



共同研究報告書

整理番号第37号

海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書 (10)

平成2年3月

建設省土木研究所
河川部海岸研究室

Copyright © (1990) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

海域制御構造物の開発に関する 共同研究報告書(10)

建設省土木研究所	海岸研究室	室 長	宇 多 高 明
		研究員	小 俣 篤
			山 本 幸 次
		部外研究員	峯 松 麻 成
(株)大 林 組	土 木 本 部 設 計 部	増 井 直 樹	
	"	小 林 真	
東洋建設(株)	技 術 研 究 所	大 音 宗 昭	
	"	倉 田 克 彦	
	"	芳 田 利 春	
	"	藤 原 隆 一	
石川島播磨重工業(株)	技術本部技術研究所	山 下 誠 也	
	機械鉄構事業本部	西 浦 英 行	
	"	中 条 武 彦	
	"	山 岸 晴 久	
	"	櫻 井 清 一	
	"	竹 内 浩 一	
大成建設(株)	技術本部技術研究所	茗ヶ原 義 彦	
	"	石 野 和 男	
	"	上 野 成 三	
(株)間 組	土木本部海洋土木部	湊 隆次郎	
	"	沖 政 和	

要 旨

種々の海域制御構造物のうち、複合消波構造物、レンズマウンドを選び、これらの構造物周辺の波、流れ、海浜地形変化を移動床平面実験により調べた。また、大水深域に設置された斜板堤の消波特性、波力特性を明らかにした。海洋空間利用に関しては、仙台湾沿岸を代表例として選び、当沿岸の利用特性について述べ、特に水温、気象条件に恵まれないうち地域でのウォーターフロント利用として散策等の持つ価値を再評価した。次に、熱帯・亜熱帯に発達するサンゴ礁海岸でのウォーターフロント利用を例示しつつ、我が国の状況との比較により今後のウォーターフロント利用に際しての根本的問題を考慮した。さらに、現在作成中のMMZ計画策定の手引き（案）計画編の概要を示すとともに、今後検討すべき問題点を明確にした。最後に、長期間の海浜変形を予測する手法の一つとして、沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮した3次元海浜変形モデルを新たに開発し、実験値との比較によりその有効性を確認した。

キーワード：海洋開発，共同研究，海域制御構造物，消波特性，海浜流，波力特性，地形変化，沿岸域利用，サンゴ礁，ウォーターフロント，設計の手引き，3次元海浜変形モデル，沿岸漂砂量の水深方向分布

はじめに

土木研究所では、沿岸域の有効利用を目ざしたMMZ構想を推進するために、総合技術開発プロジェクト“海洋利用空間の創成・保全技術の開発”に関する研究を昭和61年度より実施している。また、この総プロの一环として昭和61年8月より土木研究所と民間企業15社との間で共同研究“海域制御構造物の開発”を行っている。その成果の一部は既に“海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(1)～(9)”としてとりまとめた。本報告書は、これらの報告に引き続いて、各構造物に関する平成元年度における研究成果の一部をとりまとめたものである。

目 次

はじめに

第1章	まえがき	1
第2章	研究の目的と研究体制	1
第3章	複合消波機能を有する海域制御構造物の波，流れ，漂砂制御効果に関する 実験的検討（榑大林組）	3
第4章	レンズマウンド周辺の波，流れ，地形変化に関する実験的検討（東洋建設榑）	23
第5章	大水深域における斜板堤の消波特性および波力低減に関する実験的検討 （石川島播磨重工業榑・大成建設榑・榑間組・東急建設榑）	43
第6章	MMZ計画策定の手引き（案）計画編について（土木研究所）	63
第7章	沿岸域利用から見た仙台湾沿岸の特性（土木研究所）	83
第8章	サンゴ礁海岸でのウォーターフロント利用と海岸保全（土木研究所）	101
第9章	沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮した3次元海浜変形モデル（土木研究所）	111
第10章	あとがき	125
付 録	海洋開発関連の既発表論文の一覧	126

第1章 ま え が き

近年、余暇時間の増大にともない、地方自治体をはじめとして全国各地でリゾート開発に関する関心が高まっている。こうした中で海洋性レクリエーションに関する需要も高まりつつあり、建設省でもマリン・マルチ・ゾーン（MMZ）構想を推進し、外洋に面した沿岸域の有効利用を図ろうとしている。この構想の軸になるのが、沖合の水深10～20mに設置され、波、流れ、漂砂を制御することのできる海域制御構造物である。この構造物によれば、その消波効果によって静穏な海域環境を創出することができ、さらに背後の沿岸域を高度に利用することが可能となる。海域制御構造物の開発は、官民共同で昭和61年度より5ヶ年計画で行われている。本報は引き続き検討を進めている海域制御構造物の研究のうち、平成元年12月までに得られた成果をまとめたものである。

第2章 研究の目的と研究体制

本研究の最終目標は、海域制御構造物の開発にある。このため種々の型式の構造物を選んで多方面より検討を進めてきた。本報では、まず海域制御構造物の効果検討として複合消波構造物とレンズマウンドを選び、構造物周辺の波、流れ、地形変化を移動床水理模型実験により検討した。また、大水深域における斜板堤の消波特性、波力特性を水理模型実験、理論解析により検討した。海洋空間の利用に関しては、仙台湾沿岸を代表例として選び、当沿岸の利用特性を述べ、特に水温、気温条件に恵まれない地域でのウォーターフロント利用として散策等の持つ価値を再評価した。また、熱帯・亜熱帯に発達するサンゴ礁海岸のウォーターフロント利用を例示しつつ、我が国の状況との比較により今後のウォーターフロント利用に際しての根本問題を考察した。さらに、現在作成を進めているMMZ計画策定の手引き（案）計画編の概要を紹介した。最後に、長期間の海浜変形を予測する手法の1つとして、沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮した3次元海浜変形モデルを提案した。

本共同研究は昭和61年度より開始された総合技術開発プロジェクト「海洋利用空間の創成・保全技術の開発」の一環として、同年8月より土木研究所と民間企業15社の間で進められている。民間企業15社は、以下の3グループに大別される。

第1グループ 乱れと反射を利用した海域制御構造物の開発

飛島建設㈱

清水建設㈱

三井建設㈱

五洋建設㈱

大成建設㈱

第2グループ 没水型消波構造物の開発

清水建設㈱

大成建設㈱・㈱間組・東急建設㈱・石川島播磨重工業㈱

東洋建設㈱

日本テトラポッド㈱

第3グループ ハイブリッド型消波構造物の開発

㈱大林組

住友金属工業㈱・東亜建設工業㈱

新日本製鉄㈱・戸田建設㈱

また、土木研究所側には海岸研究室のほかに構造研究室，基礎研究室が参加している。

本報告書はこのうち土木研究所，㈱大林組，東洋建設㈱，石川島播磨重工業㈱・大成建設㈱・㈱間組・東急建設㈱が行った研究の成果をまとめたものである。

なお，土木研究所資料：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(9)の発行以後学会等に発表された関連発表論文の一覧を巻末に示した。

第3章 複合消波機能を有する海域制御構造物の 波，流れ，漂砂制御効果に関する実験的 検討

建設省土木研究所海岸研究室 室長
研究員

(株)大林組 土木本部設計部

宇 多 高 明
小 俣 篤
増 井 直 樹
小 林 真



3.1 まえがき

複合消波機能を有する海域制御構造物の消波および波力特性は、過去4年間にわたる水理模型実験によりほぼ明らかになった（建設省土木研究所，1987a，1987b，1988，1989）。平成元年度は平面的に堤体を配置した場合の波浪および流れの場を固定床実験により調べ、これまでに実施した2次元実験により得られた構造物の消波特性を検証するとともに、構造物の漂砂制御機能を移動床実験により調べることにした。さらに、波高分布、海浜流、漂砂に関して実験値と計算値を比較し、予測値の妥当性を検討し、堤体を平面的に配置する際の計画論の基礎資料を得た。

3.2 実験方法

実験は、長さ40m、幅10m、高さ1.2mの平面水槽を用いて行った。実験装置と座標系を図-3.1に示す。固定床はモルタル、移動床は中央粒径0.14mmの砂で整形し、汀線から沖側へ1m（水深10cm）までを勾配1/10、それより沖側は勾配1/50とした。模型の縮尺は1/50とし、波浪条件は現地換算で沖波波高 $H_0 = 2.5\text{m}$ ，周期 $T = 9\text{sec}$ の規則波とした。模型値では $H_0 = 5\text{cm}$ ， $T = 1.3\text{sec}$ となる。

実験ケースを表-3.1に示す。固定床実験は開口率 W/ℓ を一定（ $W/\ell = 0.25$ ）に保って離岸距離 Y_r を変化させた場合（ケース①～③）と、堤体の離岸距離 Y_r を一定（ $Y_r = 6\text{m}$ ）に保って開口率 W/ℓ を変化させた場合（ケース①，④）から成る。また、移動床実験はケース①と同一の諸元で実施した。移動床実験ではまず自然海浜模型に波を1時間作用させて初期における岸沖漂砂による著しい地形変化

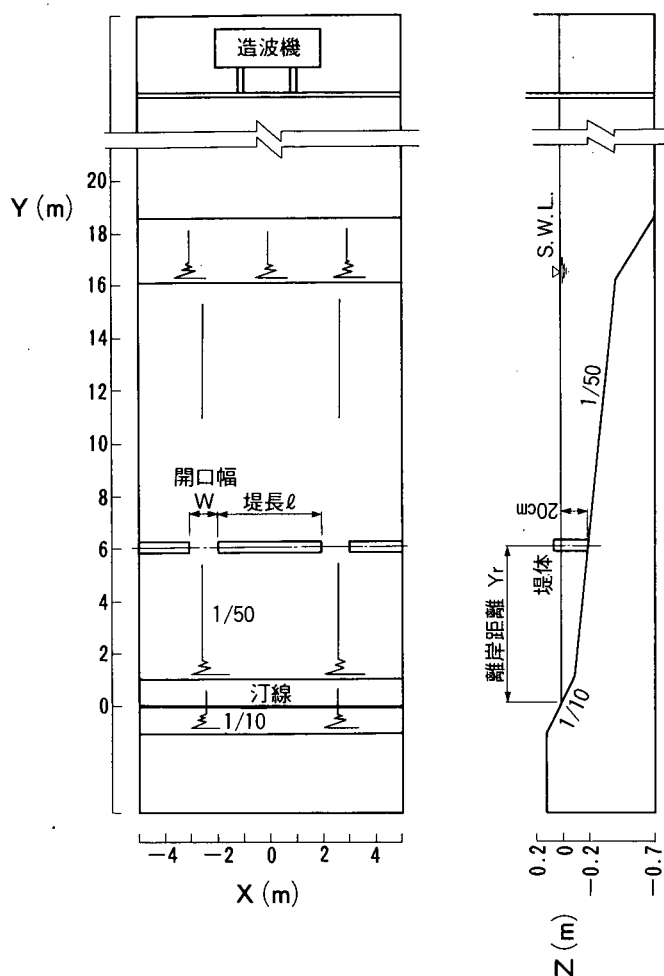


図-3.1 実験装置と座標系

表-3.1 実験ケース

実験種別	ケース	離岸距離 Y_r (m)	設置水深 h (cm)	開口幅 W (m)	堤長 ℓ (m)	開口率 W/ℓ
固定床	①	6	20	1.0	4	0.25
	②	4	16	1.0	4	0.25
	③	8	24	1.0	4	0.25
	④	6	20	0.5	4	0.125
移動床		6	20	1.0	4	0.25

を生じさせたのち、堤体を設置してさらに波を6時間作用させた。

堤体模型は鋼製であり、模型床上に設けられた切欠きの中に底版を埋設した。表-3.1に示したように、実験ケースごとに模型の設置水深が異なるため、水平板の没水深(h_1)と堤体設置水深(h)の比 h_1/h が0.2となるように支柱の高さを調整した。 $h=20\text{ cm}$ の場合の堤体模型の形状寸法を図-3.2に示す。

波高はサーボ式波高計により水深70 cm地点で1点、堤体沖側で3点測定した。測定した波高は堤体・汀線からの反射、さらに造波板からの多重反射により時間的・空間的に変動した。そこで図-3.3に示すように堤体沖側の3地点の波形記録より入反射波分離を行い、ほぼ定常状態となった後(約15分後)の入射波成分 H_I の平均値を堤体への入射波とした。その場合、 H_I の沖波換算波高が $H_0' \approx 5\text{ cm}$ となるようにストロークを設定した。表-3.2に波高検定結果を示す。また波高の平面分布は0.5 m間隔の格子点上で測定し、約30波の

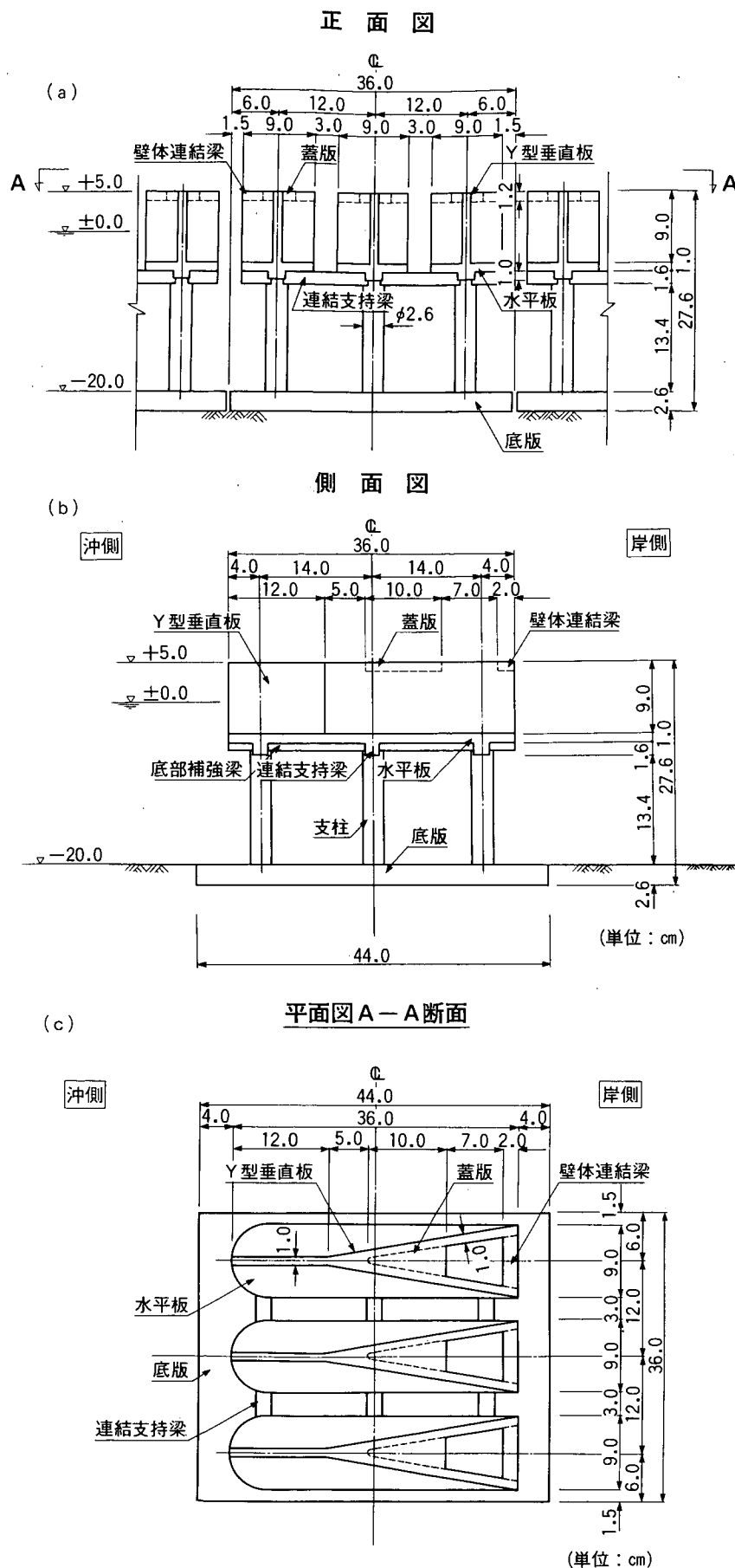


図-3.2 堤体模型の形状寸法 (水深 $h = 20\text{ cm}$)

平均波高を算出した。流速は2方向電磁流速計を用いて岸沖方向に0.5mまたは1.0m間隔、沿岸方向に1.25m間隔の格子点上において鉛直方向に5点測定した。ただし、汀線より沖側へ0.5m離れた測定点では水深が小さいため鉛直方向の測点は3点とした。また、鉛直方向の測定範囲は底面上2cmから静水面下2~3cmとし、約40秒間の時間平均流速を求めた。流況は堤体岸側および沖側に4cm角の木製フロートを投入し、6m上方よりビデオ撮影した映像より算出した。

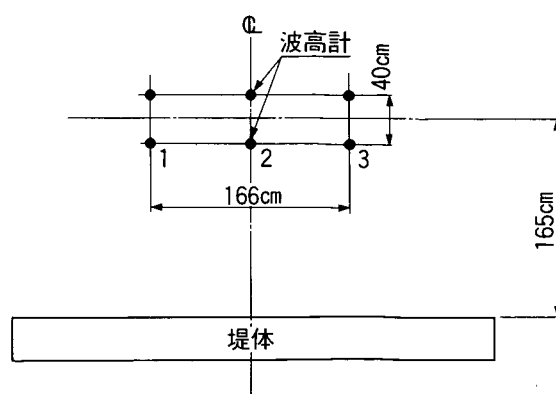


図-3.3 入反射波分離用波高測定点

表-3.2 波高検定結果

実験種別	ケース	入射波高 H_I (cm)				換算沖波高 H_0 (cm)	周 期 T (sec)
		H_{I1}	H_{I2}	H_{I3}	平 均		
固 定 床	①	4.9	4.9	4.4	4.8	5.1	1.27
	②	4.2	5.2	4.4	4.6	4.8	1.27
	③	4.5	5.1	4.7	4.8	5.1	1.27
	④	5.0	4.7	4.7	4.8	5.1	1.27
移 動 床 ($t=6hr$)		4.9	4.9	4.4	4.8	5.1	1.27

移動床実験では堤体設置後0, 0.5, 2, 4, 6時間後に0.25m間隔で汀線位置を測定した。また海浜地形は0, 0.5, 2, 6時間後に砂面計により測定した。地形の測定間隔は沿岸方向に0.5m, 岸沖方向に0.1mとした。さらに堤体を設置してから6時間後に固定床実験と同様の方法で波高分布, 流速分布, 流況を測定した。

3.3 実験結果

3.3.1 固定床実験

(1) 波高分布

ケース①~③の波高分布を図-3.4に示す。入射波高 H_I に対する波高比 H/H_I が0.7以下の範囲を静穏域とすれば(宇多ら, 1987), 静穏域は波高 H が3.3cm以下の範囲となる。各ケースの堤体岸側の波高分布を比較すると, ケース①, ②とも堤体幅よりやや狭い範囲で静穏域が汀線付近まで広がっている。一方, 離岸距離が最も長いケース③では堤体岸側における静穏域の範囲が狭く, 堤体中央背後の汀線付近においても波高は4.0cm~5.0cmと他のケースに比べて大きくなった。これは離岸距離の増加に伴い, 透過波と回折波が重なり合ったためと考えられる。また, 堤体沖側では各ケースとも堤体からの反射波により重複波が形成され, 入射波に比べ20%~30%波高が高くなった。次に, ケース①~③の沿岸および岸沖方向の波高分布を図-3.5~3.7に示す。各ケースの沿岸方向の波高分布を比較する。ケース①, ②では開口部

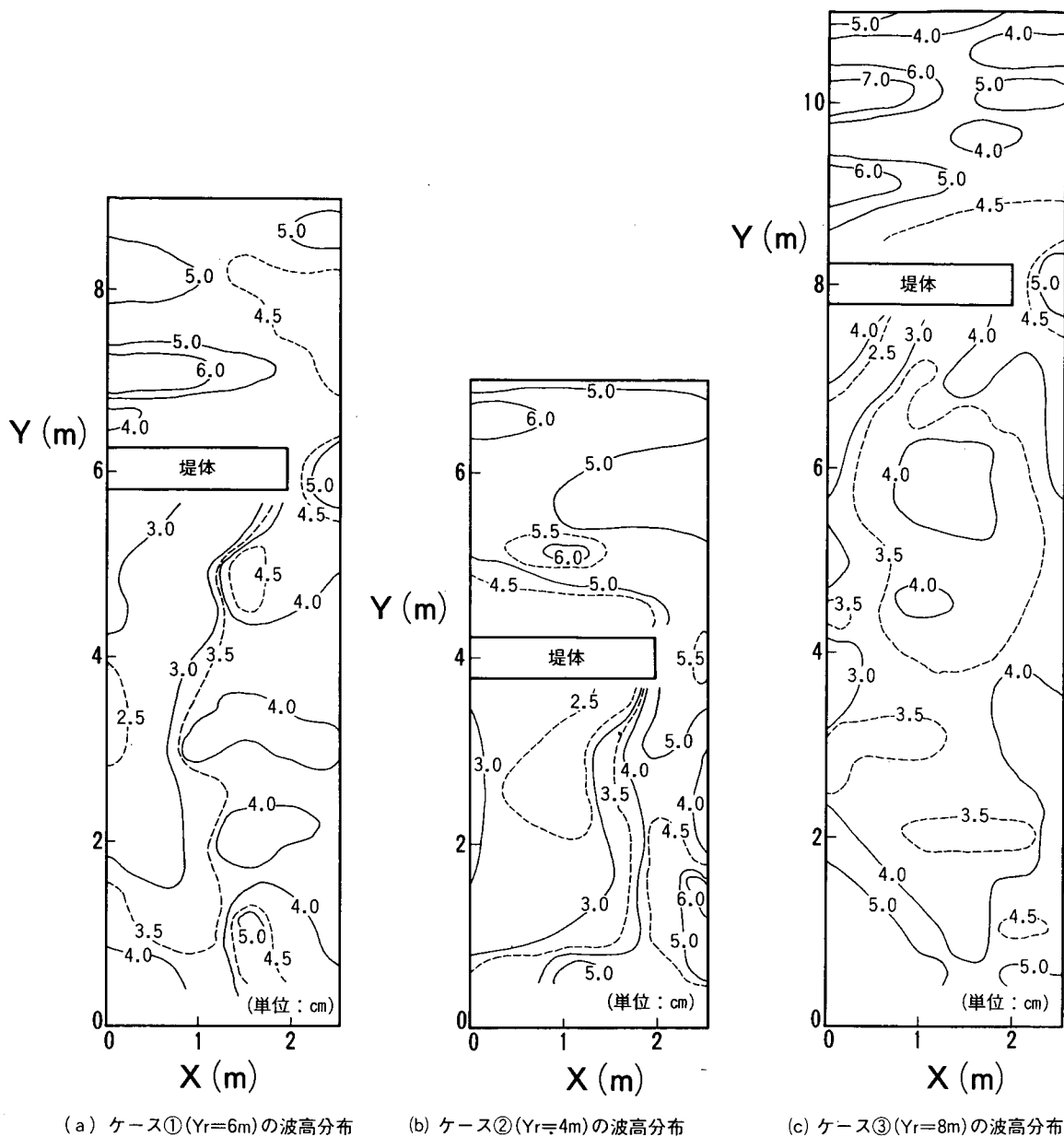


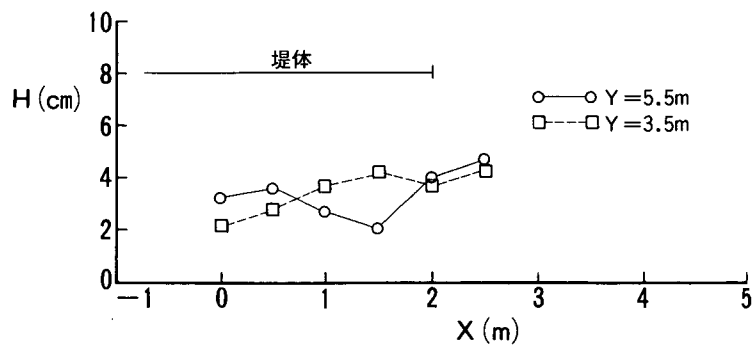
図-3.4 波高の平面分布 (a) ケース①, (b) ケース②, (c) ケース③)

に比べ堤体背後で波高が1~2 cm低くなっており、堤体設置による波高低減効果が見られる。

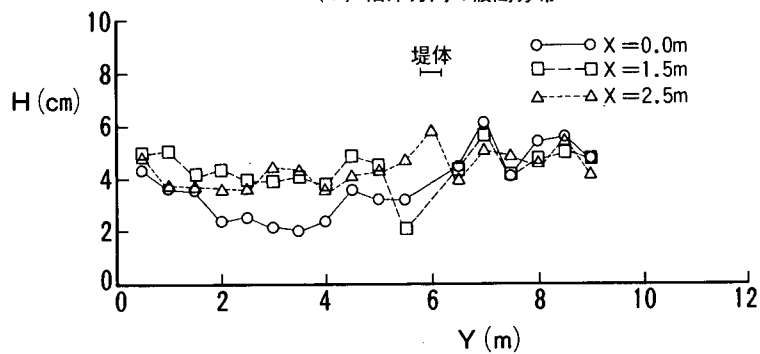
一方、ケース③ではケース①、②と異なり堤体背後における波高の低減が小さい。これは離岸距離が大きいために堤体背後への波の回折が著しかったためである。

次に、各ケースの岸沖方向の波高分布を比較した。堤体中央背後 ($X=0\text{m}$) では各ケースとも堤体設置による波高低減効果が見られる。ケース①の場合、 $X=0\text{m}$ の測線上では他の測線上と比較して堤体のすぐ岸側での波高が最も小さかった。ケース②、③の場合も $X=0\text{m}$ の測線で波高の低減が顕著であるが、ケース③の場合 $Y<3\text{m}$ の範囲で他の測線よりも波高が高くなった。これは開口部から進入した回折波の波高が浅水変形によって増大したためと考えられる。全ケースとも汀線に近づくにしが浅水変形による波高の増大が見られ、堤体沖側では重複波の形成が認められた。

同様に、ケース④の波高分布を図-3.8に示す。ケース④とケース① (図-3.4(a)) の比較により開口

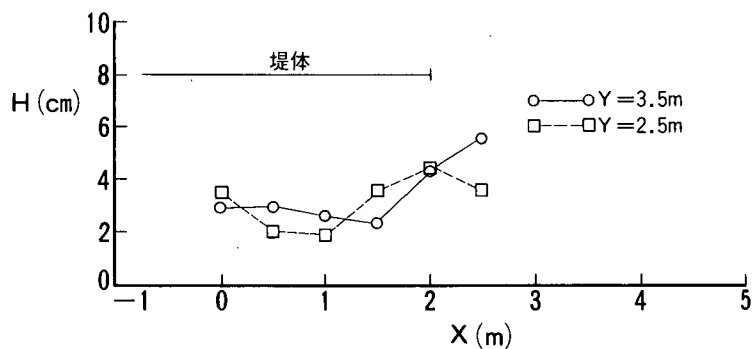


(a) 沿岸方向の波高分布

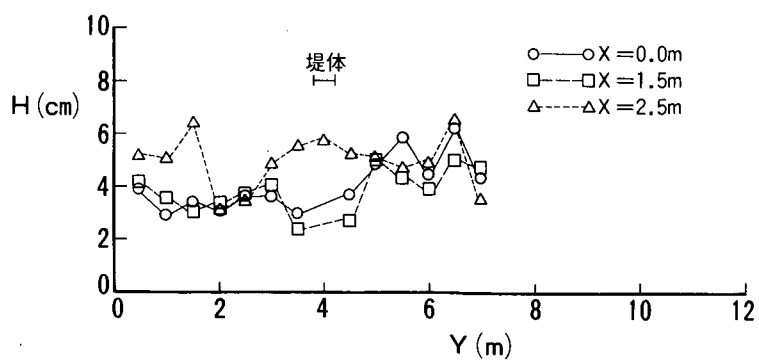


(b) 岸沖方向の波高分布

図-3.5 波高の沿岸・岸沖分布 (ケース①)

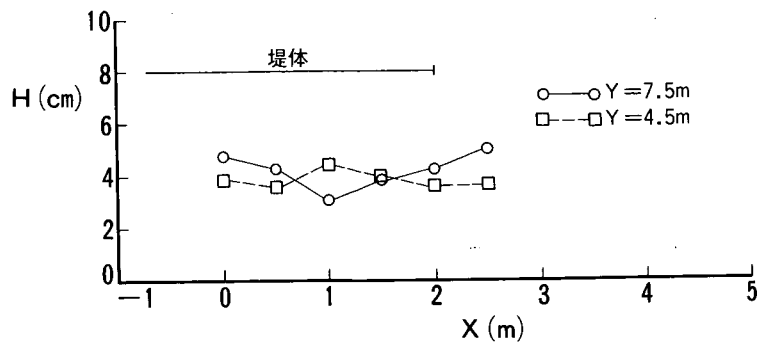


(a) 沿岸方向の波高分布

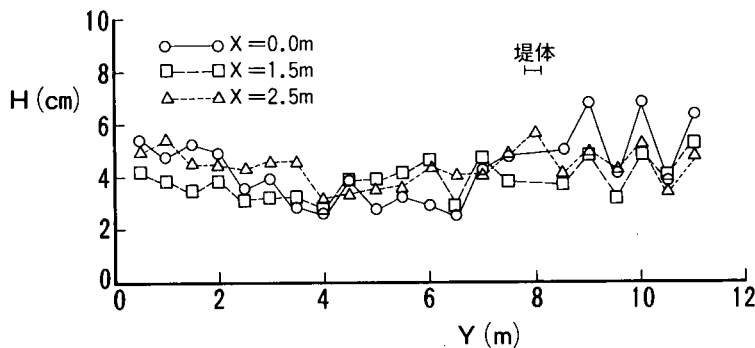


(b) 岸沖方向の波高分布

図-3.6 波高の沿岸・岸沖分布 (ケース②)



(a)沿岸方向の波高分布



(b)岸沖方向の波高分布

図-3.7 波高の沿岸・岸沖分布(ケース③)

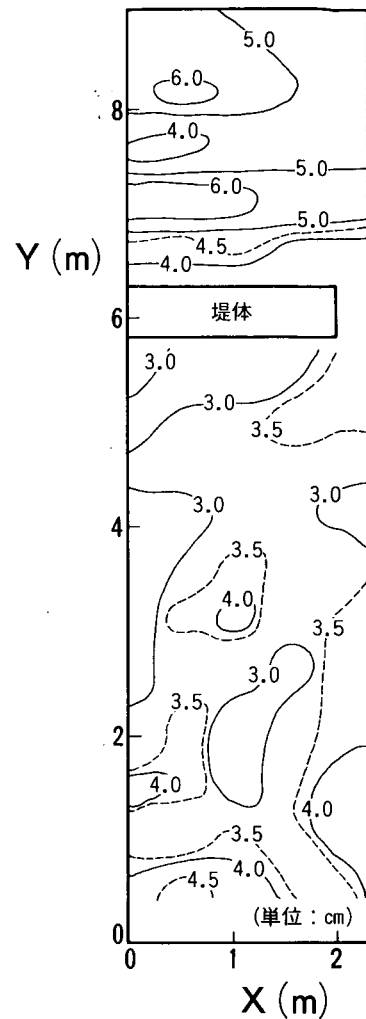
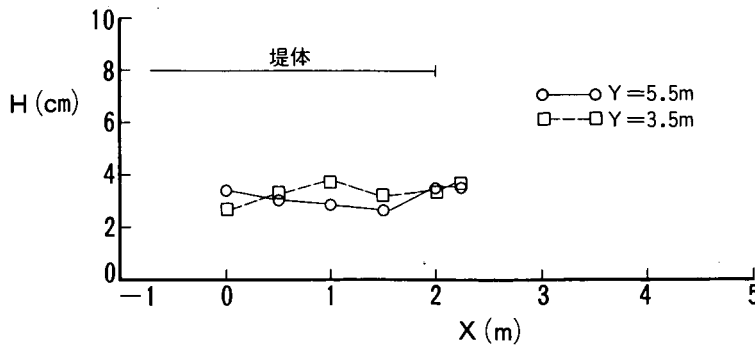


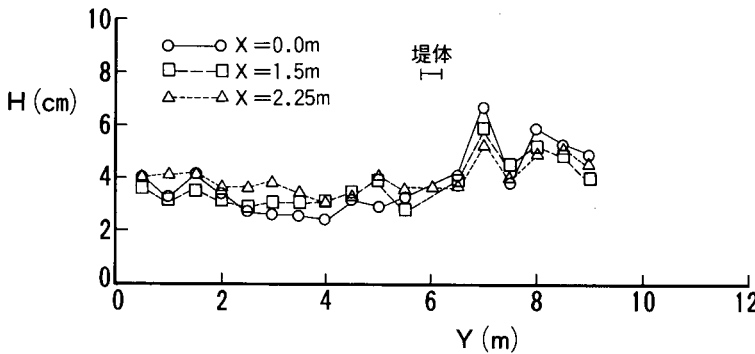
図-3.8 波高の平面分布
(ケース④)

幅が波高分布に及ぼす影響を調べることができる。ケース④の場合、堤体岸側では開口部からの進入波の影響が小さくなり、波高3.5 cm以下の範囲がほぼ全域に広がっている。また、汀線付近でも波高は4.0～4.5 cmであり、顕著な波高増大は生じていない。沿岸および岸沖方向の波高分布(図-3.9)をケース①(図-3.5)と比較しても、沿岸方向の波高は $Y = 5.5$ m, 3.5 mの各測線とも約3.5 cm以下ではほぼ様に分布しており、開口部からの回折波の影響が小さくなっている。岸沖方向の波高分布についても、各測線で顕著な差異はない。結局、堤体の岸側海域を静穏にするには、開口幅をかなり狭める必要があることがわかる。

構造物による静穏域の創出効果を調べるために、堤体岸側で得られる静穏域の面積を堤体岸側の全海域面積で除した面積比 S (静穏度パラメータ)を用いて検討した。離岸距離と波長の比 Y_r/L および開口率 W/l と静穏度パラメータ S の関係を図-3.10に示す。ここで、波長 L は水深20 cmにおける値である。 $W/l = 0.25$ の場合、 S は $Y_r/L = 3.7$ (ケース①)のとき最大となった。この原因として以下のことが考えられる。 $Y_r/L = 2.5$ (ケース②)の場合、浅水変形により波高が増大する範囲が相対的に大きくなったこと、また、 $Y_r/L = 4.9$ (ケース③)の場合には、堤体背後において回折波による影響が大きく、波高が増大したことである。以下のことから、静穏域の創出効果を増大させるためには Y_r/L を適切に設定する必要があると考えられる。



(a) 沿岸方向の波高分布



(b) 岸沖方向の波高分布

図-3.9 波高の沿岸・岸沖分布(ケース④)

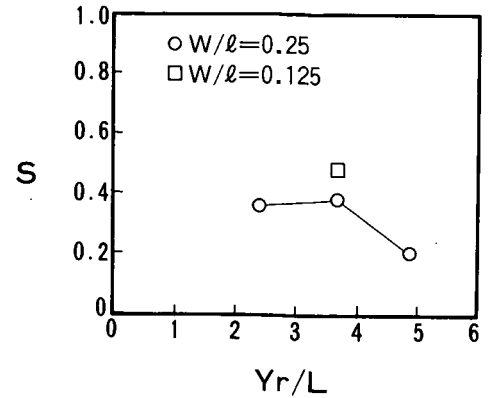


図-3.10 離岸距離と波長の比 Y_r/L および開口率 W/l と静穏度パラメータ S の関係

また、 Y_r/L を一定(3.7)に保ち、 W/l を小さくすると $W/l = 0.25$ の場合に比較して S は約20%大きくなった。これは開口幅を狭くすることにより、開口部背後においても静穏域が生じたためと考えられる。

(2) 流 況

ケース①～③の流況を図-3.11～3.13に示す。ケース①、②の場合、堤体中央背後の汀線付近から離岸流が発生し、その流速は Y_r が最も小さいケース②の場合、約 20 cm/s とかなり大きくなった。離岸流は堤体背後で円を描くように流れ、沖へ行くにしたがい流速は小さくなった。 Y_r が最も大きいケース③でもほぼ同様の傾向を示すものの流速は小さくなっている。また、各ケースとも堤体背後では岸向き、堤体沖側および開口部では沖向き流れが生じた。

次に、電磁流速計により測定した表層、底層における平均流速の平面分布を図-3.14に示す。汀線付近では全てのケースで表層、底層とも沖向き流れとなっており、特に堤体中央背後での流れが強い。これをケース別にみると、ケース②の流れが最も強く次いでケース①、③の順になった。これは、ケース②の場合、汀線付近において堤体中央背後の波高が開口部の波高に比較してかなり小さいため(図-3.4(b))、堤体中央背後に向かう沿岸流が生じ、その位置で強い離岸流が発生したためと考えられる。このように、 $W/l = 0.25$ の場合、離岸距離 Y_r が小さいほど堤体中央背後における離岸流の流速は大きくなった。また、発生した離岸流の流速は汀線から離れるにしたがい急速に減少し、特に底層流速はこの傾向が顕著である。堤体周辺の流況をみると、開口部ならびに堤体沖側の表層で各ケースとも沖向き流れを生じている他は顕著な流れは見られない。すなわち、フロートにより求めた堤体背後の向岸流は測定されなかった。

ケース①の平均流速の鉛直分布を図-3.15に示す。堤体中央の測線($X = 0$ m)において、汀線付近では鉛直方向に一様に沖向きの強い流れが生じているが、 $Y < 2.5$ m では流速は小さくなる。また、堤体沖側

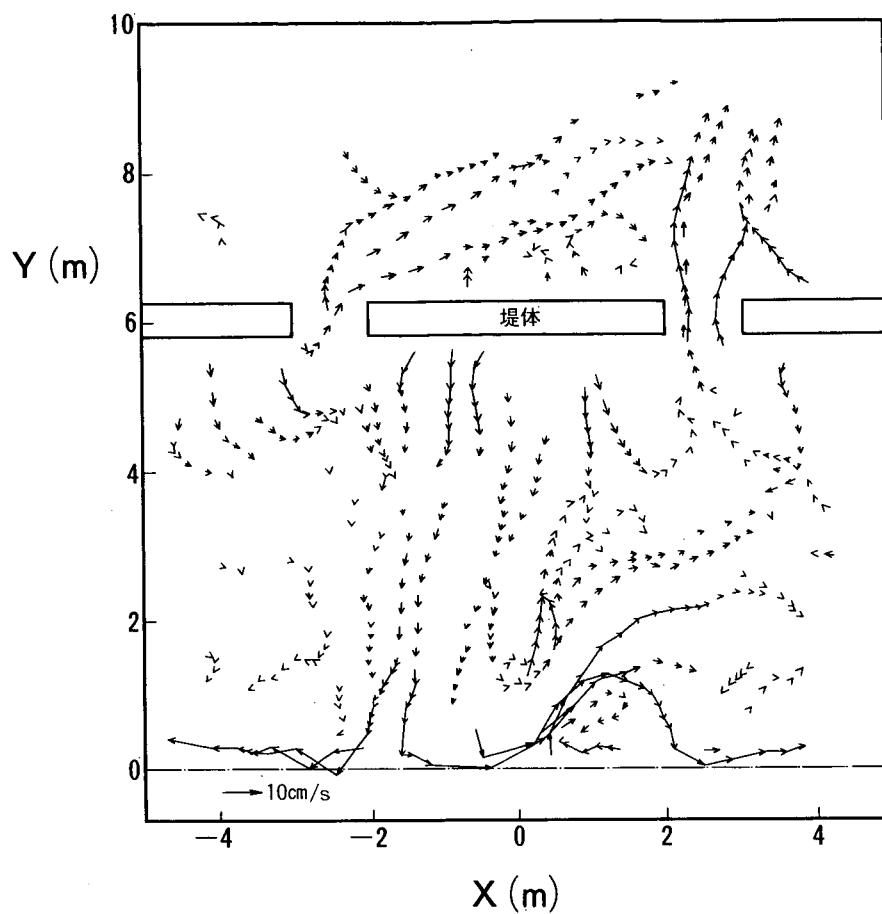


図-3.11 海浜流の流況図 (ケース①)

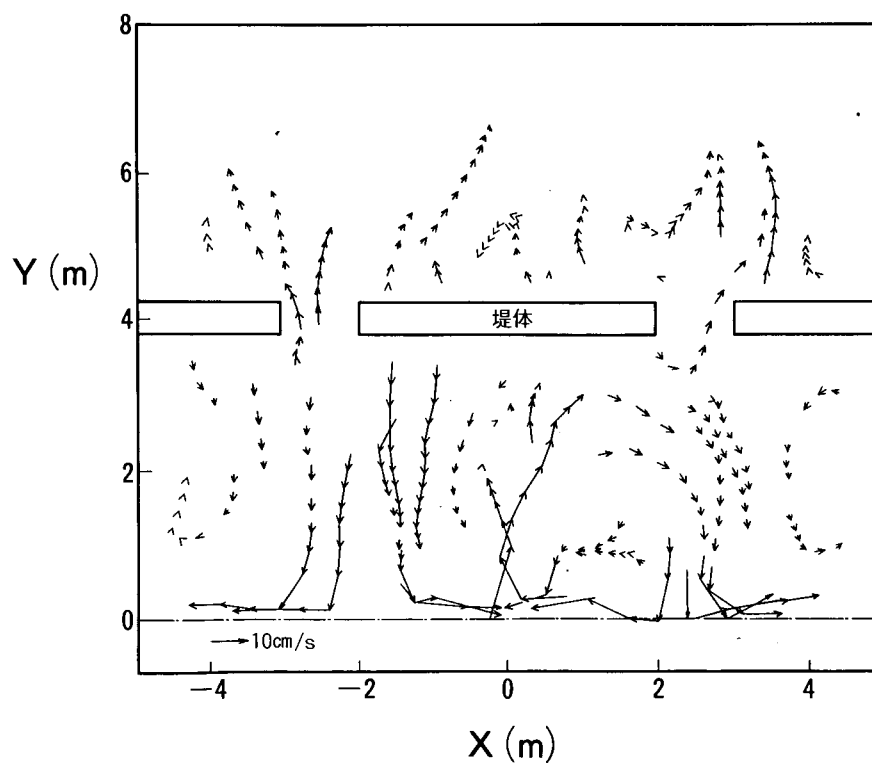


図-3.12 海浜流の流況図 (ケース②)

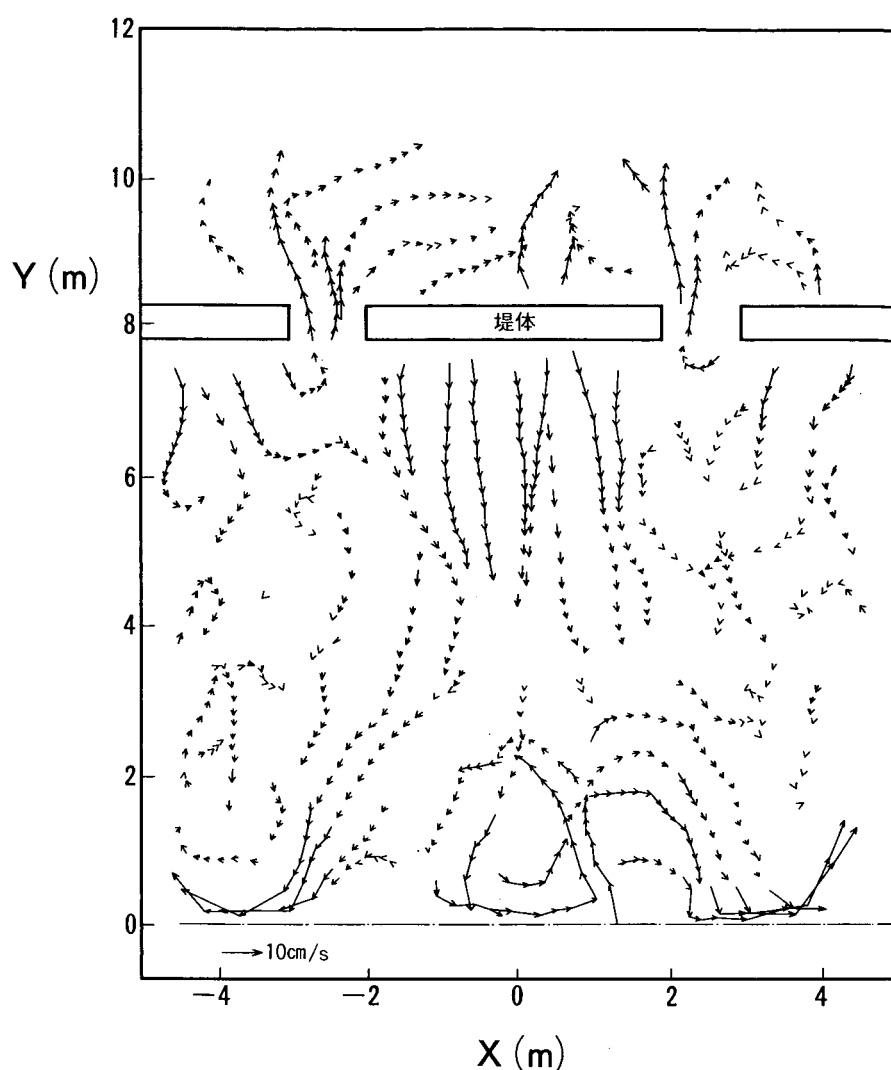
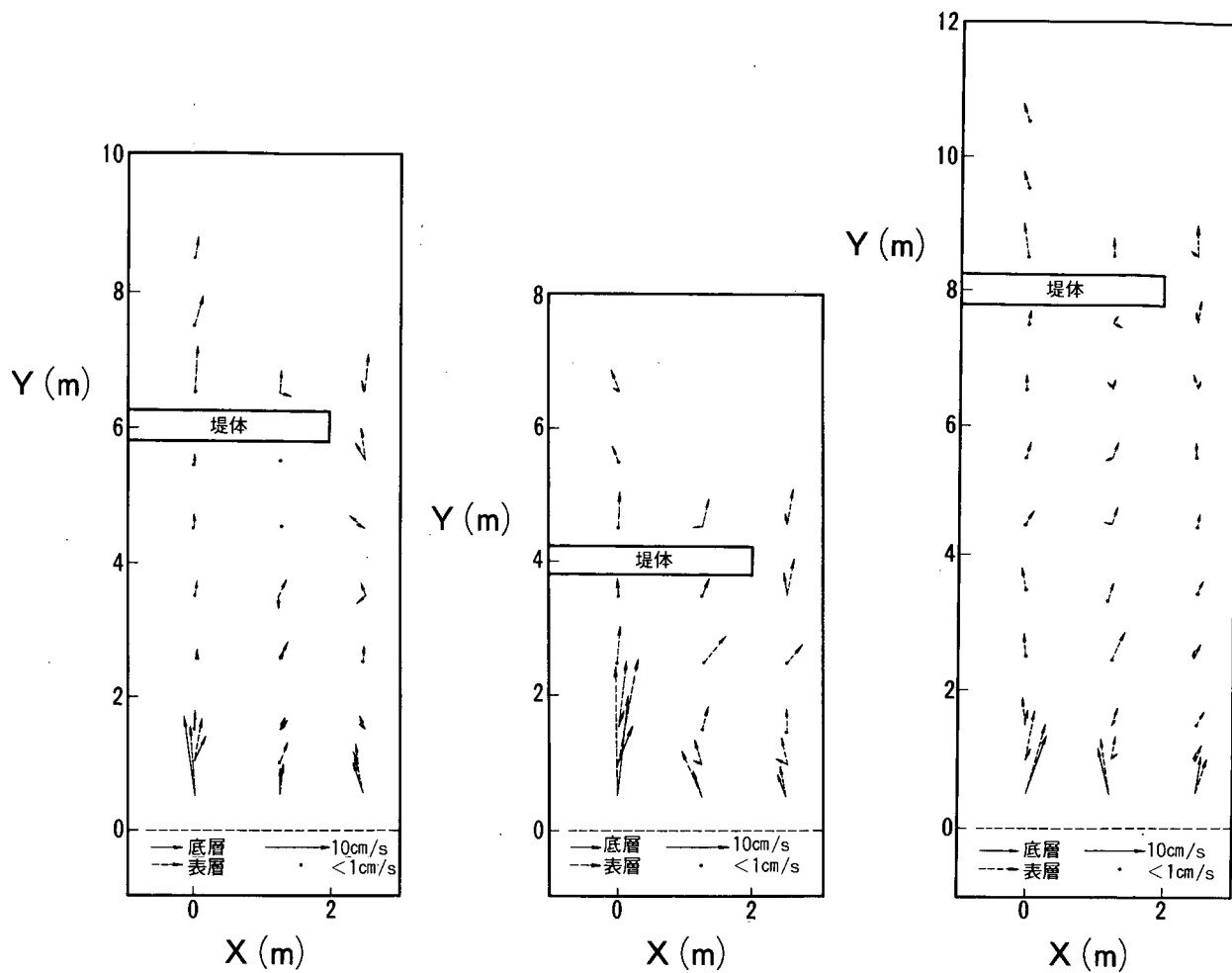


