

共同研究報告書

整理番号第46号

海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書（11）

平成2年8月

建設省土木研究所
河川部海岸研究室

Copyright © (1990) by P.W.R.I.

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

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

海域制御構造物の開発に関する 共同研究報告書(11)

建設省土木研究所	海岸研究室	室 長	宇 多 高 明
		研究員	小 俣 篤
	構造研究室	室 長	横 山 功 一
		研究員	澤 田 憲 文
			金 子 学
東洋建設(株)	技 術 研 究 所		大 倉 音 宗 昭
	〃		芳 田 克 彦
	技 術 開 発 部		藤 原 利 春
	技 術 研 究 所		北 村 隆 一
戸田建設(株)	土 木 技 術 開 発 室		梅 田 律 太 郎
	〃		添 田 宏
	〃		佐 藤 弘 基
	〃		西 山 敏 文
	〃		山 本 桂 司
新日本製鐵(株)	鉄 鋼 海 洋 技 術 部		山 本 諄
	〃		盛 高 裕 生
	〃		木 村 秀 雄
	〃		高 橋 陽 一
石川島播磨重工業(株)	技 術 本 部 技 術 研 究 所		山 下 誠 也
	機 械 鉄 構 事 業 本 部		根 来 洋 二
	〃		中 条 武 彦

石川島播磨重工業(株)機械鉄構事業本部

〃

〃

大成建設(株) 技術本部技術研究所

〃

〃

〃

〃

〃

(株)間 組 土木本部海洋土木部

〃

技術本部技術研究所

〃

東急建設(株) 施工本部土木技術部

〃

〃

〃

住友金属工業(株) 鉄 鋼 技 術 部

土木技術開発室

土木技術研究室

東京土木海洋設計室

〃

〃

東亜建設工業(株) 技 術 開 発 部

水 理 研 究 室

設 計 第 一 課 室

水 理 研 究 室

日本テトラポッド(株) 応用水理研究所

技 術 部

応用水理研究所

〃

山 岸 晴 久
櫻 井 清 一
竹 内 浩 一
茗 原 義 彦
勝 井 秀 博
石 野 和 男
東 江 隆 夫
上 野 成 三
佐 藤 明 美
湊 隆 次
本 田 陽 一
沖 藤 政 和
斉 川 栄 一
蛭 幸 二
原 幸 一
渡 英 明
加 会 藤 也
中 藤 山 清
飯 山 村 修
喜 田 田 浩
柳 本 本 伴
北 本 村 泰
神 谷 卓
荻 野 光
堺 堀 和
小 堀 共
大 中 生
根 本 晋
野 本 治
山 口 二
錦 本 人
織 方 和
紀 郎

要 旨

レンズマウンドに関し、透過率を $K_T \leq 0.6$ とするのに必要な諸元を示すとともに、波高分布、流れの予測への放物型モデルおよび平面2次元海浜流モデルの適用性を調べた。H型スリット板ジャケット式構造物、斜板堤、根入れ鋼板セル式構造物に関しては、固定床平面実験により構造物の平面諸元と静穏度および海浜流パターンとの関係を示した。また、H型スリット板ジャケット式構造物、根入れ鋼板セル式構造物、斜板消波潜堤に関し、海浜流パターンと地形変化特性との関係を求めた。次に、斜板消波潜堤の部材波圧の算定式を示した。また、波力実験と滑動実験の比較検討を行った。複列透過性潜堤に関しても波圧の算定法を示した。鋼板セルについて耐荷性能の計算手法を導いた。また、レンズマウンド被覆材の所要重量の算定法を求めた。最後に、斜板消波潜堤周辺の波高分布の予測への放物型方程式の適用性が良好であることを示した。

キーワード：海洋開発、共同研究、海域制御構造物、消波特性、海浜流、地形変化、波力特性、耐荷性能、被覆材の安定性、数値シミュレーション、レンズマウンド、H型スリット板式海域制御構造物、斜板堤、斜板消波潜堤、複列透過性潜堤

はじめに

土木研究所では、沿岸域の有効利用を目ざしたMMZ構想を推進するために、総合技術開発プロジェクト・「海洋利用空間の創成・保全技術の開発」に関する研究を昭和61年度より実施している。また、この総プロの一環として昭和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」を進めている。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)～(10)」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、各構造物に関する平成元年度の研究成果および平成2年5月までの研究成果の一部をとりまとめたものである。

目 次

はじめに

第1章	まえがき	1
第2章	研究の目的および研究体制	1
第3章	レンズマウンドの消波特性と構造物周辺の波高分布・海浜流の予測	3
第4章	H型スリット板式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	21
第5章	斜板堤の静穏域創出効果と堤体周りの流れに関する実験的研究	39
第6章	根入れ鋼板セル型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	53
第7章	斜板消波潜堤（SURF）周辺の地形変化の特性	77
第8章	斜板消波潜堤（SURF）の部材に作用する波圧	95
第9章	斜板消波潜堤（SURF）に作用する波力の特性 ～海底勾配 1/10 の場合～	107
第10章	複列透過性潜堤の波力特性に関する研究	129
第11章	根入れ鋼板セル型海域制御構造物の静的耐力に関する実験的検討	171
第12章	レンズマウンドとその被覆ブロックの安定性に関する実験的検討	181
第13章	斜板消波潜堤（SURF）周辺の波浪変形の数値シミュレーション	195
第14章	あとがき	207
付 録	海洋開発関連の既発表論文の一覧	208

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10～20 m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か年計画で行われている。本報は引き続き検討を進めている海域制御構造物の研究のうち、平成2年5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。本報では、種々の海域制御構造物のうち、まず改良型レンズマウンドの消波特性を明らかにする。次に、H型スリット板ジャケット式構造物、斜板堤、根入れ鋼板セル式消波構造物、斜板消波潜堤などの構造物周辺の波、流れ、海浜地形変化を固定床および移動床平面実験により調べ、構造物の平面配置と静穏域の形成、海浜流パターン、地形変化特性との関係について論ずる。また、斜板消波潜堤の部材波圧の特性を実験的に明らかにするとともに、海底勾配1/10の場合の全波力を、波力・滑動実験により調べる。複列透過性潜堤についても波圧特性を実験的に調べる。構造物の安定性に関しては、鋼板セルの耐荷性能やレンズマウンドの耐波安定性を実験的に調べるとともに、レンズマウンド被覆材の安定性を人工リーフとの対比により検討する。最後に、斜板消波潜堤周辺の波、流れの数値計算手法の適用性を検討する。

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

第1グループ 乱れと反射を利用した海域制御構造物の開発

飛島建設（株）	清水建設（株）	三井建設（株）
五洋建設（株）	大成建設（株）	

第2グループ 没水型消波構造物の開発

清水建設（株）	
大成建設（株）・（株）間組・東急建設（株）・石川島播磨重工（株）	
東洋建設（株）	日本テトラポッド（株）

第3グループ ハイブリッド型消波構造物の開発

(株)大林組

住友金属工業(株)・東亜建設工業(株)

新日本製鉄(株)・戸田建設(株)

また、土木研究所側は昭和63年度より第1,第3グループに関し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,(株)大林組,東洋建設(株),石川島播磨重工業(株)・大成建設(株)・(株)間組・東急建設(株)が行った研究の成果をまとめたものである。

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

第3章 レンズマウンドの消波特性と構造物周辺の波高分布・海浜流の予測

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇多高明
	研究員	小俣篤
東洋建設(株)技術研究所	所長	大音宗昭
	副所長	倉田克彦
東洋建設(株)技術開発部	課長	芳田利春
東洋建設(株)技術研究所	主任研究員	藤原隆一



o



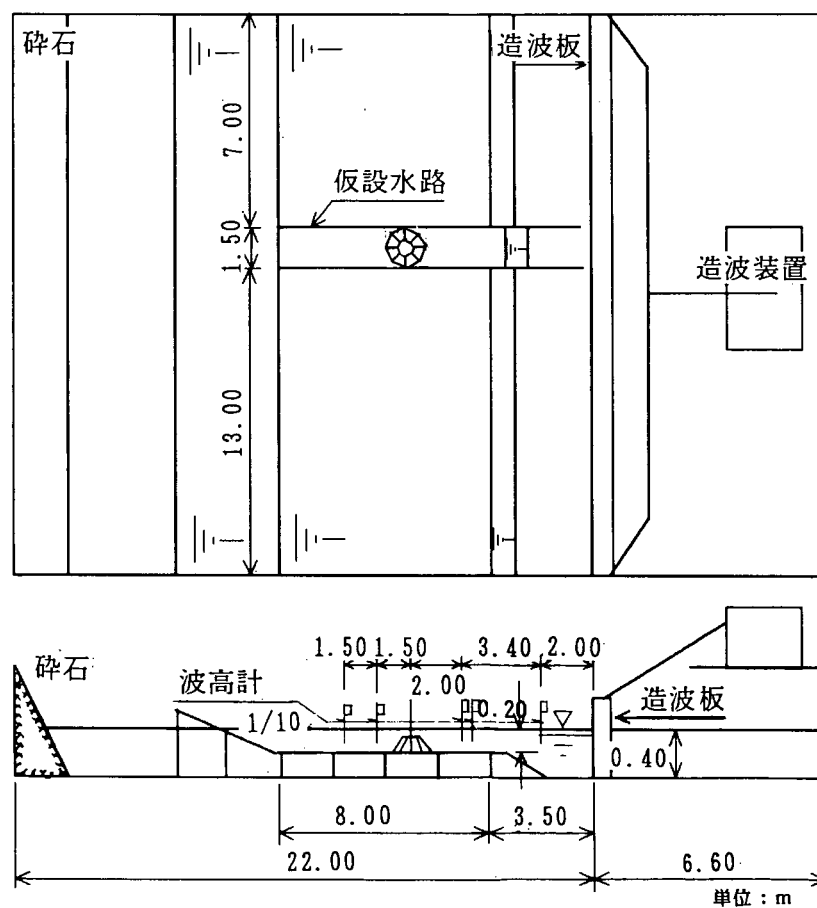
3.1 まえがき

筆者らは、既に水理模型実験によりレンズマウンドの形状とその消波効果の関係について検討した（建設省土木研究所，1988）。この研究によれば、レンズマウンドの形状として、天端幅 B_1 を堤体底幅 B の 40% とした角錐台（八角）が適切であることが示された。しかしながら、実験ケースが限られていたため、角錐台の消波特性の詳細については検討が不足していた。また、レンズマウンド周辺の波高分布や海浜流の流況に関しては、固定床および移動床水理模型実験によって検討を進めた（建設省土木研究所，1989，1990）。しかし、これらの実験は限られた条件で行われたものであるために、実際の設計に際しては再び実験を行うことも必要とされる。このような場合、適切な数値モデルを開発しておけば波高分布や海浜流の流況を容易に予測できる利点がある。そこで、本研究では最初に水理模型実験によって角錐台の消波特性に関する追加検討を行い、次に、平面的な波浪場および海浜流場を予測可能な数値モデルを導入し、既往の実験データとの比較においてモデルを検証し、レンズマウンドの配置計画の検討手法としての数値モデルの確立を図る。

3.2 レンズマウンドの消波特性

3.2.1 実験方法

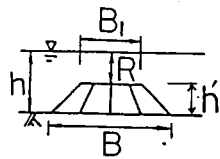
実験には、東洋建設㈱技術研究所の平面水槽内に仮設水路（長さ 8.0 m，幅 1.5 m）を設けて行った（図



ー 3.1 参照)。レンズマウンドの模型は合板を用いて製作し、造波板より 7.4 m の位置に設置した。模型より岸側の波高は、水路横断方向に 0.15 m 間隔で並べた 10 台の波高計により測定した。測定範囲は、模型中心から岸側 1.5 ～ 3.0 m の区域であり、その間を 0.5 m 間隔で測定した。透過率 K_T は、岸側の各測定点における波高の平均値と入射波高の比とした。反射率 K_R は、構造物から沖側 2.0 m の地点に設けた 2 台の波高計の記録より算定した（合田ほか，1976）。なお，2 台の波高計の間隔は，入射波の周期に応じて 0.22 ～ 0.68 m の間で変えた。

レンズマウンドの形状は，天端および底面が八角形の角錐台であって，天端幅 B_1 と堤体底幅 B の比 B_1/B を 0.4 とした（建設省土木研究所，1988 参照）。レンズマウンドの寸法および設置条件を表ー 3.1 に示す。また，作用させた波浪は $T = 0.8, 1.0, 1.3, 2.0$ s, $H_0' = 1.9 \sim 10.2$ cm の規則波である。

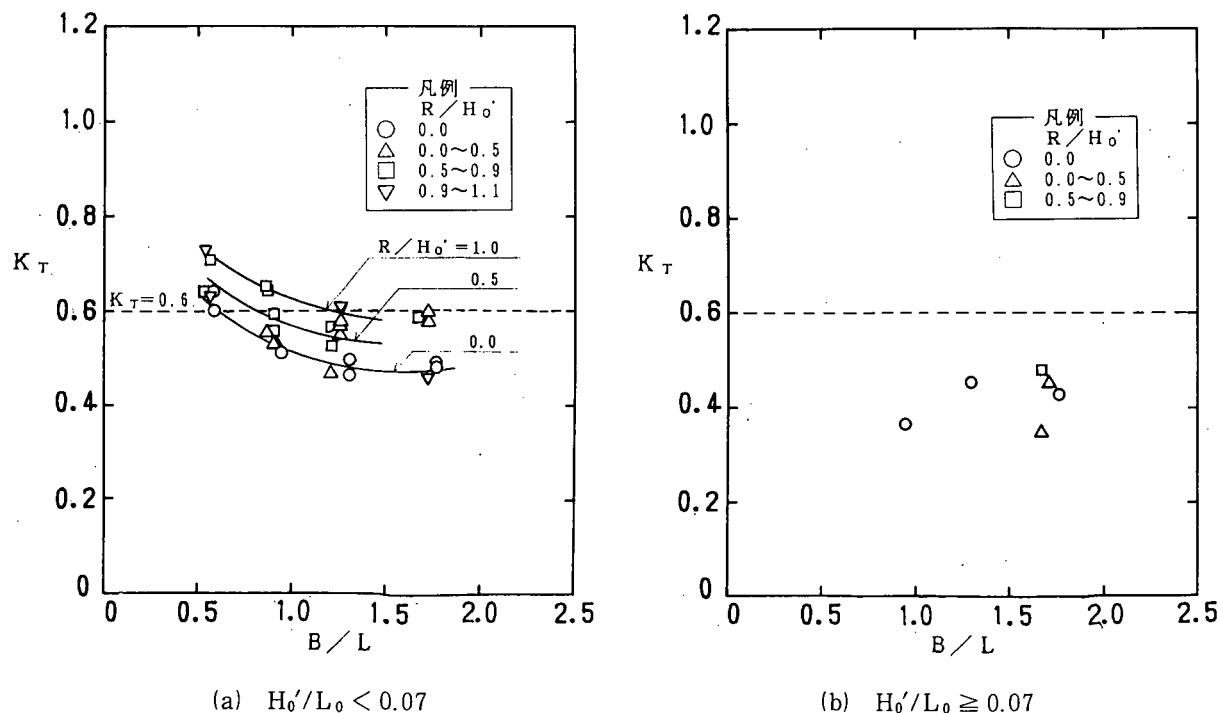
表ー 3.1 レンズマウンドの諸元と設置条件

h (cm)	R (cm)	備考
18.0	0.0	 $B = 150 \text{ cm}$ $B_1 = 60 \text{ cm}$ $h = 18 \text{ cm}$
20.0	2.0	
22.5	4.5	

3.2.2 実験結果

(1) 角錐台の透過率

角錐台の透過率 K_T と B/L (L : 入射波の波長) の関係を， R/H_0' (R : 天端水深， H_0' : 沖合波高) をパラメータとして整理した（図ー 3.2(a), (b) 参照）。 $H_0'/L_0 < 0.07$ の場合， B/L が大きくなるほど K_T は小さくなるが， $B/L > 1.5$ になるとその減少割合は小さくなる。 $H_0'/L_0 \geq 0.07$ の場合， K_T は



図ー 3.2 角錐台 ($B_1/B = 0.40$) の透過率 K_T

B/L と R/H_0' の値によらずほぼ 0.4 となる。したがって、以後では K_T の大きな $H_0'/L_0 < 0.07$ の実験結果を中心に検討を行うこととする。 $R/H_0' = 0.0$ および $R/H_0' = 0.9 \sim 1.1$ の実験結果を比較すると、 R/H_0' が小さくなると K_T も小さくなる傾向があるが、通常の潜堤のように R/H_0' による K_T の明瞭な変化は見られない。これは、レンズマウンド上での碎波現象が R/H_0' のみならず波の屈折・集中の状況にも影響されるためと考えられる。

図中には、堤体の諸元を決める場合に便利のように、実験結果を滑らかに連ねる曲線を示した。これらの曲線をもとに $K_T \leq 0.6$ となる B/L の値を求めると、 $R/H_0' = 0.0, 0.5$ および 1.0 の順に、それぞれ 0.6, 0.8 および 1.3 となる。すなわち、 $R/H_0' = 1.0$ としたとき堤体底幅はかなり大きくなる。一方、堤体を常時没水した状態とするには、天端水深は波高の $1/2$ 程度必要である。したがって、天端水深としては $R/H_0' = 0.5$ を標準とすればよいと考えられる。なお、球面浅瀬の場合、 $K_T = 0.6$ を満足するには $R/h = 0.1$ で $B/L \geq 0.9$ とする必要がある（建設省土木研究所、1988）が、実験結果の再整理を行うと、球面浅瀬における $R/h = 0.1$ の条件は角錐台の $R/H_0' = 0.5$ に対応している。このことから、角錐台と球面浅瀬の消波効果はほぼ同様であると言える。

(2) 角錐台の反射率

角錐台の反射率 K_R を図-3.3 に示す。 K_R の値は、 $R/H_0' = 0.0$ のときに他の場合と比べて若干大きくなるが、ほとんどの場合 0.3 以下と小さい。

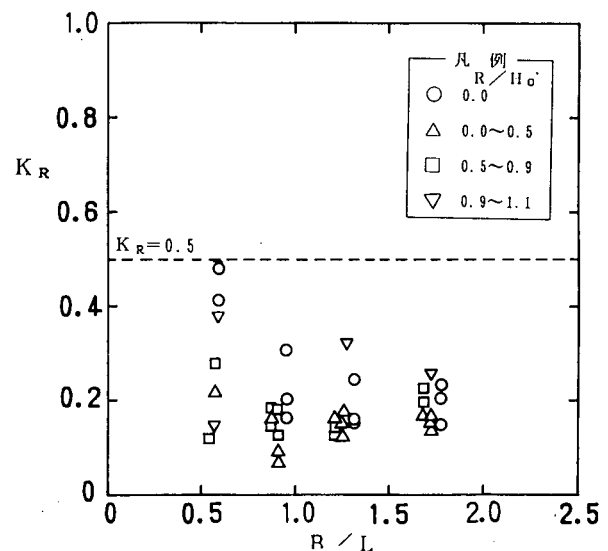


図-3.3 角錐台 ($B_1/B = 0.40$) の反射率

3.3 レンズマウンド周りの波高分布および海浜流の数値計算

3.3.1 計算方法および計算条件

(1) 波浪場の計算モデル

波浪場の計算には、放物型モデル（平口・丸山、1986）を用いる。計算においては、岸向きに x 軸、沿岸方向に y 軸をとる（図-3.4 参照）。基本式は、次式で表される。

$$\Delta \cdot (C \cdot C_g \Delta \phi) - \sigma^2 (C_g/C) \phi = 0 \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、 ϕ は速度ポテンシャル、 C は波速、 C_g は群速度、 σ は角周波数 ($= 2\pi/T$, T は波の周期) である。式 (3.1) において、波の進行方向に逆行する波がないと仮定すると、次の放物型方程式を得る。

$$\begin{aligned} \frac{\partial \phi}{\partial x} = & \left\{ i \left(k_x + \frac{k_y^2}{2k_x} \right) - \frac{1}{2k_x C C_g} \frac{\partial}{\partial x} (k_x C C_g) \right\} \phi \\ & + \frac{1}{2k_x C C_g} \frac{\partial}{\partial x} (C C_g \frac{\partial \phi}{\partial x}) - \alpha_B \phi \quad \dots\dots\dots (3.2) \end{aligned}$$

ここに、 k_x, k_y はそれぞれ x, y 方向の波数成分、 α_B は碎波減衰を表す係数、 i は虚数を表す単位である。また、 α_B は次式によって求める。

$$\alpha_B = C_1 \cdot (s/h) (a/C_2 h - 1)^{1/2} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに、 s は碎波点付近の海底勾配、 a は波の振幅、 h は水深、 C_1, C_2 は未定定数である。実際の数値計算では、クランクニコルソンの陰解法により図-3.5に示す正方格子の各点における ϕ の値を沖側境界から岸方向に向いて解く。なお碎波減衰項 α_B の中の C_1, C_2 および海底勾配 s については、固定床水理模型実験の結果（建設省土木研究所、1989）と計算結果との比較により妥当な値を定める。

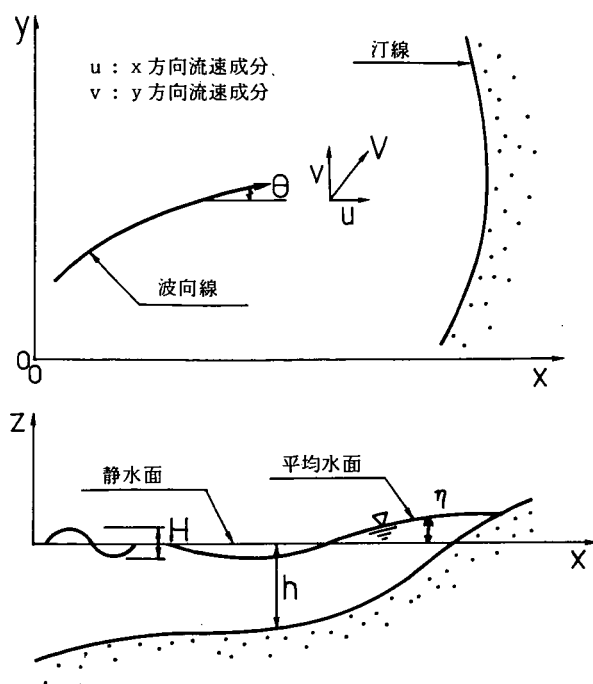


図-3.4 計算の座標系

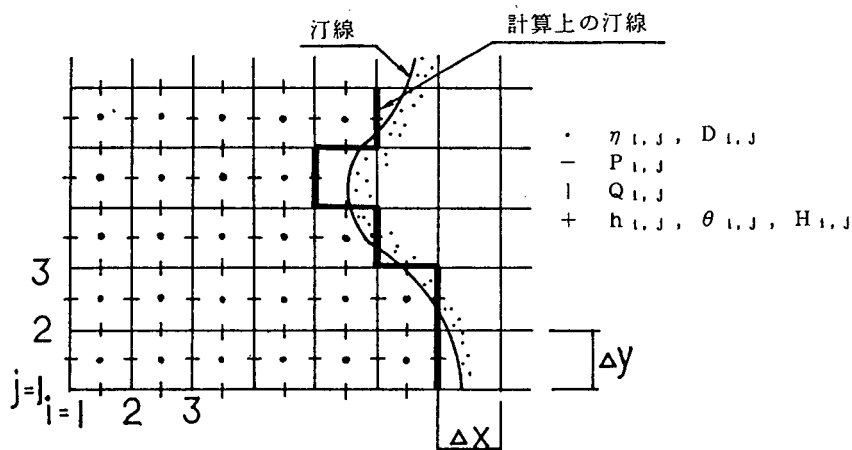


図-3.5 計算格子および各変数の配置

(2) 海浜流場の計算モデル

海浜流場の計算は平面2次元モデルによるものとし、各格子点の水位および水深方向の平均流速を求める。この計算においては、波と流れの相互干渉は無視し、外力となるラディエーション応力は波を微小振幅波として求める。計算の基本式を以下に示す。

$$\frac{\partial P}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{P^2}{D} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \frac{PQ}{D} \right\} + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + M_x + F_x + L_x = 0 \quad \dots\dots (3.4)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{PQ}{D} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \frac{Q^2}{D} \right\} + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} + M_y + F_y + L_y = 0 \quad \dots\dots (3.5)$$

$$\frac{\partial D}{\partial t} + \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

$$D = h + \eta \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

$$P = u D \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

$$Q = v D \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

$$M_x = \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \right) \quad \dots\dots\dots (3.10)$$

$$M_y = \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right) \quad \dots\dots\dots (3.11)$$

ここに、 h は水深、 η は平均水面からの水位、 u および v はそれぞれ x, y 方向の流速成分、 ρ は流体の密度、 S_{xx} 、 S_{xy} 、 S_{yy} はラディエーション応力、 F_x 、 F_y は海底摩擦項、 L_x および L_y は水平渦粘性項である。

海底摩擦項は以下のように求める。

$$F_x = f_{xx} P + f_{xy} Q \quad \dots\dots\dots (3.12)$$

$$F_y = f_{xy} P + f_{yy} Q \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

$$f = \begin{bmatrix} f_{xx} & f_{xy} \\ f_{yx} & f_{yy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 + \cos^2 \theta & 0.5 \sin 2\theta \\ 0.5 \sin 2\theta & 1 + \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

$$F = 2C_f \frac{H}{T \cdot D \cdot \sinh kD} \quad \dots\dots\dots (3.15)$$

ここに、 H は波高、 T は周期、 θ は波向、 C_f は海底摩擦係数である。

水平渦粘性項は次式から求める。

$$L_x = - \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu_H \frac{\partial P}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu_H \frac{\partial P}{\partial y} \right) \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

$$L_y = - \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu_H \frac{\partial Q}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu_H \frac{\partial Q}{\partial y} \right) \quad \dots\dots\dots (3.17)$$

ここに、 ν_H は水平渦粘性係数である。

式(3.4)～(3.17)を差分化し、境界条件を与えれば海浜流の流況は計算される。そこでこの計算結果と移動床水理模型実験による流況パターン(建設省土木研究所, 1990)との比較により海浜流モデルの適用性を検討する。

(3) 計算条件および計算ケース

波浪・海浜流計算モデルの計算条件を、それぞれ表-3.2および表-3.3に示す。レンズマウンドの形状は八角錐台であるが、計算では座標値決定の便宜上円錐台とする。海浜流は波高および波向の平面的な分布が与えられれば計算が可能である。

波浪計算モデルにおける計算ケースを表-3.4に示す。レンズマウンドの設置間隔が $W/B = 0.1$ のケースについて、未定定数をいくつか変えて検討し、妥当な定数を定めた後に、 $W/B = 0.0$ について計算した。

表-3.2 計算条件(波浪場)

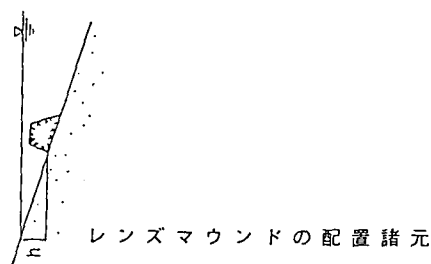
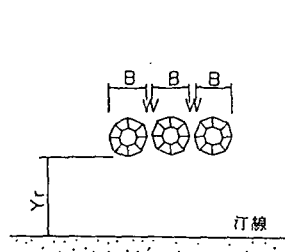
項目	条 件
計算範囲	岸沖12m, 沿岸10m
格子間隔	岸沖、沿岸方向とも0.1m
海底地形	沿岸方向に一樣な地形
入射波浪	$H_0' = 5.0\text{cm}$ $T = 1.27\text{s}$ 直角入射
未定定数	計算により $C_1 \cdot s$ と C_2 を決定

表-3.3 計算条件(海浜流場)

条 件	項 目
計 算 範 囲	岸沖17m, 沿岸16m
格 子 間 隔	波浪 : 岸沖、沿岸方向とも0.1m 海浜流 : 岸沖、沿岸方向とも0.2m
海 底 地 形	沿岸方向に一樣な地形
入 射 波 浪	$H_0' = 5.0\text{cm}$ $T = 1.27\text{s}$ 直角入射
未 定 定 数	$C_1 \cdot s = 0.25$ $C_2 = 0.1$
海底摩擦係数	$C_f = 0.01$
水平渦粘性係数	$\nu_H = 1\text{ m}^2/\text{s}$

表-3.4 計算ケース(波浪場)

ケースNo.	比 較 対 象 実 験 ケ ー ス	配置形状	砕波に係わる定数		備 考
		W/B	$C_1 \times S$	C_2	
A-1	固定床ケース2	0.1	0.1	0.1	
A-2	" "	"	0.2	"	
A-3	" "	"	0.25	"	
A-4	" "	"	0.4	"	
A-5	" "	"	0.6	"	
A-6	" "	"	0.8	"	
A-7	" "	"	0.25	0.2	
A-8	" "	"	"	0.5	
A-9	" ケース1	0.0	0.25	0.1	



なお、砕波減衰項に関しては、式(3.3)に示すように C_1 および s は両者の積として α_B に影響することから、ここでは $C_1 \cdot s$ を一つの変数と考える。また、レンズマウンドの場合、堤体付近と汀線付近の2ヶ所で砕波が生じるが、実験時の観察によれば堤体背後の波高および海浜流分布は主として堤体付近の砕波によって定められる。そこで堤体付近の砕波減衰を表す $C_1 \cdot s$ 、 C_2 について検討することとし、汀線付近の砕波減衰に関しては便宜的に堤体付近と同じ係数の値をとることとした。

3.3.2 計算結果

(1) $C_1 \cdot s$ の選定

各ケースについて、図-3.6に示す測線上での波高分布を求め、計算値と実験値の比較を試みる。人工リーフに関する波高分布計算の結果（宇多ほか，1989）を参考にして、 $C_2 = 0.1$ としたとき $C_1 \cdot s$ の変化による波高分布の相違を比較する（図-3.7参照）。レンズマウンド上での碎波による波高の減衰は、 $C_1 \cdot s$ が大きくなるほど激しくなるが、マウンド通過後の波高分布は全てのケースについてほぼ同様になる。マウンド上での波高の急激な低下とマウンド背後（ $Y = 8\text{m}$ 付近）での波高の急上昇に関しては、全体的に実験結果の方が著しい変化を示す。

ここで、波高の減少割合に着目すると、 $C_1 \cdot s = 0.2 \sim 0.25$ の計算値が比較的实验値とよく似た傾向を示す。また、実験値は $Y = 6\text{m}$ 付近で極小となった後は緩やかに変化するが、計算値は極小となる地点が $Y = 5.5\text{m}$ 付近と岸側にその位置がずれるとともに、 $Y = 3.5 \sim 4.0\text{m}$ で再び極大となり、実験値に比べて変化が大きい。さらに、 $C_1 \cdot s$ が大きいほど、波高分布に細かな変動が生じる傾向にある。すなわち堤体背後の波高分布から見ると、 $C_1 \cdot s$ が比較的小さい方が波高の変化は滑らかとなり実験値に近くなる。

次に、沿岸方向の波高分布を図-3.8に示す。レンズマウンド上の測線（ $Y = 8.5\text{m}$ ）における計算値は、 $C_1 \cdot s = 0.6$ の場合に実験値と比較的一致している。しかし、堤体通過後の測線（ $Y = 5.0\text{m}$ ）になると、計算値は $C_1 \cdot s$ が大きいほど波高の変動が激しく、実験値と異なった傾向となっている。したがって、堤体背後の広い範囲での平面的な波高分布を検討するような場合には、 $C_1 \cdot s = 0.20 \sim 0.25$ とすればよいと考えられる。このことより、以後の検討は $C_1 \cdot s = 0.25$ として行う。

(2) C_2 の選定

C_2 の変化による岸沖および沿岸方向の波高分布の変化をそれぞれ図-3.9，3.10に示す。 C_2 を大きくしていくと、レンズマウンド背後の波高が全体的に高めになる傾向にある。 $C_2 = 0.1$ にすると、計算値は実験値に近くなる。

(3) レンズマウンド周辺の波高分布および海浜流分布

$C_1 \cdot s = 0.25$ および $C_2 = 0.1$ として、 $W/B = 0.0$ と 0.1 の場合についてレンズマウンド周辺の波高計算を行った結果を、それぞれ実験値とともに図-3.11，3.12に示す。図は、堤体群の中央（ $X = 10\text{m}$ ）から片側半分のみを示している。波高比が 0.7 以下の静穏域（図中陰影部）の形状は、遮蔽領域（ $Y = 2.0 \sim 6.0\text{m}$ 付近）でよく似ているが、遮蔽領域外側における静穏域の計算値は実験値に比べて広くな

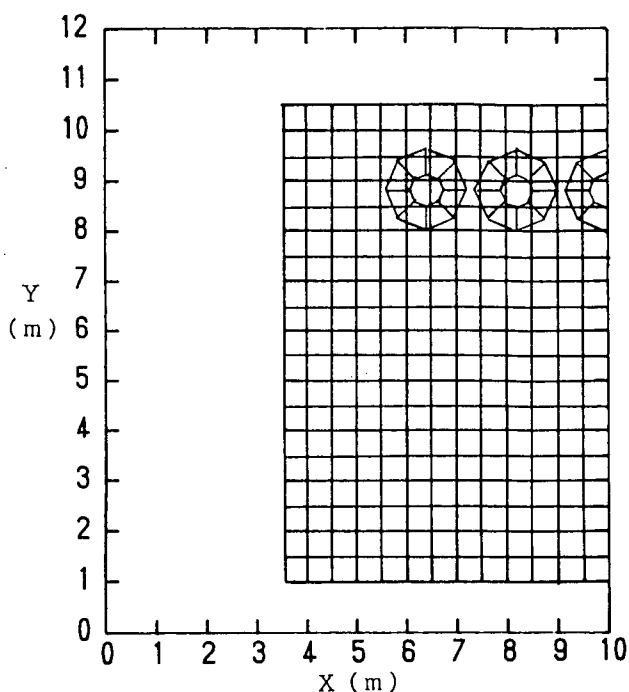


図-3.6 座 標 系

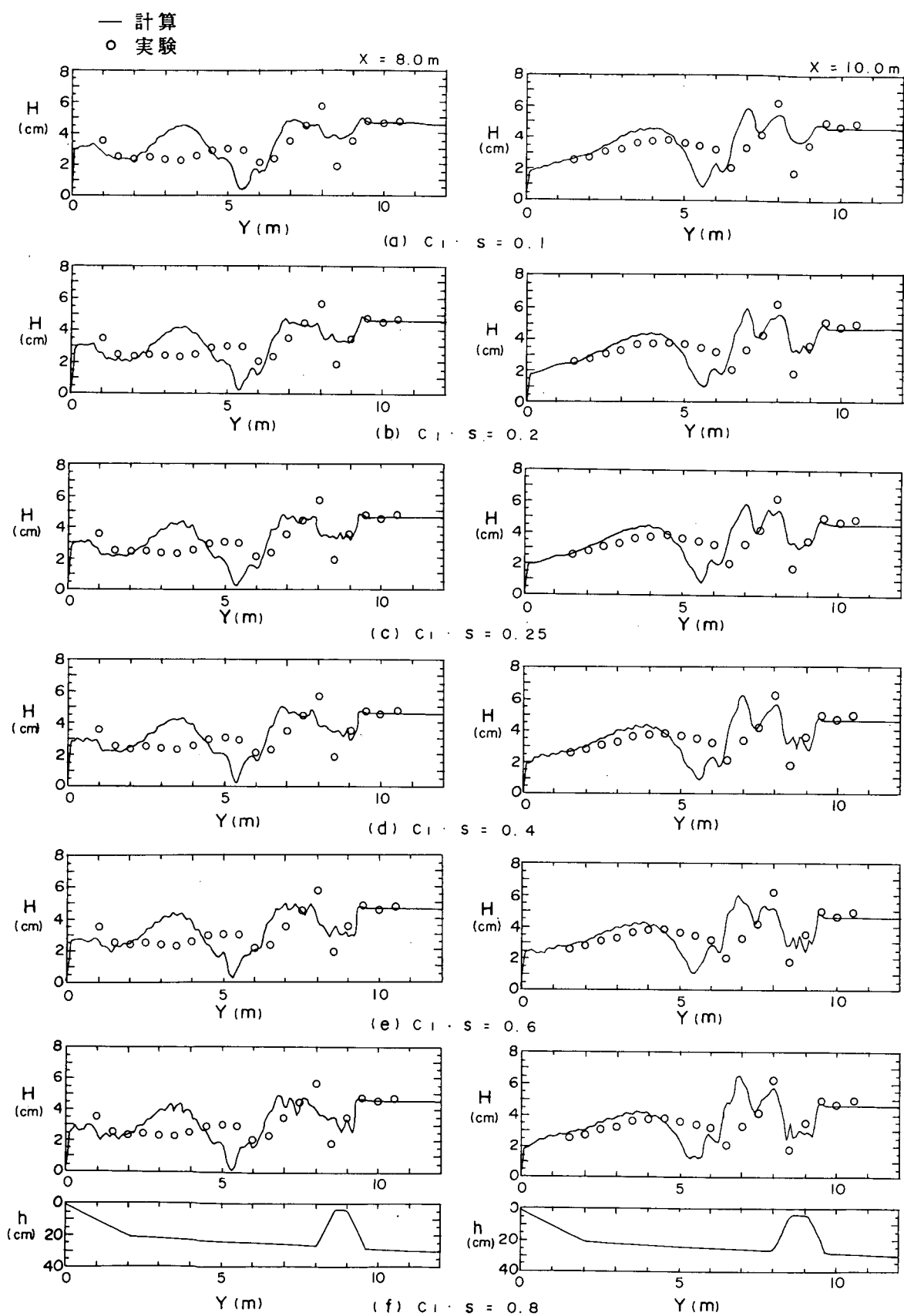


図-3.7 岸沖方向波高分布の比較 ($C_1 \cdot s$ をパラメータとする)

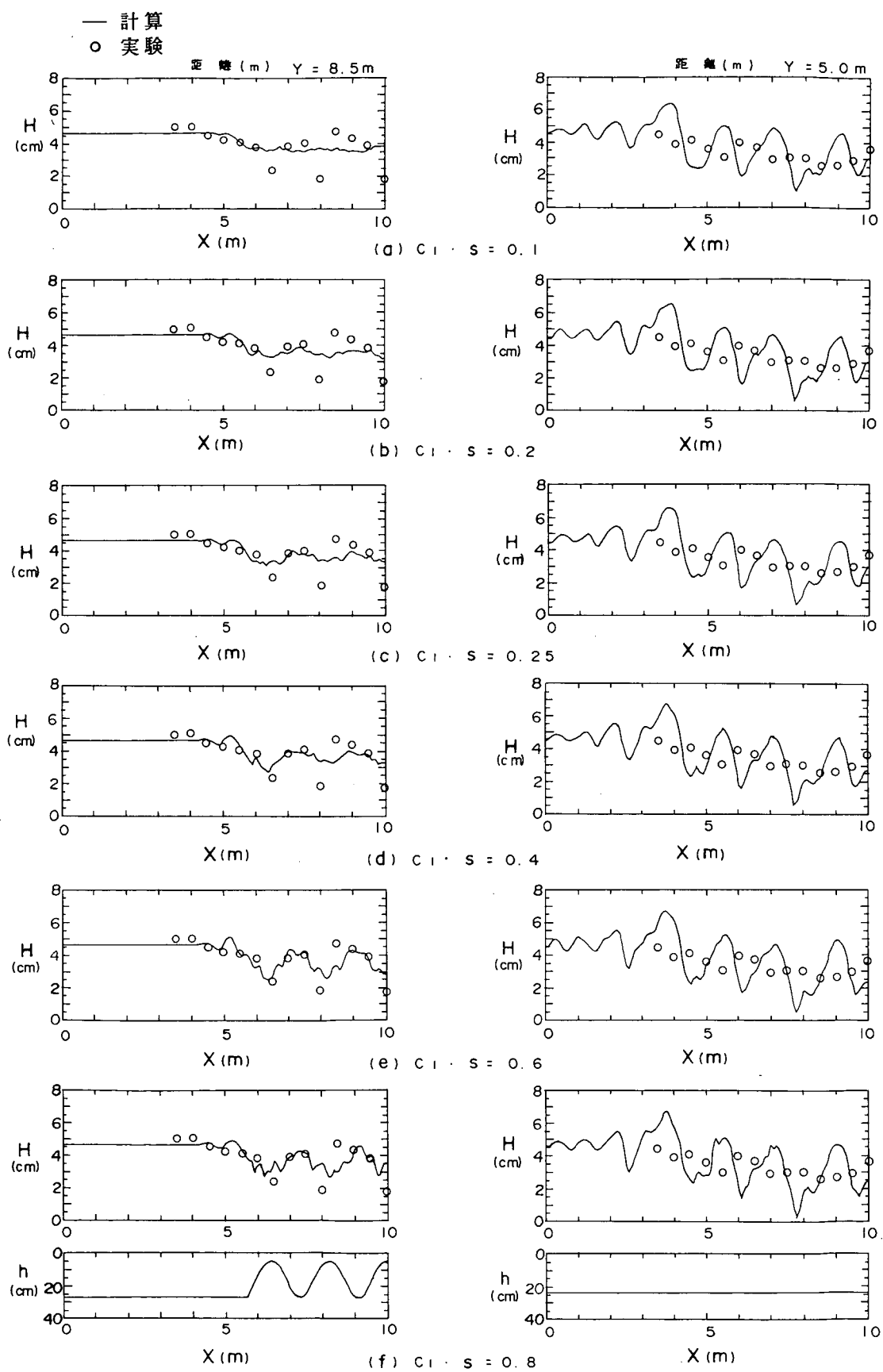


図-3.8 沿岸方向波高分布の比較 ($C_1 \cdot s$ をパラメータとする)

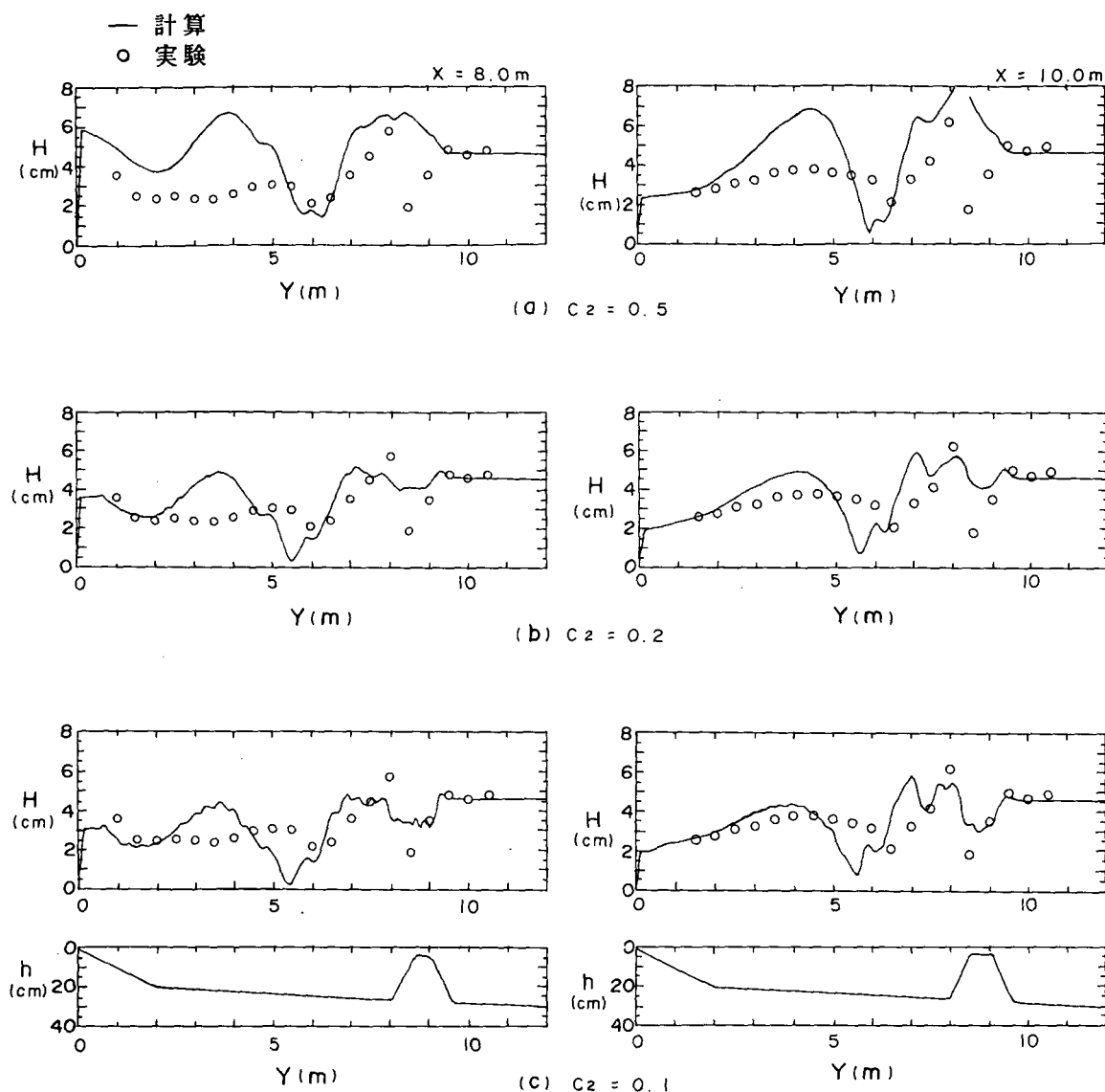


図-3.9 岸沖方向波高分布の比較
(C_2 をパラメータとする)

っている。また、計算値は実験値に比べて、変化が大きく分布が複雑である。これは、計算の場合、レンズマウンド付近での波高の細かな変化の影響が岸側にまで伝播するためと考えられる。しかしながら、全体的には計算結果は実験結果をよく説明していると言える。

海浜流ベクトルの計算値と実験値を図-3.13に示す。レンズマウンド上において岸向きの強い流れが生じ、その流れが開口部を経由して沖合へと流出する状況は、計算と実験とではほぼ一致している。また、汀線付近においては、実験、計算とも弱い流れとなっており、両者はよく似ている。しかしながら、左右の開口部から沖合に向かう流れの流速については、計算値は実験値の1/2～1/3となっている。このように水深が深い場所での計算値は実験値より過小となる。この理由は、計算では水深方向に平均した流速値を求めているのに対し、実験では表面流速が測定されていることが指摘される。水深が浅くなると、流速が水深方向に一樣な分布に近づくから、平均流速と表面流速の差が小さくなると考えられる。

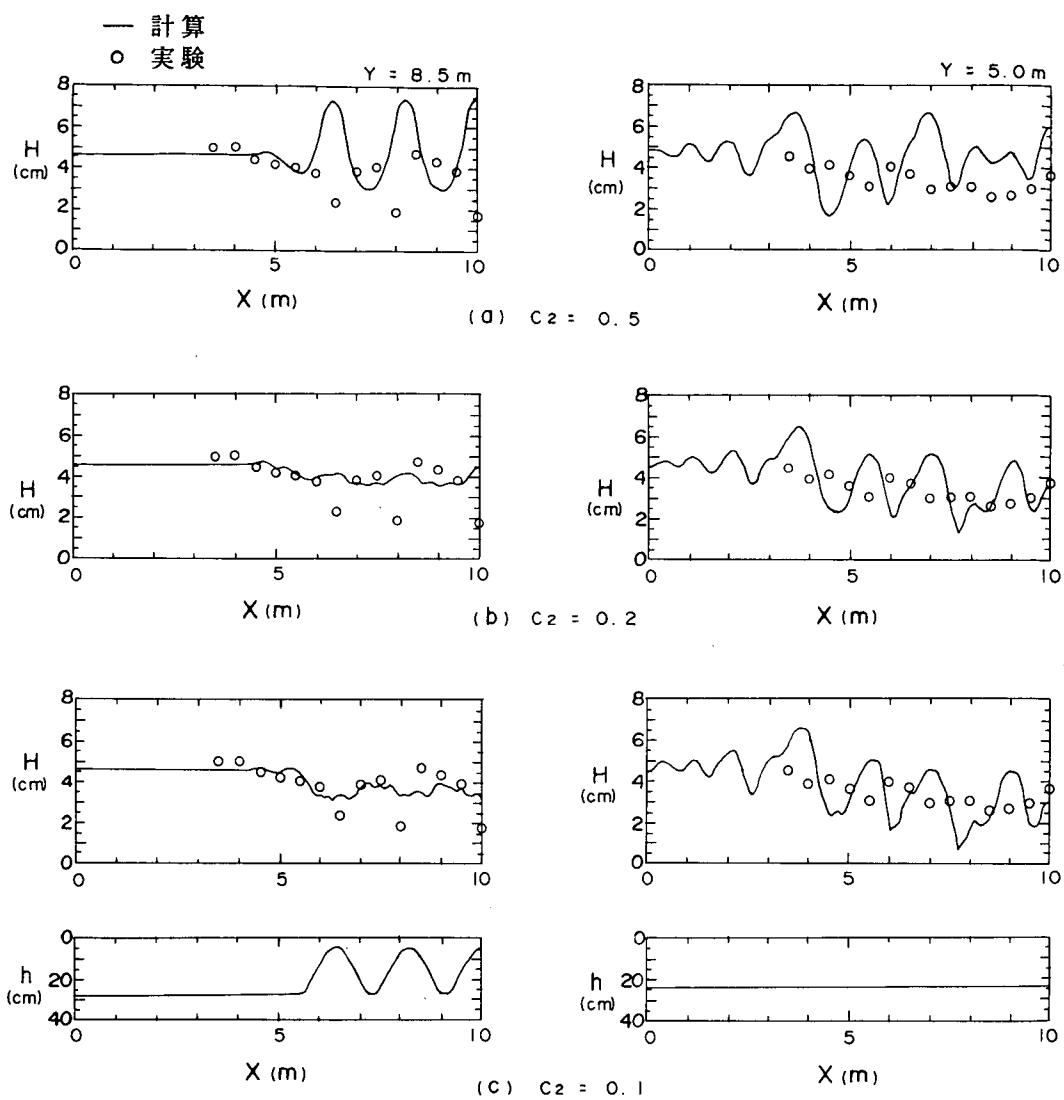
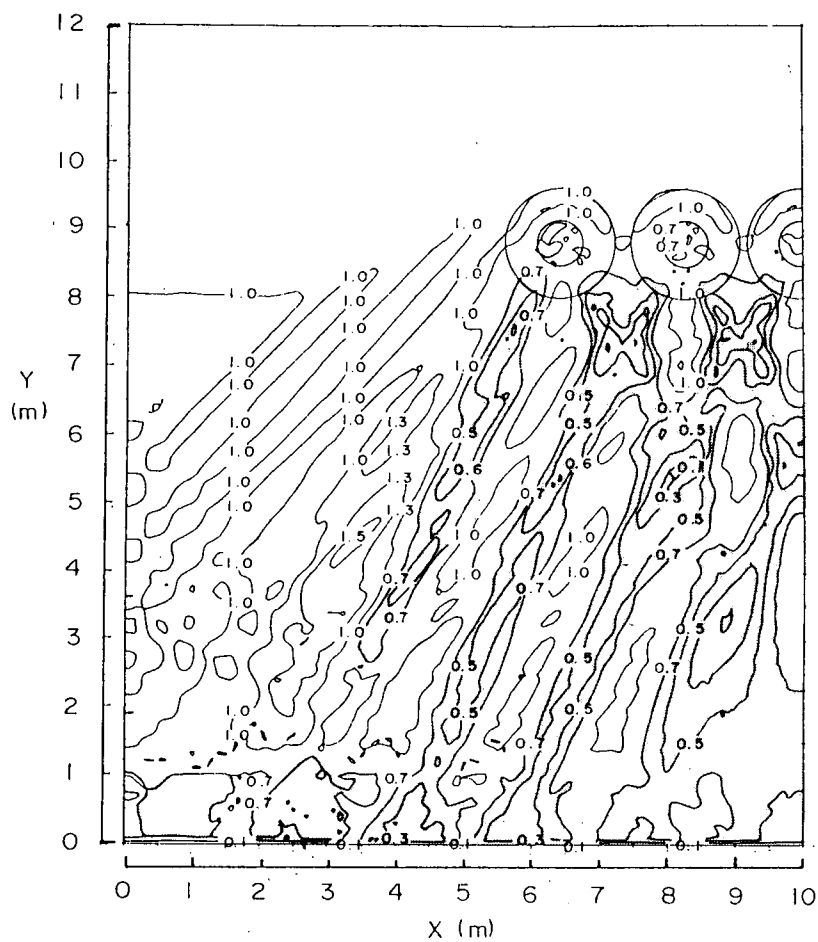


図-3.10 沿岸方向波高分布の比較
(C_2 をパラメータとする)

(a) 計算結果



(b) 実験結果

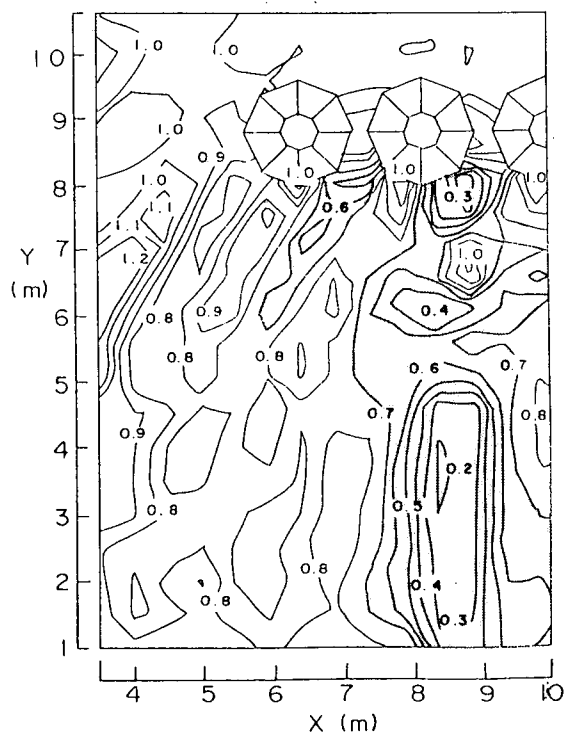
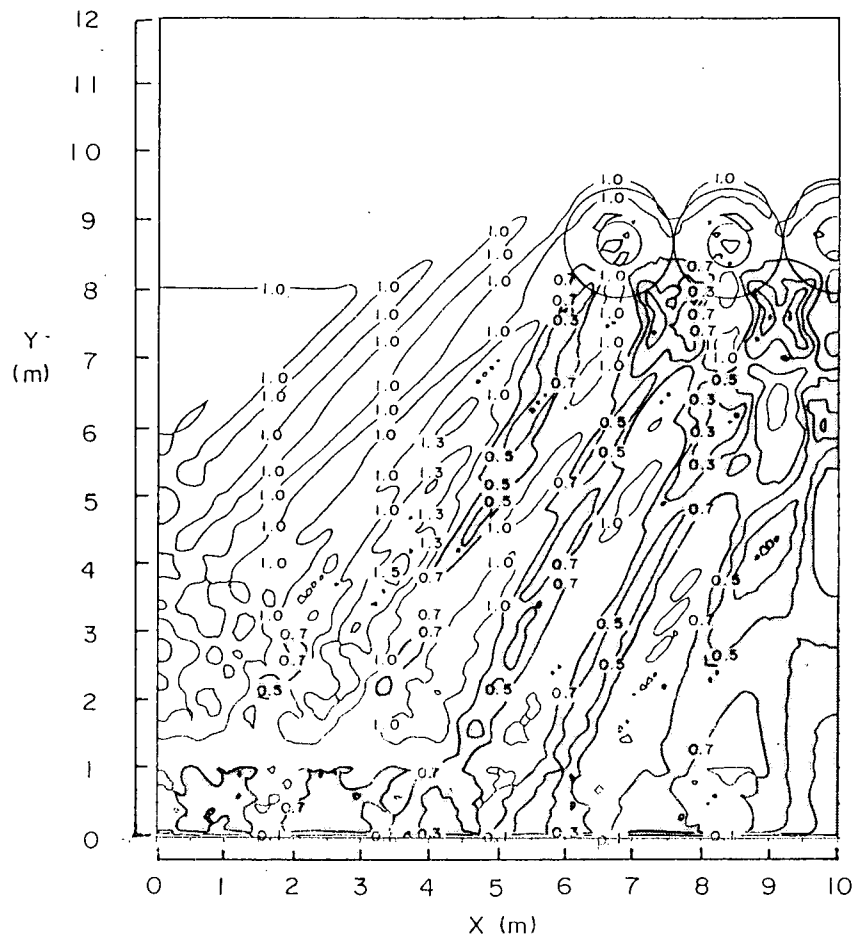


図-3.11 波高比分布の比較 ($W/B = 0.1$)

(a) 計算結果



(b) 実験結果

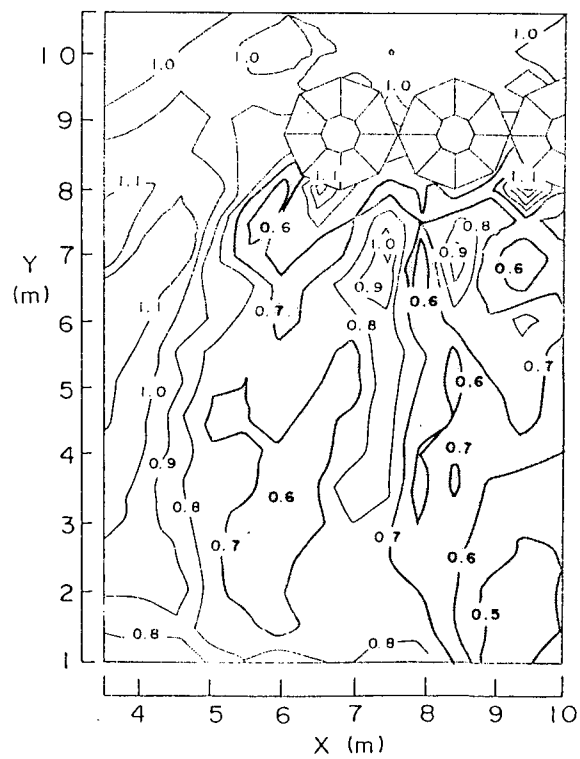
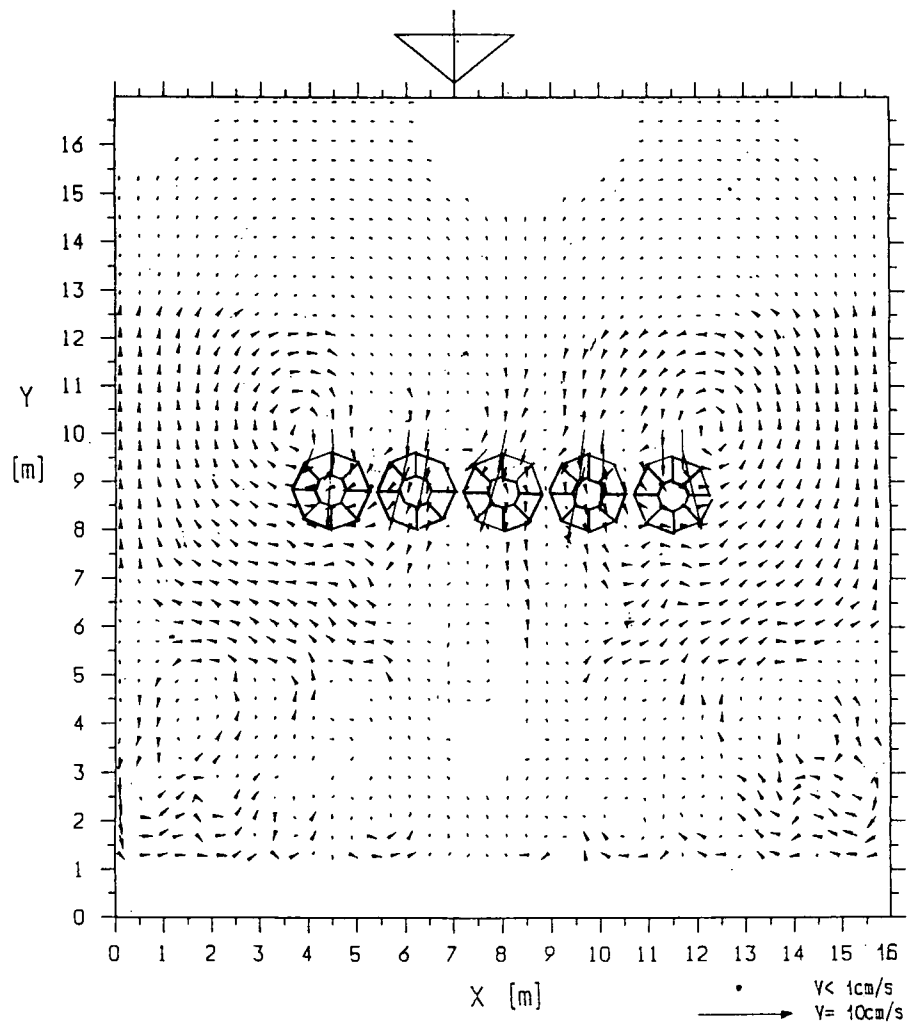
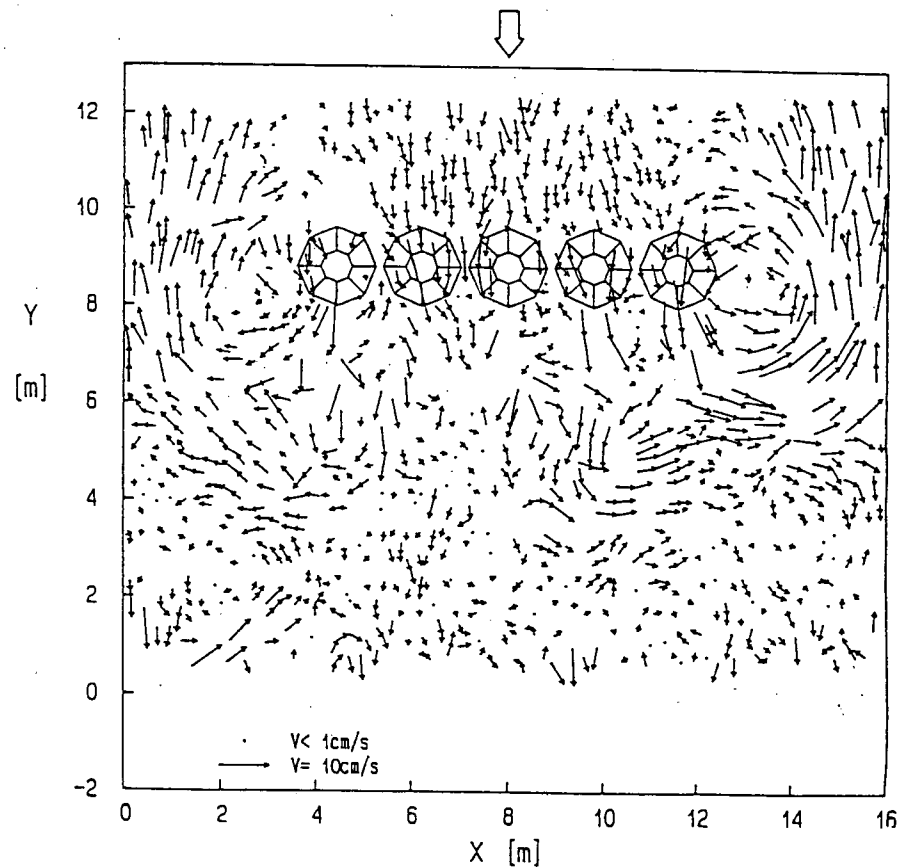


図- 3.12 波高比分布の比較 ($W/B = 0.0$)



(a) 計算結果



(b) 実験結果

図-3.13 海浜流の流況の比較

3.4 ま と め

- ① 角錐台 ($B_1/B = 0.40$) の場合, 透過率を $K_T \leq 0.6$ とするには天端水深 R を $R/H_0' = 0.5$, 堤体底幅 B を $B/L \geq 0.8$ とすればよい。また, 堤体底幅, 天端水深が同じ場合, 角錐台は球面浅瀬より堤体容積が約 10% 小さくて済み, 消波効果は同じである。
- ② 角錐台の反射率は小さく 0.3 程度であり, 海域制御構造物の基準 ($K_R < 0.5$) を満足する。
- ③ 放物型モデルによれば, レンズマウンド周りの波高分布をかなり良好に計算できる。また, 平面 2 次元モデルによる海浜流の計算結果は, 実験結果をかなりよく説明できる。以上の点より, レンズマウンドの配置計画の検討手法として, 数値モデルの有効性が確認された。

参 考 文 献

- 合田良実・鈴木康正・岸良安治・菊地 治 (1976): 不規則波実験による入・反射波の分離推定法, 港湾技術研究所資料, No.248, pp. 1 ~ 24.
- 平口博丸・丸山康樹 (1986): 斜め入射波に対する放物型方程式の適用性の拡張, 第 33 回海岸工学講演会論文集, pp. 114 ~ 118.
- 建設省土木研究所海岸研究室 (1987): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(2), 土木研究所資料, 第 2510 号, pp. 46 ~ 56.
- 建設省土木研究所海岸研究室 (1988): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(7), 土木研究所資料, 第 2661 号, pp. 97 ~ 102.
- 建設省土木研究所海岸研究室 (1989): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(9), 土木研究所資料, 第 2788 号, pp. 23 ~ 37.
- 宇多高明・坂野 章・竹淵 勉 (1989): 人工リーフ周りの流れと地形変化に関する検討, 土木学会第 44 回年次学術講演会講演概要集, pp. 736 ~ 737.
- 建設省土木研究所海岸研究室ほか (1990): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(10), 共同研究報告書, 第 37 号, pp. 23 ~ 42.

第 4 章 H 型スリット板式海域制御構造物の波、
流れ、漂砂制御効果に関する実験的検討

建設省土木研究所海岸研究室	室 長	宇 多 高 明
	研究員	小 俣 篤
戸田建設株式会社土木技術開発室		北 村 律 太 郎
		梅 田 宏
		添 田 弘 基
		佐 藤 敏 文
		西 山 桂 司
新日本製鐵株式會社鉄構海洋事業部		山 本 諄
		盛 高 裕 生
		木 村 秀 雄
		高 橋 陽 一



4.1 ま え が き

H型スリット板式海域制御構造物は、透過鉛直板と透過水平板とを組合わせた消波構造物である。この構造物の2次元的な意味における消波特性は、これまでの研究によりほぼ明らかにされている（建設省土木研究所，1987 a，1987 b，1988）。しかしながら構造物の平面配置の検討においては、構造物を平面的に設置した条件での消波効果や流れ、さらには漂砂制御機能などの特性についてあらかじめ十分な情報を得ておく必要がある。本研究では、構造物の開口幅や離岸距離を変えた場合の消波効果、流れの状況、および漂砂制御機能について、平面水理模型実験により検討する。また、海浜変形に関しては、汀線変化モデルを用いた計算を行い、実験値と計算値を比較して計算の妥当性を検討する。

4.2 実験方法

実験には、幅16 m、長さ20 mの平面水槽を用いた（図-4.1参照）。海浜模型は汀線より1 mの間を1/10勾配、それより沖側を1/50勾配の複合勾配とし、平坦部の水深は40 cmとした。実験は固定床実験6ケースと移動床実験1ケースからなる（表-4.1）。固定床実験での構造物配置は図-4.1に示すようである。ケース①は単堤であり、ケース②～④では、離岸距離を6 mに固定して開口幅を変化させた。また、ケース⑤、⑥では堤長を4.11 mに固定して離岸距離を3, 9 mと変えた。固定床はモルタル製であり、移動床には中央粒径 $d_{50}=0.28$ mmの砂を用いた。模型の縮尺は1/50とし、沖波波高 $H_0=5.0$ cm、 $T=1.27$ 秒の規則波を作用させた。構造物模型にはこれまでの消波実験の結果から、実験条件における構造物の透過率と反射率がそれぞれ0.5, 0.32となる諸元を採用した。

波高測定には容量式波高計を用い、沿岸方向は構造物中心から開口部中心まで、岸沖方向は汀線から構造物の沖側3 mまでの範囲を0.5 m間隔で測定した。また、2成分電磁流速計を用いて構造物周辺と、構造物・開口部中心を通る岸沖方向断面の平均流速を測定した。流速の測定点は、構造物周辺では底面上1.5 cmより静水面下3.5 cmの間に5点配置し、その他の場所では底面上1.5 cmより静水面下3.5 cmの間に2点配置した。波高と流速データの測定時間間隔は50 m secとし、約20波計測し平均波高を算出した。流況は約2 cm角のベニヤ合板をフロートとして用い、フロートの動きをビデオ撮影して求め

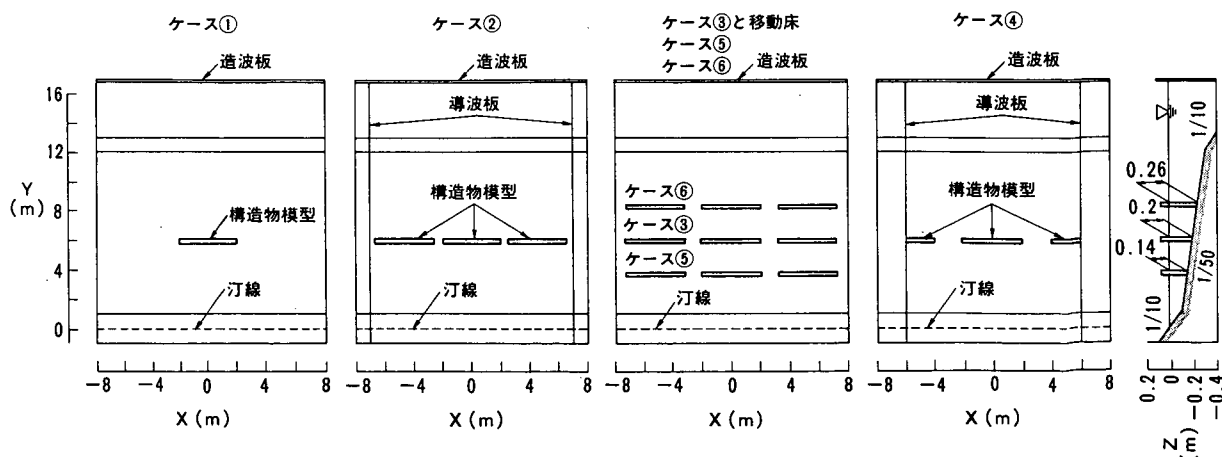
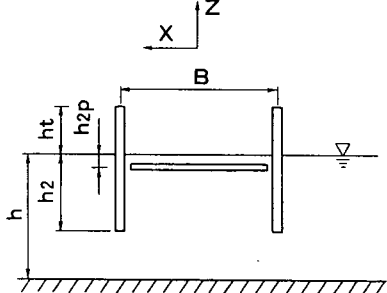


図-4.1 実験装置

表-4.1 実験ケース一覧

実験種別	ケース	離岸距離 Y_r (m)	開口幅 W (m)	設置水深 h (m)	堤長 l (m)
固定床	①	6	—	0.2	4.11
	②	6	0.6	0.2	4.11
	③	6	1.22	0.2	4.11
	④	6	2.0	0.2	4.11
	⑤	3	1.22	0.14	4.11
	⑥	9	1.22	0.26	4.11
移動床		6	1.22	0.2	4.11
堤体の構造諸元 鉛直板空隙率=0.2 水平板空隙率=0.1 $h_2/h = 0.7$ $h_{2P}/h = 0.2$ $B/L = 0.15$ $h_t = 0.1h$ 					

た。移動床実験ではケース③と同一の諸元で波を6時間作用させた。海底地形および汀線形は実験開始前、造波を開始してから1, 2, 4, 6時間後に、また、波高分布と流況は造波開始6時間後に測定した。

4.3 実験結果

4.3.1 固定床実験

(1) 波高分布

ケース①(単堤)の波高分布を図-4.2に示す。宇多ら(1987)は構造物の消波効果を表す指標として、入射波高に対する波高比が0.7以下となる領域を静穏域と定義した。この定義に従うと、ケース①の入射波高は4.9 cmであるから、静穏域は波高が約3.4 cm以下の範囲となる。静穏域は構造物の背後では構造物幅よりやや広いが、岸側になるほど狭くなる。これは、開口部から回折波が構造物の遮蔽域へと進入するためである。同じデータより岸沖および沿岸方向の波高分布をまとめると図-4.3となる。構造物の設置範囲外の $x = -4$ m断面では浅水変形により波高が増大するのみである。一方、構造物の中央を通る断面($x = 0$ m)では構造物により明らかに波高が低減している。沿岸方向の波高分布に関しては、 $y = 5.5$ m断面で構造物による波高の低減効果が顕著である。また、 $y = 4.5$ mより岸側では回折波が進入するため波高の低下が少なくなっている。

次に、離岸距離を6 m、堤長を4.11 mと固定して開口幅を変化させたケース②~④の波高分布を図-4.4に示す。開口幅が最も狭いケース②の静穏域は構造物と同じ幅で汀線付近まで広がっており、開

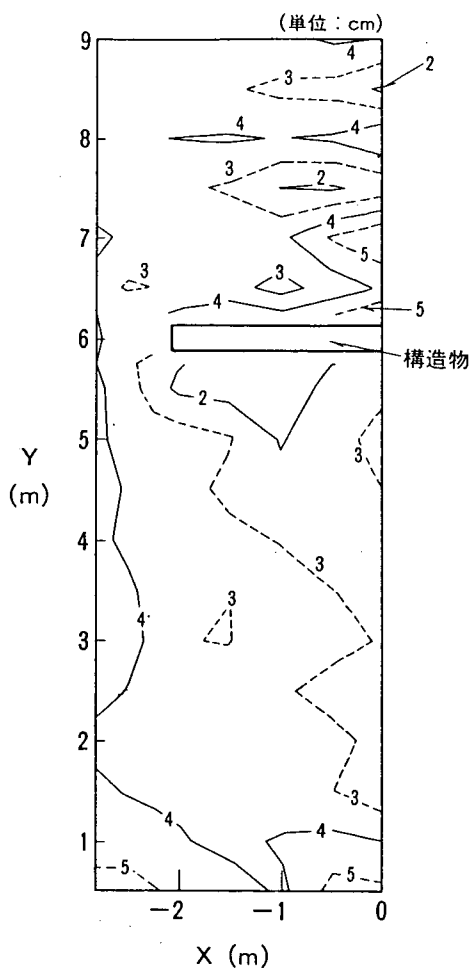


図-4.2 波高の平面分布(ケース①)

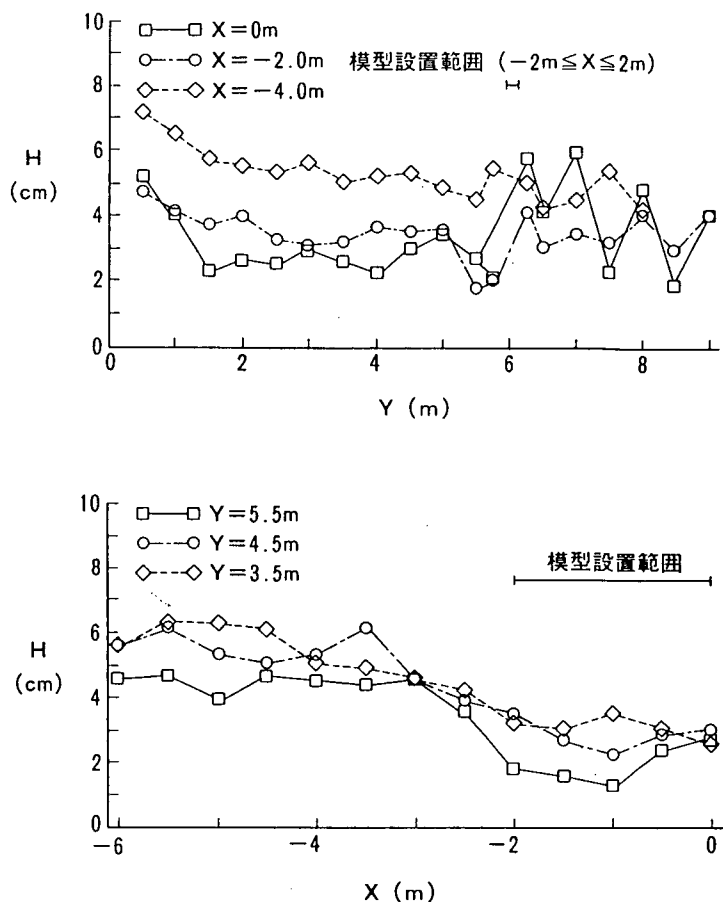


図-4.3 代表断面に沿う波高分布形の比較
(ケース①)

口幅を狭くした効果が見られる。ケース③では透過波と開口部からの入射波が重なったため波高があまり低下していない。一方、ケース④の静穏域は、ケース③のそれに比較して広い。また、ケース④では開口部背後で透過波と開口部からの入射波の干渉によって波高の低下領域がある。ここで、波高分布の比較が容易になるように岸沖方向に2測線を選び、各ケースの波高分布を比較してみた(図-4.5)。 $x = 0.0\text{ m}$ 断面は構造物中央を通るため開口幅の相違の影響はそれほど顕著ではない。開口部近傍の $x = -2\text{ m}$ 断面では、開口幅が狭いときほど汀線付近での波高低下が著しい。これは開口部から進入する波のエネルギー自身が減少したことで、回折により沿岸方向へ波のエネルギーが広がったためである。

構造物の規模が同一でも、離岸距離が変わると波高分布も大きく変化する。そこで、堤長と開口幅がケース③と同じで離岸距離のみ異なるケース⑤、⑥の波高分布を図-4.6に示す。ケース⑤、⑥の入射波高はそれぞれ 5.0 cm 、 4.8 cm であるから静穏域は波高がそれぞれ 3.5 cm 、 3.4 cm 以下の範囲となる。ケース⑤の静穏域は構造物から岸方向へ 1.5 m の間の範囲に限られ、汀線に近づくにしたがい浅水変形により波高の増大がみられる。一方、ケース⑥では構造物背後の広い区域が汀線付近の一部を除いて静

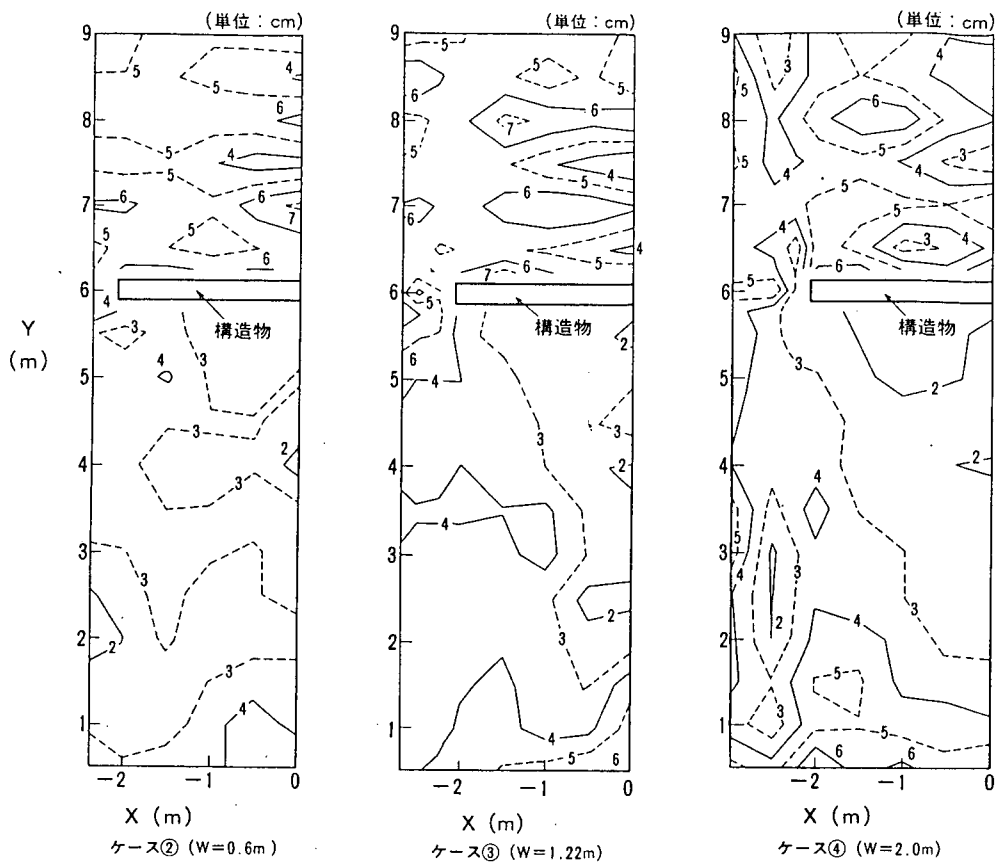


図-4.4 波高の平面分布の比較 (ケース②~④)

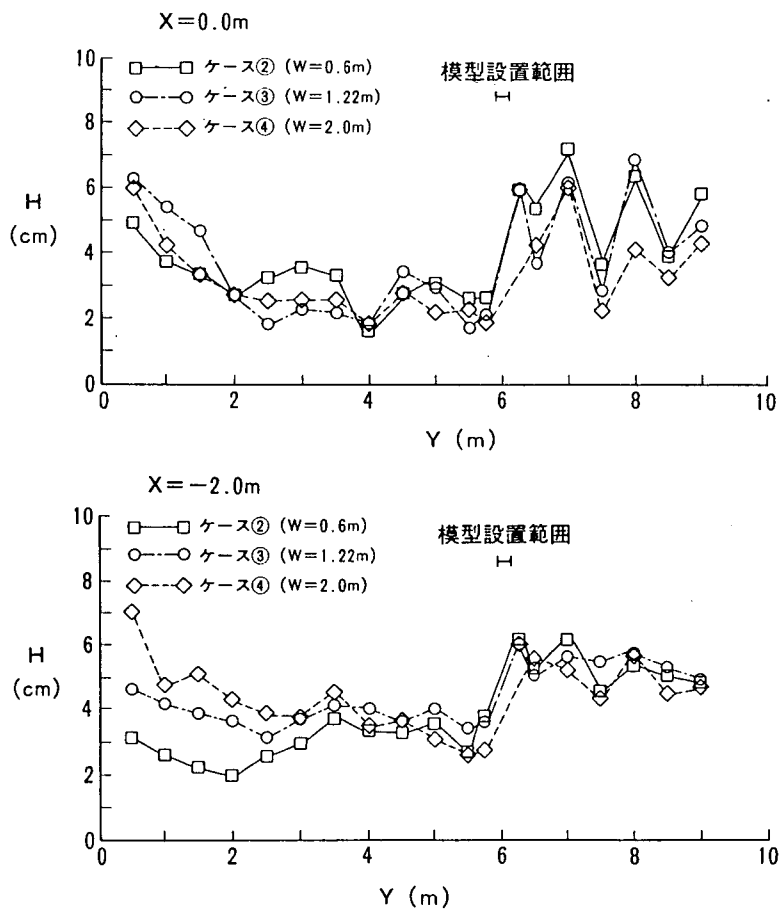
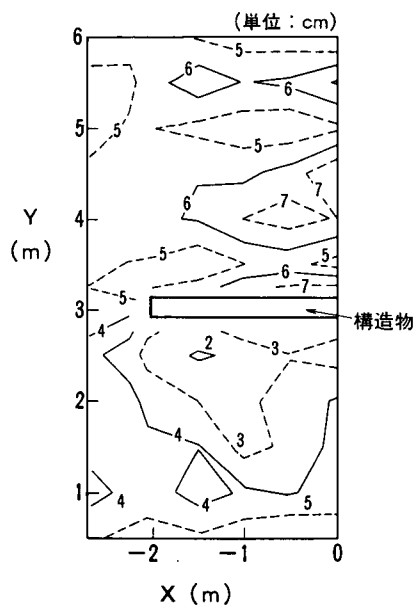
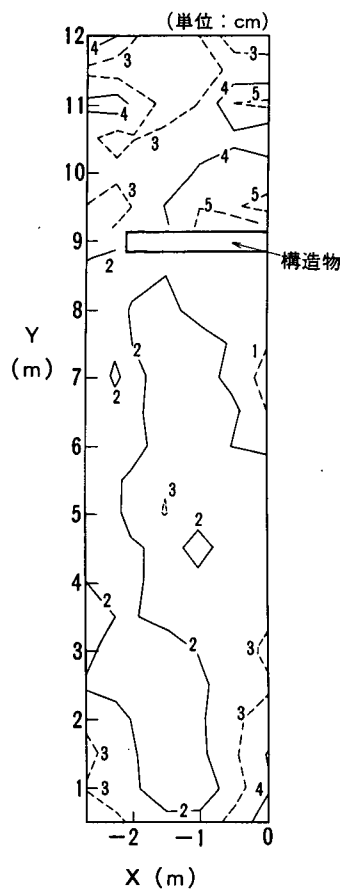


図-4.5 岸沖方向の波高分布の比較 (ケース②~④)



ケース⑤



ケース⑥

図-4.6 波高の平面分布の比較 (ケース⑤, ⑥)

穏域となった。

さらに、次式で定義する静穏域の面積比 S を用いて、離岸距離と静穏域の関係を調べた。

$$S = \frac{\text{静穏域の面積}}{\text{堤長} \times \text{離岸距離}} \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

離岸距離と波長の比 Y_r/L と S の関係を図-4.7 に示す。ここに、波長は構造物位置での水深における値である。実験の範囲内では $Y_r/L \approx 5$ の場合に静穏域が最大となり、離岸距離が大きいほど静穏域は広がる。

(2) 流 況

ケース①の流況を図-4.8 に示す。汀線付近において、構造物端部から中央に向かう沿岸流が中央で会合し、構造物と汀線の間で一對の循環流を形成する。また、構造物の沖側では沖向き流れが見られる。同様に

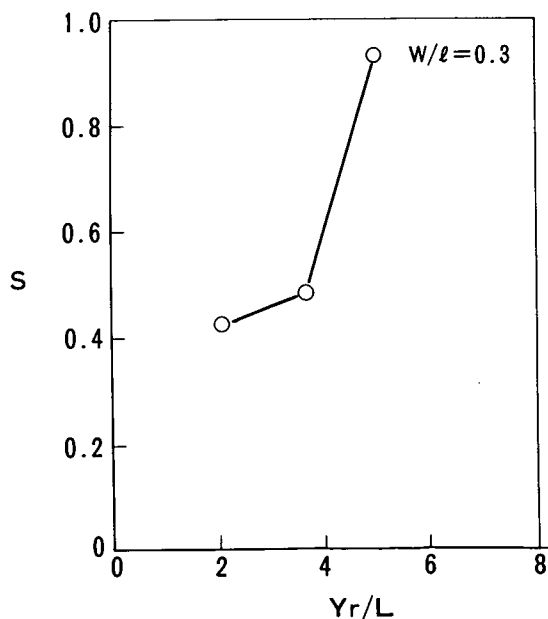


図-4.7 Y_r/L と S の関係

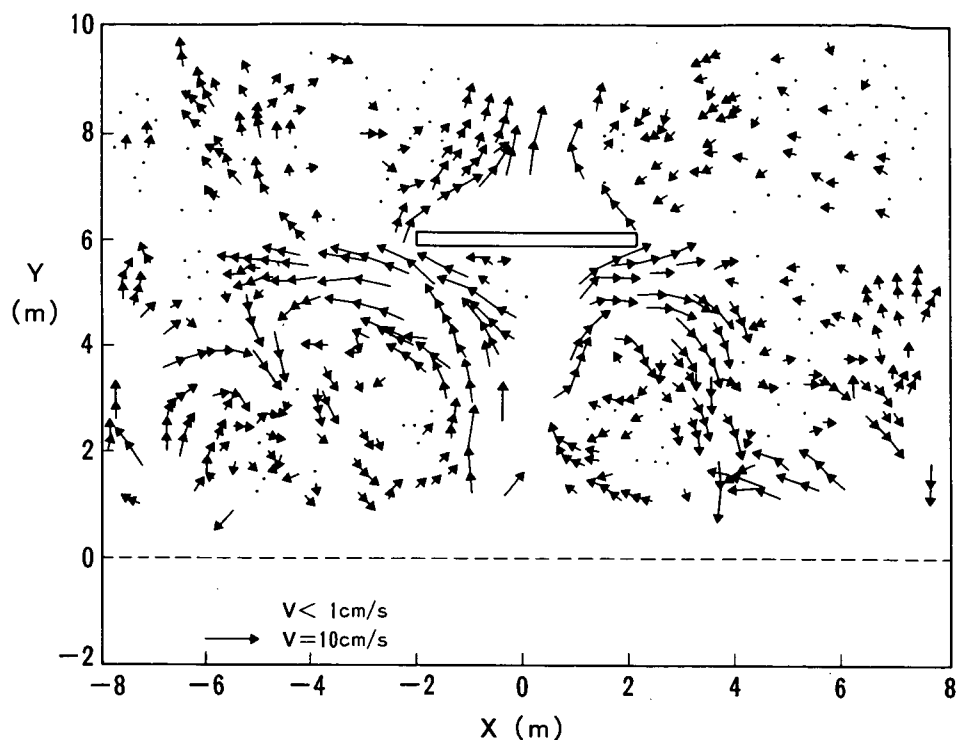


図-4.8 海浜流の流況 (ケース①)

平均流速の平面分布を図-4.9に示す。構造物中央背後の汀線付近から構造物端部に向かう離岸流は、図-4.8の表面の流況と一致している。また、構造物中央背後の汀線付近の流れが最も強い。構造物脚部周辺の流れは構造物中央で小さく、端部で大きくなっている。このことは、構造物脚部での局所洗掘が端部ほど大きいことを示唆する。

距離を固定して開口幅を変化させたケース②～④の流況を図-4.10～4.12に示す。開口幅が最も小さいケース②(図-4.10)では構造物の岸側の区域に循環流は見られず、流れがよどんだ状況を呈する。ケース③(図-4.11)では $x \approx -2$ m 付近で循環流が形成され始めている。開口幅が最も広いケース④(図-4.12)では波高分布が左右

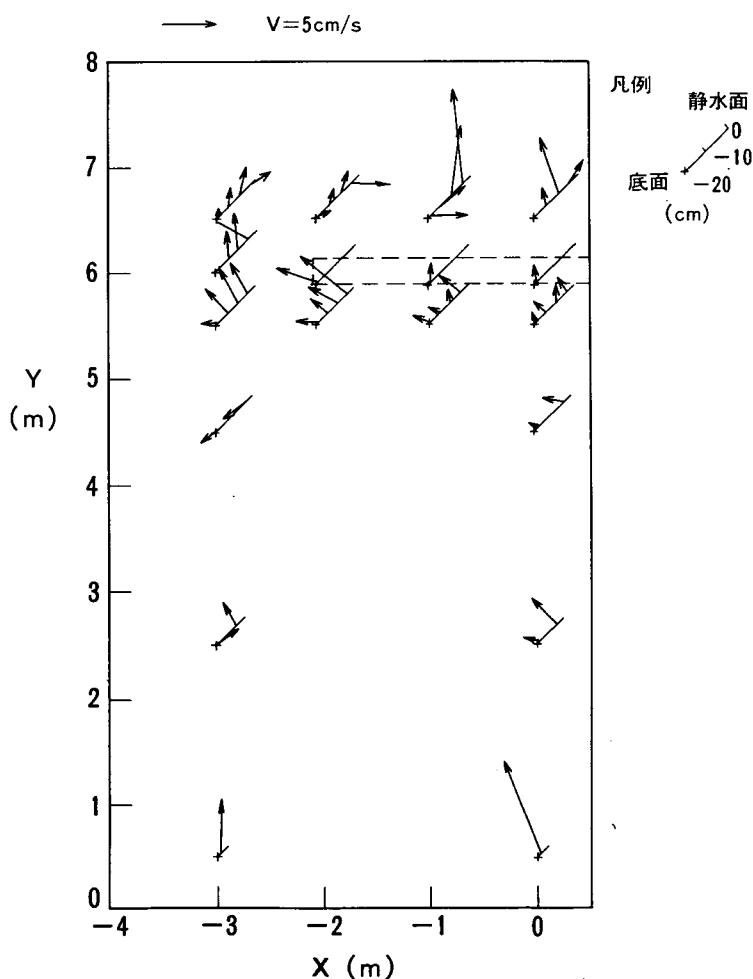


図-4.9 平均流速の平面分布 (ケース①)

