れのある場合の流れと波による砂の全移動量 q は $q = q_1 + q_2$ であらわされるであろう。

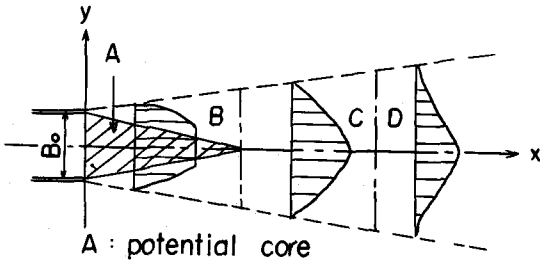
砂の連続方程式は、

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\epsilon} \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (25)$$

であたえられる。ここで ϵ は砂の空隙率を示す。

河口中心線における漂砂移動を考えると、河口より流出する流れは著者らの実験によると河口より河口巾 B_0 の約4.2倍の距離までは、わずかに流速の減少を示すけれどもほぼ河口における流速(U_{10})を維持している。(この領域を噴流におけるpotential coreという。)図-16の流出水の拡散図参照。流れによる砂の移動量が前述のようにKalinske - Brown型であらわされ $U_* \propto U_1$ とすると、(U_1 :流れの流速)

$$q = K \frac{U_1^{2m+1}}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right)^m g^m d^{m-1}}$$



A : potential core

B : Flow of Establishment

C : Established Flow

図-16 流出水の拡散図

であらわされる。したがって河口より約 $4.2 B_0$ の範囲内の河口中心線上の流れの砂の移動量の距離変化 $\partial q_1 / \partial x$ は流速がほとんど変化しないことから 0 と考えてよさそうである。したがって河口流出水の potential core 領域ではその砂の連続方程式は

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = - \frac{1}{1-\epsilon} \frac{\partial q_2}{\partial x} \quad \dots\dots\dots (26)$$

とかくことができる。

しかしながら図-16の potential core より外側の(B)領域あるいは沖側の(C)領域では流れは河口

流速を維持しなくなり(26)式の砂の連続方程式は成立しない。(C)領域の河口中心線の流速 ($U_1 \max$) は噴流理論でよくしられているように $U_1 \max / U_{10}$ と x / B_0 の関係において両対数紙上において 1 勾配で減衰していくことがわかっているが、ここでは potential core 中での砂の移動についてのみふれておき、その他の領域の砂の移動については機会をみて報告したい。

ここで potential core 領域のみをとりあげたのは先に述べた沿岸砂洲の発生地点が、実験によればこの potential core 内で発生するからである。

(26)式から potential core 領域の海岸断面の变形は波による砂の移動量の変化のみで論じればよいことがわかる。

波による砂の移動量を 3 の海岸堤防前面の漂砂移動量と同じ考え方にもとずくと、

$$q_2 \propto \frac{\nu \omega^3 A^2}{(\frac{\sigma}{\rho} - 1)^{1.5} g d^{0.5}} \quad \dots\dots\dots (27)$$

であらわされる。ここに $A = \frac{H}{2} \cdot \frac{1}{\sinh \frac{2\pi h}{L}}$ である。

A 中の H および L は先に述べたように流れの影響を受ける。

鉛岸砂洲が図-17 のようにあらわされ、平衡状態に達したとき

を考えると、(27)式を積分して次式がえられる。

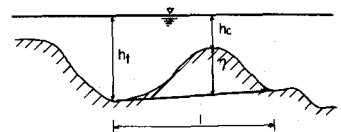
$$q_2 \propto \eta \cdot \ell / T \quad \dots\dots\dots (28)$$

