

防砂堤による海岸線の安定に関する一考察

石原 藤次郎*・榎木 亨**

1. 緒 言

従来、海岸線の安定を目的として種々の工法、たとえば防砂堤、離岸堤、ブロックの捨込みなどが、わが国の各地において施工されている。一般にこれらの工法は、設計計画当初は模型実験、その他の解析方法によって、その良否を判定して採用されているが、工事完成後はその構造物が当初の目的どおりの効果をあげているかどうかについてはあまり関心もたれず、放置されている場合が多い。しかしながら、工事施工後ある期間をおいて行なう再調査は、これらの構造物の効果を明らかにするとともに、今後同様の工事計画を樹てるに当たってのきわめて重要な資料を与えるであろう。著者らは以上の考えにもとづいて、徳島県今津、坂野海岸に施工されている突堤群を対象として海岸調査を行ない、これらの工法が海岸線の安定に対して有効に作用しているかどうかを再検討するとともに、同所において施工されている不透過構造の防砂堤および六脚ブロックを用いた透過構造の防砂堤の貯砂能力の比較を行なって、その長所および短所を明確にして、海岸線の安定を目的とした合理的な防砂堤群の配置計画を論じようとした。なお本論文は昭和37年度土木学会年次講演会で報告した結果を、さらに検討し補足、訂正したものである。

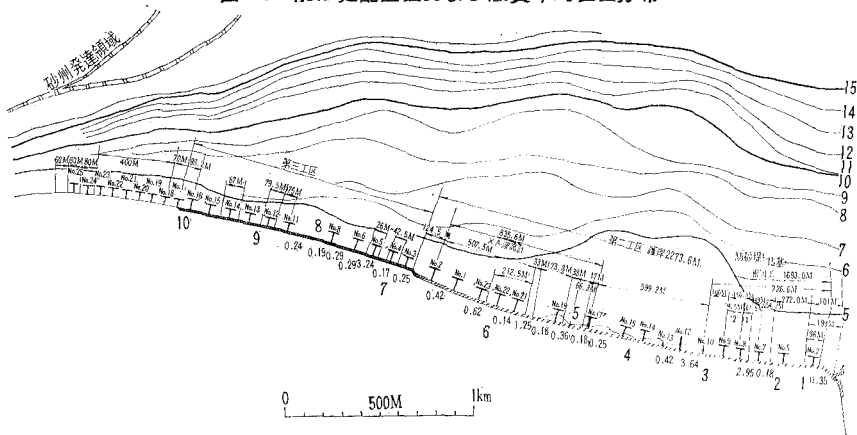
和田島町より那賀川河口にいたる約 12 km の孤状をなしている海岸線であり、海岸線中央部の江の島地点では汀線の後退をみ、和田島岬付近ではサンドスピットを形成している。この海岸では昭和29年9月の12号台風による災害がいちじるしく、これを契機に延長約 7.8 km にわたって、海岸堤防が施工され、その前面には海浜保持を目的とした防砂堤群の工事が行なわれており、これら構造物の詳細は、岩佐・久宝両氏によって報告¹⁾されているが、これらの新たに施工された防砂堤は 図-1 に示すような間隔で配置されている。なおこれら六脚ブロックを使用した防砂堤以外に、長さ約 35 km の既設の不透過構造のコンクリート防砂堤がみうけられる。

この海岸線の各方向の対岸距離は 表-1 に示す値であるが、N方向には淡路島があり、一方ESEは潮岬をかすめて大太平洋に直結、さらにSSE, S, SSWは約 12 km 南方の浦生田崎を横切れば、また大太平洋につながり、その対岸距離は無限と考えるべからう。またこの海岸線の底質状況は、その累加粒度曲線が峻しく、均一な粒径の土砂で構成されており、平均粒径 (mm) の汀線に沿う分布を示すと 図-1 のようである。この数値より、