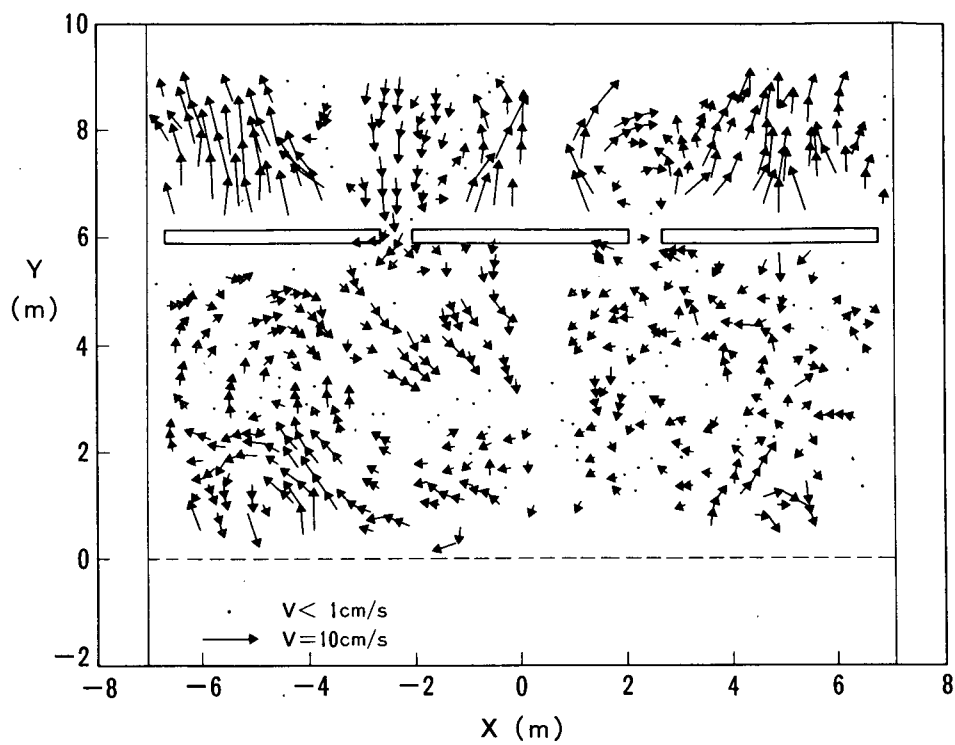


図-4.10 海浜流の流況（ケース②）

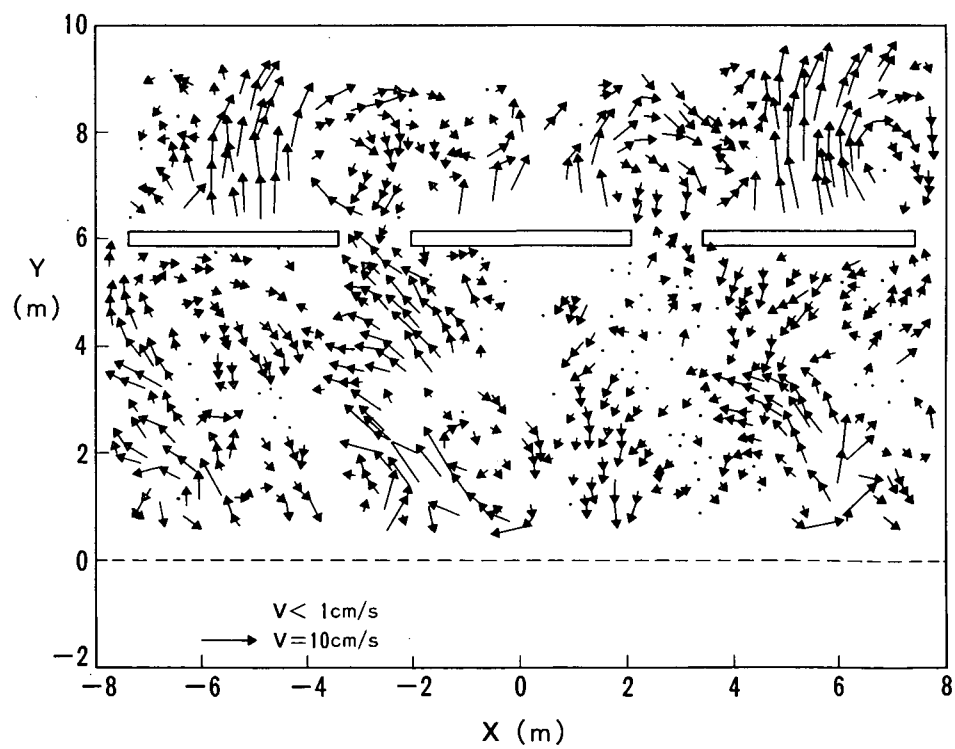


図-4.11 海浜流の流況（ケース③）

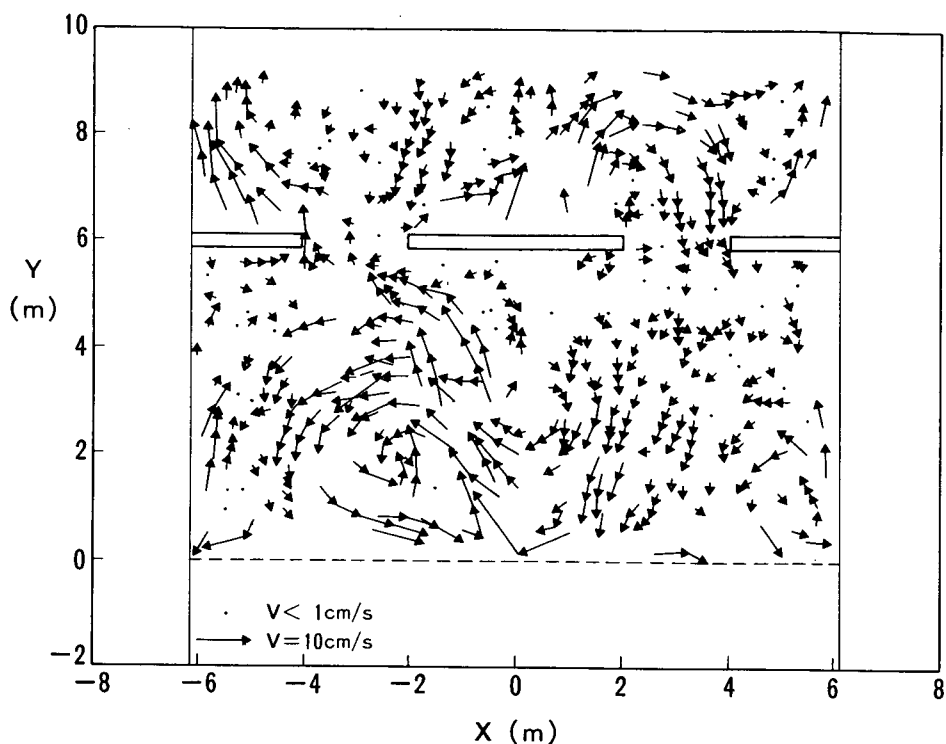


図-4.12 海浜流の流況（ケース④）

対称でないために軸がやや左へ移動しているが、一対の循環流が形成された。このような流況の差違は、開口幅を次第に広くすると、開口部から回折波の進入が著しくなり、これによって構造物背後の波高差が大きくなることに起因する。次に、ケース②～④の平均流速の平面分布を図-4.13～4.15に示す。開口部における冲向き流速は開口幅の広いケース④で最も大きく、開口幅が狭くなるとともに小さくなる。その他の場所での流速には開口幅による顕著な差は見られない。

離岸距離を変えたときの流況変化として、ケース⑤、⑥の流況を図-4.16、4.17に示す。ケース⑤では構造物背後で一対の循環流を形成する。これに対し、ケース⑥では構造物背後の波高差

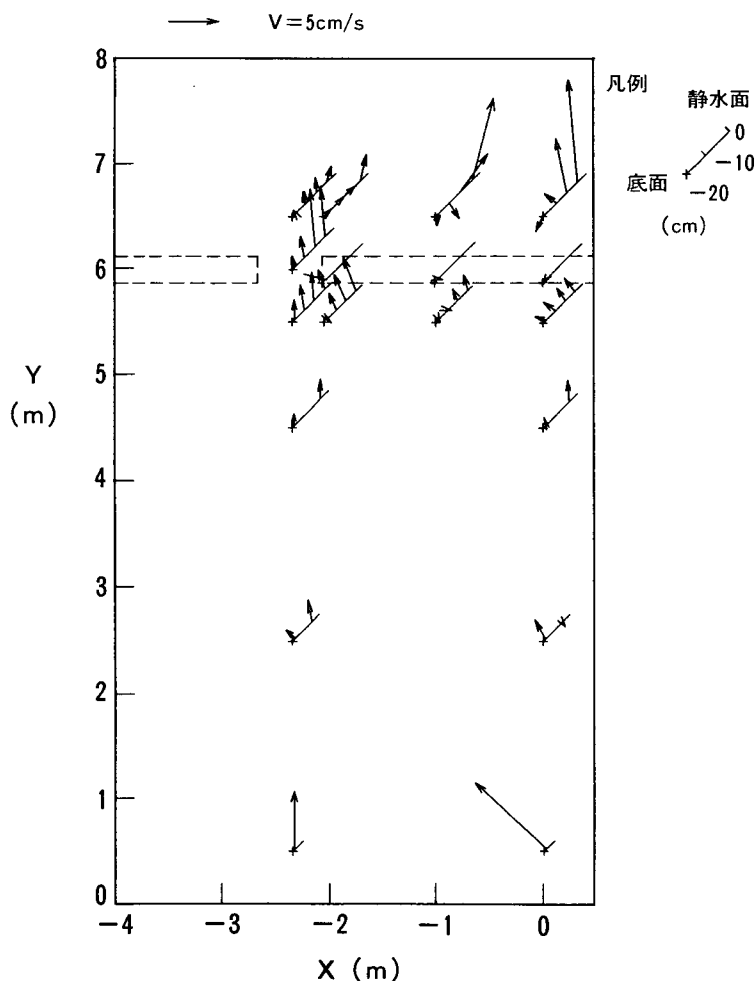


図-4.13 平均流速の平面分布（ケース②）

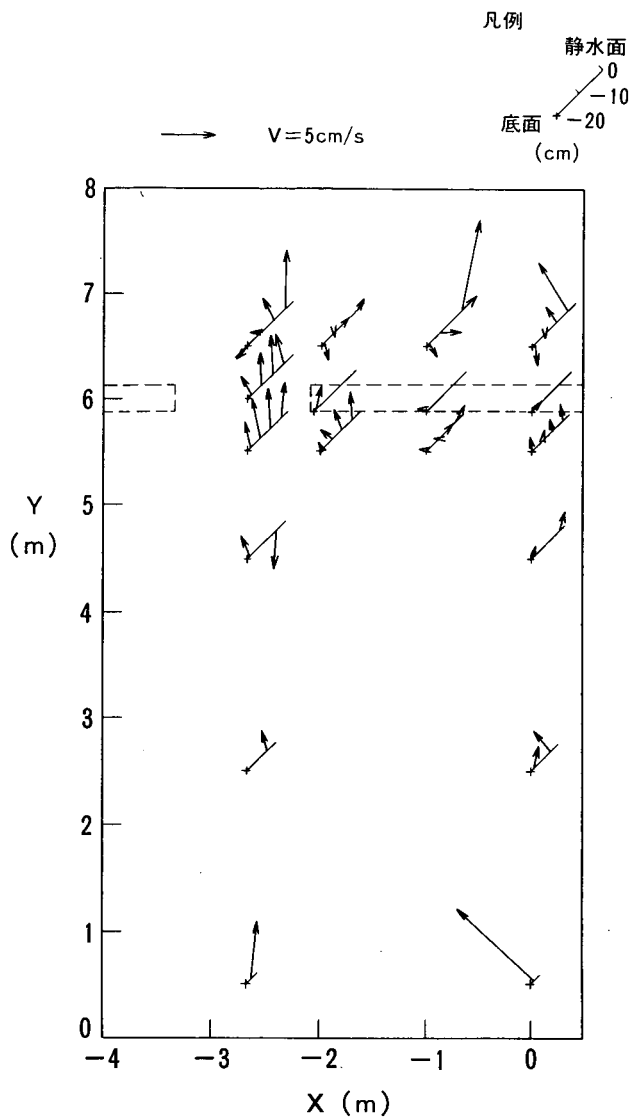


図-4.14 平均流速の平面分布 (ケース③)

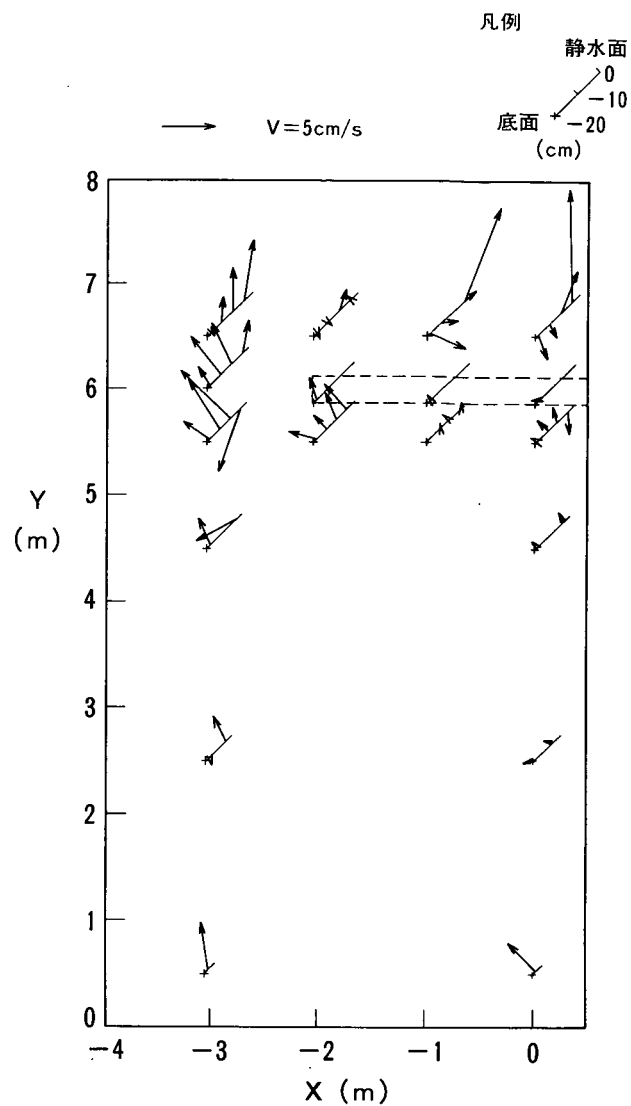


図-4.15 平均流速の平面分布 (ケース④)

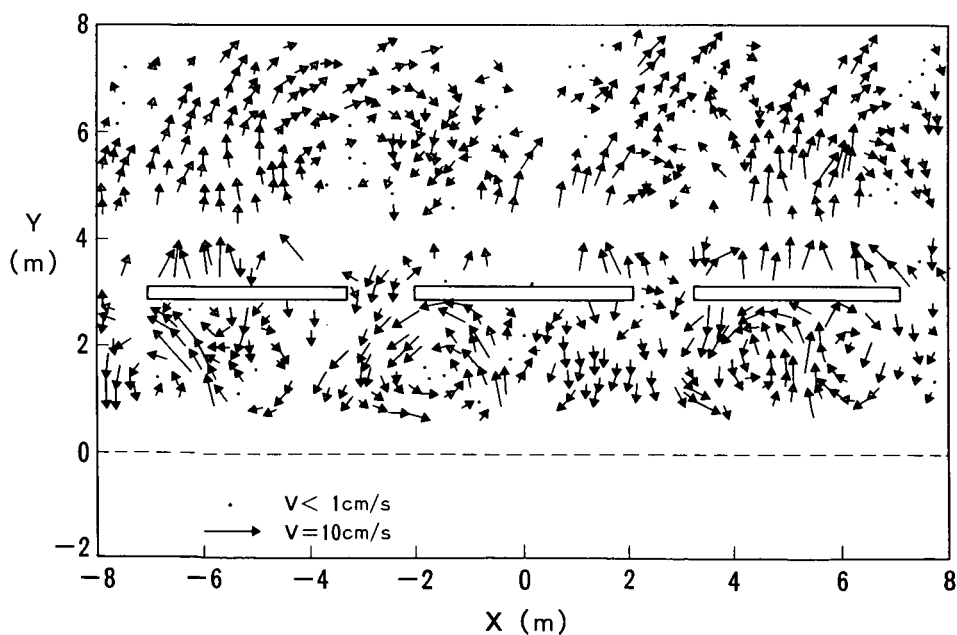


図-4.16 海浜流の流況 (ケース⑤)

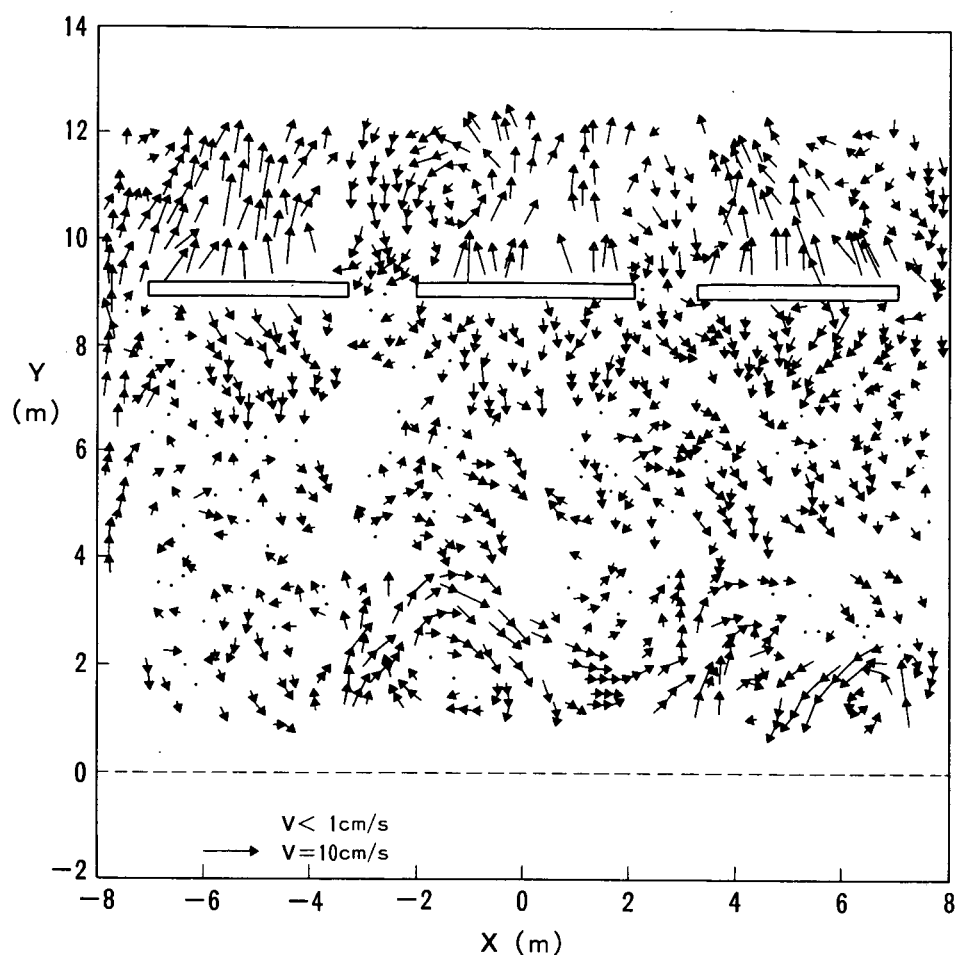


図-4.17 海浜流の流況（ケース⑥）

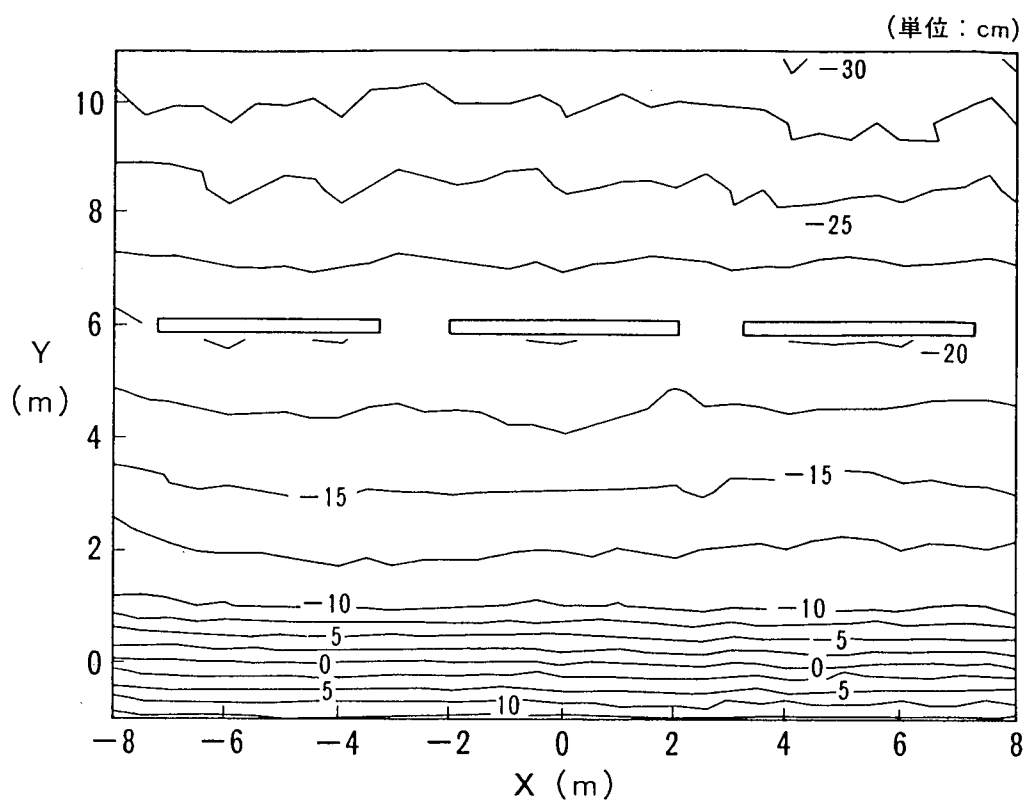
が小さいために明瞭な傾向を示さない。また、汀線付近では沿岸流が見られる。

4.3.2 移動床実験

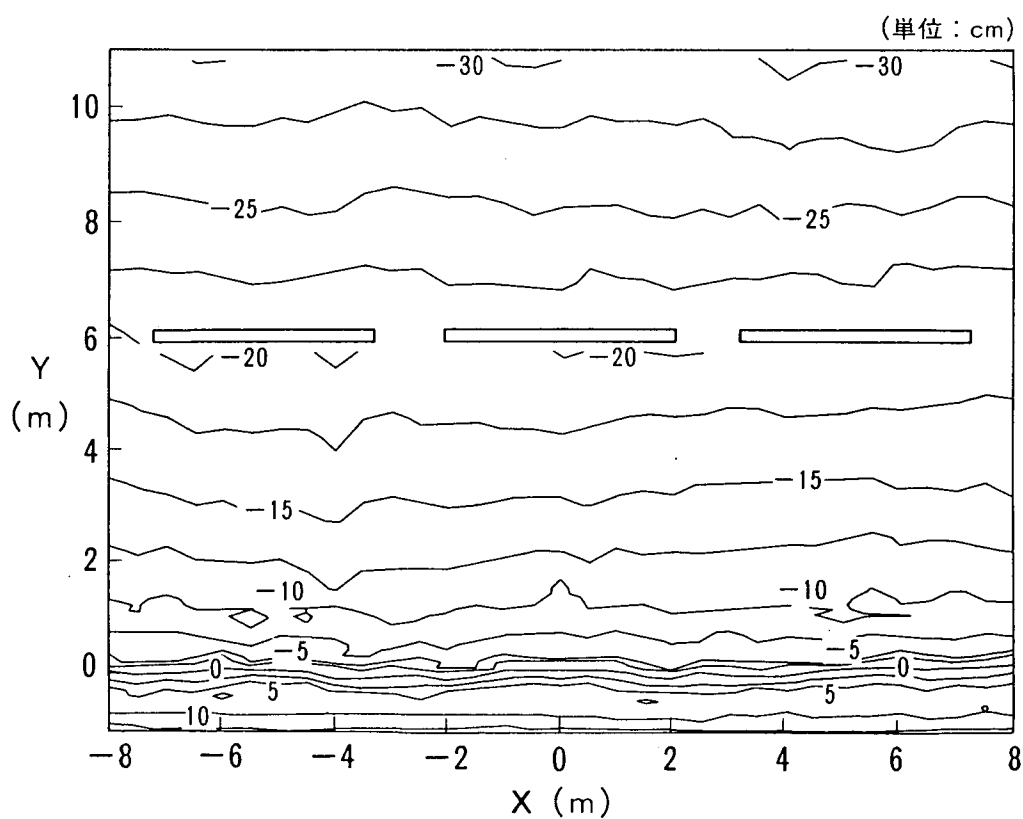
(1) 海浜地形変化

初期地形と6時間後の海浜地形を図-4.18に示す。構造物のごく近傍を除けば12.5 cm以深の地形変化は少ない。汀線付近では開口部背後が削られ、侵食された土砂が構造物背後に堆積している。

代表的に $x = 0$ m 断面と $x = 3.0$ m 断面とを選んで、海浜断面形の経時変化をまとめると図-4.19となる。構造物中心を通る $x = 0$ m 断面では前浜上と勾配変化点の沖に土砂が堆積している。 $Z = -5$ cm 付近では侵食されているが、全体としては明らかに堆積土砂量の方が多い。このことは、開口部より構造物背後へと土砂が運ばれて堆積したことを表している。これに対して開口部付近の測線 ($x = 3.0$ m) では汀線よりやや沖合が侵食され、一部前浜上に土砂が打ち上がっている。しかし、堆積量は侵食量に比べて少なく、沿岸漂砂によって構造物背後へと底質が輸送されたことを示している。



(a) 初期地形



(b) 造波開始 6 時間後の地形

図-4.18 初期形状と 6 時間後の地形

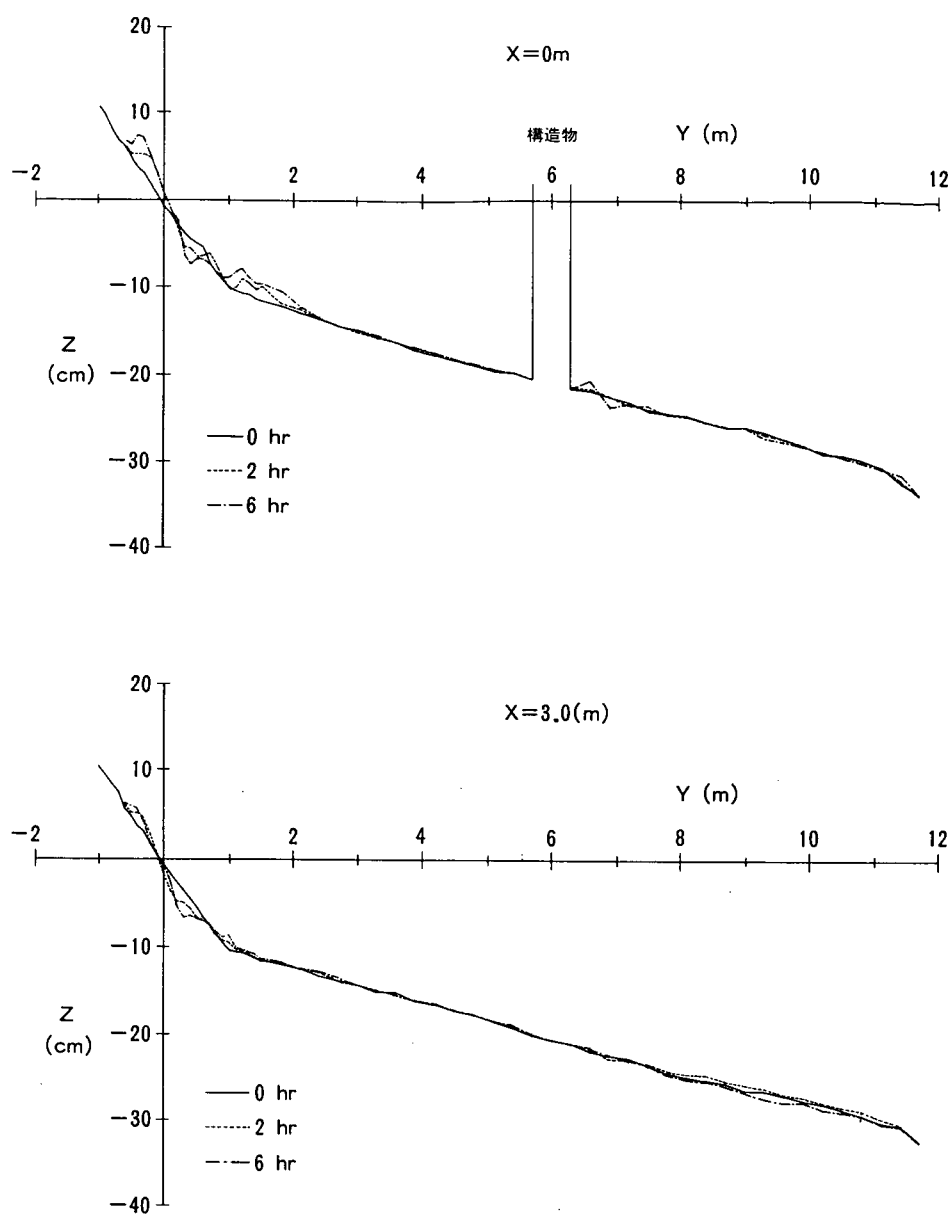


図-4.19 海浜断面形の変化

(2) 汀線の変化

汀線形の変化を図-4.20に示す。開口部背後で汀線は後退し、構造物背後で前進し、舌状砂州が形成された。汀線は構造物中心から左右に1.5 mの範囲で前進し、最大前進量は11 cmであった。一方、開口部中心から左右に13 mの範囲の汀線は後退し、最大後退量は14 cmであった。舌状砂州の形成は造波開始後1時間で始まり、汀線位置は2時間後にはほぼ安定状態となった。

(3) 波高分布

構造物周辺における造波開始後6時間の波高分布を図-4.21に示す。構造物中央の汀線付近の波高は、固定床実験(図-4.2)と比較して若干高いが、その他の区域では固定床実験と比べて0.5～1.5 cm程度低くなるとともに、波高3 cm以下の領域が構造物背後に広がり、背後の波高差が小さくなった。

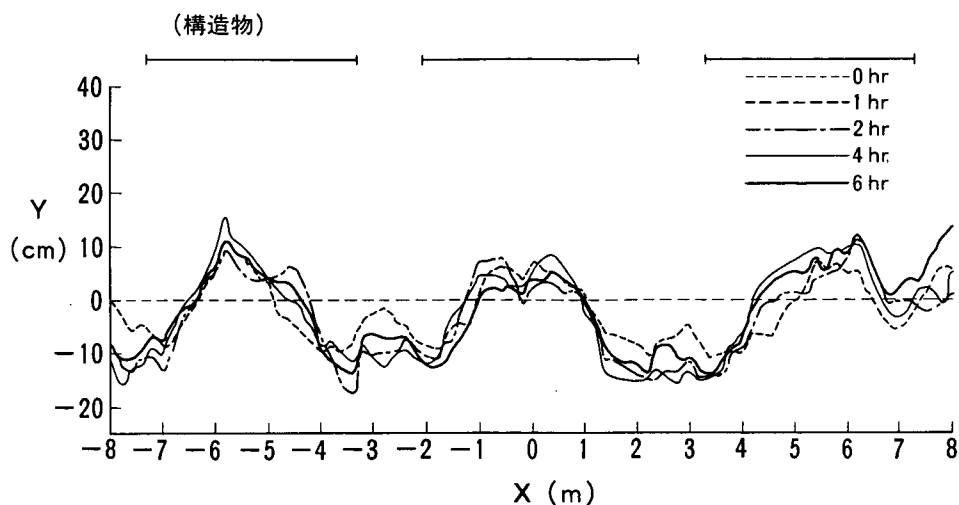


図-4.20 汀線変化図

ている。

(4) 流況

造波開始後6時間の流況を図-4.22に示す。波の作用により地形変化が生じ、汀線付近では波向と汀線がほぼ直角となった。このため、固定床実験において汀線と構造物の間にみられた循環流(図-4.11)は消失し、構造物背後には弱い向岸流が発生した。海浜安定後の流速は固定床実験に比べ全体に弱くなった。

4.3.3 汀線変化の実験値と計算値の比較

汀線変化の予測は1-Lineモデルを用いて行った。ここで、碎波波高および碎波点における波の入射角は造波開始後6時間の測定値を用いた。漂砂の移動高は汀線変化量と断面積変化量の相関より13 cmと推定した。また沿岸漂砂量公式はサベージ型を用い、漂砂量係数 α は0.2とした。

造波開始後2, 4, 6時間における計算汀線と実験汀線を図-4.23で比較した。中央部における造波開始6時間後の汀線の前進量が実験値に比べ8 cmほど大きいことを除けば、汀線の前進、後退の傾向は計算と実験とではほぼ一致している。

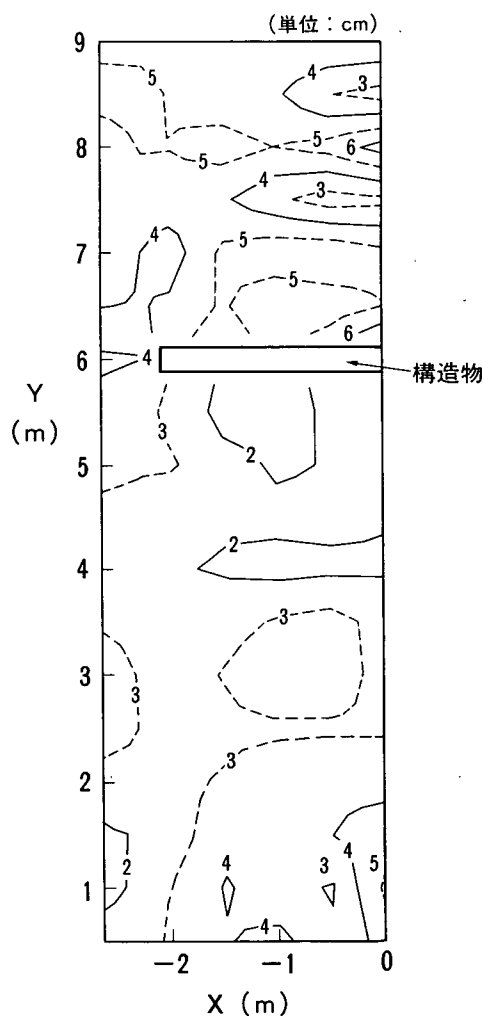


図-4.21 波高分布(移動床, 6時間後)

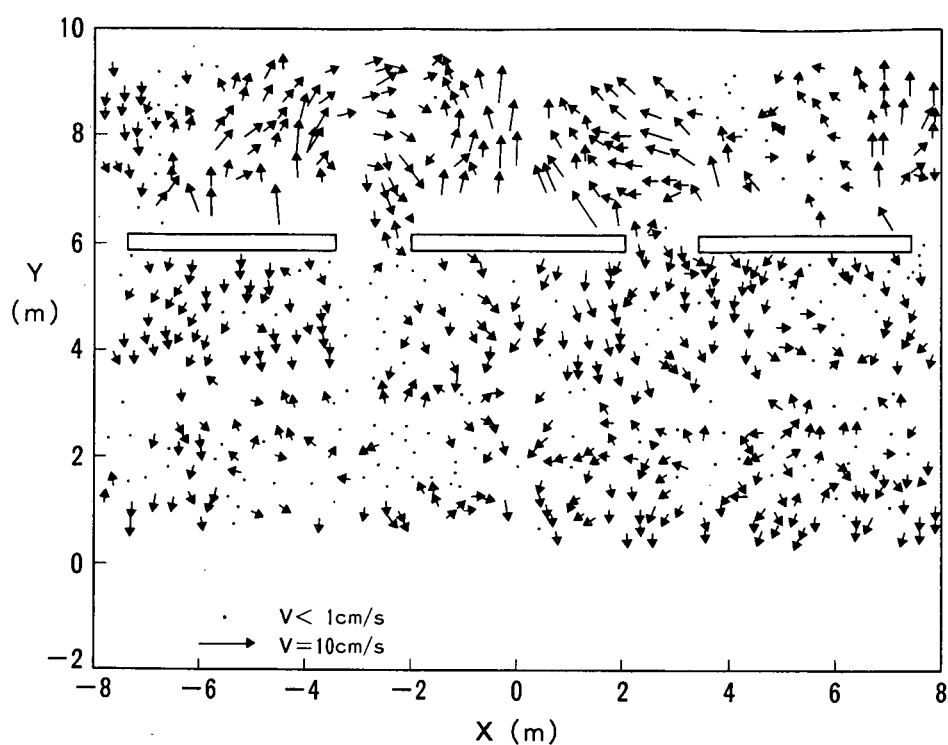


図-4.22 海浜流の流況（移動床実験，6時間後）

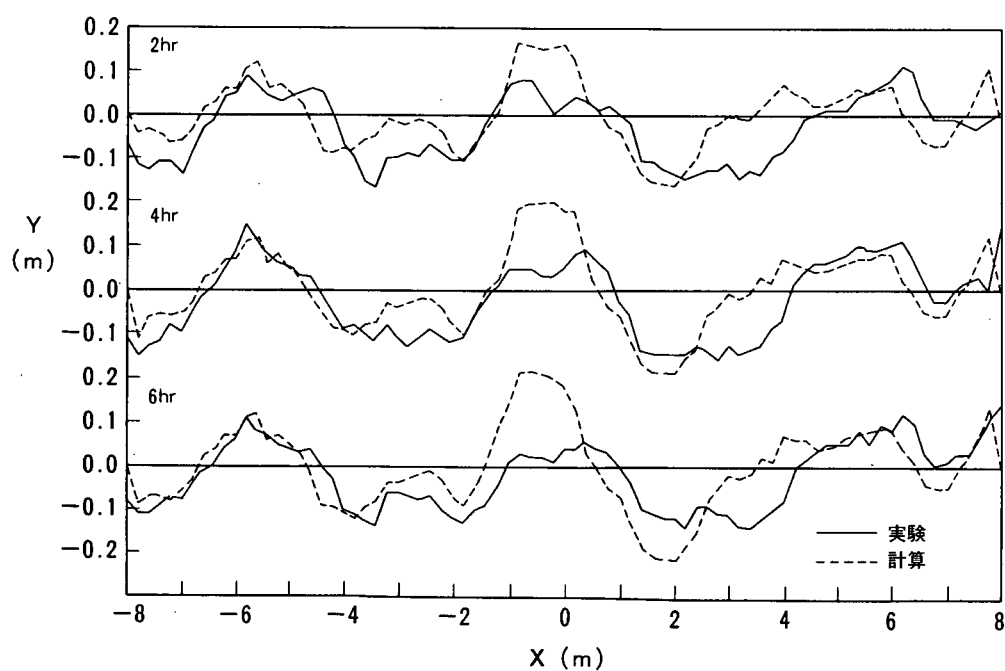


図-4.23 汀線変化の実験値と計算値の比較

4.4 ま と め

① 実験で設定した海浜断面形状では、離岸距離 6 m、堤長 4.11 m、開口幅 0.6 m の構造物を設置すると、構造物とはほぼ同じ幅を持つ静穏域が汀線付近まで形成された。開口幅を 1.22, 2.0 m と次第に広くすると、開口部からの回折波が構造物の遮蔽領域へと進入するために、静穏域は岸側になるほど狭くなった。また、堤長 4.11 m、開口幅 1.22 m の場合、静穏域は離岸距離が大きいほど広がった。

② 離岸距離を 6 m、堤長を 4.11 m に固定して開口幅を変えた場合、開口幅が 0.6 m では流れがよどんだ状態を呈し、1.22 m では循環流が形成され始め、2.0 m では構造物背後に一对の循環流が形成された。このような流況の差違は、開口幅を次第に広くしたことによって開口部からの回折波の進入が著しくなり、これによって構造物背後の波高差が大きくなったことに起因する。

③ 移動床実験によれば、開口部背後で侵食された砂は構造物中央背後に移動し、舌状砂州が形成された。このように海底地形が変化した結果、固定床実験と比較して構造物中央の汀線付近を除いて波高が若干低くなり、構造物背後の波高差は小さくなった。このため海底地形が安定した後は固定床実験でみられた構造物背後の循環流は消失した。

④ 移動床実験の汀線を 1-Line モデルによる計算汀線と比較した結果、汀線変化の傾向は両者ではほぼ一致し、1-Line モデルが構造物背後の汀線変化の予測に適用可能なことが明らかになった。

参 考 文 献

建設省土木研究所海岸研究室（1987 a）：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，No 2454，pp. 107 ～ 120.

建設省土木研究所海岸研究室（1987 b）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(2)，土木研究所資料，No 2510，pp. 81 ～ 90.

建設省土木研究所海岸研究室（1988）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(4)，土木研究所資料，No 2577，pp. 183 ～ 198.

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

第5章 斜板堤の静穏域創出効果と堤体周りの流れに関する実験的研究

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇多高明
	研究員	小俣篤
石川島播磨重工業(株)技術本部技術研究所		山下誠也
機械鉄構事業本部		根来洋二
		中條武彦
		山岸晴久
		櫻井清一
		竹内浩一
大成建設(株)技術本部技術研究所		茗ヶ原義彦
		石野和男
		上野成三
(株)間組土木本部海洋土木部		湊隆次郎
		沖政和
東急建設(株)施工本部土木技術部		原幸一
		渡会英明



5.1 まえがき

筆者らは、すでに2次元的な意味における斜板堤の消波特性、および波力特性について検討した（建設省土木研究所，1989a，1989b，1990）。しかしながら過去の研究では、斜板堤を平面的に配置した場合の静穏域の形成状況は明らかでなく、また、構造物周辺での海浜流や海浜変形についての検討も不十分であった。斜板堤の場合、波が斜板上で砕波した後、堤体を越えて堤体岸側に流入し、岸向きの流れをひき起こす。一方、斜板下部や斜板堤の平面開口部においては岸向きの流れの補償流として沖向き流れが生ずると考えられる。このような流れは、堤体岸側の海水交換に寄与する反面、堤体下部や開口部での洗掘などの原因となる恐れがある。そこで、本研究では、斜板堤の静穏域創出効果、堤体周りの海浜流を平面固定床実験により調べた。

5.2 実験方法

実験には、建設省土木研究所水理共同実験棟の平面水槽を用いた。模型の縮尺は1/50である。模型海浜と座標系を図-5.1に示す。模型床はモルタル製とし、沖側の水位は40 cmとした。堤体の設置に際しては、群堤の場合の開口部中央が水路壁となるよう仕切り壁を設けた。

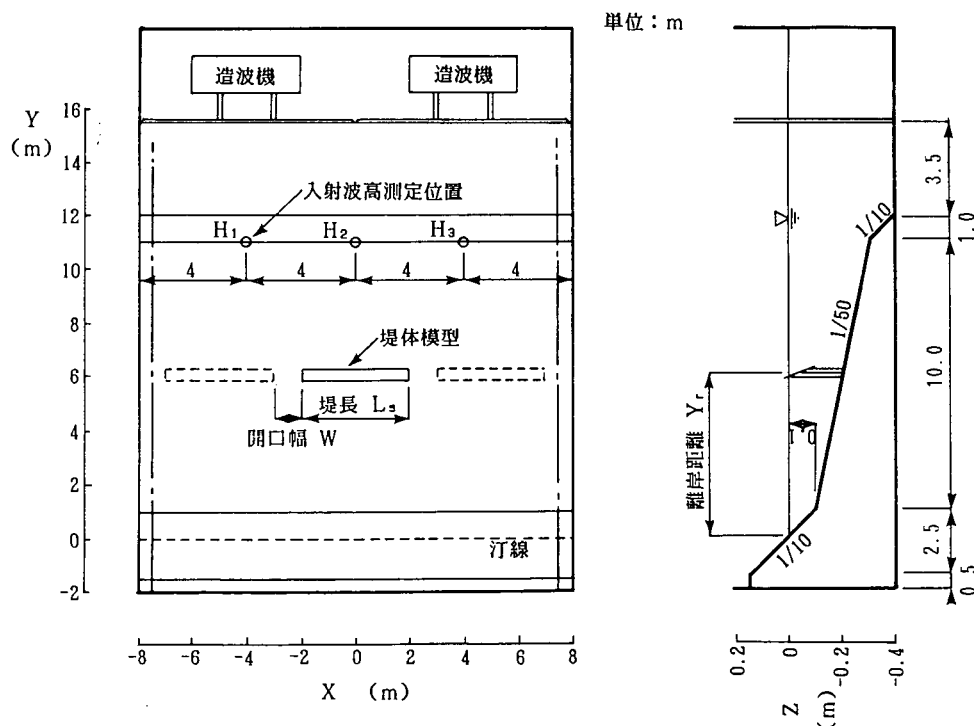


図-5.1. 実験装置と座標系

実験ケースを表-5.1に示す。単堤の実験では、離岸距離 Y_r を4, 6 mと2種類変えた(ケース1, 2)。また、群堤の場合(ケース3)は $Y_r = 6$ mとした。離岸距離を変えると設置水深 h も変化するため、斜板傾斜角 θ 、没水比 h_2/h 、および天端高 h_1 を一定として模型形状を変化させた。

実験では、 $\theta = 15^\circ$ 、 $h_2/h = 0.5$ 、 $h_1 = 3.0$ cmとした。 $h = 20$ cm ($Y_r = 6$ m) の場合の堤体模

型の諸元を図－5.2に示す。

表－5.1 実験ケース

ケース	堤 長 L_s (m)	開 口 幅 W (m)	離岸距離 Y_r (m)	設置水深 h (m)	換算沖波波高 H_o' (cm)	周 期 T (s)	入射波高 H_i (cm)	消波特性		備 考
								K_T	K_R	
1	4.0	—	4.0	0.16	5.3	1.27	5.2	0.53	0.34	単 堤
2	4.0	—	6.0	0.20	5.3	1.27	5.1	0.50	0.28	単 堤
3	4.0	1.0	6.0	0.20	5.3	1.27	5.1	0.50	0.28	群堤 (3基)

波浪条件としては、現地海岸における換算沖波波高 2.5 m，周期 9 s の規則波を想定し，実験では換算沖波波高 $H_o' = 5$ cm，周期 $T = 1.27$ s の実験条件とした。表－5.1 に示す K_T ， K_R の値は同じ諸元の堤体模型を用いた 2 次元実験の結果である。

入射波高は 1/50 勾配斜面の沖端に設置した 3 台の容量式波高計により測定した (図－5.1 参照)。波高分布の測定には容量式波高計を用い，0.5 m 間隔の格子状の測点において，50 ms 間隔で 1 分間測定した。

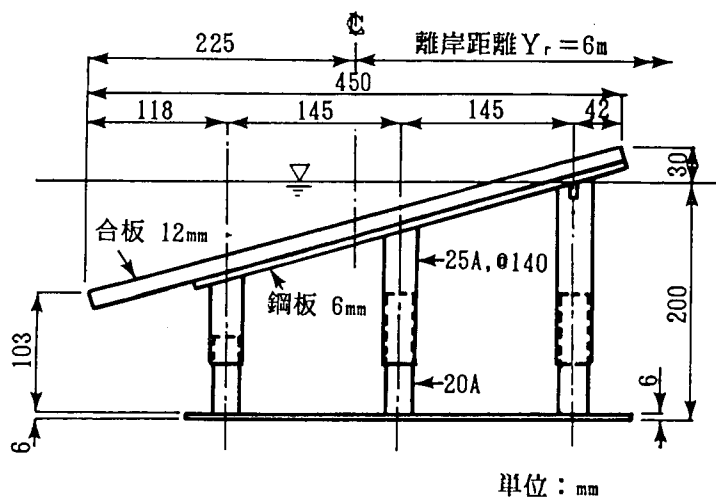
流況は，厚さ約 5 mm，大きさ約 4 cm 角の合板製のフロートを投入し，水槽上方よりビデオで撮影して測定した。更に，堤体周辺および堤体中心を通る岸沖方向断面における流向，流速の鉛直分布を 2 成分型電磁流速計により測定した。水深方向の測定点は底面上 2 cm，静水面下 $h/2$ ， $h/4$ に配置した。測定時間は 1 分間とし，データは 50 ms 間隔で A/D 変換して記録した。

5.3 実験結果

5.3.1. 波高分布

(1) 離岸距離と波高分布の関係

ケース 1，2 の波高測定結果より，堤体の離岸距離 Y_r の差異による静穏域創出効果の違いを検討した。まず，ケース 1，2 の波高分布を図－5.3，5.4 に示す。静穏域を入射波高に対する波高比が 0.7



図－5.2 堤体模型の諸元 ($h = 20$ cm)

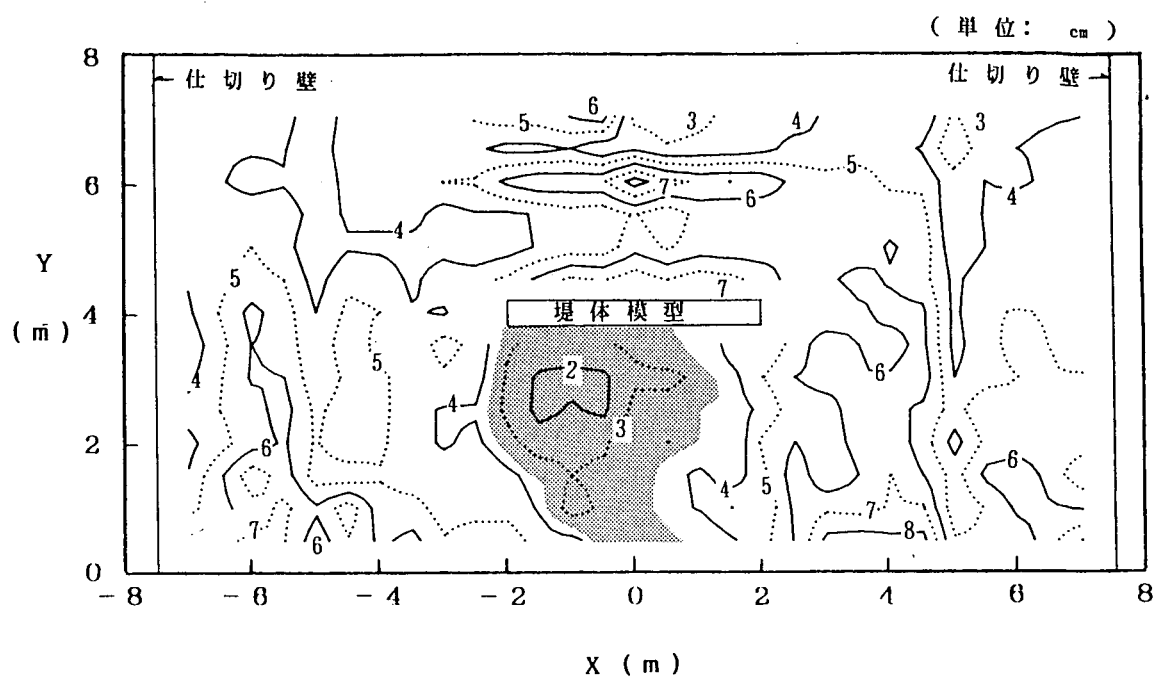


図- 5.3 波高分布 (ケース 1, $Y_r = 4$ m)

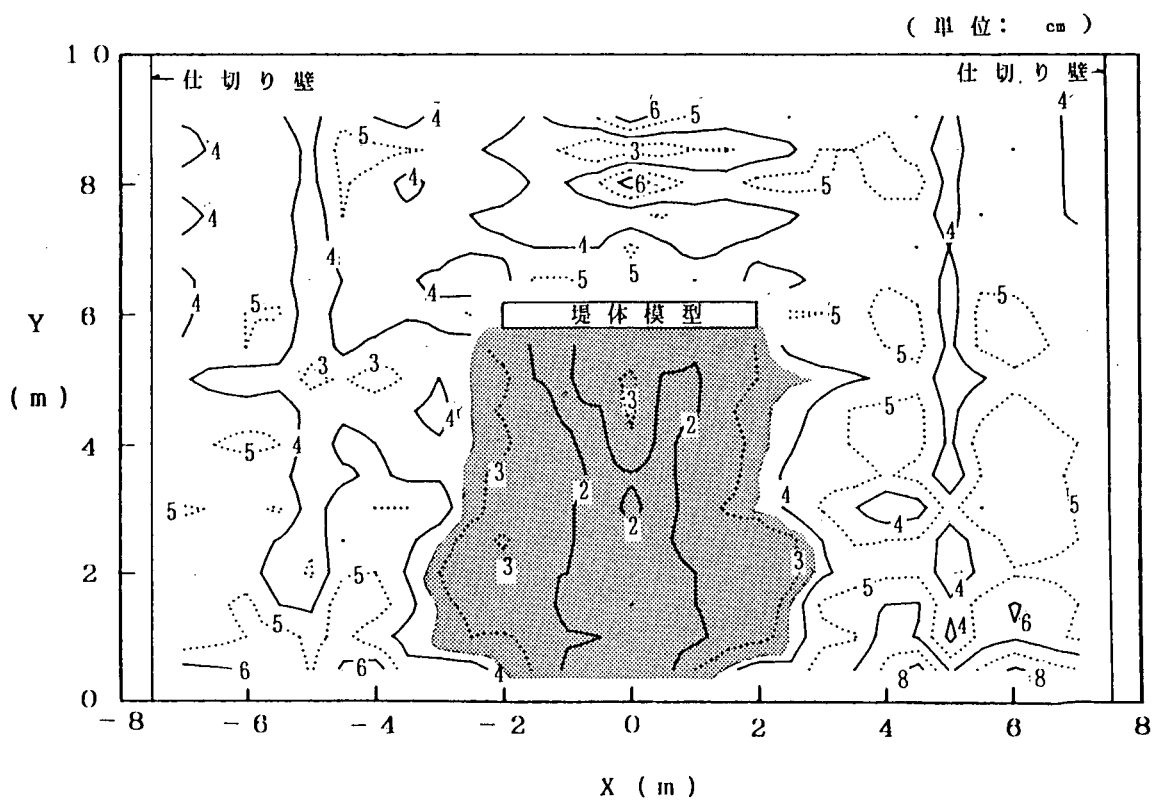
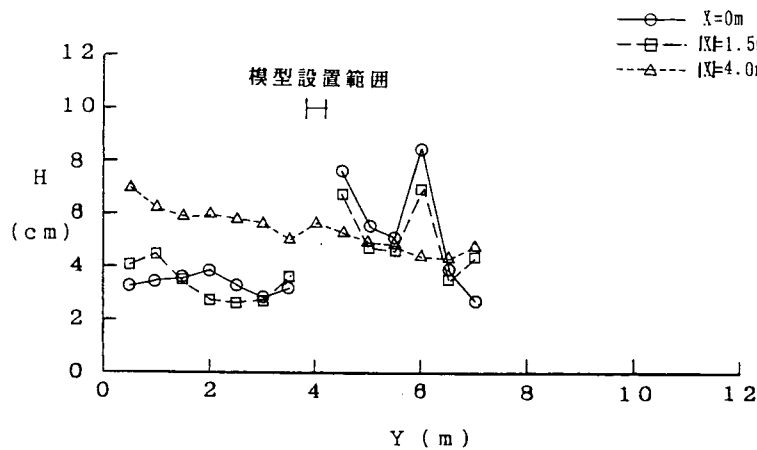


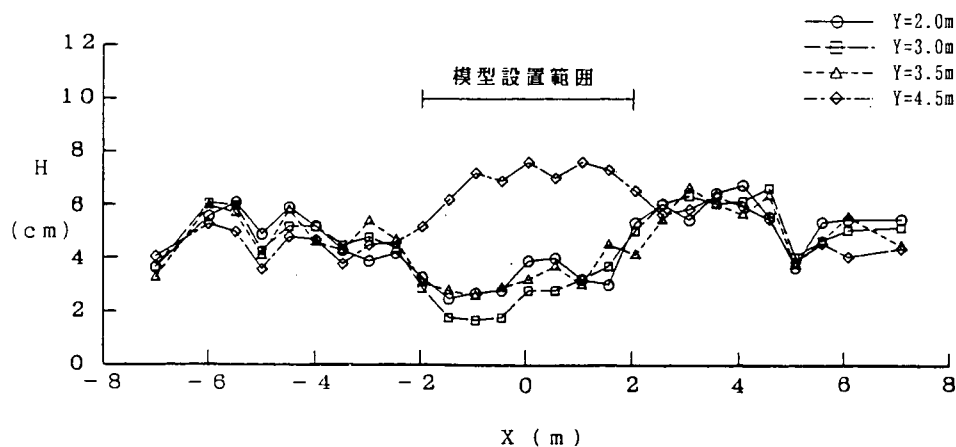
図- 5.4 波高分布 (ケース 2, $Y_r = 6$ m)

以下の範囲 (宇多ほか, 1987) と定義すると, ケース 1, 2 の静穏域の波高は各々, 3.6 cm, 3.5 cm

以下の範囲（図中の網掛け部）となる。ケース 1 ($Y_r = 4$) の場合、静穏域はあまり広くなく、岸に近づくにしたがい静穏域は次第に狭くなる。一方、ケース 2 の場合、静穏域は堤体とほぼ同じ幅で汀線付近まで広がっている。汀線付近で静穏域が急激に狭くなるが、これは開口部より入射した波が急勾配斜面上で急激に発達するためである。また、両ケースとも、堤体沖側では反射重複波が生じ、波高の周期的変化が見られる。波高の平面分布の代わりに岸沖および沿岸方向の波高分布として整理すると図-5.5, 5.6 となる。ここに、岸沖方向の波高分布については、堤体中心から左右同じ距離だけ離れた断面の波高値の平均である。両ケースとも堤体より離れた $|X| = 4$ m 断面での波高は汀線付近で浅水変形により増大しているが、沖合での変化は緩い。これに対し、堤体を横切る $X = 0, 1.5$ m 断面では、構造物による波高低減効果が顕著に表れている。沿岸方向の波高分布にも構造物の消波効果が顕著に現れており、堤体岸側で波高の低下が明瞭に表れている。



(a) 岸沖方向の波高分布

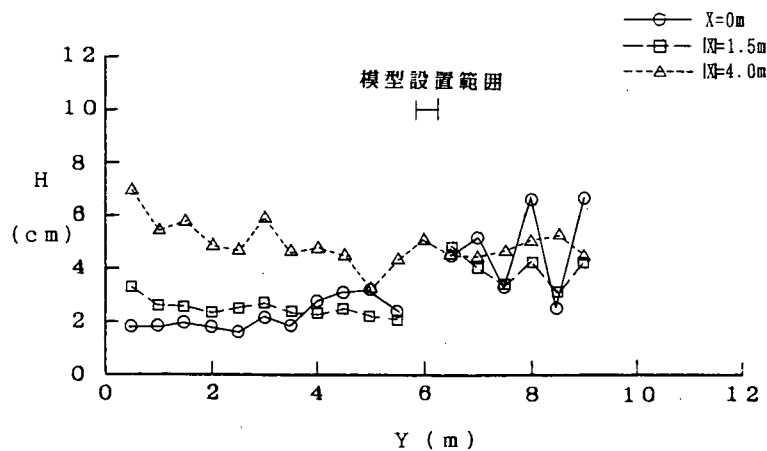


(b) 沿岸方向の波高分布

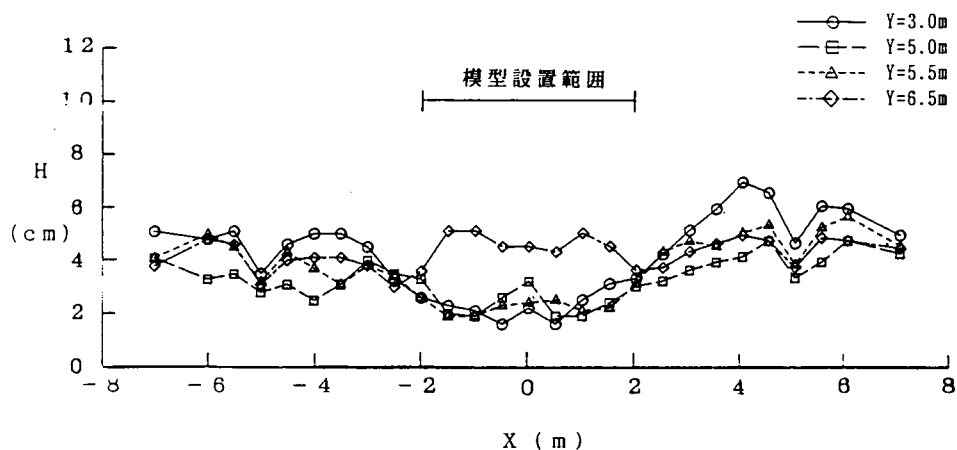
図-5.5 岸沖方向および沿岸方向の波高分布（ケース 1, $Y_r = 4$ m）

(2) 群堤の静穏域創出効果

離岸距離 $Y_r = 6$ m, 開口幅 $W = 1.0$ m とした群堤の静穏域創出効果を調べた。ケース 3 の波高分布を



(a) 岸沖方向の波高分布



(b) 沿岸方向の波高分布

図-5.6 岸沖方向および沿岸方向の波高分布(ケース2, $Y_r = 6\text{ m}$)

図-5.7に示す。静穏域の定義を前述の通りとすると、静穏域の波高はケース2と同様3.5 cm以下の範囲となり、図中の網掛け部となる。開口部から入射する波は、堤体位置から岸に向かうにしたがい堤体背後へと広がるので、波高が低下し、静穏域が広い範囲に創出される。開口部では波高が高いが、その響影も堤体より岸側へ約2.5 Wの範囲までである。静穏域創出効果を式(5.1)で表されるパラメータ S' で定義したとき、 $S' = 88\%$ となる。ここに、静穏域の面積は、入射波高 H_1 の0.7倍の波高の範囲である。

$$S' = \frac{\text{静穏域面積 (A)}}{(\text{堤長 (L}_s) + \text{開口幅 (W)}) \times \text{離岸距離 (Y}_r)} \times 100 \dots\dots\dots (5.1)$$

次に、岸沖方向と沿岸方向の波高分布を図-5.8に示す。ここに、岸沖方向の波高分布については、中央堤体の中心から左右同じ距離離れた断面の波高の平均値とした。岸沖方向の波高分布について、 $X=2.5\text{ m}$ 断面の場合、堤体位置から岸に向かうにしたがい波高が緩やかに減少し、汀線付近で浅水変形に

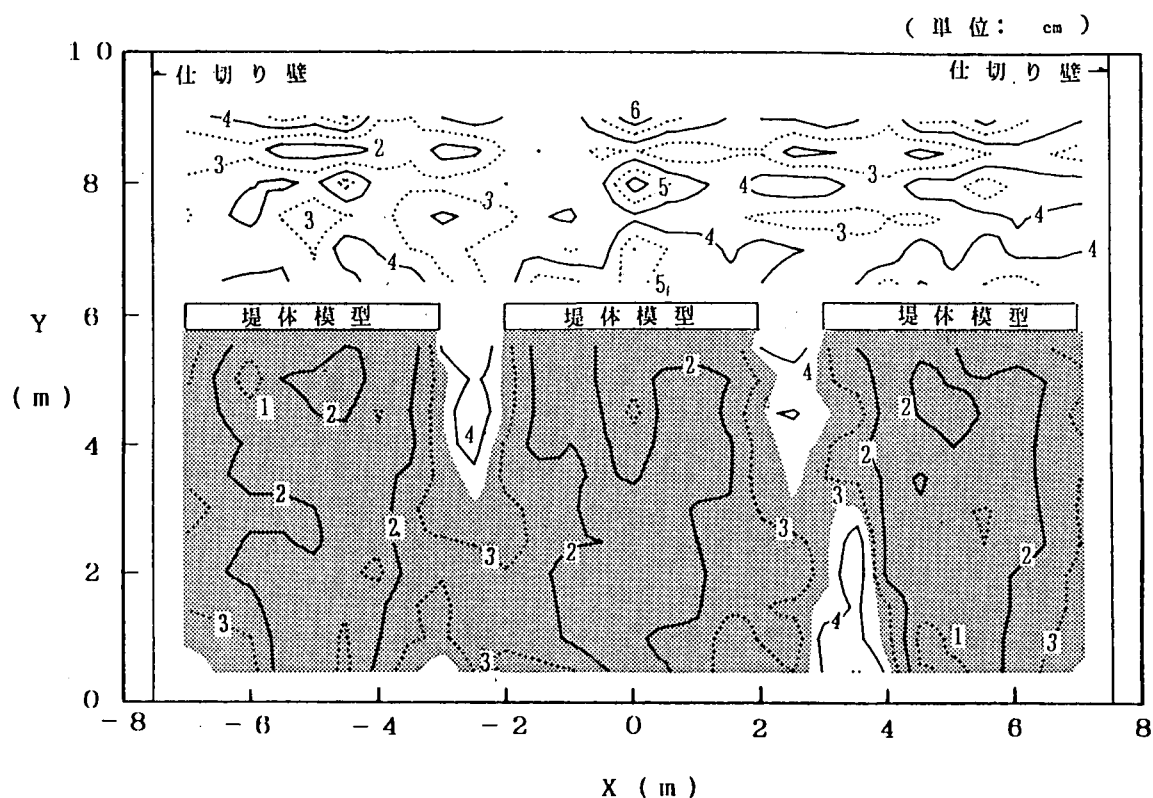


図-5.7 波高分布 (ケース3, $Y_r = 6$ m, 群堤)

より再び増大している。堤体を横切る $X = 1.5$ mと $X = 0$ mの断面では、堤体による波高低減効果が顕著に現れ、堤体背後($Y = 5.5$ m)で波高が急激に低減している。また、堤体沖側では、反射重複波が形成されている。

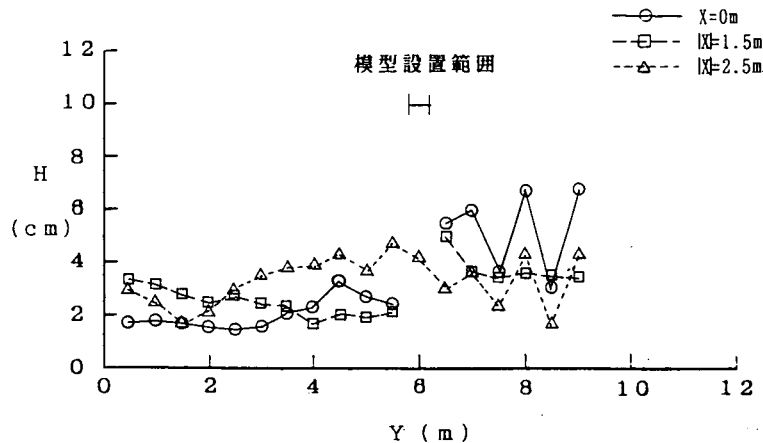
沿岸方向の波高分布においても、開口部に比べ堤体背後の波高が減少し、堤体による波高低減効果が表れている。一方、 $Y = 5.5$ mの測線上の開口部付近では、入射波と回折波が重合するため局所的に波高が高くなっている。

5.3.2 海浜流の流況

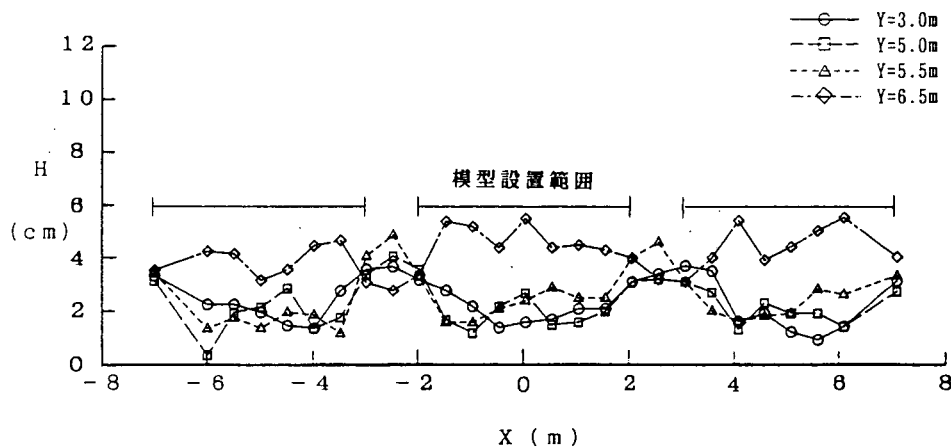
(1) 離岸距離と流況の関係

単堤の場合における離岸距離と流況の関係を調べた。ケース1, 2の海浜流の流況を図-5.9, 5.10に示す。離岸距離の小さなケース1では、堤体を通過(越波)した流れは $Y = 3$ m付近まで強い向岸流を形成する。 $Y < 3$ mでは、次第に堤体外側へ向かい、汀線付近で堤体外側へ向かう沿岸流となった後、向きを変えて離岸流となり、遮蔽域外を通り堤体沖へと流出する。ケース2の場合も堤体を通過した流れが $Y = 3$ m付近まで強い向岸流を形成する。また、 $Y < 3$ mで次第に堤体外側に向かう流れとなり、遮蔽域外で離岸流となる点はケース1と同様である。しかし、ケース1では、向岸流が汀線付近まで達しているのに対し、ケース2では、離岸距離が大きくなったため、向岸流が汀線付近に達する前の $Y =$

2 m付近で外側に向かう沿岸流となった。



(a) 岸沖方向の波高分布



(b) 沿岸方向の波高分布

図-5.8 岸沖方向および沿岸方向の波高分布 (ケース3, $Y_r = 6$ m, 群堤)

ケース1, 2の $X = 0$ m断面での平均流速の鉛直分布を図-5.11, 5.12に示す。ケース1の場合, $Y < 3$ mでの海面下の流れは沖向きである。これは, 堤体を越えた波が海面付近(表層)で岸向きの流れとなって汀線付近まで達し, その補償流として海面下では沖向きの流れとなったことを意味する。一方, ケース2の場合, 海面下の流れは $Y > 4.5$ mでは沖向きの流れであるが, $Y < 4$ mでは岸向きとなっている。ケース2の場合, 堤体を越波した波による表層の強い向岸流の影響範囲が堤体設置位置 $Y = 6$ mから $Y = 4.5$ mの範囲に表れている(図-5.10参照)。またその補償流として, 海面下では沖向き流れが生じた。そして, $Y < 4.5$ mでは, 水深が小さくなるので下層も表層と同じ岸向き流れとなっている。以上の実験データよりケース1, 2の流況パターンをまとめると, 図-5.13のようである。離岸距離が短い場合, 堤体を横切る向岸流は汀線付近まで達し, それを補償するため水平または鉛直循環が生ずる。

離岸距離が長くても堤体付近の向岸流の発生状況には変わりがないが, 汀線付近での流れは明瞭では

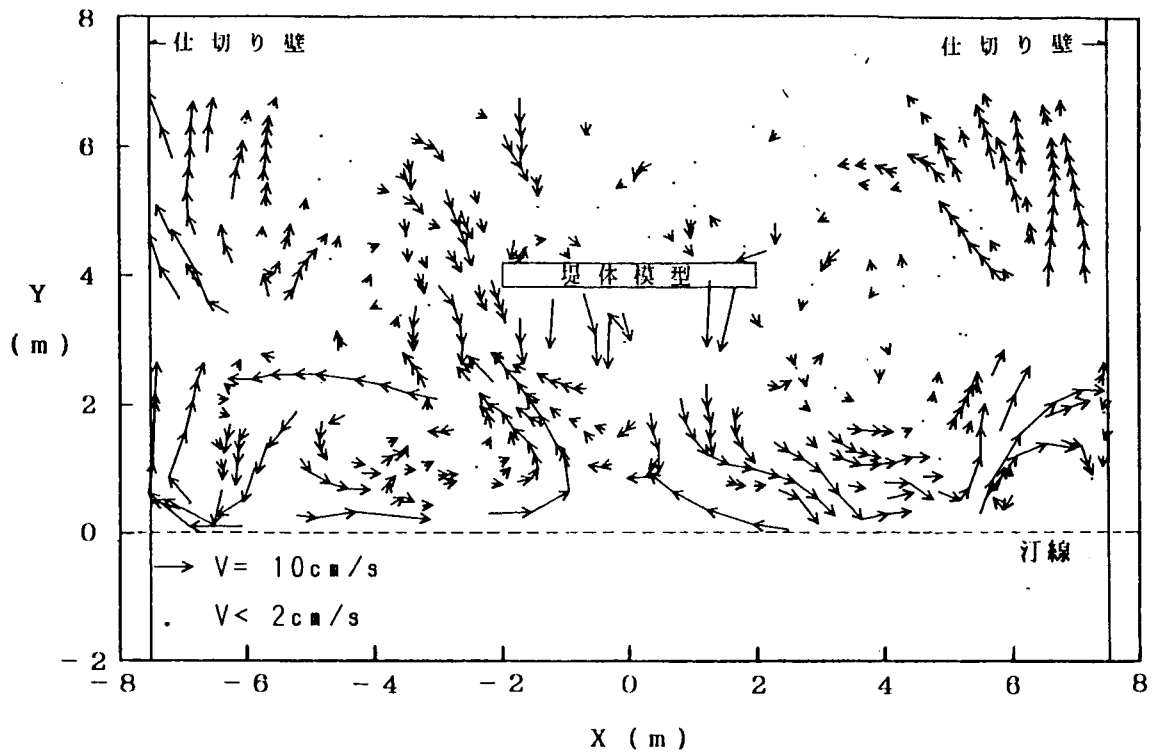


図-5.9 海浜流の流況(ケース1, $Y_r = 4\text{ m}$)

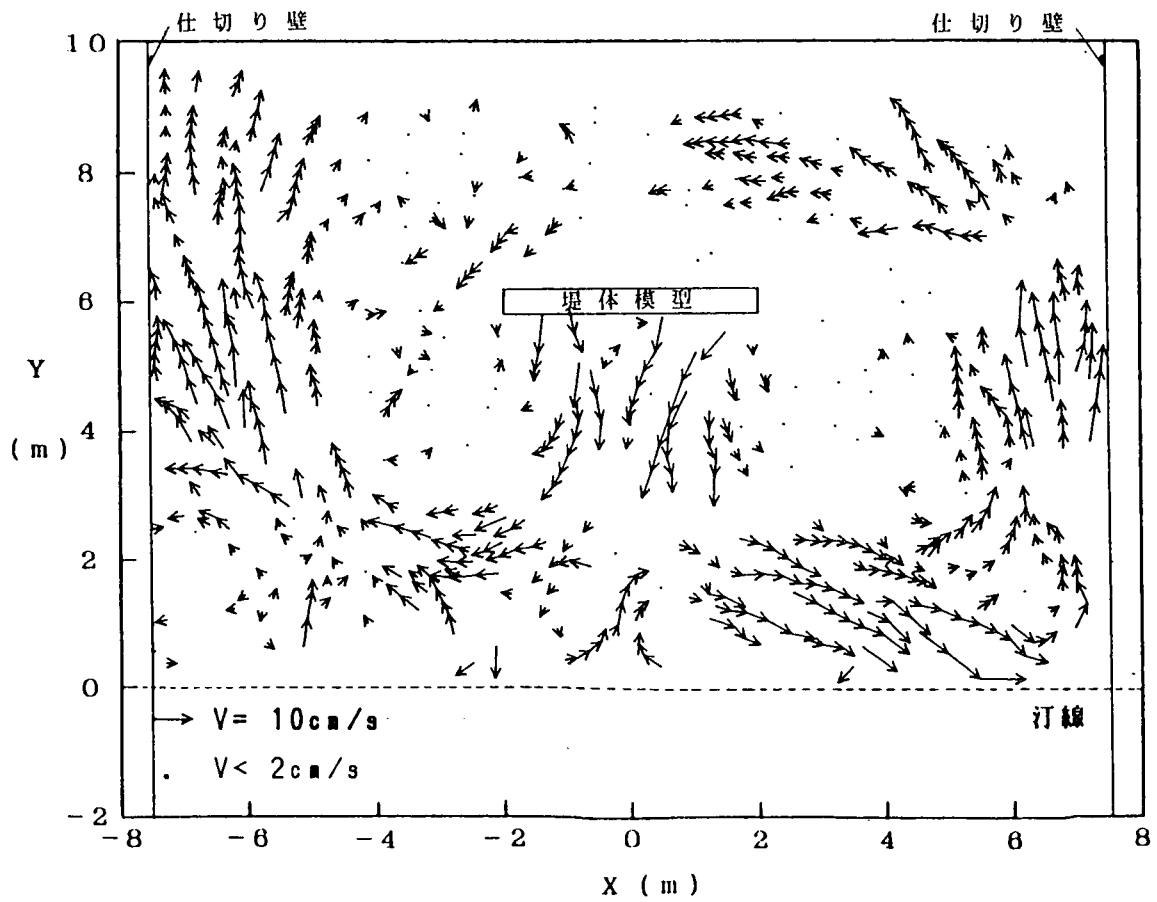


図-5.10 海浜流の流況(ケース2, $Y_r = 6\text{ m}$)

なくなる。

以上の点より、この構造物を汀線にあまり近く設置すると構造物背後の静穏域の土砂の流出を促進させてしまうと考えられる。ケース2のような離岸距離の方が望ましいと言える。

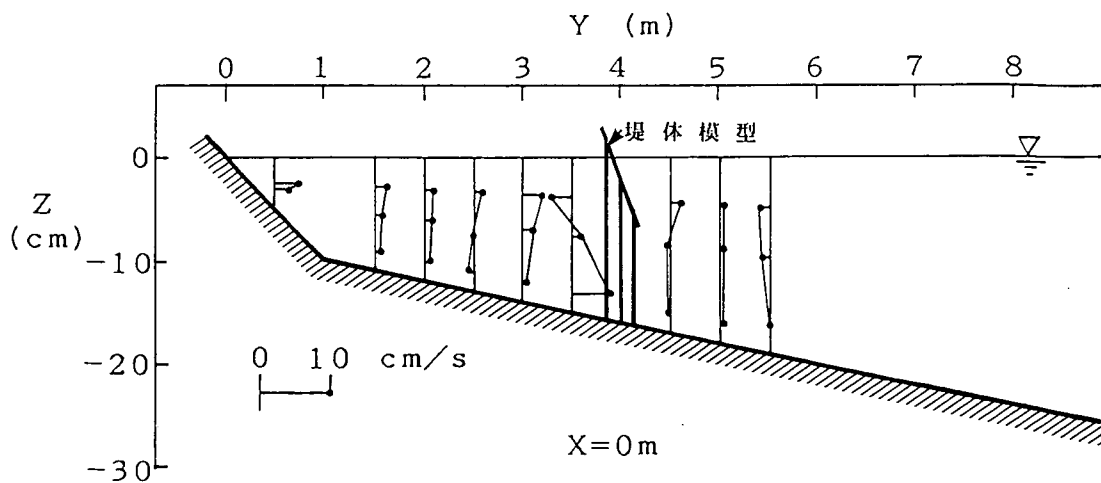


図-5.11 平均流速の鉛直分布 (ケース1, $Y_r = 4\text{m}$)

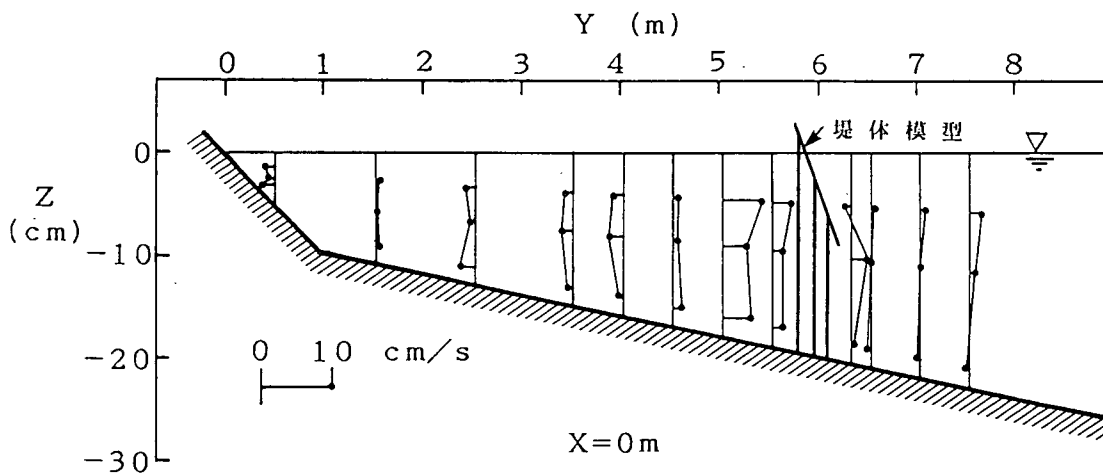


図-5.12 平均流速の沿直分布 (ケース, $Y_r = 6\text{m}$)

(2) 群堤周辺の海浜流の流況

ケース3の流況を図-5.14に示す。堤体を通過した流れは $Y = 4\text{m}$ 付近まで強い向岸流を形成するが、その流れは隣の堤体からの流れと会合し、流速は急激に減衰する。次第に堤体外側（開口部方向）へと向かう向岸流は、開口部位置（ $2.5\text{m} < X < 3.5\text{m}$ ）で会合し、離岸流となって沖へ流出する。開口部が比較的狭いと考えられるこのケースの全体的な流れのパターンをまとめると、図-5.15のようである。この場合も構造物による向岸流とその補償流の存在が流れのパターンの形成にとって本質的である。

最後に、ケース3の $X = 0\text{m}$ 断面および $X = 2.5\text{m}$ （開口部中心）断面での平均流速の鉛直分布を、

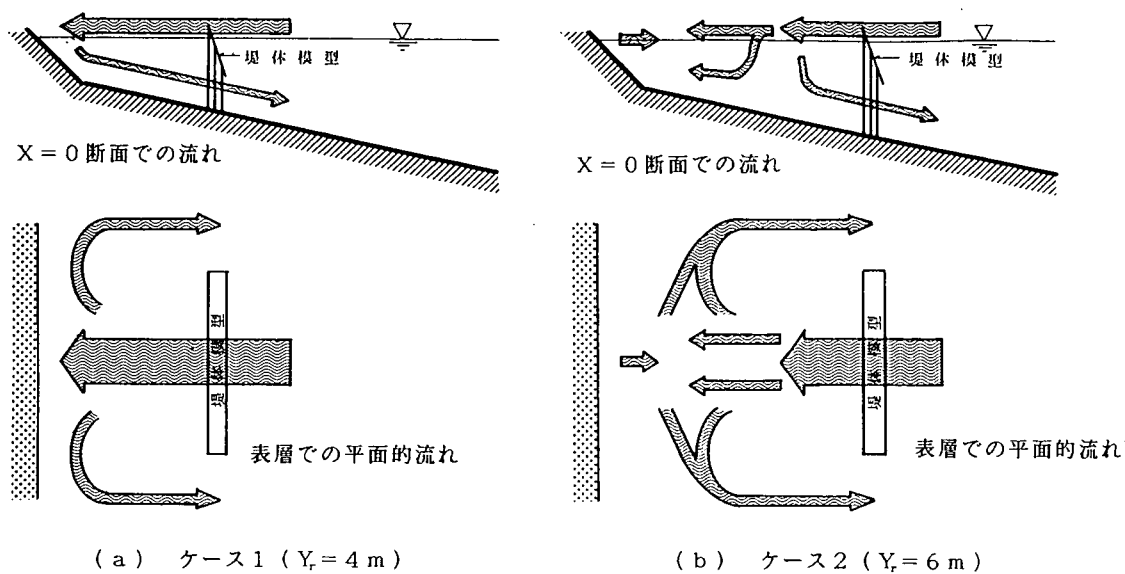


図-5.13 単堤の流況パターン

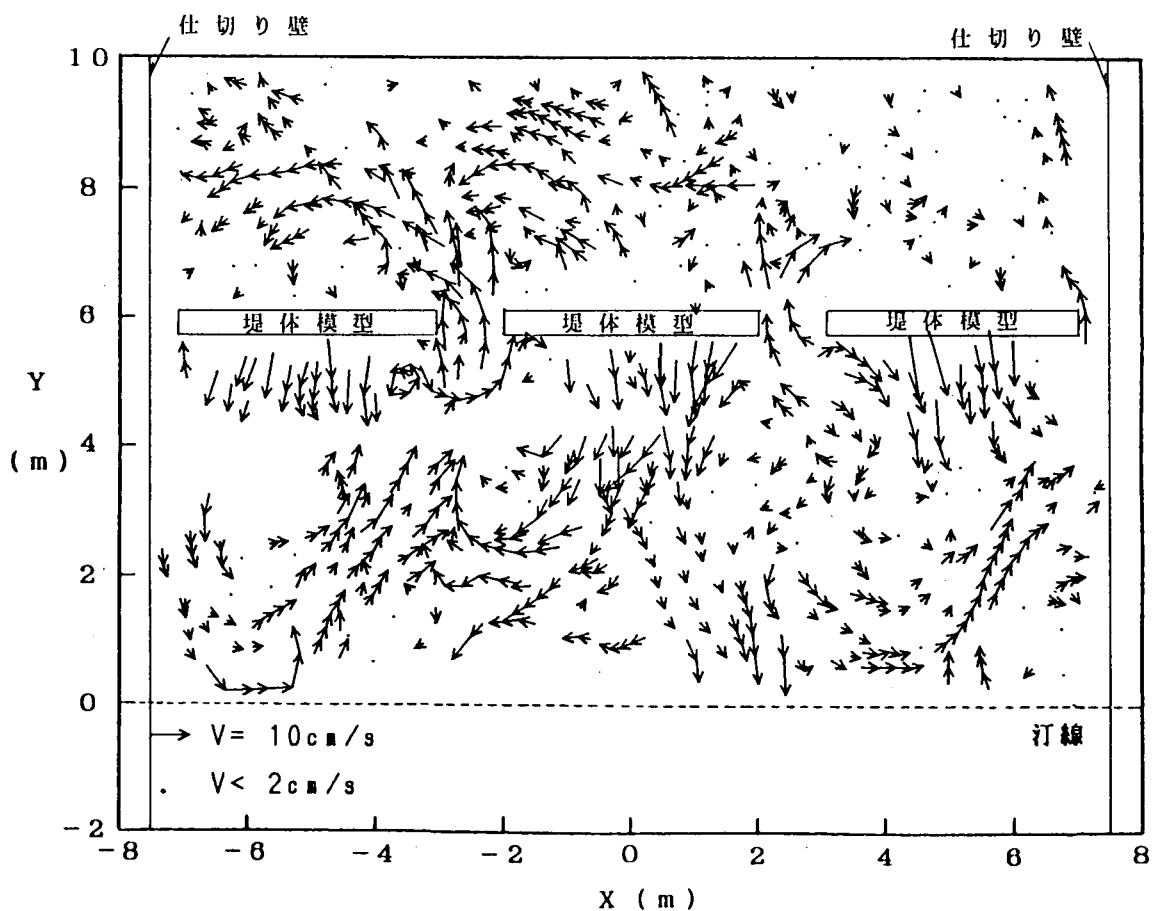


図-5.14 海浜流の流況 (ケース 3, $Y_r = 6 \text{ m}$, 群堤)

図-5.16に示す。 $X = 0\text{ m}$ 断面の流向はケース2と同様な特徴を示す。堤体周辺($5.5\text{ m} < Y < 6.5\text{ m}$)の $X = 0\text{ m}$ 断面と開口部に位置する $|X| = 2.5\text{ m}$ 断面の平均流速を比較すると、 $X = 0\text{ m}$ 断面では鉛直方向にはほぼ一様な流速分布であるが、開口部では海面付近で流速が大きい三角形分布となり、 $Y = 5.5\text{ m}$ の海面下 $h/4$ での平均流速は $X = 0\text{ m}$ 断面では 1.5 cm/s であるのに対し、 $|X| = 2.5\text{ m}$ 断面では 8.6 cm/s と約6倍と流速となっている。

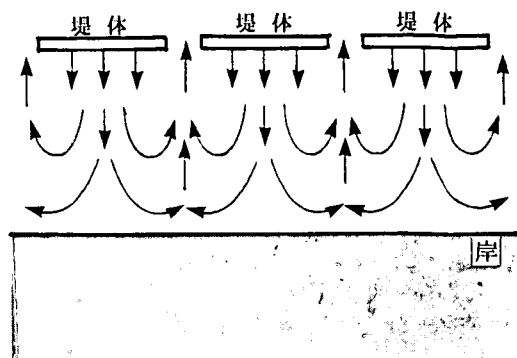


図-5.15 群堤の流況パターン

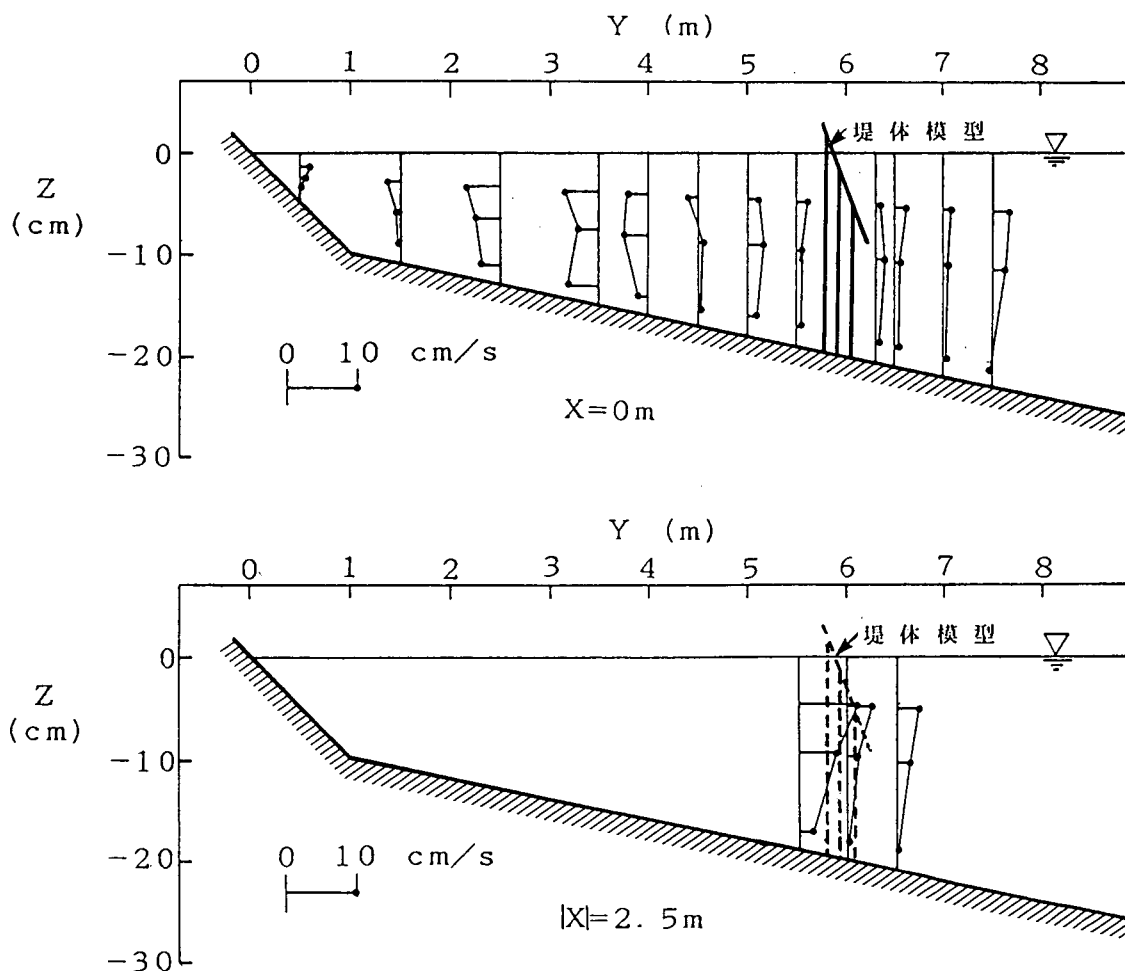


図-5.16 平均流速の鉛直分布(ケース3, $Y_r = 6\text{ m}$, 群堤)

5.4 ま と め

① 実験で与えた海浜断面の条件では、離岸距離 $Y_r = 6\text{ m}$ (実海域換算 300 m)、堤長 $L_s = 4\text{ m}$ (実海域換算 200 m) の単堤では、堤体とほぼ同じ幅の静穏域を形成しうることが分かった。更に、群堤 ($Y_r =$

6m, $L_s = 4\text{m}$, 開口幅 $W = 1\text{m}$) の場合, 静穏度 S' は 88 % となり, 優れた静穏域創出効果を示した。

② 単堤 ($L_s = 4\text{m}$) で $Y_r = 4\text{m}$ の場合, 堤体を横切る向岸流は汀線付近まで達し, それを補償するため水平および鉛直循環流が生じる。一方, $Y_r = 6\text{m}$ の場合は堤体付近の向岸流の発生状況と, これを補償する循環流は $Y_r = 4\text{m}$ の場合と類似しているが, これは汀線付近 ($Y < 2\text{m}$) には達していない。汀線付近での流れは明瞭ではないが, 海面では弱い離岸流の発生が見られた。

③ 群堤 ($Y_r = 6\text{m}$, $L_s = 4\text{m}$, $W = 1\text{m}$) では, 越波により堤体背後に強い向岸流を生じたが, この流れが開口部中心線付近で会合し冲向き流れとなり, 開口部を通り堤外に流出する。この場合も構造物による向岸流とその補償流の存在が流れのパターンの形成にとって本質的である。

参 考 文 献

建設省土木研究所河川部海岸研究室 (1989a) : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(8), 土木研究所資料, 第 2701 号, pp. 31 ~ 54.

建設省土木研究所河川部海岸研究室 (1989b) : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(9), 土木研究所資料, 第 2788 号, pp. 97 ~ 108.

建設省土木研究所河川部海岸研究室ほか (1990) : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(10), 共同研究報告書, 第 37 号, pp. 43 ~ 61.

