

千葉県屏風ヶ浦の海岸侵蝕について (2)

——航空写真による海蝕崖の後退に関する研究・第3報——

堀 川 清 司*・砂 村 継 夫**

1. 緒 論

海岸の砂の供給源は主に大河川であるが、侵蝕の激しい岩石海岸でその付近に大河川が流入していない地域においては、砂の供給源は海蝕崖と考えてよい。また海蝕崖の侵蝕が激しい地域では海底基盤の侵蝕も激しく、これによって生ずる砂の量も無視できないと思われる。これらの砂に、波あるいは波に起因する流れが外力として作用すると、砂が輸送される現象、すなわち漂砂が起こる(図-1)。

ここにいう海蝕崖の侵蝕とは崖の水平方向(x 方向)の変化を示し、海底基盤の侵蝕とは基盤の垂直方向(z 方向)の変化を示すものとする(図-2)。

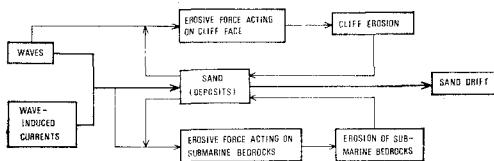


図-1 海蝕崖および海底基盤の侵蝕と漂砂との関係

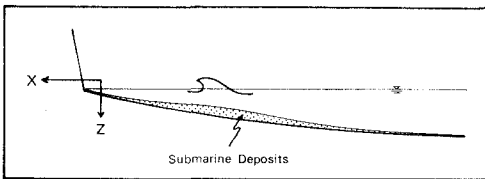


図-2

本稿では、標題地域において、長期間にわたる海蝕崖の侵蝕状況を調査し、崖の侵蝕と海底基盤の断面形とを組合せて考えることにより、海底基盤の侵蝕速度を推定し、その侵

2. 海蝕崖の侵蝕状況

調査地域(図-3, 4)の海岸線はほぼ直線状で、その距離は約9 kmである。海蝕崖(以下“崖”とよぶ)の高度はM.S.L.上10~60 mで、平均すると43 mである。崖の基部を構成する岩石は、第三系・鮮新統の泥岩(飯岡層)あるいは凝灰質砂岩(名洗層)であり、第

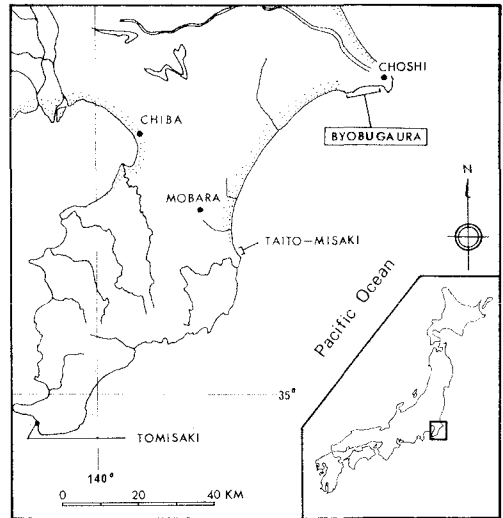


図-3 調査地域

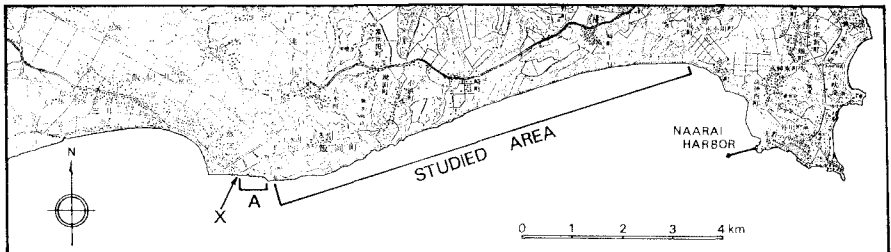


図-4 調査地域

四系の成田層が覆い、さらにその上に関東ローム層がある。調査地域の一部の区間(飯岡町および名洗町付近)では、崖の侵蝕防止対策として異形ブロックを用いた消

* 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工修 東京大学研究生 工学部土木工学科

波堤が施工されている。

前報¹⁾では比較的短期間(2~8年)の資料をもとに崖の侵蝕状況を論じたが、ここではこれらの資料に古い資料を加えて長期間(22~85年)の侵蝕状況を、消波堤が施工されていない区間(測点*14~86の区間)において調べた。なお前報で用いた資料は1960年3月19日、1965年12月25日、1967年10月31日に撮影された航空写真をもとにしている。

まず、1884年陸地測量部実測の地形図(縮尺1/20 000)と1969年銚子市製作の地形図(縮尺1/10 000)とを使用して85年間の侵蝕距離を各測点で求め、年平均の侵蝕距離(m/year)をもって崖の侵蝕速度とした。侵蝕距離としては崖の基部での値が望ましいのであるが、1884年の地形図上の汀線が不正確であるため、ここでは崖の頂部における侵蝕距離を用いた。なお長期間(20年以上)を考える場合には、後述するように、その間崖ののり面は近似的には平行後退しているとみなせるので、崖の基部での侵蝕距離と頂部でのそれは等しいことになる。図-5(A)は85年間の崖の侵蝕距離の場所的变化を示す。

