ISSN 0386-4995

土木研究所報告

第 181 号

1．海洋環境におけるコンクリート構造物の
防食技術に関する開発研究……片脇　清　1
2．波向が周期的に変化する場における
海浜地形変化……宇多高明　坂野　章　61
3．サンゴ礁海岸における波，流れ，地形変化
に関する研究 ……谷本修志　宇多高明　85

平成 2 年 3 月

建設省土木研究所

Copyright © 1990 by P.W.R.I.

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

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

土木研究所報告
第181号-1　平成2年3月

Report of PWRI
Vol.181-1 Mar. 1990

海洋環境におけるコンクリート構造物の防食技術に関する開発研究

片脇　清*

Developmental Study of Protective Technologies for Concrete Structures in Marine Environment

by Kiyoshi KATAWAKI

要　旨：

本研究は，コンクリート構造物の劣化のひとつである塩害について，新たに防食技術の開発によって問題を解決しようとしたものである。

本研究では，鉄筋コンクリートの腐食対策として最も実用化が期待される3種類の防食技術，すなわちコンクリート防食塗装，ポリマー含浸防食，電気防食について以下のように検討し，基礎的研究および実用化研究を行った。

コンクリート防食塗装は，コンクリート表面に有機質系高分子材料の被覆膜を形成し，外部より侵入する塩分をコンクリート表面で遮断する方法である。

塗膜の性能として遮塩性，透湿性を測定し，塗装施工条件が防食効果に及ぼす影響を検討した結果を含めて，適切な塗装系を選定した。今回選定した塗装材料は塩分の侵入を十分に遮断していること，また，それ自体の耐候性にも優れていることを確かめており，今後長期にわたってコンクリートの防食効果を保つであろうと予想している。

ポリマー含浸防食は，合成樹脂をコンクリートに含浸させてコンクリート表層部の細孔を充填することによって遮水層を形成するものである。この方法によれば，コンクリート自体を改質することになるので，塩害対策だけでなく，凍結融解あるいは摩耗による劣化に対しても抵抗性があり，優れた耐久性向上効果が期待される。

含浸層の深さの異なる含浸コンクリートを製造してそれらの耐食性を測定した。早期に結果を得るために，海水飛沫部を促進的に再現した腐食試験を可能とするコンクリート腐食試験機を製作し，苛酷な試験条件のもとで1年間の促進腐食試験を行った。ポリマー含浸層の厚さとして3cmを設定すればよいことがわかり，部分含浸コンクリートの可能性が確かめられた。プレストレストコンクリートなどのコンクリート部材へポリマー含浸処理を行うための具体的な処理条件を検討した。この結果，モノマー含浸率―コンクリート比表面積の関係図から含浸深さの事前の設計が可能となった。

電気防食は鋼材の腐食反応が電気化学反応であり，腐食電流の流れによって腐食が進行することに着目して，電流を人為的に逆方向に流しながら腐食反応を抑制するという，いわば腐食の逆療法である。コンクリート中の鉄筋の腐食挙動が電気化学的現象であることを実験的に確認した後に，腐食電位の最低値は−0.57V程度であり，これより0.10V程度の電位シフトをすることによって，電気化学的な防食が可能であることを明らかにした。コンクリート中の電位を均一に保つための電極の配置や，電極自体を長期間寿命を保たせるための改良を行うことにより，コンクリート構造物にも十分に適用可能であることを確かめた。

このように，本研究は現在大きな問題であり，また今後も海洋構造物の建設の増大にともない，不可欠の技術となるであろう海洋コンクリート構造物の防食技術を新たに開発することによって研究成果を得たものである。

*地質化学部　化学研究室長

キーワード：海洋環境，海洋開発，コンクリート構造物，防食，塗装，PIC，電気防食

Synopsis：

The intention of this study is to develop a technique to alleviate the serious social problem caused by salt damage and the consequent deterioration of concrete due to the corrosion of the reinforcing bars.

This study was conducted for the three anti-corrosion techniques of coating the concrete with an anti-corrosive covering, cathodic protection, and polymer impregnation since these are the three most promising techniques at present.

The use of anti-corrosive coatings for concrete is featured by the easy acquisition of coating materials and ease of workability. The life of coats of this type is thought to be at least fifteen years, which is not as short period as was first expected.

Cathodic protection is an essential means of anti-corrosion and can be compared to the method of coated reinforcing bars with epoxy. Nevertheless, cathodic protection requires maintenance and care after installation, and in addition to its application to new structures, it can also be used for the protection of existing structures since no other method is effective.

As an anti-corrosion method, polymer impregnation does not require maintenance. The use of polymer impregnation in permanent concrete formwork is being studied as one means of reducing the cost, but the techniques are more complex than those for coating. Because of this, this method is likely to be used in districts with severe environment, or structure that cannot be recoated.

These techniques will increase in importance along with the further construction of marine structures.

Key Words : Marine Enviroment, Marine Construction, Concrete Structure, Corrosion Protection Technology, Coating, PIC, Cathodic Protection

Grundlegende Untersuchung zu Schutztechnologien für Betonbauwerke in Meeresnähe

by Kiyoshi KATAWAKI

Synopsis：

Das Ziel dieser Untersuchung war die Entwicklung einer Technik zur Verringerung der ernsthaften sozialen Probleme, die aufgrund von Salzschäden entstehen, und die nachfolgende Beeinträchtigung von Beton aufgrund der Korrosion der Armierungsstangen. In der breiten Bedeutung des Begriffes, umfassen Salzschäden alle Arten von Korrosion der Armierungsstangen aufgrund der im Beton enthaltenen Chloride, aber in diesem Bericht wird die Verwendung des Begriffes eingeschränkt auf korrosion des Stahls im Beton aufgrund von Salz, der durch Sprühwasser oder Wind transportiert wird, an der Betonoberfläche anhaftet und schließlich in den Beton eindringt.

Diese Untersuchung wurde für die drei Korrosions-verhütungs-Techniken Abdeckung des Betons mit einem korrosions-verhütenden Auftrag, kathodischer Schutz und Polymer-Imprägnierung durchge führt, da diese gegenwärtig die vielversprechendsten Techniken sind.

目　　次

まえがき ……(5)
1．研究の目的 ……(5)
2．コンクリート防食技術の現状 ……(6)
3．海洋環境におけるコンクリート構造物の劣化状況 ……(11)
4．防食塗装に関する研究 ……(15)
4.1 防食塗装の開発目的 ……(15)
4.2 塗膜性能の評価に関する検討 ……(16)
4.2.1 概要 ……(16)
4.2.2 評価項目 ……(16)
4.2.3 試験に供した塗装材料の選定 ……(16)
4.2.4 試験方法 ……(17)
4.2.5 塗膜の塩素イオン透過量と酸素透過量の測定結果 ……(17)
4.2.6 塗膜強度と伸び ……(18)
4.2.7 塗膜の粘弾性 ……(20)
4.2.8 塗膜による鉄筋の腐食防止能力の評価 ……(21)
4.3 施工要因の防食効果に及ぼす影響に関する検討 ……(22)
4.3.1 概要 ……(22)
4.3.2 実験の概要 ……(22)
4.3.3 コンクリート面が塗膜性能に及ぼす影響 ……(23)
4.4 海洋環境における防食効果に関する検討 ……(24)
4.4.1 概要 ……(24)
4.4.2 試験方法 ……(24)
4.4.3 塗膜の耐久性と防食効果 ……(24)
4.5 防食塗装に関する研究のまとめ ……(25)
5．ポリマー含浸防食に関する研究 ……(27)
5.1 ポリマー含浸防食の開発目的 ……(27)
5.2 ポリマー含浸防食の防食効果に関する検討 ……(28)
5.2.1 概要 ……(28)
5.2.2 試験方法 ……(29)
5.2.3 含浸処理試験体の含浸率と防食性能 ……(30)
5.3 ポリマー含浸処理試験と品質管理に関する検討 ……(31)
5.3.1 概要 ……(31)
5.3.2 試験方法 ……(31)
5.3.3 板状試験体による含浸条件の検討 ……(33)
5.3.4 含浸深さの設計と実測 ……(37)
5.3.5 まとめ ……(37)
5.4 ポリマー含浸防食に関する研究のまとめ ……(38)
6．電気防食に関する研究 ……(38)
6.1 電気防食の開発目的 ……(38)
6.2 鉄筋の電気化学的挙動に関する検討 ……(39)
6.2.1 概要 ……(39)
6.2.2 溶液中鉄筋の電気化学的挙動の測定 ……(39)

6.2.3 コンクリート中鉄筋の電気化学的挙動の測定 …… (42)
6.2.4 まとめ …… (43)
6.3 電気防食の効果に関する検討 …… (43)
6.3.1 概要 …… (43)
6.3.2 実験方法 …… (44)
6.3.3 防食に必要な鉄筋の電位に関する測定結果 …… (44)
6.3.4 防食電流に関する測定結果 …… (45)
6.3.5 電気防食下の付着強度に関する測定結果 …… (45)
6.4 電位分布及び電流密度に関する検討 …… (47)
6.4.1 概要 …… (47)
6.4.2 実験方法 …… (47)
6.4.3 コンクリート供試体の電位分布測定結果 …… (48)
6.4.4 電流密度の測定結果 …… (50)
6.4.5 電極に関する測定結果 …… (50)
6.5 電気防食に関する研究のまとめ …… (51)
7．結論 …… (53)
あとがき …… (55)
謝辞 …… (56)
参考文献 …… (57)
附表 …… (60)

まえがき

本論文は，深刻な社会問題となっているコンクリート構造物の劣化のひとつである塩害について，新たに防食技術の開発によって問題を解決しようとしたものである。

塩害との闘いは，まわりを海に囲まれ，人口稠密下で高度に発達しようとする日本にとって宿命的なものである。しかし，これまで人間が利用しえなかった海洋空間を科学技術によって利用しようといういわゆるニューフロンティアの時代においては，海洋だけでなく海岸といったアクアフロントも重要な利用空間となることが予想される。このような将来の海洋空間の利用を考えに入れると，構造物の耐久性を本質的に支配する防食技術は，むしろ積極的に取り組むべき課題であるともいえよう。しかも，ここでとり上げるコンクリートの防食については，材料革新の時代のなかにあって，コンクリートとその他の工業材料とを組み合わせることで，優れた複合材料開発の可能性があるなど，今後の技術開発が期待されている分野の一つでもある。

コンクリート構造物の耐久性に関しては，これまでは出来るだけ密実なコンクリートを用い，しかも鋼材のかぶりを大きくすることで対処してきたが，コンクリートの品質を飛躍的に高めることができなかったこともあって，コンクリート構造物の耐久性を大幅に向上させることが出来ないでいた。

これから述べる各種の防食方法は，配合や設計の制約を取り除き，苛酷な腐食環境でも構造物に必要な耐久性を確保しようとするものである。鉄筋の防食方法としては，これまでも亜鉛めっき鉄筋や防錆剤を利用することが試みられてきたが，いずれも性能面や取り扱いの面で満足できるものではなかった。これらの反省をもとに，たとえばエポキシ塗装鉄筋の開発が行ってきたのであるが，実際環境の多様性や構造物の種類の多岐にわたることを考えると，さらに多くの種類の防食方法を開発すること，すなわち防食に関するメニューを増やす必要があると考えられる。このことによってコンクリートの信頼性を高めるだけでなく，部材設計上の制約をとり払うことも出来ると考えられるためである。

1．研究の目的

本研究においては，鉄筋コンクリートの腐食対策として最も実用化が期待される防食技術について技術的課題を明らかにした上で，これまでコンクリート分野に本格的に用いられることのなかった材料を新たに用いたり，コンクリートに必要な機能を付加するなどして，実構造物へ適用できるように検討することによって，コンクリート構造物の寿命を大幅に向上させることを目的としたものである。

本報告はこのような防食技術の開発に関する研究の結果をまとめたものであり，以下に構成を示す。

第2章では，鉄筋の防食方法に関する既往の研究結果を要約し，それぞれの方法の概略と問題点を示した。

第3章では，塩害によるコンクリート構造物の損傷実態をもとに鉄筋の腐食抑制の必要性を強調した。

第4章においては，防食塗装の開発研究をおりまとめている。

防食塗装は外部より侵入する塩分をコンクリート表面で遮断する方法である。コンクリート表面に有機質系高分子材料の被覆膜を形成し，塩分あるいは酸素，水の侵入を防ぐためのものであるが，材料の選択評価や塗装による防食効果についてこれまで不明であった。さらにこの種の防食は，施工後にコンクリートにひびわれが入った場合の防食効果に問題があり，また防食材自体が外部環境に直接さらされるため傷みやすく，われやはがれの生ずる可能性も大きいなどの疑問点があった。しかし，塗膜を用いた防食は施工が比較的簡単であり，また新設の構造物に限らず既存の構造物にも適用できる利点である。防食の信頼性の観点からは，直接その損傷度合や塗膜欠陥を観察することができる利点がある。

ここでは体系的な試験によって稠密な塗膜を形成するような材料を選び，しかも施工管理基準を作成して塗装施工を確実に行うことで塗膜の信頼性を確保するように，コンクリート塗装による防食を実用的なものにすることを目標とした。まず，16種類の塗膜について塗膜性能を測定しこのなかより材料を選定した。次にコンクリート基体の含水量や含有塩分が塗膜に及ぼす影響について試験し，施工管理内容を明らかにした。

コンクリート塗装の劣化は風雨や紫外線などの影響が大きいことが予想されたために，耐久性の検証は実環境暴露試験で行うこととし，これまでに4年間の海岸飛沫帯での調査を行いコンクリート塗装による防食効果を確認した。

第5章では，ポリマー含浸防食の開発研究をとりまとめている。

これまでの加圧含浸工法や電子線硬化法などのポリマー含浸処理方法によると，施工費用が著しく高価なること，また施工に特殊な技術を要すること等が障害になって，含浸のコンクリート構造物への適用は困難であろうと考えられていた。とはいえ，含浸コンクリートは優れた耐久性能や塗装とはちがい剝がれないという特長をもっていることから，コンクリート表層部分にのみ限定してポリマーを含浸させる表面含浸処理工法を検討したものである。まず，必要な耐食性があってしかも最も経済的な処理条件を決定するために，含浸層の深さの異なる含浸コンクリートを製作して，それらの耐食性を測定した。この際早期に結果を得るために，海水飛沫部を再現した試験を可能とするコンクリート腐食促進機を製作し，苛酷な試験条件のもとで1年間の耐食試験を行った。この結果に基づいて，実用化が期待されるコンクリート薄肉部材，プレストレストコンクリート桁等のコンクリート用工場製品について表面含浸処理の条件と品質管理条件を設定するための検討を行った。

第6章は，電気防食の開発研究をとりまとめている。

電気防食は鋼材の腐食反応が電気化学的反応であり，腐食電流の流れによって腐食が進行することに着目して，電流を人為的に逆方向に流しながら腐食反応を抑制するという，いわば逆療法であるといえよう。電気防食は塩分環境下の鋼構造物には比較的古くから用いられてきた防食方法であるが，同様の考え方がコンクリート中の鋼材にも成り立つと考え，コンクリート構造物へも適用しようとしたものである。しかし，コンクリート中の鋼材を対象とする場合には，鋼構造物とは異なる設計条件や電極材料，施工方法を用いなければならないことが判明した。そこでこれらに関する検討を行った。コンクリート供試体を用いた一連の試験による電気防食を行うに必要な基礎的条件（設定電位や電極配置など）が明らかになったことから，現在では実構造物への電気防食の試験的適用を行える段階になった。

第7章においては，各章の研究結果をまとめ，あわせて防食方法の位置付けや適用範囲を考察し，本研究の結論を述べている。

2．コンクリート防食技術の現状

防食技術に関する既往の報告によれば，コンクリートを防食する目的で下記の方法が提案されている[1)2)3)4)5)]。

1）コンクリート表面で腐食性物質を遮断する防食方法
　例：塗装やモルタル被覆等の表面保護材の利用
2）腐食性物質のコンクリート内部への浸透を抑制する防食方法
　例：ポリマー含浸コンクリートやワクシーコンクリート，硫黄コンクリートの利用
3）鋼材表面で腐食性物質を遮断する防食方法
　例：エポキシ塗装鉄筋や亜鉛めっき鉄筋の利用
4）鋼材の腐食を抑制する防食方法
　例：鉄筋への電気防食や耐塩性鋼を用いた鉄筋などの利用
5）コンクリート中の鋼材の腐食環境を抑制する防食方法
　例：防錆剤の利用や電気泳動による塩分のコンクリートからの除去など。

このように多くの方法が提案されているが，コンクリート構造物に用いる材料として要求される性能をなかなか満たせないことや，防食効果が明らかでないこと，その選択手順や適用範囲が明確でないため，実際に構造物に用いられるまでに完成した技術は少ない。

さて，防食方法の原理の明確さ，信頼性，および防食方法の背景となる材料の供給や製造技術の安定性といった要素を考慮すると、上記の防食方法のなかでコンクリート防食塗装と電気防食，ポリマー含浸防食，エポキシ塗装鉄筋の4つの方法が期待できるが，このうち，エポキシ塗装鉄筋はこれまでに著者等によって材料および施工技術の改良が加えられ国内においても既に指針類が作成されている。そこで新しい防食技術として期待出来るコンクリート防食塗装と電気防食，ポリマー含浸防食の3つの方法について検討することにした。

(1) コンクリート防食塗装に関する既往の研究と問題点

コンクリート表面に高分子材料による被覆を形成し，酸素，水，あるいは塩分がコンクリート中へ浸入するのを抑制する防食方法である。

さて，コンクリート被覆においては，当初はモルタルあるいはコンクリート吹き付けが用いられた。Gewertzによって1951年に行われたSan Mateo Hayward橋へのコンクリート吹き付けは先駆的なものであり，コン

クリート自体だけでなく鉄筋にも吹き付け被覆したが，1967年の報告では，被覆部分の内部鉄筋が腐食しており，防食効果が無かったと記述されている[6]。

モルタル被覆は，レジンモルタルやポリマーセメントモルタルをコンクリート表面にコテで塗布したりスペレーで吹き付けるものである。レジンモルタルの場合は，セメントモルタルのセメントの代わりに，結合材としてビニル樹脂，ポリエステル樹脂等を用いてコンクリート表面に厚さ5㎜程度に被覆するのであるが，ポリマーセメントに較べて高価なこと，作業性に劣ることから用いられていない。ポリマーセメントモルタルは，スチレンブタジェンゴム（SBR）など水溶性セメントの練り混ぜ時に，混和剤としてポリマーを10%程度混入し，セメント水和物とポリマー結合材として働き骨材と結合する。ポリマーセメントが大きい程水密性が向上するが，ポリマーの混入量を大きくすることは難しいこともあって，実施工時の透水性は期待する程小さくないことも明らかとなっている[7]。

1960年代後半には，わが国でもモルタル吹き付けによる被覆が採用された。しかし，吹き付け作業性を容易にするため水セメント比を高くしたことから，10年を経ずしてモルタルがはく落したり，鉄筋腐食の広がりによりモルタルのひびわれなどによりモルタルの保在効果が失われており，その後モルタル吹き付けを用いてはいない。

有機系材料として最初に検討されたのは，エマルジョン系塗料と含浸系塗料であった。両者とも建築分野での実績が既にあったためである。

エマルジョン系塗料は，水溶性高分子を主剤とすることからコンクリート表層が多少濡れていても施工できる利点があるが，硬化時の中の蒸発によって空隙が生じ，遮断能力が低下することから，本研究で期待するような秀れた防食性を備えているとは言い難い。

含浸系塗料については，Pfeifer の調査がある[8]。彼は，当時入手した含浸系材料35種類について実験室的に塩分浸入試験や凍結試験を行い，シラン系含浸剤が秀れているとし，含浸剤をコンクリート塗装に用いようとした。含浸剤が無色であり，コンクリート自体の外観を保持出来る利点があるためである。しかし，試験結果によれば多少塩分に対する保護作用はあるがCO_2等のガス透過性は減少していない。含浸剤は，コンクリートの浸透性を向上させればその粘度を低くしなければならないために蒸発しやすくなり，粘稠度が低下する等の相反性があるためと考えられる。また，含浸剤はそれ自体の耐久性が劣ることが指摘されており，簡易型の撥水剤としての利用に限定すべきであろう。

一方，塗膜を用いるコンクリート防食塗装にこれまでにも少数例検討されたが，短時間で塗膜がはがれたり，ひびわれが入るなどして塗膜そのものの寿命が短く実用に耐えるものではなかったり，あるいは塗膜は一見劣化していないように見えても防食効果がさ程みられないなど，いずれも成功したといえるものではなかった。塗装材料に関する文献調査では，美粧を対象としている文献は建築用外装材を主にあったが，防食塗装を前提としたものはなかった。エポキシ系などがアルカリ性に強いのでコンクリート塗料として有利であると述べている例があり，塗装システムは異なるが，それを構成する塗料については鋼構造等に用いている塗料を利用出来るとの指摘があった[9][10]。具体的にどれを用いるとよいかは言及していないが，塗料の品質や塗膜の品質には期待できる。塗装に類似したものに橋床版の防水層の利用があり，直接引用は出来ないが良好な結果が得られている[11]。

さて，塗装材料のためには，防食機能を支配する遮断性を明快に知ることが出来る試験法を採用するために，コンクリート塗装材料にふさわしい新しい試験法を独自に決める必要があり，遮塩性や酸素遮断性等の試験法の導入が必要と考えたが，塗膜の防食性に関する試験法については既往の研究資料がなかった。

塗装材料の性能は塗膜となってからの性能であるが，施工条件が防食性能に及ぼす影響に関連する既往の研究資料もなかった。適切な施工条件を決める必要があることから，コンクリートの施工条件が防食性能に及ぼす影響に関する試験を行うべきである。

塗装材料の寿命については，実験室試験のみで終わることが大半であり，特にコンクリート塗料を対象として，その長期耐久性を調査した例も殆ど無い。土木用途では材料そのものの長期耐久性に関する研究が不可欠であることから，暴露試験も必要であると考えた。

このように，塗装による防食方法では，まず材料の品質が高度に要求され，酸素，水，塩分等の浸透を十分に防ぐものでなければならず，また，外部環境に直接さらされる。このように，被覆材料そのものの特性が優れているわけでは不十分であり，施工作の多少の良否にも影響されず，長期の耐久性も確保できるといった総合的な性能が要求されるので，このような観点からの検討が必要であると結論される。

(2)　電気防食に関する既往の研究と問題点

電気防食は，鋼材の腐食反応が電気化学反応であり，腐食電流の発生によって腐食が進行することに着目し

たもので，鋼材のかぶりやコンクリートの密実さに関係なく効果があり，コンクリートに欠陥部が生じても鋼材を有効に防食できることから，海洋コンクリート構造物の防食方法として期待される。

さて，最初のコンクリートへの電気防食は，R. F. Stratfull によって1973年コンクリート床版を対象に行われた。この時用いた電極は鋳鉄であり，電導層には特別にコークスを配合したアスファルトを用いた。一時の防食効果は確認されたが，コンクリート床版上にアスファルトのオーバレイとしたためにアスファルト自体の寿命に影響され長期的な耐久性は得られなかった。Fromm 等によっても骨材配合を変えるなどの改良をしてカナダにおいて30ヶ所程同様の小規模な試験施工が行われたが，冬期の凍結融解に耐えなかった。

1980年頃から K. Clear 等によって別の考え方の電気防食システムが検討された。これは，コンクリートに切り込みを入れ，それに線状電極を挿入する方法である (deep grooving 法)。この方法はオーバーレイを必要としないがコンクリートに深さ 5 cm程度の切り込みを入れるために，かぶりの深い床版では用いることが出来るが，他の構造部材には適用出来ない。また，Manning 等は電気防食をコンクリート橋脚に適用しようとしている。

以下に関係する文献を示す。

R. F. Stratfull は，最初の電気防食である鉄筋コンクリート床版を対象とした試験施工例を紹介した[22]。この電極には鋳鉄を用い，電導層にはコークスを混入したアスファルトを敷設した。

カナダ・オンタリオ地方では，冬期に融雪剤を用いることから，コンクリート床版に濃い塩分が浸透し，そのために鉄筋が腐食する事例が多い。鉄筋の腐食の進行を防ぐ目的で，H. J. Fromm は床版への電気防食を適用した試験施工を 3 例行っている[23]。施工後 2 箇年を過ぎ，良好な試験結果が得られた。防食電位差は，比較的小さく最大でも数ボルト程度であるが，通常のコンクリートはかぶり電気抵抗が大きいために，大きな電流を流し込む必要がある。消費電力を減らし，より経済的に，電気防食を行おうとして，アスファルトとコークスの混合物を電気伝導層として用い，その中に陽極を埋め込み，電気の分布を良くする方法を用いている。しかし，コークスが多量の水を吸収することから，耐凍結融解性が小さいのが欠点であり，しかも，結合材であるアスファルトの付着性が低下することを予想している。

R. E. Weyers は，コンクリート床版を対象とする電気防食の米国における試験施工例を紹介した[24]。この場合，コンクリート床版の防食に導電層システムを利用している。導電層システムの電極に Si—Fe 合金 (Durir-on) または黒鉛を利用しており，これが 5 cm厚の導電性コークス粉混入アスファルトセメント層に埋め込まれている。この時，導電層は3.8cm厚のアスファルトコンクリートでオーバーレイされる。しかし，この種の電導層は長期的に安定ではなく，周期的な交換が必要である。

D. G. Manning は，カナダ・オンタリオ州での鉄筋コンクリート基礎への電気防食の試験施工例を報告している[25]。角柱状の橋脚に40m²の施工区画を設け，導電性プラスチック電極にショットコンクリートを保護層に設けたものである。しかし，一冬を越した時点でショットコンクリートの表面にひびわれを生じるなど付着に問題があることがわかった。現場試験なので，この付着低下が電気防食によって生じたものか否かは不明であるが，防食効果そのものはあるようである。

文献調査によって電気防食の有効性に関して確認できた内容は，さらに以下の通りである。

電気防食による防食は，鉄筋の腐食反応そのものに関与し，これを抑制する方法であるため，完全に腐食を防止することができるものと考えられる。しかし，防食電位が設定値以下の場合には腐食発生の危険性が生じ，また，過防食になると不経済となるばかりではなく，鉄筋周辺での水素の発生により鉄筋とコンクリートとの付着性が低下することも考えられる。

また電気防食が有効に作用するためには，鋼材周辺に電流が流れることが不可欠であり，桁のように直接海水等に接する機会のない部材においては，電流を平均的に流すための適切な電極材も必要となる。電極として使用する電極材は，直流電流によって消耗しにくい難溶性の材料を使用する必要がある。一般には，磁性酸化鉄，高けい素鋳鉄，白金めっき (母材はチタン，ニオブ，タンタルなど)，フェライトなどが使用されるが，コンクリートの場合には広い範囲へ電流を流す必要があり，特別の電極を必要とすると考えられる。

さて，電気防食法には陽極防食法と陰極防食法の 2 種類があるが，コンクリート用電気防食として陰極防食法を用いることでよい。陰極防食法は，鋼材面に導電層等の電解質を介して電流を流入させ，腐食電位より卑して (マイナス側) に分極させることにより腐食を防止するものである。

電流を流入させる方式には，外部電源方式と犠牲陽極方式とがあるが，これも外部電源方式がよい。外部

電源方式は，一般の交流電力を受電し，これを整流器によって低圧直流電力に交換し，不溶性の電極を用いて被防食体に防食電流を供給する方式である。犠牲陽極方式は，被防食体の金属より低電位の金属よりなる陽極，一般には，マグネシウム合金やアルミニウム合金などを被防食体に取り付け，両金属間の電位差による電池作用によって発生する直流電流を防食電流として利用して防食を行う方式である。

以上のように，施工例も増えており，電気防食の方式もある程度固まってきているが，施工例の大半が鉄筋コンクリート床版への適用であり，今回のようにPCコンクリート桁へ適用しようとするのは初めてである。桁の場合，他の構造部材と較べて内部鋼材量が多く，しかもPC鋼棒として高張力鋼を用いるため，水素脆化の発生を防ぐために，コンクリート床版の場合とはちがった設計法が必要と考えたが，これについて具体的に問題点と対策を提示した既往の研究はなかった。

防食効果については，前述のR. F. Stratfullが当時既に実際の床版を対象に，電気電流制御によってその防食効果を求めている。しかし，実際の構造物であるために全面にわたりその破壊調査を行うことが出来ずに部分的なはつり調査でその効果を求めているなど，防食効果と厳密な電位との関係は得られないので，今回，電位制御によって電位と防食効果との関係を求めたい。

また，土木構造物の場合は，構造物の寿命が長いために電気防食システムの耐久性が非常に要求される。このためには，既往の鉄系電極等の電極材料やアスファルト系の伝導層では不十分である。このように，既往の電気防食に関する研究だけではコンクリート橋（特に桁部材）の電気防食を適切に行うことは出来ないと考えられ，電位の特性，電位分布，電流等に関する検討が必要であると結論される。

(3)　コンクリート表層へのポリマー含浸に関する既往の研究と問題点

ポリマー含浸コンクリートは，硬化したコンクリートにモノマーあるいはプレポリマーを含浸させた後，これらを重合させてコンクリートポリマーを一体化させたものである。この方法は，コンクリート表層の凍結融解あるいは摩耗等による劣化に対しても抵抗性があり，優れた防食性能が期待できる。しかし，材料費および施工費が著く高いこと，あるいは施工に特殊な技術を要すること等問題点も多い。

含浸処理の開発の歴史を振り返ると，初期の高強度コンクリートをつくる目的から，次第に比較的低コストで耐久性のある部材を求める目的へと，また道路構造物や海洋構造物のように大型構造物への適用へと，期待される用途が変わるに伴い，新たな工法が開発されている。とはいえ，コンクリートの防食を目的とした研究は，一般に基礎研究段階にあるといえ，工事等に用いられた例はいまのところない。

コンクリートに含浸させる材料としては次のような材料があるが，モノマーとしてはMMAおよびSTが多く用いられている。また，一部ではシランオリゴマー等も用いられる。

- モノマー
  - メタクリル酸メチル(MMA)
  - スチレン(ST)
  - メタクリル酸イソブチル(IBMA)
  - メタクリル酸イソデジル(IDMA)
  - ブチルアクリレート(BA)
- プレポリマー，シランオリゴマー，ウレタン系プレポリマー

さて，ポリマー含浸によるコンクリート改質技術は，日本と米国を主に技術開発がなされてきた。

小林は，既に1957年にポリマー含浸にコンクリート供試体を製作暴露し，耐水耐食性に関する長期試験を開始している[28]。

田沢は，軽量で高強度のコンクリートを作ることを目的に，コンクリートにポリマー含浸を適用した。この成果はマンホールのふた，また，U字溝として下水施設に取り入れられている。ポリマー含浸の目的がコンクリートの欠陥を補い，薄肉強度の高い部材を作ることであったので，内部の鋼材腐食に関する検討はなされていない[29]。

大浜も，部分含浸コンクリートの土木用途の利用例として，ダム放流設備の耐摩耗コンクリートに用いるための試験を進め，耐摩耗効果と耐凍結性に秀れていると述べている[30]。米国においては，産にKukackaとFowlerが長年に渡って含浸技術を検討している。前者はコバルトガンマ線放射線を用いた重合技術を，後者は加熱重合による重合技術を開発している[31][32]。

含浸工法は，コンクリートの内部深くまでモノマーを含浸させ，部材全体にポリマー層をゆきわたらせる全含浸法（Full-depth Impregnation）と，コンクリート表層のみに含浸層を作る部分含浸法（Partial-depth Impregnation）に大別される。後者は，さらに低粘度の樹脂を用いて自然条件下で行う方法と，圧力を加えてやや高粘度の樹脂も用いることもできるようにした方法とに分けられるが，これまでの研究成果から，ポリマーを含浸し重合する技術は完成度の高いものとなっている[32]。

しかし，実構造物の部材に利用するにあたっては，基本的な問題が残されていると考えている。防食方法として利用しようという場合の経済性と耐食性の評価もそのひとつである。ポリマー含浸は材料および施工時のエネルギーコストを考慮すると，塗装に較べて高価とならざるを得ない。表面含浸方式による場合でと施工費は塗装の場合より高いので，位置付けをどうするか，ポリマー含浸の利用にあたっては，塗装の耐久性がない場所で用いるなど，その適用範囲を厳しい環境に限定することになろう。このため，経済性を発揮されるためには，苛酷な環境でポリマー含浸させたコンクリートの腐食に対する改善効果を定量的に把握して，そのコストパフォーマンスの有利なことを明らかにすることが重要であると考える。

実用化にあたっては，その防食効果と，部材の適用範囲に関する検討も必要である。

ポリマー含浸コンクリートの防食性能は内部ポリマー層の厚さで決まると言ってもよく，適切な重合深さが得られれば，水などの腐食促進因子を通さないと考えられる。この重合深さは，コンクリートの種類やモノマーの性状，含浸方式によって異なるが，優れた遮水効果を得るために必要なポリマー層の厚さやポリマー層の稠密さなども考慮しなければいけないが，必要以上に厚くすることは経済性の点で不利となる。そこで，利用したい部材ごとに最小限の厚さを設定する必要がある。

また，含浸層を外部より非破壊的に測定することが出来ないので，検査は事実上不可能であることから，品質管理の行き届いた工場での処理が前提となろう。すなわち，経済性および品質の信頼性を前提に考えると，工場生産品，たとえば規格型のコンクリート桁やコンクリート製型枠での利用を考えるのが実用的で使用する機会も多いと考えられる。

そこで，本研究においてはこのようなコンクリート部材を対象に，ポリマー含浸による防食を検討するのが良いと考えた。

(4) その他の防食方法に関する既往の研究

その他の防食方法としては，エポキシ塗装鉄筋や亜鉛めっき鉄筋が良く知られているが，既に土木学会等で使用基準が作成されているので，ここではこれらに関する記述を省略する。この他にも次のようなものがある[40)41)42)43)44)]。

1) ワクシーコンクリートや硫黄コンクリート

ワクシーコンクリート（略称ＩＳＣ）とは，練り混ぜ時にセメントにパラフィンとワックスとの混合物を加えて練り混ぜ，コンクリート硬化後に表面から加熱し，コンクリート中のパラフィン等を溶かしてコンクリートと一体化したものである。

ワクシーコンクリートは，コンクリートの練り混ぜ時にビーズ状の固形パラフィンワックスを混入し，打設養生後に加熱処理することによってコンクリート中の気泡および毛細管を内部からシールしたコンクリートである。加熱温度がＰＩＣの場合に較べ高くなければならず，強制乾燥によるひびわれが発生すること，また配合時の均一な混合が難しいことが指摘されている。その防水性については，一部研究報告があるものの実験室段階での評価にとどまっている。

硫黄コンクリート（略称ＳＣ）とは，セメントの代わりに，またはセメントを一部代替する形で硫黄を混ぜ，併せて結合材としたものである。

2) 耐塩性鉄筋

鋼の化学成分の中に銅とタングステンを同時に添加した鉄筋が海水中での局部腐食に対して高い耐食性を示すことから，この鉄筋を塩分環境下のコンクリート中の鉄筋として実用化しようとする研究が進められているが，現在までの所，十分な耐久性に関する評価が得られていない。

3) 防錆剤

コンクリート用防錆剤は，コンクリートの練り混ぜ時に混和剤として添加することによって，鉄筋の表面に安定な被覆を形成させ，アノード反応あるいはカソード反応を抑制するものである。一般に防錆剤には多数の種類が存在するが，これを腐食抑制機構の面から分類すると，アノード型抑制剤，カソード型抑制剤および吸着型抑制剤の３種類となるが，コンクリート用にはアノード型防錆剤の一種である亜硝酸塩が用いられる。

防錆剤は，コンクリートの練り混ぜ時に添加するだけで防錆効果が得られ，他の防食方法と比較しても安価で手間のかからない防食方法であるが，防錆剤の防食効果はコンクリート中の塩分量によって大きく左右され，特にアノード抑制型の場合には，使用量を誤ると不動態被膜の形成が不十分となり，かえって局部的に腐食の増加を招く危険性も考えられる。また防錆剤の防食効果がコンクリート中の塩分量によって左右されることから，海洋環境の様に，外部環境からコンクリート中へ塩分が浸入し蓄積する場合には，防錆剤による防食効果を期待できないことになり，今回の開発目的には適合しない。

(5) 解決すべき課題

既往の研究に関する調査から，防食塗装と電気防食，ポリマー含浸防食について，研究課題を以下のように考察した。

① コンクリート防食塗装

コンクリート塗装は外部より侵入する塩分をコンクリート表面で遮断する方法である。コンクリート表面に有機質系高分子材料の被覆膜を形成し，塩分あるいは酸素，水をコンクリート中に侵入するのを防ごうとするものである。塗膜を用いた防食は施工が比較的簡単であり，また新設の構造物に限らず既存の構造物にも適用できる利点がある。防食の信頼性よりすれば，もし傷んだ場合，直接その不具合を観察することができる点では，確実な方法ともいえる。

そこでコンクリート塗装に適切な材料の品質，および施工管理手法とコンクリート塗装による防食効果を明らかにすることを目的として検討する必要がある。

② 電気防食

電気防食は鋼材の腐食反応が電気化学的反応であり，腐食電流の流れによって腐食が進行することに着目して，電流を人為的に逆方向に流しながら腐食反応を抑制するという，いわば逆療法であるといえよう。電気防食による防食は鉄筋の腐食反応そのものに関与し，これを直接に抑制する方法であるため，コンクリートの品質や含有塩分量等の周囲環境に影響されず，完全に腐食を防止することができるものと考えられる。

そこで電気防食を行うに必要な基礎的条件（設定電位，モニタリング，電極配置）を明らかにすることを目的として検討する必要がある。

③ ポリマー含浸防食

含浸コンクリートは，合成樹脂をコンクリートに含浸させてコンクリート表層部の細孔を充填することによって遮水層を形成しようとするものである。この方法によれば，コンクリート自体を改質することになるので，塩害対策だけでなく，凍結融解，あるいは摩耗による劣化に対しても抵抗性があり，優れた耐久性向上効果が期待できる。ポリマー含浸工法をコンクリート構造物へ適用するための前提として，コンクリート表層部分にのみ限定して，経済的で部材の性状に適合した合理的なポリマーを含浸させる表面含浸処理技術に関する検討を行う必要がある。

以上述べた防食方法の中で主な防食法の特徴を著者の判断を含めて整理すれば表-２・１に示すようになる。

表-2・1　防食方法の特徴（文献調査）

防食方法	防食の原理	防食効果の期待度	想定される用途	経済性	備　考
コンクリート防食塗装	コンクリート表面に耐食性の材料を被覆する。	◎	PC	○	施工が容易で経済的である。
電気防食	鉄筋そのものを電気化学的に防食する。	◎	RC・PC	○	補修にも利用できる。
ポリマー含浸防食	コンクリート表層にコンクリート－ポリマーマトリクスを形成する。	◎	PC	△	凍害を受ける過酷な環境でも優れた効果が期待される。
塗装鉄筋	粉体塗装により鉄筋そのものに耐食性をもたせる。	◎	RC	○	使用基準が既にある。
亜鉛めっき鉄筋	鉄筋にめっきし、耐食性をもたせる。	○	RC	○	使用基準が既にある。

◎優れる，○良い，△やや劣る。

3．海洋環境におけるコンクリート構造物の劣化状況

海岸付近に設置された道路橋では，維持管理費が少ないということから，これまでにコングリート橋が多く採用されてきた。しかし，東北地方と北陸地方の日本海沿岸，北海道，沖縄県等においては最近，コンクリート橋に塩害と思われる損傷が著しく目立ってきている(図-3・1)。このため，建設省によって昭和60年には全国的な損傷調査が行われ，個々の構造物については，筆者等によって詳細な内部調査が行われている。

(1) 全国損傷状況調査結果

建設省が実施した海岸付近にあるコンクリート橋の損傷状況，環境条件等についての全国損傷状況調査結果では，調査対象橋梁920橋（海岸より500m以内，橋長15m以上，昭和55年までに架設された橋梁）のうち

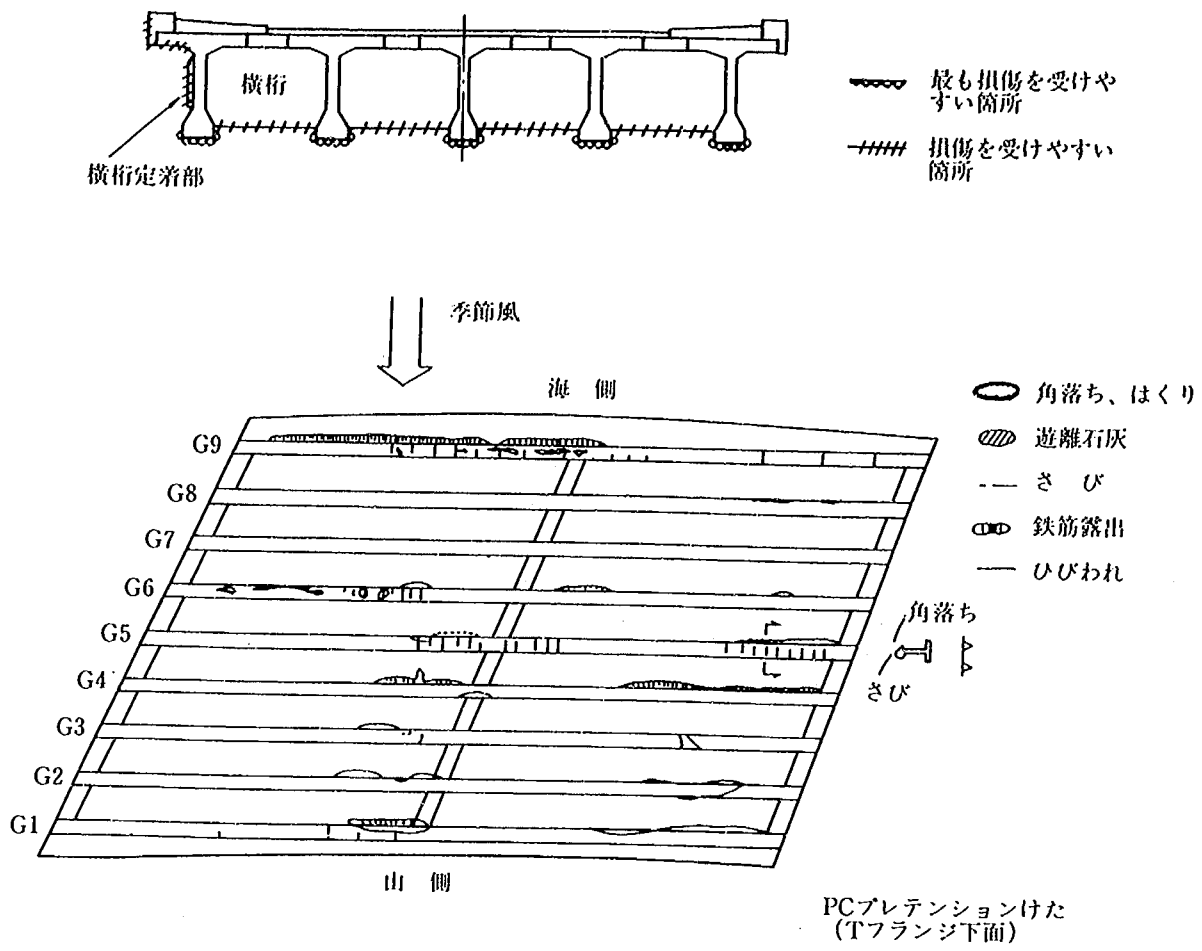


図-3・1 塩害によるコンクリート橋の損傷例

損傷度1,2（塩害の兆候または軽度）は99橋(10.7%)，損傷度3,4（塩害が中度，重度）は43橋(4.6%)，補修済橋梁は54橋(6.0%)であり，調査対象橋梁の196橋(21%)が何らかの塩害を受けねいた(図-3・2)。また海岸から離れた場所でも，気象条件や地形条件によって予想以上に海水飛沫を受けることがあることも示された。なお，調査対象橋梁の上部構造形式はポストテンション方式ＰＣ単純Ｔ桁が大部分であり。その他はプレテンションＰＣ単純Ｔ桁，ＰＣ箱桁などである。

なお，全く海水飛沫や潮風を受けない場合のコンクリート橋では，海砂等最初から塩分が存在している場合の劣化例は少なかった。

(2) 損傷と構造物の安全性

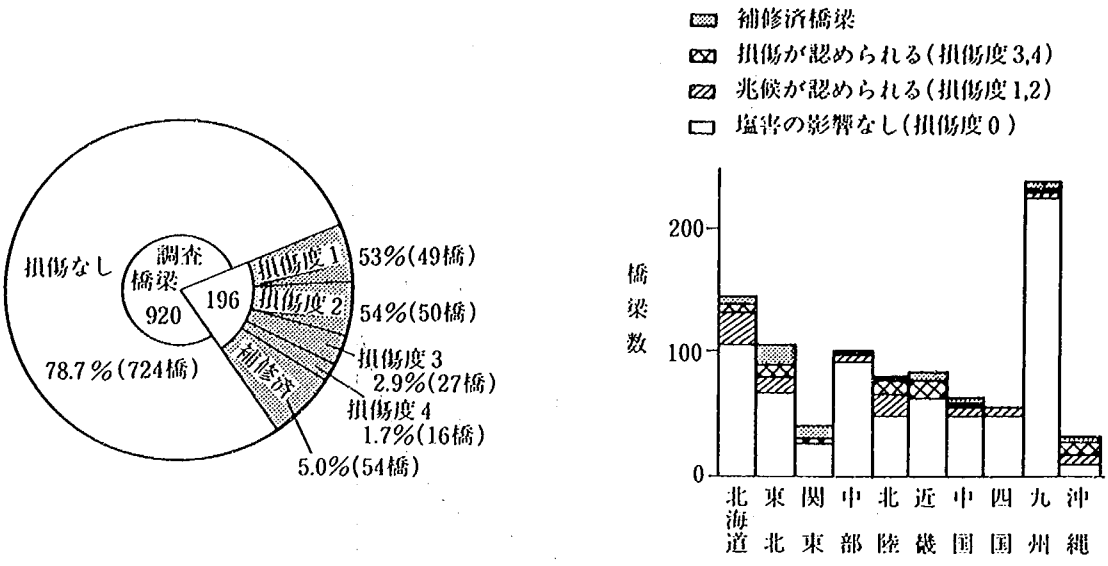
コンクリート橋は，一般にコンクリートの品質も優れ，また施工程度も良好とされてきたので，このように広範囲な損傷が発見されたのは衝撃的であった。

現在までに，およそ20橋について構造物の損傷と安全性について詳細調査が行われた。これによれば，以下の内容が明らかとなった。

海岸付近にある構造物のミクロ的な環境差や構造型式によっても損傷の程度が異なる。例えば，桁の下面，側面，上面，上部とでは劣化状況も異なることが詳細な観察より判明した(図-3・3)。下フランジ下面では，ひびわれ幅は比較的大きい長い縦ひびわれが入る場合が多い。また，このひびわれに沿ってコンクリート片が剝落する場合もある。

鉄筋の腐食開始により，損傷が進行するまでの過程を図-3・4のように提案したい。

実構造物の内部塩分量調査結果によれば，コンクリート表面より内部へと次第に含有塩分量は減少している



損傷度	損傷度の内容	損　傷　状　況
0	損傷なし	
1	塩害の兆候がある	スペーサー等の錆汁が生じている。
2	塩害が軽度	多数の錆汁、部分的なひびわれ、剝離が生じている。
3	塩害が中度	ひびわれ、剝離が多数（全主桁にわたって）ある。
4	塩害が重度	3に加えて大きな剝離や太く長いひびわれが生じたもの。

図-3・2　海岸付近にあるコンクリート橋の損傷状況に関する調査結果

ことから，内部塩分の大部分は外部よりの塩分浸透や拡散によるものである。

鉄筋コンクリートの劣化度は，腐食導入期間は緩やかであるが，導入期を過ぎ腐食進行期間（テイクオフ期）に入ると急速に進行する。構造物の設置後，しばらくは何等の異状も現れない。この間は，飛来した塩分が表面に付着し，次第にコンクリート内部に蓄積して行く期間である。鉄筋やスターラップ鉄筋の腐食が始まると，コンクリート表面に錆汁が見られるようになり，スターラップ鉄筋のかぶりが薄い場合には，うろこ状に剝離したりする。さらに鉄筋の腐食が進行すると，縦ひびわれ等がみられ，損傷が外観的に目立つようになる。一般的には以上の経過をたどるが，さび

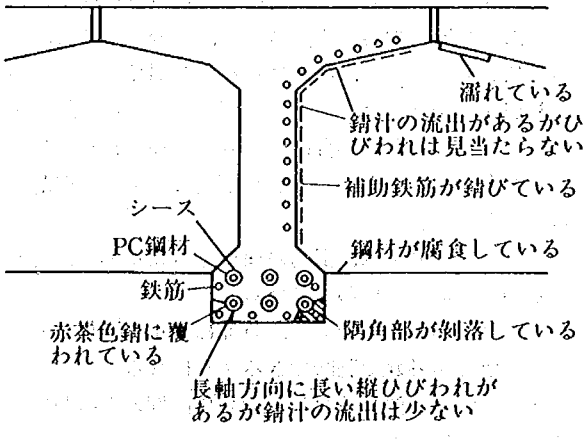


図-3・3　コンクリート桁の損傷状況別

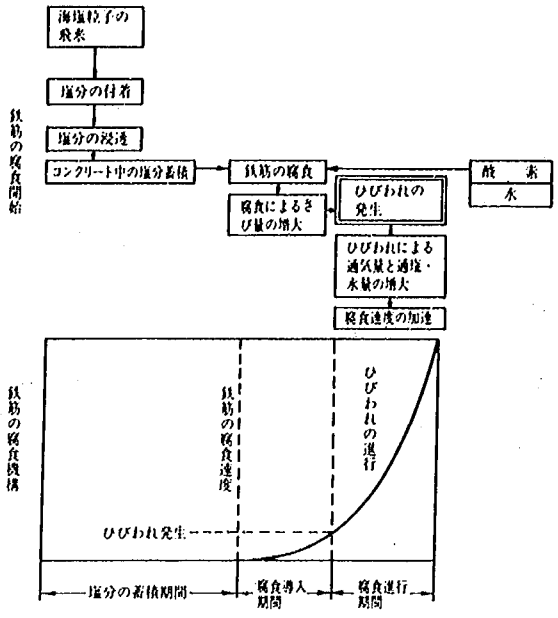


図-3・4 塩害によるコンクリート構造物の劣化機構

汁の溶出がない状態で生じたひびわれでも，鉄筋の腐食によることが多いことは知られていない。劣化が進行するに伴い，コンクリートのかぶり厚や周囲の濡れの条件によって，さび汁が見られたり，見られないままコンクリートにひびわれが入ったりするためである。