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

第 6 章 根入れ鋼板セル型海域制御構造物の波、 流れ、漂砂制御効果に関する実験的検討

建設省土木研究所海岸研究室	室 長	宇 多 高 明
	研 究 員	小 俣 篤
住友金属工業株式会社	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
	東京土木海洋設計室	柳 本 泰 伴
	東京土木海洋設計室	北 村 卓 也
東亜建設工業株式会社	技 術 開 発 部	荻 野 秀 雄
	水 理 研 究 室	堺 和 彦
	設 計 第 一 課	小 堀 共 生
	水 理 研 究 室	大 中 晋

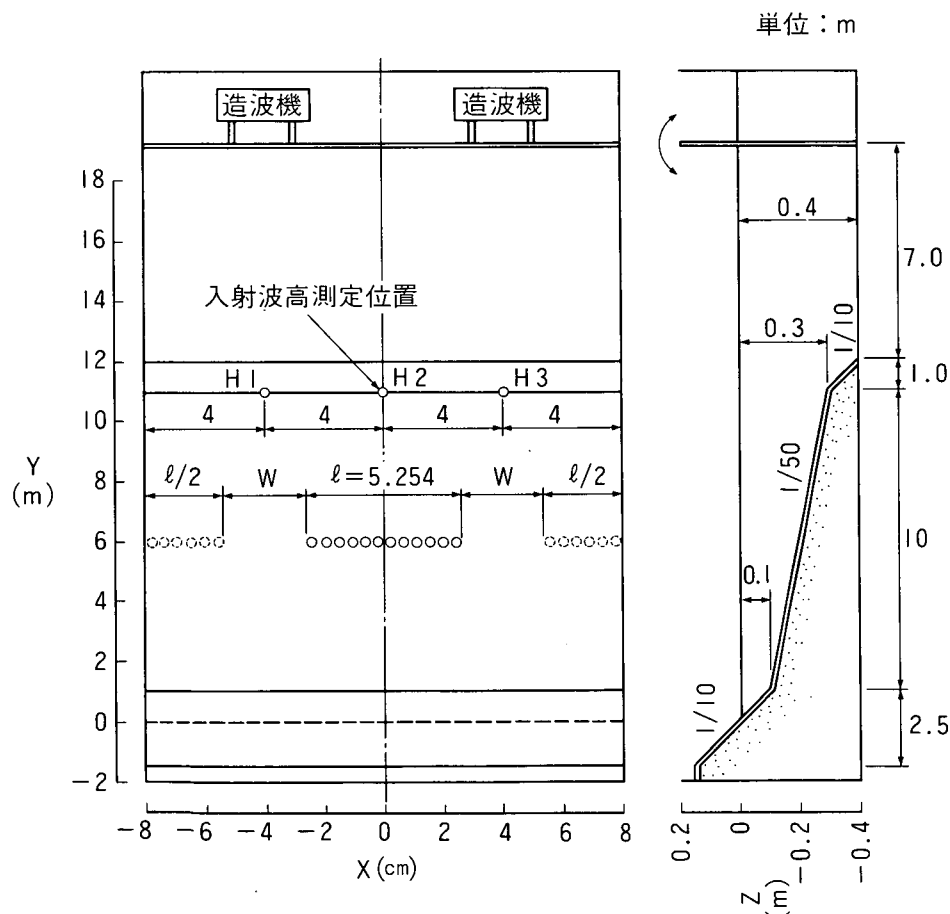


6.1 はじめに

根入れ鋼板セル型海域制御構造物は、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、スリット付遊水室を設けて消波効果を高めたもの（遊水タイプ）とがある。これらのタイプの消波性能および作用波力を水理実験によって検討した結果についてはすでに報告した（建設省土木研究所，1988，1989b）。また，基本タイプ周りの流況，海浜地形変化，および遊水タイプにおける構造物周辺の局所洗掘についても実験により検討を行っている（宇多ほか，1987a；建設省土木研究所，1989a）。しかしながら，遊水タイプ周辺の平面的な波高分布，流況および漂砂制御効果に関する検討は不十分であり，重要な課題として残されていた。そこで，遊水タイプについて固定床および移動床の平面実験を実施し，上記の問題点を検討した。

6.2 実験方法

実験は，建設省土木研究所水理共同実験棟の平面水槽（長さ21 m×幅16 m×高さ0.6 m）を用いて行った。実験装置と座標系を図－6.1に示す。固定床はモルタル，移動床は中央粒径 $d_{50} = 0.28\text{mm}$ の砂で整形した。図－6.1には海浜断面形も示した。実験縮尺は現地の1/50相当とし，波浪条件は現地換算で $H_0' = 2.5\text{ m}$ ， $T = 9\text{ s}$ を想定し，模型値で $H_0' = 5\text{ cm}$ ， $T = 1.27\text{ s}$ を目標とした。模型の構造と配



図－6.1 実験装置と座標系

置を図-6.2に示す。セルの構造は遊水タイプとし、遊水室の諸元はスリット開口率が $\varepsilon = 0.40$ 、遊水室内水深が $h' = h/4$ 、遊水室奥行きが $d = D/2$ (D :セル径)とした。また、セルの天端高は静水面上 200 ~ 220 mmとしており、越波が生じない構造とした。セル径 D は37cmとし、12体のセルを、間隙 $b = 0.2 D$ で一列に配置することにより堤長 $\ell = 5.25$ mとした。

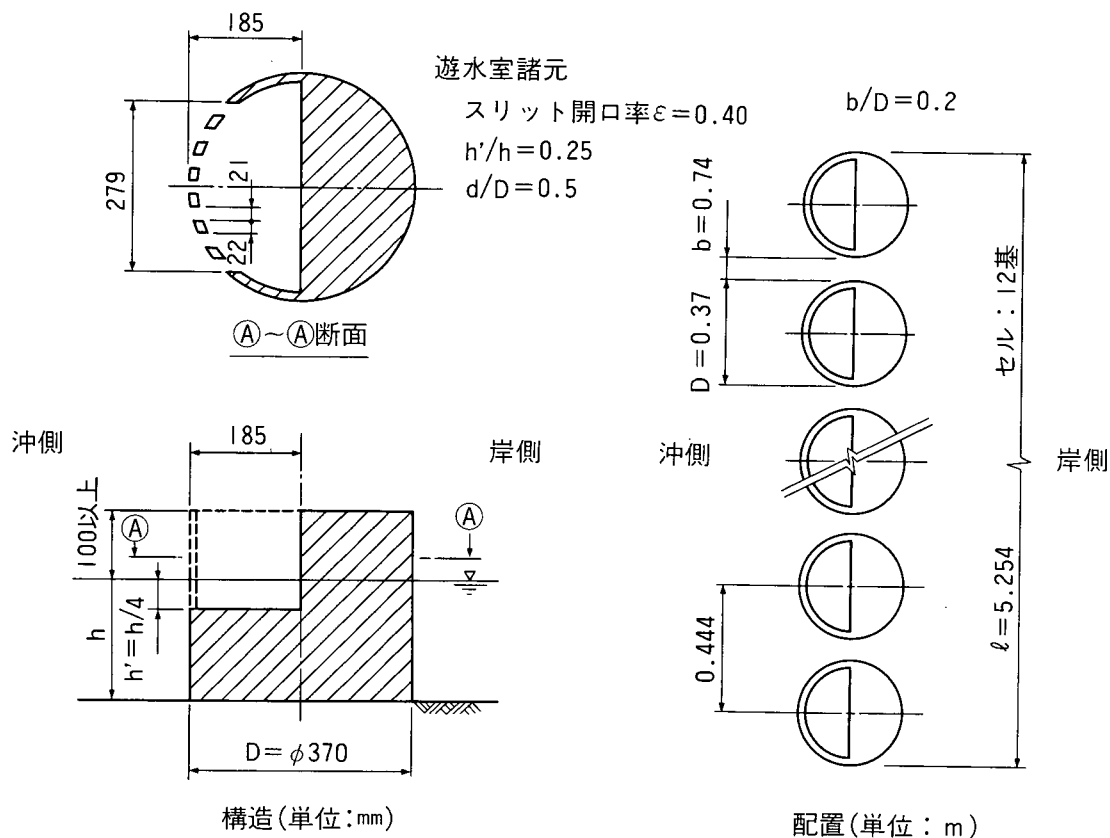


図-6.2 模型の構造と配置

実験ケースを表-6.1に示す。固定床実験は、中央に単一の堤体を配置(単堤配置)して、離岸距離 Y_r を変化させた場合(ケース①, ②, ⑤)と、群堤配置において Y_r を一定($Y_r = 6$ m)に保ち、堤体開口率 W/ℓ を変化させた場合(ケース③, ④)からなる。群堤では、水路壁の鏡像効果により開口幅 W と堤長 ℓ を有する堤体が無限に続いている状態を模擬するため、水槽中央に堤長 ℓ 、開口 W において、左右に堤長 $\ell/2$ の堤体を配置し、水路幅を $W + \ell$ の2倍とした。このため、ケース③では、導波板を設けて水路幅を13.32 mに狭めた。また、移動床実験の諸元はケース③と同一とした。

入射波高は、1/50勾配斜面の沖端位置に4 mの間隔で配置した3台の容量式波高計により測定した。測定結果を表-6.2, 6.3に示す。ここで、構造物設置位置の波高(入射波高: H_1)は、 $H_1 \sim H_3$ における波高の平均値より浅水変形を考慮して算定した。ただし、ケース④(固定床)の波高分布測定時には H_2 の測定値が H_1 , H_3 と比べて極端に小さかったため、 H_1 , H_3 の平均値を用いた。波高分布は容量式波高計を用いて0.44 m間隔の格子点でそれぞれ約30 s間測定し、50 ms間隔でA/D変換して記録した。ゼロアップクロス法により1波を定義し、約30 s間の平均波高を代表値とした。流況は厚さ約5 mm,

表-6.1 実験ケース

実験種別	ケースNo.	離岸距離 Y r (m)	設置水深 h (cm)	堤体開口幅 W (m)	堤 長 ℓ (m)	堤体開口率 W/ ℓ	水槽幅 (m)	配 置
固定床	①	4.0	16	—	5.25	—	16.0	単堤
	②	6.0	20	—	5.25	—	16.0	単堤
	③	6.0	20	1.41	5.25	0.27	13.3	群堤
	④	6.0	20	2.74	5.25	0.52	16.0	群堤
	⑤	8.0	24	—	5.25	—	16.0	単堤
移 動 床		6.0	20	1.41	5.25	—	16.0	群堤

表-6.2 固定床実験の入射波高測定値

ケース	波高分布測定時波高 (cm)					流況・流速測定時波高 (cm)				
	H _{0'}				H ₁	H _{0'}				H ₁
	H ₁	H ₂	H ₃	平均		H ₁	H ₂	H ₃	平均	
①	5.5	5.8	5.1	5.5	5.4	6.9	7.1	5.8	6.6	6.5
②	4.5	5.6	4.9	5.0	4.8	6.4	5.8	4.6	5.6	5.3
③	5.7	5.2	5.5	5.5	5.2	5.3	4.0	6.6	5.3	5.0
④	5.7	3.9	6.2	6.0	5.7	4.6	4.1	4.2	4.3	4.1
⑤	5.9	6.4	5.7	6.0	5.6	6.2	4.0	5.0	5.1	4.7

* H₁、H₃の平均とする。

大きさ約4 cm角の合板をフロートとして水槽に投入し、水槽上方からビデオ撮影した映像から測定した。

固定床実験では、電磁流速計により堤体周辺および堤体岸側の代表点における流速を測定した。各点の鉛直方向の測点数は、海底面上2 cm, h/2, h/4の3点とし、約30秒間の平均流速を求めた。

移動床実験では、波高分布、流況測定に加え、海浜地形と汀線位置を測定した。地形変化は岸沖方向の代表測線で堤体設置後0, 1, 2, 4, 6時

表-6.3 移動床実験の入射波高測定値

測 定 時	H _{0'} (cm)				H ₁ (cm)
	H ₁	H ₂	H ₃	平 均	
初 期	5.5	5.5	4.4	5.1	4.8
1 h r	5.8	4.7	6.4	5.6	5.3
2 h r	5.7	3.4	4.9	4.7	4.5
4 h r	6.0	5.3	6.6	6.0	5.7
6 h r	6.3	5.9	6.0	6.1	5.8
平 均	5.9	5.0	5.7	5.5	5.2

間後に、また水槽全体および構造物周辺で0.6時間後に測定した。地形測定は、沿岸方向に0.44 m、岸沖方向に0.1 mの間隔を基本とし、構造物周辺では約5 cmと細かな格子点において測定した。汀線位置は堤体設置後0, 1, 2, 4, 6時間後にビデオ撮影により測定した。波高分布および流況は、6時間後に固定床と同様の方法で測定した。

6.3 実験結果

6.3.1 固定床実験

(1) 波高比分布

Y_r の変化による単堤の波高比分布の変化を調べるため、ケース①、②、⑤の波高比 (H/H_I) 分布を図-6.3に示す。堤体岸側における $H/H_I = 0.4$ の等高線をみると、ケース①ではほぼ堤体幅で $Y = 2$ m 付近まで広がっているのに対し、ケース②、⑤では堤体のすぐ岸側では堤体幅とほぼ等しいが、岸に向かうほど幅が狭まり、三角形の分布となる。離岸距離が長いほど回折の影響を受け易いために、岸に向かうほど静穏域の幅が狭まったと考えられる。一方、 $H/H_I = 0.4$ の等高線はいずれのケースでも、 $Y = 2$ m 付近で閉じており、特に、回折の影響の少ないケース①においては、 $Y = 2$ m 付近で急激に静穏域が狭まっている。これは汀線付近における浅水変形および反射の影響と考えられ、これが存在するため離岸距離が小さいほど堤体背後での静穏域の占める割合が小さくなる。堤体沖側をみると、各ケースとも堤体からの反射波により重複波が形成されている。

次に、ケース①、②、⑤の沿岸および岸沖方向の波高比分布を図-6.4～6.6に示す。沿岸方向の波高比分布に関しては、ケース①、②、⑤とも開口部の H/H_I が1.0～1.3であるのに比べ、堤体背後部では概ね0.5以下となっており、構造物による波高低減効果が顕著に現れている。また、 $H/H_I \leq 0.5$ の幅はケース①ではほぼ堤体幅であるのに対し、ケース②、⑤では、回折の影響により堤体幅より狭くなっている。

岸沖方向の波高比分布に関しては、堤体中央測線 ($X = 0$ m) では、各ケースとも堤体設置による波高低減効果がみられるが、ケース②、⑤と比べてケース①では堤体のすぐ岸側で H/H_I が最小となった後、汀線に近づくとともに H/H_I が急激に上昇している。この理由は先に述べたように、汀線付近での浅水変形と反射の影響による。また、この測線では堤体位置で H/H_I がピークを有するが、これはセル間隙の縮流部で、局所的に水位変動が大きくなることによる。堤体岸側において堤体中心測線 ($X = 0$ m) と堤体端部測線 ($X = 2.00$ m) を比較すると、回折の影響により $X = 2.00$ m 断面の H/H_I は堤体中心測線より大きくなり、離岸距離が大きいほどその差が増大する。これは、離岸距離が大きくなると構造物の設置水深が増加し、回折の影響を受け易くなるためと考えられる。また、堤体沖側では重複波の形成が認められる。

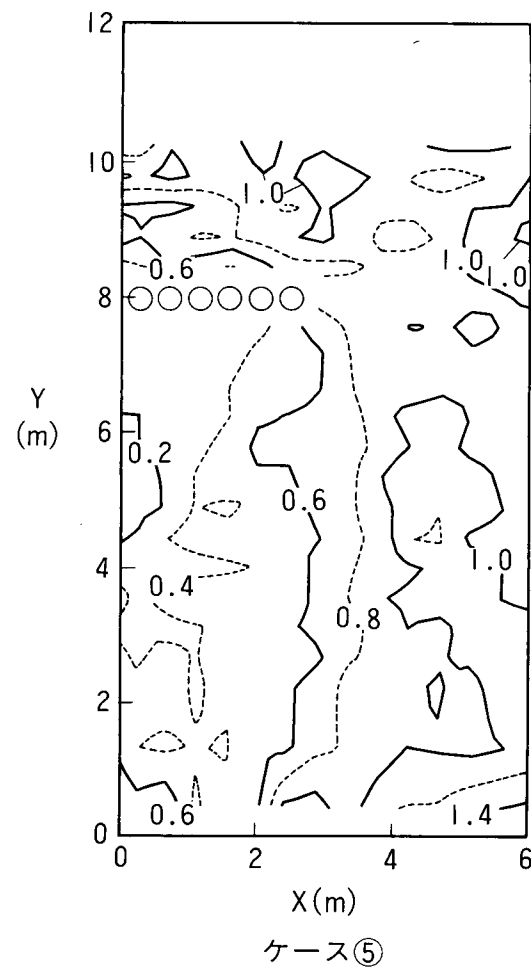
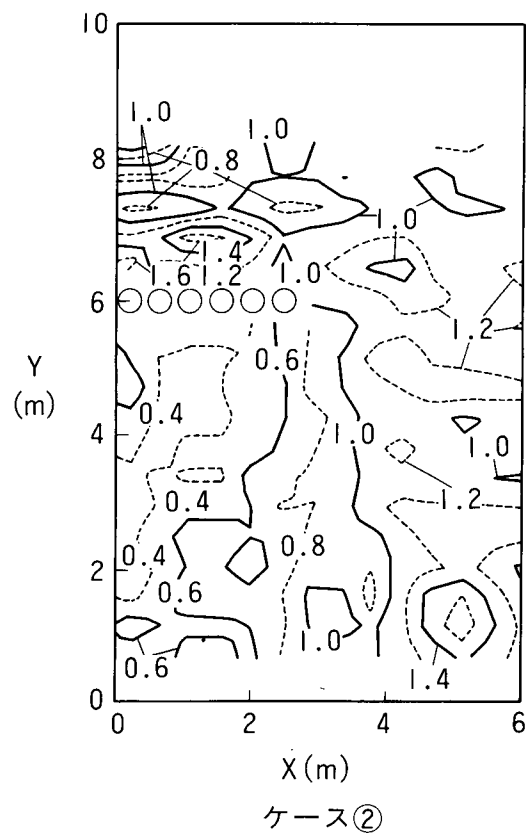
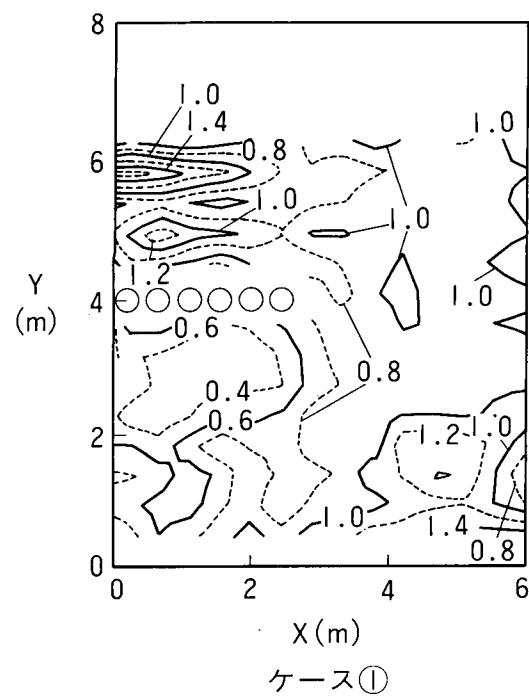


図-6.3 単堤の波高比分布の比較 (ケース①, ②, ⑤)

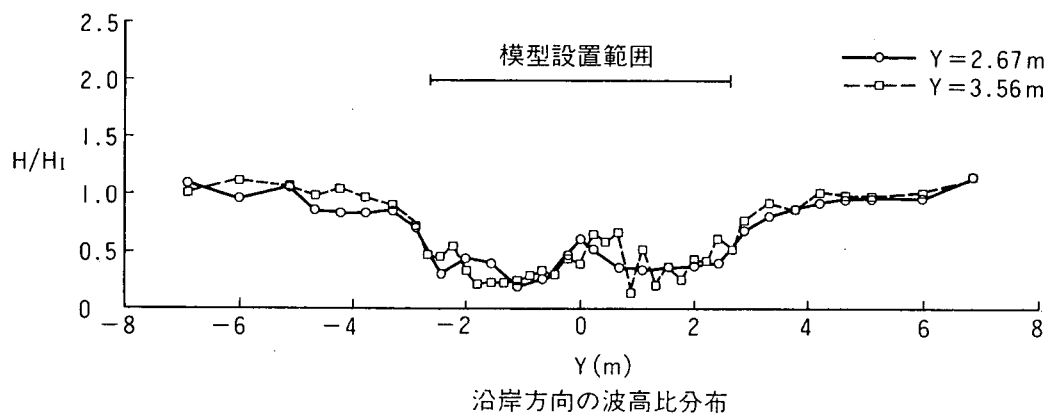
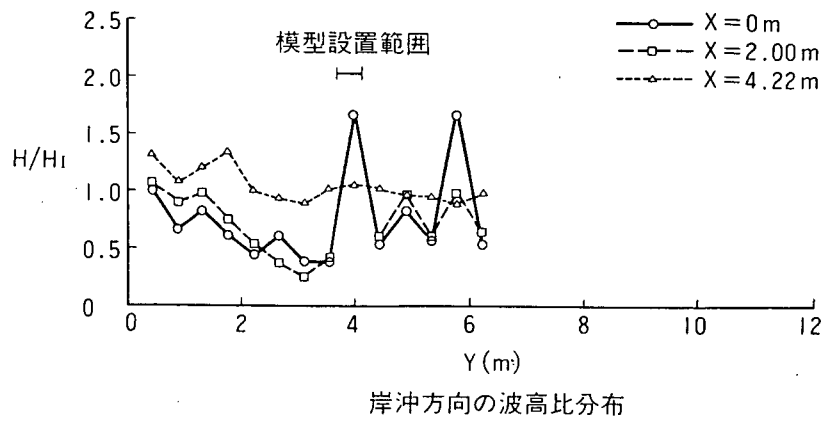


図-6.4 波高比の沿岸・岸沖分布 (ケース①)

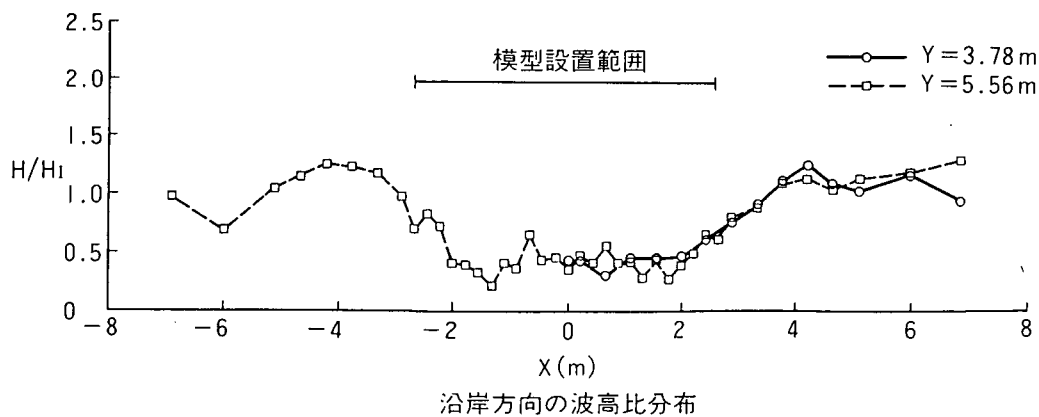
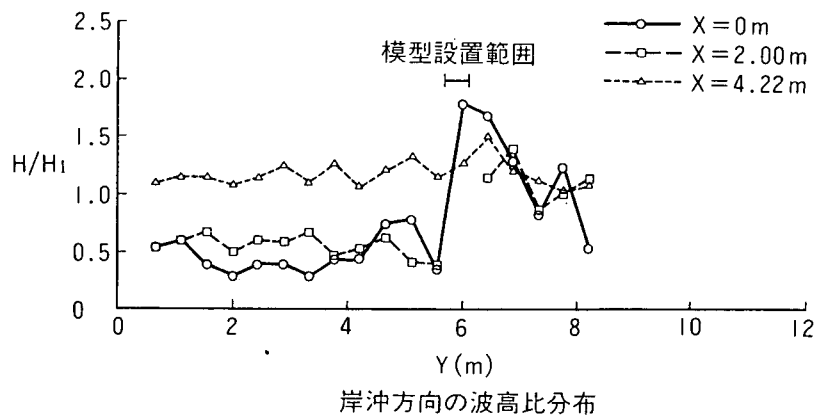


図-6.5 波高比の沿岸・岸沖分布 (ケース②)

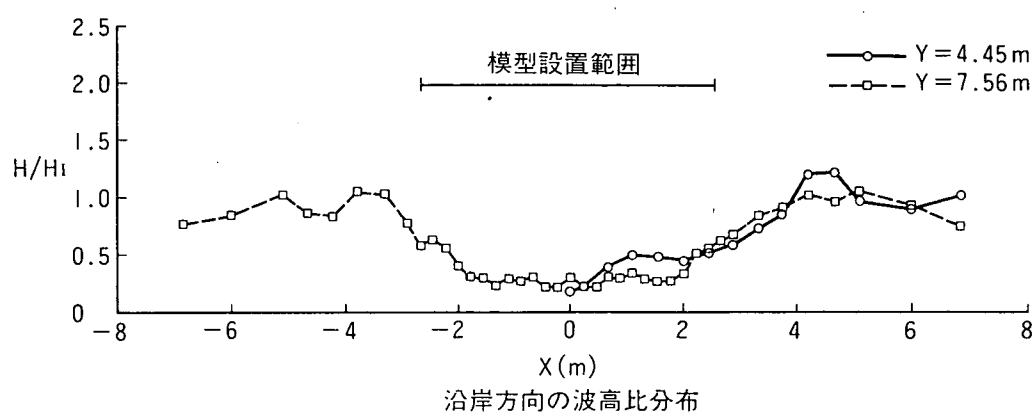
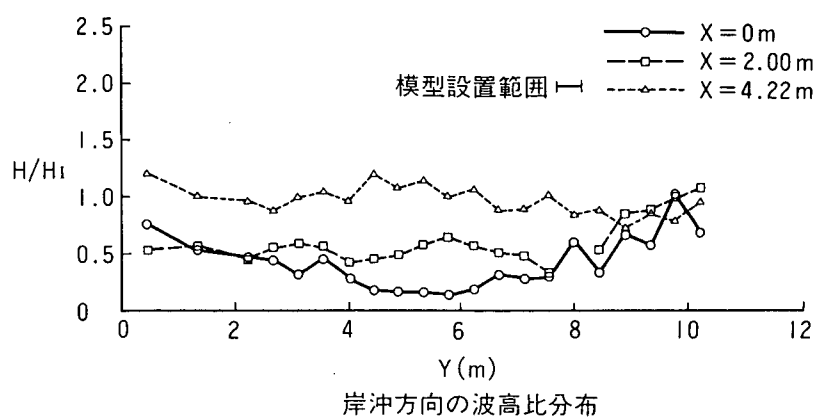


図-6.6 波高比の沿岸・岸沖分布 (ケース⑤)

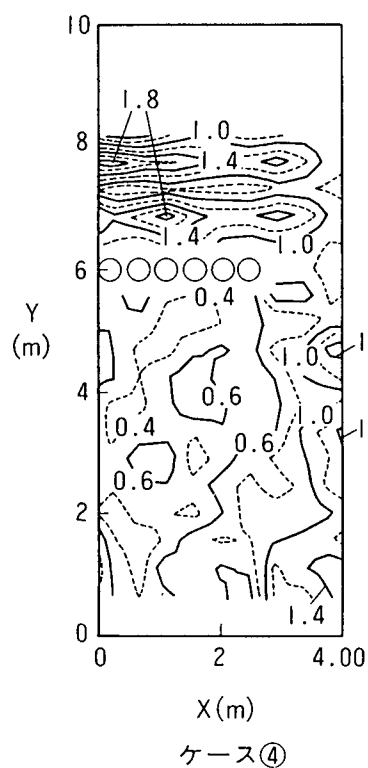
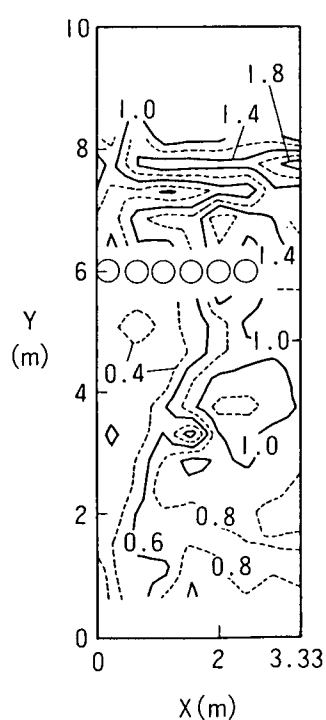


図-6.7 群堤の波高比分布の比較 (ケース③, ④)

堤体開口幅と堤長の比 W/l の変化による群堤の波高比分布の変化を調べるため、ケース③、④の H/H_1 を図-6.7に示す。堤体岸側の H/H_1 をみると、 W/l の広いケース④では開口背後部で H/H_1 が大きく、1.0以上となるのに対し、ケース③では開口部からの進入波の影響が小さく、ほぼ全域で $H/H_1 \leq 1.0$ となる。また、開口部背後汀線付近の波高比を比較しても、ケース③では0.8程度であるのに対し、ケース④では1.0～1.2に達する。堤体背後における $H/H_1 = 0.4$ の等高線をみると、ケース③に比べて開口幅の大きいケース④では、汀線に近づくにしたがって急激に幅が狭くなる。これは、開口幅が大きいほど堤体岸側に進入する波のエネルギーが大きいことによる。一方、 $H/H_1 = 0.6$ の等高線で区切られた範囲はむしろケース③が狭くなっており、ケース③においては堤体背後における波高の沿岸方向変化が比較的急になっている。ケース①、②、⑤の場合と同様にしてケース③、④の沿岸および岸沖方向の波高比分布を図-6.8、6.9に示す。堤体岸側の波高比分布をみると、沿岸方向では堤体中

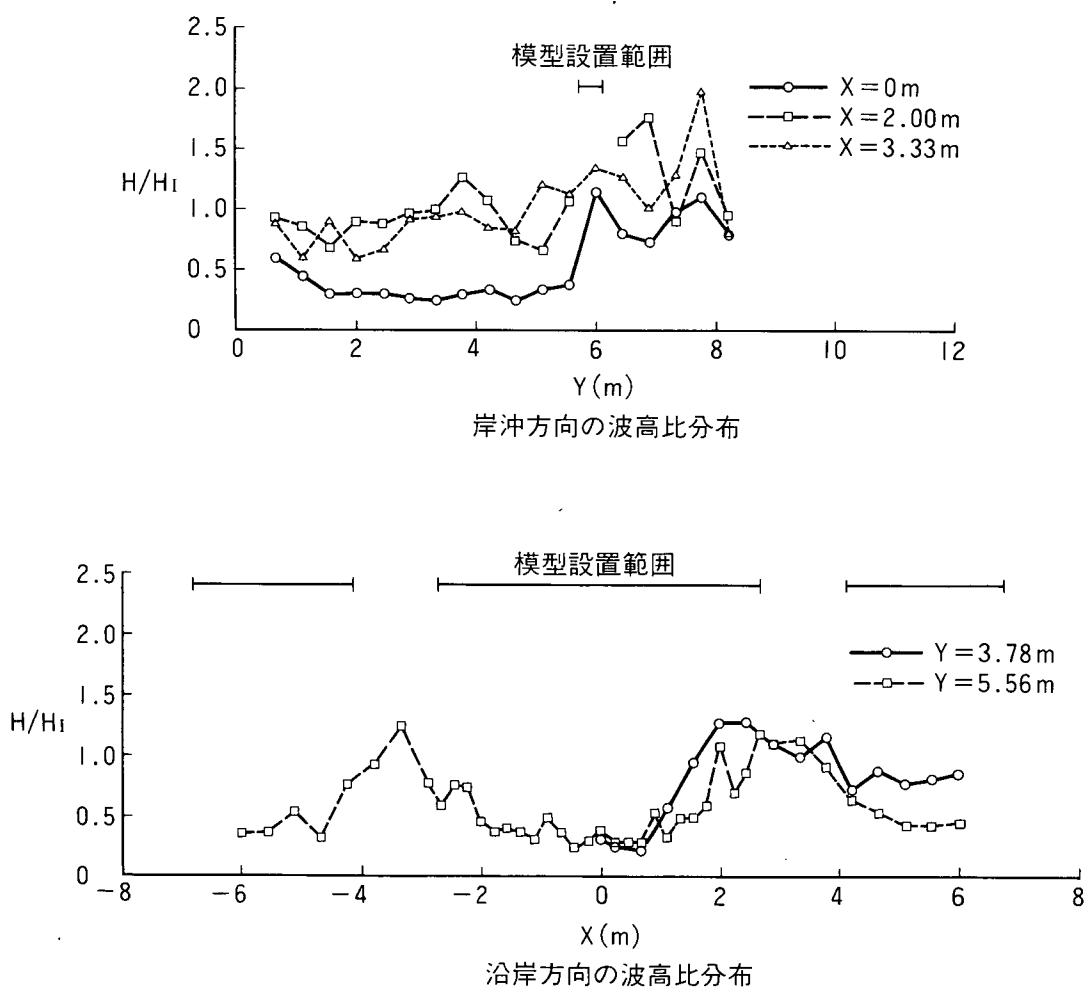


図-6.8 波高比の沿岸・岸沖分布 (ケース③)

央 ($X=0$ m) 付近でケース③の波高比がケース④より小さいものの、 $X=2$ m 付近では逆にケース③の波高比が大きい。また、ケース④では回折波の影響とみられるピーク ($Y=5.56$ m: $X \approx 0.5$ m, $Y=$

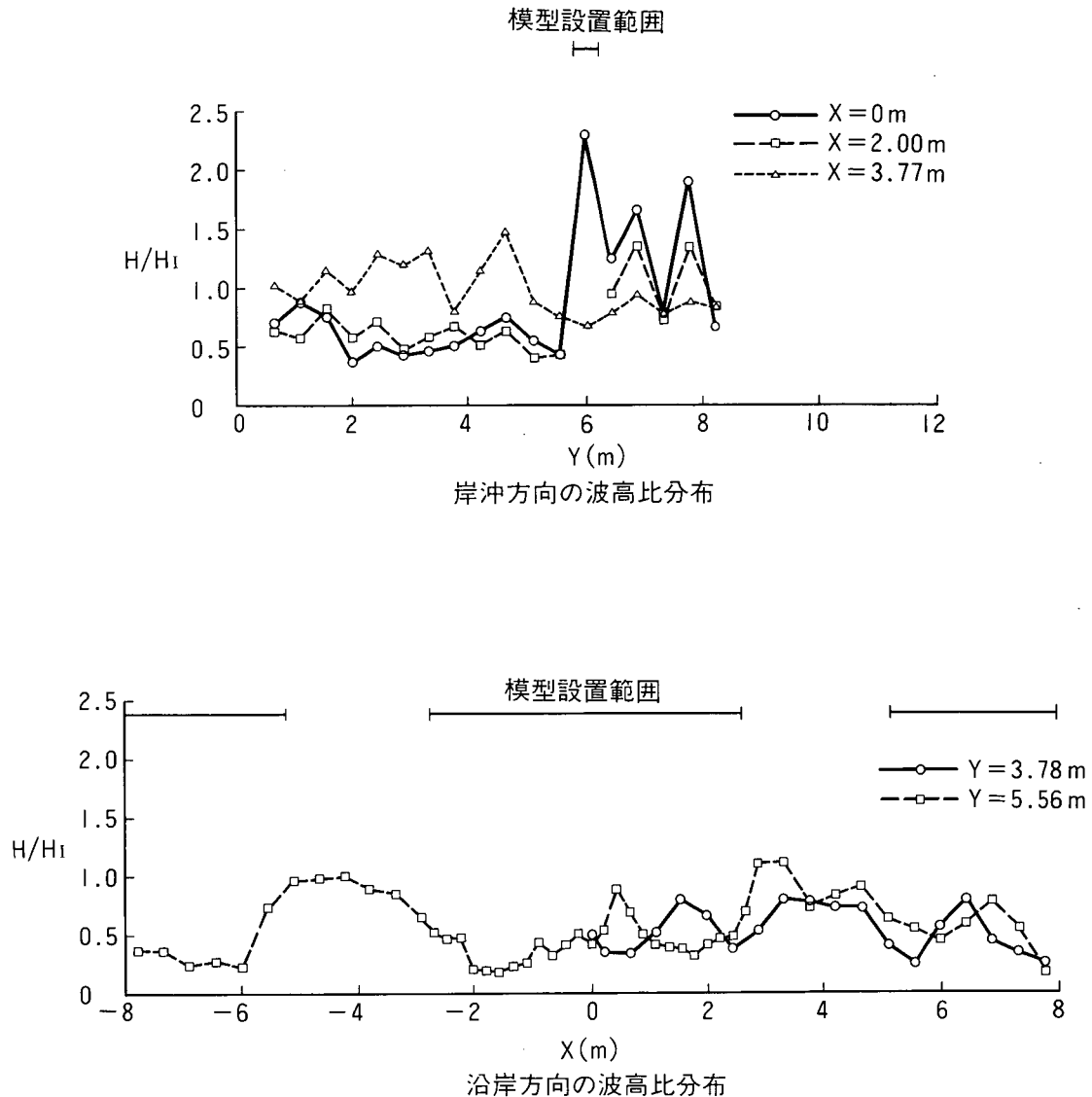


図-6.9 波高比の沿岸・岸沖分布 (ケース④)

3.78 m: $X \approx 0.5$ m) が現れており, $H/H_1 \leq 0.5$ 以下となる幅を比較すると, ケース③の方がケース④よりも広い。岸沖方向の波高比分布では, ケース③において, 堤体端部測線 ($X=2.00$ m) の波高比は開口部中心測線 ($X=3.33$ m) とほぼ同程度である。このためケース④と比較しても, 堤体中心および開口部中心 (ケース④: $X=3.77$ m) では, ケース③の波高比がケース④より小さいものの, 堤体端部測線では逆にケース③の波高比が大きくなっている。

構造物による静穏域の創出効果を調べるため, $H/H_1 \leq 0.7$ の範囲を静穏域 (宇多ら, 1987b) と定義し, 式 (6.1), (6.2) により静穏度パラメータ S および S' を求めた。

$$S = \frac{\text{静穏域の面積 (A)}}{\text{堤長 (} \ell \text{)} \times \text{離岸距離 (} Y_r \text{)}} \quad \dots\dots\dots (6.1)$$

$$S' = \frac{\text{静穏域の面積 (A)}}{(\text{堤長 (}\ell\text{)} + \text{開口幅 (W)}) \times \text{離岸距離 (Yr)}} \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

ここで、Sは堤体背後部のみの静穏度を表すパラメータであるのに対し、S'は開口背後部も含めた、堤体岸側全域の静穏度を表すパラメータであり、群堤のみに適用される。Yr/LおよびW/ℓと、静穏度パラメータS、S'の関係を図-6.10に示す。

ここで波長Lは水深20cmにおける値である。単堤配置のSは、Yr/L=4.9 (ケース⑤)の場合、ほぼ1.0であり、堤体背後のほぼ全域が静穏化されるのに対し、離岸距離が小さくなるほどSが小さくなり、Yr/L=2.5 (ケース①)ではS=0.8となる。これは図-6.3に示したように、汀線付近での浅水変形および反射の影響により、離岸距離が小さいほど静穏域の占める割合が相対的に小さくなったことによる。一方、群堤配置のSは単堤配置と比べてW/ℓ=0.52 (ケース④)ではほぼ同程度であるがW/ℓ=0.27 (ケース③)では約0.4も小さくなった。一般に、W/ℓが小さいほど堤体背後部の静穏域が広がると考えられるが、今回の実験ではまったく逆の結果となった。

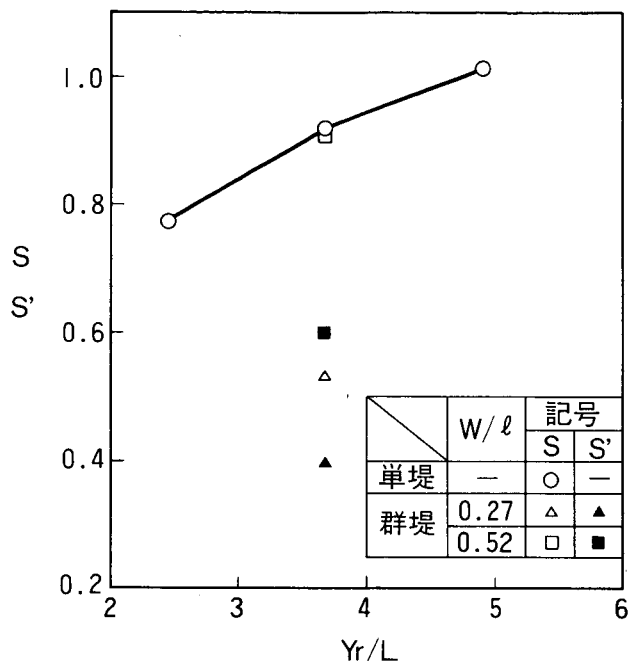


図-6.10 離岸距離および堤体開口率と静穏度パラメータS、S'の関係

この結果からみると、W/ℓが大きいほど堤体岸側海域は静穏になるように思われるが、ケース④では堤体開口部背後での波高比がかなり大きくなっているとともに、堤体背後の $H/H_1 \leq 0.4$ の範囲はケース③より狭く (図-6.7 参照)、堤体岸側全域の静穏度を考えると、W/ℓ=0.27の方が静穏であるといえる。群堤配置における堤体岸側全域の静穏度を示すS'も、Sと同様、ケース③がケース④より小さくなったが、その差はSの場合よりも小さい。

(2) 流況

単堤配置において離岸距離が流況に与える影響を調べるため、ケース①、②、⑤の流況を図-6.11～6.13に示す。いずれのケースも堤体左右の開口部では沖から岸に向かって流れており、この流れは堤体背後部へと回り込んだ後、堤体のセル間隙部から沖へ向かって流出する。セル間隙部からの流出速度はかなり大きく、堤体沖側の流速はケース①、②で13cm/s、ケース⑤で20cm/sとなった。ケース①、②では汀線付近において構造物の背後へと向いた沿岸流が発生し、この流れは中央で会合し、離岸流となって沖に流出する。この循環流の存在と構造物背後での波高の低減効果により、堤体背後部汀線付近には舌状砂州が形成されると思われる。離岸流の流速は離岸距離が小さいほど大きく、ケース①で12cm/s、ケース②で8cm/sである。一方、離岸距離の大きいケース⑤では、ケース①、②と比べて、

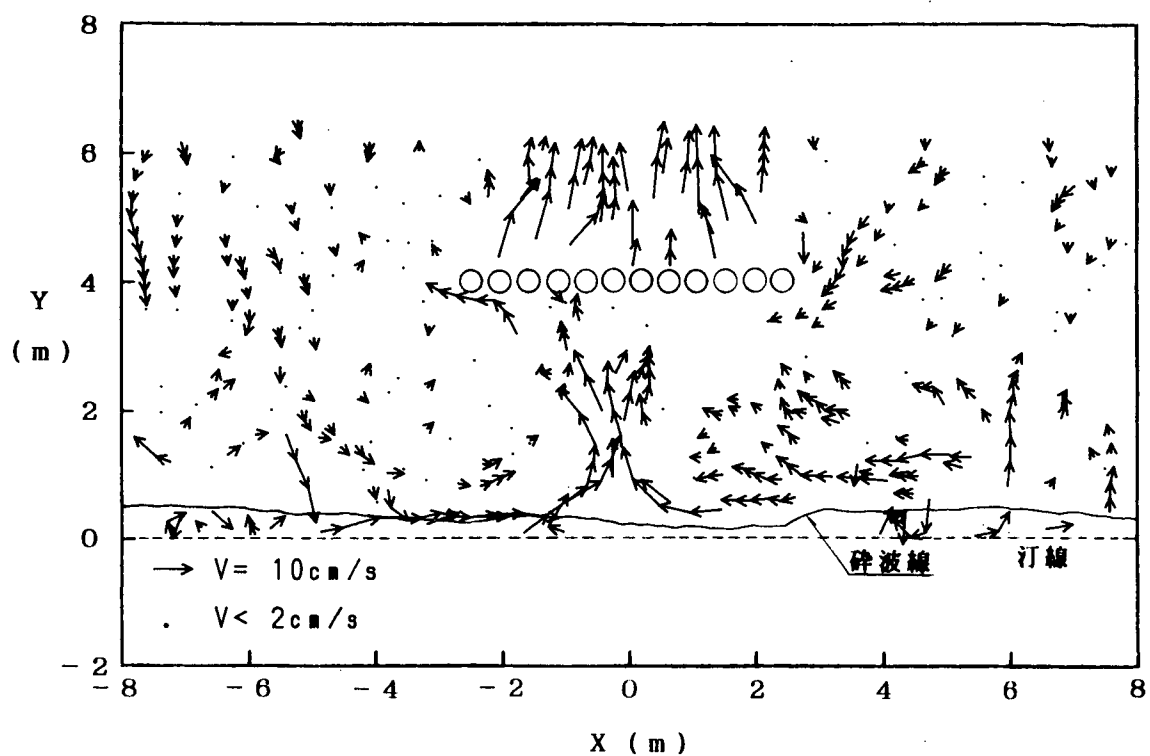


図-6.11 ケース①の流況図

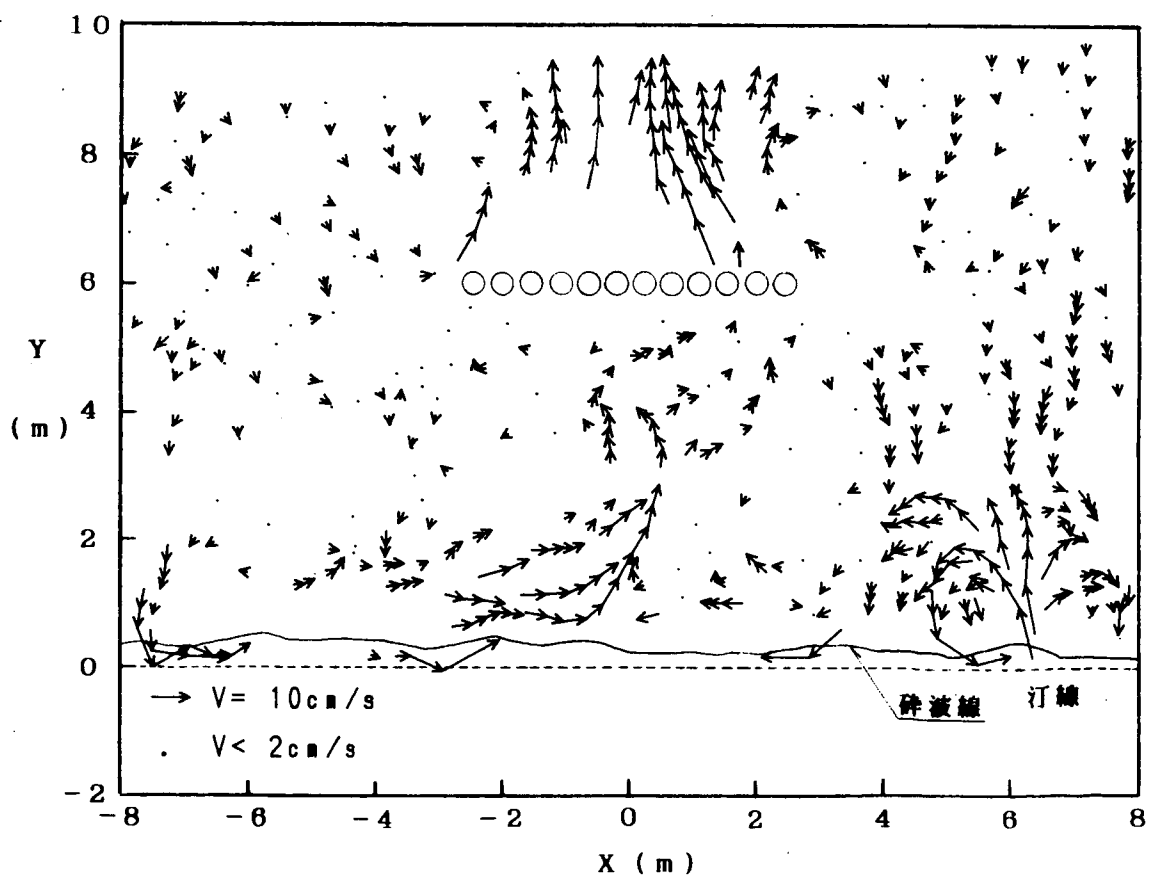


図-6.12 ケース②の流況図

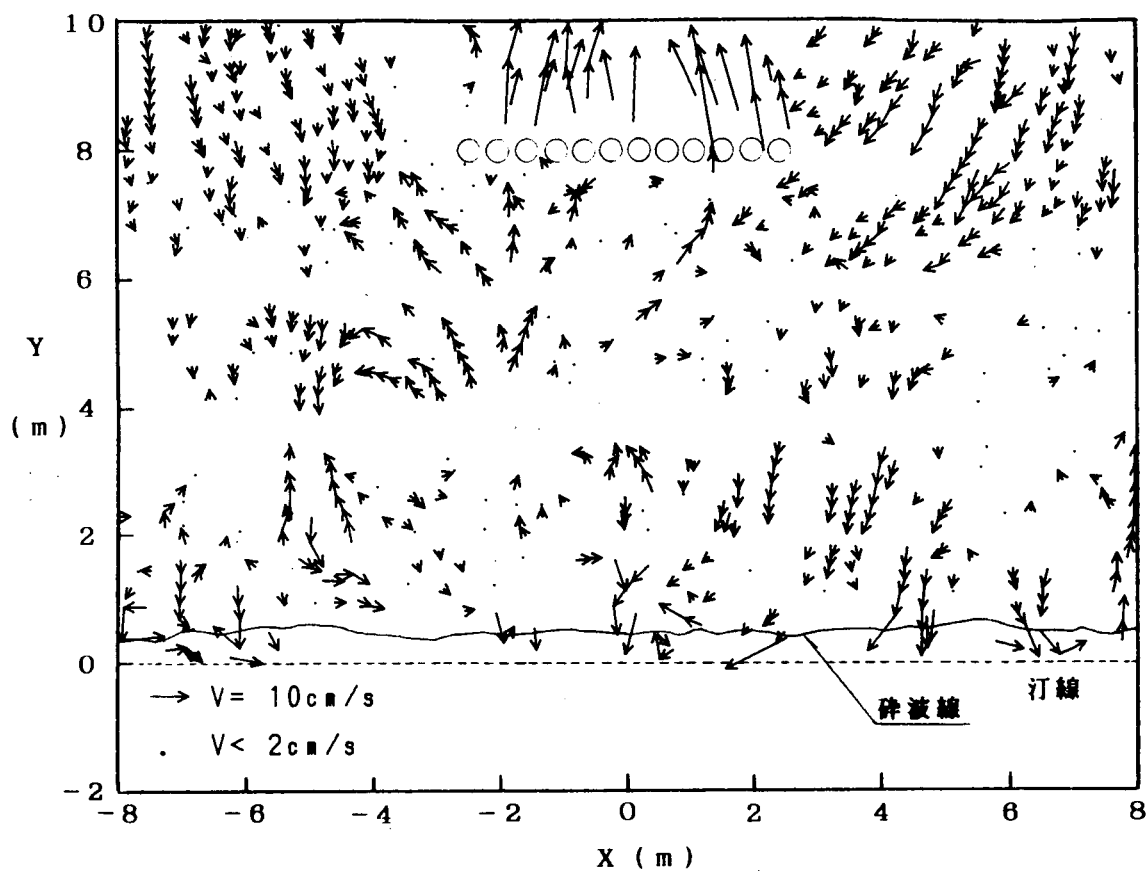


図-6.13 ケース⑤の流況図

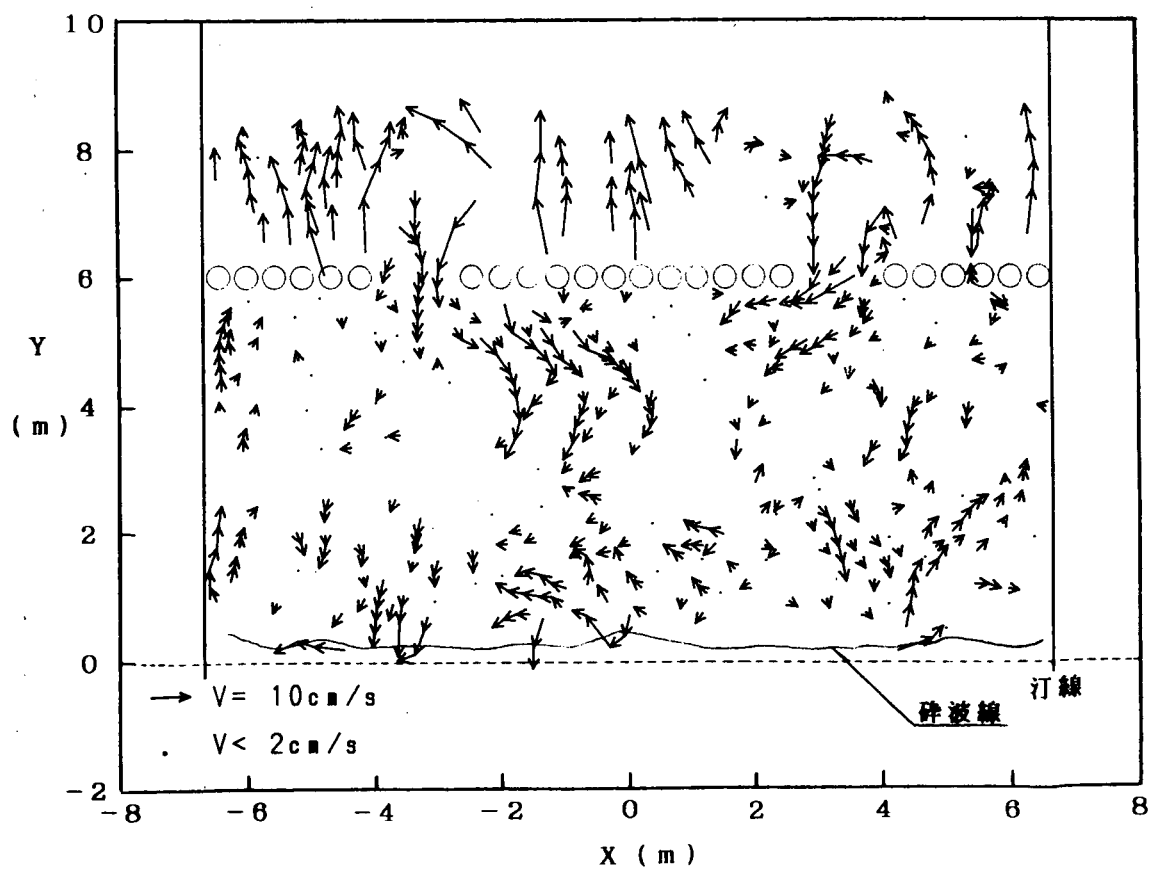


図-6.14 ケース③の流況図 (群堤)

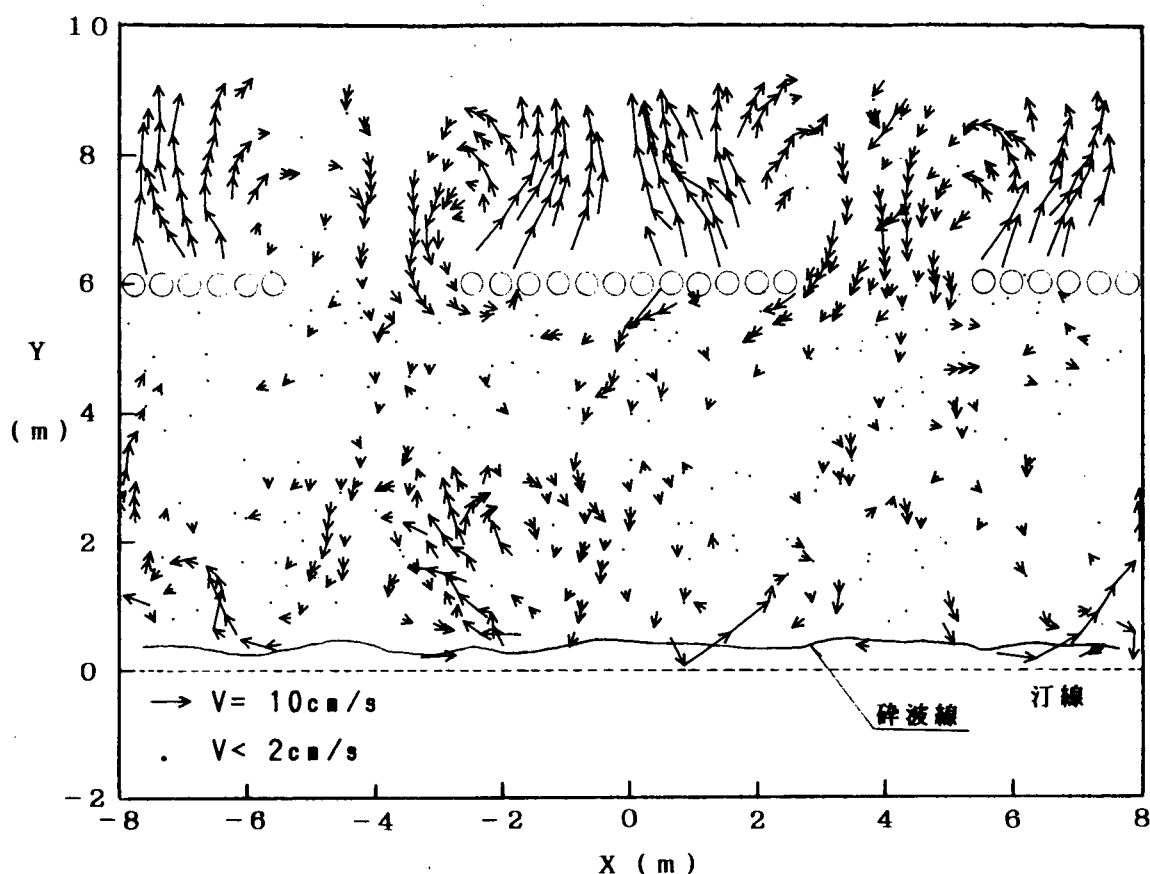


図-6.15 ケース④の流況図（群堤）

汀線付近における沿岸流および汀線中央部の離岸流がいずれも弱い。

次に、群堤配置での W/l と流況の関係を調べるため、ケース③、④の流況を図-6.14、6.15に示す。いずれのケースも単体配置と同様に開口部において向岸流が、堤体沖側において冲向き流れがみられる。堤体開口部での向岸流は開口幅の小さいケース③がケース④と比べて若干大きい、堤体前面における冲向き流れはどちらも同じ程度である。開口部から岸に向かう流れは、堤体岸側で、堤体と平行方向に中央へと向かい、両方向からの流れが会合した後、大部分はセル間を通して冲向きに流出する。また、一部は向岸流となって、汀線方向へと向かう。単堤配置（図-6.12、ケース②）では開口部における向岸流が汀線付近で中央に向かう沿岸流となり、中央部で離岸流となって堤体付近まで達していたのに対し、ケース③、④では汀線付近の流れは全般に緩やかである。以上の点より、単堤と群堤とで汀線付近での流況にはかなり明確な差異が生ずることが分かる。

次に電磁流速計により測定した上層（静水面下 $h/4$ ）、下層（底面上 2 cm ）におけるケース②、③、④の平均流速の測定結果を図-6.16～6.18に示す。開口部での流速を比較するため、 $X = 2.89\text{ cm}$ における堤体前後の流速をみると、単堤（ケース②）では冲向き流れが生じているのに対し、群堤（ケース③、④）では、向岸流となっている。また、ケース③、④の比較では開口幅の小さいケース③は、ケース④と比べ岸向き流速が大きい。堤体中央の測線（ $X = 0\text{ m}$ ）における流速に関しては、いずれのケースで

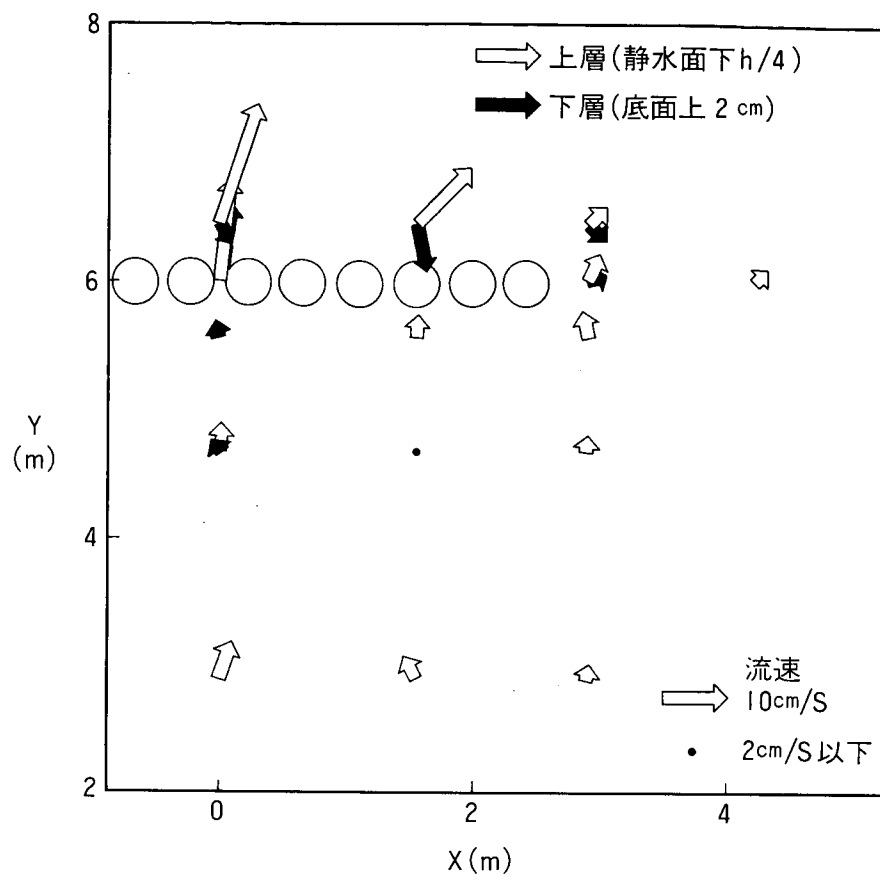


図- 6.16 平均流速の平面分布 (ケース②)

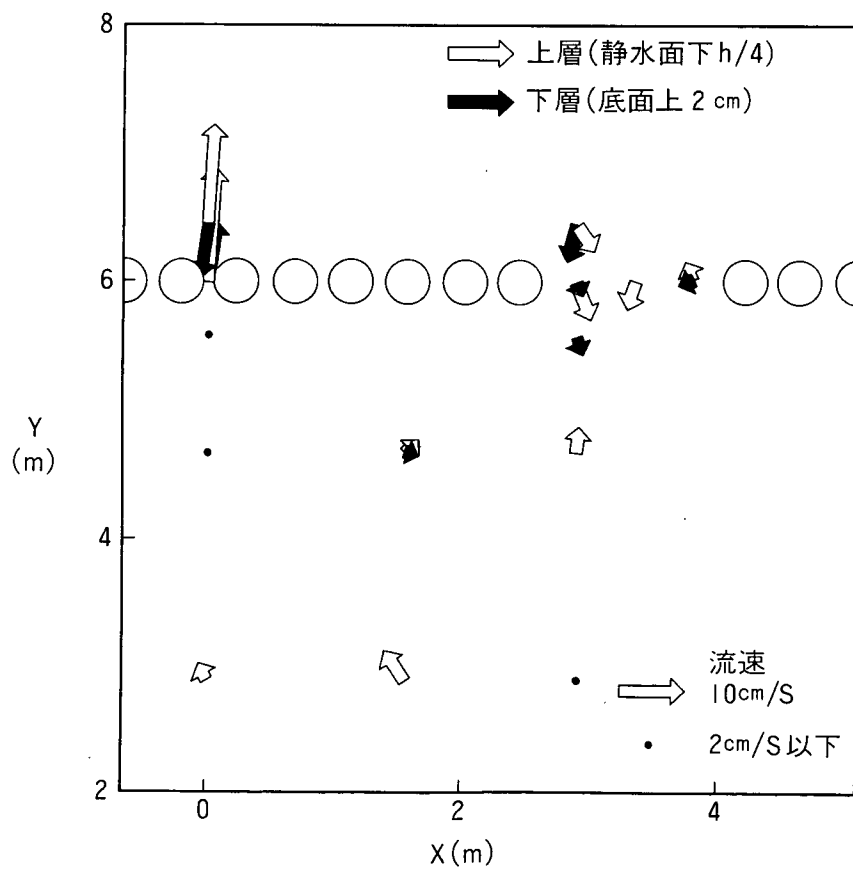
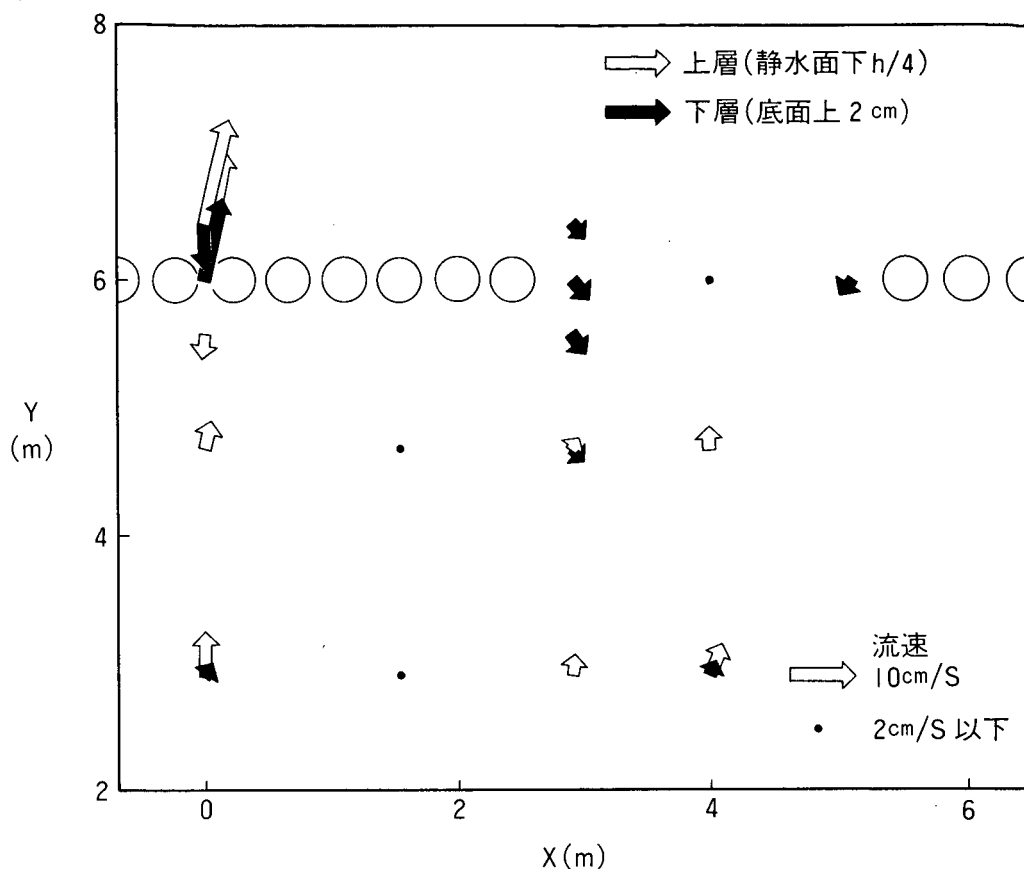
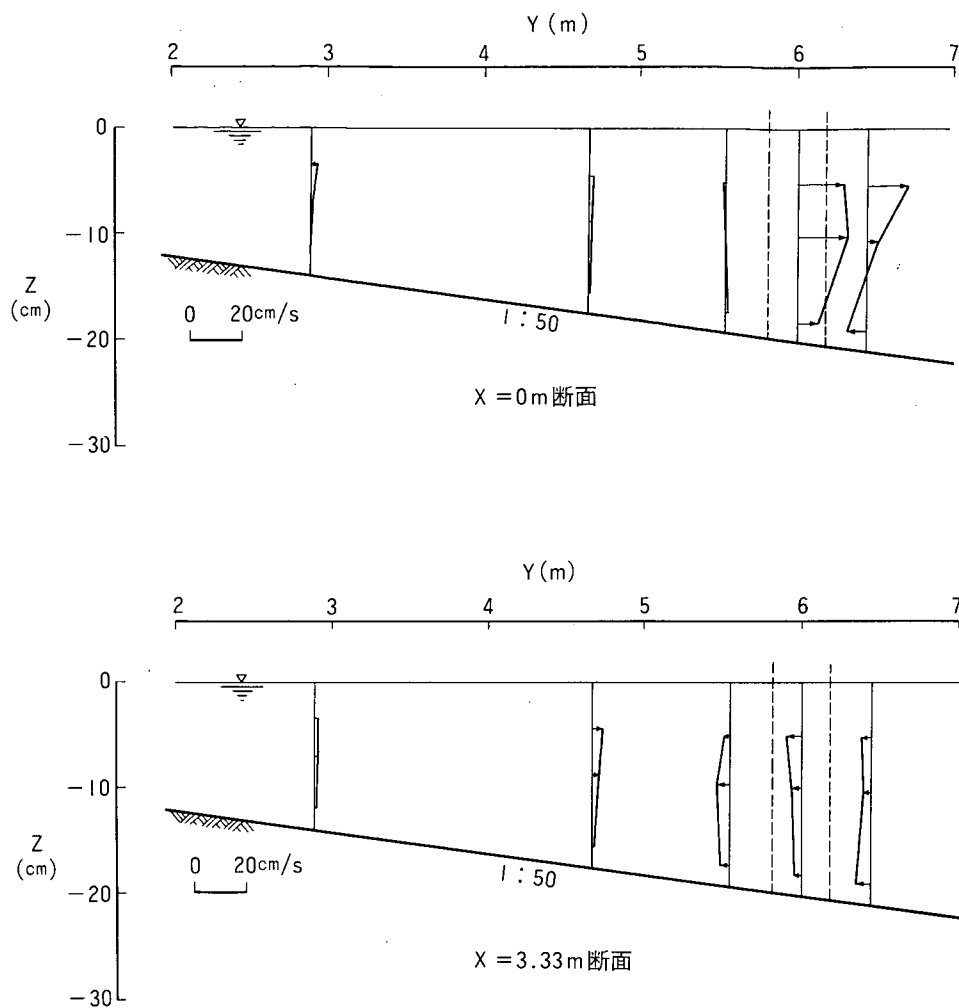


図- 6.17 平均流速の平面分布 (ケース③)



図－ 6.18 平均流速の平面分布（ケース④）

も、セル間隙部（ $Y = 6 \text{ m}$ ）上層，下層および堤体沖側（ $Y = 6.44 \text{ m}$ ）の上層において，強い冲向き流れが生じた。ケース③，④の流況測定において生じた堤体背後部における向岸流は，ケース④の堤体背後（ $X = 0 \text{ m}$ ， $Y = 5.56 \text{ m}$ ）を除いて認められないものの，ケース②と比べて冲向き流れが小さくなっている。ケース③の平均流速の鉛直分布を図－ 6.19に示す。堤体中央の断面（ $X = 0 \text{ m}$ ）ではセル間隙部の全層および堤体沖側の上層において，強い冲向き流れが生じているのに対し，堤体沖側の下層では向岸流となっている。一方，開口部断面（ $X = 2.89 \text{ m}$ ）では，堤体前後において向岸流が生じているが，その速度は堤体周辺の冲向き流れと比べて小さい。



図－ 6.19 岸沖方向平均流速の鉛直分布（ケース③）

6.3.2 移動床実験

(1) 海浜地形

初期より波作用 6 時間後までの海浜地形変化量の平面分布を図－ 6.20 に示す。汀線付近では、堤体背後の中央部で最大 6 cm の堆積が生じ、一方、開口部の背後の汀線付近では最大 2 cm 程度侵食されている。また、 $Y = 3$ m（水深 14 cm）から $Y = 6$ m（堤体位置）間の地形変形はほとんど生じていない。堤体周辺の局所洗掘を調べるため、堤体周辺の地形変化を図－ 6.21 に示す。堤体沖側では、堤体直前位置に堆積が生じ、沖に向かうにしたがい ± 1 cm 程度の洗掘と堆積が周期的に現れている。洗掘部と堆積部の間隔は概ね $1/4$ 波長（約 0.4 m）であることから、この地形変形は重複波による底質移動（入江ら、1984）と考えられる。堤体端部沖側（ $X \approx \pm 2$ m, $Y \approx 6.5$ m）付近には最大 3 cm 程度の堆積が生じている。一方、岸側においては、堤体端部で 1 cm 程度の堆積が生じているほかは、地形変化は生じていない。ただし、図－ 6.21 にはセル間隙部における地形変形は表現されていないが、この部分には洗掘が生じている。

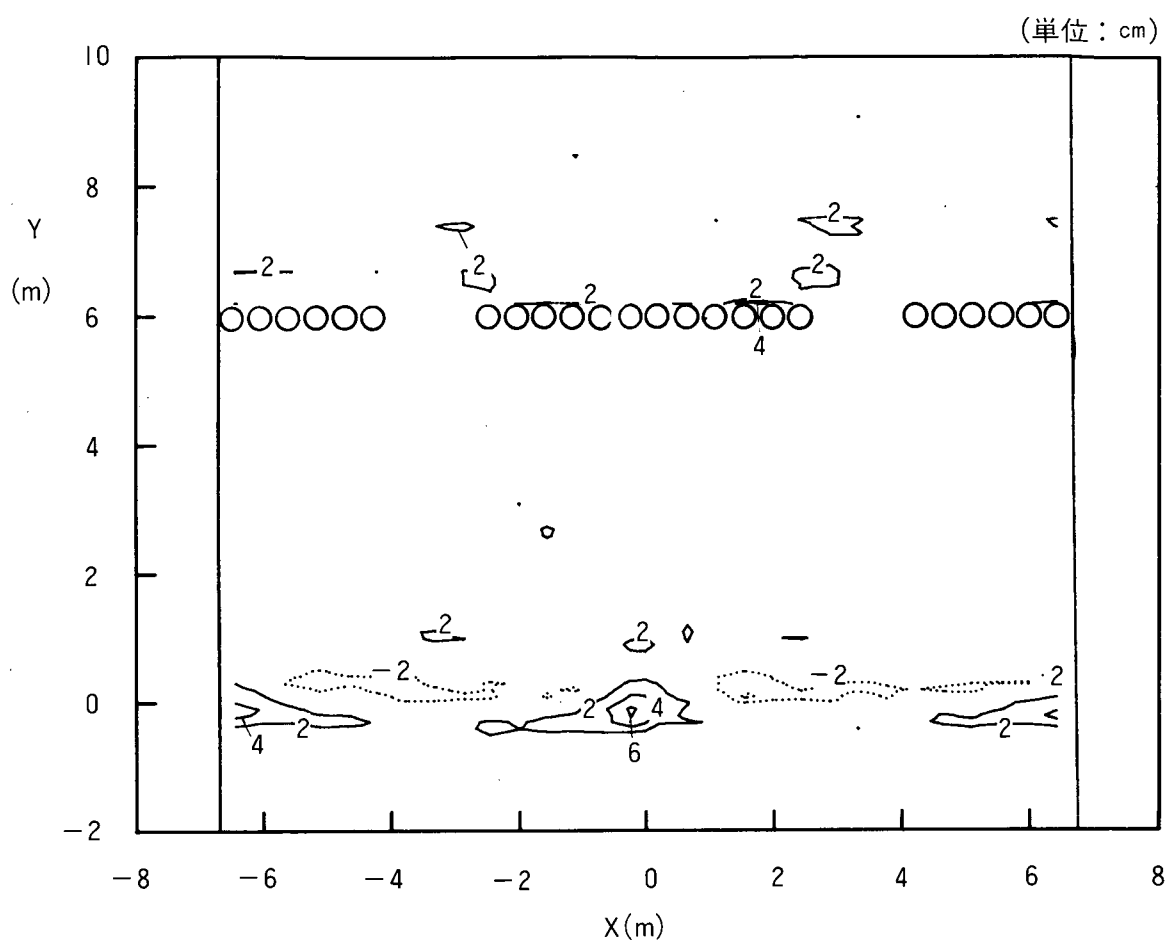


図- 6.20 海浜地形変化量の平面分布 (0hr vs 6hr)

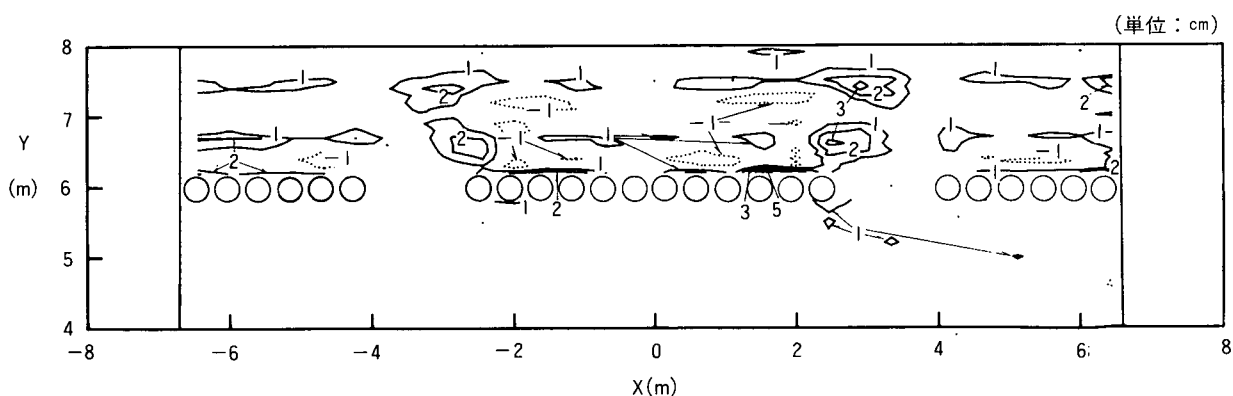
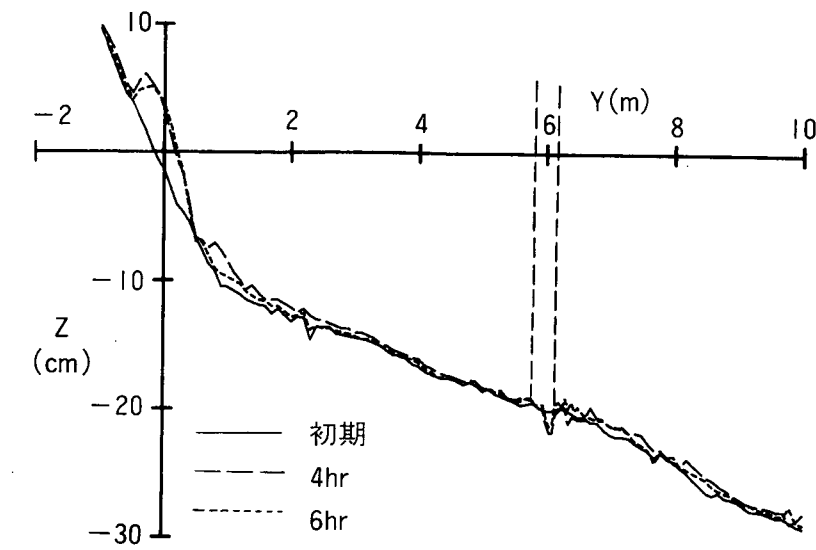
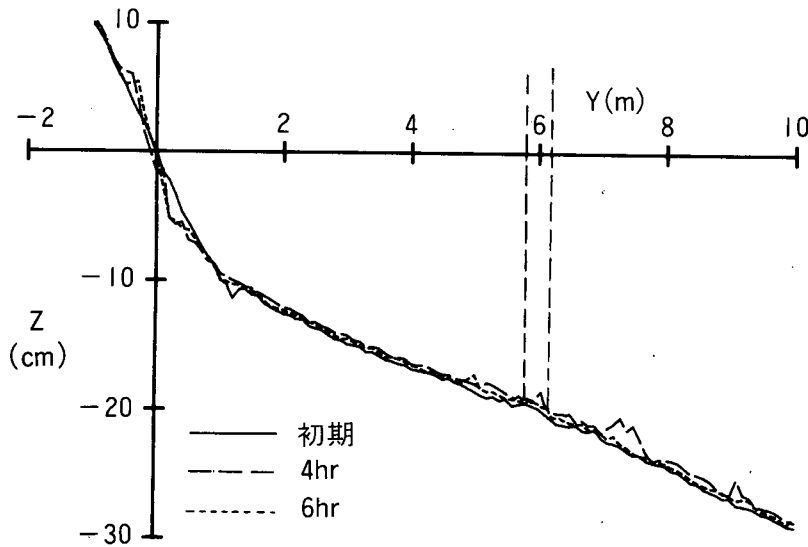


図- 6.21 堤体周辺の海浜地形変化量の平面分布
(0hr vs 6hr)

次に、堤体中央断面 ($X = 0 \text{ m}$) と開口部中央断面 ($X = 3.33 \text{ m}$) における海浜断面形の変化を図- 6.22に示す。堤体中央断面では波作用 4 時間後までに $-7 \text{ cm} \sim 5 \text{ cm}$ の間で堆積し、汀線が前進した。



X = 0 m の断面



X = 3.33 m の断面

図- 6.22 海浜断面形の変化

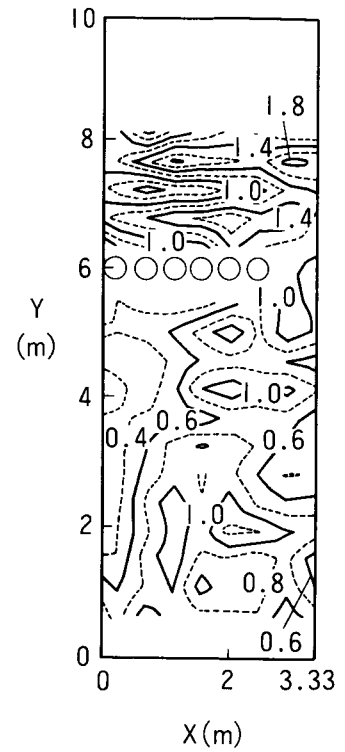


図- 6.23 波高比分布
(移動床実験)

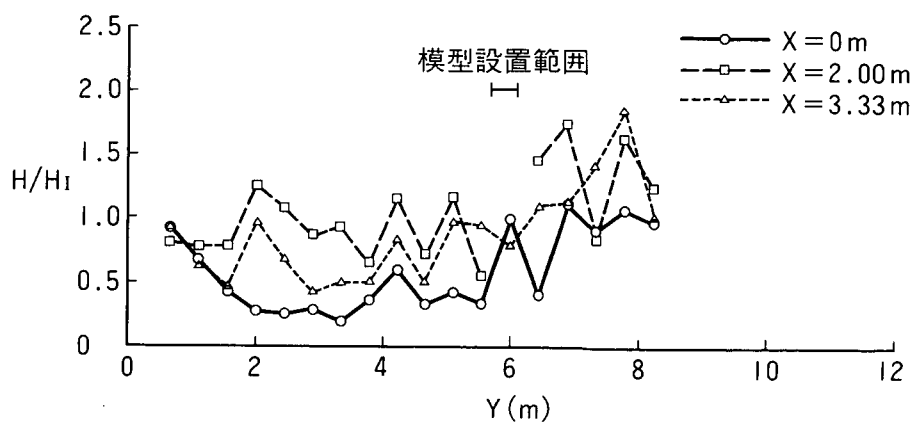


図- 6.24 波高比の岸沖分布 (移動床実験)

また、海底勾配急変点（ -10cm ）付近では、一部堆積が生じた。堤体背後部の水深 -14cm 以深では地形変化がほとんど生じていない。セル間隙部（ $Y=6\text{m}$ ）付近をみると、セル体中心の沖側に、 2cm 程度の洗掘が生じている。これは、セル間隙部で生じる強い冲向き流れによるものと考えられる。開口部中央測線では、 $Z=-5\text{cm}\sim 2\text{cm}$ 間で洗掘、 $Z=2\text{cm}\sim 5\text{cm}$ 間で堆積が生じ、汀線が後退するとともに、汀線付近の海底勾配が急になった。さらに、 -7cm 以深の堤体背後部では地形変化がほとんど生じていない。

(2) 波高比分布

波作用後6時間における波高比分布を図-6.23に示す。固定床のケース③（図-6.7）と比較すると、汀線中央付近の静穏域が若干狭くなったが、開口部背後の波高比は全体的に小さくなった。これは、海底地形が変化したためと考えられる。図-6.24に岸沖方向の波高比分布を示す。固定床（図-6.8）と比べ、堤体中央測線（ $X=0\text{m}$ ）の波高分布は汀線付近で大きめの値となっているほか、ほぼ同様である。

(3) 流況

波作用6時間後における流況を図-6.25に示す。固定床実験の結果（図-6.12）と比較すると、開口部における向岸流と堤体沖側における冲向き流れは同様の結果となっているが、固定床においてみられた堤体背後部の向岸流はみられず、全体によどんだ状態となった。この原因としては、海底地形が波および流れにより変化し、海浜形状が安定したことが挙げられる。

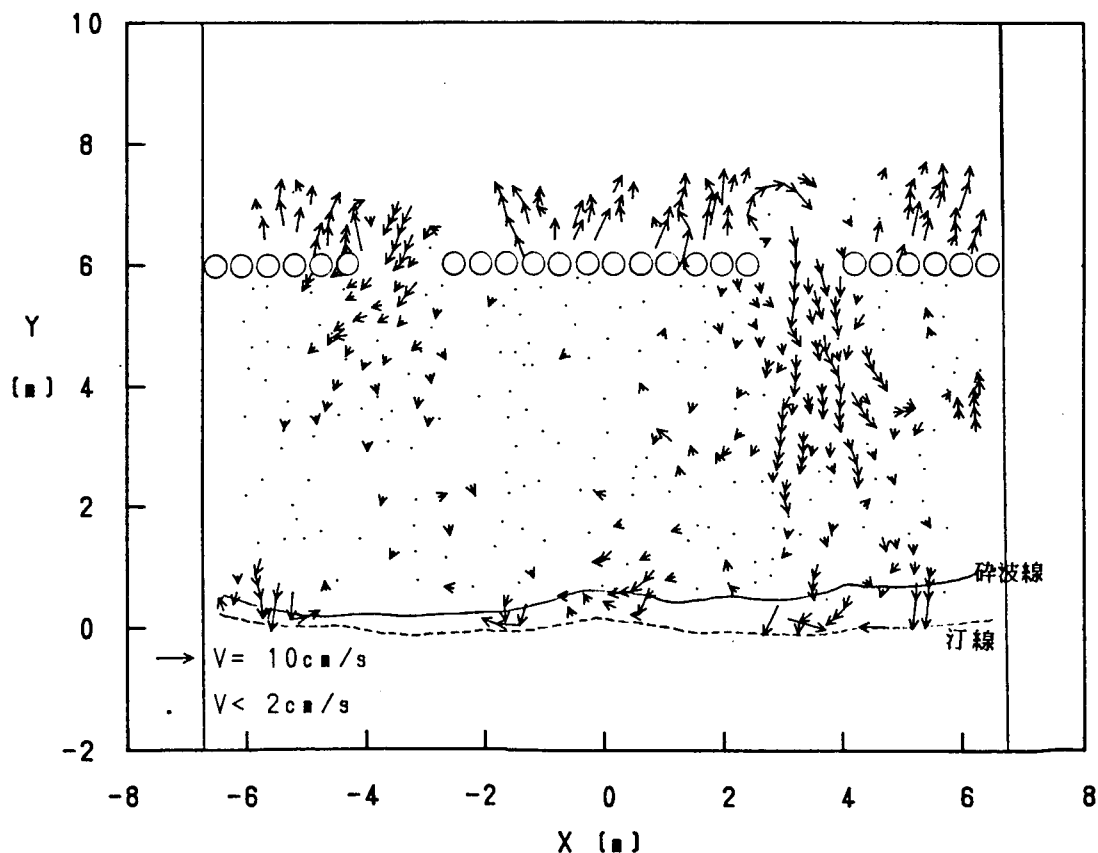


図-6.25 流況図（移動床実験）

(4) 汀線変化

汀線変化を図-6.26に示す。これによると開口部背後では汀線が後退し、侵食された底質は中央に移動して、波作用4時間後には堤体背後部中央で汀線が約20cm前進した。その後、中央部では若干汀線の後退がみられ、6時間後の汀線前進距離は約15cmとなった。

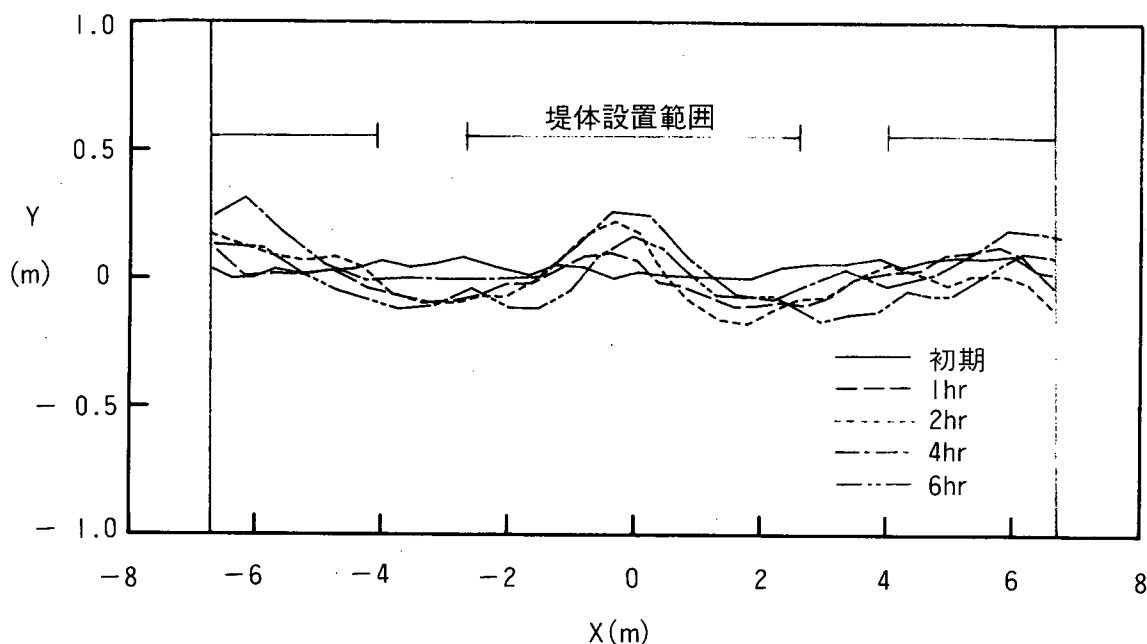


図-6.26 汀線変化図

6.4 ま と め

- ① 単堤配置において、堤体背後における波高比 (H/H_t) 0.4 以下の範囲は、離岸距離が小さい場合 ($Y_r/L = 2.5$) では、ほぼ堤体幅で岸側に広がったが、離岸距離が $Y_r/L = 3.7$, 4.9 と大きくなると、回折の影響により、岸側ほど幅が狭くなる分布形状となった。また、 $Y_r/L = 3.7$ の群堤配置でも、単堤配置の場合と同様、岸側ほど幅が狭まる分布形状となり、その狭まる程度は、開口幅が大きいほど急激であった。
- ② セル間隙部および堤体沖側上層では、強い冲向き流れが生じるのに対し、堤体沖側下層では向岸流が生じた。また、群堤配置における堤体開口部では向岸流が生じ、 W/l が小さいほど堤体開口部の向岸流は強くなった。
- ③ 単堤配置においては、堤体中央背後の汀線付近に離岸流が生じ、その流速は離岸距離が小さいほど強くなった。一方、群堤配置では、堤体背後に弱い向岸流がみられたものの、全体に流れはよどんだ状態となった。
- ④ 移動床実験において、堤体開口部背後で侵食された砂は堤体中央背後に移動し、最終的に汀線が約15cm前進した。
- ⑤ セル間隙部では冲向きの強い流れにより約2cmの洗掘が生じた。

参考文献

- 入江 功・近藤隆道・赤石正廣・寺崎賢次（1984）：重複波による防波堤前面での海底洗掘—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.
- 宇多高明・村井禎美・小国嘉之・飯村 修・高瀬幸紀（1987a）：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，No. 2435, 89p.
- 宇多高明・村井禎美・藤原隆一・松尾和男（1987b）：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.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1988）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(7)，土木研究所資料，No. 2661, pp. 117～134.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1989a）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(8)，土木研究所資料，No. 2701, pp. 111～124.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1989b）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(9)，土木研究所資料，No. 2788, pp. 79～98.



