

土 木 研 究 所 資 料

高 知 海 岸 人 工 リ ー フ 水 理 模 型 実 験 報 告 書

平成元年 4 月

建 設 省 土 木 研 究 所
河 川 部 海 岸 研 究 室

「Copyright © (1989) by P.W.R.I.

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

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

高知海岸人工リーフ 水理模型実験報告書

海岸研究室 室 長 宇 多 高 明
研 究 員 坂 野 章
竹 潤 勉*

要 旨

高知海岸における人工リーフ計画に関し、計画された人工リーフの持つ波浪減殺効果や、人工リーフ周辺の流れと地形変化を水理模型実験により調べた。また、人工リーフの被覆ブロックの安定性に関しては、実験的検討を行うとともに、最近提案された計算方式（宇多ほか、1988）との比較を行い、最終的にブロックの安定重量を求めた。更に、人工リーフ周辺の流れを予測可能な海浜流モデルを開発し、実験値との比較を行い、数値モデルの妥当性を確認した。

キーワード：高知海岸、人工リーフ、波浪減殺効果、被覆ブロック安定重量、海浜流、地形変化、海浜流モデル

* 現、関東地方建設局下館工事事務所

目 次

はじめに	1
第1章 高知海岸の特性	2
1.1 海底地形	2
1.2 気象・海象	3
1.3 汀線変化状況	4
1.4 計画諸元	6
第2章 実験の目的	7
第3章 人工リーフの波浪減殺効果と被覆ブロックの安定性	8
3.1 まえがき	8
3.2 実験方法	8
3.3 人工リーフの波浪減殺効果	10
3.4 被覆ブロックの安定性	11
3.5 まとめ	16
第4章 人工リーフ周りの流れと地形変化	17
4.1 まえがき	17
4.2 実験方法	17
4.3 実験結果	19
4.4 まとめ	28
第5章 海浜流の数値モデルによる検討	29
5.1 まえがき	29
5.2 計算手法	29
5.3 計算結果と実験値との比較	32
5.4 まとめ	39
第6章 結 論	40
あとがき	41
参考文献	42

は じ め に

土佐湾に面した高知海岸では、近年、離岸堤による侵食対策が進められてきた。これにより、離岸堤の背後にはトンボロが形成され、安定な前浜が確保された。しかし、場所によっては漂砂量が乏しく、離岸堤では十分な海岸保全効果が期待できない場合や、海浜の利用上、離岸堤の場合よりも広い静穏海域を創出する必要があるが生じた。このため近年各地で施工が試みられている人工リーフを高知海岸に適用させる計画が立てられた。しかしながら、高知海岸では浅海域の海底勾配が急であって、水深の深い場所に堤体を設置しなければならず、また、外洋に面しているため設計外力が大きいという特殊性がある。そこで築造基準（1987）のみに基づいて人工リーフの設計を進めることには技術的にみてやや問題があり、より詳細な検討を行う必要性が生じた。

本研究では、高知海岸における人工リーフ計画に関連し、計画された人工リーフの持つ波浪減殺効果、被覆ブロックの安定性、人工リーフ周辺の流れと地形変化などを水理模型実験により調べた。また、人工リーフ周辺の流れを調べるに際し、水理実験に頼らずとも数値モデルによって予測可能とするために、海浜流モデルによる計算を行い、実験値との比較を行った。

なお、本研究は四国地方建設局高知工事事務所の依頼によって行われたものであることを付記する。

平成元年4月

海岸研究室 室 長 宇 多 高 明
研究員 坂 野 章
竹 淵 勉*

・現・関東地方建設局下館工事事務所

第1章 高知海岸の特性

1.1 海底地形

高知海岸は土佐湾に面した延長約30kmの砂浜海岸である(図-1.1)。海岸の西端は土佐市の萩岬により、東端は夜須町の手結岬によって区切られている。土佐湾では水深200m～300mに大陸棚が発達し、その沖では水深約1500mより約4500mまで急に深くなり、南海トラフへと続いている(図-1.2)。また、沖合の海底地形を調べると、土佐海盆に向かって流れる四万十川、安芸川、奈半利川などの延長上に海底谷が発達している。一方、水深200mの等深線形によれば、室戸岬側の東部沿岸ではその間隔が密であり、逆に足摺岬側の西部沿岸では比較的緩い勾配になっている。ところで、土佐湾へ来襲する高波浪の卓越方向は概ねSないしSSWであることから、土佐湾への侵入波は東側で高く、西側で低いという特徴がある。

本研究の調査対象区間の海浜地形は、汀線付近の海底勾配が約 $1/10$ と比較的急勾配であるが、その沖は約 $1/60$ と緩勾配であり、更に、沖合150m付近にバーが発達しているのが特徴と言える(図-1.3参照)。

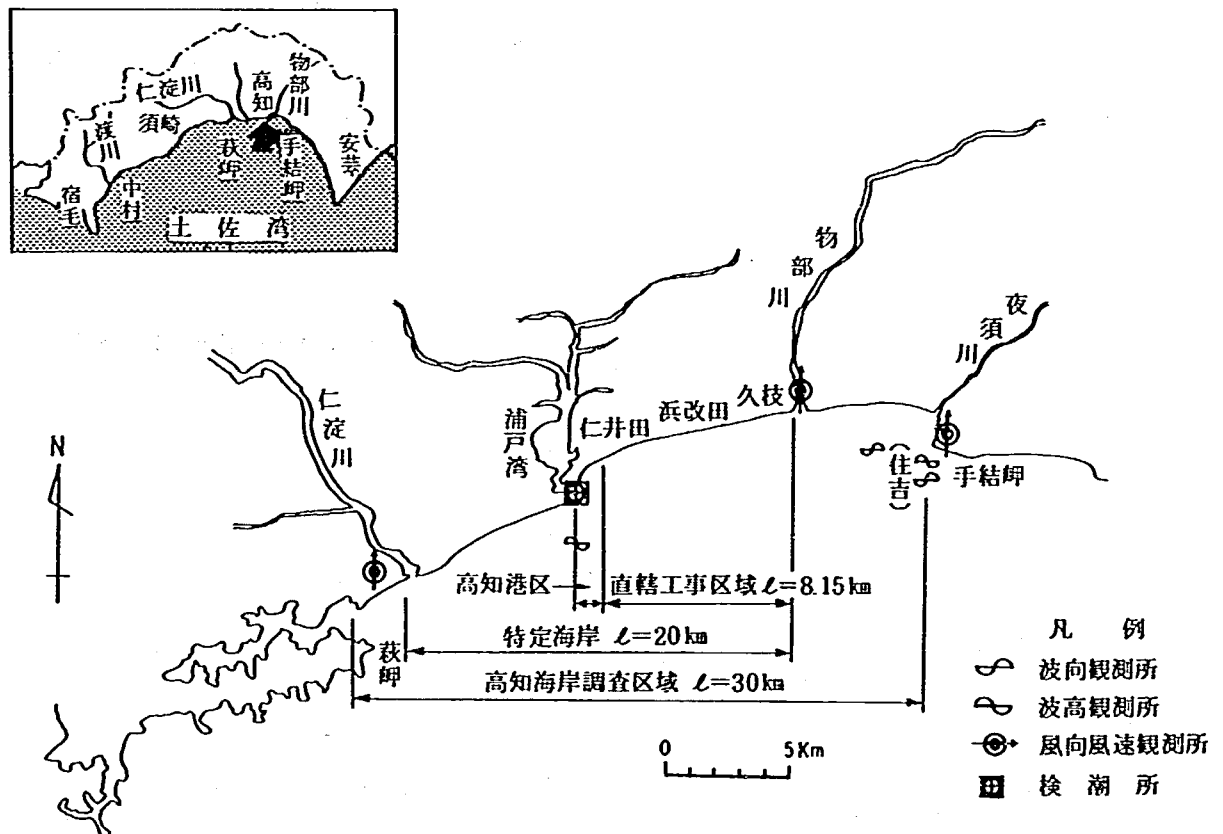


図-1.1 高知海岸位置図

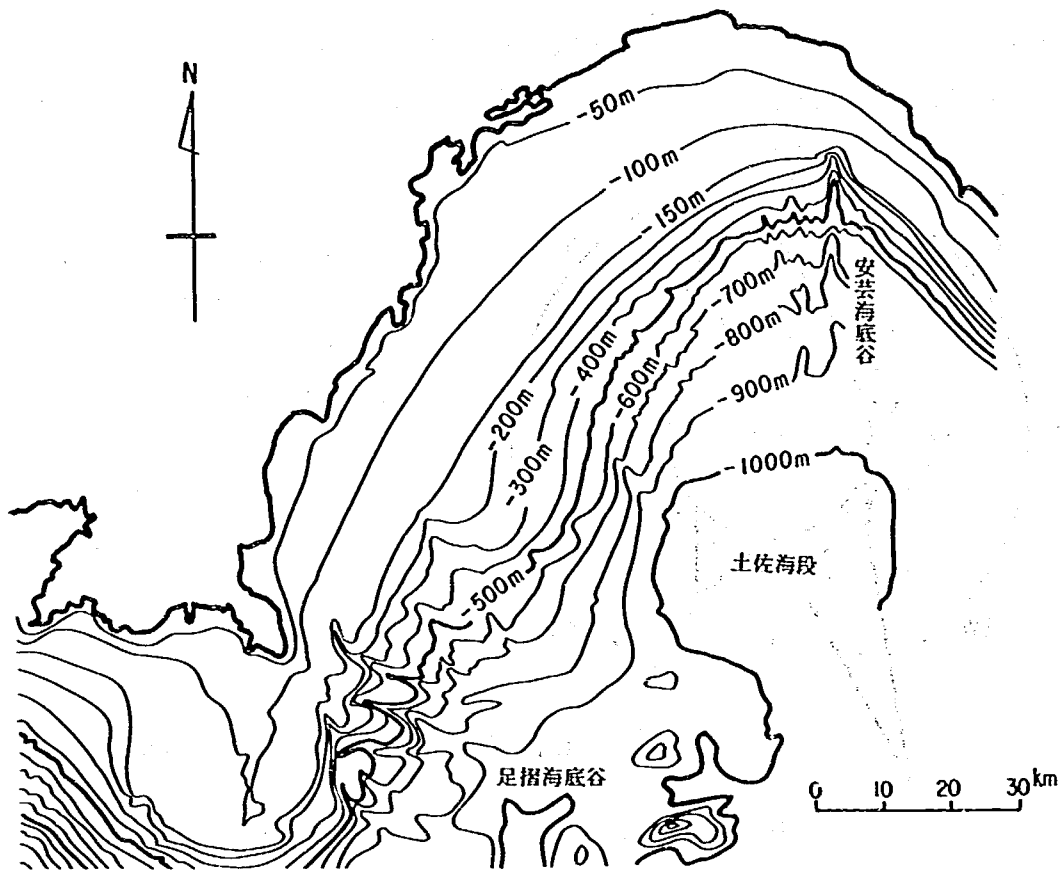


図-1.2 土佐湾の海底地形

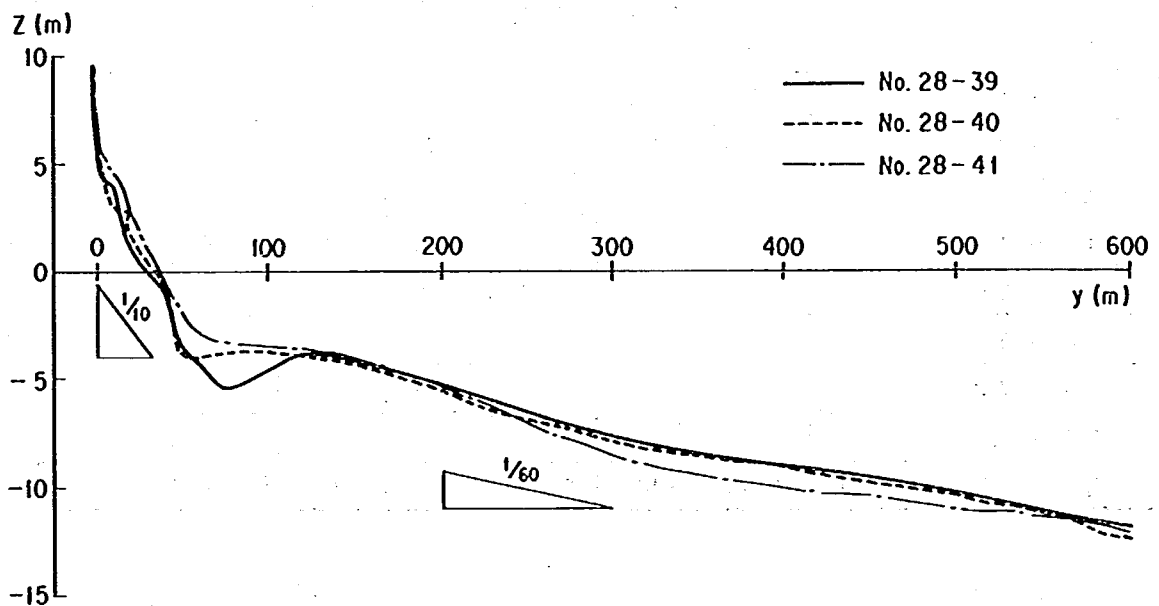
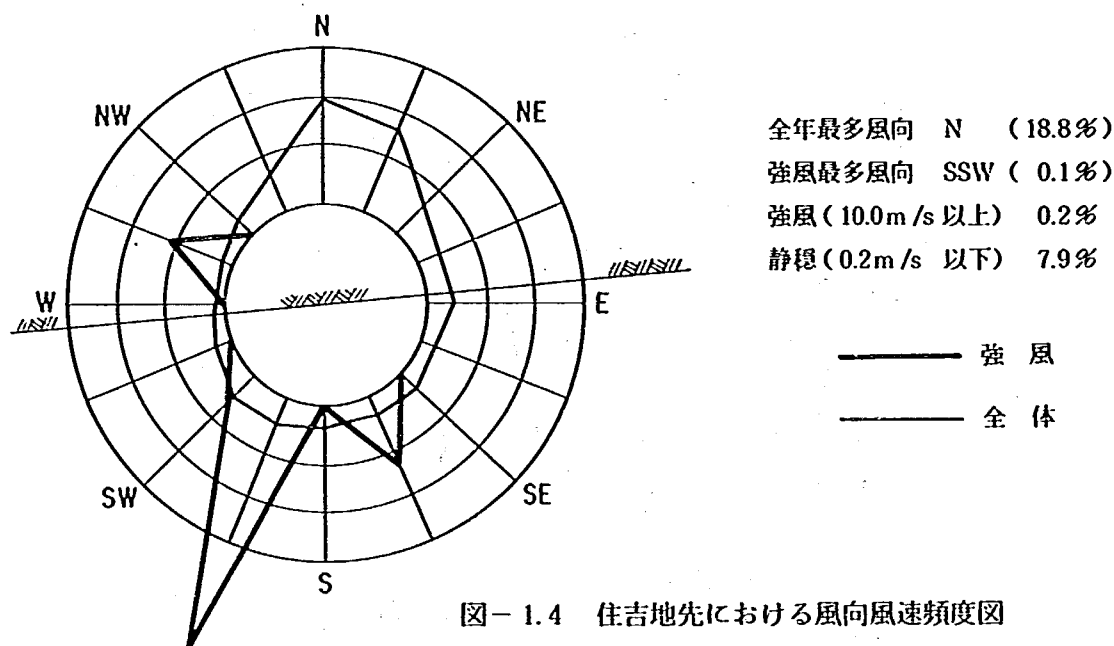


図-1.3 高知海岸の代表的海浜断面形

1.2 気象・海象

高知海岸の気象・海象は住吉地先で測定されている。1986年の風向風速の頻度を図-1.4に示す。全風速は陸上地形の影響を受けて北風が多い。また強風ではSSWないしSSE方向が卓越する。1979

年，1980年における住吉地先沖での波の発生状況を表－1.1に示す。年間を通じて有義波高 $H_{1/3}$ は大部分 1.0m 以下，また周期は 6～10s であるが，台風，低気圧により時々高波が発生する。



図－1.4 住吉地先における風向風速頻度図

表－1.1 波高・周期の頻度 (住吉地先)

$H_{1/3}$ (m) \ $T_{1/3}$ (s)	0～4	4～6	6～8	8～10	10～12	12～14	14～16	16以上	合計
0.0 ～ 0.5	11	470	1,527	1,437	228	17	3		3,693
0.5 ～ 1.0	37	693	1,110	750	246	43	1		2,880
1.0 ～ 1.5		99	297	187	99	24			706
1.5 ～ 2.0		8	113	81	75	30			307
2.0 ～ 3.0			50	52	32	35	12		181
3.0 ～ 4.0			3	10	23	22	6		64
4.0 ～ 5.0				1	9	8			18
5.0 ～ 6.0						11			11
6.0 ～ 7.0					1		1		2
7.0 ～ 以上									
合 計	48	1,270	3,100	2,518	713	190	23		7,862

1.3 汀線変化状況

高知海岸の汀線変化状況として空中写真をもとに定めた1947年～1986年の間の汀線変化を図－1.5に示す。1947年には，各地区とも70～100mの幅の前浜があったが，その後前浜侵食が著しく，直轄編入前の1967年には，久枝地区の前浜幅は40mと狭まった。同地区では1973年，前浜幅は30mまで後退したが，同年より開始された離岸堤の建設により汀線の回復がみられ，現在はほぼ60～70m

