

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（7）

昭和63年7月

建設省土木研究所
河川部海岸研究室

Copyright ©1988 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（7）

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇村山松	多井本永	高楨幸博	明美次史
	研究員				
	部外研究員	武中	信克		
	"	舘			
飛島建設㈱総合企画本部技術開発部		岡松川		幸和哲	夫男也
	"				
	"				
大成建設㈱技術本部技術研究所		茗ヶ原	井義秀		彦博
	"	勝	山文		男
	"	小塚	健		司
	"	中			
土木本部設計部		清水	正洋		巳二
東急建設㈱施工本部土木技術部		蟻川	富		夫
	"	藤			
	"	渡	会英		明
㈱間組 土木本部海洋土木部		湊隆	次郎		
	"	本			
技術本部技術研究所		沖	政		和
清水建設㈱技術研究所環境技術研究部		藤井	邦正		雄博
	"	田			
	"	大	山		巧

清水建設㈱技術研究所環境技術研究部	三 俣 正 和
〃 大崎研究室	清 川 哲 志
東洋建設㈱技術研究所	藤 原 隆 一
日本テトラポッド㈱応用水理研究所	遠 藤 泰 司
〃	野 口 雄 二
〃	山 本 方 人
〃	錦 織 和紀郎
住友金属工業㈱ 鉄 構 技 術 部	中 山 種 清
建 設 技 術 部	飯 村 修
建設工学研究室	喜 田 浩
建 設 技 術 部	柳 本 泰 伴
設 計 技 術 部	北 村 卓 也
東亜建設工業㈱ 技 術 開 発 部	荻 野 秀 雄
水 理 研 究 室	堺 和 彦
材料構造研究室	田 淵 博 章
設 計 部	本 山 喜 章

要旨

各種の海域制御構造物について、その開発段階に応じ、消波効果、作用波力、堤体の安定性等の特性を水理模型実験により明らかにした。また沿岸域の自然、利用特性を、九十九里海岸、鹿島灘沿岸を対象に調査し、利用計画立案上の留意点を明らかにした。

キーワード：海洋開発，共同研究，海域制御構造物，消波特性，波力特性，沿岸域の諸条件

は じ め に

土木研究所では、沿岸域の有効利用を目指した 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”研究を昭和 61 年度より実施している。また、この総プロの一環として昭和 61 年 8 月より土木研究所と民間企業 14 社との間で共同研究“海域制御構造物の開発”を行っており、本年度で 3 年目に入っている。この間に得られた研究成果の一部は既に“海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(1)～(6)”としてとりまとめた。本報告は、これらの報告に引き続いて、各構造物に関する昭和 62 年度の研究成果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 研究の目的および体制	1
第3章 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（土木研究所）.....	3
第4章 梁消波型スリット構造物の消波および波力特性（飛鳥建設㈱）	25
第5章 斜板消波潜堤（SURF）に作用する波力（大成建設㈱，東急建設㈱，㈱間組）.....	43
第6章 斜板消波潜堤（SURF）の消波性能と安定性の検討 （大成建設㈱，東急建設㈱，㈱間組）.....	73
第7章 没水率の大きいフレキシブルマウンドの消波特性（清水建設㈱）	83
第8章 改良型レンズマウンドの消波特性（東洋建設㈱）	97
第9章 複列潜堤の透過，反射特性および安定性に関する研究（日本テトラポッド㈱）	103
第10章 遊水室を有する銅板セル式海域制御構造物に関する実験的検討 （住友金属㈱，東亜建設工業㈱）.....	117
第11章 海岸工学的諸条件から見た九十九里海岸の評価（土木研究所）	135
第12章 鹿島灘沿岸の地理的，海岸工学的諸条件に関する検討（土木研究所）	161
第13章 あ と が き	178

第1章 ま え が き

近年、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。また、地域の特性を生かした長期滞在型の複合的な機能を備えたリゾート開発を推進するために、昨年、総合保養地域整備法（リゾート法）が制定された。海洋リゾートは、こうした地域整備の1つの大きな柱であって、良質な海洋リゾート空間の整備に対する期待は高いものがある。こうした中で、建設省でもマリーン・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10～20 mに設置され、消波効果により静穏な海域環境を創出する海域制御構造物である。この海域制御構造物の開発は、官民共同で昭和61年度より5か年計画で行われている。本報ではひきつづき検討を行っている海域制御構造物の開発研究に関して、主に昭和62年度に得られた研究の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いる。構造物の持つ機能性に関しては、各構造型式の透過率、反射率等を2次元水理模型実験により明らかにした。また、波力特性については、スリットタイプの構造物を中心に碎波作用下における検討も行った。本報では各種構造物について昭和62年度の共同研究の結果得られた成果を報告する。

本共同研究は昭和61年度より研究が開始されている、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」の一環として、同年8月より土木研究所と民間企業14社の間で行われている。民間企業14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㈱

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、土木研究所側は昭和62年度より第1，第3グループについて海岸研究室のほかに構造研究室が参加している。

本報告書はこのうち土木研究所，飛島建設㈱，大成建設㈱・東急建設㈱・㈱間組，清水建設㈱，東洋建設㈱，日本テトラポッド㈱，住友金属工業㈱・東亜建設工業㈱により実施された研究成果をまとめたものである。

なお、共同研究によって得られた研究成果をとりまとめた土木研究所資料：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(1)～(6)の目次を発行順に巻末資料として示す。また、海洋開発関連の既発表論文の一覧も巻末に示した。

第3章 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 宇多 高明

研 究 員 村井 禎美

山本 幸次

部外研究員 武中 信之

3.1 まえがき

土木研究所では、外洋に面した海域において、波、流れ、漂砂を制御することのできる海域制御構造物を開発することを目標として、種々の面より研究を進めてきた。この結果、現在までに海域制御構造物の規則波に対する2次元の意味での消波効果は既に明らかになった^{1), 2), 3)}。しかしながら、構造物の消波効果の検討は、2次元実験による検討のみでは不十分であり、平面水槽を用いた消波効果の検討も必要である。それと同時に漂砂制御効果についての検討も重要である。そこで本研究では、平面実験を行うことにより、海域制御構造物の消波効果、構造物周りの流れの状況、および漂砂制御効果を調べた。構造物のタイプは、消波機能の異なるスリット式、透過水平板付スリット式および複合消波式の3種類¹⁾を選んだ。

3.2 実験方法

実験は、建設省土木研究所水理共同実験棟の平面水槽を用いて行った。模型実験の縮尺は現地の1/50とし、波浪条件は現地スケールで沖波波高 $H_0 = 2.5\text{ m}$ 、周期 $T = 9\text{ s}$ の規則波を考え、これらの条件をフルードの相似則に従い縮小し、実験条件とした。実験水槽と模型座標を図3.1に示す。固定床および移動床ともに造波板より2.5 m離れた位置から1 m間を1/10 勾配、これより10 m間を1/100 勾配、3 m間を1/10 勾配の1様勾配とし、さらに側壁までの1 m間を水平床とした。水位は、1/100 斜面の勾配変化点で20 cmとなるように設定した。固定床はモルタル、移動床は中央粒径 $d_{50} = 0.28\text{ mm}$ の砂で整形した。構造物模型の離岸距離は $Y_r = 4\text{ m}$ 、8 mの2種類で、この時の構造物設置位置での水深はそれぞれ22 cm、26 cmとなる。

入射波高は、1/100 勾配斜面の沖端位置に5 m間隔で配置した3台の容量式波高計により測定した。波高分布は容量式波高計を用いて格子点

(0.5 m間隔)でそれぞれ30 s 間行い、50 ms 間隔でA/D変換して記録した。ゼロアップクロス法により1波を定義し、平均値を代表値とした。次に、厚さ約5 mm、大きさ約4 cm角の合板をフロートとして水槽に投入し、水槽上方から連続写真撮影を行って表面の流れを測定した。更に、構造物周辺及び構造物中心を通る岸沖方向断面の平均流速、流向の鉛直分布を2成分電磁流

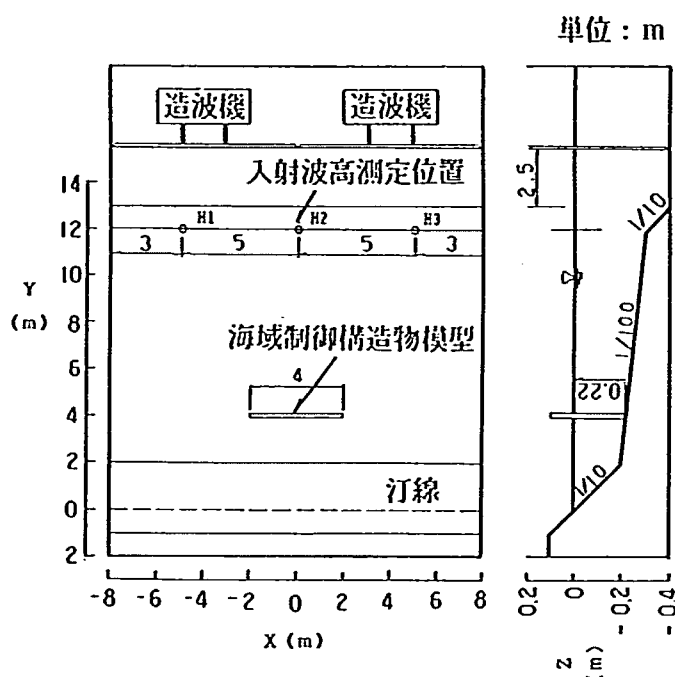


図 3.1 実験水槽と模型座標

速計により測定した。水深方向の測点は底面上 2 cm から静水面下 1 cm の間に配置した 5 点である。測定は 30 s 間行い、データは 20 ms 間隔で A/D 変換して記録した。ただし移動床実験での測定は実験開始 6 時間後に行った。

固定床実験では 3 種類の模型を用いてそれぞれの模型の消波特性を調べた。また、離岸距離 Y_r の変化が波高や流れに及ぼす影響を知るため、スリット式模型を用いて離岸距離のみを変えた実験も行った。移動床実験ではスリット式と複合消波式の 2 種類の模型を用いて 2 ケースの実験を行った。各ケースの実験条件を表 3.1 に、模型の諸元を表 3.2 に示す。ただし、表中の K_T 、 K_R の値は同じ諸元の構造物を用いて 2 次元実験を行った結果である。

3 台の波高計で得られた測定値から、各ケースの換算沖波波高を得た (表 3.3)。データのばらつきが大きいので、3 データより 2 データを選んで平均値を算出し、これより構造物設置位置での波高 (入射波高; H_I) を求めた。

3.3 固定床実験

3.3.1 スリット式模型 (ケース①: $Y_r = 4$ m)

最初に波高分布を図 3.2 に示す。構造物により創成される静穏域を入射波高に対する波高比が 0.7 以下の部分と仮定すると⁴⁾ ケース①の入射波高は 4.8 cm であるから、静穏域は波高約 3.4

cm 以下の範囲となる。この定義によれば、静穏域は構造物とほぼ同じ幅で汀線付近まで形成

表 3.1 各ケースの条件

	ケース	模 型	離岸距離 Y_r (m)	設置水深 h (cm)
固定床実験	①	スリット式	4	22
	②	スリット式	8	26
	③	水平板付スリット式	4	22
	④	複合消波式	4	22
移動床	⑤	スリット式	4	22
	⑥	複合消波式	4	22

表 3.2 構造物諸元

単位: cm

模型名称	概 略 図 単位: cm	構造諸元 透過率 (K_T) 反射率 (K_R)
スリット式模型 ケース ①, ②, ⑤		$\epsilon_1 = 0.3$ $\epsilon_2 = 0.2$ $\epsilon_3 = 0.1$ $h_2/h = 0.8$ $K_T = 0.6$ $K_R = 0.35$
透過水平板付 スリット式模型 ケース③		$\epsilon_1 = \epsilon_2 = \epsilon_3 = 0.28$ $\epsilon_4 = 0.22$ $R/h = 0.1$ $K_T = 0.5$ $K_R = 0.3$
複合消波式模型 ケース ④, ⑥		$h_2/h = 0.27$ $K_T = 0.55$ $K_R = 0.2$

注) 透過率, 反射率は 2 次元消波実験の結果

されている。これは構造物設置位置を含む $Y \geq 2$ mの範囲の海底勾配が1/100と非常に緩いため、波の屈折効果が弱く、開口部から遮蔽域への波のエネルギー輸送量が小さいためである。

次に、波高の岸沖および沿岸方向分布を知るために、構造物中心($X = 0$ m断面)、構造物の端部近傍($X = 1.5$

m断面)、および構造物の遮蔽領域外の $X = 4$ m断面を選んで各断面の波高分布を調べた(図3.3)。構造物による影響の少ない $X = 4$ m断面の場合、波高は汀線付近で浅水変形により急速に増大するほかは、約5 cmの値で一定している。構造物を横切る $X = 1.5$ mと $X = 0$ m断面では、 $Y = 1.5 \sim 4$ mの範囲で $X = 4$ mの場合より波高が約1.5 cm減少している。一方、構造物の沖側では反射波により波高が増大している。特に $X = 0$ m断面では、反射波の影響が沖合まで及んでいる。沿岸方向の分布にも構造物による波高低減効果が顕著に表われており、 $Y = 2.5$ m、 3.5 mの両測線とも、構造物背後の $X = -2 \sim 2$ mの範囲で約2 cm波高が低下している。

表 3.3 入射波高の測定結果

ケース No	時 間 (hr)	換算沖波波高 (cm)				周期 T(s)	入射波高 Hi (cm)
		H 1	H 2	H 3	平均		
①	—	5.1	3.7	5.0	5.1	1.28	4.8
②	—	5.3	6.2	5.6	5.5	1.25	5.1
③	—	5.8	4.3	5.5	5.7	1.26	5.3
④	—	5.4	5.5	5.6	5.5	1.24	5.1
⑤	0	4.7	3.7	4.7	4.7	1.26	4.4
	2	4.8	5.2	5.9	5.0	1.25	4.7
	6	4.7	4.7	6.0	4.7	1.26	4.4
⑥	0	5.2	4.0	5.4	5.3	1.25	4.9
	2	4.6	4.0	4.9	4.8	1.26	4.5
	6	4.5	4.9	5.0	4.8	1.26	4.5

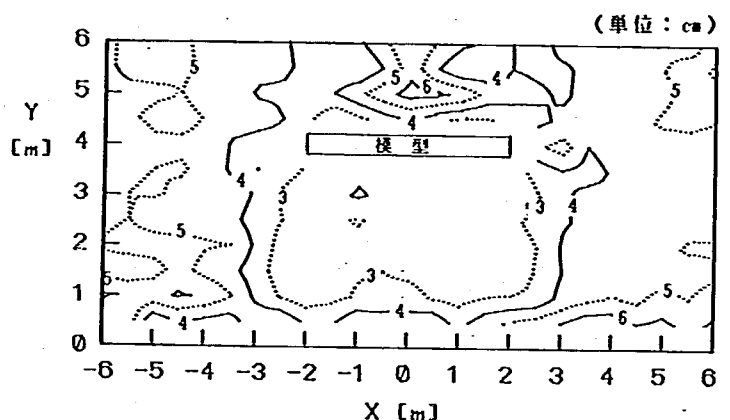


図 3.2 波高分布図 (ケース①: $Y_r = 4$ m)

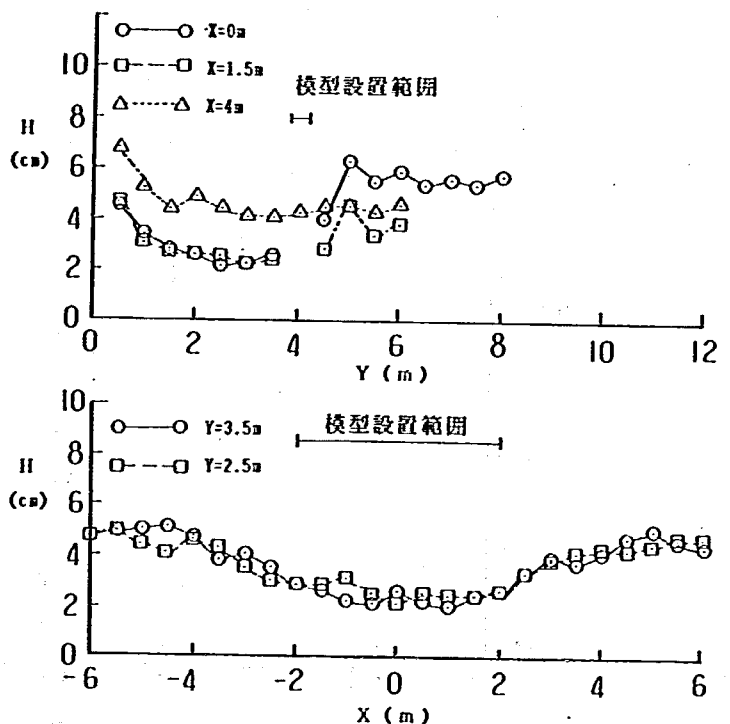


図 3.3 岸沖、沿岸方向の波高分布
(ケース①: $Y_r = 4$ m)

フロート観測により求めた流況を図 3.4 に示す。構造物を通過した流れは $Y = 2 \text{ m}$ 付近まで強い向岸流を形成する。汀線付近では水槽両側から中央部に向かう沿岸流が生じ、これらの流れは中央で会合し、離岸流となって、構造物と汀線の間で一対の循環流を形成する。この循環流の存在と構造物背後で波高が低いことの両効果により、構造物の岸側にはトンボロが形成されと思われる。また、構造物の沖側では、冲向きの流れが見られる。

電磁流速計により測定した平均流速の平面分布を図 3.5 に示す。流速の鉛直方向変化を調べ

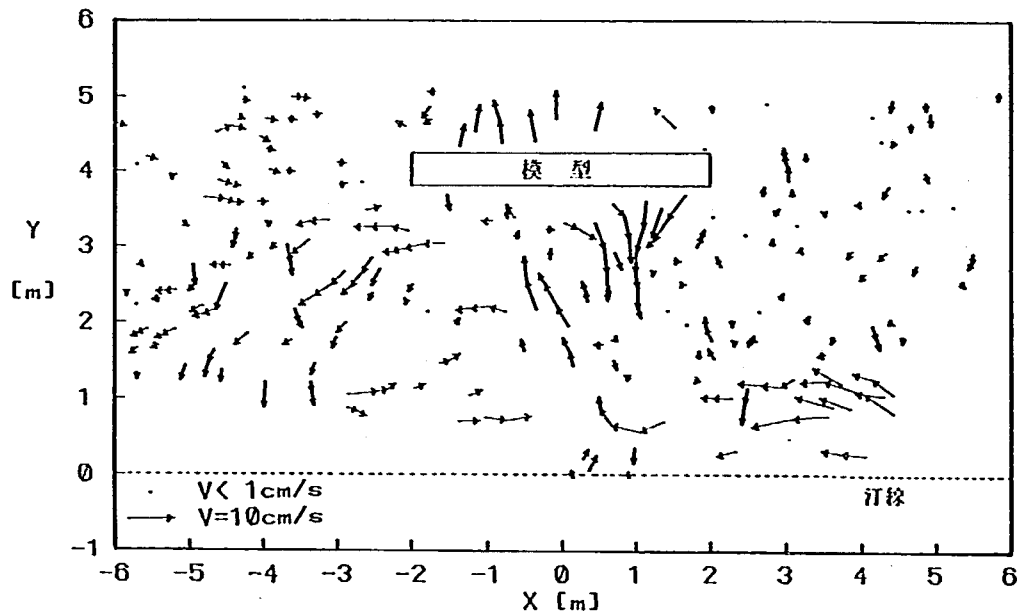


図 3.4 流況図 (ケース① : $Y_r = 4 \text{ m}$)

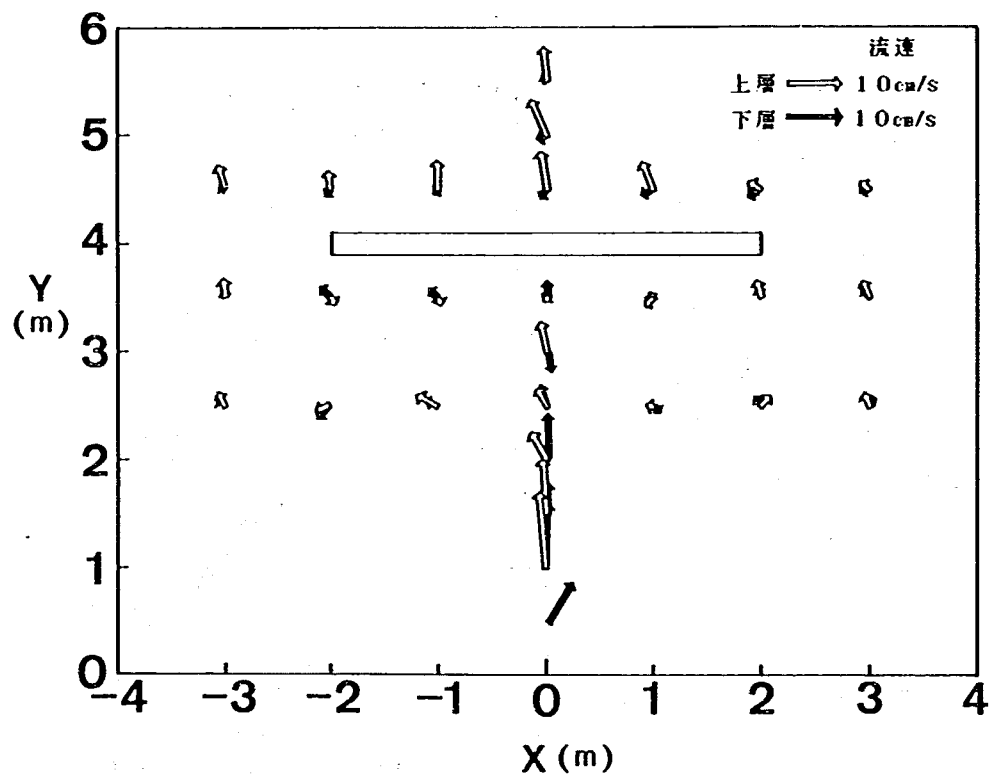


図 3.5 上, 下層の平均流速の平面分布 (ケース① : $Y_r = 4 \text{ m}$)

るために、底面上 2 cm と $(0.2 \sim 0.3)h$ の値を示す。中央部で生じている強い離岸流は、フロートで得られた表面での流況と一致している。構造物に隣接する岸側部の上層では岸向き、下層では沖向き流れが生じ、これとは対照的に構造物の沖側の沖層では沖向き、下層では岸向きと流れの向きが逆転している。このような流速、流向の鉛直方向の変化は、通常の海浜流モデルでは再現することができないが、構造物周辺での局所的な地形変動を考える場合には重要となるので、今後更に検討の必要がある。

3.3.2 スリット式模型 (ケース②: $Y_r = 8\text{ m}$)

ケース②は模型諸元をケース①と同一とし、離岸距離 Y_r のみを 4 m より 8 m と 2 倍にしたものである。最初に、波高の平面分布を図 3.6 に示す。入射波高は 5.1 cm で、静穏域は波高が約 3.5 cm 以下の領域となる。離岸距離が大きくなったため、構造物背後の汀線付近では波高が高くなっている。そのため構造物設置による波高変化が少なくなり、汀線付近の波高は沿岸方向のどの点においても $4 \sim 5\text{ cm}$ の値を示す。構造物の沿岸方向の長さに比較して離岸距離を長くし過ぎると、静穏域の創出効果が汀線付近まで及ばないことが分かる。

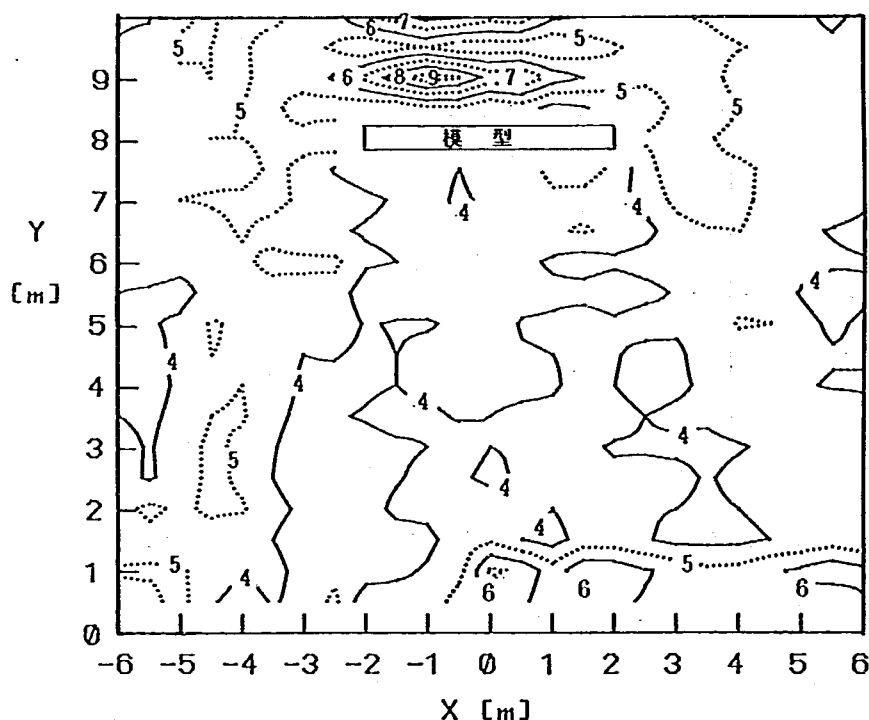


図 3.6 波高分布図 (ケース②: $Y_r = 8\text{ m}$)

代表測線における波高の岸沖および沿岸方向の分布を図 3.7 に示す。構造物の岸側 $Y \leq 5 \text{ m}$ の範囲での波高は X によらずほぼ同じ値を持つ。構造物による波高減衰効果が見られるのは $Y = 5 \text{ m}$ から構造物までの範囲に限定される。効果自体も離岸距離が $X = 4 \text{ m}$ の場合（ケース①，図 3.3 参照）に比べ明瞭でない。沿岸方向の波高分布についてもケース①の場合に比べ，構造物背後の波高低下は明瞭でない。

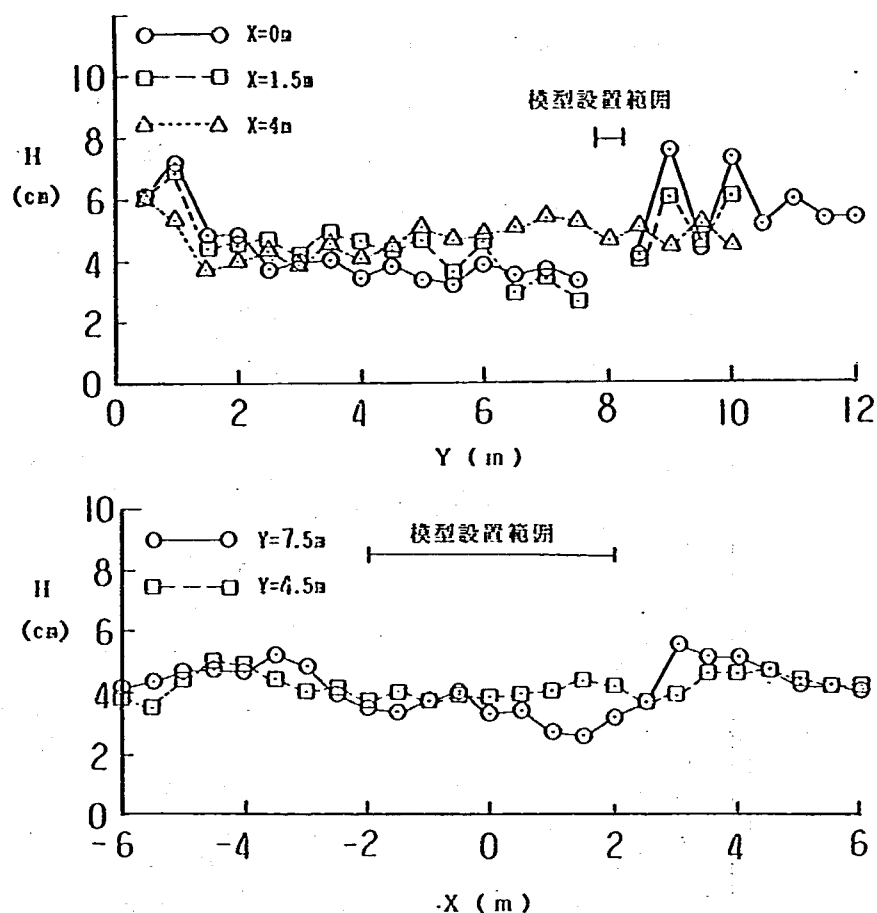


図 3.7 岸沖，沿岸方向の波高分布（ケース②： $Y_r = 8 \text{ m}$ ）

流況は図 3.8 に示されるようにケース①に比べて顕著な特徴を持たない。構造物から $Y = 6.5$ m 付近までの範囲では、岸向きの流れが形成されている。また、図の両端には岸向き流れが見られる。 $X = 0$ m の汀線付近から斜め沖方向の離岸流が生じており、構造物手前まで達した後、両脇の岸向き流れに合流している。しかしながら、汀線付近での中央部へ向かう沿岸流は弱く、トンボロなどの地形変化は生じにくいものと推定される。

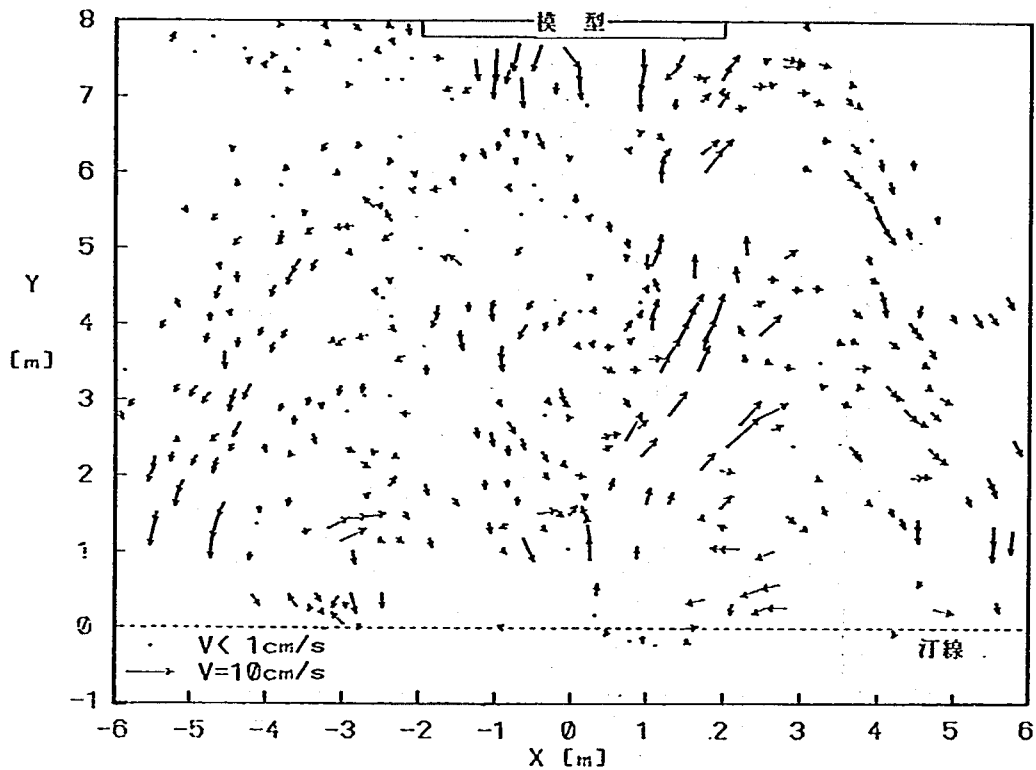


図 3.8 流況図 (ケース②: $Y_r = 8$ m)

3.3.3 水平板付スリット式模型 (ケース③: $Y_r = 4$ m)

波高分布を図 3.9 に示す。入射波高は 5.3 cm、静穏域は波高約 3.7 cm 以下の領域である。ケース①の場合と同様に、創出される静穏域は構造物とほぼ同じ幅を持ち、汀線付近まで延びている。

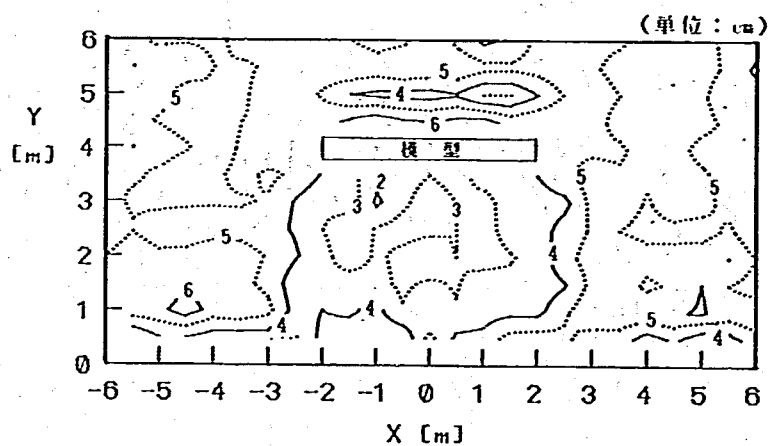


図 3.9 波高分布図 (ケース③: $Y_r = 4$ m)

岸沖と沿岸方向の波高分布を図 3.10 に示す。岸沖方向の分布はばらつきがあるものの、 $X = 0, 1.5$ m 測線上の波高は $Y < 4$ m の範囲で $X = 4$ m の値より $1.5 \sim 2$ cm 低くなっている。沿岸方向の波高もケース④の場合とよく似ており、構造物背後で波高低下が見られる。

流況を図 3.11 に示す。中央部へ向かう沿岸流と中央部付近の離岸流が非常に強く、ケース

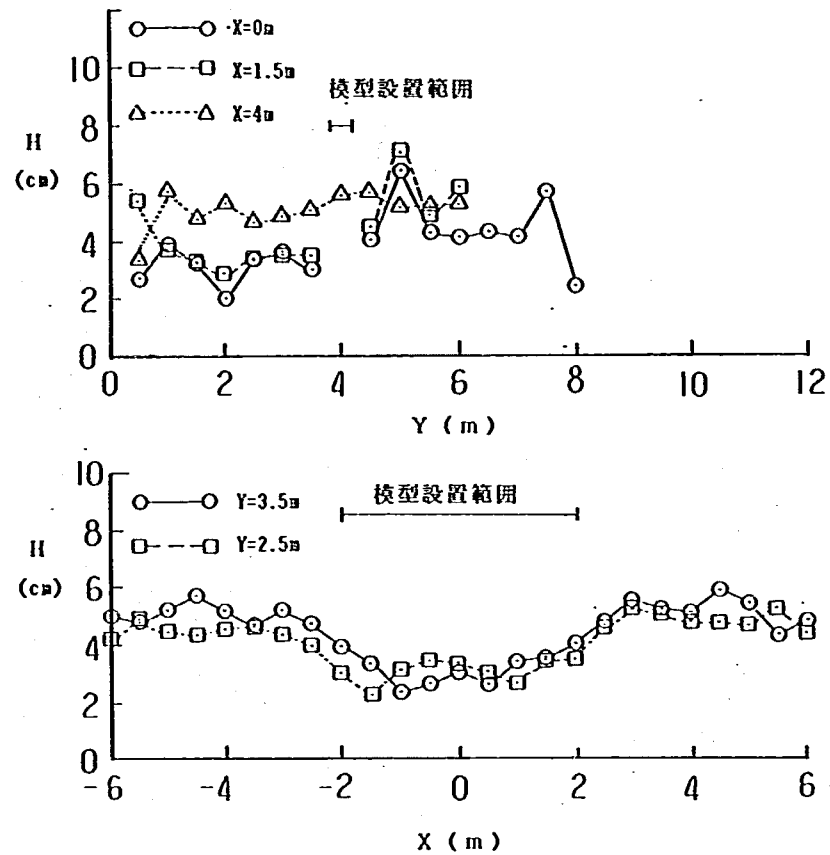


図 3.10 岸沖，沿岸方向の波高分布（ケース③： $Y_r = 4$ m）

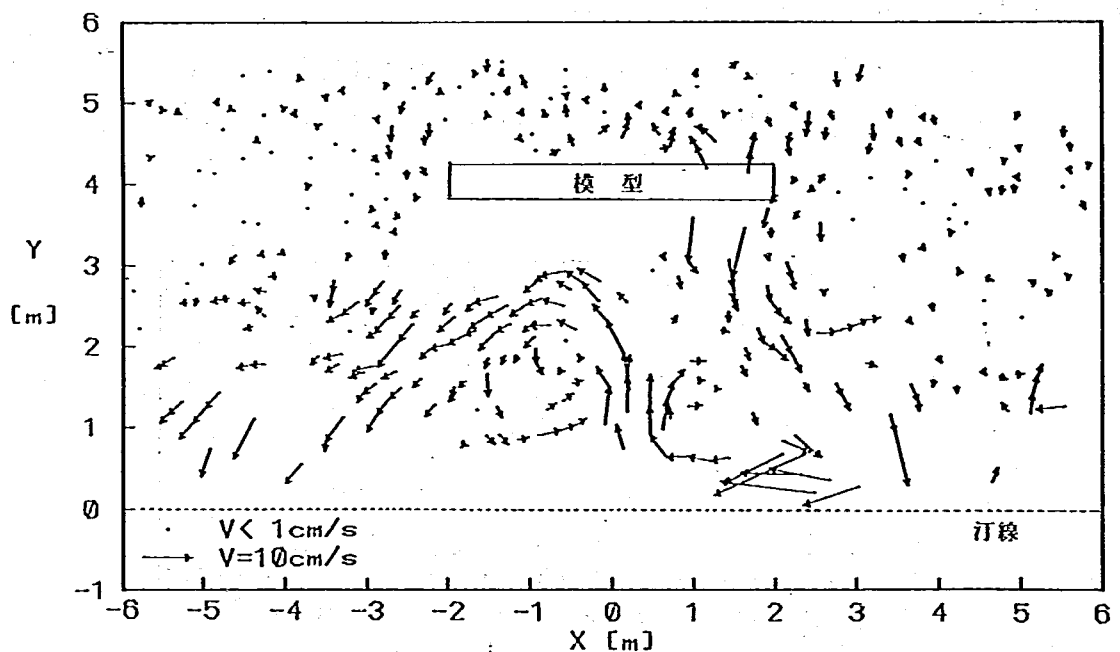


図 3.11 流況図（ケース③： $Y_r = 4$ m）

①の場合と同様に一對の循環流が形成された。しかしながら、離岸流は $Y = 3\text{ m}$ 付近で左右に分流し、循環流の規模はケース①の場合に比べ小さい。構造物近傍では流速が速いため、フロート追跡ができなかった。これを考慮すると、循環流の規模が小さい理由は、構造物より噴出する強い岸向き流れにより離岸流が抑制されたためと考えられる。構造物沖側での流れは弱く、流向にはっきりとした特性は見られない。

3.3.4 複合消波式模型（ケース④： $Y_r = 4\text{ m}$ ）

波高分布を図 3.12 に示す。入射波高は 5.1 cm であるから、静穏域は波高約 3.6 cm 以下の海域である。静穏域はケース

①の場合と同じく、構造物とはほぼ同じ幅で汀線付近まで広がっている。構造物沖側での波高はケース①、③の場合よりも低く、構造物からの反射波による波高の増大が少ない。

岸沖および沿岸方向の波高分布を図 3.13 に示す。岸沖方向の波高分布によると、 $X = 0\text{ m}$ 断面では $X = 4\text{ m}$ 断面と比較し、構造物背後で約 $1.5 \sim 2\text{ cm}$ の波高低減が見られる。また、 $X = 1.5\text{ m}$ の断面では $Y = 2 \sim 4\text{ m}$ の範囲では波高が低減しているが、 $Y = 2\text{ m}$ から汀線に近づくにつれて波高が増大し、汀線付近の波高は $X = 4\text{ m}$ の場合とほぼ一致する。波高の平面分布に見られたように、構造物沖側での波高増大はほとんど見られず、構造物の反射波による影響は大きくないことが分かる。沿岸方向の波高分布には、構造物設置による波高変化が顕著に表われている。構造物背後の波高低下は $2 \sim 3\text{ cm}$ である。

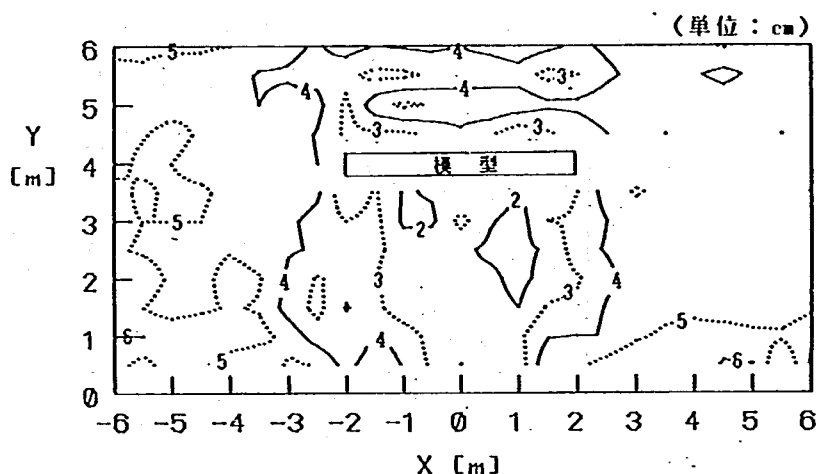


図 3.12 波高分布図（ケース④： $Y_r = 4\text{ m}$ ）

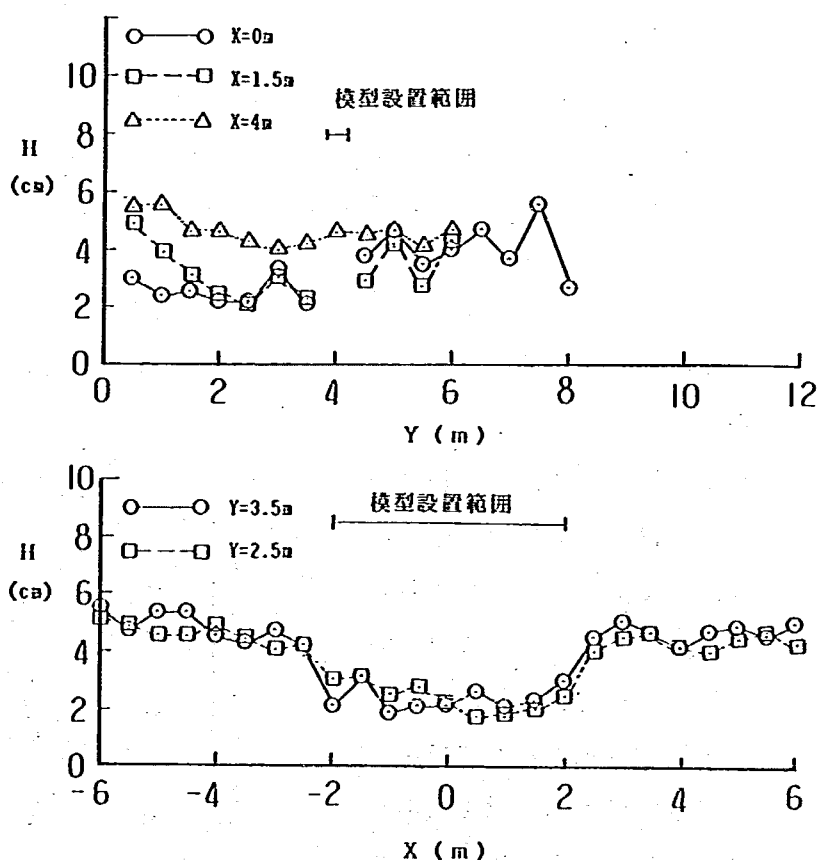


図 3.13 岸沖、沿岸方向の波高分布
（ケース④： $Y_r = 4\text{ m}$ ）

流況を図 3.14 に示す。沿岸流と、 $X=0$ m 付近の離岸流流速は非常に速い。これらの流れにより、静穏域では一對の循環流が形成されている。一方、構造物沖側での流れは弱く、顕著な流向も持っていない。

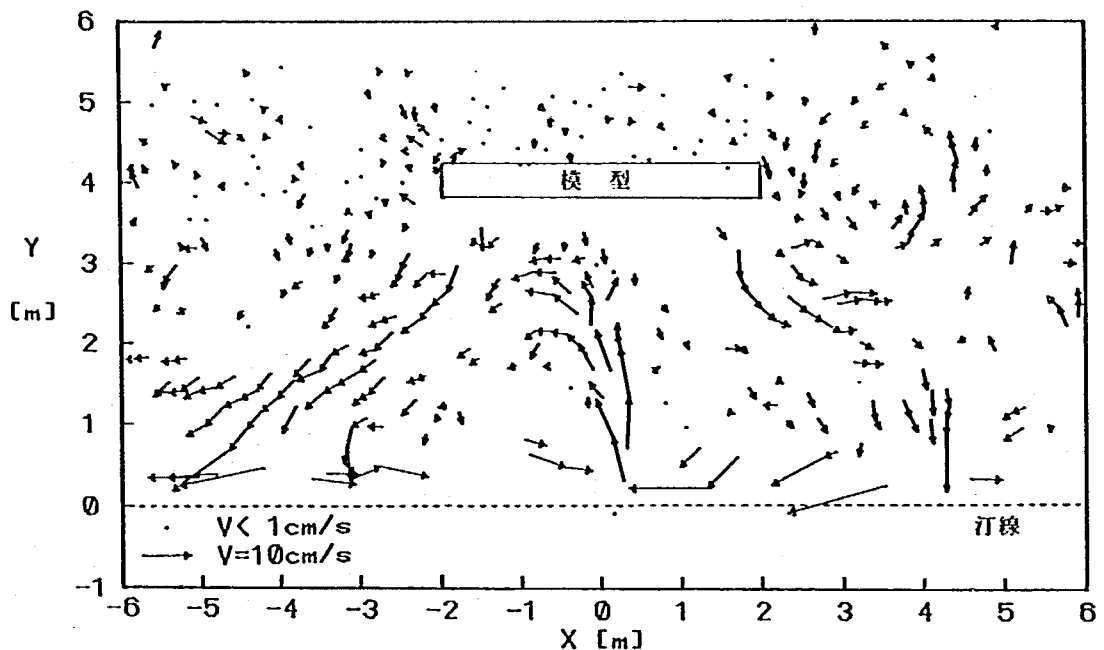


図 3.14 流況図 (ケース④: $Y_r = 4$ m)

3.4 移動床実験

固定床実験の結果から、構造物の種類を変えても離岸距離を一定とすれば波高及び流況に大きな変化は生じないことが分かった。特に、スリット式模型と水平板付スリット模型はほぼ同じ特性を示した。このことから、移動床実験では離岸距離を $Y_r=4$ m とし、構造物にスリット式模型と複合消波式模型を選んだ。

3.4.1 スリット式模型 (ケース⑤: $Y_r=4$ m)

模型形状と実験条件はケース①と同じである。波高分布を図 3.15 に示す。入射波高は 4.4 cm, 静穏域は波高が約 3.1 cm 以下の領域である。静穏域の大きさはケース①の場合とほぼ同じであるが、やや入り組んだ形状となった。これは海底地形の変動により浅海部での水深が変化したためである。静穏域形状は固定床実験の結果 (図 3.2) と比較して大きな変化はない。

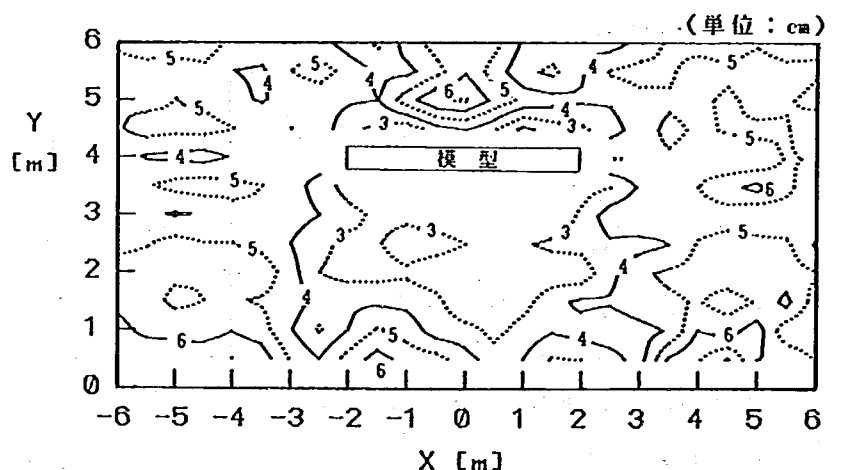


図 3.15 波高分布図 (ケース⑤: $Y_r = 4$ m)

岸沖および沿岸方向の波高分布を図 3.16 に示す。地形変動に伴う波高のばらつきはあるが、岸沖方向および沿岸方向どちらの場合もケース①で見られた特性と一致する。

実験開始 6 時間後の流況を図 3.17 に示す。構造物の背後では弱い向岸流が存在する。汀線付近の沿岸流は固定床実験の場合（図 3.4）と比較して弱くなっており、地形変動が起きたことにより海浜安定後の流速は全体に弱くなった。

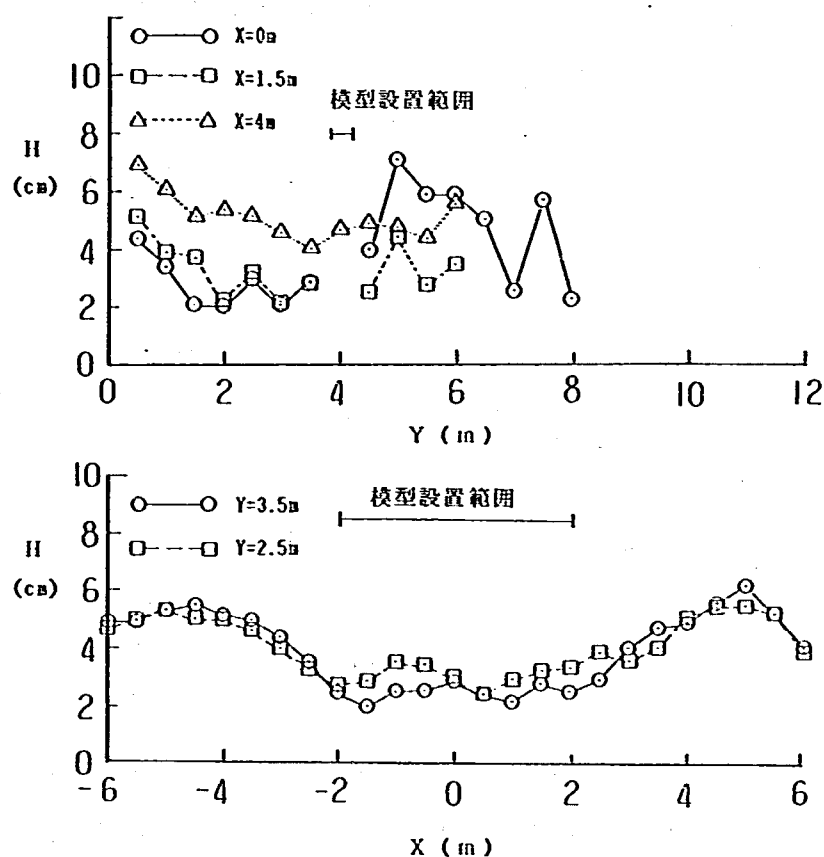


図 3.16 岸沖，沿岸方向の波高分布
(ケース⑤: $Y_r = 4m$)

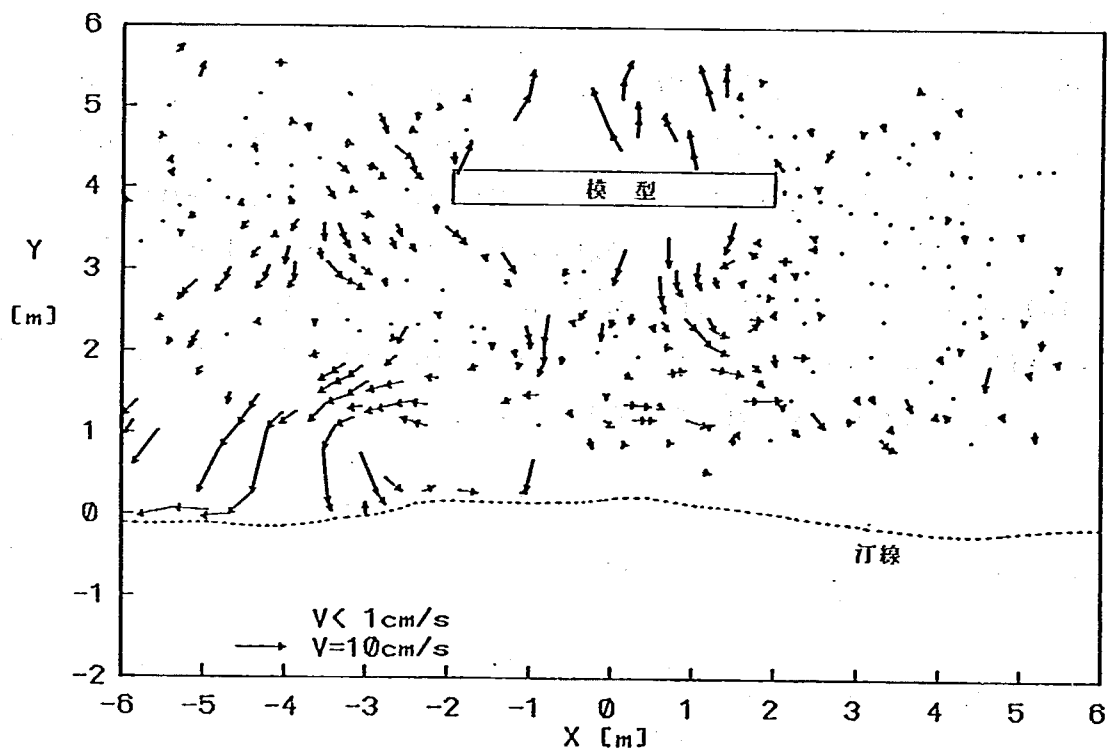


図 3.17 流況図 (ケース⑤: $Y_r = 4m$)

実験開始後 1, 2, 4, 6 時間の汀線形を図 3. 18 に示す。1 時間後の時点で、トンボロはすでに形成され、その後 4, 6 時間で汀線形にはほとんど変化がないことから、この形状で海浜は安定していることが分かる。トンボロは初期汀線から約 25 cm 前進し、トンボロの形成とともに水槽両脇では汀線が約 20 cm 後退した。

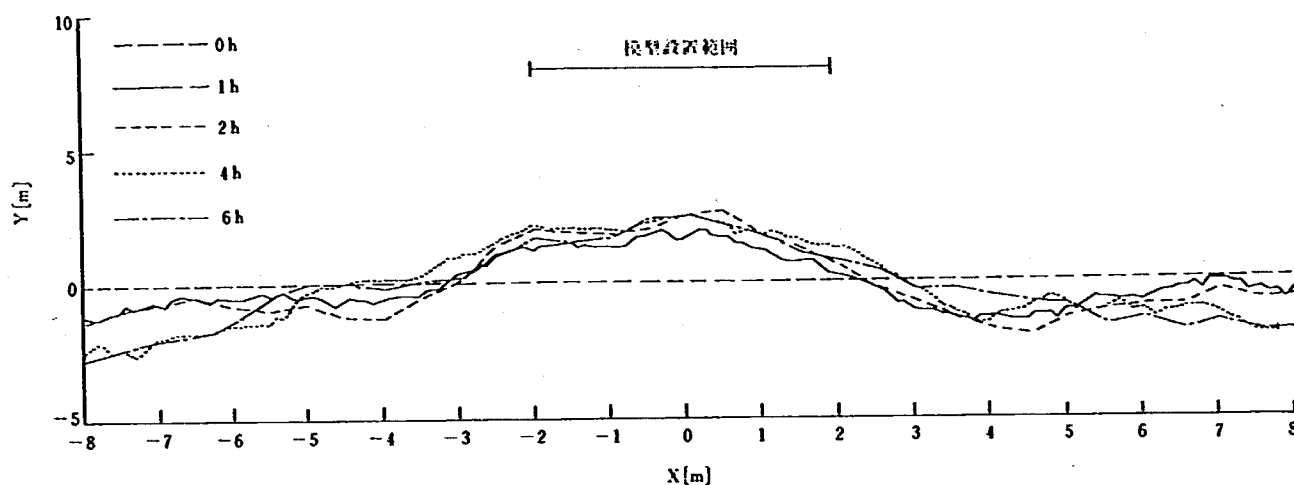


図 3. 18 汀線変化図 (ケース⑤ : $Y_r = 4 \text{ m}$)

次に、沿岸方向各測線における海浜断面形の経時変化を図 3. 19 に示す。構造物中央を通る $X = 0 \text{ m}$ 断面では初期汀線付近に砂が堆積し、汀線が前進している。 $Z = -7 \text{ m}$ 付近でわずかに侵食が生じているが、堆積土砂量の方がずっと多い。堆積の結果、汀線付近の海底勾配は急勾配になった。構造物の端を通る $X = 2 \text{ m}$ 断面でも $X = 0 \text{ m}$ 断面と同様に前浜上に砂が堆積している。しかし、その堆積量は $X = 0 \text{ m}$ 断面に比べ少ない。これら断面での堆積量は同じ断面内の侵食量よりも多く、沿岸漂砂によって土砂が堆積したことが分かる。構造物設置位置から離れた $X = 4 \text{ m}$ 断面では汀線付近が侵食され、汀線より岸側と水深 10 cm 以深で土砂が堆積した。全体に侵食量に比べ堆積量は少なく、沿岸漂砂によって構造物背後へと砂が輸送されたことを示している。これらの地形変動が見られるのは海底勾配が $1/10$ の部分であり、海底勾配 $1/100$ との变化点より沖側ではほとんど変化が見られない。このことからこの実験での移動限界水深は 20 cm 付近であることがわかる。構造物の岸側ではほとんど地形変化がないが、沖側では反射波によると考えられる地形変動が見られる。

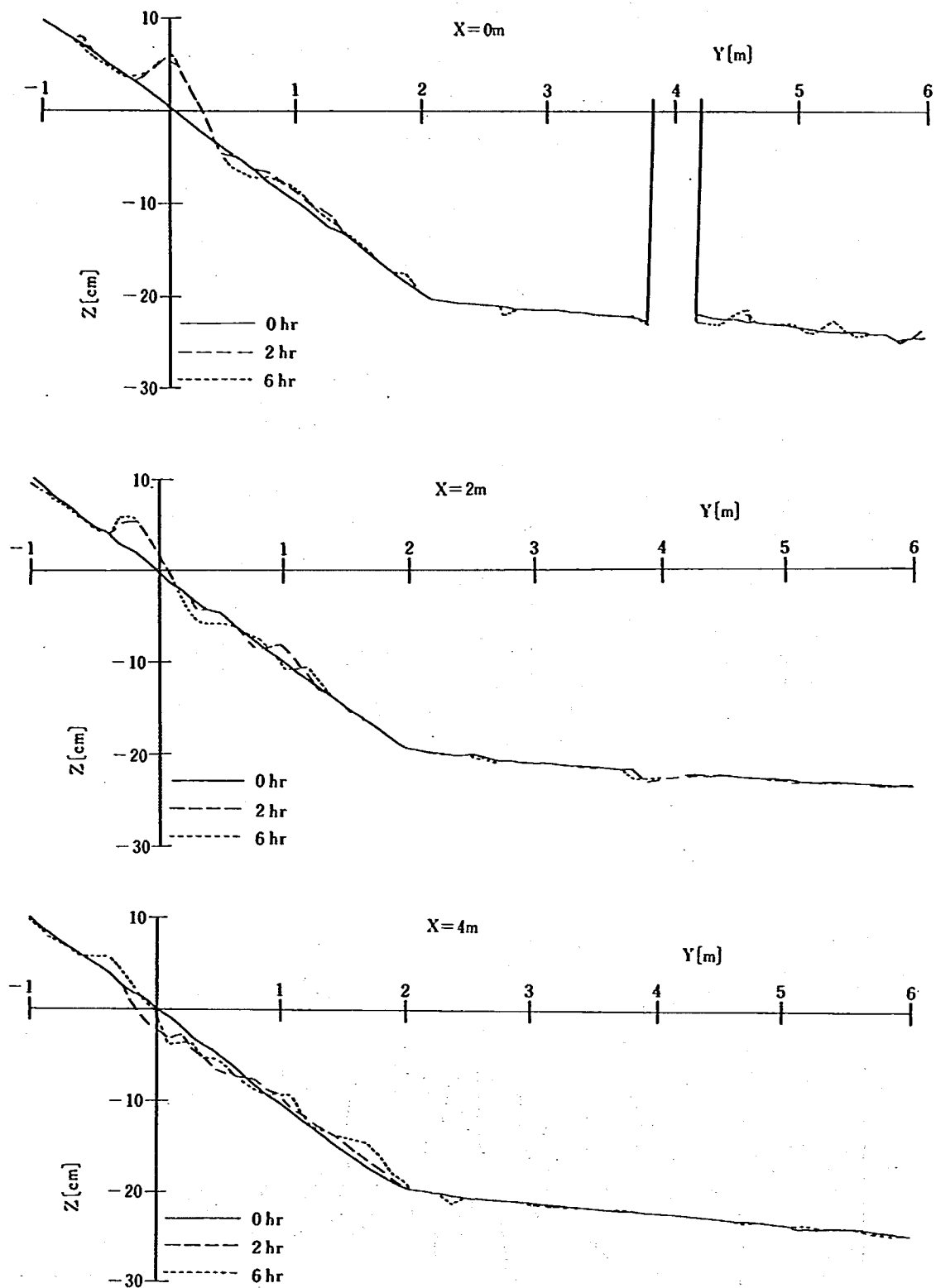


図 3.19 海浜断面変化図 (ケース⑤ : $Y_r = 4\text{ m}$)

4.4.2 複合消波式模型（ケース⑥： $Y_r = 4\text{ m}$ ）

模型形状と実験条件はケース④と同じである。入射波高は 4.5 cm ，静穏域は波高が約 3.1 cm 以下の領域である。波高の平面分布を図 3.20 に示す。静穏域の大きさ自体には大きな変化はないが，ケース④と比べ波高分布は複雑な形状となっている。

流況を図 3.21 に示す。ケース④の場合に見られたような循環流はなく，構造物より岸側に向かう強い流れが生じている。汀線付近の沿岸流は弱く，海浜変化を生じさせるような沿岸流はない。固定床で見られた流況（図 3.14 参照）とは全く異なっている。

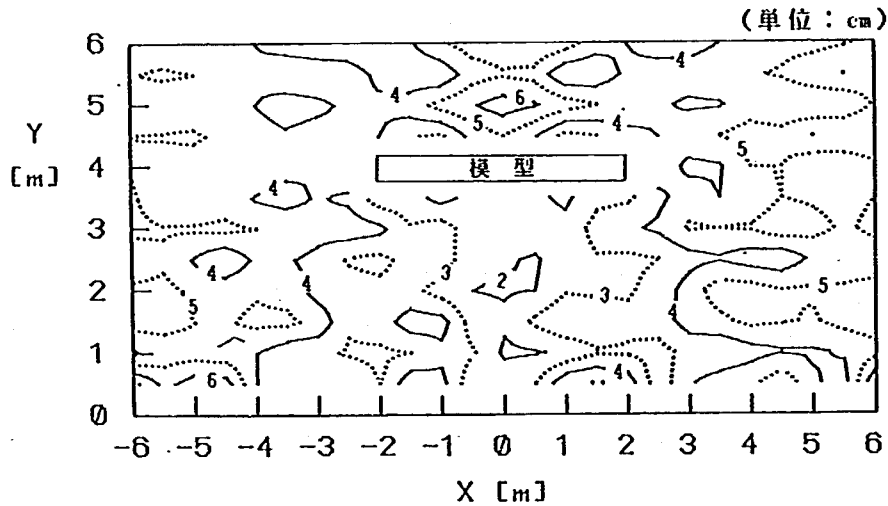


図 3.20 波高分布図（ケース⑥： $Y_r = 4\text{ m}$ ）

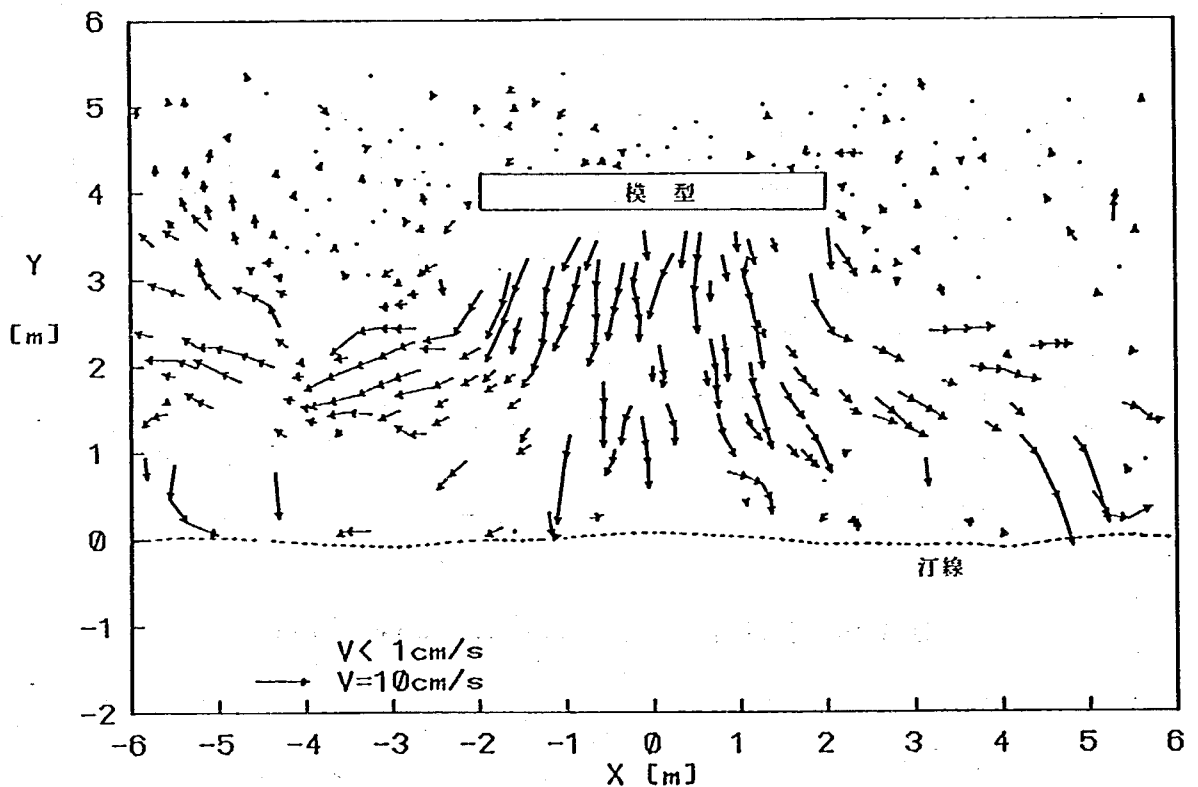


図 3.21 流況図（ケース⑥： $Y_r = 4\text{ m}$ ）

実験開始後 1, 2, 4, 6 時間に観測された汀線の変化を図 3.22 に示す。どの時間においても初期の汀線と大きな変化はなく、わずかに構造物設置位置で汀線に前進が見られ、水槽の左右両側で若干の汀線後退があるだけである。結局、ケース⑤のようなトンボロの形成は見られなかった。これは図 3.21 に見られるように、このケースの場合の流況は構造物から岸側に向かう流れが卓越しており、トンボロの形成を進める沿岸流および離岸流が弱かったことが原因と考えられる。

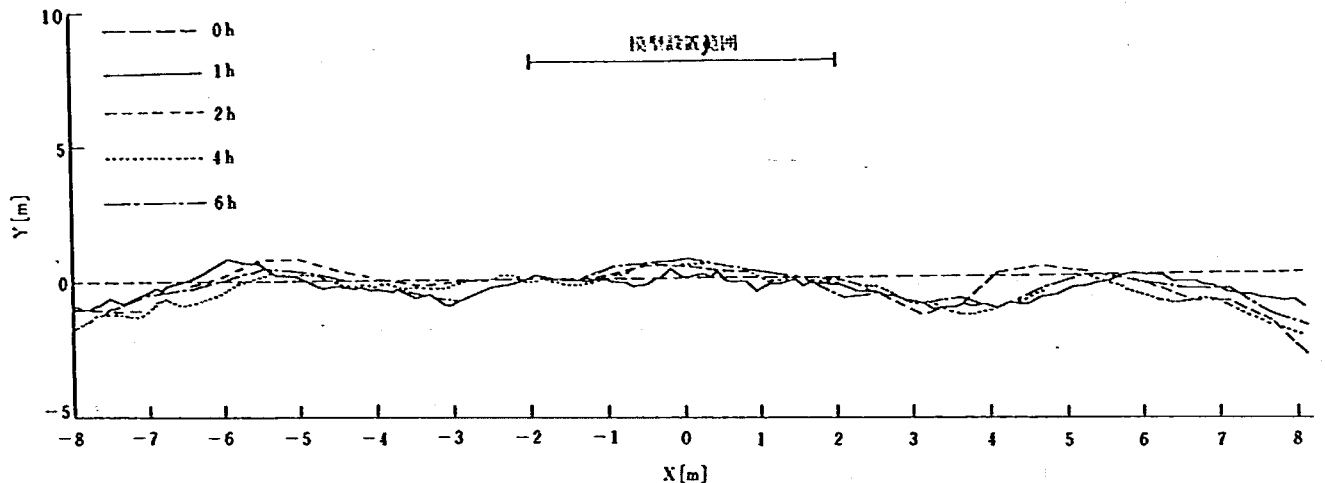


図 3.22 汀線変化図 (ケース⑥: $Y_r = 4 \text{ m}$)

沿岸方向各測線における海底断面の経時変化を図 3.23 に示す。全断面とも砂が碎波帯より岸に打ち上げられた。汀線はあまり前進、後退していない。また、水深約 10 cm の場所で砂が堆積し、バー状の地形を形成している箇所も見られる。構造物周辺では、ケース⑤に見られたような局所的な地形変化 (図 3.19 参照) は全く起こっていない。

ケース⑥ではケース④の結果から予想されたようなトンボロの形成は見られず、流況も全く異なったものとなった。汀線変化等の状況から見て、流況の変化が海浜変形後に生じたとは考えにくく、始めから流況が変化していたものと思われる。固定床と移動床という条件を除けば、ケース④、⑥で条件が異なるのは入射波高だけである。従来の研究からこの構造物では波高と喫水深により、透過率のばらつきが大きいことが分かっている⁴⁾。流況の変化はこれらの条件の違いによる可能性がある。ここでは、流況変化の原因をはっきりと特定することはできないが、この構造物が条件のわずかな違いにより、流況が大きく変化してしまう可能性は一つの問題点として指摘される。

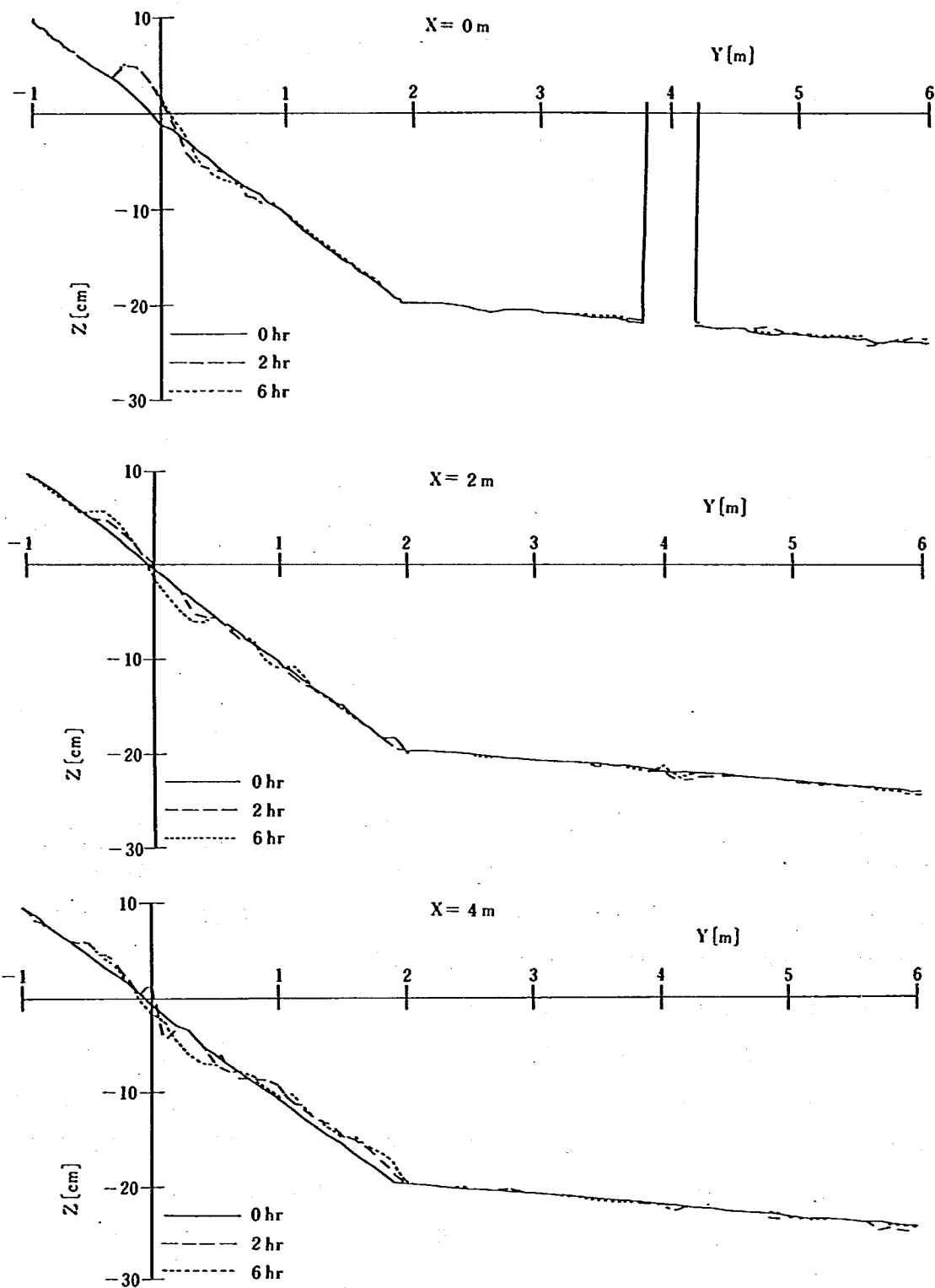


図 3.23 海浜断面変化図 (ケース⑥ : $Y_r = 4\text{ m}$)

3.5 静穏域の創出効果に関する数値計算結果と実験値の比較

実際に構造物を設置した場合の効果を知るためには、対象とする現地海岸の諸条件を考慮して実験を行う必要がある。しかしながら、全ての対象海岸について実験を行うことは多くの時間を必要とし、必ずしも良い手段とは言えない。実験を行うのではなく、数値計算によって効果を知ることができれば有効な手段となる。従来の研究で構造物背後の波高分布の数値計算による検討が代表7海岸で試みられている⁴⁾。この数値計算による結果と今回の実験の結果を比較し、数値計算による再現性について検討を行った。計算が行われた7海岸はその海底勾配により3タイプにグループ分けされた。

① 緩勾配海岸（新潟海岸，鹿島灘，九十九里沿岸）

② 急勾配海岸（富士海岸）

③ 複合形海岸（湘南，駿河，高知海岸）

今回の実験で与えた海底勾配は、上記の分類によれば、タイプ③の複合形海岸の特性を持っている。よって、タイプ③のうち駿河海岸において離岸距離 $Y_r = 400$ mに堤長 $\ell = 200$ mの構造物を設置した場合の結果を今回の実験結果と比較する。

構造物設置位置での波高を入射波高として、入射波高に対する波高比の分布を得た（図3.24）⁴⁾。結果は左右対象であるため右半平面のみ表示した。波高比0.7以下の静穏域は汀線近くまで広がり、そのうち急傾斜面上で碎波が生じている。静穏域の形状は構造物から $Y \div 270$ m付近までは台形状、 $Y \div 270$ mから $Y = 40$ m付近では約100 mの幅をもつ矩形状の分布となっている。

今回の実験のうち、スリット式模型を用いたケース①（ $Y_r = 200$ m, $\ell = 200$ m）、ケース②（ $Y_r = 400$ m, $\ell = 200$ m）の場

合と数値計算の結果を比較する。数値計算の結果と比較するため、実験により得られた沖波波高より構造物設置位置での波高を求め、これを入射波高として波高比の分布を求めた。ケース①の波高比の分布を図3.25に示す。構造物幅より0.5～1.0 m幅の広い静穏域が汀線付近まで形成されている。数値計算により得られた静穏域の形状はこれにほぼ近いものとなっている。

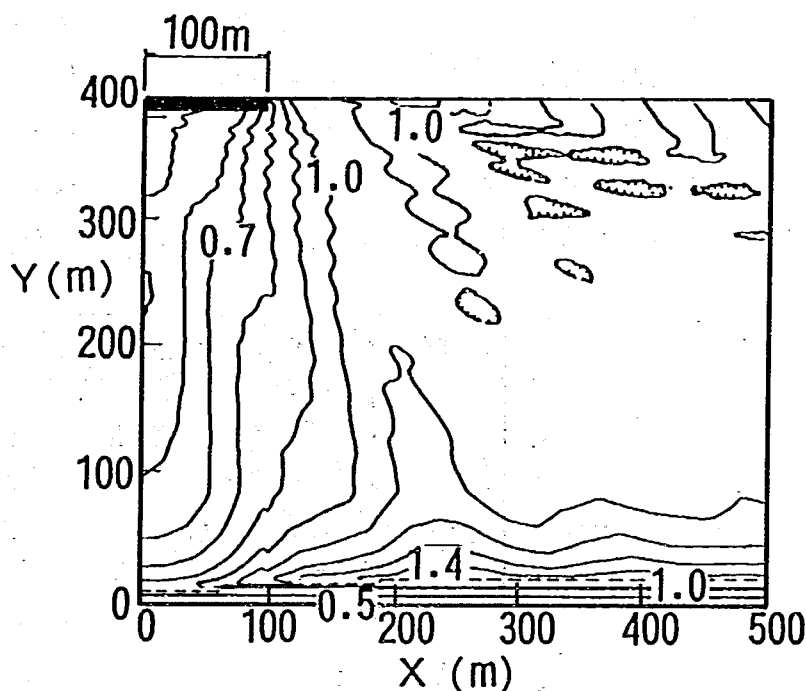


図3.24 波高比分布図（数値計算）

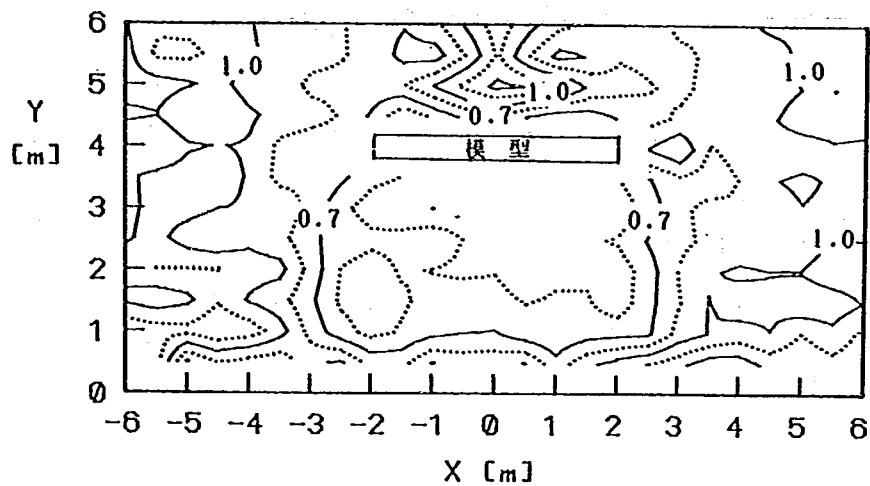


図 3.25 波高比分布図 (ケース① : $Y_r = 4 \text{ m}$)

次に、ケース②の波高比の分布と比較した (図 3.26)。ケース②は数値計算の場合と同じ離岸距離を持ち、ケース①の場合よりも数値計算の条件に近い。波高比が 0.7 以下の静穏域は構造物背後および $X = -2 \sim -3 \text{ m}$ の汀線付近に存在するのみであり、その範囲も狭い。また、形状も構造物背後の閉じた海域として創成されていない。数値計算で見られた静穏域形状とはかなり異なったものとなっている。すでに述べたように、ケース②の場合、離岸距離が長く、実験においては回折波が屈折することの影響が構造物背後の汀線付近に及び、静穏域の形成が阻害されていた。数値計算における構造物背後の波高の算出は線形理論に基づいて入射、透過、回折波を合成することによって行った。したがって、波浪変形为非線形効果は含まれていない。また、実験では波と流れの非線形干渉によって波高が変化した可能性がある。これらのことから、計算で得ら

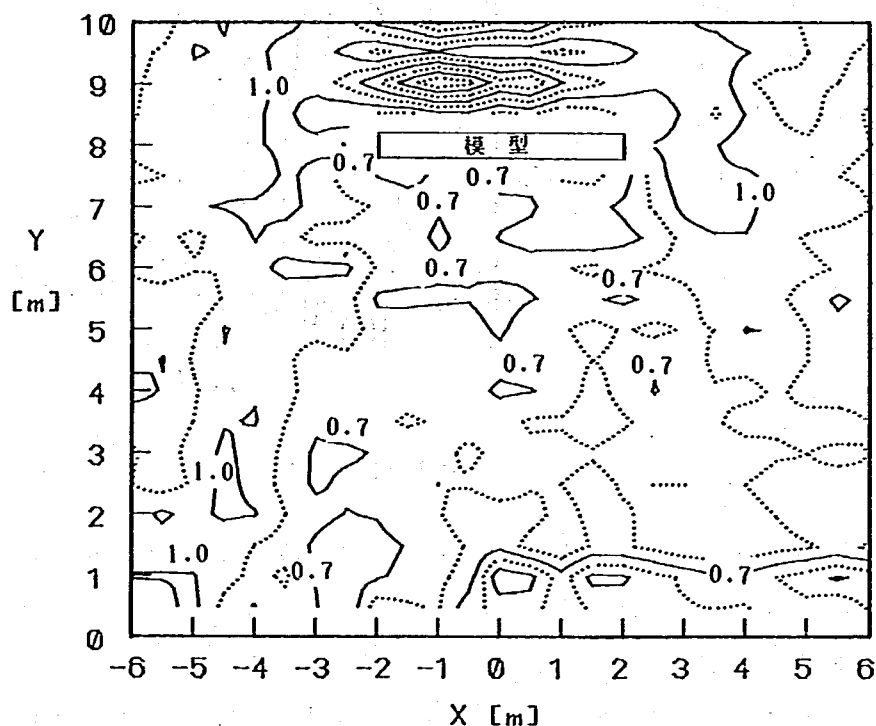


図 3.26 波高比分布図 (ケース② : $Y_r = 8 \text{ m}$)

れた波高分布が実験値とかなり相違したと考えられる。

3.5 結 論

- ① 実験で与えた海浜断面形状では、構造物とほぼ同じ幅を持った静穏域が形成された。また、静穏域の形状は構造物の種類による変化がほとんど見られなかったが、離岸距離が長くなると、回折による影響で波高減衰の効果が汀線付近まで及ばなくなった。
- ② スリット式、水平板付スリット式、複合消波式の各構造物を離岸距離 $Y_r = 4 \text{ m}$ に設置した場合、汀線付近では左右両端より中心に向かう沿岸流が生じた。この流れは構造物の中心線上の汀線付近で会合し、離岸流を形成する。離岸流は構造物からの流れによって左右に別れ、最終的に一對の循環流を形成する。離岸距離を $Y_r = 8 \text{ m}$ と長くした場合には、このようなはっきりとした離岸流は見られなくなる。
- ③ 構造物周りで流速計を用いて測定した表面流速は、フロートによる流況の特性とほぼ一致する。ただし構造物周辺における粒速の鉛直分布は上部と下部とで流向が逆転しており、構造物周辺の地形変化を考える場合には注意を要する。
- ④ 移動床実験で海底地形が変化した場合でも、スリット式構造物では波高および流況等の特性に変化は見られなかった。また、循環流により構造物の背後で汀線が前進し、トンボロが形成された。
- ⑤ 複合消波式構造物の移動床での波高分布は固定床の場合と大きな差異を持たなかったが、流況は全く異なり、広い範囲で岸向き流れが卓越した。また、構造物背後に顕著な循環流は形成されず、トンボロも成長しなかった。しかし汀線形に関しては、構造物設置前の状態がほぼ維持されている。流況の変化は波高と喫水深がわずかに変化したことの影響と推定される。この構造物ではわずかな条件の変化により、流況が全く異なる可能性もある。
- ⑥ 数値計算によって得られた構造物背後の静穏域の形状は実験結果と基本的に一致した。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所海岸研究室：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，173 p.，1987.
- 2) 建設省土木研究所海岸研究室：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，138 p.，1987.
- 3) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(3)，土木研究所資料，第 2511 号，168 p.，1987.
- 4) 宇多高明・村井禎美・藤原隆一・松尾和男：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. 51～56，1987.