このように，外から容易に損傷が観察される時点では，コンクリート内の鉄筋が腐食しており，すでにコンクリート防食機能は失われたと判断してよい。

(3) 腐食によるひびわれの発生

塩害によって生じたひびわれの形態は次のように分類されている。

鉄筋コンクリートの場合は，かぶりの薄い鉄筋に沿ってひびわれがあるが，プレストレストコンクリートの場合，ひびわれの形はほぼ縦ひびわれ（主鉄筋やシースに沿った形）で現れる。劣化状況を分類すると，うろこ状剝離，角欠け，縦ひびわれの3種類である。かぶりが薄い場合には，下面中央部にうろこ状剝離が多く，かぶりが大きい場合には大きなひびわれを生じることが多く，コンクリートがひびわれによって剝落することもある。

ひびわれの発生は，損傷の進行を考える場合，重要な転換点であるといわれている。

① ひびわれ発生時より，急速に劣化が進行する。

② 腐食が外観で判断できるようになる。

③ 再防食が難しくなり，補修に高度のものが要求されるようになる。

からである。

実際に構造物を詳細に調査すると，ひびわれ発生によって腐食促進物質が容易に供給され急速に腐食が進行し，かぶりの保護機能が部分的に全くなくなっていた。また，マクロ腐食作用も加わるなど，腐食機構も変化することによって局部腐食作用が促進され，鉄筋への集中的な腐食が生じていた。

腐食は外観で判断できる場合があるが，この場合注意すべきことは，ひびわれ幅が小さいことやひびわれ長さが短いことを過小評価しがちであることである。ひびわれ幅が小さいことと腐食が軽度であることとは関係がないとみてよく，たとえ小さなひびわれであっても内部鉄筋の腐食は進行していることを忘れてはならない。このため，ひびわれが発生した後の補修は難しくなる。かぶり部分のコンクリートの保護作用が失われており，しかもコンクリートが多量の塩分を蓄積しているためである。

鉄筋腐食が構造物に与える害は，鉄筋の断面欠損による部材強度の低下と鉄筋のさびによるコンクリートのひびわれ発生である。構造物にとって部材強度の低下は，たわみなどの増大として機能低下に結びつく。コンクリートのひびわれはコンクリート自体の強度低下だけでなくコンクリートをはく離させるなどして腐食を更に進行させる。

腐食の過程で腐食促進要因が多岐に絡むために，構造物の腐食と腐食対策を検討する際には腐食現象や損傷状況を詳細に調査し，要因の大きさと影響の及ぶ範囲に把握する必要がある。例えば，海岸地域の構造物

の場合には，塩分の飛来量が同じであっても構造物の設置方向や形状によっては，塩分付着量や塩分浸透量が異なる場合がある。またコンクリートの品質によっても腐食の開始時期は変化したり，鉄筋の配置方法や鉄筋量によっても腐食の進行度合が異なることがある。

以上のように，塩害によるコンクリート構造物の終局的な状態はひびわれの発生といえ，鉄筋の腐食より損傷が顕在するまでの過程を考察すれば，鉄筋の腐食を抑制することが何にもまして重要であることが判る。一方塩分の浸透モデル等によれば，コンクリートそれ自体の保護能力には限界があり，厳しい腐食環境においては，積極的な腐食防止対策をせざるを得ないことになる。

コンクリート構造物は設置環境が多様であり損傷形態も複雑であることから，腐食原因や腐食機構が一通りではないから，防食のための手段も一種類に限定されるわけではなく，性能や費用も異なる防食方法を構造物の設置目的や経済性，施工の難易等を含めたさまざまな観点より比較検討して，最適な防食方法を選定できる利点がある。

このような点を考慮して，本研究においては，実用化を前提としてコンクリート塗装，電気防食，ポリマー含浸コンクリートの３種類について，その防食工法の開発と防食効果の検討を行うことにした。

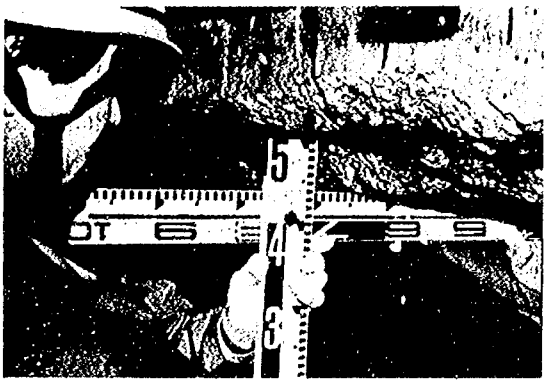


写真-3･1　塩害が発生しやすい自然環境の例

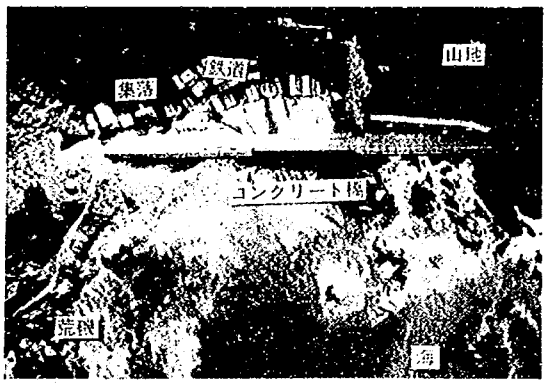


写真-3･2　塩害を受けた構造部材例

4．防食塗装に関する研究

4.1　防食塗装の開発目的

防食塗装は外部より侵入する塩分をコンクリート表面で遮断する方法であるため，塗装による防食方法では，まず材料の品質が高度に要求され，酸素，水，塩分等の浸透を十分に防ぐものでなければならず，また，外部環境に直接さらされるために傷みやすく，われや剝離の生ずる可能性もあるので十分な耐久性が要求される。このように，被覆材料そのものの特性が優れているだけでは不十分であり，施工法の多少の良否にも影響されず，長期の耐久性も確保できるといった総合的な性能が要求される。

コンクリート表面に有機質系高分子材料の被覆膜を形成し，塩分などがコンクリート中に侵入するのを防ごうとするものであるが，塗装材料に関する文献調査でもどのような材料を用いたらよいかが不明であった。

また，塗膜の防食性に関する評価についても既往の研究資料がなかった。本研究では，防食機能を支配する遮断性を明快に知ることが出来る試験法を採用し，コンクリート塗装材料にふさわしい新試験法として，遮塩性，酸素遮断性等の試験法を導入した。

塗装材料の性能は塗膜となってからの性能であるが，施工条件と防食性能との関連を調べた既往の研究資料もなかったので，適切な施工条件を決める目的で，コンクリートの施工条件が塗膜の防食性能に及ぼす影響を明らかにするため試験を行うことにした。

塗装材料の寿命については，実験室試験のみで終わることが大半であり，特にコンクリート塗料を対象として，その長期耐久性を調査した例は殆ど無い。土木用途では材料そのものの長期耐久性に関する研究が不可欠であることから，暴露試験も必要である。

以上のことを考慮して，塩害防止に必要な塗装技術を塗料及び施工の面から検討するなど，本研究は下記の内容から構成される。

(1)　塗膜性能の評価に関する検討
(2)　施工要因の防食効果に及ぼす影響に関する検討
(3)　海洋環境における防食効果に関する検討

4.2 塗装性能の評価に関する検討

4.2.1 概要

コンクリート塗装に適する塗装材の性能に関する評価基準を確立することを目的として，利用が期待される塗装材料について，塩害を防止するに必要なコンクリート塗装に要求される性能を明らかにするための検討を行った。

4.2.2 評価項目

コンクリート中の鉄筋が腐食するには，塩素イオンおよび酸素の存在が必要であることから，これらのコンクリートへの侵入を防ぐことで防食出来ると考えられる。また，コンクリートにひびわれが発生する場合には，塗膜強度と伸びが必要となる。すなわち，コンクリート防食塗装の性能として以下の4つの試験項目が必要である。

① 塗膜の塩素イオン透過量

塩分の浸透を防ぐために必要な塗膜性能である。

② 塗膜の酸素透過量

塗膜の腐食反応を抑制するには酸素の低減が必要であるので，塗膜の酸素透過量は小さい方がよい。

③ 塗膜の強度と伸び

コンクリートが外力によるひびわれを生じてもそれに耐える強さと伸びを塗膜が有している必要がある。

④ 塗膜の粘弾性

粘弾性は柔らかさや温度依存性の程度を示すので，塗膜の高分子特性を知ることができる。

塗膜による鉄筋の腐食防止能力を評価するため，遊離塗膜の透湿度試験，酸素透過量試験および塩素イオン透過量試験を行うこととしたが，在来の試験方法には適切なものがなかったので，独自に試験方法を選定した。

ところで，塗装材料は程度の違いはあれ感温性を有する高分子材料であるため，試験温度により力学性状が異なって測定されるが，この違いは，透湿度試験(試験温度20, 40°C)，塗膜強度(試験温度−20, 20, 40°C)，塗膜の粘弾性試験(試験温度−100°Cより+100°Cまで)において測定することにした。他の試験項目では，温度の影響は比較的小さいと考えられるので，標準的な温度と考えられ，恒温室が用意できる20°Cでのみ試験した。

4.2.3 試験に供した塗装材料の選定

選定の考え方を以下に述べる。

塗装材料には多くの種類があるが，本研究ではエポキシ系，ガラスフレーク系，アクリル系，弾性系に分類し，各々のなかから代表的なものを選び試験する。塗装系の種類を一覧表にして表-4・1に示す。

表-4・1 コンクリート塗装系の種類

No.	塗装系		膜厚(μ)
01	アクリル系	溶剤型	100
02	エポキシ系	エマルジョン型	1000
03	エポキシ系	溶剤型	200
04	エポキシ系	無溶剤型	500
05	エポキシ系	無溶剤型	1000
06	弾性系	ポリブタジェン無溶剤型	1000
07	弾性系	アクリルエマルジョン型	500
08	弾性系	ウレタン溶剤型	200
09	ガラスフレーク系	エポキシ—1	1000
10	ガラスフレーク系	ビニルエステル—1	1000
11	ガラスフレーク系	エポキシ—2	1000
12	ガラスフレーク系	ビニルエステル—2	1000
13	タールエポキシ系	タールエポキシ	200
14	ポリブタジェン系FRP	ガラス繊維補強用	1000
15	エポキシ系FRP	ガラスローピング補強用	2000

表-4・2 コンクリート塗装に関する材料試験内容

試験項目	試験片	繰り返し数	試験方法	試験温度	フィルム枚数
塩素イオン透過量	遊離フィルム	3	塩分濃度勾配を利用した塩素イオン透過量測定	20	1
酸素透過量	遊離フィルム	3	還元反応を利用した電極法による測定	20	1
塗膜強度と伸び	遊離フィルム	3	定速度による引っ張り試験による測定	−20 20 40	3
粘弾性	遊離フィルム	1	スペクトロメーター法による測定	−100 〜100	1

これまで，防食塗料は鋼構造物を対象に開発されてきた。鋼構造物では問題とならないが，コンクリート構造物では問題となる項目は，耐アルカリ性，ひびわれ追従性，コンクリート下地処理である。

また，コンクリートはそれ自体がアルカリ性であることから，アルカリ性に強いエポキシ系塗料を中心に供試する。

たわむことを前提として作られているコンクリート部材ではひびわれが生じるが，このようなひびわれに追従するためには塗膜に柔軟性がなければならない場合があり，弾性系の塗料も供試する。

ガラスフレーク系は，含有するフレークのために環境遮断性能に優れると期待され，また膜厚を一度大きくすることも可能である。

ＦＲＰ系は，塗膜の補強効果を目的としている。

また，膜厚は環境遮断性能やひびわれ追従性能に直接影響するのでこの効果も測定したいが，膜厚は各塗装材料から一義的に規定されており，材料に相応しい膜厚が想定されている。そのため膜厚は100～200μと幅広く設定することになった。

コンクリートは空隙を有する不均質材料であるので塗料を吸い込み対策として，またコンクリート基体との付着性の向上のためにコンクリートプライマーを用いるのが適切である。このために塗装系にプライマーを加えた

4.2.4　試験方法

既に述べているように，防食塗装に必要な性能を測定するために塩素イオンと酸素の遮断能力および塗膜強度と伸びの試験を行うことにする。また，高分子材料としての対温度性状を知るために粘弾性も試験する。

コンクリート塗装に関する試験方法はこれまで基準化されているものが無いことから，本研究では試験方法に関する資料調査を行い，以下の試験方法によることとした。

(1)　試験片の製作

試験片はいずれも遊離塗膜（フリーフィルム）であり，通常の塗装条件と似通わせるために，アマルガム法等を用いて調製した。

恒温条件下で塗膜を硬化させ，恒温条件下で養生を行ったあとで変形やピンホールのないことを確かめてから裁断し，(2)(3)(4)(5)の試験に用いる試験片としている。

(2)　塗膜の塩素イオン透過量測定方法(写真-4・1)

塩分濃度勾配を利用して，塩分透過量測定セルを用いて塗膜の両端を３％および０％の食塩水に接し，塗膜中を透過する塩素イオン量(mg・cm²/day)を測定する（試験温度は20°C)。

(3)　塗膜の酸素透過量測定方法(写真-4・2)

塗膜を透過する酸素量の大小に応じた電流を酸素電極で検出し，酸素透過量を算出する(試験温度は20°C)。酸素透過が平衡状態になった時点で酸素透過量速度Ｓ(g・cm²/day)を求める。

(4)　塗膜強度と伸びの測定方法

塗膜の破断強さや伸び等の力学性状を測定するために，日本工業規格（JIS K 7113）に準拠した試験を，試験温度－20°C，20°C，40°Cの３水準で行い，塗膜強度(kg/mm²)および伸び（%）を測定する。

(5)　塗膜の粘弾性試験

塗膜の粘弾性状を，粘弾性スペクトロメーターでもって，試験温度－100°Cより100°Cの範囲で測定する。得られた粘弾性曲線から弾性率と力学的損失（tanδ）の湿度依存性を求め，あわせてガラス転移温度（Tg）を求める。

写真-4・1　塗膜の塩素イオン透過量試験方法

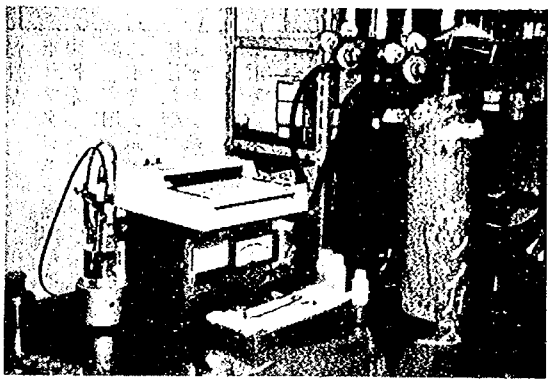


写真-4・2　塗膜の酸素透過量試験方法

4.2.5　塗膜の塩素イオン透過量と酸素透過量の測定結果

(1)　塗膜の塩素イオン透過量の測定結果

塗膜の塩素イオン透過量の測定結果を図-4・1に示す。

塩素イオン透過を示すのは，アクリル系溶剤型(01)，エポキシ系エマルジョン(02)，弾性系アクリルエマルジョン（07)，弾性系ウレタン溶剤型（08)，ダールエポキシ（13)，ポリブタジェン（15）は，それぞれ繰り返し３の全てが透過を示している。

上記以外の塗膜，エポキシ系(エマルジョンを除く)，カラスフレーク系等は塩素イオンを透過せず，塩素イオンの遮断能力に優れていることが判明した。

塩害による損害は，コンクリート中に塩分が浸透することによって引き起こされることから，予防的措置として，塗膜による塩分遮断効果を期待することができる。

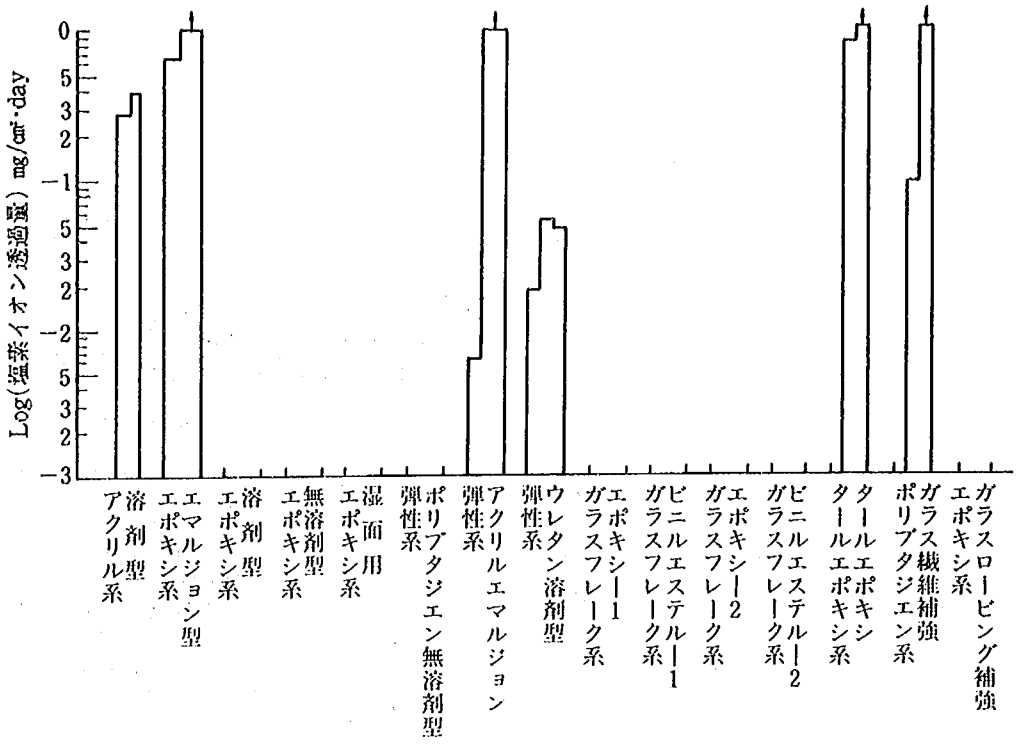


図-4・1 塗膜の塩素イオン透過量試験結果

(2) 塗膜の酸素透過量の測定結果

塩分が浸透していないコンクリートでは鉄筋の腐食は発生しないのであるが，二重の安全のために，塩分が発錆限界値を超えて含まれる場合においても塗膜の防錆効果があるか否かを酸素透過性から検討する。

遊離塗膜の酸素透過量測定結果を図-4・2に示す。測定結果から次のようにいえよう。

塗装系の酸素透過阻止性能は，ガラスフレーク系≧エポキシ系≧アクリル系≧弾性系の順に大きいことが確かめられた。エポキシ系の塗膜でも，エポキシ系エマルジョン型塗膜（02）は他のエポキシより酸素を通し易い傾向にある。このように酸素を透過させない塗膜を多少透過させる塗膜がある。しかし，コンクリートの透気係数(厚さ2 cmの場合：2.16×10^{-5}～3.47×10^{-4} g／cm²・day）より塗膜の酸素透過速度はいずれも小さい値となっており，コンクリートに塗装することによって，コンクリート中への酸素透過を抑制することができる。

今回の塗装系の中では，優れた酸素透過減少性能をもつものは以下の種類であった。

エポキシ系（03，04，05，21）

弾性系（08）

ガラスフレーク系（09，10，11，12）

タールエポキシ系（13）。

透過に関する高分子構造の要因として，①結晶化度（透湿は主として非晶部分で生じるため），②分子構造分子鎖の縦方向または側方向の対称性，③置換基と極性，④架橋密度，および⑤充填剤の配向効果があげられる。透過が小のランクにある塗装系は，すべて二液反応架橋型であり，エポキシ系4種（No. 03，04，13，21）については上記の要因③，④，⑤が主に寄与している。ガラスフレーク系4種（Mo. 09，10，11，12）は，要因③，④さらに⑤が大きく寄与していると考えられる。非架橋型の塗装系 No. 01，07においては，要因①，②，③が寄与している。エポキシエマルジョンとセメントの複合系である塗装系 No. 02は，硬化ポリマー量（エポキシエマルジョンの固型分）として約18 wt・%を有しているが，少量のポリマー量では効果が小さく，他の塗装系に比して遮断能力が劣っていると判断される。

4.2.6 塗膜強度と伸び

(1) 塗膜強度と伸びの測定結果

塗膜強度の測定結果を図-4・3に示す。

1）塗膜強度

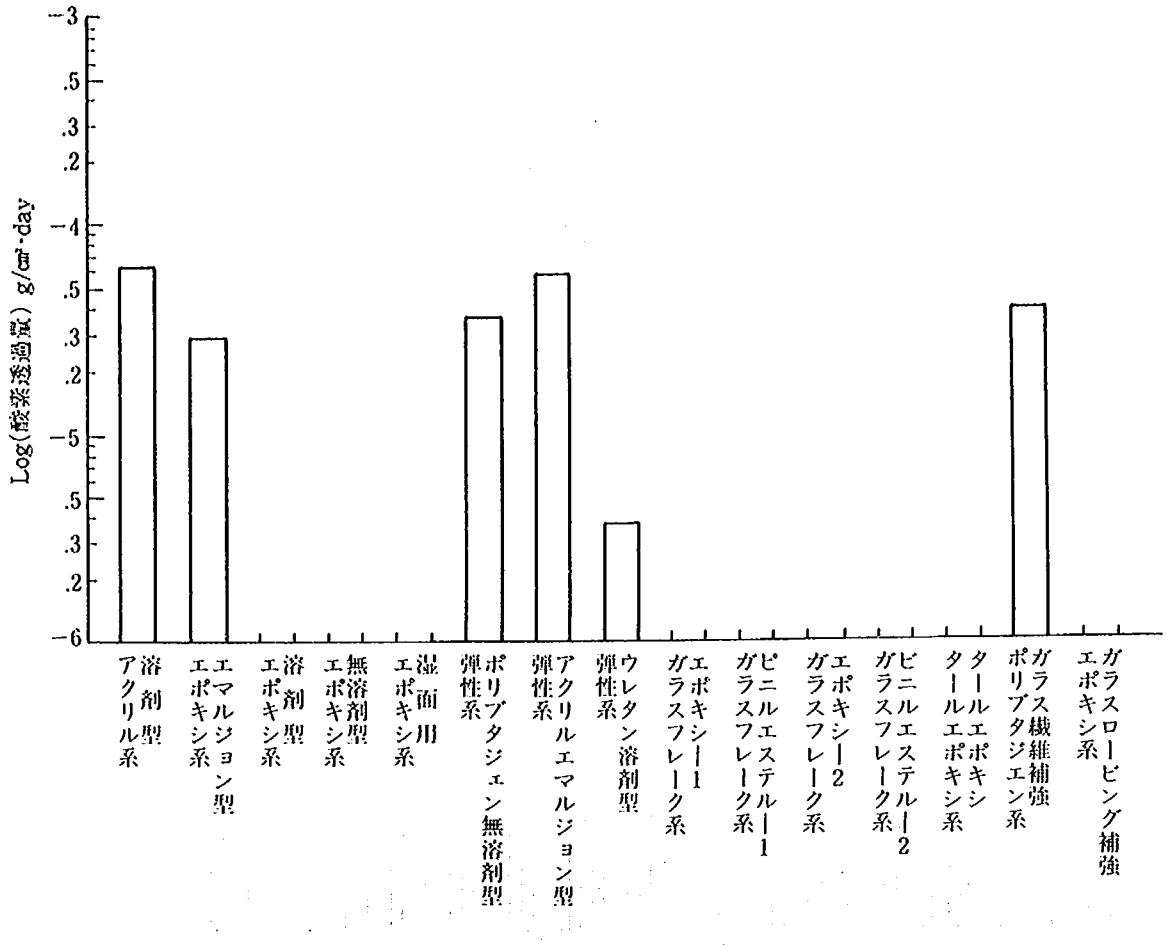


図-4・2 塗膜の酸素量透過量試験結果

エポキシ系塗膜とほぼ同水準の塗膜強度を有するグループと，それより劣るグループに分けられる。

エポキシは樹脂自体に優れた強度を有する分子構造をもっているので塗膜強度が大きい。これに比べて強度の劣るグループは，

エポキシ系エマルジョン型塗膜
弾性系アクリルエマルジョン型塗膜
ポリブタジョン系塗膜

である。

2）伸び率

塗膜の伸び率を図-4・4に示す。

伸び率の優れているもの……弾性系（6，7，14）
伸び率が2％程度のもの……溶剤型（1，3，4，5），ビニルエステル系(10，12)，エポキシ系（13，15）
伸び率はよいが，低温で伸び率が低下するもの……弾性系（8）
伸び率が小さいもの……エマルジョン型（2）

このうち，伸び率が小さいものと，常温ではよいが低温で伸び率が低下する塗装材料は，使用にあたって注意が必要である。

塗膜は，一般に感温性状がみられるが，感温性の高い種類とそうでない種類があることもわかる。

温度上昇にともない塗膜強度は低下しているが，ガラスフレークを含む種類（9，10，11，12）は低下しにくく，強度を高い水準に保っている。

温度上昇にもともない，塗膜が熱に弱いことを示している。

低温でも，伸び率が大きいのは，弾性系（6，7，14)であり，弾性系の塗膜であっても，ウレタン系(8)は低温領域での伸び率が比較的小さい値であった。

試験温度が高くなる程弾性率は低下するが，この低下の度合いは塗料種類によって異なる点に注意が必要

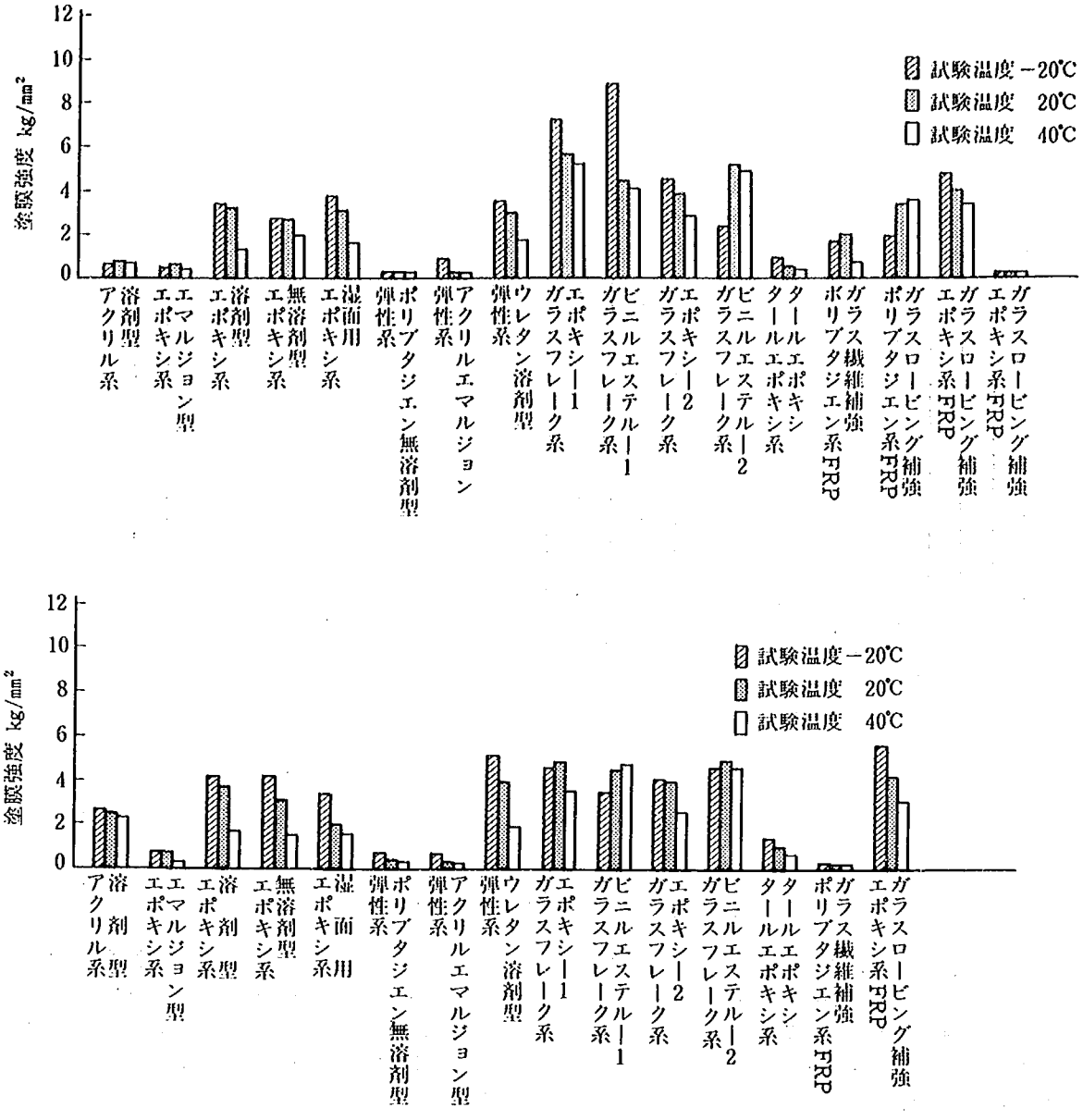


図-4・3 塗膜の強度試験結果

である。弾性系の塗膜は弾性率の小さい傾向にあるが，これに比べてエポキシ系の塗膜は弾性率が高いといえる。ガラスフレーク系の塗膜は試験温度が高い場合にも弾性率を低下させず，耐摩耗等に優れた性状を有すると考えられる。

4.2.7 塗膜の粘弾性

粘弾性曲線およびガラス転移温度の測定結果から，塗膜種類毎の高分子材料特有の特徴が得られた。

① エポキシ系塗膜

エポキシ系塗膜のガラス転移温度は15～23℃の範囲に集中した。このように常温付近での塗膜の感温性状が鋭いことから塗膜硬化時の温度管理が特に重要であることが指摘できる。なお，エポキシ系エマルジョン型（02）は，ガラス転移温度が低く，低温時の作業性に問題があることなど，他のエポキシ塗膜と異なった粘弾性状を示している。

② 弾性系塗膜

弾性系では，ガラス転移温度が測定できたのは，

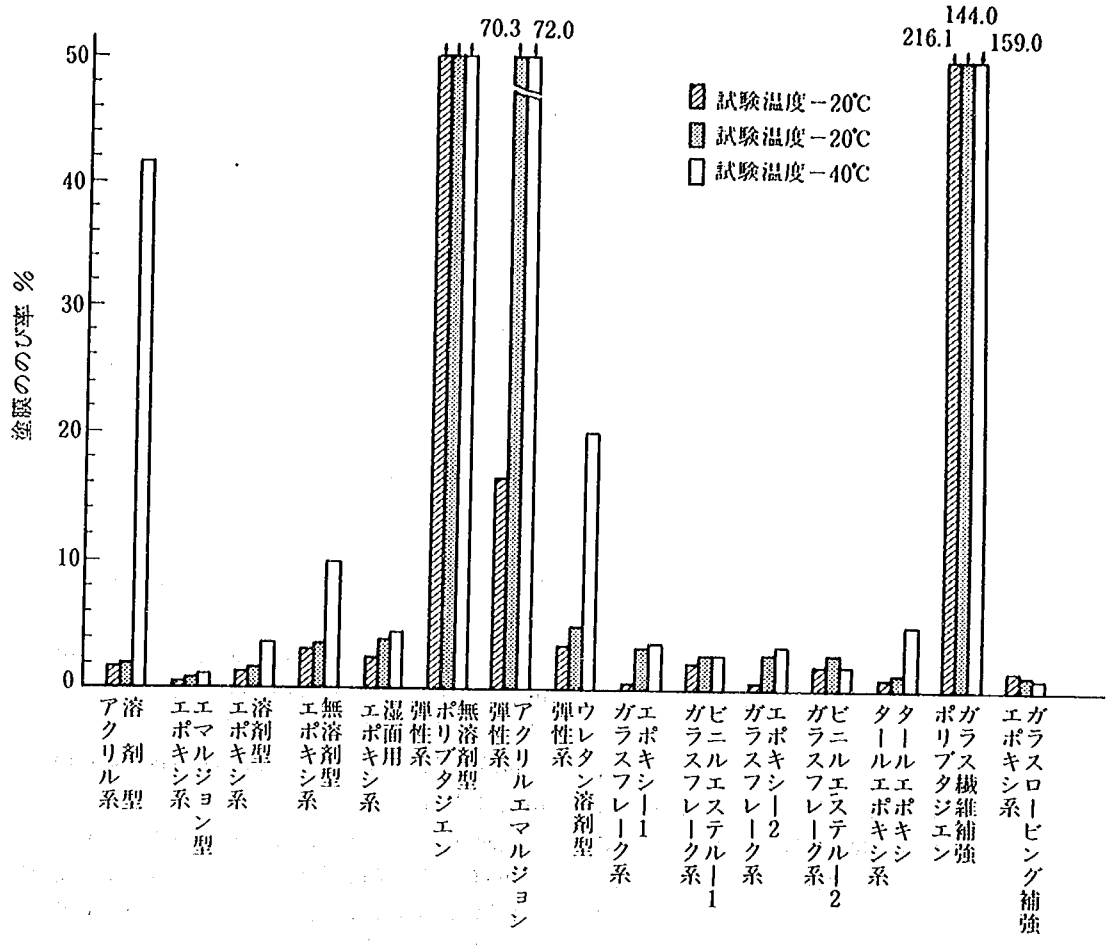


図-4・4　塗膜の伸び率試験結果

ウレタン溶剤型（08）のみで，他の塗膜はこの温度範囲にガラス転移温度は見られなかった，

低温時でも，弾性挙動は失いにくいのは，ポリブタジェン系であった。アクリルエマルジョン型とウレタン溶剤型は低温時には硬くなった。

③　ガラスフレーク系

ビニルエステルのガラス転移温度は74～79℃とかなり高温度領域であった。これに比べて，エポキシをバインダーにしたものは，35～50℃と低い領域にあった。

エポキシ系に較べてビニルエステル系の力学的性能が良好となるのも，このガラス転移温度が比較的高いところにあることに原因があると考えられる。

2種類のビニルエステルの粘弾性が違うことから，今回試験したビニルエステルは同じ名称であったが，異なる種類のものであろと推定されるなど，固有の粘弾性状の測定から材料が同定できるであろう。

4.2.8　塗膜による鉄筋の腐食防止能力の評価

塗膜による鉄筋の腐食防止能力を評価するため，遊離塗膜の酸素透過量試験および塩素イオン透過量試験を行った結果をまとめる(表-4・3)。

この表によれば，鉄筋の腐食防止に十分効果があると思われる塗膜の抑制能力は酸素および塩素イオンに対する透過防止能力である。この点でエポキシ系（エマルジョン型を除く）塗膜とガラスフレーク系塗膜がコンクリート中の鉄筋腐食防止に対して優れた能力を持つと言える。これは，エポキシ樹脂の分子架橋密度の高さや，ガラスフレークの重層化による遮断効果によると考えられる。

コンクリート面の塗膜は，コンクリート表面温度が上昇しても，所要の強度を保たねばならない。この点，強度のあまり小さいものや，温度によって鋭敏にその

表-4・3 塗膜による鉄筋腐食の防止能力

No	塗装系	膜厚(μ)	酸素透過防止能力	塩素イオン透過防止能力
01	アクリル系溶剤型	100	△	△
02	エポキシ系エマルジョン型	1000	△	×
03	エポキシ系溶剤型	200	○	○
04	エポキシ系無溶剤型	500	○	○
05	エポキシ系無溶剤型	1000	○	○
06	弾性系ポリブタジェン無溶剤型	1000	△	○
07	弾性系アクリルエマルジョン型	500	△	×
08	弾性系ウレタン溶剤型	200	○	△
09	ガラスフレーク系エポキシ-1	1000	○	○
10	ガラスフレーク系ビニルエステル-1	1000	○	○
11	ガラスフレーク系エポキシ-2	1000	○	○
12	ガラスフレーク系ビニルエステル-2	1000	○	○
13	タールエポキシ系タールエポキシ	200	○	△
14	ポリブタジェン系ガラス繊維補強用	1000	△	○
15	エポキシ系ガラスローピング補強用	2000	○	○

注 評価基準：○ まったく透過しないもの。
△ 透過量が少なく、かなりの抑止能力がある。
× 透過量が多く、抑止能力が劣るもの。

強度がかわるものも望ましくないといえる。たとえば，弾性系アクリルエマルジョン型塗膜は強度が小さいし，アクリル系溶剤型塗膜は，40°C程度で小さくなる。このような塗膜の種類による感温性状の影響は粘性試験によって定量的に測定されており，ガラス転移点の低いものに顕著にあらわれる傾向がある。

コンクリートにひびわれが生じるおそれのある場合には，ひびわれ追従能力のある塗装系が望ましいが，常温では弾性性状に優れていても，低温時には硬くなってしまう塗膜もある。この弾性性状の変化も粘弾性試験によって測定された。

4.3 施工要因の防食効果に及ぼす影響に関する検討

4.3.1 概要

コンクリート被塗面の表面水分，表面付着塩分，含有塩分が塗膜の耐久性に及ぼす影響を試験し，塗装施工時の管理基準値の設定および管理手法を確立することを目的とした実験である。表面水分が塗膜の耐久性に及ぼす影響，表面付着塩分が塗膜の耐久性に及ぼす影響，表面水分と含有塩分が相乗して塗膜の耐久性に及ぼす影響を検討した。

4.3.2 実験の概要

(1) 表面水分が塗膜の耐久性に及ぼす影響に関する実験

コンクリートの表面水分量については，実測によれば12%以上となることはなく，一般的にはコンクリート表面水分は10%以下であることが知られている。そこで本実験では，12%，8%，4%の3水準を設定した。

表面水分の導入方法は以下の通りである。

①含水率4%：105°Cで3～7日間乾燥させたコンクリートを用いる。

②含水率8%：105°Cで3～7日間乾燥させ，さらに24時間浸水させた後，105°Cで3～8日間乾燥させたコンクリートを用いる。

③含水率12%：105°Cで3～7日間乾燥させ，さらに24時間浸水させた後取り出し，乾いた布で拭いたコンクリートを用いる。

(2) 表面付着塩分が塗膜の耐久性に及ぼす影響に関する実験

コンクリート表面付着塩分量は，一般的には100mg／m²程度で塗膜の付着が阻害されるといわれる。コンクリート構造物の場合，コンクリートの表面粗度によって付着塩分が多くなるので，3000，1000，300，100mg／m²の4水準を設定した。

表面付着塩分の導入方法は以下の通りである。

105°Cで3～7日間乾燥させた後，食塩水濃度の異なる食塩水に72時間浸漬させ，取り出し後105°Cで3～8日間乾燥させて表面水分を8%とする。

表面付着塩分量(mg／m²)は4水準とし，各々に応じた濃度に用いた食塩水を用い，食塩水の量は平板1枚につき20 l とする。

表面付着塩分(mg／m²)	食塩水濃度
100	1%
300	3%
1000	6%
3000	10%

(3) 表面水分と含有塩分が塗膜の耐久性に及ぼす影響に関する実験

表面水分量と含有塩分量とを組み合わせ，表面水分と含有塩分の相乗効果を測定した。

(4) コンクリート供試体

コンクリート供試体の形状は，300mm（たて），300mm（よこ），60mm（厚さ）の平板状供試体である。

コンクリート供試体の配合はスランプ6cm，空気量5%，水セメント比47%である。

(5) 調査方法

(1X2X3)の試験条件で塗装した塗装コンクリート供試体の屋外暴露（土木研究所屋上）を行い，暴露3ヶ月，6ヶ月，1年，2年後に塗膜の外観調査と塗膜の付着力試験とを行い，塗膜劣化の進行を測定し，表面水分や含有塩分の影響を知ることにした。

調査項目	調査内容
外観調査	目視（われ，ふくれ，はがれ） 表中の記号　0　異常なし 6，8　劣化部分の大きさ L，M，S，VS　劣化部分の面積
付着力試験	プルオフテストによる付着力試験

4.3.3 コンクリート面が塗膜性能に及ぼす影響

表面水分が塗膜の耐久性に及ぼす影響に関する塗膜劣化の測定結果を表-4・4に示す。

表面付着塩分が塗膜の耐久性に及ぼす影響に関する塗膜劣化の測定結果を表-4・5に示す。

表面水分と含有塩分が塗膜の耐久性に及ぼす影響に関する塗膜劣化の測定結果を表-4・6に示す。

① 表面水分の影響

表面水分12%の条件では，全体の塗装系でふくれが観察される。表面水分8%ではプライマーを用いない塗装系にふくれが生じる。しかし，表面水分8%では塗膜の付着力については低下を認めない。

② 表面付着塩分の影響

表面付着塩分100mg／m²の条件下でも，ごく微細なふくれが一部の塗装系で見られた。300mg／m²になると，100mg／m²で健全であった塗装系でも小さなふくれが生じるようになる。1000mg／m²になると全ての塗装系にふくれが生じた。

表-4・4 表面水分の耐久性に及ぼす影響の測定結果

塗装系番号	塗装系	表面水分 高 12%	中 8%	低 4%
1	エポキシプライマー（ポリアミン硬化）＋溶剤型エポキシ	×	○	○
2	エポキシプライマー（ポリアミドアミン硬化）＋溶剤型エポキシ	×	○	○
3	湿硬性ウレタンプライマー＋溶剤型エポキシ	×	○	○
4	アクリルプライマー＋アクリルラッカー	×	×	○
5	溶剤型エポキシ	×	×	−
6	ポリブタジェン	×	×	−
7	ビニルエステルガラスフレーク	×	○	−

○ 2年を経過しても外観上の変化なし
× 2年を経過するまでに塗膜にわれやふくれ，はがれを生じた

表-4・5 表面塩分の耐久性に及ぼす影響の測定結果

塗装系番号	塗装系	表面付着塩分量(mg/m²) 大 3000	大 1000	中 300	小 100
1	エポキシプライマー（ポリアミン硬化）＋溶剤型エポキシ	×	×	△	○
2	エポキシプライマー（ポリアミドアミン硬化）＋溶剤型エポキシ	×	×	△	○
3	湿硬性ウレタンプライマー＋溶剤型エポキシ	×	×	△	○
4	アクリルプライマー＋アクリルラッカー	×	×	×	×
5	溶剤型エポキシ	×	×	×	×
6	ポリブタジェン	×	×	×	×
7	ビニルエステルガラスフレーク	×	×	△	○

○ 2年を経過しても外観上の変化なし
× 2年を経過するまでに塗膜にわれやふくれ，はがれを生じた

表-4・6 表面水分と含有塩分の耐久性に及ぼす影響の測定結果

塗装系	表面水分%	含有塩分%	試験項目	暴露期間 初期	6ヵ月	1年	2年
3	10	8	われ	○	○	○	○
			ふくれ	○	8−M	8−M	8−M
			はがれ	○	○	○	○
	10	12	われ	○	○	○	○
			ふくれ	○	8−L	8−L	8−L
			はがれ	○	○	○	○
	30	8	われ	○	○	○	○
			ふくれ	○	○	○	8−VS
			はがれ	○	○	○	○
	30	12	われ	○	○	○	○
			ふくれ	○	8−L	8−L	8−L
			はがれ	○	○	○	○
4	10	8	われ	○	○	○	○
			ふくれ	○	○	○	○
			はがれ	○	○	○	○
	10	12	われ	○	○	○	○
			ふくれ	○	8−S	8−S	8−S
			はがれ	○	○	○	○
	30	8	われ	○	○	○	○
			ふくれ	○	○	○	○
			はがれ	○	○	○	○
	30	12	われ	○	○	○	○
			ふくれ	○	6−M	6−M	6−M
			はがれ	○	○	○	○

○ 2年を経過しても外観上の変化なし
× 2年を経過するまでに塗膜にわれやふくれ，はがれを生じた

付着力の低下は全体に大きくはないが，404塗装系(アクリルプライマー使用)において，3000mg／m²条件下で付着力の低下が見られた。また，403塗装系(ウレタンプライマー使用)で，表面付着塩分1000mg／m²で付着力が大きく低下した。

③ 表面水分と含有塩分の影響

表面水分と含有塩分の複合した影響下では，全ての塗装系についてふくれが生じやすい傾向にある。表面水分がやや多くとも含有塩分が少なければ塗膜のふくれは生じない。しかし，コンクリート塗装の長寿命を期待するためには，表面水分量および含有塩分量の両者を管理しなければならない。表面水分を8%以下，表面付着塩分を100mg／m²以下に管理することが必要である。特に塩分を管理するため，必要があればコンクリートの除塩等によって含有塩分を低下させなければならない場合もある。

4.4 海洋環境における防食効果に関する検討

4.4.1 概要

コンクリート塗装の防食性能および塗膜の耐久性を実環境で検討しようとするものである。

暴露用コンクリート供試体を製作し，昭和57年8月から海洋飛沫帯（東北地建酒田工事事務所管内の日本海沿岸）に設置した。供試体の暴露期間は4年間であり，この間，春秋の定期調査および隔年ごとの解体調査を継続している。この調査場所は日本海に直接面しており，冬期間は絶えず潮風に曝されている。この近くにある橋梁は塩害によって損傷を受けている。

シリーズⅠとシリーズⅡの2種類の検討を行った。

1）シリーズⅠ

塗装したみぞ型の無筋コンクリートを用いて耐久性と塩分透過防止能力に優れた塗装材料を検討する。

2）シリーズⅡ

コンクリート中での鉄筋の腐食挙動を定期的に測定し，コンクリート塗装による鉄筋腐食の抑制効果について調査する。

4.4.2 試験方法

(1) 供試体の種類

1）シリーズⅠ

シリーズⅠの供試体は無筋コンクリートで，その塗装仕様は13種類であり，塗膜の耐久性とコンクリートの塩分増加量を測定する。供試体の寸法は700mm(幅)，600mm(奥行)，500mm(高さ)であり，水セメント比は45%，空気量4.5%である。

2）シリーズⅡ

シリーズⅡは鉄筋コンクリート供試体で，塩分混入量や鉄筋のかぶり，塗装系などを変えて8種類の供試体である。供試体の寸法150mm(幅)，150mm(高さ)，1000mm(長さ)であり，水セメント比は50%，空気量4.5%である。

(2) 調査場所

シリーズⅠ（無筋コンクリート供試体）は，山形県西田川群温海町国道7号温福陸橋付近に，シリーズⅡ（鉄筋コンクリート供試体）は，山形県西田川群温海町国道7号暮坪陸橋付近の海岸に暴露した。

(3) 設置方法

海岸の岸壁上に架台を取り付け，架台上に鉄筋コンクリート供試体を設置した。

(4) 測定方法

1）含有塩分量

供試体よりコンクリートコアを採取し，粉砕調整してから硝酸抽出法により全塩分を抽出し，電位差滴定方法により測定した。

2）鉄筋の腐食測定

供試体を解体し鉄筋の腐食度と長さを測定した。

鉄筋の腐食度はA，B，C，D，なしの5段階に分類した（A：断面欠損あり，B：赤茶色錆，C：軽度の錆，D：軽微な錆)。測定のための写真を作成してこれと比較した。

4.4.3 塗膜の耐久性と防食効果

シリーズⅠの暴露調査結果を表-4・7に示す。

1）コンクリート面における塗膜外観の変化は，供試体No.106（ポリブタジェン系塗装）の塗膜表面に生じた微細なわれと，エマルジョン系，タールエポキシ系のふくれのみである。これらは，材料が耐候性に劣るためであり，予測されていたものである。このほかの材料はいずれも耐候性に優れている。

2）塩分含有量調査結果からは，無塗装の供試体では海水に起因する大量の塩分(6.8kg/m³)を含んでいるが，塗装供試体の場合の含有塩分量が一例を除いて0kg/m³であり，その一例(供試体No.107アクリルエマルジョン系塗装)の場合も0.23kg/m³と塩分量が少ない測定結果が得られており，塗膜は塩分の侵入を十分に遮断している。特に優れていたのは，エポキシ系，ウレタン系，ガラスフレーク系塗料であった。

このように塗装系の一部にその性能の劣るものがあるが，エポキシ系やガラスフレーク系のように室内実

表-4・7　シリーズⅠの暴露試験結果一覧表

供試体No.	種別	目標膜厚 μ	外観 われ	外観 ふくれ	外観 はがれ	外観 チョーキング	色調	付着力 kg/cm²	塩分付着量 mg/m²	塩分含有量 kg/m³	総合評価
101	アクリル系溶剤型	100	○	△	○	○	○	16	31	0	△
102	エポキシ系　エマルジョン型	1000	○	○	○	△	△	16	32	0	△
103	エポキシ系	200	○	○	○	○	○	14	33	0	○
104	エポキシ系	500	○	○	○	○	○	13	33	0	○
105	エポキシ系厚膜型	1000	○	○	○	○	○	18	41	0	○
106	弾性系ポリブタジェン無溶剤型	1000	△	△	○	○	○	17	39	0	△
107	弾性系アクリルエマルジョン型	500	○	○	○	○	○	18	27	0.23	×
108	弾性系ウレタン溶剤型	200	○	△	○	○	×	16	41	0	△
109	ガラスフレーク系　エポキシ—1	1000	○	○	○	○	○	21	70	0	○
110	ガラスフレーク系　ビニル—1	1000	○	○	○	○	○	19	8	0	○
111	ガラスフレーク系　エポキシ—2	1000	○	○	○	△	×	14	26	0	△
112	タールエポキシ系	200	○	○	○	△	△	14	30	0	△
113	ガラスフレーク系ビニルエステル—2	1000	○	○	○	○	×	14	12	0	○

〔備考〕※1　○　変化なし，　△　変化が中程度，　×　変化が大きい
※2　○　性能良好，　△　性能普通，　×　性能劣る

供試体No.	種別	外観	塩分含有量	総合評価
100	無塗装	コンクリート表面より錆汁が溶出	6.8	×

験で優れた結果を示したものは暴露試験でも良好であり，塗装の防食効果が確かめられた。

シリーズⅡの暴露調査結果を表-4・8と図-4・5に示す。

1）鉄筋腐食長さ測定結果からは，無塗装の供試体の腐食状況に比べて塗装供試体の腐食程度は大きく低減された。たとえば，かぶり厚さ2.5cmで初期塩分量10kg/m³の供試体の場合で比較(供試体No.204, 205)すると，腐食程度で1ランク軽減(腐食度Aがなくなる)し，腐食面積では1/3以下となっている。初期塩分量30kg/m³の場合も腐食軽減効果が大きい。