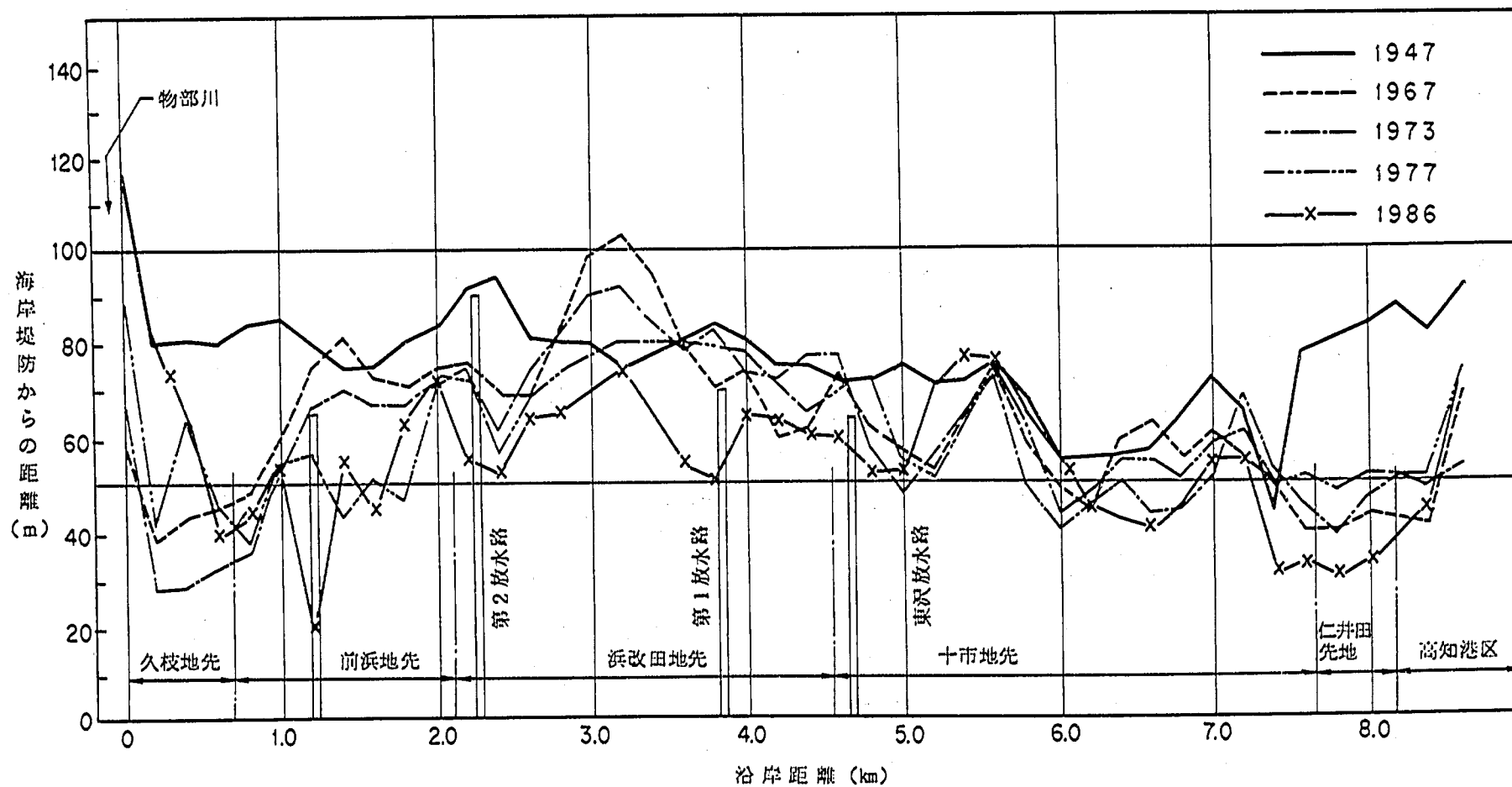


図-1.5 高知海岸の汀線変化状況

の前浜幅が確保されている。また、久枝地区より、前浜地区、浜改田地区と西側へ工事が進められている離岸堤建設により、各地区とも汀線が前進した。後川放水路～第2放水路間（8号堤～16号堤）は当時から若干、前浜が広がったこともあり、離岸堤は汀線際に設置され概ね汀線の維持が図られている。浜改田地区の17号堤以降は、沖合100m～140mに設置されており、トンボロの成長により、概ね1940年代当時の汀線が回復されつつある。一方、近年十市地区、仁井田地区では侵食が著しく、これらの地区の前浜確保を目的として、1986年（51号堤）より離岸堤建設に入っている。

1.4 計画諸元

高知海岸では、1970年8月の台風10号による災害を契機に、学識経験者、関連行政機関の代表者等から構成される高潮会議が設置され、1970～72年の間に7回の委員会が開かれ、土佐湾に面する海岸の高潮対策の検討が行われた。この結果、表-1.2に示すような計画諸元が定められた。なお、表中の※印を付けた項目が土佐湾高潮対策技術会議での決定値である。

表-1.2 高知海岸の計画諸元

朔望平均満潮位	T. P. + 0.74m
計画偏差	1.46 m (M 35. 9. 7 台風における計算値)
※計画高潮位	T. P. + 2.20m
※計画規模及びコース	伊勢湾台風級・第2室戸台風コース
※計画波高	10.1 m (S. M. B. 法にもとづく Wilson 法による)
※周期	15.2 sec
波長	360m
計画堤防高	T.P. + 9.30m

※ 土佐湾高潮対策技術会議決定値

第2章 実験の目的

本研究の目的は、高知海岸における人工リーフ計画に関し、人工リーフの持つ波浪減殺効果を調べ、人工リーフの被覆ブロックの安定重量を求めることにある。また、人工リーフが周辺の流れや地形変化に及ぼす影響についても実験的に検討する。これらのうち、人工リーフの波浪減殺効果と、被覆ブロックの安定重量については2次元固定床模型実験によって検討を加える。また、人工リーフが周辺の流れや地形変化に及ぼす影響については、移動床平面模型実験によって調べる。

ところで、人工リーフ周辺の流れを調べるに際し、水理実験に頼らずとも数値モデルによって流れの予測が可能となれば工学上かなり有効である。なぜならば、実際の工事等に際し、人工リーフの諸元が変更された場合、諸元の変更による波や流れの変化状況を知るために平面実験を再び繰り返すことは実用上困難であるが、数値モデルではこの種の計算が比較的容易に行えるからである。このような見地より、海浜流の数値モデルを用いて人工リーフ周辺での流れを予測する方法についても検討した。

第3章 人工リーフの波浪減殺効果と被覆ブロックの安定性

3.1 まえがき

人工リーフは熱帯・亜熱帯にあるサンゴ礁の持つ機能を人工的な構造物によって発揮させようとするものである。一般にサンゴ礁は平均海面よりわずかに下った位置に幅広い平坦面を有し、沖合からの入射波はこの平坦面の存在のため礁縁付近で砕波し、礁内は静穏となる。この機能を発揮させる上で本質的に重要なのは、リーフ上の浅い水深と、幅広いリーフの存在である。そこで、人工リーフについてもこれらの諸元が変化した場合の波浪減殺効果について調べた。一方、人工リーフの構成材料としてはしばしば捨石が用いられているが、作用波力が大きくなると捨石で被覆することが困難となり、被覆ブロックを使用する必要性が生ずる。その場合、ブロックの安定重量の合理的決定法が問題となる。本研究では水理実験によって安定重量について検討すると共に、最近提案された新しい重量算定式（宇多ほか，1988）による値との比較検討も行った。

3.2 実験方法

2次元固定床実験では、2次元水路（ $33 \times 0.6 \times 0.8\text{m}$ ）の中に模型斜面をラワン合板で製作し、 $1:60$ の斜面上に人工リーフを設置した（図-3.1）。この模型海浜形状は現地海岸における人工リーフ建設予定位置周辺の平均海浜断面である（図-1.3参照）。人工リーフは碎石と平ブロックで構成され、固定床の勾配変化点の地盤高はT.P. -3.0m（現地）とした。

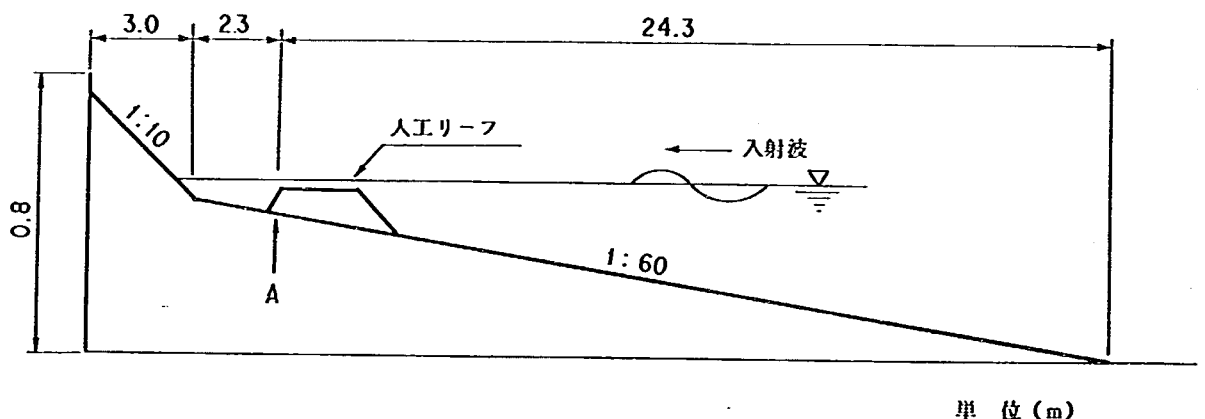


図-3.1 模型海浜の断面形

実験の縮尺は $1/50$ とし、人工リーフの天端幅、水位、ブロック重量、波浪条件を変化させ合計84ケースの実験を行った（表-3.1）。測定項目は入射波高、人工リーフ上の波高、流速である。波高・流速は水路上の台車に計測器を設置して測定した（写真-3.1）。

表-3.1 2次元固定床実験ケースの一覧

人工リーフ諸元		潮 位	波 浪		実験ケース
天 端 幅 (m)	ブロック重量 (g)		波 高 (cm)	周 期 (sec)	
堤 体 無 し		+ 4.4 cm	11 ~ 14	1.85	12
		0.0 cm	12	1.65	
		9.6	9.6	1.48	
		- 2.2 cm	9.6	1.13	
1.2	48, 66	+ 4.4 cm	11 ~ 14	1.85	24
		0.0 cm	12	1.65	
		9.6	9.6	1.48	
		- 2.2 cm	9.6	1.13	
1.8	34, 48, 66	+ 4.4 cm	11 ~ 14	1.85	36
		0.0 cm	12	1.65	
		9.6	9.6	1.48	
		- 2.2 cm	9.6	1.13	
2.4	66	+ 4.4 cm	11 ~ 14	1.85	12
		0.0 cm	12	1.65	
		9.6	9.6	1.48	
		- 2.2 cm	9.6	1.13	

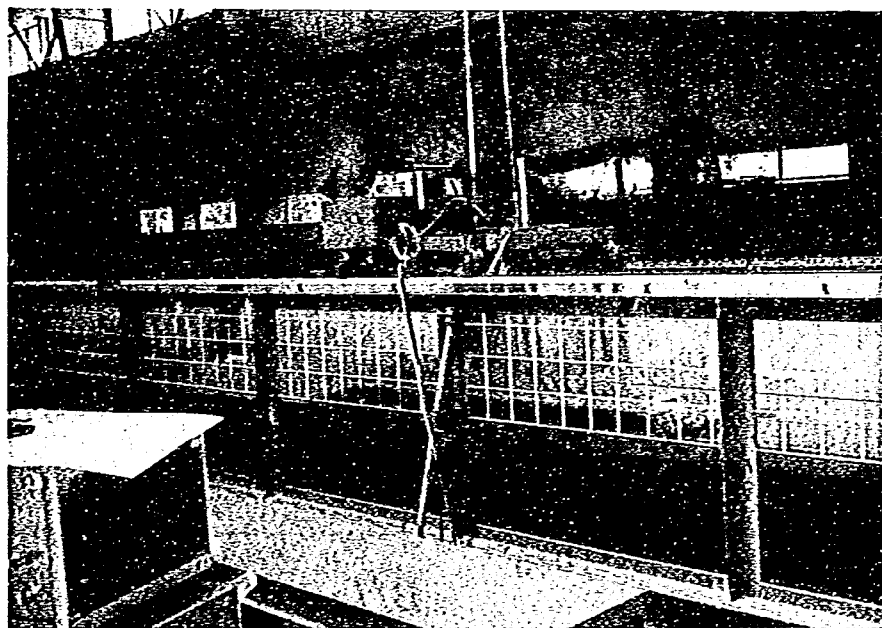


写真-3.1 2次元水槽と台車

3.3 人工リーフの波浪減殺効果

人工リーフは、岸側法肩位置（A点）を基準として沖側に天端幅を変化させた（図-3.1 参照）。したがって、天端幅が長くなるとき人工リーフの沖側の法先水深も深くなる条件である。いずれの人工リーフにおいても法勾配は沖側で1:4、岸側で1:1とした。

人工リーフの波浪減衰効果は、強制砕波により入射波高を低減させる割合により評価される。ここでは、沖波波高に対する人工リーフ岸側の法肩位置（図-3.1のA点）での波高の比（ H_t/H_0' ）を波高伝達率と定義し、築造基準（1987）のデータと比較した。なお、既存のデータは、人工リーフ上の天端水深と沖波波高の比（ R/H_0' ）が0.4以下の範囲が少ないので、本研究ではとくにこの部分に関し多くのデータを追加した。波高伝達率と人工リーフ天端幅Bとの関係をリーフ天端水深Rと換算沖波波高の比（ R/H_0' ）をパラメータとして整理すると図-3.2となる。ただし図中の実線は本実験で得られたデータを滑らかに結んだもの、また、破線は築造基準の値である。 R/H_0' が一定の場合、

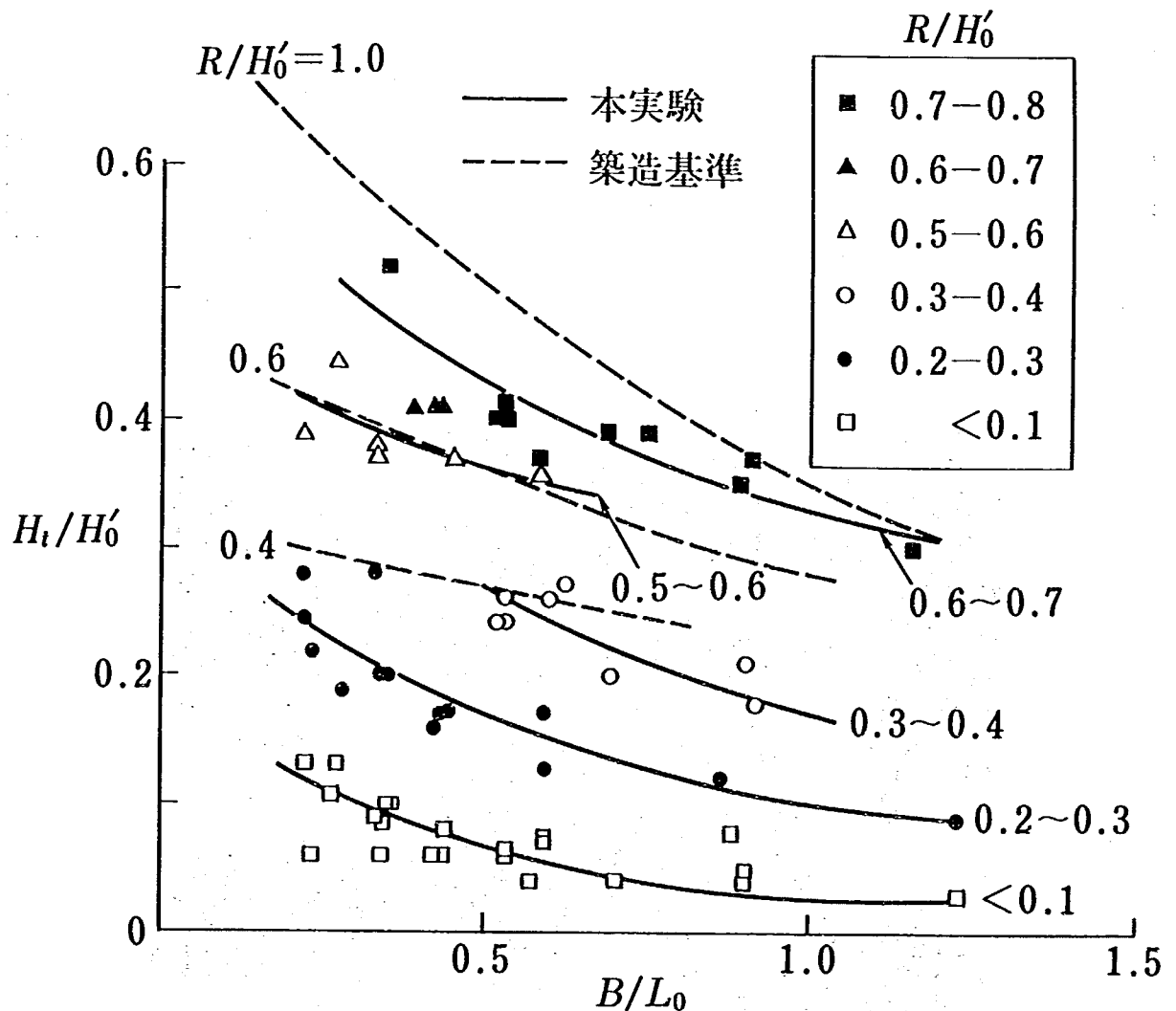


図-3.2 人工リーフの波浪減殺効果

相対天端幅 (B/L_0) が大きくなると H_1/H_0' は小さくなるが波高伝達率の減少率も小さくなり、 B/L_0 を大きくした効果は明確ではなくなる。また、 R/H_0' が小さいほど波高伝達率は小さくなる。このように R/H_0' が 0.4 より小さい範囲でも築造基準のデータと基本的には同様な傾向が得られた。

3.4 被覆ブロックの安定性

被覆ブロックの安定性について実験的に調べた。実験に用いたブロック重量は 34, 48, 66g の 3 種類である。ブロックの移動状況は波を約 200 波作用させた後、写真撮影して調べた。ただし既に述べたように、天端幅 (B) の変化は同時に沖側の法先水深 (h_p) の変化をも意味する。そこで以下では B と h_p 両者を示して各ケースを区別した。なお、法先水深 h_p は現地換算した潮位が T. P. 0m の条件下での水深とする。ブロックの安定性を支配する要因を見出すには、ブロックの移動形態について細かく分析することが必要である。ブロックの移動形態は a) 滑動, b) 滑落, c) セリ上がり, d) 浮き上がり, e) 飛び の 5 種類に分類された (図-3.3 参照)。これらの 5 種類のうちいずれか一つ

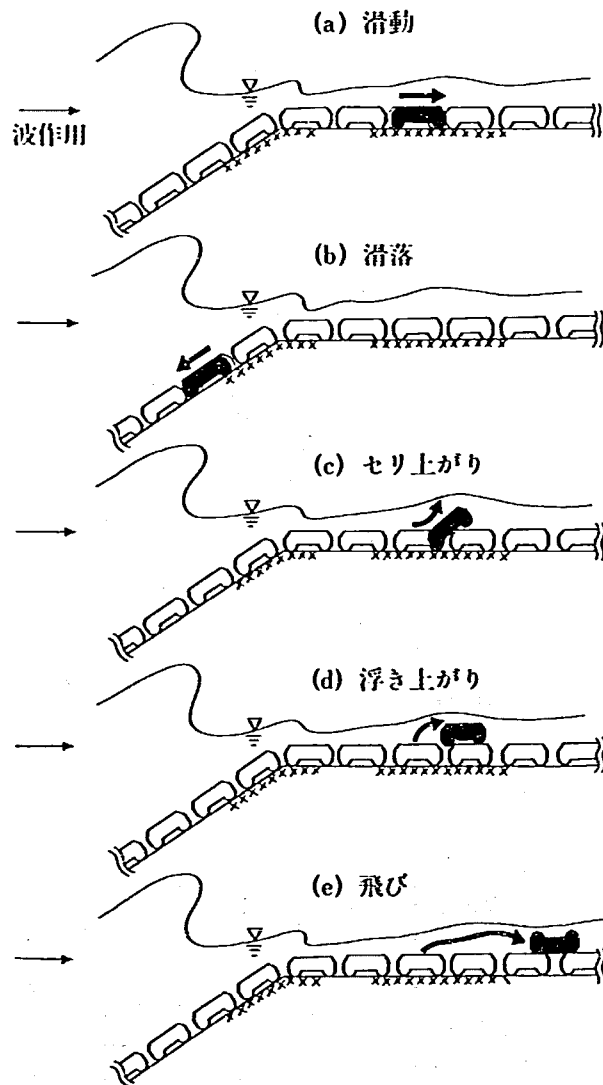


図-3.3 被覆ブロックの移動状況模式図

の移動が生じた場合も1ケースとしたとき、ブロックの移動は、堤体のある全体72ケースのうち27ケースで生じた。またその移動形態を含めて分類すると表-3.2のようである。表中の数字はブロッ

