

土木研究所資料

人工リーフの機能と設計法

昭和63年12月

建設省土木研究所
河川部海岸研究室

Copyright © 1988 by P.W.R.I.

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

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

人工リーフの機能と設計法

海岸研究室 室長 宇 多 高 明
研究員 小 俣 篤
横 山 揚 久

要 旨

人工リーフの機能を明らかにし、設計に当たっての技術的指針(案)をまとめた。人工リーフは入射波を強制砕波させることにより波浪を減殺するものであり、反射率を小さくすることができる。人工リーフの波高伝達率は天端水深と天端幅によって主に定まり、法勾配、堤脚水深、海底勾配等の影響は小さいことがわかった。また、リーフ岸端での平均水位上昇量を天端水深との関係で示した。平面実験の結果より、人工リーフ周辺での海浜流は、リーフ上で向岸流、開口部で離岸流のパターンを示し、リーフ岸側の流況はリーフの平面配置により4パターンに分類されることがわかった。また、人工リーフ周辺の地形変化が流況パターンに支配されることを明らかにした。

沿岸砂州を模倣した人工リーフを設置した場合、冲向き漂砂を減少させ、リーフ岸側の海浜の安定化が可能であることがわかった。さらに、人工リーフの天端幅あるいは天端高を沿岸方向に変化させることにより、リーフ周辺の海浜流場を変化させ、リーフを横切る冲向漂砂を制御できる可能性を示した。人工リーフのような水面下の構造物を構成する材料の所要捨石重量算定式を求めた。以上の結果を取りまとめ、設計法を示した。

キーワード：人工リーフ、波浪減殺効果、海浜流、地形変化、所要重量算定式、設計法

目 次

1. まえがき	1
2. 研究の目的	2
3. 波浪制御効果	4
3.1 人工リーフの波浪減殺効果	4
3.1.1 リーフ上の波高・水位の分布	4
3.1.2 人工リーフの波高伝達率	4
(1) 人工リーフの波高伝達率	4
(2) 法勾配, 堤脚水深, 海底勾配の影響	7
3.2 人工リーフによる水位上昇	9
3.3 波の不規則性の影響	10
3.3.1 不規則波実験結果との比較	10
3.3.2 新潟海岸における現地観測との比較	10
3.3.3 沖縄県沖泊地区の天然珊瑚礁上での現地観測結果との比較	13
3.3.4 波の不規則性の評価	13
3.4 結 論	15
4. 人工リーフ周辺に生じる海浜流と地形変化	16
4.1 実験方法	16
4.2 人工リーフ周辺に生ずる海浜流	17
4.2.1 単堤周りの流れ	17
4.2.2 連続堤周りの流れ	17
4.2.3 群堤周りの流れ	19
(1) 人工リーフ周辺の流況パターン	19
(2) 流況パターンの区分	20
4.3 人工リーフ周辺の地形変化	23
4.4 開口部の波高	25
4.5 沿岸砂州を模倣した人工リーフによる海浜安定化効果	26
4.5.1 沿岸砂州を模倣した人工リーフの基本的考え方	26
4.5.2 実験方法	27
4.5.3 2次元海浜変形	29
4.5.4 リーフ形状と流況・地形変化の関係	30

(1) 一様断面の場合の地形変化	30
(2) リーフ形状, 流れおよび地形変化の関係	33
4.6 結 論	36
5. 人工リーフ被覆材料の安定性	38
5.1 被覆材料の安定条件	38
5.2 実験方法	40
5.3 人工リーフ上の碎波状況	41
5.4 人工リーフ表面上の岸向き最大流速	49
5.5 所要重量の算定式	50
5.6 天端上の被覆材料の所要重量	59
5.7 結 論	62
6. 人工リーフの設計法	63
6.1 設計条件の設定	63
6.2 断面形の決定	64
6.2.1 断面形の決定法	64
6.2.2 波浪減殺効果の設定について	64
6.3 平面諸元の決定	66
6.4 人工リーフ構成材料の決定	67
7. あとがき	70

1. ま え が き

海岸保全は高潮や高波から人命・財産を守るとともに、国土の損失を防ぐことを目的としている。これらの目的を達成するために、過去より様々な対策事業が行われてきた。最初に行われたのは、海岸堤防・護岸を設置することにより高潮の防御を図ったり、海岸線を維持することであった。その後侵食問題が著しくなるとともに、突堤や離岸堤が侵食防止のために広く用いられるようになった。これらの対策工法は海岸保全の面では十分な役割を果たしてきたが、その一方で海域と陸域とを分断する、海岸の景観を悪化させる等の弊害が指摘されるようになった。例えば、離岸堤は高い堆砂効果を有し、侵食対策や砂浜の維持に有効に利用されているが、一方では過度の堆砂による海面利用の阻害や景観の悪化等の問題を生じることもある。このような背景のもとで、離岸堤に代わる工法として人工リーフ工法が考案された。

熱帯・亜熱帯地方では珊瑚礁が発達し、沿岸部に幅広い浅瀬が存在する。このため、高波浪は珊瑚礁の先端部付近で砕波し減殺される。このように、珊瑚礁は効果的な消波機能を有することが知られている。さらに、珊瑚礁上の静穏な海域は、格好なレクリエーション空間として利用されている。

人工リーフは自然の珊瑚礁を、捨石等の材料を用いて人工的に造成しようとするものである。(図1.1参照)。この工法によれば、景観を損なうことなしに越波防止、波浪の静穏化あるいは漂砂の制御を行い、安定した海浜の形成や海浜でのレクリエーションの促進を図ることができる。また、その堤体は浅海域の築碁に成り得ることから、そこが海洋生物にとって良好な繁殖・生育の場となる可能性もある。

本研究は、人工リーフによる波浪減殺効果や海浜流場の変化過程および海浜の安定化効果を求めることを目的として行った。さらに、それらの結果を基に人工リーフの設計法をとりまとめた。

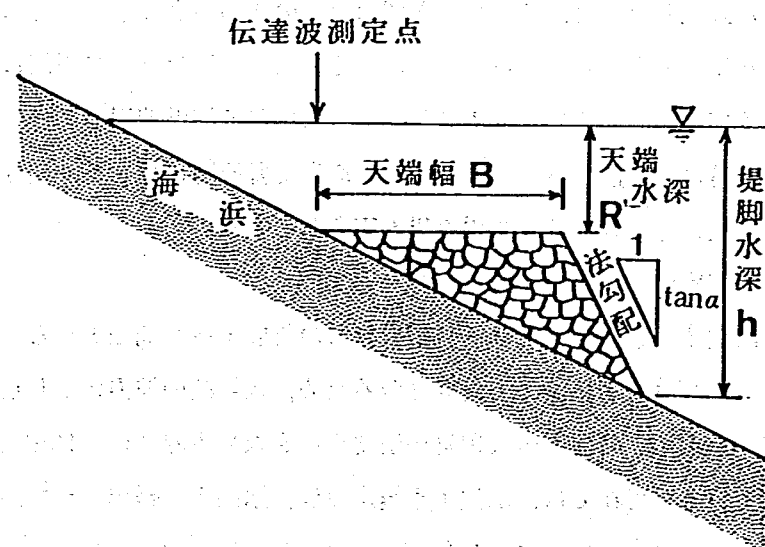


図1.1 人工リーフ概要図

2. 研究の目的

従来より潜堤については合田・竹田(1966)、三井ほか(1974)等、多くの実験的研究がなされている。合田・竹田(1966)は天端高を水面上から水面下にまで変化させた防波堤を水平床上に設置し、波浪の伝達率を検討した。また、三井ほか(1974)は斜面上に潜堤を設置して波浪伝達、wave set-up に関する検討を行った。しかし、いずれの場合も天端幅の狭い直立潜堤を対象としていた。田中(1976)は天端幅の広い潜堤について、天端幅と天端水深をパラメータとして波浪減殺効果を明らかにした。しかし、ここで設定された天端幅 B の条件は、沖波波長 L_0 で無次元化した値 B/L_0 が0.8以下であった。また、潜堤の堤脚水深は比較的深く、反射率は0.3～0.4程度と自然海浜に比べ高いものとなっている。人工リーフは浅海域に設置され、反射率や波による水位上昇をできる限り抑えて、所要の波浪減殺効果を天端幅を広くすることによって得ようとするものである。そこで、設置水深を小さくし、さらに B/L_0 を1.0～2.0程度の範囲にまで拡張して、人工リーフの波浪減衰機能を実用範囲において全般的に評価した。さらに、従来の研究ではほとんど検討されていない、3次元的な波浪制御、漂砂制御効果を明らかにした。

一般に人工リーフに限らず、海岸構造物を設置する場合、設置目的、地形や波の条件などにより構造物の必要とされる機能は異なってくる。人工リーフの設置目的としては、①高潮対策、②波浪の静穏化、③海浜の安定化が考えられる。そこで、各目的に最適な人工リーフを設計するために必要となる人工リーフの諸機能を明らかにすることを目的とし、以下の項目について研究を行った。

① 人工リーフによる波浪制御

人工リーフの波浪減殺効果を明らかにするために、リーフ周辺の波高・水位分布を実験により求め、人工リーフの諸元と波浪減殺効果との関係を明らかにする。

② 人工リーフ周辺の海浜流と地形変化

人工リーフを平面的に設置した場合、リーフ上と開口部での波高および水位差等により、リーフ周辺には特徴的な海浜流が生じると考えられる。さらに、その海浜流場はリーフ周辺に生じる地形変化にも大きく影響するはずである。そこで、人工リーフ周辺に生じる海浜流場の特性を平面実験より求め、それに伴う地形変化特性を把握する。また、緩勾配海岸で暴浪時に生じる冲向き漂砂を制御する工法として、沿岸砂州を模倣した人工リーフの効果を明らかにする。

③ 人工リーフ構成材料の安定性

現地に人工リーフを設置する場合、人工リーフ構成材料の所要重量が問題となる。人工リーフは、一般に捨石やコンクリートブロックによって構成されるため、入射波の波力により構成材料が散乱し、堤体が破壊される可能性がある。斜面上の被覆材の所要重量を求める際には、Hudson式(Hudson, 1959)が広く用いられている。現在では、消波工や離岸堤等、水面上に露出した構造物の構成ブロックの所要重量を求める際に、多くの実験により各ブロックの K_D 値を定めてHudson式が利用されている。しかし、Hudson式は本質的には実験に基づく経験式であるため、より合理的な所要重量算定式の開発が多くの研究者によって試みられている(例えば、Bruun, 1985, Kobayashi, 1987)。

一方、防波堤マウンド被覆材のような水中の捨石に対する所有重量の算定式には、Brebner・Donnelly (1962) の式等がある。これらの式は、重複波作用下での捨石重量の算定を行うためのものである。

人工リーフ上では、砕波時および砕波した後の波が進行波として作用し、かつ堤体の構成材料が水中に存在する。そのため、Hudson 式や防波堤マウンドに適用される式を適用することはできない。例えば、Hudson 式を用いて人工リーフ構成材料の所要重量を求めた場合、構成材料は水中にあるのでかなり過大な重量を与える可能性がある。そこで、人工リーフ被覆材料の所要重量を合理的に算定するための手法を開発した。

3. 波 浪 制 御 効 果

3.1 人工リーフの波浪減殺効果

3.1.1 人工リーフ上の波高・水位の分布

人工リーフの波浪減殺効果を、規則波を用いた2次元実験により検討した。実験では長さ33m、幅0.6m、高さ0.8mのフラップ型造波水路内に1/20勾配（前浜部は1/5勾配）のモルタル固定床を造り、その上に諸元を種々変化させた人工リーフ模型を設置してリーフ付近の波高、水位分布を求めた（図-3.1参照）。人工リーフの模型は約8gの砕石により造った。波高は自走台車に取り付けた容量式波高計で、平均水位はマンメータで測定した。水位波形データは、50 msecの時間間隔でA/D変換し、フロッピーディスクに記録した。

天端水深 $R = 8.8$ cm、天端幅 $B = 1.76$ mのケースで得られた人工リーフ周辺の波高分布を図-3.2に示す。この $R = 8.8$ cmという条件は、換算沖波波高 $H_o' = 6$ cmの波浪が1/20勾配斜面で砕波する場合の砕波水深に等しい。リーフ上で砕波が生じない $H_o' = 4.3, 4.9$ cmのケースではリーフ上の波高変化は顕著ではなく、リーフの効果は見られない。 $H_o' \geq 6.0$ cmのケースでは天端沖端で入射波が砕波するため、天端上で波高が低下している。3mより岸側の波高分布はほぼ等しくなる。また、これらのケースにおける反射率は全て10%以下であった。このように、人工リーフによる強制砕波によって入射波が減殺されることが明らかである。

次に、人工リーフを設置した場合と無い場合の平均水位分布を図-3.3に示す。リーフを設置した場合、リーフ天端沖端での砕波によって、リーフ上では水位が上昇する。一方、リーフの無い場合では、砕波の生ずる $y \approx 1.5$ mから水位が上昇する。以上の点より、沿岸方向に有限な長さを持った人工リーフを設置した場合、沿岸方向に平均水位差が生じるはずであり、このことは人工リーフ周辺の循環流の発生を示唆している。

3.1.2 人工リーフの波高伝達率

(1) 人工リーフの波高伝達率

人工リーフの諸元と波浪減殺効果および水位上昇との関係を調べるために、人工リーフと波浪の諸元を種々変化させた実験を行った。リーフ諸元のうち B は1.5, 3.0 mと2ケース、 R は6, 8, 12 cmと3ケース変え、合計6ケース設定した。ただし法勾配は $\tan \alpha = 1/5$ と一定とした。波浪条件として H_o' は3.8~19.7 cmの間で、また、 T は1.00~2.42 secの間で変化させた。人工リーフの波浪減殺効果を、ここでは波高伝達率（伝達波高 H_t / 入射波高 H_o' ）で代表する。伝達波高 H_t としては人工リーフ岸端に固定された波高計の測定結果を用いた。

人工リーフの機能は主として天端水深 R と天端幅 B により規定される。特に R は入射波の砕波条件を支配する上で重要である。そこで、横軸に R を堤脚位置での入射波高 H_i で無次元化した R/H_i をとって H_t/H_i と R/H_i の関係を調べた（図-3.4）。図示に際しては、天端幅 B を沖波波長 L_o で無次元化した B/L_o をパラメータとした。明らかに R/H_i が小さいほど H_t/H_i は小さく、天端水深が波高伝達率に強く影響することが分かる。また、 R/H_i が一定のとき、 B/L_o が大きいほど、

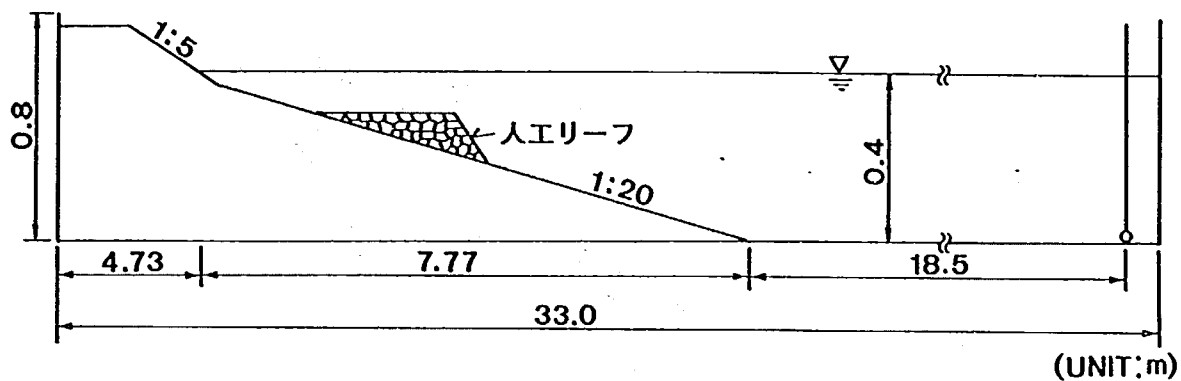


図- 3.1 2次元実験装置

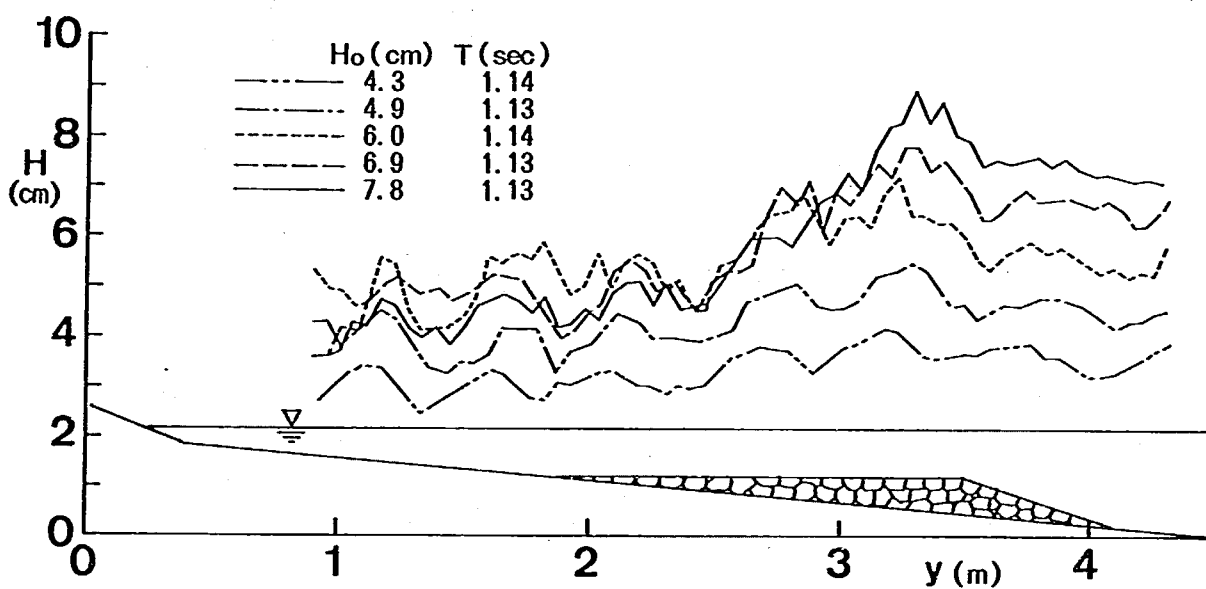


図- 3.2 波高分布図 (リーフ A)

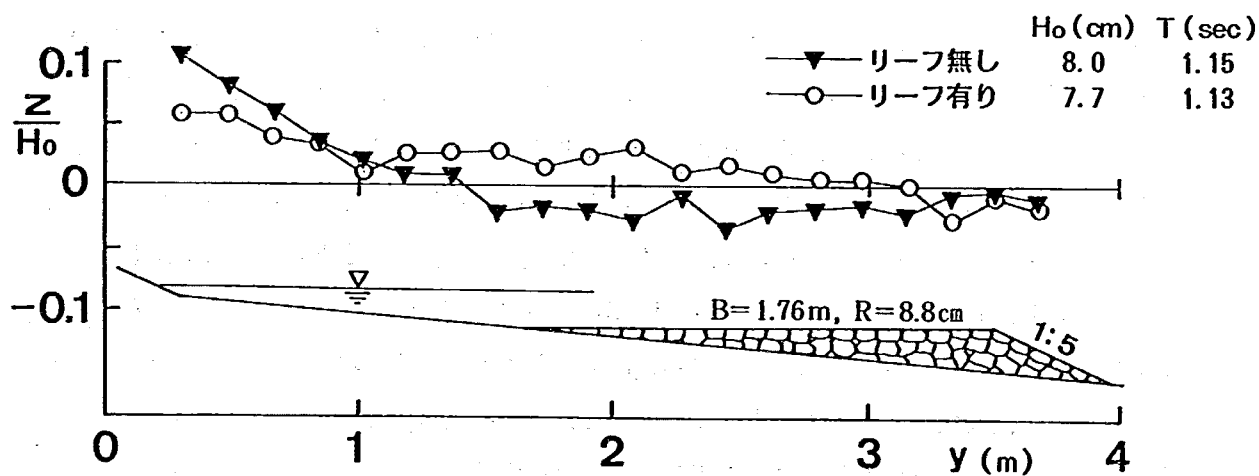


図- 3.3 平均水位の分布

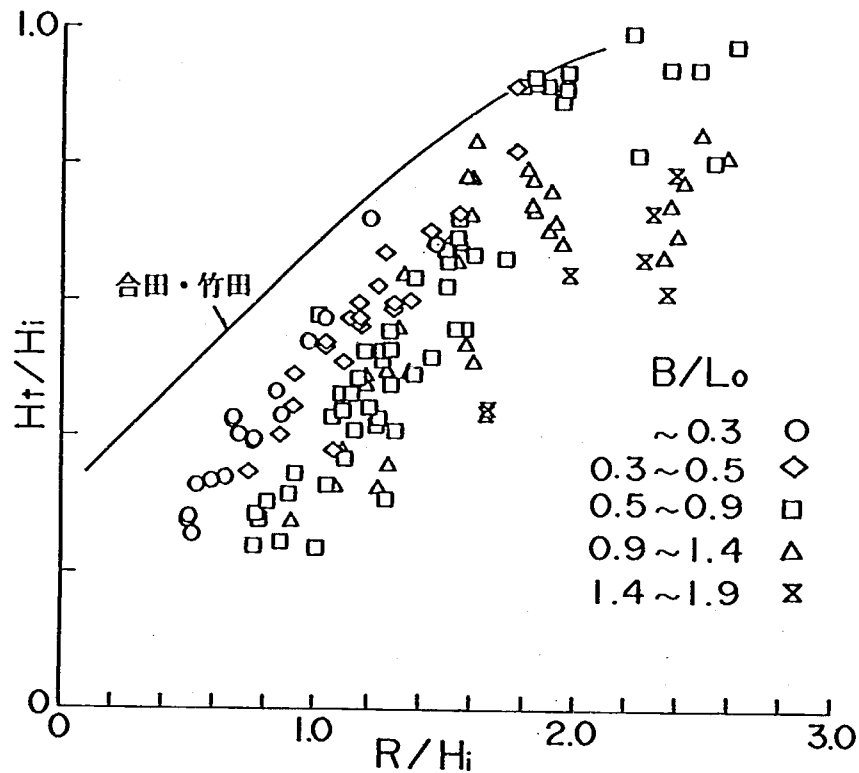
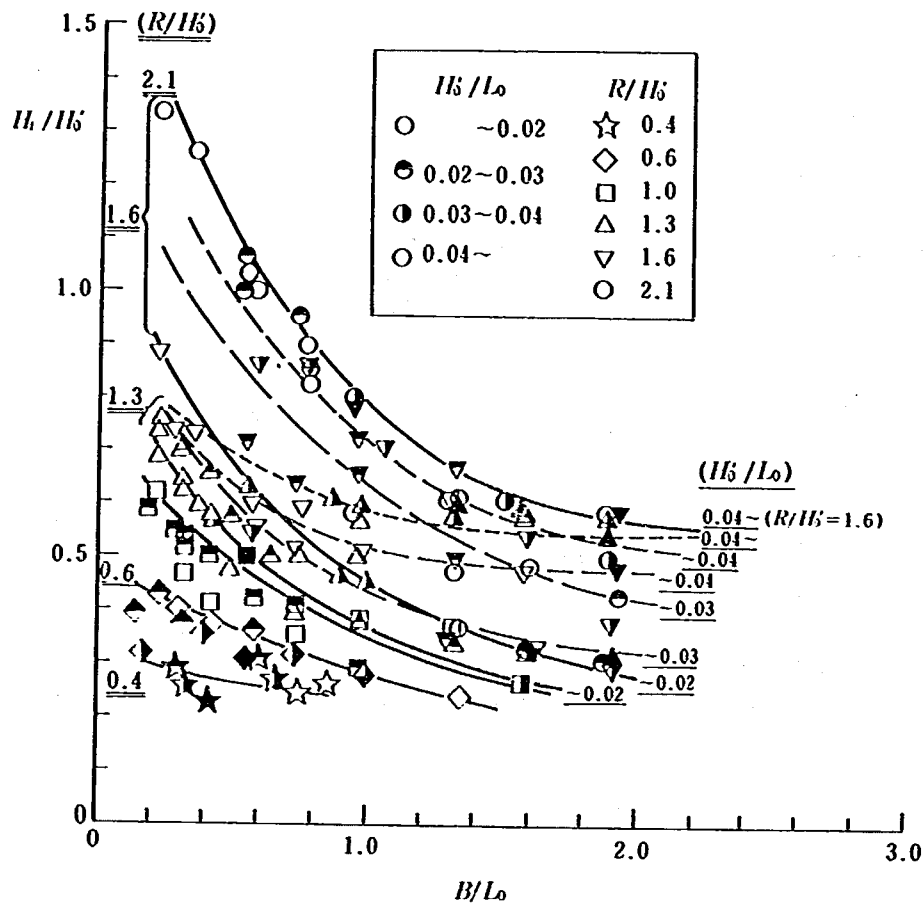


図-3.4 H_t/H_i と R/H_i の関係

H_t/H_i が小さくなる傾向が見られる。ここで、人工リーフと従来の潜堤とを比較するために、合田・竹田 (1966) による直立潜堤に関する実験式の値を図中に実線で示した。合田・竹田による直立潜堤 ($B/L_0 = 0$) の実験式は、データの上限を包絡しており、人工リーフが碎波によってかなり高い波浪減殺効果を有することがわかる。

次に、天端幅 B の効果を明らかにするために、換算沖波波高で定義した波高伝達率 H_t/H_0' と B/L_0 の関係を図-3.5 に示す。図より B/L_0 が大きいとき H_t/H_0' が小さくなることが明らかであり、天端幅による波浪減殺効果が認められる。ただし、 B/L_0 がある程度大きくなると H_t/H_0' の減少効果は変わらなくなる。これは、リーフ上で碎波が生じる場合でも、碎波点より岸側にある距離波が進行すると波が再生するためである。 H_t/H_0' は碎波による波浪減衰が著しくなる $R/H_0' < 1.3$ の条件下で特に小さくなる。また、 $R/H_0' = 1.3$ および 1.6 では H_0'/L_0 の影響が大きいことがわかった。これは $R/H_0' = 1.3 \sim 1.6$ は碎波限界の条件にあたり、波形勾配による碎波状況の変化が著しくなるためと考えられる。図には R/H_0' および H_0'/L_0 を一定とした曲線を示した。また、碎波が生じない $R/H_0' = 2.1$ の場合でも B/L_0 が大きくなると H_t/H_0' が小さくなるが、これは水平床上の波の進行に伴う分散と底面摩擦の効果によると考えられる。なお、 R/H_0' が大きく B/L_0 が小さいとき波高伝達率が 1 より大きくなる。これは主に浅水変形によるものであり、リーフ上で碎波しない波高の低い波に対しては、人工リーフが存在することによって波高増大を招くことを意味する。



図一 3.5 人工リーフの波高伝達率

(2) 法勾配, 堤脚水深, 海底勾配の影響

波高伝達率に対する人工リーフの法勾配 ($\tan \alpha$) の影響を図一 3.6 に示す。法勾配の影響は小さく、実用的と考えられる $1/5 \sim 1/3$ の範囲ではその影響を考慮する必要はないと考えられる。

次に、人工リーフ法先の堤脚水深 h の影響を図一 3.7 に示す。これは B および R を一定として堤体を沖方向に伸ばすことによって h を変化させて求めた結果である。全体に、 H_t/H_0' は H_0'/h にあまり依存せず R/H_0' の値ごとにはほぼ一定値をとる。一方、 H_0'/h が 0.15 より小さいとき、すなわち h が大きいときに H_t/H_0' が減少しているが、このことは、堤体が高くなり、反射率が増加したことによると考えられる。人工リーフは通常 10m 以浅の浅海に設置されることが多いため、人工リーフが機能するような高波浪時に $H_0'/h < 0.2$ となることはほとんど無いと考えられる。そのため、通常では堤脚水深による影響は無視できる。

断面形とは直接関係ないが、ここで海底勾配 ($\tan \theta$) の影響について触れておく。一様斜面での実験より求めた海底勾配の影響を図一 3.8 に示す。 $\tan \theta$ により H_t/H_0' はあまり変化しないことがわかる。海底勾配は波の浅水変形に影響するため、天端水深が碎波限界に近い条件の場合には、波浪減衰効果に影響するものと考えられる。しかし、その影響は小さく、図一 3.5 に示す消波効果をあまり変えることはない。

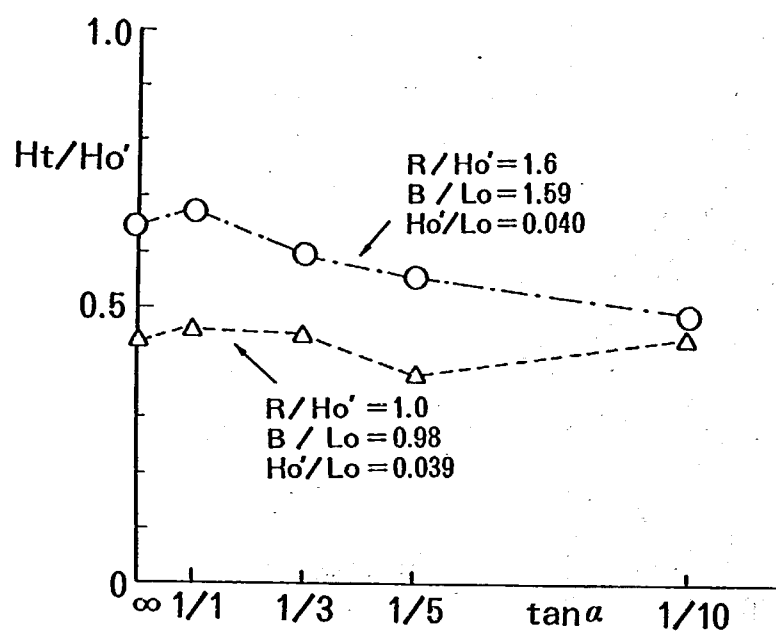


図-3.6 法勾配の影響

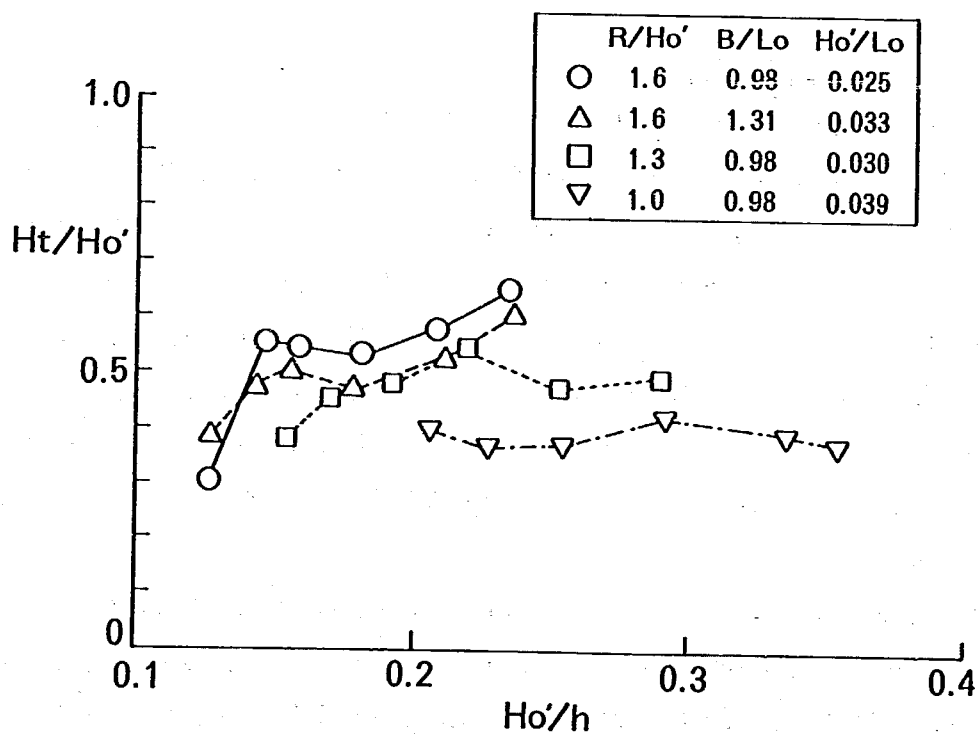


図-3.7 堤脚水深の影響

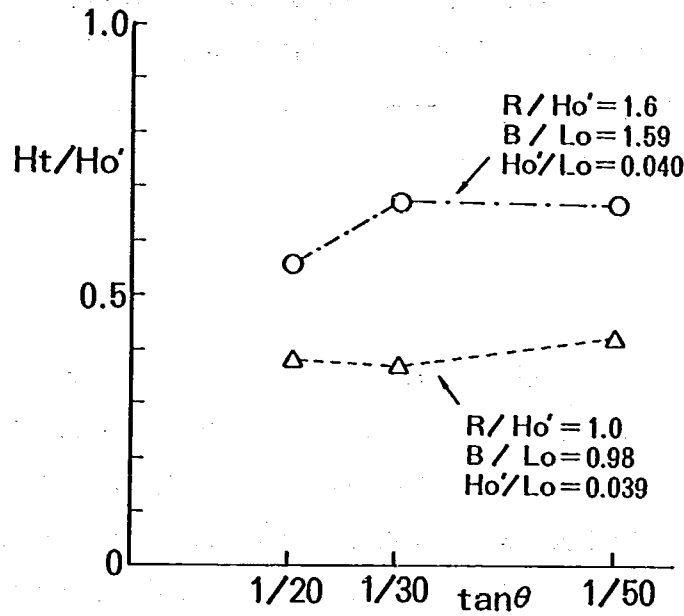


図-3.8 海底勾配の影響

3.2 人工リーフによる水位上昇

人工リーフを設置すると、リーフ沖端で碎波が生じる条件ではリーフ岸端の水位が自然海浜に比べ上昇する。3.1.2で述べた実験より、リーフ岸端での水位上昇量 $\overline{\eta_t}$ を求め、さらに H_o' で割ることによって無次元パラメータ $\overline{\eta_t}/H_o'$ を求めて H_o'/L_o ごとに図-3.9に示す。 $\overline{\eta_t}/H_o'$ は H_o'/L_o が小さいほど大きな値を示し、 R/H_o' の増加に伴い減少することがわかる。

リーフ岸端では最大で H_o' の約20%水位が上昇する。水位が上昇する場合、波高が減少しても越波量

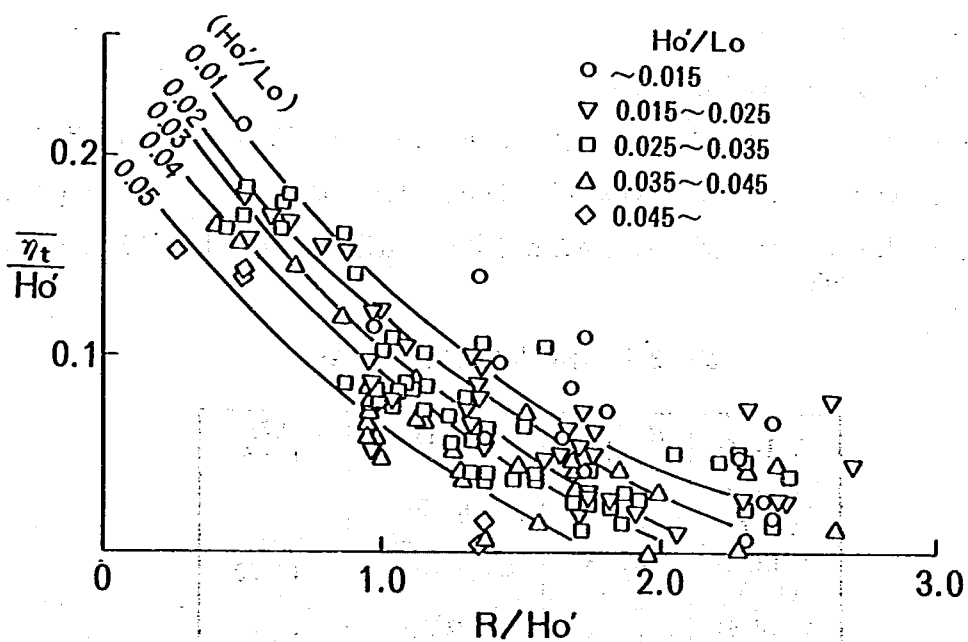


図-3.9 人工リーフ岸端での水位上昇量

や打ち上げ高があまり減少しない可能性がある。よって、人工リーフによる水位上昇も設計に見込む必要がある。ただし、現地海岸に人工リーフを設置する場合には、海浜流が同時に形成される。したがって、特に開口部が広い場合には、水位上昇に変換される運動量フラックスの一部が流れの形成に費やされるので、この結果ほど水位は上昇しない。