次に、1946年2月13日撮影の航空写真(縮尺約1/

40 000)から図化した地形図(縮尺1/50 000)と、上述の1967年10月31日撮影の航空写真(縮尺約1/8 000)から図化した地形図(縮尺1/1 000)とをもとにして、各測点で21.7年間の崖のプロファイルの変化を描いた。図-6にその一例を示す²⁾。この図より明かなように、20年以上にわたる長期間では崖ののり面は近似的には平行に後退していると考えてよい。図-5(B)は21.7年間の崖の侵蝕速度の場所的变化を示す。図-5(C)および(D)は、それぞれ1960年3月19日から1967年10月31日までの5.75年間の、および1965年12月25日から1967年10月31日までの1.83年間の崖の侵蝕速度(基部における)の場所的变化³⁾を示す。

図-5(A)~(D)を見ると、各期間によって崖の侵蝕速度の平均値も、侵蝕速度のパラッキの程度も異なることがわかる。そこで各期間における侵蝕速度の平均値 $\bar{x}$ 、標準偏差 σ 、および変動係数 $\sigma/\bar{x}$ を求めたものを表-1に示す。図-7は期間 τ と $\bar{x}$ との関係を示す。なお同図には福島県大熊海岸における資料³⁾を整理した結果も示してある。両海岸とも期間が長くなると侵蝕速度の平均値はある一定値に漸近する。調査地域ではその値は0.7 m/yearである。次に図-8には τ と $\sigma/\bar{x}$ との関係を示す。同図には、図-7と同様に、福島県大熊海岸の資料を整理した結果も示しておく。両海岸とも期間が長くなると変動係数は減少する。すなわち長期間にわたって考えると、崖は現在の海岸線とほぼ平行に後退していることがわかる。なお調査地域における平行後退の原因

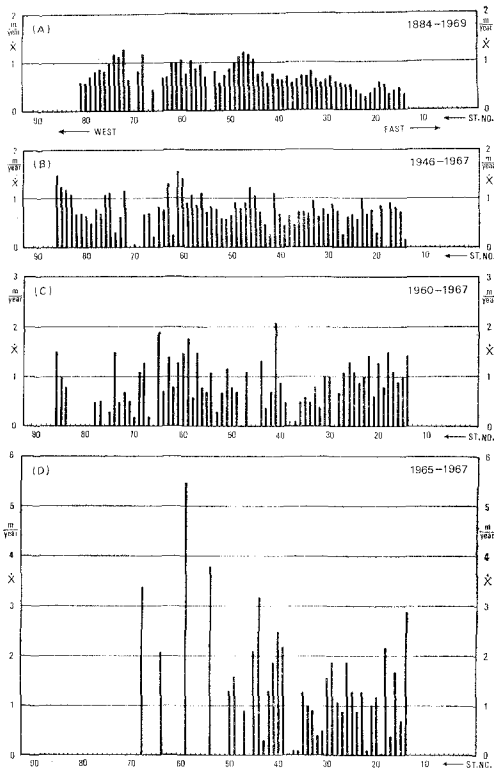


図-5 崖の侵蝕速度の場所的变化

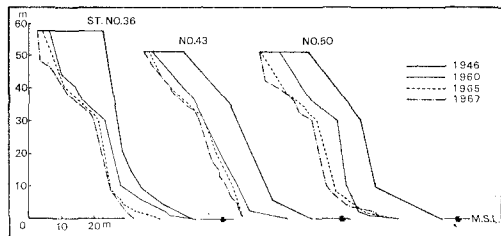


図-6 崖のプロファイルの変化(一例)

表-1 各期間における侵蝕速度の平均値および変動係数

	期 間 τ	侵蝕距離の 平均値 $\bar{x}$	侵蝕速度の 平均値 $\bar{x}$	侵蝕速度の 標準偏差 σ	侵蝕速度の 変動係数 $\sigma/\bar{x}$
1884年 ~ 1969年	year 85	m 62.0	m/year 0.73	m/year 0.25	0.34
1946年2月13日 ~1967年10月31日	21.7	17.2	0.79	0.31	0.39
1960年3月19日 ~1967年10月31日	7.58	6.91	0.91	0.44	0.49
1965年12月25日 ~1967年10月31日	1.83	2.69	1.47	1.12	0.76

*) 調査地域に原則として100m間隔で91の測点を設けている。測点の位置については文献1)の図-3を参照されたい。

**) 図中には1960年および1965年の崖のプロファイルも示した。

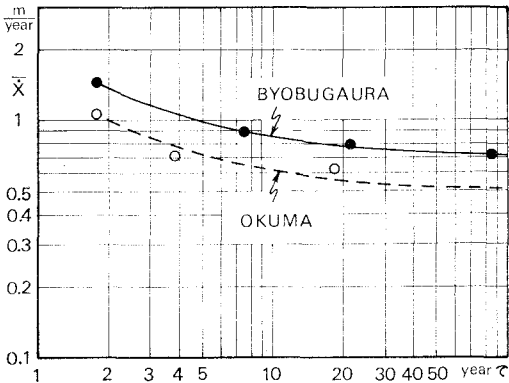


図-7 崖の侵蝕速度の平均値と期間との関係

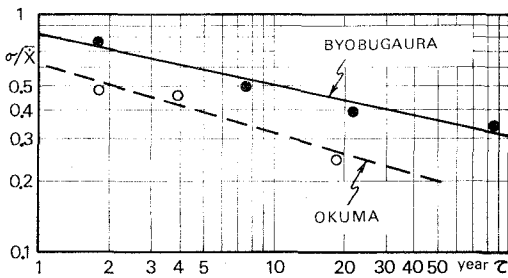


図-8 崖の侵蝕速度の変動係数と期間との関係

については前報において考察した。

3. 海底基盤の侵蝕状況

(1) 海底地質および海底堆積物

図-9に示すように、海岸線に沿って約1.5 km 間隔で、かつ海岸線に垂直な7本の測線を設け、各測線上で音波探査と音響測深とを同時に行ない、水深20 m 以浅の海底基盤の状態および基盤上の現生の堆積物(以下