表-3.2 被覆ブロックの移動状況

人工リーフ諸元		潮 位	波 浪	ブロック移動状況				
天端幅(m)	ブロック重量(g)			滑 動	滑 落	セリ上がり	浮き上がり	飛 び
1.8	34	H.H.W.L. 4.4 cm	①					
			②					
			③				2	1
			④				2	8
		M.W.L. 0.0 cm	①					1
			②	6			1	10
			③				1	
			④				4	
		L.W.L. -2.2 cm	①					
			②					1
			③				2	
			④				1	
1.8	48	H.H.W.L. 4.4 cm	①					
			②					
			③	2			2	
			④	6			2	
		M.W.L. 0.0 cm	①					
			②	9	20			
			③	1	12			
			④	1	12			1
		L.W.L. -2.2 cm	①		12			
			②		24			
			③		24			
			④		26			
2.4	48	H.H.W.L. 4.4 cm	①					
			②					
			③	21			5	
			④	7				
		M.W.L. 0.0 cm	①					
			②	6			1	
			③	1			3	
			④	2		4		
		L.W.L. -2.2 cm	①	4		5		
			②	3		3		
			③			5		
			④	2				

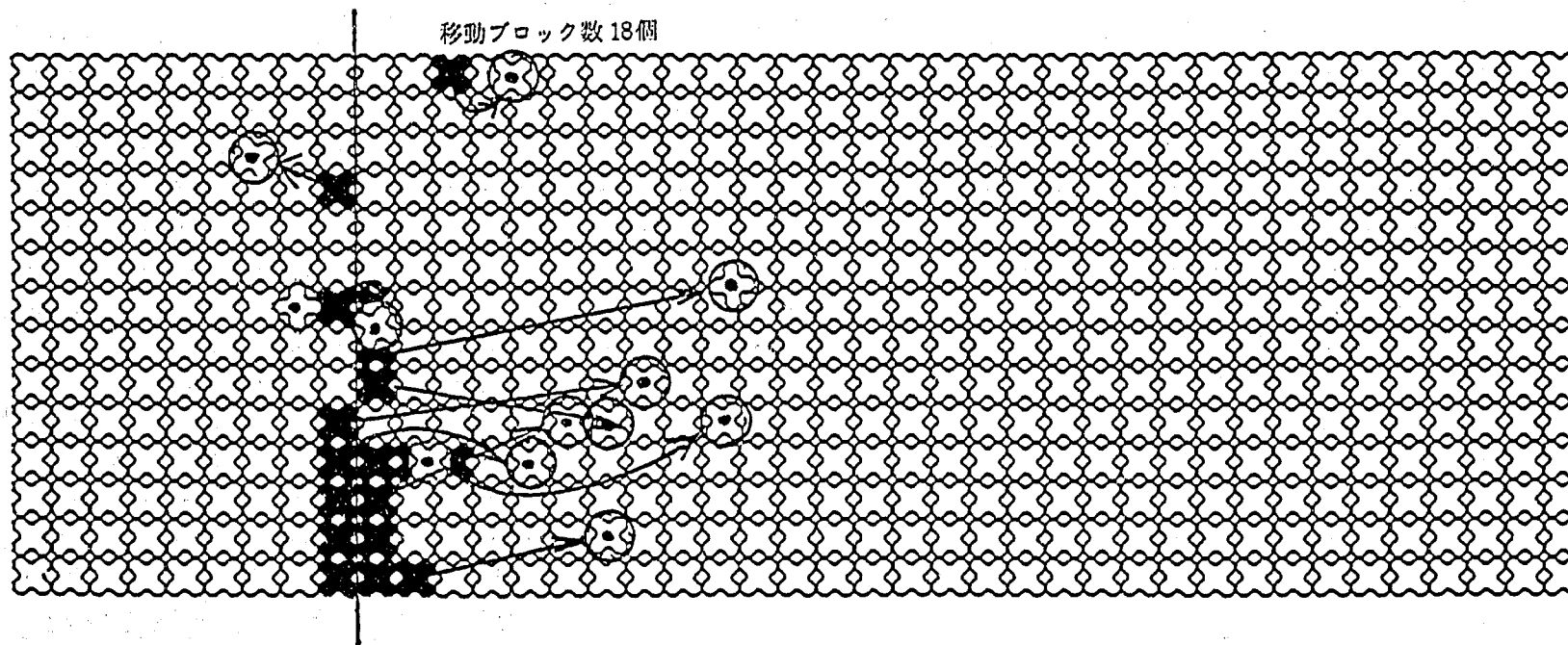


図- 3.4 被覆ブロックの移動箇所

次に、天端幅、潮位が変化した場合の移動形態の相違について注目する。まず、 $B = 1.2\text{m}$ ($h_p \approx 0.12\text{m}$) ではブロックは移動しなかった。また $B = 1.8\text{m}$ ($h_p \approx 0.14\text{m}$) の場合の移動形態は滑落が、また $B = 2.4\text{m}$ ($h_p \approx 0.15\text{m}$) では滑動が大半を占めていた。このようにブロックの移動形態と移動箇所は、砕波位置によってほぼ決定される。すなわち、人工リーフの天端幅を長くすると（人工リーフをより沖合まで延ばすと）人工リーフ沖側法面よりもリーフ天端近くで砕波が生じ、その付近の天端被覆ブロックの岸方向への滑動が卓越する。一方、人工リーフの天端幅を短くすると、人工リーフの沖側法面より沖で砕波が生ずるため、法面での被覆ブロックの滑落が卓越する。これらの点は、天端水深が同様であっても法先水深が変化するとブロックの移動状況が変化することを意味する。

人工リーフの構成材料の重量を算定するには築造基準（1987）の方法がある。この方法では、ブロックの重量は岸沖方向の流速のみの関数としている。しかし、以上に述べた実験結果によれば、ブロックの安定性を支配する上で次の2要因が重要である。

- ① 天端水深（ R ）は同様であっても法先水深（ h_p ）が変化することで、ブロックの移動状況が変化する。
- ② 天端水深と波高の比（ R/H_o' ）が増加するにつれて、ブロックは移動しにくくなる。

そこでここではこれら2点を考慮した次のブロック重量の算定式（宇多ほか，1988）により必要重量を求め、実験値と比較した。

$$W = K_L \frac{\rho_s R^3}{S^3 \cos^3 \alpha} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここで

$$K_L = S_n^3 f_o^6 K_v \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

$$f_o = 8 \exp(-1.5 H_o' / h - 2.8 R / H_o') + 0.2 \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

$$S_n = 0.9$$

$$K_v = \begin{cases} 0.5 & \text{自然石} \\ 0.5 \sim 1.0 & \text{コンクリートブロック} \end{cases}$$

ここに、 W はブロックの重量（ tf ）， α ：人工リーフの法勾配， $S = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$ ， ρ_w ：海水の単位体積重量（ tf/m^3 ）， ρ_s ：ブロックの単位体積重量（ tf/m^3 ）， H_o' ：換算沖波波高， h ：法先水深， R ：人工リーフの天端水深， S_n ＝ブロックの安定係数であって、式（3.1）の適用範囲は $H_o' / h > 0.3$ である。これらの式は実験的に求められたものであるが、その詳細は参考文献（宇多ほか，1988）に詳しい。この算定式によって与えられるブロックの移動限界と実験結果を図－3.5に示した。計算では、天端水深 $R = 0.03\text{m}$ ，法先水深 $h = 0.14\text{m}$ ， $K_v = 0.5$ と与えた。実験によるブロックの移動有り、無しの分類は式（3.1）によりほぼ分類されることがわかる。

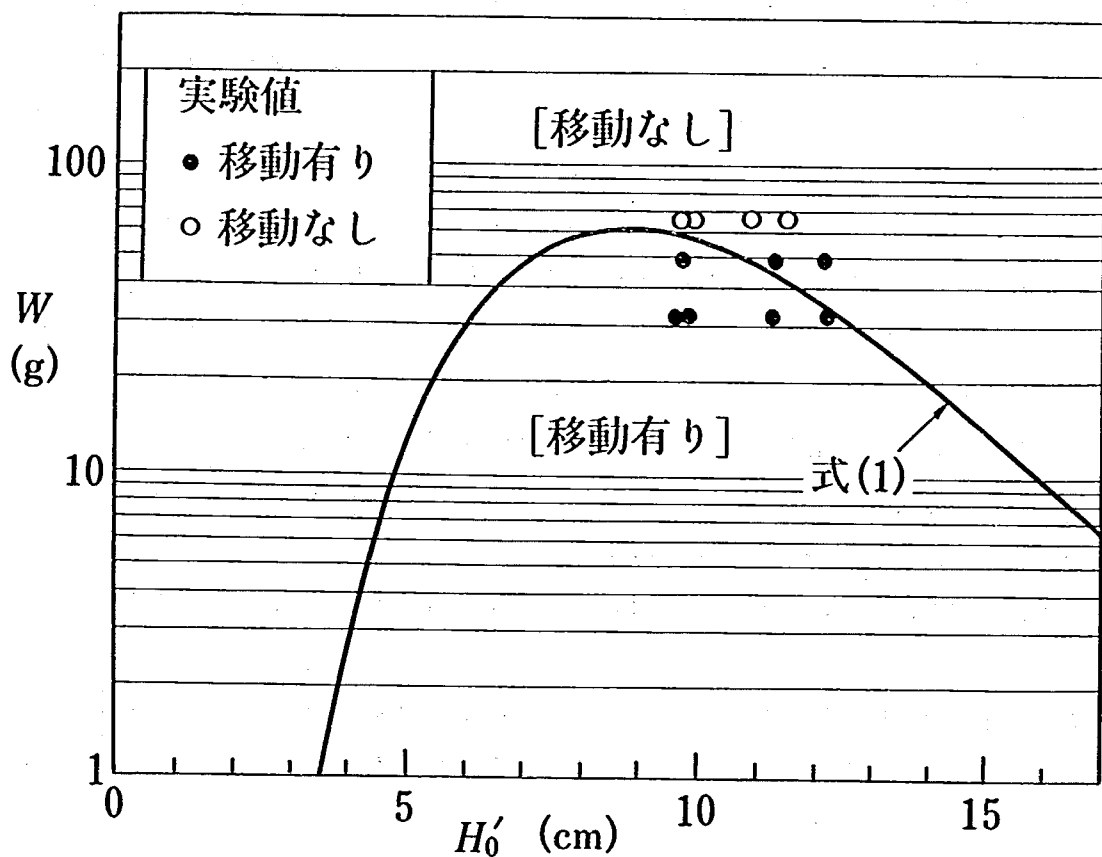


図- 3.5 被覆ブロックの安定性検討

3.5 ま と め

本章の検討によって得られた結論をまとめると以下のようである。

- ① 高知海岸で計画されている人工リーフの波浪減殺効果を実験的に調べた。その結果、築造基準では R/H'_0 が 0.4 より小さい範囲でデータ数が少なく、明瞭な関係が得にくい欠点があったが、本実験によりこの部分に関してもデータが追加された。この結果、波浪減殺効果に関しては、築造基準のデータと基本的には同様な傾向が得られた。
- ② 人工リーフの被覆ブロックの移動は滑動、滑落、セリ上がり、浮き上がり、飛びの 5 種類に分類され、これらの分類にはリーフの法先水深がかなり強く影響することが判明した。またブロックの移動の有無は、新しい算定式(宇多ほか, 1988)によりうまく分類することができた。

第4章 人工リーフ周りの流れと地形変化

4.1 まえがき

人工リーフでは、リーフ上で生じた碎波によってかなり強い岸向き流れが生じる。この流れはリーフ端部より沖向きに流出し、全体として大きな循環流を形成する。また、高知海岸では離岸堤が既に存在することから、これと人工リーフとの間において戻り流れが集中し、これによって洗掘等が生じないかどうかの問題がある。本章では、3次元の移動床水理実験によってこれらの点について検討する。

4.2 実験方法

3次元移動床実験では、平面水槽（21×16×0.6 m）内に人工リーフ、既設離岸堤（堤長1 m）および新離岸堤（堤長3 m）を設置し、波を10時間作用させて地形変化を調べた（図-4.1）。実験は表

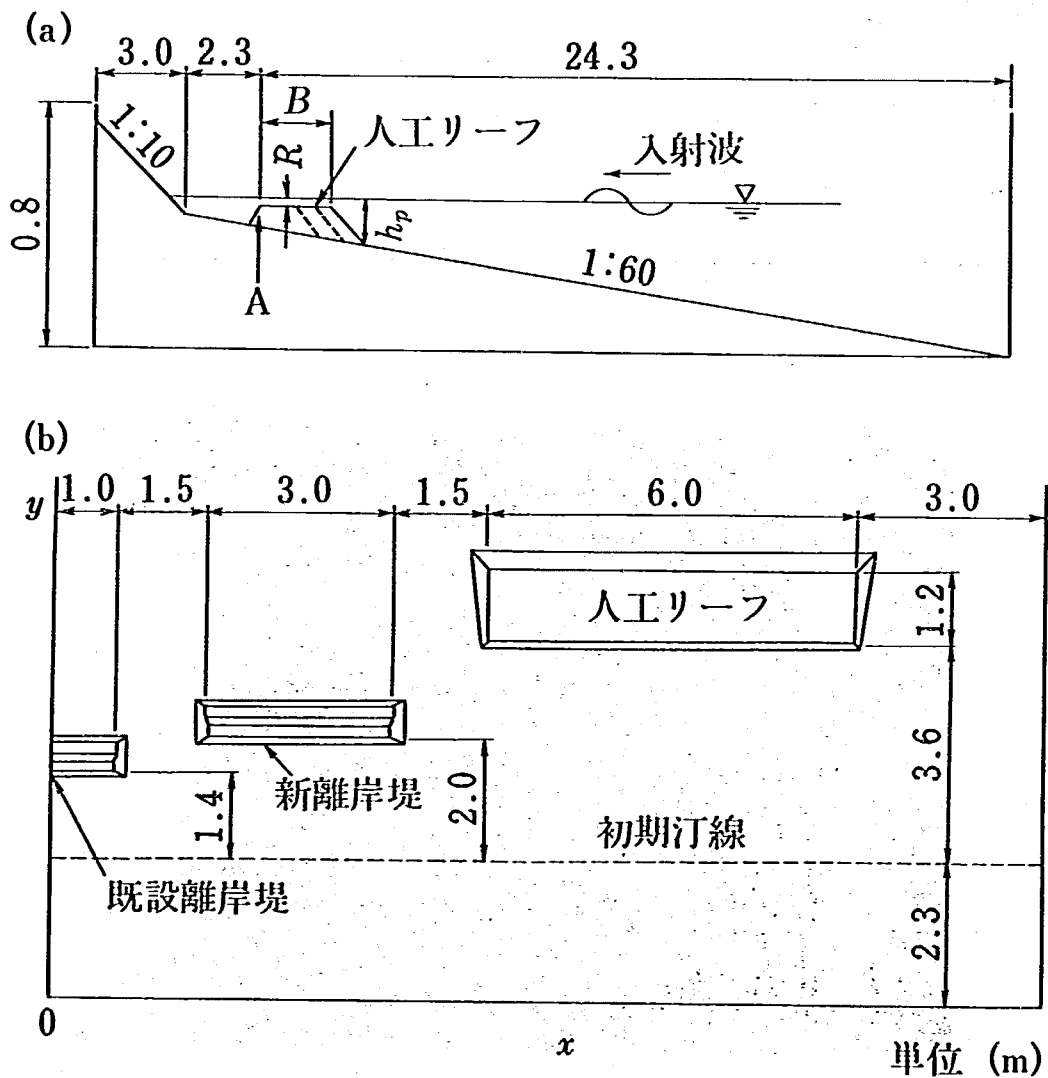
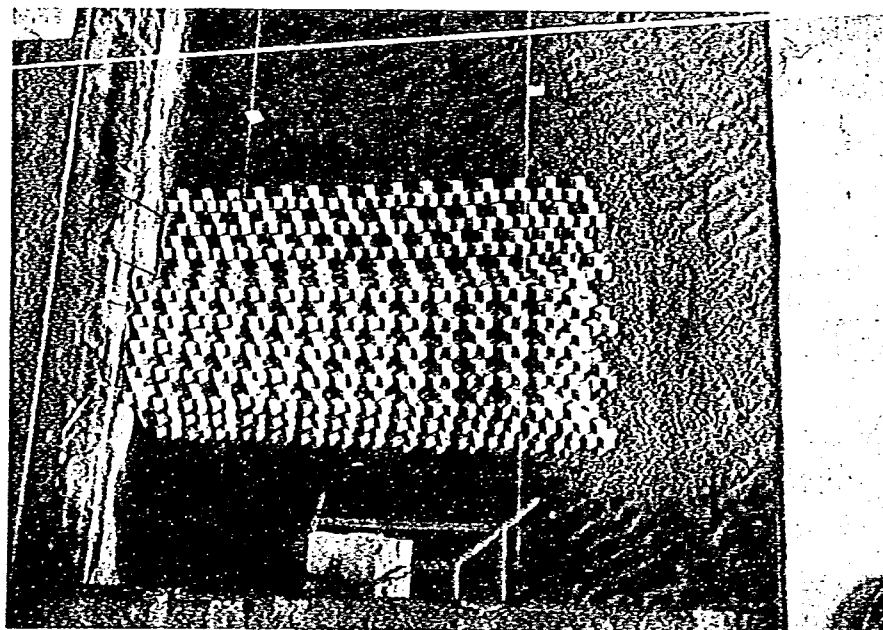


図-4.1 模型海浜の断面形と平面形

ー 4.1 に示すように 2 ケース行い、ケース①の設置構造物は人工リーフと既設離岸堤、ケース②ではこれらに新離岸堤を加えた。実験に用いた底質材料は、中央粒径約 0.3 mm の砂であり、離岸堤の構造は、異型ブロック (244 g) の層積みとした (写真ー 4.1 参照)。また人工リーフは 2 次元実験と同様、碎石と平ブロックで製作した。実験では、まず 2 次元実験と同様の勾配 (1 : 60 と 1 : 10) を持った沿岸方向に一樣な海底面を造り、これに波を作用させた。入射波は同じ粒径の底質を用いた移動床模型実験において、岸沖漂砂による海浜断面変化が現地海岸の条件と似た条件となるように、 $H_i = 5.2$

表ー 4.1 3 次元移動床実験ケース一覧

	地形測量	波 浪 測 定				流況測定	打ち上げ 高 測 定 (波浪 2)
		砕波波高	砕波位置	砕波波向	波高分布		
ケース① (リーフのみ)							
安定海浜の形成時 (現 況)	○	○	○	○		○	
初 期 (堤体設置直後)	○	○	○	○		○	
安定海浜時 (堤体設置 10 時間後)	○	○	○	○	○	○	○
ケース② (リーフ + 新離岸堤)							
安定海浜の形成時 (現 況)	○	○	○	○		○	
初 期 (堤体設置直後)	○	○	○	○		○	
安定海浜時 (堤体設置 10 時間後)	○	○	○	○	○	○	○
堤 体 撤 去 後							○



写真ー 4.1 離岸堤の設置状況

cm, $T = 1.2$ s の条件 (橋本ほか, 1983) を水深 0.3 m の地点で与えた。波は 3 時間作用させ、あらかじめ初期における岸沖漂砂による急速な地形変化を生じさせた。その後構造物を設置して再び 10 時間波を作用させ、海底地形、流況、波の打ち上げ高を測定した。実験に用いた現地換算潮位は T.P. 0 m であり、入射波向は初期汀線に直角とした。測定項目は、海浜形状、流況、砕波波高、波向、打ち上げ高および人工リーフ上の波高分布である。

