

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(8)

平成元年1月

建設省土木研究所
河川部海岸研究室

Copyright © (1989) by P.W.R.I.

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

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

海域制御構造物の開発に関する 共同研究報告書(8)

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 松永 博史

〃 武中 信之

〃 舘 克彦

構造研究室 室 長 横山 功一

研 究 員 井上 純三

大成建設(株) 技術本部技術研究所 茗ヶ原義彦

〃 勝井 秀博

〃 石野 和男

〃 中塚 健司

〃 上野 成三

土木本部土木設計部 小山 文男

(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

東急建設(株) 施工本部土木技術部 蛭川 洋二

〃 原 幸一

〃 藤川 富夫

〃 渡会 英明

〃 加藤 雅也

石川島播磨重工業(株) 機械鉄構事業本部 縄田 義祐

技術本部技術研究所 山下 誠也

要 旨

機械鉄構事業本部 開発プロジェクト部	中條 武彦
"	山岸 晴久
"	櫻井 清一
(株)大林組 技術開発本部海洋技術部	藤沢 康雄
" 土木技術部	林 秀郎
土木本部設計部	増井 直樹
"	小林 真
新日本製鉄(株) 鉄構海洋事業部	山本 諄
"	盛高 裕生
"	木村 哲夫
"	高橋 陽一
戸田建設(株) 土木技術開発室	北村律太郎
"	梅田 宏
"	添田 弘基
"	西牧 均
"	佐藤 敏文
住友金属工業(株) 鉄構技術部	中山 種清
土木技術開発室	飯村 修
" 研究室	喜田 浩
" 開発室	柳本 泰伴
土木海洋設計室	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	田淵 博
"	大中 晋

要 旨

各種海域制御構造物の波力特性、構造物周りの洗掘特性等が明らかになった。また新潟海岸、駿河海岸を選んで、沿岸域の特性を明らかにするとともに、海外の海洋開発事例として、スペインの海岸事情を紹介した。

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15社との間で共同研究“海域制御構造物の開発”を行っている。その成果の一部は既に“海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(1)～(7)”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63年度における現在まで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	研究の目的と研究体制	2
第 3 章	潮位変動のある海域での斜板消波潜堤の消波効果に関する実験的検討 (大成建設㈱・㈱間組・東急建設㈱・石川島播磨重工業㈱)	3
第 4 章	斜板消波潜堤 (SURF) の被覆石および根固めブロックの安定性に関する研究 (大成建設㈱・㈱間組・東急建設㈱・石川島播磨重工業㈱)	13
第 5 章	斜板堤に関する実験的検討 (石川島播磨重工業㈱・大成建設㈱・㈱間組・東急建設㈱)	31
第 6 章	複合消波機能を有する海域制御構造物の消波効果に関する実験的検討 (㈱大林組)	55
第 7 章	複合消波機能を有する海域制御構造物の波力特性 (㈱大林組)	65
第 8 章	ハイブリッド式消波構造物の波力特性 (新日本製鉄㈱・戸田建設㈱)	91
第 9 章	鋼板セル式海域制御構造物周りの洗掘に関する実験的検討 (住友金属㈱・ 東亜建設工業㈱)	111
第 10 章	スペインの海岸事情 (土木研究所) ...	125
第 11 章	海洋利用空間創成のための適地選定手法の検討 (土木研究所) ...	139
第 12 章	海岸利用・海岸保全面から見た駿河海岸の特性 (土木研究所) ...	159
第 13 章	新潟海岸の保全および利用に係る諸条件の検討 (土木研究所) ...	177
第 14 章	湘南海岸の沿岸域利用の現状と開発にかかる 2, 3 の問題点 (土木研究所) ...	195
第 15 章	あとがき	211

第1章 まえがき

近年、余暇時間の増大にともない、地方自治体をはじめとして全国各地でリゾート開発に関する関心が高まっている。こうした中で海洋性レクリエーションに関する需要も高まりつつあり、建設省でもマリン・マルチ・ゾーン (MMZ) 構想を推進し、外洋に面した沿岸域の有効利用を図ろうとしている。この構想の軸になるのが、沖合の水深10~20mに設置され、波、流れ、漂砂を制御することのできる海域制御構造物である。この構造物によれば、その消波効果によって静穏な海域環境を創出することができ、さらに背後の沿岸域を高度に利用可能となる。海域制御構造物の開発は、官民共同で、昭和61年度より5ヶ年計画で行われている。本報はひきつづき検討を行っている海域制御構造物の研究のうち、昭和63年12月までに得られた成果をまとめたものである。

第2章 研究の目的と研究体制

本研究の最終目標は、海域制御構造物の開発にある。このため種々の型式の構造物を選んで多方面より検討を進めている。構造物の持つ機能性に関しては、既に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。本報告では、その後構造物の波力特性、構造物周りの洗掘特性などについて検討した結果について述べる。また、沿岸域の特性についても、前報で2、3の現地海岸の状況を分析した時に用いたのと同様な方法により、新たに駿河海岸と新潟海岸について調査するとともに、全国44沿岸域について海洋開発の適地としてのポテンシャルについて検討した。さらに、外国における海洋開発関連の事例としてスペインの海岸事情を紹介した。

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15社の間で行われている。民間企業15社は、以下の3グループに大別される。

第1グループ 乱れと反射を利用した海域制御構造物の開発

飛島建設 ㈱

清水建設 ㈱

三井建設 ㈱

五洋建設 ㈱

大成建設 ㈱

第2グループ 没水型消波構造物の開発

清水建設 ㈱

大成建設 ㈱・㈱間組・東急建設 ㈱・石川島播磨重工業 ㈱

東洋建設 ㈱

日本テトラポッド ㈱

第3グループ ハイブリッド型消波構造物の開発

㈱大林組

住友金属工業 ㈱・東亜建設工業 ㈱

新日本製鉄 ㈱・戸田建設 ㈱

また、土木研究所側は昭和63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、基礎研究室が参加している。

本報告書はこのうち土木研究所、大成建設 ㈱・㈱間組・東急建設 ㈱・石川島播磨重工業 ㈱、㈱大林組、住友金属工業 ㈱・東亜建設工業 ㈱、新日本製鉄 ㈱・戸田建設 ㈱が行った研究の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)～(7)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 潮位変動のある海域での斜板消波潜堤の 消波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

建設省土木研究所海岸研究室 研究員 村井 禎美

大成建設(株) 技術本部技術研究所 茗ヶ原義彦

勝井 秀博

石野 和男

中塚 健司

上野 成三

土木設計部 小山 文男

(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

東急建設(株) 施工本部土木技術部 蛭川 洋二

原 幸一

藤川 富夫

渡会 英明

加藤 雅也

3.1 まえがき

斜板消波潜堤に関しては、これまでに消波実験、洗掘実験、波力・滑動実験が実施され、既に図 3.1 に示す形状が基本型として提案されている。ところで現在研究を進めている斜板消波潜堤の基本型

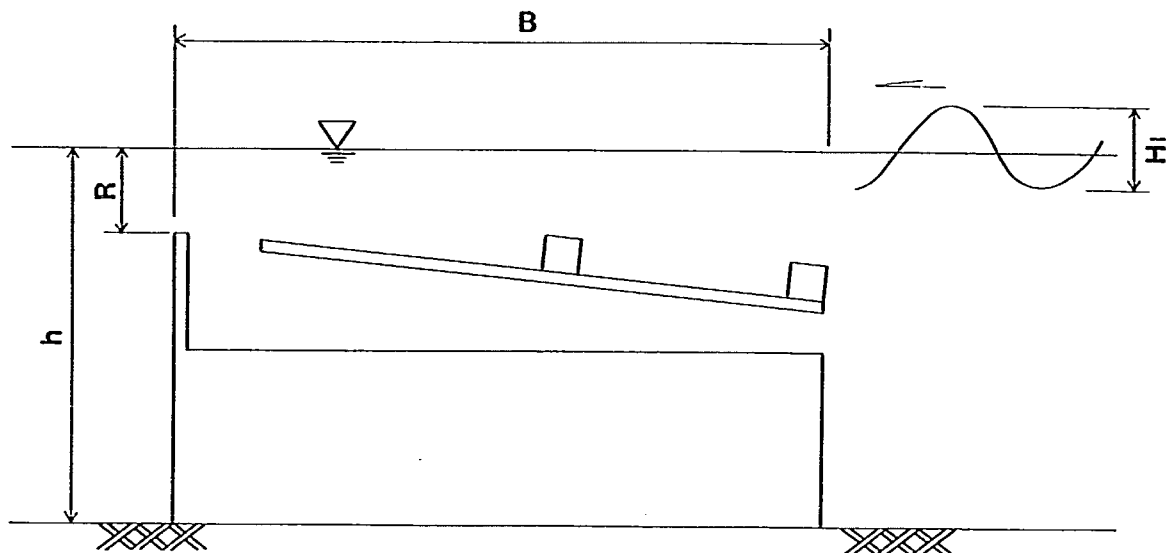


図 3.1 斜板消波潜堤基本型

では、水深 $h = 10\text{m}$ 、没水比 $R/h = 0.1$ の場合において十分な消波効果を示すことが分かっている¹⁾が、没水比と消波効果の関係は未だ十分明らかになってはいない。一方、他のタイプの潜堤については没水比と消波効果の関係はかなり詳しく調べられている²⁾が、斜板消波潜堤は他の潜堤と形態が異なるため、同様な調査を一度は行ってデータを取得しておく必要があった。

そこで本研究では、潮位変動のある海域に斜板消波潜堤を設置した場合の消波効果について、水理模型実験により検討することとした。

3.2 実験方法

(1) 実験装置

実験は東急建設㈱海洋水理実験場の二次元造波水路(図 3.2)を用いて行った。水路は全長 50.0 m、幅 0.8 m、高さ 1.0 m で、水路端には油圧ピストン式不規則波造波装置が取り付けられており、また、両端部に消波装置が置かれている。水路床は、造波板から 11.0 m を水平床とし、水平床の岸側端から勾配 1/20 の斜面(長さ 4.0 m)を設置し、さらに斜面岸側端から消波装置までを水平床とした。斜板消波潜堤の模型設置位置は、造波板から 16.5 m (模型前面)とした。

(2) 実験条件

実験の縮尺は 1/25 とし、実験に用いた入射波条件を表 3.1 に、模型の構造条件を表 3.2、図 3.3 に示す。

(3) 測定方法

入射波高 H_1 は、模型前面より 1.0 m 沖側の位置で模型を設置しない状態で測定した(図 3.2)。透

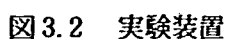
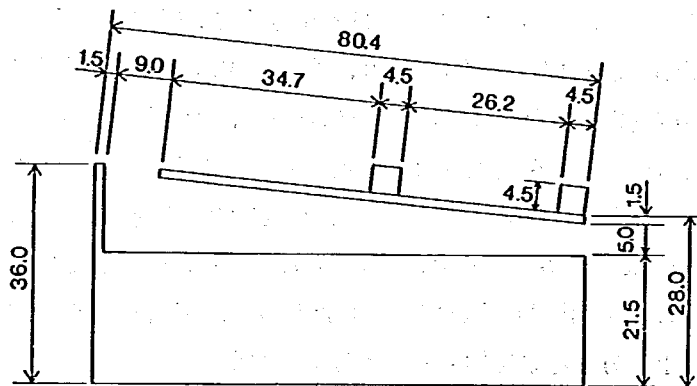
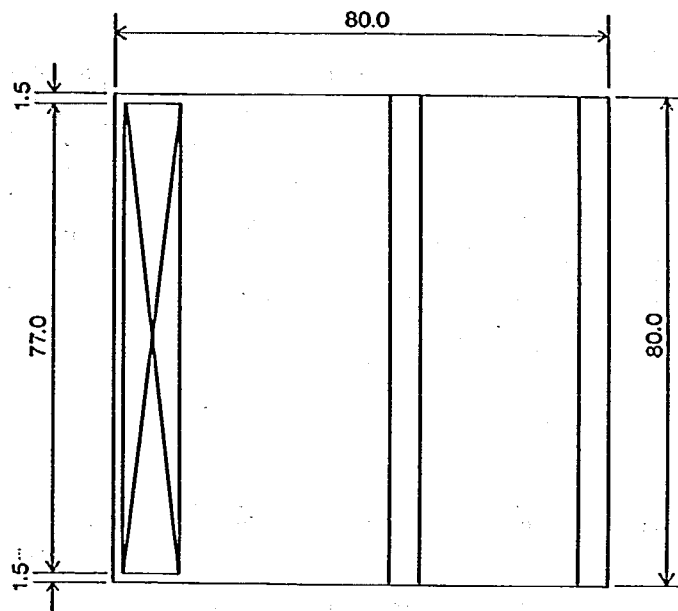


表 3.2 模型の構造条件

堤 体 幅 度 B (cm)	80.0
堤 体 高 h_0 (cm)	36.0
前面開口率 ε_1 (%)	10.0
斜板開口率 ε_2 (%)	10.0
底板開口率 ε_3 (%)	0.0

- 6 -



(単位:cm)

図 3.3 模型の構造条件

3.3 実験結果

斜板消波潜堤は、主として斜板上で波を強制碎波させることにより透過波高を減ずるものである。このため平均水面を基準にして斜板消波潜堤の没水深を決定した場合、潮位が変動する海域では没水深が変化することにより有効な消波性能が得られない可能性がある。そこで今回の実験では、斜板消波潜堤の高さを一定とし、水深を変化させた場合の消波効果の変化について水理模型実験により検討した。

斜板消波潜堤の消波効果は、碎波発生の有無を決定する波高没水深比 R/H_1 や碎波後の波の減衰に係わる波長堤体幅比 B/L に大きく依存すると考えられる。

最初に、入射波高 $H_1 = 12.0\text{cm}$ の場合の K_T と B/L の関係を図 3.4 に示す。データは没水深 R をパラメータとして表わされている。没水深が一定の場合、 K_T は B/L に応じてわずかながら極値を示

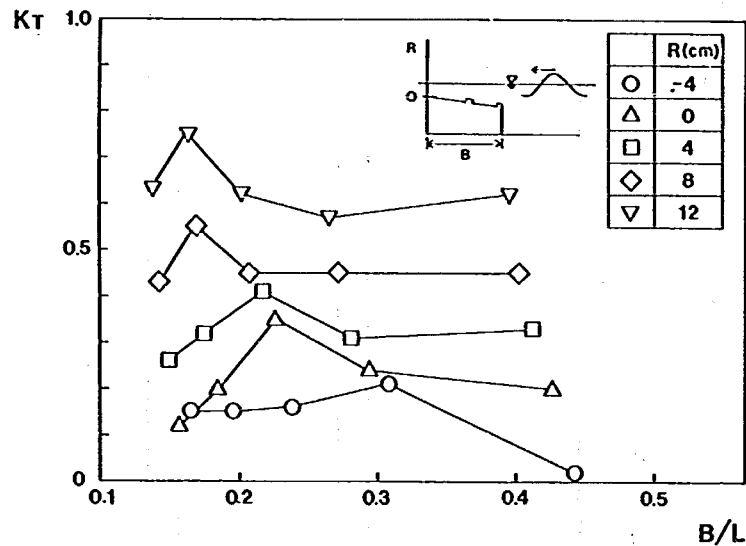


図3.4 K_T と B/L の関係

し、また極値を示す B/L の値は没水深が大きいほど小さくなる傾向があるが、全体としては K_T と B/L の間には明確な相関は見られない。 $H_1 = 4.0, 8.0, 16.0$ cmの場合も結果は同様であった。結局、斜板消波潜堤の消波効果は B/L にはほとんど依存せず、没水深が増大して目標とする消波効果を得られないような場合には、 B を増大させても透過率を大きく減ずることができないことを意味する。同様に、 $H_1 = 12.0$ cmのときの K_R と B/L の関係を図3.5に示す。 K_T の場合と同様に、 K_R と B/L の間には明確な相関は見られず、また、この場合には B/L に応じて K_T がわずかながら極値を示した特性に対応する K_R の変化は見られない。したがって、図3.4で K_T が極値をとった理由については、ここではこれ以上十分な考察を加えることはできなかった。

次に、波形勾配 $H_1/L \geq 0.02$ の波について K_T と R/H_1 の関係を図3.6に示す。 R/H_1 と K_T の間

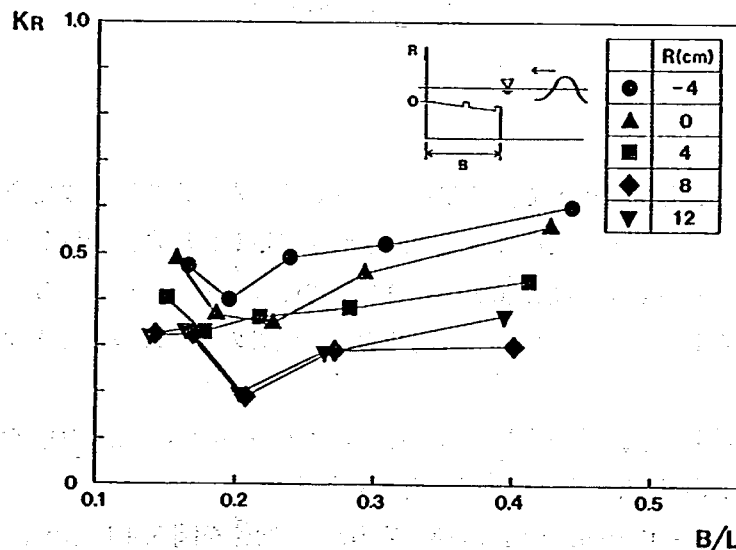


図3.5 K_R と B/L の関係

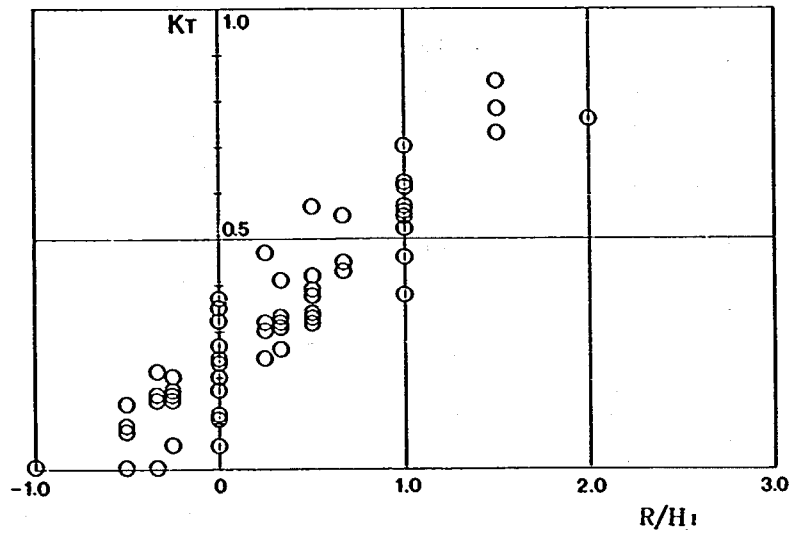


図3.6 K_T と R/H_1 の関係

には明らかな相関が見られ、特に $-1.0 \leq R/H_1 \leq 1.0$ の範囲では、 R/H_1 が減少するにつれ K_T はほぼ直線的に減少し、 $R/H_1 \leq 0.7$ では $K_T \leq 0.6$ の条件がほぼ満足される。同様に、 $H_1/L \geq 0.02$ の波について K_R と R/H_1 の関係を図3.7に示す。 $-1.0 \leq R/H_1 \leq 1.0$ の範囲で R/H_1 が減少するにつれ K_R はほぼ直線的に増加するが、 $R/H_1 \geq 0$ では $K_R \leq 0.5$ の条件がほぼ満足される。

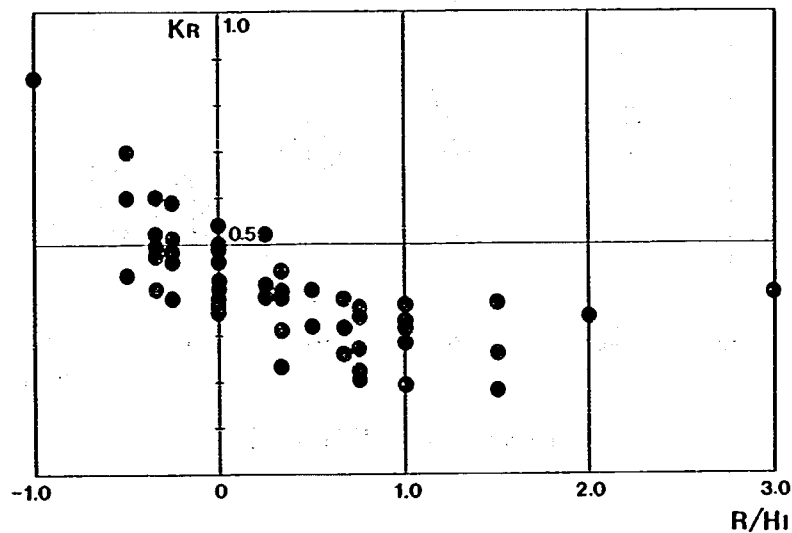


図3.7 K_R と R/H_1 の関係

更に、図3.8、3.9は、 $H_1/L \geq 0.02$ の波について没水深 R に対する K_T 、 K_R の変化を明らかにするために、 K_T 、 K_R と R/h の関係を示したものである。 K_R は $R/h < 0.2$ で $K_T \leq 0.6$ を、また、 K_R は $R/h > 0$ で $K_R \leq 0.5$ をほぼ満足する。

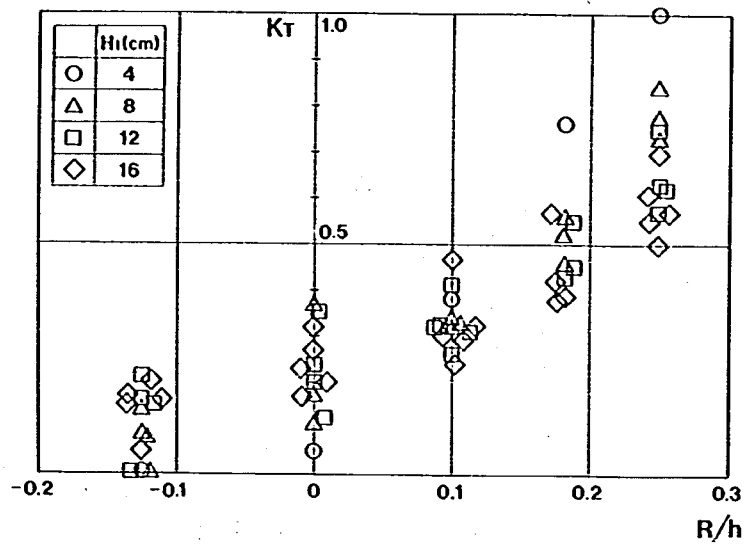


図 3.8 K_T と R/h の関係

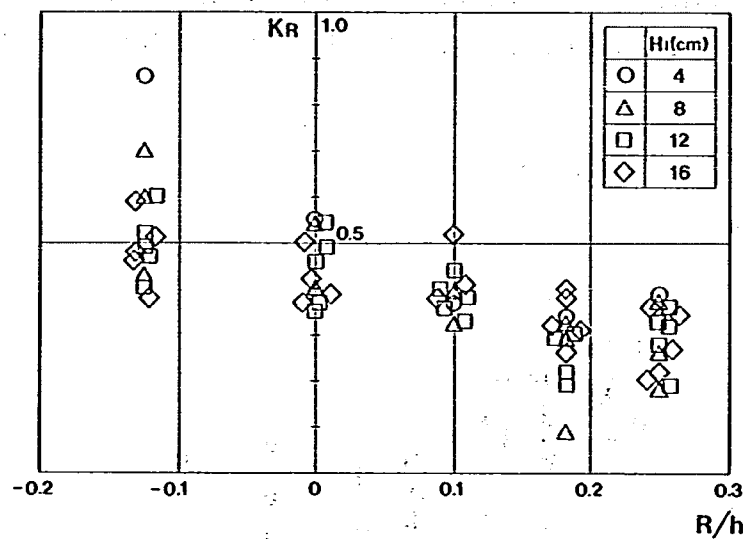


図 3.9 K_R と R/h の関係

3.4 まとめ

斜板消波潜堤の消波性能について実験的に検討した結果、次の点がわかった。

- ① 波高および没水深が一定の場合、 K_T 、 K_R と B/L との間には明確な相関は見られない。
- ② $H_i/L \geq 0.02$ の波に対して $0 \leq R/H_i \leq 0.7$ の範囲で $K_T \leq 0.6$ 、 $K_R \leq 0.5$ となった。
- ③ $H_i/L \geq 0.02$ の波に対して $0 < R/h < 0.2$ の範囲で $K_T \leq 0.6$ 、 $K_R \leq 0.5$ となった。

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.109～124，1987.
- 2) 合田良実・鈴木康正・岸良安治・菊池 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4章 斜板消波潜堤(SURF)の被覆石および根固めブロックの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

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

石野 和男

中塚 健司

上野 成三

土木本部土木設計部 小山 文男

東急建設(株) 施工本部土木技術部 蛭川 洋二

原 幸一

藤川 富夫

渡会 英明

加藤 雅也

(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

4.1 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^{1),2),3),4)}。本研究では、それらの一つの形式である斜板消波潜堤の捨石マウンドの被覆石と根固めのブロックの安定性について検討する。

斜板消波潜堤のような潜堤を対象とした被覆石の安定性に関する研究はほとんど見られない。また、既存の被覆石の所要重量算定式^{5),6),7)}は、そのほとんどが反射率の大きな直立堤や、水深の浅い位置に設置する傾斜堤の被覆石を対象にしたものである。これに対し、斜板消波潜堤は反射率が小さく、被覆石の設置水深も深い。そのため、直立堤や傾斜堤を対象とした既存の被覆石の所要重量算定式をそのまま斜板消波潜堤に適用すると過大な被覆石重量を見積ることになる。さらに、被覆石の安定性に対する碎波や不規則波の影響など、既存の算定式においても十分考慮されていない部分がかなり残されている。そこで、本研究では捨石マウンド上に斜板消波潜堤を設置した状態で、碎波を含む規則波・不規則波を作用させることにより、斜板消波潜堤前面の被覆石の安定所要重量および根固めブロックの安定性を検討した。

4.2 実験方法

実験は大成建設㈱技術研究所の二次元水路（長さ47.0 m，幅0.8 m，長さ1.6 m，フラップ式造波装置）に勾配1/10の一樣斜面（長さ4.0 m，高さ0.4 m）と水平床（長さ18.0 m，高さ0.4 m）か

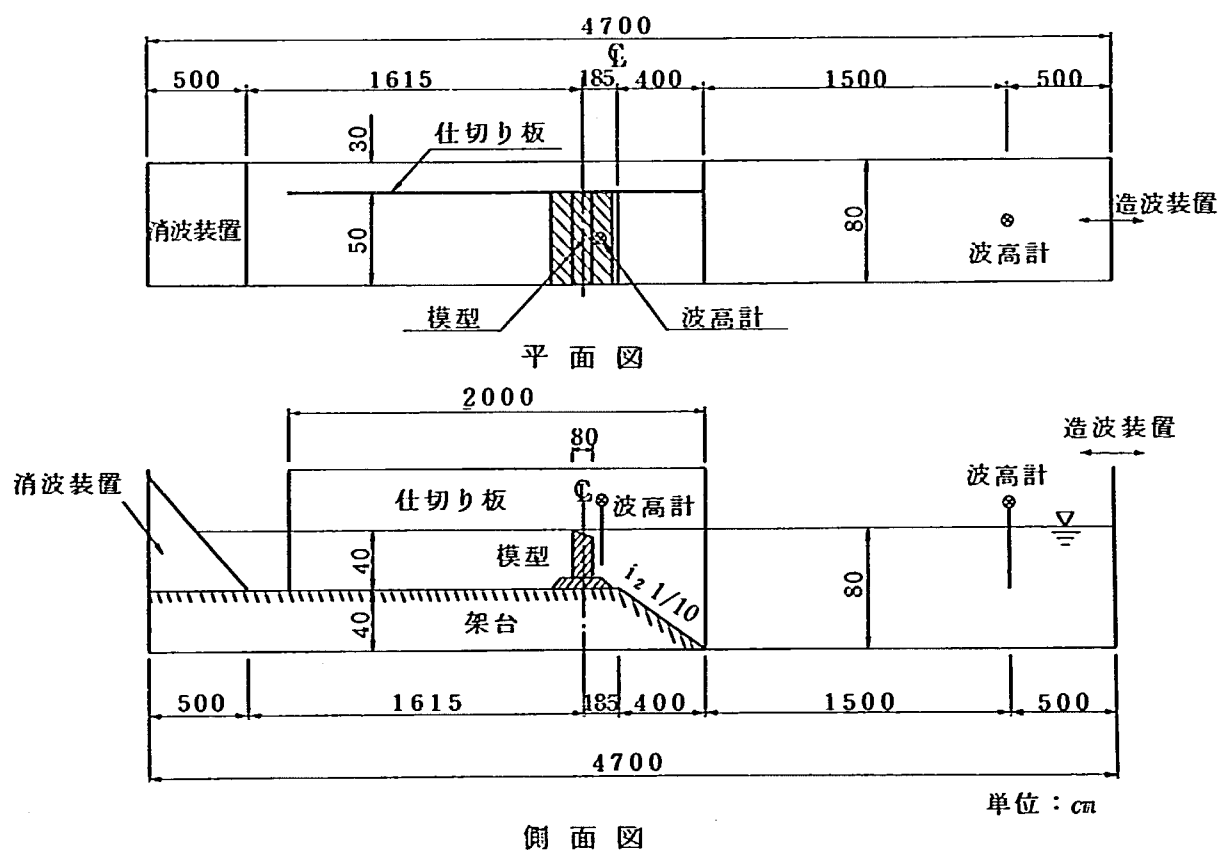


図4.1 実験装置

からなる架台を設置して行った(図4.1参照)。通常、岸側端部を遮蔽し、戻り流れが発生しない状態で潜堤に関する二次元実験を行うと、堤内側の平均水位上昇量は一様勾配斜面上の平均水位上昇量の約2倍と大きな値になる。そこで、本実験では水路中央に仕切り板を設置し、仕切り板の岸側および沖側端部を開放して堤内側から沖側への戻り流れを許すことにより、堤内側の水位上昇量を調節した。仕切り板の岸側端部を開放して岸側水位上昇量を調節した場合と、仕切り板の岸側端部を遮蔽した場合の換算沖波波高 H'_0 と堤内の平均水位上昇量 $\bar{\eta}$ の関係を図4.2に示す。本実験では仕切り板を設置することにより、一様勾配斜面上での平均水位上昇量を参考にして堤内側の水位上昇量 $\bar{\eta}$ が入射波の換算沖波波高 H'_0 の約10%になるようにした。

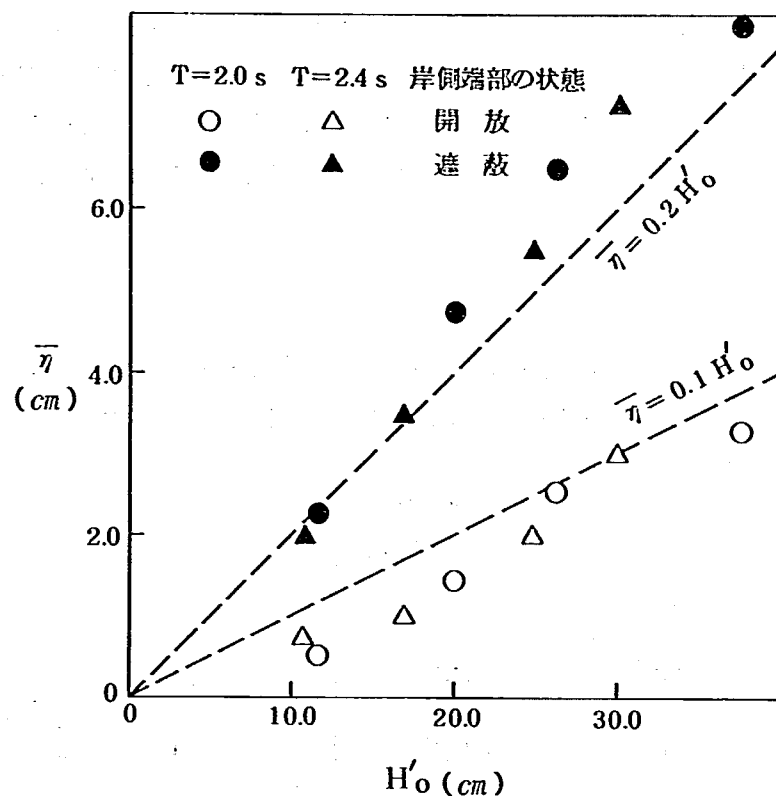


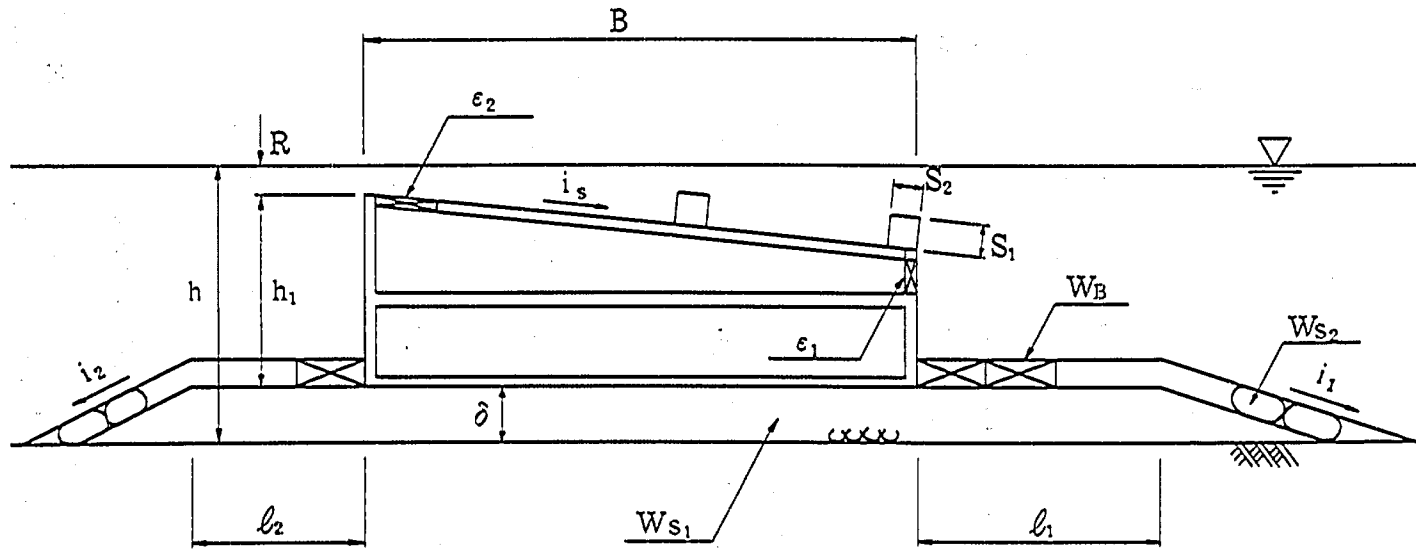
図4.2 換算沖波波高 H'_0 と堤内側の平均水位上昇量 $\bar{\eta}$ の関係(規則波, $T = 2.0, 2.4$ s)

堤体、捨石マウンド、被覆石および根固めブロックの縮尺は1/25とした。模型の諸元を表4.1に示す。捨石マウンド(長さ2.0 m, 層厚8.0 cm)は碎石(中央粒径 $d_{50} = 10$ mm, 重量 $W_{s1} = 5 \sim 12$ gf/個)で構築し、その上に堤体を設置した。被覆石にはそれぞれ現地で1 t 石および2 t 石に相当する中央粒径 $d_{50} = 4.0, 5.0$ cmの碎石を用い、捨石マウンド上に一層で被覆した。根固めブロックは長さ10.0 cm, 幅12.0 cmとし、厚さは被覆石の粒径に合わせて4.0 cmと5.0 cmのものをモルタルで製作し、堤体前面に二列、堤体後面に一列で設置し、個々のブロックの間に間隙をわずかに開けてブロック間の摩擦が生じないようにした。また、揚力低減のためにブロックに圧抜き穴を開けたタイプも併せて実験した。ブロックの寸法図を図4.3に示す。波高測定には容量式波高計を、流速測定には光ファイバー型レーザ流速計を用いた。また、被覆石、根固めブロックの散乱状況は目視による観察のほか、写真およびビデオ撮影により記録した。

表 4.1 模型の構造諸元

諸 元		実 験	現 地	諸 元	実 験	現 地
斜 板 幅 B		80 cm	20 m	堤体前面マウンド長 ℓ_1	35 cm	8.75 m
後 面 天 端 高 h_1		28 cm	7 m	堤体後面マウンド長 ℓ_2	25 cm	6.25 m
突 起	高 さ S_1	4.5 cm	1.125 m	マウンド厚さ δ	8 cm	2.0 m
	幅 S_2	4.5 cm	1.125 m	マウンド勾配	前 面 i_1	1 / 3
斜 板 勾 配 i_s		1 / 10	1 / 10		後 面 i_2	1 / 2
前 面 開 口 率 ϵ_1		10%	10%	捨 石 重 量 W_{s1}	5 ~ 12 gf/個	50 ~ 200 kgf/ 個
斜 板 開 口 率 ϵ_2		10%	10%	被 覆 石 重 量 W_{s2}	64.128 gf/個	1.2 tf/ 個
水 深 h		40 cm	10.0 m	根固めブロック WB	1.2. 1.6 kgf/個	20.25 tf/ 個
没 水 深 R		4 cm	1.0 m			

記 号



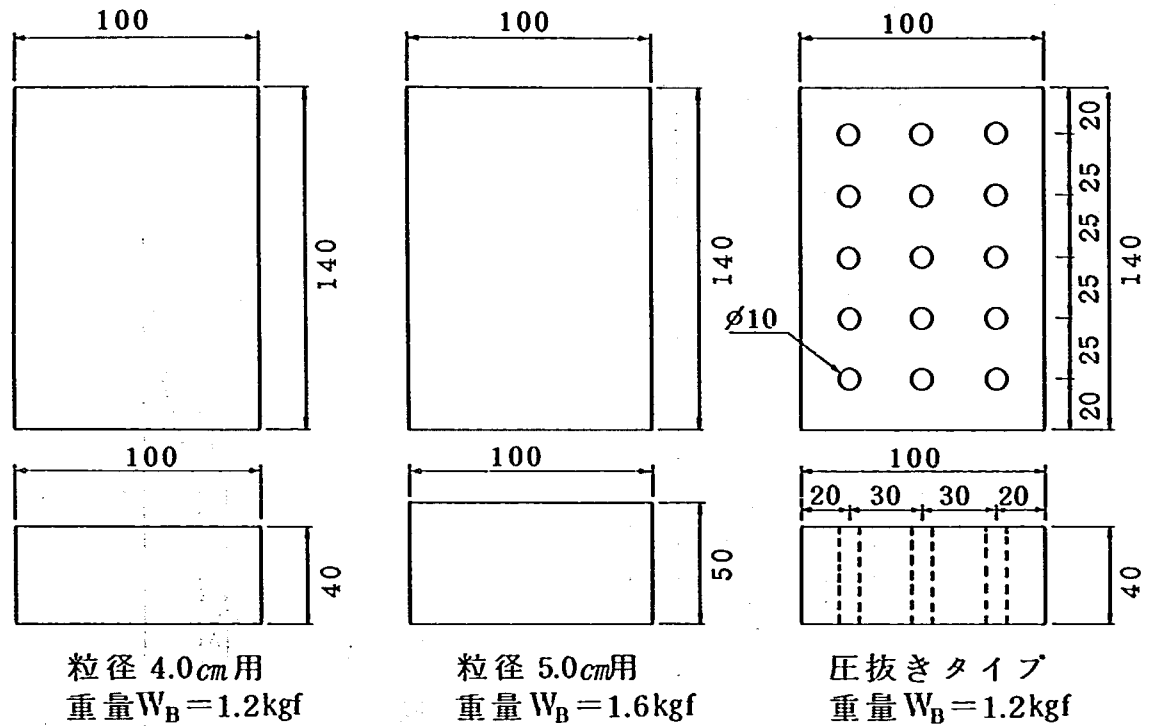


図 4.3 根固めブロックの寸法図

実験条件を表 4.2 に示す。実験ケースは、①斜板消波潜堤を設置した場合、②マウンドのみを設置した場合、③直立堤を設置した場合の 3 通りとした。入射波には周期 $T = 2.0, 2.4 \text{ s}$ の規則波および

表 4.2 実験条件

構造モデル	水 深 $h \text{ (cm)}$	入 射 波	周 期 $T(\text{s}), T_{1/3} \text{ (s)}$	換算沖波波高 $H'_0 \text{ (cm)}$
① 斜板消波潜堤	40.0 (10.0)	規 則 波	2.0, 2.4 (10.0, 12.0)	12.0 ~ 40.0 (3.0 ~ 10.0)
		不規則波	1.7, 1.8, 2.0 (8.5, 9.0, 10.0)	13.5, 21.2, 23.2 (4.8, 7.1, 8.9)
② マウンドのみ	40.0 (10.0)	規 則 波	2.0, 2.4 (10.0, 12.0)	12.0 ~ 38.0 (3.0 ~ 9.5)
③ 直 立 堤	40.0 (10.0)	規 則 波	2.0, 2.4 (10.0 ~ 12.0)	12.0 ~ 26.0 (3.0 ~ 6.5)

* () は現地換算した値, 単位は m または s

表 4.3 不規則波の諸元

不 規 則 波	有 義 周 期 $T_{1/3} \text{ (s)}$	最大周期 $T_{\text{max}} \text{ (s)}$	有 義 波 高 $H_{1/3} \text{ (cm)}$	最大波高 $H_{\text{max}} \text{ (cm)}$
①	1.7	1.2	12.8	19.2
②	1.8	2.6	20.6	28.3
③	2.0	2.6	22.8	35.5

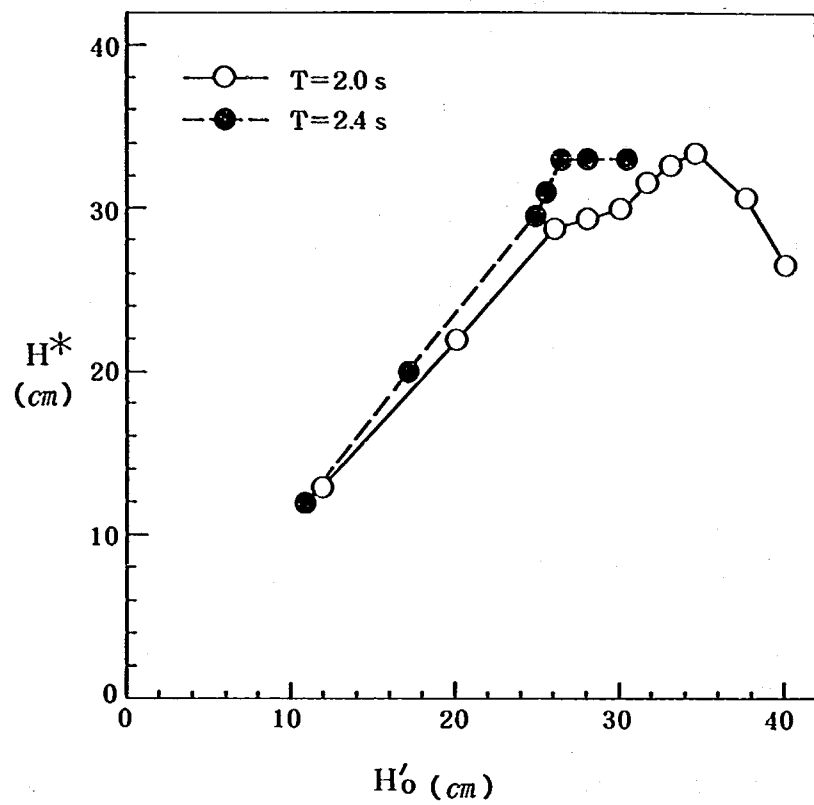


図 4.4 換算沖波波高 H'_0 と堤体設置位置での波高 H^* (堤体非設置時) の関係 (規則波, $T = 2.0, 2.4$ s)

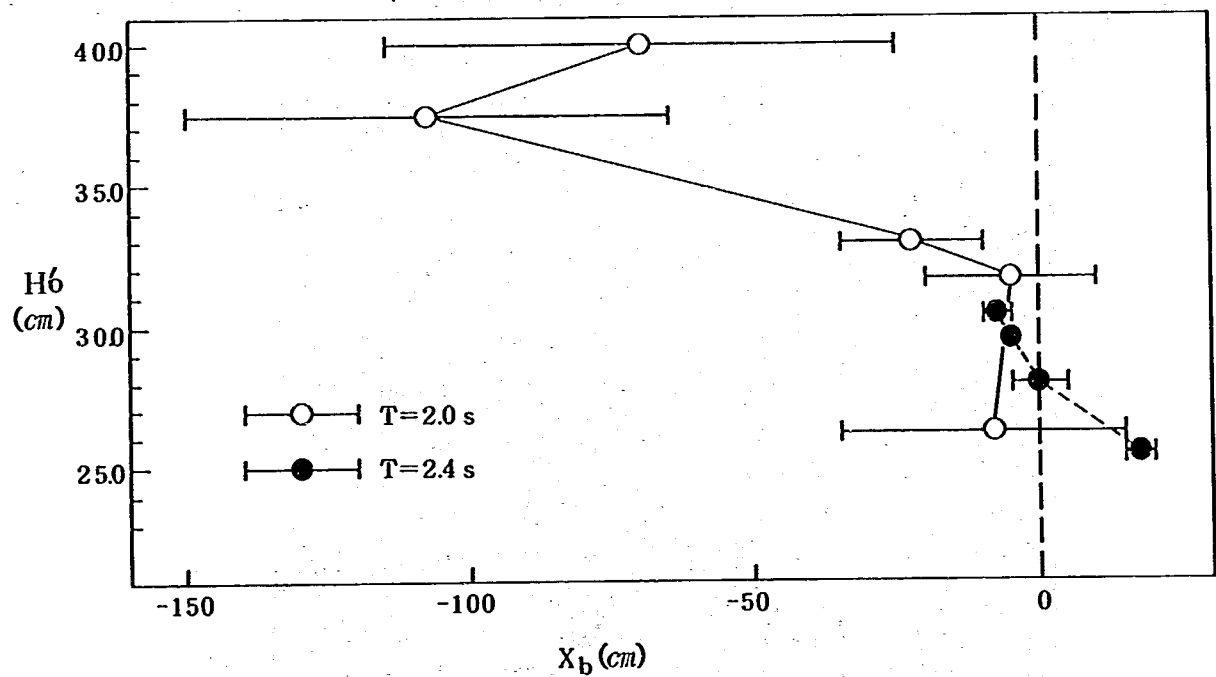


図 4.5 換算沖波波高 H'_0 と堤体前面から砕波点までの距離 X_b の関係 (規則波, $T = 2.0, 2.4$ s)

びブレットシュナイダー型のスペクトルを有する有義周期 $T_{1/3} = 1.7 \sim 2.0$ sの不規則波（表4.3参照）を用いた。入射波高の検定は堤体を設置しない条件で行った。規則波における入射波の換算沖波波高 H_0^* と模型設置条件での波高 H （堤体非設置時）の関係を図4.4に示す。換算沖波波高 H_0^* が約25 cm以上では堤体前面より沖側において砕波が生ずるため、 H_0^* に対する H^* の増加の割合は小さくなる。実験に用いた入射波の換算沖波波高 H_0^* は12.0 cmから40.0 cmの範囲であり、非砕波から砕波に至る範囲を含んでいる。次に、入射波の換算沖波波高 H_0^* と堤体前面から砕波点までの距離 X_0 の関係を図4.5に示す。堤体前面から砕波点までの距離 X_0 は、堤体前面を原点とし、岸向きを正とした。図4.5に示すように、堤体前面から砕波点までの距離 X_0 は、換算沖波波高 H_0^* が大きくなるにしたがって沖に移動する。また、砕波点位置は一波ごとに変動し、ある範囲に分散する。図4.5にはその範囲も併せて示した。

4.3 実験結果

4.3.1 斜板消波潜堤前面の被覆石および根固めブロックの散乱状況

実験では、被覆石・根固めブロックを堤体の岸側、沖側に設置した。しかし、作用させた波の全てのケースにおいて、堤体の岸側に設置した被覆石・根固めブロックは移動しなかった。そのため、以下では堤体の沖側に設置した被覆石・根固めブロックの散乱状況について述べる。規則波（ $H_0^* = 37.5$ cm, $T = 2.0$ s）が堤体に作用している状況を写真4.1に示す。写真4.1のケースでは、入射波が堤体前面より沖約1 mの位置で砕波し始め、そのまま砕けつつ進み堤体上で大きく砕波した。法肩の被覆石は緑、法面は白、法先は青と設置位置により色分けをして設置しており、写真4.1の実験ケースでは法面部分の白に着色した被覆石が散乱している。この被覆石・根固めブロックの散乱状況を上方から撮影したものが写真4.2である。写真4.2（左側）は換算沖波波高 $H_0^* = 31.7$ cm, 周期 $T = 2.0$ sの規則波を作用させた場合の散乱状況を示す。法肩、法面の被覆石が数個散乱しており、

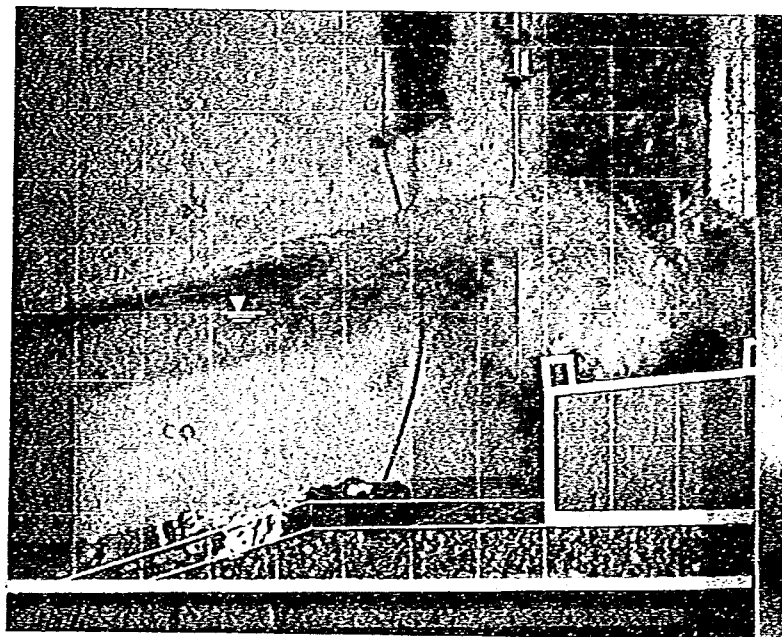


写真4.1 斜板消波潜堤を設置した場合の堤体への波の作用状況（規則波, $H_0^* = 37.5$ cm, $d_{50} = 4.0$ cm）

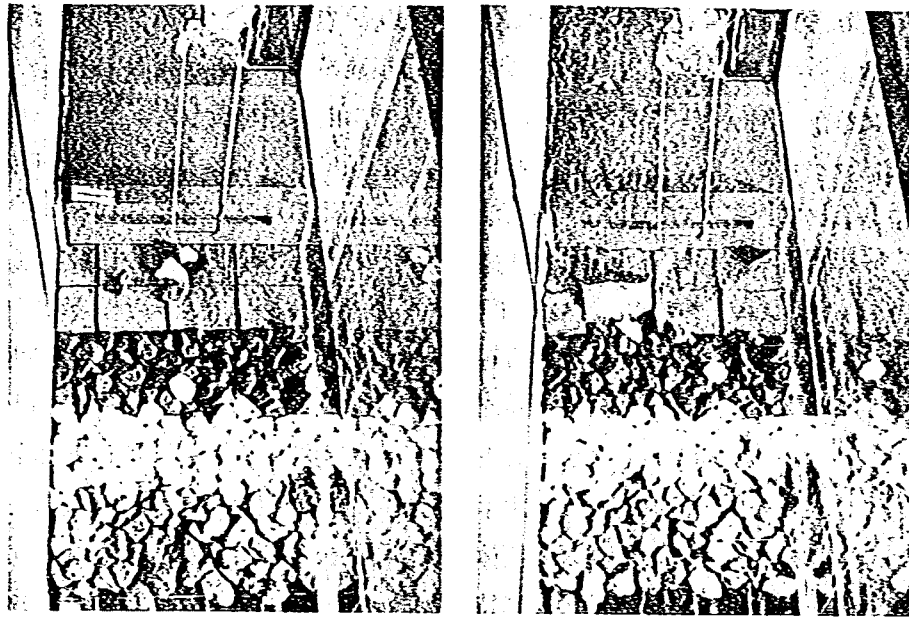


写真 4.2 斜板消波潜堤を設置した場合の被覆石・根固めブロックの散乱状況 ($d_{50} = 4.0 \text{ cm}$, 左… $H_0 = 31.7 \text{ cm}$, $T = 2.0 \text{ s}$, 右… $H_0 = 34.6 \text{ cm}$, $T = 2.0 \text{ s}$)

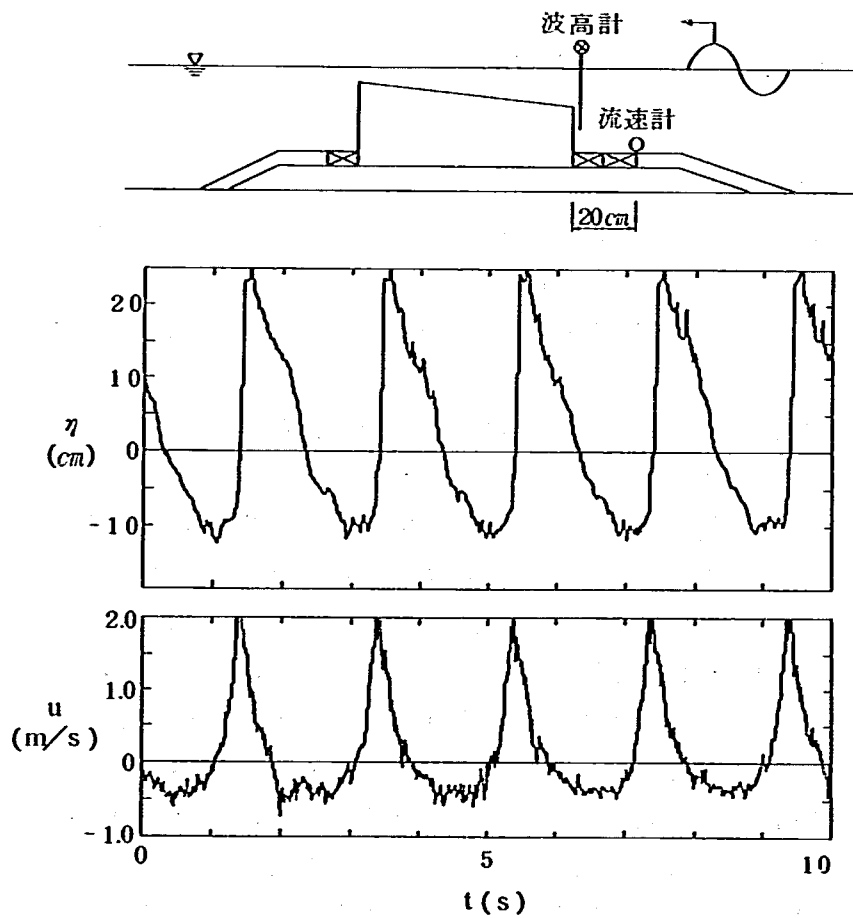


図 4.6 斜板消波潜堤前面での水位 η と水平流速 u (被覆石直上) の時間変動記録 (規則波, $H_0 = 37.5 \text{ cm}$, $T = 2.0 \text{ s}$)

すべて沖側から堤体方向に移動していることが分かる。写真4.2（右側）は換算沖波波高 $H'_0 = 34.6$ cm, 周期 $T = 2.0$ s の規則波を作用させた場合の散乱状況であり, 根固めブロックが一個移動し, 被覆石も数個堤体よりに移動していることがわかる。目視観察によると被覆石・根固めブロックは波のピーク通過時に移動を開始し, その後堤体前面付近まで岸向きに移動した。

被覆石・根固めブロックを散乱させる外力としては, 波動による流体力のほかに, 砕波による乱れや斜板消波潜堤特有の開口部からの沖向き流れなどによる流体力などが考えられる。そこで, 被覆石・根固めブロックを散乱させる外力となる流体運動を調べるために堤体前面の被覆石直上の流速を測定した。沖波換算波高 $H'_0 = 37.5$ cm, 周期 $T = 2.0$ s の規則波を作用させた場合の堤体前面での水位 η と堤体前面から沖側 1.0 m の位置での被覆石上の水平流速 u (岸向きを正) の時間変動記録を図4.6に示す。水平流速 u の時間変動記録には底面から発生した多少の乱れが見られる以外, ほぼ水位変動 η に従った軌道流速成分が卓越していることが明らかである。また, 被覆石を散乱させる原因になると考えられる開口部からの沖向き流れも水平流速記録上には明確に現れていない。よって, 被覆石・根固めブロック移動の外力は波動による流体力が支配的であると考えられる。さらに, 水平流速変動を詳しく調べると, 砕波や砕波直前の波に特有の岸向きに鋭く尖ったパターンを示しているのが分かる。このことより, 被覆石・根固めブロックを移動させる外力は卓越した岸向き流速であることが明らかである。このことは被覆石の移動が波のピーク通過時に起こり, 岸向きに移動するという目視による観察結果と一致する。

4.3.2 斜板消波潜堤設置時の波高と被害率の関係

(1) 規則波作用時の波高と被覆石の被害率の関係

入射波高に対する被覆石の安定所要重量を求めるために, 堤体に周期 $T = 2.0, 2.4$ s の規則波を作用させ, 各波高において散乱した被覆石の被害率を測定した。ここで用いる被害率の定義は堤体前面の被覆石の全個数に対する散乱した被覆石の個数の割合とする。被覆石は $d_{50} = 4.0, 5.0$ cm の二種類を用いた (表4.1参照)。波の作用時間は, 被害率が変化しなくなるまでとし, 約 100 ~ 200 波程度とした。

中央粒径 $d_{50} = 4.0$ cm の被覆石を設置した場合の波高 H^* と被害率の関係を図4.7に示す。横軸の波高 H^* は, 波高検定時に堤体を設置しない状態で堤体設置予定位置で測定した波高を用いた。沖波波高 H_0 を増させても堤体沖側で砕波が生じている実験ケースでは堤体設置位置での波高 H^* は大きくは増大しない。被覆石の被害が発生する波高 H^* は, 作用波の周期 $T = 2.0$ s の実験ケース (図中○) では $H^* = 26.0$ cm 以上で, 周期 $T = 2.4$ s の実験ケース (図中△) では $H^* = 30.0$ cm 以上である。被害が生じ始めた後, 波高 H^* が増大するに従って被害率は増大し, 被害率の最大値は $H^* = 34.0$ cm 付近で生じ約 3 % となる。被害が発生する $H^* = 28.0 \sim 34.0$ cm の範囲における被害率は, 沖波波高 H_0 , 砕波点位置が変化しているにもかかわらず, H^* に対してほぼ単調に増加する傾向がある。このことから, 被覆石の安定所要重量の算定には, 作用波が砕波・非砕波にかかわらず, 堤体設置位置での波高を用いることによりほぼ適切な判断が出来ると考えられる。

次に, 斜板消波潜堤による被覆石の安定性の影響を調べるために, 堤体は設置せずにマウンドのみを設置した場合の波高 H^* と被害率の関係を測定した。作用波の周期 $T = 2.0$ s (図中●) と $T = 2.4$ s (図中▲) の実験ケースにおける結果を図4.7にあわせて示す。堤体を設置した場合の被害率の方が

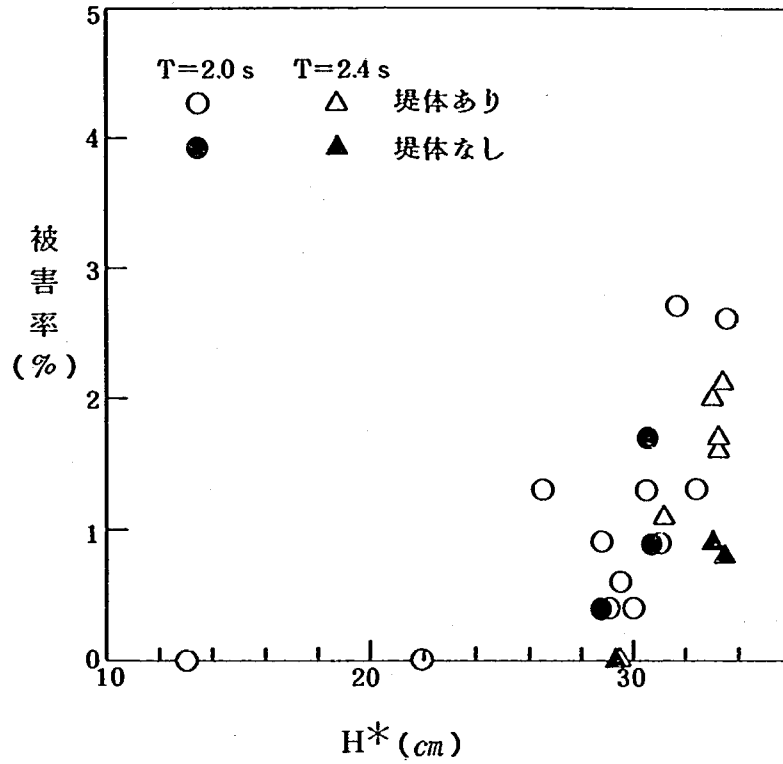


図 4.7 斜板消波潜堤を設置した場合の堤体位置での波高 H^* (堤体非設置時) と被害率の関係 ($d_{50} = 4.0$ cm, 規則波, $T = 2.0, 2.4$ s)

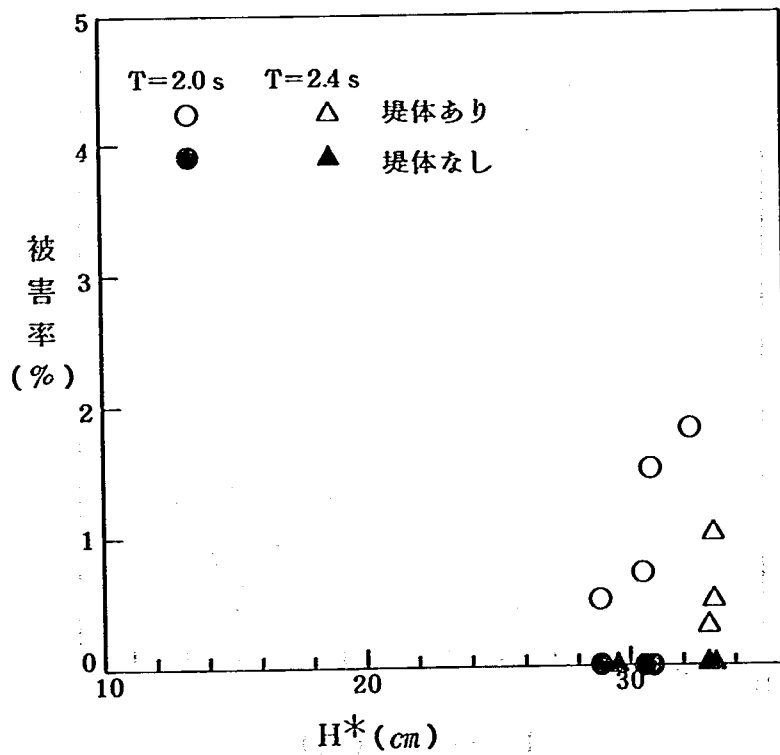


図 4.8 斜板消波潜堤を設置した場合の堤体位置での波高 H^* (堤体非設置時) と被害率の関係 ($d_{50} = 5.0$ cm, 規則波, $T = 2.0, 2.4$ s)

若干大きめの値を示すが、ほぼ同程度の値となり、斜板消波潜堤を設置したことにより被覆石の安定性は大きく変化しないことが分かる。

同様に、粒状 $d_{50} = 5.0$ cm の被覆石を設置した場合の波高と被害率の関係を図 4.8 に示す。被害率は、 $d_{50} = 4.0$ cm の被覆石に比較して、当然ながら小さくなるが、波高に対する被害率の増加傾向は $d_{50} = 4.0$ cm の場合とほぼ同じである。被害率の最大値は $H^* = 34.0$ cm 付近で生じ約 2 % となる。

(2) 規則波作用時の波高と根固めブロックの被害状況の関係

根固めブロックの厚さを $\delta = 4.0, 5.0$ cm とし、圧抜き穴を開けないブロックと開けたブロックを用いて実験した (図 4.3 参照)。根固めブロックの被害は厚さ $\delta = 4.0$ cm の圧抜き穴のないブロックを設置した状態で周期 $T = 2.0$ s、波高 $H^* = 31.0 \sim 33.0$ cm の波が作用した実験ケースにのみ生じた (写真 4.2 (右側) 参照)。厚さ $\delta = 5.0$ cm の圧抜き穴のないブロックを用いた場合は被害が生じなかった。また、厚さ $\delta = 4.0$ cm の圧抜き穴を開けたタイプのブロックを用いた場合は全てのケースにおいて被害を生じなかった。このことより、ブロックに圧抜き穴を開けることにより所要重量を低減できることが分かった。

(3) 不規則波作用時の波高と被覆石の被害率の関係

被覆石の安定性に関する波の不規則性の影響については、谷本らが混成防波堤の被覆材の安定実験を行い、不規則波の作用時の被害状況は有義波相当の規則波作用時の被害状況より著しく破壊的であることを指摘している⁶⁾。ここでは、粒径 $d_{50} = 4.0$ cm の被覆石を設置した場合について、表 4.3 に示す 3 種類の不規則波を堤体に作用させて被覆石の被害率を測定し、不規則波作用時の被覆石の安定性を検討した。結果を図 4.9 に示す。横軸の H_{max} は堤体を設置していない場合の堤体設置予定位置

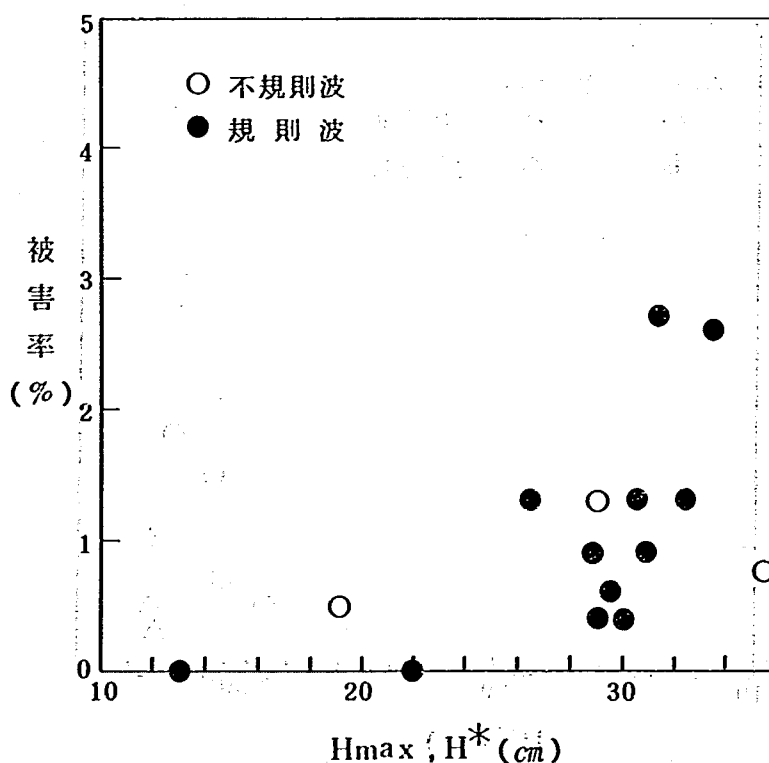


図 4.9 斜板消波潜堤を設置した場合の不規則波作用時の最大波高 H_{max} と被害率の関係 ($d_{50} = 4.0$ cm, 不規則波, $T_{1/3} = 1.7 \sim 2.0$ s)

での不規則波の最大波高である。比較のため、規則波実験結果（図中●、周期 $T = 2.0s$ 、被覆石粒径 $d_{50} = 4.0\text{ cm}$ ）も併せて示した。横軸には堤体を設置しない場合の堤体位置予定位置での波高 H^* を取った。図 4.9 より、規則波作用時の H^* に対する被害率と不規則波作用時の H_{max} に対する被害率は大きく変わらないことが分かる。この結果より、不規則波作用時の被覆石の安定性は最大波相当の規則波による実験結果とほぼ同等であることが分かった。

4.3.3 斜板消波潜堤設置時と直立堤設置時の被覆石の安定性の比較

（1）直立堤設置時の被覆石の被害状況および波高と被害率の関係

斜板消波潜堤が被覆石の安定性に及ぼす影響を通常の直立堤（混成防波堤）の被覆石の安定性と比較することにより検討した。実験は、斜板消波潜堤による実験で用いた捨石マウンド上に鉛直板を設置し、その前面を粒径 $d_{50} = 5.0\text{ cm}$ の被覆石と根固めブロックで被覆し、規則波を作用させ完全重複波を発生させることにより行った。波の作用時間は直立堤から反射した波が造波板に再反射して直立堤まで到達する以前までとした。直立堤前面に中央粒径 $d_{50} = 5.0\text{ cm}$ の被覆石を設置した場合について、換算沖波波高 $H'_0 = 20.1\text{ cm}$ 、周期 $T = 2.0s$ の規則波を作用させた場合の被覆石の散乱状況を写真 4.3（側方から撮影）および写真 4.4（上方から撮影）に示す。斜板消波潜堤の前面に粒径 $d_{50} = 5.0\text{ cm}$ の被覆石を設置した実験では最大 2% 程度の被害しか生じなかったのに対し、同じ粒径の被覆石を設置した直立堤を用いた実験ではほとんどの被覆石が散乱し、マウンドの中詰め石まで被害が及んでいる。写真 4.3、4.4 の実験ケースでは重複波の節がほぼマウンドの法先の付近に位置し、法先部分の被覆石から崩れ落ちるように被覆石全体が崩壊した。

直立堤を設置し、周期 $T = 2.0, 2.4s$ の規則波を作用させた場合の波高と被害率の関係を図 4.10 に示す。横軸の波高 H' は波高検定時に堤体を設置しない状態で測定した堤体設置予定位置における波高である。図 4.10 より、直立堤設置時の被覆石の被害は斜板消波潜堤設置時の被覆石の被害に比べ

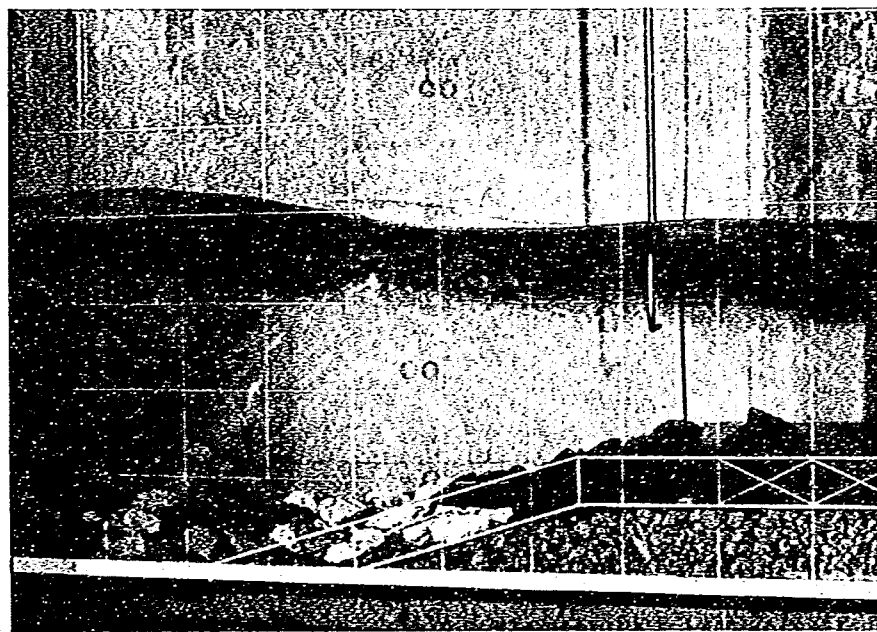


写真 4.3 直立堤を設置した場合の被覆石の散乱状況（側方写真、 $d_{50} = 5.0\text{ cm}$ 、規則波、 $H'_0 = 20.1\text{ cm}$ 、 $T = 2.0s$ ）

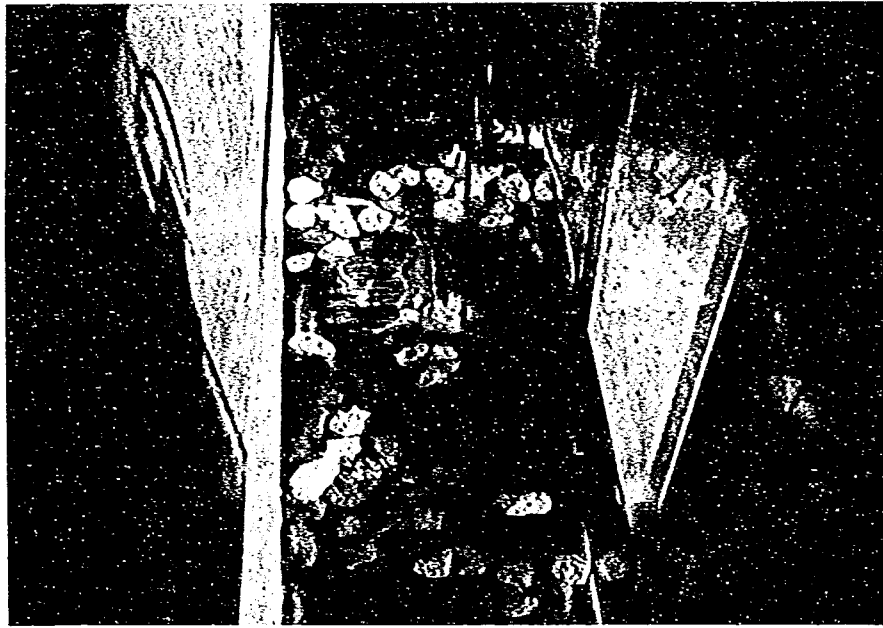


写真 4.4 直立堤を設置した場合の被覆石の散乱状況（上方写真， $d_{50} = 5.0 \text{ cm}$ ，規則波， $H_0 = 20.1 \text{ cm}$ ， $T = 2.0 \text{ s}$ ）

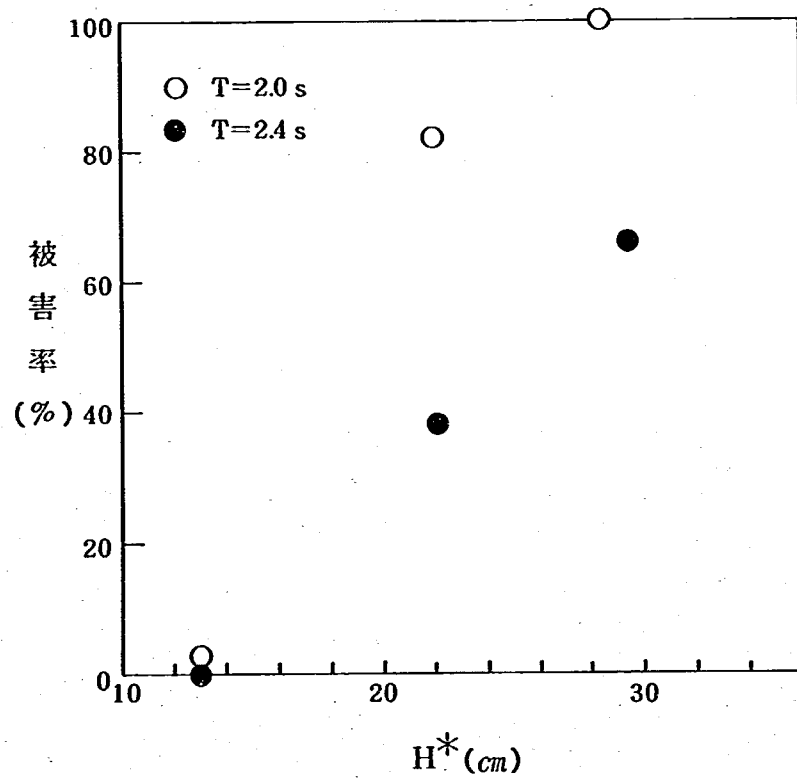


図 4.10 直立堤を設置した場合の堤体設置位置での波高 H^* （堤体非設置時）と被害率の関係（ $d_{50} = 5.0 \text{ cm}$ ，規則波， $T = 2.0, 2.4 \text{ s}$ ）

破壊的に進むことが分かる。この結果より、直立堤の被覆石の被害は斜板消波潜堤に比べ格段に大きく、逆に斜板消波潜堤の被覆石は直立堤の被覆石に比べかなり安定性が良いと言える。

(2) 既存の算定式により算定した被覆石の安定所要重量と、斜板消波潜堤の被覆石の被害率の関係
直立堤や傾斜堤の被覆材の安定所要重量の算定式により求められる被覆石重量 W と斜板消波潜堤設置時に散乱した個々の被覆石の重量(規則波, 周期 $T = 2.0s$) の関係を図4.11に示す。図4.11の曲線は以下に示す算定式によって求められた重量を1/10にしてプロットしたものである。

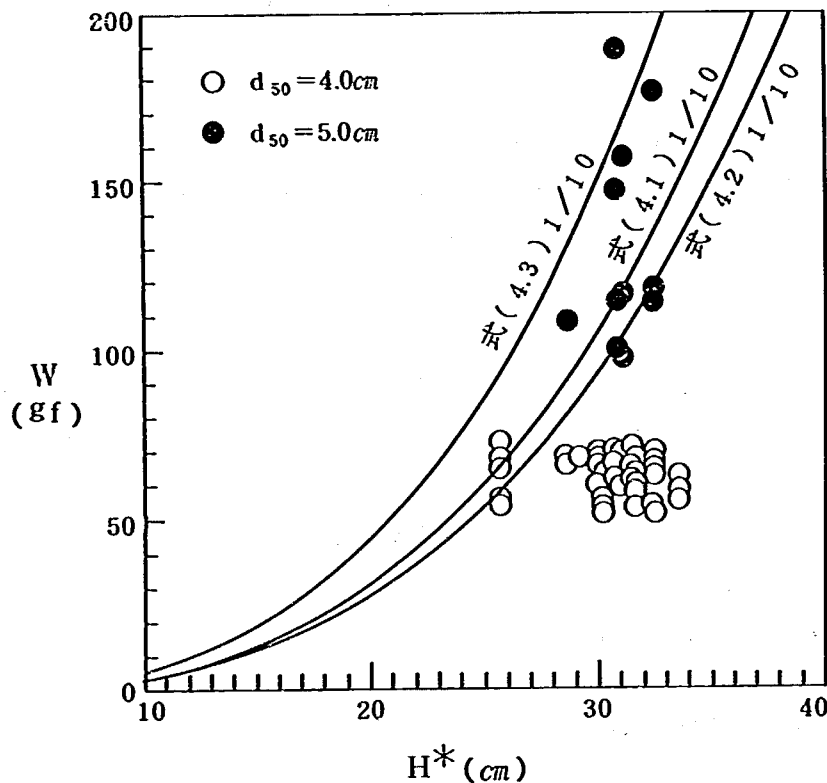


図4.11 既存の算定式による被覆石の安定所要重量と斜板消波潜堤の被覆石の被害率の関係(実験結果は規則波, $T = 2.0s$)

式(4.1)は混成防波堤のマウンド被覆石の現地被災害例から算出した稲垣・片山の式である⁵⁾。

$$W = 0.08 \cdot 5^{-d/H} \cdot H^3 \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに, d : マウンド天端水深, また, 式(4.2)はハドソン公式⁷⁾である。

$$W = \frac{W_r H^3}{K_D (W_r/W_0 - 1)^3 \cot \alpha} \dots\dots\dots (4.2)$$

ここに, W_r : 被覆石の単位体積重量, W_0 : 水の単位体積重量, α : 斜面が水平面となす角, K_D 被覆材の特性により決まる定数(= 3.2, 碎石, 被害率0~1%に対応)である。

さらに, 式(4.3)は谷本らによる不規則波実験から求められた算定式である⁶⁾。

$$W = \frac{W_r H^3}{N_s^3 (W_r/W_0 - 1)^3} \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに, N_s : 安定数, 被覆材の特性や波高水深比で決まる定数(本実験ではほぼ2), 他の記号はハドソン式と同様である。なお, 式(4.1), (4.2), (4.3)の H は堤体を設置していない場合の堤

体設置位置の波高を代入した。

図4.11より、斜板消波潜堤の前面に設置した被覆石の安定所要重量は既存の算定式で求められる所要重量の約1/10であることが分かる。直立堤を設置した場合、入射波は完全反射し、堤体前面で完全重複波が形成される。これに対し、斜板消波潜堤を設置した場合、堤体からの反射率 K_R は高々0.4程度であり堤体前面では部分重複が形成されているに過ぎない。被覆石の所要重量が底面流速の6乗に比例することから、斜板消波潜堤の被覆石の所要重量 W_s と直立堤の被覆石の所要重量 W_v の比 W_s / W_v を概略見積ってみると以下のようになり、実験結果とほぼ一致する。

$$\frac{W_s}{W_v} = \frac{(1 + K_{RS})^6}{(1 + K_{RV})^6} = 0.12$$

ここに、 K_{RS} ：斜板消波潜堤の反射率（＝0.4）、 K_{RV} ：直立堤の反射率（＝1.0）

以上の結果より、斜板消波潜堤はその反射率が小さいため、混成防波堤などの直立堤タイプの構造物に比較して、被覆石の重要をかなり低減することができることが分かった。

4.4 まとめ

- ① 被覆石の被害率の最大値は、周期 $T = 2.0, 2.4$ sの規則波を作用させた場合、中央粒径 $d_{50} = 4.0$ cmの被覆石設置時で約3%（ $H^* = 34.0$ cm作用時）、中央粒径 $d_{50} = 5.0$ cmの被覆石設置時で約2%（ $H^* = 34.0$ cm作用時）となる。
- ② 不規則波作用時の被覆石の安定性は不規則波の最大波高相当の規則波実験によってほぼ妥当な判断を行える。
- ③ 直立堤を設置した場合に比較して、斜板消波潜堤を設置した場合の被覆石の安定性は良い。実験から得られた被覆石の安定重量は既存の直立堤や傾斜堤を対象とした被覆石所要重量の算定式により算出した安定重量の約1/10程度となる。

4.5 今後の研究課題

- ① 斜板消波潜堤の設置により生じる洗掘の特性を明らかにし、洗掘防止工の検討を行う。
- ② 斜板消波潜堤による静穏域の創造効果や流況・漂砂特性を明らかにし、その予測手法を確立する。
- ③ 設計・施工方法を確立するために、斜板消波潜堤の設計・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：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(2)，土木研究所資料，No 2510，109p. 1987.
- 2) 建設省土木研究所河川部海岸研究室：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(4)，土木研究所資料，No 2577，103p. 1988.
- 3) 建設省土木研究所河川部海岸研究室：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(5)，土木研究所資料，No 2609，139p. 1988.
- 4) 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(7)，土木研究所資料，No 2661，43p. 1988.
- 5) 稲垣紘史・片山猛雄：被災例による混成堤マウンド被覆石の安定限界の検討，港湾技研資料，No

127, pp. 1~22, 1971.