図-3.13 海浜流の流況図(ケース③)

の表層において冲向きの比較的強い流れが生じた。開口部の測線($Y = 2.5\text{ m}$)においても汀線付近および $Y = 6\text{ m}$ 付近で比較的強い冲向き流れが生じた。

次に、ケース④の流況を図-3.16に示す。ケース④とケース①(図-3.11)を比較すると、開口率が小さいケース④の場合、離岸流の規模が小さくなった。これは、ケース④の場合、汀線付近での沿岸方向の波高分布が一様であり、離岸流の発達が抑制されたためと考えられる。一方、堤体周辺の流況はケース①～③と同様の傾向を示した。

ケース④の平均流速の平面分布を図-3.17に示す。これをケース①の流速(図-3.14(a))と比較すると、両者の間に顕著な差異は見られなかった。これらのことより、離岸距離 $Y_r = 6\text{ m}$ の場合、開口率 W/ℓ が離岸流等の流況に及ぼす影響は Y_r を変化させた場合に比べ小さいと考えられる。



(a) ケース① ($Y_r=6\text{m}$) の流速分布

(b) ケース② ($Y_r=4\text{m}$) の流速分布

(c) ケース③ ($Y_r=8\text{m}$) の流速分布

図-3.14 平均流速の平面分布 ((a) : ケース①, (b) : ケース②, (c) : ケース③)

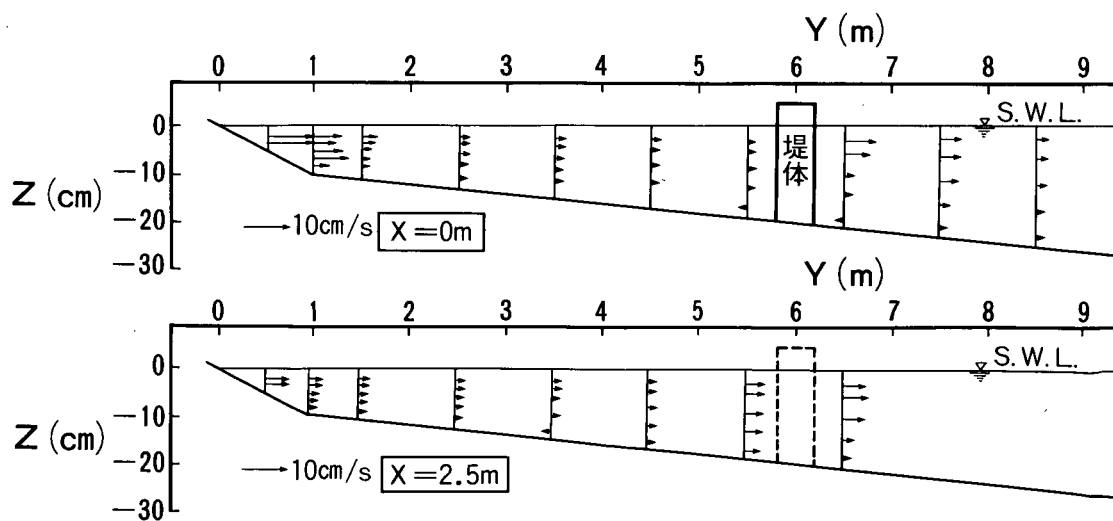


図-3.15 平均流速の鉛直分布 (ケース①)

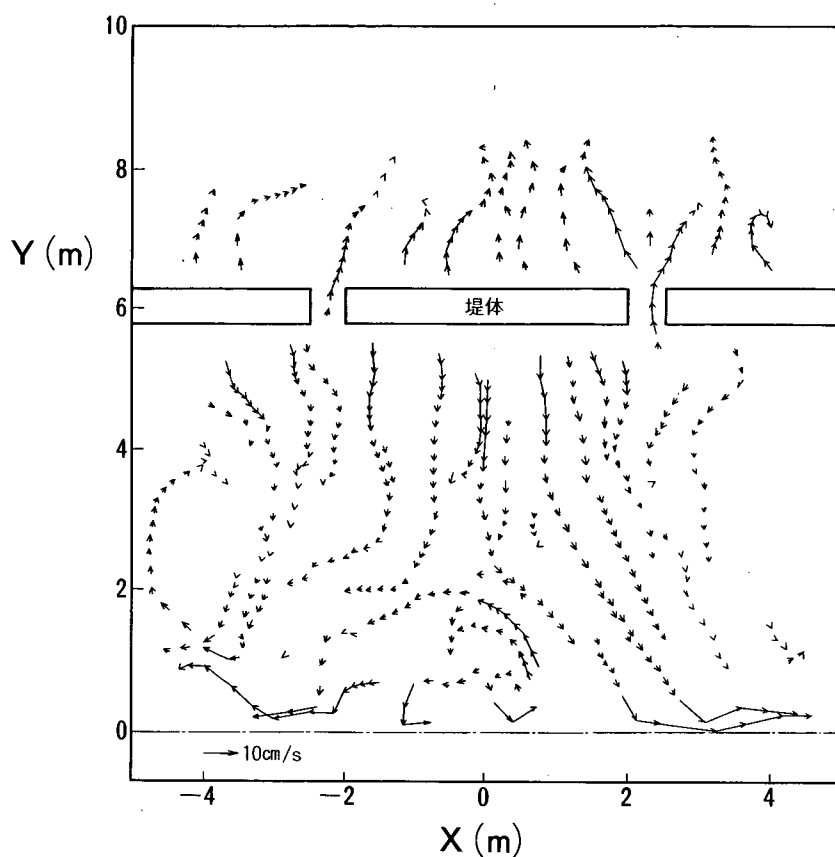


図-3.16 海浜流の流況図 (ケース④)

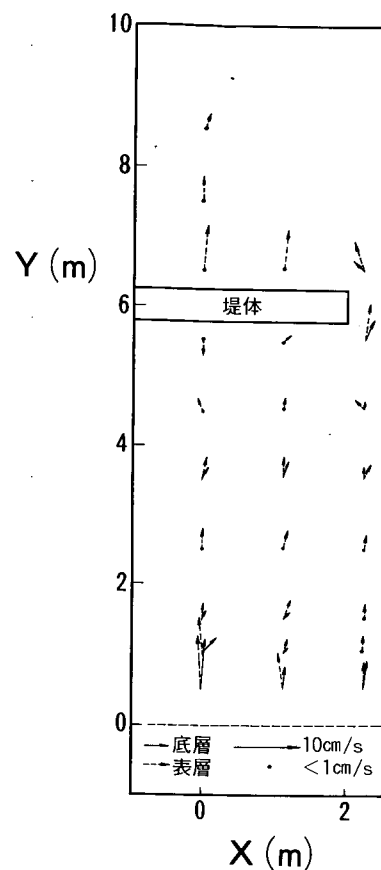


図-3.17 平均流速の平面分布 (ケース④)

3.3.2 移動床実験

種々の平面配置をとる場合の静穏域の創出効果と流況が固定床実験によりほぼ明らかになった。ここでは、静穏域の創出効果を表わすパラメータ S が最大となったケース①と同一諸元を用いて実施した移動床実験の結果について述べる。

(1) 海浜地形

堤体設置後の初期地形と2時間後の海浜地形を図-3.18に示す。2時間後に堤体中央背後の汀線付近で舌状砂州が形成され、等深線の湾曲度が大きくなった。また、水深14 cm ($Y=3$ m) 以深の地形変化は少なく、水抜き後の目視観察により堤体前面で反射波によるわずかな洗掘が確認されただけである。開口部に生じた冲向き流れによっても局所洗掘はほとんど生じなかった。

次に、 $X=0.9$ m, 2.5 mの各測線上の海浜地形の断面変化を図-3.19に示す。堤体を設置して2時間後に堤体中央の測線 ($X=0$ m) では汀線付近で堆積が生じ、汀線が前進する。 1.5 m $< Y < 5.5$ mの範囲では水深が大きいことと、堤体設置による波高減衰のため初期地形 (堤体設置 $t=0$ hr) に対する地形変化は殆ど生じなかった。一方、開口部の測線 ($X=2.5$ m) では初期地形に比較して汀線がやや後退した。また、波高が高いため $Y < 3.5$ mの範囲で地形が変動した。

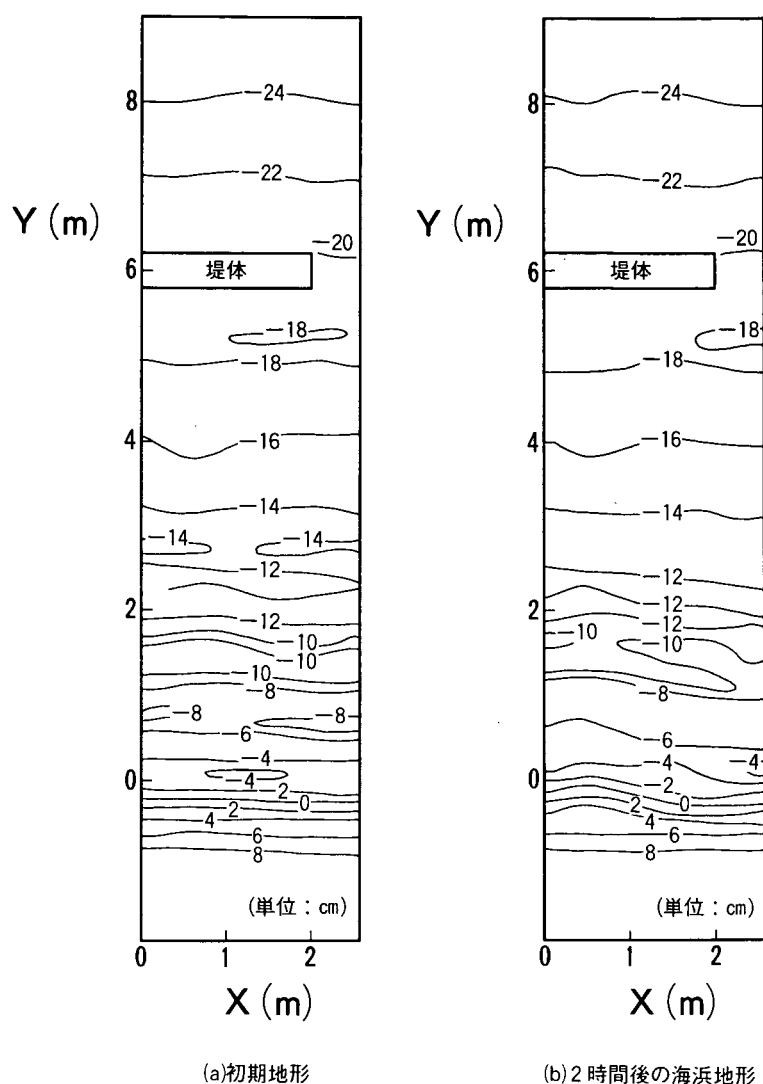


図-3.18 海浜地形 (a) 初期地形, (b) 2時間後地形)

(2) 波高分布

堤体設置後6時間における波高分布を図-3.20に示す。堤体岸側の波高は固定床の場合(図-3.4(a))より0.5~1.0 cm小さくなるとともに複雑な分布形状となった。これは海底地形が変化したことによるものと考えられる。図-3.21に岸沖方向の波高分布を示す。堤体岸側では開口部の測線($X = 2.5$ m)に比べ堤体中央の測線($X = 0$ m)で波高が小さくなっており、堤体設置による波高低減効果が見られる。しかし、海底地形の変化により、各測線とも固定床のケース(図-3.5(b))に比べ、波高のばらつきが大きくなった。

(3) 流 況

6時間後における流況および表層、底層における平均流速の平面分布を図-3.22, 3.23に示す。これらを固定床のケース①の流況(図-3.11, 3.14(a))と比較すると、ケース①で見られた汀線付近での離岸流は発生しなかった。この原因として、汀線付近の地形が波および流れにより変化し、海浜が安定したことが挙げられる。一方、堤体周辺における流況は移動床と固定床ではほぼ一致し、堤体沖側および開口部の表

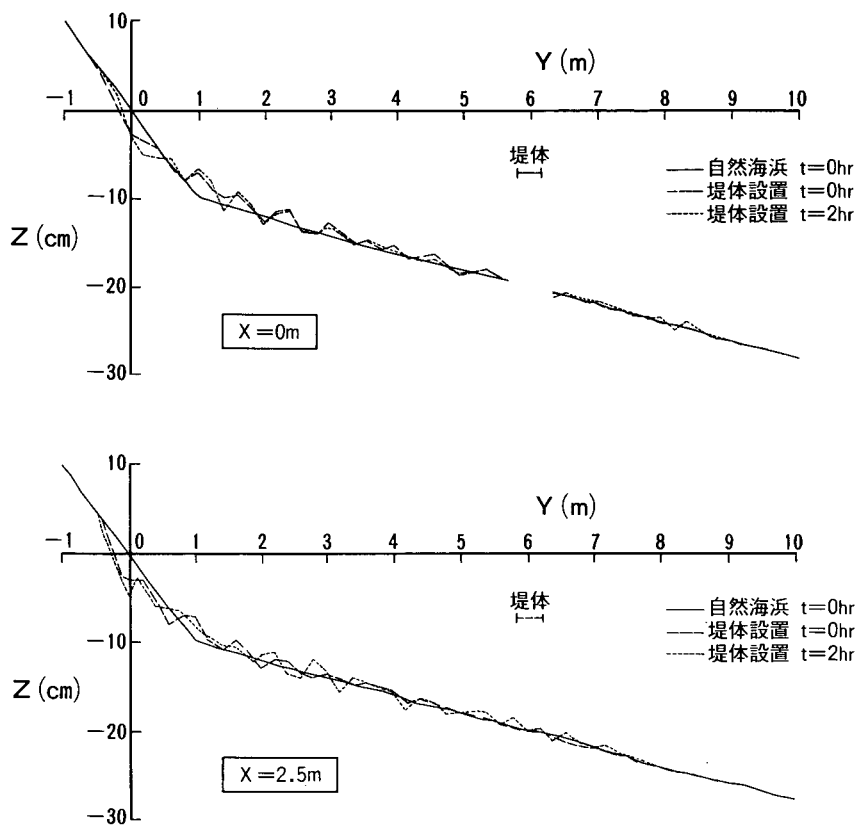


図-3.19 海浜断面変化図

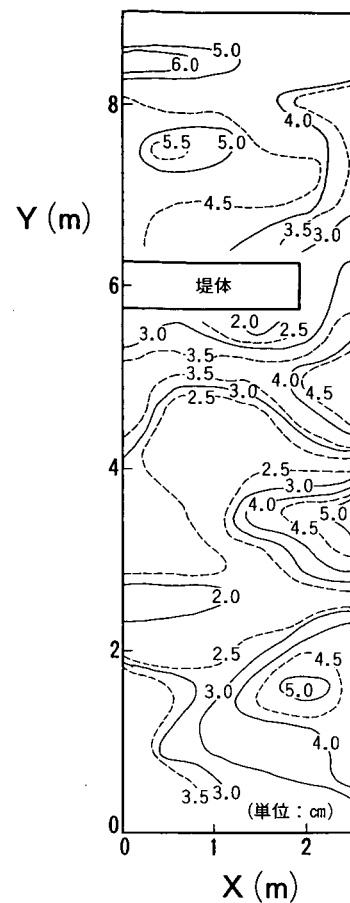


図-3.20 波高の平面分布
(移動床実験)

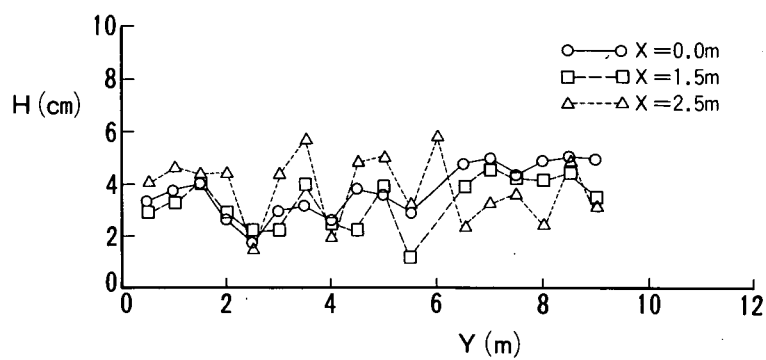


図-3.21 波高の岸沖分布 (移動床実験)

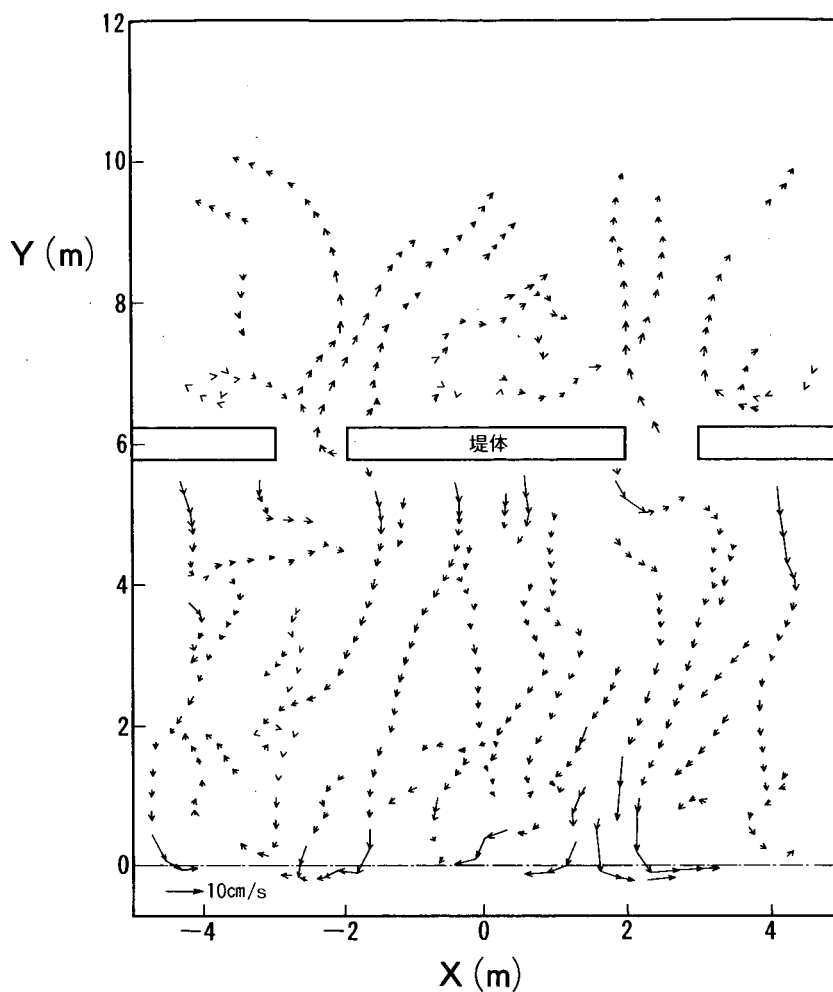


図-3.22 海浜流の流況図（移動床実験）

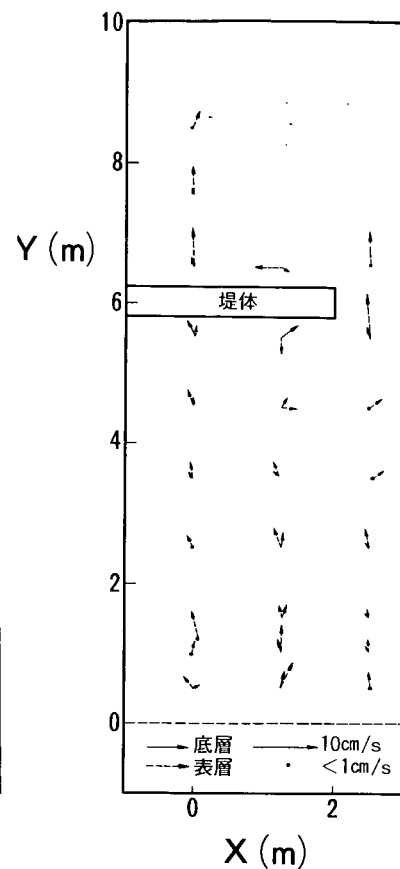


図-3.23 平均流速の平面分布（移動床実験）

層で冲向き流れとなった。

(4) 汀線変化

汀線変化を図-3.24に示す。これによると堤体を設置した影響が顕著に表われた。すなわち、開口部背後では汀線が後退し、侵食された砂は堤体中央背後に移動し、汀線が約 15 cm 前進した。汀線位置は 2 時間後にはほぼ安定状態となった。

3.4 実験値と計算値の比較

堤体周辺の波高分布、海浜流および汀線変化に関して、数値シミュレーションによる計算値と実験値との比較を行い、計算値の妥当性および堤体の配置計画への数値シミュレーションの適用性を検証した。

3.4.1 波高分布・流況の予測

波高の計算にはエネルギー平衡方程式（堀川，1985）を、流れの計算には単層 2 次元浅水波方程式（西

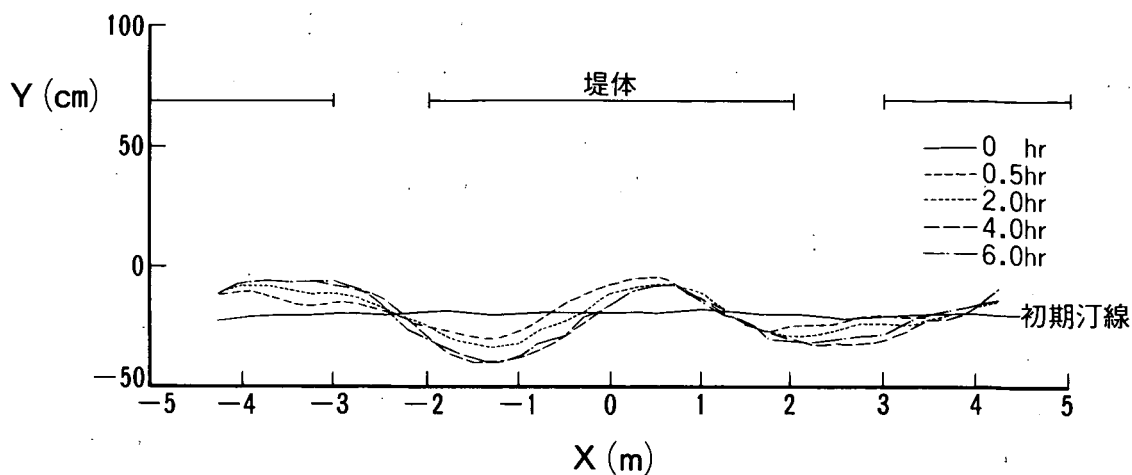


図-3.24 汀線変化図

村ら, 1984) を各々用いた。計算による波高と流速の平面分布を図-3.25, 3.26 に示す。計算条件は固定床実験のケース②と同一である。波高分布に関しては、堤体背後で波高 3.3cm 以下の静穏域が堤体幅よりやや狭い範囲で汀線付近まで広がっている。また、汀線付近では浅水変形による波高の増大が見られる。これを実験値 (図-3.4 (b)) と比較すれば、堤体背後における静穏域の範囲および汀線付近での波高の増

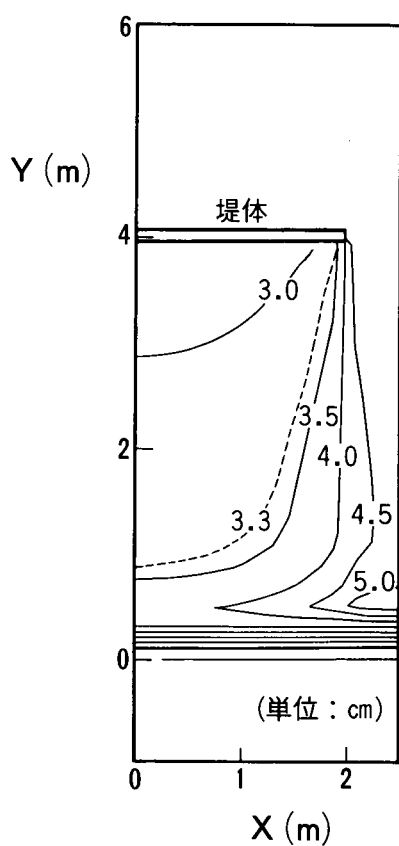


図-3.25 波高の平面分布
($Y_R=4\text{m}$, 計算値)

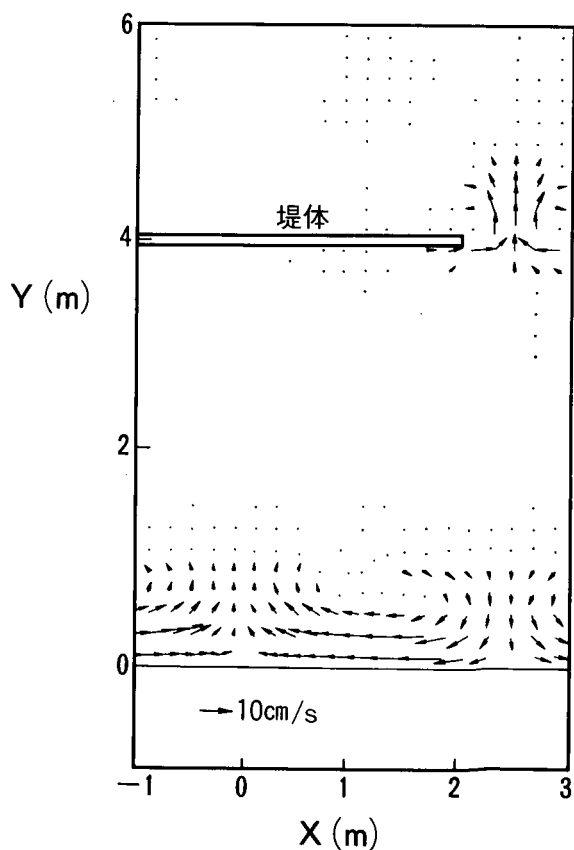


図-3.26 海浜流の流況図
($Y_R=4\text{m}$, 計算値)

大は比較的良く再現されている。海浜流の平面分布では堤体中央背後で離岸流が発生し、さらに開口部より冲向きの流れが生じており、実験結果（図-3.12, 3.14(b)）と同様の傾向を示している。しかし、計算結果は開口部背後の汀線付近で向岸流を生じること、実験結果に比べ離岸流速がやや小さい等の相違点もある。これらの相違点が生じた原因として、数値計算では汀線近傍で急勾配斜面上の戻り流れの影響が厳密に評価されていないことが考えられる。

3.4.2 汀線変化の予測

汀線変化の予測は汀線変化モデル（堀川，1985）によった。汀線変化の計算値を図-3.27に示す。なお、沿岸漂砂量公式中の係数は小笹・Brampton（1979）にならい、 $\alpha_1 = 0.385/r_s$ （ r_s ：砂粒子の水中における密度）， $\alpha_2 = 3.24$ とした。計算値と実験値（図-3.24）を比較すると、汀線形状ならびに汀線の前進量（約10 cm）ともほぼ一致した。

3.5 ま と め

本実験および数値計算により得られた結果をまとめると以下の通りである。

- ① 固定床実験より、静穏度パラメータ S を用いて堤体岸側における静穏域の創出効果を評価したところ、開口率 $W/\ell = 0.25$ の場合、離岸距離と波長の比 $Y_r/L = 3.7$ のとき S は最大となった。また、 $Y_r/L = 3.7$ を一定に保ち $W/\ell = 0.125$ と小さくしたとき S は約20%大きくなった。
- ② 開口率 $W/\ell = 0.25$ の場合、離岸距離 Y_r が小さいほど離岸流の流速は大きくなった。また、離岸距離 $Y_r = 6\text{ m}$ の場合、開口率が離岸流等の流況に及ぼす影響は Y_r を変化させた場合に比べ小さくなった。発生した離岸流の流速は汀線から離れるにしたがい急激に減少した。また、堤体沖側の表層において冲向きの流れが生じた。
- ③ 移動床実験において、開口部背後で侵食された砂は堤体中央背後に移動し、汀線が約15 cm 前進した。
- ④ 固定床のケース②、移動床のケースを例にとり実験値と数値計算値の比較を行った結果、計算による波高分布、海浜流、汀線変化の再現性はほぼ良好であり、数値計算がこれらの予測に適用可能なことが明らかにになった。

参考文献

- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1987a）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(1)，土木研究所資料，第2454号，pp. 91～105.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1987b）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(2)，土木研究所資料，第2510号，pp. 33～44.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1988）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(4)，土木研

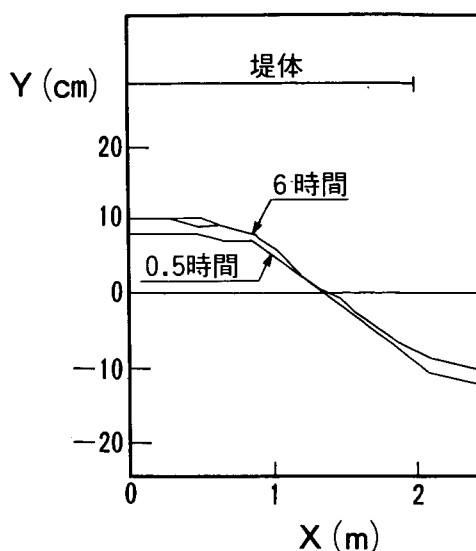


図-3.27 汀線変化図
($Y_r = 6\text{ m}$ ，計算値)

究所資料，第 2577 号，pp. 165～181.

建設省土木研究所河川部海岸研究室（1989）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(8)，土木研究所資料，第 2701 号，pp. 55～89.

宇多高明・村井禎美・藤原隆一・松尾和男（1987）：海域制御構造物による静穏域の創出効果，土木技術資料，Vol. 29，No. 8，pp. 51～56.

堀川清司編（1985）：海岸環境工学，東京大学出版会，pp. 582..

西村仁嗣・丸山康樹・桜井 力（1984）：海浜流の数値計算法について，第31回海岸工学講演会論文集，pp. 396～400.

小笹博昭・Brampton, A. H.（1979）：護岸のある海浜の汀線変化数値計算，港湾技術研究所報告，第18巻，第 4 号，pp. 77～103.



第4章 レンズマウンド周辺の波，流れ，地形変化に関する実験的検討

土木研究所海岸研究室	室長	宇多高明
	研究員	小俣篤
東洋建設㈱技術研究所	所長	大音宗昭
	課長	倉田克彦
	主席研究員	芳田利春
	研究員	藤原隆一



4.1 まえがき

筆者らは、既にレンズマウンドに関する固定床水理模型実験を実施し、構造物を実海域に設置する場合の最適配置を示すとともに、平面流況や堤体間の鉛直流速分布より海浜変形や堤脚部の洗掘について定性的意味より検討した（土木研究所，1989）。しかし、海浜変形や堤脚部の洗掘を定量的な意味から把握するには移動床実験による検討が必要とされる。そこで、本研究では移動床水理模型実験により、レンズマウンドを設置したときの海浜変形と堤脚部の洗掘について検討した。

4.2 実験方法

実験には建設省土木研究所の平面水槽（20.0m×16.0m×0.6m）を用いた（図－4.1 参照）。図中に示すように、以後の解析に便利なよう初期汀線を基準に座標系（X，Y）を定めた。初期海浜断面形は前年度に実施した固定床実験の場合（土木研究所，1989）と同様とし、沖浜勾配を1/100，汀線付近の勾配を1/10に設定した。底質は中央粒径 $d_{50}=0.28\text{mm}$ の砂を用いた。

実験条件と測定項目をそれぞれ表－4.1，4.2に示す。模型の縮尺は1/50を想定し、波形勾配の異なる

表－4.1 実験条件

ケース	波浪条件					堤体条件					備考
	冲波波高： H_o'		周期：T		波形勾配	設置水深：h		堤体底幅：B		堤体数	波長：L 天端幅：B1 天端水深：R 開口幅：W $B/L = 0.9$ $R/h = 0.1$ $B1/B = 0.4$ $W/B = 0.1$
	模型(cm)	現地(m)	模型(s)	現地(s)	H_o' / L_o	模型(cm)	現地(m)	模型(cm)	現地(m)		
①	5.0	2.5	1.27	9.0	0.02	26.0	13.0	163.0	81.5	5	
②	5.0	2.5	1.27	9.0	0.02	26.0	13.0	163.0	81.5	2.5	
③	10.0	5.0	1.27	9.0	0.04	26.0	13.0	163.0	81.5	5	

二種類の規則波を作用させた。堤体数は5個，離岸距離は8.0m，設置間隔 W は固定床実験の場合と同様， $W/B=0.1$ （ B ：レンズマウンドの堤体底幅）として，海浜変形，堤脚部の洗掘，堤体周りの波高分布および流況を調べた（ケース①，③）。また，堤体遮蔽域外の地形変化について

表－4.2 測定項目

測定項目 ケース	波高分布	海浜形状	汀線位置	表面流況	流速	
					堤脚部	堤体背後
①	○	○	○	○	○	—
②	—	○	○	—	—	—
③	○	○	○	○	○	○

て特に検討するため，堤体の端部と側壁の間隔を広くした場合（ケース②）も実験した。この場合堤体数は2.5個であるが，側壁の鏡像効果により堤体数が5個の場合と同じ状況になると考えた。

各ケースの波高分布，海浜形状の測定範囲および流速の測定点の配置をそれぞれ図－4.1～4.3に示す。波高は容量式波高計を用い，ケース①では図示する測線に沿ってX，Y方向に0.5m間隔で，また，ケー

ース③では、X、Y軸方向にそれぞれ0.5m、1.0m間隔で測定した。波高は造波開始6時間後に測定した。

地形は測線上に水平に張った水糸と海底面との鉛直距離を沿岸方向に0.5m、岸沖方向に0.1m間隔に読み取って測定した。測定は造波開始前と造波終了後（6時間後）の2回行った。なお、ケース③の場合、造波終了後の測定では堤体の周辺を0.25mまたは0.125m間隔で密に測定した。

堤体周辺の流速は、造波開始後0、1、2、4、6時間後に電磁流速計を用いて測定し、20波のオイラー平均流速として平均流速を求めた。

表面流況は、造波開始6時間後に投入したフロートの動きをビデオ撮影することにより求めた。

4.3 実験結果

4.3.1 ケース① ($H_0' = 5.0$ cm, 堤体数5個)の実験結果

(1) 波高分布

岸沖および沿岸方向に代表的な測線を選び、前年度に実施した固定床実験の結果（土木研究所，1989）と比較した（図-4.4，4.5参照）。図

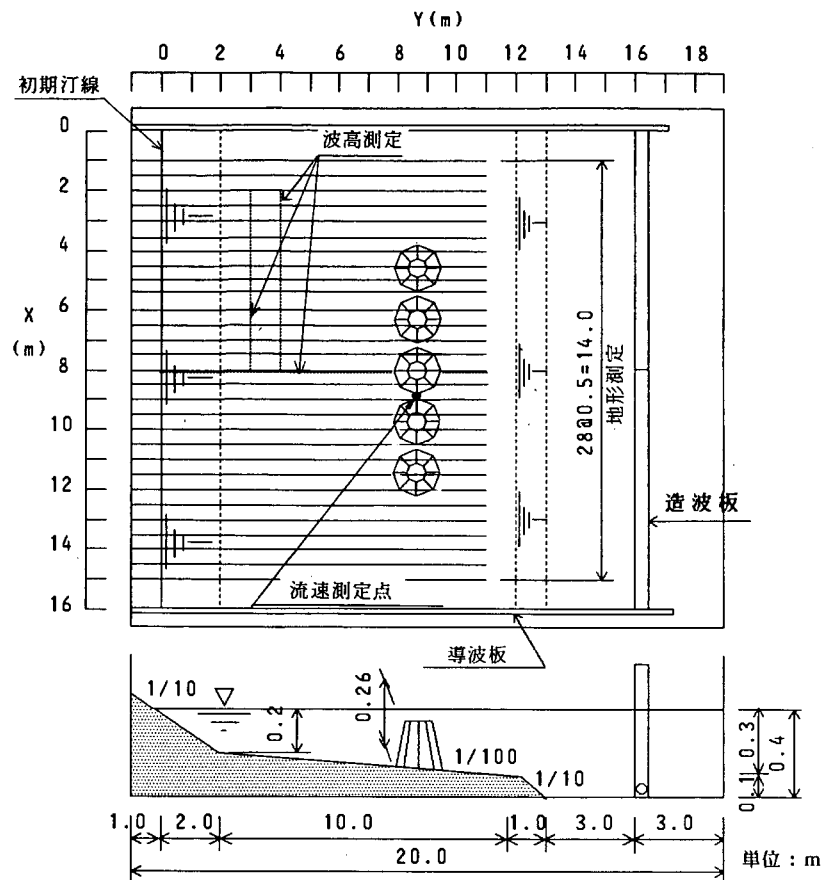


図-4.1 模型配置および計測位置（ケース①）

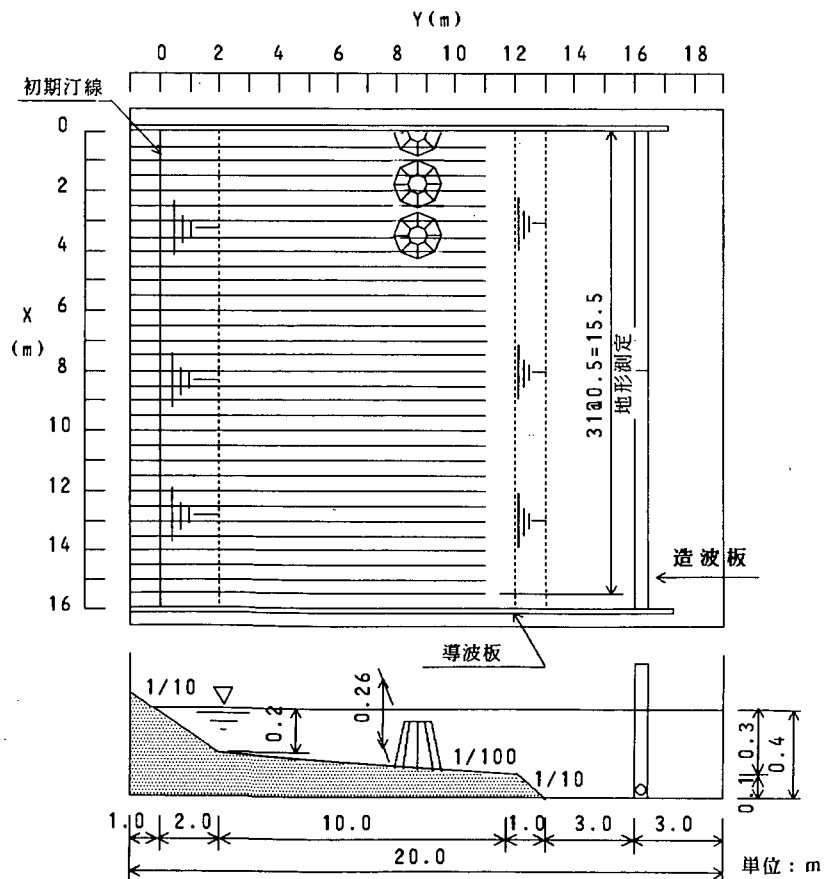


図-4.2 模型配置および計測位置（ケース②）

— 4.4 は遮蔽域中央 ($X=8.0$ m) における波高の岸沖分布を示す。 $Y > 4.0$ m の区域では固定床、移動床ともほぼ同様な波高分布であるが、汀線に近い $Y < 4.0$ m の区域では移動床の場合の波高が固定床の場合より高くなった。これは移動床実験では、汀線付近が侵食されて深くなり、そのため、より多くの波エネルギーが汀線近くまで侵入したためである。堤体背後における沿岸方向の波高分布 (図-4.5) では二つの測線とも堤体の遮蔽域の $X=6.0 \sim 9.0$ m では移動床実験の場合の波高は固定床の場合より高くなるが、堤体の遮蔽域外の $X < 5.0$ m では両者はほぼ同じである。

(2) 流 況

固定床実験の結果 (土木研究所, 1989) によると、汀線付近では堤体群の中央付近を境界として大きな一対の循環流が形成された。次に、この点を移動床実験によって再度検討した。移動床実験により得られた流況を図-4.6 に示す。堤体のすぐ岸側では堤体上の強制碎波に伴う強い岸向きの流れが生じている。この岸向きの流れによる質量輸送を補償するため、流れは堤体外側へと向きが変化し堤体端部で沖向きの流れとなる。この結果は、固定床実験の場合と同様である。一方、汀線付近では明瞭な循環流は形成されず、流れはよどんだ状況を呈する。造波6時間後の碎波波高および碎波位置は、沿岸方向にかなり変動し (図-4.7 参照)、実験時の観察によれば波向も沿岸方向に変化していた。このように複雑な波高分布のため、汀線付近では循環流や卓越した沿岸流が生じなかったと考えられる。

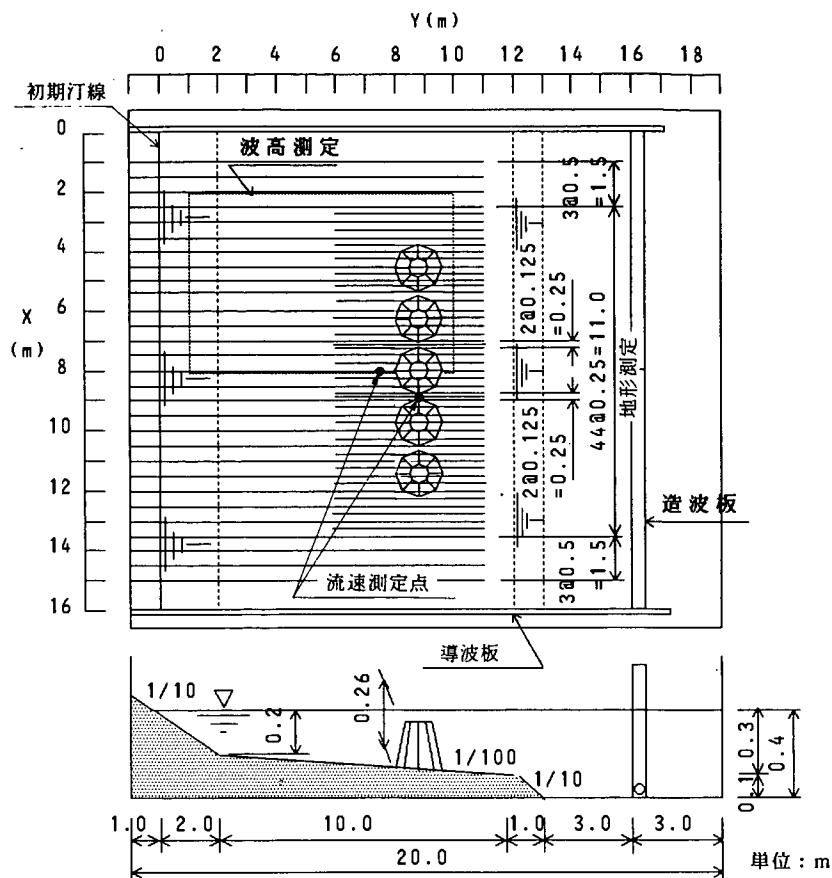


図-4.3 模型配置および計測位置 (ケース③)

