

離岸堤の一型式“に型堤”

高 隆 二*・藤 井 充**・田 川 昌 宏***

1. 緒 言

海岸侵食対策として多用されている離岸堤の致命的欠陥は開口部汀線の後退である。これは開口部からの侵入波および堤透過波あるいは越波の平面的不均一に起因し、堤内に水面勾配ならびに循環流を生じるためである。

開口部汀線の両側、すなわち、離岸堤両端背後に一对の突堤を設け、“に型堤”と名づけて、侵入波と透過波(越波)を分離し、準二次元的現象に帰するならば、それぞれ侵食性を堆積性に転換し、離岸堤の効用を飛躍的に高めるものと期待される。

以下、散乱し難く、鉛直に比して著しく低い水平透水性を有する三脚Cブロック離岸堤の基本的性質、堆積性ならびに二次元性に関し検討を加えた。

2. 基本的性質

(1) 安 定

フラップ型二次元造波水路(幅 1.0m×高さ 1.0m×長さ 50m)に縮尺 1/20 の模型を設置した。

離岸堤の天端高 H_0 は一般に低いので越波も多く、安定はのり面より天端ブロックに支配される。被害率 2% を許容する Hudson 公式の意を汲んで、堤直前碎波に対し $K_b = K_D \cot \theta$ を指標とした転落限界は、 H_0/H の増加とともに増大し、天端幅とは無関係である¹⁾。

(2) 消 波

碎波帯内で常用される離岸堤の半波長後方において測定した堤設置前後の波高比を伝達率とした。伝達率は、 H_0/H_0 および h/L_0 の増加とともに減少し、 H_0/L_0 にはあまり影響を受けない(図-1)。

反射率を碎波帯内で測定するのは困難であり、その沖側に設置すると大略 0.2~0.4 程度となる¹⁾。

段積みにした三脚Cブロックの空隙は、鉛直方向には中空部および相互の間隙であるのに対し、水平方向には細長い菱形の間隙(最小幅 3.0mm で砂粒径の5倍)にすぎない(写真-1)。

堤体に当る波は、越波(天端上を越して堤内に飛込

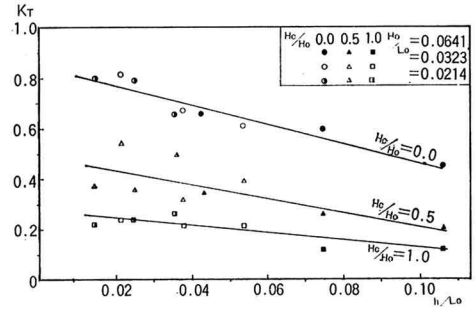


図-1 伝達率

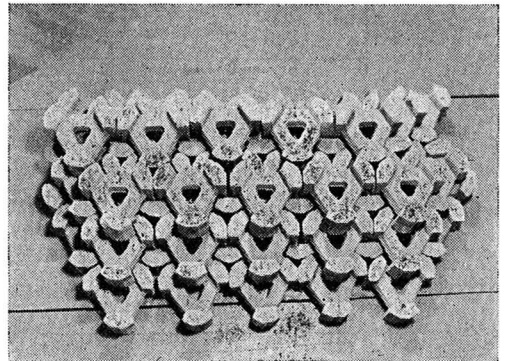


写真-1 (a) 三脚Cブロック (平面)

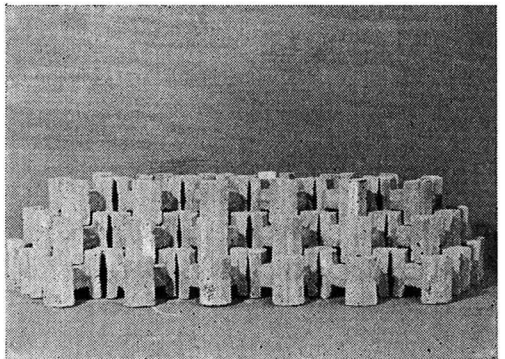


写真-1 (b) 三脚Cブロック (正面)

む。 $H_0/H < 0.8$), 浸透(天端上に達し、堤体内に浸透。 $H_0/H = 0.8 \sim 1.0$), あるいは透過(堤体を透過。 $H_0/H > 1.0$)して堤内に伝達する¹⁾。