表-1 対岸距離

方 向	対岸距離 km
N	90
NE	105
NNE	55
E	40
ESE	85
SE	∞

図-1 防砂堤配置図および底質平均粒径分布



2. 今津、坂野海岸の概況

今津、坂野海岸は徳島市南南東約 15 km、小松島市

この海岸はほぼ平均してきわめて細かい土砂 (平均粒径 0.4~0.20 mm) により形成されていることがわかる。

3. 今津海岸の風および波について

本調査は昭和37年8月および38年3月の夏、春の二季にわたって、1. で述べた調査目的を明らかにするため、

* 正員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科

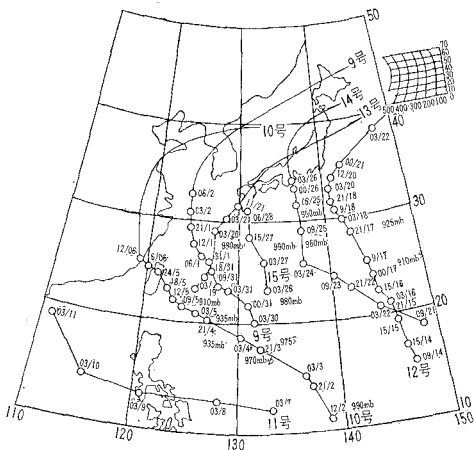
** 正員 京大工博 徳島大学助教授 工学部土木工学科

浅海波の簡易観測，防砂堤近傍の地形変化の測定と底質採取を行なったが，波浪観測は1日8時間であったから，その期間を通じての波の実態を完全に明らかにするためには，調査期間中の風の資料より波を追算することが必要なことはいうまでもない。3月期は N~NW, N~NE の風がほとんどであり，風の方角と波の方角とが一致していて，しかも表-1に示したように対岸距離も数十キロときわめて小さいので，内海の波浪追算法，すなわち風域を海湾自身の対岸距離と考え，風向および風速を沿岸の風記録から決定して，S.M.B.法によって算出してさしつかえなかろう。

これに対して8月期は台風による波浪が来襲し，風域および風速に沿岸の風記録をそのまま採用することはできないし，また風の方角と波の方角とが一致しない場合も多い。このような場合の風浪の予知，追算法としては，Wilsonの方法²³および，この方法を応用したいくつかの報告^{24,4}がされているが，本調査期間中，調査地点が台風の暴風域内に入ったのは14号台風のみで，あとは台風によるうねりが来襲したものと考えられる。事実，浅海波の観測記録をみても，波高は比較的小さく，周期の長い波があらわれている。したがって，本調査の8月期の来襲波は，風浪として取り扱うよりもうねりとして取り扱う場合が多く，著者らも風浪の減衰を考慮したSverdrup-Munkの理論⁵を用いて波を追算した。

図-2は昭和37年8月中に日本近海に来襲した台風の

図-2 台風進路図



進路および代表的地点における中心示度を示したものであり，表-2は天気図より求めた暴風半径，暴風域外の圧力と中心圧力の差及び傾度風速である。

表-2の傾度風速 V_{gr} は，等圧線の曲率半径を r としたとき，次式で求めた値である。

$$V_{gr} = r(\sqrt{\omega^2 \sin^2 \phi + G/\rho r} - \omega \sin \phi) \dots (1)$$

ここに， ω は地球自転の角速度 ($7.29 \times 10^{-5} \text{ sec}^{-1}$)， ϕ は緯度， ρ は空気密度 ($1.21 \times 10^{-3} \text{ gr/cm}^3$)， G は気

表-2 代表的地点における台風記録

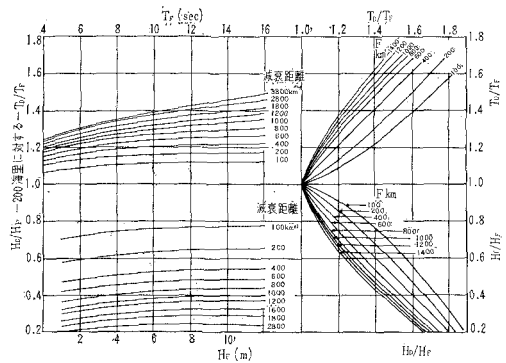
日 時	位 置		中心示度 (mb)	暴風半径 (km)	圧力差 Δp (mb)	傾度風速 (m/s)
	N(0)	E(0)				
7.31.21 (9号)	26.3	127.0	970	250	30	9.65
8. 4.21(10号)	20.3	126.8	935	430	68	16.08
8. 5.21(10号)	24.3	121.7	910	430	93	17.91
8. 7.21(11号)	12.5	130.0	988	175	12	7.6
8.16.21(12号)	23.3	144.9	915	480	93	17.20
8.17.21(12号)	28.4	142.7	925	440	81	14.56
8.20.21(13号)	28.0	127.0	980	120	20	9.3
8.23.21(14号)	26	138.0	950	200	58	16.5
8.24.21(14号)	28	137.0	960	225	44	12.9
8.25.21(14号)	32.5	136.5	950	275	54	13.0
8.27.21(15号)	28.2	131.0	990	125	18	8.70