第4章 梁消波型スリット構造物の消波 および波力特性

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇多	高明
	研究員	村井	禎美
		山本	幸次
飛島建設㈱総合企画本部技術開発部		岡	幸夫
		松尾	和男
		川村	哲也

4.1 ま え が き

乱れと反射を利用した各種消波構造物に関しては、すでに消波特性や波力特性に関する実験結果^{1),2)}、および設計・施工に関する検討結果³⁾を報告した。その結果、スリット型については消波のための鉛直スリット壁のほかに、波力等の外力に対する安定性を確保するために複数の鉛直スリット壁を岸沖方向につなぐ多くの梁部材が必要となることがわかった。そこで、それらの梁部材の断面形状に改良を加えて静水面付近に設置することを試みた。この場合、梁部材に水平板としての消波機能を付加すれば、構造的にも水理的にもより合理的な消波構造にすることが可能であると考えられる。

本実験は、梁部材を静水面付近に設置した場合のスリット構造の消波および波力の特性を検討するものである。

4.2 構造形式概要

梁消波型スリット構造の構造概要を図4.1に示す。本構造は、3枚の鉛直スリットと静水面付近に設置した水平板を兼ねた梁部材とで構成され、以下に示すような効果を期待するものである。

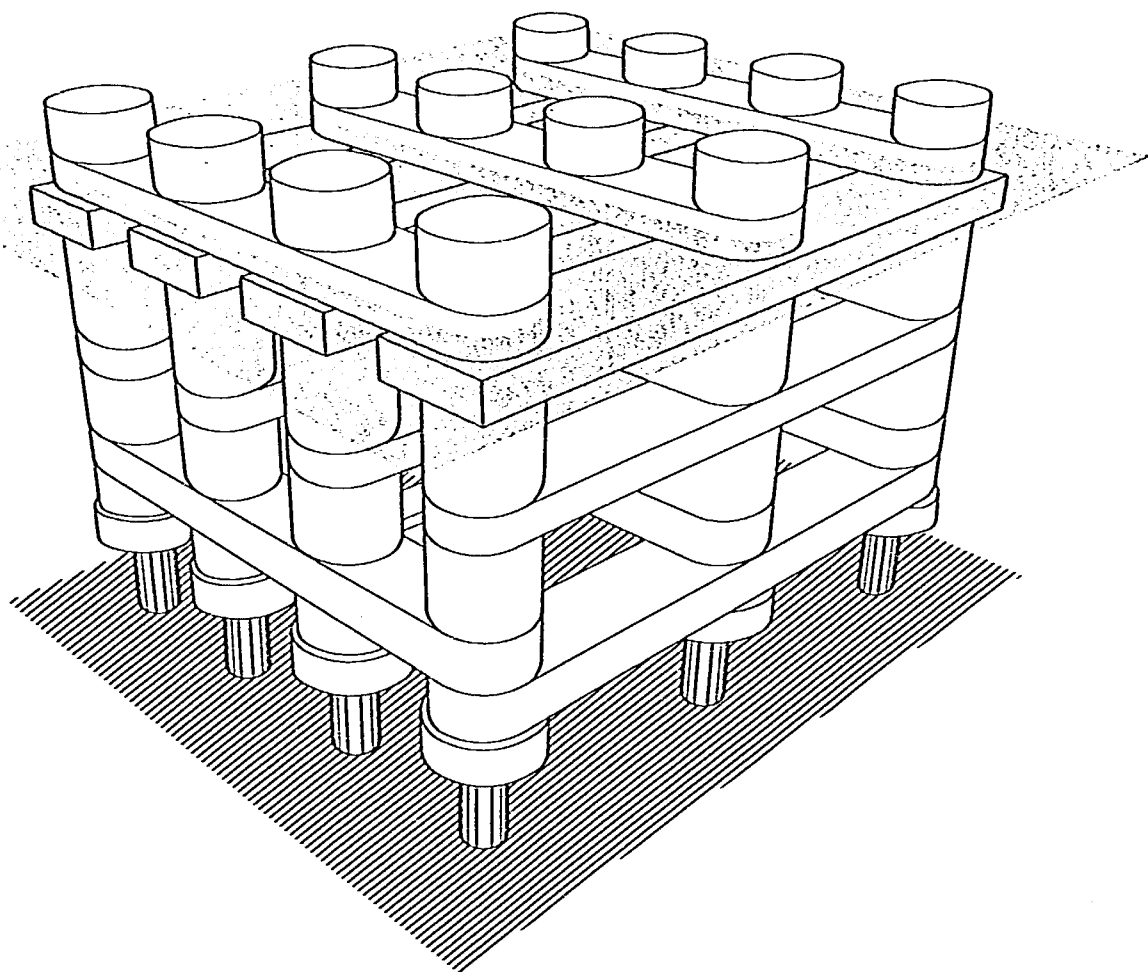


図 4.1 梁消波型スリット構造

- ① 鉛直スリットにより，波の乱れおよび反射を引き起こすことによって消波を行う。
- ② 鉛直スリットの消波機能に加えて，水平板の効果によりさらに透過率を小さくする。
- ③ 天端高を低くすることにより，構造物に作用する波力を低減させる。

4.3 実験方法

実験装置を図 4.2 に示す。実験には，建設省土木研究所波浪実験棟内の不規則波造波水路を用いた。水路は全長 142 m，幅 0.6 m，高さ 1.4 m であり，水路端に油圧式造波装置を有する。

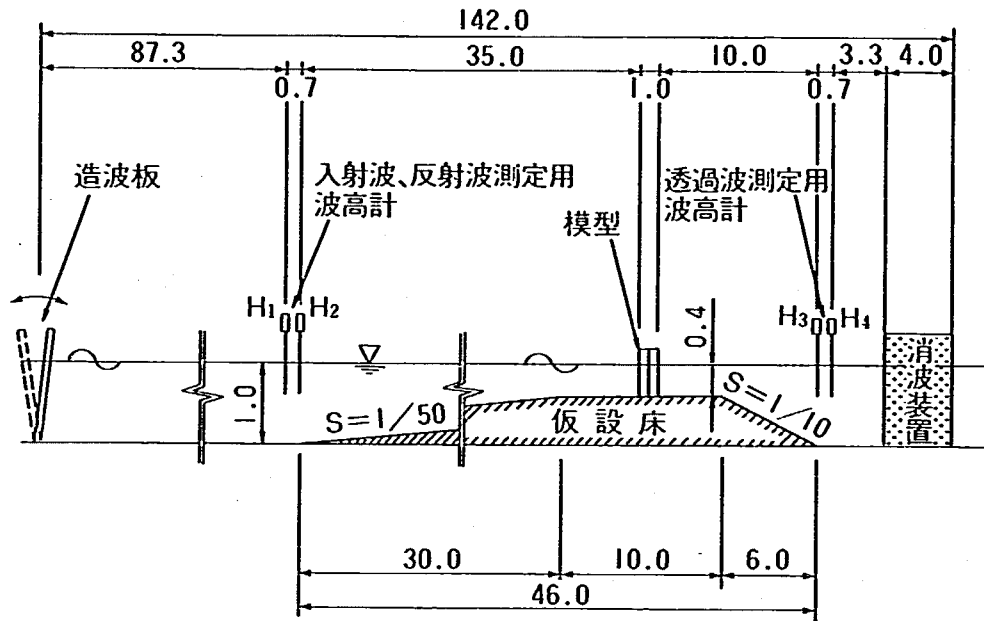


図 4.2 実験装置

造波装置より 88 m 地点までは水深 1.0 m の水平床で，そこから 30 m の区間を 1/50 勾配の斜面としてある。それより先 10 m の区間を再び水平床とし，構造物模型はこの水深 0.4 m の水平床に設置した。さらにこの水平床の端部から 6 m の区間を 1/10 勾配とし，水路の端部には消波装置を設けている。なお，模型設置位置周辺は片面ガラス張りとなっており，目視観測が可能である。

実験の縮率は 1/25 であり，フルード相似則に基づく本実験の実物との対比を表 4.1 に示す。

消波機能の検討に用いた実験波はすべて規則波であり，表 4.2 に示す 11 波浪を選定した。また，波力実験には，このうち 5 波浪（実験波番号 5，7，8，9，11）を選定して実験を行った。

表 4.1 実験の縮尺

諸 元	縮 尺
長 さ L	1/25
時 間 T	1/5

表 4.2 波 浪 条 件

波浪 No	周 期 T (sec)	沖波波高 H ₀ (cm)	沖波波長 L ₀ (cm)	波 長 L(cm)	消波実験	波力実験
1	1.2	4	225	194	○	
2	1.2	8	225	194	○	
3	1.4	8	306	239	○	
4	1.4	16	306	239	○	
5	1.6	12	399	283	○	○
6	1.6	16	399	283	○	
7	2.0	4	624	369	○	○
8	2.0	8	624	369	○	○
9	2.0	12	624	369	○	○
10	2.8	8	1223	535	○	
11	2.8	12	1223	535	○	○

4.4 構 造 条 件

表 4.3 に示すように、3 枚の鉛直スリットおよび水平板の空隙率を変化させた 7 種類の構造条件を設定した。鉛直スリットの空隙率 ϵ_v については、これまでの研究により、鉛直スリットのみで消波機能を期待するには空隙率を $\epsilon_v \leq 0.2$ にする必要のあることが確認されている¹⁾。しかし、今回は鉛直スリットのみで消波機能だけでなく、水平板の消波機能が付加されると予想されるため、鉛直スリットの空隙率は 0.25 ~ 0.40 の範囲に設定している。一方、堤体幅は実際の構造物の設計・施工性を考慮して、全てのケースについて $B = 60 \text{ cm}$ (現地で 15 m) としている。また、天端を低くすることによって静水面より上の大きな波力を受ける部分を小さくし、波力を低減することを目的としており、P 7 模型を除く全ての模型が天端を静水面に一致させた構造にな

表 4.3 構 造 条 件

	構 造 条 件							模型諸量	記 号
	開口部	ϵ_{v1}	ϵ_{v2}	ϵ_{v3}	ϵ_H	h_1/h	h_2/h		
P 1	小	0.25	0.40	0.25	0.20	0	0.8	$h=40\text{cm}$	
P 2	小	0.25	0.40	0.25	0.15	0	0.8	$B/h=1.5$	
P 3	大	0.25	0.40	0.25	0.20	0	1.0	$R/h=0.1$	
P 4	小	0.25	0.40	0.25	0.20	0	1.0		
P 5	小	0.40	0.25	0.25	0.20	0	0.8		
P 6	小	0.40	0.25	0.25	0.20	0	1.0		
P 7	小	0.40	0.25	0.25	0.20	0.1	1.0		

っている。模型形状の一例として、P 6 模型の形状を図 4.3 に示す。また、鉛直スリットの形状を図 4.4 に示す。開口部の幅を b 、高さを d とすれば、開口部の小さい模型 (P 4) では $d/h = 0.09$ となっている (図 4.4 a)。これに対して開口部の大きい模型 (P 3) では、 b を一定に保ったままで d/h を 0.18 と 2 倍の大きさにした (図 4.4 b)。ただし、空隙率はいずれも 0.25 である。

このような梁消波型スリット構造に関して、水平板の空隙率、鉛直スリットの空隙率、構造物の吃水比、開口部の大きさおよび天端高が水理特性に及ぼす影響を実験的に調べた、

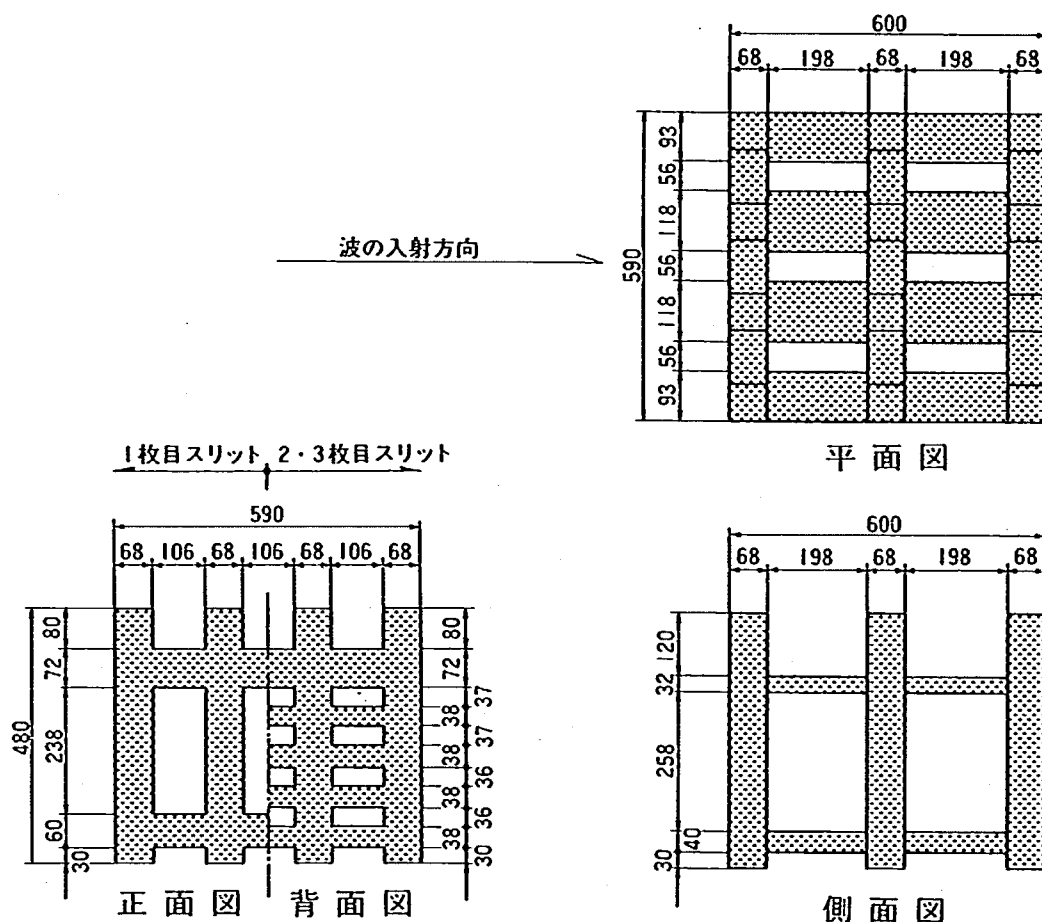


図 4.3 模型の形状寸法 (P 6)

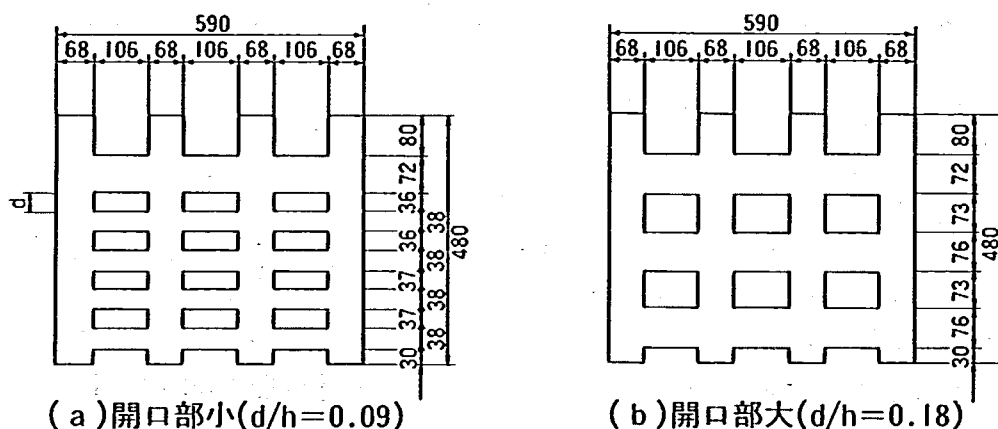


図 4.4 開口部の大きさに対する鉛直スリットの形状寸法

4.5 測定方法

4.5.1 波高測定

模型の岸側と沖側の水深 1.0 m の地点に 2 本の波高計を 70 cm 間隔で設置し、海洋沿岸実験自動化装置を用いて波高の同時測定を行った。測定された水位変動から、合田・鈴木の方法⁴⁾により入・反射波を分離して水深 1.0 m での入射波高および反射波高を求め、さらに水路の摩擦による波の減衰を考慮して、模型設置位置での入射波高 H_I 、反射波高 H_R および透過波高 H_T を求めた¹⁾。

次に、 H_I 、 H_R 、 H_T から、式 (4.1) および式 (4.2) により反射率 K_R および透過率 K_T を算定した。

$$K_R = \frac{H_R}{H_I} \quad (4.1)$$

$$K_T = \frac{H_T}{H_I} \quad (4.2)$$

4.5.2 波力測定

模型の頭部に取り付けた三分力計を用いて、模型に作用する全水平波力 F_x 、全鉛直波力 F_z および三分力計を中心としたモーメント M_y を測定した。模型と三分力計との固定部分の詳細を図 4.5 に示す。なお、波力測定データの解析方法は、乱れと反射を利用した海域制御構造物の波力に関する水理模型実験²⁾での解析方法と全く同様である。

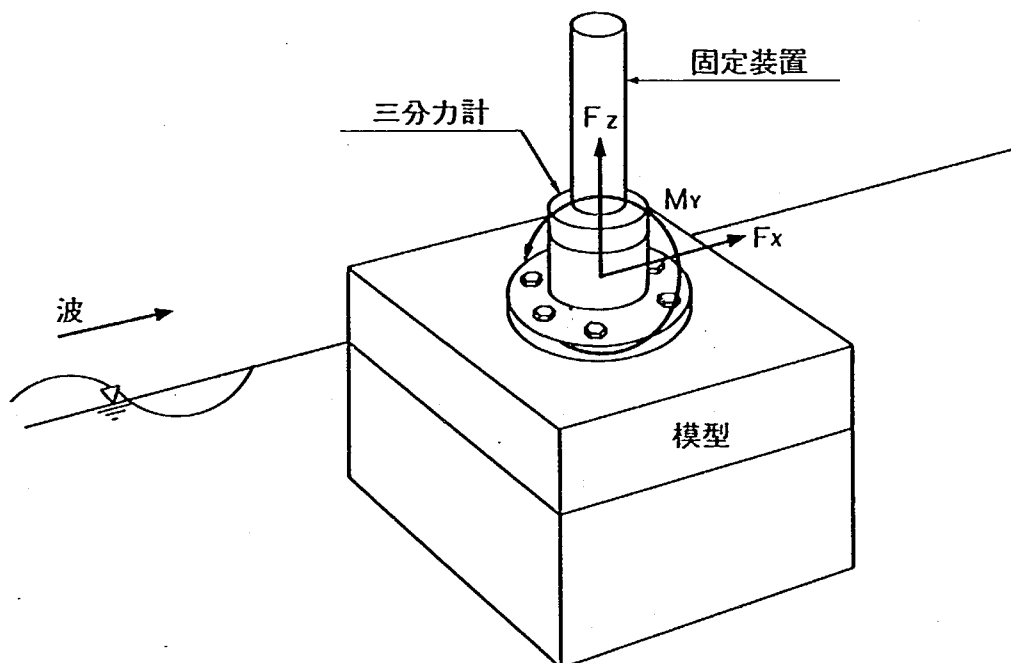


図 4.5 全波力測定装置

4.6 実験結果

4.6.1 消波特性

1) 基本的水理特性

$\varepsilon_{v1} = \varepsilon_{v3} = 0.25$, $\varepsilon_{v2} = 0.4$, $\varepsilon_H = 0.2$, $h_1/h = 0$, $h_2/h = 1.0$ の場合の透過率 K_T および反射率 K_R と相対幅 B/L の関係を図 4.6 に示す。相対幅 B/L が増加するに伴い、透過率 K_T は急激に減少する。すなわち、エネルギー分布が水面近くに集中する短周期の波に対しては、水面付近での反射が長周期の波に比べて大きく、水平板で乱れが生じることによるエネルギー損失も大きくなるので、それに伴って透過率 K_T が急激に減少するものと考えられる。逆に、反射率 K_R は相対幅 B/L が大きくなるに従って増加する。なお、これらの傾向は全ての模型について認められた。

2) 開口部の大きさの影響

鉛直スリットの空隙率が同じならば開口部の大きさがある程度異なっても、透過率 K_T 、反射率 K_R は変化しないと考えられる。そこでこの点を確認するために、空隙率は同じで開口部の大きさだけを大きくした模型 ($d/h = 0.18$) について実験を行った。開口部の大きさを変えた 2 つの模型の K_T 、 K_R と B/L の関係を図 4.6 に示しており、 $d/h = 0.09 \sim 0.18$ と変化させても水理特性はほとんど変化しないことがわかる。鉛直スリット壁の空隙率が変化すると K_T 、 K_R が大きく変化するのに対し¹⁾、同一の空隙率で開口部の大きさを $d/h = 0.09 \sim 0.18$ に変化させても K_T 、 K_R の変化はほとんどなく、乱れと反射に与える影響は極めて少ない。

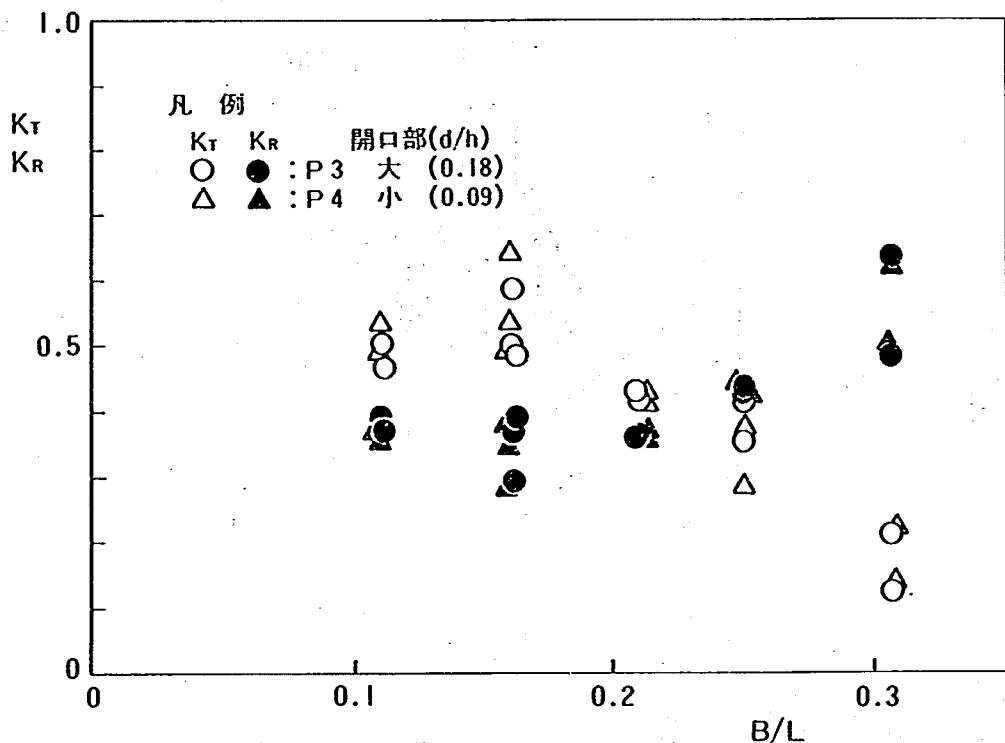


図 4.6 開口部の大きさに対する K_T および K_R と B/L の関係
($\varepsilon_{v1} = \varepsilon_{v3} = 0.25$, $\varepsilon_{v2} = 0.4$, $\varepsilon_H = 0.2$, $h_2/h = 1.0$)

3) 水平板の空隙率の影響

$h_1/h = 0$, $h_2/h = 0.8$, $\epsilon_{v1} = \epsilon_{v3} = 0.25$, $\epsilon_{v2} = 0.4$ の構造条件で水平板の空隙率 ϵ_H を変化させた場合の透過率 K_T および反射率 K_R と相対幅 B/L の関係を図 4.7 に示す。水平板の空隙率 ϵ_H を 0.2 から 0.15 にすると, 全体的に透過率 K_T はやや小さくなり, 反射率 K_R は逆に大きくなる。しかしその差は大きくない。ただし, 後述するように, 全鉛直波力が $\epsilon_H = 0.15$ とした時に $\epsilon_H = 0.2$ の場合に比べて若干増加するため, 水平板の空隙率は $\epsilon_H = 0.2$ とするのが妥当と考えられる。

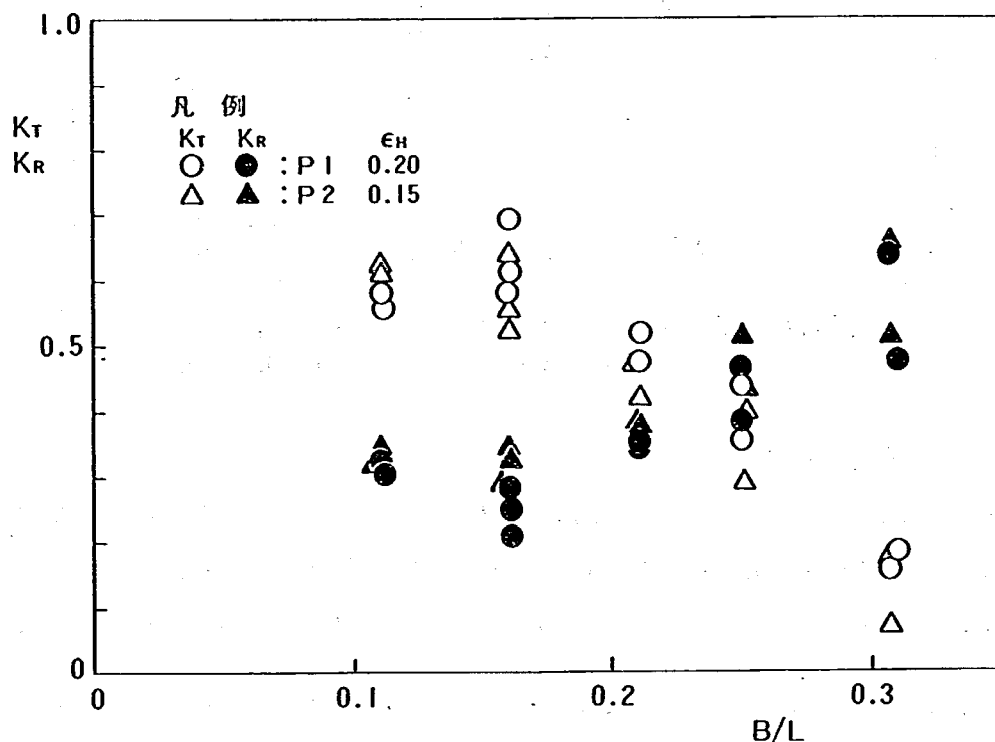


図 4.7 水平板の空隙率に対する K_T および K_R と B/L の関係
($\epsilon_{v1} = \epsilon_{v3} = 0.25$, $\epsilon_{v2} = 0.4$, $h_2/h = 0.8$)

4) 鉛直スリットの空隙率の影響

これまでに述べた構造条件では鉛直スリットの空隙率を $\epsilon_{v1} = \epsilon_{v3} = 0.25$, $\epsilon_{v2} = 0.4$ としていたが, 周期の短い波に対する反射率は高くなっていた。すなわち, 図 4.6 および図 4.7 では $B/L = 0.31$ の時 $K_R > 0.6$ となっており, これは主に一枚目の鉛直スリットの空隙率が $\epsilon_{v1} = 0.25$ と小さいことに起因していると考えられる。そこで反射率低減のため, $h_1/h = 0$, $h_2/h = 1.0$, $\epsilon_{v3} = 0.25$, $\epsilon_H = 0.2$ の構造条件で, 沖側の鉛直スリット壁の空隙率をやや大きくして実験を行った。実験結果は図 4.8 に示すとおりであり, 透過率 K_T は 2 タイプとも大差はないが, 反射率 K_R については ϵ_{v1} を大きくした P 6 が ϵ_{v1} を小さくした P 4 に比べて小さく, 特に短周期の波すなわち B/L が大きいほどその傾向は顕著である。その要因として, ϵ_{v1} を大きくすることにより, 一枚目の鉛直スリットからの直接の反射が減少したことが挙げられる。

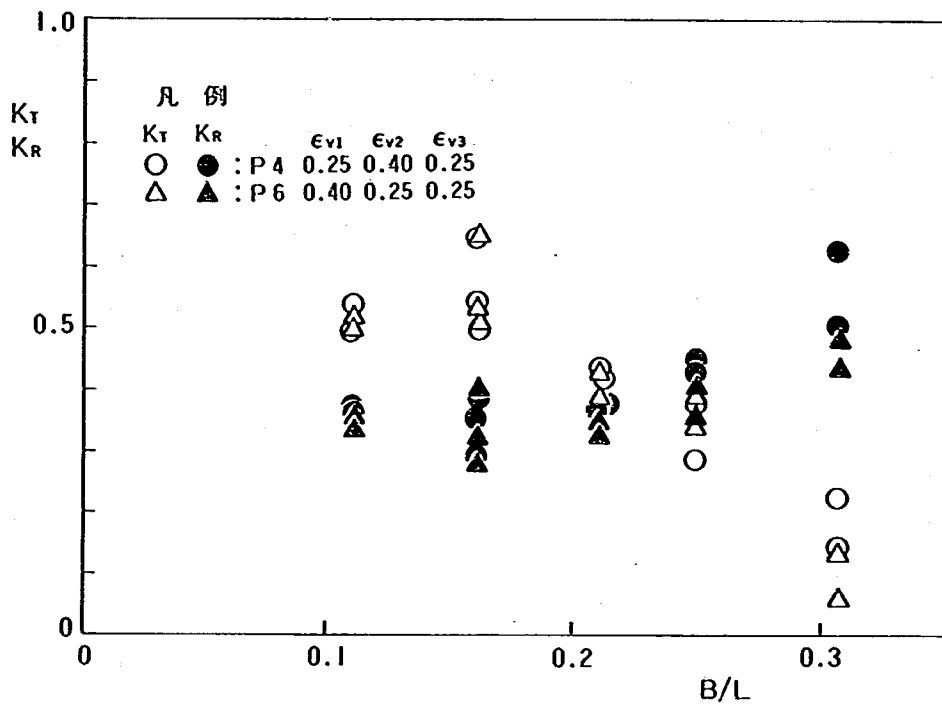


図 4.8 鉛直スリットの空隙率に対する K_T および K_R と B/L の関係 ($\epsilon_H=0.2$, $h_2/h=1.0$)

5) 天端高が消波特性に及ぼす影響

$h_2/h=1.0$, $\epsilon_{v1}=0.4$, $\epsilon_{v2}=\epsilon_{v3}=0.25$, $\epsilon_H=0.2$ の構造条件で、天端高をそれぞれ $h_1/h=0$ (P6), $h_1/h=0.1$ (P7) とした場合の透過率 K_T , 反射率 K_R と相対幅 B/L の関係を図 4.9 に示す。ただし、P7 の実験は、これまでの検討から特に透過率あるい

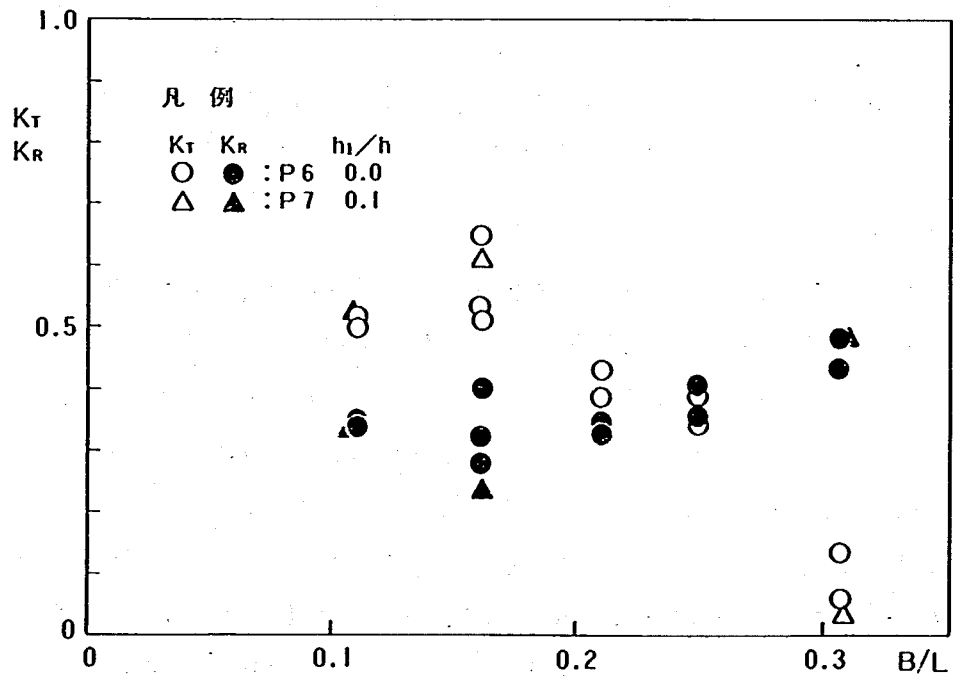


図 4.9 天端高に対する K_T および K_R と B/L の関係 ($\epsilon_{v1}=0.4$, $\epsilon_{v2}=\epsilon_{v3}=0.25$, $\epsilon_H=0.2$, $h_2/h=1.0$)

は反射率が高い場合（実験波番号 1, 7, 10）に対してのみ行った。これより, $h_1/h = 0.1$ 程度の天端高では, $h_1/h = 0$ に対して消波機能はほとんど変化しないことがわかる。

6) 吃水比の影響

以上の検討により, 全ての波浪条件に対して透過率・反射率が最も小さくなると考えられる構造条件 ($\varepsilon_{v1} = 0.4$, $\varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.25$, $\varepsilon_H = 0.2$, $h_1/h = 0$) で, 洗掘等による吃水変化時の影響を検討するため, 吃水比 h_2/h をそれぞれ $h_2/h = 0.8$ (P 5), $h_2/h = 1.0$ (P 6) として実験を行った。この場合の透過率 K_T および反射率 K_R と相対幅 B/L の関係を図 4.10 に示す。反射率 K_R についてはほとんど変化はみられないが, 透過率 K_T に関しては h_2/h が大きい P 6 の方が低い。すなわち, $h_2/h = 1.0$ の場合, $h_2/h = 0.8$ に比べて水路床付近の鉛直スリットによる乱れのエネルギー損失が付加した分だけ, 透過率 K_T が低くなったと考えられる。なお, この傾向は, 波のエネルギー分布が水底から静水面までほぼ一定となる長周期の波に対して, 比較的顕著に認められた。

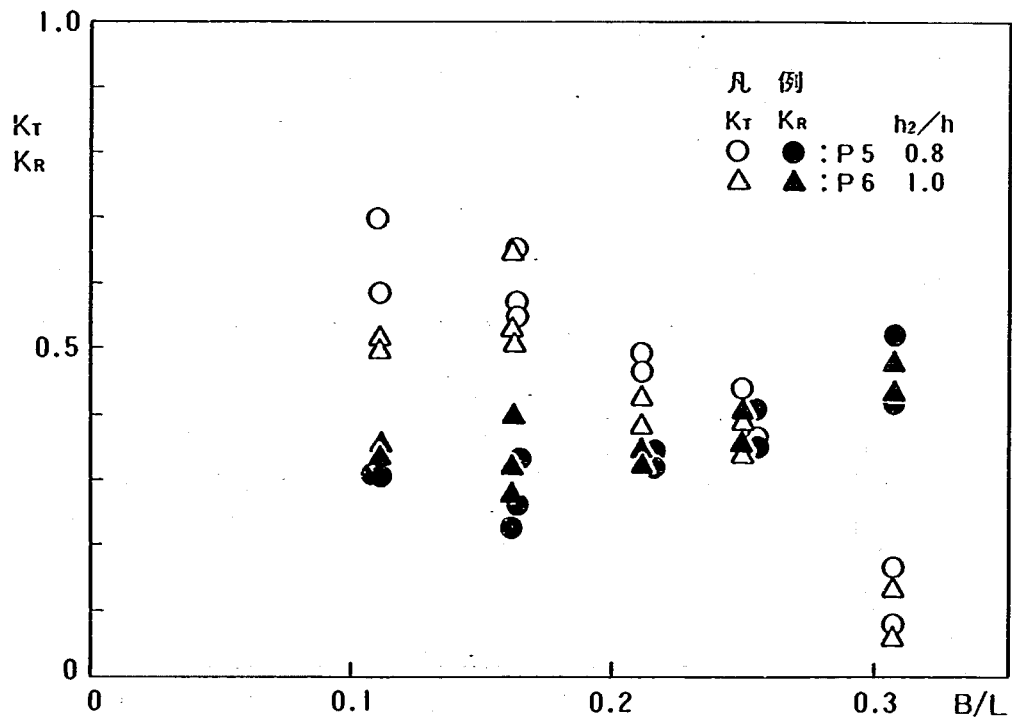


図 4.10 吃水比に対する K_T および K_R と B/L の関係
($\varepsilon_{v1} = 0.4$, $\varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.25$, $\varepsilon_H = 0.2$)

7) エネルギー損失率

最も消波機能の高い P 6 模型 ($h_2/h = 1.0$) およびその吃水比を変化させた P 5 模型 ($h_2/h = 0.8$) について, エネルギー損失率 K_L^2 ($= 1 - K_T^2 - K_R^2$) と相対幅 B/L との関係を図 4.11 に示す。図中の破線は, $K_T < 0.6$, $K_R < 0.5$ を満たすエネルギー損失率 K_L^2 の下限値 ($K_L^2 = 0.4$) である。全ての波浪条件に対して $K_L^2 > 0.4$ を満足し, また, B/L の増加にともない緩やかに増加する傾向を持つ。

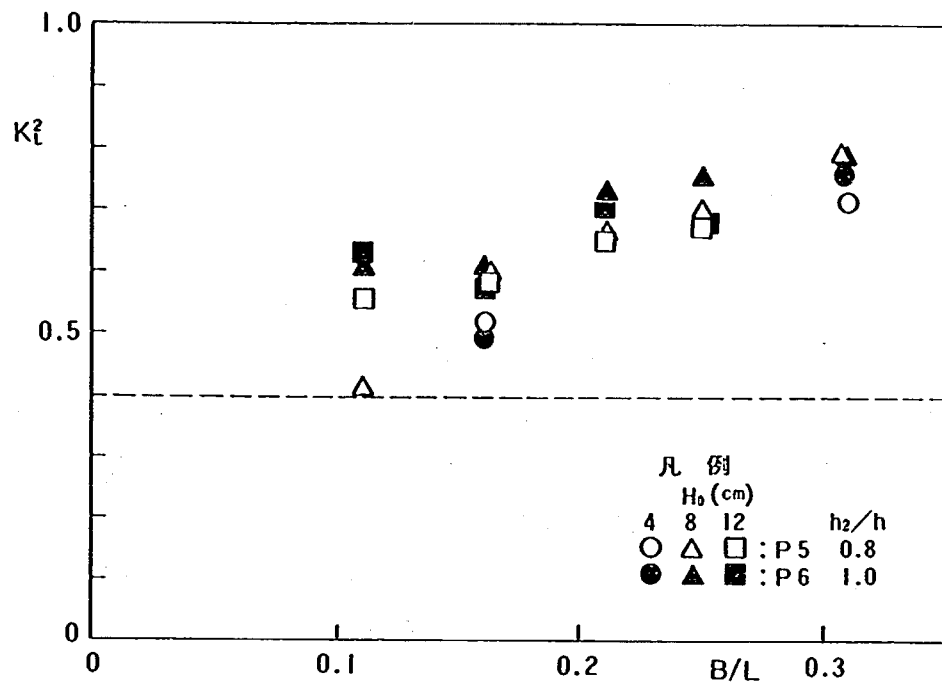


図 4.11 K_L^2 と B/L の関係
 ($\varepsilon_{v1} = 0.4$, $\varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.25$, $\varepsilon_H = 0.2$)

4.6.2 波力特性

1) 波力の作用状況

波力測定結果の一例として、P 6 の全水平波力 F_x 、全鉛直波力 F_z 、堤体沖側の水位 η_1 および堤体岸側の水位 η_2 の時刻歴波形を図 4.12 に示す。波浪条件は、周期 $T = 2.8$ sec, 換

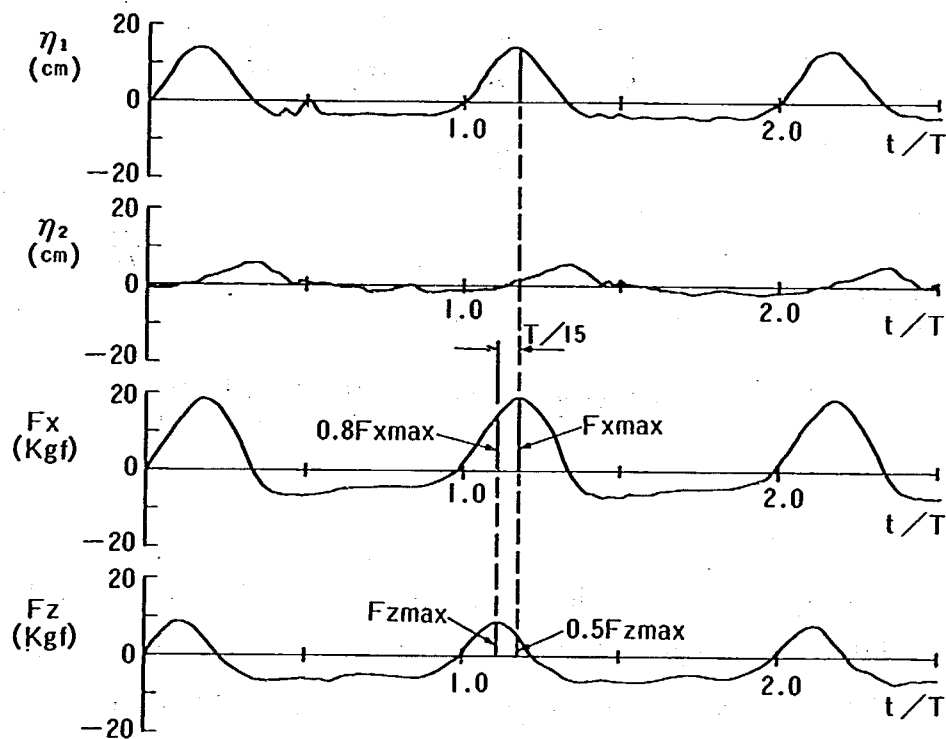


図 4.12 全波力および水位の時刻歴図
 (P 6, $T = 2.8$ sec, $H_0 = 12$ cm)

算沖波波高 $H_0 = 12$ cm である。沖側水位 η_1 と全水平波力 F_X はほぼ同位相で変動しており、ピーク値の出現時刻もほとんど同じである。一方、全鉛直波力 F_Z のピーク値は、全水平波力 F_X のピーク値に対し、約 $T/15$ ほど先行して発生している。また、波力の大きさについては、岸向きの最大水平波力 $(F_X)_{\max}$ が発生している時、 $0.5 (F_Z)_{\max}$ 程度の上向きの全鉛直波力が発生し、上向きの最大鉛直波力 $(F_Z)_{\max}$ の発生時には、 $0.8 (F_X)_{\max}$ 程度の岸向きの全水平波力が発生する。

2) 水平板の空隙率が波力に及ぼす影響

水平板の空隙率 ϵ_H を変化させた場合の f_X/w_0H 、 f_Z/w_0H と相対幅 B/L との関係を図 4.13 に示す。

まず、 $\epsilon_H = 0.2$ の場合に注目すると、 f_X/w_0H は相対幅 B/L が 0.21 より 0.11 に減少するに伴い、0.40 から 0.65 に増加する傾向を持つ。すなわち、波高が同じ場合には周期が長いほど水平波力は増大する。また、周期が同じ場合には波高が高くなるほど f_X/w_0H は大きくなる。一方、 f_Z/w_0H については、相対幅 B/L の増加に関係なく $f_Z/w_0H = 0.2$ 程度とほぼ一定の値を示す。なお、この傾向は全ての模型について認められた。

次に、水平板の空隙率 ϵ_H を 0.2 から 0.15 に小さくした場合、図 4.13 に示すように水平波力は $\epsilon_H = 0.2$ の場合と比較してほとんど変化しなかった。一方、鉛直波力は波力を受ける水平板の実質面積に関係し、水平板の空隙率を小さくすると鉛直波力が大きくなった。

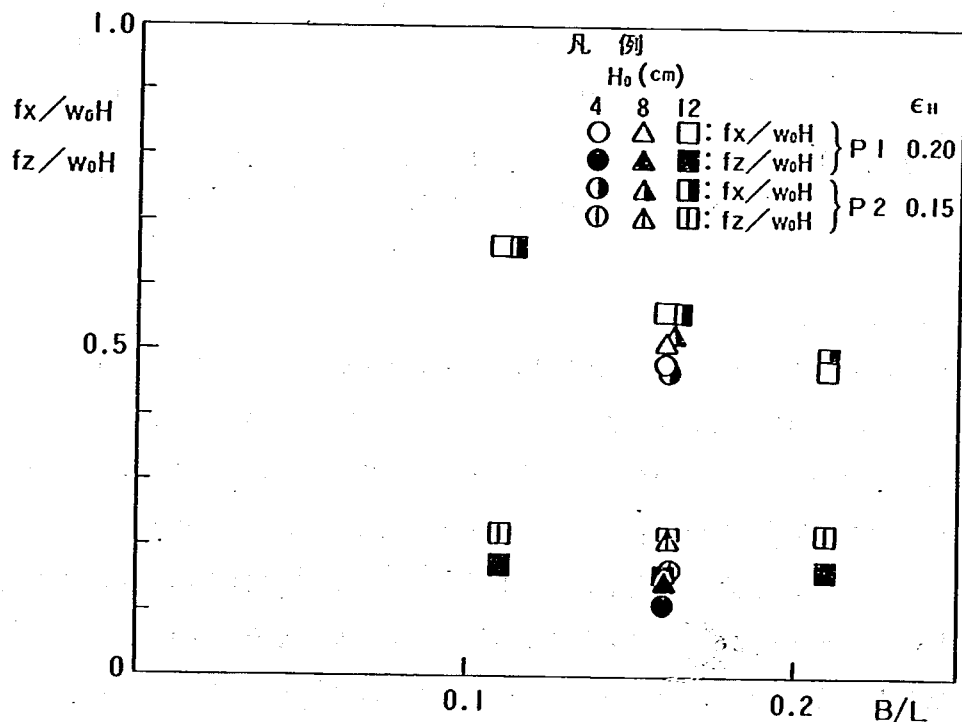


図 4.13 水平板の空隙率に対する f_X/w_0H および f_Z/w_0H と B/L の関係
($\epsilon_{v1} = \epsilon_{v3} = 0.25$, $\epsilon_{v2} = 0.4$, $h_2/h = 1.0$)

3) 鉛直スリットの空隙率が波力に及ぼす影響

$h_1/h = 0$, $h_2/h = 1.0$, $\varepsilon_{v3} = 0.25$, $\varepsilon_H = 0.2$ の構造条件で沖側より 1 枚目および 2 枚目スリットの空隙率 (ε_{v1} および ε_{v2}) を互いに入れ替えた場合 (P 4, P 6) の f_x/w_0H , f_z/w_0H と相対幅 B/L との関係を図 4.14 に示す。2 枚の鉛直スリットを互いに入れ替えても、岸向きの水平波力はほとんど変わらない。すなわち、波力を受ける実質面積が変わらなかったため、このような結果になったものと考えられる。

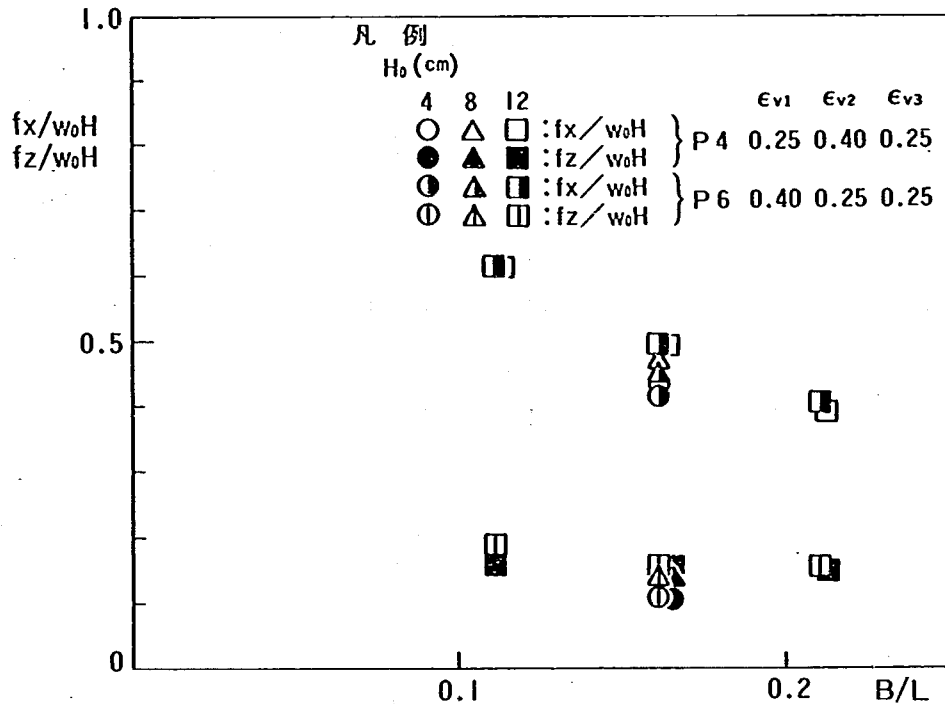


図 4.14 鉛直スリットの空隙率に対する f_x/w_0H および f_z/w_0H と B/L の関係 ($\varepsilon_H = 0.2$, $h_2/h = 1.0$)

4) 吃水比が波力に及ぼす影響

吃水比がそれぞれ $h_2/h = 0.8$ (P 5), $h_2/h = 1.0$ (P 6) と異なる場合の無次元平均水平波力強度 f_x/w_0H と相対幅 B/L との関係を図 4.15 に示す。一般に吃水比が大きくなると、それにほぼ比例して岸向きの全水平波力 F_x は増加する。例えば、 $B/L = 0.21$ の条件では、 $h_2/h = 0.8$ の場合 $F_x = 10.0$ kgf であるのに対して、 $h_2/h = 1.0$ の場合 $F_x = 11.3$ kgf となっていた。平均水平波力強度 f_x/w_0H については、それほど顕著ではないけれども、 $h_2/h = 0.8$ の場合が $h_2/h = 1.0$ の場合に対して若干大きくなっている。今回の実験では波力分布を測定しなかったが、合田式などの既往の波力算定式に与えられている波力分布のように水底よりも水面上の波圧の方が若干大きいと仮定すると、吃水深が大きいほど平均的な波力はやや小さくなるので、このような傾向が認められたと推察される。ただし、 f_x/w_0H の値の違いは先にも述べたように小さく、平均波力強度についてはほぼ同じ程度の値と見なすことができると考えられる。

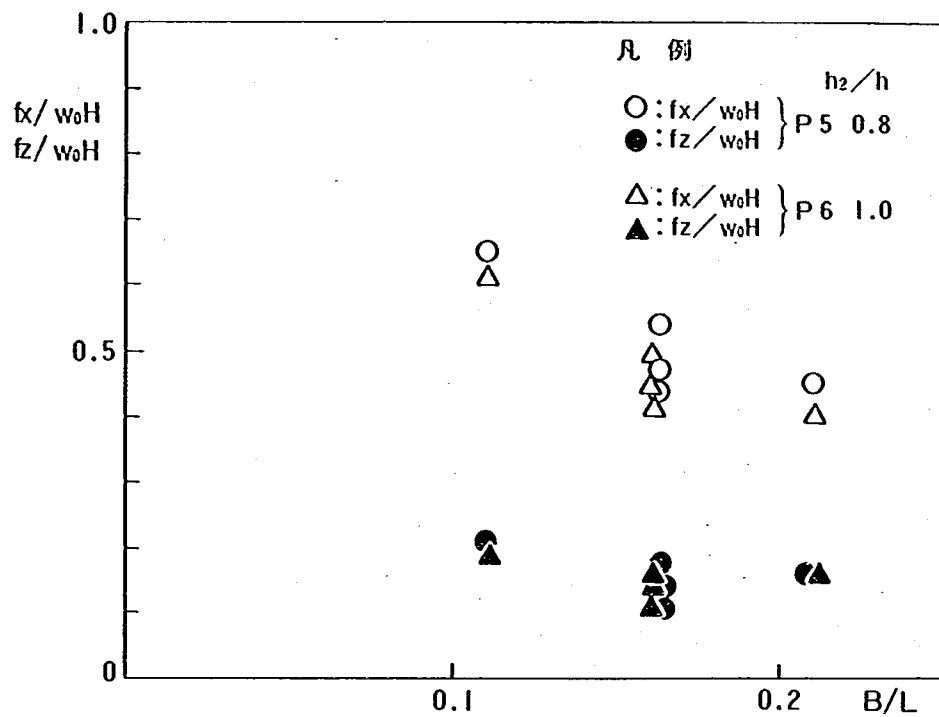


図 4.15 吃水比に対する f_x/w_0H および f_z/w_0H と B/L の関係
($\epsilon_{v1} = 0.4$, $\epsilon_{v2} = \epsilon_{v3} = 0.25$, $\epsilon_H = 0.2$)

5) 合田波力との比較

今回の実験で用いた模型のうち、もっとも消波効果が高いと考えられる P5 模型 ($h_2/h = 0.8$), P6 模型 ($h_2/h = 1.0$) について、水平波力の測定値と合田式から求められる波力の比 F_x/F_{Gx} と相対幅 B/L の関係を図 4.16 に示す。相対幅 B/L や波高 H_0 による若干

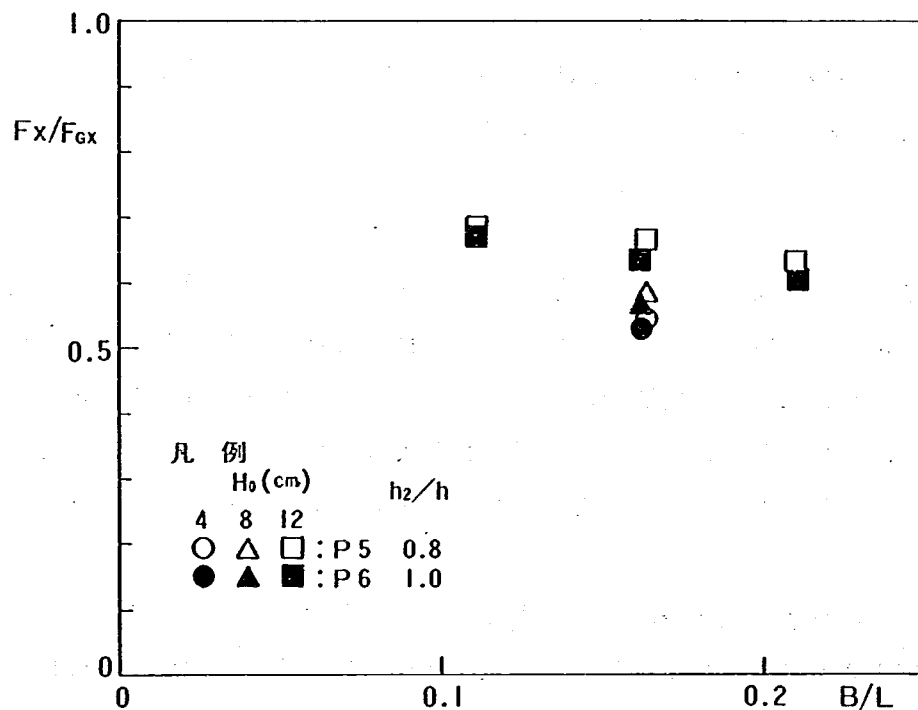


図 4.16 F_x/F_{Gx} と B/L の関係
($\epsilon_{v1} = 0.4$, $\epsilon_{v2} = \epsilon_{v3} = 0.25$, $\epsilon_H = 0.2$)

のばらつきはあるけれども、 F_X/F_{GX} の値は約0.6とほぼ一定の値を示し、最大値は約0.68であった。なお、 F_X/F_{GX} は相対幅 B/L の減少に対して若干増加する傾向がある。さらに、 $B/L = 0.16$ の条件では、波高の増大とともに F_X/F_{GX} の値は増加する傾向がある。しかし、 F_X/F_{GX} の相対幅 B/L や波高 H に対する関係については、現段階では実験データ数が少なく、比較的波高の小さい範囲に限られているので詳細な検討はできない。この点については碎波条件も含めて今後検討していく必要がある。

4.7 ま と め

- ① $h_1/h = 0$ 、 $h_2/h = 0.8$ 、 $\varepsilon_{v1} = \varepsilon_{v3} = 0.25$ 、 $\varepsilon_{v2} = 0.4$ の構造条件で水平板の空隙率 ε_H を0.15～0.20の範囲で変化させても、消波特性はあまり変化しない。
- ② 沖側の鉛直スリットの空隙率を大きくすると($\varepsilon_{v1} = 0.4$ 、 $\varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.25$)、 $\varepsilon_{v1} = \varepsilon_{v3} = 0.25$ 、 $\varepsilon_{v2} = 0.4$ とした場合に比べて反射率 K_R が低くなる。なお、透過率はほとんど変化しない。
- ③ $h_2/h = 0.8$ 、 $\varepsilon_{v1} = 0.4$ 、 $\varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.25$ 、 $\varepsilon_H = 0.2$ の構造条件で、天端高を $h_1/h = 0.1$ にしても、 $h_1/h = 0$ の場合に対して消波特性はほとんど変化しない。
- ④ 吃水比 h_2/h を0.8～1.0の範囲で変化させた場合、吃水比を大きくすることにより、反射率 K_R についてはすべての波浪条件に対して変化はみられないが、透過率 K_T は低くなる。
- ⑤ 以上の結果より、梁消波型スリット構造の構造諸元を $\varepsilon_{v1} = 0.4$ 、 $\varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.25$ 、 $\varepsilon_H = 0.2$ 、 $h_1/h = 0$ 、 $h_2/h \geq 0.8$ にした場合が実験の範囲内で最も消波特性に優れ、ほとんどの波浪条件に対して $K_T < 0.6$ 、 $K_R < 0.5$ を満足する。
- ⑥ 梁消波型スリット構造の構造諸元を $\varepsilon_{v1} = 0.4$ 、 $\varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.25$ 、 $\varepsilon_H = 0.2$ 、 $h_1/h = 0$ 、 $h_2/h \geq 0.8$ としたときの全水平波力 F_X は合田式による全水平波力 F_{GX} に対して小さくなっており、 F_X/F_{GX} の値は約0.6とほぼ一定となる。

4.8 あとがき

本研究により、乱れと反射を利用した構造物であるスリット型の梁部材を静水面付近に設置した場合の消波および波力特性が明らかになった。これにより、スリット型の梁部材に消波機能を持たせることにより、海域制御構造物として所定の透過率および反射率を満足することが確認できた。ただし、波力に関しては非碎波かつ限られた条件下でのものであり、今後構造物の実用化を進めるためには、碎波領域も含めた大波浪時の全波力および部材波力の特性を明らかにする必要がある。

最後に、本研究は建設省土木研究所と飛島建設(株)、五洋建設(株)、三井建設(株)、清水建設(株)および大成建設(株)による乱れと反射を利用した海域制御構造物の開発に関する共同研究の成果の一部であることを付記する。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所海岸研究室：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，1987.
- 2) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(4)，土木研究所資料，第 2577 号，1988.
- 3) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(3)，土木研究所資料，第 2511 号，1987.
- 4) 合田良実・鈴木康正・岸良安治・菊地治：不規則波実験における入・反射波の分離推定法，港湾技研資料，No 248，1976.