- 6) 谷本勝利・柳生忠彦・村永努・柴田鋼三・合田良実：不規則波実験による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する研究，港湾技研報告，Vol. 21, No. 3, pp. 3~42, 1982.
- 7) 土木学会編：水理公式集（昭和60年度版），pp. 522~523, 1985.

第5章 斜板堤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

石川島播磨重工業(株) 機械鉄構事業本部 縄田 義祐

技術本部技術研究所 山下 誠也

機械鉄構事業本部

開発事業プロジェクト部 中條 武彦

山岸 晴久

櫻井 清一

大成建設(株) 技術本部技術研究所 茗ヶ原義彦

石野 和男

上野 成三

(株)間 組 土木本部海洋土木部 湊 隆次郎

本田 陽一

東急建設(株) 施工本部土木技術部 藤川 富夫

渡会 英明

5.1 まえがき

通常、外洋に面した海岸で観測される風浪では、波のエネルギーが比較的表面近くに集中していることは良く知られたことである。筆者らは波浪制御の方法として、このように波エネルギーが最も集中している海面近傍に斜板を配置する斜板堤の研究開発を進めている。

これまで、水面付近または水面下に設置された水平板の消波効果に関する研究は多く行われている。水平板による波の透過・反射の問題を理論的に取り扱った研究としては、Stoker¹⁾、井島ら²⁾、日野ら³⁾および田淵ら⁴⁾の研究がある。さらに水平板を透過性防波堤の一つとして提案し、その水理特性を実験的にまたは理論的に検討したものに、服部⁵⁾、服部ら⁶⁾、谷本ら⁷⁾、田淵ら⁸⁾および高木ら⁹⁾の研究などがある。一方、斜板堤に関しては、没水斜板の波の透過・反射についての筆者らの実験的研究¹⁰⁾や、青山らによる理論的研究¹¹⁾があるのみで、水面を貫通した斜板の水理特性に対する検討例はほとんどない。

本研究開発では、斜板堤に関し水理模型実験により波の透過および反射特性を調べるとともに、波力特性を調べた。この場合、期待する消波性能の目標値として、透過率 K_T が0.6以下、反射率 K_R が0.5以下と設定した。斜板堤の構造概念図を図5.1に示す。

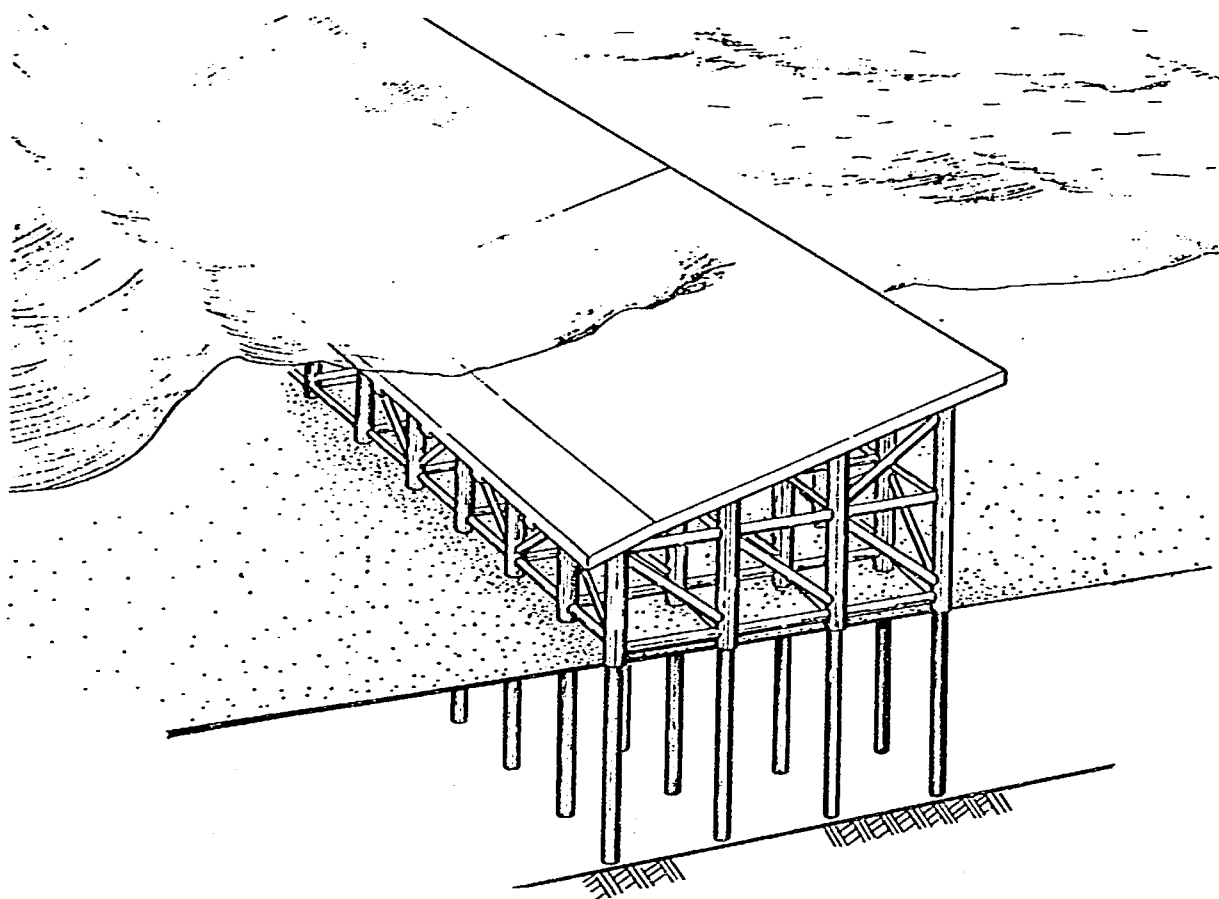


図5.1 斜板堤概念図

5.2 実験の種類

実験は、基本モデル実験(1)、基本モデル実験(2)、および縮尺確認実験の3種類から成る。基本モデル実験は、縮尺1/100で行い、構造のパラメータを種々変えたときの消波性能の比較検討を行った。さらにその後、所定の性能を満足する形状について縮尺1/25で実験を行い、縮尺の影響を調べた。

基本モデル実験(1)は、斜板上より越波の生じない条件の下での波の透過特性を調べ、斜板傾斜角などの基本形状を決定するために行った。そのために斜板傾斜角 θ 、没水比 h_2/h （斜板の没水深と水深の比）および斜板表面状態を変化させて実験した。

基本モデル実験(2)では、斜板上より越波の生ずる条件下で、実海域の水深、波浪条件に対して所定の性能が得られる形状について検討した。そのために、斜板の天端高、没水比および入射波高を変化させて、透過率、反射率、波力および波圧のデータを得た。基本モデル実験(1)および(2)の実験波ケースのうち周期が0.6s前後のものは表面張力の影響が予想されるので、透過および反射特性の傾向を知るための参考データとして扱った。

縮尺確認実験は、模型縮尺の影響を調べるために行った。基本モデル実験(1)、(2)は縮尺1/100で行ったが、これは一般に適当と考えられている縮尺1/10～1/30に比べて小さい。そこで、基本モデル実験(2)で行ったケースの中から3ケースを選んで縮尺1/25の実験を行い、縮尺の影響を検討した。

以下、各実験ごとに実験方法と実験結果について述べる。

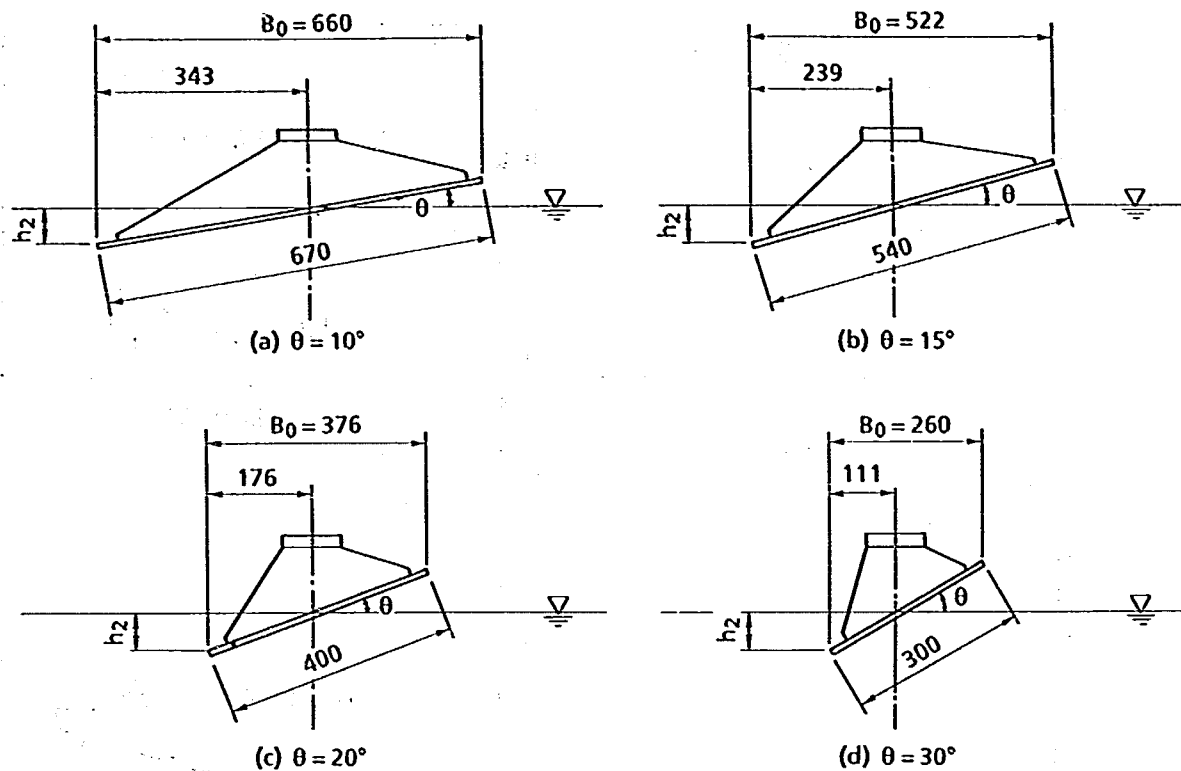
5.3 基本モデル実験(1)

5.3.1 実験方法

図5.2に示す実験模型を用い、縮尺1/100の2次元水理実験を行った。種々のパラメータが波の透過特性に及ぼす影響を調べるために、実験は表5.1に示す15ケースとした。実験では、斜板傾斜角 θ を 10° 、 15° 、 20° 、 30° と4ケース、また、没水比 h_2/h を0.4、0.6、0.8と3ケース変えるとともに、斜板表面状態も変化させた。水深は $h=0.08\text{ m}$ である。

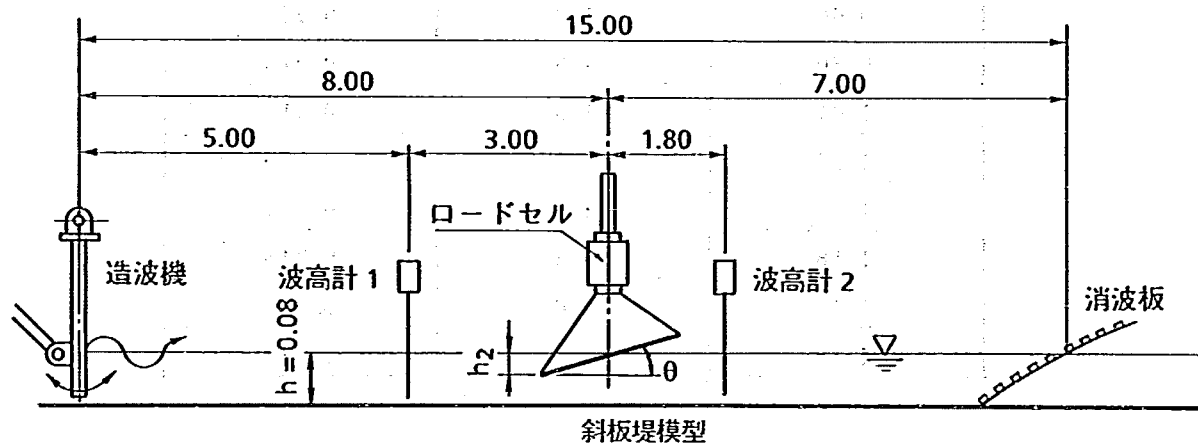
実験には、石川島播磨重工業㈱技術研究所水理実験場第2水路を使用した(図5.3)。水路は全長15.0 m、幅1.0 m、高さ1.0 mで、水路端にフラップ式造波装置、また反対側の水路端に消波板を設置した。水路は片面ガラス張りであって、側面からの観察が可能である。模型は造波板から8.0 mの位置に、模型上下動装置により固定した。実験波は規則波とし、表5.2に示す8種類の波を選定した。

実験では、波高計、ロードセルを図5.3に示すように設置し、入射波高 H_i 、透過波高 H_T を測定した。入射波高 H_i は、模型を設置しない状態で波高計1で計測した値とした。また、透過波高 H_T は波高計2により計測した値とした。透過率 K_T は H_T/H_i から算出した。



(単位: mm)

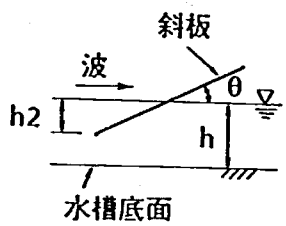
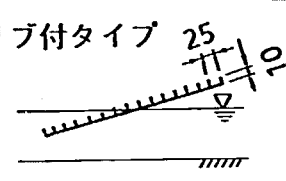
図 5. 2 基本モデル実験(1)の模型



(単位: m)

図 5. 3 基本モデル実験(1)の実験装置

表 5. 1 基本モデル実験(1)実験ケース一覧表

ケース番号	斜板傾斜角 θ	没水比 h_2/h	模型タイプ (単位; mm)
1	10°	0.4	平滑板タイプ 
2		0.6	
3		0.8	
4	15°	0.4	
5		0.6	
6		0.8	
7	20°	0.4	
8		0.6	
9		0.8	
10	30°	0.4	
11		0.6	
12		0.8	
13	15°	0.4	リブ付タイプ 
14		0.6	
15		0.8	

水深 $h = 80 \text{ mm}$

表 5. 2 基本モデル実験(1)波浪条件

周期 $T (\text{s})$	波高 $H_1 (\text{cm})$	波形勾配 H_1 / L
0.60	1.0	0.022
0.80	1.0	0.015
1.01	1.5	0.018
1.01	2.5	0.029
1.01	3.5	0.041
1.18	1.5	0.015
1.45	2.0	0.016
1.72	2.5	0.017

5.3.2 実験結果

(1) 斜板傾斜角の影響

没水比 $h_2/h = 0.4$, 0.6 および 0.8 の場合について, 傾斜角を $\theta = 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ, 30^\circ$ と変化させて実験した。 $h_2/h = 0.4$, 0.6 の場合の透過率 K_T と水深波長比 h/L の関係を図 5.4, 5.5 に示す。

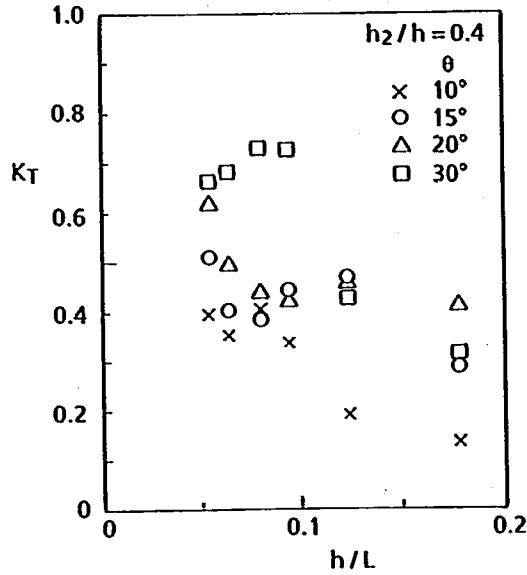


図 5.4 θ をパラメータとしたときの K_T と h/L の関係 ($h_2/h = 0.4$)

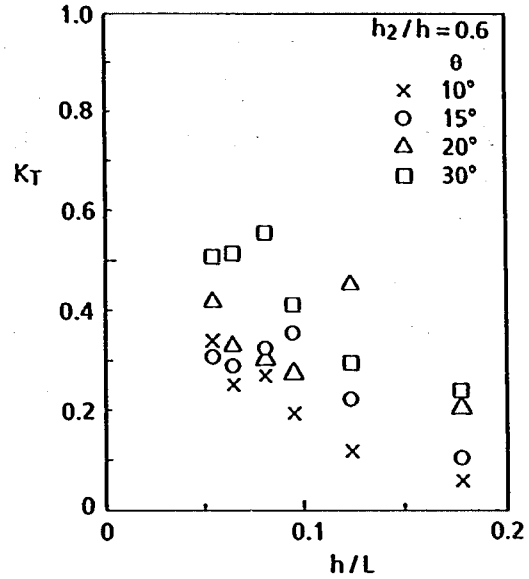


図 5.5 θ をパラメータとしたときの K_T と h/L の関係 ($h_2/h = 0.6$)

$h_2/h = 0.4, 0.6$ の両者とも K_T は同じ傾向を示し、 h/L が小さくなるにしたがい、 K_T は増加し極大値を取る。その後、 K_T は減少したあと再び増加傾向を持つ。 K_T が減少する理由としては、斜板上を遡上した波が水塊となって下方へ戻り、次に到達する波と干渉して透過エネルギーを小さくするためと考えられる。また、斜板傾斜角 θ が同じであれば没水比 h_2/h の大きい方が透過率 K_T は全体的に小さくなることが明らかである。更に、 h_2/h の大きい方が K_T が極大値をとる h/L は小さくなっている。

図 5.6 には、 $h_2/h = 0.6$ とした場合、波周期を $T = 1.01 \text{ s}$ と一定に保ったまま、波形勾配 H_1/L を変化させたときの透過率 K_T を示す。この図によると、 H_1/L が変化しても K_T に大きな変化はないことがわかる。したがって透過率 K_T は入射波高 H_1 より波周期に強く依存すると言える。

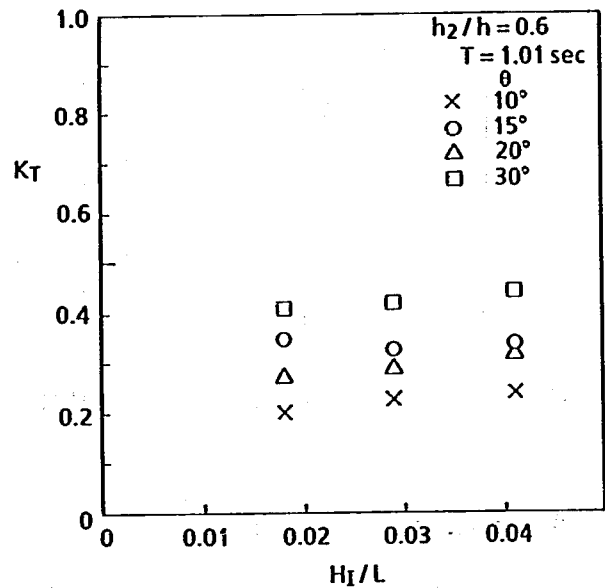


図 5.6 θ をパラメータとしたときの K_T と H_1/L の関係

以上の実験結果より、詳細検討に用いる斜板傾斜角 θ を次のように選定した。

$\theta = 30^\circ$ は、没水比 $h_2/h = 0.4, 0.6$ のいずれの場合も透過率 K_T が大きいので採用できない。
 $\theta = 10^\circ$ は、実海域での実機の幅が大きくなり経済的でないので、同様に採用するのは困難である。
 $\theta = 15^\circ$ の場合、 $h_2/h = 0.4$ で、 $K_T \leq 0.5$ となっており、また、 $h_2/h = 0.6$ では、 $K_T \leq 0.35$

となっている。このことから $h_2/h \approx 0.5$ とすれば、 $K_T = 0.4$ 程度となり、越波することを考慮に入れても目標値 $K_T \leq 0.6$ を達成できると判断した。

$\theta = 20^\circ$ の場合、 h_2/h を大きくすれば、 K_T は目標値を満足する。しかし、 $h_2/h = 0.6$ の結果からわかるように、 $\theta = 20^\circ$ の K_T は $\theta = 15^\circ$ の K_T に比べて、特に短周期領域（実海域の周期 T が 5 ～ 6 s 以下）で大きくなる。すなわち短周期の風波に対してあまり効果的でないことになる。以上の理由により、静穏海域創出という用途に適合するように、て、本研究では $\theta = 15^\circ$ を選定した。

(2) リブの影響

没水比を $h_2/h = 0.4, 0.6$ としたとき、斜板表面にリブ（表 5.1 参照）を取り付けた場合と平滑な場合の透過率を図 5.7 に示す。リブ付の方が、平滑な場合と比較して K_T がやや大きい。これは、リブを付けたことによって斜板表面を下方へ向かう戻り流れの効果が小さくなり、透過エネルギーの減少が小さくなるためと考えられる。斜板の表面に粗度を付けると、かえって透過エネルギーが増大することになる。

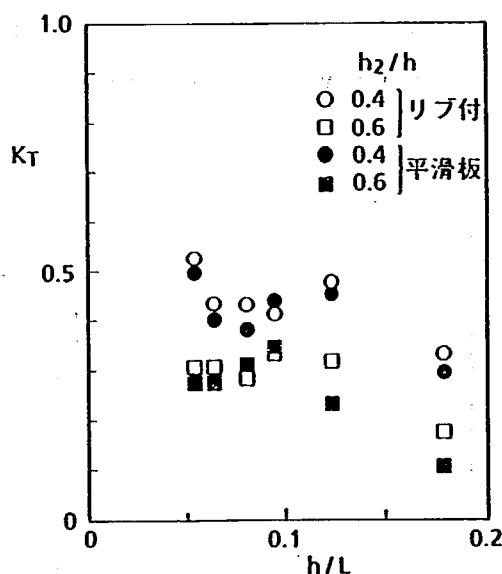


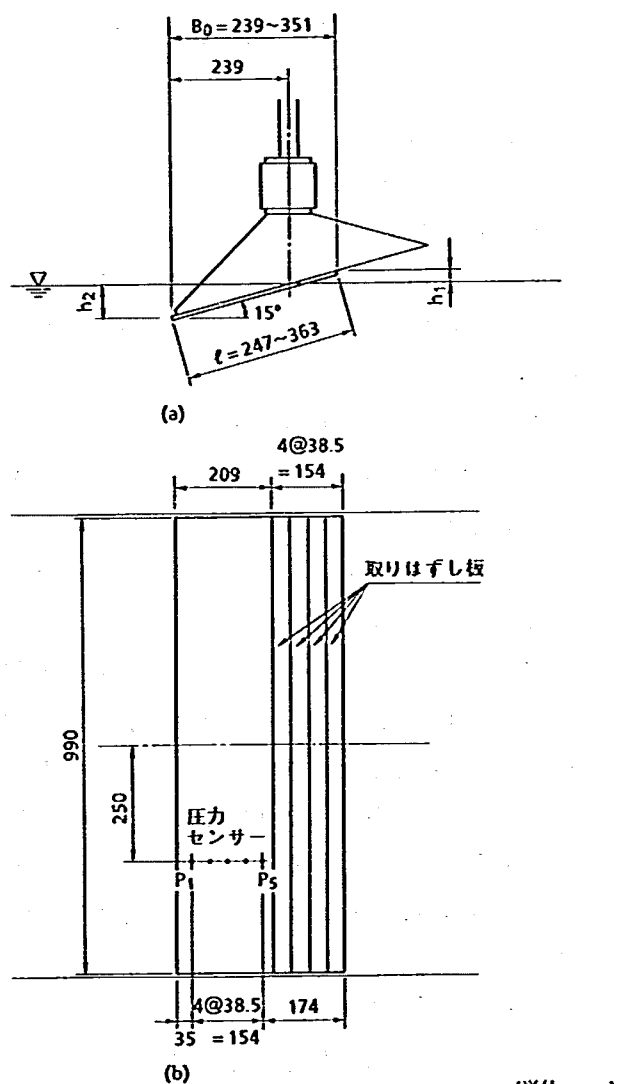
図 5.7 リブ付タイプと平滑板の K_T の比較

5.4 基本モデル実験(2)

基本モデル実験(1)での検討をもとに、斜板傾斜角 $\theta = 15^\circ$ の縮尺 1/100 模型について 2 次元水理実験を行い、種々のパラメータの効果を調べた。模型形状を図 5.8 に示す。

5.4.1 実験方法

実験では、斜板の水没深 h_2 、天端高 h_1 の影響を調べるため、没水比 h_2/h 、天端高 h_1 の組合せを全体で 6 ケース変えた（表 5.3）。水深は斜



(単位: mm)

図 5.8 基本モデル実験(2)の模型

表 5.3 基本モデル実験(2)実験ケース一覧表

ケース番号	没水比 h_2/h	天端高 h_1	実験ケース図
1	0.64	30	
2	0.64	20	
3	0.48	36	
4	0.48	26	
5	0.48	16	
6	0.32	32	

(単位: mm)

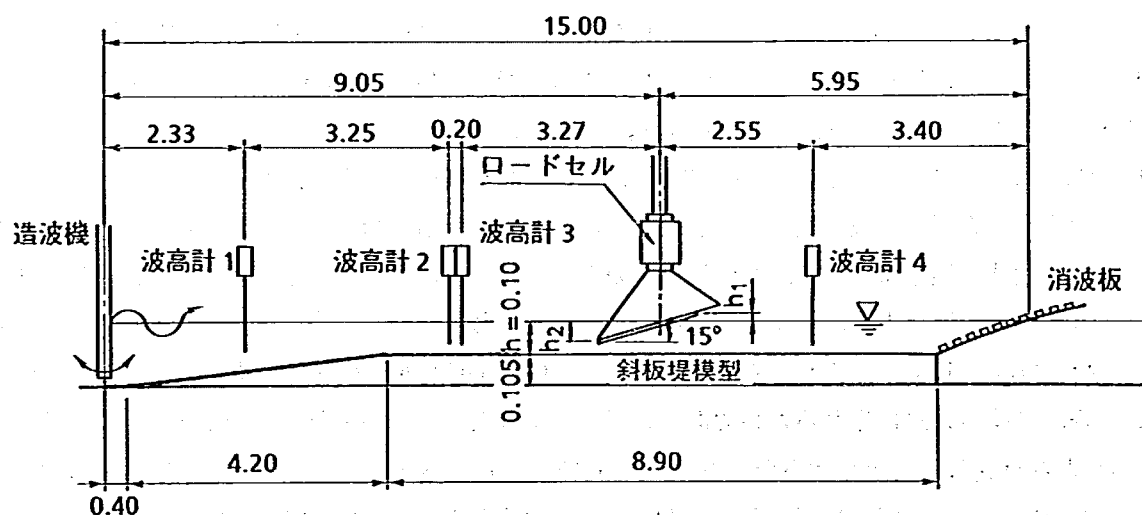
板堤模型位置で $h = 0.1 \text{ m}$ とした。

実験には、基本モデル実験(1)で使用した水槽と同じ水槽を用いたが、水路床は造波板から0.4 mまで水平で、そこから4.2 mを勾配 1/40 の斜面とし、さらにこれより8.9 mを水平床とした(図 5.9)。模型は、造波板より9.05 mの位置に模型上下動装置を用いて固定した。実験波は規則波とし、表 5.4 に示す 15 種類の波を選定した。

計測は、図 5.9 に示すように波高計、ロードセルを設置して行った。波圧計の設置位置を図 5.8(b) に示す。

実験では、入射波高 H_I 、透過波高 H_T 、反射波高 H_R 、斜板全体に作用する水平波力、鉛直波力および波圧を測定した。

入射波高 H_i は、模型を設置しない状態で波高計 2 により計測した値とし、透過波高 H_t は、波高計 4 により計測した値とした。反射波高 H_r は、波高計 2, 3 で測定した波高と波の位相から入射波および反射波を分離する方法により求めた。反射率 K_r は H_r / H_i により算出した。



(單位: m)

図 5.9 基本モデル実験(2)の実験装置

表 5. 4 基本モデル実験(2) 波浪条件

周 期 T (s)	波 高 H_1 (cm)	波 形 勾 配 H_1 / L
0.57	4.0	0.089
0.75	4.0	0.062
0.93	4.0	0.047
1.00	2.0	0.022
1.00	3.0	0.033
1.00	4.0	0.043
1.00	5.0	0.054
1.00	6.0	0.065
1.07	4.0	0.040
1.31	4.0	0.032
1.56	2.0	0.013
1.56	3.0	0.020
1.56	4.0	0.027
1.56	5.0	0.033
1.56	6.0	0.040

5.4.2 実験結果

(1) 透過率, 反射率に及ぼす天端高の影響

基本モデル実験(1)では, 水面上の斜板堤の長さを十分長くして越波がない状態で実験を行った。斜板堤をできるだけ小さくするためには, 水面上への斜板堤の突出長は短い方が望ましい。しかし, 水面上の斜板堤の高さ, つまり天端高を小さくすると越波し易くなり, 透過率が大きくなると予想される。そこで, 適切な天端高を求めるため, 天端高が透過率および反射率に及ぼす影響を検討した。

斜板堤の没水深 h_2 を一定として, 天端高 h_1 を 1.6, 2.6 および 3.6 cm と変化させたときの透過率と h/L の関係を図 5.10 に示す。この場合の入射波高は $H_1 = 4$ cm である。これらの天端高と入射波の振幅 $H_1/2$ との比 $2h_1/H_1$ は, それぞれ 0.8, 1.3 および 1.8 となる。

$2h_1/H_1 = 1.3$ と 1.8 の場合, 全般的に K_T はほぼ同じ程度の値を有し, K_T は 0.6 以下となっている。このように天端高が波振幅の 1.3 倍以上になると K_T は天端高によってほとんど変わらなくなる。なお, 実験時の観察によれば, 波が斜板堤の天端を越えて堤の後方へ落ちる状況は, $2h_1/H_1 = 1.3, 1.8$ の両者の場合とも, 波長の大小にかかわらず生じていた。一方, $2h_1/H_1 = 0.8$ の場合の K_T は, $2h_1/H_1 = 1.3$ および 1.8 の場合に比べて, 0.1 程度大きくなっている。これは, $2h_1/H_1 = 0.8$ の場合, 越波が容易に生じるためである。天端高が入射波の振幅より大きい小さいかによって, K_T の値はかなり異なることが明らかである。図 5.10 の中に参考として天端高 $h_1 = 0$ のときの K_T を $\times$ 印で示した¹⁰⁾。これは斜板傾斜角が $\theta = 11.3^\circ$, 没水比が $h_2/h = 0.4$ で, 入射波高が $H_1 = 2$ cm に対応する実験結果である。それと今回の結果と比較すれば, 水面上に堤が出ていないと K_T がかなり大きくなることが明らかである。

次に, 反射率に及ぼす天端高の影響を調べた。図 5.11 に $2h_1/H_1 = 0.8, 1.3$ および 1.8 の場合の K_R と h/L の関係を示す。三者の間で K_T ほど明確な差は現れず, どの場合も, K_R の値は 0.45

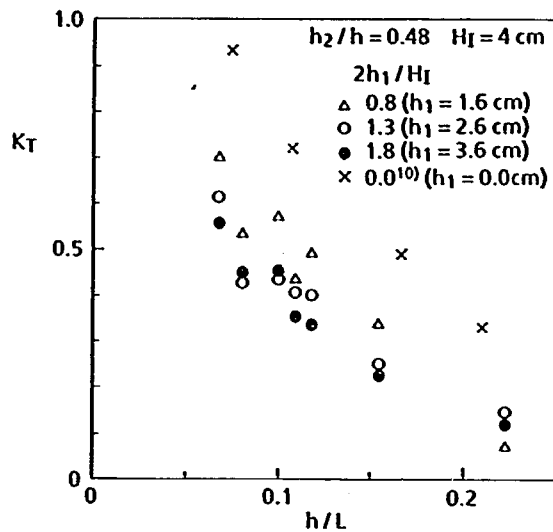


図 5.10 K_T に及ぼす天端高の影響

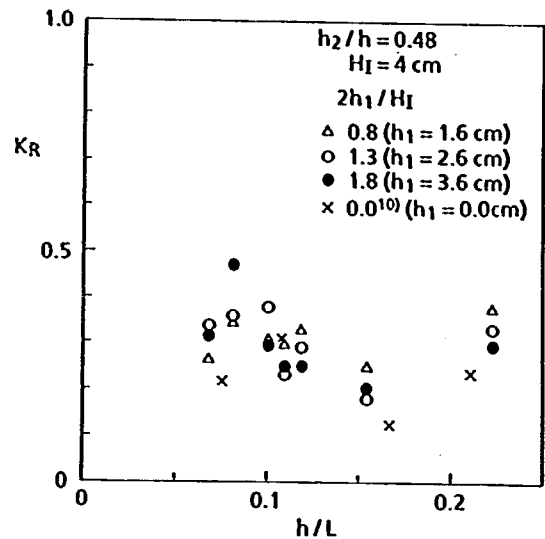


図 5.11 K_R に及ぼす天端高の影響

以下となった。図中の×印は $h_1 = 0$ のときの K_R を表すが、今回の結果との間に大きな差はない。

以上の結果から、没水比 $h_2/h \approx 0.5$ で天端高 $h_1 = 2.5$ cm ($2h_1/H_1$ が 1.3 近傍の値) となるような形状とすれば K_T および K_R は目標値を満足することが分かる。

図 5.11 に示した K_R のグラフで特徴的な点の一つは、 $h/L \approx 0.15$ のとき K_R が極小値を取ることである。この点について少し検討する。

$h/L = 0.15$ とは $B/L = 0.275$ に相当している。ただし、 B は斜板没水部の水平長さである。一般に、二枚の垂直板のある場へ波が入射すると、各垂直板からの反射波の位相のずれにより K_R が極小となる点が現れる。二枚の垂直板の間隔を ℓ_0 とすれば、そのとき $\ell_0/L = 1/4$ が成立する。いまの斜板堤の場合も波長が $B/L = 1/4$ に近づくと、斜板上で定常波の発生が顕著になり、二枚の垂直板がある場合と似た現象が生じるようである。この現象を理論的に考察してみる。

斜板上の流体の速度ポテンシャルを $\phi = i\omega X \phi e^{i\omega t}$ とする。ここに X は振幅である。付録に示すように長波近似の仮定のもとでの速度ポテンシャル ϕ は

$$\phi(y) = C_0 \sqrt{y} \cdot J_1(2\sqrt{my}) \quad (5.1)$$

と与えられる。ただし、斜板堤と水面との交点を原点とし、冲向きに y 軸をとる。また、 J_1 は 1 次の第 1 種 Bessel 関数、 C_0 は任意定数であり、 m は

$$m \tan \theta = K = \omega^2/g = 4\pi^2/gT^2 \quad (5.2)$$

を満足する値である。水面の変位は

$$\zeta(y; t) = \frac{1}{g} \frac{\partial \phi}{\partial t} = -KX \phi(y) e^{i\omega t} \quad (5.3)$$

と表される。斜板堤の前端部 $y = B$ で、波の節が現れる条件を考えると

$$\zeta(B; t) = 0 \quad (5.4)$$

であり、したがって

$$J_1(2\sqrt{mB}) = 0 \quad (5.5)$$

となる。この式の根の最小値をとれば

$$2\sqrt{mB} = 3.83 \quad (5.6)$$

であり、結局

$$T \approx 1.05 \sqrt{\frac{B}{\tan \theta}} \quad (5.7)$$

を得る。

現在検討を進めている斜板堤について計算すると、 $T = 0.86 \text{ s}$ ($L = 0.77 \text{ m}$) すなわち、 $B/L = 0.23$ となる。これはほぼ $B/L = 1/4$ に相当する。結局、斜板上に生じる定常波が K_R に影響を与えていることが明らかである。斜板堤の形が決まると、 K_R の極小点の周期は上式によって大略推定できることになる。

(2) 透過率、反射率に及ぼす波高の影響

天端高を一定として入射波高を変化させ、 K_T および K_R に及ぼす波高の影響を調べた。図 5.12 は、 $h_2/h = 0.48$ 、 $h_1 = 2.6 \text{ cm}$ として、入射波高を $H_1/h = 0.2 \sim 0.6$ ($H_1 = 2 \sim 6 \text{ cm}$) の間で変えたときの K_T と h/L の関係を表す。 K_T は波高が $H_1 = (0.2 \sim 0.6)h$ の範囲で変化しても、周期が長い場合 ($h/L = 0.067$) の一部のデータを除けば $K_T \leq 0.6$ の条件を満足するのは明らかである。

同様に、 K_R に及ぼす入射波高の影響を図 5.13 に示す。 K_R は、入射波高が $H_1 = (0.2 \sim 0.6)h$ の範囲で、周期が長い場合 ($h/L = 0.067$) の一部のデータを除けば $K_R \leq 0.5$ を満足する。

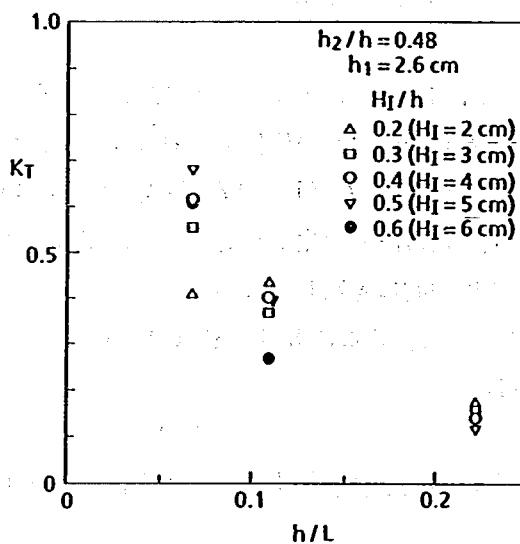


図 5.12 K_T に対する入射波高の影響

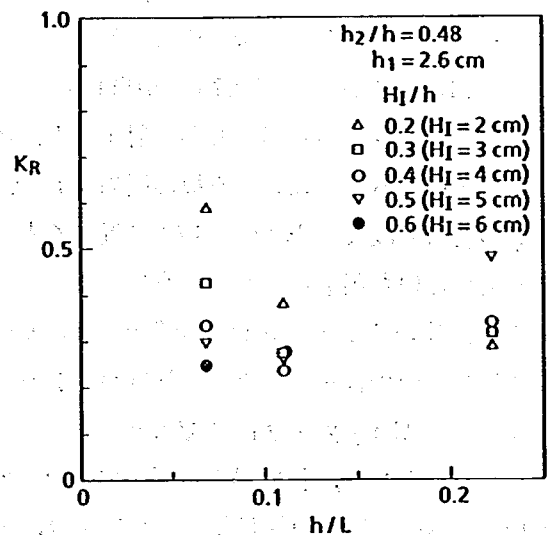


図 5.13 K_R に対する入射波高の影響

(3) 透過率、反射率に及ぼす没水比の影響

斜板堤の規模をできるだけ小さくするためには、斜板堤の没水深は小さい方がよい。そこで、斜板堤の没水比 h_2/h が K_T および K_R に及ぼす影響を検討した。没水比 h_2/h が 0.32、0.48 および 0.64 の場合の K_T と h/L の関係を図 5.14 に示す。入射波高は 4 cm である。三者の天端高 h_1 は同一ではなく $2 h_1/H_1 = 1.3 \sim 1.6$ の間にあるが(1)で述べたように $h_1/H_1 \geq 1.3$ であるならば、天端高の違いによる影響はほとんどないと考えられる。 K_T は没水比によって大きく変化し、 h_2/h が大きいと

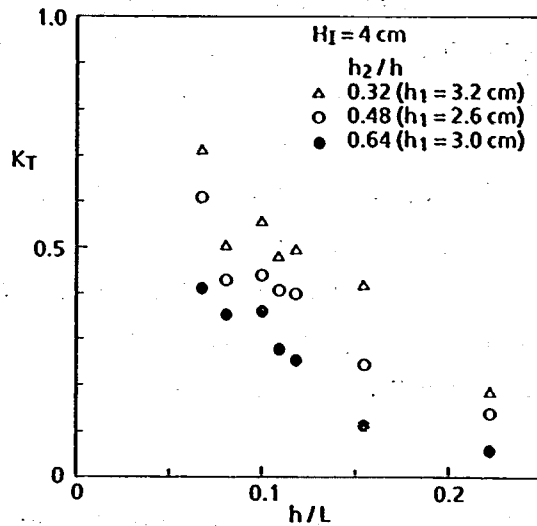


図 5.14 K_T と没水比との関係

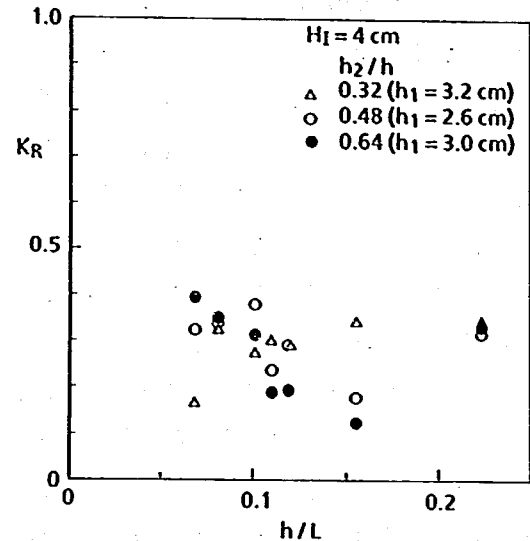


図 5.15 K_R と没水比との関係

小さくなる。3種類の h_2/h の場合、 K_T は、ほぼ 0.1 ずつ小さくなる。没水比が最も小さい $h_2/h = 0.32$ の場合でも $h/L \geq 0.075$ で $K_T \leq 0.6$ を満足している。この結果から、 $h_2/h = 0.48$ の斜板堤を用いれば、設置海域の潮位が下がって没水深が小さくなくても K_T は目標値以内にあると予想される。

K_R と h/L の関係を図 5.15 に示す。 h_2/h による差はあまり明確ではない。 $h_2/h = 0.32$ の場合と他の 2 ケースの場合で、 K_R と h/L の関係に違いが見られ、前者の方は h/L が小さいとき K_R が小さく、逆に h/L が大きいとき K_R が大きくなる傾向がある。

(4) 波力特性および波圧

波力は時間的に変動するので、水平波力 (F_x) については岸向きおよび沖向き波力の極大値と h_2/h との関係の調べた (図 5.16)。正の値は入射波の進む方向に作用する岸向き波力、負の値は入射波の向きと反対方向に作用する沖向き波力を表す。なお無次元化に用いた W は斜板堤長 (構造物の波峰線方向の長さ) である。

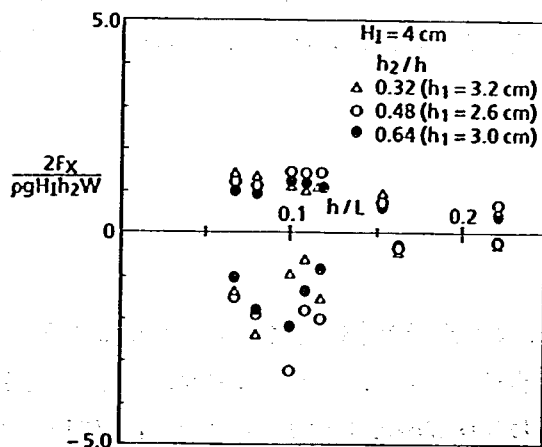


図 5.16 水平波力の無次元値と h/L の関係

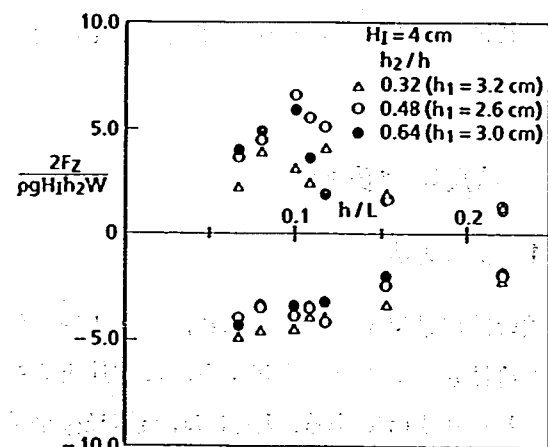


図 5.17 鉛直波力の無次元値と h/L の関係

岸向き波力の最大値の無次元値は没水比 h_2/h によってあまり変わらずほぼ一定である。また、 h/L に対する変化はゆるやかである。これに対して、冲向き波力は h/L によって大きく変化し、 $h/L = 0.10$ 付近で最も大きくなる。実験時の観察によると、斜板の前面と背面で水位の変化に位相差が生じ、背面の水位上昇時に水面が斜板背面を打つ状況が見られた。このとき、大きな波力が発生する。

次に、鉛直波力 (F_z) の無次元値を図 5.17 に示す。ここで、上向き波力を正、下向き波力を負とする。下向き波力の無次元値は h_2/h が小さいほどその絶対値が大きい。これは、 h_2/h が小さいとき、斜板没水部の先端が水面に近くなり、波のエネルギーが水面付近に集中している影響を相対的に強く受けるためである。一方、上向き波力には、 h_2/h に対する明確な傾向は見られない。 h/L に対する変化は水平波力の場合と同様であり、 $h/L = 0.10$ 付近で波力は最大となる。最大の上向き波力は下向き波力よりも大きくなる場合がある。

図 5.18 は、没水比 $h_2/h = 0.48$ 、天端高 $h_1 = 2.6$ cm のときの波圧分布を示す。図の縦軸は圧力の時間波形におけるピーク(山)からトラフ(谷)までの圧力差 P を入射波高によって無次元化したものであり、横軸は測定位置を示す。波圧は水面下の斜板の中央部付近 ($P_2 \sim P_3$) で最大となることが分かる。中央部から水面に近づくにしたがって、波圧はほぼ直線的に減少する。一般に、垂直壁に波力が作用する場合、水面に近いほど波圧は大きい。これに対して斜板堤では波が水面より上へ翹上するため、水面付近の圧力は大きくならない。

周期による変化を調べると、ほぼ周期が長くなるとともに波圧は増大している。周期が最も長い $T = 1.56$ s の場合で、最大の波圧は $2P/\rho g H_1 \approx 1$ となる。

図 5.18 には、入射波高に対する波圧分布の変化を調べるため、 $H_1 = 4, 6$ cm の両者の結果を示した。これによると、この程度の波高の変化に対しては波圧分布の傾向はほとんど変わらないことが分かる。

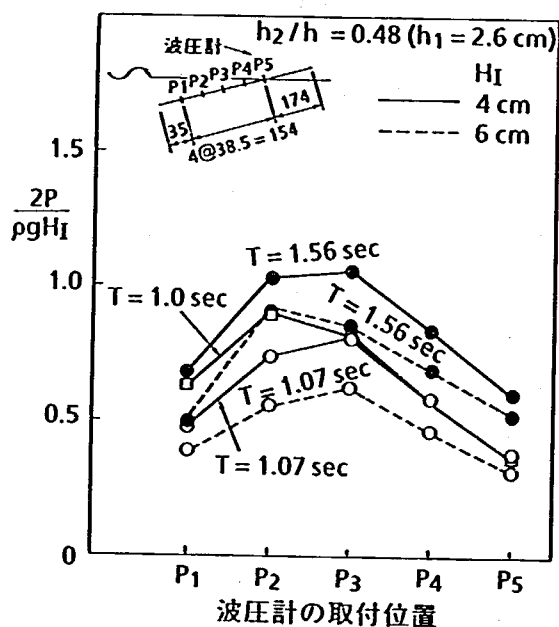
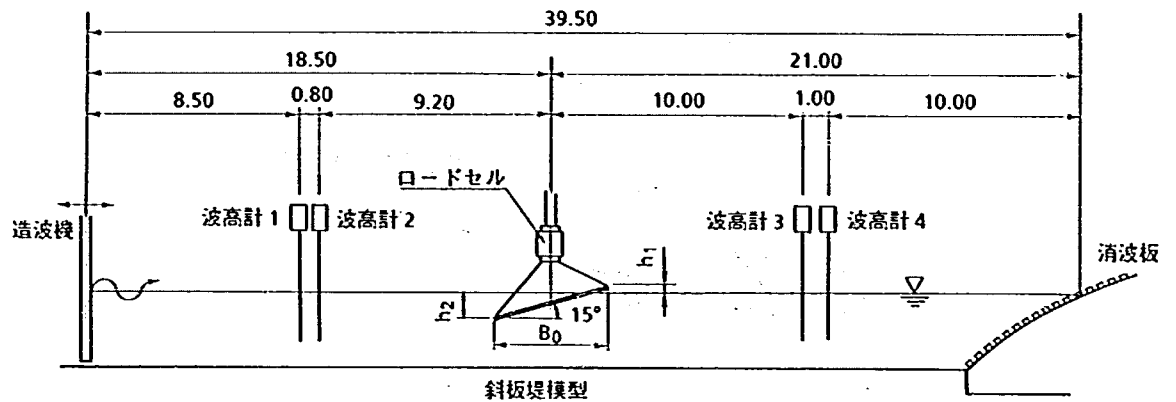


図 5.18 波圧の分布

5.5 縮尺確認実験

5.5.1 実験方法

実験の縮尺効果を調べるために、縮尺 1/25 模型を用いて 2 次元の水理実験を行った(図 5.19)。斜板傾斜角は $\theta = 15^\circ$ と一定に保ち、没水比と天端高の組合せを変えて、3 ケース実験した(表 5.5)。水深は $h = 0.4$ m である。実際には、石川島播磨重工業株式会社技術研究所水理実験場第 1 水路を使用した(図 5.20)。水路は全長 39.5 m、幅 2.5 m、高さ 1.8 m であるが、幅 1.0 m の水路を設けるため、高さ 0.9 m の仕切壁を水路内の長さ方向に設置した。水路端にはピストン式造波装置があり、反対側の



(単位: m)

図 5.20 縮尺確認実験の実験装置

表 5.6 縮尺確認実験 波浪条件

周 期 T (s)	波 高 H_1 (cm)	波 形 勾 配 H_1 / L
1. 14	16. 0	0. 089
1. 50	16. 0	0. 062
1. 86	16. 0	0. 047
2. 00	8. 0	0. 022
2. 00	12. 0	0. 033
2. 00	16. 0	0. 043
2. 00	20. 0	0. 054
2. 14	16. 0	0. 040
2. 62	16. 0	0. 032

とした。反射波高 H_R は、波高計 1, 2 のデータから入射波および反射波を分離する方法により求めた。透過率 K_T は H_T/H_1 、反射率 K_R は H_R/H_1 より算出した。

5.5.2 実験結果

斜板の没水比を $h_2/h = 0.48$ 、天端高 h_1 と入射波の振幅 $H_1/2$ との比を $2h_1/H_1 = 1.3$ としたときの、縮尺 1/100 と 1/25 の実験での透過率 K_T 、反射率 K_R と h/L の関係を図 5.21 に示す。図によると、両者の K_T はほぼ同じ値を有する。このことから、斜板堤に対する波の透過性を評価するにあたっては、縮尺 1/100 の実験結果を用いてよいと考えられる。

一方、 K_R に関しては、短波長領域で縮尺 1/100

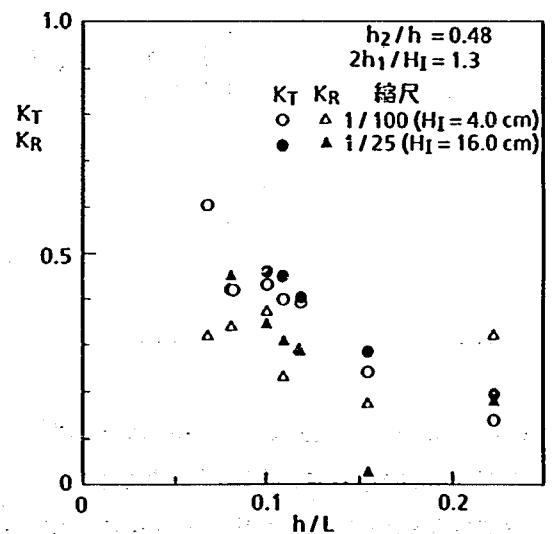


図 5.21 K_T , K_R に及ぼす縮尺比の影響

の値は1/25のときよりも大きく、長波長領域では逆に小さい。しかし、中間の波長領域では縮尺1/100、1/25ともに K_R はほぼ同じ値であって、 h/L の範囲はある程度限定されるが、1/25と1/100の縮尺での実験結果はほぼ対応すると考えられる。

次に、縮尺1/100と1/25の場合の水平波力および鉛直波力の無次元値をそれぞれ図5.22および5.23に示す。これらの図からわかるように、水平波力および鉛直波力の両者とも、縮尺1/100、1/25のときの値は全体的によく対応する。

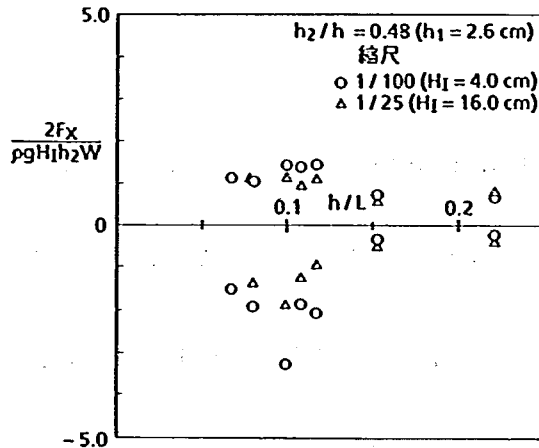


図5.22 水平波力に及ぼす縮尺比の影響

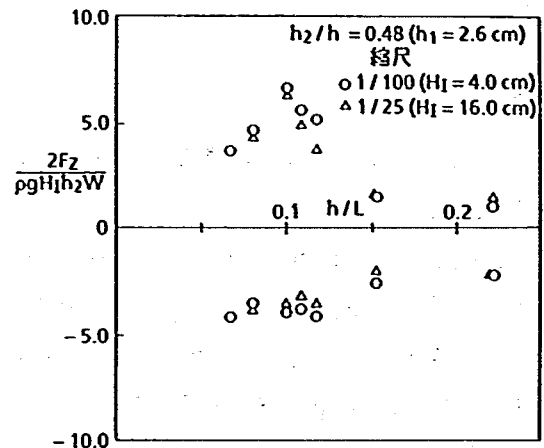


図5.23 鉛直波力に及ぼす縮尺比の影響

5.6 まとめ

3種類の水理模型実験から得られた主要な結果を以下に要約する。

- ① 透過率および反射率の目標値 ($K_T \leq 0.6$, $K_R \leq 0.5$) を達成するためには、斜板堤の没水比 $h_2/h \approx 0.5$ の場合、斜板傾斜角を $\theta = 15^\circ$ とする必要がある。
- ② 斜板堤の天端高 h_1 に関しては、没水比 $h_2/h \approx 0.5$ の場合、 $2h_1/H_1 \geq 1.3$ を満足すれば、 K_T 、 K_R とも目標値を達成する。入射波高が $H_1 = (0.2 \sim 0.6)h$ ($H_1 = 2 \sim 6$ cm) の範囲で変化しても上記の結果は変わらない。
- ③ 天端高 h_1 を一定として没水比 h_2/h を大きくすると、 K_T は全波長領域にわたって減少するが、 K_R は短波長領域で減少し、長波長領域で増大する傾向にある。
- ④ 斜板堤に作用する水平波力のうち、岸向き波力は h/L に対して変化がゆるやかであるが、沖向き波力は $h/L = 0.083 \sim 0.10$ で最大となる。
- ⑤ 斜板堤上の波圧の最大値は、斜板没水部の中央付近で生じ、その値 (両振幅) は $h/L = 0.067$ の場合で、ほぼ $2P/\rho g H_1 \approx 1$ に相当する。
- ⑥ 縮尺比1/100と1/25の K_T 、水平波力、鉛直波力はともによく一致する。したがって斜板堤の波の透過特性および波力特性の評価には縮尺1/25の実験結果の代わりに縮尺1/100の実験結果を用いることができる。
- ⑦ 高い消波効果を持つ斜板型消波堤 (斜板堤) の形状は、実海域 (水深 $h = 10$ m) を想定すると、斜板傾斜角 $\theta = 15^\circ$ 、没水深 $h_2 = 5$ m、天端高 $h_1 = 2.5$ mであった。

5.7 今後の検討課題

- ① 碎波帯に斜板堤を設置する場合を想定して、限定した条件で碎波波力(全体波力および局部波圧)の実験を行い、試設計のデータを得る。
- ② 碎波力に対する構造の安定性や、揚圧力に対する部材の強度について検討するとともに、迅速な施工法の検討を行う。
- ③ 流況、海浜変形の実験により海浜の変形、斜板堤周辺の海底変形を調べ、斜板堤の設置を計画する際に必要とされるデータを得る。

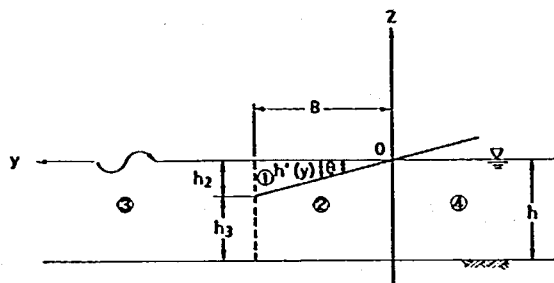
参考文献

- 1) Stoker, J. J. : Water Waves, Interscience Publishers Inc., New York, pp. 430 ~ 436, 1957.
- 2) 井島武士・尾崎重雄・江口泰彦・小林彰 : 水平板による防波堤と岸壁に関する理論的研究(2), 第17回海岸工学講演会論文集, pp. 97 ~ 106, 1970.
- 3) 日野幹雄・山崎丈夫 : 水平板列による波の反射および透過に関する理論, 東京工業大学土木工学科研究報告, No 9, pp. 89 ~ 97, 1970.
- 4) 田淵幹修・滝川 清 : 離岸潜堤の消波機構に関する一考察, 第28回海岸工学講演会論文集, pp. 367 ~ 371, 1981.
- 5) 服部昌太郎 : 水平板式透過性防波堤の波高伝達, 第22回海岸工学講演会論文集, pp. 513 ~ 517, 1975.
- 6) 服部昌太郎・松本文信 : 水平板型透過性防波堤の水理特性, 第24回海岸工学講演会論文集, pp. 266 ~ 270, 1977.
- 7) 谷本勝利・吉本靖俊・高橋重雄 : 大水深波浪制御構造物に関する水工的研究(その1), 港湾技研資料, No 516, 39 p., 1985.
- 8) 田淵幹修・木原 力・滝川 清・中島重旗 : 水平板式防波堤の水理特性に関する研究, 第34回海岸工学講演会論文集, pp. 482 ~ 486, 1987.
- 9) 高木幹雄・川崎孝生 : 没水平板の消波効果に関する研究, 第8回海洋工学シンポジウム, 日本造船学会, pp. 259 ~ 266, 1988.
- 10) 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, pp. 109 ~ 123, 1987.
- 11) 青山哲也・泉宮尊司・磯部雅彦・渡辺 晃 : 没水平板による波浪制御法に関する基礎的研究, 第35回海岸工学講演会論文集, pp. 507 ~ 511, 1988.
- 12) 今井 功 : 流体力学, 岩波書店, 124 p., 1970.

付録 斜板堤の透過率近似計算法

A. 1 速度ポテンシャル

座標系を図A.1のようにとり、流体領域を同図のように4分割する。領域①および②で速度ポテンシャルが満足しなければならない条件について検討する。領域①では、水面から斜板までの深さは波長に比べると小さいから、この領域の流体運動には長波の理論を適用する。長波を仮定すると、速度ポテンシャル $\phi_1(y)$ が満足しなければならない方程式は水深 $h'(y)$ が変化するとき



図A.1 領域分割図

$$h' \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial h'}{\partial y} \frac{\partial \phi}{\partial y} + K \phi = 0 \quad (\text{A. 1})$$

となる¹⁾。図A.1の斜板の場合

$$h'(y) = y \tan \theta \quad (\text{A. 2})$$

$$\frac{\partial h'}{\partial y} = \tan \theta \quad (\text{A. 3})$$

であるから (A. 1) は

$$y \tan \theta \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \tan \theta \frac{\partial \phi}{\partial y} + K \phi = 0 \quad (\text{A. 4})$$

となる。ここで、流体運動は微小であり、かつ、斜板傾斜角 θ は十分小さいと仮定したとき、第2項は2次の微小量となり他の項に比べて小さく、したがって第2項は省略できる。このとき、領域①での支配方程式は

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{m}{y} \phi = 0 \quad (\text{A. 5})$$

と表される。ただし、

$$K = \frac{\omega^2}{g} = m \tan \theta \quad (\text{A. 6})$$

とする。 ω は波の角周波数である。

一方、領域②では、速度ポテンシャルは境界条件

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \phi}{\partial n} &= 0, \text{ on } z = -h'(y) \\ \frac{\partial \phi}{\partial z} &= 0, \text{ on } z = -h \end{aligned} \right\} \quad (\text{A. 7})$$

を満足しなければならない。前者の条件を書き直すと

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = \frac{\partial \phi}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial n} + \frac{\partial \phi}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial n} = -\frac{\partial \phi}{\partial y} \sin \theta - \frac{\partial \phi}{\partial z} \cos \theta$$

$$= -\cos \theta \left(\frac{\partial \phi}{\partial y} \tan \theta + \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) = 0, \text{ on } z = -h'(y) \quad (\text{A. 8})$$

である。前述と同様、流体運動は微小で斜板傾斜角は小さいと仮定したときは、括弧内の第1項は第2項に比べて小さく、(A. 8) は近似的に

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = 0, \text{ on } z = -h'(y) \quad (\text{A. 9})$$

と表される。

次に、各流体領域での速度ポテンシャルを求める。

領域①の支配方程式 (A. 5) の一般解 $\phi_1(y)$ は

$$\phi_1(y) = C_0 \sqrt{y} J_1(2\sqrt{my}) \quad (\text{A. 10})$$

のように与えられる。ここに、 J_1 は1次の第1種 Bessel 関数、 C_0 は未知定数を表す。一方、領域②では速度ポテンシャルを最も簡単に、

$$\phi_2(y) = D_0 + E_0 y \quad (\text{A. 11})$$

とおく。つまり、速度ポテンシャルの z 方向の変化はないものとする。

領域③および④の速度ポテンシャルは、それぞれ次のように与えられる。

$$\phi_3(y, z) = \frac{1}{K} (e^{iky} + C_R e^{-iky}) \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \quad (\text{A. 12})$$

$$\phi_4(y, z) = \frac{C_T}{K} e^{iky} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \quad (\text{A. 13})$$

ただし、 C_T および C_R はそれぞれ複素表示の波の透過率および反射率である。また k は波数であり

$$K = k \tanh kh \quad (\text{A. 14})$$

を満足する。速度ポテンシャル (A. 12) および (A. 13) は局所かく乱の項を無視した速度ポテンシャルを表す。

A. 2. 速度ポテンシャルの連続性

流体領域の境界で速度ポテンシャルは連続でなければならない。領域①と領域③の境界では、領域③の速度ポテンシャルとして、速度ポテンシャルを深さ方向に積分して水深で割った速度ポテンシャルの平均値 $\bar{\phi}_3$ をとり、それが領域①の速度ポテンシャルに等しいとする。すなわち、

$$\phi_1 = \bar{\phi}_3, \text{ at } y = B \quad (\text{A. 15})$$

である。 $\bar{\phi}_3$ は (A. 12) から

$$\begin{aligned} \bar{\phi}_3 &= \frac{1}{h_2} \int_{-h_2}^0 \phi_3(B, z) dz \\ &= \frac{e^{ikB} + C'_R}{K h_2} \int_{-h_2}^0 \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} dz \\ &= \frac{e^{ikB} + C'_R}{K h_2} \frac{\sinh kh - \sinh kh_3}{k \cosh kh} \end{aligned} \quad (\text{A. 16})$$

である。領域②と領域③の境界でも (A. 15) と同様に考える。ただし、その場合

$$\bar{\phi}_3 = \frac{1}{h_3} \int_{-h}^{-h_2} \phi_3(B, z) dz = \frac{e^{ikB} + C'_R}{Kh_3} \frac{\sinh kh_3}{k \cosh kh} \quad (\text{A. 17})$$

である。なお、 C'_R は波の反射率に相当しており

$$C'_R = C_R e^{-ikB} \quad (\text{A. 18})$$

と表される。

領域②と領域④の境界での速度ポテンシャルの連続性も同様に

$$\phi_2 = \bar{\phi}_4, \text{ at } y = 0 \quad (\text{A. 19})$$

とおく。 $\bar{\phi}_4$ は (A. 13) から

$$\begin{aligned} \bar{\phi}_4 &= \frac{1}{h} \int_{-h}^0 \phi_4(0, z) dz = \frac{C_T}{Kh} \int_{-h}^0 \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} dz \\ &= \frac{C_T}{Kh} \frac{\tanh kh}{k} \\ &= \frac{C_T}{k^2 h} \end{aligned} \quad (\text{A. 20})$$

となる。

したがって、領域①と領域③の境界での連続性の条件 (A. 15) から

$$\begin{aligned} C_0 \sqrt{B} J_1(2\sqrt{mB}) &= \frac{e^{ikB} + C'_R}{Kh_2} \frac{\sinh kh - \sinh kh_3}{k \cosh kh} \\ &= \frac{e^{ikB} + C'_R}{k^2 h_2} \left(1 - \frac{\sinh kh_3}{\sinh kh}\right) \end{aligned} \quad (\text{A. 21})$$

が得られ、同様に、領域②と領域③の境界での連続性から

$$\begin{aligned} D_0 + E_0 B &= \frac{e^{ikB} + C'_R}{Kh_3} \frac{\sinh kh_3}{k \cosh kh} \\ &= \frac{e^{ikB} + C'_R}{k^2 h_3} \frac{\sinh kh_3}{\sinh kh} \end{aligned} \quad (\text{A. 22})$$

が得られる。また、領域②と領域④の境界での条件 (A. 19) は

$$D_0 = \frac{C_T}{k^2 h} \quad (\text{A. 23})$$

となる。

A. 3 速度の連続性

各流体領域の境界では、速度も連続でなければならない。領域①および②と領域③との境界での流れの連続性を考えると、領域③からの流れはすべて領域①と②へ入らなければならないから、連続の条件は

$$\int_{-h_2}^0 \frac{\partial \phi_1}{\partial y} dz + \int_{-h}^{-h_2} \frac{\partial \phi_2}{\partial y} dz$$

$$= \int_{-h}^0 \frac{\partial \phi_3}{\partial y} dz, \text{ at } y=B \quad (\text{A.24})$$

と表される。(A.10)を y について微分すれば

$$\frac{\partial \phi_1}{\partial y} = C_0 \sqrt{m} J_0(2\sqrt{my}) \quad (\text{A.25})$$

であり,(A.11)を y について微分すれば

$$\frac{\partial \phi_2}{\partial y} = E_0 \quad (\text{A.26})$$

である。これらの式と(A.12)を連続条件(A.24)へ代入して

$$\begin{aligned} & C_0 \sqrt{m} J_0(2\sqrt{mB}) h_2 + E_0 h_3 \\ &= ik \frac{e^{ikB} - C'_R}{K} \int_{-h}^0 \frac{\cosh kh(z+h)}{\cosh kh} dz \\ &= i \frac{e^{ikB} - C'_R}{k} \end{aligned} \quad (\text{A.27})$$

を得る。なお J_0 は0次の第1種Bessel関数を表す。

次に、領域②と領域④の境界での流れの連続性については、領域②と領域③の境界から入った流れがすべて領域②と領域④の境界から出て行くものとする。この場合の連続の条件は

$$\int_{-h}^{-h_2} \frac{\partial \phi_2}{\partial y} dz = \int_{-h}^0 \frac{\partial \phi_4}{\partial y} dz \quad (\text{A.28})$$

のように書かれる。(A.26)と(A.13)を代入すれば

$$\begin{aligned} E_0 h_3 &= ik \frac{C_T}{K} \int_{-h}^0 \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} dz \\ &= ik \frac{C_T}{K} \frac{\sinh kh}{k \cosh kh} \\ &= \frac{i}{k} C_T \end{aligned} \quad (\text{A.29})$$

を得る。

A.4 波の透過率および反射率

前節までに得られた式を用いて波の透過率 K_T および反射率 K_R を求める。まず式(A.22)に式(A.23), (A.29)を代入して式を整理すると、

$$(\hat{h}_3 + ikB) C_T = f_A (e^{ikB} + C'_R) \quad (\text{A.30})$$

となる。ここに f_A , $\hat{h}_3$ は次式とする。

$$f_A = \frac{\sinh kh_3}{\sinh kh} \quad (\text{A.31})$$

$$\hat{h}_3 = h_3/h \quad (\text{A.32})$$

また、式(A.27)に式(A.21), (A.29)を代入すれば次のようになる。

$$\begin{aligned} f_B (e^{ikB} + C'_R) + i C_T \\ = i (e^{ikB} - C'_R) \end{aligned} \quad (\text{A. 33})$$

ただし

$$f_B = \frac{\hat{m}}{kB} \frac{J_0(2\hat{m})}{J_1(2\hat{m})} (1 - f_A) \quad (\text{A. 34})$$

$$\hat{m} = \sqrt{mB} \quad (\text{A. 35})$$

である。式 (A. 30) から

$$C'_R = (\hat{h}_3 + i kB) C_T / f_A - e^{ikB} \quad (\text{A. 36})$$

となるから、これを式 (A. 33) へ代入すれば複素表示の波の透過率 C_T は

$$C_T = \frac{2 i f_A e^{ikB}}{\hat{h}_3 f_B - kB + i (\hat{h}_3 + f_A + kB f_B)} \quad (\text{A. 37})$$

と与えられる。一方、複素表示の反射率 C_R は

$$C_R = \frac{-\hat{h}_3 f_B - kB + (\hat{h}_3 - f_A - kB f_B)}{\hat{h}_3 f_B - kB + i (\hat{h}_3 + f_A + kB f_B)} e^{2ikB} \quad (\text{A. 38})$$

となる。

ここで、特別な場合として

$$\left. \begin{aligned} \theta &= 0 \\ h_3 &= h \end{aligned} \right\} \quad (\text{A. 39})$$

を考える。これは水面に水平板がある場合に相当する。このとき

$$\left. \begin{aligned} f_A &= 1 \\ f_B &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{A. 40})$$

となるから

$$\begin{aligned} C_T &= \frac{i e^{ikB}}{-k(B/2) + i} \\ &= \frac{e^{ikB}}{1 + i k(B/2)} \end{aligned} \quad (\text{A. 41})$$

$$\begin{aligned} C_R &= \frac{-k(B/2)}{-k(B/2) + i} e^{2ikB} \\ &= \frac{i k(B/2)}{1 + i k(B/2)} e^{2ikB} \end{aligned} \quad (\text{A. 42})$$

が得られる。これらは水平板について Stoker が求めた解に等しい。

次に式 (A. 34) の f_B を簡略化する。いま $\hat{m}$ は小さいと仮定すれば

$$\left. \begin{aligned} J_0(2\hat{m}) &\rightarrow 1 \\ J_1(2\hat{m}) &\rightarrow \hat{m} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A. 43})$$

となり、式 (A. 34) は

$$f_B = \frac{1 - f_A}{k B} \quad (\text{A. 44})$$

と表される。この場合、透過率 C_T は次式となる。

$$C_T = \frac{2 i f_A e^{i k B}}{\hat{h}_3 f_B - k B + i (1 + \hat{h}_3)} \quad (\text{A. 45})$$

また、反射率 C_R は

$$C_R = - \frac{\hat{h}_3 f_B + k B + i (1 - \hat{h}_3)}{\hat{h}_3 f_B - k B + i (1 + \hat{h}_3)} \quad (\text{A. 46})$$

である。

式 (A. 45) を用いて計算した透過率 K_T

$$K_T = |C_T| \quad (\text{A. 47})$$

を図 A. 2 および図 A. 3 に実線で示す。図 A. 2 は $\theta = 15^\circ$, $h_2/h = 0.48$ のときの結果、図 A. 3 は $\theta = 15^\circ$, $h_2/h = 0.64$ の場合の結果である。図中の透過率の実験値との対比から、式 (A. 45) の近似式は斜板堤に対する透過率の定性的傾向をほぼ説明することがわかる。

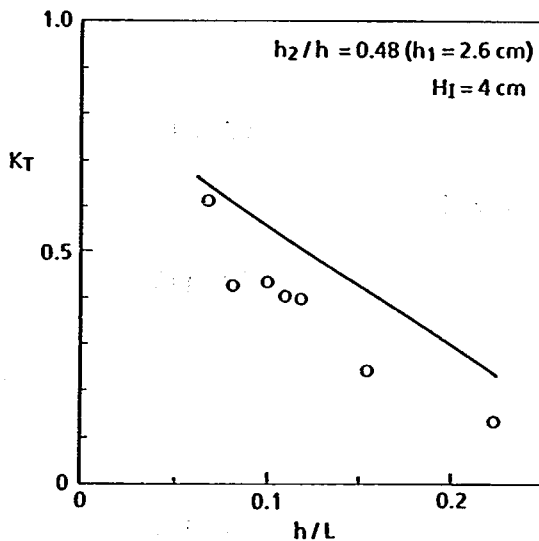


図 A. 2 K_T の計算値と実験結果の比較
($h_2/h = 0.48$, $h_1 = 2.6 \text{ cm}$)

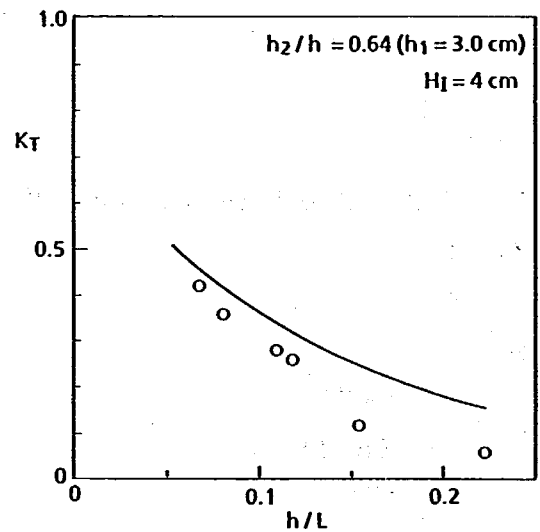


図 A. 3 K_T の計算値と実験結果の比較
($h_2/h = 0.64$, $h_1 = 3.0 \text{ cm}$)

参考文献

- 1) 今井 功: 流体力学, 岩波書店, 124 p., 1970.