初期塩分量0kg/m³の場合には，初期の腐食が進んでいない段階では塗装の効果が表われないが，3年目より鉄筋腐食の有無として明確な差が生じた(供試体No.201, 202)。塗装のない場合には腐食度Aが18%，これに較べてエポキシ塗装の場合には腐食度Aはなく軽度，軽微な錆のみである。

2）初期塩分量30kg/m³の供試体(供試体No.206, 208, 209)で比較すると，200μより1000μの膜厚の場合（エポキシ系，ガラスフレーク系）に防食効果が優れているので，長期防錆型として目標膜厚を1000μとするのが良い。

4.5　防食塗装に関する研究のまとめ

まず，15種類の塗料についてその遮塩性，透気性，透湿性を測定した。遮塩性は外部からの塩分を遮り，コンクリート内部への侵入を防ぐために，透気性は腐食速度を支配する酸素濃度を抑制するために，遮水性は塗膜の付着力を低下されないために必要な性能である。これらの測定結果に基づいて，エポキシ，ウレタン，ガラスフレーク等の有機質系材料を中心に，稠密な塗膜を形成しうる材料を選定した。あわせてひびわれに追従できる塗膜として，塗膜の伸び率の大きな柔軟型エポキシ等の樹脂そのものの可撓性を有する材料を選定した。

次に塗膜の信頼性を高めるためには，しっかりとした塗膜を作りあげる施工が備わっていることが必要であるので，その具体的管理値を知るために，施工の塗膜に及ぼす影響を検討した。下地表面の水分，塩分等の多少は塗装時の施工の難易に直接関わるだけでなく，その後の塗膜性能にも大きく影響を及ぼすことが確かめられた。このため，コンクリート塗装においては塗膜施工時の管理基準を決めておかねばならないと考えている。

表-4・8　シリーズIIの暴露試験結果一覧表

供試体No.	かぶり (cm)	初期塩分 (kg/m³)	塗装系	目標膜厚 (μ)	外観塗装 われ	ふくれ	はがれ	チョーキング	塗装供試体 色調	光沢度	付着力 (kg/m²)	発錆判定 目視による	総合評価
201	2.5	0	エポキシ系	200	○	○	○	○	○	61	13	○	○
202		10	エポキシ系	200	○	○	○	○	○	64	14	○	○
203			エポキシ系	1000	○	○	○	○	○	58	12	○	○
204			エポキシ系ガラスローピング補強用	2000	○	○	○	○	○	21	12	○	○
205		30	エポキシ系	200	△	△	○	○	○	51	14	×	×
206			エポキシ系ガラスローピング補強用	2000	○	○	○	○	○	12	12	○	○
207			ポリブタジェン (ガラス繊維補強用)	1000	△	△	○	○	○	34	8	○	△
備考					※1							※2	※3

〔備考〕 ※1　○：異常なし，　△：軽度の異常，　×：著しい異常
※2　○：錆なし，　△：錆軽微，　×：錆あり
※3　○：耐久性あり，　△：耐久性に問題ある，　×：長期耐久性が期待できない

供試体No.	かぶり	初期塩分	コンクリート表面	われ	さび	目視による判定	総合評価
301	2.5	0	無塗装	×	×	さび発生	×
302		10		×	×	さび発生	×
303		30		×	×	さび発生	×

施工管理のための試験によれば，今回選んだ塗膜はそれ自体に耐水性があり，しかも強靭な材料であるが，それでも表面水分を厳密に抑制する必要が認められた。すなわち，表面塩分が無い場合には表面水分の影響だけなのでコンクリートの表乾状態にほぼ相当する値以下に抑制すればよいが，表面付着塩分が多くなると，複合作用のためこの以下の値でも付着阻害が生じるので，塗装前にブラスト等の付着塩分除去作業を必要とすることを示した。

コンクリート塗装の防食効果の検証を暴露試験によって実施した4年間の海岸飛沫帯での調査によれば，当初の予想通り塗装供試体の含有塩分量が極めて少ないことから，塗装は塩分の侵入を十分に遮断していること，また，それ自体の耐候性に優れていることが確かめられており，今後なお長期にわたってその防食効果が保ちうるであろうと予想している。

以上の試験より，塗装材料について性能試験結果および施工管理手法が得られたことから，コンクリート塗装について，構造部材の使用条件にあわせて，たとえばPC構造物用塗装とPC構造物用長期防錆塗装の2種類の塗装系を提案する(表-4・9)。前者は，塗膜性能は良好であるが硬質なので，海岸地域においてひびわれ発生頻度が極めて少ないプレストレストコンクリート部材に用いるとよいものである。後者は，塗膜性能に特に優れており，しかも寿命が格段に長いと期待される塗装系であるため，塗装足場等の関係で塗り替えが困難な場合や塩害に対する環境条件が特に厳しい地域に設置される構造や，飛沫等のかかり具合を考慮して，同一部材であっても特に塗り分けを必要とする場合に用いるとよいものである。

塗膜を用いた防食は施工が比較的簡単であり，また，新設の構造物に限らず既存の構造物にも適用できる利点がある。防食の信頼性よりすれば，もし傷んだ場合，直接その不具合を観察することができる点では確実な方法ともいえ，しっかりとした塗膜を形成するような材料を選ぶこと，しかと塗装施工をきちんとすることが塗膜の信頼性を確保するうえで重要となることが明らかとなった。なお，本研究成果を受けて，2通りの塗装桁が試験施工された。ひとつは，架設後塗装する現場塗装方式によるものであり，他のひとつは，工場であらかじめ塗装しておき，それを架設するプレキャスト塗装方式によるものである(写真-4・3，4・4)。

表-4・9　コンクリート塗装仕様の提案

1）PC構造物用塗装

工程		使用材料	塗装条件			塗装間隔
			目標膜厚 (μ)	標準使用量 (kg／m²)	塗装方法	
前処理	プライマー	エポキシ樹脂プライマー	—	0.10	エアレススプレー (はけ，ローラー)	各工程の間隔は，1日以上10日以内を標準とする。
	パテ	エポキシ樹脂パテ	—	0.50	へら	
中塗り		エポキシ樹脂塗料中塗り	150	0.64 (0.52)	エアレススプレー (はけ，ローラー)	
上塗り		ポリウレタン樹脂塗料上塗り	50	0.30 (0.24)	エアレススプレー (はけ)	

2）PC構造物用長期防錆型塗装

工程		使用材料	塗装条件			塗装間隔
			目標膜厚 (μ)	標準使用量 (kg／m²)	塗装方法	
前処理	プライマー	エポキシ樹脂プライマーまたはポリウレタン樹脂プライマー	—	0.10	エアレススプレー (はけ，ローラー)	各工程の間隔は，1日以上10日以内を標準とする。
	パテ	エポキシ樹脂またはビニルエステル樹脂パテ	—	0.50	へら	
中塗り		厚膜型エポキシ樹脂またはビニルエステル樹脂塗料中塗り	950	3.60	エアレススプレー	
上塗り		ポリウレタン樹脂塗料上塗り	50	0.30 (0.24)	エアレススプレー (はけ)	

5．ポリマー含浸防食に関する研究

5.1　ポリマー含浸防食の開発目的

合成樹脂をコンクリートに含浸させてコンクリート表層部の細孔を充填することによって遮水層を形成しようとする防食方法は，ポリマー含浸による防食あるいはポリマー含浸コンクリートによる防食といわれるが，本研究では，単にポリマー含浸防食ということにする。ポリマー含浸の方法によれば，コンクリート自体を改質することになるので，塩害対策だけでなく，

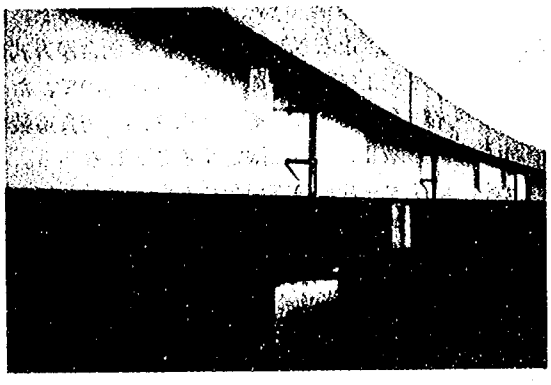


写真-4・3　わが国最初のコンクリート塗装桁部材（現場塗装方式）

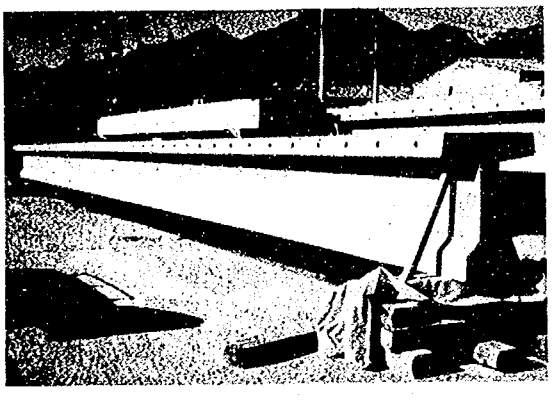


写真-4・4　コンクリート塗装桁部材（プレキャスト塗装方式）

凍結融解，あるいは摩耗による劣化に対しても抵抗性があり，優れた耐久性向上効果が期待できる。しかもポリマー含浸防食はコンクリート防食塗装と異なり，塗り替えを必要としないので，長期にわたってメンテナンスフリーとなることも期待される。

含浸工法は，コンクリートの内部深くまでモノマーを含浸させ，部材全体にポリマー層をゆきわたらせる全含浸法（Full-depth Impregnation）と，コンクリート表層のみに含浸層を作る部分含浸法（Partial-depth Impregnation）に大別される。後者は，さらに低粘度の樹脂を用いて自然条件下で行う方法と，圧力を加えてやや高粘度の樹脂も用いることもできるようにした方法とに分けられるが，いずれも既往のポリマーを含浸し重合する技術は，完成度の高いものとなっている。

しかし，既に述べたようにこれまでの方法によると，放射線を用いたり長時間の高熱乾燥や含浸時の真空減圧操作が必要である等，また施工に特殊な技術を要することや施工費用が著しく高価になること等が障害になって，土木構造物への適用は困難であった。

ポリマー含浸は，施工時のコストを考慮すると，塗装に較べて高価とならざるを得ない。表面含浸方式による場合でも施工費は塗装の場合より高いので，たとえばポリマー含浸防食は，その適用箇所を防食塗装では対処が困難厳しい環境に限定することになろう。このため，ポリマー含浸の実用化にあたっては，腐食に対する改善効果を苛酷な環境下で定量に把握して，そのコストパフォーマンスの有利なことを明らかにすることが重要であると考えられる。

ポリマー含浸コンクリートの防食性能は内部ポリマー層の厚さで決まると言ってもよく，適切な重合深さが得られれば，水などの腐食促進因子を通さないと考えられる。この重合深さは，コンクリートの種類やモノマーの性状，含浸方式によって異なるが，優れた遮水効果を得るために必要なポリマー層の厚さやポリマー層の稠密さなども考慮しなければいけないが，必要以上に厚くすることは経済性の点で一層不利となる。そこで，利用したい部材ごとに最小限の厚さを設定する必要がある。

本研究では，コンクリート表層部分にのみ限定してポリマーを含浸させる表面含浸処理工法を検討し，またポリマー含浸防食を施しやすい構造部材にその利用を限定することによって，防食性能の評価とあわせて可能な限り経済性を追求するための処理条件を検討することにした。

まず，含浸層の稠密さの異なる含浸コンクリートを製作して，それらの耐食性を調べるにあたって，早期に結果を得るために，海水飛沫部を再現した試験を可能とするコンクリート腐食促進機を製作し，過酷な試験条件のもとで1年間の耐食試験を行うこととした。これらの結味から十分な耐食性があって，しかも最も経済的な含浸深さを選定した。

次に，プレスレストコンクリートおよび鉄筋コンクリート部材に含浸工法を適用する場合の乾燥条件を検討する。

あわせて，ポリマー含浸防食で最も重要な品質である含浸深さを管理する指標を実験的に求めて，含浸深さの管理手法を提案した。

本研究の構成は以下の通りである。

(1) ポリマー含浸防食効果に関する検討

(2) ポリマー含浸処理設計と品質管理に関する検討

5.2 ポリマー含浸防食の防食効果に関する検討

5.2.1 概 要

ポリマー含浸は，硬化したコンクリートのモノマーあるいはプレポリマーを含浸させた後，これらを重合させてコンクリートポリマーを一体化させたものである。

含浸工法は，コンクリートの内部深くまでモノマーを含浸させ，部材全体にポリマー層をゆきわたらせる全含浸法（Full-depth Impregnation）と，コンクリート表層のみに含浸層を作る部分含浸法（Partial-depth Impregnation）に大別される。後者は，更に低粘度の樹脂を用いて自然条件下で行う方法と，圧力を加えてやや高粘度の樹脂も用いることもできるようにした方法とに分けられる。

(1) 含浸材の選択

コンクリートに含浸させる材料としては次のような材料がある。

- モノマー
  - メタクリル酸メチル（メチルメタアクリレート：MMA）
  - スチレン（ST）
  - メタクリル酸イソブチル（IBMA）
  - メタクリル酸イソデジル（IDMA）
  - ブチルアクリレート（BA）
- プレポリマー，有機イソシアネート系プレポリマー

従来，一般にポリマー含浸処理と言えば，モノマーを含浸させた後，これを重合させたものを指し，モノマーとしては，MMAおよびSTが多く用いられている。

(2) 被含浸材の品質

被含浸材（コンクリート）がポーラスである程度浸透しやすい。しかし，コンクリート複合体としての強度はかえって低下するとされる。

本研究では，品質が良好な鉄筋コンクリート配合およびプレストレストコンクリート配合を対象として試験した。

(3) 含浸工法

含浸処理の開発の歴史を振り返ると，初期の高強度コンクリートをつくる目的から，次第に比較っ低コストで耐久性のある部材を求める目的へと，また道路構造物や海洋構造物のように大型構造物への適用へと，期待される用途が変わるに伴い，新たな工法が開発されている。最近注目されているものに部分含浸工法がある。例えば樹脂にMMAを用いる場合の部分含浸工法は，コンクリートの乾燥，モノマーの含浸，そして加熱による重合からなり，複数の工法が提案されている。

本試験で用いた含浸方法は以下の通りである。

1）含浸材

本試験で用いた含浸材は，メチルメタアクリレート（MMA）であり，(a)の化学式で表わされる，分子量100の無色透明な芳香特異臭のある揮発性液体である。

$$CH_2=C(CH_3)-COOCH_2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (a)$$

MMAは，融点－48.2°C，bp100.3°C，比重0.936g／cm³，引火点10°C（密閉下）で，重合物はガラス状の硬い透明な樹脂で耐候性に優れ，光沢が良く，電気絶縁性，耐薬品性および加工法にも優れている。

分子量が小さいことからコンクリートに含浸しやすく，また，熱，光，触媒（過酸化物，アゾ系）により容易に重合するので複合材として用いやすいが，重合途中から急激に重合速度が高くなる自己反応促進現象があるため，この様な暴走反応を防止するため，モノマーは冷却（0°C～5°C）して使用した。

アゾ化合物であるアゾビスイソブチロニトリル（AZIN）を重合誘発剤（触媒）として使用する。AZINは，(b)の化学式で表わす白色結晶で，添加量はMMA重量の0.5%である。

$$(CH_3)_2C(CN)-N=N-C(CN)(CH_3)_2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (b)$$

2）重合溶媒

試験体にモノマーを含浸した後，これを熱的に重合する工程において，加熱によるモノマーの蒸発や試験体中に残存していた水や空気の膨張によるモノマーの押し出し等の理由で，試験体表面からモノマーが散逸する。モノマーの損失を防止するためには，加圧やフィルムによるラップ（包装）による方法があるが，損失防止性能から高粘性液体による重合方法が最良であると考え，本試験においてはこれを採用した。高粘性液体には，ケイ酸ナトリウム（水ガラス）$Na_2O \cdot nSiO_2$ のうちn（モル比）が3である3号水ガラスを用いた。重合温度は60°Cである。

含浸装置は，幅640×長さ1220×深さ500mmの含浸材（MMA）を満たした含浸材の液温を5°C以下に制御するための冷却槽，および断熱材の入った保温槽の三重構造となっている。重合装置は，加熱ヒーターにより水ガラスを加熱するものである。また，温度センサーを設け，液温が常に60°Cに保つ様制御した。

ポリマー含浸処理試験には3種類の試験体を用いている。

RC配合試験体は，鉄筋を配筋した ϕ200×1200mmのRC柱部材である。コンクリートは水セメント比55%，スランプ10cmで配合設計した。PC配合試験体は，200×200×1200mmのプレテンション部材である。コンクリートは水セメント比40%，スランプ10cmで配合設計した。またプレーン配合試験体は，部材厚の異なる(20，60，100，200mm)コンクリート試験体も供試する。コンクリートは水セメント比48%，スランプ10cmで配合設計した。

(4) 検討内容

含浸深さの異なるポリマー含浸コンクリート試験体を，食塩水を散水し乾燥繰り返し環境のもとに暴露する促進腐食試験を行ったものである。本試験は，これらの試験体の耐食性能を含浸深さと比較することにより，耐久性を必要とするコンクリート構造物に最小限必要なポリマー含浸深さを検討する。

5.2.2　試験方法

(1) 腐食試験は，図-5・1に示すような食塩水散水・乾燥繰り返し装置を製作しこれを用いて行ったものである。食塩水散水・乾燥繰り返しの条件は以下に示すとおりである。

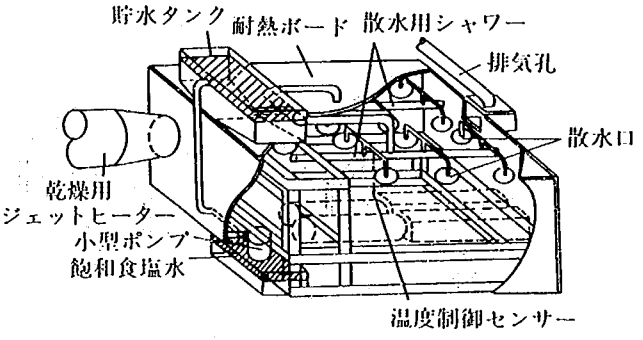


図-5・1　乾燥・湿潤繰り返し腐食促進試験装置

乾燥条件→温度50°C～60°C（平均55°C）熱風

湿潤条件→飽和食塩水散水（室温20°C）

また，これら乾燥・湿潤のリサイクルは，食塩水散水期間3日間，乾燥期間4日間の計7日間を1サイクルとし，50サイクルまで乾湿繰り返しを行った。

(2) コンクリート

試験体作製に使用したコンクリートは，早強ポルトランドセメントを用いた，Gmax＝25，呼び強度300kg/cm²のレディーミクストコンクリートである。

(3) 試験体形状

試験体の寸法は，100×120×490（mm）である。

また，内部にSD30 D36の鉄筋を純かぶり25mmの位置に2本を配置したが，鉄筋端部がコンクリートの外部に露出しないように，全含浸コンクリート版によって両端部と底面を塞ぐと同時に鉄筋を支える構造とした。

(4) 試験体製作手順

試験体の製作手順を図-5・2に示す。

(5) コンクリートの含浸処理条件

腐食試験を行ったコンクリート含浸処理試験体は，含浸処理を変えたランク1，ランク2，ランク3の3種類について各々3体ずつ，また非含浸処理試験体3体も作製した(表-5・1)。

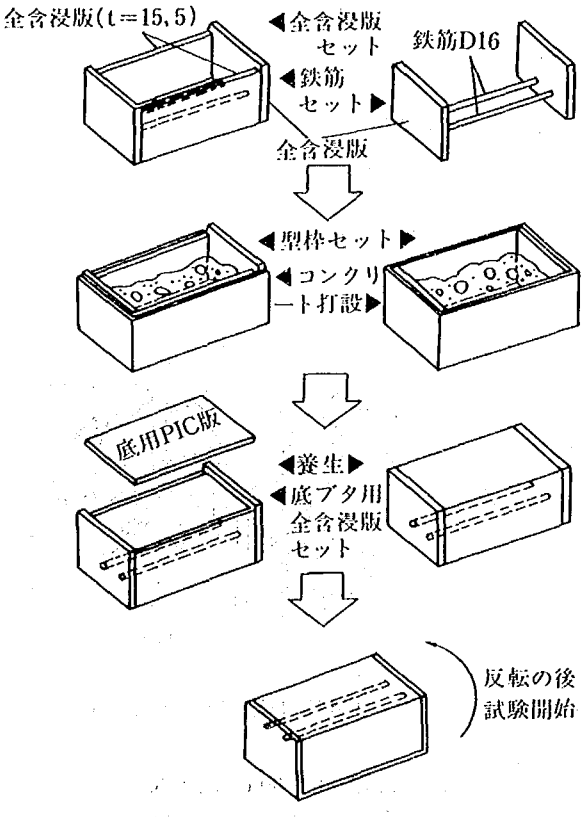


図-5・2　ポリマー含浸防食試験体の製作手順

表-5・1　ポリマー含浸防食試験体の明細

分　類	含浸処理ランク	本数	目標含浸深さ(mm)	含浸深さ実測値平均(mm)	含浸深さ実測値(mm)
未処理	処理せず	3			
含浸処理1	ランク1	3	10	11.0	10.2～12.2
含浸処理2	ランク2	3	20	20.8	19.5～21.1
含浸処理3	ランク3	3	30	31.0	30.0～32.0

ランク1は，含浸深さ10mmを目標とする。
ランク2は，含浸深さ20mmを目標とする。
ランク3は，含浸深さ30mmを目標とする。

(6) 使用材料

本工法で用いる含浸材は，メチルメタアクリレート(MMA)モノマーで，これを含浸させた後，熱重合させてポリマーとするものである。

(7) 調査項目

乾湿繰り返し試験を行ったコンクリート試験体に対して，外観調査，含浸深さの測定，内部鋼材腐食度の測定調査を行った。

これらの調査の内容は以下の通りであるが，方法を図-5・3に示す。

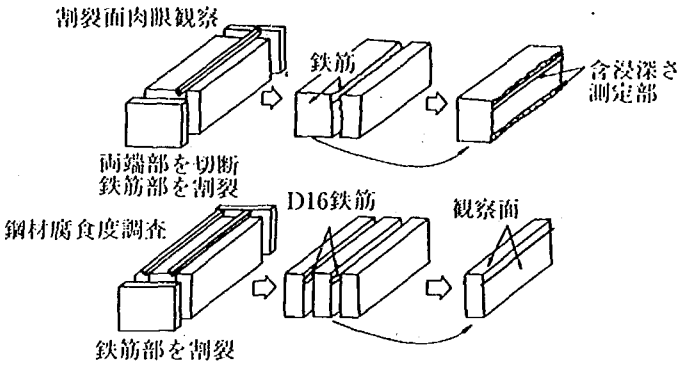


図-5・3　ポリマー含浸試験体の測定方法

含浸深さの測定は，試験体の両端部を切断した後鉄筋直上で割裂し，割裂面を肉眼観察することによったものである。乾湿繰り返し50サイクル終了時点で，鉄筋の腐食調査を行った。腐食度はA，B，Cと区分した。

A：表面のみの錆（黒色錆）
B：赤茶色錆
C：断面欠損腐食

であり，Aの程度は非進行性であり，事実上害はなく無視できると考えられる。

5.2.3　含浸処理試験体の含浸率と防食性能

ポリマー含浸防食コンクリート試験体における含浸深さ測定結果によれば，目標値の値が得られた(表-5・1)。なお含浸深さの測定は，かぶり15mmで鉄筋が配置されている面において行った。内部鋼材腐食度調査結果をまとめて表-5・2に，各鉄筋の詳細腐食状況を図

写真-5・1　腐食促進試験（乾燥・湿潤繰り返し）装置の全景

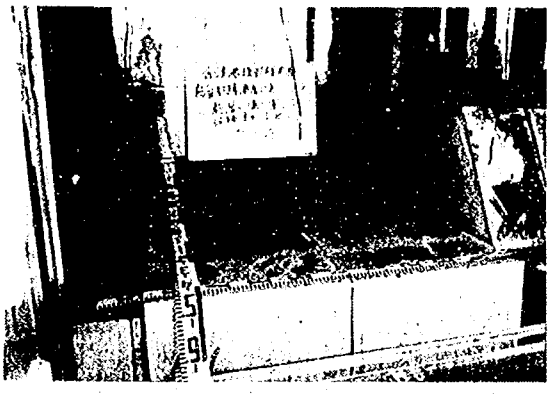


写真-5・2　腐食促進試験装置内のポリマー含浸コンクリート供試体

-5・4に示す。

図によれば，未処理の場合，腐食度Cが多数あるが，含浸ランクが上がるたびに腐食の程度は軽度となり，含浸ランクBではBの腐食が一部にはあるが，含浸ランクCでは腐食部はなくなる。

内部鋼材腐食度調査結果をもとに，鋼材の腐食量からの比較を行った結果では，含浸層3 cmを設定すればよいことがわかり，含浸時間を短縮，また含浸材料の節減を可能とすることができた。

また，含浸コンクリートで最も影響が心配されるコンクリートのひびわれについては，乾燥時に生成する収縮ひびわれなどに対しては，図-5・5に示すポリマー充填層が微小ひびわれ部にできてきており，ひびわれの腐食に及ぼす影響を軽減していた。

5.3　ポリマー含浸処理試験と品質管理に関する検討

5.3.1　概要

所要の含浸深さを得るために必要な乾燥条件や含浸時間などの条件を明確にし，その結果に基づいて含浸深さを設計するために，コンクリート版状試験体，RC配合およびPC配合部材の製作試験を行った。本試験は，次に示す3項目から構成される。

①　コンクリート板状試験体の製作試験

コンクリート板状試験体の製作試験は，部材厚の異なる(20，60，100，200mm)試験体に対し，乾燥条件（乾燥温度，乾燥時間），含浸条件および乾燥時材令を要因として，含浸試験を作製し，その含浸深さを測定することによって，コンクリート型枠に用いられるような薄肉部材について含浸条件と含浸深さの関係を明確にしようとするものである。

②　RC配合試験体の製作試験

本試験体は鉄筋を配筋したϕ200×1200mmのRC柱構造である。また，鉄筋のかぶりを正確にとり，なおかつスペーサー等のセットを無くするため，鉄筋を型枠にさし込んで固定させ，後で端部を整形した。試験体は作製後20°C--80%RHの高湿養生を7日間行い，乾燥工程に進んだ。製作したRC配合試験体の目標とする含浸深さは未処理，10mm，30mmの3種類であり，未処理のもの1本，10mm，30mmのものを2本ずつの計5体を作製した。

③　PC配合試験体の製作試験

本試験体は，200×200×1200mmのプレテンション部材である。目標とした含浸深さは，10mm，20mm，30mmおよび未処理の4種類であり，10mm，20mm，30mmのものを2本ずつと未処理のもの1本を製作した。

5.3.2　試験方法

ポリマー含浸コンクリート試験体は図-5・6の製作手順で製作した。

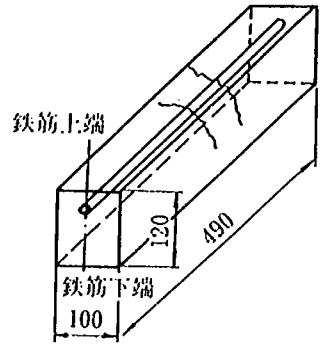
コンクリート配合は，コンクリート版状供試体（目標強度300kg/cm²，空気量4%，水セメント比48%），RC配合供試体(目標強度240kg/cm²，スランプ12cm，空気量4%，水セメント比55%)。PC配合供試体（目標強度400kg/cm²，スランプ10cm，空気量4%，水セメント比40%）である。

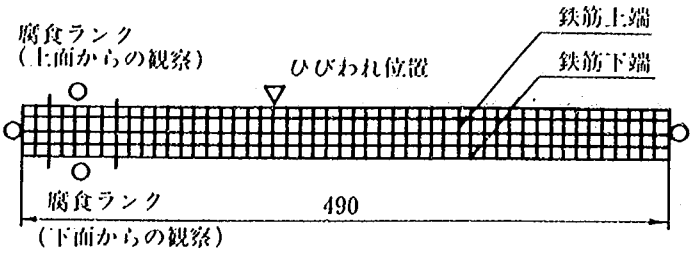
(2)　含浸材

本試験では含浸材はメチルメタアクリレート(MMA)であり，分子量が小さいことからコンクリートに含浸しやすいが，重合途中から急激に重合速度が高くなる自己反応促進現象があるため，この様な暴走反応を防止するため，モノマーは冷却(0°C～5°C)して使用した。アゾ化合物であるアゾビスイソブチロニトリル(AZIN)を重合誘発剤（触媒）として使用する。

(3)　重合溶媒

腐食試験体

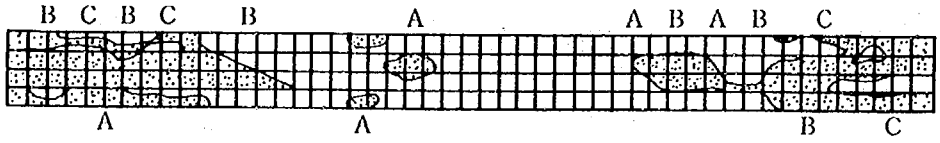




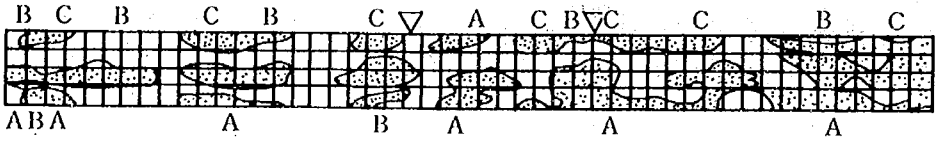
鉄筋展開図により示した腐食状況

未処理

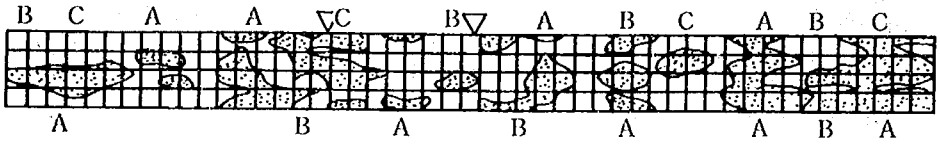
No.1 ひびわれ 無 し



No.2 0.1mm

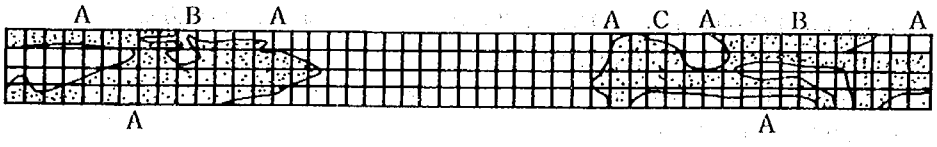


No.3 0.2mm

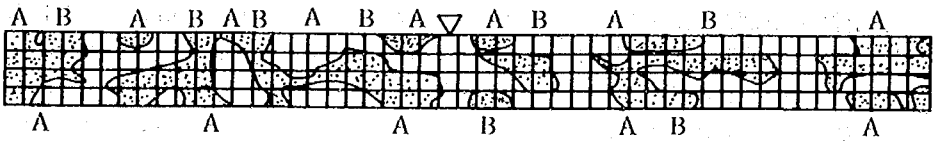


含浸ランク1

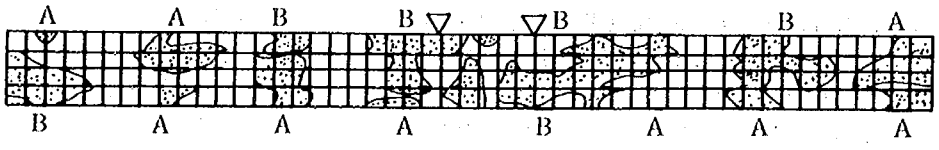
No.7 ひびわれ 無 し



No.8 0.1mm

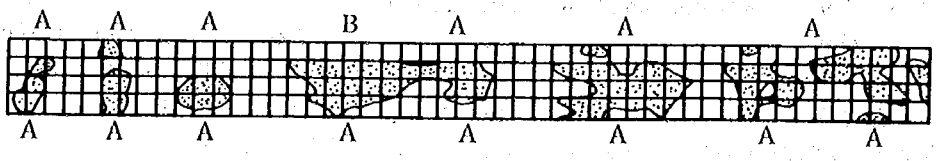


No.9 0.2 mm



含浸ランク2

No.13 ひびわれ 無 し



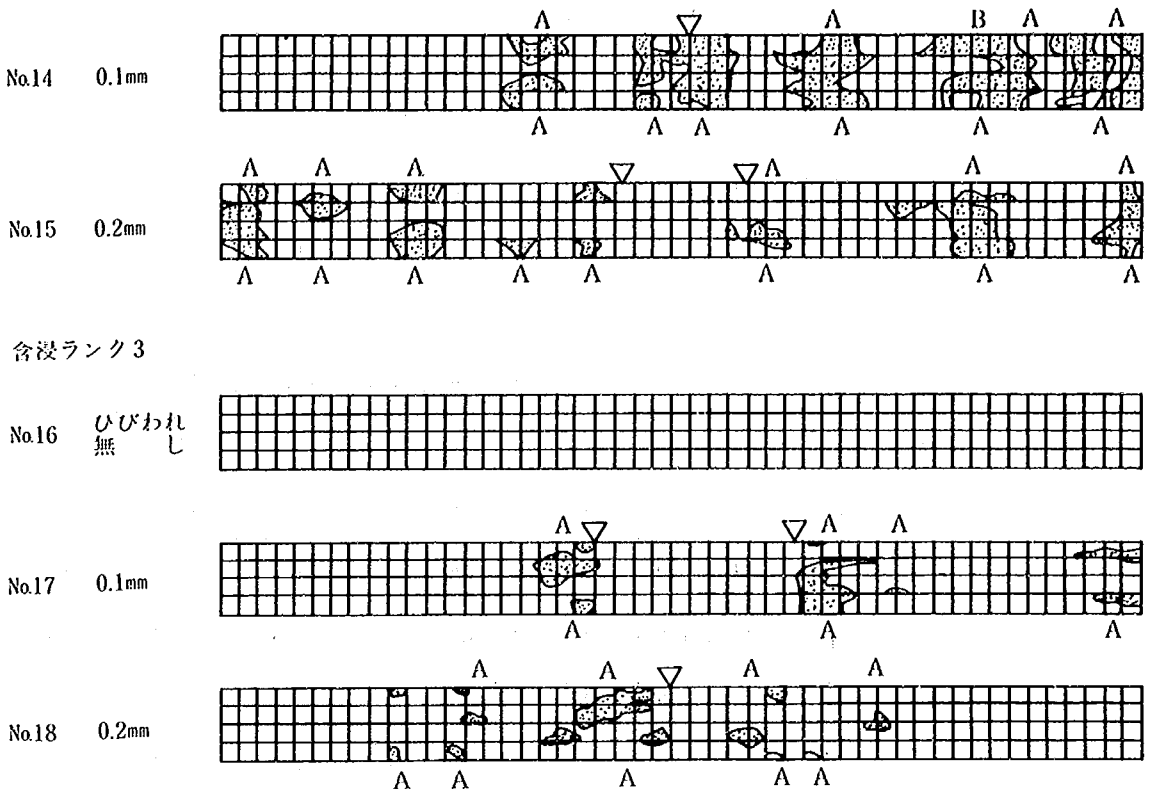


図-5・4　内部鋼材の腐食詳細状況

試験体にモノマーを含浸した後，これを熱的に重合する工程において，加熱によるモノマーの蒸発や試験体中に残在していた水や空気の膨張によるモノマーの押し出し等の理由で，試験体表面からモノマーが散逸する。モノマーの損失を防止するためには，高粘性液体による重合方法を採用した。高粘性液体には，ケイ酸ナトリウム（水ガラス）$Na_2O \cdot nSiO_2$のうちn（モル比）が3である3号ガラスを用いた。重合温度は60°Cである。

(4)　含浸装置

含浸装置は，幅640×長さ1220×深さ500mmの含浸材（MMA）を満たした含浸槽と，含浸材の液温を5°Cに制御するための冷却槽，および断熱材の入った保温槽の三重構造となっている。重合装置は，加熱ヒーターにより水ガラスを加熱するものである。また，温度センサーを設け，液温が常に60°Cに保つ様制御した。

5.3.3　板状試験体による含浸条件の検討

本試験は，板状試験体を用いて乾燥条件，含浸条件および部材寸法を要因として，所要の含浸深さ（含浸深さ 1.0cm，2.0cm，3.0cmを目標とした）を得るに必要な諸条件を決定することを目的としたものである。

コンクリート試験体の熱容量による差異を知るためにも，板厚を変えて，試験体の板厚20，60，100，200mmの4種類に対して試験を行った。

乾燥温度は80，110，175°Cの3条件，乾燥時間は12，24，48，72時間の4条件，および含浸時間は7，14，24時間の3条件として，各条件を組み合わせた試験を行った。重合時間はいずれも60°C－5時間と統一している。

(1)　乾燥程度と含浸深さとの関係

従来の含浸工法，すなわち強度向上を主体とした場合は，一般に0.5%以下の含水率を目標とするため，たとえば10cm以上の厚さの部材に対しては110°Cで98時間以上乾燥させることが必要とされる。しかしながら，本試験の目的は強化複合ではなくポリマーの含浸による充填であるため，必ずしもこのレベルまでの乾燥度は必要ないと考えられる。そこで，どの程度の乾燥でどれくらいの含浸深さが得られるかの実験的検討を行っ

表-5・2　内部鋼材の腐食状況調査結果

試験体番号	含浸処理の程度	曲げ・ひびわれの幅	鉄筋かぶり(mm) 最大 最小	腐食長さ(mm) 腐食度 なし	A	B	C	鉄筋の全長(mm)	鉄筋長さ率(%)	腐食長さ(mm) 鉄筋健全部の直径(mm)	腐食部の最小直径(mm)	腐食深さ率(%)
1	未処理	なし	19.9 19.2	220	100	95	75	490	55.1	11.4	11.2	1.8
2		0.1mm	20.9 20.1	55	205	110	120	490	88.8	11.4	11.2	1.8
3		0.2mm	20.9 20.8	95	210	110	75	490	80.6	11.4	11.1	2.6
4	ランク1	なし	21.4 19.8	210	205	60	15	490	57.1	11.4	11.1	2.6
5		0.1mm	18.6 17.5	90	235	165	0	490	81.6	11.4	11.4	0.0
6		0.2mm	20.5 20.0	170	115	205	0	490	65.3	11.4	11.2	1.8
7	ランク2	なし	20.4 20.2	240	220	30	0	490	51.0	11.4	11.3	0.9
8		0.1mm	21.7 21.3	295	175	20	0	490	39.8	11.4	11.4	0.0
9		0.2mm	20.9 20.0	380	110	0	0	490	22.4	11.4	11.4	0.0
10	ランク3	なし	20.8 20.3	490	0	0	0	490	0.0	11.4	11.4	0.0
11		0.1mm	20.7 20.0	435	55	0	0	490	11.2	11.4	11.4	0.0
12		0.2mm	20.0 19.9	465	25	0	0	490	5.1	11.4	11.4	0.0

含浸処理の程度：ランク1　含浸深さ10mm
ランク2　含浸深さ20mm
ランク3　含浸深さ30mm

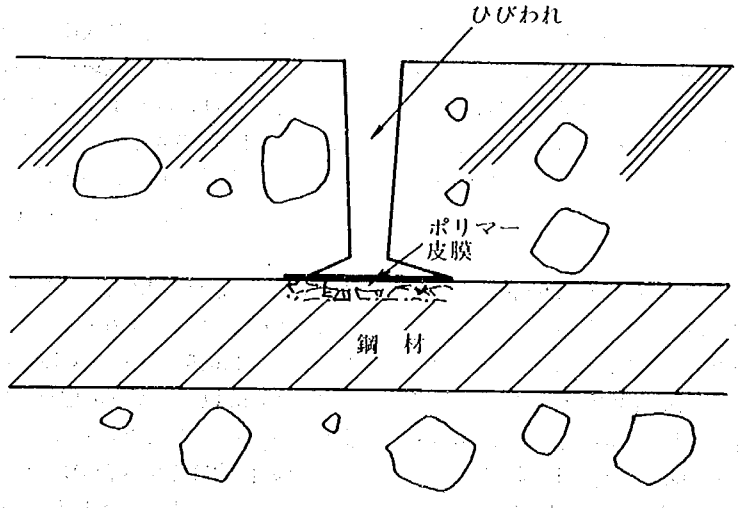


図-5・5　ひびわれ部分のポリマーの形態（拡大模式図）

た。

乾燥試験の結果からは，含浸深さ10mm，20mm および30mm を得るに必要な乾燥条件は，それぞれ110°Cの乾燥温度で24時間，48時間および72時間であった。

なお，乾燥時にコンクリート面に発生すると思われる乾燥・収縮ひびわれは，80°C乾燥の場合では全く発生しておらず，乾燥温度110°C，175°Cの場合に，部材厚200mm の試験体において１～２本程度発生していたが，そのひびわれ幅は0.02～0.04mm のヘアーラインクラックであった。

試験体のモノマー含浸率は，乾燥時間および乾燥温度によって異なるが，おおむね乾燥度に比例すると考えてよい。しかしながら，175°C高熱乾燥度を上げてもモノマーの置換率は上がらず，また，この傾向は部材厚が大きくなる程顕著であると言える。この場合，所定の深さまで含浸させるためには，乾燥によって失われる水量におけるモノマーの置換率を考え，その比率に応じて乾燥深さを増加させることが必要になる。

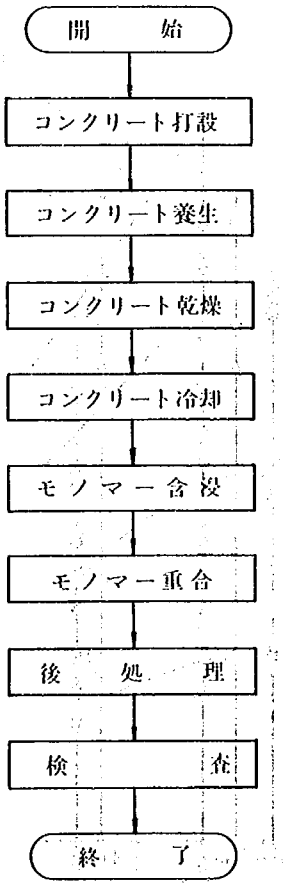


図-5・6　ポリマー含浸コンクリート試験体の製作手順

図-5・7には，含浸時間を７時間，乾燥温度を110°Cとして，60，100，200mm の各板厚に対して，乾燥深さと含浸深さの関係を示す。

この図では，乾燥によって失われる水量をコンクリート中の未反応水と考え，乾燥度の上限がその時のセメントの水和率として，乾燥減量から乾燥深さを求めたものである。この方法によって求められた乾燥深さと実測含浸深さをプロットし，乾燥によって失われた水分に対するモノマーの置換率を推定すると(図-5・8)，10cm 厚で80～100%，20cm 厚で60～90%の範囲であることがわかる。従って，所定の含浸深さを得るためのモノマーの置換率としては70%程度と考え，これに相当する深さまで乾燥させる必要があるという結果が得られた。

コンクリート中の水分の蒸発速度は，乾燥速度は，乾燥速度や部材厚によって大幅に異なる。特に温度の影響は顕著で温度によって水分の絶対蒸発量が異なることから，部材厚が厚くなると，100°C以下では乾燥効率が悪くなる。同様に，乾燥時間と含浸深さの関係は，部材厚の薄いものほど含浸効率が良い。これは，乾燥水分率曲線における乾燥効率とも関係し，110°C乾燥の場合，部材厚が厚くなると乾燥速度が低下し，所定の乾燥度に達するまでの時間が長くなるためである。

(2)　含浸時間の影響

含浸時間の影響については，110°C－48時間および110°C－72時間乾燥の場合について検討したが，10cm 厚さの試験体では含浸時間が７時間と24時間でモノマー含浸率の差は0.8%，ポリマー含浸率の差は0.6%，含浸深さの差は0.8cm であり，モノマーの置換率は24時間含浸では100%に達した。そしてこの置換率は，このように同一乾燥条件では含浸時間が長いほど良い結果となっているが，24時間の含浸時間で十分であるとの結論が得られた。

(3)　ポリマー層の稠密性と板厚

含浸深さを測定した際に，一部の試験体において含浸濃度の異なる１次層，２次層が発見された(図-5・9)。

一般に，このような現象は厚い部材を十分に乾燥させた場合によく見られ，中心部の２次層に触媒が分離されて未重合のモノマーが残っている場合がある。しかしながら，今回は割裂した時点でのモノマーの臭気はほとんどなく，含浸したモノマーが重合していたため，未反対モノマーの存在ではなく乾燥度が大きかったために含浸モノマー濃度が勾配をもち，重合しポリマー化したものと考えられ。

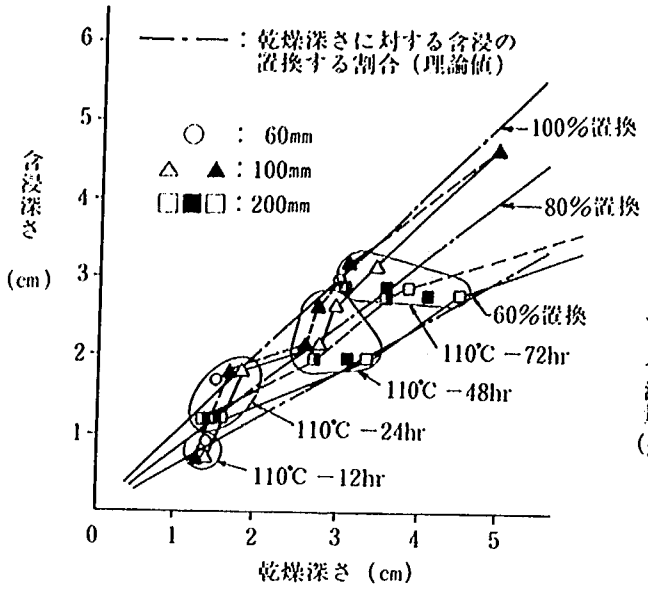


図-5・7　コンクリートの乾燥深さと含浸深さとの関係

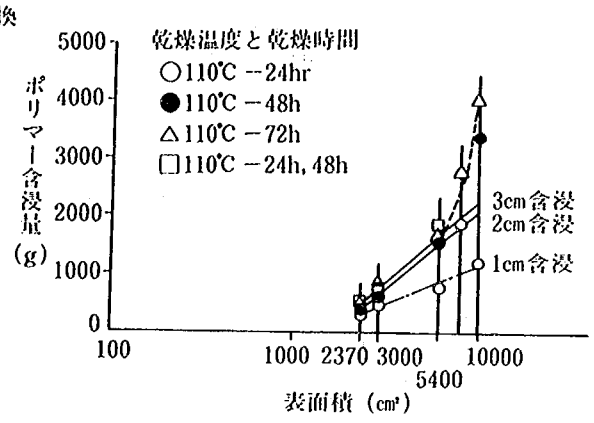


図-5・8　乾燥時間とモノマー置換率との関係

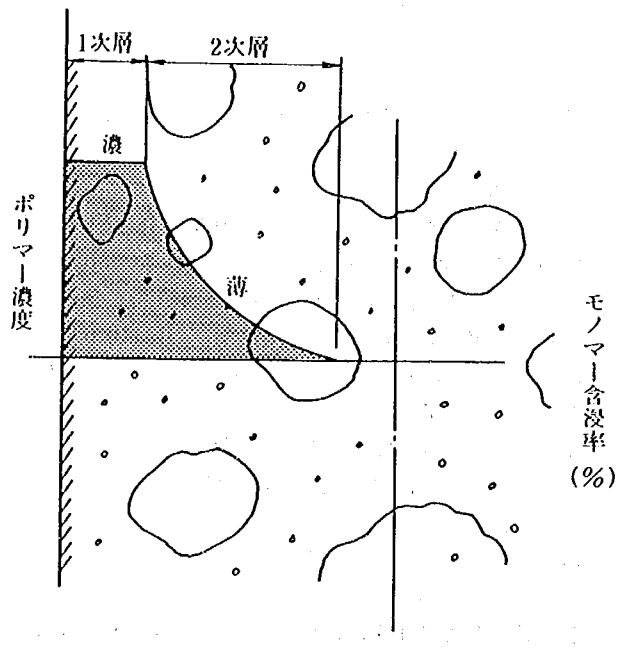


図-5・9　ポリマー含浸後のポリマー濃度分布

部材厚が厚くなると所定の乾燥度に達するまでの時間等が長くなり，乾燥による影響を受けやすくなり，部材厚が薄い場合に較べて稠密性の上でも不利となることから，出来れば型枠など薄肉のコンクリートでポリマー含浸防食を行うのが良いと判断される。

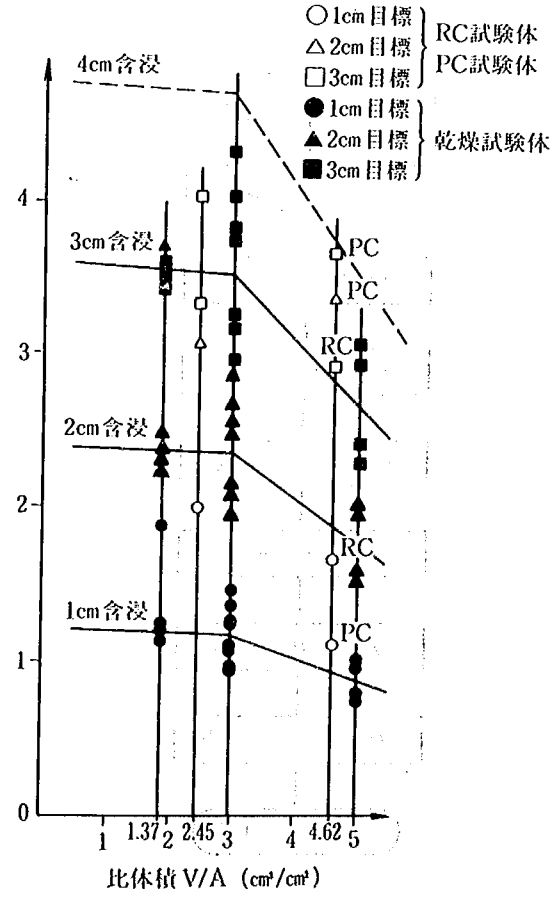


図-5・10　モノマー含浸率と比表面積との関係

5.3.4 含浸深さの設計と実測

RC配合試験体およびPC配合試験体の場合の含浸深さについて以下に検討する。

含浸深さを測定した乾燥試験体について，モノマー含浸率と比表面積の逆数(単位面積当たりのコンクリート体積：V/A(cm³/cm²)で，以下比体積と称する。)の関係をプロットし，含浸深さ1cm，2cm，3cmのラインを求める。これにRCおよびPC試験体の含浸率をプロットすると図-5・10に示す結果となった。