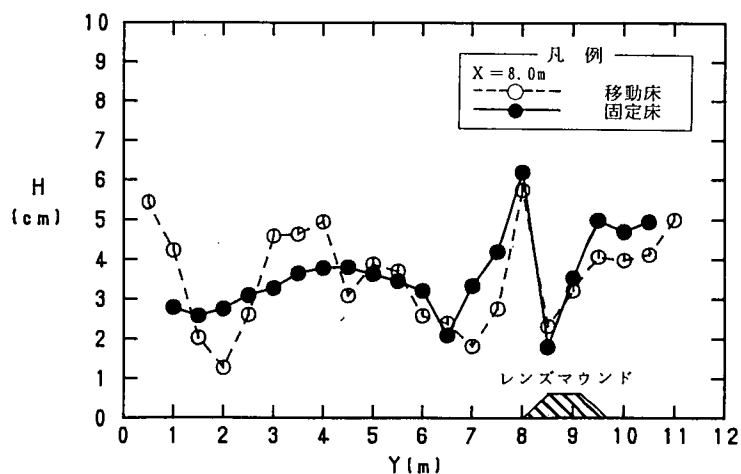


図-4.4 遮蔽域中央の岸沖方向の波高分布

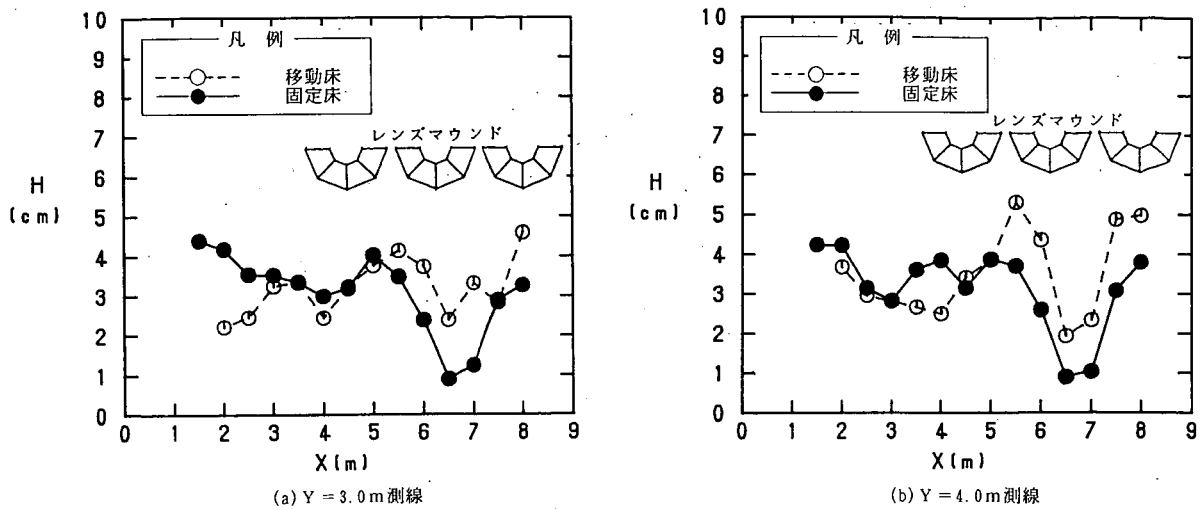


図-4.5 堤体背後の沿岸方向の波高分布

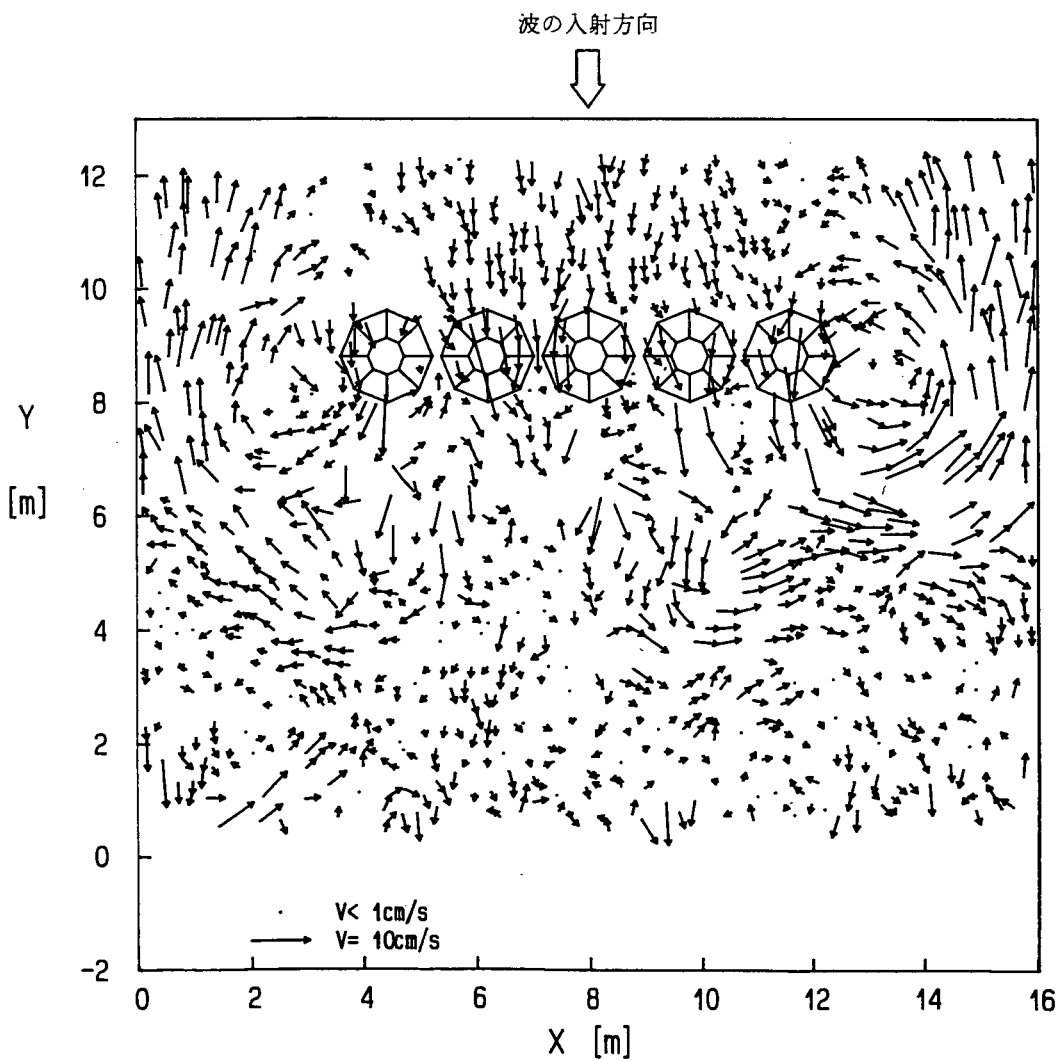


図-4.6 流況(ケース①)

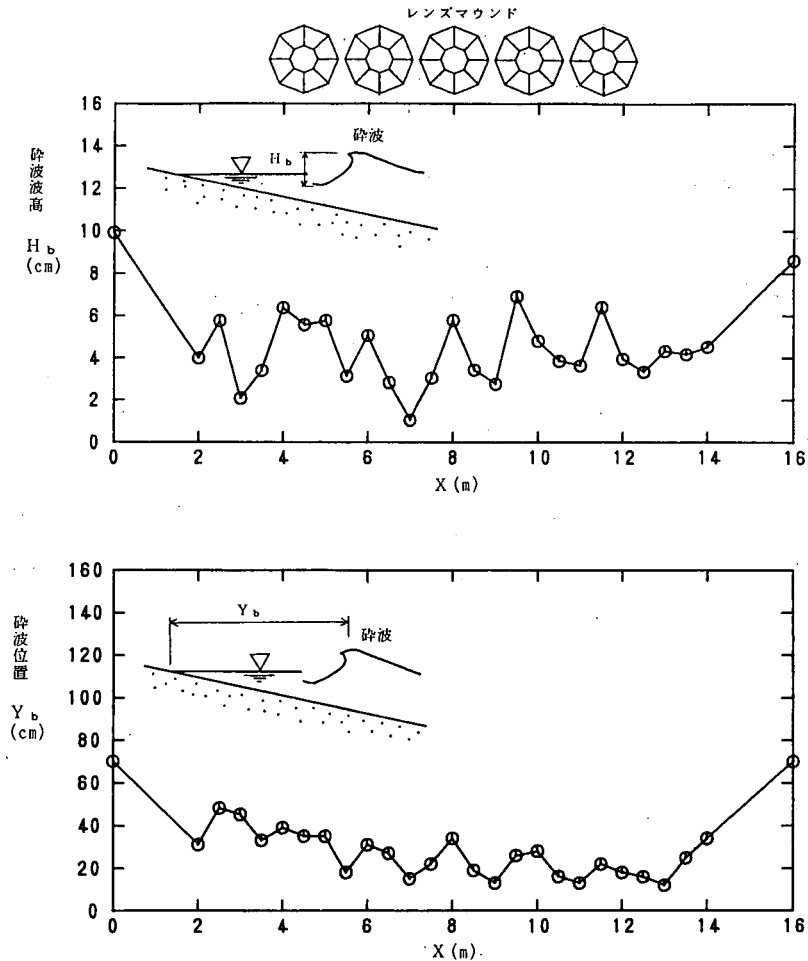


図-4.7 碎波波高の沿岸分布 (ケース①)

(3) 汀線変化

初期形状 (0 時間) と造波後 1, 2, 4, 6 時間の汀線位置を図-4.8 に示す。汀線位置の変化は、造波を開始してから最初の 1 時間が最も大きく、造波 2 時間以降の変化は小さい。 $X \leq 4\text{ m}$ 、 $X \geq 13\text{ m}$ では汀線の著しい前進、後退が見られるが、これらには側壁の影響とレンズマウンド端からの回折波の影響の両者が含まれている。二つの舌状地形に挟まれた堤体の遮蔽域 ($X = 4\text{ m} \sim 13\text{ m}$) では、カスプ状の地形が形成されたものの、全般的には初期汀線からの変位は大きくない。

(4) 地形変化

造波開始前と 6 時間後の海浜形状を図-4.9, 4.10 に示す。ケース①では、図-4.6 に示したように構造物周りでかなり強い流れが生じたが、それに対応した地形変化はほとんど見られず、わずかに汀線付近で地形変化が生じた。この間の地形変化量の平面分布を図-4.11 に示す。地形変化が顕著な区域は、初期汀線より岸側では $X = 2 \sim 4\text{ m}$ 、 $6 \sim 8\text{ m}$ 、 $10 \sim 14\text{ m}$ 付近に帯状に見られる。また、これら各堆積区域の間 ($X = 4 \sim 6\text{ m}$ 、 $8 \sim 10\text{ m}$) のすぐ沖側には侵食域がある。

汀線付近で堆積傾向を示す場合の代表例として $X = 8.0\text{ m}$ 断面の変化を図-4.12 に示す。初期汀線位置 ($Y = 0\text{ m}$) より岸側で堆積、沖側で侵食が生じ、両者の変化量はほぼ等しい。したがって、このような断

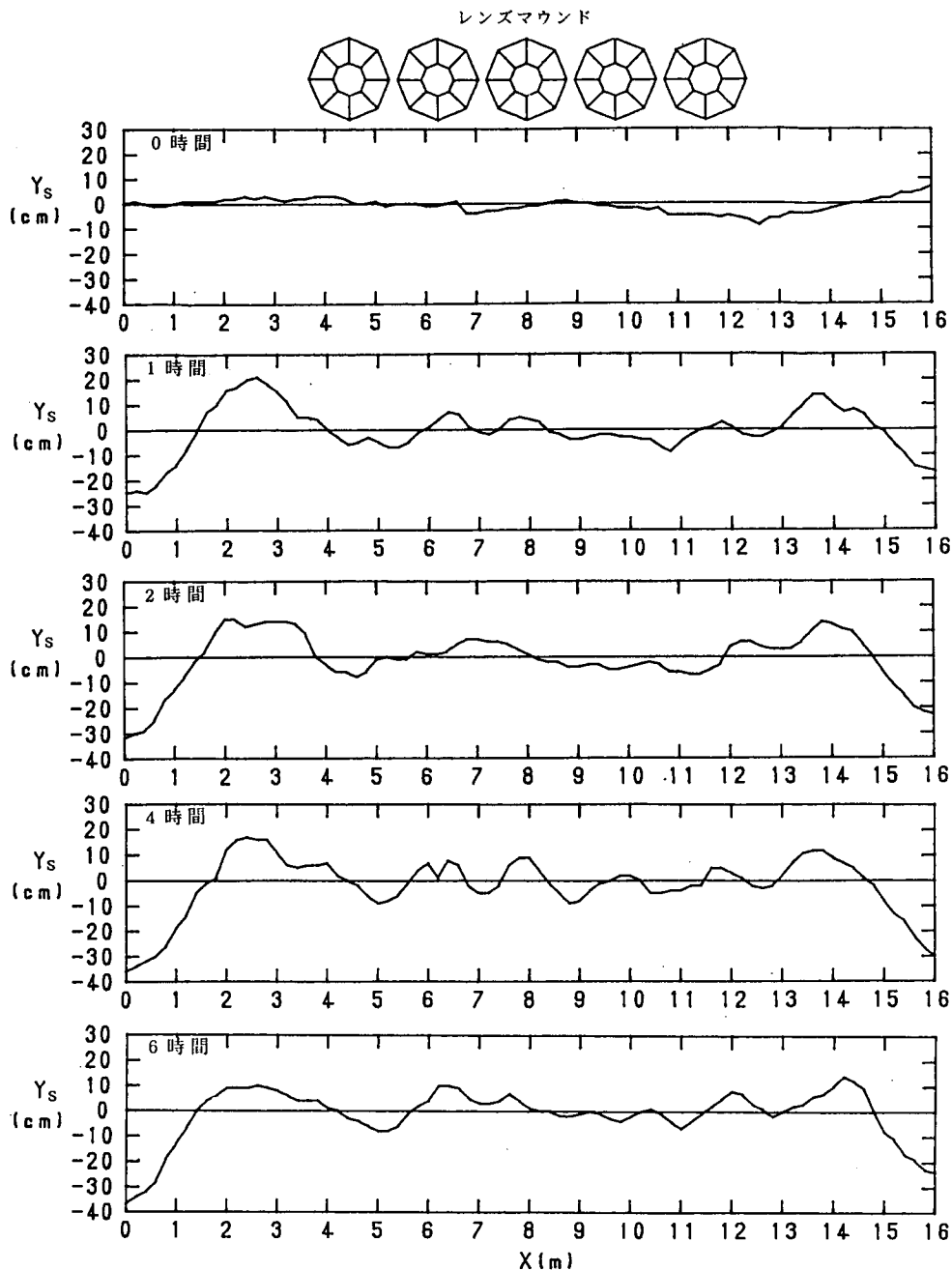


図-4.8 汀線形状の経時変化(ケース①)

面形状は汀線より沖側の底質が波により打ち上げられた結果生じたものであって、この断面形の変化は、堀川ら(1975)のⅢ型に分類される。

一方、汀線付近が侵食傾向を示す断面($X=5.0m$)を図-4.13に示す。初期汀線付近より岸側では波の打ち上げにより堆積し、その沖合で侵食される状況は $X=8.0m$ の断面と同様である。また、侵食域のすぐ沖側($Y=1.0m$ 付近)では、ステップ状に一部底質の堆積区域が見られる。このような海浜断面形は、堀川ら(1975)のⅡ型に近い状況である。いずれにしても汀線付近での海浜変形は主として岸向き、沖向き漂砂によるものであり、沿岸漂砂による顕著な地形変化は生じなかった。

次に、開口部周辺の海浜変形に関しては、固定床実験の結果によると開口部を通過する沖向き流れによ

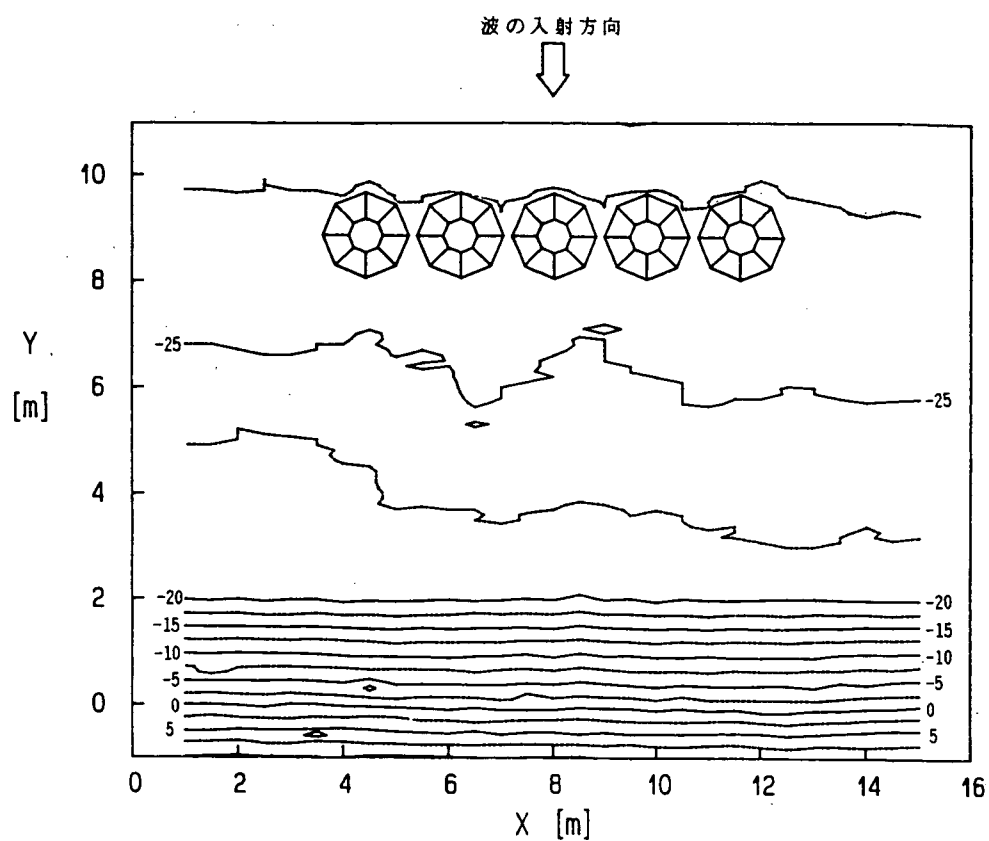


図-4.9 深浅図（造波開始前：ケース①）

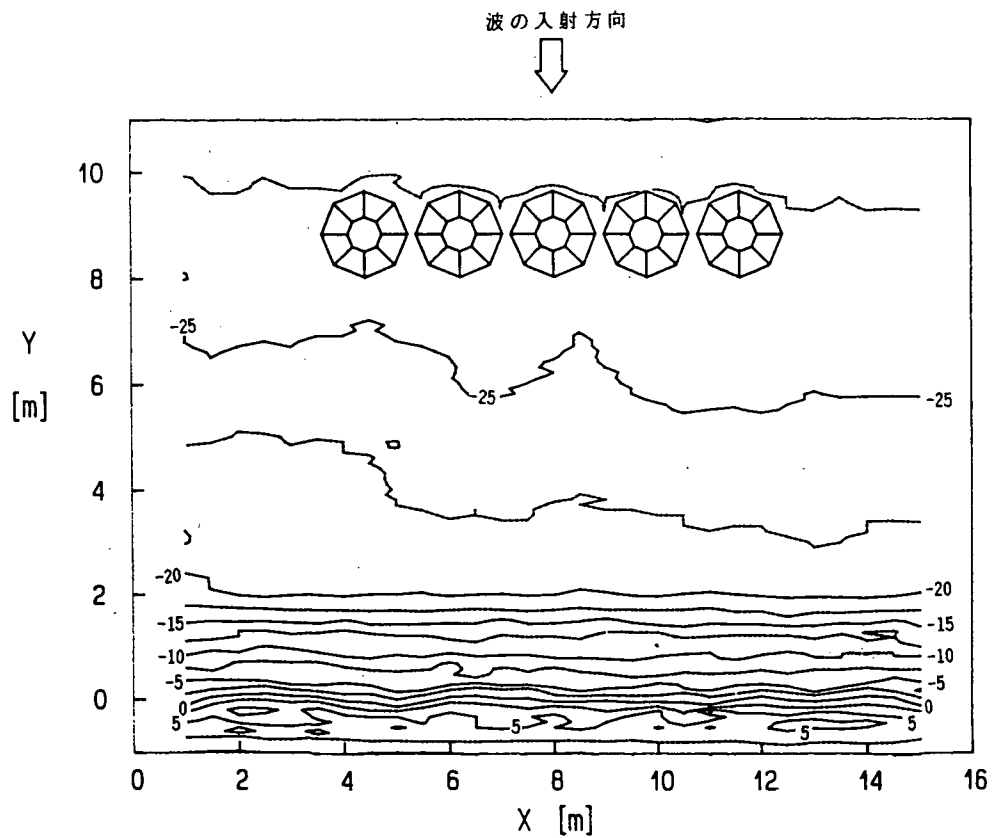


図-4.10 深浅図（造波終了後：ケース①）

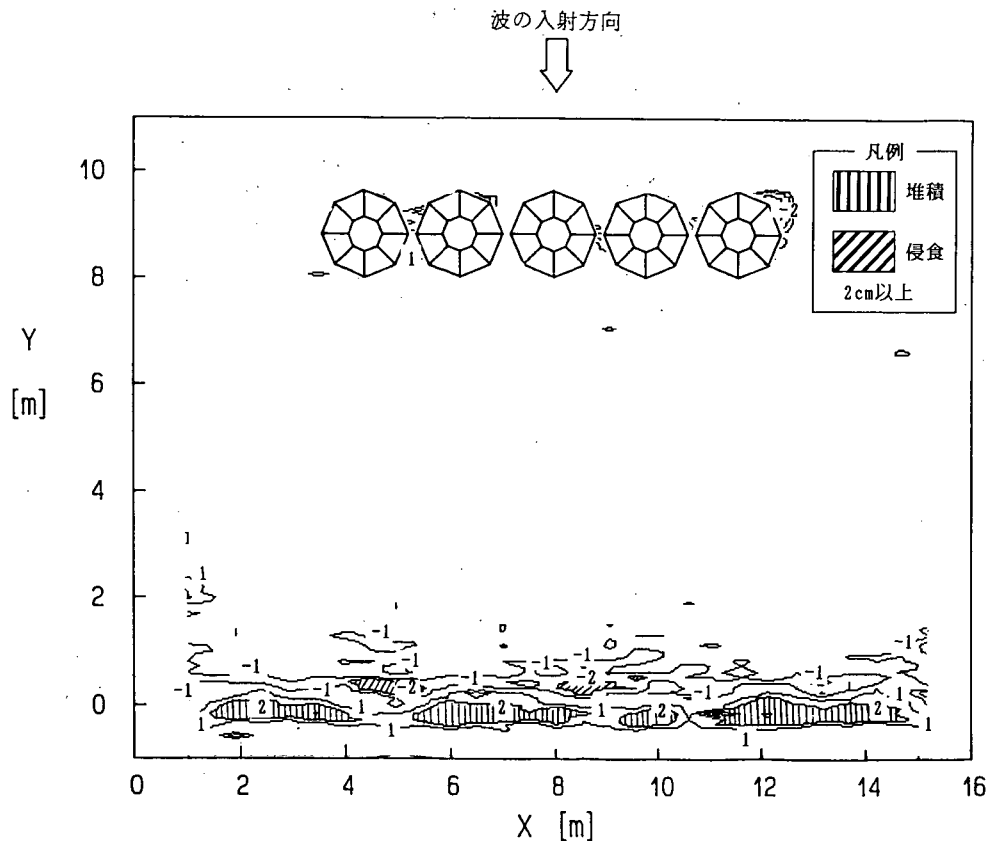


図-4.11 地形変化量の平面分布（ケース①）

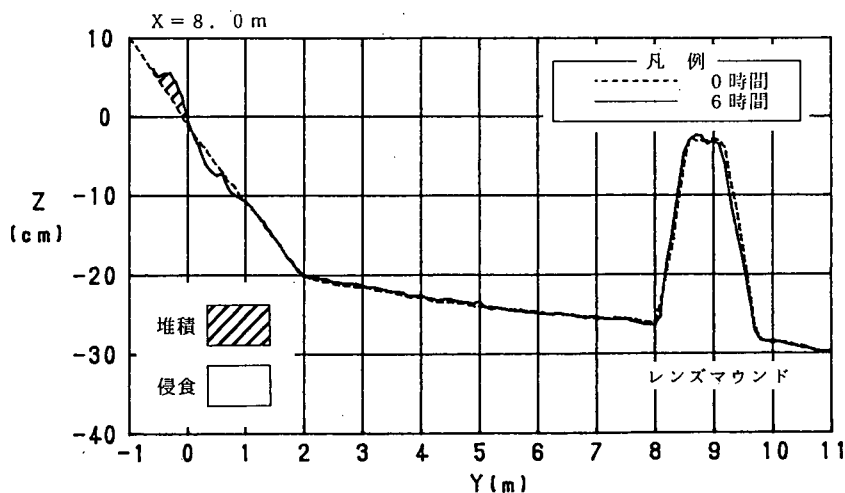


図-4.12 海浜断面形状の変化（X = 8.0 m：ケース①）

って堤脚部が侵食される恐れがあった（土木研究所，1989）が，移動床実験では侵食は生じなかった。中央堤体の開口部における流れは，水面から $1/2$ 水深付近までは冲向き，それより深い部分では岸向きであったが，それらの絶対値は最大で約 4 cm/s であり，模型実験スケールでは小さいため，堤体設置地点付近の底質が移動するまでには至らなかったと考えられる。

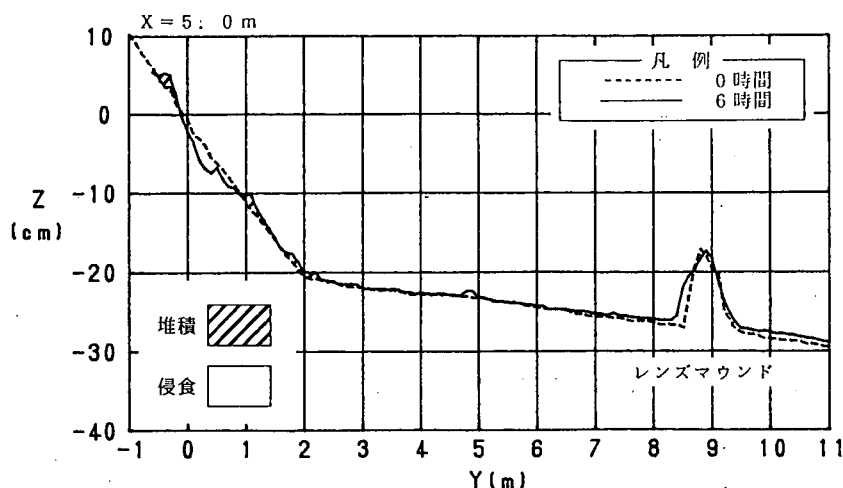


図-4.13 海浜断面形状の変化 (X = 5.0 m : ケース①)

4.3.2 ケース② ($H_0' = 5.0$ cm, 堤体数 2.5 個) の実験結果

(1) 汀線変化

汀線形状の変化を図-4.14 に示す。堤体遮蔽域の外側 (X = 5 ~ 10 m 付近) では、汀線が約 10 cm 後退した。逆に、堤体の遮蔽域内 (X = 0 ~ 4 m 付近) では、ケース①とは異なり堤体の内側に向かうほど汀線が前進する傾向にある。また、 $X \geq 10$ m の区域では汀線が大きく前進した。以上の汀線変化の理由は次のようである。すなわち、堤体群の端部より発生した回折波が斜め岸方向へ伝播して汀線へ到達し、その部分の波高が両側より高くなったため、構造物の遮蔽域内および側壁方向へと底質が移動し、図-4.14 の汀線変化が生じたと考えられる。

(2) 地形変化

造波開始前と造波 6 時間後の深浅図を図-4.15, 4.16 に示す。ケース①と同様に、遮蔽域内 (X = 0 ~ 4 m) の地形変化は汀線付近の $Y < 2$ m ($h < 10$ cm) で生じており、それより沖合ではほとんど変化がない。この時の地形変化量の平面分布は図-4.17 のようである。 $2\text{ m} \leq X \leq 9\text{ m}$ では、初期汀線よりすぐ沖側がかなり侵食され、前浜上へ底質が打ち上げられた。前浜上への底質の打ち上がりは、 $X \leq 6\text{ m}$ と $X \geq 10\text{ m}$ の範囲でとくに著しい。堤体の遮蔽域 ($X < 4\text{ m}$) の断面変化では、図-4.18 に示すようにケース①の場合と同様に前浜上への堆積が明らかである。一方、遮蔽域のすぐ外側 ($X = 6 \sim 9\text{ m}$) では侵食量に比べて堆積量が少ない (図-4.19 参照)。このことは、侵食された底質の一部が沿岸方向へ移動したことを表している。結局、ケース②における海浜変形は、岸向き漂砂による断面変形に、一部沿岸漂砂による地形変化が重なったものと考えられる。

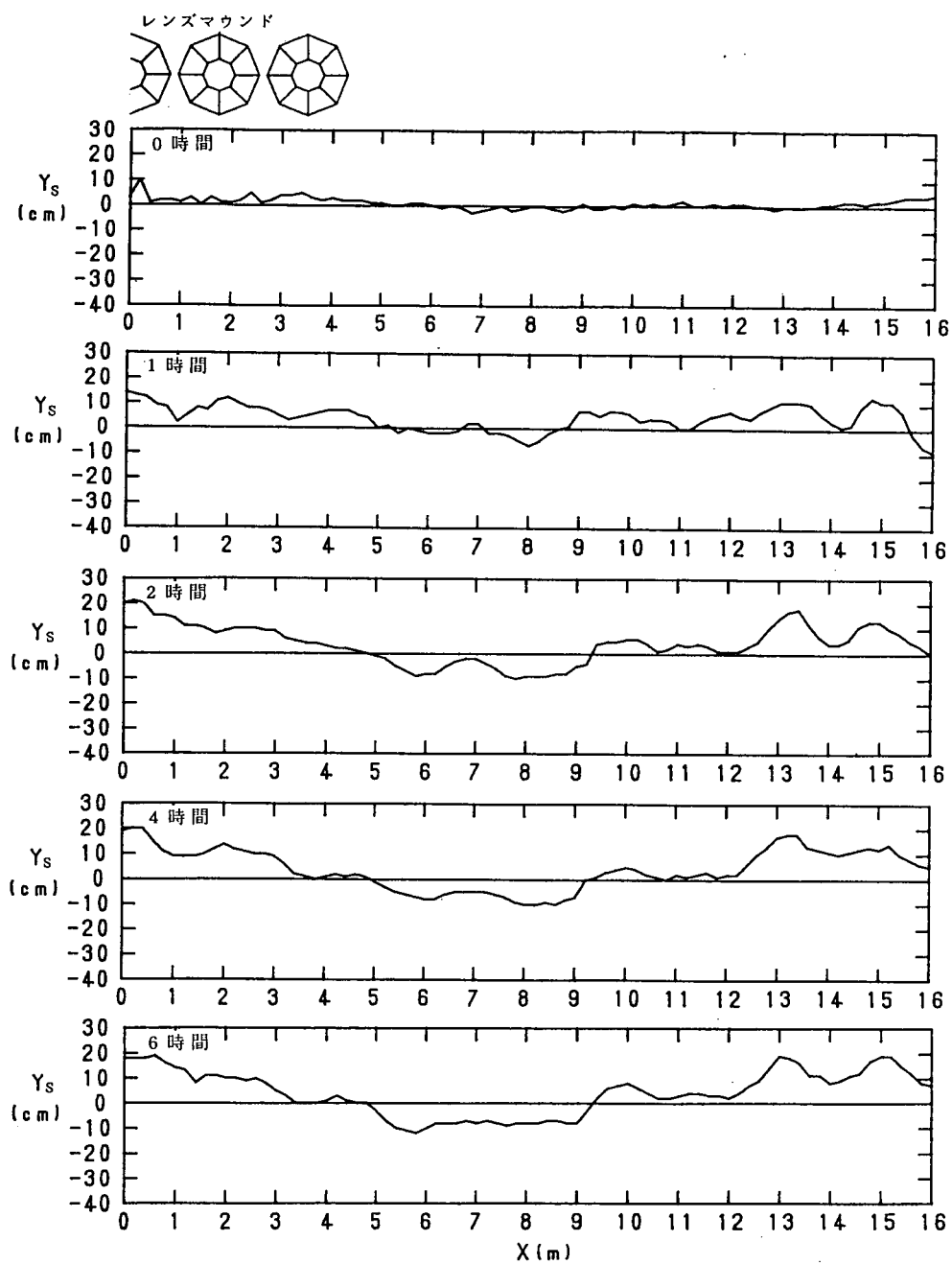


図-4.14 汀線形状の経時変化(ケース②)

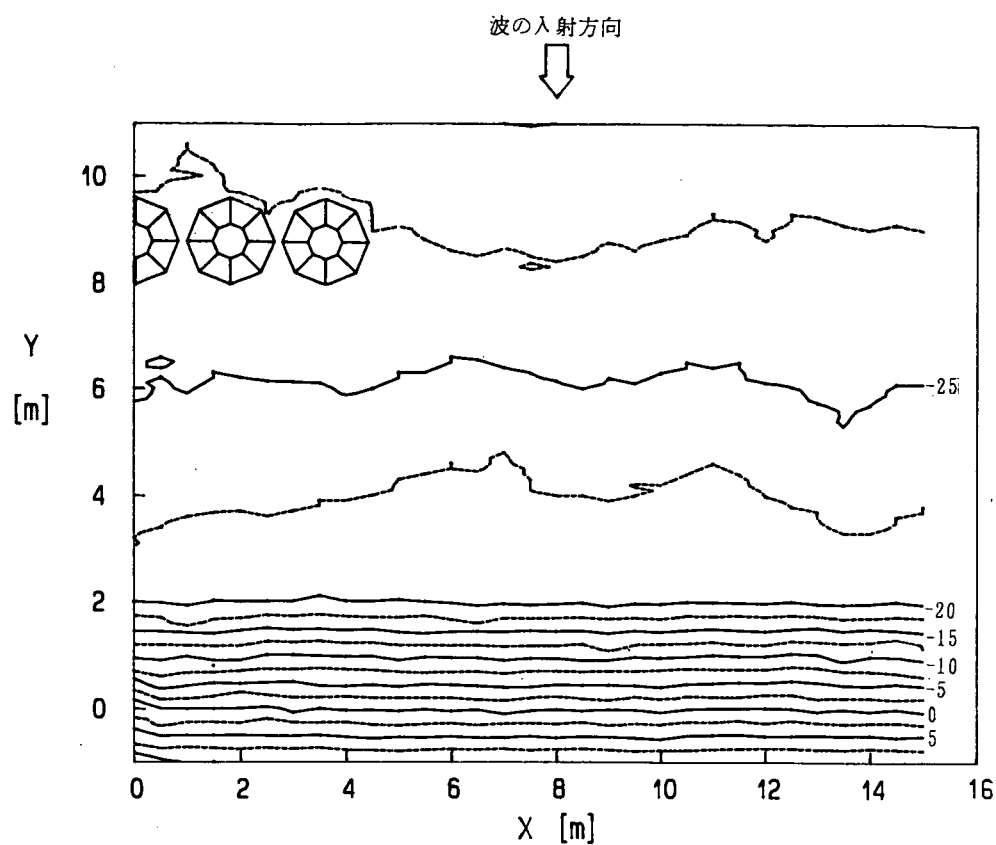


図-4.15 深浅図（造波開始前：ケース②）

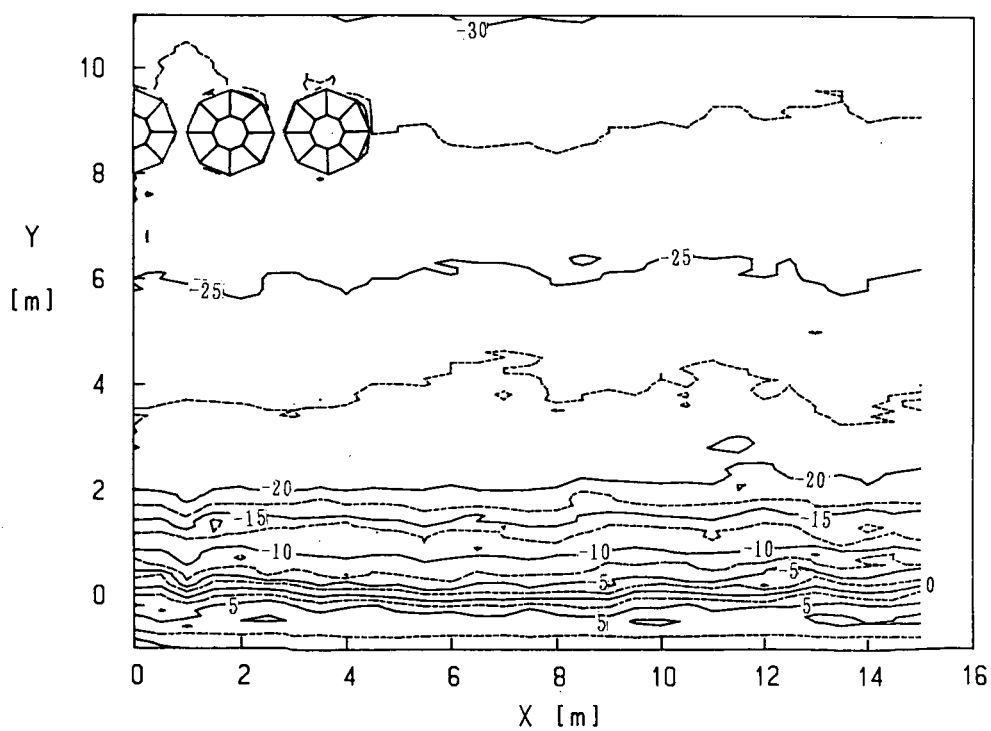


図-4.16 深浅図（造波終了後：ケース②）

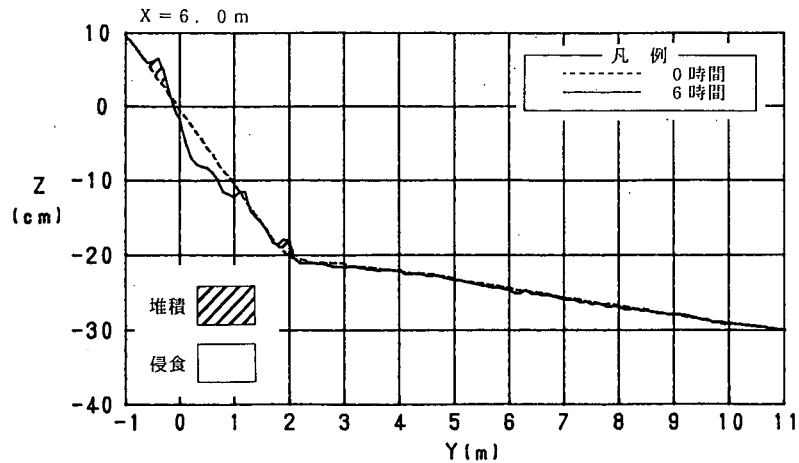


図-4.19 海浜断面形状の変化 ($X = 6.0 \text{ m}$: ケース②)

4.3.3 ケース③ ($H_0' = 10.0 \text{ cm}$, 堤体数 5 個) の実験結果

(1) 波高分布

各地点の波高を堤体設置地点の入射波高で除した波高比分布として、固定床実験の結果とともに図-4.20に示す。固定床実験の沖波波形勾配は 0.02 であり、移動床実験の場合 (0.04) に比べて小さいため波高比の分布形状は異なるものの、汀線付近を除くと波高比が 0.7 以下となる区域 (図中網かけ部) は両者でよく似た分布となった。ただし、汀線付近で分布形状が異なるのは、移動床実験における地形変化によるもの

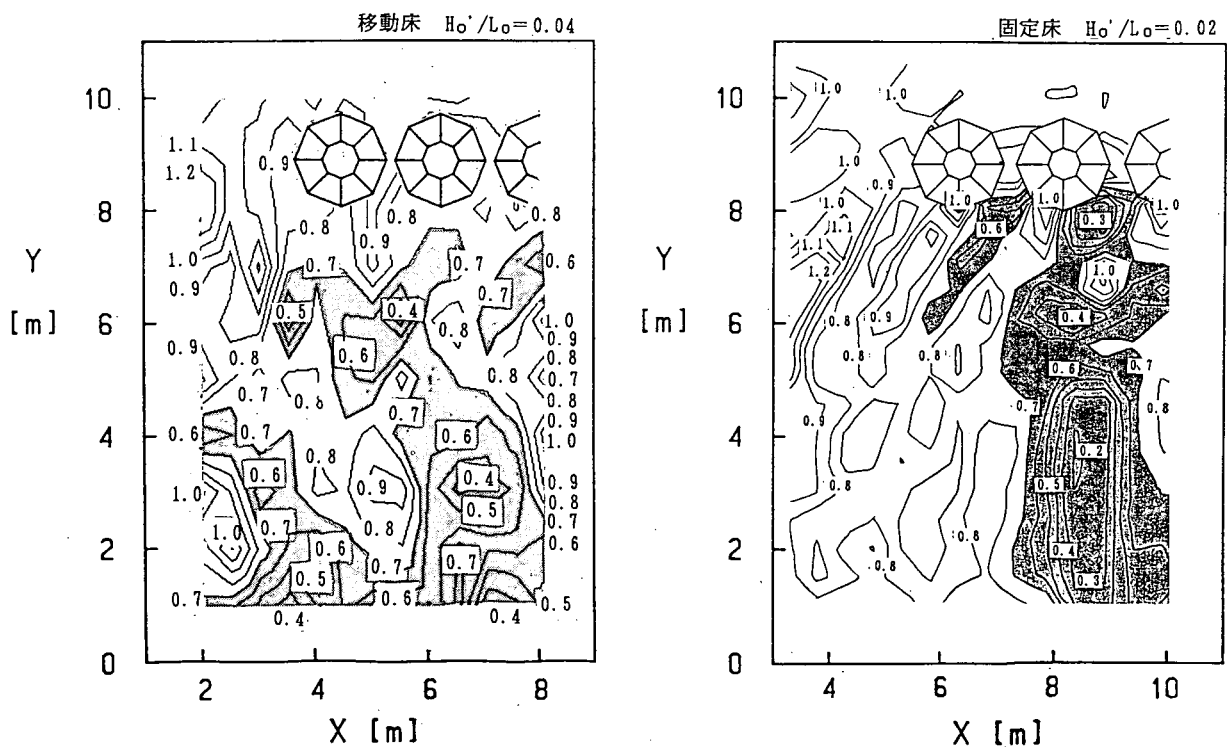


図-4.20 波高比の平面分布 (a) ケース③, (b) 固定床実験)

のである。

(2) 流 況

ケース③の流況を図-4.21に示す。全体的流況は、ケース①の場合と同様であるが、作用波高がケース①に比べて高いために流速も大きくなり、 $Y < 6\text{m}$ の範囲では循環流が明瞭となっている。堤体のすぐ岸側では碎波による強い岸向きの流れが生じており、この流れは堤体から約3m離れると堤体の外側に向かう流れに変化する。

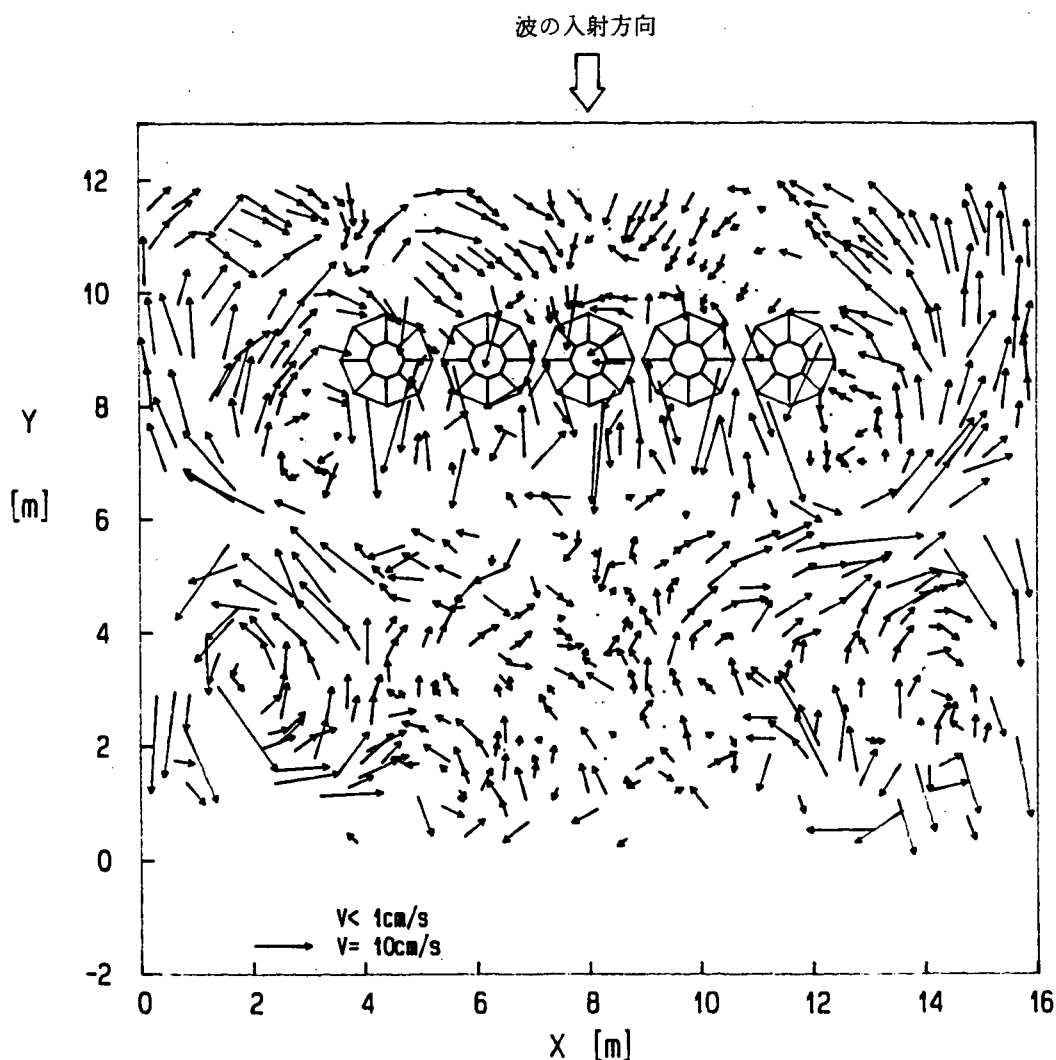


図-4.21 流況（ケース③）

(3) 堤体周りの地形変化

造波開始前および造波6時間後の深浅図およびそれらの間の変化量の平面分布を図-4.22, 4.23, 4.24に示す。各堤体の岸側隣接部では顕著な侵食域が見られる。また、汀線付近では帯状に堆積が生じ、さらに $X = 2\text{m}$, $X = 14\text{m}$ 付近には舌状に著しい堆積が生じた。この突出部は、図-4.21に示した離岸流の位置と対応しており、この流れによって底質が運ばれたため形成されたと考えられる。一方、開口部では、ほぼ全水深で約 4cm/s の沖向きの流れが測定されたが、底質の移動は見られず、侵食は生じていない。