注：台風位置における N は北緯度，E は東経度を示す

圧傾度 (等圧線に直角な距離 Δr に対する気圧変化を Δp とし， $G = \Delta p / \Delta r$) を表わす。

この傾度風速を用いて Isaacs および Saville⁶⁾ が提示した暴風域内の平均風速を $(8/10) V_{gr}$ とし，暴風域の前端から後端までを吹送距離 F とし，S.M.B. が風浪予知曲線より暴風域前端における初期波浪特性 H_F, T_F をみだし，図-3のうねりの計算図よりこれら初期波

図-3 うねりの計算図



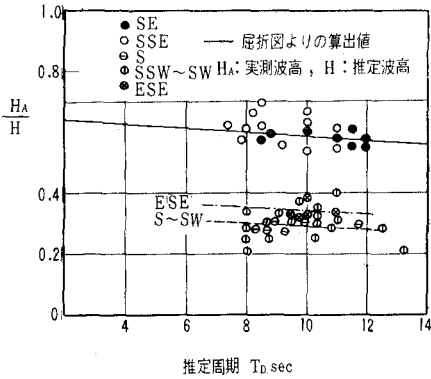
浪が減衰域を走行して海岸に到達した場合のうねりの波高 H_D ，周期 T_D を求めた。なお到達時刻は，うねりの走行距離 l km，うねりの群速度 C_{ng} から，うねりの走行時間 t_D (時) を次式⁷⁾で算出した。

$$t_D = 0.355l / T_D \quad (l: \text{km}, T_D: \text{sec}, t_D: \text{時}) \dots (2)$$

なおうねりの進行方向は，風浪発生域より本海岸まで直進するものとして，その方向を定めた。この方向で S~SW のうねりおよび ESE のうねりは，浦生田崎，潮岬などで遮蔽されて波高をいちじるしく減衰して今津海岸に入射してくる。この推定値と実測波高との比を表わしたのが図-4で，図-4中の実線は SE 方向の屈折図を描いて波高観測地点で求めた屈折係数である。SSE 方向の波は那賀川河口洲によって多少の影響があるものと考えられるが，実測値を比較すると，SE の波とはあまり大きな差違は認められない。

以上の波に関する実測事実を考慮して，調査期間中の

図-4 推定波高と実測波高の比較



毎時の沖波を推定した。さらにNからSEにいたる各方向で波の各周期に関する屈折図をえがいて汀線に入射してくる波の特性(碎波高, 碎波角など)を明らかにして、漂砂移動の実態を把握する基礎資料をえた。

4. 海岸変形におよぼす

防砂堤構造の影響について

防砂堤近傍の地形変化の測定結果より、防砂堤構造の変化にともなう海岸形状の変化の状態を等深線を描いて、定性的に考察してみよう。ここでいう防砂堤の構造とは、(1)防砂堤が透過性か不透過性かの相違、(2)防砂堤が一本突堤の場合とT型突堤の場合の二種の構造変化をさすものである。

1. 透過堤と不透過堤による地形変化の相違

本調査海岸において、不透過堤は一本突堤あるいは不透過堤の沖側に六脚ブロックで延長したT型堤であり、透過堤は図-1の第二工区 No. 10 防砂堤をのぞいて、すべてT型堤であるため、同一型式の防砂堤による地形変化の比較は少なくないが、その一例を示したのが図-5である。