この図から各試験体の含浸深さを検討すると，板状試験体は目標含浸深さ1cm，2cm，3cmに対して1.7cm，2.6cm，2.8cmおよび乾燥大のものが3.4cmとなったが，RC配合試験体は目標含浸深さ1cm，3cmに対して1.8cm，3.1cmとなり，PC配合試験体は目標含浸深さ1cm，2cmに対して1.2cm，3.6cmと3.9cmとなり，目標含浸深さ2cmのPC試験体が3cm以上となった以外は，ほぼ目標通りの結果となっている。目標含浸深さ2cmのPC試験体において，3cm以上となった理由としては，PC試験体内に配置された鋼材影響，あるいは数本の試験体を同時に乾燥させたことにより，乾燥炉内で不均一な温度，湿度分布となったことなどが考えられる。含浸深さ10mm，20mm，30mmを得るための乾燥条件・含浸時間は，それぞれ（110°C-24h，7h）（110°C-48h，14h）（110°C-72h，24h)とすれば，所要の含浸深さを得られる，RC配合，PC配合の各試験体は，設計条件からの予想結果とほぼ等しい含浸深さを得ており，含浸深さの管理手法として，部材の単位面積当たりの体積（V/A(cm³/cm²)で体積と称す）をパラメーターとし，モノマー含浸率との関係を用いて所定のポリマー含浸コンクリートを製作出来る。このようにして，防食性能から必要とされる含浸深さ30mmを満足するポリマー含浸条件が得られた。

以上のことから，実構造物の含浸深さの設計を容易にするために，RCおよびPC配合試験体を用いて含浸深さの検討を行いその予測式と実測値とを比較した結果は，含浸深さは自由に制御でき事前に設計することが可能であると結論づけられる。

5.3.5 まとめ

コンクリート中の水分の蒸発速度は，乾燥温度，部材厚によって大幅に異なり，特に温度の影響は顕著で，部材厚が厚くなると110°C以下では乾燥効率が悪い。この反対に，部材厚の薄いものほど含浸効率が良いので，薄肉部材へポリマー処理が有利となる。

モノマー含浸率は，およそ乾燥度に比例する。ただし乾燥温度を上げてもモノマー置換率は変わらず，自然含浸法では限界がある。モノマー置換率は乾燥水分の70%程度と考えられる。従って，所定の含浸深さの1.4倍の乾燥深さが必要と考えられる。

同一乾燥条件のもとでは，含浸時間が長いほどモノマー置換率が上がり，より大きな含浸深さが得られるので，含浸深さ10mm，20mm，30mmを得るための乾燥条件・含浸時間は，それぞれ（110°C-24h，7h）（110°C-48h，14h）（110°C-72h，24h)とすれば，所要の含浸深さを得られる。RC配合，PC配合の各試験体は，設計条件からの予想結果とほぼ等しい含浸深さを得ており，含浸深さの目安あるいは管理手法として，部材の単位面積当たりの体積(V/A(cm³/cm²)で体積と称す)をパラメーターとし，モノマー含浸率との関係を用いて所定のポリマー含浸コンクリートを製作出来る。このようにして，防食性能から必要とされる含浸深さ30mmを満足するポリマー含浸条件が得られた。

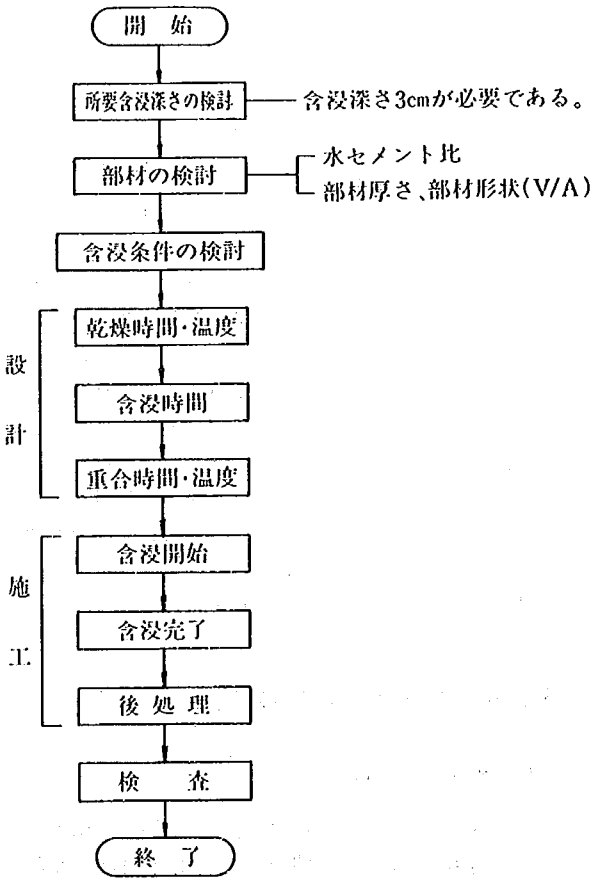


図-5・11　ポリマー含浸防食の設計・施工手順

5.4 ポリマー含浸防食に関する研究のまとめ

含浸コンクリートは，合成樹脂をコンクリートに含浸させてコンクリート表層部の細孔を充填することによって遮水層を形成しようとするものである。これまでの方法によると，施工費用が著しく高価になること等が障害になって，構造物への適用は困難であろうと考えられていた。

まず，十分な耐食性があって，しかも最も経済的な処理条件を選択するために，含浸層の稠密さや深さの異なる含浸コンクリートを製作して，それらの耐食性を測定した。早期に結果を得るために，海水飛沫部を再現した試験を可能とするコンクリート腐食促進機を製作し，過酷な試験条件のもとで耐食試験を行った。

その結果，含浸層3cmを設定すればよいことがわかり，耐食性を損なわない範囲で含浸時間を短縮し，含浸材料の節減を可能とすることができた。

次に，コンクリート表層部分にのみ限定してポリマーを含浸させる表面含浸処理工法の例として，コンクリート型枠に用いるような板状試験体，プレストレストコンクリートおよび鉄筋コンクリートに適用する場合の乾燥条件や含浸条件を試験体を用いて検討した。この結果，モノマー含浸率とコンクリートの比表面積の関係から，含浸深さの設計と安定した遮水性能が得られる含浸層の生成条件が明らかとなった。ポリマー含浸防食の設計施工手順を作成して図-5・1に示した。あわせて，工場で製作する場合に必要な部分ポリマー含浸コンクリートの含浸設計条件を表-5・3にまとめた。

ポリマー含浸防食の場合，含浸層を外部より測定することが出来ないので，検査は事実上不可能であることから，品質管理の行き届いた工場での処理が前提となろう。すなわち，経済性および品質の信頼性を前提に考えると，工場生産品，たとえば，規格型のコンクリート桁やコンクリート製型枠での利用を考えるのが実用的で使用する機会も多いと考えられる。

表-5・3 ポリマー含浸防食の設計条件

例 プレストレストコンクリートへの部分ポリマー含浸防食

セメントの種類　早強ポルトランドセメント
水セメント比　40%
部材厚さ　20cm

No	内容	数値または条件
①	所要含浸深さ	3cm
②	含浸材	・主材 メチルメタアクリレート(MMA) ・触媒 アゾビスイソブチロニトリル(AZIN)
	重合材	高粘性液体(水ガラス3号)
	乾燥条件	3cm含浸→110°Cで72時間乾燥
	含浸条件	24時間含浸
	重合条件	60°Cで5時間重合
③	乾燥方法	電気加熱またはガス加熱
	含浸方法	常圧下でのディッピング(減圧下でモノマーの発散を防ぐのも良い)
	重合方法	常圧下でのディッピング
	後処理方法	湯洗い

6．電気防食に関する研究

6.1 電気防食の開発目的

電気防食とは，鋼材の腐食が電気化学的な作用であることを利用して，鋼材の電位そのものを外部より制御し，鋼材の電位そのものを腐食電位領域より非腐食電位領域へ遷移させるという防食手段であって，既に鋼製の海洋構造物においては多くの実績を有する方法である。この方法は鋼材の腐食反応が電気化学的反応であり，腐食電流の流れによって腐食が進行することに着目して，電流を人為的に逆方向に流しながら腐食反応を抑制するという，いわば逆療法であるといえよう。電気化学的防食による防食は鉄筋の腐食反応そのものに関与し，これを直接に抑制する方法であるため，コンクリートの品質や含有塩分量等の周囲環境に影響されず，完全に腐食を防止することができるものと考えられる。

これまでコンクリート構造物へ適用されなかった原因は，防食の対象となるコンクリートが陸上や海上にあって，鉄筋全面に電流を流すためには電極等を必要とすることや，その効果的についてもコンクリートを用いた確認がなされていなかったためである。

鉄筋の腐食を完全に抑制される必要な電位自体が鋼構造物とは異なるばかりではなく，防食を行ったすべての鉄筋に均一に防食されるような電位等も防食設計上不可欠な要素である。このため，コンクリートの中の鉄筋を防食する必要な分極電位の範囲を明らかにすることや，コンクリート中の電位を均一に保つための電極の配置や，分極自体を長時間寿命を保たせるための改良を行うことにより，コンクリート構造物にも十分に適用可能であることを確かめようとするものである。

また電気防食が有効に作用するためには，鋼材周辺に電流が流れることが不可欠であり，桁のように直接海水等に接する機会のない部材においては，電流を平均的に流すための適切な電極材も必要となる。電極材は，直流電流によって消耗しにくい難溶性の材料を使用する必要があり，一般には，磁性酸化鉄，高けい素鋳鉄，白金めっき，母材はチタン，ニオブ，タンタルなど)，フェライトなどが使用されるが，コンクリートの場合には広い範囲へ電流を流す必要があり，特別の電極を必要とすると考えられる。

さて，電気防食法には陽極防食法と陰極防食法の2種類があるが，コンクリート用電気防食として陰極防食法を用いることを検討する。陰極防食法は，鋼材面に導電層等の電解質を介して電流を流入させ，腐食電位より卑して（マイナス側）に分極させることにより腐食を防止するものである。

電流を流入させる方式には，外部電源方式と犠牲陽極方式とがある。外部電源方式は，一般の交流電力を受電し，これを整流器によって低圧の直流電力に交換し，不溶性の電極を用いて被防食体に防食電流を供給する方式である。犠牲陽極方式は，被防食体の金属より低電位の金属よりなる陽極，一般には，マグネシュウム合金やアルミニウム合金などを被防食体に取り付け，両金属間の電位差による電池作用によって発生する直流電流を防食電流として利用して防食を行う方式である。

以上のように，これまでの研究では施工例も増えており，電気防食の方式もある程度固まってきているが，その大半がコンクリート床版への適用例であり，今回のようにコンクリート桁へ適用するのは初めてである。

桁の場合，他の構造部材と較べて鋼材量が多く，しかもＰＣ鋼棒として高張力鋼を用いるため，水素脆化の発生を防ぐために，コンクリート床版の場合とはちがった設計法が必要となるが，これについて具体的に問題点と対策を提示した既往の研究はない。

防食効果については，前述の R. F. Stratfull が当時既に実際の床版を対象に，電気電流制御によってその防食効果を求めている。しかし，実際の構造物であるために全面にわたりその破壊調査を行うことが出来ずに部分的なはつり調査でその効果を求めているなど，防食効果と厳密な電位との関係は得られていないので，今回の検討で電位と防食効果との関係を求める必要がある。

また，土木構造物の場合は，構造物の寿命が長いために電気防食システムの耐久性が非常に要求される。このためには，既往の鉄系電極等の電極材やアスファルト系の伝導層では不十分であることが判明した。

以上のことを考慮して，本研究では下記について検討した。

(1) 鉄筋の電気化学的挙動に関する検討。
(2) 電気防食の効果に関する検討。
(3) 電位分布および電流密度に関する検討。

6.2 鉄筋の電気化学的挙動に関する検討

6.2.1 概　要

電気化学的な防食が可能となるためには，まず第一に鉄筋の腐食挙動が電気化学的に説明できなければならない。鉄筋腐食と電気化学的挙動が直接対応すれば，電気防食による防食効果がどの程度まで期待できるのかが原理的に明らかにされる。

海洋環境のなかでも飛沫帯部のように，とりわけ腐食性の厳しい場所でのコンクリート構造物の損傷の特徴は，当初コンクリートにはひびわれが見当たらなかったにもかかわらず，時を経てはじめてひびわれが観察され，コンクリート内部の鉄筋が著しく腐食している点にある。このひびわれは鉄筋の腐食によって生じたと推定されるが，中性調査結果ではひびわれ面は中性化しているがその他の部分は高アルカリ性を保持したままであることが確かめられている。コンクリートの中性化による腐食については，既に多くの研究があるが，このような条件での鉄筋の腐食挙動は，中性化による腐食理論では説明しにくいものであった。そこで，この場合はアルカリ中でも腐食が進行するとされる塩分腐食であろうと考えた。実際に海岸に構築されたコンクリート（塩分量10～30kg／m³の場合もある）も報告されている。

まず，塩化物が鉄筋の腐食に影響を与えていることから定量的な関係を知るために，鉄筋コンクリートを溶液モデルに置き換え，これらの条件を再現して大量に塩分がある場合の鉄筋の腐食と電気化学的挙動との関係について，特に電気防食の設定において必要なアノードとカソードの分極特性を検討した。

次に，実際のコンクリート中での電気化学的挙動について，かぶりと水セメント比の異なるコンクリートを用いて，電気化学的挙動を知るための分極性状や分極抵抗等を測定した。

6.2.2 溶液中鉄筋の電気化学的挙動の測定

(1) 実験内容

試験溶液 pH(12.5, 8.0)や酸素濃度の大小(10ppm, 2ppm)，塩分含有量(塩分濃度0.7, 2.0, 10.0kg/m³)

を組み合わせた条件下での鉄筋の腐食挙動を測定し鉄筋の腐食実験を行った。

なお，塩分濃度はコンクリート中濃度に換算して表示している。

(2) 測定と解析方法

鉄筋の腐食性状（特に不動態の有無とその領域の大きさ）を知るためには鉄筋の分極特性（印加電位を変化させた時の電流変化を図示したもの）を求め，鉄筋の腐食速度を知るためには分極抵抗（自然電位付近で電位を微小に変化させ，その際の電流変化を測定し，電位÷電流から抵抗を求めたもの）の測定から腐食電流を算出した。

鉄筋の腐食挙動の測定には，電気化学的手法を用いるため特別な測定装置（Princeton Applied Research 社製　全自動腐食測定装置）を購入して使用した。測定項目および解析のフローチャートを図-6・1に示した。

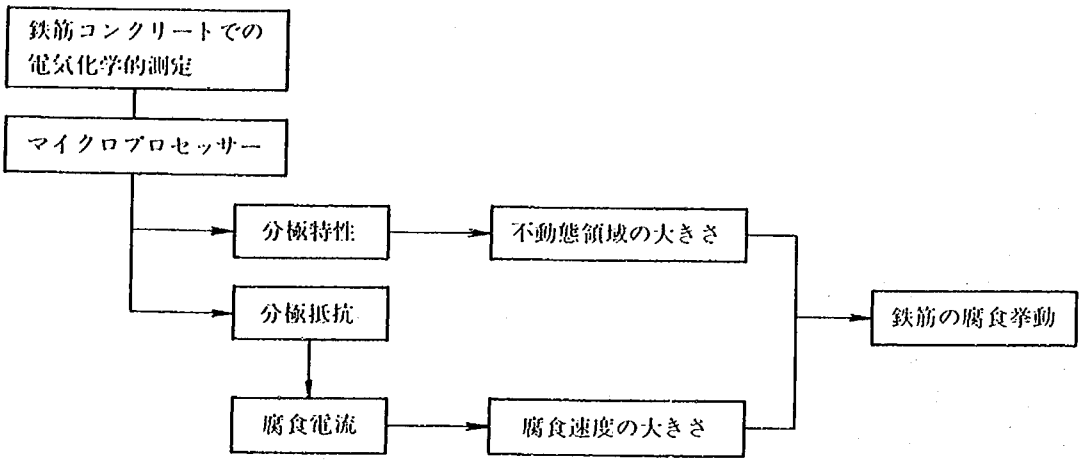


図-6・1　鉄筋の腐食挙動を知るための電気化学的測定方法

表-6・1　溶液中鉄筋の分極特性測定結果

塩分濃度 kg／m³	鉄筋の分極特性		
	高アルカリ性溶液（低酸素濃度）	中　性（低酸素濃度）	溶　液（高酸素濃度）
0.7	○	×	×
2.0	△～×	×	×
10.0	×	×	×
30.0	×	×	×

○　不動態領域が明瞭に存在
△　〃　の存在が疑わしい
×　〃　は消滅

(3) 鉄筋の分極特性（不動態領域）測定結果

不動態は，腐食可能な範囲にあるが，鉄筋表面に保護皮膜が生じるなどして鉄筋表面が安定していることをいう(不活性とは異なる)。この不動態の有無は，電解電流10^{14}nA／cm²以下の領域で，電解電流が地加しないことで判定することにした。

不動態領域があることは，鉄筋が腐食していないことを意味し，不動態領域が失われることは鉄筋表面の不動態皮膜が破壊され，腐食が開始していることを意味している。

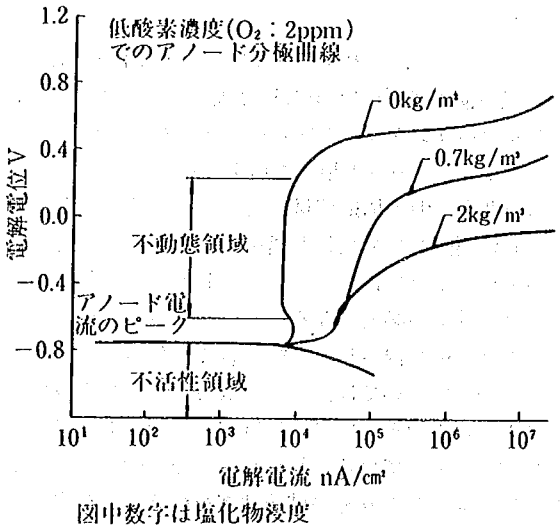
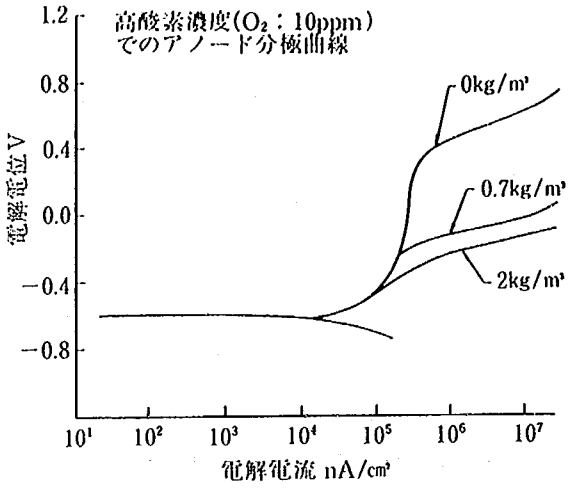


図-6・2　鉄筋のアノード分極特性測定結果
（低酸素濃度の場合）

鉄筋の分極特性は，鉄筋をとりまく溶液条件，特に

酸素濃度によって異なっている。

低酸素濃度(O_2：2 ppm)では，鉄筋の自然電位は－0.78Vであり，これより貴（電位の＋側）の範囲でアノード電流となり鉄は溶解する(図-6・2)。



図中数字は塩化物浸度

図-6・3　鉄筋のアノード分極特性測定結果
（高酸素濃度の場合）

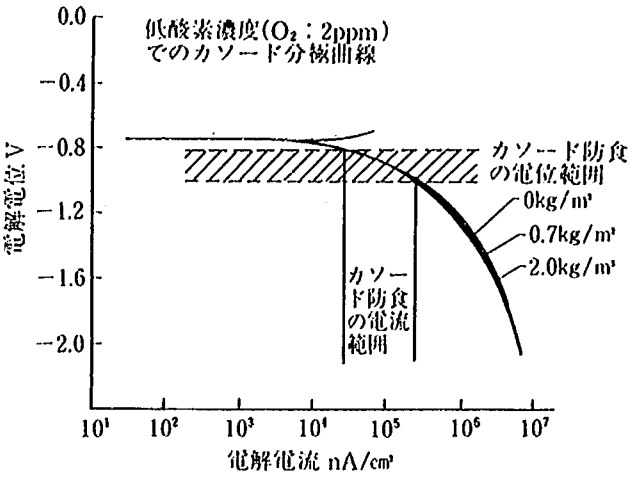
塩分を含まない溶液では，－0.68Vでアノードの電流のピークがあり，このピークの後，電流はいったん減少して－0.55V より溶解電流が小さくなる不動態領域となっている。

この際の不動態保持電流は，同図によれば8×10^3 nA／cm²程度と微小である。＋0.20Vより電流は次第に増加し，0.5Vより電流が急速に増え酸素を発生する。

一方，0.7kg／m³および2 kg／m³の塩分を含む溶液では，アノード電流のピークがないままにゆるやかに溶解電流は増加し，0.5Vよりはアノード電流が急速に増加している。アノード電流の範囲では，低酸素濃度溶液であっても鉄筋の不動態皮膜の被壊が生じている。なお，不動態領域での電流値は時間と共に減少する傾向をもつので，長時間後の不動態電流値は，10^2～10^3 nA／cm²程度とさらに小さくなると予想される。

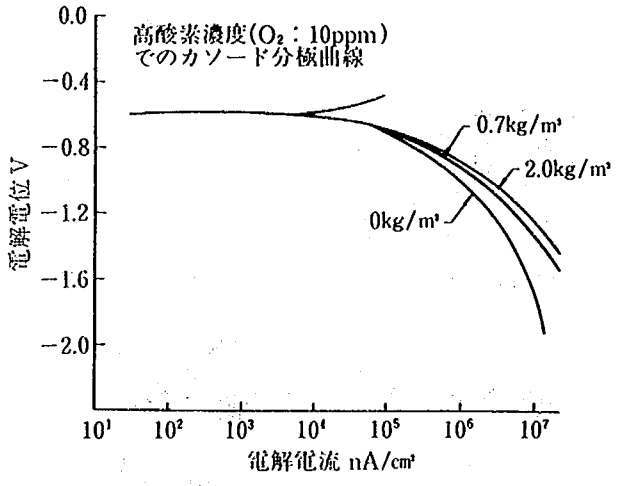
高酸素濃度(O_2：10 ppm)では，－0.60Vより貴の範囲でアノード電流となる(図-6・3)。この場合は，塩分を含まない溶液であるが腐食電流は10^5nA／cm²を超えており，不動態領域特有の電流減少は見られない。

分極特性から鉄筋が不動態領域をもつのは，厳密に①高アルカリ性溶液で，②低酸素濃度，しかも③塩分濃度が小さい場合に限られる。つまり，コンクリート



図中数字は塩化物浸度

図-6・4　鉄筋のカソード分極特性測定結果
（低酸素濃度の場合）



図中数字は塩化物浸度

図-6・5　鉄筋のカソード分極特性測定結果
（高酸素濃度の場合）

の腐食抑制効果は限定された条件下でのみ成り立つものであって，たまたまコンクリートがこれに適合しているにすぎないことが分かった。

次に低酸素濃度（O_2：2 ppm）および高酸素濃度（O_2：10 ppm）の場合の鉄筋のカソード分極線を図-6・4と図-6・5に示す。

低酸素濃度の場合，鉄筋のカソード分極は塩分濃度が0，0.7，2.0kg／m³のいずれの場合にも大きな差異はない。斜線部をカソード防食範囲とすると，電位が

低下すると電流が増加する。−1.0V以下では水素が発生し−1.2Vを超えると大量の水素発生と急速な電流増加がみられる。カソード防食の電流からみた下限電位の限界といえるであろう。

カソード分極特性からの知見をまとめると，自然電位より負の電位領域での電解によれば，分極特性に及ぼす塩分濃度の影響は小さく，むしろ酸素濃度の影響を受けやすいことがわかるが，カソード分極時の電位−電流の関係はいずれも似通っており，カソード領域での鉄筋の分極特性はおなじ傾向にあるといえる。

このことは，カソード防食を行う場合，防食電位の設定においては，かぶりが一定であれば酸素の透過量の差異は大きくないことから，コンクリート中の塩分量に考慮せずとも良いことを示唆している。

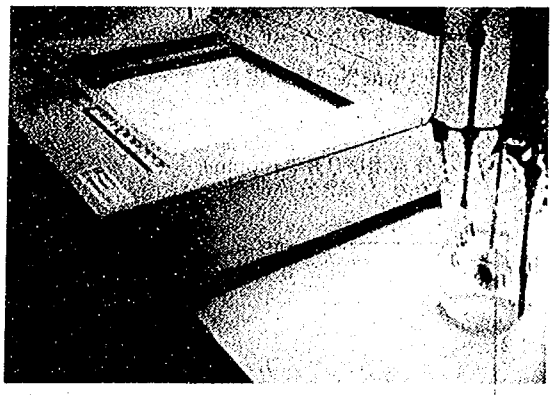


写真-6・1 コンクリート中鉄筋の分極特性測定方法

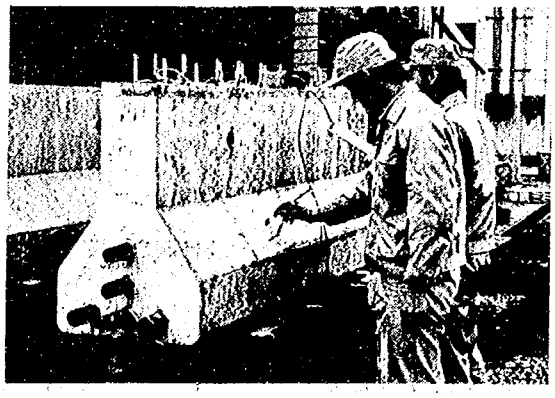


写真-6・2 コンクリート供試体の電位分布及び電流密度の測定

(4) 鉄筋の腐食速度測定結果

鉄筋の腐食速度は直接測定することはできないので，鉄筋表面に流れる腐食電流を測定した。溶液中での鉄筋の腐食電流値（腐食速度）の測定結果によれば，中性溶液（高酸素濃度）の腐食電流値が，いずれの塩分濃度においても最も大きい。中性溶液（低酸素濃度）の場合の腐食電流はこれに次ぐが，とくに高塩分濃度の場合に腐食電流が著しく大きくなる傾向にある。

高アルカリ性溶液（低酸素濃度）で低塩分濃度の場合には腐食電流は小さく腐食速度としては無視しうる程の小ささである。塩分濃度が増加するとともに腐食電流も次第に増大する。高塩分濃度での腐食電流は，600～900nA／cm² （塩分濃度10～30kg／m³）に達し，この値は塩分濃度0.7kg／m³の中性溶液（高酸素濃度）にも相当するほどである。実際の構造物では劣化が進行するとコンクリートにひびわれが生じる場合が多い。コンクリートのひびわれ面は中性化しており，これにともない，ひびわれ部の鉄筋に接する環境はアルカリ性から中性環境と変わっている。同時にひびわれがあるために通気性も著しく増している。このように大きな電流値は，鉄筋にかなりの量のさびを生じさせるに十分であると思われる。

6.2.3 コンクリート中鉄筋の電気化学的挙動の測定

実際のコンクリート中の鉄筋の腐食挙動を知るために，数年海上に暴露した後でひきあげコンクリート供試体を用いて腐食測定を行った。

(1) コンクリート供試体

かぶり 2 cm(W/C 55%) および 7 cm (W/C 55, 70%) のコンクリート供試体である(**表-6・1**)。いずれも海水飛沫のあたる海上部（海面上1.5m程度）に設置されていたものである。かぶり 2 cm の供試体は暴露後1000日を経過しており，表面に鉄錆色の斑点が観察され，内部鉄筋も腐食している。かぶり 7 cm の供試体は暴露後1500日を経過しているが，外見上特に変わったところはないが，解体調査結果によれば，W/C 70%のコンクリートに鉄筋の腐食が見られた。

(2) 測定方法

大型容器に海水と同程度の 3 %NaCl 溶液を1/3程満たし，その中にコンクリートの下部10cm 程度浸漬させ，酸素濃度の供給を妨げないために，コンクリートの大部分は浸漬させないままとし，電気的に導通させた。電極等は容器内に固定し，また溶液は測定のたびに交換した。

電気化学的測定には前節と同じ測定装置を用い，その測定および解析のフローチャートも同様である。

(3) 測定結果

コンクリート中鉄筋の分極特性の測定結果を**図-6・6**に示す。コンクリートの品質と測定結果との関係を**表-6・2**に示した。

1）分極特性について

表-6・2 電気化学的測定の対象とするコンクリート供試体の種類

供試体番号	コンクリートの品質				寸法
クラックなし	W/C (%)	スランプ(cm)	かぶり (cm)	練り水	
A	55	8	2	水道水	15×15×75cm
B	55	8	7	水道水	20×20×75cm
C	70	8	7	水道水	20×20×75cm

コンクリート中鉄筋の分極特性図よりわかるように，いずれの鉄筋も不動態領域を失っていた。長期間の海上暴露のために鉄筋のコンクリートかぶりが7 cmであっても鉄筋表面へ塩分が浸透し，鉄筋表面の性状は塩分の影響を免れることはできなかったのであろう。

2）電位について

電位の最低値は−0.57V前後であった。かぶり7 cmのコンクリート供試体だけでなく，かぶり2 cmの場合においても，電位の時間的変化は少なく，自然電位の安定性は良好である。このため，自然電位より電位を100mV程度遷移することで，鉄筋を図-6・2に示す不活性領域に長期的に安定してとどめる，すなわち，電気防食下の状態に設定することが可能となった。

3）分極抵抗について

かぶり2 cmの場合のみ分極抵抗が低下しているが，かぶり7 cmの場合は分極抵抗は高い値を保っている。電位が低下したコンクリート供試体H 3の場合には，分極抵抗値は低下していないことから，この程度の暴露日数の範囲ではかぶり7 cmあれば腐食の進行はゆるやかであろうと推定できる。

6.2.4 まとめ

溶液実験およびコンクリート実験によれば，鉄筋コンクリート中の鉄筋の腐食は以下のように電気化学的に説明される。

塩分を含まないコンクリートでは鉄筋は腐食しないが，これは良く知られているように高アルカリ性でしかもコンクリート中の通気量が少さいために（良質のコンクリートは通気遮断性に優れている），鉄筋に不動態皮膜を生じ，鉄筋が腐食から保護されているためである。しかし含有塩谷量が増大する場合には保護作用が失われ鉄が腐食する。これは，分極特性からわかるように，鉄筋保護作用を有する不動態皮膜が消滅するためである。上記条件下での鉄筋の腐食速度は含有塩分量が増大するとともに増大するが，同様に酸素濃度が増大されても増加する。鉄筋が不動態領域をもつのは，高アルカリ性溶液で，低酸素濃度，しかも塩分濃度が小さい場合に限られる。逆にいえばこれら3条件のひとつ，もしくはふたつしか満たされない条件下では，鉄筋の腐食が生じることが裏付けられた。

コンクリートのかぶりが2～3 cm程度のコンクリートでは，腐食抑制作用をコンクリートのみに負わせることは事実上困難である。しかし，鉄筋の分極によれば，腐食する場合には，鉄筋電位には特定の範囲があることもわかり，電気防食のような電気化学的な対策をとることが可能である。

すなわち，溶液実験の結果によれば，不動態となる電位は−0.1V～0.3Vの範囲にあるのに対して，鉄筋の腐食は−0.2V～0.6Vの範囲でのみ生じている。このため，電位を−0.6Vより低くするか(カソード防食)，−0.1V～0.2Vの範囲にあるように認定することによって鉄筋表面を不活性にするか，または不動態を回復することができる。

しかし，実際的には，−0.1V程度の電位を常時保つことは難しいことから，電位の巾を広く保つことが可能なカソード防食のみを以下では検討することにした。

6.3 電気防食の効果に関する検討

6.3.1 概 要

本実験では，電気防食の効果について，海水中の鉄筋コンクリートと海水飛沫で濡れている鉄筋コンクリートを用いて検討した。腐食環境をモデル的に再現した水槽中に鉄筋コンクリート供試体を暴露し，各々の供試体の設定電位を変えて，非防食供試体との腐食性状の差異を観察するとともに，コンクリート中鉄筋に流入する防食電流を測定した。この際，ひびわれのあるコンクリートにも防食効果があることを確認するための試験体も暴露した。

これと併せて，電気防食による鉄筋のコンクリートとの付着強度への影響を知るために，防食後の供試体の付着強度と非防食供試体の付着強度の差異を「引き抜き試験による鉄筋コンクリートとの付着強度試験」（日本工業規格案）に準じて測定した。付着強度試験は，供試体の形状を除いてコンクリートの品質や防食条件等は電気防食試験と同一なので，以下には電気防

表-6・3 コンクリートの品質と電気化学的測定結果との関係

かぶり (cm)	W/C (%)	スランプ(cm)	練り水	測定結果			
				分極	不動態の有無	腐食電位 (V)	分極抵抗値(ES)
2	55	8	水道水	測定可	なし	−0.571	1.08
7	55	8	水道水	測定可	あり	−0.172	4.71
	70	8	水道水	測定可	あり	−0.407	3.79

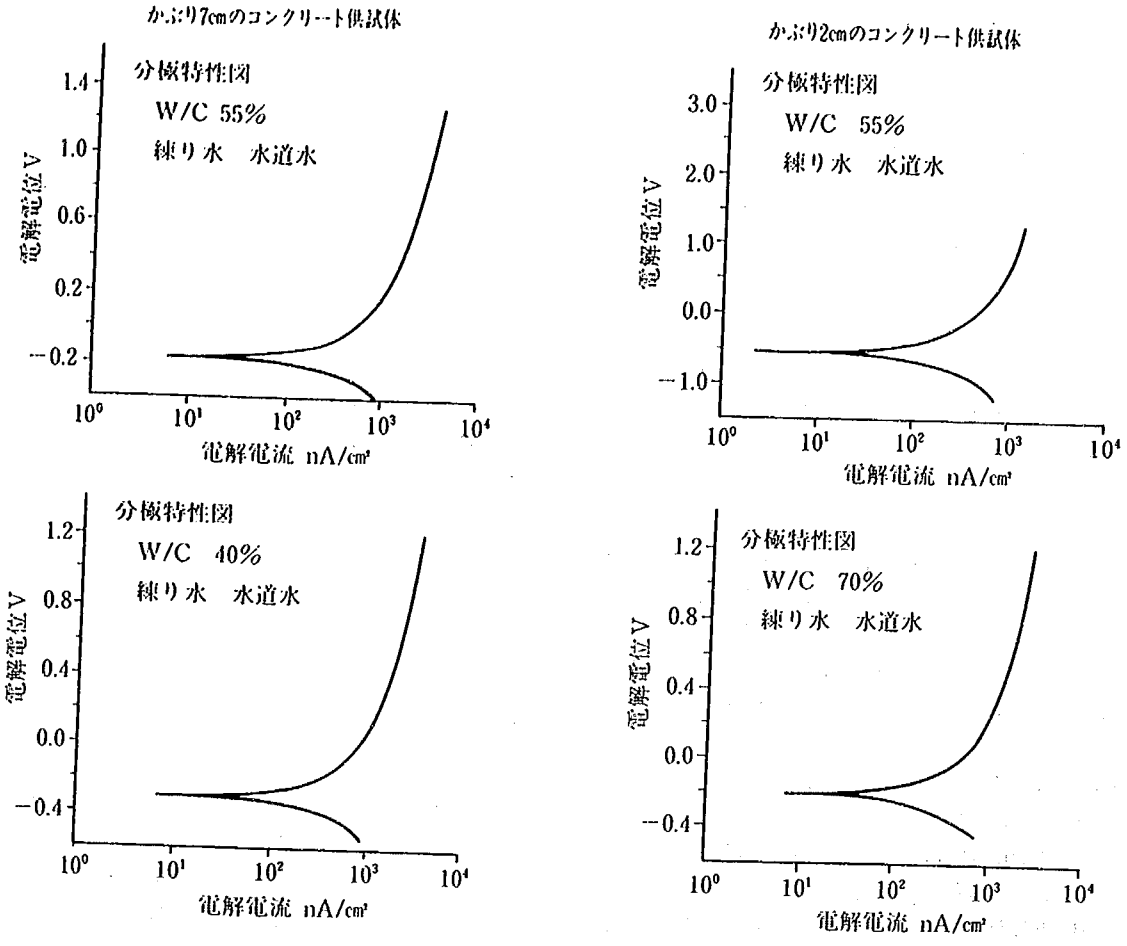


図-6・6 コンクリート中鉄筋の分極特性測定結果

食効果試験方法のみを記している。

6.3.2 実験方法

設計基準強度300kg/cm², 水セメント比50%のコンクリート配合を用いて, 鉄筋 (SR24, 直径16mm) 2本に陽極 (材) および基準電極を埋め込み, 外形寸法 (10cm×15cm×50cm) の供試体を製作した。

鉄筋のかぶり厚さは2cm と5cm の2種類で, 5cm のかぶり厚さの供試体に対しては, 試験開始直前にひびわれ幅0.1mm 前後のひびわれを 4 点載荷法によって導入した。

水槽を室内に設置し, 条件Aと発件Bの2種類の方法で200間供試体を暴露した。条件Aでは天然海水中に供試体を浸漬し, 条件Bでは海水面上10cm に供試体を設定した。たえず空気を送りこんでいるため, 条件Aでは海水が空気飽和しており, 条件Bでは供試体下面 (かぶり面) が飛沫のために常時濡れている。

防食を施さない鉄筋 (腐食電位) の他に, 防食電位4水準 (−0.75, −1.0, −1.5, −3.0V) の鉄筋を設けるためにに電気回路を製作した (図-6.7)。また, 鉄筋コンクリート用に開発した特殊な陽極材 (白金めっきプラチナ線, 白金めっきチタン線) を用いた。

6.3.3 防食に必要な鉄筋の電位に関する測定結果

環境条件の違いによる電気防食条件とその防食効果との関係を表-6.4に示した。この表から次のように考察できる。

条件A (海水中) の場合には, 非防食供試体では鉄筋からの青緑色や茶色の錆汁の滲み出しがみられた。電気防食供試体中の鉄筋の腐食は, −0.75V印加の場合には点錆状と腐食面積も小さくなり, 1.0Vでは腐食は見当たらなかった。同様に, −1.5V, −3.0Vでも腐食しないことから, 防食電位の下限はほぼ−0.75Vより−1.0Vの範囲と考えられる。

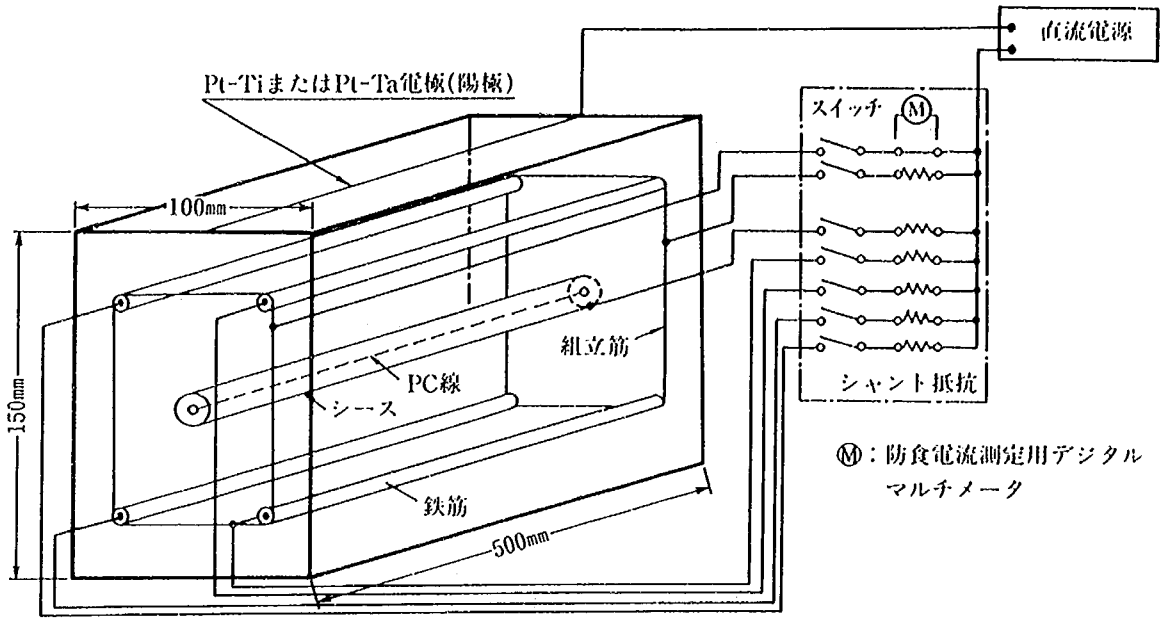


図-6・7　電気防食の効果に関する実験方法

条件B（海面上）の場合，非防食供試体では赤茶色の錆を生じ，コンクリートに小さなひびわれを生じたり，鉄筋の断面が錆のために欠けたりし，水面上にあるのにかえって条件Bは条件Aと比べて腐食条件として厳しいようである。電気防食供試体の場合かぶりが2cmの場合には，腐食が見られなくなるのは−1.0V，かぶりが5cmの場合，ひびわれ位置で腐食が見られなくなるのも−1.0Vであった。他方−3.0Vでは，49日を経過しても電流低下は見られず，過大な電流を必要としたことからこの場合のみ40日間で試験を中止した。

以上の点から，不適切な電位では防食効果を失うだけでなく，かえってひびわれを発生するなど他への悪影響を及ぼすこと，暴露条件が異なってもコンクリート中の鋼材は−0.75Vより−1.0Vの範囲で防食効果が得られることが確かめられた。

6.3.4　防食電流に関する測定結果

条件Aでは，防食電流密度は8〜10mA/m²（設定電位−1.0V時），60mA/m²(設定電位−1.5V時)であった（防食電流密度は，鉄筋表面単位面積あたりの電流値)。条件Bでは，防食電流は時間によって変動したが，平均的な値は10〜14mA/m²（設定電位−1.0V時），80〜90mA/m²(設定電位−1.5V時)であった。このように，かぶりが5cm程度まではかぶりの大小よりも設定電位の高低に防食電流量は左右され，電位を低下すれば急激に電流量が増加する。

防食効果はこのように電位によって決まったが，電気防食の経済性は陽極数量，消費電力量等，いずれも防食電流の大小によって決まることから，出来るだけ防食電流が少ないことが望ましい。本実験結果では，防食電流密度は平均すれば10 mA/m²であった。この値は実際の鉄筋コンクリートの単位表面積あたり5〜20 mA/m²となり，実用的な値と考えられる。

なお，海水中では白金めっきチタン陽極は不溶性の陽極であり，コンクリート中においても白金めっきチタン陽極は外見変化は無く，耐久性に優れていることも確かめられた。

6.3.5　電気防食下の付着強度に関する測定結果

電気防食時に発生する水素等がコンクリートと鉄筋との付着を阻害し，鉄筋の付着強度を低下させる恐れがあることが指摘されているが，200日間，3種類の電位（−0.75, −1.0, −1.5V）に設定した防食供試体と非食供試体の異型鉄筋（SD30，公称16mm）の付着強度試験結果を表-6・5に示す。

いずれの電位の場合でもすべり量も含めて付着強さは非防食供試体と同じか，付着強度が低下する傾向は認められなかった（供試体解体時の観察でも鉄筋表面に気泡は見られなかった)。これは，異型鉄筋であるがために付着が阻害されにくいこと，今回の所要電流が

表-6・4　環境条件の違いによる電気防食条件と防食効果との関係

鉄筋コンクリート供試体		条件A 海水中に鉄筋コンクリート供試体を設置する			条件B 海水面上で湿潤な条件下に鉄筋コンクリート供試体を設置する		
かぶり厚さ	電位水準	コンクリートの外観	鉄筋の腐食性状	腐食面積 (cm²)	コンクリートの外観	鉄筋の腐食性状	腐食面積 (cm²)
2cm	腐食電位	変化なし	青緑色錆	13.2	錆汁の流出小さなひびわれ	赤茶色錆	29.6
	−0.75V	〃	点錆	0.3	錆汁の発生	点錆	4.2
	−1.0V	〃	腐食なし	0.0	変化なし	腐食なし	0.0
	−1.5V	〃	〃	0.0	〃	〃	0.0
	−3.0V	〃	〃	0.0	〃	〃	0.0
7cm (ひびわれ)	腐食電位	錆汁の流出なし	ひびわれ位置で青緑色と茶色錆	3.1	錆汁の流出	ひびわれ位置で赤茶色錆	3.9
	−0.75V	変化なし	腐食なし	0.2	変化なし	〃	1.2
	−1.0V	〃	〃	0.0	〃	腐食なし	0.0
	−1.5V	〃	〃	0.0	〃	〃	0.0

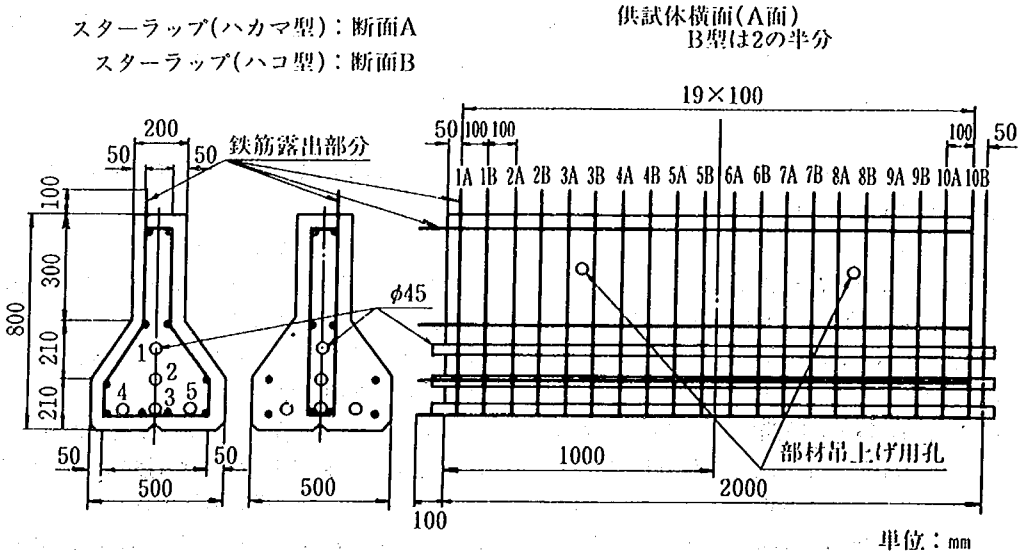


図-6・8　電位分布および電流密度測定用供試体の形状

表-6・5　電気防食後の鉄筋の付着強度測定結果(引き抜き試験)

供試体	暴露方法	電位水準	付着応力度測定結果(kg・cm²) すべり 2D/100 (mm)	すべり 4D/100 (mm)	最大付着応力度	破壊性状
日本工業規格案より作成した供試体	期間中は電気防食	−0.75V	146	190	252	コンクリートにひびわれ
		−1.0V	145	190	252	コンクリートにひびわれ
		−1.5V	148	192	250	コンクリートにひびわれ
	室内に放置	防食せず	145	190	250	コンクリートにひびわれ

＊異型鉄筋(SD30　D16)を用いた。　　各3回繰り返しによる平均値
コンクリートのσ_{28}=310kg／cm²

表-6・6　コンクリート供試体の電位分布および電流密度に関する実験条件

供試体仕様	供試体長さ (mm)	数(本)	実験条件 電極(陽極)材料の種類	電流(mA)
鉄筋全結束	2,000	1	白金メッキチタン線＋NaClを含んだモルタル(PM型) 電極の数：4本	20
		1	導電性樹脂線＋NaClを含んだモルタル(FM型) 電極の数：3本	20
鉄筋相互間絶縁	2,000	1	導電性樹脂線＋カーボンを含んだモルタル(FC型) 電極の数：4本	20
		1	導電性樹脂線＋NaClを含んだモルタル(FM型) 電極の数：1本	20
鉄筋全結束	1,000	1	不通電 自然電位測定用	

小さいため，有害な水素等の気体の発生が少なく，しかもかぶり厚さが比較的小さいために気体が発生しても逃げ易いためと考えられる。

6.4　電位分布および電流密度に関する検討

6.4.1　概要

前節では小供試体による電気防食の効果を確認したが，実際のコンクリート構造物の電気防食設計に必要な実験的な資料を得るために，大型コンクリート供試体を用いて電位分布および電流密度の測定を行った。

6.4.2　実験方法

(1)　コンクリート供試体の種類

実験に用いたコンクリート供試体の形状を図-6・8に，実験条件を表-6・6に示す。供試体の形状はポストテンション桁の上部を取り除いたものであり，電位および電流測定のための，コンクリート面より鉄筋の一部を露出させた。鉄筋はハカマ型（A型とする）とハコ型（B型とする）の2種類があり交互に入れた。また，供試体の底面に溝を設け電極の取り付けに利用した。

コンクリートの目標強度は300kg/cm²（スランプ8cm，粗骨材最大粒径25mm）であり，コンクリート中に含有する塩分量は単位体積（1 m³）あたり15kg（NaCl）とした。

(2)　電極等の取り付け方法

A－1型およびA－2型の供試体（計4本）については，3種類の電極材料（PM型，FM型，FC型）を取り付け，鉄筋には通電および測定のためのリード線を接続し結線した。電源には定電流電源を用い，常に一定の電流が流れるようにした(図-6・9)。