3.3 波の不規則性の影響

3.3.1 不規則波実験結果との比較

高山ほか（1977, 1985）は不規則波実験により、リーフ上の波の変形と広天端潜堤の波浪減殺効果を調べた。また、新潟県（1986）は、糸魚川海岸における人工リーフの設計にあたって不規則波実験を行っている。ここでは、これらの実験結果と図－3.5に示した規則波実験の結果とを比較する。なお、各実験における堤体条件・海底勾配を表－3.1に示す。高山ほか（1977）の実験結果からは“環礁なし”の条件のデータを選び、リーフェッジからの距離を天端幅とした。高山ほか（1985）では、潜堤透過直後の伝達波高を H_t とした。

各実験結果を図－3.10に示す。この場合の H_0' および H_t は有義波高である。図中の曲線は、規則波実験の結果（図－3.5）を示す。これらの実験には $R/H_0' \geq 1.3$ のデータが無かったので、天端水深が深い場合の比較はできなかった。3つの不規則波実験の結果は、ほとんど同じ傾向を示す。 $R/H_0' \leq 1.0$ について不規則波実験のデータを見ると、 B/L_0 の増加に伴う H_t/H_0' の低減傾向は規則波実験の曲線と類似した傾向を示す。しかし、 $B/L_0 < 0.4$ の範囲では不規則波実験の H_t/H_0' の値はどの R/H_0' でも規則波実験結果よりも大きい傾向を示す。 B/L_0 が大きくなると、 H_t/H_0' はほぼ R のみにより規定されるので、規則波と不規則波の実験結果に差が生じなくなる。一方、 B/L_0 が小さい場合、有義波周期より長い周期成分を持つことにより H_t/H_0' が相対的に大きくなるため、不規則波の場合に波高伝達率が大きくなったと考えられる。この結果より判断すると、曲線は $B/L_0 < 0.4$ の範囲で修正が必要と考えられる。

3.3.2 新潟海岸における現地観測との比較

新潟海岸では1986年より人工リーフが施工され、その効果を調査するために、波浪、流れ、地形変化等に関する追跡調査が行われた。ここでは1988年1月に行われた現地観測データ（建設省北陸地方建設局, 1988）を用いて人工リーフの波浪減殺効果を検討する。観測時点での施工状況を図－3.11に示す。

表－3.1 不規則波実験条件一覧

実験者	法勾配 $\tan \alpha$	堤体材料	海底勾配 $\tan \theta$
高山ほか (1977)	1/10	木製	
高山ほか (1985)	4/3 (推定)	異形ブロック	1/30
新潟県 (1986)	1/3	碎石及び 平型ブロック	1/30

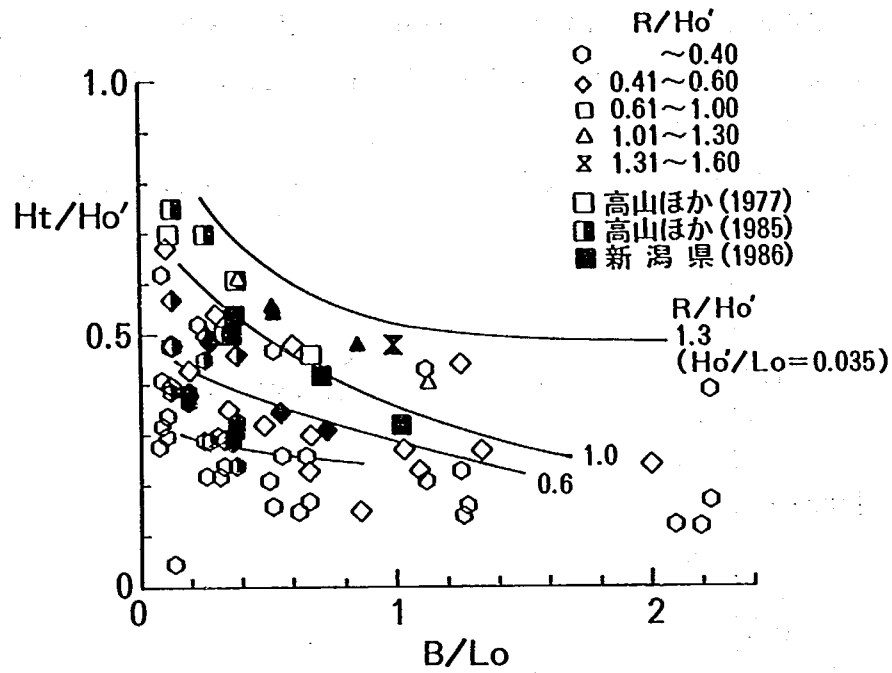


図-3.10 H_t/H_o' と B/L_o の関係

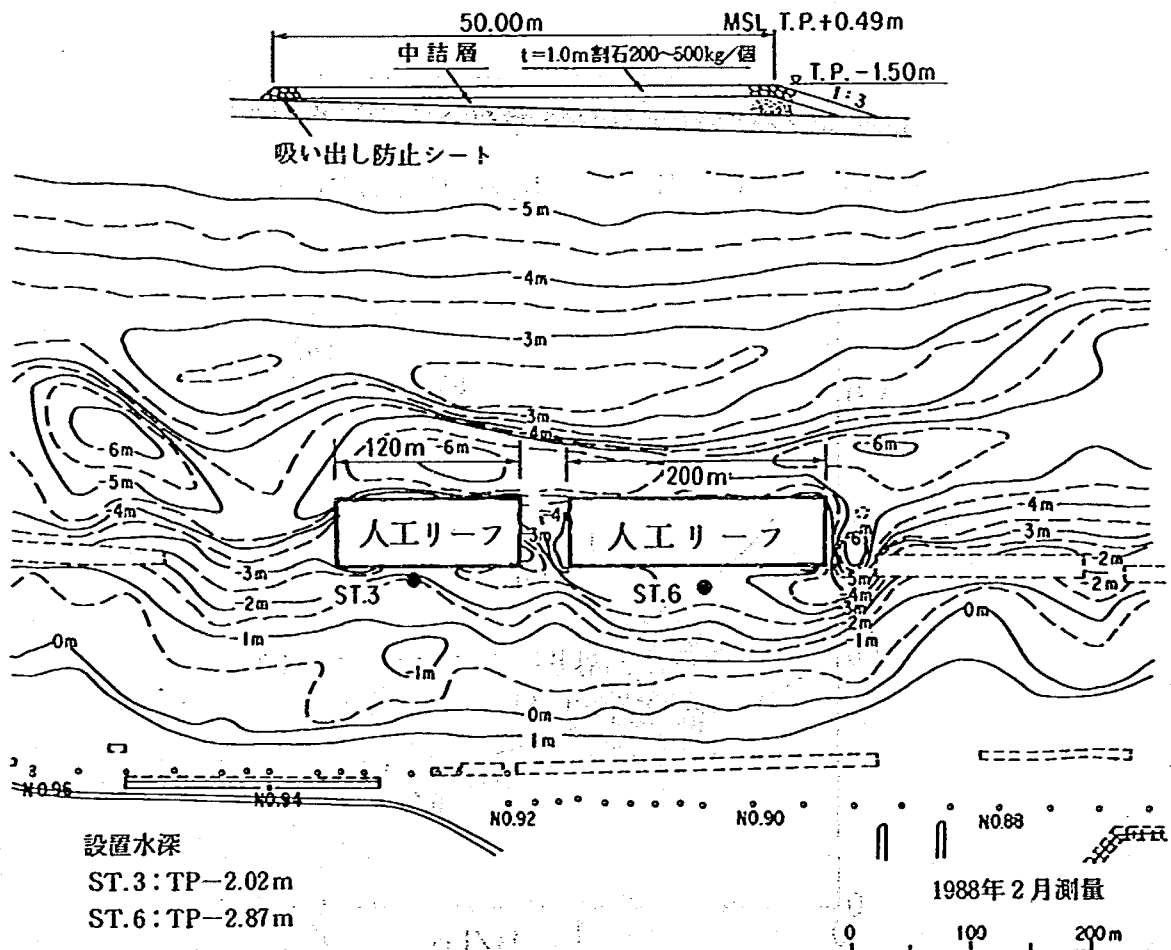


図-3.11 新潟人工リーフ観測位置図

波高観測は図のST.3, 6に示す位置で行われた。沖波波高としては約 1,300 m 沖の水深約 13m の位置で観測された。また, ST.3, 6 で測定された有義波高を H_t として図-3.5 と同様に図-3.12 a), b), c) に示す。図には図-3.5 の実験曲線も示した。 $R/H_o' < 1.3$ では, ほとんどのデータが規則波の実験結果より H_t/H_o' が大きい。不規則波実験と規則波実験の比較では, $B/L_o = 0.6 \sim 1.2$ の範囲での両者の結果は比較的良く一致していた。現地海岸の人工リーフは開口部を有するため, 入射波がリー

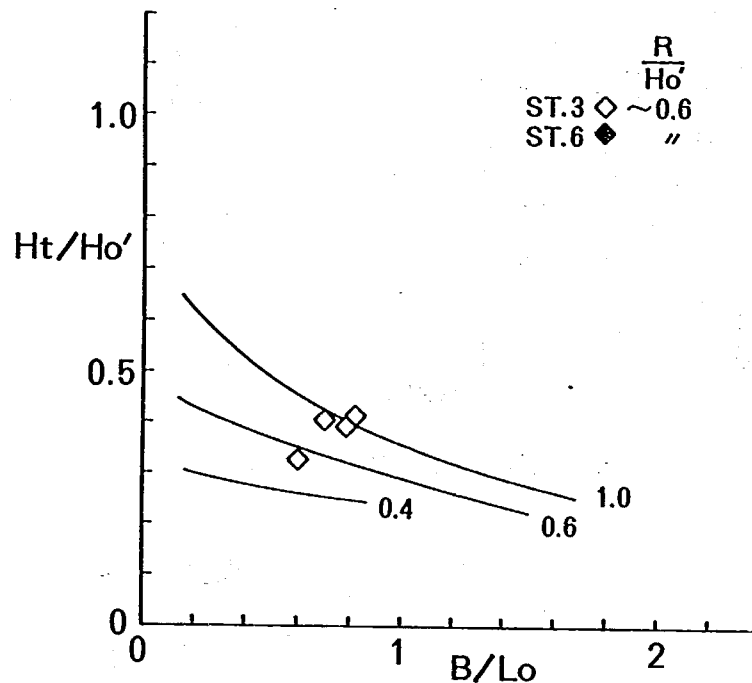


図-3.12 a) H_t/H_o' と B/L_o の関係 ($R/H_o' \leq 0.6$)

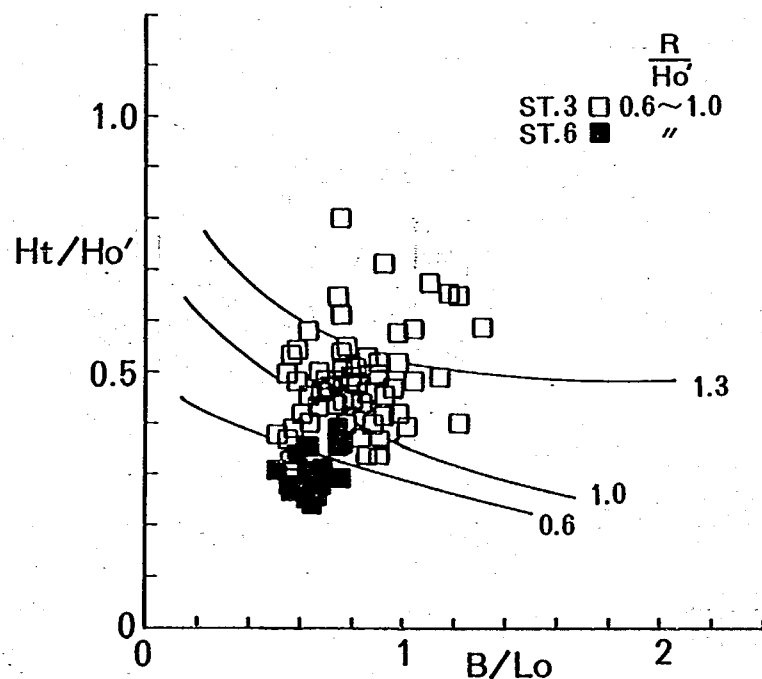


図-3.12 b) H_t/H_o' と B/L_o の関係 ($0.6 < R/H_o' \leq 1.0$)

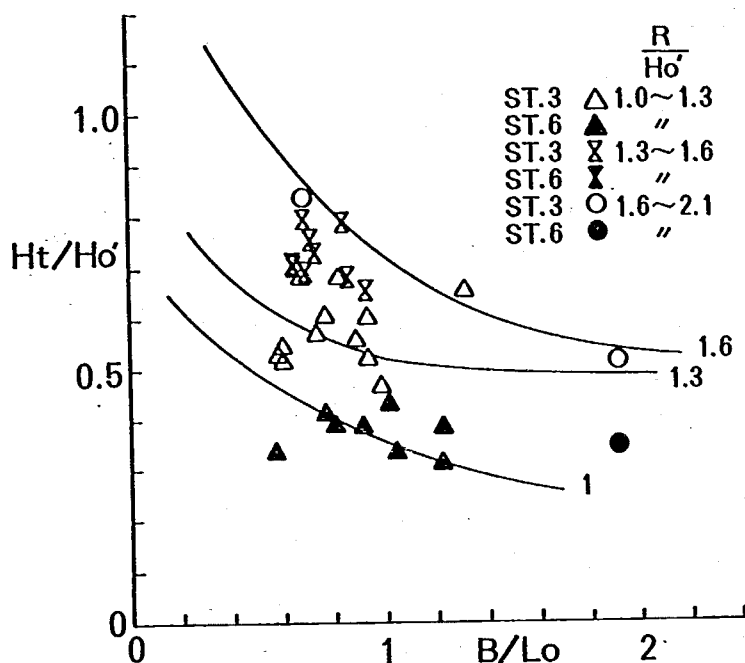


図-3.12c) H_t/H_o' と B/L_o の関係 ($1.0 < R/H_o' \leq 2.1$)

フ背後に屈折または回折し、伝達波高が高くなると考えられる。特に ST. 3 側のリーフは堤長が短い
ためその影響が大きいと考えられる。堤長が長い人工リーフの背後に位置する ST. 6 の測定データのみを
見ると、 $R/H_o' < 1.0$ では実験曲線の傾向とはほぼ一致していることがわかる。以上のことから、波が
開口部の影響を受けずに人工リーフ背後に入射する場合には、規則波実験結果は $B/L_o > 0.4$ の範囲
で現地データともほぼ一致することがわかった。

3.3.3 沖縄県沖泊地区の天然珊瑚礁上での現地観測結果との比較

沖縄県沿岸には珊瑚礁が広がっている。天然リーフの機能を明らかにし、人工リーフの機能と比較す
る上で、そこでの観測は有用である。沖縄県沖泊地区沖の珊瑚礁上で行った現地観測(谷本ほか, 1988)
結果より波高伝達率を求め、リーフエッジからの距離を天端幅として図-3.5と同様に図-3.13に示す。
 $B/L_o > 3$ では、 B/L_o によらず H_t/H_o' はほぼ一定であり、 B の効果には限界があることを示
している。図中に示した規則波実験の曲線と観測値を比較する。 $B/L_o < 2$ では、 B/L_o の増加に伴
う H_t/H_o' の減少傾向は非常に良く一致している。しかし、全体的に観測値の H_t/H_o' が小さく、
 H_t/H_o' にして 0.1 程度実験曲線が大きくなっている。この原因は明らかではないが現地データにお
ける R の決定に問題があったと考えられる。現地では静水位を決定することが難しく、現地データは全
体的に R を大きくとった可能性がある。いずれにしても、 B/L_o および R/H_o' による H_t/H_o' の
変化傾向に関しては、規則波実験と現地データは良く一致している。

3.3.4 波の不規則性の評価

不規則波実験の結果、 $B/L_o > 0.4$ では規則波実験より求めた波高伝達率を示す曲線は、不規則波
の条件にも適合性が良いことがわかった。しかし、 $B/L_o < 0.4$ の範囲では、 $R/H_o' \leq 1.0$ の場合
に規則波実験の H_t/H_o' の値が小さくなる。そこで不規則波実験の結果を参考に、 $R/H_o' \leq 1.0$,

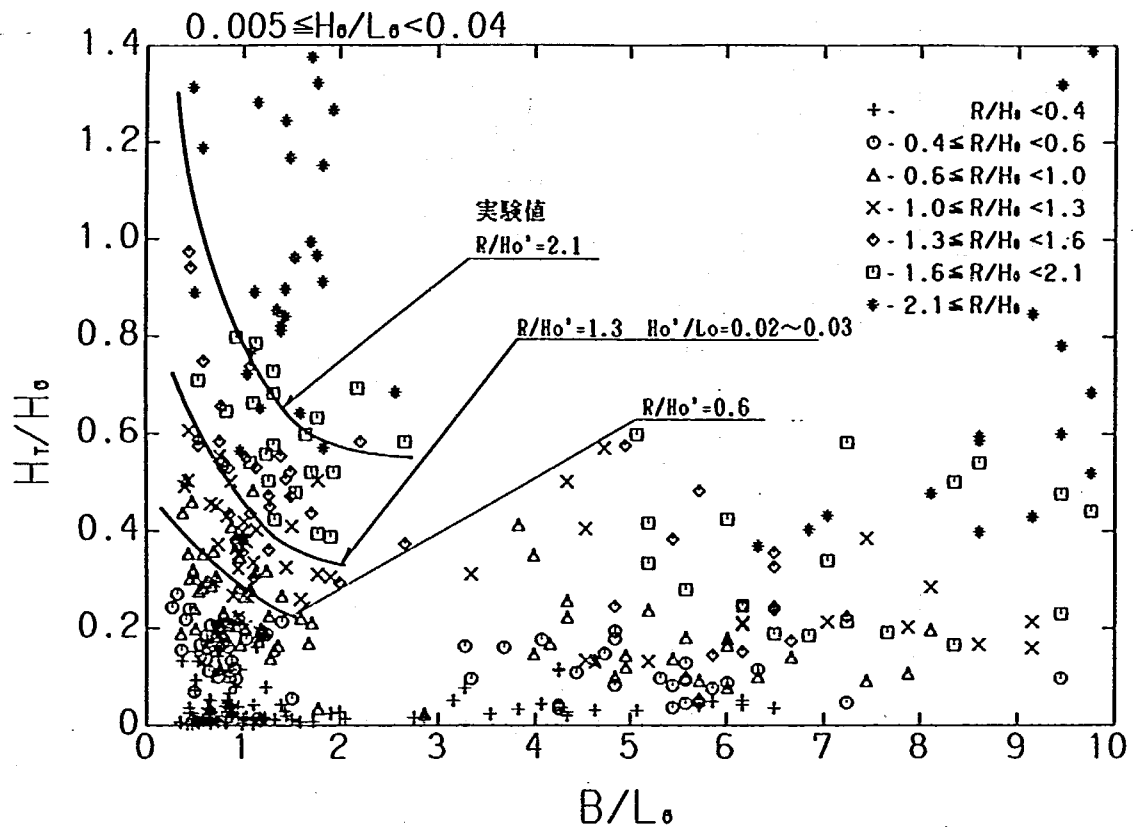


図-3.13 H_t/H_0' と B/L_0 の関係 (現地観測結果)

$B/L_0 < 0.4$ の範囲について、図-3.5 に示した実験曲線を修正し、結果を図-3.14 に示した。人工リーフの波高伝達率はこの図より求める必要がある。

3.4 結 論

- ① 人工リーフは入射波を強制砕波させることにより波浪を減殺する。そのため反射率も小さい。ただし、リーフ上では水位上昇を生じる。
- ② 人工リーフの波高伝達率は R/H_0' 、 B/L_0 によって定まる。ただし、 $R/H_0' = 1.3 \sim 1.6$ では H_0'/L_0 の影響を受ける。実用範囲においては法勾配、堤脚水深、海底勾配の影響は小さい。
- ③ $B/L_0 < 0.4$ 、 $R/H_0' \leq 1.0$ では不規則波による波高伝達率が規則波によるものより大きくなる。
- ④ 人工リーフの波高伝達率は図-3.14 より求めることができる。

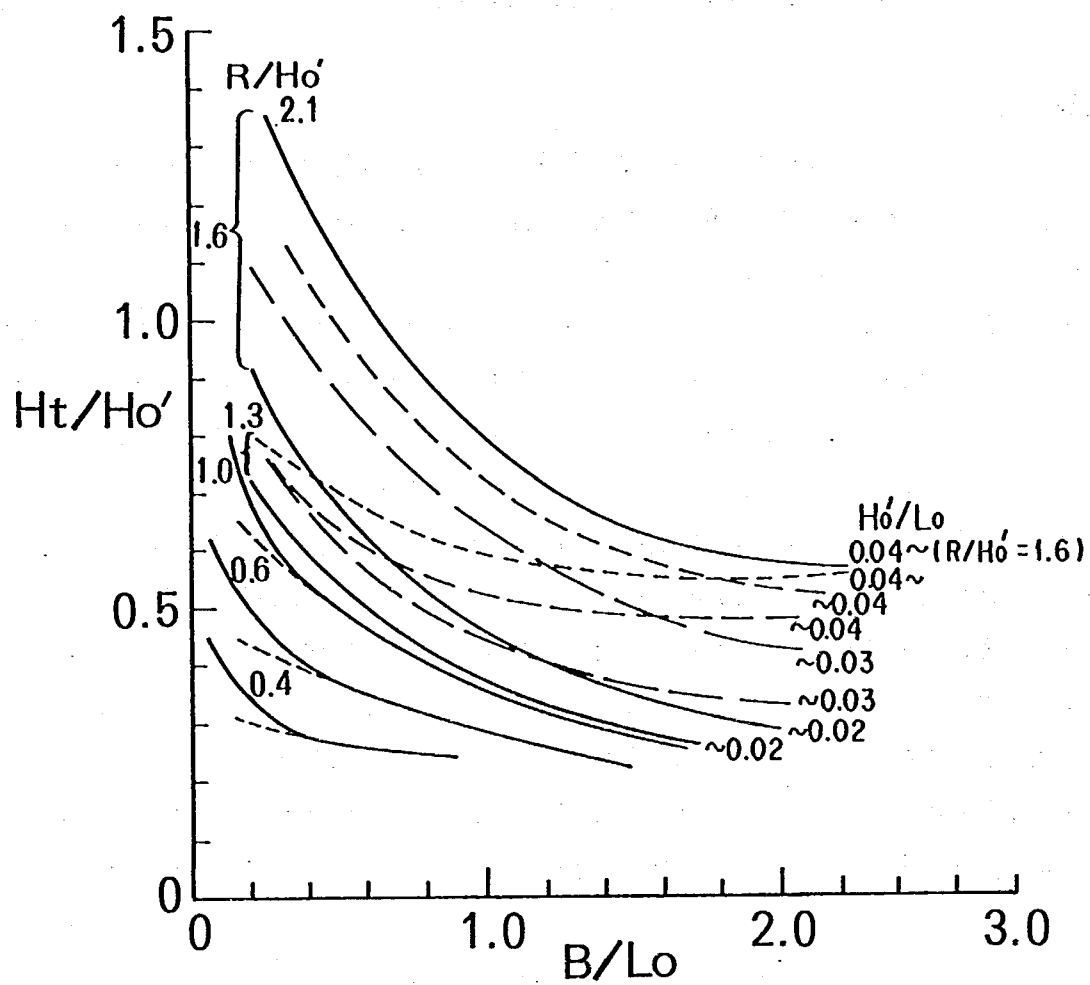


図-3.14 人工リーフの波高伝達率（修正値）

4. 人工リーフ周辺に生じる海浜流と地形変化

4.1 実験方法

実験は、人工リーフを1基のみ設置した単堤、複数基設置した群堤、および連続堤の場合について、図-4.1に示す平面水槽（ $16 \times 21 \times 0.6$ m）を用いて行った。図には併せて人工リーフの平面諸元（堤長 L_r 、開口幅 W 、離岸距離 Y 、天端幅 B ）を示す。

単堤の実験では、平面水槽内の幅8 m区間において中央粒径 $d_{50} = 0.28$ mmの砂により $1/20$ 勾配の一樣斜面を造った。斜面中央部に約8 gの碎石から成る人工リーフ模型を設置した。人工リーフの諸元は、天端水深 $R = 8.8$ cm、天端幅 $B = 1.76$ m、堤長 $L_r = 2$ m、法勾配 $1/5$ である。沖水深は40 cmとした。波浪条件を $H_0' = 6.0$ cm、周期 $T = 1.11$ sec として、10時間波を作用させた。

群堤および連続堤の実験は、人工リーフ周辺の海浜流のパターンを調べるための固定床実験と、海浜流パターンと地形変化の関係を調べるための移動床実験から成る。固定床実験は流況パターンの発生区分を明らかにするため離岸距離 Y を1.8 mと固定し、堤長 L_r と開口幅 W を各々 $1.5 \text{ m} \leq L_r \leq 14.0 \text{ m}$ 、 $0.4 \text{ m} \leq W \leq 25.0 \text{ m}$ の範囲で46ケース変化させた。固定床実験では、モルタル製の $1/20$ 勾配一樣斜面を製作し、約8 gの碎石を用いて人工リーフ模型を造った。リーフ模型の断面諸元としては、 $R = 9$ cm、 $B = 1.8$ m、法勾配が $1/3$ である。また、移動床実験では、 $d_{50} = 0.28$ mmの砂を用いて $1/20$ 勾配の一樣斜面を造り、固定床実験と同様のリーフ設置条件で実験を行った。表-4.1に移動床実験での L_r

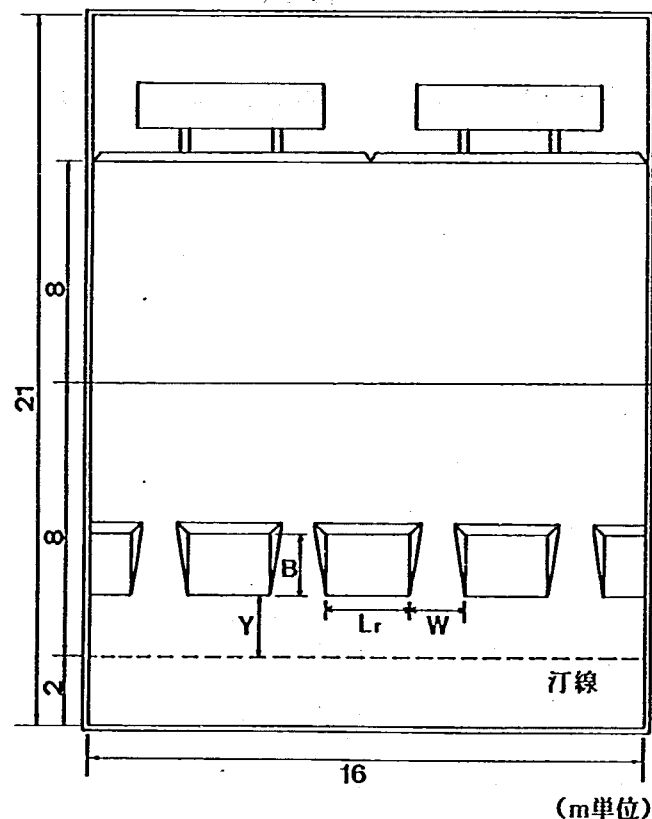


図-4.1 平面実験水槽

表一 4.1 移動床実験条件

Case	Lr (m)	W (m)	パターン
1	16.0	0	—
2	7.2	0.8	IV
3	12.8	3.2	II
4	2.4	1.6	I

とWの組み合わせを示す。実験波浪は $T=1.13$ sec, 換算沖波波高 $H_0'=7$ cmとした。これらの条件の下では, 入射波はリーフ沖端付近で碎波し, リーフ岸端での波高 H_t はほぼ $0.5 H_0'$ になる。一方, 開口部ではリーフ岸端付近で入射波が碎波する。実験ではLrとWの大きさによって導波板の位置を変え, 導波板がリーフ中央, または開口部中央に位置するようにした。

固定床実験のうち22ケースについてはリーフ中央と開口部中央での波高・水位分布測定, 開口部中央での流速測定, および流況観察を行った。波高・水位の測定には容量式波高計を, 流速測定には電磁流速計を用いた。流況はフロートの移動を写真撮影することで求めた。また残り24ケースでは染料およびフロートの移動より流況観察のみを行った。移動床実験では海底地形を測定するとともに, リーフ上の波高分布や流況を測定した。地形測定は基準高さからの地形高を水系と定規を用いて測定した。

4.2 人工リーフ周辺に生ずる海浜流

4.2.1 単堤周りの流れ

単堤の条件の下で, 波を10時間作用させた後の流況と海浜地形を図一 4.2 に示す。リーフ上での碎波により岸向きの強い流れが発生し, 逆にリーフの両脇では離岸流が生じていることがわかる。この結果から, 単体の人工リーフ周りの流況は, リーフ上で向岸流, リーフの両脇で離岸流となることがわかる。そして, 地形変化はこの流況に強く支配され, 人工リーフの岸側の汀線付近では堆積, 離岸流部で侵食という形態をとる。離岸堤背後のトンボロ形成などと比較すると, リーフ背後での堆砂はそれほど著しくない。

4.2.2 連続堤周りの流れ

人工リーフを沿岸方向に連続的に設置した場合の流況を図一 4.3 に示す。人工リーフ岸側には明瞭な循環流が生じ, リーフ上では向岸流と離岸流が存在する。実験では2回の碎波が生じたことから判断すると, 汀線近くの循環流は主に2次碎波に起因するものと考えられる。このような循環セルを生じるためには沿岸方向に周期的な波高分布, または地形変化が存在しなければならない。本実験の場合, 地形形状は沿岸方向に一様である。また, 人工リーフを設置せず一様勾配の条件で行った実験では, このような流況とはならずに澁んだ流況になったことから, 人工リーフ設置により何らかの要因で沿岸方向に波高分布が生じたと考えられる。上方から撮影した写真によると, 図一 4.4 に示すように波峰線は波状であった。この図と流況図とを比較すると, 波峰が岸に向かって凸型となる部分では向岸流, 凹型の部分では離岸流になっており, 循環流と良く対応している。このことから, 沿岸方向の波高変化→循環流

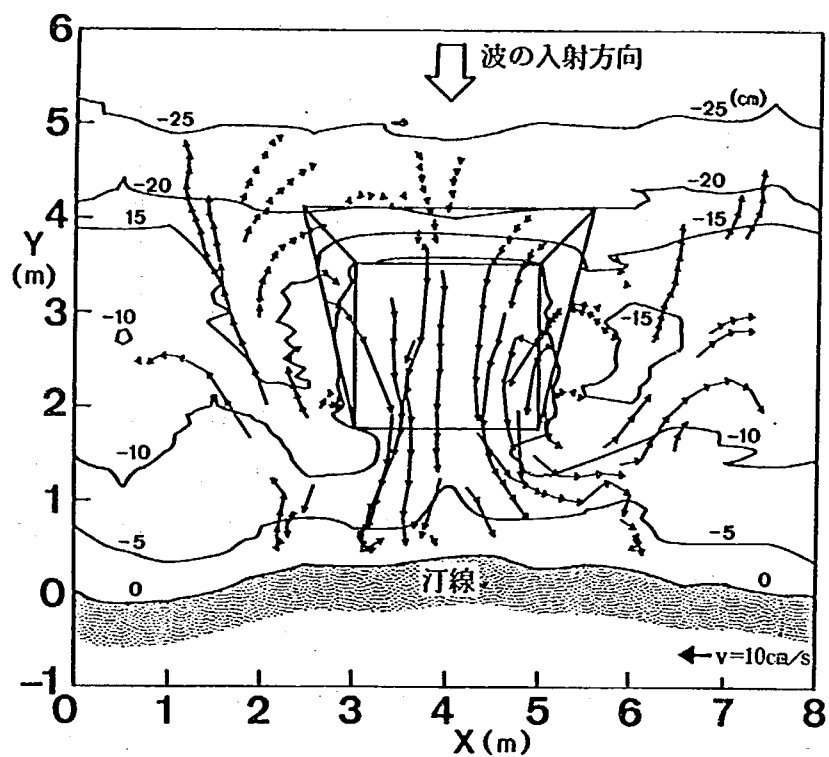


図-4.2 単堤の場合の流況・地形図

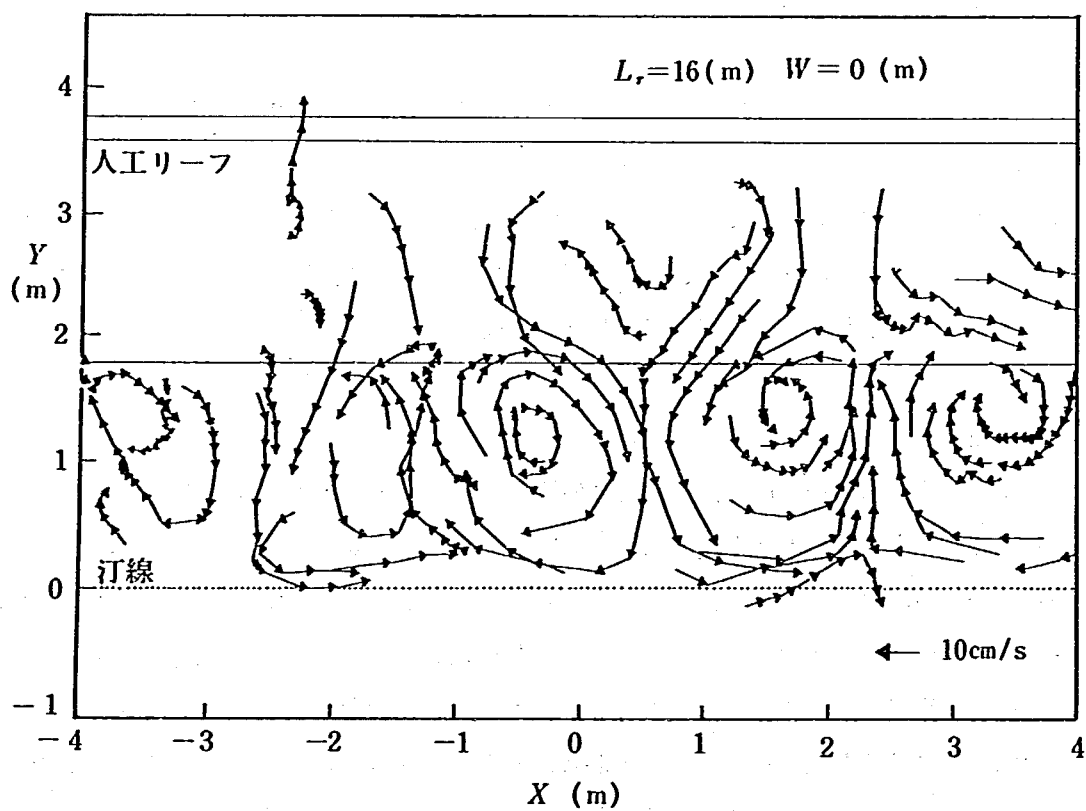


図-4.3 連続堤の場合の流況図

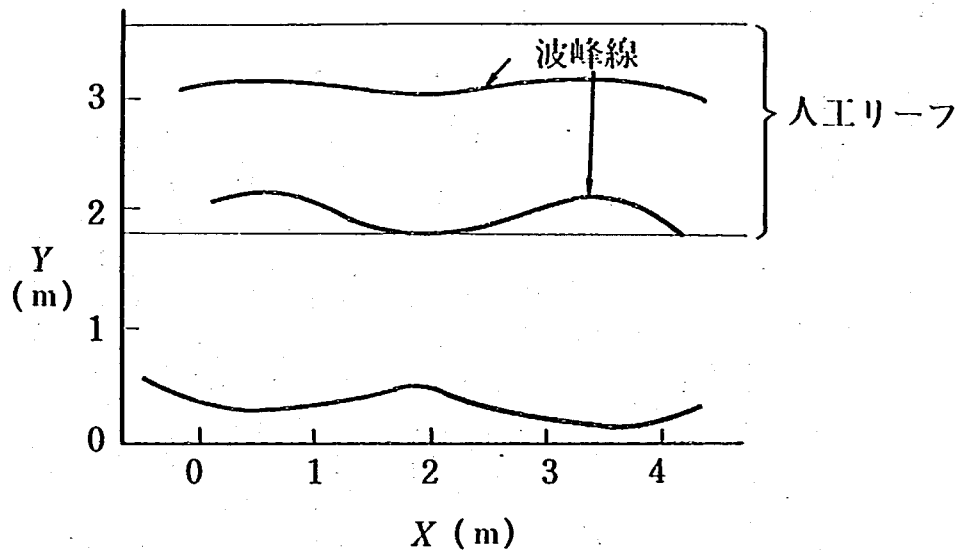


図-4.4 連続堤の場合の波峰線図

の形成→流れによる波の屈折→循環流の発達→沿岸方向の波高差の増大、という不安定性が存在するようである。

4.2.3 群堤周りの流れ

(1) 人工リーフ周辺の流況パターン

人工リーフに開口部を設けると、開口部とリーフ上で波の変形の様子が異なるために沿岸方向に波高差が生じ、波峰の進行も複雑になる。その結果、人工リーフ周辺にはリーフ特有の海浜流が生ずる。実験における人工リーフ周辺での海浜流の一例を図-4.5に示す。リーフ上で向岸流、開口部で離岸流という流況は単体リーフの場合と同様であるが、リーフ背後には一対の循環流を生じている。この流況パターンは開口部を有する人工リーフに特徴的なものと考えられる。しかし、 L_r や W および Y の条件によっては、リーフ背後が澁んだ状態になり、前述のような循環流が生じない場合がある。そこで、固定床実験の結果を用いて平面諸元と人工リーフ岸側の流況パターンの関係を明らかにした。