(3) 越 波

相対越波量 $2\pi Q/H_0 L_0$ (Q : 越波量) は $H_0/h = 0.6$ 付

* 正会員 工修 (株)日本港湾コンサルタント海岸水利部長

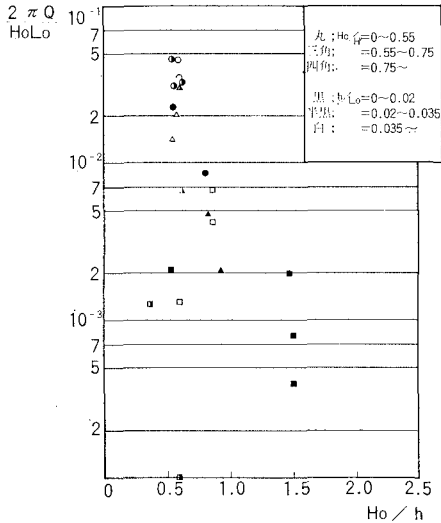
** 正会員 (株)日本港湾コンサルタント漂砂調査課長

*** 正会員 工修 (株)日本港湾コンサルタント水利研究所

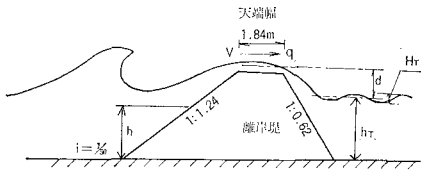
表—1 伝達波のエネルギー

$T(\text{sec})$	$h(\text{m})$	$h_T(\text{m})$	$L_0(\text{m})$	$C_G(\text{m/sec})$	$H_0(\text{m})$	H_0/L_0	$H_I(\text{m})$	$H_T(\text{m})$	$E_p(\text{kg/sec}^3)$	$E_p'(\text{kg/sec}^3)$	$W_w(\text{kg}\cdot\text{m/sec}^3)$
8.94	1.74	1.81	124.8	4.47	1.096	0.0088	1.016	0.49	9.01	5.15	308.97
6.71	1.74	1.82	70.2	4.25	1.150	0.0152	1.070	0.36	6.94	5.01	110.30

(H_I : 入射波高, E_p' : 越波限界の位置エネルギー)



図—2 相対越波量



図—3 エネルギーの伝達

近で最大, H_0/H の増加に伴い単調に低減する(図—2)。

(4) エネルギー再生率

天端上の流速 V , 単位幅, 単位時間当り越波量 q の水塊は, 運動エネルギー

$$W_k = \frac{1}{T} \frac{\rho}{2} \int_0^T q V^2 dt \quad (1)$$

と位置エネルギー

$$W_p = \frac{1}{T} \rho g \int_0^T q \cdot d \, dt \quad (2)$$

の和, 全エネルギー

$$W_I = W_k + W_p \quad (3)$$

を輸送する(図—3)。ただし, T : 波の周期, ρ : 水の密度, g : 重力加速度, τ : 各越波の作用時間, d : 堤内平均水面上越流中心の高さである。

一方, 伝達波の位置エネルギーは, ζ を水位として,

$$E_p = \frac{1}{T} \frac{\rho g}{2} \int_0^T \zeta^2 dt \quad (4)$$

で与えられ, 運動エネルギーもこれに等しいと近似し, 一周期当り伝達波のエネルギー輸送は,

$$W_w = 2 E_p C_G T \quad (5)$$

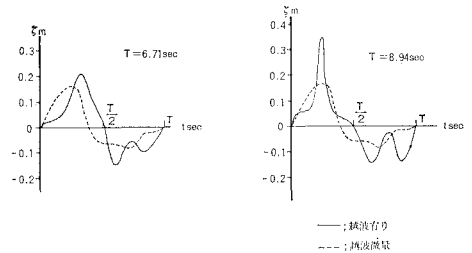
となる。ただし, C_G は波の群速度である。水位上昇(速度 q/L_i , L_i : 堤内の長さ)による一周期ごとの位置エネルギー増加量

$$W_r = \int_0^T \frac{\rho g q^2}{L_i} dt \quad (6)$$

を加えると, 伝達波に関しては

$$W_T = W_w + W_r \quad (7)$$

である。浮子を高速度 8 mm 撮影により追跡し, 伝達波のエネルギー再生率 W_T/W_I を算定すると, 0.1~0.2 となる(図—4, 表—1~4)。ちなみに, 土塊の位置エネルギーは地すべりにより, 2% 程度を Cauchy—Poisson 波として津波エネルギーに再生させている²⁾。