図-5 透過性、不透過性の相違による地形変化

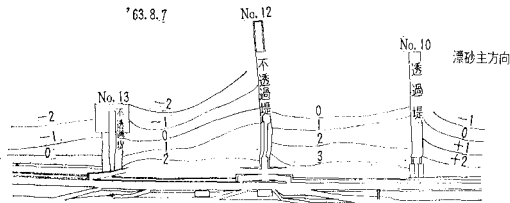


図-5 においてもわかるように、透過性防砂堤の場合は、防砂堤の漂砂上手側と下手側では等深線にいちじるしい不連続な変化がみとめられず、ほぼ滑らかな曲線を示している。これに対し不透過堤の場合は、漂砂の上手側と下手側でいちじるしい不連続性を示し、漂砂の下手側では汀線の後退がはげしい。このような地形変化は次章で論議する防砂堤の貯砂能力ときわめて密接な関係が

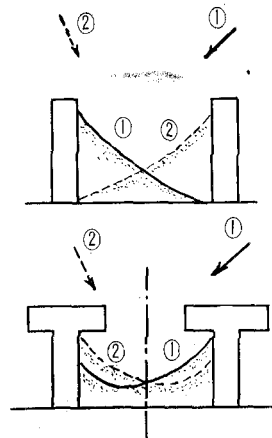
ある。防砂堤の貯砂目的からは、この透過性と不透過性との良否を判定することは困難であるけれども、不透過性防砂堤による局所的な不連続な海岸形状は、局所的に波力の増大を助長し、好ましい海岸線とは考えられないから、海岸線全般の安定ということからいえば、透過性防砂堤の方が望ましいといえよう。

2. T型防砂堤による海岸変形

岩佐・久室両氏の報告書³⁾によれば、縦堤に沿い離岸流をなくするために、海岸線に平行に横潜堤を設けたT型防砂堤を採用し、久宝博士らの実験結果にもとづいて横堤の長さを0.6*l* (*l*: 縦堤の長さ)と定めた。しかし現場において施工されたものは、これより長く横堤の長さは1.0*l*で、横堤の切れ目間の長さが1.0*l*程度となっている。このようなT型防砂堤による海岸線の変形から、海岸線の安定に関するT型防砂堤の利点、損失を考察してみよう。

T型防砂堤による海岸形状を模型化して描いたのが図-6であって、波の入射方向の変化にもなって、もっ

図-6 防砂堤による漂砂堆積状況の模型図

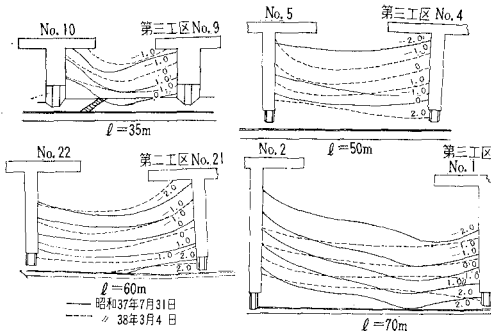


とも汀線の後退する部分は防砂堤間中央部より多少ずれているが、この横堤による波の回折作用の結果生じる砂の移動のため、縦堤の部分に砂が堆積し、T型防砂堤が透過性のためあって、縦堤の左右、すなわち漂砂移動の上手側と下手側とで、ほとんど不連続性がみだされぬ。このような地形変化は離岸堤の実験結果³⁾を参照しても容易に推定がつくように、縦堤部がなくても横堤両端の波の回折作用の相互干渉をうけて、その地点に堆積しようとする傾向をもつ。このようにT型防砂堤による海岸地形の特徴は凹形地形であるが、この地形状態は波の方向が変わった夏期と春期の場合を比較しても、あまり大きな変化は認められない。しかしこの凹形地形は、実測結果によると、防砂堤の長さによって凹形の曲率半径をことにすることが認められる。

この曲率半径は漂砂の移動帯の長さ、すなわち入射波の強さにも影響されると考えられるので、一律に防砂堤

の長さのみで区別することはできないが、同時期（夏期あるいは春期）の海岸地形を比較すれば、防砂堤の長さによる変化が認められよう。図-7は防砂堤の長さのこ

図-7 防砂堤の長さの変化にともなう海岸地形変化



となる一連の海岸地形図である。この一連の図からわかるように、 $l=35\text{m}$ の短い防砂堤の場合は、夏期、春期によって汀線の前進後退がみうけられるが、いずれも曲率半径が小さく、砂防堤間中央部の後退量が大きいのに対し、防砂堤が長くなるにしたがって曲率半径は大きくなり、海岸地形が平坦な曲線を示すようになる。中央部の海浜の後退量が大きいと、その地点の遡上波は集中して高くなり、局部的な波力の増大を示すようになる。したがってこの観点から防砂堤の長さを考えれば、海岸線がほぼ平坦な形をとる $l=60\text{m}$ 以上の長さを必要とすることがわかる。