人工リーフ岸側の流況は主として4パターンに分けられた。パターンⅠは図-4.6 a) に示すように、リーフ背後に1対の循環流が生ずる。堤長が長ければ、開口部の影響はリーフ中央まで及ばない。このため循環流はリーフの両端に限られて形成され、リーフ中央は澁むか両端の循環流に対応した循環流が形成される。この場合の流況が図-4.6 b) に示すパターンⅡである。このときの堤長のスケールは離岸距離との比 (L_r/Y)、すなわち1基のリーフ背後の長方形スペースの形状特性によって判断される。一方、堤長が短い、すなわち1基のリーフ背後のスペースが岸沖方向に長い長方形になる場合には、明瞭ではないが2基のリーフ背後で一対の循環流が生じた。これが図-4.6 c) に示すパターンⅢである。また、堤長に比べ開口幅が狭い場合には、循環流は生じずリーフ背後の流況は澁んだ状態になった。(図-4.6 d)、パターンⅣ)。以下にパターンⅠ～Ⅳの流況の発生区分について述べる。

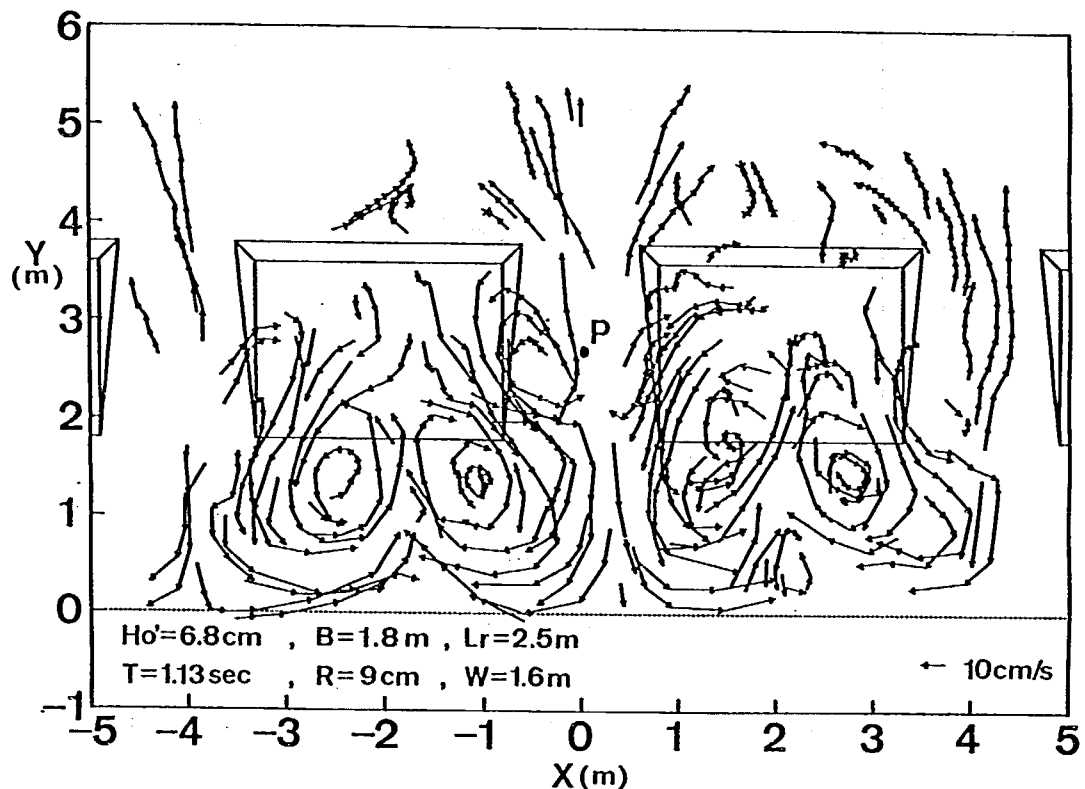


図-4.5 人工リーフ周辺の海浜流

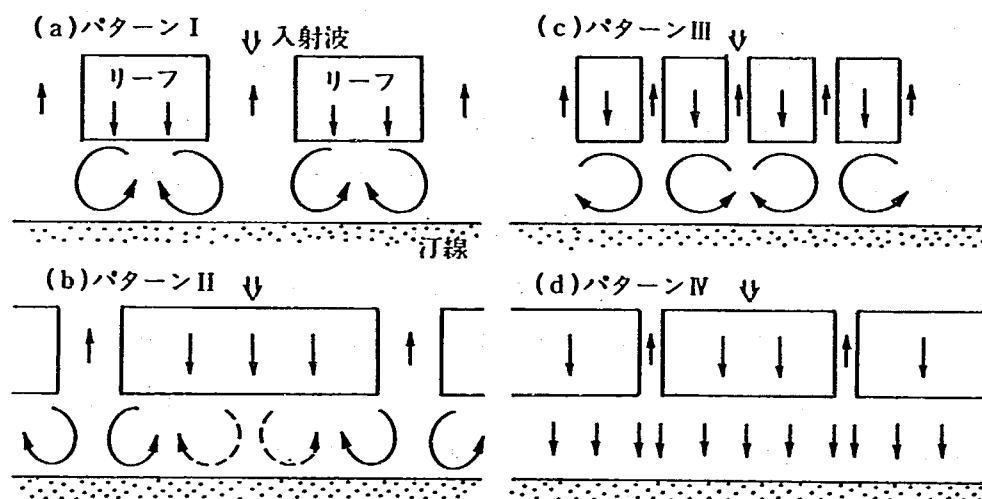


図-4.6 人工リーフ周辺の流況パターン

(2) 流況パターンの区分

実験を行った46ケースについて、横軸を L_r/Y 、縦軸を L_r/W として流況パターンの区分を行った結果を図-4.7に示す。パターンIになるのは L_r/Y がほぼ1~4の間で、 L_r/W がほぼ4以下のときである。パターンIの流況になる平面配置の場合に、リーフ岸側の前浜勾配を $1/10$, $1/5$ に変えることで Y を変化させたケース43~46では、前浜勾配が急になり L_r/Y が4程度に大きくなると循環流が生じなくなった。

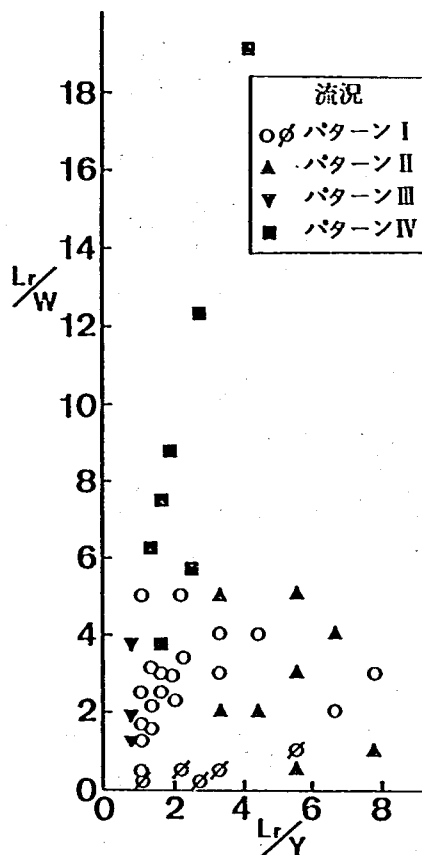
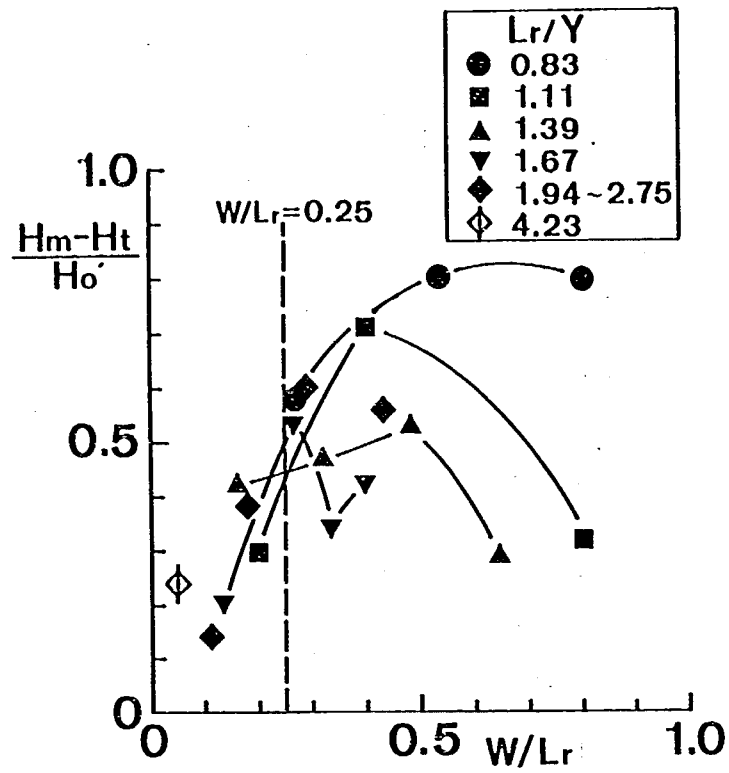
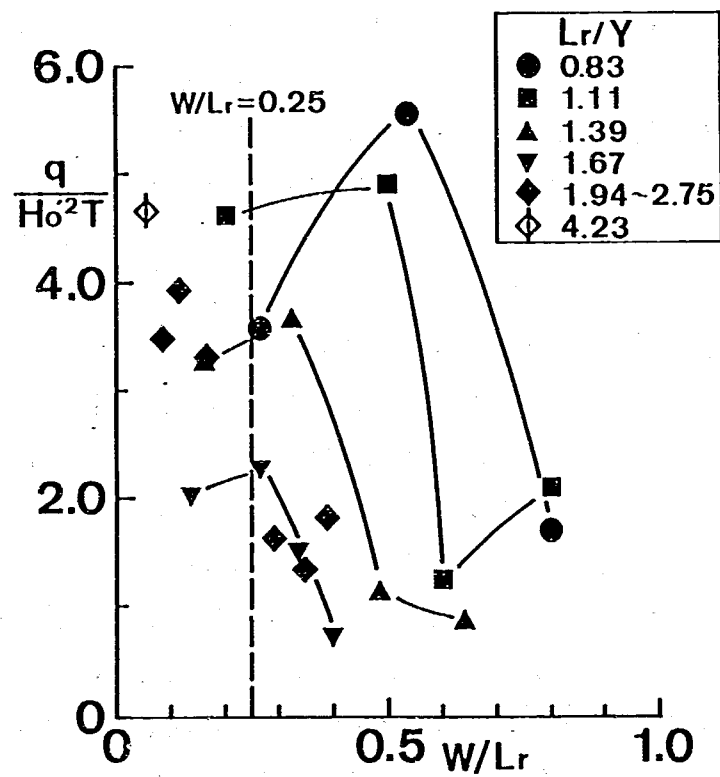


図-4.7 流況パターンの発生区分

海浜流の流況パターンは開口部とリーフ上での波の変形に支配される。そこで、図-4.8にリーフ岸端位置での開口部の波高 H_m とリーフ背後の波高 H_l の差と、リーフの平面配置との関係を示した。横軸は W/L_r ，縦軸は波高差 $(H_m - H_l)$ を H_0' で無次元化した値とした。横軸は図-4.7の縦軸の逆数になっている。 L_r/Y が $1.11 \sim 2.75$ では W/L_r が $0.4 \sim 0.6$ でピークを示し、 W/L_r がある程度大きくなると波高差が小さくなる傾向を示す。 $W/L_r < 0.25$ ($L_r/W > 4$) の場合では、無次元波高差はほぼ 0.4 より小さくなる。このように、パターンIVの流況になる $W/L_r < 0.25$ では波高差は小さい。一方、パターンIの流況となる場合でも W/L_r が $0.4 \sim 0.6$ を越えると波高差が小さくなる。また、パターンIIIの流況となる場合 ($L_r/Y < 1$) には波高差が大きい。このように波高差が大きいとき必ずしもパターンIの流況となるとは限らない。この一つの原因として、開口部での冲向き流れの影響が考えられる。開口部ではどの流況パターンでも冲向きの流れが生じる。開口部中央の測点 (図-4.5に示すP点) で測定した平均流速の鉛直分布より冲向き単位幅流量を算定した結果を図-4.9に示す。この図も W/L_r を横軸にしてある。開口幅が相対的に小さいとき冲向き単位幅流量 q は大きく、 W/L_r が $0.4 \sim 0.6$ を越えると減少する。流況パターンIとなる場合に W/L_r が $0.4 \sim 0.6$ を越えると波高差が小さくなる傾向は、この q の減少に対応する。すなわち、開口幅が広がると冲向き流れが弱くなり、その結果波速が増し波高は減少する。開口部の波速が増すとリーフ上との波速差が大きくなるため、波峰の岸向きの突出が大きくなり、開口部からの入射波がリーフ背後に拡がり易くなる。このようにして、ある程度波高は低下するが、パターンIの流況になると



図一 4.8 波高差と平面配置の関係



図一 4.9 開口部の単位幅流量と平面配置の関係

考えられる。また、図-4.9によると L_r/Y が小さいとき q が大きくなっている。冲向き流れが速ければ開口部の波高が増加し波高差が大きくなる。波高は高くなるが開口部から入る波のエネルギーは増加せず波速も遅くなる。そのため、 L_r/Y が小さいときは波高差が大きくても循環流の形成には至らないと考えられる。流況パターンは開口部から入射する波の変化に影響されることがわかる。また、開口部で波峰が岸向きに突出した形状になる。これはリーフ上と開口部での波高差による波速差や回折、水深差による屈折によるものであり、人工リーフ周辺の海浜流はこれらの現象に強く影響されると考えられる。

4.3 人工リーフ周辺の地形変化

人工リーフの流況パターンと海浜地形変化との関係を移動床実験により検討した。各ケースの流況パターンは表-4.1に示した。なお、単堤の場合の流況と海浜地形の関係は既に図-4.2に示した。図-4.10にケース4（パターンI）での地形変化量の平面分布を示す。これは初期勾配1/20の一樣斜面上に波を10時間作用させ、これより地形変化量を求めたものである。地形変化量分布を見ると、リーフ背後では堆砂が生じたことがわかる。一方、開口部およびその岸側は侵食されている。特に開口部では4～6cm洗掘されている。砂の収支からみて、リーフ背後での堆砂は、開口部岸側から循環流によって運ばれたものと考えられる。また、リーフの岸側に形成された1対の循環流は沖に砂を流出させない働きを持つと考えられる。一方開口部では、例えば $x = 6\text{ m}$ の開口部断面（図-4.11）に明らかなように、開口部はかなり深く洗掘されている。

パターンIIの流況となるケース2の地形変化量分布を図-4.12に示す。リーフの端部に生じる循環流によりリーフ端部の岸側で堆積が生じている。しかし、リーフ中央では2次元的な変化のみが生じている。開口部はリーフ側面が深く洗掘され、開口部中央はあまり変化していない。また、リーフ端部沖に

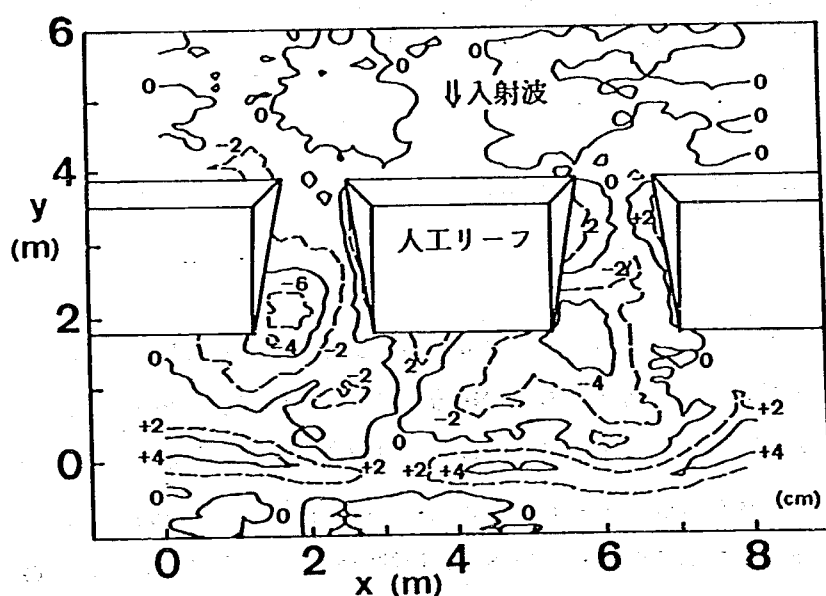


図-4.10 人工リーフ周辺の地形変化量（パターンI）

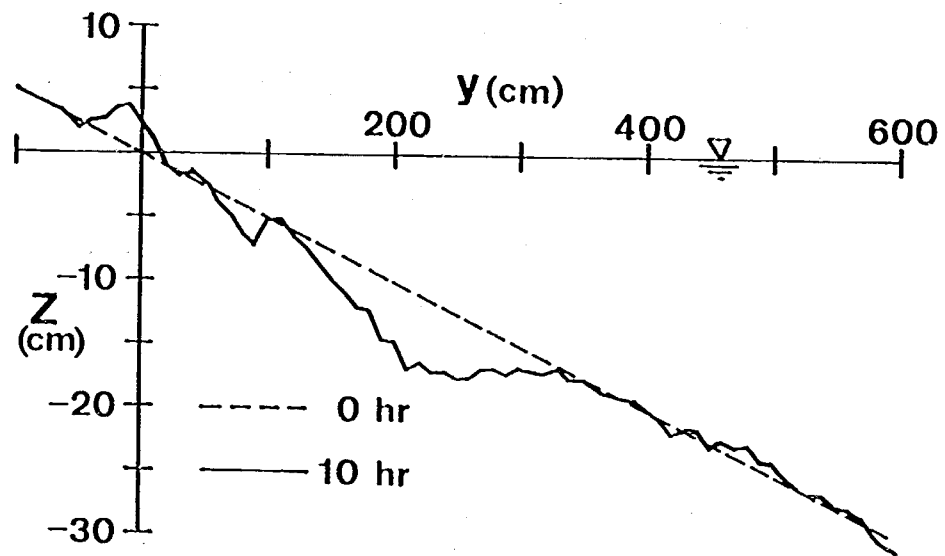


図-4.11 開口部中央地形断面 (パターンI)

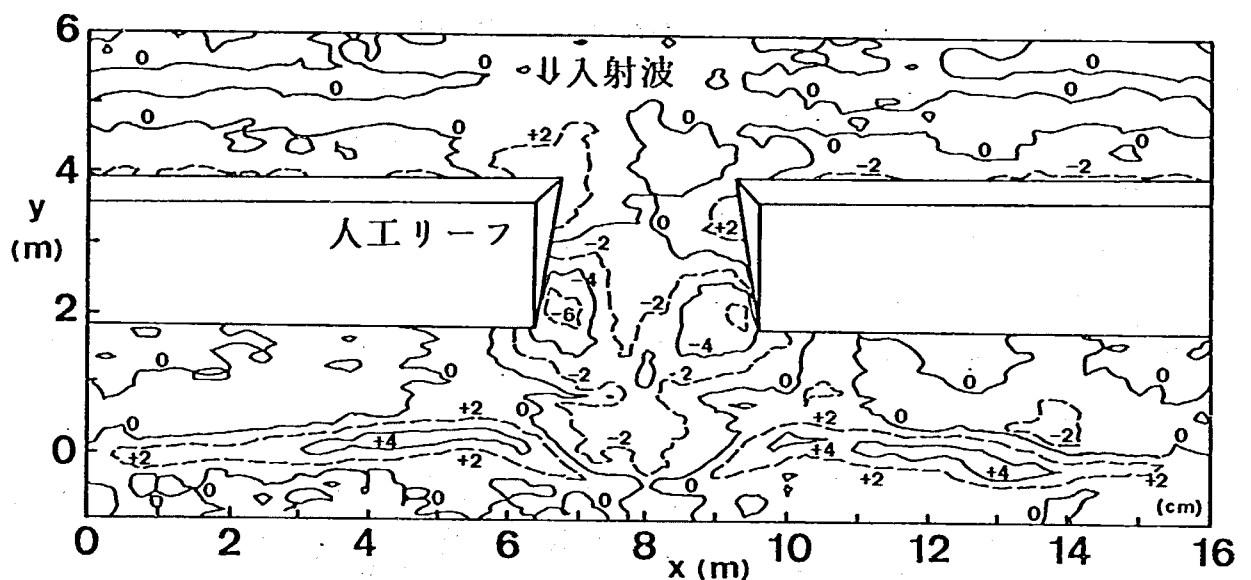


図-4.12 人工リーフ周辺の地形変化量 (パターンII)

約 2 cm の堆積がみられる。

最後に、パターンIVの淤んだ流況になるケース3の地形変化量 (図-4.13) では、開口部で洗掘が生じているほかは、岸沖漂砂によると考えられる沿岸方向にほぼ一樣な変化が生じているのみである。

以上の実験結果によれば、パターンIの流況の堆砂効果が高いことがわかる。すなわち、リーフ背後の一对の循環流はリーフ背後に堆砂を生じさせると共に、汀線付近の土砂が沖合に流出するのを防ぐ。ただし、開口部はどのケースでも洗掘されていることに注意する必要がある。また、どのケースもリーフ沖の法先洗掘はほとんどみられない。

リーフ背後に顕著な堆積を生じたケース1の波作用10時間後の流況を図-4.14に示す。リーフの背後

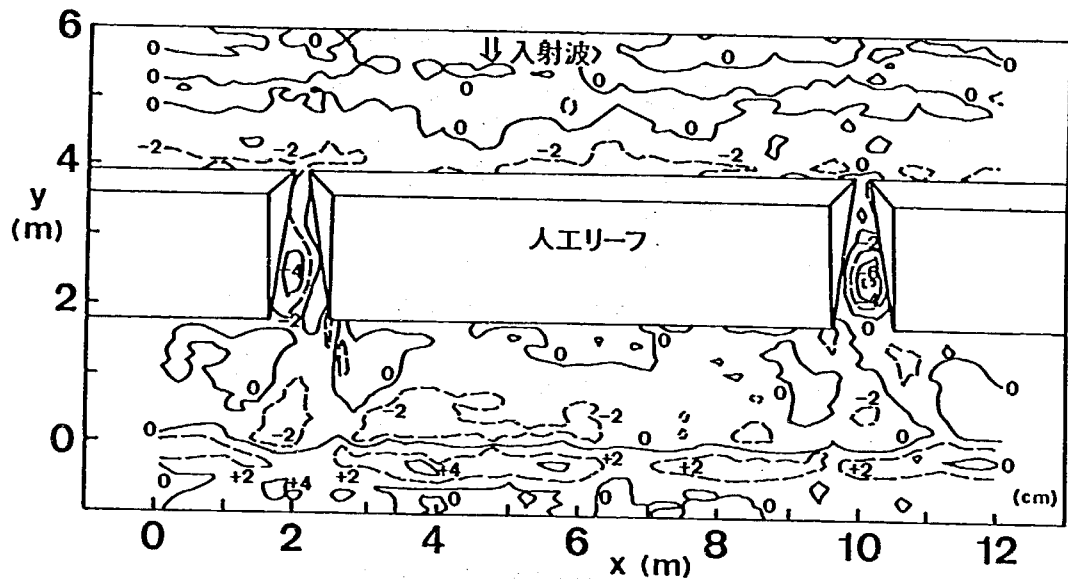


図-4.13 人工リーフ周辺の地形変化量 (パターンIV)

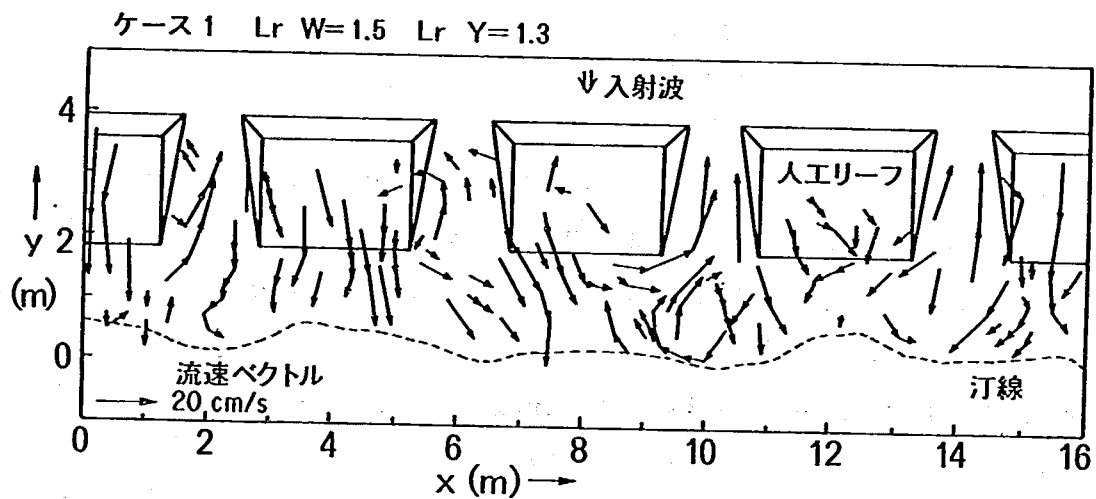


図-4.14 人工リーフ周辺の流況 (パターンI)

には循環流は見られない。このように、堆砂が進行し、地形が安定すると堆砂によって離岸距離が小さくなることもあって、循環流は消失し、リーフ背後の流れは澁んだものとなる。

4.4 開口部の波高

人工リーフに開口部を設けた場合、沿岸方向に波高分布が生ずる。よって、高潮対策の観点からは開口部の存在は大きな問題となる。図-4.8を見てもわかるように、開口幅の狭い ($W/L_r < 0.25$) ケースで、開口部とリーフ上での波高差は小さい。そこで、パターンⅢを除く各流況パターンの代表として、地形変化を調べたケース2～4の沿岸方向波高分布を調べた。各ケースのリーフ岸端における波高分布を図-4.15に示す。開口幅が広いケース3 ($W = 3.2$ m), 4 ($W = 1.6$ m) ではリーフ上に比べ開口部の波高は約2倍に達する。一方、 $W = 0.8$ mと開口幅が比較的狭いケース2では開口部の波高と

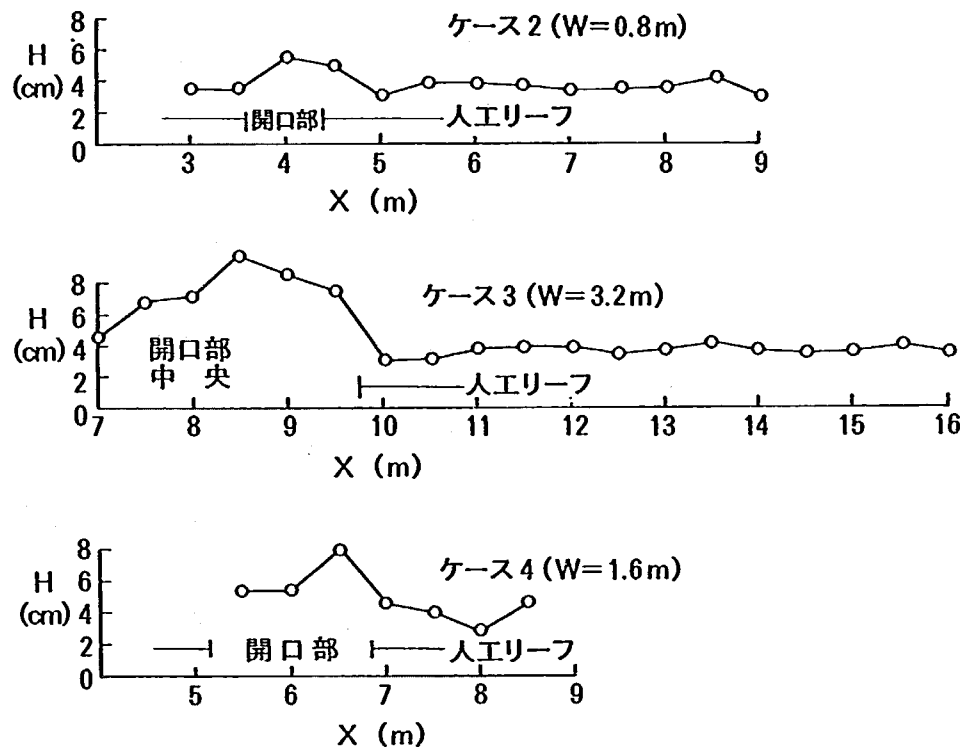


図-4.15 人工リーフ周辺の波高変化

リーフ上の波高に大きな差はなく、一様に近い分布となっている。ケース3、4では開口部が広く、波高も高いことからこのような条件では沿岸方向に一様な波浪制御、越波防止等は難しいと考えられる。これらの点より、高潮対策にあたっては $W/L_r < 0.25$ に開口部を狭くした方が良いと考えられる。

4.5 沿岸砂州を模倣した人工リーフによる海浜安定化効果

4.5.1 沿岸砂州を模倣した人工リーフの基本的考え方

自然海浜の中には、熱帯、亜熱帯地方に見られる珊瑚礁と同様に、優れた消波機能を有する特長的な地形形状がある。その典型的な例として、緩勾配の砂浜に形成される沿岸砂州を挙げることができる。緩勾配の砂浜海岸に暴浪が作用すると、汀線付近の砂は沖に移動し沿岸砂州を形成する。沿岸砂州が形成されると、そこで高波浪は碎波するため、汀線付近の海浜の侵食は止まり海浜は安定する。暴浪が治まり、静穏な波浪条件になると沿岸砂州を形成した砂は再び岸方向へと運ばれ、暴浪前の海浜地形に戻る。このように、砂浜は沿岸砂州の形成を通して自律的な安定化機構を有している。そこで、このような原理を応用した新たな方向から人工リーフ形状を検討するため、ここでは、緩勾配斜面に形成される沿岸砂州を模倣した人工リーフについて検討した。

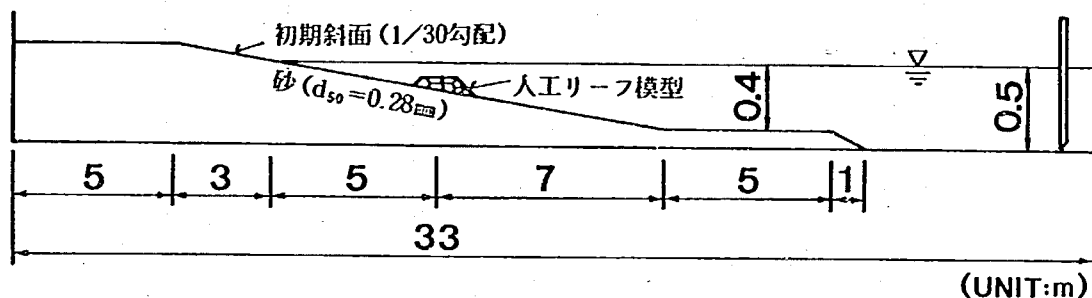
一般に暴浪が作用すると、それに起因して一時的に汀線が後退し、これによって堤防法先の洗掘、堤防の被災などが生ずることがある。このような沖向き漂砂による汀線の変動を抑える工法として、暴浪時に形成される沿岸砂州を模倣した人工リーフ工法は有効と考えられる。沿岸砂州の形成には、離岸流の発生やカスプ地形の形成など3次元的現象が関与するので、人工リーフの平面形状を変え、平面形状と海浜の安定化効果との関係について考察した。まず、2次元実験により沿岸砂州を模倣した人工リー

フ設置時の海浜変形を調べ、次に人工リーフ形状を平面的に変化させて流況や地形変化について調べた。

4.5.2 実験方法

2次元実験には幅30cm、長さ33mの造波水路（図－4.16）を用いた。模型海浜は $d_{50} = 0.28\text{ mm}$ の砂を用いた海底勾配1/30の一樣斜面とした。リーフ模型には重量約8gの碎石を用いた。実験では、1/30勾配斜面に静穏波を5時間作用させ、実験初期における海浜変形を起こすことにより、模型実験固有の岸沖漂砂の影響をできるだけ取り除いた。次に、人工リーフを設置して暴浪波を15時間作用させた。また、リーフ設置時との比較のため、自然海浜に暴浪を作用させた実験も行った。人工リーフの設置位置はこれらの実験データを基に定めた。静穏波および暴浪波の条件を表－4.2に示す。海浜断面形の測定は水路中央に沿って静穏波作用後、および暴浪波作用後1, 3, 5, 15時間に行った。更に、リーフ設置位置とその岸側沖側に合計3本の鉛直測線を設け、1, 5時間後に超音波式流速計を用いて流速の鉛直分布を測定した。

平面実験には幅16m、長さ20mの平面水槽（図－4.17）を用いた。平面実験は2次元実験と同じ波浪・地形条件の下で人工リーフ形状を変えて行った。模型海浜は沿岸方向に一樣とし、リーフは連続堤とした。リーフ形状は離岸流を固定する目的で、波浪減殺効果が沿岸方向に変化するように天端水深または天端幅を沿岸方向に周期的に変化させ、一樣断面も含めて3ケース設定した（図－4.18）。実験では静穏波を7時間作用させて初期海浜を形成し、その後模型を設置して暴浪波を15時間作用させた。暴浪波の作用前後に海浜地形、波高分布、流速の鉛直分布、流況等の測定を行った。波高測定には容量式波高計を用いた。流速の測定方法は2次元実験と同様である。流況測定はビデオを用いたフロート追跡により行った。実験ケース、波浪条件を表－4.2に示した。

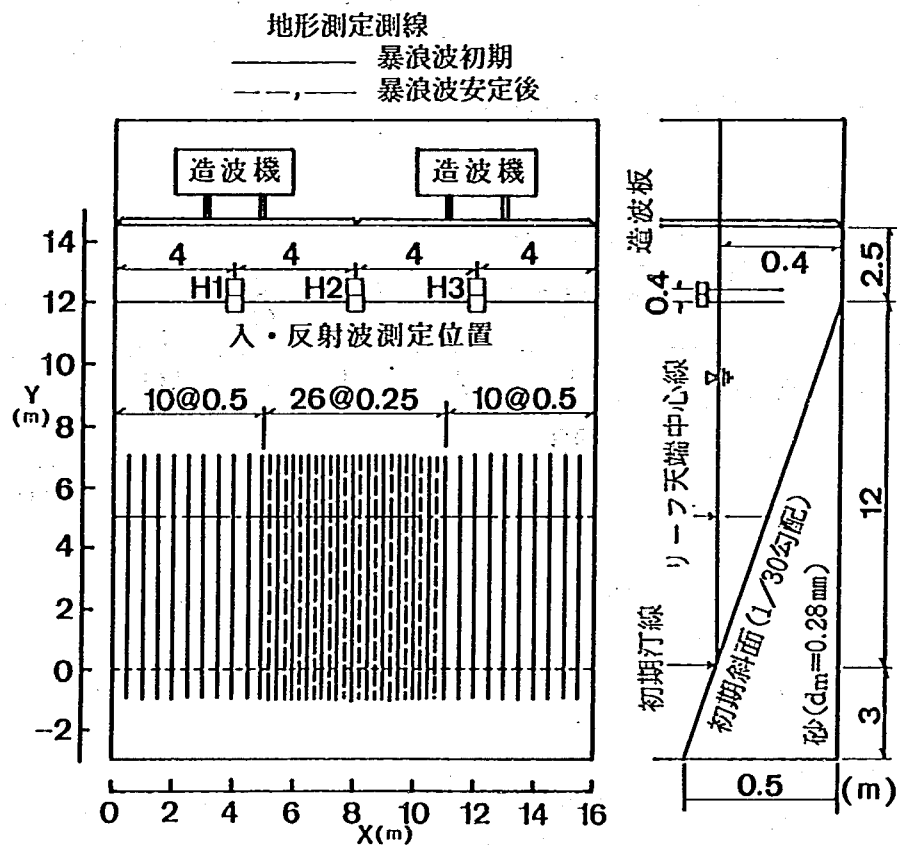


図－4.16 2次元実験水路

表一 4.2 実験条件一覧

	模型条件	波条件	測定	H_0' (cm)	T (sec)	H_0'/L_0
2 次 元 実 験	I-1 リーフ無	静穏波	a	3.7	1.26	0.015
		暴浪波	a	12.5	1.38	0.042
			b	12.7	1.39	0.042
	I-2 B = 1.0 m	静穏波	a	3.4	1.26	0.014
		暴浪波	a	12.3	1.36	0.043
			b	10.8	1.36	0.037
平 面 実 験	II-1 リーフ無	静穏波	a	3.8	1.26	0.015
		暴浪波	a	13.3	1.36	0.047
	II-2 変化無	静穏波	a	4.2	1.26	0.017
		暴浪波	a	13.0	1.37	0.044
	II-3 高さ変化	静穏波	a	4.2	1.27	0.017
		暴浪波	a	11.9	1.36	0.041
	II-4 幅変化	静穏波	a	4.4	1.24	0.018
		暴浪波	a	12.1	1.37	0.041