B型の供試体（1本）には自然電位測定用のリード線のみを接続した。

電極材料の取り付け面はグラインダーを用いて目荒しをして，電極材料の取り付けが容易になるようにした。

(3)　電位分布の測定方法

飽和硫酸銅基準電極(CSE)を用い電位の測定を行っ

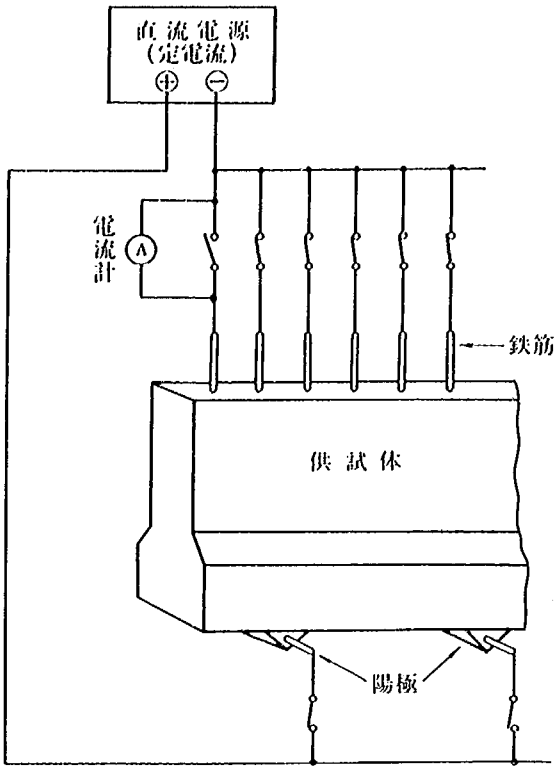


図-6・9　電位分布測定用供試体への電気防食の方法

た。測定点は1面につき10点とし8面の合計を80点とした。電位の測定は実験開始直後，10日後および20日後の計3回行い，測定はデジタル式電圧計（入力抵抗$10^7\Omega$以上）を用い，3桁の有効数字を読み取った。

(4)　電流の測定方法

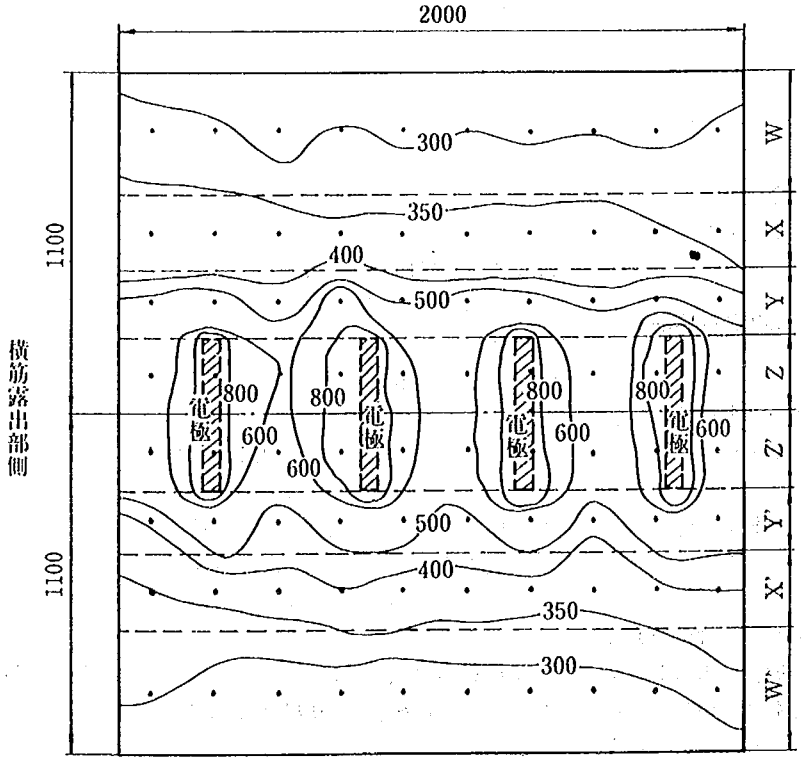
A－1型およびA－2型の供試体（計4本）について高精度電流計を用いコンクリート中鉄筋に流入する全電流を3桁の有効数字まで読み取った，さらにA－2型については各鉄筋合計（20本）に流入する電流を零抵抗電流計を用いて3桁の有効数字まで読み取った。

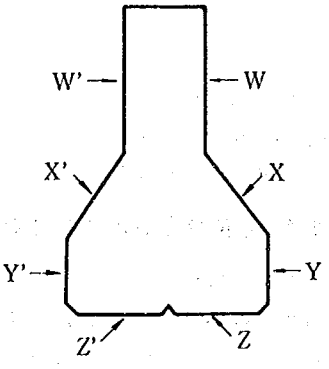
(5)　電極材料の測定方法

コンクリート供試体に，PM型(白金めっきチタン線＋NaClを含んだモルタル4本)，FM型(導電性樹脂線＋NaClを含んだモルタル1本)，FM型（導電性樹脂＋カーボンモルタル3本)，FC型（導電性樹脂線＋カーボンモルタル4本）の電極を取り付け，電通直後，10日後および20日後の計3回各電極の電位と流出する電流を測定した。測定には(1)項および(2)項に示した電圧計と電流計を用い，3桁の有効数字まで読み取った。

6.4.3　コンクリート供試体の電位分布測定結果

PM型(白金めっきチタン線＋NaClを含んだモルタル)の電極を4本取り付けた場1（図-6・10），鉄筋の電





断面図、横筋露出部側

展開図－mV, CSE

図-6・10　コンクリート供試体の電位分布測定結果（その1）

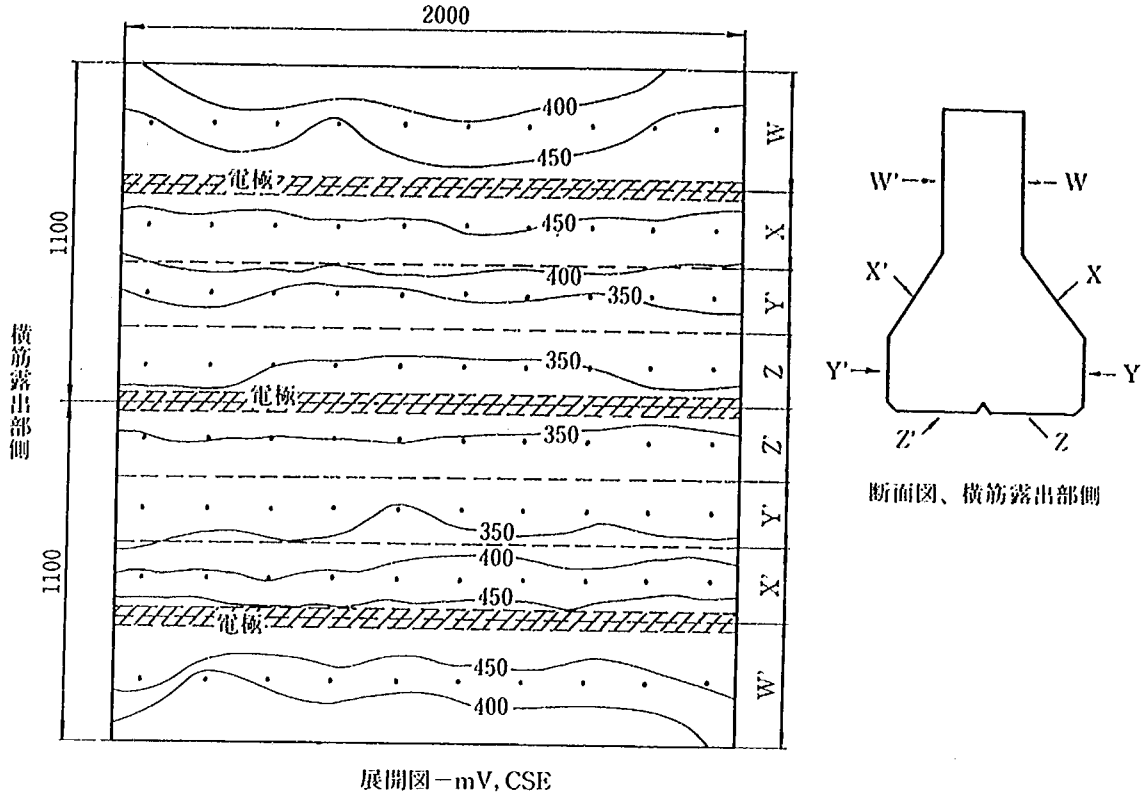


図-6・11　コンクリート供試体の電位分布測定結果（その２）

位は20日後で－298～－1040mV（CSE，以下略）と低下し，特に底面（ZおよびZ'面）の電極近傍が大きな分極（自然電位からの変化）を示し，次いでYおよびY'面が分極し，最も離れたWおよびW'面は分極が小さかった。

FM型（導電性樹脂＋カーボンモルタル）の電極が３本の場合には（図-6・11），鉄筋の電位は－258～－473mVであり，W－XおよびW'－X'面の境界に取り付けた電極に近い面で良く分極したが，底面の分極は小さかった。

FC型（導電性樹脂線＋カーボンモルタル）の電極を４本取り付けた場合（図-6・12）には，鉄筋の電位は20日後で－254～－1820mVで，PM型の電極が４本の場合と同様に底面（ZおよびZ'面）の電極近傍が最も大きな分極を示し，次いでYおよびY'面が大きく，そして最も離れたWおよびW'面は分極が小さかった。

FM型（導電性樹脂線＋NaClを含んだモルタル）の電極が１本の場合（図-6・13）には，鉄筋の電位は20日後で－268～－428mVで，電極に近いZおよびZ'面が大きく他の面は小さかった。なお，分極量に対する時間の効果も大きく，時間経過とともに全体的に分極量が大きくなった。

このように，コンクリートが大型の形状をもつ場合，場所による分極量が異なることから電位も異なっている。このため，電位の設定にあたっては，できるだけ電位分布が均一となるような電極の配置が必要となることが確かめられたが，本検討では，PM型およびFC型の電位分布が良好であった。

コンクリート中の鉄筋の自然電位の測定結果を図-6・14に示す。自然電位は，供試体の底面（Z，Z'面）が卑な電位を示す傾向にあり，従って底面における鉄筋がマクロセルのアノードとなり腐食が加速される。底面（Z，Z'面）における鉄筋の自然電位は－277～－372mV_{CSE}であることから，鉄筋の腐食を停止もしくは軽減するために，電位を自然電位から100mV以上陰分極させるとすれば，少なくとも防食電位は約－470mV_{CSE}より卑な値に設定する必要がある。Z，Z'面の大部分およびY，Y'面の一部が防食電位の－470mV_{CSE}よりも卑になることから，電極をPM型あるいはFC型とし，電極の間隔を50cmよりも小さくすれば底面全体を防食で

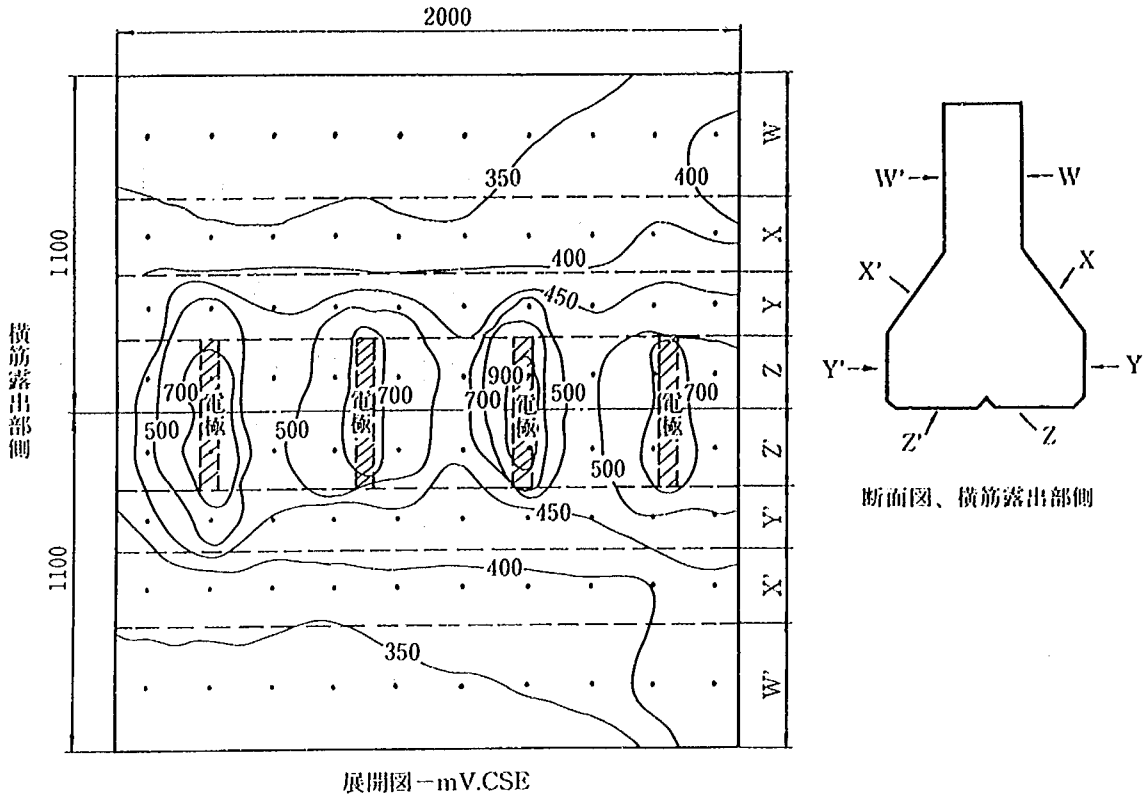


図-6・12 コンクリート供試体の電位分布測定結果（その3）

きると考えられる。

6.4.4 電流密度の測定結果

電極数が異なる場合のコンクリートへの電流密度の測定結果は以下の通りであった(図-6・15)。電極が4本の場合，各鉄筋に流入する電流は0.135～1.72mAで，電極に近い鉄筋（2A，4A，4B，9A及び9B）に大きな電流が流入し，最も電極に近く面積の大きい2Aと7Aに特に大きな電流（1mA以上）が流入した。電極と電極の中間に位置した鉄筋では0.2mA前後の電流であった。

電極が1本の場合，鉄筋に流入する電流は0.307～1.88mAであったが，測定日および鉄筋ごとに特定の傾向はみられなかった。電流の変化に対する時間の効果は様々であり，時間経過とともに電流が増加するもの，減少するものおよび変化の少ないものがあるなど，不定常な傾向を有して，電極が少ない場合の電流値の不安定さを示した。

電極の直上においては電極—電極間におけるよりも高い電流密度で防食電流が流入するなど電流分布は不均一ではあるが，電極と電極の中間位置であっても，その値を換算すると電流密度最大110 mA/m²であった。

6.4.5 電極に関する測定結果

(1) 電極電流の変化

PM型(4本)の電極の電位は通電直後で－1.27～－1.37Vであったが，時間経過とともに高い電位になり，20日後では－2.05～－2.12Vになった。このときの電流は4.60～5.61mAから4.64～5.18mAになったが変化は小さく4本の電極から流出する電流のバランスは良くなった。

FM型(3本)の電極の電位は通電直後で－1.41～－1.48Vであったが，時間経過とともに高い電位になり，20日後では－1.69～－1.75Vになった。このときの電流は3.34～8.47mAから2.15～9.89mAに変化したが，底面に取り付けた電極から流出する電流は他の2本より小さく，底面の防食用としては不適切であった。

FC型(4本)の電極の電位は流電直後で－0.50～－0.95Vであったが，10日後に－1.39～－1.70Vそして20日後が－0.760～－1.18Vで変化が大きかった。このときの電流は4.84～5.14mAから4.11～5.37mA，さらに4.08～5.63mAへと変化したが大きな変化ではなかっ

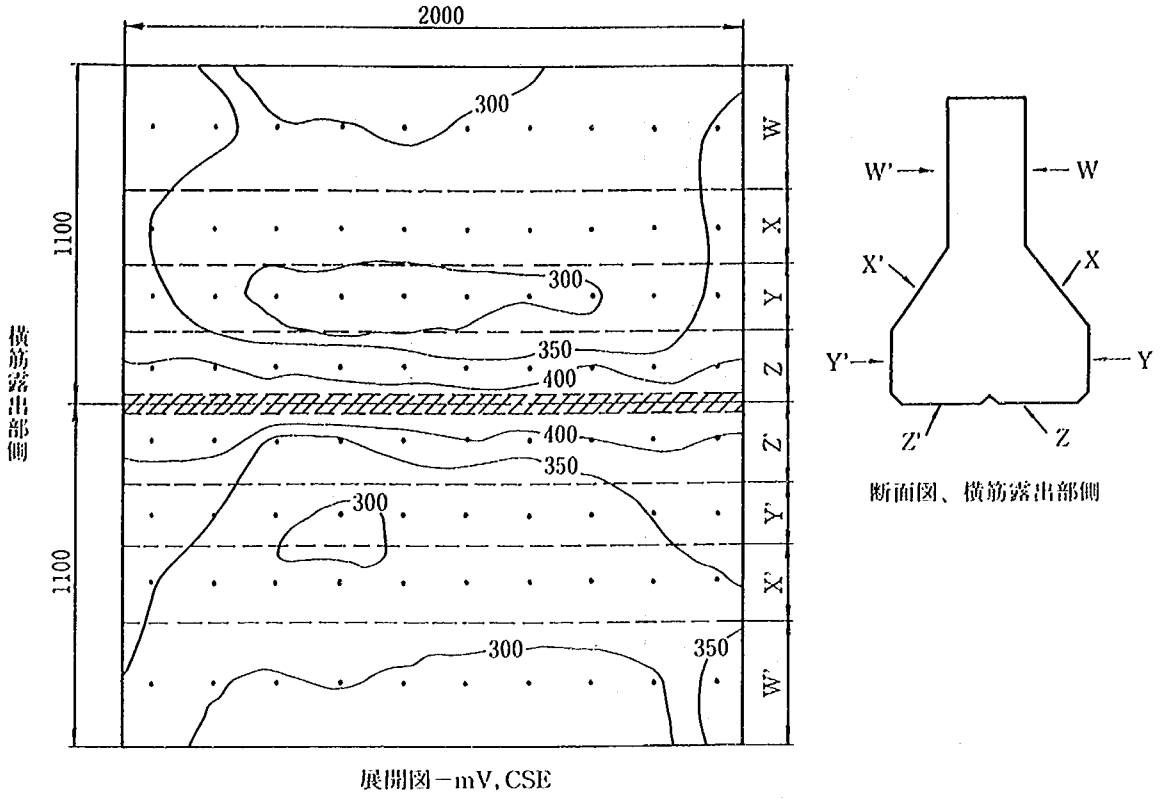


図-6・13　コンクリート供試体の電位分布測定結果（その４）

た。また，４本の電極から流出する電流のバランスは良かった。

FM 型（１本）の電極は－2.47V から－3.11V へと負方向に高くなる傾向を示し，次第に回路抵抗が大きくなったことを示した。

(2)　電極の施工性

なお，各電極の施工性の特長は以下の通りである。

PM 型（供試体 A-1-1型）および FC 型（供試体 A-2-1型）については，塩化ビニール製の電極治具を利用することにより比較的容易に取り付けることができた。

FM 型（供試体 A-1-2型および A-2-2型）は底面に取り付けることが困難であった。

セメントモルタルを用いた PM 型並びに FM 型は，付着力が比較的優れていたが，電極 FC 型はカーボンモルタルを使用しているために供試体との付着力が弱く，何らかの補強が必要である。

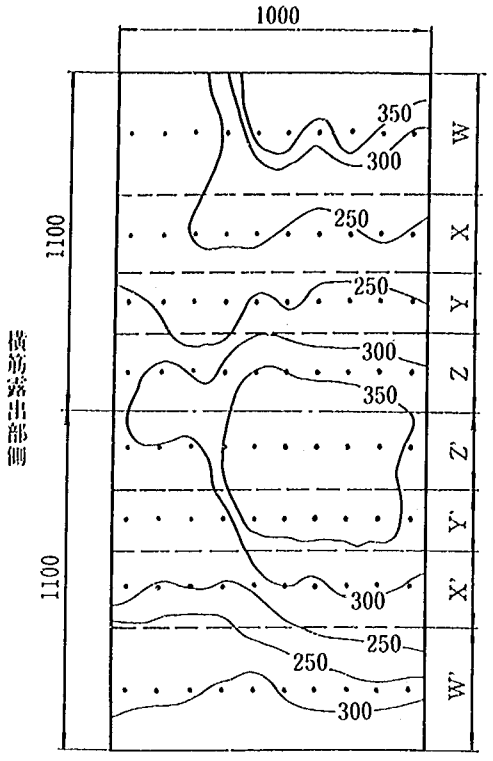
コンクリート構造部材の形状にもよるが，桁のような場合にはその底面に取り付けるのが，PM 型および FC 型の電極が鉄筋に直接できる点からも有利である。以上の結果から，防食用電極は FC 型と PM 型が実用的であるとの結論となった。

6.5　電気防食に関する研究のまとめ

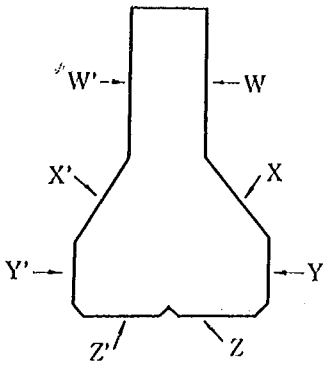
まず，コンクリート中の鉄筋の挙動が電気化学的現象であることを実験的に確認し，不動態を有するなどの特有の腐食挙動が電気化学的に説明された。

溶液実験の分極特性から判断すると，鉄筋が不動態領域をもつのは，①高アルカリ性溶液で，②低酸素濃度，しかも，③塩分濃度が小さい場合に限られている。腐食速度の点からみても，塩分を含まないコンクリートでは高アルカリ性でしかもコンクリート中の通気性が小さい場合にのみ，鉄筋は腐食から保護されている。この保護作用が失われるコンクリート中塩分濃度の範囲は，酸素の供給量によっても異なるが0.7～2kg/m³の間にある。このことは，実構造物の実態調査等の結果と一致する。

また，コンクリート実験によっても腐食電位の最低値は－0.57V 程度で安定しており，この値以下では鉄筋が電気化学的に不活性となることが溶液実験より確



展開図－mV, CSE



断面図、横筋露出部側

図-6・14 コンクリート供試体の電位分布測定結果（その５）

かめられているので，これより，0.10V 程度の電位シフトをすることによって電気化学的な防食が可能であると推察された。

電気防食の効果は，海水中のコンクリートおよび海水飛沫でたえず濡れているコンクリートを対象にして測定した。防食電位を－0.75V および－1.0V と設定することでその防食効果を確認することができた。また防食効果と電位とが良好な関係をもつので，防食効果の有無を非破壊的に常時モニタリングすることが可能となった。

さて，当初コンクリートはそれ自体の電気抵抗が小さくないことから，電気防食を行った場合，すべての鉄筋に防食に必要な電流が行きわたっているかどうかが疑問とされた。電位を均一にコンクリート全体に分布させるには，電極の配置が重要となるので，コンクリート桁の模型を用いて試験した。

大型供試体４本に，３種類の電極を４つの方法により取り付け，20mA の防食電流を通電して電位分布ならびに電流分布を測定した結果，FC 型，PM 型の電極を用い，電極間隔を50cm 程度と小さくして，底面(1m²)

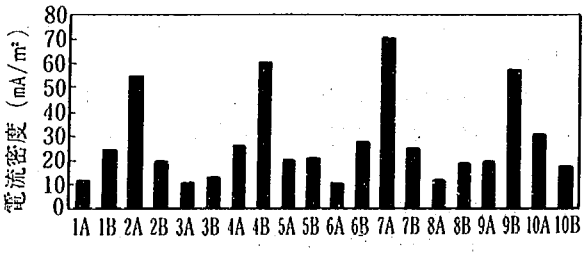


図-6・15 コンクリート供試体の電流密度測定結果

の防食がほぼ達成された。この際，鉄筋20mA/m²程度の電極が流入したことから，実験的にも防食電流密度が明らかとなった。

このようにして，電気防食を行うに必要な基礎的条件（防食電位，電流密度，電極配置）が明らかになった(表-6.7)ことから，実構造物への適用を試みた。日本海沿岸に設置された鉄筋コンクリート橋の一部に，室内実験で用いた電極（FC 型，PM 型）を取り付け電気防食の試験施工を行っている。これまでの追跡結果では，12ヶ月経過後で防食電流密度が15～20mA/m²であり，室内実験結果と良く対応している。またコンク

リート内部では，気温や湿度などの季節変化や外部環境の影響をうけての電流の変化は少ないという結果が得られた。また，電源等のメンテナンスを簡易化するための太陽電池を用いた海岸環境でのコンクリート供試体の長期防食調査も継続中である。

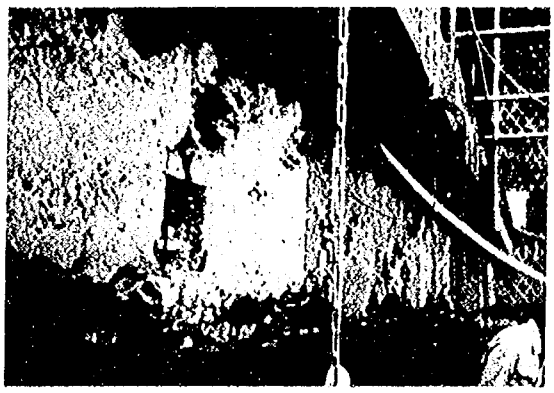


写真-6・3　コンクリート桁部材への電気防食施工試験

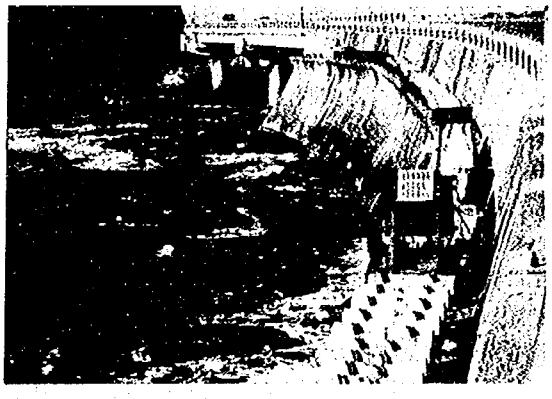


写真-6・4　太陽電池を用いた鉄筋コンクリートの海岸暴露試験

7．結　論

本研究は，海洋環境のような苛酷な腐食環境に造られる塩分コンクリート構造物に対しても十分な耐久性が確保できるような新しい防食技術として，防食塗装，電気防食，ポリマー含浸の3つの技術を取り上げ，その技術的課題を明らかにした上で，用いる材料を新しく導入したり，設計，施工技術を改良するなどして実構造物へ適用するための検討を行った。

以下に論文の構成に基づき研究結果の主要な結論を示す。

第1章は序論であり，本研究を開始した動機と研究の構成を述べている。

表-6・7　電気防食の設計値の提案

設計項目	設計値	備考
適用	鉄筋コンクリートで鉄筋が相互に結束している部材に適用する。	
防食電位	自然電位より100mV低下させる電位を防食電位とする。	鉄筋表面の電位を基準とする。
電流密度	20～30mA／m²	
印加電圧	5～7 V	
電極の種類	FC型またはPM型	
電極の配置	0.5m間隔に配置する。	

第2章は既往の研究結果を要約し，防食会社に関する研究概略と問題点を整理するとともに，鉄筋の防食方法を開発するにあたっての目標とそれに伴う技術課題を提示した。

第3章では，まず全国調査により，塩害によるコンクリート構造物の損傷が偶発的なものではなく全国的な規模の広がりを有しており，わが国の国土の自然状況と不可分であることを明らかとした。次に塩害を受けた構造物を詳細に調査し，複雑な劣化要因が組み合わさっていることを指摘した。ここでは，特に飛来塩分の影響を知るために，季節を通しての構造物の設置地点での飛来塩分量調査を行い，その発生と飛来，コンクリートへの付着，内部への浸透といった因果関係を求めている。また，内部塩分に関係する調査により損傷を受けたコンクリートの含有塩分の大部分は，建設後外部環境により導入されたものであることを証拠だて，さらに塩分の浸透モデル等によれば，コンクリートそれ自体の保護能力には限界があり，厳しい腐食環境においては，積極的な腐食防止対策が不可欠とならざるを得ないことを示した。

一連の構造物の詳細な観察により，ひびわれの発生に特徴を見出し，鉄筋の腐食より損傷が顕在化するまでの過程をモデルを用いて説明しており，鉄筋の腐食を抑制するための手段，コンクリート防食塗装，電気防食，ポリマー含浸防食がその劣化過程のいずれかにおいて有効であることを裏付けている。

第4章においては，コンクリート防食塗装は外部より侵入する塩分をコンクリート表面で遮断する方法である。コンクリート表面に有機質系高分子材料の被覆膜を形成し，塩分あるいは酸素，水までもコンクリート中に侵入するのを防ごうとするものであるが，どのような材料を用いたらよいか，どの程度の効果があるのかが不明であった。

まず，塗膜の性能として16種類の材料についてその遮塩性，および透気性を測定した。遮塩性は外部からの塩分を遮り，コンクリートへの侵入を防ぐために，透気性は腐食速度を支配する配素濃度を抑制するために必要な性能である。これらの測定結果に基づいて，稠密で遮塩性に優れた塗膜を形成しうる材料である，エポキシーウレタン系塗料や厚膜型エポキシ塗料，ビニエルステル塗料を選定した。あわせてひびわれに追従できる塗膜として，柔軟型エポキシ塗料のように，樹脂そのものが可撓性を有し，しかも伸びた状態でも遮塩性を保つことが出来る材料を選び出し，これも積極的に用いることとした。

次に，塗膜の信頼性を高めるためにはしっかりとした塗膜を作りあげる施工技術が伴っていることが必要と考え，施工条件が防食効果に及ぼす影響を検討した。この結果下地コンクリートの水分，塩分等の多寡は塗装時の施工の難易に直接関わるだけでなく，その後の塗膜性能にも大きく影響を及ぼすことが判明した。とはいえ，下地コンクリートの水分等の抑制は実際には難しいことから，下地水分等の影響を受けにくい材料を選ぶことでも対処することにした。今回選んだ塗膜にはそれ自体に耐水性があり，しかも強靭な材料があるので，表面塩分の影響は比較的受けにくいが，それでも極端なコンクリート表面水分は抑制する必要が認められた。この値はコンクリートの表乾状態にほぼ相当することから，実用上は差し支えない範囲であるが，表面付着塩分が著しく多くなると付着阻害が生じるので，コンクリート表面水分を８％以下，表面付着塩分を100mg/m²以下にすることが必要であり，塗装前に必要があれば水洗する等の作業を取り入れる。

コンクリート塗装の防食効果の検証は実環境暴露試験で行うこととし，４年間の海岸飛沫帯での調査を行った。この調査によれば，当初の予想通り，塗装は塩分の侵入を十分に遮断していること，また，それ自体の耐候性に優れていることを確かめており，今後長期にわたってその防食効果が保たれるであろうと予想している。

第５章では，ポリマー含浸防食の開発研究をとりまとめている。

これは，合成樹脂をコンクリートに含浸させてコンクリート表層部の細孔を充填することによって遮水層を形成しようとするものである。この方法によれば，コンクリート自体を改質することになるので，塩害対策だけでなく，凍結融解，あるいは摩耗による劣化に対しても抵抗性があり，優れた耐久性向上効果が期待されたためである。

しかし，ポリマー含浸処理のコストが高いことが実用化にあたって最大の課題となったので，必要な耐食性があってしかも最も経済的な処理条件を選択するために，含浸層の稠密さや深さの異なる含浸コンクリートを製作してそれらの耐食性を測定した。早期に結果を得るために，海水飛沫部を促進的に再現した腐食試験を可能とするコンクリート腐食促進機を製作し，苛酷な試験条件のもとで１年間の促進耐食試験を行った。

この結果，含浸層３cmを設定すればよいことがわかり，耐食性を損わない範囲で含浸時間を短縮するとともに，含浸材料の節減を可能とすること，あわせてこの含浸深さは新しく提案するモノマー含浸率によって管理できることが確認された。

次に，コンクリート部材へポリマー含浸処理を行うための処理条件を検討した。まず，具体の構造部材として，薄肉部材プレストレストコンクリートおよび鉄筋コンクリートに適用する場合の乾燥条件や含浸条件を検討した。この結果含浸深さの事前の設計が可能となったことから，コンクリート表層部にのみ限定してポリマーを含浸させる表面含浸処理工法が適用できることが確かめられ，この方法によれば含浸処理部材をより経済的に製作できる見通しが得られた。また，安定した遮塩水性能が得られる含浸層の生成条件が明らかとなった。しかし，品質管理等の点から，現場での施工は難しく，工場での施工によらなければならないと結論した。

第６章は，電気防食の開発研究をとりまとめている。

電気防食は鋼材の腐食反応が電気化学的反応であり，腐食電流の流れによって腐食が進行することに着目して，電流を人為的に逆方向に流しながら腐食反応を抑制するという，いわば腐食の逆療法であるといえよう。電気防食は塩分環境下のコンクリート鋼構造物には比較的古くから用いられてきた防食方法であるが，コンクリート構造物へも適用しようと検討が始められたのは最近であることから，コンクリートの品質や含有塩量等の周囲環境に影響されずに完全に腐食を防止することを原理的に確認するために，コンクリート中の鉄筋の腐食挙動を電気化学的に説明し，コンクリート中の鉄筋を防食するに必要な分極電位の範囲を明らかにしたものである。また，コンクリート中の電位を均一に保つための電極の配置や，分極自体を長期間寿命を保たせるための改良を行うことにより，コンクリート構造物にも十分に適用可能であることを確かめようとするものである。

最初に行った溶液実験の分極特性から判断すると，鉄筋が不動態領域をもつとのは，①高アルカリ性溶液で，②低酸素濃度，しかも，③塩分濃度が小さい場合に限られている。腐食速度の点からみても，塩分を含めないコンクリートでは高アルカリ性でしかもコンクリート中の通気性が小さい場合に，鉄筋は腐食から保護されている。この保護作用が失われるコンクリート中塩分濃度の範囲は，酸素の供給量によっても異なるが，0.7～2kg/m³の間にある。このことは，実構造物の実態調査等よりの結果とほぼ一致するなど，コンクリート中の鉄筋の腐食挙動が電気化学的現象であることを実験的に確認した。

また，コンクリート実験によっても腐食電位の最低値は−0.57V程度であり，これより，0.10V程度の電位シフトをすることによって，電気化学的な防食が可能であると推察された。この電位を保つために必要な電流量もコンクリート実験によって求められ，電気防食設計に必要な資料を整えることができた。

電気防食の効果は，海水中のコンクリートおよび海水飛沫でたえず濡れているコンクリートを対象にして測定したが，電位を−0.75Vおよび−1.0Vと設定することでその防食効果を確認することができた。このように防食効果と電位とが良好な対応関係をもつことから，防食効果の有無を非破壊的に常時モニタリングすることも可能となろう。

さて，電位を均一にコンクリート全体に分布させるためには，電極の配置が重要となるが，これはコンクリート桁の模型を用いて試験した。電極間隔を0.5mに設定することで微小な電位でもって内部鉄筋を保護することができること，また，この場合の電位分布を実験値やシミュレーション計算でもって電位分布図で表示するなど，鉄筋の配置が異なる場合にも適切な電極配置を設定するための手法を得ている。

このようにして，電気防食を食う必要な基礎的条件（設定電位，モニタリング，電極配置）が明らかになったことから，実用化への大きなステップを築くことができた。

あとがき

コンクリート塗装や含浸コンクリート，電気防食は，開発を終えたばかりの，これから，実構造物による検証を本格的に行おうとしている，近い将来の普及が見込まれるいわば次世代の防食技術であるといえよう。

けれども，これらの防食方法といえども，完成されたものではない。残された疑問には，

1）これらの防食方法の使い分けをどうするか。

2）これらの防食方法は実際にはどこまで効果を持続できるか。

などがあるであろう。

まず，防食方法の使い分けについて考察する。

かぶりとひびわれによる防食技術とエポキシ塗装鉄筋は既に利用されている技術である。

かぶりはスタンダードな方法であるが，これを成功させるか否かは，施工技術そのものに関わっている。近年のコンクリートの信頼性を失なった理由は特にかぶり不足とひびわれの異常な発生によるといっていいすぎではない。施工技術の向上のためには非破壊試験機による検査技術を積極的に利用する必要がある。たとえば，かぶり厚さの測定器，内部ひびわれの測定器等の開発を進めて初めて施工管理体制の確立が可能となる。かぶりの増大は構造物自体の荷重増加につながり，長大な構造物が作り難くなる欠点を抱えている。同様に，ひびわれの制御技術は設計面だけで解決するわけでなく，施工面（特に養生）にも配慮が不可欠であることは言うまでもない。

エポキシ塗装鉄筋は材料的にも供給が安定しており，施工上も失敗の少ない方法であるが，運搬・保管の取り扱いや切断加工後の補修が煩雑であるなどの短所がある。

今回開発したコンクリート防食塗装，電気防食，ポリマー含浸防食は次の特徴を持っていることが実験的に明らかとなったので，各々の防食方法間の相互の位置付けや適用範囲を明確にすることが可能となった。

・コンクリート防食塗装

塗装材料の種類が豊富で施工が比較的容易なことが特徴である。現時点では，軟らかい材料はRC構造物に，比較的硬い材料はPC構造物にという使い分けがなされている。また，塗膜の寿命も当初予想された程には短くはなく少なくとも15年程度はその機能を失うことはないが，ふっ素等の樹脂を用いることによってもう一段階耐久性が向上すると期待される。

コンクリート防食塗装はイニシャルコストが比較的安い方法であるが，塗り替え時の施工上の制約等によっては，塗り替えコストが高くなることがあるので，後述するポリマー含浸防食と経済比較するなど長期にわたる経済性も考慮する必要がある。

・ポリマー含浸防食

ポリマー含浸防食の利用を広めるにあたっての問題は特に経済性であった。現場における含浸作業を

少なくするために断面積を少なくし，含浸処理部分を少なくする利用法として，たとえば，コンクリート永久型枠のような利用法を検討した。この場合，工場での生産が可能になるので薬剤の処理，処理に要するエネルギーの節減等を図ることが出来るので二重に有利となる。とはいえ，ポリマー含浸は塗装ほど手軽な手段というわけではないので，特に環境の厳しいところ（凍結が生じ塗装ではもたないところ）や塗り替えができない部材等（海中橋脚など）に利用することになろう。

・電気防食

電気防食は電気化学的手法によって鉄筋そのものを防食する特質をもっている。電気防食は設置後の維持管理が必要となるが，電気防食装置類は最近のエレクトロニクス技術の進歩に伴い簡易で手間の掛からないようになっており，電極についても本研究の開発時点では試作の電極を用いるしかなかったが，最近，被覆電極や格子状電極等に大電流が流せ，しかも耐久性のある電極が提供されるようになった。

電気防食は既設構造物の防食手段としても利用されると予想される。

以上をまとめると，コンクリート防食技術を選択するフローチャートは図-8・1のようになろう。この図には基本的流れを示しているが，これに加えて地域による施工の難易を多少考慮することで経済的かつ耐久性に優れたコンクリート構造物に設置出来ることになる。

防食技術の期待される利用例を以下に示す。

防食技術の期待される利用例

防食技術	主な用途
コンクリート表面塗装	コンクリート桁，コンクリート壁 など
樹脂含浸コンクリート	寒冷地のコンクリート桁，海中基礎保護版 など
電気防食	海岸擁壁，鉄筋コンクリート床版，鉄筋コンクリート基礎 など
エポキシ塗装鉄筋	鉄筋コンクリート床版，地覆コンクリート製高欄 など

防食方法の防食効果の持続性については，特に数十年といった時間尺度での持続性は現段階では技術的な検討を十分に行い得ていないので，今後の追跡試験が不可欠であると考えている。防食効果の検証には海洋環境下での暴露試験を欠かすことは出来ないと考え，長期にわたる現地調査が可能な試験施設として，たとえば昭和59年に静岡県大井川町沖合の海洋技術総合研究施設が設置しているので，これらを利用して試験を継続する予定である。当面は，防食方法の特徴や性格を熟知して，これらを適切に利用することが重要であると考えている。

本研究は研究に着手して間もなく，コンクリートの劣化が報道されるなどして社会的ニーズが高まったこと，防食材料，特に高分子樹脂系材料の開発が予想以上に進んだこと，大学，学会等でコンクリート劣化に関する研究が増え，情報の交換が容易となったことから，開発期間の短縮と防食方法の実用性を可能な限り評価する試験施工を行うことができた。わが国のこの分野の技術水準は国際的にも高く評価されており，しかも国際間の技術移転可能な技術のひとつであることから，本研究成果もその一つとして内外での積極的な活用をして頂くことを期待している。

謝辞

研究を遂行する上で随時貴重な御意見を賜った建設省土木研究所　地質化学部長　市川慧氏　前地質化学部長　桑原啓三氏，元地質化学部長　蒔田実氏，構造橋梁部長　佐伯彰一氏，前化学研究室長　森芳徳氏，実験の一部を手伝って頂いた化学研究室　坂本浩行主任研究員，守屋進，西崎到　各研究員に厚く礼を申し上げます。

研究のまとめにあたっては，東京大学生産技術研究所　小林一輔教授より終始御懇切なる励ましと御助言を頂くことが出来た。東京大学生産技術研究所長　増子昇教授，同生産技術研究所　魚本健人助教授，東京大学工学部土木工学科　伊藤学教授，岡本甫教授からは貴重な御教示を頂いた。テキサス大学工学部門 D. W. Fowler 教授，D. R. Paul 教授には，著者が米国留学中1年間にわたってポリマー含浸技術を直接指導して頂いた。謹んで感謝の意を表する次第です。

参 考 文 献

コンクリート構造物の防食に関する参考文献

1) 鉄筋コンクリート構造物の劣化に関する委員会編集 海洋コンクリート構造物の防食指針(案) 日本コンクリート工学協会 (昭和58年)

2) 防錆防食マニュアル 鉄筋コンクリートの腐食と防食 日本規格協会 (昭和59年)

3) D. J. Sharp, The United Kingdom Concrete-in-the Concrete-in-the Oceans program. Performance of concrete in marine environment. ACI SP-65 pp 397～417(1980)

4) W. F. Crozier, FIP Commission in concrete sea structures. FIP Notes No.87, pp2～5(1980)

5) Siegfried Scaslo, Korrosinsschutz systeme an stahlernen Brucken von Bunders fernstrassen. Defazet Vol. 33, No.8, pp260～271(1979)

コンクリート防食塗装に関する参考文献

6) M. G. Gewertz, Cause and repair of deterioration of California bridge due to corrosion, HRB Bulletin No.182(1967)

7) R. E. Hay, The bridge deck problem — an analysis of potential solution, Public Roads, Vol.39, No.4, pp142～147(1976)

8) Pfeifer, Concrete sealers for protection of bridge structures, NCHRPR No.244(1980)

9) ACI, A guide to repair of concrete-painting, coating and lining, Concrete International, Vol. 22 No.3, pp145～149(1977)

10) H. R. Sasse, Bonding of polymer materials to concrete, REILEM Materials and Structures, No.94, pp293～301(1983)

11) R. I. Frascoia, Vermont's experience with bridge deck protective systems, ASTM Special Technical Publication 629, pp69～81(1977)

12) Cady, P. D., Deep sealing of concrete bridge decks with linseed oil and related compounds FHWA-PA-77-75-4FHWA(1979)

13) Cardone, S. M. et al, Latex moidified mortar in the restoration of bridge structures, HRB BULL. 260(1960)

14) Eash, R. D., Reactions of polymer latex with portland cement concrete, TRR No.542 pp1～8(1975)

15) Bisharma, A. G., Shrinkage and characheristics of latex modified concrete, JCI. Vol.75 pp204～208(1978)

16) Kuhalmann, L. A., Performance history of latex modified concrete, ACI SP-69(1981)

17) Snyder, M. J., Protective coatings to prevent deterioration of concrete by deicing chemicals, NCHRP Rep.16(1965)

18) McConell, W. R., Epoxy surface treatments for portland cement concrete Pavement, ACI SP-21(1968)

19) MacDonald, M. D., Waterproofing concrete bridge decks : materials and methods, TRRLR636(1974)

20) Van Til, C. J et al, Waterproof membranes for protection of concrete bridge decks, NCHRP Rep. 165(1970)

21) Perkins, H. P., Concrete structures. repair, waterproofing and protection, Applied Science Publishers(1977)

電気防食に関する参考文献

22) R. F. Stratfull, Experimental cathodic protection of brige deck, TRR Report No. 500(1974)

23) H. J. Fromm, Cathodic protection of bridge decks: A study of three Ontario Bridges, TRR Report No.644(1977)

24) R. E. Weyers, P. D. Cady, Cahodic protection of concrete bridge becks, ACI Journal, Vol.81, No.6, pp618～622(1984)

25) D. G. Manning, Evaluating the performance of cathodic protection systems on reinforced concrete bridge substructures, Materials Performance, July(1985)

26) Pourbaix, M., Atlas of electrochemical equilibria in aqueous solution, Pergamon Press(1966)

27) Vrable, J. B., Cathedic protection for reinforced bridge decks — laboratory phase, NCHRP Rep. 180 (1977)

ポリマー含浸防食に関する参考文献

28) 小林一輔, 村田二郎 樹脂含浸によるコンクリー

トの耐水耐食処理，セメントコンクリート No. 250 (昭和32年)
29) 田沢栄一 樹脂含浸コンクリートに関する基礎研究 博士論文 (昭和53年)
30) 大濱嘉彦 ポリマーコンクリートの耐久性 日本接着協会誌 Vol. 15 No.11 (昭和54年)
31) L. E. Kukacka, Concrete-polymer composite, A materaial for use in corrosive environments, Materials Performance, October (1976)
32) D. W. Fowler, Polymer impregnated concrete surface treatment for highway bridge decks, ACI SP 40 (1974)
33) K. Katawaki, D. R. Fowler, D. R. Paul, Effect of depth of polymer impregnation and cracking on corrosion of reinforcing steel, Polymers in Concrete, Third Internatiosal Congress on Polymers on Polymers in Concrete (1981)
34) Fowler, D. W., Paul, D. R., Polymer-impregnated concrete for highway applications, CFHR3-9-71-114-1 Center for Highway Reserch, University of Texas (1973)
35) Fowler, D. W., Paul, D. R., Partial polymer impregnation fof Center Point road bridge, CFHR 114-5 Center for Highway Reserch, University of Texas (1973)
36) Manning, D. G. et al. The effect of porosity on the compressive strength and elastic modulus of polymer impregnated concrete, Cement and Concrete Res., Vol. 1 pp 631～644 (1971)
37) Mehta, H. C., Innovations in impregnation techniques for highway concrete, TRR No. 542 pp 29～40 (1975)
38) Smoak, W. G., Development and field evaluation of a techniques for polymer impregnation of new concrete bridge deck surfaces, FHWA-Rd-76-95 (1976)
39) Dutruel, P. F., Nouvelles Techniques de protection du Beton Manufacture par Impregnation, Annales de Travaux Publics No. 364 pp 91～103 (1978)

その他の防食方法に関する参考文献

40) Cook, A, R., Recent research on galvanized steel for reinforcemet of concrete, ASTM SP-629 (1977)
41) Michel Puech, Protection par la zinc das armatures pour beton et fils de precontrainte, Annales de Travaux Publics No. 364 pp 82～90 (1978)
42) Clifton, J. R. et al, Nonmetallic coatings for concrete reinforcing bars, FHWA-Rd-74-18 (1974)
43) Katawaki, Evaluation of epoxy coated reinforcing bars, Transaction of the Japan Concrete Institute (1979)
44) エポキシ塗装鉄筋の設計施工基準 土木学会(昭和59年)
45) Griffin, D. F., Corrosion inhibitors for reinforced concrete, ACI SP-49, pp 82～89 (1977)
46) Slater, J. E. et al, Electrochemical removal of chlorides from concrete bridge decks, TRR Rep. No. 601 pp 6～15 (1976)
Slater, J. E. et al, Prevention of rebar corrosion by electrocemical removal of chlorides from concrete decks, Corrosion/76 Paper No. 20 (1976)
48) Makita, Katawaki, Performance of typical protection methods for reinforced concrete in marine enironment, Amemican Concrete Institute SP-65 (1976)
49) Katawaki, Makita, Corrosion and protection technologies for concrete structures in marine atmosphere, Fourth Asian-Pacific corrosion control conference (1985)
50) Katawaki, Corrosion and protection technologies for concrete in marine atmosphere, Fourth Asian-Pacific corrosion control conference (1985)
51) Katawaki, The developments of protection technologies for marine concrete structures, Ocean Space '85 (1985)
52) Katawaki, Corrosion mechanism of reinforcing steel embedded in concrete at splash zone, Transaction of the Japan Concrete Institute (1981)
53) Katawaki, Recent development of protective system for prestressed concrete in marine environment, International conference of concrete durability held at Atlanta city (1987)

コンクリート構造物の劣化状況に関する参考文献
54) 建設省土木研究所　飛来塩分量全国調査（昭和60年）　土木研究所資料第2203号
55) 建設省土木研究所　プレストレストコンクリート橋等の損傷調査（昭和58年）土木研究所資料第1985号
56) 日本道路協会　道路橋の塩害対策指針（案）・同解説（昭和59年）

平成元年2月23日原稿受理

附表　コンクリート供試体の配合

試験名　施工要因の防食効果へ及ぼす影響に関する検討
粗骨材産地　鬼石産　　細骨材産地　秩父産　　混和剤名　AE剤

供試体種別	セメントの種類	設計基準強度 (kg/cm²)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m³)				
							水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
施工要因	普通ポルトランドセメント	300	6	5	47	38	145	310	887	1007	0.34

試験名　海洋環境における防食効果に関する検討
粗骨材産地　赤川産　　細骨材産地　赤川産　　混和剤名　AE剤，減水剤

供試体種別	セメントの種類	設計基準強度 (kg/cm²)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m³)				
							水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
シリーズ1	普通ポルトランドセメント	350	6	4.5	45	38	142	316	717	1136	1.89
シリーズ2	普通ポルトランドセメント	350	6	4.5	50	47	155	310	874	955	1.86

試験名　ポリマー含浸防食効果に関する検討
粗骨材産地　大井川産　　細骨材産地　大井川産　　混和剤名　ポゾリス8

供試体種別	セメントの種類	設計基準強度 (kg/cm²)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m³)				
							水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
防食効果	早強ポルトランドセメント	300	10	4	40	38	158	395	669	1102	0.99

試験名　ポリマー含浸処理設計と品質管理に関する検討
粗骨材産地　大井川産　　細骨材産地　大井川産　　混和剤名　ポゾリス8

供試体種別	セメントの種類	設計基準強度 (kg/cm²)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m³)				
							水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
コンリート版	早強ポルトランドセメント	300	10	4	48	39	156	325	711	1123	0.82
PC配合	早強ポルトランドセメント	300	10	4	40	38	158	395	669	1102	0.99
RC配合	早強ポルトランドセメント	300	12	4	55	43	151	275	809	1082	0.68

試験名　鉄筋の電気化学的挙動に関する検討
粗骨材産地　荒川産　　細骨材産地　荒川産　　混和剤名　ピンゾール

供試体種別	セメントの種類	設計基準強度 (kg/cm²)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m³)				
							水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
AB	普通ポルトランドセメント	280	8	4	55	36	175	319	637	1148	0.096
C	普通ポルトランドセメント	280	8	4	70	36	175	248	655	1188	0.074

試験名　電気防食の効果に関する検討
粗骨材産地　鬼石産　　細骨材産地　秩父産　　混和剤名　AE減水剤

供試体種別	セメントの種類	設計基準強度 (kg/cm²)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m³)				
							水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
電気防食	普通ポルトランドセメント	300	8	4	50	46	155	310	887	1007	3.4

試験名　電位分布及び電流密度に関する検討
粗骨材産地　奥多摩産　　細骨材産地　大井川産　　混和剤名　AE減水剤

供試体種別	セメントの種類	設計基準強度 (kg/cm²)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m³)				
							水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
電位分布	早強ポルトランドセメント	300	8	4	40	38	167	418	657	1079	0.14

土木研究所報告
第181号-2　平成2年3月

Report of PWRI
Vol.181-2 Mar.1990

波向が周期的に変化する場における海浜地形変化

宇多高明*・坂野　章**

Beach Changes on a Coast with a Condition of Periodically Changing Wave Direction

by Dr. Takaaki UDA and Akira SAKANO

要　旨：

波向の季節的変化に応じた周期的な地形変動について理論的，実験的に分析した。常磐海岸北部では，岬間の砂浜において岬の南側と北側とで堆積，侵食状況が周期的に変化することが見出された。また，阿字ケ浦海岸では，1974年以来継続的に行われている波向観測や海浜地形測量のデータより，波向が周期的モードを持ち，またそれに応じた汀線変動が見られることが明らかにされた。鹿島灘沿岸では，近年侵食対策としてヘッドランド（12基）の建設が進められているが，追跡調査によれば，ヘッドランド間の汀線変化には卓越した季節変動が見られた。更に，霞ケ浦内においても風向の季節変化に応じた湖浜地形変化が見出された。本論文ではこれら現地海岸における波向変動に応じた地形変動の実態データを系統的に整理して共通する特性を明らかにするとともに，相互比較を行った。次に，移動床平面実験によって現地海岸の地形変化の再現性を調べるとともに，汀線変化に関する理論解と実験値との比較を行った。実験値は実測値と同様，理論値と良い対応を示した。また，これに基づいて沿岸漂砂が卓越する場での相似則を提案した。

キーワード：汀線変化，海浜地形，波向，周期的，移動床実験，現地データ，理論解，相似則

Abstract：

Cyclic beach changes responding to the seasonal change of wave direction were theoretically and experimentally investigated. Examples of those changes on the actual coasts in Ibaraki Prefecture were gathered and compared. It was found that the shoreline on both sides of the headlands showed remarkably periodic changes responding to the change of wave direction on the northern Joban Coast. The results of the long-term field observation at Ajigaura Beach on wave direction and beach profile over a period of 12 years showed that wave direction had a periodic mode of half a year, and the shoreline responded to this change of wave direction. In recent years 12 artificial headlands have been constructed for a measure against severe beach erosion on the Kashimanada Coast. The observation showed that the shoreline between headlands had dominant seasonal change pattern. Furthermore, the same kind of seasonal change of beach topography in response to the change of wave direction was found on beaches in Lake Kasumigaura. In this paper these field data were systematically analyzed and common characteristics were summarized. A movable bed experiment was conducted in order to study the reproducibility of the beach changes observed in the field, and the experimental results

* 工博　建設省土木研究所河川部海岸研究室長
** 建設省土木研究所河川部海岸研究室研究員

were compared with a theoretical solution of the one-line model on shoreline changes. Experimental results showed good agreement with a theoretical solution. Finally dynamic similitude on littoral transport was proposed based on the theoretical solution.
Key words : Shoreline change, Beach topography, Wave direction, Cyclic mode, Movable bed experiment, Field data, Theoretical solution, Dynamic similitude.