4.3 実験結果

まず、人工リーフ周辺の地形変化に着目し、ケース①の初期と波作用 10 時間後の等深線形を図-4.2, 4.3 に示す。初期の等深線形は沿岸方向にほぼ平行である (図-4.2)。10 時間後の地形形状を示す図-4.3 によると、-18 cm の等深線形は、陸上部の波の到達しない部分の等高線とほぼ平行であって、ほぼ初期形状を保っている。すなわち、この波浪・底質条件における移動限界水深はほぼ -18 cm に等しい。人工リーフ設置区間 ($7 \leq x \leq 13$ m) の背後では 4 cm ~ -6 cm の間の等深線が 2 つのピークを形成しつつなだらかに前進した。これは人工リーフ背後が静穏となるために堀川ほか (1973) の分類によるⅢ型の海浜変形により前浜付近に土砂が打ち上げられたこと、また人工リーフの開口部から土砂が運ばれて堆積したためと考えられる。人工リーフと既設離岸堤の間では、-6 cm 以浅の等深線位置にはほとんど変化がないが、-10 cm ~ -16 cm の等深線は著しく変化し、舌状の深い部分が岸向きに入り込んでいる。これと対照的に、既設離岸堤の斜め沖合の区域では -12, -10 cm の等深線が

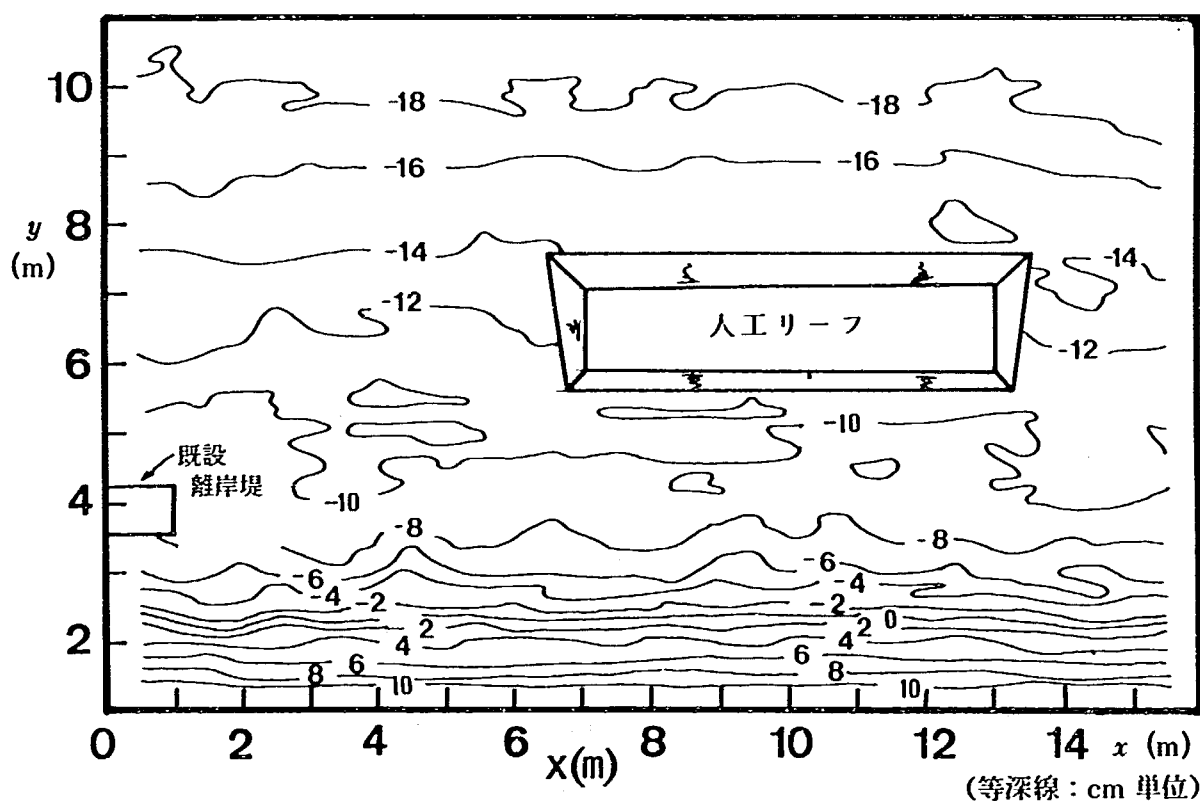


図-4.2 初期海浜形状 (ケース①)

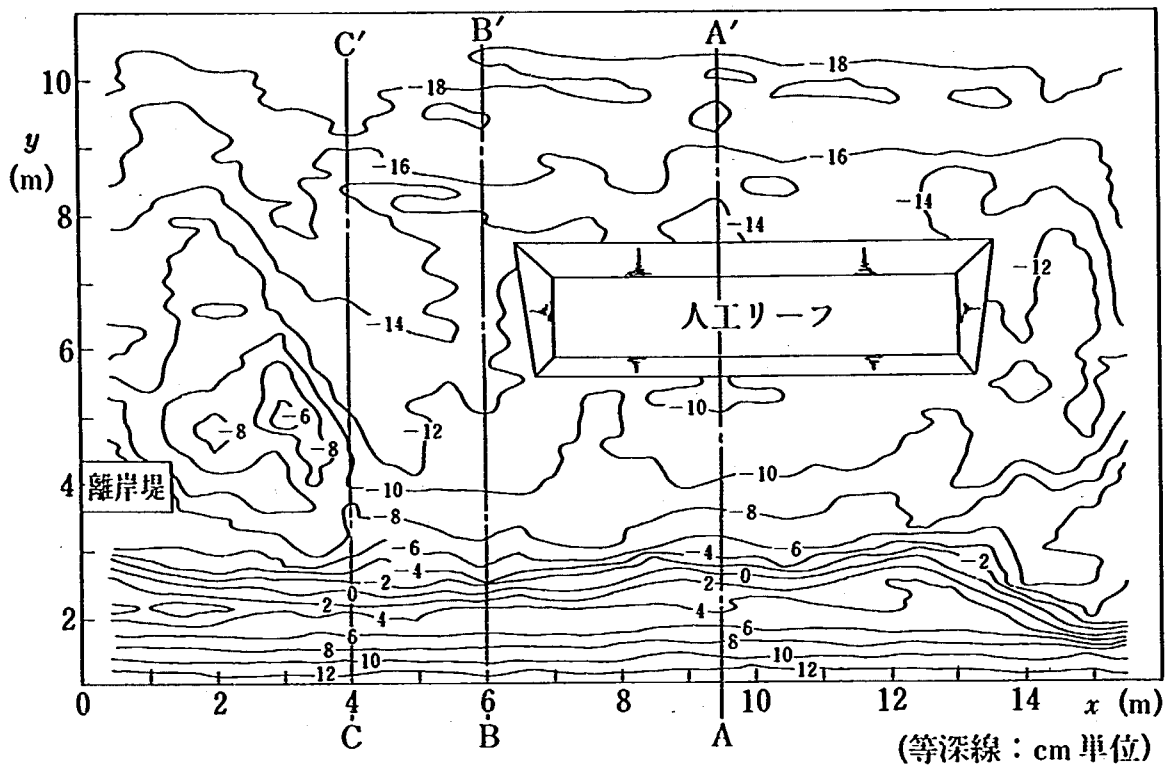


図-4.3 波作用10時間後の等深線図(ケース①)

沖へ移動した。結局、人工リーフの左側端部付近より侵食された土砂が既設離岸堤の斜め沖合部に堆積したことがわかる。同様に人工リーフの右側開口部においてもかなりの洗掘が生じている。

ケース①の実験開始直後の海浜流の流況を図-4.4に示す。人工リーフ上での強制砕波により強い岸向き流れが誘起される。この岸向き流れはかなり強く、人工リーフの単位幅当りの流量を求めると、 $q \approx 57 \text{ cm}^3/\text{s}/\text{cm}$ (現地換算約 $2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$) となった。人工リーフの岸側へと運ばれた流体は、開口部より冲向き流れとなって流出し、結局1対の循環流が形成された。人工リーフの左側部分の方が開口幅が広いため、右側部分と比較して左側の循環流の規模の方が大きい。また、いずれも循環流の中心は人工リーフの岸側端部付近にある。人工リーフの左側開口部では斜め冲向きに強い離岸流が発生し、冲向き流れが加速されている。ここでは図-4.3の深浅図を見ると洗掘が進んでおり、流れと地形変化が良い対応を示していることが明らかである。また、図-4.4に示す循環流のパターンは、離岸堤背後に形成される循環流のパターンとその向きが逆である。このため人工リーフ背後では汀線はずか前に前進するものの(図-4.3参照)、離岸堤背後のようにトンボロの著しい発達は見られない。このような流れと地形変化の特性は、新潟海岸の人工リーフの試験施工で得られた結果(浜口ほか, 1988)と良く一致する。

図-4.2と同一の初期地形条件の下で、既設離岸堤と人工リーフの間に離岸堤を新設し(図-4.5)、波を10時間作用させた場合、新設離岸堤の近傍だけでなくかなり広い領域で地形変化が生じた(図-4.6)。図-4.4と比較すると、人工リーフの左端部付近の侵食区域はずっと狭くなった。これは例

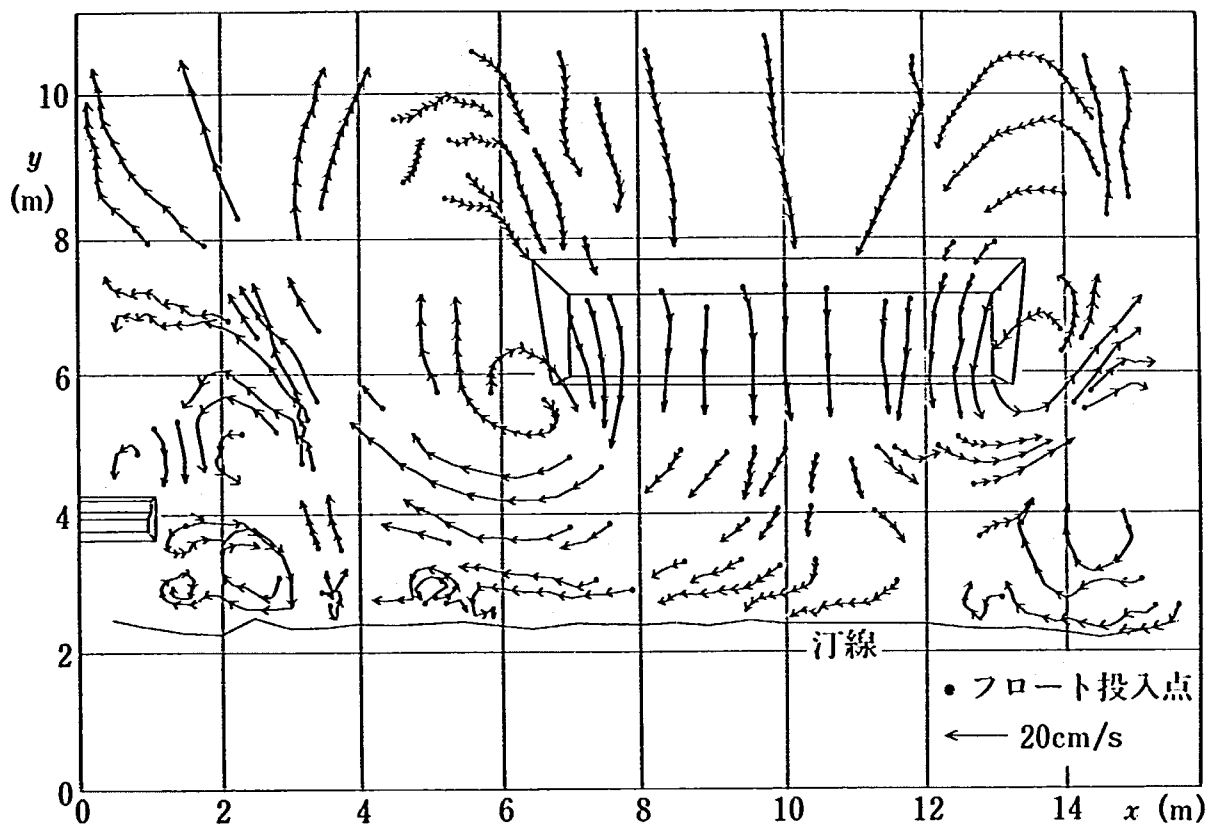


図-4.4 海浜流の流況 (ケース①)

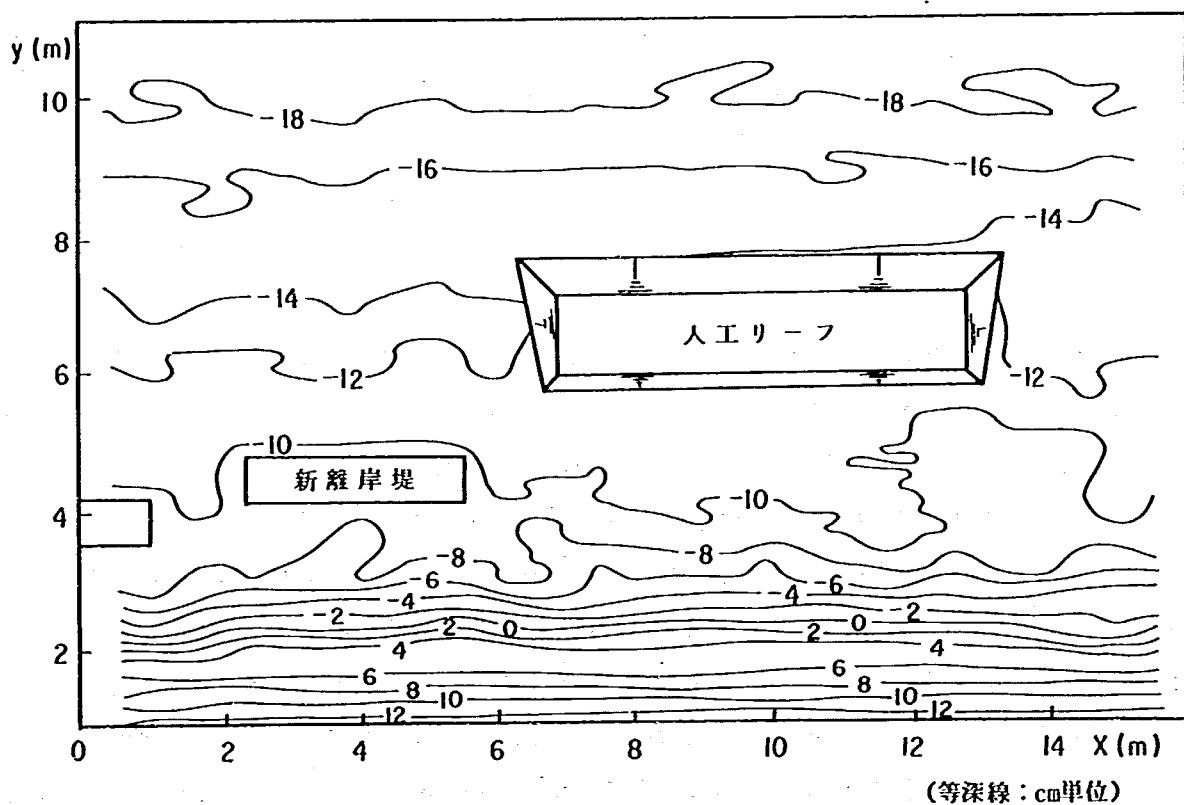


図-4.5 初期海浜形状 (ケース②)

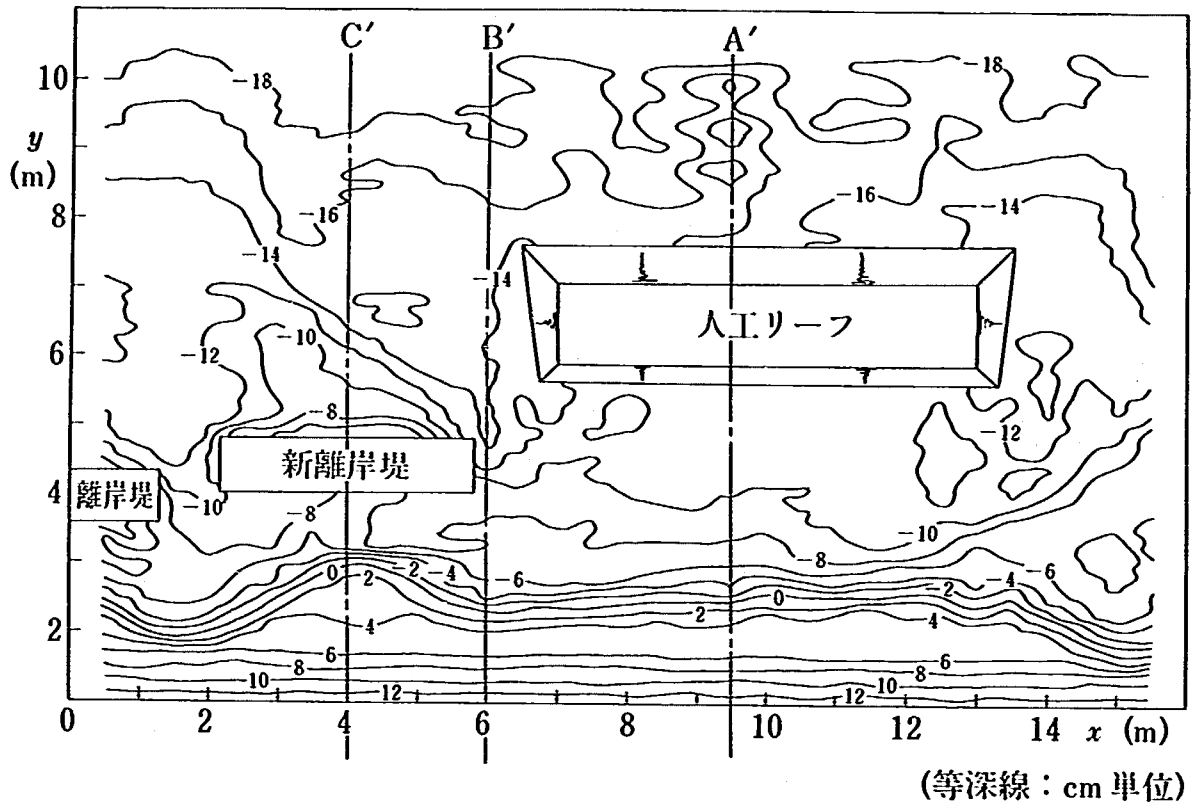


図-4.6 波作用10時間後の等深線図 (ケース②)

例えば-12cmの等深線形を相互比較すれば明らかである。新離岸堤の存在によって、侵食区域は人工リーフより岸側にあまり広がらない。この点は開口部の洗掘対策として新離岸堤の設置がかなり有効なことを示している。ただし新離岸堤の右・沖側端ではかなり著しい局所洗掘が見られることから、構造の安定性を高めるよう新離岸堤に関して根固め等の対策が必要である。また、新離岸堤の設置以前においては、既設離岸堤と人工リーフの間の汀線は全体に沖に向かって凹形であったが、新離岸堤を設置することにより背後は舌状に突き出た。一方、開口部では汀線が後退するから全体としては波形の汀線形となった。

地形変化は新離岸堤を設置した人工リーフの左側開口部だけでなく、右開口部においても生じている。例えば $10 \leq x \leq 13$ m の範囲の-8cmおよび-10cmの等深線位置をケース①、②で比較すると、ケース②(図-4.6)の場合これらの等深線がより岸側へと入り込んでいる。

ケース②の波作用初期における流況を図-4.7に示す。ケース①の流況(図-4.4)と比較することにより両者の差を明らかにできる。新離岸堤を設置しても人工リーフ上の流れの基本的パターンは変化しない。すなわち、人工リーフ上での砕波により強い向岸流が形成され、それが人工リーフの両側より沖向きに流出する。この結果1対の循環流が形成された。ケース①と同様に岸向き流れの単位幅流量を求めると、 $q = 66 \text{ cm}^3/\text{s}/\text{cm}$ (現地換算 $2.3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$) となった。しかしながら新離岸堤の設置によって左側の循環流の規模が縮小したことが明らかである。このような流れの変化により、人工リーフ左側端部付近の地形変化状況が変化し、ケース②の場合はケース①に比較して人工リーフ