第5章 斜板消波潜堤(SURF)に作用する波力

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇多 高明
	研究員	村井 禎美
		山本 幸次
大成建設(株)技術本部技術研究所		茗ヶ原 義彦
		勝井 秀博
		小山 文男
		中塚 健司
土木本部設計部		清水 正巳
東急建設(株)施工本部土木技術部		蛭川 洋二
		藤川 富夫
		渡会 英明
(株) 間 組 土木本部海洋土木部		湊 隆次郎
		本田 陽一
技術本部技術研究所		沖 政和

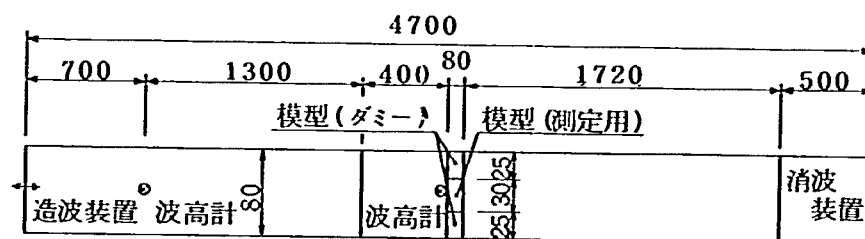
5.1 ま え が き

外洋に面した海域の波浪を制御し、静穏域を創成するための海域制御構造物が種々提案されている。本研究では、それらの一つの型式である斜板消波潜堤 (SURF) の消波機能、安定性、現地への適用性等について検討する。SURFの消波機構は、主として海面付近に配置した斜板上での碎波による¹⁾。また、その安定性は、堤体底面と捨石マウンドの摩擦抵抗によって保たれる²⁾。このように、現在までの検討によって消波機能と安定性はほぼ明らかになっている。しかしながら、前報²⁾の波力実験は縮尺が1/100と小さいため、実験値については縮尺の影響を無視できない欠点があった。また、滑動実験は、衝撃碎波力が発生する条件のみを対象にしたため、衝撃碎波力が発生しない波浪条件の下での滑動安定性については検討が不十分であった。さらに、滑動実験では、堤体が滑動を始める限界の重量は明らかにすることはできないものの、堤体に作用する水平力や鉛直力を求めることはできない問題点があった。

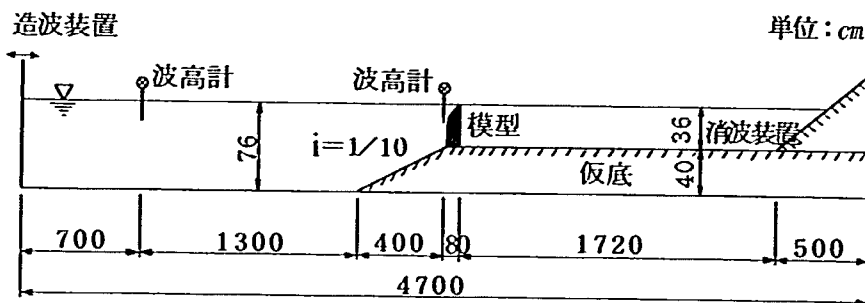
本研究は、上記の問題点を波力実験により解決することを目的とし、堤体に作用する水平力、鉛直力および部材波力を測定することにより、SURFの設計波力について検討を行った。

5.2 実 験 方 法

実験は、大成建設㈱技術研究所の二次元水路を用いて行った (図 5.1 参照)。水路は全長 47 m、幅 0.8 m、高さ 1.6 m で、水路端にはフラップ式造波装置が設置してある。また、模型背後の水路端には消波装置を設置した。水路内には高さ 40 cm の水平床を設置し、造波装置側を 1/10 勾配の一樣斜面とした。模型は、造波板までの距離が 24.0 m の斜面法肩に設置した。模型は、波力測定装置の能力を考慮して、水路幅方向に 3 分割した。水路側壁側の模型は幅 25 cm の木製で、水平床に直接固定した。中央部の模型は幅 30 cm のアクリル製で、水路床に取り付けられた



平面図



側面図

図 5.1 実験装置

防水型の3分力計に底版を固定した。

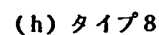
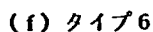
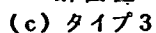
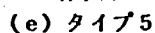
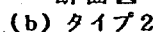
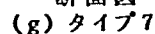
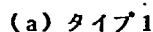
模型の縮尺は1/25とした。構造条件を表5.1に示す。堤体幅，斜板勾配，前面壁および斜板の開口率，突起などの諸元は，前報²⁾の滑動実験の構造諸元と一致させた。この諸元は，現地波

表5.1 構造条件

諸 元	実 験	現 地	記 号
堤 体 幅 B	80 cm	20 m	

浪で周期14 sec以下の波に対して，透過率 $K_T \leq 0.6$ ，反射率 $K_R \leq 0.5$ の条件を満足するように設定されたものである。模型の形状は，縮尺1/100の波力実験に用いた形状を基本形状（タイプ1）とし（図5.2(a)），さらに，堤体の安定性および波力の低減を図ることを目的として，模型形状を7種類変化させた。この模型では堤体の滑動安定性を増すために，堤体の内部に砂を中詰して堤体重量を増す必要がある。このため，まずタイプ2においては前壁の開口部の下端に中間床版を設け，堤体の底版から中間床版までの間に砂を中詰できる構造とした（図5.2(b)）。次に，タイプ3では底版に作用する圧力を低減するために，底版から斜板まで開口部（圧抜孔）を設け，底版に作用する圧力を開放する構造とした（図5.2(c)）。圧抜孔は，堤体の前側，中間，後側にそれぞれ3箇所ずつ，合計9箇所取り付け，開口率は2，5.2%の2ケースとした。ここに，開口率は圧抜孔の開口面積を堤体の底面積で割った値である。タイプ4は，圧抜孔の配置の違いによる鉛直力の差違をタイプ3と比較するために，開口率5.2%の圧抜孔を堤体の前側3箇所のみに取り付けたものである（図5.2(d)）。また，実験中の観察より，タイプ3，4共に遊水室内の圧抜きパイプに水塊が衝突し，水平力が増加することが予想された。そこでタイプ5では，

單位：cm



- 47 -

実験ケースを表 5.2 に示す。高波高時に堤体に衝撃砕波力が作用するように、水路勾配 i は急勾配 (1/10) とした。水深 h は、L、W、L、時と H、W、L、時を想定して $h = 36, 48 \text{ cm}$ とした。また、種々の波浪条件に対する堤体波力を調べるために、周期 T は 1.6, 2.0, 2.4, 2.8 sec の 4 種類、波高 H は 10~45 cm の範囲で変化させた。

波高の検定は、堤体を設置しない状態で行った。波高 H は、斜面法肩に設置した波高計により測定した。水深 $h = 36, 48 \text{ cm}$ の場合について、波高 H と造波ダイヤル設定値 e の関係を図 5.3, 5.4 に示す。ただし、砕波条件の波には、記号に斜線をつけた。非砕波条件での波高 H と造波ダイヤ

表 5.2 実験ケース

模型タイプ	水路勾配 i	水深 $h(\text{cm})$	周期 $T(\text{sec})$	波 高 $H (\text{cm})$	計測項目
1~8	1/10	36	1.6	35.0*	全波力
			2.0	41.2*	
			2.4	40.2*	
2, 8	1/10	36	1.6	10, 15, 20, 25, 27.5, 30, 32.5*, 35*	全波力
			2.0	10, 20, 25, 30, 32.5, 35, 37.5*, 41.2*	
			2.4	10, 20, 25, 30, 32.5, 35, 37.5*, 40.2*	
			2.8	15, 25, 30, 34.3	
		48	1.6	15, 20, 25, 27.5, 30, 32.5, 37.5	局部波力
			2.0	15, 25, 30, 35, 37.5, 40, 42.5*, 45*	
			2.4	15, 25, 30, 32.5, 35, 37.5, 40, 42.5*	
			2.8	15, 25, 30, 35	

注) * は、波が砕波していることを示す。

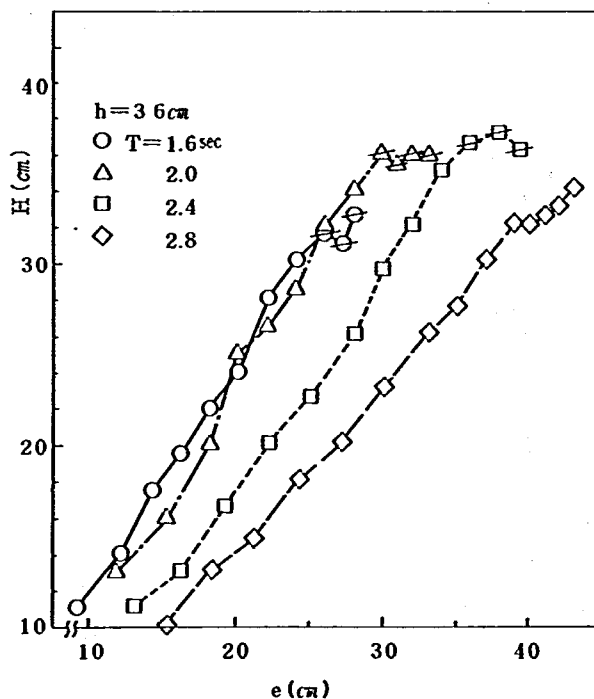


図 5.3 波高検定曲線 ($h = 36 \text{ cm}$)

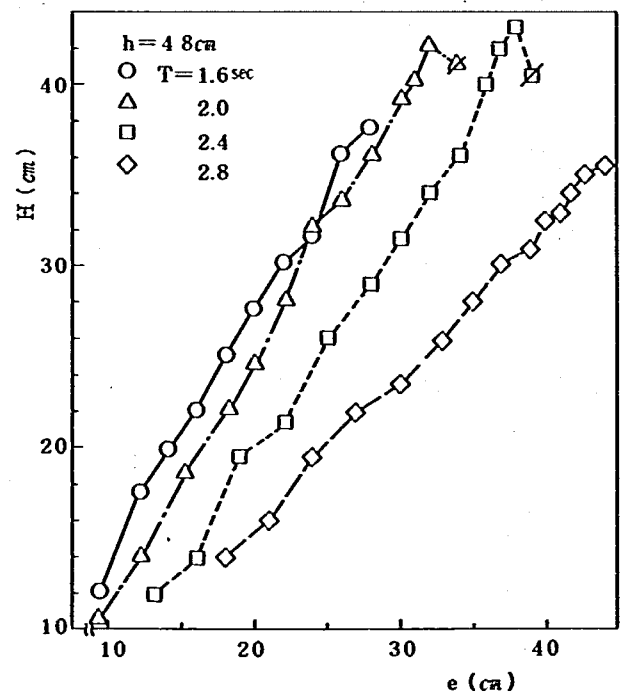


図 5.4 波高検定曲線 ($h = 48 \text{ cm}$)

イアル設定値 e は比例関係にあるが、砕波条件では、非砕波条件での H と e の関係と比較して、砕波に起因したエネルギー減衰により、波高の低減が見られる。すなわち、このままではデータ整理の際、同一波高で砕波、非砕波の区別が必要となり、煩雑である。そこで砕波条件での波高 H は、非砕波条件での波高 H と造波ダイヤル設定値 e の関係を砕波条件の範囲まで直線的に延長した値（仮想通過波高）を用いた。なお砕波条件と非砕波条件の波を区別するために、表 5.2 は砕波条件での波高 H を * 印で示した。

堤体に作用する水平力、鉛直力は、防水型の 3 分力計を用いて 3 回測定し、平均値を求めた。また、堤体の各部材に作用する波圧は、超小型トランジスタ波圧計（定格圧力 100 gf/cm^2 , 200 gf/cm^2 ）を用いて測定した。堤体の部材波圧の測定は、タイプ 2, 8 について行った。波圧計の取り付け位置を図 5.5 に示す。波圧計は、部材表面と波圧計の受圧面が同一になるように、部材の中に埋め込んだ。部材波力の測定点はアルファベット 2 文字と数字を用いて表わす。1 番目の文字は波圧計 P (Pressure), 2 番目の文字は堤体の部材を表わしている。部材は、前面壁を F (Forward), 斜板上を U (Up), 底版を D (Down), 遊水室内を I (Inside), 背面壁を B (Back) とする。3 番目の数字は測定点の位置を表わし、下向きまたは波の進行方向に数字が大きくなるように番号をつけた。3 分力計、波圧計のデータは、データレコーダに収録し、このアナログデータを A/D 変換器によってサンプリング周波数 100 Hz でデジタルデータに変換した。このうち、解析に用いたデータは、波が定常となる 4 ~ 6 波のものである。

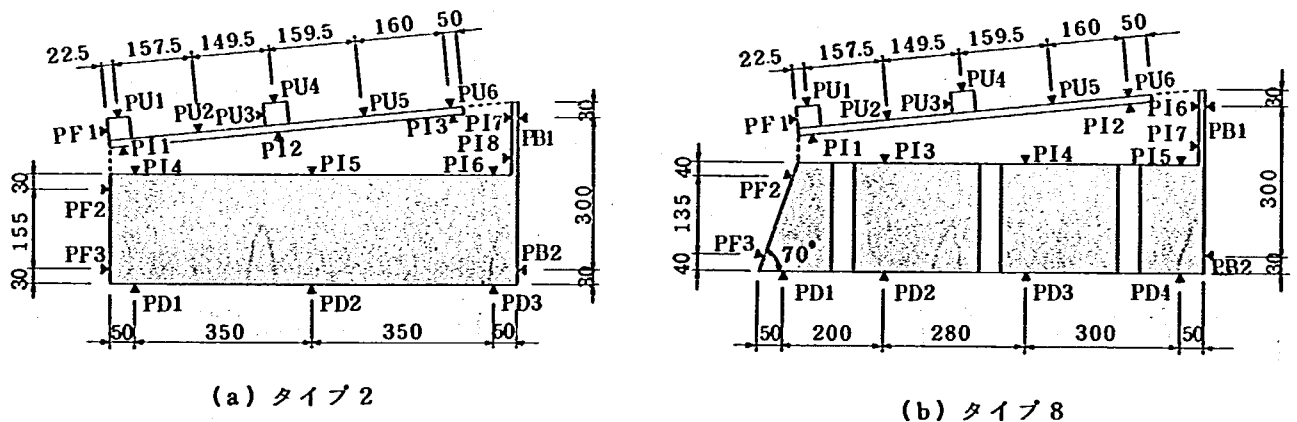


図 5.5 波圧計取り付け位置（タイプ 2, 8）

5.3 実験結果

5.3.1 最適化実験

(1) 模型タイプの違いによる波力の作用状況の相違

堤体に巻き波砕波が作用する $h = 36 \text{ cm}$, $T = 2.4 \text{ sec}$, $H = 40.2 \text{ cm}$ の条件下で、堤体の 10 cm 前方における水面波形 η , 水平力 F_x , 鉛直力 F_z の測定波形を図 5.6, 5.7 に示す。比較した模型のタイプは、タイプ 2 と圧抜孔を取り付けたタイプ 5, 前面壁を傾斜させたタイ

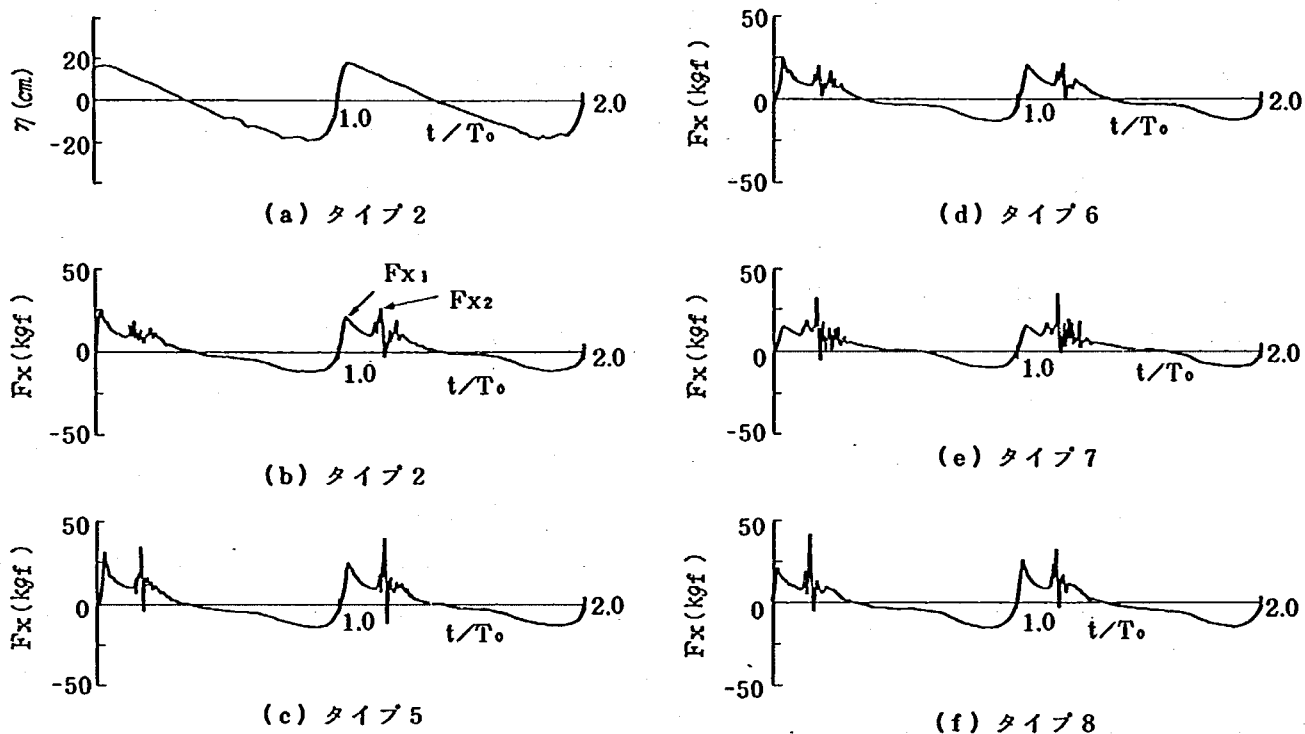


図5.6 水平力 F_x の測定例(タイプ 2, 5, 6, 7, 8, $h = 36 \text{ cm}$, $T = 2.4 \text{ sec}$, $H = 40.2 \text{ cm}$)

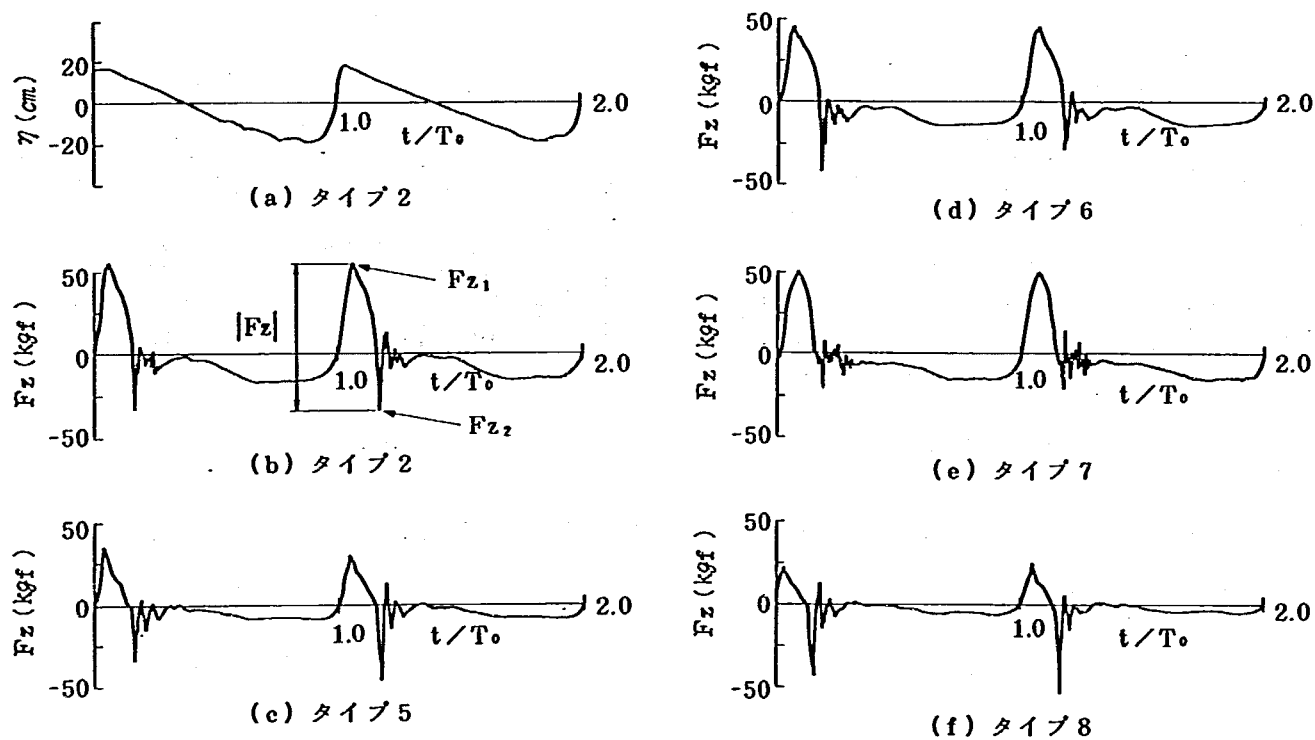


図5.7 鉛直力 F_z の測定例(タイプ 2, 5, 6, 7, 8, $h = 36 \text{ cm}$, $T = 2.4 \text{ sec}$, $H = 40.2 \text{ cm}$)

プ6, 前面壁側の突起を撤去したタイプ7, タイプ5, 6を組み合わせたタイプ8である。 F_x は波の進行方向に作用する波力を正, F_z は鉛直上向き方向に作用する波力を正とした。実験中の観察によると, F_x は巻き波の波面が堤体前面壁に衝突する時に正のピーク値 (F_{x1}) を, また, 波峰部分の水塊が斜板に衝突する時に正のピーク値 (F_{x2}) を持つ。 F_{x1} を各タイプについて比較すると, タイプ2, 5, 6, 8のピーク値はほぼ同じ大きさであるが, タイプ7のみは, 他のタイプより約40%小さくなっている。これは, 斜板上の前面壁側の突起を撤去したために, 衝撃的な波力が作用しないことに起因する。また, 実験中の観察によれば, F_z についても巻き波の波面が堤体前面壁に衝突する時に鉛直上向きのピーク値 (F_{z1}) が, また, 波峰部分の水塊が斜板に衝突する時に鉛直下向きのピーク値 (F_{z2}) が現れる。タイプ2, 6, 7の F_{z1} はほぼ同等であるが, 圧抜孔を取り付けたタイプ5, 8の F_{z1} はそれらに比べて小さくなった。この理由は, 底板が圧抜孔により上部の遊水室に通じているため, 底板に作用する揚圧力が, 圧抜孔より遊水室に開放されたことによる。実験中の観察によれば, この時, 底板と遊水室との圧力差により, 圧抜孔内には往復流が発生する。一方, タイプ5, 8の F_{z2} の絶対値は他のタイプよりも1.5~2.0倍大きい。ところで, 各タイプとも斜板上には圧抜孔がないため, 鉛直下向き力は同じ値が作用する。したがって, 鉛直上向き力のピーク (F_{z1}) よりこの鉛直下向き力が作用する条件を考えれば, 結局, タイプ5, 8は他のタイプよりも F_{z2} が小さくなる。

(2) 水平力と鉛直上向き力のピーク発生時の位相差と滑動限界堤体重量の関係

前報²⁾では, タイプ1に作用する水平力と鉛直上向き力のピーク発生時の位相差について検討した。模型縮尺1/100の波力実験では, 堤体に衝撃的な波力が作用する波浪に対して, 水平力と鉛直上向き力のピーク発生時に位相差は顕著に現れず, 同時に作用していると判断された。しかし, 本実験では, 波高 H , 水深 h の違いにより, 水平力と鉛直上向き力のピーク発生時の位相差が生じることがわかった。

タイプ2の模型を用いたとき, 波高 H , 水深 h の違いによる波の作用状況の相違を写真5.1~5.3に示す。 $h = 36\text{ cm}$, $T = 1.6\text{ sec}$, $H = 15\text{ cm}$ の場合 (写真5.1), 堤体には衝撃的な波力は作用しない。 $h = 36\text{ cm}$, $T = 1.6\text{ sec}$, $H = 32.5\text{ cm}$ の場合 (写真5.2) では, 波は堤前で巻き波となり, 堤体に激しく衝突する。一方, $h = 48\text{ cm}$, $T = 1.6\text{ sec}$, $H = 32.5\text{ cm}$ の場合 (写真5.3) では, 波は砕波せず, 堤体上を乗り越えるように通過する。このように水位と波浪条件によって波の作用状況はかなり変化する。

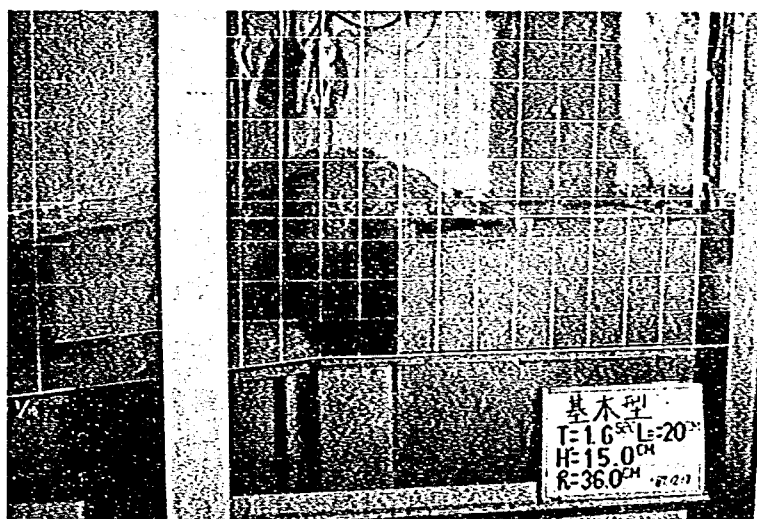


写真 5.1 波の作用状況(1)

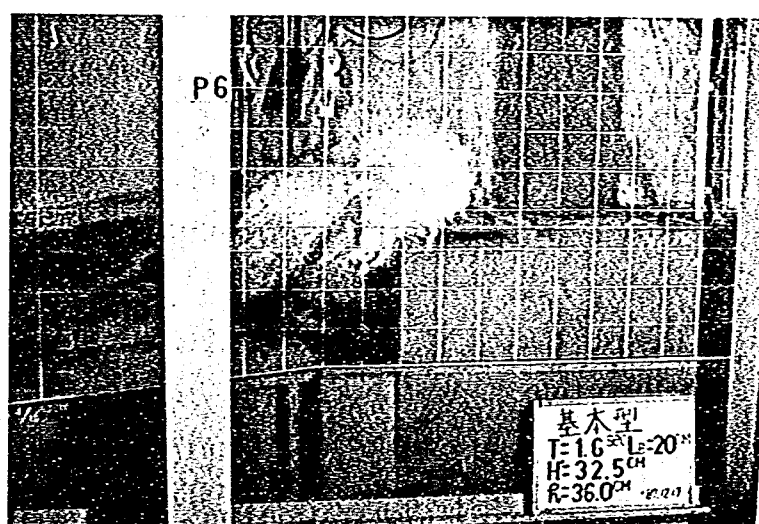


写真 5.2 波の作用状況(2)

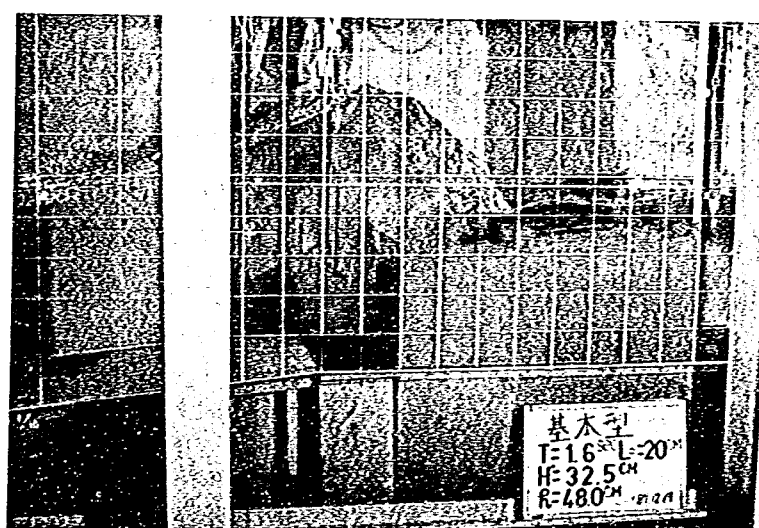


写真 5.3 波の作用状況(3)

$h = 36 \text{ cm}$, $H = 40.2 \text{ cm}$, $T = 2.4 \text{ sec}$ の条件でタイプ 2 の模型に波を作用させたとき、堤体の 10 cm 前方における水面波形 η と堤体に作用する水平力 F_x , 鉛直力 F_z の測定記録を図 5.8 に示す。波は水路斜面上で巻き波となり、水塊が堤体に激しく衝突する。この時、水平力と鉛直上向き力のピーク発生時には位相差が生ずる。図 5.8 に示したケースについて水平力のピーク値 (F_{x1}) と鉛直上向き力が最大となる時の水平力 (F'_{x1}) を比較すると、 F'_{x1} は F_{x1} の約 70% である。この位相差を堤体の滑動安定上考慮することができれば、堤体重量を低減することができる。一方、同じくタイプ 2 の模型を用いて $h = 36 \text{ cm}$, $H = 20 \text{ cm}$, $T = 2.4 \text{ sec}$ の条件で波を作用させた時 (図 5.9), 波は堤体前方では碎波せず、堤体の斜板上で碎波する。水平力の波形によると、図 5.8 でみられたピーク値 (F_{x1}) は発生しておらず、水平力の変動が小さい状態が続いた後に、波が斜板上で碎波することによる波力の変動が現れる。結局、 $H = 20 \text{ cm}$ の場合、水平力と鉛直上向き力のピーク発生時に位相差は生じないことがわかる。

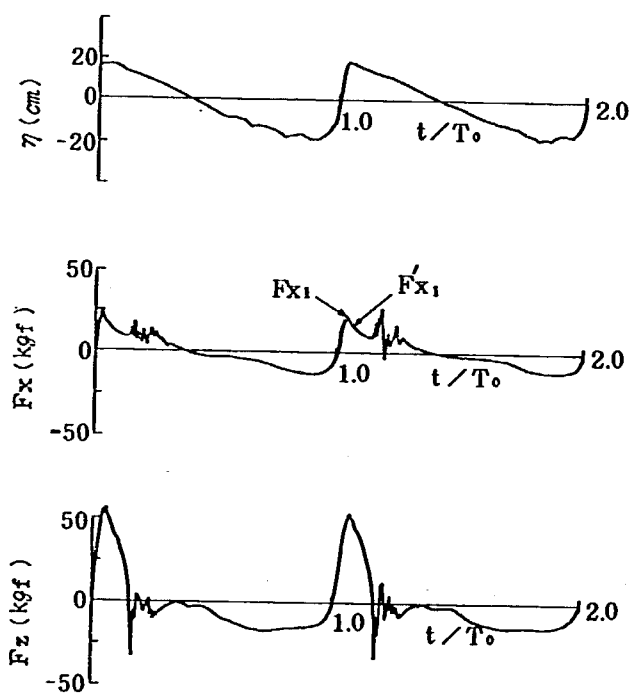


図 5.8 水面波形 η , 水平力 F_x , 鉛直力 F_z の測定例 (タイプ 2, $h = 36 \text{ cm}$, $T = 2.4 \text{ sec}$, $H = 40.2 \text{ cm}$)

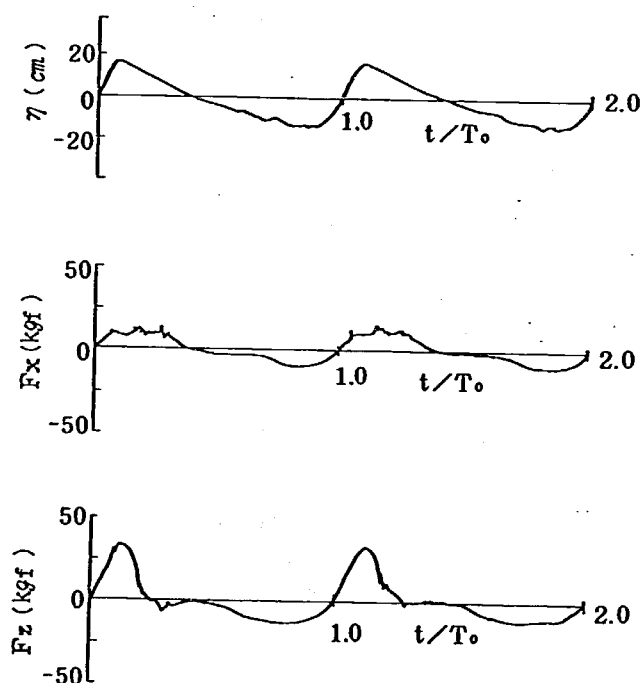


図 5.9 水面波形 η , 水平力 F_x , 鉛直力 F_z の測定例 (タイプ 2, $h = 36 \text{ cm}$, $T = 2.4 \text{ sec}$, $H = 20 \text{ cm}$)

次に、タイプ 2 の場合における波高 H と平均水平波圧 F_x / A_x の関係を図 5.10 に示す。ここに、 A_x は堤体の波の進行方向への投影面積を表わす。水平力は、図 5.8 に示した F_{x1} と F'_{x1} を各波高毎にプロットした。 $T = 1.6, 2.4 \text{ sec}$ のいずれの場合も、 $H \geq 25 \text{ cm}$ で $F_{x1} > F'_{x1}$ となり、波高の増加とともに両者の差は大きくなる。

更に、水平力と鉛直上向き力のピーク発生時に生ずる位相差を滑動限界水中重量の算定に取り入れることが可能かどうか検討した。 $h = 36 \text{ cm}$, $T = 2.4 \text{ sec}$, $H = 40.2 \text{ cm}$ の場合について、鉛直上向き力の最大値 F_{z1} と F_{x1} , F'_{x1} より、式 (5.1) を用いて滑動限界水中重量

W_{c1} , W'_{c1} を算定した (図 5.11)。ここに, W_{c1} は F_{x1} (水平力のピーク値) W'_{c1} は F'_{x1} (鉛直上向き力が最大となる時の水平力) に対応する。

$$\frac{W_c}{w_0 A_z H} = \frac{A_x}{\mu A_z} \times \frac{F_x}{w_0 A_x H} + \frac{F_z}{w_0 A_z H} \quad (5.1)$$

ここに, μ は堤体底面と捨石の摩擦係数で, $\mu = 0.6$ とする。さらに, 前報²⁾の滑動実験による滑動限界水中重量 W_{c2} も比較のためにプロットした。 W_{c2} は, タイプ 6 を除いて W_{c1} とよく一致しており, W'_{c1} よりも大きいことがわかる。したがって, 鉛直上向き力の最大値 F_{z1} と水平力のピーク値 F_{x1} の位相差は, 堤体の滑動安定に関与せず, 堤体重量を低減することができないことがわかった。

(3) タイプ 1 (基本形状) とタイプ 2 (中間床版+砂の中詰) の作用波力の比較

前報²⁾の波力, 滑動実験に用いた模型は, 底版から斜板までの範囲に遊水室があった (タイプ 1)。しかし, 前報^{2), 3)}の検討結果により, 堤体の滑動に対する安定性を保つには, 中間床版を設け, 底版から中間床版までの範囲に砂を中詰する構造 (タイプ 2) とする必要があることがわかった。ここでは, タイプ 1, 2 に作用する波力を比較し, 滑動実験と本実験の整合性について検討した。

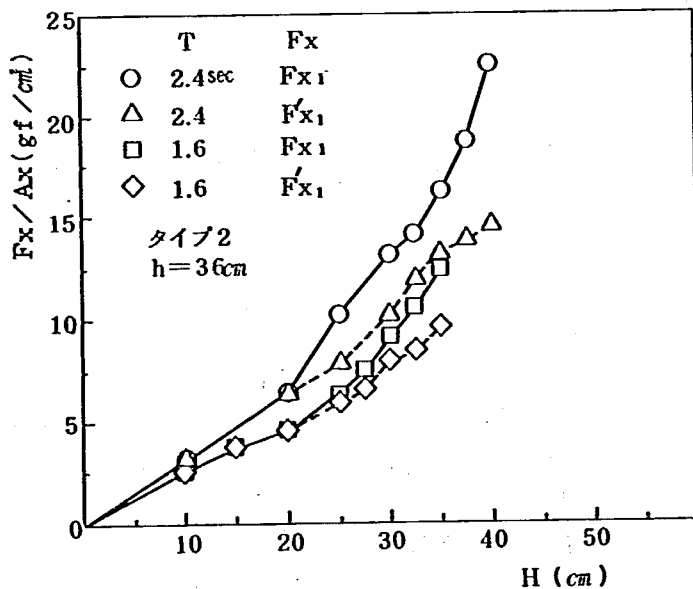


図 5.10 波高 H と水平力のピーク値 F_{x1} , 鉛直上向き力最大時の水平力 F'_{x1} の関係 (タイプ 2, $h = 36\text{cm}$)

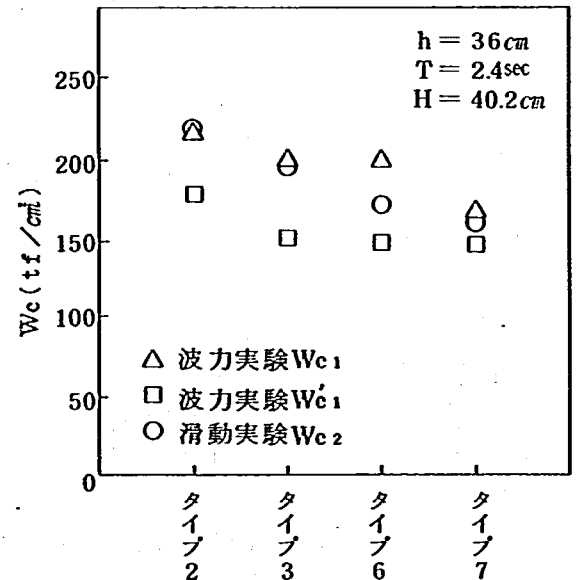


図 5.11 滑動実験と波力実験による滑動限界水中重量 W_c の関係 ($h = 36\text{cm}$, $T = 2.4\text{sec}$, $H = 40.2\text{cm}$)

タイプ 1, 2 の模型を用いて, 実験条件を $h = 36\text{cm}$, $T = 1.6, 2.0, 2.4\text{sec}$ としたとき, 巻き波が堤体前面壁に衝突する時に発生する水平波圧強度 $F_x / w_0 A_x H$, 鉛直波圧強度 $F_z / w_0 A_z H$ のピーク値を図 5.12 に示す。ここに, F_x , F_z は堤体延長 30 cm あたりの水平力, 鉛直力, A_x は堤体の波の進行方向への投影面積, A_z は斜板の鉛直方向への投影面積を表わす。タイプ 1, 2 に作用する $F_x / w_0 A_x H$, $F_z / w_0 A_z H$ の差違は, それぞれ 0 ~ 10%, 0

～5%とあまり大きくない。このことにより、タイプ1, 2で構造の違いによる作用波力の違いはないと判断できる。

(4) 堤体位置が作用波力に及ぼす影響

砕波点位置から堤体位置までの距離の違いにより、作用波力が変化することは前報²⁾で明らかにした。この作用波力の最大値を求めることは、堤体の滑動に対する安定性を考える上で重要である。しかし、前報の波力実験は縮尺が1/100であり、縮尺の影響を無視できない欠点があった。また、この波力実験では、水路斜面の法肩から堤体位置までの距離 L_B が0, 25, 50cmの場合について、 L_B と F_X , F_Z の関係を調べた。この L_B を現地距離に換算すると、0, 25, 50mであり、 L_B と F_X , F_Z の関係が十分解明されたとは言えない。ここでは、タイプ2を例にとり、水路斜面の法肩から5cm間隔で25cmの位置まで堤体を移動し、 F_X , F_Z を測定した。

巻き波が堤体前面壁に衝突した時に発生する $F_X/w_0 A_X H$, $F_Z/w_0 A_Z H$ の最大値と L_B の関係を図5.13, 5.14に示す。 $F_X/w_0 A_X H$ は、各周期とも $L_B = 40$ cmの場合に最大となる。

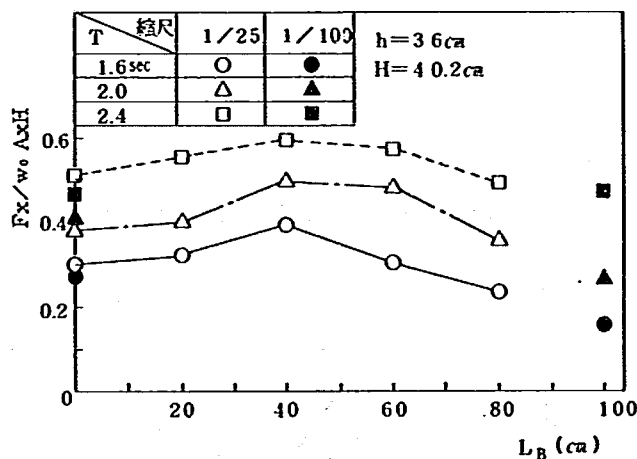


図5.13 水路斜面法肩から堤体の設置位置までの距離 L_B が、平均水平波圧強度 $F_X/w_0 A_X H$ に及ぼす影響 ($h=36$ cm, $H=40.2$ cm)

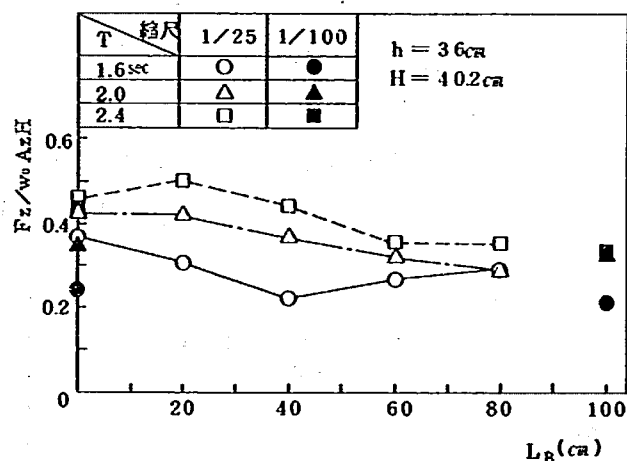


図5.14 水路斜面法肩から堤体の設置位置までの距離 L_B が、平均鉛直波圧強度 $F_Z/w_0 A_Z H$ に及ぼす影響 ($h=36$ cm, $H=40.2$ cm)

また、 $L_B = 40$ cmの場合は $L_B = 0$ cmの場合と比較して、 F_X が約10%大きくなった。一方、 $F_Z/w_0 A_Z H$ が最大となる L_B は、周期により異なり、 $T = 2.4$ secでは $L_B = 20$ cmで、 $T = 2.0$ secでは $L_B = 0 \sim 20$ cmで、また、 $T = 1.6$ secでは、 $L_B = 0$ cmで最大値が表われる。

模型縮尺1/25と1/100の実験値を比較すると、両者の $F_X/w_0 A_X H$ は比較的よく一致し

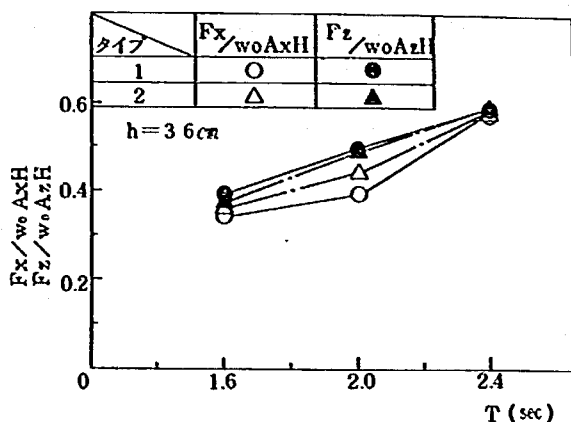


図5.12 平均水平波圧強度 $F_X/w_0 A_X H$, 平均鉛直波圧強度 $F_Z/w_0 A_Z H$ と周期の関係 (タイプ1, 2, $h=36$ cm)

ているが、 $F_z/w_0 A_z H$ は、 $L_B = 0\text{cm}$ 、 $T = 1.6\text{sec}$ のとき、模型縮尺の違いによる実験値の違いが現われている。

次に、 F_x 、 F_z と L_B の関係を堤体重量の観点からとらえるために、図5.13、5.14の $F_x/w_0 A_x H$ 、 $F_z/w_0 A_z H$ と式(5.1)を用いて、必要堤体水中重量 $W_c/w_0 A_z H$ を算出し、これと L_B の関係を図5.15に示した。 $F_x/w_0 A_x H$ 、 $F_z/w_0 A_z H$ と比較して、 L_B の変化に対する $W_c/w_0 A_z H$ の差違は、同一周期では小さい。この理由は、 F_x 、 F_z が最大になる時の L_B が F_x と F_z で異なることによる。したがって、堤体の必要重量は堤体前方での波の砕波位置が変化しても、大きく変化しないことがわかる。

(5) 作用波力に対する圧抜孔の影響

前報²⁾の滑動実験では、堤体に作用する鉛直上向き力を低減するために、底版に圧抜孔を設け、その効果を調べた。しかし、滑動実験では、原理的に見て堤体に作用する水平力、鉛直力を求めることはできない。そこで、今回波力実験を行うことにより、堤体に作用する水平力、鉛直力を測定し、圧抜孔による鉛直上向き力の低減効果を調べた。

圧抜孔の開口率、配置の違いおよび圧抜孔が斜板まで貫通している場合と中間床版までの場合について、鉛直力、水平力の相違を図5.16、5.17に示す。圧抜孔を設けたタイプ3～

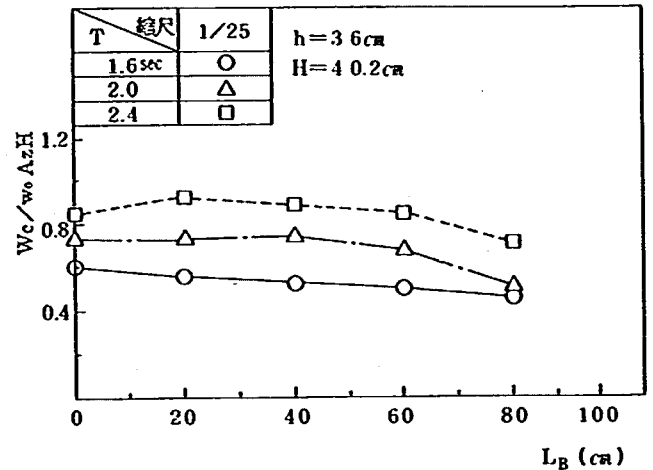


図 5.15 水路斜面法肩から堤体の設置位置までの距離 L_B が、堤体の単位面積、単位波高当たりの必要堤体水中重量 $W_c/w_0 A_z H$ に及ぼす影響 ($h = 36\text{cm}$ 、 $H = 40.2\text{cm}$)

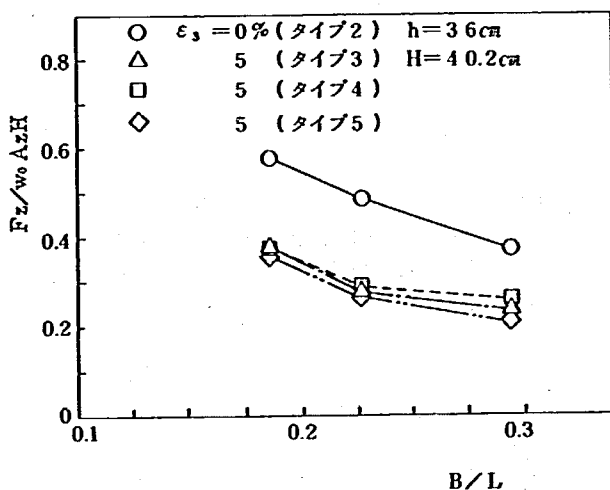


図 5.16 圧抜孔が平均鉛直波圧強度 $F_z/w_0 A_z H$ に及ぼす影響 ($h = 36\text{cm}$ 、 $T = 2.4\text{sec}$ 、 $H = 40.2\text{cm}$)

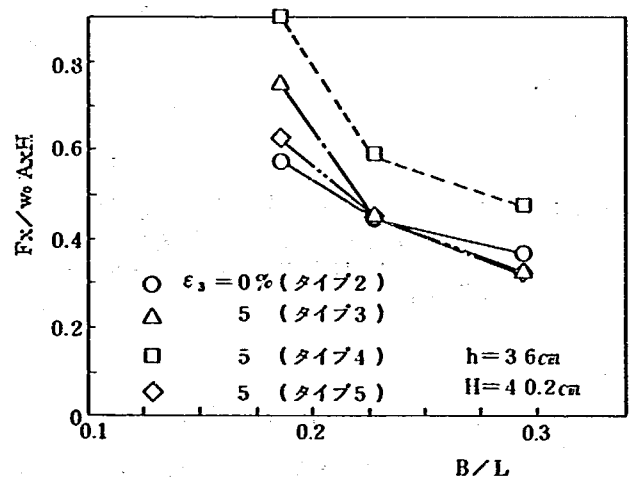


図 5.17 圧抜孔が平均水平波圧強度 $F_x/w_0 A_x H$ に及ぼす影響 ($h = 36\text{cm}$ 、 $T = 2.4\text{sec}$ 、 $H = 40.2\text{cm}$)

5は、圧抜孔のないタイプ2に比べて $F_z/w_0 A_z H$ が約40%低減している。しかし、タイプ3～5相互の低減率の変化は小さい。したがって、開口率 $\epsilon_s = 5\%$ とした場合、選定周期にかかわらず圧抜孔の配置の違いや遊水室内の圧抜孔のパイプの有無が、鉛直上向力に及ぼす影響は小さいことが分かる。水平力については(図5.17)、遊水室に圧抜孔のパイプが突出しているタイプ4と、圧抜孔のパイプがないタイプ2, 5を比較する。この場合、前者の $F_x/w_0 A_x H$ の方が約30%大きい。この理由は遊水室に突出したパイプに水塊が衝突することにより、水平力が大きくなったためと思われる。したがって、圧抜孔を遊水室に突出させることは、水平力を増加させるのみで、鉛直上向き力を減少させることにならず、結局堤体重量を増加させる原因となってしまうことになる。

次に、圧抜孔の開口率の違いによる $F_z/w_0 A_z H$ の低減効果を図5.18に示す。 ϵ_s が大きくなると各周期とも $F_z/w_0 A_z H$ は低減する。 $\epsilon_s = 2\%$ の場合は0%の場合に比べて、 $F_z/w_0 A_z H$ の低減率は25～30%となる。 $\epsilon_s = 5\%$ の場合、2%の場合に対する低減率は10～20%である。鉛直上向き力の低減率は、開口率が2%で25～30%にも達するが、それ以上開口率が大きくなると低減率の変化の割合は小さくなる。

最後に、タイプ2, 8を例にとり、 $h = 36\text{ cm}$, $T = 2.4\text{ sec}$, $H = 40.2\text{ cm}$ の場合について、鉛直上向き力が最大になる時の波圧分布を図5.19に示した。両タイプにおける堤体の前壁、斜板に作用する波圧値の差違は大きくない。底版に作用する波圧に関しては、タイプ8の揚圧力はタイプ2より大きく減少している。タイプ2の揚圧力分布は正確には台形であるが、堤体前趾と後趾の揚圧力の差は約10%であり、ほぼ矩形分布に近い。一方、タイプ8の揚圧力は三角形分布となる。

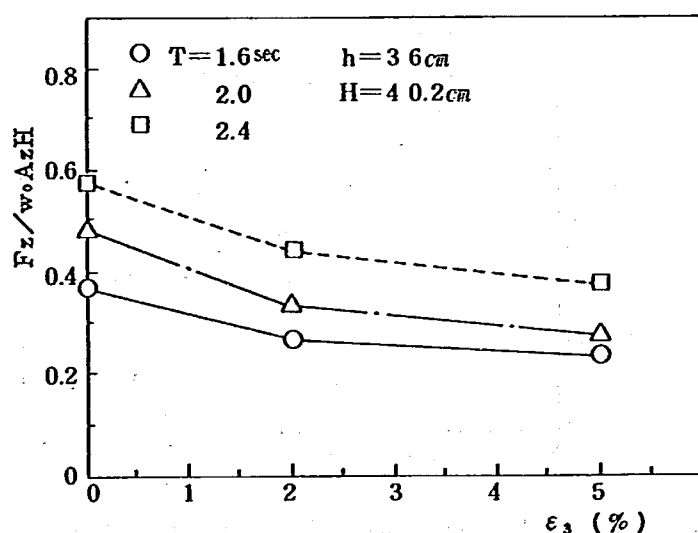


図5.18 圧抜孔の開口率 ϵ_s と平均鉛直波圧強度 $F_z/w_0 A_z H$ の関係
($h = 36\text{ cm}$, $H = 40.2\text{ cm}$)

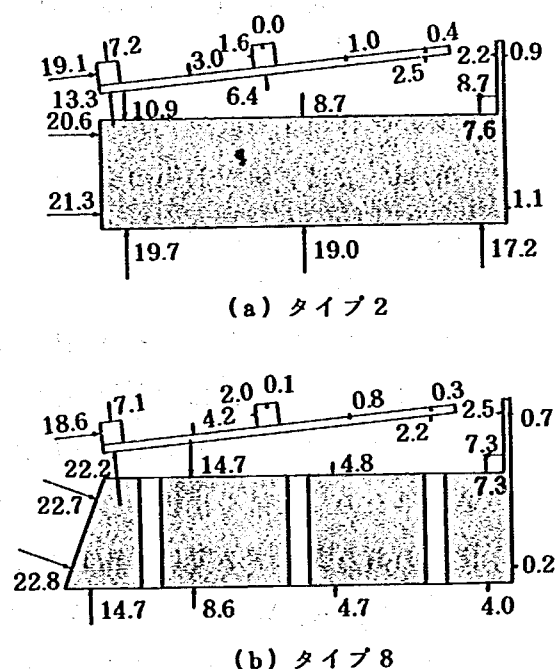


図5.19 鉛直上向き力が最大になる時の波圧分布 ($h = 36\text{ cm}$, $T = 2.4\text{ sec}$, $H = 40.2\text{ cm}$)

(6) 作用波力に対する堤体前面傾斜角の影響

前報²⁾の滑動実験では、前面壁に作用する水平力を鉛直下向きの成分に変え、構造物に作用する鉛直上向き力を小さくするために、堤体前面壁を傾斜させた。ここでは、前面壁の傾斜角度 θ と作用波力の関係をさらに詳しく調べるために、 θ を 10° 、 20° 、 30° と変化させ、堤体に作用する水平力、鉛直力の最大値を求めた。

前面壁の傾斜角度 θ が $F_x/w_0 A_x H$ および $F_z/w_0 A_z H$ に及ぼす影響を図5.20、5.21に示す。 $\theta = 20^\circ$ の場合を除いて、 θ が大きくなると、 $F_x/w_0 A_x H$ は低減するが、その減少の割合は大きくない。一方、 $F_z/w_0 A_z H$ は、 θ が大きくなるにつれて減少し、その減少の割合は傾斜角度に比例している。

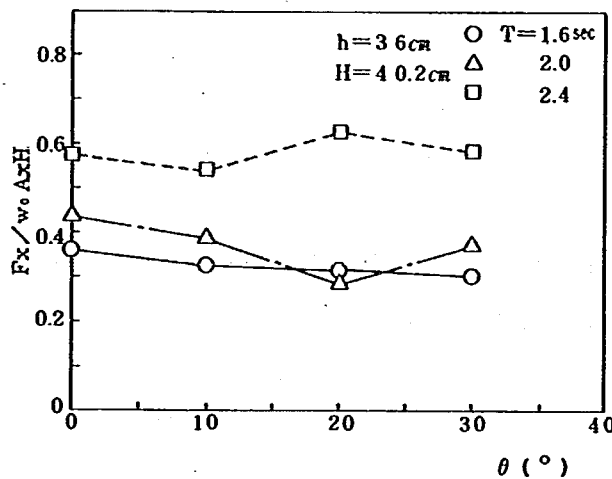


図 5.20 前面壁の傾斜角度 θ が平均水平波圧強度 $F_x/w_0 A_x H$ に及ぼす影響 ($h=36$ cm, $T=2.4$ sec, $H=40.2$ cm)

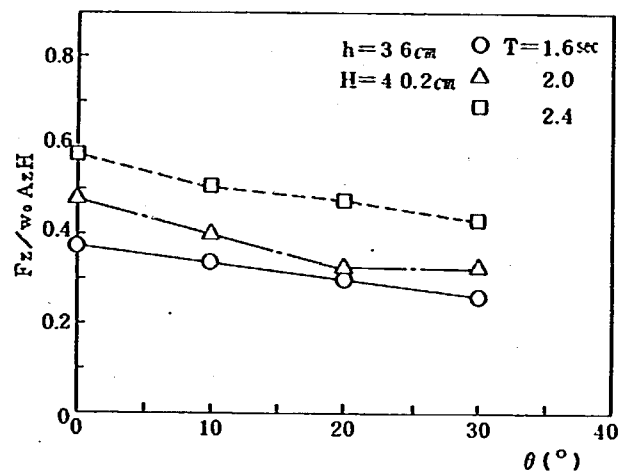


図 5.21 前面壁の傾斜角度 θ が平均鉛直波圧強度 $F_z/w_0 A_z H$ に及ぼす影響 ($h=36$ cm, $T=2.4$ sec, $H=40.2$ cm)

(7) 突起に作用する波力

前報²⁾では、斜板前側の突起を撤去すると滑動限界重量が10%程度低減することを明らかにした。

斜板前側の突起が $F_x/w_0 A_x H$ に及ぼす影響を調べるために、突起を撤去したタイプ7と突起のあるタイプ2に作用する水平力の最大値を比較した(図5.22)。突起のあるタイプ2では、 B/L が小さくなると $F_x/w_0 A_x H$ が増加する傾向があるが、突起のないタイプ7では、 $F_x/w_0 A_x H$ は約0.35とあまり B/L に依存しない。また、両者の水平力の差違は、 B/L

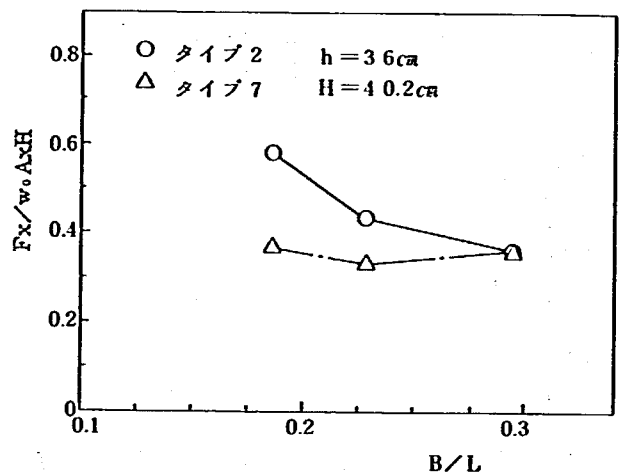


図 5.22 斜板前側の突起が平均水平波圧強度 $F_x/w_0 A_x H$ に及ぼす影響 ($h=36$ cm, $T=2.4$ sec, $H=40.2$ cm)

L が小さいほど大きい。

(8) 各模型タイプに作用する波力の比較

各タイプに作用する波力を比較するために、タイプ 2, 5, 6, 8 に作用する水平、鉛直波力より $F_x/w_0 A_x H$, $F_z/w_0 A_z H$ の最大値の平均を求め、図 5.23, 5.24 に示した。各タイプの $F_x/w_0 A_x H$ は、ほぼ同じ値を有する。当然のことながら、堤体の底版に圧抜孔を設けても水平力を低減する効果はない。一方、 $F_z/w_0 A_z H$ について、各タイプで顕著な傾向が

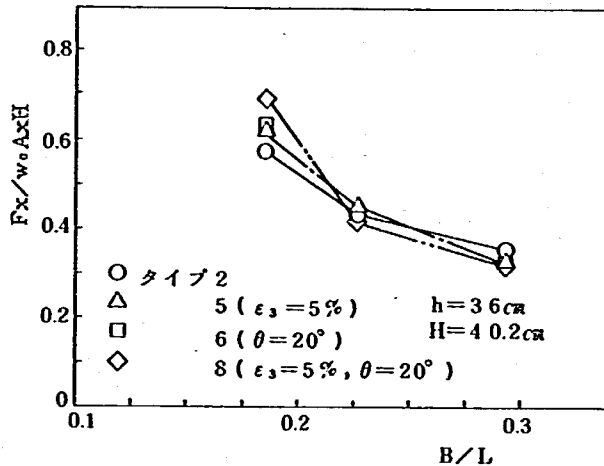


図 5.23 各波力低減対策工に作用する平均水平波圧強度 $F_x/w_0 A_x H$ ($h=36$ cm, $T=2.4$ sec, $H=40.2$ cm)

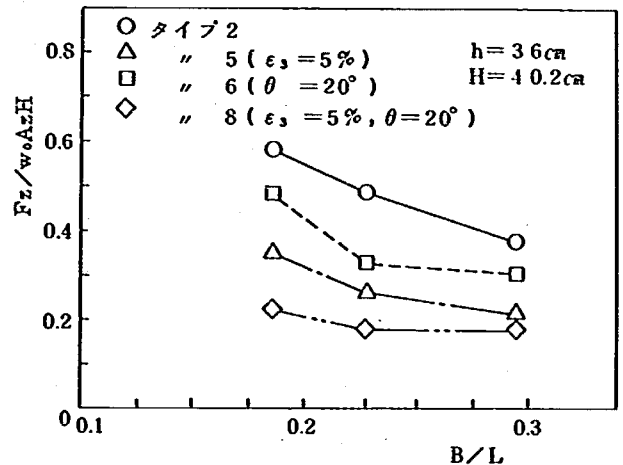


図 5.24 各波力低減対策工に作用する平均鉛直波圧強度 $F_z/w_0 A_z H$ ($h=36$ cm, $T=2.4$ sec, $H=40.2$ cm)

みられる。すなわち、タイプ 2 と比較して、タイプ 5, 6, 8 の鉛直上向き力はそれぞれ 40~45%, 20~30%, 50~60% 低減されている。堤体の底版に圧抜孔を取り付ければ、鉛直上向き力を大きく低減することができることが明らかである。次に、式 (5.1) および図 5.23, 5.24 に示したデータをもとに、無次元化された滑動限界水中重量 $W_c/w_0 A_z H$ を算定した (図 5.25)。圧抜孔の付いたタイプ 8 の $W_c/w_0 A_z H$ はタイプ 2 のそれと比較して 30~40% の低減が見られる。したがって、堤体底版に圧抜孔を設ければ堤体重量を低減でき、経済的な構造となることがわかる。

5.3.2 タイプ 2, 8 の設計波力

前節の議論により、底版に圧抜孔を設けたタイプ 8 はかなり安定性が良くなることがわかった。そこで、このタイプ 8 とタイプ 2 とを選んで、波高、周期の変化に対する水平力、鉛直力および波圧分布値を詳細

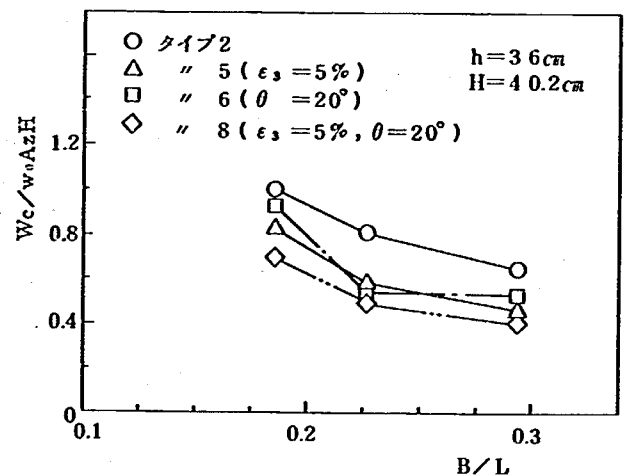


図 5.25 各波力低減対策工の堤体の単位面積、単位波高当たりの必要堤体水中重量 $W_c/w_0 A_z H$ ($h=36$ cm, $T=2.4$ sec, $H=40.2$ cm)

に調べることとした。

(1) 堤体の滑動に対する安全性が最も低くなる時の水平力，鉛直力

タイプ2について，堤体に対する安全性が最も低くなる時，すなわち波が堤体前面壁に衝突する時に発生する水平力，鉛直力のピーク値について明らかにする。 $h = 36 \text{ cm}$ の場合における波高 H と平均水平波圧 F_x/A_x のピーク値の関係を図5.26に示す。ここに， F_x/A_x の符号は，波の進行方向に作用する波力を正とし，また，堤体に作用する水平力の把握が容易なように， F_x/A_x を $w_0 H$ で割った波圧強度を示した。各周期とも， H が大きくなると F_x/A_x は増加する。その増加の割合は， $H > 25 \text{ cm}$ において大きくなっている。一方， $H \leq 25 \text{ cm}$ の条件で堤体に作用する平均水平波圧 F_x/A_x は， $(0.2 \sim 0.3) w_0 H$ である。 $T = 1.6, 2.0, 2.4 \text{ sec}$ の場合は，周期が長くなると水平力も大きくなるが， $T = 2.8 \text{ sec}$ では，波が水路斜面上で碎波しないため $T = 2.4 \text{ sec}$ の場合よりも水平力が小さい。

水平波力の発生状況を理解するには，波が構造物に作用する状況を水面形の変化から調べることが望ましい。そこで， $h = 36 \text{ cm}$ ， $T = 2.0 \text{ sec}$ の場合に波高が20，25，30，41.2 cmを例にとり，堤体に最大水平波力が作用する時の波形を，ビデオを用いてスケッチした（図5.27）。

$H \leq 25 \text{ cm}$ の場合，波は堤体上で碎波しないため衝撃的な波力は作用しないが， $H \geq 30 \text{ cm}$ の場合，波面が堤体前面に激しく衝突し，衝撃的な波力が作用した（写真5.4参照）。このような理由より $H \geq 25 \text{ cm}$ では， F_x/A_x の増加の割合が大きくなる。

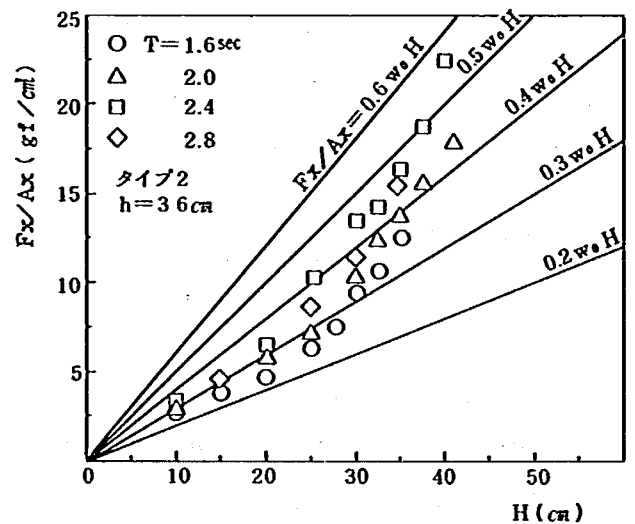


図5.26 波高 H と堤体の滑動に対する安全性が最も低くなる時の平均水平波圧 F_x/A_x の関係（タイプ2， $h = 36 \text{ cm}$ ）

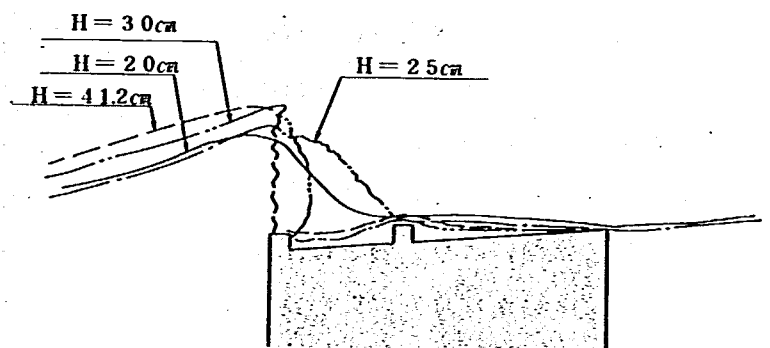


図5.27 堤体に作用する波の変化の状況（タイプ2， $h = 36 \text{ cm}$ ， $T = 2.0 \text{ sec}$ ）



写真 5.4 波の作用状況 (タイプ 2, $h = 36 \text{ cm}$, $T = 2.0 \text{ sec}$, $H = 35 \text{ cm}$)

次に、タイプ2に作用する鉛直力について述べる。 $h = 36 \text{ cm}$ の場合の波高 H と平均鉛直波力 F_z/A_z の関係を、鉛直上向き波力を正として図 5.28 に示した。 F_z/A_z は $(0.4 \sim 0.6) w_0 H$ の範囲に分布しており、 F_x/A_x (図 5.26 参照) と同程度の波力が作用することがわかる。各周期の場合とも F_z/A_z は H に比例して単調に増加しており、 F_x/A_x と H の関係にみられた $H \geq 25 \text{ cm}$ での波力の急激な増加の傾向はみられない。

タイプ2に作用する水平・鉛直波力の特性は明らかになった。そこで、 F_x 、 F_z の測定値より式 (5.1) を用いて滑動限界水中重量 W_c を算定し、更に W_c/A_z を図 5.29 に示した。 W_c/A_z は $(0.6 \sim 1.0) w_0 H$ の範囲にあることがわかる。

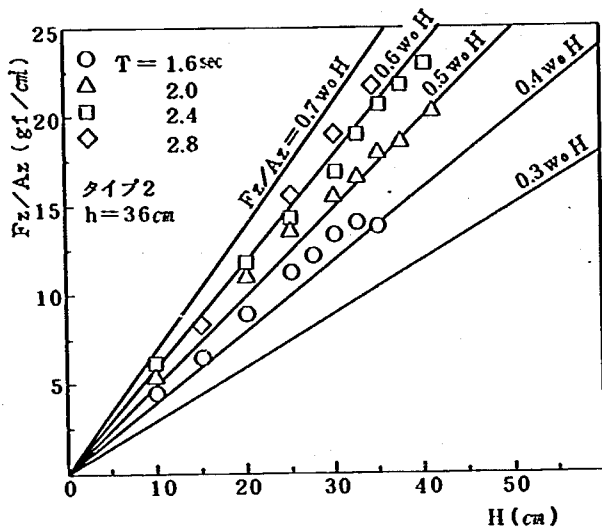


図 5.28 堤体の滑動に対する安全性が最も低くなる時の平均鉛直波圧 F_z/A_z と波高 H の関係 (タイプ2, $h = 36 \text{ cm}$)

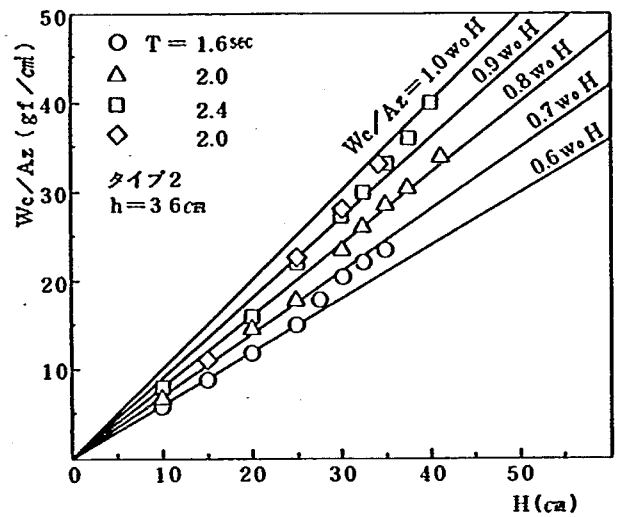


図 5.29 単位面積当たりの滑動限界水中重量 W_c/A_z と波高 H の関係 (タイプ2, $h = 36 \text{ cm}$)

同様にして、H. W. L. 時を想定した $h = 48 \text{ cm}$ の場合について、 F_x/A_x および F_z/A_z と H の関係を図 5.30, 5.31 に示す。 F_x/A_x は、 $(0.2 \sim 0.4) w_0 H$ の範囲に分布してい

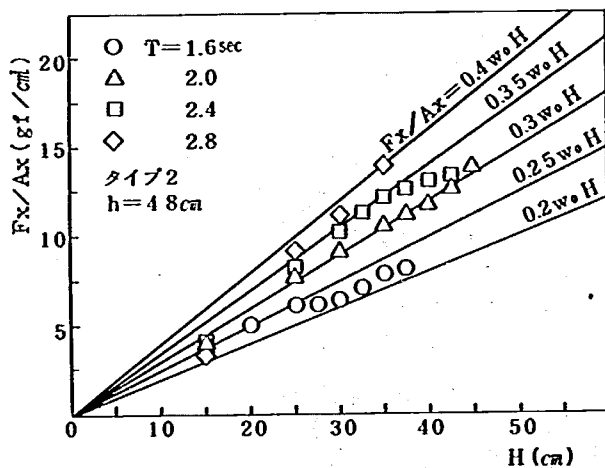


図 5.30 堤体の滑動に対する安全性が最も低くなる時の平均水平波圧 F_x/A_x と波高 H の関係 (タイプ2, $h = 48 \text{ cm}$)

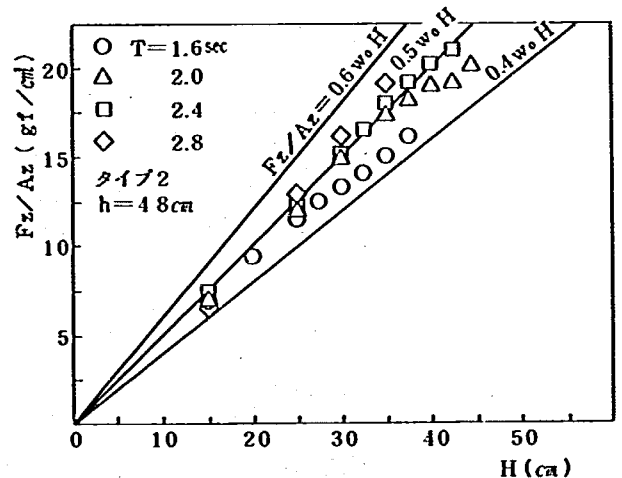


図 5.31 堤体の滑動に対する安全性が最も低くなる時の平均鉛直波圧 F_z/A_z と波高 H の関係 (タイプ2, $h = 48 \text{ cm}$)

る。 $h = 36 \text{ cm}$ の場合 (図 5. 26) と比較したとき、 $H \leq 25 \text{ cm}$ の範囲の F_x / A_x の変化状況はほぼ同一であるが、水深が増加したために、 $H > 30 \text{ cm}$ では F_x / A_x の絶対値が小さく、またその変化割合も小さくなった。 F_z / A_z は $(0.4 \sim 0.6) w_0 H$ の範囲に分布しており、潮位の低い $h = 36 \text{ cm}$ の場合 (図 5. 29) とほぼ同程度の値を示す。

$h = 48 \text{ cm}$ 、 $T = 2.0 \text{ sec}$ について、波高が 25, 35 cm の場合を例にとり、堤体に最大水平波力が作用する時の波形を、ビデオを用いてスケッチした (図 5. 32)。波は堤体上を乗り越えるように透過し、 $h = 36 \text{ cm}$ の場合 (図 5. 27) と比較すると、堤体には衝撃的な波力が作用しないことがわかる。

水深 h の変化に対する W_c / A_z の差違を調べるために、水深 h をパラメータとしてタイプ 2 における W_c / A_z と H の関係を図 5. 33 に示す。 $h = 36 \text{ cm}$ の場合、周期 2.0, 2.4 sec いずれの条件でも $H \leq 25 \text{ cm}$ で W_c / A_z の増加の割合が大きくなるが、 $h = 48 \text{ cm}$ の場合は、逆に $H \geq 35 \text{ cm}$ で W_c / A_z の増加の割合が小さくなっている。また、水深の違いによる W_c / A_z の低減の割合は、 $T = 2.0 \text{ sec}$ の場合よりも $T = 2.4 \text{ sec}$ の場合の方が大きい。

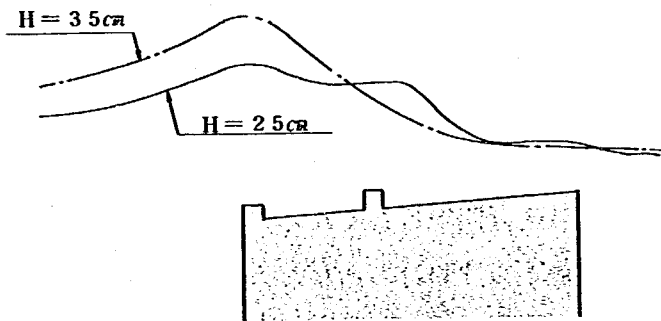


図 5. 32 堤体に作用する波の変化の状況 (タイプ 2, $h = 48 \text{ cm}$, $T = 2.0 \text{ sec}$)

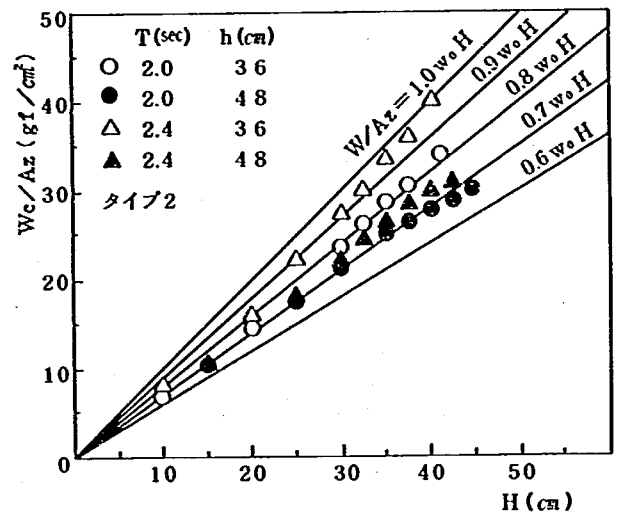


図 5. 33 単位面積当たりの滑動限界水中重量 W_c / A_z と波高 H の関係 (タイプ 2)

次に、タイプ 8 の模型で水深 h を 36, 48 cm と変えた場合の結果について記す。まず、 $h = 36 \text{ cm}$ の場合の F_z / A_z と H の関係を図 5. 34 に示す。ただし、タイプ 8 に作用する水平力はタイプ 2 の場合 (図 5. 26) とほぼ同様なため省略した。 F_z / A_z は $(0.1 \sim 0.25) w_0 H$ であり、圧抜孔の効果によりタイプ 2 に作用する鉛直力 (図 5. 28) よりも 30~40% 小さくなった。さらに、圧抜孔の W_c に及ぼす効果を知るために、タイプ 2, 8 の W_c / A_z を図 5. 35 で比較した。タイプ 8 の W_c / A_z は、タイプ 2 の W_c / A_z よりも 40~50% 程度低減していることがわかる。