第7章 斜板消波潜堤（SURF）周辺の地形変化の特性

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇	多	高	明
		小	俣		篤
大成建設(株)	技術本部技術研究所	著	ヶ	原	義彦
		勝	井	秀	博
		石	野	和	男
		東	江	隆	夫
		上	野	成	三
		蜷	川	洋	二
東急建設(株)	施工本部土木技術部	原		幸	一
		渡	会	英	明
		加	藤	雅	也
		湊		隆	次郎
(株) 間組	土木本部海洋土木部	本	田	陽	一
		沖		政	和
	技術本部技術研究所	齊	藤	栄	一

7.1 まえがき

斜板消波潜堤 (SURF) は、外洋に面した海域において静穏域を創出することが可能な海域制御構造物である。SURFの持つ平面的な波・流れの制御機能については、昭和 63年度に固定床平面実験が実施され、堤体配置諸元と堤内の静穏度・流況の関係が調べられた。また、SURF周辺では堤体を横切る岸向き流れと、その補償流としての開口部を経由する沖向き流れとが存在し、それらが堤内の波高分布や流況パターンと密接に関連することが明らかにされている (建設省土木研究所, 1989a)。

SURFの漂砂制御機能に関しては、特定の堤体配置と、固定床実験から得られる堤内の流況パターンの関係より、概略の地形変化を予測することが可能と考えられる。この場合、以下の点が課題として指摘される。

① 離岸距離が短い場合、堤体岸側に発生する岸向き流れが汀線付近まで達し、これにより汀線付近が侵食される可能性があること。

② 開口部では、強い沖向き流れにより堤内の底質が堤外へ流出したり、開口部付近の堤体端部が洗掘される可能性があること。

そこで、本研究では移動床平面実験により SURF周辺の地形変化特性を明らかにし、これらの問題について検討する。実験では、まず堤長 L_s と離岸距離 Y_s がほぼ等しい配置の場合について、波高・流況・地形変化を調べる。次に、離岸距離 Y_s が短い場合、すなわち、堤体岸側で岸向き流れが卓越する場合について実験し、両ケースの比較より、開口部における沖向き流れによる洗掘や、岸向き流れによる汀線付近からの底質の流出の可能性などを検討する。

7.2 実験方法

実験には、建設省土木研究所の平面水槽 (長さ 21m × 幅 16m × 高さ 0.6m) を用いた。実験装置、波浪条件は昭和 63年度実施した固定床実験と同じである。実験装置および座標系を図-7.1 に示す。模型実験の縮尺は 1/50 とし、造波板より岸側 8 m の位置より勾配 1/10 (長さ 1m), 1/50 (長さ 10 m), 1/10 (長さ 2m) の移動床斜面を整形した。底質の中央粒径は $d_{50} = 0.28 \text{ mm}$ である。堤体配置は左右対称とし、中央の堤長は L_s 、左右の堤長は $L_s/2$ とした。

堤体配置諸元の波浪条件を表-7.1 に示す。堤体配置は、堤長 L_s と離岸距離 Y_s がほぼ等しいケース①と、離岸距離 Y_s が短いケース

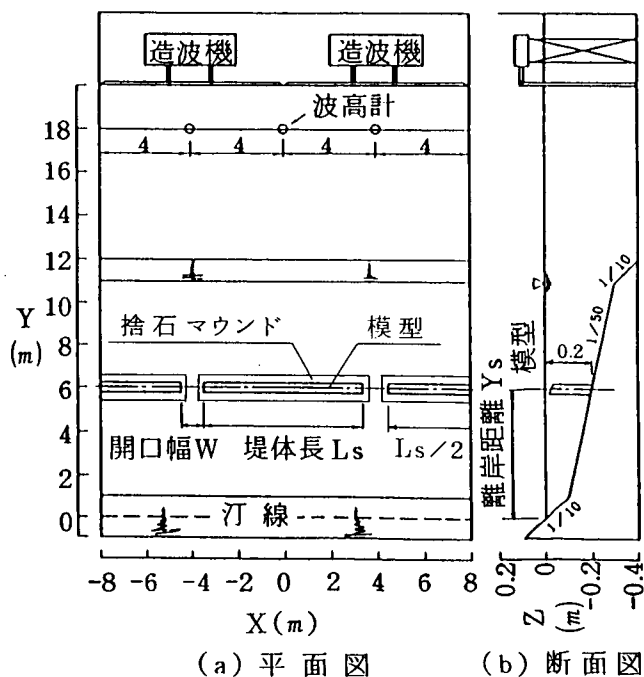


図-7.1 実験装置と座標

表-7.1 平面配置諸元と波浪条件

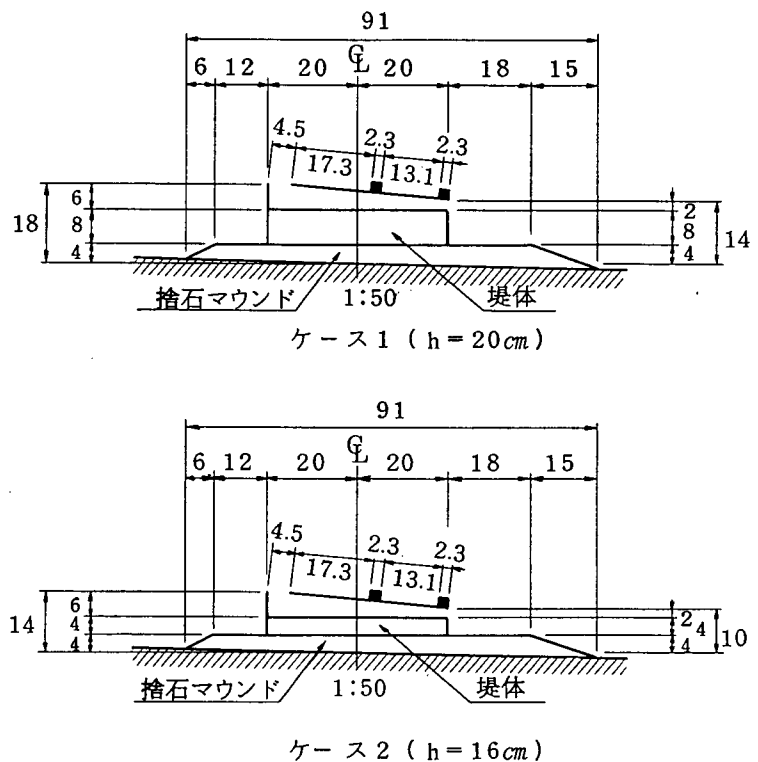
ケース	堤 長 Ls(m)	開口幅 W(m)	離岸距離 Ys(m)	沖波波高 H'0(cm)	周期 T(s)	堤内の 流況パターン
①	6.4	1.6	6.0	7.0	1.27	循環流
②	6.4	1.6	4.0			岸向き流れ卓越

②とからなる。昭和63年度に実施した固定床実験によると、ケース①では堤体岸側に一對の循環流が形成され、ケース②では堤体岸側において岸向き流れが卓越する。実験の波浪条件は沖波波高が $H_0 = 7\text{cm}$ 、周期が $T = 1.27\text{s}$ である。水深は沖側水平部で 40cm とし、造波時間は地形変化がほぼ平衡に達するまでの8時間とした。

堤体模型の諸元を図-7.2に示す。離岸距離を変えると設置水深が変わるが、これに対しては堤体高を変えて調整し、堤体の没水深 R は設置水深によらずに一定 (2cm) とした。捨石マウンドは碎石 (粒径約 10mm) により構築し、マウンドの断面諸元は2次元洗掘実験 (建設省土木研究所, 1989b) と同じとした。また、開口部に面する堤体端部の捨石マウンドは堤体沖側と同じ断面とした。

測定項目は、波峰線形状、波高分布、流況・流速、汀線変化、地形変化である (表-7.2)。波峰線と汀線の形状は水槽上方からの写真撮影により求めた。波高測定に

は容量式波高計を用い、測定範囲は $-7.5\text{m} \leq X \leq 7.5\text{m}$ 、 $0.5\text{m} \leq Y \leq 9.0\text{m}$ 、測定間隔は沿岸・沖方向に 50cm とした。堤内外の流況は木片を用いたフロート観測により求めた。開口部の流速測定には電磁流速計を用いた。地形測量の測定範囲および測定間隔は、堤内外全域 ($-7\text{m} \leq X \leq 7\text{m}$ 、 $-1\text{m} \leq Y \leq 12\text{m}$) で沿岸方向に 50cm 間隔、岸沖方向に $10 \sim 20\text{cm}$ 間隔、堤体と開口部周辺 ($-6\text{m} \leq X \leq 6\text{m}$ 、 $5\text{m} \leq Y \leq 7\text{m}$) で沿岸方向に $25 \sim 50\text{cm}$ 間隔、岸沖方向に 5cm 間隔、開口部中央と堤体中央を通る岸沖方向3測線 ($X = -4, 0, 4\text{m}$) では岸沖方向に $10 \sim 20\text{cm}$ 間隔とした。



単位: cm

図-7.2 堤体模型の断面諸元

表-7.2 測定項目の一覧

測 定 項 目	ケ ー ス ①	ケ ー ス ②
①波高 波峰線形状 (0.8h) 波高分布 (8h)	○ ○	○
②流況, 流速 フロート観測による流況測定 (8h) 開口部の流速測定 (0.0.5.1.2.4.6.8h)	○ ○	○
③地形変化 汀線形状 (0.0.5.1.2.4.6.8h) 堤内外全域 (0.8h) 開口部, 堤体周辺 (0.8h) 岸沖3測線上 (0.0.5.1.2.4.6.8h)	○ ○ ○ ○	○ ○ ○

波高分布, 流況, 全域と堤体・開口部周辺の地形の各測定は初期と造波開始8時間後の計2回, 開口部の流速, 汀線変化, 岸沖3測線の地形変化の各測定は初期と造波開始後 0.5, 1, 2, 4, 6, 8時間の計7回行った。

7.3 実験結果

7.3.1 堤体周辺の波高分布, 海浜流, 地形変化の特徴

(1) 波高分布

最初に, 堤体設置に伴う海底地形の変化が堤体周辺の波高分布に及ぼす影響を調べよう。ケース①の造波開始8時間後の波高分布を図-7.3に, また, 昭和63年度に実施した固定床実験での波高分布を図-7.4に示す。X=-3m付近において堤体端部から汀線方向へと延びる等波高線の波高は, 移動床実験で $H=6\text{cm}$, 固定床実験で $H=4\text{cm}$ となり, 堤体岸側域 ($Y=0\sim6\text{m}$, $X=-3\sim0\text{m}$)の波高Hは移動床実験の方がやや高い。逆に, 開口部のHは移動床実験の方が大きく低下している。

固定床実験と移動床実験(8時間後)のデータに関し, 開口部中央と堤体中央を通る岸沖方向測線($X=-4, 0\text{m}$)上の波高分布を図-7.5に示す。開口部中央を通る測線($X=-4\text{m}$)上では, 固定床実験の場合, $Y=6.5\sim6\text{m}$ で波・流れの干渉によりHは急激に増大し, $Y=6\sim5.5\text{m}$ では碎波により急激に低下する。さらに, $Y<5\text{m}$ では汀線に近づくにしたがってHは緩やかに減少する。これに対し, 移動床実験の場合, 開口部岸側の $Y=6\sim4\text{m}$ 付近でHは増加し, $Y=4\text{m}$ でピークをとる。そののち, 碎波の発生のため, $Y<4\text{m}$ では汀線に近づくにしたがってHは減少する。固定床実験と移動床実験の差違は碎波点の位置(固定床で $Y=6\text{m}$, 移動床で $Y=4\text{m}$)の違いにある。固定床実験の場合, 開口部では冲向き流れと入射波との干渉によりHが増大し碎波に至ったが, 移動床実験では開口部で碎

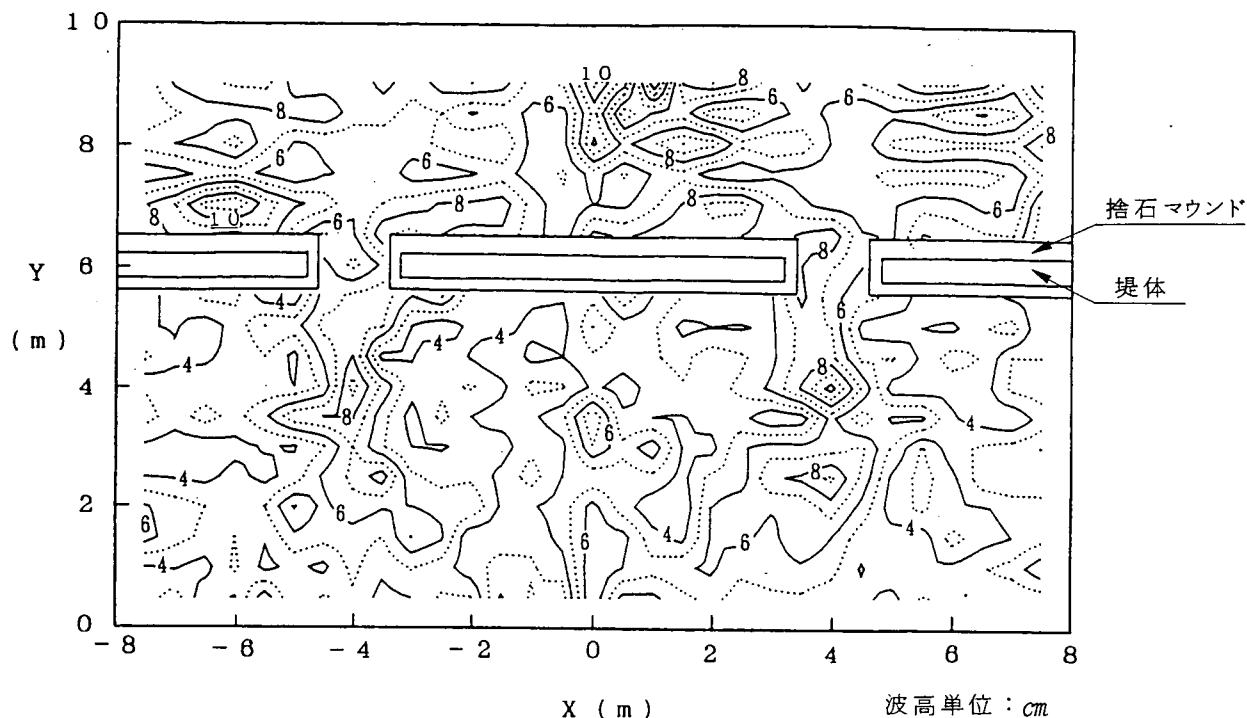


図-7.3 移動床実験における波高の平面分布
(ケース①, 8時間後)

波は生じず, $Y = 4 \sim 6$ m の範囲で浅水変形により H が増大したのち波が砕けている。

次に, 図-7.5 において堤体中央を通る測線上 ($X = 0$ m) の波高分布について比較を試みる。固定床実験での H は, 堤体直岸側の $Y = 5.5$ m 付近で急激に低下し, その後, 汀線に近づくにしたがって緩やかに増加する。これに対して, 移動床の場合, $Y > 7$ m で固定床実験に比べて H が大きい。これは, 後述するように開口部からの冲向き流れが $Y > 6$ m で堤体中央方向へ傾いており, これによって入射波が堤体中央に集中し, 堤体中央の沖側部で H が局所的に増大したためと考えられる。堤体直背後の $Y = 6.5 \sim 5.5$ m では固定床実験と同じく H は低下したが, $Y < 5$ m では汀線に近づくにしたがって $H = 4 \sim 8$ cm の範囲で増減を繰り返す。このような $Y < 5$ m での H の増減は固定床実験でもその傾向は若干認められるが, 移動床実験の方がより明瞭である。この理由として, 移動床実験における汀線からの反射波の増大が指摘される。移動床実験では, 後述するように前浜勾配が急になり, 汀線からの反射が増し, 堤体と汀線の間で部分重複波が形成される。

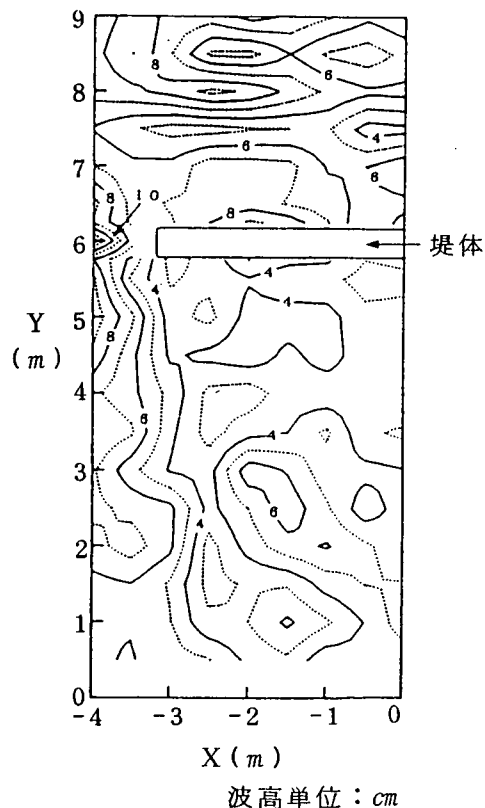


図-7.4 固定床実験における波高の平面分布
(ケース①)

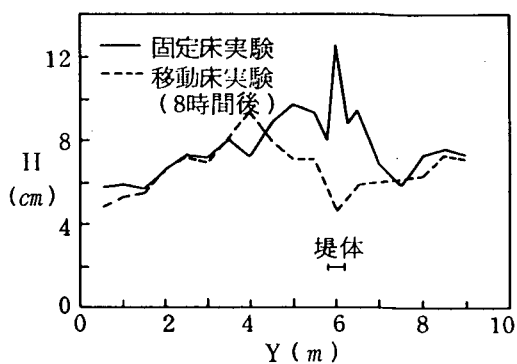
そのため、移動床実験では、この部分重複波と回折波の位相関係によりHの増減がより明確に生じたと考えられる。

堤体岸側域における回折波の回り込み状況を詳しく調べるために、固定床実験と移動床実験によって得られた $Y=2, 4, 6.5\text{m}$ 測線に沿う沿岸方向の波高分布を図-7.6に示す。 $Y=4\text{m}$ の測線に沿う波高分布をもとに中央部の堤体背後における回折波によるHの増大状況を比較する。回折波によるHの増大範囲は、固定床実験では $X < -3\text{m}$ であるのに対して、移動床実験では $X < -1\text{m}$, $1\text{m} < X$ とやや広い。また、堤体岸側で回折波の影響のない範囲（固定床実験での $-3\text{m} < X$, 移動床実験での $-1\text{m} < X < 1\text{m}$ ）のHが両者ともほぼ同波高であることから、堤体の透過率 K_T はほぼ同じであったとみなしてよい。

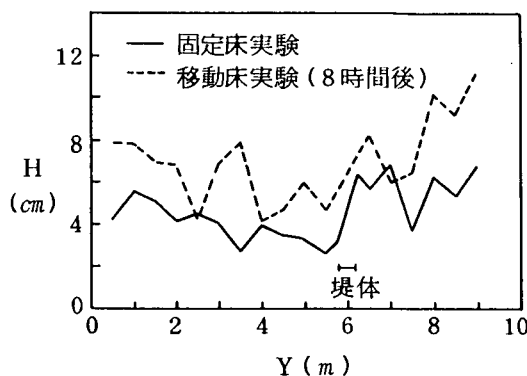
(2) 海 浜 流

フロート観測により求めたケース①の流況について、固定床実験と移動床実験（造波8時間後）の結果を比較しよう（図-7.7参照）。固定床実験では堤体岸側のほぼ中央に離岸流が発生し、一対の循環流が形成される。

移動床実験では堤体岸側の離岸流は明瞭でなく、循環流の形成は見られない。汀線付近の流況に関しては、固定床実験では堤体背後の中央に向かう沿岸流が卓越する。一方、移動床実験では、 $X = -4\text{m}$ の開口部背後から堤体背後中央に向かう沿岸流が優勢であるが、基本的には固定床実験と同様、堤体中央

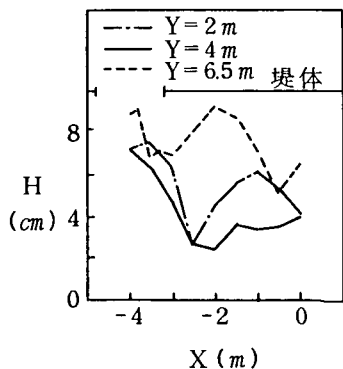


(a) $X = -4\text{ m}$ 断面

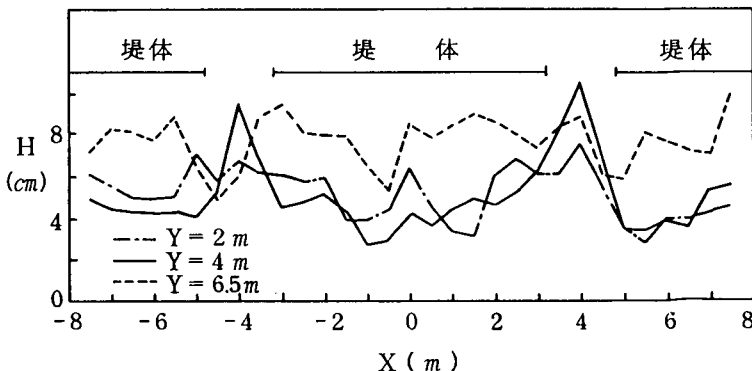


(b) $X = 0\text{ m}$ 断面

図-7.5 波高の岸沖方向分布
(ケース①, $X = -4, 0\text{m}$ 断面)



(a) 固定床実験



(b) 移動床実験 (8時間後)

図-7.6 波高の沿岸方向分布 (ケース①, $Y = 2, 4, 6.5\text{m}$ 断面)

に向かう沿岸流が卓越する。また、固定床、移動床実験とも、SURF周辺の海浜流の基本的特性である堤体直背後の岸向き流れと開口部の冲向き流れの発生が見られる。

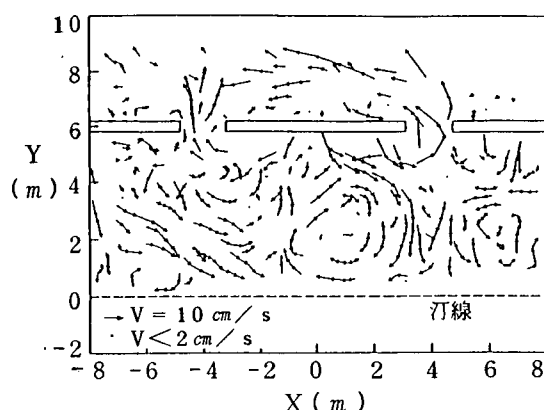
(3) 地形変化

ケース①の初期地形、造波8時間後の地形、地形変化量（8時間後－初期）の平面分布を図－7.8～7.10に示す。汀線域では、堤体背後で堆積、開口部背後で侵食され、堤体背後で舌状砂州の発達が見られる。また、開口部中央では局所的な侵食を生じる一方で、堤体端部で堆積が生じている。また、開口部と汀線の間には、堆積域が岸沖方向に0.5～0.8m間隔で繰り返して生じ、多段砂州状の地形変化が見られる。

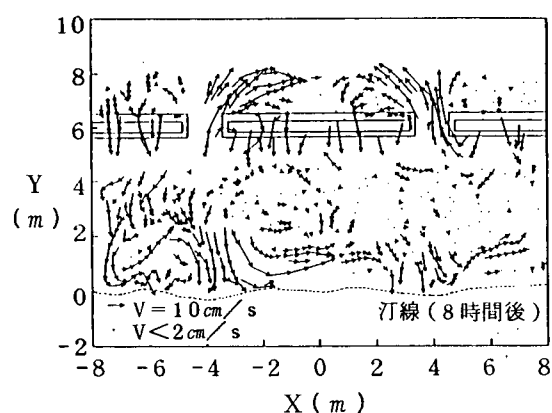
開口部中央と堤体中央を通る岸沖測線（ $X = -4, 0\text{m}$ ）の断面形を図－7.11～7.12に示す。開口部中央では、汀線付近で侵食、 $1\text{m} \leq Y \leq 5\text{m}$ で堆積、開口部付近（ $Y = 5 \sim 8\text{m}$ ）で侵食となった。

一方、堤体中央では、汀線域（ $Y = -1 \sim 0\text{m}$ ）で堆積し、バームが形成された。また、 $Y = 0 \sim 2\text{m}$ で侵食し、 $Y = 3\text{m}$ から堤体近傍まではほとんど地形変化が見られない。堤体と汀線の間には、両測線上とも多段砂州状の地形変化が生じている。この多段砂州は、波長が約70cmであり、入射波の波長（ $h = 14\text{cm}$ で $L = 140\text{cm}$ ）のほぼ1/2となることから、汀線からの反射による部分重複波によって形成されたと考えられる。

ケース①におけるSURF周辺の地形変化の特徴の一つとして、開口部の洗掘があげられる。これは、開口部での冲向き流れに起因するものであり、開口部で侵食された底質は、冲向き流れ

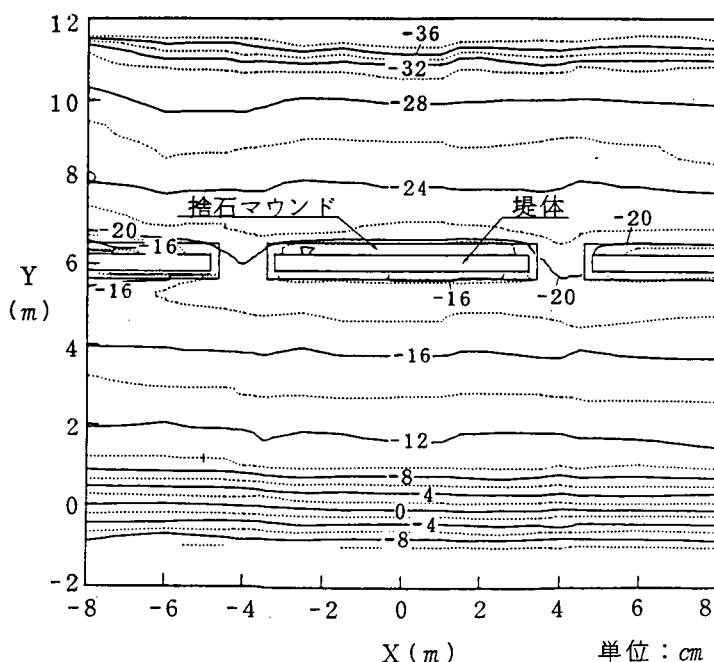


(a) 固定床実験



(b) 移動床実験（8時間後）

図－7.7 流況図（ケース①，8時間後）



図－7.8 等深線図（ケース①，初期地形）

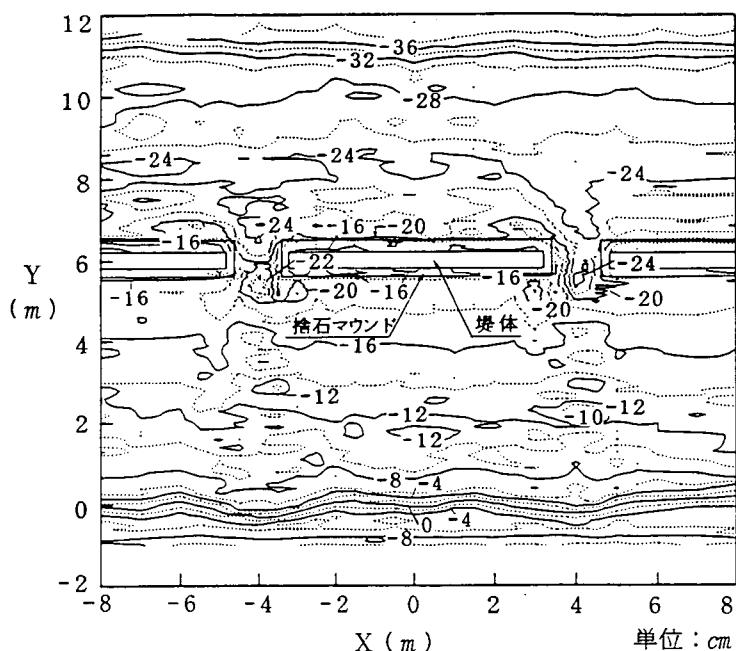
の弱まる堤体沖側付近で堆積する。汀線域の前進、後退については、離岸堤背後の地形変化と同様であり、堤体背後で汀線は前進し、開口部背後では後退する。

(4) 流れ、地形変化が波高分布に及ぼす影響

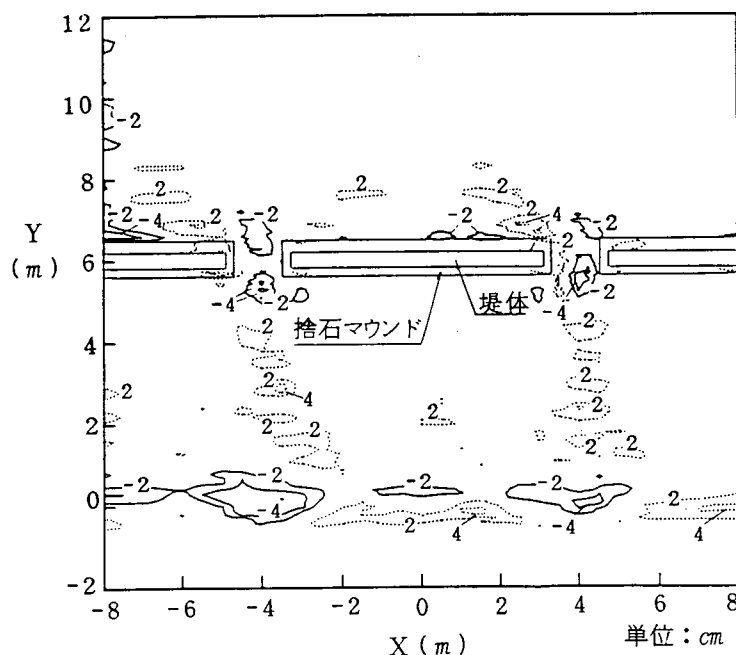
移動床実験で開口部付近において碎波が生じなかった（図－7.5 参照）理由を開口部付近での地形変化、波・流れの干渉の点より考察する。まず、固定床実験と移動床実験における開口部周辺の流況を比較すると（図－7.7 参照）、開口部の冲向き流れの流速は両者ともほぼ同じである。一方、海底地形に関しては、図－7.11に示したように開口部は主として冲向き流れにより侵食され、水深が増加する。そのため、移動床実験では固定床実験に比べて開口部での入射波の波速が増加する。一方、開口部での冲向き流速は、流況図（図－7.7）から比較する限り、両者で大きな差がないものの、移動床実験では開口部の水深が増加したことにより、冲向き流れの断面平均流速は低下したと考えられる。このような点より、移動床実験では固定床実験に比べて開口部での波・流れの干渉が弱くなり、入射波が碎波に至らなかったと考えられる。

以上のことから、固定床実験の場合、

開口部からの入射エネルギーは、その一部が開口部での碎波により消散されつつ堤内へ進入するが、移動床実験の場合、開口部で碎波は発生せず、開口部からの入射エネルギーがそのまま進入すると考えられる。すなわち、固定床実験に比べて移動床実験の方が、開口部から堤内へ進入する入射波エネルギー



図－7.9 等深線図（ケース①，8時間後）



図－7.10 地形変化量の平面分布
（ケース①，8時間後－初期）

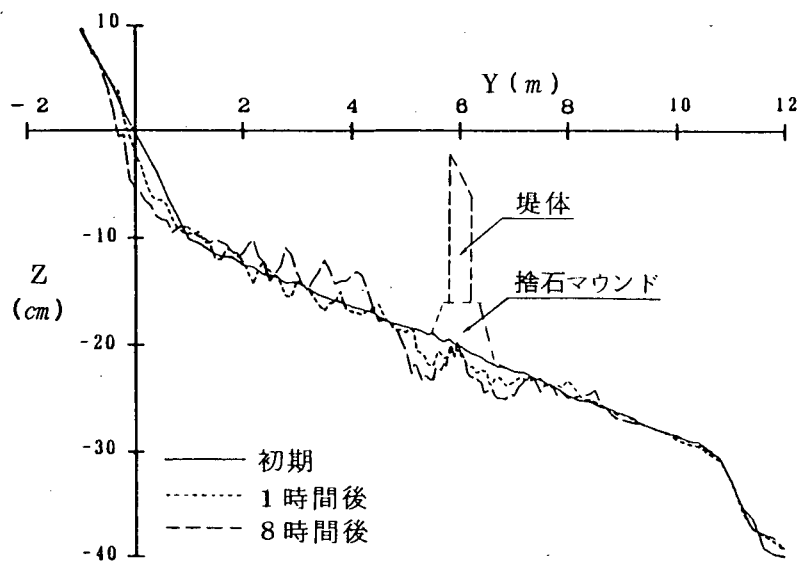


図-7.11 海浜断面形の比較
(ケース①, $X = -4\text{m}$ 断面, 初期, 1, 8時間後)

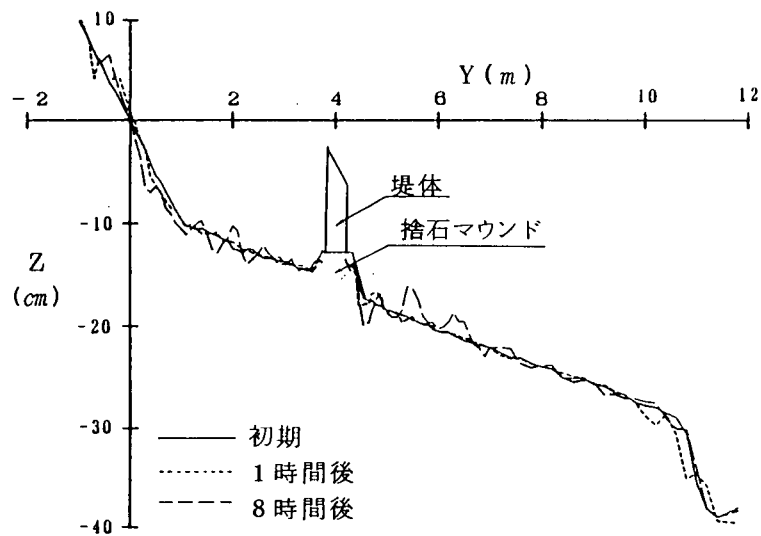


図-7.12 海浜断面形の比較
(ケース①, $X = 0\text{m}$ 断面, 初期, 1, 8時間後)

は大きい。

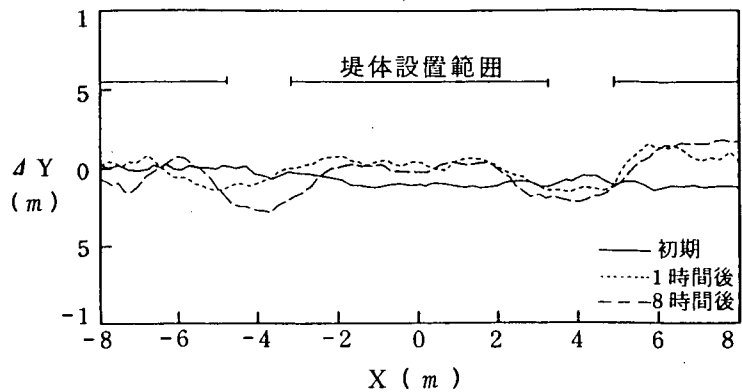
また、固定床実験に比べて移動床実験では、回折波の回り込みが大きかった(図-7.6参照)。この理由は、移動床実験では堤内に循環流が消失(図-7.7参照)、開口部からの回折波が回り込み易くなったためと考えられる。

7.3.2 離岸距離と汀線域の地形変化の関係

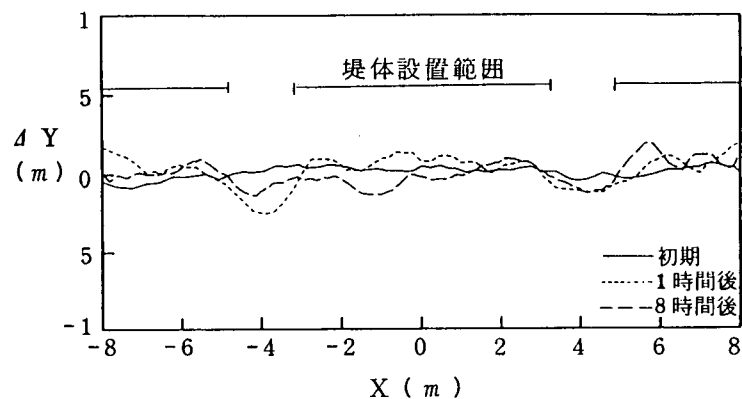
堤体の離岸距離 Y_s の違いによる汀線変化の相違を比較するために、ケース① ($Y_s = 6\text{m}$)、ケース② ($Y_s = 4\text{m}$) の汀線の時間変化を図-7.13に示す。 Y_s の長いケース①では、開口部背後で汀線が後退し、堤体背後で前進している。これに対し、 Y_s の短いケース②では、開口部で汀線が後退傾向を示すのは同様であるが、堤体背後では8時間後の汀線は前進せず、むしろ後退傾向を示す。

ケース②の地形変化を詳しく調べるために、開口部中央と堤体中央を通る岸沖測線 ($X = -4, 0\text{m}$) に沿う地形変化を図-7.14 ~ 7.15に示す。開口部では、汀線付近と開口部付近 ($Y = 3 \sim 6\text{m}$) で侵食され、それらの間で底質が堆積している。一方、堤体中央では、前浜上に底質が堆積し、そのすぐ沖で若干の侵食が見られるほかはほとんど変化が見られない。よって、当初心配した岸向き流れによる汀線付近の底質流出は生じないことが分かった。

フロート観測により求めたケース②の流況パターン (8時間後) を図-7.16に示す。堤体岸側の隣接区域では岸向き流れが卓越するが、さらに汀線に近づいた $Y = 0 \sim 2\text{m}$ の区域ではほぼ澱んだ流況となる。ケース②ではケース①の



(a) ケース①



(b) ケース②

図-7.13 汀線の比較
(ケース①, ②, 初期, 1, 8時間後)

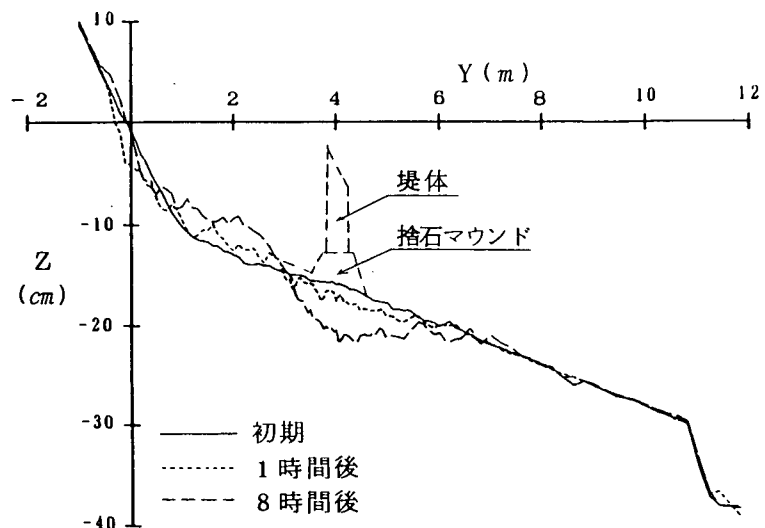


図-7.14 海浜断面形の比較
(ケース②, $X = -4\text{m}$ 断面, 初期, 1, 8時間後)

ように汀線付近において堤体中央
へ向かう沿岸流（図-7.7 参照）
は発生していない。このことはケ
ース②において堤体背後で汀線が
前進しなかった理由を与えている
と考えられる。

堤体岸側の波峰線形と汀線形の
関連を調べるために、実験開始直
後に測定した波峰線形状を図-7.
17に示す。ケース①では開口部か
らの回折波の回り込みにより、堤
体背後の汀線近傍での波峰線形が
冲向きに凸となっている。これに

対してケース②の波峰線形は初期汀線とほぼ平行で
ある。これは、ケース②の場合、堤体背後へ回折波
が回り込むために必要な岸沖距離に比べ離岸距離が
短いためである。これらのことから、構造物背後で
の舌状砂州の形成を促進するには、開口部から堤体
背後への回折波の回り込みを生じ易くさせ、汀線付
近で堤体中央へ向かう沿岸流を発生させる必要がある。

このような波峰線形、汀線付近の流況と汀線変化
の関係をもとに、ケース①より離岸距離が長い昭和

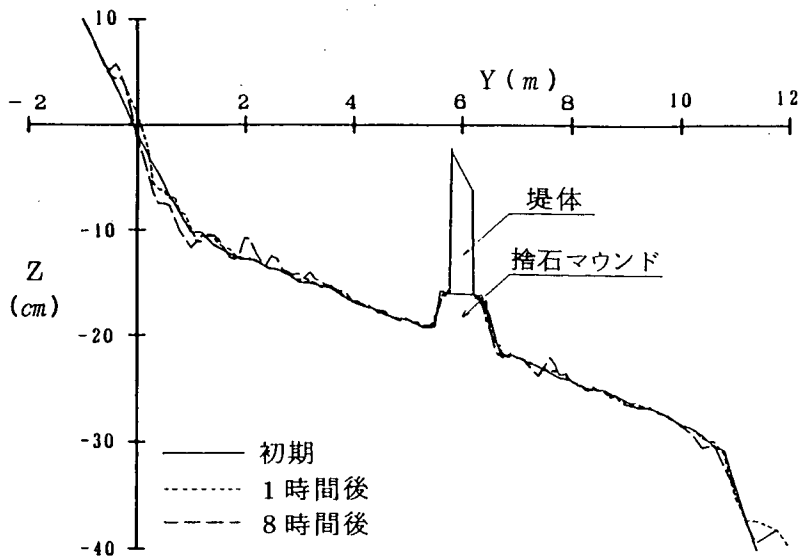


図-7.15 海浜断面形の比較
(ケース②, $X=0$ m断面, 初期, 1, 8時間後)

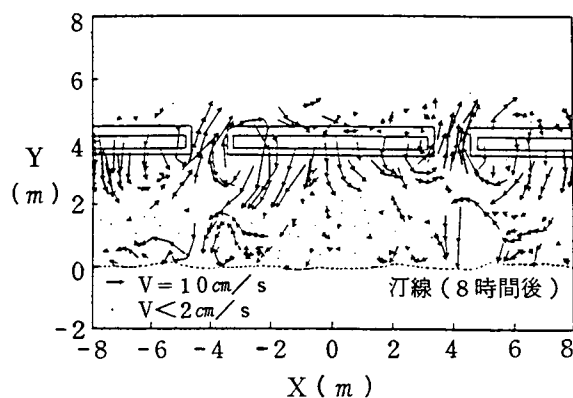
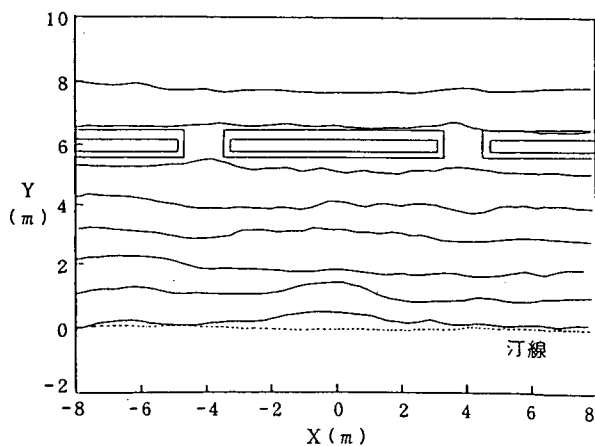
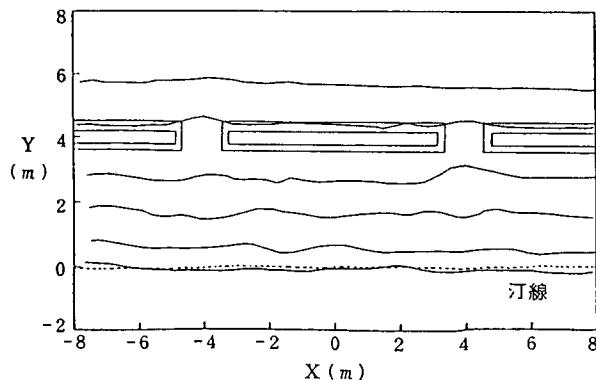


図-7.16 流況図 (ケース②, 8時間後)



(a) ケース①



(b) ケース②

図-7.17 波峰線形 (ケース①, ②, 移動床実験, 初期)

63年度の固定床実験 ($Y_s = 8\text{ m}$, $L_s = 6.4\text{ m}$, $W = 1.6\text{ m}$) における汀線変化を考える。波峰線形を図-7.18に、流況図を図-7.19に示す。離岸距離が長いため、開口部からの回折波は堤体背後へ十分に回り込む。しかし、汀線付近の流況は明瞭なパターンは示さず、少なくとも堤体中央へ向かう沿岸流は発生しない。これは、回折波が十分に回り込んだため、汀線付近における開口部背後と堤体背後の波高差が小さくなり、堤体中央に向かう沿岸流の発生に至らなかったためと考えられる。よって、構造物背後で舌状砂州の発生を期待するには、汀線付近で堤体中央に向かう沿岸流が発生する離岸距離を設定する必要がある。

7.3.3 開口部および堤体近傍の局所洗掘

開口部および堤体近傍の局所洗掘を調べるために、ケース①、②の実験開始8時間後の海底地形を図-7.

20に示す。開口部ではいずれの場合も洗掘が進んでいるが、ケース②の方がケース①よりも堤体の設置水深が小さいため、地形変化量が大い。同様に図-7.21には初期より8時間後までの地形変化量の平面分布を示す。開口部では、ケース①で最大4cm、ケース②で最大6cmの洗掘が生じた。一方、堤体端部では一部堆積が見られる。特に、堤体端部の沖側で多量の底質が堆積したのは、開口部で侵食された底質が沖向き流れの弱まる場所で堆積したことを表わす。また、沖側の堆積区域が開口部よりやや堤体側へとずれる理由は、開口部沖側で沖向き流れの流向が堤体中央側に傾くためである(図-7.7, 7.16参照)。

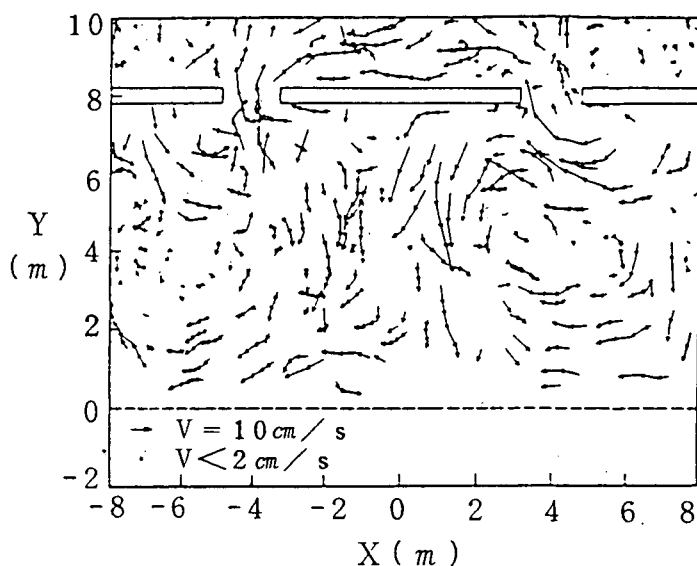


図-7.18 波峰線形
(固定床実験, $L_s = 6.4\text{ m}$, $W = 1.6\text{ m}$, $Y_s = 8\text{ m}$)

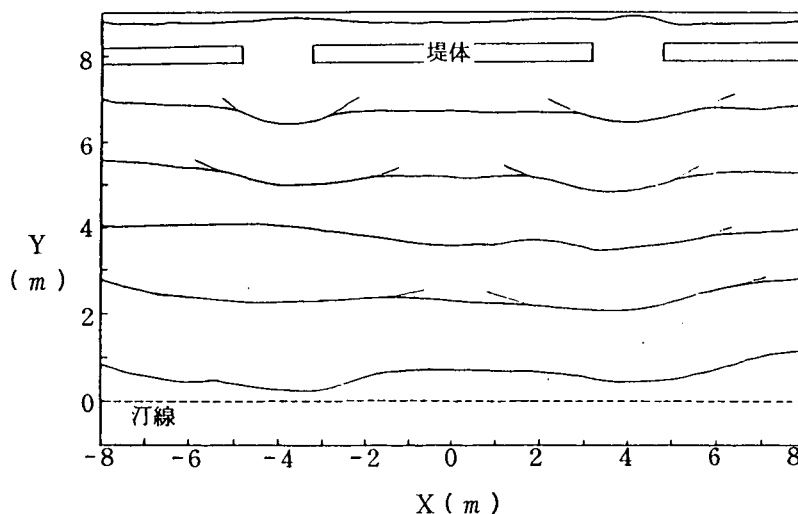
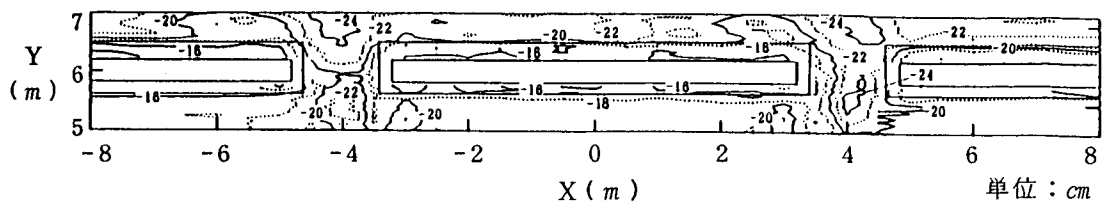
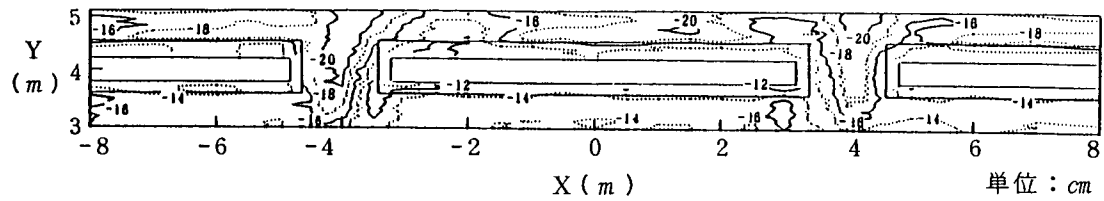


図-7.19 流況図
(固定床実験, $L_s = 6.4\text{ m}$, $W = 1.6\text{ m}$, $Y_s = 8\text{ m}$)

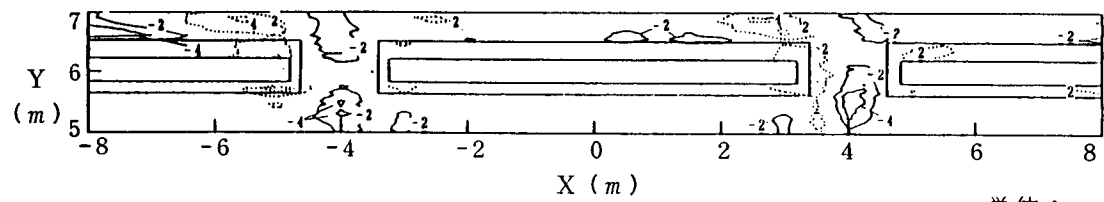


(a) ケース①

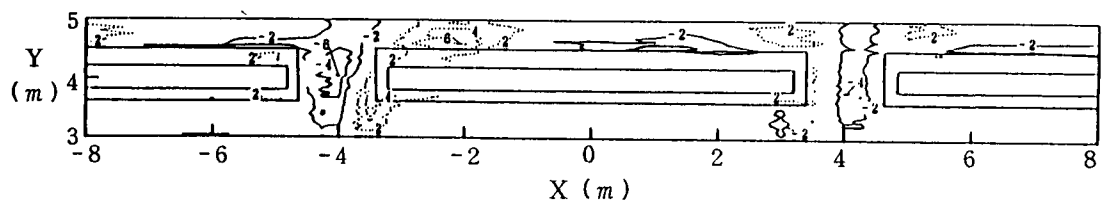


(b) ケース②

図-7.20 開口部および堤体近傍の等深線図
(ケース①, ②, 8時間後)



(a) ケース①



(b) ケース②

図-7.21 開口部および堤体近傍の地形変化量の分布
(ケース①, ②, 8時間後-初期)

さらに、堤体中央の沖側では堤体に沿って洗掘が見られる。ケース①の堤体中央を通る岸沖測線上 ($X=0\text{m}$) の地形変化量の分布を図-7.22に示す。捨石マウンドののり先付近で洗掘が生じ、マウンドのり先部の沈下が生じた。

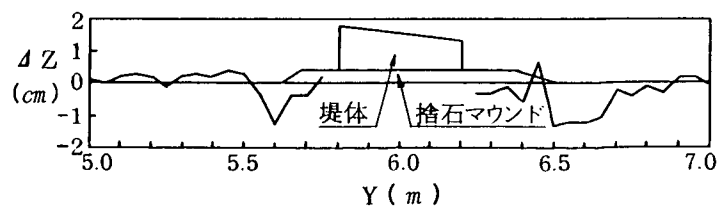


図-7.22 堤体近傍の岸沖断面の地形変化量の分布
(ケース①, $X=0\text{m}$ 断面, 8時間後-初期)

ただし、このマウンドのり先の沈下はマウンド内部へは進行せず、堤体自体の沈下は生じなかった。本実験条件では、底面流速振幅と底質の沈降速度の比は $u_b/w \approx 4$ であり、堤体近傍の洗掘形態は重複波の腹で洗掘、節で堆積となる N-type の洗掘形態（入江ら，1984）となると判断される。しかし、本実験では、堆積領域とされる重複波の節の位置（ $Y = 6.5\text{ m}$ ）で洗掘が生じた。また、ケース②でも、堤体沖側は N-type の地形変化となったが、堤体沖側のマウンドのり先（ $Y = 4.5\text{ m}$ ）では洗掘が生じた（図-7.15 参照）。堤体近傍の地形変化には、重複波に起因する底質移動に加えて、構造物の存在に起因する局所的な流れによる底質移動の影響が大きくなる。本実験では、捨石の存在による局所的な流速の加速や乱れの発生により、底質の巻き上げが強くなり、マウンドのり先で洗掘が生じたと考えられる。このようなマウンドのり先での底質の巻き上げによる洗掘は 2 次元洗掘実験結果（建設省土木研究所，1989b）でも確認されている。

ケース①の開口部中央を通る岸沖測線上（ $X = -4\text{ m}$ ）の地形変化量（8 時間後－初期）を図-7.23 に示す。開口部では最大 4.5 cm の洗掘が生じたが、 $Y = 6\text{ m}$ では洗掘量が小さくなった。堤体に沿う地形変化について、図-7.22 で示した岸沖方向の地形変化量分布において洗掘量が最大となる位置を横切る沿岸測線（ $Y = 5.6, 6.5\text{ m}$ ）上の地形変化量（8 時間後－初期）を図-7.24 に示す。堤体のり先に沿う洗掘は岸側より沖側の方が大きい。また、開口部中央は局所的に大きく洗掘されるが、開口部の堤体近傍は逆に堆積している。

開口部中央で局所洗掘が集中的に生じる理由を開口部の冲向き流れの沿岸方向分布の点から考察しよう。

まず、固定床実験におけるケース①の開口部の鉛直断面平均流速 $\bar{u}$ の沿岸方向分布を図-7.25 に示す。開口部の冲向き流速は開口部中央で速く、堤体近傍で遅い。このことよ

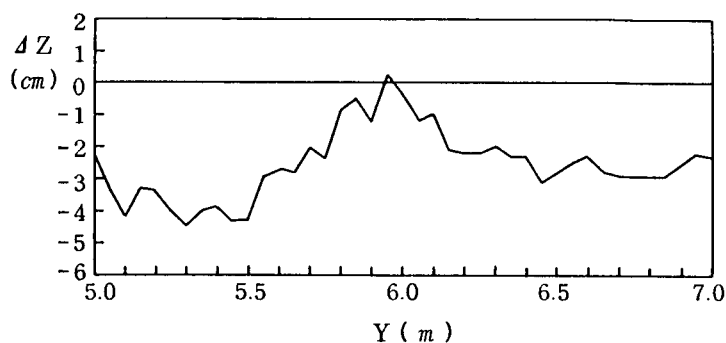


図-7.23 開口部近傍の岸沖断面の地形変化量の分布
（ケース①， $X = -4\text{ m}$ 断面，8 時間後－初期）

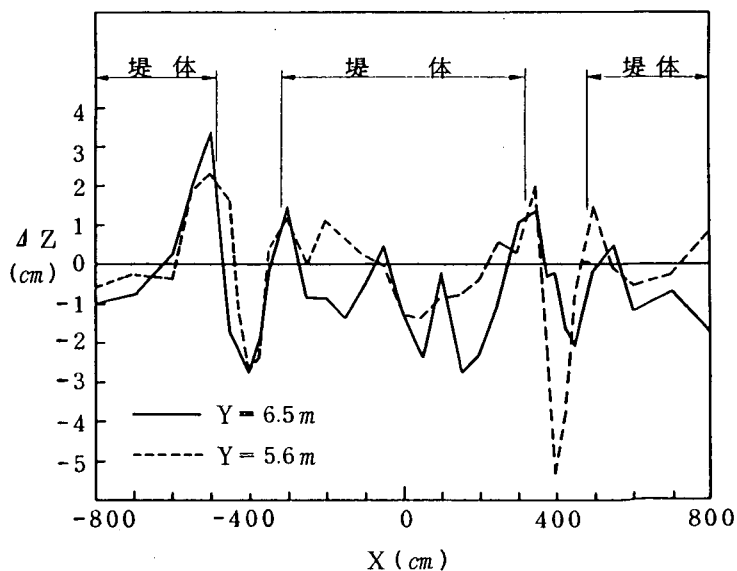


図-7.24 堤体および開口部近傍における地形変化量の沿岸分布
（ケース①， $Y = 5.6, 6.5\text{ m}$ 断面，8 時間後－初期）

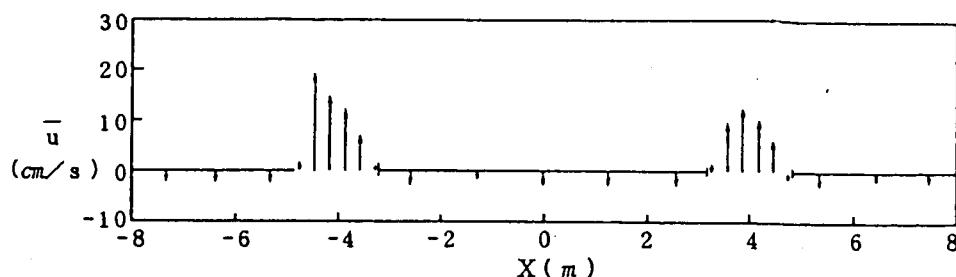


図-7.25 断面平均流速 $\bar{u}$ の沿岸分布
(ケース①, $Y=6$ m断面, 固定床実験)

り, 開口部中央の洗掘量が大きくなることが予想される。次に, 移動床実験における開口部中央($X=-4$ m, $Y=6$ m)の冲向き流速 $\bar{u}$ と平均水深 $\bar{h}$ ($X=-4$ m, $Y=6$ m)の冲向き流速 $\bar{u}$ と平均水深 $\bar{h}$ ($X=-4$ m, $Y=5.8 \sim 6.2$ m)の時間変化を図-7.26に示す。造波開始後2時間までは $\bar{h}$ がほぼ一定であるのに対して $\bar{u}$ は逆に増加している。これは, 開口部中央が冲向き流れによって局所的に洗掘された結果, 冲向き流れの流脈がさらに開口部中央に集中し, 流速が増大したことを表わすと考えられる。流れの集中が起これば, 開口部の堤体近傍での流速は遅くなるから底質の堆積が生じ易くなると考えられる。

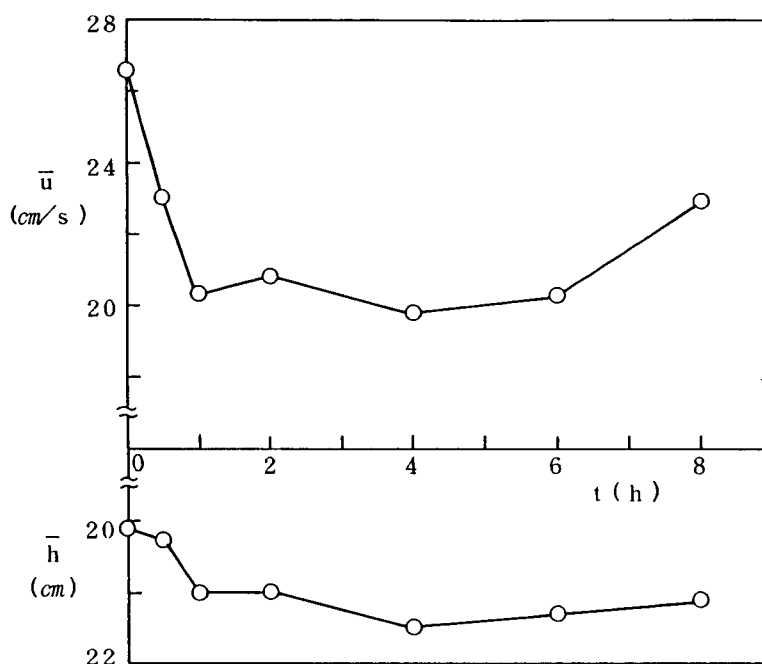


図-7.26 開口部中央の冲向き流速 $\bar{u}$ と $\bar{h}$ の時間変化
(ケース①, $X=-4$ m, $Y=6$ m, 移動床実験)

結局, 堤体近傍の洗掘は, 開口部および堤体沖側で大きいことが分かった。堤体沖側の洗掘に関しては, すでに2次元洗掘実験(建設省土木研究所, 1989b)により検討しており, 所定の捨石マウンドを構築すれば堤体安定上問題のないことが明らかにされている。開口部の洗掘に関しては, 堤体の開口部に堤体沖側と同断面のマウンドを構築したところ, 堤体の安定性は十分保たれた。ただし, 開口幅が狭い場合や高波浪時には開口部の冲向き流速が増大し, 開口部の洗掘規模が大きくなる可能性も考えられる。したがって, 開口部の洗掘対策としては, 開口部で発生する冲向き流れの規模を考慮して捨石マウンドの設置範囲を決定する必要がある。

7.4 ま と め

① 移動床実験において地形変化が生じたあとの堤体岸側域の波高は、固定床実験における初期地形での波高に比べてやや高かった。この理由として、移動床実験では、開口部で洗掘が進むことにより、冲向き流れと入射波との干渉が弱まり、開口部からの入射波エネルギーが増大したこと、前浜勾配が急になったため汀線からの反射波が増大したこと、さらには堤内域において循環流が生じないため開口部から堤体背後へ回折波が回り込み易くなったことが指摘される。

② ケース① ($L_s = 6.4\text{m}$, $W = 1.6\text{m}$, $Y_s = 6\text{m}$) の地形変化後の堤内の流況に関しては、固定床実験のような堤体背後の循環流は見られなかった。しかし、汀線域では開口部背後から堤体背後中央へ向かう沿岸流が発生した。

③ SURF周辺の地形変化特性は、一般に堤体背後での堆積、開口部背後での侵食、開口部付近での侵食、開口部沖側での堆積により特徴付けられる。

④ 汀線域の地形変化は、離岸距離 Y_s と密接な関係がある。 Y_s が大きいケース① ($Y_s = 6\text{m}$) では、汀線域で開口部背後から堤体背後中央へ向かう沿岸流が発達するため、舌状砂州が形成される。一方、 Y_s が短いケース② ($Y_s = 4\text{m}$) では、汀線域では澁んだ流況となり、開口部背後から堤体背後中央へ向かう沿岸漂砂が活発でなく、汀線変化量が小さい。また、ケース①より離岸距離の長い堤体配置 ($Y_s = 8\text{m}$) の場合は、汀線付近の流況が明瞭でないことから舌状砂州の発達は期待できないと予想される。よって、構造物背後で舌状砂州の発生を期待するには、汀線付近において堤体中央に向かう沿岸流が発達するような離岸距離を設定する必要がある。

⑤ 開口部では局所洗掘が集中的に進み、堤体端部では一部堆積域が見られた。開口部側の堤体端部にも堤体沖側と同断面の捨石マウンドの構築した結果、堤体は十分安定であった。

参考文献

- 建設省土木研究所河川部海岸研究室 (1980a) : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(9), 土木研究所資料, No.2788, pp.5~24.
- 入江 功・近藤隆道・赤石正弘・寺崎賢次 (1984) : 重複波による防波堤前面での海底洗掘一底質移動機構に着目した研究一, 第31回海岸工学講演会論文集, pp.350~354.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室 (1989b) : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(9), 土木研究所資料, No.2788, pp.141~158.

第 8 章 斜板消波潜堤（S U R F）の部材に作用する波圧

建設省土木研究所海岸研究室	室 長	宇 多 高 明
		小 俣 篤
大成建設(株) 技術本部技術研究所	研究員	茗ヶ原 義彦
		勝 井 秀博
		石 野 和男
		東 江 隆夫
		上 野 成三
		佐 藤 明美
東急建設(株) 施工本部土木技術部		蜷 川 洋二
		原 幸一
		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
		斉 藤 栄一

1. The first part of the document is a letter from the President of the United States to the Congress, dated January 3, 1862. It is a very important document, as it contains the President's views on the state of the Union and the progress of the war.

2. The second part of the document is a report from the Secretary of the War Department, dated January 10, 1862. It contains a detailed account of the military operations of the Army during the year 1861.

3. The third part of the document is a report from the Secretary of the Navy, dated January 10, 1862. It contains a detailed account of the naval operations of the Navy during the year 1861.

4. The fourth part of the document is a report from the Secretary of the Interior, dated January 10, 1862. It contains a detailed account of the operations of the Department during the year 1861.

5. The fifth part of the document is a report from the Secretary of the Treasury, dated January 10, 1862. It contains a detailed account of the operations of the Department during the year 1861.

6. The sixth part of the document is a report from the Secretary of the War, dated January 10, 1862. It contains a detailed account of the operations of the Department during the year 1861.

7. The seventh part of the document is a report from the Secretary of the Navy, dated January 10, 1862. It contains a detailed account of the operations of the Department during the year 1861.

8. The eighth part of the document is a report from the Secretary of the War, dated January 10, 1862. It contains a detailed account of the operations of the Department during the year 1861.

9. The ninth part of the document is a report from the Secretary of the Navy, dated January 10, 1862. It contains a detailed account of the operations of the Department during the year 1861.

10. The tenth part of the document is a report from the Secretary of the War, dated January 10, 1862. It contains a detailed account of the operations of the Department during the year 1861.

11. The eleventh part of the document is a report from the Secretary of the Navy, dated January 10, 1862. It contains a detailed account of the operations of the Department during the year 1861.

12. The twelfth part of the document is a report from the Secretary of the War, dated January 10, 1862. It contains a detailed account of the operations of the Department during the year 1861.

8.1 まえがき

斜板消波潜堤 (SURF) の波力特性に関するこれまでの研究 (建設省土木研究所, 1989 a, b) によれば, 海底勾配が $1/10$ の場合, 波高が増大すると衝撃砕波力が発生することが確認されている。しかし, 海底勾配が緩やかになると, 衝撃波力は発生しなくなるので, SURF への波力や部材波圧の特性は $1/10$ 勾配の場合とかなり異なると考えられる。また, 前報の実験 (建設省土木研究所, 1989 b) では, 模型縮尺や水路の造波能力上の問題より, 周期が長い波 (模型縮尺 $1/25$ で $T = 2.8$ s を越える波) が砕波しつつ模型に作用するケースは行われていない。そこで, 本研究では実験の縮尺を $1/50$ として, 海底勾配を $i = 1/10, 1/30, 1/80$ と 3 通り変え, 砕波力が作用する条件も含めた波浪を用いて波力実験を行い, SURF の部材に作用する波圧の特性を調べた。

8.2 実験方法

海底勾配 $1/10$ の実験には, 大成建設㈱技術研究所の 2 次元水路 ($47 \times 0.8 \times 1.6$ m) を, また, 海底勾配 $1/30, 1/80$ の実験には, ㈱間組技術研究所の 2 次元水路 ($50 \times 0.8 \times 1.5$ m) を用いた。例として, $i = 1/30$ の場合の実験装置を図-8.1 に示す。堤体模型はアクリル製で, 水路内に設けた高さ 40 cm の水平床上に設置した。模型の概要および波圧計の取り付け位置は図-8.2 に示すようである。測点番号の 2 番目の文字は堤体の部材を表わしており, 前面壁を F (Forward), 斜板上を U (Up), 底板を D (Down), 遊水室内を I (Inside), 背面壁を B (Back) とした。3 番目の数字は測定点の位置を表わし, 下向きまたは波の進行方向に数字が大きくなるように番号をつけた。波圧計には, 2 種類の超小型トランジスタ波圧計 (定格圧力 $100 \text{ gf/cm}^2, 200 \text{ gf/cm}^2$) を用い, 部材表面と波圧計の受圧

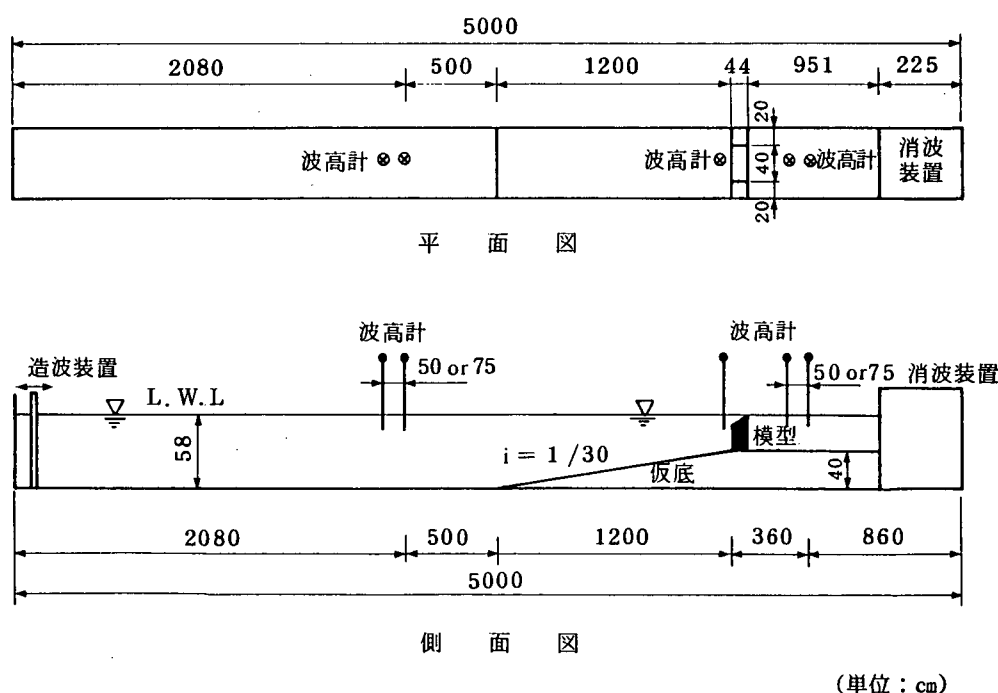


図-8.1 実験装置の概要 ($i = 1/30$)

波圧計取り付け位置 (単位: m)

▶：波圧計取り付け位置 (単位：mm)

(1) 各勾配における波圧の作用状況の比較

(a) $i = 1/10$

(b) $i = 1/30$

(c) $i = 1/80$

— 98 —

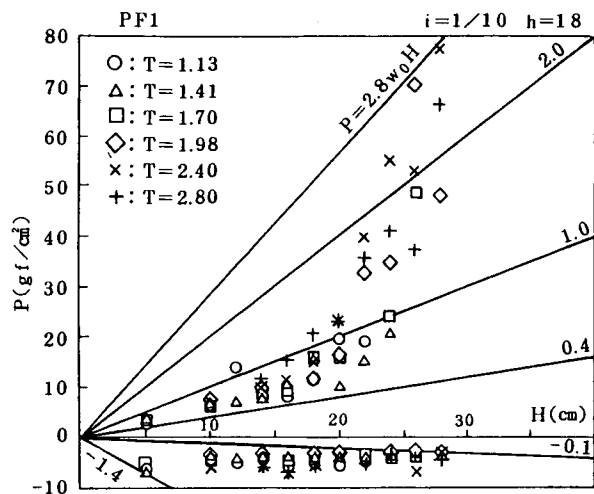


図-8.4 周期の違いが部材波圧に及ぼす影響
($i = 1/10$, $h = 18$ cm, PF1)

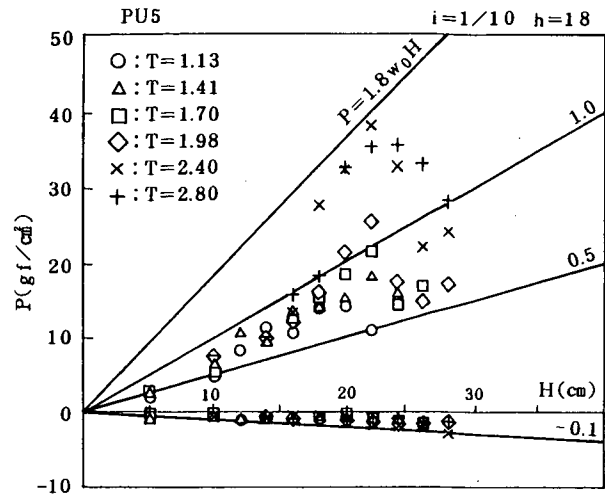


図-8.5 周期の違いが部材波圧に及ぼす影響
($i = 1/10$, $h = 18$ cm, PU5)

$p = (0.6 \sim 1.0) w_0 H$ に分布する。 $H = 20$ cm を越えて水路の斜面上で碎波が始まると、切り立った波面が堤体の前面壁に直接作用するために、波圧値は急激な増加を示す。 $T = 1.98, 2.4$ s では $p \approx 2.8 w_0 H$ に近いものもある。これは、先にも示した衝撃的な波力が作用したためと考えられる。一方、PU5の正の波圧値は $H \geq 18$ cm でばらつきが大きい。この理由は、堤体より沖側で碎波した波の水塊の落込み位置が、波高および周期によりかなり変化するためである。 $H \geq 18$ cm での波圧値は周期が長いときに特に大きく、最大値は $T = 2.4$ s, $H = 22$ cm の条件での $p \approx 1.7 w_0 H$ である。これは、この条件で碎波により発生した水塊が直接波圧計に衝突するためである。 $H < 18$ cm ではPU5の波圧のばらつきは小さく、 $p = (0.5 \sim 1.0) w_0 H$ の範囲にある。

(3) 水深の変化が部材波圧に及ぼす影響

海底勾配 $i = 1/10$, $T = 2.4$ s の条件で、前面壁下部のPF3、底面沖側のPD1の最大波圧値と波高の関係を図-8.6, 8.7に示す。 $H < 20$ cm の条件では、PF3, PD1 どちらの場合も水深変化が波圧に

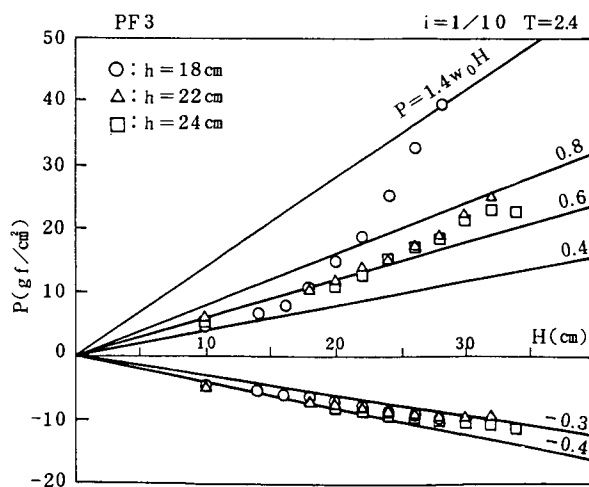


図-8.6 水深の変化が部材波圧に及ぼす影響
($i = 1/10$, $T = 2.4$ s, PF3)

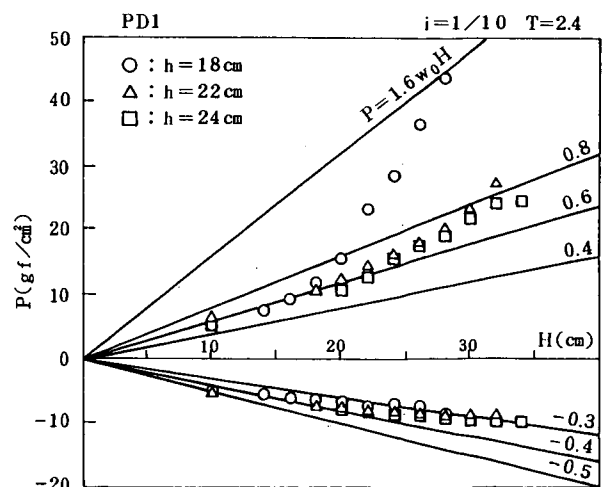


図-8.7 水深の変化が部材波圧に及ぼす影響
($i = 1/10$, $T = 2.4$ s, PD1)

及ばず影響は小さく、正の波圧値はPF3で $p = (0.4 \sim 0.6) w_0 H$ 、PD1で $p \approx 0.6 w_0 H$ である。しかし、 $H = 20 \text{ cm}$ を越え、斜面上で碎波が始まると、 $h = 18 \text{ cm}$ の条件での波圧値が急激な増加を示し、その最大値はPF3で $p \approx 1.4 w_0 H$ 、PD1で $p \approx 1.6 w_0 H$ となった。 $h = 22 \text{ cm}$ 、 24 cm の条件では、PF3、PD1 どちらも波圧値は波高に比例して直線的に増加する傾向を示すが、たかだか $p \approx 0.7 w_0 H$ であって $h = 18 \text{ cm}$ の場合の約 $1/2$ である。これは、 $i = 1/10$ 、 $h = 18 \text{ cm}$ の条件では入射波が斜面上で碎波して碎波直後の水塊が堤体前面壁に直接衝突するのに対し、 $h = 22 \text{ cm}$ 、 24 cm の条件ではこのような現象が起こらないためである。

(4) 海底勾配が部材波圧に及ぼす影響

$h = 18 \text{ cm}$ 、 $T = 2.4 \text{ s}$ の条件下におけるPF1、PU5、PD1の最大波圧値と波高の関係を海底勾配をパラメータとして図-8.8～8.10に示す。 $i = 1/30$ 、 $1/80$ の場合におけるPF1の正の波圧値は、ほぼ同様な値を示し、 $p = (0.6 \sim 0.8) w_0 H$ に分布する。 $i = 1/10$ の場合、 $H < 20 \text{ cm}$ では $p = (0.7 \sim 0.8) w_0 H$ で、 $i = 1/30$ 、 $1/80$ の場合とほぼ同様な値を取るが、 $H = 20 \text{ cm}$ を越え斜面上で碎波すると波圧は急激に増加し、 $p = 2.8 w_0 H$ に近くなる。これは、先にも示したとおり切り立った波面が堤体の前面壁に作用するために衝撃的な波力が作用したことが原因である。PU5の正の波圧値も $i = 1/30$ 、 $1/80$ の場合はほぼ同様な値を取り、その最大値は $p \approx 1.0 w_0 H$ である。 $i = 1/10$ の場合は、 $H = 16 \text{ cm}$ を越えてから増加を示し、 $H = 22 \text{ cm}$ で最大値をとり、 $p = 1.7 w_0 H$

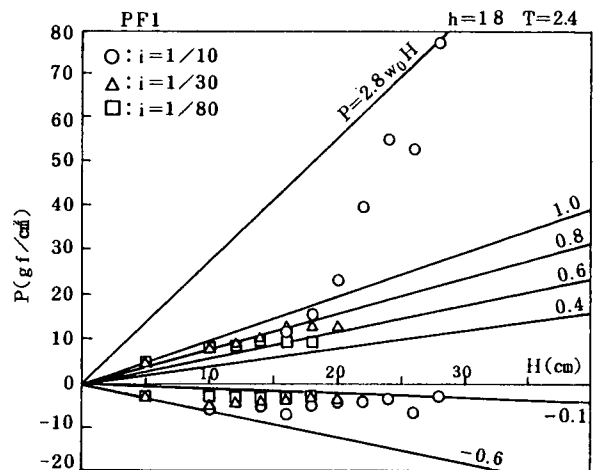


図-8.8 海底勾配の違いが部材波圧に及ぼす影響 ($h = 18 \text{ cm}$ 、 $T = 2.4 \text{ s}$ 、PF1)

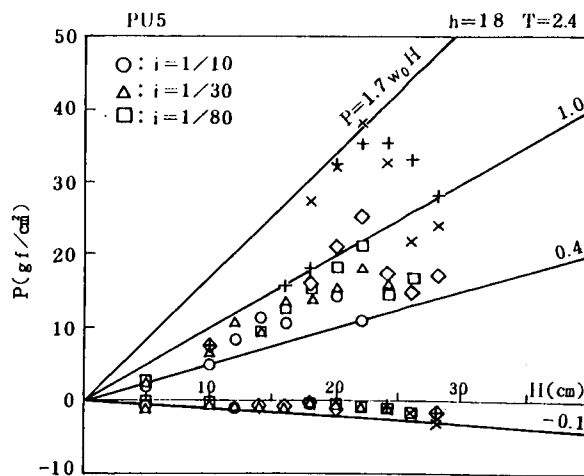


図-8.9 海底勾配の違いが部材波圧に及ぼす影響 ($h = 18 \text{ cm}$ 、 $T = 2.4 \text{ s}$ 、PU5)

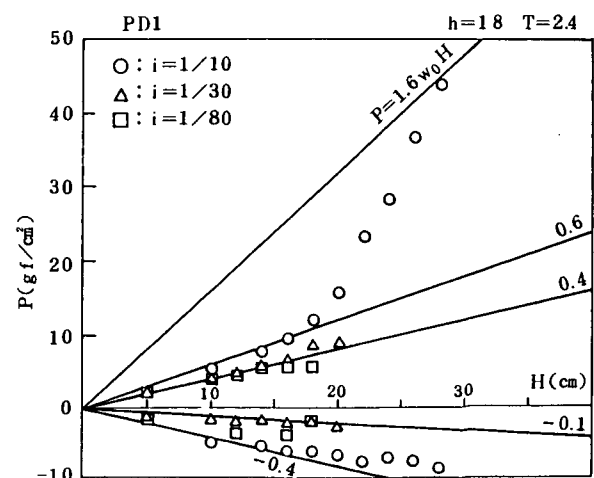


図-8.10 海底勾配の違いが部材波圧に及ぼす影響 ($h = 18 \text{ cm}$ 、 $T = 2.4 \text{ s}$ 、PD1)

に達する。この理由は既に述べた。PD1の正の波圧値は、分布形状がPF1に似ており、 $H < 20$ cmでは各勾配条件とも同様な値を示し、 $p = (0.4 \sim 0.6) w_0 H$ であるが、 $H = 20$ cmを越え、斜面上で碎波すると $i = 1/10$ の波圧値が増加し、その最大値は $p = 1.6 w_0 H$ となる。

(5) 堤体前面壁の PF1, PF2, PF3の波圧の比較

$i = 1/10$, $h = 18$ cm, $T = 2.4$ s の条件下における PF1, PF2, PF3 の波圧を図-8.11に示す。 $H < 20$ cmでは各部の波圧の正值は、ほぼ同様な値を持ち、堤体前面壁に作用する波圧はおおむね矩形分布とみなして良い。しかし、 $H = 20$ cmを越え、碎波領域になると衝撃力が作用するために水面付近の PF1, PF2 が大きい値となり、台形分布となる。波圧の最大値は、 $H < 20$ cmでは $p = 1.0 w_0 H$, $H > 20$ cmでは $p = 2.8 w_0 H$ である。

(6) 堤体底版の PD1, PD2, PD3の波圧の比較

PD1, PD2, PD3の波圧を図-8.12に示す。波圧の正值については、 $H < 20$ cmではPD1, PD2, PD3は互いに同程度の値をとり、 $p = (0.2 \sim 0.8) w_0 H$ に分布しているが、 $H = 18$ cmを越えて碎波領域になると、PD1, PD2の値は急激に増加し、その最大値は、PD1で $p = 1.6 w_0 H$, PD2で $p = 2.0 w_0 H$ となる。このことより、 $H > 18$ cmにおいてはPD1, PD2で衝撃的な波圧が作用していたと考えられる。

(7) 遊水室内の中間床版の PI4, PI5, PI6の波圧の比較

PI4, PI5, PI6の波圧を図-8.13に示す。正の波圧値（鉛直下向き波圧値）はPI5, PI6でどちらもほぼ同じ値をとり、波が堤体設置位置で碎ける条件に近い $H = 22$ cmでピークとなり、

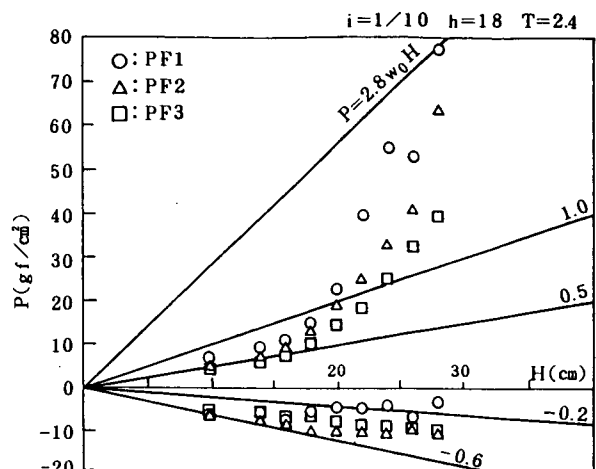


図-8.11 堤体前面壁に作用する最大波圧値
($i = 1/10$, $h = 18$ cm, $T = 2.4$ s)

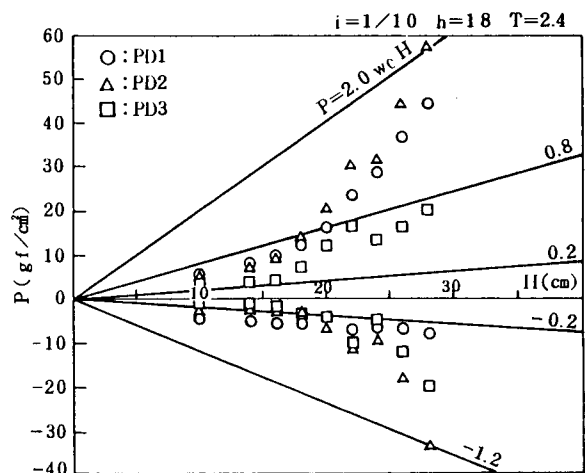


図-8.12 堤体底版に作用する最大波圧値
($i = 1/10$, $h = 18$ cm, $T = 2.4$ s)

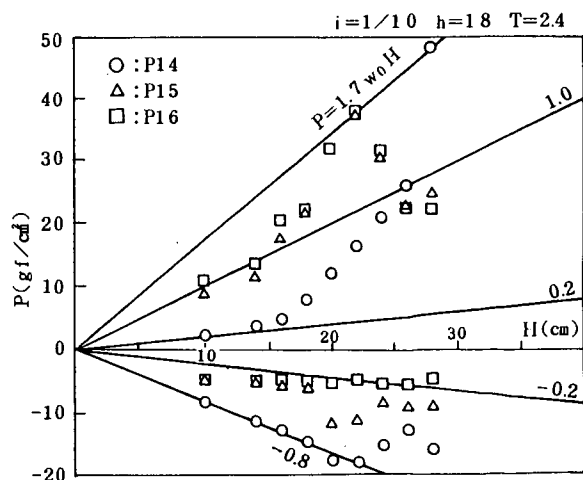


図-8.13 中間床版に作用する最大波圧値
($i = 1/10$, $h = 18$ cm, $T = 2.4$ s)

最大値は $p = 1.7 w_0 H$ である。これに対して、PI 4はピークがなく、 $H = 16 \text{ cm}$ を越えてから急激に増加し最大値は $p = 1.8 w_0 H$ に達する。図より PI 5, PI 6 には $H = 22 \text{ cm}$ で、PI 4 には $H > 18 \text{ cm}$ で衝撃力が作用していたと考えられる。

(8) 斜板の差圧

斜板には、上面から波圧が作用すると同時に、遊水室内の下面からも波圧が作用するため、斜板への波圧を見積るためには両者の差圧を調べる必要がある。そこで、斜板の表裏に取り付けた波圧計の差圧 PU 1-PI 1, PU 4-PI 2, PU 6-PI 3 の最大値と波高の関係を図-8.14 に示す。符号は、斜板に鉛直下向きに作用する波圧を正とした。PU 1-PI 1 の波圧の正值は、波高が小さい条件 ($H = 5, 10 \text{ cm}$) で大きく、 $p = 1.6 w_0 H$ となる。PU 4-PI 2 は $H = 20 \text{ cm}$ でピークとなり、その値は $p = 1.5 w_0 H$ であった。砕波による堤体斜板上での水塊の落込み位置は、波高が大きくなるにつれて斜板上岸側に移っていくと考えられる。したがって小さい波高 ($H = 5, 10 \text{ cm}$) で PU 1-PI 1 の波圧値が大きくなり、より大きい波高 ($H = 20 \text{ cm}$) で PU 4-PI 2 の波圧値が大きくなったと考えられる。PU 6-PI 3 は、他の2つの部分に比べて値が小さく、最大値は $p = 0.8 w_0 H$ であった。これは、砕波による水塊の落込み作用を直接には受けていないためと考えられる。負の波圧値は、砕波領域になると、PU 1-PI 1 が絶対値で急激な増加を示し、 $|p| = 2.2 w_0 H$ を越えるものもある。これは、PI 1 の方に衝撃力が作用するためと考えられる。

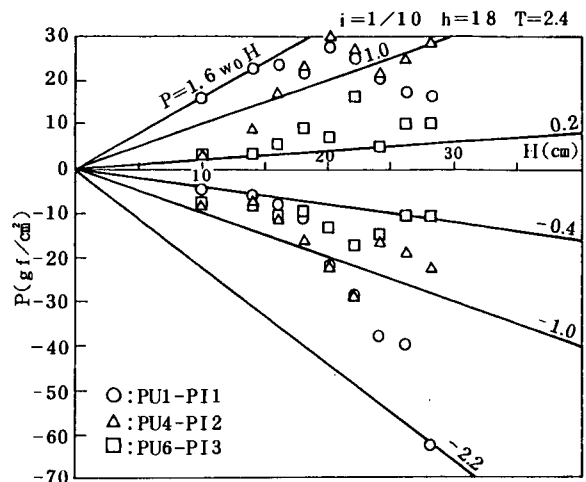


図-8.14 斜板に作用する最大波圧値
($i = 1/10$, $h = 18 \text{ cm}$, $T = 2.4 \text{ s}$)

これは、砕波による水塊の落込み作用を直接には受けていないためと考えられる。負の波圧値は、砕波領域になると、PU 1-PI 1 が絶対値で急激な増加を示し、 $|p| = 2.2 w_0 H$ を越えるものもある。これは、PI 1 の方に衝撃力が作用するためと考えられる。

(9) PU 3, PB 2 および差圧 PI 7-PB 1 の特徴

斜版上の突起に取り付けられた波圧計 PU 3, 堤体背面上部の表裏に取り付けられた波圧計 PI 7, PB 1 の差圧 PI 7-PB 1, および下部に取り付けられた波圧計 PB 2 の波圧を図-8.15 に示す。突起 (PU 3) に作用する最大の正の波圧値は、 $p = 1.4 w_0 H$ である。PU 3 の波圧値は若干のばらつきはあるが、全体的に波高に比例してほぼ直線的に増加しており、PF 1 にみられた様な砕波領域での急激な増加傾向は見られない。堤体背面上部に作用する波圧の差圧値 PI 7-PB 1 は、PU 5 の波圧値と分布の形状が似ており、波が堤体設置位置で砕ける条件に近い $H = 22 \text{ cm}$ でピークに

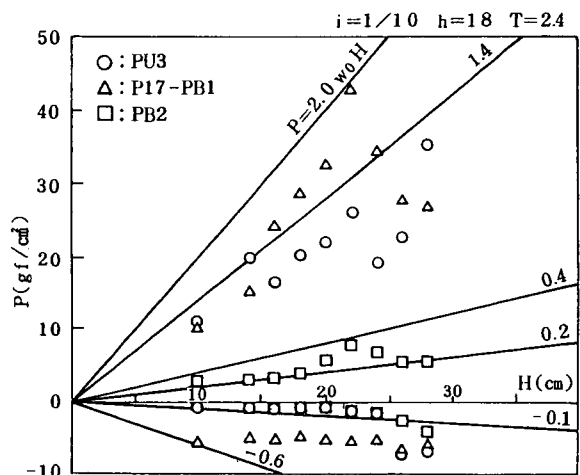


図-8.15 突起, 堤体背面に作用する最大波圧値
($i = 1/10$, $h = 18 \text{ cm}$, $T = 2.4 \text{ s}$)

達した。その値は、 $p = 2.0 w_0 H$ である。図－8.13, 8.14 より、PI5, PI6, PU6－PI3 も波圧値は $H = 22 \text{ cm}$ でピークを示しており、 $T = 2.4 \text{ s}$, $H = 22 \text{ cm}$ の条件では碎波した波の水塊が堤体の岸側の部分に作用していることがわかる。堤体背面の下部 (PB2) に作用する波圧値は小さく、 $p = (0.2 \sim 0.4) w_0 H$ であった。よって PB2 には衝撃的な波力はほとんど作用しないことがわかる。

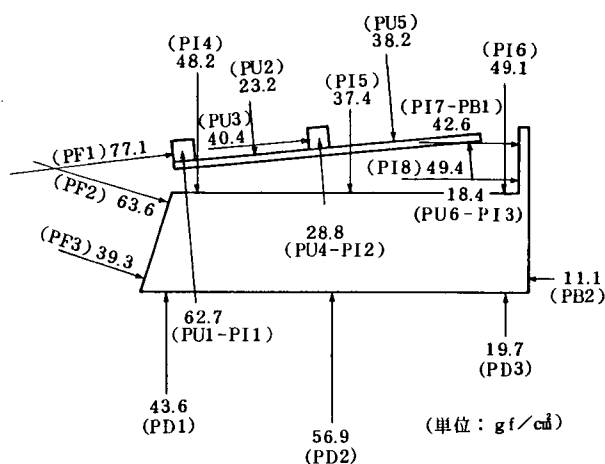
8.4 各部材に作用する最大波圧のまとめ

衝撃的な波力は、海底勾配が $i = 1/10$ と急な場合に発生し、特に L.W.L. 時 ($h = 18 \text{ cm}$) で周期が $T = 1.98, 2.4, 2.8 \text{ s}$ と長い場合に非常に大きな衝撃碎波力が発生する。衝撃碎波力が生ずる場合の部材波力の最大値をまとめると表－8.1, 図－8.16 となる。表－8.1 には波圧係数の最大値 $a_{\max}$, その時の波圧値 p , および波浪条件を示した。差圧に関しては正、負のうち絶対値で大きい方を示した。

ここで、波圧係数 a とは次式で表される定数である。

$$a = \frac{p}{w_0 H} \quad \dots\dots\dots (8.1)$$

波圧値 p は係数が最大となった時の値で、必ずしも最大波圧値 $p_{\max}$ とは一致しない。しかし今回の実験条件では衝撃碎波力が生じる場合、全ての場所で p と $p_{\max}$ は一致した。よって表－8.1 に示されている波圧値は最大波圧値と同一である。



図－8.16 衝撃的な波力が発生する条件での最大波圧分布

表－8.1 衝撃的な波力が発生する条件での波圧の最大値

波 圧 計	最 大 波 圧 係 数 値 $a_{\max}$	波 圧 値 $P, P_{\max}$ (gf/cm^2)	発 生 し た 条 件			
			海底勾配 i	水深 h (cm)	周期 T (s)	波高 H (cm)
PF1	2.8	77.1	1/10	18	2.4	28
PF2	2.3	63.6	"	"	2.4	28
PF3	1.4	39.3	"	"	2.4	28
PU2	1.1	23.2	"	"	2.8	22
PU3	1.4	40.4	"	"	2.8	28
PU5	1.7	38.2	"	"	2.4	22
PU1-PI1	-2.2	-62.7	"	"	2.4	28
PU4-PI2	-1.4	-28.8	"	"	2.4	22
PU6-PI3	-0.8	-18.4	"	"	2.8	22
PD1	1.6	43.6	"	"	2.4	28
PD2	2.0	56.9	"	"	2.4	28
PD3	0.9	19.7	"	"	2.8	22
PI4	1.7	48.2	"	"	2.4	28
PI5	1.7	37.4	"	"	2.4	22
PI6	2.0	49.1	"	"	2.8	24
PI7-PB1	2.0	42.6	"	"	2.4	22
PI8	2.1	49.4	"	"	2.8	24
PB2	0.4	11.1	"	"	2.8	28

図-8.16には最大波圧値の分布を示した。 $a_{\max}$, $p_{\max}$ ともに前面壁, 底版で大きく, PF1で $a_{\max}=2.8$, $p_{\max}=77.1$ (gf/cm²), PF2で $a_{\max}=2.3$, $p_{\max}=63.6$ (gf/cm²), PD2で $a_{\max}=2.0$, $p_{\max}=56.9$ (gf/cm²)である。また, PI6, PI7-PB1, PI8でも大きく, 順に $a_{\max}=2.0$, 2.0 , 2.1 , $p_{\max}=49.1, 42.6, 49.4$ (gf/cm²)である。よって, 遊水室の岸側内壁にも大きな波圧が作用し易いことがわかる。負の値はPU1-PI1の絶対値が大きく, $|a_{\max}|=2.2$, $|p_{\max}|=62.7$ (gf/cm²)である。PI1に大きな衝撃圧が作用し易いことがわかる。

同様に, 衝撃砕波力が発生しない条件での部材波力の最大値をまとめると表-8.2, 図-8.17のようである。この条件では p と $p_{\max}$ が一致しない場合もあったので, 表-8.2中には $p_{\max}$ および $p_{\max}$ が発生した波浪条件も示す。 $a_{\max}$ は衝撃

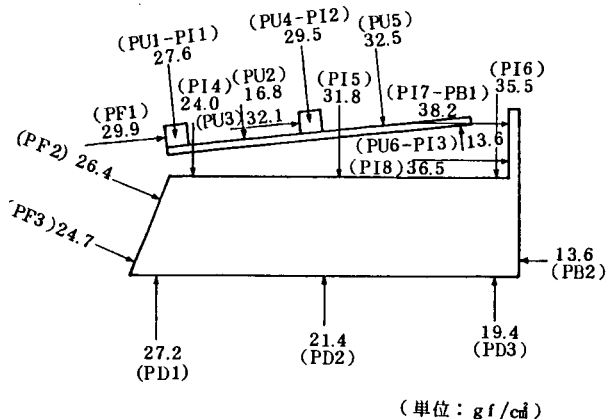


図-8.17 衝撃的な波力が発生しない条件での最大波圧分布

表-8.2 衝撃的な波力が発生しない条件での波圧の最大値

波 圧 計	最大波圧係数値 $a_{\max}$	波 圧 値 P (gf/cm ²)	最大波圧値 $P_{\max}$ (gf/cm ²)	発生した条件			
				上段: 最大波圧係数, 下段: 最大波圧値			
				海底勾配 i	水深 h (cm)	周期 T (s)	波高 H (cm)
PF1	1.2	23.1	29.9	1/10	18	2.4	20
				"	22	1.98	30
PF2	1.4	7.1	26.4	1/80	"	1.98	5
				1/10	"	2.4	32
PF3	1.4	7.1	24.7	1/80	"	1.98	5
				1/10	"	2.4	32
PU2	1.1	5.6	16.8	1/80	18	2.8	5
				1/30	"	1.98	18
PU3	1.8	28.3	32.1	"	"	2.8	16
				"	"	2.8	20
PU5	1.6	32.5	32.5	1/10	"	2.8	20
				"	"	2.8	20
PU1-PI1	2.0	19.9	27.6	"	"	2.8	10
				"	"	2.8	14
PU4-PI2	1.5	29.9	29.5	"	"	2.4	20
				"	"	2.4	20
PU6-PI3	1.1	-5.5	-13.6	1/80	"	1.98	5
				1/10	"	2.8	20
PD1	0.9	18.1	27.2	"	"	2.8	20
				"	22	2.4	32
PD2	1.0	20.0	21.4	"	18	2.4	20
				"	22	2.8	34
PD3	0.6	19.4	19.4	"	"	2.4	32
				"	"	2.4	32
PI4	0.7	14.8	24.0	"	18	2.8	20
				"	22	2.8	32
PI5	1.6	31.8	31.8	"	18	2.4	20
				"	"	2.4	20
PI6	1.8	35.5	35.5	"	"	2.8	20
				"	"	2.8	20
PI7-PB1	2.0	32.5	38.2	"	"	1.41	16
				"	"	1.98	20
PI8	1.9	36.5	36.5	"	"	2.8	20
				"	"	2.8	24
PB2	0.5	2.4	13.6	1/80	22	2.8	5
				1/10	24	2.8	36

力が発生する場合に比べて、前面壁 (PF)、底版 (PD) では約 $1/2$ になっている。斜板部 (PU, PU-PI) では $a_{\max}$ は衝撃力が発生する場合とほとんど変わらない。p で比べると、PU2, PU1-PI1, PU6-PI3 でかなり小さく、小さい波高で係数値が大きくなっているのがわかる。しかし残りの斜板部 (PU3, PU5, PU4-PI2) および背面壁付近 (PI6, PI8, PI7-PB1) では $a_{\max}$, p, $p_{\max}$ ともに衝撃波力が起きる場合とあまり差がなく、各場所とも $a_{\max} \approx 2.0$, $p_{\max} \approx 35$ (gf/cm²) と大きい。この場所では堤体前面の砕波、非砕波にかかわらず衝撃的な波圧が発生する。これは、SURF が斜板上で砕波を促進する構造物であるためである。

8.5 結 論

- ① $i = 1/10$, L.W.L.時に波が斜面上で砕波しながら作用する時に衝撃砕波力が発生し、それは特に長周期波で顕著である。
- ② 衝撃力が発生する条件での最大波圧は前面壁で生じ、 $p \approx 2.8 w_0 H$ となる。
- ③ $i = 1/10$ の H.W.L., H.H.W.L.時および $i = 1/30$ 以下では衝撃力は発生しない。
- ④ 衝撃力が発生しない条件での最大波圧は、斜板部、背面壁付近を除いては前面壁で生じ、波圧係数はたかだか $p \approx 1.2 w_0 H$ である。
- ⑤ 斜板の一部 (PU3, PU5, PU4-PI2) および背面壁付近 (PI6, PI8, PI7-PB1) では砕波・非砕波に係わらず衝撃的な波圧が作用する。最大波圧は各場所とも $p \approx 2.0 w_0 H$ である。

参 考 文 献

- 建設省土木研究所河川部海岸研究室 (1989 a): 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. 103 ~ 119.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室 (1989 b): 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. 43 ~ 72.
- 谷本勝利・高橋重雄・吉本靖俊 (1983): 衝撃応答波形からの外力推定法について, 港湾技研資料, No. 474, 24 p.