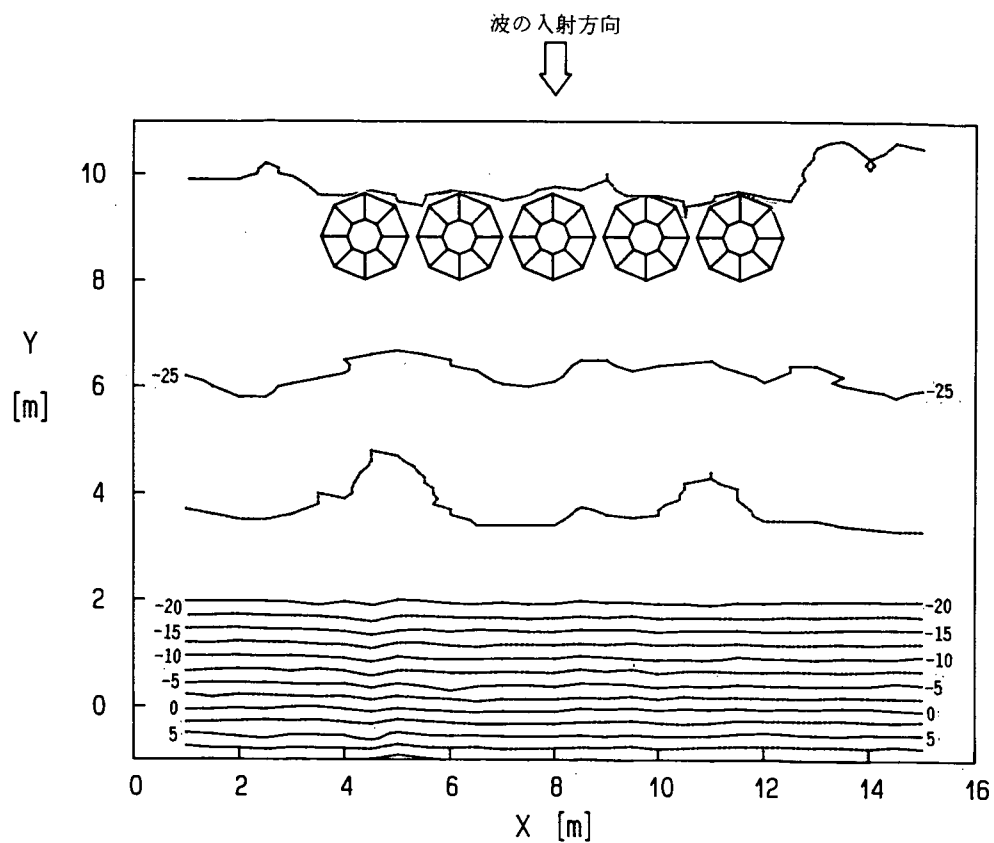


図-4.22 深浅図（造波開始前：ケース③）

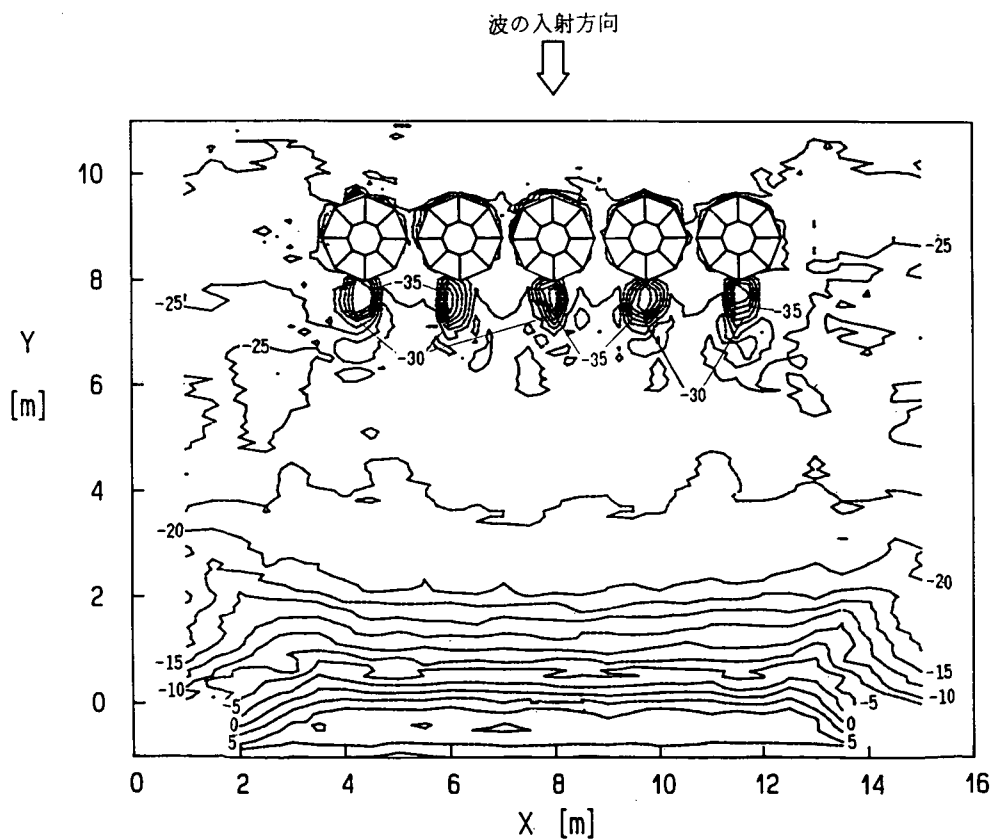


図-4.23 深浅図（造波終了後：ケース③）

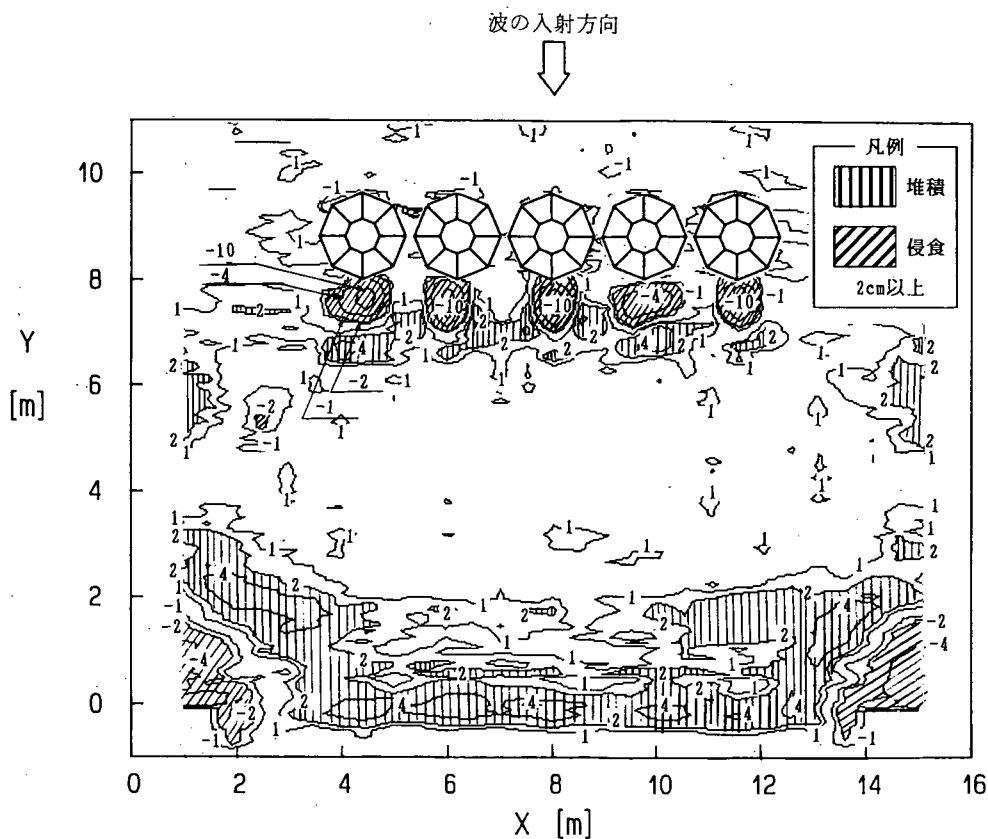


図-4.24 地形変化量の平面分布(ケース③)

海浜変形状況を断面形の変化より調べるために、 $X = 8.0\text{ m}$ と $Y = 7.6\text{ m}$ の海浜断面形状を図-4.25, 4.26に示す。 $X = 8.0\text{ m}$ 断面では堤脚部から約 1 m の範囲が大きく侵食され、そのすぐ岸側では堆積域が見られる。侵食域の沿岸方向の幅は堤体の幅よりやや小さく約 1.0 m である。侵食域では、レンズマウンドにより波が集中し、激しく砕けており、砕波した水塊が突入する。最も侵食された地点($X = 8.0\text{ m}$, $Y = 7.7\text{ m}$)における岸沖および鉛直方向の平均流速の鉛直分布を図-4.27に示す。この地点ではほぼ全水深で岸向き流れが卓越し、また鉛直下方の流れが生じている。侵食域とその周辺の地形変化状況から判断すると、底

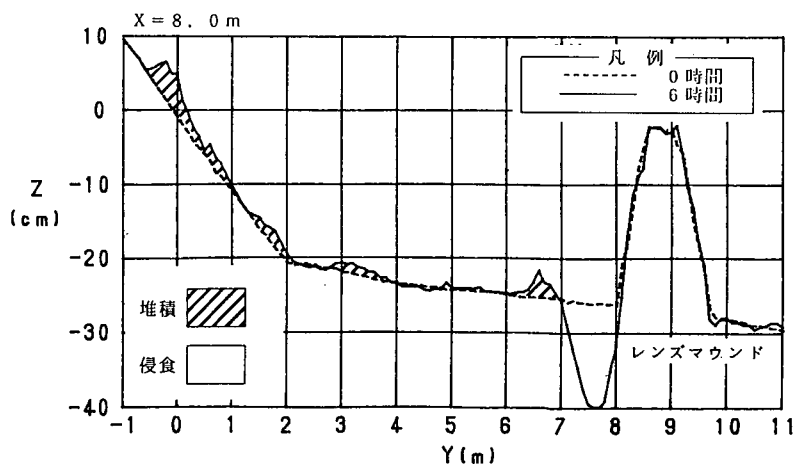


図-4.25 海浜断面形状の変化($X = 8.0\text{ m}$: ケース③)

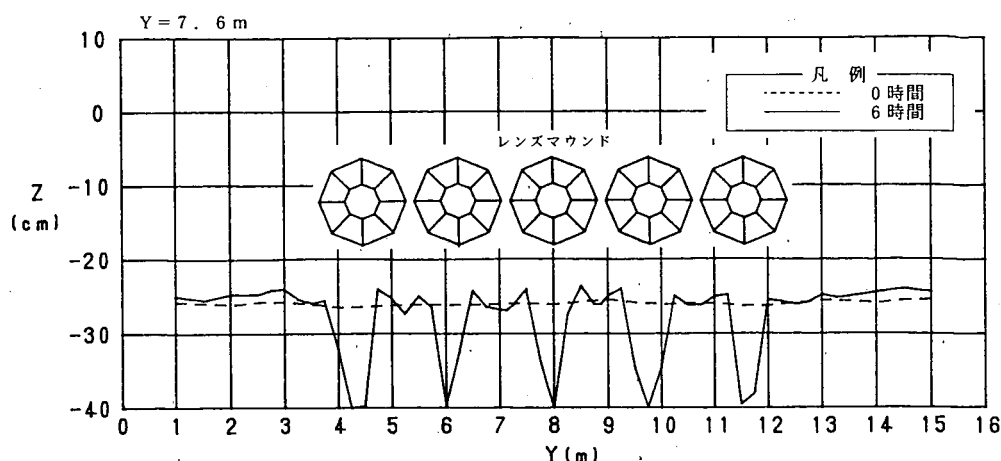


図-4.26 海浜断面形状の変化 ($X = 7.6 \text{ m}$: ケース③)

質は突入してきた水塊により巻き上げられて流出したと言える。

4.4 堤体岸側隣接区域の局所洗掘対策

堤体岸側隣接区域における侵食は、高波浪時に底質が巻き上げられ、その後流れによって移動することにより生じる。したがって、底質が巻き上がらない状態にすれば侵食を防ぐことが可能と思われる。具体的には、捨石マウンドの設置が考えられる。捨石の大きさは人工リーフの所要重量の算定方法（土木研究所，1988）にしたがい、安定係数 $S_n = 0.9$ 、形状係数 $K_v = 0.5$ とし、水塊が突入する地点の初期海底面付近の最大水粒子速度 $u_{\max}$ を用いて算定すればよいと考えられる。本実験の場合、測定流速（現地換算 $u_{\max} = 2.84 \sim 3.54 \text{ m/s}$ ）を用いれば、120

～450 kgf 程度の大きさとなる。したがって、100～500 kgf 程度の捨石によりマウンドを築造する必要がある。また、底質が激しく移動する範囲は、堤体の背後から強い岸向きの流れが堤体外向きに変わる地点（堤体岸側の堤脚部から1波長程度）までの区域であることから、マウンドの設置範囲もこれと同程度となる。

4.5 まとめ

① 前年度の固定床実験と同一条件で実施した移動床実験によれば、波高の沿岸および岸沖分布に関しはば同様な結果が得られた。ただし移動床実験の場合、汀線付近では大きな地形変化が生じたため、波高分布はかなり異なるものとなった。

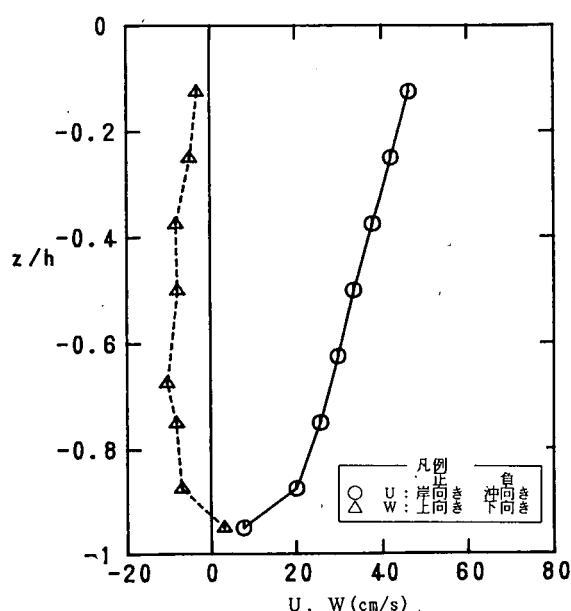


図-4.27 岸沖および鉛直方向の平均流速の鉛直分布（堤体背後：ケース③）

- ② レンズマウンド上では強制碎波により強い岸向き流れが形成され、さらにその流れを補うために構造物群の端部では離岸流が生じ、全体として一對の循環流が形成された。端部では沖向き流れが生じたが、局所洗掘は生じなかった。
- ③ レンズマウンドの岸側で岸向きの流れが生ずる範囲は、構造物中心より約3波長の間であり、それより岸側では流れが澱んだ状態となった。このためこの区域での地形変化は小さかった。
- ④ 構造物の遮蔽域外の汀線付近では、堤体群端部より発生した回折波のためにかなり著しい地形変化が生じた。構造物の計画時にはこの点について十分検討する必要がある。
- ⑤ 暴浪時には、堤体岸側に大きな洗掘穴が生じた。これは堤体上の碎波に伴う流体塊が堤体岸側で海底面まで突入するためである。この洗掘対策としては、堤体の岸側の堤脚部より1波長程度の範囲に捨石マウンドを設置することが考えられる。

参考文献

- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1989）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(9)，土木研究所資料，第2788号。
- 堀川清司・砂村継夫・近藤浩右・岡田 滋（1975）：波による二次元汀線変化に関する一考察，第22回海岸工学講演会論文集，pp.329～334。
- 宇多高明・小俣 篤・横山揚久（1988）：人工リーフの機能と設計法，土木研究所資料，第2696号，79 p.

第5章 大水深域における斜板堤の消波特性および波力低減に関する実験的検討

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇多高明
	研究員	小俣篤
石川島播磨重工業(株)	技術本部技術研究所	山下誠也
	機械鉄構事業本部	西浦英行
		中山條武彦
		山岸晴久
		櫻井清一
		竹内浩一
大成建設(株)	技術本部技術研究所	茗ヶ原義彦
		石野和男
		上野成三
(株) 間	組 土木本部海洋土木部	湊隆次郎
		沖政和
東急建設(株)	施工本部土木技術部	原幸一
		渡会英明



5.1 ま え が き

筆者らは斜板堤を提案し、その消波および波力特性について検討してきた（土木研究所，1989 a, b）。これらのうち、消波特性については、実験域の水深を10m程度までと想定し、その範囲内において目標とする消波特性を満たす構造諸元を求めた。本研究では、設置水深をさらに20mと深くした場合について新たに実験を行い、消波特性を検討する。また、脚部が消波特性に及ぼす影響についても実験的に検討する。

一方、波力特性に関しては、前報（土木研究所，1989 a）によれば上向き波力が衝撃力となる場合があり、そのピーク値は同時に発生する下向き波力より大きくなることが示された。安定な構造物を設計するためには、衝撃力成分を低減することが望ましい。よって本研究では衝撃力成分を低減する方策についても2，3の検討を試みた。

5.2 実験の種類

実験は衝撃力低減実験、有脚モデルの消波特性実験および大水深域における消波特性実験の3種類から成る。

衝撃力低減実験では斜板に作用する衝撃的な上向き力、冲向き力を低減させる方策について検討した。上向き力および冲向き力は衝撃力の発生により $h/L = 0.1$ 付近で極大値を取る（土木研究所，1989 a）。ここに、 h は水深、 L は波の波長である。実験時の観察によれば、斜板の下水面が斜板の傾斜角に近い角度で上昇し、斜板下面を打つことにより衝撃力が発生している。この現象に関係する要素には斜板角度 θ 、周期 T 、波高 H_1 、斜板下端と海底面との鉛直距離 h_3 があるが、 θ と h_3 は斜板堤の消波特性に関係する基本要素であり変更はできない。また T 、 H_1 は海域の波浪条件に関係する要素であり、人為的に変化させ得ない。したがって衝撃力の低減対策としては、斜板下部における水面上昇時の水面形状を変化させ、衝撃力を発生させないようにすることとし、斜板下面に突起する壁を付加する方法を採用した。本実験ではこの壁（以下、抵抗板とする）の配置、高さ、枚数を種々変え、それらの効果を調べた。

有脚モデルの消波特性実験は、斜板堤の脚部が透過率、反射率に及ぼす影響を調べる実験である。これまでの消波特性実験は脚部を持たない斜板のみで行われてきたが、これは脚の消波効果へ及ぼす影響は小さいと判断したためである。今回、この点を確認するため、脚支柱を斜板に付加した模型と、脚のない斜板のみの模型の消波性能を比較した。

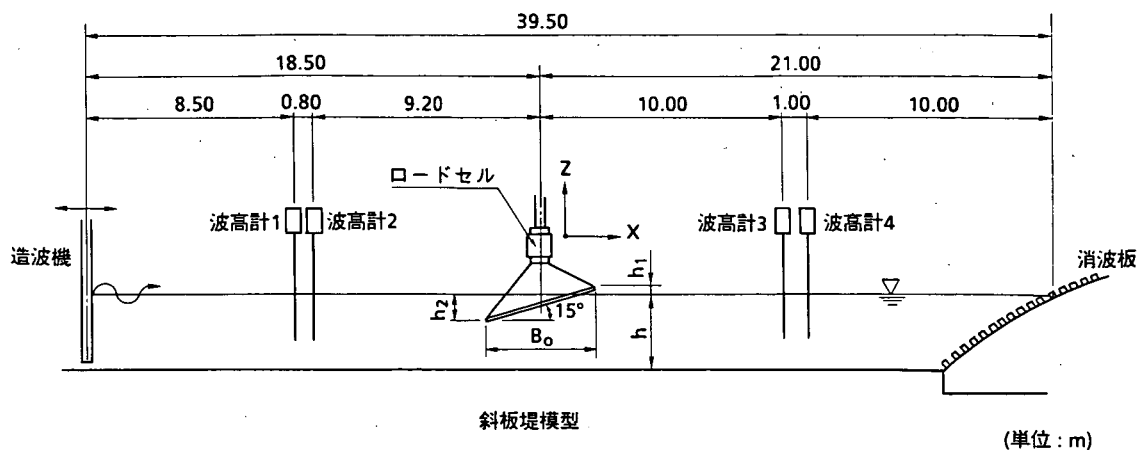
大水深域における消波特性実験は水深15mと20mの場合について消波特性、全体波力のデータを得て、主として水深の影響を調べる実験である。実験は水深ごとに天端高 h_1 、没水深 h_2 を変化させ目標とする消波特性を満足する構造諸元を求めることとした。

5.3 衝撃力低減実験

5.3.1 実験方法

実験には石川島播磨重工業㈱技術研究所水理実験場の第1水路を使用した（図－5.1参照）。水路は全長39.5m、幅2.5m、高さ1.8mであるが、幅1.0mの水路を設けるため、高さ1.1mの仕切壁を水路内の長さ方向に設置した。水路端にピストン式造波装置を設置し、反対側の水路端には消波板を設置した。

模型設置部付近の水路壁はガラス張りで、側面からの観察が可能である。模型は造波板より 18.5 m の位置に模型上下動装置により固定されている。



図－5.1 衝撃力低減実験の実験装置

実験には規則波を用い、表－5.1に示す9種類の波を選定した。計測には、図－5.1に示すように波高計、ロードセルを用い、入射波高 H_I 、透過波高 H_T 、反射波高 H_R 、模型全体に作用する水平波力 F_X および鉛直波力 F_Z を測定した。

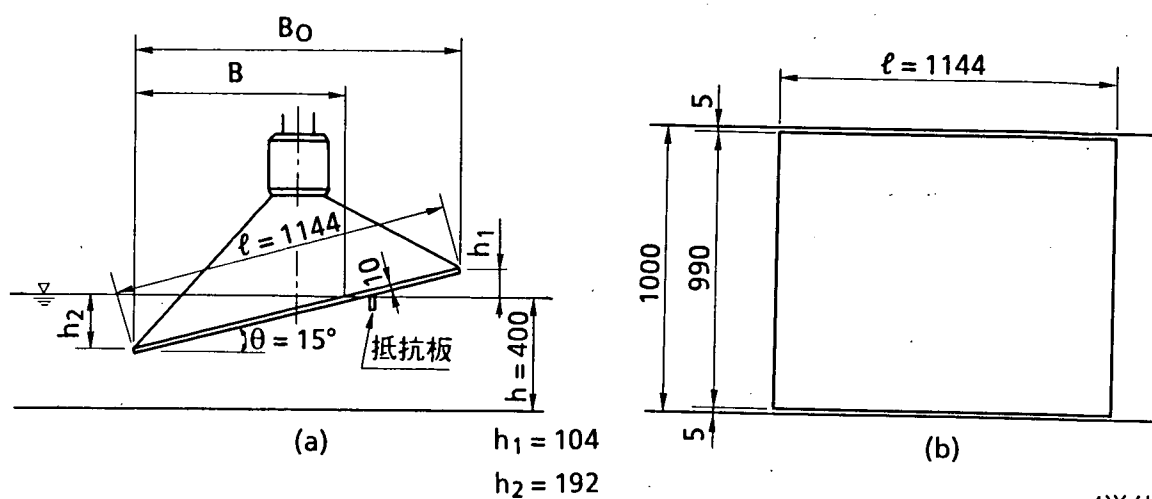
波力の符号は水平波力 F_X については岸向きを正とし、鉛直波力 F_Z については上向きを正とする。そして、 F_X の岸向き、冲向き最大波力をそれぞれ $F_{X\text{ on}}$ 、 $F_{X\text{ off}}$ とし、 F_Z の上向き、下向き最大波力を $F_{Z\text{ up}}$ 、 $F_{Z\text{ dn}}$ として区別する。

表－5.1 衝撃力低減実験の波浪条件

周期 T (sec)	波高 H_I (cm)	波形勾配 H_I / L
1.14	16	0.089
1.50	16	0.062
1.86	16	0.047
2.00	8	0.022
2.00	12	0.033
2.00	16	0.043
2.00	20	0.054
2.14	16	0.040
2.62	16	0.032

入射波高 H_I は模型を設置しない状態で波高計1により計測した値とした。透過波高 H_T は波高計3, 4により計測した値の平均値とした。反射波高 H_R は、波高計1, 2のデータから入射波および反射波を分離する方法により求めた。透過率 K_T は H_T / H_I 、反射率 K_R は H_R / H_I より算出した。

実験の縮尺は1/25で、斜板下面に抵抗板を取り付けた模型とした(図－5.2)。実験のケースを表－5.2に示す。抵抗板のない斜板下面が平滑な模型をケース①とし、抵抗板の設置位置(l_1 で表示)が異なる3ケース(ケース②, ③, ④)と設置位置がケース②と同様で抵抗板の高さ h_4 が異なる2ケース(ケ



(単位 : mm)

図 - 5.2 衝撃力低減実験の模型形状

表 - 5.2 衝撃力低減実験の実験ケース一覧

ケース番号	抵抗板設置位置 l_1 (mm)	抵抗板高さ h_4 (mm)	設置位置の 概 要	実 験 ケ ー ス 図
①	—	—	抵抗板無し	
②	309	60	静水面付近	
③	100	60	空中部	
④	463	60	海中部	
⑤	309	80	静水面付近	
⑥	309	40	静水面付近	
⑦	抵抗板を2枚設置。 設置位置はケース②とケース③を組合わせ、 右図のとおりとする。 抵抗板高 h_4 はいずれも60mmとする。			単位 : mm
⑧	抵抗板を4枚設置。 設置位置および各々の抵抗板高 h_4 は右図の とおりとする。			単位 : mm

ース⑤, ⑥) および複数の抵抗板が設置された2ケース(ケース⑦, ⑧)について実験を行った。

模型を水中に設置した状態での固有振動数はX方向が約45 Hz, Z方向は約60 Hzである。これに対し測定時のカットオフ周波数はX方向30 Hz, Z方向40 Hzであるので, 衝撃力成分を含む全体波力は比較的精度の良い波力値を得られたと考えられる。

5.3.2 実験の結果

(1) 抵抗板位置が鉛直波力に及ぼす影響

抵抗板がないケース①と抵抗板高さ h_4 が6 cmと一定で, 設置位置を変化させた場合(ケース②, ③, ④)の F_z の最大値($F_{z\ up}$, $F_{z\ dn}$)の無次元波力と B_0/L との関係を図-5.3に示す。ここに無次元化に用いた W は斜板堤長(構造物の波峰線方向の長さ)である。

上向き波力 $F_{z\ up}$ については抵抗板を設置することにより低減でき, 静水面と斜板下面が交差する付近に抵抗板を設置する場合(ケース②)が最も効果があることがわかる。ケース②とケース①との上向き波力 $F_{z\ up}$ の比は $B_0/L=0.28$ で約0.6となる。

実験時の観察によれば, 水面上昇時に抵抗板が水面の急激な上昇を防ぎ, 衝撃力の発生を抑制していた。一方, 下向き $F_{z\ dn}$ はほとんど変化が見られず, 抵抗板の効果はない。

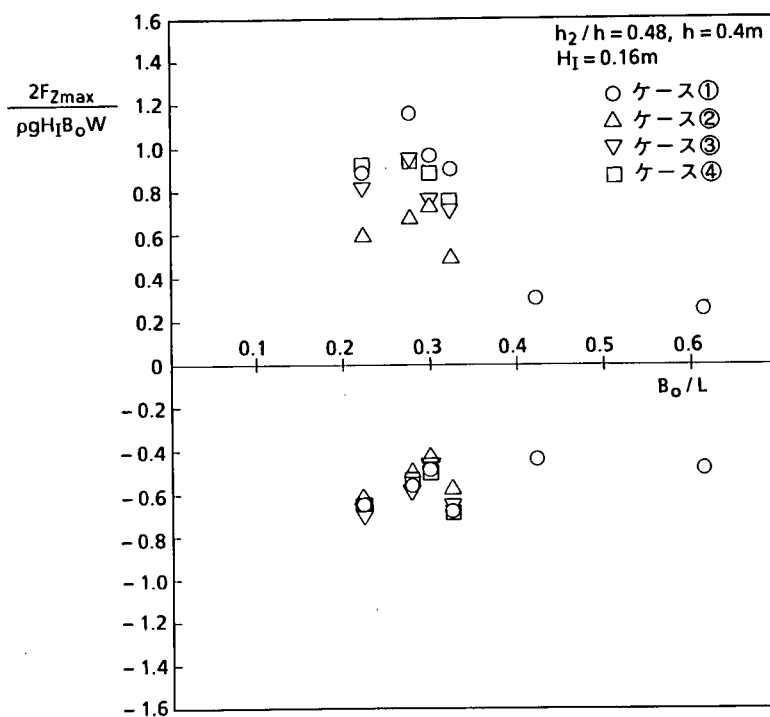


図-5.3 抵抗板位置が無次元鉛直波力に及ぼす影響

(2) 抵抗板高さが鉛直波力に及ぼす影響

抵抗板の高さ h_4 を変化させた場合(ケース②, ⑤, ⑥)とケース①の F_z の最大値の無次元波力を図-5.4に示す。上向き波力 $F_{z\ up}$, 下向き波力 $F_{z\ dn}$ とも抵抗板の高さによる変化はほとんど見られない。抵抗板高さ h_4 が4 cm, 6 cmおよび8 cmは実機ではそれぞれ1.0 m, 1.5 mおよび2.0 mに相当するが, この抵抗板の高さの範囲では有効に衝撃力が低減されることが分かる。

(3) 抵抗板の枚数が鉛直波力に及ぼす影響

実機の斜板は梁・スラブ構造となり梁が斜板下面に存在することから, 複数の抵抗板が設置される状態について調べた。抵抗板が水面付近と海上部分に設置される場合(ケース⑦)と4枚の抵抗板が設置される場合(ケース⑧)の F_z の最大値の無次元波力を図-5.5に示す。上向き波力 $F_{z\ up}$, 下向き波力 $F_{z\ dn}$ とも枚数を変えたことの影響はほとんどない。図に示していないが入射波高 H_1 が8 cm, 12 cmおよび20 cm

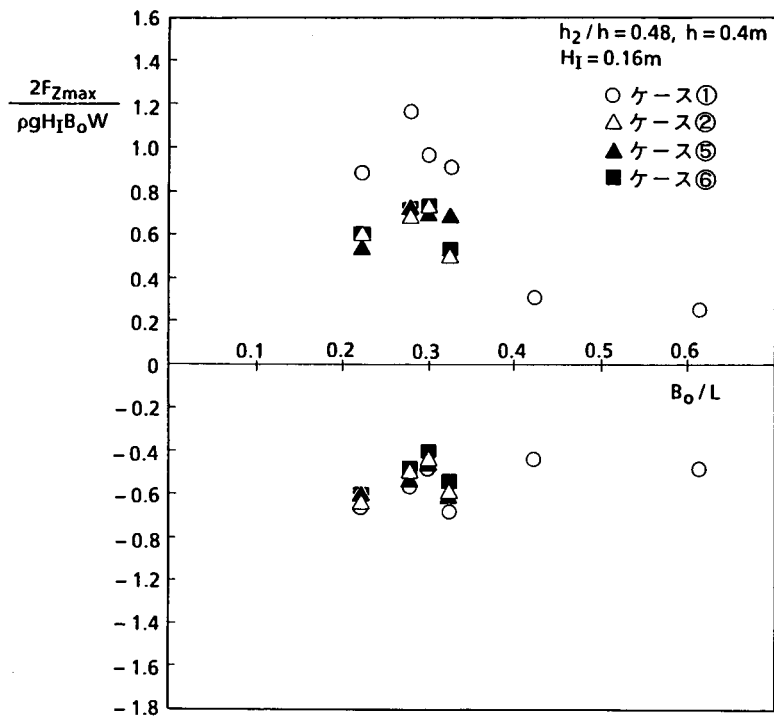


図- 5.4 抵抗板高さが無次元鉛直波力に及ぼす影響

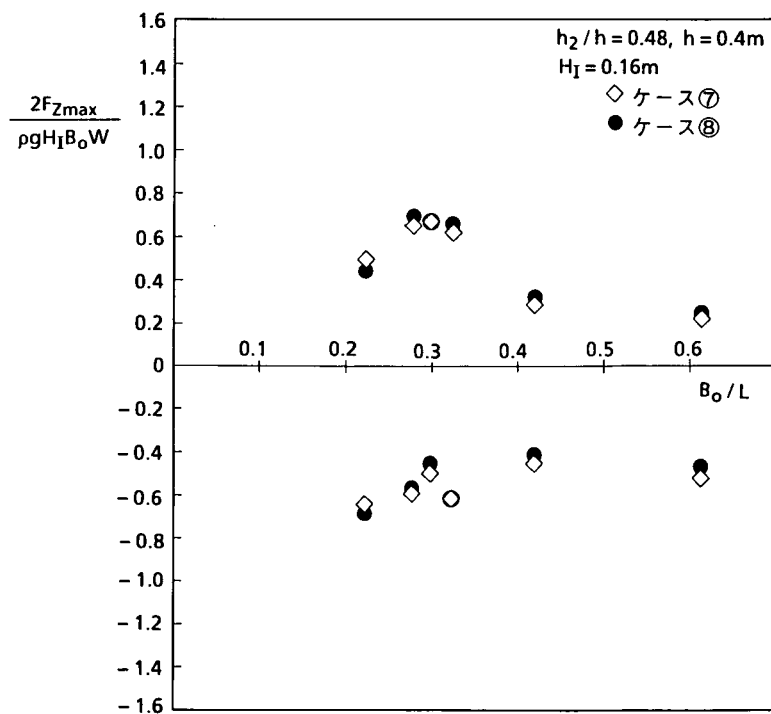


図- 5.5 抵抗板の枚数が無次元鉛直波力に及ぼす影響

(波周期 $T = 2 \text{ sec}$) の場合も同様であった。このことより、実機の構造計画において抵抗板および斜板下面に存在する梁は斜板幅方向に任意に配置できると考えられる。

(4) 抵抗板が水平波力に及ぼす影響

ケース①とケース⑦の水平波力 F_x の最大値 (F_{xon} , F_{xoff}) の無次元波力と B_o/L との関係を図-5.6に示す。ここに $h_o = h_1 + h_2$ である。冲向き波力 F_{xoff} は抵抗板を設置することにより上向き力 F_{zup} と同様にかなり減少した。入射波高 H_I が 8 cm, 12 cm および 20 cm (波周期 $T = 2 \text{ sec}$)

の場合も同様であった。これも衝撃力成分が減少したためで、ケース⑦とケース①との F_{xoff} の比は $B_o/L = 0.28$ で約 0.6 である。

一方、岸向き波力 F_{xon} は変化しておらず、抵抗板の効果は出ていない。

(5) 抵抗板が透過率 K_T , 反射率 K_R に及ぼす影響

ケース①とケース⑦の場合の K_T , K_R と h/L との関係を図-5.7に示す。抵抗板を設置することは K_T , K_R に大きな影響を与えないことが分かる。

5.4 有脚モデルの消波特性実験

5.4.1 実験の方法

実験に使用した水路、実験の縮尺、水深、波浪条件および模型と波高計の配置は衝撃力抵抗実験と同じである。

模型は、斜板の天端高 $h_1 = 0.1 \text{ m}$, 没水深 $h_2 = 0.2 \text{ m}$ の場合について比較することとし、脚のない模型は前節のケース①を用い、有脚モデルは、図-5.8に示す形状とした。有脚モデルの脚は実機のジャケット・支柱の径、配置例により決定した。模型

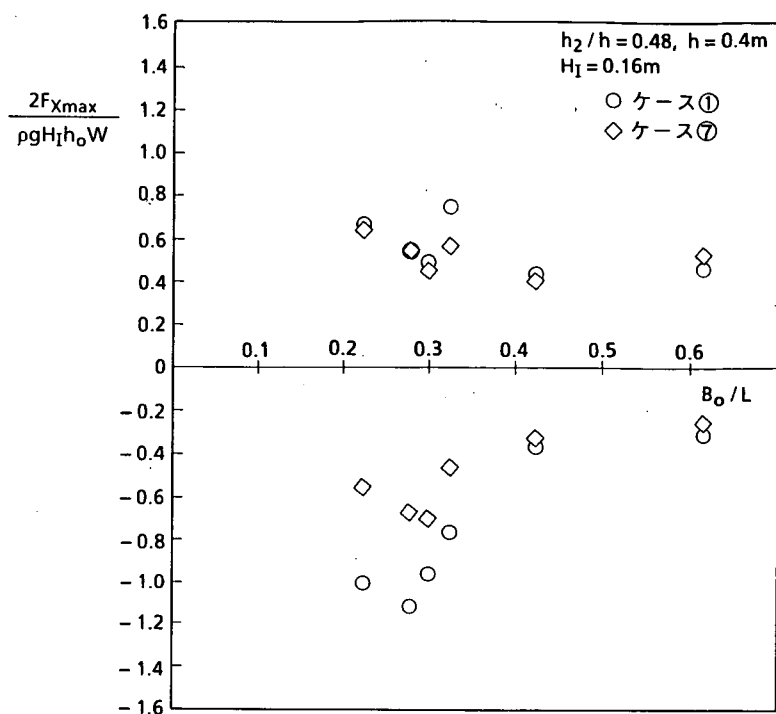


図-5.6 抵抗板が無次元水平波力に及ぼす影響

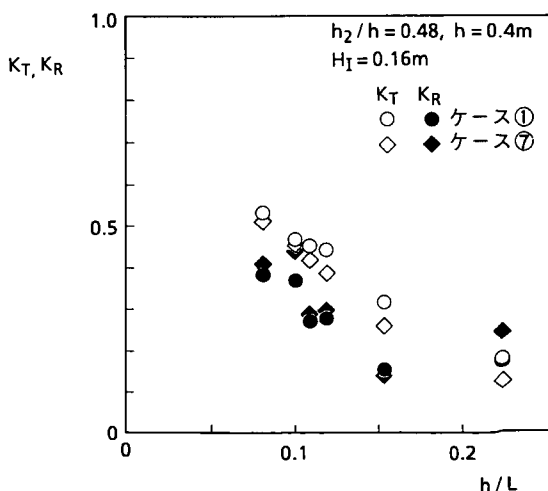


図-5.7 抵抗板が K_T , K_R に及ぼす影響

の脚部は水路床に固定した。計測は透過率 K_T 、反射率 K_R について行った。 K_T 、 K_R の算出方法は衝撃力低減実験の場合と同様である。

5.4.2 実験結果

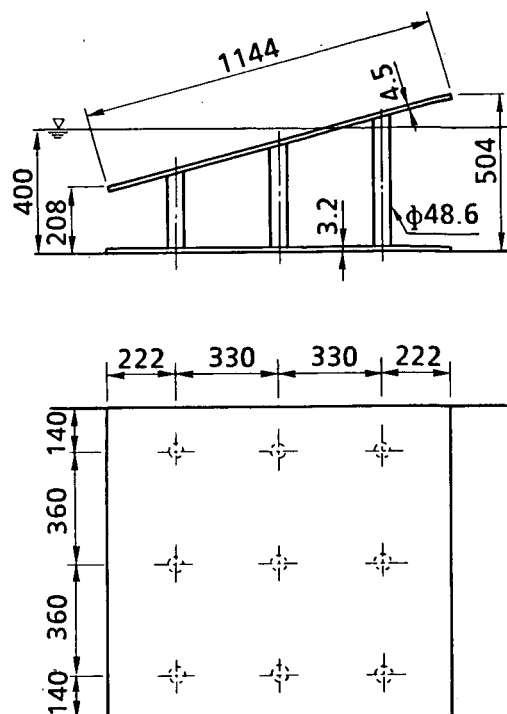
脚のない模型と有脚モデルの K_T 、 K_R を図-5.9に示す。図に明らかなように、 K_T 、 K_R とも脚を取り付けたことの影響は表われていない。さらに、類似の有脚タイプの場合（土木研究所，1988）の柱式脚も K_T 、 K_R に大きな影響を与えていないことが分かっている。斜板堤の場合、この類似の有脚タイプの構造物に比較して脚を取り付けたことの K_T 、 K_R に及ぼす脚の影響がより小さいのは斜板の没水深 h_2 が大きいいため、脚が波の影響を受けにくくなっているためと考えられる。

脚を取り付けることが K_T 、 K_R に対して十分小さな影響しか及ぼさないことから、実機の構造計画において脚の配置が多少変化しても、脚のない斜板のみの模型のデータを準用できることが分かった。

5.5 大水深域における消波特性実験

5.5.1 実験方法

実験に使用した水路および模型と計測機器の配置は衝撃力低減実験と同じである。実験波は規則波とし、表-5.3に示す12種類の波を選定した。透過率 K_T 、反射率 K_R の算出方法も衝撃力低減実験と同じである。実験の縮尺は1/25である。実験に使用した模型を図-5.10に示す。斜板傾斜角 θ は 15° と一定である。実験は斜板下面に抵抗板（高さ $h_4 = 6\text{ cm}$ ）を静水面と斜板下面が交差する付近に取り付けた状態で行った。水深 h は0.4 m、0.6 mおよび0.8 mと変化させ、天端高 h_1 、没水深 h_2 を変化させた（表-5.4）。



(単位：mm)

図-5.8 有脚モデルの消波特性実験の模型形状

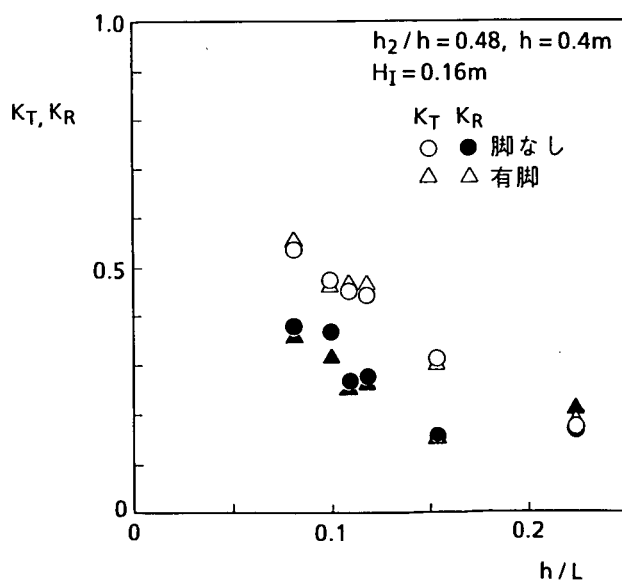
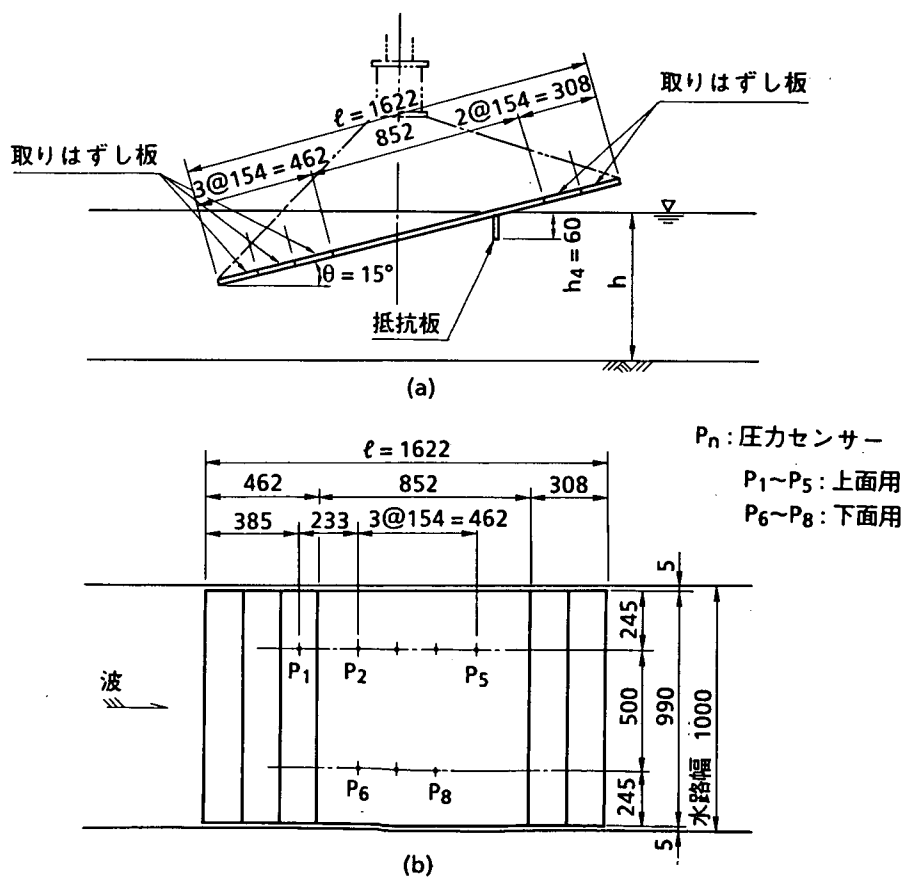


図-5.9 脚が K_T 、 K_R に及ぼす影響

表-5.3 大水深域における消波特性実験の波浪条件

周期 T (sec)	入射波高 H_1 (cm)	水深 $h_1=40\text{cm}$		水深 $h_1=60\text{cm}$		水深 $h_1=80\text{cm}$	
		波長 L (cm)	H_1/L	波長 L (cm)	H_1/L	波長 L (cm)	H_1/L
1.2	8	194	0.0412	212	0.0377	220	0.0364
	16	194	0.0852	212	0.0755	220	0.0727
1.4	8	239	0.0335	270	0.0296	288	0.0278
	16	239	0.0669	270	0.0593	288	0.0556
1.6	8	283	0.0283	327	0.0245	355	0.0225
	16	283	0.0565	327	0.0489	355	0.0450
2.0	8	369	0.0217	436	0.0183	485	0.0165
	12	369	0.0325	436	0.0275	485	0.0247
	16	369	0.0434	436	0.0367	485	0.0330
	20	369	0.0542	436	0.0459	485	0.0412
2.8	8	535	0.0150	644	0.0124	730	0.0110
	16	535	0.0299	644	0.0248	730	0.0219



(単位: mm)

図-5.10 大水深域における消波特性実験の模型形状

表-5.4 大水深域における消波特性実験の実験ケース

水深 h (cm)	没水深 (没水比) h_2 (cm) (h_2/h)	天 端 高 h_1 (cm)		
		6	10	14
40	16 (0.40)	—	—	○
	20 (0.50)	○	○	○
	24 (0.60)	○	—	—
60	16 (0.27)	—	○	○
	20 (0.33)	○	○	○
	24 (0.40)	○	○	—
80	16 (0.20)	—	○	○
	20 (0.25)	○	○	○
	24 (0.30)	○	○	—

* ○印が実施した実験ケースを表す。

模型を水中に設置した状態での固有振動数はX方向が約 50 Hz , Z 方向は約 60 Hz である。これに対し測定時のカットオフ周波数はX方向 30 Hz , Z 方向 40 Hz とした。

5.5.2 消波特性

(1) K_T , K_R に及ぼす水深変化の影響

斜板堤の没水深 h_2 および天端高 h_1 を一定 ($h_2 = 0.2$ m , $h_1 = 0.1$ m) として, 水深 h を 0.4 , 0.6 および 0.8 m と変化させたときの透過率 K_T と没水深波長比 h_2/L との関係を図-5.11に示す。入射波高 H_1 は 0.16 m である。図から明らかなように, K_T は水深によってあまり変化しない。この結果は, 斜板堤の没水深および天端高が同じであれば,

大水深の場合でも水深が浅いときと同程度の消波特性が得られることを示している。

また, 3 種類の水深に対する K_T の実験値が h_2/L で整理するとよくまとまることから, K_T に対する水深の影響は主として水深の変化に伴う波長の変化によって現れると言える。