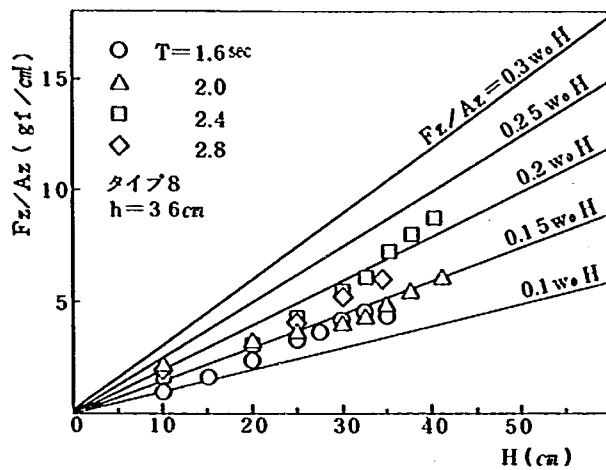


図 5.34 堤体の滑動に対する安全性が最も低くなる時の平均鉛直波圧 F_z/A_z と波高 H の関係 (タイプ 8, $h = 36$ cm)

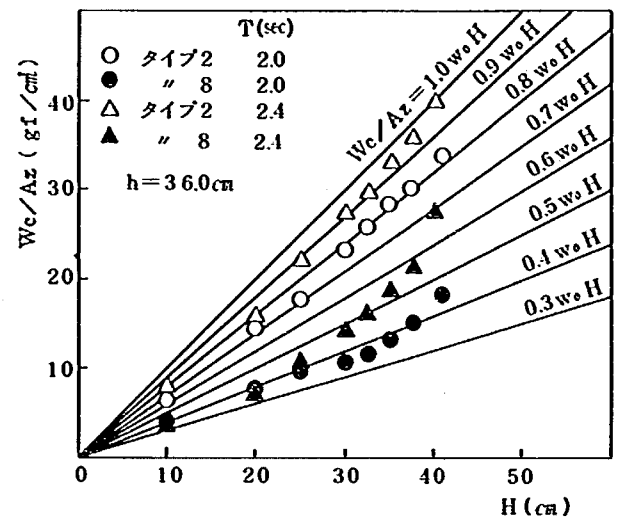


図 5.35 タイプ 2, 8 の単位面積当たりの滑動限界水中重量 W_c/A_z の比較 ($h = 36$ cm)

(2) 地盤の支持力に対する安全性が最も低くなる時の水平力, 鉛直力

$T = 2.0$ sec, $h = 36, 48$ cm の場合において, 鉛直下向き波力が最大となる時刻での波の空間波形を図 5.36 に示す。波の打ち込み状況は $h = 36$ cm と $h = 48$ cm で異なる。 $h = 36$ cm の場合, 波の打ち込み距離は, 堤体による強制碎波の影響と水路斜面による碎波の影響で複雑に変化する。実験中の観察によれば, H が 20, 25, 30 cm の場合, 波は水路斜面上で碎波せず, 堤体により強制碎波する。このため, H が 20, 25, 30 cm と大きくなると, 碎波による水塊の水平方向の運動量も大きくなるため, 打ち込み距離は長くなる。しかし, $H = 37.5$ cm では, 波が堤体前方で巻き波となり, その位置から波が打ち込むため, 水塊が斜板に衝突する位置は $H = 30$ cm の場合よりも沖側である。 $H = 41.2$ cm では, 水平方向の運動量が $H = 37.5$ cm の場合よりも大きいため, 堤体前方で波が碎波するにもかかわらず, 波の打ち込み位置は最も岸側となることがわかる。

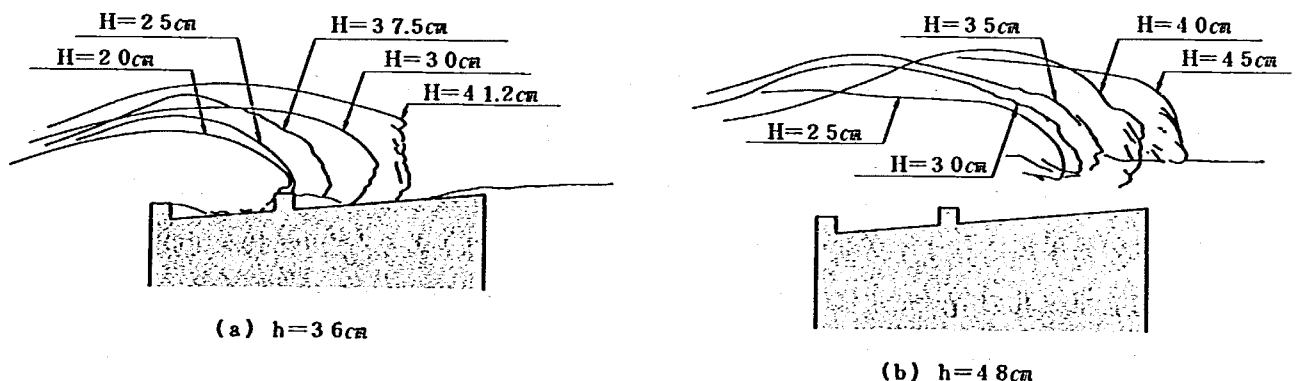


図 5.36 波高 H の変化が波の打ち込み状況に及ぼす影響 (タイプ 2, $T = 2.0$ sec)

これに対して、 $h = 48 \text{ cm}$ の場合、波は堤前では碎波せず、斜板上で碎波するため、波高の増加と共に波の打ち込み距離は大きくなる。以上の点より、 $h = 36 \text{ cm}$ の場合、波が斜板に衝突する時に発生する水平力、鉛直力は波高によって大きく異なり、ばらつきも大きいことが予想される。

地盤の支持力に対する安全性が最も低くなるのは、堤体に鉛直下向き力の最大値が作用する場合である。堤体に鉛直下向き力の最大値が作用するのは、斜板に大量の水塊が衝突する時である。

タイプ2で $h = 36 \text{ cm}$ としたとき、地盤の支持力に対する安全性が最も低くなる時の F_x/A_x 、 F_z/A_z を図5.37、5.38に示す。 F_x/A_x は $(0.15 \sim 0.4)w_0H$ の範囲に分布し、波高に対するばらつきが大きく、 $H \geq 30 \text{ cm}$ で F_x/A_x の増加の割合が大きくなる。 F_z/A_z は、 $-(0.1 \sim 0.3)w_0H$ の範囲に分布し、 F_x/A_x と同程度の波圧強度が作用する。 F_x/A_x と同様に、 $H \geq 30 \text{ cm}$ で F_z/A_z の絶対値の増加の割合が大きくなる。周期、波高に対する F_z/A_z のばらつきは、 F_x/A_x よりも小さいことがわかる。

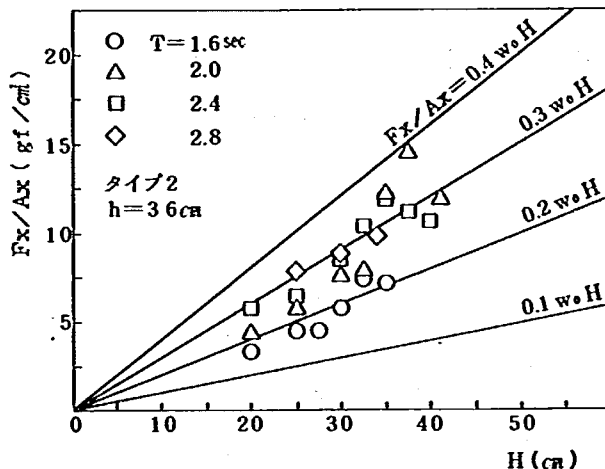


図 5.37 地盤の支持力に対する安全性が最も低くなる時の平均水平波圧 F_x/A_x と波高 H の関係 (タイプ2, $h = 36 \text{ cm}$)

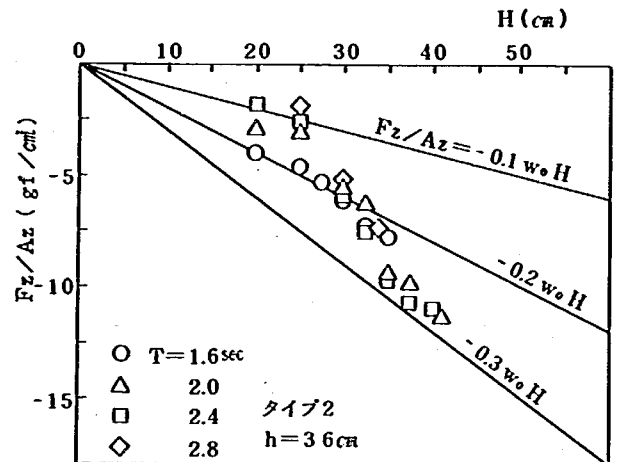


図 5.38 地盤の支持力に対する安全性が最も低くなる時の平均鉛直波圧 F_z/A_z と波高 H の関係 (タイプ2, $h = 36 \text{ cm}$)

次に、タイプ2で水深 h が 48 cm と大きくなった場合の結果について述べる。この場合も F_x/A_x は $h = 36 \text{ cm}$ の場合と同様であったため省略し、 F_z/A_z と H の関係のみ示す (図5.39)。 F_z/A_z は、 $-(0.1 \sim 0.3)w_0H$ の範囲に分布し、 $H \leq 30 \text{ cm}$ では各周期とも鉛直力の増加がほとんどみられないが、 $H > 30 \text{ cm}$ では鉛直力の増加の割合が大きくなる。

以上により、タイプ2の場合の F_x/A_x 、 F_z/A_z の特徴は明らかになった。そこで次にタイプ8について、地盤の支持力に対する安全性が最も低くなる時の F_z/A_z を図5.40に示す。 F_z/A_z は、タイプ2の場合 (図5.39) と比較して絶対値が増加していることがわかる。

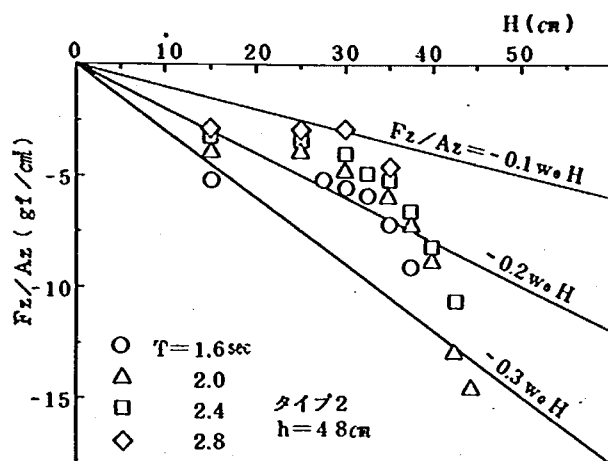


図 5.39 地盤の支持力に対する安全性が最も低くなる時の平均鉛直波圧 F_z/A_z と波高 H の関係 (タイプ 2, $h = 48 \text{ cm}$)

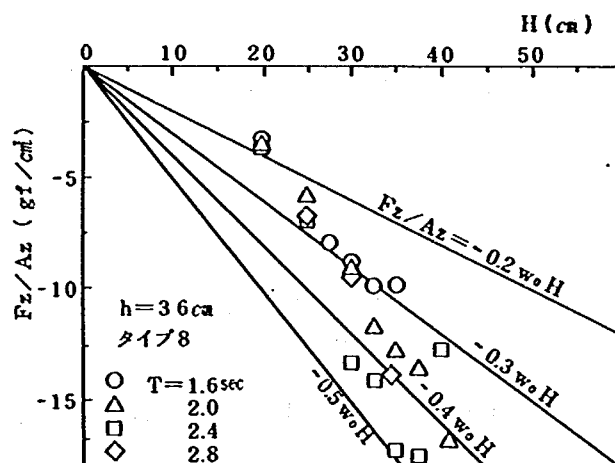
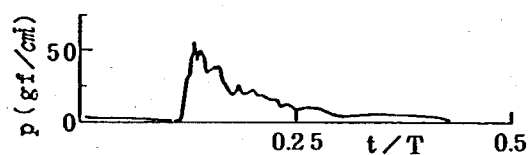


図 5.40 地盤の支持力に対する安全性が最も低くなる時の平均鉛直波圧 F_z/A_z と波高 H の関係 (タイプ 8, $h = 36 \text{ cm}$)

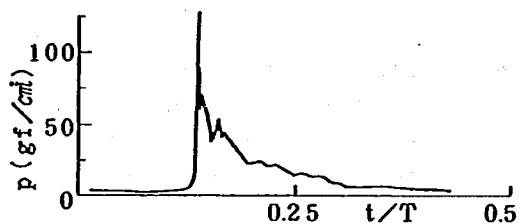
5.3.3 堤体に作用する部材波圧

(1) 波圧波形

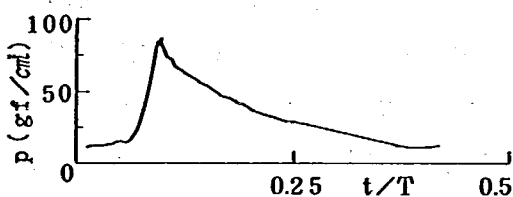
タイプ 2 を例にとり、各部材に取り付けた波圧計の測定記録例として、PU 5 (斜板中央部)、PF 3 (前面壁下部) の波圧波形を図 5.41、5.42 に示す。波高 H 、水深 h の違いに



(a) $h = 36 \text{ cm}$, $H = 25 \text{ cm}$ (PU 5)

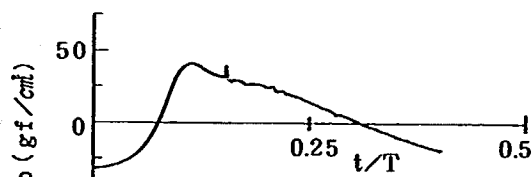


(b) $h = 36 \text{ cm}$, $H = 40.2 \text{ cm}$ (PU 5)

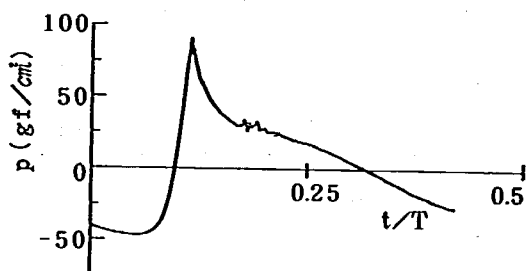


(c) $h = 48 \text{ cm}$, $H = 42.5 \text{ cm}$ (PU 5)

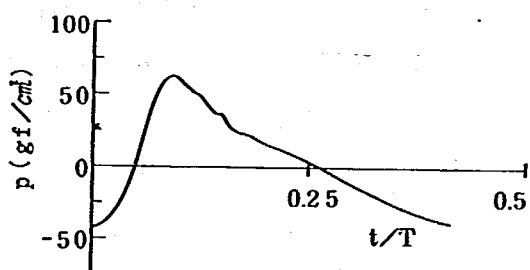
図 5.41 波圧計 PU 5 の測定記録 (タイプ 2, $T = 2.4 \text{ sec}$)



(a) $h = 36 \text{ cm}$, $H = 25 \text{ cm}$ (PF 3)



(b) $h = 36 \text{ cm}$, $H = 40.2 \text{ cm}$ (PF 3)



(c) $h = 48 \text{ cm}$, $H = 42.5 \text{ cm}$ (PF 3)

図 5.42 波圧計 PF 3 の測定記録 (タイプ 2, $T = 2.4 \text{ sec}$)

よる波圧波形の違いを示すために、周期 T は 2.4 sec と一定にして、水深 h と波高 H の組み合わせを変えた場合について、波圧波形を比較した。PU5 については、斜板上で砕波した水塊が衝突するため、波高や水深によって作用波圧は大きく異なる。 $h = 36 \text{ cm}$ の場合、 $H = 25 \text{ cm}$ では衝撃砕波圧は作用していないが、 $H = 40.2 \text{ cm}$ では衝撃砕波圧が作用しており、波圧の最大値は約 2.6 倍になっている。一方、 $h = 48 \text{ cm}$ の場合は、 $H = 42.5 \text{ cm}$ でも衝撃砕波圧は作用していない。PF3 については、 $H = 40.2 \text{ cm}$ の場合は $H = 25 \text{ cm}$ の場合と比較して、波圧波形が鋭く立ち上がり、波圧の最大値は約 2 倍になっている。 $h = 48 \text{ cm}$ 、 $H = 42.5 \text{ cm}$ の場合、PU5 と同様に衝撃砕波圧は作用していない。

(2) 波圧分布

タイプ 2, 8 の各部材の波圧の測定結果 (図 5.19) によれば、タイプ 2, 8 の堤体の前面壁、斜板、遊水室に作用する波圧は同様であった。そこで以下ではタイプ 2 のみの波圧分布を示す。

$h = 36 \text{ cm}$ 、 $H = 40.2 \text{ cm}$ 、 $T = 2.4 \text{ sec}$ の場合について、水平力最大時 ($F_x \text{ MAX}$ 時)、鉛直上向き力最大時 ($F_z \text{ MAX}$ 時)、鉛直下向き力最大時 ($-F_z \text{ MAX}$ 時) の同時波圧分布および各波圧の最大値 ($P \text{ MAX}$) を図 5.43 に示す。ここに、図中の数値は矢印の位置における波圧値を示している。 $F_x \text{ MAX}$ 時と $F_z \text{ MAX}$ 時の波圧分布は、両者の位相差が小さいため類似している。

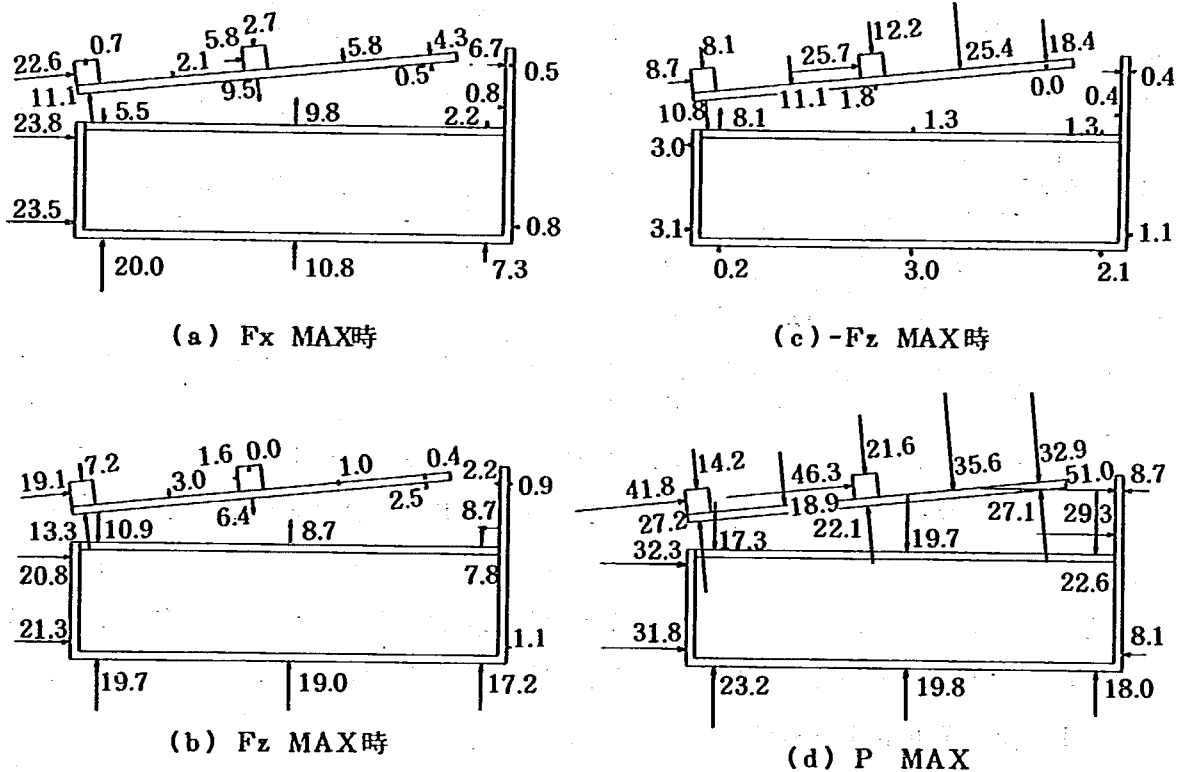


図 5.43 波圧分布 (タイプ 2, $h = 36 \text{ cm}$, $H = 40.2 \text{ cm}$, $T = 2.4 \text{ sec}$)

堤体前面壁に作用する波圧分布は、両者ともほぼ一様分布である。一方、底版に作用する波圧分布は、 F_z MAX時にはほぼ矩形分布となるが、 F_x MAX時には台形分布となる。しかし、先に述べたように、堤体の滑動に対する安全性が最も低くなるのは、水平力と鉛直上向き力の最大値を用いて堤体重量を算定した時であるから、堤体の滑動安定性の検討において、水平力、鉛直上向き力とも矩形分布を適用してよい。また、 F_x MAX時と F_z MAX時に斜板、遊水室内に作用する波圧は、前面壁、底版に比べて小さい。これとは逆に、 $-F_z$ MAX時には、斜板に大きな鉛直下向きの波圧が作用しているが、前面壁、底版に作用する波圧は小さいことが分かる。

(3) 各部材の波圧値

タイプ2について、周期の変化が部材波圧に及ぼす影響を調べるために、 $h = 36$ cmの場合についてPF3（前面壁下側）、PD1（底版沖側）の最大波圧値を図5.44、5.45に示す。図中の符号は、波圧計を圧縮する力を正とした。周期に対する波圧値の差は波高が大きくなると増加するが、その差は $(0.1 \sim 0.15) w_0 H$ 程度と小さい。また、波圧の負値は、正值よりも周期に対する違いが小さいことがわかる。

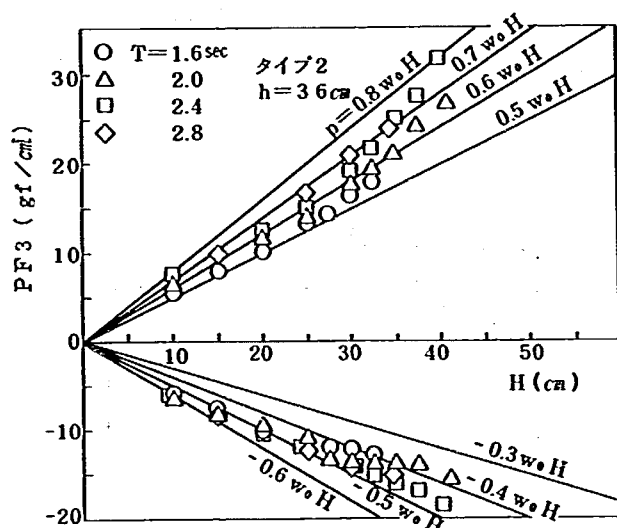


図 5.44 周期の変化が部材波圧値に及ぼす影響 (タイプ2, $h = 36$ cm, PF3)

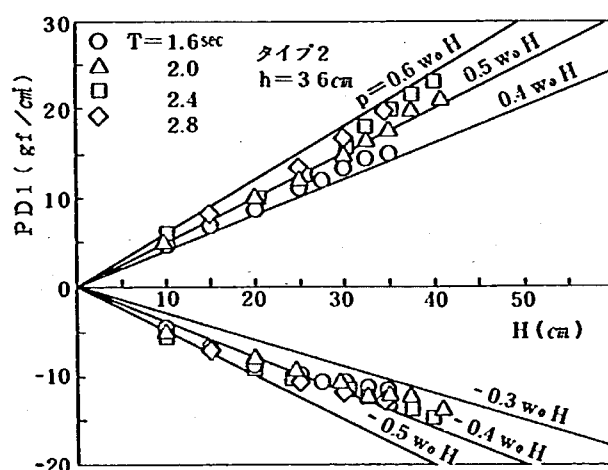


図 5.45 周期の変化が部材波圧値に及ぼす影響 (タイプ2, $h = 36$ cm, PD1)

$h = 36$ cm, $T = 2.4$ sec の条件下において、タイプ2の各部に作用する最大波圧値について論ずる。最初に、堤体前面壁の波圧計PF1, PF2, PF3の最大波圧値を図5.46に示す。各部の波圧の正值はほぼ同様な値を持っており、堤体前壁に作用する波圧は、矩形分布とみなしてよいことがわかる。その波圧の最大値は、 $H \geq 35$ cmでは $P \approx 0.7 w_0 H$, $H > 35$ cmでは $P \approx 0.9 w_0 H$ である。また、波圧の負値については、静水面に近いPF1の方が、PF2, PF3よりも絶対値が小さくなる。

次に、堤体底版の波圧計PD1, PD2, PD3の最大波圧値を図5.47に示す。底版の沖側と岸側の波圧の差異は、 $(0.1 \sim 0.15) w_0 H$ 程度であり、底版の設計波圧は、鉛直上向き力については $P \approx 0.6 w_0 H$, 鉛直下向き方向については $P \approx -0.4 w_0 H$ とすれば良い。

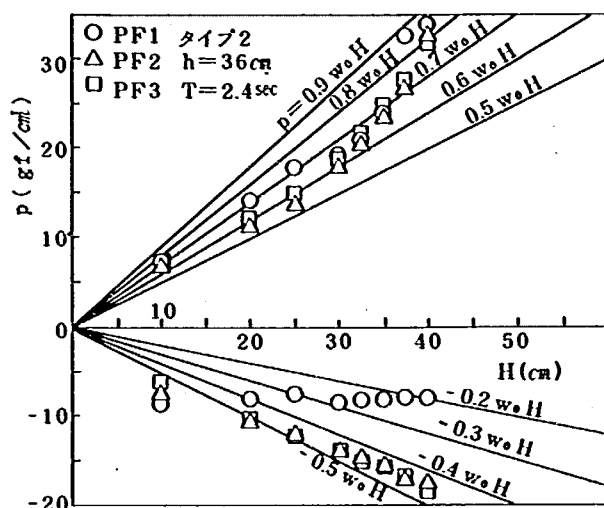


図 5.46 堤体前面壁に作用する最大波圧値
(タイプ 2, $h = 36 \text{ cm}$, $T = 2.4 \text{ sec}$)

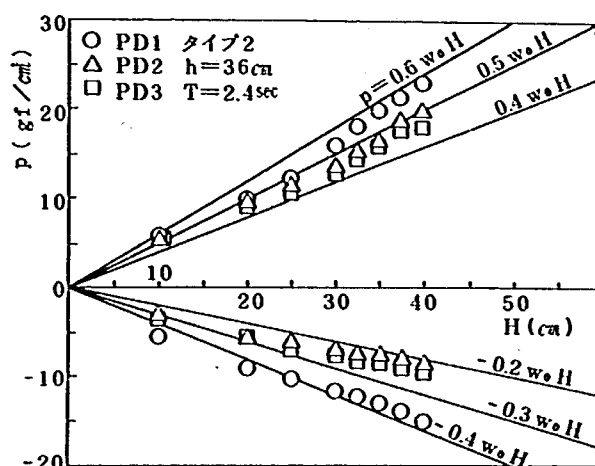


図 5.47 堤体底版に作用する最大波圧値
(タイプ 2, $h = 36 \text{ cm}$, $T = 2.4 \text{ sec}$)

斜板には上面から波力が作用すると同時に、遊水室内の下面からも波力が作用するため、斜板の表裏に取り付けられた波圧計の差圧 $PU1-PI1$, $PU4-PI2$, $PU6-PI3$ の最大値をプロットした(図 5.48)。符号は、斜板に鉛直下向きに作用する波圧を正とした。斜板上には、砕波した水塊が激しく衝突する。しかし、水塊の打ち込み位置は、波高、周期によって異なるため、波圧値は大きくばらついている。斜板上の沖側に位置する点の方が岸側に位置する点よりも小さい波高で波圧がピークとなる傾向がある。したがって、斜板の部材設計にあたっては、現地で頻繁に来襲する波高 5～6 m 程度の波浪でも、斜板上の沖側に位置する点の鉛直下向き波圧値がピークに達し、 $1.4 w_0 H$ 程度の波圧値が作用する場合があるので注意を要する。鉛直上向き波圧値 P については、斜板上の位置により異なるが、 $0.8 w_0 H$ とすれば部材設計上問題はないと思われる。

同様にして遊水室内の中間床版の波圧計 $PI4$, $PI5$, $PI6$ の波圧値を図 5.49 に示す。波高、周期、中間床版の位置により、鉛直下向き波圧値 P は、 $(0.3 \sim 0.9) w_0 H$ の範

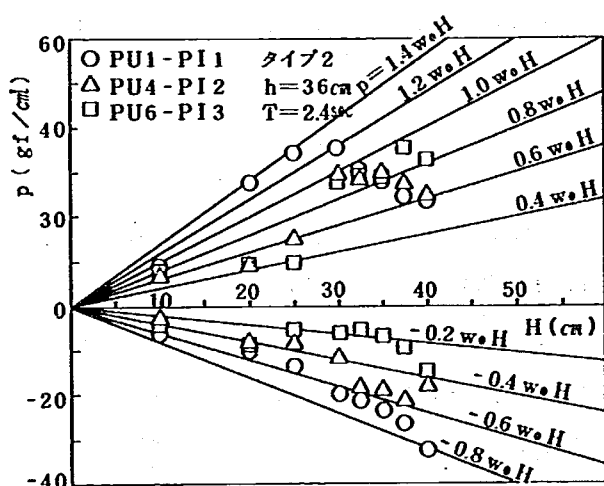


図 5.48 斜板に作用する最大波圧値 (タイプ 2, $h = 36 \text{ cm}$, $T = 2.4 \text{ sec}$)

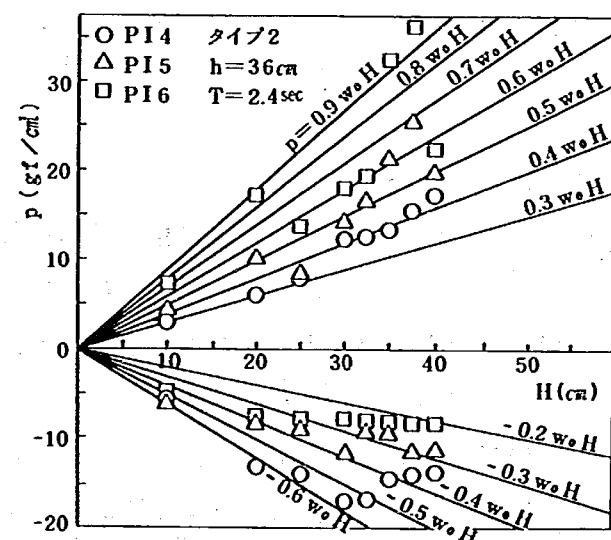


図 5.49 中間床版に作用する最大波圧値 (タイプ 2, $h = 36 \text{ cm}$, $T = 2.4 \text{ sec}$)

聞にばらついている。鉛直上向き波圧値については、 $0.6 w_0 H$ とすれば部材設計上問題はないと思われる。

最後に、斜板上の突起に取り付けられた波圧計PU3、堤体背面上部の表裏に取り付けられた波圧計PI7、PB1の差圧PI7-PB1および下部に取り付けられた波圧計PB2の波圧を図5.50に示す。突起(PU3)に作用する波圧値Pは、最大 $1.6 w_0 H$ に達する。また、堤体背面上部に作用する波圧の差圧値(PI7-PB1)は、 $H \leq 30 \text{ cm}$ では $P \approx 1.0 w_0 H$ 程度であるが、 $H > 30 \text{ cm}$ では砕波後の水塊が堤体背面に激しく衝突するために、 $1.8 w_0 H$ に達する場合もある。堤体背面の下部(PB2)に作用する波圧値Pは、 $0.2 w_0 H$ と小さい。

同様にタイプ2模型で水深の変化による波圧値の違いを調べるために、波圧計PF3、PD1の波圧値を図5.51に示す。周期Tは2.4 sec、水深は36、48 cmとした。水深の違いによる波圧の正值の差違は、波高が大きくなると増加する。 $h = 48 \text{ cm}$ の場合の波圧値は、 $h = 36 \text{ cm}$ の場合に比べて $(0.1 \sim 0.2) w_0 H$ 程度低減する。波圧の負値については、水深の違いによる波圧値の差は小さい。

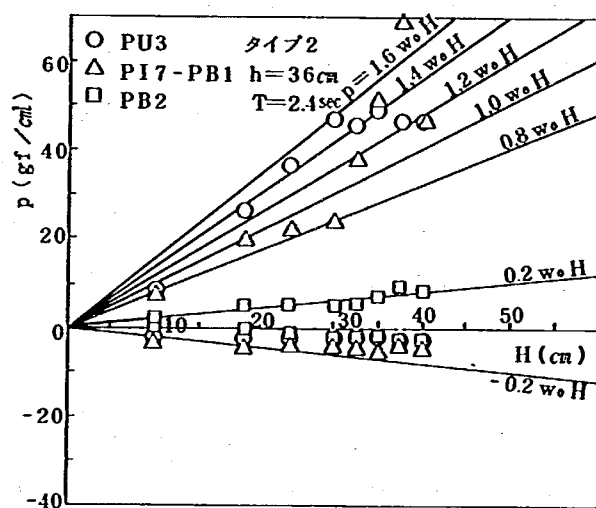


図 5.50 突起，堤体背面上部に作用する最大波圧値（タイプ2， $h = 36 \text{ cm}$ ， $T = 2.4 \text{ sec}$ ）

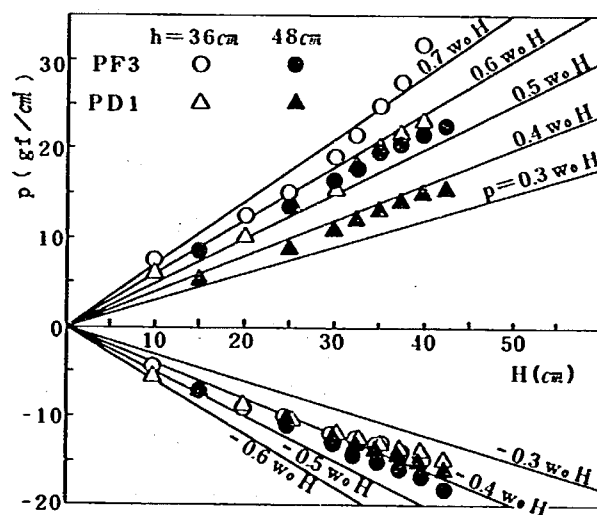


図 5.51 水深の変化が部材波圧値に及ぼす影響（タイプ2）

5.4 ま と め

- ① L.W.L.時を想定した水深 $h = 36 \text{ cm}$ の場合、波高 H が 25 cm 以上になると水平力と鉛直上向き力のピーク値に位相差が現れた。 $H = 40.2 \text{ cm}$ ， $T = 2.4 \text{ sec}$ の場合、この位相差により、鉛直上向き力が最大になる時の水平力は、その前に現れる水平力のピーク値よりも、約30%小さくなった。しかし、滑動実験との比較によると、堤体の滑動安定性を確保するには、水平力のピーク値と鉛直上向き力のピーク値を用いて設計を行うべきであることがわかった。
- ② 堤体の設置位置を変えることにより、波の作用状態の違いが堤体重量の変化に与える影響を調べた。この結果、堤体の設置位置の違いが堤体重量に与える影響は小さいことがわかった。

- ③ 堤体の底版に圧抜孔を取り付けたタイプ5は、圧抜孔のないタイプ2と比較して、堤体に作用する鉛直上向き力を大きく低減することができる。開口率 ϵ_s が0%の場合(タイプ2)と比較して、鉛直上向き力は ϵ_s が2%では25~30%、 ϵ_s が5%では、40~45%低減されることがわかった。また、タイプ2の底版に作用する揚圧力分布は、ほぼ矩形分布に近く、一方、圧抜孔のあるタイプ5、8の揚圧力の分布は三角形分布に近くなった。
- ④ 堤体前面壁の傾斜角を $0 \sim 30^\circ$ に変化させた場合(タイプ6)、傾斜角が大きくなると、堤体に作用する鉛直上向き力は小さくなった。その割合は、 $0 \sim 30^\circ$ では傾斜角度に比例しており、傾斜角度が 20° では、 0° の場合(タイプ2)と比較して、鉛直上向き力は20~30%低減した。一方、堤体に作用する水平力は、傾斜角度が大きくなっても差違は小さかった。
- ⑤ 前面壁の傾斜角 θ を 20° 、圧抜孔の開口率 ϵ_s を5%としたタイプ8は、タイプ2と比較して、水平力は変わらないが、鉛直上向き力を50~60%低減することができた。また、必要堤体水中重量も30~50%低減することができた。
- ⑥ 堤体の滑動に対する安全性が最も低くなる場合の水平力、鉛直力と波高の関係を調べた。平均水平波圧 F_x/A_x は、 $T=1.6 \sim 2.8 \text{ sec}$ 、 $H=10 \sim 40 \text{ cm}$ 、 $h=36 \text{ cm}$ で $(0.2 \sim 0.6) w_0 H$ となった。また、 F_z/A_z は、タイプ2の場合、 $T=1.6 \sim 2.8 \text{ sec}$ 、 $H=10 \sim 40 \text{ cm}$ 、 $h=36 \text{ cm}$ で $(0.4 \sim 0.65) w_0 H$ となった。
- ⑦ 水平力、鉛直力の測定結果より、堤体の滑動安全性が最も低くなる時の堤体重量を算定した。 $T=1.6 \sim 2.8 \text{ sec}$ 、 $H=10 \sim 40 \text{ cm}$ 、 $h=36 \text{ cm}$ の場合、タイプ2の堤体重量は $(0.6 \sim 1.0) w_0 H A_z$ 、タイプ8の堤体重量は $(0.3 \sim 0.7) w_0 H A_z$ となった。
- ⑧ 地盤の支持力に対する安全性が最も低くなるのは、斜板に水塊が激しく衝突するときであり、このとき堤体に鉛直下向き力の最大値が作用する。水平力は、波高、周期によりばらつきが多く、 $T=1.6 \sim 2.8 \text{ sec}$ 、 $H=10 \sim 40 \text{ cm}$ 、 $h=36, 48 \text{ cm}$ の場合、タイプ2に作用する F_x/A_x は $(0.1 \sim 0.4) w_0 H$ であった。一方、 F_z/A_z は $(0.1 \sim 0.3) w_0 H$ の範囲にあった。
- ⑨ 堤体各部に作用する波圧を測定した結果、底版に作用する波圧はタイプ2、8で異なるが、前面壁、斜板、遊水室については作用波圧に違いはなかった。 $T=2.4 \text{ sec}$ 、 $h=36 \text{ cm}$ の場合、タイプ2の前面壁に作用する波圧の正値は $(0.5 \sim 1.0) w_0 H$ 、底版では $(0.4 \sim 0.6) w_0 H$ であった。斜板に作用する波圧は、波の打ち込み位置、波高によって異なり、現地で頻繁に来襲する波高5~6m程度の波浪でも波圧が $1.4 w_0 H$ 程度に達することが明らかになった。

5.5 今後の研究課題

- ① 堤体の設置により生ずる洗掘の特性、および周辺海域の漂砂特性を実験により明らかにするとともに、その予測手法を確立する。
- ② 設計・施工方法を確立するために、SURFの設計・施工マニュアルを作成する。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所河川部海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書(2)，土木研究所資料，No 2510，1987.
- 2) 建設省土木研究所河川部海岸研究室：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 2577，1988.
- 3) 建設省土木研究所河川部海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書(5)，土木研究所資料，No 2609，1988.
- 4) 合田良實：港湾構造物の耐波設計，鹿島出版会，p. 142.，1975.
- 5) 高橋重雄・谷本勝利・鈴木諭司：直立壁に作用する衝撃波圧の発生機構に関する一考察，港研報告，Vol. 22，No 4，pp. 3～31，1983.

第6章 斜板消波潜堤(SURF)の消波性能 と安定性の検討

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇多 高明
	研究員	村井 禎美
		山本 幸次
大成建設(株)技術本部技術研究所		茗ヶ原 義彦
		勝井 秀博
		小山 文男
		中塚 健司
土木本部設計部		清水 正巳
東急建設(株)施工本部土木技術部		蛭川 洋二
		藤川 富夫
		渡会 英明
(株) 間 組 土木本部海洋土木部		湊 隆次郎
		本田 陽一
技術本部技術研究所		沖 政和

6.1 ま え が き

外洋に面した海域の波浪を制御し、静穏域を創成するための海域制御構造物が種々提案されている。本研究では、それらの一つの型式である斜板消波潜堤（SURF）の消波機能、安定性、現地への適用性等について検討する。

前報^{1), 2)}では、対象波浪が $T \leq 14 \text{ sec}$, $0.02 \leq H_0/L_0 \leq 0.04$ の場合について、透過率 $K_T \leq 0.6$, 反射率 $K_R \leq 0.5$ を満足する断面諸元を見出し、その安定性について検討した。本報告では、日本海側の沿岸域を対象とした $T \leq 10 \text{ sec}$, $0.02 \leq H_0/L_0 \leq 0.04$ の波浪条件に対して、上記の消波性能を満足する断面諸元を見出し、その安定性について検討を行ったものである。以下には、本研究で行った消波、滑動実験の結果を示す。

6.2 消 波 実 験

6.2.1 実 験 方 法

実験は、大成建設㈱技術研究所の二次元造波水路を用いて行った（図 6.1 参照）。水路は、全長 47 m、幅 0.8 m、高さ 1.6 m で、水路端にはフラップ式造波装置が設置してある。また、模型堤体背後の水路端には消波装置を設置した。水路内には、高さ 40 cm の水平床を設置し、水平床の造波装置側は 1/20 および 1/50 勾配の複合斜面とした。模型は、斜面法肩より 11.5 m の位置に設置した。

模型の縮尺は 1/25 である。模型の構造諸元を表 6.1 に示す。堤体の斜板幅 B は 56, 64 cm の 2 種類とした。また、没水深 R , 突起の高さ S_1 ・幅 S_2 , 斜板勾配 i_s , 前壁開口率 ϵ_1 , 斜板開口率 ϵ_2 , 前壁傾斜角 θ の諸元は、鳥取県皆生海岸を対象とした試設計³⁾と同一とした。

実験ケースを表 6.2 に示す。水深 h は、L. W. L. 時を対象とした 36.1 cm ($R/h = 0.06$) と

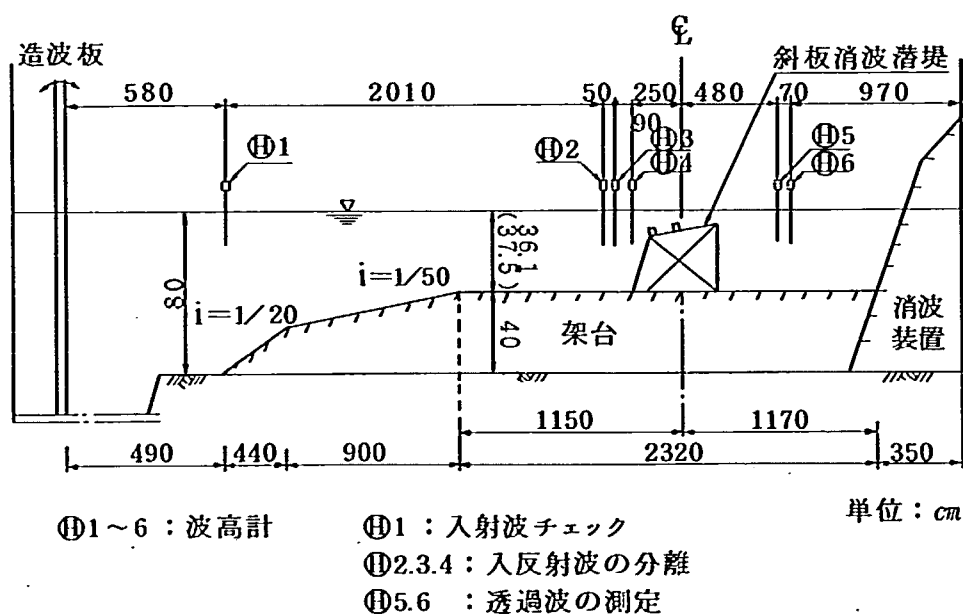


図 6.1 実 験 装 置

表 6.1 構 造 諸 元

諸 元	実 験	現 地	記 号
斜 板 幅 B	56, 64 cm	14, 16 m	
没 水 R 深	2.1, 3.5 cm	0.516, 0.879 m	
突起 高 さ S ₁ 幅 S ₂	3.6 cm	0.9 m	
	4.0 cm	1.0 m	
斜 板 勾 配 is	1/10	1/10	
前 面 開 口 率 ε ₁	10 %	10 %	
斜 板 開 口 率 ε ₂	10 %	10 %	
前 面 傾 斜 θ	70°	70°	
水 深 h	36.1, 37.5 cm	9.016, 9.379 m	

注) 水深hはL. W. L. 時とH. W. L. 時に相当する。

H. W. L. 時を対象とした 37.5 cm ($R/h = 0.09$) である。周期 T は 1.2, 1.6, 2.0 sec の 3 種類とした。波高 H は、各波長に対して沖波波形勾配 H_0/L_0 が 0.02, 0.04 になるように設定した。入射波高 H_I の検定は、波高計 H ④ を用いて、模型を設置しない状態で行った。透過波高 H_T は、波高計 H ⑤, H ⑥ により測定し、平均を取った。透過率 K_T は、 H_T/H_I より算出し、反射率 K_R は、波高計 H ② ~ H ④ から得られたデータを合田らの方法⁴⁾により求めた。

表 6.2 実 験 ケ ー ス

水 深 h (cm)	周 期 T (sec)	波 高 H (cm)	波 長 L (cm)	波 形 勾 配 H/L	沖波波形勾配 H_0/L_0
36.1	1.2	4.0	188	0.021	0.02
		8.0	188	0.043	0.04
	1.6	8.0	272	0.029	0.02
		15.0	272	0.055	0.04
	2.0	13.0	353	0.037	0.02
		20.0	353	0.057	0.04
37.5	1.2	4.0	190	0.021	0.02
		8.0	190	0.042	0.04
	1.6	8.0	276	0.029	0.02
		15.0	276	0.054	0.04
	2.0	12.0	359	0.033	0.02
		21.0	359	0.058	0.04

6.2.2 実験結果

斜板幅 $B = 56 \text{ cm}$ の場合について、透過率 K_T 、反射率 K_R と堤体幅波長比 B/L_0 の関係を図 6.2, 6.3 に示す。 K_T は $0.4 \sim 0.6$, K_R は $0.2 \sim 0.45$ の範囲に分布しており、 $B = 56 \text{ cm}$ とすれば、前述の消波性能を満足することが明らかである。また、沖波波形勾配 H_0/L_0 および没水深 R/h が K_T , K_R に及ぼす影響は次のとおりである。 $B/L_0 \geq 0.14$ では、全般的に B/L_0 が大きくなると K_T は小さくなる。また、 B/L_0 が大きい場合、 H_0/L_0 が小さい方が K_T が小さくなっている。一方、 $B/L_0 \leq 0.14$ では、 H_0/L_0 が 0.02 と小さいときの方が K_T は大きい。これは $B/L_0 \geq 0.14$ の場合と逆の傾向である（図 6.2）。波形勾配が大きくなると、斜板上では砕波によるエネルギー損失が生じ易くなる。そこで、 B/L_0 が小さくなることによる K_T の増加よりも、砕波によるエネルギーロスにより K_T が下がったと考えられる。更に、 R/h の変化による K_T の違いは次のようである。すなわち、 $B/L_0 \geq 0.14$ では、没水深の大きい $R/h = 0.09$ の方が 0.06 の場合よりも K_T が約 0.1 大きい。しかし、 $B/L_0 \leq 0.14$ では K_T の差異は小さい。 K_R については、 R/h および H_0/L_0 の影響による顕著な差異はみられない（図 6.3）。

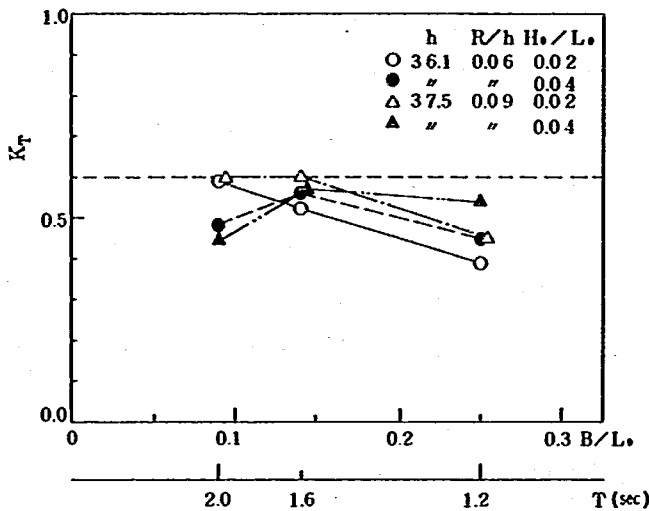


図 6.2 透過率 K_T と堤体幅波長比 B/L_0 の関係 ($B = 56 \text{ cm}$)

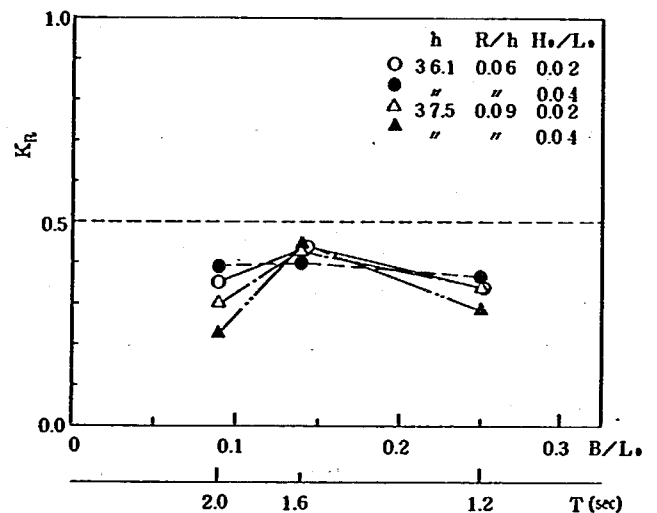


図 6.3 反射率 K_R と堤体幅波長比 B/L_0 の関係 ($B = 56 \text{ cm}$)

透過率 K_T 、反射率 K_R と堤体幅水深比 B/h の関係を図 6.4 に示す。ただし、図中の $B/h = 2.0$ の K_T , K_R は、前報¹⁾の実験結果である。ここに、 $B/h = 1.55, 1.7$ の場合の K_T , K_R は、 $R/h = 0.09$, $h = 37.5 \text{ cm}$ での、また、 $B/h = 2.0$ の場合の K_T , K_R は $R/h = 0.1$, $h = 40 \text{ cm}$ での実験値である。 B/h が大きくなると、各周期の場合とも K_T は減少する。 $B/h = 1.55$ の場合と比較して、 $B/h = 2.0$ の場合は、 K_T が約 0.15 小さくなる。また、周期が長いほど、 K_T は大きくなる。一方 K_R は、 $T = 1.6 \text{ sec}$ の場合を除けばその変化はあまり大きくない。

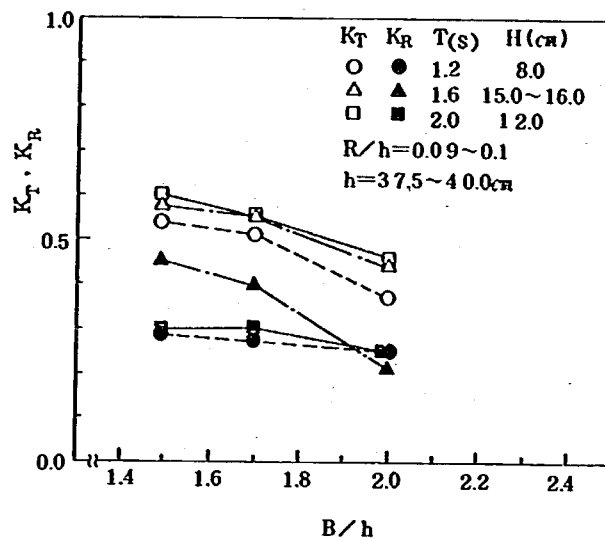


図 6.4 透過率 K_T 、反射率 K_R と堤体幅水深比 B/h の関係

6.3 滑 動 実 験

6.3.1 実 験 方 法

実験は、消波実験と同様に大成建設(株)技術研究所の二次元水路を用いて行った(図 6.5 参照)。水路内に高さ 40 cm の水平床を設置し、水平床の造波装置側は 1/10 勾配の一樣斜面とした。斜面法肩より消波装置側へ 1.4 m の範囲には、碎石を用いて層厚 6 cm のマウンドを構築した。使用した碎石の粒径は 16~21 mm である。この碎石上に堤体を設置し、水槽側面のガラス壁には、堤体の滑動量を測定するためにスケールを取り付けた。滑動量は、滑動状況を記録したビデオより読み取った。また、堤体と碎石の静止摩擦係数を求めるために、水中で水平載荷試験を行った。静止摩擦係数は、堤体が滑動を始める時の水平載荷力と堤体の水中重量の比として求めた。

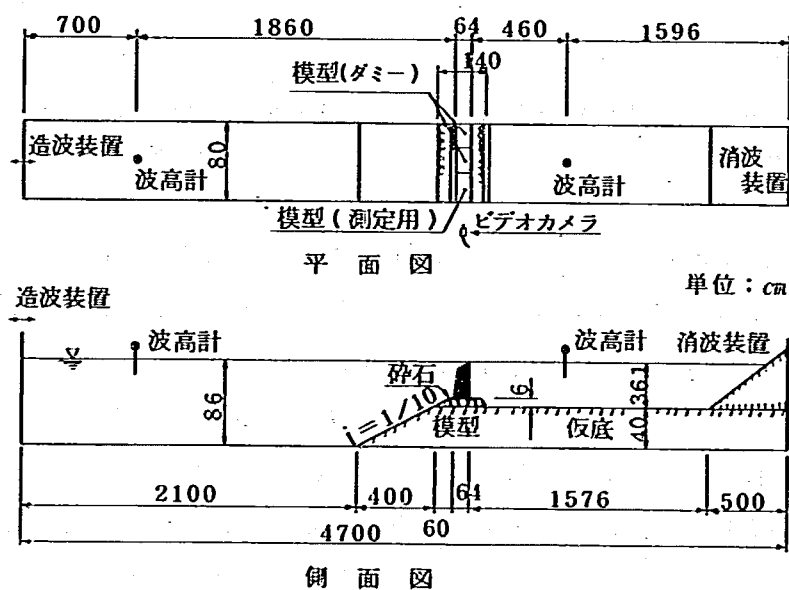


図 6.5 実験装置

模型の縮尺は1/25とした。模型の構造諸元を表6.3に示す。構造諸元は、鳥取県皆生海岸を対象とした試設計³⁾と同一にした。また、実験条件を表6.4に示す。水深 h は、作用波力が大きくなるL.W.L.時とし、 $h = 36.1\text{ cm}$ に設定した。実験で用いた波浪 $T = 2.0\text{ sec}$ 、 $H = 28.5\text{ cm}$ は、皆生海岸における設計対象波浪である。ただし、海底勾配は危険側を考慮して1/10、波高は危険側を考慮して試設計での計画潮位に対する波高とした。

表 6.3 構 造 諸 元

諸 元	実 験	現 地	記 号
斜 板 幅 B	56 cm	14 m	
後面天端高 h_1	28 cm	7 m	
突起 高さ S_1 幅 S_2	3.6 cm	0.9 m	
	4.0 cm	1.0 m	
斜 板 勾 配 i_s	1/10	1/10	
前 壁 開 口 率 ϵ_1	10 %	10 %	
斜 板 開 口 率 ϵ_2	10 %	10 %	
前 壁 傾 斜 角 θ	70 °	72 °	
堤体前面マウンド長 ℓ	40 cm	10 m	
捨 石 重 量 W_s	5 ~ 12 gf /個	50~200kgf/個	
水 深 h	36.1 cm	9.016 m	
没 水 深 R	2.1 cm	0.516 m	

表 6.4 実 験 条 件

	実 験	現 地
海底勾配 i	1/10	1/10
水 深 h	36.1 cm	9.016 m
周 期 T	2.0 sec	10 sec
波 高 H	28.5 cm	7.1 m

6.3.2 実 験 結 果

(1) 静止摩擦係数

堤体が滑動を始める時の水平載荷力 F_H と堤体の水中重量 W の関係を図6.6に示す。図中の点線は、それぞれ静止摩擦係数 μ が0.5, 0.6, 0.7の場合を示す。実験は、堤体の各水中重量に対して7回行った。静止摩擦係数 μ の測定値は、0.5~0.7の範囲でばらついているが、平均的には $\mu = 0.6$ であった。

(2) 滑動状況

波の作用状況を写真 6.1 に示す。波は堤体前方で砕波せず、斜板上で巻き波となり砕波する。実験では、最初に堤体に波を10波程度作用させ、堤体と碎石をなじませた後、再び波を作用させ、滑動量を測定した。堤体の水中重量 W と1波目から10波目までの1波毎の平均滑動量 S_m の関係を図 6.7 に示す。測定は、1 ケースにつき3～4 回行った。図中の曲線は、各プロット値を滑らかに結んだもので、この曲線と横軸の接点は、 $S_m = 0$ となる滑動限界水中重量 W_c を表している。 W が 130 kgf/m 以上では、堤体の天端で 0.5 mm 程度のロッキングはみられるが、滑動は認められなかった。 W が 130 kgf/m 以下で堤体は滑動し、 W が小さくなるほど S_m は急激に増加する。滑動限界水中重量 W_c は 130 kgf/m であり、これを現地換算すると 81 tf/m となる。一方、皆生海岸を対象とした試設計³⁾における堤体の水中重量は 95 tf/m である。したがって、滑動実験の結果より、試設計で検討を行った堤体は、滑動に対して安全であることがわかる。また、堤体の水中重量 95 tf/m を試設計におけ

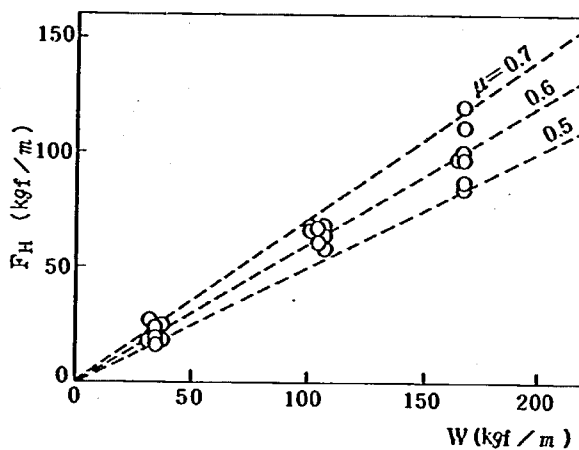


図 6.6 堤体の水中重量 W と水平載荷力 F_H の関係

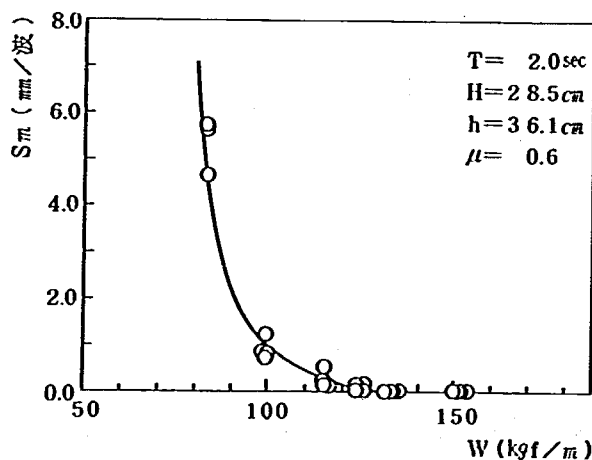


図 6.7 堤体の水中重量 W と平均滑動量 S_m の関係 (L. W. L. 時)

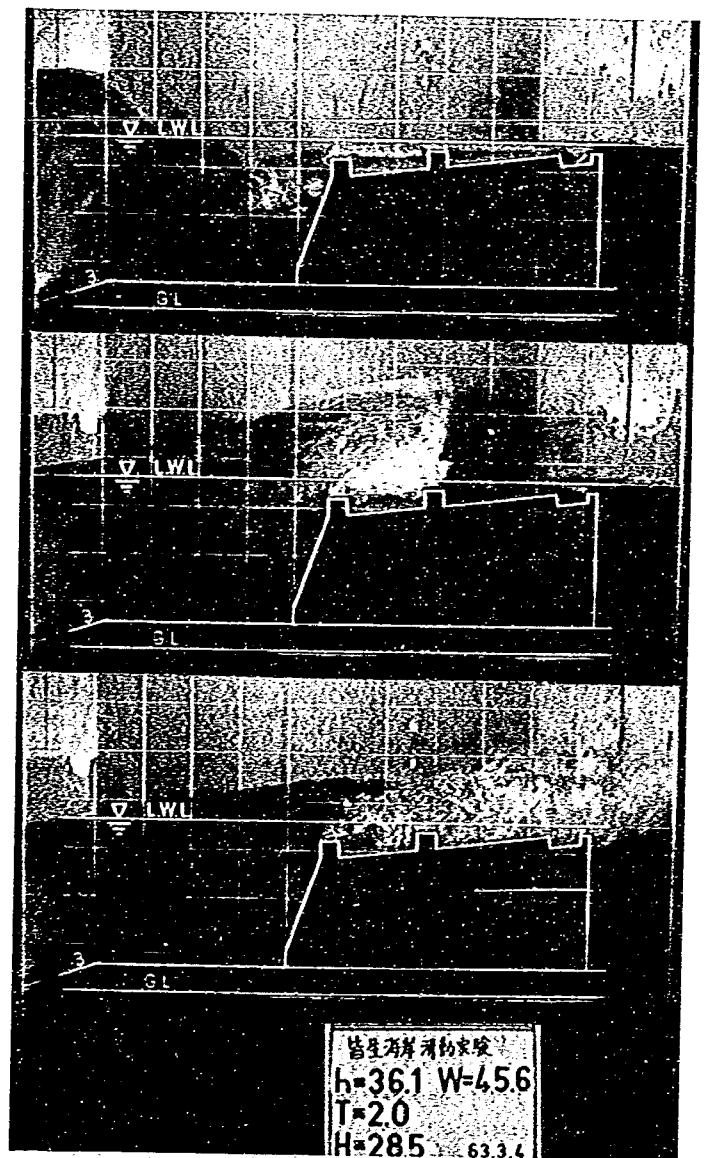


写真 6.1 波の作用状況 ($h = 26.1 \text{ cm}$, $T = 2.0 \text{ sec}$, $H = 28.5 \text{ cm}$, $W = 45.6 \text{ kgf}$)

る滑動安全率 1.24 で除した滑動限界水中重量は 77 tf/m となり、滑動実験の結果とはほぼ一致している。ただし、試設計では、堤体の前面壁を傾斜させたことによる波力の低減効果を考慮していないにもかかわらず、滑動実験の結果とはほぼ一致しているのは、試設計での波力を小さく評価していることになる。

6.4 ま と め

- ① 消波実験の結果、日本海側の沿岸域を想定した $T \leq 10 \text{ sec}$, $0.02 \leq H_0/L_0 \leq 0.04$ の波浪条件に対して、斜板幅水深比 $B/h \geq 1.55$ とすれば、消波性能は透過率 $K_T \leq 0.6$, 反射率 $K_R \leq 0.5$ を満足することがわかった。
- ② 滑動実験の結果、上記の波浪条件では、堤体単位幅当たりの滑動限界水中重量は 81 tf/m となることが分かった。

6.5 今後の研究課題

- ① 堤体の設置により生ずる洗掘の特性、および周辺海域の漂砂特性を実験により明らかにすると共に、その予測手法を確立する。
- ② 設計・施工方法を確立するために、SURF の設計・施工マニュアルを作成する。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所河川部海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書(2)，土木研究所資料，No 2510，1987.
- 2) 建設省土木研究所河川部海岸研究室：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 2577，1988.
- 3) 建設省土木研究所河川部海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書(5)，土木研究所資料，No 2609，1988.
- 4) 合田良実・鈴木康正・岸良安治・菊地治：不規則波実験における入・反射波の分離推定法，港湾技研資料，No 248，24 p.，1976.