第9章 斜板消波潜堤（SURF）に作用する波力の特性

— 海底勾配1/10の場合 —

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇多高明
		小俣篤
大成建設(株) 技術本部技術研究所	研究員	茗ヶ原義彦
		勝井秀博
		石野和男
		東江隆夫
		上野成三
		佐藤明美
東急建設(株) 施工本部土木技術部		蜷川洋二
		原幸一
		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
		斉藤栄一

1. The first part of the document is a list of the names of the persons who were present at the meeting.

2. The second part is a list of the topics discussed.

3. The third part is a list of the actions taken.

4. The fourth part is a list of the conclusions reached.

5. The fifth part is a list of the recommendations made.

6.

7.

8.

9.

10.

11.

12.

13.

14.

9.1 まえがき

斜板消波潜堤 (SURF) は、外洋に面した海域に静穏域を創出するための海域制御構造物である。筆者らは、SURF に作用する波力を低減させる構造形式について調べるために、海底勾配 $i = 1/10$ の条件の下で、7種類の堤体模型を用いた波力実験を実施した (建設省土木研究所, 1988)。しかし、前報では造波能力上の問題により、周期が $T = 14$ s と長い場合に碎波波高を作用させることができなかった。また、堤体の設置水深が $h_p = 10$ m と深い条件としたため、 $h_p = 5$ m と浅い海域に堤体を設置した場合の波力特性は不明であった。そこで本研究では、 $h_p = 5 \sim 10$ m を対象とし、海底勾配 $i = 1/10$ での碎波後の波も含めた波浪条件のもとで波力実験を行った。

ところで、 $i = 1/10$ では、波高が増大すると衝撃碎波力が発生する。本波力実験では、後述するように波力計と片持梁で吊された SURF 模型との距離を長くとったため、測定系の固有振動数が $f_N = 14.6$ Hz と小さくなった。衝撃碎波力の作用時間は通常 10 ～ 数 10 ms といわれており、このような測定系の固有振動では、衝撃力作用時の波力を過小評価する可能性がある。そこで波力実験の妥当性を検討するため滑動実験を実施し、SURF に作用する波力特性の追加検討を実施した。

9.2 三分力計を用いた波力実験

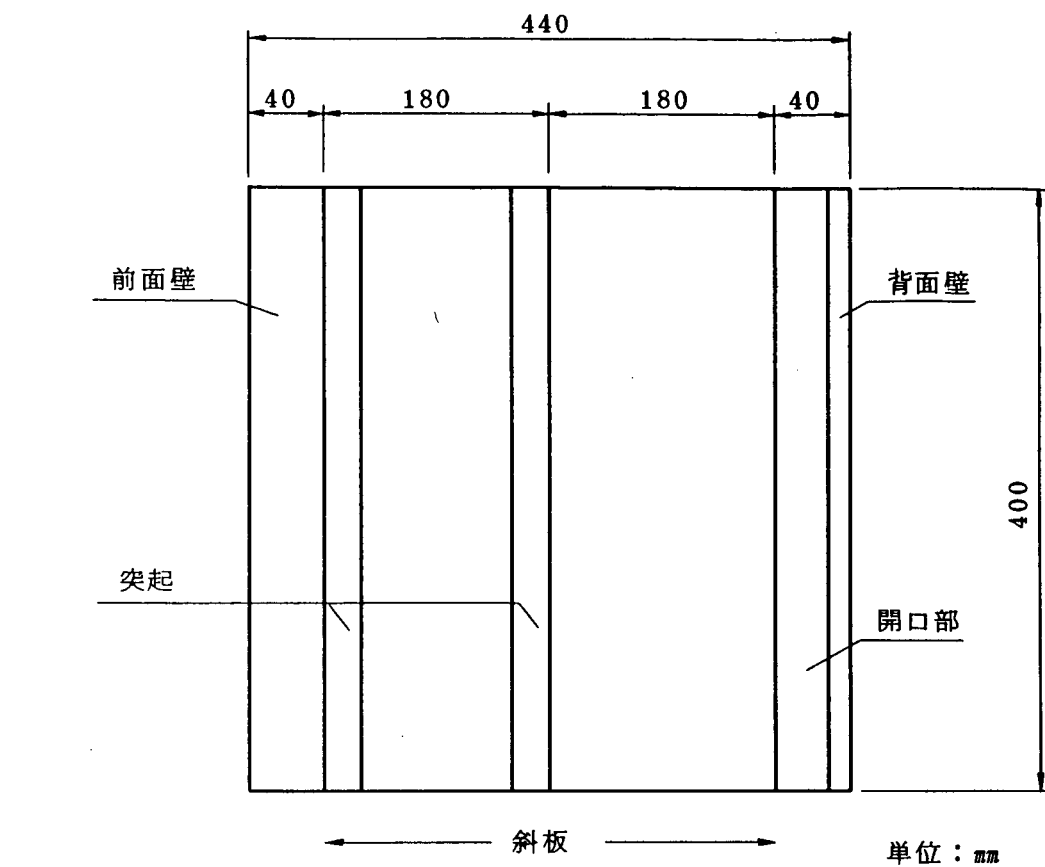
9.2.1 実験方法

実験は、大成建設㈱技術研究所の二次元造波水路 ($47\text{ m} \times 0.8\text{ m} \times 1.6\text{ m}$, フラップ式吸収型造波装置) に、 $1/10$ 勾配の一樣斜面と水平床を設置して行った (図-9.1)。堤体模型は斜面の法肩を沖側端とし、水平床上に設置した。また、水路岸側端には消波装置を設置した。波高計 H1 ～ H5 の配置を図-9.1に示す。

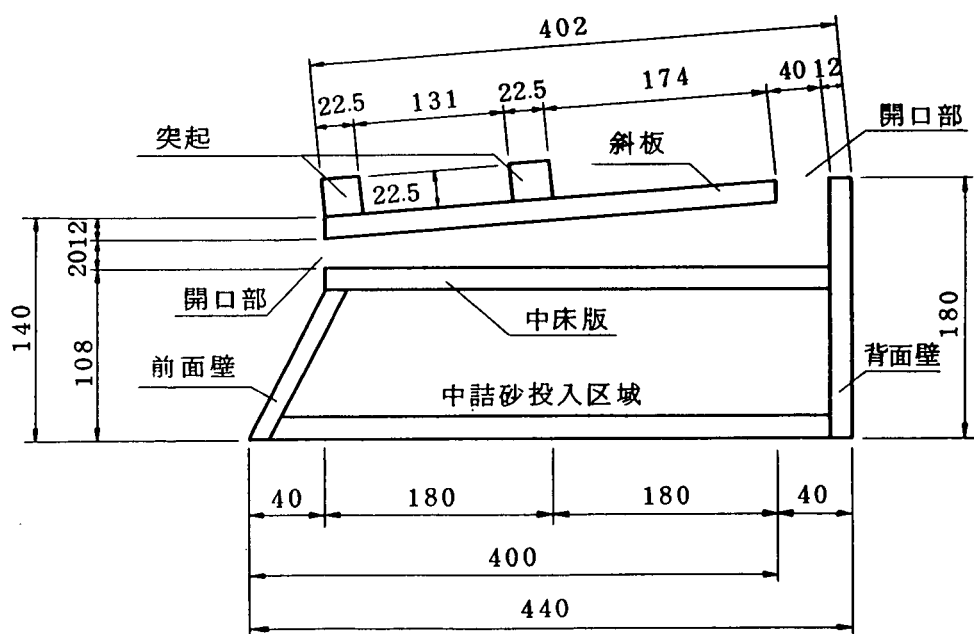
堤体模型の寸法は図-9.2に示すようであり、全長が 44 cm である。模型の縮尺は、現地での堤体設置水深を $h_p = 10$ m とした場合は $s = 1/50$, $h_p = 5$ m とした場合は $s = 1/25$ とした。堤体模型は、堤体に作用する水平力の一部を鉛直下向きの力に変え、鉛直上向きの力を低減するため堤体前面壁を傾斜させたタイプである (建設省土木研究所, 1988 : タイプ 6)。

波力は三分力計により測定した。模型は三分力計の測定容量を考慮して、測定部とダミー部に分けた。模型の測定部は、治具を介して模型上部の計測台車上に固定した三分力計に取り付けた。また、測定部分の両側に同一断面を持った 2 つのダミーを固定した。前回の波力・波圧実験 (建設省土木研究所, 1988) では床版の下に $90\text{ cm} \times 30\text{ cm}$ の窪みを設け、この窪み内に水中分力計を納めて SURF 模型に働く波力を測定した。その際 SURF 模型と床版との縁を切るために設けた 5 ～ 10 mm の空隙から、SURF 底面下の窪みに波圧が伝達され、その結果底面の揚圧力が矩形～台形分布となり、SURF に働く揚圧力の過大評価を招いたようである。このような模型下の窪みの存在が模型底面の揚圧力に大きな影響を及ぼすことは、その後の波圧実験で確認された (建設省土木研究所, 1990)。そこで、本実験では分力計を水面上に設置し、堤体を片持梁状に吊って SURF に作用する波力を測定した。

測定項目は、沖側水平床部での入射波高 H_1 , 堤体設置位置での波高 H , 水平波力 F_x , 鉛直波力 F_z



平面図



断面図

単位：mm

図－9.2 波力実験の堤体模型

れる。そこで本実験では、カットオフ周波数を種々変化させて波力波形を調べた。その結果より、比較的衝撃性の波形が保たれるカットオフ周波数として $f = 14 \text{ Hz}$ を採用した。

実験ケースを表-9.1に示す。堤体設置水深 h は L.W.L., H.W.L. および H.H.W.L. を想定して, $h = 18 \text{ cm}$ (没水深 $R = 0 \text{ cm}$), 22 cm ($R = 4 \text{ cm}$), 24 cm ($R = 6 \text{ cm}$) とした。現地の堤体設置水深 $h_p = 10 \text{ m}$ を対象とした時の周期は, $T = 1.13, 1.41, 1.70, 1.98 \text{ s}$, 水深 $h_p = 5 \text{ m}$ を対象とした時の周期は $T = 1.70, 1.98, 2.40, 2.80 \text{ s}$ の4種類ずつとし, 波高は砕波前から砕波後の波まで広範囲に選定した。実験諸元と現地諸元との対比を表-9.2に示す。

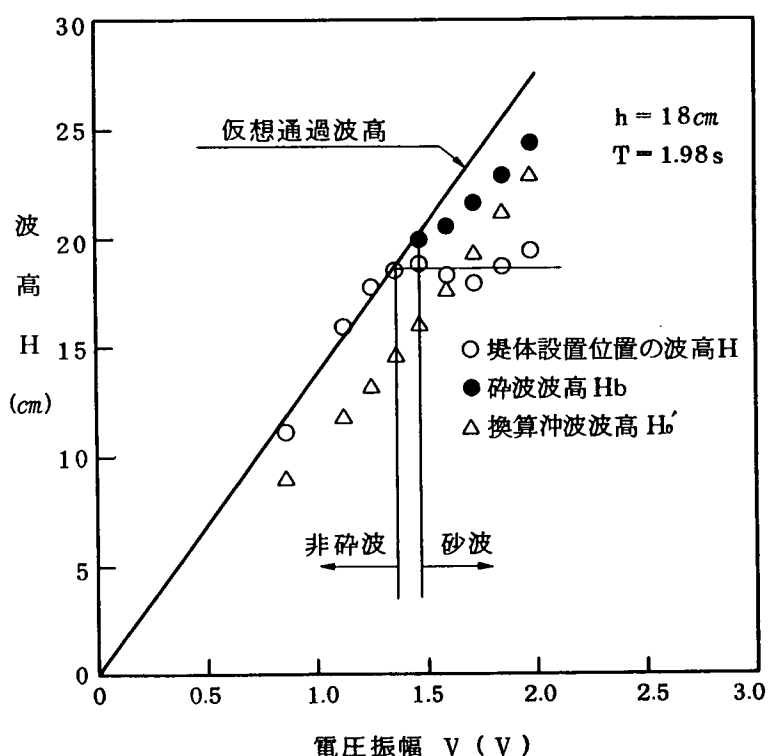
波高は, 堤体を設置しない状態で検定した。堤体設置位置での波高 H の検定結果の一例を図-9.3に

表-9.1 波力実験条件

海底 勾配	水 深 h (cm)	周期 T (sec)	仮 想 通 過 波 高 H' (cm)
1/10	18 (没水深 $R=0\text{cm}$)	1.13	5.2, 10.2, 12.5, 13.9, 15.2, 17.5, 19.6, 21.7
		1.41	5.5, 10.8, 13.3, 15.3, 16.8, 19.3, 21.2, 22.8, 24.7
		1.70	5.6, 11.0, 16.0, 17.7, 18.2, 21.0, 22.8, 24.9, 26.8
		1.98	11.1, 15.9, 17.7, 18.5, 20.4, 21.1, 23.9, 25.8, 27.6
		2.40	11.4, 15.9, 18.2, 19.3, 21.7, 23.6, 25.6, 27.7, 29.7
		2.80	11.3, 15.8, 18.1, 20.2, 21.6, 23.3, 25.7, 27.2, 29.1
	22 ($R=4\text{cm}$)	1.13	4.7, 10.1, 12.4, 14.7, 16.3, 18.3, 20.8, 22.6, 24.7
		1.41	5.4, 10.4, 14.5, 16.4, 18.2, 19.5, 21.6, 23.7, 25.5
		1.70	5.7, 11.0, 17.0, 19.5, 20.6, 21.5, 24.5, 26.4, 28.3
		1.98	11.5, 17.4, 19.6, 21.4, 24.4, 26.4, 28.4, 31.4, 32.4
		2.40	12.3, 20.7, 21.8, 23.2, 24.3, 27.6, 29.5, 31.3, 33.2
		2.80	11.7, 23.0, 24.5, 26.6, 28.2, 29.9, 31.5, 33.0, 34.7
	24 ($R=6\text{cm}$)	1.13	4.7, 11.6, 13.6, 16.2, 18.1, 20.4, 22.4, 24.6
		1.41	5.3, 10.5, 16.8, 19.3, 21.9, 23.9, 25.9, 28.0, 30.1
		1.70	5.1, 10.7, 19.2, 21.3, 22.6, 25.6, 27.8, 29.7, 31.9
		1.98	11.1, 19.4, 22.3, 24.4, 26.7, 28.8, 30.9, 33.3, 35.6
		2.40	10.7, 21.9, 24.1, 25.8, 28.7, 31.0, 33.2, 35.5, 37.7
		2.80	11.1, 24.4, 26.0, 27.6, 29.2, 32.1, 33.6, 35.0

表－9.2 実験諸元と現地諸元

諸元	実験 (cm)	現地 (S=1/50) (m) 想定現地設置水深 $h_p = 10\text{m}$	現地 (S=1/25) (m) 想定現地設置水深 $h_p = 5\text{m}$
水深	18 (0)	9 (0)	4.5 (0)
()内は	22 (4)	11 (2)	5.5 (1)
没水深	24 (6)	12 (3)	6 (1.5)
周期 (sec)	1.13	8.0	
	1.41	10.0	
	1.70	12.0	8.5
	1.98	14.0	9.9
	2.40		12.0
	2.80		14.0



図－9.3 波高検定曲線 ($h = 18\text{cm}$, $T = 1.98\text{s}$)

示す。造波板の振幅と造波機に入力する電圧振幅 V は比例関係にある。したがって図－9.3の横軸には電圧振幅をとった。図－9.3より、堤体設置位置に非碎波の波が入射する場合、波高 H は電圧振幅 V に比例して増加するが、堤体設置位置より沖で碎波する場合は電圧振幅 V によらず波高 H はほぼ一定となる。そこで碎波領域での波高 H は、非碎波領域での波高 H と電圧振幅 V の関係を碎波領域の範囲まで直線的に延長した値（仮想通過波高）を用いた。

9.2.2 実験結果

(1) 作用波の形態と波力の関係

堤体に作用する水平力 F_x 、鉛直力 F_z の測定記録の例を図-9.4～9.6に示す。 F_x は波の進行方向を正、 F_z は上向きを正とする。仮想通過波高 $H' = 11.1\text{ cm}$ の場合（図-9.4：非碎波領域）、 F_z が最大値をとる時 F_x は最大値の58%となる。また、 F_x が最大値を示すとき、 F_z はほぼ0であり、 F_x の最大値と F_z の最大値の発生時刻には明らかに位相差がある。一方、 $H' = 17.7\text{ cm}$ の場合（図-9.5：非碎波領域）、 F_x に双峰形のピークが見られる。 F_x の2つのピーク値を発生順に F_{x1} 、 F_{x2} とすると、 F_{x1} は F_{x2} の88%とやや小さい。 F_{x1} 、 F_{x2} は、それぞれ入射波が堤体の前面壁、背面壁に衝突した時に発生する。 F_z が最大値をとる時、 F_x は F_{x1} に等しく、 F_x の最大値 F_{x2} と F_z の最大値の発生時刻には位相差がある。 $H' = 20.4\text{ cm}$ の場合（図-9.6：碎波領域）にも F_x に双峰形のピークが見られる。この場合、 F_{x2} の方が F_{x1} より小さく、その大きさは約71%である。 F_z が最大値をとる時、 F_x は F_{x1} に等しく、 F_x と F_z の最大値は同時に発生している。

(2) 仮想通過波高と最大水平力、最大鉛直力の関係

単位面積当りの最大水平力 $F_{x\text{ max}}/A_x$ 、最大鉛直力 $F_{z\text{ max}}/A_z$ と H' の関係を図-9.7、9.8に示す。ここに A_x は波の進行方向への堤体投影面積(A_x

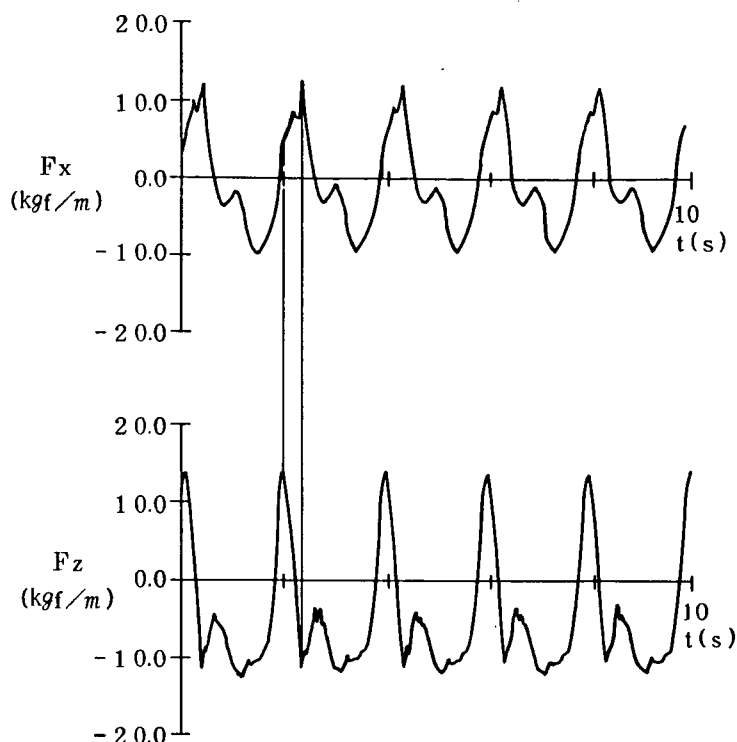


図-9.4 水平力 F_x 、鉛直力 F_z の測定例 ($h = 18\text{ cm}$, $R = 0\text{ cm}$, $T = 1.98\text{ s}$, $H' = 11.1\text{ cm}$)

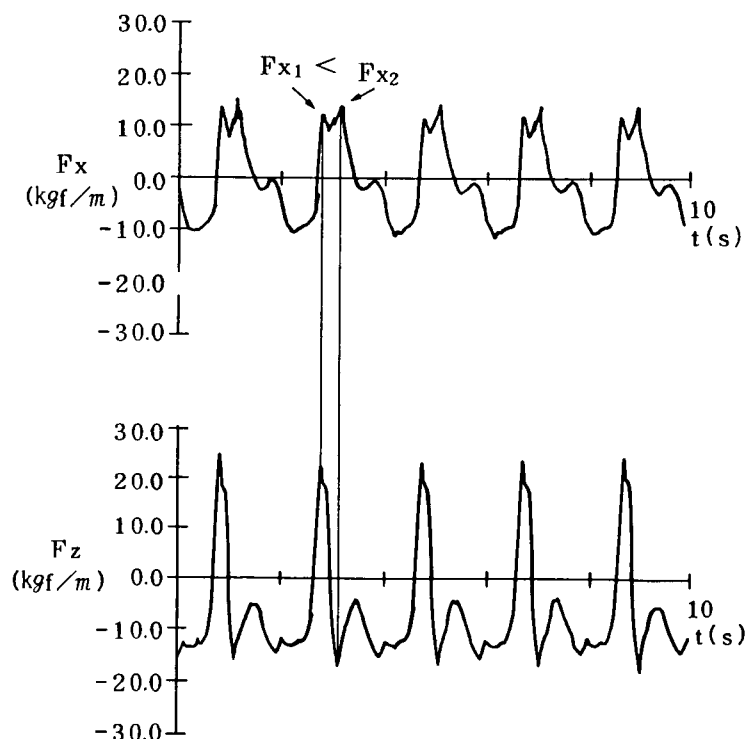


図-9.5 水平力 F_x 、鉛直力 F_z の測定例 ($h = 18\text{ cm}$, $R = 0\text{ cm}$, $T = 1.98\text{ s}$, $H' = 17.7\text{ cm}$)

=堤体高×堤体幅), A_z は堤体底面積 (A_z = 堤体長×堤体幅) である。なお、白抜きは非碎波, 黒塗りは碎波条件を示す。非碎波領域では $F_{x\max}/A_x$ は $(0.3 \sim 0.75) w_0 H'$ の勾配で増加する (図-9.7)。碎波領域においても崩れ波型碎波になる周期 $T = 1.13, 1.41$ s の場合, $F_{x\max}/A_x$ は $(0.2 \sim 0.45) w_0 H'$ の割合で増加するが, 巻き波型碎波となるその他の周期の場合, $F_{x\max}/A_x$ は $(0.5 \sim 0.8) w_0 H'$ と増加割合が急である。ただし, 周期が $T = 1.98$ s のとき $H' = 27.6$ cm の $F_{x\max}/A_x$ は, $H' = 25.8$ cm の $F_{x\max}/A_x$ に比べ小さい。この原因は, H' が大きくなるにしたがい波が堤体位置より沖側で碎波し, 堤体に作用する衝撃力が小さくなるためである。鉛直力 F_z に関しては, 非碎波領域において, $F_{z\max}/A_z$ は $(0.2 \sim 0.3) w_0 H'$ の割合で, また, 碎波領域では $(0.2 \sim 0.45) w_0 H'$ の割合で増加する (図-9.8)。

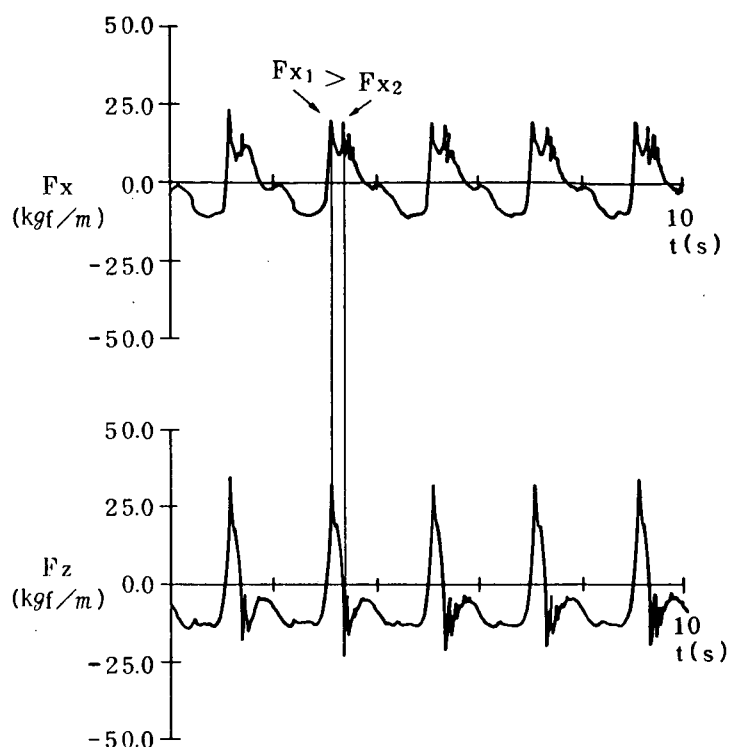


図-9.6 水平力 F_x , 鉛直力 F_z の測定例 ($h = 18$ cm, $R = 0$ cm, $T = 1.98$ s, $H' = 20.4$ cm)

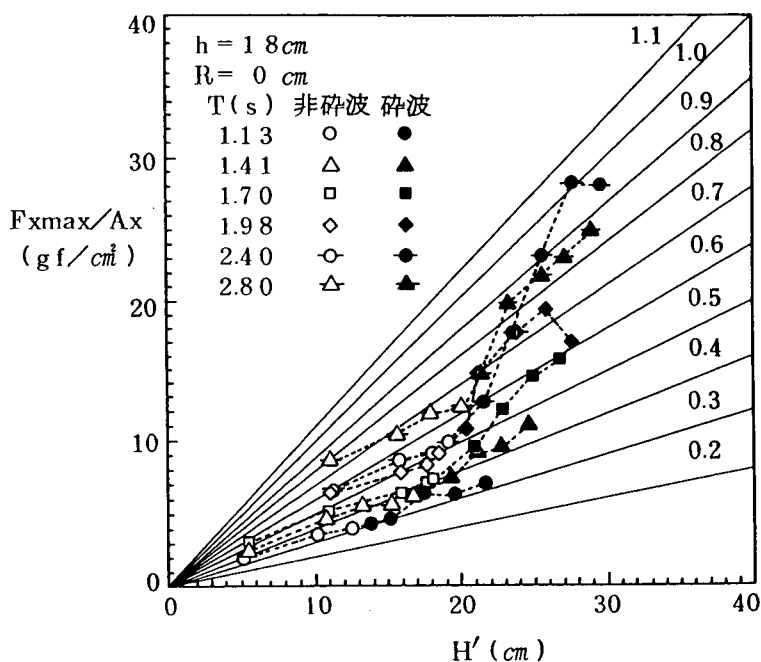


図-9.7 単位面積当りの最大水平力と H' の関係 ($h = 18$ cm, $R = 0$ cm)

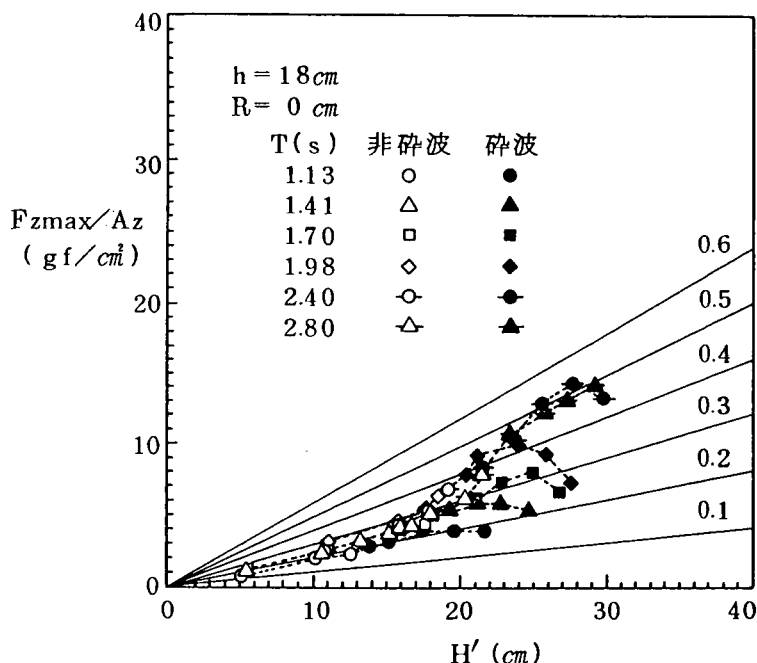


図-9.8 単位面積当りの最大鉛直力と H' の関係
($h = 18 \text{ cm}$, $R = 0 \text{ cm}$)

以上は波力実験の結果であるが、ここで、碎波領域にある波力データの信頼性について述べる。衝撃碎波力の作用時間は短いので、衝撃碎波力を測定するには測定系の固有振動数は高いことが必要である。ところが本実験の結果は、測定系の固有振動数が $f_N = 14.6 \text{ Hz}$ と、通常の実験で用いる固有振動数に比べて低い条件で得られている。このため測定系の有効応答時間が衝撃碎波力の作用時間より長い可能性があり、碎波領域においては、衝撃碎波力を測定しきれていないことが危惧された。そこで、碎波・非碎波領域を通して波力実験の妥当性を検討するため滑動実験を実施した。

9.3 滑動実験

9.3.1 実験方法

(1) 実験装置

実験は、水平床上に捨石マウンドを設け、その上に SURF 模型を置いて行った(図-9.9 参照)。捨石マウンドは、長さ 90 cm、厚さ 4 cm の断面とし、材料には中央粒径 10 mm の碎石を用いた(図-9.10)。堤体の滑動量はビデオトラッカーで測定した。この装置は構造物に付けた標的をカメラを通して認識し、構造物の時々刻々の運動を追跡することができる。

堤体模型は木製と鉄製であり、滑動限界水中重量により使い分けた。模型の縮尺は堤体設置水深を $h_p = 10 \text{ m}$ とした場合は $s = 1/50$ 、 $h_p = 5 \text{ m}$ とした場合は $s = 1/25$ とした。堤体模型とマウンド間の静止摩擦係数の相似性を満たすために、模型の底板にはモルタルを、マウンドには碎石を用いた。堤体の形式は波力実験と同様である(図-9.10 参照)(建設省土木研究所, 1988: タイプ 6)。堤体天端面を L.W.L. に一致させるため、滑動実験の模型堤体高は、波力実験の模型堤体高に比べマウンドの厚さ分

(2) 水平載荷試験の方法

堤体のモルタル製底板と捨石の静止摩擦係数を求めるために、水中で水平載荷試験を行った。静止摩擦係数は、堤体が滑動を始める時の水平載荷力と堤体の水中重量の比として求められる。図-9.11に鉄製模型の水中重量 W と水平載荷力 F の関係を示す。図中の点線はそれぞれ静止摩擦係数 $\mu = 0.5$, 0.6 の場合を示す。実験値は μ が $0.5 \sim 0.6$ の範囲でばらついているが、これは捨石のかみ合わせや捨石の表面の状態が実験毎に微妙に異なるためである。木製模型の W と F の関係も同様であった。そこで、木製と鉄製の堤体模型のモルタル製底板に対する静止摩擦係数 μ を最小二乗法によって求めると、いずれも $\mu = 0.55$ となる。

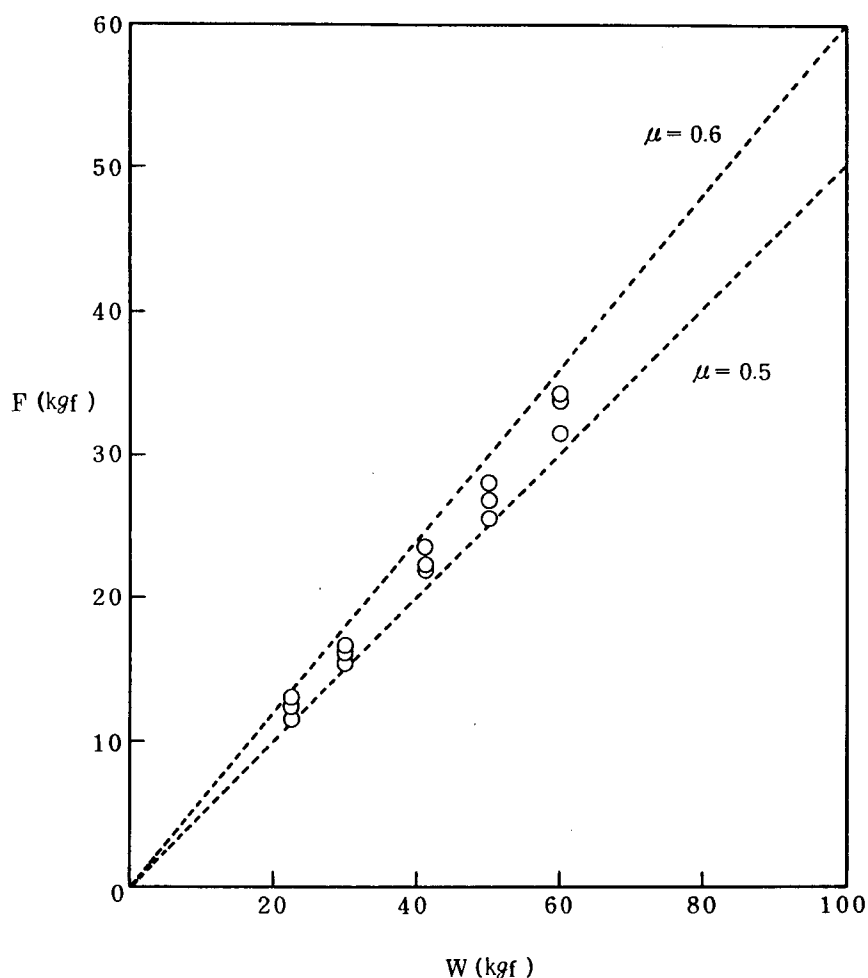


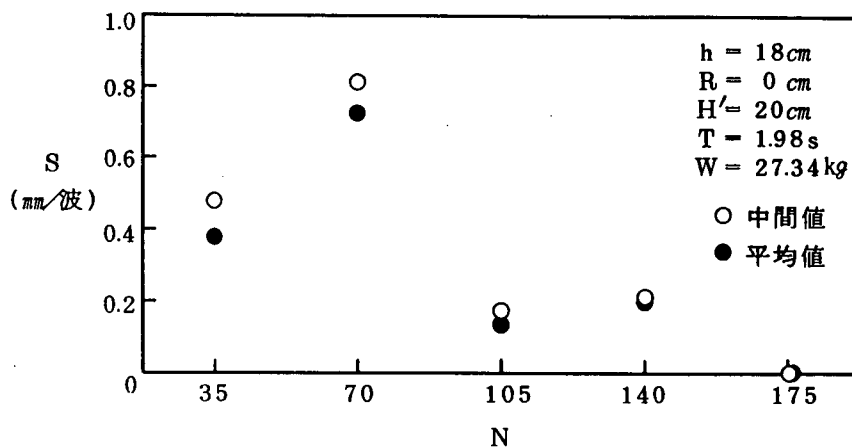
図-9.11 鉄製模型の摩擦係数

(3) 滑動実験の方法

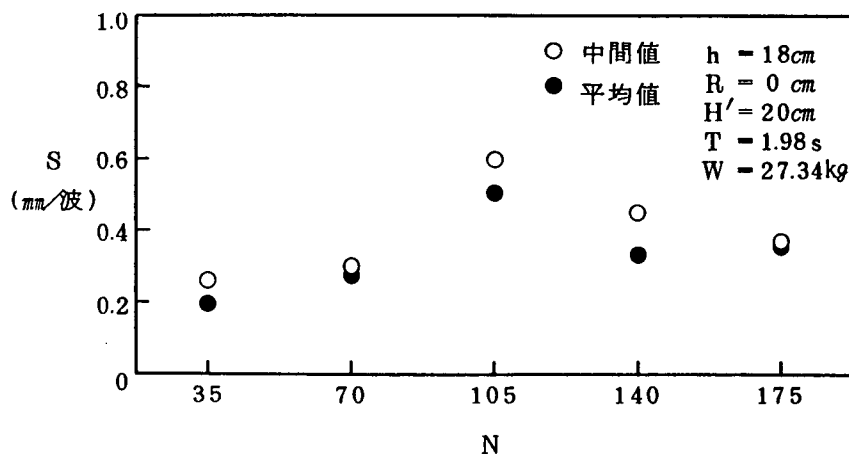
滑動実験の手順は次のようである。まずマウンドを捨石で造り、堤体におもりをつめて設置し、堤体に実験波を10波作用させて堤体とマウンドをなじませる。実験に際して新たにマウンドをならしたときは、毎回この操作を繰り返した。滑動は、造波開始後4波目から、10波目までの変位量を時系列データとしてビデオトラッカーで測定した。滑動量は谷本ら(1981)にしたがい、中間値(10波中の大きい方

から5番目の値)を採用した。すなわち滑動量の間中値で定義する滑動限界水中重量は、10波の波を作用させたとき滑動量が0となる波が5波以上となる場合の堤体重量である。まず、滑動限界重量を滑動量の間中値で定義する理由を説明する。砕波した波が堤体に作用する時、波力、したがって滑動量は大きくばらつく。しかし、規則波実験におけるこれらのばらつきは実験上のものであるから、実験上の誤差に起因する最大値や最小値はデータから除外し、平均値または中間値をとることが合理的である。ばらつきが正規確率分布なら平均値=中間値である。波力データは10波の算術平均値をもって代表させている。しかし滑動量の場合、滑動のし易さは滑動量の絶対値で評価できるが、滑動のしにくさは評価できない。したがって滑動量の平均値より、滑動限界水中重量を求めると、過大評価となる傾向がある。よって、滑動限界水中重量は、滑動量の「中間値」から定義することにする。この方法は、防波堤の滑動限界水中重量の設定にも採用されている。

また、計測方法による滑動量の違いを評価するために、1回の計測毎に堤体をもとの位置へ戻す場合とそのまま実験を続ける場合とで1波当りの滑動量を測定し比較した(図-9.12)。1回の作用波の数



(a) 堤体をそのままとする場合



(b) 1回の計測毎に堤体をもとの位置へ戻した場合

図-9.12 計測方法による滑動量の違い

は35波で、そのうちの10波を有効波数とした。図-9.12では横軸には堤体に作用させた全波数を、縦軸には1波当りの滑動量をとった。白抜きは中間値を、黒塗りは平均値を示す。図より1回の計測毎に堤体を元の位置に戻した方が35波作用毎のばらつきも少なく、波数が増えても滑動量がほぼ一定していることが分かる。したがって1回の計測毎に堤体をもとの位置へ戻す方法で実験した。

表-9.3に実験条件を示す。滑動実験の目的は、波力実験結果の妥当性の検討である。よって、非碎波領域から碎波領域までの波力データを検討できるように実験条件を設定した。周期Tは、現地の堤体設置水深 $h_p = 10\text{ m}$ を対象とした場合、 $T = 1.13, 1.41, 1.70, 1.98\text{ s}$ 、現地の堤体設置水深 $h_p = 5\text{ m}$ を対象とした場合、 $T = 1.70, 1.98, 2.40, 2.80\text{ s}$ の4種類ずつを設定した。波高は碎波前より碎波後までの波の中で選定した。H.H.W.L. は H.W.L. よりも衝撃碎波力が発生しにくいので、設置水深の設定は波力の大きい L.W.L. と、波力の弱まる H.W.L. とした。

表-9.3 滑動実験条件

水深 h (cm)	周期 T (sec)	仮想通過波高 H' (cm)
18 (没水深 $R=0\text{ cm}$)	1.13	10.2, 15.2, 21.7
	1.41	10.8, 16.8, 21.2, 24.7
	1.70	11.0, 17.7, 21.0, 24.9
	1.98	11.1, 17.7, 20.4, 23.9, 27.6
	2.40	18.2, 21.7, 25.6
	2.80	18.1, 21.6, 27.2
22 ($R=4\text{ cm}$)	1.41	10.4, 16.4, 19.5, 25.5
	1.98	17.4, 21.4, 26.4, 31.4

9.3.2 実験結果

波力実験の結果より計算した滑動限界水中重量と、滑動実験により求めた滑動限界水中重量とを比較する。最初に、水深を $h = 18\text{ cm}$ 、没水深を $R = 0\text{ cm}$ (L.W.L.) とした時の堤体に関する実験結果について述べる。 H' に対する滑動限界水中重量 W_c の関係を図-9.13 ~ 9.18 に示す。

波力実験による最大水平力 (F_x) と最大鉛直力 (F_z) を式(9.1)に代入して計算した滑動限界水中重量 $W_{c_{fm}}$ を○で示す。添え字 $_{fm}$ は、波力実験によって得られた最大水平力と最大鉛直力から滑動限界水中重量を計算したことを示す。

$$W_{c_{fm}} = \frac{F_x}{\mu} + F_z \quad \dots\dots\dots (9.1)$$

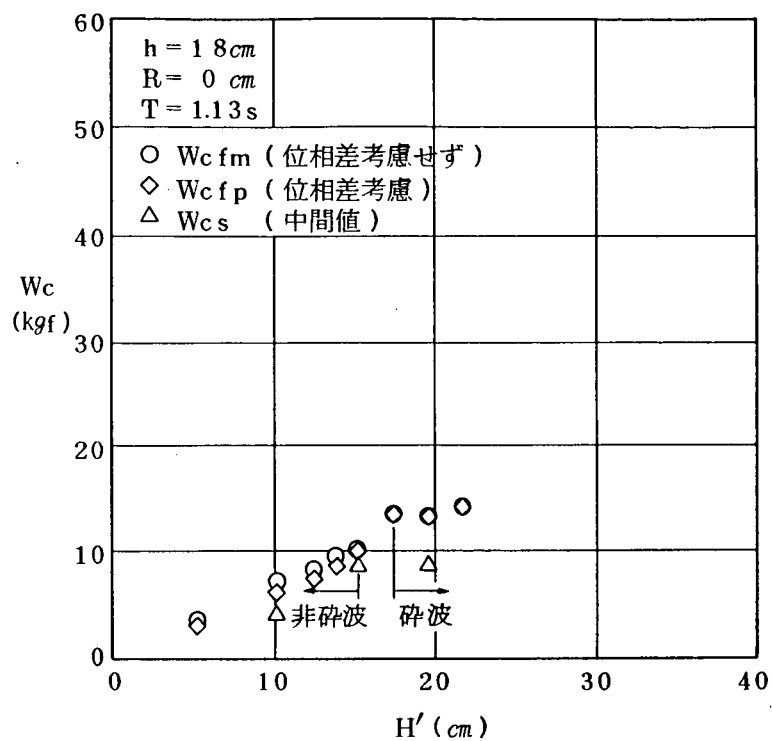


図- 9.13 滑動限界水中重量と H' の関係
($h = 18\text{ cm}$, $R = 0\text{ cm}$, $T = 1.13\text{ s}$)

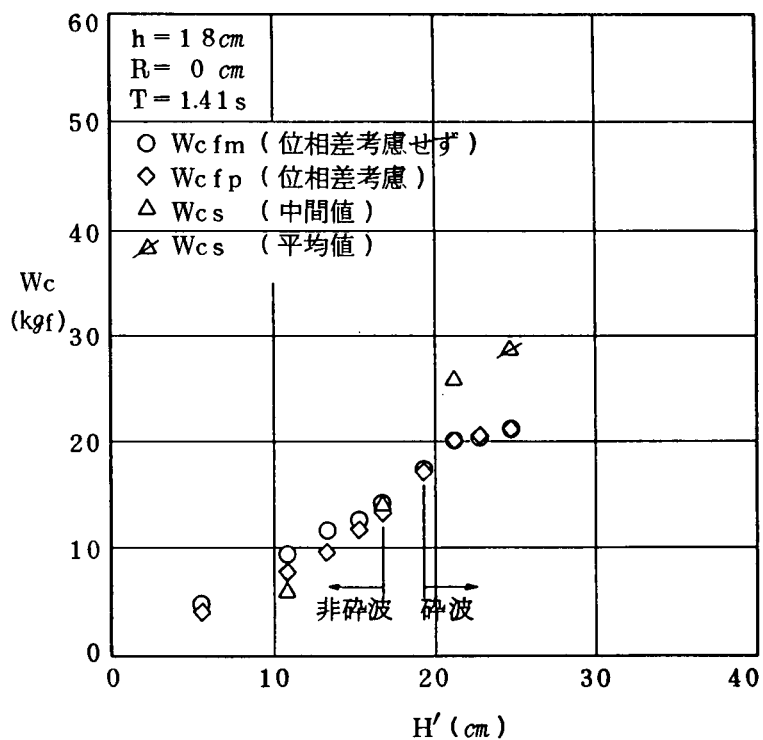


図- 9.14 滑動限界水中重量と H' の関係
($h = 18\text{ cm}$, $R = 0\text{ cm}$, $T = 1.41\text{ s}$)

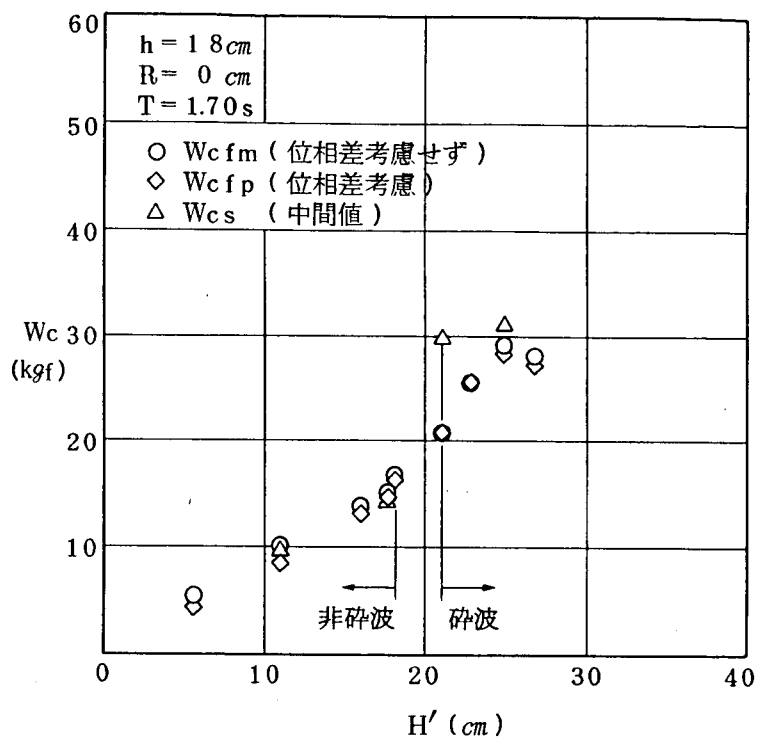


図-9.15 滑動限界水中重量と H' の関係
($h = 18$ cm, $R = 0$ cm, $T = 1.70$ s)

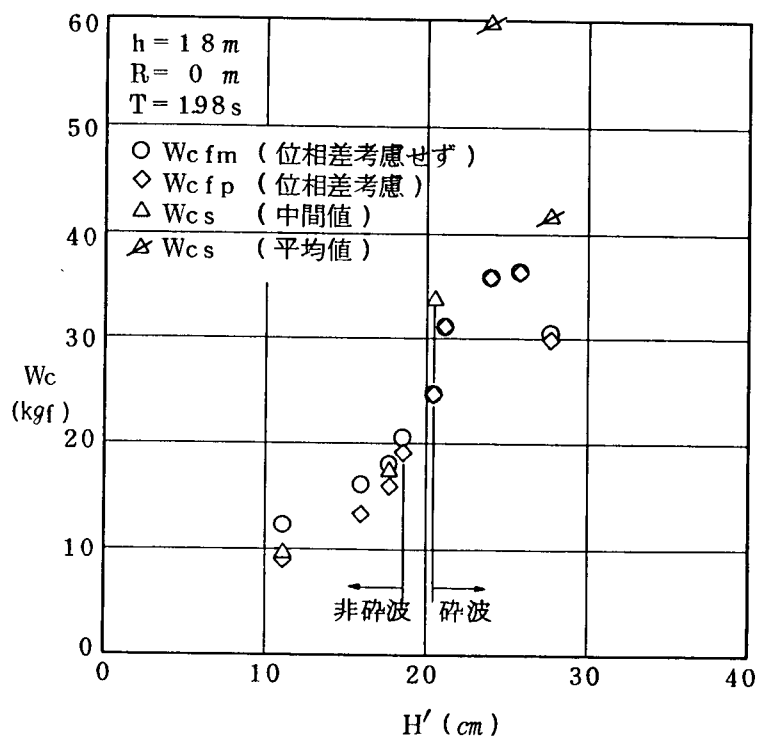


図-9.16 滑動限界水中重量と H' の関係
($h = 18$ cm, $R = 0$ cm, $T = 1.98$ s)

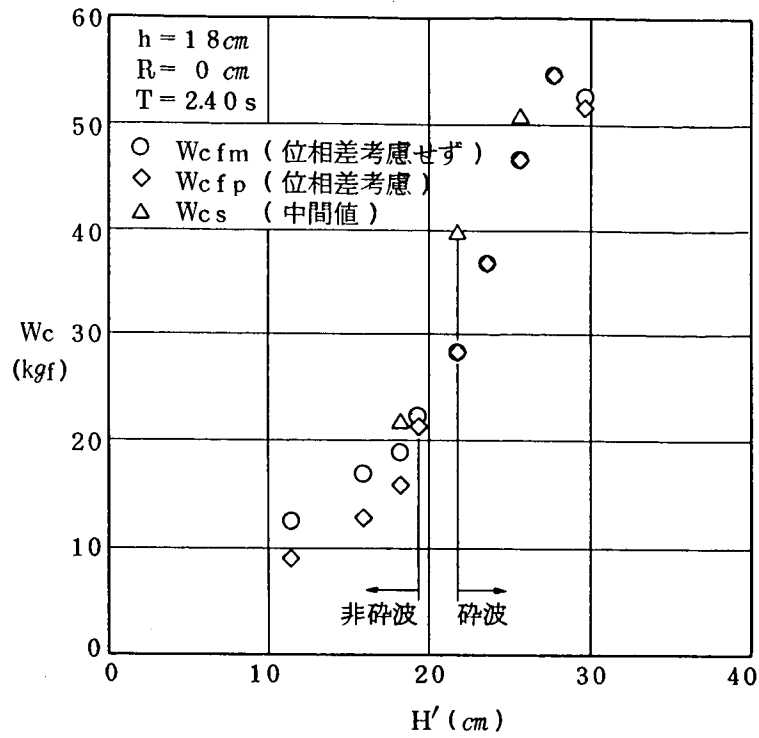


図-9.17 滑動限界水中重量と H' の関係
($h = 18\text{ cm}$, $R = 0\text{ cm}$, $T = 2.40\text{ s}$)

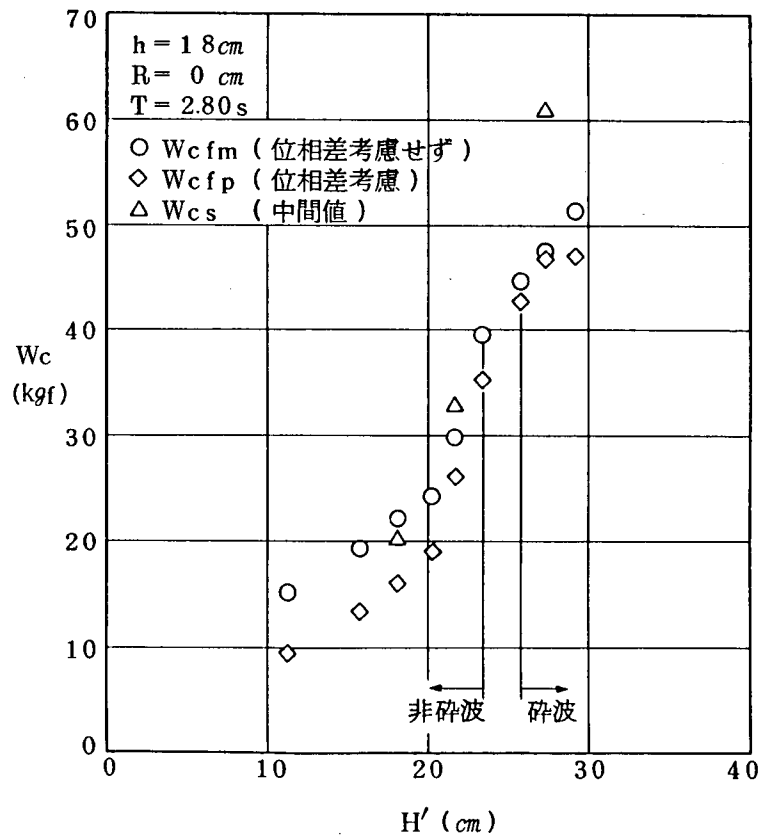


図-9.18 滑動限界水中重量と H' の関係
($h = 18\text{ cm}$, $R = 0\text{ cm}$, $T = 2.80\text{ s}$)

ここで、堤体と捨石マウンドの静止摩擦係数 μ は、水中載荷試験で求めた値 $\mu = 0.55$ を用いた。なお、波力実験では非碎波領域で最大水平力と最大鉛直力の発生時刻に位相差が生ずるので、この位相差を考慮して、式 (9.1) より W_c が最大となる計算値 $W_{c_{fp}}$ を求め、これを◇印で区別した。添え字 $_{fp}$ は、波力実験結果を用いて求めた滑動限界水中重量が位相差を考慮した値であることを示す。滑動実験により求めた滑動限界水中重量 W_{c_s} は中間値を用い、△で示した。しかし、図-9.14 の $H' = 24.7$ cm、図-9.16 の $H' = 23.9$ cm, 27.6 cm では、中間値により求めた W_{c_s} が波力実験より求めた $W_{c_{fm}}$, $W_{c_{fp}}$ より極端に小さくなった。これは、計測の10波中2, 3波に非常に大きな波力が発生したため、中間値が残りの7~8波の小さな波力で決まったためである。そこでここでは、参考値として平均値により求めた W_{c_s} を△で示した。添え字 $_s$ は、滑動実験の結果より得られた滑動限界水中重量であることを示す。

まず、非碎波領域において、周期が $T = 1.13 \sim 1.98$ s の範囲の場合、 $H' = 10 \sim 18$ cm では、 H' が大きくなるにしたがい、また T が長くなるにしたがい、 W_{c_s} は $W_{c_{fm}}$ および $W_{c_{fp}}$ に近づく。また $T = 2.40$ s, $H' = 18.2$ cm, および $T = 2.80$ s, $H' = 22$ cm では W_{c_s} が $W_{c_{fm}}$ より若干大きくなる。これは、作用波の周期が長いとき引き波の影響で衝撃波力の発生が非碎波領域で起きているためと考えられる。

以上のことより、非碎波領域で衝撃波力が発生しない時には波力実験結果に位相差を考慮して計算した滑動限界水中重量と滑動実験結果とはほぼ一致することが分かる。

次に、碎波領域では、 $T = 1.13$ s, $H' = 19.6$ cm の場合 (図-9.13 参照), W_{c_s} は $W_{c_{fm}}$ の 65 % と $W_{c_{fm}}$ よりも小さくなった。これは、

作用波が崩れ波型碎波であり、衝撃波力が作用していないためである。逆に周期が $T = 1.13$ s より長い条件で巻き波型碎波となる場合では、 W_{c_s} は $W_{c_{fm}}$ より大きい。このように作用波が巻き波型碎波である領域で W_{c_s} が $W_{c_{fm}}$ および $W_{c_{fp}}$ よりも大きくなる理由は、SURF に衝撃碎波力が作用し、波力実験での分力計でこの衝撃碎波力を測定しきれなかったためと考えられる。

図-9.19 ~ 9.21 には水深が $h = 22$ cm, 没水深が $R = 4$ cm (H.W.L.) の滑動限界水中重量 W_c と H' の関係を周期別に示す。H.W.L. の場

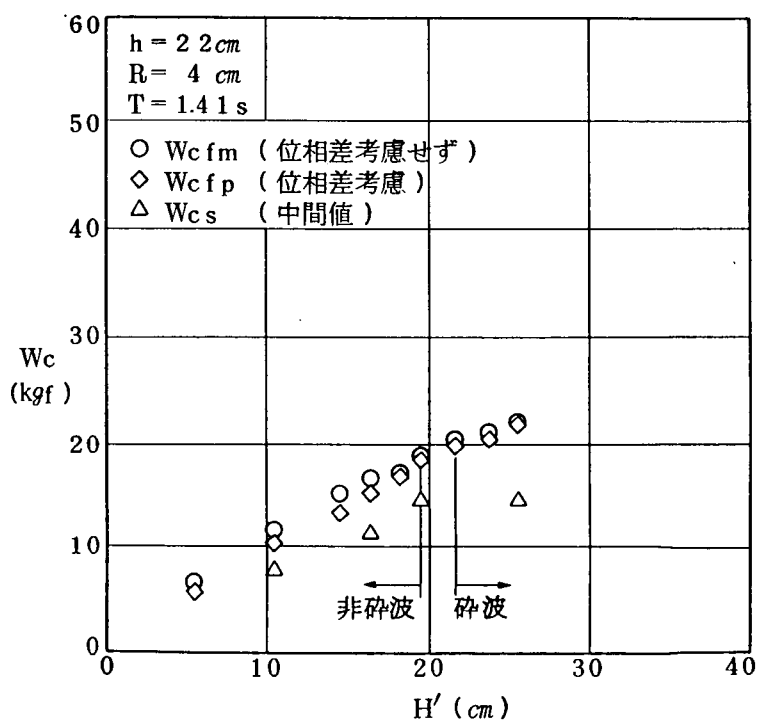
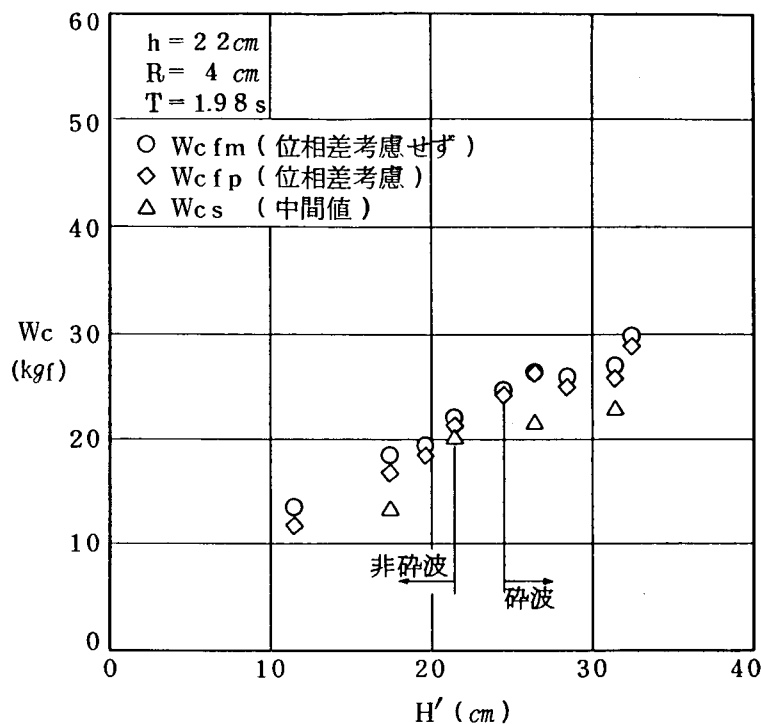
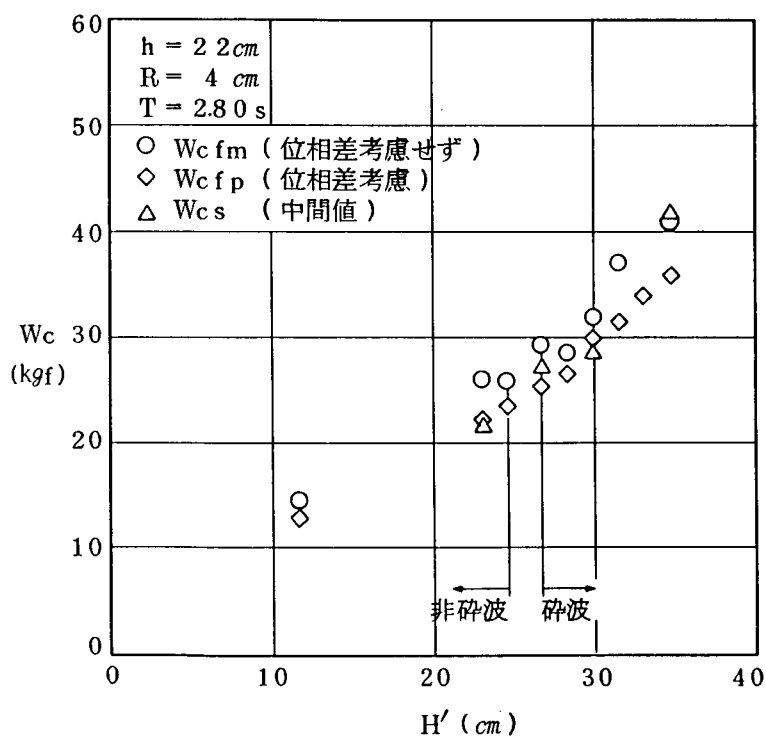


図-9.19 滑動限界水中重量と H' の関係
($h = 22$ cm, $R = 4$ cm, $T = 1.41$ s)

合，周期が $T = 1.41\text{ s}$, 1.98 s では， W_{cs} は W_{cfm} および W_{cfp} より小さく，周期が $T = 2.80\text{ s}$ の場合， W_{cs} は W_{cfm} にほぼ等しくなる。



図－ 9.20 滑動限界水中重量と H' の関係
($h = 22\text{ cm}$, $R = 4\text{ cm}$, $T = 1.98\text{ s}$)



図－ 9.21 滑動限界水中重量と H' の関係
($h = 22\text{ cm}$, $R = 4\text{ cm}$, $T = 2.80\text{ s}$)

9.4 非碎波領域から碎波領域において SURF の安定計算に用いる最大水平力, 最大鉛直力

水深が $h = 18 \text{ cm}$, 没水深が $R = 0 \text{ cm}$ (L.W.L.), 周期が $T = 1.98 \text{ s}$ のケースを例として検討する。図-9.22 によれば, 鉛直力 F_z は非碎波領域から碎波領域まで, $H' > 25.8 \text{ cm}$ での衝撃碎波力の影響により減少するところを除けば, H' に比例してほぼ単調に増加する。これに対し水平力 F_x は, 非碎波領域では H' に比例して単調に増加するものの, 碎波領域

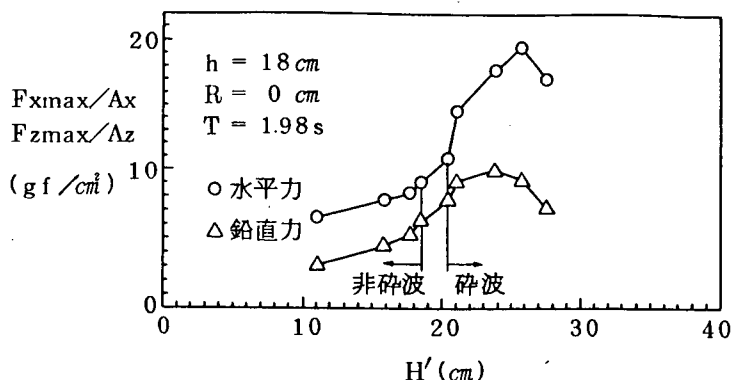


図-9.22 単位面積当りの最大水平力および最大鉛直力と H' の関係 ($h = 18 \text{ cm}$, $R = 0 \text{ cm}$, $T = 1.98 \text{ s}$)

域では急激に増加して衝撃碎波力の発生する $H' > 25.8 \text{ cm}$ では減少する。また, 測定された波形も F_z の方が F_x に比べピークが丸くなっている (図-9.4 ~ 9.6 参照)。このため F_z へ及ぼす衝撃碎波力の影響は, F_x に比べ比較的小さく, 波力実験で得られた $F_{z \max}$ の信頼性は $F_{x \max}$ に比べ高いと考えられる。したがって滑動実験より得られた W_{cs} , μ , および波力実験より得られた $F_{z \max}$ を式 (9.2) に代入して $F_{x \max}^*$ を算出する方法を提案する。

$$F_{x \max}^* = \mu (W_{cs} - F_{z \max}) \quad (9.2)$$

なお, $F_{x \min}$, $F_{z \max}$, $F_{z \min}$ はともに衝撃碎波力の影響が少ないため, 波力実験結果を用いることとする。

図-9.23, 9.24 にこのようにして得られた水深 $h = 18 \text{ cm}$ での単位面積当りの水平力および鉛直力と H' の関係を示す。

水平力に関しては, 非碎波領域で, $F_{x \max}^*/A_x$ は $(0.1 \sim 0.65) w_0 H'$ 程度の割合で増加するのに対して, 碎波領域では衝撃碎波力が作用するため $F_{x \max}^*/A_x$ は急激に増加する。また, $F_{x \min}^*/A_x$ は全領域で $(0.2 \sim 0.6) w_0 H'$ の割合で増加する (図-9.23)。一方, 鉛直力に関しては, 非碎波領域で, $F_{z \max}/A_z$ は $(0.2 \sim 0.3) w_0 H'$

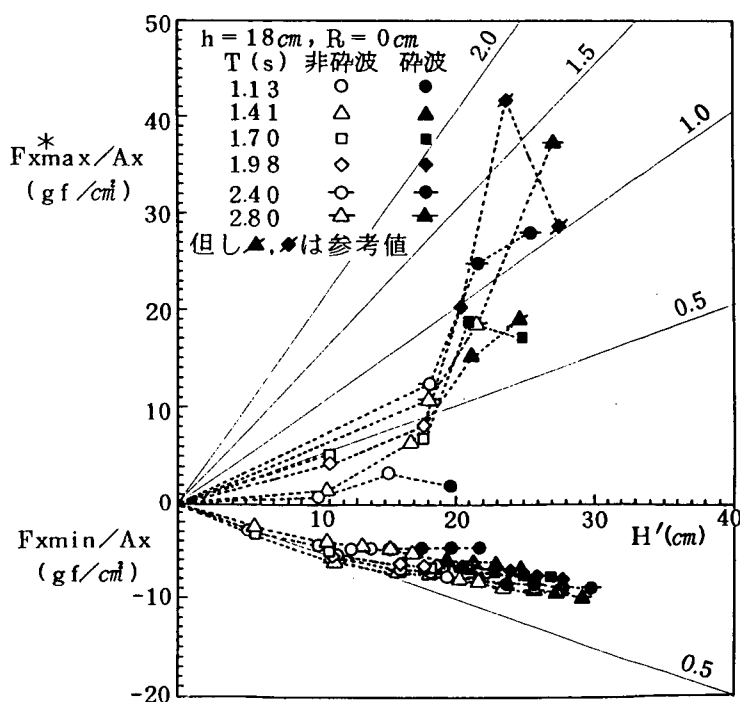


図-9.23 単位面積当りの水平力と H' の関係 ($h = 18 \text{ cm}$, $R = 0 \text{ cm}$)

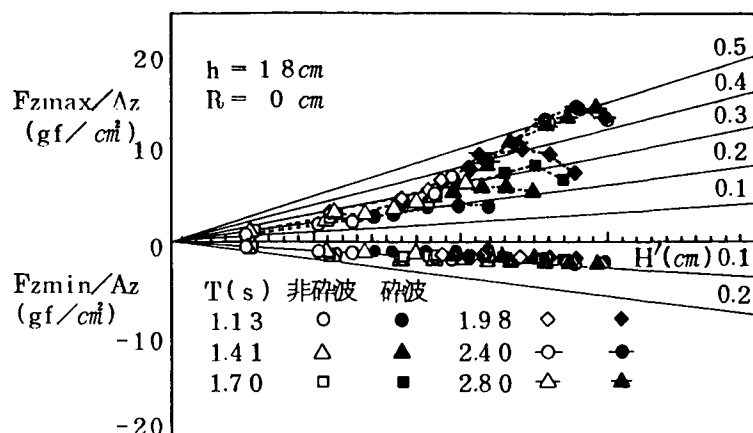


図-9.24 単位面積当りの鉛直力と H' の関係
($h = 18 \text{ cm}$, $R = 0 \text{ cm}$)

の割合で増加し、碎波領域で $F_{z \max}/A_z$ は $(0.2 \sim 0.45) w_0 H'$ の割合で増加する。また、 $F_{z \min}/A_z$ は全領域で $(0.05 \sim 0.2) w_0 H'$ の割合で増加する (図-9.24)。

9.5 まとめ

非碎波から碎波後の波まで広範囲の波浪条件の下で、SURF に作用する波力の特性を実験的に調べた。波力実験の結果より、非碎波領域では最大水平力と最大鉛直力の発生時刻に位相差があることが、また碎波領域では最大水平力と最大鉛直力がほぼ同時に発生することが分かった。本波力実験における測定系の固有振動数は 14.6 Hz と通常の波力実験の固有振動数に比べ小さいため、衝撃碎波力の測定が十分でないことが危惧された。そこで、波力実験結果の妥当性を検討するために滑動実験を行った。その結果、非碎波領域においては、滑動実験で求めた滑動限界水中重量 W_{cs} は、位相差を考慮した W_{cfp} と、波力実験の最大水平力 $F_{x \max}$ と最大鉛直力 $F_{z \max}$ を用いて計算した滑動限界水中重量 W_{cfm} にはほぼ等しくなった。一方、碎波領域では滑動実験から求めた滑動限界水中重量 W_{cs} は波力実験の最大水平力と最大鉛直力を用いて計算した滑動限界水中重量 W_{cfm} より大きくなった。

以上の結果を考慮して、SURF の滑動安定性の検討には、滑動実験より得られた滑動限界水中重量を用いることが必要であるとの結論に達した。また、最大水平力に関しては、滑動実験から求めた滑動限界水中重量 W_{cs} と、波力実験結果から求めた最大鉛直力 $F_{z \max}$ より算出すべきことを示した。

9.6 今後の研究課題

- ① 本報告では海底勾配が $1/10$ の条件の下で SURF に作用する波力特性を検討した。海底勾配が緩やかになるにしたがい、衝撃碎波力は発生しにくくなる。このため、緩勾配斜面上での SURF の波力特性の検討が必要である。
- ② SURF の滑動限界水中重量を軽減することを目的とした圧抜き孔設置型の堤体に関して、圧抜き孔の揚圧力低減特性、圧抜き孔への堆砂および生物付着が揚圧力低減に及ぼす影響などについて詳細に

検討することが必要とされる。

参考文献

建設省土木研究所河川部海岸研究室（1988）：海域制御構造物に関する共同研究報告書(7)，土木研究所資料，No.2661，pp. 45～72.

建設省土木研究所河川部海岸研究室ほか（1990）：海域制御構造物に関する共同研究報告書(11)，共同研究報告書，第46号，pp. 95～105.

谷本勝利・高橋重雄・吉本靖俊（1983）：衝撃応答波力からの外力推定法について，港湾技研資料，No. 474，pp. 3～24.

谷本勝利・高橋重雄・北谷高雄（1981）：混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力の発生と対策について，港湾技研資料，No. 20，pp. 3～39.

第10章 複列透過性潜堤の波力特性に関する研究

建設省土木研究所海岸研究室	室 長	宇 多 高 明
	研究員	小 俣 篤
日本テトラポッド(株)	応用水理研究所	根 本 建 治
	技 術 部	野 口 雄 二
	応用水理研究所	山 本 方 人
		錦 織 和 紀 郎

10.1 まえがき

外洋に面した沿岸域の保全を図るとともに、海洋性レクリエーション等に有効利用が可能な空間を創成するには、水深が大きく、厳しい海象条件下でも波浪・漂砂を制御することのできる海域制御構造物の開発が必要である。筆者らは、このような構造物の1つとして、無底スリット函体（以下スリットセルラーと称する）に異形ブロックを中詰した透過性の潜堤を2列配置した構造物（複列透過性潜堤；図-10.1）を提案し、その消波機能について研究を進めてきた（建設省土木研究所，1987，1988）。

本研究の目的は、透過率 $K_T \leq 0.6$ ，反射率 $K_R \leq 0.5$ を満足する複列透過性潜堤を対象として全体波力および部材波圧を水理実験により求め、構造設計のための基礎資料を得ることにある。

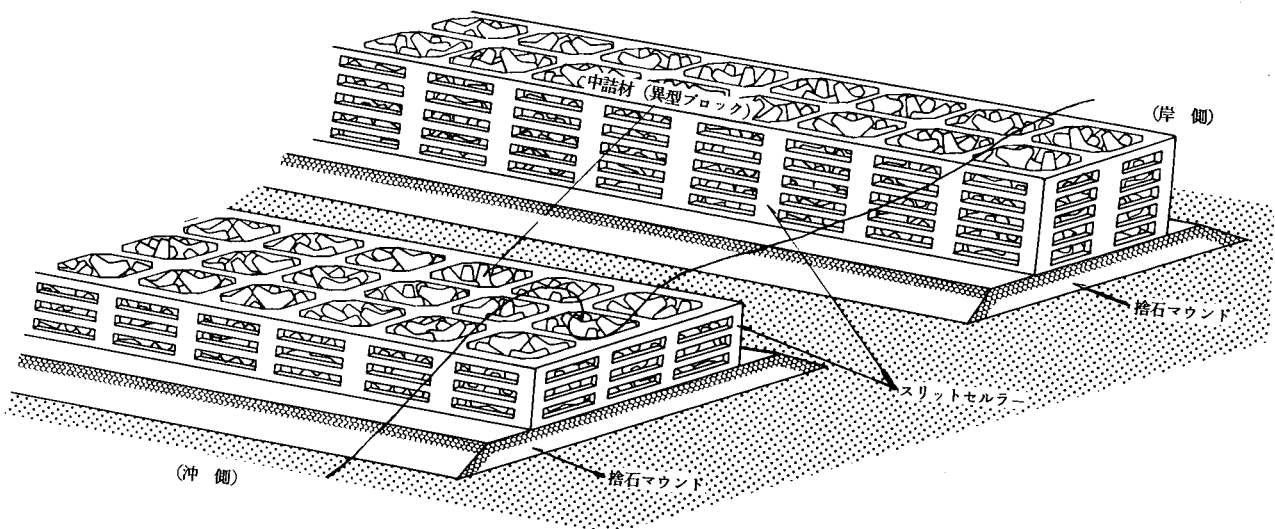


図-10.1 複列透過性潜堤の概要図

10.2 実験方法

(1) 全体波力の測定

実験には、日本テトラポッド®応用水理研究所内の長さ54m、幅1.2m、高さ1.2mの2次元造波水路を用いた（図-10.2）。造波機の最大発生波高は40cmであり、周期は0.5～5.0sの間で可変できる。水路床は、造波機より約21m離れた位置より長さ15m間を1/50勾配の一樣斜面とし、更に、一樣斜

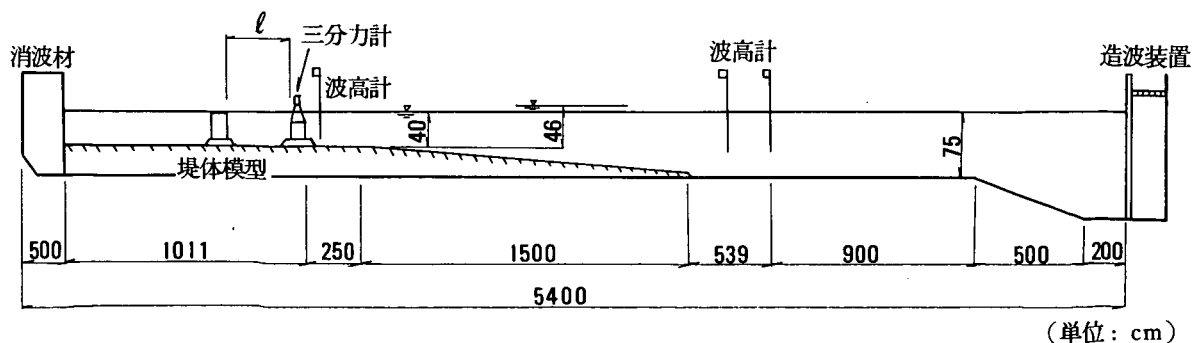
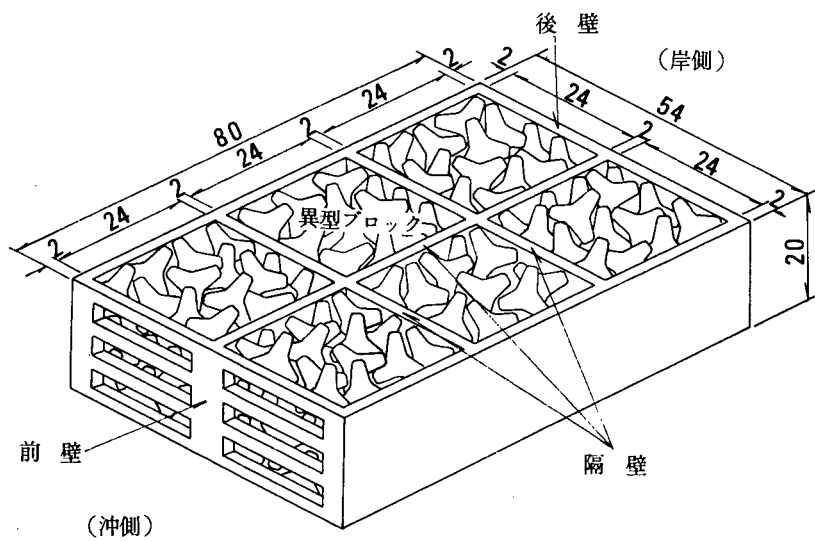


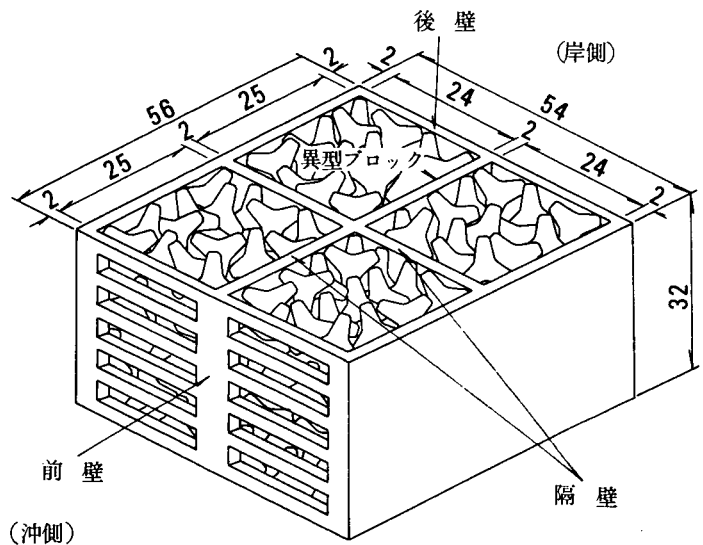
図-10.2 実験水路

面の端より岸側を水平床とした。また、実験では全て規則波を作用させた。

全体波力は沖側、岸側潜堤別々に測定した。沖側、岸側潜堤の模型を図-10.3に示す。スリットセルラーはアクリル製とし、中詰材は寸法のみを相似させた軽量異型ブロックである。測定部分の堤体幅は54 cmとし、その両側には同様の構造を有するダミー堤体（スリットセルラーは木製、中詰材はモルタル製）を設置した。堤体に作用する水平・鉛直波力および堤体岸側下端（以下堤体後趾と称する）回りのモーメントは、一様斜面の端から岸側に2.9 mの位置に設置した三分力計を用いて測定した。測定堤体は捨石マウンド天端から約5 mmの間隔を設けて吊り下げた（図-10.4）。ただし、複列透過性潜堤は上床板および底板を有していないので、中詰材（現地で6.3 t型テトラポッド）は、上部、下部に張った金網により固定した。三分力計の位置は固定されているため、沖側潜堤の波力測定では、沖側潜堤から



(a) 沖側潜堤



(b) 岸側潜堤

(単位: cm)

図-10.3 全体波力測定用の堤体模型

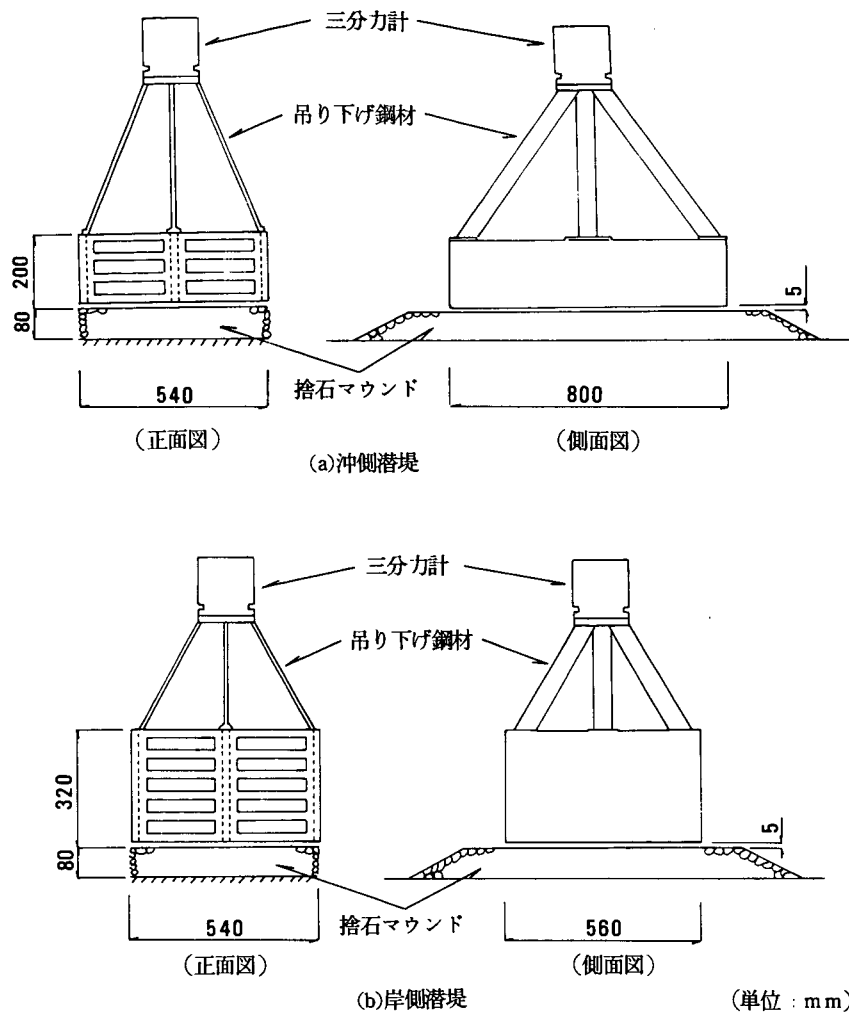


図-10.4 全体波力の測定装置

岸側に l の距離（潜堤間隔）をおいて岸側潜堤を設置し、岸側潜堤の波力測定では、岸側潜堤から沖側に潜堤間隔 l をおいて沖側潜堤を設置した。更に、複列潜堤それぞれの効果を調べるため、沖側、岸側潜堤を単列で設置した実験も行った。また、中詰材の影響を調べるため、スリットセルラーのみの場合についても実験した。

測定は、中詰材ありの場合は各ケース 3 回ずつ、中詰材なしの場合は 2 回ずつ行い、それらの平均値をとった。更に、中詰材の固定に用いた金網の影響を調べるため、スリットセルラーに金網のみ取り付けただけの場合の波力測定も行い、式 (10.1) により金網・中詰材ありの場合の波力から金網の受ける波力を差し引くことにより中詰材ありの場合の波力を評価した。

$$F = F_1 - (F_3 - F_2) \quad \dots\dots\dots (10.1)$$

ここに、 F ：中詰材ありの場合の波力

F_1 ：金網・中詰材を有するスリットセルラーに働く波力の測定値

F_2 ：スリットセルラーのみに働く波力の測定値

F_3 ：金網の付いたスリットセルラーに働く波力の測定値

測定したデータは全て1 msのサンプリング間隔でA/D変換し、データレコーダに収録した。

本実験では、水中での測定系の固有振動数が12～20 Hzであることから、測定データを電算処理する際に10 Hzのカットオフ周波数フィルターを用いた。

水平波力、鉛直波力および堤体後趾回りのモーメントは、有効時間（周期および水深により異なるが、15～18 s）内で各々の最大値を求め、更に各分力の位相差を調べるため、水平波力が最大のときの鉛直波力・モーメント、鉛直波力が最大のときの水平波力・モーメント、モーメントが最大のときの水平・鉛直波力を求めた。

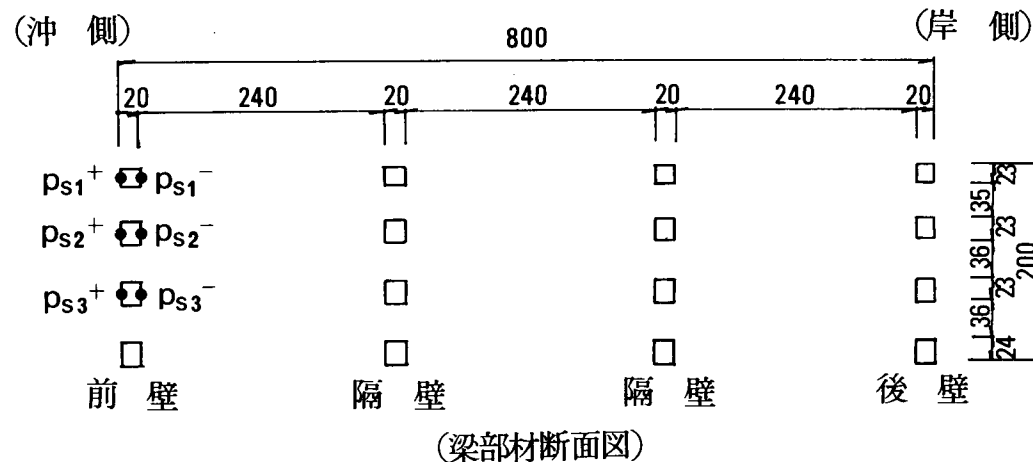
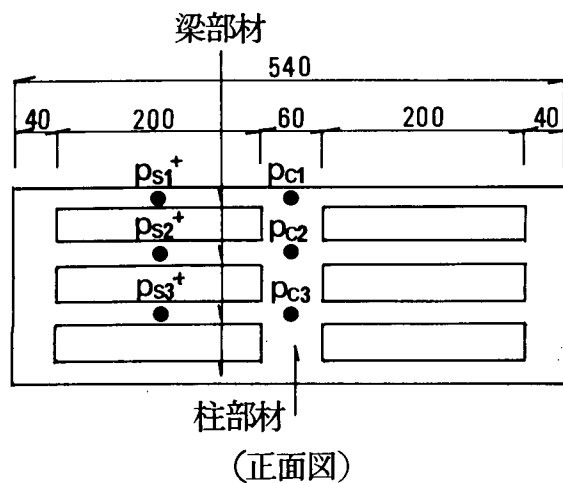
(2) 部材波圧の測定

部材波圧は、堤体を捨石マウンド上に固定して波圧計により測定した。全体波力の測定の場合と堤体設置位置を同様として、沖側、岸側潜堤それぞれの部材波圧を測定した。スリットセルラーは全体波力の測定と同じアクリル模型を用い、中詰材（現地で6.3 t型テトラポッド）はモルタル製とした。

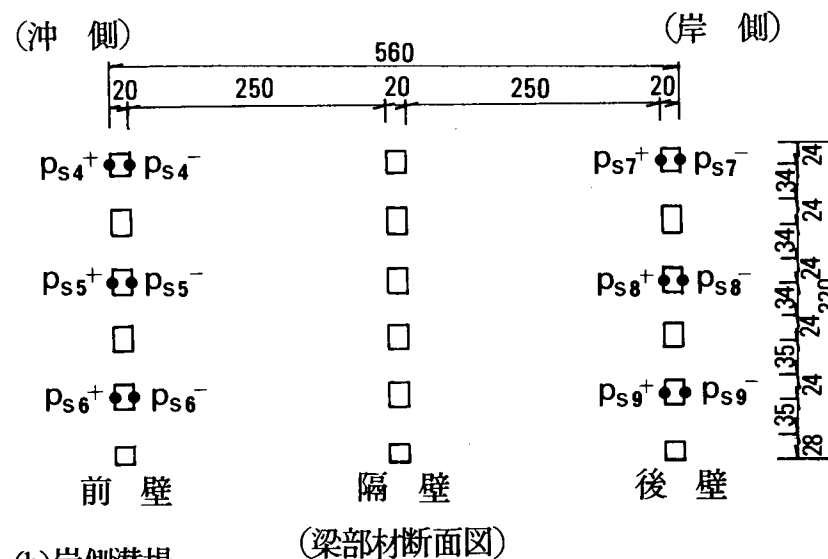
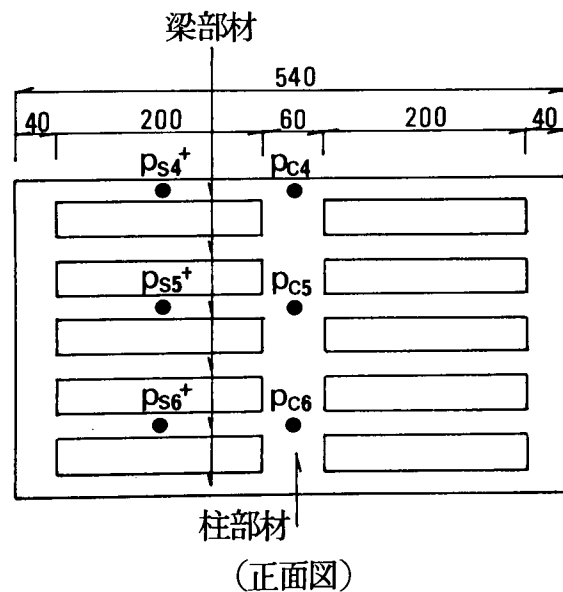
沖側、岸側潜堤の部材波圧は、図-10.5に示す鉛直部材（以下柱部材と称する）で $p_{c1} \sim p_{c6}$ の6点、水平部材（以下梁部材と称する）の表裏に配置した合計18点（ $p_{s1}^+ \sim p_{s9}^+$, $p_{s1}^- \sim p_{s9}^-$ ）で測定した。梁部材については、測定した表裏の波圧データから同時差圧（ $\Delta p_{s1} \sim \Delta p_{s9}$ ）を算出した。測定は中詰材あり、なしの場合とも3回ずつ行い、それらの平均値をとった。

測定したデータは全て1 msのサンプリング間隔でA/D変換し、データレコーダに収録した。部材の固有振動の影響を除去するための最適なカットオフ周波数は固有振動数の約55%である（谷本ら, 1983）。本実験では波圧の測定系の中での固有振動数が210～340 Hzであったことから115～190 Hzのカットオフ周波数フィルターを用いた。

波圧および同時差圧に関しては、各測点における最大値を求めるとともに、堤体前面の水位が最大となる時刻の分布も求めた。



(a) 沖側潜堤



(b) 岸側潜堤

(単位 : mm)

図- 10.5 部材波圧の測定位置

10.3 実験条件

堤体諸元および実験条件を図-10.6 および表-10.1 に示す。以下では沖側、岸側潜堤を単列に設置した場合を単列潜堤 S1, S2 と称する。模型縮尺は 1/25 を想定する。したがって現地量と模型量は表-10.1 のように対比される。

スリットセルラーの隔壁は、沖側潜堤で水路幅方向に 1 枚、岸沖方向に 2 枚、岸側潜堤の場合は水路幅・岸沖方向ともに 1 枚である。前・後壁および隔壁のスリット壁の開口比 ϵ_s は 40% である。中詰材はテトラポッド 6.3t 型 1/25 模型とし、空隙率 ϵ_b は 52% とした。

堤体の設置水深 h は、岸側潜堤天端と静水面が一致する $h = 40 \text{ cm}$ と、それより 6 cm (現地で 1.5 m) 高い潮位を想定して $h = 46 \text{ cm}$ の 2 種類とした。

潜堤間隔 l は、1.70 m と 2.77 m の 2 種類とした。これらは、 $h = 40 \text{ cm}$ の場合、周期が 2.0 s および 2.8 s で反射率 K_R が極小となる間隔として選定した。

実験の波浪条件を表-10.2 に示す。全体波力の測定は表-10.2 の全ケースを対象としたが、部材波圧については、水深 $h = 40 \text{ cm}$ の場合の全体波力が 46 cm の場合のそれと比べて同程度か若干大きいことから、 $h = 40 \text{ cm}$ の場合に全ケースを測定し、 $h = 46 \text{ cm}$ の条件に関しては、単列潜堤 S1, S2 に $T = 2.0 \text{ s}$ の波が作用する条件でのみ測定した。

なお、入射波高 H_i は、堤体を設置しない状態での沖側潜堤前面位置 (単列潜堤 S2 の測定の場合は

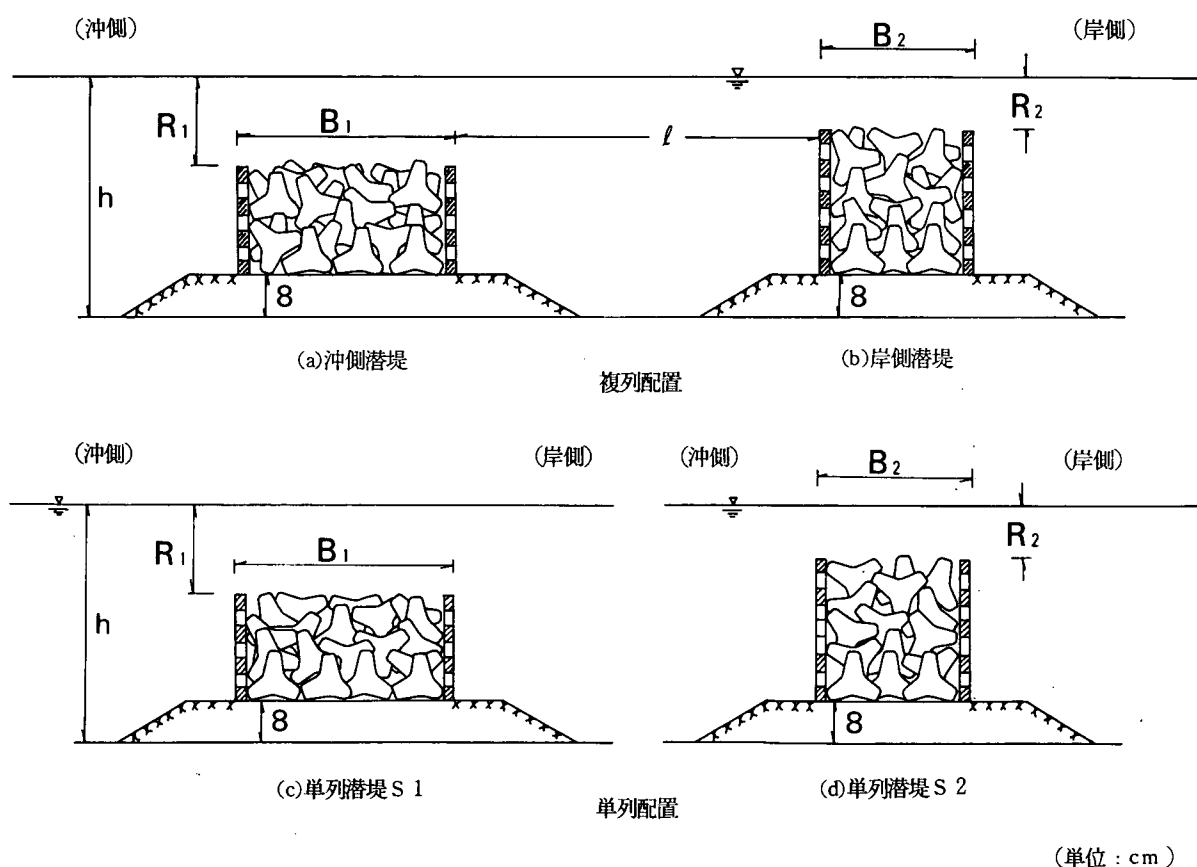


図-10.6 堤体諸元

その前面位置)での通過波高とした。

表ー 10.1 堤体諸元および実験条件

諸 元		模 型 量		現 地 量	
海 底 勾 配 i		1 / 50		1 / 50	
中 詰 材		テトラポッド6.3t型1/25模型 中詰材なし		テトラポッド6.3t型 中詰材なし	
複 列 潜 堤	潜 堤 間 隔	170cm , 277cm		42.5 m , 69.3 m	
	沖側潜堤堤体幅 B_1	80cm		20 m	
	岸側潜堤堤体幅 B_2	56cm		14 m	
	堤 体 設 置 水 深 h	40cm	46cm	10.0 m	11.5 m
	沖側潜堤天端水深 R_1	12cm	18cm	3.0 m	4.5 m
	岸側潜堤天端水深 R_2	0 cm	6 cm	0.0 m	1.5 m
単 列 潜 堤	潜 堤 堤 体 幅 B	80cm (潜堤S1) 56cm (潜堤S2)		20 m (潜堤S1) 14 m (潜堤S2)	
	堤 体 設 置 水 深 h	40cm	46cm	10.0 m	11.5 m
	潜 堤 天 端 水 深 R	12cm (潜堤S1) 0cm (潜堤S2)	18cm (潜堤S1) 6cm (潜堤S2)	3.0m (潜堤S1) 0.0m (潜堤S2)	4.5m (潜堤S1) 1.5m (潜堤S2)