沿岸砂洲の規模を示す $\eta \cdot \ell$ を無次元量であらわすと(27)式、(28)式よりつぎの諸量の関数で与えることができる。

$$\frac{\eta \cdot \ell}{H \cdot L_s} \propto \frac{1}{(\frac{\sigma}{\rho} - 1)^{1.5}} \cdot \frac{T \nu}{H^2} \cdot \frac{C_s}{\sqrt{g d}} \cdot \frac{C_s^2}{g H} \cdot (\frac{H}{L_s})^4 \cdot (\frac{C}{C_s})^3 \cdot (\frac{L_s}{L})^3 \omega \operatorname{sech}^2 (\frac{2\pi h}{L_s} \cdot \frac{L_s}{L}) \quad \dots\dots\dots (29)$$

(29)式を(28)式の波の質量輸送速度であらわすと

$$\frac{\eta \cdot \ell}{H \cdot L_s} \propto \frac{1}{(\frac{\sigma}{\rho} - 1)^{1.5}} \cdot \frac{U b^2}{g H} \cdot \frac{C}{\sqrt{g H}} \cdot \frac{\nu}{C_s H} \cdot \frac{L_s}{H} \cdot \frac{L}{L_s} \cdot (\frac{H}{d})^{1/2} \sinh (\frac{2\pi h}{L_s} \cdot \frac{L_s}{L}) \quad \dots\dots\dots (30)$$



h_l : 砂洲谷部水深
 h_c : 砂洲頂部水深

図-17 沿岸砂洲の記号

であらわされる。

図-18は(29)式にもとずいて砂洲の大きさをあらわしたもので、これによると、(27)式で示した漂砂量にもとずいた砂洲の規模をあらわす(29)式が良く成立することがわかるであろう。

(29)式においては底質および入射波の特性が一定とした場合沿岸砂洲の規模は、

$$\eta \cdot l \propto H^2 \operatorname{cosech} \left(\frac{2\pi h}{L s} \cdot \frac{L s}{L} \right)$$

となり流れが速くなるとHが増大するため、図-18 沿岸砂洲の規模の無次元表示

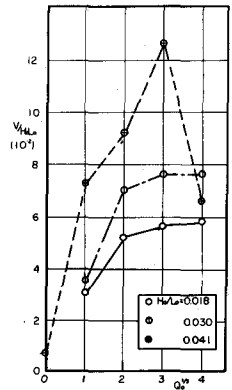
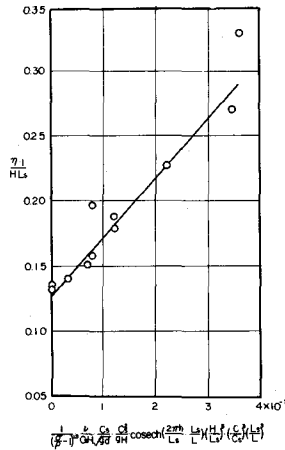


図-19 沿岸砂洲の規模と河川流量の関係

ことを示している。しかしながら沿岸砂洲の規模がある大きさ以上になると、流れによる沿岸砂洲の掃流作用が増大してくる。

その結果図-19に示すようにある流量までは砂洲の規模は大きくなるがある流量以後はその増加の割合は次第にゆるくなりほぼ一定値を保つか、あるいは逆に沿岸砂洲の規模が減少する傾向がみいだされる。

以上流れにともなう漂砂移動およびその結果生じる海岸地形変化について考察をすすめたが、波の進行方向に流れのある場合の漂砂量の減少について Inman および Bowen もまた述べているが、これも著者の場合と同様に流れにともなう波高の減少から論じたものである。

しかしながら波の場合の流れは河口における流れを想定したものでなく、砕波する前の波によって発生するきわめて微弱な流れ（流速が 2.4.6 cm/sec）の影響を論じたものである。

6 移動床実験における漂砂運動について

2～5において海岸構造物の漂砂におよぼす影響を述べたが、漂砂運動はその海岸特性が極めて重要な要素となるため、実験によりその構造物の合理的な配置計画あるいは構造が決定される場合が多い。しかしながら、移動床実験においては従来その定性的な傾向をみるにとどまり、定量的取扱いがおこなわれていなかった。この最大の原因は移動床実験の相似性が十分検討されなかったためと考えられる。