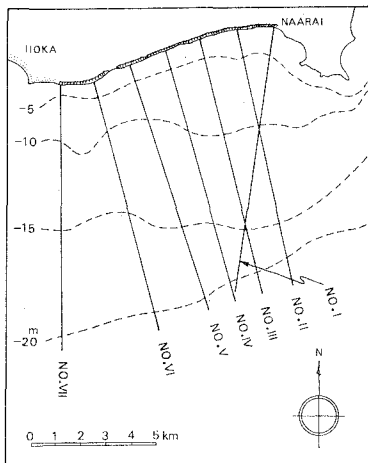


図-9 調査地域

“海底堆積物”とよぶ)の厚さを調査した*)。音波探査の結果から海底基盤は崖を構成する岩石(泥岩あるいは凝灰質砂岩)と同じであることが明らかとなった。したがって海底基盤の圧縮強度は 30 kg/cm^2 以下⁴⁾と考えられる。次に音波探査と音響測深の結果より、海底堆積物の厚さは薄く、0.5 m ~ 1.5 m で平均1 m 程度であることが判明した(図-10)。図-10より明らかなように、砂浜海岸にみられるような沿岸州の発達はない。海底堆積物の厚さが時間とともにどのように変動するのかということを知るためには、調査を繰返し実施する必要がある。

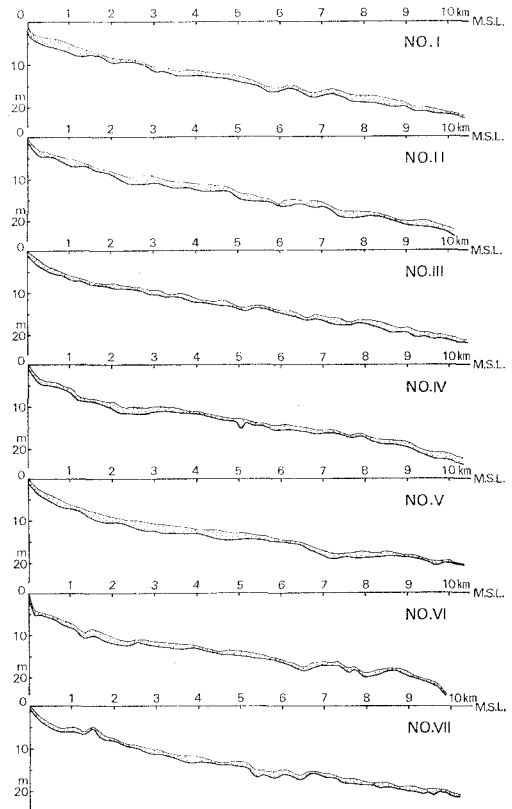


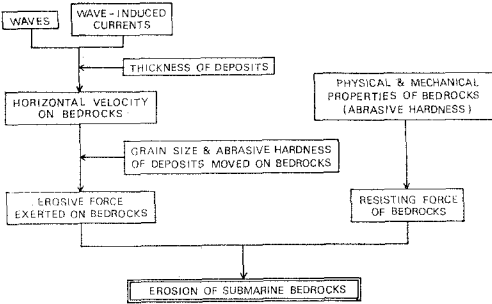
図-10 海底基盤とその上の堆積物

(2) 海底基盤の侵蝕速度

a) 海底基盤の侵蝕について

海底基盤の侵蝕とは、波浪および波浪に起因する流れ(離岸流、向岸流、沿岸流など)あるいは潮流などの諸作用によって海底の基盤が低下する現象をいう。図-11

*) 音波探査にはブーマーを用いた。海底堆積物中を伝播する音波の速度は、水中での音波速度とほぼ等しいために、堆積物の表面を高い精度で記録することができない。そこで堆積物の表面は音響測深により把えた。なお現地調査は1970年5月上旬に行なった。