第7章 没水率の大きいフレキシブルマウンドの消波特性

建設省土木研究所海岸研究室 室長 宇多 高明
研究員 村井 禎美
山本 幸次

清水建設(株) 技術研究所

環境技術研究部長 藤井 邦雄
研究員 田中 正博
研究員 大山 巧
客員研究員 三俣 正和
大崎研究室 研究員 清川 哲志

7.1 はじめに

美観・景観、水質改善のための海水交換、海域の有効利用などの点で没水型の波浪制御構造物は優れている。しかし、潜堤に代表される従来の没水構造物の消波メカニズムは砕波によるエネルギー損失であるので、十分な消波効果を得るためには堤体幅を大きく、かつ構造物の天端を水面近くになるようにする必要がある¹⁾。

著者らの考案した柔構造の潜堤“FLEXIBLE MOUND”(以下FLMと称する)は、天端上の水深に比して入射波高が小さく天端上で砕波を生じないため従来の潜堤ではほとんど消波効果を得られない場合でも十分消波効果を得られることがわかった^{2),3)}。非砕波で消波できるという結果は「FLMが没水率の大きい場合でも消波可能である」ことを意味している。そこで本研究はこれら61年度の研究成果に基づき、没水率の大きいFLMを対象に「FLMの消波メカニズムの解明」、「各パラメータがFLMの消波特性に及ぼす影響」について実験的、理論的に検討したものである。

7.2 実験装置および実験方法

7.2.1 実験装置および模型

はじめに本報告に用いた記号の定義を図7.1に示す。実験に用いた水槽は、図7.2に示すような長さ40m、幅0.6m、深さ1.3mで、片面ガラス張りとなっており実験状況が観察できるようになっている。そして、水槽の一端には油圧式造波装置が、また反対側の端には消波装置がそれぞれ取り付けられている。

模型は膜材の弾性定数の異なるもの3基を製作した。

膜の伸びがないときの模型の形状と寸法は、

図7.3に示すように幅

160cm、高さ

40cmを基本と

した。但し模型

はゴムとビニール

シート製である

ので、模型の中

に注入する水量

によって模型

の高さ・形状は

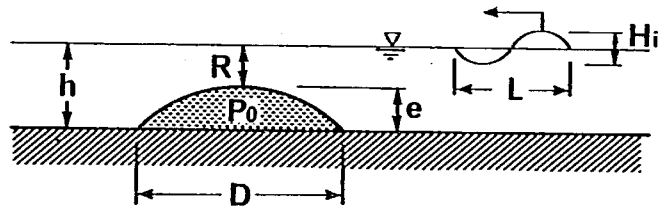


図7.1 記号の定義

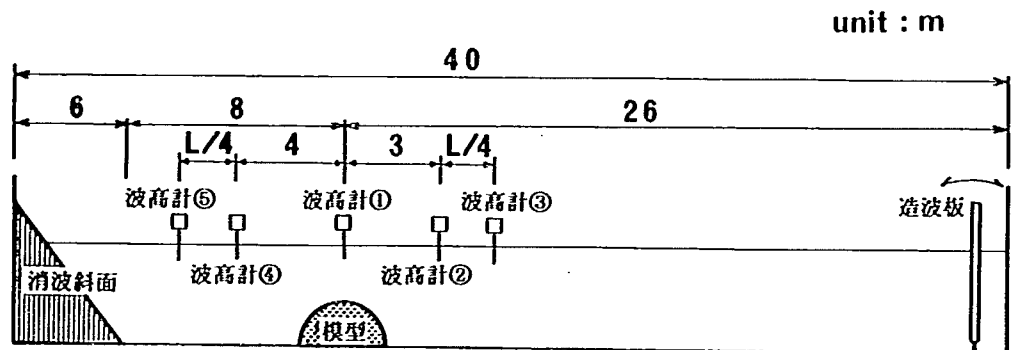


図7.2 実験装置全体図

若干変化する。

なお、模型の運動の2次元性が保たれるように、模型上面に水槽の側壁と直交する方向にロッドを配した。また、模型の運動を拘束しないように袋体の側膜に3～5 cmの余裕を持たせた。

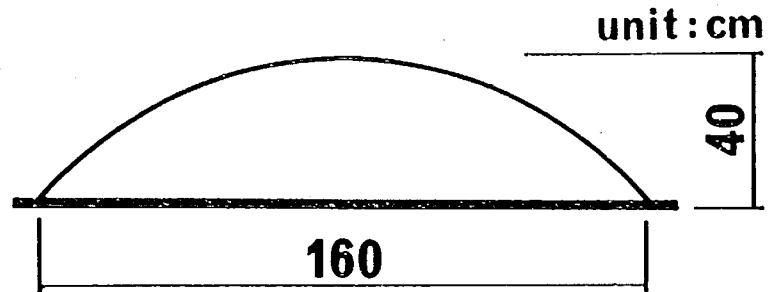


図 7.3 模型の断面形状

7.2.2 実験方法

入射波、透過波、反射波は同時に測定することが望ましいが、本実験では次のような方法によった。まず、模型を設置しないで入射波を図 7.2 の波高計①で測定した。次に、造波板から 25 m の位置に模型を設置して同じ条件の波を作用させ、透過波は図 7.2 に示すように模型の中心から 4 m 後方の波高計④とさらに約 1/4 波長後方の波高計⑤で測定した。また、反射波は模型の中心から 3 m 前方の波高計②とさらに約 1/4 波長前方の波高計③を自走台車でゆっくり造波板側に移動させて測定した。なお、入射波高および透過率は波形が定常になった後の約 10 波を平均して求めたものを、また反射率は移動測定で得られた波高を用いて Healy の方法で求めた値をそれぞれ使用した。非碎波時の模型実験の状況を写真 7.1 に示す。

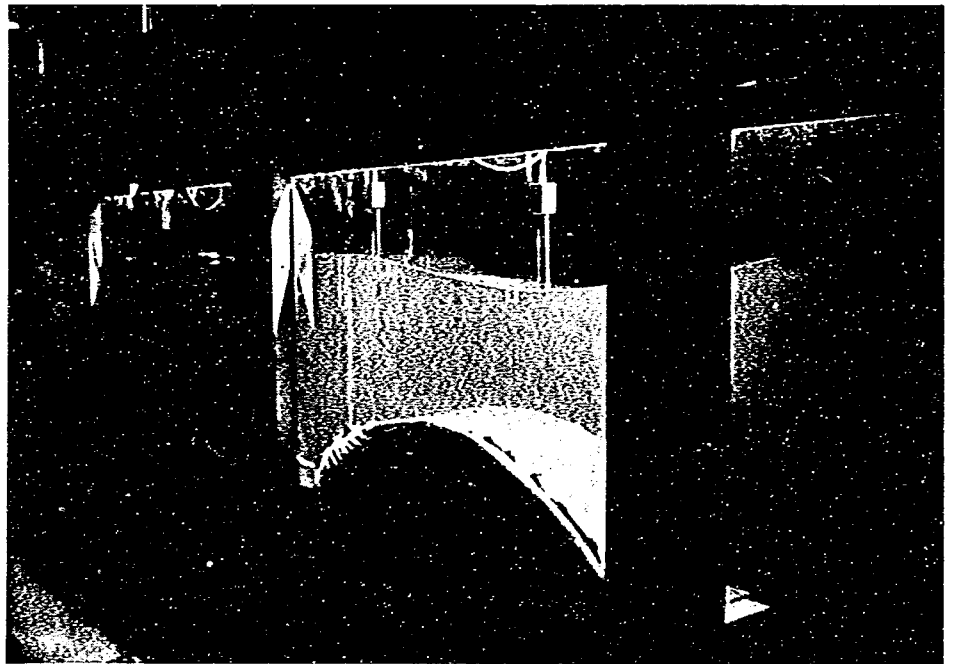


写真 7.1 FLM 模型実験の状況

7.2.3 実験条件

FLM のような柔構造物の場合、構造物の柔らかさ・動き易さは「模型の中に過剰に加えた水圧 P_0 (以下、付加水圧と称する)」、「膜材料の弾性定数 E 」、「伸びを生じていないときの膜の長さ l_0 (以下、膜の初期長と称する)」の 3 つのパラメータで決まる。本実験では、

ℓ_0 を一定にし、 P_0 と E を変化させた。

本実験で使用した3つの模型の諸元を表7.1に、また波浪条件を表7.2にそれぞれ示す。

表7.1 模型の諸元

模型タイプ	e (cm)	E (kg/cm ²)	P ₀ (g/cm ²)
タイプ A	33, 40	1090	1.0 7.9
タイプ B	46	63	2.8
タイプ C	43, 45	22	2.3 2.5

表7.2 波浪条件

水深 h (cm)	50, 55, 65, 80, 90
没水率 R/h	0.14, 0.22, 0.5
周期 T(sec)	0.7 ~ 4.0
波高 H _I (cm)	4, 6.5

7.3 数値解析

7.3.1 理論上の仮定とFLMのモデル化

線形ポテンシャル理論に基づいて、2次元のFLMの反射率・透過率を求める数値解析法を開発した。本解析法における主な仮定を以下に示す。

- ① 水面運動量は微小であり、入射波、反射波、透過波はすべて正弦波形で表される。
- ② 波の作用に伴う膜の変動量は、水面変動量と同様に微小である。
- ③ 膜は線形バネで置き換えられ、減衰機構を持たない。膜を連続体として取り扱うことは困難であるので、本理論では図7.4に示すように、質点-バネ系に離散化する。この際、膜は伸びない状態で等分に分割

し、バネ要素の初期長さ(伸びがない状態の長さ)と質点の質量は一定とする。

なお、静水時のFLMのつり合い形状と膜に発生する張力は各質点での力のつり合い式(FLMの付加水圧、膜張力、膜

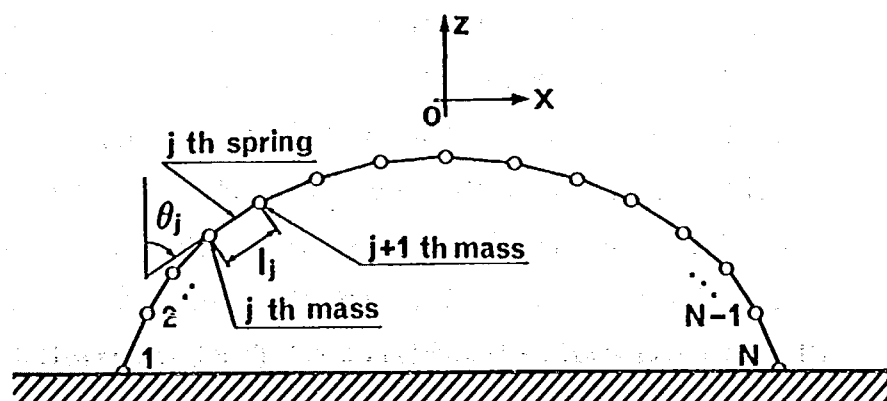


図7.4 モデル化

の水中重量のつり合い)から求めることができる。

7.3.2 解析手法の概要

本解析法では、各質点における運動方程式とグリーン関数法から得られる積分方程式を連立して解くことにより流体運動および膜の変形を求める。

図 7.5 は、 j 番目の質点に作用する力を示したもので、 F_j は膜内外の圧力差に伴う流体力、 f_j, f_{j-1} はバネ要素に発生する張力、 f_0 は質点の水中重量を表わす。このときの質点の x, z 方向の運動方程式は、これらの力と質点の x, z 方向の複素運動振幅 $(a_x)_j, (a_z)_j$ および θ_j により表わされる。ここで、 F_j は膜の外側と内側の表面での速度ポテンシャル ϕ_1, ϕ_2 を用いて、また f_j と θ_j は質点の運動振幅 a_x, a_z を用いてそれぞれ表わすことができる。したがって、各質点でこれらの運動方程式をたてれば、 $(\phi_1)_j, (\phi_2)_j$ ($j = 1 \sim N, N$: 質点数), $(a_x)_j, (a_z)_j$ ($j = 2 \sim N - 1$) を未知数とする $2(N - 2)$ 本の連立方程式を得る。

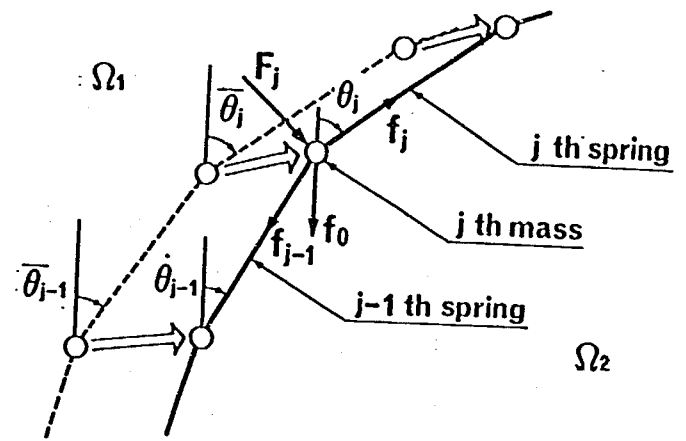


図 7.5 質点に作用する力

一方、膜の表面上に運動学的条件を与え、膜の外部と内部の流体領域 Ω_1, Ω_2 に 2 次元グリーン関数法を適用すると、膜表面での ϕ_1, ϕ_2, a_x, a_z に関する $2N$ 本の連立方程式が得られ、前述の運動方程式と連立すれば全未知数が決定される。また、波の反射率 K_R と透過率 K_T は、FLM から十分離れた水面上のポテンシャル値から求められる。

7.4 FLM の消波特性

7.4.1 解析結果と実験結果の比較

図 7.6 は、模型タイプ A の D/L に対する透過率 K_T と反射率 K_R の特性について、数値解析と模型実験の結果を比較したものである。解析結果では $K_T = 0.0, K_R = 1.0$ となる周期が複数現われるのに対し、実験結果でもほぼ同じ周期で K_T が極小、 K_R が極大になっている。

解析結果で $K_T = 0.0, K_R = 1.0$ となるのは、理論上これらの周期で FLM の運動に伴って発生する透過側の radiation wave が構造物を剛体としたときの透過波と同振幅で逆位相になり相殺されるためである。実験値の方が若干極小値が大きく、また極大値が小さくなっているが、FLM による波の透過・反射特性はここに提案した解析法によりほぼ推定できることがわかる。

7.4.2 消波特性に関するパラメータ

従来の没水型構造物のパラメータに加えて、FLM 特有のパラメータとして膜材の弾性定数

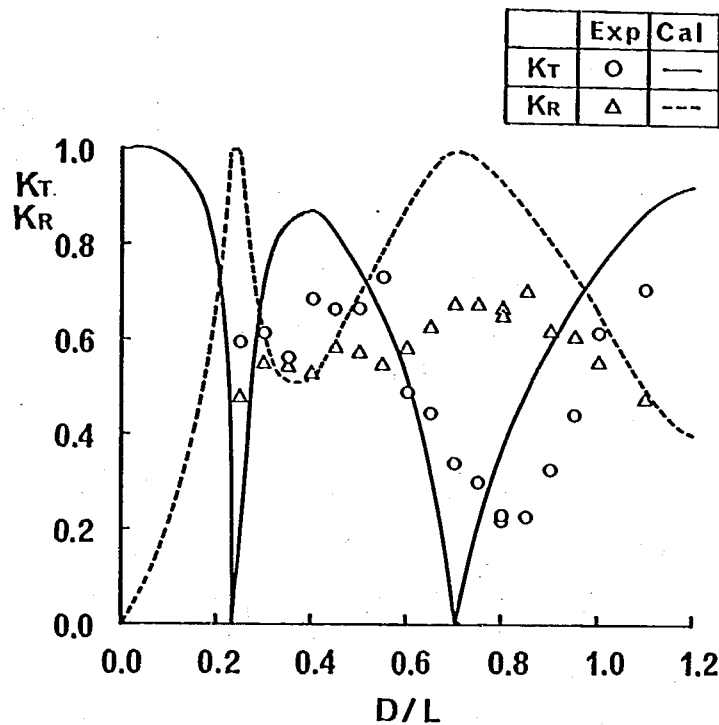


図 7.6 解析結果と実験結果の比較

E, 膜材の密度 ρ_m , 膜材の厚さ ϵ , 付加水圧 P_0 があり, 結局 FLM の K_T , K_R は以下のような 8 つの無次元パラメータで決定されることになる。(ρ : 水の密度, g : 重力加速度)

$$K_T, K_R = f \left(D/L, D/h, R/h, H_i/L, \right. \\ \left. E/\rho_m g D, \rho_m/\rho, \epsilon/D, P_0/\rho g h \right) \quad (7.1)$$

これら全てのパラメータについて検討するためには, 非常に多くの時間と費用を必要とする。そこで, 本研究では FLM の消波特性に重要と思われる D/L , R/h , $E/\rho_m g D$, $P_0/\rho g h$ の 4 つの無次元パラメータについて, その K_T , K_R への影響を数値計算および模型実験により検討した。但し, 全てのデータは D/L に対する K_T と K_R の関係で整理し, R/h , $E/\rho_m g D$, $P_0/\rho g h$ をそれぞれパラメータとして変化させたときの特性を示した。

7.4.3 没水率 R/h の K_T , K_R への影響

図 7.7 は, $P_0/\rho g h = 0.072$, $E/\rho_m g D = 200.0$ で没水率 R/h を 0.3 から 0.6 まで 0.1 ずつ変化させたときの K_T の計算結果を示したものである。

この計算結果から以下のことがいえる。

- ① R/h が小さいほど $K_T = 0.0$ となる D/L は小さくなっている。すなわち, 長い周期になっている。
- ② 剛潜堤の場合 R/h が小さいほど K_T も小さくなるが, FLM の場合 R/h によって K_T の特性は異なるものの, D/L (すなわち, 波の周期) に大きく依存していることがわかる。これは FLM の消波メカニズムが, 構造物の動きによって発生する radiation wave に起因するためである。

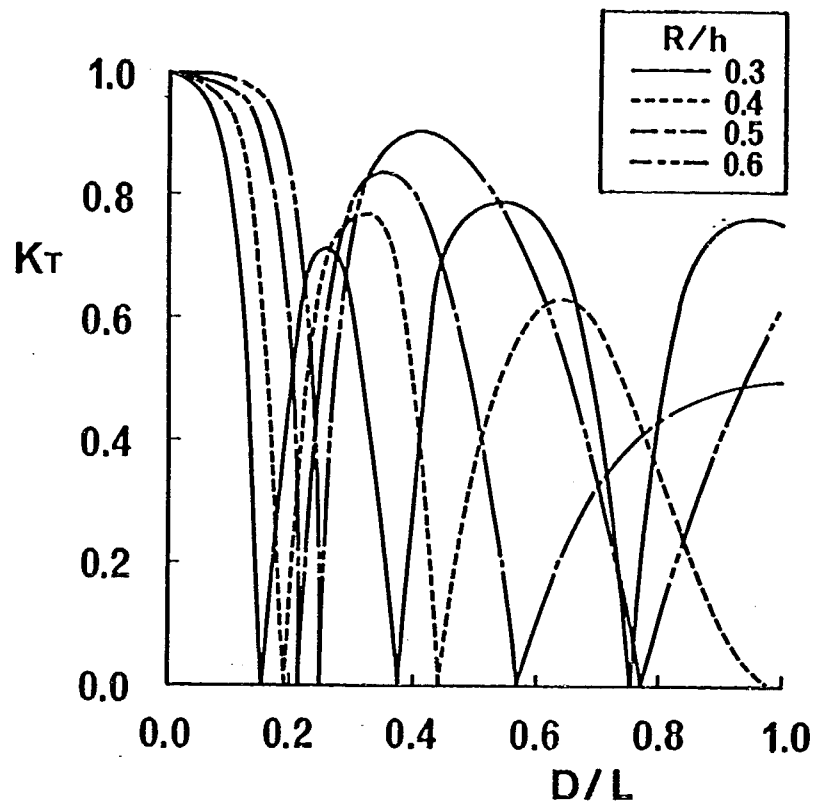


図 7.7 R/h の K_T , K_R への影響 (解析)

図 7.8 は, $P_0/\rho gh = 0.028 \sim 0.046$, $E/\rho_m g D = 0.14$ で, R/h を 0.14, 0.22, 0.5 に変えたときの K_T , K_R の実験値を示したものである。図中には測定値をなだらかに結ぶ曲線も示した。

砕波を伴う $R/h = 0.14$ および 0.22 の場合と砕波を伴わない $R/h = 0.5$ の場合の K_T 特性は大きく異なっている。ここで注目すべき点は, 没水率の大きい $R/h = 0.5$ の場合にむしろ小さい K_T が得られていることである。特に $0.3 < D/L < 0.7$ の範囲では $R/h = 0.5$ の場合に K_T が最も小さくなっている。すなわち, 従来の剛潜堤ではまったく消波効果を期待できない没水率 R/h の大きい場合でも,

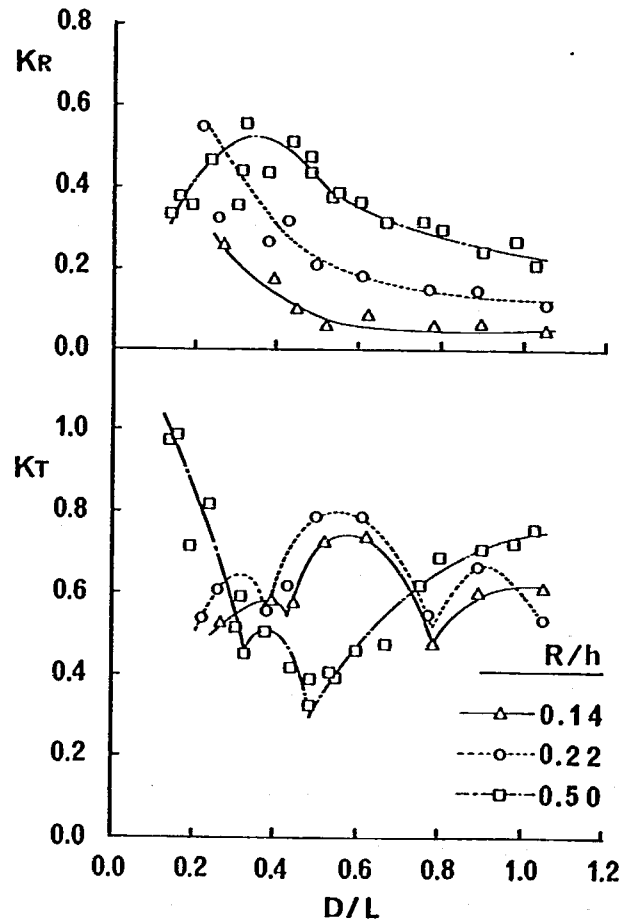


図 7.8 R/h の K_T , K_R への影響 (実験)

FLMは十分消波効果を得られることがわかる。

一方、 K_R は R/h の大きいほど大きくなっているが、 $R/h = 0.5$ の場合も概ね $K_R \leq 0.5$ を満足している。

7.4.4 膜材の弾性定数 E の消波特性への影響

図7.9は、 $R/h = 0.4$ 、 $P_0/\rho gh = 0.09$ で固定し、 $E/\rho_m g D$ を10.0、10000.0とした場合の透過率 K_T の計算結果を示したものである。図からわかるように、膜材の弾性定数 E の K_T への影響は実用的に無視できるほど小さい。これは次のような理由によると考えられる。水平に張られた弦や梁に対し法線方向に力が作用するとき、弦や梁の接線方向の伸びは2次以上の非線形項になり、線形理論では考慮されない。FLMの解析において、FLMの外力である流体力は常に膜の法線方向に作用し、このとき膜の各要素に働く張力のなす角度は水平に近いので線形理論に基づく本解析法では運動時の膜の伸びはほとんど生じない。そこで、膜の弾性定数が静水時のFLMの形状と膜に発生する張力に及ぼす影響を把握する必要がある。静水時のFLMの力の釣り合いを考えると、 ρ_m/ρ を大きくすると膜の弾性定数がFLMの形状と膜に発生する張力に及ぼす影響も大きくなることがわかる。なぜなら、 $\rho_m/\rho = 1.0$ のときには膜の弾性定数にかかわらず、FLMの形状は円弧になり、張力は一定になるからである。一般に考えられる膜材の場合 $\rho_m/\rho = 1.0 \sim 2.0$ であるので、膜の弾性定数がFLMの形状に及ぼす影響も小さいと考えてよい。

図7.10は、 $R/h = 0.5$ 、 $P_0/\rho gh = 0.028 \sim 0.035$ で、 $E/\rho_m g D = 6.8, 0.39, 0.14$ に

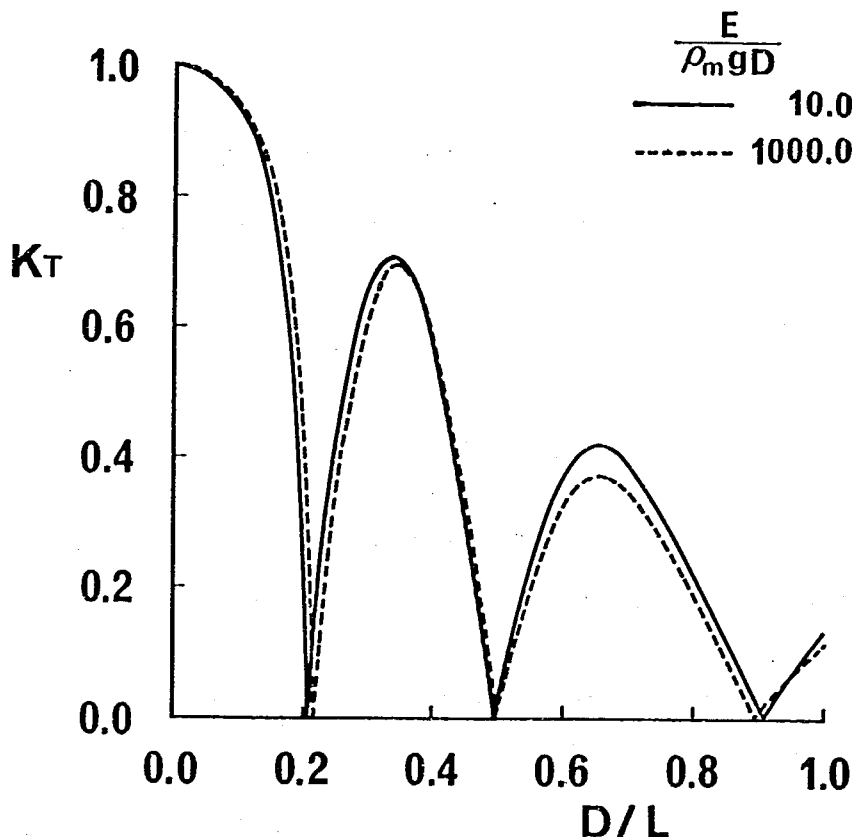


図7.9 E の K_T 、 K_R への影響(解析)

変えた場合の K_T , K_R の実験値を示したものである。

$D/L \leq 0.3$ および $D/L \geq 0.6$ の範囲では弾性定数 E の違いによる K_T 特性への影響は小さい。 $0.3 < D/L < 0.6$ の範囲では弾性定数が大きい場合ほど、 K_T の極大および極小が短い周期（大きい D/L ）において現われている。これは、 E が大きくなるほど膜（側膜含む）の構造物に対する拘束力は大きくなり、その結果構造物の固有周期は短くなるためと考えられる。

一方、 K_R は K_T のように顕著なピークが現われなく膜材の弾性定数の影響は小さい。ただし、 $D/L > 0.5$ の範囲で $E/\rho_m g D = 6.8$ の場合、弾性定数の小さい他の2ケースよりも K_R が0.1程度大きくなっている。

膜材の弾性定数 E の K_T , K_R への影響に関し、計算と実験では若干異なった結果になっている。この原因についてはさらに検討が必要であるが、模型側膜の拘束力による影響ではないかと思われる。

7.4.5 付加内部水圧 P_0 の K_T , K_R への影響

図7.11は、 $R/h = 0.4$, $E/\rho_m g D = 200.0$ で $P_0/\rho g h$ を0.015, 0.062, 0.122に変化させたときの K_T の計算結果を示したものである。

図から以下のようなことがわかる。すなわち、

- ① $P_0/\rho g h$ が小さいほど $K_T = 0.0$ となる D/L も小さくなっている。これは $P_0/\rho g h$ を小さくするほど FLM は柔らかくなり、その固有周期は長く（すなわち対応する D/L は小さく）なるからである。
- ② $P_0/\rho g h$ が小さいほど、 K_T は極小点の近傍で急激に減少し、鋭い曲線になっている。
- ③ 一方、 $P_0/\rho g h$ の最も大きい場合には、 $D/L \leq 1.0$ で $K_T \approx 1.0$ になり、消波効果を得られない。

図7.12は、 $E/\rho_m g D = 6.8$, $R/h = 0.49 \sim 0.51$ で、 $P_0/\rho g h$ を0.015, 0.042, 0.062,

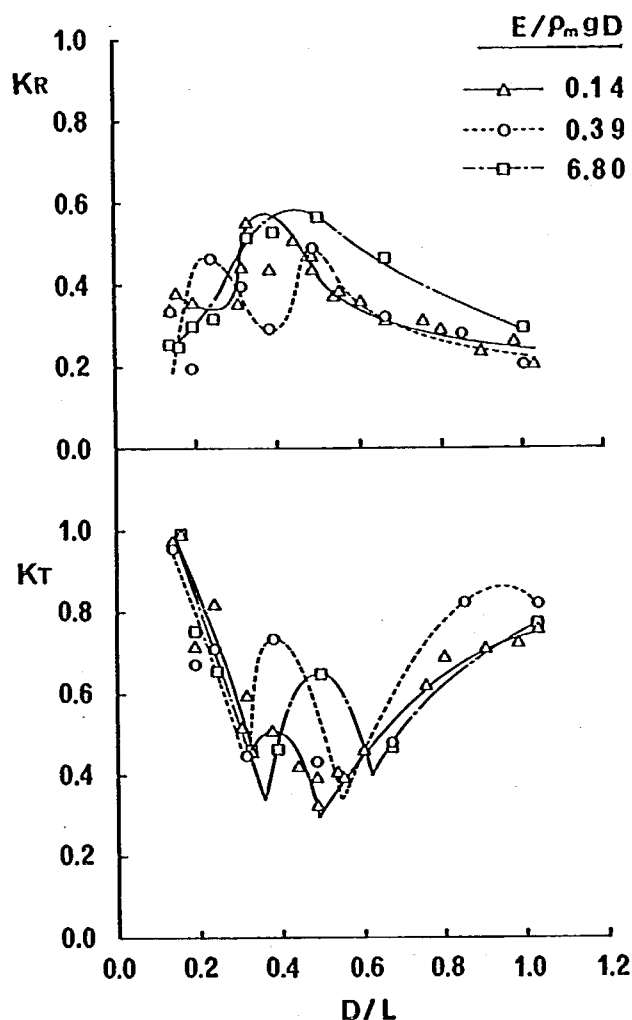


図7.10 E の K_T , K_R への影響（実験）

0.122 に変えたときの D/L と K_T , K_R の実験結果を示したものである。

K_T の極小は入射波と構造物が共振する周期で現われると考えられる。図中に矢印を付けた極小が○印数字で示した共振次数に対応しているとすれば、 K_T の極小は $P_0/\rho gh$ が小さいほど D/L の小さい値において現われており、解析結果と同様な特性を示している。

以上、 $P_0/\rho gh$ の K_T への影響はきわめて大きく、付加水圧 $P_0/\rho gh$ を適切に調節することによって高い消波効果を得られることがわかる。

一方、 K_R についても K_T はど顕著ではないが、 K_T の極小のところでは K_R は極大になっている。付加水圧の最も小さい $P_0/\rho gh = 0.015$ の場合を除き、 K_R が全般に大きいので、 K_T , K_R 共に低減する必要がある場合には何らかの反射低減対策が必要である。

7.4.6 FLM によるエネルギー損失

図 7.13 は、図 7.10 に示した K_T と K_R の実験値から求めたエネルギー損失 K_L^2 を示したものである。 K_L^2 の性状は複雑であるが、 K_L^2 の極大は K_T の極小と対応している。

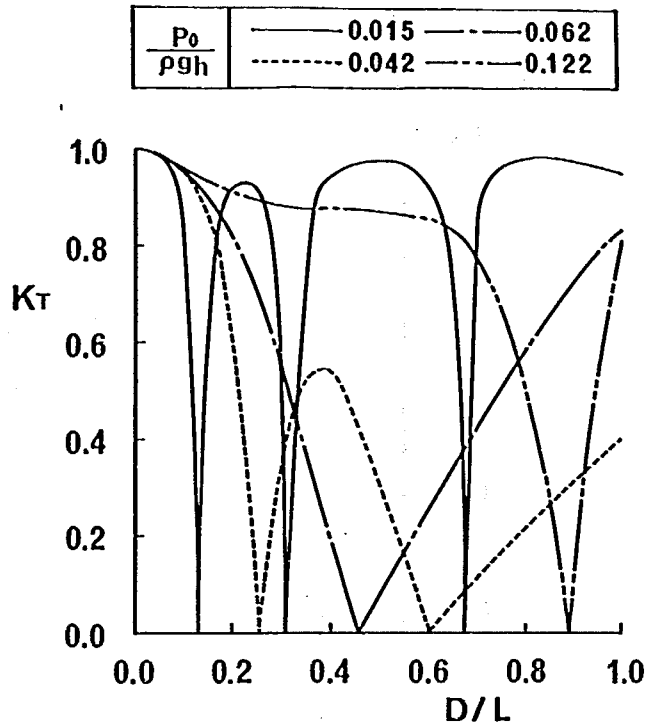


図 7.11 $P_0/\rho gh$ の K_T への影響 (解析)

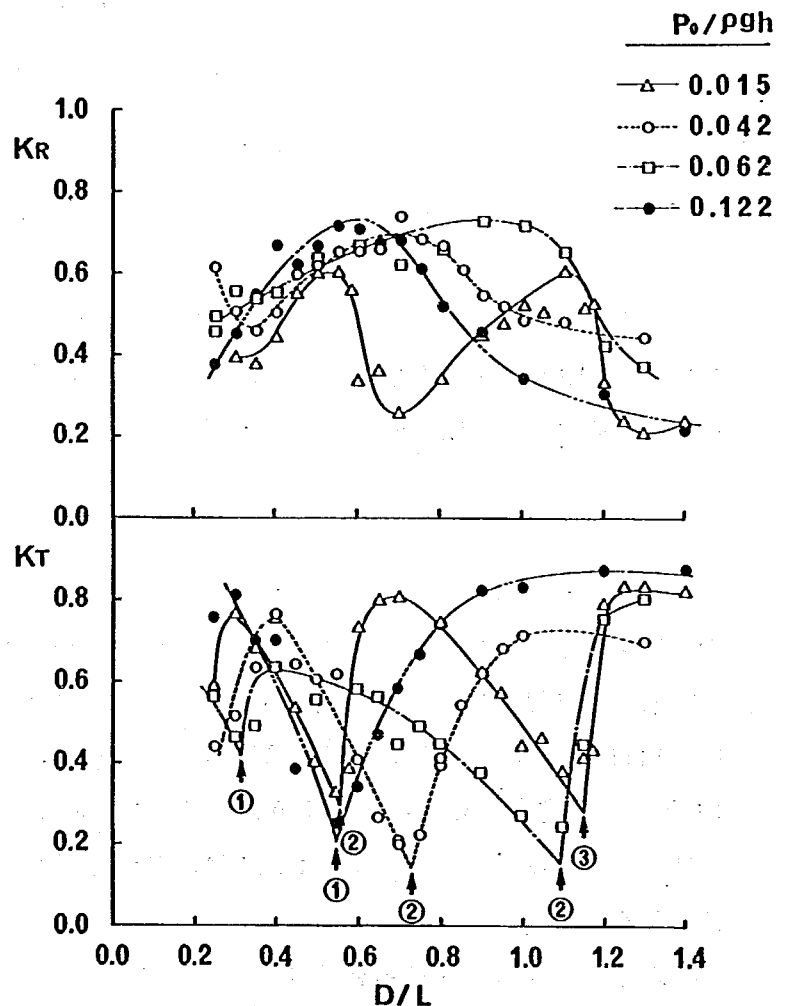


図 7.12 $P_0/\rho gh$ の K_T , K_R への影響 (実験)

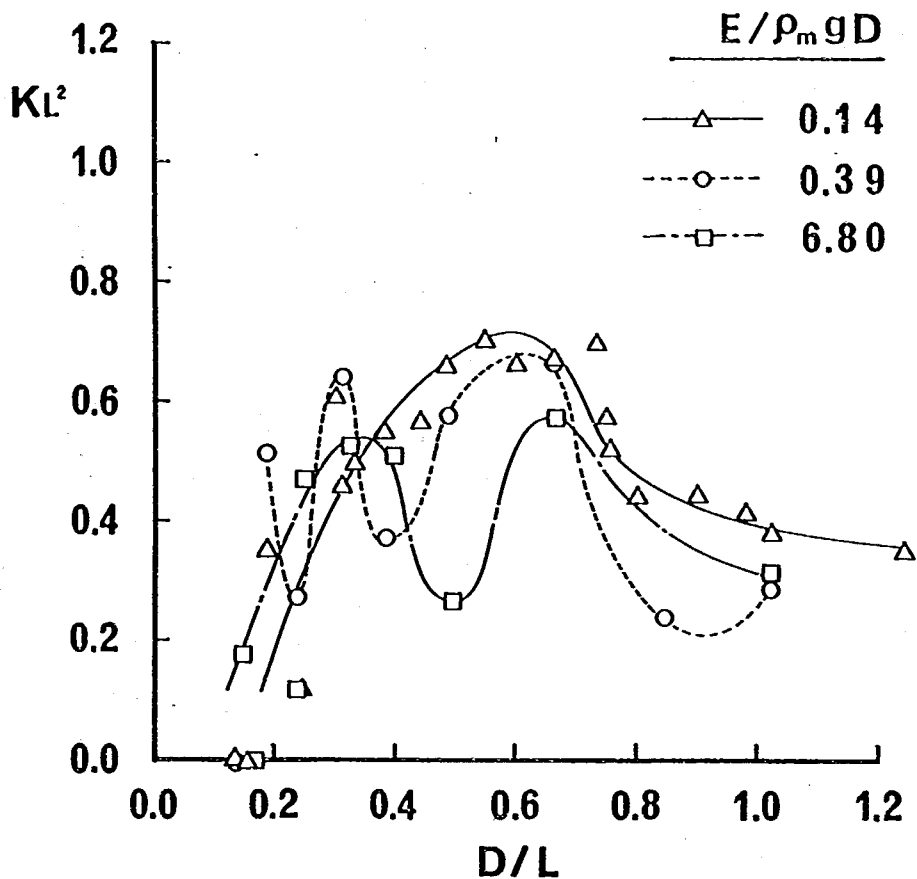


図 7.13 エネルギー損失

また、極大時の KL^2 は、0.5 ~ 0.7 になっており、他のケースでも 0.4 ~ 0.6 であった。

FLM による波エネルギー損失の要因として「FLM 内部の流体の乱れ」、「膜の材料減衰」、「模型の側面と水槽側壁との摩擦」などについて検討したが、これらの要因によりエネルギー損失が生じている可能性は小さいことがわかった。エネルギー損失に関して最も重要なことは、これが「FLM の本質的な現象」か、それとも「模型固有の現象」かを明らかにすることである。具体的には「FLM 模型の側膜の影響」、「地盤への逸散」などについて検討する必要がある。

7.5 お わ り に

FLM の消波特性に関し、本研究で得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 従来の剛潜堤ではまったく消波を期待できない没水率 $R/h > 0.4$ でも消波することができる。FLM は広い範囲の没水率に対し消波可能であるが、実用的には $R/h = 0.5$ 程度がよい。また 61 年度の研究で明らかにしたように、FLM は同じ形状の剛潜堤の 1/2 以下の堤体幅で消波効果を得られる。したがって、FLM は同形の剛潜堤に比べて構造断面を 1/4 以下にすることができる。
- ② 消波特性に最も大きな影響を及ぼすパラメータは、付加水圧 P_0 であり、 P_0 を適当に調節することにより高い消波効果を得ることができる。

③ 膜材の弾性定数 E の消波効果への影響は小さい。

④ 開発した「非エネルギー減衰モデルの解析法」により、FLM による波の透過・反射特性をほぼ推定することができる。

一方、FLM の実現化にあたっては以下のような研究課題を検討する必要がある。

① 波エネルギー損失の要因とメカニズム

② 波のエネルギー損失を含めた波の透過・反射率の定量的評価

③ 波の斜め入射、不規則波に対する消波特性

④ FLM に作用する波力と FLM の固定法

参 考 文 献

- 1) 例えば、堀川清司，小森修蔵：「潜堤による風波の減衰機構について」，第 15 回海岸工学講演会講演集，pp. 340 ~ 349，1968.
- 2) 建設省土木研究所海岸研究室：「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. 93 ~ 107，昭和 62 年 7 月
- 3) 田中正博他：「可とう性膜人工礁による波浪の制御特性」，土木学会 第 42 回年次学術講演会講演概要集第 2 部，pp. 534 ~ 535，昭和 62 年 9 月

第8章 改良型レンズマウンドの消波特性

建設省土木研究所海岸研究室 室 長 宇多 高明
研 究 員 村井 禎美
部外研究員 松永 博史

東洋建設㈱技術研究所

藤原 隆一

8.1 研究の目的

レンズマウンドの基本型（球面浅瀬）の消波特性については水理模型実験によって検討を行い、実験結果は既に前報¹⁾で報告した。この研究により、消波効果の高い基本型の形状は明らかになっている。しかしながら、実際に基本型の形状で施工する場合、球面形状の出来型管理が煩雑となり、施工性に問題が生ずる。そこで、本研究では、基本型を改良したレンズマウンドの消波特性について検討を行った。改良型のレンズマウンドの具備すべき基本的条件は次のようである。

- ① 基本型と同等の消波効果を有すること。
- ② 基本型より施工性に優れていること。
- ③ 堤体容積が基本型より小さいこと。

改良型の形状は、基本型（球面浅瀬）の堤頂部を除去した球台、球台の斜面上下方向の曲率をなくした円錐台、さらに円錐台の円周方向の曲率をなくした角錐台（八角）とした。

8.2 実験方法および実験条件

実験は、図 8.1 に示すように平面水槽（長さ 25.6m、幅 21m、高さ 1m）内に設けた幅 1.4m、長さ 17.5m の 2 次元水路を用いて行った。模型は碎石を用いて製作し、造波板より 10.5m の位置に設置した。模型より岸側の波高は、水路横断方向に 15cm 間隔で並べた 10 本の波高計を用いて、模型中心より 1.5～3.0m の範囲を 50cm 間隔で測定した（図 8.2 参照）。透過率 K_T は、岸側の波高の平均値と入射波高の比とした。反射率 K_R は、構造物より沖側 2m の地点に設けた 2 本の波高計のデータより合田らの方法²⁾を用いて算定した。なお、2 本の波高計の間隔は、入射波の周期に応じて 0.15～0.54m とした。

改良型レンズマウンドの形状および諸元を図 8.3 および表 8.1 に示す。実験は、フルードの相似則に従うものとし、縮尺は 1/50 とした。波浪条件は、 $H_0 = 2 \sim 8 \text{ cm}$ 、 $T = 0.71 \sim 1.98 \text{ s}$ の規則波とした。

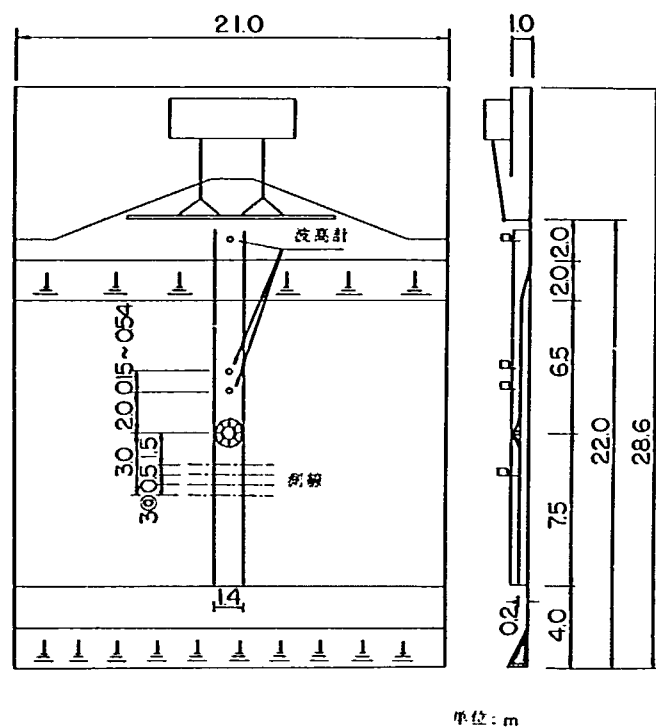


図 8.1 実験装置

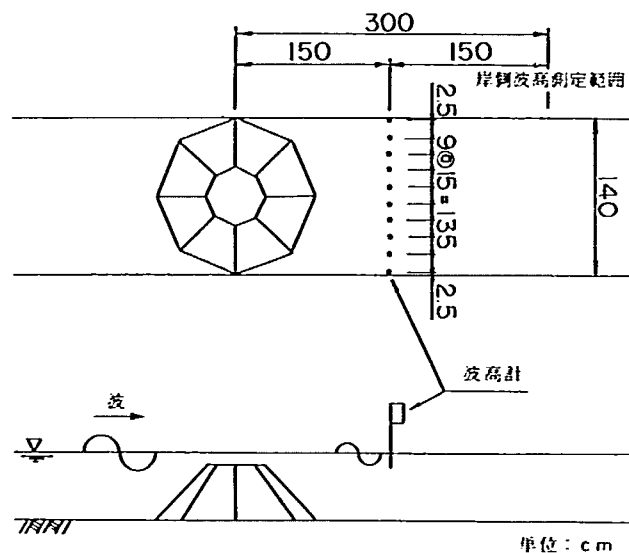


図 8.2 透過波高測定位置

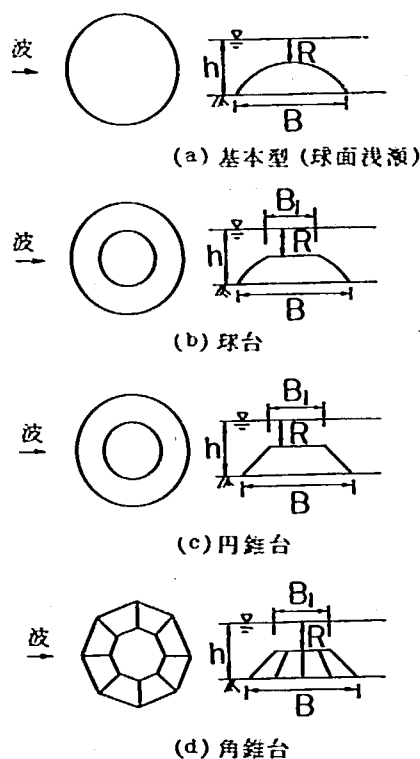


図 8.3 模型堤体形状

表 8.1 模型堤体諸元

形 状	天 端 水 深 R	天 端 幅 B ₁	堤 体 底 幅 B
球 面	2	0	140
球 台	2	46	
		62	
	4	48	
	5.5	63.4	
円 錐 台	2	0	
		28	
		46	
		56	
角 錐 台	2	46	

単位: cm

8.3 実験結果

8.3.1 天端水深が消波効果に及ぼす影響

潜堤型式の消波構造物の場合、 R/H (R : 天端水深, H : 入射波高) が消波効果に大きく影響する。そこで、まず天端水深 R が消波効果に及ぼす影響を球台について調べた。ただし、本研究では前報¹⁾と同様の整理方法にしたがい、

R/H ではなく R/h (h : 設置水深) により整理する。以下では、前回の実験¹⁾より構造物の消波特性を良く表わすと考えられる $H_0/h = 0.2$ (H_0 : 沖波波高) の場合について論ずる。天端水深が $R/h = 0.1$ の球面浅瀬の透過率を K_{TC} 、球台の透過率を K_T とした時、球台の天端水深をパラメータとして両者の比 K_T / K_{TC} を図 8.4 に示す。 $R/h = 0.1$ では $K_T / K_{TC} < 1$ であり、 B/L の増加に伴い、 K_T / K_{TC} は小さくなる傾向がある。逆に、 $R/h = 0.2$ では $K_T / K_{TC} > 1$ となり、 B/L の増大に伴い K_T / K_{TC} は大きくなる。 $R/h = 0.1$ のとき、 K_T / K_{TC} が 1 より小さくなったのは $R/h = 0.2$ の場合よ

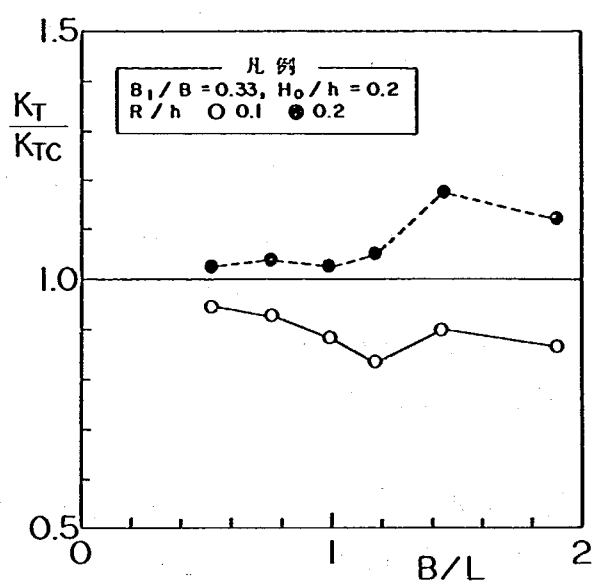


図 8.4 天端水深が消波効果に及ぼす影響 (球台)

りも碎波が生じやすくなったためである。

このことから、球面浅瀬と同程度あるいはそれ以上の消波効果を得るには、少なくとも $R/h = 0.1$ とする必要があることが分かる。他形状の場合もこれらの構造物が碎波により消波効果を得るものであることから、天端水深が消波効果に及ぼす影響は大きい。したがって、改良型の天端水深は $R/h = 0.1$ として以下の検討を行った。

8.3.2 天端幅が消波効果に及ぼす影響

天端水深に次いで消波効果に影響を及ぼす天端幅 B_1 の影響について述べる。この場合の天端水深は、8.3.1の結果より $R/h = 0.1$ とした。 B_1/B (B : 堤体底幅) をパラメータとしたときの K_T/K_{TC} と B/L の関係を図 8.5 に示す。球台の場合、天端幅が大きくなると消波効果が著しく良くなる。円錐台の場合も球台と同様に天端幅が大きくなるほど消波効果は良くなる。結局、球面と同程度あるいはそれ以上の消波効果を得るには、 $B_1/B \leq 0.33$ とする必要があることが分かる。

8.3.3 改良型の消波性能と堤体容積

角錐台については、同一の天端水深、天端幅、堤体底幅を有する球台および円錐台の消波特性を比較した。天端水深を $R/h = 0.1$ 、天端幅を $B_1/B = 0.33$ とした場合の各堤体形状での透過率 K_T 、反射率 K_R を図 8.6 に示す。図には、天端水深、堤体底幅が同一である球面浅瀬の結果も示してある。なお、今回の実験では球面浅瀬と球台については、反射率の測定を行わなかった。球面の反射率は、前回行った実験結果¹⁾を示している。透過、反射率は、各形状とも同様の傾向を示しており、基本的な消波機構は球面浅瀬と同様であることが分かる。反射率はどの形状の場合も小さく 0.2 以下がほとんどである。透過率は、ほぼ角錐台、球面浅瀬、円錐台、球台の順に小さくなる。球台の場合、球面浅瀬と天端水深を同一とすれば天端幅が広がる分、水深の浅い部分 ($R/h = 0.1$) が広がる。したがっ

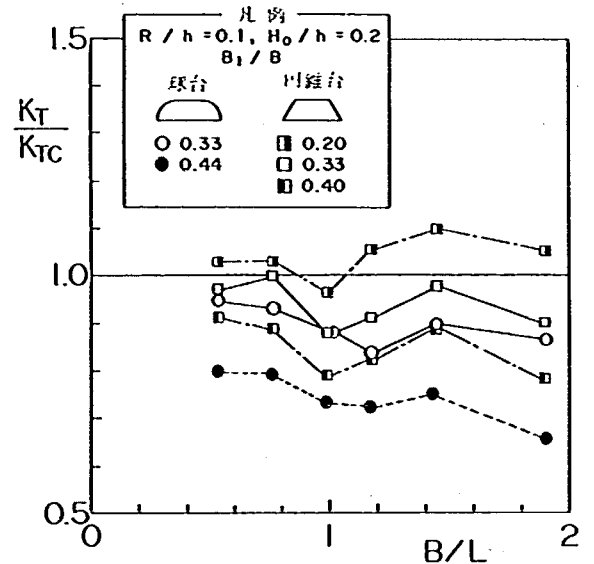


図 8.5 天端幅が消波効果に及ぼす影響 (球台, 円錐台)

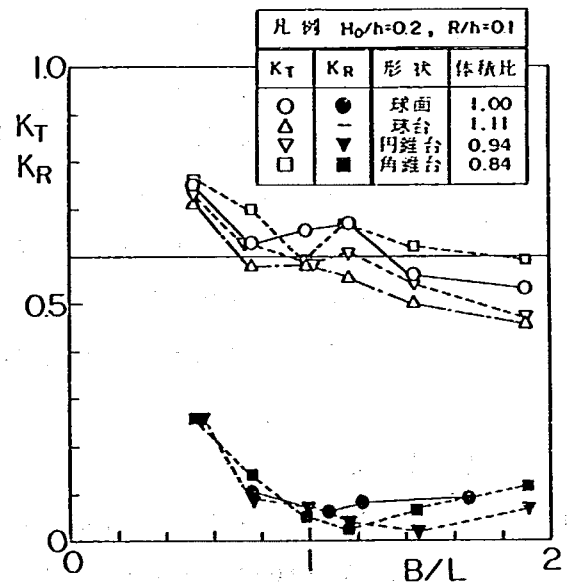


図 8.6 改良型レンズマウンド構造物の透過率, 反射率

て、球面浅瀬よりも広い天端幅を有する効果により、球台の透過率は球面のそれよりも小さくなる。しかし、堤体容積は11%大きい。次に、球面浅瀬と同程度の消波効果を有する円錐台の堤体容積は球面より6%減少しうる。このタイプでは、球面浅瀬に比べて堤体容積が減少するが、球面浅瀬より天端幅が広いことにより消波効果は良くなる。角錐台の場合、球面浅瀬に比べて堤体容積は16%小さくなる。しかし、透過率は約10%大きくなっている。この場合、球面に比べて波の集中度が減少したことおよび水深の浅い部分が減少したことにより碎波が生じにくくなり、この結果角錐台の透過率は球面に比べて大きくなったと考えられる。

8.4 改良型の形状について

天端水深、天端幅、堤体底幅を一定とした場合、消波効果と堤体容積の2点からは円錐台が他形状より勝っている。一方、角錐台の場合、天端幅のみ大きくし堤体容積をあまり増大することなく消波効果を向上させることが可能であると思われる。例えば円錐台の場合、天端水深が $R/h = 0.1$ の時に天端幅を $B_1/B = 0.33$ から 0.40 にすることにより、堤体容積は約9%大きくなるものの透過率は約10%減少した(図8.5参照)。したがって角錐台の場合にも天端幅を $B_1/B = 0.40$ にすれば消波効果を基本型と同程度にすることが可能であると考えられる。このときの堤体容積は約8%増大するが、球面浅瀬に比べれば約8%小さい。

次に施工性の点からは、角錐台が円錐台、球台、球面浅瀬より優れている。これは実際に構造物を築造する場合、曲率をもった構造物を施工するには出来型管理が煩雑となることによる。

これらのことより、改良型レンズマウンドとしての要件を全て満足する形状は角錐台であると考えられる。

8.5 結 論

本研究の結果より以下のことが分かった。

- ① 改良型のレンズマウンドは所要の消波効果(透過率0.6, 反射率0.5以下)を満足する。
- ② 角錐台の場合、球面浅瀬と同程度以上の消波効果を得るには、天端水深、堤体底幅を球面浅瀬と同程度にし、また、天端幅を堤体底幅の約40%にすればよいと考えられる。この時、堤体容積は球面浅瀬より約8%小さくなる。
- ③ 角錐台は他のタイプに比較して曲面がないため施工性に優れている。結局、改良型のレンズマウンドの要件を全て満足する形状は、角錐台(八角)であると考えられる。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所河川部海岸研究室：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，138 p.，1987.
- 2) 合田良実・鈴木康正・岸良安治・菊池治：不規則波実験による入・反射波の分離推定法，港湾技研資料，No 248，24 p.，1976.

第9章 複列潜堤の透過・反射特性および 安定性に関する研究

建設省土木研究所海岸研究室 室長 宇多 高明

研究員 村井 禎美

日本テトラポッド(株)応用水理研究所 遠藤 泰司

野口 雄二

山本 方人

錦織和紀郎

9.1 ま え が き

外洋に面する沿岸域の保全を図るとともに、海洋レクリエーション等に有効に利用することのできる空間を創成するためには、水深が大きく、厳しい海象条件下でも波浪・漂砂を制御することのできる海域制御構造物の開発が必要である。そのような構造物の1つとして、スリット構造のセルラー函体にテトラポッドを中詰した透過性の複列潜堤を提案し、この構造物に通常時波浪が作用したときの制御効果は水理実験により既に明らかにした。前報¹⁾では構造物の消波機能の目標として、透過率 $K_T \leq 0.6$ 、反射率 $K_R \leq 0.5$ と定め、その目標値を満足する複列潜堤の諸元として、 $R_1/h = 0.3$ 、 $R_2/h = 0.0$ 、 $B_1/h = 2.0$ および $B_2/h = 1.4$ を得た。ここに、 R_1 、 R_2 は沖側、岸側潜堤の天端水深、 B_1 、 B_2 は沖側、岸側潜堤の堤体幅である。また h は設置水深である。同様に、単列潜堤についても消波機能を検討した結果、同じ目標値を満足する構造諸元は、 $R/h = 0.0$ 、 $B/L \geq 0.2$ であることが分かった。ただし R は天端水深、 B は堤体幅である。

以上の検討は波高4.0 m以下の通常時波浪を対象としたが、複列潜堤は大波浪に対してより消波効果を発揮できると考えられる。したがって本年度の研究では、 K_T 、 K_R の目標値を満足した堤体諸元を有する潜堤を用いて、大波浪($H = 5.0$ m～碎波波高、 $T = 10.0 \sim 14.0$ sec)に対する透過性複列潜堤の消波効果と耐波安定性を水理実験により検討した。

9.2 構 造 形 式

水理実験の対象とした構造物は、スリット構造のセルラー函体にテトラポッド(現地で6.3 t型)を中詰した構造物で、それを捨石マウンド上に据付けた透過性着底式構造物である(図9.1)。本実験では、従来の離岸堤の設置水深より相当大きい水深10 mを対象とし、波高5 m～前面碎波波高の大波浪条件下で波浪制御効果を検討した。単列潜堤についても、堤体天端高が静水面と同一の場合について実験を行った。複列潜堤については主として沖側潜堤が大波浪を碎波減衰させることを想定し、岸側堤体幅を沖側に比べ7割の幅と狭くし、天端高は岸側を高くした。

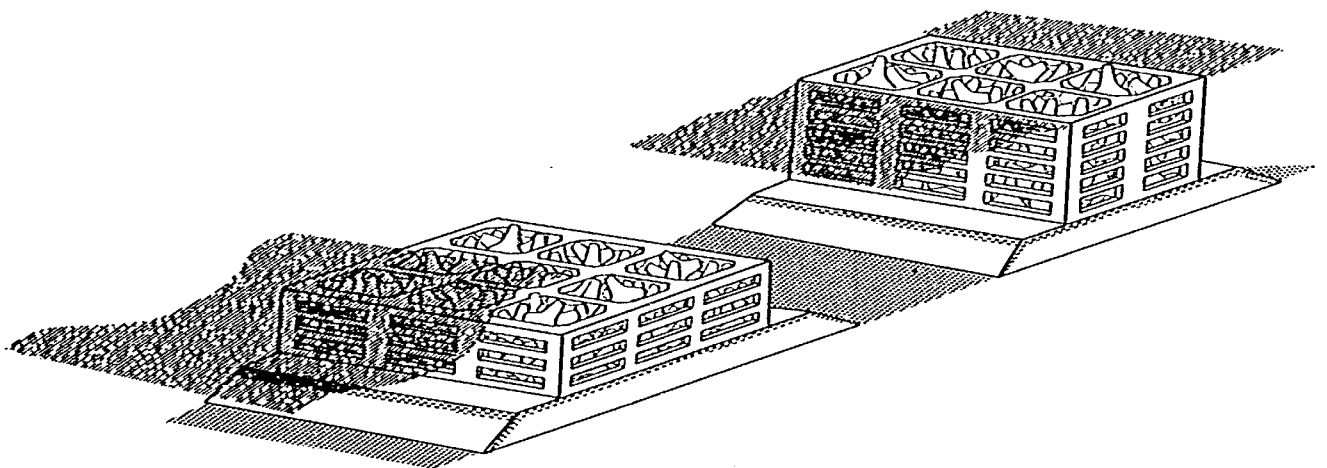


図9.1 透 過 性 潜 堤

9.3 実験方法

実験には日本テトラポッド®応用水理研究所内の長さ 50.0 m，幅 1.0 m および高さ 1.3 m の片面ガラス張りの 2 次元造波水路を用いた（図 9.2）。水路端には最大発生波高 40 cm，周期 0.5 ～ 5.0 sec の造波機を，模型堤体背後の水路端には消波装置を設けてある。造波板前面の水深は 75 cm で，11 m 離れた位置より長さ 14 m を 1/50 勾配の一樣斜面とし，水深 40 cm より岸側を水平床とした。水平床端より 2.5 m の位置に沖側潜堤を設置し，さらに ℓ の距離をおいて岸側潜堤を設置した。沖側潜堤より造波板までの距離は 27.5 m である。

実験は全て規則波で行った。反射率 $K_R = H_R/H_I$ は，造波板より 9 m の地点に設置した波高計により測定されたデータを合田の方法²⁾により入射波と反射波に分離して求めた。透過波は堤背後 4 m の地点と，そこから沖側，岸側に $L/4$ （ L ：波長）離れた 3 点に設置した波高計により測定し，それらの平均値を透過波高とした。堤体位置での透過波高を入射波高 H_I とし，透過波高 H_T との比により透過率 $K_T = H_T/H_I$ を定めた。

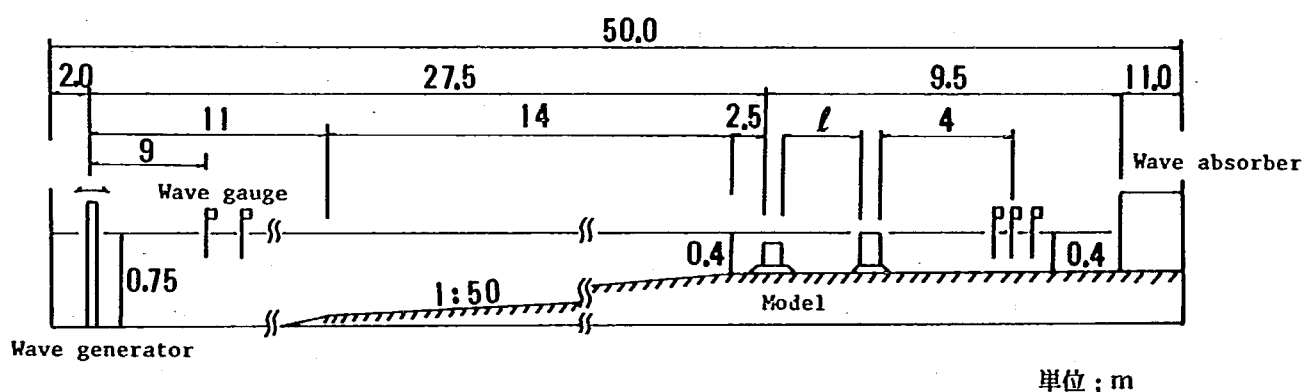


図 9.2 実験装置

9.4 潜堤の構造条件および実験ケース

堤体諸元を図 9.3 に示す。模型は縮尺を 1/25 と想定したもので，現地量と模型値の対比を表 9.1 に示す。単列および複列潜堤とも基本構造は同一であり，函体は底版のないスリット構造とし，その開口比 ϵ_s は 40%，中詰材は重量 368 g のテトラポッドであり，その空隙率 ϵ_b は 50% である。設置水深 h は 40 cm，捨石マウンド厚は 8 cm の一定とした。

表 9.1 実験条件

諸元	現地	模型値
水深 h	10 m	40 cm
波高 H_I	5 m ～ 碎波波高	20 cm ～ 碎波波高
周期 T	10.0 sec ～ 14.0 sec	2.0 sec ～ 2.8 sec
潜堤天端水深 R	0 m	0 cm
潜堤幅 B	14 m ～ 20 m	56 cm ～ 80 cm
潜堤間隔 ℓ	12 m ～ 81.25 m	48 cm ～ 325 cm

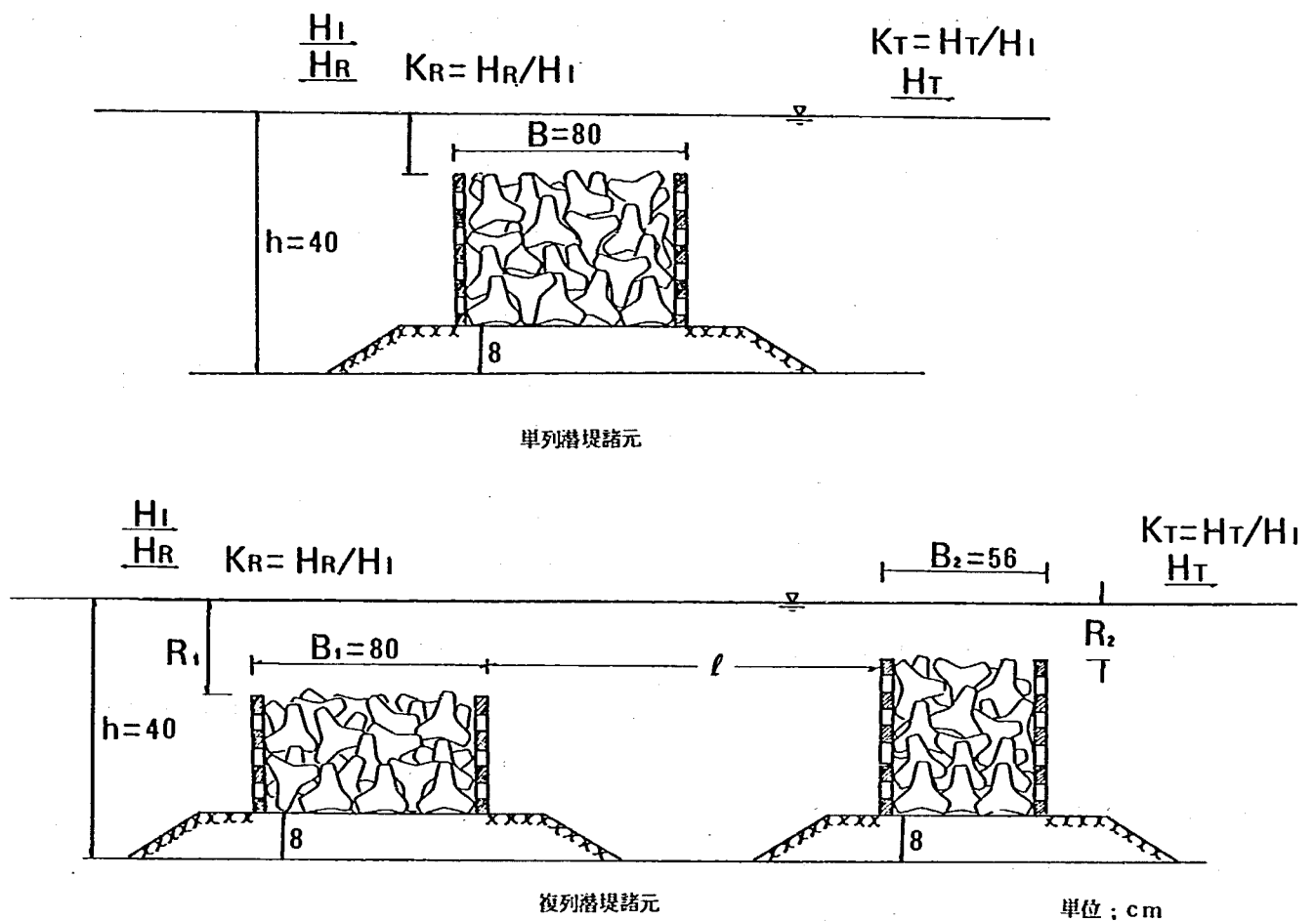


図 9.3 堤 体 諸 元

潜堤の基本的な水理特性を知ることと、複列潜堤との比較のため単列潜堤についても若干の実験を行った。実験は潜堤天端高 R （静水面下方に正とする）を 0 とし、堤幅 B は 80 cm（ $B/h = 2.0$ ）として、表 9.2 に示す 13 波浪について行った。

表 9.2 実 験 波 諸 元

Wave No	T(sec)	H_0' (cm)	L_0 (cm)	H_1 (cm)	L (cm)	H_0'/L_0	H_1/L	h/L
1	2.0	16.0	624	16.1	369	0.026	0.044	0.108
2	2.0	19.9	624	21.0	369	0.032	0.057	0.108
3	2.0	22.2	624	25.3	369	0.036	0.069	0.108
4	2.0	23.7	624	26.9	369	0.038	0.073	0.108
5	2.0	24.1	624	25.8	369	0.039	0.070	0.108
6	2.4	17.2	899	20.6	453	0.019	0.045	0.088
7	2.4	19.3	899	25.4	453	0.021	0.056	0.088
8	2.4	20.4	899	26.5	453	0.023	0.058	0.088
9	2.4	20.6	899	25.6	453	0.023	0.057	0.088
10	2.8	16.6	1223	20.0	535	0.014	0.037	0.075
11	2.8	19.6	1223	24.6	535	0.016	0.046	0.075
12	2.8	21.0	1223	28.5	535	0.017	0.053	0.075
13	2.8	21.5	1223	26.7	535	0.018	0.050	0.075

複列潜堤に関する実験は図 9.3 および表 9.3 に示すように沖側と岸側の潜堤間隔 ℓ を 48 ~ 325 cm の間で 10 通り変えて行った。複列潜堤の天端水深は沖側を $R_1 = 12 \text{ cm}$ ($R_1/h = 0.3$)、岸側を $R_2 = 0 \text{ cm}$ ($R_2/h = 0$) とそれぞれ一定とした。堤幅も沖側 $B_1 = 80 \text{ cm}$ 、岸側 $B_2 = 56 \text{ cm}$ ($B_1/h = 2.0$, $B_2/h = 1.4$) と固定した。この諸元は通常時波浪に対し K_T および K_R の目標値を満たす諸元であり、周期は表 9.3 に示すように $T = 2.0, 2.4, 2.8 \text{ sec}$ を選んだ。

表 9.3 複列潜堤実験ケース

周 期 $T(\text{sec})$	換 算 沖 波 波 高 $H_o'(\text{cm})$	潜 堤 間 隔 $\ell(\text{cm})$
2.0	16.0, 19.9, 22.2, 23.7, 24.1	48, 64, 89, 120, 140, 170, 200, 232, 277, 325
2.4	17.2, 19.3, 20.4, 20.6	
2.8	16.6, 19.6, 21.0, 21.5	

安定実験で用いた潜堤の諸元は、単列・複列共に透過率・反射率測定に用いた諸元と同一であり、スリットセルラーはモルタルで水路幅方向に 3 個製作し、その単位体積重量が 2.45 t/m^3 となるように重量を調整した。更に、隔壁（開口比 40 %）を一枚取りつけた。3 個のうち実験堤体は水路中央部の 1 個であり、その両側はダミーとした（図 9.4）。中詰材は 6.3 t 型テトラポッドを用い、空隙率は 50 %とした。

滑動実験に用いた波は表 9.4 に示す 9 ケースとした。潜堤間隔は、 $T = 2.0 \text{ sec}$ の波に対する

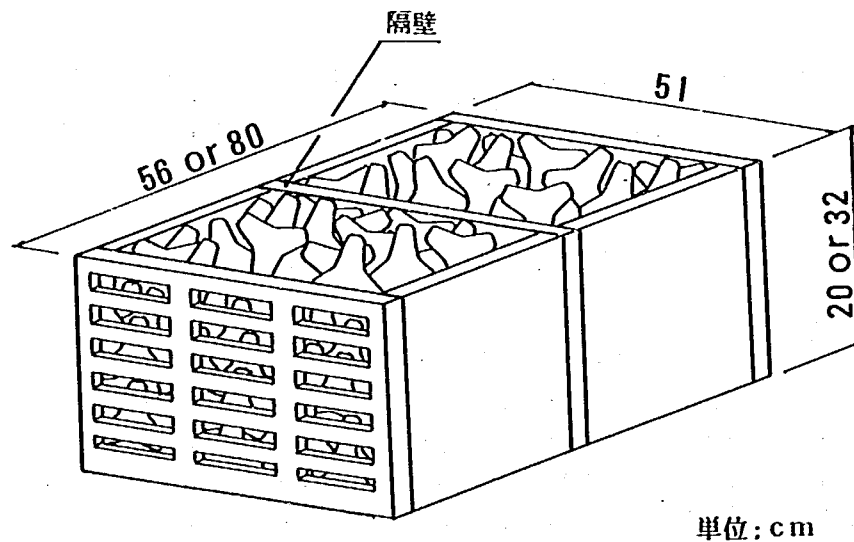


図 9.4 安定実験に用いた模型

表 9.4 滑動実験実験ケース

周 期 $T(\text{sec})$	換 算 沖 波 波 高 $H_o'(\text{cm})$	潜 堤
2.0	16.0, 19.9, 22.2, 23.7	単列潜堤, 複列潜堤 ($\ell = 64 \text{ cm}, 170 \text{ cm}, 277 \text{ cm}$)
2.8	16.6, 19.6, 21.0, 21.5	単列潜堤, 複列潜堤 ($\ell = 64 \text{ cm}, 170 \text{ cm}, 277 \text{ cm}$)

K_R が極小値をとる間隔 ($\ell = 170 \text{ cm}$) と、それより狭い場合 ($\ell = 64 \text{ cm}$)、広い場合 ($\ell = 277 \text{ cm}$) を代表として選んだ。

9.5 潜堤の透過・反射特性に関する実験結果

9.5.1 単列潜堤の消波効果

透過率および反射率と B/L の関係を図 9.5 に示す。また、エネルギー損失率 K_L^2 と B/L の関係を図 9.6 に示す。ここに、 K_L^2 は次式で表される。

$$K_L^2 = 1 - (K_T^2 + K_R^2) \quad (9.1)$$

通常時波浪に対する K_T は $B/L < 0.2$ の範囲では 0.6 以上であったが¹⁾、大波浪 (16 cm 以上) に対する K_T は 0.6 以下となり、最も大きい場合でも $K_T = 0.52$ である。特に入射波高が高い場合、 K_T は小さくなり、砕波直前の入射波 (図中△印) の K_T が最も小さく $K_T = 0.40 \sim 0.44$ となっている。反射率 K_R も H_0' が大きくなると減少しており、0.25 ~ 0.40 の値となっている。このように、単列潜堤では入射波高が大きくなると消波効果が良くなる。この点は図 9.6 でも明らかである。

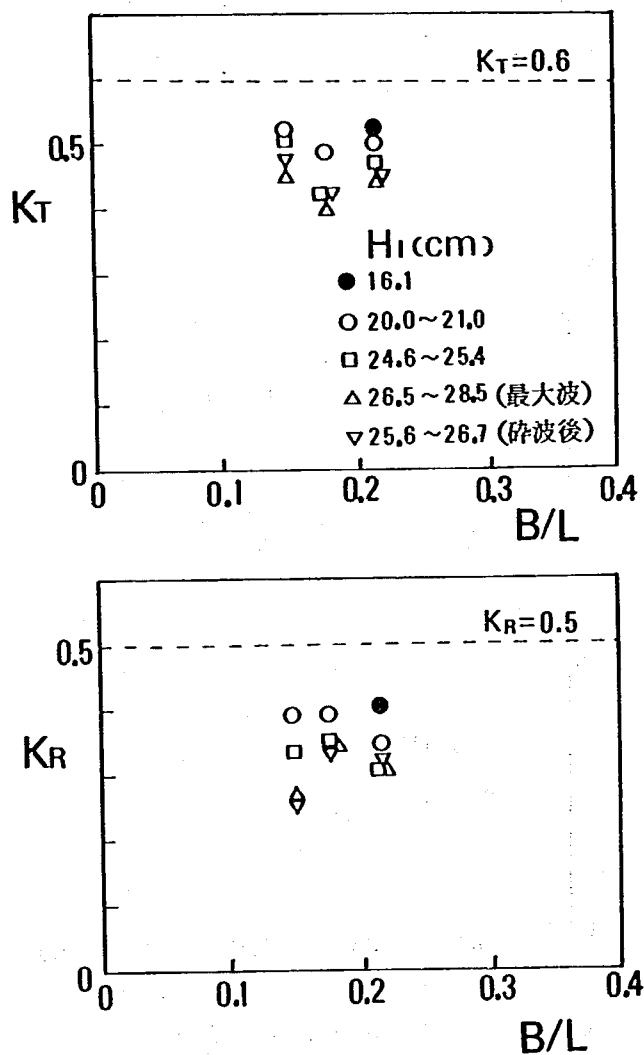


図 9.5 単列潜堤の K_T および K_R

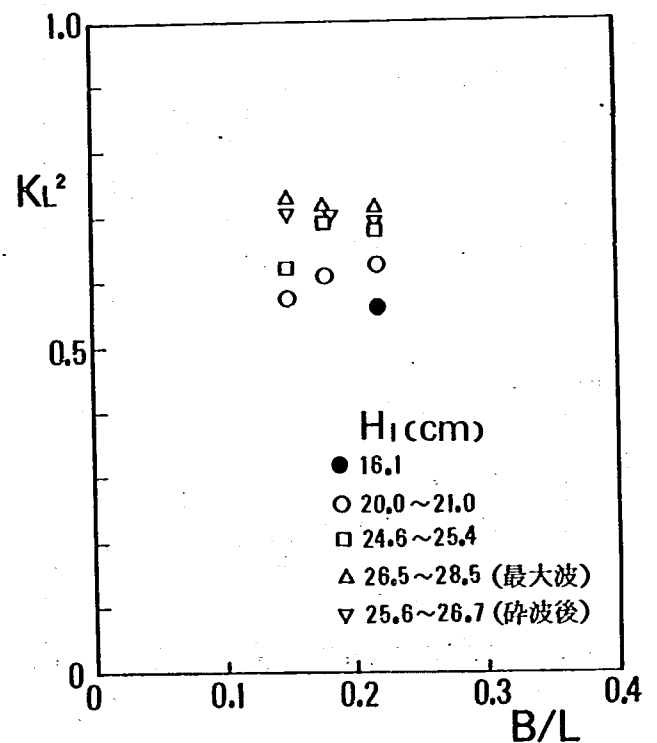


図 9.6 単列潜堤のエネルギー損失率

9.5.2 複列潜堤の消波効果

図 9.7 ~ 9.9 は設置間隔 ℓ を変化させた場合の設置間隔波長比 ℓ/L と透過率 K_T および反射率 K_R の関係を波形勾配 H_0'/L_0 をパラメータにとり示したものである。各図においては、図 9.7 ~ 9.9 の順に $(B_1 + B_2)/L$ の値が 0.369, 0.300, 0.254 と、また h/L の値が 0.108, 0.088, 0.075 と変化している。更に、図中の破線は K_T および K_R の目標上限値である。 K_R が、 ℓ/L の変化に対応して顕著に変動している点は前回の実験結果¹⁾と同様である。 K_R の極大値と次の極大値の間隔はほぼ $0.5 \ell/L$ である。

一方、 K_T の ℓ/L に対する変化は K_R の変化ほど顕著ではない。しかしながら、 $h/L = 0.088$ (図 9.8) と $h/L = 0.075$ (図 9.9) の場合、わずかではあるが極大値・極小値が交互に現れており、 H_0'/L_0 が小さいほどその差は大きい。 $h/L = 0.108$ (図 9.7) の場合は K_T の変化は小さい。

位相干渉は特に反射率に現れており、ほぼ $0.25 \ell/L$ 毎に極大・極小が交互に出現する。これは通常時波浪の場合と同様である。透過率への位相干渉の効果は反射率の場合ほど顕著ではないが、入射波の波形勾配が小さいと現れている。

全体に入射波の波形勾配が小さいと K_T は大きくなっているが、その値は目標値である 0.6 以下となった。また、各 h/L 共に碎波直前直後の波に対する K_T はほぼ 0.3 ~ 0.4 となる。

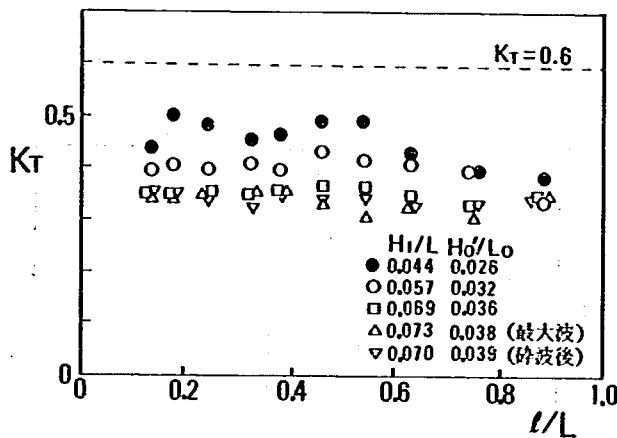


図 9.7 複列潜堤の K_T および K_R
($(B_1 + B_2)/L = 0.369$, $h/L = 0.108$)

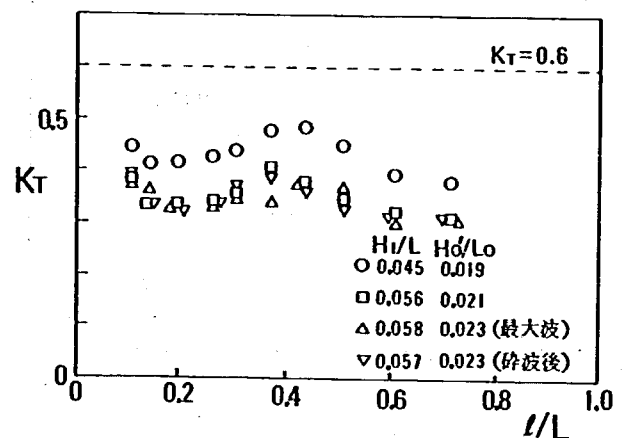


図 9.8 複列潜堤の K_T および K_R
($(B_1 + B_2)/L = 0.300$, $h/L = 0.088$)

9.5.3 通常時波浪と大波浪に対する単列・

複列潜堤の消波効果の比較

同一波浪条件下での単列潜堤と複列潜堤の K_T , K_R と換算沖波の波形勾配の関係をそれぞれ図 9.10 および図 9.11 に示す。前報で報告した結果と、追加実験を行った結果もプロットしてある。複列潜堤の K_T , K_R は l/L により変化するので、そのうちの最大値 (K_{Tmax} , K_{Rmax}) を示した。

単列潜堤の場合 (図 9.10), $H_o'/L_o = 0.018$ ($H_o' = 12$ cm) までは H_o'/L_o (L_o は一定) が大きくなると, K_T , K_R 共に増加し, $H_o'/L_o > 0.018$ の範囲では減少している。 H_o' が小さいと, 潜堤天端上の越流高が低く, 越流時にテトラポッドの脚の粗度効果によるエネルギー減衰と潜堤内部を水粒子が通過する際の乱れによるエネルギー減衰のため, K_T が小さくなった

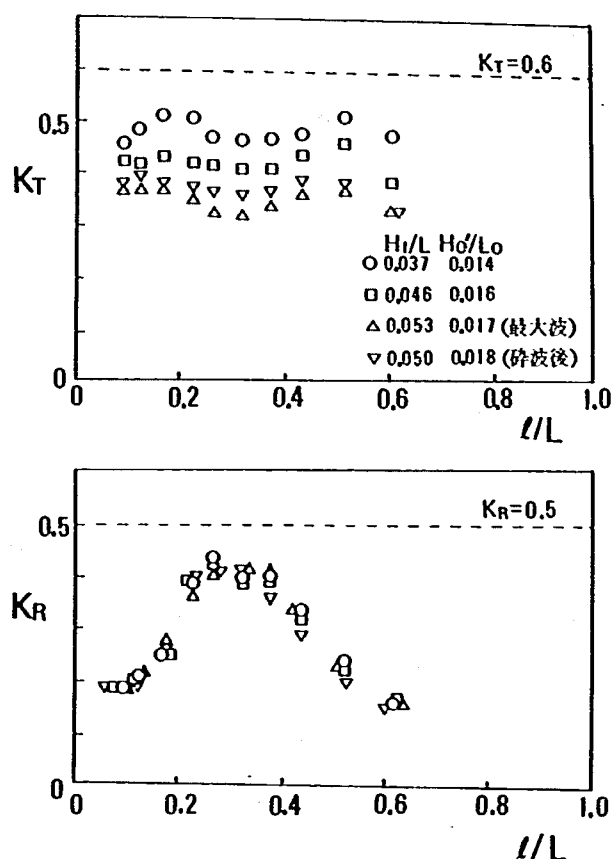


図 9.9 複列潜堤の K_T および K_R
($(B_1 + B_2)/L = 0.254$, $h/L = 0.075$)