この移動床の相似率については野田¹⁷⁾が従来の研究成果をうまく整理して検討を加えているので詳しくは論じないが、底質の移動にのみその相似性をしぼって簡単に記述しておきたい。

底質の移動に関する連続方程式は(29)式でも示したようになるが、漂砂運動は海岸線と平行方向（これを y 方向）と直角方向（これを x 方向）に別けて考えられるので(29)式に相当する式は

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\epsilon)} \left(\frac{\partial p_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (31)$$

とかきかえることができる。εを一定とすると、(31)式から

$$\frac{q_{xm}}{q_{xp}} = \lambda q_x = \frac{q_{ym}}{q_{yp}} = \lambda q_y \quad \dots\dots\dots (32)$$

が成立しなければならない。

また $\lambda_z \cdot (\lambda_{ts})^{-1} = (\lambda_{gx}) (\lambda_\ell)^{-1} = (\lambda_{gy}) (\lambda_\ell)^{-1} \dots \dots \dots (33)$
 も成立しなければならない。ここに $\lambda_z = \frac{2m}{2p} \cdot \lambda_{ts} = \frac{t_{sm}}{t_{sp}}$ 、 ℓ は長さの次元をもつ値で、 $\lambda_\ell = \frac{xm}{xp} = \frac{ym}{yp}$ であり、 t_s は地形変化に対する時間を示す。また添字 m は模型、 p は現地の値を示す。

底質の移動を論じる場合に(3)式の連続方程式の他に、運動方程式あるいはそれに代るものが必要なことはいふまでもない。これに関しては(3)式の q_x, q_y の関数形が明らかにされれば運動方程式の代りとなる。この q_x, q_y の関数形に関しては未だ確定的な値は出されていないが、本論文で用いた形をもって検討してみよう。

海岸線と平行方向の漂砂量は(8)式あるいは(17)式であらわされるが、底質の比重の項も考慮した基礎となる式をかきなおすと次式のように示される。

$$Q / \gamma \cdot g \cdot d \cdot H_o = k \cdot K_b \cdot (H_o / L_o)^{2/3} \cdot i^{4/3} \cdot (\sin 2\alpha b)^{4/3} \cos \alpha b \dots \dots \dots (34)$$

ここに $\gamma = (\frac{\sigma}{\rho} - 1)$ で $k = 31.7 \times (\frac{1}{16})^{3/2} \cdot (2\pi)^{-3/4}$ である。

漂砂帯の巾を B とすると、 $Q = q_y \cdot B$ であらわされるから、

$$\lambda_{qy} = (\lambda_\gamma)^{-3/2} \cdot (\lambda_d)^{-1/2} \cdot (\lambda_{Ho})^3 \cdot (\lambda_B)^{-1} \dots \dots \dots (35)$$

ここに $\lambda_\gamma = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} \cdot \lambda_d = \frac{d_m}{d_p} \cdot \lambda_{Ho} = \frac{H_{om}}{H_{op}} \cdot \lambda_B = \frac{B_m}{B_p}$ である。

λ_{Ho} は Froude の相似則によると $\lambda_{Ho} = \lambda_\ell$ であり、 λ_B についてはまた十分明らかにされていないが一応長さの次元を有するものであるから $\lambda_B = \lambda_\ell$ とすると(35)式は

$$\lambda_{qy} = (\lambda_\gamma)^{-3/2} \cdot (\lambda_d)^{-1/2} \cdot (\lambda_\ell)^2 \dots \dots \dots (36)$$

となる。

一方 3 および 5 において汀線と直角方向の漂砂量をあらわす式としては(9)式の指数 m を 1.5 として論じているが、 $m = 1.5$ とすると q_x は次式で示される。

$$q_x = K \frac{U_*^4}{(\frac{\sigma}{\rho} - 1)^{1.5} \cdot g \cdot d^{1.5} \cdot \ell^{0.5}} \dots \dots \dots (37)$$