以上のようにこのT型防砂堤工法は、従来の一本突堤型の防砂堤に、離岸堤の効果をも加味した工法で、とくに入射波向の変動がはげしい海岸では、その効果が大きい安定工法といえよう。

5. 透過性防砂堤の貯砂能力について

4.における論議は、等深線よりの定性的な考察から防砂堤の効果を明らかにしたものであるが、従来防砂堤がどの程度砂を貯留する能力があるかを算定した研究はないようであり、またこの事柄は実験においても求めることは困難である。著者らは防砂堤間の地形測定結果から、この防砂堤の貯砂能力を算定することができないかと考え、構造物のない場合の沿岸漂砂量の推定値を用いて、つぎのような考え方に基づいて、防砂堤の貯砂能力を算定してみた。

すなわち、図-8に示すような隣接する三基の防砂堤において、防砂堤地点における、構造物がない場合の単位時間の沿岸漂砂量を X_i, Y_i, Z_i とし、防砂堤施工後

の各断面の単位時間当りの通過沿岸漂砂量を X'_i, Y'_i, Z'_i とする。さらに防砂堤設置のために変化した通過量の差違によって生じる海浜変化量を V'_1 (①~②防砂堤間)、および V'_2 (②~③防砂堤間) とすると、

$$\sum_{i=1}^n X'_i/t_i - \sum_{i=1}^n Y'_i/t_i = V'_1 \dots\dots\dots (3)$$

$$\sum_{i=1}^n Y'_i/t_i - \sum_{i=1}^n Z'_i/t_i = V'_2 \dots\dots\dots (4)$$

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。いま漂砂の通過率として、

$$X'_i/X_i = a, Y'_i/Y_i = b, Z'_i/Z_i = c \dots\dots\dots (5)$$

とおくと、 $(1-a), (1-b), (1-c)$ がそれぞれの防砂堤の貯砂能力（これを貯砂率と呼ぶ）を表わしているものと考えられる。これらの方程式において、直接観測できるのは V'_1 および V'_2 の変化量だけであるが、海岸漂砂量に関する推定公式を用いれば、 X_i, Y_i, Z_i は入射波の特性を与えることにより算定可能な値である。さらに防砂堤の長さと同じ場合、漂砂の通過率が同一であると仮定すると、 $a=b$ となり、 a は次式で求められる。

$$a = V'_1 / (\sum_{i=1}^n X_i t_i - \sum_{i=1}^n Y_i t_i) \dots\dots\dots (6)$$

また式(6)の a を用いると、

$$c = (a \sum_{i=1}^n Y_i t_i - V'_2) / \sum_{i=1}^n Z_i t_i \dots\dots\dots (7)$$

で c が求められる。

また図-8において①の防砂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を100%阻止するものとすれば、 $a=0$ 、したがって、

$$-b \sum_{i=1}^n Y_i t_i = V'_1 \dots\dots\dots (8)$$

から b が求められる。さらにこの逆に図-8において③の防砂堤が不透過性で、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、

$$b = V'_2 / \sum_{i=1}^n Y_i t_i \dots\dots\dots (9)$$

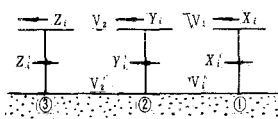
$$a = (V'_1 + V'_2) / \sum_{i=1}^n X_i t_i \dots\dots\dots (10)$$

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必ず必要となるため、任意の箇所の防砂堤の通過能力は、その箇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箇所から逐次算出していかなければならない。

本観測の場合、図-1の第二工区 No. 21 と No. 22 の防砂堤は、No. 21 の右側の境界条件が若干ことなるけれども、長さ、構造が同じであるため、ほぼ同じ通過能力をもつものと考えてよく、算出対象の防砂堤群を No. 21 ~ No. 23 とした。No. 21 および No. 22 の防砂堤は、六脚ブロックのみによるT型防砂堤（縦堤の長さ60m、横堤の長さ60m、間隔100m）で、海岸堤防の基部約8mがコンクリートの不透過性である。No. 23はその縦堤および横堤の長さはNo. 21, No. 22と変わらない