注) a : 波作用初期 b : 波作用5時間後



図一 4.17 平面実験水槽

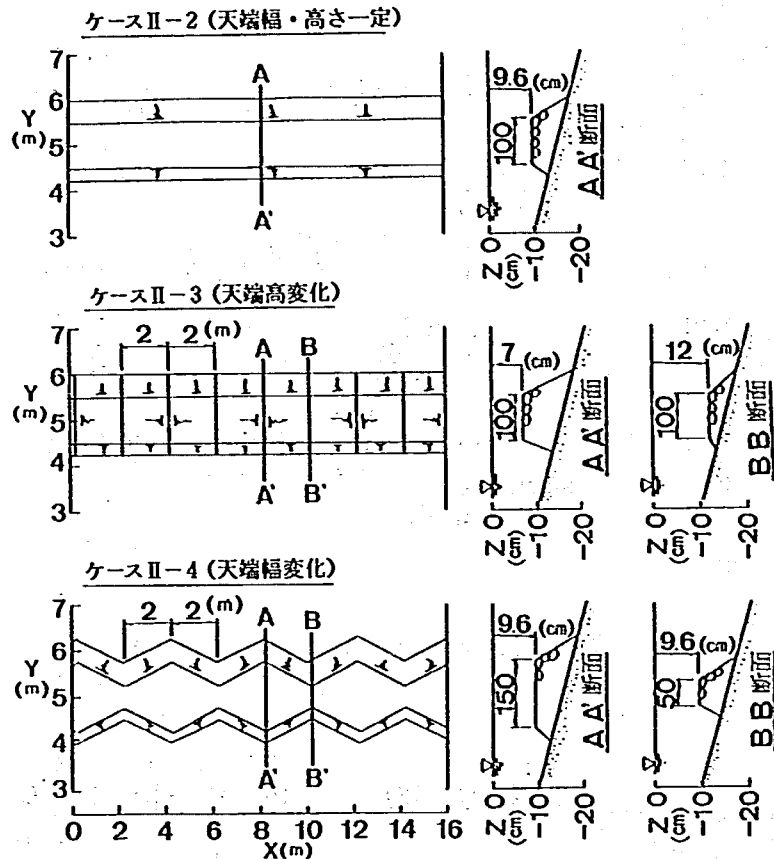


図-4.18 人工リーフ設置形状

4.5.3 2次元海浜変形

2次元実験の結果より、自然海浜の場合と、リーフを設置した場合との暴浪波作用前（静穏波作用後5時間）と暴浪波作用後15時間の断面形状を図-4.19に示す。自然海浜の場合、 $5.0\text{ m} \leq Y \leq 5.0\text{ m}$ の範囲が大きく侵食され、 $5.9\text{ m} \leq Y \leq 11.0\text{ m}$ の範囲に砂が堆積した。この波浪条件の下では冲向き漂砂が生じ、海浜断面はステップ状に変化したことがわかる。この結果より、侵食範囲の沖側限界点付近に沿岸砂州を模倣した人工リーフを設置することにした。その諸元は、天端水深が9.5 cm、天端幅が1 mである。人工リーフを設置すると、リーフ岸側の侵食はほとんど抑えられ、人工リーフにより冲向き漂砂が阻止されることがわかる。ただし、リーフ沖側の法先は大きく洗掘された。これはリーフの設置位置が冲向き漂砂の生じる範囲内であったことが主因と考えられる。

次に、リーフを設置したケースの流速測定結果より暴浪波作用1時間後と5時間後のEuler 平均流速 $\bar{u}$ の鉛直分布を求めた（図-4.20）。最も上方の測点は波のトラフレベル直下に設定した。図には流速測定時の断面形状も併せて示した。 $\bar{u}$ の計算に用いた測定波数は約30波である。リーフ岸側の測点P1では、1、5時間後共に冲向きの流れが存在する。リーフ上では1時間後に岸向きの流れが存在したが、5時間後では冲向きになった。1時間後でのトラフレベル下における岸向きの質量輸送の存在は、それに釣合う冲向き質量輸送がトラフレベルより上か堤体内に存在していることを示す。そこで、リーフの堤体内に染料を注入して堤体内の浸透流を調べた。この結果、堤体内には平均的に冲向きの流れが存在

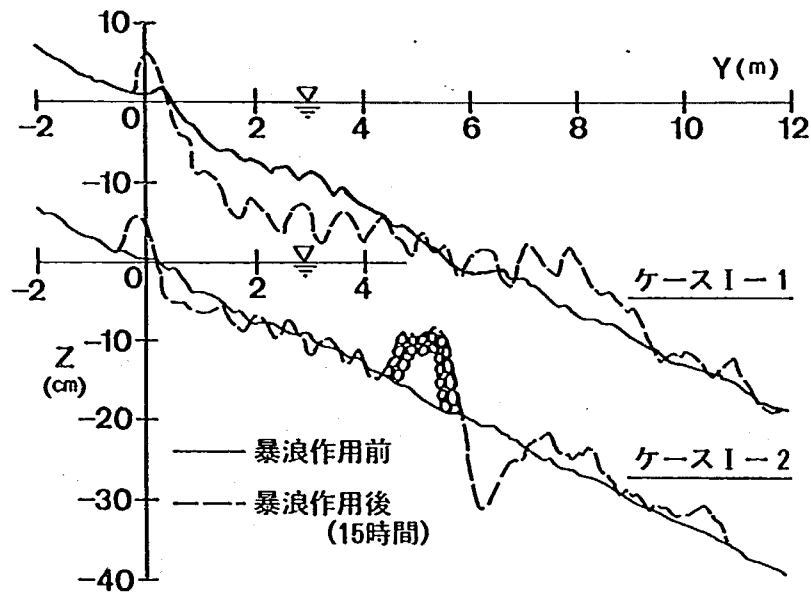


図-4.19 断面地形変化図 (ケース I)

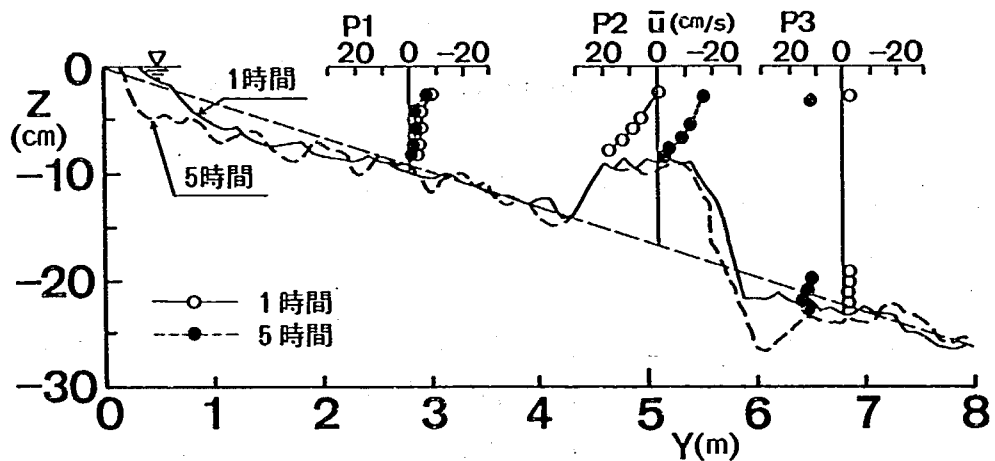


図-4.20 $\bar{u}$ の鉛直分布 (ケース I-2)

することがわかった。その流量は上記の岸向きの質量輸送に匹敵するオーダーであった。リーフ堤体内を通過する浸透流の流量が大きいことは、リーフ堤体材料の選択により浸透流量を変化させうることで、また、これによって更にリーフ上の流れをも変化させうる可能性を示唆している。暴浪波作用5時間後には堤体内に砂が詰まり透過性が悪くなったため、リーフ上ではトラフレベルより下の流れが沖向きに変わったと考えられる。リーフ上の5時間後の平均流速分布が全体的に沖向きであることから、透過波高と底質粒径によってはリーフ内で浮遊した底質がリーフ沖に輸送される可能性もある。

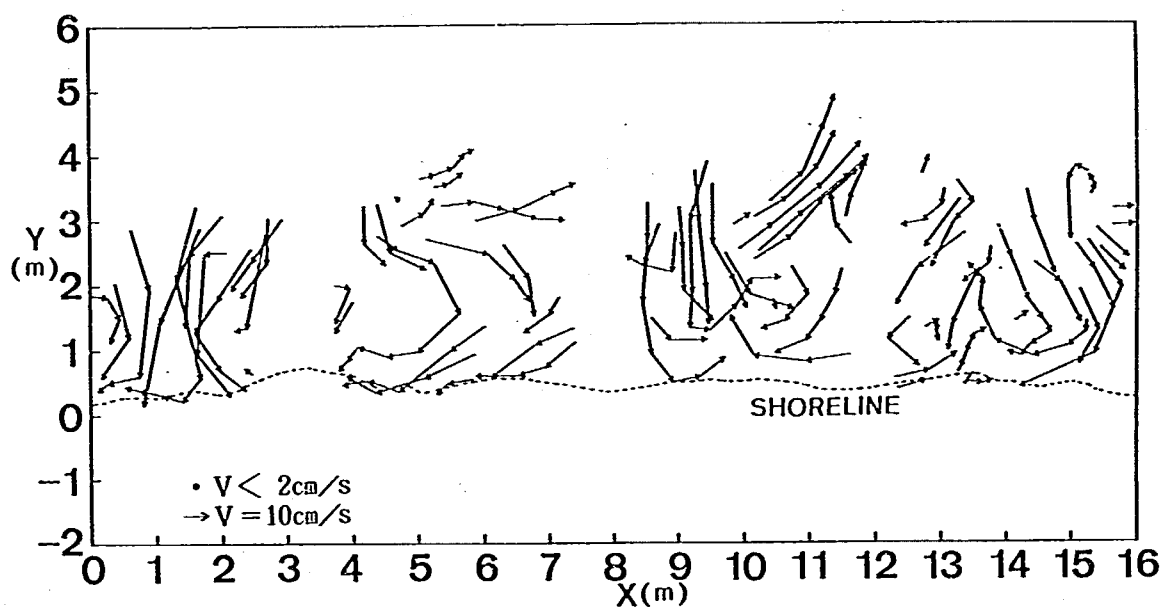
4.5.4 リーフ形状と流況・地形変化の関係

(1) 一様断面の場合の地形変化

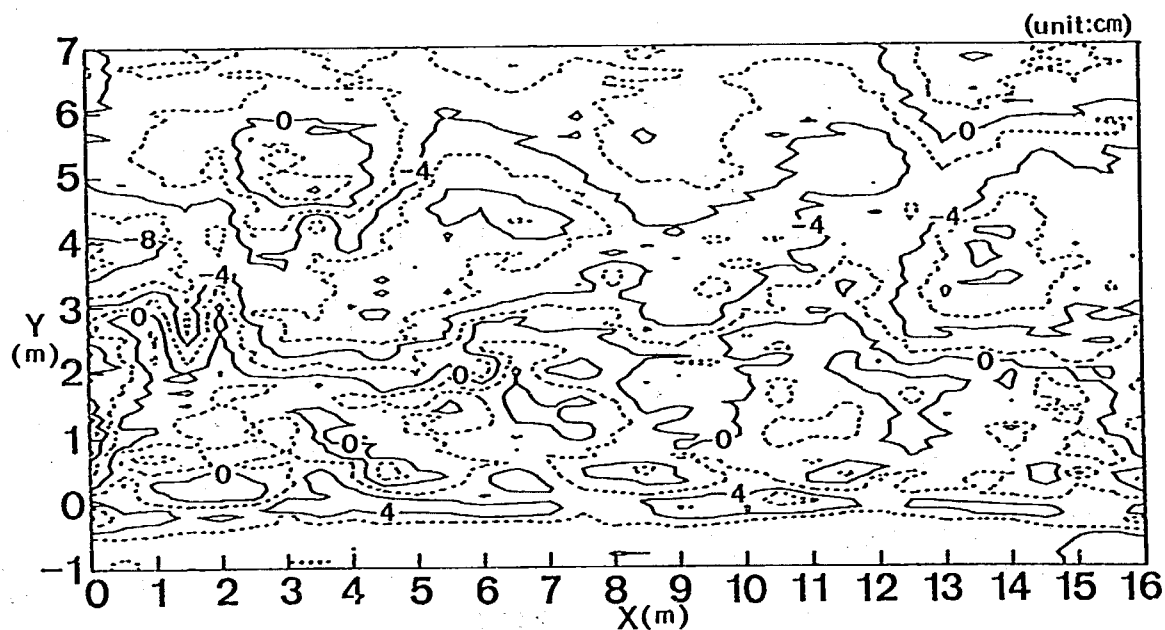
平面実験では、まず自然海浜での流況を調べた。結果を図-4.21に示す。図によると、自然海浜の条件で $X = 5 \sim 7 \text{ m}$ 、 $10 \sim 12 \text{ m}$ の範囲に2つの顕著な離岸流が見られる。特に $X = 10 \sim 12 \text{ m}$ に位置す

る離岸流は大規模である。暴浪波作用前と作用後の海浜地形より求めた地形変化量の平面分布を図－4.22に示す。 $3\text{ m} \leq Y \leq 6\text{ m}$ の範囲に注目すると、 $X = 5 \sim 7\text{ m}$ 、 $10 \sim 12\text{ m}$ で約4 cm海底面が下がった。堆積は汀線付近($-1\text{ m} \leq Y \leq 1\text{ m}$)に少し見られるだけであり、 $1\text{ m} \leq Y \leq 6\text{ m}$ の全域で侵食が生じた。

向岸流域の $X = 8\text{ m}$ 測線上と離岸流域の $X = 10\text{ m}$ 測線上の断面形を図－4.23に示す。 $X = 8\text{ m}$ 測線上では $0.6\text{ m} \leq Y \leq 2.3\text{ m}$ の範囲で堆積が生じ、また $X = 2.5\text{ m}$ より沖の侵食量は $X = 10\text{ m}$ 測線上の場合より小さい。このように向岸流域では離岸流域に比べてやや侵食量は少なかった。しかし、全体



図－4.21 流況図 (ケースⅡ－1)



図－4.22 地形変化量図 (ケースⅡ－1)

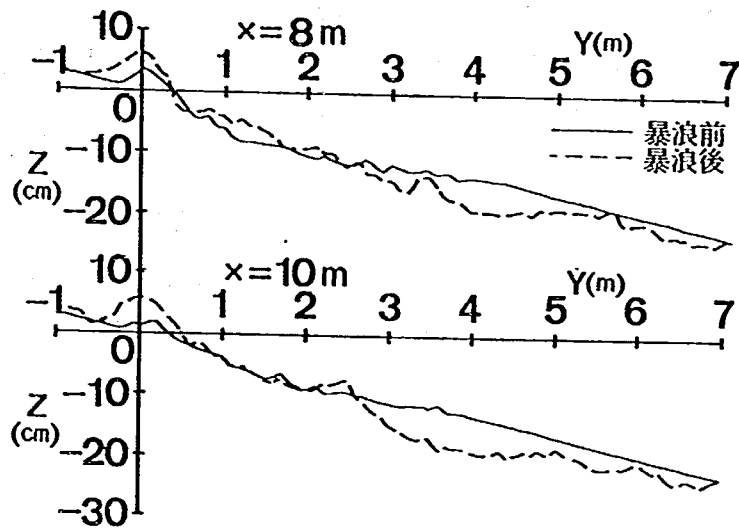


図-4.23 断面地形変化図 (ケースⅡ-1)

的な断面変化の傾向は共に2次元実験の結果(図-4.19)と良く類似しており、平面実験においても2次元実験と同様な意味での冲向き漂砂が生じたことが明らかである。平面実験において岸沖方向の地形変化特性が2次元実験と同様であったことから、平面実験でも2次元実験と同じ位置にリーフを設置した。ここではリーフの断面形状が沿岸方向に様な帯状リーフとしたケースⅡ-2の結果を明らかにする。まず、リーフ設置後15時間における流況を図-4.24に示す。離岸流は見られなくなり、 $9\text{ m} \leq X \leq 11\text{ m}$ の範囲に向岸流域があるほかは全体的に溺んだ流れとなっている。次に地形変化量の分布を図-4.25に示す。 $-0.5\text{ m} \leq Y \leq 0\text{ m}$ の範囲で沿岸方向にほぼ一様に堆積が生じた。また、 $0\text{ m} \leq Y \leq 2\text{ m}$ の範囲で侵食が生じている。これらの地形変化は2次元的な特徴を有している。また、

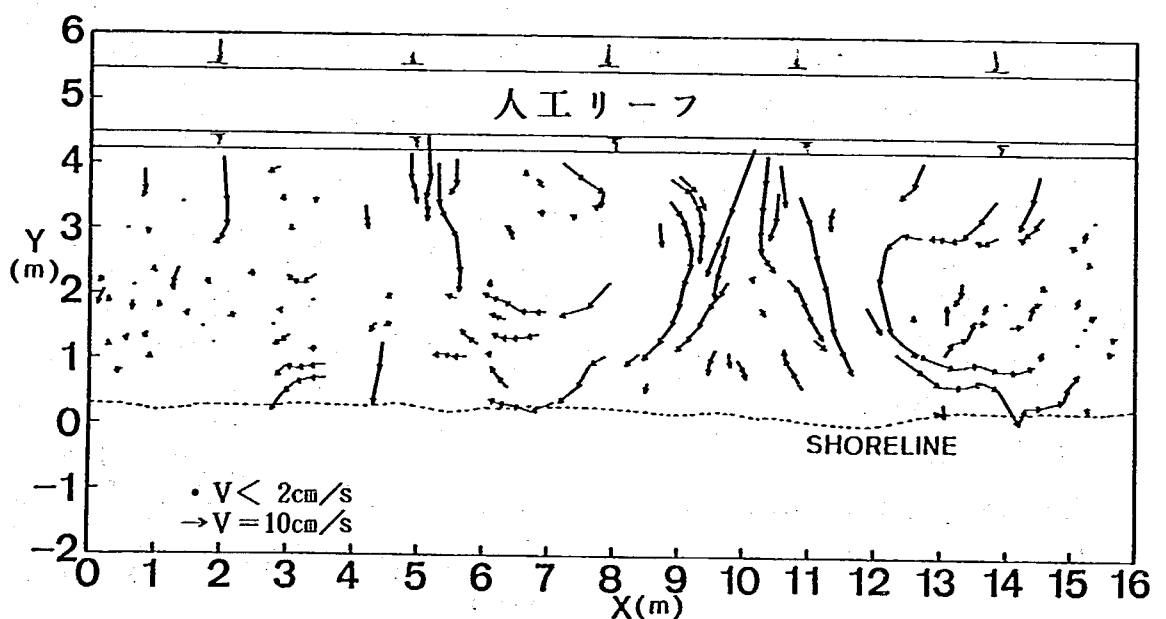


図-4.24 流況図 (ケースⅡ-2)

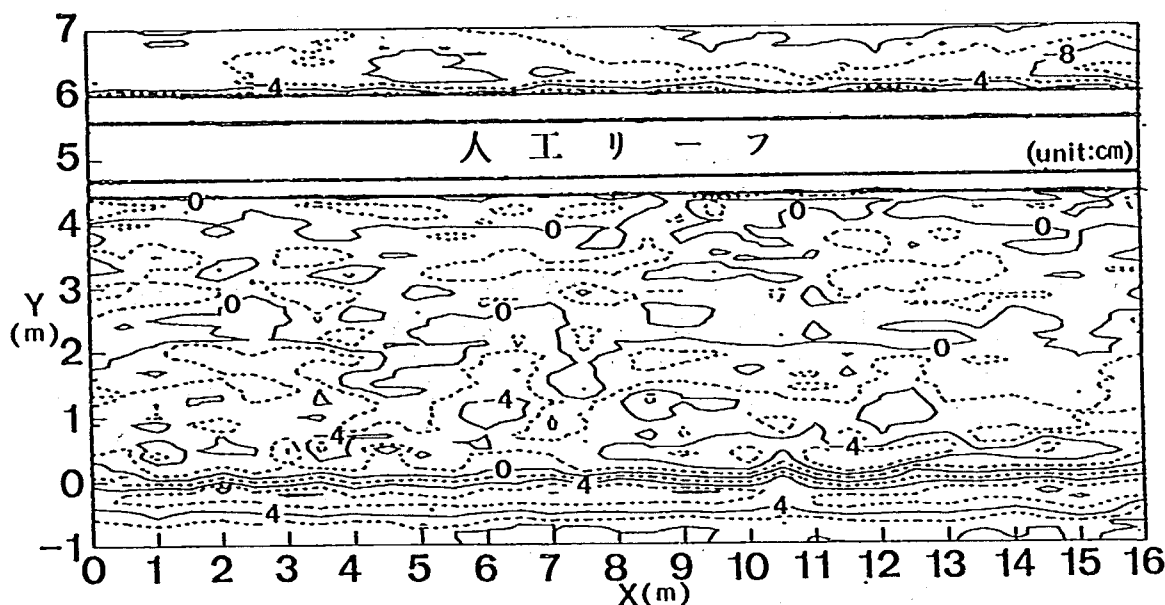


図-4.25 地形変化量図 (ケースⅡ-2)

Y = 2 m からリーフの岸側までの範囲にはほとんど地形変化が生じていない。代表として水路中央での断面変化 (図-4.26) を見ると、リーフ岸側では侵食性の変化ではなく、堆積性 (Ⅲ型) の海浜変形が生じたことが明らかである。また、図-4.25 によると 2 次元実験と同様にリーフの沖側は 4~8 cm 侵食されている。以上のことより、帯状人工リーフによりリーフ岸側の海浜は堆積性になり、かつその効果は沿岸方向にほぼ一様であることがわかる。

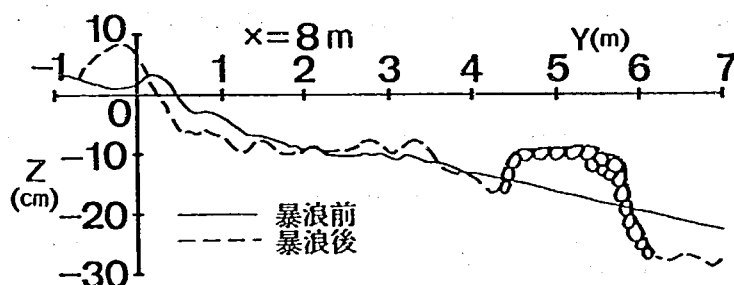


図-4.26 断面地形変化図 (ケースⅡ-2)

(2) リーフ形状、流れおよび地形変化の関係

リーフの天端幅と天端高を沿岸方向に周期的に変えたときの流況および地形変化を調べた。堤体形状変化の間隔は、自然海浜での実験における向岸流と離岸流の間隔より 4 m とした (図-4.23 参照)。向岸流域での波浪減殺効果が高くなるよう、向岸流域の天端幅を広く、あるいは天端高を高くした。天端高を変化させたケースⅡ-3 の流況を図-4.27 に示す。向岸流は $X = 2 \text{ m}$, $5 \sim 7 \text{ m}$, $10 \sim 11 \text{ m}$, $14 \sim 15 \text{ m}$ で発達し、ほぼ低天端の位置に対応するようになった。一様断面のケースⅡ-2 に比べ、リーフ内の海浜流パターンに規則性が生じ、その流速も全体的に大きくなった。一方、天端幅を変化さ

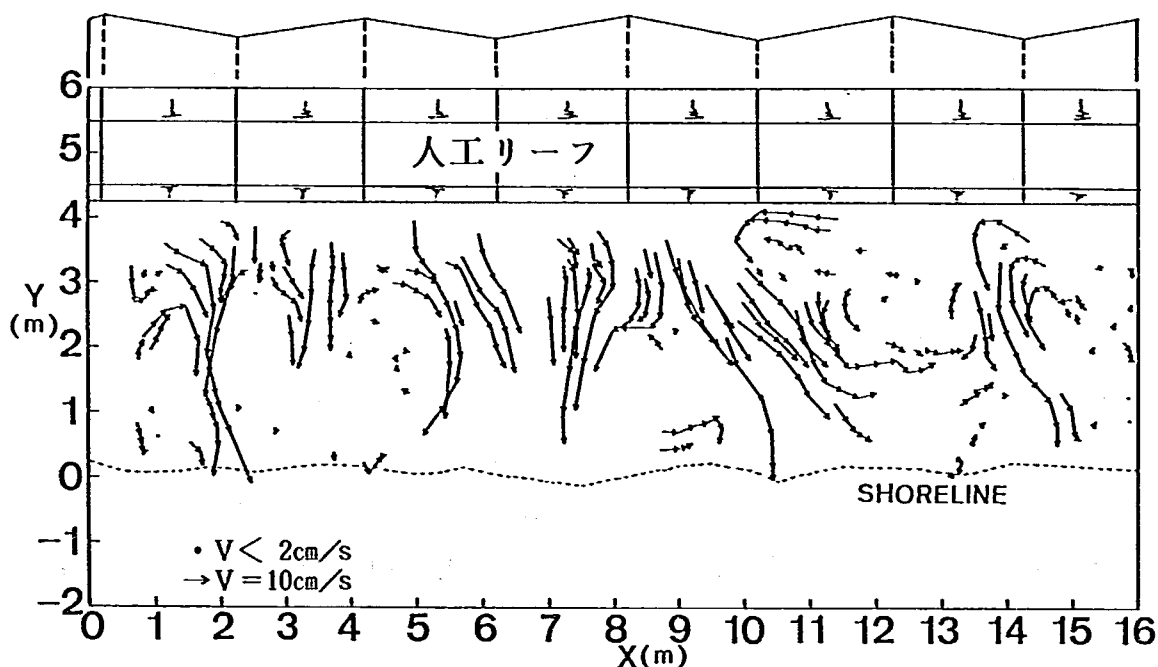


図-4.27 流況図 (ケースⅡ-3)

せたケースⅡ-4の流況 (図-4.28) では、流れのパターンは不規則であるが、リーフの近くでは天端幅が広い位置で向岸流となる傾向が見られる。流速は全体的にケースⅡ-3に比べて小さい。

次に流速の鉛直分布の測定結果について述べる。測定は、ケースⅡ-2, 3, 4の全ケース共に、 $X = 8.2\text{ m}$, 10.2 m の岸沖測線上での $Y = 2.8\text{ m}$ (P1), 5.1 m (P2), 6.8 m (P3)の3測点で行った。測定結果より求めた暴浪作用後5時間のオイラー平均流速 $\bar{u}$ の鉛直分布を図-4.29に示す。図には海浜断面形状も示した。リーフを設置した場合、沖側の法先侵食によりリーフ天端の沖側端が

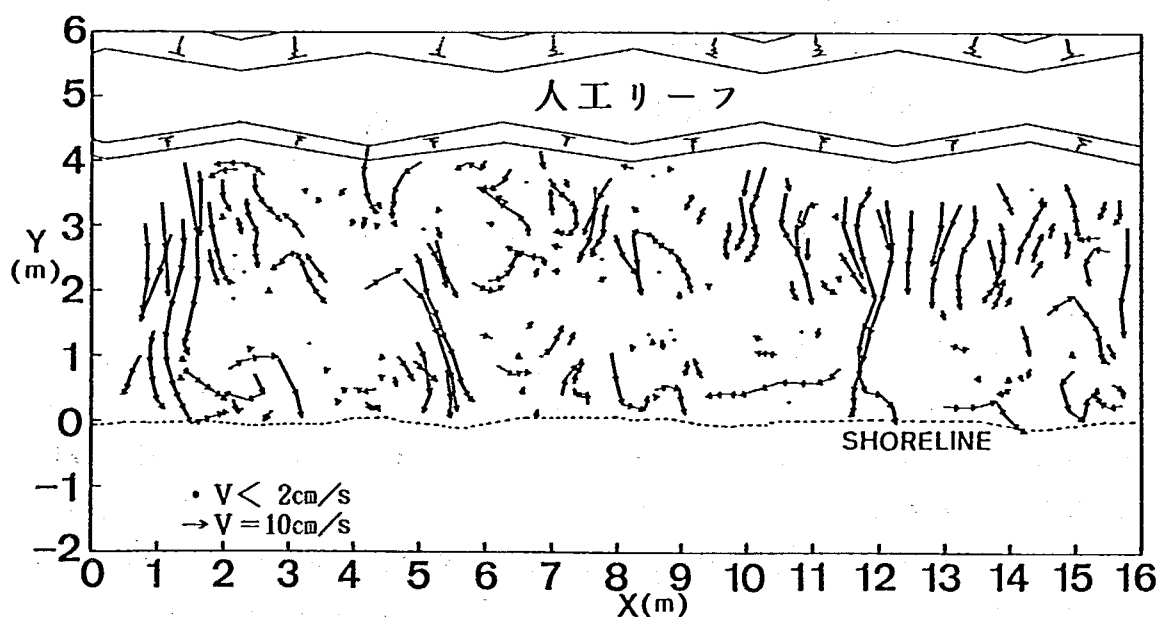


図-4.28 流況図 (ケースⅡ-4)

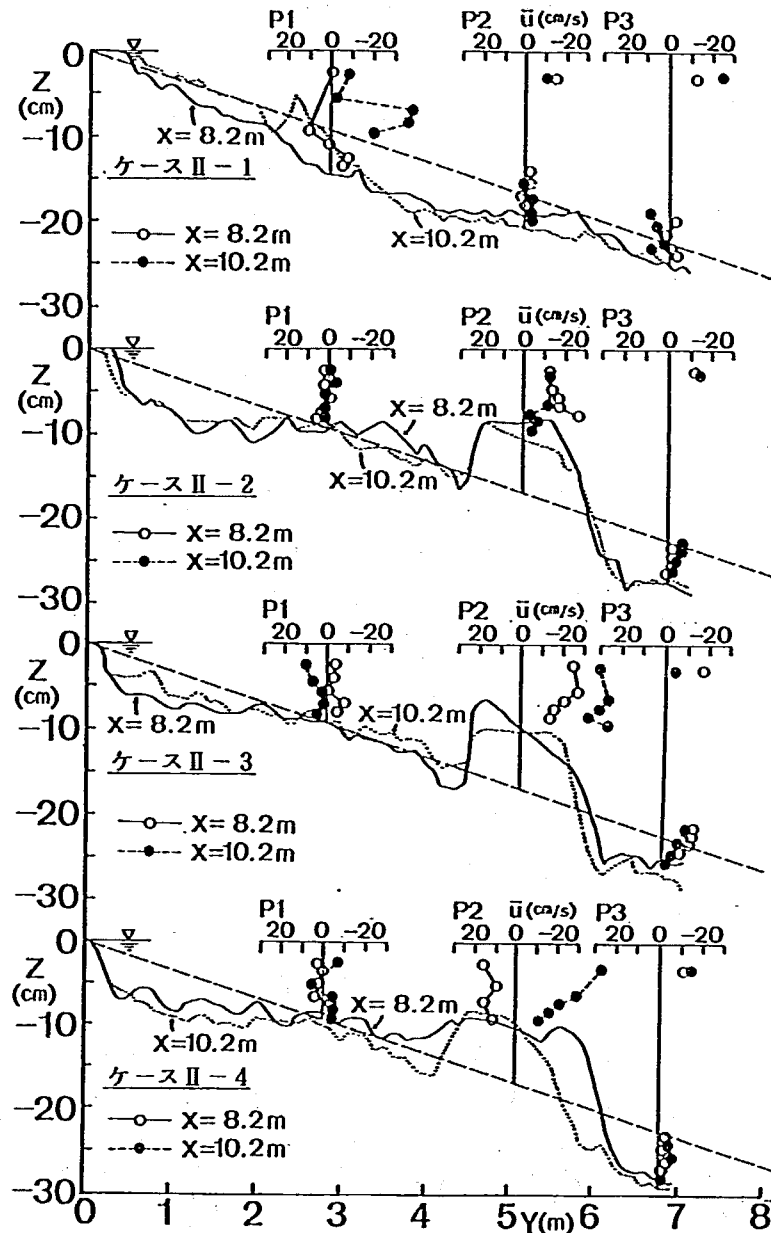


図-4.29 $\bar{u}$ の鉛直分布 (ケース II)

3～5 cm沈下している。自然海浜 (ケース II-1) では、離岸流部にある $X=10.2\text{m}$ の測点 P1 では速い冲向き流れが存在する。沖に砂が運ばれた原因はこの流れによると考えられる。帯状のリーフ (ケース II-2) では、測点 P1 に平均的な流れは見られない。リーフ上の測点 P2 では $X=8.2\text{m}$ 、 10.2m 測線共に冲向き流れが存在する。また、P3 の底面付近でも冲向きの平均流が見られ、リーフ法先の底質はこの流れにより沖に運ばれたと考えられる。リーフの天端高を変化させたケース II-3 では、リーフ上の測点 P2 において高天端を通る $X=8.2\text{m}$ 測線上に比べ、低天端を通る $X=10.2\text{m}$ 測線上で冲向き流れが強い。一方、 $X=8.2\text{m}$ 測線上の P1 地点の流向は冲向きであるのに対し、 $X=10.2\text{m}$ 測線上では岸向き流れになっている。天端高の低い位置 ($X=10.2\text{m}$ 測線) で向岸流となる点は流況図 (図-4.27) と対応する。リーフの天端幅を変化させたケース II-4 のリーフ上の測点

P2では、天端幅の広い $X = 8.2\text{ m}$ 上で岸向き流れ、狭い $X = 10.2\text{ m}$ 上で冲向き流れとなっている。P1での平均流にはあまり差はない。

以上の結果より判断すると、天端高の変化は沿岸方向の波浪減殺効果を変化させるためリーフ内の海浜流を励起することになり、その結果リーフ上での冲向き流れを強めるようである。一方、天端幅を変化させたケースでは天端幅の広い部分で強い岸向き流れが生ずるが、リーフ内に海浜流は励起されなかった。この理由としては次のことが考えられる。天端幅の変化は天端水深に比べ波浪減殺効果への影響は小さい。実験範囲程度の天端幅の変化では、波浪減殺効果の沿岸方向変化はあまり大きくなく、それよりもリーフ形状変化による波の屈折効果が波の変形に強く影響したと考えられる。すなわち、屈折により天端幅の広い部分で波が集中・減衰し、その結果、岸向きの流れを生じたと推定される。狭い部分では屈折によって入射波のエネルギーが減少したため、リーフ内での海浜流を励起するような沿岸方向の波高分布が生じなかったと推定される。この場合、狭い部分では冲向き流れが生じたが、狭い部分を沿岸方向に長くすることによりその流速を低下できる可能性がある。

底質が細かく高波浪が来襲する海岸では、浮遊砂のリーフ沖への流出を防ぐために、リーフ上でのトラフレベルより下の冲向き流れをできるだけ小さくする必要がある。実験結果より、図-4.30に模式的に示す形状のリーフを用いることにより、天端幅が広く天端高の高い部分に波を集中・減衰させ、狭い部分での入射エネルギーを減少させると共に、狭い部分の延長を長くすることで冲向き流れを弱めてリーフ沖への砂の流出を防ぐ方法が考えられる。