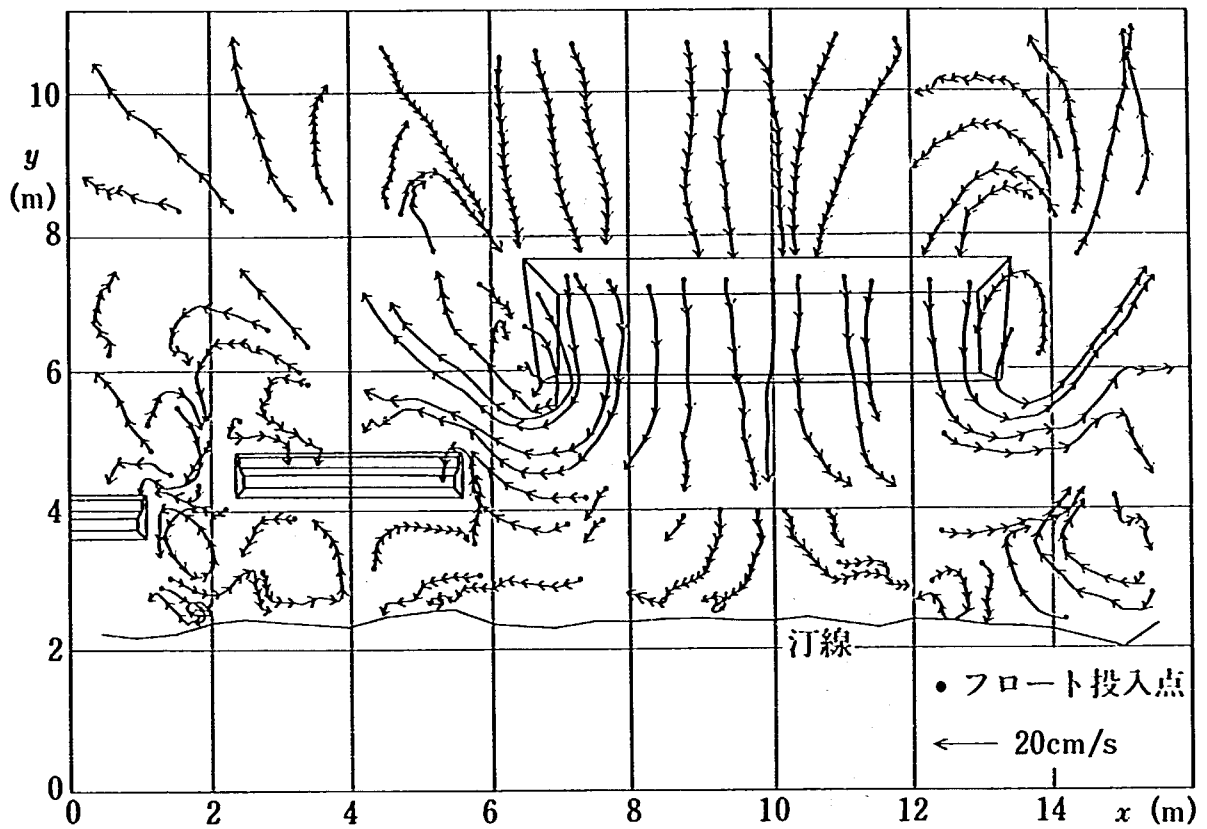


図-4.7 海浜流の流況図(ケース②)

の岸側が洗掘されにくくなったと考えられる。一方、右側の循環流に関しては逆にその規模が増大した。右側の循環流に取り込まれる流量を両者で比較すると、ケース①ではほぼ $x \approx 11$ m より右側の区域からの流れが右開口部からの冲向き流れとなったのに対し、ケース②では流れの分岐点が $x \approx 10$ m と左側へ約 1 m ずれ、より多くの流量が右開口部を経由して流出した。すなわち新離岸堤の設置により左開口部からの冲向き流れが阻害されたため、逆に右開口部からの冲向き流れが強くなったことがわかる。図-4.3, 4.6 を比較すると、このような流れの変化に応じて人工リーフの右端部付近での洗掘量がケース①よりケース②の方が大きくなったことも明らかである。人工リーフの左側端部での離岸堤新設が右側区域での流れや地形変化に影響を及ぼしうることに注意が必要である。

次に代表測線における海浜断面形の変化を図-4.8 に示す。代表断面としては、人工リーフを横切る A-A' 断面、開口部の B-B' 断面および新離岸堤を横切る C-C' 断面を選んだ。人工リーフを横切る A-A' 断面では、両ケースともリーフの沖側に人工リーフからの反射波によると考えられるほぼ $\frac{1}{2}$ 波長のサンドバーが見られる。また、-5 cm 以深で若干侵食され、汀線付近に土砂が堆積した。これは人工リーフの岸側が静穏になったため、岸向き漂砂が生じたことを表わしていると考えられる。新離岸堤と人工リーフの間の B-B' 断面では、ケース①, ②とも沖合が侵食された。しかし新離岸堤がない場合(ケース①)では $2.5 \leq y \leq 7$ m の全範囲で約 3 cm 海底面が下がったのに対し、ケース

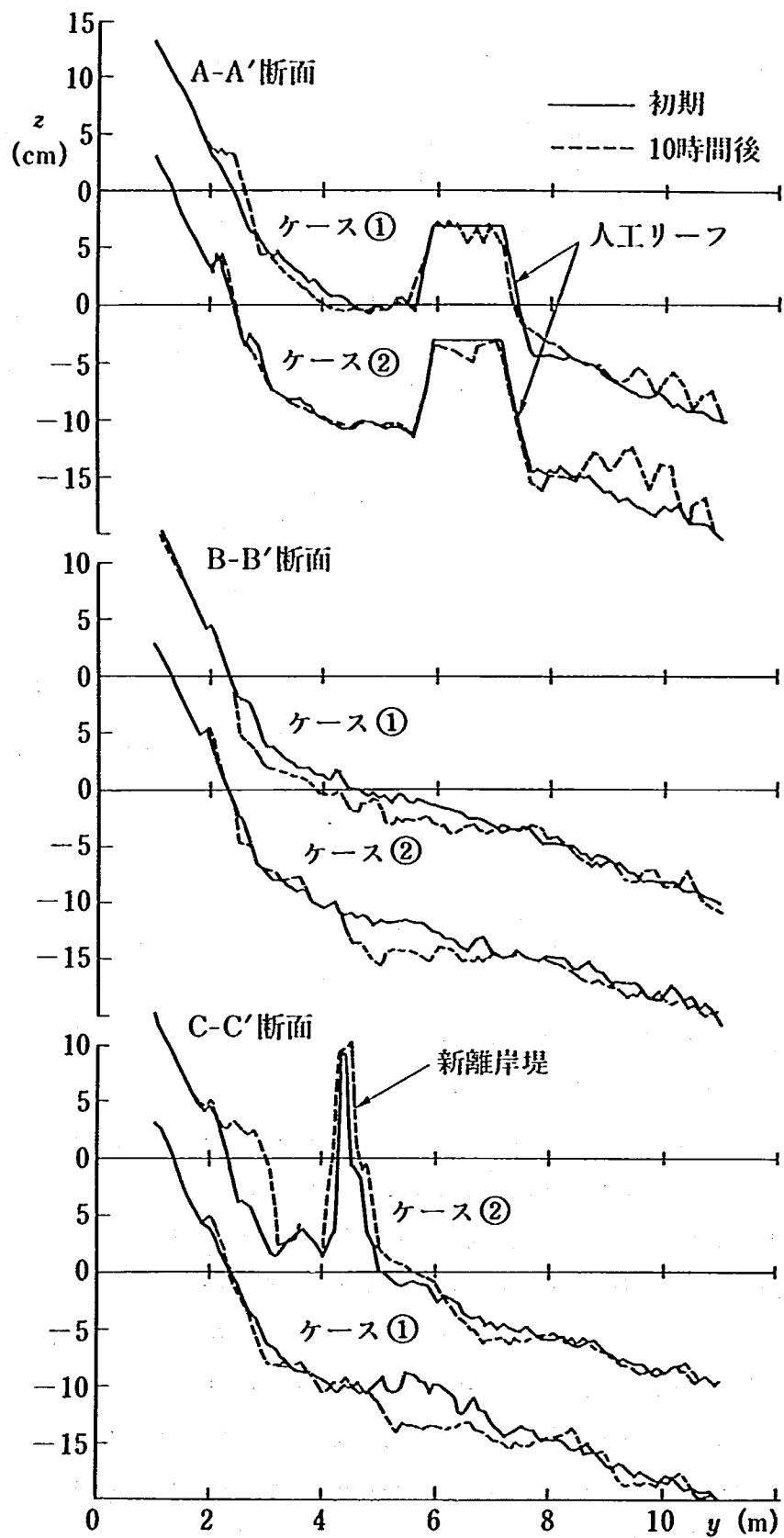


図-4.8 代表測線に沿う断面形の変化

②では侵食範囲が狭くなった。ただし洗掘深の最大値は約5 cmと大きくなった。このことから、新離岸堤がない場合、侵食域は岸側にまで広がるのに対し、ある場合には離岸堤より沖が侵食されることになる。C-C'断面では、トンボロが発達し、かなり多くの土砂が汀線付近に堆積した。A-A'断面とC-C'断面とを比較すれば明らかなように、離岸堤背後では大きなトンボロが発達したが、人工リーフの岸側ではそのような著しい地形変化は生じない。人工リーフの岸側では岸向きの流れが発達するのに対し、離岸堤では構造物中心付近ではこれと逆向きの流れが生ずる。このような流れの違いが構造物背後の堆砂状況の変化をもたらしたと考えられる。

構造物周辺の地形変化の平面分布を詳細に調べるために、初期地形と波作用10時間後の地形をもとに海底面の変化高を調べ、その平面分布を調べた(図-4.9, 4.10)。最初に人工リーフ左側の侵食域について両者を比較する。ケース①では $2.5 \leq y \leq 8.7$ mの範囲が、またケース②では $4.5 \leq y \leq 7.8$ mの範囲が侵食されている。すなわち、ケース①では侵食区域が汀線付近にまで及んでいることが明らかである。このことから新離岸堤を設置した場合、離岸堤位置より沖で侵食が生じるものの、離岸堤を設置しない場合に比べ汀線のすぐ沖合部での侵食を防止すると考えられる。同様に、この侵食域近くの堆積域の分布形の相違を調べると、新離岸堤を設置した場合、洗掘土砂は離岸堤の沖側にのみ堆積することがわかる。そのほか、人工リーフ背後での堆砂状況にはあまり大きな差違は生じていない。

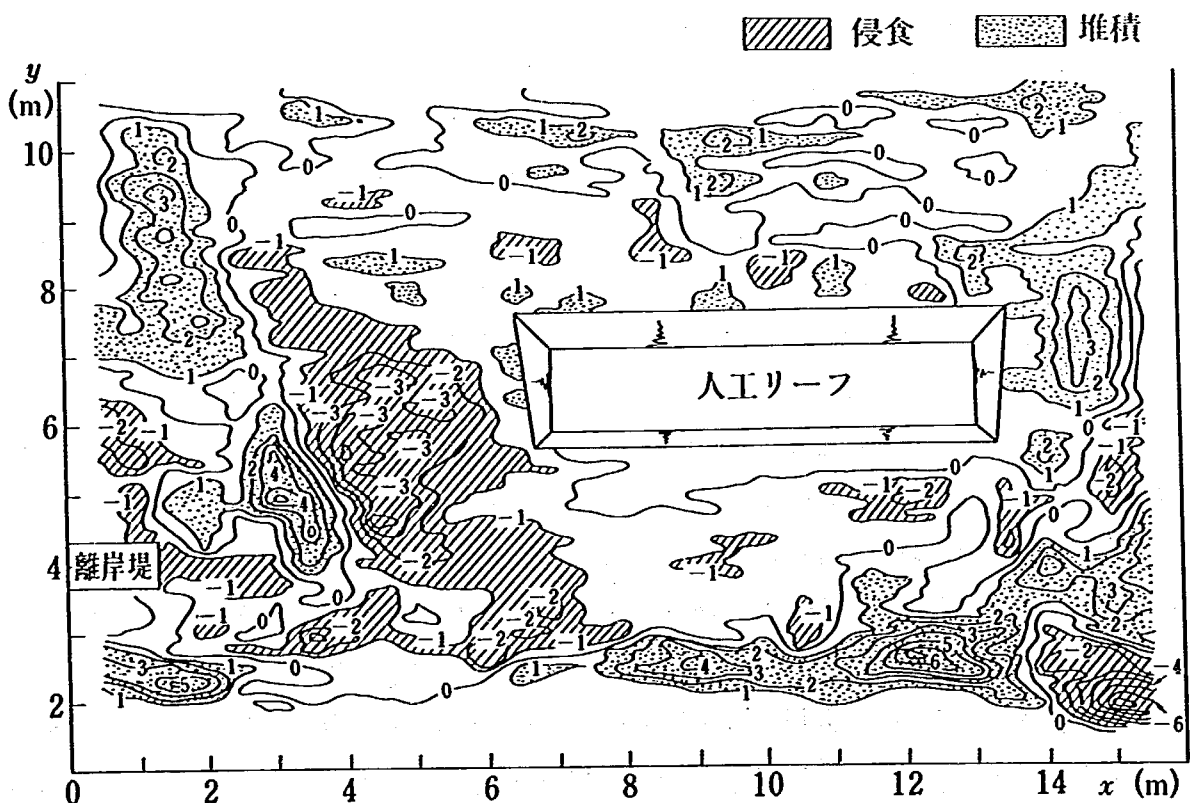


図-4.9 地形変化量の平面分布(ケース①)

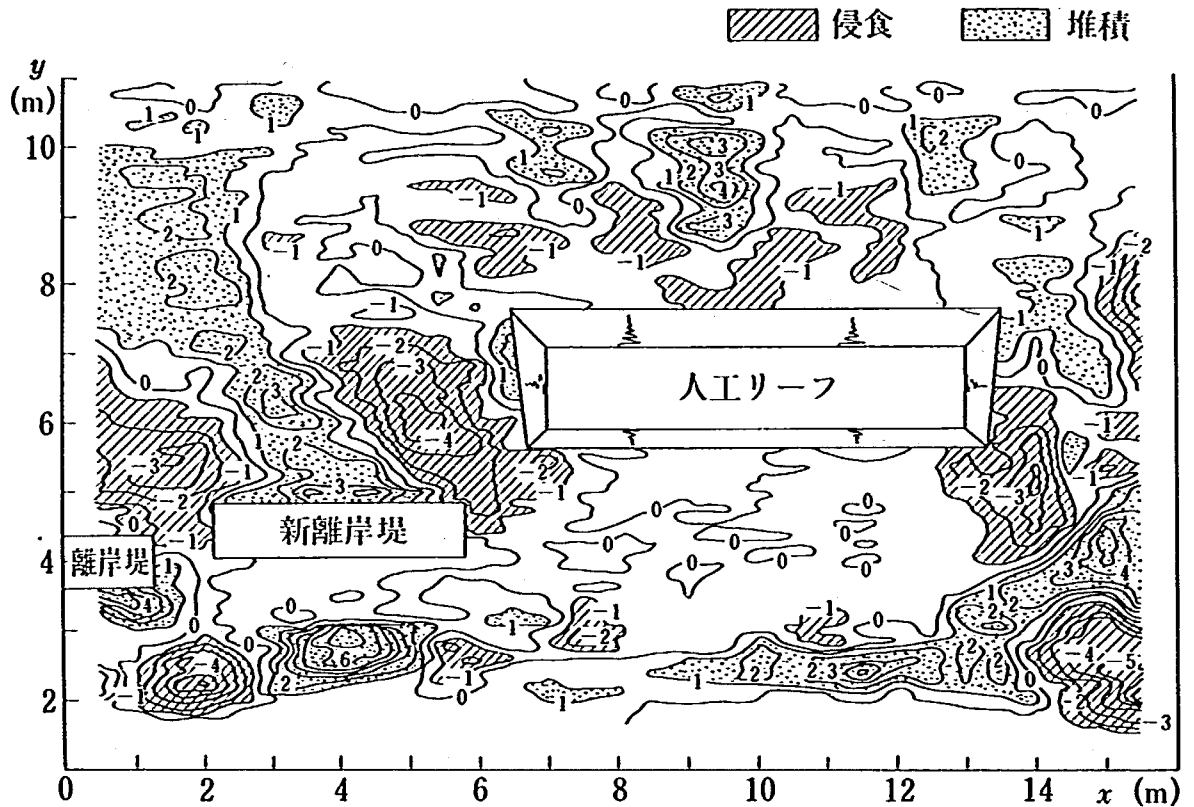


図-4.10 地形変化量の平面分布 (ケース②)

次に、両ケースの海浜断面積の初期からの変化量を求めた(図-4.11)。ただし積分範囲の沖合の境界点は基線から11m位置とした。既設離岸堤と人工リーフの間の区間においてケース①、②の特徴が異なることが明らかである。すなわち、新離岸堤位置($2.5 \leq x \leq 5.5$ m)の断面積変化量を比較すると、ケース①では侵食傾向であるのに対し、ケース②では広い範囲で堆積した。逆に、既設離岸堤と新離岸堤の間($1.5 \leq x \leq 2$ m)では、ケース①で堆積、ケース②で侵食傾向を示す。人工リーフ設置位置における海浜断面積変化は、ケース①、②ではほぼ同様である。人工リーフの右開口部ではケース①の堆積に対しケース②では侵食に変わった。この原因は、離岸堤を設置して人工リーフ左開口部からの沖向き流れを阻害させたため、人工リーフ上の岸向き流れが右側に集中し、これによって洗掘が生じやすくなったためと考えられる。

最後に、打ち上げ高の測定結果についてまとめることとする。各ケースの実験で、10時間後の実験終了時直前に測定した打ち上げ高の分布を図-4.12、4.13に示す。ここに設定波浪条件は、 $H_i = 5.2$ cm, $T = 1.2$ s である。図-4.12においての白ヌキ印は構造物のない条件、黒丸印は人工リーフを設置した条件である。また図-4.13の白ヌキ印は構造物のない条件、黒丸印は人工リーフと新離岸堤を設置した条件である。ケース①の場合(図-4.12)、ばらつきは多少あるものの人工リーフ背後の打ち上げ高は低下しており、人工リーフの設置によりその背後での打ち上げ高を低下させることができた。ケース②においても、ばらつきはあるものの人工リーフと新離岸堤の設置により、構造物の背