第6章 複合消波機能を有する海域制御構造物の 消波効果に関する実験的検討

(株) 大林組技術開発本部海洋技術部 藤沢 康雄

土木技術部 林 秀郎

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

6. 1 まえがき

本研究は、外洋に面した沿岸域を有効利用するために、波、流れ、漂砂等を制御する新しい海域制御構造物を開発することを目的とする。本構造物では、波動エネルギーを流れや乱れのエネルギーに変換し、若干の反射を組み合わせることにより複合消波機能を期待する。昨年度までの研究^{1), 2), 3)}によれば、①本構造物は条件を選べば透過率と反射率をかなり下げられること、②水平板間隔を変えると、透過率、反射率が大きく変化すること、③V型遊水部は、その奥行の約5.5倍の波長を持つ入射波に対して最大の消波性能を示すことなどが明らかになった。しかし、水平板間隔やV型遊水部の奥行などの消波効果に及ぼす影響に関する詳細検討は十分ではなかった。

そこで、本年度は複合消波構造物を構成する部材の個々の諸元を更に細かく変化させることにより、構造物の消波特性を2次元規則波実験によって調べた。

6. 2 実験方法

(1) 実験装置

実験は、日本大学理工学部海洋建築工学科の2次元造波水路を用いて行った。実験では、長さ30m、幅1.35m、水深1mの水路を幅0.8mと0.55mに2分割し、幅0.8mの水路に仮底を設けた(図6.1)。仮底は、造波板から2.1mの距離より1/8勾配の斜面とし、水深0.4mより16mの平垣部を設けた。模型は平垣部の中央に設置し、模型中央から沖側4mの地点に入・反射波分離用の波高計H1、H2を間隔0.3mで、また、岸側4mの地点に透過波計測用の波高計H3を設置した。

(2) 構造物模型と実験条件

模型形状を表わす変数として、隣接する水平板の間隔を水平板間隔 W_b 、Y型垂直板先端部の間隔

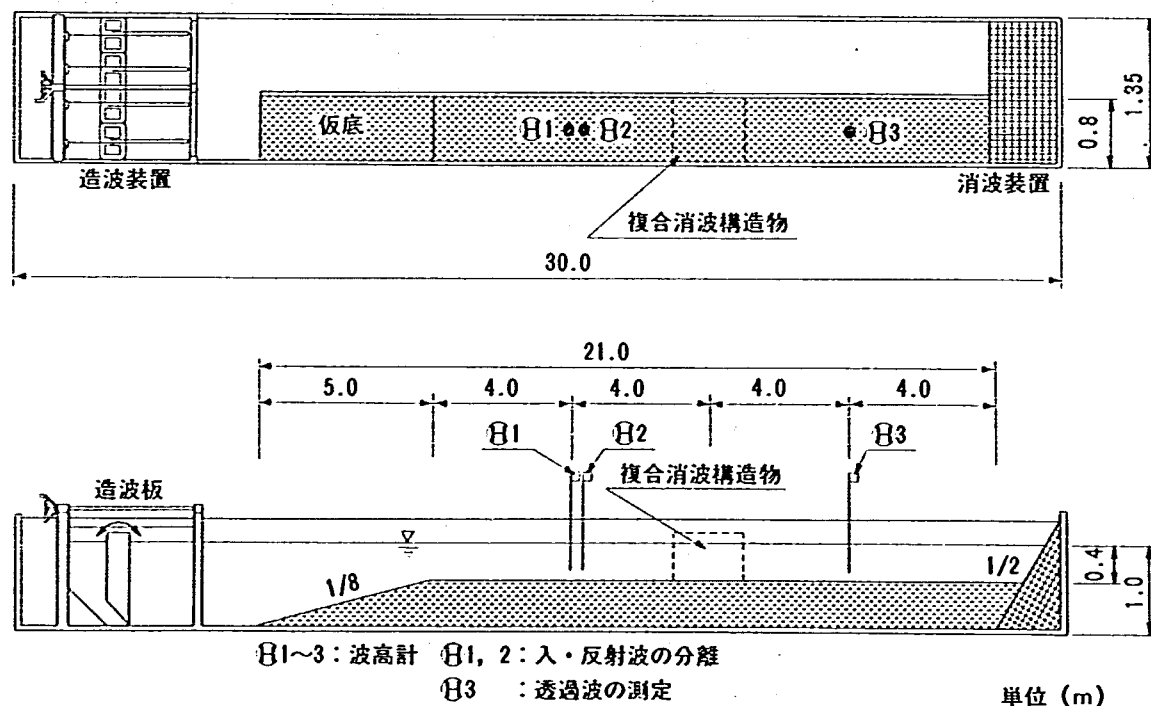


図6.1 二次元造波水路

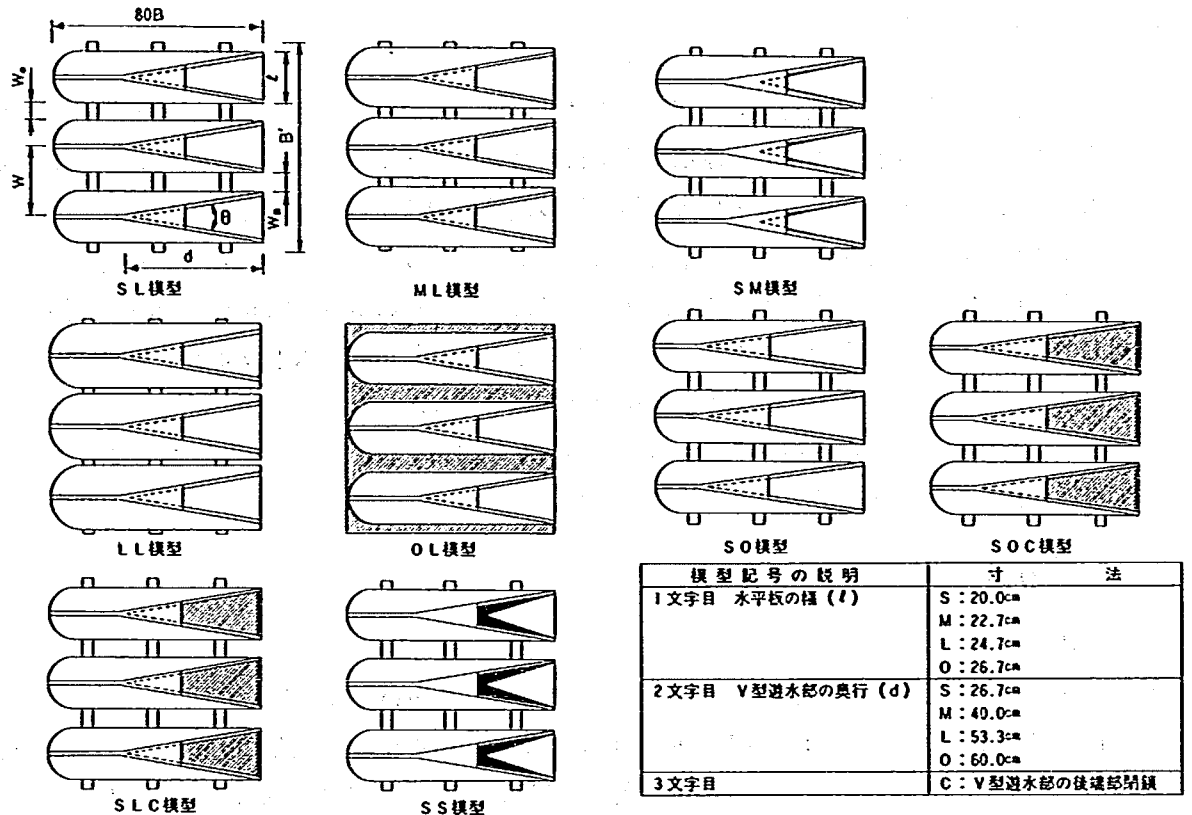


図 6. 2 複合消波構造物実験模型

Wに対する水平板間隔 (W_B) の比を水平板の開口率 ϵ_s 、後端部の間隔 W_c との比をY型垂直板の開口率 ϵ_y と呼ぶ (図 6. 2 参照)。また、模型後端部からV型遊水部の頂部までの長さをV型遊水部の奥行 d と呼ぶ。実験模型は図 6. 2 に示す縮尺 1/25 の9種類の複合消波構造物上部模型 (SL, ML, LL, OL, SS, SM, SLC, SO, SOC模型) を用いた。なお、実験模型の記号は、1文字目が水平板の幅の種別を示し、S, M, L, Oの順に水平板の幅は 20.0, 22.7, 24.7, 26.7 cm と 2 cm 間隔で広がる。2文字目はV型遊水部の奥行 (d) の種別を示し、S, M, L, Oの順に奥行は 26.7, 40.0,

表 6. 1 実験模型諸元

項 目	模型 (縮尺1/25)
水 深 (h)	40cm
水平板長さ (B)	80cm
水平板幅 (l)	20cm, 22.7cm, 24.7cm
水平板没水深 (h_2)	8cm
模型幅 (B')	80cm
Y型垂直板の 前端部間隔 (W_c)	26.7cm
Y型垂直板の 後端部間隔 (W)	6.7cm
開口率 ϵ_y (W_c/W)	0.25

表 6. 2 模型パラメータ

模 型	縮 尺	水平板間隔 W_B (cm)	開 閉 角 θ (deg.)	水平板の開 口率 ϵ_s	V型遊水部の 奥行 d (cm)
S L	1/25	6.7	21	0.25	53.3
M L		4.0		0.15	
L L		2.0		0.075	
O L		—		0.0	
S S		6.7	19	0.25	26.7
S M					40.0
S L C					—
S O					60.0
S O C					—

53.3, 60.0 cmと長くなる。最後にCが付いている模型はV型遊水部の後端部を閉鎖し、V型遊水部の効果をなくした模型である。模型のY型垂直板の開閉角 θ は、 $\theta = 21^\circ$ とした。ただし、V型遊水部奥行の深いSO, SOC模型の開閉角は、 $\theta = 19^\circ$ である。また、V型遊水部に導かれた水が上方へ跳ね上がるのを防止し、また、構造を補強するためにV型遊水部の上部に蓋を取り付けた。図6.2の網掛けの部分は水平スリット、およびV型遊水部を板によってふさぎ、消波機能を無くした箇所である。また、図6.2の黒塗りの部分は、V型遊水部の奥行を変化させるために取り付けたアタッチメントである。実験模型の諸元を表6.1に、また、図6.2に示す9種類の模型のパラメータを表6.2に示す。

表 6. 3 実験条件 (縮尺 1/25 模型)

周 期 T (sec)	入射波高 H_1 (m)	入射波長 L (m)	入射波波形 勾配 H_1/L	相 対 幅 B/L
1.0	0.067	1.46	0.046	0.549
1.2	0.081	1.93	0.042	0.415
1.4	0.086	2.39	0.036	0.335
1.6	0.077	2.83	0.027	0.283
1.8	0.079	3.26	0.024	0.245
2.0	0.069	3.68	0.019	0.217
2.2	0.069	4.10	0.017	0.195
2.4	0.075	4.52	0.017	0.177

実験に用いた波浪条件を表6.3に示す。なお、水平板の没水深は、8 cmである。

(3) 実験データの処理・解析手法

実験データは、(波数 $\times$ 入射波周期)/512のサンプリング周波数でA/D変換した。A/D変換は波エネルギーが十分に伝達され、かつ、消波ビーチからの反射や造波板からの再反射が到達しないと思われる範囲で、3波長分の波に対して行った。岸側の波高計H3で計測されたデータはA/D変換後FFT処理によって、各周波数成分に分解し、入射波成分と同一の周波数成分(一次成分)を透過波高 H_T とした。さらに、複合消波構造物沖側の波高計H1, H2(30 cm間隔)で計測された波高データはFFT処理の後、合田ほか⁴⁾の分離推定法によって入射波 H_i と反射波 H_R に分離した。これらの結果より、透過率 $K_T(H_T/H_i)$ 、反射率 $K_R(H_R/H_i)$ を求めた。なお、今年度の実験では、実験中の各計測値をデータレコーダ及び、ペンレコーダに出力すると同時に、パソコン(PC-9801VM21)に取り込み同時にA/D変換・解析を行った。

6.3 実験結果と考察

6.3.1. 水平板間隔が消波特性に及ぼす影響

水平板間隔が消波特性に及ぼす影響を明らかにするために、図 6.2 に示す 4 種類の模型 (SL, ML, LL, OL 模型) を用いて実験を行った。この 4 種類の模型は水平板間隔のみを変化させたものである。透過率 K_T を図 6.3 に、反射率 K_R を図 6.4 に示す。縦軸は透過率 K_T または反射率 K_R を示し、

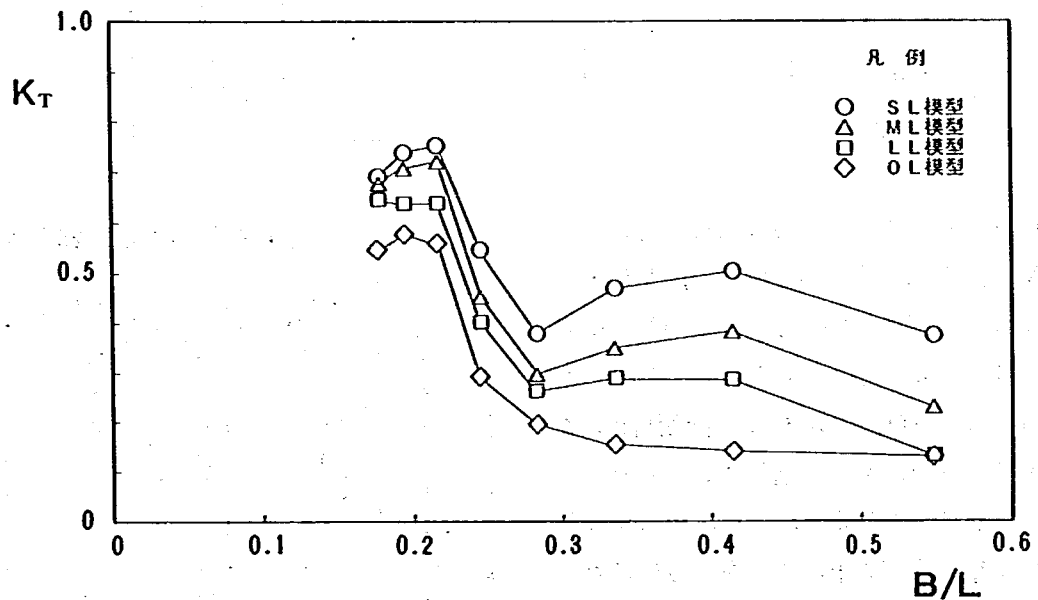


図 6.3 水平板間隔をパラメータとした K_T と B/L の関係

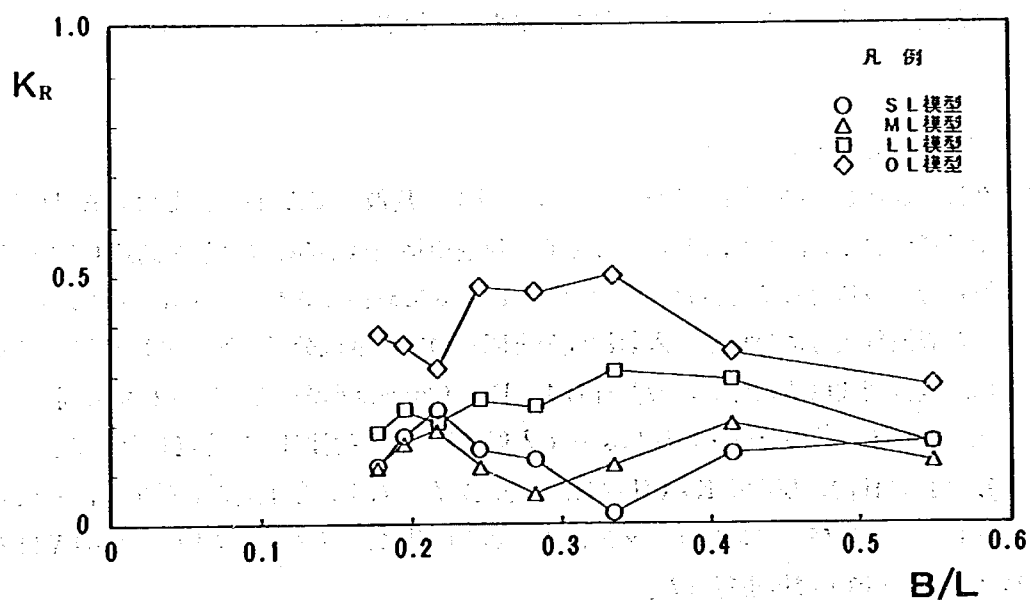


図 6.4 水平板間隔をパラメータとした K_R と B/L の関係

横軸は入射波長 L で無次元化した模型長さ B である。図6.3によれば、透過率はSL, ML, LL, OL模型の順に水平板間隔が狭まるにしたがい小さくなり、かつ、その効果は大きな B/L 値ほど顕著である。反射率は、 B/L に対する変化が透過率と比較して少なく、かつ、SL, ML模型ではほぼ同様の値を示す。しかし、ML, LL, OL模型を比較すると水平板間隔が狭まるにしたがい反射率が大きくなり、OL模型では0.5を越える場合も見られる。これらの結果から、Y型垂直板を取り付けた場合でも、水平板間隔を狭くすると透過率は小さくなるが反射率はある水平板間隔より狭いと急速に大きくなること、とくに、水平スリットを無くして一枚の水平板にすると、反射率が大幅に大きくなることがわかる。開口部を有する水平板に関する既存の研究としては、不透過堤ではあるが永井ほか⁵⁾が水平板の開口率を0.15にした場合に最も良い消波効果を示すと述べている。さらに、円形の穴ではあるが、服部⁶⁾は開口率0.1の多孔水平板で実験を行い良い結果を得ている。今回の実験結果によれば、開口率が0.075 (LL模型) の場合が最も高い消波効果を示した。

水平板間隔のエネルギー損失率へ及ぼす影響を図6.5に示す。ここに、エネルギー損失率 K_L^2 は次式で定義する。

$$K_L^2 = 1 - K_T^2 - K_R^2 \quad (6.1)$$

エネルギー損失率は B/L の増大にしたがい、また、水平板間隔が狭くなるにつれて大きくなる。しかし、水平スリットが無いOL模型の場合、LL模型に比較して透過率が小さくなっているにもかかわらず、反射率が大きいために、エネルギー損失率はそれほど大きくならない。

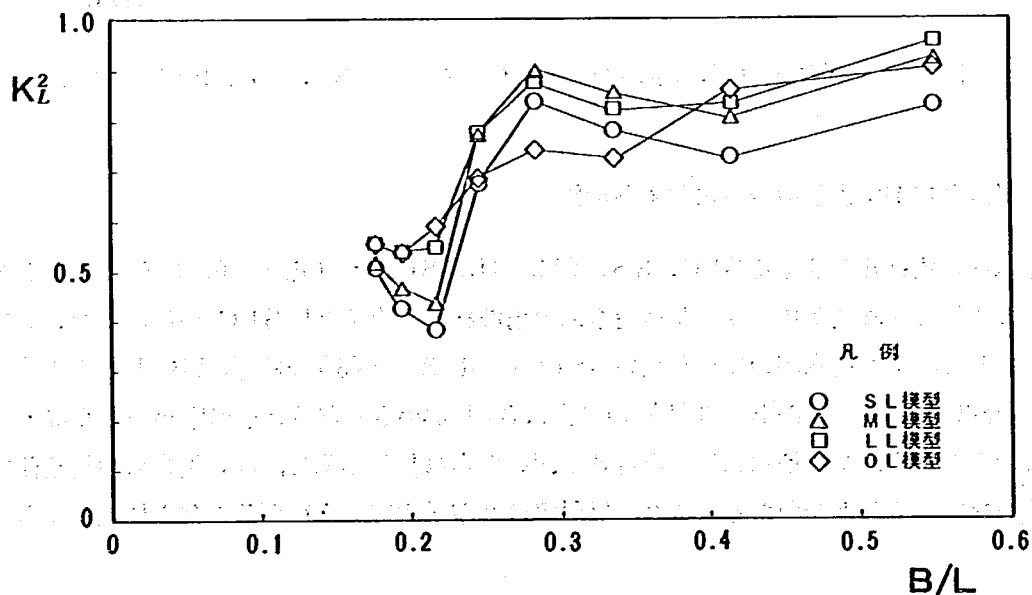


図6.5 水平板間隔をパラメータとした K_L^2 と B/L の関係

6.3.2 Y型垂直板が消波特性に及ぼす影響

SO模型はSOC模型を除く他の模型とY型垂直板の開閉角 θ が異なる (SO模型 $\theta = 19^\circ$, その他 $\theta = 21^\circ$)。すなわちSO模型ではV型遊水部の奥行とY型垂直板の開閉角両者が他の模型と変わっており、そのままではどちらの効果が卓越するか不明である。そこで、V型遊水部の効果を除くため

まず後端部にフタをして（SOC模型）実験を行い、同様に後端部にフタがあるがY型垂直板の開閉角の異なるSLC模型と比較した。これら2つの模型は、水平板とY型垂直板による消波機能のみを持つ模型である。つまり、水平板の水平スリットによる消波機能に、Y型垂直板の収斂機能と縦スリットによる消波機能を付加した模型である。両者の実験結果を図6.6で比較する。両者の透過率、反射率はよく一致し、Y型垂直板の開閉角が消波特性に及ぼす影響はほとんど無いことがわかる。

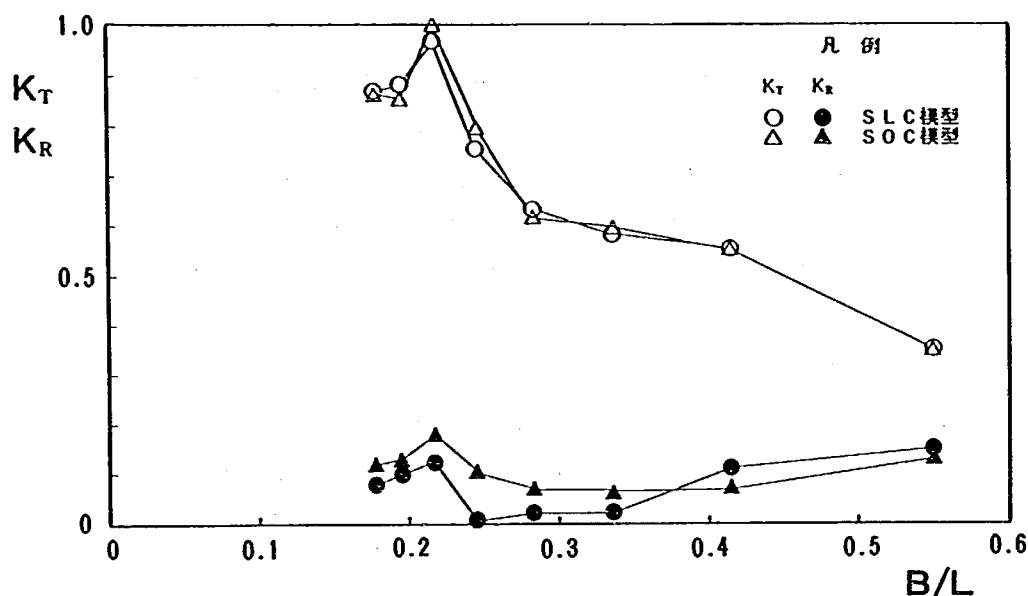


図 6. 6 Y型垂直板の開閉角をパラメータとした K_T 、 K_R と B/L の関係

6.3.3. V型遊水部による消波特性および機能

V型遊水部の奥行 d が異なるSLC, SS, SM, SL, SO模型(d/B : 0, 1/3, 1/2, 2/3, 3/4)の消波特性の相違を図6.7に示す。V型遊水部の消波機能が全くないSLC模型を基準にして実験結果を比較すると、V型遊水部の奥行が浅いSS模型($d/B = 1/3$)の場合は B/L が大きくなると、また奥行が深いSO模型($d/B = 3/4$)の場合は B/L が小さくなると透過率が小さくなることから、このことから、V型遊水部は、奥行 d が深い場合は長周期側で、浅い場合は短周期側で、その消波機能を発揮することがわかる。また、反射率はV型遊水部の奥行が深くなるに連れて若干増大している。

V型遊水部の奥行が透過率に及ぼす影響をより明確にするために、V型遊水部を塞いだSLC模型と、SS, SM, SL, SO模型の透過率の差 ΔK_T を図6.8に示す。また、昨年度の実験から、V型遊水部は、その奥行の約5.5倍の波長を持つ入射波に対して最大の機能をあげることが推測されている。そこで、今年度使用した模型についてV型遊水部奥行の5.5倍の波長の位置を予想ピークとして図中に示した。図6.8より、予想ピークの位置と、各 ΔK_T の最大値の位置はほぼ一致しており、かつ、その最大値は約0.25である。このことから、V型遊水部の消波機能は、奥行の約5.5倍の波長を持つ入射波に対して最大となり、V型遊水部が無い場合に比較して、透過率を約0.25下げることが確認された。言い換えれば、V型遊水部の消波機能を最大に発揮させるためには、V型遊水部の奥行を消波したい

波の波長の18%程度に設定すれば良いことがわかった。

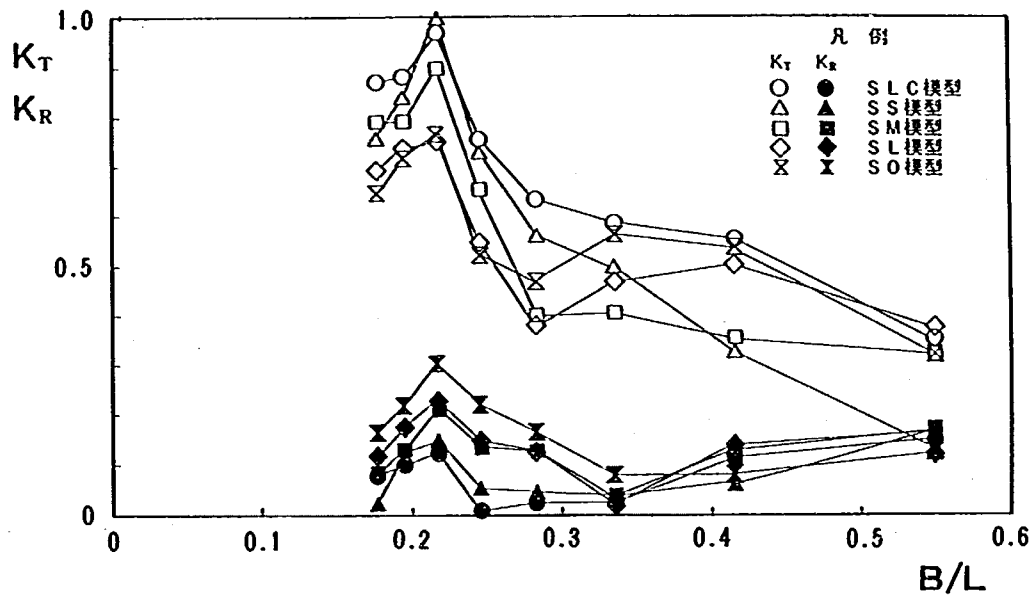


図 6. 7 V型遊水部の奥行をパラメータとした K_T , K_R と B/L の関係

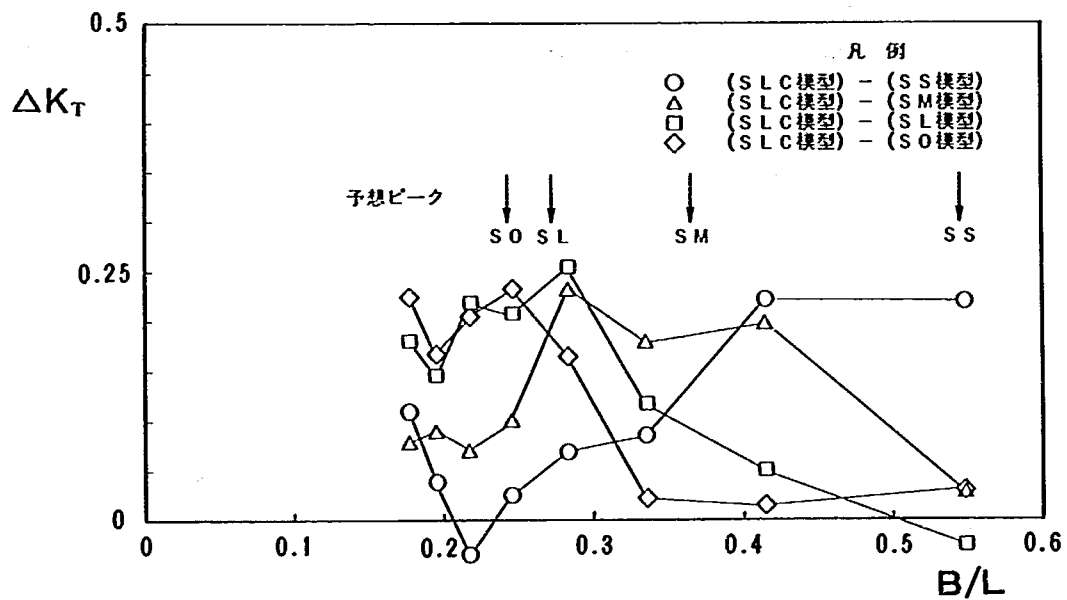


図 6. 8 V型遊水部の奥行をパラメータとした ΔK_T と B/L の関係 (SLC模型との比較)

6. 4. まとめ

2次元水理模型実験から、水理学的特性について以下のような結論を得た。

- ① 水平板にY型垂直板を取り付けた模型では、水平板の開口率を0.075にした場合最も高い消波効果を示した。

- ② Y型垂直板の開閉角が消波特性に及ぼす影響は $\theta = 19^\circ \sim \theta = 21^\circ$ の範囲ではほとんど無かった。
- ③ V型遊水部は、奥行の約 5.5 倍の波長を持つ入射波に対して最大の消波効果をあげ、V型遊水部の無い場合に比較して透過率を約 0.25 下げた。

謝辞

水理模型実験およびデータ処理・解析にあたり全面的に御協力、御指導を頂いた日本大学理工学部海洋建築工学科・増田光一助教授（工博）に感謝致します。

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(1)，土木研究所資料，第 2454 号，pp. 91 ~ 105，1987.
- 2) 建設省土木研究所河川部海岸研究室：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(2)，土木研究所資料，第 2510 号，pp. 33 ~ 44，1987.
- 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. 167 ~ 181，1988.
- 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，港研資料，No 248，pp. 1 ~ 24，1976
- 5) 永井荘七郎・角野昇八：スリット型防波堤に関する研究，第 23 回海岸工学講演会論文集，pp. 100 ~ 105，1976.
- 6) 服部昌太郎：水平板式透過性防波堤の波高伝達，第 22 回海岸工学講演会論文集，pp. 513 ~ 517，1975.

第7章 複合消波機能を有する 海域制御構造物の波力特性

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

建設省土木研究所 構造研究室 室長 横山 功一

研究員 井上 純三

株式会社大林組 土木本部設計部 増井 直樹

小林 真

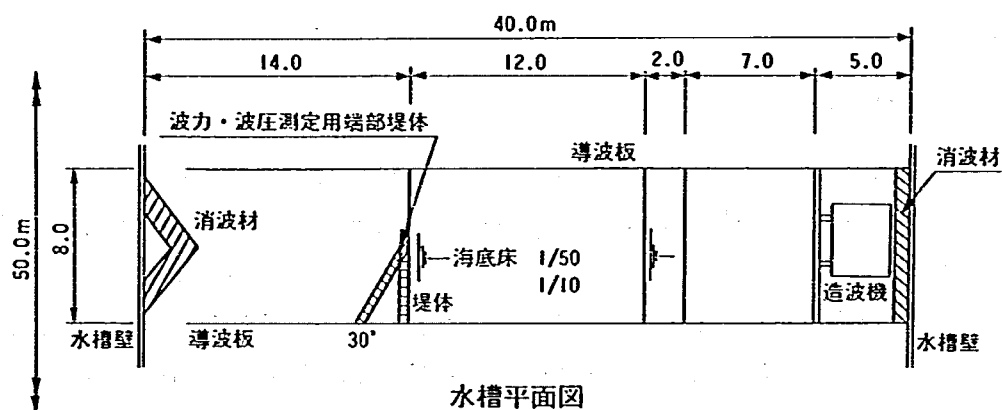
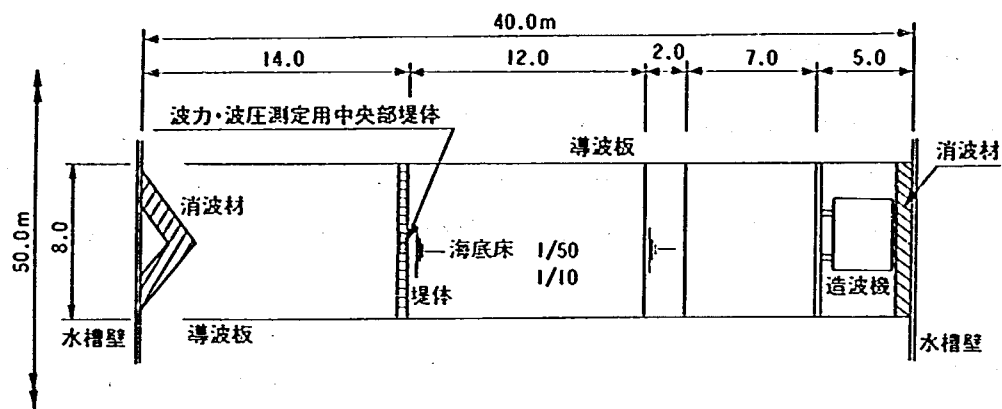
7.1 ま え が き

筆者らは、過去数年間にわたり複合消波機能を有する海域制御構造物を開発することを目的として研究を進めてきた。構造物の持つ波浪制御効果は既に昭和61, 62年度共同研究によりほぼ明らかになった。^{1), 2)}。また、昭和62年度共同研究においては波力実験を行い、当構造物の波力特性の概略を把握した³⁾。

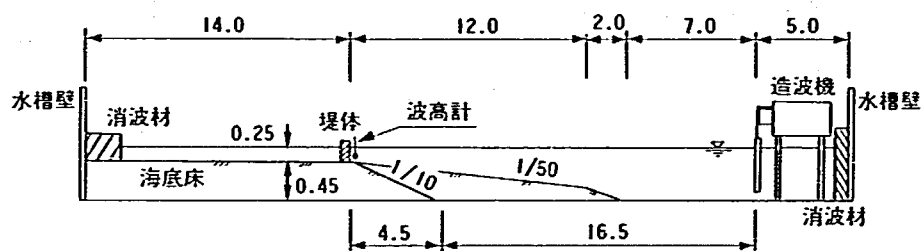
63年度は、全体構造模型を用いて、実海域条件を考慮した高波高で長周期の波（砕波）をも含めた広範囲の波に対する波力・波圧測定実験を実施した。これにより波高、周期、波向、砕波形式の変化が波力特性に及ぼす影響を明らかにし、当海域制御構造物の安定・構造解析を行うために必要な波力・波圧を把握することとした。

7.2 実 験 方 法

実験は、長さ40m、幅50m、高さ1.5mの平面水槽を用いて行った。図7.1に示すように水槽を導波板により幅8mに仕切り、堤体背面側に水平床を設けた。前面側（造波機側）の勾配は砕波形態を変化させるため1/10と1/50の2種類変化させた。水平床と斜面は、すべてモルタルにより製作した。水平床端部には消波材を設置し、さらに透過波を水槽両側に分散させることにより、反射波の影響を極力少なくした。実験の縮尺は1/40とし、模型堤体（全17堤体）を斜面法肩部（水深25cm）に設置し、うち2堤体を用いて波力・波圧の測定を行い、他の15堤体はグミーとした。堤体模型形状を図7.2に示す。模型材質として測定用堤体はアクリル合成樹脂製、グミー用堤体は鋼製とした。



水槽平面図



水槽断面図

(単位: m)

図 7.1 実験水槽

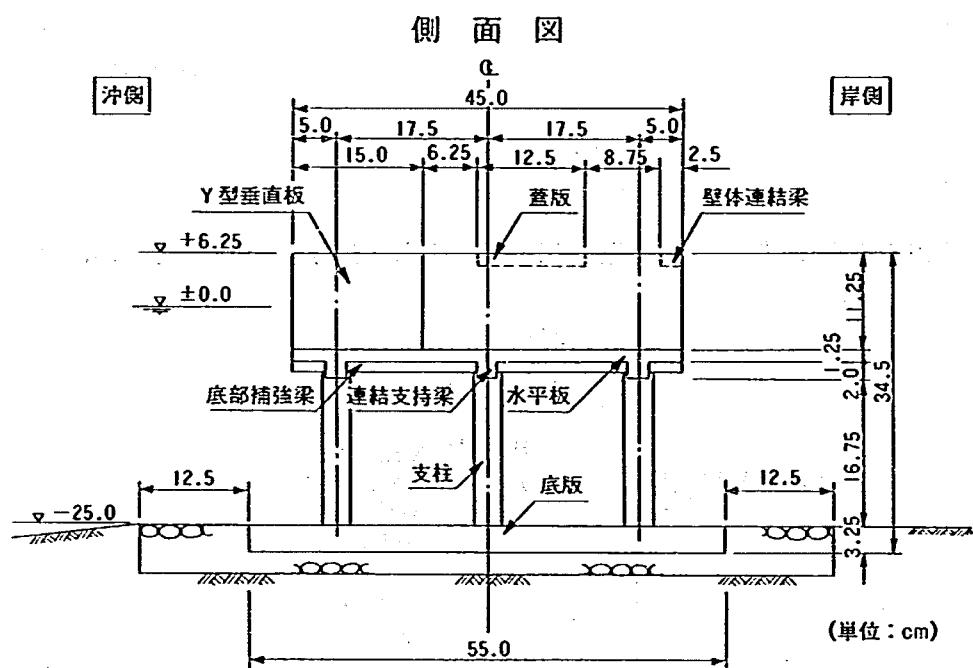
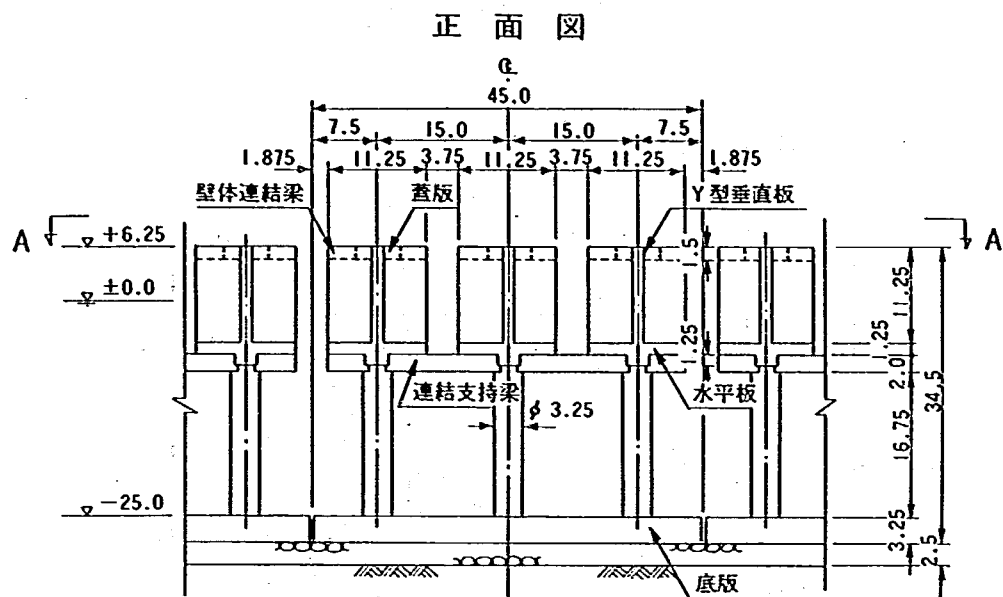


图 7.2(1) 堤体模型形状

平面図 A - A 断面

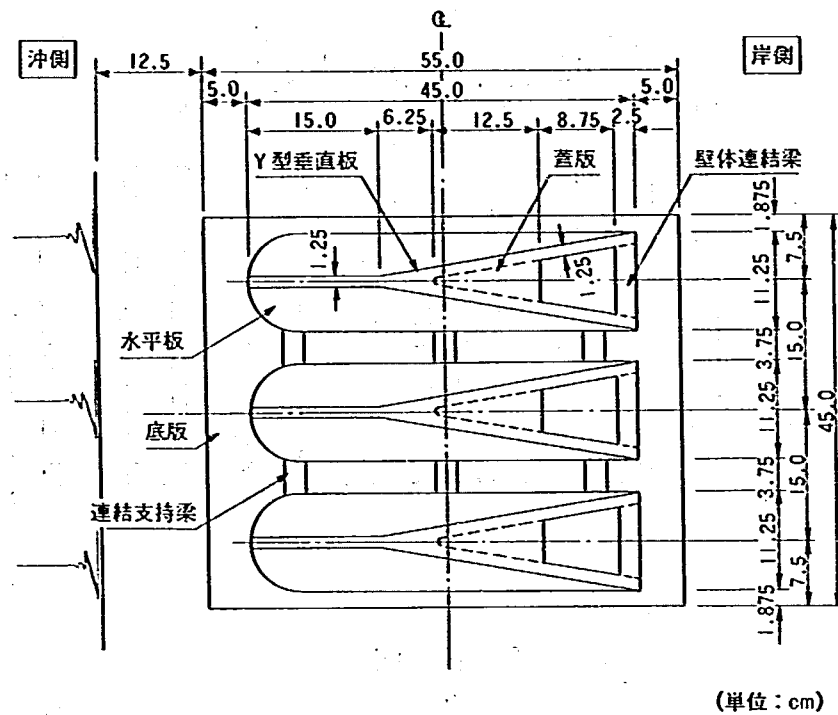


図 7.2 (2) 堤体模型形状

構造物に作用する波力に関しては、堤体直下に埋設した 3 分力計を用いて水平力、鉛直力、モー

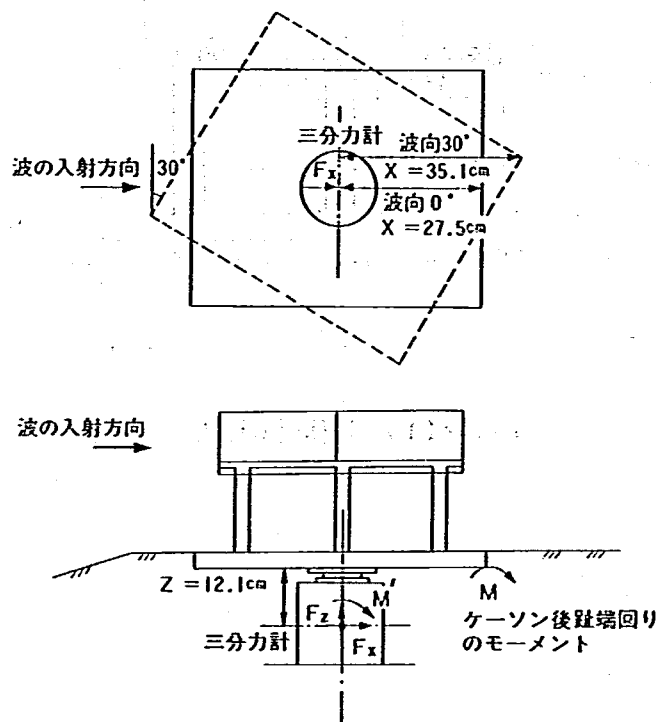
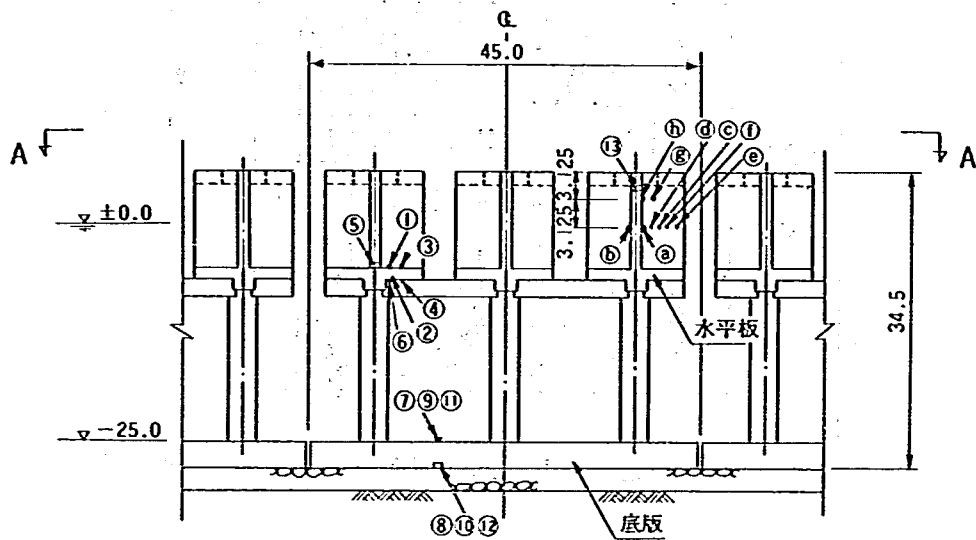


図 7.3 3 分力計埋設位置

ントの各成分を測定した（図 7.3 参照）。波圧は、超小型半導体波圧計を用いて図 7.4 に示す主要部材の21点について測定し、そのうち20点については部材の表裏で測定した結果を同時差圧算定に用いた。底板に作用する揚圧力を測定するために底板下面に切り欠きを設け、そこに波圧計を設置した。

正面図



側面図

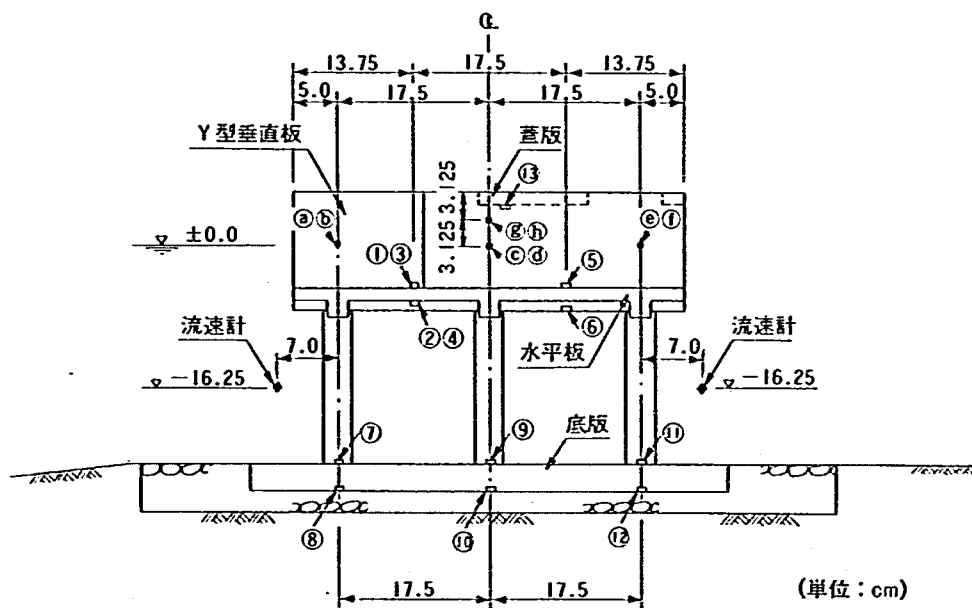


図 7.4 (1) 波圧計・流速計設置位置

平面図 A - A 断面

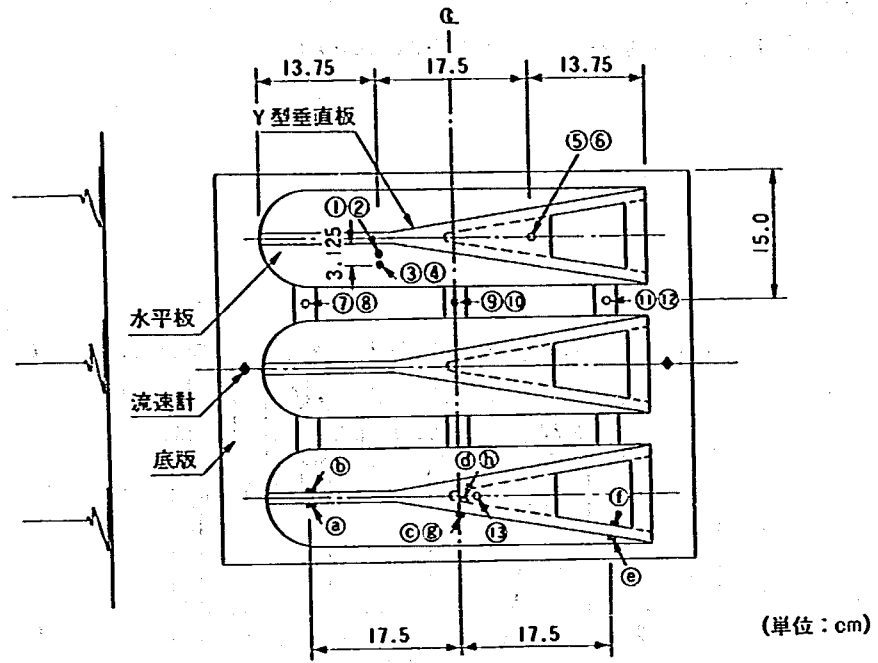


図 7.4 (2) 波圧計・流速計設置位置

また、堤体前後の位置に電磁流速計を設置し、支柱高さの中央付近での流速を測定した。表 7.1 に実

表 7.1 実験条件

堤体設置 水深 h (cm)	海底勾配 i	波 向 θ (°)	(注) 入射波高 H (cm)	周 期 T (sec)	計 測 堤 体
25	1/50	0, 30	5	0.95	中央部堤体 (直角入射) および 端部堤体 (直角入射/ 斜め入射)
				1.26	
			10	0.95	
				1.26	
				1.58	
			16.9*	1.26	
			20.4*	1.58	
			21.1*	1.90	
			21.6*	2.21	
			19.2**	1.26	
			21.0**	1.58	
			21.5**	1.90	
			23.9**	2.21	
	1/10	0, 30	22.2*	1.26	中央部堤体 (直角入射) および 端部堤体 (斜め入射)
			23.6*	1.58	
			29.0*	1.90	
			23.5***	1.26	
			27.5***	1.58	
			33.4***	1.90	

(注) 入射波高

* : 構造物前面 (水深25 cm) での最高波高

** : 水深27 cm付近での最高波高 (海底勾配 1/50)

*** : 水深30 cm付近での最高波高 (海底勾配 1/10)

験条件を示す。2種類の海底勾配のうち 1/50勾配では、砕波（崩れ波）および重複波作用時の波力特性を調べるため、砕波しない波から周期の長い波が砕波する場合まで広範囲の波を作用させた。1/10勾配の場合、砕波のみ作用させ、巻き波砕波時の波力特性を求めた。また、1/50勾配、1/10勾配ともに砕波帯内における最大波力を求めるため砕波位置が異なる2種類の波を用いた。すなわち、堤体前面でちょうど砕波する波条件と、堤体前面より沖側の斜面上で砕け始めてから構造物に作用する波条件である。さらに、入射角が変化したときの波力特性を調べるため、波向0°(直角入射) および30°

(斜め入射) のケースについて実験を行った。ところで、波力測定は、直角入射時には中央部堤体を用いて行い、斜め入射時には端部堤体を用いた。ここに中央部、端部堤体とは、それぞれ堤体を複数基並べたときの中央部における堤体、開口部に面した端部堤体を指す。なお、1/50勾配における直角入射時には中央部および端部堤体の波力も測定し、中央部・端部における波力特性の差異を調べた。

本実験に先立ち、堤体を設置しない状態で波浪条件(砕波、重複波)の検定を行った。1/50勾配および1/10勾配の場合の波高検定曲線を各々図7.5、7.6に示す。

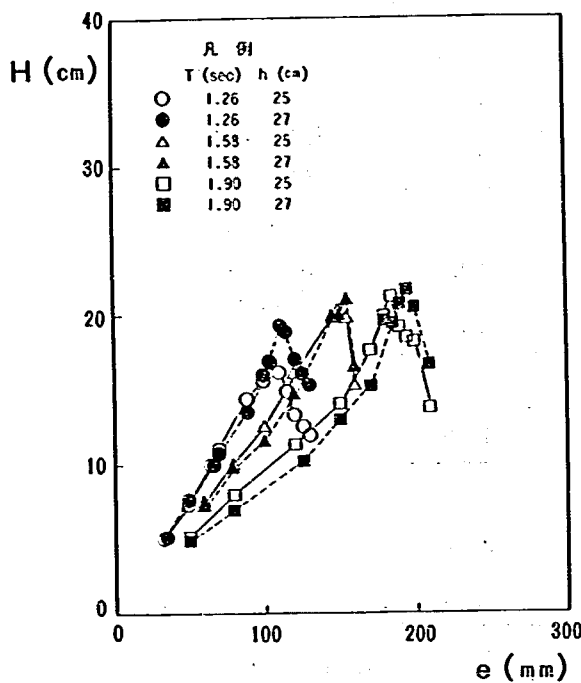


図 7.5 波高検定曲線 ($i=1/50$)

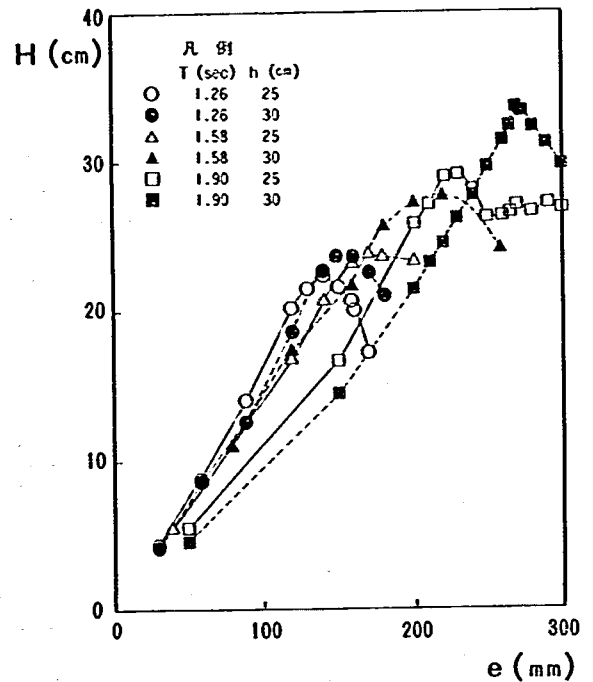


図 7.6 波高検定曲線 ($i=1/10$)

図の縦軸は構造物設置地点 ($h=25$ cm) および構造物設置地点より沖側の斜面上の位置 ($h=27, 30$ cm) での入射波高 H 、横軸は造波機のスロークのカウント値 e である。1/50勾配の場合、水深が変化しても H の最大値は殆ど同一である。一方、1/10勾配の場合、水深が増大すると H の最大値も増加する。特に、周期が長くなるにしたがってこの傾向は顕著である。図に示すように、スロークがある一定値以上になると砕波の発生により波高は減少する。図7.5、7.6では、砕波後において波高は減少するが、整理の都合上重複波領域での波高とスロークの関係を線形的に外挿することにより、仮想通過波高 H' とした。 H' は後述の波力と波高の関係の説明に用いた(7.4.2(2)項参照)。

また、堤体を設置した状態で3分力計および波圧計の固有振動数を測定し、衝撃波力に対する応答特性を調べた。それによると、3分力計の水平、鉛直方向の固有振動数は、各々77Hz(固有周期: 13ms, 図7.7参照)および170Hzであった。ま

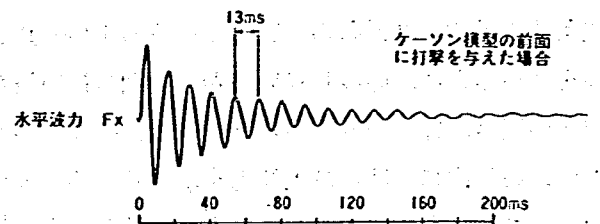


図 7.7 3分力計の水平波力の振動波形例

た、減衰定数は両者とも 0.05 であった。これを合田による対称 3 角パルスに対する共振曲線に適用すると⁴⁾、水平波力および鉛直波力の作用時間が各々 5 ms 以上、3 ms 以上のとき、測定した波力は実際に模型堤体に作用する波力以上となり、波力を大きめに求めたことになる。また、波圧計は全て 400 Hz 以上の固有振動数を有しており、作用時間が 1 ms 以上の衝撃波圧に対して十分応答が可能である。

7.3 データ解析方法

測定したデータは全てデータレコーダーに収録し、5 ms のサンプリング間隔で A/D 変換したのち解析に用いた。解析に用いたデータは、造波機のスロークが所定値に到達した直後の有効波部分（約 12 秒間）を対象とした。

水平波力（岸向きおよび沖向き）、鉛直波力（上向きおよび下向き）、モーメント（後趾端回り）は、有効波数内でのピーク平均値を求め各々最大水平波力、最大鉛直波力、および最大モーメントとした。また、位相関係を考慮して水平波力最大時の鉛直波力・モーメント、鉛直波力最大時の水平波力・モーメントを各々算出した。

次に、部材の表裏各 10 点において測定した波圧から同時差圧を算出し、波力と同様にピーク平均値を求め最大部材波圧とした。また、流速データからモリソン式に適用するための最大水粒子速度・加速度を求めた。

7.4 実験結果

7.4.1 データ整理方法

最大波力は、各成分毎に以下のように無次元化した。ただし、斜め入射時の水平波力、モーメントについては法線直角方向波力に換算するため $\cos \theta$ (θ : 波向) を乗じた。

$$\text{無次元水平波力 } \overline{F_x \max} / \rho g H A_I = \overline{F_x \max} / \rho g H W_n h_1 \quad (7.1)$$

$$\text{無次元鉛直波力 } \overline{F_z \max} / \rho g H A_{II} = \overline{F_z \max} / \rho g H W_n B \quad (7.2)$$

$$\text{無次元モーメント } \overline{M \max} / \rho g H W_n B h_1 \quad (7.3)$$

ここに、 $\overline{F_x \max}$: 最大水平波力 (gf)

$\overline{F_z \max}$: 最大鉛直波力 (gf)

$\overline{M \max}$: 最大モーメント (gf・cm)

ρg : 水の単位体積重量 (gf/cm³)

H : 入射波高 (cm)

堤体前面より沖側の斜面上で碎波する場合は碎波位置における最高

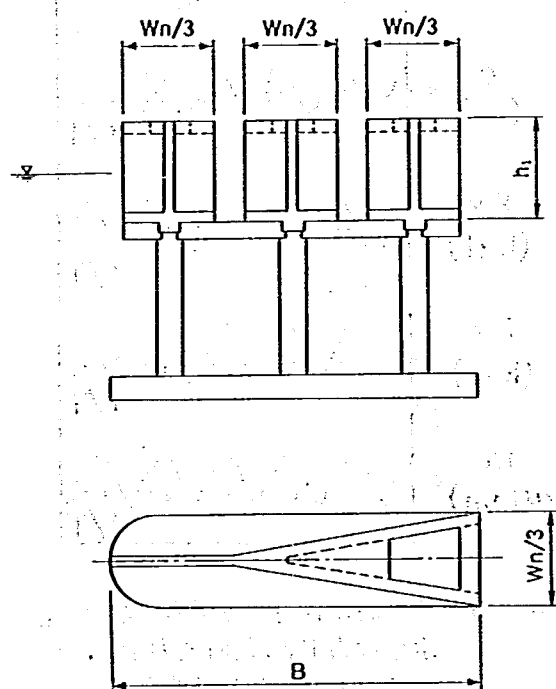


図 7.8 波力無次元化パラメータ

波高とする。

A_I : Y型垂直板の水平方向投影面積

(cm^2)

$$A_I = W_n h_1$$

A_{II} : 水平板の鉛直方向投影面積 (cm^2) $A_{II} = W_n B$

W_n : 水平板有効幅 (cm) 図 7.8 参照

h_1 : Y型垂直板全高 (cm) 図 7.8 参照

B : 水平板の長さ (cm) 図 7.8 参照

また、最大波圧 (同時差圧) $\bar{p}_{\max}$ は、 $\rho g H$ で無次元化した。

水平波力は岸向き、鉛直波力は上向きをそれぞれ正とし、モーメントは岸向き水平波力によるモーメントと同一方向を正とした。また、水平方向の波圧は岸向きを正とし、鉛直方向の波圧は上向きを正とした。

7.4.2 波力に関する実験結果

(1) 波力の作用状況

まず、水位 η と水平波力 F_x 、鉛直波力 F_z 、モーメント M の波形の関係を調べた。図 7.9、7.10 に、1/50 勾配の斜面上で重複波および碎波が作用した場合の η 、 F_x 、 F_z および M の時刻歴波形を示す。重複波の場合、 η 、 F_z 、 M がまず最大になり、わずかに遅れて F_x が最大となる。 F_z 最大時の F_x は、最大値の約 80% であり、 F_x と F_z の最大値はほぼ同位相で作用している。一方、碎波の場合には、 F_z 最大時の F_x は最大値の約 60% と重複波の場合と比較して小さく、また、 F_x 最大時の F_z は殆ど作用しない。これは碎波により水位波形がとがり、時間変化割合が大きくなったことによる。すなわ

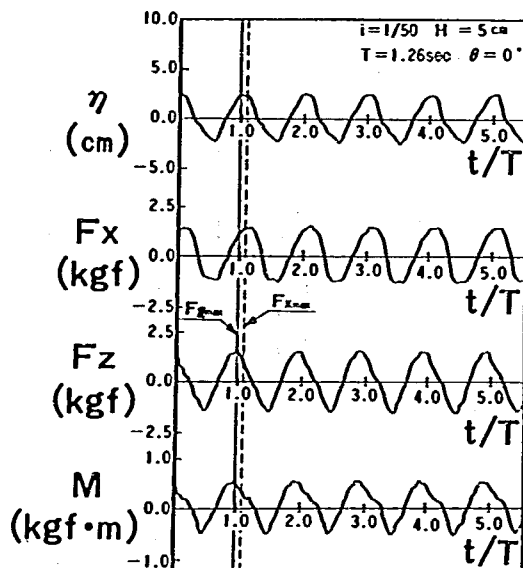


図 7.9 重複波が作用する場合の水位 η 、水平波力 F_x 、鉛直波力 F_z 、モーメント M の時刻歴波形 ($i = 1/50$, $H = 5 \text{ cm}$, $T = 1.26 \text{ sec}$, $\theta = 0^\circ$)

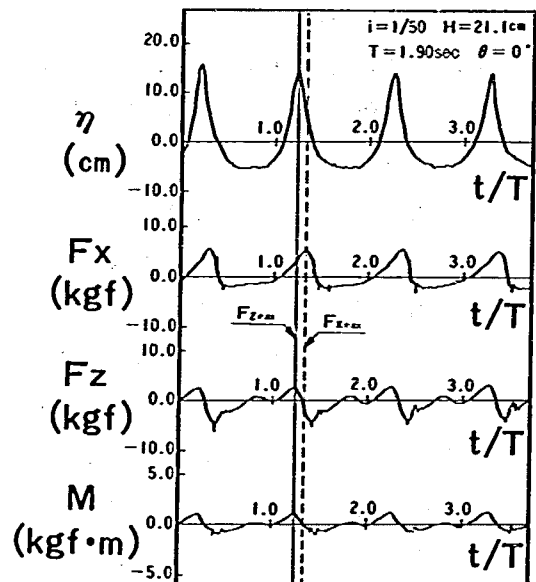


図 7.10 碎波が作用する場合の水位 η 、水平波力 F_x 、鉛直波力 F_z 、モーメント M の時刻歴波形 ($i = 1/50$, $H = 21.1 \text{ cm}$, $T = 1.90 \text{ sec}$, $\theta = 0^\circ$)

ち、各波力のピークを生じるときの位相差はわず
かであっても、一方が最大となったときの他方の
波力は、最大値よりはるかに小さくなる。1/50
勾配の砕波の全実験ケースにおいて同様の現象が
みられ、 F_x 最大時の F_z は、周期、波向等の影響
により変化し、最大値の約60%以下になった。

次に、1/10勾配の斜面上で構造物に砕波が作
用した場合の水位、波力の時刻歴波形を図7.11に
示す。各波力間の位相関係は、1/50勾配の場合
とほぼ同様であるが、 F_x 最大時の F_z は本例を含
むすべての実験ケース（砕波のみ）において下向
きに作用した。

次に、図7.10、7.11を参照して、1/50勾配と
1/10勾配の場合の波力波形の相違について調べ
ると、1/50勾配の場合 F_x が緩やかなピークを持つ
のに対し、1/10勾配の場合急なピーク波形を示
す。しかしながら、本堤体は直立堤等と異なり、
波の進行方向とほぼ平行に配置されたY形垂直板
により波のエネルギーが流れや渦に変換されるた
め、衝撃砕波力は発生しなかった。

(2) 波力に影響を及ぼす因子

① 波高および砕波位置の影響

仮想通過波高 H' と最大水平波力 $\bar{F}_{x \max}$ 、最大鉛直波力 $\bar{F}_{z \max}$ の関係を図7.12、7.13に示す。重複
波の場合、 H' が大きくなるにしたがい $\bar{F}_{x \max}$ 、 $\bar{F}_{z \max}$ とともに増加する。砕波の場合、砕波位置が異な
る2種類の波を用いて H' と $\bar{F}_{x \max}$ 、 $\bar{F}_{z \max}$ の関係を調べた。その結果、 $T = 2.21 \text{ sec}$ を除く全ての
のケースにおいて、堤体前面で砕波が生じる場合に波力はほぼ最大となった。堤体前面より沖の斜面

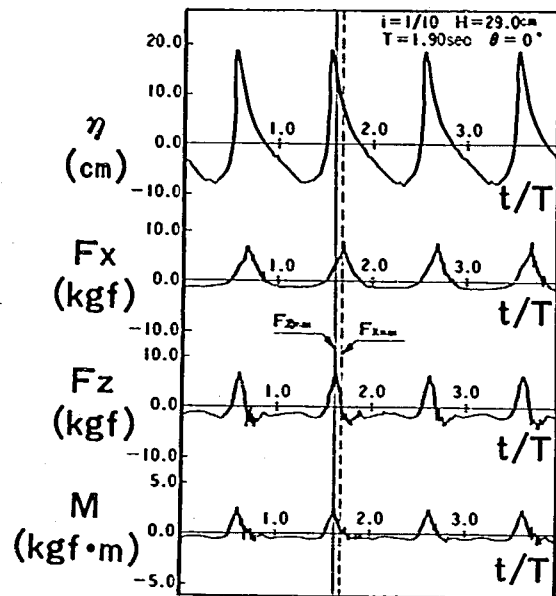


図7.11 砕波が作用する場合の水位 η 、
水平波力 F_x 、鉛直波力 F_z 、
モーメント M の時刻歴波形
($i = 1/10$, $H = 29.0 \text{ cm}$,
 $T = 1.90 \text{ sec}$, $\theta = 0^\circ$)

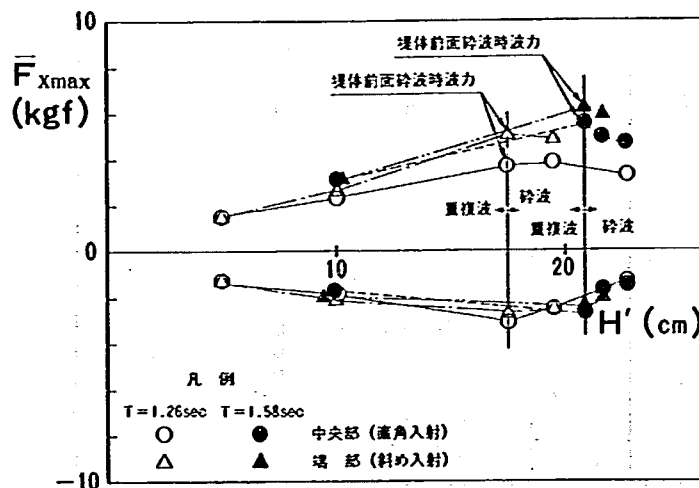


図7.12 仮想通過波高 H' と最大水平波力 $\bar{F}_{x \max}$ の関係

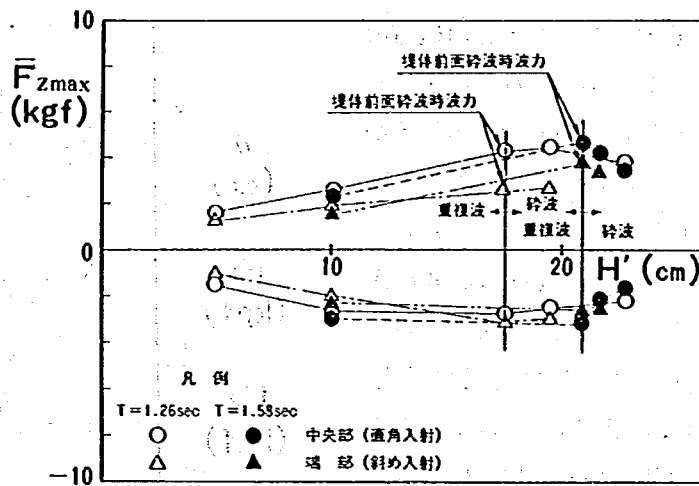


図 7.13 仮想通過波高 H' と最大鉛直波力 $\bar{F}_{Zmax}$ の関係

上で波が砕波する場合に波力が小さくなるのは、砕波した後堤体に到達するまでに波のエネルギーが失われるためである。また、堤体前面で砕波するとき、最大波力を生じる点は、直立堤に作用する合田波力の場合と同様である。すなわち、本構造物の場合、水平波力の殆どが作用する Y 型垂直板の V 型部材は堤体直面前より約 $(1.5 \sim 2.0) H$ (H : 入射波高) 岸側にある。その距離は有義波高に換算して約 $(3 \sim 4) H_{1/3}$ となる。すなわち、V 形部材を直立壁と見なせば堤体前面で砕波するとき、直立壁の前面前より約 $(3 \sim 4) H_{1/3}$ 沖側の地点で最高波高を生じる波が作用したことになる。よって、直立堤に作用する合田波力の最大値を算定する際、直立壁前面から沖側へ有義波高の 5 倍だけ離れた地点での最高波高を用いることと同様の考え方が成り立つ。以上より、水平、鉛直波力の最大値はともに堤体前面において砕波する波が入射した場合に生じると考えられる。

② 周期および堤体位置の影響

周期の影響は B/L (B : 水平板の長さ、 L : 入射波の波長) により表わした。無次元水平波力および無次元鉛直波力と B/L の関係を各々図 7.14, 7.15 に示す。ここで重複波として波高 5 cm, 10 cm のケースを含んでいるが、両者の無次元波力の差異はすべての場合 10% 以下と小さいことから、安全

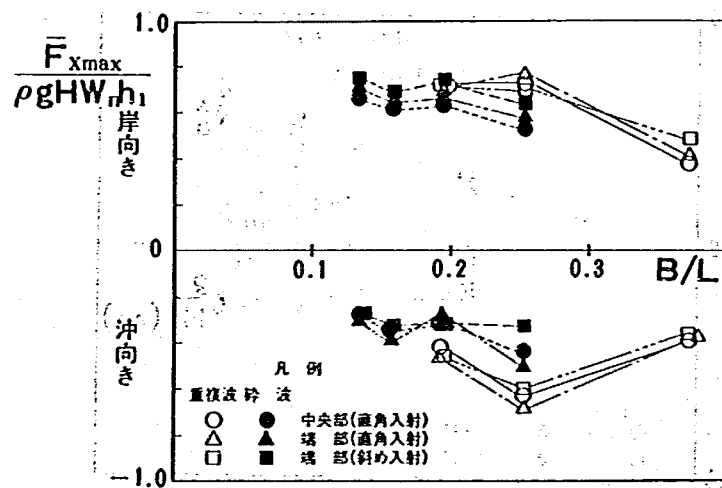


図 7.14 無次元水平波力と B/L の関係

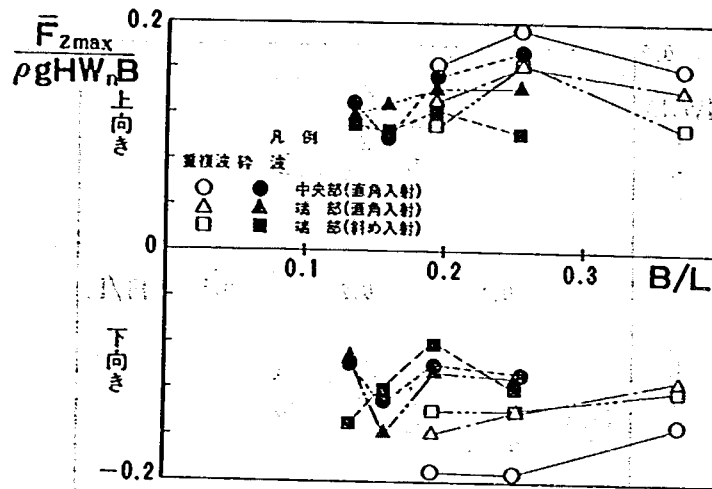


図 7.15 無次元鉛直波力と B/L の関係

を考慮して、いずれか大きい方を用いることとした。砕波の場合、無次元水平波力は周期による影響を殆ど受けないが、重複波の場合、合田波力と同様に周期が短くなるにつれて無次元水平波力は減少する。一方、無次元鉛直波力は、砕波、重複波ともに周期による明確な影響は表われなかった。また図 7.14, 7.15 には直角入射時に中央部堤体および端部堤体に作用する無次元波力も示した。同図より、直角入射時には堤体位置による無次元波力の差異が極めて小さいことがわかる。

③ 波向および海底勾配の影響

波向および海底勾配が無次元水平波力に及ぼす影響を図 7.16 に示す。岸向き無次元水平波力は、直角入射より斜め入射の場合に若干大きくなる。この理由として、斜め入射時に Y 型垂直板と波の進行方向とのなす角度が大きくなることが考えられる。一方、海底勾配による影響は殆ど生じない。同様に、波向および海底勾配が無次元鉛直波力に及ぼす影響を図 7.17 に示す。上向き無次元鉛直波力は、海底勾配による影響を受けない。また、 $1/50$ 勾配、 $B/L = 0.16$ の条件を除き、直角入射時の無次元波力は斜め入射時より大きくなっている。これは、直角入射の場合、各水平板に同時に最大鉛直波力が作用するためと考えられる。最後に、波向および海底勾配が無次元モーメントに及ぼす影響を図

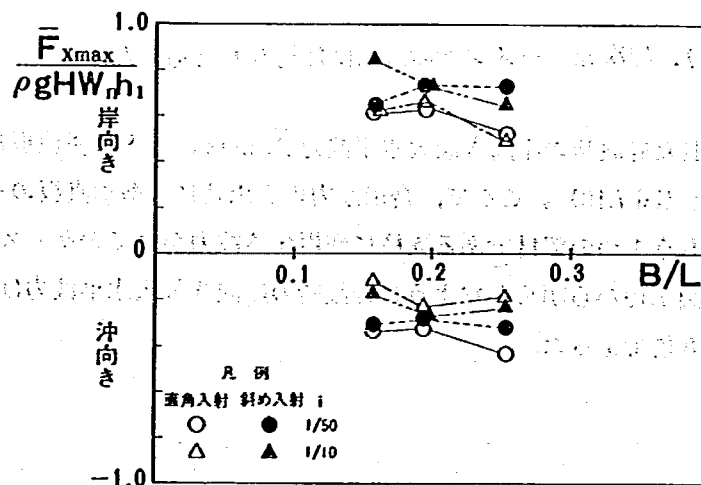


図 7.16 波向および海底勾配が無次元水平波力に及ぼす影響

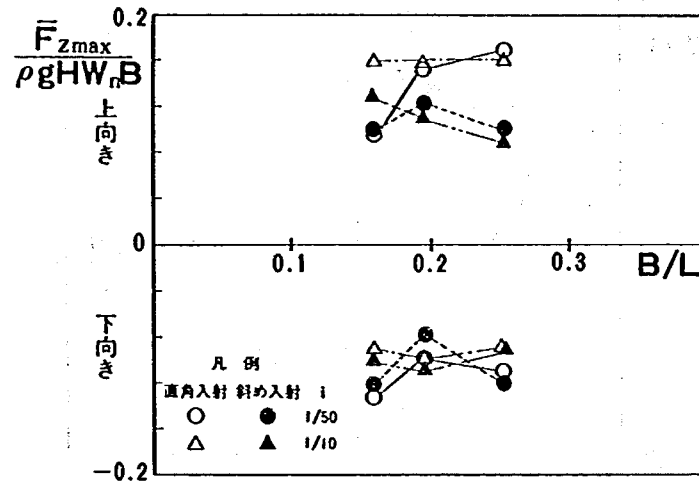


図 7.17 波向および海底勾配が無次元鉛直波力に及ぼす影響

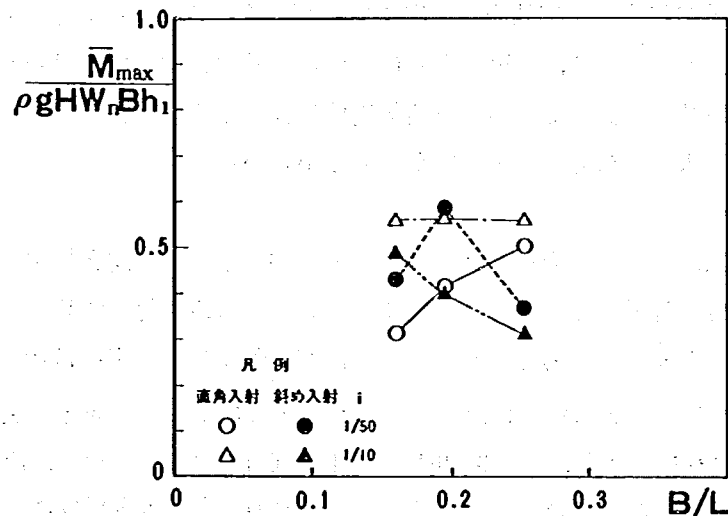


図 7.18 波向および海底勾配が無次元モーメントに及ぼす影響

7.18に示す。同図によれば、無次元モーメントの最大値は約0.6であった。

(3) 合田波力との比較

最後に、本実験で得られた碎波時の岸向き最大水平波力 $\bar{F}_{x \max}$ 、とY型垂直板に作用する合田波力 F_{xg} ⁵⁾の比較を試みた(図7.19)。ここで、合田波力の算出時にY型垂直板のみを考慮した理由は、水平波力を分担するもう1つの部材である支柱に作用する波力が全てのケースで水平波力の10%以下になるからである。図7.19から明らかなように碎波時の岸向き最大水平波力はY型垂直板のみに作用する合田波力の約0.8倍であった。