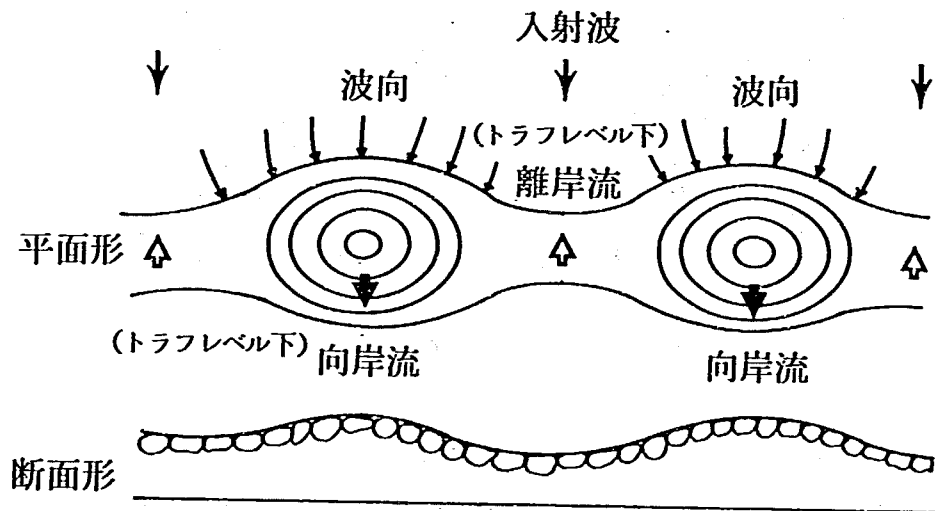


図-4.30 沿岸砂州を模倣した人工リーフの模式図

4.6 結論

- ① 単堤の場合、リーフ上で向岸流、リーフ両端で離岸流となる流況を示す。また、実験での地形変化は流況に対応してリーフ背後でやや堆積、リーフ両脇の海底で侵食という関係を示した。
- ② 群堤の場合、リーフ上で向岸流、開口部で離岸流のパターンを示す。リーフ背後の流況はリーフの平面配置により相違が生じた。これらの流況はリーフの堤長と開口幅の関係より図-4.6に示す4バ

ターンに分類された。

- ③ 人工リーフ周辺の地形変化は流況パターンの影響を強く受ける。循環流が発生するパターンⅠの流況で、リーフ背後に顕著な堆積が生じた。また、どの流況パターンでも開口部では洗掘が生じた。
- ④ $W/Lr > 0.25$ のように開口幅が広い場合には、開口部の波高はほとんど減殺されない。
- ⑤ 沿岸砂州を模倣した人工リーフにより、冲向き漂砂を減少させ、リーフ岸側の海浜を安定化させることが可能である。ただし、リーフ上でのトラフレベル下の平均流は冲向きであり、透過波高と底質粒径によってはリーフ岸側で浮遊した砂がリーフ沖に輸送される可能性もある。
- ⑥ 人工リーフの天端幅もしくは天端高を沿岸方向に変えることでリーフ周辺の海浜流場を変化させ、リーフを横切る冲向漂砂を制御できる可能性があることがわかった。

5. 人工リーフ被覆材料の安定性

5.1 被覆材料の安定条件

海面下の斜面上に設置された捨石に作用する外力を、捨石の移動に対する抵抗力を含めて模式的に示すと図-5.1となる。各力は、

W : 捨石の自重 B : 浮力 F_D : 抗力 F_L : 揚力 F_I : 慣性力

F_F : 底面摩擦力 F_S : 捨石の上昇運動に対する側面の抵抗力
に分かれる。これらのうち F_F と F_S 以外の外力は次式により表わされる。

$$W = \rho_s g V \quad (5.1)$$

$$B = \rho_w g V \quad (5.2)$$

$$F_D = 1/2 \rho_w C_D A_1 \bar{u} |u| \quad (5.3)$$

$$F_L = 1/2 \rho_w C_L A_2 u^2 \quad (5.4)$$

$$F_I = \rho_w V C_M du/dt \quad (5.5)$$

ρ_s : 捨石の密度	A_1 : 捨石の流れ方向の投影面積
ρ_w : 海水の密度	A_2 : 捨石の斜面法線方向の投影面積
V : 捨石の体積	u : 流水の流速
C_D : 抗力係数	C_M : 質量係数
C_L : 揚力係数	du/dt : 流水の加速度

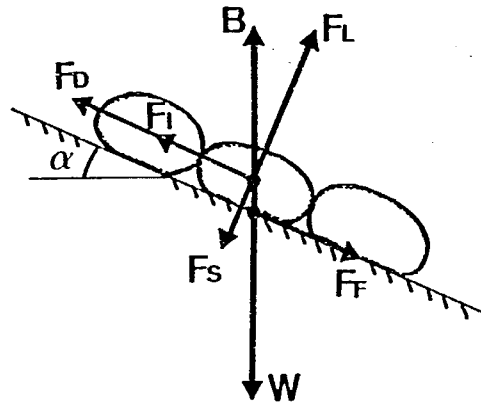


図-5.1 外力の模式図

実験により人工リーフの安定性を観察した結果では、捨石の初期移動はほとんどの場合波の峰の位相で生じ、岸向きであった。さらに、その移動状況はある範囲の捨石が斜面に沿って移動するのではなく、個々の材料が、浮き上がって移動した。すなわち、図-5.2に模式的に示すように、揚力の作用で浮き上がった捨石が、岸向きの抗力により実質的な移動を生ずる。この時、図示するように回転を伴うこともある。いずれの場合でも、捨石は相互に斜面方向の運動を拘束し合っているため、移動開始の限界状

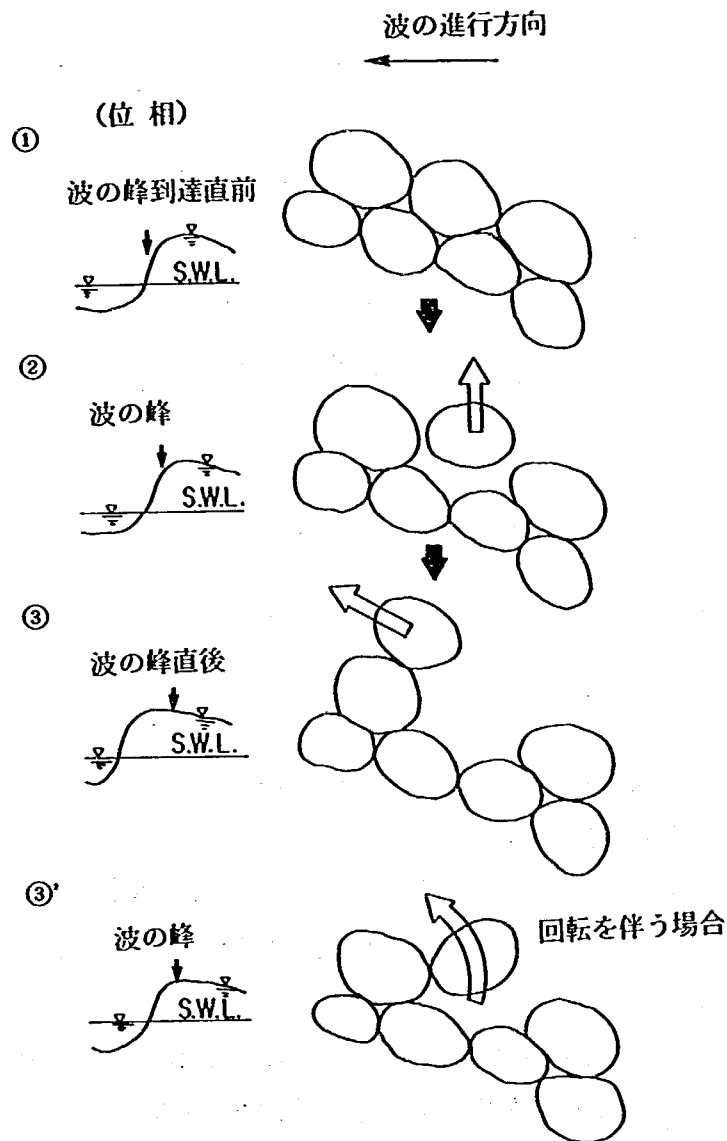


図-5.2 移動状況模式図

態は揚力に支配されると考えられる。そこで、捨石の安定条件を以下のように定めた。

$$(W-B) \cos \alpha > F_L - F_s \quad (5.6)$$

α は斜面の角度である(図-5.1参照)。ここで、人工リーフの表面被覆材では隣合う被覆材同士の結び付きが弱いことを考慮して、側面の抵抗力を無視する。したがって、安定条件は

$$(W-B) \cos \alpha > F_L = 1/2 \rho_w C_L A_z u^2 \quad (5.7)$$

となる。Bruun (1976) は、浸透流による揚力を外力として挙げている。人工リーフでも堤体内に浸透流が存在する。人工リーフ中の流れのパターンはBruun (1976) を参考に推定すると図-5.3に示すようになると考えられる。つまり、浸透流による揚力の作用する位相と捨石の移動する位相が異なるため、浸透流による上向きの揚力は有意な外力とはならないと考えられる。

以上の点より、揚力と重力との釣合いより、人工リーフ被覆材料の所要重量を算定する手法を求めることにした。式(5.7)の評価において、 C_L や A_z は被覆材の形状によりある程度の評価が可能と考えられるが、被覆材料に作用する流れの流速 u は未知である。そこで、人工リーフの法面および天端上

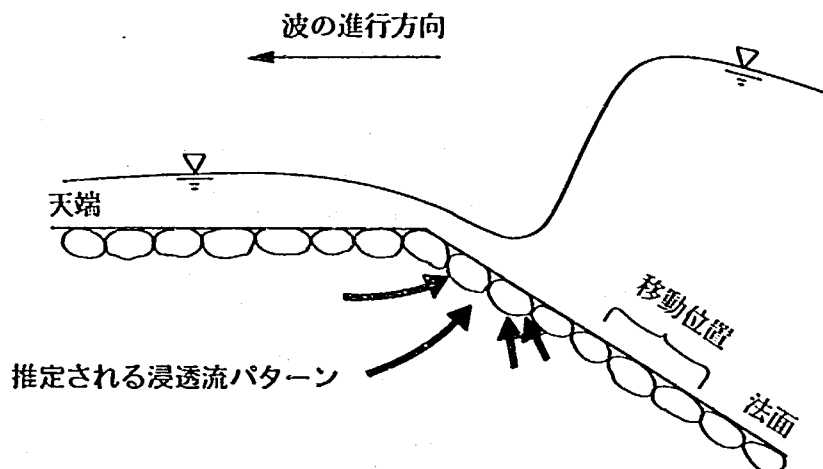


図-5.3 浸透流のパターン

の流速場を明らかにするとともに、被覆材料の移動状況を調べるために実験を行った。

5.2 実験方法

実験は、長さ33m、幅60cmの造波水路内に1/30の勾配を有する木製斜面を設置して行った(図-5.4参照)。人工リーフは法勾配を1/3に固定して、天端幅Bを2.3m、5.4mと2ケース変えた。また、天端水深Rは2、6、10cmの3ケースとした。以上の設定条件の下で表-5.1に示す15ケースの波浪条件を用いて、木製固定床の人工リーフ上で底面流速分布を測定した。次に、碎石で製作した人工リーフを用い安定性を調べた。

流速の測定には超音波式流速計を用い、底面上5mmに測点を設けて測定した。測定時間間隔20msecで約20波測定し、岸向き最大流速の位相平均値 u_m の岸沖分布を求めた。

安定性実験には人工リーフの構成材料として以下の3種の碎石(写真-5.1参照)を用いた。

- ① 19.1mmのフルイを通過し、16.0mmのフルイに残留する碎石……代表粒径 $d_R = 17.6\text{mm}$
- ② 16.0mmのフルイを通過し、13.2mmのフルイに残留する碎石……代表粒径 $d_R = 14.6\text{mm}$
- ③ 13.2mmのフルイを通過し、11.2mmのフルイに残留する碎石……代表粒径 $d_R = 12.2\text{mm}$

安定性実験では、波を300波作用させて移動状況をビデオ撮影すると共に、造波終了後のリーフ形状を測定して碎石の移動量を調べた。形状測定には超音波式の砂面測定器を用いた。

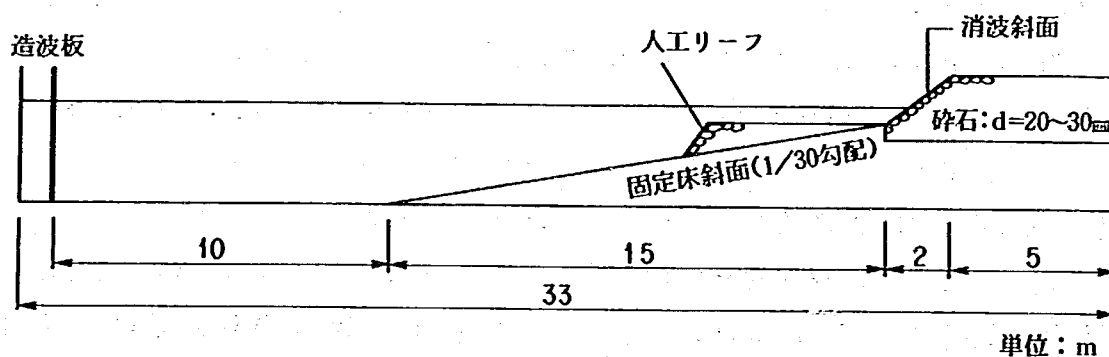


図-5.4 実験水路

表-5.1 実験ケース

case	R (cm)	T (sec)	H ₀ ' (cm)
1	2	1.2	6.7
2	2	1.2	8.3
3	2	1.4	6.2
4	2	1.6	11.1
5	2	1.6	14.0
6	6	1.0	10.9
7	6	1.2	11.8
8	6	1.4	10.5
9	6	1.6	12.1
10	6	1.6	14.1
11	6	2.2	8.5
12	10	1.2	11.7
13	10	1.4	14.1
14	10	1.6	8.4
15	10	1.6	15.2

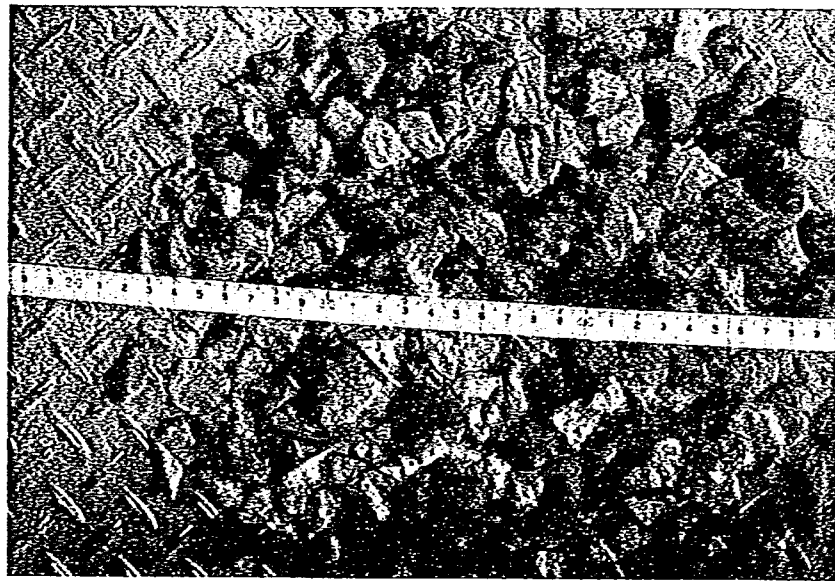


写真-5.1 実験に用いた碎石

5.3 人工リーフ上の碎波状況

人工リーフは入射波を強制碎波させることにより、波浪を減殺する構造物である。それゆえリーフの構成材料に作用する流体力は碎波点付近で大きくなり、入射波の碎波状況がリーフ構成材料の安定性に大きく影響すると推定される。そこで、各実験条件におけるリーフ法面周辺での碎波状況を調べた。

碎波波高、碎波水深および碎波形式等は、海底勾配、波形勾配、波高に支配される。人工リーフを設置した場合、リーフ法面で入射波が変形・碎波するため、法面勾配が碎波状況に影響すると考えられる。

しかし、人工リーフの沖側法面は一般に $1/3 \sim 1/5$ と急勾配に設定されるので、法面の影響の程度は勾配そのものではなく、法面の長さを決定する堤脚水深に置き換えられると考えられる。そこで、碎波形式と碎波位置を入射波高と堤脚水深の比 (H_o'/h) と波形勾配 H_o'/L_o で整理して図-5.5に示した。複断面上での碎波のため碎波形式に明確な区分を付けにくい場合もあったが、図によると surging 型と spilling 型碎波の区分を見出すことができる。すなわち、図中に破線で示す境界より H_o'/L_o 、 H_o'/h 共に小さい場合に surging 型となっている。なお、surging 型には collapsing 型と見られるものも含めてある。一方、 $H_o'/L_o > 0.04$ では法肩ないしは天端上で spilling 型の碎波を生じる傾向が見られるが、 H_o'/L_o の影響は H_o'/h に比べ明瞭でない。

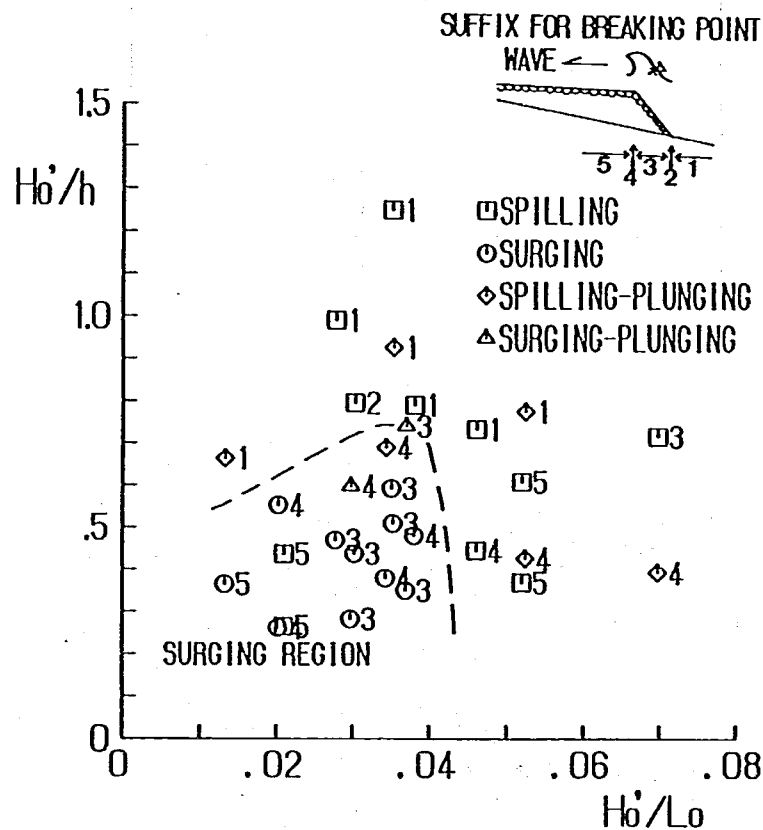
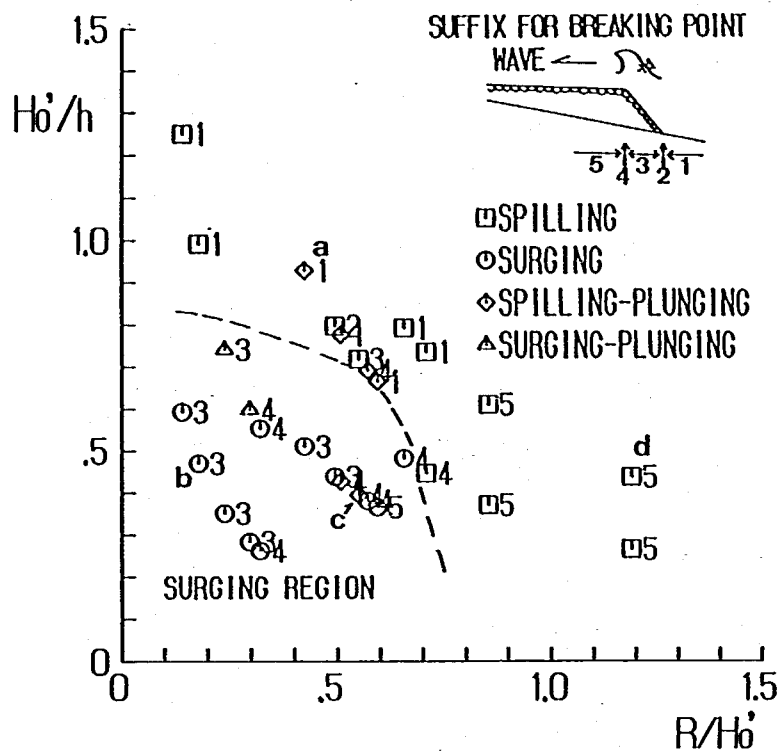


図-5.5 碎波状況の分類 ($H_o'/h \sim H_o'/L_o$)

法面で碎波するかどうかは、主に天端水深によって規定される。そこで、 R/H_o' と H_o'/h により碎波形式の分類を行った (図-5.6)。碎波形式は R/H_o' と H_o'/h で明瞭に分類され、両者が共に小さい時に surging 型となる。また、図中の添え字 4, 5 で示すように $R/H_o' > 0.7$ では天端上で碎波が生じている。このように、碎波状況が H_o'/h と R/H_o' にほぼ支配されるのは、構造物により強制的に碎波を生じさせているためであり、その結果 H_o'/L_o があまり影響しないと考えられる。

代表的な碎波状況を写真-5.2 a) ~ d) に示す。a) ~ d) の各写真は図-5.6 中の a ~ d) に対応する位置における H_o'/h と R/H_o' の条件の碎波状況を表わす。a) はリーフ沖で碎波した波がリーフ上に到達する例である。このような場合には、リーフ表面上の流速はあまり大きくない。しかし、碎波によ



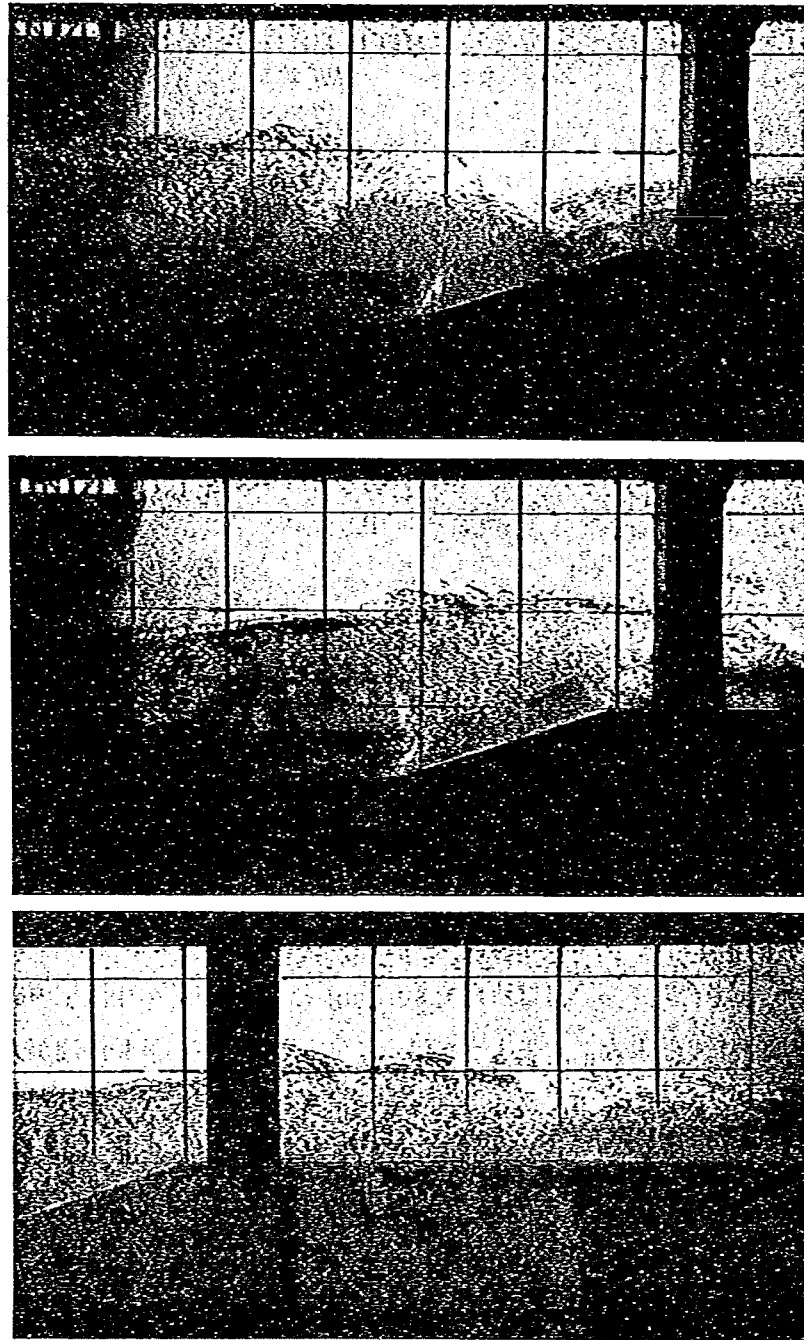
図一 5.6 砕波状況の分類 ($H_0'/h \sim R/H_0'$)

る大規模な渦運動により、天端上の砕石が移動することもあった。b) は堤脚水深が大きく、法面上で surging 型の砕波を生じた場合である。c) は法肩で surging と plunging の中間型の砕波を生じた場合で、天端上で大きな sprush を生じた。このような場合には、天端上でも波動流速が大きかった。d) は天端水深が大きく天端上で砕波が生じた場合である。このようなケースではあまり採石の移動は生じなかった。

砕波状況が、人工リーフ構成材料の安定性に強く影響することは容易に想像される。構成材料の安定性が式 (5.7) の関係で判断されるなら、天端または法面上における岸向き最大流速 u_{max} が安定性の支配因子となる。そこで、底面流速の測定結果から岸沖測点の中で最大の u_{max} を求め、 R/H_0' と H_0'/h を変数として図一 5.7 に示す。明らかに surging 型の砕波となる場合に u_{max} が大きくなっており、砕波状況と u_{max} の大きさとがほぼ対応することがわかる。また、 u_{max} の発生位置はほとんど法面上であり (図中添え字 3)、 $R/H_0' > 0.7$ のときに法肩または天端上となっている (図中添え字 4, 5)。

次に、安定性実験での砕石の移動状況と砕波状況との関係を調べた。最も移動の顕著であった $d_R = 12.2$ のケースの移動状況を図一 5.8 に示す。移動状況は以下の 5 段階に分類した。

- A : 静止 (no motion)
- B : 動揺 (rocking)
- C : 岸向きにわずかに移動有り
- D : 岸向きに多数が移動する
- E : 岸・沖方向に多数が大きく移動する



写真— 5.2 a) 砕波状況 ($B=2.3 \text{ m}$, $R=6 \text{ cm}$, $H_0'=14.1 \text{ cm}$, $T=1.6 \text{ sec}$)

図中の添え字で示す移動の発生位置の区分は図— 5.5 と同様である。図中の*印は、砕波後にボア前面から下降する斜降渦に伴った気泡が、リーフ表面に達した時に砕石が移動を開始したケースである。これは、波の表面から底面付近に供給される乱れによって、砕石が揚力を受けたためと考えられる（図— 5.9 参照）。砕石の移動は R/H_0' , H_0'/h 共に小さい時に激しく、surging 型砕波で $u_{\max}$ の大きな場合に大きな移動が生ずることがわかる。以上のことから、人工リーフ上の砕波状況は R/H_0' と H_0'/h に支配され、砕波状況がリーフ表面上の岸向き最大流速、さらにリーフ構成材料の移動状況と良く対応することがわかった。また、図— 5.7 と図— 5.8 の関係より、リーフ構成材料の安定性が $u_{\max}$ に対応することも明らかであり、安定性の判断に式 (5.7) を用いることの妥当性が示された。

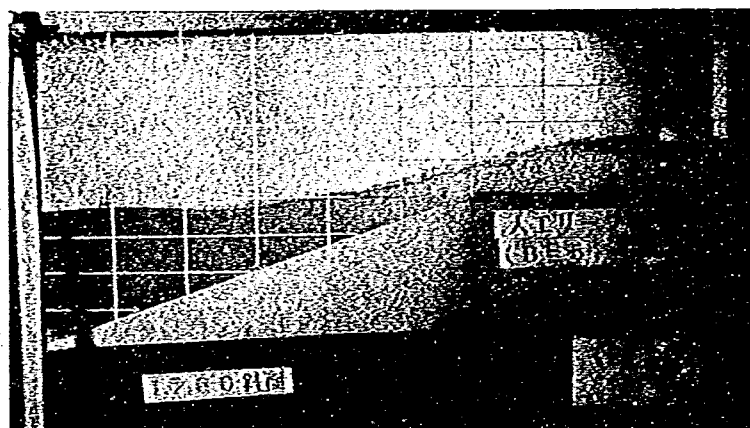
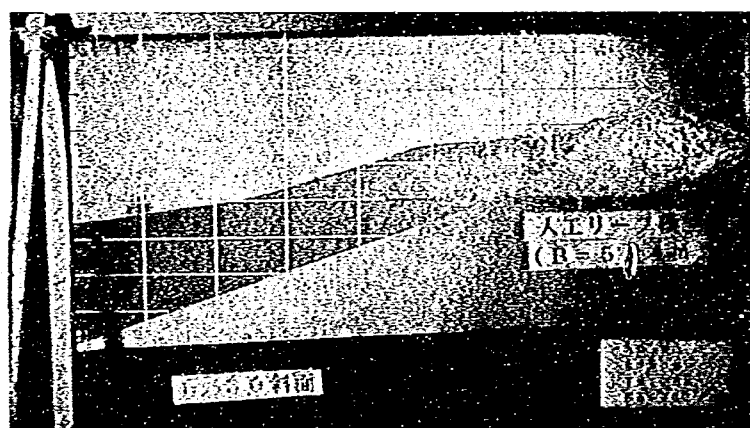
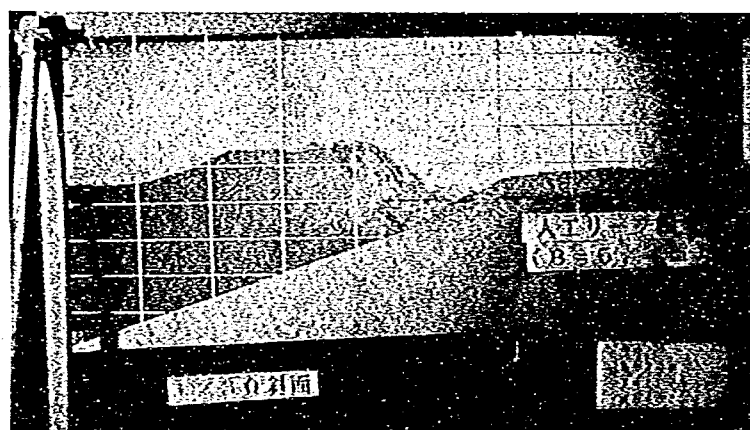
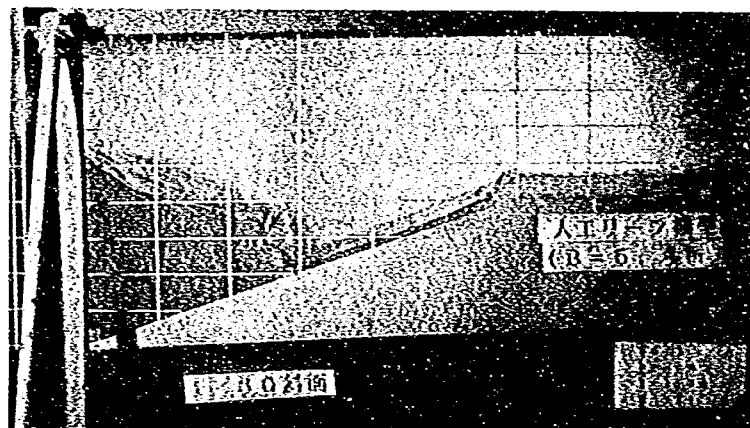


写真-5.2 b) 碎波状況 ($B=5.4\text{ m}$, $R=2\text{ cm}$, $H_0'=11.1\text{ cm}$, $T=1.6\text{ sec}$)

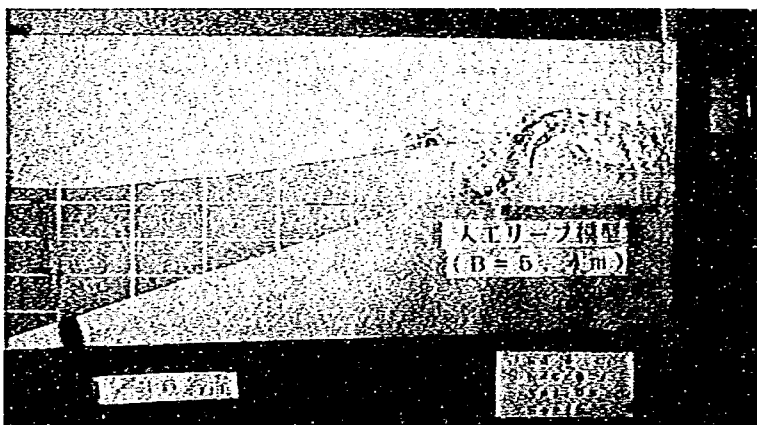
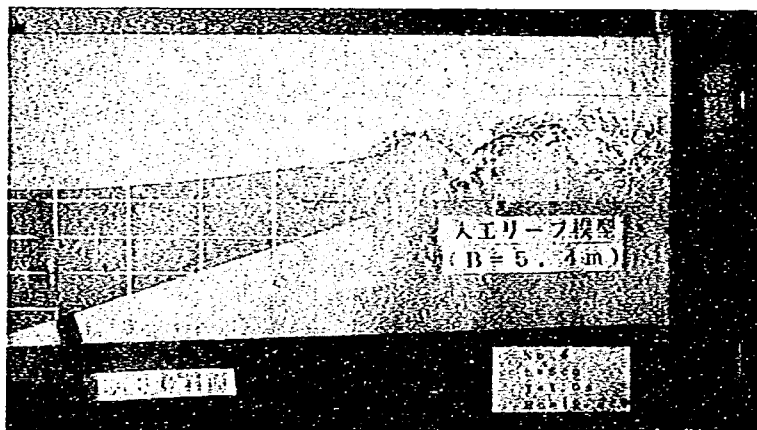
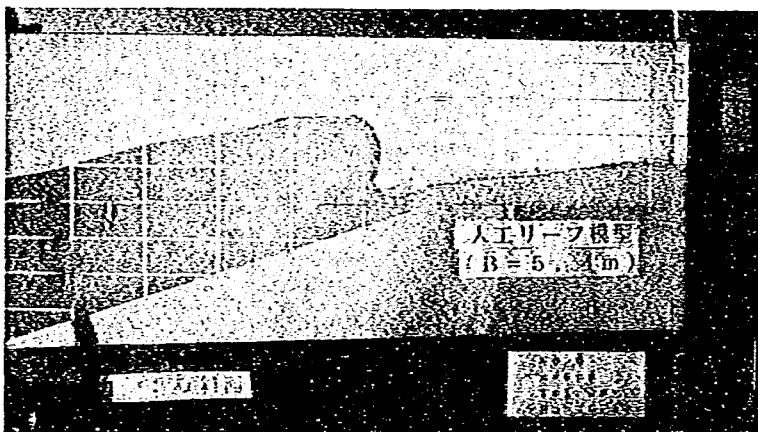
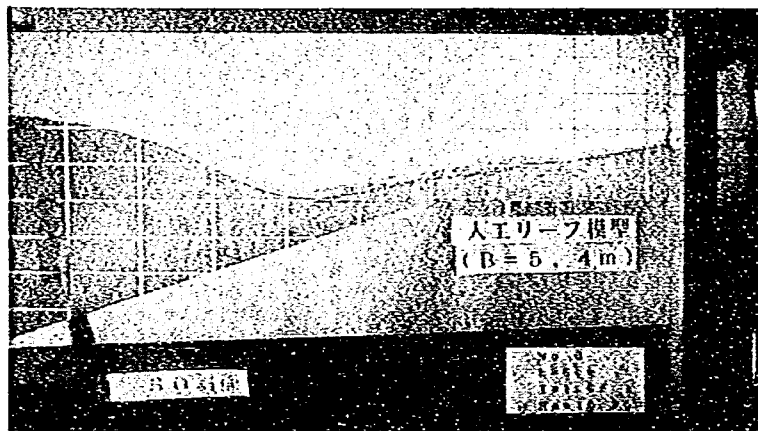
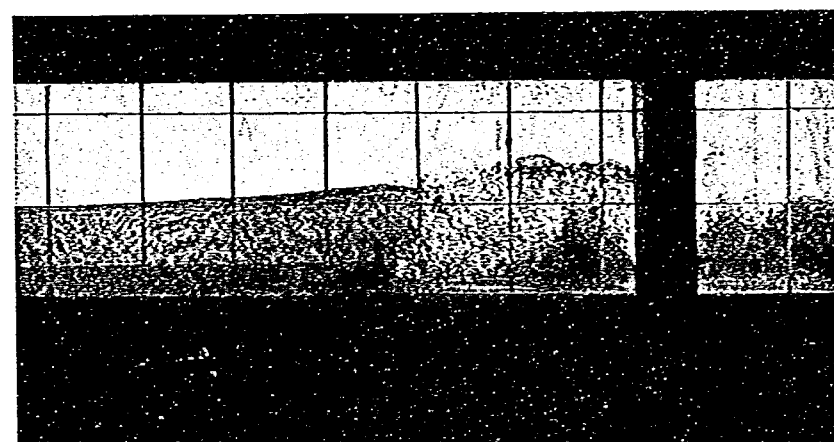
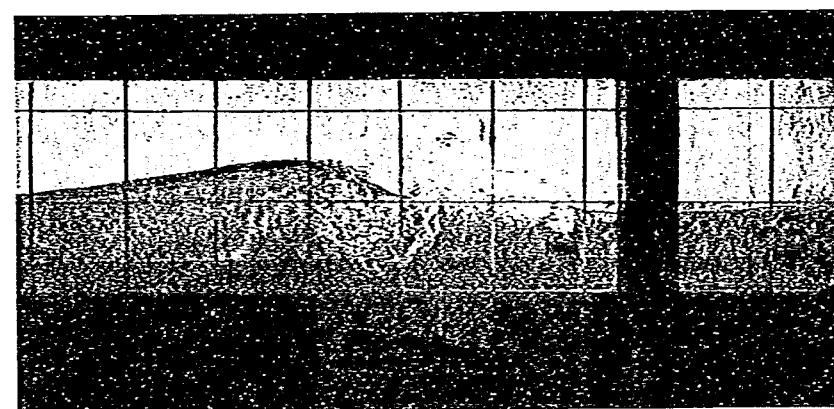
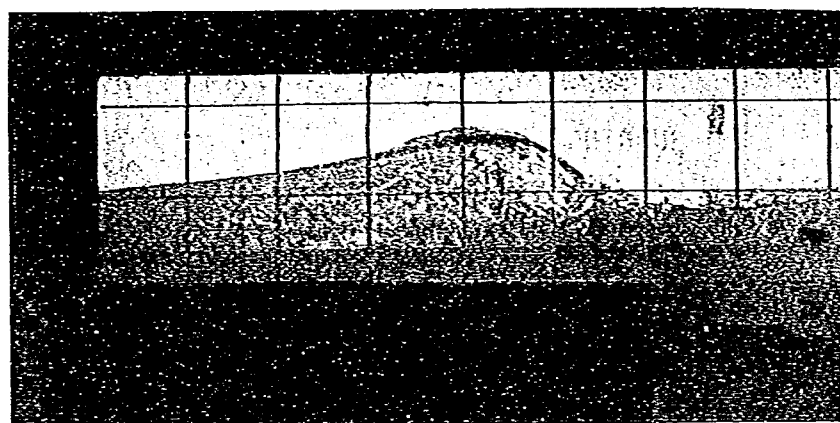
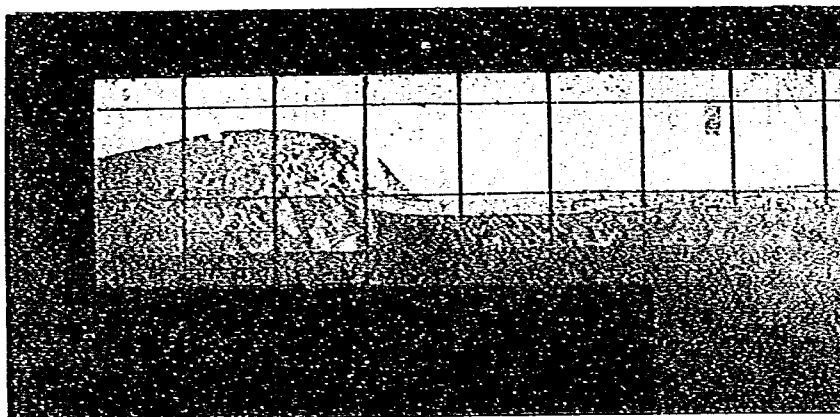