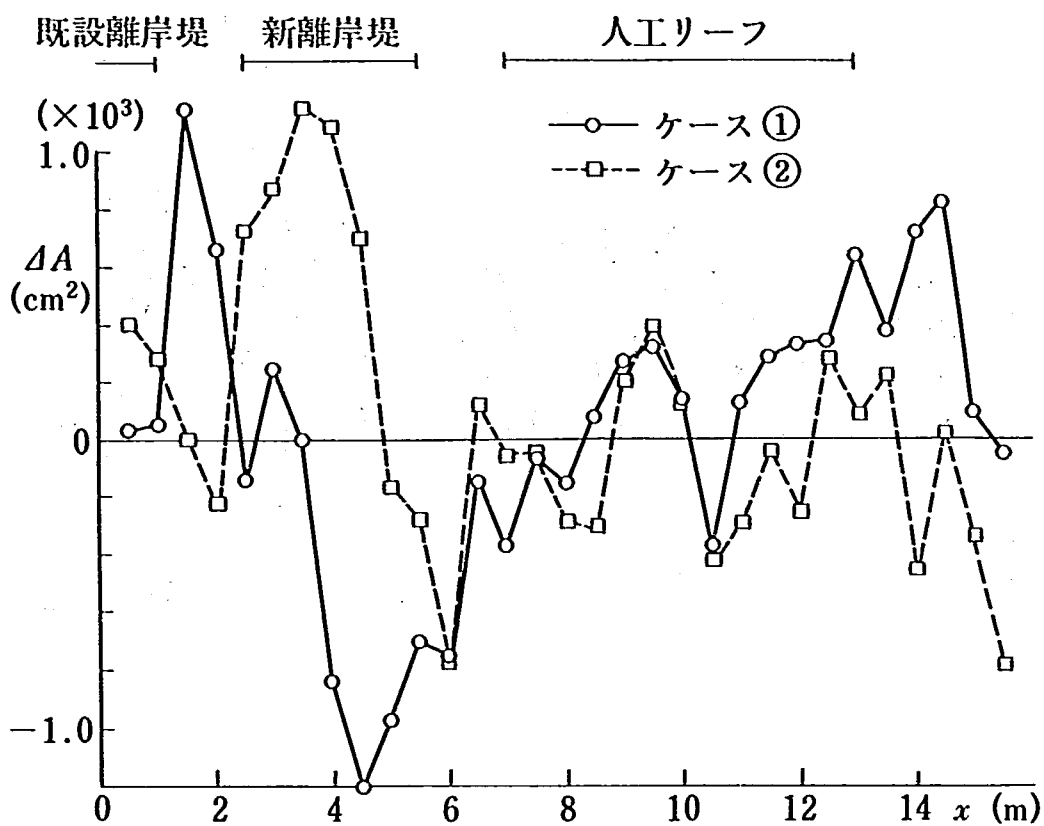


図-4.11 断面積変化量の沿岸分布

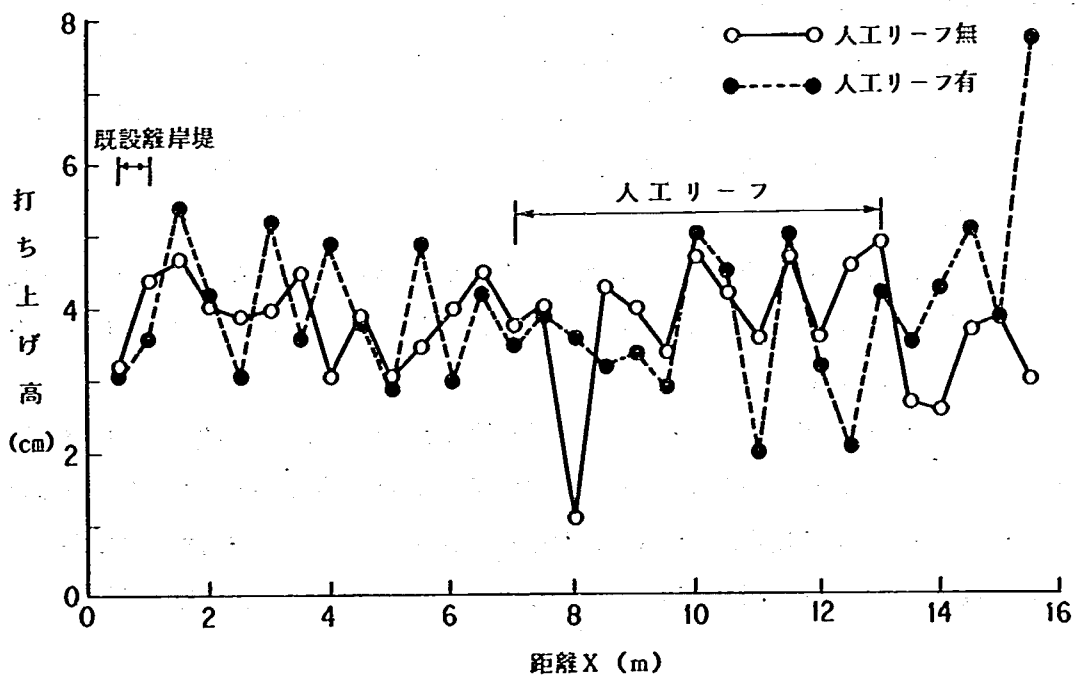


図-4.12 打ち上げ高の沿岸分布 (ケース①)

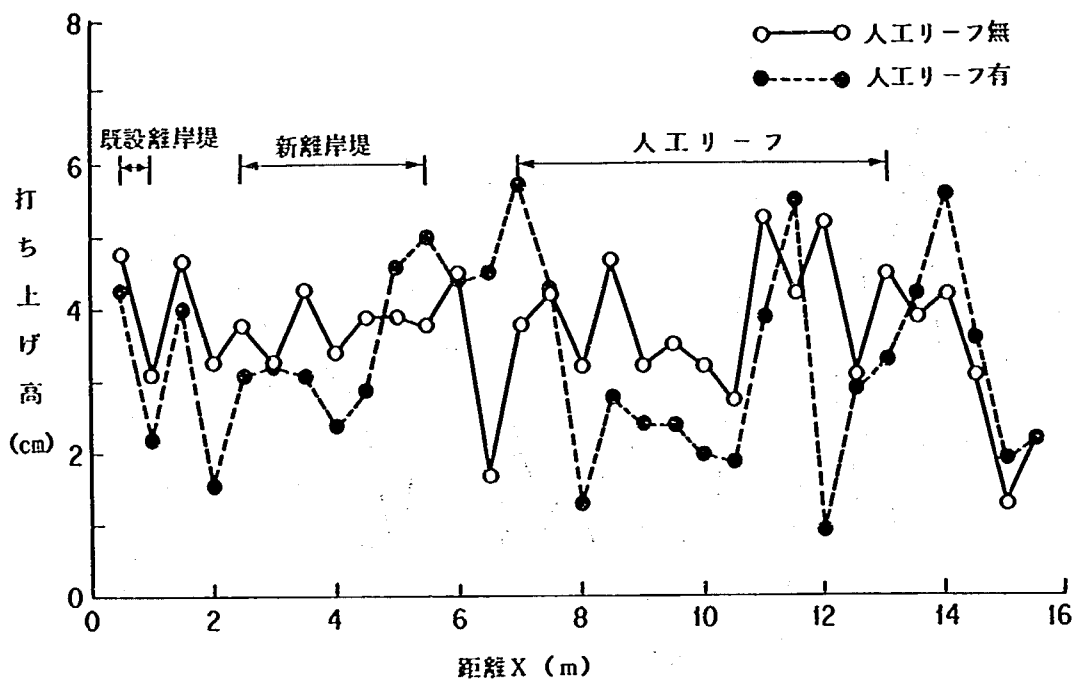


図-4.13 打ち上げ高の沿岸分布 (ケース②)

後での打ち上げ高は低下した。しかしこれとは逆に、人工リーフと新離岸堤の間の開口部では打ち上げ高が高くなった。

4.4 まとめ

本章における検討によって得られた結論をまとめると以下のようなものである。

- ① 移動床実験により人工リーフ周りの流れと地形変化を調べた。これによると、人工リーフ上では碎波により強い岸向き流れが誘起されること、またその流れが開口部より再び冲向きに流出することにより一対の循環流が形成されることが分かった。冲向き流れが発達する開口部ではかなり広い範囲で洗掘が生じた。
- ② 人工リーフ上では岸向きのかかなり強い流れが生ずる。この流れが存在するために離岸堤背後のように汀線が著しく前進し、大きなトンボロが形成されることはない。汀線の前進はあるものの全体として滑らかな汀線形となる。
- ③ 開口部に新たに離岸堤を設置すると、侵食域を沖にずらし汀線のすぐ沖合での侵食を防止することができる。ただし、離岸堤と人工リーフの開口部では流れの集中があるためかなり深い洗掘が生ずる。離岸堤を施工する場合、沖側端部における洗掘防止策について検討する必要がある。
- ④ 新離岸堤と人工リーフの間の開口部では打ち上げ高が高くなるので、開口部は海岸保全上注意を要する。

第5章 海浜流の数値モデルによる検討

5.1. まえがき

前章で述べたように、人工リーフ周りの流れは海浜地形変化と密接な関係を有している。人工リーフ周辺の海浜流については、水理模型実験を行えば調べることができるが、平面実験を行うには多大な経費と時間を要する。したがって水理実験に頼らずとも数値モデルによって海浜流が予測可能とすることは実用上極めて有効である。そこで本章では海浜流モデルによる計算法について検討し、流れの計算結果と実験値との比較を通じてモデルの妥当性を調べた。

5.2 計算手法

ここで対象とする流れは、人工リーフ付近での砕波に起因して生ずる流れ（海浜流）である。そこで、以下では海浜流モデルを用いて人工リーフ周辺の流況を計算することとする。

海浜流モデルは、波の場と流れの場の計算に大別される。波の場の計算では、緩勾配方程式の放物型近似方程式を差分計算により解いた。基本式は速度ポテンシャルを ϕ 、波の波速と群速度を C 、 C_g 、角周波数を σ とすると、次式で表わされる。

$$\Delta (CC_g \Delta \phi) + \sigma^2 \frac{C_g}{C} \phi = 0 \quad \text{..... (5.1)}$$

式(5.1)において、波の進行方向(x 軸)に逆向する波がないと仮定すると、次の放物型方程式を得る(平口ら, 1986)。

$$\begin{aligned} \frac{\partial \phi}{\partial x} = & \left\{ i \left(k_x + \frac{k_y^2}{2k_x} \right) - \frac{1}{2k_x CC_g} \frac{\partial}{\partial x} (k_x CC_g) \right\} \phi \\ & + \frac{1}{2k_x CC_g} \frac{\partial}{\partial x} \left(CC_g \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) - \alpha_B \phi \quad \text{..... (5.2)} \end{aligned}$$

ここに、 k_x 、 k_y ： x 、 y 方向の波数成分、 α_B ：砕波減衰を表わす係数、 i ：虚数単位である。また砕波減衰項の α_B は次式によって求める。

$$\alpha_B = C_1 \frac{s}{h} \left(\frac{a}{C_2 h} - 1 \right)^{1/2} \quad \text{..... (5.3)}$$

ここに、 $s = \tan \beta$ ：砕波点付近の海底勾配、 $a = H/2$ ：波の振幅、 h ：水深、 C_1 、 C_2 ：係数である。実際の数値計算では、 ϕ に関する基礎式(5.2)を沖側境界に仮定した境界値から岸に向けて解いた。差分解法としては、クランク・ニコルソンの陰解法を用いた。

複素ポテンシャル ϕ が与えられると、水位 $\zeta(x, y, t)$ 、波高 $H(x, y)$ 、位相 $r(x, y)$ 、波向 $\theta(x, y)$ は次のようにして求められる。まず、自由表面での圧力条件によれば、次式が成立する。

$$\zeta + \frac{1}{g} \frac{\partial \phi}{\partial t} = 0 \quad \text{at} \quad z = 0 \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

ここに,

$$\phi(x, y, z, t) = \phi(x, y) F(h, z) e^{-i\omega t} \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

$$F(h, z) = 1 \quad \text{at} \quad z = 0 \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

式(5.5)を t で微分し, 式(5.6)の条件を代入すると,

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = -i\omega \phi(x, y) e^{-i\omega t} \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

となる。更に式(5.7)を式(5.4)へ代入すると

$$\zeta = \frac{i\omega}{g} \phi(x, y) e^{-i\omega t} \quad \dots\dots\dots (5.8)$$

となる。波高 $H(x, y)$ は, 次式より計算される。

$$H = 2 |\zeta| \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

位相 $r(x, y)$ を求めるには, まず水面でのポテンシャルを求める。

$$\begin{aligned} \phi(x, y, 0, t) &= \phi(x, y) e^{-i\omega t} \\ &= A e^{-ikx} e^{-i\omega t} \\ &= A e^{i\chi} \quad (\chi = kx - \omega t) \\ &= A [\cos(k \cdot \cos\theta \cdot x + k \cdot \sin\theta \cdot y) + i \sin(k \cdot \cos\theta \cdot x + k \cdot \sin\theta \cdot y)] e^{-i\omega t} \\ &= A [\cos r + i \sin r] e^{-i\omega t} \\ &= [R_e(\phi) + i \text{Im}(\phi)] e^{-i\omega t} \end{aligned}$$

$$\therefore r = \tan^{-1} \left[\frac{\text{Im}(\phi)}{R_e(\phi)} \right] \quad \dots\dots\dots (5.10)$$

波向 $\theta(x, y)$ に関しては,

$$r = k \cdot \cos\theta \cdot x + k \cdot \sin\theta \cdot y$$

$$\therefore \frac{\partial r}{\partial x} = k \cdot \cos\theta, \quad \frac{\partial r}{\partial y} = k \cdot \sin\theta, \quad \left(\frac{\partial r}{\partial y} \right) / \left(\frac{\partial r}{\partial x} \right) = \tan\theta$$

$$\therefore \theta = \tan^{-1} \left\{ \left(\frac{\partial r}{\partial y} \right) / \left(\frac{\partial r}{\partial x} \right) \right\} \quad \dots\dots\dots (5.11)$$

流れ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 radiation stress は進行波を対象として微小振幅波理論から求めた。海底摩擦項は波と流れの共存場におけるものとして評価した。計算の基本式は以下のとおりである。

$$\frac{\partial P}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{P^2}{D} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{PQ}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + M_x + F_x + L_x = 0 \quad (5.12)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{PQ}{D} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \frac{Q^2}{D} \right\} + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} + M_y + F_y + L_y = 0 \cdots (5.13)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial D}{\partial x} + \frac{\partial D}{\partial y} = 0 \cdots (5.14)$$

ここに、 $D = h + \eta$ 、 $P = uD$ 、 $Q = vD$ である。

さらに M_x 、 M_y は radiation stress 項で、次式のように表わされる。

$$M_x = \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \right] \cdots (5.15)$$

$$M_y = \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial S_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right] \cdots (5.16)$$

海底摩擦項は以下のように評価した。

$$F_x = f_{xx}P + f_{xy}Q \cdots (5.17)$$

$$F_y = f_{yx}P + f_{yy}Q \cdots (5.18)$$

ここに

$$f = \begin{bmatrix} f_{xx} & f_{xy} \\ f_{yx} & f_{yy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 + \cos^2 \theta & \frac{1}{2} \sin 2\theta \\ \frac{1}{2} \sin 2\theta & 1 + \sin^2 \theta \end{bmatrix} \cdots (5.19)$$

$$f = 2C_f \frac{H}{TD \sinh kD} \cdots (5.20)$$

である。また、水平渦動粘性項は次式で与えられる。

$$L_x = - \frac{\partial}{\partial x} \left[\nu_H \frac{\partial P}{\partial x} \right] - \frac{\partial}{\partial y} \left[\nu_H \frac{\partial P}{\partial y} \right] \cdots (5.21)$$

$$L_y = - \frac{\partial}{\partial x} \left[\nu_H \frac{\partial Q}{\partial x} \right] - \frac{\partial}{\partial y} \left[\nu_H \frac{\partial Q}{\partial y} \right] \cdots (5.22)$$

$$\nu_H = N \rho x \sqrt{gh} \cdots (5.23)$$

ここに、 $N = 0.01$ 、 h は水深、 x は沖向き距離である。

最後に、各変数の空間配置を図-5.1に示す。

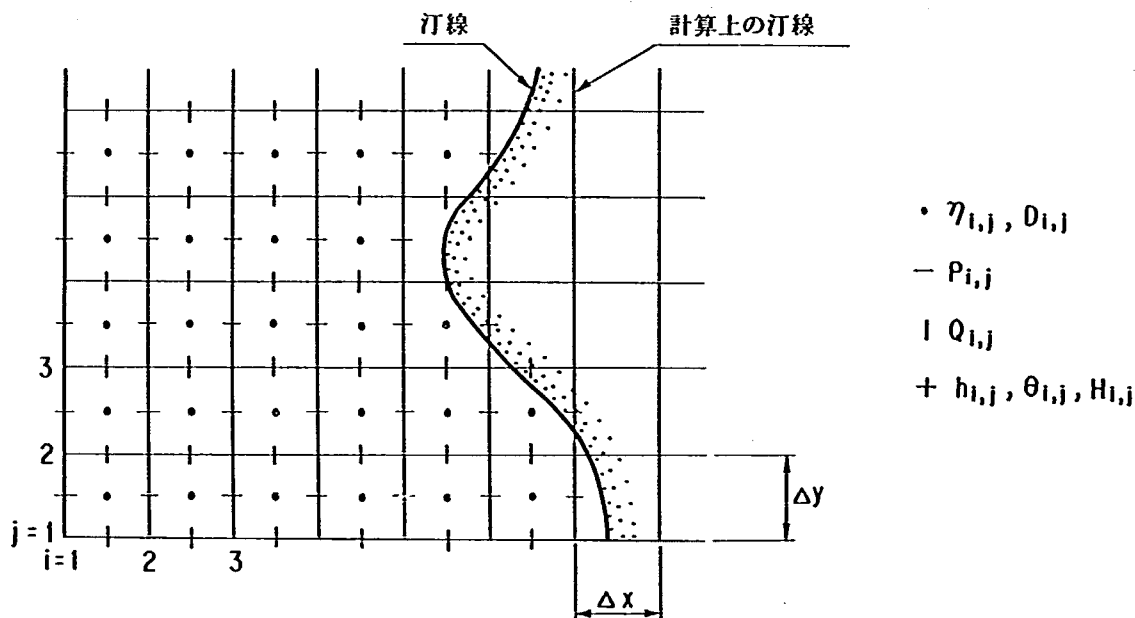


図-5.1 各格子点における変数配置

5.3 計算結果と実験値との比較

計算は、3次元移動床実験のケース①、②を対象とし、実験開始時の地形・波浪条件を設定した。ただし、リーフ周辺地形は0.25m間隔の格子点において、周囲8点の平均操作によりスムージングした値を用いた。ケース①、②の等深線形を図-5.2、5.3に示す。また式(5.3)において碎波に係わる定数 C_1 、 C_2 、および海底勾配 S は実験により求めた人工リーフ上の波高分布と一致するよう経験的に選定し、 $C_1 = 0.25$ 、 $C_2 = 0.25$ 、 $S = 0.25$ （人工リーフ沖側の法勾配）とした。流れの計算においては実験値に対応する波を入射させ、実験の状況と一致するように海底摩擦係数 C_f を試行錯誤的に選定した。その値は人工リーフ上においては0.05、その他の部分では0.01であった。

ケース①の平面波高分布を図-5.4に示す。人工リーフがあるために入射波は人工リーフエッジで碎波し、波高は低くなる。一方、開口部からは回折波が侵入し、斜め岸向きに波高の高い部分が伸びている。人工リーフの存在によって形成された静穏域は人工リーフの背後で三角形に広がる。人工リーフの離岸距離をあまり大きくすると人工リーフの効果が失われることになる。次に、波向分布を図-5.5に示す。直進した波が人工リーフ端で曲げられる状況が良く表われている。実験および計算によって得られた波高の岸沖分布を図-5.6に示す。人工リーフを横切る測線上（図-5.2参照）の波高分布と海底形状を示す。人工リーフの沖側法肩付近で波高が最大値をとり、その後急速に減衰する状況は、実験結果とよく一致することが明らかである。また、計算結果によると、人工リーフの岸側で回折波によって波高が高まる区域がある。更に、人工リーフ背後の代表測線（図-5.2参照）に沿う沿岸方向の波高分布（計算値）と、碎波波高の沿岸分布の測定値を図-5.7に示す。人工リーフ背後では測定された碎波波高をそのまま示し、人工リーフの外側では第1次碎波点での波高を示す。