図一11 海底基盤の侵蝕に関する諸要因

は海底基盤の侵蝕に関与する諸要因*)を示したものである。もし基盤上に堆積物がなければ、基盤上での水粒子の水平方向の速度に起因する侵蝕力(せん断力)と、基盤の物理的・力学的性質(とくに摩耗硬度)に関係する抵抗力との相対的な大きさが侵蝕されるかどうかが決定的される。しかし、実際には、基盤上に堆積物が存在する場合が多い。もしその堆積物が厚く、波浪および流れの外力がこの堆積物に作用した場合に、基盤に接した堆積物の粒子が動かされないならば、基盤の侵蝕は起こりえない。一方、その粒子が動かされる場合には、その粒子の速度と粒子の大きさおよび摩耗硬度によって基盤に作用する侵蝕力が決定される。そしてこの侵蝕力と基盤の抵抗力との相対的な大きさが侵蝕か非侵蝕かを決定すると考えられる。

b) 侵蝕速度の推定方法および結果

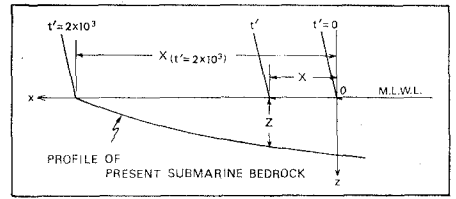
海底基盤の侵蝕速度は崖の侵蝕速度に比べて小さいと考えられるので、現地において直接この値を求めるためにはかなり長期間の観測を必要とするであろう。さらに水中での調査には諸々の困難を伴うことが予想される。

ここでは、現在の海底基盤の断面形と崖の侵蝕速度とから、基盤の侵蝕速度を求める方法⁵⁾を採用する。まず以下の仮定を設ける。① 過去2000年間海と陸との相対的な運動は存在しなかったものとする。② 上記期間中、崖の基部における海底基盤の表面は、現在の状態と同様に、M.L.W.L.に位置していたものとする。③ 上記期間中、崖の侵蝕速度は一定であったものとする。

2000年という長期間を考えるのであるから、崖の侵蝕速度として採用すべき値は0.7 m/yearとなる(図一7)。したがって次式が成立する。

$$x = 0.7 t' \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 x は侵蝕距離(m)、 t' は時間(year)である。現在の崖の位置から2000年前の崖の位置までの距離は式(1)の t' に2000を代入すれば簡単に求められる。そして2000年前の崖の位置を原点に選ぶ(図一12)。 x 軸はM.L.W.L.に一致させ、 z 軸は鉛直下向きを正に



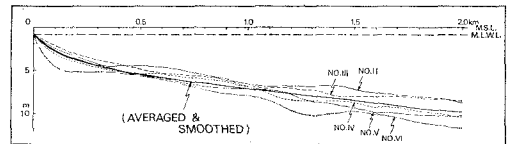
図一12

とる。ここで、2000年前および現在をそれぞれ $t'=0$ および $t'=2000$ とすると、 $t'=0$ から t' 年後の崖の位置は図一12の x で示され、 x は式(1)より求められる。この位置における、 x 軸から現在の海底基盤までの距離 z が t 年間に基盤が侵蝕された深さを示している。 t と t' との関係は次式で与えられる。

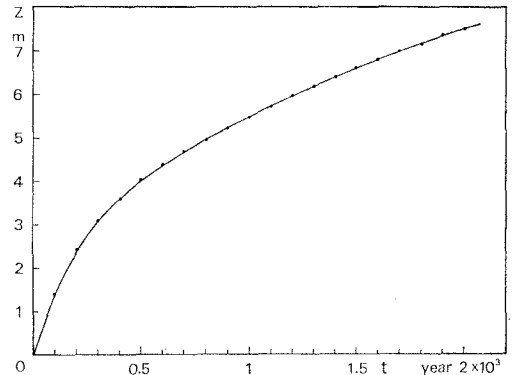
$$t = 2000 - t' \dots\dots\dots (2)$$

t' を順次変化させることにより、海底基盤の侵蝕深さ z と時間 t との関係を得ることができる。したがってこの関係より侵蝕速度も求められる。

採用した海底基盤の断面形は図一13の太線である。この太線は、ほぼ平行する5本の測線(図一9のNo. II~VI)上の断面形(図一10のNo. II~VI)をかさね合わせて、平均化し、さらにスムーズにした断面形を示している。図一14は侵蝕深 z と時間 t との関係を示している。同図より任意の z における曲線上に接線を引き、接線の勾配、すなわち侵蝕速度 (dz/dt) を求めた(表一2)。一方、 z はM.L.W.L.を基準にして測った水深と同じであるから、この水深と侵蝕速度との関係をプロットす



図一13 海底基盤の断面形



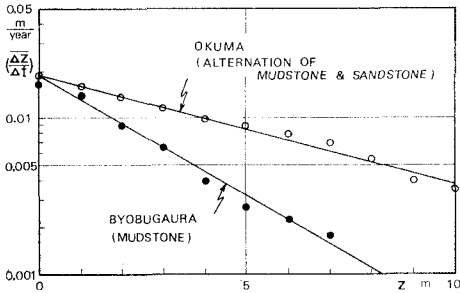
図一14 海底基盤の侵蝕深と時間との関係

*) 潮流および海底生物の影響は無視した。

ると図一15 のようになる。参考までに、同図には福島県大熊海岸における海底基盤の侵蝕速度を、上述の方法で求めた結果⁷⁾を掲げた。図一15 から明らかなように、両海岸とも侵蝕速度は水深の増大とともに指数関数的に減少している。図中の直線はそれぞれ次式で示される。

表-2

z	$(\Delta z/\Delta t)$
m	m/year
0	0.0165
1	0.0140
2	0.0090
3	0.0065
4	0.0040
5	0.0027
6	0.0023
7	0.0018