写真-5.2 c) 碎波状況 ($B=5.4\text{ m}$, $R=6\text{ cm}$, $H_0'=10.9\text{ cm}$, $T=1.0\text{ sec}$)



写真— 5.2 d) 碎波状況 ($B=2.3\text{ m}$, $R=10\text{ cm}$, $H_0'=8.4\text{ cm}$, $T=1.6\text{ sec}$)

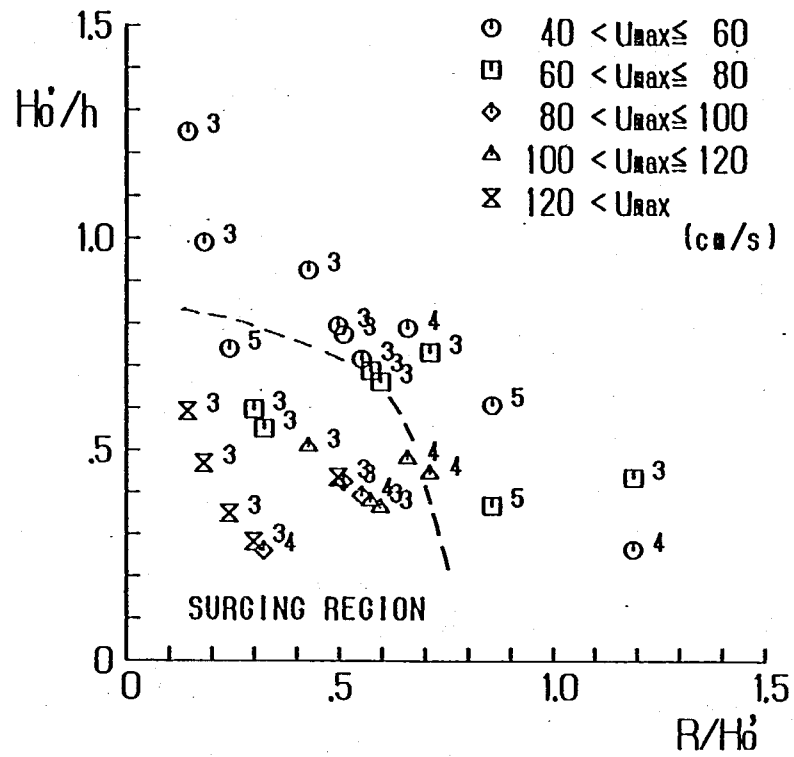


図-5.7 岸向き最大流速の発生状況

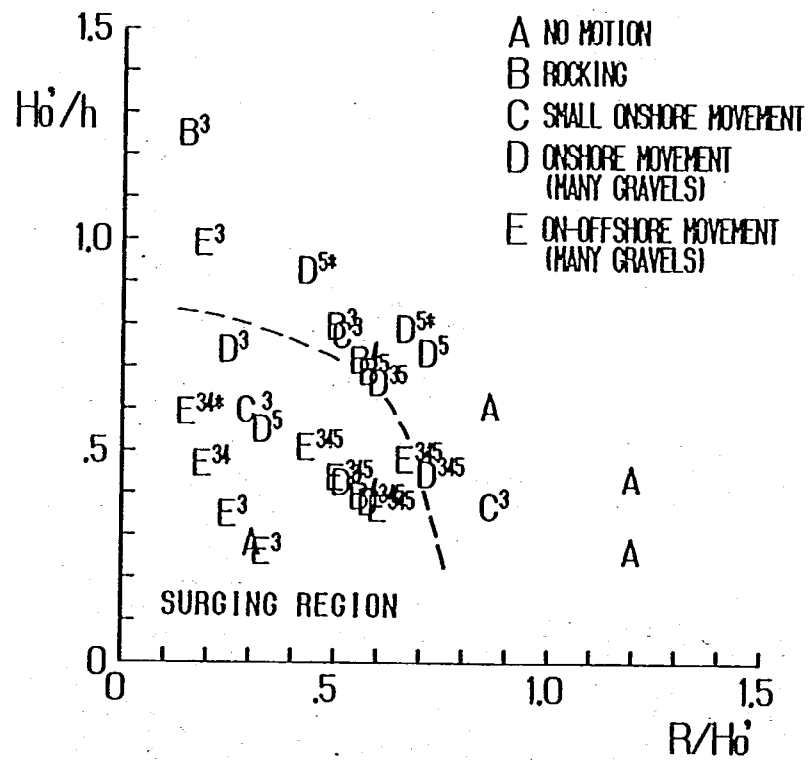


図-5.8 移動状況 ($d_R = 12.2$ mm)

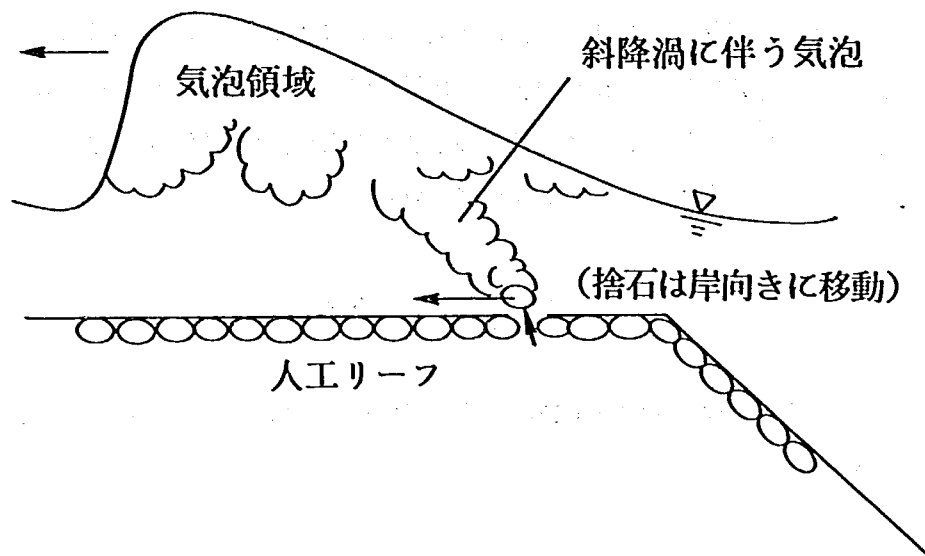


図-5.9 斜降渦による移動

5.4 人工リーフ表面上の岸向き最大流速

人工リーフ構成材料の安定性は、リーフ表面上の岸向き最大流速 u_m の岸沖分布内の最大値である u_{max} に支配されると考えられるため、ここで u_{max} を支配する因子を検討する。前節の結果によれば u_{max} は R/H_o' と H_o'/h の影響を受ける。そこで、 u_{max} を $\sqrt{gR}$ で無次元化した $u_{max}/\sqrt{gR}$ と R/H_o' の関係について、 H_o'/h をパラメータとして整理した (図-5.10)。 $u_{max}/\sqrt{gR}$ は R/H_o' が増加するにつれ指数関数的に減少することが明らかである。また、 H_o'/h が大きいほど $u_{max}/\sqrt{gR}$ は小さいことがわかる。

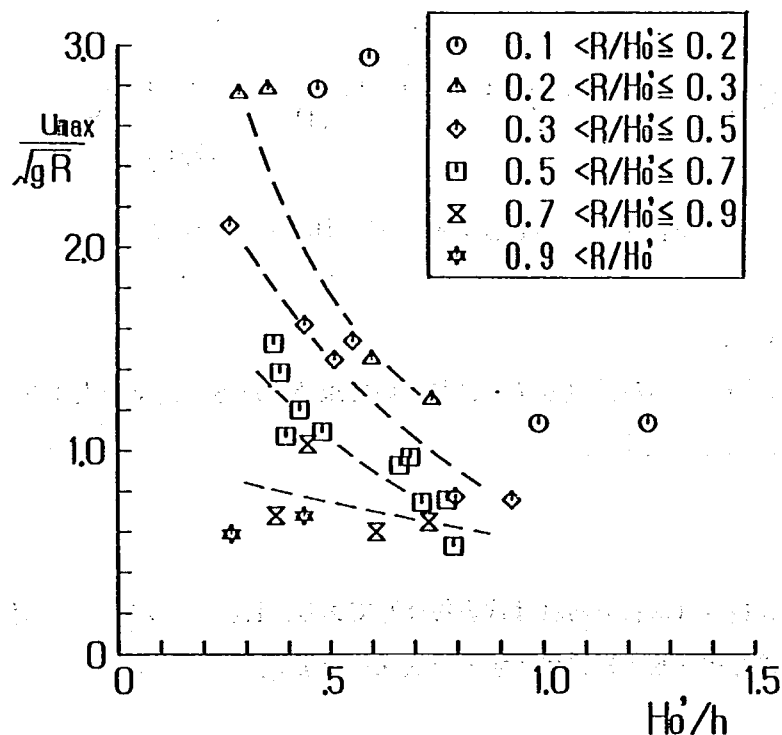


図-5.10 $u_{max}/\sqrt{gR}$ と R/H_o' の関係

まったく同様に、 $u_{\max}/\sqrt{gR}$ と H_0'/h の関係を R/H_0' をパラメータとして図-5.11に示す。この図から、 $u_{\max}/\sqrt{gR}$ は H_0'/h が増加するに従い減少することが明らかである。以上のことから、 $u_{\max}/\sqrt{gR}$ は、 H_0'/h および R/H_0' の増加とともに、指数関数的に減少することから、実験結果と良く合うように係数を決定すると次式が得られる。

$$\frac{u_{\max}}{\sqrt{gR}} = 8 \text{EXP} \left(-1.5 \frac{H_0'}{h} - 2.8 \frac{R}{H_0'} \right) + 0.2 \quad (5.8)$$

式(5.8)による算定値と実験値を図-5.12に示す。20%程度のばらつきはあるが、式(5.7)は実験値を良く表わしている。

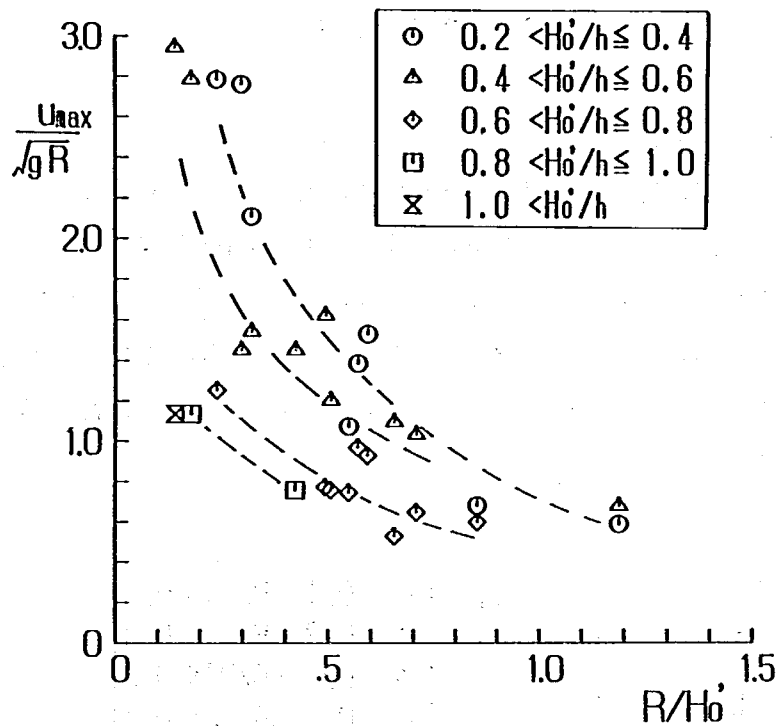


図-5.11 $u_{\max}/\sqrt{gR}$ と H_0'/h の関係

5.5 所要重量の算定式

人工リーフ構成材料の所要重量は式(5.7)に基づいて求められる。個々の人工リーフ構成材料の形状を評価するため次の係数を導入する。

$$V = K_v d^3 \quad (5.9)$$

$$A_z = K_a d^2 \quad (5.10)$$

ここに、 d ：材料の代表長さ（捨石であれば代表粒径）であり、 K_v と K_a がそれぞれ体積と面積に関する形状係数である。両式を式(5.7)に代入すると次式が求まる。

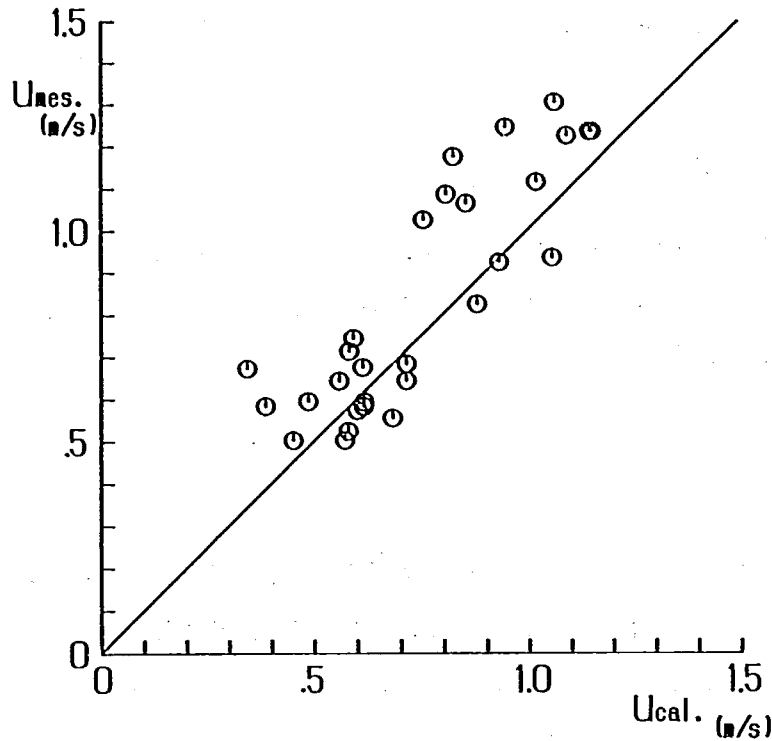


図-5.12 $u_{\max}$ の実験値と計算値の関係

$$\frac{C_L K_a}{2 K_v} < \frac{s d g \cos \alpha}{u^2} \quad (5.11)$$

ここに、 $s = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$ である。流水が乱流状態では C_L があまり変化しないと仮定すれば、左辺はほぼ定数と考えることができる。

$$S_n = \frac{C_L K_a}{2 K_v} = \text{const.} \quad (5.12)$$

以下、この S_n を安定係数 (Stability Number) と呼ぶ。

次に、安定性実験の結果より S_n の値を決定した。人工リーフの構成材料の安定性を支配するのは岸向き最大流速 $u_{\max}$ であり、式 (5.11) の右辺の u には $u_{\max}$ を用いる必要がある。 $u_{\max}$ は式 (5.8) を用いれば、 R/H_o' と H_o'/h の関数として定まる。すなわち、

$$u_{\max} = f_u(R/H_o', H_o'/h) \cdot \sqrt{g R} \quad (5.13)$$

また、 $R/H_o' > 0.7$ のとき天端上で $u_{\max}$ が生じることから $\cos \alpha$ は以下のように決定できる。

$$R/H_o' \leq 0.7 \cdots \cdots \cos \alpha = 0.95 \text{ (法面上, } \tan \alpha = 1/3 \text{)}$$

$$R/H_o' > 0.7 \cdots \cdots \cos \alpha = 1.00 \text{ (天端上)}$$

式 (5.11) の右辺は R/H_o' 、 H_o'/h 、 R および d_R より

$$\frac{s d g \cos \alpha}{u_{\max}^2} = \frac{s \cos \alpha}{f_u^2} \cdot \frac{d}{R} \quad (5.14)$$

と変形できる。よって、安定条件は次のように求まる。

$$S_n < \frac{s \cos \alpha}{f_u^2} \cdot \frac{d}{R} \quad (5.15)$$

堤体の安定性の判断には、Hudson(1959)やVan der Meer(1987)と同様に堤体の変形量を採用した。300波の波作用前後の水路中央におけるリーフ形状測定結果より、総断面積変化量 A_R (図-5.13)を求めた。式(5.15)の右辺を

$$P = \frac{s \cos \alpha}{f_u^2} \cdot \frac{d}{R} \quad (5.16)$$

と置き、 A_R を d_R^2 で無次元化した値(総移動個数に対応)と P との関係を、碎石の移動状況をパラメータとして図-5.14に示す。計算は $S=1.65$ として行った。 A_R/d_R^2 は P が大きいほど小さくなる傾向を示す。また、 $P > 0.7$ では、乱れによる移動が生じたケース(図中*印)以外はAまたはBの安定状態にあり、 $P > 0.9$ では全てAまたはBとなる。Bのrockingは実質的な移動を生じるものではなく、この条件では堤体の安定に問題はない。そこで、AおよびBの状態を安定状態とする。乱れによる移動は、式(5.7)に乱れによる揚力項を付加する必要があるが、式(5.7)より求まる安定条件で取り扱うことは不合理である。しかし、現在のところ砕波に起因する水表面からの乱れの供給を記述する適当なモデルがないため、ここでは安全率を増す考え方に立ち、 $P > 0.9$ を安定条件とすることとした。したがって、式(5.15)より

$$S_n = 0.9 \quad (5.17)$$

となる。この時 $A_R/d_R^2 \approx 5$ である。Van der Meer(1987)によると、Hudson(1959)の"no damage"の基準は $A_R/d_R^2 < 1 \sim 3$ であり、 $A_R/d_R^2 \approx 10$ で"failure"となる。このことから、 $S_n = 0.9$ がHudson公式とはほぼ同じ安定条件となっていることがわかる。式(5.12)で材料を球と仮定して各係数を求めると $K_a \approx 0.8$ 、 $K_v \approx 0.3$ であり、 C_L を0.5とおくと $S_n \approx 0.7$ になる。この

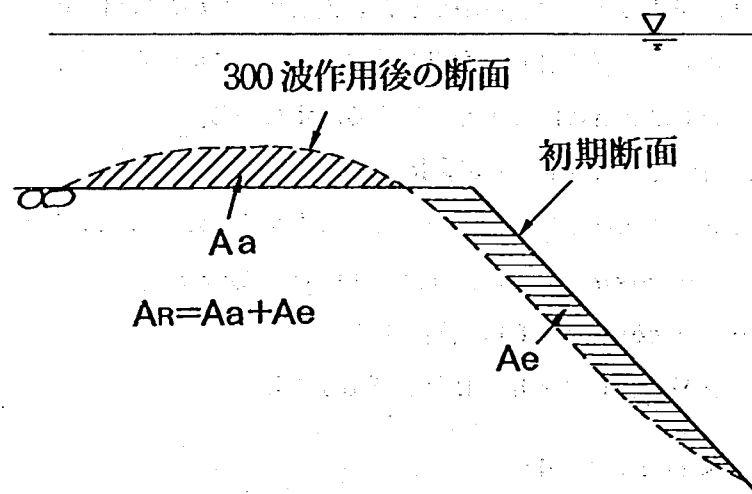


図-5.13 A_R の定義図

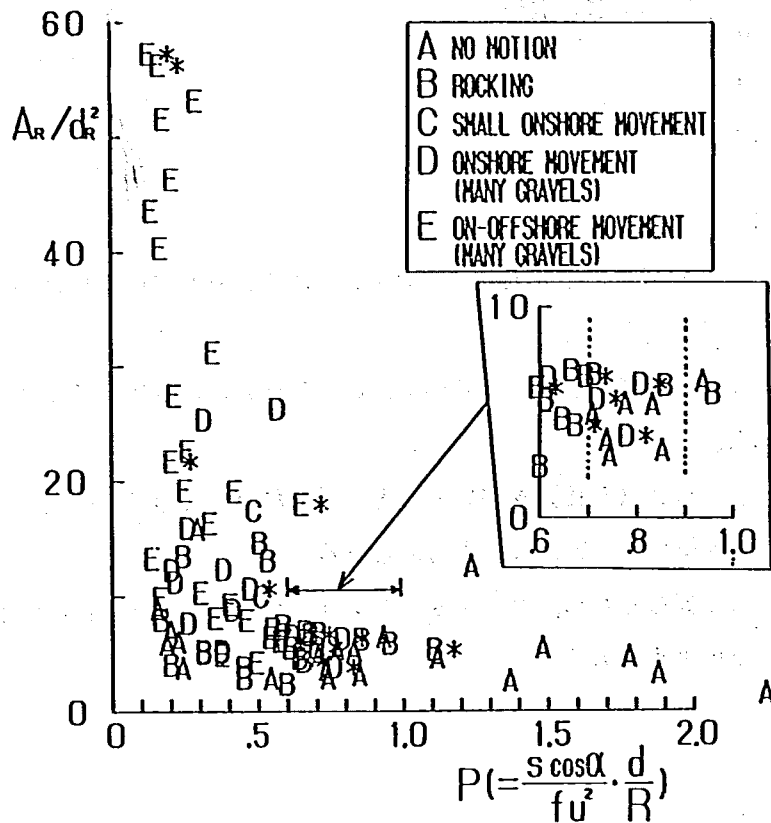


図-5.14 A_R/d_R^2 と $(S \cos \alpha / f_u) \cdot (d/R)$ の関係

ように $S_n = 0.9$ は式 (5.12) の各係数を個別に与えた場合とも整合する。このことより、式 (5.7) で安定限界を判断することの妥当性が示された。

A_R は水路中央の代表値であり、その値が小さい時には誤差も大きい。 A_R の誤差が大きいと判断されるものを除くと、 $P < 0.9$ で安定状態を示すケースはほとんど $H_o'/h < 0.3$ 、 $R/H_o' < 0.4$ であった。そこで、

$$P = S_n = 0.9$$

の安定限界条件を、 d_R/R 毎に H_o'/h と R/H_o' で整理した移動状況の分類図にあてはめてみた (図-5.15)。 $R/H_o' = 0.7$ での不連続は $\cos \alpha$ が不連続に変化するためであるが、この不連続性は小さく実用上問題ないと考えられる。これらの図より、 $S_n = 0.9$ の妥当性が確認できる。ただし、 $H_o'/h < 0.3$ 、 $R/H_o' < 0.4$ のケースでは、 $S_n < 0.9$ でも安定状態を示す場合がある。これらのケースでは、写真-5.2b)に示されるように、法面上での波形の前傾化が顕著となり、 $u_{\max}$ は瞬間的に大きくなるが、その継続時間が極めて短い。そのため有意な移動が生じなかったと推定される。このようなケースでは、これまで述べてきた機構の議論を適用することに無理があると考えられる。さらに、現実問題として $H_o'/h < 0.3$ は多くの場合大水深域にあたる。これらのことから、 $H_o'/h < 0.3$ を本解析の範囲外とする。

以上の結果より、人工リーフ構成材料の所要重量算定式は $S_n = 0.9$ および式 (5.1)、(5.9)、(5.15) (5.17) より以下のように導かれる。

$$W = \left(S_n \frac{f_u^2}{s \cos \alpha} \right)^3 \rho_s K_v R^3$$

$$= K_L \frac{\rho_s R^3}{s^3 \cos^3 \alpha} \quad (5.18)$$

ここで、 $K_L = S_n^3 f_u^6 K_v$

である。この式により、使用材料および人工リーフの諸元が決定されれば所用重量の算定が可能である。ただし、以下の点に注意する必要がある。

- ① 実験は海底勾配 1/30 の条件で行われているので、この条件とかなり異なる海底勾配では式 (5.7) が成立しない場合がある。
- ② $H_o'/h < 0.3$ の場合には式 (5.18) を用いることはできない。この条件の範囲で天端水深が小さい場合には、Hudson 式を準用した方が良いと考えられる。
- ③ S_n や K_v は材料によって異なるため、コンクリートブロック等を用いる場合には十分な検討が必要である。その目安は以下のようである。