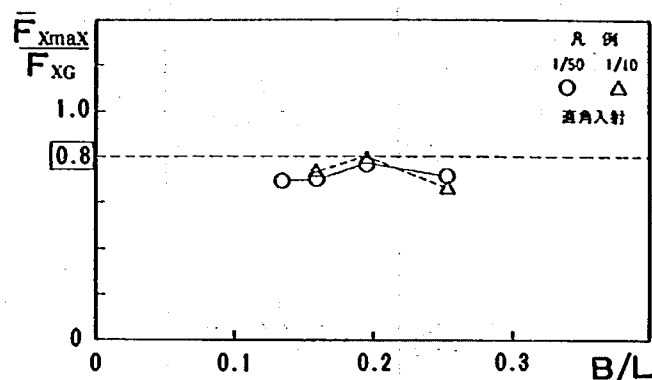


図 7.19 砕波時における岸向き最大水平波力 $\overline{F}_{x \max}$ と Y 型垂直板に作用する合田波力 F_{xG} の比較

(4) 設計用無次元波力

水平波力および鉛直波力の最大値が生じるときの位相差を考慮して、表 7.2 に海底勾配および波向毎に設計用無次元波力を取りまとめた。同表によると、水平波力最大時の無次元水平、鉛直波力は各々 0.65～0.85、0.0～0.20 であり、鉛直波力最大時の無次元水平、鉛直波力は各々 0.10～0.70、0.15～0.55 であった。

表 7.2 設計用無次元波力

海底勾配	波向 (°)	砕波 / 重複波	水平波力最大時			鉛直波力最大時		
			無次元水平波力	無次元鉛直波力	無次元モーメント	無次元水平波力	無次元鉛直波力	無次元モーメント
1/50	0	砕波	0.65	0.0	0.25	0.15	0.35	0.50
		重複波	0.70	0.20	0.65	0.70	0.20	0.65
	30	砕波	0.75	0.10	0.55	0.10	0.55	0.60
		重複波	0.70	0.15	0.45	0.70	0.15	0.45
1/10	0	砕波	0.65	0.0 (注)	0.25	0.15	0.35	0.60
	30	砕波	0.85	0.0 (注)	0.50	0.15	0.45	0.50

〔注〕無次元鉛直波力は、わずかに負となっているが、ゼロと安全側の値を採用した。

7.4.3 波圧に関する実験結果

(1) 衝撃波圧

Y 型垂直板の V 型部材には、2 種類の衝撃波圧が生じた。一つは図 7.20 に示すように V 型部材の外側（沖側）から作用する衝撃波圧であり、砕波が部材に直接作用することによって生じる。その作用形式よりこの衝撃波圧は急勾配海底地盤、高マウンド上の直立堤に作用する衝撃砕波圧と同一のものと考えられる。また、作用範囲は V 型部材の前方のみである。もう一つの衝撃波圧は図 7.21 に示すように V 型部材の内側（岸側）より作用する波圧である。この衝撃波圧の発生メカニズムを図 7.22 に示

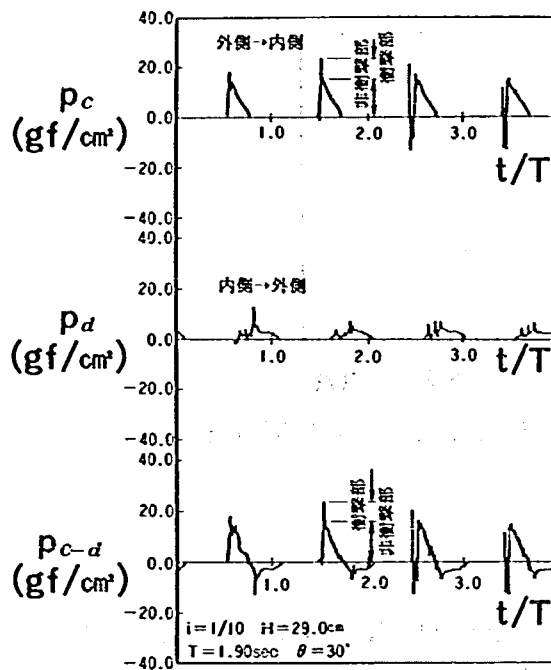


図 7.20 V型部材の外側から衝撃波圧が作用する場合の時刻歴波形
($i = 1/10$, $H = 29.0 \text{ cm}$,
 $T = 1.90 \text{ sec}$, $\theta = 30^\circ$)

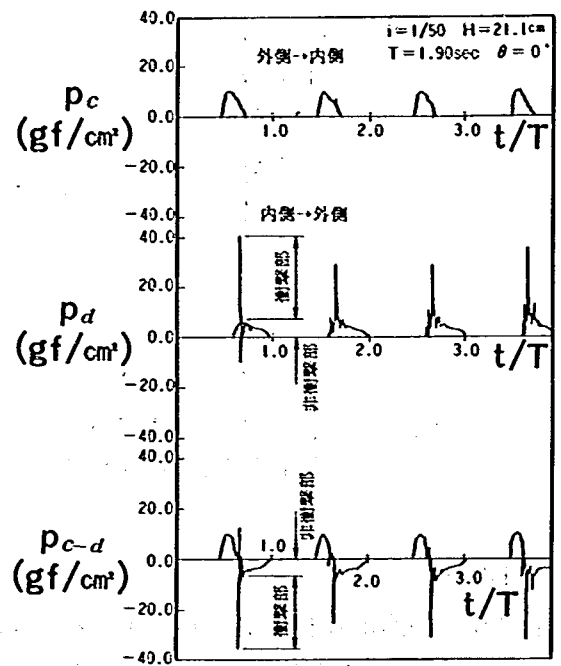


図 7.21 V型部材の内側から衝撃波圧が作用する場合の時刻歴波形
($i = 1/50$, $H = 21.1 \text{ cm}$,
 $T = 1.90 \text{ sec}$, $\theta = 0^\circ$)

す。すなわち、波峰がY型垂直板を通過した直後に渦を発生し、渦の一部が逆流となってV型遊水部に流入し、隅角部に衝突するときの波圧である。したがって、作用位置はV型部材の隅角部およびそれに接続した盖板、水平板の一部のみである。なお、後者の衝撃波圧の方が大きな圧力を生じた。これら2種類の衝撃波圧は、波圧データを5 ms 間隔でサンプリングした場合、1回しか生じていないことより作用時間は数ms 程度と考えられる。これらの衝撃波圧による部材応答を評価する場合、作用時間が極めて短いことから、動的载荷による影響を下記の手法により考慮することとした。つ

まり、衝撃波圧の作用時間と構造部材の固有周期との比を用いて変位応答スペクトルより動的応答倍率を求め、衝撃波圧と応答倍率の積を等価な静的波圧とした。すなわち、衝撃荷重による変形と同等の変形を与える等価な静的荷重を求めた。

(2) 各部材に作用する波圧

① Y型垂直板

Y型垂直板の前方(a-b)、中央(c-d)、後方(e-f)の各測点(図7.4参照)に作用する無次元波圧とB/Lの関係を図7.23～7.25に示す。前方の測点(a-b)に作用する無次元波圧は

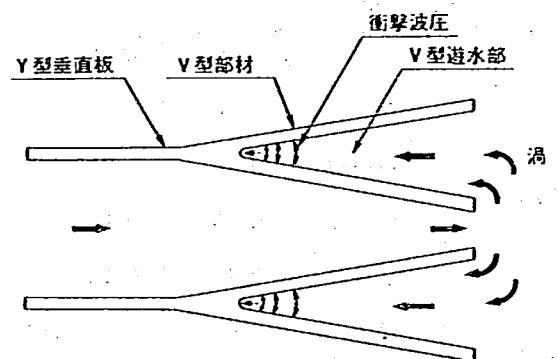


図 7.22 V型部材の内側から作用する衝撃波圧のメカニズム

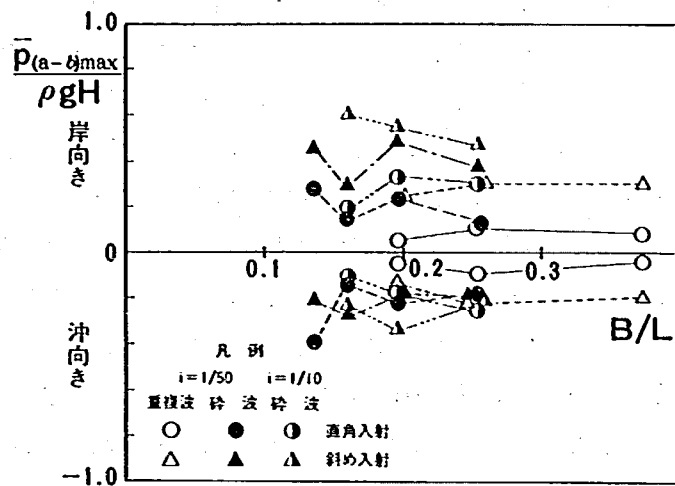


図 7.23 Y型垂直板前方に作用する無次元波圧と B/L の関係

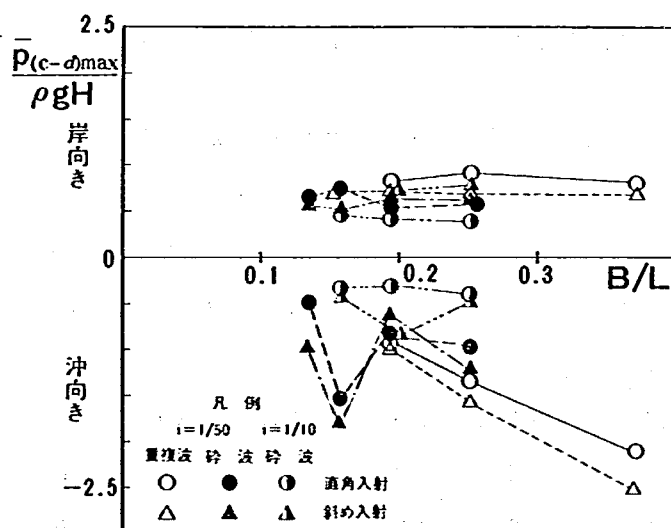


図 7.24 Y型垂直板中央に作用する無次元波圧と B/L の関係

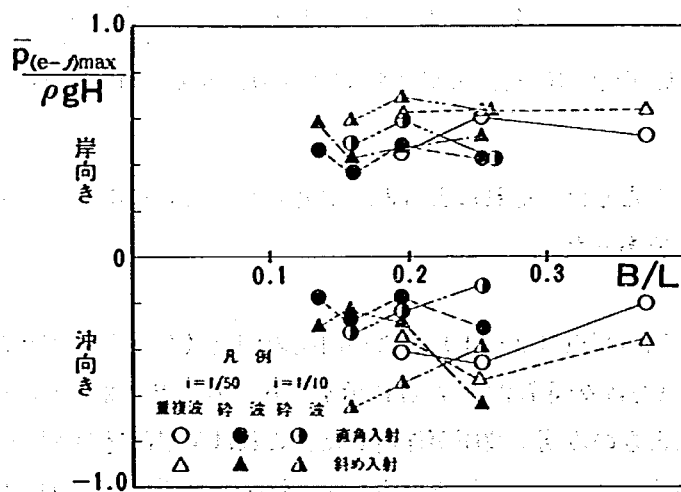


図 7.25 Y型垂直板後方に作用する無次元波圧と B/L の関係

0.1～0.6であり、影響因子として海底勾配、波向、砕波・重複波の区別があげられる。これらのうち、波向による影響が特に大きい。これは部材軸と波峰線とのなす角度が小さくなるにしたがい、波圧が増加したためである。また、前方の測点（a－b）では、部材軸と波峰線とのなす角度が大きいため衝撃波圧は発生しない。中央の測点（c－d）では衝撃波圧が発生するため前方の測点（a－b）に比べ無次元波圧は0.3～2.5とかなり大きくなった。岸向き無次元波圧は、砕波、重複波の区別によりかなりの変化が生じるが、その他の因子による影響は小さい。また、1/10勾配斜面に波が斜め入射したときのみ衝撃波圧が生じた。一方、冲向き無次元波圧は殆どのケースにおいて、V型部材の内側から作用する衝撃波圧の影響を受ける。特に衝撃波圧は重複波の場合に大きくなり、1/10勾配の砕波時に小さくなる。これらの原因として以下の理由が考えられる。周期の短い重複波の場合、V型遊水部に流入する水塊の移動周期と遊水部の水位変動の固有周期とが一致したことにより共振を生じ、隅角部に作用する波圧が増大した。また、1/10勾配の砕波の場合は巻き波砕波により流入する水塊の量が減少し波圧が小さくなった。後方の測点（e－f）に作用する無次元波圧は、0.1～0.7となり前方の測点（a－b）に作用する波圧とほぼ同程度である。また、衝撃波圧は発生しない。上述の3測点に中央上部の測点（g－h）をも含めてY型垂直板に作用する無次元波圧を海底勾配、波向、砕波・重複波の区別ごとに表7.3にとりまとめた。ここに、衝撃波圧が作用するV型部材については、

表 7.3 Y型垂直板に作用する無次元波圧

海底 勾配	波向 (°)	砕波 / 重複波	無 次 元 波 圧 $\bar{p}_{\max} / \rho \cdot g \cdot H$							
			測点 (a－b)		測点 (c－d)		測点 (e－f)		測点 (g－h)	
			岸向き	冲向き	岸向き	冲向き	岸向き	冲向き	岸向き	冲向き
1/50	0	砕 波	0.3	－0.4	0.5	<u>－2.0</u>	0.5	－0.3	0.6	<u>－2.2</u>
		重複波	0.1	－0.1	1.0	<u>－2.7</u>	0.7	－0.5	0.4	<u>－1.4</u>
	30	砕 波	0.5	－0.3	0.7	<u>－2.3</u>	0.6	－0.7	0.7	<u>－3.3</u>
		重複波	0.3	－0.3	0.8	<u>－3.3</u>	0.7	－0.6	0.5	<u>－2.5</u>
1/10	0	砕 波	0.3	－0.3	0.5	－0.4	0.6	－0.4	0.5	－0.3
	30	砕 波	0.6	－0.4	<u>1.0</u>	<u>－1.0</u>	0.7	－0.7	<u>1.0</u>	<u>－1.4</u>

〔注〕アンダーライン箇所は、衝撃波圧を生じた場合を示しており、無次元波圧算定時に動的応答倍率として1.3を考慮した。

動的応答倍率を考慮することとした。それによると、中央部測点（c－d）、（g－h）に作用する無次元波圧の最大値は3.3であった。

② 水平板

水平板上、V型部材の外側の測点（2－1）および内側の測点（6－5）（図7.4参照）に作用する無次元波圧とB/Lの関係を各々図7.26、7.27に示す。外側の測点（2－1）では、砕波が1/10勾配斜面に斜めに入射したときのみ衝撃波圧が作用した。これはV型部材の外側から衝撃波圧が作用したためである。その他の波条件では衝撃波圧は生じず、無次元波圧はかなり小さい。V型部材の内側の測点（6－5）に重複波が作用するとき、衝撃波圧が生じていないにもかかわらず無次元波圧の

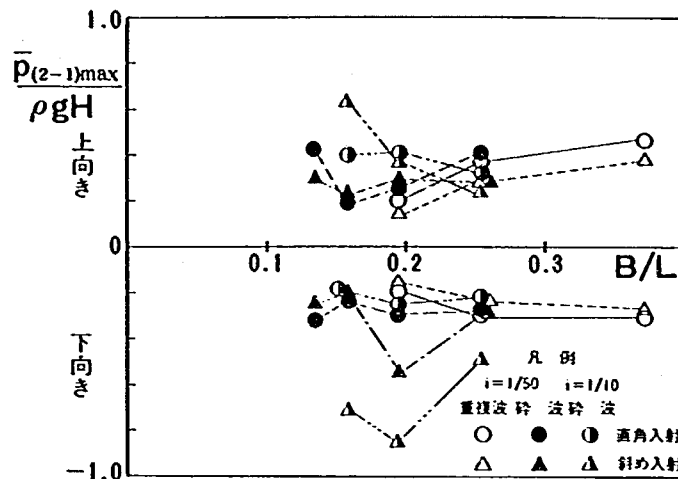


図 7.26 水平板上 V 型部材の外側に作用する無次元波圧と B/L の関係

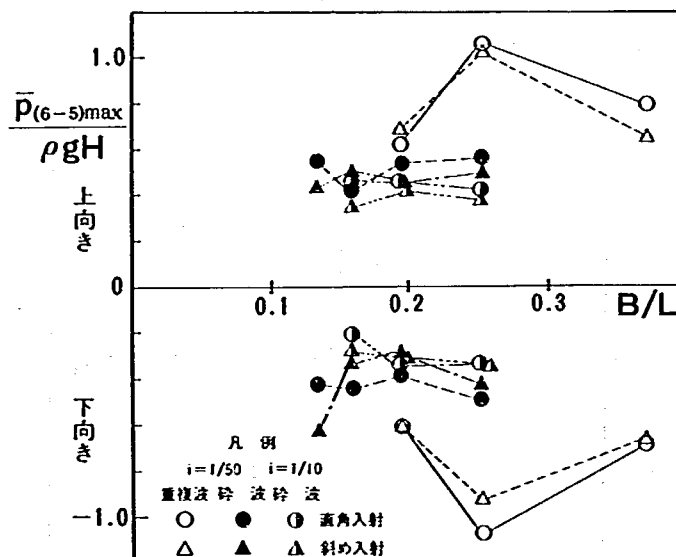


図 7.27 水平板上 V 型部材の内側に作用する無次元波圧と B/L の関係

最大値は 1.1 とかなり大きくなる。この原因は重複波の場合、部材表裏に作用する波圧の位相差が 180° 程度となり、片面圧力の約 2 倍に相当する波圧が作用したためである。V 型部材の外側の測点 (4-3) をも含めて、水平板に作用する無次元波圧を海底勾配、波向、砕波・重複波の区別ごとに表 7.4 にとりまとめた。ここに、衝撃波圧が作用する場合には、動的応答倍率を考慮した。それによると、測点 (2-1), (4-3) に作用する無次元波圧の最大値は上向きに 1.0, 下向きに 1.1 であった。

表 7.4 水平板に作用する無次元波圧

海底 勾配	波向 (°)	砕波/ 重複波	無次元波圧 $\bar{p}_{\max}/\rho \cdot g \cdot H$					
			測点(2-1)		測点(4-3)		測点(6-5)	
			上向き	下向き	上向き	下向き	上向き	下向き
1/50	0	砕波	0.5	-0.4	0.5	-0.3	0.6	-0.5
		重複波	0.5	-0.4	0.4	-0.4	1.1	-1.1
	30	砕波	0.3	-0.3	0.4	-0.2	0.5	-0.5
		重複波	0.4	-0.3	0.4	-0.4	1.0	-1.0
1/10	0	砕波	0.4	-0.3	0.5	-0.5	0.5	-0.4
	30	砕波	<u>0.8</u>	<u>-1.1</u>	<u>1.0</u>	<u>-1.0</u>	0.4	-0.4

〔注〕アンダーライン箇所は、衝撃波圧を生じた場合を示しており、無次元波圧算定時に動的応答倍率として1.2を考慮した。

③ 底版

底版中央の測点(10-9)(図7.4参照)に作用する無次元波圧とB/Lの関係を図7.28に示す。Y型垂直版、水平板と異なり、底版は没水深が大きく、また部材の表裏に作用する波圧の位相差が小

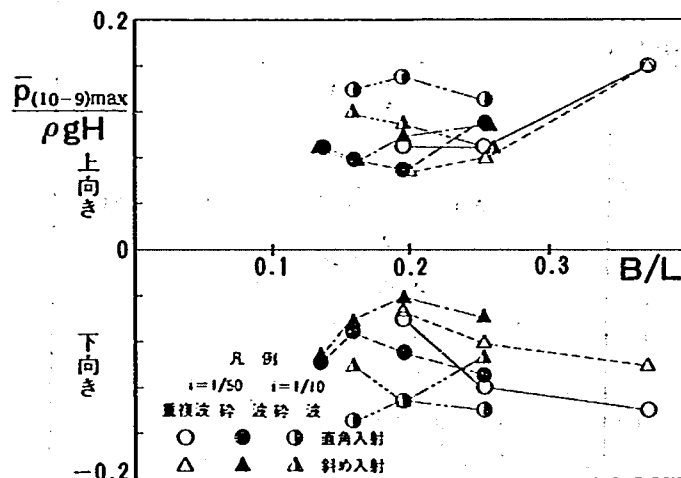


図 7.28 底版中央に作用する無次元波圧とB/Lの関係

さいため無次元波圧は0.2以下と小さい。また、衝撃波圧も生じない。1/10勾配斜面に砕波が直角入射する場合、無次元波圧は若干大きくなる。また、重複波が作用する場合、周期が短くなるにしたがい無次元波圧は大きくなる。前方の測点(8-7)および後方の測点(12-11)をも含めて、底版に作用する無次元波圧を海底勾配、波向、砕波・重複波の区別ごとに表7.5にとりまとめた。それによると、底版に作用する無次元波圧の最大値は上向きに0.25、下向きに0.19であった。

表 7.5 底版に作用する無次元波圧

海底勾配	波向 (°)	砕波 / 重複波	無次元波圧 $\overline{p_{max}}/\rho \cdot g \cdot H$					
			測点 (8-7)		測点 (10-9)		測点 (12-11)	
			上向き	下向き	上向き	下向き	上向き	下向き
1/50	0	砕波	0.12	-0.16	0.11	-0.11	0.20	-0.14
		重複波	0.16	-0.14	0.16	-0.14	0.10	-0.04
	30	砕波	0.20	-0.19	0.11	-0.09	0.25	-0.19
		重複波	0.14	-0.08	0.16	-0.10	0.06	-0.08
1/10	0	砕波	0.15	-0.15	0.15	-0.15	0.12	-0.14
	30	砕波	0.18	-0.12	0.12	-0.13	0.12	-0.10

④ 支柱

支柱に作用する波圧は、堤体前後の位置で測定した流速より得られた最大水粒子速度・加速度をモリソン式に適用することにより求めることとした。表 7.6 に最大水粒子速度・加速度の測定値と微小振幅波理論より求めた値との比をとりまとめた。それによると、測定した最大水粒子速度は微小振幅波理論より求めた値の 1.0～1.4 倍であった。

表 7.6 堤体前後の位置における最大水粒子速度・加速度の測定値と微小振幅波理論値との比

海底勾配	波向 (°)	砕波 / 重複波	最大水粒子速度比 U_{max}/U_{maxT}	最大水粒子加速度比 $\dot{U}_{max}/\dot{U}_{maxT}$
1/50	0, 30	砕波	1.2	1.8
		重複波	1.4	2.0
1/10	0, 30	砕波	1.0	1.8

(注) $U_{max}, \dot{U}_{max}$: 測定した最大水粒子速度・加速度

$U_{maxT}, \dot{U}_{maxT}$: 微小振幅波理論より求めた最大水粒子速度・加速度

⑤ 蓋版

蓋版に作用する波圧は、V型遊水部に導かれた水塊が隅角部に衝突することによって生じ、上向きに作用する衝撃波圧である。蓋版に作用する無次元波圧を海底勾配、波向、砕波・重複波の区別ごとに表 7.7 にとりまとめた。ここで、衝撃波圧が作用する場合、動的応答倍率を考慮した。蓋版における無次元波圧は、1/50 勾配の場合 1.4～2.2 と大きくなり、1/10 勾配では 0.9 以下であった。これは、1/10 勾配の場合巻き波砕波となり、V型遊水部に流入する水塊量が減少し、衝撃波圧が発生しなかったためと考えられる。

表 7.7 蓋板に作用する無次元波圧

海底勾配	波向 (°)	砕波 / 重複波	無次元波圧 $\bar{p}_{\max}/\rho \cdot g \cdot H$
1/50	0	砕 波	<u>1.6</u>
		重複波	<u>1.4</u>
	30	砕 波	<u>2.1</u>
		重複波	<u>2.2</u>
1/10	0	砕 波	0.3
	30	砕 波	0.9

〔注〕アンダーライン箇所は、衝撃波圧を生じた場合を示しており、無次元波圧算定時に動的応答倍率として 0.9 を考慮した。

7.5 ま と め

複合消波構造物に作用する波力・波圧特性を要約すると次のようである。

- ① 重複波が作用する場合、 F_x と F_z はほぼ同時に最大となった。一方、1/50勾配斜面上で砕波が作用する場合、 F_x 最大時の F_z は、最大値の60%以下であった。1/10勾配の場合、 F_x 最大時の F_z はすべてのケースで下向きに作用した。
- ② 本堤体では、Y型垂直板が波向に対してほぼ平行に配置されているため、1/10勾配の場合でも衝撃砕波力は発生しなかった。
- ③ 堤体前面で砕波する場合、 $\bar{F}_x \max$ 、 $\bar{F}_z \max$ とともに最大となり、砕波位置が沖側に移動するにしたがい波力は減少した。
- ④ 岸向き水平波力の最大値はY形垂直板を直立壁と見なした場合、垂直板に作用する合田波力の約 0.8 倍であった。
- ⑤ 水平波力最大時の無次元水平、鉛直波力は各々 0.65～0.85、0.0～0.2 であり、鉛直波力最大時の無次元水平、鉛直波力は各々 0.1～0.70、0.15～0.55であった。
- ⑥ Y型垂直板のV型部材には2種類の衝撃波圧が作用した。1つはV型部材の外側から砕波が部材に直接作用することによって生じる衝撃波圧であり、もう1つはV型部材の内側に流入した水塊が隅角部に衝突して生じる衝撃波圧である。特に、後者の方が大きな波圧が生じた。これらの衝撃波圧は作用時間が数msと極めて短く、局所的に作用した。したがって衝撃波圧による部材の応答を評価する場合には、動的応答倍率を考慮することとした。
- ⑦ Y型垂直板のV型部材の隅角部には衝撃波圧が作用するため、動的応答倍率を考慮した最大波圧は、砕波、重複波ともに $3.3 \rho gH$ であった。その他の箇所に作用する最大波圧は、砕波、重複波ともに $0.7 \rho gH$ であった。
- ⑧ 水平板に作用する最大波圧は、砕波の場合上向きに $1.0 \rho gH$ 、下向きに $1.1 \rho gH$ であった。このとき、衝撃波圧が作用するため動的応答倍率を考慮した。重複波の場合、V型遊水部に作用する最大波圧は上向き、下向きともに $1.1 \rho gH$ であった。

- ⑨ 底版に作用する最大波圧は、上向きに $0.25 \rho gH$ 、下向きに $0.19 \rho gH$ であった。また、波浪条件の差異による影響は小さく、衝撃波圧も発生しなかった。
- ⑩ 支柱に作用する波圧は、流速測定結果に基づき求めることとした。測定した最大水粒子速度は、微小振幅波理論より求めた値の $1.0 \sim 1.4$ 倍であった。
- ⑪ 蓋版には衝撃波圧が作用するため、動的応答倍率を考慮した最大波圧は、碎波の場合 $2.1 \rho gH$ 、重複波の場合 $2.2 \rho gH$ であった。

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（1），土木研究所資料，第 2454 号，pp. 91～105，1987.
- 2) 建設省土木研究所河川部海岸研究室：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書（2），土木研究所資料，第 2510 号，pp. 33～44，1987.
- 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. 165～181，1988.
- 4) 合田良実：衝撃荷重の測定について — 減衰振動系の衝撃応答特性 —，港研資料，No.33，pp. 1～41，1967.
- 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.

第8章 ハイブリッド式消波構造物の波力特性

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

建設省土木研究所構造研究室 室長 横山 功一

研究員 井上 純三

戸田建設(株)土木技術開発室 北村律太郎

梅田 宏

添田 弘基

西牧 均

佐藤 敏文

新日本製鐵(株)鉄構海洋事業部 山本 諄

盛高 裕生

木村 哲夫

高橋 陽一

8.1 ま え が き

筆者らは、透過性の鉛直板と水平板を組み合わせたハイブリッド式消波構造物を提案し、その消波特性や重複波作用時の波力を実験的に検討してきた^{1), 2), 3)}。本年度においては、1/10, 1/30の2種類の海底勾配の条件の下で、重複波から砕波、砕波後の波までの幅広い範囲の実験波を用い、ハイブリッド式消波構造物の天端高、水平板設置水深が波力、波圧分布に及ぼす影響を調べた。また実験結果に基づき、本消波構造の安定性の検討や消波板設計に用いる波力の算定法を提案した。

8.2 実 験 方 法

実験には建設省土木研究所、水理共同実験棟内の風洞付水路（長さ45m、幅0.6m、深さ1.2m）を用い、模型位置での水深を $h = 30\text{ cm}$ として実験を行った（図8.1）。

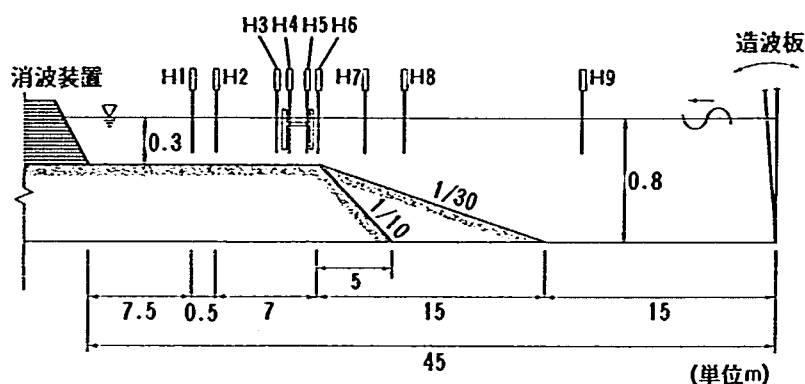
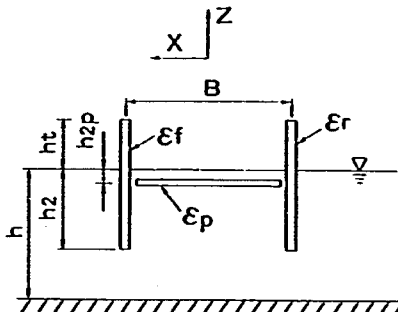


図 8.1 実験装置

模型縮尺は1/25とし、これまでの消波実験^{1), 2), 3)}から $K_T \leq 0.6$, $K_R \leq 0.5$ を満足する構造条件として、 $h_2/h = 0.7$, $\epsilon_f = \epsilon_r = 0.2$, $\epsilon_p = 0.1$ と定め、表8.1に示す条件で水路床勾配1, 天端高さ h_t , 水平板設置水深 h_{2p} を変化させ、実験を行った。ここに、 h_2 は鉛直消波板の吃水深、 ϵ_f , ϵ_r , ϵ_p は各々前面消波板、背面消波板、および水平消波板の空隙率である（表8.1中の図参照）。

表 8.1 模型の構造条件

模型 No	水路床勾配 i	相 天 端 h_t/h	対 高 h_p/h	水 平 板 設置水深化 $h_2 p/h$	備 考
1	1/10	1.1	0.2	0.2	非越波
2	1/10	0.1	0.2	0.2	越 波
3	1/30	1.1	0.2	0.2	非越波
4	1/30	0.1	0.2	0.2	越 波
5	1/30	0.1	0.1	0.0	越 波
6	1/30	0.1	0.1	0.1	越 波
7	1/30	0.1	0.3	0.3	越 波
8	1/30	0.0	0.2	0.2	越 波
9	1/30	0.2	0.2	0.2	越 波
10	1/30	- 0.1	0.2	0.2	越 波
11	1/30	0.0	0.2	0.2	越 波
記号					

測定項目は模型全体に加わる波力、鉛直消波板に加わる波力、波圧、水平板に作用する波圧そして波高である。模型は木製の消波板とそれを支持する鋼製のフレームで構成されている（図 8.2）。模型は十分に天端が高い模型（非越波模型）と、天端が低い模型（越波模型）に大別できる。分力計の容量制限および波圧測定の精度向上のため模型は水路幅方向に 3 分割し、波力測定部は二分力計 2 台で水路床に固定した。また 2 枚の鉛直板はそれぞれ独立して波力を測定できる構造とした。この波力測定部は剛性が十分に高く（固有振動数： $f = 40\text{Hz}$ ），波力測定時に問題となるような振動は発生しなかった。波圧測定部は水路床に剛結し、鉛直板沖側、岸側、水平板上下面に計 24 個の波圧計を取り付けた。波圧計は直径 10mm で、容量が 500gf/cm^2 と 200gf/cm^2 の 2 種類を使用した。

波高計は模型の沖側に 3 本、岸側に 2 本、模型位置近傍に 4 本設置し、沖波波高、砕波波高、透過波高および模型前面波高、消波体内部の水位を測定した。（図 8.1）

造波板起動直後には波が不安定なために、測定は造波後 3 波目から開始し、10 秒間行った。データは A/D 変換器を介してパソコンにとり込むオンライン方式で計測した。なお A/D 変換の時間間隔は 2m sec とし、5000 データを収録した。また波力、波圧のデータは計測時間中の 1 波ごとの最大値を平均して代表させた。

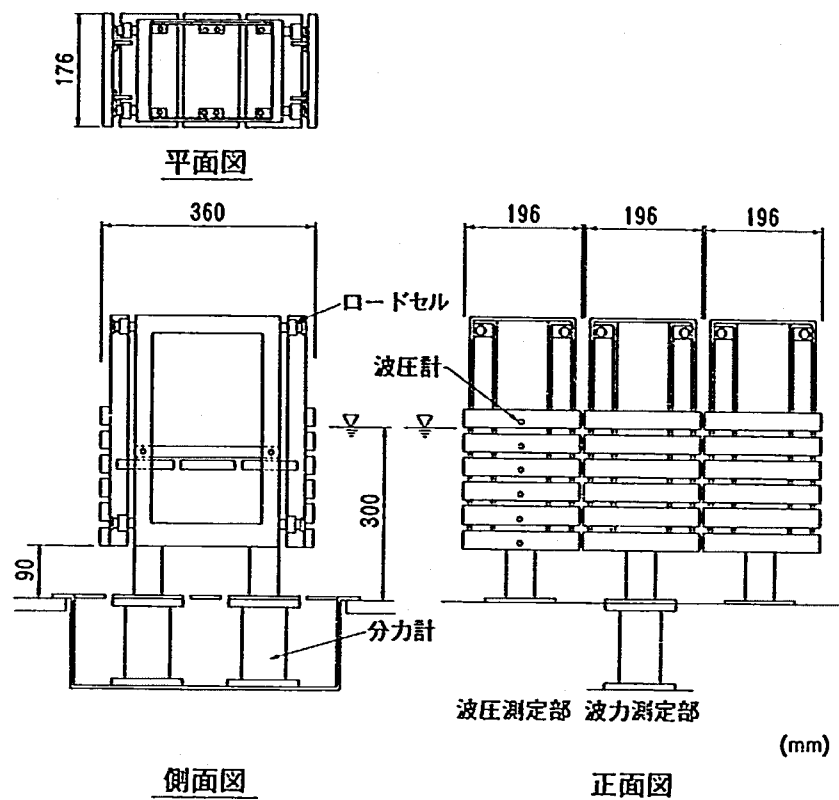


図 8.2 実験模型

8.3 実験波の特性

波力実験を行う前に、実験模型がない状態で波高検定を行った。波高計の設置位置は図 8.1 に示した測点のうち No. 4, 5 を除く 7 点とした。No. 1, 2 は透過波高測定地点, No. 6, 3 は模型の直前, 直後の測点である。No. 7, 8, 9 では砕波波高, 模型から沖波波高の 5 倍だけ沖側での波高, 沖合の入射波高を測定した。

表 8.2 波浪条件

水路床勾配 i	Wave No	周期 T (sec)	冲波波高 H _o (cm)	冲波波形勾配 H _o /L _o	碎波位置 X _b (cm)
1/10	1	1.6	9.5	0.024	非碎波
	2	1.6	20.4	0.051	- 26
	3	1.6	22.7	0.057	18
	4	1.6	24.9	0.062	45
	5	1.6	27.0	0.068	76
	6	1.6	28.6	0.072	92
	7	1.6	33.5	0.084	140
	8	2.0	11.4	0.018	非碎波
	9	2.0	18.4	0.029	- 50
	10	2.0	20.1	0.032	5
	11	2.0	23.7	0.038	24
	12	2.0	28.4	0.046	108
	13	2.4	10.5	0.012	非碎波
	14	2.4	18.3	0.020	3
	15	2.4	26.8	0.030	68
	16	2.8	7.2	0.006	非碎波
	17	2.8	22.2	0.018	8
1/30	1	1.6	9.7	0.024	非碎波
	2	1.6	19.9	0.050	25
	3	1.6	20.7	0.052	50
	4	1.6	22.1	0.055	115
	5	1.6	23.7	0.059	186
	6	2.0	11.9	0.019	非碎波
	7	2.0	19.2	0.031	20
	8	2.0	20.3	0.033	102
	9	2.0	22.6	0.036	213
	10	2.4	12.2	0.014	非碎波
	11	2.4	19.1	0.021	18
	12	2.4	20.2	0.022	110
	13	2.4	23.2	0.026	265
	14	2.8	10.0	0.008	非碎波
	15	2.8	17.0	0.014	- 7
	16	2.8	18.4	0.015	120

波高検定時の測点No 3, 6の平均値を構造物への入射波高 H_f と考へて、 H_f と造波板のストロークカウントの関係を図8.3, 8.4にまとめた。図には模型の前面板から目視によって判定した砕波点までの距離も示した。この場合、冲向き距離を正とした。また、合田の砕波指標⁴⁾から求めた模型設置水深での砕波波高 H_b も示した。 H_f はストロークカウントが大きくなると増加するが、砕波が生ずると逆に低下する。 H_b と H_f の最大値はその差が10%以内とほぼ一致している。1/10勾配の場合、周期2.4, 2.8 secは造波機的能力から構造物の前面付近で砕波する波までしか造波できなかった。したがってこれらの周期では砕波後の波が模型に作用する条件は起こすことができない。

以下のデータ整理においては、実験値の整理は波高検定により得られた波高を用い、砕波した波については仮想通過波高 H' を用いた⁵⁾。 H' は実際には砕波した波が、砕波せずに模型位置に達したときに持つ波高であって、図8.3, 8.4において非砕波状態における H_f と造波板の振幅カウント

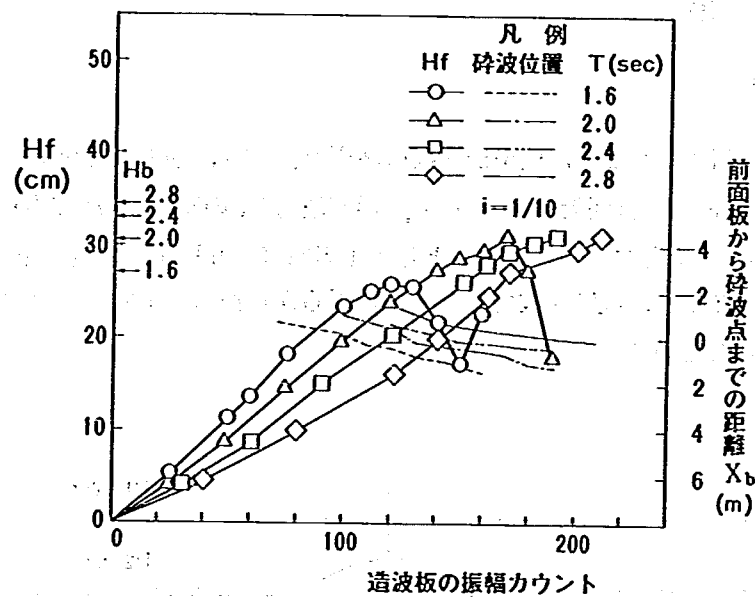


図 8.3 振幅カウントと H_f の関係 (1/10勾配)

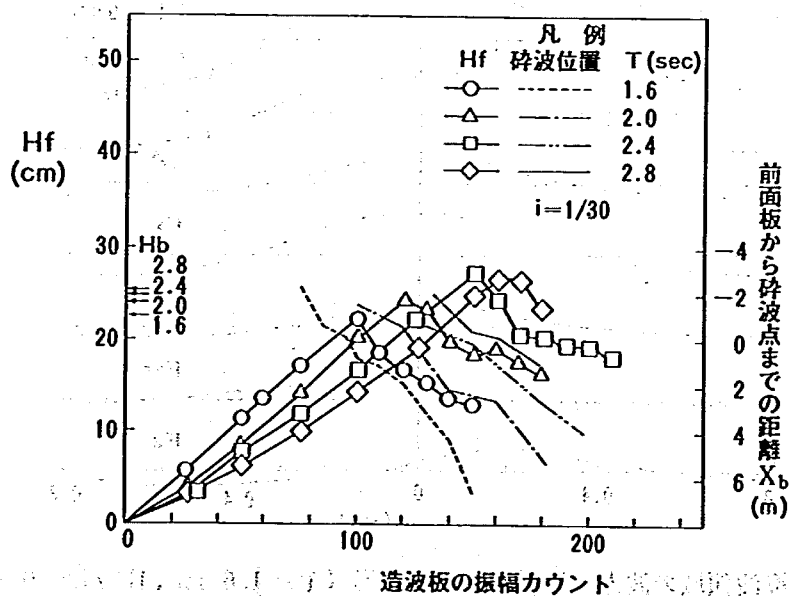


図 8.4 振幅カウントと H_f の関係 (1/30勾配)

を線形的に外挿することにより求まる。

波浪条件は実験波の周期を 1.6, 2.0, 2.4, 2.8 秒として、重複波から砕波、砕波後の波までが作用するように次の条件を考慮して決定した。

- ・重複波
- ・模型直前で砕波する波
- ・最大波力が生じる位置と模型の中間付近で砕波する波
- ・最大波力が生じる位置で砕波する波
- ・最大波力が生じる位置よりも沖側で砕波する波

1/10, 1/30 勾配斜面各々の場合における波浪条件を表 8.2 に示す。

8.4 実験結果

8.4.1 波の作用状況

非越波状態で波を作用させたとき、模型前面板の波圧 $P_1 \sim P_5$ 、前面板沖側の波圧合力 ΣP 、水平波力 F_x 、前面板の波力 F_{xf} 、背面板の波力 F_{xr} 、鉛直波力 F_z の時刻歴波形を図 8.5, 8.6, 8.7 に示す。いずれも F_x が最大値となる時刻を中心として 1 周期 (1.6 秒間) の波形を示した。

重複波領域では (図 8.5), 波圧, 波力とも非常に滑らかな波形を示す。また ΣP と F_x が最大値を示す時刻はほぼ一致している。

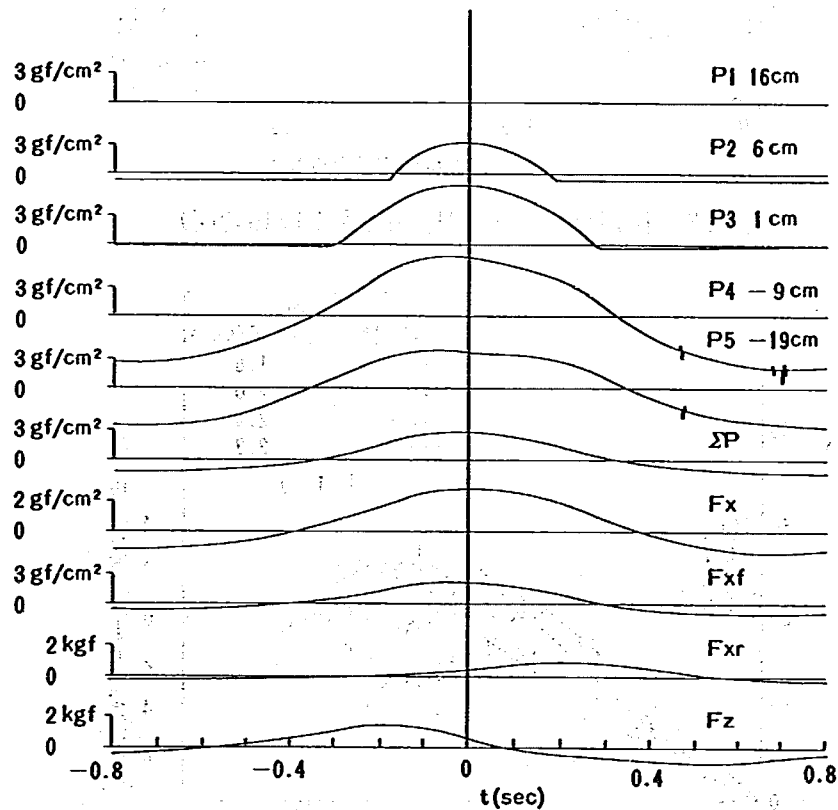


図 8.5 重複波領域の波力, 波圧の時刻歴波形 ($T = 1.6 \text{ sec}$, $H'/h = 0.38$)

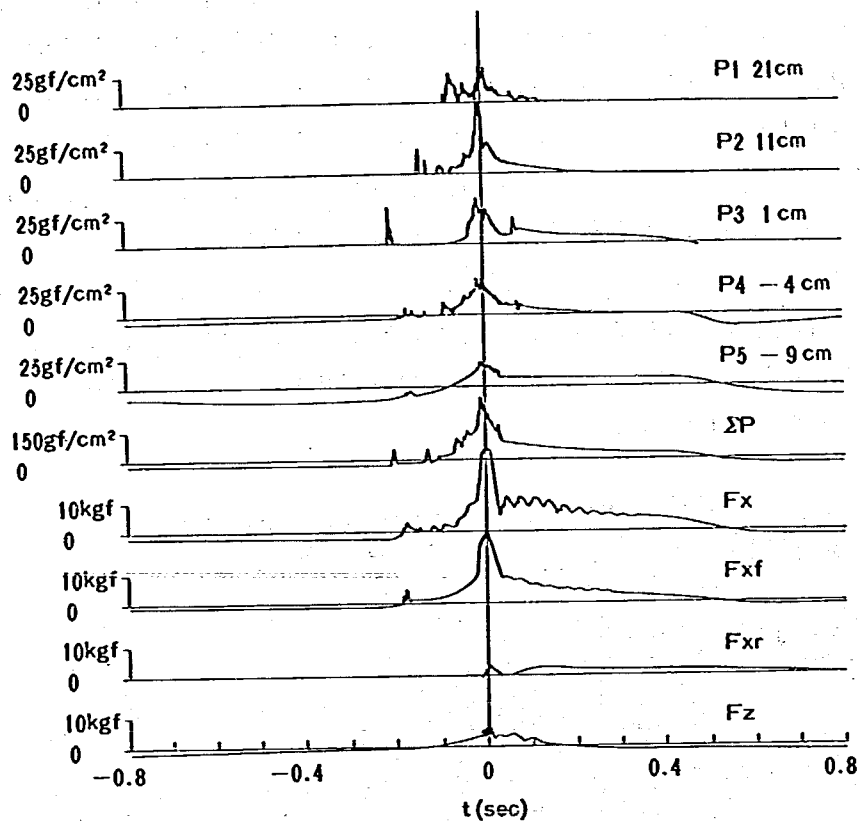


図 8.6 砕波領域の波力，波圧の時刻歴波形（1/10勾配， $T = 1.6$ sec， $H'/h = 0.99$ ）

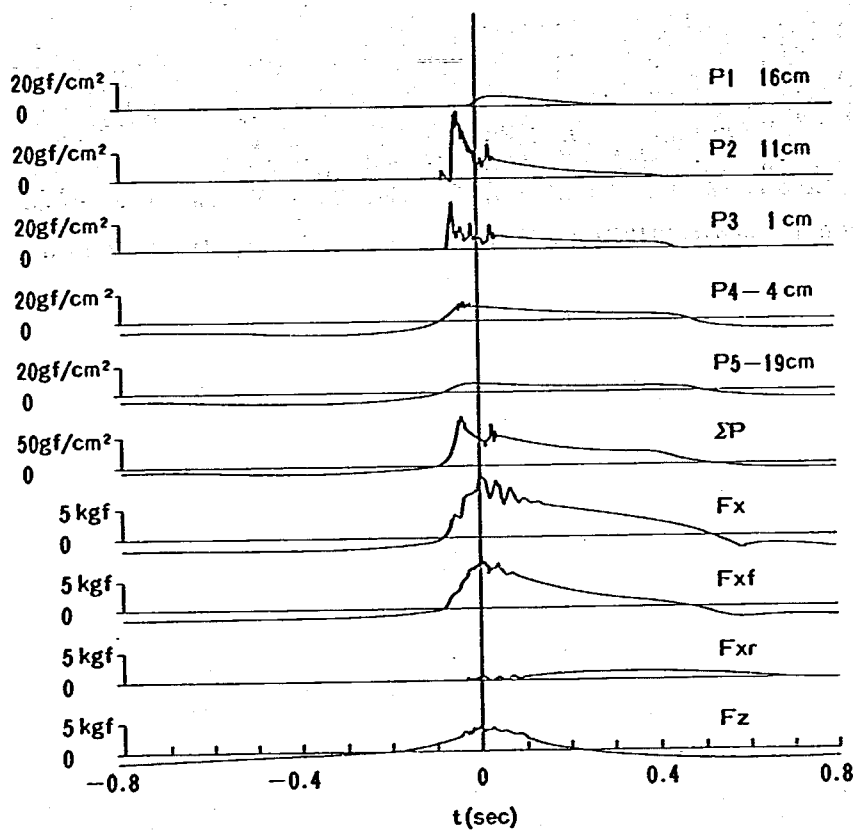


図 8.7 砕波領域の波力，波圧の時刻歴波形（1/30勾配， $T = 1.6$ sec， $H'/h = 0.83$ ）

1/10, 1/30勾配斜面において、砕波領域で最大波力が生ずる波浪条件での波圧・波力波形を図 3. 6, 8. 7 に示す。砕波領域では重複波領域の場合に比べ波力、波圧ともに衝撃的な波形となった。また砕波領域では ΣP と F_x の最大値が作用する時刻が一致しない。 F_x は 1/30 勾配に比べ 1/10 勾配の場合の方が急激に立ち上がり、大きな波力が作用する時間が短い。1/10 勾配では F_x の最大値の 50% 以上の波力が作用する時間は 37 msec であるのに対し、1/30 勾配では 200 msec となっている。一方、 F_z は 1/10, 1/30 勾配で波力の作用状況に大きな差はない。また砕波領域では重複波領域と異なり、 F_x と F_z の最大値は同時に作用する。これは周期 2.0 sec, 2.4 sec でも同じ傾向である。

写真 8. 1, 8. 2 に砕波が模型に衝突した瞬間を示す。写真 8. 1 は 1/30 勾配, $T = 1.6$ sec で砕波形式は巻波型で図 8. 7 に対応している。また写真 8. 2 は写真 8. 1 と同様の波浪条件で越波模型で、砕波した水塊が前面板を飛び越している。

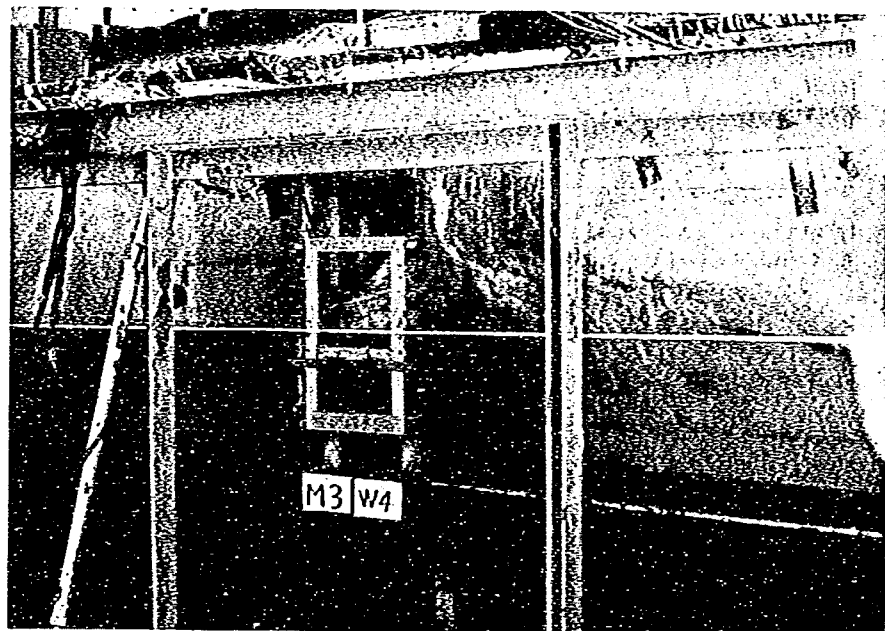


写真 8. 1 波の作用状況（非越波模型, $T = 1.6$ sec, $H_o = 22.1$ cm）

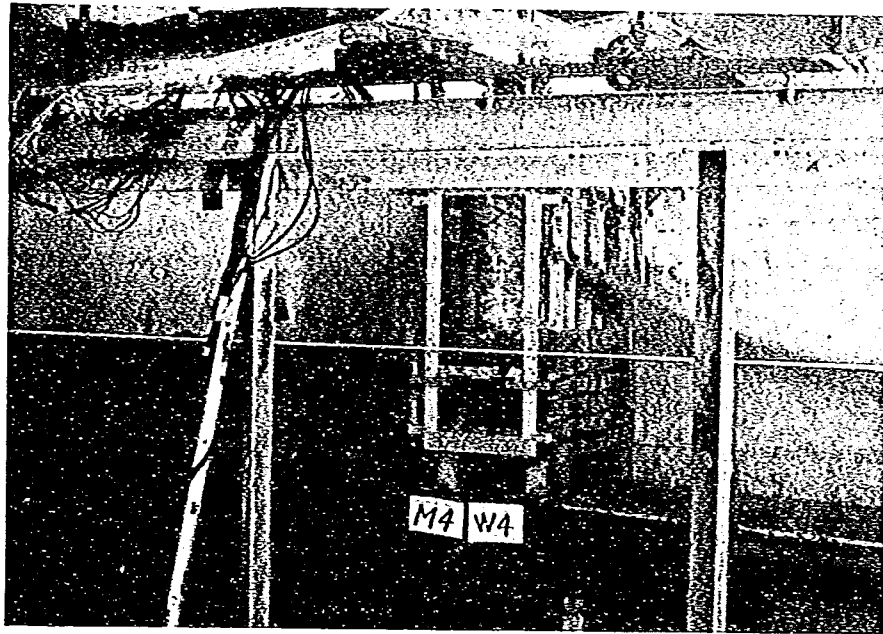


写真 8.2 波の作用状況（越波模型， $T = 1.6 \text{ sec}$ ， $H_0 = 22.1 \text{ cm}$ ）

8.4.2 水路床勾配と波力、波圧の関係

非越波模型（ $h_t/h = 1.1$ ）の場合における水深波高比 H'/h と $\overline{F_x \max}$ ， $\overline{F_z \max}$ との関係を図 8.8，8.9 に示す。ここに碎波領域での H' は仮想通過波高を用いた。また $\overline{F_x \max}$ ， $\overline{F_z \max}$ は 1 波ごとの最大波力の平均値である。ただし， $\overline{F_z \max}$ に関しては，鉛直上向きと下向き成分の両者を求めた。1/10，1/30 勾配ともに H'/h が増加し碎波領域になると， $\overline{F_x \max}$ は急激に増加する。1/10 勾配では $H'/h = 0.99$ で最大波力を示し，1/30 勾配では $H'/h = 0.83$ で最大となり，1/10 勾配の最大波力は 1/30 勾配の最大波力の約 3 倍に達する。さらに H'/h が増加すると $\overline{F_x \max}$ は減少する。

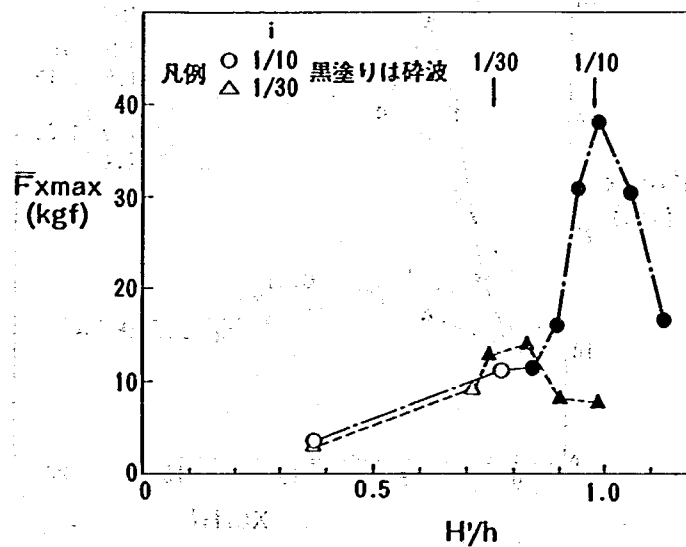


図 8.8 非越波模型の H'/h と $\overline{F_x \max}$ の関係

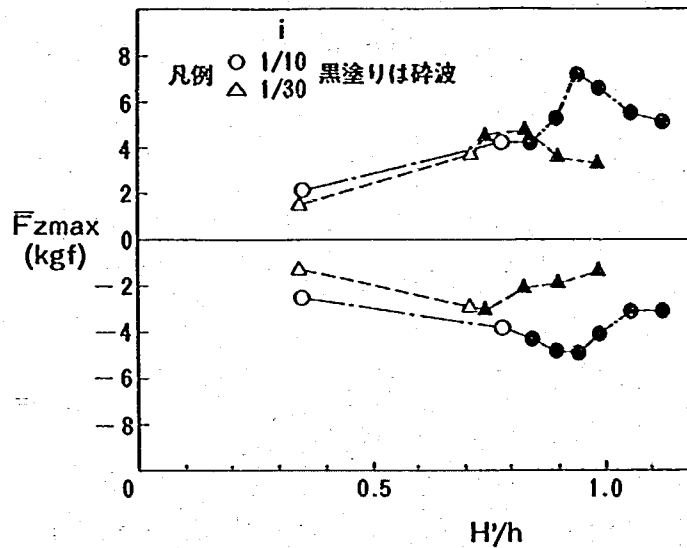


図 8.9 非越波模型の H'/h と $\overline{F_z \max}$ の関係

図 8.8 には砕波条件 H_b/h を矢印で示した。いずれの海底勾配の条件であっても $\overline{F_x \max}$ が最大値となる H'/h は H_b/h よりも大きく、模型より沖側で砕波する波浪条件であることがわかる。

一方、 $\overline{F_z \max}$ は H'/h の増加に対する変化が $\overline{F_x \max}$ に比べて小さく、1/10、1/30 勾配の $\overline{F_z \max}$ の最大値の差は $\overline{F_x \max}$ ほど大きくない。

次に、模型より砕波点までの距離 X_b と波高 H_f の比 X_b/H_f と $\overline{F_x \max}$ 、 $\overline{F_z \max}$ の関係を図 8.10、8.11 に示す。1/10 勾配、 $T = 1.6$ sec では $X_b/H_f \div 4$ で $\overline{F_x \max}$ が最大値を示す。また 1/30 勾配、 $T = 1.6$ sec では $X_b/H_f \div 6$ 、 $T = 2.0$ sec では $X_b/H_f \div 5$ 、 $T = 2.4$ sec では $X_b/H_f \div 6$ で $\overline{F_x \max}$ が最大となり、周期によって $\overline{F_x \max}$ が最大値を示す X_b/H_f が異なる。また 1/30 勾配に比べ 1/10 勾配では X_b/H_f に対する $\overline{F_x \max}$ の変化割合が大きい。

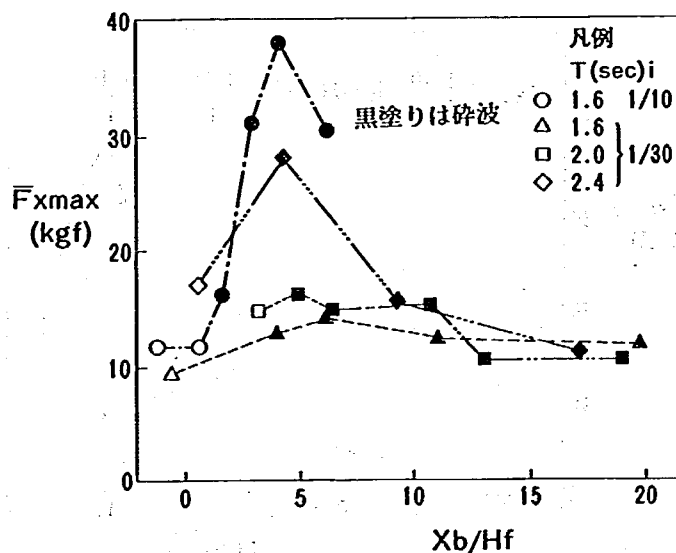


図 8.10 非越波模型の X_b/H_f と $\overline{F_x \max}$ の関係

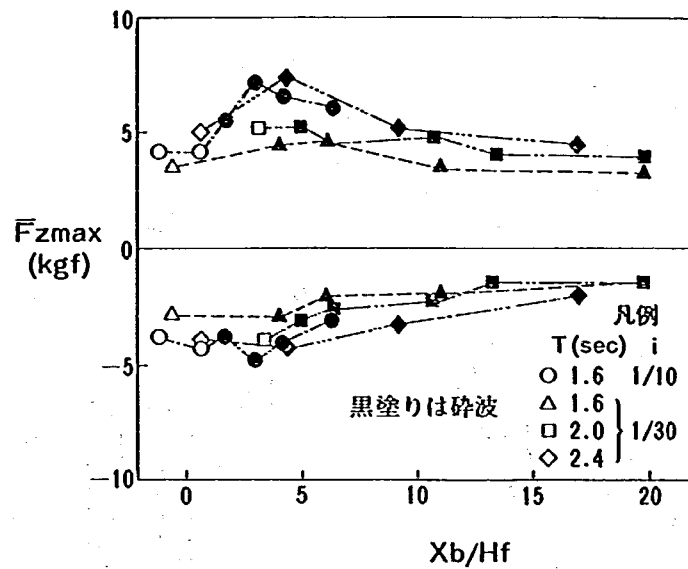


図 8.11 非越波模型の X_b/H_f と $\bar{F}_{z\max}$ の関係

次に波力の鉛直分布について調べた。図 8.12, 8.13 は 1/10, 1/30 勾配の条件の下で, 前面板に取り付けた波圧計の合力が最大となる時刻における前面板の波圧分布を入射波の波高ごとに比較したものである。前面板沖側の波圧分布は, 1/10, 1/30 勾配ともに重複波領域では静水面付近の波圧が最大となり合田式に似た分布となるが, 入射波高が増し重複波領域から碎波領域に変化すると静水面上

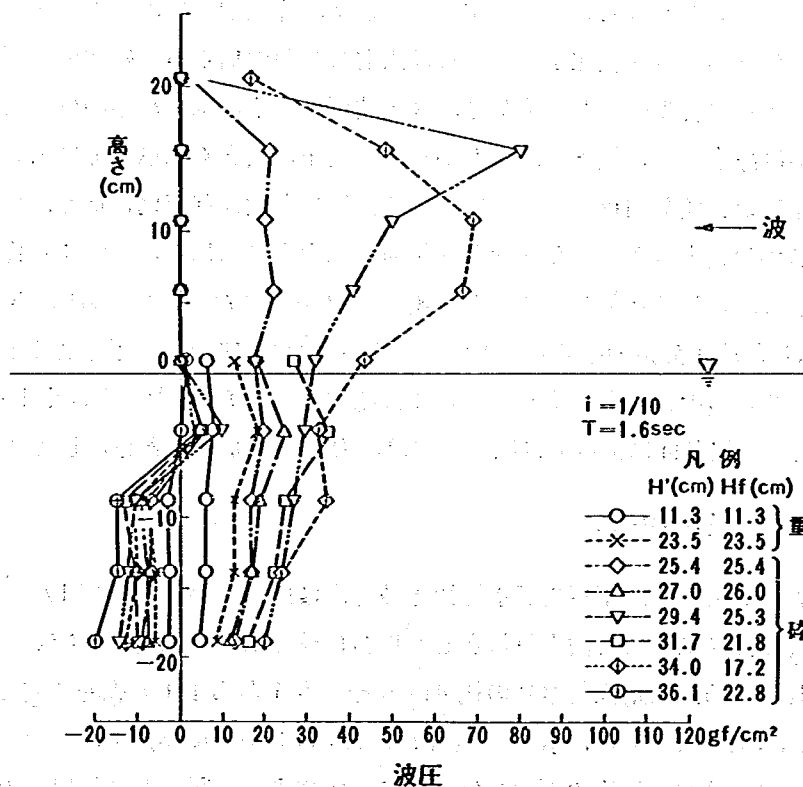


図 8.12 鉛直板に作用する波圧の分布 (非越波模型, 1/10 勾配)

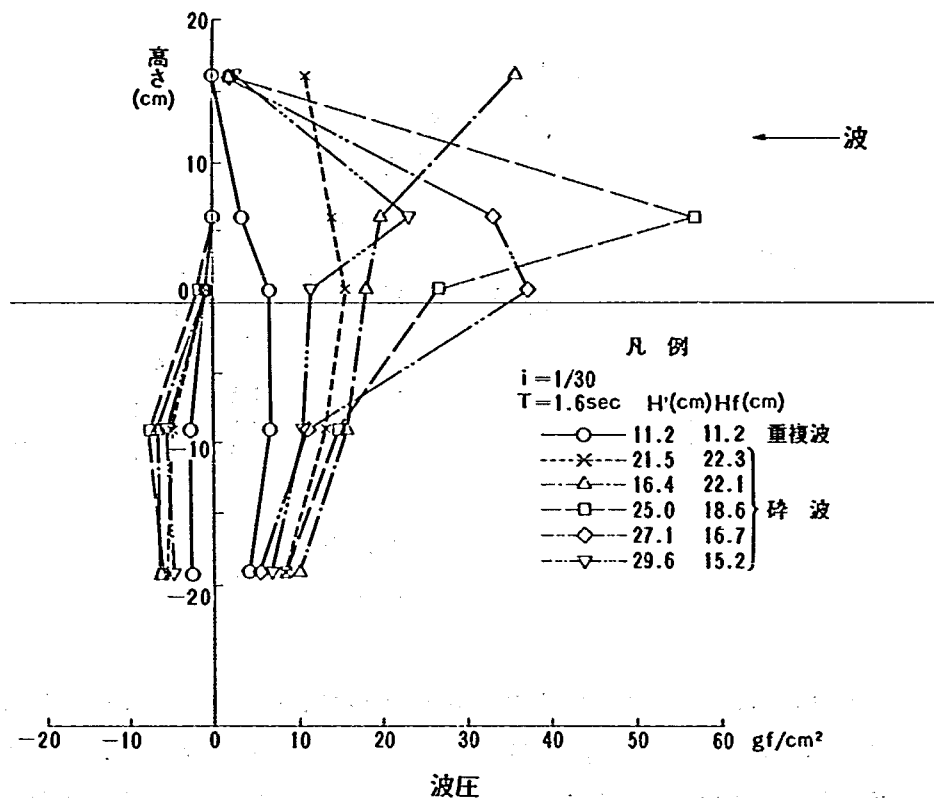


図 8.13 鉛直板に作用する波圧の分布 (非越波模型, 1/30 勾配)

の波圧が卓越する分布へと分布形状も大きく変化する。また、砕波領域では、入射波高が増加すると最大波圧を示す静水面からの高さが変化する。これは入射波高が増加すると砕波位置が沖側に移動するため前面板に衝突する水塊の位置が低くなり、最大波圧を示す静水面からの位置も低くなるのである。また砕波領域では静水面下に比べて静水面から上の波圧が大きく卓越していることがわかる。これに対して前面板岸側の波圧分布は重複波領域、砕波領域でも大きな変化はなく、前面板下端で最大となるような三角形の分布となる。また前面板岸側の静水面上にはほとんど波圧が作用せず、岸側の波圧の大きさは入射波高にほぼ比例し、沖側の波圧の $1/3$ から $1/2$ 程度の波圧になっている。

図 8.12, 8.13 に示した波圧分布の中での最大波圧は $1/10$ 勾配の場合、波圧強度で $3.3 w \cdot H$ 前後という非常に大きな値であった。これは広井式による波圧強度の $1.5 w \cdot H$ を大きく上回る値であり、 $1/10$, $1/30$ 勾配ともに波浪条件によっては衝撃的な砕波力が作用することを示している。

8.4.3 構造条件と波力、波圧の関係

構造条件のうち、天端高および水平板設置水深比と波力、波圧の関係について $1/30$ 勾配の実験値をもとに検討した。天端高を低くして波を越波させた場合は越波しない場合に比較して衝撃砕波力が小さくなると予想されるため、天端高と水深の比 h_t/h を -0.1 から 1.1 の範囲で変え、水平波力 $\bar{F}_{x\max}$ の変化を調べた。結果を図 8.14 に示す。 $h_t/h = 1.1$ は非越波模型、 $h_t/h = -0.1 \sim 0.2$ は越波模型であり、開発中の消波構造物の天端高は水深の 10% である。図で非越波模型の $\bar{F}_{x\max}$ が $H'/h \approx 0.85$ で明確な最大値を示すのに対して、越波模型では非越波模型の $\bar{F}_{x\max}$ が最大値を示す付

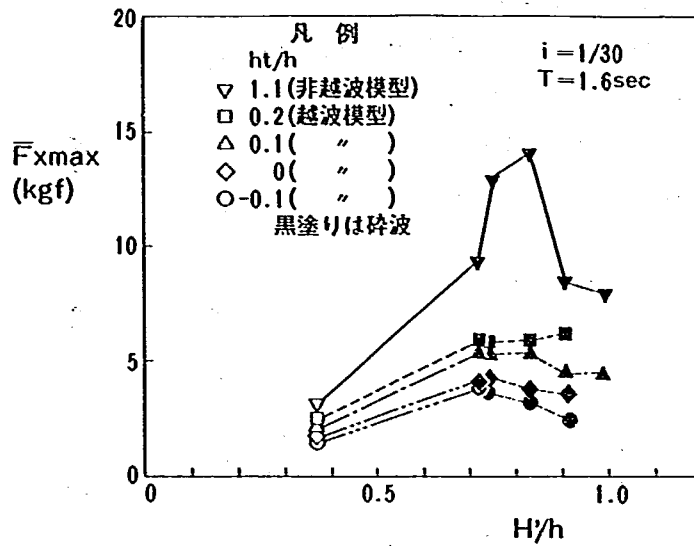


図 8.14 $\bar{F}_{x\max}$ と H'/h の関係

近では $\bar{F}_{x\max}$ はほぼ一定となり、さらに H'/h が増加するとわずかながら減少する。このように、非越波模型に比較して越波模型の $\bar{F}_{x\max}$ は H'/h が変化しても変化幅が小さく、波力も小さい。これは天端高を減らしたために、受圧面積が減少したこと、砕波した波の水塊が衝突する部分が減少し、衝撃的な波圧が作用しにくくなったためである。

越波模型の天端高を $h_t/h = -0.1 \sim 0.2$ の範囲で変えたときの前面板の波圧分布を図 8.15 に示す。 H'/h が 0.81 と砕波条件に近い場合は天端高によって波圧分布はほとんど変化しない。一方、

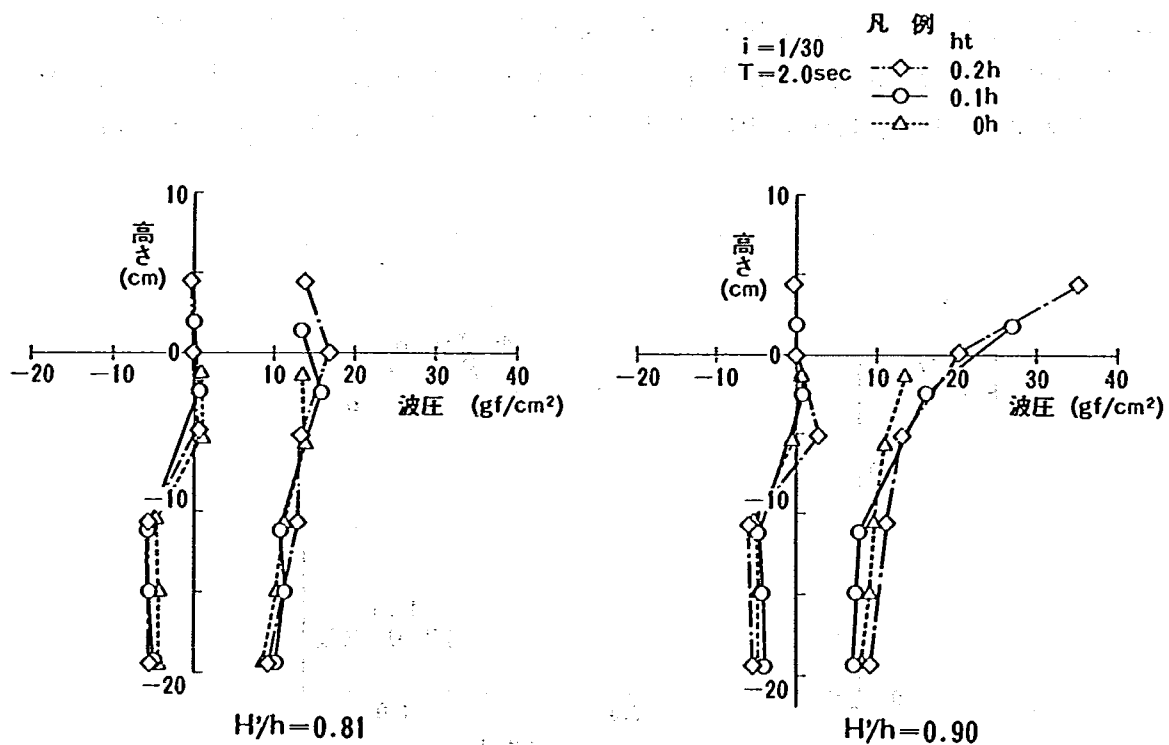


図 8.15 天端高を変えた場合の波圧分布の変化

H'/h が 0.9 の場合、水面上の部分には砕波した水塊が衝突するため、天端高が高いほど大きな波圧を受けている。図 8.13 の非越波模型の波圧分布と比較すると、砕波した水塊の衝突する部分が少ないため、衝撃的な波圧が作用する範囲が少ない。

水平板の設置位置によっては大きな波力が作用するため、次に、水平板設置水深比 h_{2p}/h と鉛直力 $\overline{F_z}$ max の関係を調べた。図 8.16 に h_{2p}/h と $\overline{F_z}$ max を鉛直方向実質面積と H_f で無次元化した鉛直波圧強度係数 f_z の関係を示す。上向きは f_z は重複波領域の場合と同様に、水平板が静水面の位置にあるとき最大となり、 h_{2p}/h が 0.1 以上では同程度の値を示す。下向きの f_z は h_{2p}/h が増加してもほとんど一定である。鉛直波力は $h_{2p}/h = 0$ の時最大となるので、実際の海域での潮位変動を考慮して、設計上、干潮時でも少なくとも水平板が没水するように注意を払う必要がある。

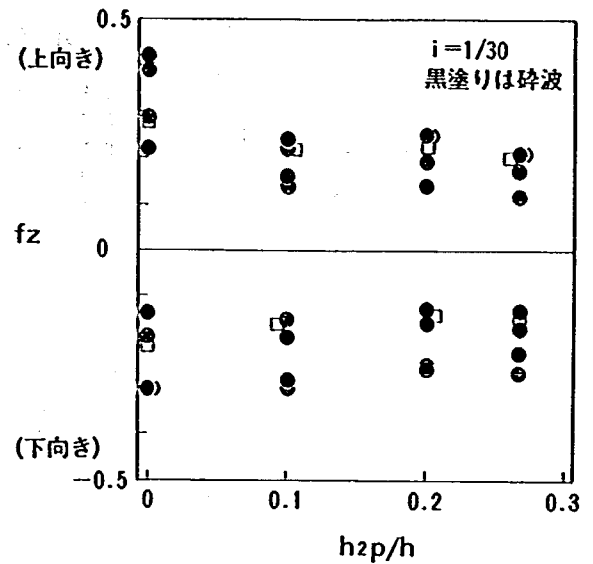


図 8.16 f_z と h_{2p}/h の関係 (越波模型)
($h_t/h = 0.1$, $h_{2p}/h = 0.2$, $i = 1/30$)

8.5 構造設計に用いる波力

8.5.1 水平波力

一般に波力の算定に際しては、合田公式が広く使用されている。この公式は重複波から砕波領域まで連続して取扱うことが可能なので、本研究においてもその準用を考える。ただし、本構造物は透過性であるため作用する波力は合田波力に比較して小さくなる。最初に、水平波力の実験値 $\overline{F_x}$ max と

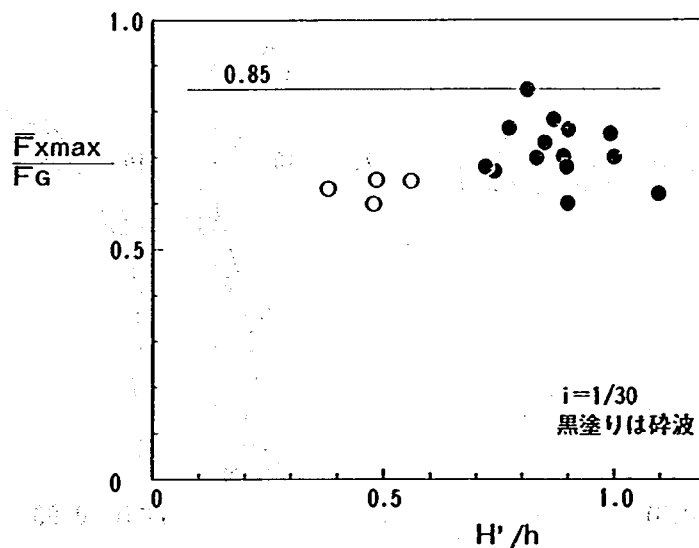


図 8.17 $\overline{F_x}$ max / F_g と H'/h の関係 ($h_t/h = 0.1$, $h_{2p}/h = 0.2$)

合田波圧が前面板の実質部分に働くものとして求めた水平波力 F_G の比 $\bar{F}_{x \max} / F_G$ を H'/h に対し図 8.17 に図示する。 $\bar{F}_{x \max} / F_G$ の値は水平波力に関する合田波力の低減率を示す。図 8.17 によれば、安全側となるように $\bar{F}_{x \max} / F_G$ の上限値をとって合田波力の低減率として $\lambda = 0.85$ を与えればよいと考えられる。以下に水平波力の算定式を示す。

$$\eta^* = 1.5 \cdot \lambda \cdot H_D \quad (8.1)$$

$$p_1 = \lambda \cdot \alpha_1 \cdot W_s \cdot H_D \quad (8.2)$$

$$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1 \quad (8.3)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[1 - \frac{4 \pi h / L}{\cosh(4 \pi h / L)} \right]^2 \quad (8.4)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_2}{h} \cdot \left(1 - \frac{1}{\cosh(2 \pi h / L)} \right) \quad (8.5)$$