表- 10.2 実験波浪条件

Wave No	堤体設置水深 h (cm)	周期 T (sec)	換算沖波波高 H ₀ (cm)			入射波高 H _i (cm)			沖波の波形勾配 H ₀ / L ₀			入射波の波形勾配 H _i / L			備考
			①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③	
1	40	1.6	8.0	8.0	8.0	7.4	7.4	7.3	0.0200	0.0200	0.0200	0.0261	0.0261	0.0258	
2			16.0	16.0	16.0	14.9	15.1	15.1	0.0401	0.0401	0.0401	0.0526	0.0533	0.0533	
3			20.7	20.7	20.9	20.0	20.0	20.0	0.0518	0.0518	0.0523	0.0706	0.0706	0.0706	
4			24.8	27.6	28.1	24.4	27.1	27.2	0.0621	0.0691	0.0704	0.0861	0.0956	0.0960	最大波
5			25.9	28.1	29.1	23.1	25.7	25.5	0.0649	0.0709	0.0729	0.0815	0.0907	0.0900	砕波後
6		2.0	8.0	8.0	8.0	7.8	7.6	7.6	0.0128	0.0128	0.0128	0.0211	0.0206	0.0206	
7			16.0	16.0	16.0	15.8	15.8	15.7	0.0256	0.0256	0.0256	0.0428	0.0428	0.0425	
8			20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	0.0321	0.0321	0.0321	0.0542	0.0542	0.0542	
9			23.2	23.0	23.0	24.0	24.0	24.0	0.0372	0.0369	0.0369	0.0650	0.0650	0.0650	
10			23.7	25.1	27.8	26.1	27.4	29.6	0.0380	0.0402	0.0446	0.0707	0.0742	0.0802	最大波
11			24.2	25.9	28.3	25.3	26.5	28.0	0.0388	0.0415	0.0454	0.0685	0.0718	0.0758	砕波後
12		2.4	8.0	8.0	8.0	8.1	8.2	8.1	0.0089	0.0089	0.0089	0.0179	0.0181	0.0179	
13			16.0	16.0	16.0	17.8	17.8	17.7	0.0178	0.0178	0.0178	0.0393	0.0393	0.0391	
14			17.9	17.7	17.9	20.0	20.0	20.0	0.0199	0.0197	0.0199	0.0442	0.0442	0.0442	
15			19.5	20.1	21.1	24.0	24.0	24.0	0.0217	0.0224	0.0235	0.0530	0.0530	0.0530	
16			22.7	25.3	29.8	27.0	29.8	32.1	0.0253	0.0282	0.0332	0.0596	0.0658	0.0709	最大波
17			23.7	26.1	31.3	25.5	27.9	29.7	0.0264	0.0291	0.0348	0.0563	0.0616	0.0656	砕波後
18		2.8	8.0	8.0	8.0	9.3	9.2	8.8	0.0065	0.0065	0.0065	0.0174	0.0172	0.0164	
19			16.0	16.0	16.0	20.0	19.1	18.1	0.0131	0.0131	0.0131	0.0374	0.0357	0.0338	
20			—	16.4	17.1	—	20.0	20.0	—	0.0134	0.0140	—	0.0374	0.0374	
21			18.6	19.7	20.4	24.0	24.0	24.0	0.0152	0.0161	0.0167	0.0448	0.0448	0.0448	
22			22.4	24.7	29.8	28.6	31.6	33.8	0.0183	0.0202	0.0244	0.0534	0.0590	0.0631	最大波
23			23.1	26.9	30.8	27.4	30.0	32.3	0.0189	0.0220	0.0252	0.0512	0.0560	0.0603	砕波後
24	46	1.6	8.0	8.0	8.0	7.0	7.0	7.0	0.0200	0.0200	0.0200	0.0234	0.0234	0.0234	
25			22.3	22.1	23.0	20.0	20.0	20.0	0.0558	0.0553	0.0576	0.0670	0.0670	0.0670	
26			27.6	29.1	31.0	26.0	27.7	28.4	0.0691	0.0729	0.0776	0.0871	0.0928	0.0951	最大波
27		2.0	8.0	8.0	8.0	7.4	7.2	7.3	0.0128	0.0128	0.0128	0.0189	0.0184	0.0186	
28			20.8	20.8	21.4	20.0	20.0	20.0	0.0333	0.0333	0.0343	0.0511	0.0511	0.0511	
29			28.5	30.6	33.0	28.5	30.4	31.3	0.0457	0.0490	0.0529	0.0728	0.0776	0.0799	最大波
30		2.4	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	7.8	0.0089	0.0089	0.0089	0.0166	0.0166	0.0162	
31			19.1	19.0	19.4	20.0	20.0	20.0	0.0213	0.0211	0.0216	0.0415	0.0415	0.0415	
32			26.2	27.8	30.6	29.9	33.2	33.9	0.0292	0.0309	0.0341	0.0620	0.0689	0.0703	最大波
33		2.8	8.0	8.0	8.0	8.5	8.8	8.6	0.0065	0.0065	0.0065	0.0149	0.0154	0.0151	
34			17.3	17.2	17.8	20.0	20.0	20.0	0.0141	0.0141	0.0146	0.0350	0.0350	0.0350	
35			26.6	30.1	34.2	32.8	36.1	38.2	0.0218	0.0246	0.0280	0.0574	0.0632	0.0669	最大波

*①：測定対象が複列沖側潜堤， = 1.70m, 2.77m および単列潜堤S1, S2の場合の波高
 ②：測定対象が複列岸側潜堤， = 1.70m の場合の波高
 ③：測定対象が複列岸側潜堤， = 2.77m の場合の波高

10.4 実験結果

10.4.1 全体波力の実験結果

(1) 全体波力の作用状況

潜堤間隔 $\ell = 1.70 \text{ m}$, 周期 $T = 2.0 \text{ s}$, 水深 $h = 40 \text{ cm}$, 入射波高 $H_i = 24 \text{ cm}$ の場合における堤体前面の水位 η と全水平波力 F_x , 全鉛直波力 F_z および堤体後趾回りのモーメント M の時間変化を図-10.7 に示す。ここで, F_x は岸向きを, F_z は鉛直上向きを正とし, M は堤体後趾回りに岸側へ回転させるモーメントを正とする。沖側, 岸側潜堤ともまず η がピークとなる前に F_z と M がピークとなり, わずかに遅れて F_x と η がピークとなることがわかる。 F_x がピークになる時刻の F_z と, F_z のピーク値との比は周期により異なるが, 最大で 80% 程度である。

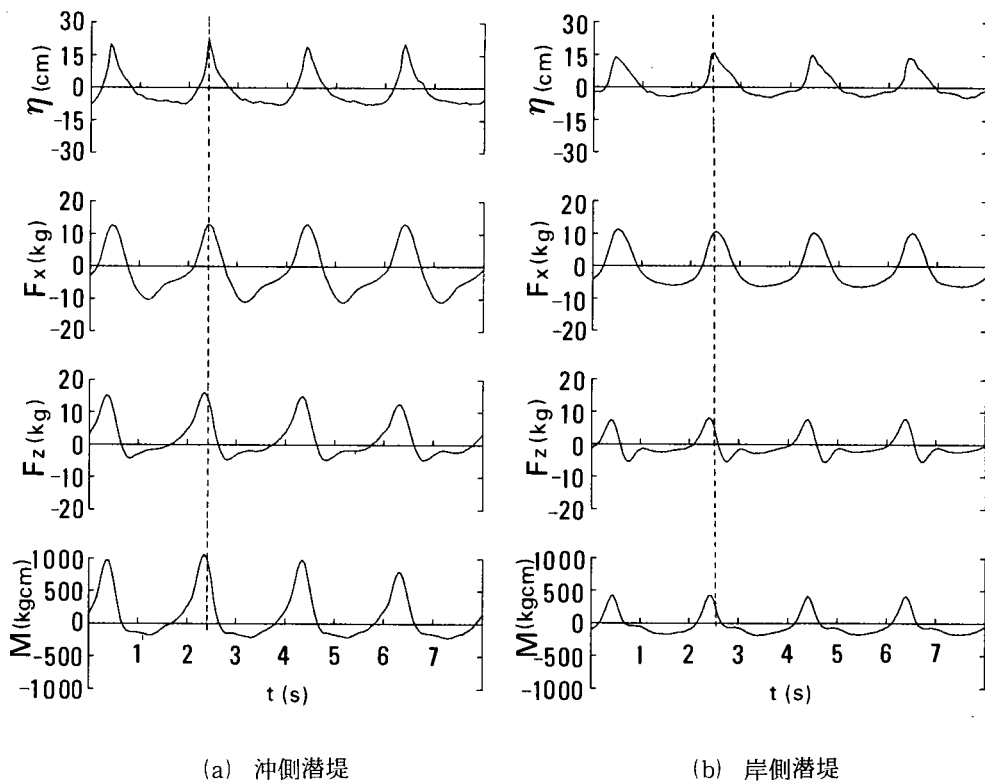


図-10.7 堤体前面の水位 η , 全水平波力 F_x , 全鉛直波力 F_z および堤体後趾回りのモーメント M の時間変化

(2) 全体波力に影響するパラメータ

単位面積当りの全体波力 f に関係する物理量として, 波高 H , 周期 T , 設置水深 h , 捨石マウンド天端水深 h' , 堤体幅 B , 潜堤間隔 ℓ , 水の密度 ρ , 重力加速度 g を選び, 時間, 質量, 長さの代表量を T , ρ , H とすると, 次元解析により 6 個の無次元量 $\pi_1 \sim \pi_6$ は以下のように求まる。したがって無次元波力は式 (10.2) のように表せる。

$$\pi_1 = f H^x T^y \rho^z = f / \rho (H/T)^2 = \phi$$

$$\pi_2 = g H^x T^y \rho^z = g T^2 / H$$

$$\pi_3 = B H^x \rho^y g^z = B/H$$

$$\pi_4 = \ell H^x \rho^y g^z = \ell/H$$

$$\pi_5 = h H^x \rho^y g^z = h/H$$

$$\pi_6 = h' H^x \rho^y g^z = h'/H$$

$$f(\phi, \frac{h}{H}, \frac{h'}{H}, \frac{B}{H}, \frac{\ell}{H}, \frac{gT^2}{H}) = 0 \quad (10.2)$$

ここで、 ϕ は ϕ_x , ϕ_z , ϕ_m を意味する。また、これらの定義は式 (10.3), (10.4) のようである。

$$\left. \begin{aligned} \phi_x &= f_x / \rho (H_i / T)^2 \\ \phi_z &= f_z / \rho (H_i / T)^2 \\ \phi_m &= f_m / \rho (H_i / T)^2 \end{aligned} \right\} \quad (10.3)$$

$$\left. \begin{aligned} f_x &= F_x / (h' - R) \\ f_z &= F_z / B \\ f_m &= M / (h' - R) \cdot B \end{aligned} \right\} \quad (10.4)$$

ここに、 ϕ_x , ϕ_z , ϕ_m : 無次元水平波力, 無次元鉛直波力および無次元モーメント

f_x , f_z , f_m : 単位面積当りの水平波力, 鉛直波力およびモーメント

F_x , F_z , M : 単位長さ当りの全水平波力, 全鉛直波力およびモーメント

H_i : 入射波高, R : 堤体天端水深

本実験の範囲では、 B は一定であり、また実験によると h , h' および ℓ の効果は顕著ではないため、無次元波力 (水平波力 ϕ_x , 鉛直波力 ϕ_z) と gT^2/H_i の関係を求めた。

単列潜堤 S1 および S2 の ϕ_x , ϕ_z と gT^2/H_i の関係を図-10.8, 10.9 に示す。 ϕ_x , ϕ_z と gT^2/H_i の間にはほぼ線形関係が成立するので、式 (10.5) の関数系を仮定して回帰計算を行うと、単列潜堤 S1 に関して表-10.3 の結果が得られる。

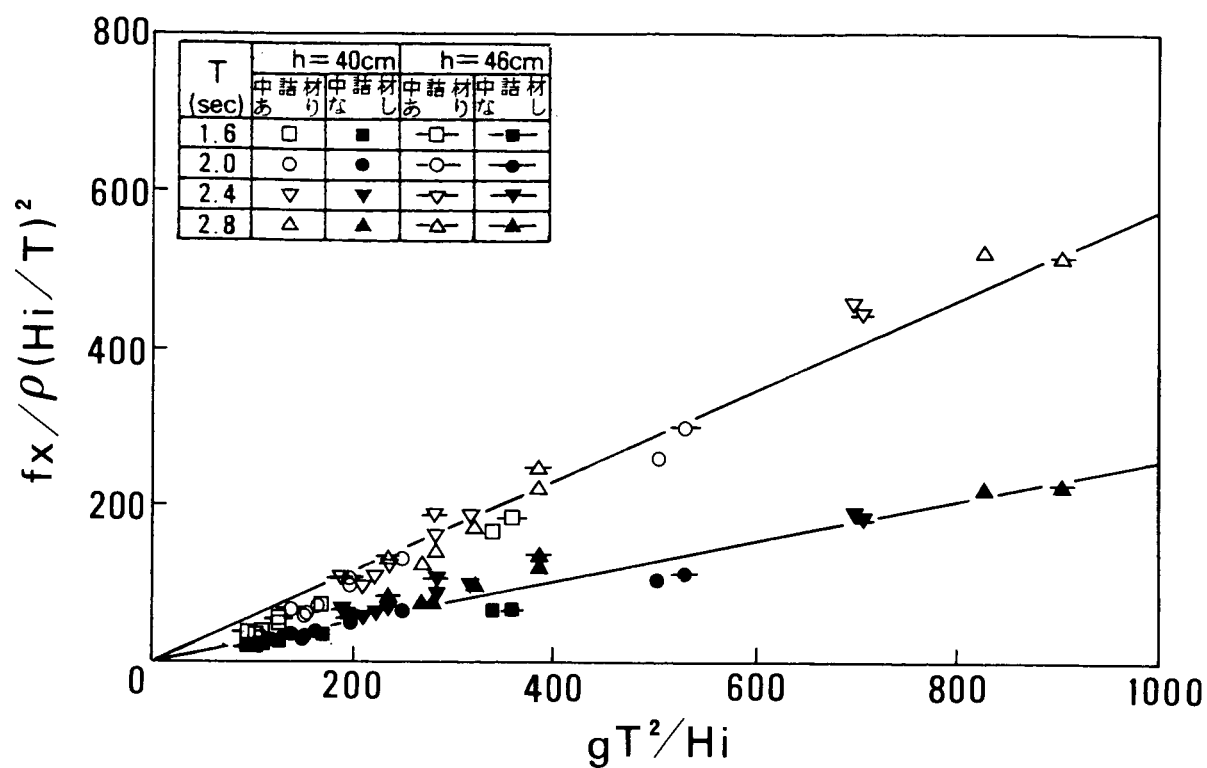
$$\phi_x \text{ or } \phi_z = k gT^2/H_i \quad (10.5)$$

表-10.3 式 (10.5) の係数値一覧 (単列潜堤)

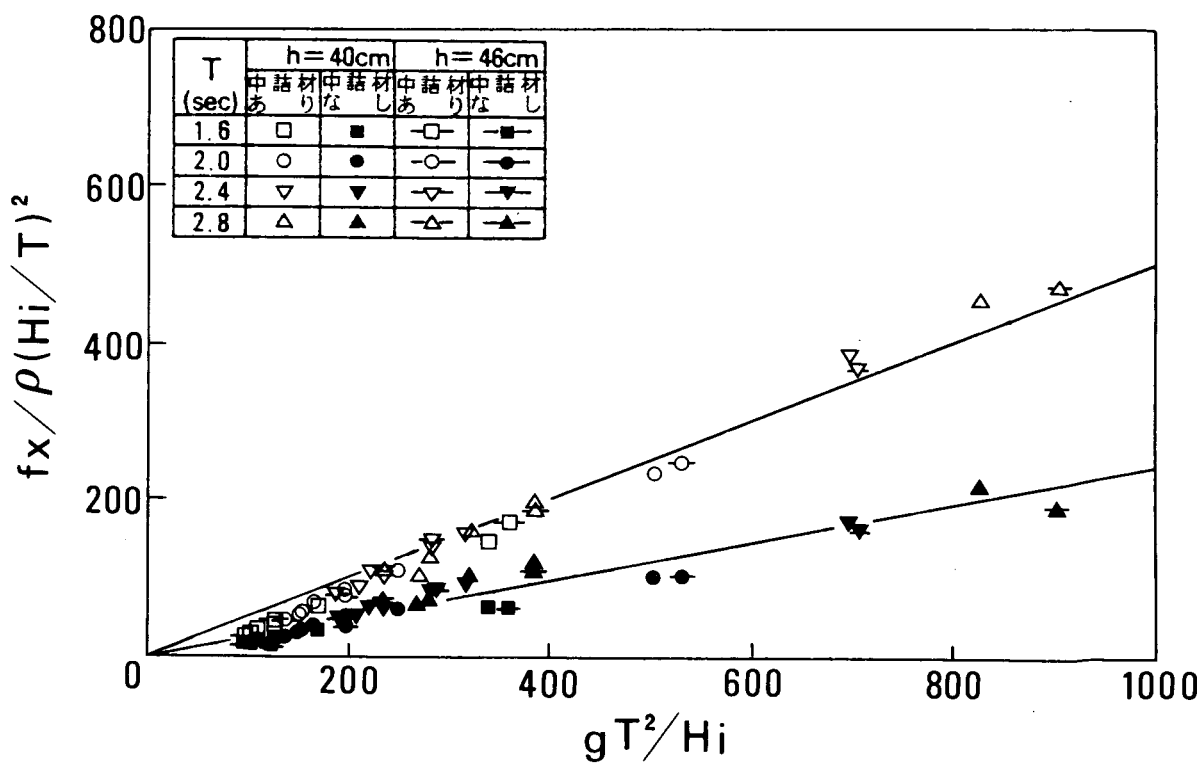
複列潜堤 の区別	ϕ_x , ϕ_z の種別	中詰材の有無	係数値
沖側	ϕ_x	有	0.628
沖側	ϕ_x	無	0.300
沖側	ϕ_z	有	0.057
沖側	ϕ_z	無	0.013
岸側	ϕ_x	有	0.419
岸側	ϕ_x	無	0.183
岸側	ϕ_z	有	0.098
岸側	ϕ_z	無	0.019

中詰材の有無による波力の比は、単列潜堤 S1 の場合、 ϕ_x で 2.2 倍、 ϕ_z で 4.7 倍となる。

単列潜堤 S2 に関しても同様な計算を行い、得られた係数値を表-10.3 に示す。この場合も中詰材の有無によって波力の比を求めると、 ϕ_x で 2.1 倍、 ϕ_z で 4.2 倍となる。単列潜堤 S1, S2 を比較すると、中詰材のない場合、堤体幅の広い S1 の ϕ_x の方が S2 に比較して約 9% 大きく、また、中詰

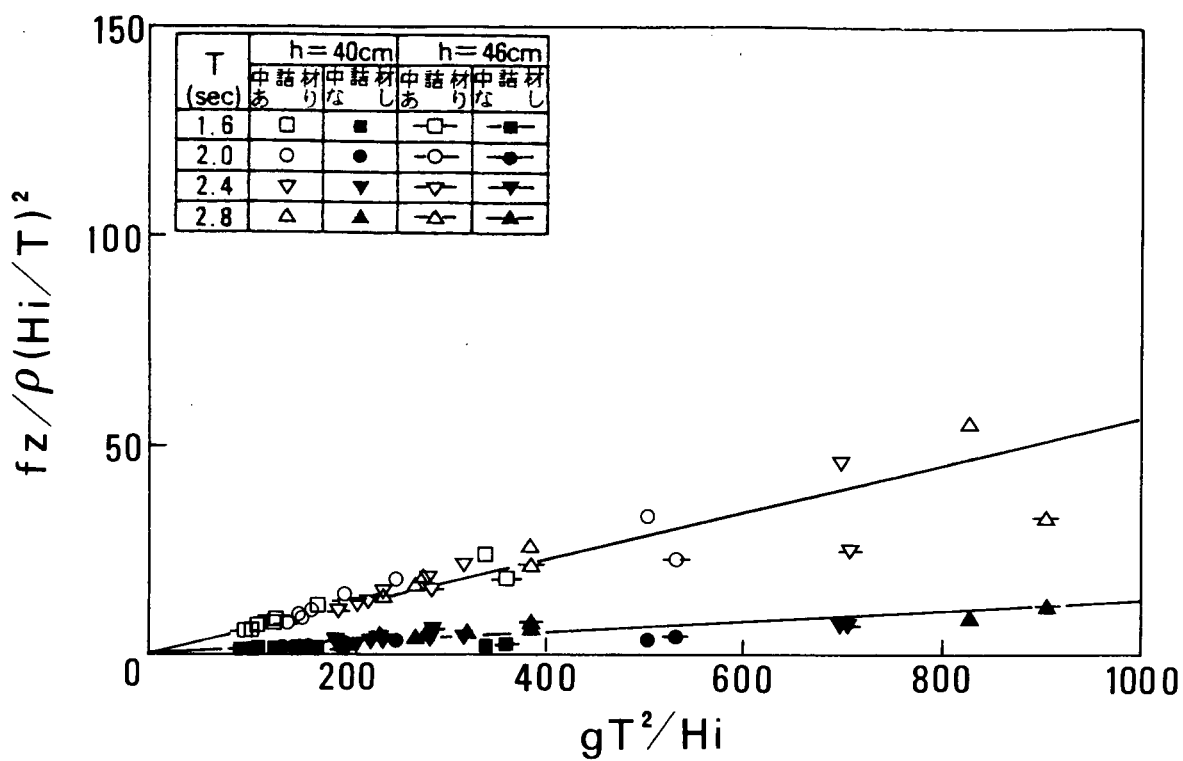


(a) 単列潜堤 S1

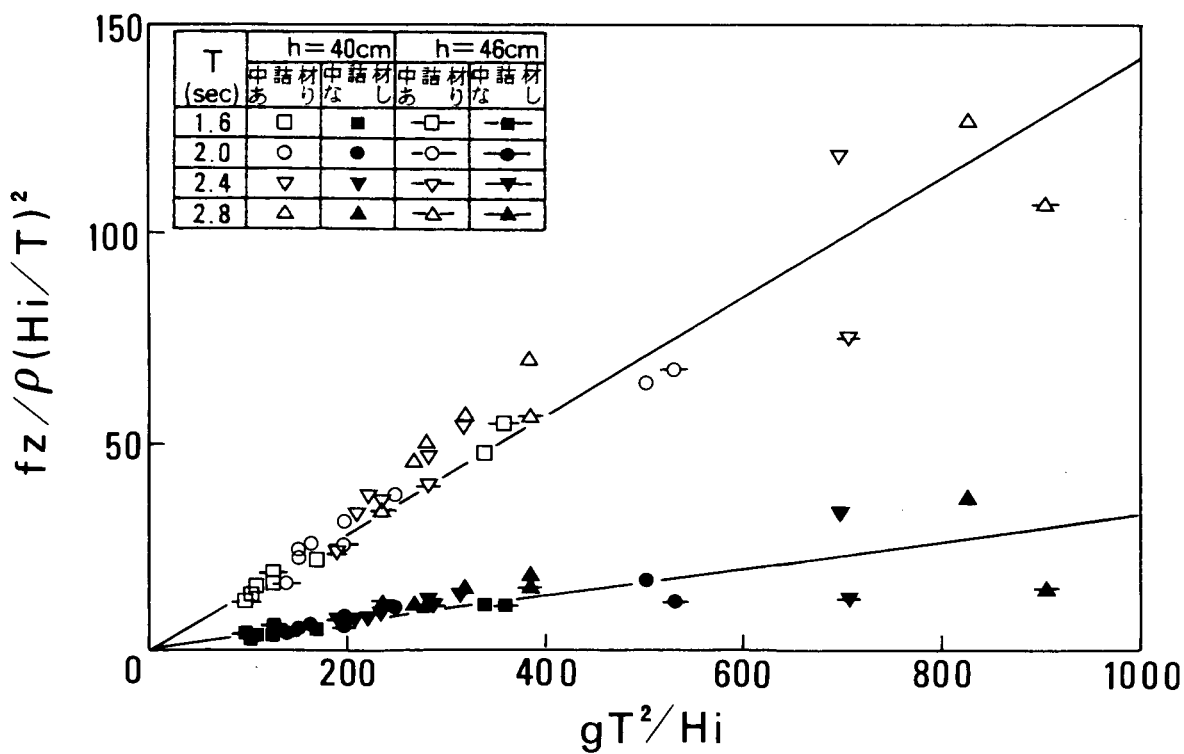


(b) 単列潜堤 S2

図-10.8 無次元水平波力 ϕ_x と gT^2/H_i の関係 (単列潜堤 S1, S2)



(a) 単列潜堤 S1



(b) 単列潜堤 S2

図-10.9 無次元鉛直波力 ϕ_z と gT^2/H_i の関係 (単列潜堤 S1, S2)

材ありの場合も S1 の ϕ_x の方が約 15 % 大きい。一方、 ϕ_z に関しては、中詰材の有無にかかわらず S1 より S2 の ϕ_z が大きな値を有する。

図-10.8, 10.9 では、中詰材の有無だけでなく、水深 h が 40 cm と 46 cm の場合の区別もなされている。しかし、 ϕ_x に関しては両者はほぼ同様な値を示し、差異は少ない。一方、 ϕ_z については、 $h = 46$ cm の場合の方が S1, S2 とともに小さい値を示す。

次に、複列配置の場合の ϕ_x , ϕ_z と gT^2/H_i の関係を図-10.10 ~ 10.13 に示す。図-10.10, 10.11 は $\ell = 1.70$ m の場合、図-10.12, 10.13 は $\ell = 2.77$ m の場合である。複列潜堤の場合においても単列潜堤の場合と同様に ϕ_x , ϕ_z と gT^2/H_i の間には式 (10.5) の関係が成立する。したがって式 (10.5) の関数系を仮定して回帰計算を行うと係数 k が得られる。潜堤間隔 $\ell = 1.70$ m と 2.77 m の複列潜堤ごとに結果をまとめると、それぞれ表-10.4, 10.5 となる。最初に、 $\ell = 1.70$ m の場合に注目すると、中詰材ありの条件では岸側潜堤の ϕ_x は沖側潜堤の ϕ_x に対し 68 %, 中詰材なしの条件では 66 % と波力が小さくなる。一方、 ϕ_z に関しては、中詰材の有無にかかわらず岸側潜堤の方が大きくなる。

表-10.4 式 (10.5) の係数値一覧
(複列潜堤, $\ell = 1.70$ m)

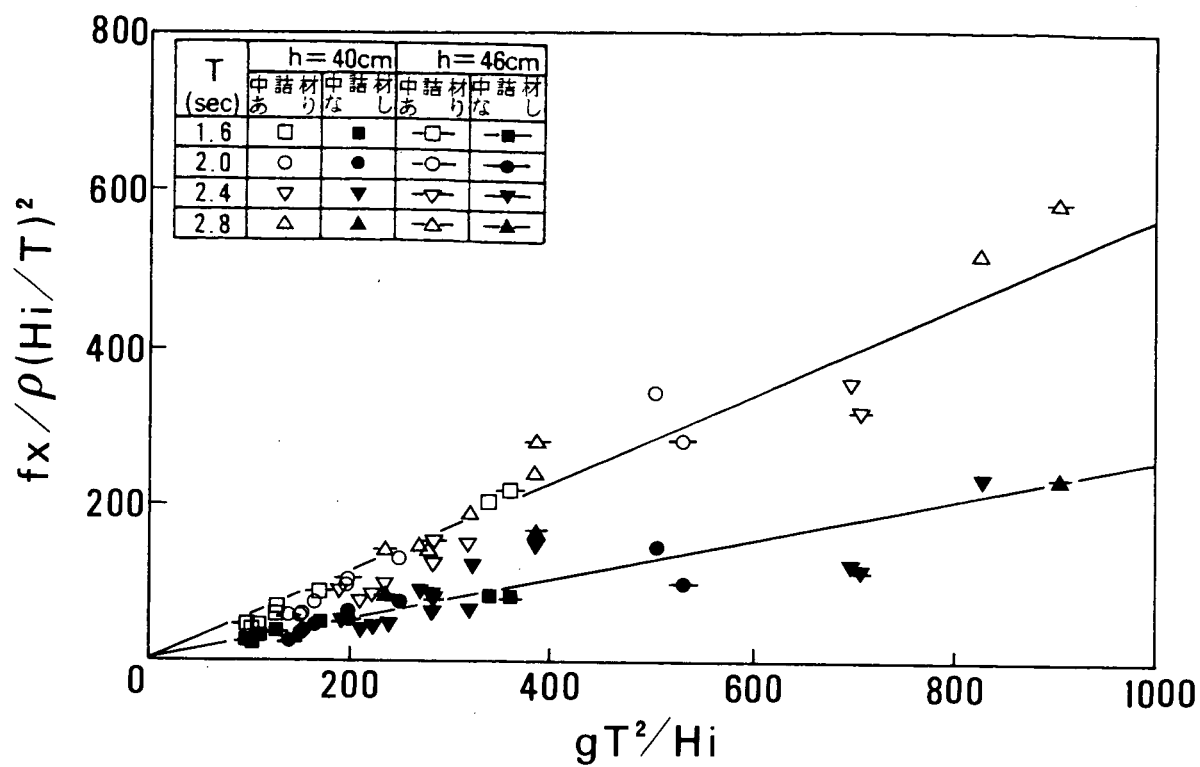
複列潜堤 の区別	ϕ_x , ϕ_z の種別	中詰材の有無	係数値
沖側	ϕ_x	有	0.567
沖側	ϕ_x	無	0.255
沖側	ϕ_z	有	0.060
沖側	ϕ_z	無	0.013
岸側	ϕ_x	有	0.383
岸側	ϕ_x	無	0.168
岸側	ϕ_z	有	0.085
岸側	ϕ_z	無	0.016

表-10.5 式 (10.5) の係数値一覧
(複列潜堤, $\ell = 2.77$ m)

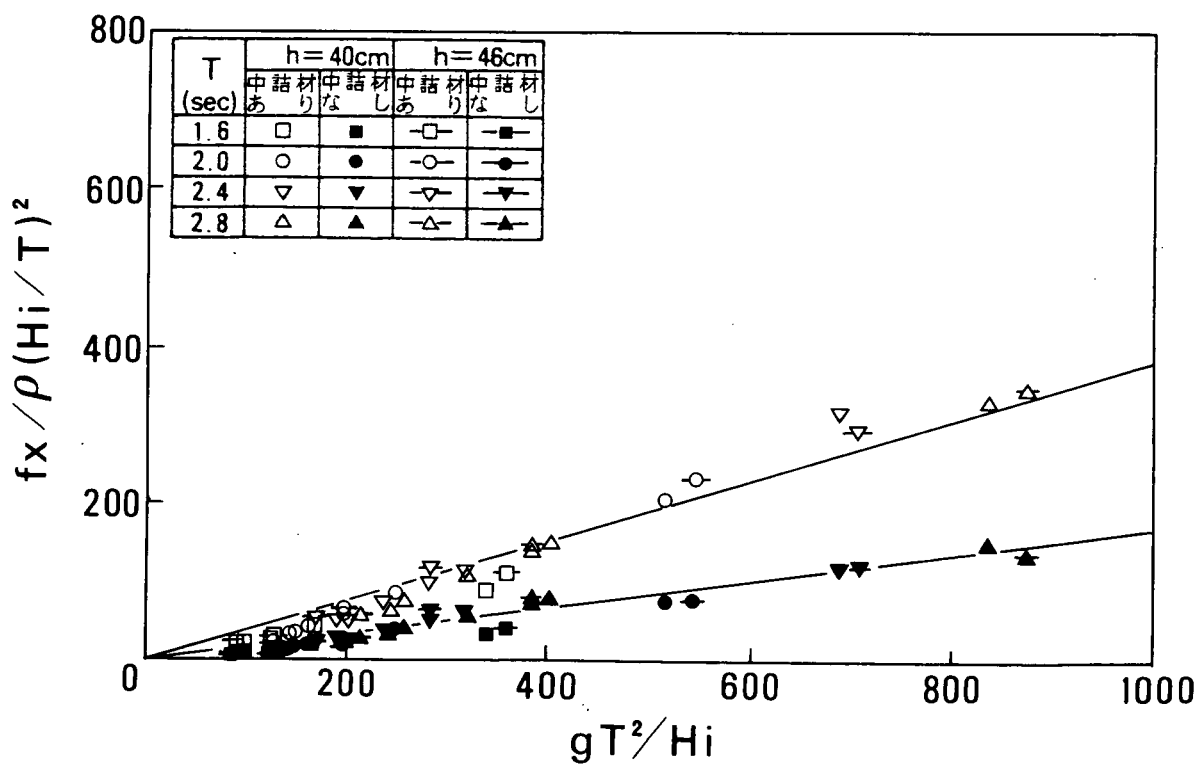
単列潜堤	ϕ_x , ϕ_z の種別	中詰材の有無	係数値
S1	ϕ_x	有	0.578
S1	ϕ_x	無	0.264
S1	ϕ_z	有	0.056
S1	ϕ_z	無	0.012
S2	ϕ_x	有	0.502
S2	ϕ_x	無	0.242
S2	ϕ_z	有	0.143
S2	ϕ_z	無	0.034

潜堤間隔が $\ell = 2.77$ m の場合もほぼ同様な関係が成立するので詳細比較は省略し、潜堤間隔の相違がもたらす波力の違いを表-10.4, 10.5 より比較すると、データのばらつきを考慮すれば沖側潜堤の ϕ_x , ϕ_z についてはほぼ同じ係数値が得られることがわかる。岸側潜堤の ϕ_x , ϕ_z に関しては、中詰材あり、なしとも $\ell = 1.70$ m の複列潜堤の方がやや小さい傾向がある。

表-10.3 ~ 10.5 に基づき、単列潜堤 (S1, S2) と複列潜堤の ϕ_x , ϕ_z を比較すると、複列潜堤の沖側潜堤への作用波力は S1 に作用する波力とほぼ同等であるが、

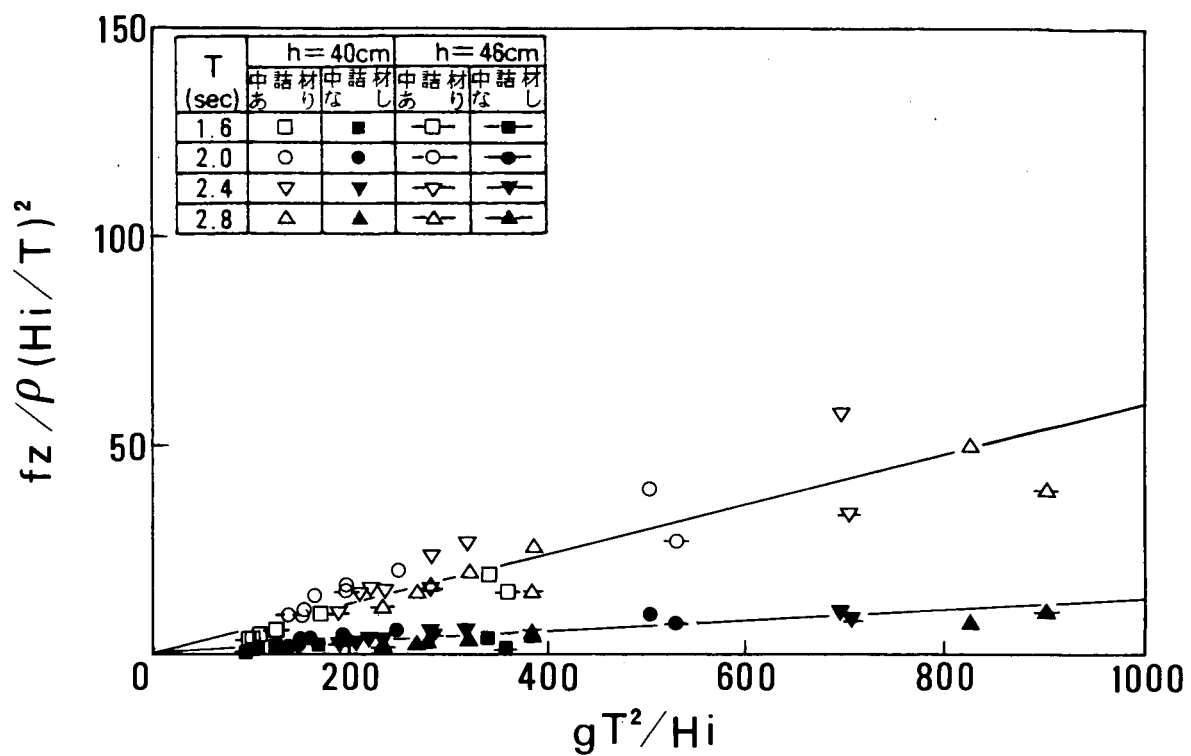


(a) 沖側潜堤

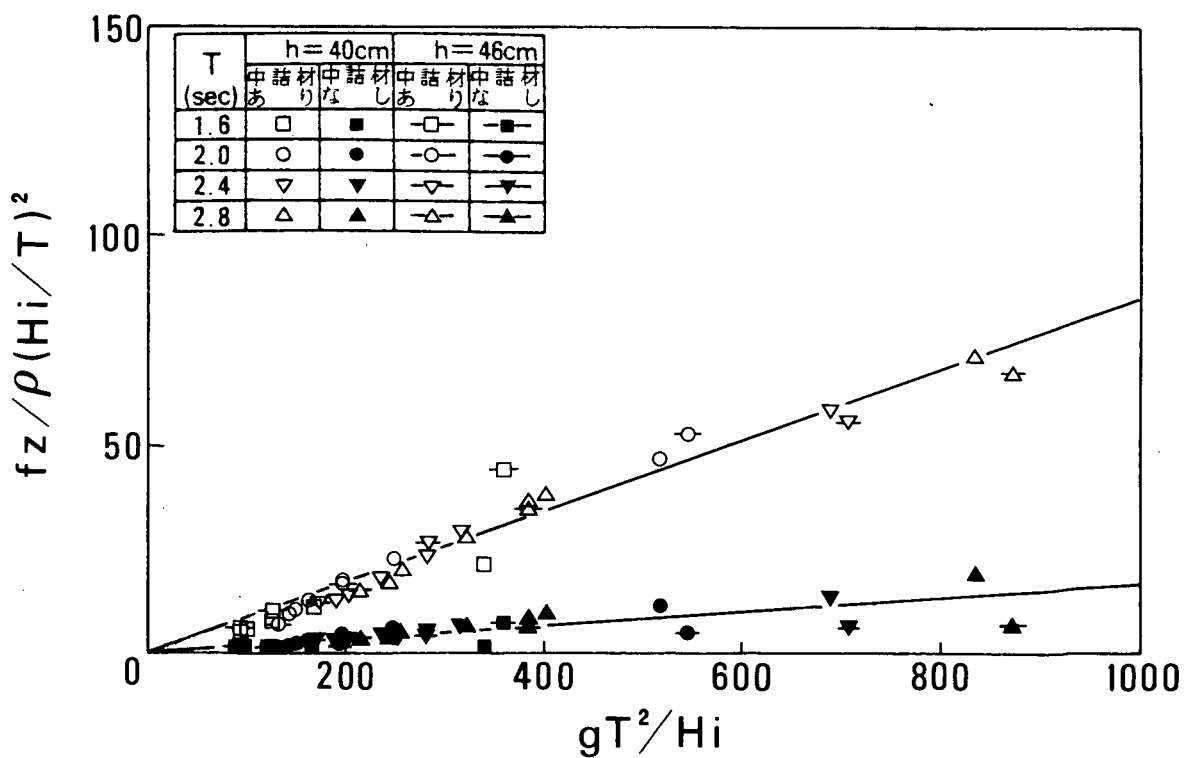


(b) 岸側潜堤

図-10.10 無次元水平波力 ϕ_x と gT^2/H_i の関係 (複列潜堤, $\ell = 1.70\text{ m}$)

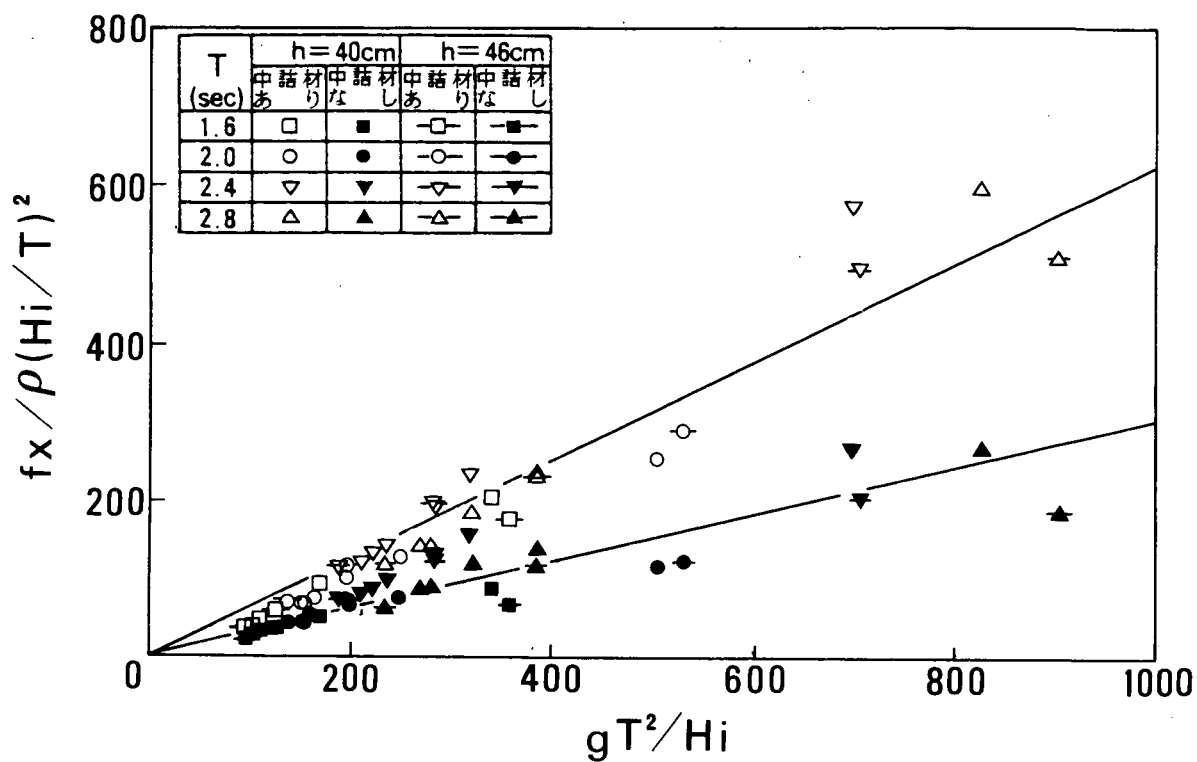


(a) 沖側潜堤

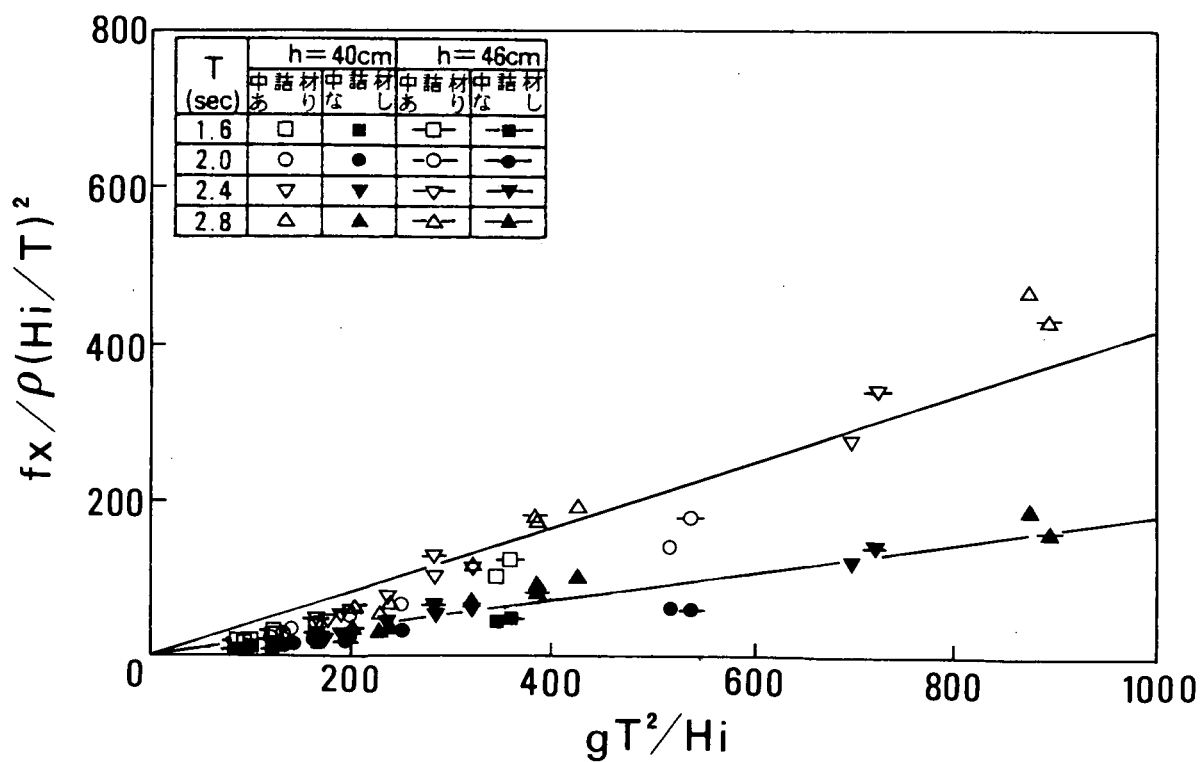


(b) 岸側潜堤

図-10.11 無次元鉛直波力 ϕ_z と gT^2/H_i の関係 (複列潜堤, $\ell = 1.70\text{m}$)

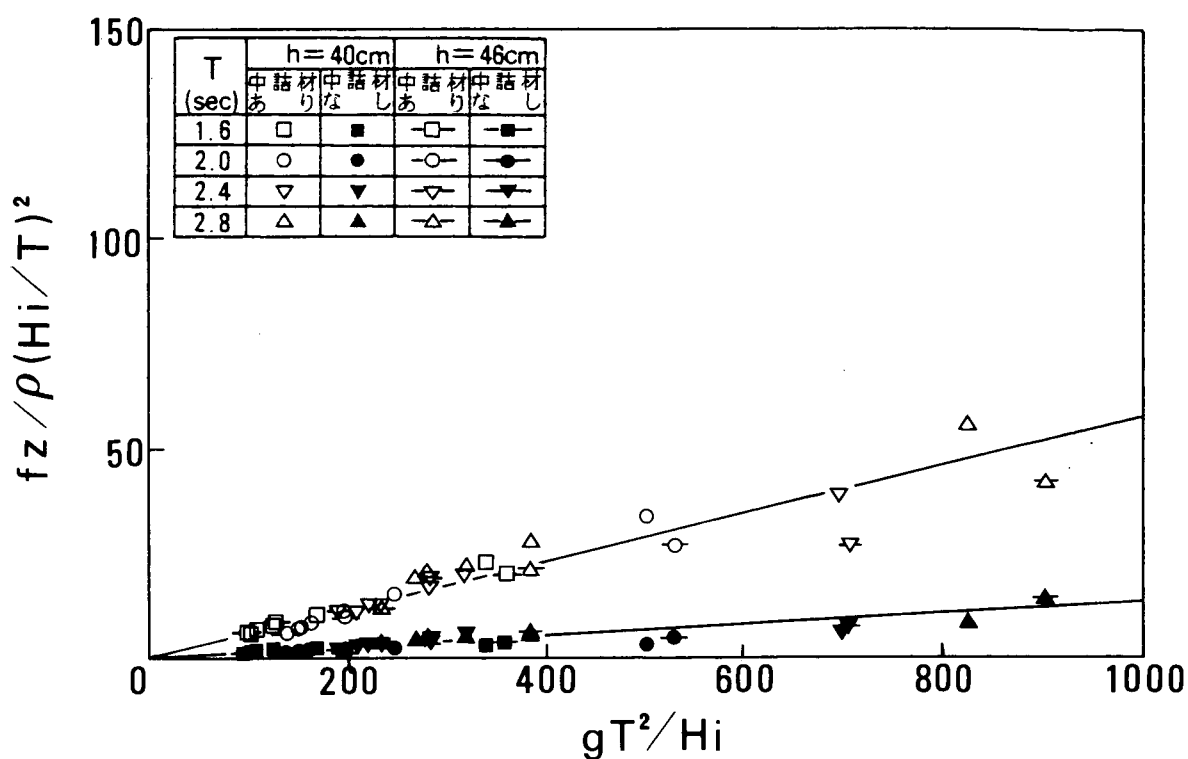


(a) 沖側潜堤

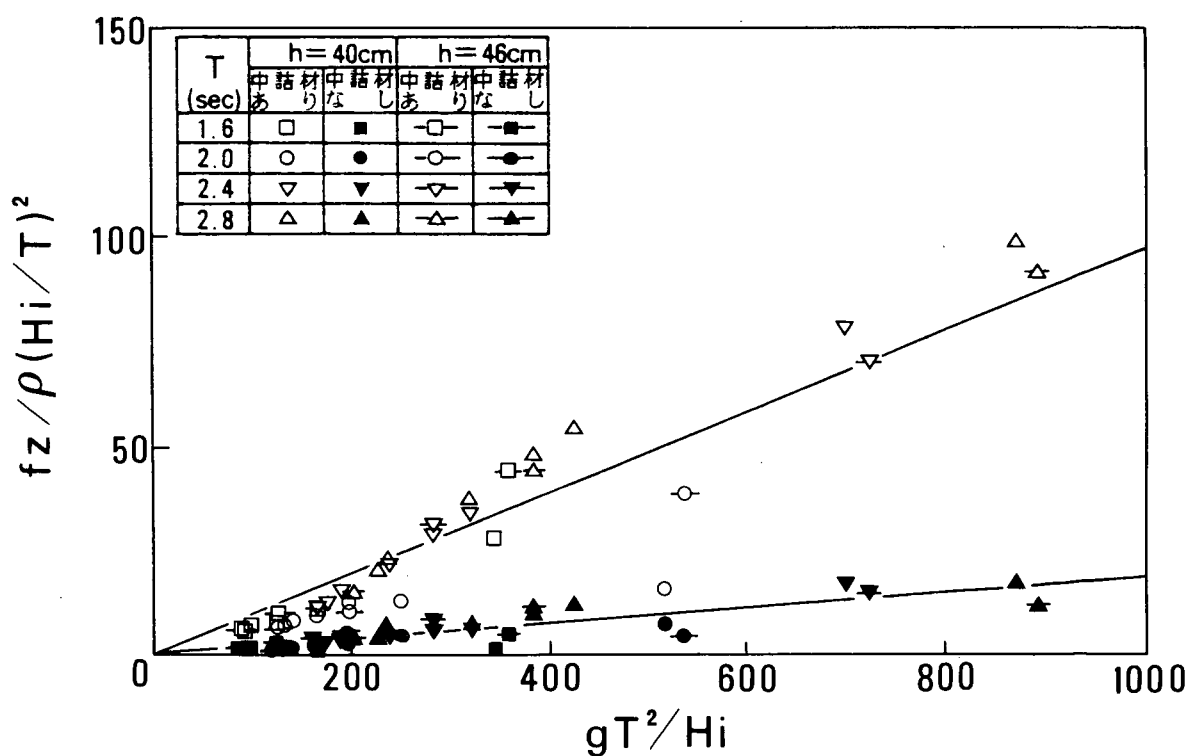


(b) 岸側潜堤

図-10.12 無次元水平波力 ϕ_x と gT^2/H_i の関係 (複列潜堤, $\ell = 2.77$ m)



(a) 沖側潜堤



(b) 岸側潜堤

図-10.13 無次元鉛直波力 ϕ_z と gT^2/H_i の関係 (複列潜堤, $\ell = 2.77\text{m}$)

岸側潜堤への作用波力はかなり低減していることがわかる。

(3) 合田波力との比較

複列透過性潜堤に作用する波力の算定に合田式が準用し得るかどうかを検討するために、波力の低減係数 λ を求めた。 λ は次式により定義される。

$$\lambda = F_x / F_{Gx} \quad \dots\dots\dots (10.6)$$

ここに、 F_{Gx} は合田式による単位長さ当りの全水平波力であり以下で与えられる (図-10.14 参照)。

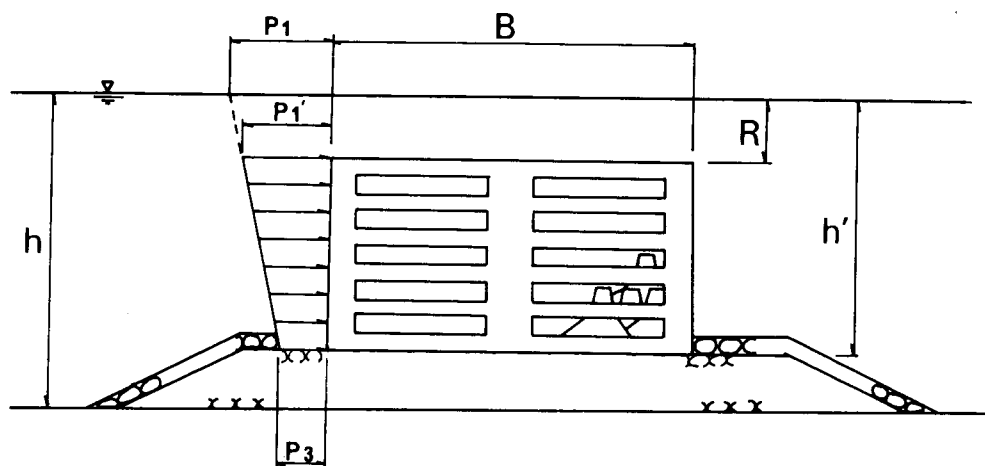


図-10.14 合田式による波力算定の説明図

$$F_{Gx} = \frac{1}{2} (p_1' + p_3) \cdot (h' - R)$$

$$p_1' = (p_1 - p_3) \cdot \frac{h' - R}{h} + p_3$$

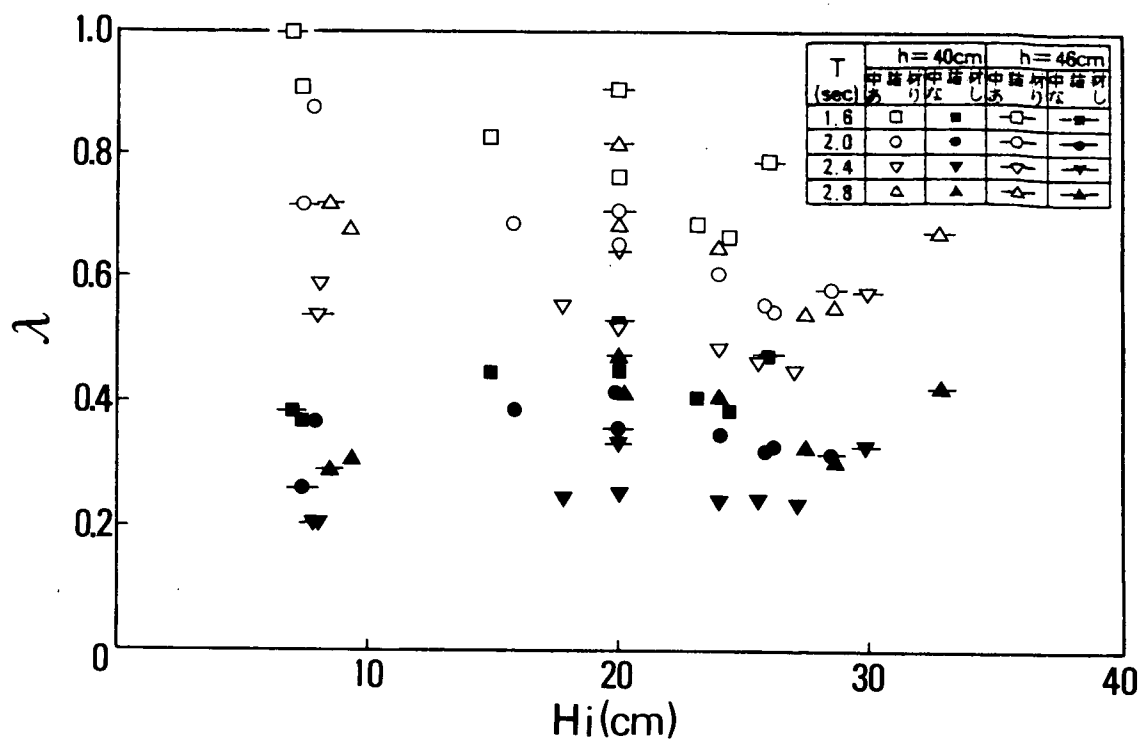
$$p_1 = \alpha_1 w_0 H_i$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

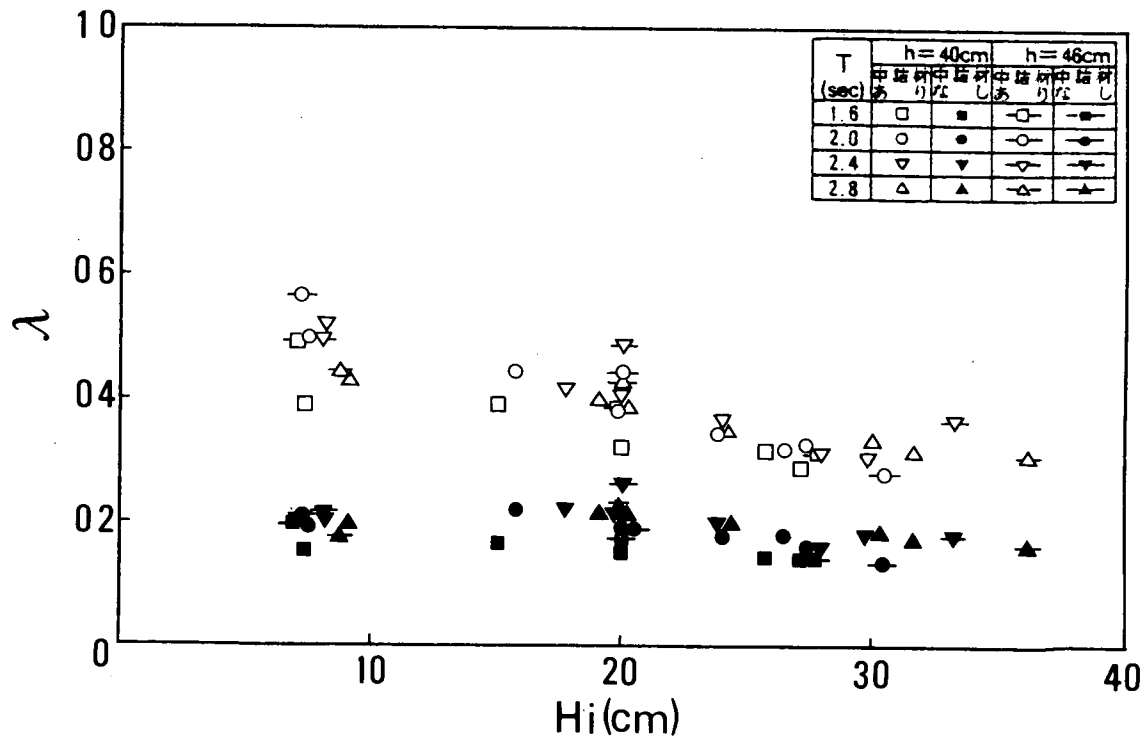
$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4 \pi h / L}{\sinh(4 \pi h / L)} \right]^2$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2 \pi h / L)} \right]$$

潜堤間隔が 1.70 m の場合の入射波高 H_i と λ の関係を沖側、岸側潜堤別に図-10.15 に示す。図によれば、同じ H_i であっても水深および周期により λ は大きく異なる。これは、合田式による波力が水深および周期により変化するのに対し、図-10.10 からわかるように、複列透過性潜堤に作用する波力は、水深および周期による変化が少ないためである。したがって、複列透過性潜堤の波力特性を合田式で表現することは困難である。



(a) 沖側潜堤



(b) 岸側潜堤

図-10.15 合田式による波力低減係数 λ と H_i の関係 (複列潜堤, $\ell = 1.70$ m)

(4) 滑動実験結果との比較

複列透過性潜堤の滑動安定性については前報で既に報告した（建設省土木研究所，1988）。それによると，中詰材ありの場合には，周期 2.0s および 2.8s の条件で重複波圧より碎波波圧まで作用させたが潜堤は滑動せず安定であった。そこで，ここではスリットセルラーのみの場合について比較を行った。スリットセルラーが滑動する条件は式（10.7）で表される。

$$R_H / S_H < 1.0 \quad \text{..... (10.7)}$$

ここに， R_H ：捨石マウンドの水平支持力（ $= \mu (W - U)$ ）

S_H ：水平波力

μ ：スリットセルラーと捨石マウンド間の摩擦係数

W ：スリットセルラーの水中重量

U ：鉛直上向きの波力

ここに，滑動実験におけるスリットセルラーの滑動は，スリットセルラーと捨石マウンド間の滑りにより生じたため，水平支持力 R_H はそれらの間の最大静止摩擦力で与える。また，摩擦係数 μ は，中詰材のない場合，通常の防波堤で用いられている 0.6 を用いる。

本実験の結果より算定される滑動限界波高と滑動実験による滑動限界波高を表－10.6 に示す。水平波力，鉛直波力は今回の実験値を内挿して求めた。ここで H_{c1} は水平波力と鉛直波力の位相差を考慮し，式（10.7）で R_H / S_H が最小となる場合の滑動限界波高である。また， H_{c2} は水平波力，鉛直波力の位相差を考慮せず各々最大値を用いた場合の滑動限界波高である。表－10.6 によれば，滑動実験により求めた H_c は H_{c1} よりも小さい。したがって，複列透過性潜堤の滑動安定計算においては，水平波力と鉛直波力の位相差を考慮するべきではないことが指摘される。

表－10.6 スリットセルラー（中詰材なし）の滑動限界波高

潜 堤	潜堤間隔 (m)	周期 T (sec)	滑 動 限 界 波 高 ・		
			H_c (cm)	H_{c1} (cm)	H_{c2} (cm)
複列岸側潜堤	1.70	2.8	20.0	22.6	19.2
単列潜堤 S2	—	2.0	18.0	18.3	17.2
		2.8	15.4	16.3	15.2

* H_c ：滑動実験結果

H_{c1} ：水平波力と鉛直波力の位相差を考慮して算定

H_{c2} ：水平波力と鉛直波力の各々の最大値を用いて算定

10.4.2 部材波圧および同時差圧の実験結果

(1) 部材波圧および同時差圧の作用状況

$\ell = 1.70 \text{ m}$, $T = 2.0 \text{ s}$, $h = 40 \text{ cm}$, $H_i = 24 \text{ cm}$ の場合の堤体前面の水位 η と柱部材に作用する波圧 ($p_{c1} \sim p_{c6}$) および梁部材に作用する同時差圧 ($\Delta p_{s1} \sim \Delta p_{s6}$) の時間変化を図-10.16 に示す。ここに、 p_c および Δp_s は岸向きを正とする。図より、柱部材に作用する岸向き波圧は η と同時にピークとなることがわかる。岸側潜堤の p_{c4} が $\eta < 0$ で一定なのは、引き波時に波圧計が水面上に露出するためである。一方、梁部材に作用する同時差圧は、ピークを示したあと急激な低下を示す。また、本実験では堤体が静水面下にあるためか、衝撃的な波圧は作用しなかった。

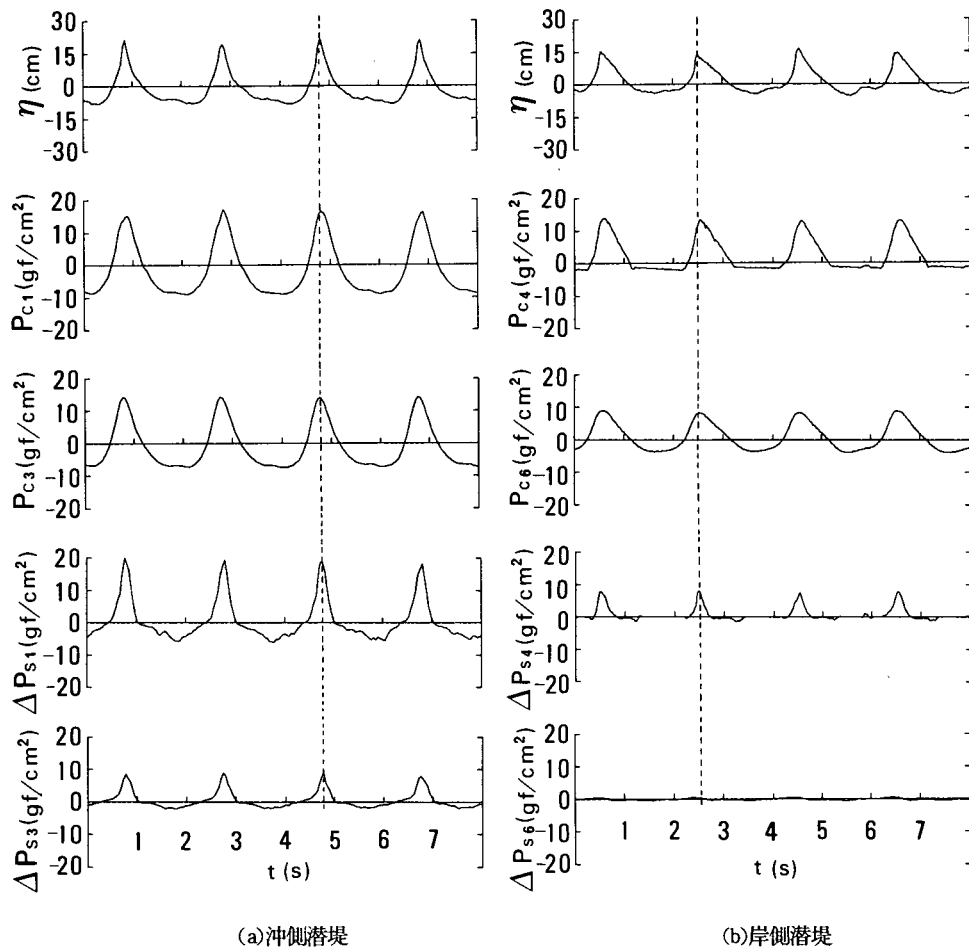


図-10.16 堤体前面の水位 η 、波圧 p_c および同時差圧 Δp_s の時間変化

(2) 部材波圧および同時差圧に影響するパラメータ

部材波圧および同時差圧についても全体波力と同様に次式で無次元化した。

$$\left. \begin{aligned} \phi_{pc} &= p_c / \rho (H_i / T)^2 \\ \phi_{ps} &= \Delta p_s / \rho (H_i / T)^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10.8)$$

ここに、 ϕ_{pc} ：柱部材に作用する無次元波圧

ϕ_{ps} : 梁部材に作用する無次元同時差圧

p_c : 柱部材に作用する波圧

Δp_s : 梁部材に作用する同時差圧

柱部材に作用する無次元波圧 ϕ_{pc} と gT^2/H_i の関係を単列潜堤に関しては図-10.17 に、複列潜堤の場合は図-10.18, 10.19 に示す。いずれの場合も ϕ_{pc} と gT^2/H_i の間には次の線形な関係が成立する。

$$\phi_{pc} = p_c / \rho (H_i / T)^2 = k g T^2 / H_i \quad \cdots \cdots (10.9)$$

また、岸向き波圧と冲向き波圧とを比較すると、いずれの場合も岸向き波圧の方が大きい。そこで岸向き波圧に関して式(10.9)の関係を仮定して回帰係数 k を求め、結果を表-10.7 (単列潜堤)、表-10.8, 10.9 (複列潜堤) に示す。これらの表を比較すると、複列潜堤においては ℓ の相違による波圧の違いはあまり存在しないこと、一方、単列潜堤 S1, S2 との比較においては、沖側潜堤ではほぼ同等の波圧であるが、岸側潜堤では波圧の低減がみられることがわかる。

同様に梁部材に作用する無次元同時差圧 ϕ_{ps} と gT^2/H_i の関係を図-10.20 ~ 10.22 に示す。単列潜堤の場合が図-10.20 であり、図-10.21, 10.22 は複列潜堤の場合である。 ϕ_{ps} についても gT^2/H_i との関連が深いことがうかがわれる。柱部材に作用する波圧は、複列、単列潜堤とも中詰材の有無によらずほぼ同程度の大きさであったが、梁部材に作用する同時差圧は、図-10.20 ~ 10.22 によれば、最上段の Δp_{s1} , Δp_{s4} は中詰材ありの場合が大きい。逆に、下から2段目に位置する Δp_{s3} , Δp_{s6} は中詰材なしの方が大きい。梁部材の表側(沖側)に作用する波圧は、柱部材と同様中詰材の影響を受けないはずであるから、同時差圧が中詰材の有無で異なるのは裏側(岸側)に作用する波圧が異なるためと考えられる。そこで、同時差圧に及ぼす中詰材の影響をみるために、 $T = 2.0 \text{ s}$, $h = 40 \text{ cm}$, $H_i = 26.1 \text{ cm}$ の場合の単列潜堤 S1 の梁部材の表側および裏側に作用する波圧(各々 p_{s1}^+ , p_{s3}^+ および p_{s1}^- , p_{s3}^-) および同時差圧 (Δp_{s1} , Δp_{s3}) の時間変化を図-10.23 に示す。ここで、 p_{s1}^- , p_{s3}^- は冲向きを正とする。図-10.23 の(a)と(b)を比較すると、 p_{s1}^+ , p_{s3}^+ は中詰材の有無によらずほぼ同じ波形であるが、 p_{s1}^- , p_{s3}^- は中詰材の有無により波形、大きさがかなり異なる。梁部材の同時差圧が中詰材の有無により異なるのは、同時差圧 Δp_s を $p_s^+ - p_s^-$ より求めることから、梁部材の裏側の波圧が中詰

表-10.7 式(10.9)の係数値
一覧(単列潜堤)

単列潜堤	測点	係数値
S1	p_{c1}	0.825
S1	p_{c3}	0.638
S2	p_{c4}	0.964
S2	p_{c6}	0.675

表-10.8 式(10.9)の係数値
一覧(複列潜堤,
 $\ell = 1.70 \text{ m}$)

複列潜堤 の区別	測点	係数値
沖側	p_{c1}	0.729
沖側	p_{c3}	0.566
岸側	p_{c4}	0.755
岸側	p_{c6}	0.483

表-10.9 式(10.9)の係数値
一覧(複列潜堤,
 $\ell = 2.77 \text{ m}$)

複列潜堤 の区別	測点	係数値
沖側	p_{c1}	0.779
沖側	p_{c3}	0.575
岸側	p_{c4}	0.824
岸側	p_{c6}	0.528

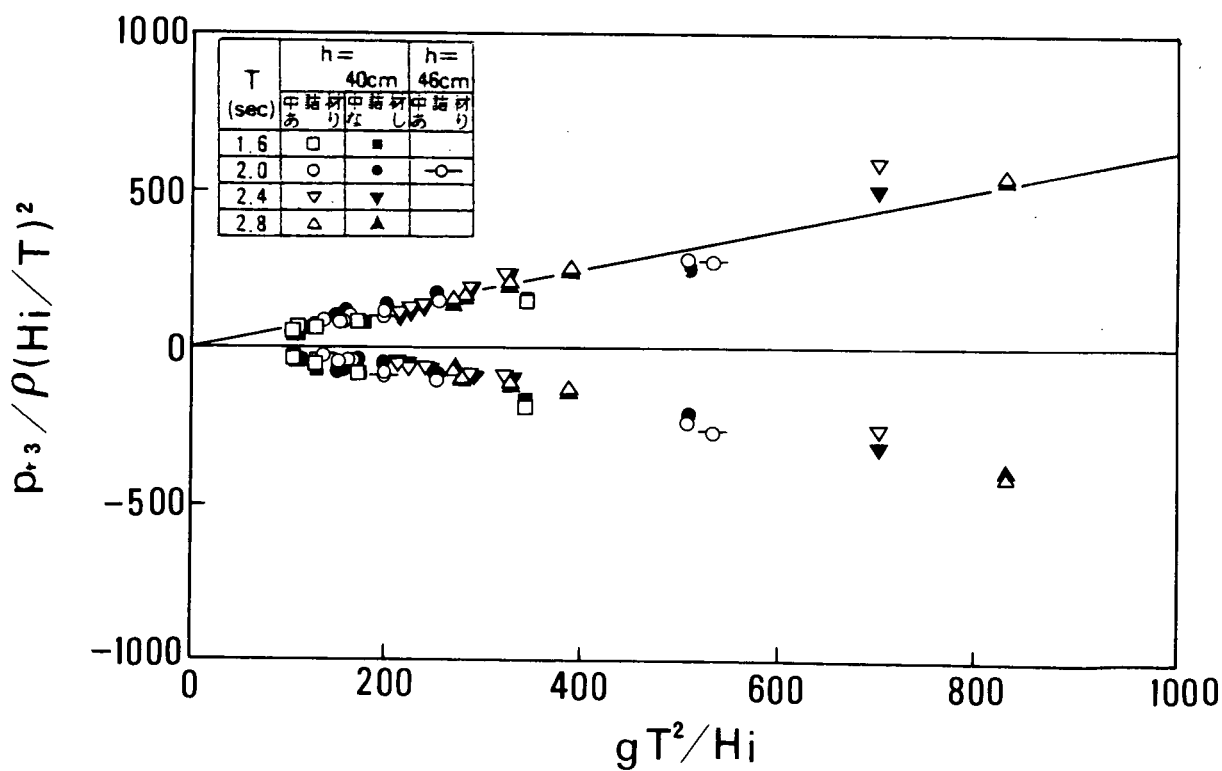
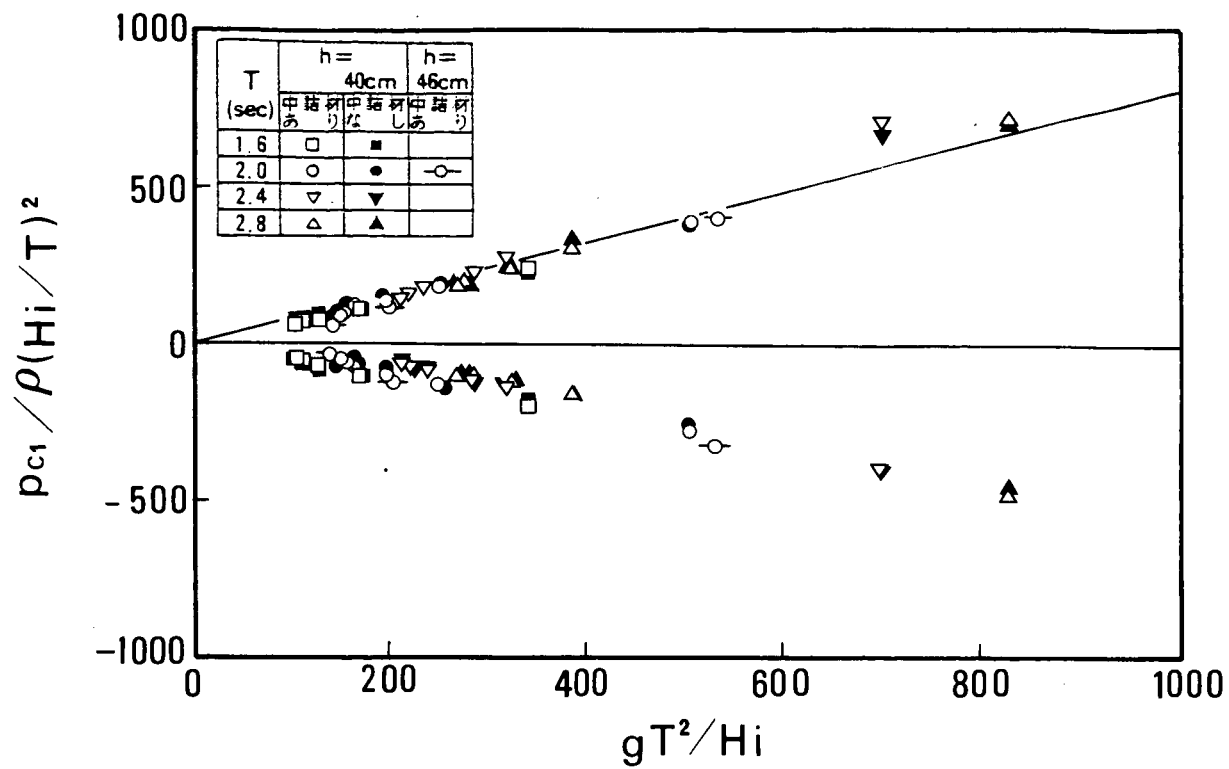


図-10.17 柱部材の無次元波圧 ϕ_{pc} と gT^2/H_i の関係 (a) 単列潜堤 S1 (単列潜堤 S1, S2)

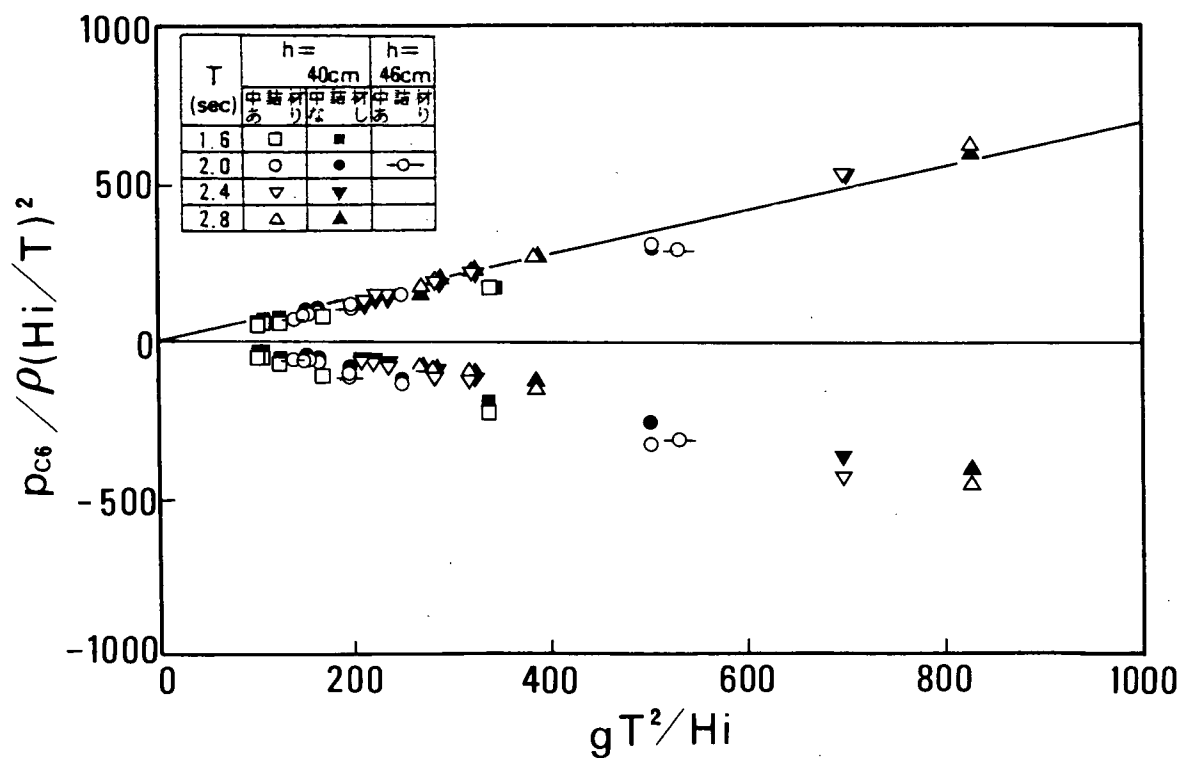
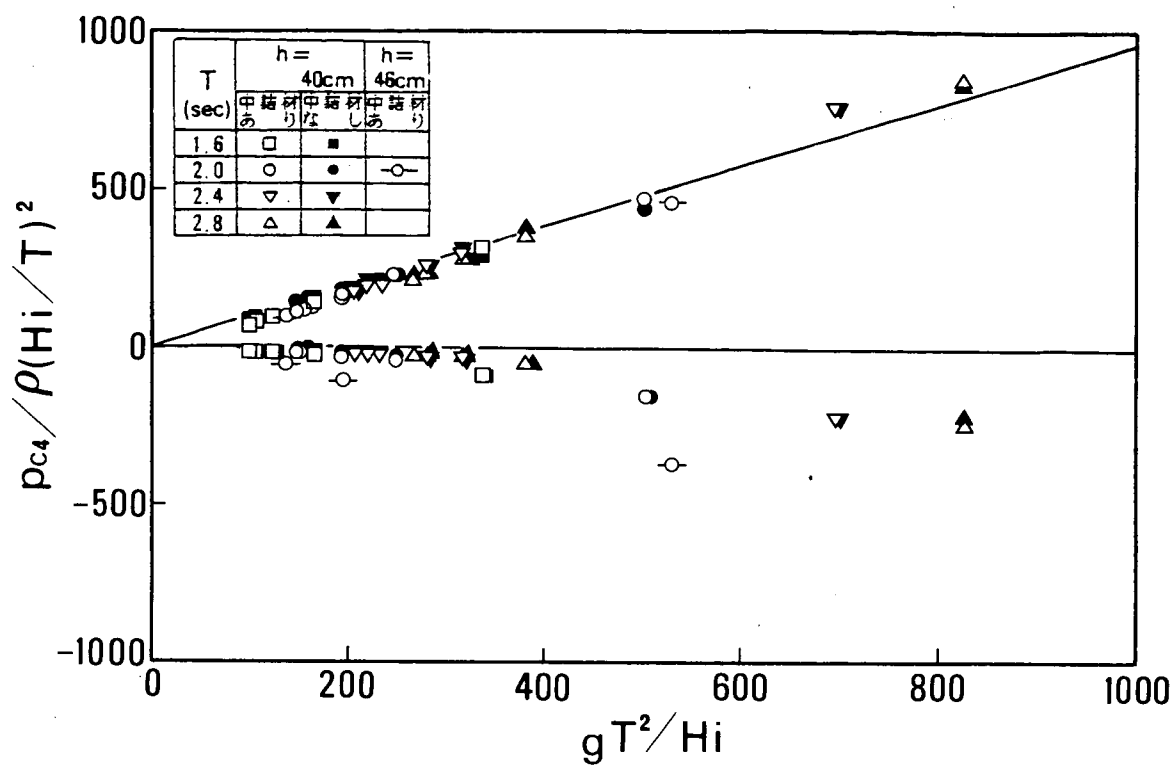


図-10.17 柱部材の無次元波圧 ϕ_{pc} と gT^2/H_i の関係 (b)単列潜堤 S2
(単列潜堤 S1, S2)

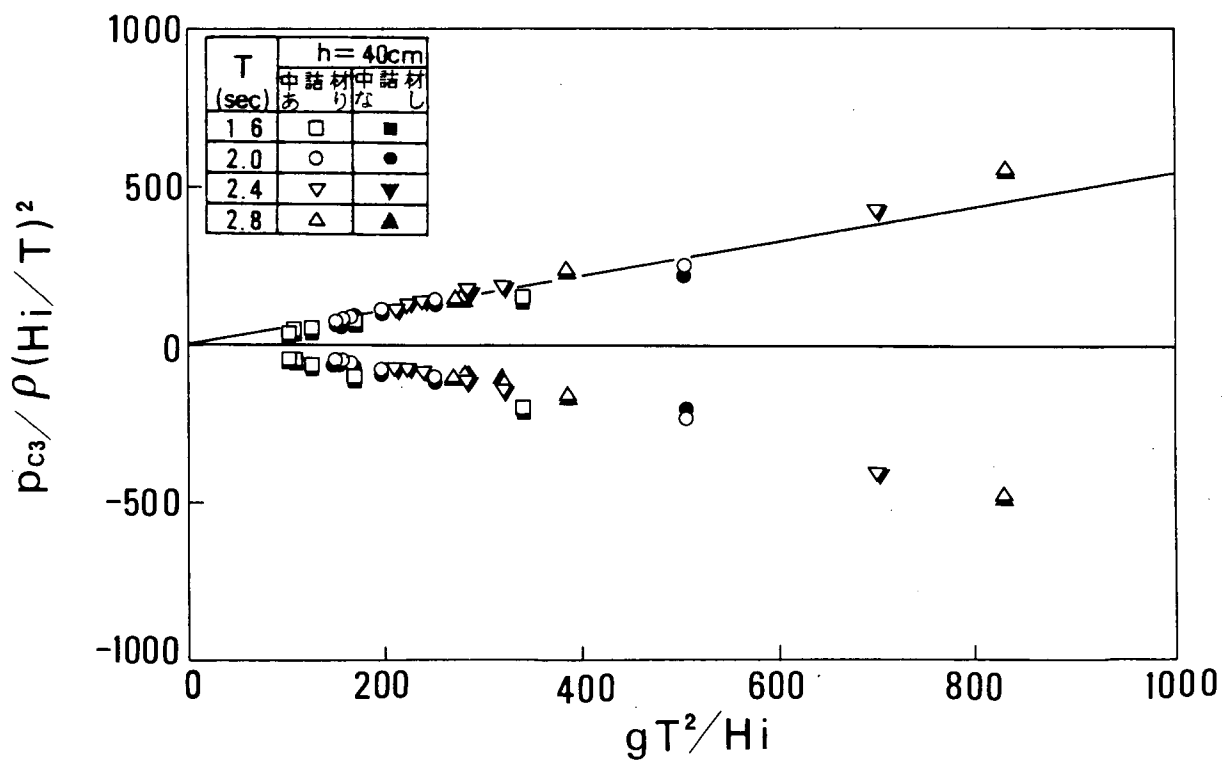
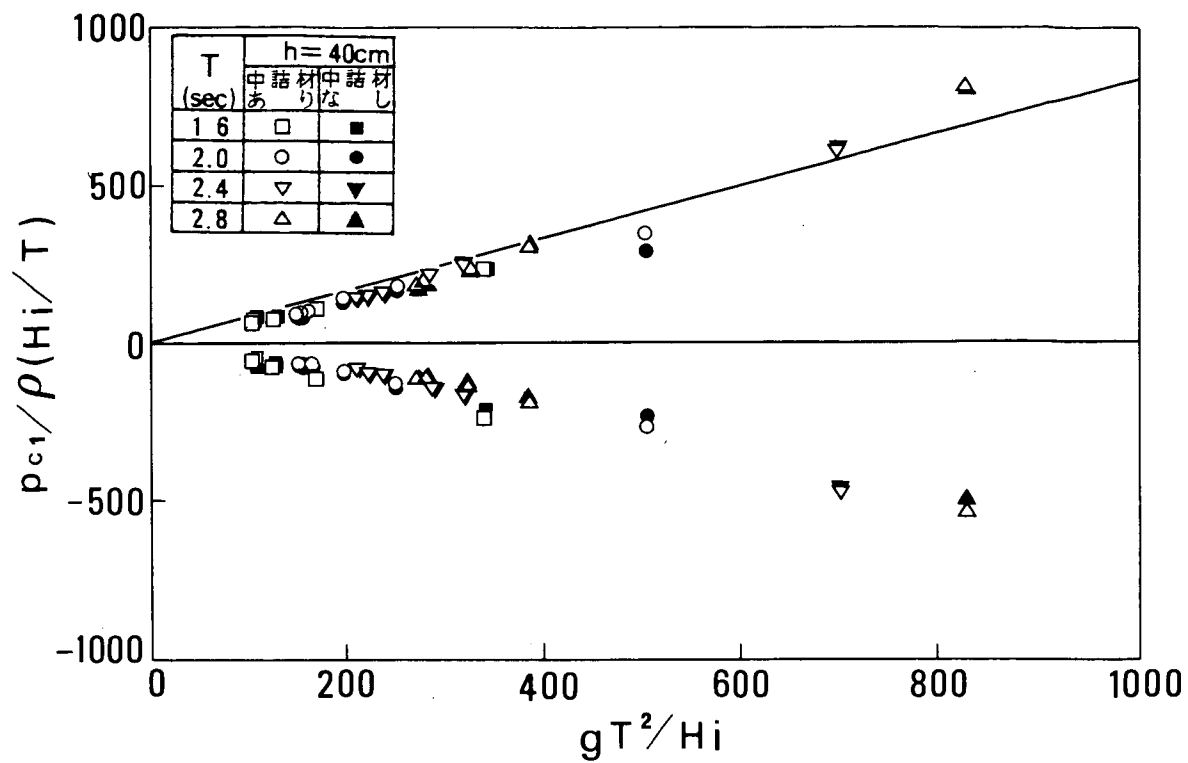


図-10.18 柱部材の無次元波圧 ϕ_{pc} と gT^2/H_i の関係 (a) 沖側潜堤
(複列潜堤, $\ell = 1.70$ m)

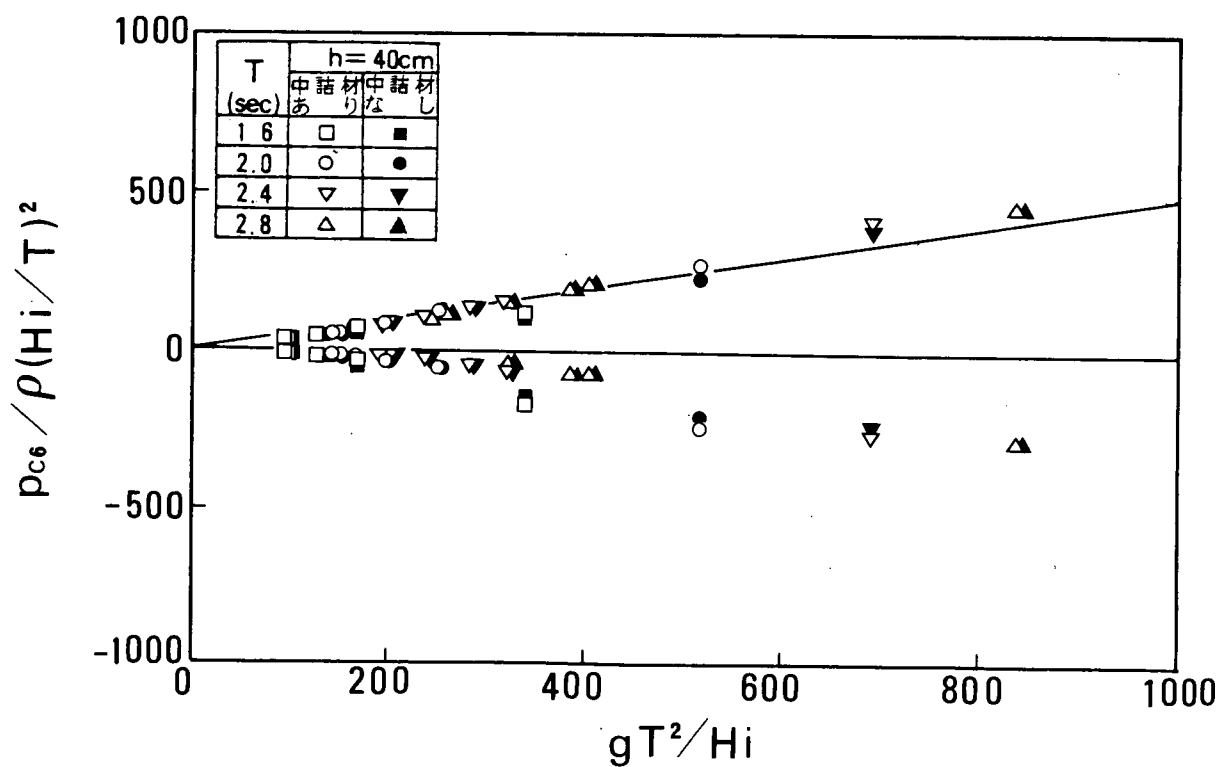
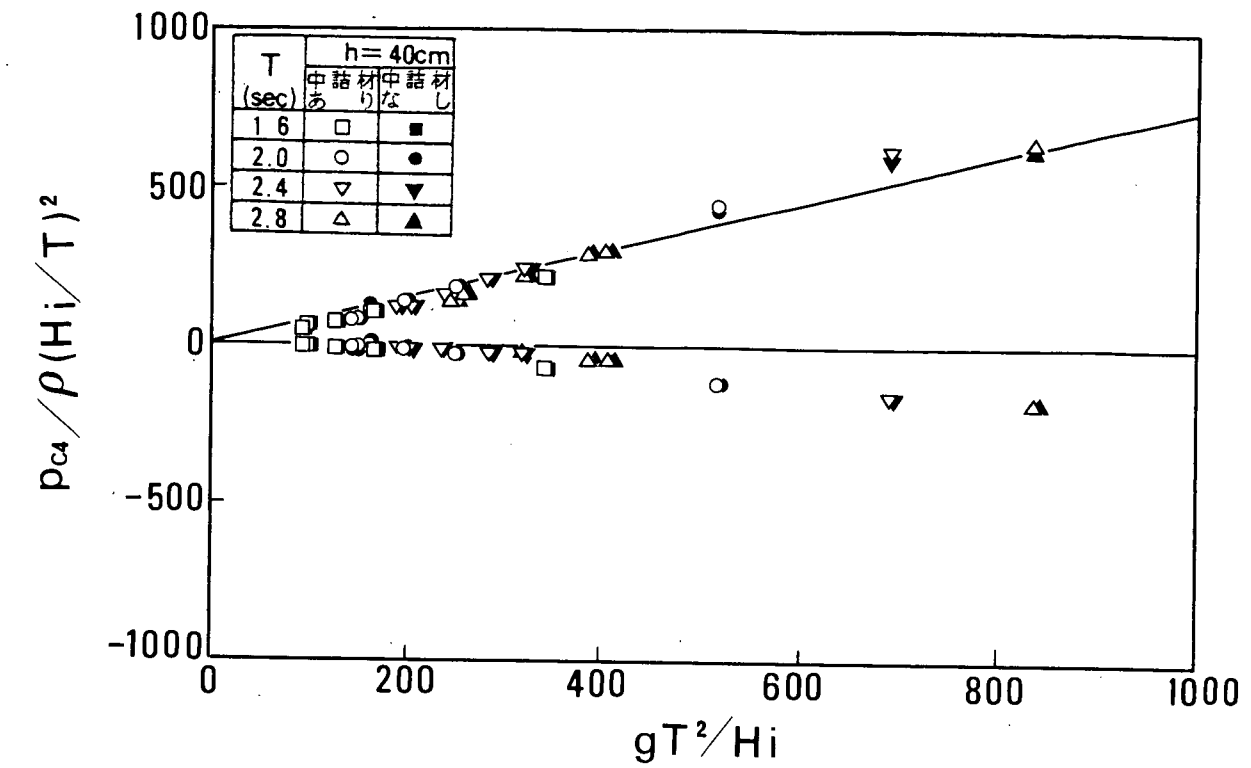