図一15 海底基盤の侵蝕速度と水深との関係

$$(\Delta z/\Delta t) = 0.019 \exp(-0.35z) \quad (\text{屏風ヶ浦}) \cdots (3)$$

$$(\Delta z/\Delta t) = 0.019 \exp(-0.16z) \quad (\text{大熊海岸}) \cdots (4)$$

両海岸とも崖の基部における侵蝕速度はほぼ 0.02 m/year (2 cm/year) であるが、水深が大きい所では調査地域の侵蝕速度の方が小さい。この相違は海底基盤の抵抗力、海底堆積物の厚さ、および波浪の出現頻度などに関係すると考えられるが、定量的検討は行っていない。

c) 理論的考察

海底基盤の侵蝕速度が水深の増大とともに指数関数的に減少するという結果が得られたが、この点に関して若干の理論的考察を試みる。まず以下の仮定を設ける。

- ① 海底堆積物は無視する。
- ② 海底基盤の侵蝕に関与する要因としては波浪のみとする。
- ③ 海底基盤の抵抗力は時間的にも場所的にも変化はなく、海底基盤の侵蝕速度 $\Delta z/\Delta t$ は基盤上での水粒子の持つせん断力の振幅 $\hat{\epsilon}_0$ と linear な関係にある。すなわち次式が成立するものとする。

$$\Delta z/\Delta t = K \hat{\epsilon}_0 \cdots (5)$$

ここに K は定数である。

- ④ 式 (5) 中の $\hat{\epsilon}_0$ は次式で表わせるものとする。

$$\hat{\epsilon}_0 = \rho \hat{C}_f \hat{u}_0^2 \cdots (6)$$

ここに $\hat{u}_0$ は基盤上での最大流速、 ρ は水の密度、 $\hat{C}_f$ は摩擦係数である。なお $\hat{C}_f$ は層流境界層の厚

さ δ に関するレイノルズ数 $\hat{u}_0 \delta / \nu$ あるいは粗度長さ z_0 を用いた無次元量 $\hat{u}_0 / \sigma z_0$ の関数である⁷⁾が、ここでは定数と考える。

- ⑤ $\hat{u}_0$ を計算するに当っては、砕波水深以深においては微小振幅波理論、砕波水深以浅は孤立波理論が適用できるものとする。

- ⑥ 潮位は M.H.W.L. に固定して考える。すなわち崖の基部における水深は常に 1.4 m であるものとする。

式 (5), (6) より

$$\Delta z/\Delta t = C \hat{u}_0^2 \cdots (7)$$

ここに、 $C = \rho K \hat{C}_f (= \text{const.})$ である。

ある期間 t_* に出現した波浪 (深海における) を、その波高によって n 個のグループに分ける。 i 番目のグループの波浪による侵蝕速度を $(\Delta z/\Delta t)_i$ 、その波浪による基盤上での最大流速を $(\hat{u}_0)_i$ 、その波浪の作用時間を t_i 、その波浪の出現確率を p_i とすると次式が成立する。

$$(\Delta z/\Delta t)_i = C (\hat{u}_0^2)_i \cdots (8)$$

$$t_i = t_* p_i \cdots (9)$$

平均の侵蝕速度 $(\Delta z/\Delta t)$ は次式で示される。

$$(\Delta z/\Delta t) = \sum_{i=1}^n \{ (\Delta z/\Delta t)_i \cdot t_i \} / t_* \cdots (10)$$

式 (10) を式 (8), (9) を用いて変形すると次式が得られる。

$$(\Delta z/\Delta t) = C \sum_{i=1}^n (\hat{u}_0^2)_i \cdot p_i \cdots (11)$$

砕波水深 z_b 以深においては、先の仮定に基づき微小振幅波理論により $\hat{u}_0$ は次式で示される。

$$\hat{u}_0 = \pi H / \{ T \sinh(2\pi z'/T) \}, (z' > z_b) \cdots (12)$$

ここに、 H および T はそれぞれ z' 水深における波高および周期である。次に砕波水深 z_b 以浅、すなわち砕波帯においては、先の仮定に基づき孤立波理論⁸⁾により $\hat{u}_0$ は次式で示される。

$$\hat{u}_0 = N \sqrt{g(H+z')/2} \cdots (13)$$

ここに、 H は水深 z' における波高、 N は H/z' の関数、 g は重力の加速度である。砕波帯においては $H/z' = 0.78$ なる関係を常に満たして波高が変化するものと考え、 $N = 0.69^{9)}$ となり、式 (13) は次式のようになり $\hat{u}_0$ は z' のみの関数となる。

$$\hat{u}_0 = 1.36 \sqrt{z'}, (z' \leq z_b) \cdots (14)$$

以下に式 (11) を用いて $(\Delta z/\Delta t)$ を計算する際の手順を述べる。まず、おのおののグループの波浪条件 (深海における) をもとにして、そのグループの砕波水深 z_b を求める。次に、各水深 z' における $\hat{u}_0$ を計算する。ここで z' が z_b より大きい場合は式 (12) を用い、一方 z_b より小さい場合は式 (14) を用いる。次に、各水深ごと

*) 以下に、水深 z' は M.H.W.L. を基準にして測るものとする (図一16)。

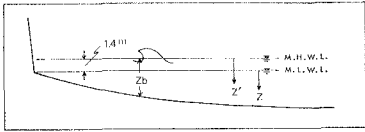


図-16

に u_0^2 を求め、そのグループの波浪の出現確率 p を掛け $u_0^2 p$ を計算する。おのおのの波浪のグループについて同様な方法で、各水深における $u_0^2 p$ を計算し、それらの結果を水深ごとに sum up したものに定数 C を掛けると $(\Delta z/\Delta t)$ が得られる。