したがって(37)式より

$$\lambda_{qx} = (\lambda_\gamma)^{-3/2} \cdot (\lambda_d)^{-1/2} \cdot \lambda_{u*} \dots \dots \dots (38)$$

となる。 U_* は速度の次元を有するものであり、また水の運動に関して模型を歪まない場合、Froude の相似則により、速度は長さの $1/2$ 乗に比例することがわかっているので $\lambda_{u*} = \lambda_\ell^{1/2}$ とすると(38)式は

$$\lambda_{qx} = (\lambda_\gamma)^{-3/2} \cdot (\lambda_d)^{-1/2} \cdot (\lambda_\ell)^2 \dots \dots \dots (39)$$

となる。

(36)式および(39)式を比較すると明らかに $\lambda_{qx} = \lambda_{qy}$ となり q_x が Kalinske-Brown 公式の $m = 1.5$ であらわされるものとするとき岩垣・樺木によって提示された沿岸漂砂量との間には(32)式を満足する関係をもつ。

一方(33)式において模型を歪めない場合には、 $\lambda_z = \lambda_\ell$ であり、地形変化に対する時間縮尺も水の運動における時間縮尺と同じと考えると $\lambda_{ts} = \lambda_t = \lambda_\ell^{1/2}$ とすると、

$$\lambda_{qx} = \lambda_{qy} = \lambda_\ell^{3/2} \dots\dots\dots (40)$$

となる。

(40)式に(33)式あるいは(39)式を代入すると、

$$\lambda_\ell = (\lambda_\gamma)^3 (\lambda_d) \dots\dots\dots (41)$$

がえられる。

したがっていま模型の底質として天然砂を用いると $\lambda_\gamma = 1$ であるから模型縮尺 $1/100$ で実験をおこなう場合、 $d_p = 5 \text{ mm}$ でも模型の底質は 0.05 mm となり粒経が小さくなりすぎきわめて入手がむづかしい。模型の底質として $\sigma_m = 1.6$ (メサライトの見かけ比重) をえらぶと(41)式により $d_m = 1.05 \text{ mm}$ の比較的大きい粒経になる。このことから移動床実験の場合比重をかえた底質をえらぶことが望ましい。

なおこの底質の移動に関して野田⁷⁾はさらに底質の移動限界について検討をおこない、移動限界水深について Froude の相似則が成立するのは $H_o/L_o = 0.024$, $H_o/d = 1.26 \times 10^2$ の条件の下では $T \geq 1.5$ 秒としなければならないことを論じているが、移動限界水深が(39)式に示す漂砂帯の巾 B に極めて密接な関係があることから注意すべき事項といえよう。

つぎにこのような移動床の実験をおこなうときにさらに検討しておかなければならないことは、波が変わった場合の前の海岸地形の影響である。これを篠原らは履歴効果と呼んでいる。すなわち、実験においては対称となる波に対して一定の初期条件から出発するのに対し、実際の海岸では来襲する波の特性の変化によって地形の変化が生じるのであるから、初期の海岸地形の条件がことなっているわけである。そこでこのようなさきの海岸地形の影響(前歴の影響)が入るものかどうかという心配が生じる。篠原らは離岸堤にともなう海岸変形についてこの履歴効果を調べた。

その結果汀線形の形成についての履歴効果は離岸堤を汀線のごく近くに設置した場合をのぞいてほぼ無関係とみなされ、その時の離岸堤の設置位置と来襲する波の波形勾配によって定まることがあきらかにされた。また離岸堤が汀線のごく近くに設置された場合には履歴効果があらわれることを示している。