図—4 伝達波形

表—2 水位上昇のエネルギー

$T(\text{sec})$	$L_i(\text{m})$	$\tau(\text{sec})$	$q(\text{m}^2/\text{sec})$	$W_r(\text{kg}\cdot\text{m/sec}^3)$
8.94	100	1.74	0.272	6.16
6.71	100	1.07	0.292	5.98

(5) 水位上昇

$h/h_0=0.7$ の地点 (h : 測定水深) で測った碎波帯内の水位上昇 η は, 移動床のため海底変動を生じており, 固定床に適用される³⁾

$$\left. \begin{aligned} \frac{\eta}{h_0} &= \sqrt{1 + \frac{32 K H_0}{3 g T_0^2}} - 1 \\ K &= 3 \sim 5 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

において, $K=2.57$ とおくとよい(図—5)。

堤設置後, 単位幅, 単位時間当り堤内に侵入および堤外に排出する水塊の容積をそれぞれ q, q_0 堤内水位を η_i

表-3 越波エネルギー

$T(\text{sec})$	$h_b(\text{m})$	$V_b(\text{m/sec})$	$V(\text{m/sec})$	$q(\text{m}^2/\text{sec})$	$\tau(\text{sec})$	$d(\text{m})$	$W_k(\text{kg}\cdot\text{m}/\text{sec}^3)$	$W_p(\text{kg}\cdot\text{m}/\text{sec}^3)$	$W_I(\text{kg}\cdot\text{m}/\text{sec}^3)$
8.94	2.00	5.40	4.74	0.272	1.74	0.56	1 193.21	292.45	1 485.66
6.71	1.90	5.07	3.46	0.292	1.07	0.55	559.78	252.73	812.52

(V_b; 碎波流速)

表-4 エネルギー再生率

$T(\text{sec})$	W_w/W_I	W_η/W_I	W_T/W_I
8.94	0.208	0.004	0.212
6.71	0.136	0.007	0.143

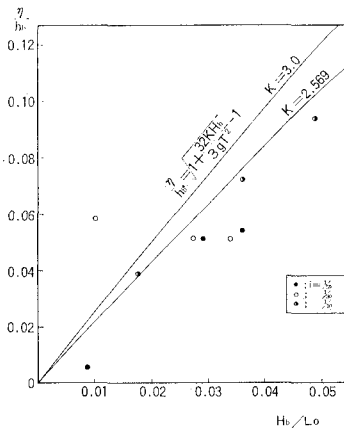


図-5 碎波後の水位上昇

とすると、連続方程式は

$$L_i \frac{d\eta_i}{dt} = q - q_0 \quad \dots\dots\dots (9)$$

となり、排出量 $q_0 = \frac{kh}{b} \eta_i$ (b : 水中平均堤体幅, k : 透水係数) を代入すると,

$$\frac{d\eta_i}{dt} = \frac{q}{L_i} - \frac{kh}{bL_i} \eta_i$$

となる。この式の解は

$$\eta_i = \frac{bq}{kh} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{kh}{L_i b} t\right) \right\} \quad \dots\dots\dots (10)$$

と求められる。固定床では約 $70T$ (T : 周期), 移動床では $100 \sim 150T$ 時間経過後, 平衡水位

$$\left. \begin{aligned} \frac{\eta_i}{H_0} &= \frac{H_0}{h} \frac{q'b}{2\pi k} \left/ \frac{H_0}{L_0} \right. \\ q' &= \frac{2\pi q}{H_0 L_0} = \frac{2\pi Q}{H_0 L_0 T} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (11)$$

に達する。

q および η_i/H_0 は H_0/H の関数であり¹⁾, 式 (10) により $k=5.0 \text{ cm/sec}$ (模型), 20 cm/sec (現地) となる (図-6)。 q' を読み取り, η_i/H_0 の実験値を式 (11) の計算値と比較した (図-7)。