目　次

1．まえがき……（4）
2．現地海浜・湖浜における波向変動に応じた地形変動の実態……（4）
2.1　常磐海岸北部 ……（4）
2.2　阿字ヶ浦海岸 ……（5）
2.3　鹿島灘沿岸 ……（6）
2.4　霞ヶ浦内，浮島1，2号排水樋管周りの湖浜変形 ……（8）
3．移動床水理模型実験による検討……（12）
3.1　波向が周期的に変化する場における海浜変形の理論 ……（12）
3.2　実験方法 ……（13）
3.3　実験結果 ……（13）
3.4　汀線変化の理論解と実験値の比較 ……（16）
4．沿岸漂砂の卓越する場での海浜変形の相似性……（21）
5．結　論……（23）
参考文献……（23）

1．まえがき

我が国沿岸では，波向の季節的変化に応じて周期的な地形変動の見られる海岸がある。太平洋に東面する茨城県沿岸はこのような海岸の１つである。宇多ほか（1986ａ）は，常磐海岸北部において，岬間の砂浜において岬の南側と北側とで堆積，侵食状況が周期的に変化することを見出した。また，阿字ヶ浦海岸では，1976年以来継続的に行われている波向観測や海浜地形測量のデータより，波向が確かに周期的モードを持ち，またそれに応じた汀線変動が見られることが明らかにされた(宇多ほか，1988；宇多ほか，1989)。また，鹿島灘沿岸では，近年侵食対策として12基のヘッドランドの建設が進められているが，追跡調査によれば，ヘッドランド間の汀線変化には卓越した季節変動が見られた(住谷ほか，1988)。更に，霞ヶ浦内においても風向の季節変化に応じた湖浜地形変化が見出された（宇多ほか，1987)。

波向が周期的に変化する場における汀線変動に関連して，Bakker et al.（1970）は一つの嵐の期間での波向変化による突堤周辺での汀線変化を解析した。しかし，そこで取り上げられた問題の時間・空間スケールは本論文で取り上げる問題のそれらと比較して全く異なっている。一方，このような長い時間スケールを持った現象に関しては，橋本・宇多（1981）がBakkerと同様な手法を用いて汀線変化の理論解を求めた。

このように，波向変動に応じた地形変化はかなり普遍的現象であって，その機構を詳細に理解することは漂砂現象の解明の上で役立つと思われる。また漂砂現象の解明に役立つだけではなく，ヘッドランド工法などの侵食対策構造物を設計するに際して，構造物の長さや間隔を決定する上で波向変動量や汀線変動量はなくてはならない情報でもある。こうしたことから，本研究では現地データを系統的に整理して共通する特性を明らかにするとともに，相互比較を行った。次に，移動床平面実験によって現地海岸の地形変化の再現性を調べるとともに，汀線変化に関する理論解と実験値との比較を行った。更に，これに基づいて沿岸漂砂が卓越する場での相似則を提案した。現地海岸・湖浜の実例としては，北部常磐海岸，阿字ヶ浦海岸，鹿島灘沿岸および霞ヶ浦の浮島１，２号排水樋管周りの地形変化を取り上げる。

2．現地海浜・湖浜における波向変動に応じた地形変動の実態

2.1 常磐海岸北部

最初の例として常磐海岸北部の大津漁港～日立港(Fig.1参照)で見られた周期的な汀線変化の例を示す(宇多ほか，1986ａ)。空中写真から読みとった汀線位置より，各期間ごとに汀線変化量を算出した結果をFig.2に示す。この沿岸の海岸性状としては，大津漁港より鵜ノ岬までは所々に岬が張り出しているが，その間は砂浜が続く。鵜ノ岬の南では海崖が多いが，局所的には狭い砂浜がある。例えば河原子港周辺では沖合の岩礁のために舌状砂州が形成されている(宇多ほか，1984)。Fig.2において，大津漁港より鵜ノ岬までの区間に注目する。この間には北から順に大北川河口部の天妃山，高戸および鵜ノ岬と３つの岬が存在する。これらは岩礁であって沿岸漂砂が阻止されるため以下のように特徴的な変化が生じた。まずFig.2(a)によると大津漁港のすぐ南側で汀線が後退し，天妃山の北で前進している。逆にその南側では汀線が後退し，高戸の北側では岬の隣接部を除き前進している。さらに高戸と鵜ノ岬の間

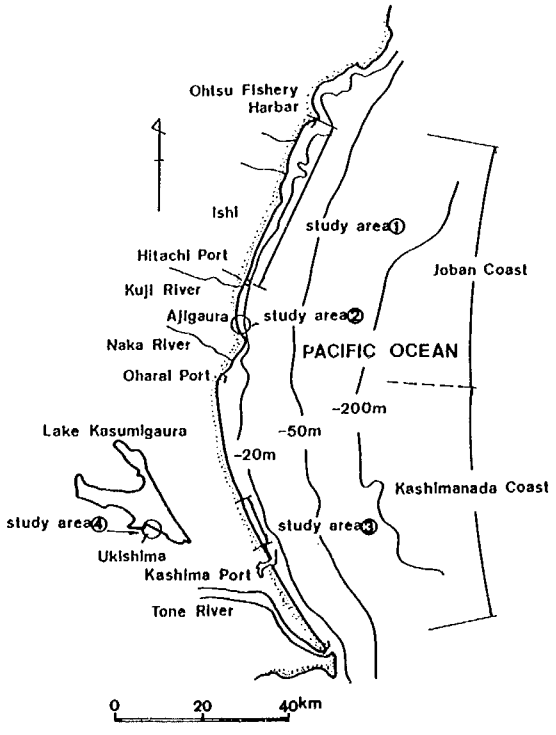


Fig. 1 Location of study areas (① northern Joban Coast, ② Ajigaura Beach, ③ Kashimanada Coast, ④ Ukishima area in Lake Kasumigaura).

でも同様な傾向が見られる。以上の変化は，岬の北側で汀線が前進，南側で後退するという特徴である。この変化はほぼ北東方向からの入射波によって南下する沿岸漂砂があったため生じたと考えられる。ところがFig.2(b)では上記の変化が逆転している。これは南東からの入射波が著しかったためと考えられる。このように，常磐海岸北部の3つの岬に挟まれた砂浜では周期的なモードの汀線変化が観測された。

2.2　阿字ヶ浦海岸

阿字ヶ浦海岸は茨城県東部に位置し，太平洋に東面している(Fig.1参照)。ここでは1976年以来毎週1回の割合で海浜地形や波浪の観測が行われてきている（宇多ほか，1988；宇多ほか，1989)。観測結果のうち，波向と汀線変化の関係を調べると，波向の周期的な変化に対応した汀線変動が存在することが理解される。波向 θ の経時変化をFig.3に示す。ただし，図中の $\bar{\theta}$ は毎週のデータより5週間の移動平均を求めたもの，また，$\tilde{\theta}$ は1年間の移動平均値である。波向は東より反時計回り（北側）を正にとった角度で示した。ここに，汀線の法線方向はE8°54'N方向(破線表示)である。1982年以前において，$\bar{\theta}$ は2，3月より8，9月の間に南寄りに変化し，その後再び北寄りに変化するという規則正しい1年の周期変動を有していた。このような波向変動が存在するために同じ沿岸にある常磐海岸北部では岬間の砂浜で周期的な汀線変化が生じたと考えられる。一方，1983年～1984年の間，波向変動の振幅は小さくなり，短周期の変動が多くなった。また，1982年以前の波の入射方向は平均的に北寄りに変化し，1983年以降，平均的にみて桟橋軸とほぼ同じ方向になった。すなわち，波の入射方向が1982年～1983年の間で平均的に南寄りから北寄りへと変化したのである。$\bar{\theta}$ をみると1983年以降夏期の南寄りの入射波の発生が非常に少なくなった。このような変化はEl Nino等，地球的規模の気象変動の影響と考えられている(宇多ほか，1988)。

波向に対する海浜地形の応答を調べるために，前浜上に設けた基準点より平均汀線（T.P.0mで定義）までの距離 X_s を地形測量データから求め，それらの経時変化をFig.3に示した。X_s の測定値は波向と同様，5週間と1年間の移動平均値を示した。波向との位相差は存在するものの，1982年以前において，$\bar{X}_s$ は $\bar{\theta}$ と同様に約1年周期の明瞭な変動を示す。しかし，1983年～1984年の間，このような周期変動は目立たなくなった。

以上のように，阿字ヶ浦海岸では波向の周期的な変動に対応する汀線変化が見られた。また，両者の関係については，汀線変化モデルの理論解が求められ，両

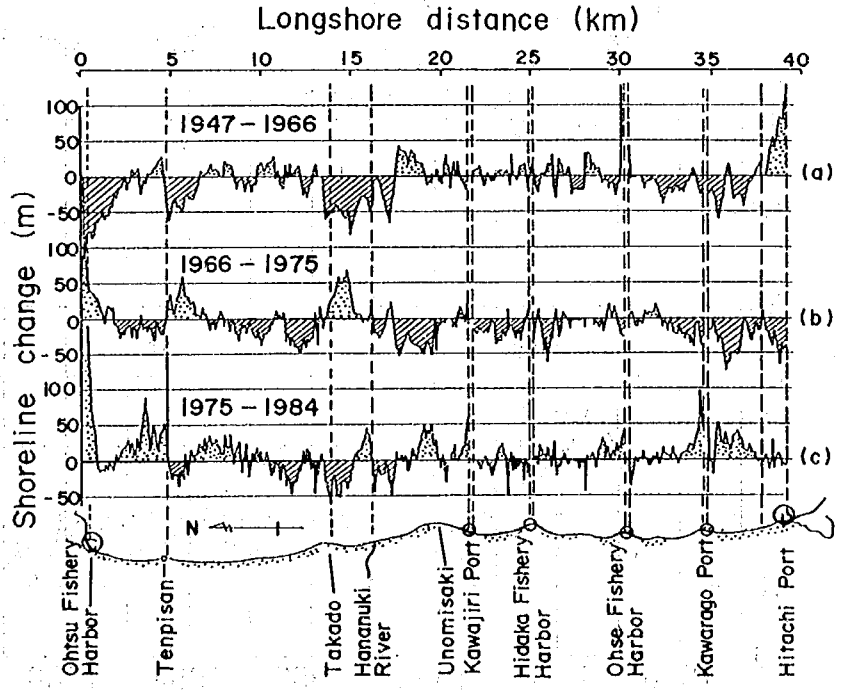


Fig. 2　Shoreline changes between Ohtsu Fishery Harbor and Hitachi Port from 1947 to 1984. These changes were plotted by the comparison of aerial photographs.

者の位相差が12週間であることも分かっている(橋本・宇多，1981；宇多ほか，1988)。

2.3 鹿島灘沿岸

鹿島灘沿岸でも同様な現象が観測された。この沿岸では近年の激しい侵食を防止するためにヘッドランドが計画され，12基の建設が進められている。ヘッドランドは現在も建設途中にあるが，施工後の追跡調査によれば，波向の周期的な変化に対応した顕著な汀線変動が存在することが明らかになった。

最初に，ヘッドランド周辺における1986年９月８日より1988年１月７日までの汀線変化をFig.4に示す。図の最下段には１～７号ヘッドランドの位置を示す。９月８日～10月28日では，当時既に建設されていた１，４号堤の北側部を除くほぼ全域で汀線が大きく後退した。この主な理由は10月９日に有義波高５mを越える高波浪が来襲し，これにより沖向き漂砂が生じたためである。また，1，4号堤の北側で汀線が局所的に前進したのは，汀線の法線に対し反時計回りの方向より波が入射したため，南向きの沿岸漂砂が生じ，それによってヘッドランドの北側で汀線が前進したことを表わすと考えられる。12月24日～１月17日の間では，特に３，４，７号堤の周辺で明らかなように，ヘッドランドの南側で汀線が後退し，北側では汀線が前進している。これは当海岸で卓越するＮＥ-ＥＮＥ方向の入射波が汀線の法線に対し反時計回りの方向からの入射となるために，南下する沿岸漂砂が生じたため生起した汀線変化である。ところが，２月13日～４月13日および４月13日～７月23日の汀線変化はこれと全く逆の変化である。すなわち，各構造物の南（右）側で汀線が大きく前進し，北側で後退した。これは春～夏にこの海岸で卓越するＳＥ～ＳＳＥ方向からの波が入射したためである。その後，７月23日～９月12日では著しい汀線変化は見られないが，９月12日～11月６日の間，再び各構造物の北側で汀線が前進し，南側では後退した。この変化特性は，1986年12月24日～１月７日の間に見られた汀線変化と同一である。

このように周期的な汀線変化は，空中写真によってもとらえられている。空中写真は7号ヘッドランド周りにおいて1987年１月17日より９月12日までの間に５回撮影された。

最初に1987年１月17日の状況をFig.5(a)に示す。ヘッ

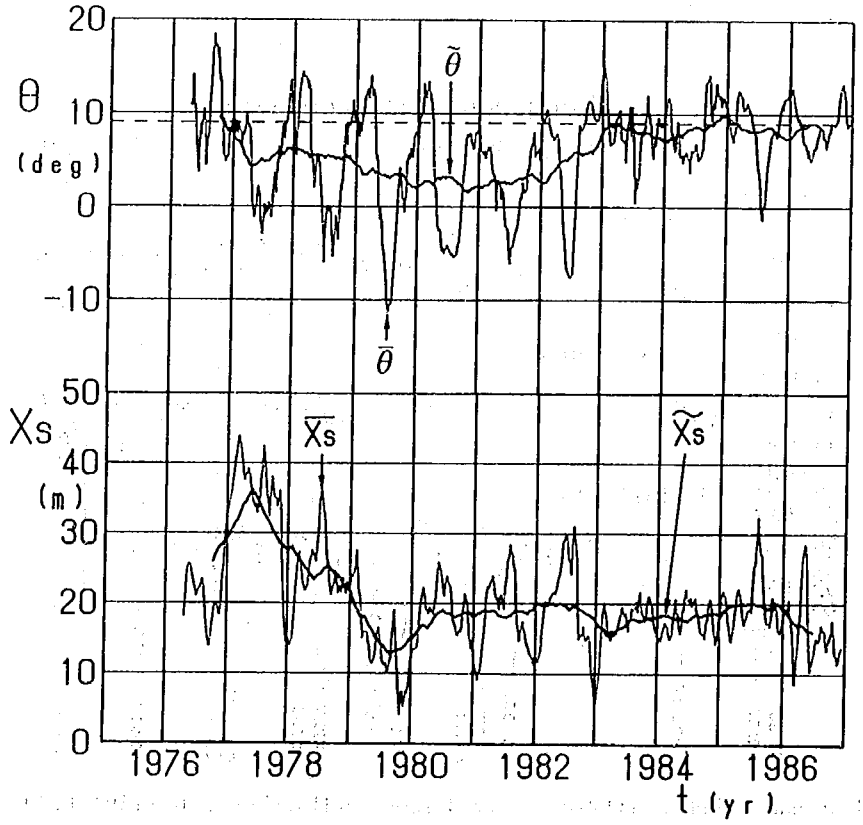


Fig. 3 Long-term changes of wave direction (θ) and shoreline position (Xs) at Ajigaura Beach.

ドランドの長さは約100mであることを考慮すると，この観測日，波浪は静穏であり，砕波帯幅は狭いことが分かる。構造物の左右岸の汀線形を比較すると，右(南)側の汀線は左（北）側に比較してわずかに後退傾向にある。これはヘッドランドの法線に対し，反時計回りの方向からの入射波が卓越したため生じた地形変化である。2月13日になると(Fig.5(b))，波浪条件は一変し，砕波帯幅は非常に広くなり，写真全域が砕波帯内に入っ

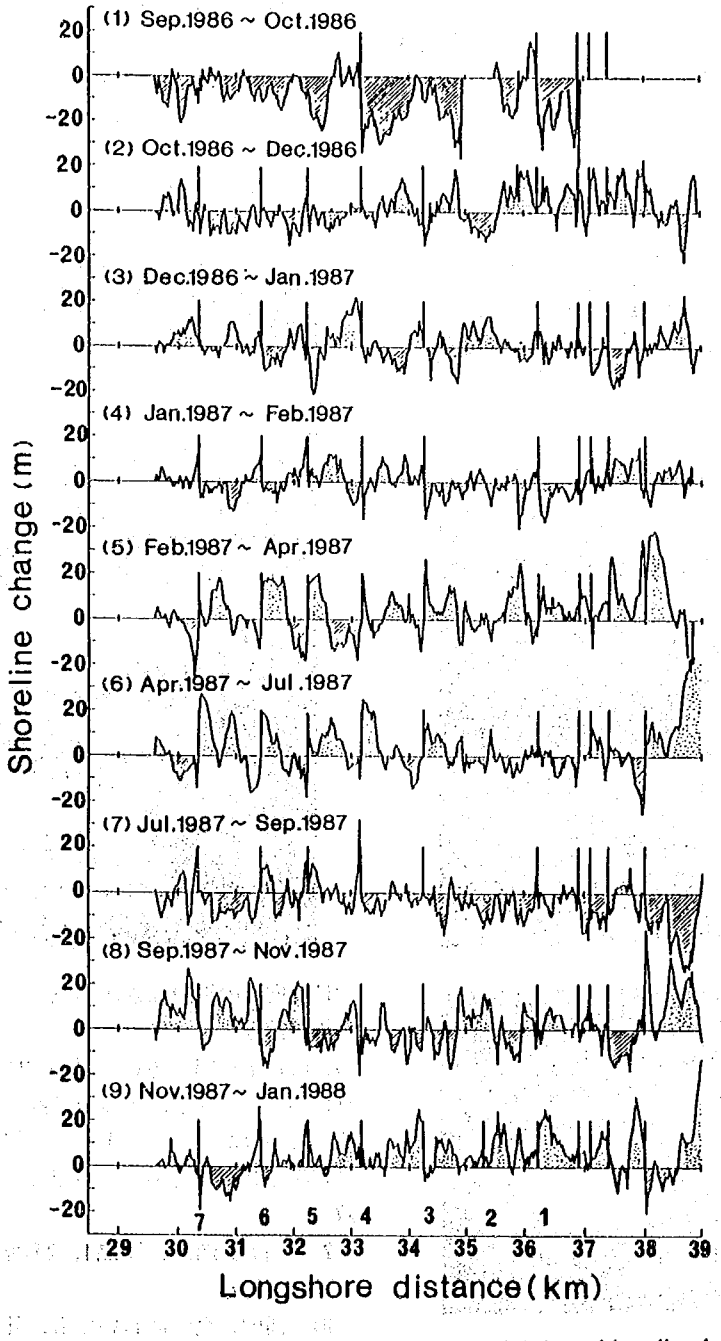


Fig. 4　Spatial and temporal change in shoreline position in the vicinity of headlands on the Kasihmanada Coast between September 1986 and January 1988. These shoreline changes were plotted by the comparison of aerial photographs. Locations of the headlands are shown on the bottom.

た。また，ヘッドランドを境に南側の汀線は北側に比較して大きく後退している。このことは，Fig.5(a)の場合と同様に，波の入射方向がヘッドランドの法線に対し反時計回りの方向からであったことを表している。その後2ヶ月を経過すると(Fig.5(c))，ヘッドランドの南北での汀線形はほぼ対称形となり，Fig.5(b)の場合に顕著であった構造物の南側での汀線後退傾向は解消された。これはこの2ヶ月間に波の入射方向がヘッドランドの法線に対し時計回りの方向へと変化したことを表わしている。しかも砕波帯幅は狭いことから，静穏な波が入射していることが分かる。1987年7月23日になると(Fig.5(d))，汀線形状には著しい変化が表われ，構造物の南側で大きく汀線が前進し，北側で後退した。ちょうど2月13日の状況(Fig.5(b))と特性が逆転した。この時の波浪条件も静穏であり，ヘッドランド沖には時計回りの方向より入射するうねりを明瞭に識別できる。結局，4月～7月の間の地形変化は上述のように南側からの入射波によって生じたことが明らかである。最後に9月12日の状況をFig.5(e)に示す。写真上方の全域が砕波帯内に入り，高波浪が続いている。また，ヘッドランド沖では海岸線の法線方向と約12°を成して時計回りの方向より波が入射している。この入射波の条件

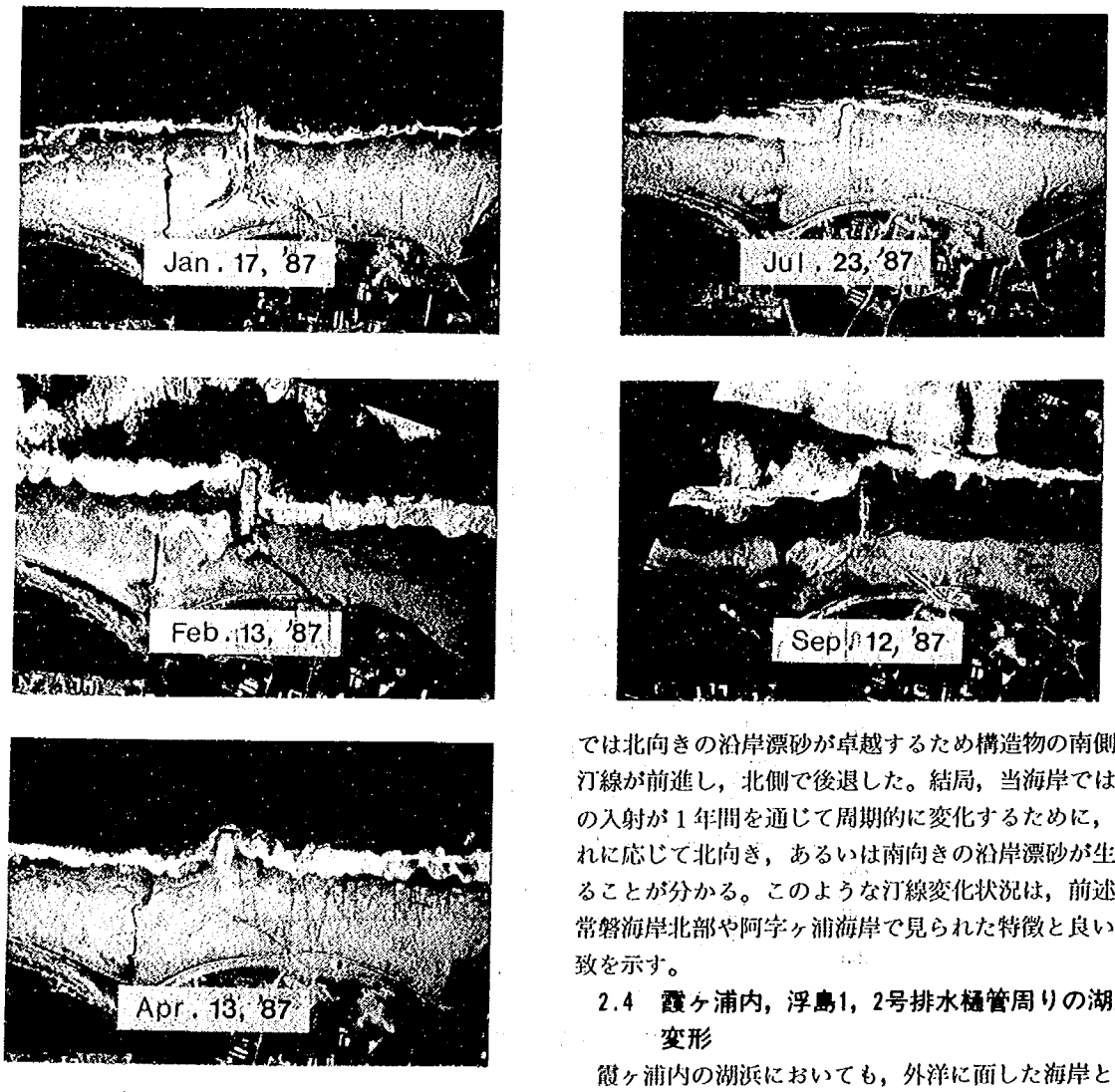


Fig. 5 Aerial photograph around №7 headland taken in 1987. (a) January 1, (b) February 13, (c) March 13, (d) July 23, (e) September 12.

では北向きの沿岸漂砂が卓越するため構造物の南側で汀線が前進し，北側で後退した。結局，当海岸では波の入射が1年間を通じて周期的に変化するために，それに応じて北向き，あるいは南向きの沿岸漂砂が生じることが分かる。このような汀線変化状況は，前述の常磐海岸北部や阿字ヶ浦海岸で見られた特徴と良い一致を示す。

2.4 霞ヶ浦内，浮島1，2号排水樋管周りの湖浜変形

霞ヶ浦内の湖浜においても，外洋に面した海岸と同様に風向変化に起因した湖浜の周期的なモードの変化が観測された。このような現象が観察されたのは，霞ヶ浦の南東岸に位置する浮島1号，2号樋管周りの湖浜

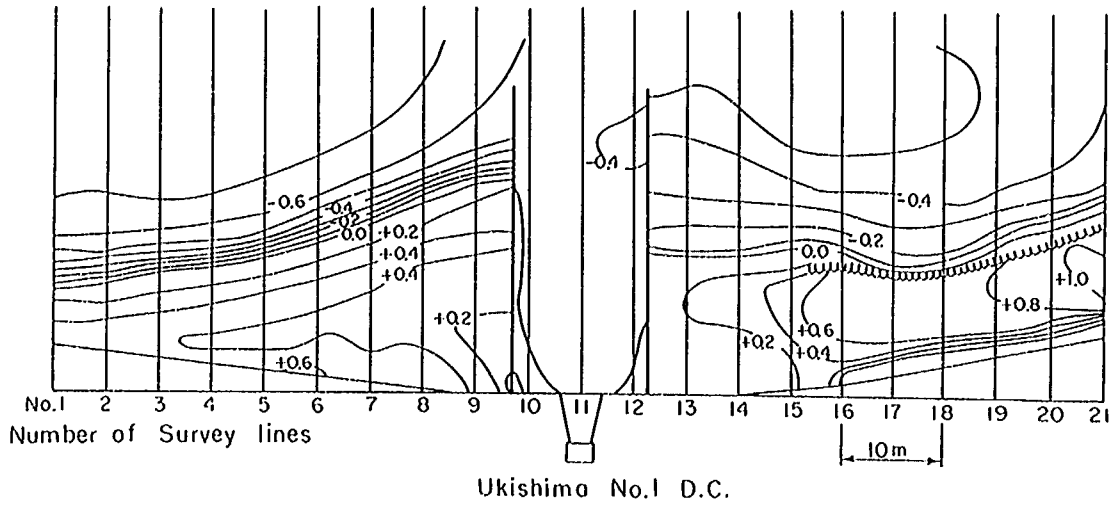


Fig. 6 Beach topography and alignment of survey lines around Ukishima No.1 Drainage Channel measured in February, 1985.

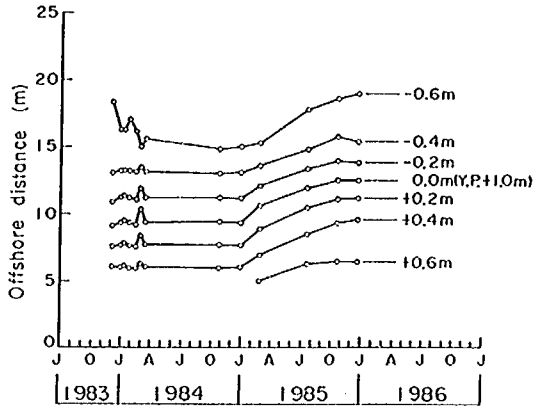


Fig. 7 Temporal change of offshore distances to some contours (Ukishima No.1 Drainage Channel, Survey line No.1).

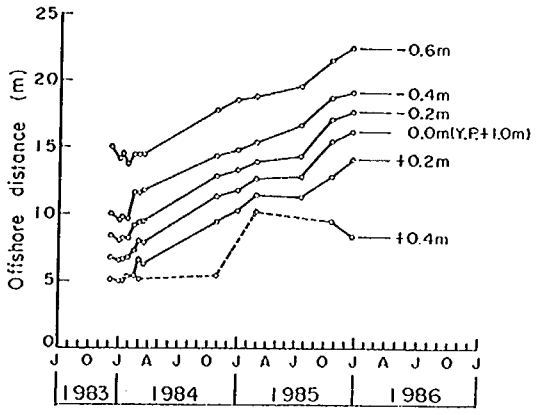


Fig. 8 Temporal change of offshore distances to some contours (Ukishima No.1 Drainage Channel, Survey line No.5).

である(Fig.1参照)。

浮島1，2号樋管位置ではその前面に不透過矢板が設置されており，これによって沿岸漂砂が阻止されるため構造物周りでは顕著な地形変化が観察された（宇多ほか，1987)。まず，浮島1号樋管周りの深浅図をFig. 6に示す。高さの基準はY.P.1m（T.P.1.16m）にある。矢板は樋管位置の湖岸線の法線方向に造られている。左岸矢板の西側では矢板に近接するほど汀線が湖面へ突き出ている。また0.0mより−0.5mの間の勾配は急であるが，−0.6m以深では平坦である。また，陸上部の0．2 m以高にも緩斜面が形成されている。逆に右岸矢板の東側では浜崖が形成されている。このように不透過構造物の西側で土砂が堆積し，東側で侵食という地形変化は，少なくともこの測量が行われた時期（1985年2月）の漂砂の卓越方向が東向きであったことを示す。

次に，樋管の西側より3測線(No.1，5，9)，東側より1測線（No.18）を選んで等深線距離の変化を調べた。矢板より西側に43.5m離れた測線No.1では，1984年12月までは著しい変化は見られなかった(Fig.7)。その後各等深線は経年的に前進し始め，1985年10月までに汀線は3.3m前進した。これに対応して−0.4mから0.4mまでの等深線も前進したが，それらの等深線がほとんど汀線と平行に前進していることは注目される。

これらはこの部分の海浜が断面形をほぼ一定に保ちつつ前進したことを意味する。矢板より23m離れたNo.5では等深線距離の変化が著しくなった(Fig.8)。矢板に接近したためNo.1と比較すると変化量が大きくなるとともに地形変化が1年前の1983年12月より始まった。矢板より西にわずかに3.5m離れたNo.9では(Fig.9),0.2m～－0.4mの範囲の等深線は測線No.1,5と同様に長期的には前進傾向をもつ。しかしこれらの等深線は,1984年3月～10月,1985年3月～7月の間に顕著なように,長期的な前進傾向より変化なし,または後退傾向となる。このことは長期的にみた沿岸漂砂の卓越方向は東向きであるが,それに季節変動が重なっており,春から夏にかけて一時沿岸漂砂は西向きとなることを表わしている。その外力は,春,夏に多く発達するNEないしENEの風と考えられる。ところで,もしこのような外力変動が存在するとすれば,矢板の東側海浜では逆モードの地形変化が見出されなければならない。そこで右岸矢板より28m東側に離れた測線No.18の等深線距離の変化を調べた(Fig.10)。これによると,No.9の変化と対照的に春から夏にかけて等深線が確かに前進しており,ちょうど逆モードの現象が生じている。以上の点を総括すると,浮島1号樋管位置では長期的には東向きの沿岸漂砂が卓越するが,春・夏のNEまたはENE方向からの風に応じて一時的に沿岸漂砂の方向が逆転するといえる。

次に浮島1号樋管より0.6km西に位置する浮島2号樋管の周りの地形変化を同様に調べた。まず1985年2月の測量によって得られた樋管周りの深浅図をFig.11に示す。この地点では矢板は左岸側にのみ設置されてい

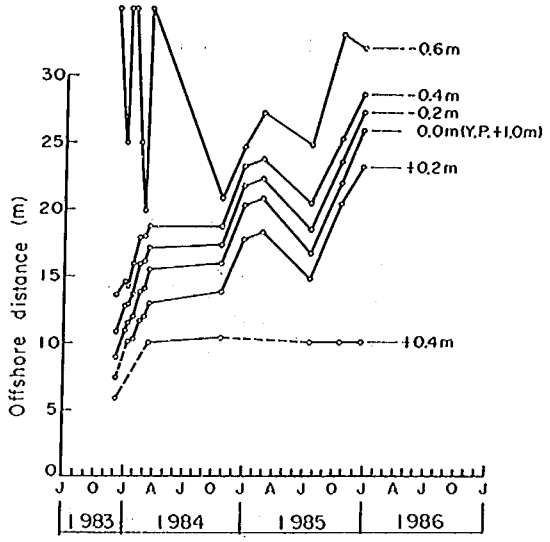


Fig. 9 Temporal change of offshore distances to some cotours (Ukishima No.1 Drainage Channel, Survey line No.9).

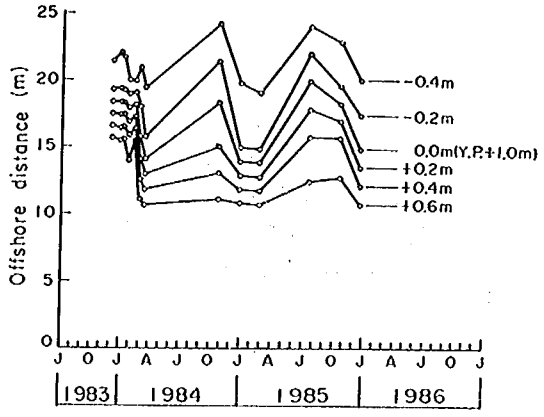


Fig. 10 Temporal chage of offshore distances to some contours (Ukishima No.1 Drainage Channel, Survey line No.18).

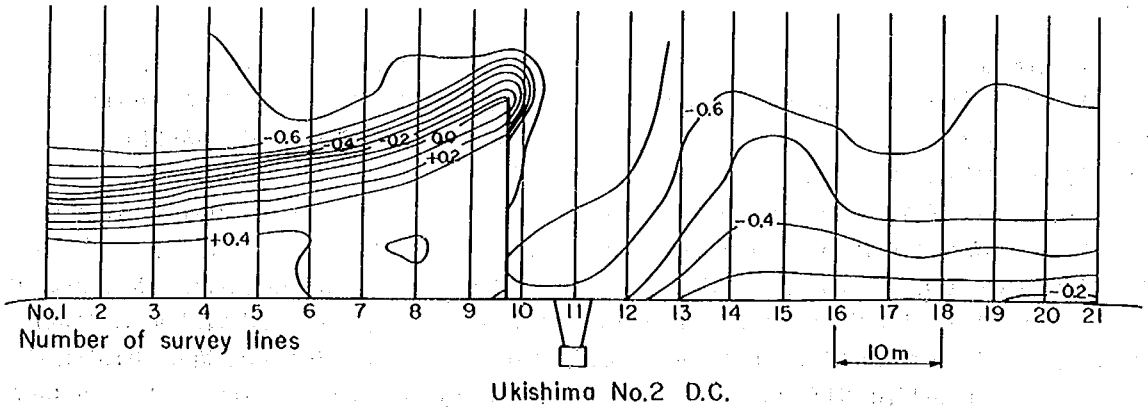


Fig. 11 Beach topography and alignment of survey lines around Ukishima No.2 Drainage Channel measured in February, 1985.

る。汀線は西側より矢板に近づくほど沖に出ており，矢板位置ではその先端を回り込んだ土砂の堆積がみられる。逆に樋管の東側には前浜が存在しない。このような海浜地形の際立った相違は，この地点の漂砂の方向が測量を行った時期東向きであったことを示している。

更に，代表測線における等深線距離の経年変化により地形変化を把握した。代表測線としては，矢板より西に各々43.5，23.5，3.5m離れた測線No.1，5，9を選んだ。No.1では0.2m～0.4mの等深線距離が1983年12月よりほぼ単調に増加している(Fig.12)。これらの等深線距離が互いにほぼ平行移動している点は，浮島1号樋管の測線No.1と同様である。測線No.5では汀線はかなり大きな変動を示す(Fig.13)。秋から冬の間は等深線距離が前進し，春から夏には後退する。汀線は長期的にみるとやや前進傾向を示すが，季節変動の方が卓越している。さらに矢板に近接した測線No.9ではNo.5でみられた季節変動が著しくなった(Fig.14)。

結局，浮島2号樋管の西側の区域における地形変動では，等深線距離が際立った周期性を示し，等深線が秋から冬に前進し，春から夏に後退すること，そしてその季節変化が矢板に近接するほど顕著になることが分かる。

浮島1，2号樋管周りの地形はFig.6, 11に示したように互いに良く似ている。また両者は沿岸方向にわずかに0.6km離れているのみである。それにもかかわらず両者の地形変化に著しい差が見られた点は注目に値する。浮島1号樋管の西側の汀線は単調な前進傾向を主モードとし，それに季節変動が重なっていた。浮島2号樋管ではこれと逆に季節変動が主モードであり，それに単調な前進傾向が重なっている。この主な原因は湖岸線の方向にある(宇多ほか，1987)。浮島1号樋管地点の湖岸線の法線方向はN37.9°E，2号地点はN13°Eであって浮島1号は2号と比較して24.9°時計回りの方向に傾いている。同一方向の入射波に対して，浮島1号樋管位置では湖岸線の方向が大きく傾いているために東向きの沿岸漂砂が卓越し易い。波の入射方向は季節的に変化するので，湖岸線の傾きがより小さい浮島2号樋管地点では季節変化が著しく現われたと考えられる。また，これら2地点の汀線変化に関しては理論解との比較がなされており，生じた現象は理論上からも良く説明される（宇多ほか，1987)。

以上，代表的な海岸・湖浜として常磐海岸北部，阿字ヶ浦海岸，鹿島灘沿岸および霞ヶ浦の湖浜を選んで調査したところ，波向の周期的な変動に応じた海浜・

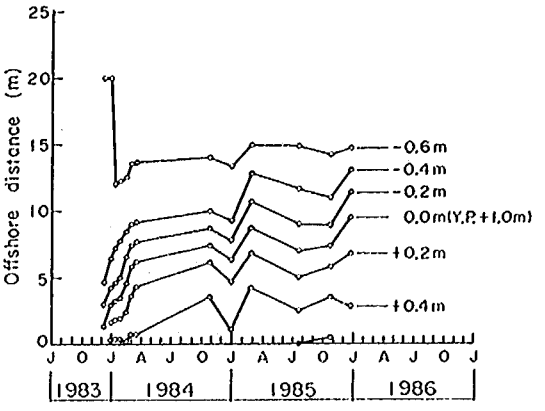


Fig. 12　Temporal change of offshore distances to some contours (Ukishima №2 Drainage Channel, Survey line №1).

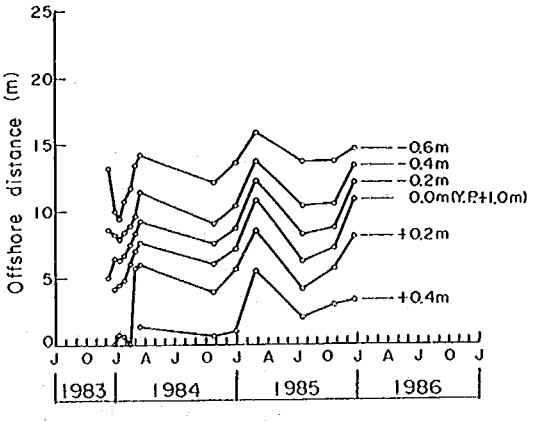


Fig. 13　Temporal change of offshore distances to some contours (Ukishima №2 Drainage Channel, Survey line №5).

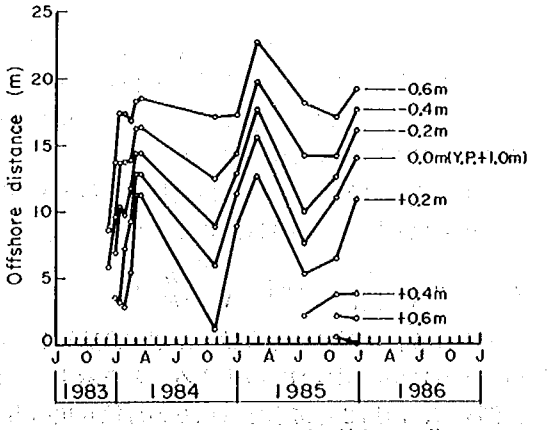


Fig. 14　Temporal change of offshore distances to some contours (Ukishima №2 Drainage Channel, Survey line №9).

湖浜地形変化が存在することが明らかになった。この現象は現地海浜と湖浜内で観測されたものであり，波向変化が1年周期で繰り返される点で同一であったが，現地海岸と湖浜とでは空間スケールにかなり大きな差がある。それにもかかわらず，現象が良く似ている点は，対象とする現象がかなり高い普遍性を有していることを示している。そこで，本研究では現地海岸や湖浜で観測されたこのような現象に関し，移動床模型実験によって再現性を調べることにより，波向が周期的に変化する場における汀線変動に関する現象解明を試みた。

3．移動床水理模型実験による検討

3.1 波向が周期的に変化する場における海浜変形の理論

波の入射方向が季節的に変化する場において，沿岸漂砂を遮断する構造物がある場合の汀線変化の理論解については，茨城県阿字ヶ浦海岸での地形変化を対象として解が求められている（橋本・宇多，1981；宇多ほか，1988)。この解析は，Bakker et al. (1970) が行った一つの嵐の間に突堤の周辺でいかなる汀線変化が生ずるかの解析と基本的には同一であるが，前者では時間・空間スケールの全く異なった現象を対象としている点が相違する。また，同じ解は前節で述べた霞ヶ浦内の浮島2号排水樋管周りの汀線変化とも比較がなされた。構造物の回折効果を無視したとき，波向 θ が式(1)のように1年周期で変化する場での汀線変化は式(2)で表わされる。

$$\theta(t)=\theta_0\cos\omega t \tag{1}$$

$$y(x,\ t)=\theta_0\sqrt{\frac{F}{\omega h}}\ exp\left(-\sqrt{\frac{\omega h}{2F}}\ x\right)\cdot\cos\left(\omega t-\sqrt{\frac{\omega h}{2F}}\ x-\frac{\pi}{4}\right) \tag{2}$$

ここに t：時刻，x：沿岸方向距離，θ_0：砕波点における波向変化の振幅，ω：波向変化の角周波数，h：漂砂の移動高，F：漂砂量係数（波のエネルギーフラックスに比例する）である。また，構造物から距離 x の地点の汀線変化の振幅 $a(x)$ は，式(2)より，

$$a(x)=\theta_0\sqrt{\frac{F}{\omega h}}\ exp\left(-\sqrt{\frac{\omega h}{2F}}\ x\right) \tag{3}$$

と与えられる。式(3)は汀線変動の振幅が構造物からの距離とともに指数関数的に減少することを示す。これは，例えば，浮島2号排水樋管周りの汀線変化へ当てはめた場合（宇多ほか，1987)，Fig.12～14において漂砂を阻止する構造物からの距離が長くなるにつれて汀線変動の振幅が急激に小さくなったことと対応する。

いま，式(2)で表わされる現象を実験的に再現することを考える。移動床平面実験においては，平面水槽の大きさに限りがあるために，構造物の影響が無視できる位置を構造物から限りなく遠ざけることはできない。構造物から l の地点と構造物位置での汀線変動の振幅の比 ϵ は

$$\epsilon=exp\left(-\sqrt{\frac{\omega h}{2F}}\ l\right) \tag{4}$$

と表わされる。ϵ は十分小さいという条件を満足しなければならないが，いま，

$$\sqrt{\frac{\omega h}{2F}}\ l\fallingdotseq 3 \tag{5}$$

とおくと，実用上 ϵ は十分小さくなる。$\omega=2\pi/T_s$ の関係を代入して書き直すと，次式が得られる。ここに T_s は波の入射方向を変化させるときの周期である。

$$T_s=\frac{\pi}{9}\ \frac{h}{F}\ l^2 \tag{6}$$

この式は模型の大きさを定める際に利用される。

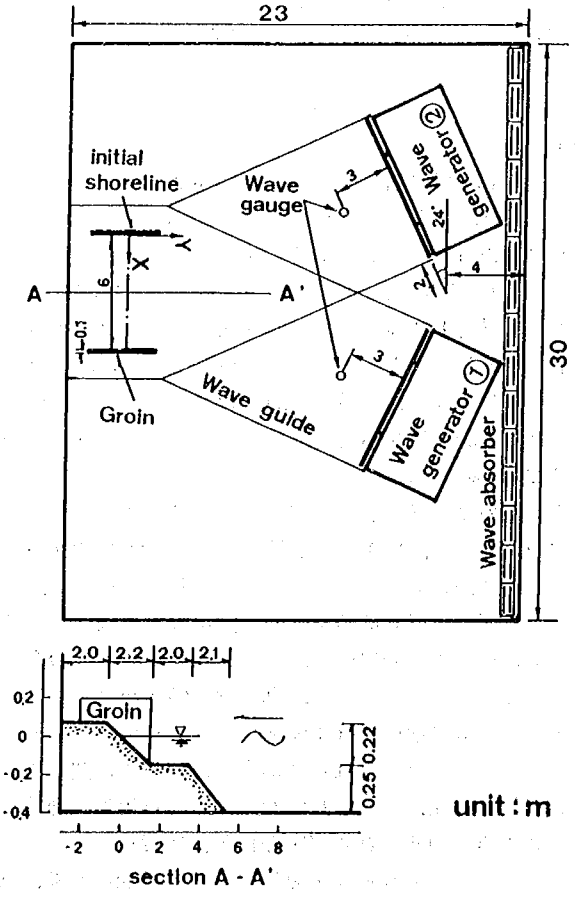


Fig. 15 Experimental set-up of plane wave basin and beach profile.

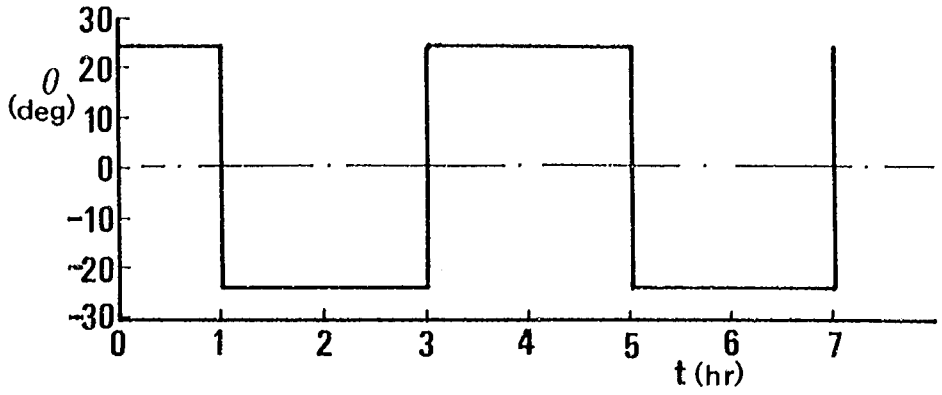


Fig. 16　Functional form of temporal change of wave direction.