このような計算を行なう場合、波浪の出現確率はできる限り長期にわたるものが望ましい。調査地域に隣接する名洗港(図-4)の波浪の資料は水圧式波高計によって得られたものであるが、観測期間が短く欠測も多い¹⁰⁾ので、ここでは富崎(図-3)における1951年1月1日~1967年12月31日までの17年間の目視観測の資料¹¹⁾を整理した結果(表-3)を用いることにする。富崎で観測された波高が、名洗港において水圧式波高計によって観測された有義波高に等しいと仮定して、名洗港における有義波高と周期の関係¹²⁾から周期を求め、深海における波浪を推定したものが表-4である。

表-4に示されるように、ここでは深海における波浪

表 3 富崎における波高の出現確率(1951~1967)

観測波高 H_s (m)	0.5	1.5	2.5	3.5	4.5	5.5
出現確率 p	0.4984	0.3642	0.0754	0.0283	0.0252	0.0085

表-4

H_s	深海における波浪 (H_0 : 波高, T : 周期)	p	z_b
0.5m	$H_0=0.5$ m, $T=8.4$ sec	0.4984	1.1m
1.5	$H_0=1.5$, $T=9.6$	0.3642	2.5
2.5	$H_0=2.4$, $T=10.2$	0.0754	3.4
3.5	$H_0=3.3$, $T=10.5$	0.0283	4.4
4.5	$H_0=4.2$, $T=11.3$	0.0252	5.4
5.5	$H_0=5.1$, $T=11.3$	0.0085	6.4

を、その波高によって6つのグループに分けた。砕波水深は Iversen¹³⁾ の実験結果をもとにして求めた。おのおのの波浪のグループごとに、水深 $z'=1.4, 2, 3, \dots, 10$ m における $u_0, u_0^2 p$ を計算した結果を表-5に示す。

表中の右欄には $u_0^2 p$

表-6 計算結果(2)

を各水深ごとに sum

up した値を示す。こ

れらの値に定数 C を

掛けた結果を表-6に

示す。表中 z は M.L.

W.L. 基準で測った場

合の水深である(図-

16)。 z と $(\Delta z/\Delta t)$ の

計算値との関係をプロ

z'	z	$(\Delta z/\Delta t)$
1.4m	0 m	1.64 C
2	0.6	2.07 C
3	1.6	1.78 C
4	2.6	1.44 C
5	3.6	1.18 C
6	4.6	0.953 C
7	5.6	0.754 C
8	6.6	0.613 C
9	7.6	0.507 C
10	8.6	0.429 C

ットした結果が図-17*)である。同図より明らかなよう

に水深が増大するとともに侵蝕速度は指数関数的に減少

する。すなわち現地の結果(図-15)と定性的に一致する

結果が得られた。図-17中の破線は次式で与えられる。

$$(\Delta z/\Delta t) = 2.4 C \exp (-0.21 z) \dots \dots \dots (15)$$

現地の結果(式(3))と比較すると、計算値(式(15))

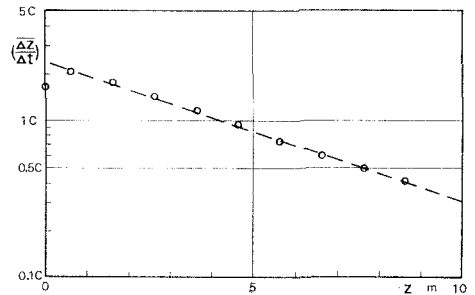


図-17 海底基盤の侵蝕速度と水深との関係
(計算結果)

*) 現地の結果(図-15)が M.L.W.L. を基準にして求められているので、比較のため M.L.W.L. 基準の水深を用いた。

表-5 計算結果(1)

z'	$u_0, u_0^2 p$	$u_0, u_0^2 p$	$u_0, u_0^2 p$	$u_0, u_0^2 p$	$u_0, u_0^2 p$	$u_0, u_0^2 p$	$\Sigma u_0^2 p$
m	m/sec	m/sec	m/sec	m/sec	m/sec	m/sec	
1.4	0.859, 0.368	1.61, 0.943	1.61, 0.195	1.61, 0.0455	1.61, 0.0652	1.61, 0.0220	1.64
2	0.671, 0.224	1.92, 1.34	1.92, 0.278	1.92, 0.104	1.92, 0.0929	1.92, 0.0313	2.07
3	0.492, 0.121	1.57, 0.896	2.36, 0.420	2.36, 0.158	2.36, 0.140	2.36, 0.0473	1.78
4	0.395, 0.0777	1.26, 0.579	2.06, 0.320	2.72, 0.209	2.72, 0.186	2.72, 0.0629	1.44
5	0.332, 0.0548	1.06, 0.408	1.75, 0.231	2.46, 0.171	3.04, 0.233	3.04, 0.0785	1.18
6	0.287, 0.0410	0.918, 0.307	1.53, 0.176	2.13, 0.128	2.86, 0.206	3.33, 0.0942	0.953
7	0.251, 0.0313	0.813, 0.241	1.36, 0.139	1.18, 0.0998	2.54, 0.163	3.08, 0.0806	0.754
8	0.225, 0.0252	0.732, 0.195	1.23, 0.114	1.69, 0.0809	2.29, 0.133	2.78, 0.0656	0.613
9	0.205, 0.0209	0.677, 0.156	1.12, 0.0942	1.56, 0.0687	2.09, 0.110	2.53, 0.0544	0.507
10	0.188, 0.0175	0.612, 0.137	1.02, 0.0784	1.43, 0.0508	1.92, 0.0929	2.33, 0.0460	0.429
	m sec $H_0=0.5, T=8.4$ $z_b=1.1, p=0.4984$	m sec $H_0=1.5, T=9.6$ $z_b=2.5, p=0.3642$	m sec $H_0=2.4, T=10.2$ $z_b=3.4, p=0.0754$	m sec $H_0=3.3, T=10.5$ $z_b=4.4, p=0.0283$	m sec $H_0=4.2, T=11.3$ $z_b=5.4, p=0.0252$	m sec $H_0=5.1, T=11.3$ $z_b=6.4, p=0.0085$	