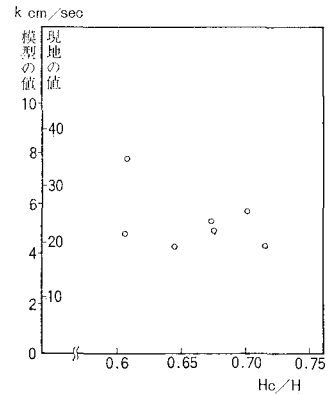


図-6 透水係数

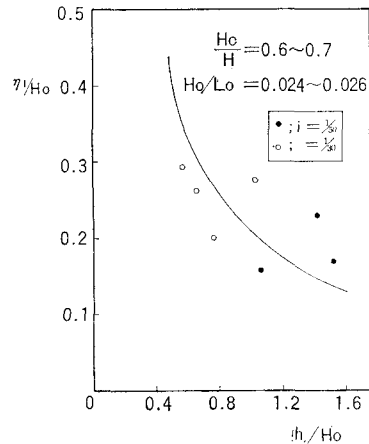


図-7 堤内水位上昇

3. 堆 積 性

(1) 堤設置前

底質として, 中央粒径 0.6 mm の砂を厚さ 10 cm に敷いた。相似則不明のため縮尺は特に定めない。

海底砂の動きを, 砂粒に関する抵抗モーメントを上回る全流体力モーメントによって起こり静止位置周辺をわずかに振動する初期運動と, 砂粒に働く全力の海底面に平行な成分の不均衡により方向性をもって移動する確定移動に分類する。各限界は

$$\beta D = \left\{ 6.62 \frac{S_f}{S_s - S_f} \frac{f_1(h_0/L_0)}{\sin \theta} \left(\frac{H_0}{L_0} \right)^2 \right\}^{7/6} \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$\beta D = 72.6 \frac{S_f}{S_s - S_f} \frac{H_0}{L_0} \frac{f_2(h_0/L_0)}{1.3 + \sin \theta} \quad \dots\dots\dots (13)$$

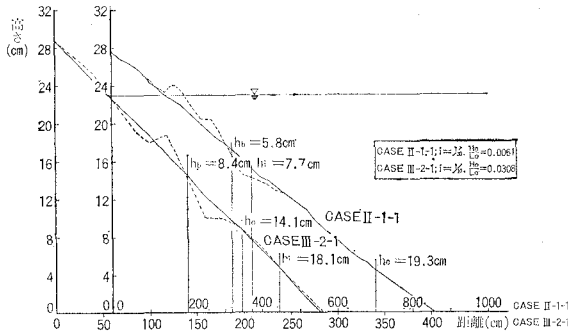


図-8 海底変動(無堤時)

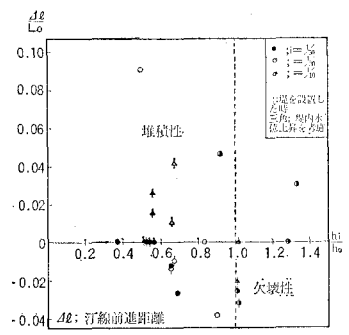


図-9 汀線変化量

で与えられ、 $h_i > h_e$ では bar を形成し汀線は侵食され、 $h_i < h_e$ は堆積性に対応するとされる⁴⁾。

ここで、 h_i : 初期運動の起こり始める水深、 h_e : 確定移動の起こり始める水深、 D : 砂粒径であり、また

$$f_1\left(\frac{h}{L_0}\right) = \frac{\coth^2 kh}{\sinh^2 kh + k_0 h}$$

$$f_2\left(\frac{h}{L_0}\right) = \sqrt{k h \tanh^2 kh + \sinh^2 kh \tanh^2 kh}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{\pi}{\nu T}}$$

である。ただし、 ν : 水の動粘性係数、 S_f : 水の比重、 S_s : 砂の比重、 $k = 2\pi/L$ 、 $k_0 = 2\pi/L_0$ である。