図-5.12 は水深を変化させたときの反射率 K_R と h_2/L との関係を表す。実験値にややバラツキがみられるが, 3 種類の水深の間で K_R の値に大きな差はない。波長が長い領域では水深が大きいほど K_R が小さくなる傾向となっている。また, h_2/L

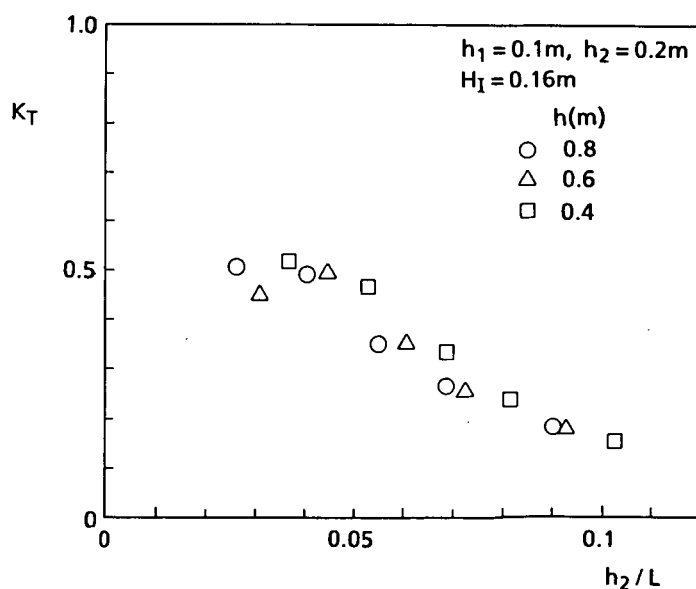


図-5.11 水深が K_T に及ぼす影響

$= 0.08$ 付近で K_R が極小となるのは、没水部水平長さ / 波長の比 (B/L) が $1/4$ に近い波長のため斜板上に定常波が生じることに起因するものである (土木研究所, 1989 a)。

(2) 没水深が K_T , K_R に及ぼす影響

水深が最も大きい $h = 0.8$ m の場合に、天端高を一定 ($h_1 = 0.1$ m) として没水比 h_2/h を 0.2 , 0.25 および 0.3 と変えたときの、 K_T と水深波長比 h/L との関係を図-5.13 に示す。この場合水深 h が一定であるから波長の無次元化に h を用いた。図より、 h_2/h が大きいと K_T はかなり小さくなるということが明らかである。このように没水深が大きくなるにしたがって K_T が小さくなるという傾向は、水深が浅い場合に見られた傾向 (土木研究所, 1989 a) と同じである。図-5.14 には K_R と h/L との関係を示す。 K_R は K_T とは反対に、没水深が大きくなるにしたがって大きくなる。

(3) 天端高、波高が K_T , K_R に及ぼす影響

水深が最も大きい $h = 0.8$ m の場合に没水深を一定として、天端高没水深比 h_1/h_2 を 0.3 , 0.5 および 0.7 と変えたときの K_T の変化を図-5.15 に示す。図の上段は水深波長比が $h/L = 0.163$ (波周期 $T = 2.0$ sec) のときの結果であり、入射波高ごとの K_T の変化を示している。波高 H_I が小さいならば K_T は h_1/h_2 によってほとんど変わらない。一方、 H_I が大きくなると、 h_1/h_2 が小さいほど K_T は大きくなるが、これは波高が大きくかつ天端高の小さいときには、越波の影響が強く現われ消波特性が低下することを示している。図の下段の $h/L = 0.276$ (波周期 $T = 1.4$ sec) の結果については、 h_1/h_2 とともに K_T は漸増するという傾向である。図-5.16 には K_R に及ぼす天端高の影響を示す。 $h/L = 0.163$ および 0.276 の双方の結果を合わせ全般的にみて、 K_R は h_1/h_2 によってほとんど変化しないと考え

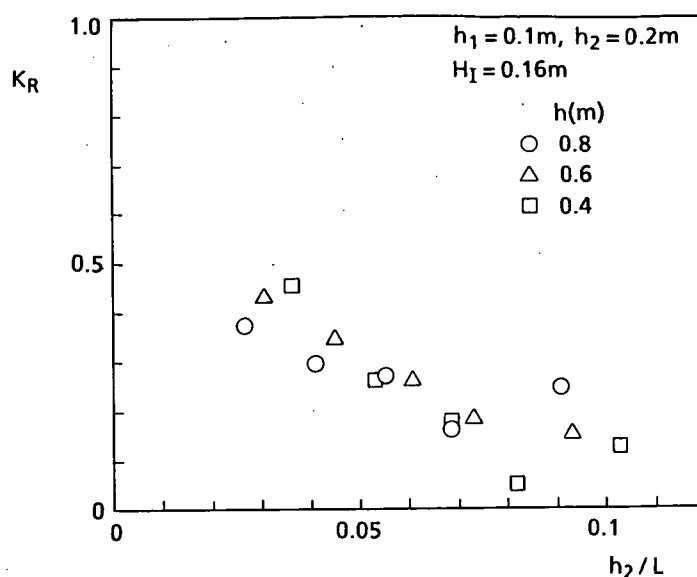


図-5.12 水深が K_R に及ぼす影響

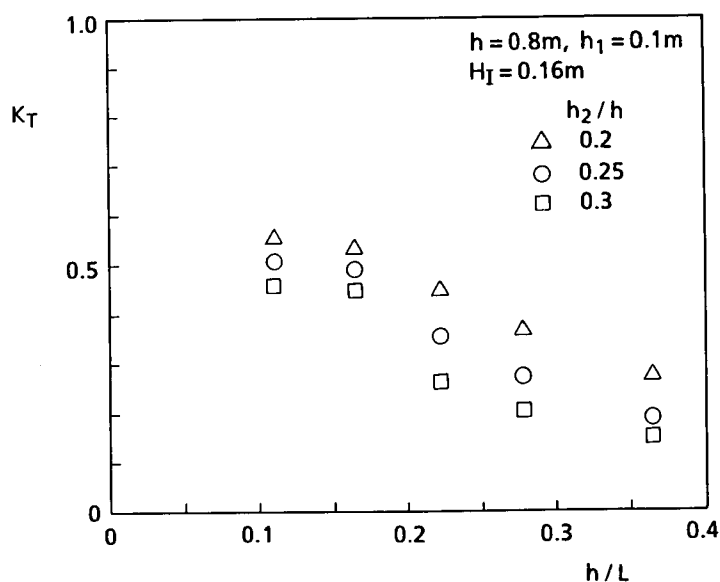


図-5.13 没水深 h_2 が K_T に及ぼす影響

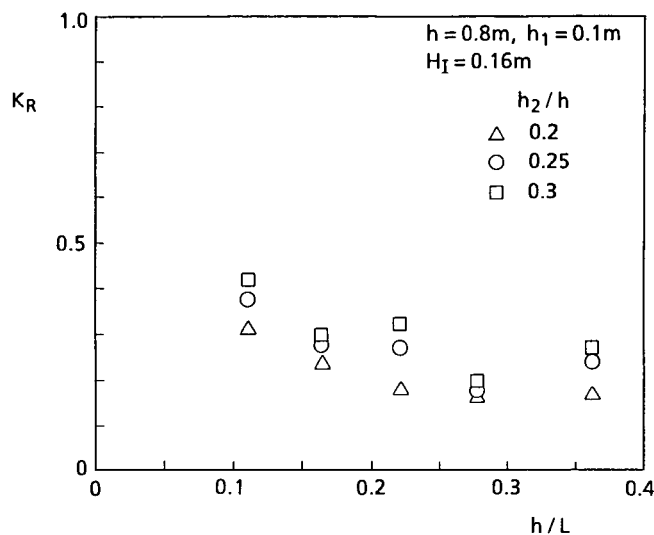


図-5.14 没水深 h_2 が K_R に及ぼす影響

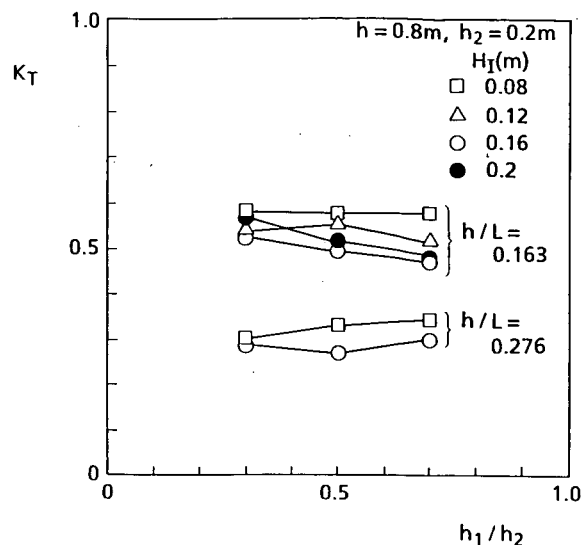


図-5.15 天端高、波高が K_T に及ぼす影響

ことができる。

次に、図-5.15、5.16をもとに入射波高の及ぼす影響についてみる。図-5.15から、 $H_I = 0.16$ mまでは波高が大きくなると K_T は減少し、それ以上の波高では K_T は逆に増大する傾向がある。これに対して図-5.16の K_R は、波高が大きくなるにしたがって一様に単調減少しており、変化の度合いも K_T に比べてかなり大きい。この結果は、斜板上での破波による波エネルギーの散逸の結果が、 K_R に対しては波高の増大に伴って顕著に現れることを意味している。

(4) K_T の計算値と実験値との比較

最近、斜板の有する消波特性が理論的に検討されている。それは、非定常緩勾配方程式を基礎として波の変形を時系列的に計算した研究（高橋ら、1989）であるが、その計算法は消波特性推定法として簡便な方法とは言えない。

本論文では、透過率 K_T の実用的な推定法を得ることを目的とし、ポテンシャル接続法の考え方をもとに導いた計算式を、実験結果を加味して一部修正するという形の K_T の推定法を求めた。推定法の導き方の詳細は前報（土木研究所、1989 a）および本報の付録に示している。

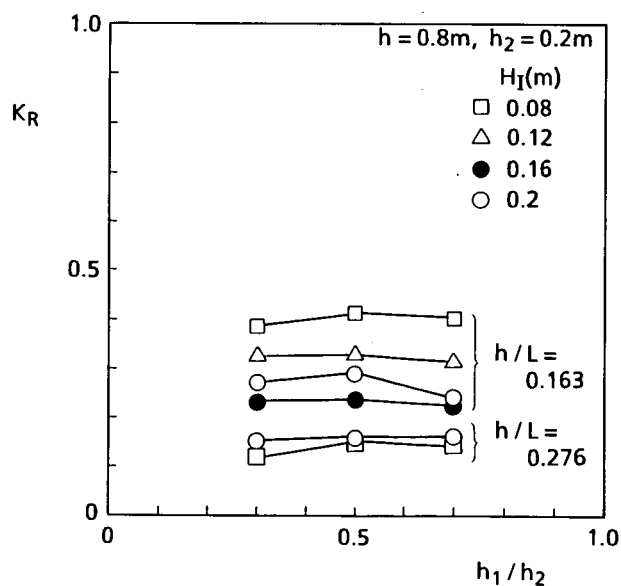


図-5.16 天端高、波高が K_R に及ぼす影響

以下に結果だけを示すと、 K_T の推定式は

$$K_T = \frac{2}{\sqrt{(1 + f_B - f_A f_c)^2 + (f_c + f_A f_B)^2}} \quad (5.1)$$

と与えられる。

ここに

$$f_A = \alpha \frac{\tanh kh}{\tan \theta} \left(1 - \frac{\sinh kh_3}{\sinh kh} \right) \quad (5.2)$$

$$f_B = \frac{h_3}{h} \frac{\sinh kh_3}{\sinh kh} \quad (5.3)$$

$$f_c = -f_B \frac{kh}{\theta} \log \frac{h_3}{h} \quad (5.4)$$

である。 α は実験結果を考慮に入れて決める係数である。

図-5.17 において、式(5.1)による K_T の計算値と実験値を比較した。実験値は図-5.11 と同じものであるが、横軸に水深波長比 h/L をとって書き直している。計算値は式(5.2)の中の係数 α の値を次式により求めて計算した値である。

$$\alpha = 1 + \frac{0.4}{h_2/h} \quad (5.5)$$

この式は、水深が $h = 0.4$ および 0.8 m の場合について、 α の値を種々変えて K_T を計算し、計算値と実験値との対応の度合をみて決めたものである。図-5.17 から明らかかなような、 $h = 0.4$ および 0.8 m のと

きはもちろん $h = 0.6$ m の場合も、 h/L の小さい領域を除いて計算値と実験値とはよく一致する。また、付録の図-5.A.3 および図-5.A.4 に示すとおり、前報(土木研究所, 1989 a)の実験値と比較しても計算値は実験値の傾向をよく説明している。

このような結果から斜板堤の透過率を、概略推定する場合に今回の推定法は十分有効であると言える。ただし天端高波高比 h_1/H_1 が図-5.17 のときの $h_1/H_1 = 0.625$ よりかなり小さいならば、係数 α の値を式(5.5)で求まる値より大きくする必要がある。

5.5.3 波力特性

水深 h が変化するときの全体波力の変化を調べるために、水平波力 F_x および鉛直波力 F_z の最大値の無次元波力と B_0/L との関係を図-5.18 および図-5.19 に示す。これらは $h_1 = 0.1$ m, $h_2 = 0.2$ m の

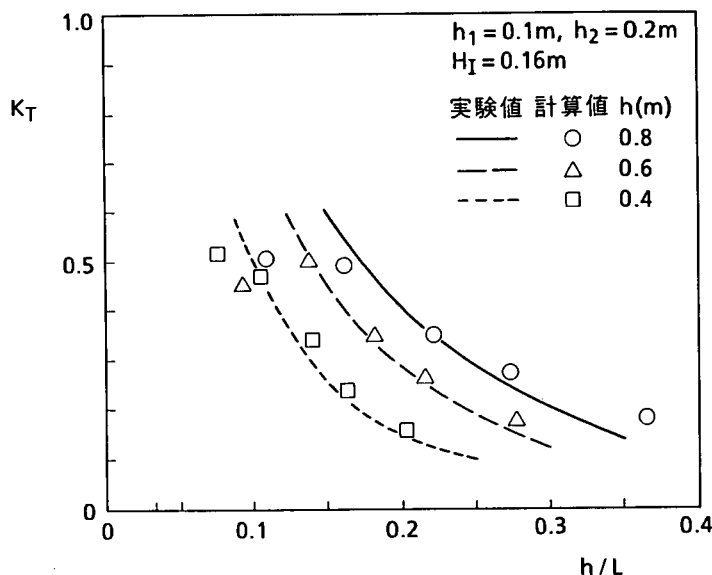


図-5.17 K_T の計算値と実験値との比較

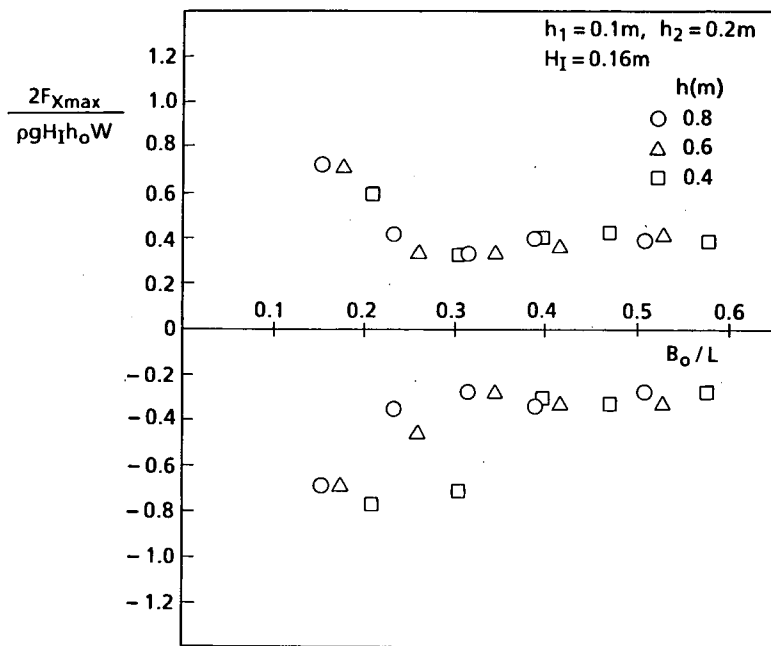


図- 5.18 水深が無次元水平波力に及ぼす影響

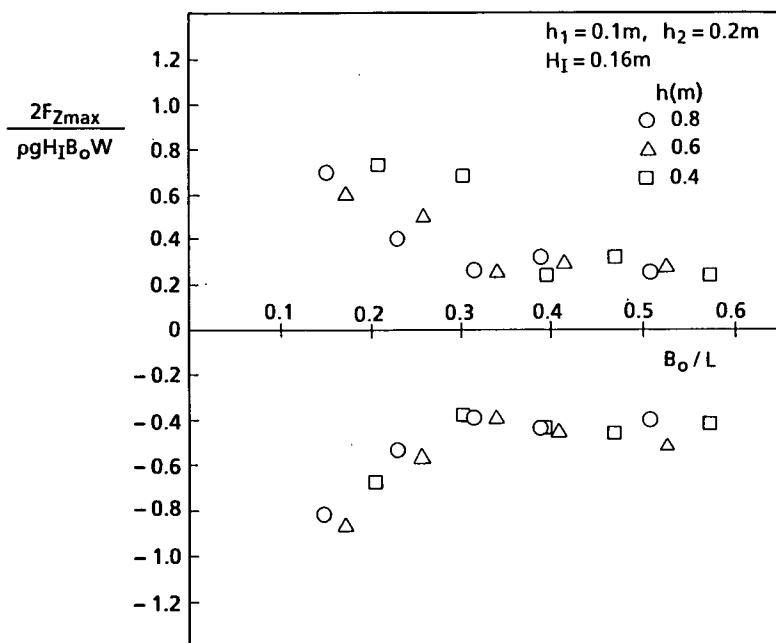


図- 5.19 水深が無次元鉛直波力に及ぼす影響

の模型について、水深 h が 0.4 m, 0.6 m および 0.8 m の結果を示したものである。

F_x , F_z の最大値は B_o / L に対して同じ傾向を示している。全体波力 $B_o / L > 0.3$ のとき一定となり, $B_o / L < 0.3$ のとき波長 L に依存し, ほぼ L に比例して増加している。水深 h が 0.4 m で $B_o / L \approx 0.3$ の

とき、上向き波力 $F_{Z\ up}$ および冲向き波力 $F_{X\ off}$ の場合の無次元値が大きいのは衝撃力が多少発生しているためである。

5.6 ま と め

- ① 上向き波力 $F_{Z\ up}$ および冲向き波力 $F_{X\ off}$ の衝撃力成分を低減する上で、斜板下面に鉛直壁（抵抗板）を付加することは有効である。抵抗板の位置は静水面と斜板下面が交差する付近が最も効果が高い。また抵抗板高さが実機において1～2 mの範囲では抵抗効果はほとんど変わらない。
- ② 抵抗板を付加しても斜板堤の透過率 K_T および反射率 K_R はほとんど変化しない。
- ③ 実機で必要とされる程度では、脚の主柱の径および配置は透過率 K_T および反射率 K_R にほとんど影響を及ぼさない。
- ④ 同一の斜板形状で水深 h を0.4 m、0.6 mおよび0.8 m（実海域水深ではそれぞれ10 m、15 mおよび20 m）と変化させても透過率 K_T および反射率 K_R の変化は少ない。 K_T 、 K_R は水深 h よりむしろ波長 L に存在すると考えられる。
- ⑤ 同一の斜板形状で水深 h を0.4 m、0.6 mおよび0.8 mと変化させても全体水平波力 F_X および鉛直波力 F_Z の変化は少ない。
- ⑥ 斜板の傾斜角 θ が 15° で天端高 h_1 が0.1 m（実機で2.5 m）、没水深 h_2 が0.2 m（5.0 m）の形状は水深 h が10 m～20 mの範囲で透過率 $K_T \leq 0.6$ 、反射率 $K_R \leq 0.5$ を満足する（但し、波周期 $T \leq 14$ sec、波形勾配 $H_1/L > 0.02$ ）。このことから斜板堤は水深が大きくなっても斜板形状はほとんど変化しないので大水深域でも有効な消波構造物として利用できる。
- ⑦ ポテンシャル接続法の考え方をもとに導き、実験結果による修正を加えた K_T の推定式は、 K_T の概略値を推定する上で有効である。

参 考 文 献

- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1989）：海域制御構造物に関する共同研究報告書(8)，土木研究所資料，No. 2578，pp. 31～54.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1989）：海域制御構造物に関する共同研究報告書(9)，土木研究所資料，No. 2788，pp. 97～108.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1988）：海域制御構造物に関する共同研究報告書(4)，土木研究所資料，No. 2577，pp. 165～181.
- 高橋陽一・盛高裕生・磯部雅彦・渡辺晃（1989）：傾斜板を用いた波浪制御構造物に関する研究，海岸工学論文集，第36巻，pp. 519～523.

付録 斜板堤の透過率近似計算法（その2）

筆者らは、流体領域を図-5.A.1のように分割し、ポテンシャル接続法の考え方をを用いて近似的に透過率を計算する方法を提案した（土木研究所，1989 a）。その後さらに検討を加え、流体領域①および②

での速度ポテンシャルとして、
より境界条件に適合した形のもの
を求めた。そして透過率の実
験結果を考慮に入れて計算式
の一部に修正係数を用いた透過率
の推定式を得た。以下に概要を
示す。

今回新しく用いた流体領域①
での速度ポテンシャルの表現は
次のとおりである。

$$\phi_1(y) = C_0 J_0 \left(2 \sqrt{my} \right) \quad (5.A.1)$$

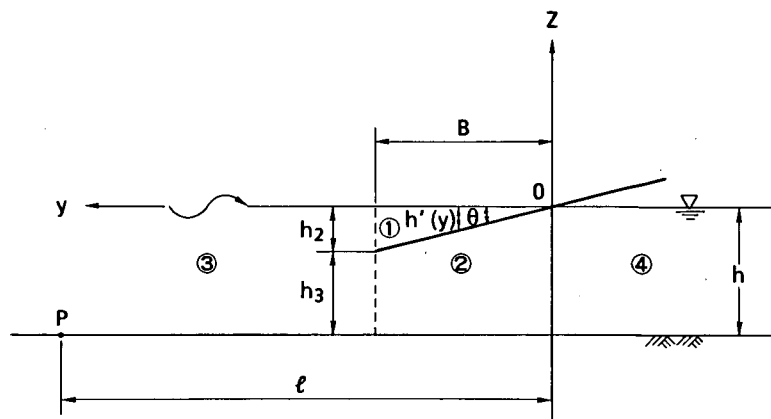


図-5.A.1 領域分割図

記号の定義は前報（土木研究所，1989 a）と同じとする。この形の速度ポテンシャルは流体領域①での自由表面条件を厳密に満足している。一方、流体領域②で新しく用いた速度ポテンシャルは

$$\phi_2(y, z) = D_0 + E_0 \log \{ (y-l)^2 + (z+h)^2 \} \quad (5.A.2)$$

と表示される。ここに l は斜板の延長線と水底との交点PからZ軸までの水平距離である。

この速度ポテンシャルは点P（ $l, -h$ ）に吹出しがある場合の速度ポテンシャルに相当し、その吹出しがつくる流れは流体領域②では斜板の底面に沿った流れとなり、かつ水底に沿った流れとなる。これは（5.A.2）の速度ポテンシャルが斜板底面および水底での境界条件を厳密に満足することを意味する。

流体領域③および④の速度ポテンシャルは前報の場合と変わらないが再記すると、

$$\phi_3(y, z) = \frac{1}{K} (e^{iky} + C_R e^{-iky}) \times \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \quad (5.A.3)$$

$$\phi_4(y, z) = \frac{C_T}{K} e^{iky} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \quad (5.A.4)$$

である。

流体領域の境界で速度ポテンシャルおよび速度が連続となるように、改めて計算を行うと、複素表示の透過率 C_T および反射率 C_R の式として

$$C_T = \frac{2}{1 + f_x f_y} e^{ikB} \quad (5.A.5)$$

$$C_R = \left(\frac{2 f_X}{1 + f_X f_Y} - 1 \right) e^{2 i k B} \quad (5. A. 6)$$

を得る。ここに、 B は没水部の斜板水平幅であり、

$$f_X = f_B + i f_c \quad (5. A. 7)$$

$$f_Y = 1 + i f_A \quad (5. A. 8)$$

$$f_A = \frac{J_1(x)}{J_0(x)} \sqrt{\frac{\tanh kh}{k h_2}} \left(1 - \frac{\sinh kh_3}{\sinh kh} \right) \quad (5. A. 9)$$

$$x = \frac{2}{\tan \theta} \sqrt{k h_2 \tanh kh} \quad (5. A. 10)$$

$$f_B = \frac{h_3}{h} \frac{\sinh kh}{\sinh kh_3} \quad (5. A. 11)$$

$$f_c = -f_B \frac{k h}{\theta} \log \frac{h_3}{h} \quad (5. A. 12)$$

である。なお、 $h_3 = h - h_2$ とする。透過率 K_T は

$$K_T = |C_T| = \frac{2}{\sqrt{(1 + f_B - f_A f_c)^2 + (f_c + f_A f_B)^2}} \quad (5. A. 13)$$

と表される。

図-5. A. 2の中の破線は式(5. A. 13)を用いて求めた K_T の計算値である。式(5. A. 13)によれば、 K_T を支配するパラメータは斜板傾斜角 θ 、水深波長比 h/L および没水比深さ水深比 h_2/h の三つのみであり、図は $h_2/h = 0.48$ の場合の計算値を表わす。2箇所に $K_T = 0$ となる点が見れるが、全体としては h/L の増加に対して K_T は減少する傾向となっている。

同じ図の中の実線は式(5. A. 9)を少し簡略化して計算した結果を示す。波長が水深に比べて非常に大きい、つまり $kh \rightarrow 0$ と仮定すると、式(5. A. 9)の中の J_1/J_0 は

$$\begin{aligned} \frac{J_1(x)}{J_0(x)} &\xrightarrow{x \rightarrow 0} \frac{x}{2} \\ &= \frac{\sqrt{K h_2 \tanh kh}}{\tan \theta} \quad (5. A. 14) \end{aligned}$$

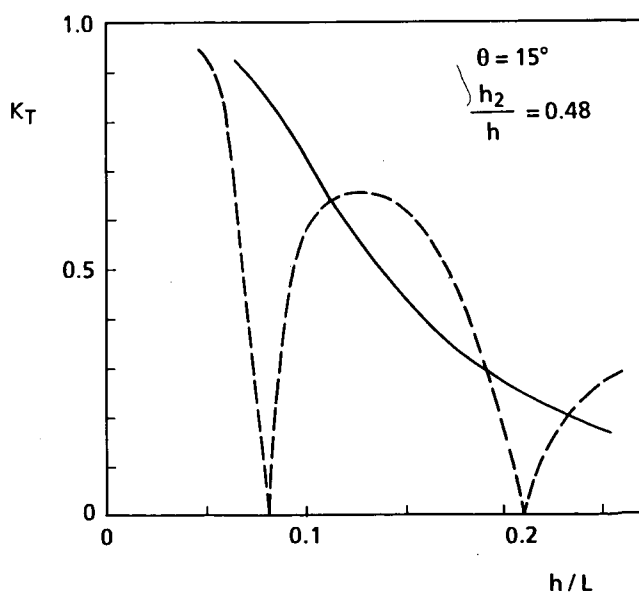


図-5. A. 2 透過率の計算値

となる。このとき式 (5.A.9) は

$$f_A = \frac{\tanh kh}{\tan \theta} \left(1 - \frac{\sinh kh_3}{\sinh kh} \right) \quad (5. A. 15)$$

となる。図- 5.A. 2 の実線は f_A を式 (5.A. 15) により計算した場合の計算値を表しており K_T は h/L に対して単調に減少する傾向となる。

ここで、 K_T の実験値の h/L に対する傾向を上述の実線の傾向と考え合わせて式 (5.A. 15) を修正した形の K_T の推定法を検討した。

まず f_A の表現として

$$f_A = \alpha \frac{\tanh kh}{\tan \theta} \left(1 - \frac{\sinh kh_3}{\sinh kh} \right) \quad (5. A. 16)$$

を考える。係数 α は実験結果を加味して求めた本文の式 (5.5) より与えるものとする。図- 5.A. 3 および図- 5.A. 4 に、縮尺 1/100 の実験 (土木研究所, 1989 a) から得た K_T の実験値と計算値との比較を示す。この場合も計算値と実験値とはよく対応することがわかる。

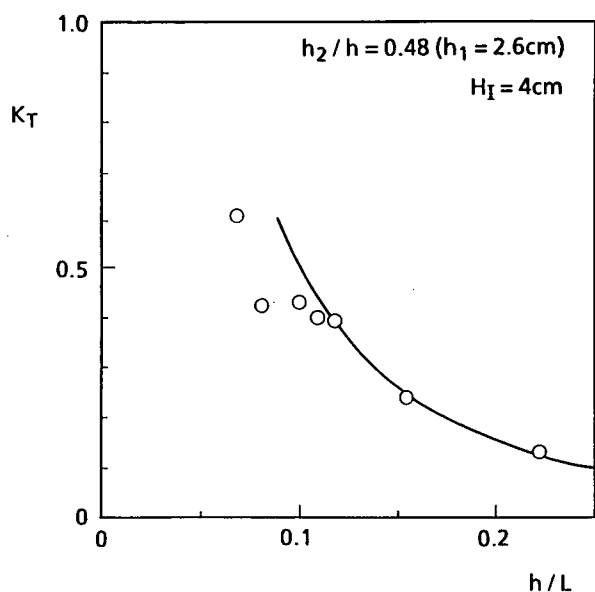


図- 5.A. 3 K_T の実験値 (土木研究所, 1989 a) と計算値との比較 ($h_2/h = 0.48$)

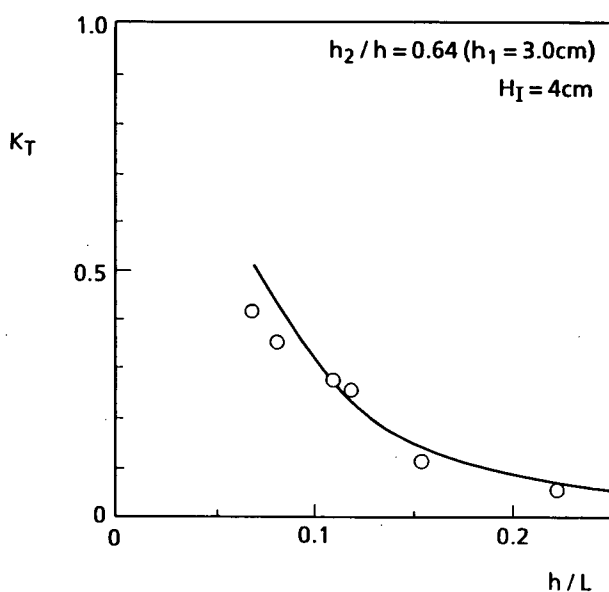


図- 5.A. 4 K_T の実験値 (土木研究所, 1989 a) と計算値との比較 ($h_2/h = 0.64$)

第6章 MMZ計画策定の手引き（案）計画編について

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇多高明
	研究員	小俣篤



まえがき

建設省が進めている総合技術開発プロジェクト「海洋利用空間の創成・保全技術の開発」では、その最終成果としてMMZ計画策定の手引き（案）を作成する予定となっている。この手引き（案）は計画編、構造設計編、維持管理編、施工編および計画編別冊から成る。本論は、MMZ計画策定の手引き（案）計画編のうち平成元年12月までに執筆を終えた部分について明らかにするものであって、共同研究を進めている関係各位に本手引きの内容を周知するとともに、本論に対する意見、批判を参考として今後における内容の充実を可能とすることを主な目的とする。したがって、ここに述べる手引き案は今後の修正を受けて完成されることになる。

現時点におけるMMZ計画策定の手引き（案）計画編の目次構成は以下のようである。

第1章 総 則

- 1.1 目 的
- 1.2 適用範囲
- 1.3 関連法規
- 1.4 MMZ計画のフロー

第2章 MMZ計画のために必要となる調査

2.1 空間利用計画のための調査

2.1.1 自然条件調査

- (1) 気象・海象
- (2) 地形・地質
- (3) 水・大気環境
- (4) 植生
- (5) 生態系

2.1.2 社会条件調査

- (1) 人口構造
- (2) 経済構造
- (3) 土地利用
- (4) 交通網
- (5) 海岸利用状況
- (6) 海岸保全施設の整備状況
- (7) 海岸利用施設の整備状況

2.2 海域制御構造物の設計に必要とされる調査

- 2.2.1 波 浪
- 2.2.2 潮 位

2.2.3 流 れ

2.2.4 風

2.2.5 海底地形

2.2.6 土 質

2.2.7 漂砂および洗掘

2.2.8 地 震

2.2.9 付着生物

2.3 環境アセスメントのための調査

2.3.1 調査計画と手順

(1) 調査方針

(2) 環境アセスメント関連諸法令

(3) 調査計画

(4) 調査結果の整理法

2.3.2. 将来予測の対象項目および評価基準

(1) 自然環境

(2) 生態系

(3) 防 災

2.3.3 将来予測手法

(1) 海 域

(2) 大気および陸上

2.3.4 工事中の環境アセスメント

(1) 工事中に生じる環境への影響事項

(2) 対 策

第3章 空間利用計画

3.1 空間整備の理念

3.1.1 国土保全

3.1.2 静穏海域の多目的利用

3.1.3 ウォーターフロント空間の利用

3.1.4 土地利用

3.1.5 良好な自然環境の維持

3.2 空間利用計画の目的

3.3 空間利用計画の手法

第4章 海域制御構造物の選定

4.1 海域制御構造物の定義

4.2 海域制御構造物の型式

4.3 海域制御構造物の選定

4.3.1 海域制御構造物の適用性

4.3.2 海域制御構造物の選定

第5章 海域制御構造物の機能設計

5.1 機能設計の手順

5.2 海域制御構造物の消波機能

5.3 海域制御構造物の配置計画

5.3.1 配置計画の考え方

5.3.2 配置計画

5.3.3 配置計画の検討手法

本論では、この中で執筆が概略完成している1，4，5章の内容を示す。ただし、海域制御構造物の各論は未執筆である。

第1章 総 則

1.1 一 般

本手引きは、MMZ計画においてその目的を確実に実現するとともに、計画の合理性、経済性を確保する上で考慮しなければならない基本事項を記したものである。本手引きは計画編、構造設計編、施工編、維持管理編の4編より成る。

1.2 適用範囲

本手引きは、MMZ計画を策定する際に用いられるものである。

〔解 説〕

(1) 一 般

外洋に面した沿岸域では一般に海象条件が厳しく、海岸侵食や波浪等の脅威にさらされているため、その利用は従来極めて限られたものとなっていた。しかしながら、海洋性レクリエーション需要の増大、快適で潤いある親水空間の不足、都市施設の不足等により、安全で快適な新しい空間を沿岸域に創出する必要性が高まっている。MMZ（マリーン・マルチ・ゾーン）構想は、このような背景の下に生まれたものであり、その効果は以下の5項目にまとめられる。

① 国土保全

海象条件の厳しい沿岸域の波浪を海域制御構造物により弱め、広い静穏域を創出することにより海浜を安定化させ、背後地の安全度を向上させる。ここでいう海域制御構造物とは、従来の異型コンクリートブロック積離岸堤とは異なる構造を有し、水深約20mまで建設可能な透過性の消波構造物をいう。

② 多目的利用の可能な静穏海域の創出

静穏化された海域空間においては、海洋性レクリエーション利用が促進される。また、海域制御構造物の魚礁としての効果、あるいは静穏海域での魚貝類の養殖等、水産面での有効利用が可能となる。

③ 快適なウォーターフロント空間の創出

静穏海域と安定化された海浜により、快適なウォーターフロント空間が創出される。

④ 土地利用

広い静穏海域が創出されることにより陸域の拡幅が可能となり、背後地で新たな土地利用を図ることが可能となる。

⑤ 良好な自然環境の維持

海域制御構造物は透過性であることにより、沿岸海域の水環境を悪化させることがなく、生態系あるい

は景観上から見ても良好な自然環境を維持することが可能である。

(2) MMZ計画の開発イメージ

MMZ計画の開発規模は、事業を実施する地域の自然・社会条件により様々に変化する。したがって、陸域での開発規模は特に想定されないが、海域に関しては、海域利用の観点から岸沖方向に500 m以上、経済性の観点から水深約20 m以内が想定される。

MMZ構想による開発イメージとしては、快適なウォーターフロント空間を活かした構想として、①海洋性リゾート地、②住宅地、③研究都市等を挙げることができる。

1.3 関連法規

MMZ計画の策定に当たっては、沿岸域の利用に関する様々な法規による制約を受けるため、これら関連法規に関する十分な検討が必要である。

〔解 説〕

沿岸利用の計画を立案する際には様々な法規制について検討する必要がある、各種検討に際しては法規の定める点をよく理解することが必要とされる。一般に、沿岸域に対する法規の適用範囲は、沿岸域を陸域の一部としてとらえているもの、海域を対象としているもの、陸域と海域を一体的にとらえているものに三分される。

「海」に何らかの関連を有する法律は、図-1.1に示す通りであるが、各法規の主要目的あるいは主要規制対象にしたがい、次のように分類することができる。

① 領海法

② 利用計画に関連する法規

イ. 一般法

国有財産法、国土総合開発法、国土利用計画法

ロ. 漁業関連

漁業法、水産資源保護法、漁業水域に関する暫定措置法、外国人漁業の規制に関する法律、海洋水産資源開発促進法、沿岸漁場整備開発法

ハ. 鉱業関連

鉱業法、鉱山保安法、石油及び可燃性天然ガス資源開発法、採石法、砂利採取法、石油パイプライン事業法、石油備蓄法、日韓大陸棚共同開発協定特別措置法、等

ニ. 運輸関連

海上運送法、海上交通安全法、海上衝突予防法、港則法、等

ホ. 公園関連

自然公園法

ヘ. 埋立等土木事業関連

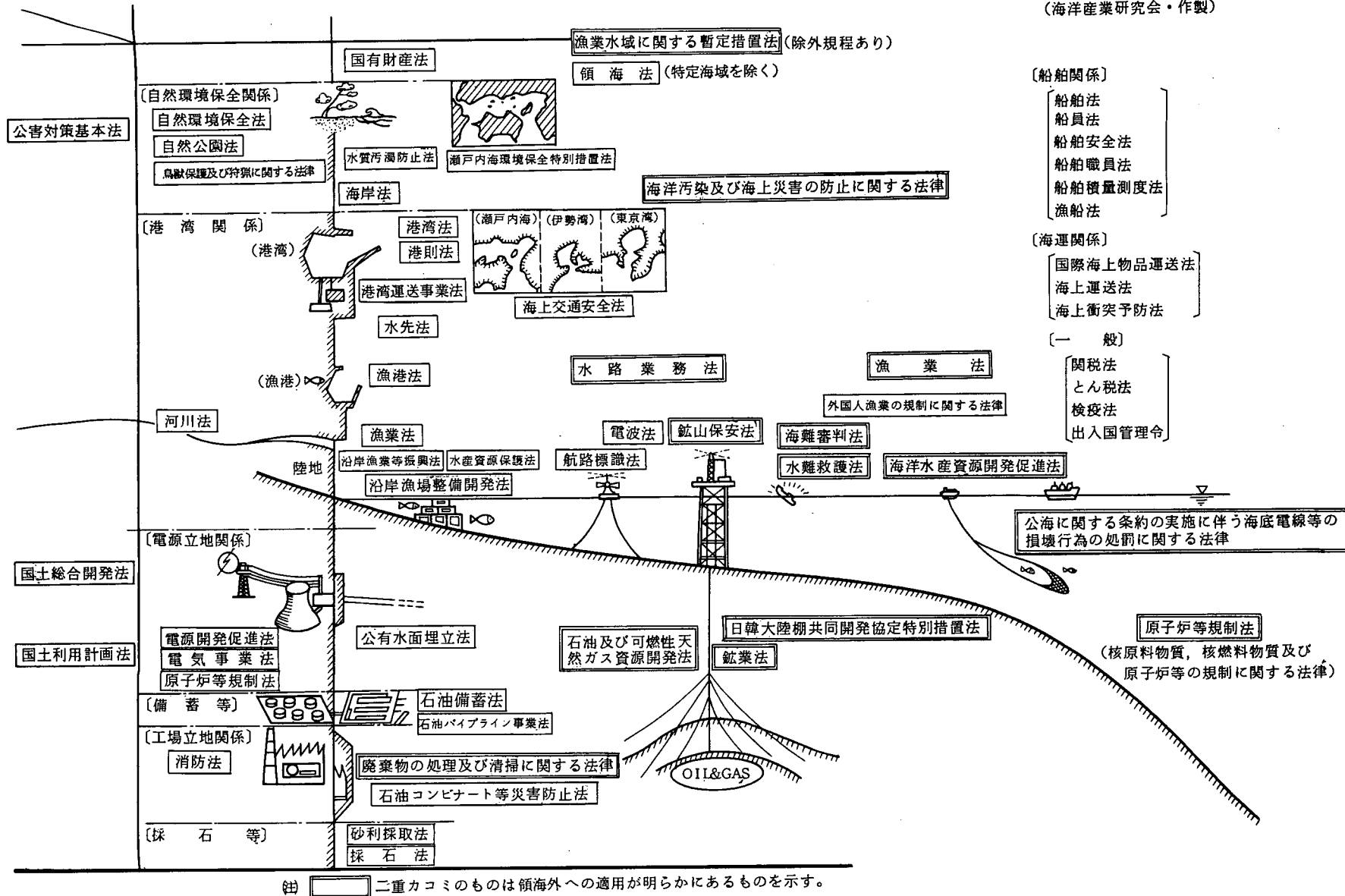


図-1.1 関連法規の一覧 (総合研究開発機構 (1981) による)

公有水面埋立法、港湾法、等

③ 環境保全に関連する法規

公害対策基本法、水質汚濁防止法、瀬戸内海環境保全特別措置法、廃棄物の処理及び清掃に関する法律、自然環境保全法、海洋汚染及び海上災害の防止に関する法律、放射性同位元素等による放射線障害の防止に関する法律、等

④ 管理に関する法規

河川法、海岸法、港湾法、等

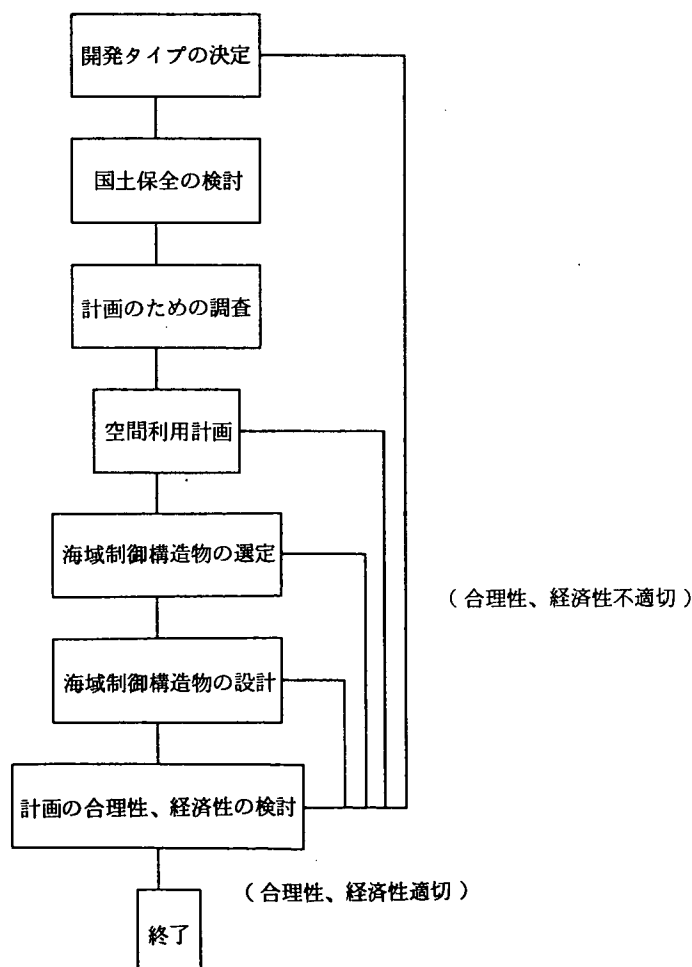
⑤ その他

船舶法、消防法、電波法、等

なお、一つの法律が複数の項目に該当する場合もあり、特に、環境ないし海岸の自然状態に変更をもたらす行為については、環境保全法、埋立事業関連法の項目に列挙された法規のほか、多数の法規により直接または間接に種々の規制を受ける。

1.4 MMZ計画のフロー

MMZ計画は以下のフローに従って策定するものとする。



〔解 説〕

MMZ計画では、対象地域の開発・利用構想に基づいて海域および陸域の計画を合理的、経済的に策定する必要がある。そのためには、計画編、構造設計編、維持管理編、施工編からなる本手引き（案）を十分に活用しなければならない。計画編により立案されたMMZ計画に基づき、海域制御構造物の構造設計維持管理計画および施工計画が立案されるが、これらは相互に独立したものではない。構造設計編、施工編、維持管理編は計画への適合性、構造物の総建設費に関する合理性・経済性等を考慮し、フィードバックを行いつつ利用されるべきである。場合によっては計画そのものの見直しも必要とされる。

第4章 海域制御構造物の選定

4.1 海域制御構造物の定義

海域制御構造物は沖合に設置され静穏海域を創出することにより、国土の保全、快適なウォーターフロント空間の創出を目的とする構造物であり、さらに後背陸域の新たな土地利用をも可能とする構造物である。海域制御構造物は、要求される機能・安定性を確実に満たす構造物でなければならない。

〔解説〕

海域制御構造物は、沖合に設置される透過性の消波構造物である。建設省総合技術開発プロジェクト「海洋利用空間の創成・保全技術の開発」および土木研究所官民共同研究「海域制御構造物の開発」により、その研究開発が進められた。開発目標とされてきた設置水深は約20m以浅、消波効果は透過率60%以下、反射率50%以下である。海域制御構造物は、静穏海域を創出し、波浪災害を防止すると共に海浜を安定化させることにより、国土保全に資することができる。また、構造物による海水交換の阻害も少ないことから沿岸海域の環境は良好に保たれるので、快適なウォーターフロント空間を創出することも可能である。海域制御構造物背後に形成された静穏海域は、海洋性レクリエーション利用を促進するとともに、構造物が魚礁効果を有すること、あるいは静穏海域が魚貝類の養殖場になること等から、水産業の面からの海域有効利用が可能となる。さらに、養浜等による新たな陸地の造成も可能である。以上のように、海域制御構造物によれば、沿岸域の多目的利用、後背陸地の様々な土地利用が図れるようになる。したがって、海域制御構造物はMMZ計画を実施する上での中核となる構造物であり、要求される機能・安定性を確実に満たすものでなければならない。