図-8 沿岸漂砂量の模型図



が、先端部 30 m のみが六脚ブロックで基部 30 m は不透過構造となっている。なお先に述べた算出式の条件を満足するものとして、第二工区 No. 12 近傍の防砂堤群があるが、No. 10~No. 12 区間が船上げ場であって、地形が乱されることいちじるしく、十分な結果がえられなかった。

式(6)~(10)中の構造物のない場合の沿岸漂砂量については、従来いくつかの推定式が提案されているが、ここでは著者らの一人が提案⁸⁾した次式で求めた。

$$Q_s = (31.7) \times (1/16)^{3/2} \cdot (\sigma/\rho - 1)^{-3/2} \cdot g^{-1/4} \cdot H_0'^{15/4} \cdot T^{-3/2} \cdot i^{4/3} \cdot d^{-1/2} \cdot (H_0'/L_0)^{-1/12} \cdot (\sin 2\alpha_b)^{4/3} \cdot \cos \alpha_b \dots \dots \dots (11)$$

ここに、 $H_0' = K_b H_0$ 、 σ は砂の比重、 ρ は水の比重、 g は重力の加速度、 T は波の周期、 i は平均海浜勾配、 d は底質の平均粒径、 α_b は碎波角、 K_b は碎波点の屈折係数、 Q_s は沿岸漂砂量 (m^3/hr) である。

3. で述べた方法によって追算した調査期間の波の特性を用いれば、その時間における沿岸漂砂量は式(11)によって推定できる。この場合、波の周期をパラメーターにした各地点ごとの沖波波高と、単位時間漂砂量との関係を、あらかじめ図であらわしておけば便利である。

表-3 はこのようにして求めた No. 21, No. 22, No.

表-3 漂砂通過率と貯砂率

日 時	a	$1-a$	c	$1-c$
8/1 ~8/7	0.48	0.52	0.38	0.62
8/7 ~8/10	0.58	0.42	0.57	0.43
8/10~8/19	0.47	0.53	0.44	0.56
8/19~8/22	0.62	0.38	0.51	0.49
8/22~8/23	0.58	0.42	0.18	0.82
8/23~8/26	0.48	0.52	0.44	0.56
3/7 ~3/14	0.45	0.55	0.43	0.57
3/14~3/21	0.51	0.49	0.40	0.60

23の漂砂通過率と残留(貯砂)率である。表-3 中の a は No. 21 および No. 22 の通過率、 $1-a$ はそれらの貯砂率、 c は No. 23 の通過率、 $1-c$ はその貯砂率をあらわす。この表からわかるように、その貯砂率には多少のばらつきはあるけれども、No. 21, No. 22 防砂堤の場合には 50% 前後の貯砂能力をもち、No. 23 防砂堤のような場合には約 60% 前後の貯砂能力を算出することができた。表-3 において貯砂率が小さい場合は、その期間の漂砂移動が少ないときであって、地形測量の誤差が大きく影響しているようである。もちろん、この事実は測量誤差のみに帰することはできない。すなわち、防砂堤の貯砂能力に対しても波や底質の特性など漂砂移動に影響する諸因子が当然影響をおよぼすと考えられるが、実測においては入射波がつねに変動するため、その解析はきわめて困難である。

以上防砂堤の貯砂能力を算定する方法を述べ、透過性(六脚ブロック)防砂堤のT型の場合を算定したが、

この算定に当っては波高の海岸線に沿う分布状態が大きく影響するので、海岸線に沿う浅海波高の同時観測、あるいは碎波高の同時観測が強く望まれる。

6. 防砂堤の合理的配置計画について

従来防砂堤計画をたてる場合、防砂堤構造の透過性、不透過性をあまり論議せずに、その長さのみの変化で、現在の安定海岸にすりつける方法が指示されている。

しかしながら、4, 5. で論議したように透過、不透過の構造変化で地形変化および貯砂率も変化するから、その海岸線の漂砂性状を完全に把握することなく、一律にその配置計画をたてることはできない。さらに 4. で明らかにしたように、不透過堤では漂砂下手側に欠壊部を生じるため、海岸線全域の海浜の安定を考えた場合、ある程度漂砂の通過率の大きい透過堤の方が良いと考えられる。しかし浸食あるいは堆積を示す海岸は、その隣接地点の漂砂量の不均衡によるものであるから、この不均衡を訂正するような漂砂の通過率を示す防砂堤を個々の地点で計画しなければならぬ。このためには、その地点の沿岸漂砂量の把握と、防砂堤の漂砂貯砂能力の解明が必要となる。いま具体的な例をあげて防砂堤の計画を論じておこう。