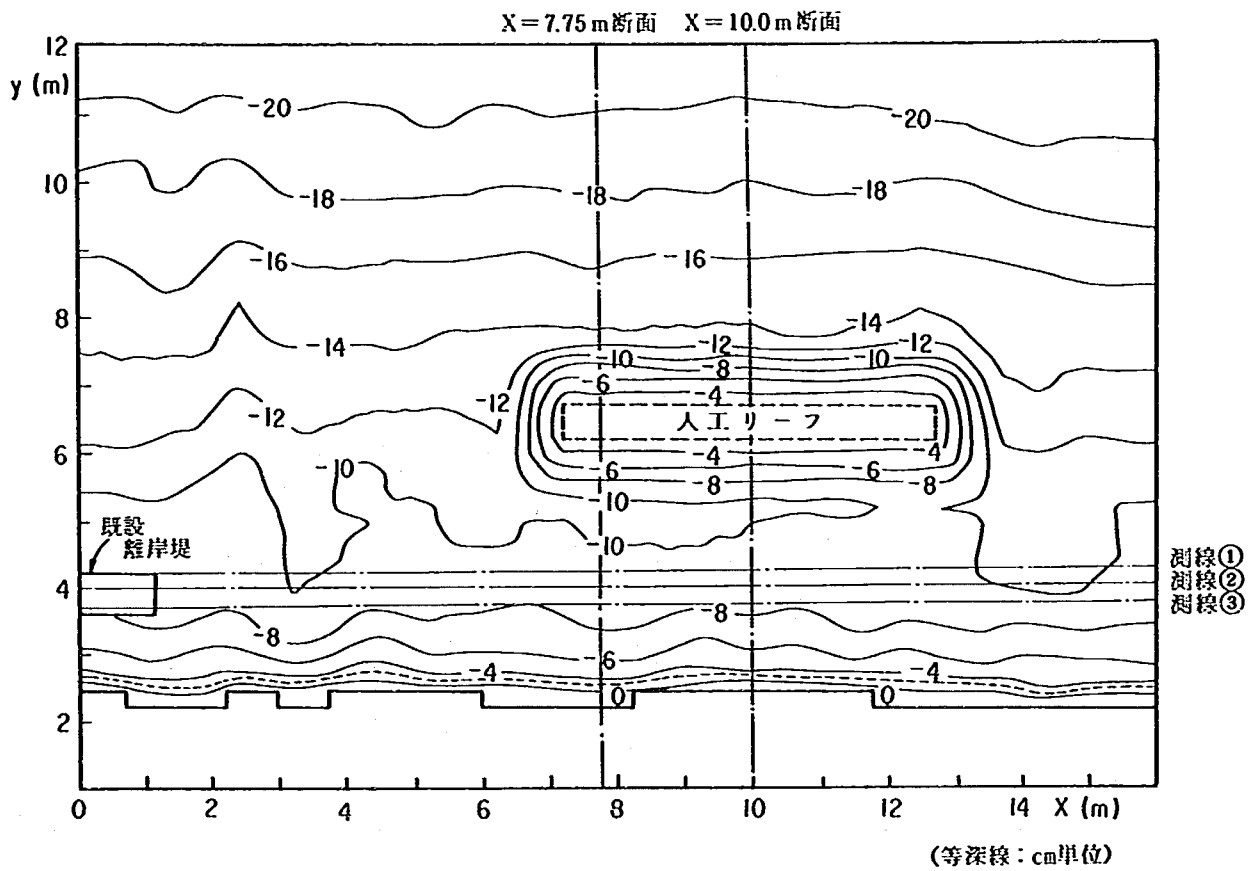


図- 5.2 計算で与えた海底形状 (ケース①)

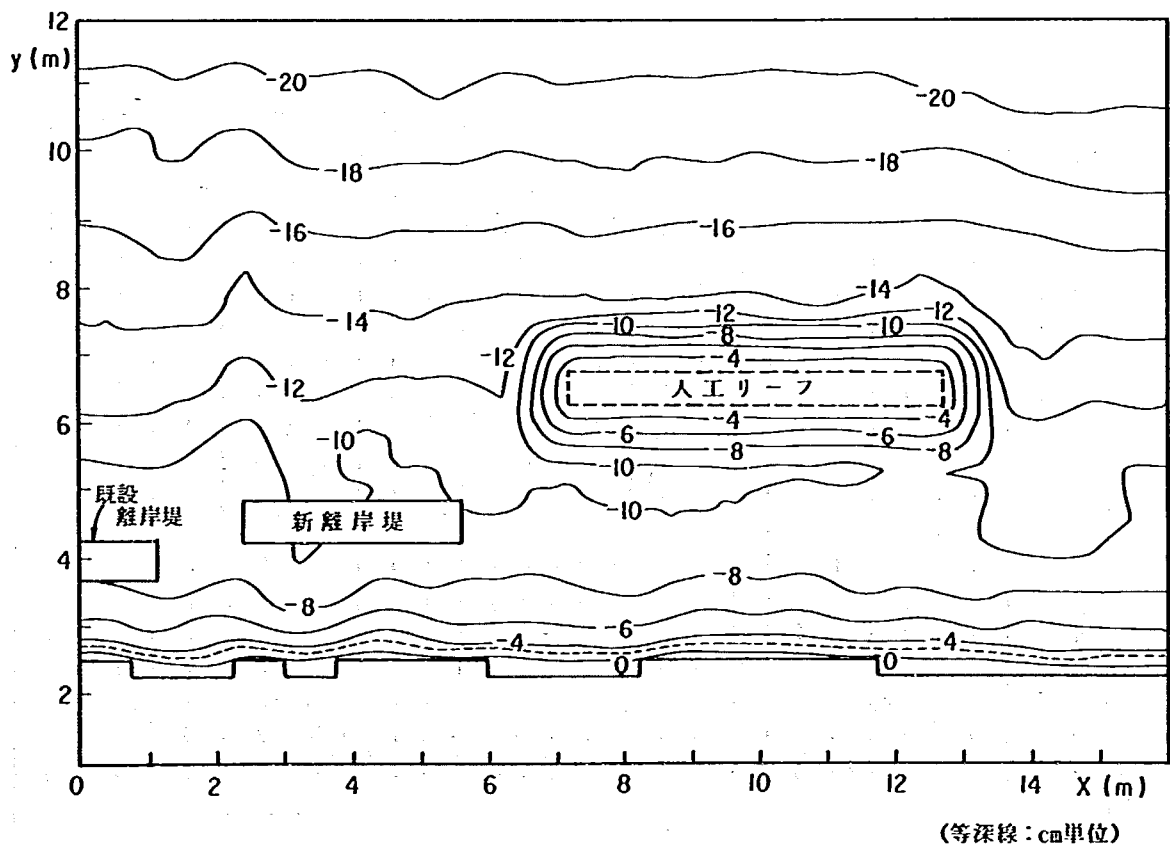


図- 5.3 計算で与えた海底形状 (ケース②)

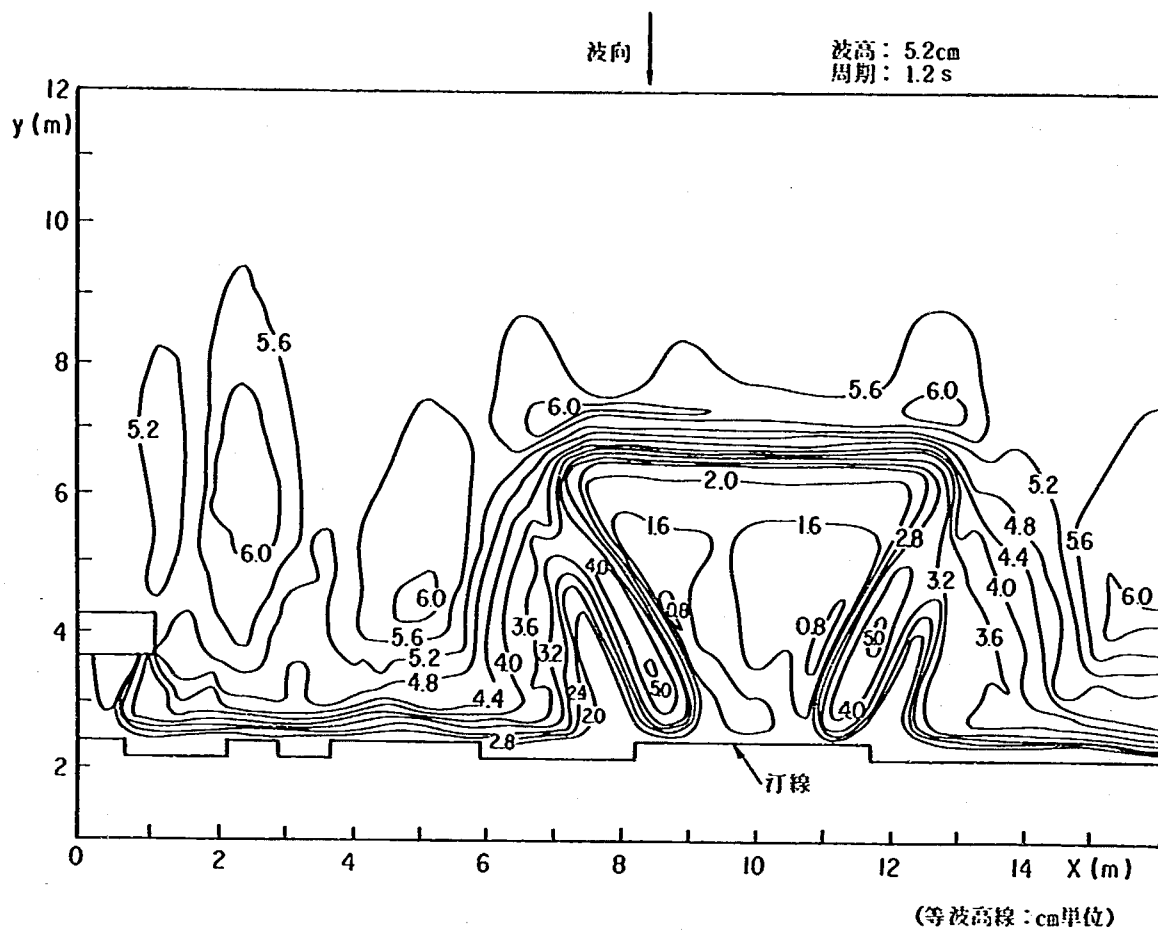


図-5.4 波高の平面分布 (ケース①)

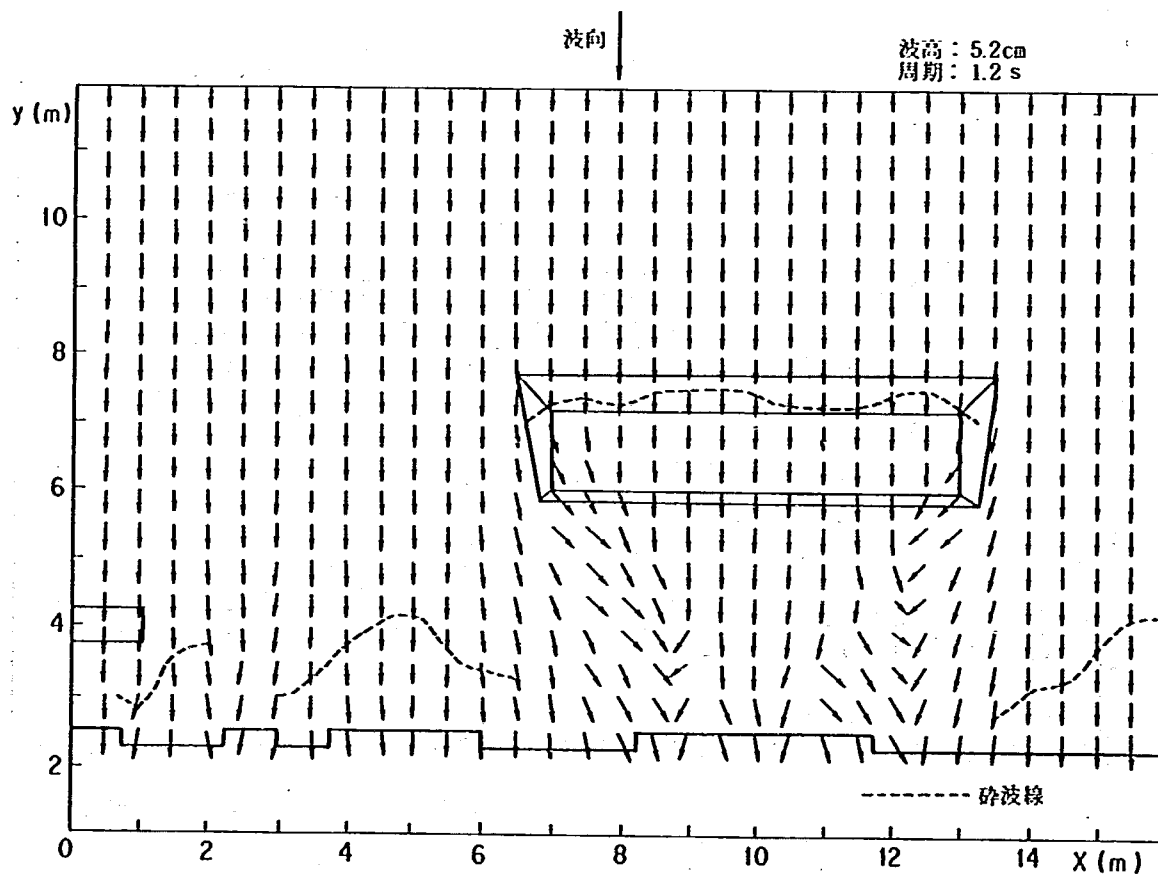


図-5.5 波向の平面分布 (ケース②)

実験および計算における波高の測定位置が異なるため、厳密な比較はできないが、定性的な比較は可能である。人工リーフ背後での波高低減は実験と計算でかなり良い対応を示すが、計算においては人工リーフの背後で局所的に波高が著しく高い場所がある。これは人工リーフ両端からの回折波の侵入によるものであるが、実験では波高の変動は計算値ほど顕著ではない。

同様にしてケース②の波高・波向の平面分布を図-5.8, 5.9に示す。ケース②では新たに新離岸堤が設置されているので、その背後では波高が低下している。逆に、人工リーフとの開口部ではわずかながらケース①と比較して波高の増大が見られる。この点は、第4章で述べた開口部での打ち上げ高が高くなる点と一致をみている。

ケース①, ②の流れの計算結果を図-5.10, 5.11に示す。これらに対応する実験結果は図-4.4, 4.7である。人工リーフ周辺の流況や循環流は実験と計算で良い一致を示し、当モデルによって精度良い流れの計算が可能なのことがわかる。

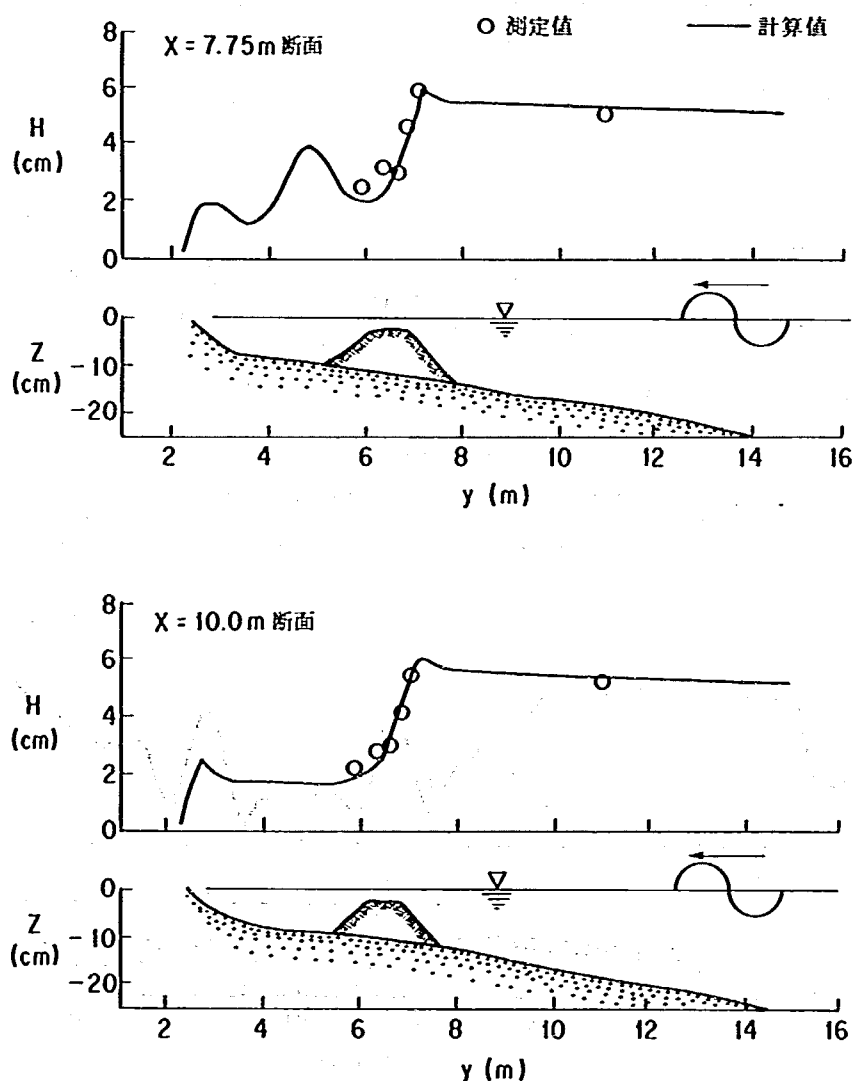


図-5.6 波高の岸沖分布 (ケース①)