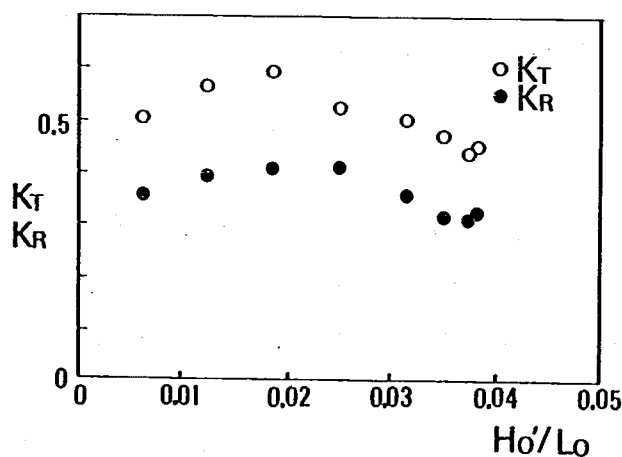


図 9.10 単列潜堤の K_T , K_R と波高の関係
($B/L = 0.217$, $h/L = 0.108$)

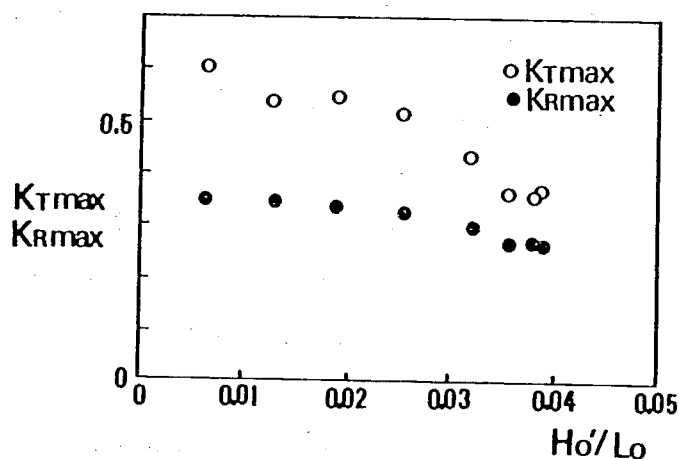


図 9.11 複列潜堤の K_{Tmax} , K_{Rmax} と波高の関係
($(B_1 + B_2)/L = 0.369$, $h/L = 0.108$)

ものと考えられる。一方, H_o' が大きくなると, 越流高が高くなるので K_T は大きくなる。 H_o' がさらに大きくなると, 砕波によるエネルギー減衰が大きく, 消波効果が大きくなるものと考えられる。このように大波浪が作用する場合は通常時波浪に比べ, 潜堤の消波効果は高くなる。

複列潜堤の場合は H_o'/L_o (L_o は一定である) が大きくなると K_{Tmax} , K_{Rmax} 共にほぼ直線的に減少している。特に K_{Tmax} は, H_o'/L_o が $0.013 \sim 0.039$ までの範囲では, 0.6 から 0.45 まで減少しており, 波高が大きくなると, 複列潜堤の効果がより発揮される。 K_{Rmax} も $H_o'/$

L_0 が大きくなるとやや減少している。通常時波浪では $K_{R\max}$ は0.35程度であるが、大波浪になると0.27まで小さくなる。通常時波浪に比べて、大波浪時は複列潜堤の消波効果は高くなる。図9.10と図9.11を比べると、 $H_0'/L_0 = 0.006$ を除いて $K_{T\max}$ 、 $K_{R\max}$ 共に K_T 、 K_R より0.02～0.1程度小さくなっており、複列潜堤は単列潜堤より消波効果が大きいと言える。

9.6 潜堤の安定性

9.6.1 摩擦係数

安定実験に先立ち、潜堤と捨石マウンド間の摩擦係数(μ)を測定した。その結果を表9.5に示す。岸側潜堤の μ が0.68と他の潜堤に比べて低いのは、堤体幅がやや狭いので、最下層のテトラポッドの個数が少なくマウンドに接する脚数が少ないためと考えられる。

表9.5 摩擦係数

潜堤	平均摩擦係数(μ)	μ の最小値～最大値
単列潜堤	0.79	0.76～0.82
複列沖側	0.80	0.74～0.87
複列岸側	0.68	0.64～0.72

9.6.2 実験結果

(1) 潜堤の滑動

周期2.0 sec(現地量10 sec)の場合、入射波高 $H_I = 16.1$ cm～砕波波高26.9 cm(同4.03 m～6.73 m)、周期2.8 sec(同14 sec) $H_I = 20.0$ cm～砕波波高28.5 cm(同5.00 m～7.13 m)の波を作用させたが、単列・複列潜堤共に滑動せず安定であった。

(2) テトラポッドの安定性

・ 単列潜堤の場合

周期2.0 secの波は潜堤天端で砕波し、越波した水塊は潜堤天端の岸寄りに落下する。このため、 $H_I \geq 21.0$ cmでは岸側スリット壁近くのテトラポッドが3～4個ロッキングした。ロッキングするテトラポッドの個数およびその振幅は波高が大きくなっても変わらなかった。

周期2.8 secの場合は、波が潜堤天端上で砕波するが、越波した水塊は潜堤を越えて堤内側に落下した。このため、2.0 secの場合と同じような場所のテトラポッドがロッキングするが、その個数は1～2個であり、ロッキングの振幅も小さい。

・ 複列潜堤の場合

複列潜堤の場合は、潜堤の設置間隔によりロッキングするテトラポッドの個数および程度は異なっている。 $\ell \leq 89$ cmでは、 $T = 2.0$ sec、 $T = 2.8$ sec共に最大入射波が沖側潜堤上で砕波し、越波した水塊は岸側潜堤天端に直接当たる。このような場合は、水塊が落下した岸側潜堤の天端上のテトラポッドが3～4個ロッキングした。また沖側潜堤天端のブロックがロッキングするのが見られた。このロッキングの程度は ℓ が小さい場合大きか

った。

$l \geq 120$ cm では、沖側潜堤天端上で碎波した波が、沖側潜堤と岸側潜堤との間に落ちるので、岸側潜堤表層のテトラポッドはロッキングしなかった。

複列潜堤の場合、中詰材の安定には潜堤の設置間隔が影響を及ぼす。

(3) 沖側潜堤が岸側潜堤の安定性に及ぼす影響

(2)で述べたように、複列の場合、沖側潜堤上で碎波が促進され、単列潜堤の場合に比べて岸側潜堤へは減衰した波が作用するものと思われる。沖側潜堤が岸側潜堤の安定性に及ぼす影響を調べるために次のような実験を行った。単列潜堤と複列岸側潜堤をスリットセルラーのみ（中詰材なし）の状態で設置し、波を作用させてそれらの滑動量とスリットセルラー直前の波高を測定した。ただし、潜堤幅を一致させるため、単列潜堤幅は 56 cm ($B = B_2$) とした。

図 9.12 はスリットセルラー直前の波高、図 9.13 は 1 波当りのスリットセルラーの滑動量である。

単列潜堤では、スリットセルラー直前の波高は、入射波高が高くなると増大しており、碎

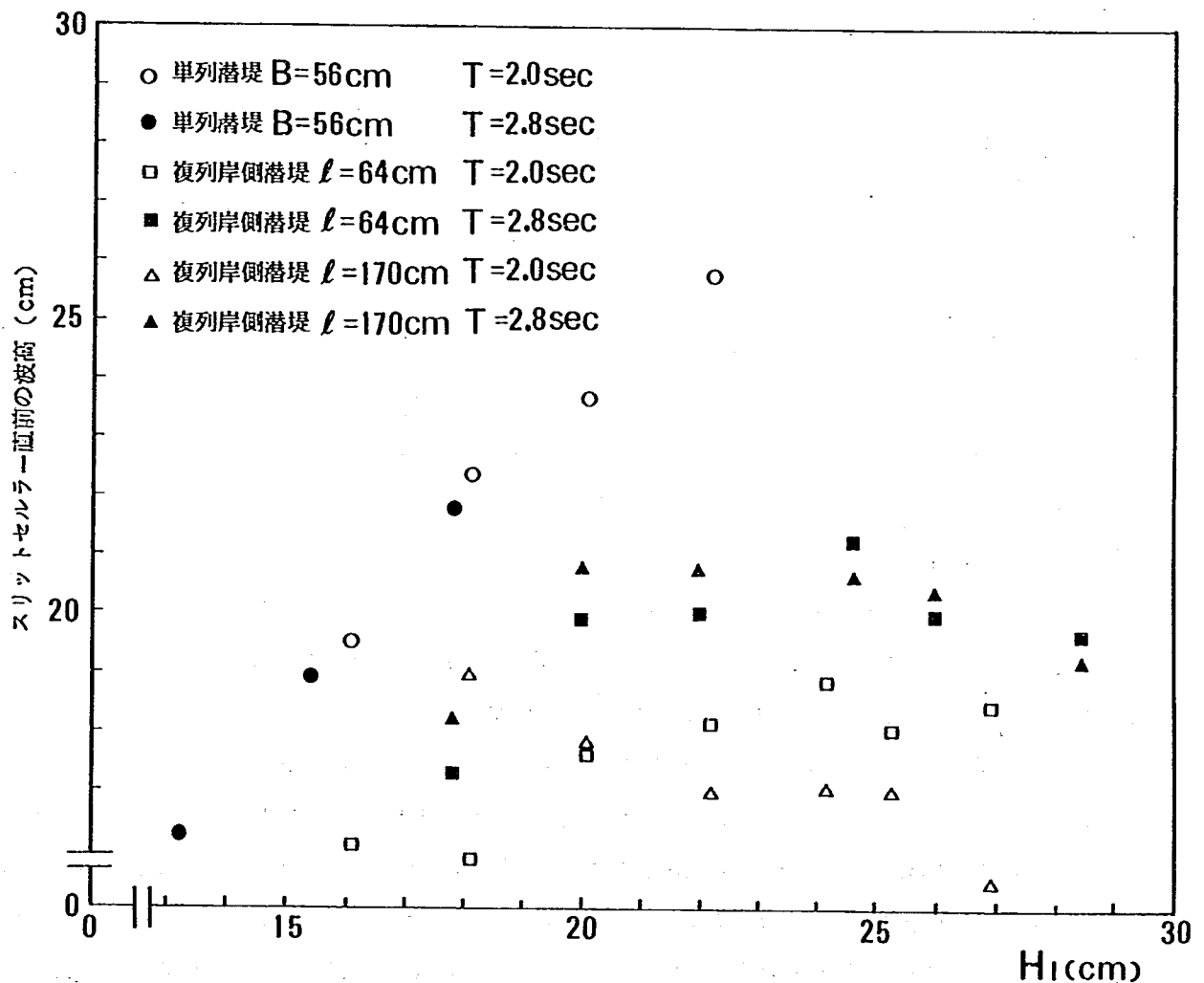


図 9.12 入射波高とスリットセルラー直前の波高の関係

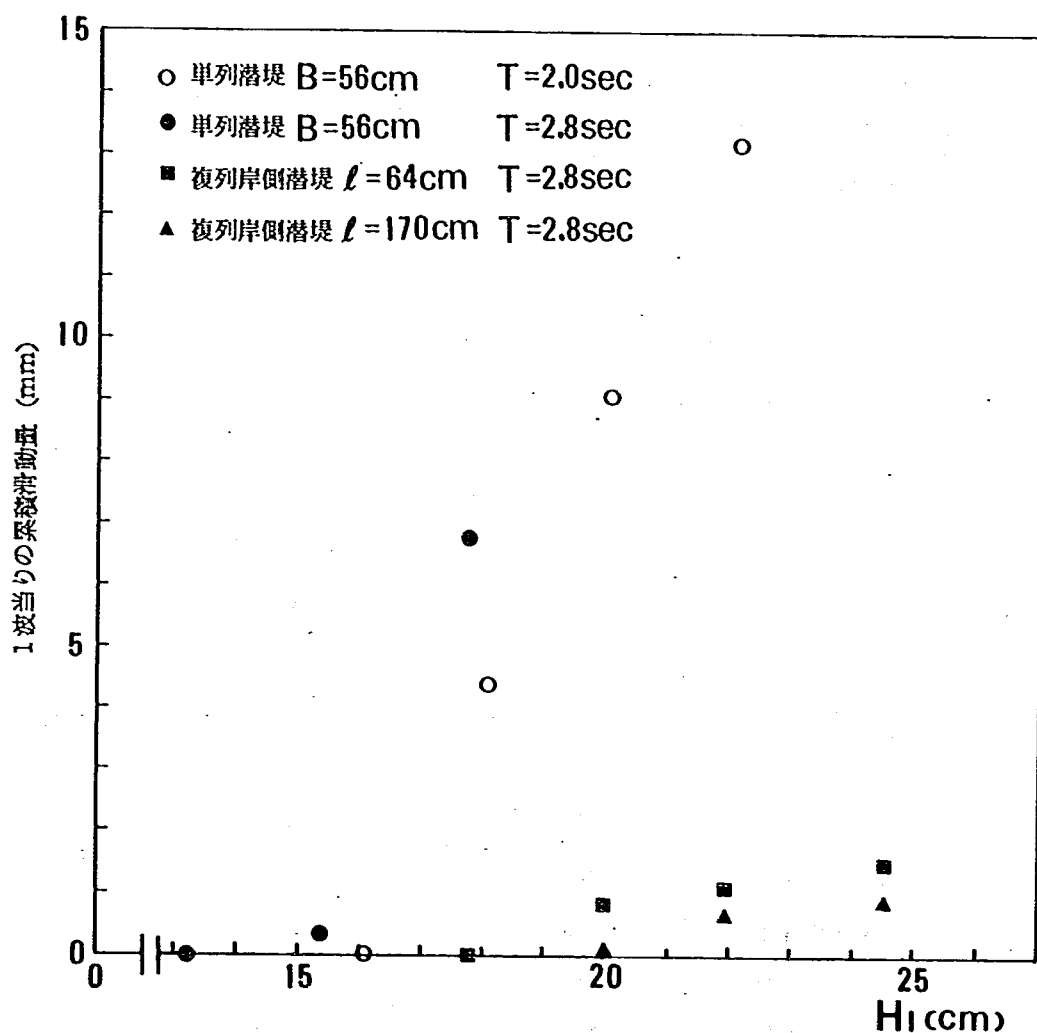


図 9.13 入射波高とスリットセルラーの滑動量の関係

波するまで大きくなると考えられる。それに従い、滑動量（図 9.13）も $T = 2.0$ sec , $T = 2.8$ sec 共に急激に増加している。

一方、複列潜堤の場合は、入射波高 H_I が 20 cm を越えると沖側潜堤上で碎波し、入射波高がそれ以上大きくなっても岸側のスリットセルラー直前の波高は大きくなり $T = 2.0$ sec の場合 19 cm , $T = 2.8$ sec の場合 21 cm 程度が限界波高となっている。

$T = 2.0$ sec では、スリットセルラーの滑動はみられなかったが、 $T = 2.8$ sec の波が作用する場合は、 $l = 64$ cm で $H_I \approx 18$ cm から、 $l = 170$ cm で $H_I \approx 20$ cm から滑動が見られ、 $H_I \approx 24.6$ cm まで 1 波当りの滑動量はゆるやかに増加している。

図 9.13 から、滑動量 = 0 となる限界波高 (H_c) を求めると $T = 2.8$ sec の場合に、単列潜堤では $H_c = 15.2$ cm（現地量 3.8 m）、複列潜堤の $l = 64$ cm では $H_c \approx 18$ cm（4.5 m）、 $l = 170$ cm では $H_c = 20$ cm（5.0 m）であり、複列潜堤では、単列潜堤に比べて 0.70 m、1.2 m（現地量）限界波高が増大し、安定性が良くなっている。また、滑動後も滑動量は単列潜堤では、入射波高とともに増加するのに対し、複列潜堤では、増加の割合が小さい。複列潜堤では沖側の潜堤が、岸側潜堤の滑動安定性に対して寄与していることが明らかである。

9.7 ま と め

- ① 単列潜堤の幅を 80 cm (現地量 20 m) にすることにより, 周期 2.0 ~ 2.8 sec (10 ~ 14 sec) の大波浪に対して $K_T = 0.40 \sim 0.52$, $K_R = 0.25 \sim 0.40$ となった。また, 入射波高が高いほど K_T , K_R は小さくなった。
- ② 複列潜堤の K_T , K_R は大波浪の場合でも ℓ/L によって極大値・極小値が交互に現れるのは通常時波浪の場合と同じである。 K_T , K_R の最大値 ($K_{T \max}$, $K_{R \max}$) は入射波周期によって異なるが, $K_{T \max} = 0.36 \sim 0.5$, $K_{R \max} = 0.32 \sim 0.42$ であり, 単列潜堤と同様に入射波高が大きいと K_T , K_R 共に小さい。また単列潜堤に比べて消波効果は大きい。
- ③ 複列潜堤は単列潜堤に比べ幅広い周期に対して消波機能が向上し, さらに適切な潜堤間隔を選ぶことにより K_R を大幅に減少させることができる。
- ④ 単列潜堤では $h = 40$ cm における最大波 ($T = 2.0$, 2.8 sec) に対しても堤体は滑動しなかった。テトラポッドはロッキングするが, $T = 2.0$ sec の場合が $T = 2.8$ sec の場合に比べてその個数が多く, 振幅も大きい。これは, $T = 2.0$ sec の場合潜堤天端上で碎波した波が潜堤天端上の岸寄りに落下するためである。
- ⑤ 複列潜堤では④と同じ波に対して, 複列潜堤は滑動せず安定であった。テトラポッドはロッキングあるいは移動するものも見られるが, それは潜堤間隔が狭い ($\ell \leq 89$ cm) 場合であり, $\ell \geq 120$ cm になると, スリットセルラーの天端より高いテトラポッドのみがわずかにロッキングする程度である。
- ⑥ 沖側潜堤は, 入射波高が 20 cm 以上になると入射波を碎波させ, 岸側潜堤に作用する波力を減少せしめる効果が大きく, 対滑動安定性に寄与している。この効果は潜堤間隔が広いほど大きい。

9.8 今後の検討課題

- ① 海域制御構造物は, 沖合の波浪条件の厳しい海域に設置されるので, スリット函体および中詰材の耐波安定性と, スリット壁および中詰材の構造的安定性を検討する必要がある。
- ② 本研究は 2 次元規則波実験により, 透過率・反射率を測定したが, それらは ℓ/L により変化する。したがって, 今後は不規則波による水理機能の確認と, 3 次元実験によって平面波高分布や流れの場の把握が必要となる。
- ③ 本構造物は, 従来の離岸堤とは異なり沖合に建設されるものであるから, 設置後の海浜変形を予測することも重要となる。また, マウンド法先の洗掘も考慮しなければならない。今後, 移動床実験等によりそれらを明らかにする必要がある。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所 海岸研究室：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，No 2510，pp. 7～17，1987.
- 2) 合田良実・鈴木康正・岸良安治・菊地 治：不規則波実験における入・反射波の分離推定法，港研資料，No 248，24 p.，1976.

第10章 遊水室を有する鋼板セル式海域制御 構造物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	村井	禎美
住友金属工業(株)	鉄構技術部	中山	種清
	建設技術部	飯村	修
	建設工学研究室	喜田	浩
	建設技術部	柳本	泰伴
	設計技術室	北村	卓也
東亜建設工業(株)	技術開発部	荻野	秀雄
	水理研究室	堺	和彦
	材料構造研究室	田渕	博
	設計部	本山	喜章

10.1 ま え が き

根入れ式鋼板セルを用いた海域制御構造物の構造様式としては、単純な円筒形の鋼板セルを断続的に配置した型式を基本として、消波性能を高めるために鋼板セルの一部にスリット付き遊水室を設けたもの、鋼板セルの上部にクロスホローケーソンを設置したもの等様々な形式が検討されている^{1), 2), 3)}。これらのうちスリット付き遊水室を有する鋼板セル式海域制御構造物（遊水タイプ）は、水粒子がスリット壁を通過する際のエネルギー損失と反射波の位相差を利用して消波を図るものであり、前報³⁾においてその消波性能及び作用波力の実験結果を報告した。本検討は、前報で報告した実験結果に関し、新たにデータ整理を行うとともに若干の考察を加え、遊水タイプの消波性能と作用波力を明らかにするものである。図 10.1 に遊水室を有する鋼板セル式海域制御構造物の鳥瞰図を示す。

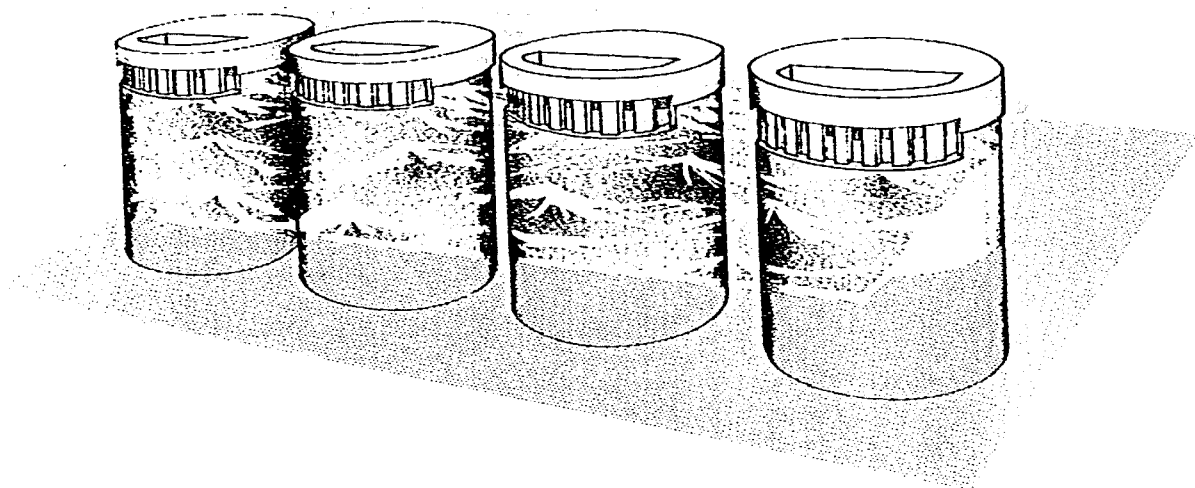


図 10.1 遊水室を有する鋼板セル式海域制御構造物

10.2 実験方法

実験では、セル体を断続的に配置した鋼板セル式海域制御構造物を用いて、構造物の透過率、反射率及び構造物に作用する波圧、波力を測定した³⁾。実験は全長 20 m、幅 16 m、高さ 0.6 m の平面水槽を用いて行った。模型床断面図を図 10.2 に示す。実験の縮尺は 1/50 とし、セル径 $D = 18.5$ m、水深 $h = 15$ m の実構造物を想定して、模型寸法を $D = 37$ cm、 $h = 30$ cm とした。また、波浪条件を表 10.1 に示す。

セル模型の構造形式は、基本タイプ、遊水タイプの 2 通りとした（図

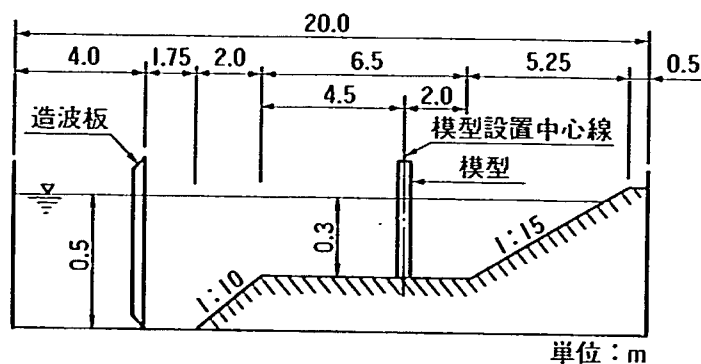


図 10.2 模型床断面図

10.3 参照)。基本タイプは遊水室の無い単純な円筒形のモデルである。セル体の配置は、セル径の 0.2 倍の間隙をもって一列に並べる形式とし、模型数は 6 基とした。遊水タイプの構造条件を表 10.2 に示す。

表 10.1 波 浪 条 件

波 高 H (cm)	周 期 T(sec)	波 長 L (cm)	波形勾配 H / L	相対水深 h / L
2	0.85	106	0.019	0.283
2	1.13	163	0.012	0.184
4			0.025	
2	1.34	204	0.0098	0.147
4			0.020	
8			0.039	
12			0.059	
4	1.70	271	0.015	0.111
8			0.030	
12			0.044	
8	1.98	322	0.025	0.093
12			0.037	

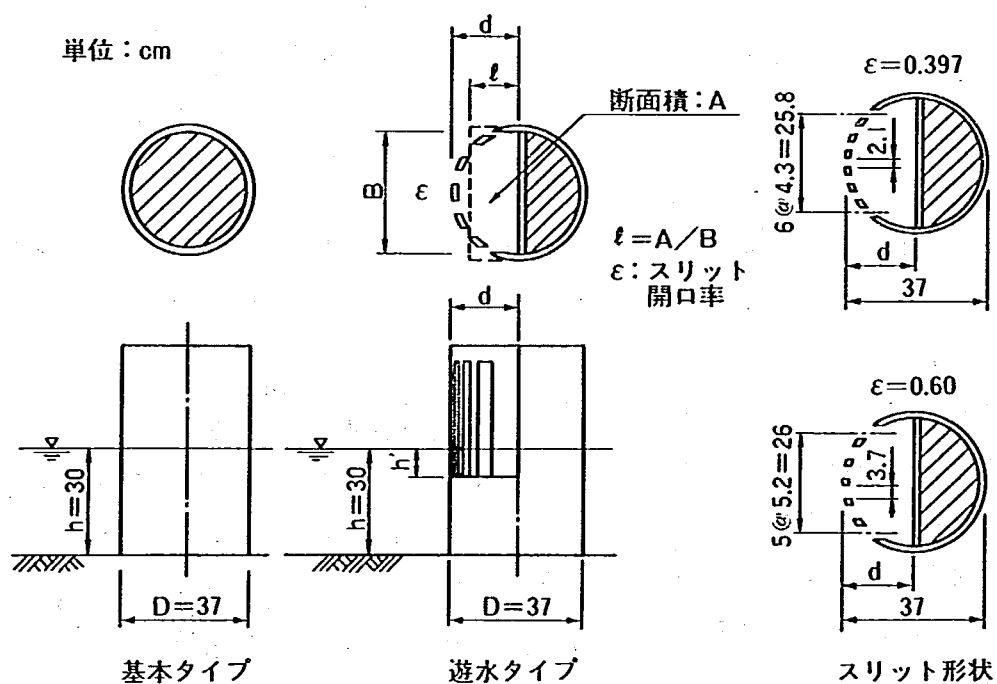


図 10.3 セル模型構造図

表 10.2 逆水タイプ構造条件

NO.	ϵ	d/D	ℓ (cm)	ℓ/h	h'/h
S - 19	0.397	0.25	5.8	0.193	0.25
S - 6	0.397	0.50	13.7	0.458	0.0
S - 14	0.397	0.50	13.7	0.458	0.125
S - 5	0.397	0.50	13.7	0.458	0.25
S - 18	0.397	0.50	13.7	0.458	0.375
S - 4	0.397	0.50	13.7	0.458	0.50
S - 7	0.397	0.75	22.5	0.608	0.25
S - 16	0.60	0.50	13.7	0.458	0.125
S - 10	0.60	0.50	13.7	0.458	0.25

注) ϵ : スリット開口率

d, ℓ, h' : 図 10.3 参照

入・反射波高及び透過波高の測定位置を図 10.4、表 10.3 に示す。入・反射波高は、走行台車を用いて測定した。図 10.4 に示す 2 測線に沿う波高分布を測定するために、台車には各々 2 台の波高計を取り付けた。測定範囲は、堤体中心線より沖側 25 cm の位置から延長 3 m の範囲とし、台車を走行させて往路と復路の 2 回測定を行った。入・反射波は Healy の方法で分離した。その際、

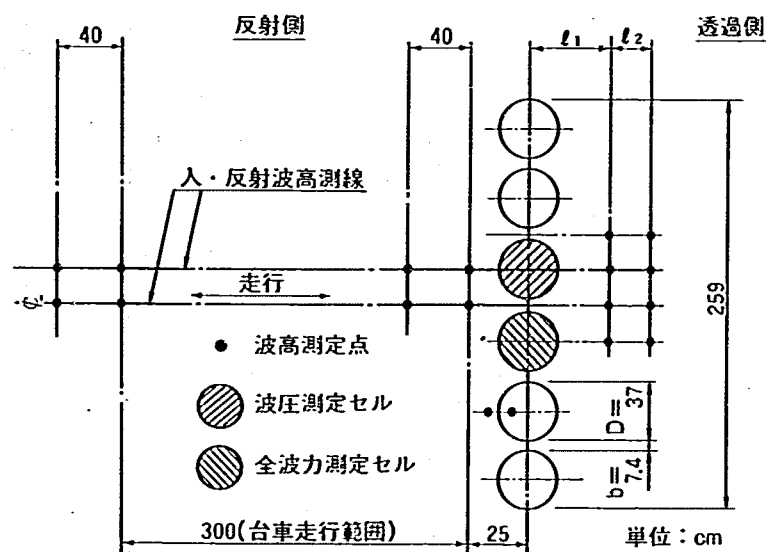


図 10.4 波高測定位置

表 10.3 透過波高測定位置

項 目	周 期 T (sec)					備 考
	0.85	1.13	1.34	1.70	1.98	
ℓ_1 (cm)	52.0	52.0	52.0	60.0	60.0	
ℓ_2 (cm)	13.3	20.4	25.5	33.9	40.3	波長 / 8

各波高計ごとに最大値，最小値を読み取り，それぞれの平均値を最大，最小波高とした。この場合，堤体付近での乱れた波の影響を除くため，堤体中心線より入射波長の $1/4$ 以上離れた位置での値を用いた。透過波高は，図 10.4 に示す模型背後の 8 測点で得られた値の平均値を用いた。反射率 K_R 及び透過率 K_T は，得られた入射波高 H_I ，反射波高 H_R ，透過波高 H_T より， $K_R = H_R / H_I$ ， $K_T = H_T / H_I$ として算定した。

全波力と波圧は次のようにして測定した。まず，仮設床底面に設けたピット内に防水型の 3 分力検出器を設置し，治具を介して模型を支持することにより，セル体に作用する水平波力とモーメントを測定した。また，遊水タイプのスリット部材に作用する波圧を求めるため，代表的な実験ケースについてスリット部波圧の測定を行った。測定値の整理にあたり，透過波高測定及び波力・波圧の測定結果は全て 10 波当りの平均とした。

10.3 実験結果

10.3.1 透過率 (K_T)，反射率 (K_R) 及びエネルギー損失率 (K_L^2)

離岸堤や港湾構造物を参考にすると，消波効果のめやすを $K_R \leq 0.5$ ， $K_T \leq 0.6$ 程度とすることが出来る。そこでこれらの値を 1 つの達成目標として実験値を調べると，この条件をほぼ満たすのは，S-5，S-16 及び S-18 の 3 ケースのみであった。そこで以下ではこの 3 ケースの結果を詳しく論ずる。

遊水タイプの消波性能と相対水深 h/L との関係を知るため，波形勾配 $H/L = 0.02 \sim 0.05$ の条件における K_T ， K_R と h/L の関係を図 10.5 に示す。 K_T は，基本タイプを含む全てのケースで， h/L が大きくなるにしたがい減少する傾向を示す。このことから遊水室の有無にかかわらず，波長が短い波ほど K_T が小さくなることがわかる。

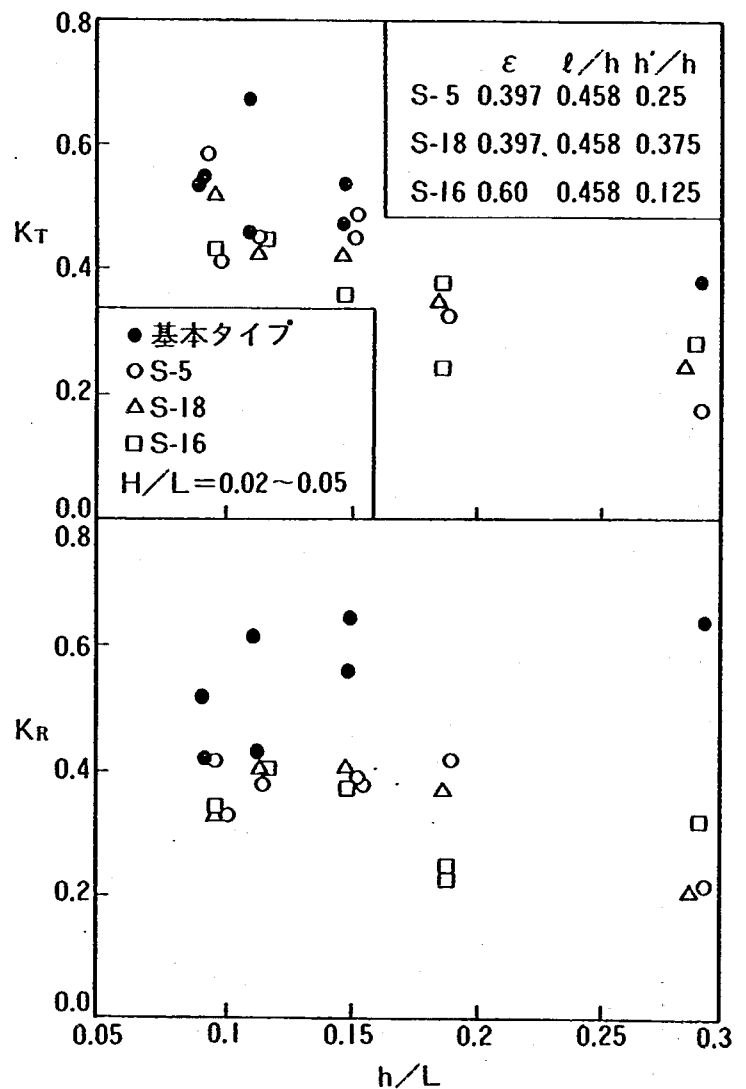


図 10.5 K_T ， K_R と h/L の関係

遊水タイプの K_T と基本タイプの K_T を比較すると、 h/L が小さい場合両者はほぼ同じか、わずかに遊水タイプの方が小さい。しかし、 h/L が大きくなると、遊水タイプの K_T は基本タイプの値よりずっと小さくなり、明らかに消波性能が向上している。一方、基本タイプの K_R は h/L が大きくなると増大する傾向があるが、遊水タイプではこれと逆に減少する傾向を示す。また、遊水タイプの K_R はほぼ0.4以下であって、基本タイプの0.4～0.65と比較してずっと小さく、特に h/L が大きくなるとその差は著しい。すなわち、遊水室の存在による反射率低減の効果が、周期の短い波に顕著に現れたことが明らかである。

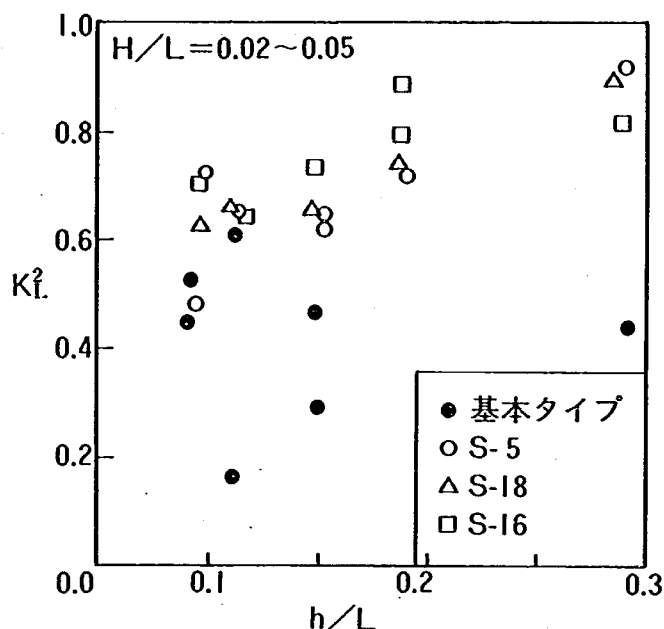


図 10.6 K_L^2 と h/L の関係

次に図 10.6 に、 K_L^2 と h/L との関係を示す。ここで K_L^2 は下式により算定した。

$$K_L^2 = 1 - K_T^2 - K_R^2 \quad \dots\dots\dots (10.1)$$

遊水タイプの K_L^2 は h/L が大きくなるにしたがい増大する傾向を示す。これは主として K_T が h/L の増加とともに減少することによる。基本タイプの K_L^2 と比較すると遊水タイプの K_L^2 は0.4以上であって、基本タイプの0.2～0.6と比べずっと大きく、特に h/L が大きくなるとその差は著しい。これは、前述のように遊水室の存在による反射率低減の効果が、周期の短い波に顕著に現れたことによる。

10.3.2 反射率に及ぼす各種要因の検討

K_R に及ぼす各種要因の感度分析を、谷本等⁴⁾の方法を用いて行った。この方法は、連続する縦スリット付き直立ケーソン構造に対し、微小振幅波理論をもとに、エネルギー損失項を擬非線形として扱うことにより反射率を算定するものである。一方、銅板セル式海域制御構造物は、間隙を有し、かつ円筒体からなる構造物であって、現状では反射率を算定する適当な方法がない。そのため構造物を設計するには実験により反射率を求めることが必要となる。その際、波浪条件や構造条件の相違が K_R に及ぼす影響を知るための感度分析に、谷本等の方法を準用することができれば合理的な実験が可能となり、最適な構造を比較的容易に選定することができる。したがって、ここでは、各種要因が反射率に与える影響について、谷本等の方法による解析値と実験結果の定性的な比較を行い、この方法による感度分析の妥当性を検討した。

谷本等によれば縦スリットケーソンの反射率を支配する主要要素は、 h/L 、スリット壁の

開口率 ε 、前面水深に対する遊水室内水深比 (h'/h)、遊水室奥行と水深の比 (ℓ/h) である。ここでは H/L 、 h/L 、 h'/h 、 ℓ/h 、 ε の 5 パラメータが反射率に与える影響について検討した。

最初に波形勾配の変化が K_R に及ぼす影響を検討した (図 10.7)。解析値では h/L の大きさに依存して K_R の値は大きく変化するものの、いずれの場合も極小値を持つ変化が認められる。しかし、実験値では同一周期において 3 種類以上波高を変化させたケースが 1 組しかなく、また、いずれの H/L も、解析において極小値を生ずる H/L の範囲外となっていることもあって、極小値は認められない。実験値、解析値とも、 H/L による K_R の変化は小さく、入射波の波形勾配によって反射率はほとんど変化しないことが分かる。

周期の変化が K_R に及ぼす影響を知るため、 h/L と K_R の関係を図 10.8 に示す。解析値は、 h/L が 0.3 ~ 0.4 付近において極小値を有する。一方、実験値は、 h/L が 0.2 以下ではほぼ一定である。しかし、 $h/L = 0.2 \sim 0.3$ の間では、解析値と同様、 h/L が大きくなるとともに減少する傾向を示す。

基本タイプの K_R は h/L とともに増大する傾向を示していた (図 10.5 参照) ことから、遊水室の効果は以下のように推定される。すなわち、 $h/L \leq 0.2$ では、基本タイプにおける、 h/L とともに K_R が増大する傾向が遊水室の効果により相殺され、 K_R がほぼ一定値となったのに対し、 $0.2 \leq h/L \leq 0.3$ では、遊水室の効果が卓越し、 h/L とともに K_R が減少する傾向が現れたと考えられる。

次に、遊水室内水深の変化が K_R に及ぼす影響を検討した (図 10.9)。解析値は $h'/h = 0.3$ 付近に極小値を有する。一方、実験でも、 $h/L = 0.147$ 、 0.283 の場合、解析値と同様 h'/h

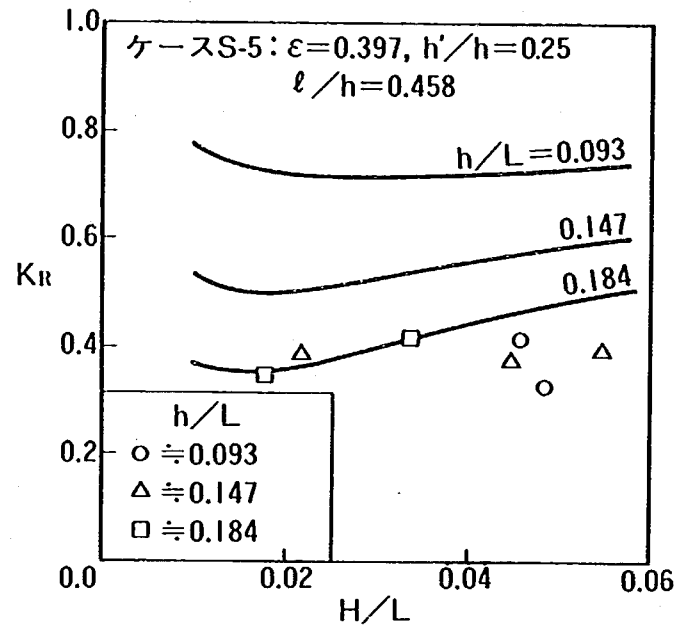


図 10.7 K_R と H/L の関係

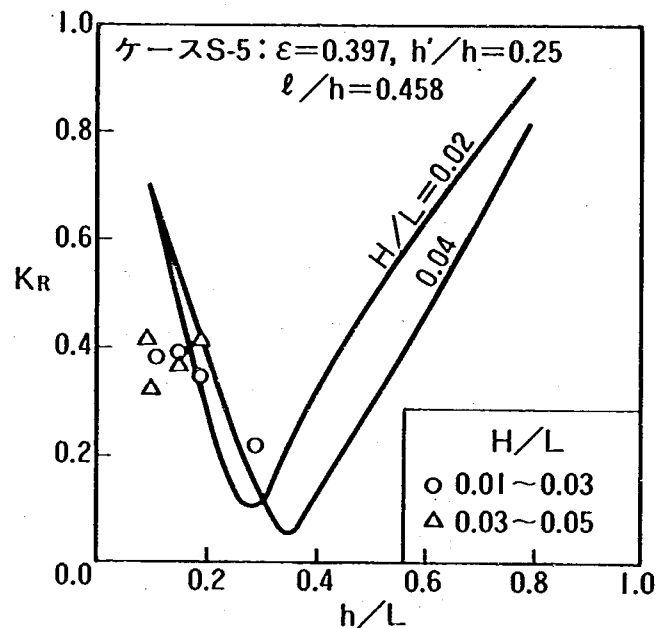


図 10.8 K_R と h/L の関係

$= 0.3$ 付近に極小値を有する
 しかし、周期の長い $h/L \approx 0.093$ の場合には極小値が存在せず、 h'/h にほとんど依存しないことがわかる。このことは、前述の様に遊水室の効果が h/L の大きな波に顕著に現れたことによるものと考えられる。

遊水室奥行の変化が K_R に及ぼす影響を知るため ℓ/L_2 と K_R の関係を図 10.10 に示す。ここに L_2 は遊水室内水深に対する波長である。解析値は $\ell/L_2 = 0.25$ 付近に極小値を有する。これはこの条件においてスリット部からの

反射波と遊水室隔壁からの反射波が干渉しあい、打消しあっていることによる。一方、実験値は全て ℓ/L_2 が 0.25 以下であるため極小値は認められないものの、 ℓ/L_2 が大きくなるにしたがい K_R が減少する傾向を示し、解析値と傾向が一致する。また、 h/L 、 H/L の違いによるばらつきは比較的小さく、 ℓ/L_2 は K_R に大きく影響する要因であることがわかる。遊水室による K_R 低減効果が、前述の様に周期の短い波において顕著に現れたのは、周期が短いほど ℓ/L_2 が 0.25 に近ずき位相差による消波効果が有効に働いたためと考えられる。

最後に、開口率 ε が K_R に及ぼす影響を調べた (図 10.11)。解析値は $\varepsilon = 0.5$ 付近に極小値を有することから、今回の実験において採用した $\varepsilon = 0.397$ 及び 0.6 は、最適開口率に近い値であったことがわかる。 $\varepsilon = 0.397$ と 0.6 の場合を比較すると、 $h/L \approx 0.283$ の条件においては $\varepsilon = 0.6$ の K_R が $\varepsilon = 0.397$ の K_R より大きい。一方、

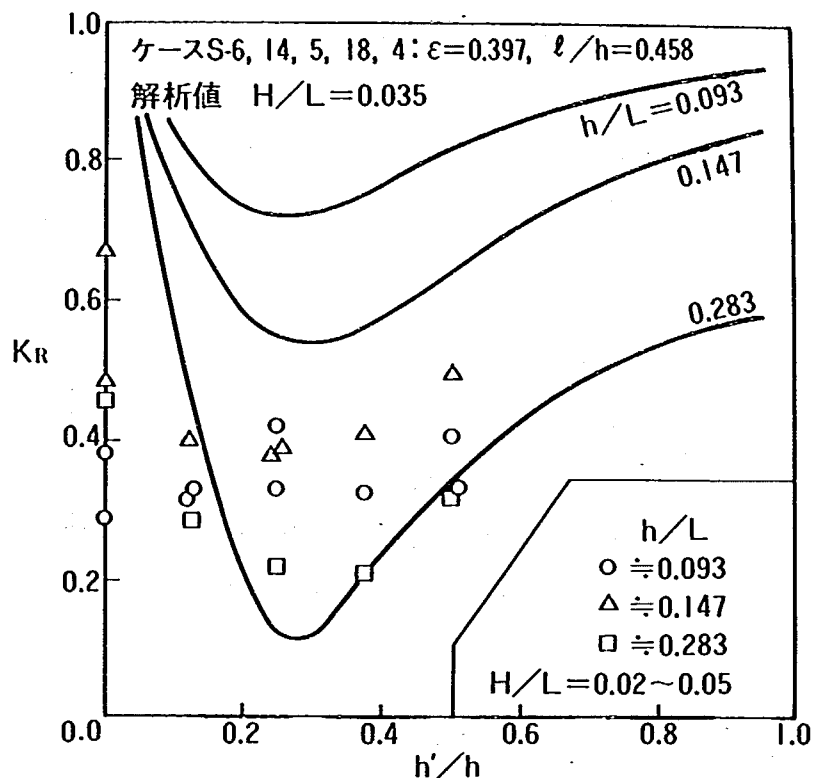


図 10.9 K_R と h'/h の関係

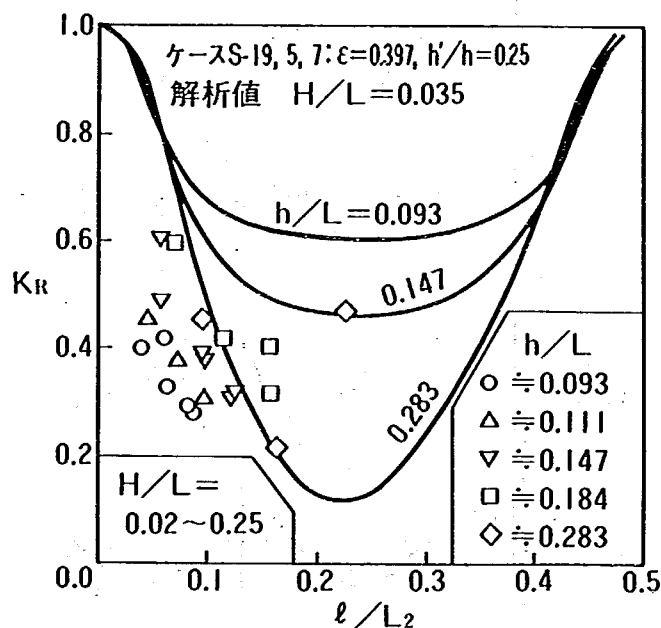


図 10.10 K_R と ℓ/L_2 の関係

$h/L \approx 0.093, 0.147$ においてはほぼ同等の値となっている。これらの点は、解析値の示す傾向とはほぼ一致している。以上のように、遊水タイプ構造体の反射率に及ぼす各種要因の影響については、谷本等の方法により感度分析ができることが分かった。

10.3.3 波力波形の時間変化

ケースS-5における波力波形の例を図10.12に示す。ここで、 F_Y は3分力検出器で測定した水平波力、 P_3, P_6, P_{14} は静水面下6cmにおけるスリット部及

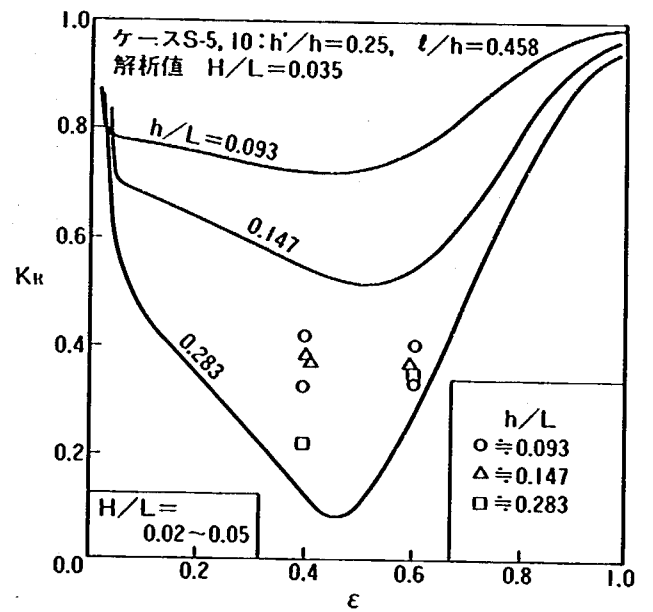


図10.11 K_R と ε の関係

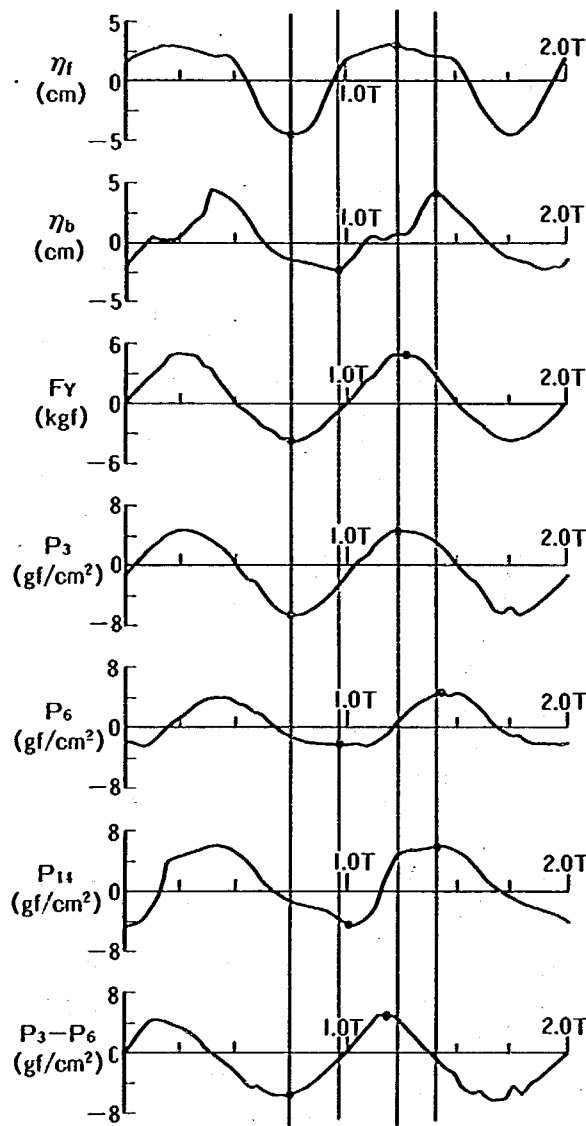
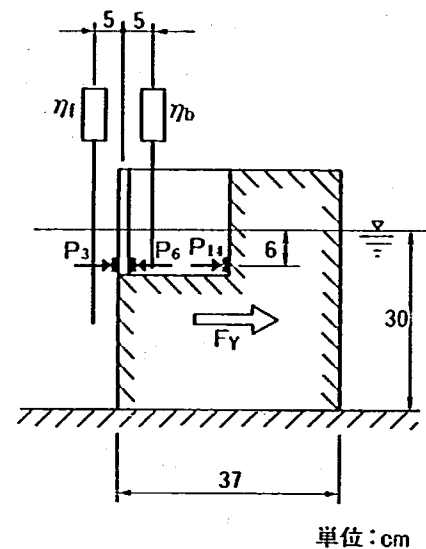


図10.12 波力波形の時間変化

実験ケース

$T=1.29\text{sec}$

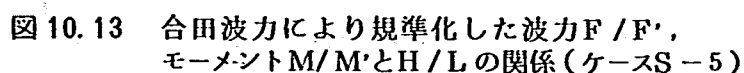
$H=4.2\text{cm}$



F_Y の負のピーク値の絶対値 ($|F_Y| \approx 3.7 \text{ Kgf}$) は正のピーク値 ($|F_Y| \approx 5.0 \text{ Kgf}$) より小さく、セル体の安定は岸向き波力についてのみ検討すればよいことになる。一方、 $P_3 - P_6$ の負のピーク値の絶対値 ($|P_3 - P_6| \approx 6.3 \text{ gf/cm}^2$) は正のピーク値 ($|P_3 - P_6| \approx 4.8 \text{ gf/cm}^2$) より大きく、スリット部材については引き波時に作用する冲向波力についても考慮が必要である。

セル体全体に働く最大水平波力及び最大モーメントに関し、合田式⁵⁾による算定値との比較を行う。なお、合田波力の作用幅は、波の進行方向と直交する面への構造物の投影幅とした。以下の検討においては、合田式による算定値に対する、最大水平波力及び最大モーメントの相対割合で評価を行う。

で被覆した直立壁のように、波力の低減を期待できる構造については、波力の低減を考慮した
合田波力が設計に用いられている⁶⁾。したがって、鋼板セル式海域制御構造物の設計において



も、構造物全体の安定性の検討に用いる波力は、合田波力を低減して用いればよいと考えられる。そこで、低減した合田波力を考え（図 10.14）、低減係数 λ の実験値を求めた。 λ としては、水平波力に対する低減係数 λ_F とモーメントに対する低減係数 λ_M の 2 種が求まる。図 10.15 にケース S-5 の λ_F 、 λ_M と H/L の関係を示す。 λ_F と λ_M はよく一致していることがわかる。このことから鋼板セル式海域制御構造物の設計に、合田波力を低減して用いること

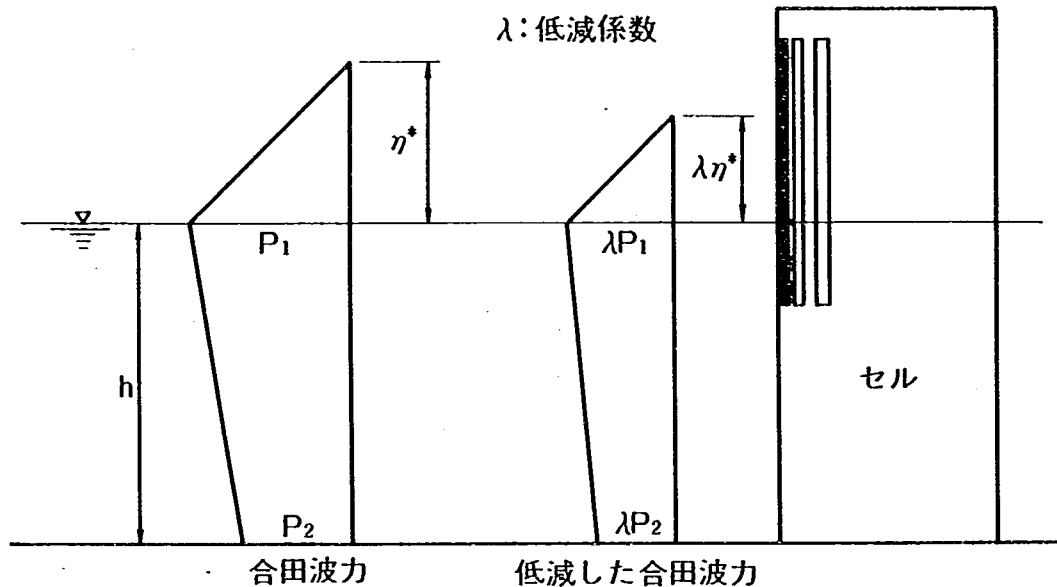


図 10.14 低減を考慮した合田波力

が妥当であることがわかる。S-5 における λ は h/L 及び H/L により異なるが、その上限は約 0.7 である。

10.3.5 スリット部材波圧合力の検討

図 10.16 は、静水面レベルにおけるセル中央スリット部材に作用する波圧と端部スリット部材に作用する波圧との大きさを比較するために、ケース S-4 を選んでセル中央スリット部材の前面及び背面に作用する波圧の差の最大値 $(P_2 - P_5)_{\max}$ を横軸に、端部スリット部材に作用する波圧の差の最大値 $(P_7 - P_9)_{\max}$ を縦軸にとって示したものである。この図より $(P_2 - P_5)_{\max}$ は h/L

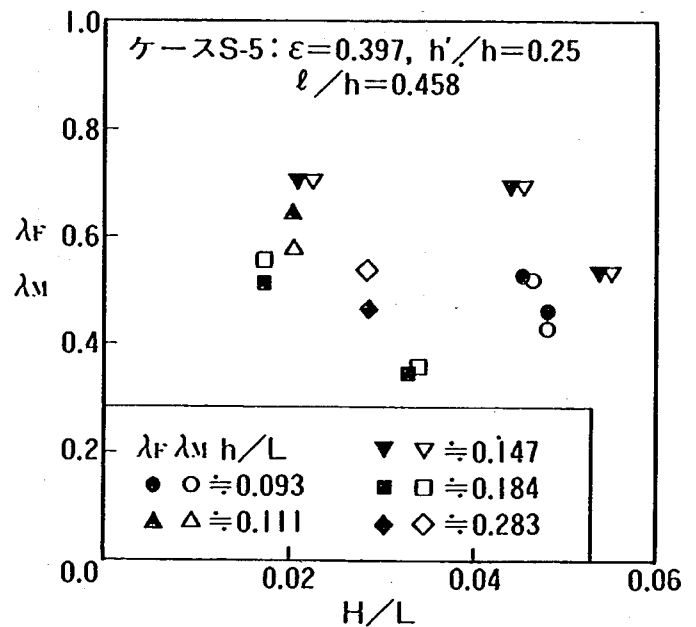


図 10.15 合田波力に対する低減係数 λ_F 、 λ_M (ケース S-5)

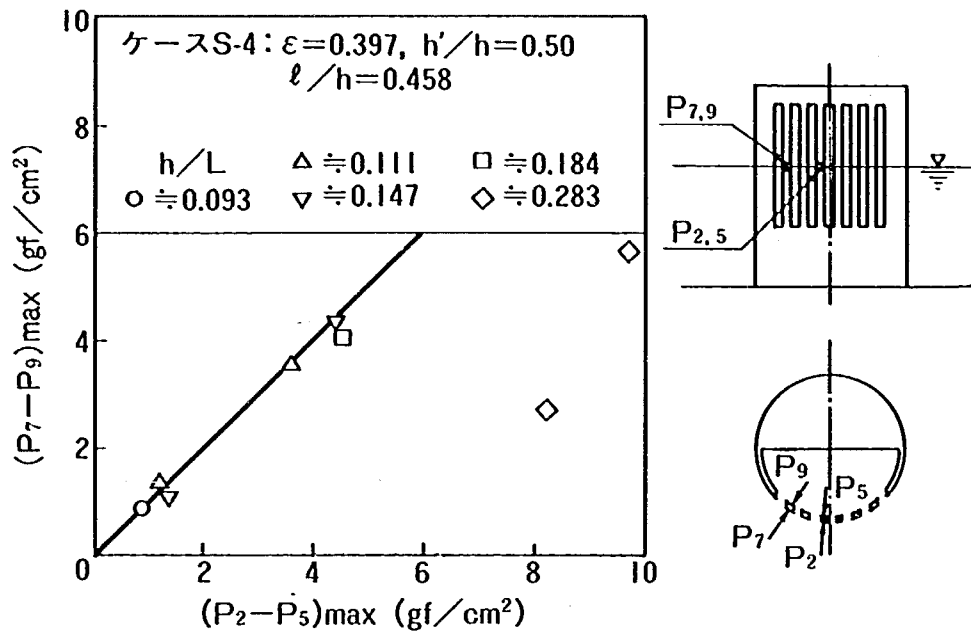


図 10.16 セル中央スリット波圧と端部スリット波圧の比較 (ケースS-4)

≤ 0.184 において $(P_7 - P_9)_{\max}$ とほぼ同等であるが、 $h/L \triangleq 0.283$ においては $(P_7 - P_9)_{\max}$ よりずっと大きくなるのがわかる。結局、波浪条件を問わず $(P_2 - P_5)_{\max}$ の値の方が大きい。すなわち、スリット部材に作用する波圧合力の最大値は、セル中央のスリット部材に生ずると考えて良い。従って、以下においてはセル中央スリット部材のみについて論ずる。

セル中央スリット部材に対し、部材中心線上、静水面レベルにおける波圧が最大となった時点の波圧測定結果より、部材全体に作用する水平方向波圧の合力を求め、合田波力との比較を行った。ここで、10.3.3 節で述べたようにスリット部材に作用する冲向波力も無視できないと考えられるため、波圧合力は岸向とともに冲向波力についても求めた。なお、スリット部材には、入射方向からみた前面側と背面側の両方に異なる波圧が作用するため、前面側に作用する波圧と背面側に作用する波圧の差を作用波圧として用いた。

図 10.17 は、スリット部材に作用する波圧合力と合田波力との比 F/F' の算定方法を示したものである。簡略化するため波圧は直線分布とし、波圧合力は測定値を直線で結ぶことにより算定した。また、実構造物のスリット高さが静水面上 2～3 m 程度であることを考慮して、スリットの上端が静水面上 5 cm (実スケール 2.5 m) であると仮定し、遊水室底面と静水面上 5 cm 間の波圧分布より、スリット部材波圧合力を算定した。図 10.17 より、スリット部材の F/F' は下式により表される。

$$\frac{F}{F'} = \frac{(P_T + P_C) \times 5 + (P_C + P_B) \times 7.5}{(P_{GT} + P_{GC}) \times 5 + (P_{GC} + P_{GB}) \times 7.5} \quad \dots\dots\dots (10.2)$$

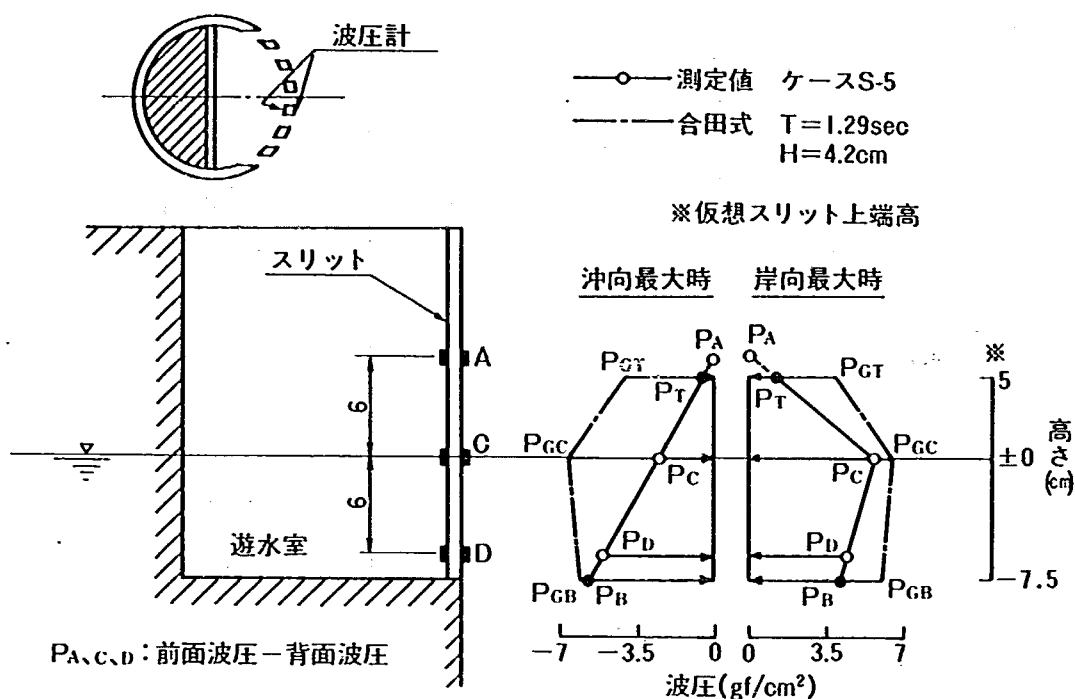


図 10.17 スリット部材波圧合力 / 合田波力 (F/F') の算定方法

ケース S-5 において求めたスリット部材岸向及び沖向の F/F' と d/L_2 の関係を図 10.18 に示す。ここに d の定義は図 10.3 に示した。岸向の F/F' は $d/L_2 = 0.12$ 付近に極大値が認められる。これは d/L_2 が小さい場合、入射波による岸向き波力作用時に、遊水室隔壁で反射した波による逆向きの波力が作用し、波力が小さくなったこと、及び、 d/L_2 が大きい (波長が短い) 場合、 K_R が小さく、重複波による作用波力が小さくなったことによると考えられる。一方、沖向の F/F' は d/L_2 が大きくなるにしたがい増大する傾向がみられる。これは d/L_2 が増加し 0.25 に近づくに従って、隔壁からの反射波による沖向波力が作用するのと同時に、引き波状態となった入射波による沖向波力が作用することによると考えられる。岸向波力と沖向波力を比較すると、 $0.01 \leq H/L \leq 0.03$ における $d/L_2 \geq 0.15$ の 2 点を除いて岸向波力が大きくなっている。また、岸向、沖向とも F/F' は 0.8 以下となっている。スリット部材波圧は、遊

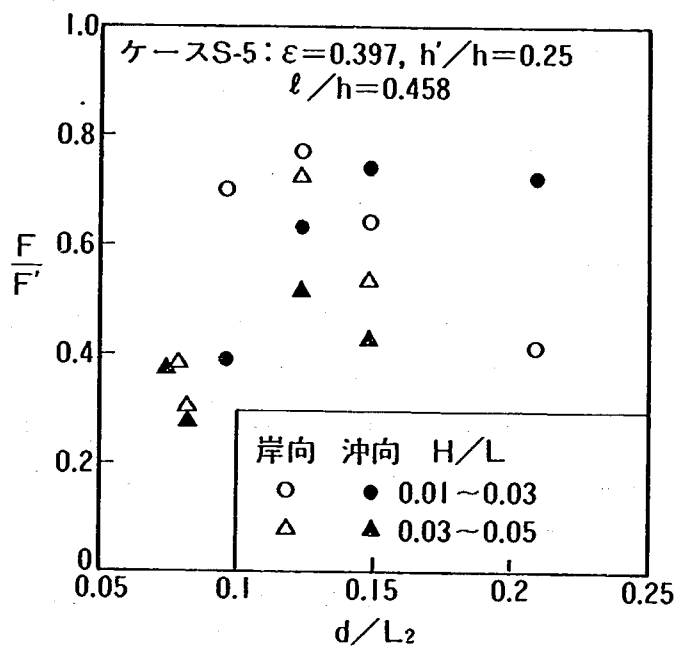


図 10.18 スリット部材波圧合力 / 合田波力 (F/F') と d/L_2 の関係 (ケース S-5)

水室奥行，スリット開口率，波の諸元等多くのパラメータに支配され，個々の構造物に対する波圧を明らかにするには実験による以外困難であるが，今回の実験結果から実際の構造物設計においては，岸向，冲向波力ともに低減を考慮した合田波力を用いて算定すれば良いことが分かった。

10.3.6 遊水室隔壁波圧合力

遊水室隔壁に対し，静水面レベルにおける隔壁中央波圧が最大となった時点の波圧測定結果より，隔壁全体に作用する水平方向波圧合力を求め，合田波力との比較を行った。図 10.19 は遊水室隔壁に作用する波圧合力と合田波力との比 F/F' の算定方法を示したものである。簡略

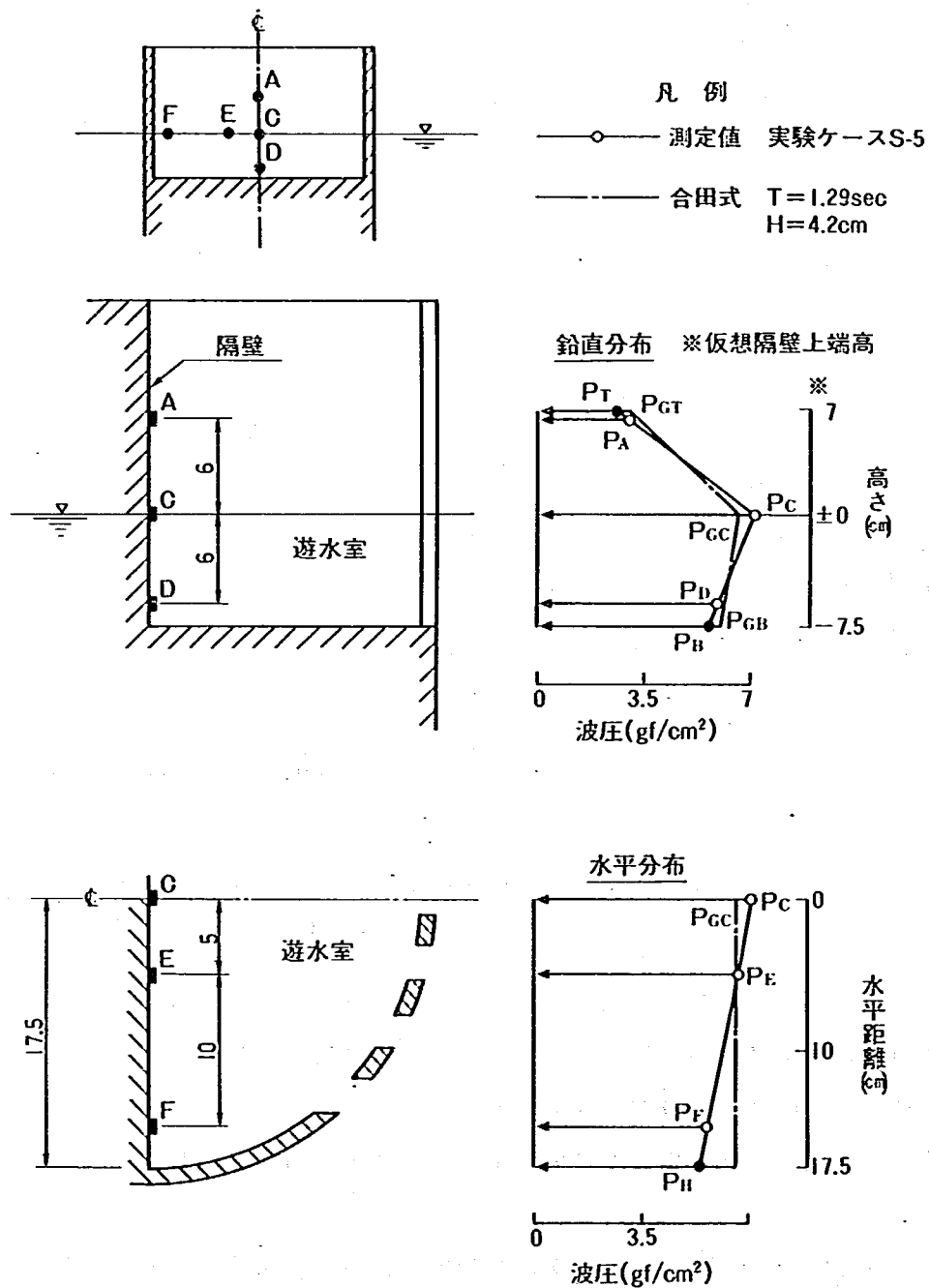


図 10.19 隔壁部波圧合力 / 合田波力 (F/F') の算定方法

化するため波圧は直線分布とし、波圧合力は測定値を直線で結ぶことにより算定した。また、実構造物の隔壁高さが3.0～4.0 m程度であることを考慮し、隔壁の上端が静水面上7 cm（実スケール3.5 m）であると仮定した。図10.19より遊水室隔壁の F/F' は下式により表される。

$$\frac{F}{F'} = \frac{\{(F_C + F_E) \times 5 + (F_E + F_H) \times 12.5\} / 2}{F_G \times 17.5} \dots\dots\dots (10.3)$$

ここに、

$$F_C = \{(P_T + P_C) \times 7 + (P_C + P_B) \times 7.5\} / 2 \dots\dots\dots (10.4)$$

$$F_E = F_C \cdot P_E / P_C \dots\dots\dots (10.5)$$

$$F_H = F_C \cdot P_H / P_C \dots\dots\dots (10.6)$$

$$F_G = \{(P_{GT} + P_{GC}) \times 7 + (P_{GC} + P_{GB}) \times 7.5\} / 2 \dots\dots\dots (10.7)$$

ケースS-5において求めた遊水室隔壁の F/F' と H/L との関係を図10.20に示す。この図より遊水室隔壁の F/F' は H/L が小さいほど大きくなる傾向にあることが分かる。特に、 H/L が0.02以下においては、ほとんどの点が1.0以上となっており、その最大値は約1.2である。すなわち、 H/L が小さい場合、構造物の設計においては合田波力より大きな波力を考慮する必要がある。

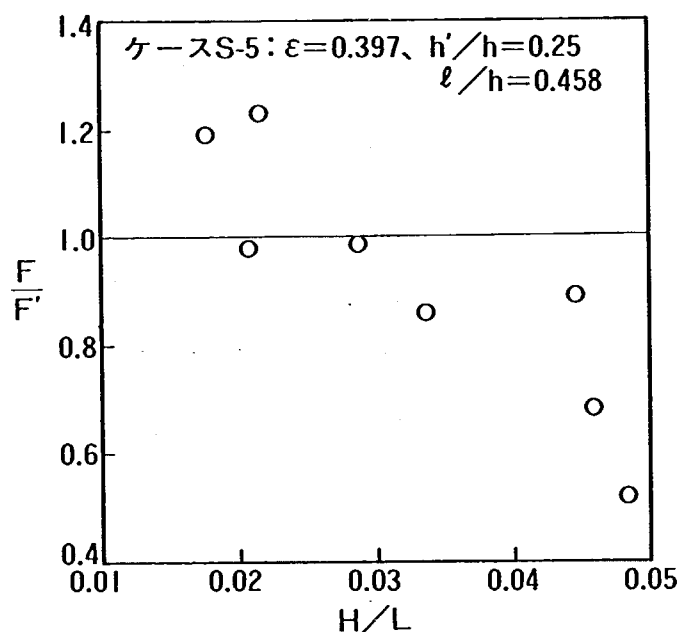


図10.20 隔壁部波圧合力/合田波力(F/F')と H/L の関係(ケースS-5)

10.4 結 論

①実験を行った全ての波浪条件に対し、消波効果の一応のめやすである透過率0.6以下、反射率0.5以下を満す構造条件は、次の通りであり、これらを基に構造物の機能設計が可能となった。

$\epsilon = 0.397$ の場合： $h'/h = 0.25 \sim 0.375$ ， $\ell/h = 0.458$

$\epsilon = 0.60$ の場合： $h'/h = 0.125$ ， $\ell/h = 0.458$

②遊水室諸元の反射率におよぼす影響に関しては、谷本等の方法により感度分析を行うことができる。

③今回の実験範囲($h/L = 0.09 \sim 0.28$)においては、波長が短くなるにしたがい透過率は減少する。

④セル構造物全体に作用する波力及びモーメントは、直立壁に対する合田波力より小さく、低減

を考慮した合田波力により算定することができる。低減係数の値はケース S - 5 において約 0.7 以下であった。

⑤スリット部材に作用する波力は、ケース S - 5 において合田波力の約 0.8 倍以下であった。

⑥遊水室隔壁に作用する波力は、波形勾配が小さいと合田波力を上回ることがあり、ケース S - 5 の場合、最大で合田波力の 1.2 倍程度になる。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所河川部海岸研究室：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. 57 ~ 79，1987.
- 2) 建設省土木研究所河川部海岸研究室：根入れ式鋼板セル離岸堤に関する共同研究報告書，土木研究所資料，第 2435 号，p. 89，1987.
- 3) 建設省土木研究所河川部海岸研究室：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(4)，土木研究所資料，第 2577 号，pp. 133 ~ 164，1988.
- 4) 谷本勝利・吉本靖俊：直立消波ケーソンの反射率に関する理論及び実験的研究，港研報告，Vol. 21，No 3，pp. 43 ~ 77，1982.
- 5) 合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究，港研報告，Vol. 12，No 3，pp. 31~69，1973.
- 6) 海岸保全施設築造基準連絡協議会：改訂海岸保全施設築造基準解説，p. 269，1987.