以上のように漂砂に関する実験の場合には、底質の運動力学的相似の他に、他のいくつかの注意すべき事柄が含まれますその説明をむづかしくしているようである。

7 結 語

本文を書くにあたって著者は従来の講習会における漂砂の報告と趣を異にした、従来あまりふれられていない漂砂の応用研究を紹介しようと考えたわけであるが、この方面の従来の研究成果は極めて少なく、従来の研究の紹介をとりまとめて報告することができず、著者の考え方があまりにも表面にすぎたことを最後におわびしなければならない。しかしながら、本文で報告したような事柄が完全に明らかにされなければ、いかに外力に対して強固に築造された海岸構造物も、長期間に互る漂砂移動のためその機能を停止し、また災害をうけることとなるであろう。海岸構造物の設計計画においては、現在考えられない漂砂に対する効果も将来の海岸状態の変化を考慮して慎重な考慮が望ましい。

参 考 文 献

- 1) 堀川清司 : 漂砂論、1965年度水工学に関する夏期研修会講義集、土木学会水理委員会、1965, 8.
- 2) 佐藤昭二 : 漂砂、1966年度水工学に関する夏期研修会講義集、土木学会水理委員会、1966, 8.
- 3) 榎木 亨 : 漂砂、水理学、水文学における最近の進歩、土木学会関西支部、中部支部、1967, 3.
pp.210~223.
- 4) 岩垣雄一 : 海岸浸食論、1966年度水工学に関する夏期研修会講義集、土木学会水理委員会 1966.8.
- 5) 石原藤次郎、榎木 亨 : 防砂堤による海岸線の安定に関する一考察、第10回土木学会海岸工学講演会講演集、1963、 pp.156~116.
- 6) 岩垣雄一、榎木 亨 : 沿岸漂砂量の新算定法について、第7回土木学会海岸工学講演会講演集、1960. pp.59 ~ 68.
- 7) Sawaragi, T : Scouring due to wave Action at the Toe of Permeable Coastal Structures, Proc. of 10th Conf. on Coastal Eng, vol. II 1966. Sept pp. 1036~1047.
- 8) 岸 力 : 海岸の波浪について、第2回土木学会海岸工学講演会講演集、1955、 pp.1~12
- 9) Longuet-Higgins, M.S : Mass Transport in water Waves, Phil. Trans. Roy. Soc. (London) ser, A, 245, 903, pp.535~581.
- 10) 野田英明 : 河口閉塞に関する二三の実験、京大防災研究所年報第10号B, 昭42.3 pp.223~234
- 11) 篠原謹爾、椿東一郎、吉岡益男、上森千秋 : 波による海浜の砂移動、九州大学応用力学研究所所報第10号 昭32. 3, pp.63~83.
- 12) Johnson, J.W : Scale Effect in Hydraulic Model Involving Wave Motion, Trans. Amer. Geophys. Union. vol. 30 No.4 1949, pp.517~527.
- 13) Iwagaki, Y. and Noda, H : Laboratory Study of Scale Effects in Two Dimensional Beach Processes, Proc. 8th Conf. on Coastal Eng, 1963 pp. 194~210.
- 14) Rector, R.L. : Laboratory Study of Equilibrium Profile of Beaches, B.E.B Tech. Mems. No. 41, 1954, pp. 1 ~ 38.
- 15) 榎木 亨 : 河口における沿岸砂洲の発生発達について、第13回土木学会海岸工学講演会講演集、昭41. 12, pp 151~155.
- 16) Inman, D.L. and Bowen : Flume Experiments on Sand Transport by Waves and Currents, Proc. 8th Conf. on Coastal Eng. 1963, pp.137~150.
- 17) 野田英明 : 海岸の模型実験、水理学水文学の最近の進歩について、土木学会関西支部、中部支部、1966.3. pp.197~209.
- 18) 榎木 亨 : 移動床模型実験の現地海岸への適用に関する一考察、第8回土木学会海岸工学講演会講演集、昭36. 9, pp.134~138.
- 19) Yalin, S.D. and Russel, R.C.H. : Similarity in Sediment Transport due to Waves, Proc. 8th Conf. on Coastal Eng, 1963, pp.151~167.
- 20) 篠原謹爾、池田茂 : 離岸堤による砂浜変形特性、第13回土木学会海岸工学講演会講演集、昭41. 12, pp.146~150.