・自然石

$$S_n = 0.9, K_v = 0.5$$

・コンクリートブロック

$$S_n = 0.9 \text{ (極端に扁平なブロックを除く)}$$

$$K_v = 0.5 \sim 1.0 \text{ (ブロック形状によって定まる値)}$$

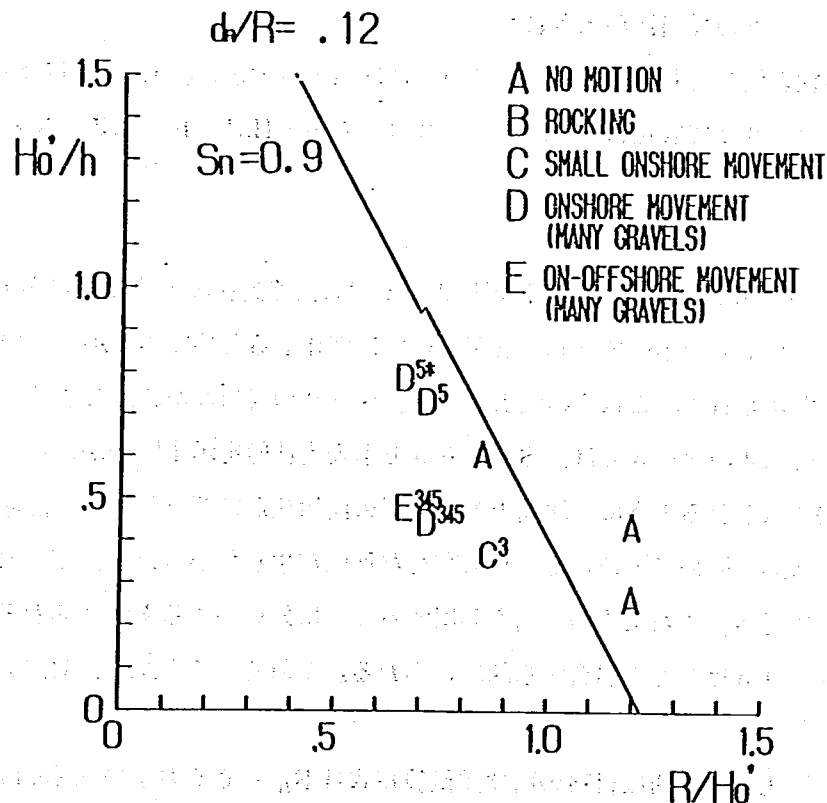


図-5.15 $S_n = 0.9$ による移動状況の区分

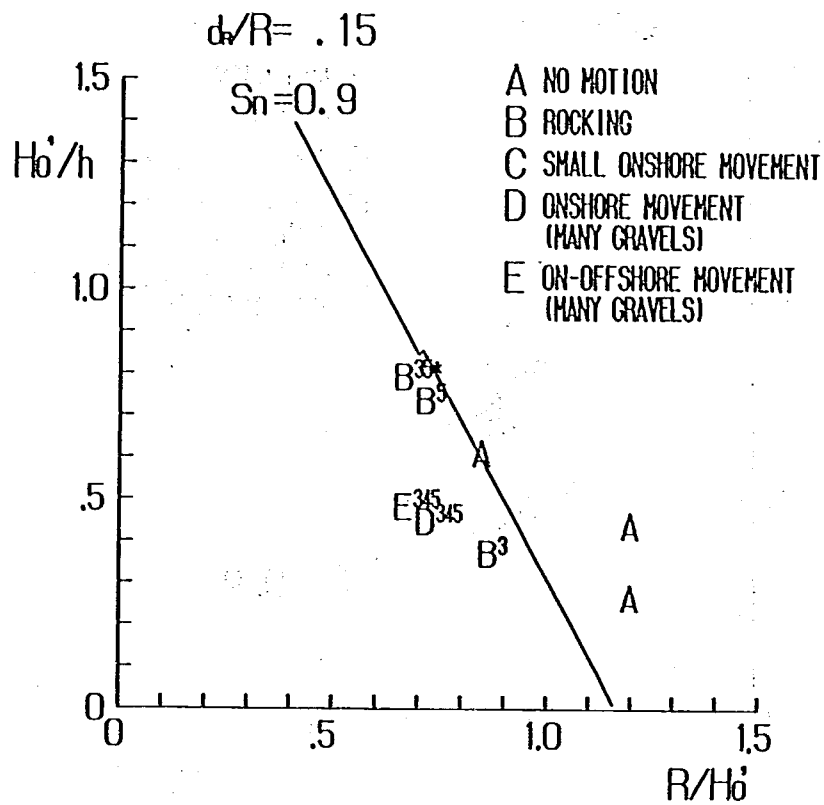


図-5.15 $S_n = 0.9$ による移動状況の区分

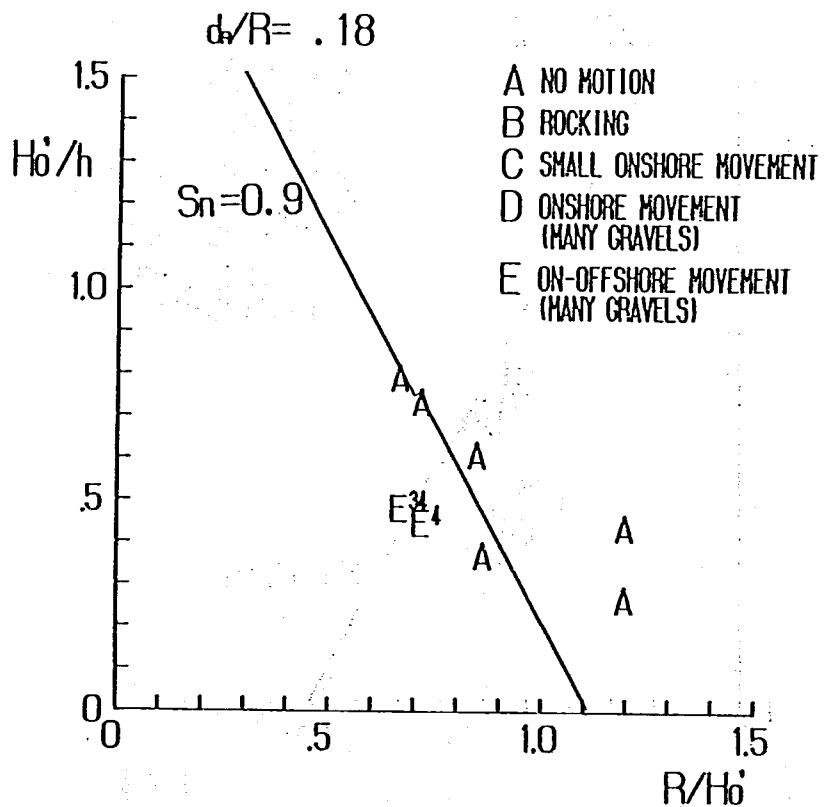


図-5.15 $S_n = 0.9$ による移動状況の区分

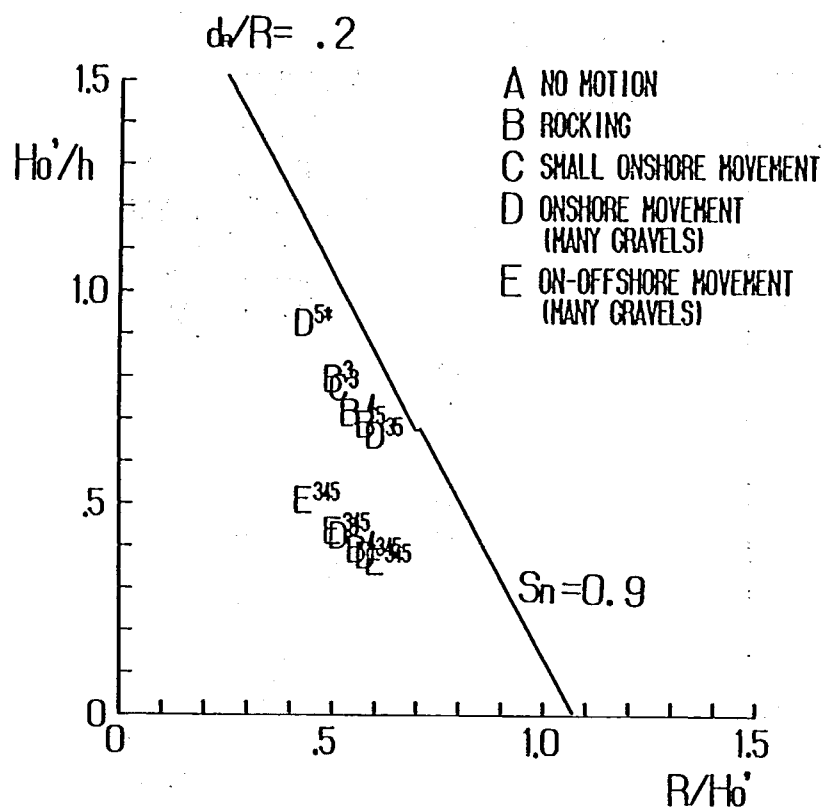


図-5.15 $S_n = 0.9$ による移動状況の区分

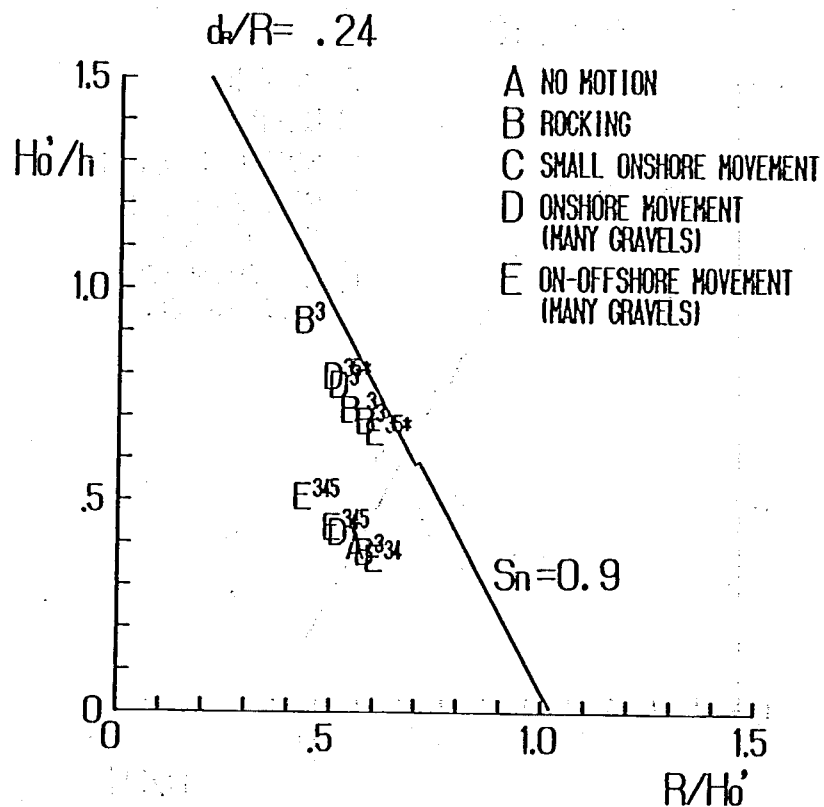
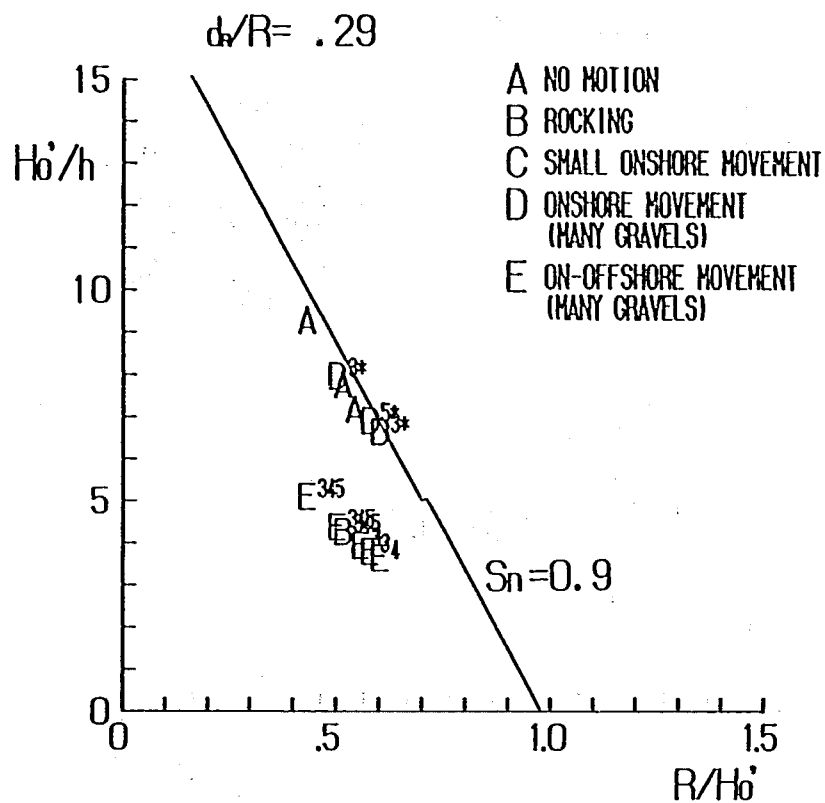
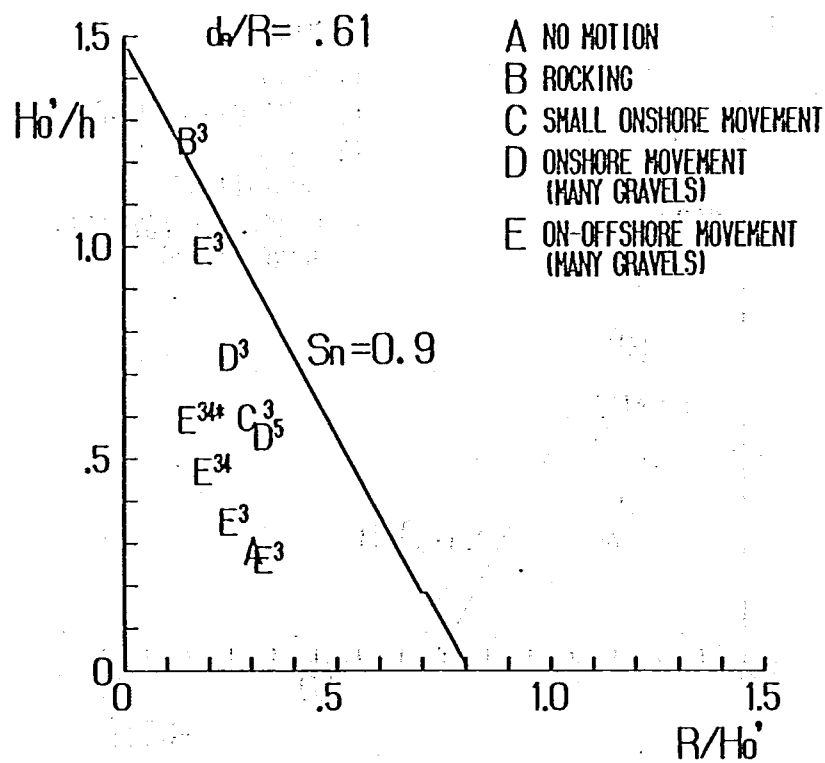


図-5.15 $S_n = 0.9$ による移動状況の区分



図一5.15 $S_n = 0.9$ による移動状況の区分



図一5.15 $S_n = 0.9$ による移動状況の区分

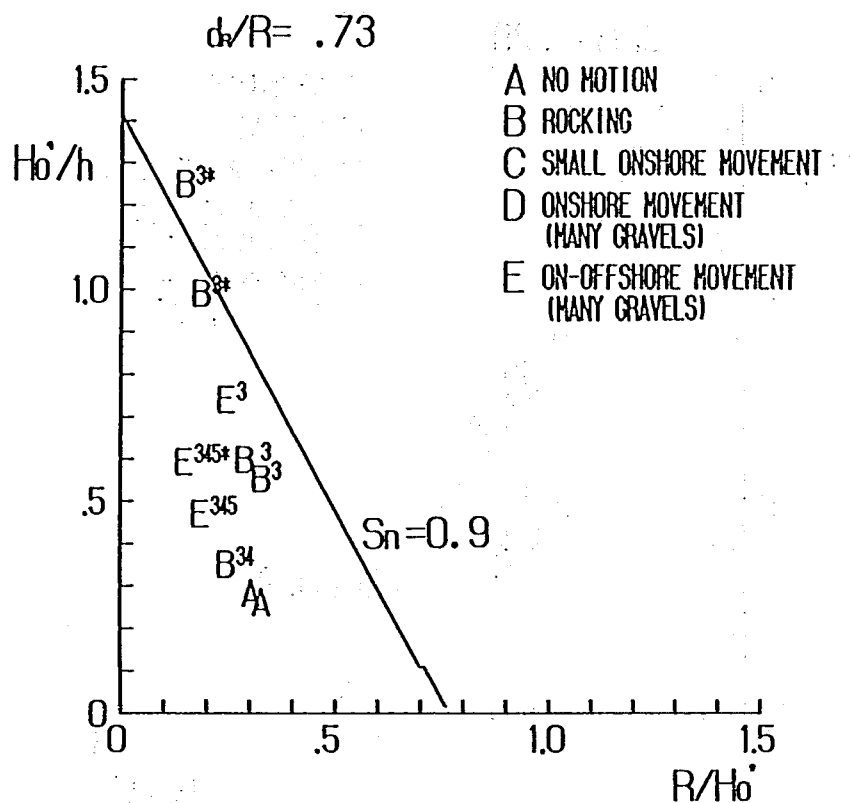


図-5.15 $S_n = 0.9$ による移動状況の区分

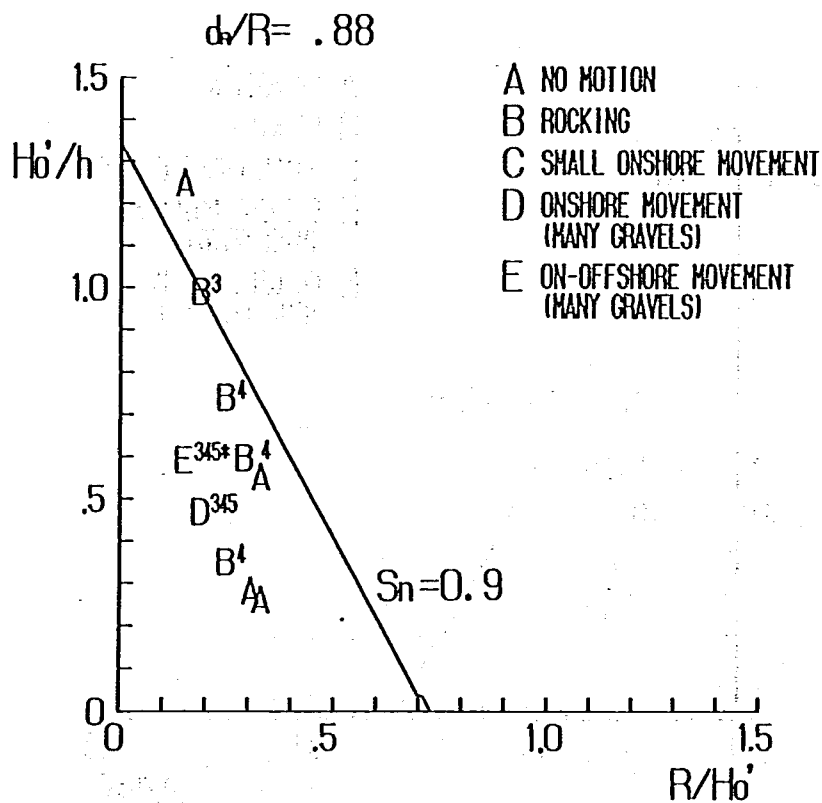


図-5.15 $S_n = 0.9$ による移動状況の区分

自然石 ($s=1.65$) の場合に、式 (5.18) で求まる所要重量を天端水深別に示したものが図-5.16 である。計算は $K_v = 0.5$, $\rho_s = 2.65 \text{ ton/m}^3$ として行った。堤脚水深 h が大きいほど急勾配の法面の影響が大きくなり所要重量 W が増大する。また、沖波波高 H_0' がある程度以上大きくなると所要重量 W は低下する傾向を示すが、これは碎波が沖合で生じるためである。ある堤脚水深 h で所要重量 W が最大となる沖波波高 $(H_0')_{\max}$ よりも設計波高が大きい場合には、設計重量は $(H_0')_{\max}$ で求まる所要重量とすべきである。

5.6 天端上の被覆材料の所要重量

人工リーフ上で碎波した波は進行に伴い急速に減衰するため、人工リーフの被覆材料に作用する流体力もそれに応じて減少するはずである。そのため、天端上を一律に所要重量の材料を用いて被覆することは不合理である。式 (5.11), (5.12) を変形して所要重量 W を導入すると次式が求まる。

$$\left(\frac{W}{\rho_s K_v} \right)^{1/3} = \frac{S_n u_{\max}^2}{s g \cos \alpha} \quad (5.19)$$

同じ材質の材料を用いれば ρ_s と s は一定である。そこで、 $u_{\max}$ を各地点のリーフ表面上の岸向き最大流速 u_m に置き換えれば式 (5.19) より u_m と所要重量 W との関係は以下ようになる。

$$W \propto \left(\frac{u_m^2}{\cos \alpha} \right)^3 \quad (5.20)$$

よって、流速が低減する場合には式 (5.18) より求まる所要重量 W を $(u_m^2 / \cos \alpha)^3$ に応じて低減できれば良い。式 (5.18) より求まる W を $W_{\max}$ として、 u_m の岸沖分布の測定結果より $W/W_{\max}$ の岸沖分布を全てのケースについて求め図-5.17に示す。この図ではリーフ天端の沖端を原点とし沖向きに X をとった。法面上は $X < 0$ となる。横軸は沖波波高で無次元化した距離とした。 $W/W_{\max} = 1$ となる位置は $-5 < X/H_0 < 5$ の範囲にあることがわかる。人工リーフには種々の波が作用するため、流速分布形は波浪や潮位の条件によって変化する。そのため、所要重量の必要範囲にもある程度の幅が必要と考えられる。そこで、ここでは安全を考慮して、図-5.17において $W/W_{\max} = 1$ となる範囲に所要重量を有する材料を用いるものとした。この範囲より岸側の天端上については以下のように W を減じることができるとした。

$$\begin{aligned} 5 \leq X/H_0 < 10 \cdots \cdots W/W_{\max} &\geq 0.4 \\ 10 \leq X/H_0 \cdots \cdots W/W_{\max} &\geq 0.1 \end{aligned} \quad (5.21)$$

以上の結果を、図-5.17中に破線で示した。

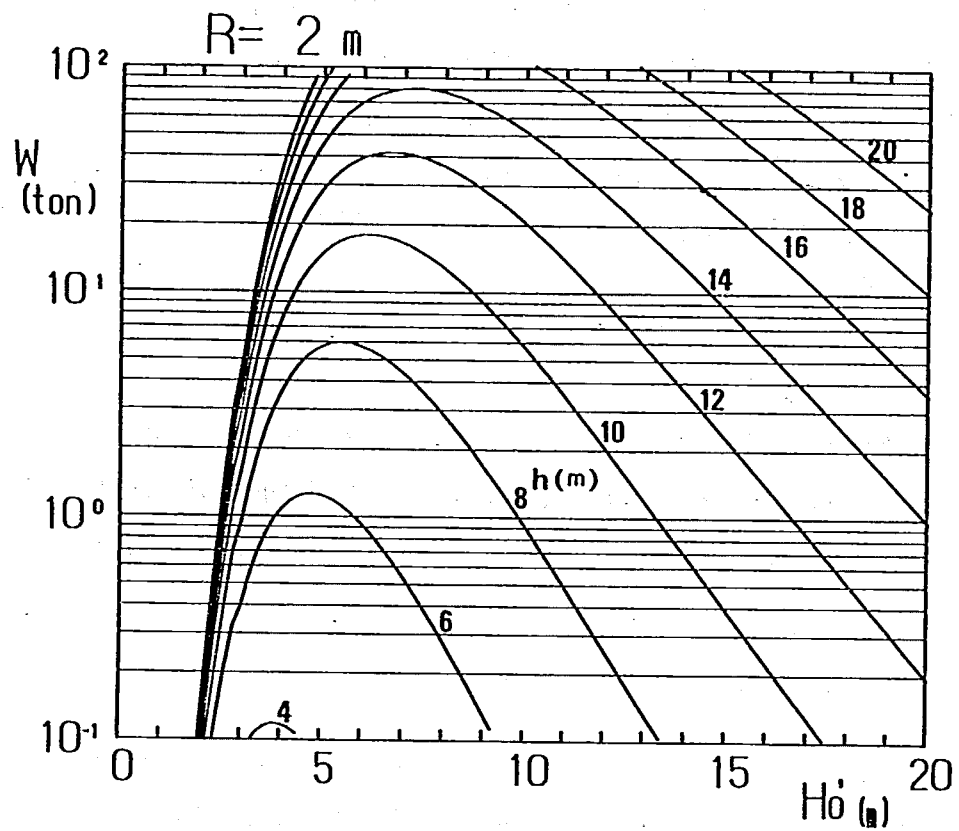


図-5.16 W の算定図 ($s = 1.65$, $K_v = 0.5$)

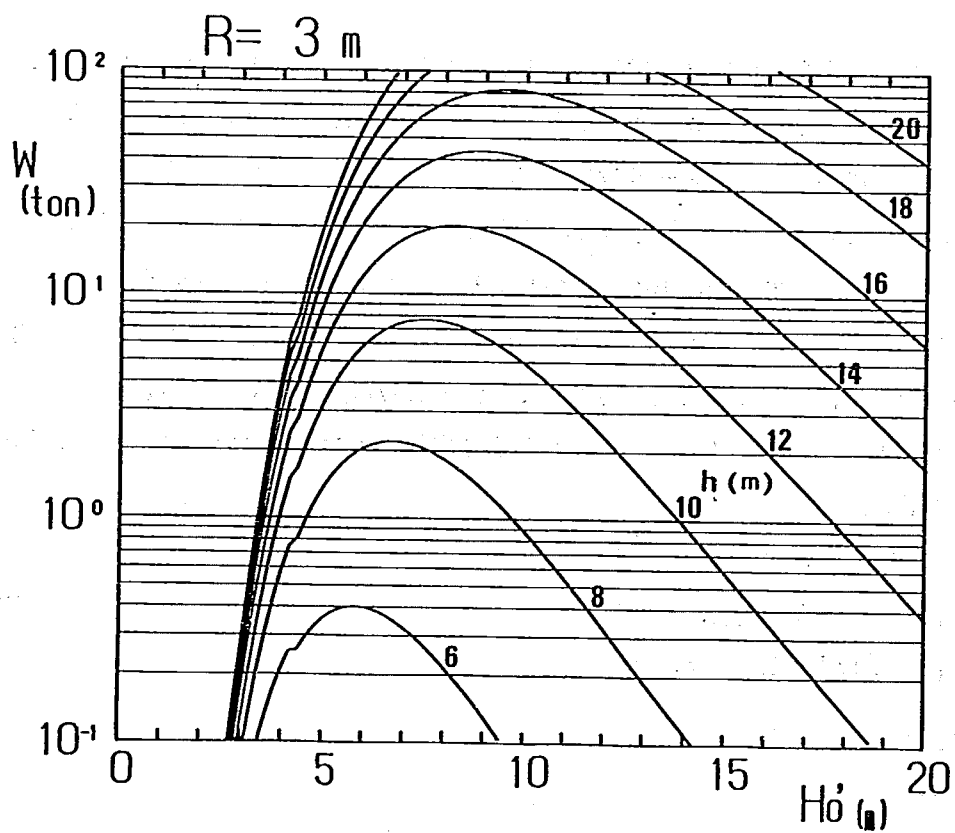
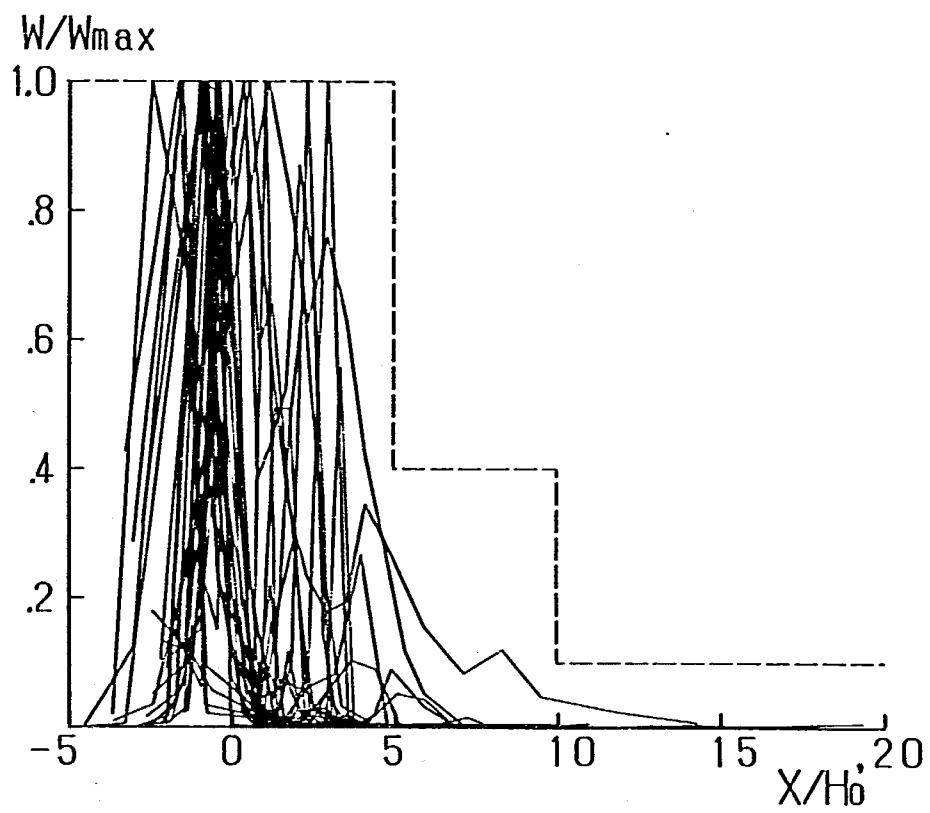
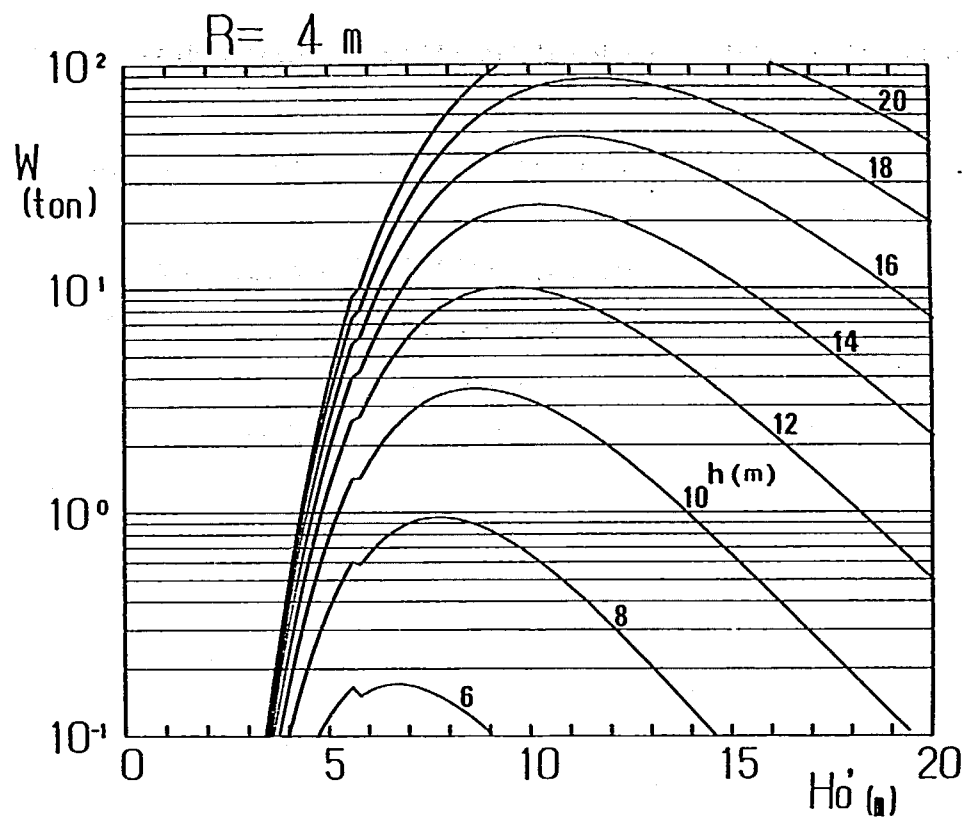


図-5.16 W の算定図 ($s = 1.65$, $K_v = 0.5$)



5.7 結 論

- ① 人工リーフ上の碎波形式は H_o'/h と R/H_o' に支配され、両者が共に小さいとき surging 型となる。
- ② 人工リーフ表面上の岸向き最大流速は surging 型碎波のとき大きく、その値は H_o'/h と R/H_o' により式(5.8)で求めることができる。
- ③ 人工リーフ構成材料の安定条件は揚力と重力との釣り合い関係より式(5.7)で与えられる。
- ④ 人工リーフの安定性は式(5.15)で評価され、安定限界条件は $S_n = 0.9$ である。
- ⑤ 人工リーフ構成材料の所要重量は式(5.18)で求められる。
- ⑥ 人工リーフ構成材料の所要重量は式(5.21)に従い低減することができる。

6. 人工リーフの設計法

6.1 設計条件の設定

ある海浜に対策工を計画する場合、いかなる場合においてもその海浜をどのように保全するかという基本構想が存在するはずである。人工リーフを現地に計画する場合、基本構想において人工リーフのいずれの効果を期待するのかを明確にして設置計画を決める必要がある。人工リーフの設置目的は高潮対策、波浪の静穏化、漂砂の制御である。よって、これらの目的に合わせて与えられた自然条件に合った人工リーフの諸元を設計しなければならない。

人工リーフはその設置目的によって設計に用いる潮位と波の外力条件が異なる。例えば当該海岸の計画波浪を外力条件にした場合、冬期風浪程度の波にはあまり効果をもたないことがある。これは、波高の大きな波に対し天端水深を設定すると、波高の小さな波はリーフ上で砕波せずあまり減衰しない可能性があるからである。例えば、ある海岸に來襲する波浪の長期間の頻度分布の模式図を描くと図-6.1 a)のようになる。人工リーフを設計する場合には、どの程度の大きさの波を対象として消波するかが問題となる。越波対策を目的とするなら天端水深を大きくとり、b)に示すように高波浪を減殺する。波浪の静穏化を目的とするならc)に示すように海浜の利用期に生ずる高波浪を減殺する。海浜の安定化を目的とする場合には対象波浪の設定が重要である。暴浪時の冲向き漂砂を制御するためにはb)と同様にし、沿岸漂砂を制御するためにはエネルギー平均波を対象にすればよい。このように設置目的に適した波とさらに潮位を選ぶ必要がある。以下には設計に用いる外力条件について目的別に述べる。

(1) 高潮対策（越波対策）

この場合には設計高潮位と計画波浪を用いればよい。しかし、計画波浪が著しく大きな海岸では、冬期風浪等の高波浪に対する効果が小さくなる恐れがある。そのため、年に数回程度來襲するような高波浪や、越波・飛沫による被害が生じる波浪についての検討が必要である。この時の潮位は実測値またはH.W.L.とすればよい。

(2) 波浪の静穏化（海浜利用の促進）

海水浴等の海浜利用の促進に波浪の静穏化を必要とする場合には、海浜利用の妨げとなる波浪を選ぶとよい。具体的には沖波波高が1～2mの波になる。天端水深が大きい時波浪減殺効果が小さいため、潮位の条件はH.W.L.とする。ただし、この条件は波浪の静穏化を対象としたものであり、海浜そのものの安定とは直接結びつかないことに注意する必要がある。この点については(3)に示す条件での検討が必要となる。

(3) 海浜の安定化

暴浪時に生じる冲向きの漂砂を防ぐために人工リーフを用いる場合には外力条件として冲向きに砂を移動させる暴浪時の波浪を選ぶ必要がある。潮位の設定が問題となるが、水位が高い時に伝達波高が大きくなることを考慮してH.W.L.とすれば良いと考えられる。また、沿岸漂砂の卓越する海岸において侵食対策に人工リーフ工法を適用する場合には、沿岸漂砂を支配する卓越波浪を波の条件とする。具体的な資料の無い場合にはエネルギー平均波を用いれば良い。潮位の条件はM.W.L.とする。

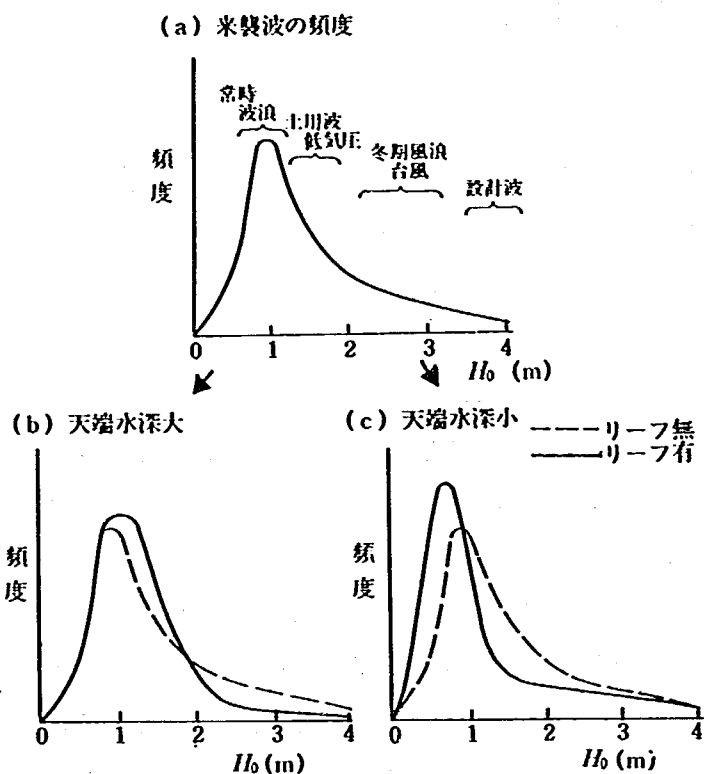


図-6.1 波浪制御の概念図

人工リーフの設計を行うにあたっては、(1)(2)(3)に述べた条件のもとで断面形や平面配置を決定する。ただし、前述のように、(1)ではいくつかの波浪条件について検討するべきであり、(2)では海浜の変形についてもあわせて検討しておく必要がある。

海浜の利用は重要な設計条件である。ボート遊びや漁船の航行を考慮する必要がある時、リーフの天端水深は制約を受ける。海水浴場では海浜流の流況にも注意する必要がある。また、人工リーフ背後に必要となる海浜スペースに応じて、堤脚水深や離岸距離を選ぶ必要がある。

6.2 断面形の決定

6.2.1 断面形の決定法

リーフ断面の設定については、まず、海浜の利用上の制約、例えば船舶の航行に必要な水深などから、 R の最小限度の条件が設定される。この条件の下で6.1で決定した設計条件を用いて、所要の波浪減衰が得られるように、図-3.14を用いて R と B を決定する。このとき、 $R/H_0' < 1.3$ にするべきである。リーフの法勾配の影響は小さく、施工性・安定性を考慮して $1/5 \sim 1/3$ にとれば良い。また、通常、堤脚水深による影響は無視してよい。したがって堤脚水深、すなわち設置位置は、人工リーフによる海浜の安定や利用スペースから決定する。海底勾配は波浪減殺効果に影響してくるがその効果は小さく、図-3.14を用いることに問題はないものと考えられる。

6.2.2 波浪減殺効果の設定について

6.2.1では断面形の決定法について述べた。しかし、もう一つの課題として、設置目的と波浪減殺効

果をどう結びつけるかが残されている。図-3.14は人工リーフによる波高の減殺効果を示したものであり、越波量の減少効果や海浜の安定化の効果には直接結びつかない。そこで、どのようにして波浪減殺効果を設定するかについてここで述べる。

(1) 高潮対策

人工リーフを設置したことによる越波量や打ち上げ高の減少効果は今のところ十分に明らかにされていない。図-3.9は規則波実験より、リーフ岸端での水位上昇量 η_l を求めたものであるが、リーフ岸端では入射波高の1~2割水位が上昇する。このため、波高が減少しても越波量があまり減少しない場合もある。今のところ、人工リーフ諸元と越波量や打ち上げ高を結びつける手法は確立されていない。そのため、水理模型実験を行って諸元を決定することが望ましい。

ここでは概略検討を行う参考として、打ち上げ高や越波量を求める簡易的な方法を示す。人工リーフによる伝達波を沖波に換算することで、越波量や打ち上げ高の算定図を用いれば、それらの値を求めることができる。人工リーフ諸元を与え、図-3.14より伝達波高を求める。伝達波高、天端水深を用いて沖波を求めるが、このときの周期の設定が問題となる。潜堤やリーフによる周期の減少効果は既に報告されている（例えば田中，1976，高山ほか，1977）。しかしその傾向は明確ではない。そこで、便宜的には伝達波の周期は入射波周期の1/2と仮定すればよい。この波と、堤防諸元を用い、各種算定図を使用して越波量を求める。算定図を用いるときの水位は、図-3.9などを用いて水位上昇分を考慮する必要がある。このようにして、人工リーフ諸元と越波量等との関係を求めることができる。また、ブロック積みの広天端潜堤に対する高山ほかの実験結果（1988）を参考にすることもできる。越波量の算定にはかなりの誤差を伴い、水位や周期の変化によってその量は大きく変化する。よって、精度良い越波量推定は難しく、これらの方法は概略設計に用いるのにとどめるべきである。

(2) 波浪の静穏化

海水浴を目的として海浜を利用する場合には、砕波波高を50~60cm以下にするのが望ましいようである（佐々木ほか，1974，井上・島田，1983）。また、人工リーフの設置位置が海浜の利用スペースを規定する。そのため、養浜をする場合を含めて、設置位置（設置水深）の検討が重要になる。

(3) 海浜の安定化

人工リーフを設置したことによる海浜断面の安定化効果を求めるには次のようにすれば良いと考えられる。移動床実験には相似則の問題があり、適切な実験を行うことが難しい。そこで、現地資料から得られた、前浜が侵食されない条件を目安として諸元を決定する。宇多ほか（1988）によると、前浜が侵食されない条件は入射波の沖波エネルギーフラックスが $1 \text{ ton} \cdot \text{m} / \text{m} \cdot \text{s}$ 以下とされている。この値を波高に換算すると約1mとなる。このことから、暴浪時に人工リーフを通過した波高 H_l が1m以下を海浜安定化の目安とすることができる。ただし、宇多ほか（1988）によると、底質粒径が粗い場合には堆積安定傾向が強まる。 $H_l = 1 \text{ m}$ は目安を与えるものであり、実際の施工にあたっては追跡調査等の検討を行っていく必要がある。

以上は2次元の意味での海浜断面の安定に関するものである。海浜の3次元の意味での安定性に関しては、平面諸元が重要な要素となる。この場合の断面形の設計目標については、平面諸元と共に示

す。

6.3 平面諸元の決定

前節の議論により限定された実験条件ではあるが、人工リーフ周辺の海浜流と平面諸元との関係がわかった。そこで、設置目的別に平面諸元の決定法を以下の(1)～(3)に示す。その前に、(1)～(3)の方法が適用できる断面形の条件について述べておく。

前述の様に、図一 4.6 に示した流況パターンの区分は、人工リーフ沖端で入射波が強制砕波する条件で得られたものである。よって、この区分を用いるためには、砕波による波浪減衰を十分に得られる断面形が必要である。図一 3.14 より判断すると、 H_t / H_o' の値が大ききとも 0.5 程度になる断面形を選択する必要があると考えられる。また、離岸距離 Y は設置水深や堆砂を生じさせるためのスペースなどの断面形を決定する指標であり、平面配置とあわせて検討する必要がある。

以下に示す方法は一つの目安を与えるものであり、詳しくは水理模型実験を行って検討することが望ましい。

(1) 高潮対策

高潮対策（越波対策）においては、沿岸方向に波高分布が生じないことが望ましい。そのため、人工リーフを施工する場合には連続堤とすることが基本である。開口部を設ける場合には、 $W < 0.25 L_r$ 程度に開口幅を狭くする必要がある。

(2) 波浪の静穏化

波浪の静穏化を目的として人工リーフを設置する場合でも、沿岸方向に波高分布が生じないことが望ましい。また、海浜利用時には循環流が存在せず、流況は澁んだ方がよい。よって、この場合でも $W < 0.25 L_r$ 程度に開口幅を小さくするべきである。

(3) 海浜の安定化

人工リーフ背後に形成されるパターン I の流況は、リーフより岸側の砂を沖に流出させることなくトンボロを形成させる働きをもつ。よって、高い堆砂効果を期待し、沿岸漂砂の制御を行うような場合にはパターン I の流況を形成するような平面諸元を決定する必要がある。すなわち $W > 0.25 L_r$ 程度に開口幅を広くし、堤長は $Y < L_r < 4 Y$ とすべきである。ただし、開口幅をあまり広くとりすぎると、循環流が開口部中央まで及ばずリーフの効果がなくなる。そのようなケースを図一 4.7 の白丸に斜線を引いて示した。これより、 $W < L_r$ 程度にすれば開口部岸側も循環流の領域に入ることがわかる。よって開口幅は $0.25 L_r < W < L_r$ 程度を目安として決定すると良い。