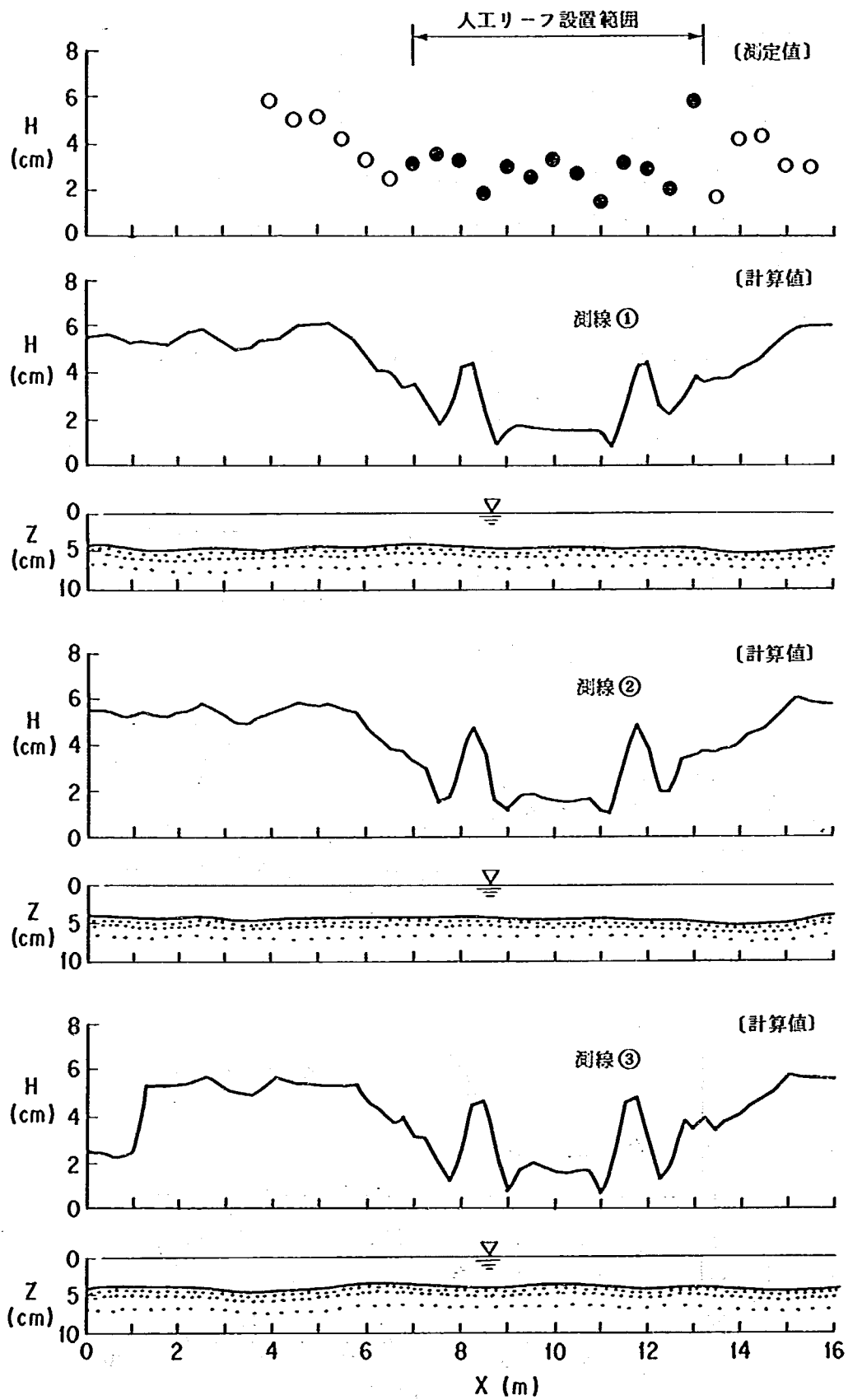


図-5.7 波高の沿岸分布 (ケース①)

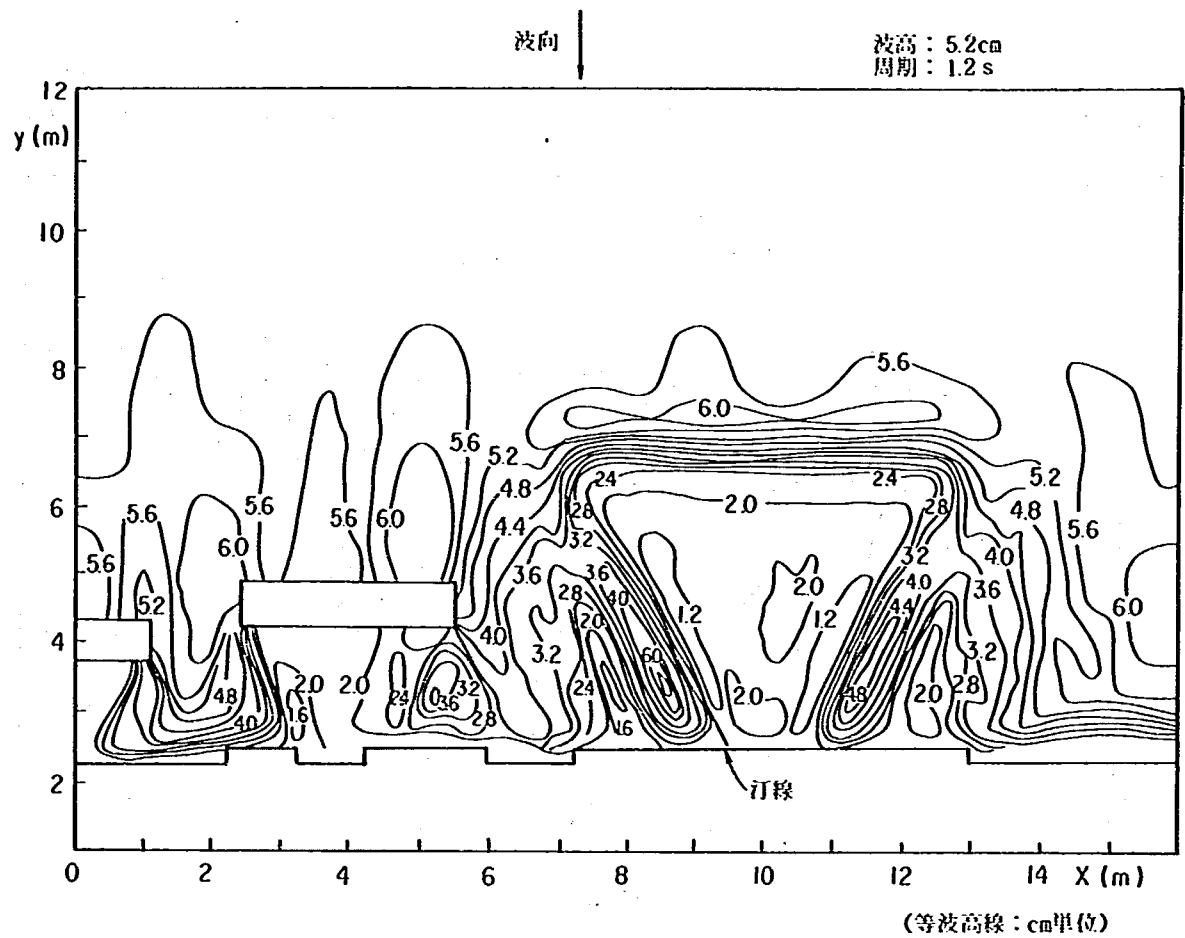


図-5.8 波高の平面分布 (ケース②)

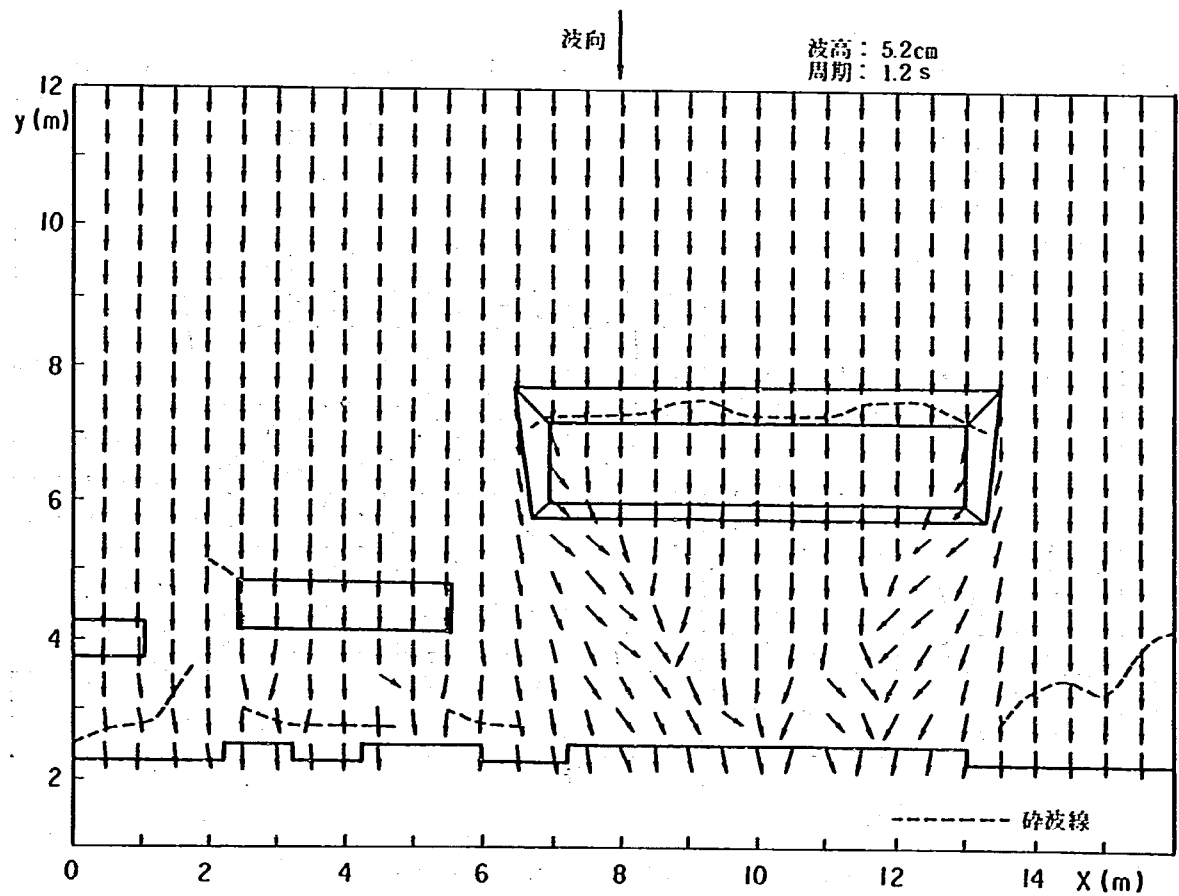


図-5.9 波向の平面分布 (ケース②)

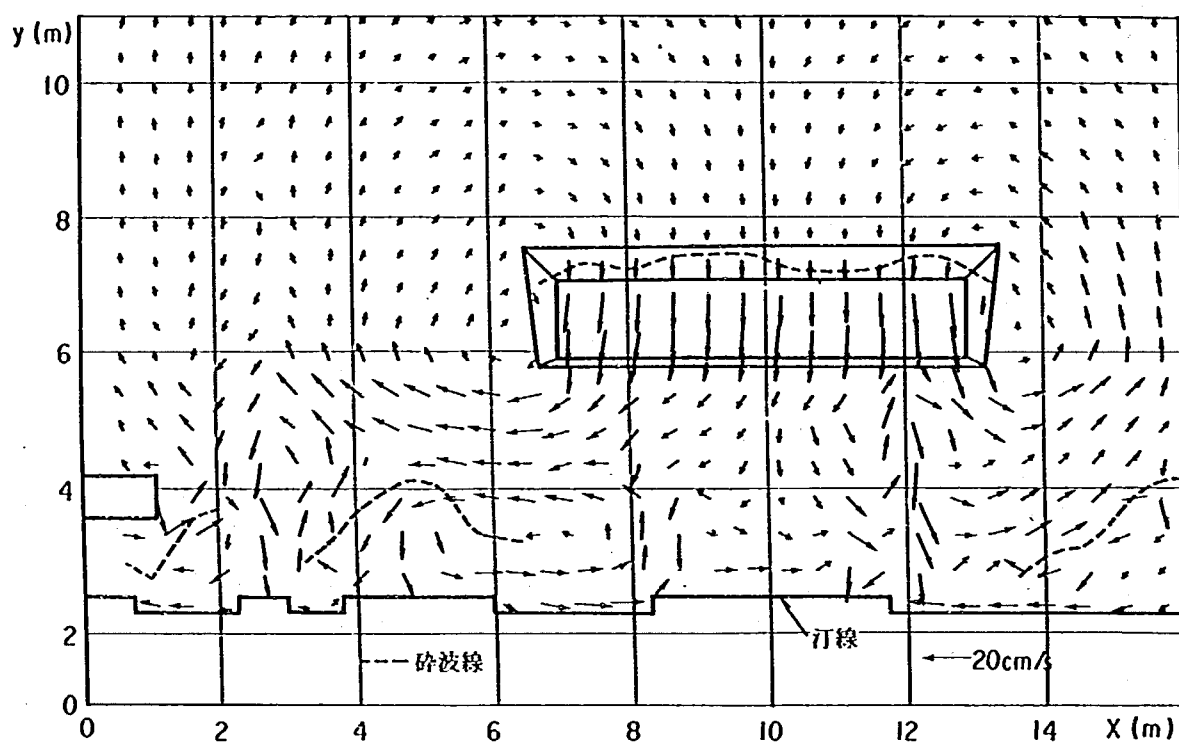


図-5.10 流れの計算結果 (ケース①)

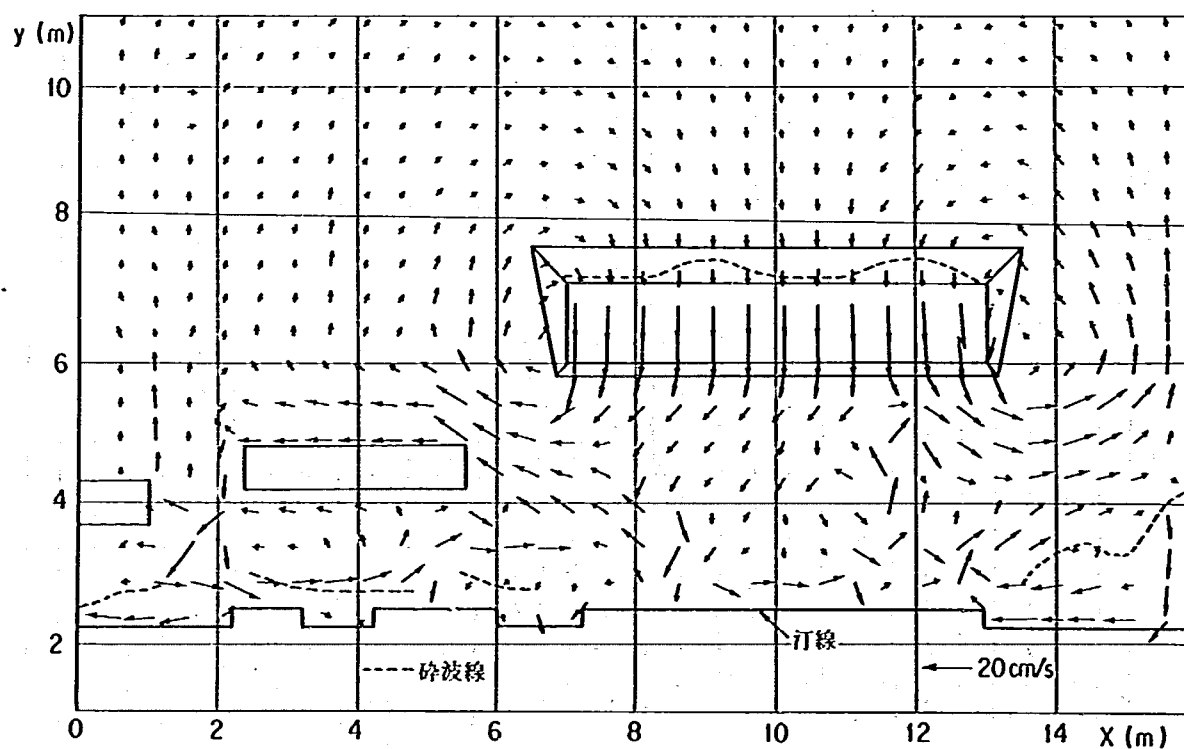


図-5.11 流れの計算結果 (ケース②)

5.4 まとめ

海浜流の計算結果は実験による流況と良く一致した。既に第4章で述べたように、流れと地形変化は良い対応を示した。流れと地形がかなり良く一致することから、流れの状況が計算できれば模型実験による検討を行わなくても、ある程度まで地形変化の予見が可能と考えられる。人工リーフの諸元や海底地形条件がわずかに変化したときに実験をやり直すことは困難であるが、数値モデルによれば計算は容易である。したがって、今後そのような場合には本モデルを用いて計算を行うことが可能となった。

第6章 結 論

第5章までの検討によって得られた結果に基づき、今後人工リーフ計画を推進する上で必要となる技術上の留意点を以下のようにまとめる。

- ① 水理実験によれば計画された人工リーフの波浪減殺効果としては、事前に築造基準を用いて推定された値とはほぼ同程度の値となった。
- ② 被覆ブロック重量に関する実験結果は、新しい算定式（宇多ほか，1988）の値とはほぼ一致した。2次元実験によると安定な被覆ブロック重量は8t以上であった。実際の施工においては、リーフは3次元形を有し、端部付近は側面からの波の侵入もあり、しかも端部は波の作用が強く、局所洗掘も生じ易いので、構造が安定するよう基礎形式に注意するとともに、ブロック重量の割り増し等の措置を必要に応じて取る事が望ましい。
- ③ 実験、数値計算で明らかになったように、計画された人工リーフは離岸距離がかなり長いため、開口部から斜めに波が侵入する。開口部からの波の侵入の程度を下げるには、人工リーフの幅を岸側へ延ばすことが有効である。しかし、人工リーフと汀線との間隔があまり狭くなると、沖への戻り流れが開口部に集中し、洗掘を引き起こす恐れがあることに注意する必要がある。
- ④ 人工リーフ上には強い岸向き流れが存在するので、離岸堤背後のように汀線が著しく前進することはない。汀線の前進はあるものの全体として滑らかな汀線形となる。したがって、仮に養浜を過剰に行ったとすると、その土砂は開口部を通過して流出する可能性が大きい。養浜砂の流出防止のためには他の方策について考える必要がある。
- ⑤ 新離岸堤を設置すると、その背後は静穏化される。しかし離岸堤と人工リーフの間の開口部では波高や打ち上げ高が増大傾向を示す。開口部ではこの点をよく考慮して対策を立てる必要がある。
- ⑥ 新離岸堤を設置することにより、リーフ岸側の洗掘量を低減させることができる。ただし新離岸堤の端部はかなり大きく局所洗掘が生ずる恐れがあるので、安定性向上のための措置を取る必要がある。

あ と が き

高知海岸における人工リーフ計画に関連し、計画された人工リーフの持つ波浪減殺効果、ブロックの安定性、人工リーフ周辺の流れと地形変化などを水理模型実験により調べた。また、人工リーフ周辺の流れに関し、海浜流モデルの開発を行った。実験および計算は、限定された範囲で行われたが、計画論上の設計資料は一応得られたと考える。なお、本調査は、建設省四国地方建設局高知工事事務所の依頼によって行われたものである。資料の入手等につき当事務所には種々の便宜を図っていただいた。ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 浜口達男・宇多高明・井上 力・五十嵐晃・中山 修 (1988): 人工リーフの波浪制御効果に関する現地実験, 第35回海岸工学講演会論文集, pp. 128 ~ 132.
- 2) 橋本 宏・宇多高明・竹渕 勉 (1983): 高知海岸離岸堤模型実験報告書, 土木研究所資料, 第1931号, 112p.
- 3) 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.
- 4) 堀川清司・砂村継夫・鬼頭平三 (1973): 波による海浜変形に関する一考察, 第20回海岸工学講演会論文集, pp. 357 ~ 363.
- 5) 海岸保全施設築造基準連絡協議会編 (1987): 改定海岸保全施設築造基準解説, 269 p., 全国海岸協会.
- 6) 宇多高明・小俣 篤・横山揚久 (1988): 人工リーフの機能とその設計法, 土木研究所資料, 第2696号, 79 p.

高知海岸人工リーフ水理模型
実験報告書

ISSN 0386-5878

土研資料 第2782号

平成元年4月(1989)

宇多高明, 坂野章
竹潤勉

要旨

高知海岸における人工リーフ計画に関し、計画された人工リーフの持つ波浪減殺効果や、人工リーフ周辺の流れと地形変化を水理模型実験により調べた。また、人工リーフの被覆ブロックの安定性に関しては、実験的検討を行うとともに、最近提案された計算方式(宇多ほか, 1988)との比較を行い、最終的にブロックの安定重量を求めた。更に、人工リーフ周辺の流れを予測可能な海浜流モデルを開発し、実験値との比較を行い、数値モデルの妥当性を確認した。

キーワード：高知海岸、人工リーフ、波浪減殺効果、被覆ブロック安定重量、海浜流、地形変化、海浜流モデル

郵便はがき

切手を
貼って
下さい。

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 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 2782 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

土木研究所資料第 2782 号