図-10.18 柱部材の無次元波圧 ϕ_{pc} と gT^2/H_i の関係 (b) 岸側潜堤
(複列潜堤, $\ell = 1.70$ m)

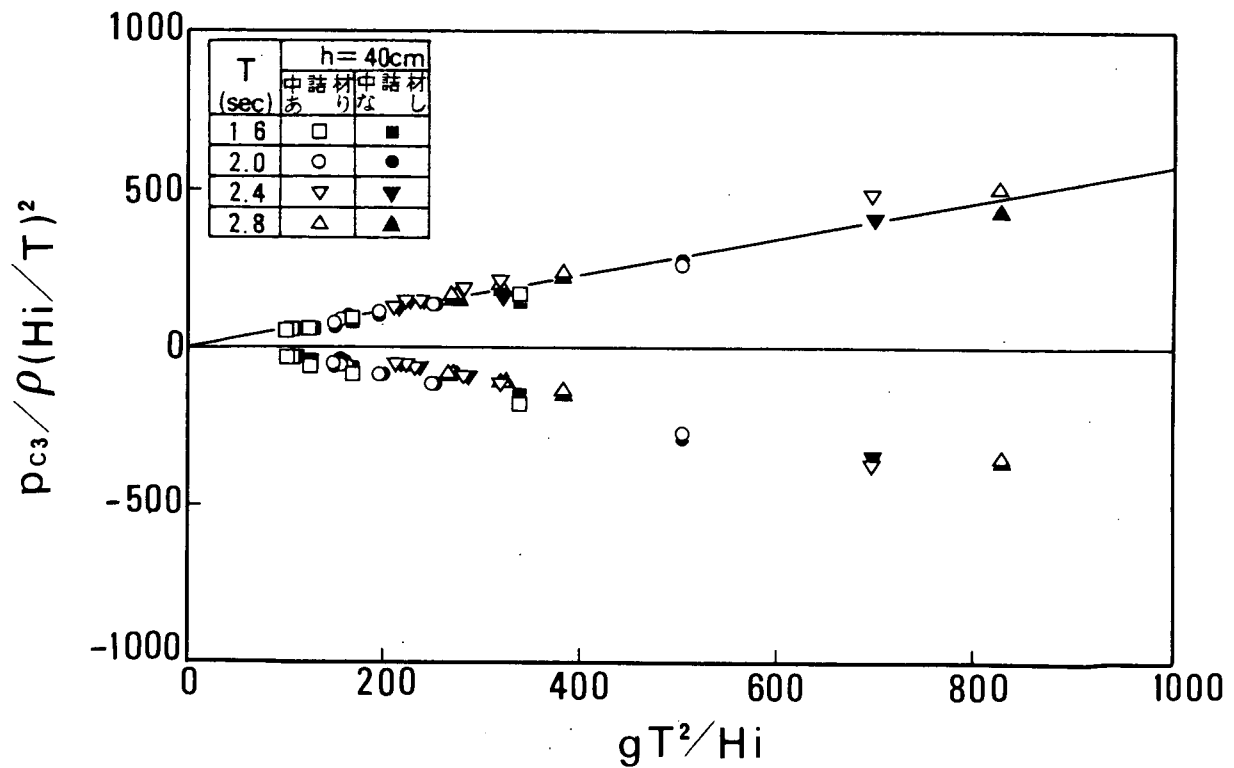
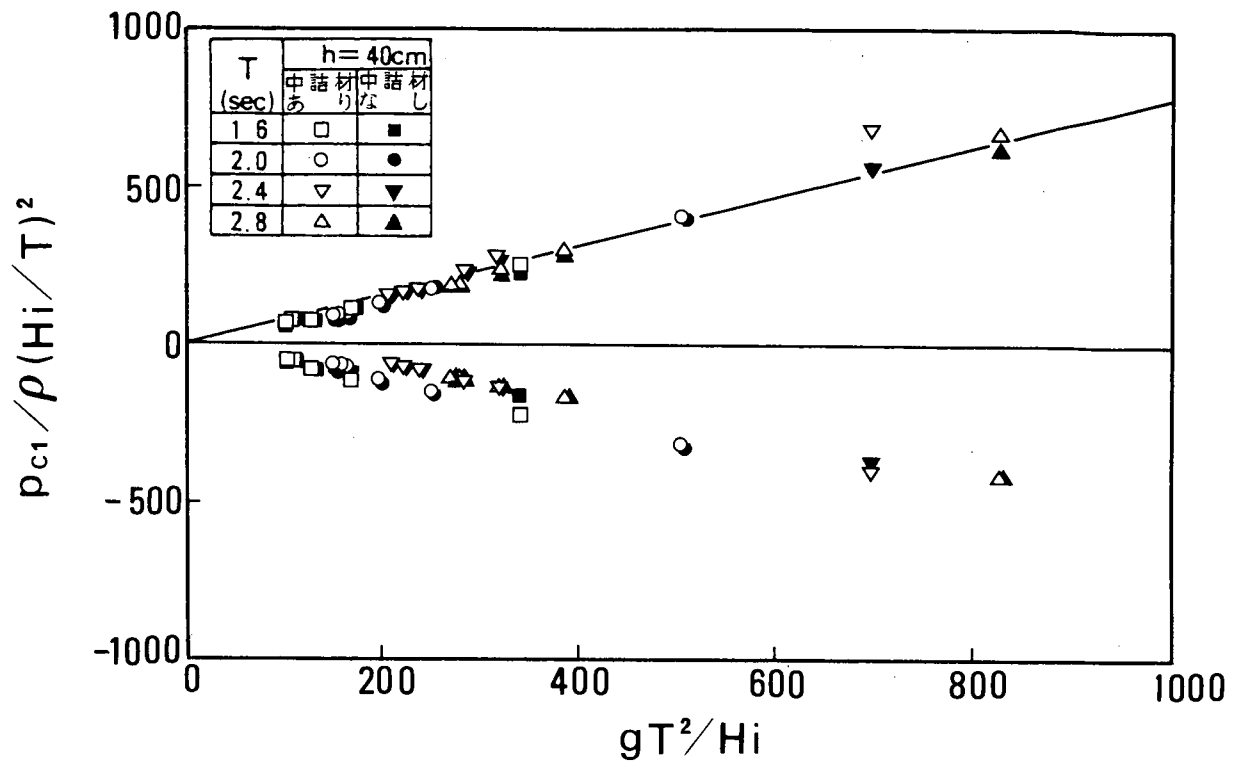


図-10.19 柱部材の無次元波圧 ϕ_{pc} と gT^2/H_i の関係 (a) 沖側潜堤 (複列潜堤, $\ell = 2.77$ m)

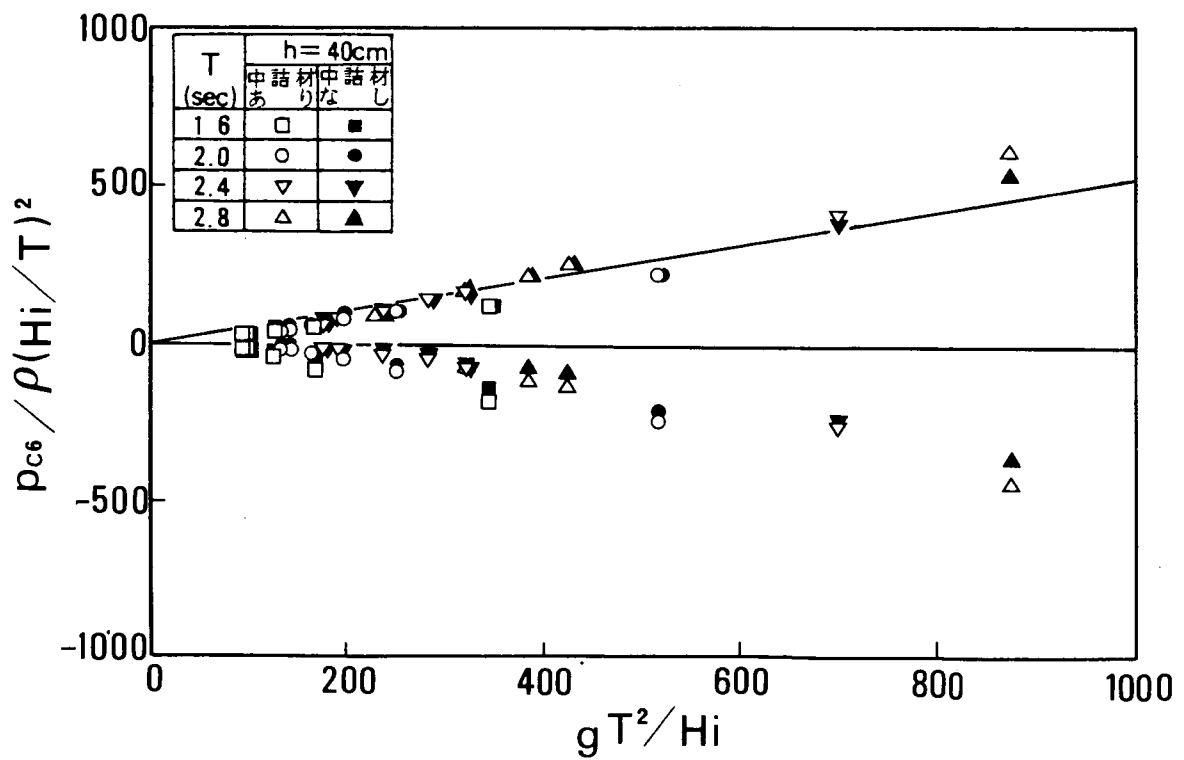
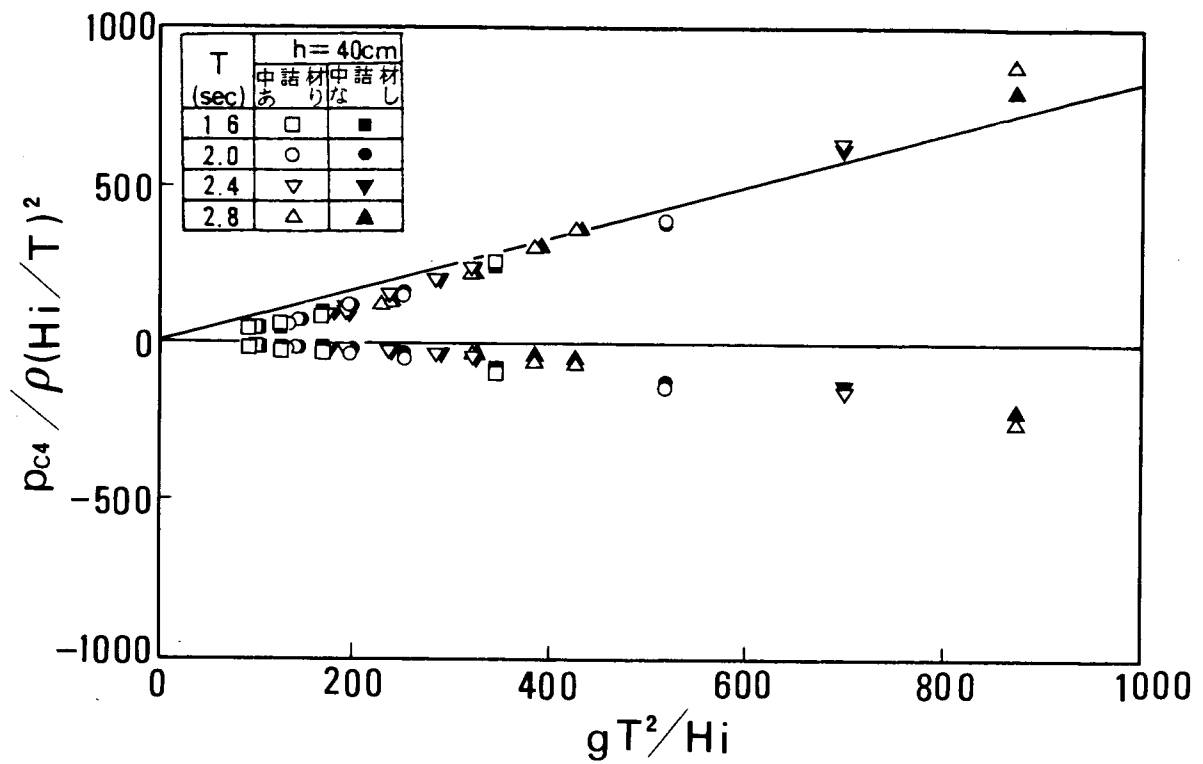


図-10.19 柱部材の無次元波圧 ϕ_{pc} と gT^2/H_i の関係 (b) 岸側潜堤
(複列潜堤, $\ell = 2.77$ m)

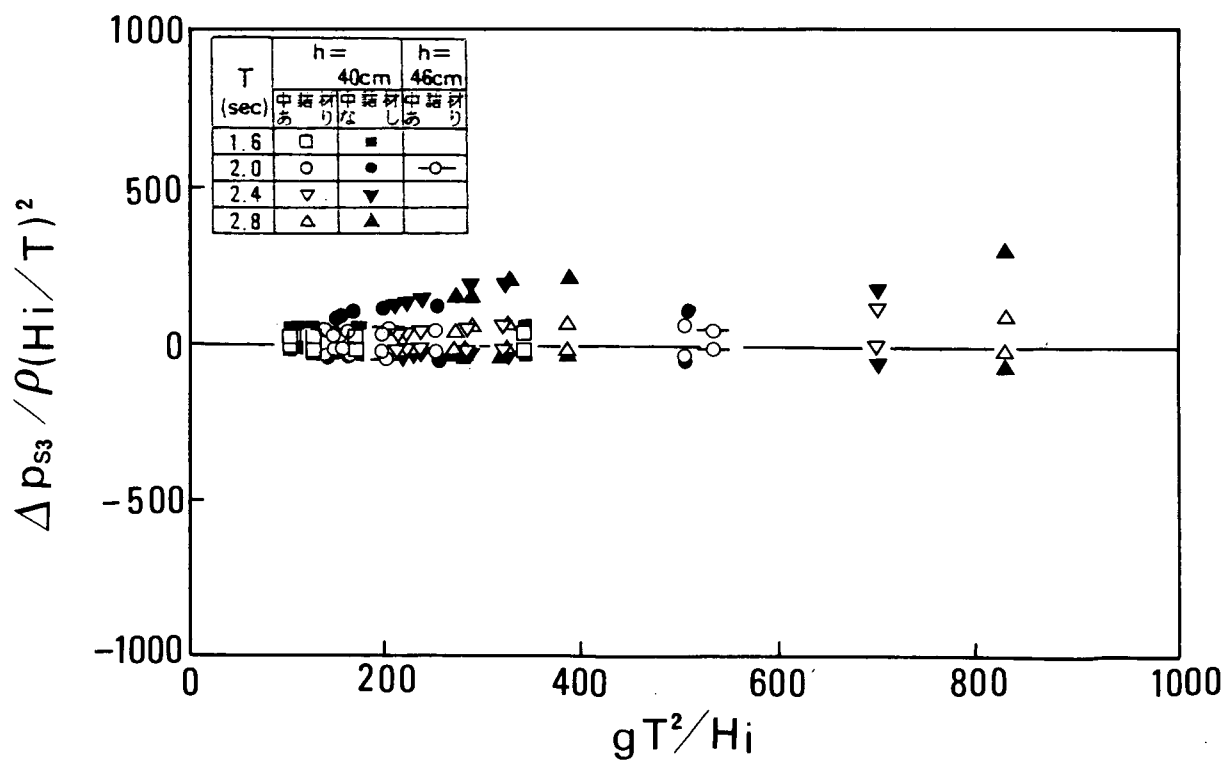
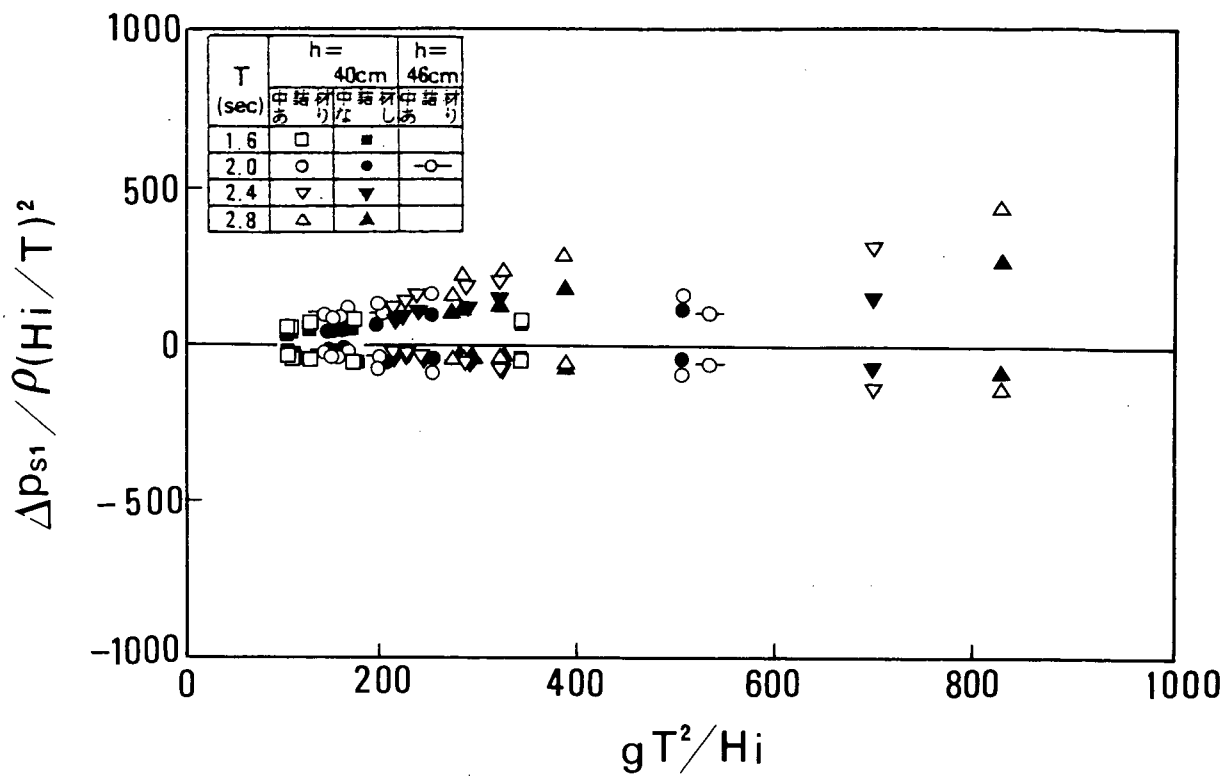


図-10.20 梁部材の無次元同時差圧 ϕ_{ps} と gT^2/H_i の関係 (a) 単列潜堤 S1
(単列潜堤 S1, S2)

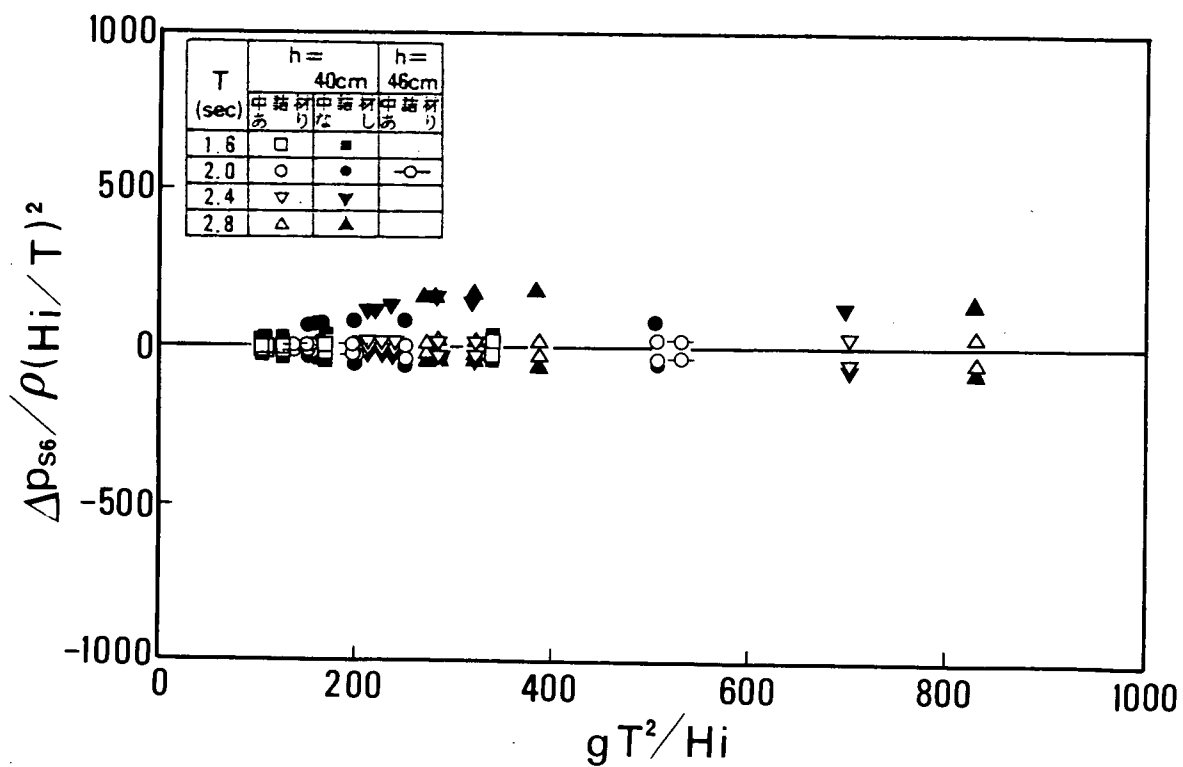
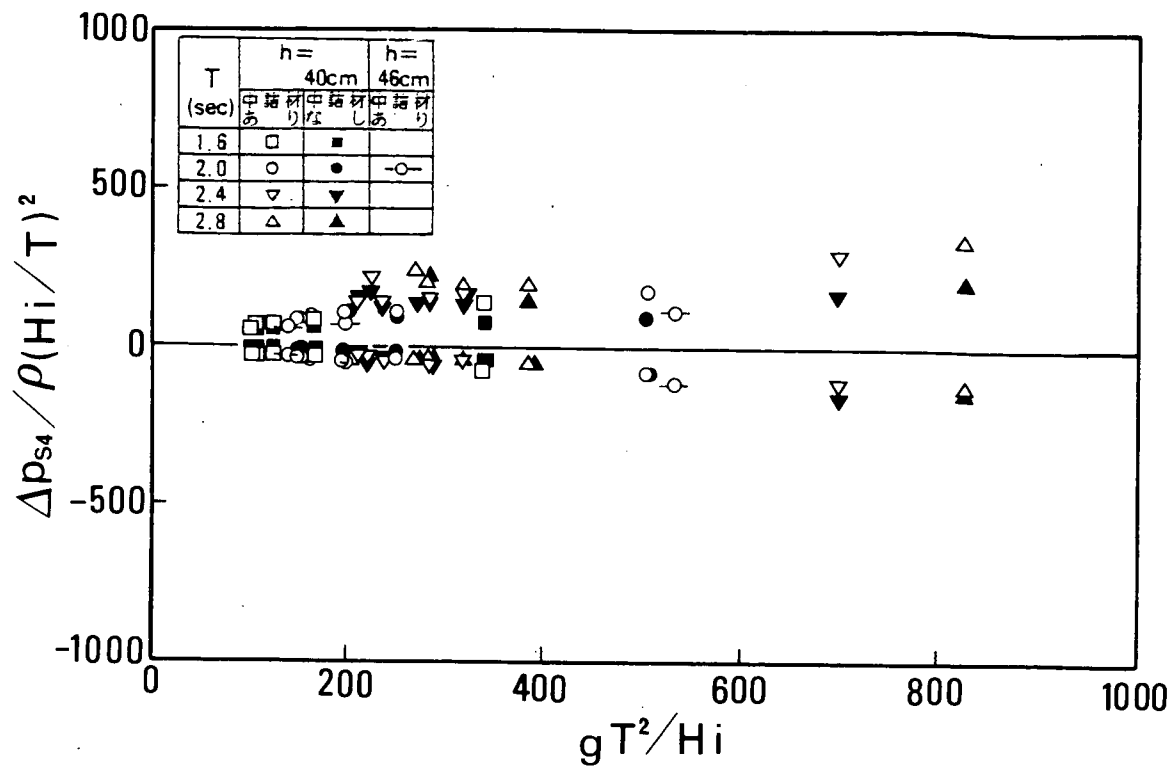


図-10.20 梁部材の無次元同時差圧 ϕ_{ps} と gT^2/H_i の関係 (b) 単列潜堤 S2
(単列潜堤 S1, S2)

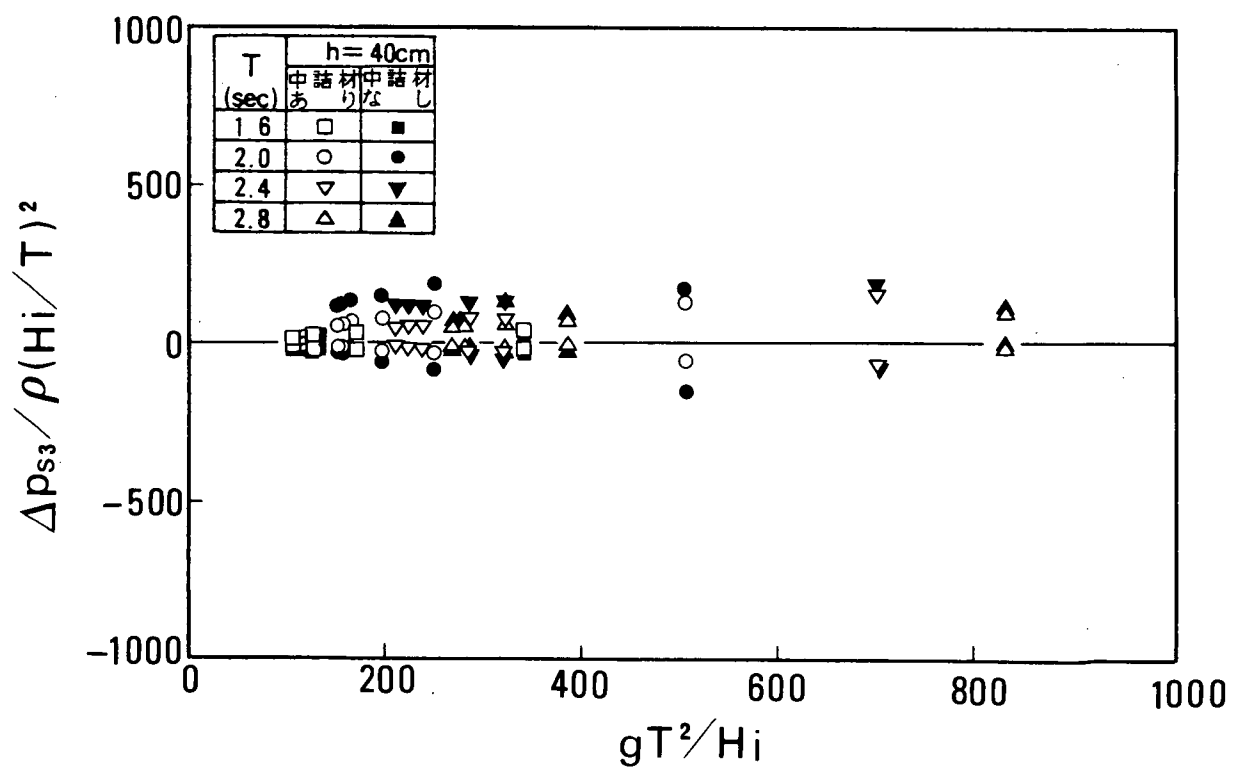
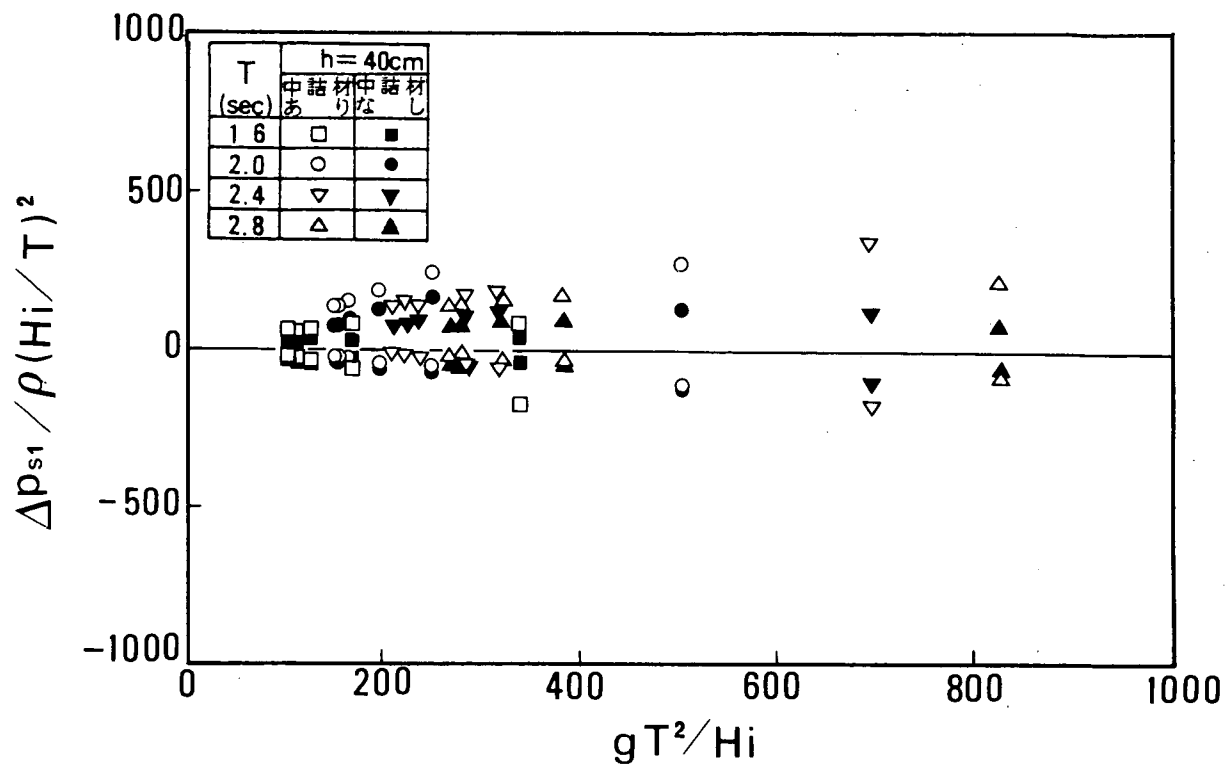


図-10.21 梁部材の無次元同時差圧 ϕ_{ps} と gT^2/H_i の関係 (a) 沖側潜堤 (複列潜堤, $\ell = 1.70$ m)

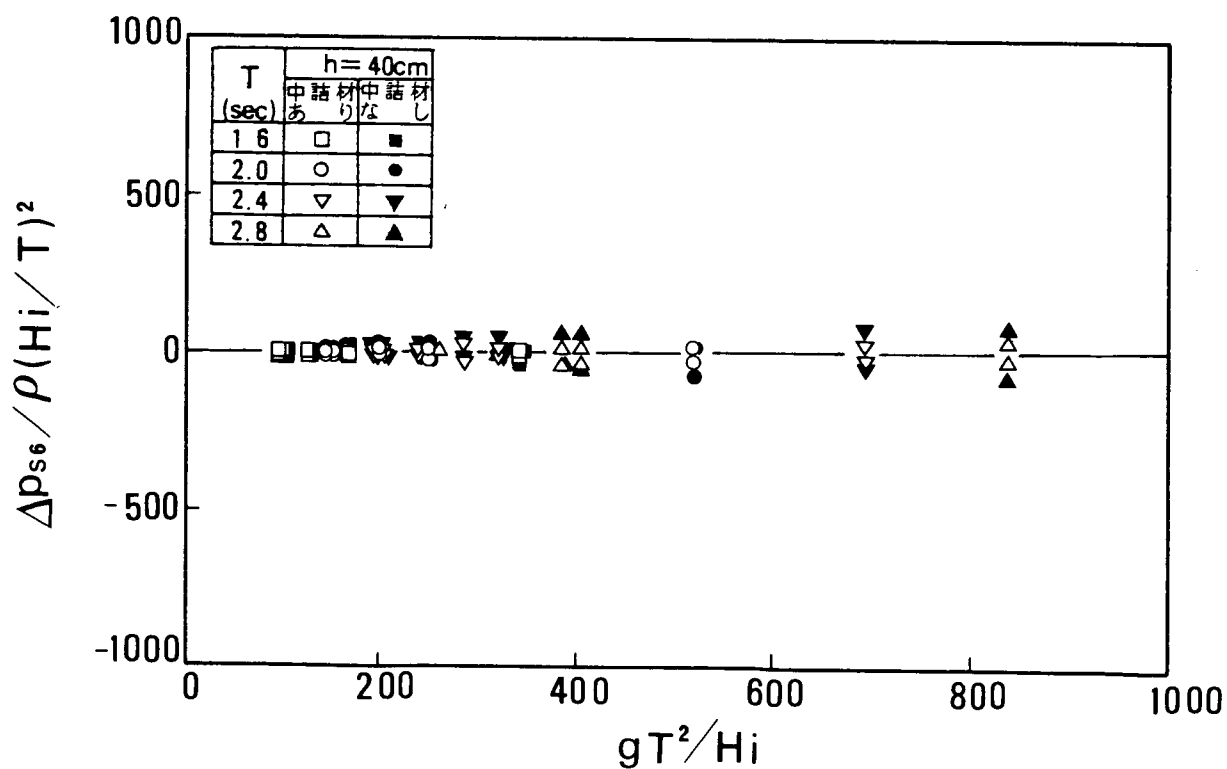
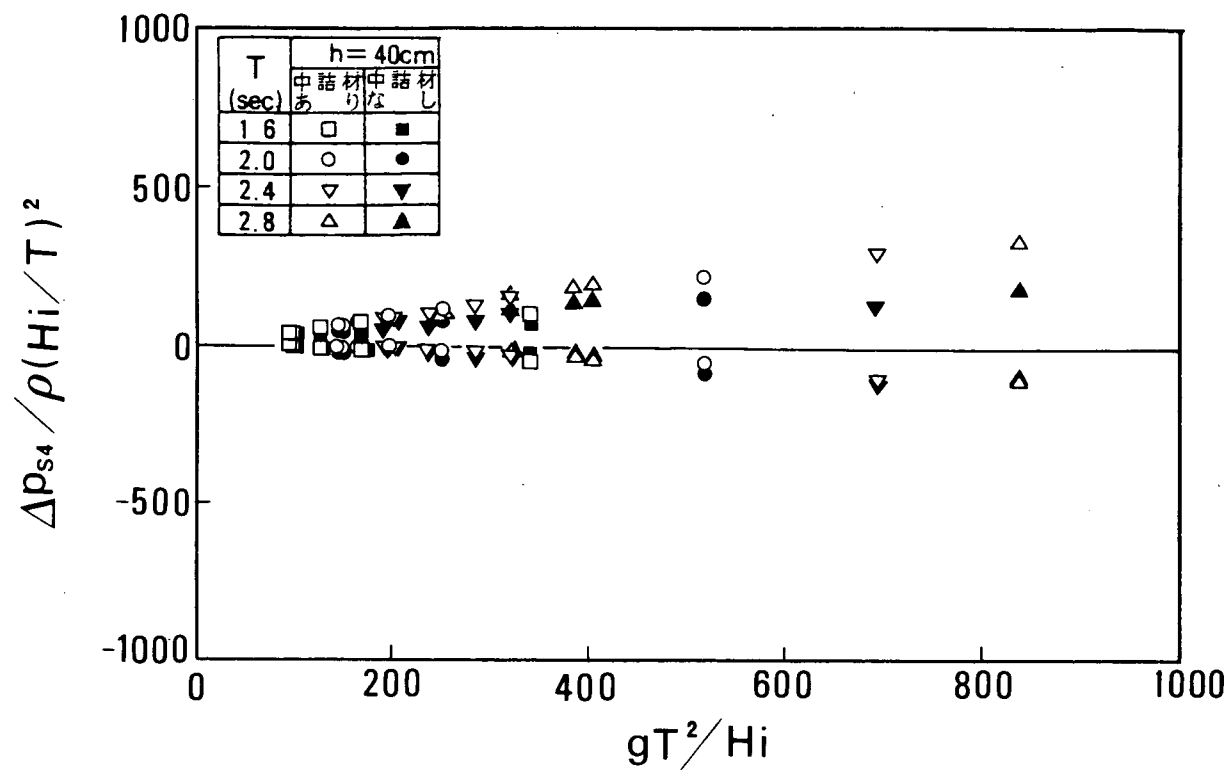


図-10.21 梁部材の無次元同時差圧 ϕ_{ps} と gT^2/H_i の関係 (b) 岸側潜堤
(複列潜堤, $\ell = 1.70$ m)

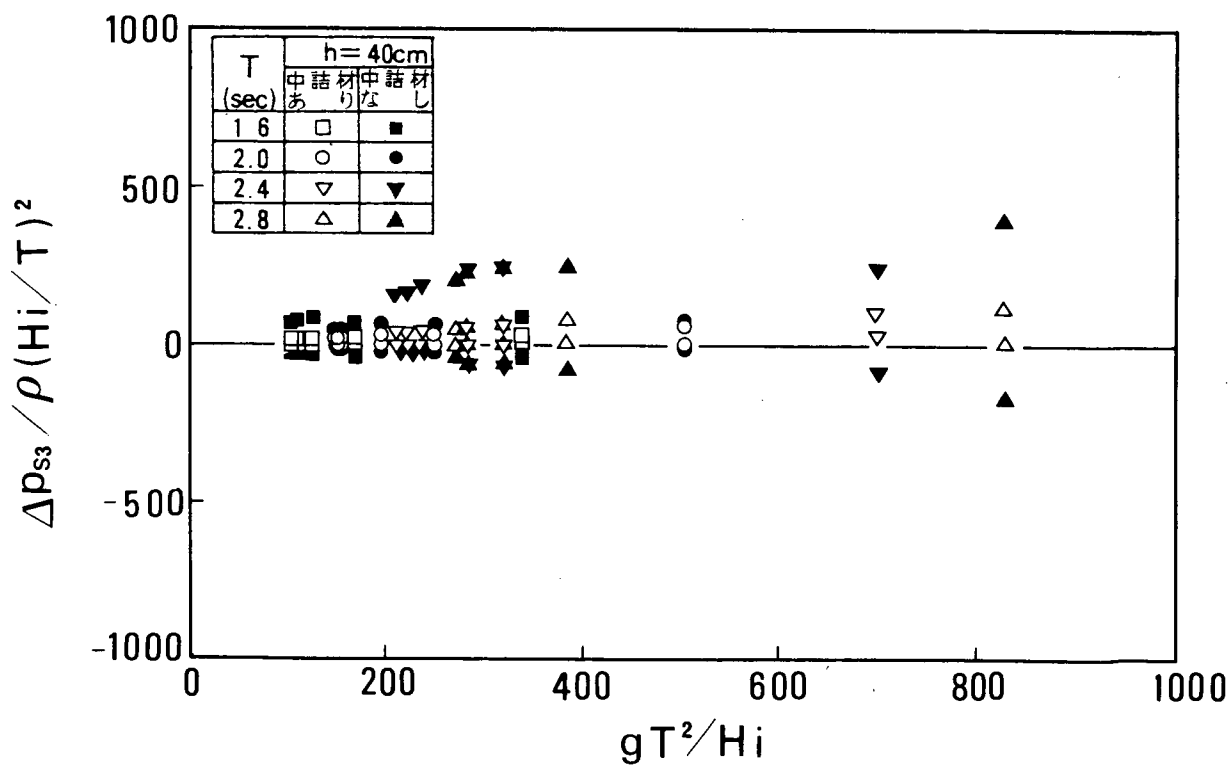
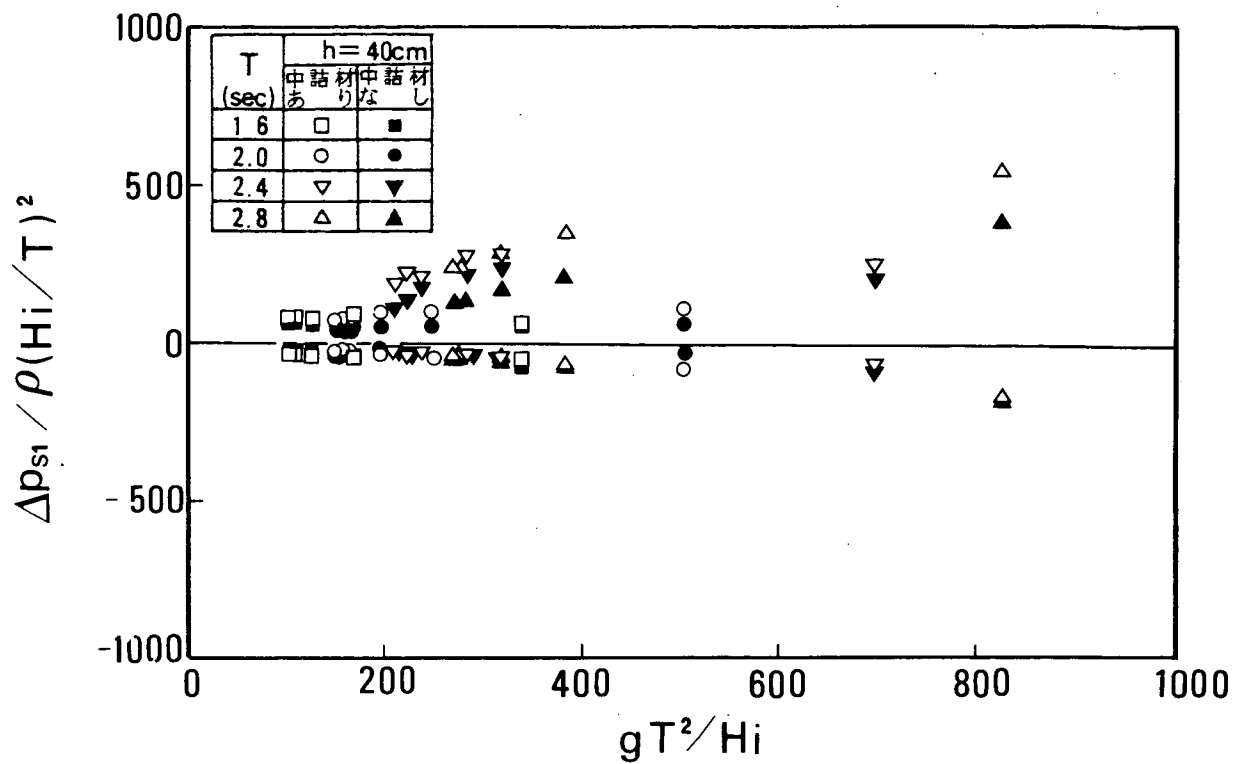


図-10.22 梁部材の無次元同時差圧 ϕ_{ps} と gT^2/H_i の関係 (a) 沖側潜堤 (複列潜堤, $\ell = 2.77$ m)

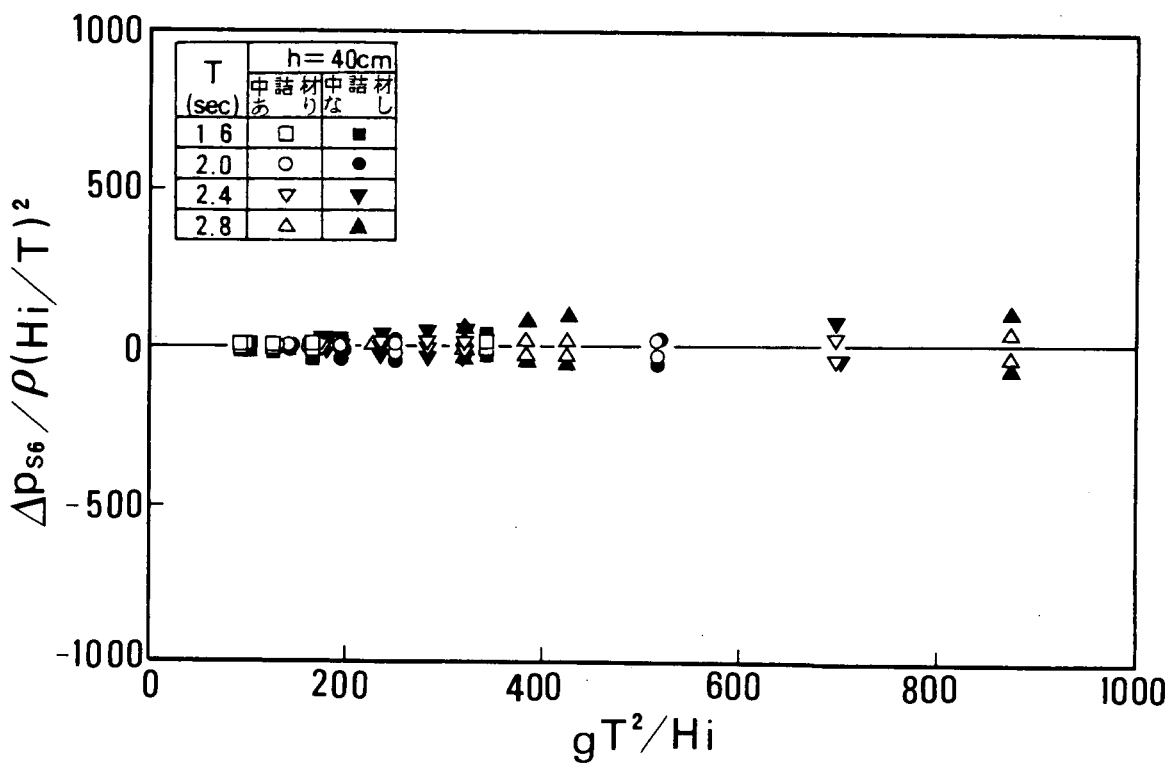
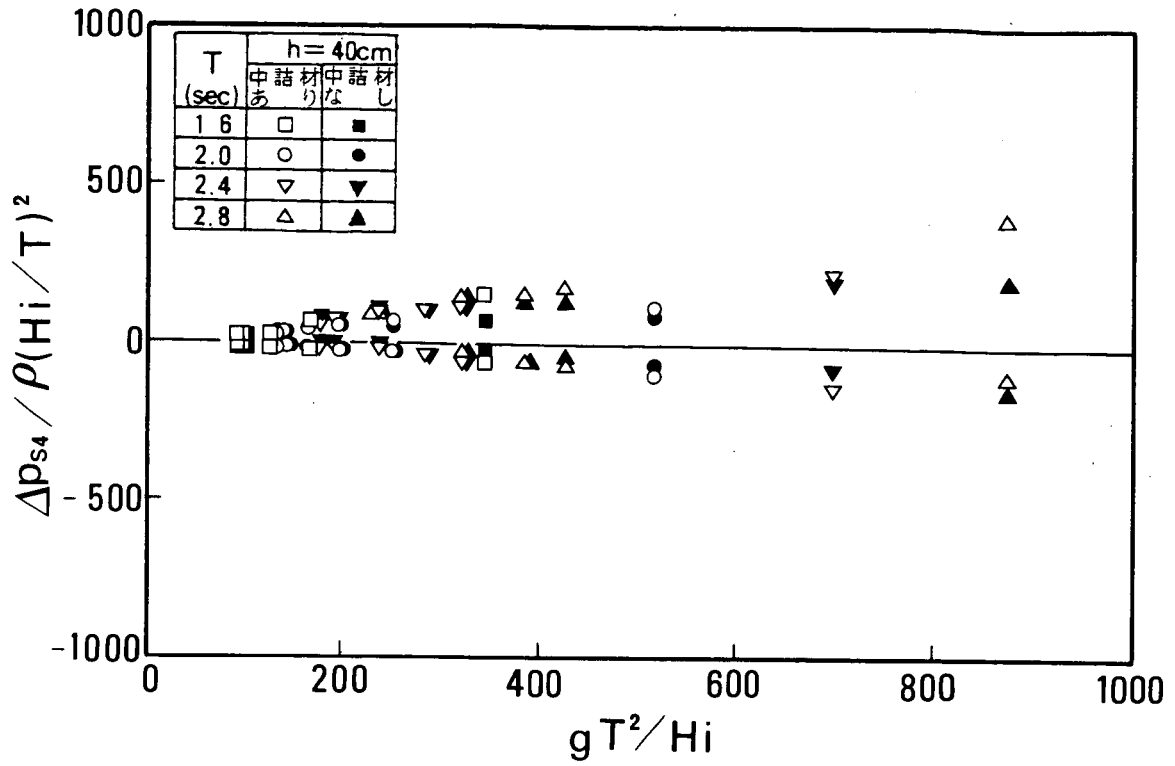


図- 10.22 梁部材の無次元同時差圧 ϕ_{ps} と gT^2/H_i の関係 (b) 岸側潜堤
(複列潜堤, $\ell = 2.77$ m)

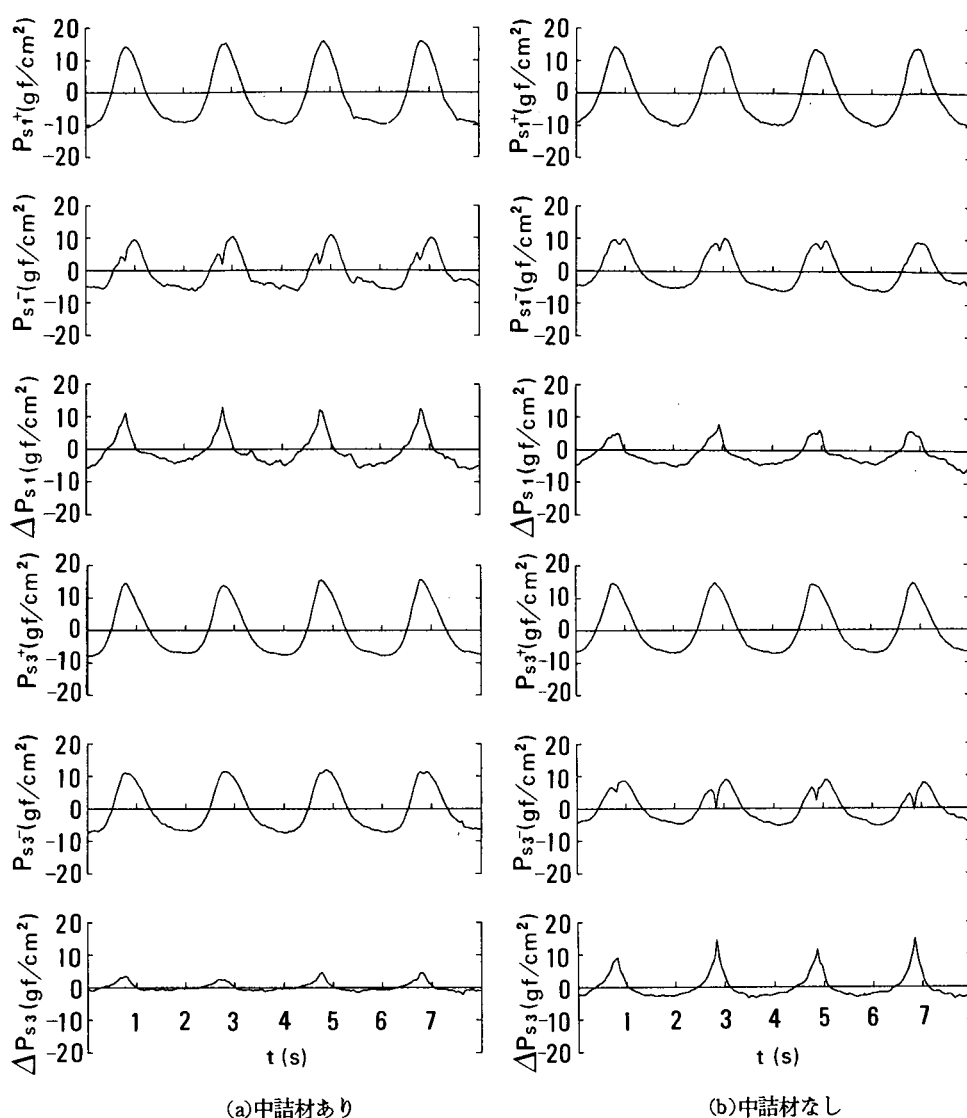
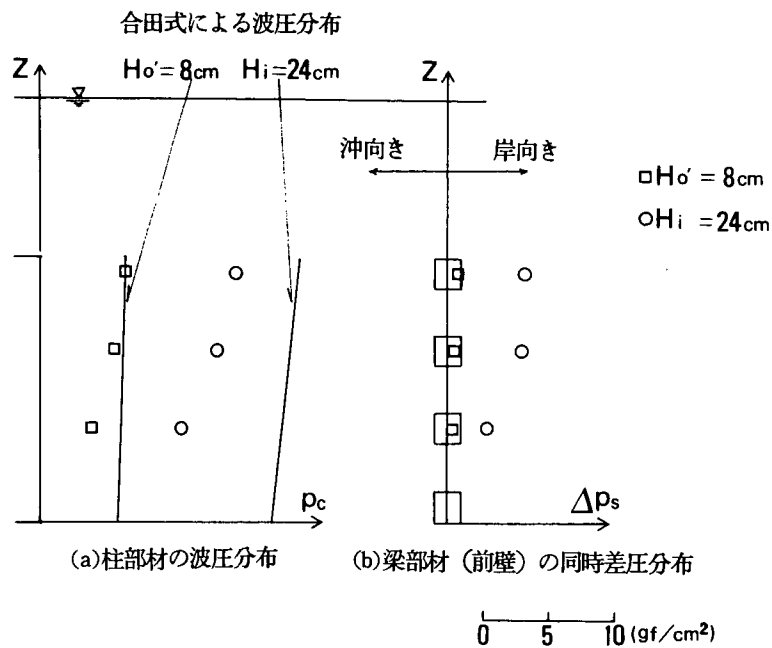


図-10.23 梁部材の表側，裏側に作用する波圧および同時差圧の時間変化

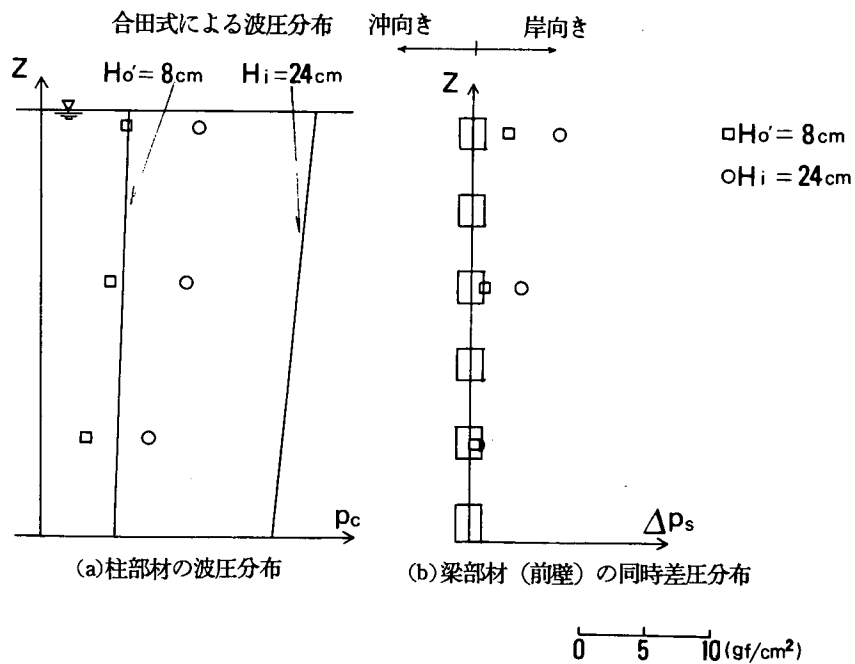
材の影響を受けることにはかならないと考えられる。

(3) 波圧および同時差圧の分布

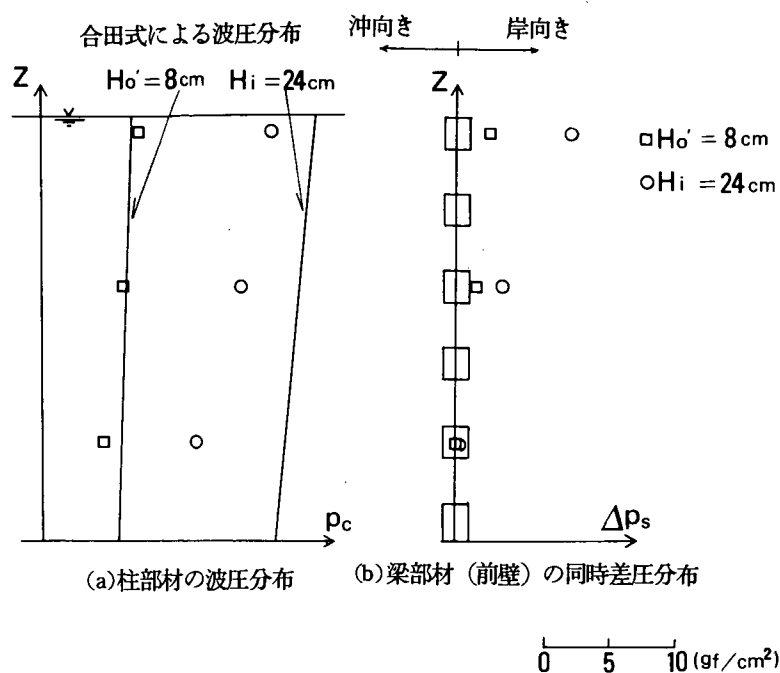
堤体前面の水位 η が最大となる時刻に，柱部材に作用する波圧および梁部材に作用する同時差圧の分布の一例を沖側，岸側潜堤別に図-10.24，10.25に示す。これらの図には合田式による波圧分布も併記した。図-10.24，10.25より，柱部材の堤体天端付近に作用する波圧は， $H_0' = 8$ cm の場合，合田式によるそれとほぼ同程度の大きさであるが， $H_0 = 24$ cm の場合は，合田式によるその60～75%である。また，波圧分布の勾配は，合田式による分布に比べ急である。一方，梁部材に作用する同時差圧は，水深が深くなると非常に小さくなる。図-10.26，10.27は単列潜堤S2の場合に，波圧および同時差圧の分布に及ぼす中詰材の影響を調べたものである。柱部材に作用する波圧の分布形状は中詰材の影響を受けないが，梁部材に作用する同時差圧は中詰材がない場合，水深が深くなってもそれほど小さ



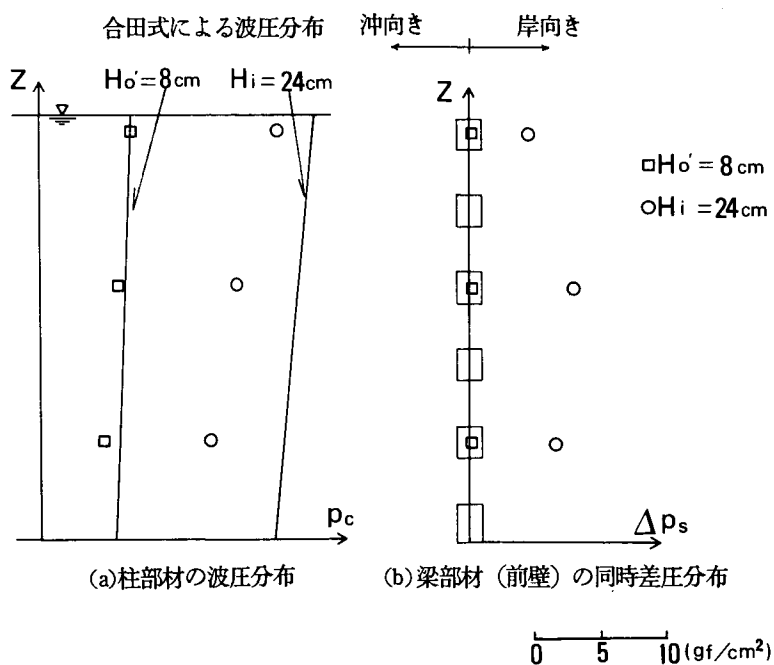
図－ 10.24 堤体前面の水位が最大となる時刻の波圧
および同時差圧の分布（複列沖側潜堤、
 $\ell = 1.70$ m, $T = 2.0$ s, $h = 40$ cm）



図－ 10.25 堤体前面の水位が最大となる時刻の波圧
および同時差圧の分布（複列岸側潜堤、
 $\ell = 1.70$ m, $T = 2.0$ s, $h = 40$ cm）



図－ 10.26 堤体前面の水位が最大となる時刻の波圧
および同時差圧の分布（単列潜堤 S2，
 $T = 2.0\text{ s}$ ， $h = 40\text{ cm}$ ，中詰材あり）



図－ 10.27 堤体前面の水位が最大となる時刻の波圧
および同時差圧の分布（単列潜堤 S2，
 $T = 2.0\text{ s}$ ， $h = 40\text{ cm}$ ，中詰材なし）

くならないことがわかる。

(4) 後壁に作用する波圧

後壁の梁部材に作用する同時差圧 (Δp_{s7} , Δp_{s9}) は単列潜堤 S2 の場合に測定した。この場合の無次元同時差圧 ϕ_{ps} と gT^2/H_i の関係を図-10.28 に示す。前壁の梁部材に作用する同時差圧 (Δp_{s4} , Δp_{s6} ; 図-10.20 (b)) と比較すると、後壁最上段の梁部材に作用する同時差圧 Δp_{s7} は中詰材あり、なしとも前壁の Δp_{s4} の 80~95% 程度である。一方、下部の梁部材に作用する同時差圧 Δp_{s9} は、前壁の Δp_{s6} の 50~65% 程度である。また、図-10.28 より、 Δp_{s9} は中詰材なしの場合の方が大きい。これは、堤体内の隔壁および中詰材を波が通過するときにエネルギーが損失するためである。後壁の Δp_{s7} と前壁の Δp_{s4} の比が大きいのは、堤体を越流した水塊が直接梁に当たるためと考えられる。

図-10.29 は堤体前面の水位 η が最大となる時刻において後壁梁部材に作用する同時差圧の分布である。後壁梁部材に作用する同時差圧は非常に小さい。 η が最大となる時刻に全水平波力および前壁に作用する波圧は最大であることから、全水平波力に及ぼす影響は前壁に作用する波圧が支配的であると考えられる。

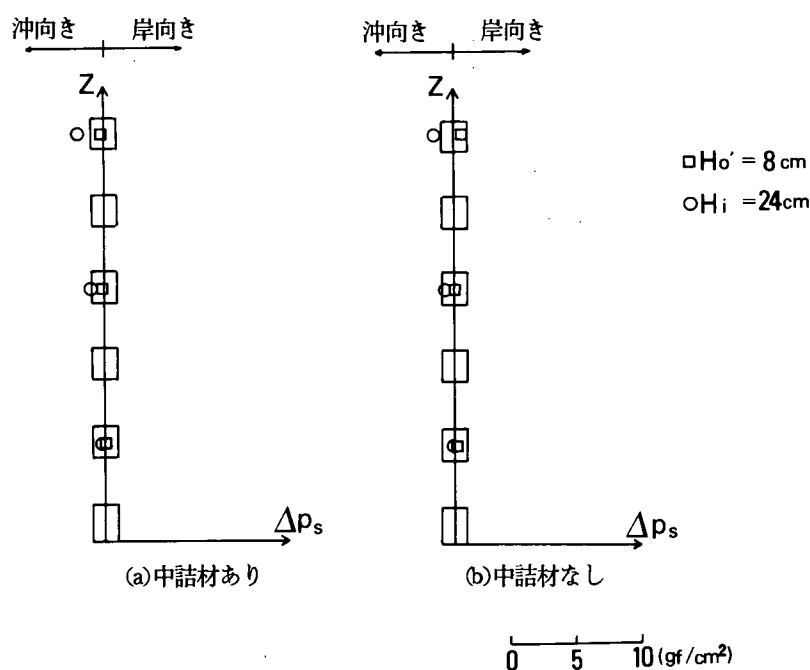


図-10.29 堤体前面の水位が最大となる時刻の後壁梁部材の同時差圧の分布 (単列潜堤 S2, $T = 2.0$ s, $h = 40$ cm)

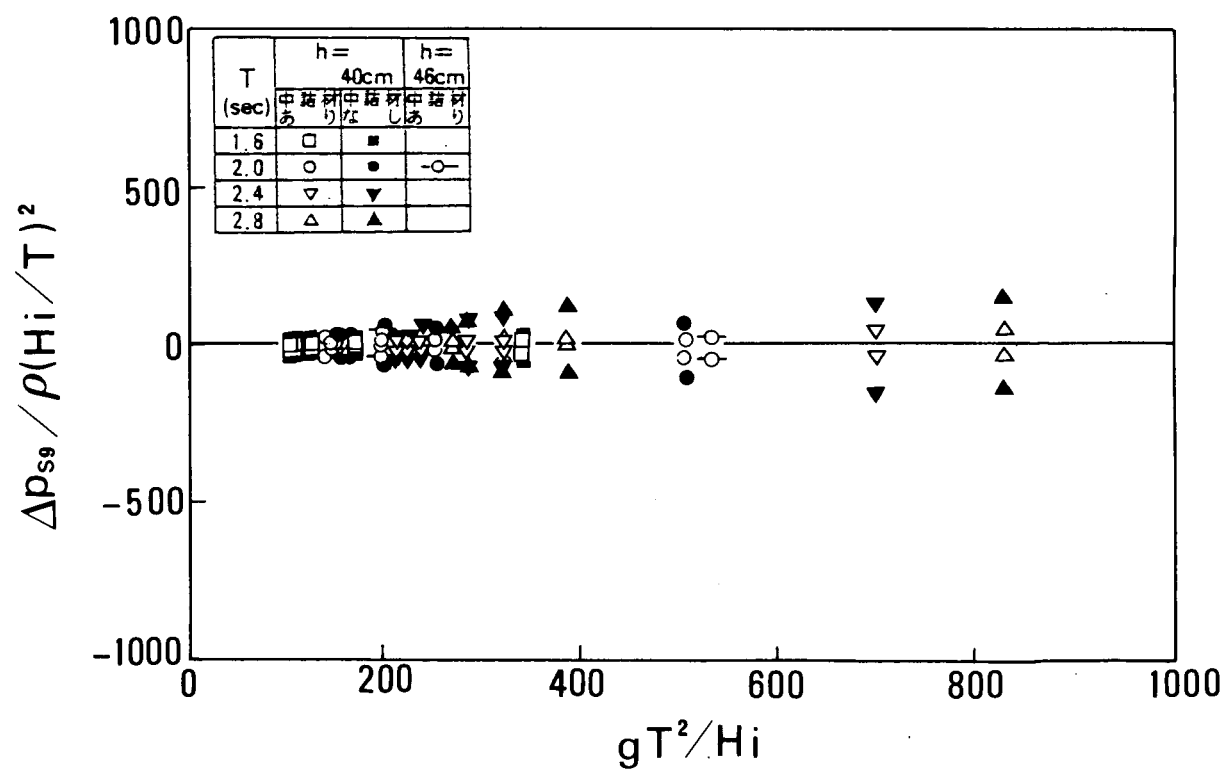
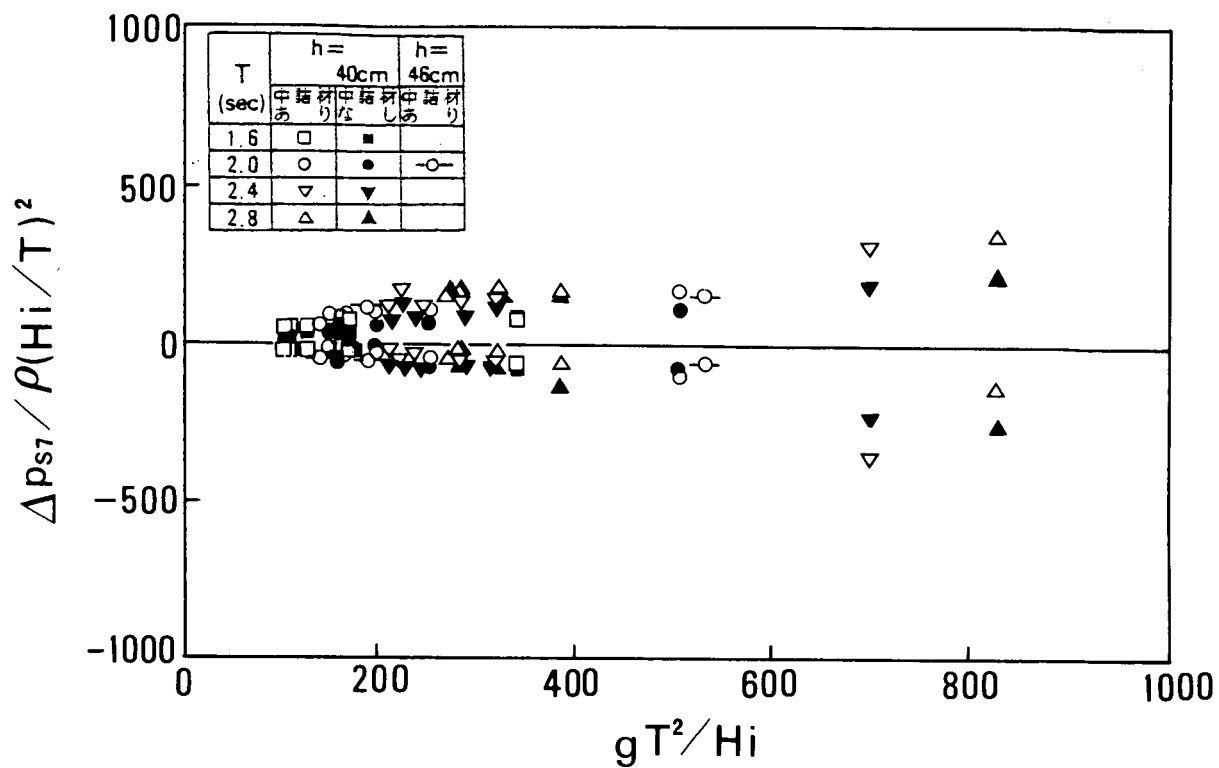


図-10.28 後壁梁部材の無次元同時差圧 ϕ_{ps} と gT^2/H_i の関係
(単列潜堤 S2)

10.5 ま と め

本実験により得られた複列透過性潜堤に作用する波力・波圧特性を要約すると以下の通りである。

- ① 全水平波力 F_x のピークは、堤体前面の水位 η と同時に生じた。全鉛直波力 F_z および堤体後趾回りのモーメント M と F_x の間には位相差があり、 F_z および M の位相が若干進んでいる。 F_x がピークとなる時刻の F_z は、 F_z のピーク値の80%以下であった。
- ② 無次元波力 ϕ_x および ϕ_z は、ほぼ gT^2/H_i に比例した。
- ③ 本実験の範囲では ϕ_x に及ぼす水深 h および潜堤間隔 ℓ の影響は少なかった。沖側潜堤の ϕ_x は、単列潜堤 S1 の ϕ_x と同程度の大きさであるが、岸側潜堤の ϕ_x は、沖側潜堤により波力が低減されるため単列潜堤 S2 の ϕ_x よりも小さかった。
- ④ ϕ_z に及ぼす ℓ の影響は少なかった。沖側潜堤の ϕ_z は単列潜堤 S1 の ϕ_z と同程度の大きさであるが、岸側潜堤の ϕ_z は単列潜堤 S2 の ϕ_x よりも小さかった。
- ⑤ 複列透過性潜堤の波力を合田式で評価することは困難であり、無次元波力 ϕ と gT^2/H_i の関係より評価する方が合理的である。
- ⑥ 柱部材に作用する波圧 p_c は、 η と同位相で変化する。梁部材に作用する同時差圧 Δp_s の変化は η の変化に比べて急であった。
- ⑦ 沖側潜堤の p_c および Δp_s は、単列潜堤 S1 の場合と同程度の大きさで、岸側潜堤の p_c および Δp_s は、単列潜堤 S2 の場合よりも小さかった。
- ⑧ 柱部材に作用する波圧は、中詰材の有無によらずほぼ同様な分布を示した。梁部材に作用する同時差圧は、最上段の Δp_{s1} 、 Δp_{s4} は中詰材ありの場合の方が大きく、逆に下部の Δp_{s3} 、 Δp_{s6} は中詰材なしの場合の方が大きかった。特に中詰材ありの場合は、水深が深い位置での同時差圧は非常に小さかった。
- ⑨ 岸側潜堤の後壁最上段の梁部材に作用する同時差圧は、中詰材あり、なしの場合とも前壁のその80~95%であった。水深が深い位置の同時差圧は、前壁に比べ50~65%程度で、中詰材ありの場合の前壁に対する比はより小さかった。また、 η がピークとなった時刻の後壁梁部材に作用する同時差圧は非常に小さかった。

参考文献

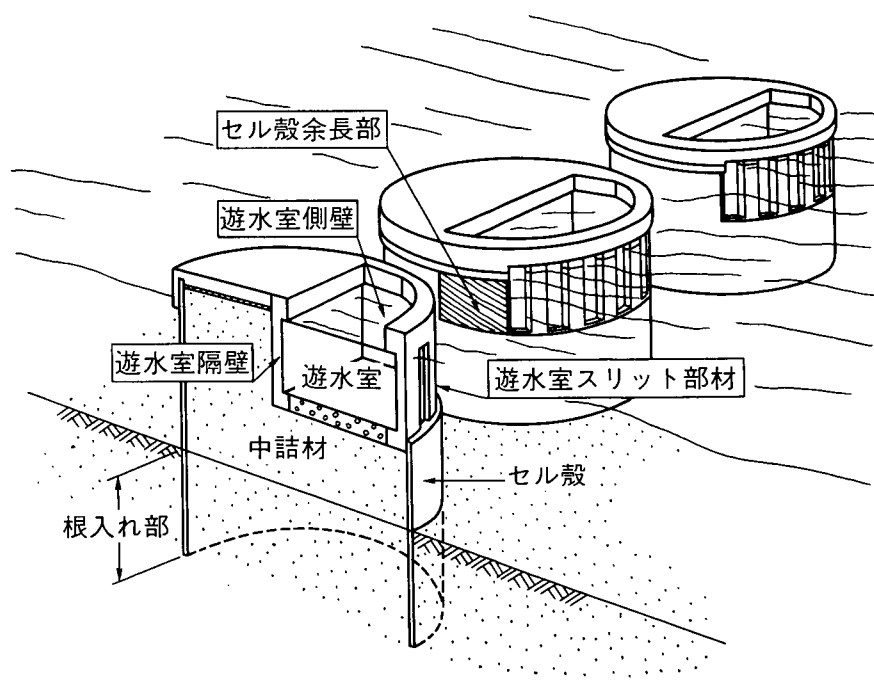
- 建設省土木研究所海岸研究室（1987）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(2)，土木研究所資料，No.2510，pp.7～17.
- 建設省土木研究所海岸研究室（1988）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(7)，土木研究所資料，No.2661，pp.105～116.
- 谷本勝利・高橋重雄・吉本靖俊（1983）：衝撃応答波形からの外力推定法について，港湾技研資料，No.474，24 p.

第11章 根入れ鋼板セル型海域制御構物の静的耐力に関する実験的検討

建設省土木研究所海岸研究室	室 長	宇 多 高 明
	研究員	小 俣 篤
構造研究室	室 長	横 山 功 一
	研究員	澤 田 憲 文
		金 子 学
住友金属工業株式会社	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
	東京土木海洋設計室	柳 本 泰 伴
	東京土木海洋設計室	北 村 卓 也
	東京土木海洋設計室	神 谷 光 昭
東亜建設工業株式会社	技 術 開 発 部	荻 野 秀 雄
	水 理 研 究 室	堺 和 彦
	設 計 第 一 課	小 堀 共 生
	水 理 研 究 室	大 中 晋

11.1 まえがき

根入れ鋼板セル型海域制御構造物は、根入れ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、スリット付遊水室を設けて消波効果を高めたもの（遊水タイプ、図－11.1）とに分かれる。これらのタイプの消波性能、作用波力および構造物周辺の洗掘等の水理特性は、既に明らかにされている（建設省土木研究所，1987，1988a，1988c，1989a，1989b）。一方、本構造物に波力が作用した場合の安定性に関しては、従来の根入れ鋼板セルの設計と同様、セル体を地盤に弾性支持された剛体とみなす方法（沿岸開発技術研究センター，1985）が利用でき、実際、これに基づいて実海域を想定したフィジビリティ・スタディーも行われている（建設省土木研究所，1988b）。基本タイプは、その構造が従来の根入れ鋼板セルと同一であるため、安定性の検討に上記の方法を適用できると思われる。しかし、遊水タイプの場合、セル体上部に半円状の遊水室が存在し、これにより自重の偏心が生じるので、セル全体の安定性が基本タイプより低下することが予想される。また、遊水室に作用する波力は、遊水室背後部のセル体に伝達されるが、この部分は基本タイプと異なり半円形であるため、構造物全体が安定性を失う以前の荷重で破壊する可能性が考えられる。そこで、静的水平載荷模型実験を実施し、これらの問題について検討した。



図－11.1 根入れ鋼板セル型海域制御構造物の概念図

11.2 全体耐力実験

(1) 実験方法

実験は、住友金属工業㈱波崎研究センター構造実験棟において実施した。図－11.2に示すように、基本タイプ1種類（No A1）、遊水タイプ2種類（No A2，No A3）、計3種類の鋼板セル（直径80cm，高

さ 87.5cm, 板厚 0.5 mm) を砂地盤に 25cm 根入れし, 図中に示す载荷位置に油圧ジャッキによる水平荷重を静的に加え, セルの水平変位等を測定した。No A 1 および No A 2 の载荷治具を図- 11.3 に, また No A 3 の载荷治具を図- 11.4 に示す。地盤は深さ 1.3m の土槽内に乾燥砂を深さ 1.25m となるまで投入して造り, セルの根入れ深さの 5 倍の地盤厚を確保した。地盤の整形およびセルの中詰は, 乾燥砂を約 20~30cm の高さから投入することにより行い, 締固めは特に行わなかった。なお, No A 1 においては, 他の 2 つのケースとセルの自重を等しくするために中詰天端面を G. L. + 50cm とした。地盤お

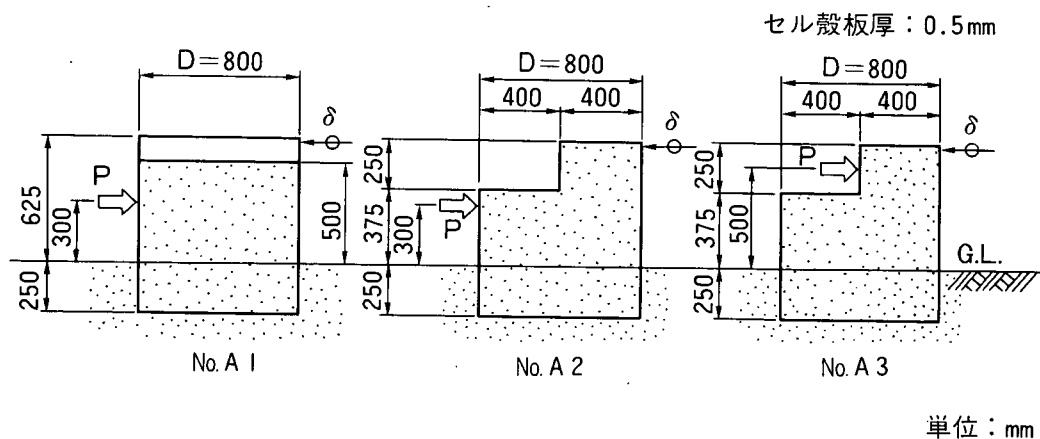


図- 11.2 全体耐力実験の方法

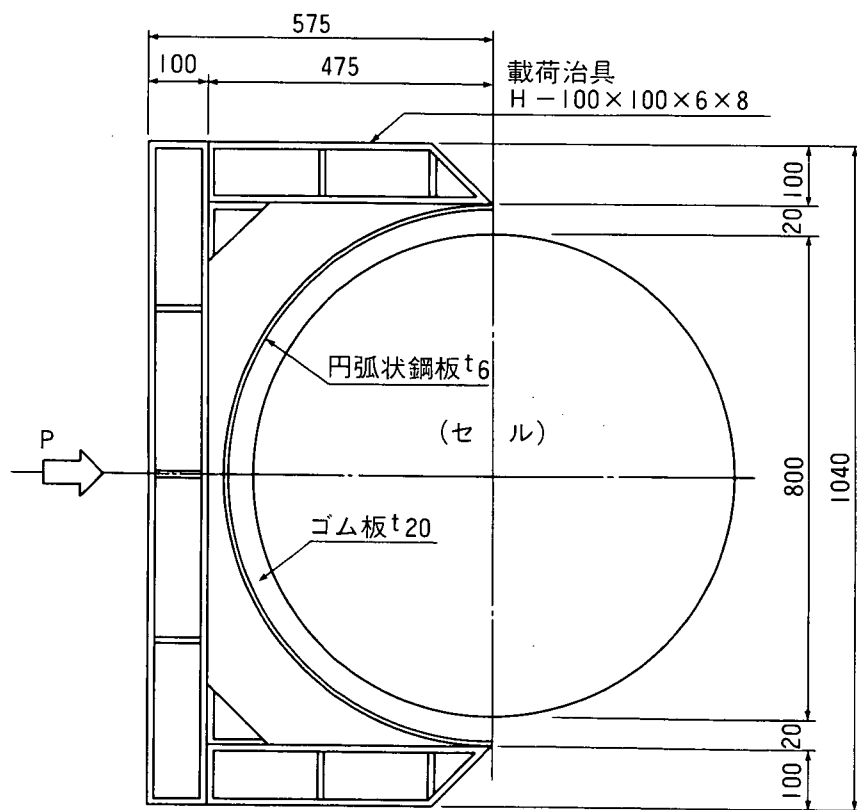


図- 11.3 载荷治具 (No A 1, No A 2)

よびセルの中詰には表-11.1に示す乾燥砂を用い、実験スケールは、1/20とした。

(2) 実験結果

No. A1, A2における荷重 P とセル頂部における水平変位 δ の関係を図-11.5に示す。図中の1点鎖線は自重偏心を無視した現行設計法による計算値である。計算に当っては、表-11.1に示す土質定数を用いた。図によれば、自重偏心によって水平変位は増大するが、実験値と計算値とを比較するとその傾向は類似している。同様に、No. A3における実験値と計算値との比較を図-

11.6に示すが、この場合も両者はほぼ対応している。さらに、通常のセルの設計において許容変位とされている、セルの高さの1.5% ($\delta_a = 9\text{mm}$) 程度以下の変位レベルにおいて、計算値は実験値より大きな変位を示しており、安全側となっている。したがって、本構造物の安定計算には自重偏心を無視した現行設計法をほぼ準用できるものと思われる。

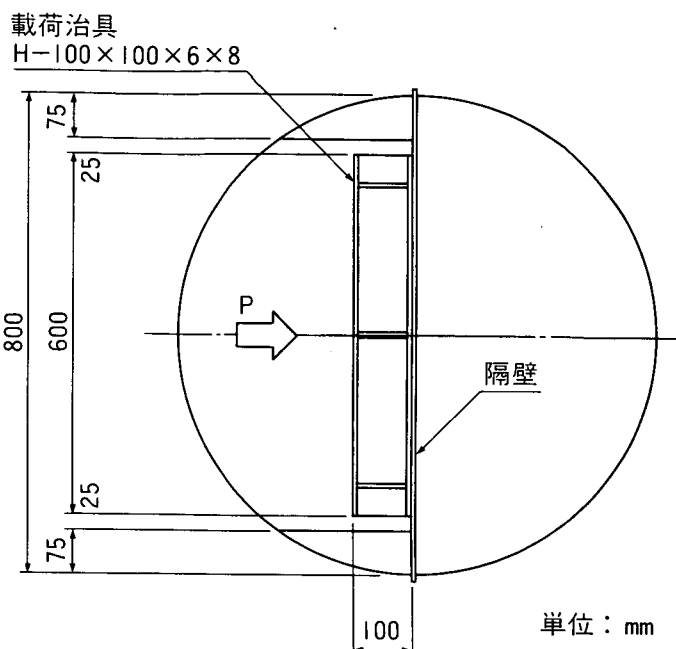


図-11.4 載荷治具 (No. A3, No. B1, No. B2)

表-11.1 実験に用いた砂の諸定数

単位体積重量： γ	1.67g/cm ³
含 水 比： ω	0.20%
砂粒子の比重： G_s	2.67
平均粒径： D_{50}	0.43mm
均等係数： U_c	3.63
内部摩擦角： ϕ	36°
壁面摩擦角： δ	21°

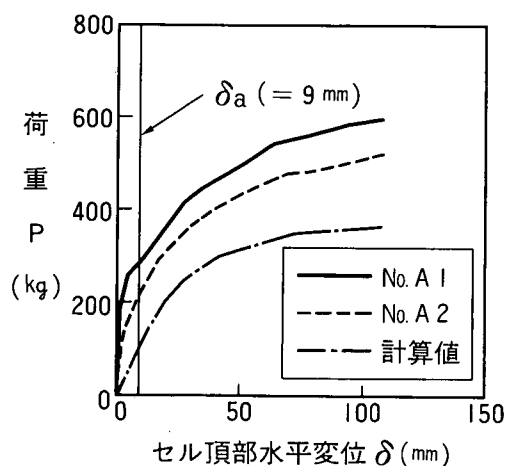


図-11.5 荷重とセル頂部水平変位の関係 (No. A1, No. A2)

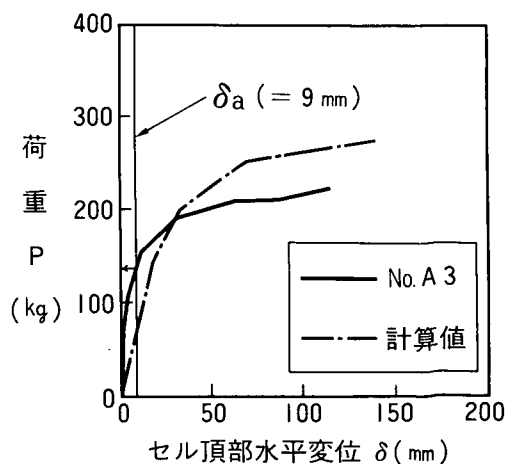
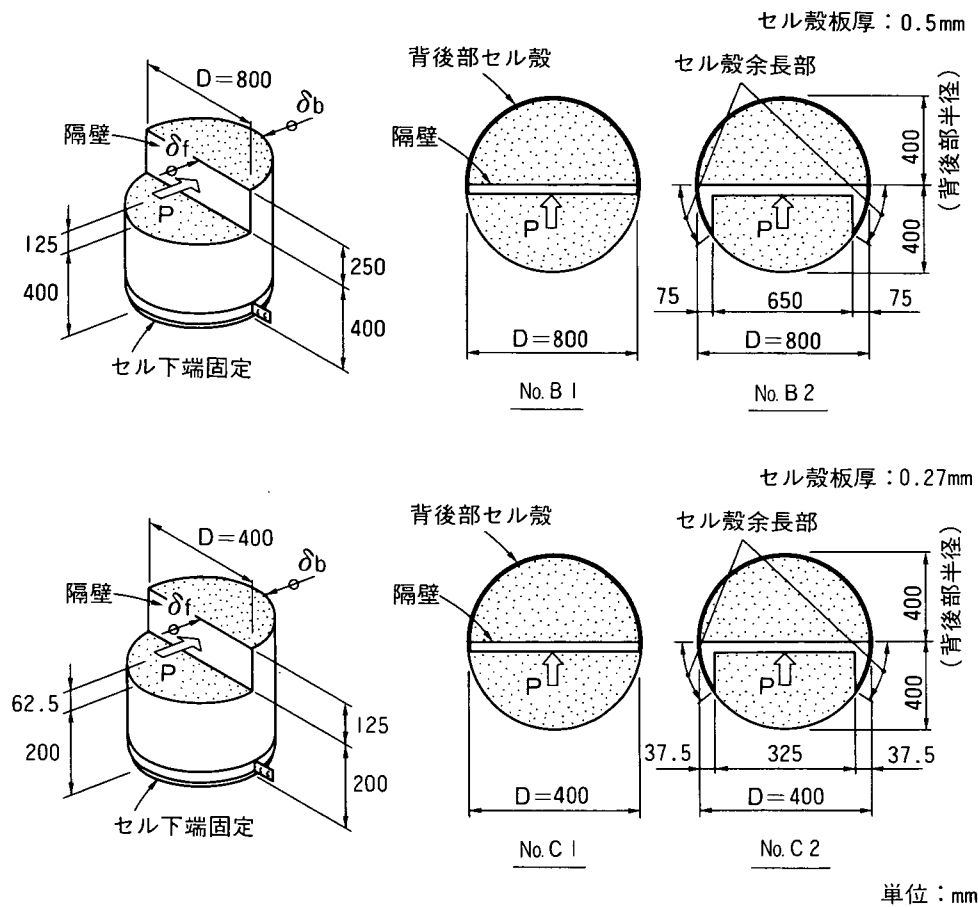


図-11.6 荷重とセル頂部水平変位の関係 (No. A3)

11.3 遊水室背後部耐力実験

(1) 実験方法

実験は、全体耐力実験と同じ場所において実施した。図－11.7に示すようにセルの下端を固定して遊水室隔壁に油圧ジャッキによる水平力を静的に加え、背後部が破壊に至るまで載荷し、水平変位、隔壁背面の土圧、遊水室背後部上端の半径変化等を測定した。実験スケールは1/20 および 1/40 の2種類とし、実験ケースは表－11.2に示す4ケースとした。セル下端の固定方法は、図－11.8に示す通りである。また、載荷治具は実験ケースNo.B1, No.B2では全体耐力実験No.A3と同様、図－11.4に示すものを、



図－11.7 遊水室背後部耐力実験の方法

表－11.2 遊水室背後部耐力実験、実験ケース

	セル 径：80 cm 板 厚：0.5 mm スケール：S = 1/20	セル 径：40 cm 板 厚：0.27 mm スケール：S = 1/40
セル殻余長なし	B 1	C 1
セル殻余長あり	B 2	C 2

注) () なしの数字……φ800の場合
() 内の数字……φ400 "

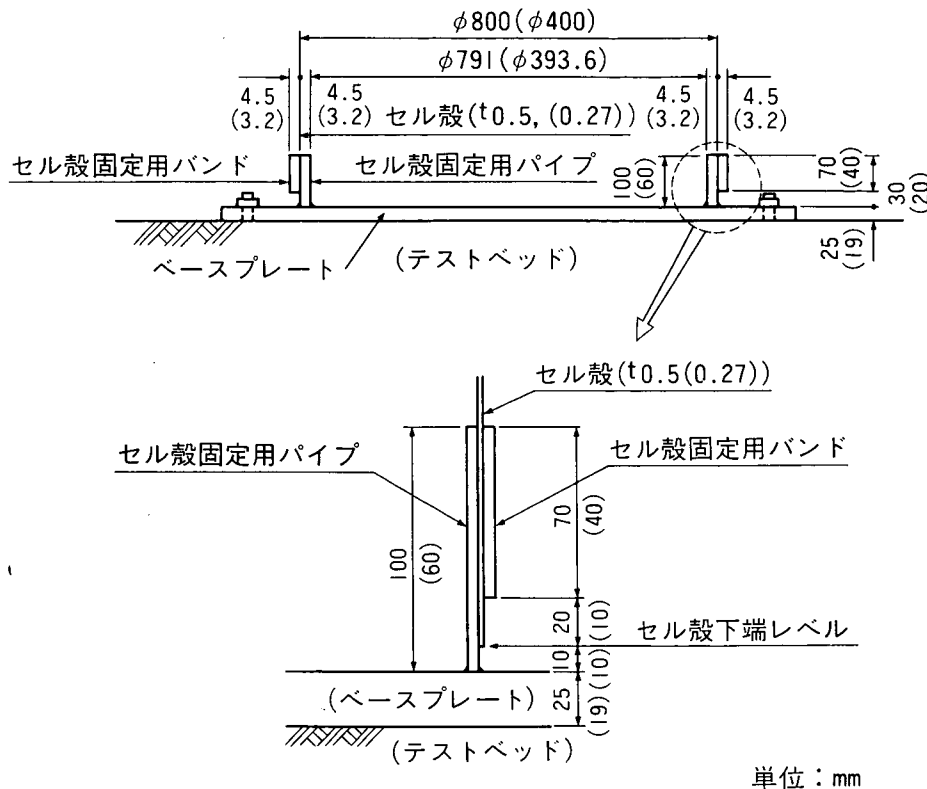


図- 11.8 遊水室背後部耐力実験, セル下端の固定方法

Na C1, Na C2 では, 図-11.9 に示すものをそれぞれ用いた。セルの中詰砂は全体耐力実験と同じ乾燥砂を使用し, 中詰も同じ方法によって行った。

(2) 実験結果

① 力の伝達機構

Na B1, B2 (セル径φ 800) の場合の荷重 P と遊水室背後部上端の半径縮小量 δ の関係を図- 11.10 に示す。図中, 荷重の低下が見られる条件で, 隔壁背後部のセル殻の座屈が生じた。また, Na B2 の耐力は Na B1 の耐力のほぼ 2 倍となっているが, これは力の伝達機構が異なるためと思われる。つまり, 余長のある Na B2 の場合, 外力の一部が余長部を通してセル体下部へ伝達されるのに対し, 余長のない Na B1 の場合,

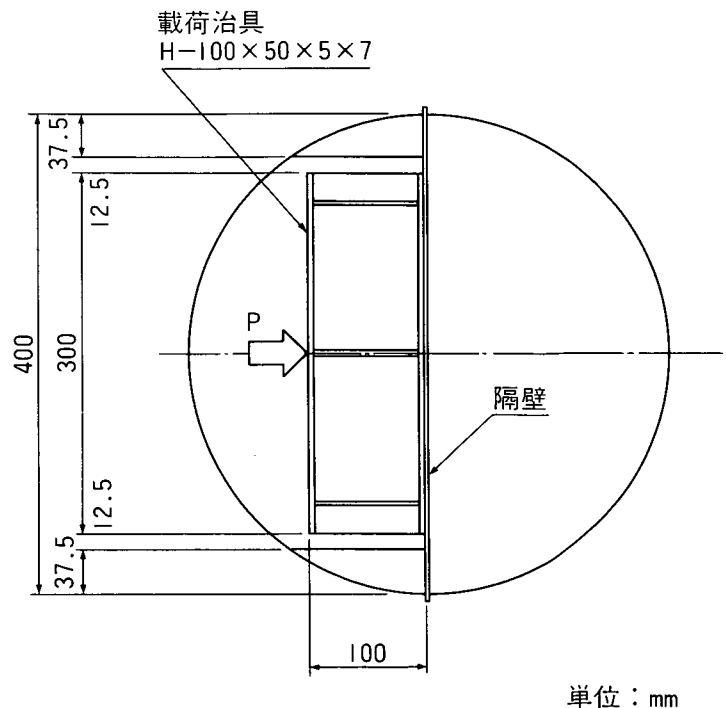


図- 11.9 載荷治具 (Na C1, Na C2)

外力の大部分を遊水室背後部で受け持つためと考えられる。

No. B1 および No. B2 における荷重 P と隔壁背面土圧合力 P_s の関係を図-11.11 に示す。No. B1 では、セル殻座屈までは外力の約 20 % の背面土圧が出ており、残り約 80 % がセル殻に伝達されたと考えられる。一方、セル殻座屈後は外力の増加分のほとんどが中詰土に伝達された形となる。これに対し、No. B2 では背後部の変形が No. B1 の場合と同程度となるまでは外力の約 10 % しか背面土圧が発現せず、残り約 90 % が余長部下方のセル体および背後部のセル殻に伝達されたと考えられる。その後、セル殻が座屈するまでは、徐々に背後部中詰土の負担分が大きくなり、背後部セル殻座屈後は、No. B1 と同様、外力の増加分のほとんどが中詰土に伝達されている。

⑥ 遊水室背後部の耐力に及ぼすスケールの効果

表-11.3 に遊水室背後部の降伏耐力の一覧を示す。この降伏耐力とは、遊水室背後部のセル殻の座屈が生じた時の載荷重である。ここで、 $\phi 400$ の場合の耐力と $\phi 800$ のそれとを比べると、セル殻余長のある場合、ない場合ともに $\phi 800$ の場合の耐力は、 $\phi 400$ の場合のおよそ 8 ($=2^3$) 倍となっており、スケールが 2 倍になると、遊水室背後部の耐力は 2^3 倍となっていることが分かる。セル殻そのものの座屈耐力は、同じ座屈モードの場合、板厚および板幅（ここでは遊水室背後部の高さに相当）が 2 倍になれば 2^2 倍となるので、実験で得られた 2^3 倍という耐力の比率には、

セル殻そのものの耐力以外の要因が影響を及ぼしていると考えられる。

この要因として、遊水室背後部の中詰砂の影響が考えられる。つまり、スケールが 2 倍になると中詰砂の重量は 2^3 倍となるので、セル殻の座屈を拘束する効果が 2^3 倍になり、背後部の耐力

が 2^3 倍になったと考えられる。したがって、実構造物においても、遊水室背後部の耐力は本実験に対するスケールの約 3 乗倍となるものと思われる。

⑦ 実構造物の設計における遊水室背後部耐力の算定方法

図-11.10 によれば、セル殻が座屈したのち荷重が大きく下がっており、セル殻の座屈耐力を設計に

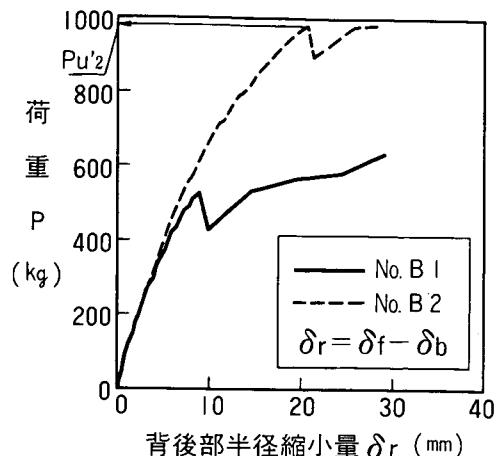


図-11.10 荷重と遊水室背後部半径縮小量の関係 (No. B1, No. B2)

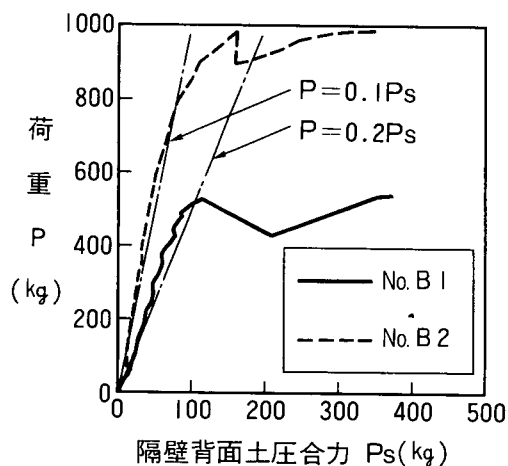


図-11.11 荷重と隔壁背面土圧合力の関係 (No. B1, No. B2)

表-11.3 遊水室背後部耐力（実験耐力）一覧

	$\phi = 400$	$\phi = 800$
背後部耐力 (余長なし)	$P_{u1} = 60.0 \text{ kg}$	$P_{u2} = 528.5 \text{ kg}$
背後部耐力 (余長あり)	$P_{u'1} = 120.9 \text{ kg}$	$P_{u'2} = 987.3 \text{ kg}$

おける遊水室背後部の耐力とすると、予期せぬ大きな波力が作用した場合、急激に破壊に至る可能性が考えられる。しかし、図-11.11に示すように、セル殻が座屈した後、セル殻の耐力が失われ、耐力が一旦急激に減少しても、その後は遊水室背後部の中詰砂の受働抵抗が発揮されるので、ゆるやかながら耐力の上昇が認められる。ここで、遊水室背後部の受働土圧合力 P_p を以下に述べる方法により計算した。

まず、図-11.12に示すように、半円状の遊水室背後部と断面積および断面2次モーメントが等価な矩形断面を有する高さ h_u (h_u : 遊水室の高さ) の直方体を考え、すべり面をこの直方体の右側上端より角度 ζ (ζ : クーロンの受働崩壊角) の勾配で左下へ引き、このすべり面が隔壁と交わる深さを h_1 とすると、背後部上端よりこの深さの位置までは受働土圧が完全に発揮されと考えられる。次に、この位置より背後部下端までは、深さ h_1 における受働土圧 p_1 が深さ方向に一樣に分布するものとした。この土圧分布より、受働土圧合力 P_p は、次式により求められる。

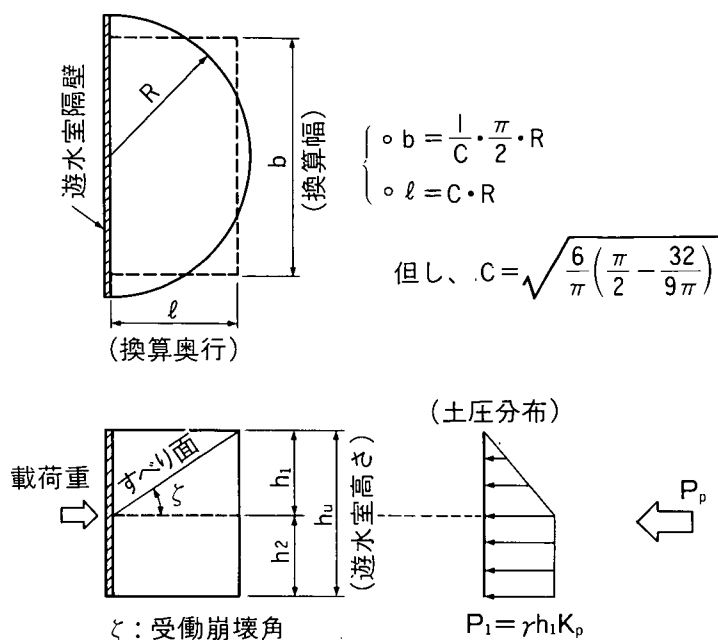


図-11.12 遊水室背後部中詰土の受働土圧の算定方法

$$P_p = (0.5p_1 h_1 + p_1 h_2) b \quad \dots\dots\dots (11.1)$$

ここに

$$p_1 = \gamma h_1 K_p \quad (K_p: \text{クーロンの受働土圧係数})$$

(11.1) 式により、表-11.1に示す土質定数を用いて、受働土圧合力 P_p を計算すると、 $\phi = 800$ の場合、 $P_p = 200.7\text{kg}$ となった。図-11.11に示すように、セル殻が座屈し耐力が一旦下がったところにおける隔壁背面での土圧合力は、セル殻余長のある Na B2 では上記計算値よりやや小さいものの、余長のない Na B1 では計算値とほぼ一致している。したがって、セル殻座屈後の耐力は、少なくとも上述した中詰砂の受働抵抗値以下には下がらないことが分かる。また、中詰の受働抵抗はセル殻に座屈が生じる荷重よりも十分小さいので、セル殻の耐力を無視し、中詰の受働抵抗を設計における遊水室背後部の耐力とすれば、セル殻が座屈する荷重を背後部の耐力とするよりも十分安全であり、受働抵抗で設計していれば、通常セル殻は座屈しない。

④ 遊水室背後部耐力と全体耐力との比較

図-11.7に示すように、セル下端を固定し遊水室隔壁に載荷した Na B2 において、隔壁背後部のセル殻が座屈した荷重は、セル殻余長のある場合 $P_{u2} = 987.3\text{kg}$ である(表-11.3)。これに対し、本構

造物の実際の設置状況を想定し、図－11.2に示すように、セルを根入れさせたセル殻余長のあるNo A3において、セル頂部の水平変位 δ が許容変位 δ_0 に達する荷重を全体耐力 P_T とすると、 $P_T = 140\text{kg}$ であり（図－11.6）、遊水室背後部の耐力は、全体耐力 P_T に比べ十分大きい。したがって、本構造物が安定性を失う前に遊水室背後部が破壊する可能性は小さいと思われる。

11.4 ま と め

- ① 遊水タイプのセル体全体の安定性の検討には、基本タイプと同様、セル体を地盤に弾性支持される剛体とみなす方法を準用することができる。
- ② 遊水室背後部の耐力は、設計上、遊水室背後部の中詰砂の受働抵抗とすることにより評価できる。
- ③ 遊水タイプが波力を受け、その安定性が失われる前に、遊水室背後部が破壊する可能性は小さい。

参考文献

- 沿岸開発技術研究センター（1985）：根入れ式鋼板セル設計指針。
- 建設省土木研究所海岸研究室（1987）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(2)，土木研究所資料，第2510号，pp.57～79.
- 建設省土木研究所海岸研究室（1988a）：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.
- 建設省土木研究所海岸研究室（1988b）：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，第2609号，pp.239～284.
- 建設省土木研究所海岸研究室（1988c）：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.117～133.
- 建設省土木研究所海岸研究室（1989a）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(8)，土木研究所資料，第2701号，pp.111～124.
- 建設省土木研究所海岸研究室（1989b）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(9)，土木研究所資料，第2788号，pp.77～96.