3.2　実験方法

実験は幅30m，長さ23m，深さ1mの平面水槽を用いて行った。模型海浜はこの平面水槽の中央部に中央粒径 $d_{50}=0.25$mm の砂を用いて造った。初期海浜地形を Fig.15に示す。汀線付近の勾配は約1/10，前浜の平坦面高さは 7 cm とし，沖合には水深15cm の平坦面を造った。波を斜め入射させるには，2台の造波機を海岸線の法線に対し±24°となるよう設置し，順に片側の方向から波を入射させた。波の入射角は沿岸漂砂を卓越させるためできるだけ大きくする必要がある。しかし，平面水槽の中での造波機の配置を考えると入射角の上限値が存在する。そこで実験ではこの上限値を選定した。

模型実験において，T_sは式(6)に明らかなように，F，h，lと関係し，独立には定められない。そこで，予備実験を実施していくつかの定数を定めた。予備実験では，波の入射方向を一方向（造波機②）に固定し，経過時間にほぼ比例して地形変化量の増加する時間は数時間程度と考え，波を5時間作用させた。次に，この間の地形変化より漂砂の移動高（h），漂砂量係数Fを定めた。予備実験時の波浪条件は，中央粒径0.25mmの底質を用いたとき，沿岸漂砂による地形変化が Fig. 15の浅海域の急斜面上で完結し，沖合の平坦部では有意な地形変化が生じない条件より設定した。海浜断面形がほぼ相似な形状を持った駿河海岸の模型実験によると，この条件を満足する波浪として $H_{in}\fallingdotseq 5$ cm，$T\fallingdotseq 1.2$s の波を選ぶことができる（宇多ほか，1986）。この結果，初期と5時間後の海浜変形より海浜断面積変化量と汀線変化量とが求められ，それらの相関より漂砂の移動高（h）が h＝0.19m と定まった。また，初期から5時間までの侵食・堆積土砂量の変化割合として，$F=4.0\times10^{-5}$m³/s が求められた。地形変化量より漂砂量係数Fを逆算する際には，砕波点における入射角を与える必要がある。これには，突堤間の中央において0，2.5，5 hr 後に測定された砕波点における入射角の平均値22°を用いた。一方，平面実験では水槽の大きさと造波機の配置より，突堤間の間隔は最大で6mが限度であった。そのため構造物から最も離れた地点までの距離は $l=3$ m となる。これらの値を式(6)へ代入すると，$T_s=4.1$ hr となる。このことから波の入射時間を $T_s=4$ hr とし，2方向からの波を交互に与えた。また波の作用時間は全体で7時間とした（Fig.16）。

波の入射方向を周期的に変化させるに際しては，波のエネルギーが海浜模型外に逸散しないように，1台の造波機両端から模型までの間に導波板を設置した。また，沿岸漂砂を遮断する構造物としては，沿岸方向に6m離して2基の突堤を設置した。実験の測定項目は地形，砕波波高，砕波波向，汀線位置であって，沿岸方向に0.5m間隔で設けた13本の測線上において波向を変える毎に測定した。また，特に汀線測定では X＝1.0m，5.0m断面において汀線位置が5 cm 変化する毎にその位置を調べ，汀線位置の時間的な変化を詳細に調べた。

3.3　実験結果

最初に代表時期における等深線形について調べた。Y軸に関し反時計回りの方向から波を1時間作用させた時点の海浜地形を Fig.17に示す。−20cm 以深の等深線はX軸と平行であり，波による変化はほとんど生じなかった。また，−15cm 付近にある平坦部での地形変化は小さい。−12.5cm 以浅の等深線は汀線とほぼ平行

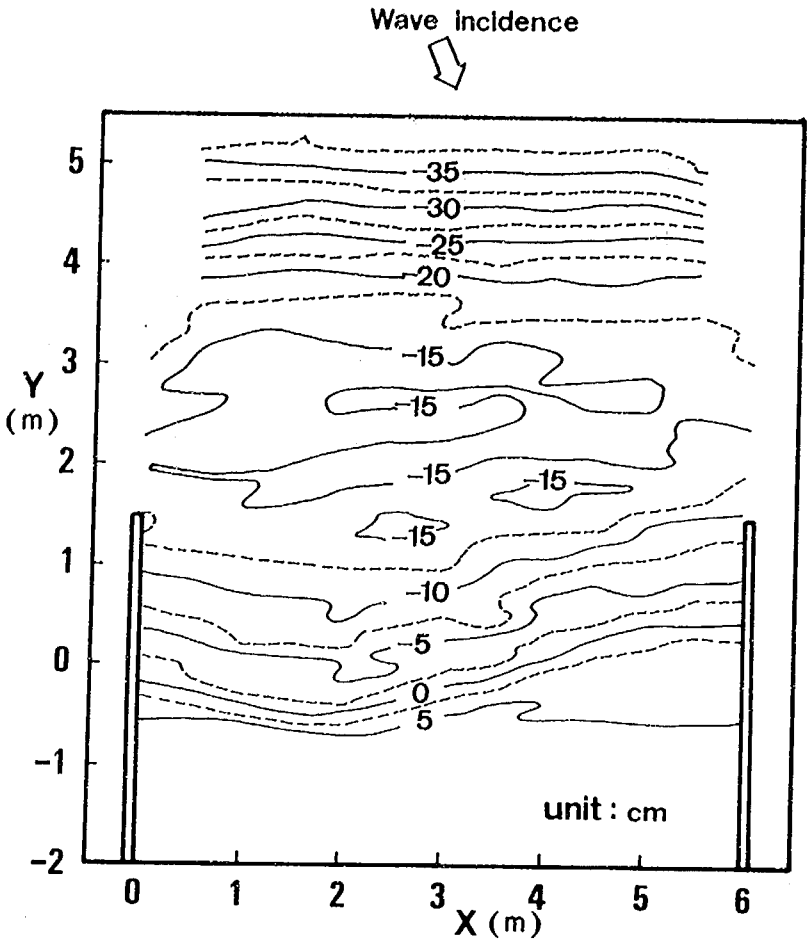


Fig. 17 Contours measured at 1 hour from the beginning.

であり，X≧3mでは沖に凸形を示し，X＜3mの範囲では凹形となった。また，−12.5cm～5 cmの間の等深線は汀線とほぼ平行であって，地形変化が主として沿岸漂砂によって生じたことが分かる。この特徴は，前節で述べた浮島1，2号排水樋管周りで観察された特徴と良く一致する。その後，波向を時計回りの方向として波を2時間（合計3時間）作用させた後の地形をFig.18に示す。Fig.17, 18を比較すると，入射方向を変えた結果X＝3mの中心線に関して左右対称な地形変化が生じたことが明らかであり，また陸上部の平坦面の形成や海面下での緩勾配斜面の形成など両者で良く一致する。波向を再びFig.17の場合と同じにして波を2時間（合計5時間）作用させた後の地形をFig.19に示す。波向変化の1周期が過ぎた状況を表わすFig.19は，初期状態を示すFig.17とかなり良い一致を示す。ただし，Fig.19において，3m≦X≦4mの範囲の侵食が進み，4m＜X＜5mで堆積が顕著になった点がFig.17との相違点と言える。

代表測線に沿う海浜断面形の変化をFig.20に示す。代表断面は，汀線変化の著しいX＝1.5m，4.5m断面と中央のX＝3.0m断面を選んだ。同図には，波作用1，3，5，7時間後の断面形を示した。X＝1.5m断面では，波作用1，5時間後は構造物に関して漂砂の下手側，波作用3，7時間後は構造物の上手側となる。X＝4.5m断面はこの逆である。X＝1.5m断面の地形変化は侵食，堆積時に係わらずY≦1.5mの範囲の水深15cm以浅でのみで生じた。堆積時には上方に凸な断面形が，また侵食時には凹形の断面形が形成された。また，1，5時間後の断面形はほぼ重なったが，3，7時間後の堆積時の断面形には差があり，特に7時間後ではバー・トラフの形成が見られた。X＝4.5m断面の変化は，X＝1.5mの断面の変化と明らかに逆モードを示す。また，7時間後の断面形では3時間後の断面形からのずれが大きい。更にX＝3.0m断面では，波作用後5時間まで

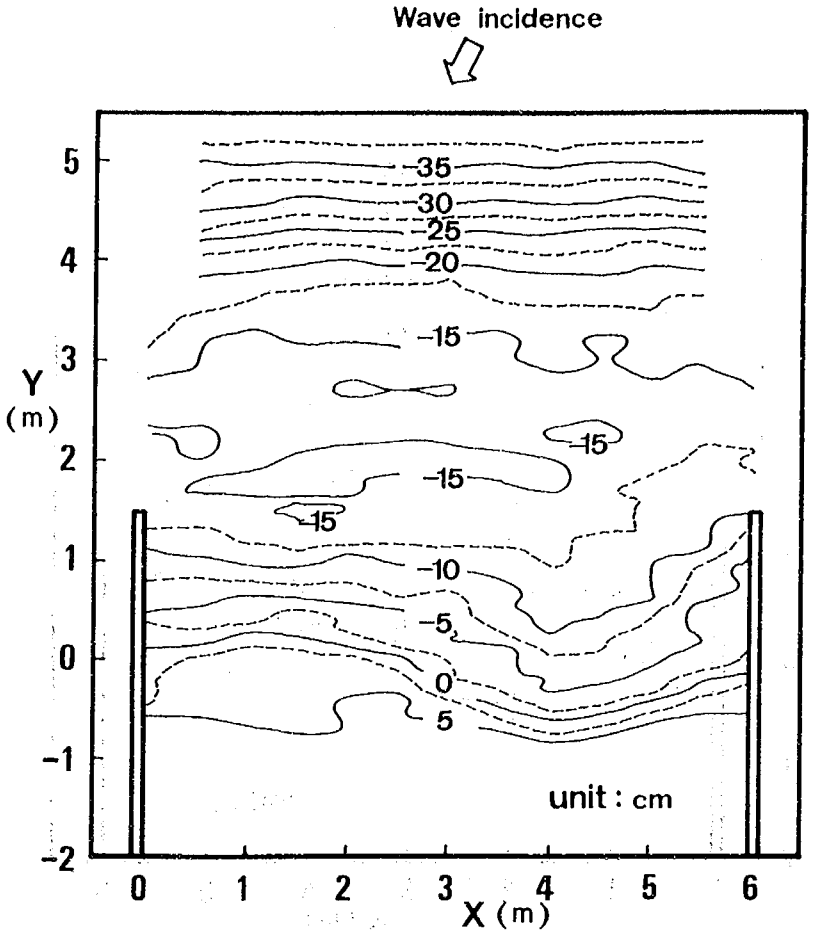


Fig. 18　Contours measured at 3 hours from the beginning.

はほぼ初期地形を保っていたが，その後前浜が著しく侵食された。この断面は堆積，侵食域の境界に位置するので，漂砂の方向が周期的に変化することはあっても断面変化は生じないはずである。それにもかかわらず5時間以降断面変化が生じたのは，次の2つの理由が考えられる。①土砂の一部が突堤沖へ流出し，その分全体的に侵食が進んだこと，②突堤の回折効果により突堤周辺へと中央部から土砂が運ばれたことである。以上の点より，5時間より後のデータについては，設定条件からのずれがかなり大きいから，理論値との比較の際に十分な配慮が必要であろ。

Fig.20に示した断面変化図によれば，地形変化は$Y \leq 2.0$mの範囲で生じている。そこでこの範囲にのみ着目して地形変化量の平面分布図をFig.21にまとめた。図の(a)は波作用後1～3時間の変化量を，(b)は3～5時間の変化量を示す。(a)，(b)共に，最大の地形変化は突堤の隣接部では生じておらず，それより約1m離れた$X=1.0$m，5.0m断面で生じた。これは，突堤の回折効果によるものである。また堆積，侵食量の分布形は，中央に位置する$X=3.0$m断面を境にほぼ線対称であって，左右対称な地形変化が周期的に生じたことが明らかである。また，海浜の地盤高の鉛直変化の最大振幅は約8 cmである。一方，変動量の岸沖分布は，初期汀線付近で最大値となり，それより岸側，沖側方向に減衰し，また，その減衰割合は岸側の方が大きい。このような分布形は，沿岸漂砂が岸沖方向に分布形を有するために生ずるものである。

汀線位置の経時変化をFig.22に示す。入射方向の周期的な変化に対応して，汀線は周期的に前進，後退を繰り返すとともに，その現象が沿岸方向に減衰しつつ伝播することが明らかである。また，$X=3.0$m断面は，侵食・堆積域の境界にあるため，原理的には汀線の経時変化は小さいはずであるが，時間の経過に伴って全体的に汀線は後退した。波の作用時間がほぼ5時間よ

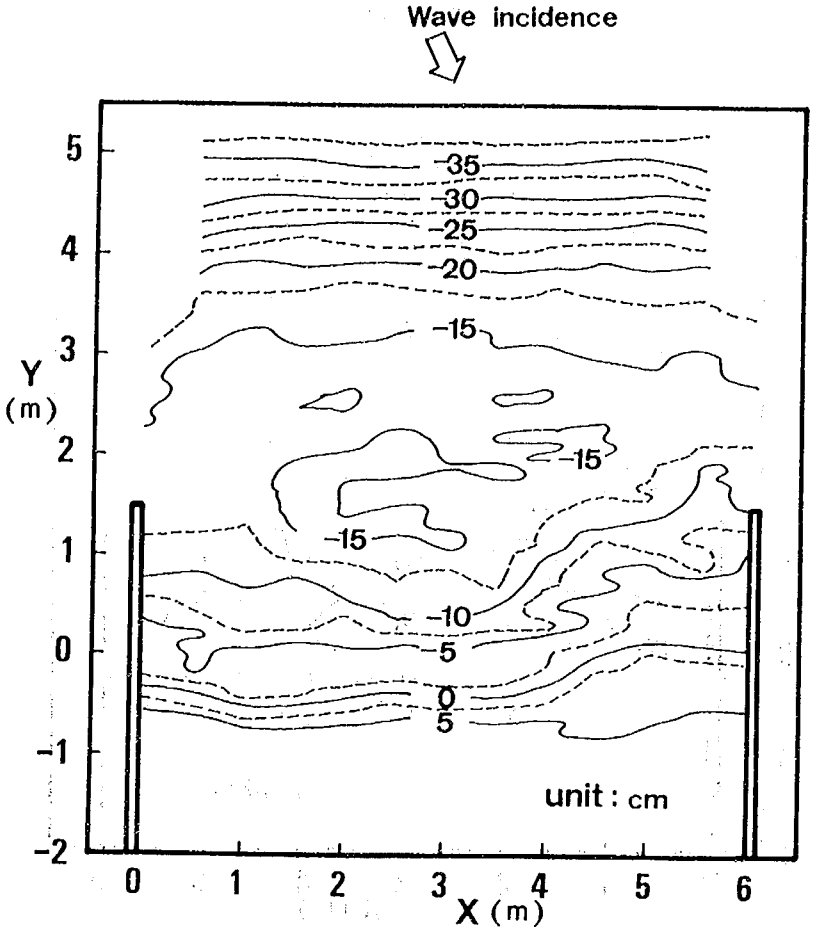


Fig. 19 Contours measured at 5 hours from the beginning.

り長くなると，汀線の前進，後退傾向が不明瞭となった。

海浜断面形の経時変化を調べるには，等深線距離の経時変化を調べる方法が有効である。そこで，X＝1.0 m断面の変化をFig.23に示す。土砂が堆積する場合，波向の変化後急速に地形変化が生じ，その後一定値に漸近する傾向がある。一方侵食時には，時間経過にほぼ比例して侵食が進むことが分かる。各等深線の変化に着目すると，各等深線は時間的意味においても汀線とほぼ平行に移動したことが明らかである。また，等深線距離の全体的変化傾向は，浮島1，2号排水管周りの等深線距離の変化と良い対応を示す。

結局，各等深線の時空間変化は，汀線の変化により良く代表されること，したがって，海浜地形の時空間変化は汀線の時空間変化によりほぼ代表しうることが明らかである。このことは実験による地形変化が沿岸漂砂によって支配されていることを表わしているとともに，汀線変化モデルを用いて現象を表現する試みの妥当性を示している。

3.4 汀線変化の理論解と実験値の比較

理論解は式(2)で与えられるからF，h，ωを実験値より定めれば汀線変化の理論解と実験値との比較が可能となる。まず，漂砂の移動高hを海浜断面積の変化量△Aと汀線変化量△yの相関より定めた。両者の関係をFig.24に示す。図には各時間ごとの変化量から求めたデータを示した。△A(m²)と△y(m)の間には，相関係数r＝0.95で式(7)が成立した。

$$\Delta A = 0.14 \Delta y + 0.002 \quad (7)$$

一方，Fig.22に示したように，波の作用時間が長くなると汀線位置は波向の周期変化に対応した変化からかなりずれてくる。そこでこれからのノイズ成分をできる限り除くために，1～3時間のみの地形データを用いて回帰式を求めると，相関係数r＝0.97で次式が得ら

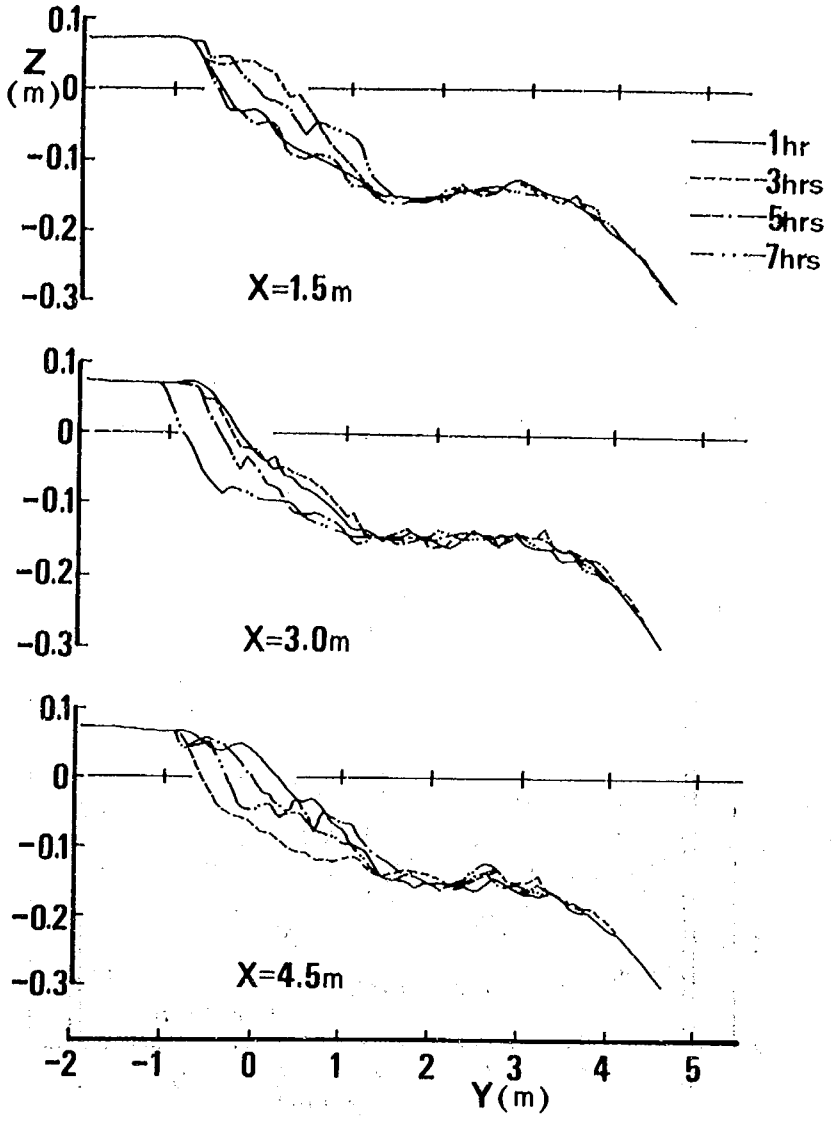


Fig. 20　Change in beach profiles at three sections.

れた。

$$\Delta A = 0.13 \Delta y + 0.007 \qquad (8)$$

ΔA と Δy の回帰係数は漂砂の移動高を与えるので，$h = 0.13$mとなる。

漂砂量係数の F を定めるためには，漂砂量を直接測定するのが最も望ましい。しかし，実際にはその測定法は確立されていないので，本研究では地形変化量より逆算することとした。この場合，微小時間内の地形変化量を求める必要があるが，時間が短いと地形測量に伴う誤差が大きくなり，有意な結果が得られない。また，地形測定を行うために波の作用を中断すると造波停止，開始時に著しい地形変化が生ずる可能性がある。このような点より，Fは波作用1～3時間の地形データを用いて算定した。すなわち，この間の土砂量の変化割合を算出し，更に，突堤間の中央測線で測定された $t = 1, 3$ hr での砕波点における入射角の平均値 21°を用いると，$F = 9.5 \times 10^{-5}$ (m³/s) となった。また波向変化の角周波数 ω は，波向変化の周期が4時間であるから $\omega = 4.36 \times 10^{-4}$ (rad/s) となる。ところで，式(2)によれば座標の原点は突堤位置（$X = 0$）に置かれているから，突堤と汀線との接点で振幅が最大となるはずである。しかし，測定値(Fig.21)によれば，突堤の回折効果のため突堤近傍での振幅は小さく，両側の突堤より約1m離れた位置で振幅が最大となった。そ

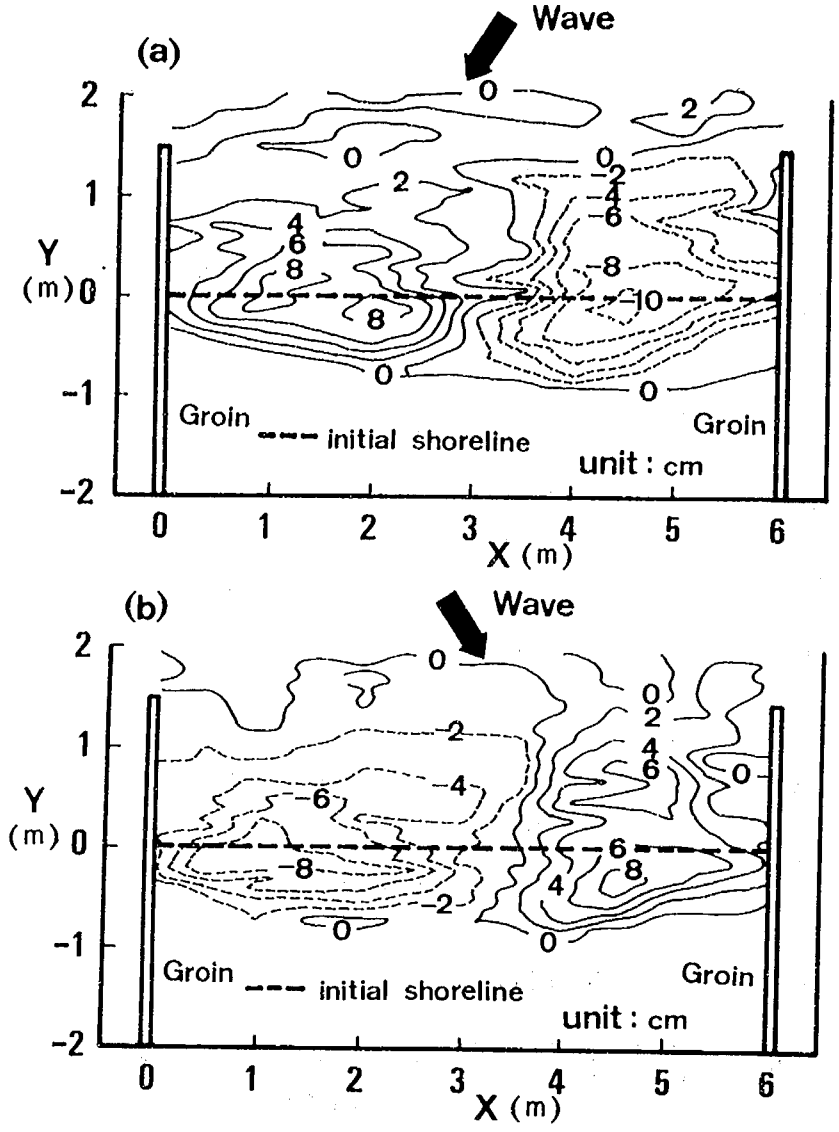


Fig. 21 Distribution of contours connecting equal change in depth.

こで両側の1m部分のデータを除き，X＝1，5mに仮想壁があると仮定して実験との比較を行うこととした。これらの値を用いて式(2)より汀線の時空間変化を求め，Fig.25に示した。同図は基準線（X軸）から汀線までの距離をx－t図としてまとめたものである。汀線の前進，後退量が，時空間的に周期的に生じ，その現象が一定の伝播速度（$v=\sqrt{2\omega F/h}$）で伝わることを示している。ただし，X＝3.0m付近で見られる等値線の不連続は，突堤間の長さを十分長くできなかったために生じた誤差による。同様に実験の結果をFig.26に示す。理論解では波向は余弦関数で与えたのに対し，実験では矩形波を与えた。したがって，厳密には比較できないが，矩形波をフーリエ級数展開したとき第1次モードは当然余弦関数となるから両者を比較して良いと考えられる。高周波モードはノイズ分となる。理論解より予見されたように，両側の境界を境いとして汀線が前進，後退を繰り返すために，初期汀線から変化後汀線までの距離も周期的に変化する。このように，実験結果は理論値とかなり良い一致をみている。一方，理論解では堆積，侵食量が沿岸方向にその振幅を減じつつ伝播するが，実験では侵食が沿岸方向にほぼ同時に生じ，位相差は小さいことが特徴的である。また，理論解は完全な周期性を有するが，実験では時間の経過とともにノイズ分が大きくなり，周期性が弱くなった。

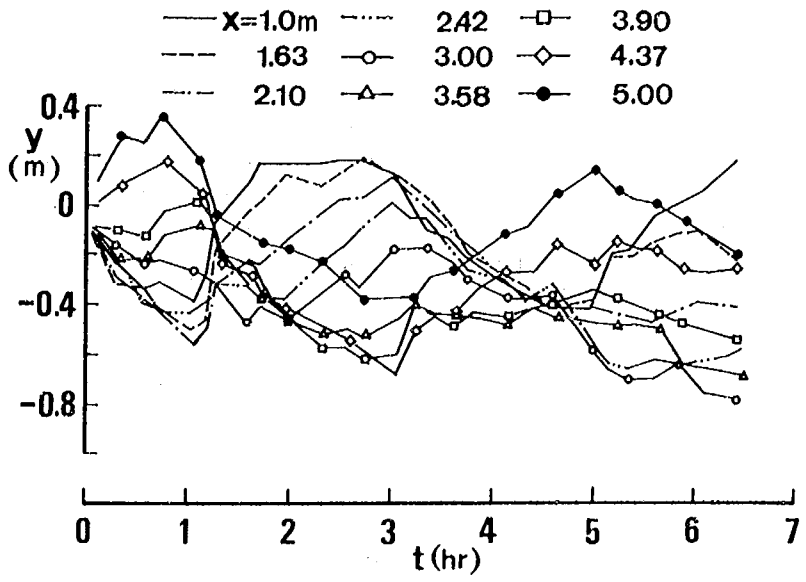


Fig. 22 Temporal changes in shoreline position.

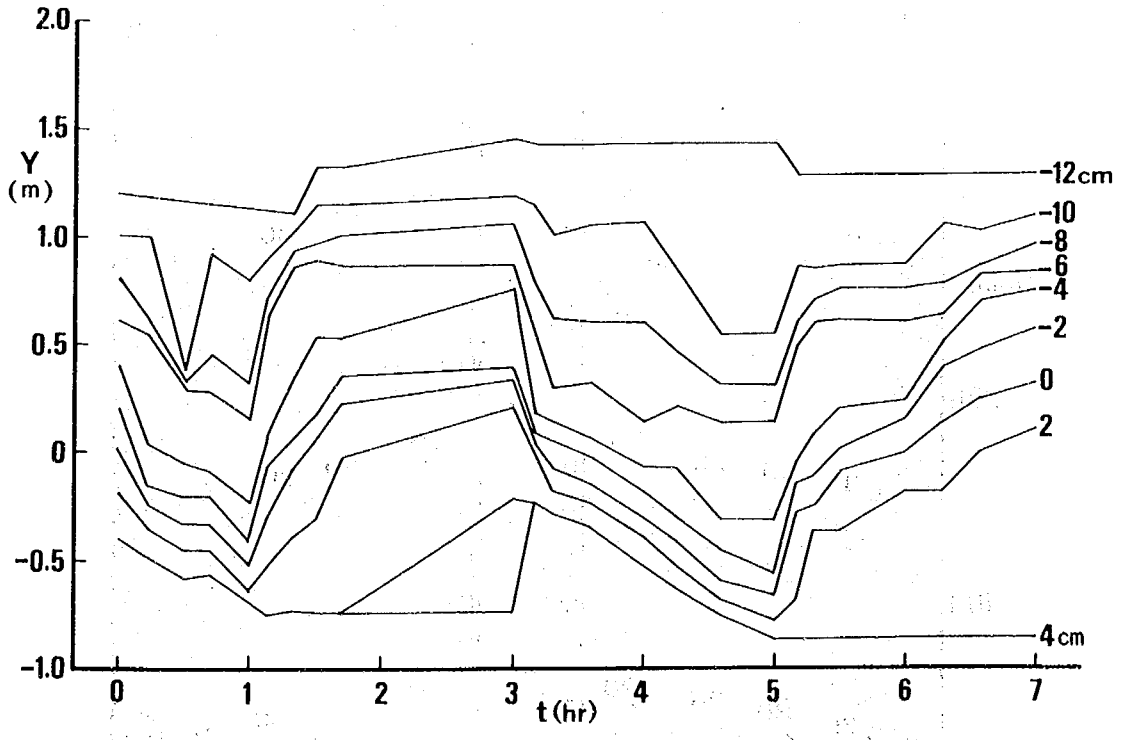


Fig. 23 Temporal change in offshore distances at a section of X＝1.0m.

位相と振幅の関係は，Fig.25, 26では理解しにくいので，これらについては以下のように詳細な検討を行った。任意地点における汀線変化と波向変化の間の位相遅れ δ は，式(2)より

$$\delta = \sqrt{\frac{\omega h}{2F}}\, x + \frac{\pi}{4} \tag{9}$$

と表わされる。位相遅れ δ に関する理論解と実験値とを Fig.27で比較した。実験値と理論解は堆積時には良い対応を示すが，侵食時には理論解との差が大きい。

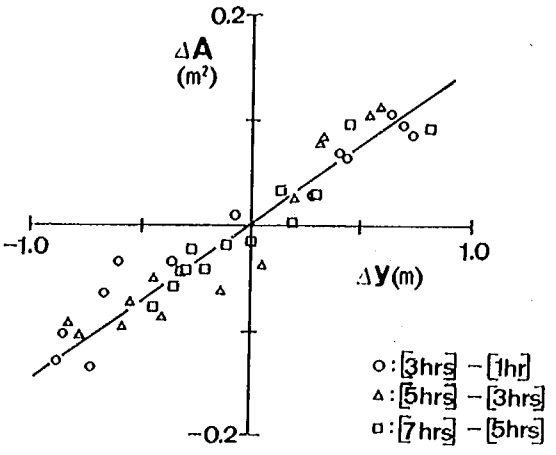


Fig. 24 Relationship between the change of the cross-sectional area (ΔA) and the shoreline change (Δy).

また，侵食時には位相遅れはほとんど持たないことが明らかである。

同様に，各地点の汀線変化の振幅を実験値と理論式より求め，その沿岸方向分布を比較した（Fig.28）。中央のX＝3.0m付近で汀線変化の振幅が最も小さく，それより離れるに従って振幅が大きくなる状況は理論解と実験値で良く一致する。ただし，実験では波作用の時間経過に伴い，沿岸方向の各地点の振幅が小さくなり，X＝1.0mとX＝5.0m地点では理論値より小さい値を示す。

以上のように理論解は実験値とかなり良い一致を示した。一方，この理論解は，阿字ケ浦海岸での汀線変化や浮島2号排水樋管周りの汀線変化との比較も行われており，理論解により実測値がほぼ説明しうることが明らかにされている（宇多ほか，1987；宇多ほか，1988）これらの点よりここで述べた現象が高い普遍性

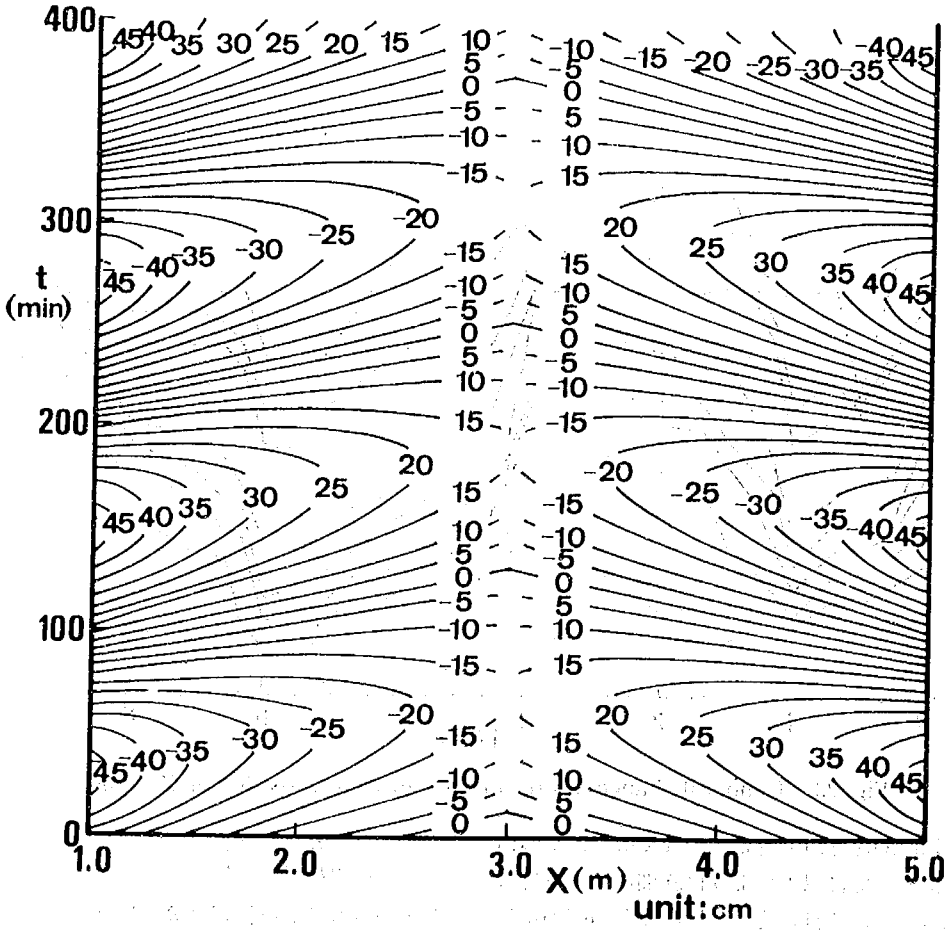


Fig. 25 Temporal change of shoreline position (Theoretical solution).

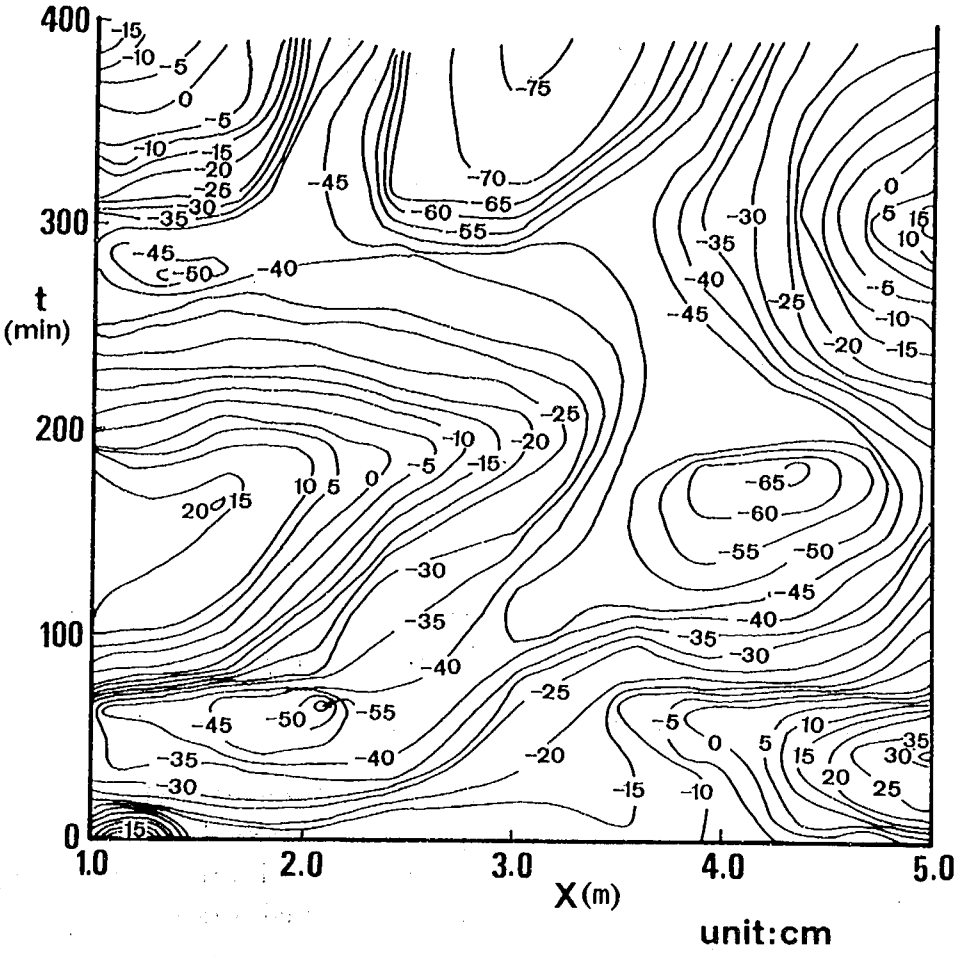


Fig. 26. Temporal change of shoreline position (Experimental result).

を有することが判明した。

4．沿岸漂砂の卓越する場での海浜変形の相似性

式(2)で与えられる汀線変化に関し，現地と模型とでX＝0m地点での汀線変動の振幅が相似となる条件より，水平スケールについえ考える。水平スケールの比をX_rとすると，式(3)より次の関係が得られる。

$$X_r=(F_r^{1/2}\cdot h_r^{-1/2})(T_s)_r^{1/2} \tag{10}$$

ここに，rは現地と模型の比である。F_rは現地と模型で漂砂量係数を与えれば定められる。また，h_rは漂砂の移動高の比であって，実測データや予備実験によって定まる量である。したがって，式(10)はX_rか$(T_s)_r$のいずれか一方が与えられたとき，他方を計算する式として使うことができる。また，鉛直方向の縮尺Z_rは漂砂の移動高が相似条件を満足するとすれば次式で与えられる。

$$Z_r=h_r \tag{11}$$

実験では，波向変化の周期を4時間とした。実験の結果，Fとhは予備実験の値と異なり，Fは約2.4倍の$F=9.5\times10^{-5}m^3/s$，hは約0.7倍の$h=0.13m$となった。F値が大きくなった理由としては，予備実験における波の作用時間が長過ぎ，これによりF値が過小評価されたことがあげられる。更に，予備実験と本実験におけるF，hの値の差違は，構造物から十分離れた位置での汀線変動の振幅の減衰比εに変化をもたらす。そこで，これらの値を式(4)へ代入すると$\varepsilon\fallingdotseq0.2$となり，条件は変化したものの$\varepsilon$が十分小さくならなければならない条件はほぼ満足されていたことが分かる。

ここで述べた相似則の特徴は次のようである。式(10)，(11)に明らかなように，相似則の中には波浪条件や底質条件が陽形式で含まれていないが，それらの効果は漂

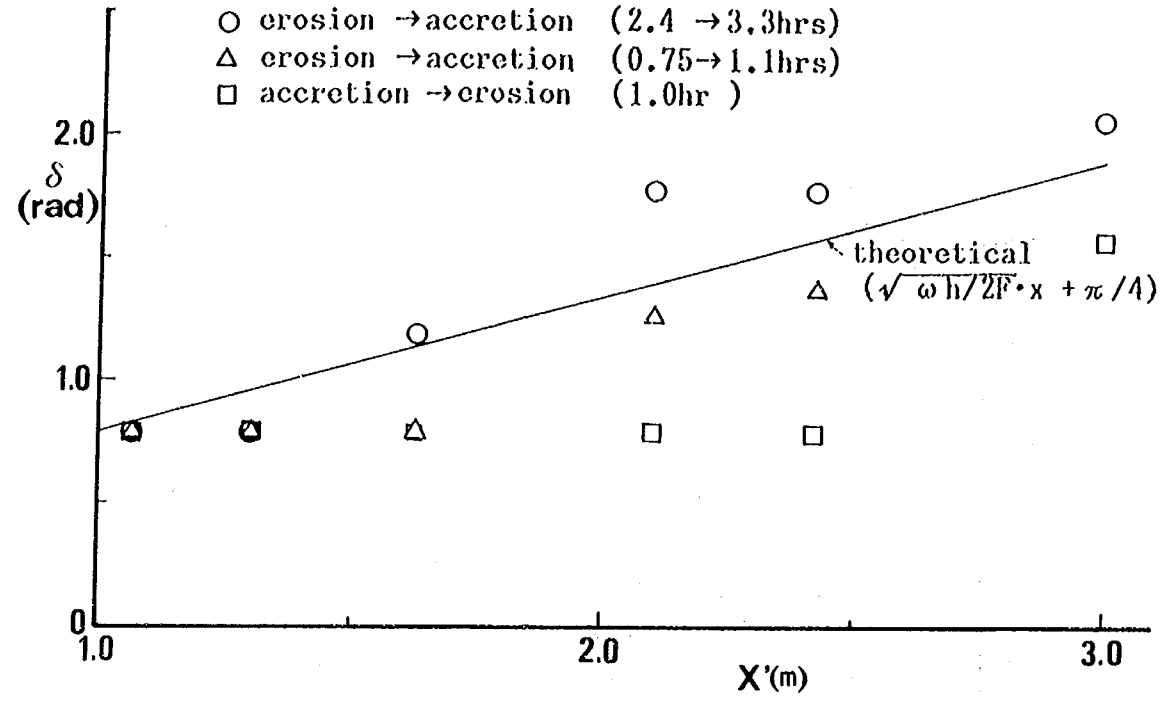


Fig. 27 Comparison of phase difference between wave direction and shoreline position.

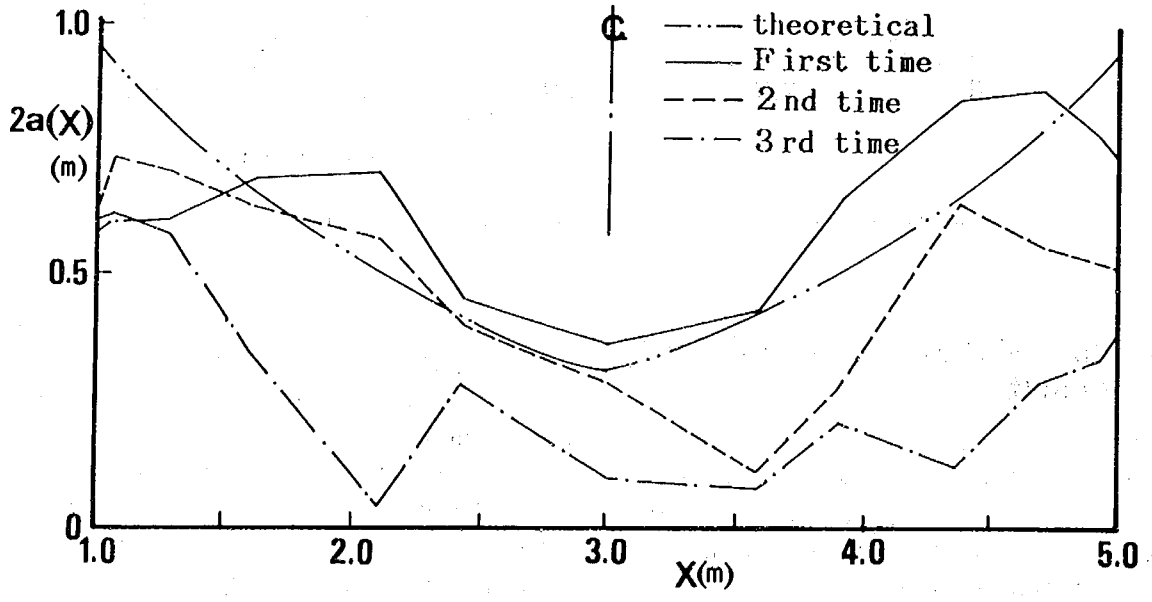


Fig. 28 Comparison of amplitude of shoreline change.

砂の移動高hと，エネルギーフラックスに関する定数Fの相似に含まれている。移動高については，外洋に面した現地海岸では10mのオーダーであることが知られている(宇多ほか，1987)。一方，ごく一般的な規模を持つ移動床平面実験（底質は細砂とする）における移動高は10~20cmのオーダーであり，さらにその正確な値は本研究のように予備実験を行えば求まる。したがって鉛直縮尺は式(1)により明らかになる。一方，水平縮尺についてはF_r, h_rが与えられても$(T_s)_r$が定まらない限り求められない。現地海岸での波向変動は1

年周期が卓越していることは既に述べた。一方，模型実験では一般に模型の大きさには限界があり，模型実験を行う際，各パラメータの間には式(6)が成立する必要がある。すなわち模型の大きさより l が与えられれば，T_sが定まる。こうして最終的に $(T_s)_r$が求まり，更に X_rが決められることになる。ところで本研究の方法では，鉛直縮尺は漂砂の移動高の縮尺のみから定まる。漂砂の移動高は波浪と底質条件の組み合わせで決まり，波浪と底質粒径の組み合わせを一義的条件として与えられるものではない。すなわちその組み合わせについては任意性が残される。しかし，本研究でとり扱った現象では，沿岸漂砂による地形変化が卓越し，岸沖漂砂による地形変化は十分小さくなければならず，しかも漂砂の動き易さは漂砂量係数Aの縮率の中に自動的に含まれている。これらの点より，波浪条件設定に際しての任意性はかなり低いと考えられる。結局，沿岸漂砂が卓越し，岸沖方向漂砂を無視しうる条件の下では，本研究で示した相似則にしたがって実験を行うことにより定量的意味において海浜地形変化を予測しうることになる。

5．結論

①波向が周期的に変化する場では，それに応じた周期的な汀線変化が生ずることが，常磐海岸北部，阿字ヶ浦海岸，鹿島灘沿岸および霞ヶ浦内の湖浜における実測データより明らかになった。

②このような海浜変形を実験的に再現するために，移動床模型実験を行った。実験結果は，理論解や実測値と良い対応を示した。現地海岸，模型実験および理論解相互が良い対応を示したことから，この現象は普遍的な現象であることが証明された。

③理論式に基づき，沿岸漂砂が卓越する場での漂砂の相似則を示した。この相似則は，漂砂の移動高と漂砂量係数に関する縮率が含まれており，波浪・底質条件の効果は陰形式で評価される。

参考文献

Bakker, W.T., Klein Breteler, E.H.J., and Roos, A. (1970): The dynamics of a coast with a groyne system, Proc. 12th Conf. on Coastal Eng., pp. 1001～1020.

橋本　宏・宇多高明（1981）：海浜地形と外力の動的応答関係について，土木学会論文報告集，第310号，pp. 77～87.

住谷廸夫・園部武正・宇多高明・伊藤　隆・猿田正則・横田喜一郎(1988)：鹿島灘沿岸におけるヘッドランドの建設による海浜の安定化，第35回海岸工学講演会論文集，pp. 437～441.

宇多高明・古川博一・神田康嗣（1984）：離岸堤および岬周辺における海浜流の現地観測，第31回海岸工学講演会論文集，pp. 426～426.

宇多高明・住谷廸夫・小林洋三（1986ａ）：茨城県における海浜変形の実態，地形，vol.7, №3, pp. 141～163.

宇多高明・小俣　篤・山本幸次（1986ｂ）：駿河海岸安定化手法調査報告書，土木研究所資料，第2285号，67p.

宇多高明・赤穂俊作・今井武雄（1987）：霞ヶ浦における風波による湖浜変形の実態，土木学会論文集，第381号／II－7，pp. 161～170.

宇多高明・小俣　篤・斎藤友伸（1988）：阿字ヶ浦海岸における海浜地形の長期的変動とその原因，土木学会論文集，№399/II-10，pp. 165～174.

宇多高明・小俣　篤・斎藤友伸（1989）：阿字ケ浦海岸における海浜地形の長期的変動とその原因，土木研究所報告，第179号，pp. 1～12.