ここに、 η^* : 静水面上波圧強度が 0 となる高さ (m)

p_1 : 静水面における波圧強度 (tf/m²)

p_3 : 鉛直板下端における波圧強度 (tf/m²)

h : 鉛直壁前面における水深 (m)

h_2 : 鉛直板の吃水深 (m)

W_s : 海水の単位体積重量 (tf/m³)

H_D : 設計計算に用いる波高 (m)

L : 水深 h における波長 (m)

λ : 波力の低減率

次に、水平波力の前面板と背面板の分担について調べる。図 8.5, 8.6, 8.7 によれば水平波力は冲向方向に比較して岸向方向が卓越している。そこで、岸向方向の水平波力が最大となるケースについて検討する。全体水平波力最大時の前面板の水平波力と全体水平波力の比を図 8.18 に示す。図より構造上不利な条件となるように全体水平波力の 5 割が前面板に、5 割が背面板に作用するもの

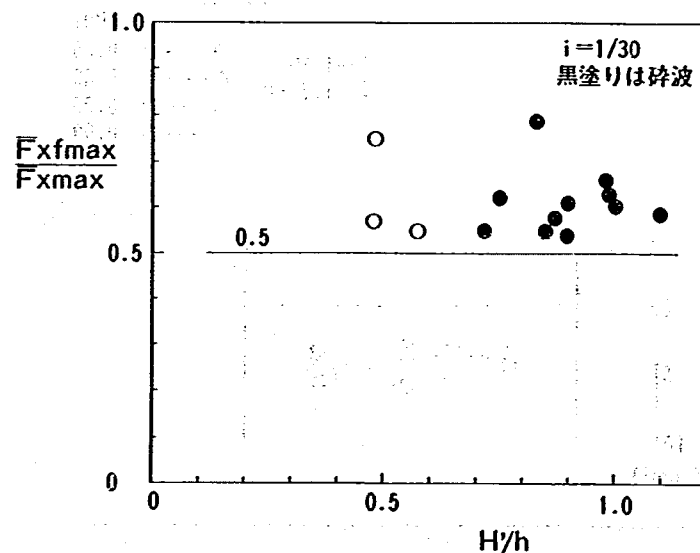


図 8.18 $\bar{F}_{xf \max} / \bar{F}_{x \max}$ と H'/h の関係 ($h_t/h = 0.1$, $h_{2p}/h = 0.2$)

と考える。

8.5.2 鉛直波力

鉛直波力 $\overline{F_z}$ max を, H_t の 5 倍だけ沖側の地点における波高と消波構造物の鉛直方向実質面積で無次元化した鉛直波力強度係数を図 8.19 に示す。また図 8.20 から鉛直波圧は水平板下面にほぼ一様に分布している。これらより, 設計に用いる鉛直波圧強度係数は安全側を考慮して図の上限をとり 0.26 とする。設計鉛直波圧は次式で与え, 水平板実質部に一様に作用させる。

$$p_z = 0.26 \cdot W_s \cdot H_b \quad (8.6)$$

また, 水平, 鉛直波力の組合せは図 8.6, 8.7 の波力の時刻歴より, 水平と鉛直の波力の最大値が同時に作用するものとする。

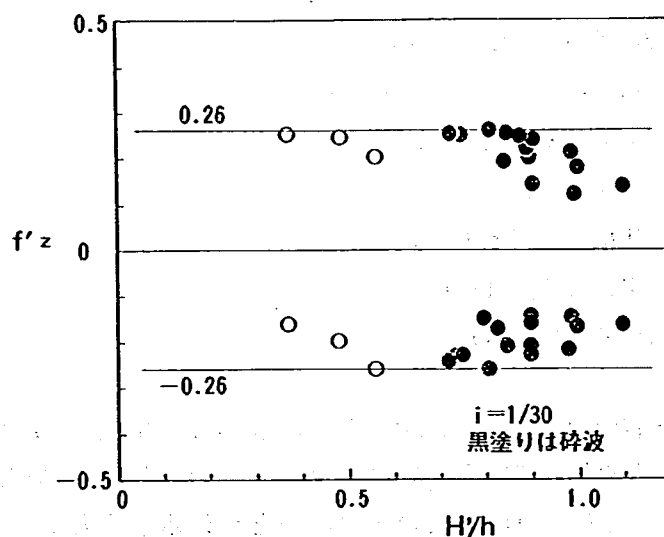


図 8.19 f'_z と H/h の関係 ($h_t/h = 0.1$, $h_{2p}/h = 0.2$)

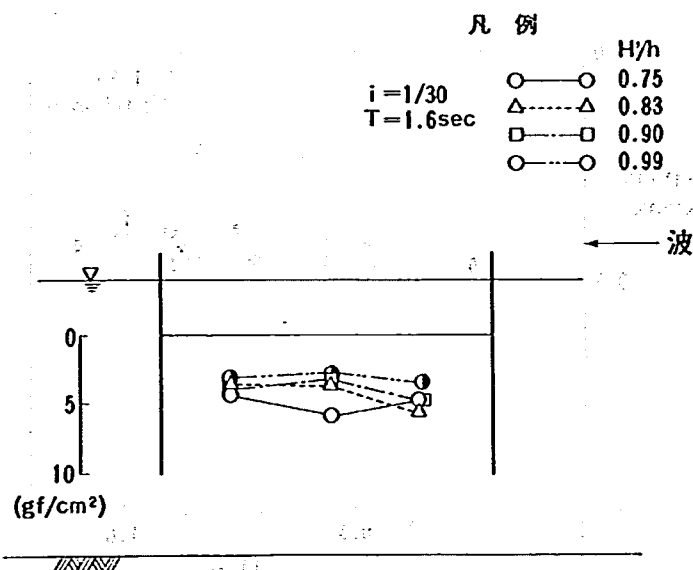


図 8.20 水平板に作用する波圧の分布 (越波模型, $h_t/h = 0.1$, $h_{2p}/h = 0.2$)

8.5.3 消波板の設計に用いる波力

前面板、背面板の設計に用いる波力は安定性の検討に用いる水平波力を準用して用いるものと考え
る。水平波力 $\bar{F}_{x, \max}$ に対する前面板、背面板の水平波力の比を図 8.21 に示す。最大で、前面板には

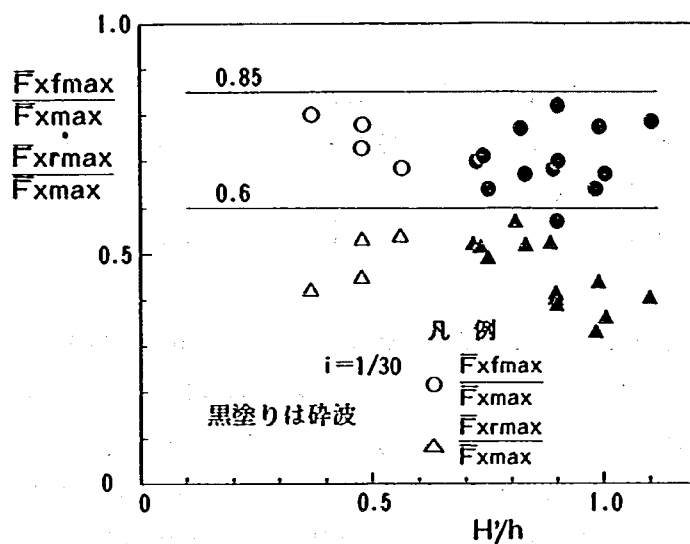


図 8.21 $\bar{F}_{x, \max}/\bar{F}_{x, \max}$, $\bar{F}_{x, \max}/\bar{F}_{x, \max}$ と H/h の関係 ($h_t/h = 0.1$, $h_{2p}/h = 0.2$)

$\bar{F}_{x, \max}$ の 0.82 倍、背面板には $\bar{F}_{x, \max}$ の 0.57 倍の波力が作用している。安全側を考慮して、消波板の
設計に用いる波力は安定性の検討に用いる水平波力の前面板で 0.85 倍、背面板で 0.6 倍の波力を与え

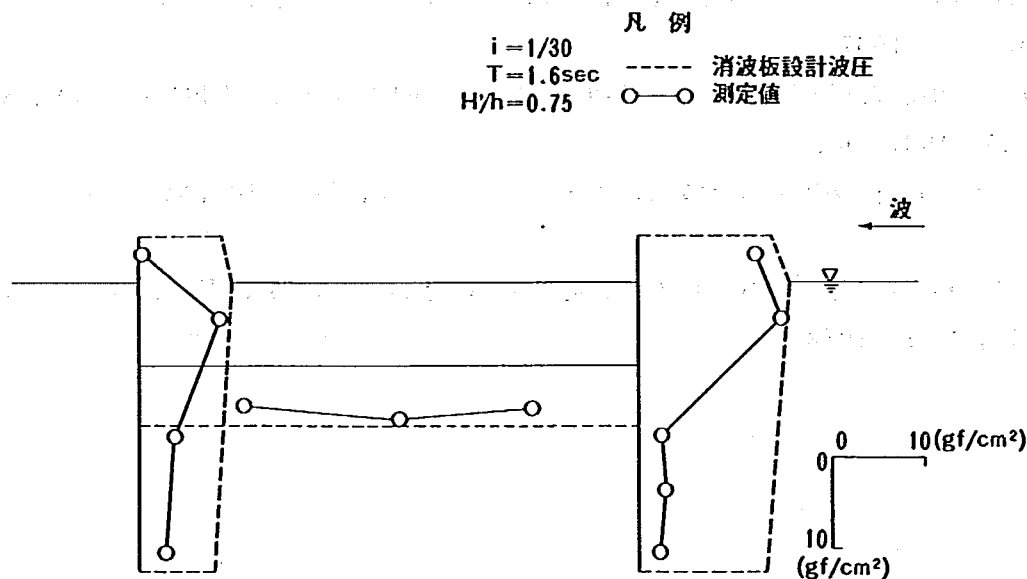


図 8.22 設計用波圧と実験値の比較 ($h_t/h = 0.1$, $h_{2p}/h = 0.2$)

る。水平板の設計には安定性の検討に用いる鉛直波力を用いる。以上の消波板の設計に用いる波圧と波圧の実験値とを比較した結果を図 8.22 に示す。図は $T = 1.6 \text{ sec}$ のうち最大波力が生じたケースで、実験値は設計波圧をすべての測点で下回っている。消波板の設計を行う際には、図 8.15 に示したように、鉛直消波板の静水面上の部分に衝撃的な波圧が作用する場合もあり、消波板に対する衝撃力についても検討する必要がある。

8.6 ま と め

本実験から得られた結果をまとめると以下の通りである。

- ① 砕波波力は構造物よりやや沖側で砕波する波で最大となり、1/30勾配に比べ、1/10勾配の方が砕波波力が大きく波力の作用時間も短い。
- ② 越波模型は非越波模型に比べて H/h の増加による $\overline{F_x}_{\max}$ の変化の幅が小さく、波力も受圧面積の減少以上に小さくなる。
- ③ 鉛直波圧強度は砕波領域においても水平板設置水深比 $h_{zp}/h = 0$ の時最大となるので、設計においては h_{zp}/h は水平板が常時没水しているように設定する必要がある。
- ④ 構造物の安定性の検討に用いる水平波力は合田波力に低減率 $\lambda = 0.85$ を乗じた波力が鉛直板の実質部に作用するとし、鉛直波力は波圧強度を $0.26 w_0 H_0$ とすればよい。このとき水平波力と上向き鉛直波力は同時に作用させ、水平力は前面板に 5 割、背面板に 5 割の波力分担とする。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書 (1)，No 2454，pp. 107～120，pp. 121～132，1987。
- 2) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書 (2)，No 2510，pp. 83～90，1987。
- 3) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書 (3)，No 3577，pp. 185～198，1987。
- 4) 合田良実：砕波指標の整理について，土木学会論文報告集，Vol. 180，No 8，pp. 39～49，1970。
- 5) 合田良実・福森利夫：直立壁および混成堤直立部に働く波圧に関する実験的研究，港研報告，Vol. 11，No 2，1972。

第9章 鋼板セル式海域制御構造物周りの 洗掘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㈱鉄構技術部 中山 種清

土木技術開発室 飯村 修

土木技術研究室 喜田 浩

土木技術開発室 柳本 泰伴

土木海洋設計室 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

水理研究室 大中 晋

9.1 ま え が き

鋼板セル式海域制御構造物は、根入れ式鋼板セルを断続的に配置した透過性海域制御構造物であり、単純な円筒形のセル体を配置したもの（基本タイプ）と、スリット壁付遊水室を設けて消波性能の向上を図ったもの（遊水タイプ）とに分類される。これらの構造体の消波性能や構造物に作用する波力は既に明らかにされており^{1), 2), 3)}、また、基本タイプに関しては、移動床実験により構造物周辺の地形変化が検討されている⁴⁾。一方、遊水タイプでは、遊水室からの流出水等によるセル体周辺の洗掘が予想されるが、これについての検討は行われていなかった。本実験では、遊水タイプにおけるセル体周辺の洗掘状況を把握するため、固定床において流況測定を行うとともに、移動床実験によりセル体周辺の地形変化を調べた。図9.1に鋼板セル式海域制御構造物（遊水タイプ）の概念図を示す。

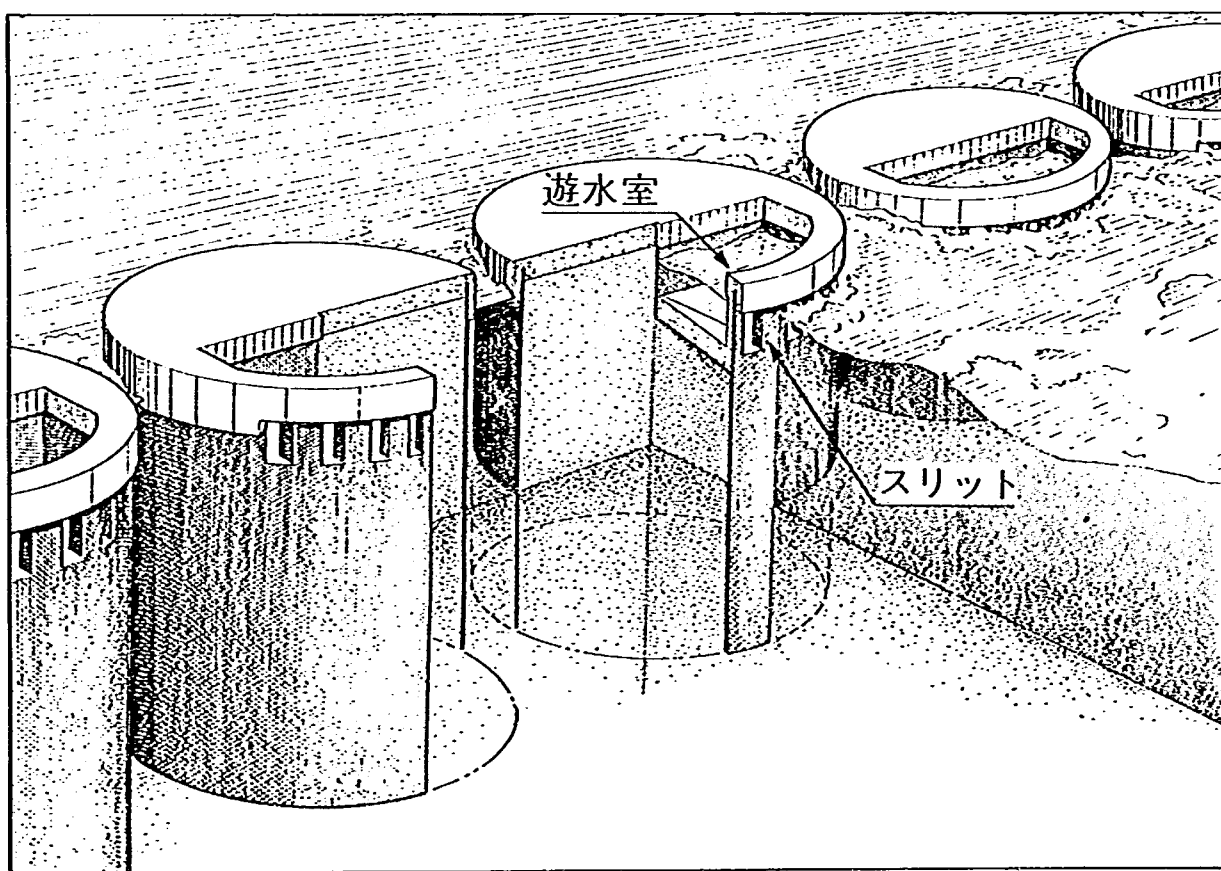


図 9.1 鋼板セル式海域制御構造物（遊水タイプ）概念図

9.2 流況測定実験

9.2.1 実験方法

実験には、建設省土木研究所水理共同実験棟内の小型造波水路を用いた。水路は全長33m、幅0.3m、高さ0.8mの諸元を有する。水路床は、造波板から11.75mを水平床、そこから2mを1/10勾配斜面、続いて11mを水平床とし、水路端に長さ5m、勾配1/10の消波斜面を設けた（図9.2）。水路の片面はガラス張りであり、そこを通して水路内の流況を観察することができる。実験の縮尺は、

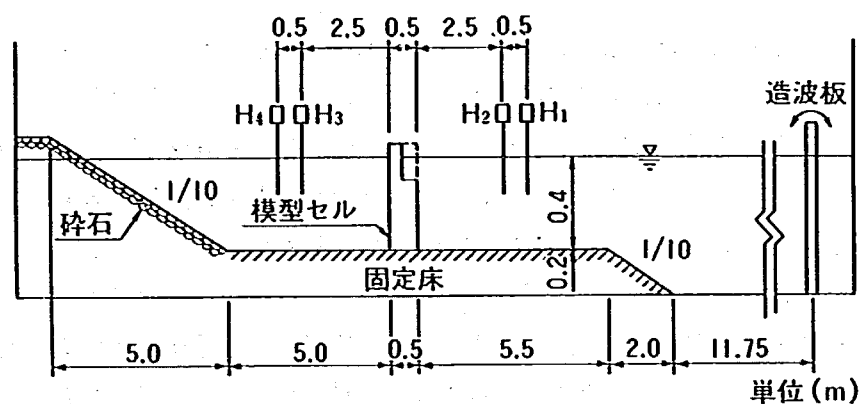


図 9.2 流況測定実験装置

1/37.5とし、実物と模型のスケールは表 9.1 の通りとした。対象とした構造物は、図 9.1 に示すような、スリット付遊水室を有する鋼板セル式海域制御構造物である。実験に用いた鋼板セル模型の諸元を図 9.3 に示す。模型は、図に示すように円筒セルを半割りにしたものであり、セル中心を通り、

表 9.1 実験スケール

項 目	実 物	模 型 (1/37.5)	備 考
セル直径 (D)	18.75 m	0.50 m	
セル天端高 (R)	2.625 m	0.07 m	
水 深 (h)	15.00 m	0.40 m	
遊水室水深 (h')	3.75 m	0.10 m	$h'/h = 0.25$
セル間隙 (b)	3.75 m	0.10 m	$b/D = 0.20$

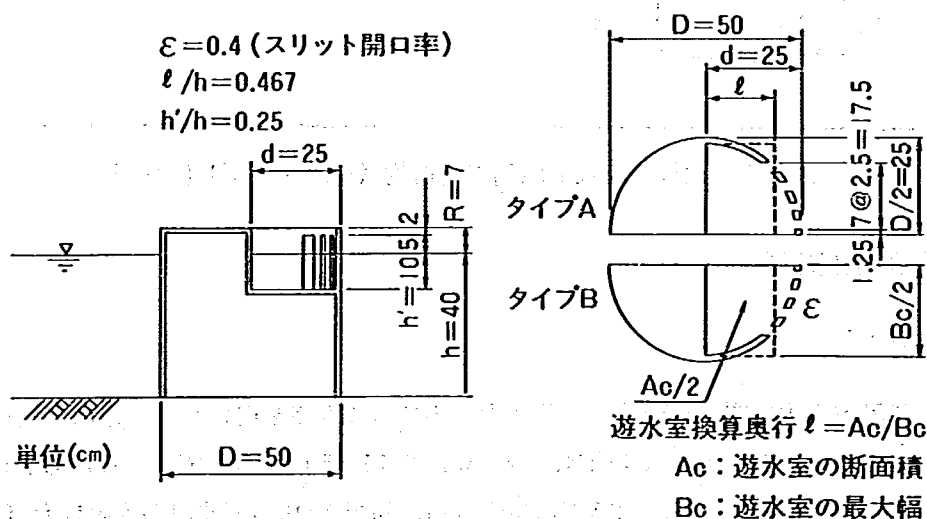


図 9.3 鋼板セル模型

水路縦断方向に遊水室を切断する面に関して対称なタイプAとタイプBの2種類とした。各々の模型は、図9.4に示すように設置し、ガラス面を通してケースI（模型タイプA）では遊水室周辺の流況を、ケースII（模型タイプB）ではセル間隙部の流況を測定した。なお、今回の実験では、セル間隙（ b ）とセル直径（ D ）との比は、 $b/D = 0.2$ を想定し、模型と水路側壁との間隙（ $b/2$ ）は5 cmとした。

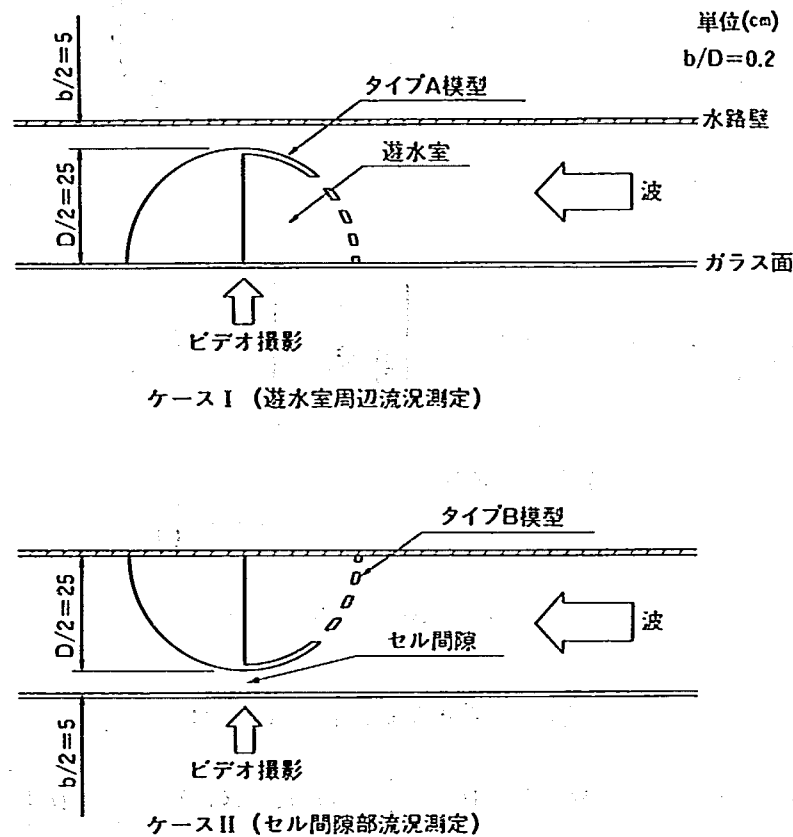


図9.4 流況測定実験要領

実験では、入・反射波高、透過波高、さらにセル体周辺の流況、遊水室前面およびセル間隙での流速を測定した。なお、これらの測定は多重反射が生ずる以前の段階で終了させた。入射波と反射波の波高は、図9.2に示す波高計 H_1 、 H_2 の測定値から、合田らの方法⁵⁾により分離して算出した。透過波の波高は、 H_3 と H_4 の測定値の平均とした。流況は、シリコンボール（比重1.01、直径約1.0 cm）をトレーサとし、その動きを図9.4に示す方向からビデオ撮影して測定した。流速の測定には電磁流速計を用いた。流速の測定位置を図9.5に示す。ケースIでは遊水室前面における波の進行方向および鉛直方向の流速を、ケースIIではセル間隙部における波の進行方向の流速を測定した。波浪条件は、表9.2に示す8ケースとした。

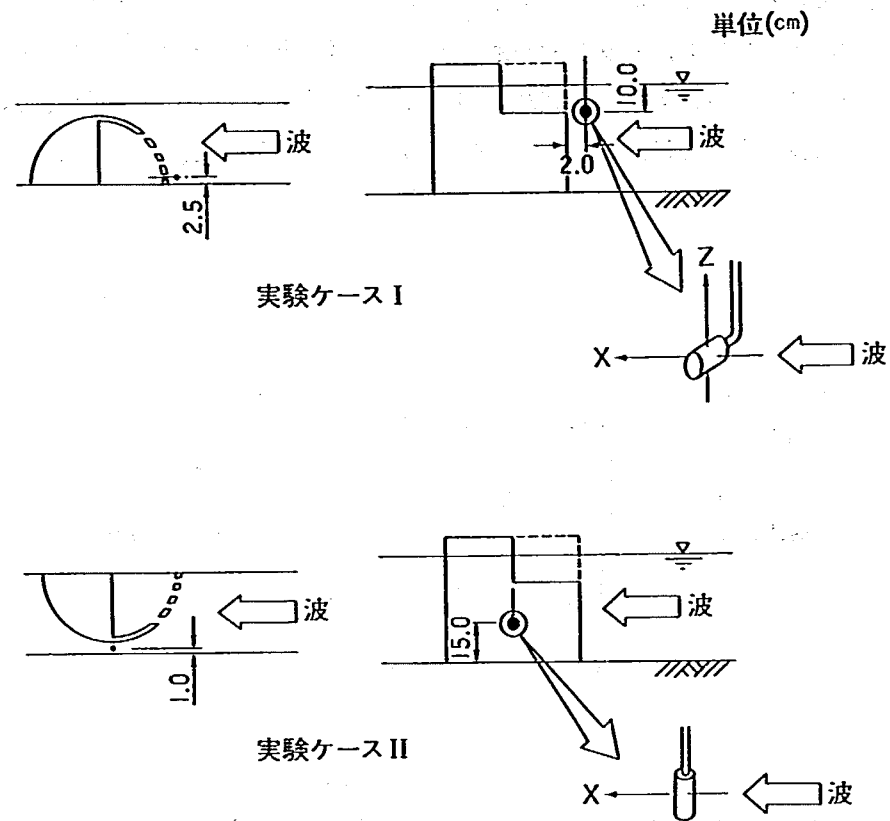


図 9.5 流速測定位置図

表 9.2 流況測定実験の波浪条件

周 期 (sec)	波 高 H	波 長 L(m)	H/ L	h/ L
0.98 (6.0)	4 cm (1.5 m)	1.41 (52.9)	0.028	0.284
	8 cm (3.0 m)		0.057	
1.55 (9.5)	4 cm (1.5 m)	2.72 (102.0)	0.015	0.147
	8 cm (3.0 m)		0.029	
	12 cm (4.5 m)		0.044	
2.29 (14.0)	4 cm (1.5 m)	4.30 (161.3)	0.009	0.093
	8 cm (3.0 m)		0.019	
	12 cm (4.5 m)		0.028	

* () 内数値は実スケールを示す。

9.2.2 実験結果

(1) 消波効果

ケース I における透過率 K_T 、反射率 K_R と相対水深 h/L の関係を図 9.6 に示す。 K_T は前報³⁾ と同様、 h/L の増加とともに減少する。すなわち周期が短いほど K_T が小さくなっている。特に波高 H が同じ場合には、ほぼ直線的に変化していることがわかる。 H による K_T の変化をみると、 H が大きいほど K_T が大きくなっている。これは越波の影響と考えられる。すなわち、実験では $H = 8 \text{ cm}$ 以上で越波が生じており、 H が大きいほど越波による波高伝達が著しかったことによる。

K_R に関しては、前報³⁾ と同様 h/L の増加とともに減少しているが、 K_R の値は周期の長い波において前報より若干大きくなっている。これは、前回は平面水槽に 6 基のセル体を並べて実験を行ったのに対し、今回は 2 次元水路であったこと、および半割りセル模型を用いたことの影響と思われる。しかしながら、 K_T 、 K_R とも消波効果の目標値 ($K_T \leq 0.6$, $K_R \leq 0.5$) をほぼ満足している。

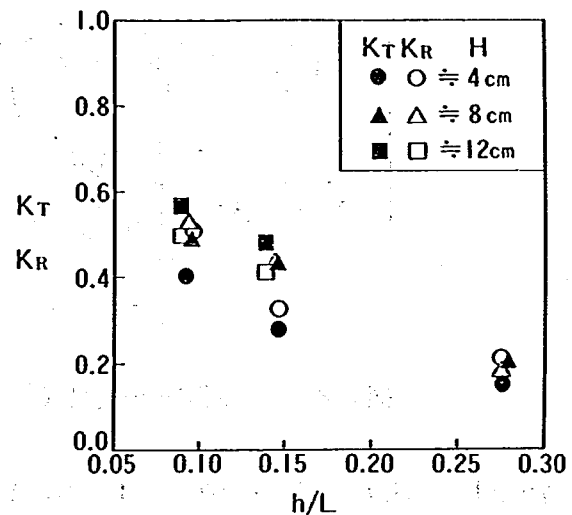


図 9.6 K_T , K_R と h/L の関係 (ケース I)

(2) 流況測定結果

周期 $T = 1.55 \text{ s}$ 、波高 $H = 8 \text{ cm}$ の波浪条件における流況測定結果を図 9.7 および図 9.8 に示す。これらの図はシリコンボールの動きと、その時の水面形を $1/4$ 周期 (0.39 秒) ごとにトレースしたものであり、セル前面に波の谷が来たときのシリコンボールの位置を黒点で、また、その時の水面形を

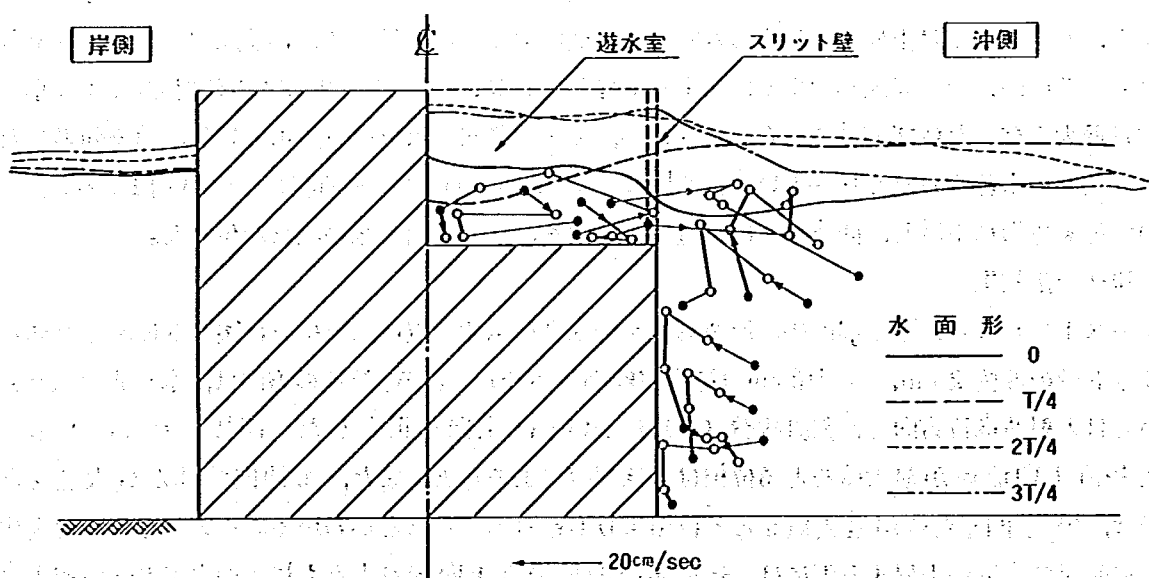


図 9.7 遊水室周辺の流況 (ケース I, $T = 1.55 \text{ sec}$, $H = 8 \text{ cm}$)

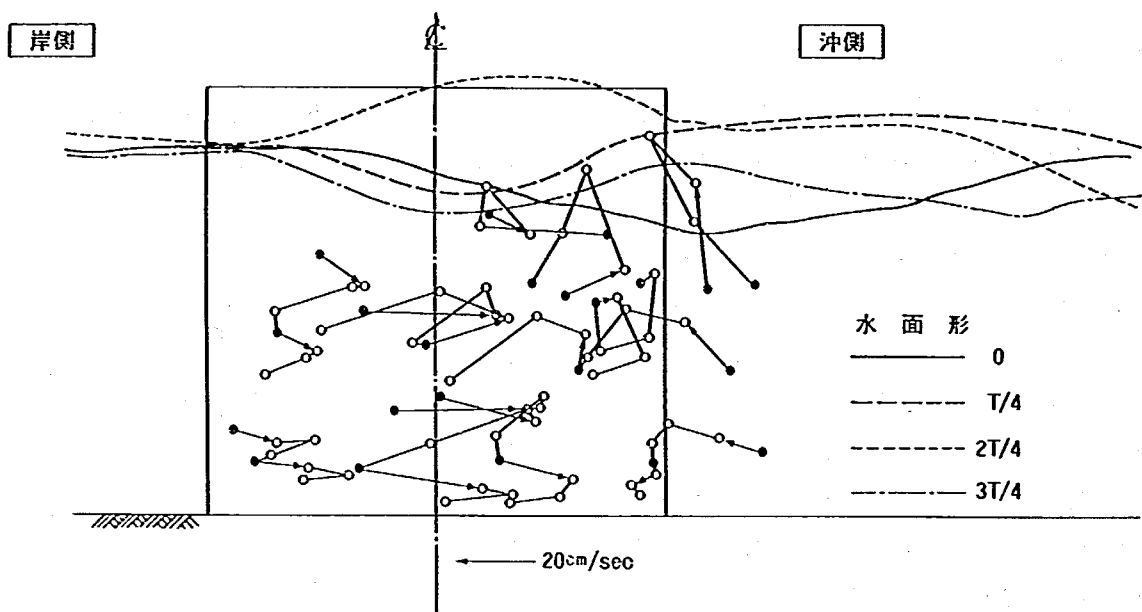


図 9.8 セル間隙部の流況（ケースⅡ， $T = 1.55 \text{ sec}$ ， $H = 8 \text{ cm}$ ）

時刻 0 として示した。図 9.7 はケースⅠにおける測定結果であり、セル体中心線を通り遊水室を縦断する断面での流況を示す。遊水室周辺での流況を調べると、スリット壁前面水位が上昇し始めた時点（ $0 \sim T/4$ ）では、遊水室の水位はむしろ下降しており、遊水室から外へ向う流れがある。その後 $T/4 \sim 2T/4$ の位相では、遊水室内へ水が流入するとともに水位も上昇し、スリット壁前面の水位がほぼ最大となる時点（ $2T/4$ ）では遊水室の水位とスリット壁前面の水位はほぼ同一となる。さらに時間が経過し、 $2T/4 \sim 3T/4$ の位相では、遊水室内の水位はほぼ一定であるのに対し、スリット壁前面の水位は下降し始め、スリット壁前面では下向きの流れが生ずる。 $3T/4 \sim 0$ の位相において、遊水室の水位が下降し始めると、遊水室から外へ向かう流れが見られた。

次に、ケースⅡのセル間隙部鉛直断面の流況を図 9.8 に示す。 $0 \sim T/4$ の位相でセル前面水位が上昇すると、セル沖側では上昇流が生ずると同時に、間隙部セル中心付近では沖向のかなり強い流れが生じる。その間、セル間隙部の水位はあまり上昇していない。 $T/4 \sim 2T/4$ の位相では、セル前面の水位は最大となった状態であり変動しないが、セル間隙部の水位は急激に上昇し、縮流効果のためにセル前面の水位より高くなっている。 $2T/4 \sim 3T/4$ の位相でセル前面の水位が下降すると、間隙部の水位も急激に下降し、間隙部では鉛直下方を向き、かつ岸向の強い流れが生じた。

(3) 流速測定結果

ケースⅠにおける遊水室前面の流速波形例を図 9.9 に示す。流速測定位置は図 9.5 に示した通り、スリット壁の沖側 2 cm、水深 10 cm（遊水室底面レベル）である。流速の方向は、水平成分（ u ）については入射波進行方向を、鉛直成分（ w ）については上向を正とした。図によれば、①岸向流速と鉛直上向流速が最大値をとる位相はほぼ同一であること、また、②沖向流速が最大値をとる位相は、鉛直下向流速が最大値をとる位相よりも遅れることなどがわかる。このような流速変化は、遊水室前面の水位が上昇する際には、セル体前面に沿う上向流れとともに、遊水室内への流入水による岸向水平流が生じ、一方、前面の水位が下降する際には下向の流れとともに、遊水室からの

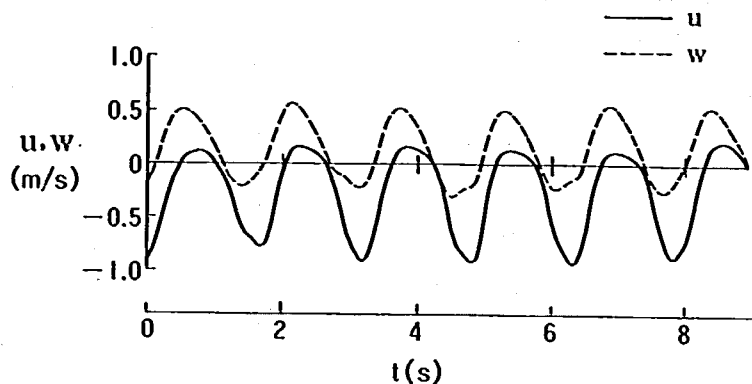


図 9.9 遊水室前面の水平・鉛直流速波形 (ケース I, $T = 1.55 \text{ sec}$, $H = 8 \text{ cm}$)

流出水による冲向水平流が生ずることを表わしている。流速の卓越方向は u が負, w が正方向である。すなわち, 水平成分では遊水室からの流出による冲向流れが, 鉛直成分では水位上昇時の上向流れがそれぞれ卓越している。同様に, 図 9.10 はケース II におけるセル間隙部の水平流速波形例である。流速測定位置は, 図 9.5 に示した通り, セル模型と水槽側壁間の最縮流部, 水深 25 cm の位置である。流速の方向は, 前図における u と同様, 入射波進行方向 (岸向) を正としている。この図から, 間隙部の当測点での流速は, 岸向流速の絶対値の方が冲向のそれよりも大きいことがわかる。

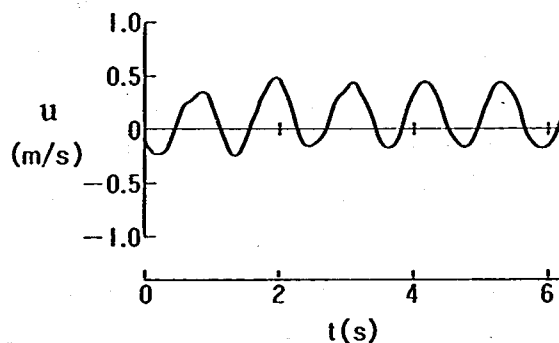


図 9.10 セル間隙部の水平流速波形
(ケース II, $T = 1.55 \text{ sec}$, $H = 8 \text{ cm}$)

図 9.11 はケース I における遊水室前面の岸向, 冲向最大水平流速の平均値 $\bar{u}_{\max}$, $\bar{u}_{\min}$ と, h/L の関係を示す。図では $\bar{u}_{\max}$, $\bar{u}_{\min}$ と微小振幅波理論による最大水平流速の計算値 u_0 との比を縦軸にとった。 u_0 は次式により求まる。

$$u_0 = \frac{\pi H_1 \cosh \{ k(h+z) \}}{T \sinh(kh)} \quad \dots\dots\dots (9.1)$$

ここに, H_1 : 入射波高, k : 波数 ($k = 2\pi/L$), z : 流速計算位置深さであり, $z = -10 \text{ cm}$ と与えられる。

この図より遊水室からの流出水による $\bar{u}_{\min}/u_0$ は, h/L の増加とともに減少しているのに対し, 流入水による $\bar{u}_{\max}/u_0$ は逆に若干増加する傾向にあることがわかる。流速の大きさをみると, $\bar{u}_{\max}$ は微小振幅波理論による水平流速の計算値 u_0 の 0.5 ~ 1.5 倍であるのに対し, $\bar{u}_{\min}$ は u_0 の

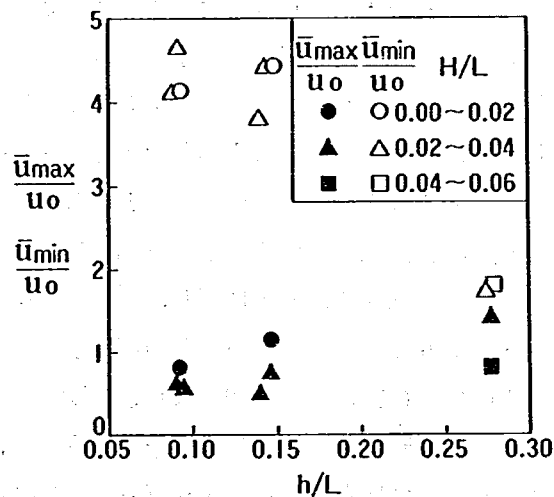


図 9.11 遊水室前面水平流速と h/L の関係 (ケース I)

の1.8～4.7倍となっており、 $\bar{u}_{\min}$ はかなり大きな流速となっている。すなわち、遊水室前面での水平流速は、流出水による冲向の流速が卓越していることがわかる。また、この現象は特に周期の長い波において顕著である。

図9.12は、ケースIにおける遊水室前面の上向、下向最大鉛直流速の平均値 $\bar{w}_{\max}$ 、 $\bar{w}_{\min}$ と h/L の関係を示す。図では、 $\bar{w}_{\max}$ 、 $\bar{w}_{\min}$ と、微小振幅波理論に基づく完全重複波の鉛直流速計算値 w_0 との比を縦軸にとった。 w_0 は次式により求まる。

$$w_0 = \frac{2 \pi H_1 \sinh \{ k (h+z) \}}{T \sinh (kh)} \quad \dots\dots\dots (9.2)$$

この図より、 $\bar{w}_{\max}/w_0$ 、 $\bar{w}_{\min}/w_0$ はいずれも h/L の増加とともに減少することがわかる。

これは h/L が大きい波は K_R が小さく(図9.6参照)、構造物前面の重複波高が小さくなったことの影響と考えられる。構造物前面の洗掘に大きく影響を及ぼす下向の鉛直流速 $\bar{w}_{\min}$ の大きさは、完全重複波における最大鉛直流速 w_0 の0.3～1.6倍であるのに対し、上向の最大流速 $\bar{w}_{\max}$ は w_0 の0.8～3.1倍と、 $\bar{w}_{\min}$ に比べて絶対値が大きな値となっている。

図9.13は、ケースIIにおけるセル間隙部の岸向、冲向最大水平流速の平均値 $\bar{u}_{\max}$ 、 $\bar{u}_{\min}$ と h/L の関係を示す。図では、 $\bar{u}_{\max}$ 、 $\bar{u}_{\min}$ と $6u_0$ の比を縦軸にとった。ここに、 u_0 は式(9.1)で $z=-25$ cmにおいて求まる微小振幅波理論に基づく計算値であり、縮流による流速の増加を考慮し、水路幅(30cm)/間隙幅(5cm)を u_0 に乗じて $6u_0$ とした。すなわち、 $6u_0$ は入射波のもつ全エネルギーが間隙部を通過する場合の最大流速と考えられる。この図より、 $\bar{u}_{\max}/6u_0$ 、 $\bar{u}_{\min}/6u_0$ はいずれも h/L の増加とともに減少していることがわかる。これは入射波のもつエネルギー量のうち、セル間隙部を通過するエネルギー量の割合が h/L の増加とともに減少することを意味し、その結果、図9.6にみられたように h/L の増加とともに k_T が減少することとなる。岸向と冲向の流速を比較すると、 $\bar{u}_{\min}/6u_0$ の値は0.1～0.5であるのに対し、 $\bar{u}_{\max}/6u_0$ は0.3～0.6であり、岸向の流速が卓越している。この現象は特に h/L が大きい波において顕著である。波形勾配 H/L による影響をみると、 H/L が大きいほど $\bar{u}_{\max}/6u_0$ が小さくなるのに対し、逆に $\bar{u}_{\min}/6u_0$ は大きくなっている。これは H が大きくなると入射波のエネルギー

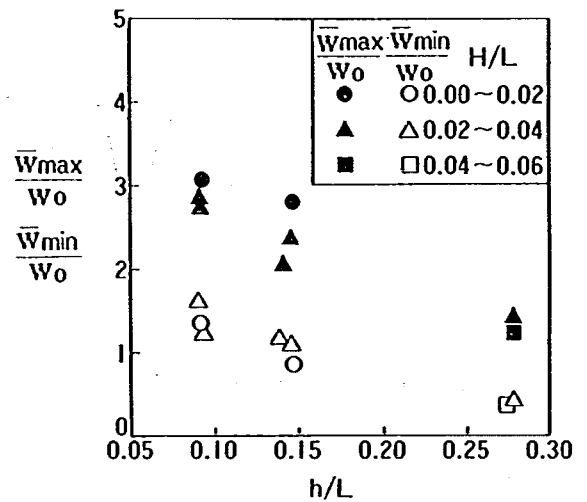


図9.12 遊水室前面鉛直流速と h/L の関係(ケースI)

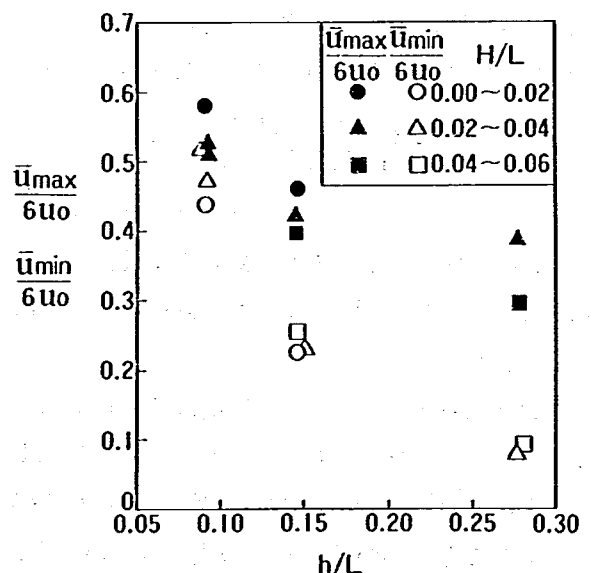


図9.13 セル間隙部水平流速と h/L の関係(ケースII)

の一部が越波により岸側へ伝達され、間隙部を通過するエネルギー量が相対的に減少し $\bar{u}_{\max}/6 u_0$ が減少すること、および越波が生じた場合 K_T が大きくなり、岸側の波高が大きくなって冲向流速が大きくなったことによると考えられる。

9.3 洗掘実験

9.3.1 実験方法

洗掘実験では、セル体周辺の水路床を移動床とし、洗掘状況を検討した。使用した水路およびその断面形状は図 9.2 に示した流況測定実験の場合と同様であるが、セル体周辺での洗掘状況を測定するため、模型の沖側 2.5 m から岸側 1.5 m までの水路床を中央粒径 $d_{50} = 0.28 \text{ mm}$ の砂を用いた移動床とした（図 9.14 参照）。実験の縮尺は、流況測定実験と同様、 $1/37.5$ である。使用したセル模型は、流況測定実験におけるタイプ B の模型であるが、構造物周辺では洗掘が予想されるため、模型下部に

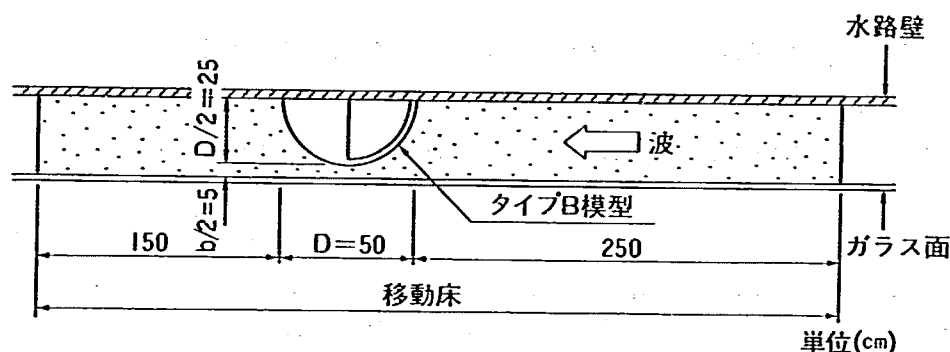


図 9.14 洗掘実験要領

半円状部材を継ぎ足し、水路床に根入れさせた。

地形変化量は、水路上に設置した台車上の基準点から移動床表面までの鉛直距離を測定することによって求めた。その測定は、図 9.15 に示す水路縦断方向の 2 測線上を 10 cm 間隔で行った。ただし砂澱がある場合は、その山と谷を測定した。

波浪条件は、 $T = 1.55 \text{ s}$ 、 $H = 8.0 \text{ cm}$ となるよう設定したが、洗掘実験の場合、波を連続的に作用させたため、造波板と模型との間で多重反射が生じ、波高が設定値より若干大きくなった。実験時の波高測定結果から求めた入射波高、周期および K_T 、 K_R の平均値を表 9.3 に示す。なお、波高は 5 分間隔で測定した。波の作用時間は、事前に行った予備実験により、地形安定に要する時間を確認し

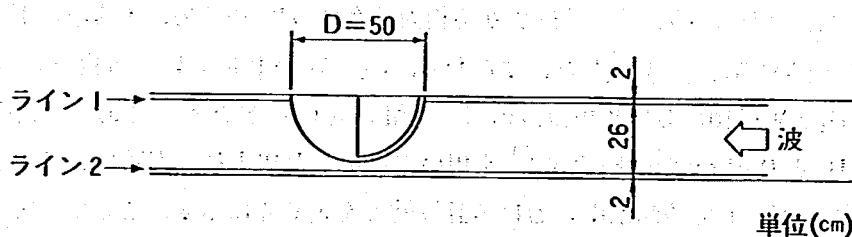


図 9.15 地形変化測定位置図

た結果、1時間とした。

表 9.3 洗掘実験波浪条件

周 期 (T)	1.55 sec (9.5 sec)
波 高 (H)	10.7 cm (4.0 m)
波 長 (L)	272 cm (102 m)
透 過 率 (K_T)	0.458
反 射 率 (K_R)	0.420
H / L	0.039
h / L	0.147

* () 内数値は実スケールを示す。

9.3.2 実験結果

実験前後における水路床縦断方向断面を図 9.16 に示す。ここで、縦軸は深さ z ，横軸はセル中心からの冲向距離 x である。また、断面の位置は、セル体中心付近断面（ライン 1）と間隙部断面（ライン 2）としている。この図より、セル背面（岸側）では地形変化がほとんど生じていないことがわ

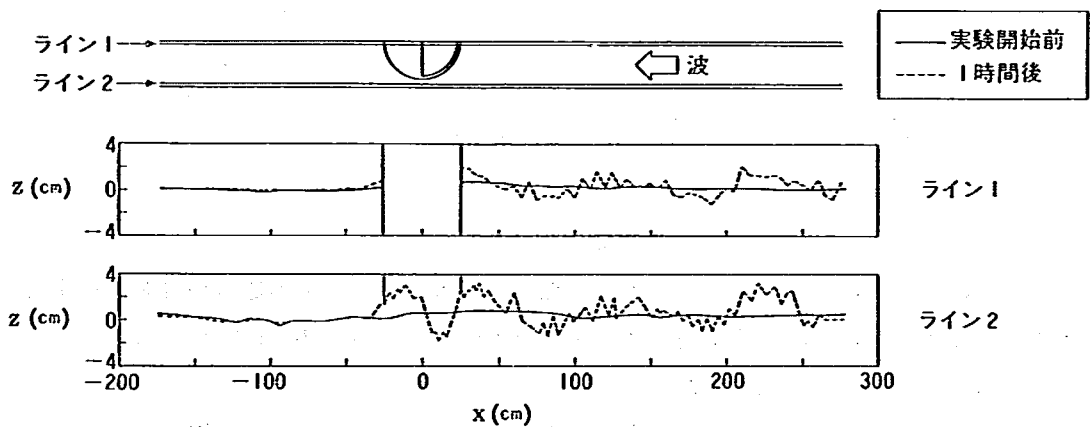


図 9.16 地形変化測定結果

かる。一方、セル前面（沖側）地形変化をみると、概ね $1/2$ 波長（約 1.35m）のサンドバーの形成がみられる。

入江ら⁶⁾は、底面流速 U_b ，砂の沈降速度 W から相対速度 U_b / W を求め、重複波の下での底質移動形式は 2 タイプに分類されることを見出した。すなわち、 $U_b / W > 10$ において重複波の腹で堆積を生じる L タイプと、 $U_b / W < 10$ において重複波の節で堆積を生じる N タイプである。微小振幅波理論を用いて算定した U_b と Rubey の準理論式⁷⁾を用いて算定した W より、実験における相対速度 U_b / W と、現地海岸の一例として駿河海岸における計算結果を表 9.4 に示す。ここで、駿河海岸における相対速度の計算においては、波高は最も出現確率の高い波高を、底質の粒径は $d_{50} = 0.2 \text{ mm}$ を用

表 9.4 相対速度 U_b/W の計算結果

条 件	波 高 H(cm)	周 期 T(cm)	水 深 h(m)	底面速度 U_b (cm/sec)	底質粒径 d_{50} (mm)	沈 降 速度 W (cm/sec)	相対速度 U_b/W	タイプ
実 験	10.7	1.55	0.4	20.5	0.28	3.7	5.5	N
駿河海岸	94.0	9.40	15.0	29.2	0.20	2.4	12.2	L

* 沈降速度の計算にあたり、水温は20℃と仮定した。

いた⁸⁾。この表より、実験においては U_b/W は10以下であり、Nタイプであるのに対し、駿河海岸の例においてはLタイプとなっている。駿河海岸に限らず、現地海岸における海域制御構造物前面ではLタイプが発生すると考えられる。それ故、今回の実験データをそのまま現地へ適用するには問題があり、むしろ現象の基本的な点を理解することに利用すべきである。

遊水タイプの鋼板セル式海域制御構造物におけるセル体周辺の局所洗掘については、遊水室からの流出水による前面の洗掘、およびセル体間隙部での縮流による洗掘が考えられる。このうち遊水室前面については、図 9.16 のライン 1 の地形変化図からわかるように重複波による地形変化と分離し難く、顕著な洗掘は現れていない。すなわち、今回の実験においては遊水室からの流出による洗掘は少なく、むしろ重複波の影響が大きかったことがわかる。一方、セル間隙部については、ライン 2 の地形変化図からわかるようにセル体中心の沖側において最大 2 cm 程度の局所洗掘が生じている。今回の実験は2次元水路で行ったため、水路側壁の影響が生じているとともに、平面的な海水循環は考慮されていない。このため、この実験結果のみから鋼板セル周辺の地形変化を論ずることはできない。しかし、遊水室からの流出水による洗掘は重複波の影響による地形変化より小さいことから、鋼板セル式海域制御構造物においては、特にセル間隙部の洗掘に配慮すべきである。

9.4 ま と め

- ① 遊水室前面での水平流速は、冲向が卓越し、最大で微小振幅波における最大水平流速の約 4.7 倍となった。また、鉛直流速については、上向が卓越し、最大で完全重複波における最大鉛直流速の約 3.1 倍となった。
- ② セル間隙部の最大水平流速は、微小振幅波において縮流効果を考慮した最大流速と比べ、岸向で約 0.6 倍、冲向で約 0.5 倍となった。
- ③ セル体周辺では、遊水室からの流出水による前面洗掘は比較的少ないが、セル体間隙部の沖側でかなり著しい洗掘が生ずる。
- ④ 構造物の岸側は静穏となるため、地形変化はほとんど生じなかった。

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（2），土木研究所資料，第 2510 号，pp. 57～79，1987。
- 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，pp. 133～164，1988。

- 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（7），土木研究所資料，第2661号，pp. 119～135，1988.
- 4) 建設省土木研究所海岸研究室：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，89p.，1987.
- 5) 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 248，24p.，1976.
- 6) 入江 功・近藤隆道・赤石正広・寺崎賢次：重複波による防波堤前面での海岸洗掘－底質の移動機構に着目した研究－，第31回海岸工学講演会論文集，pp. 350～354，1984.
- 7) Rubey, W. W. : Settling Velocities of Gravels, Sand and Silt Particles, American Journal of Science, Vol. 25, pp. 325～338, 1933.
- 8) 宇多高明・小俣篤・山本幸次：駿河海岸安定化手法調査報告書，土木研究所資料，第2285号，67p.，1986.

第10章 スペインの海岸事情

建設省土木研究所海岸研究室 室 長 宇多 高明

10.1 ま え が き

1988年6月20日より25日までの間、スペインのマラガ近郊のトレモリノスにおいて第21回海岸工学国際会議が開催された。筆者は、研究交流促進法の手続きにしたがい当国際会議へ参加した。この小論では最初にこの国際会議の概要について述べる。国際会議の行われたトレモリノスは、海洋性リゾートの中心地の1つとして近年著しく注目されているコスタ・デル・ソル（太陽の海岸）に位置しており、海洋性リゾートを中心とするすばらしい観光地となっている。そこでスペインの地中海沿岸をとり上げ、海岸事業と海洋性リゾートの形成について見聞したことをとりまとめることにした。

調査を進めるにつれ、我が国とスペインの地中海沿岸とでは気象、波浪、潮汐条件等が大きく異なるために、具体的な施設計画にはかなりの差があり、気象条件に恵まれたスペインの方が理想的な施設設計が可能ながことが明らかになった。しかしながら条件は異なるものの、我が国でも積極的に取り入れることが可能な優れた点も存在する。例えば、海浜と背後の都市区域を区分する遊歩道や、海中に造られる施設の形状に曲線を多く用いることにより単調さを防ぐ手法などが例としてあげられる。以下では、2、3の具体例の紹介を試みる。

10.2 第21回海岸工学国際会議への参加

第21回海岸工学国際会議が開催されたスペインのマラガ近郊のトレモリノスは、地中海に面し、ジブラルタル海峡から約100 km 東側に位置する（図10.1参照）。この地点は北緯約37°にあり、東京（北緯約36°）とはほぼ同じ緯度であるが、地中海性気候のためリゾート地としてかなり適した条件を

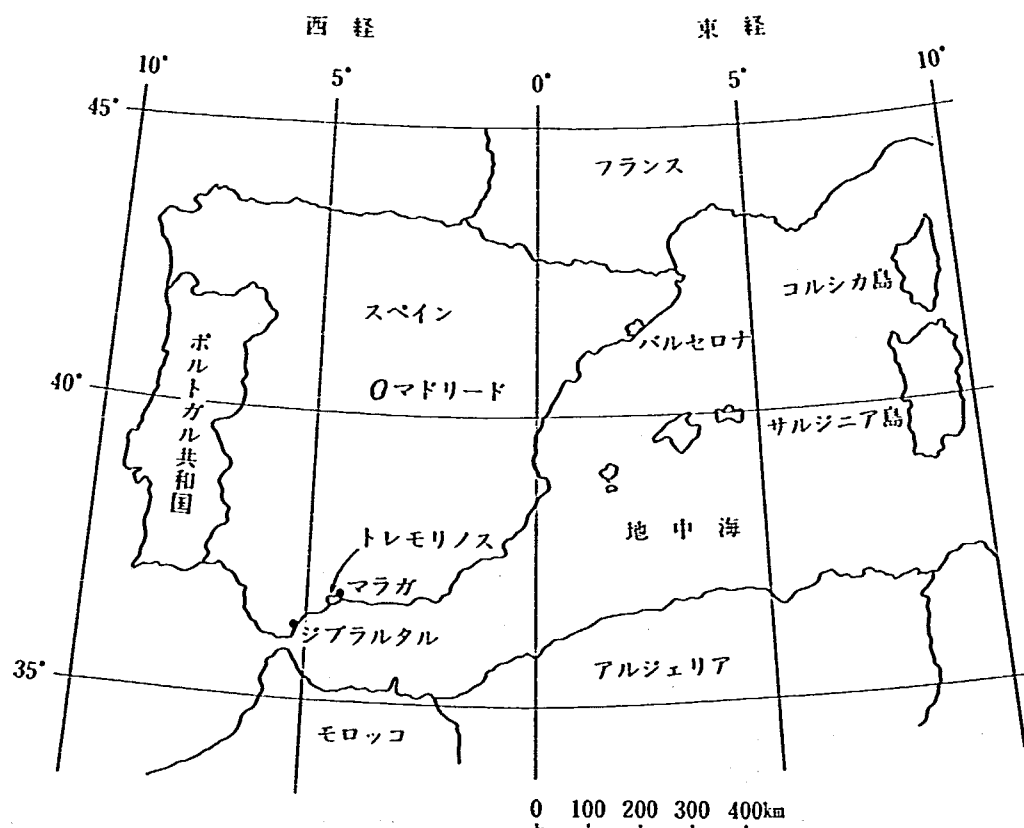


図10.1 スペインのマラガ、トレモリノスの位置図

有している。

本国際会議は、海岸工学に関する国際会議のうちで最もレベルが高く、長年の実績を有する会議である。国際会議は2年に1回世界各地で開催され、現在21回を数える。したがって今回までで40年の歴史を有する。会議の主催者は、ASCE（米国土木学会）と会議の開催国（スペイン）の土木学会である。この会議では海岸工学に関係するほとんど全部のテーマについて発表、討議が行われる。主なテーマとしては、波の諸問題、海岸侵食、漂砂、海浜過程、港湾や人工島の設計、養浜、エスチャリーの問題、拡散、海岸・海洋環境、海水準の変化の問題などがある。

今回の会議では世界の37か国、734人の参加者があった。地域別の参加者数では会議がヨーロッパで行われたことからヨーロッパ各国が最も多く、それにアメリカおよびアジアが続いている（図10.2参照）。更に20人以上の参加者のあった国を人数の多い順にまとめると、米国（104人）、日本（65

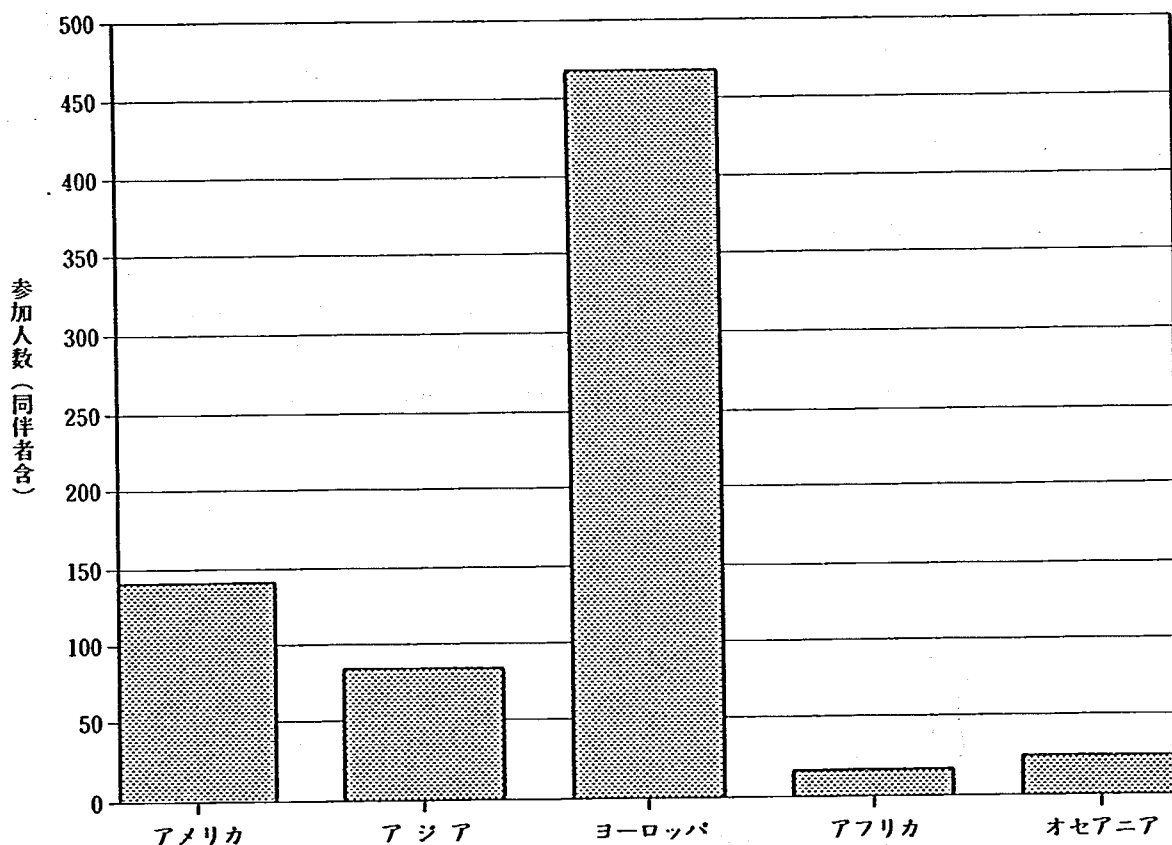


図 10.2 世界各地からの海岸工学国際会議への参加者数

人）、イギリス（33人）、ポルトガル（33人）、ノルウェー（28人）、イタリア（27人）、西独（25人）、カナダ（23人）、フランス（23人）となる。ただし開催国のスペインからは269人が参加した。このように海岸工学の分野では、我が国の参加者数は全世界の約10%に近い水準に達している。ただし語学上の問題のため、一般的には日本人の発表は理解されにくいのが現状である。特に、用意した原稿を読み上げるのみの発表は余り喜ばれぬようである。

筆者は、この会議で代理発表も含めて次の3件の論文を発表した。

- ① 大石久和・宇多高明・村上由高・渡辺守：Prediction of 3-D beach changes on the Fuji Coast（富士海岸における3次元海浜変形の予測）

② 宇多高明・住谷廸夫・桜本弘：Stabilization of coast by construction of headlands on the Kashimanada Coast, Japan（鹿島灘沿岸におけるヘッドランドの建設による海浜の安定化）

③ 宇多高明：Statistical analysis of detached breakwaters in Japan（日本における離岸堤の統計的解析）

②のテーマに関しては、あらかじめ作成した英文パンフレットを持参し、プロジェクトの説明を行った。これによりかなり多くの人々の関心を得られたようである。

なお、筆者は研究公務員の研究集会への参加を促進するための法律（研究交流促進法）に基づいて国際会議に参加したものである。この法律によれば、旅費は自己負担であるが、所属研究機関への勤務は免除される。

10.3 スペインの海岸

10.3.1 海岸事業関係の予算

スペインの海岸線延長は7,900 kmであって、我が国の34,000 kmと比較すると約1/4の長さである。全体の海岸線のうち5,000 kmが本土、2,900 kmが島しょに属する。また、全体の25%（約2,000 km）が砂浜海岸である。海岸に面する自治体は、10自治区と478市であり、国土の7.2%、全人口の35%（1,300万）以上を占める。全人口に占める割合は、20世紀初頭には約12%であったから、近年における増加は著しいものがあり、沿岸域の重要性は高い。特に、海岸利用面で

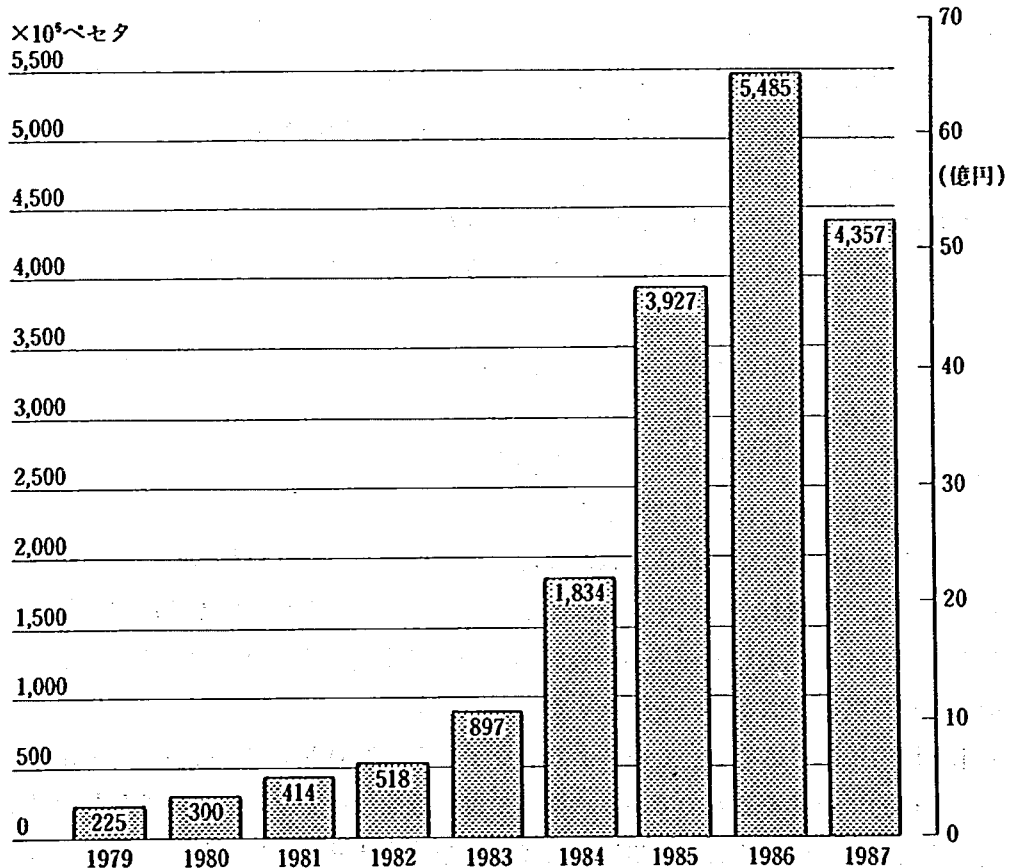


図 10.3 スペインにおける海岸事業費の経年変化

の需要は、過去25年の間に旅行需要の面からかなり増加した。

スペインでは港湾海岸局（Department of Ports and Coasts）が海岸線防護や砂浜の回復事業を進めている。過去5か年で165億ペセタ（約200億円）の投資により300以上のプロジェクトが進められている。総事業費の経年変化を図10.3に示す。予算規模は、近年急速に伸びている。また1992年にはバルセロナでオリンピックが開催される予定であり、観光立国を進めているスペインとしては今後も良好な海浜環境を造り出すための努力を進めようとしている。種々のプロジェクトを内容別に分類すると、海岸防護と養浜が70%、遊歩道建設が12%、アクセス等の改良が8%、その他が10%となっている。我が国の海岸工事と比較すると、遊歩道の建設にかなりの予算をかけていることがわかる。

10.3.2 スペインにおける海岸工事の基本的考え方

スペインにおいても、我が国と同様に、対策を予定する地先の海岸全体の中での位置付けを十分考えずに種々の侵食対策工事が行われてきた。この結果、海岸の漂砂バランスがくずれ、多くの侵食問題が生ずるに至った。このような例はとくに地中海沿岸で著しく、沿岸では多くの砂浜が消失し、海岸線に沿って延々と堤防や突堤群等が造られた。しかし、海岸全体での漂砂バランスについて考慮せずにこれからの対策を行った場合、一度失われた砂浜を回復することは困難である。

砂浜の消失をもたらした主な原因としては、沿岸漂砂の移動を阻止する構造物の建設の例があげられる。スペインではこの種の構造物として最も普通にあげられるのが港の防波堤である。地中海には港の防波堤の建設により漂砂が遮断された例が数多くある。また、地中海で他に見られる構造物としては、海岸保全のために不十分な形で用いられている堤防や防波堤などがある。この種の施設は多くの場合、砂浜を回復するには不十分な効果しか持たないだけでなく、災害箇所は次々と漂砂下手側の海岸に移って行く結果、構造物が海岸線に沿って並び、海岸の環境や美観が著しく阻害されることになる。このような状況は我が国の状況と全く同様である。

このような状況に対し、スペインでは養浜が広く行われている。この点に関する限り我が国よりはるかに進んだ段階にある。スペインにおけるこのような対応法については我が国としても学ぶべき点であろう。

もう一つの問題として海浜の季節変動と構造物の関係の問題がある。良く知られているように、海浜に構造物を造ろうとする場合、次の問題が生ずる。

① 構造物からの反射波の増大により海浜砂の損失を招く。

② 高波浪時の波により施設自体に被害が出る。

更に、海浜の近くに背の高い建物が造られた場合、景観や美観が損なわれることも問題点としてあげられる。このような点に関し、スペインでは遊歩道（プロムナード）を積極的に建設し、問題の解決を図っている。スペインにおける遊歩道の設計のための基本的考え方は次のようである。

① 海浜地へと建築区域が広がるのを防止する防壁となる。

建築物は都市区域内に閉じ込める。これにより、ウォークフロントの環境や景観を保護する。

② 海岸線は季節的に変動するものである。従って遊歩道を設けてその前面の砂浜が変動する際の十分な前浜幅を確保する。少なくとも遊歩道の前に建物を建設することにより、反射波等の悪影響が出るのを防ぐ。

- ③ 歩行者が安全に利用できるよう車の侵入を防止する。また、駐車や騒音問題が生じないようにする。海浜へと続くオープンスペースを確保する。
- ④ 海浜部に施設を造る場合、海浜を利用したり楽しむために絶対的に必要な建物のみ限定する。そのための境界を区分する。

10.4 海岸利用計画の具体例

(1) エル・パロ海岸 (El Palo Beach, Malaga)

マラガ市では海浜に建物や工場が進出したことによって砂浜面積が次第に減少した。このため特別に砂浜区域の保護と再生が図られた。エル・パロ海岸 (延長 1,800 m, 平均幅 10 m) がその 1 例としてあげられる (図 10.4 参照)。この海浜では砂浜幅が 10 m となってしまったが、この砂浜幅では海浜利用面から見て狭小なことは明らかである。そこで次の計画が立てられた。

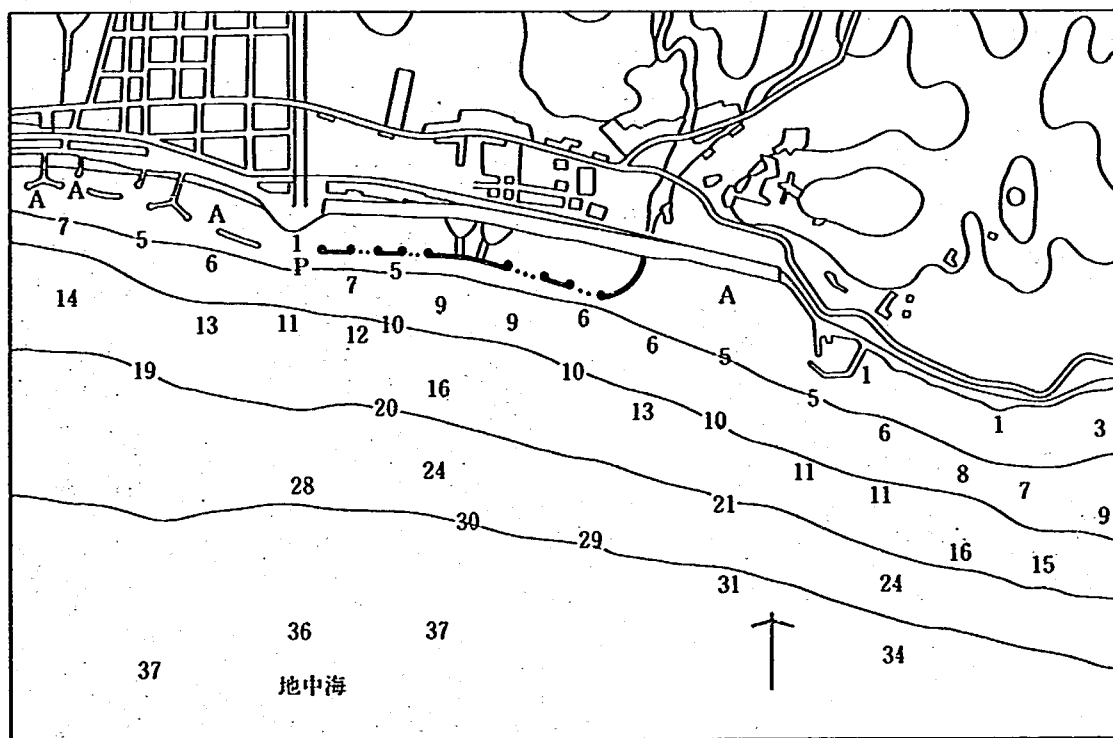


図 10.4 エル・パロ海岸とペドレガレホ海岸の深浅図

- ① $135,000 \text{ m}^3$ の養浜を行い、延長 1,800 m, 平均幅 25 m の砂浜を造り出す。また、必要な補助施設を設ける。
- ② 主な施設として、法線が曲線形をした離岸堤を 3 基、潜堤を 4 基、90 m の長さの海岸堤防を造る。
- ③ 1,730 m の長さを持った遊歩道を造る。

これらの事業に必要とされた予算は、約 7 億 3 千万ペセタ (8 億 7 千万円) であった。なお、一般にスペインでは工事に伴う漁業保償の制度はなく、工事が比較的スムーズに行われていることを付記しておく。