4.2 海域制御構造物の型式

海域制御構造物の型式は、消波機能からみた消波型式、および構造・施工の面からみた構造・施工型式からなり、以下のように分類される。

<消波型式>

- スリット式
- 斜板式
- 潜堤式
- 複合消波式
- 透過セル式
- リーフ式
- 柔構造潜堤式
- その他

<構造・施工型式>

- 有脚式
- 重力式
- 鋼板セル式
- 捨石式
- 膜構造式
- その他

〔解 説〕

(1) 一 般

建設省総合技術開発プロジェクトおよび土木研究所官民共同研究では様々な構造物の開発を行ってきた。これらを消波型式および構造・施工型式により分類すると表－4.1，4.2となる。海域制御構造物には様々な型式があるので、各々の特徴を十分把握する必要がある。

(2) 消波型式

消波型式とは、構造物の形状、構造物等による消波機構の特徴に着目して分類した型式である。スリット式は波が鉛直又は水平スリットを通過するときの乱れ、および複数の鉛直スリット壁間での多重反射を利用して消波する型式である。斜板式は海中に設置された斜板上での碎波により、潜堤式は構造物による碎波に伴う効率的なエネルギー減衰機構により消波する形式である。複合消波式は水平、縦スリットおよび遊水部により、波を流れと渦に変化して消波する型式である。透過セル式はセル本体による反射と間隙部の縮流効果により透過波高を減ずるとともに、スリット付き遊水室を設けることにより反射波高を低減することも可能な型式である。リーフ式は球面浅瀬状の構造物上を通過する波を集中碎波させることで消波する型式である。柔構造潜堤式は入射波により変形する膜構造物の動きに伴って発生する波の干渉および膜構造物の運動に伴うエネルギー減衰により消波する型式である。

表－4.1 消波型式から見た各構造物の分類

消波型式	構造物名称
スリット式	水平板付スリット型構造物
	多重スリット型構造物
	H型スリット板ジャケット型構造物
	透過水平板付スリットケーソン型構造物
斜板式	斜板堤
潜堤式	斜板消波潜堤
	複列透過性潜堤
複合消波式	複合消波型構造物
透過セル式	根入れ鋼板セル型構造物
リーフ式	レンズマウンド
柔構造潜堤式	フレキシブルマウンド

(3) 構造・施工型式

構造・施工型式は、構造物の構造、基礎、施工方法に着目して分類した型式である。有脚式はブロック・ケーソン等の構造物本体を基礎杭により支持し海底に固定する型式である。重力式は海底に設置した捨石マウンド等の基礎上にケーソン等の構造物本体を設置する型式である。鋼板セル式は鋼板セルを海底地盤中に根入れさせた上、セル内に中詰材を投入する型式である。捨石式は海底に投入した砂・石等の中詰材を被覆石、被覆ブロック等で覆う型式である。膜構造式は膜材でできた袋体の中に海水等の流体を充填し海底に固定する型式である。

表－4.2 構造・施工型式から見た各構造物の分類

構造・施工型式		構造物名称
有脚式	連結ブロック式	水平板付スリット型構造物
		多重スリット型構造物
	H型スリット板ジャケット式	H型スリット板ジャケット型構造物
	スリットケーソン式	透過水平板付スリットケーソン型構造物
	斜板ジャケット式	斜板堤
重力式	斜板ケーソン式	斜板消波潜堤
	中詰スリットセルラー式	複列透過性潜堤
	並列Y字壁式	複合消波型構造物
	スリットケーソン式	透過水平板付スリットケーソン型構造物
鋼板セル式		根入れ鋼板セル型構造物
捨石式		レンズマウンド
膜構造式		フレキシブルマウンド

4.3 海域制御構造物の選定

4.3.1 海域制御構造物の適用性

海域制御構造物の適用性の検討に際しては、以下の点について検討する必要がある。

- (1) 消波効果
- (2) 構造物周辺の海浜流の特性
- (3) 構造物周辺の漂砂特性
- (4) 安定性
- (5) 施工性
- (6) 付随効果

〔解 説〕

(1) 一 般

海域制御構造物は形状、消波機構、構造、施工性等に各々の特徴を有する。そのため、海域制御構造物

の選定、実海域への適用に際しては、各構造物の有する特徴を把握する必要がある。

① 消波効果

必要とされる静穏域を確保するためには、構造物が十分な消波効果を発揮しなければならない。また、周辺への影響を抑えるために、反射率が小さいことも必要となる。したがって、透過率・反射率等の消波効果を把握する必要がある。

② 構造物周辺の海浜流の特性

海域制御構造物を設置することにより生ずる海浜流は、海浜の安定性、海水交換、海域の利用に影響する。そのため、構造物設置による海浜流の変化を把握する必要がある。

③ 構造物周辺の漂砂特性

海浜の安定化効果を把握するためには、構造物周辺および背後海域の漂砂特性を知る必要がある。また、構造物周辺の地形変化、洗掘は構造物の安定性に深く関与することから、これらを引き起こす漂砂について十分な検討が必要である。

④ 安定性

海域制御構造物は沖合に設置され厳しい波浪条件にさらされるので、耐波安定性を十分に検討しなければならない。また、設置海域の自然条件に合わせて、地震、津波等に対する安定性、地盤の安定性を検討する必要がある。

⑤ 施工性

海域制御構造物は沖合に設置されるので、その施工は海上作業が主となる。そのため、現地の条件によっては施工性により構造物の型式が制約される場合もあるため、施工方法を十分に検討する必要がある。

⑥ 付随効果

ウォーターフロント空間の計画に際しては、海域の景観にも配慮する必要がある。そのため、海域制御構造物と景観との関係も検討する必要がある。また、海域制御構造物は魚礁効果、エアレーション効果等の付随効果を有するので、対象海岸の特性、MMZ計画の要求事項等をもとに、これらの効果についても検討することが望ましい。

(2) 消波効果

消波効果は、海域制御構造物の機能性のうち最も重要な特徴である。各消波型式の消波特性は既に4.2 海域制御構造物の型式の項で述べた通りである。消波効果は静穏海域の形成のみならず、海浜流や海水交換、漂砂等とも関連するので注意する必要がある。

(3) 海浜流

海域制御構造物は構造物上で碎波を促進するタイプと、そうでないタイプとに二分される。前者の場合には岸向きの速い海浜流が構造物上で引き起こされる。そのため、海水交換、静穏海域の利用、漂砂等に対する影響に注意する必要がある。海浜流の発生は、入射波浪条件、潮位、海浜の状況によって異なるため、静穏時、暴浪時に関しては異なった検討が必要である。

(4) 漂 砂

海域制御構造物は、通常10～20mの水深域に設置される。したがって、我が国では、地形変化の生じる

移動限界水深と同等かそれより深い位置に設置されることになる。このため、漂砂に関しては、構造物の背後で生じる沿岸漂砂や岸沖漂砂を対象に検討する必要がある。漂砂は、海域制御構造物の消波特性・平面配置、海浜流、海浜地形等に支配される。さらに、海岸全域の漂砂の連続性にも注意する必要がある。また、構造物周辺の洗掘に関しては、これら漂砂とは別に検討しなければならない。洗掘は、構造物の構造型式、消波特性、海底の地形条件等に支配される。

(5) 各構造物の特徴（以下の項目について現在作成中）

- ① 消波機構
- ② 構造
- ③ 施工
- ④ 維持管理、耐久性
- ⑤ 付随効果
- ⑥ 総合的な特徴

4.3.2 海域制御構造物の選定

海域制御構造物を選定する際には、要求される機能・安定性を十分に検討し、各構造物の特徴に留意する必要がある。

〔解説〕

海域制御構造物を選定する際には、MMZ計画に要求される静穏域創出、海浜の安定化等の機能、構造物としての安定性を十分に確保でき、個々の計画の特徴を反映できる型式・構造物を選定する必要がある。海域制御構造物は各々特徴を有するので、対象海域の自然および社会条件について検討し、各型式の機能、構造、施工上の特徴を考慮して、最も適切な構造物を選定する。

第5章 海域制御構造物の機能設計

5.1 機能設計の手順

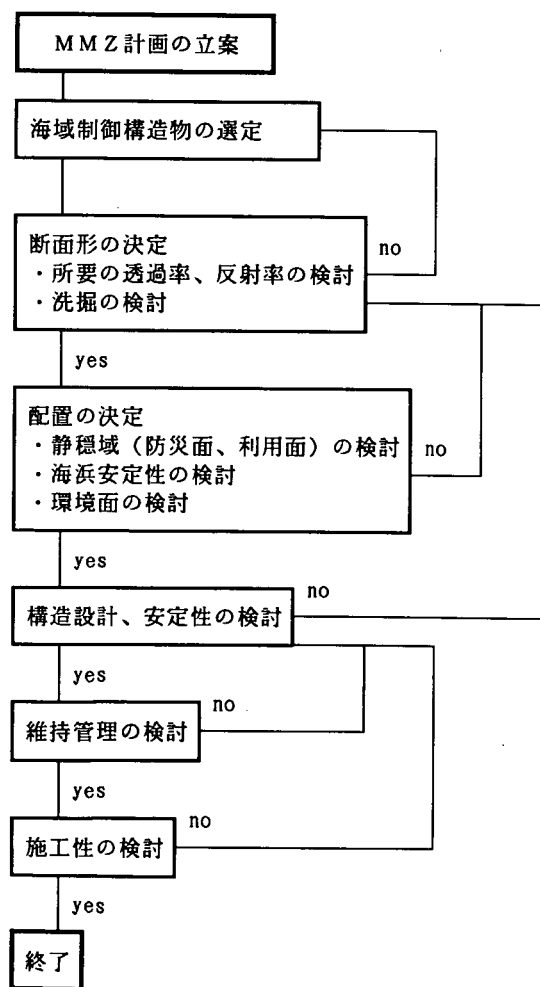
海域制御構造物の機能設計は、消波機能に基づく断面形の決定、静穏域の創出効果に基づく構造物の配置計画の順に行うものとする。また、構造設計、維持管理計画、施工計画によって、断面形または配置計画が不合理と判断された場合には、機能設計の再検討、あるいは構造物の再選定を行うものとする。

〔解説〕

機能設計は、構造設計、維持管理計画、施工計画も含めて図－5.1のフローに示す手順に従って行われる。まず、当該海岸において要求される消波機能を、水路実験の結果より検討して断面形を決定する。次に、防災および利用面から見た所要の静穏域を確保するための配置計画を決定する。その配置計画の下で、海浜の安定性、環境への影響を評価する。所要の静穏域を確保できない場合、海浜の安定および環境への影響の評価が不可の場合には、断面形の再検討あるいは構造物の再選定を行う。以上が機能設計の手順である。機能設計はそれのみで完結するものではなく、構造設計、維持管理計画、施工計画の結果によっては機能設計を再検討する必要がある。

5.2 海域制御構造物の消波機能

海域制御構造物の消波機能は、防災および利用面から要求される透過率、反射率を目標とし、当該海岸の波浪条件、海底地形、設置水深等と断面形との関係を考慮して設計しなければならない。また、構造設計、維持管理計画、施工計画を考慮して、構造物の断面形の合理性、経済性を照査する必要がある。



図－5.1 海域制御構造物の適用性の考え方のフロー

〔解 説〕

(1) 消波目標の設定

海域制御構造物の消波機能を設計する場合、まず消波目標を設定する必要がある。海域制御構造物の目的は、海域を静穏化することにより国土を保全し、新たな利用空間を創出することにある。したがって、その消波目標は国土保全と海域利用の観点から、当該海岸のMMZ計画の目的に応じて設定する必要がある。

① 国土保全

決定された計画外力に対して、海浜、海岸堤防等と一体となり陸域を保全する。したがって、必要とされる消波機能は、透過波を海浜と海岸堤防等により背後地への越波、浸水から保全できる波浪にまで減衰させることである。

また、計画された海浜が安定して保持されることも保全上の必要条件である。このためには、沿岸漂砂や岸沖漂砂による海浜の変形を考慮し、海浜を維持するのに必要な消波機能が必要とされる。消波目標の波浪には、岸沖漂砂に関しては年に数回程度の暴浪波が、沿岸漂砂に関してはエネルギー平均波が用いられることが多い。

② 海域利用

海域の利用に必要とされる消波機能は、海域の利用項目により異なる。したがって、空間利用の観点から決定された利用項目毎に必要とされる波浪条件、海域の面積等を考慮し、目標とする透過波の波浪条件、静穏域の面積等を決定する必要がある。また、消波目標とする波浪も、計画で決定された海域の利用可能日数等を考慮して、当該海岸の来襲波浪統計より算定する必要がある。

(2) 各種構造物の消波機能（現在作成中）

5.3 海域制御構造物の配置計画

5.3.1 配置計画の考え方

海域制御構造物の配置は、防災および利用面から要求される静穏域を確保でき、かつ海浜の安定性、環境への影響も考慮して決定するものとする。

〔解 説〕

海域制御構造物の配置は、各種構造物の特徴をもとに、防災および利用面から見た静穏域の確保はもとより、海浜の安定性、環境への影響も考慮して決定するものとする。環境への影響とは、海浜流、海水交換の変化に伴う水質等の変化、周辺の高浜・海底地形変化、生態・景観への影響、船舶の航行に対する影響等である。これらの事項は、MMZ計画の目的を達するように、事前の検討が必要となる。

5.3.2 配置計画

配置計画では、5.3.1 配置計画の考え方にに基づき、各種構造物の機能上の特徴（構造物周辺の平面的な波高分布・海浜流・漂砂特性等）を考慮して、構造物の配置諸元（離岸距離、堤長、開口幅等）を決定するものとする。

〔解 説〕（現在作成中）

※配置計画は、各種構造物の機能上の特徴（構造物周辺の平面的な波高分布・海浜流・漂砂特性等）を考慮して、構造物の配置諸元を決定するものである。各種構造物の配置諸元（離岸距離、堤長、開口幅等）を以下の項目について述べる。

- ① 平面的な波高分布
- ② 海浜流

5.3.3 配置計画の検討手法

海域制御構造物の配置計画の検討に際しては、設置に伴う波浪、海浜流、海浜地形の変化を予測する必要がある。これらの予測は、水理模型実験または数値計算により行うものとする。

〔解 説〕

(1) 波浪、流れ

海域制御構造物を設置すると波浪や流れの場が変化する。こうした変化は構造物の効果を左右するとともに、周辺環境にもかなり大きな影響を及ぼす。したがって、配置計画に際しては、水理模型実験または数値計算により波浪や流れの場の変化を予測しなければならない。

水理模型実験としては、構造物の消波効果、波力特性等の基本的性質を把握するための2次元水路実験、および構造物周辺の海浜流、地形変化等を把握するための3次元平面実験がある。ただし、これらの実験の実施に当たっては、相似則に関する十分な検討を行う必要がある。

波浪場の数値計算には屈折・回折を含んだ計算手法を用い、流れの場の計算にはradiation stressを含んだ海浜流方程式を用いることを基本とする。計算においては、各構造物固有の境界条件を考慮するものとする。

波浪場の計算手法には緩勾配方程式の放物型近似式を用いた方法が便利である。その理由は次の3点である。

- ① 浅水変形・回折を同時に扱えること。
- ② 複雑な地形条件でも計算が可能であること。
- ③ 構造物背後における波の回折変形についても妥当な結果を与えること。ただし、波向の角度変化が大きい計算の場合には精度が低下する。

詳細な計算方法については別冊を参照されたい。

(2) 地形変化

海域制御構造物の設置に伴う地形変化は、水理模型実験または数値計算により予測しておかなければならない。水理模型実験は、移動床平面実験によることを原則とする。その際、相似則について十分な検討を行う必要がある。

数値計算による予測には、汀線変化モデルや沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮した3次元海浜変形モデルを用いる。一般に、海域制御構造物は汀線よりかなり沖合に設置されるので、汀線付近の地形に対する構造物の影響は波の場の変化の形で現われる。したがって、波、流れの場を平面的に計算する3次元海浜変形モデルでなくとも、これらのモデルによりかなり精度の高い予測計算が可能である。計算方法の詳細については別冊を参照されたい。

参考文献

総合研究開発機構(1981)：新海洋法時代に対応する海洋開発関連法制に関する研究，238p.

第7章 沿岸域利用から見た仙台湾沿岸の特性

建設省土木研究所海岸研究室	室	長	宇	多	高	明
	研	究	員	小	俣	篤
	部	外	研	究	員	峯
				松	麻	成



7.1 ま え が き

建設省では、外洋に面した沿岸域において国土保全を図りつつ沿岸域を多目的に利用できる空間を生み出すためにMMZ構想を推進している。その一環として土木研究所では、この構想の中核となる海域制御構造物の研究開発を進めてきた（建設省土木研究所，1987, 1988, 1989）。しかし，MMZ構想を実現させるには，単に海域制御構造物の機能性について検討するのみでは不十分であり，開発対象と考えられる実海域の地理的，海岸工学的特性を十分把握し，開発や保全のための計画に反映させる必要がある。そのため，具体例としてすでに湘南海岸（宇多ら，1988），九十九里海岸（宇多ら，1988），鹿島灘沿岸（宇多ら，1988），駿河海岸（宇多ら，1989），および新潟海岸（宇多ら，1989）を取り上げて地理的，海岸工学的諸条件について検討した。しかし，これらの沿岸は日本列島の中央部に片寄っており，これらのみで全国の代表事例を把握したことはならない。そこで，本研究では新たに列島の北部に位置する海岸として，宮城県の仙台湾沿岸を例にとり，自然条件，海岸保全状況を考慮しつつ，利用面より見た沿岸域の特性について考察することとした。

この沿岸域の海岸地形は砂浜海岸と崖海岸に分かれる。本研究では，このうち背後に仙台市を控えた仙台港より福島県松川浦に至る砂浜海岸と，崖海岸である松島周辺を調査対象とした。

7.2 沿岸の地形、波浪条件

その湾口を南東方向に向けて太平洋に面する仙台湾の沿岸は，全長約60kmの規模を有している。海岸の背後には七北田川，名取川，阿武隈川等の河川の沖積作用により仙台平野が形成されており，それより内陸は標高100～200mの丘陵地域となっている（図-7.1）。本調査地域は福島県の松川浦から宮城県の仙台港に至る約50kmの砂浜海岸と，松島周辺の崖海岸である。仙台湾周辺の海底地形を図-7.2に示す。調査地域の沖合の海底は水深30m以浅の等深線が海岸線とほぼ平行に走っており，比較的緩勾配であるが，松川浦以南や牡鹿半島周辺では勾配が急である。

仙台湾沿岸における入射波浪条件を亘理町の荒浜海岸沖における波浪条件で代表させると図-7.3，7.4となる。

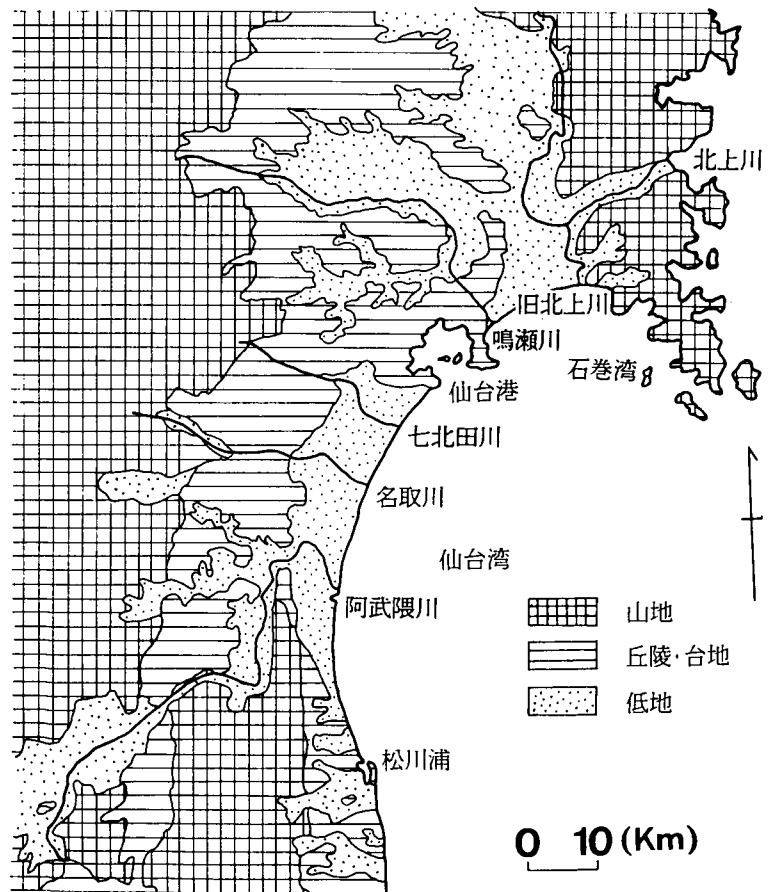


図-7.1 仙台湾周辺の地形

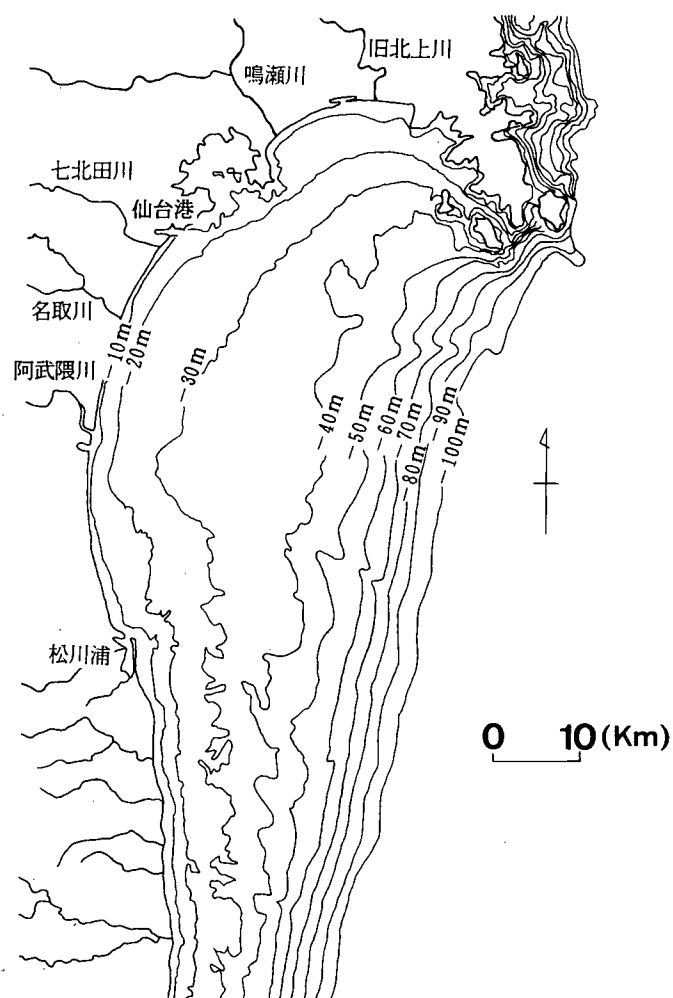


図-7.2 仙台湾の海底地形

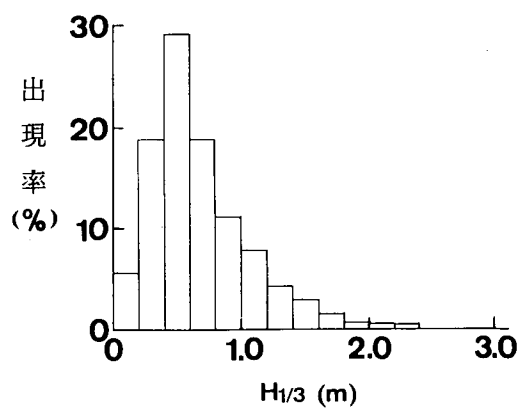


図-7.3 有義波高の出現率

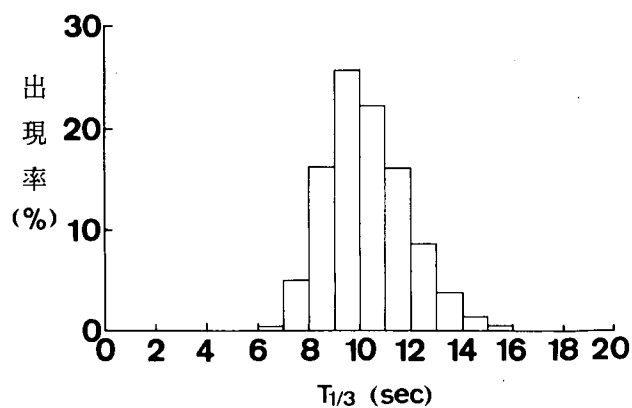


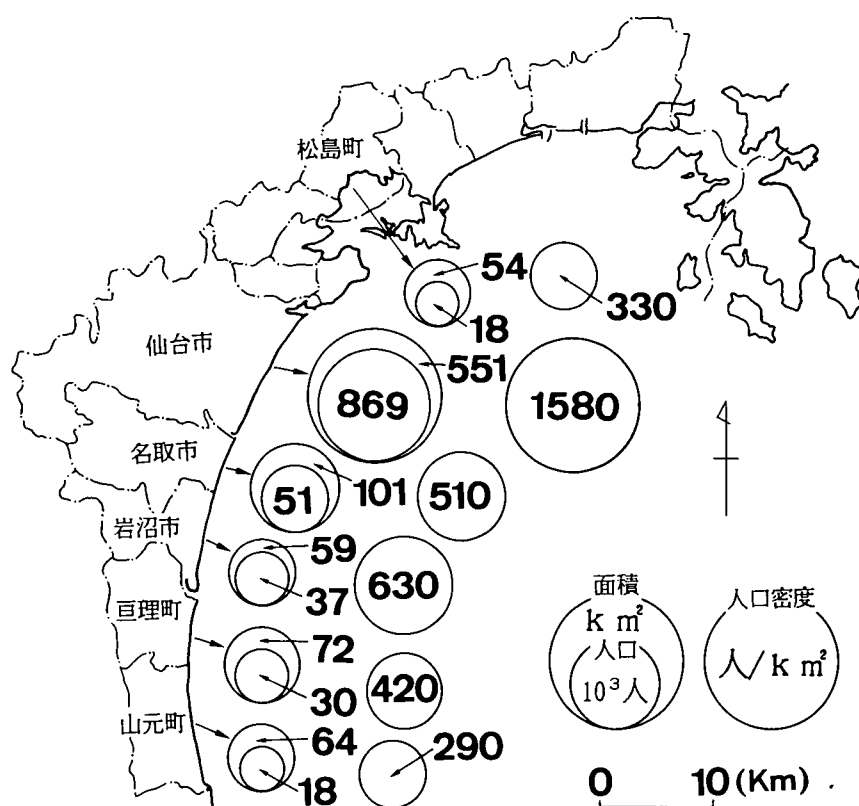
図-7.4 有義波周期の出現率

ここに、図は1974～1980年のデータに基づく有義波高、周期の出現率である。出現率の最も高い有義波高は0.4～0.6 mであり、全体の29%を占める。また、全体の80%は1.0 m以下であり、波高2.0 m以上の出現確率は約2%である。全データの平均波高は約0.7 mであり、鹿島灘沿岸（宇多ら，1988）の約1/2，駿河海岸（宇多ら，1989）と同程度の条件である。周期は9～10 sにおいて26%の出現確率を示す。また8～12 sで全体の約80%を占めており、外洋性の周期の長い波が卓越していることが分かる。

7.3 沿岸部の人口特性、土地利用

仙台市から山元町に至る5市町と松島町の合計6市町において統計資料を分析した。これらの地区の面積、人口および人口密度を図－7.5に示す。ここに、仙台市の人口は、旧泉市、宮城町域を含む合併後の市域の人口であり、図は1987年12月31日現在の住民基本台帳より作成した。市町の面積は仙台市、名取市が広い。人口は仙台市が約87万人と他を圧倒し、その他は約2万人～約5万人と少ない。人口密度も仙台市が最も多く、他地域の3～7倍を擁する。

1985年10月1日現在の沿岸の土地利用状況は図－7.6に示すようである。仙台市において宅地の占める割合が31%と比較的高いのに対し、他の地域では7～12%と低く、この分逆に農地、樹林地の占める割合が高く、農業への依存度が高くなっている。更に、沿岸の産業別就業者数の割合を図－7.7に示す。



図－7.5 沿岸の市町の面積、人口および人口密度

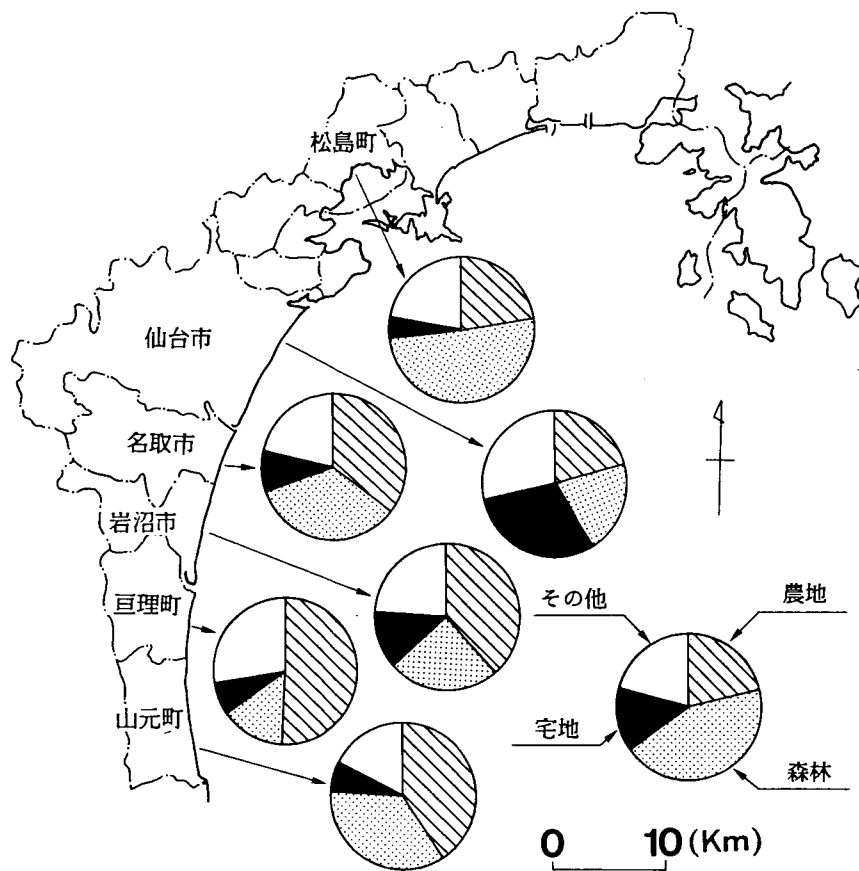


図- 7.6 沿岸の土地利用状況

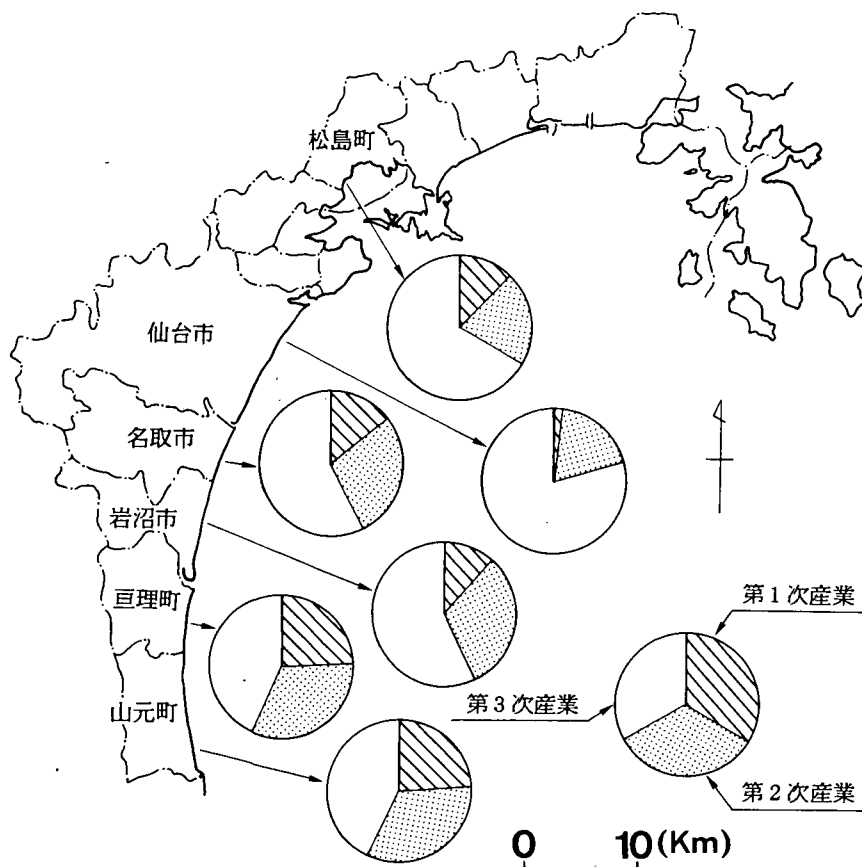


図- 7.7 沿岸の産業別就業者数の割合

第1次産業就業者数の割合は、仙台市ではわずか2%と少ないのに対し、他の5市町では11～24%と大きい。逆に第3次産業就業者数の割合は仙台市では79%と大きく、松島町の67%を除くと他の市町では43～58%とそれほど高くはない。

以上のように、当調査地域では仙台市と他の市町では人口密度、土地利用の状況、産業構造が大きく異なっており、また、都市化は仙台市においてのみ進み、その他の市町では都市開発の面から未開発の区域が多いことが分かる。

沿岸部のうち、汀線付近の自然条件を知るために平均砂浜幅と樹林地の幅を調べた(図-7.8)。砂浜幅は各市町とも40～70mとあまり広くない。これに対し、樹林地幅は保安林として整備されているために、全体的にかなり広く、亘理町、山元町では200mを越している。このような幅広い樹林地は、防潮林、防砂林として有効に働き、緑地公園等への利用も可能となる。しかし、その反面、海岸までの距離が長く、汀線へのアクセスが長くなる欠点がある。

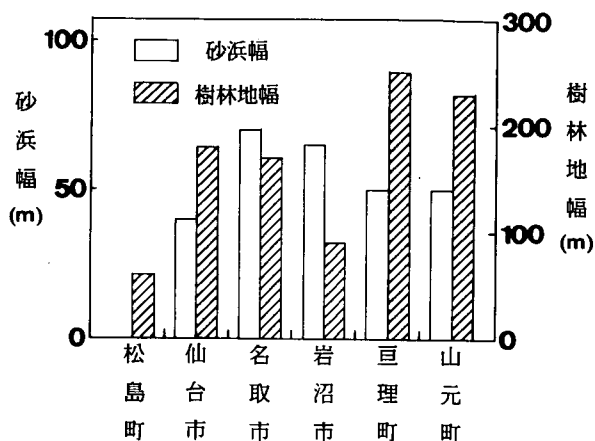


図-7.8 砂浜幅と樹林地幅の分布

7.4 海岸保全の現状

仙台湾沿岸も我が国の他の沿岸と同様、海岸線に漁港等の構造物が造られ、これらによって沿岸漂砂が阻止されたために、近年では海岸侵食が著しく進んでいる。しかもその対策として汀線に沿って消波工が設置されることが多いため、仙台湾のかなり広い区域において砂浜海岸が失われつつある。こうした状況をまず汀線変化の面より調べた。仙台湾沿岸における汀線の変化を図-7.9に示す。汀線形は空中写真より読み取った。読み取りの基準年は、1952年とした場合と、前回測定時とした場合の両者を示した。汀線はかなり広い区域で前進傾向を示すが、磯浜漁港より北に約5kmの区間や、阿武隈川より北に約4kmの区間、さらには閑水漁港の北の一部区間で汀線は明らかに後退傾向を示す。特に磯浜漁港の北側での汀線後退は著しい。例えば、磯浜漁港周辺の海岸状況を写真-7.1に示す。当海岸では北上する沿岸漂砂が卓越するが、この沿岸漂砂が防波堤により阻止されたために南側では土砂が堆積し、北側では侵食が生じた。写真-7.1はこのような状況を良く表わしている。同様に、写真-7.2は荒浜漁港周辺の海岸状況である。この場合も鳥の海の導流堤により北向きの沿岸漂砂が阻止され、南側で非常に広い前浜があるのに対し、北側では前浜は狭く、構造物によって守られている。このことから磯浜漁港と同様に、沿岸漂砂の阻止によって地形変化が生じたことが明らかである。

当沿岸域は、ほとんど全ての海岸線が海岸保全区域に指定されている。沿岸域の保全施設の分布を図-7.10に示す。高潮対策や侵食対策を目的として、堤防・護岸や消波堤・離岸堤等が設置されている。図-7.9に示した汀線変化図において汀線後退が著しい箇所にはほとんど消波ブロックが設置されている。

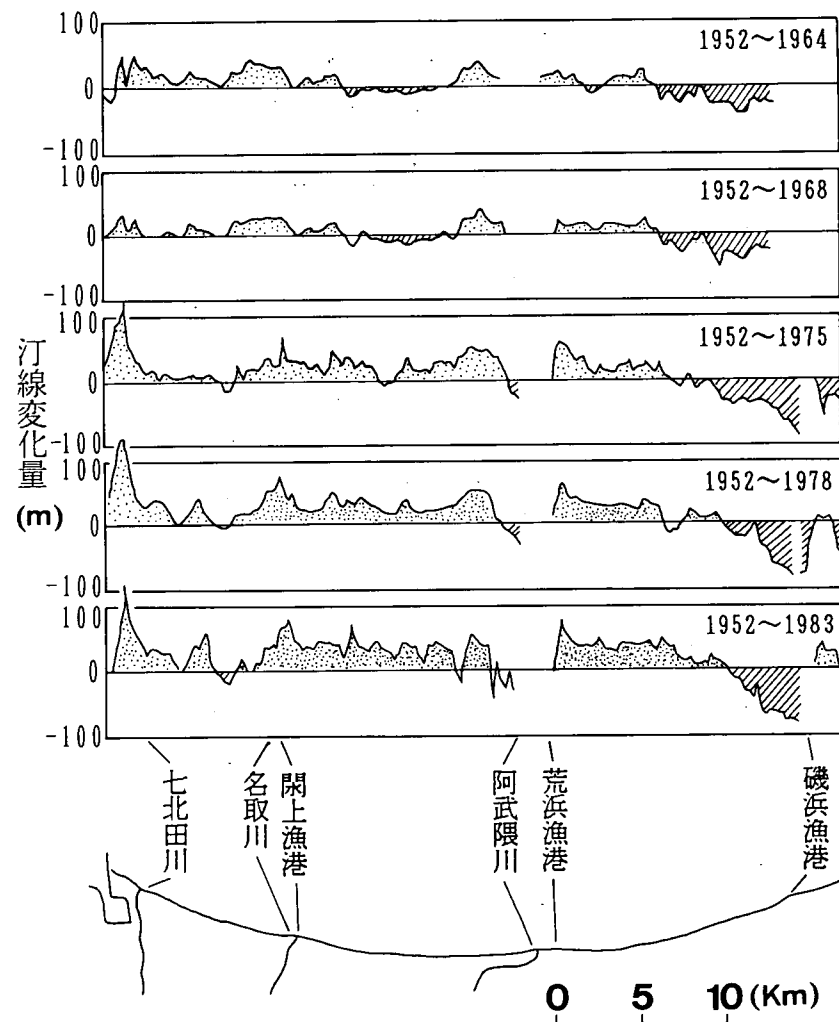
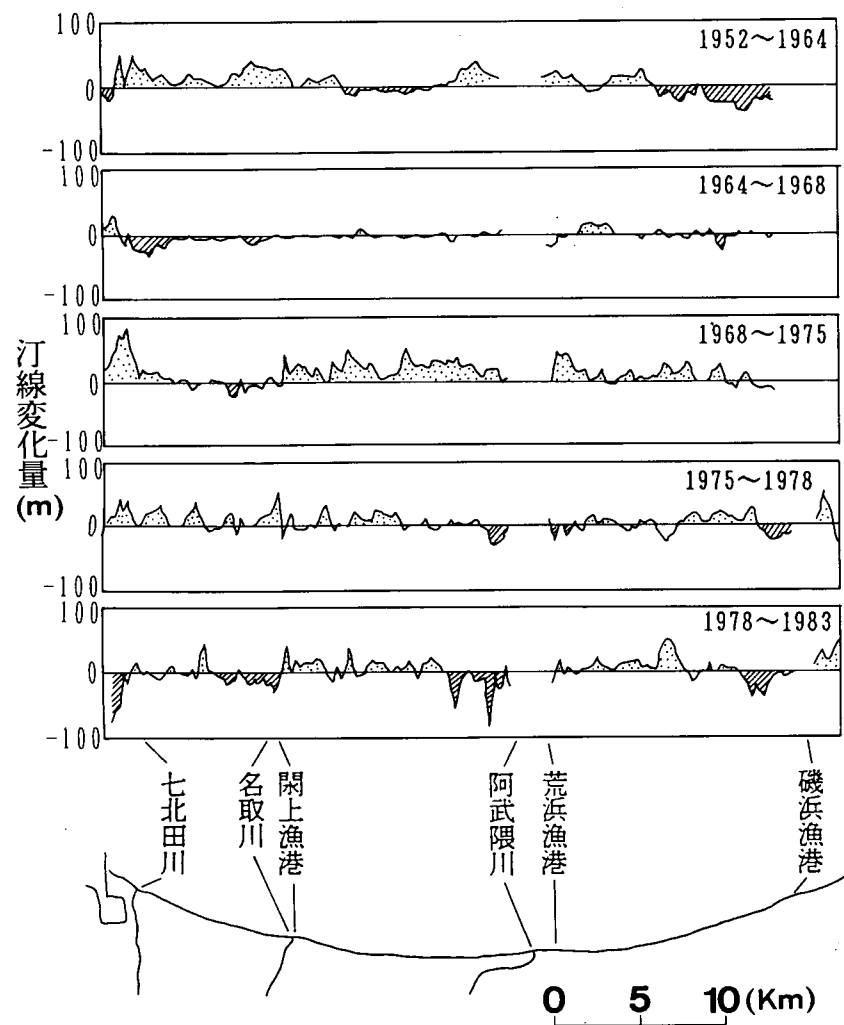
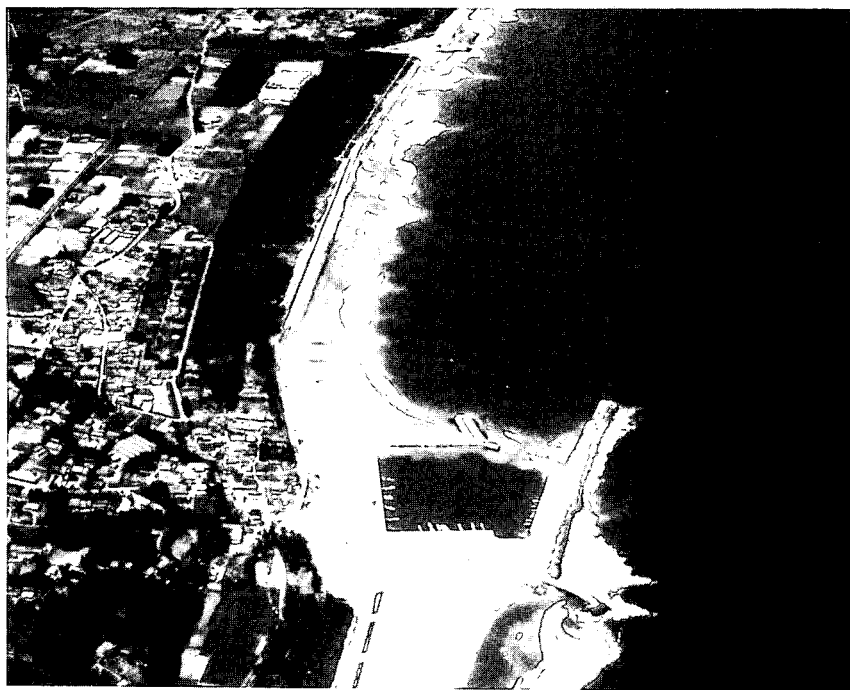
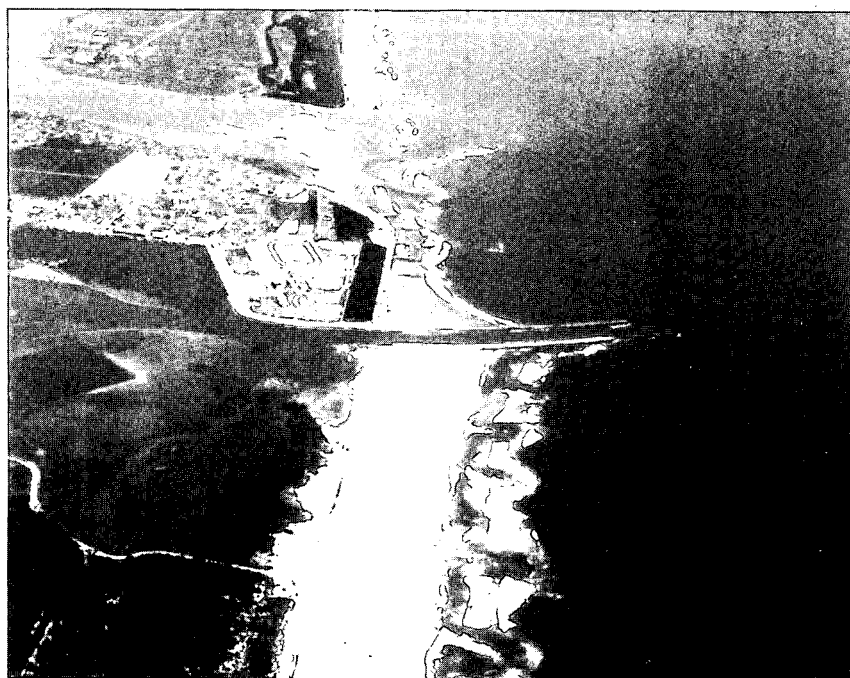