の方が緩勾配である。この原因としては、まず式(6)中の摩擦係数を定数としたことが考えられる。次に、海底堆積物が基盤の侵蝕に対して positive に働くものか、あるいは negative*) に働くものかという問題が未解決である。さらに、砕波帯での流れをどのように考えるのかという問題もある。これらの問題が今後の課題として残されている。

(3) 海底基盤侵蝕の工学的意義

崖の基部における海底基盤の侵蝕速度 0.02 m/year という値は、崖の侵蝕速度(調査地域では 0.7 m/year 、大熊海岸では 0.5 m/year)にくらべて、 $1/35 \sim 1/25$ 程度であるが、このような地域に崖の侵蝕防止のために構造物を作った場合、構造物前面の海底基盤がどの程度の速度で侵蝕されて行くのかということが工学的には重要な問題である。構造物を作っても崖の侵蝕は防止できても、構造物のタイプによっては、その前面の基盤の侵蝕を促進し、構造物が転倒したり沈下する危険性がある。

図-18 は、調査地域の西端より約 500 m 離れた地点(図-4 の×印)における護岸前面の海底基盤の侵蝕状況¹⁴⁾を示している。海底基盤は、崖を構成している岩石と同じ泥岩である。この護岸は 1936 年に築造されたものである。図中の 1952 年の基盤の状態は根固工事を行なう直前のものである。同図より 16 年間の、護岸前面における侵蝕速度を求めてみると約 0.06 m/year (6 cm/year) となり、構造物のない地域における侵蝕速度 (0.02 m/year) と比較すると 3 倍に達する。図-19 は黒海沿岸のソチ近

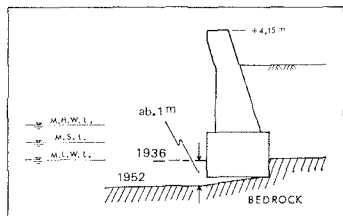


図-18 護岸前面の海底基盤の侵蝕状況(文献14)の図に加筆したもの)

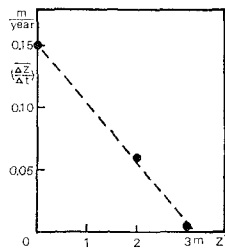


図-19 護岸前面での海底基盤の侵蝕速度と水深との関係(黒海沿岸ソチ近傍における資料による)

傍において得られた資料¹⁵⁾を図にしたもので、護岸前面の海底基盤(第三系の砂質・頁岩質石灰岩)の侵蝕速度と水深との関係を示している。この資料は護岸築造後十数年にわたり現地直接観測された結果である。護岸築造以前の基盤の侵蝕速度についての記載がないため、護岸前面の侵蝕速度におよぼす護岸の影響について定量的に検討することはできないが、護岸を設置したため基盤の侵蝕が加速されているものと考えられる。

通常の海岸で見られるような砂地盤上に築造された構造物の前面の侵蝕現象は、構造物からの反射波に起因するということが一般にいわれている。調査地域のように現生の堆積物(いわゆる砂層)が薄く、かつ海底基盤が軟弱な海岸に設置された構造物前面の基盤の侵蝕現象も反射波によると考えられる。したがってこのような海岸に、高い反射率をもつタイプの構造物を設計・施工する際には、根入れ深さなどを十分検討する必要がある。

次に、海底基盤の侵蝕に伴って生ずる土砂量を概算する。水深 20 m における基盤の侵蝕速度は、式(3)より $1.8 \times 10^{-5} \text{ m/year}$ となり、工学的には 0 と考えてよい。ここで 100 年間に於ける土砂量を求めてみよう。崖の侵蝕速度を 0.7 m/year とし、崖の基部から水深 20 m までの断面形を直線で近似させると、図-20 のようになる。図中斜線を施した部分がこの期間に侵蝕された基盤の断面積を示している。したがってこの期間の土砂量は、海岸線の長さを 9 km とすると $70 \times 20 \times 1/2 \times 9000 = 6.3 \times 10^6 (\text{m}^3)$ となり、年平均の値に換算すると $6.3 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{year}$ である。一方、この期間に崖の侵蝕に伴って海中に放出された土砂量は、崖の高さの平均値を $43.7 \text{ m}^{**})$ とすると、 $70 \times 43.7 \times 9000 = 2.8 \times 10^7 (\text{m}^3)$ となり年平均 $2.8 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{year}$ である。したがって海底基盤の侵蝕に伴って生ずる土砂量は、崖の侵蝕による土砂量の約 23% に相当する。