汀線不動および前進状況を、 h_b, h_i, h_e 等とともに図-8に例示する。

堆積性に関する底質粒径の相似は、式(12)、(13)から

$$\beta D = \text{const.}$$

とすれば保たれる。したがって粒径縮尺 D^* は

$$D^* = l^{*1/4} = L_0^{*1/4} \dots\dots\dots (14)$$

と示される(ただし、 l^* : 幾何縮尺)。

平衡状態における h_i/h_e は、波の作用時間3時間後の堆積侵食をかなり定量的に説明する有力な指標である(図-9)。

他方、波の作用時間20時間以上、海底勾配 $i = 1/30 \sim 1/20$ 、粒径 $d = 0.2 \sim 0.3 \text{ mm}$ の範囲で行われた模型上の限界も表示されている⁵⁾(図-10)。一方、同じ H_0/L_0 に対し d/L_0 の縮尺はほぼ $1/10$ となる。一般に $1/20 \sim 1/30$ 前後である幾何縮尺に対し、粒径縮尺は $1/2 \sim 1/3$ となる。式(14)より求めた $1/2.11 \sim$

$1/2.34$ はこれと近く、堆積性に関する底質の相似を表わす模様である。

(2) 堤設置後

侵食性海岸の碎波帯内に離岸堤を設置し、その効果を堤内水容積 W の設置後減少量 ΔW 及び汀線前進量 $\Delta l'$ で表わした(図-11)。砂は常に堤内に舞込み、汀線は $h/h_b = 0.5 \sim 1.0$ (h : 堤設置水深)で前進。それ以後ではかえって侵食を助長する(図-12~14)。

統一的に取扱うため、設置後は換算沖波波高 $H_0' = H_0 \cdot K_T$ (K_T : 伝達率)を用い、図-9, 10に併記した。これは静水時の汀線に対し適合しない。しかし、堤設置後には水位上昇をきたしており、その高さの汀線の前進後退を表現している。

(3) 堤の沈下

沈下に関する相似則は明らかでない。模型では、離岸堤の有効な $h/h_b = 0.5 \sim 1.0$ の範囲で、沈下は著しく、堤内側に傾く(図-15)。

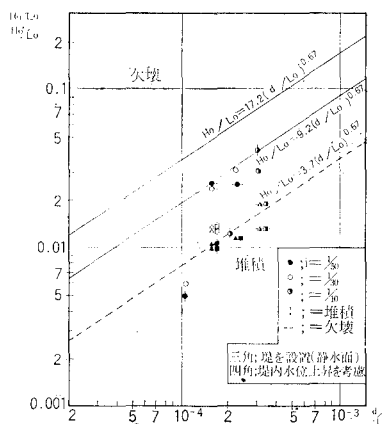


図-10 汀線変化

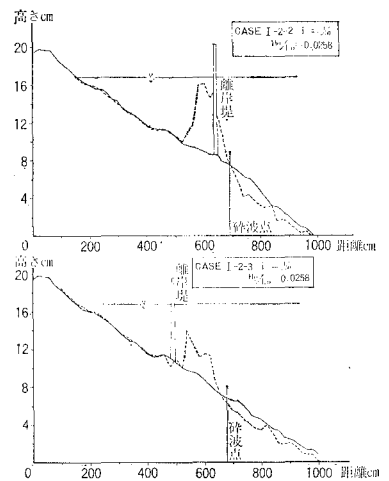
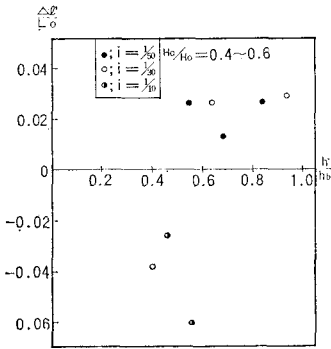
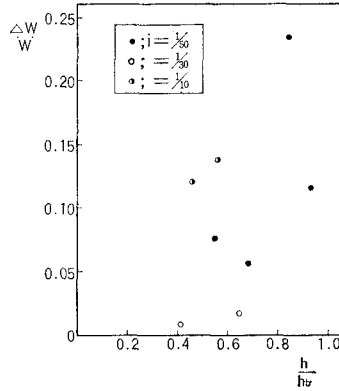