第11章 海岸工学的諸条件から見た九十九里 海岸の評価

建設省土木研究所海岸研究室 室 長 宇多 高明
研 究 員 村井 禎美
部外研究員 武中 信之

11.1 ま え が き

建設省では、海洋空間の有効利用を図ることを目的としてMMZ構想を進めている。土木研究所ではこの構想の一環として、外洋に面した海域の静穏化を図るための海域制御構造物の開発を行っている。現在までにいくつかの構造物について水理実験などにより検討し、その特性を明らかにした^{1), 2), 3)}。しかしながら、海岸保全や開発のために海域制御構造物を設置しようとする場合、その効果や影響を予測するには構造物自体の特性を調べるだけでは不十分であって、設置を予定する海岸の地理的、海岸工学的諸条件を予め十分把握し、それらの評価を行っておくことが必要である。本研究では千葉県の九十九里海岸を例にとり、沿岸域の持つ地理的、海岸工学的条件について整理し、それらの評価を行った。

九十九里海岸は延長 60 km におよぶ長大な砂浜を有する海岸である。明治期には一宮をはじめとしていくつかの別荘地が開かれており、リゾート地としての歴史は古い⁴⁾。しかしながら、同じ明治期に開かれ、別荘地そして高級住宅地として発展した湘南海岸に比べると、その後の発展ははかばかしくない。距離的には首都圏の近くにありながら、現在でもリゾート地や海洋レクリエーションの拠点としての利用が十分図られているとは言えない状況にある。

また、九十九里海岸の南北両端付近では侵食が進んでおり、逆に九十九里海岸のほぼ中央に位置する片貝漁港付近では堆積が著しく、漁港への影響が出るなど海岸保全面からも問題は多い。以下では九十九里海岸の特性について整理し、それぞれの項目の持つ問題点について述べる。

11.2 九十九里海岸沿岸部の人口と土地利用

最初に九十九里海岸沿岸域の市町村の面積と人口を図 11.1 に示す。図中外円が面積，内円が人口を表わす。面積が広いのは八日市場市，大網白里町，旭市などである。

人口は全市町村ともそれほど多くないが，多い順に並べると，旭市，八日市場市，大網白里町である。比較的人口の多い市町村は，いずれも面積の大きい市町村であり人口密度は低い。最も人口密度の高い旭市でも $720 \text{ 人} / \text{km}^2$ であり，千葉県全体の平均人口密度 $922.6 \text{ 人} / \text{km}^2$ と比較して約 22 % 低い。

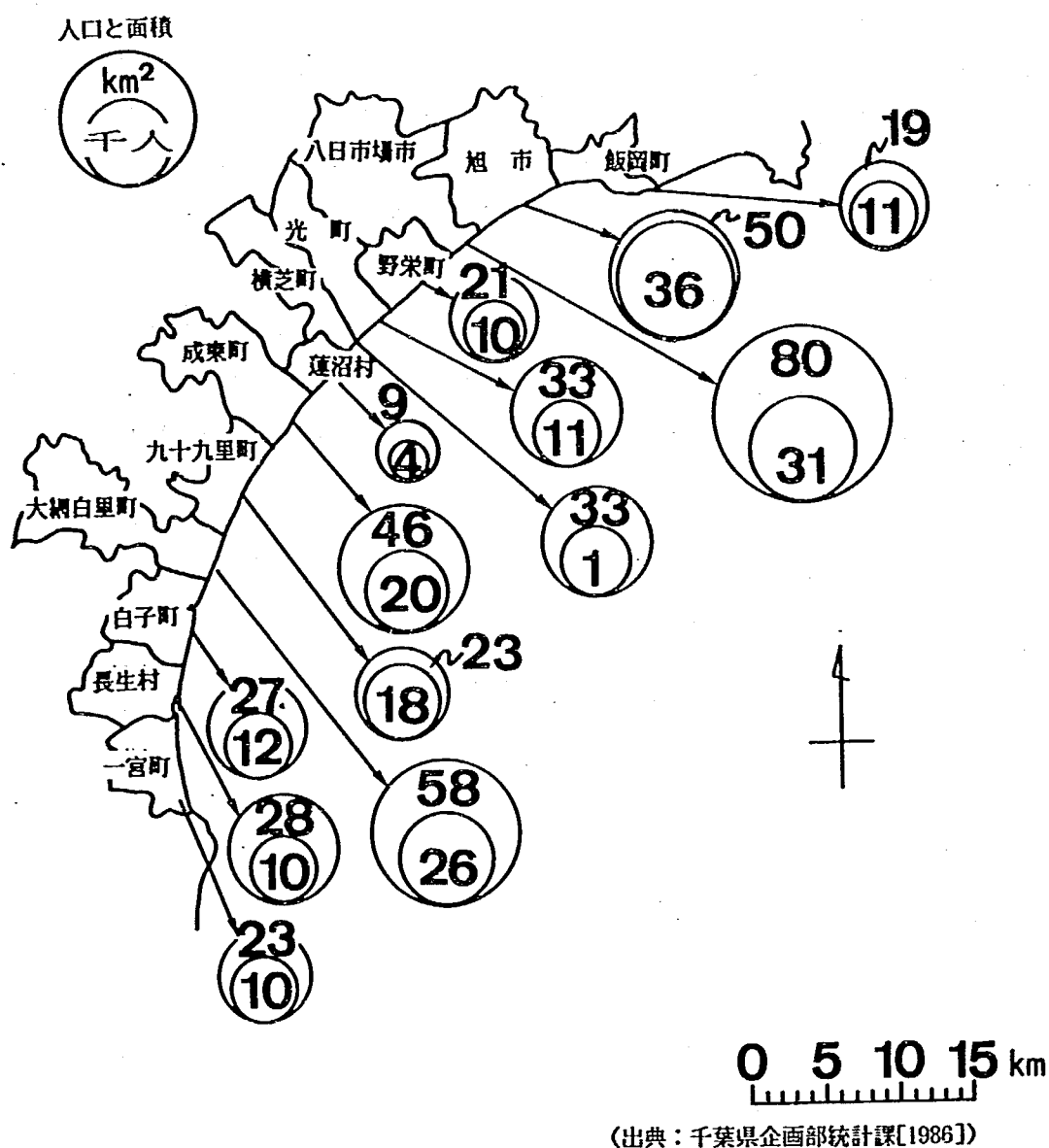
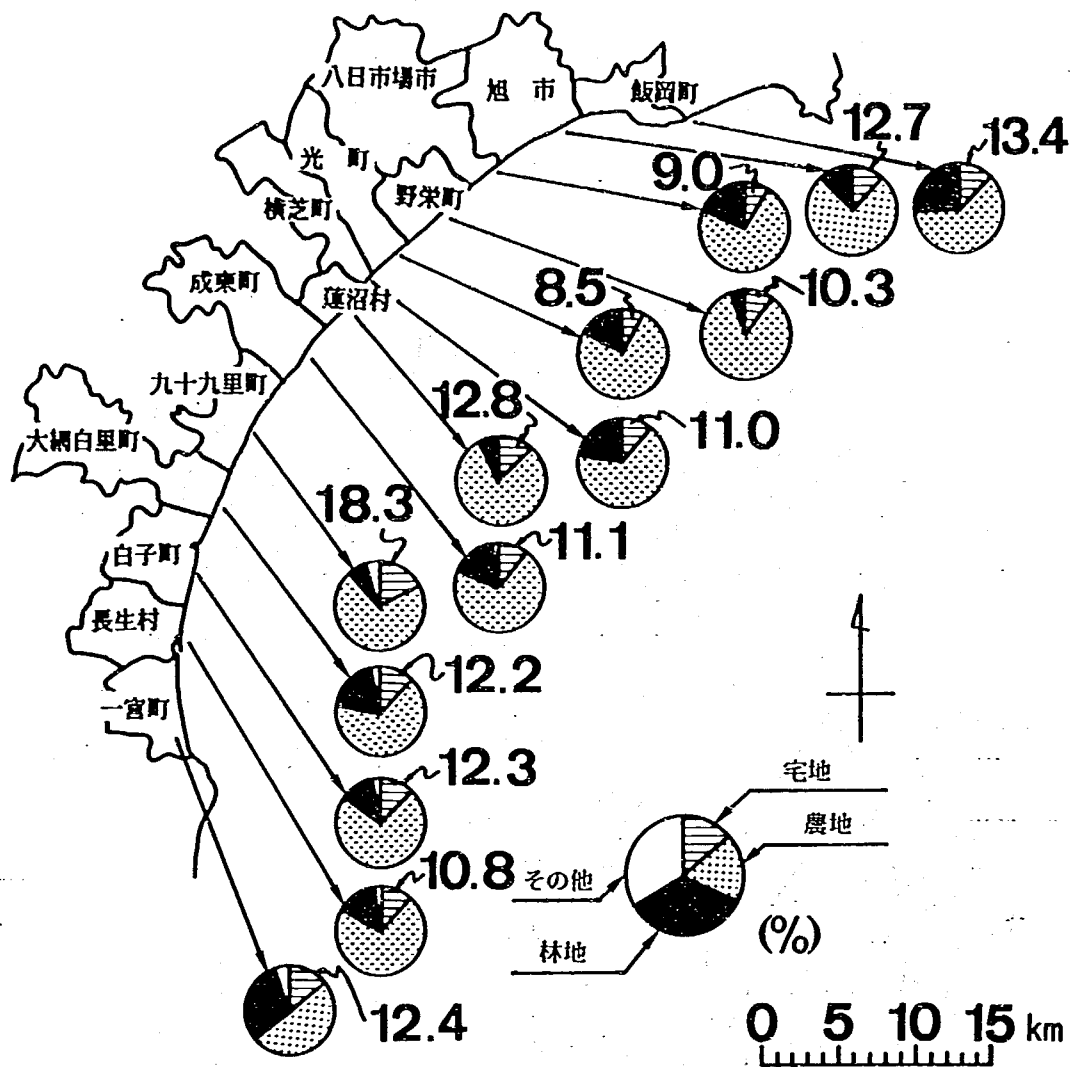


図 11.1 沿岸域市町村の面積と人口

九十九里海岸沿岸部の土地利用状況を各市町村別に整理すると図 11.2 となる。どの市町村においても農地の占める割合が 52.3 ～ 85.5 % と大きく、これに林地の割合も加えると全市町村で 75 % 以上となる。逆に宅地は 9.0 ～ 18.3 % とその割合は小さい。この地区の土地利用は農業を主体とすることが良くわかる。



(出典：千葉県企画部統計課[1986])

図 11.2 沿岸域市町村の土地利用率

次に、産業別就業者数の割合を図 11.3 に示す。沿岸域の産業の割合は、第一次産業が 21.8 % ~ 42.2 %，第二次産業が 19.1 ~ 37.0 %，第三次産業が 34.3 ~ 51.3 % である。比較の為に千葉県全体の割合を調べると、それぞれ① 10.7 %，② 30.2 %，③ 59.1 % である（1980 年調査）。県全体と比較して第一次産業の占める割合が非常に高いことがわかる。

千葉県は首都圏への通勤圏内にある場所も多く、都市化が著しく進んでいる。しかしながら、通勤圏としての好条件を満足する地域は限られており、九十九里沿岸に都市化の波は及んでいない。都市開発という点から見れば、まだ未開発の地域である。今後、都市開発あるいは観光開発が進むと思われるが、現在十分に残されている自然条件を生かした開発が望まれる。

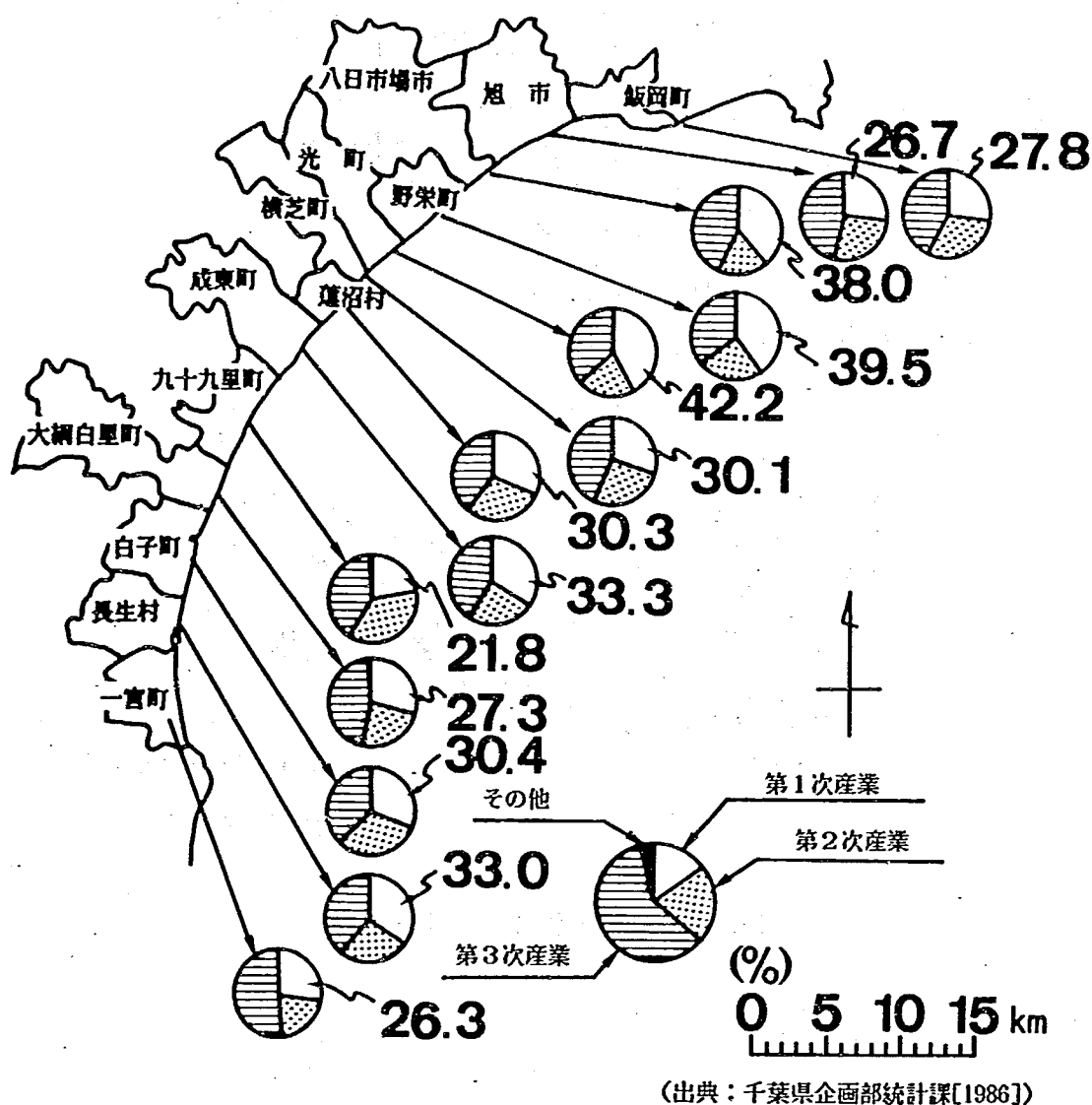


図 11.3 沿岸域市町村の産業別就業者数の割合

11.3 海岸工学的特性と地域分類

九十九里海岸に來襲する波浪の波高，周期を九十九里海岸のほぼ中央に位置する片貝漁港の波浪条件で代表させる。図 11.4 に片貝漁港の有義波高 ($H_{1/3}$)，有義波周期 ($T_{1/3}$) の出現頻度分布を示す。ここに示したデータは 1982 年と 1983 年に得られたものである。有義波高の出現率が最も高いのは 0.5 ～ 1.0 m で，全体の 60 % 近くを占める。また，次に高い 1.0 ～ 1.5 m は約 25 % であり，その他の範囲は全部で 20 % に満たない。これらのデータより，九十九里海岸の平均波高は約 1 m であることがわかる。有義波周期は 7.0 ～ 8.0 sec の約 23 % なる出現率を最大として分布しており，その平均は 8 秒前後である。

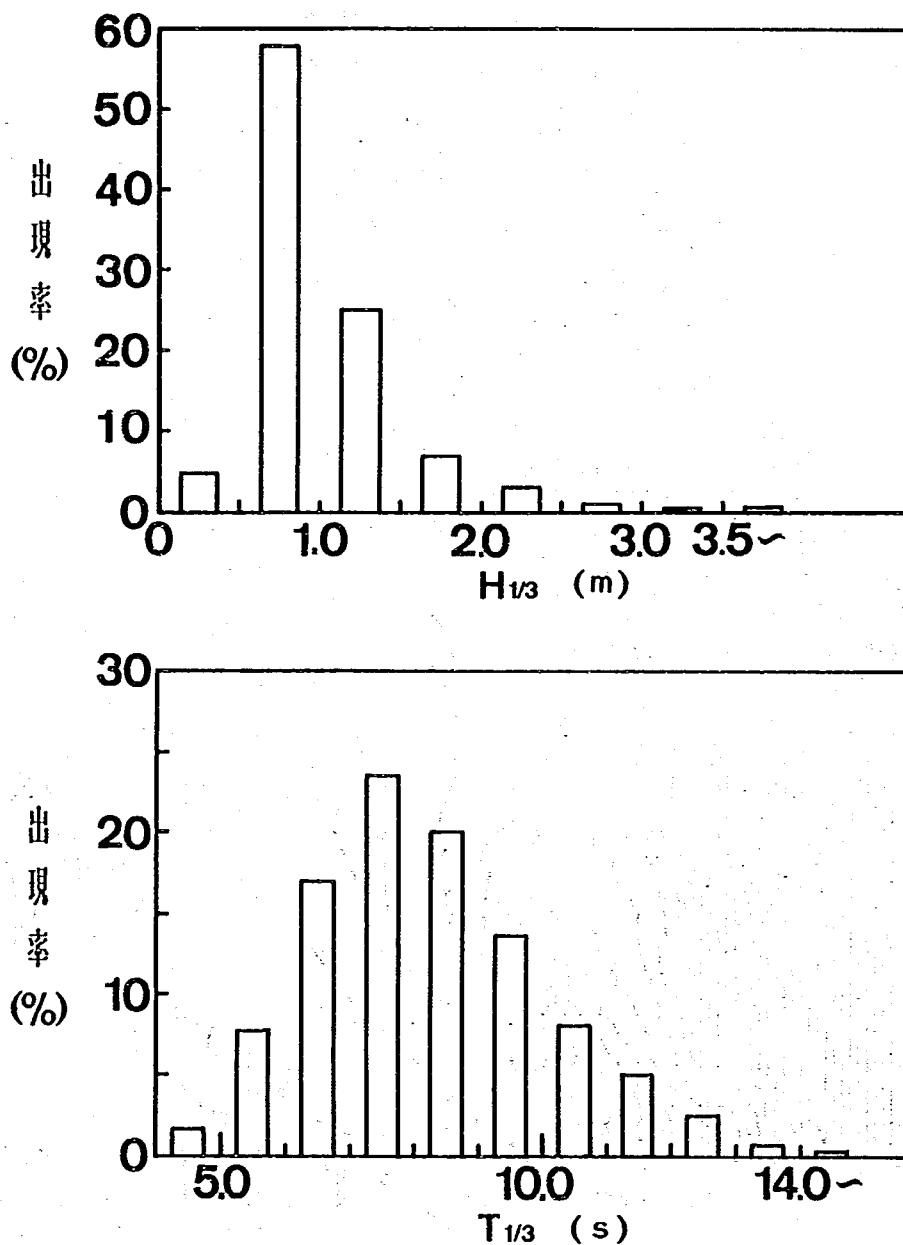


図 11.4 片貝漁港における有義波高，周期の頻度分布

九十九里海岸沖の海底地形を図 11.5 に示す。飯岡から一宮までの海底地形は比較的単調で波の遮蔽物などはほとんど見られない。相対的には中央やや南部を中心として水深 20 m までの勾配がきつくなっており、すりばち状の海底地形となっている。また、図 11.5 には後背地の地形も示した。九十九里海岸の背後は九十九里平野であって、標高約 2 ～ 8 m、幅 5 ～ 10 km の低地が広がっている。

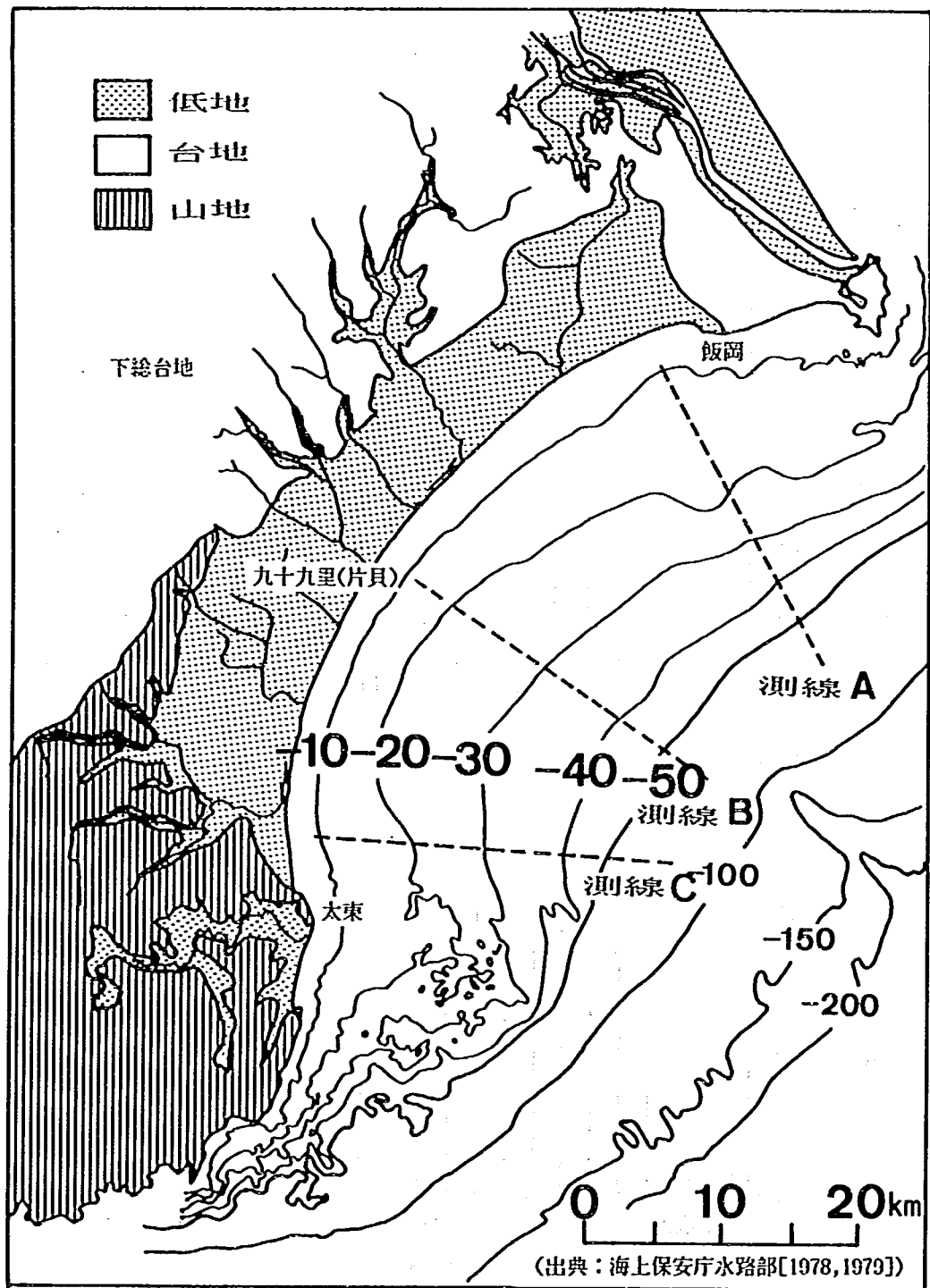


図 11.5 九十九里海岸周辺の地形

図 11.5 を用いて代表測線の海底断面形状を求め、図 11.6 に示した。A, B, C どの測線とも沖方向距離が 20 km では水深約 40 m を示し、平均勾配は約 $1/500$ の緩勾配である。また、海底勾配が緩いために、仮に構造物が 10 m 地点に設置されるとすれば、汀線からの距離は約 2 km と離岸距離はかなり大きくなるのが特徴である。

九十九里海岸における卓越漂砂としては、崖侵食で名高い屏風ヶ浦、太東岬を漂砂供給源とし、南北両端から中央部へ向いた移動が卓越していることが知られている⁴⁾。図 11.7 は地形図および空中写真に基づく九十九里海岸の汀線変化である。それぞれ最初の年を基準として 65 年間、

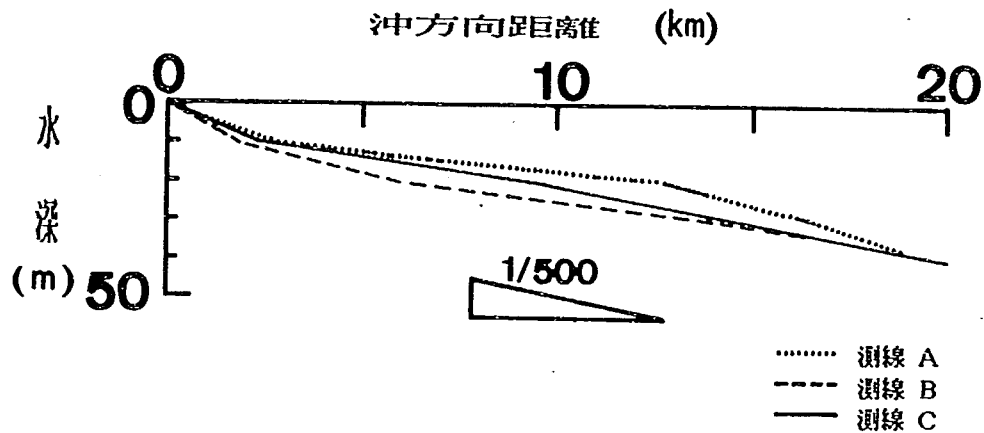


図 11.6 代表測線における断面形状

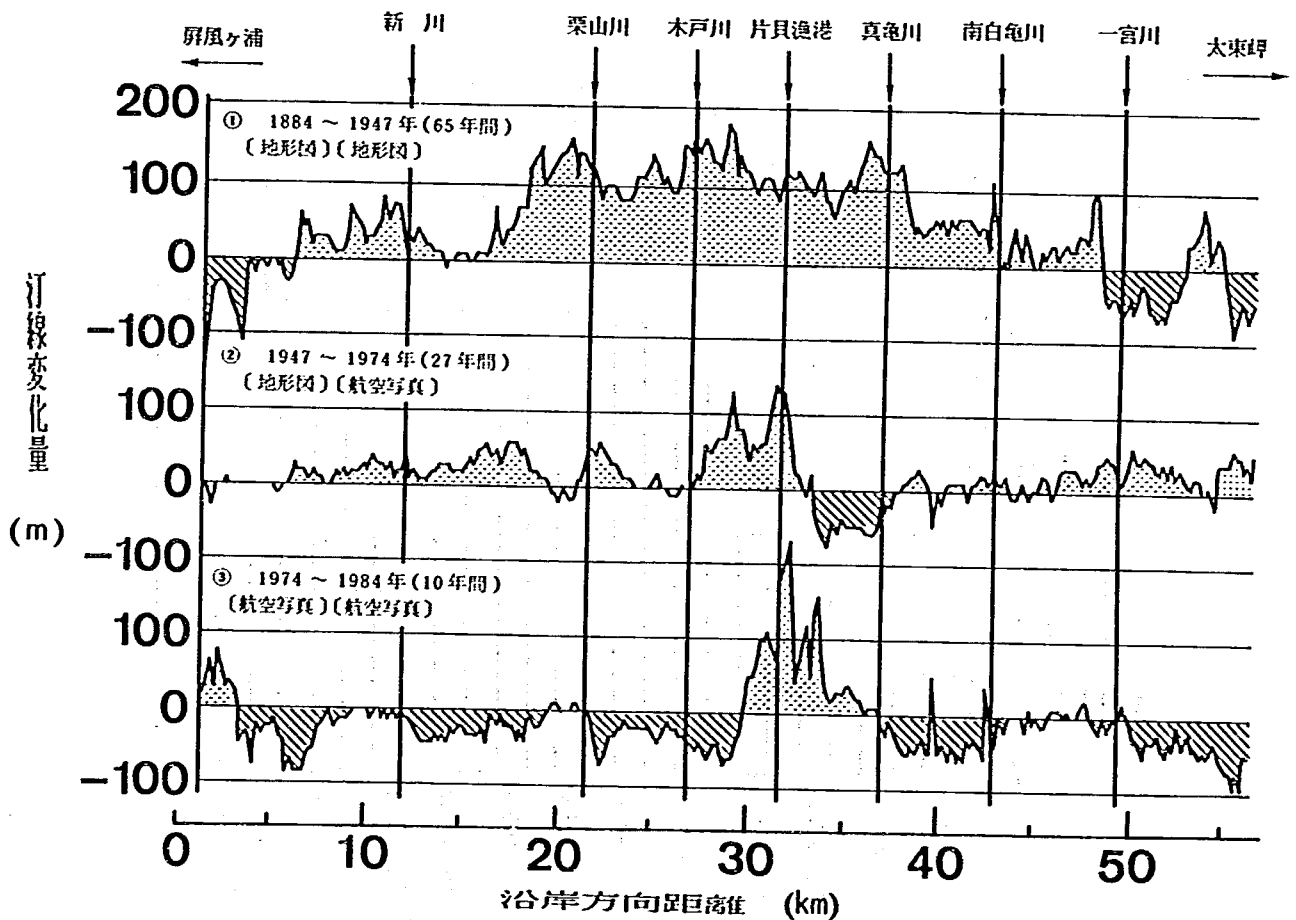


図 11.7 地形図、空中写真により求めた汀線変化

27 年間、10 年間に生じた変移を示す。上段は 1884 ～ 1947 年の変移である。屏風ヶ浦付近、一宮川河口部、太東岬付近を除き汀線は前進傾向にある。特に栗山川から真亀川に至る中央部では、100 m 以上の前進が見られる。長期的には北端と南端を除き堆積性の海岸であったことがわかる。中段は 1947 ～ 1974 年の変移である。片貝漁港の南側隣接地域で 50 m 程度後退しているほかほぼ全域で汀線は前進している。汀線の前進が最も著しいのは片貝漁港の北側で、100 m 以上の前進が見られる。これは 1960 年頃に出来た片貝漁港の導流堤の影響によると考えられる。下段は、1974 ～ 1984 年の変移である。北端の飯岡付近と片貝漁港周辺を除き、ほとんどの地域の汀線は 50 ～ 80 m 後退している。これは九十九里海岸の漂砂の供給源であった屏風ヶ浦や太東岬などで崖侵食防止用の消波堤の設置が進み、土砂の供給が減少したことが一つの原因となっている。北端の飯岡付近で約 80 m、片貝漁港南側で約 160 m の前進が見られるのは、それぞれ 1974 年及び 1973 年より施工された離岸堤の堆砂効果が現われているためである。一方、離岸堤の隣接区域で汀線の後退が見られる。

海浜の侵食、堆積状況はそこに存在する砂浜自体の幅にも大きく影響する。各市町村の砂浜の状況をみるため、平均砂浜幅分布を図 11.8 に示す。ここでは 1988 年 1 ～ 2 月の空中写真を基に、沿岸方向に 500 m 間隔で測った砂浜幅を市町村別に単純平均し、平均砂浜幅とした。平均砂浜幅が広いのは横芝町、成東町などで、平均 150 m 程度となっている。逆に狭いのは旭市、飯岡町、一宮町などで、平均砂浜幅は 30 ～ 50 m である。このような特徴は汀線変化から見た侵食、堆積傾向の結果とよく対応し、侵食域では平均砂浜幅が狭く、堆積域では広がっている。九十九里海岸全域では、ほとんどの地域が 50 m 以上の平均砂浜幅となっており、100 m 以上の海岸も多く見られる。

汀線変化および平均砂浜幅から見て侵食問題が深刻なのは南北両端付近の地域である。北端の

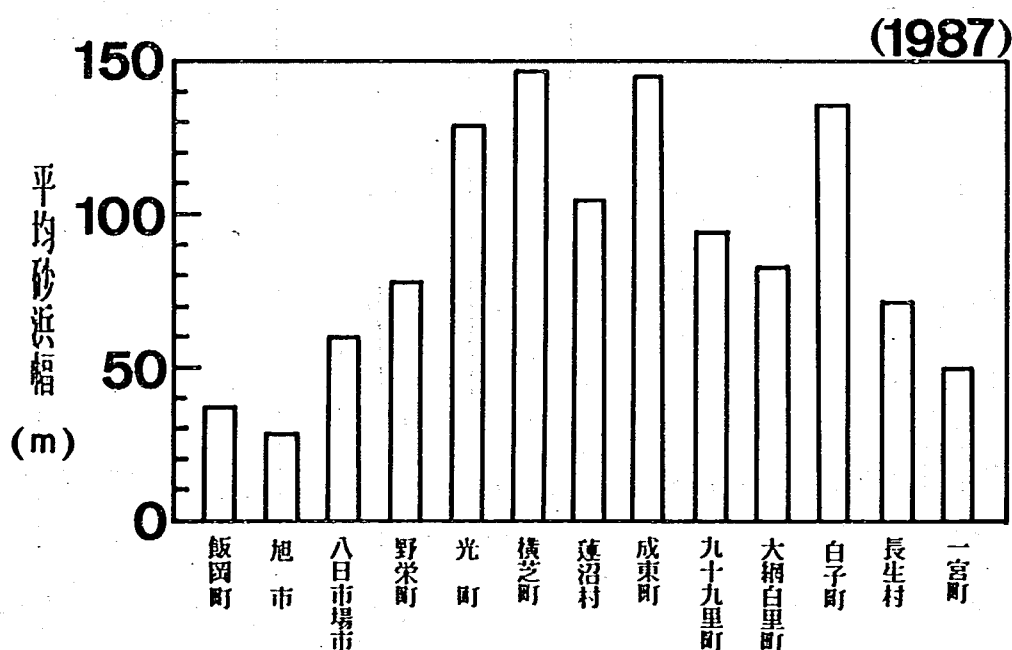


図 11.8 平均砂浜幅の沿岸分布

飯岡町では古くから侵食が問題となっており、すでに侵食対策として護岸や離岸堤などが建設され、ある程度の効果が得られている。しかしながら、それとは対照的に隣接した旭市付近での侵食は激しくなっている。また、一宮の太東漁港北側隣接地域において直立護岸が設置されたが、侵食は止まっていない。これら地域では早急な対策が望まれる。

津波、高潮対策の状況を見るため、海岸保全施設の計画と実施の天端高についてまとめた(図11.9)。海岸堤防、護岸の計画天端高は、飯岡町～旭市がT. P. + 4.5 m、八日市場市～一宮町がT. P. + 4.0 mである。斜線部がすでに設置された施設であり、すべて計画天端高で施工されており、設置された護岸はほとんどが緩傾斜堤および階段式護岸である。従って、施設の有無が評価の対象となり、次の2つの地区に分けられる。

①飯岡町～旭市

全体の約8割がすでに計画天端高を満足している。この地区では護岸・堤防ばかりではなく、離岸堤の設置も行われ、その影響は砂浜幅等にも及んでいる。

②八日市場市～一宮町

流入河川の河口部や漁港周辺を除けば、保全施設はほとんど設置されておらず、対策が十分に行われているとは言えない。九十九里海岸は背後に九十九里平野を控え、高潮・津波が起こった場合の被害は大きくなる可能性がある。1960年以降で九十九里海岸を襲った高潮は3件あり、これからも高潮の被害を受ける可能性は十分にある。早急な対応策が望まれるところであろう。

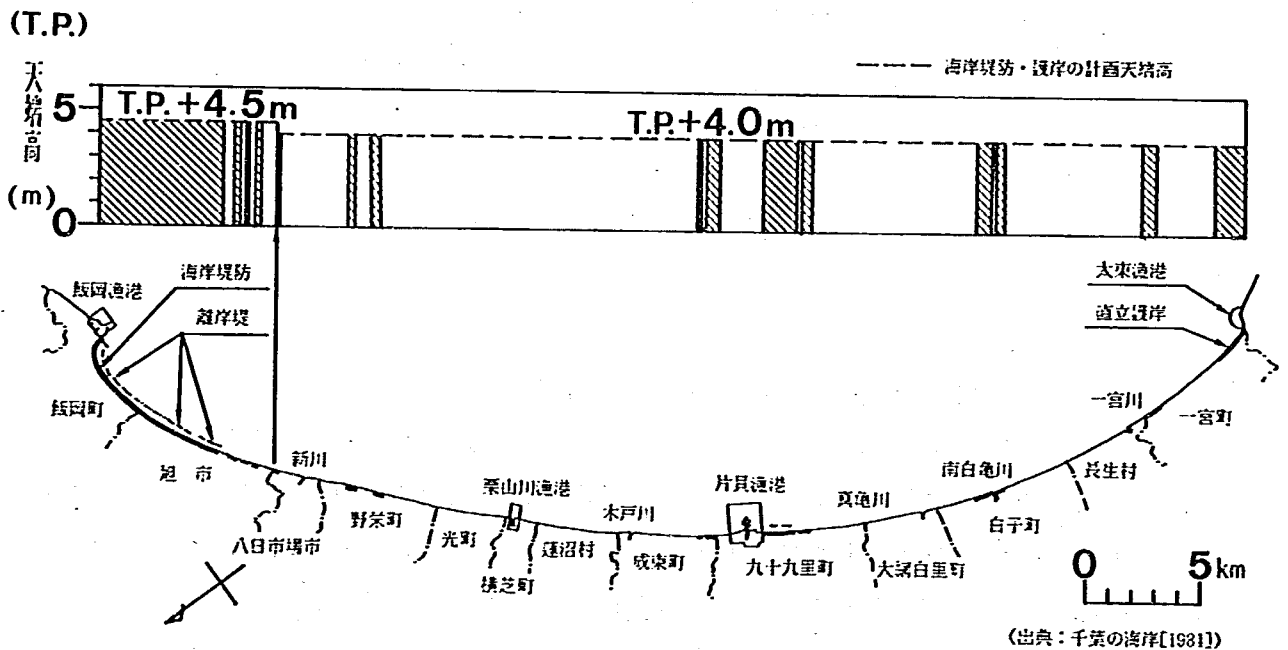


図11.9 保全施設の設置状況

九十九里沿岸には、海岸域に幅広い樹林地を持っている地域が多い。これらは海岸の保安林としてばかりではなく、九十九里海岸の自然景観を構成する重要な働きをしている。沿岸域の平均樹林地幅の地域別分布を図 11. 10 に示す。ここで平均樹林地幅は、土地利用図より市町村を代表する沿岸域の樹林地幅より概略を求めた。平均樹林地幅が広いのは八日市場市～成東町、白子町、一宮町であり、100 m以上の幅を持っている。中でも光町は最も広く 300 mにも達する。逆に平均樹林地幅が狭いのは飯岡町、九十九里町、大網白里町である。これらの地域の平均樹林地幅は 10～20 mであって、市街地が海岸に密接した地区の多いことをうかがわせる。

同じ九十九里海岸であっても、上述したように海岸工学的条件から見ると地域により特性がかなり異なることがわかる。海岸保全、開発などを考える場合、これら地域による特性の違いも考慮した計画の立案が必要である。

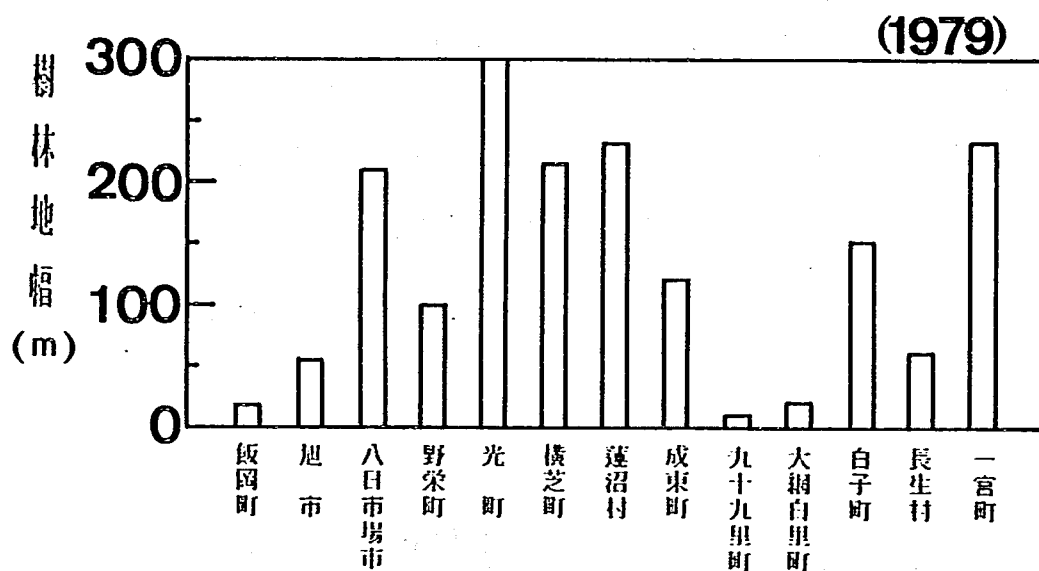


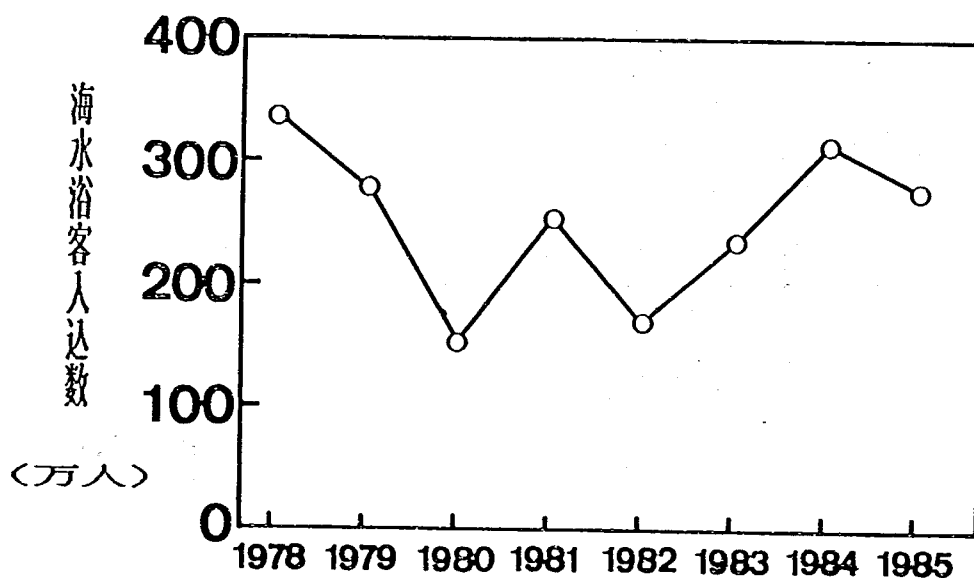
図 11. 10 平均樹林地幅の沿岸分布

11. 4 観光および海洋性レクリエーションの現状と課題

九十九里海岸は長大な砂浜海岸であり、海水浴場も多い。首都圏から比較的近いこともあって、車で訪れる人を中心に利用されている。また、沿岸域は千葉県県の県立公園に指定されており、南部には九十九里有料道路なども整備されている。しかしながら、同じ千葉県でも多くの観光資源を持つ房総地域に比べ、沿岸域にこれといった観光資源もないために、観光地として発展しているとは言えない。最近、沿岸域の豊かな保安林と広い土地を利用して海浜公園などの施設が出来ている。これら施設はスポーツ施設やプールなどをもち、レジャー施設として注目されている。しかし、これらの施設も九十九里地域全体の集客源としての機能を有するには到っていない。

沿岸域におけるレジャーのうち、最近注目を浴びつつあるものに海洋性レクリエーション（海洋性レク）がある。主な海洋性レクには海水浴、サーフィン、ウインドサーフィン、ヨット、モ

ーターポートなどがある。これらのうち九十九里海岸で盛んな海洋性レクは海水浴である。九十九里海岸全域の海水浴客入込数の経年変化を図 11.11 に示す。1978 年には 300 万人を越える入込数であったが、その後は減少あるいは停滞傾向にあり、海水浴場として盛況の状態にあるとは言えない。1980 年、1982 年は激減しているが、この 2 ケ年は記録的な冷夏で、7～8 月は全国的に気温が低く、例えば湘南海岸でも入込数減少の傾向が見られた。



〔(社)日本観光協会による〕

図 11.11 年間海水浴入込数の経年変化

九十九里海岸の海水浴場の分布を図 11.12 に示す。海水浴場はほぼ全域に分布し、地域による偏りはほとんど見られない。各地域の利用状況を明らかにするため、1985 年の海水浴客入込数の地域別分布を図 11.13 に示す。全入込数 251 万人のうち九十九里町と大網白里町が共に 20 % を越え、この 2 つの地域を中心として南北両方向に距離が離れると入込数は減少している。また、蓮沼村以南の地域に比べ、横芝町以北の地域は入込数がきわめて少ない。海水浴場の利用状況には、南部と北部でかなりの偏りがあることがわかる。

次に、サーフィンの利用度について述べる。九十九里海岸の隣に位置する南房総では、海底地形が複雑で波の集中を促し易いことからサーフィンの適地として以前より有名であった。これに対し、九十九里海岸は海底地形が単調で波の集中が起きにくく、サーフィンに適するのは南北両端部だけであると言われていた⁵⁾。最近の利用の状況を調べるため、1985 年のサーフィン客年間入込数分布を図 11.13 に示した。サーフィンの適所である南北両端に位置する一宮町、飯岡町はやはり多く、全入込数 22.7 万人のそれぞれ約 30 %、37 % を占めている。ところが、九十九里海岸の中央部に位置し、本来サーフィンに向かないはずの九十九里町が 30 % 近い入込数を有し、サーフィンの重要なポイントとなっている。これは、千葉東金自動車道の開通などにより、九十九里町付近が首都圏から近いポイントとして注目されているためと考えられる。これら 3 地

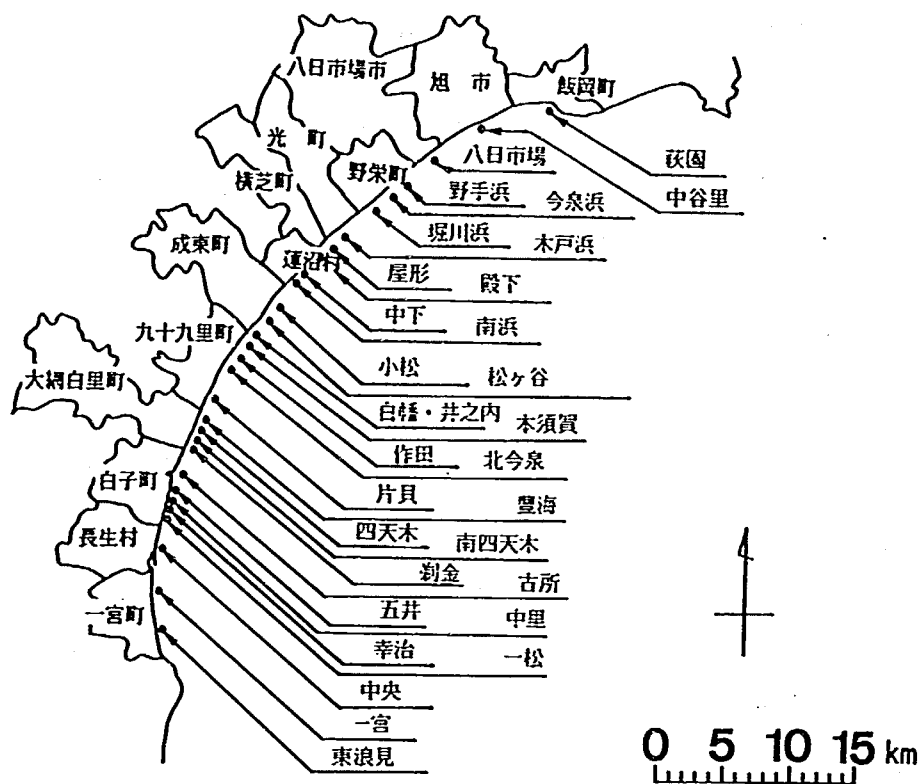


図 11.12 九十九里海岸の主な海水浴場の位置

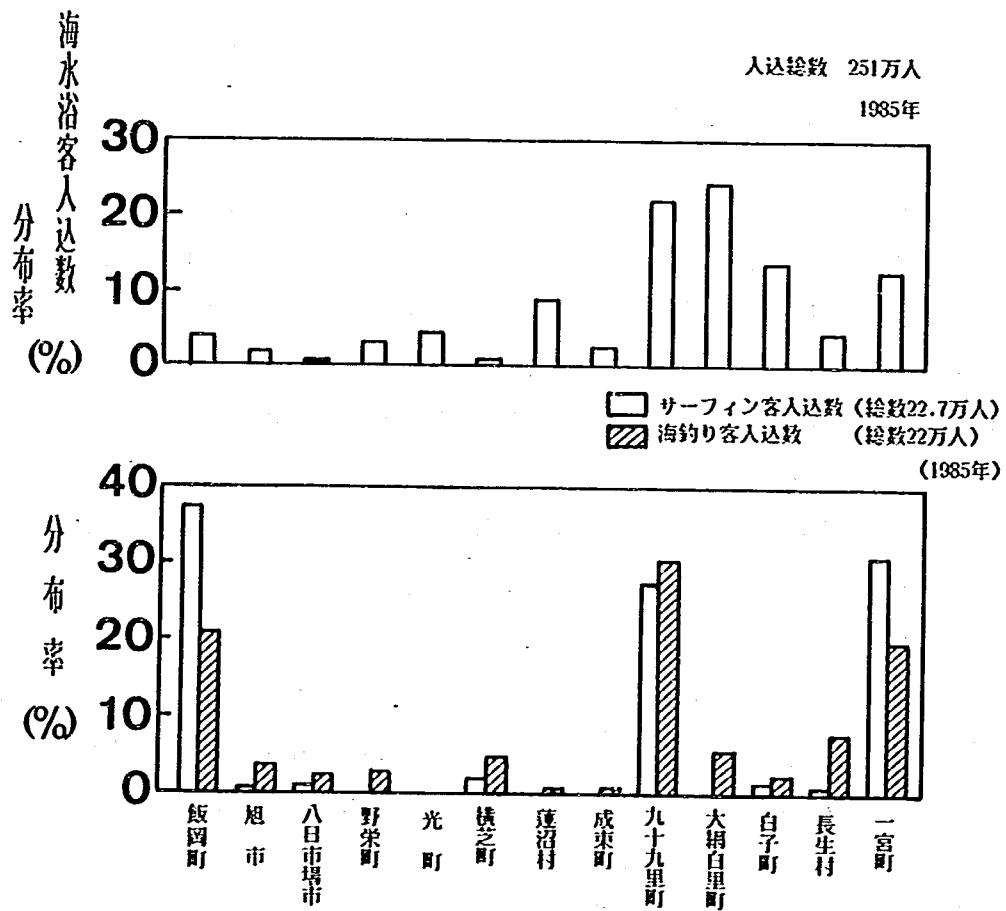


図 11.13 年間海水浴入込数，サーフィン客入込数，釣り客入込数の市町村別分布

域の他では入込数はわずかである。サーフィンと同様に盛んになってきたウインドサーフィンは、サーフィンと異なり波の少ない内湾を適地とする。このため内湾を持たない九十九里海岸ではほとんど利用されていない。

次に釣り客の年間入込数分布を示す(図 11. 13)。最も入込数が多いのは九十九里町で全体の 30 兆を占め、続いて飯岡町、一宮町の順になっている。九十九里海岸は南北両端以外は砂浜海岸であるため船釣りが中心となる。これら 3 地域には飯岡、片貝、太東などの漁港があり、これらの漁港が沖合に出ていく釣人の拠点となっていることが明らかである。次に、各地域ごとの観光漁業の実態を調べた(図 11. 14)。一番数の多い九十九里町が 4、八日市場市、成東町、一宮町が 2 となっている。海水浴客などが多く集まる九十九里町がやはり多い。

ヨットやモーターボートはその華やかさから海洋性レクのシンボリックな存在ともなっている。しかしながら、九十九里海岸にはレジャー用の船舶の係留を目的とするマリーナがなく、ヨットやモーターボートなどの利用は難しい。これらの海洋性レクについては九十九里海岸の利用度は低く、絶対数も非常に少ない。

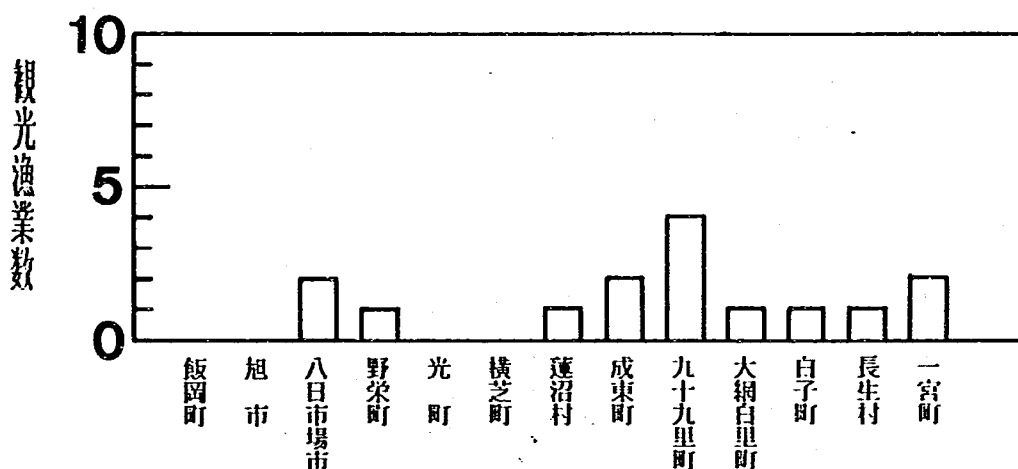
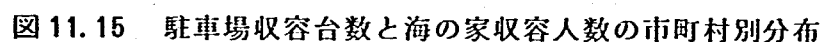


図 11. 14 観光漁業数の市町村別分布

レクリエーションの拠点となるためには、地理的条件、自然条件に恵まれていることはもちろん大切である。しかしながら人が集まるためには、その地域の持つ施設の能力が問題となる。例えば駐車場収容台数、海の家収容人員数、利便施設などである。表 11. 1 に九十九里海岸の各海水浴場周辺施設の状況を示す。これらのうち、駐車場と海の家についてまとめ、図 11. 15 に示した。駐車場の収容台数が最も多いのは九十九里町で、約 5000 台と他を大きく引き離している。次が白子町、成東町の順である。海水浴客数の分布と同様で中央部の蓮沼村～白子町が多く大量の人を迎え入れられるようになっている。それに対し北部には駐車場が少なく、偏りが出ていることがわかる。海の家収容人員数についても同様のことが言える。九十九里町は 2 万人以上、成東町、大網白里町で 6～7 千人の収容人員数となっているのに対し、北部はどれも 3 千人以下と少ない。図 11. 13 の海水浴客の入込数は、これら施設の充実度とほぼ対応しており、施設の充

表 11.1 各海水浴場周辺の施設数

市町村	海水浴場名	利 便 施 設			駐 車 場		海 の 家		レ ス ト ラ ン		公 園	
		シャワー (台)	脱衣所 (個室数)	便 所 (ヶ所)	箇所数	収容台数	軒 数	収容人数	軒 数	収容人数	箇所数	面 積 ($\times 10^2 m^2$)
飯 岡 町	萩 園		2	2	3	350	17	700	5	230	1	12.5
旭 市	中 谷 里	4	8	1	1	100	1	50				
八日市場市	八日市場海岸	4	2	1	1	50			1	30		
野 栄 町	野 手			2	1	700	11	1100				
	今 泉			1			1	100				
	堀 川			2			2	200				
光 町	木 戸			2	1	500	6	2500				
横 芝 町	屋 形			3			3	300				
蓮 沼 村	殿 下			1	1	300	10	1100	1	100		
	中 下			1	1	300	5	600				
	南 浜			1	1	300	9	800	1	60		
成 東 町	小 松			2	1	500	2	600				
	松 ケ 谷				1	20						
	白幡・井之内			2	1	100	3	900				
	本 須 賀			2	1 (臨時)	1200	16	4800				
九十九里町	作 田			1	1	200	1	300				
	片 貝			4	1	3000	38	15000			1	190.0
	不 動 堂			3	1	1500	17	6500				
	真 亀			2	1	500	3	700				
大網白里町	北 今 泉			1			2	500				
	中 央			3	1	600	19	5700				
	四 天 木			1			1	200				
	南 四 天 木			1			2	500				
白 子 町	剱 金			2	1	400	3	600	1	100	1	80.0
	古 所			2	1	1100	12	3600	1	100	1	120.0
	五 井			1								
	中 里			2	1	500			1	100		
	幸 治			1	1	100			1	100		
長 生 村	一 松 鷲			3	1	800	8	1700	1	60		
一 宮 町	一 宮			2	1	1000	13	1300				
	新 浜				1	50	1	30				
	東 浪 見			1	1	300	2	60				



レクリエーションの適地を考える場合、アクセスは重要な要素の一つである。そこで主要な交通手段である自動車によるアクセスを考える。九十九里海岸への代表的な自動車ルートは、京葉道路より千葉東金自動車道を通り、九十九里海岸に至る方法である。千葉東金自動車道の終点からは国道126号線、128号線が海岸に平行して走っており、これらの国道より県道等を抜けて海岸へ出ることが出来る。ここでは、千葉東金自動車道の終点を九十九里海岸の入口と考え、終点から各海岸への最短道路距離を図11.16に示した。単純に距離だけで比較したため、当然のことながら中央部の九十九里町を最小とし、南北両端になるにつれて大きくなっている。この距離の分布は海水浴の入込数の分布と良く対応しており、レクリエーションを楽しむ人の数と首都圏からの距離は密接な関係を持っている事が明らかである。

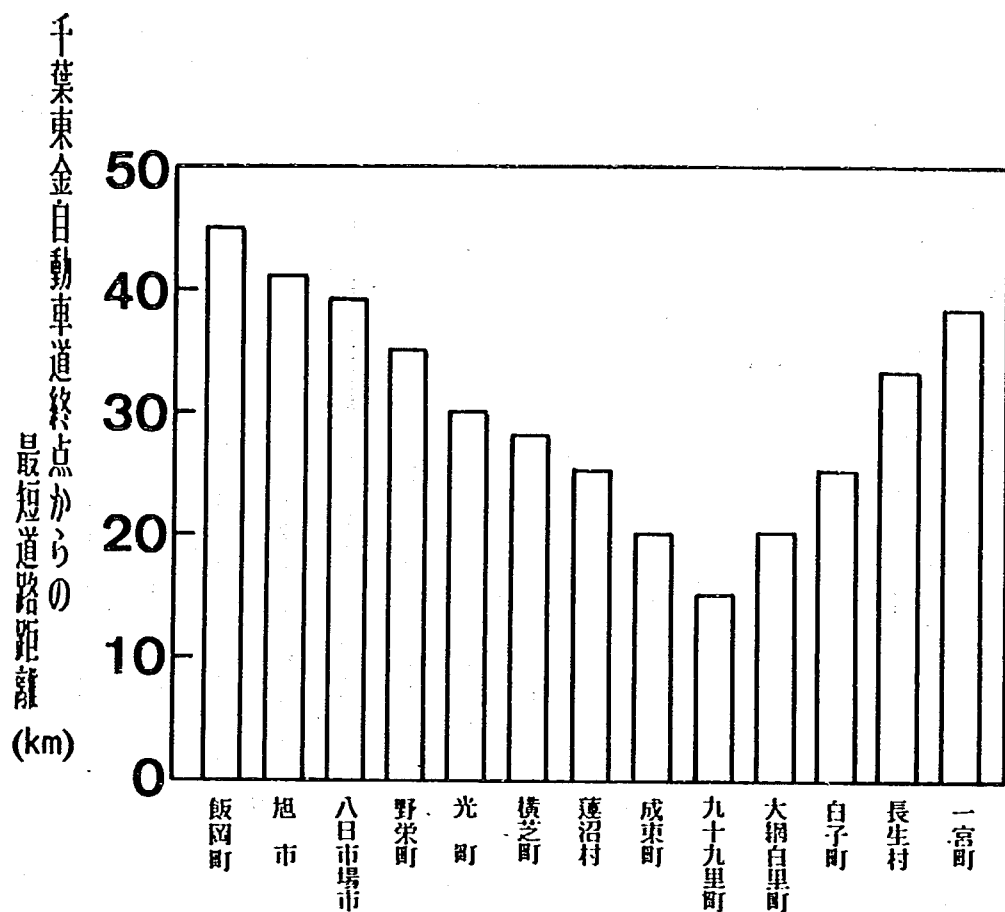


図 11.16 千葉東金自動車道の終点から各海岸への最短距離の分布

海岸の親密度は、背後地とのつながりにより大きく左右される。九十九里海岸の沿岸域のうち南部は九十九里有料道路、北部は幅広い樹林地により幹線道路と海岸が分離されている。道路から海岸へ出る通路間隔（アクセス距離）を図 11.17 に示す。南部の九十九里有料道路付近は 200 ～ 500 m、北部の樹林地付近では 500 ～ 950 m となっている。ただし、樹林地による分離の場合には比較的隔離の度合いは弱く、アクセスに大きな問題とはならないと考えられる。自動車道の区間はアクセス距離が全て 200 m 以上である。横断通路のほとんどは地下道となっており、海岸の持つオープンスペースのイメージをかなり傷つけている。特に長生村ではアクセス距離が約 500 m であり、居住地と海岸とが隔離されている。親密度の高い海岸とするには、アクセス距離と方法について十分な配慮が必要である。

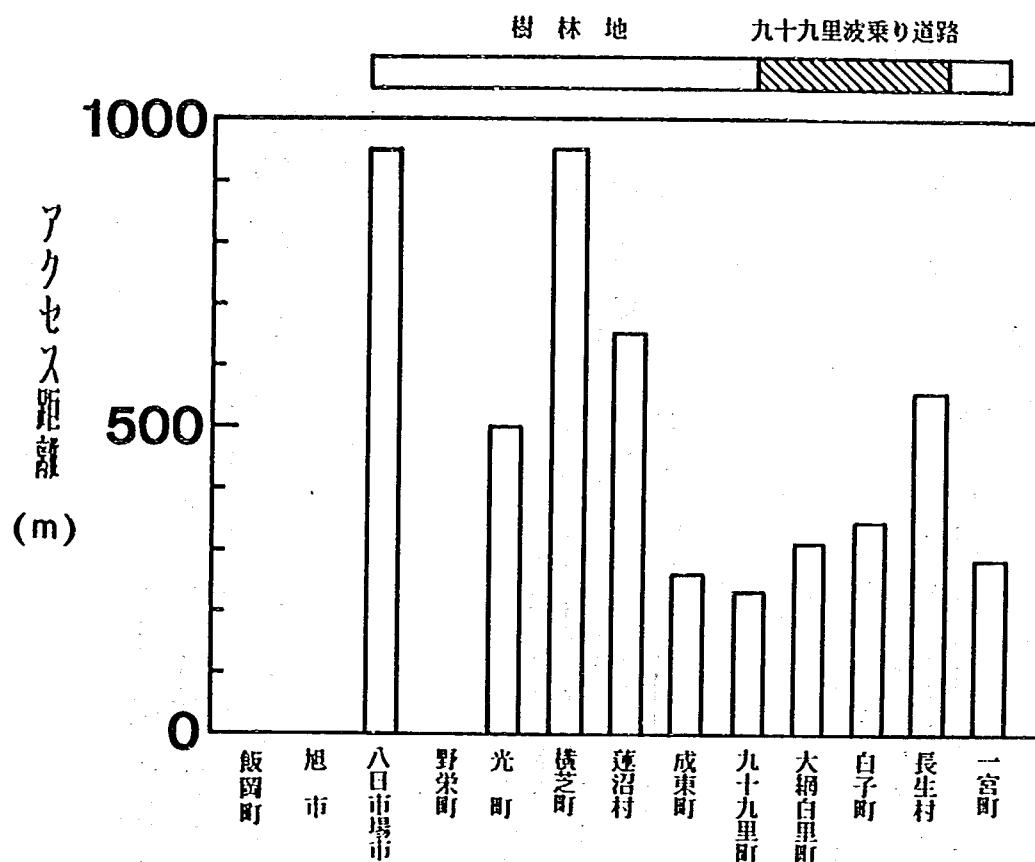


図 11.17 海浜へのアクセス距離の市町村別分布

11.5 考 察

九十九里沿岸域は首都圏に近いものの人口は少なく、地域の発展はまだまだ遅れている。土地利用率から見ても農地、林地が多く、開発の余地は十分に残されている。また南北両端部では侵食が激しく、国土保全からみても重要な問題を持っている。海岸のほとんどは砂浜海岸であるが、その特性は場所により変化する。すなわち保全、開発を進める場合、画一的な計画や方法を全域で用いることは得策でない。各地域の特性を十分に生かした開発、保全が行われるべきである。

前節までに述べた特徴のうちから、市街地、道路、樹林地、砂浜幅に着目し、土地利用形態により分類すると図 11.18 のようになり、全部で 6 タイプに分類される。ここでは保全、開発計画を進めていく上で、タイプごとに留意すべき点について考察する。各タイプごとに代表測線を定め、その模式断面図を図 11.19 に示す。

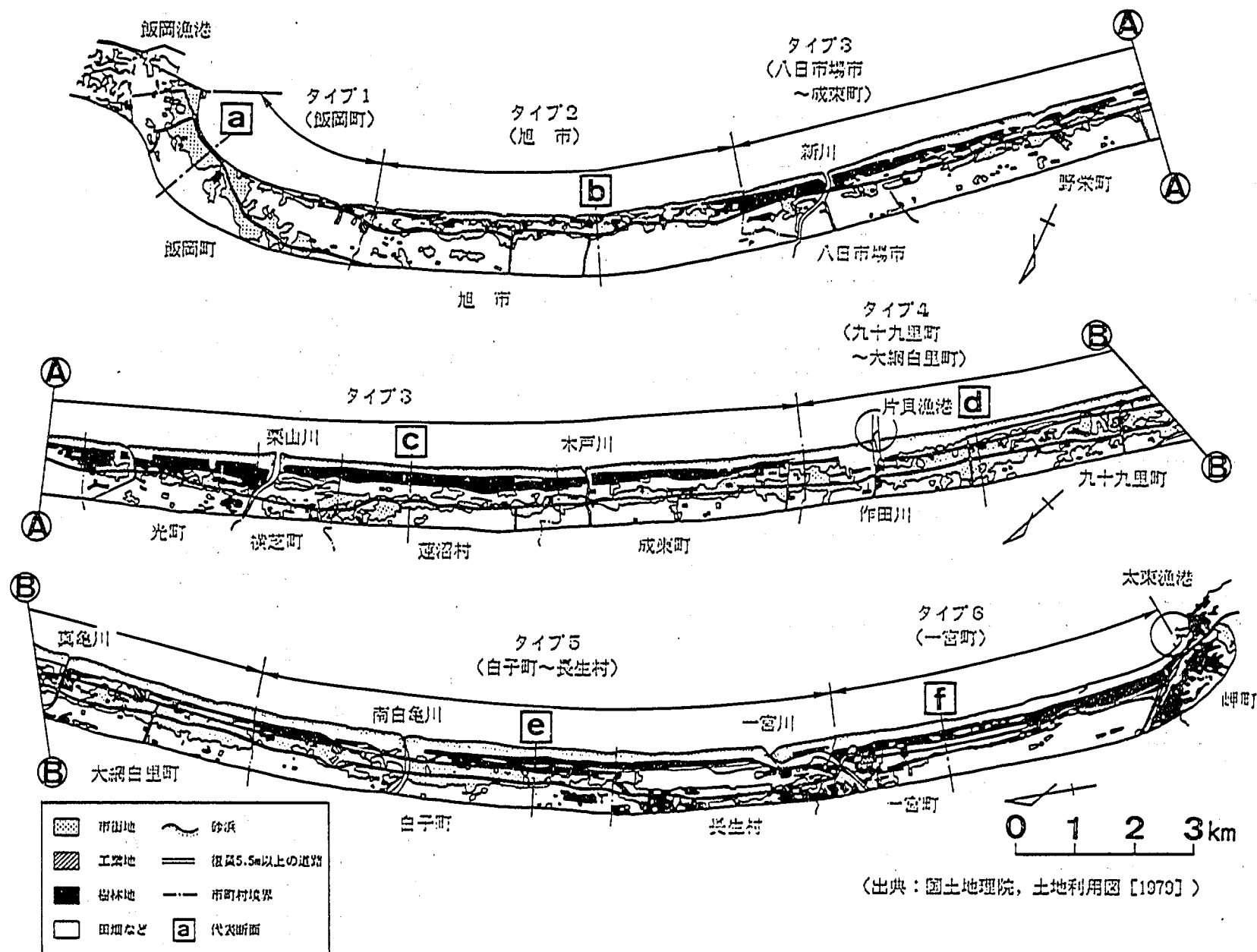


図 11.18 土地利用状況から見た地域分類

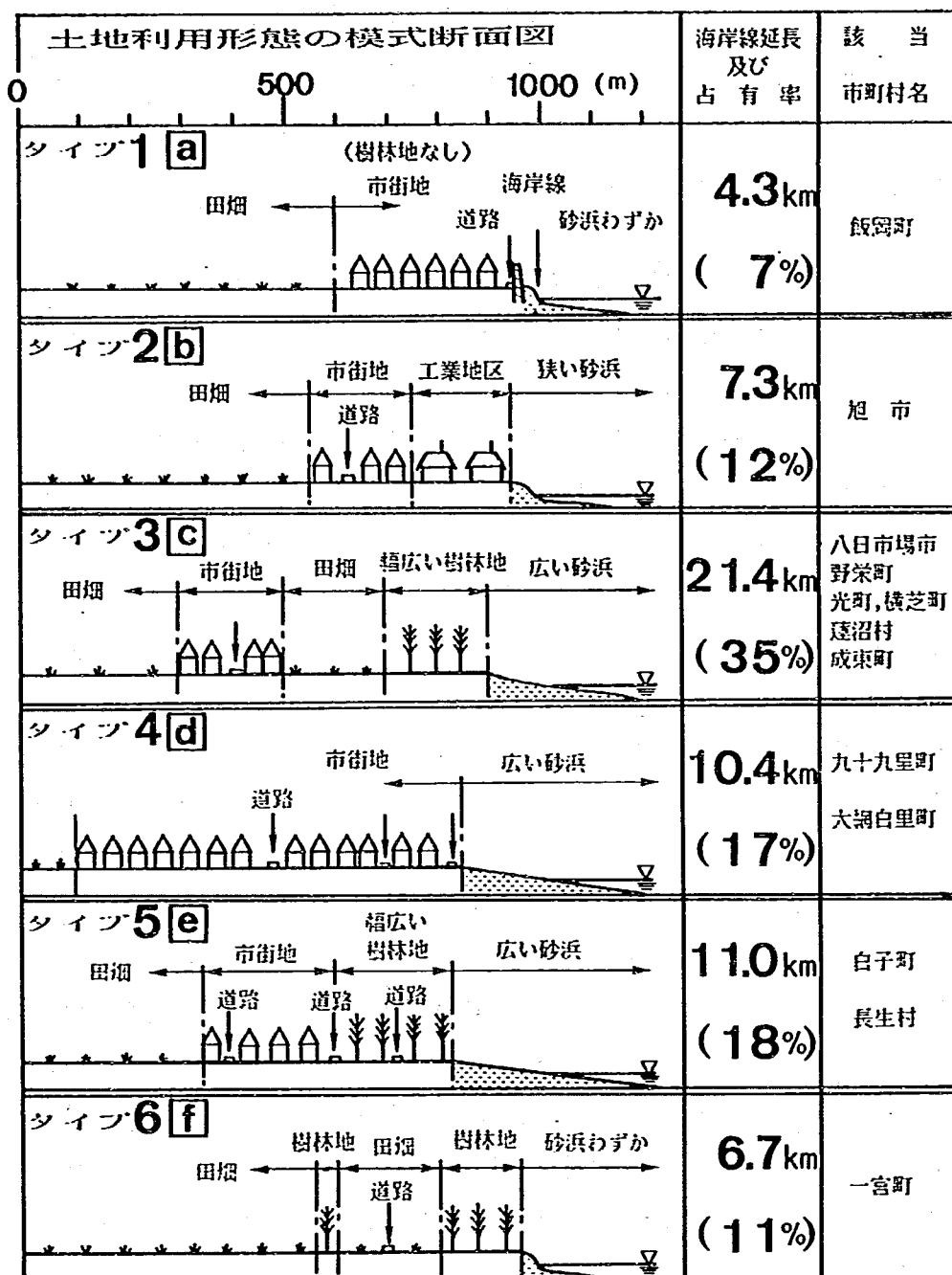


図 11.19 代表測線の模式断面と占有率

①タイプ1

該当する市町村は飯岡町で、九十九里全域に占める割合は小さく、わずかに7%である。侵食海岸として有名であり、砂浜幅は狭い。海岸線には海岸護岸が有り、1974年からは離岸堤の設置工事が行われている。これら侵食対策工事により侵食は軽減されている。護岸のすぐ背後には道路が走り、市街地がせまっている。保安林などの樹林地はなく、高潮、津波に対する保全施設は計画高を満足している。この地域では海水浴場が一つしかなく、入込客数も少ない。これは砂浜幅が狭いことが第一の原因である。サーフィンや釣りの入込客数は多く、全域に占める割合も大きい。これは北端の海域では中心部に比べ沖合での海底地形が複雑で波の集中が起こり易く、