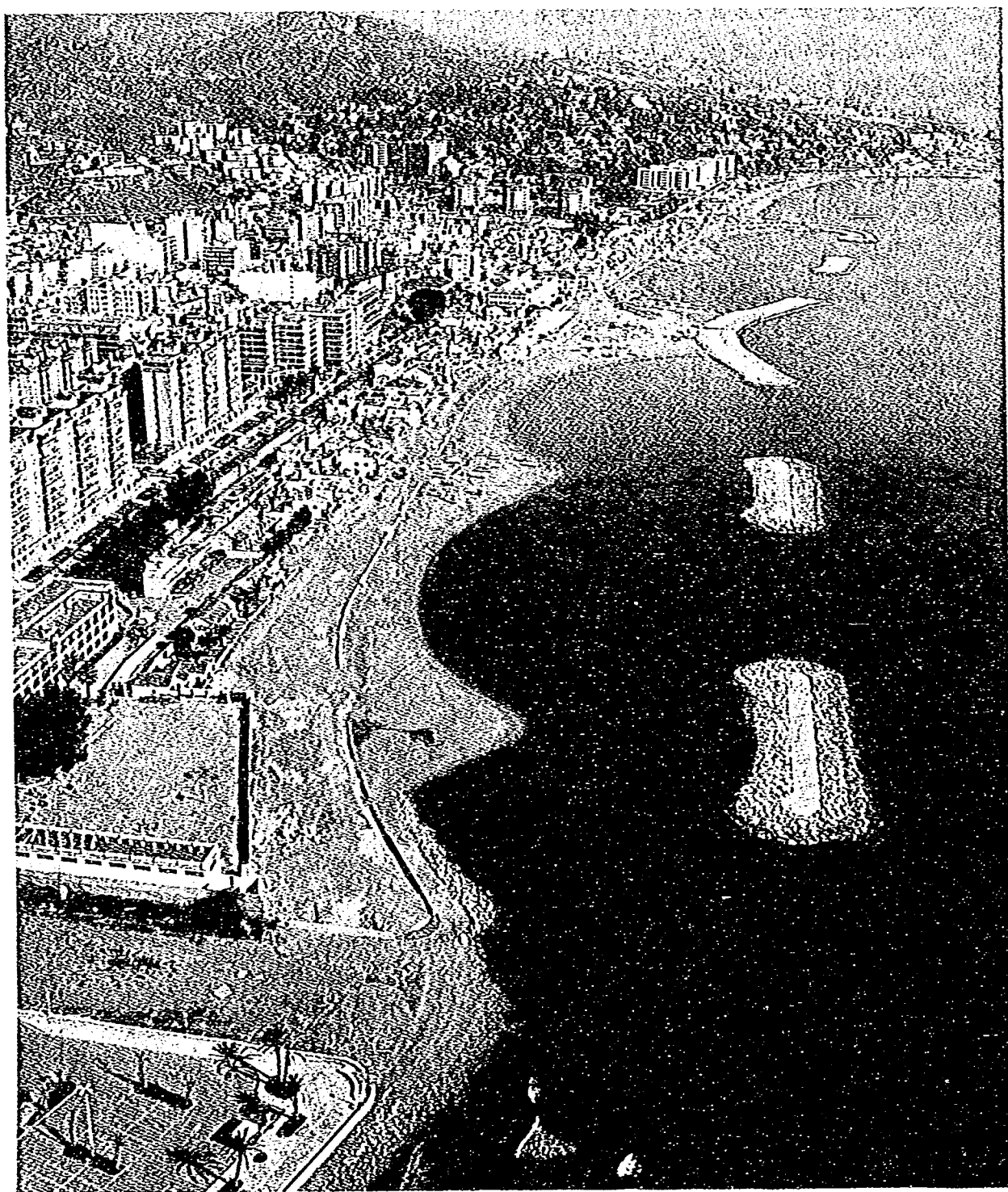


写真 10.1 エル・パロ海岸の全景

写真 10.1 はエル・パロ海岸の全景を示す。離岸堤背後にはトンボロの発達が見られる。また、写真 10.2 は写真 10.1 の上方に見える Y 字型の離岸堤の天端状況を示す。離岸堤の天端は平坦で周囲は

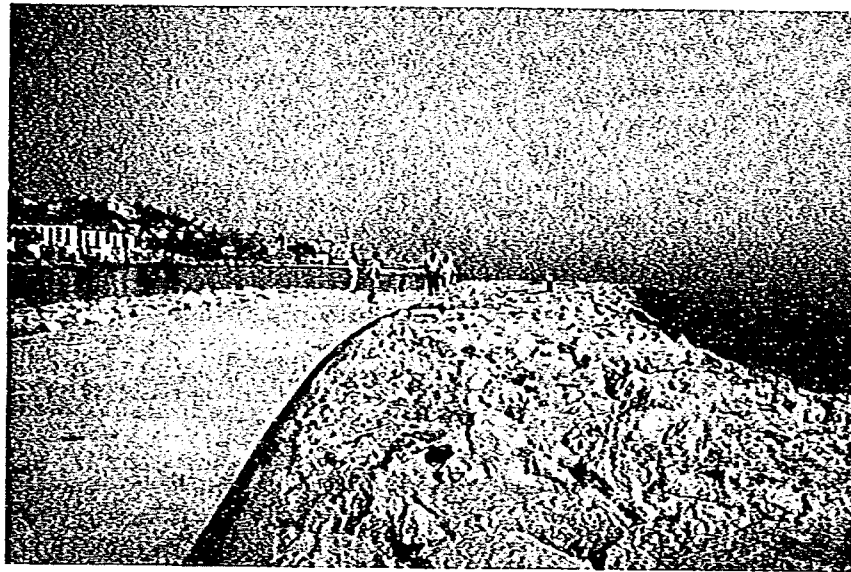


写真 10.2 離岸堤の構造

石灰岩で造られており、利用及び、景観上優れている。

(2) ペドレガレホ海岸 (Pedregalejo Beach, Malaga)

当海岸はエル・パロ海岸と同様マラガ市の東側にあり、エル・パロ海岸に隣接している (図 10.4 参照)。当海岸では写真 10.3 に示すように、過去海岸侵食が進み、構造物前面まで波が到達するよ

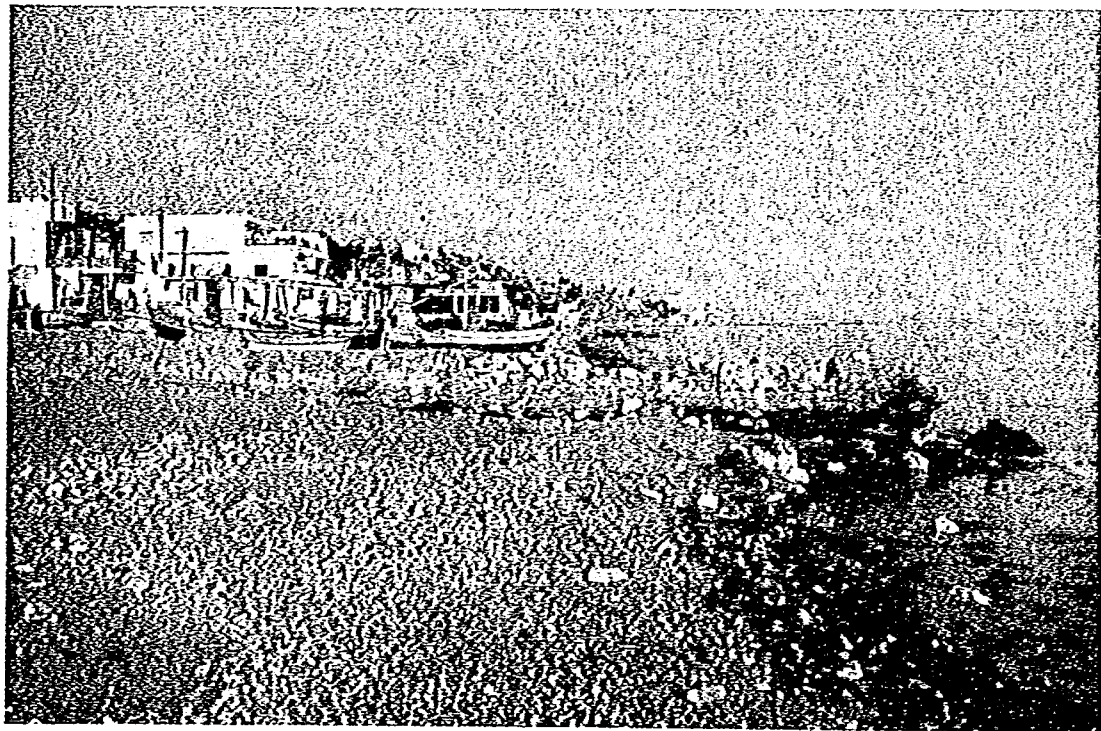


写真 10.3 工事前のペドレガレホ海岸の状況

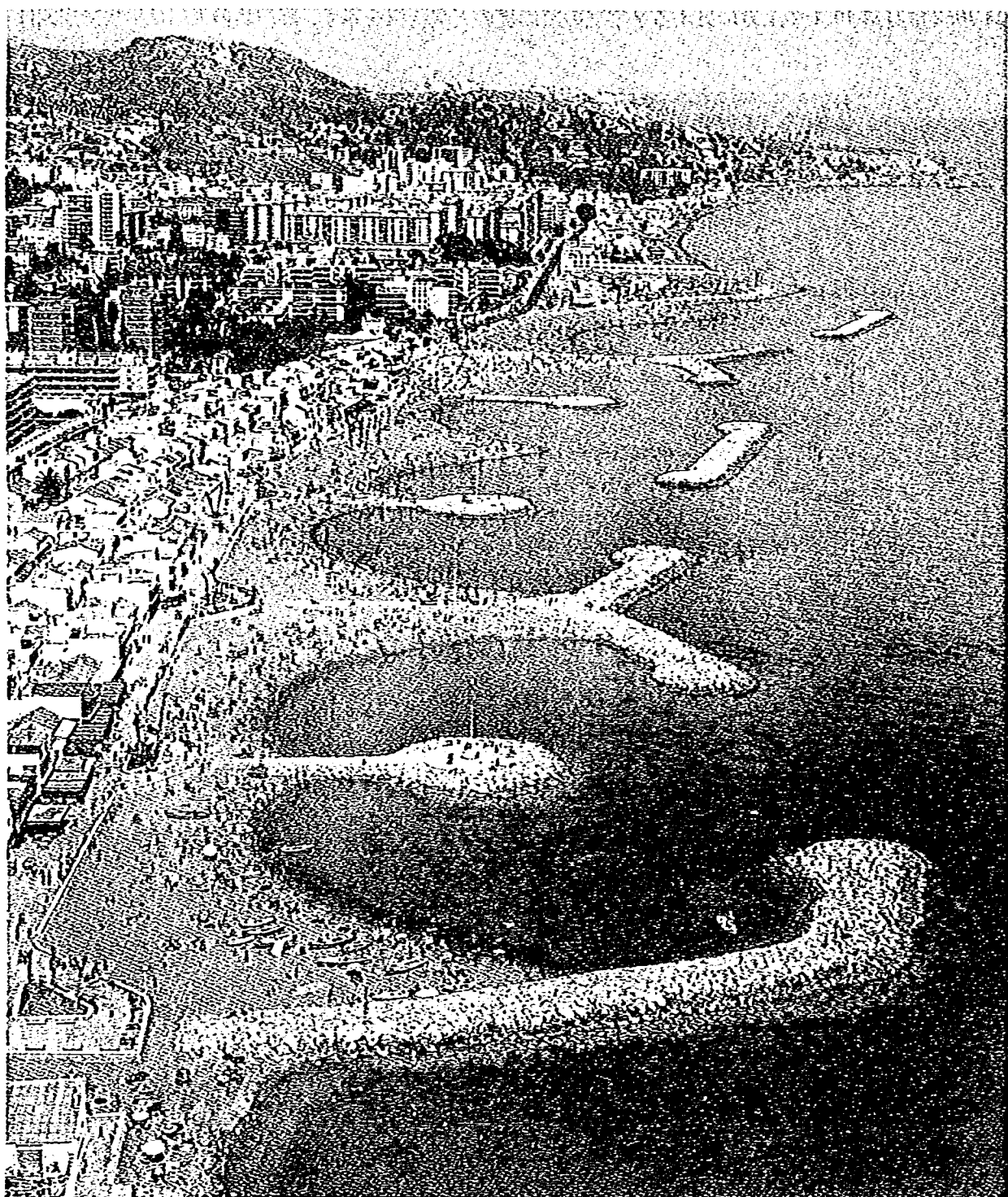


写真 10.4 ベドレガレホ海岸の全景

うになった。このため構造物に被害も出るようになった。そこでこのような海岸侵食に対し、遊歩道と養浜を組み合わせた人工海浜が計画された。写真 10.4 に示すように、直線的形態の離岸堤が 2 基、Y 型の離岸堤が 2 基、そして突堤が建設された。更に、失われた砂浜をとり戻すために養浜が行われた。総事業費は 2 億 5 千万ペセタ（3 億円）である。

(3) トレモリノス (Torremolinos)

マラガの近郊のトレモリノスにある国際会議場で会議は開かれた。滞在したホテルは海岸に面しており、地中海の風景とマッチした大変良好な環境にあった。ホテルには緑に囲まれた美しい環境の中にプールがあり（写真 10.5）、多くの人々が日光浴を楽しんでいた。一日中、眩しい太陽の下で快適にくつろぐ姿は日本ではなかなか見られぬ風景である。とくに、1 人あたりの利用空間が広い点は我が国と大きく違うところである。写真 10.6 はホテル前面の砂浜、遊歩道と背後の建築物の状況を示す。遊歩道は美観に十分配慮して造られており、素足で歩いても安全である。手すり等も十分美観に配慮されて設計されている。遊歩道の背後にはリゾート用のホテル群が林立している。写真 10.7 は写真 10.6 のすぐ東側にある港と砂浜の状況を示す。砂浜には日光浴用のベッドが多数並んでいるが、

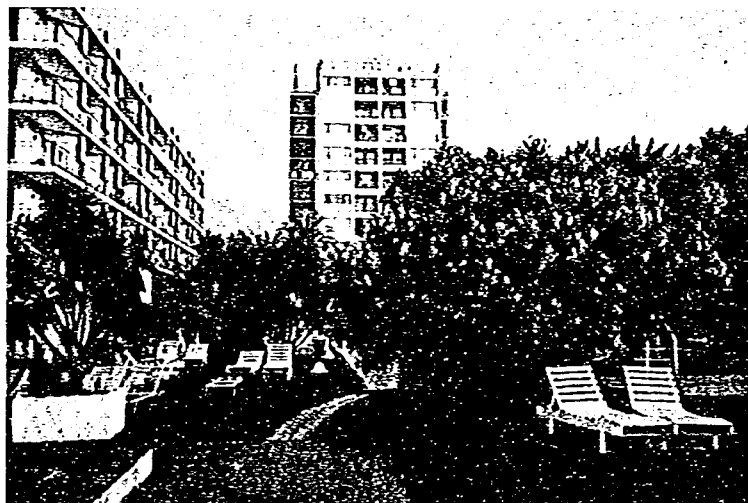


写真 10.5 アライ (Alay) ホテルの中庭

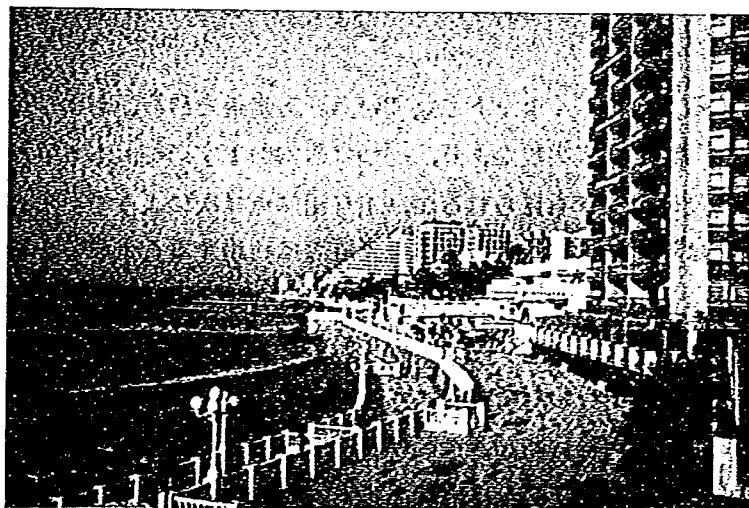


写真 10.6 遊歩道と海浜

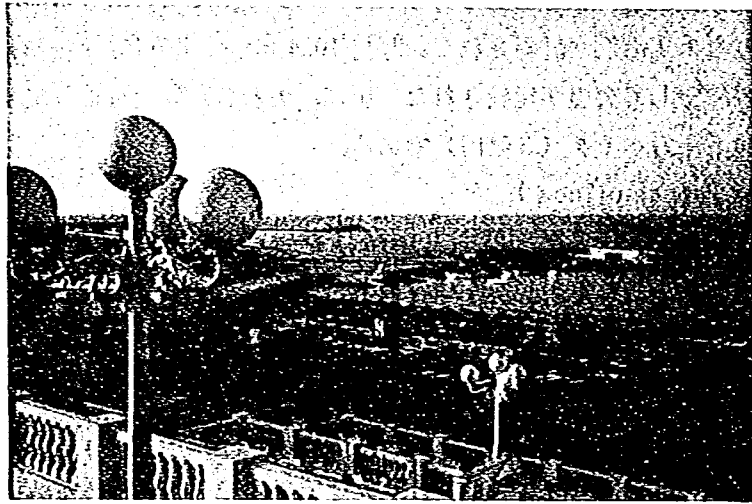


写真 10.7 港, 遊歩道, 海浜



写真 10.8 人工海浜の全景

それらは過度に混雑することがなくセットされている。遊歩道と砂浜, および沖合の構造物の状況を写真 10.8 に示す。2 種類の T 字突堤があり, 一つは通常の T 字形を, もう一つは両端部が丸い形をしている。これらの施設は日本でも見られるが, 主な相違点は次のようである。

- ① T 字突堤の天端面は平坦であり, その上を日光浴等に利用することができる。事実, 利用を許している。
- ② 周囲には石灰岩を並べてあり, 我が国のように異形ブロックは使われていない。
- ③ 構造物の形に曲線が多く用いられている。

スペインの地中海側では, 潮差は約 20 cm であり, 我が国の例えば太平洋岸などと比較するとはるかに小さい。潮差が小さいため基準面を平均海面にとったとき, 構造物の天端高は低くすることができる。また, 来襲波浪も太平洋岸のうねりや日本海側での冬期風浪と比較するとずっと低い。このよ

うな点より我が国の海岸施設とはかなり大きな差違が出たものと考えられる。①の点は確かに良い点ではあるが、それも来襲波の波高が比較的低いために安全に利用できるものと考えられる。②の点は、既にエル・パロ海岸で見たとおりである（写真 10.2 参照）。自然石の重量は通常約 1 トンが上限である。したがって地中海のように波浪が相対的に低く、波力が小さい海岸では有効であるが、我が国のように高波浪の作用を受ける海岸では重量の点でかなり利用は難しい。しかし、景観の面からは優れている。重量が許せばこのような策を用いるのも良い方法と考えられる。また、③の点は、我が国でも積極的に学べき点と考えられる。何故ならば、自然の景観には元々曲線で形成されるものが多く、自然景観との調和を考えた場合、あまりに直線的で人為的なものは必ずしも良いとは考えられないからである。

10.5 ま と め

この小論ではスペインのトレモリノスで開催された第21回海岸工学国際会議の概要について述べ、さらにスペインの海岸、特に海洋性リゾート地として近年急速に開発の進んでいる地中海沿岸のコスタ・デル・ソルにおける海岸保全と利用の特質について述べた。

特に、スペインでも我が国と同様に、過去には海岸全体の漂砂バランスについて十分配慮することなしに種々の構造物が造られたために、沿岸漂砂の移動が阻止されることにより、構造物の下手海岸で著しい侵食が生じたことが明らかになった。またその対策として、現在では養浜が我が国より進んで用いられていることもわかった。

また、スペインでは海浜地と背後の都市区域を区分するための遊歩道の建設が積極的に進められており、この遊歩道は歩行者が安全にかつ快適に利用しうよう美観にも十分注意して設計されていることが特筆される。

スペインの地中海沿岸と我が国の地理的差異を比較すれば、気象、波浪、潮汐条件等が大きく異なり、地中海沿岸の方が望ましい条件にある。したがって地中海沿岸での成功例をそのまま我が国に導入することは困難であるが、本論で述べたようにいくつかの基本的事項、例えば遊歩道の設計や、遊歩道による海浜と都市域との区分の方法などについては学ぶべき点が多いように思われる。

第11章 海洋利用空間創成のための 適地選定手法の検討

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
部外研究員 武中 信之

11.1 ま え が き

近年、海洋開発に対する期待が高まりを見せ、開発計画が様々な機関で、また多くの場所において検討されつつある。建設省でも外洋に面した沿岸域を対象にMMZ構想を推進しようとしている。ところで、最近では海洋リゾート構想に関連したプロジェクトの提案が数多くなされているが、その中身を調べると基本アイデアが同一であって、計画の画一化を免れない面もある。更に重要なことには、開発地域の地理的、気候的条件等を深く考慮せずに同じような施設計画がなされているケースが数多いことである。各地の沿岸の自然条件や社会条件はそれぞれ異なるので、開発に際してはその地点の固有の条件をよく生かした計画を立てる必要がある。少なくとも理想的な条件を持った海岸での成功事例を単に模倣しても、与えられた条件の異なる海岸での開発は困難であろう。

筆者らは沿岸各地の固有の条件や、問題点を整理するために、代表的な海岸を選んで海岸利用と海岸保全の両面より海岸特性の評価を行って来た。これにより既に湘南海岸^{1), 2)}、九十九里海岸³⁾、⁴⁾、鹿島灘沿岸^{3), 5)}について特性把握を行い、それぞれの持つ海岸の特性と海岸利用上の問題点を明らかにした。こうした方法は地域毎の特性把握を詳細に行う意味では価値があるが、全国的見地から海岸利用の問題を考える上では検討箇所が局所に偏るため有効ではない。そこで、本研究では全国77沿岸を対象に、地域の持つ自然条件や社会条件を検討し、多目的な海洋利用空間を創成するための適地選定手法について検討した。

11.2 適地選定手法の検討

適地選定手法は、その目的に応じて海岸区分の方法や評価基準の決め方などに差違が生ずる。適地選定の目的は、海洋リゾートを広義にとらえ、利用目的を限定せずにその地域の持つポテンシャルを評価する場合（カテゴリー①）と、具体的に定めた利用目的に応じて詳細な評価をする場合（カテゴリー②）の2つに分かれる。これら2つのカテゴリーを念頭におき、適地選定手法を考える。

適地の選定を行うに際して、海岸のゾーニング方法の選択は結果をかなり大きく左右する。なぜならば、ゾーニング区域を余り小さくするとデータ量が膨大となって全体像の把握が難しくなり、逆にゾーニング区域を大きくし過ぎると特徴が見えにくくなるからである。各カテゴリーに応じたゾーニング方法を選ぶことが必要である。適地の選定は、設定された評価項目に基づき、種々の面よりなされるべきである。代表的には気象、海象、地理的条件等が考えられ、適性を決定する項目はほとんどこれら3条件に整理される。3条件以外では、水質、陸域と水域の間の障害物の存在状況、現在の海岸利用状況、海岸の保全状況（砂浜幅、海底勾配、漂砂）、自然景観などがあるほか、気候の快適さや、地域の持つイメージなど定量的な評価がしにくく、選定基準の決定が難しい項目も考えられる。各カテゴリーと各項目の評価の関係は次のようである。カテゴリー①の場合には、海洋リゾートとしての可能性をできるだけ一般的にとらえるために、各項目の評価に差をつけず、客観的に評価を行うべきと考えられる。しかし、カテゴリー②の場合には、各項目の持つ重要度が条件により異なるので、それぞれの場合に応じた重み付けが必要である。重要度が異なる第一の理由は、リゾートタイプの相違によって生ずる。海洋リゾートにはいくつかのタイプが考えられ、それぞれの持つ特性や、適した条件は異なる。開発するタイプに応じた項目と評価基準を設定し、各項目の重要度に応じた重み付けを行って評価しなければならない。第二に、同じタイプのリゾートであっても、その利用形態（短期

滞在、長期滞在のどちらが中心となるか) が違えば、利用者の意識は異なるため、どちらを選ぶかによって基準は変化し、その重要度も大きく違ってくる。

沿岸域の持つ適地としての条件を評価する際に必要とされる項目には、現在の条件が悪くても、何らかの対策を施すことにより制御可能なもの（可制御）と、制御が技術的に不可能なもの（不可制御）とがある。可制御項目については、ある程度の改善が可能であり、現在の条件が適地としての基準を下回っている場合でも、必ずしも不適であることにはならない。可制御項目については改善策、対応策を検討し、その上で改めて評価を行うことも大切である。ただし、可制御であればあらゆる条件下で改善が可能な訳ではなく、技術的にその対応策が可能であるか、また経済合理性を有するかどうかについても検討しなければならない。

以上に述べた適地選定手法のフローを図 11.1 に示す。ここでは適地の選定だけでなく、最終的な計画上の留意点を明らかにするまでのフローも示した。また、フローの中では、カテゴリ①と②の場合が区別されていることに注意する必要がある。

11.3 対象海岸と調査項目の設定

以下では具体的な適地選定をカテゴリ①の場合に従って試みる。まず、沿岸域の区分について検討する。これにはいくつかの方法があるが、ここでは全国的な規模からの特性把握に重点を置き、全国海岸協会発行の海岸便覧による区分に従う。この沿岸区分によれば、全国の沿岸域は77沿岸に分かれる。これらのうち、内海部と閉鎖性の湾、島しょを除き、MMZ 構想の対象地域となる外洋に面した海岸を選ぶと、41沿岸となる。選定された41沿岸に対し、海洋性レクを中心とする海洋リゾートの開発の見地から調査項目を設定し、各海岸の状況を調べた。

調査項目を大きく分類すると、気象、海象、社会的条件の3つに分けられる。リゾートを余暇活動、主にレクリエーションのための場と考え、海洋リゾートでは海洋性レクに対する適性条件が適地としての基準に大きく関係する。この海洋性レクは近年、多様化が著しい。そこで、開発条件を検討する際にグルーピングを行うと考え易い。各海洋性レクを活動の広がり等の位置的条件を主体としてグルーピングを行うと、表 11.1 となる⁶⁾。更に、各タイプのレクリエーションにおいてその一般性の面より、*印を付けた項目を代表的海洋性レクと考え、それらの活動条件から各調査項目の評価を行った。評価方法は点数制とし、各項目の評価をランク分けして各地域の状態を表わした。

表 11.1 海洋性レクリエーションのタイプ

1	水際線レクリエーション	海水浴*, 浜遊び, 潮干狩, 釣り, ローボート
2	ダイビング型	海中レク, ダイビング*
3	サーフィン型	サーフィン*
4	ボート型	ディンギー*, ボートセイリング, 小型モーターボート, 水上スキー, ジェットスキー, パラセール etc.
5	オフショア型	クルーザー* (セイリング・モーター), 観光船, etc.

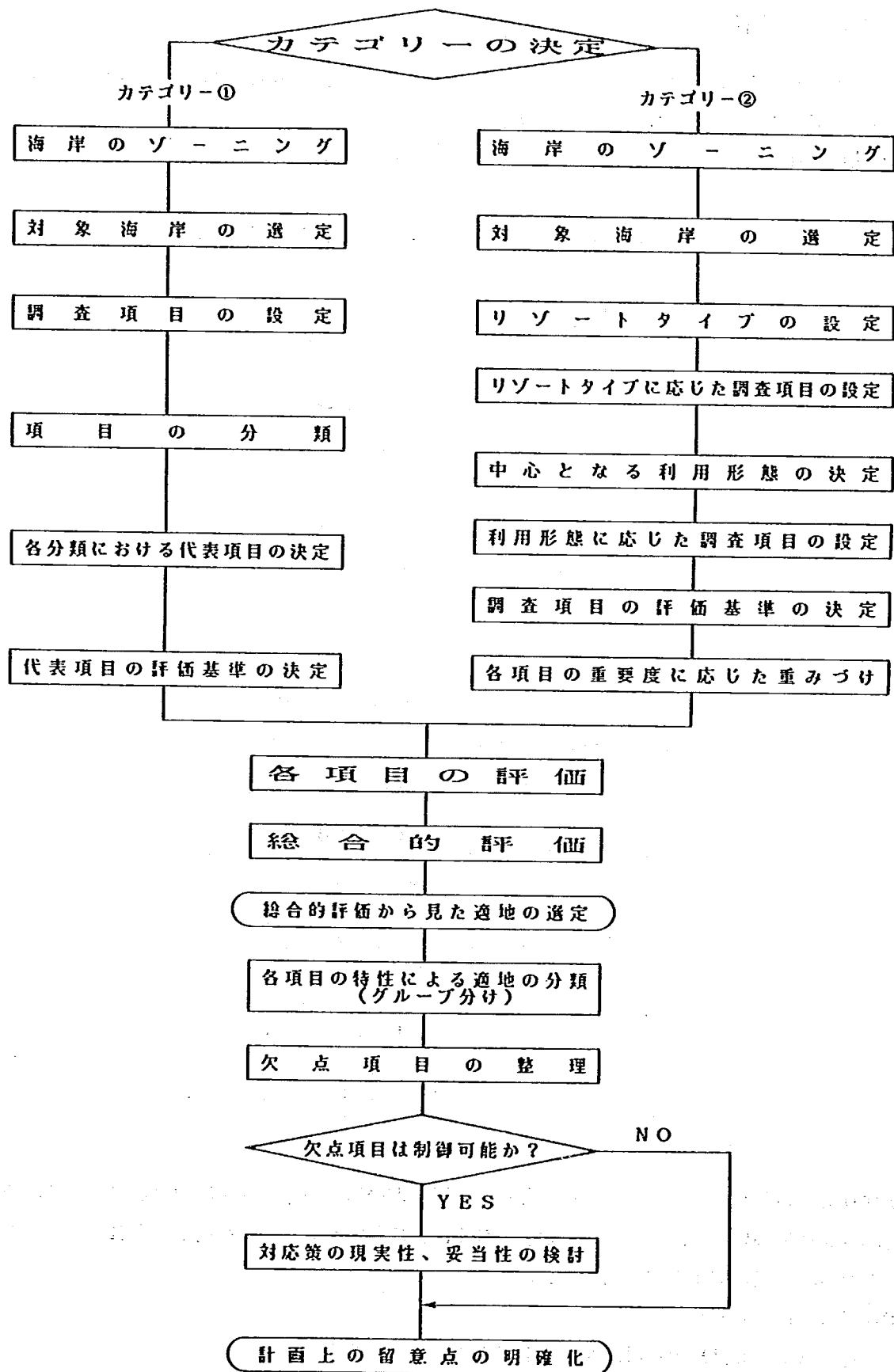


図 11.1 適地選定手法のフローチャート

11.3.1 気象条件

適性を調べるための気象条件としては気温、水温、日照時間、風などが挙げられる。このうち、重要なパラメータとして水温、気温を選んだ。

代表的海洋性レクの水溫面から見た適性条件⁷⁾を表11.2に示す。タイプ1の海水浴は利用条件が

表 11.2 海洋性レクの水溫面から見た適性条件

タイプ	代表的海洋性レク	適 性 条 件
1	海 水 浴	遊泳限界水温20℃ 24℃以上が好ましい
2	ダイビング	20℃以上が好ましい ウェットスーツ着用により 15℃位まで可
3	サーフィン	ウェットスーツ着用により 10℃位まで可
4	ディンギー	10℃以上が望ましい
5	クルーザー	特に制約なし

表 11.3 海洋性レクの気温面から見た適性条件

タイプ	代表的海洋性レク	適 性 条 件
1	海 水 浴	24℃以上あることが必要
2	ダイビング	20℃以上が好ましい ウェットスーツ着用により10℃位まで可
3	サーフィン	20℃以上が好ましい ウェットスーツ着用により10℃位でも可
4	ディンギー	10℃以上が必要 20℃以上が好ましい
5	クルーザー	特に制約なし 一般には10℃以上が好ましい

かなり厳しいためシーズンが限られており、沖縄などの地域を除き夏期に利用が集中する。その他の海洋性レクについては、シーズンに制限はなく、ほぼ年間を通じての利用が図られている。これらのことから、水温に関する選定基準は次のように定めた。

①夏期水温に関する基準

- a. 夏期（7～8月）の水温が20℃以上である。……………2点
- b. 水温20℃以上の期間がある。……………1点
- c. 水温20℃以上の期間がない。……………0点

②年間水温に関する基準

- a. 年間を通じて水温が10℃以上である。……………2点
- b. 水温10℃以上の期間が6ヶ月以上ある。……………1点
- c. 水温10℃以上の期間が6ヶ月未満である。……………0点

水温と同様な意味より、代表的な海洋性レクの気温面から見た適性条件⁷⁾を表11.3にまとめて示した。これより気温に関する選定基準は次のように定められる。

①夏期気温に関する基準

- a. 夏期気温が24℃以上である。……………2点
- b. 気温24℃以上の期間がある。……………1点
- c. 気温24℃以上の期間がない。……………0点

②年間気温に関する基準

- a. 年間を通じて気温が10℃以上である。……………2点
- b. 気温10℃以上の期間が6ヶ月以上ある。……………1点
- c. 気温10℃以上の期間が6ヶ月未満である。……………0点

気象条件は、各沿岸毎に調べなければならない。しかし、気象庁による観測地点は限りがあり、全沿岸を網羅していない。そこで、全国的に見てできるだけ分散している代表的な観測地点(24地点)を選んだ(図11.2参照)。沖縄は島しょであり、本研究での対象海岸とはならないが、気候的に特色があるので参考のためここに示した。気象条件は太平洋側と日本海側で大きく異なるため、両者を分けて考えた。また、九州地方の東シナ海に面する沿岸は日本海側と合わせて整理した。各観測地点の月別平均水温^{8), 9), 10)}を図11.3(日本海・東シナ海側)、および図11.4(太平洋側)に示す。図には各観測地点の緯度も併せて示した。図11.3, 11.4によれば、ほとんどの観測地点において、水温は8月に最大値をとる。また、最低水温と最高水温の温度差は高緯度ほど大きく、稚内では20℃もの水温差がある。夏期の水温に関しては、高緯度と低緯度の差はあまり大きくないが、冬期の水温の差は著しく大きい。夏期では沖縄と北海道でも10℃程度の差であるのに対して、冬期には20℃もの水温差が生じる。このことから、北部地域での海洋性レクを中心とする海洋リゾートは、通年利用の面で問題が生じ易いことが予想される。また、日本海側と太平洋側において、緯度の近い地点での水温を比較すると、例えば酒田(38°54')と宮古(39°39')のように、日本海側の方が全般的に水温が高い。これは、太平洋側では親潮による影響で北部の水温が低いのに対し、日本海側は対馬海流の影響により比較的水温が高く保たれているためである。水温から見た海洋性レクの活動可能範囲は日本海側の方が広く分布していると言える。

次に、1986年における月別平均気温¹¹⁾を図11.5(日本海・東シナ海側)、図11.6(太平洋側)に示す。気温変化も、水温変化と同様に8月に最大値が生ずる。夏期と冬期の温度差は水温よりも大きく、最大で25℃もの差がある。ある月における高緯度と低緯度の気温差は水温差より小さく、特に夏期の気温は北海道地域を除けば、ほとんど違いがない。北海道地域および沖縄での気温は他地域と特性が異なり、最高、最低気温ならびにその温度差は、海洋性リゾートを考える上で特徴的な差になると思われる。特に、沖縄は本研究における対象海洋となっていないが、海洋性レクの適地として、気候的には優れた適性を持っている。評価を行うにあたり、観測点が無い沿岸では、図11.3～11.6を参照して近傍の観測点の値を用いた。

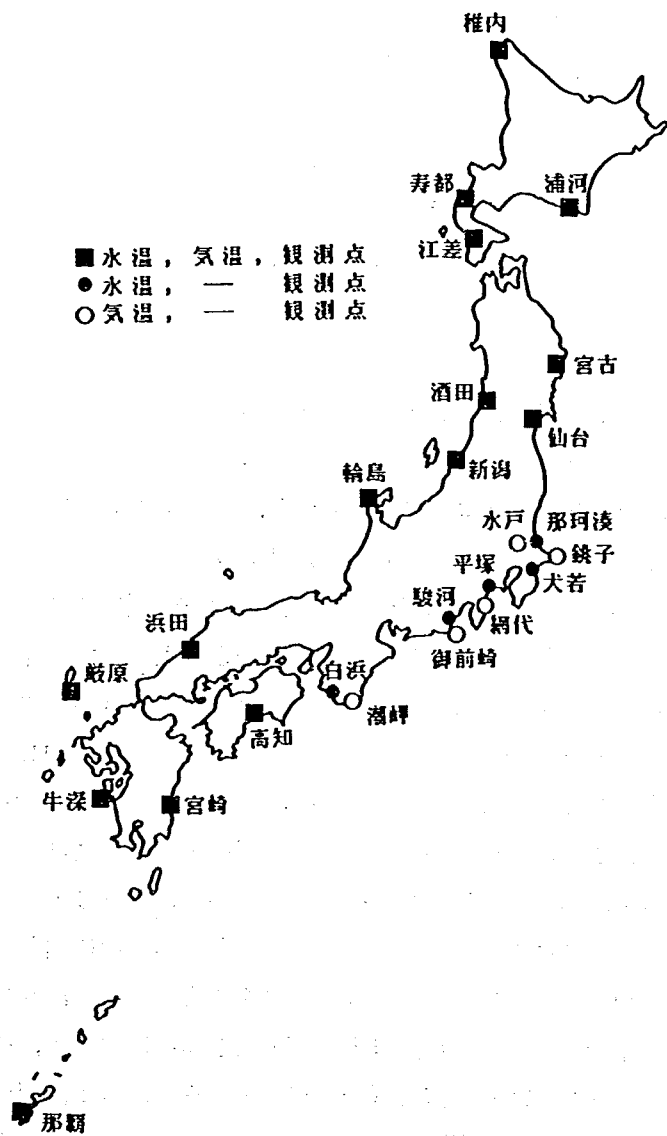


図 11.2 気象条件の代表的観測地点

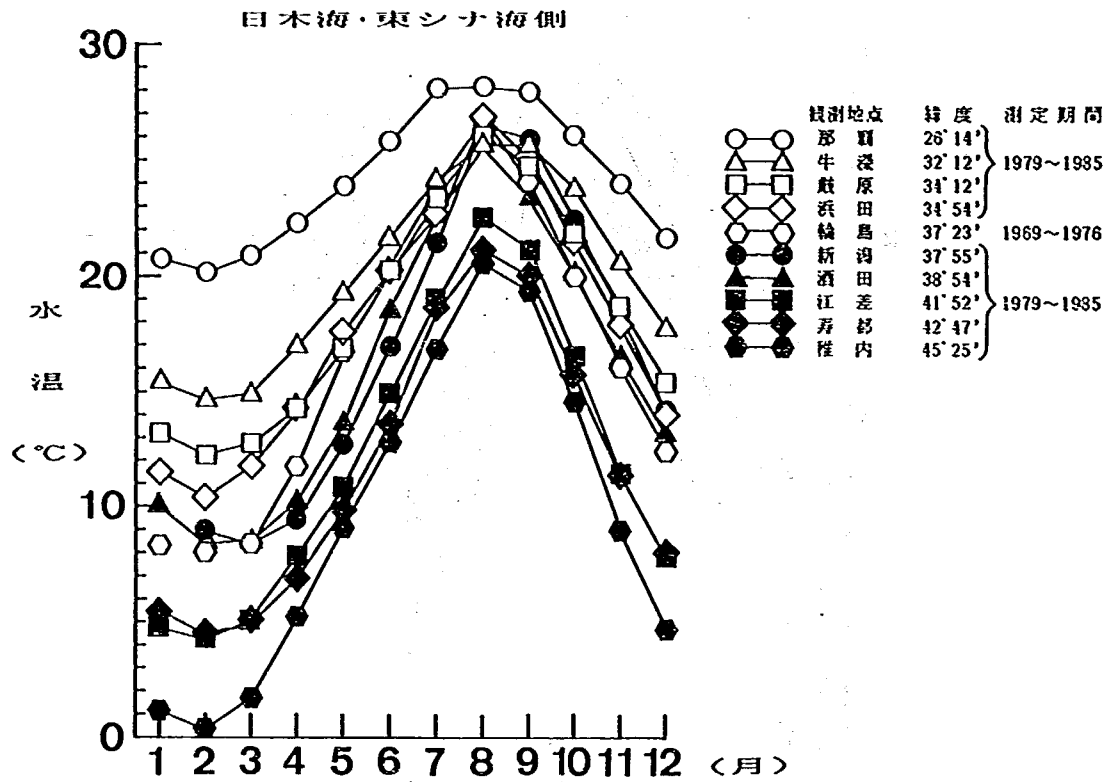


図 11.3 各観測地点における月別平均水温 (日本海・東シナ海側)

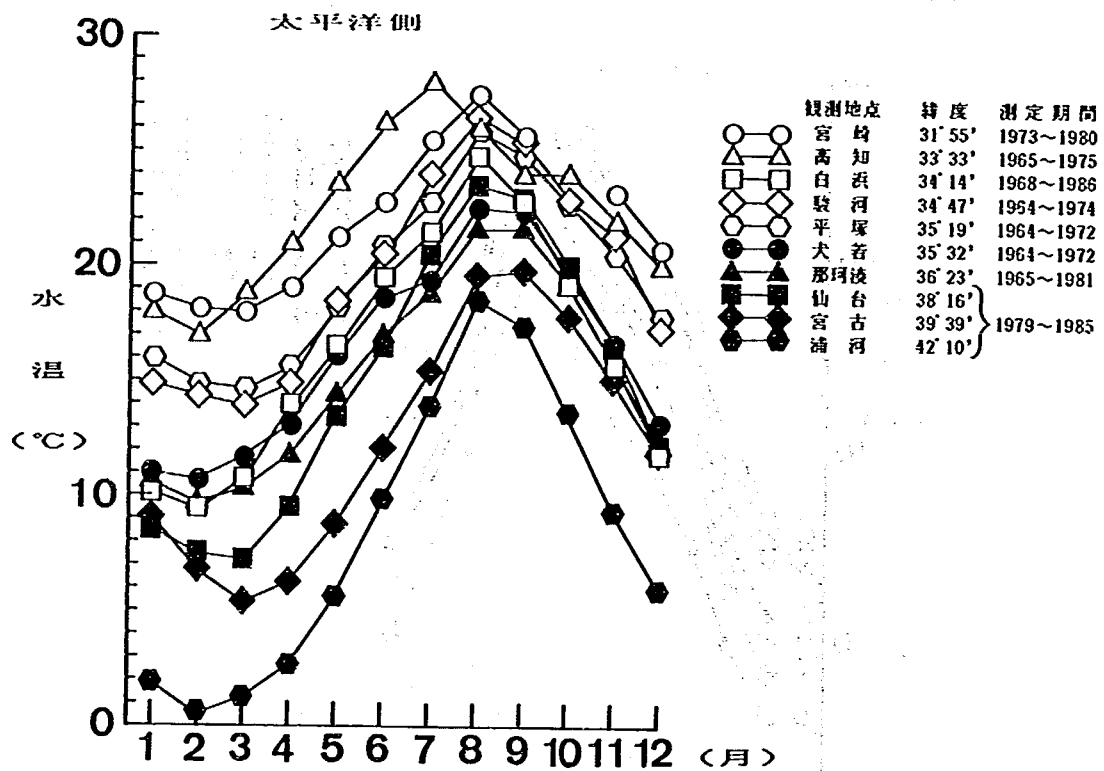


図 11.4 各観測地点における月別平均水温 (太平洋側)

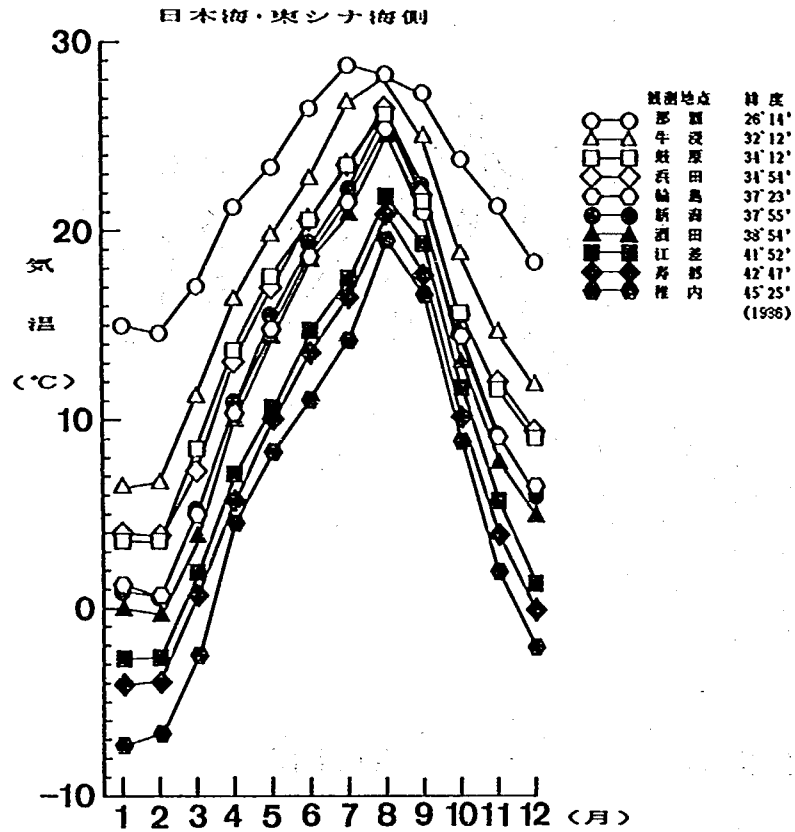


図 11.5 各観測地点における月別平均気温（日本海・東シナ海側）

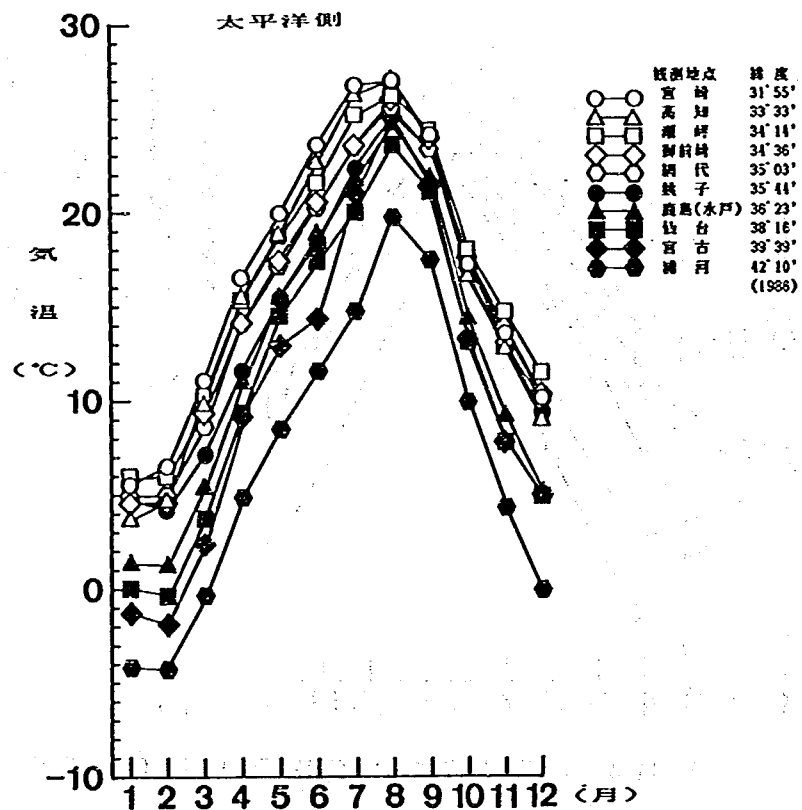


図 11.6 各観測地点における月別平均気温（太平洋側）

11.3.2 海象条件

海洋性レクを制約する海象条件には、波浪、潮流などがある。特に関係深い項目として波浪条件について調べた。

代表的海洋性レクの波浪条件から見た適性条件⁷⁾を表 11.4 に示す。各海岸の波浪条件を表わす指標としては、波高の頻度分布を用いることとし、頻度分布に基づいて基準を次のように定めた。

表 11.4 海洋性レクの波浪条件から見た適性条件

タイプ	代表的海洋性レク	適 性 条 件
1	海 水 浴	波高 0.5 m 以下が望ましい 1 m 以上あると遊泳に危険
2	ダ イ ビ ン グ	1 m 以下が望ましい
3	サーフィソ	1 ~ 2 m が好ましい
4	ディソギー	1.5 m が限界 0.5 m が好ましい
5	クルーザー	特に制約なし

①夏期波浪に関する基準

夏期において、 $H_{1/3} \leq 1.0$ m を満足する波の出現率に応じて以下のように配点する。

- a. 90 ~ 100 % 5 点
- b. 80 ~ 90 4 点
- c. 60 ~ 80 3 点
- d. 40 ~ 60 2 点
- e. 20 ~ 40 1 点
- f. 0 ~ 20 0 点

②年間波浪に関する基準

$H_{1/3} \leq 1.5$ m を満足する波の年間の出現率を用いる。ただし配点は①に同じ。

波浪条件の評価は、各沿岸を代表する波浪観測地点を選び、これら観測所の波高データ^{12) - 16)}を用いて行った。各沿岸の $H_{1/3} \leq 1.0$ m (夏期) および $H_{1/3} \leq 1.5$ m (通年) を満足する波の出現率を日本海・東シナ海側と太平洋側に分け、それぞれ図 11.7 (日本海・東シナ海側)、図 11.8 (太平洋側) に示す。出現頻度から見た各沿岸の波高の状態は、日本海・東シナ海側と太平洋側とで大きな違いが見られる。夏期に $H_{1/3} \leq 1.0$ m を満足する波高の出現頻度は、日本海・東シナ海側では薩摩沿岸を除き85%以上となっているのに対し、太平洋側では42~96%と沿岸により差が激しく、常盤沿岸より日向灘沿岸に至るほとんどの沿岸の出現率は低い。日本海での波浪は、季節風に伴う風浪が主であるから、夏期、気圧配置が安定した状態では波高は著しく低くなる。一方、太平洋側では局地的な風浪以上に、外洋からのうねりが高い頻度を占めており、従って太平洋側では夏期に静穏となる割合は日本海側ほど高くない。次に、通年で波高 $H_{1/3} \leq 1.5$ m を満足する波の出現頻度は、日本海・東シナ海側では夏期の場合よりも低く、逆に太平洋側では夏期よりも高い出現率を示す。これ

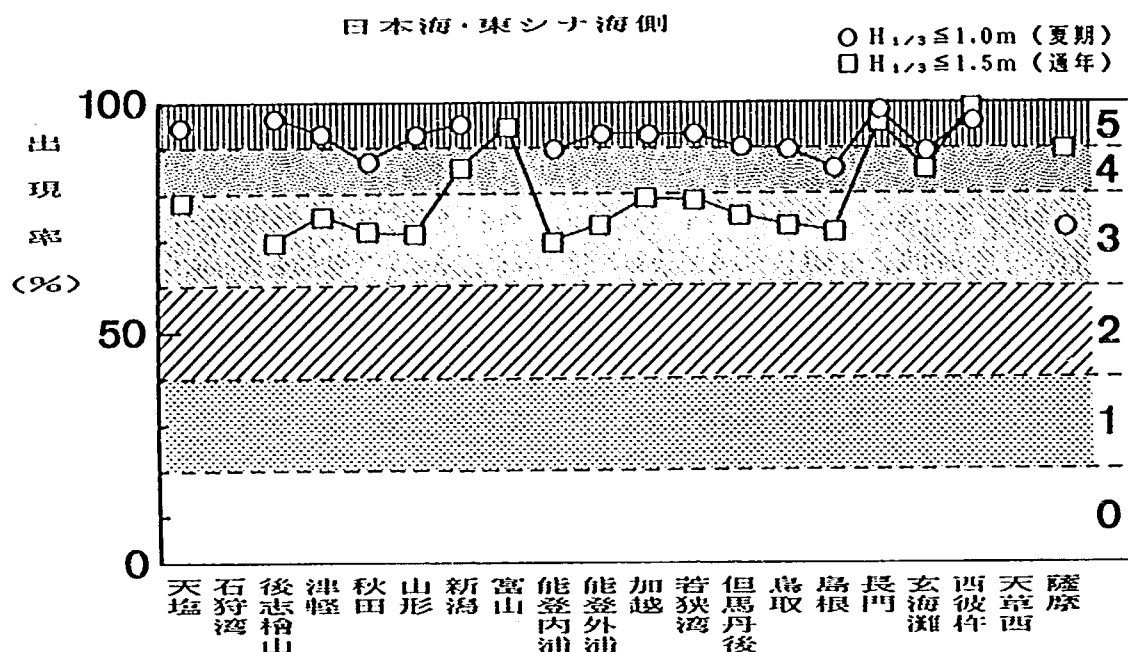


図 11.7 各沿岸における適性波高条件の出現率 (日本海・東シナ海側)

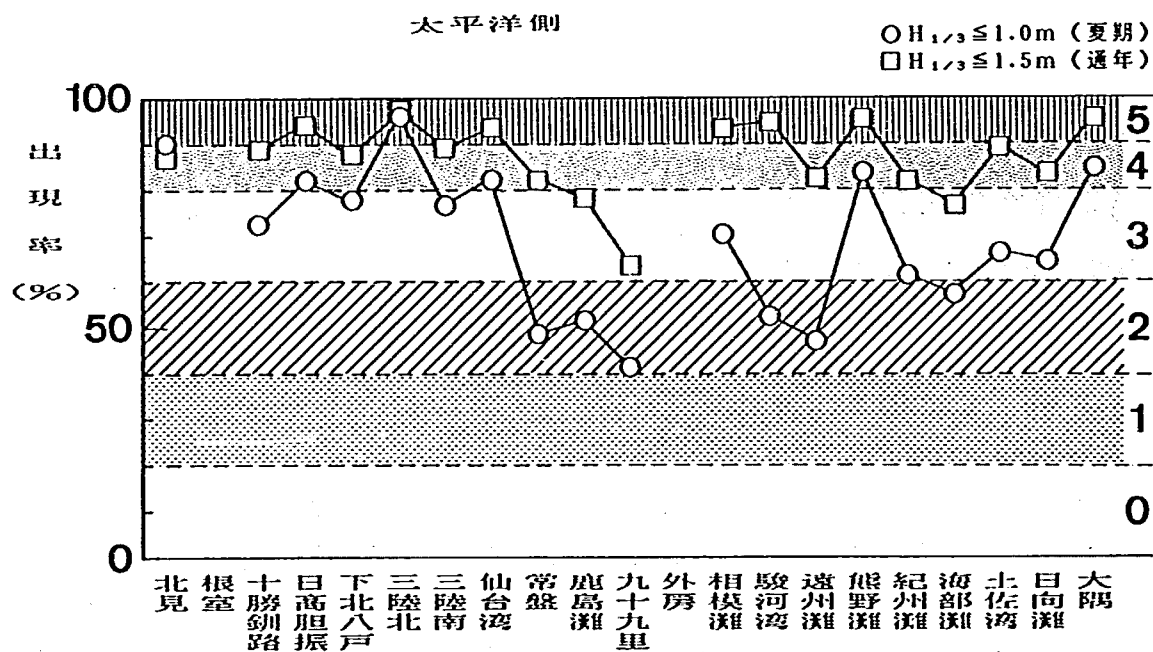


図 11.8 各沿岸における適性波高条件の出現率 (太平洋側)

は波高の季節的変動の差により生じたと考えられる。すなわち、日本海・東シナ海側においては、一般に冬期風浪が毎年10月～2月の間に必ず生じ、しかもこのとき $H_{1/3}$ が 1.5 m以上の波が容易に発生する。このため、通年で見た場合には条件に当てはまる波高の出現率が低下する。逆に太平洋側においては日本海・東シナ海側ほど長期間高波浪は継続せず、波高の高い時期は台風や低気圧の来襲時など比較的短い期間に限られる。その結果、条件に合う波高状態の通年での出現率は増加したものと考えられる。このように、日本海側と太平洋側での波浪条件の特性はかなり大きく異なる。

表 11.5 各条件に対する評価点

	沿 岸 名	気 象 条 件						前象条件				地 理 的 条 件										総合評価
		水 温		気 温		小 計	評価	波 浪		小 計	評価	ア ク セ ス					小 計	評価				
		①	②	①	②			①	②			①	②	③	④	X2						
1	北 見	0	0	0	0	0	0	5	4	9	5	0	0	0	0	0	0	0	5			
2	根 室	0	0	0	0	0	0	4	4	8	4	0	0	0	0	0	0	0	4			
3	十勝釧路	0	0	0	0	0	0	3	4	7	4	0	0	0	0	0	0	0	4			
4	日高胆振	0	0	0	0	0	0	4	5	9	5	0	0	1	0	2	2	1	6			
5	後志松山	1	0	0	1	2	2	5	3	8	4	0	0	0	0	0	0	0	6			
6	石 狩 湾	1	0	0	1	2	2	5	3	8	4	0	0	1	1	4	4	2	8			
7	天 塩	1	0	0	1	2	2	5	3	8	4	0	0	0	0	0	0	0	6			
8	下北八戸	0	0	0	1	1	1	3	4	7	4	0	0	0	0	0	0	0	5			
9	津 軽	1	0	0	1	2	2	5	3	8	4	0	0	0	0	0	0	0	6			
10	秋 田	2	1	1	1	5	3	4	3	7	4	0	0	0	0	0	0	0	7			
11	山 形	2	1	1	1	5	3	5	3	8	4	0	0	0	0	0	0	0	7			
12	三 陸 北	0	1	0	1	2	2	5	5	10	5	0	0	0	0	0	0	0	7			
13	三 陸 南	0	1	1	1	3	2	3	4	7	4	1	1	0	0	0	2	1	7			
14	仙 台 湾	2	1	0	1	4	3	3	5	8	4	1	1	0	0	0	2	1	8			
15	常 磐	1	1	1	1	4	3	2	4	6	3	1	1	0	0	0	2	1	7			
16	鹿 島 灘	1	2	1	1	5	3	2	3	5	3	0	2	0	0	0	2	1	7			
17	九十九里浜	1	2	1	1	5	3	2	3	5	3	0	2	1	0	2	4	2	8			
18	外 房	2	2	1	1	6	4	2	3	5	3	0	0	0	1	2	2	1	8			
19	相 模 灘	2	2	1	1	6	4	3	5	8	4	3	4	3	3	12	19	5	13			
20	新 潟	2	1	1	1	5	3	5	4	9	5	1	1	0	0	0	2	1	9			
21	富 山	2	1	1	1	5	3	4	3	7	4	2	2	0	0	0	4	2	9			
22	能登内浦	2	1	1	1	5	3	4	3	7	4	1	1	0	0	0	2	1	8			
23	能登外浦	2	1	1	1	5	3	5	3	8	4	1	1	0	0	0	2	1	8			
24	加 越	2	1	1	1	5	3	5	3	8	4	1	1	0	0	0	2	1	8			
25	駿 河 湾	2	2	1	1	6	4	2	5	7	4	1	1	0	0	0	2	1	8			
26	遠 州 灘	2	2	1	1	6	4	2	4	6	3	3	3	1	0	2	8	4	11			
27	若 狭 湾	2	2	1	1	6	4	5	3	8	4	0	0	1	0	2	2	1	9			
28	但馬丹後	2	2	1	1	6	4	5	3	8	4	0	0	0	0	0	0	0	8			
29	熊 野 灘	2	1	2	1	6	4	4	5	9	5	0	0	0	0	0	0	0	9			
30	紀 州 灘	2	1	2	1	6	4	3	4	7	4	1	1	0	0	0	2	1	9			
31	鳥 取	2	2	1	1	6	4	4	3	7	4	0	0	0	0	0	0	0	8			
32	島 根	2	2	1	1	6	4	4	3	7	4	0	0	0	0	0	0	0	8			
33	長 門	2	2	1	1	6	4	5	5	10	5	0	0	1	1	4	4	2	11			
34	海 部 灘	2	2	2	1	7	4	2	3	5	3	0	0	0	0	0	0	0	7			
35	土 佐 湾	2	2	2	1	7	4	3	4	7	4	1	1	0	0	0	2	1	9			
36	玄 海 灘	2	2	2	1	7	4	4	4	8	4	0	0	2	2	8	8	4	12			
37	日 向 灘	2	2	2	1	7	4	3	4	7	4	0	0	0	0	0	0	0	8			
38	大 隅	2	2	2	1	7	4	4	5	9	5	0	0	0	0	0	0	0	9			
39	薩 摩	2	2	2	1	7	4	3	5	8	4	1	1	0	0	0	2	1	9			
40	天 草 西	2	2	2	1	7	4	5	5	10	5	0	0	0	0	0	0	0	9			
40	西 彼 杵	2	2	2	1	7	4	5	5	10	5	1	1	0	0	0	2	1	10			

11.3.3 地理的条件

地理的条件として考えられる項目には、都市からのアクセス（誘地圏）、後背地、産業などが挙げられる。このうち、都市からのアクセスを代表として選ぶ。

沿岸域の利用状況、あるいは沿岸域の持つ潜在的な能力は都市からのアクセスと密接に関係している。1985年の国勢調査によれば、人口100万人以上の大都市は11、人口30万人以上の都市は47を数える。これらを代表的な都市と考え、各沿岸が持つ都市との関係进行评估する。都市との関係は時間距離により評価されるとし、鉄道、道路により1時間以内に到達可能な都市数を調べた。鉄道、道路ともに最短距離を得られる方法を取り、特急や高速道の使用を認めた。各評価項目は次の通りである。

- ① 鉄道を用いて1時間以内に到達できる人口30万人以上100万人未満の都市数
- ② 道路を用いて1時間以内に到達できる人口30万人以上100万人未満の都市数
- ③ 鉄道を用いて1時間以内に到達できる人口100万人以上の都市数
- ④ 道路を用いて1時間以内に到達できる人口100万人以上の都市数

これら都市数を点数とし、人口100万人以上の都市については、重み付けを行うこととし、その点数を2倍して評価点とした。

適性の評価の精度向上を図るには、評価項目を増やして評価を行わなければならない。しかしながら、前述したように、評価基準はリゾートタイプや利用形態により変化する。今回の調査では、リゾートタイプや利用形態を限定せずに評価を行うことを目的とした。そのため、各沿岸の持つ海洋性リゾートの適地としてのポテンシャルの評価を気象、海象、地理的条件の3条件に限り、条件に対する評価項目を最小限に抑えた。

11.4 各沿岸の評価と考察

前章までに挙げた評価基準に基づき、41沿岸の評価を行い、結果を表11.5に示した。表中の評価点は、各項目により得られた小計点を表11.6に示す5点評価に換算し直したものである。この評価点について日本海・東シナ海側と太平洋側に分けて図11.9（日本海・東シナ海側）および図11.10（太平洋側）に示した。まず、各条件ごとに得られた結果について述べる。

表 11.6

評価点	小 計 点		
	気象条件	海象条件	地理的条件
5	8	9～10	10以上
4	6～7	7～8	8～9
3	4～5	5～6	6～7
2	2～3	3～4	4～5
1	1	1～2	2～3
0	0	0	0～1

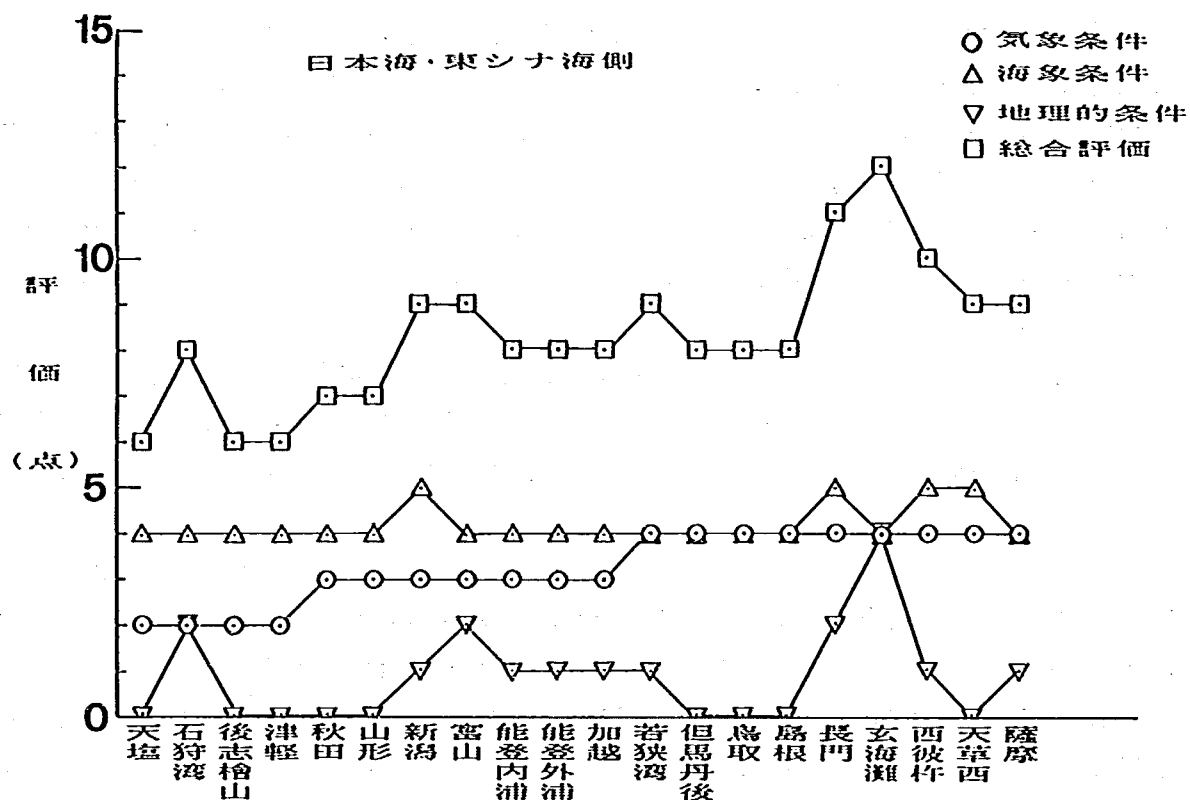


図 11.9 各沿岸の項目別および総合評価（日本海・東シナ海側）

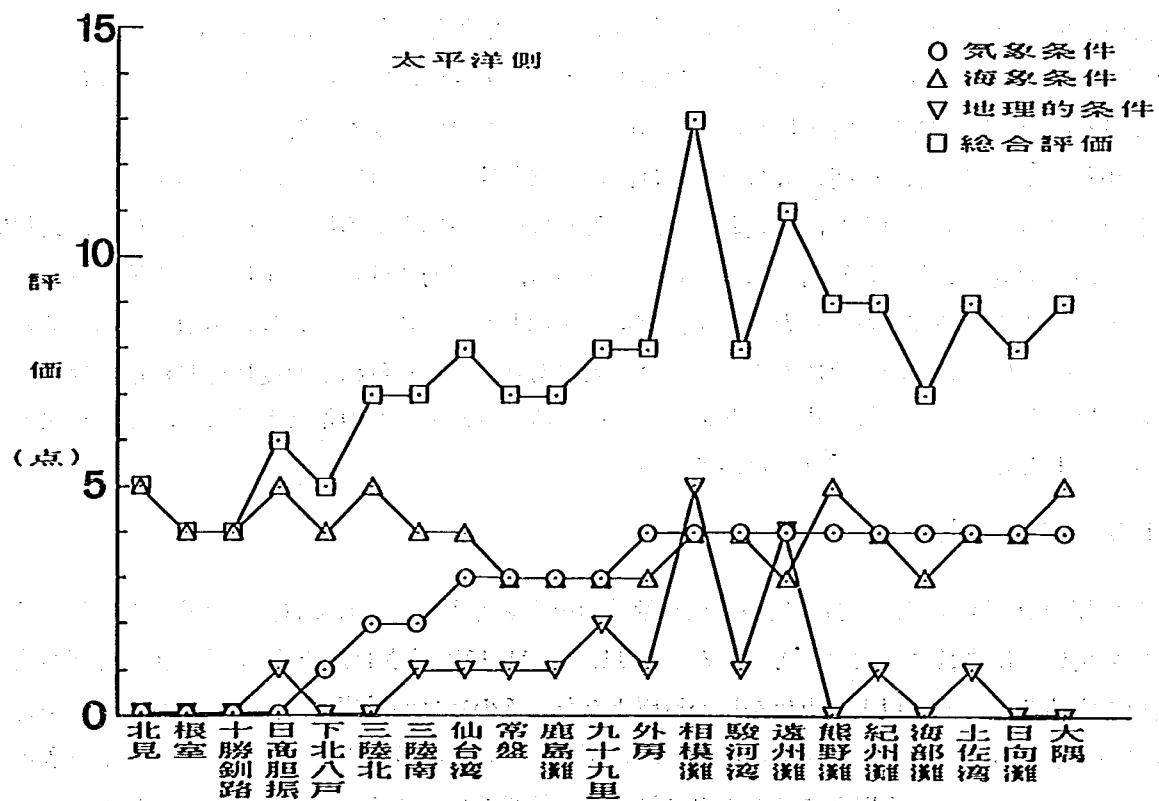


図 11.10 各沿岸の項目別および総合評価（太平洋側）

前述したように、項目には可制御項目と不可制御項目がある。気象条件に関する項目は不可制御項目であり、その地域の評価はある程度確定されたものであると言える。気象条件は日本海・東シナ海側では津軽より北（図 11.9 参照）、太平洋側では三陸より北（図 11.10 参照）の評価が低くなっている。特に北海道地域での評価が低く、北見、十勝釧路、日高胆振の沿岸は、全く条件を満たしていない。2点以下の沿岸は北海道を除けば、ほとんどが太平洋北部の沿岸である。日本海・東シナ海側、太平洋側どちらの場合にも、北から南へと移るにつれ評点が高くなっている。しかし、変化の割合は太平洋側の方が大きく、ここで設定した気象条件による限りでは、日本海・東シナ海側の方が良い条件を持っている。

次に海象条件について述べる。海象条件の項目は、構造物の設置などにより制御可能な項目である。日本海・東シナ海側では、全沿岸域を通して評価は比較的安定しており、特に評価が悪い沿岸はない。太平洋側では、常盤から外房にかけての沿岸、遠州灘、海部灘など評価の劣る沿岸がいくつかあり、地域による差が大きい。

地理的条件の評価は、都市部とのアクセスで評価を行った。アクセスの良し悪しは利用者の意識によって大きく変化する可能性がある。例えば、その地域の自然状況や観光地の有無などの要素により、利用者の感じるアクセスの評価は異なってくる。ここでは現状における都市部とのアクセスを時間距離に着目して行ったため、地域によりかなり片寄った結果となった。特にアクセスの状態が悪いのは北海道、東北の地域、熊野灘、山陰、海部灘、九州南部である。逆にアクセスの良い地域は、都市部が集中する大都市圏に近い沿岸となった。

総合的な評価を行うため、各項目の評価点を合計し、その点数で評価を行った。これによれば、9点以上が14沿岸、8点が12沿岸となっている。これら評価点が上位の沿岸は関東、上信越以南の地域に集中しており、海洋性レクを主体とする海洋リゾートを考えた場合には、緯度による差異が明確に出てくることがわかる。また、総合評価は日本海・東シナ海側、太平洋側どちらの場合にも北から南へと移るにつれて評価点が増加していく傾向にある。その中において他沿岸と比べ突出した評価点を示す相模灘、遠州灘、長門、玄海灘沿岸は、地理的条件に恵まれており、その結果が総合評価に現われている。3条件のうち、気候および海象条件は近隣海岸とある程度の連続性を持ち、比較的広範囲の地域で緩やかな変化傾向を示す。しかしながら、地理的条件は、都市による影響範囲が比較的限られてしまうため連続性を持たず、1沿岸のみ突出した形で総合評価に反映されると考えられる。今回の調査では、3つの条件に対する評価は並列であり、それぞれの重要度に応じた重み付けは行っていない。これは開発されるリゾートタイプの特性による評価基準の差異を除去し、広い意味での海洋リゾートとしての評価を試みたためである。

11.5 適地の選定と留意点

各沿岸の評価を基に、総合評価から見た適地の選定を考える。ここでは、適地を全41沿岸のうち、評価の良い順に半数まで選ぶこととした。図 11.9、11.10に示された総合評価より上位半数となる点数を求めると、8点以上の点数を持つ沿岸となり、その数は26沿岸となった。これらを各条件の評価点が示す特徴によりグループ分けを行い、各グループごとの特性と開発に際して留意すべき点について述べる。開発を行う場合には、その地域の持つ特徴を生かすことはもちろん大切であるが、それ以上に欠点を克服することが重要である。現在、その地域の持っている欠点を補うことによって、こ

の地域の持つポテンシャルを十分に高めることが出来る。ここでは、各条件に対し、41全沿岸の平均点以下の点数となる沿岸を問題がある海岸とした。その上で、次の4つのグループに分類し、それに含まれる沿岸を示す。

グループ1：全ての条件を満足しているグループ（仙台湾、相模湾、新潟、富山、能登内浦、能登外浦、加越、駿河湾、若狭湾、紀州湾、長門、土佐湾、玄海湾、薩摩、西彼杵）

グループ2：気象条件に問題があるグループ（石狩湾）

グループ3：海象条件に問題があるグループ（九十九里、外房、遠州灘）

グループ4：地理的条件に問題があるグループ（但馬丹後、熊野、鳥取、島根、日向灘、大隅、天草西）

グループ1を除き、グループ2～4については総合的な評価としては適地としてのポテンシャルは高いが、改善の余地があるグループである。各グループの持つ特徴と留意点について以下に述べる。

① グループ1

このグループの場合には、ここで挙げた条件に対してはほぼ満足している。特に欠点がないため、総合的な意味から見て特に適性を備えたグループであると言える。

② グループ2

気象条件の悪い沿岸のうち、総合評価で適地として選ばれたのは石狩湾沿岸のみであった。気象条件は人工的に制御することが不可能であり、この点について改善を行うことはできない。このため、このグループに属する場合には、その他の条件の評価を向上させることによって全体のポテンシャルを高めていくことが必要である。

③ グループ3

適地のうち、このグループに属したのは九十九里、外房、遠州灘である。海象条件は人工的な制御が可能な条件であり、海域制御構造物の設置などによっては改善することが比較的行い易い。しかしながら、改善を行うにあたっては、技術的な問題をあらかじめ点検し、計画に見合った対策となっているか否かを検討しなければならない。例えば、波浪条件が特に厳しい場合や、海底の条件が悪い場合には対策もまた大規模にならざるを得ず、計画自体が現実性に乏しいものになってしまう。海象条件の悪い地域においては、海岸保全上の問題が生じている場合が多く、ここで適地として選ばれている九十九里、外房、遠州灘も例外ではない。保全上の点からも十分な対応が望まれる。

④ グループ4

地理的条件を代表するアクセスも、ある程度の改善が可能な項目である。しかしながら、アクセスの改善は、その地域単体での改善によって変えられるものではなく、比較的広範囲での大規模な改善が求められる。そのため、対象となる海岸には、アクセスを改善するために必要な大規模投資に見合った需要が見込まれなければならない。それには、海洋リゾートの適地として持つべき条件が整い、利用者にとって魅力ある海岸となっていることが必要とされる。

11.6 結 論

本研究では、海洋利用空間を創成するにあたり、その適地となる海岸を選定するための選定手法について検討した。その結果、選定に必要な手順と方法が明確となり、広義に考えた場合の海洋リゾートの適地も明らかにされた。以下、ここで得られた結論について示す。

- ① 適地選定手法は、その目的により評価項目や基準が異なるため、目的に応じた手順にしたがって選定を行わなければならない。
- ② 本研究で与えた条件により行われた適地選定によれば、海洋リゾートを広義に考えた場合の適地は、ある程度地域的な特性を持つことが明らかになった。第一に、南北地域での特性の違いがある。海洋リゾートとして良い条件を持つ沿岸はほとんどが関東・上信越以南にあり、北部地域においては非常に限られている。第二には、海域による違いである。日本海・東シナ海側と太平洋側ではそれぞれ特性が異なり、海洋リゾートとしての適地を持つ地域は、太平洋側よりも日本海・東シナ海側の方が広範囲となっている。これら2つの特性は、日本の気候特性および海流などによる影響が大きい。
- ③ 総合的評価により選ばれた海洋リゾートの適地は、各項目ごとに持つ特性により、いくつかのグループに分けられる。各グループはそれぞれ利点と欠点を持ち、その種類と特色によって開発に当たって留意すべき主要項目が変わる。
- ④ 海洋リゾートの開発を考えていく前提として、適地が持つべき基本的な適性条件があり、その条件を持つ海岸はある程度限られたものであることがわかった。開発計画を立案するにあたっては、これら基本的条件を満足しているか否かを十分に検討し、対象地域に見合った計画を考えていかなければならない。
- ⑤ 本研究においては、海洋リゾートを海洋性レクを中心としたものに限定し、また海洋性レクも積極的に海を利用するレクであるとして適地の選定を行った。この条件によれば、北部地域で海洋リゾートの適地となる場所は非常に限られることが明らかである。従って、北部での海洋リゾートを考える場合には、本研究で述べたような直接的な海の利用を図る計画を考えるのではなく、海岸域の持つ開放性や、環境などを間接的に利用した海洋リゾートの開発を考えるべきであろう。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書（4），土木研究所資料，第2577号，232p.，1988.
- 2) 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.
- 3) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書（7），土木研究所資料，第2661号，185p.，1988.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 建設省土木研究所・国土開発技術センター：海洋利用空間の創成・保全技術の開発に関する研究，385p.，1988.
- 7) 建設省九州地方建設局：海の中道海浜公園の海浜公園の海浜緑地の整備管理の適正化に関する調査報告書，1984.
- 8) 堀川清司・佐々木民雄・五十嵐元：海洋性レクリエーションとその環境，第19回海岸工学講演集，pp. 83～91，1972.

- 9) 日本海洋学会・沿岸海洋研究部会編：日本全国沿岸海洋誌， 1106 p.， 1985.
- 10) 気象庁：気象要覧（1979. 1～1985. 12）， № 953～№ 1036， 1979～1986.
- 11) 気象庁：気象庁年報（全国気象表 1986年）， 1987.
- 12) 菅原一晃ほか：沿岸波浪観測15ヶ年統計（1970～1984）， 港湾技研資料 № 554， 872 p.， 1986.
- 13) 小舟浩治ほか：波浪観測年報（1986）， 港湾技研資料 № 612， 247 p.， 1988.
- 14) 建設省河川局海岸課：海象年表（1986）， 347 p.， 1987.
- 15) 水産庁漁港部：波浪調査報告書（1973～1977， 1982～1983）， 1979， 1985.
- 16) 建設省中部地方建設局浜松工事事務所：遠州海岸漂砂侵食機構総合解析報告書（1975～1977）， 1979.