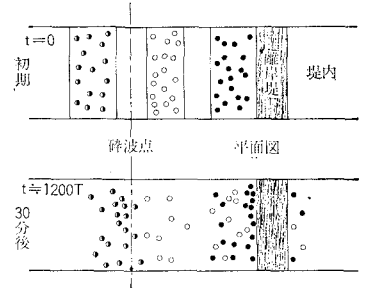
図-11 海底変動(堤設置)



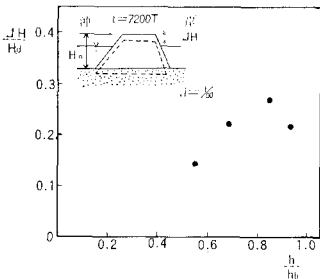
図—12 汀線前進量



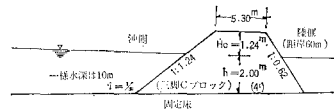
図—13 堤内堆積量



図—14 砂の移動



図—15 沈下量



図—16 実験断面

表—5 実験ケース

ケース	開口幅 b (m)	開口比 α
1	0	0
2	30	0.23
3	60	0.36
4	100	0.50
5	—	1.0

($\alpha=b/l+b$, 堤長 $l=100$ m, 距岸 60 m)

4. 二次元性

(1) 概要

縮尺 1/40, 図—16 の断面を持つ離岸堤を表—5 のように平面的に配置し, 波高, 水位および流速の分布を固定床上で測定した。波高 1.6 m, 周期 6.0 sec の実験波は, 底質粒径 0.4 mm 以下では侵食性である⁵⁾。

(2) 結果

a) 波高

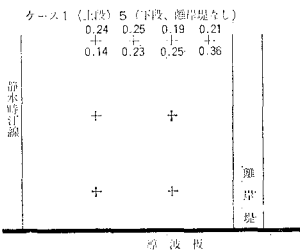
平面的分布を図—17 (a)~(d) に示す。図—18 (a), (b) に堤中央部および開口部線上の波高を比較する。

$H_0/L_0=0.0285$, $i=1/30$ の無堤時において, 距岸 60 m, $h_b=2.3$ m, $H_b=1.9$ m で巻き波状に砕け⁶⁾, 砕波の持続距離は約 20 m (1.2 波長) となる。砕波後の減衰状況⁸⁾は,

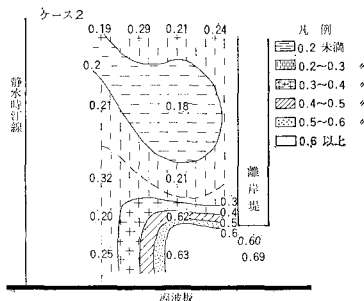
$$\frac{H}{H_b} = \frac{h}{h_b} \exp \left\{ -c \left(1 - \frac{h}{h_b} \right) \right\} \quad (15)$$

$$c=1.5$$

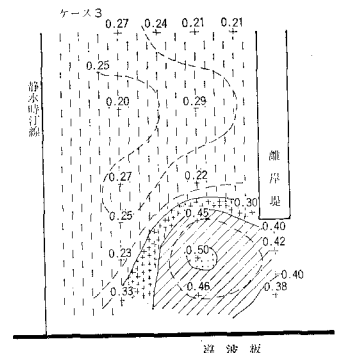
と表わせる。堤設置後, $H_b=2.2$ m~2.6 m, $h_b=2.6$ m 前後となり, 開口部からの進入波は中央部の伝達波より



図—17 (a) 堤内波高比



図—17 (b)



図—17 (c)

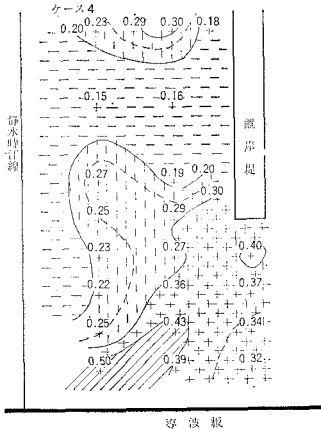


図-17 (d)

高く、汀線に接近しても減衰は著しくない。

b) 水位

無堤時の水面勾配は一樣で、radiation stress を用いて算定した砕波点における wave set down および砕波帯における wave set up と比較した (図-19(a)~(d))。