サーフィンを適する波が来襲すること、また漁港の町であることから、釣り舟で沖に出る釣り客が多く、北側の岩礁では磯釣りが楽しめるなどの理由による。現在、砂浜には砂が戻りつつあり、海水浴場としての条件も向上してきている。ただし、駐車場の整備が遅れており、車での誘致が図りにくくなっている。これら施設の整備も計画段階で見逃すことの出来ない点であろう。

②タイプ2

旭市のほぼ全域である。砂浜幅は狭く、緩傾斜堤が続いている。後背地は工業地区や市街地が広がり、道路は海岸線から少し離れた市街地の中心を通っている。この地域では全体の8割程度に緩傾斜堤が整備され、高潮等に対する計画天端高を満足している。また近年侵食が激しくなっており、汀線の後退が見られる。漂砂上手側の地域で砂が堆積したことにより北からの供給漂砂が減少したことが原因である。タイプ1の地域に続き、離岸堤の設置が行われている。海洋性レクはほとんど行われておらず、観光やリゾートの地としての評価は低い。駐車場や海の家などの施設はほとんどなく、施設の充実も図られていない。九十九里海岸の特徴である広い砂浜のない海岸は、海としての魅力を大きく欠いてしまっていると言える。

③タイプ3

このタイプは八日市場市～成東町の広い範囲にわたり、九十九里海岸全域の約35%を占める。広い砂浜とそれに続く幅広い保安林を持ち、市街地は海岸線から400～600m離れている。保全施設はほとんど整備されておらず、高潮等の対策はまだ不十分である。1974年以降の調査では侵食傾向にあると言えるが、砂浜幅は十分な広さを持ち、侵食の危機感は薄い。海洋性レクの場合としては利用度が高いとは言えず、観光漁業等がわずかに目立つ程度である。1983年に完成した連沼海浜公園は一大レクリエーション基地として運営されている。このタイプの地域の特徴である幅広い樹林地の背後にプール、テニスコート、スポーツ施設、遊技場などが整備されている。しかしながら、海水浴客の入込数などを見る限り、大きな集客力となっているとは言えない。位置的に見る限り海と公園とは隔離されており、海のオープンスペースのイメージを十分に生かしていないように思われる。海浜公園として特徴付けるには海の持つイメージを十分に生かした計画が必要であろう。

④タイプ4

九十九里町と大網白里町の地域である。海岸域では最も開けた地域の一つで、片貝漁港を中心として市街地が広がっている。海岸のすぐ背後は市街地で、比較的広い道路が市街地を複数走っている。汀線は前進傾向にあり、片貝漁港では港口の土砂堆積が問題となっている。保全施設は片貝漁港周辺に集中し、離岸堤、堤防が整備されている。その他の場所にはほとんど保全施設はなく、高潮等への対策は余りなされていない。この地区は九十九里海岸で海洋性レク等が最も盛んに行われている。砂浜幅が広いため、海水浴や観光漁業などにも適している。また漁港があるため、釣り船の基地として多くの人々を集めている。駐車場や海の家などの施設も充実しており、人の集まる要素を満たしていると言える。首都圏からのアクセスは、車を利用した場合には千葉東金自動車道の終点から近く、九十九里中首都圏に最も近い。海岸とのアクセスを考えると、九

十九里町南部から大網白里町にかけては九十九里有料自動車道が通り、海岸と背後地の居住地域が遮断されている。主な海水浴場へは車での通行も確保されているので海水浴客数などには支障をきたしていないが、海岸の持つオープンスペース性はやや阻害されている。

⑤タイプ5

このタイプはタイプ3に比較的似ている。タイプ3と同様広い砂浜、幅広い樹林地を持つが、樹林地の背後は市街地で、樹林地の中には自動車専用道路が走っている。該当地域は白子町、長生村である。この地域では1974年以降汀線は前進傾向にあり、砂浜幅も比較的広い。海岸保全施設が設置されているのは南白亀川河口にある階段式堤防だけである。広い砂浜や樹林地は、高潮・津波災害の軽減に役立つが、万全な災害予防策の為には保全施設の充実が欠かせないと思われる。海洋性レクの面ではこのタイプの地域も海水浴が盛んである。白子町は海水浴場も多く施設等も充実しており、入込数も高い値を示している。交通事情も九十九里海岸の中では恵まれ、観光地としてのポテンシャルは高い。この地域でのネックとなるのは九十九里有料道路で、これにより海岸と居住地が分断されている。特に長生村付近ではアクセス距離は500 mにも達し、親水性を妨げている。

⑥タイプ6

該当地区は一宮町である。砂浜は少なく、背後には樹林地と農地があるが町の中心部は海岸線から離れており、まとまった市街地はない。1974年以降、汀線は後退傾向にあり、砂浜幅も狭くなってきている。太東漁港北側の砂浜では侵食対策のため直立護岸が建設されているが、砂浜減少の根本的解決策となっていない。海洋性レクは盛んで、海水浴やサーフィンの入込数は多い。太東漁港を控えている為、釣り人も入込数は多い。ただし施設数はほぼ同じ海水浴客入込数を示す白子町と比べ駐車場、海の家とも少ない。施設の充実が一つの課題であろう。この付近は道路は少し遠いが、電車線は比較的近くにあり、電車によるアクセスには満足出来る。太東岬も近く九十九里の中では景観にも恵まれていると言える。

6タイプ中で保全上早急な対策が望まれるのはタイプ1とタイプ6の地域である。現在行われている対策により徐々に効果の表われている地域もあるが、それによる影響が隣接地域に及んでいる箇所もある。保全対策の計画も該当地域だけでなく、九十九里海岸全体と地先海岸との関係を十分考慮して対策を立案することが必要である。

タイプ3～5の地域では砂浜幅も広く海水浴等の海洋性レクには適していると言える。しかしながら九十九里海岸南部に位置するタイプ4、5に比べタイプ3は利用度が低い。これは交通の利便性が悪いことや施設の不足などによる影響が大きい。更に、レクリエーションの多様化が求められるに従い、港などを持つ地域への集中が進んでいる事も特筆すべきであろう。これはタイプ6の地域が比較的距離が遠く、砂浜が狭いにもかかわらず海洋性レク人口が多いことから言える。しかしながら、タイプ3のように砂浜ばかりの地域では海洋性レクの多様化は難しい。たとえば代表的な海洋性レクの一つであるヨットやボートの利用適地とするには、マリーナなどを建設し、維持することが必要であるが、緩勾配の砂浜海岸でそれを実現することは大変困難であ

る。地域の活性化を図るためには、現在ある砂浜の有効利用が基本となる。たとえば九十九里海岸のように外洋に面した海岸の場合には、8月中旬から波が高くなり海水浴に適する時期は短い。そこで海域制御構造物などを用い、活用期間の長期化を図るなどの方策が考えられる。このように現在ある利点に手を加え海洋性レクの利用を活発にすると共に、海とのつながりを深める海浜公園など陸側の整備を行い、海と陸を結びつけた開発が必要である。

タイプの4～5にかけては九十九里有料道路（波のり道路）が走っている。これら有料道路の設置は交通緩和の手段、あるいは観光道路として有効な働きを持っているが、海岸への親しみ易さは失われてしまう。特に居住する人々にとっては海の近くにいながら海との隔離を余儀なくされ、居住地域に海の持つ開放感や豊かさなどの魅力を持ち込めなくなるなどの損失をもたらす。これはリゾート地として考える場合にも最大のメリットを失うことになる。自動車道などを考える場合、後背地と海岸のアクセスが失われることのないように、またイメージを損なうことのないように心掛けることが必要である。

11.6 結 論

九十九里海岸の特徴と問題点をまとめると次のようになる。

- ① 千葉県は人口増加が著しく進んでいる県である。その中において九十九里海岸沿岸域は人口も少なく、人口密度は非常に低い。土地利用も農地、林地が中心で市街地は少なく、開発が遅れている。
- ② 九十九里海岸は平均海底勾配が約1/500と非常に緩勾配である。この海岸の汀線は飯岡、片貝漁港付近、南白亀川～一宮川の地域を除き近年は後退傾向にある。特に飯岡～新川、一宮川～太東岬の範囲で50～80mの後退が見られる。
- ③ 砂浜幅は広い地域が多く、100m以上の幅を持つ地域も少なくない。また、砂浜幅の分布と汀線変化量分布とは良く対応し、侵食域では砂浜幅が狭く、堆積域では広がっている。
- ④ 海岸線には幅広い樹林地が続いており、少ないのは飯岡町～旭市、九十九里町～大網白里町の地域だけである。全体に緑は豊かで開発の手がまだ及んでいない。
- ⑤ 九十九里海岸の最も盛んな海洋レクは海水浴であり、年間250万～300万人の人が訪れている。海水浴場は全域に分布しているが、入込数には偏りが見られ、南部地区に集中している。その他の海洋性レクでは行えるものが少なく、行ってもサーフィンのように南北両端付近や漁港付近の地域に限定されている。また、海洋性レクに必要な施設の充実度も地域に偏りが見られ、北部の施設は貧弱である。
- ⑥ 首都圏からの車によるアクセスは中央部の九十九里町、大網白里町付近が一番良く、南北両端に行くにつれ悪くなる。
- ⑦ 南部には九十九里有料道路があり、居住域と海岸とのアクセスが閉ざされている。特に長生村ではアクセス距離は500mにも達する。

以上のような特徴および問題点より、九十九里海岸の評価を行い、問題点解決上の留意点を挙

げる。

- ① 沿岸域での開発はまだ進んでおらず、地域の活性化が望まれる。通勤圏よりも観光地あるいはリゾート地としての発展が現実的で、交通網の整備や施設の充実が進めばその評価は高いものとなる。
- ② 侵食対策は徐々に効果を上げてはいるが、対策による影響が他地域の侵食を引き起こしている例もある。対策は総合的に行われなければならない。工法も工学的条件ばかりではなく景観などの環境条件も考慮する必要がある。
- ③ 観光、レクリエーションを目的とする開発は地域の条件を考え、実現可能なものを計画する必要がある。
- ④ 利用度の偏りは施設、交通の良さなどが原因と見られる。計画はこれらの整備を念頭に入れて立案されるべきである。
- ⑤ 南部では自動車専用道により居住域と海岸とのアクセスが閉ざされている箇所が見られる。北部などで交通整備を進めるには海岸域の道路開発が有効であるが、海の持つ開放性を損なうことのない計画が望ましい。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所海岸研究室：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，173 p.，1987.
- 2) 建設省土木研究所海岸研究室：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，138 p.，1987.
- 3) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(3)，土木研究所資料，第2511号，168 p.，1987.
- 4) 十代田朗・渡部貴介・安島博之：明治・大正期における湘南および房総地域の臨海部別荘地の成立過程，第20回日本都市学会学術研究論文集，pp. 331～336，1986.
- 5) 堀川清司・砂村稔夫：千葉県九十九里海岸における漂砂の卓越方向に関する研究，第18回海岸工学講演会講演集，pp. 417～421，1971.
- 6) 佐々木民雄・堀田新太郎・五十嵐 元・久保田 進：海洋性レクリエーションに関する研究（第2報），第21回海岸工学講演会論文集，pp. 471～475，1974.

第12章 鹿島灘沿岸の地理的，海岸工学的諸 条件に関する検討

建設省土木研究所海岸研究室	室 長	宇多 高明
	研 究 員	村井 禎美
	部外研究員	松永 博史
	部外研究員	羽成 英臣

12.1 ま え が き

建設省では、沿岸域の空間を多目的に、かつ有効に利用することを目的としてMMZ構想を推進している。土木研究所でもこの構想に基づいて海域制御構造物の研究開発を行い、現在までにいくつかの構造物タイプを提案してきた^{1), 2)}。しかし、海域制御構造物の開発を行う場合、構造物自体による波や流れの制御効果を調べるだけでは不十分であり、構造物を設置する海岸の諸条件を予め十分把握し、具体的条件のもとで構造物設置の可能性を検討する必要があると考えられる。それによって初めて実現する際の技術的問題がより明確になるからである。そのような具体例として、全国よりいくつかの代表海岸を選んで調査を行ってきた。例えば、湘南海岸²⁾および九十九里海岸の場合について地理的、海岸工学的諸条件について評価した結果は別途報告するところである。本報告では、茨城県の鹿島灘沿岸をとりあげて、保全および海岸利用面から見た当海岸の特徴と問題点を明らかにする。

12.2 鹿島灘沿岸の土地利用

鹿島灘沿岸は茨城県南部に位置し、太平洋に東面する延長約70 Kmの砂浜海岸である(図12.1)。当沿岸の北側には那珂川が、南には利根川が流入する。大洗港の南部から鹿島港の北部では台地・段丘が海岸線に迫り、台地と海岸線の間には狭小な低地が続いている(図12.2)。

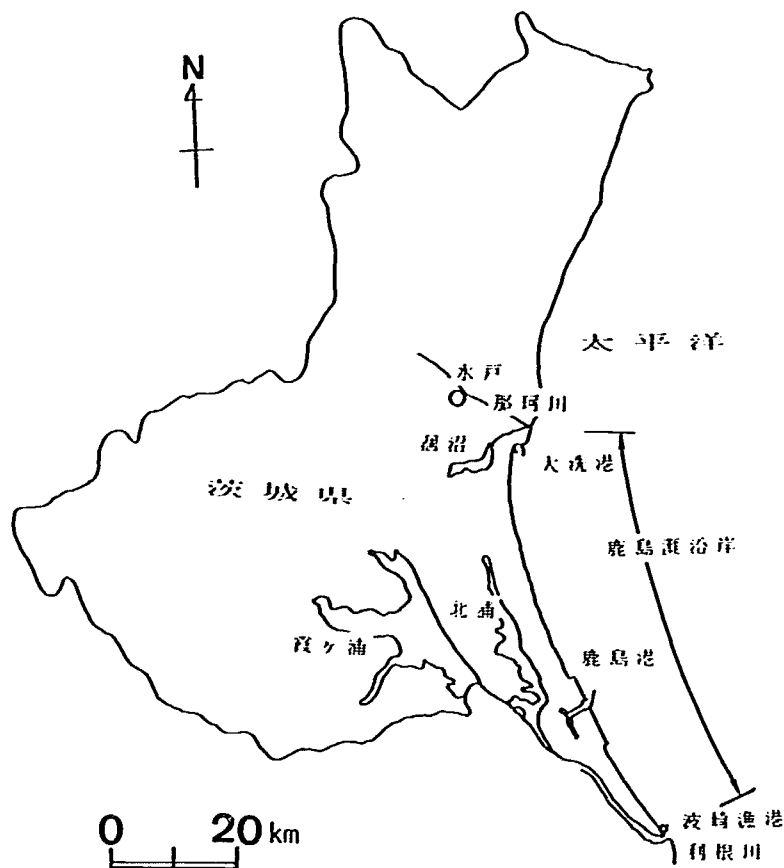


図 12.1 鹿島灘沿岸の位置

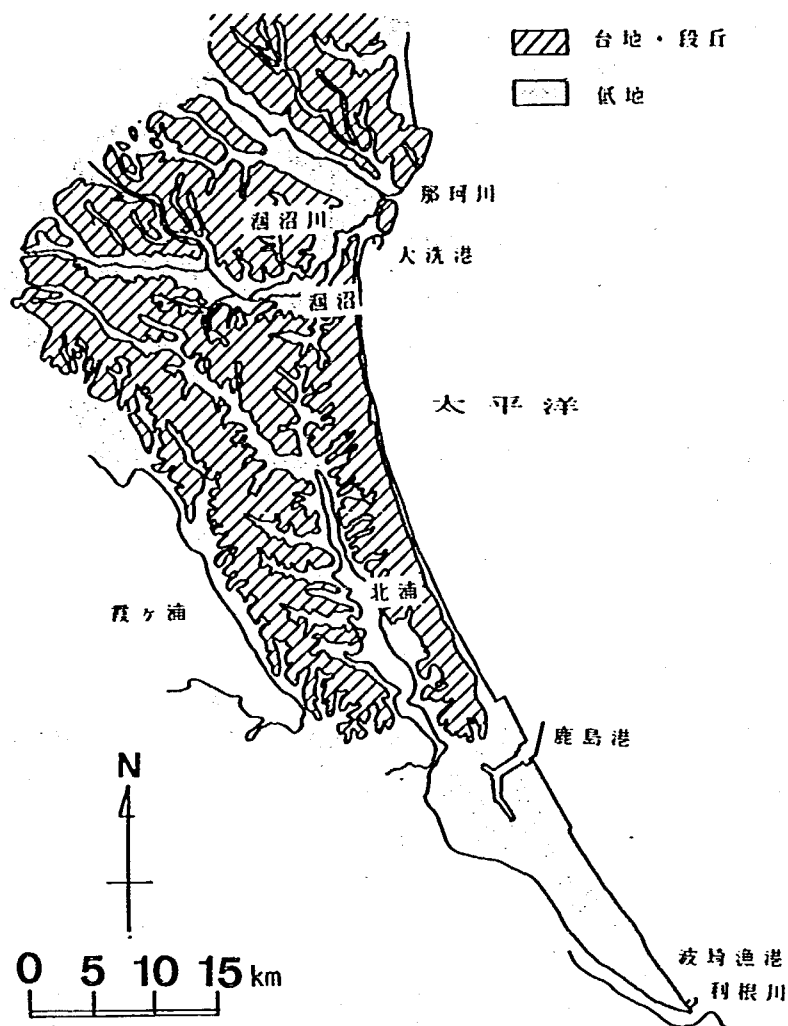


図 12.2 鹿島灘沿岸の地形

一方、鹿島港付近から波崎漁港の間はほとんど全域が低地（砂丘）である。大洗港付近は那珂川、壱沼川の流路として形成された低地になっている。

当沿岸域の町村別人口・面積（1985 年）を図 12.3 に示す。各町村の面積規模は 23 ～ 107Km² であり、鉾田町、神栖町、波崎町が広く、大洗町が 23 Km² と最も狭い。これに対して人口は鹿島町、神栖町、波崎町で多い。これは、鹿島港を中心とした工業地帯が南部 3 町にあるためである。また、1985 年の人口密度は大洗町が 913 人 / Km² と高く、茨城県の平均値 447 人 / Km² の約 2 倍となっている（図 12.4）。旭村～大野村では人口密度が低く、一方、鹿島町～波崎町の人口密度は平均値以上である。

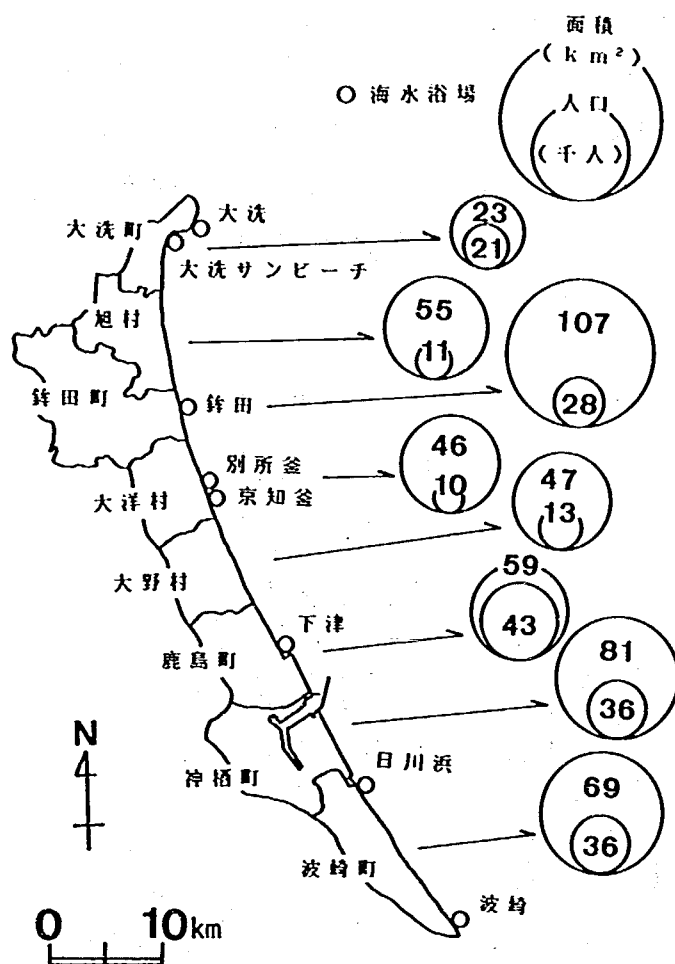


図 12.3 沿岸域の町村別人口・面積 (1985 年)
および海水浴場の位置

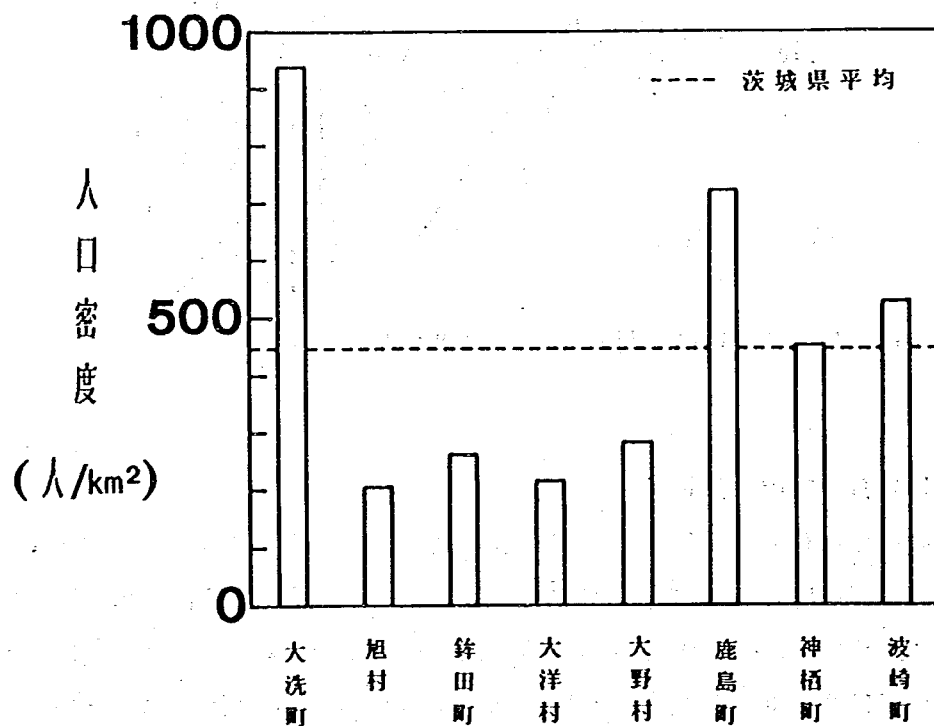


図 12.4 沿岸域の町村別人口密度 (1985 年)

当沿岸域の町村別土地利用状況と就業人口構成（1985年）を図12.5に示す。土地利用状況によれば、各町村とも農地の割合が高く、林地の割合も含めるとかなり高い割合となる。宅地の割合は大洗町、鹿島町、神栖町、波崎町で高い。また、旭村、銚田町、大洋村、大野村では第1次産業の割合が高い。これらとは対照的に大洗町、神栖町、鹿島町、波崎町では第2、3次産業の割合が高い。このように、この沿岸地域は農業を主体とするが、鹿島町、神栖町のように工業が盛んな地域もあることが特徴である。

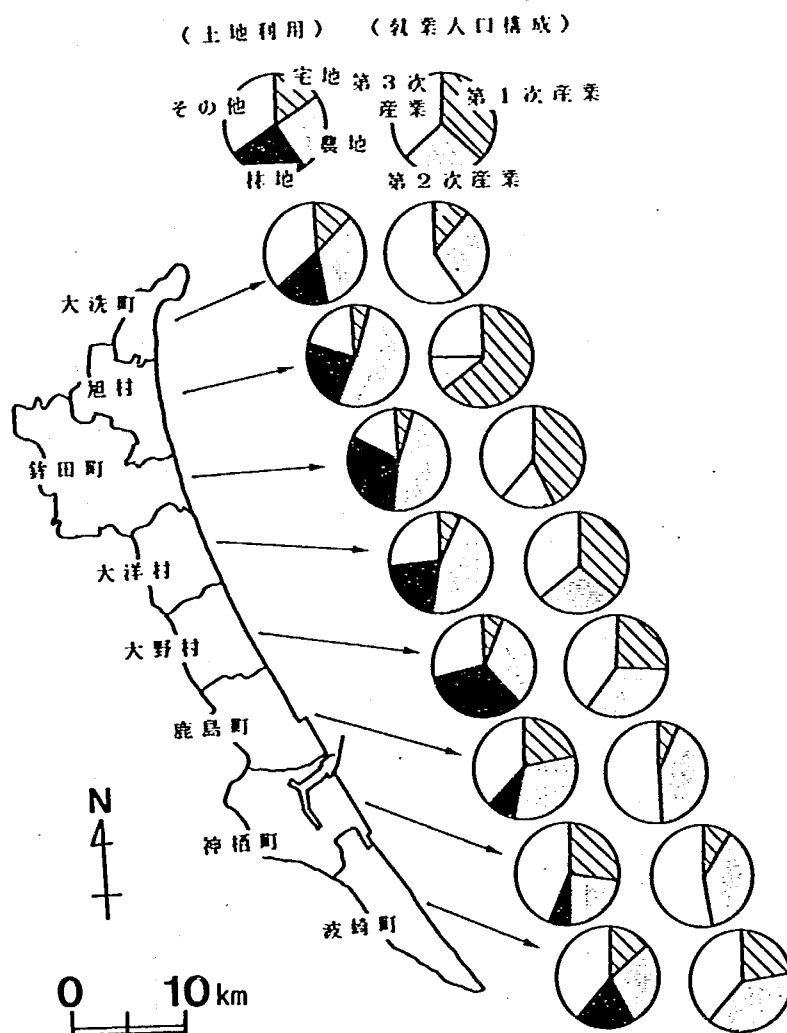


図12.5 沿岸域の町村別土地利用状況と就業人口構成（1985年）

12.3 鹿島灘沿岸の海岸工学的条件

鹿島灘沿岸の中央部に位置する鹿島港での有義波高と有義波周期の出現率（1981～1985年；1983年を除く）を図12.6に示す^{3), 4), 5), 6)}。有義波高の出現率は $H_{1/3} = 0.5 \sim 1.0 \text{ m}$, $1.0 \sim 1.5 \text{ m}$ の場合、各々31%, 32%と卓越する。鹿島灘沿岸の単純平均波高は約1.4 mになる。有義波周期の出現率は8～9秒を最大として分布しており、平均周期は約8.5秒である。

図 12.7 に示した代表測線（測線 A～E）における断面形を図 12.8 に示す。測線 B より E までの地域の汀線から -20 m までの海底勾配は約 $1/140$ であり、-20 m 以深では約 $1/500$ と緩くなる。仮に、海域制御構造物を水深約 10 m の位置に設置するとして利用空間の広さを調べると、汀線から水深 10 m までの距離は約 0.8～1.5 Km となる。海底勾配が緩いために、汀線と構造物の間にかなり広い静穏域を期待することができる。しかし、同時に緩勾配のため波の屈折変形が著しいので、構造物の沿岸方向の長さはかなり長くしなければならないことになる。また、図 12.2, 12.7, 12.8 によると、海岸線背後に台地・段丘の迫っている部分では、汀線背後の平坦な利用スペースが狭いことが明らかである。このような点より例えば海域制御構造物の設置と養浜により広い前浜が確保できれば利用スペースはかなり改善されることになる。

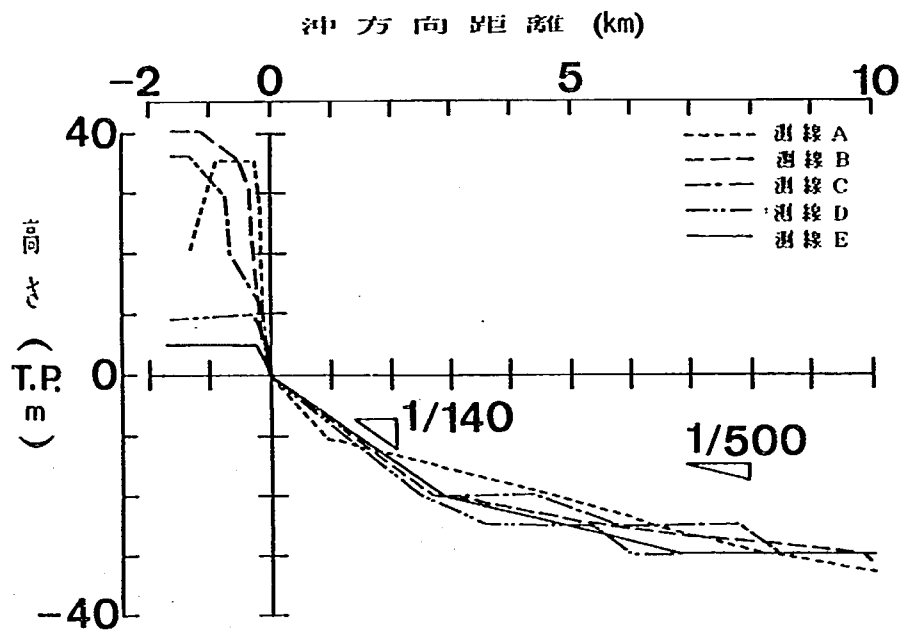


図 12.8 代表測線における断面形の比較

鹿島灘沿岸の汀線変化、前浜勾配、底質の中央粒径の分布⁷⁾を図 12.9 に示す。1984年と1985年に撮影された空中写真の比較から求められた汀線変化図によると、大洗港の南約 3～4 Km 付近で局所的に汀線が後退しており、それより南では一部の地域を除き沿岸距離約 26 Km 地点まで汀線は前進している。更に、この地点の南側から鹿島港までの汀線は鹿島港のごく近傍を除き後退している。また、鹿島港の南側から約 8 Km までの汀線は前進しており、波崎漁港に近づくと再び汀線は後退傾向を示す。前浜勾配は大洗港から玉田海岸の間で急であり、その南の大小志崎までは緩勾配であるが、鹿島港に接近すると再び急勾配となる。また、鹿島港の南では緩勾配であるが、波崎漁港に近くなると再び急になり、豊ヶ浜の区間で徐々に緩勾配に戻る。汀線変化と比べると、汀線後退区域では前浜勾配が急になり、前進域では緩勾配となる特徴が明瞭に読み取れる。また、汀線付近で採取された底質の中央粒径の沿岸分布によれば、前浜勾配の急な区間では粒径が粗くなる傾向がある。これは波のふるい分け作用により細粒の底質が先に流出し、粗粒

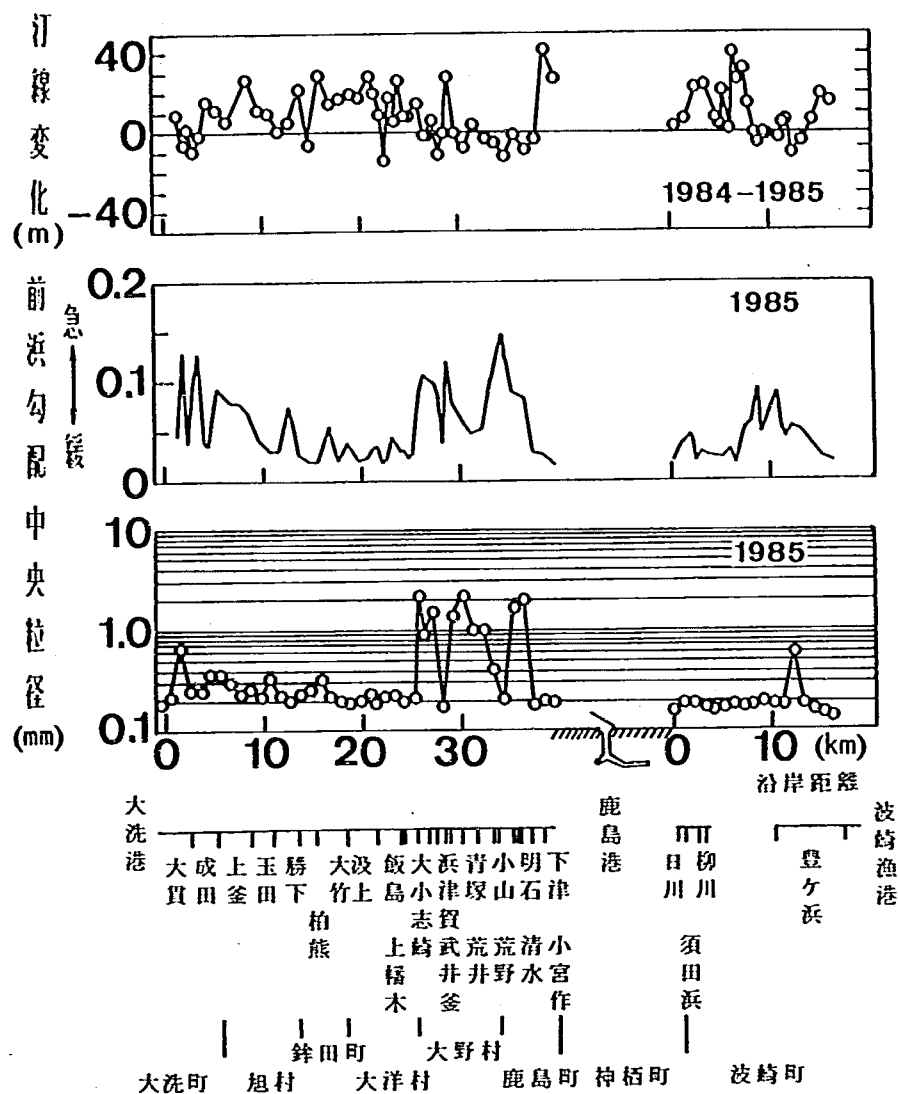


図 12.9 鹿島灘沿岸の汀線変化，前浜勾配，中央粒径の沿岸分布

の底質が侵食領域に残され，アーマコートが形成されたためと考えられる。

結局，当沿岸では大洗港の南側区域，鹿島港の北側区域，波崎漁港の北側区域で侵食が進んでいるが，その他の区域では堆積傾向にある。したがって，構造物を計画する場合にはこのような漂砂特性について十分な配慮が必要である。すなわち侵食域に構造物を設置する場合には，それが侵食防止にどの様に役立つか，逆に堆積域に設置する場合には過度の堆砂の問題が生じないかなどの点について検討することが求められる。

次に，町村別に 5 測線を選び，空中写真より各測線に沿って砂浜幅と樹林地幅を読みとり，各地域ごとに平均値を求めた（図 12.10）。神栖町，波崎町など鹿島港南側の区域の砂浜幅は約 130 m 以上と北側地域より広い。北側地域のうち，大野村，大洋村の砂浜幅は約 60 ～ 80 m あるが，大洗町，旭村，鉾田町，鹿島町では約 40 m 以下と狭い。この沿岸域の樹林地幅は一般に広く，大野村と鹿島町を除く各町村の樹林地幅は約 90 m 以上あり，とくに大洋村では約 170 m にも達する。これらは緑地として景観上有効であり，また飛砂の防止にも役立っている。しかし，場合によっては海浜へのアクセスの確保において阻害要因になりうる可能性もある。

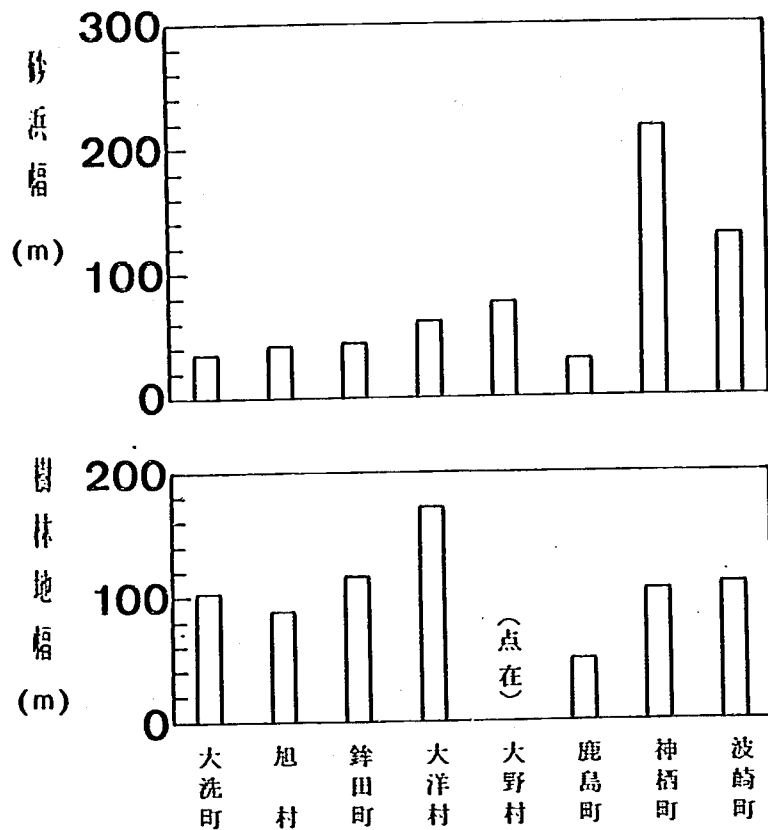


図 12.10 町村別砂浜幅と樹林地幅（1987 年）

12.4 鹿島灘沿岸の観光および海洋性レクリエーション

鹿島灘沿岸にはいくつかの観光地がある。鹿島神宮は古くから有名であり、また大洗町は海水浴場として有名で、ここには水族館や海洋博物館、各種スポーツ施設などが立地している。また、大洗町、旭村の一部は大洗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。

鹿島灘沿岸の町村別年間入込観光客数（1986 年）を図 12.11 に示す。ただし、旭村、大野村では調査資料がないため割愛した。大洗町の観光客数は圧倒的に多く、年間 500 万人も訪れている。これに次ぐのは、鉾田町であり、年間 70 万人の観光客数があるが、他の町村では 50 万人程度かそれ以下である。観光客数に占める県外客数の割合は各町村によって異なる。大洗町、波崎町は県外客数が多く、観光客数の 2/3 以上になる。鉾田町、大洋村、鹿島町は約半数、神栖町は県内客の方が多い。観光客数と海水浴客数の関係を調べると、大半の地域で海水浴客数の割合が半数以上あり、観光に占める海水浴の割合が高いことを示している。ただし、鹿島町では海水浴客数の割合は約 1/3 であり、他の観光による入込客数の方が多いところもある。全般に、観光客数に占める海水浴客数の割合が高い点は、当沿岸の利用が夏期にのみ集中し、他の期間は余り利用されないことを意味しており、施設を年間を通じて維持する上での一つの欠点となっている。施設の通年営業が可能な沿岸利用のあり方が問題とされよう。

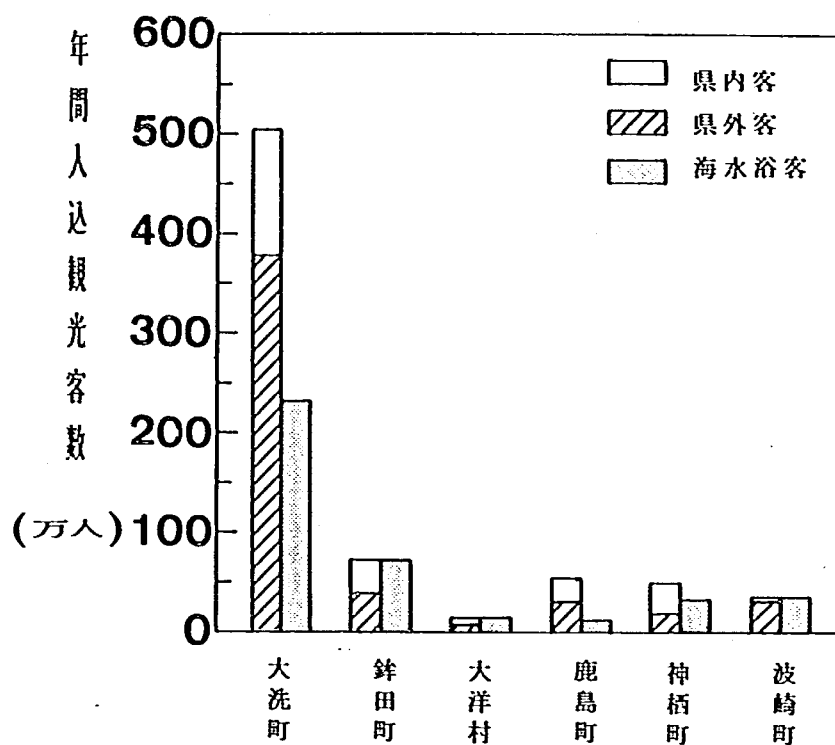


図 12.11 町村別年間入込観光客数（1986 年）

町村別観光施設数（1986 年）を図 12.12 に示す。大洗町は観光施設数でも他の町村を大きく引き離している。鹿島町、神栖町ではやや多いが、その他の町村の施設数はわずか 3 以下である。これは、鉾田町を除くと観光客数の分布と良く対応しており、当然ではあるが、十分な観光施設のある場所に観光客が誘致され易いことを示す。

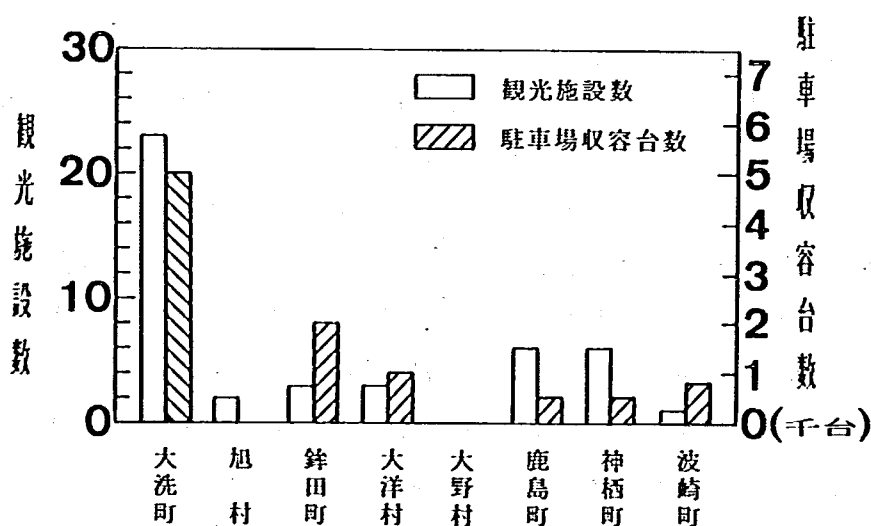


図 12.12 町村別観光施設数と駐車場収容台数（1986 年）

鹿島灘沿岸の年間入込海水浴客数の経年変化を図 12. 13 に示す。1982 年を除くと鹿島灘沿岸の海水浴客数は 300 ～ 500 万人の間で変動している。他の海岸の海水浴客数と比較すると、湘南海岸の約半分であるが、九十九里海岸よりも多い。1982 年は全国的に冷夏の年であったが、この年は鹿島灘沿岸だけでなく湘南、九十九里海岸などでも海水浴客数が減少した。

鹿島灘沿岸の海水浴場分布については、前出の図 12. 3 に示した。海水浴場は旭村、大野村を除く町村に分布している。分布状態は各町村に 1 ～ 2 ケ所と均等に分布しており、特に目立った偏りはない。

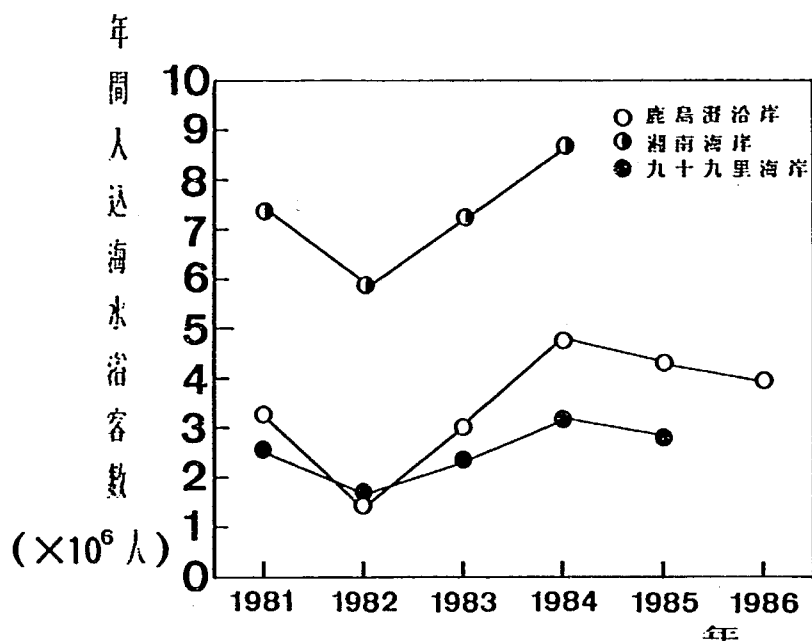


図 12. 13 鹿島灘沿岸の年間入込海水浴客数の経年変化

鹿島灘沿岸の気象・海象条件を図 12. 14 に示す。図には、海洋性レクリエーションの利用限界⁸⁾を併記した。気温との関係を見ると、海水浴に適する時期は 8 月のみであり、わずかに限界条件を下まわるのが 7 月である。気温の面から見た海水浴に適した期間は、ほぼ夏の 2 ヶ月間に限定されることがわかる。ウェットスーツを着用すれば、4 ～ 11 月が可能期間となる。水温の面では、気温と同様に 7 ～ 8 月が海水浴に適する。ウェットスーツを着用すれば、2 ～ 3 月を除く全ての期間で可能である。波高との関係によれば、ボードセーリングはほぼ 5 ～ 7 月の 3 ヶ月に限られる。サーフィン、釣り、ボートイングは通年可能であるが、波高の面より海水浴がかろうじて限界値に近くなるのは 6、7 月のみであって、この場合も夏期に集中することになる。

鹿島灘沿岸の海洋性レクリエーションに適する期間をまとめると次のようになる。海水浴に関して、水温・気温の面より利用条件をほぼ満足するのは 7、8 月である。ただし、8 月の後半からは急速に条件が悪くなる。7、8 月には有義波高の点から見ても比較的良い条件となる。一方、ボードセーリングは 5 ～ 7 月が適し、また釣り、ボートイング、サーフィン等は、年間を通じて可能である。このように、当沿岸では海水浴の期間がほぼ夏の 2 ヶ月のみに限定されていること

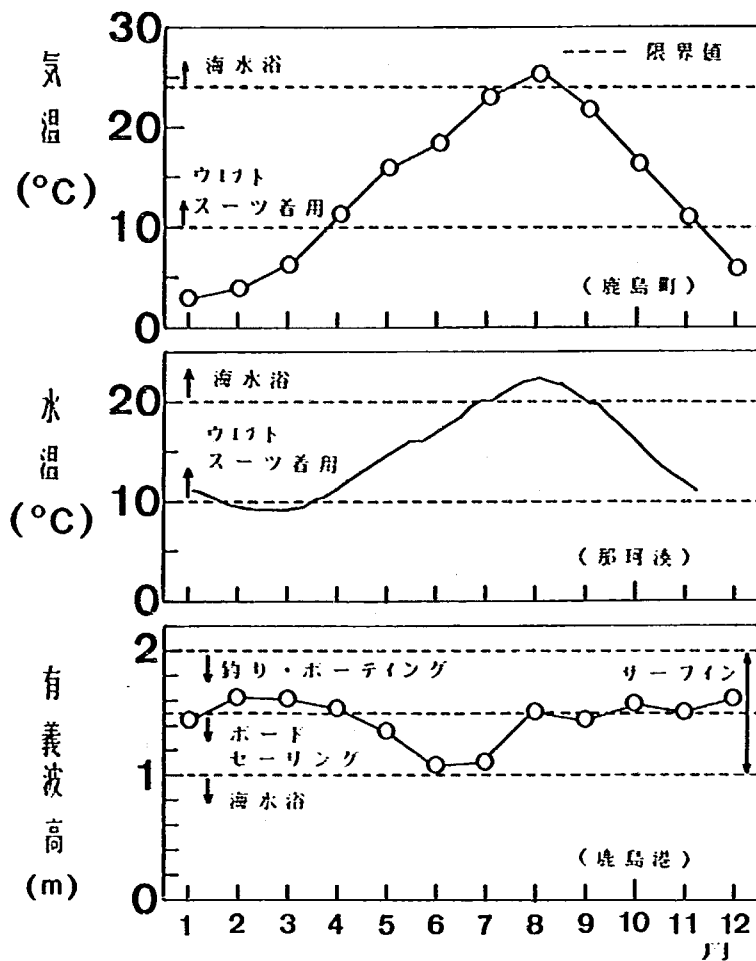


図 12.14 鹿島灘沿岸の気象・海象条件

が特徴と言える。また、その主な制限要因が人工的に制御することが困難な水温・気温であることは注意すべきである。

12.5 海岸へのアクセス

観光客の交通機関利用状況を町村別に図 12.15 に示す。大洗町、鹿島町での自家用車以外の交通機関の利用は各々 36 %、28.7 %であって、他の町村に比べて高い。一方、他の町村では自家用車利用の割合は著しく高い。このように、当沿岸では自家用車利用が多いことが特徴と言える。

自家用車利用と密接に関連するのは駐車場収容台数の分布である（図 12.12 参照）。観光客数と同様に大洗町が 5 千台と最も多く、次に鉾田町が 2 千台であり、他の町村は 1 千台以下と少ない。このように、観光客数の分布（図 12.11）と駐車場の収容台数分布との間には良い対応関係が見られる。

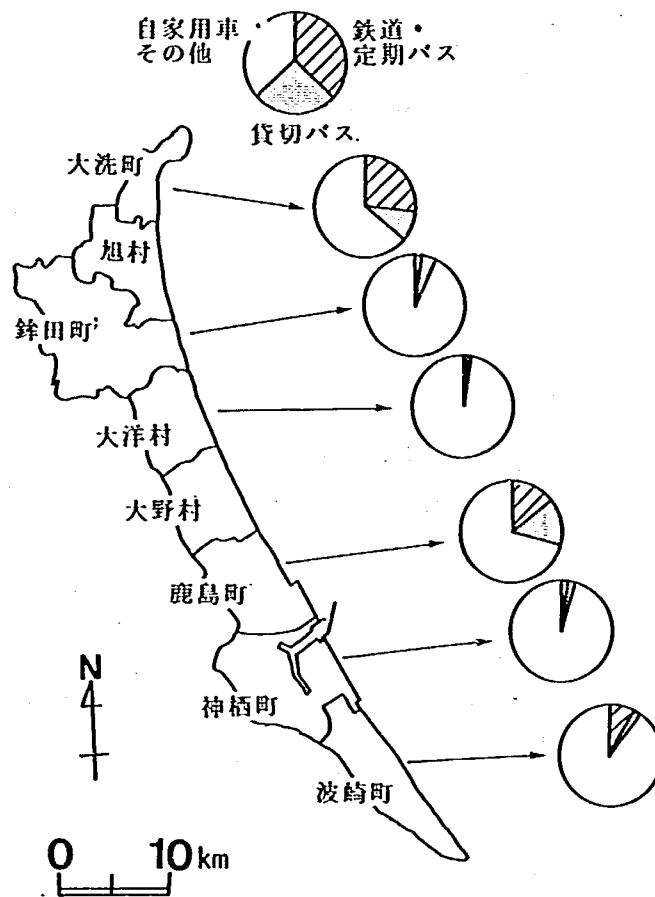


図 12.15 観光客の交通機関利用状況

当沿岸へ到達するための主要なルートを図 12.16 に示す。この沿岸域を通る鉄道は鹿島臨海鉄道（水戸～鹿島神宮）と J R 鹿島線である。鹿島線は内陸をっており、海岸まで遠い欠点がある。また、鹿島臨海鉄道は大洗町の市街地以外では海岸まで遠い。神栖町、波崎町には鉄道は通じていない。このように、鉄道による海岸へのアクセスは大洗町を除いて不便である。これは、図 12.15 のように自家用車を利用する地域が多い一つの原因となっている。道路状況について調べると、国道 51 号線は大洗町から鹿島町まで、国道 124 号が神栖町から波崎町まで通じている。国道 51 号線は旭村以外の各町村では海岸近くを通り、鹿島町北部で海岸から遠ざかる。このため、大洗町、銚田町、大洋村、大野村では 51 号線から海岸までのアクセスは良い。一方、国道 124 号線は海岸まで遠い。しかし、県道（深芝浜～波崎線）が海岸近くを通り、この道路から海岸までのアクセスは良い。沿岸域に最も近い高速道路の I C は常磐自動車道の水戸 I C と東関東自動車道の潮来 I C であり、首都圏や他府県から車を利用した海岸利用の基点となっている。



鹿島灘沿岸には鹿島工業地帯のように人口が多く、産業の盛んな地域がある。しかし、大半は人口が希薄であり、農地や林地が多い。大洗港の南側の地区、鹿島港の北側地区および波崎漁港の北側地区の海岸は侵食傾向にあり、海岸保全上問題がある。この沿岸はほとんど砂浜海岸であるが、各地域の様相は異なっている。そこで、前節までの議論を表 12.1 にとりまとめた。

タイプ 分類	町村名	背後地	人口 密	産業	侵食・堆積 傾向	砂浜幅	樹林地 幅	観光 客数	海水浴 客数	観光 施設数	駐車場 収容数	観光地	海岸へのアクセス	
													鉄道	道路
1	大洗町	台地・丘	◎	第2次 第3次	南部で侵食	×	○	◎	◎	◎	◎	○	○	○ (51号)
2	旭村	台地・丘	×	第1次	堆積	×	○	×	×	×	×	×	×	×
3	鉾田町 大野村	台地・丘	×	第1次	堆積	○ 鉾田×	○ 大野 (点在)	×	×	×	○	×	×	○ (51号)
4	鹿島町	台地・丘	◎	第2次 第3次	北部で侵食	×	×	×	×	×	×	○	×	×
5	神栖町 波崎町	低地	○	第2次 第3次	波崎；北 で堆積， 南で侵食	◎	○	×	×	×	×	×	×	○ (県道)

— 175 —

5タイプのうち、タイプ1、4、5の地域は侵食が進んでおり、海岸保全上問題がある。また、鹿島灘沿岸には広い保安林が存在し、また、台地が海岸近くまで迫り、海岸までのアクセス道路が限られている地域もある。これらは海岸までのアクセスを考える上で問題となる。タイプ5の地域は砂浜幅が広く、また、タイプ3にも砂浜幅がかなり広い所がある。しかしながら、沿岸北部のタイプ1に比べて、これらの地域の海洋性レクリエーションへの利用の度合は低い。タイプ1は砂浜幅がタイプ3や5に比べて狭いにもかかわらず海水浴客数が多い。これには交通の便や施設数の違いによる影響が大きいと言える。この沿岸域には大洗町のように年間約500万人の観光客を集めている地域もあり、条件が整備されれば十分に開発効果があると考えられる。海洋性レクリエーションの活発化を図る上では、この幅広い砂浜を利用する必要がある。鹿島灘沿岸は海水浴場として利用するには、波高が高く、また、ボードセーリングも波高による利用制限を受けている。このため、波高の減衰を図る構造物を沖合に設置すれば利用条件は良くなると考えられる。また、陸域で海浜公園等の整備を行い、海と陸の融合を考え、総合的に開発していく必要がある。

12.7 結 論

本研究によって得られた結論を要約すると以下のようである。

- ① 鹿島灘沿岸は大洗町の市街地、鹿島町や神栖町の工業地帯を除くと開発の余地を多く残している。沿岸域の中では大洗町が観光客数、施設の点で他を圧倒している。
- ② 沿岸域の海底勾配は、-20 mまでは約1/140、これ以深では約1/500と緩やかである。砂浜幅は鹿島港南側地域で約130 m以上とかなり広い。北側では広い地域で約60～80 m、大半は約40 m以下である。
- ③ 鹿島灘沿岸の自然条件は海洋性レクリエーションの利用に対して厳しく、例えば海水浴の利用制限条件は主として人工的に制御が不可能な水温・気温によって与えられる。しかし、波高に関しては、海域制御構造物を設置することによって静穏化すれば、利用条件を改善することができる。
- ④ この沿岸では観光客に占める海水浴客の割合が高く、しかもそれが夏期の7、8月に集中している。このような集中は施設の維持の点から考えると不利な点である。また、観光・海水浴客数はほとんど大洗町に集中している。このような偏りは、施設・交通の便が原因と考えられる。観光・レクリエーションを目的とする計画では施設の充実とアクセス確保が重要である。
- ⑤ 大洗港の南側、鹿島港の北側、鹿島港と波崎港の間では汀線が後退している。この侵食域では前浜勾配が急になり、底質粒径も粗い。この地域では海岸利用もさることながら、それ以上に海岸保全対策が必要とされている。対策計画においては、構造物が持つ保全効果を明らかにすることは当然として、更に将来における海岸利用も考慮して景観に配慮する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所海岸研究室：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, 1987.
- 2) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(4), 土木研究所資料, 第 2577 号, 232 p., 1988.
- 3) 高橋智晴・広瀬宗一・菅原一晃：沿岸波浪観測年報(昭和 56 年), No. 445, pp. 153~157, 1983.
- 4) 菅原一晃・広瀬宗一・橋本典明：沿岸波浪観測年報(昭和 57 年), No. 480, pp. 158~160, 1984.
- 5) 菅原一晃・小舟浩治・橋本典明・亀山豊：沿岸波浪観測年報(昭和 59 年), No. 545, pp. 114~116, 1986.
- 6) 小舟浩治・菅原一晃・亀山豊・橋本典明・成田明：沿岸波浪観測年報(昭和 60 年), No. 574, pp. 224~228, 1987.
- 7) 宇多高明・住谷廸夫・小林洋三：茨城県における海浜変形の実態, 地形, No. 7, pp. 141~163, 1986.
- 8) 建設省土木研究所緑化研究室・(財)国土開発技術研究センター：水域等レクリエーション・リゾート実態調査報告書, 179p., 1987.

第13章 おわりに

本報告書では、各種海域制御構造物の開発に関する昭和62年度の研究成果を明らかにした。構造物の開発段階は、各々の構造物ごとに多岐にわたっている。しかし、概ね消波機能については検討を終わり、耐波設計、平面配置について検討する段階に到っている。今後は漂砂制御、養浜などの項目が研究対象になる。また、ソフト面では前報の湘南海岸につづいて九十九里海岸、鹿島灘海岸についてケーススタディを行い、海岸の特性を明らかにした。これらのソフト面に関する研究については、他の代表的な海岸についても利用状況を調べる必要がある。さらに、全国の外洋に面した海岸の気象、海象等の自然条件および地理的条件を調べ、海洋開発の適地の選定手法のとりまとめを図る必要がある。

(参考資料)

(既刊土木研究所資料)

土木研究資料No. 2658: 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(6) 波力実験報告書
はじめに

1. まえがき
2. 研究の目的および体制
3. 乱れと反射を利用した海域制御構造物の波力に関する水理模型実験(第2報)(第1グループ)
 - 3.1 まえがき
 - 3.2 対象構造物の特徴
 - 3.3 実験方法
 - 3.3.1 実験条件の設定
 - 3.3.2 構造条件
 - 3.3.3 波力の測定方法
 - 3.3.4 データの解析方法
 - 3.3.5 部材波力の解析方法
 - 3.4 実験結果
 - 3.4.1 スリット型
 - 3.4.2 水平板付きスリット型(1)
 - 3.4.3 水平板付きスリット型(2)
 - 3.4.4 透過水平板付きスリット型
 - 3.5 まとめ
 - 3.5.1 全波力
 - 3.5.2 部材波力
 - 3.6 あとがき
- 付章 1. 波力測定における衝撃応答に関する検討
- 付章 2. 合田式中の係数 α_2 について
4. スリット式構造物に作用する波力に関する実験(土木研究所)
 - 4.1 まえがき
 - 4.2 実験方法
 - 4.3 実験結果
 - 4.3.1 波力に及ぼす波浪条件の影響
 - 4.3.2 波力に及ぼす構造諸元の影響
 - 4.3.3 合田波力との比較
 - 4.4 まとめ
5. あとがき

土木研究所資料No. 2609 : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(5) 皆生海岸F.S.調査報告書

はじめに

1. まえがき
2. 研究の目的
3. 研究体制
4. 皆生海岸の概要
5. フィージビリティスタディのための計画条件
6. 乱れと反射を利用した構造物(第1グループ)
7. レンズマウンド型(東洋建設㈱)
8. 複列透過性潜堤(日本テトラポッド㈱)
9. 斜板消波潜堤(大成建設㈱・㈱間組・東急建設㈱)
10. ハイブリッド式構造物(新日本製鉄㈱・戸田建設㈱)
11. 複合消波型構造物(㈱大林組)
12. 根入れ式鋼板セル(住友金属工業㈱・東亜建設工業㈱)
13. あとがき

土木研究所資料No. 2577 : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(4)

はじめに

1. まえがき
2. 研究の目的
3. 研究体制
4. 海域制御構造物の開発の現状と特徴 (土木研究所)
5. 海域制御構造物に作用する波力の特性 (土木研究所)
6. 不規則波作用下での海域制御構造物の消波効果 (土木研究所)
7. 乱れと反射を利用した海域制御構造物の波力に関する水理模型実験(第1報)
(第1グループ)
8. 水平板付スリット型海域制御構造物に関する実験的研究 (三井建設㈱)
9. 不規則波使用下での水平板付スリット型海域制御構造物の消波効果 (三井建設㈱)
10. 斜板消波潜堤に関する安定性に関する研究 (大成建設㈱・㈱間組・東急建設㈱)
11. 斜板消波潜堤の洗掘に関する実験的検討 (土木研究所)
12. 根入れ式鋼板セルを用いた海域制御構造物に関する実験的検討
(住友金属工業㈱・東亜建設工業㈱)
13. 複合消波機能を有する海域制御構造物に関する実験的検討(3) (㈱大林組)
14. ハイブリッド式消波構造物の水理特性に関する研究 (新日鉄製鉄㈱・戸田建設㈱)

- 15. 駿河湾海洋技術総合研究施設周りの洗掘実態 (土木研究所)
- 16. 湘南海岸の地理的、海岸工学的諸条件に関する検討 (土木研究所)
- 17. あとがき

土木研究所資料No. 2511 : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(3) 第1グループF.

S. 調査報告書

- 1. はじめに
- 2. F.S.のための計画条件
 - 2.1 構造タイプ
 - 2.2 設計条件
 - 2.3 施工条件
- 3. 設計・施工検討
 - 3.1 スリット型(ブロックと杭)
 - 3.2 多重スリット型(ブロックと杭)
 - 3.3 水平板付きスリット型1(ブロックと杭)
 - 3.4 水平板付きスリット型2(ブロックと杭)
 - 3.5 水平板付きスリット型3(ブロックと杭)
 - 3.6 スリット型(ケーソンと杭)
 - 3.7 透過水平板付きスリット型(ケーソンと杭)
 - 3.8 中詰型(ケーソンと杭)
 - 3.9 改良空気密閉型(ブロックと杭)
- 4. 設計・施工法の比較
 - 4.1 ブロック構造の設計・施工法の比較
 - 4.2 ケーソン構造の設計・施工法の比較
- 5. 今後の課題
- 6. あとがき

土木研究所資料No. 2510 : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(2)

はじめに

- 1. まえがき
- 2. 研究の目的
- 3. 研究の体制
- 4. 複列潜堤の透過および反射に関する研究 (日本テトラポッド組)
- 5. 空気潜袋式没水型海域制御構造物の水理特性 (榎間組)
- 6. 複合消波機能を有する海域制御構造物に関する実験的検討(2) (榎大林組)

7. 球面浅瀬式没水型消波構造物の消波特性 (東洋建設㈱)
8. 根入れ式鋼板セルを用いた海域制御構造物に関する実験的研究
(住友金属工業㈱・東亜建設工業㈱)
9. 多孔式消波板を用いた有脚式消波構造物に関する研究(2) (戸田建設㈱)
10. フレキシブルマウンドの波浪制御効果に関する検討 (清水建設㈱)
11. 斜板消波潜堤に関する研究 (大成建設㈱)
12. 円形消波潜堤に関する研究 (大成建設㈱)
13. あとがき

土木研究所資料No. 2454 : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(1)

はじめに

1. まえがき
 2. 研究の目的
 3. 研究体制
 4. 海域制御構造物 2 次元消波実験 (土木研究所)
 5. 消波構造物の消波効果からみた分類 (土木研究所)
 6. 乱れと反射を利用した海域制御構造物に関する実験 (第 1 グループ)
- | | |
|---------------------|-------|
| スリット型海域制御構造物 | 清水建設㈱ |
| 平面トラス型海域制御構造物 | 飛鳥建設㈱ |
| 水平板付きスリット型海域制御構造物 | 三井建設㈱ |
| 透過水平板付きスリット型海域制御構造物 | 五洋建設㈱ |
| 改良空気密閉型海域制御構造物 | 清水建設㈱ |
| 中詰式海域制御構造物 | 大成建設㈱ |
7. 複合消波機能を有する海域制御構造物に関する実験 (㈱大林組)
 8. 多孔式消波板を用いた有脚式消波構造物に関する実験 (戸田建設㈱)
 9. ハイブリッド式波浪制御構造物に関する実験 (新日本製鉄㈱)
 10. 数値計算による海域制御構造物の静穏域創出効果 (土木研究所)
 11. あとがき

図表一覧

付 録

《既発表論文一覧》

土木研究所資料

- 1) 宇多高明・村井禎美・小国嘉之・飯村 修・高瀬幸紀：根入れ式鋼板セル離岸堤に関する共同研究報告書，土木研究所資料，第 2435 号，89 p.，1987.
- 2) 土木研究所河川部海岸研究室：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，173 p.，1987.
- 3) 土木研究所河川部海岸研究室：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，137 p.，1987.
- 4) 土木研究所河川部海岸研究室：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(3)，— 第 1 グループ F.S. 調査報告書 —，土木研究所資料，第 2511 号，168 p.，1987.
- 5) 土木研究所河川部海岸研究室：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(4)，土木研究所資料，第 2577 号，232 p.，1988.
- 6) 土木研究所河川部海岸研究室：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(5)，— 皆生海岸 F.S. 調査報告書 —，土木研究所資料，第 2609 号，285 p.，1988.
- 7) 土木研究所河川部海岸研究室：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(6)波力実験報告書，土木研究所資料，第 2658 号，1988.

海洋開発シンポジウム

- 1) 宇多高明・村井禎美・藤原隆一・松尾和男：海洋空間創生のための海域制御構造物の開発，海洋開発論文集，Vol. 2，pp. 121～126，1986.
- 2) 宇多高明・村井禎美・藤沢康雄・増田光一：複合消波機能を有する海域制御構造物に関する実験的研究，海洋開発論文集，Vol. 3，pp. 1～6，1987.
- 3) 宇多高明・村井禎美・藤原隆一・松尾和男：海域制御構造物による静穏域の創出効果，海洋開発論文集，Vol. 3，pp. 71～76，1987.
- 4) 宇多高明・村井禎美・堤博志・藤原隆一：杭式海洋構造物周りの洗掘実態調査，海洋開発論文集，Vol. 4，pp. 123～128，1988.
- 5) 宇多高明・村井禎美・高木春生・吉川雅人・田村直明：水平板付スリット型海域制御構造物に関する実験的研究，海洋開発論文集，Vol. 4，pp. 201～206，1988.
- 6) 宇多高明・村井禎美・藤沢康雄・増田光一・林秀郎：複合消波構造物の水理特性に関する実験的研究，海洋開発論文集，Vol. 4，pp. 207～212，1988.
- 7) 宇多高明・村井禎美・山本幸次・武中信之：海域制御構造物の波・流れ，漂砂制御に関する実験的検討，海洋開発論文集，Vol. 4，pp. 213～218，1988.
- 8) 宇多高明・村井禎美・武中信之：海洋利用空間創成のための適地選定手法の検討，海洋開発論文集，Vol. 4，pp. 219～224，1988.
- 9) 宇多高明・村井禎美・松永博史・羽成英臣：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. 225～230，1988.

- 10) 宇多高明・村井禎美・武中信之：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. 231～236，1988.
- 11) 宇多高明・村井禎美・武中信之：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. 237～242，1988.

土木技術資料

- 1) 宇多高明・村井禎美・松尾和男・藤原隆一：海域制御構造物に関する実験的研究，土木技術資料，Vol. 29，NO. 2，pp. 9～14，1987.
- 2) 宇多高明・村井禎美・藤原隆一・松尾和男：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. 51～56，1987.
- 3) 宇多高明・村井禎美・竹測勉：沿岸海域調査への衛生リモセン利用の現状と課題，土木技術資料，Vol. 30，NO. 1，pp. 2～7，1988.
- 4) 宇多高明・村井禎美・小国嘉之・飯村 修・高瀬幸紀：根入れ式鋼板セル離岸堤の消波及び漂砂制御効果に関する実験的検討，土木技術資料，Vol. 30，NO. 2，pp. 9～14，1988.
- 5) 宇多高明・村井禎美・柳本泰伴・木山喜章：遊水室を有する鋼板セル式海域制御構造物に関する実験的検討，土木技術資料，Vol. 30，NO. 9，pp. 17～22，1988.

雑誌“海岸”

- 1) 宇多高明：海域制御構造物の研究開発，海岸，Vol. 26，pp. 48～57，1986.
- 2) 宇多高明・村井禎美：海域制御構造物の開発の現状，海岸，Vol. 28，pp. 73～83，1988.

海岸工学講演会論文集

- 1) 宇多高明・村井禎美・松尾和男・藤原隆一：透過性消波構造物の消波効果から見た分類，第34回海岸工学講演会論文集，pp. 441～446，1987.
- 2) 田中正博・三俣正和・大山 巧・清川哲志・宇多高明・村井禎美：フレキシブルマウンドによる透過・反射特性の実験的検討，第34回海岸工学講演会論文集，pp. 492～496，1987.
- 3) 宇多高明・村井禎美・竹測勉：ランドサットによる沿岸海域調査における有効データの取得確率，第34回海岸工学講演会論文集，pp. 690～694，1987.

土木学会年次学術講演会

- 1) 萩原運弘・宇多高明・村井禎美・岡 幸夫：スリット型海域制御構造物の透過および反射特性に関する実験的研究，第42回年次学術講演会講演概要集，pp. 530～531，1986.
- 2) 大山 巧・清川哲志・宇多高明・村井禎美：空気密閉式カーテンウォール堤の反射率低減に関する模型実験，第42回年次学術講演会講演概要集，pp. 538～539，1986.
- 3) 国栖広志・福山博信・宇多高明・村井禎美：透過水平板付スリット堤の消波特性，第42回年次学術講演会講演概要集，pp. 550～551，1987.
- 4) 本田陽一・湊 隆次郎・沖 政和・宇多高明・村井禎美：空気潜袋式海域制御構造物の消波特性，第42回年次学術講演会講演概要集，pp. 562～563，1987.

- 5) 松永博史・芳田利春・倉田克彦・宇多高明・村井禎美：球面浅瀬の消波特性について，第42回年次学術講演会講演概要集，pp. 564～565，1987.
- 6) 宇多高明・村井禎美・松尾和男：海域制御構造物の海水交換機能に関する実験，第42回年次講演会講演概要集，pp. 570～571，1987.
- 7) 宇多高明・堤 博志・村井禎美・藤原隆一：駿河湾海洋施設周りの洗掘実態，第42回年次学術講演会講演概要集，pp. 622～623，1987.
- 8) 宇多高明・村井禎美・萩原運弘・藤原隆男：スリット型海域制御構造物の波力特性，第43回年次学術講演会講演概要集，pp. 616～617，1988.
- 9) 宇多高明・村井禎美：海域制御構造物の関係に係わる諸問題，第43回年次学術講演会講演概要集，pp. 632～633，1988.
- 10) 宇多高明・村井禎美・藤原隆一・武中信之：不規則波作用下での海域制御構造物の消波効果，第43回年次学術講演会講演概要集，pp. 634～635，1988.
- 11) 宇多高明・村井禎美・北村卓也・萩野秀雄：鋼板セル式海域制御構造物に関する実験的研究，第43回年次学術講演会講演概要集，pp. 664～665，1988.
- 12) 宇多高明・村井禎美・佐藤敏文・木村哲夫他：複合消波板を有する海域制御構造物の消波特性と波力，第43回年次学術講演会講演概要集，pp. 666～667，1988.
- 13) 宇多高明・村井禎美・清水正巳・小山文男：斜板を有する新型潜堤（SURF）の滑動安定性，第43回年次学術講演会講演概要集，pp. 672～673，1988.
- 14) 宇多高明・村井禎美・小山文男・中塚健司：斜板を有する新型潜堤（SURF）の消波特性，第43回年次学術講演会講演概要集，pp. 674～675，1988.
- 15) 宇多高明・村井禎美・山本幸次・館克彦：斜板消波潜堤の洗掘に関する実験的検討，第43回年次学術講演会講演概要集，pp. 764～765，1988.

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第2661号

昭和 63 年 7 月 (1988)

キーワード：海洋開発，共同研究，海域制御構造物，消波特性，
波力特性，沿岸域の諸条件

要 旨

各種の海域制御構造物について，その開発段階に応じ，消波効果，作用波力，堤体の安定性等の特性を水理模型実験により明らかにした。また，沿岸域の自然，利用特性を九十九里海岸，鹿島灘沿岸を対象に調査し，利用計画立案上の留意点を明らかにした。



郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい

3 0 5 - □ □

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



土木研究所資料第2661号

部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印