第12章 海岸利用・海岸保全面から見た 駿河海岸の特性

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

12.1 まえがき

建設省では、外洋に面した沿岸域の有効利用を図るためにMMZ構想を進めている。この構想の軸となるのが沖合の水深10~20mに設置され、消波効果により静穏な海域を創出する海域制御構造物である。これまで土木研究所ではいくつかのタイプの海域制御構造物について水理模型実験を行い、消波効果や波力特性等を明らかにしてきた¹⁾。一方、海域制御構造物を実現させるには、設置が考えられる現地海岸の地理的、海岸工学的特性を十分理解した上で開発や保全のための計画を立てる必要がある。このため既に湘南海岸²⁾、九十九里海岸³⁾および鹿島灘⁴⁾を選んで地理的、海岸工学的諸条件について考察した。本研究では、新たに静岡県駿河湾沿岸の焼津市小川漁港から御前崎に至る海岸を例にとり海岸保全、海外利用面より沿岸の特性について考察する。

焼津市小川漁港から榛原町に至る海岸は駿河海岸と呼ばれ、昭和30年代後半より侵食が進み、全国でも有数の侵食海岸として知られるようになった。侵食は大井川左岸の大井川港より北側の海岸において著しく、このため当海岸は建設省の直轄海岸として侵食対策が進められている。一方、駿河海岸南部の榛原町から御前崎町の間海岸は優良な海水浴場が多く、海洋性レクの適地として知られてきた。しかし相良町においても近年侵食が生ずるなど、海岸保全上の問題も生じている。以下、海岸保全、海岸利用面より沿岸の特性と問題点を明らかにする。

12.2 沿岸部の地形、人口密度、土地利用

調査対象地域は駿河湾西岸の駿河海岸から南部の相良、御前崎町に及ぶ35 kmの海岸である(図12.1参照)。調査区域のほぼ中央には大井川が流下し、北部の焼津市から榛原町南東部には大井川によって形成された扇状地が広がる。榛原町から御前崎にかけては、台地が海岸近くにまで迫り、海岸線

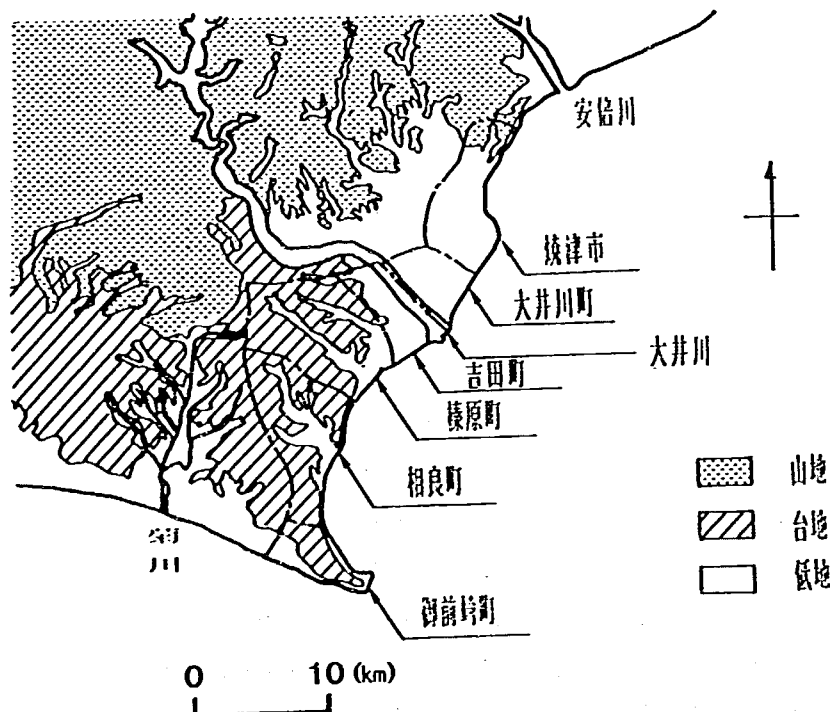


図 12.1 沿岸部背後地の地形

との間には狭い低地が続いている。この台地は海進時に形成された海食崖により区切られている。また、海食崖を連ねる線は現海岸線とほぼ平行であって、御前崎近傍では海に向かって凹形の地形形状を示す。

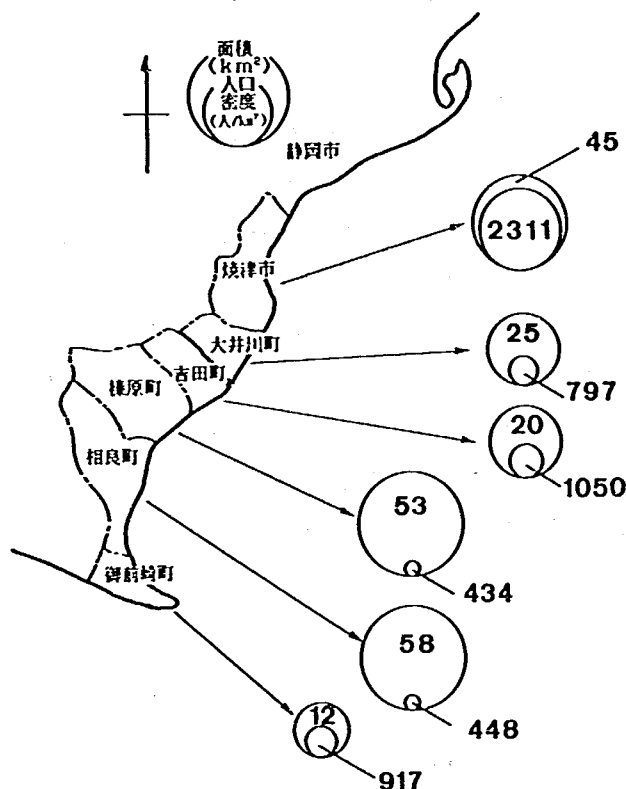


図 12.2 沿岸の市町村の面積と人口密度

沿岸の市町村の面積と人口密度を図 12.2 に示す。面積の広いのは相良町、榛原町、焼津市であり、他の 3 町はこれらに比較して面積が狭い。一方、人口密度は、焼津市が一番多く、県全体の人口密度 478 人/km²と比較して約 5 倍と著しく突出している。また大井町、吉田町、御前崎町においても県平均値と比較して約 2 倍の人口密度を有する。

この沿岸の土地利用状況は図 12.3 に示すようである。いずれの地区も農地の占める割合が 44.3 ~ 62.1%と高い。また、北部の焼津市、大井川町、吉田町においては宅地の占める割合が 30.0 ~ 39.1 %と比較的高いのに対し、南部の榛原町、相良町では 8.0, 11.0%と低く、この分逆に樹林地の占める割合が 30.6, 38.1%と高い。このような特徴は湘南海岸で見られた特徴²⁾と良く一致する。更に、御前崎町における宅地の占める割合は 20.5%と両者の中間である。沿岸域の土地利用は農業を主体とするが、北部においては宅地としての利用率が高いことが分かる。

次に、沿岸の産業別就業者数の割合を図 12.4 に示す。北部の焼津市から吉田町における第 1 次産業就業者数の割合は 9.3 ~ 15.9 %, 南部の榛原町から御前崎町での割合は 28.8 ~ 30.7%であって、南部は北部の約 2 倍となっている。静岡県全体の第 1 次産業就業者数の割合は 10%であるから、県全体と比較して焼津市以外の地域は第 1 次産業が盛んである。同様に第 2 次産業就業者数の割合は北部で 40.7 ~ 48.7 %, 南部で 26.2 ~ 35.0%であって、第 1 次産業の場合と逆の傾向を有している。結局、

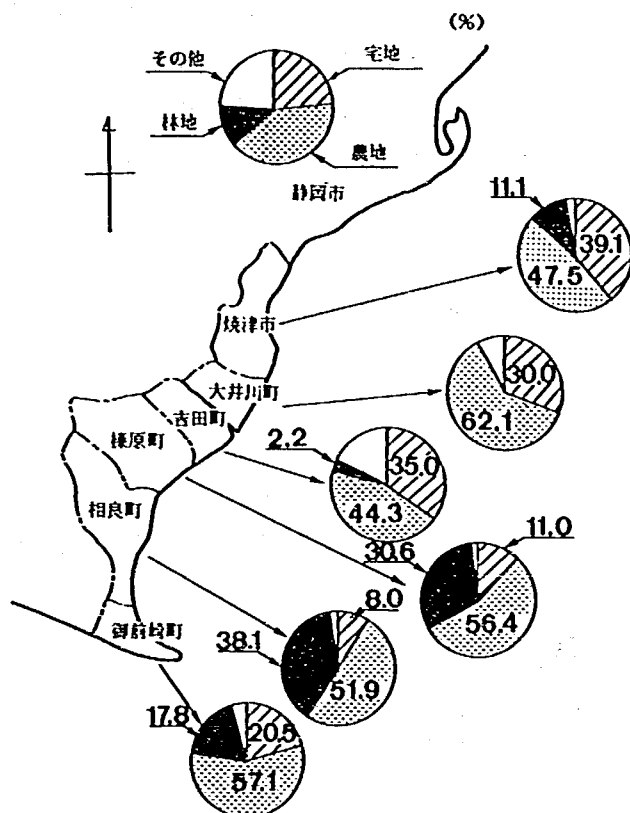


図 12.3 沿岸の土地利用状況

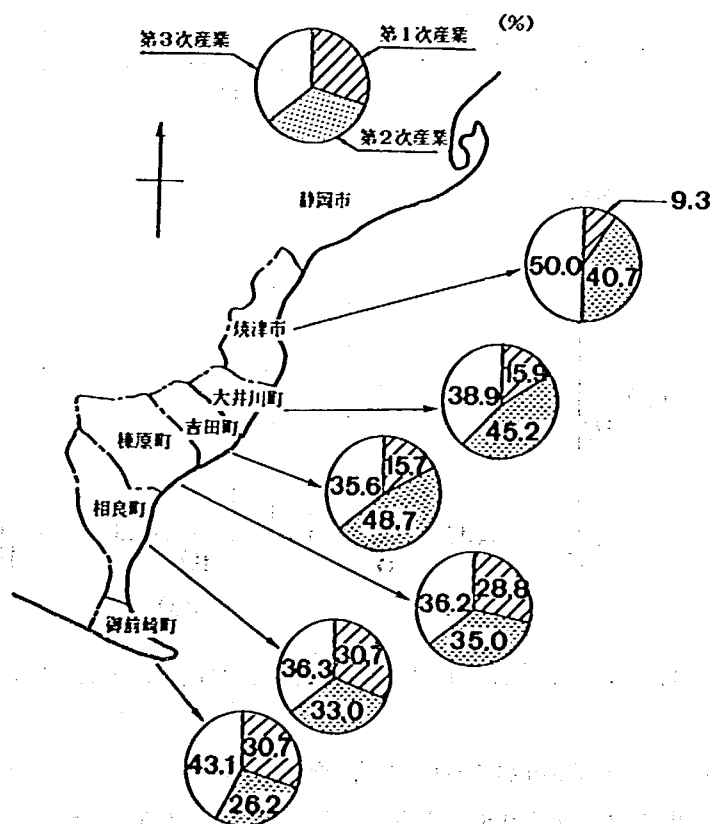


図 12.4 沿岸の産業別就業者数の割合

当調査地域では、平野の多い北部と台地の多い南部では人口密度、土地利用の状況、産業が大きく異なることが明らかである。北部の焼津市は、東名高速道路焼津インターの設置を契機として工場が次々と進出し、工業化が進んだ。また大井町、吉田町では、東名高速道路吉田インターを中心として工業が盛んである。一方、南部の榛原町～御前崎町は第一次産業の占める割合が大きく、都市開発の面から未開発の区域が多いことになる。

12.3 海岸工学的特性と海岸保全の現状

12.3.1 波浪特性

駿河海岸における入射波浪の特性を大井町吉永地先沖合 250 m に位置する海洋技術総合研究施設における波浪条件で代表して調べた。当施設で測定された 1986～1987 年の有義波高 ($H_{1/3}$)、周期 ($T_{1/3}$) の出現率を図 12.5 に示す。出現率の最も高い有義波高は $H_{1/3} = 0.5 \sim 1.0$ m であり、全体

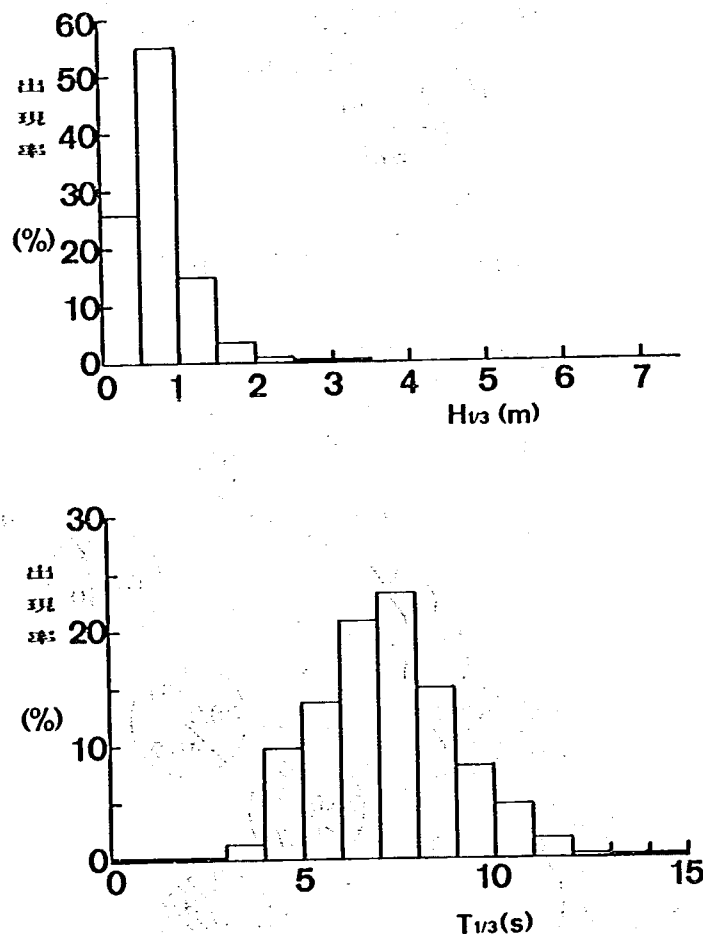


図 12.5 有義波高と周期の出現率 (海洋技術総合研究施設, 1986～1987 年)

の 55% を占める。 $H_{1/3} = 0 \sim 0.5$ m がそれに次ぎ、全体の 26% を占める。他のデータは 20% に満たない。駿河海岸における平均波高は約 0.8 m となる。周期は 7.0～8.0 s において 23% の出現率を示し、平均は約 7.0 s である。また図 12.6 には大井川港における 1984 年の波向の出現率を海洋技術総合研

究施設付近の海岸線の方角とともに示した。南から西東にかけての入射波が全体の約55%と最も卓越する。また駿河湾内で発生する北東から東にかけての入射波の出現率も約30%と高い。

12.3.2 海底地形

駿河海岸沖の海底地形を図12.7に示す。沖合には駿河トラフが存在するため海底面は深海へと急激に落ち込んでいる。また北部ほど駿河トラフが海岸線に近づいており、特に小川漁港～和田鼻沖では駿河トラフへと続く海底谷の発達が見られる。

図12.7より、代表側線(AA'～EE')に沿う海底断面形状を求め、図12.8に示した。側線AA'は、海底谷を縦断するため海底勾配は1/7と非常に急である。側線CC'～EE'では、水深約10mまでは急勾配であるが、水深10～25mにおいて勾配が緩くなる。さらに、水深25m以降において再び急勾配となり深海に向け落ち込んでいる。南側の側線ほど海底勾配は緩やかになっている。側線DD'より南側の海岸では汀線付近の海底勾配が緩やかであり、このことは後に詳述するように、海水浴場としての利用に良い条件となっている。一方、側線CC'より北側では海底勾配が急であり、例えば海水浴場としての利用条件は非常に厳しい。

次に、汀線付近における海底断面形状を図12.9に示す。大井川町沖の水深0～5m間は、海底勾配が1/7と非常に急である。しかし沖合の50～200m間では1/190と緩勾配となる。このような海底勾配を持つ海岸では、波浪が減衰されずに沿岸域に到達し、汀線付近で砕波する。水深が深く、かつ海底勾配の緩い区域が汀線付近まで存在するため、例えば海域制御構造物を設置したとすれば、静穏域が汀線近くまで広がる。しかしこのことは逆に構造物に作用する波力も大きくなることを意味する。更に、図12.9によると榛原町沖における海底勾配は非常に緩い。この点は、後述するようにこの海岸が遠浅な海水浴場として盛んに利用されていることと良い対応を示す。両町の間位置する吉田町の沖合の海底勾配は、榛原町沖よりは急であるが、大井川町沖よりもかなり緩やかであり、大井川町沖ほど

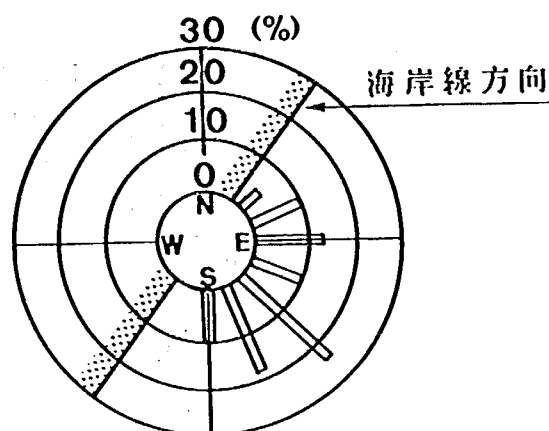


図12.6 大井川港沖の波向出現率 (1984年)

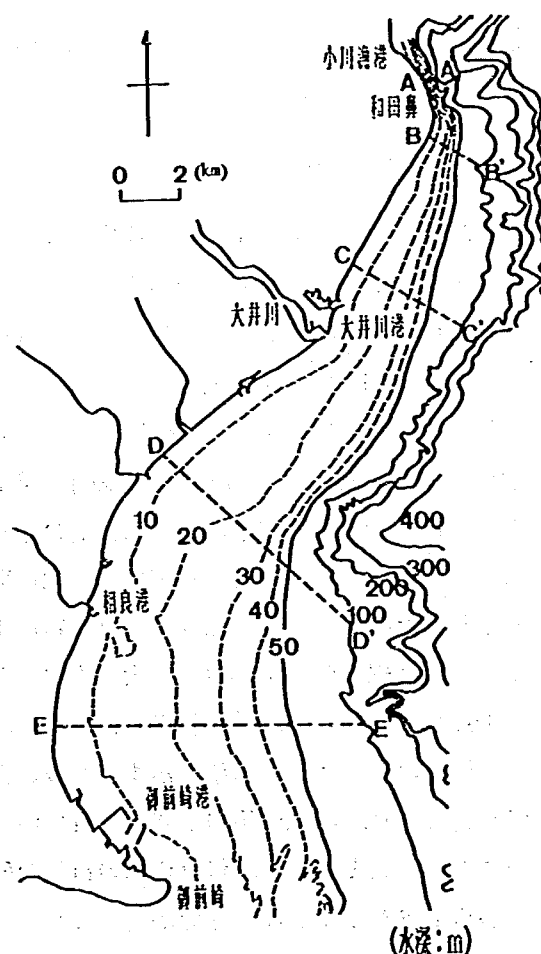


図12.7 駿河湾西岸の等深線形

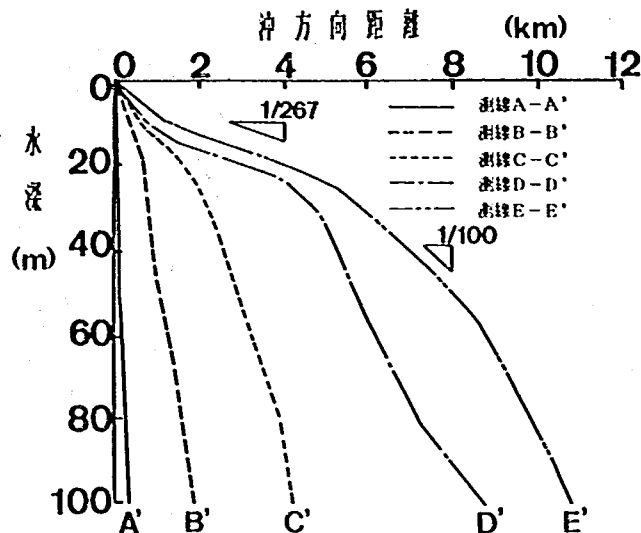


図 12.8 代表測線に沿う断面形状 (測線 A A' ~ E E')

急深でないことを考慮すると、海岸利用の可能性は高いと考えられる。

12.3.3 汀線変化

駿河海岸では、大井川からの流出土砂が漂砂の供給源となっており、波の作用の下で主に北向きの漂砂移動が生じている。駿河海岸における汀線の変化状況を図 12.10 に示す。図は、各測線における深浅測量の結果を基に、1963 年を基準として 1974 年、1978 年、1983 年、1988 年までの汀線変化を表わ

す。測線は大井川河口を中央とし、北は小川漁港から南は勝間田川左岸に至る範囲に配置されている。深浅測量は偶数測線で行われている。測線 No 48 には、大井川港の南防波堤が存在し、そこで漂砂が遮断されたため汀線は前進傾向にあり、特に 1978 年以降は河口部で行われていた砂利採取が休止されたため、汀線の前進量が急激に大きくなった。これに対し大井川港北側の測線 No 32~46 の間では 1963 ~ 1974 年において汀線が後退した。特に、測線 No 42 では約 100 m も後退した。しかし 1974 年以後、この地点の汀線は安定状態を示す。この理由は 1969 年以降堤防の根固工が、また 1971 年以降消波堤が建設され、汀線の後退が防止されているためである。しかし、この区間では異形ブロックが海岸線に沿って並んでおり、侵食以前の自然の砂浜海岸は失われた。また、測線 No 32~34 において 1983 年から 1988 年にかけて汀線が前進した。これは 1973 年から行われているサンドバイパスによる土砂投入のためである。汀線の後退は大井川港北側から始まり、年々北に拡大していることが明らかである。1988 年には汀線の後退域は測線 No 16 にまで達している。このように、当海岸では侵食防止が重要な問題となっている。

ところで、測線 No 2 では小川漁港の防波堤があるにもかかわらず、汀線はほとんど前進していない。これは焼津沖の海底谷に土砂が流失しているためである^{5), 6)}。大井川の右岸側では、河口部の汀線後

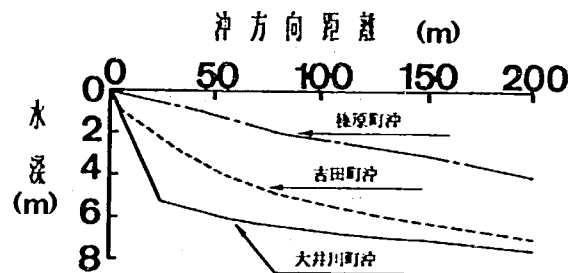


図 12.9 代表測線に沿う海底断面形状 (No 34, 68, 86)

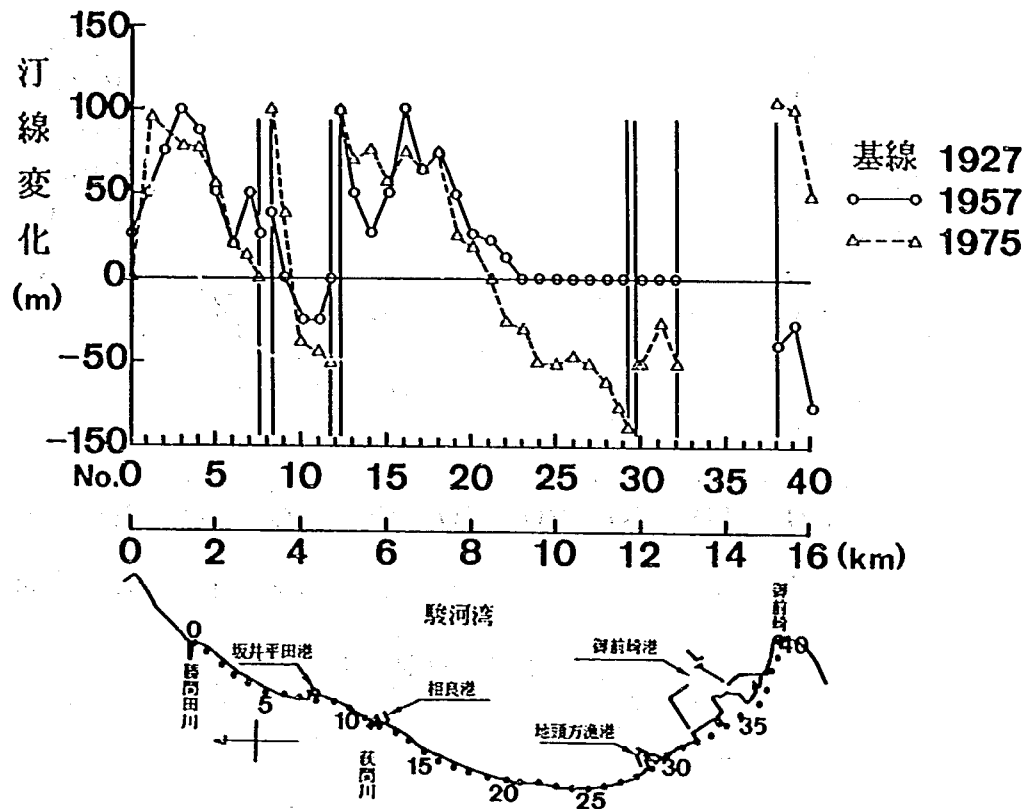


図 12.10 駿河海岸における汀線の経年変化

退が著しい。しかしこの区域での汀線後退は早い時期に生じており、近年の変化は大きくない。1963 年を基準とするならば、吉田漁港の北側 (No.64~66) では部分的に堆積、南側 (測線 No.70~76) では侵食が生じた。また測線 No.86~90 では、勝間田川左岸の突堤のため汀線は前進している。

結局、駿河海岸は、栃山川より大井川港北側の区域、大井川河口右岸、吉田漁港南側の区域で侵食が進み、大井川港南側では堆積が生ずるなど汀線変化の著しい海岸である点に特徴づけられる。海岸保全のため構造物の設置を計画する場合、これらの汀線変化の特性を理解し、設置後の汀線に与える影響を十分検討しておく必要がある。

次に、勝間田川より御前崎間の汀線変化を地形図をもとに調べた (図 12.11)。汀線位置は 400 m 間隔で読み取った。測線は、勝間田川河口左岸に No.0 を、また御前崎の先端に No.40 を取った。調査対象区間の全長は 16 km である。この区間は、北より順に坂井平田港、相良港、地頭方漁港、御前崎港の 4 つの漁港、港湾が存在する。各漁港・港湾の防波堤の建設時期をまとめると表 12.1 となる。防波堤の建設後、構造物周りでは顕著な汀線変化が生じた。例えば御前崎港の北側の No.23~32 の区間について調べると、1957 年まででは港の北側の汀線変化は小さかったが、1975 年までには最大約 88 m も汀線が後退した。一方、更に北に位置する相良港の南側では 1957 年段階で既に汀線が前進している。しかし 1975 年ではこの区間の汀線前進量は大きくない。したがって相良港~御前崎港の間での土砂収支を考えると、土砂の欠損が生じていることになる。この理由として相良港への堆砂となつて、航路浚渫として排除された可能性がある。しかし、現段階では正確な点は不明である。更に、相良港の北側隣接部では汀線が後退し、坂井平田港の南側では汀線が前進している。駿河湾は南に開い

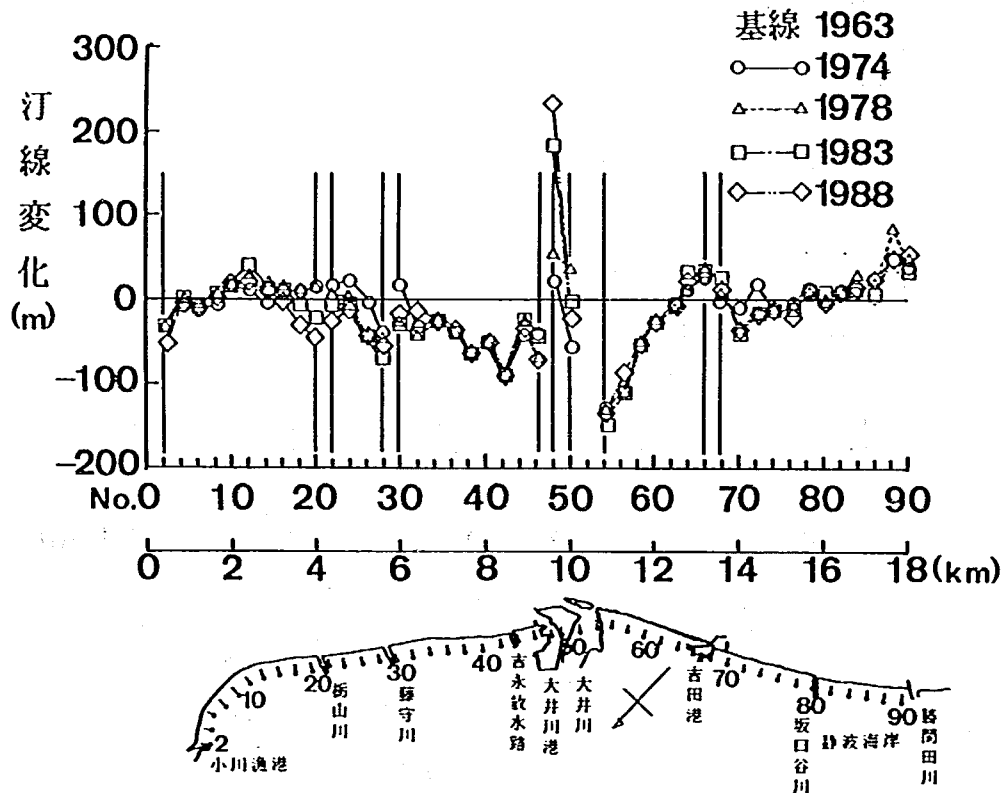


図 12.11 榛原町～御前崎町間における汀線の経年変化

表 12.1 漁港・港湾の防波堤の建設時期

漁港・港湾名	建設年度（概成）	備 考
坂井平田港	1961 - 1984	南防波堤
相良港	1952 - 1987	西防波堤
地頭方漁港	1964 - 1968	南防波堤
御前崎港	1949 - 1958	南防波堤

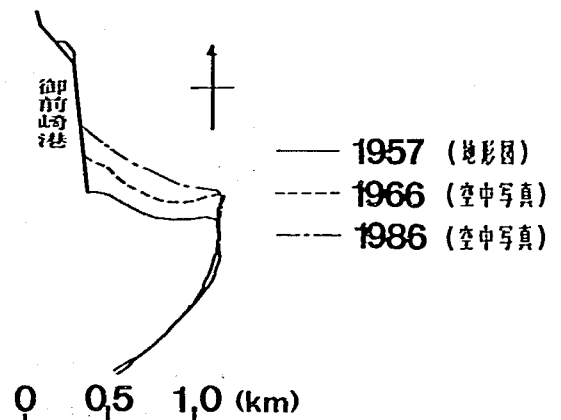


図 12.12 御前崎港南側での汀線変化

た湾であるために、一般に北向きの沿岸漂砂が卓越する。そのため漂砂移動を阻止する構造物の南側では汀線が前進し、北側では汀線の後退が生ずることになる。

ところで、御前崎港の南側でも 1927 年を基準として最大約 100 m の汀線前進が見られる。この区域の汀線形は複雑なので、この部分のみをとくに取り出し、図 12.12 にとりまとめた。岬を囲り込んだ部分で大きく汀線が前進したことが明らかである。1957 年より 1986 年まで 29 年間で拡大した前浜域の面積を求めると約 $5.5 \times 10^4 \text{ m}^2$ となり、平均では約 $6.9 \times 10^3 \text{ m}^2/\text{yr}$ の割合で面積が増加したことがわかる。この土砂は遠州海岸より御前崎先端を回り込んで湾内へ侵入したものと考えられる。なぜならば、御前崎港の防波堤の建設以前の汀線は滑らかに連続するものであり、防波堤の建設後初

めてその東側区域に土砂が堆積し、一方、北側では図 12.11 に示したように汀線後退が生じたからである。結局、勝間田川～御前崎間においても近年著しい汀線変化が生じたことが明らかである。

12.3.4 沿岸の平均砂浜幅と樹林地幅

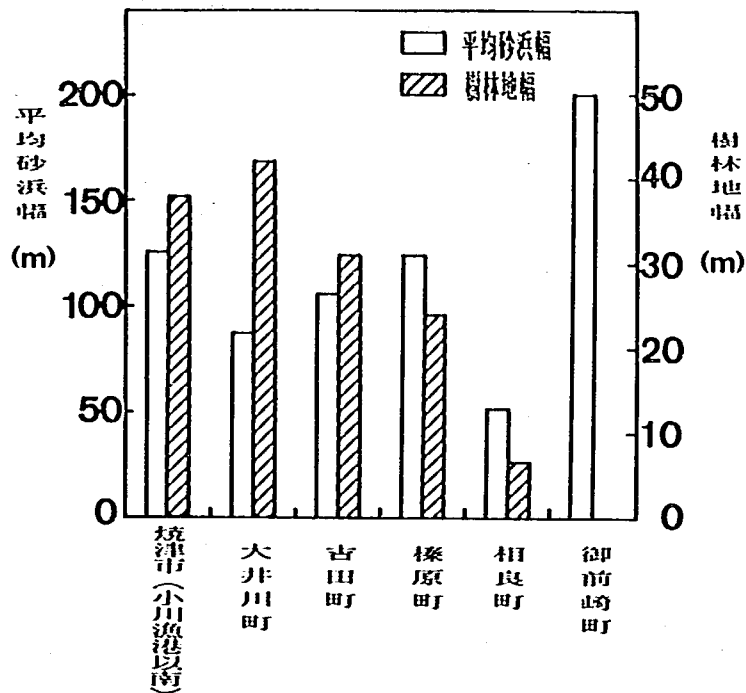


図 12.13 平均砂浜幅と樹林地幅の分布

沿岸地域の平均砂浜幅を図 12.13 に示す。これは 1986 年 2 月 9 日（焼津市～榛原町）と 1986 年 12 月 5 日（相良町～御前崎町）の空中写真を基に、沿岸方向に 500m 間隔で砂浜幅を読み取り、更に各市町村ごとにその値を平均して求めたものである。ただし、空中写真の撮影時における水位と平均水面との潮位差のため、最大約 10m の読み取り誤差が生ずる可能性はある。また、御前崎町については御前崎港の南防波堤と御前崎先端に囲まれた区域での砂浜幅の平均値を求めた。平均砂浜幅は御前崎町で 200 m、焼津市と榛原町において各々 125 m と、他の町に比較して広がっている。大井川町は海岸侵食が激しいが、海浜幅は 87m である。

樹林地幅を同じく図 12.13 に示した。砂浜幅と同様に空中写真より沿岸方向に 500 m 間隔で読み取り、町ごとに平均した。樹林地幅の一番広いのは大井川町で、焼津市、吉田町、榛原町と続く。全域で見ると、樹林地幅は 7～42m とあまり広くない。これらの区域では市街地と海岸域は比較的近く、密接した地域が多い。

12.4 沿岸部の観光及び海洋性レクリエーション

12.4.1 観光及び海洋性レクリエーションの拠点

静岡県は気候に恵まれ、史跡、名所が多いために、年間を通じ観光客が多い。また、水質の良い砂

浜海岸が多いので、県内各地で海洋性レクリエーションが盛んである。中でも駿河湾西岸の榛原町、相良町、御前崎町の海岸は県内でも海水浴客の多い所であり、サーフィン、ウインドサーフィン、釣り等が盛んである。また沿岸域は、静岡県県の県立公園に指定されており、景観的にも優れている。一方、大井川町や吉田町は、海岸保全上の問題点が多く、海岸域の利用がほとんど図られていない。以下では観光及び海洋性レクリエーションの現状と課題について述べる。

沿岸の観光施設数（1986年）を図12.14に示す。観光施設数の最も多いのは焼津市であり、これに次いで御前崎町、相良町、榛原町と続く。これらに比較して大井川町や吉田町の観光施設は少ない。また観光施設数に対して海洋性レクリエーション施設の占める割合は相良町が55%と高い。榛原町の35%、御前崎の20%がこれに続いている。榛原町から御前崎町においては、沿岸域の一層の利用を図るため、シーサイドプール、サイクリングコース、スポーツ施設、公園など海洋性レクリエーションと合わせた観光施設の開発が進められている。一方、焼津市における海水浴場は北部に多く、小川漁港から南の海岸は海底勾配が急なため、海水浴場として利用されていない。また、吉田町や大井川町では海洋性レクリエーションの施設は皆無である。これらの沿岸域では侵食が激しく、海岸利用以前の問題としての海岸保全を図ることが重大な問題となっている。

海水浴客入込数の経年変化を図12.15に示す。県全体では1982～84年にかけて約300万人の伸びを示し、現在約900万人の入込数がある。これに対し榛原町～御前崎町における入込数の合計は県全体の1/4の約200万人を占める。

次に、沿岸部における海水浴場の分布を図12.16に示す。海水浴場は榛原町に3、相良町に2、御前崎に1箇所あり、大井川町、吉田町にはない。海水浴客の入込数の最も多いのは榛原町であり、1984年以後約140万人の入込数がある（図12.17）。これに次いで相良町の入込数が多く、1983～85年の2年間に入込数は倍増した。全国的に天候が不順であった1986年を除けば、近年の入込数は約90万人に達する。一方、御前崎町における入込数は榛原・相良町に比較すると非常に少なく、約4万人に過ぎない。

海水浴客の入込数は榛原町、相良町、御前崎町の順となっていたが、この入込数の分布は海の家の

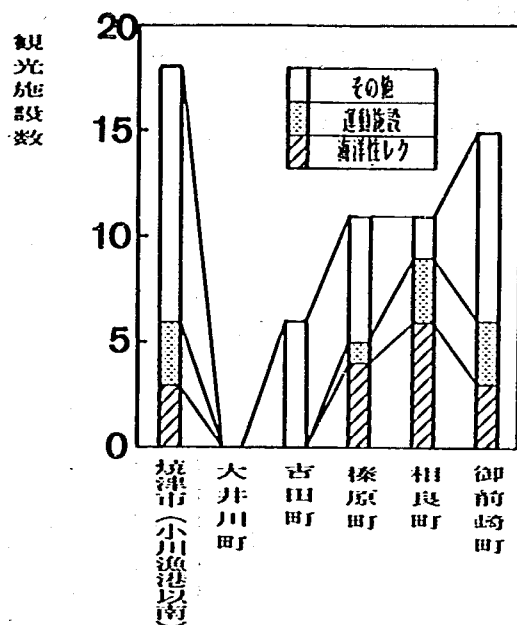


図12.14 観光施設数の分布

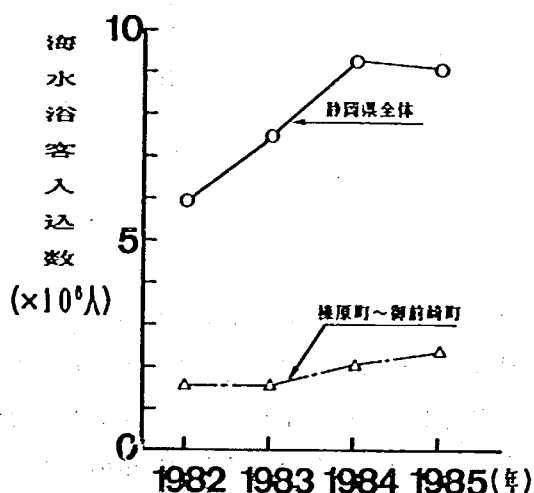


図12.15 海水浴客入込数の経年変化

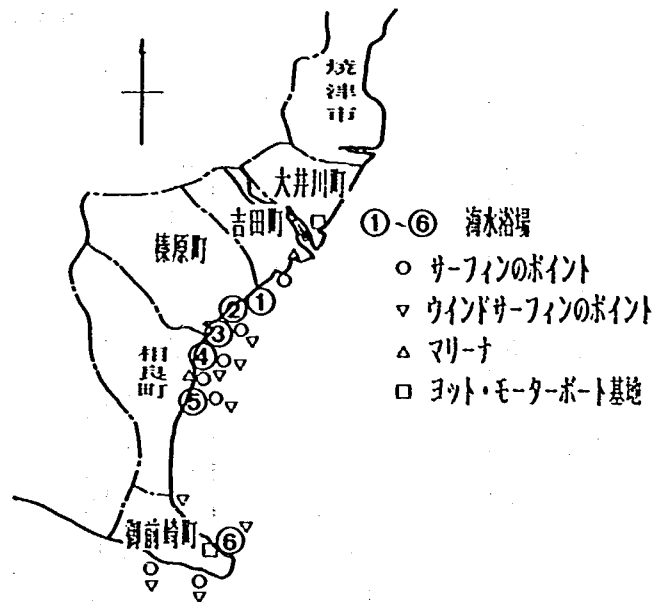


図12.16 海水浴場・サーフィン・ウインドサーフィンのポイントの分布
(①前浜, ②静波, ③鹿島, ④片浜, ⑤相良, ⑥御前崎海水浴場)

収容人数や海の家に付属する駐車場の収容台数と良い対応を示し、入込数の多い町ほど施設の整備が進んでいる(図12.18)。また、海の家収容人数と駐車場の収容台数がほぼ比例関係にある点は、この地区でのアクセスが主として車によることを表わしている。結局、施設の充実度と海水浴客の入込数が良い相関を持つことは、良い自然条件を持った海岸で施設の充実を図ることができれば、海洋性レクのための海岸利用が促進しうること示している。

次に、サーフィン、ウインドサーフィン、マリーナのポイントの分布を前出の図12.16に示した。サーフィンのポイントは吉田町、榛原町、相良町にかけて広がっている。この地域は沖浜の海底勾配が緩く、波の浅水変形が緩やかであり、また波浪は台風、低気圧通過時に生ずるうねりが主体となるために、サーフィンに適した波が発生すると考えられる。ウインドサーフィンのポイントは海水浴場の位置とほぼ対応を示す。中でも、御前崎町はサーフィン、ウインドサーフィンが盛んに行われており、国内・国際大会が開かれる所でもある。一方、モーターボート、ヨットの係留に用いられるマリーナは吉田町、相良町に見られる。また大井川港や御前崎港に

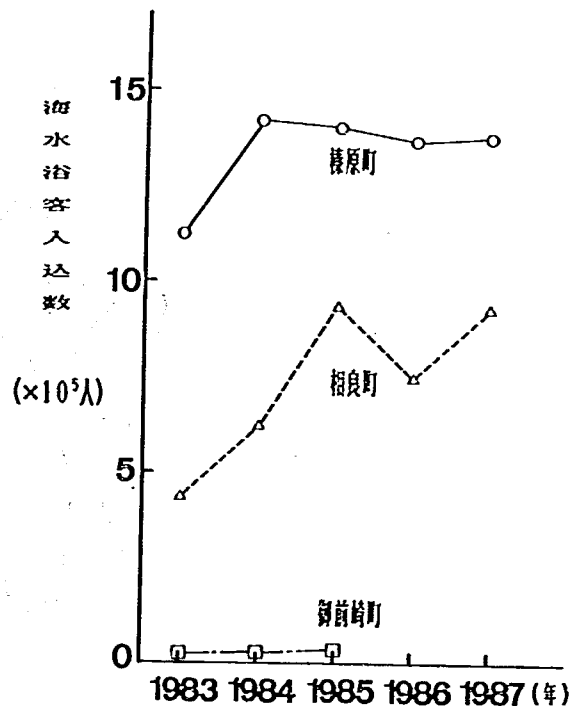


図12.17 榛原町、相良町、御前崎町における海水浴客入込数の経年変化

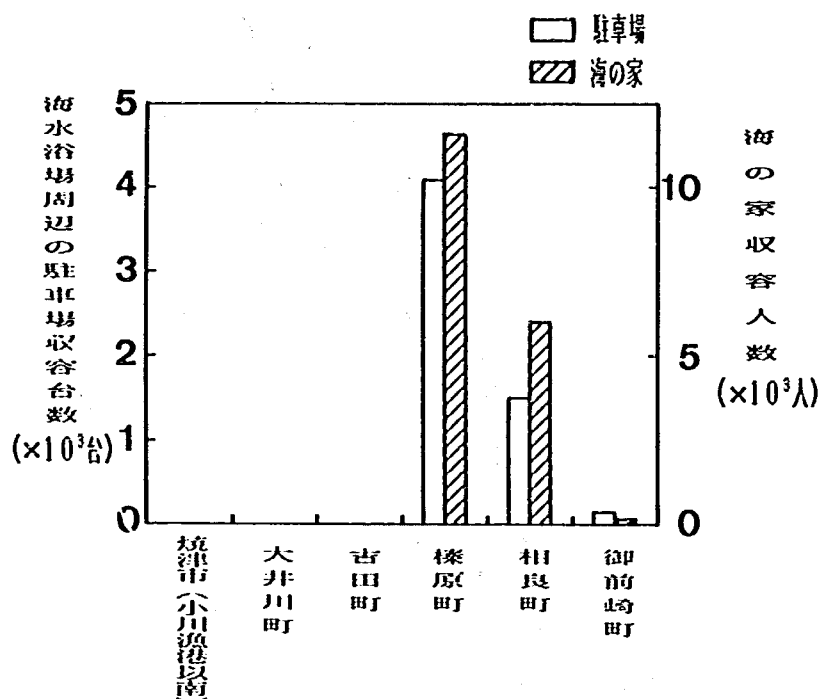


図12.18 海の家の収容人員数と海の家に伴随する駐車場の収容台数

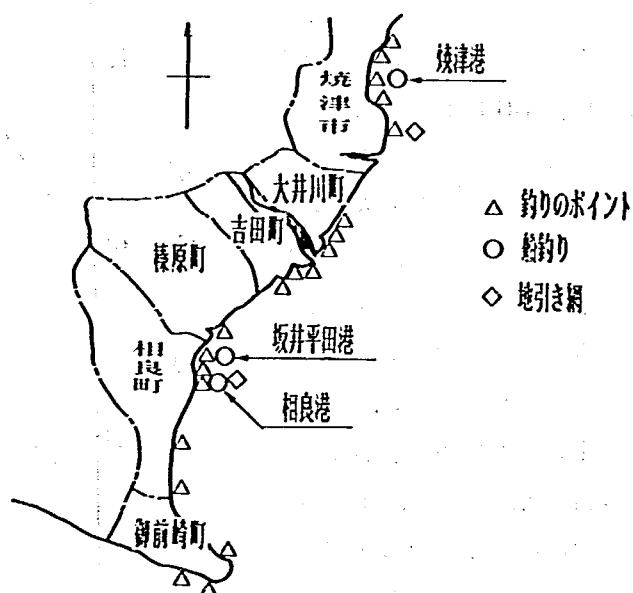


図12.19 釣りのポイント

においてもヨットやモーターボートが係留されている。沿岸域においてこれらのレクリエーションは盛んであるが、マリーナ、ヨットハーバー等の係留施設は不足しているようである。

釣りのポイントを図12.19に示す。沿岸のほとんどの港湾・漁港、浜が良い漁場であり、各地に釣りのポイントがある。船釣りは、焼津港、坂井平田港、相良港を基地としている。図12.16を参照

すると、釣りのポイントと他の海洋性レクリエーションの行われるポイントがほとんど同じであり相互の摩擦が生ずる可能性がある。したがって今後は、各々の海洋性レクリエーション間での領域調整の必要があると考えられる。

12.4.2 海洋性レクリエーションの条件

対象地域の海象、気象条件を図12.20に示す。図には海洋性レクリエーションの利用限界も併記した⁸⁾。気温が海水浴条件を満足するのは7～8月であり、6月、9月はわずかに利用限界を下回る。しかしほぼ利用条件を満足するのは4カ月あり、例えば東太平洋に面する鹿児島沿岸などと比較するとはるかに条件は良くなっている。更に、ウェットスーツを着用すると4月から11月までが可能期間となる。水温に関しては、6～10月の5カ月間が海水浴の可能期間であり、ウェットスーツを着用すれば1年間可能である。有義波高は、9月に海水浴を行う上で若干波高が高くなる以外、年間を通じて各種の海洋性レクリエーションを行うための条件を満足する。ただし、サーフィンの条件としては、9月以外は波高が低く適さない。

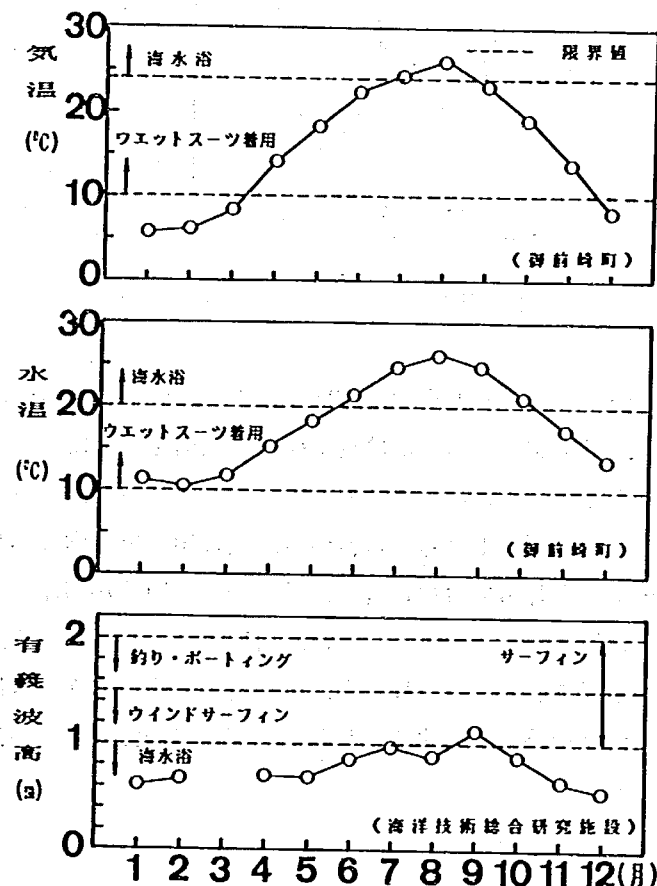


図12.20 水温・気温・有義波高から見た海洋性レクの適合時期

当沿岸域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である。海水浴については気温、水温の条件をほぼ満足するのは6月から9月である。波高面では9月が若干条件が悪くなる。一方、釣り、ボートイング、ウインドサーフィンは年間を通して行うことができる。以上のことから沿岸部は、気象、海象条件から見て、海洋性レクリエーションの場として利用可能な期間が長く、良

く、良好な環境であることがわかる。

12.5 海岸へのアクセス

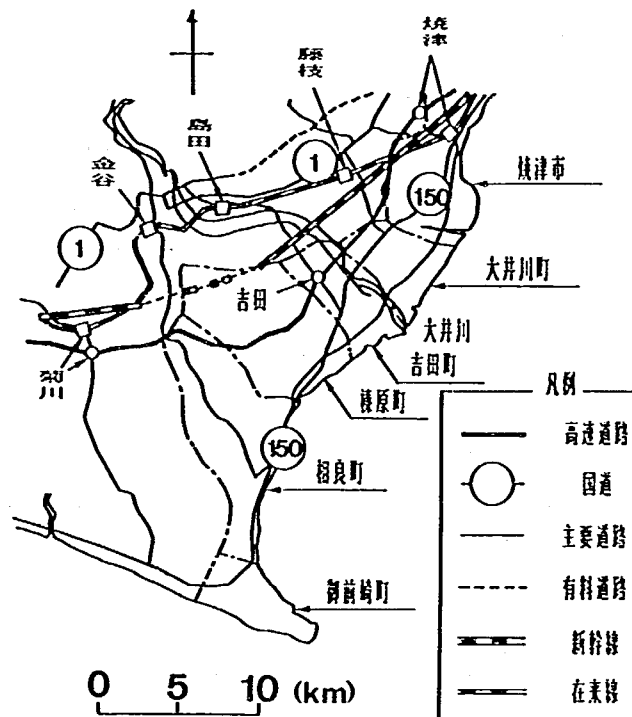


図 12.21 海岸域へのアクセス状況

当沿岸に到達するための主要なルートを図 12.21 に示す。沿岸域に最も近い鉄道は東海道線であるが、焼津市以外の町では、沿岸域までの距離は長くなる。鉄道を使ったアクセスは焼津市以外は不便である。このため道路によるアクセスが重要である。道路網を見ると、榛原町、相良町には国道 150 号線が海岸近くを通っている。国道 150 号線は吉田町、大井川町では内陸部を通り、焼津市北部で再び海岸付近を通る。吉田町や大井町では後背地に県道が通っているが海岸までのアクセスは良くないと言える。最も近く的高速道路インターチェンジは、吉田町、焼津市にあり、東名高速道路を利用した県内・外の車での利用が図られている。榛原町、相良町に通ずるアクセスは国道 150 号線のみであるため、海水浴シーズンには道路が渋滞する。したがって今後海洋性レクの充実を図るに国道等のアクセスの拡充が重要である。

12.6 考 察

駿河湾沿岸の焼津市から御前崎町は、地形的な面から北部の平野、南部の丘陵・台地に分かれ、それぞれの地域の入口、土地利用、産業の状況が大きく異なる。また駿河海岸北部の大井川町や大井川右岸、吉田漁港周辺では侵食が生じ、海岸保全上の様々な問題が生じている。一方、利用面から見ると榛原町、相良町、御前崎町は海洋性レクの場合として盛んに利用されているのに対し、焼津市小川漁港南側、大井川町、吉田町はほとんど利用されていない。沿岸域の保全開発を行う上で、これらの多面的な特性を十分理解した上で計画を立てていく必要がある。

前節までに述べた特徴から、土地利用、海岸保全、海岸利用面から見て分類すると、当沿岸地域は3タイプに分かれる。以下ではこれらの地域の特徴を整理し、保全・開発において留意すべき点について考察する。

① タイプ1（小川漁港南側～大井川町）

この地域は海岸保全上の問題点が多い。大井川港北側より栃山川左岸の間では汀線の後退が著しい。この地域ではサンドバイパス、消波堤、根固工等の対策が行われている。侵食区域は、年々北側に移動し、最近では栃山川左岸においても汀線が後退しつつあり、対策が必要とされている。この地域では高潮に対する海岸堤防にほぼ全域に設置されている。侵食が進むにつれ、種々の対策がとられてきたが、漂砂の供給量自体の減少が起きたため、自然海浜は消失し、異形ブロック等が海岸線に沿って設置された状況になっている。一方、海岸利用面から見ると、海底勾配が急なため海水浴には向かず、現在行われている海洋性レクとして釣りが、また観光施設は栃山川より北側において観光漁業、後背地を利用した公園施設があるのみである。この地域では侵食対策を十分に行うことが必要である。一方、汀線付近で海底勾配が急なためこの地域の沖合に海域制御構造物を設置すれば広い静穏域を創成することが可能となる。また、創成された静穏域は海洋性レクの場合として利用することも可能であろう。

② タイプ2（吉田町）

吉田町は、工業が盛んであり、人口密度も高い。大井川右岸及び吉田漁港南側の海岸では過去侵食が生じ、対策工が行われている。また港湾区域を除くほぼ全域において海岸堤防が設置され、高潮に対する計画天端高を満足している。海岸堤防前面には、砂浜が広がる。砂浜は礫浜でしかも前浜の海底勾配が汀線近くで若干急であるため、海水浴場としての利用はされていない。海洋性レクの場合として、サーフィン、釣り等が行われている程度である。吉田町は、南の榛原町や相良町に比べ、東名高速道や国道からのアクセスが良い。つまりこの地域において海水浴場や海浜公園等のレクリエーション施設が設置できれば、かなりの集客を望むことができると考えられる。特に坂口谷川左岸付近では、侵食が生じていないため、広い砂浜を利用した海岸利用が図れる。また構造物の設置と養浜を併せた工法により海水浴場としての利用を図ることもできる。ただし技術的に養浜の可能性、構造物の設置により創成される静穏域の広さを十分に検討しておく必要がある。

③ タイプ3（榛原町、相良町、御前崎町）

榛原町、相良町、御前崎町では台地が海岸付近まで迫り、平野部が少ないため、土地利用も農地、林地が中心である。砂浜幅は榛原町と御前崎町で広く、相良町では場所によりかなり幅があり、北部で広く、南部で狭くなっている。更にこれらの区域では海底勾配が緩い。そのため海洋性レクの場合としての利用が非常に盛んである。汀線の後退は南部の地頭方漁港の北側で著しい。海洋性レクはほぼ全域において行われており、海水浴、サーフィン、ウインドサーフィン、釣り等が盛んである。またこの地域ではプール、サイクリングロードなどの施設も整備されており海洋性レクと併せた利用が図られている。この地域において海岸利用上の問題点としてあげられるのは、南部ほど車によるアクセスが悪くなる点である。海岸へのアクセスには国道150号線が利用される。この道路は夏期に海水浴客のため非常に渋滞する。したがって道路施設の整備が進めば一層の海岸利用が期待できる。

12.7 結 論

本研究により得られた結果をまとめると以下のようなものである。

- ① 駿河湾沿岸の焼津市から御前崎町においては、北部の平野部と南部の台地部において土地利用の状況、産業の割合が大きく異なる。南部の台地には未開発の区域が多い。
- ② 沿岸域の海底勾配は南部において緩やかで、北部ほど急となる。特に焼津沖合には海底谷があり海底面は深海へと急激に落ち込んでいる。
- ③ 大井川港北側から栃山川左岸の間では近年汀線後退が著しく、侵食された箇所は北側へと広がっている。また、大井川右岸、吉田漁港南側においても過去に汀線が後退した。侵食域では汀線近くの海底勾配が急となっている。これらの地域では様々な工法により海岸保全対策が行われている。対策工は保全面では効果が表われているが、景観面において問題がある。今後景観面にも配慮した計画の立案も必要であろう。
- ④ 榛原町～御前崎町の汀線変化は、主として構造物によって北向きの沿岸漂砂が阻止されたため生じている。汀線の後退はとくに地頭方漁港の北側で著しい。一方、御前崎港の南防波堤の南側では御前崎先端を回り込んだ漂砂が堆積したため、近年大幅な汀線の前進を見た。
- ⑤ 当沿岸の気象・海象条件は、海洋性レクリエーションに適している。例えば海水浴に利用可能な期間は6月～8月と長い。また釣り、ウインドサーフィンなどは1年を通して行うことが可能である。
- ⑥ 海洋性レクは榛原町から御前崎町において盛んに行われている。中でも海水浴客は年間200万人を越す入込みがある。この地域では海水浴場はほぼ全域に分布している。入込数は榛原町において最も多い。その他の海洋性レクとして、サーフィン、ウインドサーフィン、釣り等が盛んである。一方、大井川町や吉田町では海岸利用がほとんど行われていない。
- ⑦ 海海岸域へのアクセスは東名高速道、国道150号線が使われている。国道150号線は海水浴シーズンには渋滞する。今後一層の海岸利用を図るためには、道路網の整備と施設の充実が必要である。

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(4)，土木研究所資料，第2477号，232p.，1988.
- 2) 宇多高明・村井植美・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.
- 3) 宇多高明・村井植美・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.
- 4) 宇多高明・村井植美・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.
- 5) 宇多高明・小俣 篤・堤 博志・吉村敏明：深海への土砂流失実態の現地調査，第33回海岸工学講演会論文集，pp. 277～281，1986.
- 6) 宇多高明・堤 博志・小俣 篤・酒井佳治：海底谷への土砂移動現地調査，第34回海岸工学講演会論文集，pp. 307～311，1987.
- 7) 東海大学海洋研究所：静岡県海岸線余暇活用調査報告書，1987.
- 8) 建設省土木研究所緑化研究室，財団法人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 新潟海岸の保全および 利用に係る諸条件の検討

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

部外研究員 武中 信之

13.1 まえがき

近年、リゾート地域の整備を目標とした「総合保養地域整備法」が制定されたことにより、リゾート空間の一つとしての沿岸域に注目が集っている。それに伴い海洋リゾートに関する構想、計画が様々な機関により立案されるとともに、開発に際して解決されるべき技術的問題についての調査研究が進められるようになった。土木研究所でも多目的な海洋利用空間を創成するために必要とされる海域制御構造物の開発を進めており、現在までに波浪制御効果や耐波安定性などについていくつかの成果を得たり²⁾。しかしながら、開発に当たって生ずる問題は複雑多岐にわたるものであり、したがって構造物自体の特性把握などハード面からの検討だけでは不十分である。様々な問題について幅広い識見を得るためには、将来的に開発が行われる可能性のある現地海岸の諸条件を把握し、相互に関連する問題をより深く検討する必要がある。筆者らは、このような視点よりこれまでにいくつかの代表海岸について資料を収集するとともに、現地調査を行い、その海岸の持つ地理的、海岸工学的諸条件について検討してきた^{1)~6)}。本研究は、同一の視点より更に研究を進めるものであり、具体例として新潟海岸を選び、海岸の保全および利用に係る諸条件について検討し、当海岸の持つ特徴と問題点を明らかにした。

13.2 新潟海岸の地理的特性

新潟海岸は新潟県東部、北緯38°付近に位置し、正面に佐渡を望む(図13.1参照)。当海岸背後には日本海沿岸で最大の都市である新潟市が立地している。背後に広がる新潟平野は、信濃川と阿賀

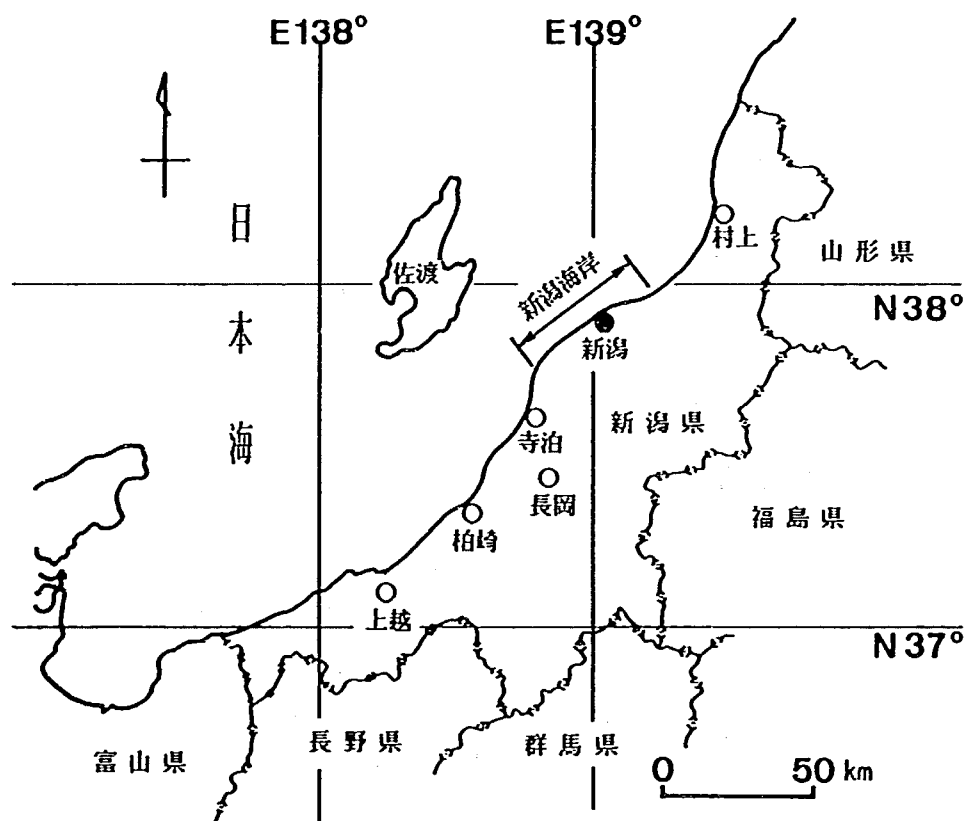


図13.1 新潟海岸の位置

野川の下流に位置する平野で、これらの河川からの流送土砂が堆積することにより形成されてきた。新潟周辺の沿岸域の地形と、河川および放水路の位置を図13.2に示す。新潟海岸の大部分を占める平野部では、海岸に沿って数列の砂丘列が並ぶ。砂丘の背後は沖積低地で、市街地と大規模な穀倉地帯が広がっている。角田岬より西側は丘陵地が海岸線まで迫り、大河津分水の流れ込む寺泊周辺を

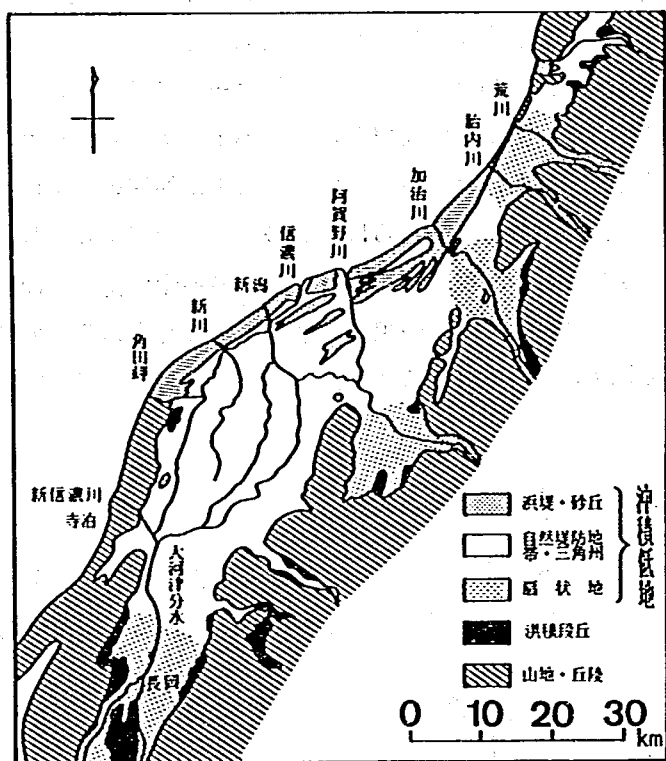


図13.2 新潟周辺の地形と河川

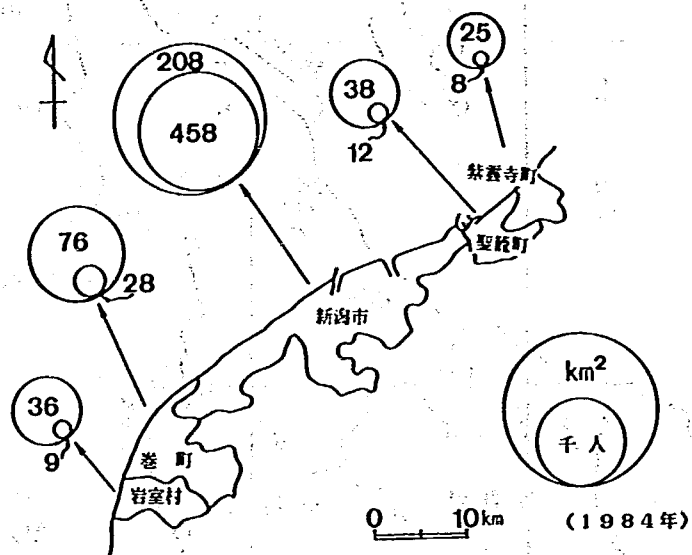


図13.3 市町村別の人口と面積

除き、平地部は少ない。新潟海岸には信濃川および阿賀野川をはじめ多くの河川が流入しているが、海岸線近くには洪水の防御を目的として開削された放水路が多くある。代表例としては、大河津分水路、関屋分水路が挙げられる。これら分水路は新潟海岸を形成してきた流送土砂の流出口となっており、海岸の土砂収支のバランスにも大きく関与する。

本報告での調査範囲は、紫雲寺町から岩室村に至る5市町村の範囲である。これら市町村の人口と面積を図13.3に示す。新潟市は調査地域の海岸線延長のうち約半分を占め、面積も他町村に比べ2.7～8.3倍も広い。人口についてはその差はさらに大きく、2番目に人口の多い巻町の○16.4倍となっている。面積および人口から見ると、新潟市は近隣町村と比べ人口密度が高く、周辺地域から都市部への人口集中が著しいことを示している。

各市町村の土地利用と産業別人口の割合を図13.4に示す。新潟市を除き、農地、林地の割合が高く、また、これらの町村の第1次産業の占める割合は新潟市と比較して著しく高い。新潟平野では、農業主体の生活圏が形成されていることがわかる。一方、新潟市については宅地の割合が高く、第3

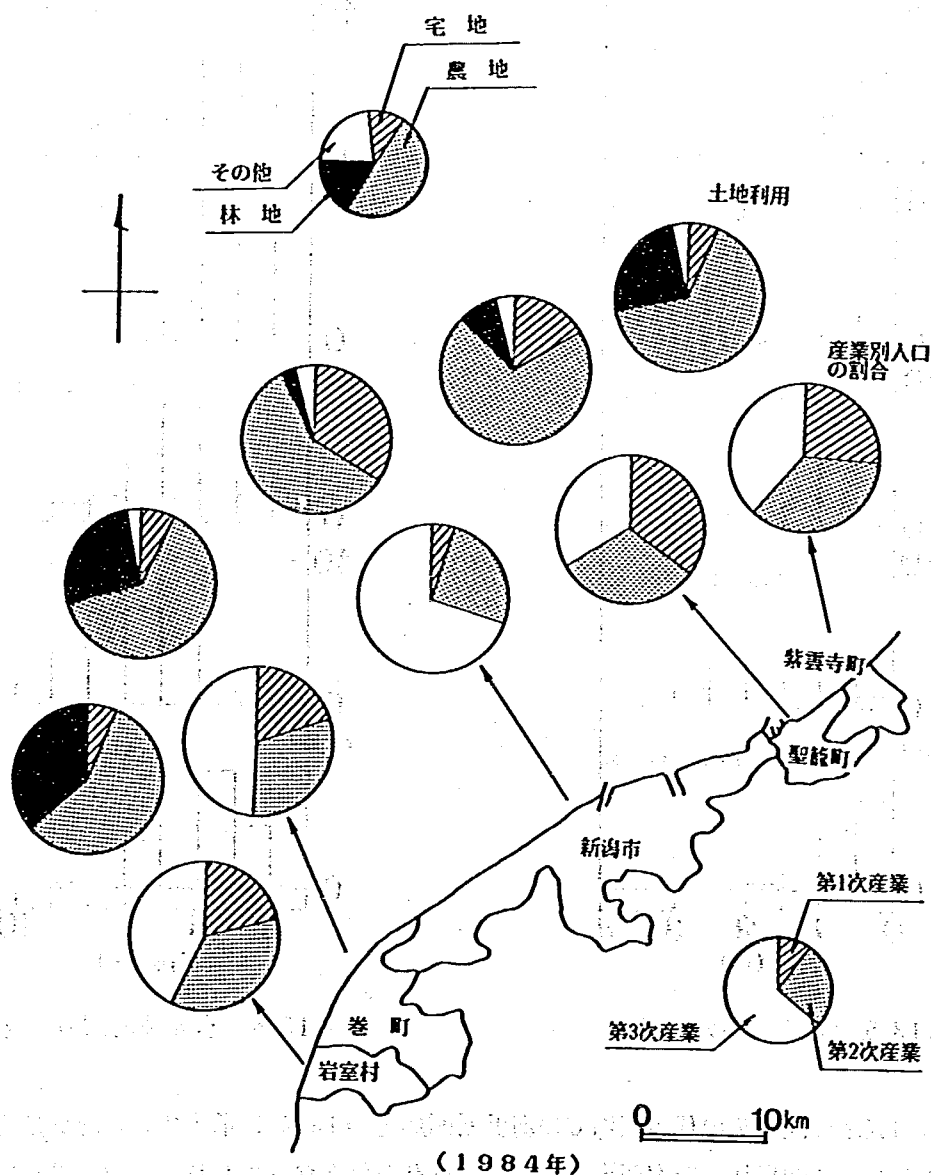


図13.4 市町村別土地利用状況と産業別人口の割合

次産業に従事する人が多い。他町村と異なり、都市型の産業構造を示す。対象とした地域では、都市化は新潟市に集中しており、周辺には殆ど及んでいないと言える。

13.3 海岸保全から見た新潟海岸の特性

新潟海岸の波浪特性については、新潟西港沖合の水深23m地点に設置されている波高計の波浪観測データ⁸⁾を利用して調べた。1984年12月から1985年12月まで1年間の有義波高の出現率を季節別に整理すると図13.5となる。有義波高0.5m以下の波の出現率は夏期に高くなり、逆に2m以上の高波浪は冬期に高頻度である。これは、日本海沿岸の特徴である冬期風浪の来襲によるものである。同データから季節別の有義波周期の出現率について同様にまとめると図13.6となる。発生頻度が通年で最も高いのは周期4.0～5.0秒の波である。季節別に見ると、冬期の周期は他季節に比較して明らかに長い。

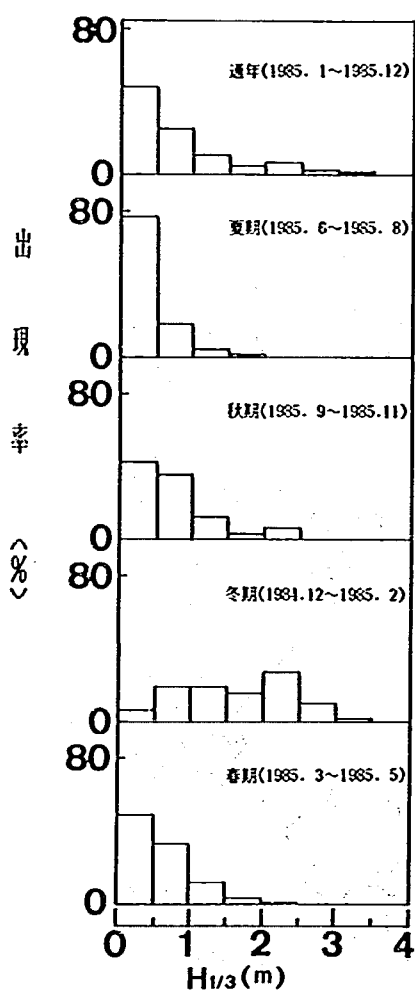


図13.5 有義波高の出現率

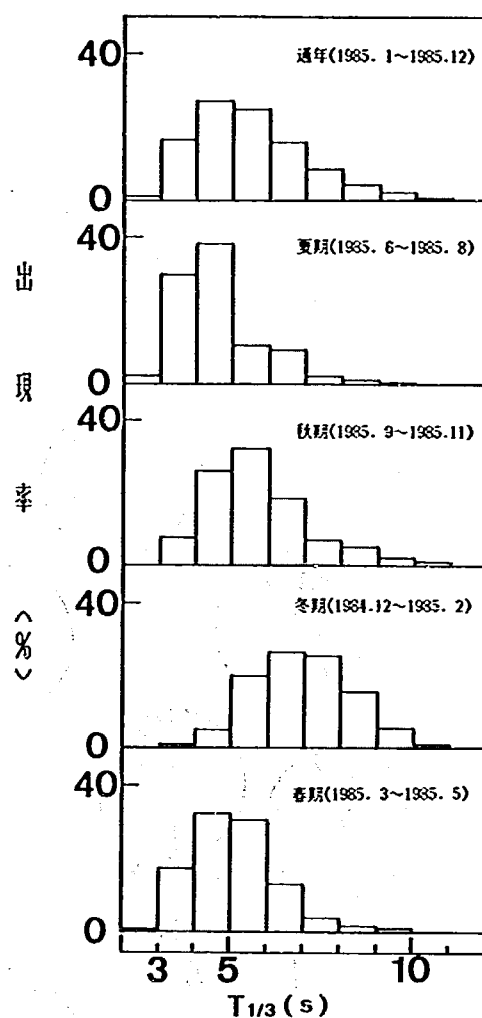


図13.6 有義波周期の出現率

新潟海岸の海底地形図とその代表測線での海浜断面形を図13.7に示す⁹⁾。等深線は新潟西港より東側では沖に向かって凹形状、新潟西港より西側では凸形状となっており、新潟西港を挟んで互いに逆の特性を示す。新潟西港の西側より選ばれた代表4測線における海浜断面形と平均海底勾配の一覧

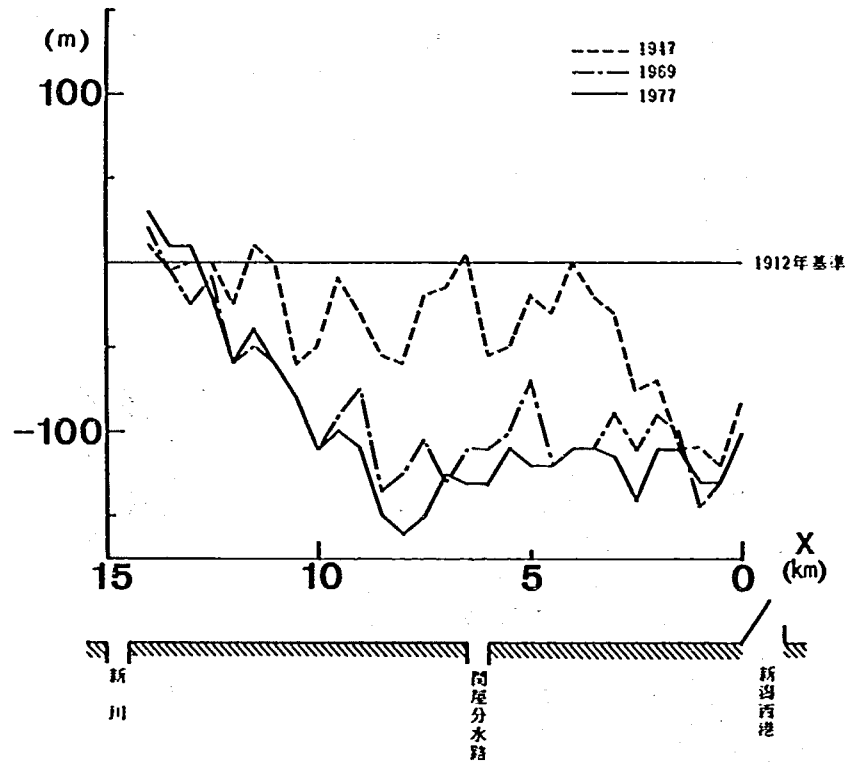


図 13.8 新潟西港～新川間の汀線変化

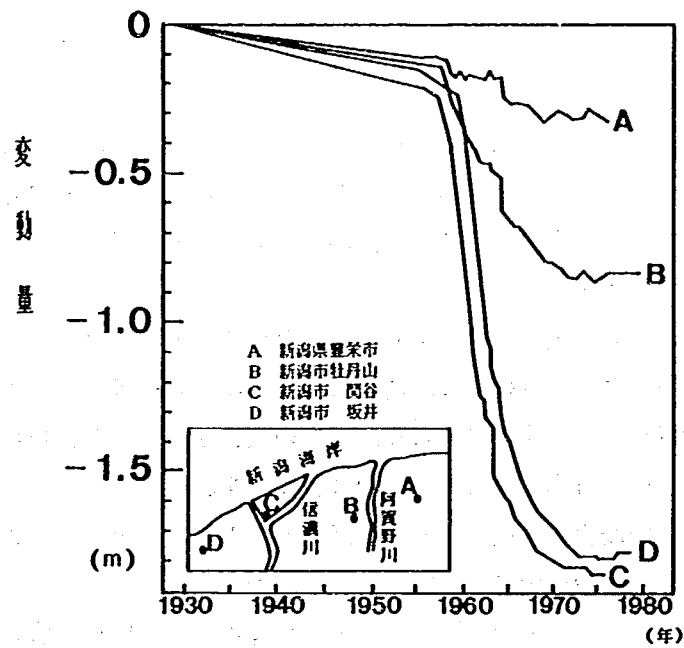


図 13.9 地盤沈下量の経年変化

年までの変化や、その後の汀線変化においても西港防波堤による沿岸漂砂の阻止の影響も無視できないと考えられる。また、図 13.8 によれば、新川河口東側の地域では汀線が経年的に前進している。これは、新川導流堤により、当海岸で卓越する西向きの沿岸漂砂の一部が捕捉されたことを示してい