連続堤内の水位は漸増し、70T 前後で平衡に達し、無堤時には 30T で一応平衡となる。開口部を設けると、

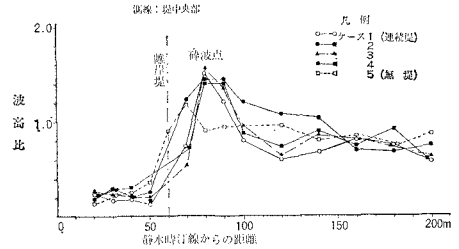


図-18 (a) 離岸堤直角方向の波高比

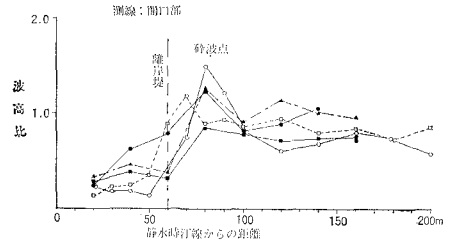


図-18 (b)

40T 程度で卓越した侵入波により最高水位を記録した後、越波も含めた平衡水位まで漸減する (図-20)。平衡水位は時間的な変化を反映して、開口比により極大、極小を有する (図-21)。

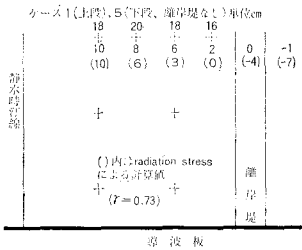


図-19 (a) 堤内水位

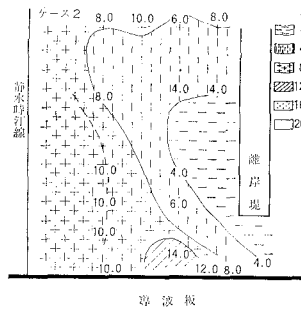


図-19 (b)

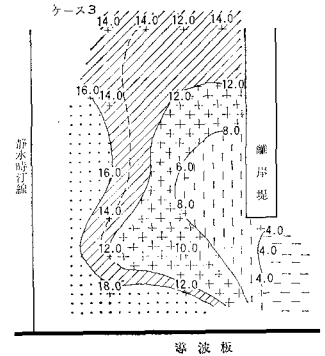


図-19 (c)

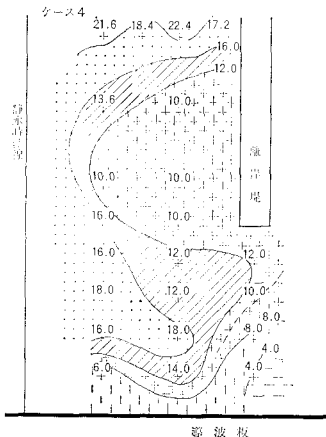


図-19 (d)

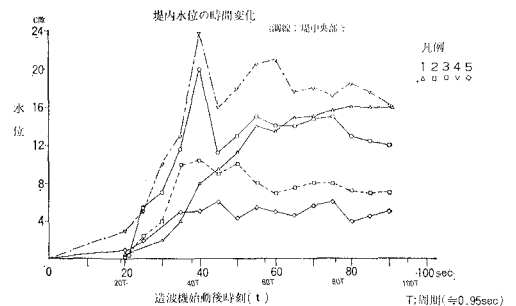


図-20 堤内水位の時間変化

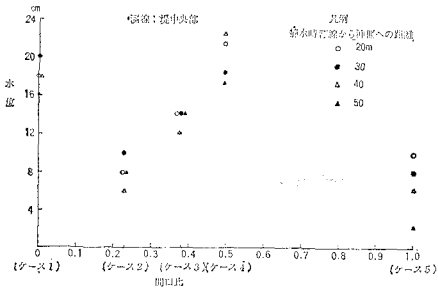


図-21 堤内水位と開口比

c) 流速

開口部の流向は、当初侵入波の卓越により岸向き、平衡に達した後侵入波と越波の質量輸送の補流として沖向きとなる。

欠壊を誘起する汀線沿いの流れは、最大流速約 2.0 m/sec に達し、開口部から中央部に向う。堤背後では逆向する (図-22 (a)~(c))。

(3) 対策

開口部汀線に沿った流れの比較的遅い Case 3 において、対策として副離岸堤を設けると、開口部汀線は守られても、中央部汀線付近に沿う流れを発達させる (図-23 (a))。