また、暴浪時の冲向き漂砂の制御、養浜砂の安定を目的とする場合には $W < 0.25 L_r$ としても良い。ただし、開口部の洗掘に充分配慮する必要がある。緩勾配で底質粒径が細かい海岸では、施工規模は大きくなるが、沿岸砂州を模倣した人工リーフを設置する方法が考えられる。そのときのリーフ形状は暴浪後の地形特性を把握して、現地に形成される沿岸砂州を強調した形状とすることが望ましい。ただし、現地海岸には季節的に変動せず、安定した沿岸砂州もあるが、この砂州とは異なることに注意しなければならない。

開口部は冲向きの流れが生じるため、砂が沖に運ばれ洗掘が生じる可能性があるので注意しなければならない。特に人工リーフは砕波帯内ないしはその近傍に設置されるものであり、底質が細砂から成る海岸では、開口部で底質が浮遊し、かなりの洗掘を生じる可能性がある。

6.4 人工リーフの構成材料の決定

人工リーフの堤体は捨石で構成するが、所用重量の捨石が得られない場合には、コンクリートブロックを用いる。波力に対する捨石やブロックの所用重量は次式で求められる。

$$W = K_L \frac{\rho_s R^3}{s^3 \cos^3 \alpha} \quad (6.1)$$

ここで、

$$K_L = S_n^3 f_u^6 K_v \quad (6.2)$$

$$f_u = 8 \exp \left(-1.5 \frac{H_o'}{h} - 2.8 \frac{R}{H_o'} \right) + 0.2 \quad (6.3)$$

$$S_n = 0.9$$

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

また、法面上には所要重量を用い、天端上では天端沖端からの岸向き距離 X に応じて所要重量 W_n を以下のように減じることができる。

$$5 \leq X/H_o' < 10 \cdots \cdots W/W_n \geq 0.4 \quad (6.4)$$

$$10 \leq X/H_o' \cdots \cdots W/W_n \geq 0.1 \quad (6.5)$$

なお、所要重量の算定図を天端水深別に図-6.2に示した。

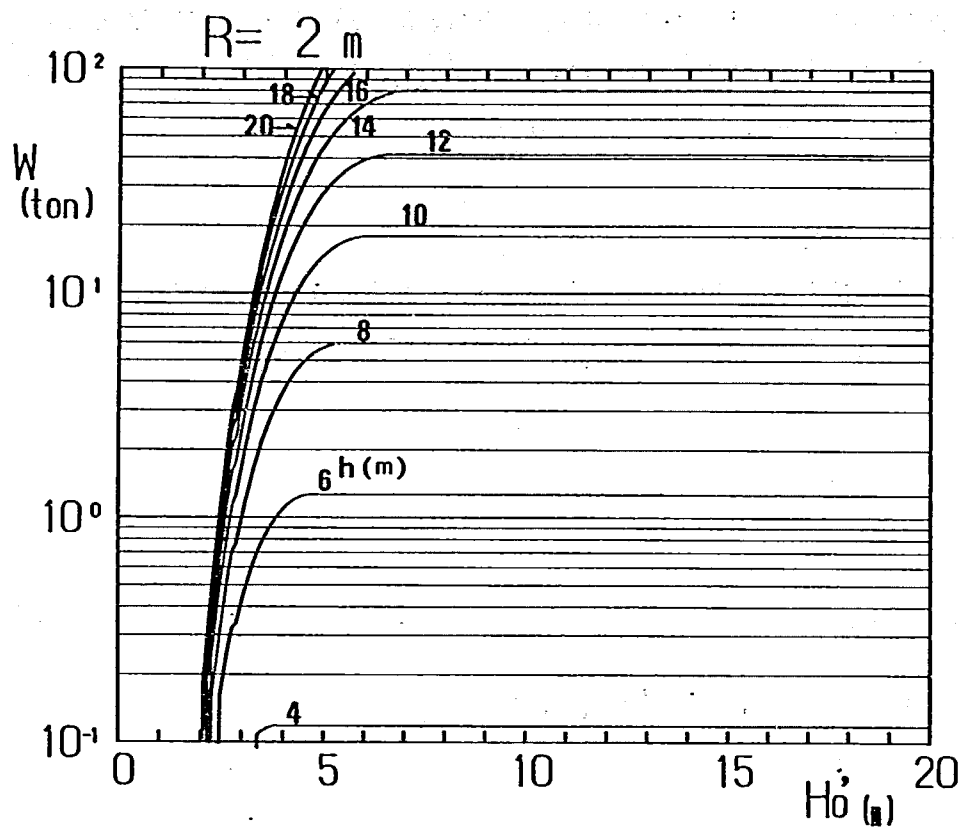


図-6.2 Wの算定図 ($s = 1.65$, $K_v = 0.5$)

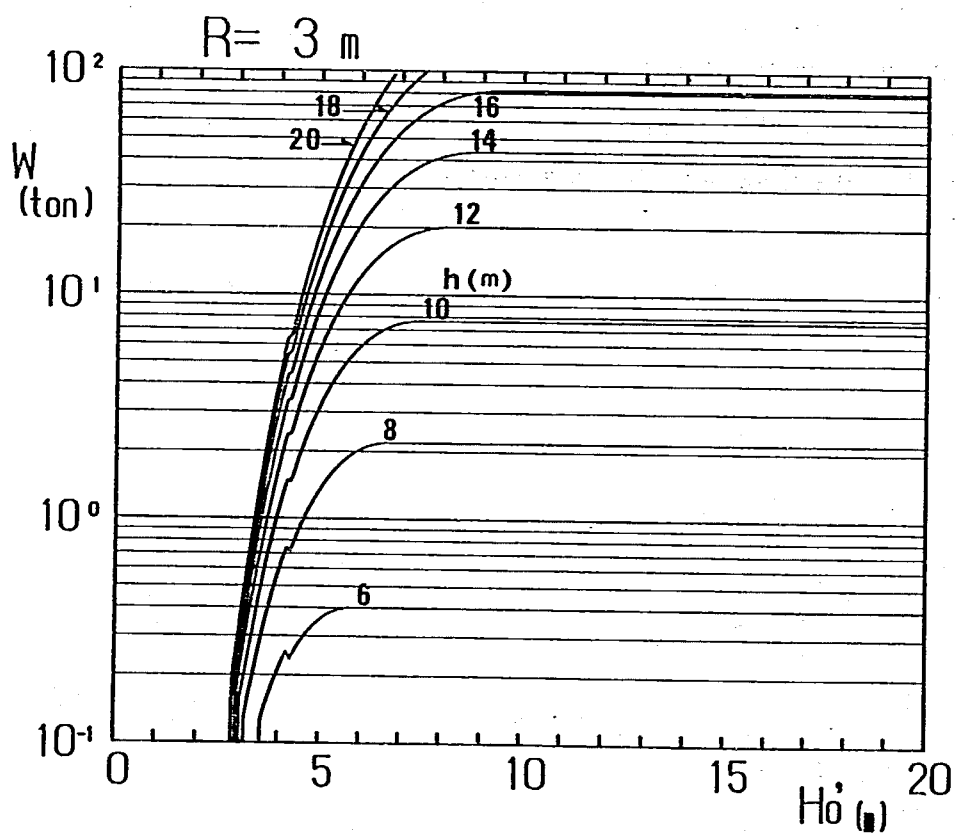
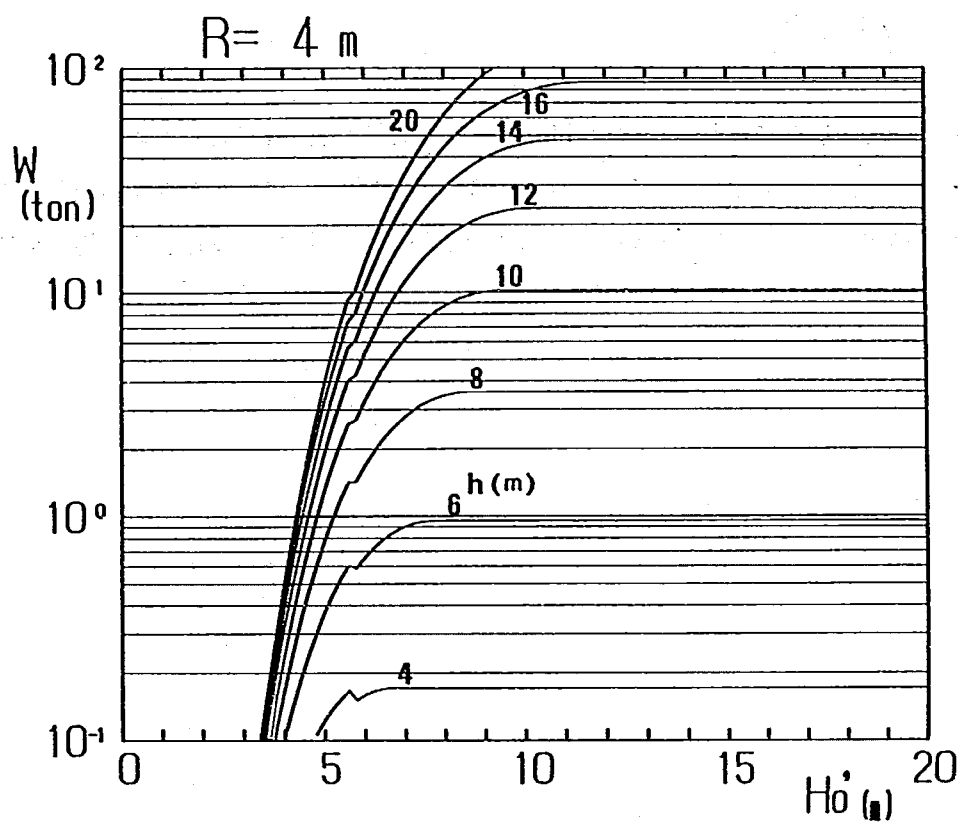


図-6.2 Wの算定図 ($s = 1.65$, $K_v = 0.5$)



図一 6.2 W の算定図 ($s = 1.65$, $K_v = 0.5$)

7. あ と が き

人工リーフの機能を全般的に示し、その設計に当たっての技術的指針案をまとめた。人工リーフは各地で施工されつつあり、その効果が現地で認められている。現在、その追跡調査を実施しており、現地における問題点を抽出、解決していきたいと考えている。また、越波量の算定手法、海浜の安定化効果については、さらに検討していく予定である。

参考文献

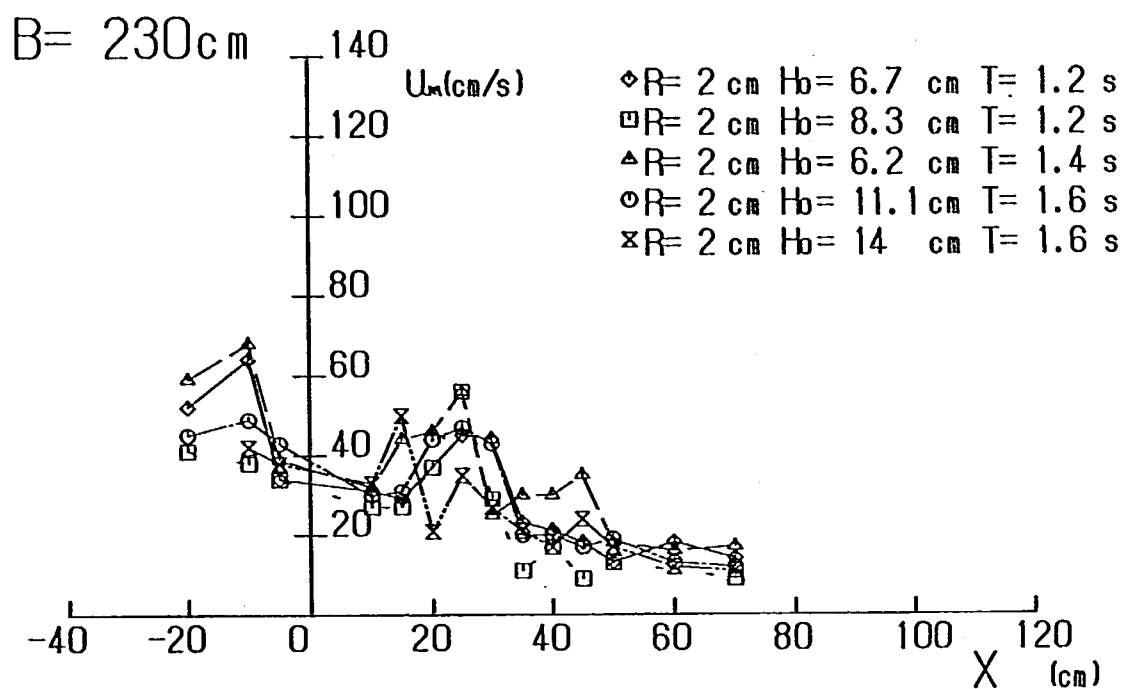
- Brebner, A. and P. Donnelly (1962) Laboratory Study of Rubble Foundation for Vertical Breakwaters, Proc. 8th Conf. on Coastal Eng., pp.408 — 429.
- Bruun, P. (1976) Parameters Affecting Stability of Rubble Mounds; Proc. ASCE, Vol. 102, No. ww2, pp.141 — 164.
- Bruun, P. (Editor) (1985) Design and Construction of Mounds for Breakwaters and Coastal Protection, Elsevier Sci. Pub., 938 P.
- 合田良実・竹田英章 (1966) 越波による防波堤背後への波高伝達率：第13回海岸工学講演会講演集, pp. 87~92.
- Hudson, R. Y. (1959) Laboratory Investigation of Rubble — Mound Breakwater, Proc. ASCE, Vol. 85, No. ww3, pp.93 — 121.
- 井上雅夫・島田広昭 (1983) 海水浴場に関する海岸工学的研究 (第3報)：第30回海岸工学講演会論文集, pp. 603 ~ 607.
- Kobayashi, N. (1987) Hydraulic Stability Analysis of Armor Units, Jour. Waterway, Port, Coast, and Ocean Eng., ASCE, Vol. 113, No.2, pp.171 — 185.
- 三井 宏・筒井茂明・竹内哲司 (1974) 潜堤の高波侵入防止効果について：第21回海岸工学講演会論文集, pp. 387 ~ 391.
- 新潟県河川課 (1986) 糸魚川海岸侵食対策人工リーフ水理模型実験報告書.
- 佐々木民雄・堀田新太郎・五十嵐元・久保田進 (1974) 海洋性レクリエーションに関する研究 (第2報)：第21回海岸工学講演会論文集, pp. 471 ~ 475.
- 高山知司・神山 豊・菊地 治 (1977) リーフ上の波の変形に関する研究：港湾技術研究所資料, No. 278, pp.1 ~ 32.
- 高山知司・永井紀彦・関口忠司 (1985) 広天端潜堤の波浪低減効果に関する不規則波実験：第32回海岸工学講演会論文集, pp. 545 ~ 549.
- 高山知司・池田直太・永井紀彦・高山 優 (1988) 広天端潜堤の越波低減効果に関する不規則波実験：第35回海岸工学講演会論文集, pp. 587 ~ 591.
- 田中則男 (1976) 天端幅の広い潜堤の波浪減殺および砂浜安定効果について：第23回海岸工学講演会論文集, pp. 152 ~ 157.
- 谷本修志・中野泰雄・大月和義・宇多高明・小俣 篤 (1988) 沖縄県沖泊地区のリーフ周辺での波と流れの観測, 第35回海岸工学講演会論文集, pp. 207 ~ 211.
- 宇多高明・小俣 篤・竹渕 勉 (1988) 波による前浜地形変化の支配要因：第35回海岸工学講演会論文集, pp. 337 ~ 341.
- Van der Meer, J. W. (1987) Stability of Breakwater Armor Layers — Design Formulae, Coastal Eng., 11, Elsevier Sci. Pub., pp.219 — 239.

付 図

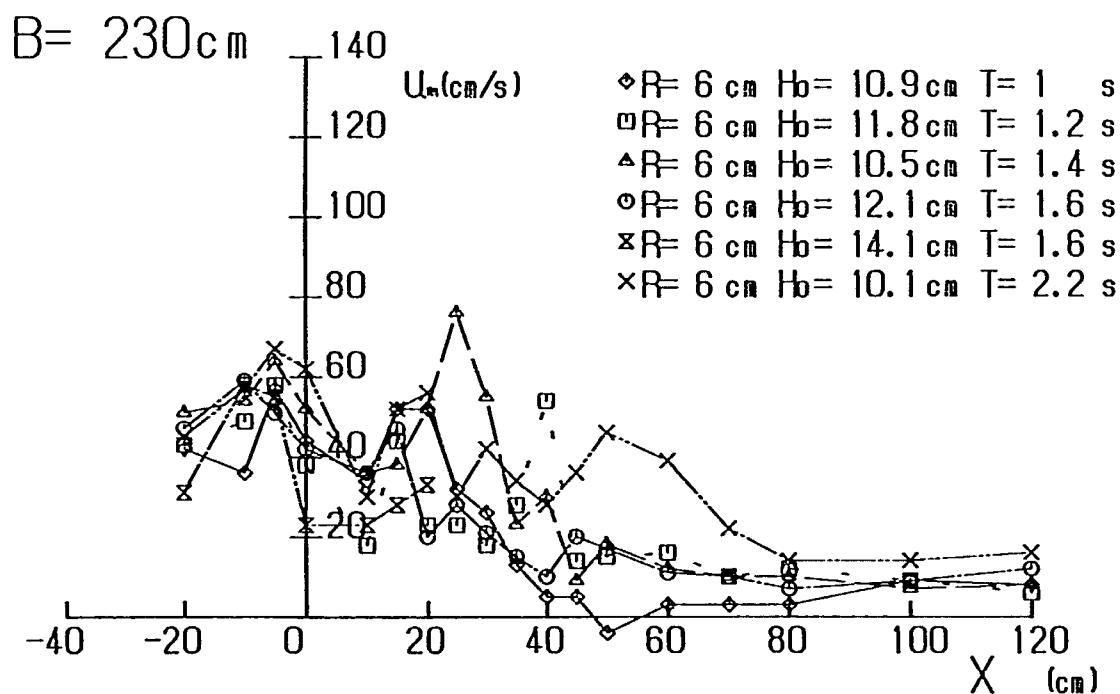
図-1 リーフ上の流速分布

表-1 流速分布測定結果

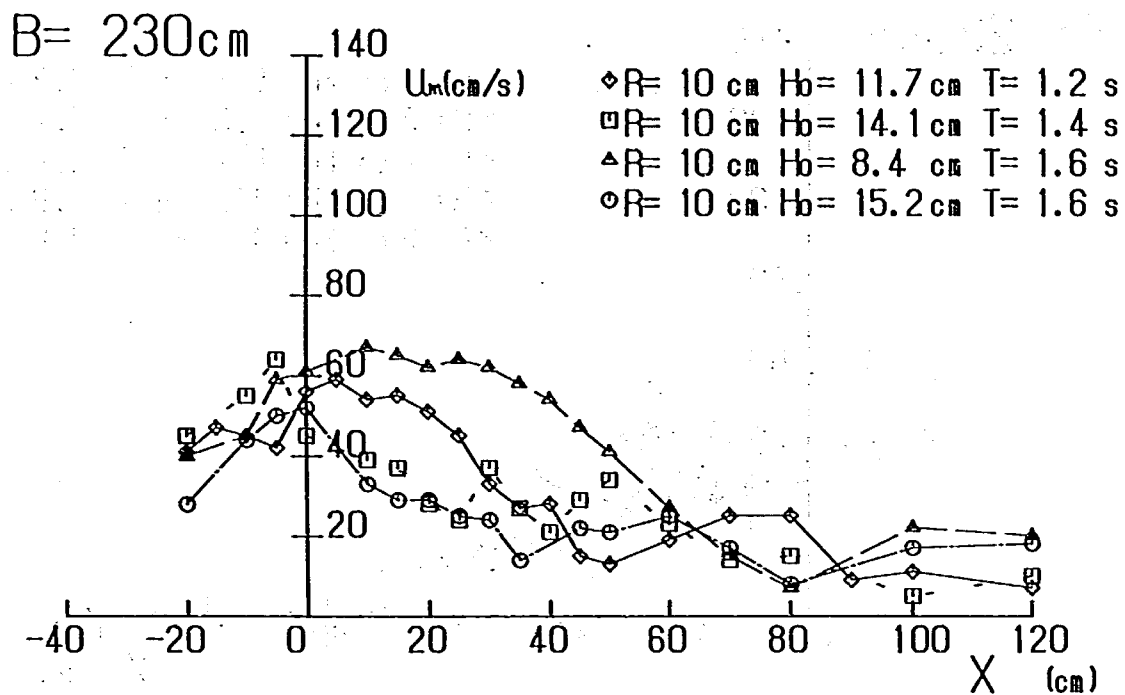
表-2 安定性実験結果



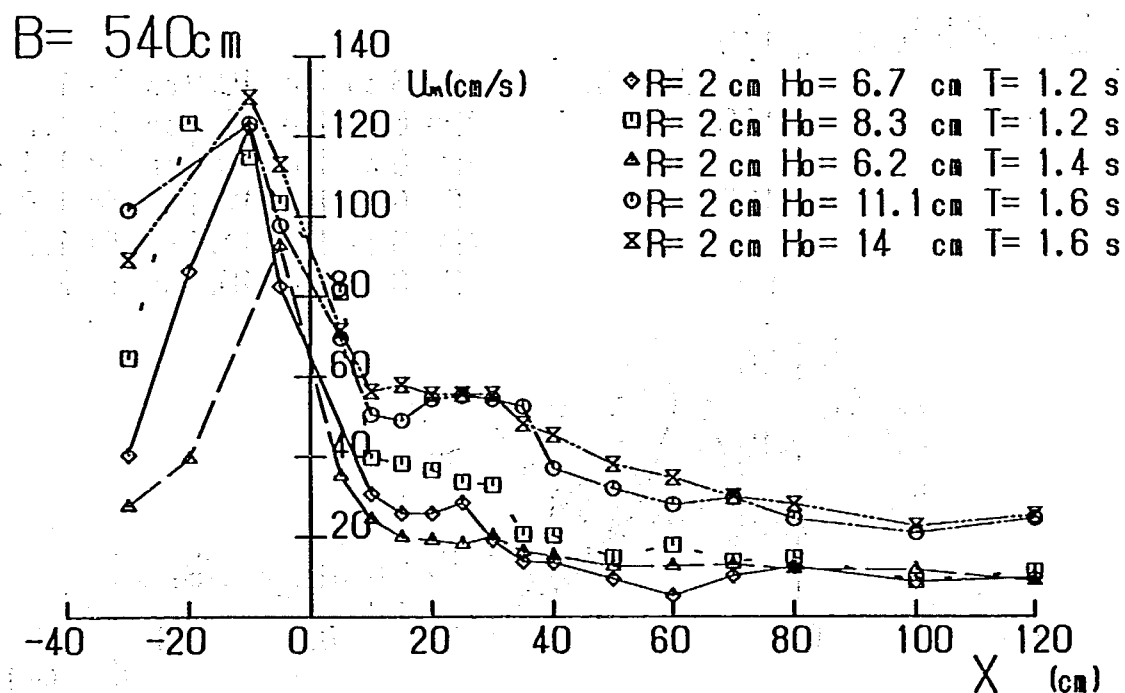
付図-1 a) リーフ上の流速分布図 ($B = 230 \text{ cm}$, $R = 2 \text{ cm}$)



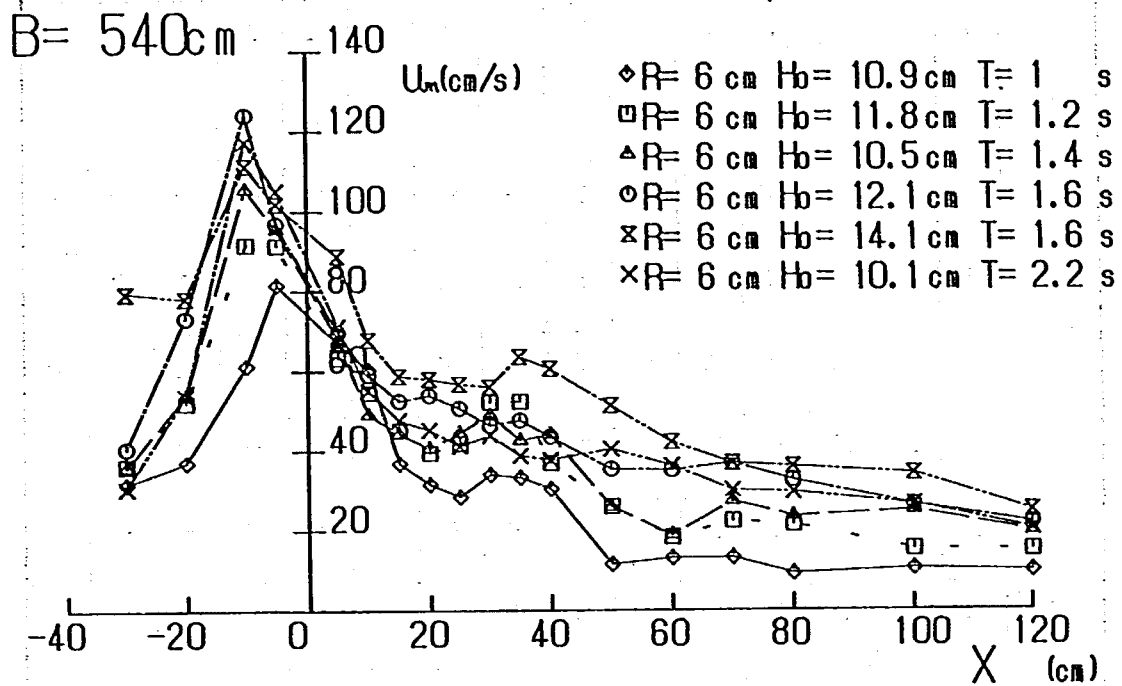
付図-1 b) リーフ上の流速分布図 ($B = 230 \text{ cm}$, $R = 6 \text{ cm}$)



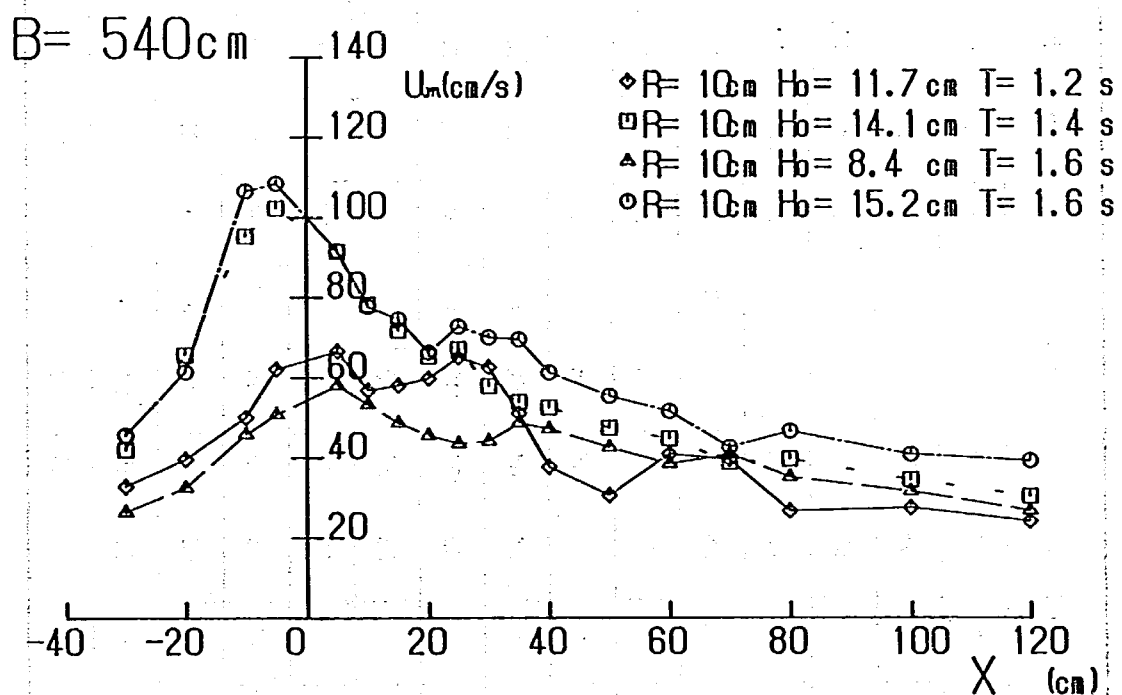
付図-1 c) リーフ上の流速分布図 ($B = 230 \text{ cm}$, $R = 10 \text{ cm}$)



付図-1 d) リーフ上の流速分布図 ($B = 540 \text{ cm}$, $R = 2 \text{ cm}$)



付図-1 e) リーフ上の流速分布図 ($B = 540 \text{ cm}$, $R = 6 \text{ cm}$)



付図-1 f) リーフ上の流速分布図 ($B = 540 \text{ cm}$, $R = 10 \text{ cm}$)

付表-1 a) 流速分布測定結果 (B = 2.3 m)

X=(m) CASE	-20	-15	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	60	70	80	90	100	120
1	52	*	64	34	*	*	31	29	*	45	44	23	21	18	13	18	14	*	*	*	*
2	41	*	38	34	*	*	27	27	37	56	29	11	17	9	13	*	9	*	*	*	*
3	59	*	68	39	*	*	32	44	46	56	25	30	30	35	18	16	17	*	*	*	*
4	45	*	49	43	*	*	30	31	44	47	43	20	20	17	19	13	12	*	*	*	*
5	42	*	38	*	*	33	50	21	35	27	21	17	24	17	12	11	*	*	*	*	*
6	42	*	36	57	44	*	34	52	52	32	26	13	5	5	*	3	3	3	*	9	8
7	43	*	49	58	38	*	18	44	23	23	18	28	54	14	15	16	10	12	*	9	6
8	51	*	54	64	52	*	36	38	52	76	55	23	30	9	18	12	10	10	*	7	8
9	47	*	59	51	42	*	36	47	20	28	21	15	10	20	17	11	10	7	*	9	12
10	31	*	58	55	23	*	23	28	33	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
11	45	*	57	67	62	*	30	52	56	30	42	34	28	36	46	39	22	14	*	14	16
12	41	47	45	42	56	59	54	55	51	45	33	27	28	15	13	19	25	25	9	11	7
13	45	*	55	64	45	*	39	37	28	24	37	27	21	29	34	23	14	15	*	5	10
14	40	*	45	59	61	*	67	65	62	64	62	58	54	47	41	27	15	7	*	22	20
15	28	*	44	50	52	*	33	29	29	25	24	14	*	22	21	25	17	8	*	17	18

※注 *は未測定を表わす。

(cm/s)

付表-1 b) 流速分布測定結果 (B = 5.4 m)

X=(m) CASE	-30	-20	-10	-5	5	10	15	20	25	30	35	40	50	60	70	80	100	120
1	40	86	122	82	*	31	26	26	29	19	14	14	10	5	10	13	9	10
2	65	123	115	103	81	40	38	37	34	33	21	20	15	18	14	15	9	11
3	28	39	*	93	35	25	20	19	18	20	16	15	13	13	13	12	12	9
4	102	*	123	98	70	51	49	54	55	54	53	37	32	28	30	25	21	25
5	89	*	130	113	72	56	58	56	56	56	48	46	38	35	30	28	23	26
6	32	37	61	82	67	60	37	32	28	34	33	30	12	13	13	9	11	10
7	37	52	92	92	63	55	45	40	42	52	52	37	26	18	22	22	16	15
8	36	54	106	96	68	49	44	41	45	49	43	44	26	19	27	24	25	20
9	41	73	124	97	70	59	53	54	51	46	48	43	35	35	37	33	26	22
10	80	78	111	102	89	68	59	58	57	56	63	60	51	42	37	36	34	25
11	31	53	117	105	71	55	47	45	41	44	39	38	40	36	30	30	27	20
12	33	40	50	62	67	57	58	60	65	63	51	38	31	41	40	27	27	24
13	42	66	95	102	92	78	72	65	67	58	54	53	47	45	39	40	34	30
14	27	33	46	51	58	53	49	46	44	44	49	47	43	38	41	35	31	27
15	46	62	107	108	92	78	75	66	73	70	70	61	55	52	43	47	41	39

(cm/s)

附表-2 a) 安定性実験結果 (B = 2.3 m)

CASE	碎波形式 位 置	移動状況・位置			u _{max} . 位 置	A _R		
		d _R = 12.2	d _R = 14.6	d _R = 17.6		d _R = 12.2	d _R = 14.6	d _R = 17.6
1	SU・P4	C3	B3	B4	64. 3	7.7	8.3	20.0
2	SU・P3	D3	E3	B4	55. 5	13.2	9.1	7.5
3	SU4	D5	B3	A	68. 3	7.9	6.3	9.0
4	SP1	E3	B3*	B3	50. 3	9.2	14.3	19.3
5	SP1	B3	B3*	A	50. 3	8.8	11.5	8.3
6	SU3	B4	B3	A	57. 3	19.5	10.0	16.7
7	SP・P1	C3	D3	A	58. 3	14.9	14.2	9.2
8	SP・P4	B5	B3	D5*	74. 3	10.8	14.9	12.0
9	SP2	B3	D35 *	D3*	59. 3	21.8	13.1	17.3
10	SP・P1	D5*	B3	A	58. 3	15.9	11.9	11.4
11	SP・P1	D35	E35 *	D3*	71. 3	39.1	38.4	19.5
12	SP5	A	A	A	59. 5	0.00	13.9	14.5
13	SP1	D5	B5	A	64. 3	0.00	14.5	10.0
14	SP5	A	A	A	67. 3	0.00	7.1	4.7
15	SP1	D5*	B35 *	A	52. 4	0.00	9.4	16.6

※碎波形式 (SU-SURGING, SP-SPILLING, P-PLUNGING), 移動状況 (本文参照)
d_R (mm), u_{max} (cm/s), A_R (cm²), 位置 (本文参照)

付表一 2 b) 安定性実験結果 (B = 5.4 m)

CASE	碎波形式 位 置	移動状況・位置			u _{max.} 位 置	A _R		
		d _R = 12.2	d _R = 14.6	d _R = 17.6		d _R = 12.2	d _R = 14.6	d _R = 17.6
1	SU3	A	A	A	122, 3	13.3	12.7	18.9
2	SU3	E3	B34	B4	123, 3	19.8	17.1	12.7
3	SU4	E3	A	A	93, 4	14.7	15.0	12.0
4	SU3	E34	E345	D345	123, 3	64.9	86.1	37.8
5	SU3	E34*	E345*	E345*	130, 3	85.2	119.9	66.7
6	SP・P4	B4	A	E3	82, 4	20.1	33.9	25.1
7	SP・P4	D3	D4	B345	92, 3	16.8	16.5	15.9
8	SU4	D345	B3	E3	106, 3	23.8	11.3	15.3
9	SU3	E345	E345	E345	124, 3	69.0	41.0	31.8
10	SU3	E345	E34	E345	111, 3	76.8	58.6	69.5
11	SU5	E345	E34	E4	117, 3	106.9	34.9	28.6
12	SU5	C3	B3	A	67, 5	26.0	16.0	15.1
13	SU4	D345	D345	E4	102, 4	37.8	26.4	24.4
14	SP5	A	A	A	58, 4	18.8	11.8	14.6
15	SU4	E345	E345	E34	108, 4	79.1	66.6	58.6

※碎波形式 (SU - SURGING, SP - SPILLING, P - PLUNGING), 移動状況 (本文参照)
d_R (mm), u_{max} (cm/s), A_R (cm²), 位置 (本文参照)

要 旨

人工リーフの機能を明らかにし、設計に当たっての技術的指針(案)をまとめた。人工リーフは入射波を強制折波させることにより波高を減殺するものであり、反射率を小さくすることができる。人工リーフの波高伝達率は天端水深と天端幅によって主に定まり、法勾配、堤脚水深、海底勾配等の影響は小さいことがわかった。また、リーフ岸端での平均水位上昇量を天端水深との関係で示した。平面実験の結果より、人工リーフ周辺での海浜流は、リーフ上で向岸流、開口部で離岸流のパターンを示し、リーフ岸側の流況はリーフの平面配置により4パターンに分類されることがわかった。また、人工リーフ周辺の地形変化が流況パターンに支配されることを明らかにした。沿岸砂州を模倣した人工リーフを設置した場合、冲向き漂砂を減少させ、リーフ岸側の海浜の安定化が可能であることがわかった。さらに、人工リーフの天端幅あるいは天端高を沿岸方向に変化させることにより、リーフ周辺の海浜流場を変化させ、リーフを横切る冲向き漂砂を制御できる可能性を示した。人工リーフのような水面下の構造物を構成する材料の所要捨石重量算定式を求めた。以上の結果を取りまとめ、設計法を示した。

キーワード:人工リーフ、波浪減殺効果、海浜流、地形変化、所要重量算定式、設計法

郵便はがき

305-□□

41円切手
をはいて
下さい

建設省土木研究所

海岸研究室 行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○



土木研究所資料第2696号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