図-7.9 仙台湾沿岸の汀線変化



写真－ 7.1 磯浜漁港周辺の海岸状況



写真－ 7.2 荒浜漁港周辺の海岸状況

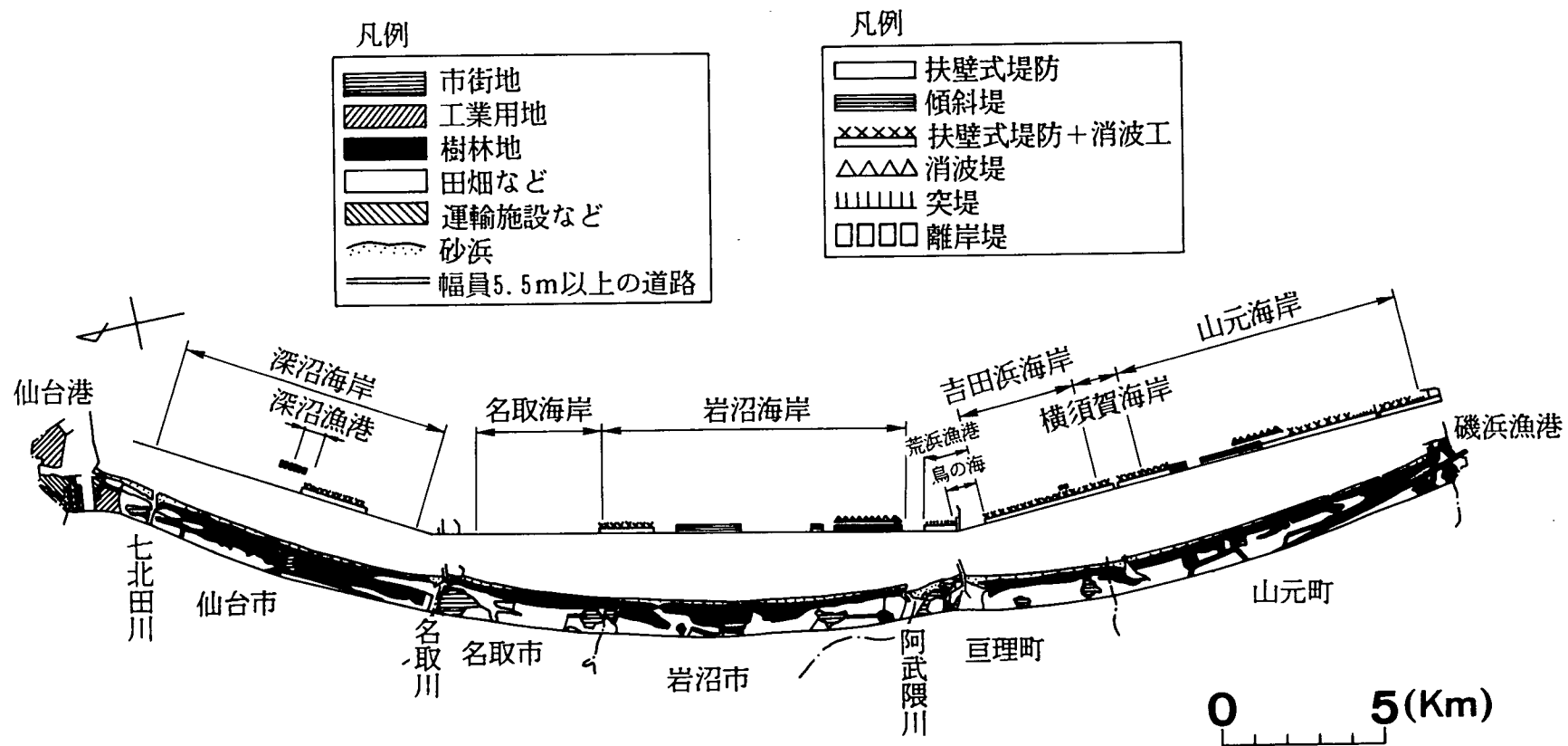


図- 7.10 沿岸域の保全施設の分布

しかしながらこの方式を用いる限り、侵食区域が北側へと広がるにしたがい消波ブロックの設置区間も北側へと延びてしまい、結局は長い砂浜海岸に沿って消波ブロックが並ぶことになる。このような点より、単なる保全施設の延長はあまり意味を持たず、それよりも根本的意味において、沿岸漂砂が遮断された海岸において安定な汀線形を生み出す策、例えばヘッドランド工法等について検討の必要があると思われる。

7.5 仙台湾沿岸の観光およびレクリエーション

仙台湾沿岸にはいくつかの観光地がある。仙台市は“杜の都”として有名であり、松島は日本三景の1つとして古くから名勝地として知られている。また松島周辺は県立自然公園に指定されており、美しい自然にも恵まれている。しかし、観光・レクリエーション資源は、松島町周辺に大部分が集中しており、仙台市から山元町に至る地域には、資源が乏しく、砂浜海岸の特性を利用した海水浴場がある程度である。

仙台湾沿岸の海水浴場の位置と年間入込海水浴客数の経年変化を図-7.11、7.12に示す。深沼、荒浜、磯浜の3海水浴場は全て外洋に面した規模の大きな海水浴場である。客数の変化状況は、3海水浴場とも

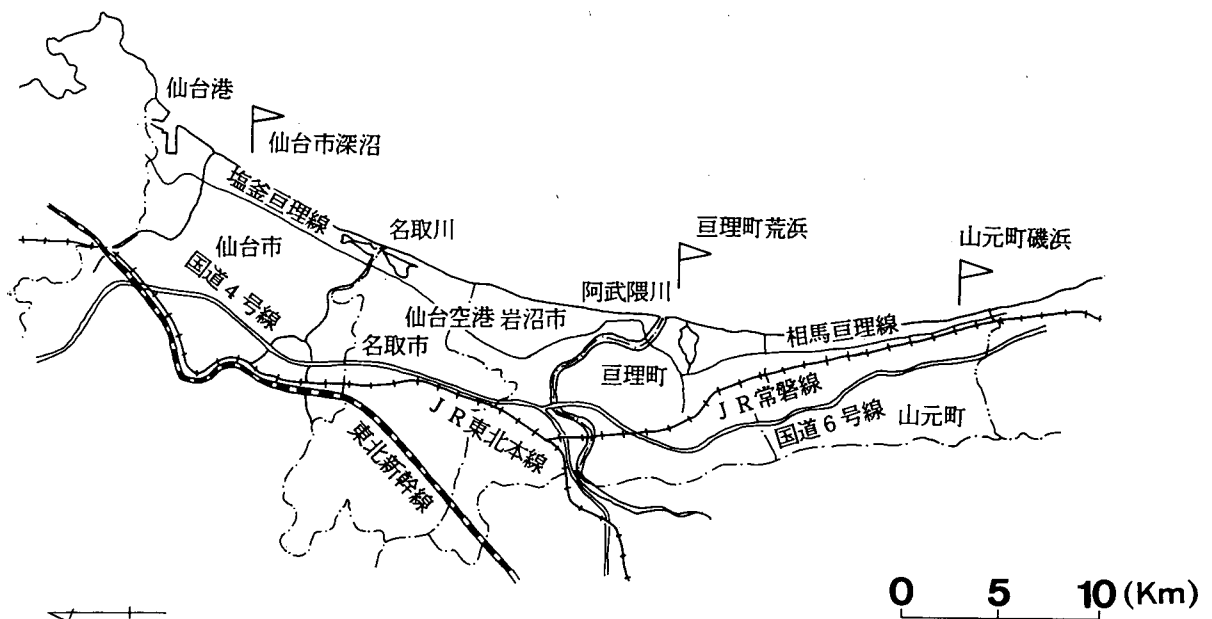


図-7.11 海水浴場の位置

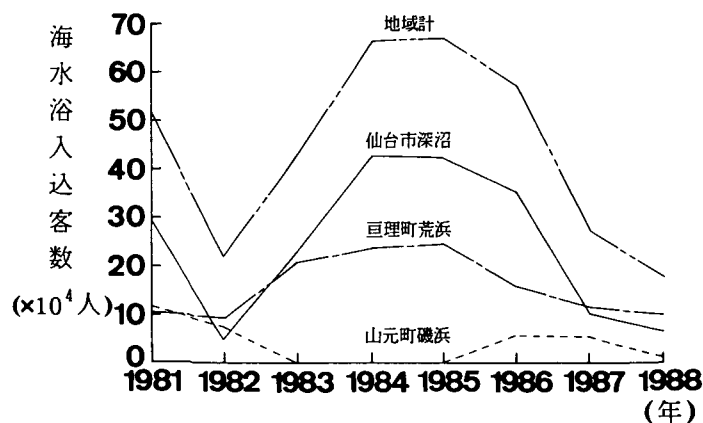


図-7.12 年間入込海水浴客数の経年変化

良く似た傾向を示し、年変動が大きい、近年は減少傾向を示す。次に仙台湾沿岸の気温・水温条件を図-7.13に示す。図には海洋性レクリエーションの利用限界（宇多，1989）も併記した。ただし、水温条件の場合、20℃以上は海水浴が可能な条件を、また24℃以上は海水浴に望ましい水温条件を示す。そこで、本研究では水温24℃を限界条件と考えると、気温・水温の利用限界の面から見て海水浴条件を満足する期間は存在せず、海に入る海洋性レクリエーション利用にとっては条件が厳しいことが分かる。さらに、ウェットスーツを着用しても利用限界に達しない期間は、気温条件で約半年、水温条件で約4カ月間あり、駿河湾沿岸（宇多ら，1989）などと比較すると条件はかなり厳しい。当沿岸は、地理的に高緯度であり、また沖合には親潮が南下しているため、気温・水温とも低く、海水浴等直接海へ入る必要のある海洋性レクリエーションには適さない。

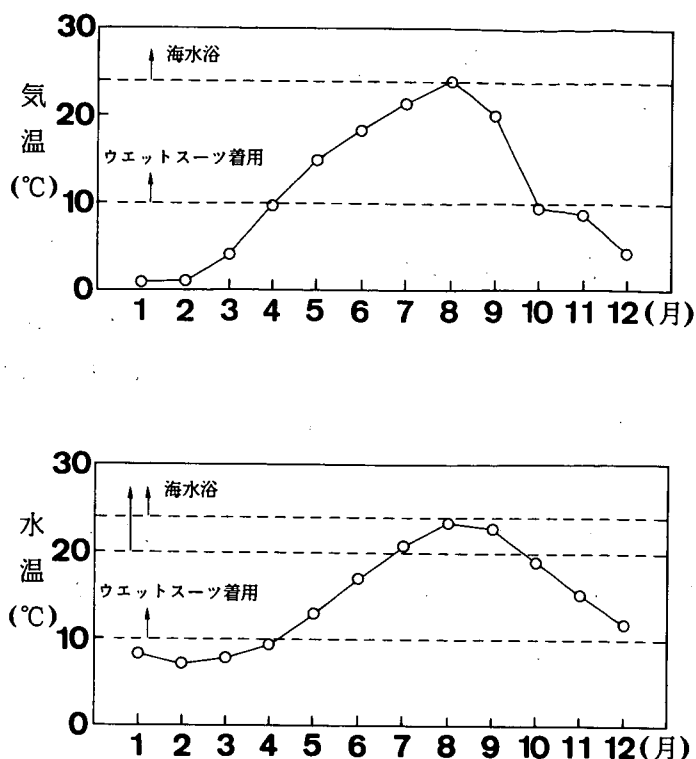
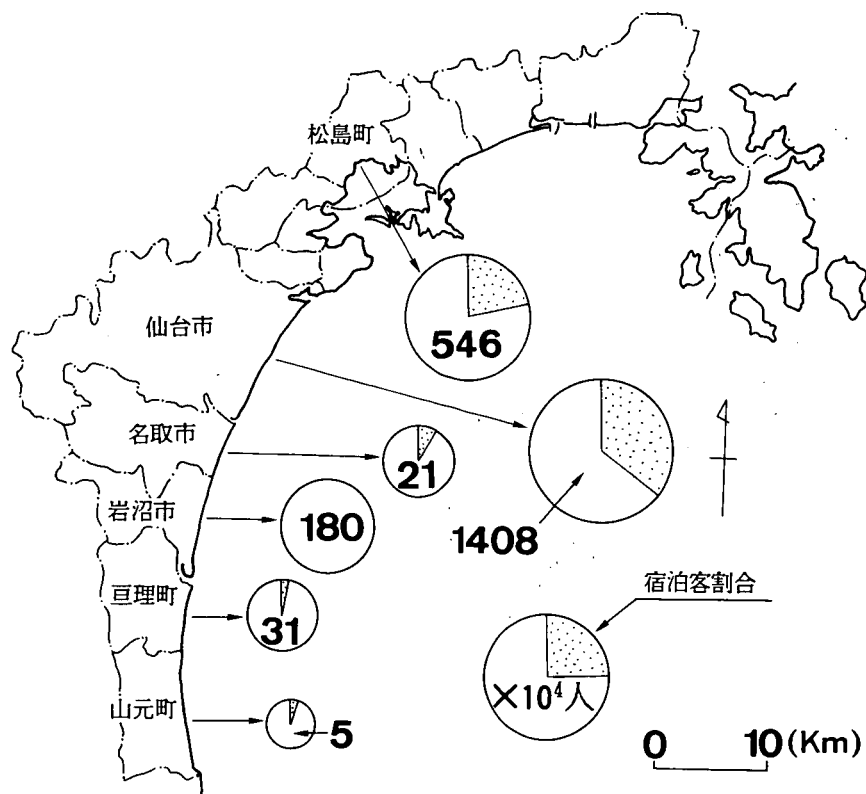


図-7.13 沿岸の気温・水温条件

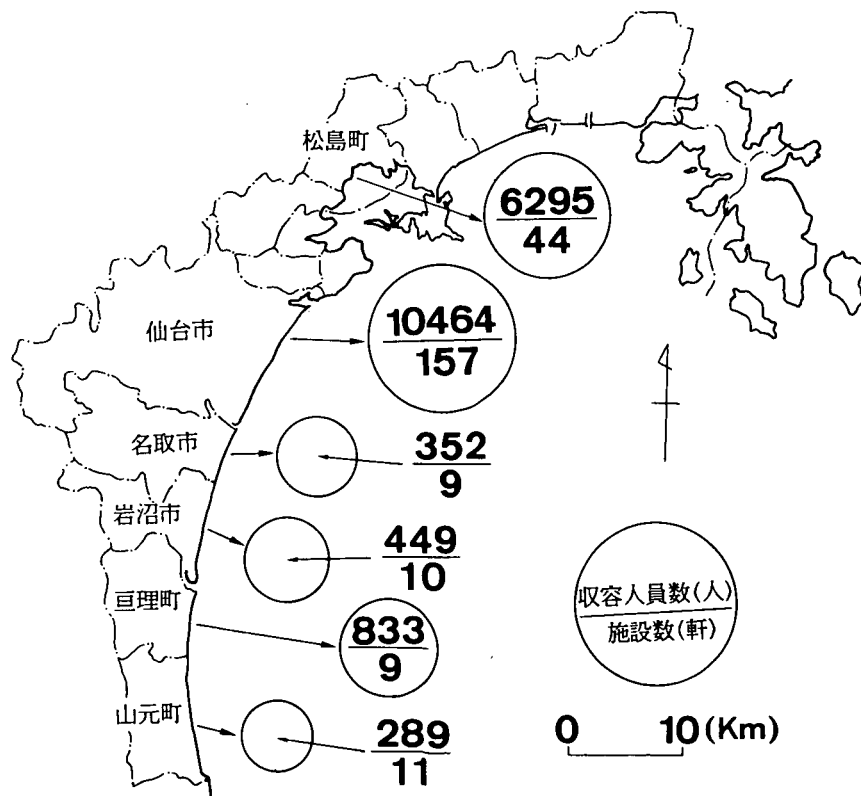
次に、市町別観光客入込数と宿泊施設の分布を図-7.14，7.15に示す。観光客数は仙台市が約1,400万人と圧倒的であり、次いで松島町が500万人以上と続く。また宿泊客数の割合も他市町と比較するとかなり大きい。これは、宿泊施設の数および収容人員数と密接な関係がある。例えば、岩沼市、仙台市、松島町を比較すると、岩沼市では入込観光客数は約180万人とかなり多いが、宿泊施設の数、収容人員数ともかなり小さいため、宿泊客はほとんどいない。一方、仙台市は収容人員、施設数とも多く、施設1軒当りの収容人員数に置き換えると約70人となる。

これに対し、松島町の施設数は仙台市の約30%と少ないながら、施設1軒当りの収容人員数は約140人と仙台市の2倍となり、大規模施設の多い点が特徴としてあげられる。

次に観光客数と海水浴客数の関係を調べると、仙台市では海水浴客は全体の1%であったが、巨理町では40%、山元町ではほとんど全てが海水浴客であった。観光客数に占める海水浴客数の割合が高い場合、その地域の利用が夏期にのみ集中することを表わしている。これと対照的なのが松島町である。松島町には海水浴場はないが、観光客数は多い。これは、松島という歴史的にも風光明媚な観光地を控え、年間を通しての入込があるためと言える。施設を維持する上では、このように通年利用される場合が有利であり、仙台市から山元町までの市町ではそのような沿岸利用がないことが問題である。つまり、観光・レクリエーションについての観光拠点の整備、施設の充実が必要となる。当沿岸でも計画中の整備事業がいくつかあり、それらをまとめると図-7.16となる。これらは観光・レクリエーションの拠点としての整備を主



図－ 7.14 市町別観光客入込数



図－ 7.15 市町別宿泊施設数の分布

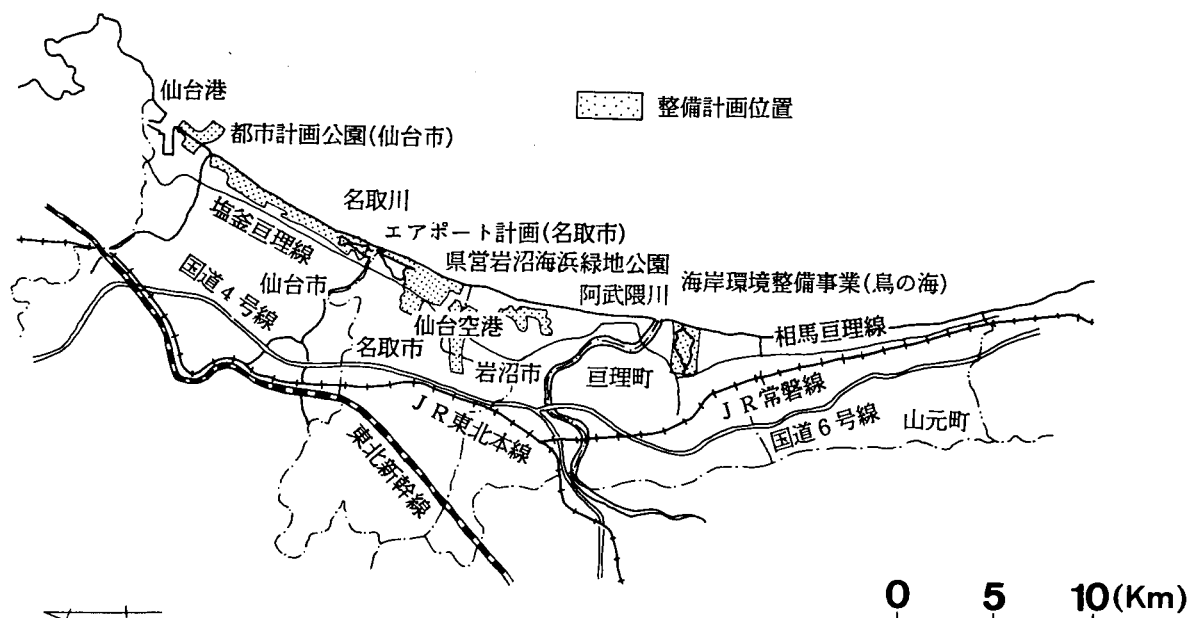


図-7.16 計画中の整備計画およびアクセス

眼としており、これらにより、その地域の活性化を図ろうとしている。例えば岩沼市では、沿岸の後背地に野球場、テニスコート、多目的広場等の施設を整備する大規模な広域公園の計画が進められている。巨理町では、沿岸域の特性を利用した潮干狩場の整備・養浜等を行う海浜公園の計画が進められている。また、仙台空港の拡張に伴い、名取市では空港を中心としたエアポート、レクリエーションの拠点としてのマリポート、丘陵地帯の自然を生かしたグリーンポートという3つの性質の異なる環境・施設を連動して整備する計画が進められている。名取市のこの計画は、単体の計画の中に複合的な結びつきを盛り込んでいるところに特徴がある。他の計画においても、ある計画が単機能的に完結するのではなく、沿岸全域にわたるネットワーク化の下で様々な整備計画が相互に結び付きを持つことが重要と考えられる。

7.6 海岸へのアクセス

当沿岸域は、首都圏から比較的近く、仙台市までは東北新幹線で約2時間、東北自動車道では4～5時間の距離にある。このことより仙台市から沿岸域へのアクセス路の整備、施設の充実が進めば、十分な集客を期待することができる。

当沿岸に到達するための主要なルートを図-7.16に示す。沿岸域に最も近い鉄道はJR常磐線であるが、山元町以外の市町では、沿岸域までの距離は長い。鉄道による海岸線へのアクセスは山元町を除いて不便である。このため道路によるアクセスが重要となるが、国道6号線および4号線はJR常磐線よりも内陸側を走っている。つまり、仙台市から山元町にかけては、県道を利用したアクセスしか方法がない。この県道（相馬巨理線、塩釜巨理線）は、岩沼市では内陸部を通るが、他の市町では海岸近くを走っている。海岸に最も近接する高速道路のインターチェンジは仙台市内にあり、東北自動車道を利用した首都圏や他府県から車での利用が図られているが、沿岸域へのアクセスは十分とは言えない。今後、沿岸域の利

用を促進するためには、各種施設の充実とともに、国道等のアクセスの拡充が重要となる。一方、松島町では、JR東北本線、仙台線が海岸線に沿って走り、国道45号線も同様に海岸線沿いを通っている。また高速道路から国道45号線へのつながりも良く、観光地である松島へのアクセスは良いが、休日等はこの国道もかなりの混雑を見ている。

7.7 考 察

前節までに述べた特徴から、仙台湾沿岸は松島町、仙台市、名取市～山元町の3つの区域に分類され、それぞれの地域で人口、土地利用、産業の状況が大きく異なる。また、磯浜漁港、荒浜漁港、閑上漁港の北側地区ではいずれも侵食が目立っており、海岸保全上の問題が生じている。観光面では、松島町、仙台市に観光資源が集中しており、名取市、岩沼市、亶理町、山元町では観光・レクリエーションの場としての利用度は低い。以下にそれぞれの地域の特徴を整理し、その特性、留意すべき点について考察する。

① 松 島 町

自然環境に恵まれ、一大観光拠点としてにぎわっており、産業別就業者数に関しても第3次産業者数が60%以上となっている。仙台市とも距離的に近く、アクセスも整備されているため時間的にも近い。そのため、当地域への観光利用が集中している。レクリエーション施設の整備では、松島付近は崖海岸であるため、他の地域とは異なった視点に立った施設整備が必要となる。ここでは島巡りの遊覧が広く行われており、また、島の散策など、周囲の海を背景とした松と岩の景色（これは歴史を刻んだ景色ともなっている）を楽しむことに主眼が置かれている。例えば、有名な雄島の一風景を写真－7.3に示す。ノッチの形成された海崖と松と島を囲む海とが良い調和を示しており、優れて日本的な景観となっている。以上の点は、海に直接入って遊ぶいわゆる海洋性レクリエーションとは明らかに異なった利用形態である。これらは、気温・水温条件が列島南部の海岸と比較して厳しい条件におかれた当海岸では有効な海洋性レクリエーションと考えられる。一方、島々に囲まれた静かな海域ではカキ、のり等の養殖を中心とした漁業も盛



写真－7.3 松島の雄島の一風景

んであって、これが観光を助長していることも明らかである。

② 仙 台 市

仙台市は、沿岸域随一の人口を持ち、しかも就業人口で見るとその大半が第3次産業就業者であるという都市形の構造を持っている。首都圏からのアクセスもよく、観光客数は飛び抜けて多い。また、松島等への中継点としての機能も有している。海岸域には、砂浜海岸が広がり、その背後には幅広い保安林を有している。このことは景観面から見ると有利であるが、海浜と背後地の分断により、海浜利用面ではやや不利な面がある。海洋性レクリエーションの場として海水浴場があるが、入込客数は近年は減少傾向にある。背後地の人口等の面から見れば海浜および水域の整備を行えば、この地域での海洋性レクリエーションに対する需要はかなり高くなると思われるが、気温・水温条件が厳しいので、海洋性レクリエーションの内容についてよく考え、これらの条件があまり良くなくても可能なレクリエーションを主体とする必要がある。

③ 名取市、岩沼市、亘理町、山元町

仙台市の南にあるこれらの地域には、砂浜海岸がある。その背後には保安林が広がり、自然度の高い地域となっている。しかし、磯浜漁港、阿武隈川河口、閑上漁港の北側では、汀線の後退が進んでいる。磯浜漁港、閑上漁港では、漁港の修築計画が進んでいるが、これらの漁港での防波堤の建設により北向きの沿岸漂砂が阻止され、構造物の北側ではいずれも侵食が急速に進んでいる。このような面より、沿岸域全体において砂浜の保全を図る方法について検討の必要がある。沿岸域利用面では、特に目立ったものはなく、現在多くの整備事業が計画されているのみである。また、この地域へのアクセスはあまり良いとは言えず、利用を促進させるためには、施設の充実のみでは不十分であり、道路網の整備が必要となる。結局、この地域では、海岸侵食対策を進め、広域的に見て安定な海浜を形成させることが急務であって、さらにその上でレクリエーション施設を充実させるとともに、それらを複合的に生かせるアクセス網の整備を図れば今後沿岸域利用が盛んになると思われる。

地域の特性は以上のようにまとめられるが、仙台市以南の市町では沿岸域の開発を進めるに際しては、松島と好対称をなす内容を考える必要がある。仙台市以南は砂浜海岸であり、松島の崖海岸とは自然条件が全く異なるので、仙台市以南で松島と同様な沿岸域利用を考えることは困難であるが、海浜と松林を保全し、海を背景とした散策道を作るなど水に直接入らずとも済む方法を考える必要があろう。また、沿岸は海岸侵食が深刻なために、まず安定な砂浜を作り出す努力をした上で、海域制御構造物などを利用して静穏域を作る手法について検討すべきであろう。

7.8 結 論

本研究により得られた結果をまとめると以下のようである。

- ① 仙台湾沿岸では、人口、産業構造等が仙台市と他の市町とにおいて大きく異なっている。沿岸域はほぼ全域にわたり開発の余地を残している。
- ② 当沿岸では、近年漁港の防波堤等、北向きの沿岸漂砂を阻止する構造物が数多く造られた。このためこれらの構造物の北側区域では侵食が著しい。特に、磯浜漁港、荒浜漁港、閑上漁港の北側地区では著

しい侵食が生じている。またそれらの対策として汀線に消波ブロックを設置する方法がとられているが、この方法では侵食域が北側へと広がるにつれ、消波工の設置区間が延びるのみであり、この結果砂浜は消失することになる。今後は安定な砂浜を形成させる手法、例えばヘッドランド工法などについて検討の必要がある。

- ③ この沿岸域の観光・レクリエーションは、仙台市、松島町に集中している。特に松島では島巡りの遊覧が広く行われており、また、島の散策など、周囲の海を背景とした松と岩の景色を楽しむことに主眼が置かれており、海に直接入って遊ぶいわゆる海洋性レクリエーションとは明らかに異なった利用形態である。これらは、気温・水温条件が列島西部の海岸と比較して厳しい条件におかれた当海岸では有効な海洋性レクリエーションと考えられる。列島の北部沿岸で新たな計画を考える際にはこの点について留意する必要がある。
- ④ 沿岸域へのアクセスは県道が使用されており、今後海岸利用をより一層図るためには、道路網の整備が重要である。

参考文献

- 宇多高明（1989）：ウォーターフロントの活用と保全，第25回水工学に関する夏期研修会講義集，pp. B-7-1～B-7-12.
- 宇多高明・村井禎美・武中信之（1988）：湘南海岸の地理的，海岸工学的諸条件に関する検討，海洋開発論文集，Vol. 4，pp. 237～242.
- 宇多高明・村井禎美・武中信之（1988）：地理的，海岸工学的諸条件から見た九十九里海岸の評価，海洋開発論文集，Vol. 4，pp. 231～236.
- 宇多高明・村井禎美・武中信之（1989）：新潟海岸の保全および利用に係る諸条件の検討，海洋開発論文集，Vol. 5，pp. 131～136.
- 宇多高明・村井禎美・舘 克彦（1989）：海岸利用・海岸保全面から見た駿河海岸の特性，海洋開発論文集，Vol. 5，pp. 137～142.
- 宇多高明・村井禎美・松永博史・羽成英臣（1988）：鹿島灘沿岸の地理的，海岸工学的諸条件に関する検討，海洋開発論文集，Vol. 4，pp. 225～230.
- 建設省土木研究所海岸研究室（1987）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(1)，(2)，(3)，土木研究所資料，第2454号，第2510号，第2511号.
- 建設省土木研究所海岸研究室（1988）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(4)，(5)，(6)，(7)，土木研究所資料，第2577号，第2609号，第2658号，第2661号.
- 建設省土木研究所海岸研究室（1989）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(8)，土木研究所資料，第2701号.
- 宮城県観光統計概要，S 62年版.
- 宮城県観光便覧，S 62年版.
- 宮城県健康センター（1989）：仙台湾沿岸域環境整備調査報告書.

第8章 サンゴ礁海岸でのウォーターフロント利用と海岸保全

建設省土木研究所海岸研究室 室 長 宇 多 高 明



8.1 まえがき

最近、ウォーターフロントに関する議論が盛んであり、都市部や臨海部では実際に多くの事業が進められるようになった。海岸の分野でもウォーターフロントが改めて見直される機運にある。このためウォーターフロント利用を目的とした様々な施設の計画も提案されている。しかし、ウォーターフロント利用に関してはハードな面の検討が先行し、ソフト的な中身が十分検討されていない面があるように思われる。

筆者は、ここ数年インドネシアのバリ島（宇多ほか，1987）やモルデイブ（宇多・佐合，1987）を訪れる機会を持ち、そのおり熱帯のサンゴ礁海岸でのウォーターフロントについて考える機会を持った。これらの良好な環境を有する熱帯の海洋リゾートの例が我が国にそのまま適用できる訳ではないが、これらの例と我が国の状況を比較することは、今後我が国で種々の開発を進めて行く上で参考になると考え、現地で撮影した写真をもとに多少の考察を試みた。

8.2 インドネシア、バリ島のウォーターフロント

バリ島は熱帯に位置している。このような海岸でのウォーターフロント利用を特徴付けるのは、白い砂浜とヤシの木である。写真－8.1はバリ島のSanur 沿岸の全景である。この海岸ではサンゴ礁が発達しており、そのため汀線より沖に水深1～2 m、幅約1 kmの平坦面が広がっている。サンゴ礁上での波は、リーフ上の水深によってほぼ規定されるから、外洋から高波浪が入射してもリーフ内は静穏に保たれる。このためリーフ上はウインドサーフィンやボートの利用上大層良い環境となる。写真－8.1に示す海岸では、白色の砂浜が広がっている。これはサンゴ礁の破片が集積したものである。白色の砂浜は海浜の利用者にとって清潔感あふれたものとなっている。当海岸では、日中の太陽光の強度がかなり強いから、海浜地に多数あるヤシは良い木陰を作っている。このような林の中にはよく整備されたプール（写真－8.2）や、バー（写真－8.3）があり、トロピカルな気分を良く演出している。



写真－8.1 バリ島のSanur 海岸の全景

プールの周りは、多くの場合欧米人が休息する空間として使われている。一日緩やかに休息をとり、本を読み、あるいは自由に物思いにふけている。しかも多くの場合利用者の密度は高くない。バリ島も近年の海外旅行ブームのために実に多くの日本人が訪れている。しかしながらほとんど全部の日本人は朝から夜まで飛び回っており、このようなプールサイドで休息する人はあまり見かけない。我が国では休暇を取りにくく、せっかく海外旅行に来たからという理由でほぼ全員が集団で見物や買い物のために徹底的に動き回る。動き回ること自体は別に悪いことではないかも知れない。しかし、日本人の余暇の使い方に関

し、外国人から見ればやはり異常に見えるのではなからうか。

写真－8.2, 8.3の話に戻そう。
このような良好な環境を維持するのは、人件費が安くない限り実は非常に困難である。例えば、プールには周りの植物からの木の葉が落ちたり、あるいは夜の間に多くの虫が落ちる。そのため毎朝プールサイドやプール内の清掃が必要である。これにはかなり長い時間を必要とし、しかも早朝のうちに作業を済ませねばならない。日中は利用者が集まるからである。我が国における近年のウォーターフロントブームの中で、写真－8.2, 8.3のような環境を理想として種々の計画が立てられている。しかし、我が国ではインドネシアに比較してはるかに人件費が高いから、同様に良好な環境を保つことは低コストでは困難である。しかも沖縄を除けば、海水浴等に適する期間は夏の約1ヶ月に限られている（宇多，1989）。したがって、この短い期間



写真－8.2 Bali Beach Hotel の中庭



写真－8.3 プールとバー

に投資を回収するとすれば、利用の費用は高くならざるを得ず、しかも混雑した利用を避けるために利用者の数を制限すれば1人当りの単価はさらに高くなる。こうしたことから我が国において国民的に広い利用が可能であり、なおかつ写真－8.2, 8.3に示す環境を保持することは現状ではほとんど困難となる。高い費用にあまじて国内のリゾートへ行くのであれば、同じコストで海外へ出た方が良いことになってしまう。これが現在の状況であろうか。

次の例として、同じバリ島のNusa Dua 海岸の場合を示す。写真－8.4は海浜とその利用状況の例である。緩い勾配の前浜があり、また、汀線付近が浅いためにボート等の利用には非常に適している。この写真で背後のヤシの茂る背後地と汀線との間には護岸などの施設は何もなく、自由に往来することができ、また視界は阻げられない。この海岸にもリーフが発達しているために、外洋からの入射波は著しく減衰する。このため越波等を防止する施設は特に設けられていない。

この海岸では近年侵食が目立っており、養浜が行われるとともに、養浜砂の再流出を防止するための施

設として突堤が作られている（写真－8.5）。この海岸は有名なリゾートであるために、構造物の形態にもかなり注意が払われている。写真に示すように、突堤の天端は利用者が歩けるようになっており、また、側面にはサンゴ礁が張り付けられている。全体として周囲の環境への調和が図られている。ただ注意すべき点として、このような形態がとれるのも、リーフ上で波力が小さいために可能な点である。我が国のように中緯度にあって波浪条件が厳しく、ましてリーフのない沿岸でこのような工夫を行うことはできない。

Sanur海岸では、近年海岸が次第に侵食されたために、一部海岸護岸が建設されている（写真－8.6）。形に特色があり、直径約0.8 mのコンクリート管の中に貧配合のコンクリートを注入している。この場合も護岸の高さは後浜のレベルとほぼ同様であって、背後地と前浜を分断する構造とはなっている。

8.3 モルディブのウォーターフロント利用

インド洋の赤道付近にあるモルディブは、全島がサンゴ礁（環礁）から成り立っている。島の数はいずれも全部で約1200にのぼるが、これらのうち約200の島々で人々の生活が営まれている。最初に環礁上でのウォーターフロント利用の例として、環礁内にあるクルンバ島の場合を示そ



写真－8.4 Nusa Dua 海岸の海浜状況



写真－8.5 Nusa Dua 海岸の突堤の例



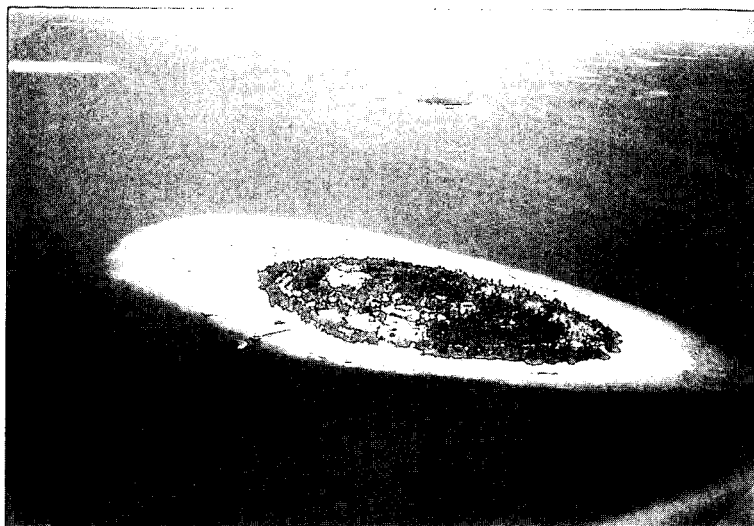
写真－8.6 Sanur 海岸の海岸護岸

う（写真－8.7）。サンゴ礁上に小さな島があり、島はパームヤシによって覆われている。島は白色のサンゴ砂によりできている。島の汀線に沿う形で多くのコテージ（旅行者用の独立したホテル）が並んでいる。

したがって各ホテルの利用者は最短距離で目の前の砂浜を利用することができる。島への唯一の交通手段は船であって、島へ上陸するため木製栈橋が島の東側に延びている。その栈橋の状況を写真－8.8に示す。

周囲の海水の透明度は非常に良好であり、多数の魚が泳ぐ姿をいつも見ることができる。ちなみにこの島の周囲では熱帯魚の自然の姿がいつも見られるように、釣りは禁止されている。この栈橋と海浜との間の状況は写真－8.9に示すようである。平坦で手すりのない、しかも海面上の高さがそれほど高くない栈橋である。この島自体が環礁の中にあり、しかもリーフ上にあるため、栈橋付近の波は一般に低い。そのためこのような利用が可能と考えられるが、手すりのない栈橋である点は、我が国の状況と大いに異なる点である。白い砂浜の背後にヤシの木やコテージが並んでおり、コテージの利用者は海岸護岸等を横切らずに汀線に達することができる（写真－8.10）。

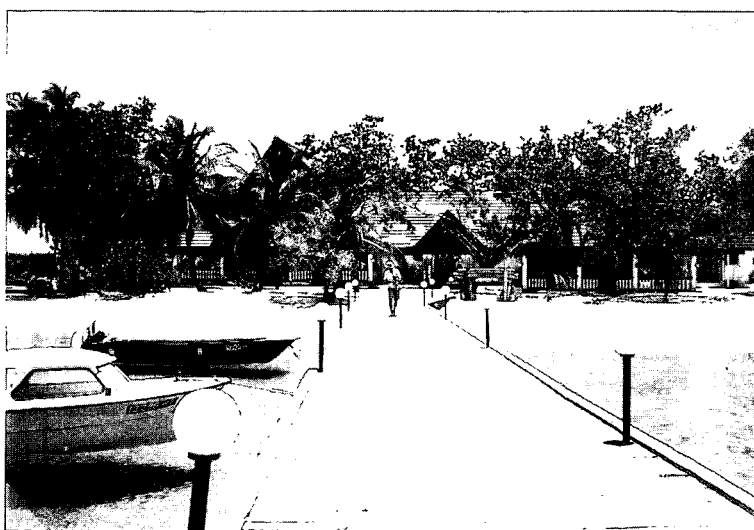
島はサンゴ礁上に形成されているために平均標高は海面上約1.5 mと低い。多くの島々にはリーフが発達しているために、外洋からの高波浪



写真－8.7 モルディブのKrumba 島の全景



写真－8.8 Krumba 島の栈橋先端部



写真－8.9 Krumba 島の栈橋とレセプションホール

は碎波するが、外洋に面した島々ではしばしば被害を受けている。1987年4月10日にはかなり大きい高潮が発生し、被害が生じた(宇多, 1988)。この高潮時におけるカヌ・フラ島の被害状況を写真-8.11, 8.12に示す。もともとサンゴ砂より形成されていた緩勾配の海浜の底質が高潮で流失し、サンゴ塊が散乱した。島の規模が小さいこの島では、島の全域が水没し、島中にサンゴ片が散乱した。写真-8.12は、コテージの戸口に大量のサンゴ塊が打ち上げられた状況を示す。また、カヌ・フラ島の隣にあるリトル・フラ島では、この被害が出た当日、島の住民は隣の島へ避難している。

これらの島では先に述べたように、島の平均標高は高々1.5 m程度であるが、海岸線には何ら海岸施設は存在せず、また、自然のままの姿を保っているから、通常のウォーターフロント利用から見る限り良好な環境を提供する。すなわち、何年かに1度の高潮災害に対しては耐える代わりに、通常時には天然の良い環境をそのまま保っているのである。

8.4 考 察

今後我が国でウォーターフロントを考えていくとき、考えなければならない点は次のように要約される。

第1の問題点としては、海岸での利用を含めて日本人の余暇のあり方に関するものである。一度に集団で



写真-8.10 コテージ、海浜、緑の関係



写真-8.11 高潮(高波)によりサンゴ片が散乱した海岸状況



写真-8.12 家屋の戸口へ散乱したサンゴ片

行動する習性があり続ける限り、種々の施設の最適条件での利用は困難である。季節変化が明確で、コメを中心にした文化を築いて来た我々日本人は、春－夏－秋とある時期に集中的に、物事を行う習性が深く根付いているものと思われる。分散的に、自由に余暇を取る方法について広く国民的立場での議論が必要である。

第2には、インドネシアやモルディブ諸島での良好なウォーターフロントは、基本的に人件費が安いために可能である点を忘れることはできない。良好な環境を保つにはコストがかかる。我が国で開発を考えると、このコストの負担法が問題である。個人負担とすれば利用料金が高くなり、ごく限られた人々の利用しかできない。同じように費用がかかるのであれば、気候や海象条件の良い海外の海洋リゾートへ出かけた方が良くなる。限られた資源である我が国のウォーターフロントを将来どのような形で保つべきか、海外と国内との区別はどのようにするかの議論が必要である。一方、公物の管理を公共で負担することもあり得るが、その場合、利用を無料とすれば利用者が過多となり、海浜の雰囲気は損なわれ、結局快適な環境が失われてしまう危険性もある。

第3に、我が国でのウォーターフロント開発を進める上で指摘される大きな問題は、海岸保全と海岸利用の立場をどう調和させるかの問題である。例えば数十年に1回の確率で来襲する高潮を考えると、海岸防護施設の規模は大きくなり、堤防の高さは高くなる。このように高い堤防を海岸線に沿って構築すれば、通常のウォーターフロント利用には景観上あるいは利用上望ましくないものとなる。これらは相互に矛盾する側面を持っており、それはモルディブの例で見たとおりである。日常を優先させれば、時々には島が水没することもあるのである。非常に希な確率で生ずる高潮災害にも安全で、かつ日常のウォーターフロントにも有効な施設の状態とはいかなるものとなるか考える必要がある。これは単に高い堤防を階段にすれば済む問題ではないと考える。海岸線に沿って広い敷地が確保可能であれば、河川で行われているスーパー堤防方式との類似において、小高い丘を海岸線に沿って作り、これを緑化し、ちょうど自然砂丘のようにすることも考えられる。

8.5 ま と め

バリ島とモルディブでのウォーターフロントを例示しつつ、我が国でのウォーターフロント利用について考察した。主な要点は次の3点である。①分散的な余暇を取る方法に関する国民的合意の必要性、②施設の管理費のあり方（受益者か公共か）。海外リゾートと国内リゾートの関係、③海岸保全と海岸利用の立場の調和。

参考文献

- 宇多高明・池野秀嗣・吉田延雄（1987）：バリ島の海岸侵食（紹介），土木技術資料，vol. 29, No. 6, pp. 51～56.
- 宇多高明・佐合純造（1987）：モルディブにおける高潮災害の緊急調査（速報），土木技術資料，vol. 29, No. 10, pp. 44～49.
- 宇多高明（1988）：モルディブにおける高潮災害の現地調査，第35回海岸工学講演会論文集，pp. 212～216.

宇多高明（1989）：ウォーターフロントの活用と保全，第25回水工学に関する夏期研修会講義集，pp. B-7-1～B-7-12.