一方、突堤は開口部からの侵入波の大勢を伝達波と分離し、堤内循環流を有効に分断する (図-23 (b))。

5. 結 言

radiation stress は、通常碎波帯内に設けられる離岸堤内の波高、水位、流速および摩擦を関連させ、汀線沿いに一様であれば局部的な堆積侵食を生じない。

しかし、流速は時には波速を越え、また砂移動および摩擦に関する相似も十分解明されてない移動床模型に頼ることを避け、固定床上の測定結果のみ列記した。

開口部から同心円状に伝わる侵入波峰を難透水性の三脚Cブロック突堤は沿い波として加速し、直線化するとともに、その両側で差異を生じ radiation stress に基づく堤透過流を阻止する。侵入波と伝達波を比較的短い突堤で分断し、両者を堆積性とする一型式を提案する次第である。

参 考 文 献

- 1) 日本港湾コンサルタント：離岸堤の研究，1974.
- 2) 三好 寿：波・津波，河出書房，1971.
- 3) 中村 充・白石英彦・佐々木泰雄：碎波による水理特性，第 15 回海岸工学講演会講演集，1968.
- 4) 井島武士：海岸工学，朝倉書店，1970.
- 5) 堀川清司・砂村継夫・鬼頭平三：波による海底変形に関する一考察，第 20 回海岸工学講演会論文集，1973.
- 6) 井島武士：海岸港湾測量，森北出版，1960.

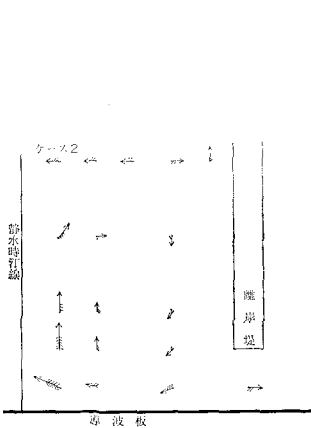


図-22 (a) 堤内流況

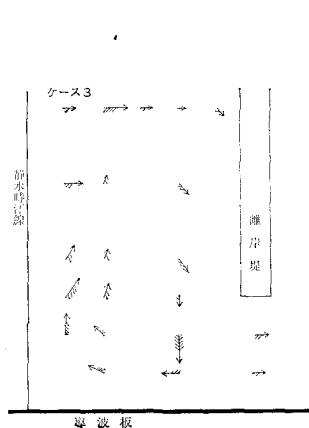


図-22 (b)

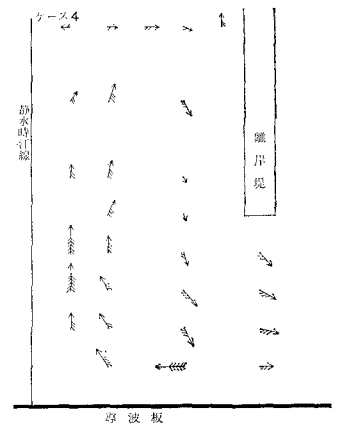


図-22 (c)

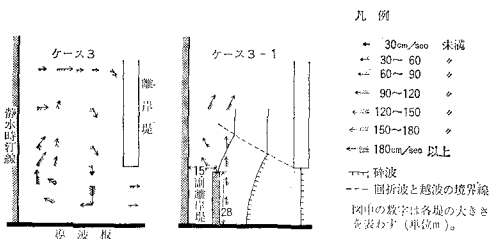


図-23 (a) に型堤近傍の流れ

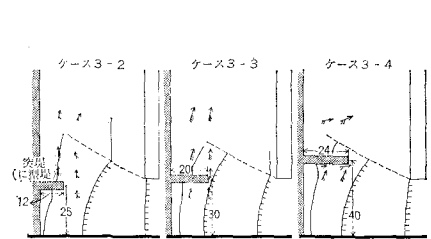


図-23 (b)