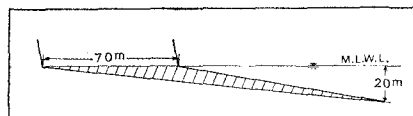


図-20

4. 漂砂量について

調査地域の崖および海底基盤の侵蝕によって供給される土砂量(以下“供給量”とよぶ)は、上述の結果を加えることにより求められ、それは年平均 $3.4 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{year}$

*) 堆積物が研磨剤の役割を果たし侵蝕を加速する場合を positive, cover layer となり侵蝕を妨げる場合を negative とよぶ。

**) ここでは崖の高さは M.L.W.L. を基準としなければならない(図-20)ので、M.S.L. 基準で測られた崖の高さの平均値 (43 m) に 0.7 m を加えて 43.7 m とした。なお崖の高さの平均値はこの期間中不変であると仮定した。

程度である。調査地域の西端に隣接する地域(図-4のA)を西方に移動する年平均の土砂量は約 $1.4 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{year}^{(10)}$ と報告されている。この結果は試験突堤で trap された土砂量をもとに求められたものである。調査期間は1954年1月より12月までの1年間という短期間のものであるが、他に漂砂量に関する資料が入手できなかったため、この結果をもとに若干の考察を行なう。試験突堤の堤頭部の水深は M.L.W.L. 下約 1.3 m であるため、上記の値は全漂砂量の 50%⁽¹¹⁾ に相当するものと考えられる。したがって西方に向う全漂砂量は $8.2 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{year}$ 程度となる。この値を、上記の供給量 $3.4 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{year}$ と比較すると、供給量の約 24% が調査地域から西方に、すなわち九十九里海岸方面に移動していることになる。

崖および海底基盤を構成する岩石は泥岩および凝灰質砂岩であるから、これらの岩石が崩壊して生ずるところの土砂には粘土質およびシルト質の物質がかなり多く含まれる。これらの物質は浮遊しやすく直接沖へ運搬されと考えられるので、沿岸漂砂に関与する土砂量を求める際には、供給量中これらの物質の占める割合を知らねばならない。なおこの点に関して現在調査中である。

5. 結 論

(1) 長期間の海蝕崖の侵蝕速度は約 0.7 m/year であり、長期間にわたって考えると崖は現在の海岸線とほぼ平行に後退している。

(2) 海底基盤の侵蝕速度は、崖の基部において約 2 cm/year であり、水深が増大するとともに指数関数的に減少し、水深 10 m でその速度は 0.1 cm/year 以下となる。

(3) 現生の海底堆積物が薄く、かつ海底基盤が軟弱な海岸に築造された構造物は、そのタイプによってはその前面の海底基盤が洗掘され、転倒あるいは沈下の危険性がある。

(4) 海蝕崖および海底基盤の侵蝕に伴って供給され

る土砂量は $3.4 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{year}$ 程度であり、このうちの約 24% が九十九里海岸方面に移動している。

最後に、本研究をなすに当たり貴重な資料を提供していただいた千葉県銚子漁港事務所長 見本 洗氏ならびに千葉県銚子土木事務所工務第一課長 葉山信利氏、および現地調査などの際にお世話になった千葉県土木部河港課ならびに株式会社 I.N.A. 新土木研究所の皆様、に記して謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 堀川清司・砂村継夫：千葉県屏風ヶ浦の海岸侵蝕について、一航空写真による海蝕崖の後退に関する研究・第2報一、第16回海岸工学講演会講演集，pp. 137~145, 1969.
- 前掲 1).
- Horikawa, K. and T. Sunamura : A Study on Erosion of Coastal Cliffs by Using Aerial Photographs, Coastal Eng. in Japan, Vol. 10, pp. 69~83, 1969.
- 前掲 1).
- Zenkovich, V. P. : Processes of Coastal Development, Oliver & Boyd, Edinburgh, p. 168, 1967.
- 東京大学工学部土木工学科港湾研究室：昭和44年度千葉県屏風ヶ浦および太東岬海岸侵蝕調査報告書，100 p. 1970.
- Kajiura, K. : A Model of the Bottom Boundary Layer in Water Waves, Bull. Earthquake Res. Inst., Univ. of Tokyo, Vol. 46, pp. 75~123, 1968.
- Munk, W. H. : The Solitary Wave and Its Application to Surf Problems, Ann. New York Acad. Sci., Vol. 51, pp. 376~424, 1949.
- 前掲 8).
- 前掲 1).
- 気象庁海洋課：沿岸海洋観測月表，1951~1967.
- 前掲 1).
- Iversen, H.W. : Waves and Breakers in Shoaling Water, Proc. 3rd Conf. Coastal Eng., pp. 1~12, 1953.
- 千葉県土木部：飯岡海岸誌，p. 10, 1956.
- 前掲 5), pp. 166~168.
- 前掲 14), pp. 8~9.
- Beach Erosion Board : Shore Protection Planning and Design, Bull. Beach Erosion Board, Special Issue No. 2, p. 85, 1953.