図-9 は今津、坂野海岸の単位時間当りの構造物のない場合の沿岸漂砂量分布で、地点番号は図-1 に示す。

図-9 今津海岸の沿岸漂砂量分布

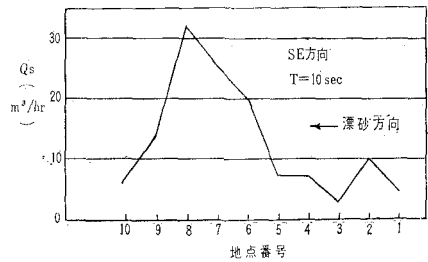


図-9 において①~⑩までの各地点の沿岸漂砂量を $X_1 \sim X_{10}$ とし、防砂堤設置にともなう変化した通過量を $a_1 X_1 \sim a_9 X_9$ (a_i は漂砂通過率) とすると、漂砂のもっとも下手側の地点の変動量を 0 にするように心がければ、各地点の漂砂量は以下の方程式を満足しなければならない。

$$a_1 X_1 - a_2 X_2 = 0 \quad a_2 X_2 - a_3 X_3 = 0 \dots \dots a_9 X_9 - X_{10} = 0 \dots \dots (12)$$

したがって図-9 に示すような漂砂量を示すときは、 $a_9 = 0.48, a_8 = 0.20, a_7 = 0.25, a_6 = 0.33, \dots$ といった通過率を示す防砂堤を定めなければならない。この防砂堤の通過率は、防砂堤の長さと同隔を変化させても変えることができるが、さらにはブロックの組合せ方の変化によっても変えることができよう。

7. 結 語

参 考 文 献

以上、本研究は浸食および堆積の傾向をもつ海岸に、防砂堤群を建設して海岸線の安定をはかる場合、一律に防砂堤の構造、長さ、間隔を決定するのではなく、海岸線の各地点における沿岸漂砂量を確実に把握し、漂砂通過率のことなつた防砂堤を建設すべきことを指摘した。さらに形式や構造のことなる防砂堤について、その利点、特徴を考察し、六脚ブロック使用の防砂堤の貯砂能力について算定した。この防砂堤の貯砂能力の算定には非常に大きな労力と実測資料が必要とされるが、透過性防砂堤の種々の場合の貯砂率を明らかにすれば、従来一律に建設が行なわれている防砂堤による海岸線の安定工法を、さらに効果あるものとするのであろう。

最後に本調査に終始御協力をいただいた徳島大学の杉尾教授、米崎武夫氏、ならびに資料その他御援助を賜つた徳島県河川課および技研興業KKの諸氏に謝意を表する次第である。

- 1) 岩佐信幸・久宝保：今津、坂野海岸の浸食とその対策，第5回海岸工学講演集，昭33.11，pp.87~96.
- 2) Wilson, B. W.: Graphical Approach to the Forecasting of Waves in Moving Fetches, Tech, Memo, No.73, Beach Erosion Board, 1955.
- 3) 井島武士・佐藤昭二・青野尚：浅海における風波の図式計算，第7回海岸工学講演集，Vol.7.昭35.11 pp.137~148.
- 4) 岩垣雄一・柿沼忠男：海岸波浪の予知に関する研究（第1報），京都大学防災研究所年報，Vol.5.昭37.3. pp.284~295.
- 5) Sverdrup-Munk: Wind, Sea and Swell, Theory of Relations for Forecasting, U.S. Hydrographic office, Pub. No.601, 1947.
- 6) 石原藤次郎・本間仁：応用水理学中(II)，丸善，昭33.4，pp.516~517.
- 7) 寺田一彦：海上気象学，地人書館，昭37.6，pp.208~212.
- 8) 岩垣雄一・榎木亨：沿岸漂砂量の新算定法について第7回海岸工学講演集，昭35.11，pp.59~67.