第9章 沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮した3次元海浜変形モデル

建設省土木研究所海岸研究室 室 長

宇 多 高 明
山 本 幸 次



9.1 まえがき

近年、沿岸漂砂を阻止する構造物の下手側で顕著な侵食が生ずる例が目立って増えている（宇多ほか，1988b；宇多・山本，1989）。このような沿岸漂砂の不連続により生じる海浜地形の長期的変動を数値計算によって予測可能とすることは、工学的にも地形学的にも重要な課題である。従来、この種の地形変化の長期的予測に際しては Pelnard - Considere (1954) によって開発された汀線変化モデルが利用されてきた（橋本，1974）。このモデルでは、海浜断面形が平行移動すると仮定して海岸線の変化を予測する。榎木・出口（1976）は、沿岸漂砂量の岸沖方向分布として台形・三角形状を与えた汀線変化モデルを提案した。しかし、このモデルでは原理上、汀線より沖側の地形変化予測はできるが、陸域の地形変化予測は不可能である。一方、Bakker (1968) は two-line モデルを提案し、岸沖方向漂砂を導入して突堤周りの汀線変化に関する理論解を求めた。また、Perlin・Dean (1978) は、Bakker の方式を発展させた数値モデルを開発し、より一般的な n-line モデルを提案している。この研究では多数の等深線の変化を予測できるという利点を有するが、沿岸漂砂量の配分比の決定法が不明確であり、また海浜断面形の予測は行うことができない。最近、河野ほか（1986）や宇多ほか（1988a）は、汀線変化量を求めた後、実測値から定めた沿岸漂砂量の水深方向分布を用いて海浜断面形を予測するモデルを開発した。本研究では、これらの研究を発展させ、沿岸漂砂量の水深方向分布を一般的な関数で与えることにより、3次元的海浜地形変化を予測可能なモデルを開発する。

9.2 海浜変形のモデル実験

9.2.1 実験方法

最初に、波による海浜変形現象の理解を進めるとともに、海浜変形モデルの検証データを得るために移動床平面実験を実施した。実験は平面水槽（16×21×0.6m）を用いて行った（図-9.1参照）。実験は2ケースから成り、ケース①では沖合に消波構造物（堤長4m、離岸距離4mの離岸堤）を設置した。また、ケース②では半円形状の養浜を行った。離岸堤の模型は、木材を組んだ格子状スリット構造とした。海浜模型の平面形および断面形を図-9.1に示す。養浜部を除く海浜模型は汀線付近の勾配が1/10と一定で、その沖には水深20cmの平坦面を設けた。なお、以後の解析に便利のように、沿岸方向にX軸、これと直角沖向きにY軸を取った。海浜は中央粒径が約0.28mm、比重が2.65の細砂により整形した。作用波の諸元としては、波作用時に顕著な地形変化が生ずる限界水深が平坦部の水深より浅くなるように、換算沖

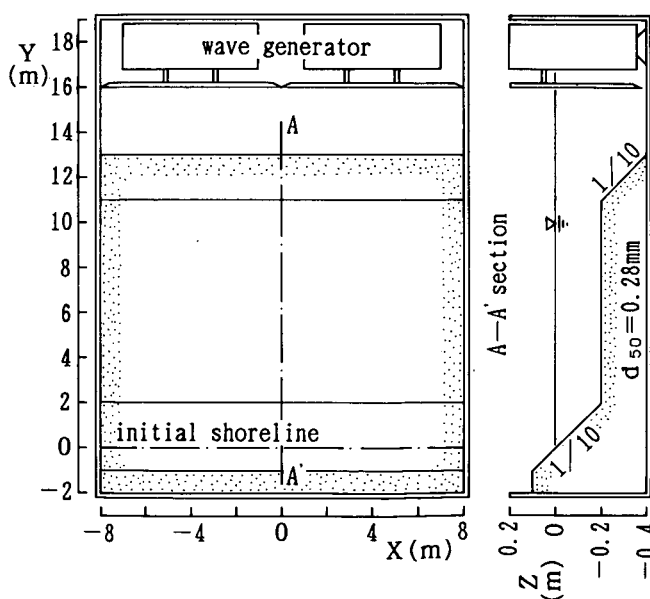


図-9.1 実験水槽概要図

波高 $H_0' = 5.0 \text{ cm}$, $T = 1.27 \text{ s}$ の条件を選んだ。この波浪条件の下で漂砂の移動限界水深 (h_i) を佐藤・田中の表層移動限界水深式で計算すると $h_i \approx 14 \text{ cm}$ となる。実験では海浜地形変化状況を 4 回の地形測定によって調べるとともに、砕波点における入射角と砕波波高の沿岸方向分布を測定した。

9.2.2 実験結果

実験では初期地形 (図-9.2 参照) を整形後、波浪を 6 時間作用させた。この間の代表時刻における砕波波高 (H_b) と砕波点における入射角 (θ_b) の分布を図-9.3 に示す。離岸堤の消波効果のために、構造物の背後では波高が低下しており、また、構造物の中心線に対し、左右で対照的な入射角分布となった。実験開始後 6 時間の深浅図を図-9.4 に示す。初期地形 (図-9.2) と図-9.4 を比較すると、構造物の背後域では、 $-8 \sim -20 \text{ cm}$ の等深線がほぼ初期形状を保っている。しかし、構造物の遮蔽域外では $-10 \sim -16 \text{ cm}$ の等深線はやや前進し、 -8 cm 以浅の等深線は後退している。このことは、構造物の外側の区域では冲向き漂砂により浅海部の底質の一部が沖方向に移動したことを示している。浅海域の $4 \sim 6 \text{ cm}$ の等深線は、構造物の背後では緩やかに前進し、舌状砂州が形成された。これと対照的に、構造物の背後域外ではこれらの等深線が後退した。全体として構造物の背後域外より内側へと沿岸漂砂によって底質が

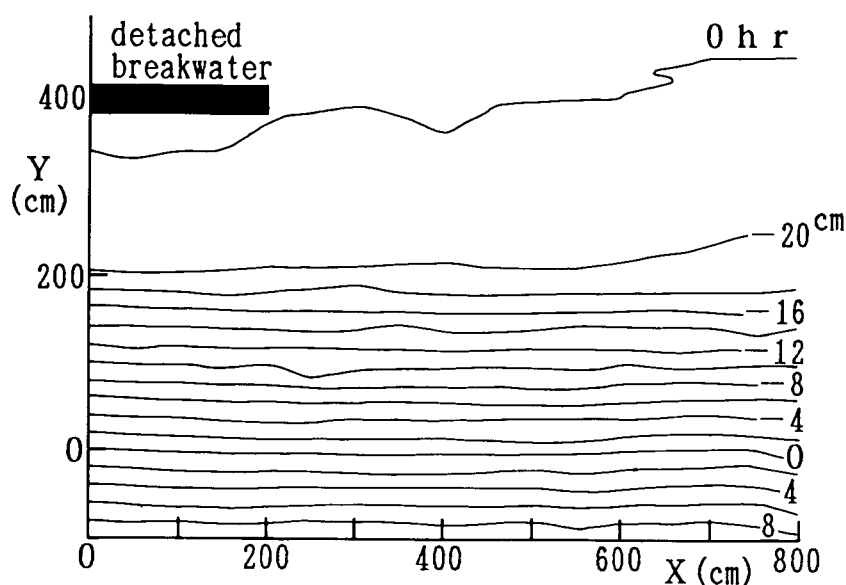


図-9.2 等深線図 (ケース①, 初期地形)

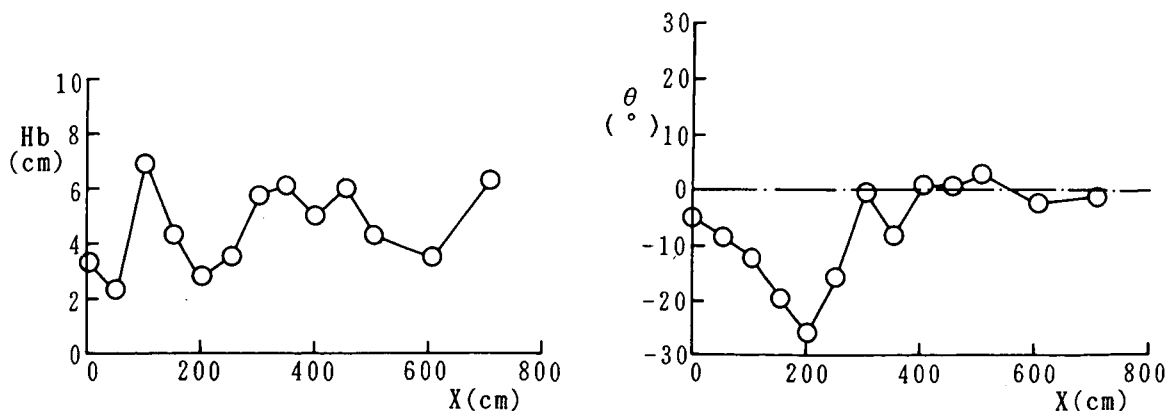


図-9.3 砕波波高・砕波波向分布 (ケース①, 0 hr)

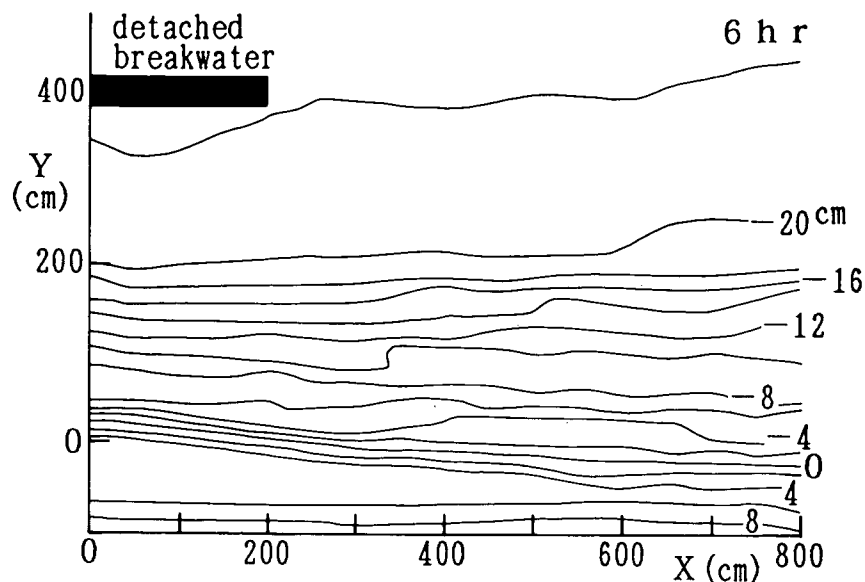


図-9.4 等深線図 (ケース①, 6 hr)

運ばれたことが明らかである。図-9.4によると、形成された舌状砂州の規模はそれほど大きくない。この理由は、離岸堤が透過性を有することと、離岸堤の堤長に対する離岸距離が大きいこと、構造物の開口部からの波の回折効果がかなり大きいことによる。

時間経過に伴う代表的断面形状の変化を図-9.5に示す。構造物の中央を横切る $X = 0$ m 断面では、沿岸漂砂によって運ばれた底質が堆積した。 $-8 \text{ cm} \leq Z \leq -4 \text{ cm}$ の間で部分的な侵食が見られるが、全体的には堆積量の方が多い。また、汀線付近で顕著な土砂堆積の見られる部分の海底勾配は初期の海底勾配 (1/10) に比べ、約 1/3 とかなり急勾配となった。断面内で一様な堆積が生じなかったのは、断面内において堀川ほか (1973) のタイプ分類のⅢ形に属する岸向漂砂による地形変化が生じたためである。 $X = -3$ m 断面では $Z = -10$ cm を移動限界として徐々に侵食が進んだ。この断面では、 $X = 0$ m 断面と対照的に明らかに侵食量の方が多い。 $X = -6$ m 断面でも浅海域で侵食が進んだが、一部沖向き漂砂による地形変化も生じた。この沖向き漂砂のために、図-9.4 に示したように深淺図において $-10 \text{ cm} \sim -16 \text{ cm}$ の等深線が沖方向へ移動した。

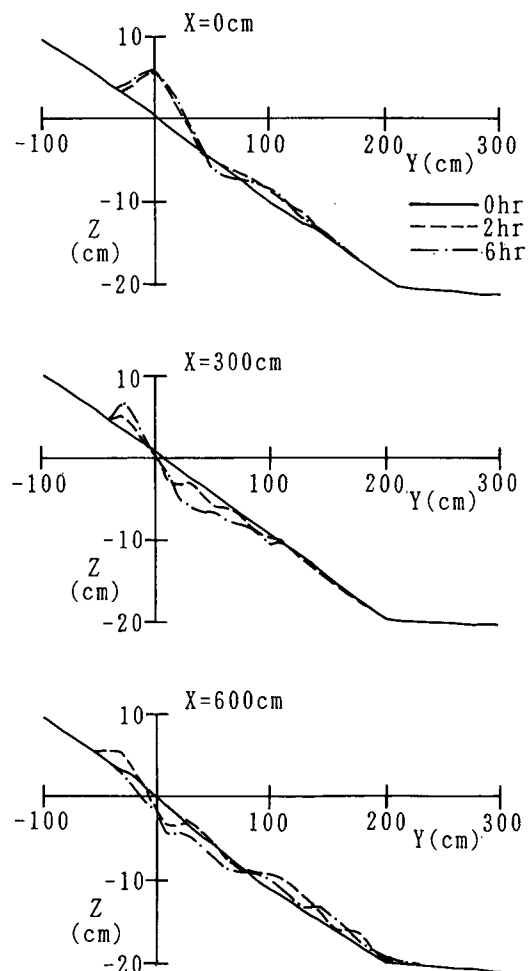
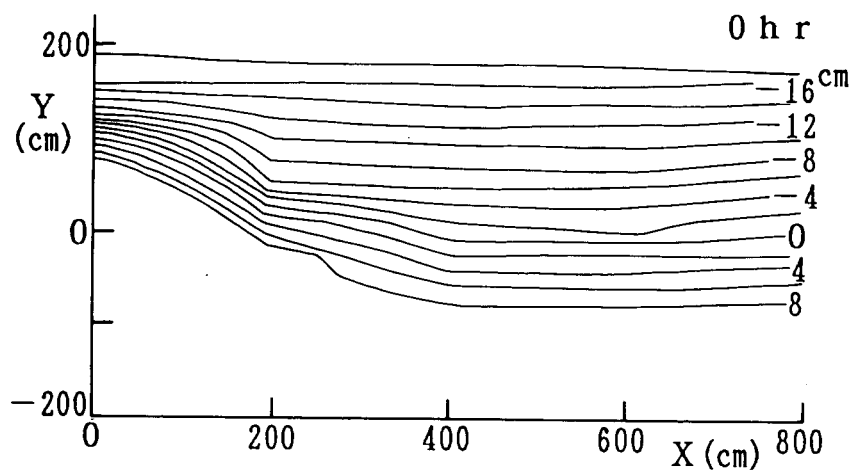
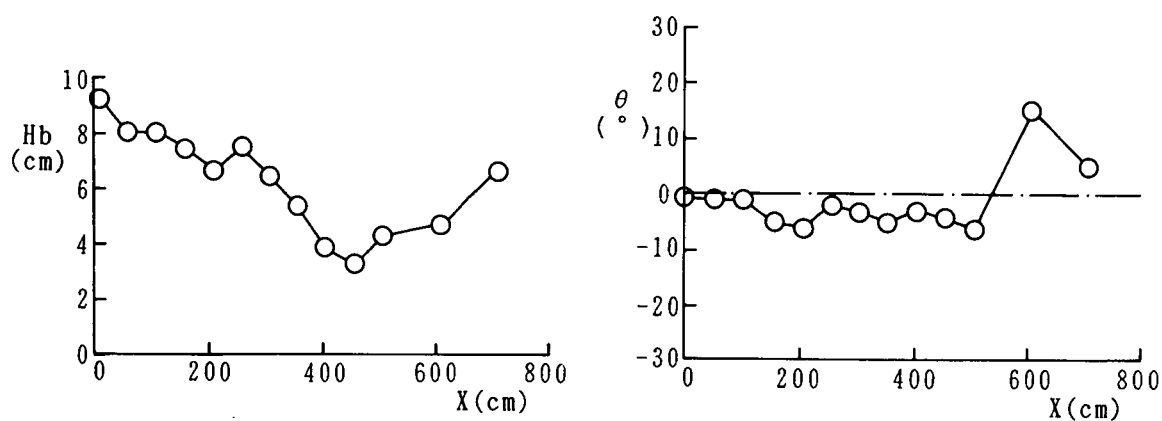


図-9.5 断面図 (ケース①)

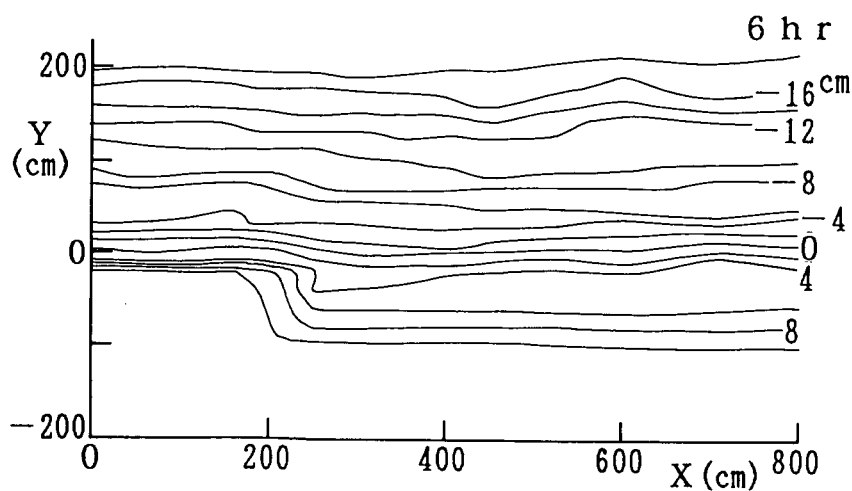
次に、ケース②の実験結果について述べる。初期形状を図－9.6に示す。半円形状の等深線が養浜区域を表わす。また、碎波波高と、碎波点における入射角の分布を図－9.7に示す。 H_b は養浜を行った部分で



図－9.6 等深線図（ケース②，初期地形）



図－9.7 碎波波高・碎波波向分布（ケース②，0 hr）



図－9.8 等深線図（ケース①，6 hr 後）

は屈折効果のために周囲よりやや波高が高くなった。一方、 θ_b はほぼ一定でY軸方向から入射している。この地形条件で波を6時間作用させた後の海岸地形が図-9.8である。初期に半円形状であった養浜区間の等深線形は、波の作用で急速に後退し、 -12 cm 以浅の等深線はほぼX軸と平行となった。養浜区間では浜崖が形成され、侵食された土砂は養浜区間外へ運ばれ堆積した。例えば土砂の堆積状況は $-4\text{ cm} \leq Z \leq 4\text{ cm}$ 間の等深線が沖向きに大きく前進したことから理解される。一方、 -16 cm 以深の等深線はいずれの場所でも初期形状と比較してほとんど変化がない。このことより、養浜砂が主として沿岸漂砂によって沿岸方向に輸送されたことが分かる。

養浜区間の中央に位置する $X = 0\text{ m}$ 断面、および養浜区間外の $X = -2, -8\text{ m}$ 断面の変化を図-9.9に示す。 $X = 0\text{ m}$ 断面では、1時間後の断面形に特徴的なように、 -13.5 cm 以浅で侵食が生じている。また、 $0 \sim 1$ 時間の間で侵食が著しく、 $1 \sim 3$ 時間、 $3 \sim 6$ 時間と時間が経過するにしたがい侵食量は小さくなっている。 $X = -2\text{ m}$ 断面では、 $Z = 5 \sim -5\text{ cm}$ の範囲に注目すると、1時間後に一旦堆積し、その後徐々に侵食が生じ、6時間後には0時間の断面形状とほぼ等しくなっている。すなわち履歴効果が現われている。 $X = -8\text{ m}$ 断面では、全体に堆積土砂量が多いが、沖合部での堆積量もかなり多い。

9.3 沿岸漂砂の水深方向分布を考慮した海岸変形モデル

前節で例示した2ケースの実験結果では、地形変化は主として沿岸漂砂によって生じており、しかも沿岸漂砂量が水深方向に分布形を有するために特徴ある地形変化が生じた。そこで以下ではこのような地形変化を予測するモデルの開発を行った。まず、全沿岸漂砂量 Q はサベージ公式(例えば、野田・橋本, 1981)を用いたとき式(9.1)で与えられる。

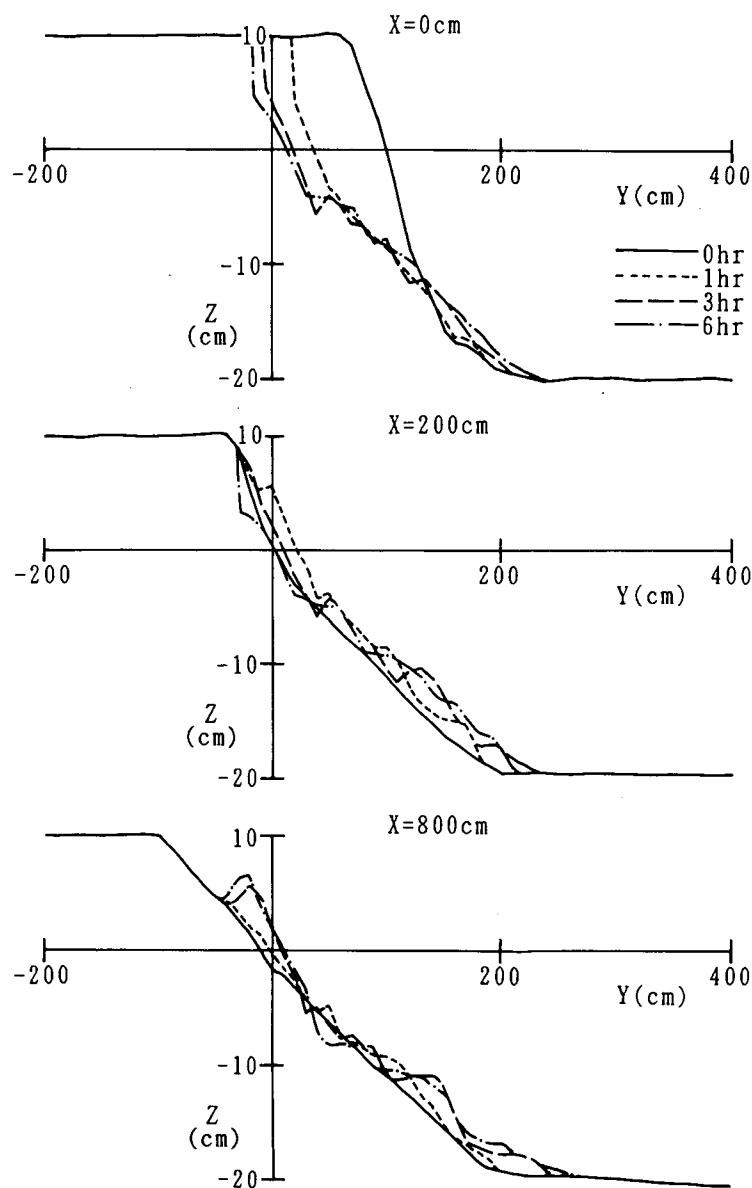


図-9.9 断面図(ケース①)

$$Q = f / 8 \rho g H_b^2 (C_g)_b \sin \alpha_b \cos \alpha_b = F_0 \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad (9.1)$$

ここで、 f : 係数、 ρ : 海水密度、 g : 重力加速度、 H_b : 碎波波高、 $(C_g)_b$: 碎波点における群速度、 α_b : 碎波点における入射角である。野田・橋本(1981)にしたがい、 α_b が十分小さいとし、図-9.10を参照すると、次の近似式が成り立つ。ここに、沿岸方向に x 軸をとり、これより汀線までの冲向き距離を y とする。

$$\begin{aligned} Q &= F_0 \sin \alpha_b \cos \alpha_b \\ &\approx F_0 \tan \alpha_b = F_0 \tan (\alpha_0 - \beta) \\ &\approx F_0 \left(\tan \alpha_0 - \frac{\partial y}{\partial x} \right) \end{aligned} \quad (9.2)$$

n 本の等深線の変化を計算する方法には、Bakker (1968) や Perlin・Dean (1978) の研究があるが、それらのうち Perlin・Dean (1978) を参考とし、図-9.11を参照し、 $k = 1 \cdots n$ に対応する水深における漂砂量を q_k としたとき、基準点から各等深線までの冲向き距離(等深線距離) y_k と q_k の間に式(9.2)と同様な関係が成立するとすれば、

$$q = F_{0k} \left(\tan \alpha_0 - \frac{\partial y_k}{\partial x} \right) \quad (9.3)$$

となる。ここに、 $F_{0k} = F_0 \cdot \mu_k$ 、 $\sum \mu_k = 1$ である。 μ_k は各水深ごとの漂砂量を与える比例定数であり、漂砂量の水深方向分布を与えることより決定される。式(9.3)が成立する場合、沿岸漂砂は平均的に見て常に同一水深を保って沿岸方向へ移動することになる。一方、漂砂の連続式より、

$$\frac{\partial q_k}{\partial x} + h_k \frac{\partial y_k}{\partial t} = 0 ; k = 1 \cdots n \quad (9.4)$$

が成立する。ここに、 h_k ($k = 1 \cdots n$) は各等深線によって代表される地形変化に関する漂砂の移動高である(図-9.11参照)。結局、 μ_k が与えられれば、式(9.3)、(9.4)を連立させて解くことにより各水深ごと等深線の変化が算出される。

碎波波高 H_b を持つ波の作用で底質が移動する場合、地形変化が生ずる範囲は、波の打ち上げ高(h_R)から移動限界水深(h_c)の間である。沿岸漂砂量の水深方向分布について、最近現地データにより定められた分布形が報告されている。例えば河野ほか(1986)が富士海岸で求めた例を図-9.12に示す。規準化された沿岸漂砂量は、汀線付近をピークとして水深方向に単調に減少している。そこで、本研究では規準

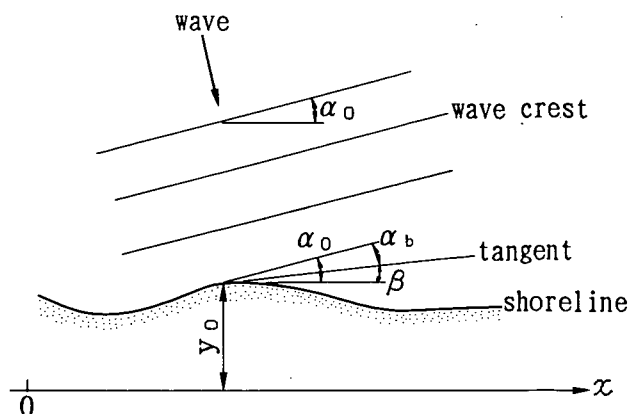


図-9.10 座標系の定義図

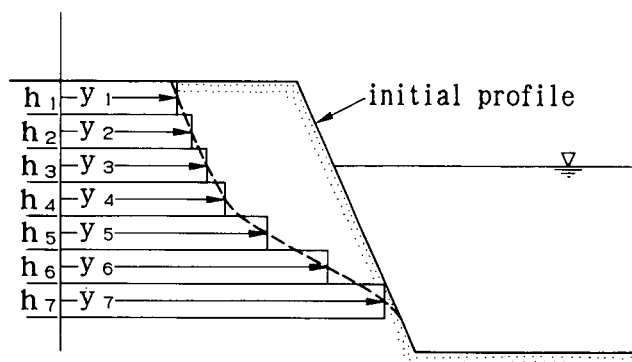


図-9.11 各等深線の移動高の定義図

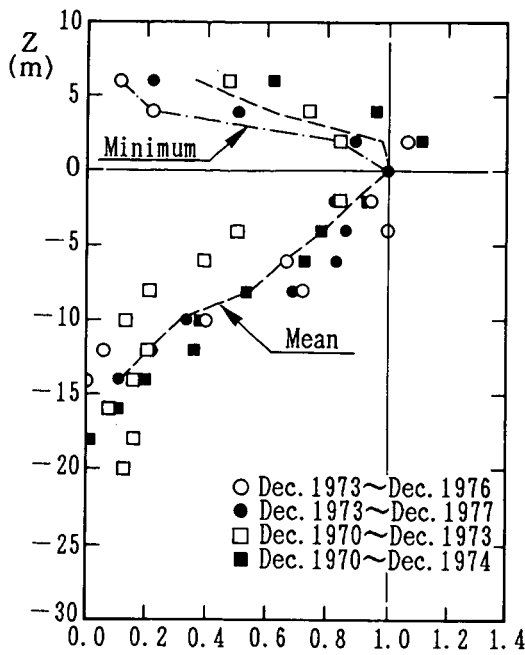


図-9.12 沿岸漂砂量の水深方向分布(富士海岸)

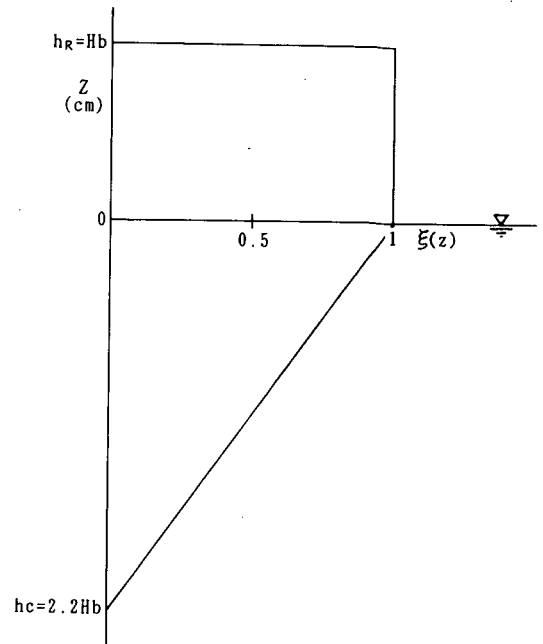


図-9.13 沿岸漂砂量の水深方向分布の定義図

化された沿岸漂砂量の水深方向分布 $\xi(Z)$ を図-9.13に示すように仮定した。 $\xi(Z)$ が与えられたとき、 μ_k は式(9.5)によって算出される。

$$\mu_k = \int_{z_k}^{z_{k+1}} \xi(Z) dz / \int_{-h_c}^{h_R} \xi(Z) dz \quad (9.5)$$

実際の計算は、沿岸方向に Δx 、時間間隔を Δt として式(9.3)、(9.4)を陽形式で差分化して解く。計算に際しては、陽形式差分を用いているために、安定条件として $\Delta t \leq h_k / F_{0k} \cdot (\Delta x)^2$ を満足しなければならない。実際の数値計算では、 $\Delta x = 20 \text{ cm}$ 、 $\Delta t = 30 \text{ s}$ とした。また、 h_R 、 h_c は実際には波高、周期、海底勾配などの関数となるが、ここでは実験値との比較により近似的に次のように H_b の関数として与えた。

$$h_R \approx H_b \quad (9.6)$$

$$h_c \approx 2.2 H_b \quad (9.7)$$

9.4 実験値と計算値の比較

初期地形周りで測定された碎波波高、碎波波向の測定値を用いて、海浜変形を予測した。実際には、波浪変化計算を行って波高・波向分布を定める必要があるが、ここでは実験値を用いることとし、更にその経時変化は大きくないと仮定し、経時的に一定という単純な条件で計算を行った。なお、構造物周りの波高・波向分布は、例えば放物型モデルを用いればかなり高い精度で計算できることが分かっている(本間ほか, 1985)。本研究ではこの部分の計算は省略し、海浜変形のモデル化を重点的に進めた。ケース①の実験に対応する計算結果を図-9.14に示す。6時間後の等深線形に着目すると、構造物岸側の-12~-20 cmの範囲の等深線はほぼ初期形状を保っている。これに対し、浅海部の6~-10 cmの等深線は、構造物

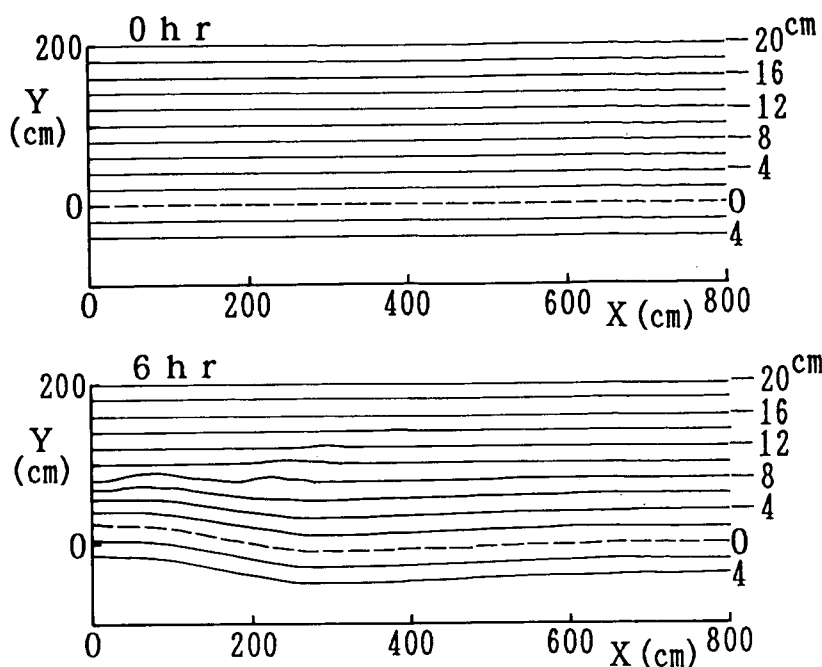


図-9.14 等深線図（ケース①の計算結果）

の背後では緩やかに前進し、舌状砂州が形成された。また、構造物の背後域外ではこれらの等深線は後退した。これらの特性は、実験値（図-9.4）と同一であり、実験で得られた構造物の背後域外より内側へと底質が運ばれる現象を良く再現している。

$X = 0, 3, 8\text{m}$ の断面形の変化を図-9.15に示す。図-9.5に示した実験値と比較すると、侵食域では徐々に侵食が進む特性は良く再現されている。ただし、実験では冲向き漂砂による断面形の変化があるために、計算値の方が直線的な断面形となっている。

同様にケース②の場合の計算を行った。計算に際しては、ケース①と同様に初期地形周りで測定された碎波点における波の入射角と碎波波高を計算に用いた。計算の結果得られた1, 3, 6時間後の地形形状を図-9.16に示す。初期には半円形状であった養浜区間の等深線は波の作用で急速に後退した。特に汀線付近での変形が大きい。最終的に、 -14cm 以浅の等深線はほぼ X 軸と平行となったが、移動限界水深 $h_i = 14\text{cm}$ より深い -16cm 以深の等深線はいずれの場所でも初期形状と比較してほとんど変化がなく、初期地形がそのまま残されている。以上の特性は実験から得られた結果（図-9.8）と良く一致しており、かなり高い精度で計算により実験値の再現ができることが分かった。

最後に、 $X = 0, 2, 8\text{m}$ 断面の変化を図-9.17に示す。 $X = 0\text{m}$ 断面では、実験と同様に $Z = -14\text{cm}$ を移動限界水深としてそれ以浅で侵食が進んでいる。また、 $0 \sim 1$ 時間の間での侵食が著しく、 $1 \sim 3$ 時間、 $3 \sim 6$ 時間と時間が経過するほど、侵食量は小さくなっていることも実験結果と良く一致している。 $X = 2\text{m}$ 断面では1時間後に堆積が生じ、その後徐々に侵食しており、実験と同様、履歴効果が明瞭に表われている。 $X = 8\text{m}$ 断面では、徐々に堆積しており、この状況も実験結果と良く一致している。以上のことから、断面形状についても計算により実験の再現が可能であることが分かる。

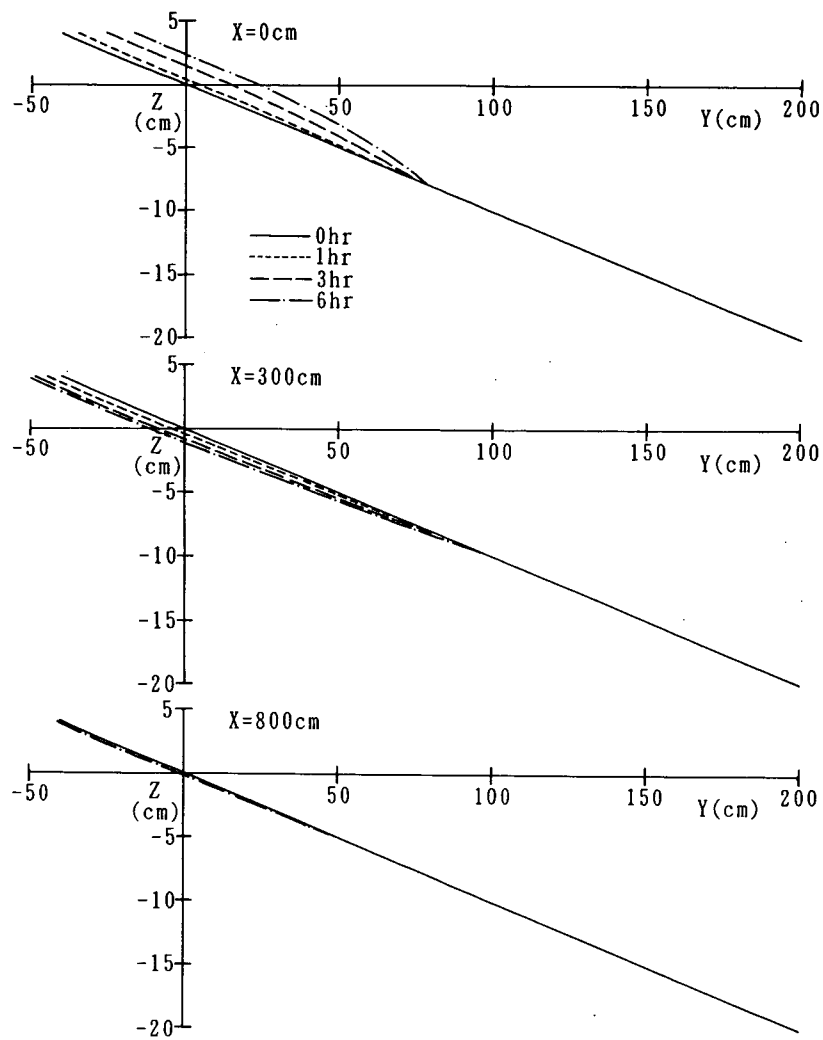


図-9.15 断面図 (ケース①の計算結果)

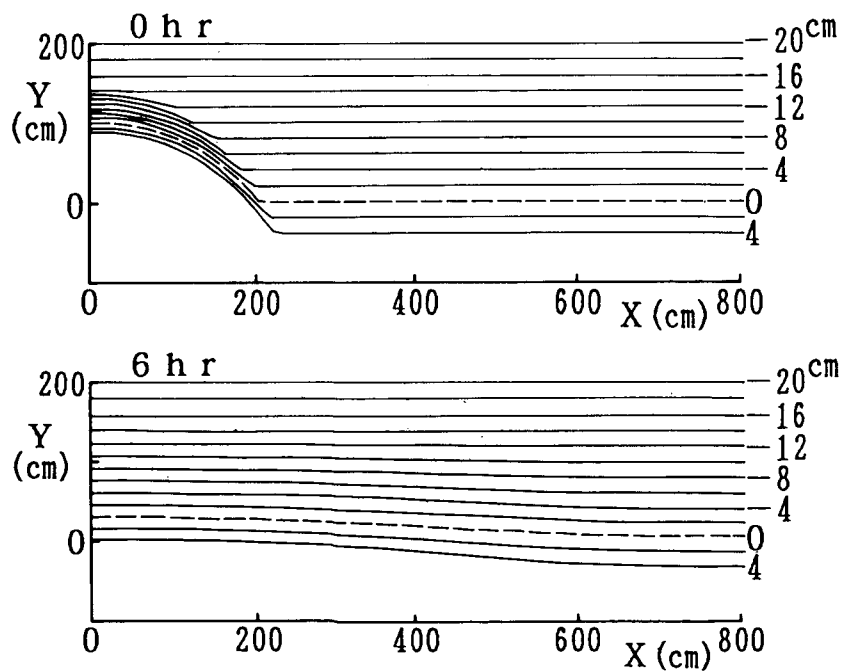


図-9.16 等深線図 (ケース②の計算結果)

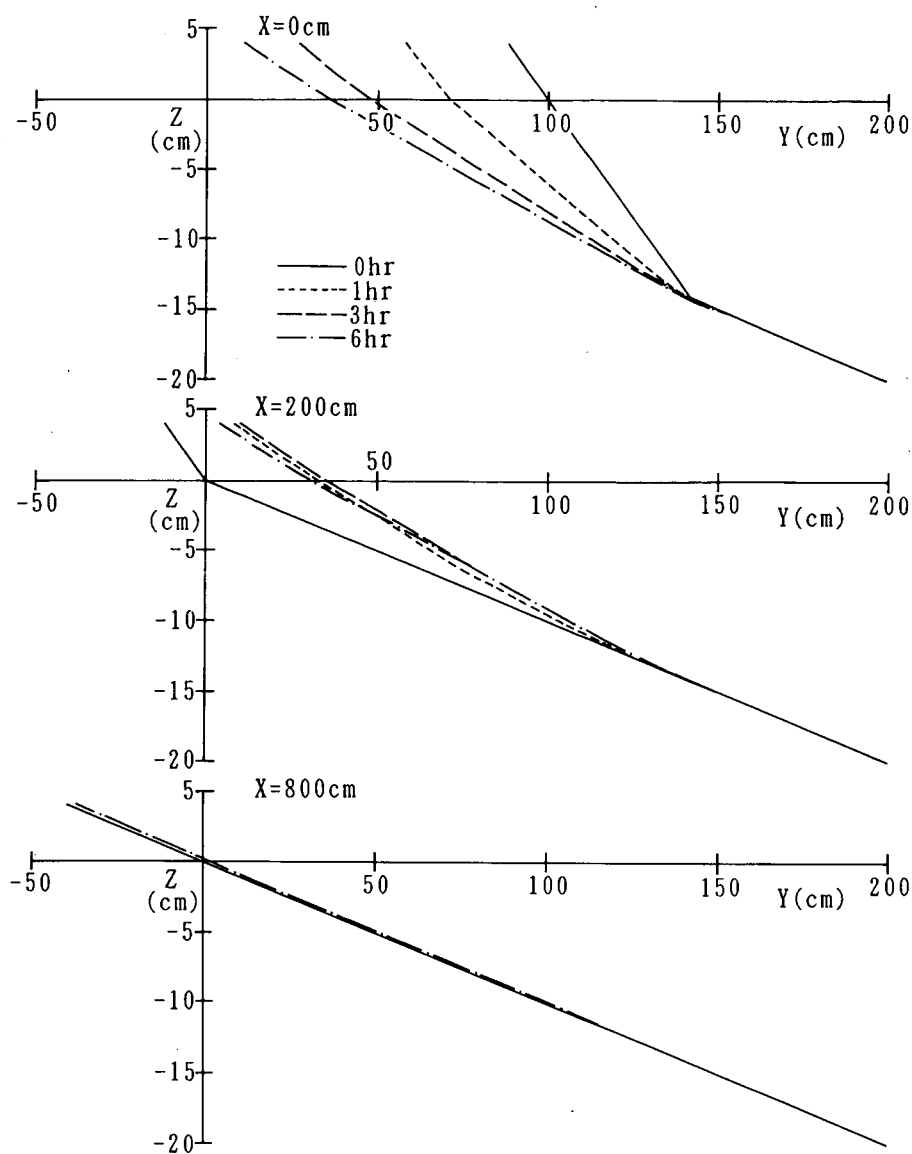


図-9.17 断面図（ケース②の計算結果）

9.5 結 論

本研究で得られた成果を以下に要約する。

- ① 沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮し、各等深線の変化を one-line モデルの手法を準用した方法で計算するモデルを開発した。
- ② 開発したモデルを用いて計算した結果と、離岸堤背後の海浜変形、および養浜時の海浜変形に関するモデル実験の結果とは良く一致した。
- ③ このモデルは n 本の等深線の変化を予測する点において Perlin・Dean (1978) の研究と似ているが、沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮することにより、海浜断面形の変化をも予測可能となった点が特徴的である。

引用文献

- Bakker, W. T. (1963) : The dynamics of a coast with groyne system, Proc. 11th Coastal Eng. Conf., ASCE, pp. 492 ~ 517.
- 橋本 宏 (1974) : 離岸堤による隣接海岸への影響予測モデル, 第21回海岸工学講演会論文集, pp. 181 ~ 184.
- 本間 仁・堀川清司 (1985) : 海岸環境工学, 東京大学出版会, 582 p.
- 堀川清司・砂村継夫・鬼頭平三 (1973) : 波による海浜変形に関する一考察, 第21回海岸工学講演会論文集, pp. 357 ~ 363.
- 河野 宏・宇多高明・藪崎義之・水野益宏 (1986) : 富士海岸の侵食実態と地形変化予測, 第33回海岸工学講演会論文集, pp. 287 ~ 291.
- 野田英明・橋本 宏 (1981) : 漂砂と海岸保全施設, 技報堂, 157 p.
- Pelnard-Considere, R. (1954) : Essai de theorie de l'evolution des formes de riages en plages de sable et de galets, Iveme Journees de l'Hydraulique.
- Perlin, M. and R. G. Dean (1978) : Prediction of beach planforms with littoral controls, Proc. 16th Coastal Eng. Conf., ASCE, pp. 1818 ~ 1838.
- 榎木 亨・出口一郎 (1976) : 海浜変形の予測に関する基礎的研究 (第1報), 第23回海岸工学講演会論文集, pp. 212 ~ 217.
- 宇多高明・陶山幸夫・中村正敏・富士川洋一 (1988a) : 皆生海岸の沖合部における地形変化とその予測, 第35回海岸工学講演会論文集, pp. 432 ~ 436.
- 宇多高明・小林正一・種岡虎男 (1988b) : 新潟県市振海岸における海岸構造物設置に伴う海浜変形, 地形, vol. 9, pp. 35 ~ 52.
- 宇多高明・山本幸次 (1989) : 鈴鹿川河口周辺海岸の経年的地形変化, 地形, vol. 10, pp. 53 ~ 62.

第10章 あとがき

本報告書では種々の海域制御構造物の消波特性，波力特性，構造物周りの地形変化特性等を明らかにした。各種構造物の開発段階は多岐に渡るが，消波機能の把握から波力特性の検討，平面配置計画の検討，さらに施工性の検討へと順を追って進展している。また，海洋開発の対象となる沿岸域の特性を様々な自然特性毎に明らかにし，ウォーターフロント利用では我が国と比較してはるかに望ましい条件にある熱帯のサンゴ礁海岸と我が国の海岸との比較をもとに，今後のウォーターフロント利用に関する根本的な問題点について論じた。今後，これらの具体的なテーマについての更なる検討を進める予定である。また，ここで一部を示した手引き(案)の完成度を向上させるとともに，平成2年度末までにはMMZ計画策定の手引き(案)(計画，構造設計，維持管理および施工編)を完成させたいと考えている。

付録 海洋開発関連の既発表論文の一覧

海洋工学論文集

- 1) 宇多高明・中村瑛佳・村井禎美・松永博史(1989):有脚式離岸堤周りの初期洗掘の現地観測, 海岸工学論文集, 第36巻, pp. 409~413.
- 2) 上野成三・小山文男・石野和男・宇多高明・村井禎美(1989):斜板消波潜堤(SVRF)のマウンド内の浸透流場と洗掘特性について, 海岸工学論文集, 第36巻, pp. 424~428.
- 3) 宇多高明・村井禎美・館 克彦(1989):スリット式構造物に作用する波力の特性, 海岸工学論文集, 第36巻, pp. 504~508.
- 4) 萩原運弘・藤原隆男・宇多高明・村井禎美(1989):スリット型海域制御構造物の碎波力特性と設計波力, 海岸工学論文集, 第36巻, pp. 514~518.
- 5) 田中正博・大山 巧・清川哲志・宇多高明・村井禎美(1989):フレキシブルマウンドに作用する波力, 海岸工学論文集, 第36巻, pp. 554~558.
- 6) 国栖広志・近藤浩右・清水正巳・宇多高明・村井禎美(1989):透過式消波構造物の波力特性に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第36巻, pp. 569~573.

土木技術資料

- 1) 宇多高明・武中信之(1989):海洋性レクの適性基準から見た全国沿岸域の類型化, 土木技術資料, Vol. 31, No. 11, pp. 43~49.

河川(日本河川協会)

- 1) 宇多高明(1989):サンゴ礁海岸でのウォーターフロント利用と海岸保全, 河川, No. 519, pp. 30~35.

海域制御構造物の開発に関する
共同研究報告書(10)

共同研究報告書第37号
平成2年3月(1990)
河川部海岸研究室

要旨

種々の海域制御構造物のうち、複合消波構造物、レンズマウンドを選び、これらの構造物周辺の波、流れ、海浜地形変化を移動床平面実験により調べた。また、大水深域に設置された斜板堤の消波特性、波力特性を明らかにした。海洋空間利用に関しては、仙台湾沿岸を代表例として選び、当沿岸の利用特性について述べ、特に水温、気象条件に恵まれない地域でのウォーターフロント利用として散策等の持つ価値を再評価した。次に、熱帯・亜熱帯に発達するサンゴ礁海岸でのウォーターフロント利用を例示しつつ、我が国の状況との比較により今後のウォーターフロント利用に際しての根本的問題を考慮した。さらに、現在作成中のMMZ計画策定の手引き(案)計画編の概要を示すとともに、今後検討すべき問題点を明確にした。最後に、長期間の海浜変形を予測する手法の一つとして、沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮した3次元海浜変形モデルを新たに開発し、実験値との比較によりその有効性を確認した。

キーワード：海洋開発、共同研究、海域制御構造物、消波特性、海浜流、波力特性、地形変化、沿岸域利用、サンゴ礁、ウォーターフロント、設計の手引き、3次元海浜変形モデル、沿岸漂砂量の水深方向分布

郵便はがき

305-□□

41円切手
をはいて
下さい

建設省土木研究所

海岸研究室
行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所共同研究報告書第37号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

土木研究所共同研究報告書第37号