第12章 レンズマウンドとその被覆ブロックの安定性に関する実験的検討

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇多高明
	研究員	小俣篤
東洋建設(株) 技術研究所	所長	大音宗昭
	副所長	倉田克彦
技術開発部	課長	芳田利春
技術研究所	主任研究員	藤原隆一



12.1 まえがき

安定性の高いレンズマウンドを設計するには、被覆材の所要重量を適切に選定することが必要とされる。被覆材の所要重量の算定方法としては、ハドソン式 (Hudson, 1959) あるいはブレブナー・ドネリーの式 (Brebner · Donnelly, 1962) が広く用いられている。しかしながら、ハドソン式により計算した被覆材の所要重量は、レンズマウンドのように水中に造られた構造物の被覆材の重量としては過大な値を与える。また、ブレブナー・ドネリー式は重複波作用下における被覆材の所要重量を与えるものであって、進行波の場合の所要重量は算定できない。

最近、人工リーフが開発され、それに用いる被覆材の所要重量算定式が提案された (宇多ほか, 1988, 1990)。レンズマウンドは人工リーフと同様、捨石式の没水型構造物であることから、人工リーフ被覆材の所要重量算定式の適用が可能と考えられる。本研究の第一の目的は、この点を実験的に調べることにある。

ところで、外洋に面した海域では来襲波高が高いからそれに合わせて大重量の被覆材が必要とされる。捨石材としての自然石の重量は通常 1.0tf 程度が限界であるから、それ以上重量の大きな被覆材としては被覆ブロックを用いるのが一般的である。筆者らはレンズマウンド用に上下左右のいずれの方向にもかみ合わせを持ち、単純な形状でありながら安定性が高い被覆ブロックを考案した。本研究の第二の目的は、新しく開発した被覆ブロックの安定性を調べることにある。

12.2 レンズマウンド被覆材の安定性

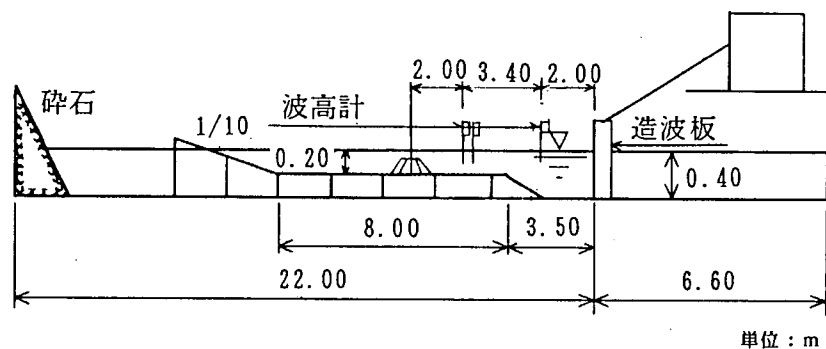
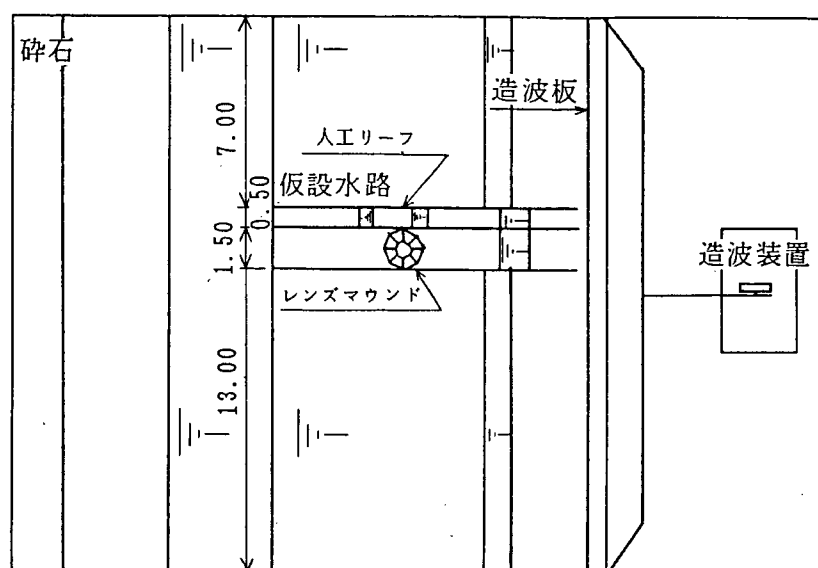
12.2.1 実験方法

実験は、東洋建設株式会社技術研究所の平面水槽内に設けた水路 (長さ 8.0m, 幅 1.5m および 0.5m) で行った (図-12.1 参照)。レンズマウンドの形状は、堤体底幅が 1.5m, 天端幅が 0.6m, 堤体高が 0.18m の角錐台 (八角) である。また、天端水深は 2.0 および 4.5cm とした。実験ではまず、合板で製作した堤体上において底面流速を測定した。次に、砕石製のレンズマウンドの安定性を調べた。表-12.1 には作用波の一覧を示す。

入射波高は、構造物より 2.0m 沖の地点に設置した 2 台の波高計の記録より入反射波分離を行い算定した (合田ほか, 1976)。なお、2 台の波高計の間隔は、入射波の周期に応じて 0.22 ~ 0.68m の間で変えた。

流速は底面上 1.5cm の位置に設置した二成分型電磁流速計により測定した。測定時間間隔は 20ms で、約 10 波分相当を測定し、岸向き最大流速の位相平均値 u_m を求めた。流速測定点を図-12.2 に示す。なお、流速計の横 5.0cm の地点に容量式波高計を取り付け、流速測定と同時に波高を測定した。

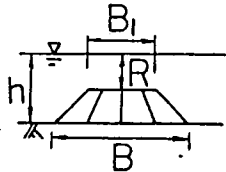
安定性の実験時には、隣接した幅 0.5m の水路に設けた人工リーフの安定性も併せて検討し、レンズマウンドと比較した。比較に用いた人工リーフの形状は天端幅 1.5m, のり勾配は 1/3 であり、天端水深はレンズマウンドと同一とした。なお、砕石は 19.1mm のフルイを通過し、16.0mm のフルイに残留するものを用いた。 ($d=17.6\text{mm}$: 代表粒径)。



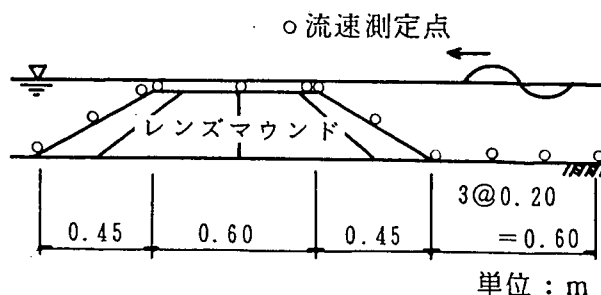
単位：m

図-12.1 実験装置

表-12.1 実験条件

諸元	H_0' (c m)	T (s)	h (c m)	R (c m)	備考	
ケース						
1	6	0.8	20.0	2.0		
2	8					
3	6	1.0				
4	8					
5	6	1.3				
6	8					
7	6	2.0				
8	6		22.5	4.5		
9	8	0.8				
10	10					
11	6					
12	8	1.0				
13	10					
14	6					
15	8	1.3				
16	10					
17	6	2.0				

察、ビデオ撮影するとともに、造波終了後堤体形状を測定し、碎石の移動量を調べた。堤体形状は、砂面測定器を用いて堤体上を岸沖および沿岸方向とも 10 cm 間隔で測定した。なお、測定精度を向上させるため実験は 2 回繰り返した。



12.2.2 実験結果

図-12.2 流速の測定位置

(1) 碎石の移動状況および堤体の変形

レンズマウンド、人工リーフの場合とも、碎石が最初に移動を始める区域は、沖側ののり肩部付近であった。碎石は波の峰が通過する時に浮き上がるとともに岸向きに運ばれた。波作用後における堤体の変形量の分布を図-12.3に示す。各々、負値は欠損を、正値は堆積を表す。レンズマウンドでは、天端上の碎石が移動して岸側の斜面上に堆積した。人工リーフでは、天端上の碎石が天端の岸側へと移動した。レンズマウンドと人工リーフの両者を比較すると、レンズマウンドの場合の方が形状の変化が大きい。そこで、堤体の変化量をより詳細に検討するため、堤体の断面積変化量 A_R を粒径の二乗 (d^2) で

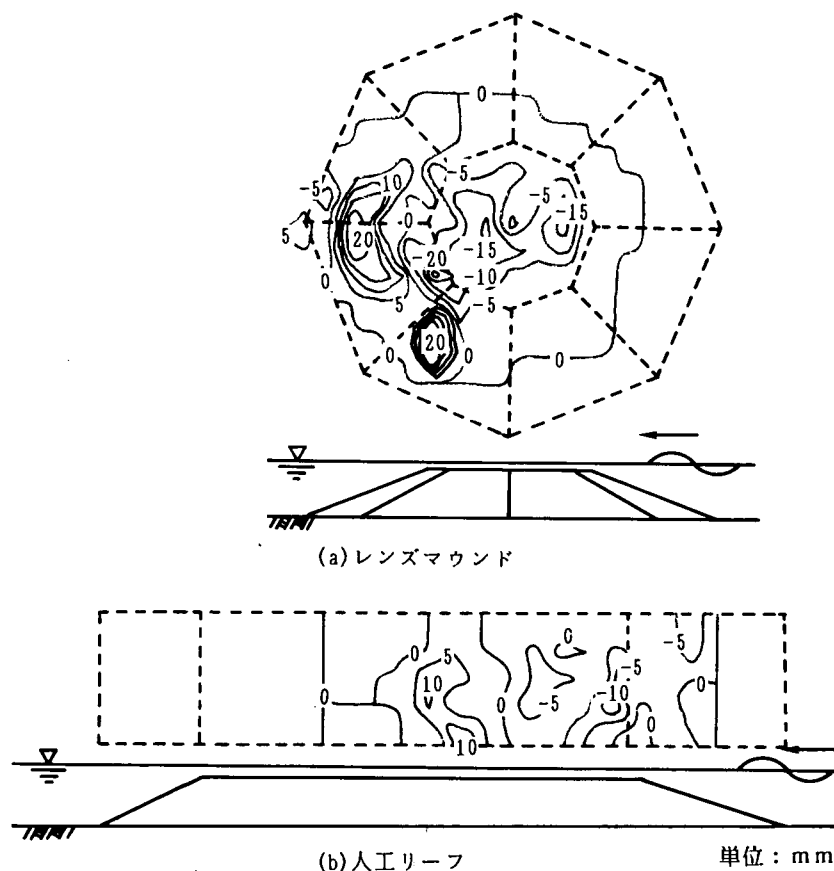


図-12.3 レンズマウンドおよび人工リーフの堤体変形状況
($H_0' = 8.0 \text{ cm}$, $T = 1.3 \text{ s}$, 500 波作用後)

除した値（移動個数に対応）と作用波高の関係を水深と天端水深を変えて図-12.4, 12.5に示す。なお、 A_R は、堤体中央の測線上で求めた。レンズマウンド、人工リーフとも同じ波高で移動を始めるが、レンズマウンドの方が人工リーフの場合に比べて A_R/d^2 が大きく、4倍にもなる。このように、レンズマウンドの場合、碎石の移動量が多く、堤体の変形が大きい。

以上のことから、レンズマウンドが被災する場合、被災区域は天端全体に及ぶと予想される。したがって人工リーフの場合のように天端上における被覆材の重量低減は行うことはできない。

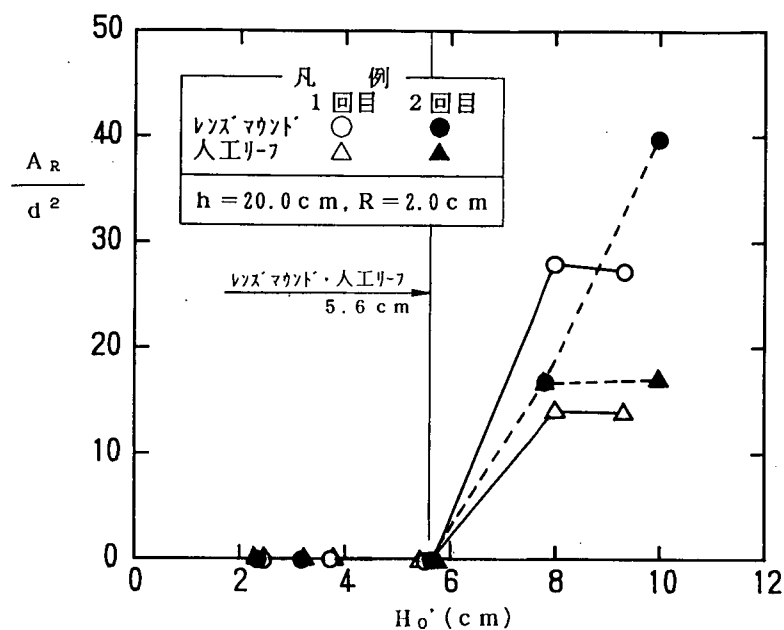


図-12.4 堤体の断面変化量と作用波高の関係 ($R=2.0$ cm)

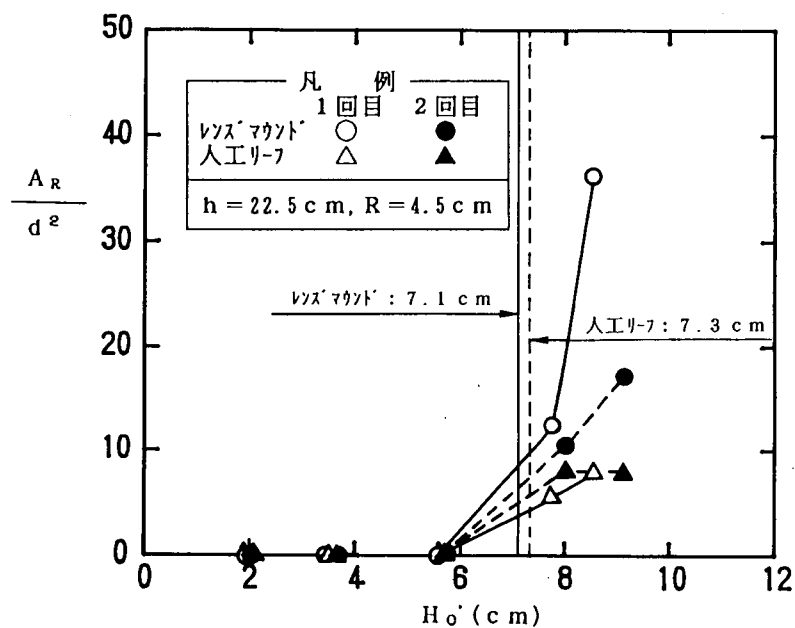


図-12.5 堤体の断面変化量と作用波高の関係 ($R=4.5$ cm)

(2) レンズマウンド上の岸向き最大流速

宇多ほか（1988, 1990）は、人工リーフ構成材料の安定性が、堤体表面上の岸向き最大流速 u_m の岸沖分布における最大値 u_{max} に支配されると考えて、人工リーフの被覆材の重量算定式を導いた。この式の中では、 u_{max} として実験式を用いている。 u_{max} はリーフ上での水位上昇量 $\bar{\eta}$ を考慮して、式（12.1）～（12.3）により求められる。

$$f_u = u_{max} / \sqrt{g(R + \bar{\eta})} = (7.5 \cdot \exp(-0.8 - 2.5 \cdot R/H_o') + 0.2) \cdot (H_o'/0.4 \cdot h)^{1.2} \quad (H_o'/h < 0.4) \quad \dots\dots\dots (12.1)$$

$$f_u = u_{max} / \sqrt{g(R + \bar{\eta})} = 7.5 \cdot \exp(-2.0 \cdot H_o'/h - 2.5 \cdot R/H_o') + 0.2 \quad (H_o'/h > 0.4) \quad \dots\dots\dots (12.2)$$

$$\bar{\eta}/H_o' = 0.2 - 0.1 \cdot R/H_o' \quad \dots\dots\dots (12.3)$$

ここに、 R ：天端上水深、 H_o' ：沖波波高、 L_o ：沖波波長、 h ：堤脚水深、 g ：重力加速度である。

式（12.3）は、平均水位の上昇量を与える式であるが、この式がレンズマウンドの場合にそのまま適用できるかどうかについては検討の余地がある。そこでレンズマウンドの天端上の測点における水位上昇量の平均値 $\bar{\eta}$ を人工リーフの場合と同様に整理した（図-12.6）。 R/H_o' が大きくなるほど $\bar{\eta}/H_o'$ が小さくなる傾向は、人工リーフの場合と同様である。図中の直線は、実験値のほぼ上限となる $\bar{\eta}/H_o' = 0.2 - 0.2R/H_o'$ を示すが、実験値は式（12.3）と比較して上昇量が小さい。これは、人工リーフに比べてレンズマウンドの天端幅が狭く、砕波後の水位上昇が十分に生じないためと考えられる。以上の点よりレンズマウンド上での水位上昇量としては、安全を考慮して実験値の上限を示す次式を用いることにする。

$$\bar{\eta}/H_o' = 0.2 - 0.2 \cdot R/H_o' \quad \dots\dots\dots (12.4)$$

次に、流速の測定値と計算値の比較を試みた。 u_{max} となる地点は天端岸側端が最も多く 11 ケース、次いで天端沖側端の 5 ケース、天端中央部が 1 ケースであった。天端岸側端で u_{max} が多くなるのは、レンズマウンドによって屈折・集中した波が砕けて岸向き流れが強くなったためである。しかし安定性に関する実験では、天端沖側端のり肩付近の石が最初に移動した。したがって、レンズマウンドの場合、被覆材の安定性を検討するには、天端沖側端の u_m を用いることが妥当と考えられる。

そこで天端沖側端における無次元最大流速 $u' (u_m / \sqrt{g(R + \bar{\eta})})$ と無次元流速 f_u の比 u'/f_u 、 R/H_o'

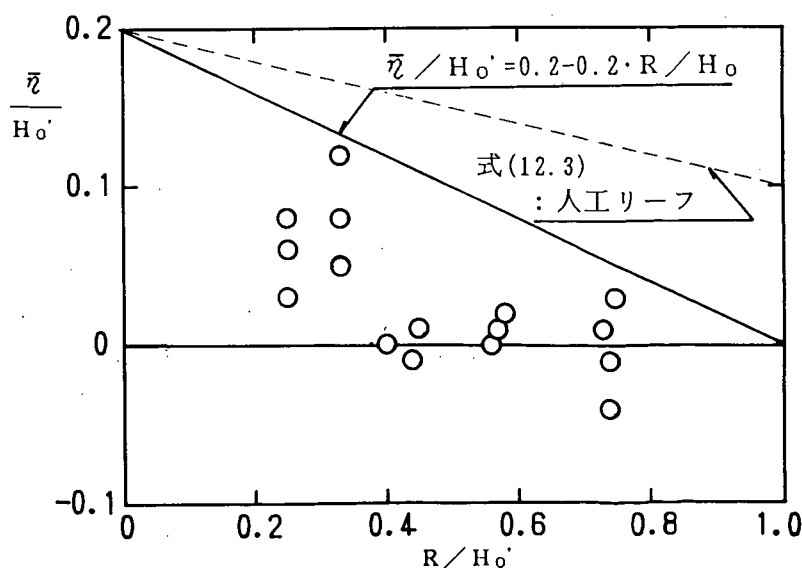


図-12.6 天端上の水位上昇量

H_o' の関係を H_o'/h をパラメータとして整理した (図-12.7 参照)。

$u'/f_u < 1$ となるのは17例中8例であり, $u'/f_u < 1.2$ になると17例中13例となる。 $R/H_o' < 0.6$ または $H_o'/h < 0.4$ のとき, 最大流速の算定値は, 実験結果をよく表している。一方, 相対的に波高が小さい場合, すなわち R/H_o' が大きい場合, あるいは H_o'/h が小さい場合にはレンズマウンドによる波の屈折・集中が碎波の状況に影響を及ぼし, u_m は大きくなる傾向にある。しかしながら, 被覆

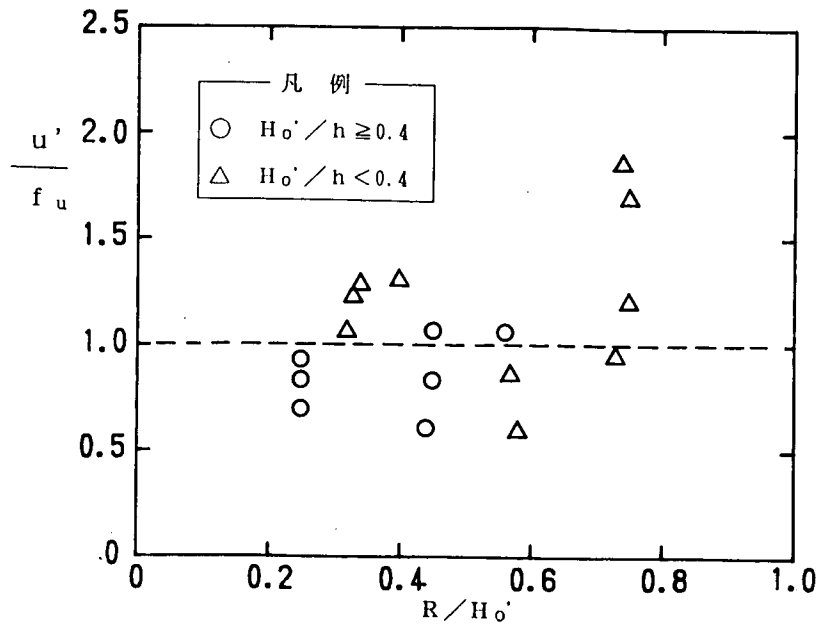


図-12.7 レンズマウンドの無次元最大流速と人工リーフ式の比較

材の安定性を検討する場合の波高は通常大きく, $R/H_o' \geq 0.6$, $H_o'/h < 0.4$ となることは少ない。したがって, 実用上は f_u を用いて被覆材の重量を算定しても問題はないと考えられる。

(3) 人工リーフ被覆材の算定重量と実験結果の比較

人工リーフ被覆材の所要重量 W は, 以下のように与えられる (宇多ほか, 1990)。

$$W = K_L \cdot \rho_s \cdot (R + \bar{\eta})^3 / (s \cdot \cos \alpha)^3 \quad \dots\dots\dots (12.5)$$

$$K_L = S_n^3 \cdot f_u^6 \cdot K_v$$

$$s = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$$

ここに, S_n : 安定係数, K_v : 被覆材の体積係数, $\tan \alpha$: のり勾配, ρ_s, ρ_w : 被覆材, 海水の密度である。 S_n, K_v は材料によって異なるが, 自然石の場合, $S_n = 0.9, K_v = 0.5$ とされている。

実験における碎石の重量は既知であるので, 式(12.1)~式(12.5)から $S_n = 0.9$ (宇多ら, 1988)としたときの安定限界波高を求めて測定値と比較した。レンズマウンドおよび人工リーフの安定限界波高は $R = 2.0\text{cm}$ のとき共に 5.6cm , $R = 4.5\text{cm}$ のとき 7.1cm (レンズマウンド), 7.3cm (人工リーフ)となる。計算により求まる安定限界波高に対する A_R/d^2 の実測値は, レンズマウンドで $A_R/d^2 = 0$ および 9 , また人工リーフで $A_R/d^2 = 0$ および 7 である (図-12.4, 5参照)。このように安定限界波高付近におけるレンズマウンドと人工リーフの A_R/d^2 の差は小さく, 人工リーフ被覆材の所要重量算定式はレンズマウンドにも適用可能と思われる。

12.3 ラップブロックの安定性

12.3.1 実験方法

実験には東洋建設㈱技術研究所の不規則波造波水路を用いた (図-12.8)。堤体形状およびブロック

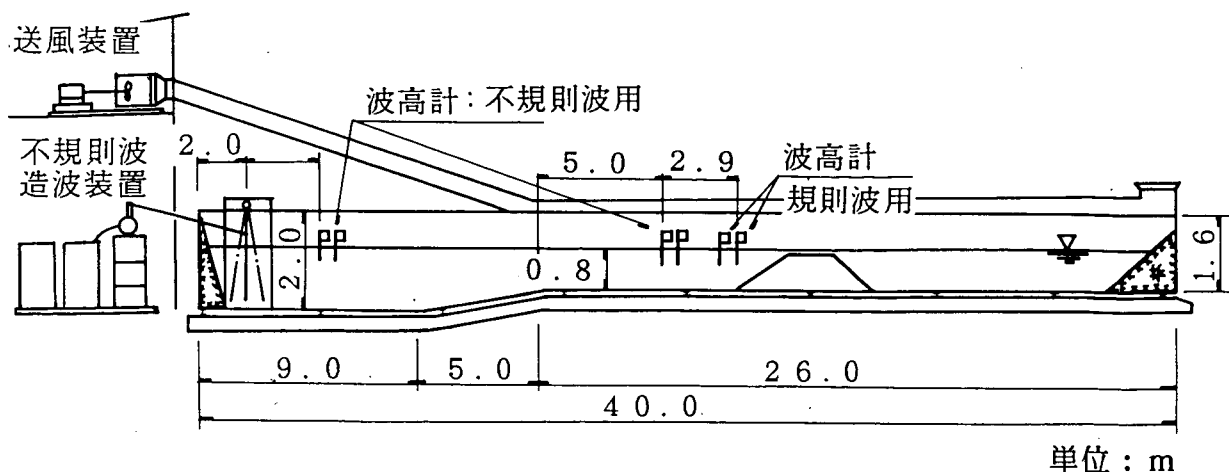


図-12.8 実験装置

の設置状況を図-12.9に示す。堤体は合板で製作した仮底の上に8gf/個程度の碎石を30cm厚に敷き並べた。

実験の波浪条件を表-12.2に示す。規則波の場合、それぞれの周期のもとでブロックが移動するまで順次波高を高くした。不規則波の場合、プレトシュナイダー・光易型のスペクトルを有する波浪を作用させた。なお、表に示す波高は、規則波の場合には堤体のり先の通過波高であり、また、不規則波の場合には入・反射波の分離推定法(合田ら, 1976)によって算定した入射波高を示す。規則波の波高は堤体設置前に測定した。不規則波の場合、入射波のスペクトルは沖側(水深120cm)、入射波高は岸側(水深80cm)の位置で測定した(図-12.8参照)。なお、実験は2回繰り返して行い、2回の平均値として結果を整理した。

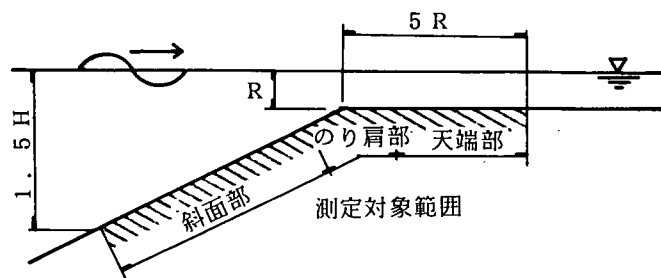


図-12.9 堤体形状

表-12.2 波浪条件

	周期		波高	
	T_m (s)	T_p (s)	H_m (cm)	H_p (m)
規則波	1.2	6.0	8.2~21.5	2.05~5.38
	1.6	8.0	8.0~23.9	2.00~5.98
	2.0	10.0	8.7~23.8	2.18~5.95
	2.8	14.0	9.2~26.6	2.30~6.65
不規則波	2.2	11.0	19.0	4.75

m : 模型 p : 現地

12.3.2 模型ブロックの形状

ブロックは3種類の形状について検討した(図-12.10参照)。タイプⅠは基本形、タイプⅡでは中央の孔を大きくして空隙率を増し、さらにタイプⅢでは隅角部を2ヶ所切り落として空隙率の増大を図った。各タイプの模型重量、空隙率を表-12.3に示す。模型重量は、任意に抽出した100個の平均値である。

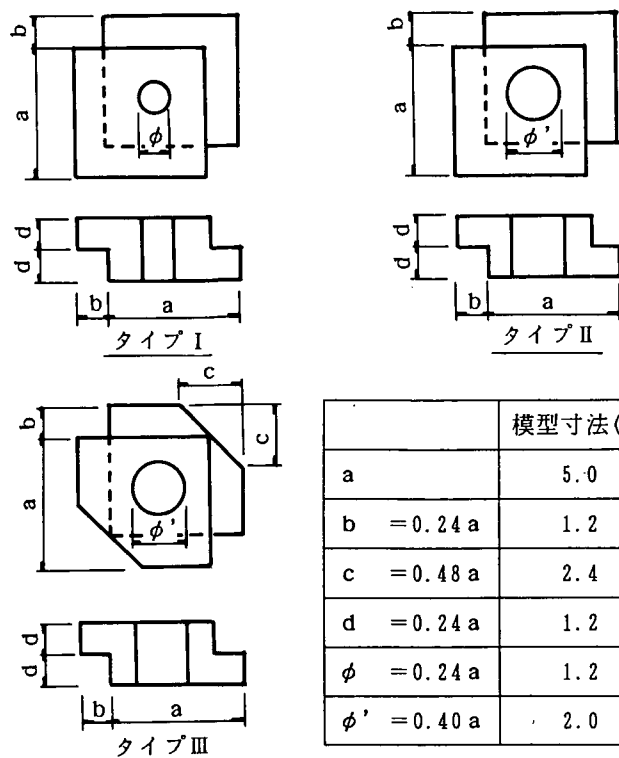


図-12.10 ラップブロックの形状

表-12.3 ラップブロックの諸元

諸元 タイプ	模型重量 W_m (gf)	空隙率(%)	
		1個	1列
I	130	3.2	4.5
II	121	8.8	12.6
III	108	10.5	18.3

タイプIの被覆ブロックは、斜面、天端とも肩から20列(20個/列)ずつ合計800個設置した。タイプIIおよびIIIについては、2つに仕切った水路の片側半分にはタイプII、他方にはタイプIIIを設置した。また、設置範囲はタイプIと同様である。被覆ブロックを設置しない区域は、60gf/個程度の碎石で被覆した。なお、被覆ブロックは前出の図-12.9に示すように設置した。

12.3.3 被害率の定義

被害率の算定は図-12.11に示す区域を対象とした。すなわち、水深方向については斜面堤と同様に静水面下1.5H(H:堤体の法先における波高)以深では波の作用が弱まると考えて測定区域から除外した(CERC, 1984)。また、人工リーフの場合、天端沖側端から5R(R:天端水深)以上岸側に離れた天端部分では砕波にともない波の作用が弱まる(宇多ほか, 1988)。したがって天端上では人工リーフと同様に波の作用が弱まると考えて、のり肩より岸側5Rの範囲を測定区域とした。被害率を次式で算定する。

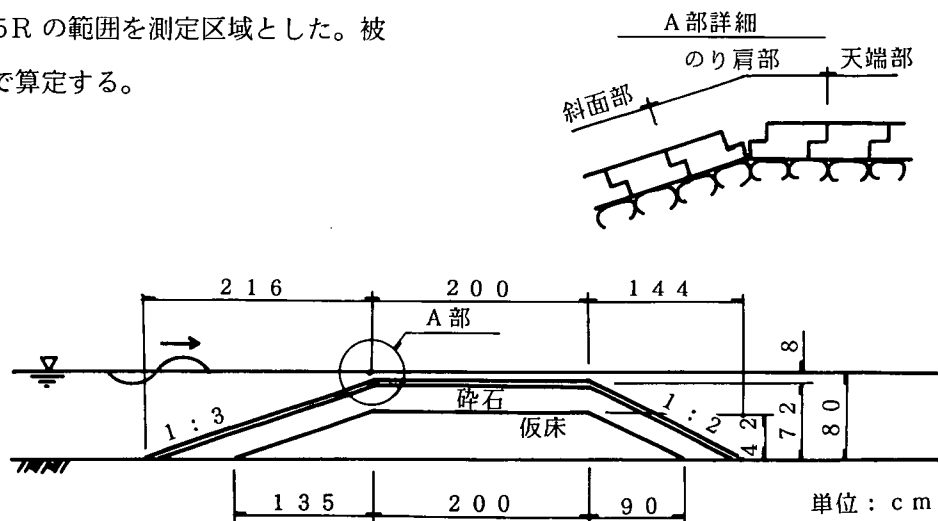


図-12.11 測定対象範囲

$$\text{被害率} = \frac{\text{被害を受けたブロックの数}}{\text{ブロック数}} \times 100 (\%) \quad \dots\dots\dots (12.6)$$

なお、ブロックにわずかでも移動が生じた状態を被害を受けたものと判断した。また、測定区域を斜面部、天端部、のり肩部の3つに分けた場合の各区域の被害率についても検討した。なお、のり肩部は、斜面、天端それぞれののり肩に位置する部分(2列分40個)とした。また、実験では水路側壁に接したブロックは側壁の影響を受けるため、測定区域から除外した。

12.3.4 実験結果

(1) 被害率

各タイプごとの通過波高(H)と被害率の関係を図-12.12に示す。各タイプとも波高の増大とともに、被害率は急激に大きくなる。ブロックが移動しない最大の波高を H_s とすると、タイプⅠの H_s は13.9cmである。タイプⅡの場合、波高 H_s は $T=2.0\text{s}$, 1.6s , 2.8s の順に大きくなり、それらに対する波高は14.5cm, 16.0cm, 17.8cmである。なお、 $T=1.2\text{s}$ のときには被害が生じなかった。タイプⅢの場合、 H_s は $T=2.0\text{s}$, 1.2s , 1.6s , 2.8s の順に大きく、それらに対する波高はそれぞれ18.3cm, 19.3cm, 19.7cm, 21.0cmである。すなわち $T=1.2\text{s}$ の場合を除くと被災限界波高はタイプⅠ, Ⅱ, Ⅲの順に大きくなる。

ブロックが最初に被害を受ける区域はのり肩部であり、波の峰が通過する時にブロックの上端を支点として下端からめくれ上がる場合が多く観察された。ブロックの重量はタイプⅠ, Ⅱ, Ⅲの順に小さくなるが、空隙率は逆にこの順で大きくなる。また、タイプⅡとⅢではブロック1個当りの空隙率はほぼ変わらないが、全被覆面積当りではタイプⅢのほうがタイプⅡに比べて空隙率の増加がブロックに作用する揚圧力を有効に低減することを表している。

(2) 人工リーフの被覆材算定重量算定式における安定係数

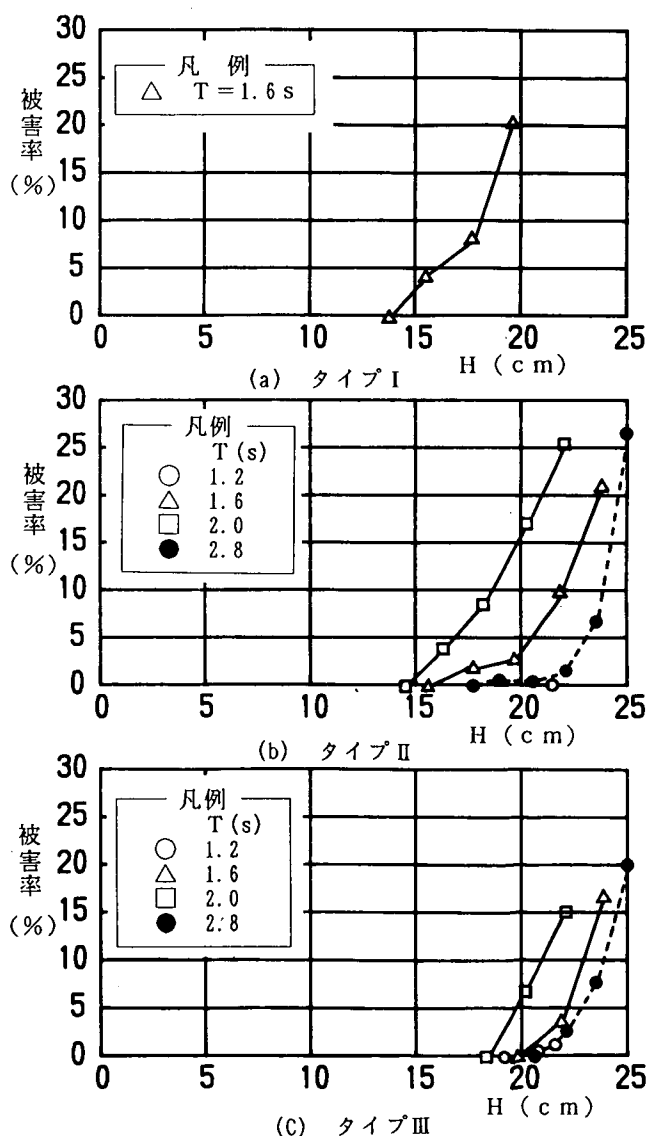


図-12.12 被害率と波高の関係

式(12.5)に示される重量算定式の中で、安定係数 S_n 、被覆材の体積係数 K_v は、被覆材料によって異なる係数である。ブロックの場合、代表長さのとり方によって S_n 、 K_v はそれぞれ異なる値となる。したがって S_n のみを比較することで自然石や各ブロックと安定性の比較を行うことは困難である。一方、式(12.5)を以下のように変形して、便宜的に S_n^3 と K_v の積を安定係数と考えると、各被覆材の安定性を同時に比較することが可能となる。

$$S_n^3 \cdot K_v = W \cdot (s \cdot \cos \alpha)^3 / (\rho_s \cdot (R + \bar{\eta})^3 \cdot f_u^6) \quad \dots\dots\dots (12.7)$$

そこで式(12.7)を用いてラップブロックの $S_n^3 K_v$ を実験結果から計算した。自然石の場合、 $S_n = 0.9$ が Hudson(1959)による“no damage”の基準と $A_R/d^2 < 1 \sim 3$ となる(土木研究所, 1988, 1990)ことから、計算に用いた波高は被害率が1%となるときの波高を沖波に換算したものとした。被害率1%に対する換算沖波波高 H_0' は 20.2 ~ 22.0 cm であり、これから計算される $S_n^3 K_v$ の値は 0.083 ~ 0.24, 平均値は 0.13 であった。自然石の場合、 $S_n = 0.9$, $K_v = 0.5$ から、 $S_n^3 K_v$ の値は 0.36 と計算される。このことから、自然石に比べラップブロックの $S_n^3 K_v$ は、自然石の約 40% と小さく安定性が高いことが分かる。

(3) 不規則波作用下での安定性

入射波の有義波高および有義波周期がそれぞれ規則波の波高、周期に対応していると考えて規則波と比較を行った。有義波周期は、規則波の実験で最も安定性が小さくなった $T = 2.0_s$ 付近となるように設定し、5 分間波浪を作用させた。実験時の波浪スペクトルを図-12.13に示す。なお、入射波スペクトルより求めた入射波の有義波高および有義波周期は、それぞれ $H_{1/3} = 19.0 \text{ cm}$, $T_{1/3} = 2.2_s$ であり、これらの諸元を持つプレトシュナイダー・光易型のスペクトルとよく一致している。

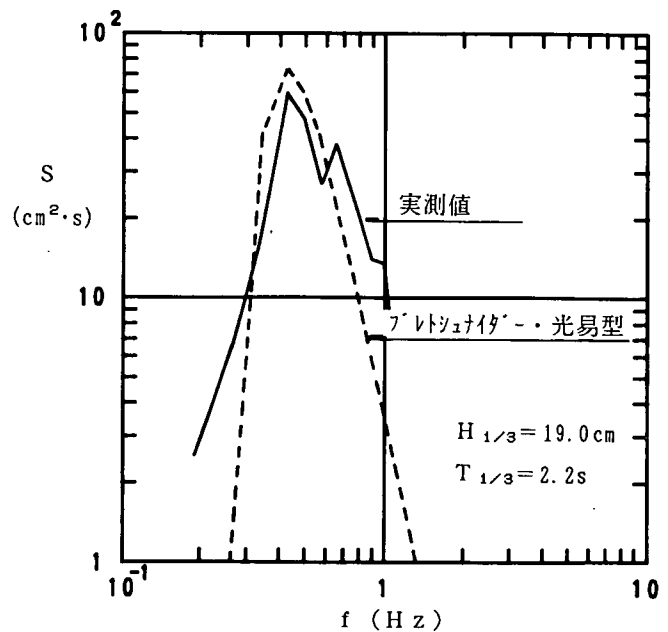


図-12.13 作用波のスペクトル特性

不規則波の場合、全体の被害率はタイプⅡおよびⅢでそれぞれ 17.2, 7.3% となったが、規則波 ($T = 2.0_s$) の $H = 19.0 \text{ cm}$ の場合にはタイプⅡおよびⅢでそれぞれ 12.2 および 2.9% であった(表-12.4 参照)。通常、規則波に対して 1% の被害率となる K_D 値は不規則波に対して被害率がほぼ 5%

表-12.4 不規則波作用時の被害率

	区域 タイプ	斜面部 (%)	天端部 (%)	のり肩部 (%)	全体 (%)
規則波	Ⅱ	4.7	6.3	83.7	12.2
	Ⅲ	4.2	0.3	4.7	2.9
不規則波	Ⅱ	5.3	31.9	100.0	17.2
	Ⅲ	1.0	13.2	61.1	7.3

の K_D 値と考えることが適切であるとされている(日本港湾協会編, 1979)。タイプⅢにおける被害率に関しては、これとよく似た傾向となっており、従来の異型ブロックと同様の傾向を示す。

12.4 結 論

- ① レンズマウンドの被覆材の所要重量の算定に際しては、人工リーフ被覆材の所要重量算定式(宇多ほか, 1990)が適用できる。
- ② 被覆ブロックの $S_n^3 K_v$ は 0.13 であり、自然石 ($S_n^3 K_v = 0.36$) の場合の約 40% の大きさである。
- ③ 被覆ブロックの安定性が高くなるのは、空隙によりブロックに作用する揚圧力が低減するためと考えられる。本実験に用いたかみ合わせタイプのブロックの場合、ブロック本体の空隙率だけでなく被覆面全体に対する空隙率を増加させることにより揚圧力を低減できる。
- ④ 没水型構造物の被覆ブロックにおいても、不規則波作用下では有義波高と同じ波高を持つ規則波の場合より被害率は増大する。また、タイプⅢの場合、被害率の増加割合は従来の異型ブロックと同様の傾向を示す。

参考文献

- 合田良実・鈴木康正・岸良安治・菊地 治 (1976) : 不規則波実験における入・反射波分離推定法, 港研資料, No. 248, pp. 24 ~ .
- 宇多高明・小俣 篤・横山揚久 (1988) : 人工リーフの機能と設計法, 土木研究所資料, 第 2696 号, 79 p.
- 日本港湾協会編 (1979) : 港湾施設設計の技術上の基準・同解説, pp. 2 - 118 ~ 2 - 121.
- 建設省土木研究所海岸研究室 (1990) : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(10), 共同研究報告書第 37 号, pp. 23 ~ 42.
- 宇多高明・小俣 篤・齋藤友伸 (1990) : 人工リーフ被覆材の所要重量算定法, 土木研究所資料, 第 号, 48 p.
- Hudson, R. Y. (1959) : Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwater, Proc. ASCE, Vol. 85, No. 3, pp. 93 ~ 121.
- Brebner, A and P. Donnelly (1962) : Laboratory Study of Rubble Foundations for Vertical Breakwaters, Proc. 8th Coastal Eng. Conf., ASCE, pp. 408 ~ 429.
- CERC (1984) : SHORE PROTECTION MANUAL, Vol. II, pp. 7 - 202 ~ 7-242.



第13章 斜板消波潜堤（SURF）周辺の波浪変 形の数値シミュレーション

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇	多	高	明
		小	俣		篤
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
		東	江	隆	夫
		上	野	成	三
		蜷	川	洋	二
東急建設(株)	施工本部土木技術部	原		幸	一
		渡	会	英	明
		加	藤	雅	也
		湊		隆	次郎
(株) 間 組	土木本部海洋土木部	本	田	陽	一
		沖		政	和
	技術本部技術研究所	齊	藤	栄	一

13.1 まえがき

斜板消波潜堤 (SURF) は、外洋に面した海域に静穏域を創出するための海域制御構造物である。本研究では、SURF 周辺の波浪変形の予測手法を開発するため、放物型方程式を用いた波浪変形計算を実施し、その計算結果と昭和63年度に実施した平面固定床実験の結果 (建設省土木研究所, 1989 a) とを比較して、計算法の妥当性について検討する。SURF 周辺の波浪変化は、浅水変形、屈折変形、碎波減衰、構造物背後の回折変形に加えて、開口部で生じる冲向き流れと入射波の干渉があげられる (上野ら, 1990; 建設省土木研究所, 1990)。放物型方程式は、これらの要因のうち、浅水変形、屈折、回折、碎波変形は考慮できるが、波・流れの干渉は考慮できない。そのため、波・流れの干渉の強い領域では、実際の現象と計算結果にずれが生じると考えられる。また、回折変形に関しても、放物型方程式は波の進行方向と計算座標軸とのなす角度が大きくなると計算精度は悪くなり (橋本, 1982)、堤体背後の回折波高の計算結果に誤差が生じる。そこで、本研究では、各種の堤体配置のもとで実験値と計算値を比較し、放物型方程式の適用性について調べる。

13.2 計算法および計算条件

計算法には波向線座標によって表わした緩勾配方程式を変形した放物型方程式 (磯部, 1986) を用いる。基礎式は次式である。

$$\begin{aligned} & \frac{1}{Gh_{\xi}} \frac{1}{h_{\eta}} \frac{\partial}{\partial \eta} \left(G \frac{h_{\xi}}{h_{\eta}} \frac{\partial \phi}{\partial \eta} \right) + 2iK_{\eta} \frac{1}{h_{\eta}} \frac{\partial \phi}{\partial \eta} + 2ik_{\xi} \frac{1}{h_{\xi}} \frac{\partial \phi}{\partial \xi} + \left\{ \frac{i}{Gh_{\xi}} \frac{1}{h_{\eta}} \frac{\partial (K_{\eta} Gh_{\xi})}{\partial \eta} \right. \\ & \left. + \frac{i}{Gh_{\eta}} \frac{1}{h_{\xi}} \frac{\partial (k_{\xi} Gh_{\eta})}{\partial \xi} + (k^2 + k_{\xi}^2 - 2K_{\xi}k_{\xi} - K_{\xi}^2) + i \frac{\omega}{G} f_D \right\} \phi = 0 \end{aligned}$$

..... (13.1)

ここに、 ϕ : 水面変動の複素振幅、 h_{ξ}, h_{η} : 直交曲線座標 (ξ, η) のスケールファクター、 $G = C \times C_g$ 、 C : 波速、 C_g : 群速度、 k_{ξ}, k_{η} : ある水深における波数、 K_{ξ}, K_{η} : 海底形状を平行等深線で近似した場合の、ある水深における波数、 ω : 角振動数、 i : 虚数単位、 f_D : エネルギー減衰率である。

磯部 (1986) の方法は、波向線座標を用いるため計算座標軸と波向線とのなす角の違いから生じる計算誤差を小さくできる。しかし、透過堤背後の海域は堤体からの透過波と開口部からの回折波が混在するため波向線を一意的に決定できない。そこで、ここでは、透過堤背後の波浪変形計算に波向線座標を適用する第一歩として、直線直交座標系を用いた。碎波変形の取扱いは磯部 (1986) にならい、次のようにした。すなわち、合田 (1970) による碎波指標のパラメータを微小振幅波理論により求まる流速・波速比に変形して碎波位置を決定し、既往の実験結果に基づいてモデル化したエネルギー減衰率 f_D を用いて、碎波減衰に伴うエネルギー変化を計算する。

計算条件、計算ケースは昭和63年度に実施した平面固定床実験 (建設省土木研究所, 1989 a) と同じとした。実験装置と座標系を図-13.1に、また、計算ケースを表-13.1に示す。計算ケースは、堤長 L_s 、開口幅 W 、離岸距離 Y_s を変化させた5ケースである。実際の計算は5ケース実施したが、ここで

は、これらのうち開口幅の違いの明らかなケース 1, 3 を代表例として報告する。

入射波条件としては、換算沖波波高が $H'_0 = 7\text{ cm}$ 、周期が $T = 1.27\text{ s}$ であり、水深は沖側水平床上で 40 cm とし、波は汀線に直角に入射させた。計算領域は、沿岸方向は $-8\text{ m} < X < 8\text{ m}$ 、岸沖方向は汀線 ($Y = 0\text{ m}$) から堤体設置位置までとした。堤体による波浪低減効果は、堤体設置範囲で入射波高に透過率 K_T を乗じた波高が入射するとして組み入れた。計算に用いる K_T は、平面実験に用いた堤体条

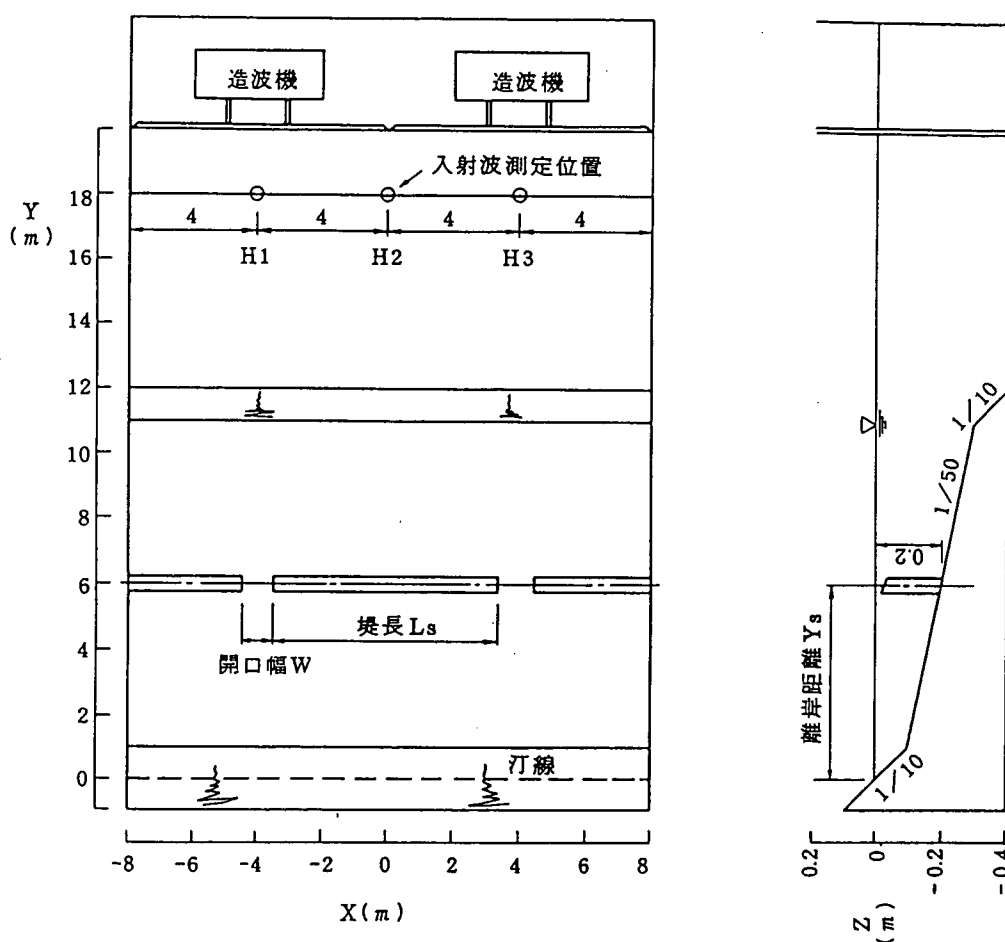


図-13.1 実験装置と座標

単位：m

表-13.1 計算および実験での堤体配置諸元と波浪条件

ケース	堤長 $L_s(\text{m})$	開口幅 $W(\text{m})$	離岸距離 $Y_s(\text{m})$	設置水深 $h(\text{m})$	換算沖波波高 $H'_0(\text{m})$	周期 $T(\text{s})$
1	7.11	0.89	6	0.20	7	1.27
2	6.40	1.60	6	0.20		
3	5.33	2.67	6	0.20		
4	6.40	1.60	8	0.24		
5	6.40	1.60	4	0.16		

件を2次元消波実験結果（建設省土木研究所，1989 b）にあてはめて， $K_T = 0.4$ とした。ただし，堤体上での波浪低減に伴う入射波の位相変化はないとした。

13.3 実験と計算の比較

13.3.1 開口部の冲向き流れが弱い場合（ケース3）

ケース1，2，3について， $Y = 6\text{ m}$ 測線上の断面平均流速 $\bar{u}$ の分布を図-13.2に示す。ケース3は開口幅 W が大きいため，開口部の冲向き流れが他に比較して弱く，波・流れの干渉の効果が小さい。そこで，このケースを選んで計算と実験を比較することにより，波・流れの干渉が弱い場合の波浪変形計算の妥当性を検討する。計算と実験による波高分布を図-13.3に示す。波高 $H = 4, 6\text{ cm}$ の等波高線に着目して両者を比較すると，実験値では $Y = 2\text{ m}$ 付近での $H = 4\text{ cm}$ の等波高線の形状が複雑であるも

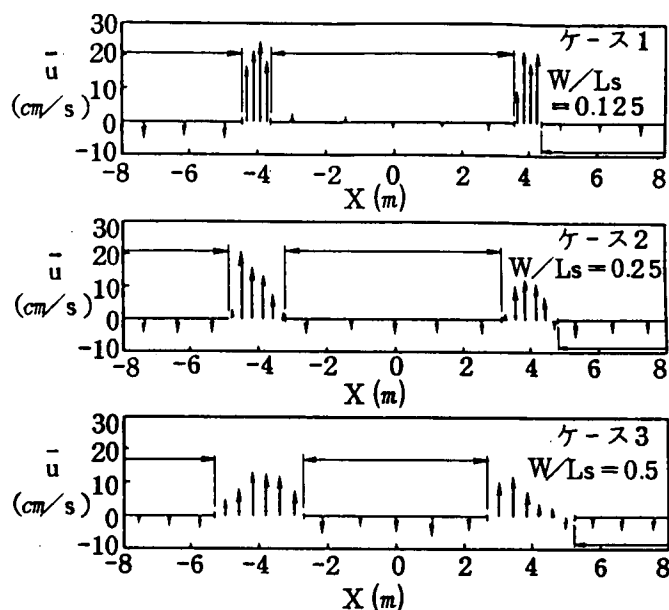


図-13.2 断面平均流速 $\bar{u}$ の沿岸方向分布($Y = 6\text{ m}$ 断面)

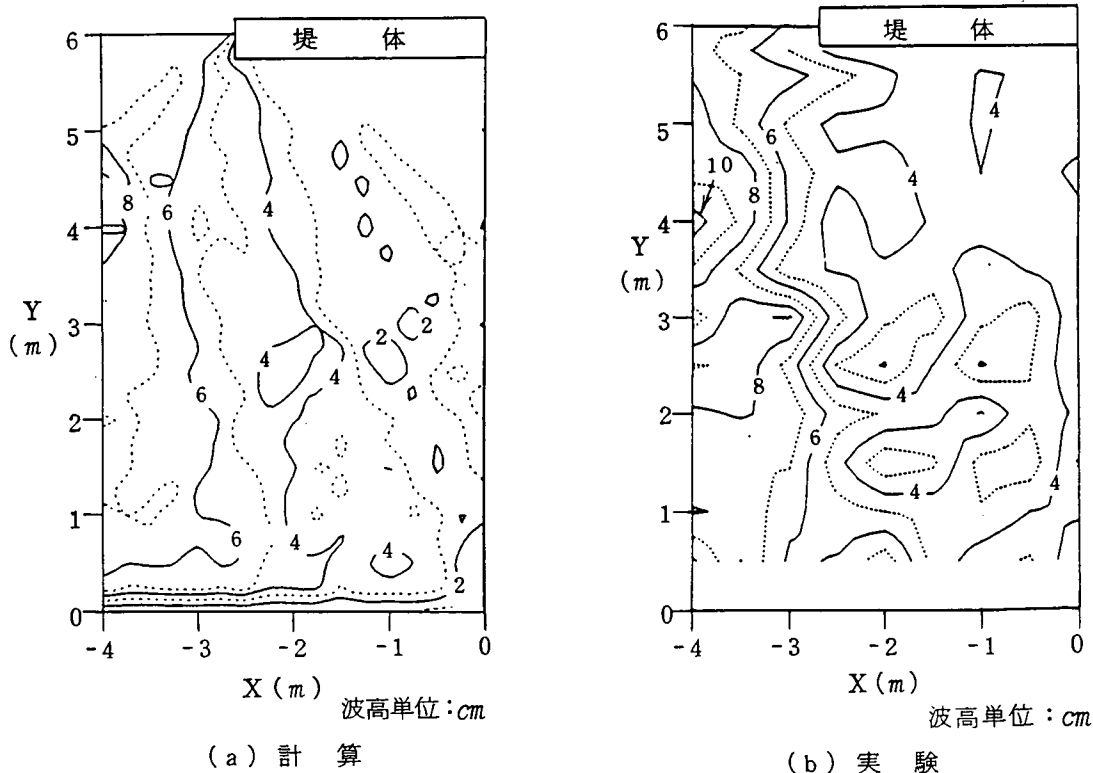
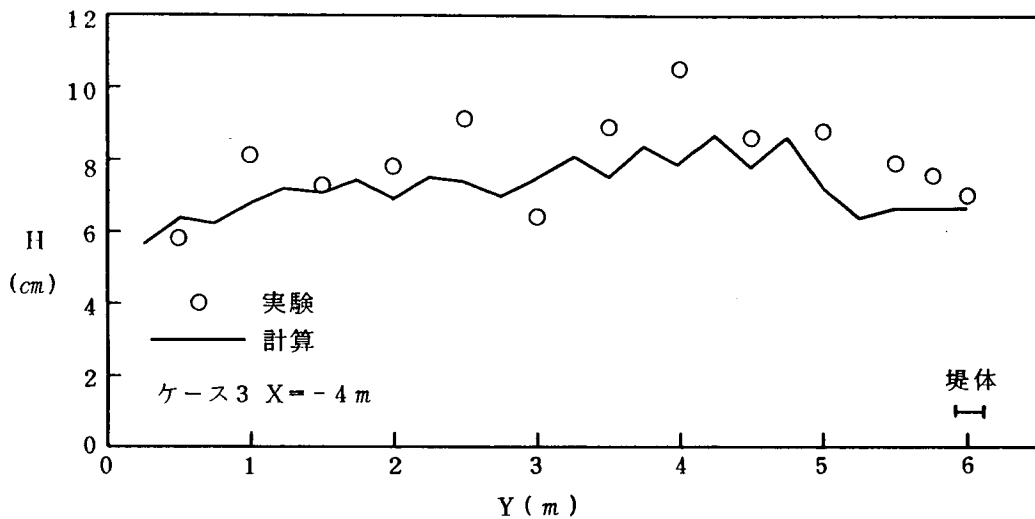


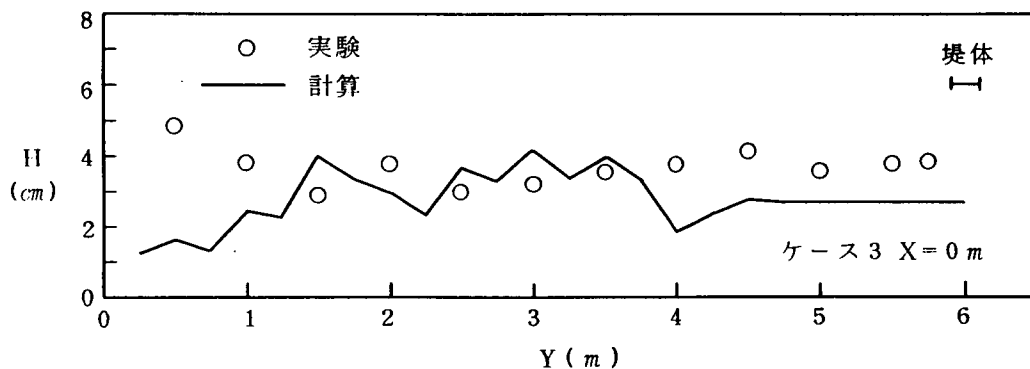
図-13.3 波高の平面分布（ケース3）

の、両者はほぼ一致している。このことより、静穏域の形成範囲は計算値、実験値とも概略一致すると言える。また、開口部岸側の波高分布に関しては、両者とも $Y = 4\text{ m}$ 付近で H がピークを示す点において、計算値と実験値の一致度は良い。

次に、岸沖方向の波高分布を図-13.4に示す。図中の実線は計算値、○は実験値を示す(以下も同様)。開口部中央 ($X = -4\text{ m}$) の波高に関しては、実験値に多少のばらつきがあるものの、計算値と実験値はほぼ対応を示している。これに対して、堤体中央 ($X = 0\text{ m}$) の H は、 $Y = 4 \sim 6\text{ m}$ の範囲で、計算値が実験値より約 1 cm 大きい。堤体中央背後の $Y = 4 \sim 6\text{ m}$ では回折波の回り込みが小さいため、 H は堤体からの透過波高と一致するはずである。ケース 1, 2, 3 について、堤体直背後の $Y = 5.5\text{ m}$ の平均波高を用いて、実験での K_T を計算したところ、 $K_T = 0.53$ となった。この値は計算で与えた $K_T = 0.4$



(a) 開口部中央 ($X = -4\text{ m}$)

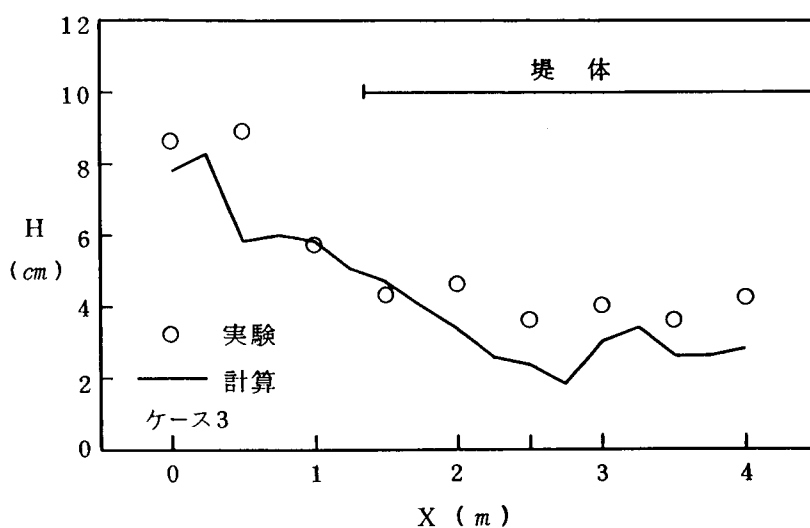


(b) 堤体中央 ($X = 0\text{ m}$)

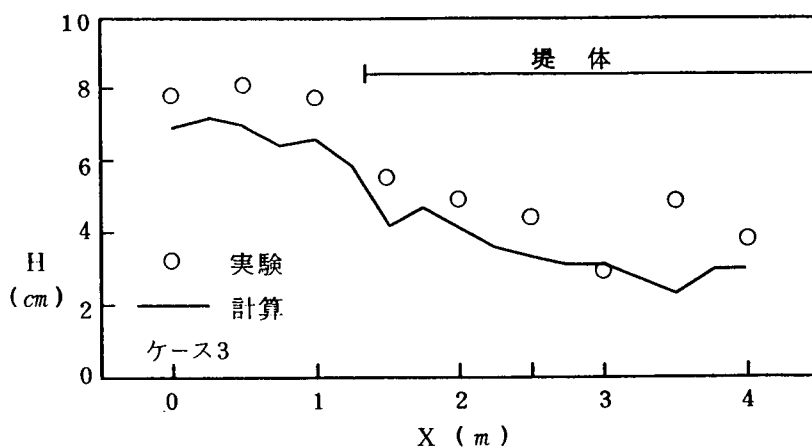
図-13.4 岸沖方向の波高分布 (ケース 3, $X = -4, 0\text{ m}$ 断面)

より約30%大きい。このことから上述の差が生じたと考えられる。一方、 $Y = 0.5 \sim 1 \text{ m}$ での H は実験値が計算値より大きい。この理由として、汀線付近の碎波変形、回折変形の計算精度の問題が挙げられる。碎波変形に関しては、本条件での碎波は汀線のごく近傍（ $Y < 0.5 \text{ m}$ ）で発生することから、 $Y = 0.5 \sim 1 \text{ m}$ での波浪変形に碎波変形は関係しない。これに対して、汀線付近では回折波の堤体背後への回り込みが大きく、したがって計算座標軸と波向線とのなす角度が大きくなり、このことより回折波の波向、波高の計算精度が低下したと考えられる。

沿岸方向の波高分布を図-13.5に示す。 $Y = 4.5 \text{ m}$ 測線上の H は、 $X = 2 \sim 4 \text{ m}$ の範囲で実験値が計算値より大きい。これは計算で K_r を過小に設定したためである。このことを考慮すれば、計算値と実験値はほぼ一致すると見なせる。一方、汀線に近い $Y = 2 \text{ m}$ 測線上の H は、 $X = 3.5 \sim 4 \text{ m}$ の範囲で



(a) $Y = 4.5 \text{ m}$



(b) $Y = 2 \text{ m}$

図-13.5 沿岸方向の波高分布（ケース3， $Y = 4.5, 2 \text{ m}$ 断面）

両者の一致度が悪い、図-13.4(b)で示した汀線付近の計算と実験による波高の一致が悪い区域は、汀線付近の堤体中央背後に限られる。また、この区域は回折波の回り込みが大きい区域に対応する。これらのことから、堤体中央背後の汀線付近における計算値と実験値のずれは、回折波の波向や波高の計算精度の低下により生じると考えられる。

以上のことから、開口部の冲向き流れが弱く、開口部での波・流れの干渉が弱い場合、堤体の K_T を適切に設定すれば、本報の計算方式の信頼性は高いと言える。ただし、堤体中央背後の汀線付近では、回折波の回り込みにより計算座標軸と波向線とのなす角度が大きくなるため、計算精度が低下する。

13.3.2 開口部の冲向き流れが速い場合（ケース1）

ケース1の堤体配置は開口幅 W が小さいため、開口部の冲向き流れが速く、波・流れの干渉の効果が大きい（図-13.2）。このケースの波高分布について、実験と計算を比較することにより、波・流れの干渉を考慮しないために生じる誤差について検討する。計算と実験による平面的な波高分布を図-13.6に示す。 $H = 3, 4\text{cm}$ の等波高線に着目して両者を比較すると、実験では堤体端部から汀線にはほぼ直角に等波高線が延びるが、計算では堤体端部から堤体背後へ大きく回り込む形となった。すなわち、実験値に比べて計算値は、回折波の回り込みが大きくなり静穏域の形成範囲は狭くなった。

岸沖方向の波高分布を図-13.7に示す。まず、開口部中央を通る $X = -4\text{m}$ 測線上の波高分布に関

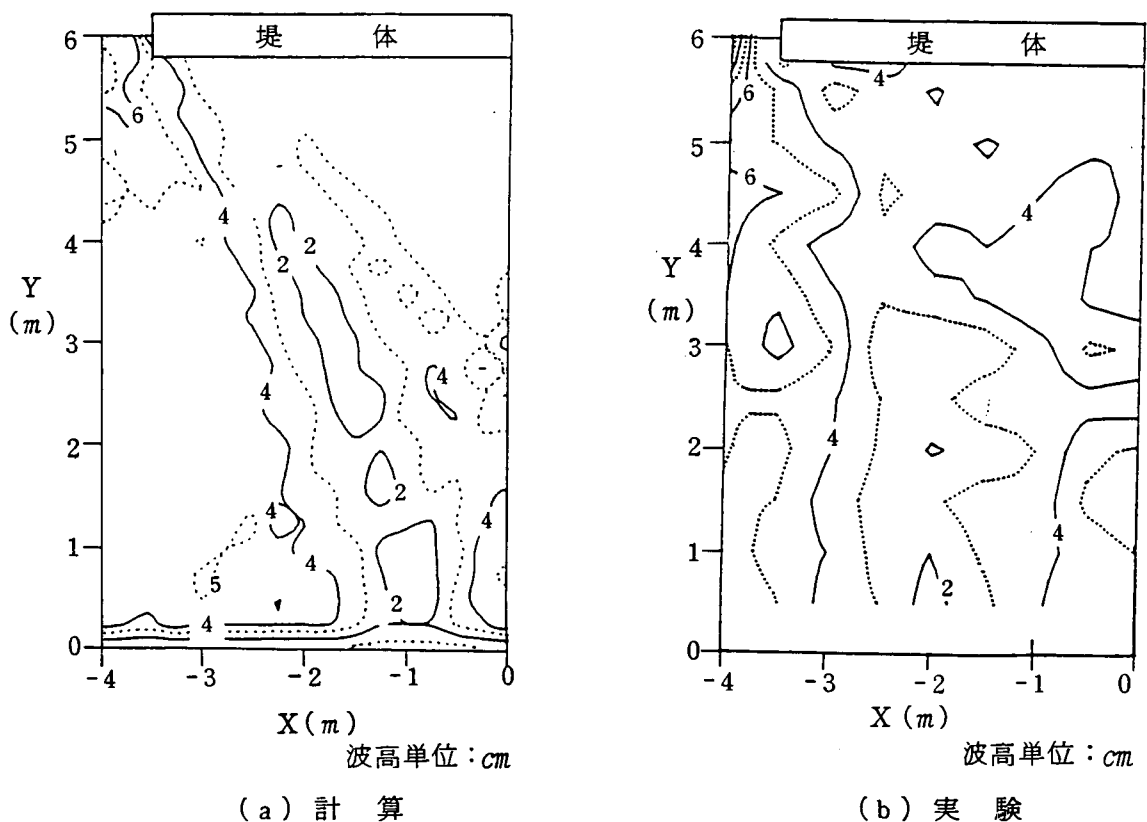
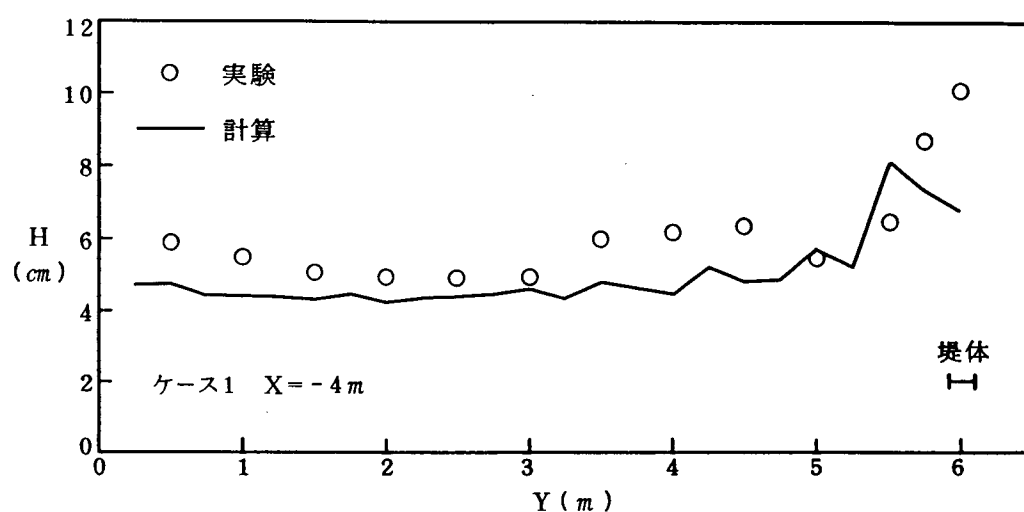
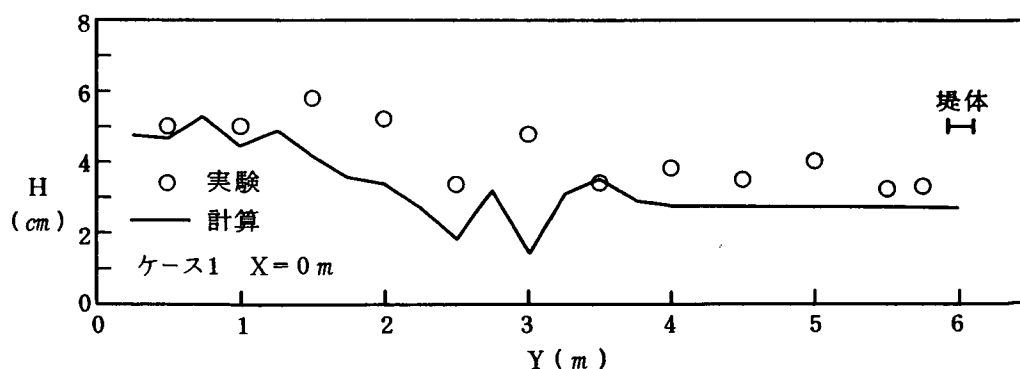


図-13.6 波高の平面分布（ケース1）

しては、 $Y = 3.5 \sim 6 \text{ m}$ の範囲で全体的に計算値は実験値より小さい。特に、 $Y = 5.5 \sim 6 \text{ m}$ の範囲では、波高分布パターンに両者で違いが生じている。すなわち、計算では開口部から汀線に向かうにつれて H が増大するのに対して、実験では開口部で $H = 10 \text{ cm}$ と非常に大きな値をとり、その後、急激に減少する。実験での波浪状況の観察によれば、開口部付近で流れに遡って波が進行することにより波形が著しく前傾化し、最終的に碎波した。ケース2の堤体配置における移動床実験（建設省土木研究所，1990）での波峰線形状を図-13.8に示す。開口部岸側近傍の波峰線は沖に向かって凸型である。したがって、実験での開口部付近の波浪変形には、沖向き流れと入射波の干渉が強く関与しているといえる。これらのことから、 $Y = 5.5 \sim 6 \text{ m}$ での波高分布パターンにおける計算値と実験値の不一致は、波・流れの干渉による H の増大と碎波変形が計算で再現できていないことが原因と考えられる。また、 $Y < 5 \text{ m}$ の範囲における H の計算値よりも実験値が大きい理由は、次のメカニズムによると考えられる。実験では、



(a) 開口部中央 ($X = -4 \text{ m}$)



(b) 堤体中央 ($X = 0 \text{ m}$)

図-13.7 岸沖方向の波高分布 (ケース1, $X = -4, 0 \text{ m}$ 断面)

開口部の冲向き流れと入射波の干渉により、開口部岸側の波峰線は冲向きに凸型となる。すなわち、開口部岸側近傍の波向は開口部中央側に傾く。そのため、波・流れの干渉がない場合に比べて回折波の堤体背後への回り込みは小さくなり、開口部岸側域の方向分散による波高低下は小さくなる。このメカニズムによれば、図-13.6で示された実験値での回折波の回り込みが小さくなったことも説明できる。

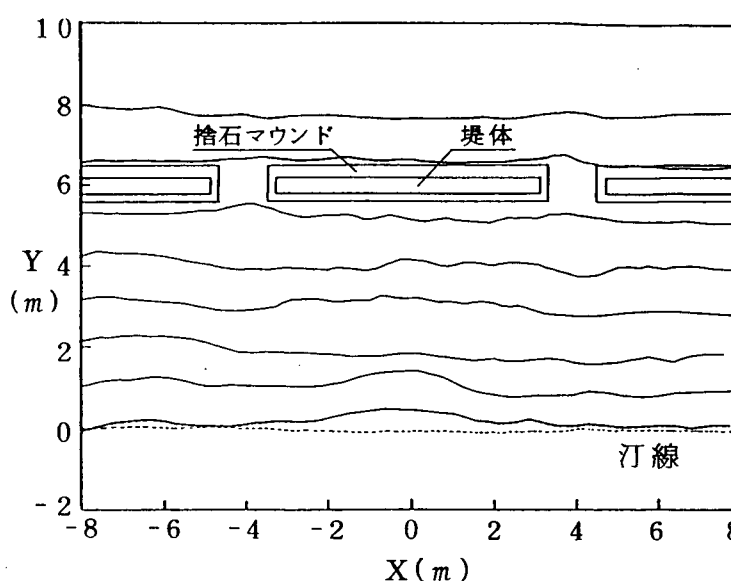
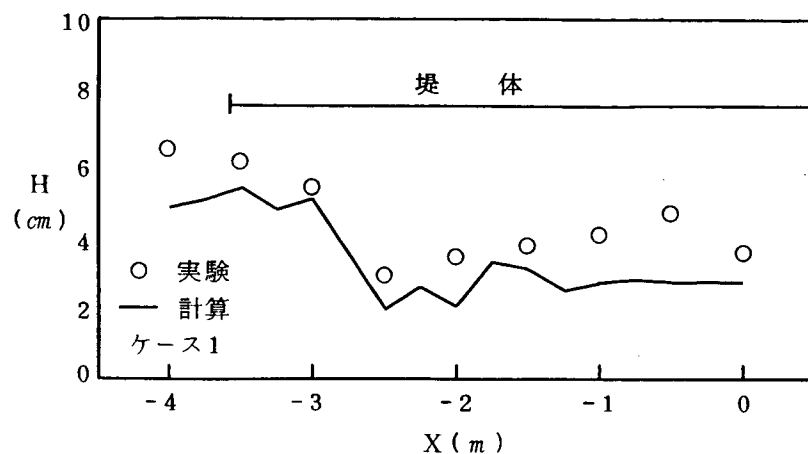


図-13.8 波峰線形状（ケース2，移動床実験，初期）

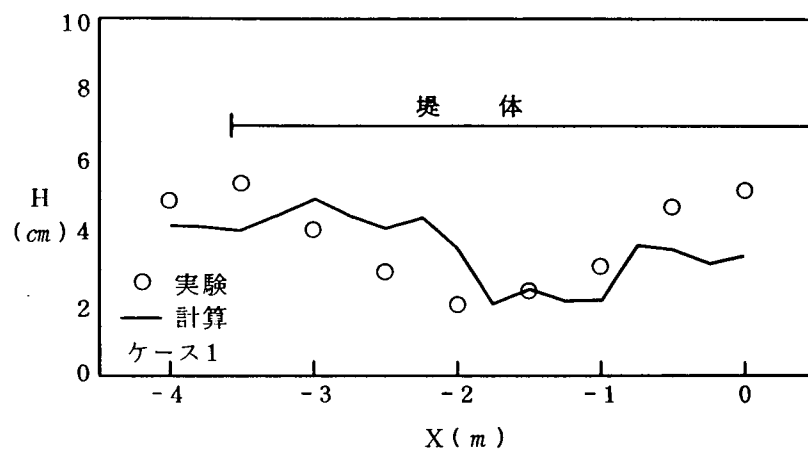
次に、堤体中央を通る $X = 0$ m 測線上の H は、実験値に比べて計算値は全体的に小さい(図-13.7(b))。この主な理由は、ケース3と同様、計算で用いた K_T が過小であったためであり、それを考慮すると計算値と実験値の一致はかなり改善される。ただし、 $Y = 1 \sim 3$ m の範囲の H は、計算の K_T の過小評価を考慮しても、実験値が計算値よりやや大きい。この原因としては、ケース3の場合と同様に回折波の波向や波高における計算精度の低下があげられるほかに、波・流れの干渉を考慮しないことによる開口部付近の波高、波向きの計算誤差も一因として考えられる。

沿岸方向の波高分布を図-13.9に示す。 $Y = 4.5$ m 測線上の H は、全域にわたって実験値より計算値が小さくなった。堤体背後の $X = -3 \sim 0$ m において計算値が実験値より小さくなった理由は、計算で用いた K_T が過小であったためである。しかし、開口部付近の $X = -4 \sim -3$ m で計算値が実験値より下まわったのは、開口部付近での波・流れの干渉が計算において考慮されていないことが主な原因である。 $Y = 2$ m 測線上の H は、 $X = -3 \sim -2$ m の範囲で計算値の方が実験値より大きく、実験に比べて計算の場合、回折波の回り込みが大きい。これは、前述したように実験では波・流れの干渉によって開口部岸側の波向が変化し、回折波の回り込みが小さくなることによるものである。 $X = -1 \sim 0$ m の範囲では、計算の K_T の過小評価を考慮に入れると計算値と実験値はほぼ一致するとして良い。

以上のことから、開口部の冲向き流れが強い場合、SURF周辺の波浪変形には入射波と開口部の冲向き流れとの干渉が大きく影響する。特に、開口部付近の波高分布や開口部からの回折波の回り込み状況において計算と実験のずれが大きい。すなわち、開口部の岸側では波・流れの干渉による波高の増大や、砕波が計算では再現できない。また、開口部岸側での冲向き流れによる波向の変化が計算では再現できないため、開口部からの回折波の回り込みが大きくなり、実験値より静穏域が狭くなる。



(a) $Y = 4.5 \text{ m}$



(b) $Y = 2 \text{ m}$

図-13.9 沿岸方向の波高分布 (ケース1, $Y = 4.5, 2 \text{ m}$ 断面)

13.4 まとめ

SURF周辺の波高分布の予測手法として、放物型方程式を用いた計算を実施し、実験結果と比較した。その結果、以下のことが明らかになった。

- ① 計算と実験による静穏域の形成範囲や波高分布パターンなどはほぼ一致をみた。ただし、回折波の回り込みが大きくなる堤体背後の汀線付近では、計算精度は低下した。
- ② 開口率の大きい堤体配置 ($W/L_s = 0.5$) の場合、開口部の冲向き流れが弱いので計算と実験の一致度は良好である。
- ③ 開口率の小さい堤体配置 ($W/L_s = 0.125$) の場合、開口部の冲向き流れが強いため、開口部の冲向き流れと入射波の干渉が強くなり、その結果、計算と実験で多少の違いが生じた。この差違は、開口部付近の波浪変形と開口部から堤体背後への回折状況の違いによって生じる。その結果、計算で求まる

静穏域の形成範囲は実験より狭くなった。

参考文献

- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1989 a）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(9)，土木研究所資料，No.2788，pp.5～24.
- 橋本 宏（1982）：放物型方程式による屈折・回折の数値計算，第29回海岸工学講演会論文集，pp.115～119.
- 上野成三・加藤雅也・斉藤栄一・宇多高明・小俣 篤（1990）：斜板消波潜堤（SURF）による静穏域の創出効果と海浜流特性，海岸工学論文集，第37巻.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室ほか（1990）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(11)，共同研究報告書，第46号，pp.78～94.
- 磯部雅彦（1986）：放物型方程式を用いた不規則波の屈折・回折・砕波変形の計算法，第33回海岸工学講演会論文集，pp.134～138.
- 合田良実（1970）：砕波指標の整理について，土木学会論文報告集，第180号，pp.39～49.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1989 b）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(8)，土木研究所資料，No.2701，pp.3～12.

第14章 あ と が き

本共同研究も最終年度に入り，研究成果をもとに平成2年度末を目標としてMMZ計画策定の手引き（案）（計画，構造設計，施工編）を完成しなければならない。このため，各種構造物の研究開発の取りまとめを急速に進めている。また，本報における検討課題については最終的な実験を実施中である。それらの研究結果については次の機会に報告したいと考えている。

付録 海洋開発関連の既発表論文の一覧

海洋開発論文集

- 1) 宇多高明・小俣 篤・峯松麻成 (1990): 沿岸域利用から見た仙台湾沿岸の特性, 海洋開発論文集, Vol. 6, pp. 1 ~ 6.
- 2) 宇多高明 (1990): サンゴ礁海岸でのウォーターフロント利用と海岸保全, 海洋開発論文集, Vol. 6, pp. 13 ~ 18.
- 3) 宇多高明・松永博史 (1990): 有脚式離岸堤の魚礁効果に関する現地調査, 海洋開発論文集, Vol. 6, pp. 31 ~ 36.
- 4) 佐藤敏文・高橋陽一・宇多高明・小俣 篤 (1990): H型スリット式海域制御構造物 (CALMOS) の水理特性, 海洋開発論文集, Vol. 6, pp. 119 ~ 124.
- 5) 桜井清一・竹内浩一・山下誠也・宇多高明・小俣 篤 (1990): 大水深域における斜板堤の消波特性および波力低減に関する実験的検討, 海洋開発論文集, Vol. 6, pp. 125 ~ 130.
- 6) 宇多高明・山本幸次 (1990): 海域制御構造物の背後域に造られた人工海浜の安定性, 海洋開発論文集, Vol. 6, pp. 263 ~ 268

土木研究所資料

- 1) 宇多高明・小俣 篤・浅対 享 (1989): 海岸環境の構成要素および海岸の利用形態に関する研究, 土木研究所資料, 第2807号, p. 51.
- 2) 宇多高明・小俣 篤・川村哲也 (1990): スリット型消波構造物の消波および波力特性に関する実験的研究, 土木研究所資料, 第2891号, p. 54.
- 3) 宇多高明・小俣 篤・峯松麻成 (1990): 透過式消波構造物の設置に伴う沖合海底地形の変化機構に関する実験的研究, 土木研究所資料, 第2890号. (印刷中)

海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(11)

共同研究報告書第46号
平成2年8月(1990)

要旨

河川部海岸研究室

レンズマウンドに関し、透過率を $K_T \leq 0.6$ とするのに必要な諸元を示すとともに、波高分布、流れの予測への放物型モデルおよび平面2次元海浜流モデルの適用性を調べた。H型スリット板ジャケット式構造物、斜板堤、根入れ鋼板セル式構造物に関しては、固定床平面実験により構造物の平面諸元と静穏度および海浜流パターンとの関係を示した。また、H型スリット板ジャケット式構造物、根入れ鋼板セル式構造物、斜板消波潜堤に関し、海浜流パターンと地形変化特性との関係を求めた。次に、斜板消波潜堤の部材波圧の算定式を示した。また、波力実験と滑動実験の比較検討を行った。複列透過性潜堤に関しても波圧の算定式を示した。鋼板セルについて耐荷性能の計算手法を導いた。また、レンズマウンド被覆材の所要重量の算定式を求めた。最後に、斜板消波潜堤周辺の波高分布の予測への放物型方程式の適用性が良好であることを示した。

キーワード：海洋開発，共同研究，海域制御構造物，消波特性，海浜流，地形変化，波力特性，耐荷性能，被覆材の安定性，数値シミュレーション，レンズマウンド，H型スリット板式海域制御構造物，斜板堤，斜板消波潜堤，複列透過性潜堤

郵便はがき

41円
をは
き切
て

305-□□

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

共同研究報告書第46号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印