る。近年では、新潟西港から新川の間の著しく侵食された区間では離岸堤や人工リーフを始め、様々な侵食対策工が施工されており、この結果、汀線も比較的安定してきている。

新潟海岸の海岸線には、新潟西港および新潟東港周辺を除き、幅 200～500 m の保安林が分布している。このうち金衛町付近にあるのは保健保安林で、公園等として整備されている。その他の地区の保安林は、飛砂防備保安林である。新潟海岸周辺では、地形が砂丘として形成されたために、大部分が砂地盤であって、飛砂による害が多い。侵食が著しくなる以前には砂による被害を最小限に止めるため松などの植林が行われてきた。現在残っている砂丘上の保安林は、このような形で作られたものである。新潟海岸の侵食が進み砂浜が減少するに従い、市街地での飛砂の害は少なくなった。その結果、砂防面から見た保安林の重要性は過去と比較して小さくなってきている。しかしながら、宅地化が進む郊外では、開発が従来手つかずであった海岸線に近づくにつれて、砂による被害が見られるようになった。例えば、小針浜付近の宅地や新たに開通したバイパスなどで砂が堆積するなどの被害が出ている。沿岸域の開発、特に海岸線に近い場所における開発では、飛砂に対しても配慮が必要である。また、保安林は飛砂に対する防備となるだけでなく、金衛町付近の保健保安林のように、沿岸域の自然環境を形成する緑地としての役割も重要である。沿岸域の恵まれた自然環境を破壊することのないような開発計画が望まれる。

13.4 新潟海岸の海岸利用の現状

13.4.1 海洋性レクの利用状況

最近の海洋リゾートの開発には、海洋性レクリエーション（海洋性レク）利用を目指したものが多く、そこで、ここではいくつかの海洋性レクについて、新潟海岸における利用状況を調べた。海洋性レクのうち最も一般的なのは海水浴であるが、新潟海岸においてもそれに変わりはない。日本海側は夏期の波浪条件が静穏で、水温も高く、海水浴に適した気象、海象条件を持っている³⁾。1981年～1988年における新潟県内の海水浴客年間入込数の経年変化を図13.10に示す。1984年以降の入込数は600～700万人で安定している。図には、県外客の構成比も示した。新潟県は海岸線延長も長く、長野、群馬など海に面しない県に隣接することから、これら県外からの利用客が多いと考えられる。

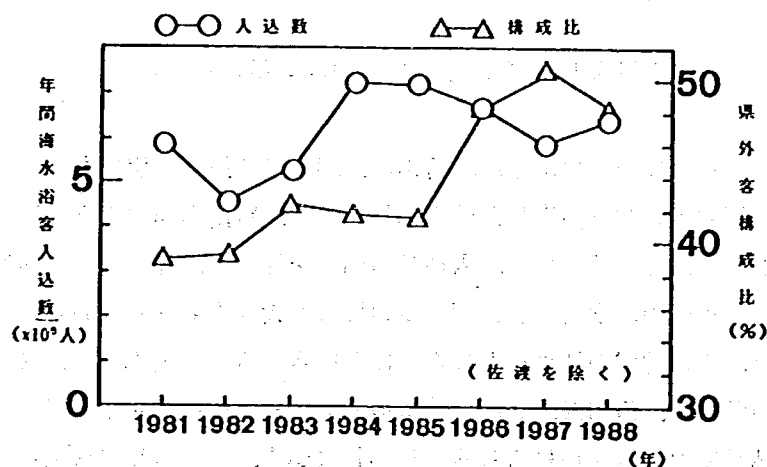


図13.10 年間海水浴客入込数と県外客の構成比

1981 年からの県外客の構成比は常に38%以上となっており、特に1986 年には飛躍的に伸び、それ以降の構成比は50%前後に達している。これは、1985 年10月に全面開通した関越自動車道により、県外からの利用が便利になったことによると考えられる。

次に、調査区域内にある海水浴場の位置と1987 年の海水浴客入込数を図13.11に示す。ここに挙

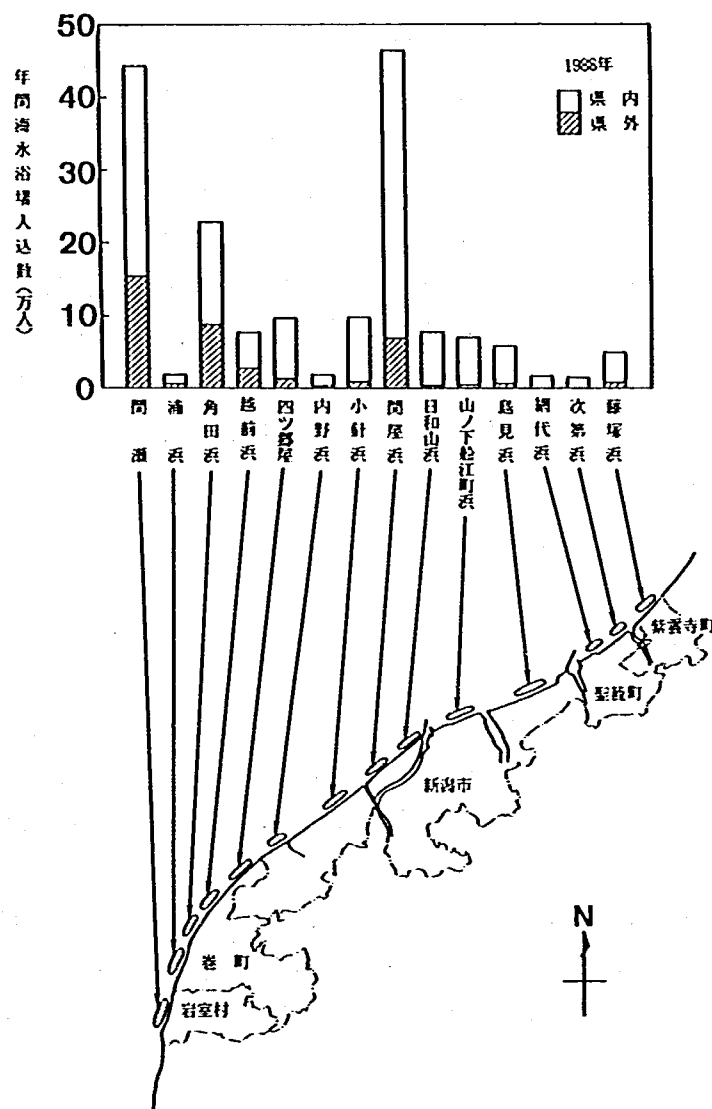


図13.11 各海水浴場における年間入込数

げた海水浴場のうち入込数の多いのは関屋浜、角田浜、間瀬の3海水浴場である。その他の海水浴場と較べ、この3海水浴場の入込数は突出した値を示しており、新潟海岸の海水浴による利用は局所的に集中していることが明らかである。また、入込数の内容を見ると、越前浜より西側では県外客の割合が高く、四ツ郷屋より東側の海水浴場とは利用者の構成が大きく異なっている。

海洋性レクの状況は、その地域の持つ様々な条件に影響される³⁾。表13.1は各海水浴場の施設数である。入込数の多い関屋浜、角田浜、間瀬の海水浴場では旅館や海の家などの施設が完備しており、施設の整備状況と入込数に対応関係が見られる。しかしながら、施設の整備状況を単純に施設数と置きかえて、施設整備の状況と入込数の関係を論ずることは出来ない。何故ならば島見浜や浦浜海水浴

表 13.1 各海水浴場の施設

		浜 茶 屋	季節旅館	旅 館
紫雲寺町	藤塚浜	9		
聖籠町	次第浜	1		
	網代浜	1		
新潟市	島見浜	8		
	山ノ下船江町浜	1		
	日和山浜	10		1 (Y. H)
	関屋浜	20		
	小針浜	4		
	内野浜	3		
巻町	四ツ郷屋	8	1	
	越前浜	3	3	2
	角田浜	10	38	5
	浦浜	3	5	
岩室村	間瀬	13	2	4

場のように、施設数が多くても入込数の少ない海水浴場も見られるからである。1988年11月に行った現地調査によれば、入込数の多い3海岸の施設は構造的にもしっかりとしたものが多く、比較的良く整備されていた。対照的に島見浜や浦浜では、現地調査を行った時期には納屋のような建物しかなかった。現地調査を行った時期がシーズンオフであるため、実際の施設の整備状況を十分正確に捉えているとは言えないが、利用状況と直接関連するのは、単なる施設数ではなく、整備の質であることが推測できる。ただし、海岸の利用形態ごとに要求される整備の質が異なることに注意が必要である。同じ新潟海岸の中にあっても西側と東側の地域では、海水浴客中に占める県外客の割合が大きく異なるが、この理由は利用者の意識が宿泊を含めた利用を考えているか否かによるところが大きい。宿泊をも考えた利用の場合には、望まれる施設の質も当然高くなり、施設の整備状況も向上する。したがって利用形態の異なる海岸について、その施設整備の状況を同じ基準によって同列に評価することは実状に合わない結果をもたらすことも考えられる。海岸の利用状況と施設の整備状況の関係を評価する場合には、利用者の構成などから利用形態を推定し、望まれる施設の質を考えた上で評価を行うことが必要である。

次に、海水浴以外の海洋性レクについて調べた。サーフィン、ウインドサーフィンなどのボーティングは、近年盛んに行われるようになってきており、新潟海岸でも関屋分水路より西側にある五十嵐浜などで多くの利用者が見られ、小針浜海水浴場では、サーフィンなどのボードを預かる施設も出来ている。五十嵐浜は離岸堤が多く設置されているが、ボーティングは主にこの離岸堤周辺で行われている。これは離岸堤周辺では、離岸堤開口部より入射する波が回折波などによってサーフィンに適する波になっていること、離岸堤の背後は比較的波が静かで、ウインドサーフィンに適していることなどの理由によると考えられる。

次に、新潟海岸におけるプレジャーボートの主な係留場所を図13.12、係留数を表13.2に示す。マリーナは3箇所あるが、いずれもディンギー等を中心とした保管を行っているのみであり、桟橋な

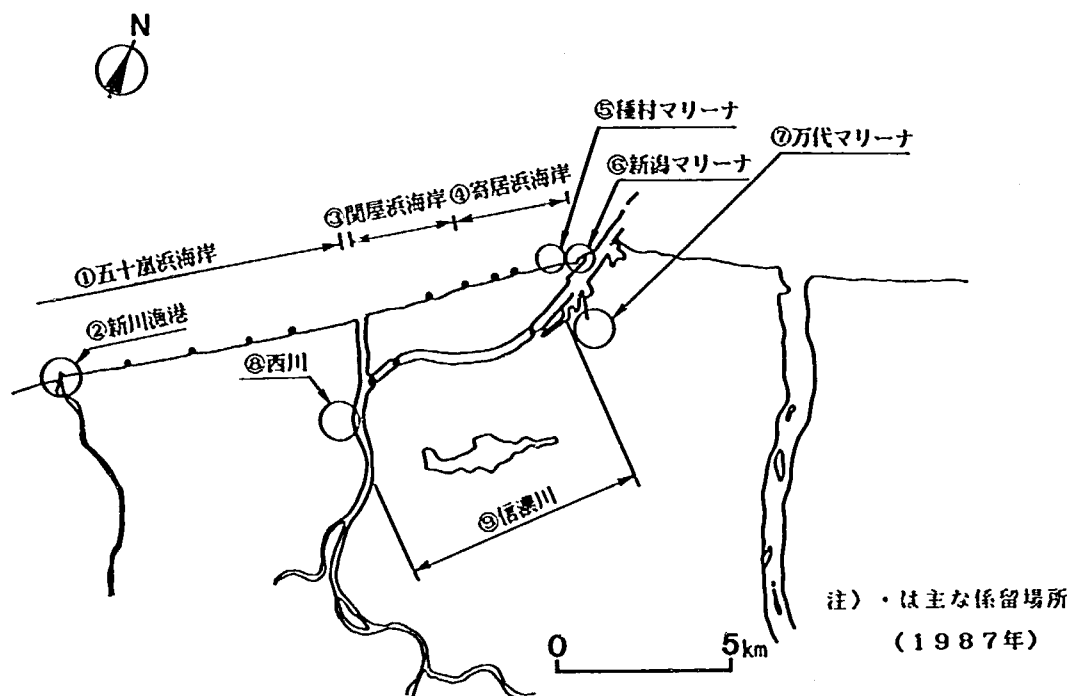


図 13.12 プレジャーボートの係留場所

表 13.2 プレジャーボートの係留数

番号	場 所	ディンギーヨット(隻)	クルーザーヨット(隻)	モーターボート(隻)	ユーティリティボート(隻)	漁船タイプ	合計(隻)
①	五十嵐浜海岸	77			27		104
②	新川漁港				4		4
③	関屋浜海岸	39		1	71		111
④	寄居浜海岸	14	1	22	84		121
⑤	種村マリーナ(民間)	50		39	13		102
⑥	新潟マリーナ(民間)			27	2		29
⑦	万代マリーナ(民間)			2			2
⑧	西川			12	6		18
⑨	信濃川			76	64	8	148

(出典 新潟県資料)

どの本格的な係留施設を備えたものはない。ボードセーリングを楽しむために必要な施設が十分でないため、表 13.2 を見てもわかるようにクルーザー等の大型船係留数は少ない。今後、海洋性レクの多様化、活発化が進めば、これら施設の需要が次第に増加すると思われる。

13.4.2 海岸背後の利用状況

海岸利用の状況を把握するには、海岸自体だけでなく、背後地の利用を含めて考える必要がある。以下、背後地の利用状況について地域別に述べる。

① 藤塚浜(紫雲寺町)～阿賀野川河口

海岸背後には砂丘が、更に内陸側には保安林が広がっている。東港周辺では工業地域が造成されるなどしているが、その他は特に活発な利用は図られていない。

② 阿賀野川河口～新潟西港東側

海岸のすぐ背後は砂丘であり、砂丘を挟んで工業地帯や住宅地、空港などが広がっている。

③ 新潟西港西側～関屋分水路

海岸線近くの砂丘は小高い丘となっており、砂丘上には緑地や公園、学校などが造られている。その背後は市街地で、新潟市の中心部へと続いている。砂丘上の公園はよく整備されており、展望台や水族館などの施設も多い。

④ 関屋分水路～角田岬

背後は砂丘および広い保安林で、国道を挟んで田畑が広がっている。小針浜付近ではバイパスが開通し、それに伴って背後地での宅地化が進む傾向にある。また、五十嵐浜付近では背後の砂丘地に産業廃棄物業者が並び、コンクリートや鉄屑などの処理を行っている。さらに西方では、海水浴場として局所的に利用されている以外は利用度は全体に低い。

⑤ 角田岬～弥彦

海岸線近くまで丘陵が迫り、海岸線は変化に富んでいる。有料道路が海岸線近くを走り、その背後地に平地は少ない。数少ない平地部である間瀬では、サーキットなど特色のあるレクリエーション施設があり、観光面での利用が盛んである。

海洋性レクおよび背後地の利用状況から見ると、新潟海岸で比較的活発に利用が図られているのは、新潟市内に近い新潟西港～関屋分水路の地域と角田岬～弥彦の地域である。その他の地域では利用度は低く、海岸の有効利用は図られていない。

新潟海岸の利用形態は、利用状況から次の3つのタイプに分類される。

① 都市近郊の憩いの場

② 観光および休息の場

③ 地元の人による利用の場

各タイプの形成は、海岸の自然条件、施設の整備状況、アクセスの状態などの要素によって決まっている。これらの構成要素は必ずしも利用形態を意図して作り出されたものではない。各海岸の利用形態は、その海岸の持つ構成要素から自然発生的に生じたものである。利用形態と海岸の持つ種々の条件との関係を調べることは、将来の開発を考える上で有効である。関係を詳細に調査することによって、目的とする開発に必要な条件が見出され、更にそれを模倣する方策も可能となるからである。

13.4.3 海岸利用とアクセス

海岸の有効利用を考える際、重要な因子となるアクセスについて考える。本格的な開発対象地としての可能性は、東京、大阪など大都市圏からのアクセスに関係し、鉄道および道路の主要幹線の整備が大きく影響する。新潟周辺の鉄道、道路の主要幹線の状態を図13.13に示す。鉄道の場合、新潟海岸周辺への交通拠点となるのは新潟駅である。東京から新潟までの所要時間は、新幹線で約2時間と比較的アクセスは良い。一方、道路網については、近年、関越、北陸自動車道が開通したことにより、至便さが格段に向上した。鉄道、道路の状況から見て、大都市からのアクセスは関東については比較的良い状態にあると言える。

新潟は日本海沿岸の最も代表的な都市の一つである。特に新潟市街の人口は過密で、海岸利用を考える場合に対象となる利用者数も多く、利用状況に大きな影響力を持っている。そこで、新潟市街地

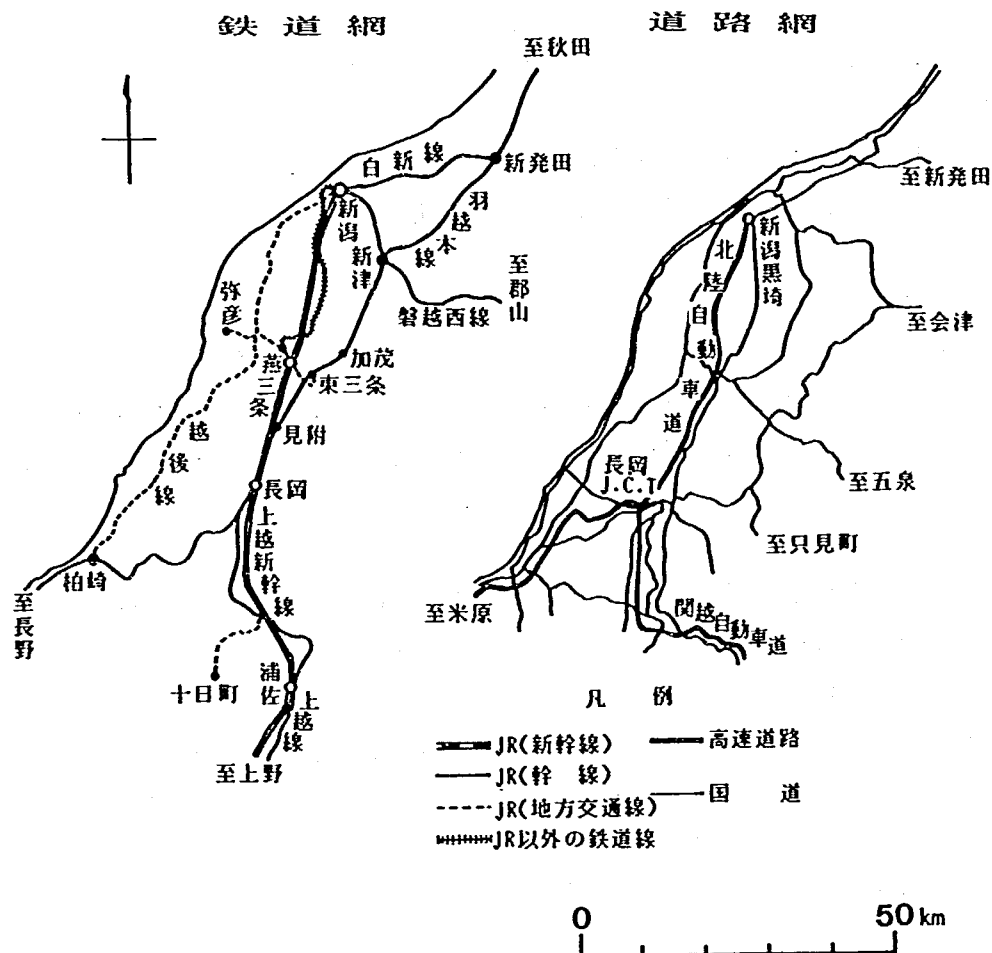


図 13.13 鉄道および道路の主要幹線

を中心とした交通網の状態を図 13.14 に示した。新潟駅から内野の区間では、海岸線と平行して J R 越後線が走っており、運行間隔も 20~30 分と利用に適している。また、関屋浜近くには市街地南方から私鉄の新潟交通も乗り入れている。しかしながら、内野より西側での越後線は内陸部へ入っており、また新潟より東側に走る J R 白新線も海岸線まで遠く、海岸までの距離は 5~10 km 離れている。従って、これらの地域では海岸に出るのにバスなどの交通機関を利用する以外になく、多少の不便さがある。また、一般道は新潟西港より東では国道 345 号、関屋分水路より西では国道 402 号が海岸線に沿って走っている。道路と海岸の間には砂丘や保安林があるものの、絶対的な障害とはなっておらず、比較的アクセスの状態は良い。また、関屋分水路より西側では、海岸沿いにバイパスが建設延長されつつあり、アクセスはさらに良くなる傾向にある。小針浜付近ではバイパスの開通以降、海水浴などの利用者は増加しており、アクセスの改善が海岸の利用度に与える影響は大きい。交通網の状態から見て新潟周辺では、関屋浜など一部の地域を除き、アクセスの主体は車によるものと考えられる。

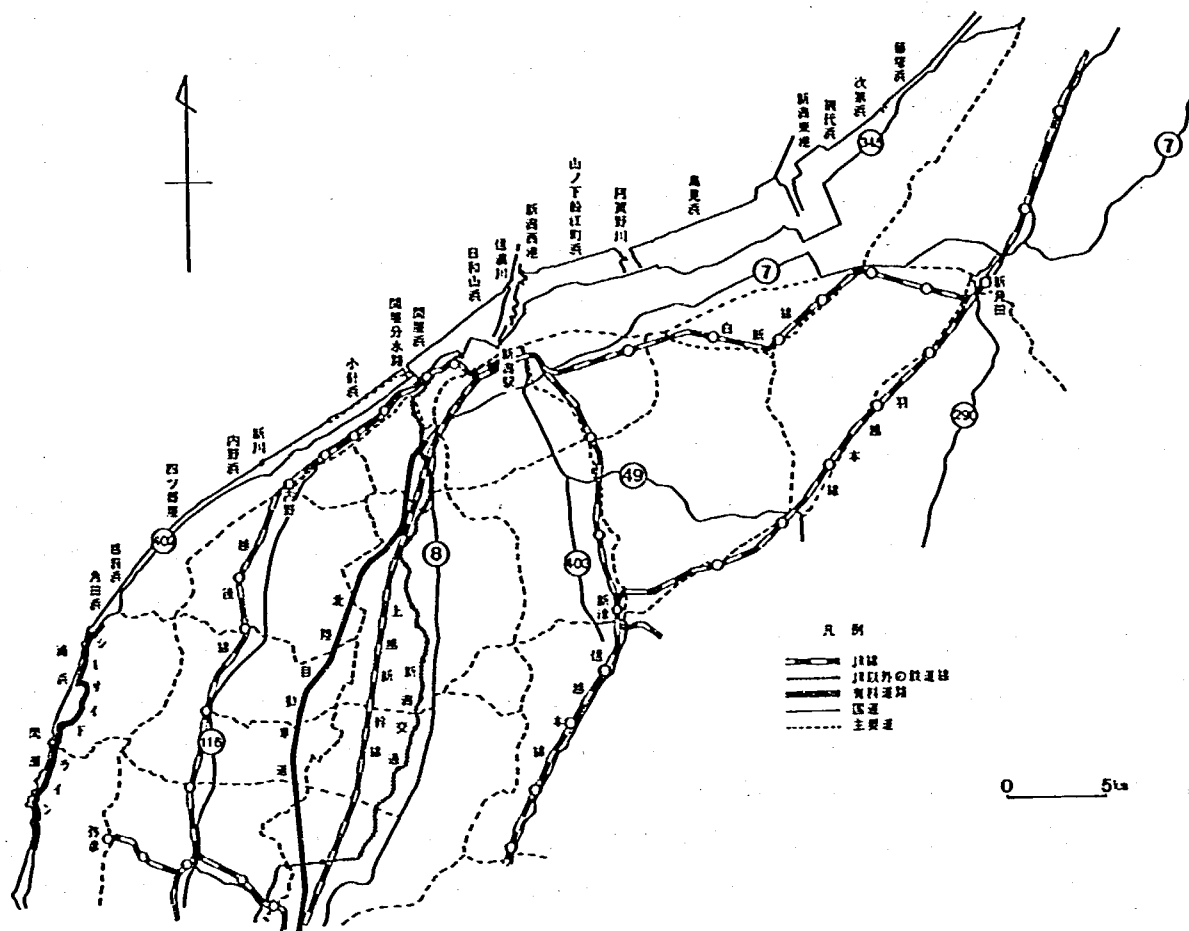


図13.14 新潟周辺の交通網

13.5 開発計画と留意点

13.5.1 開発計画の現状

現在、新潟周辺では多くの開発計画が立てられ、調査などが進められている。このうち、新潟海岸に関連する計画もいくつか見られる。計画を大きく分類すると、新潟市街付近を中心とした都市整備型と新潟郊外の地域でのリゾート地開発型の構想に分かれる。前者は、新潟西港を中心とする港湾整備と、市街地付近での海岸整備を目的としており、ウォーターフロントの開発によって海岸の多目的利用を図ろうとするものである。後者は従来利用があまり図られていなかった地域を、リゾート地として利用しようとするものである。これまで新潟海岸では侵食対策などを目的とした保全対策は数多くなされてきたが、積極的に海岸の利用を図る開発計画は殆どなされて来なかった。最近では、海岸の多目的利用を図る考え方が主流となっており、利用を含めた開発計画は時代のニーズに沿ったものであると言える。

沿岸域の開発を考える場合、計画上対象とする利用者の主体をどこに置くかにより、構想は基本部分より大きく異なってくる。すなわち、想定する利用者を近隣の地方都市に求めるか、それとも大都市圏に求めるかにより、開発規模などに大きな違いが出てくるのである。新潟海岸の場合、日本海沿

岸で最大の都市である新潟市があり、前者を目的とする開発構想には最も適した場所の一つである。現在考えられている開発構想にも、新潟周辺の住民の便宜や保養を図ることを目的としているものが多い。一方、大都市圏の利用者を想定した開発を考える場合には、計画を改めて見直さなければならない。大都市圏から利用者を誘致するには、開発計画は規模もある程度大きく、かつ総合的な性格を持つ必要がある。しかしながら現在立てられている開発計画の事業主体は国、県、市町村、民間と様々であり、相互の関連性に乏しい。地域一帯のインフラ整備（周辺道路などの基盤整備）なども含め、計画相互の関係を深めた計画とすることが求められる。

13.5.2 リゾート計画と適性

沿岸域の多目的利用として考えられるものの一つにリゾート地の創出を目指す開発が考えられる。沿岸域における海洋リゾートへの関心は高まっており、開発計画の核としている場合も多く見られる。海洋リゾートを計画する場合、海水浴などの海洋性レクに重点を置いて考えがちである。しかしながら、これらのレクリエーションは利用度に季節的な偏りが生じ易く、通年利用の点で問題が残る。いままでに造られてきた海洋リゾートでは、海外（例えばフランスなど）も含め、通年利用の問題で対応策に苦慮している所が多い。比較的大規模な投資を必要とする開発にとっては、利用者の季節変動が大きいことは採算面でマイナス要因となり、開発計画の妨げとなる可能性が大きい。新潟海岸での通年利用の可能性を考えるため、海洋性レクの利用期間についてはほぼ同緯度で比較すると、日本海側は太平洋側よりも気温、水温が高く、海洋性レクに対し比較的良好な条件を持っている³⁾。しかしながら、レクリエーションの利用は、この他に様々な因子が影響している。図13.15に新潟および各地の

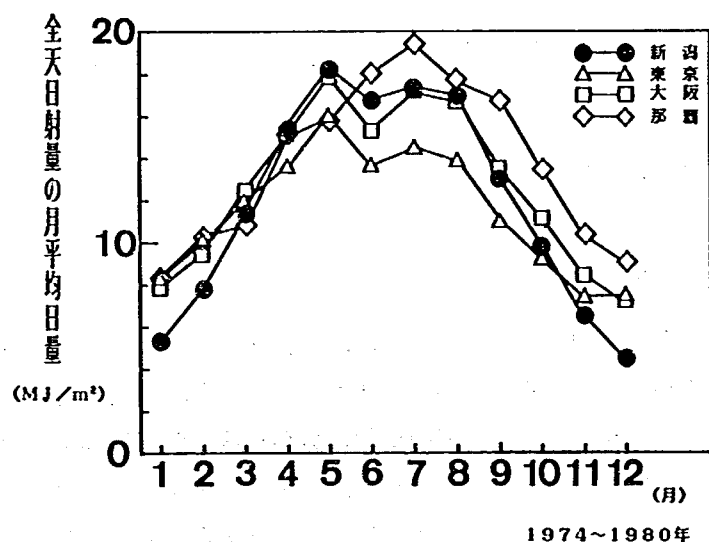


図13.15 月別全天日射量

全天日射量の月平均日量（1974～1980年の平均値）を示す¹⁰⁾。冬期（12月～2月）の全天日射量を見ると、新潟は他の地点に比べ低い値を示しており、冬期の天候に恵まれていない。これは、日本海性気候によるものであり、冬期風浪が厳しいこと³⁾も考え合わせると、海洋性レクによる通年利用は困難であることが推測される。また、日本海側では積雪の問題も避けることは出来ない。12月～3月における新潟の平均積雪量（1955～1982年の平均値）は約43cmである¹¹⁾。新潟海岸周辺は、

県内の他地域と比べ積雪量は少ないが、屋外でのレクリエーションにとって大きな障害となることが予想される。

リゾートの計画が大規模である場合には、開発地域の施設等の稼動期間を少しでも長くすることが有効利用の最も重要な点である。新潟海岸の天候、積雪等の特殊な条件を考えると、海洋性レクを中心とするものはもちろん、屋外活動を主体とする海洋リゾートは利用期間も限られており、利用者にとって魅力に欠ける。そこで、通年利用の可能性を高めるために何らかの方策が必要となるが、その方策も地域の特性を生かしたものでなければ無意味である。新潟の特性の一つに、周辺がスキーなどウィンタースポーツのメッカであり、冬期には山岳リゾートとして賑うという地理的状况がある。これら山岳リゾートなどとの相互利用を図ることが出来れば、総合的なリゾート地としての魅力は大きくなると考えられる。

13.6 結 論

前章までに得られた特徴および問題点をまとめると次のようになる。

- ① 新潟周辺の開発および都市化は新潟市に集約されており、周辺には殆ど及んでいない。新潟市は産業構造も周辺他町村とは異なっている。
- ② 新潟海岸の侵食は、過去、新潟西港防波堤の西側10 km の区間で非常に深刻で、様々な対策工が施されてきた。天然ガスの汲み上げによる地盤沈下、新潟西港の防波堤建設による沿岸漂砂の阻止、および信濃川の放水路建設による河川からの土砂供給源の変化などが侵食原因として挙げられる。
- ③ 海洋性レクなどから見た海洋利用は新潟市に近い新潟西港～関屋分水路の地域と角田岬～弥彦の地域で盛んである。県外から海水浴などの利用者も多く訪れているが、利用されている地域は局所に偏っている。
- ④ 1985年10月に関越自動車道が開通したことによりアクセスが向上し、海水浴客中の県外客の割合が平均40%から50%へと著しく増加した。
- ⑤ 新潟海岸では現在いくつかの開発計画が進められつつある。新潟市は日本海沿岸で最大の都市であり、その沿岸域は再開発による土地の高度利用及び地域住民の休養の場として高い需要が予測される。
- ⑥ 新潟海岸は天候、積雪などに特殊な条件を持っていることから、屋外活動を主体とする海洋リゾートは利用期間などに制約を受ける。そのため、海洋リゾートのみを核とするような大規模開発には問題がある。山岳リゾートと組み合わせるなど地域一帯の総合的な利用を考えた開発計画が望まれる。

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), (5), (6), (7), 土木研究所資料, 第2577号, 第2609号, 第2658号, 第2661号, 1988.
- 3) 宇多高明・村井慎美・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.

- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 宇多高明・村井禎美・松永博史・羽成英臣：鹿島灘海岸の地理的，海岸工学的諸条件に関する検討，海洋開発論文集，vol. 4, pp. 225～230, 1988.
- 7) 貝塚爽平・成瀬洋・太田陽子：“日本の平野と海岸”，岩波書店，pp. 56～63, 1985.
- 8) 運輸省港湾技術研究所：波浪動測年報(1986)，港湾技術資料，No 612, 247p.，1988.
- 9) 建設省北陸地方建設局：“新潟海岸保全全体計画” 173 p.，1980.
- 10) 東京天文台編纂：“理科年表”，1011 p.，1988.
- 11) 気象庁：豪雪地帯における積雪の統計(1954～1982年)，気象庁観測技術資料，No 49, pp. 110～111, 1982.

第14章 湘南海岸の沿岸域利用の現状と 開発にかかる 2, 3 の問題点

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

14.1 はじめに

沿岸域の開発を行う場合、最適な開発計画を策定するには、対象地域の地理的、海岸工学的特性を把握することが必要である。筆者らは現在までに、いくつかの海岸について資料整理を行い、その地域の持つ問題点を明らかにし、開発計画立案上の留意点を指摘した^{1)~5)}。しかしながら、単にデータを整理し、解析するだけでは、実際に現地海岸がどのような利用状態になっているかを十分理解することは難しい。また、開発計画を策定するに当たっては、様々な角度から見た問題点を検討することが必要であるが、実際には現地でなければ分からないような問題も多い。筆者らは首都圏に近く、最も活発な利用が図られている湘南海岸において冬期、夏期2回現地調査を行った。その結果、前報において記述した点についても、実際の現地の状況と相違する箇所がいくつか見られ、改めて現地調査の重要性を認識するに至った。ここでは、調査により得られた知見のうち、利用が集中する夏期の調査を中心として沿岸域利用の現状を述べると共に、現地調査によって明らかとなった問題点について検討した。

14.2 調査時の条件

調査は1988年8月3日(水)、4日(木)の2日間に行った。そのうち、3日は朝からあいにくの雨であったが、4日は晴れ間が広がり、海水浴日和となった。東京管区気象台の発表によれば東京地区の平均気温は、3日が24.8℃、4日が27.9℃である。今季は梅雨明けが遅れ、7月は雨つづきであったため、8月になって漸く夏らしくなった。第1日目の3日は西湘地区(二宮~大磯)、2日目の4日は湘南地域(相模川~逗子)を中心に調査を行った。

14.3 調査結果および考察

ここでは、現地調査の結果に基づき、各着目点について考察を加える。本文中で用いた写真の撮影地点をそれぞれ図14.1の地図上に示す。

14.3.1 施設設備の状況

交通の利便さは、地域の利用度にも表われ、特に利用者の過度の集中により、大量の輸送力が必要となる海水浴などについては、大きな影響を及ぼすと考えられる。湘南海岸は東海道線や江ノ電などの鉄道による大量輸送の手段が確保されており、夏期には多くの利用が図られている。一方、もう一つの交通手段であり、レクリエーションを対象とした場合に重要な位置を占める自動車については、周辺道路の整備状態や利用状態により、利便性が阻害される。湘南海岸でも平塚~藤沢間の海岸線を走る主要道は国道134号線のみであるため、朝、夕の道路渋滞は慢性化している。冬期調査においても渋滞が見られたが、夏期にはこれに海水浴客などが加わるため、渋滞は始終やむことがない(写真14.1)。自動車による利用で問題となるのは、道路の状態ばかりでなく、目的地の駐車場の収容台数も重要なポイントとなる。湘南海岸の夏期の混雑を考えると、駐車場数の絶対的な不足が予想されたが、海岸線に近い駐車場はほぼ満車状態にあるものの、裏通りに民間の駐車場が点在しており、考えていた以上の収容台数があることが分かった。どの地域においても、海水浴場などのレクリエーション施設がある場所では駐車場を備えている場合が多い(写真14.2)。その数は充分であるとは言えない

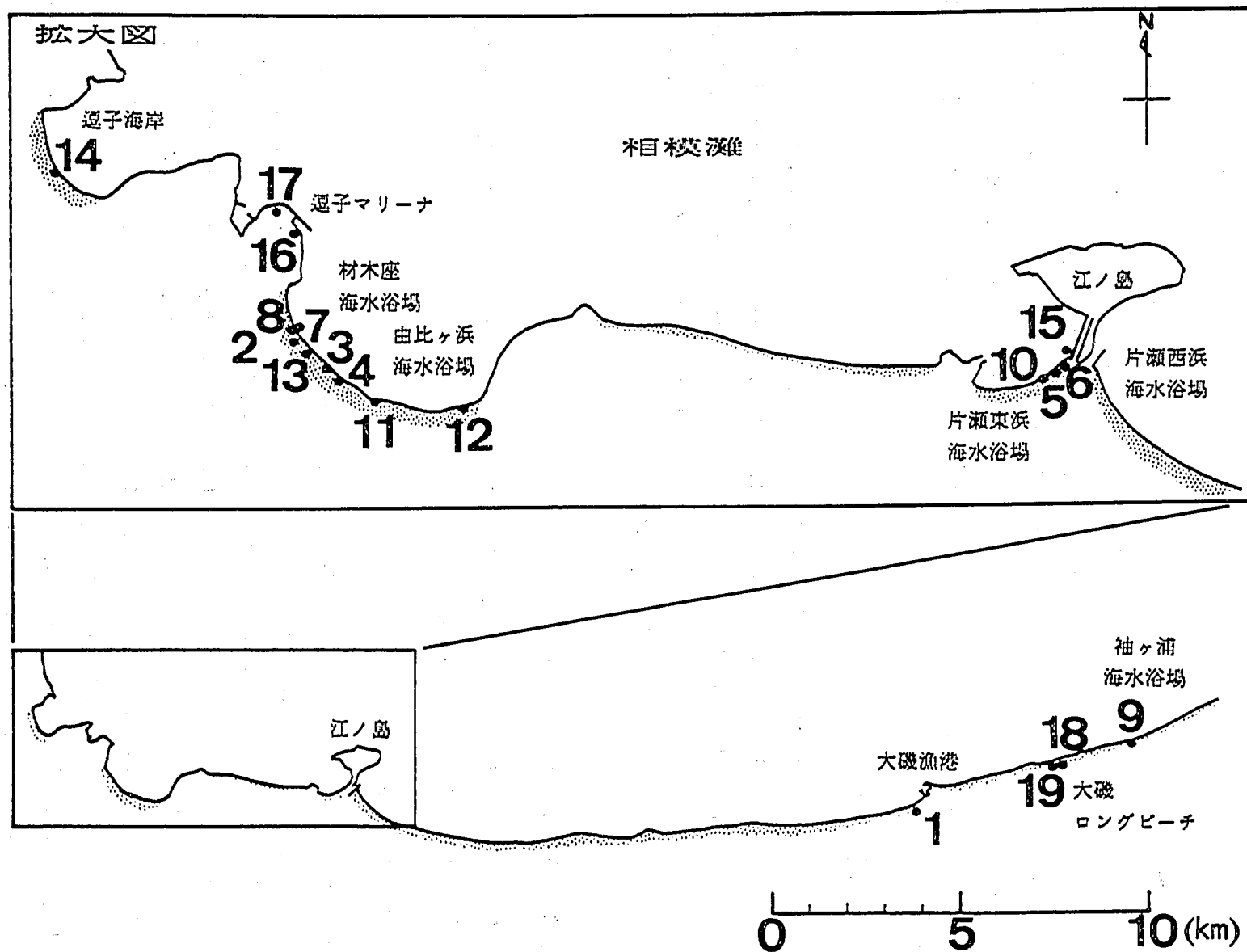


図14.1 写真撮影地点

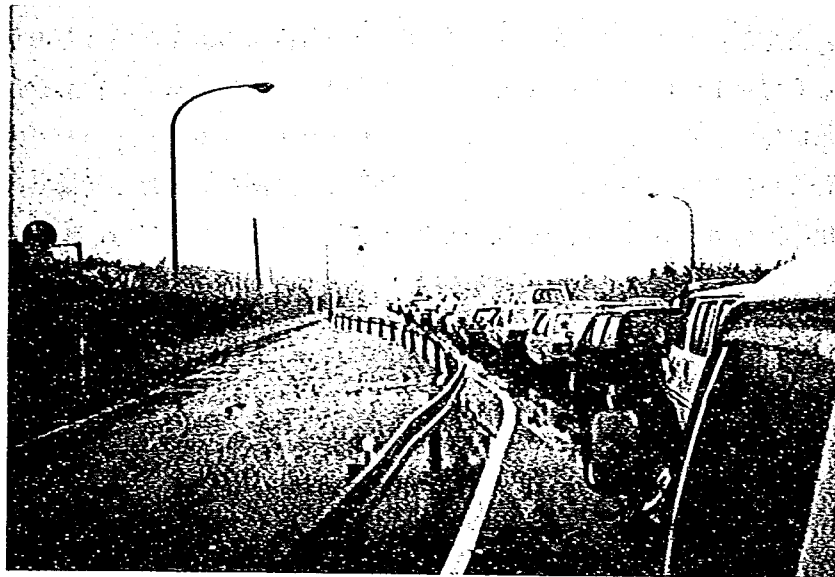


写真 14.1 国道 134 号線の混雑状況



写真 14.2 海岸道路沿いの駐車場

いが、必要量に対して絶対的に不足しているようにも見えなかった。ただし、場所によっては駐車料金が低い所も見られ、利用者から不満の声も聞かれた。駐車場などの施設に対する調査を行う場合に、収容台数のみで実際の利用状態を一概に判断することは出来ない。施設の状態が十分なものとなっているかを知るには、経営形態（民間 or 公共）、料金などについて詳細に調べる必要がある。また、整備計画を立案するにあたっては、これらの条件を加味して実態に沿った計画を立てることが重要な点となろう。

海岸における利便施設では、仮設構造物として建てられている海の家が代表的である。海の家設備は、更衣室、シャワー、便所、売店、食堂などの簡単なものである。しかしながら、これまでの海

水浴場の利用方法を考えると、このような簡単な設備だけの施設でも、利用者の最低限のニーズには充分応えてきたと言える。ところが、最近では海の家の変も従来の浜茶屋的なものから脱皮し、様々に変化しつつある（写真14.3、14.4）。変わったのは外観ばかりではなく経営形態自体にも変化が見られ、企業の資本参加によりイベント（例えば、ミス・コンテストやビーチバレー大会etc.）を開催するなどの試みも行われている。非常に多くの利用者を持つ湘南ならではの光景ではあるが、このような経営側の変化は、利用者意識の変遷を反映していると言える。最近では、少しでも質の高いサービスを求める傾向が強くなってきており、特に観光地ではその傾向が顕著である。今後もここに見られるような変化は、一層進んでいくものと思われる。

片瀬東浜では県により階段護岸の整備が行われており、今回の調査時には一応の完成を見ていた。

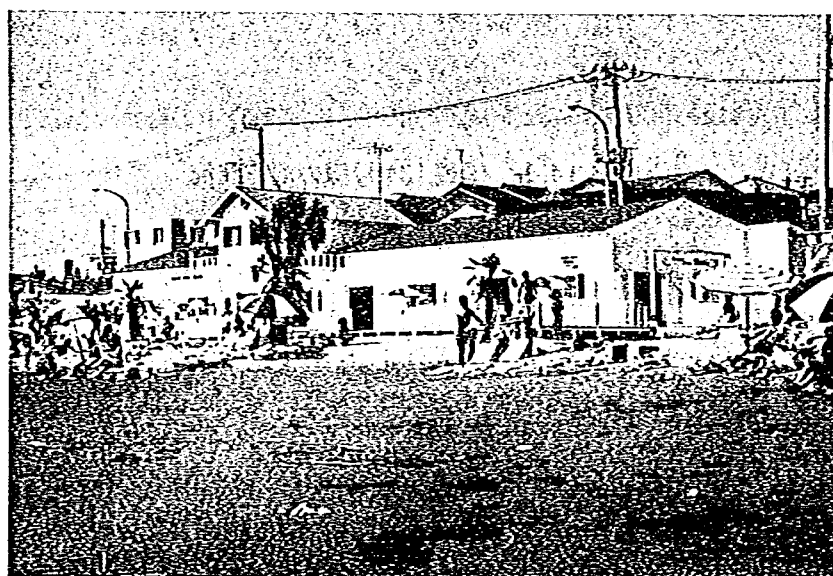


写真14.3 新しいタイプの海の家

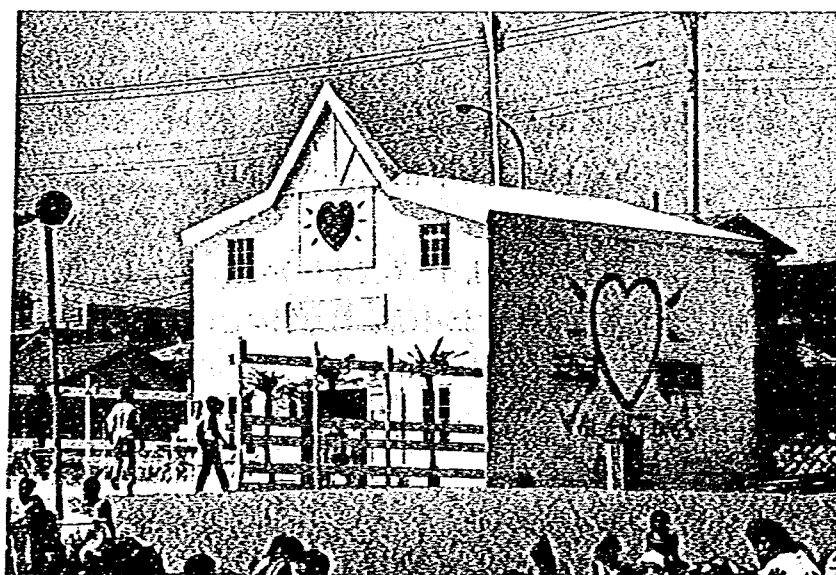


写真14.4 新しいタイプの海の家

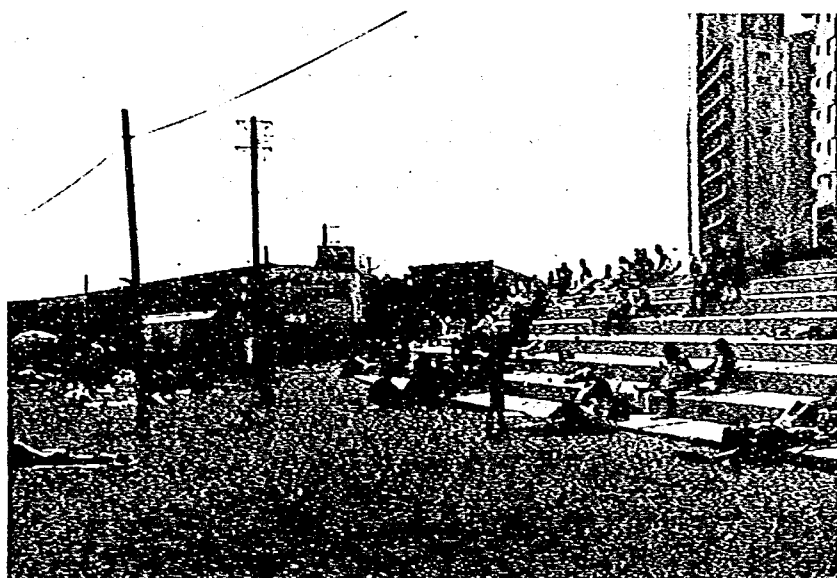


写真14.5 階段護岸と海の家

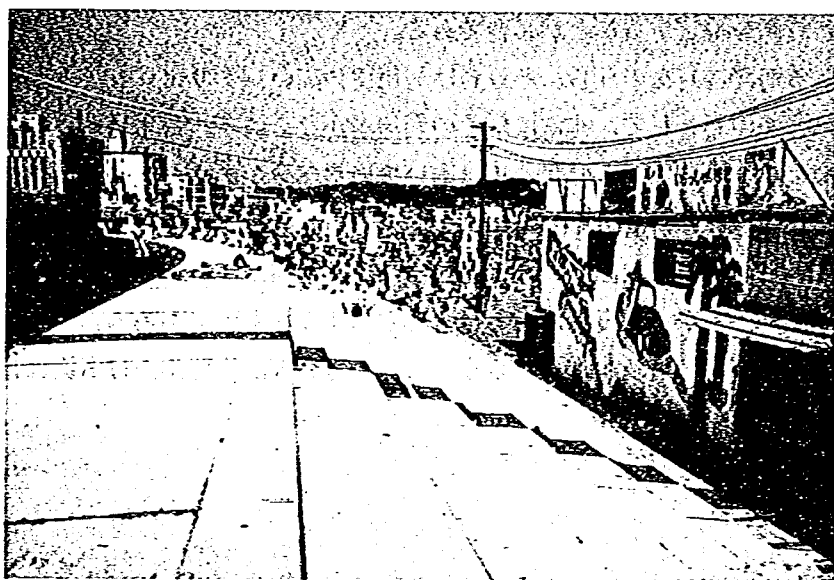


写真14.6 海の家の背後

階段護岸の前面及び護岸上には海の家が建ち並んでいる（写真14.5, 14.6）。中には護岸の形状をうまく利用したものも見られ、非常に興味深い。最近では、環境整備や保全事業として海岸域の整備を行う際、周辺の景観をも考慮する場合が見られるようになってきた。しかしながら、ここに見られるように、仮設構造物によって場所が占拠されてしまうと、計画された景観自体が変わってしまう可能性がある。景観を計画されたとおりに保つには規制等を設けて、仮設構造物の設置を制限するなどの方法も考えられるが、海の家が存在を軽視することには問題がある。地元利益に関連することもあるが、海の家がなくなった場合に利用者のニーズに応じたサービスの供給が出来るかどうか疑問が残るからである。日本の海岸が海水浴を中心とした利用のされ方をしている以上、その利用時期は限ら

れており、利用者数も季節変動が大きい。ピーク時の需要を満足させる施設の整備は、他期間の利用度を考えれば現実味に乏しく、需要と供給のバランスを保つには仮設の施設に頼らざるを得ない。施設に関しては、恒久的施設にばかり目を向けるのではなく、仮設施設への対応にも配慮する必要があるだろう。例えば、仮設施設の設置を前提とした配置計画、構造物設計を行う、あるいは景観にマッチする仮設施設となるように便宜を図るなどの対処も考えられよう。

14.3.2 海岸の利用状況

海洋性レクは夏期に活発化する。海水浴についてはもちろんのこと、一般に通年利用とされている海洋性レクについても同様である。例えば、マリーナの利用状態は明らかに冬期と夏期では異なるし、特にディンギーなどの小型艇やウインドサーフィンなど水に接する割合が大きい海洋性レクには、はっきりとした違いが現われる。従来調査、研究によれば、湘南海岸は冬期においても、通年の海洋性レクについての適性条件⁹⁾を備えている。つまり、条件についてのみ見れば、冬期でも利用状況は変わらないはずであるが、実際には季節的に異なった状況が見られる。ここで、適性条件とは最低限必要な条件であって、最適条件を示すものではないことに注意したい。すなわち、ただ単に利用可能な条件を作り出すだけでは、通年利用を見込んだ計画であるとは言えないのである。各条件を年間を通じて利用者が望む状態になるべく近づけて行くことと、季節によって生じる欠点を補うような利用形態を盛り込んだ計画を策定することが必要である。

夏期に活発となる海洋性レクのうち、とりわけ利用度の高いレクリエーションが海水浴である。湘南海岸でも藤沢地区を中心として、非常に多くの利用者が見られる。日本において代表的な海洋性レクとなっている海水浴であるが、その定義にはあいまいな部分がある。元来、海水浴の概念が西欧から導入された明治10年代には、湯治としての考え方が主流であった。現在のレクリエーションとしての海水浴が一般的となったのは、昭和に入ってからである。海水浴の考え方は年代と共に変遷して来たとも言える。最近の人々が考える海水浴とは一体どのようなものであろうか。単に泳ぐことだけを目的とするならば、プールの普及が進んだ現在では、わざわざ海まで出かける必要はないであろう。



写真 14.7 海水浴場水域の状態

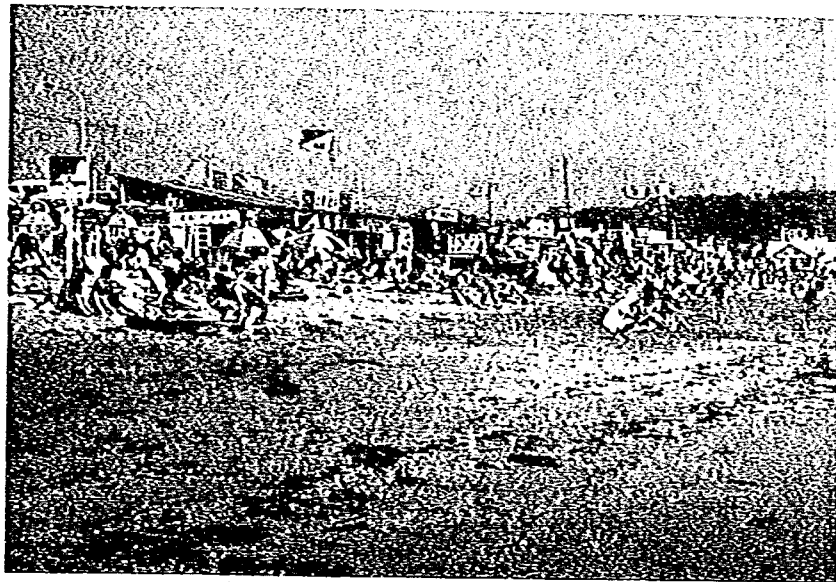


写真 14.8 海水浴場陸域の状態

実際に観察していると、海の中にいる人よりも浜辺で寝ている人の方が多く、たとえ海に入っている人も泳いでいる人は稀である（写真 14.7, 14.8）。行動は様々で、日光浴をする人、波打ち際で遊ぶ人、キャッチボールする人、散歩する人など、それぞれに楽しんでいる。海水浴とは、これらを全て含めたものを指し、決まった形を持つレクリエーションではないようである。言いかえれば、人々は海岸域の持つ開放性〔①社会的障害（社会から課せられた義務）からの開放、②視覚的障害（都市空間の持つ閉鎖性）からの開放、③心理的障害（日常生活に伴う緊張）からの開放 etc.〕を求めてやって来ているのであり、それぞれが自分の方法によって欲求を満足させる行為が海水浴であると言える。

これまでに行われてきた資料調査などから、湘南海岸の利用状況は、湘南地域（逗子～大磯）と西湘地域（大磯～小田原）の2つに大別されることがわかっている。今回の調査では、夏期のレクリエーション利用状況を、湘南、西湘両地域で比較する予定であったが、天候の条件が大きく異なったため、正確な意味での比較を行うことは出来なかった。しかしながら、両地域の持つ特徴は、天候にかかわらず現われており、ここではその特徴の差異について述べる。2地域の代表的な海水浴場の様子を写真 14.9, 14.10 に示す。写真 14.9 でもわかるように、西湘地域の袖ヶ浦海水浴場は砂浜幅も狭く、延長も短い。また、この地域では西湘バイパスが海岸線を走っており、袖ヶ浦海水浴場はその高架下にある。このため、砂浜にいる人は上空と周囲をピアなどの構造物によって囲まれ、視界がさえぎられる状態となっている。監視員の話によれば、利用者は地元中心であるとのことであった。背後には町営のプールやバンガローも整備されているが、最も重要な海岸の魅力（オープンスペース性）が欠けているため外部からの利用者が少なく、湘南地域に比較して利用度が低くなっているものと推測される。写真 14.10 は湘南地域の片瀬東浜の利用状況である。浜幅も広く、周辺には視界を遮るような人工の構造物はないため、オープンスペース性は十分に確保されている。海の家なども多く、砂浜は多くの人で賑わいを見せている。また、ウインドサーフィンやジェットスキーなど海水浴以外の海浴性レクによる利用も図られていた。オープンスペース性などの点から見た両者の違いは大きく、利用度にも顕著な差となって現われていると言える。

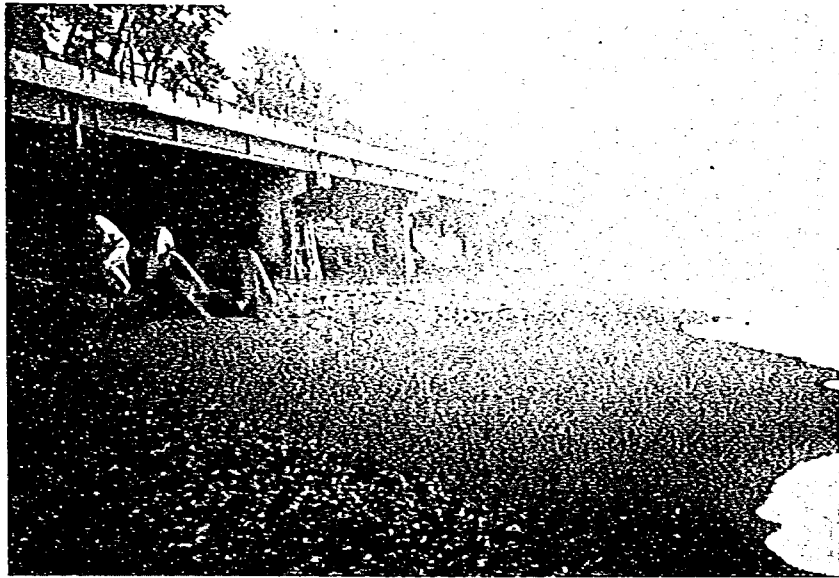


写真14.9 袖ヶ浦海水浴場（西湘地域）

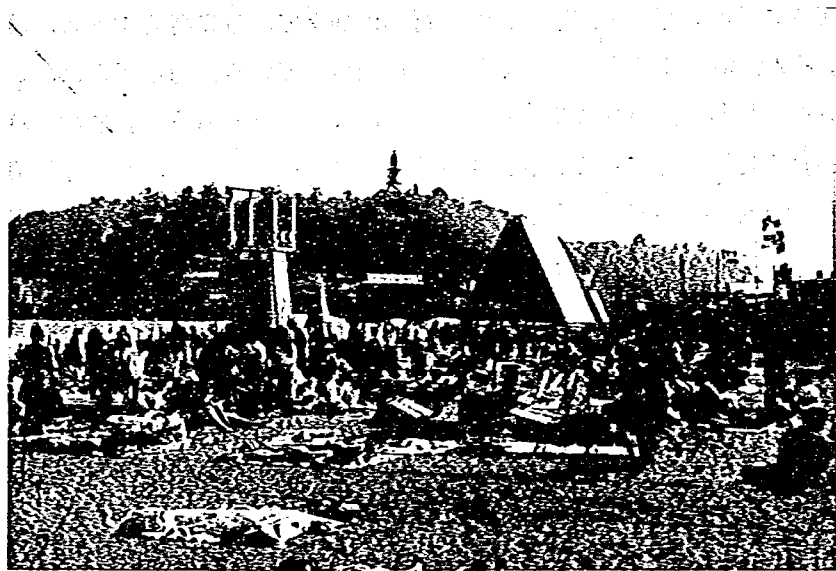


写真14.10 片瀬東浜海水浴場（湘南地域）

海岸の利用状況は、その海岸の持つ自然および社会的条件によって、各海岸毎に差異が現われる。ところが、これらの条件がほぼ同一であると考えられる同じ海岸内であっても、利用状況は場所によって異なることがある。写真14.11、14.12は同じ由比ヶ浜の砂浜であるが、利用状況にかなりの差が見られる。写真14.11は由比ヶ浜と材木座海岸の境界付近から七里ヶ浜方面に向かって撮った写真であるが、砂浜でのんびりと日光浴を楽しむ人も多く見られる。それに対し、由比ヶ浜西端付近を示す写真14.12では、砂浜に落ち着いている人は殆どなく、砂浜にいる人の大部分は散策などの通行人である。この2ヶ所の写真から、すぐに違いが分かるのは海の家が存在と砂の粒径の違い、および浜の汚れ具合である。この3つの違いにより利用度が大きく異なる理由については、次のことが考えられ



写真 14.11. 利用度の高い中央部付近



写真 14.12 利用度の低い西端部付近

る。まず、海水浴において果たす役割を考えれば、海の家⁹⁾の存在の有無は利用度を左右する大きな要因となる。また、一般に海水浴場の砂の粒径は2mmが良いとされているが⁹⁾、粒径が細かくなりすぎると泥に近い状態となり、肌ざわりも悪く見た目にも良くない。浜の汚れについても視覚的な嫌悪感に訴えるところが大きく、特に浜にゴミなどが散乱している場合などはなおさらである。これらは判断基準があいまいなものではあるが、利用者の心理に与える影響は大きい。すなわち、基本的な条件が同じであれば、利用者は利便性、外観や感触の良さなどに満足感を覚える傾向があり、たとえ混雑していてもこれらを満たす場所に集中が起きるのである。このように、わずかな条件の違いにより利用度に大きな差が現われることにも注意すべきであろう。

最近ではサーフィンやウインドサーフィンが盛んに行われるようになり、海水浴客への危険性や漁業者への配慮から、利用地域をゾーン分けしている所も見られた(写真14.13, 14.14)。また片瀬

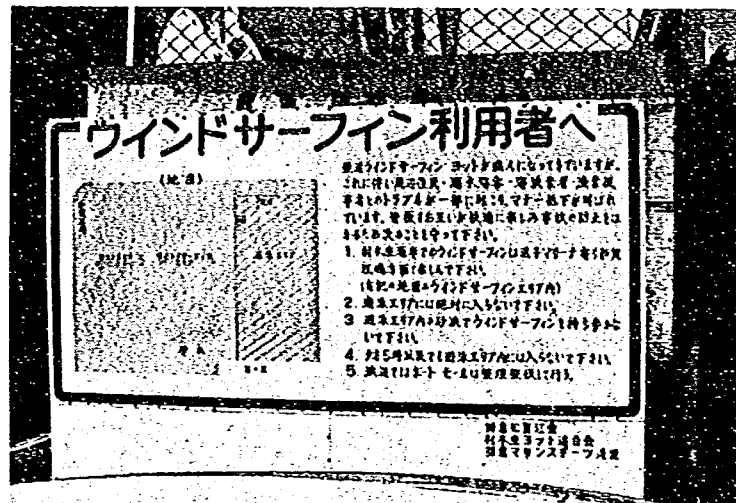


写真 14.13 ゾーン分けを示す看板



写真 14.14 ゾーン分けを示す看板



写真 14.15 サーファーフェンス

東浜、片瀬西浜では、ただゾーン分けをするだけでなく、物理的に出入りが出来ないようにサーファーフェンスと呼ばれる柵を設けていた(写真14.15)。利用方法などの問題に対しては、湘南海岸は全国的に見ても様々な試みが図られている海岸である。ゾーン分けなどの方法は、現在のところ、問題となっていた点についてうまく機能しているようであるが、新たに生じる問題が含まれていないわけではない。たとえば囲い込みが進めば海岸利用の自由度が次第に失われ、利用者の不満をもたらす可能性がある。特に、サーファーフェンスに見られるような物理的障害は、各海洋性レク間の疎外感を深めるとともに、海岸線が分断されることによってオープンスペース性までが喪失してしまうことも考えられる。このように、ここに見られるような解決策には利点と欠点があり、現段階では果して最適であるか否かの判断は難しい。しかしながら、様々な方法が試みられることによって問題が明らかになれば、現在まであまり考えられてこなかった利用方法などに対する問題解決への糸口になると思われる。

14.3.3 既存の開発地の特徴

リゾートとしての適性条件を知るためには、既存のリゾート施設を調査し、成功原因などを掘り下げて考えることも有効な手段である。今回は海洋リゾートとして比較的成功している逗子マリーナ、大磯ロングビーチを調査した。双方ともに民間資本によるレジャー施設である。逗子マリーナは、マリーナを中心とするリゾートで、ホテル、プール、テニスコート、ボーリング場などの施設を併せ持っている(写真14.16, 14.17)。プールなどの付帯施設の運営は、基本的にマリーナとは全く別の経営体系となっており、外部からの利用客で賑っている。核となるマリーナは単独で運営されているのではなく、周囲にあるリゾートマンションのオーナーに対してだけ利用権が与えられており、マンションの付加価値を高める役割を担っている。この点から、逗子マリーナ全体はレジャー施設としてではなく、不動産的価値としての意味合いが強いと推察される。これは欧米によく見られるプライベートビーチなどの意識に通じるものがあり、一種のステータスシンボルとして考えられているとも言えよう。

次に、大磯ロングビーチであるが、ここはいくつかのプール、ホテル、テニスコート、ゴルフ場を

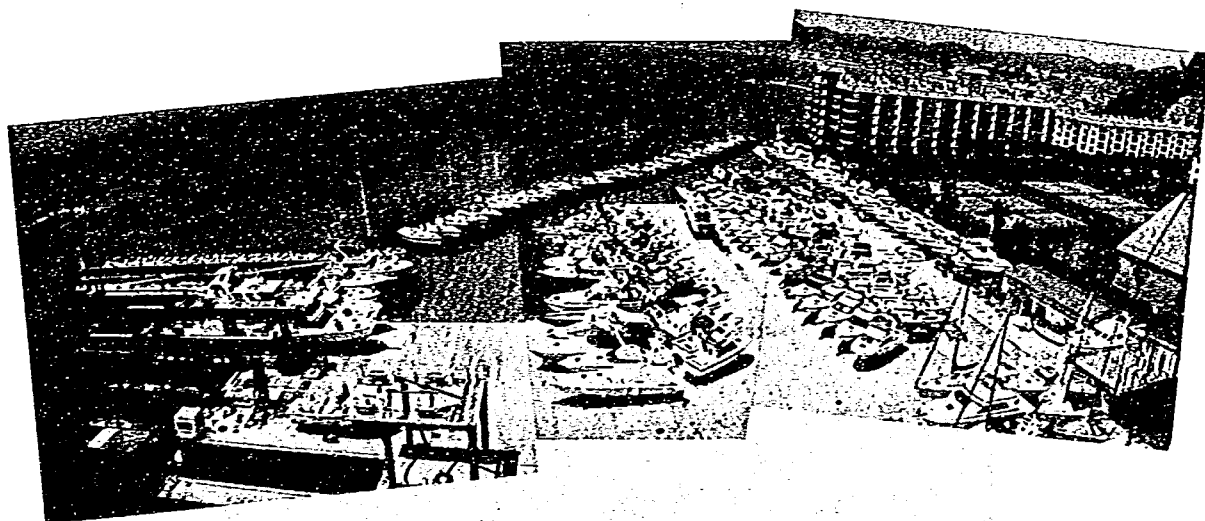


写真14.16 陸上げ施設とヤード

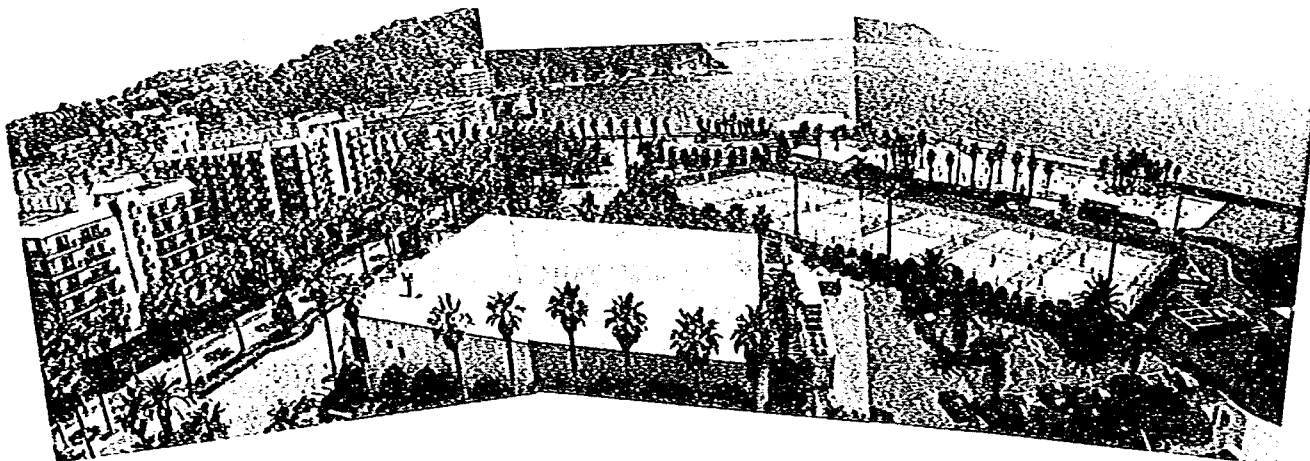


写真 14.17 マリーナ内の付帯設備（プール、テニスコート、ボウリング場，リゾートマンション）

持っている（写真 14.18, 14.19）。夏期には当然のことながらプールを中心とする利用が図られており，外部からの入場者も多い。ホテルプールと直結しており，宿泊客はプールを自由に利用出来るようになっている。温水プールもあるので冬期にも利用は可能であるが，利用者は少なくなると思われ，夏期以外ではゴルフ場利用者などによる宿泊客が多いと推測される。この施設のある大磯の海岸は波が高く，遊泳禁止になっているなど海洋性レクによる利用を前提とした場合の条件はあまり良くない。ここでは無理な開発によって，海洋性レクを中心とした海岸の直接的な利用を図るのではなく，海岸の持つ開放性や情緒性をプールやゴルフ場などに取り入れ，間接的に海岸の特性を利用することによって，需要を生み出す効果を狙っていると考えられる。

どちらの場合も，積極的に海岸を利用することを主目的に造られた施設ではない。海岸の持つ利点

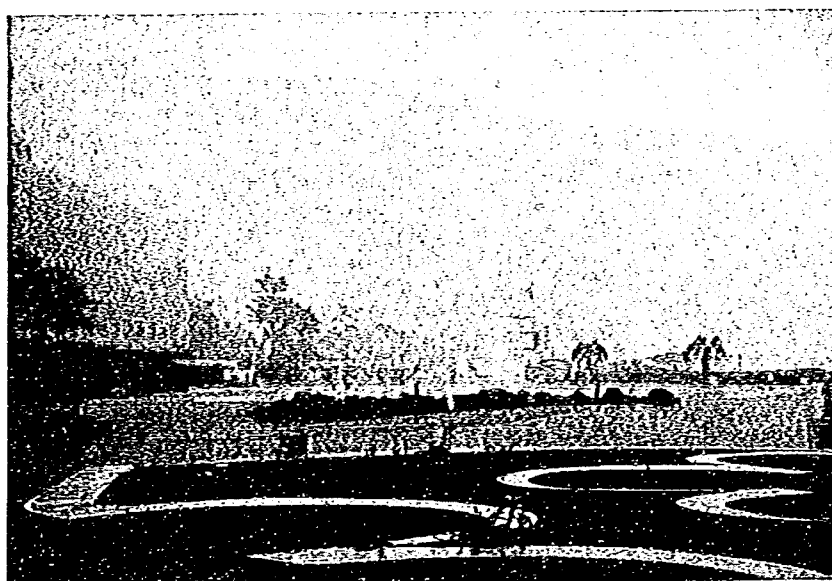


写真 14.18 大磯ロングビーチのプール

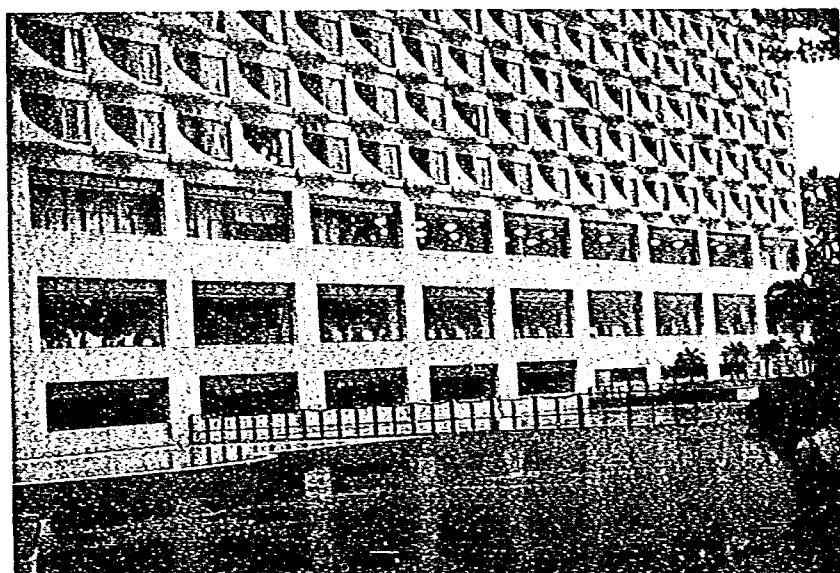


写真 14.19 大磯ロングビーチのホテル

や環境、雰囲気を巧みに利用することによって、周辺施設の価値や需要を生み出している。このように、沿岸域の利用計画では必ずしも海岸自体の条件によって計画の成否が決まるとは限らず、沿岸域の特性をいかに利用していくかが重要である。海洋性レクを中心とした海洋リゾートを考えた場合、気候条件や海象条件が適地としての障害となる⁶⁾。ところが、全国各地で盛んに進められている沿岸域の開発の計画には、海水浴場やマリーナを中心とする画一的なものが多く、実現には困難さを伴うと考えられる計画も見られる。海洋リゾートの計画を立案するには、海水浴などの単一目的に固執することなく、様々な利用形態について検討してみることも大切である。

14.4 ま と め

現地調査により明らかとなった湘南海岸の沿岸域利用の現状と、計画策定に必要な視点および注意事項について述べる。

- ① 交通面で重要な意味を持つ施設である駐車場数は、予想していたような絶対的不足は生じておらず、ある程度の収容台数を持っていることが分かった。しかしながら、場所によっては使用料が高いなどの問題も残されている。経営形態や料金などを調査し、利用者の不満を解消するような施設の整備計画の立案が望まれる。
- ② 海岸における代表的な施設である海の家は、経営、利用の形態に変化が見られ、多様化が進んでいる。日本の海岸利用の季節的特性を考えれば、海の家的重要性は高く、軽視することは出来ない。海の家などの仮設構造物の積極的利用も含めた開発計画や対応策が図られることが望ましい。
- ③ 海洋性レクの適性条件とは、最適条件を指すわけではなく、海洋性レクに最低限必要な条件である。利用可能な条件を満足させるだけでは活発な利用を期待することは出来ず、利用者数の季節的変動をなくすことは出来ない。利用者が望む条件を目標とし、季節的変動特性を小さくするように計画を立案することが必要である。
- ④ 社会的、海岸工学的条件が異なる場所で、同一の利用形態を想定した施設を設置しても、期待す

る利用状況は必ずしも得られない。地域の持つ特性を生かした開発計画が必要である。また、基本的な条件が同一であれば、利用者の満足感を満たすわずかな要素の違いにより利用度に差異が現われることに注意することが必要である。

⑤ 沿岸域の開発は必ずしも直接的、積極的な海岸利用を図る必要はなく、環境条件や雰囲気などの特性を間接的に利用することによって、十分有用な計画を立てることも出来る。海水浴を中心とするような画一的な計画に固執することなく、様々な利用形態について検討し、計画を策定することが必要である。

参 考 文 献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 建設省土木研究所海岸研究室：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，第2577号，232p.，1988.
- 5) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書(7)，土木研究所資料，第2661号，185p.，1988.
- 6) 建設省九州地方建設局：海の中道海浜公園の海浜緑地の整備管理の適性化に関する調査報告書，1984.

第15章 あ と が き

本報告書では各種海域制御構造物についてその波力特性、構造物周りの洗掘特性等を明らかにした。各種構造物の開発段階は多岐にわたっているが、消波機能の把握から波力特性の検討、平面配置計画の検討へと順をおって進展している。来年度中には、設計マニュアルを策定する予定である。一方、海洋開発の対象となる沿岸域の特性については、新潟海岸、駿河海岸などの代表海岸においてケーススタディを行ったほか、諸海岸が有する海洋開発の適地としてのポテンシャルについても検討した。今後も具体的な海岸に関する調査と全国的見地からの検討の両者を並行して行う予定である。

(資 料)

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	〃	飛島建設㈱
水平板付きスリット型	〃	三井建設㈱
透過水平板付きスリット型	〃	五洋建設㈱
改良空気密閉型	〃	清水建設㈱
中 詰 式	〃	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

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㈱)
5. 空気潜袋式没水型海域制御構造物の水理特性 (㈱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) (㈱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 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
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
5. 今後の課題
6. 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(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. 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(新日本製鉄㈱・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 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 2658 : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(6)

1. まえがき
2. 研究の目的と研究体制
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

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 2661 : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(7)

はじめに

1. まえがき

2. 研究の目的および体制

3. 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)

4. 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㈱)

5. 斜板消波潜堤(SURF)に作用する波力(大成建設㈱, 東急建設㈱, ㈱間組)

6. 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)

7. 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㈱)

8. 改良型レンズマウンドの消波特性(東洋建設㈱)

9. 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㈱)

10. 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(住友金属工業㈱, 東亜建設工業㈱)

11. 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)

12. 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)

13. あとがき

海洋開発関連既発表論文一覧

海洋開発シンポジウム

- 1) 宇多高明・村井植美・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・村井植美・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・村井植美・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・村井植美・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) 高木春生・吉川雅人・田村直明・宇多高明・村井禎美: 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) 藤沢康雄・宇多高明・村井禎美・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・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.
- 4) 宇多高明・村井禎美・柳本泰伴・本山喜章: 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.
- 5) 宇多高明・村井禎美・松永博史・羽成英臣: 海洋空間の保全・利用計画手法の検討—鹿島灘沿岸におけるケーススタディー, 土木技術資料, Vol. 30, No. 11, pp. 41~46, 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

- 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) 大山巧・田中正博・清川哲志・宇多高明・村井禎美: フレキシブルマウンドの反射・透過特性

の解析, 第35回海岸工学講演会論文集, pp. 562~566, 1988.

- 4) 小山文男・清水正巳・中塚健司・宇多高明・村井禎美: 斜板を有する新型潜堤 (SURF) の開発, 第35回海岸工学講演会論文集, pp. 512~516, 1988.
- 5) 萩原運弘・藤原隆男・宇多高明: スリット型海域制御構造物の透過率反射率および全波力の解析, 第35回海岸工学講演会論文集, pp. 532~536, 1988.

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) 萩原運弘・藤原隆男・宇多高明・村井禎美: 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: 海域制御構造物の開発に係わる諸問題, 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) 北村卓也・宇多高明・村井禎美・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) 西牧均・佐藤敏文・宇多高明・村井禎美・木村哲夫・高橋陽一: 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) 清水正巳・小山文男・湊隆次郎・本田陽一・藤川富夫・渡会英明・宇多高明・村井禎美: 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) 小山文男・中塚健司・清水正巳・勝井秀博・宇多高明・村井禎美: 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2701号
平成元年1月(1989)

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。

田切手を
はって下さ
い

$$\boxed{3} \boxed{0} \boxed{5} - \boxed{} \boxed{}$$

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

海岸研究室 行

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2701号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印