平成元年８月22日原稿受理

土木研究所報告
第181号-3　平成2年3月

Report of PWRI
Vol.181-3 Mar.1990

サンゴ礁海岸における波，流れ，地形変化に関する研究

谷本修志*・宇多高明**

Study on Wave, Nearshore Current and Beach Changes on Coral Reef.

by Tadashi TANIMOTO and Dr. Takaaki UDA

要　旨：

サンゴ礁海岸における波浪変形，海浜流の発生機構，および海浜地形変化について研究するため，共にリーフの発達が見られる沖縄本島の仲泊，大宜味海岸と，インドネシア共和国のバリ島にあるKuta, Nusa Duaおよび Sanur 海岸において現地観測を実施した。また，リーフ上の海浜流に関して数値モデルの開発を行った。

第1章序論では，サンゴ自体やサンゴ礁の基本的特性を要約した。第2章では，現地データに基づき，サンゴ礁の断面形やリーフギャップの形状特性について述べ，次いでバリ島の3海岸を選んで近年生じている海岸侵食の状況を明らかにした。特に，これらの海岸では，海浜断面積の変化量と汀線変化量の間に線形関係が成立すること，またこれらの関係より漂砂の移動高が約5 mとなることを示した。第3章では，リーフ上の波浪変形や平均水位の変化に関する実測データをとりまとめるとともに，従来の研究と比較した。この結果，リーフ上の波高を決定する要因としてリーフ上の水位が第一に重要なこと，また，リーフ上の波浪変形に関しては高山ほか(1977)の計算式と測定値がかなり良い対応を示すことが分かった。更に，リーフ海岸では波の屈折現象が本質的に重要であるために，バリ島の海岸を代表例として屈折計算を行い，各海岸の波向，波高分布の相違を示した。リーフ上の波高変化に関しては，2次元水理模型実験も実施し，現地データと模型実験データとの比較を行ったところ，波高の減衰や波の分裂によって周期が短くなる現象をよく再現できた。第4章ではリーフ上の海浜流を沖縄本島の仲泊地区とバリ島のKuta, Nusa Dua海岸での現地観測により明らかにし，これらが砕波に起因することを定量的に示した。更に，海浜流の数値モデルの開発を行った。また，リーフを撮影した空中写真に筋目模様が見られること，その筋目模様が海浜流の流線と非常に良い一致を示すことを明らかにする。第5章では，リーフギャップが存在する海岸や，リーフ幅が沿岸方向に著しく変化する海岸における汀線変化に関し，one-lineモデルを用いた検討を行い，初期の直線状汀線はリーフギャップの背後では後退し，広い浅瀬がある海岸では前進することを示した。また，バリ島のKuta海岸を例として汀線変化の予測計算を行った。最後に，第6章では本研究によって得られた結論を要約するとともに，今後研究を進めるべき問題について記した。

キーワード：サンゴ礁，沖縄，バリ島，リーフ，波浪変形，Wave set-up，海浜流，空中写真，筋目模様，海浜地形変化。

*　(前) 建設省土木研究所次長

**工博　建設省土木研究所河川部海岸研究室長

Abstract :

In order to investigate wave transformation, nearshore current and beach changes on coral reef, field observations were carried out at the Nakadomari and Ohgimi Coasts on Okinawa Island, and at the Kuta, Nusa Dua and Sanur Beaches on Bali Island in Indonesia. Numerical models of wave refraction-diffraction using mild-slope equation and nearshore current are developed as well as the experimental study on wave transformation on the coral reef. Based on the field data, morphological features of the coral reef such as reef profile or reef gap topography are examined first. Beach erosion of the Bali Coasts is also investigated. Secondly, wave transformation and wave set-up on the reef are studied. As a result of these observations, it is found that the water level has a primary effect to determine the wave height distribution on the reef and that the wave transformation on the reef can be well predicted by the experimental formula by Takayama et al. (1977). Wave dissipation process and shortening of wave period observed on the natural coral reef coincide well with the experimental results. Regarding the nearshore current, measured distributions are compared with the results of the numerical model. Observed current distributions agrees well with the numerical results. Furthermore it is found that streak pattern on the reef can be found from the aerial photographs, and it corresponds well to the nearshore current distribution observed by the field investigation and predicted by the numerical analysis. It is concluded that aerial photographs can be used usefully for the field observation of nearshore current on the coral reef. Shoreline changes on the coasts behind the reef gap and wide reef are studied by using one-line model. It is found that shoreline behind the reef gap retreats and it advances behind the wide reef. Finally changes in shoreline position on the Kuta Beach is predicted by using one-line model and compared with the measured changes.

Key words : Coral reef, Okinawa, Bali island, Wave transformation, Wave set-up, Nearshore current, Aerial photograph, Streak pattern, Beach changes.

目　　次

1．序論……(5)
1.1 サンゴとサンゴ虫 ……(5)
1.2 サンゴの生態と生息条件 ……(5)
1.3 サンゴ礁の成因と分類 ……(5)
1.4 裾礁の地形特性 ……(7)
1.5 まとめ ……(8)
参考文献 ……(8)
2．サンゴ礁の地形特性……(9)
2.1 まえがき ……(9)
2.2 沖縄県のサンゴ礁海岸における地形特性 ……(10)
2.2.1 仲泊地区 ……(10)
2.2.2 大宜味地区 ……(10)
2.3 バリ島のサンゴ礁海岸における地形特性 ……(11)
2.3.1 Kuta 海岸 ……(11)
2.3.2 Nusa Dua 海岸 ……(17)
2.3.3 Sanur 海岸 ……(19)
2.4 結論 ……(25)
参考文献 ……(26)
3．リーフ上における波浪と平均水位の特性……(26)
3.1 まえがき ……(26)
3.2 仲泊地区における波浪観測 ……(27)
3.2.1 観測方法 ……(27)
3.2.2 有義波高，平均水位の経時変化 ……(27)
3.2.3 有義波高の伝達率 ……(27)
3.2.4 暴浪による wave set-up ……(31)
3.3 大宜味地区における波浪観測 ……(31)
3.3.1 観測方法 ……(31)
3.3.2 有義波高・周期の経時変化 ……(32)
3.3.3 波形スペクトルの変化 ……(33)
3.3.4 有義波高・周期の伝達率 ……(35)
3.3.5 wave set-up の観測 ……(36)
3.3.6 人工リーフの消波機能との比較 ……(36)
3.4 バリ島の海岸における波浪観測 ……(38)
3.4.1 リーフ上の波の屈折計算 ……(38)
3.4.2 リーフ内外での波浪観測 ……(49)
3.4.3 水理模型実験データと現地データの比較 ……(49)
3.5 リーフ上の波高変化に関する従来の研究との比較 ……(55)
3.6 結論 ……(62)
参考文献 ……(62)
4．リーフ上の海浜流……(63)
4.1 まえがき ……(63)
4.2 仲泊地区における流れの現地観測 ……(63)

4.2.1 観測概要 ……(63)
4.2.2 流向・流速の経時変化 ……(63)
4.2.3 平均流速と有義波高の関係 ……(64)
4.2.4 リーフ上の平面流況 ……(65)
4.3 バリ島の Kuta および Nusa Dua 海岸における海浜流の現地観測 ……(68)
4.4 Kuta および Nusa Dua 海岸における海浜流に関する実験的検討 ……(72)
4.5 リーフ上の流れの数値計算 ……(72)
4.5.1 海浜流の数値計算手法 ……(72)
4.5.2 数値計算結果と実測値との比較 ……(81)
4.6 結論 ……(86)
参考文献 ……(87)
5. サンゴ礁海岸における汀線形の変化予測 ……(87)
5.1 まえがき ……(87)
5.2 モデル海岸における汀線変化予測 ……(87)
5.2.1 計算方法 ……(87)
5.2.2 計算結果 ……(87)
5.3 Kuta 海岸における汀線変化予測 ……(91)
5.4 結論 ……(91)
参考文献 ……(91)
6. 総合結論と今後の問題点 ……(98)
謝辞 ……(98)

1．序論

1.1　サンゴとサンゴ虫

サンゴには非常に多くの種類がある。これらのうちサンゴ礁を形成するものを生態学的に造礁サンゴ類と呼ぶ。造礁サンゴ類は生物学上腔腸動物に属し，原生動物や海綿動物に次ぐ下等な動物である。口が肛門を兼ねる一穴動物であって，口の周りに広がる触手には刺胞を備え，これによって餌を捕食する。雌雄異体と同体のものがあり，生活様式は物体に付着して生活するポリプ型と，水中を浮遊して生活するクラゲ型の2種類に分かれる。また，どちらかの型で生涯生活するものと，生活様式を変える交替型のものがある。

造礁サンゴ類は，ポリプ型のみで付着生活を営み，石灰質の骨格を持ち，有性生殖と無性生殖の両方で増える。サンゴはサンゴ虫の集団であるが，サンゴ虫は単独では生活せず，多数の仲間が寄り集まって共同で生活する。この共同生活により海水中のカルシウムを固定してサンゴを形成する。サンゴの形状は種類により異なり，樹状，枝状，むち状，塊状，盤状，皮革状など様々であるが，同じサンゴでも生息環境が異なると全く違った形になる。サンゴ虫の構造を図-1.1に示す（白井・佐野，1985）。

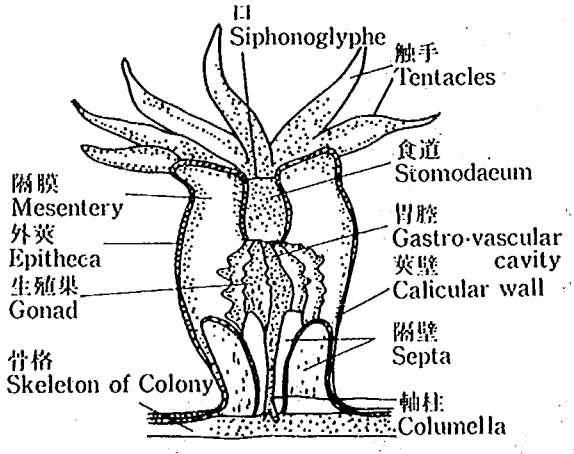


図-1.1　サンゴ虫の構造（白井・佐野，1985）

1.2　サンゴの生態と生息条件

サンゴの生態と生息条件は白井・佐野（1985）を参照すると次のように要約される。

① 造礁サンゴ類は動物プランクトンを捕食するが，それだけでは不十分なため，組織の中に褐虫藻を共生させ，光合成によって生産される代謝物をもらって生活している。

② したがって，造礁サンゴ類は多少の例外を除けば，一般に太陽光線の届く水深50～60mまでの，透明度の良い清浄な海に生息する。

③ サンゴ礁が形成される限界水温は18°Cから30°C，最適水温は24～25°Cとされている。

④ 造礁サンゴ類の生息可能な塩分濃度は27～40‰で，34～36‰が生息に適する濃度である。

(5) 造礁サンゴ類は，海水中に溶けているカルシウムを固定して骨格を形成するが，固定率は太陽光線の照射量の大きい所，すなわち浅い所ほど大きい。

⑥ 清浄な海水，外洋からの波浪が直接当たらない静隠な所，しかも潮通しの良い浅い所が生育に最も適している。

⑦ 生殖は有性と無性の両方がある。

⑧ 成長速度は種類や成育環境により異なり，年間1～15cmであるが，一般に成長の速い種類は軟かく，遅いものは固い。

1.3　サンゴ礁の成因と分類

サンゴ礁は造礁サンゴが造り出したサンゴや，サンゴの周辺で成育する貝やナマコ等の生物遺骸の集積したものである。サンゴ礁には3種類の形態があり，その成因については古くから種々の説があるが，進化論で有名なC.R.Darwinの沈降説(1842)が有力である(例えば，高橋，1988参照)。図-1.2に示すように，火山島の周りでサンゴの成長が始まり，島を取り巻くようにサンゴ礁が形成される。この段階のものを裾礁(fringing reef)といい，我が国のサンゴ礁のほとんどはこのタイプに属する。また世界的に最も多く見られるタイプである。堡礁（barrier reef）は，島がそれ自身の重みで沈降するとともに，サンゴ礁が上方にさらに成長することによって島とサンゴ礁の先端部との距離が大きくなり，その間に10～100mのかなり深い礁湖（lagoon）ができたものである。先端部を外礁（outer reef）と呼ぶが，その幅は200～2,000mにも達する。環礁(atoll)は同じ要因により堡礁がさらに発達したものであって，中央の島は水面下に完全に没してしまう。このタイプのサンゴ礁は，赤道付近に多く見られる。

本論文で対象とするサンゴ礁は，沖縄本島西岸に位置する仲泊海岸と大宜味海岸，およびインドネシア共和国のバリ島にあるKuta，Nusa Dua，Sanurの3海岸にあるサンゴ礁であり，全て裾礁に分類される。

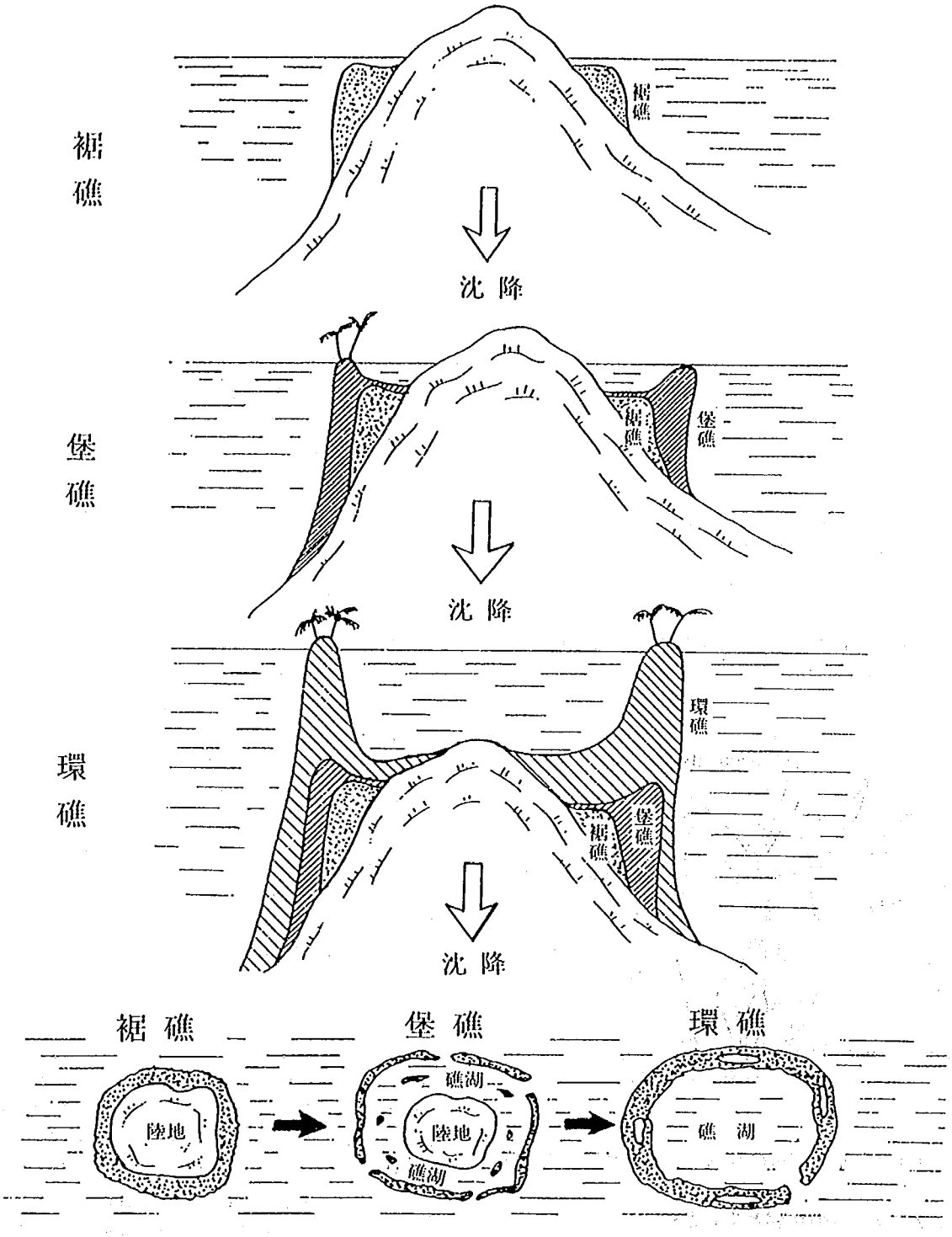


図-1.2 サンゴ礁の形と成因（白井・佐野, 1985）

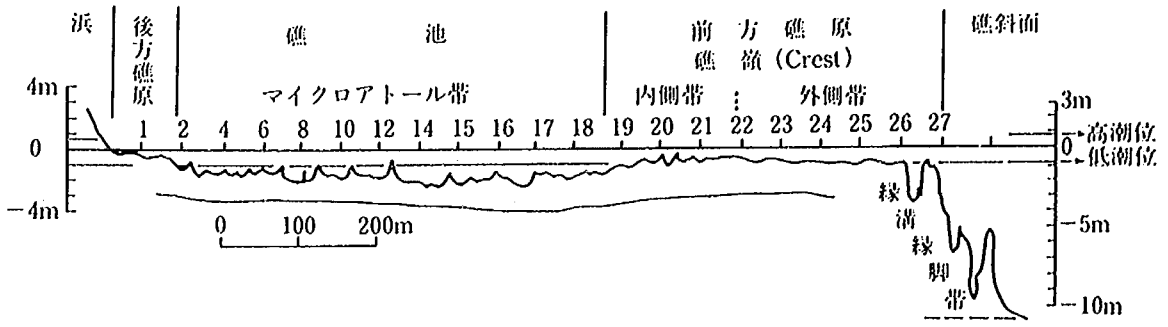


図-1.3　石垣島川平のサンゴ礁断面と地形区分（高橋，1988）

1.4　裾礁の地形特性

裾礁には２つの地形的特徴がある。第１は礁の外縁部に小高い盛り上がり（礁嶺，またはcrest）が存在することである。高橋（1988）が石垣島川平のサンゴ礁の断面を詳細に測量した結果を図-1.3に示す。一般に，crestと陸地の間には平均低水位以下１～３mの水深で，凹凸の少ない比較的平坦な礁池（moat）が存在する。礁池が生ずる理由として，裾礁の幅が広くなると礁上の砂が増え，サンゴは死滅し，礁が溶食されるためという説（目崎ほか，1977）が有力である。第２の特徴は，切れ目(gap)の存在である(図-1.4参照)。reef gapは，後に明らかにするように，砕波に伴う岸向きの質量輸送によって運ばれた海水が沖合へ戻る出口となっている。

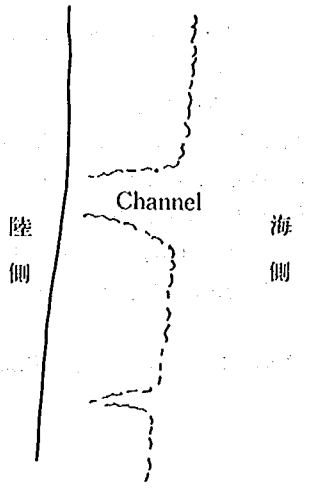


図-1.4　ラーフキャップの模式図

目崎ほか（1977）の沖縄におけるサンゴ礁地形に関する研究によると，リーフ幅とcrestの有無の関係は図-1.5のとおりであり，crestを持たないリーフの幅は250m未満が50%以上を占め，平均幅は337mであった。一方，crestを持つリーフの幅は250～1000mが主体であって，平均幅は1018mとなり，crestを持たないリーフの平均幅の２倍以上であった。また，湾地形に発達するリーフではcrestは見られなかった。

リーフにあるgapの規模が大きく，海岸まで延びている場合，一般に水道（channel）と呼ばれる。河川からの淡水の流出による塩分濃度の低下および濁水の流出による照度障害等が，サンゴの成育に悪影響を与えることから，目崎ほか（1977）は水道と河川の因果関係に着目し，さらにリーフの幅も考慮に入れながら沖縄の河川と水道について調査した。結果を図-1.6に示

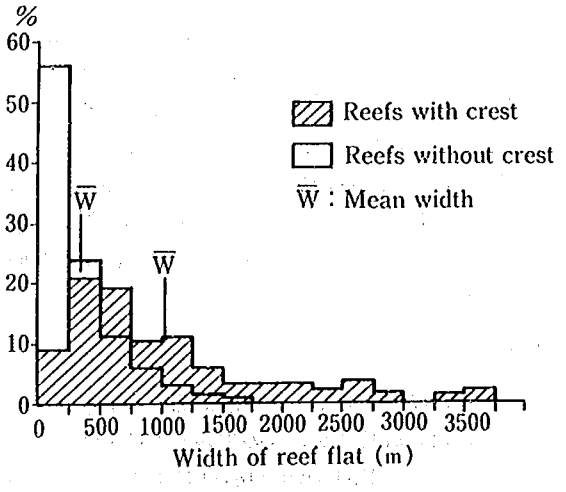


図-1.5　crestの有無とリーフ幅の関係(目崎ほか，1977)

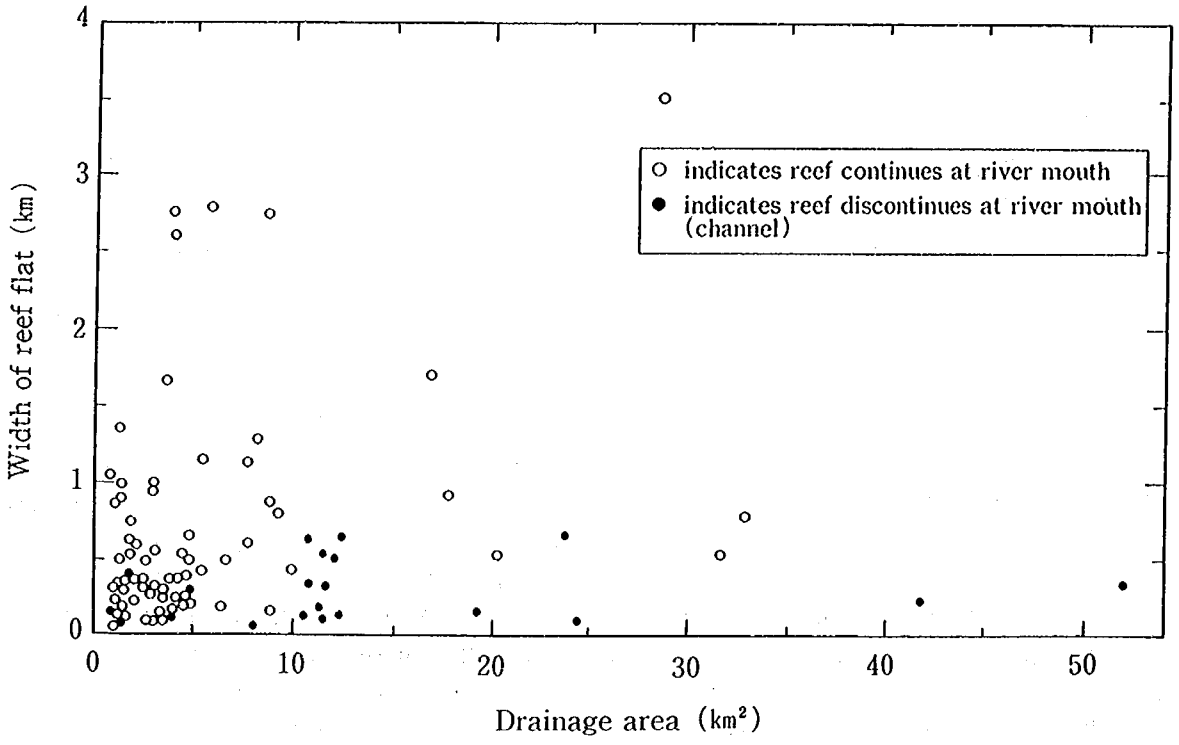


図-1.6 河川流域面積と礁原幅との関係（目崎ほか，1977）

す。この結果，91河川中23%に当る21河川が河口部に水道を持っており，特に流量が多いと思われる流域面積が10km²以上の河川については68%が水道を有していた。またリーフ幅が広いものについては水道の発達がほとんど見られず，逆にリーフ幅700m以下の場合，83%が水道を有していた。

前面にリーフを有する海岸は，一般に十分広い砂浜をもって安定していることが多い。サンゴ礁においては，大きな波浪により枝状コモンサンゴ等の柔らかいサンゴは粉々に破壊され，長期的に見れば砂になる。したがって，大量の砂が生産されるうえ，沖から来る波浪はリーフによりそのエネルギーを大幅に失い，海岸に直接当る波のエネルギーは小さくなり，安定な砂浜が形成されることになる。

1.5 まとめ

本章では，序論としてサンゴ礁に関する基本事項をとりまとめた。最初にサンゴの生態と生息条件について論じ，次いでC.R.Darwin (1842) によるサンゴ礁の成因に関する沈降説について述べ，第2章以下で解析の対象とするサンゴ礁がいずれも裾礁に分類されることを明らかにした。最後に裾礁の地形特性としてcrest（礁嶺），moat（礁地），gap（切れ目），channel（水道）等の用語の定義について述べた。

参考文献

1）Darwin, C.R. (1842) : The structure and distribution of coral reefs.
2）目崎茂和・渡久地健・中村倫子（1977）：沖縄島のサンゴ礁地形，琉球列島の地質学的研究.
3）西平守孝編（1988）：沖縄のサンゴ礁，（財）沖縄県環境科学検査センター，239 p.
4）白井祥平・佐野芳康（1985）：石垣島周辺海域サンゴ礁学術調査報告書，太平洋資源開発研究所，569 p.
5）高橋達郎（1988）：サンゴ礁，古今書院，258 p.

2．サンゴ礁の地形特性

2.1　まえがき

第1章では裾礁の一般的特性について記述した。ここでは，現地海岸のサンゴ礁を例としてその地形特性を詳細に調べてみる。具体例としては，沖縄本島の仲泊地区と大宜味地区におけるサンゴ礁，インドネシア共和国のバリ島南部に位置するKuta, Nusa Duaおよび Sanurの3海岸におけるサンゴ礁を選ぶ。バリ島の3海岸はインド洋に面し，リーフ地形が良く発達した海岸であって，国際的な観光リゾート地として海浜が利用されている。しかし，近年は海浜の侵食が激しく，各種の対策が実施されているものの侵食は依然として続いている。こうしたことから，リーフ海岸の地形特性について考察し，第3章以下での波や流れの解析を進めることは将来における海浜の保全策を考える上でも役立つと考えた。ここでは，まず深浅測量データを基に各海岸のリーフ地形特性と海浜地形変化の実態を明らかにする。

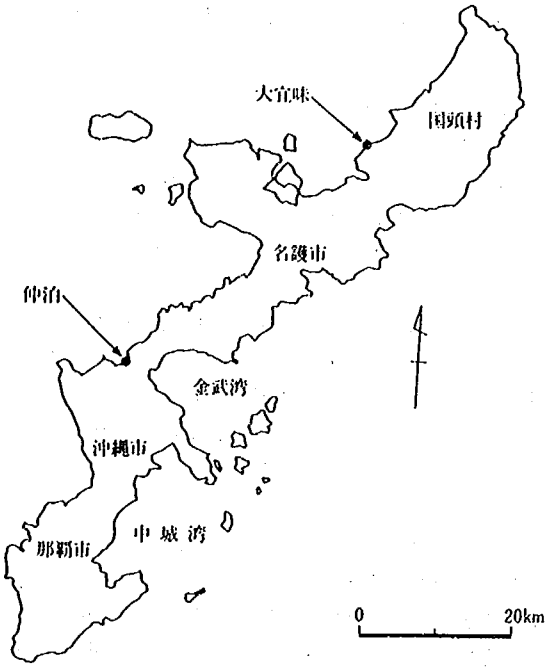


図-2.1　観測地点（仲泊，大宜味地区）の位置図

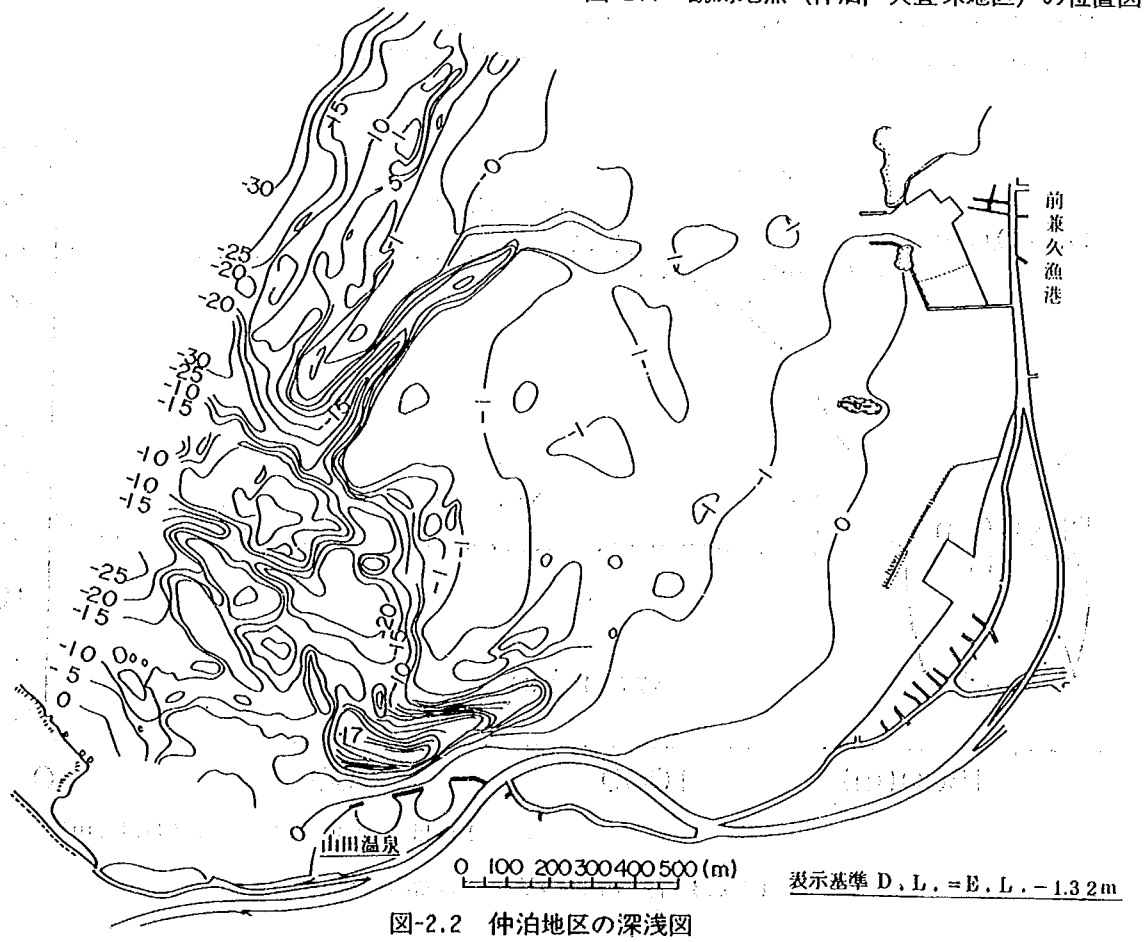


図-2.2　仲泊地区の深浅図

2.2 沖縄県のサンゴ礁海岸における地形特性

2.2.1 仲泊地区

仲泊地区は沖縄本島中央部に位置し，東シナ海に面している(図-2.1)。当地区では，1987年3月5日，6日に海底地形測量を実施した。結果を図-2.2に示す。図の基準面は，D.L.0.0m (E.L.−1.32m) にある。ここに，E.L.は沖縄県那覇港の基準面である。1987年の潮位表によると，朔望平均満潮位はE.L.+0.808mに，また朔望平均干潮位はE.L.−1.257mにある。したがって図の基準面は，朔望平均干潮位に近いものである。

この海域では幅約1〜1.5km，水深約1.0mのリーフが広がり，その沖は約10〜15mへと急に深くなる典型的な裾礁が発達している。リーフ形状の特徴としては，山田温泉前面には大きなリーフの切れ目があり，その深まりは20m近くまで続いている。また前兼久漁港の沖合にはリーフを南北に分断するような形でリーフエッジの切れ目を利用した航路がある。航路の北側のリーフエッジは比較的高く，大潮の干潮時には完全に干出する帯状の露岩域がある。リーフ外の地形は水深30m付近まで測深したが，数ヶ所ではパッチ状のリーフと思われる浅瀬が見られた。

図-2.2に示した深浅図では測点の正確な水深は明らかにできないので，リーフを横切る2断面(A-A', B-B')を選び，それらの断面形状を図-2.3に示した。両断面ともリーフエッジから沖は急勾配で落ち込んでいる。また，リーフエッジはそれより岸側の区域と比較するとわずかに高くなっており，サンゴ礁地形の典型的な特徴（高橋，1988）を有している。

2.2.2 大宜味地区

大宜味地区は沖縄本島西北部に位置し，仲泊地区と同じく東シナ海に面している(図-2.1参照)。この海岸では1987年2月に現地調査を実施した。深浅測量によって得られたリーフを横切る3本の測線(図-2.4参照)に沿う海浜断面形を図-2.5に示す。地盤高の基準面はD.L.0m (E.L.−1.32m) である。各断面とも幅広いサンゴ礁が発達しており，平坦部の幅は測線No.1で260m，No.2で224m，No.3で311mとなっている。3測線の平均では265mとなる。測線No.2では他の2測線と比較して断面形が少し異なっており，リーフの平坦部が岸より223mの位置でD.L.約−3mとなったあと，181mの間再び平坦面を形成している。リーフエッジの海

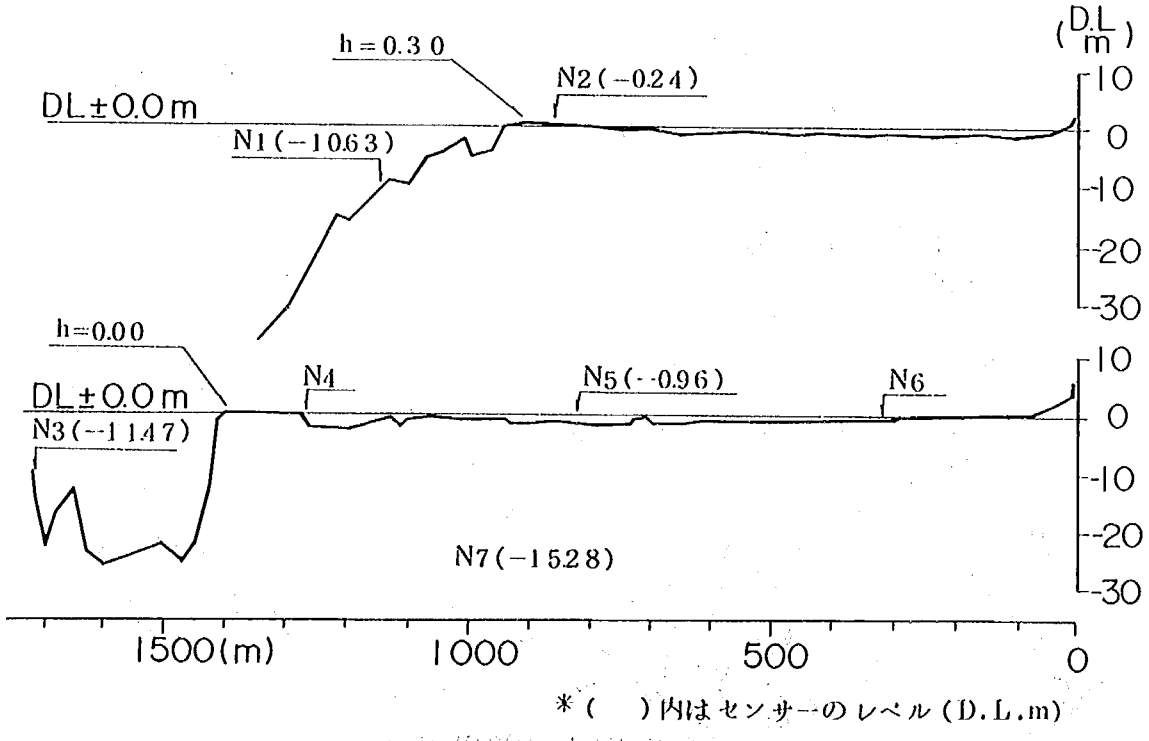


図-2.3 仲泊地区のリーフの断面形状

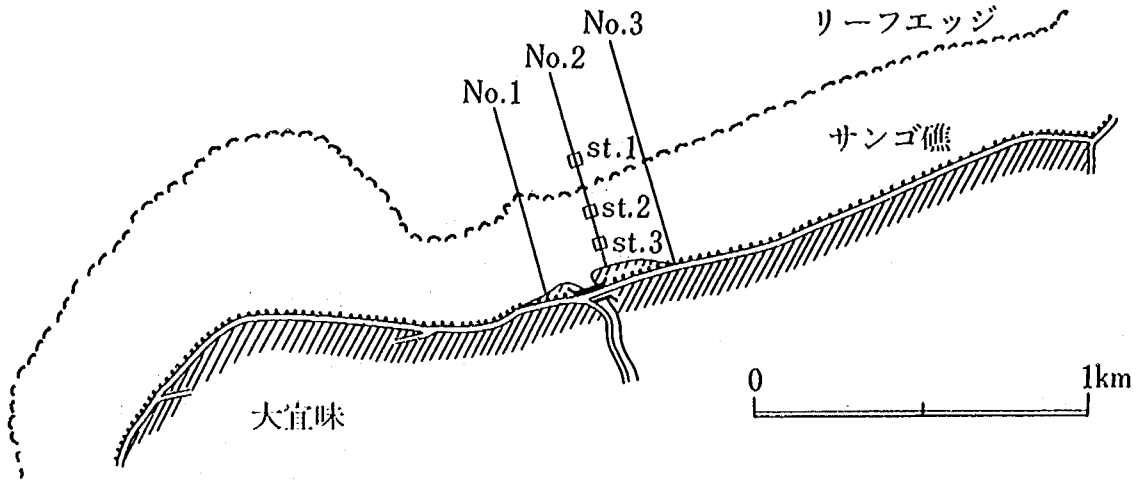


図-2.4　大宜味地区における深浅測量の測線位置と観測計器の配置

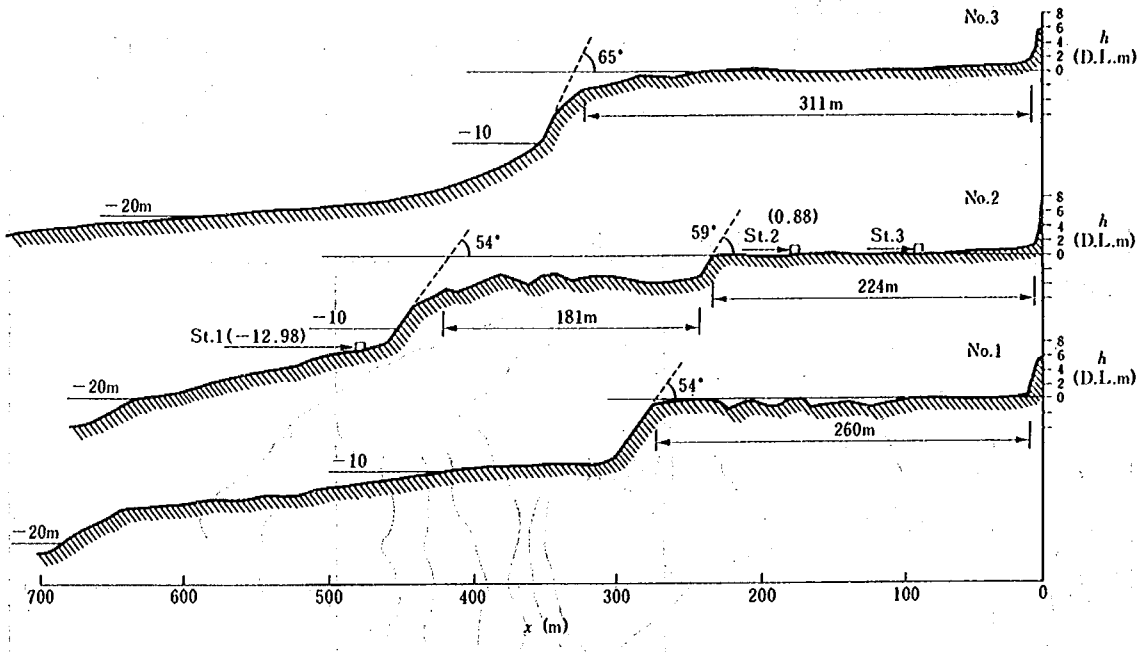


図-2.5　大宜味地区におけるリーフの断面形と観測計器の設置地点の高さ

底勾配に関しては，No. 1，No. 3断面で最急勾配を求めると，各々54° (No. 1)，65° (No. 3) となる。No. 2断面では岸側の段差の最急勾配は59°，沖側の段差の最急勾配は54°を成す。

2.3　バリ島のサンゴ礁海岸における地形特性

2.3.1　Kuta 海岸

2.2節では沖縄本島の仲泊地区と大宜味地区のリーフの形態的特長について述べたが，これらの海岸ではリーフの陸側端での海浜の変形は無視できる大きさであった。しかしながら，一般のサンゴ礁海岸では，リーフ上の海浜において無視できない地形変化が生ずることがあり，したがってリーフ海岸での海浜変形についても注意深い検討が必要とされる。ここで取り上げるバリ島の Kuta, Nusa Dua および Sanur 海岸もこうした海岸として位置付けられる。そこで各海岸に関し，リーフの形態論に止まらず，リーフ上の海浜変形実態も併せて検討することとした。

Kuta 海岸はバリ島南部に位置し，西にインドネシア

海と面している(図-2.6)。バリ海峡に面した海岸の漂砂特性に関する資料は乏しいが，Tsuchiya (1975) は，バリ島南部に位置する Denpasar 空港で1954年～1965年の間測定された風向風速データをもとに，SMB 法を用いて波浪推算を行っている。バリ島では，熱帯モンスーンのために，12月～3月には西風が，また5月～10月には東または南東風が発達する。これらの風に対して波浪推算を行ったのち，屈折変形に考慮してバリ海峡に面する海岸に沿う波のエネルギーフラックスを求め，これより漂砂の卓越方向を示した(図-2.7)。図には，河口の偏寄より判断した漂砂の方向も示されている。図-2.7によると，Kuta 海岸では，南向きの漂砂と北向きの漂砂が会合する結果となっている。しかし，この地点では以下に述べる侵食状況の調査によると，むしろ北向きの沿岸漂砂が卓越するようである。なお，Tsuchiya (1975) によると，図-2.7を求めるに際して，インド洋から入射するうねりについてはデータ不足のため Fetch を200km と仮定して計算を進めている。また，屈折計算に必要とされる詳細な深浅データは十分ではなかった。これらの点より図-2.7の検証は今後の問題点の一つとして残されている。

Kuta 海岸周辺の海岸形状としては，図-2.8に示すように南側ほどリーフの発達が良好であり，幅約 1 km に及ぶリーフが発達している。海岸の南端部には空港の滑走路がリーフエッジ近くまで伸びている。この滑走路は1962年～1969年に建設されたものであって，滑走路の建設後，北向きの沿岸漂砂の移動が阻止されたために，北側海岸で著しい侵食が生ずることとなった。汀線からリーフエッジまでの間に広がる礁原の地盤高はほぼ M.S.L.－2 m と平坦であるが，リーフ沖は急に深くなる。バリ島南部の潮位は，近隣の Benoa 港の実測潮位によると M.S.L.±1.3m である。目視観察によると干潮時にはリーフエッジの頂部が水面上に現れることからエッジ部は平坦な礁原より約 1 m 高いと推定される。

Kuta 海岸の最近10年間の汀線変化を図-2.9に示す。南端のリーフ上に建設された空港滑走路(1969年完成)の影響により，南西から入射する卓越波の遮蔽域に位

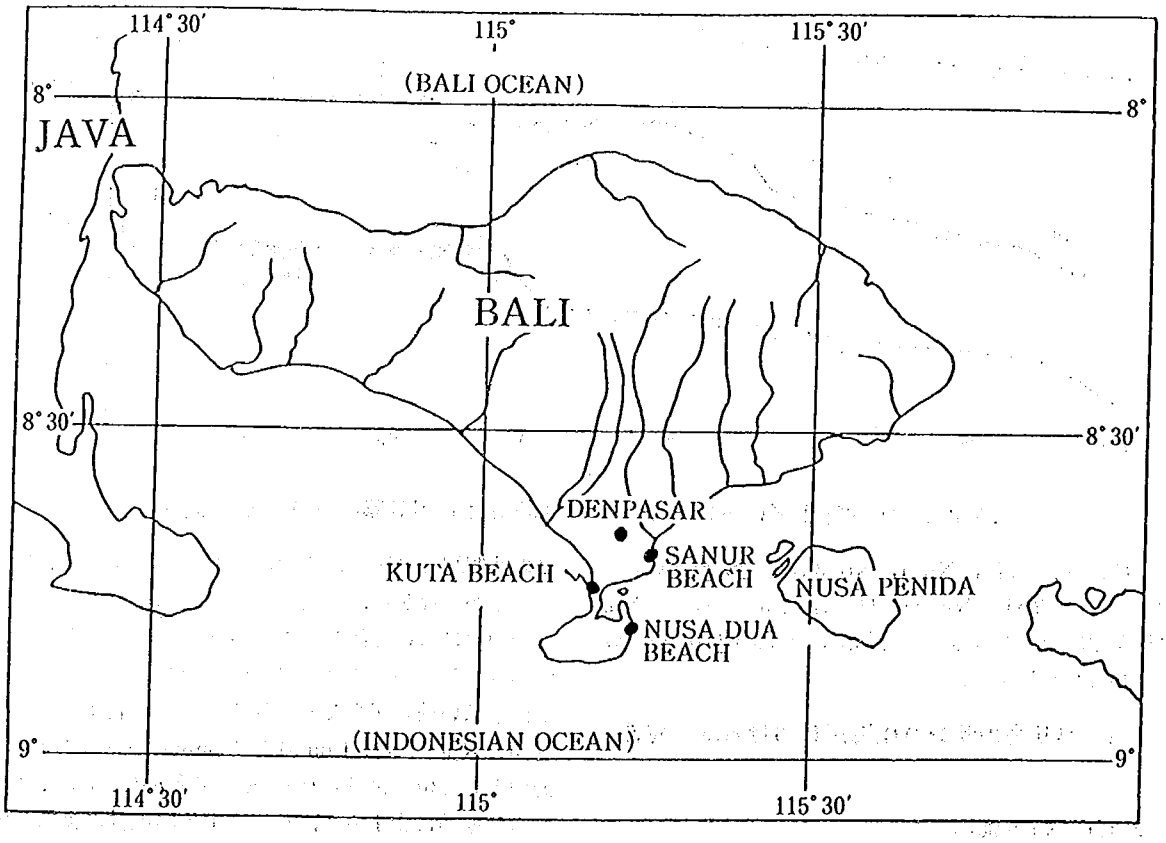


図-2.6 バリ島の Kuta, Nusa, Dua, Sanur 海岸の調査位置

置する汀線は安定しているが，滑走路から600m以北においては侵食が著しい。海浜断面も顕著に後退しており(図-2.10)，断面変化より算出されたリーフ内の損失土砂量は，この10年間で約16,000m³/yrと見積もられた。

図-2.10に示した海浜断面形の変化によると，リーフ上の平坦面上で海浜断面形はほぼ平行移動しており，一般に沿岸漂砂によって海浜地形変化が生ずる場合の変化（宇多ほか，1987）と良く一致する。また，いずれの地点においても断面内では侵食のみ見られた。この現象は1970年頃から現れ始め，その後も侵食区域が北側へと広がりを示している。これらのことから，図-2.9に示した汀線後退は沿岸漂砂が阻止されたため生じたと考えられる。侵食された砂は北側の海浜へと運ばれたが，一部の土砂は海岸の北端にあるリーフギャップより沖へ流出する流れによって運ばれた可能性もある。

Kuta海岸の汀線後退状況はTsuchiya（1987）も示している。この中で，沿岸距離0.5～1.0kmにあるPertamina Cottageの海岸護岸によって侵食が加速されたと述べている。しかし，図-2.8によれば，Pertamina Cottageの北側でhook状に汀線が後退していることから判断して，沿岸漂砂が阻止されて侵食が進み，その結果として護岸前面より前浜が消失したとも考えられる。海岸護岸からは波が反射するので，前浜の形成が阻げられることは確かであるが，それのみではPertamina Cottageの北端にある突堤を越えた北側の区域で侵食が進んだことは説明できない。

以下では1987年3月と1988年11月に撮影された写真を比較することにより侵食状況の変化を調べてみる(宇多，1989)。例えばPertamina Cottageの北側のA地

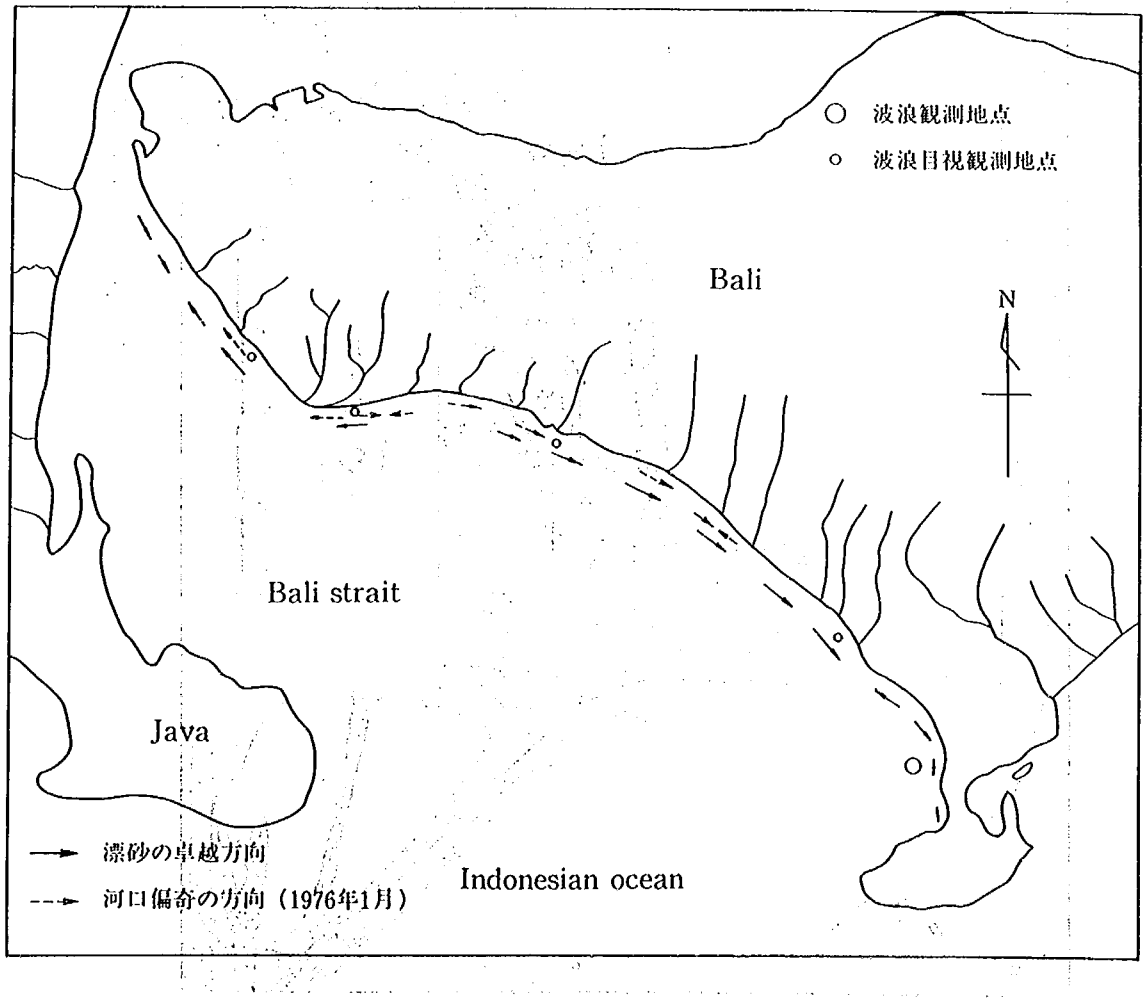


図-2.7　バリ海峡沿岸の漂砂の卓越方向（Tsuchiya, 1975）

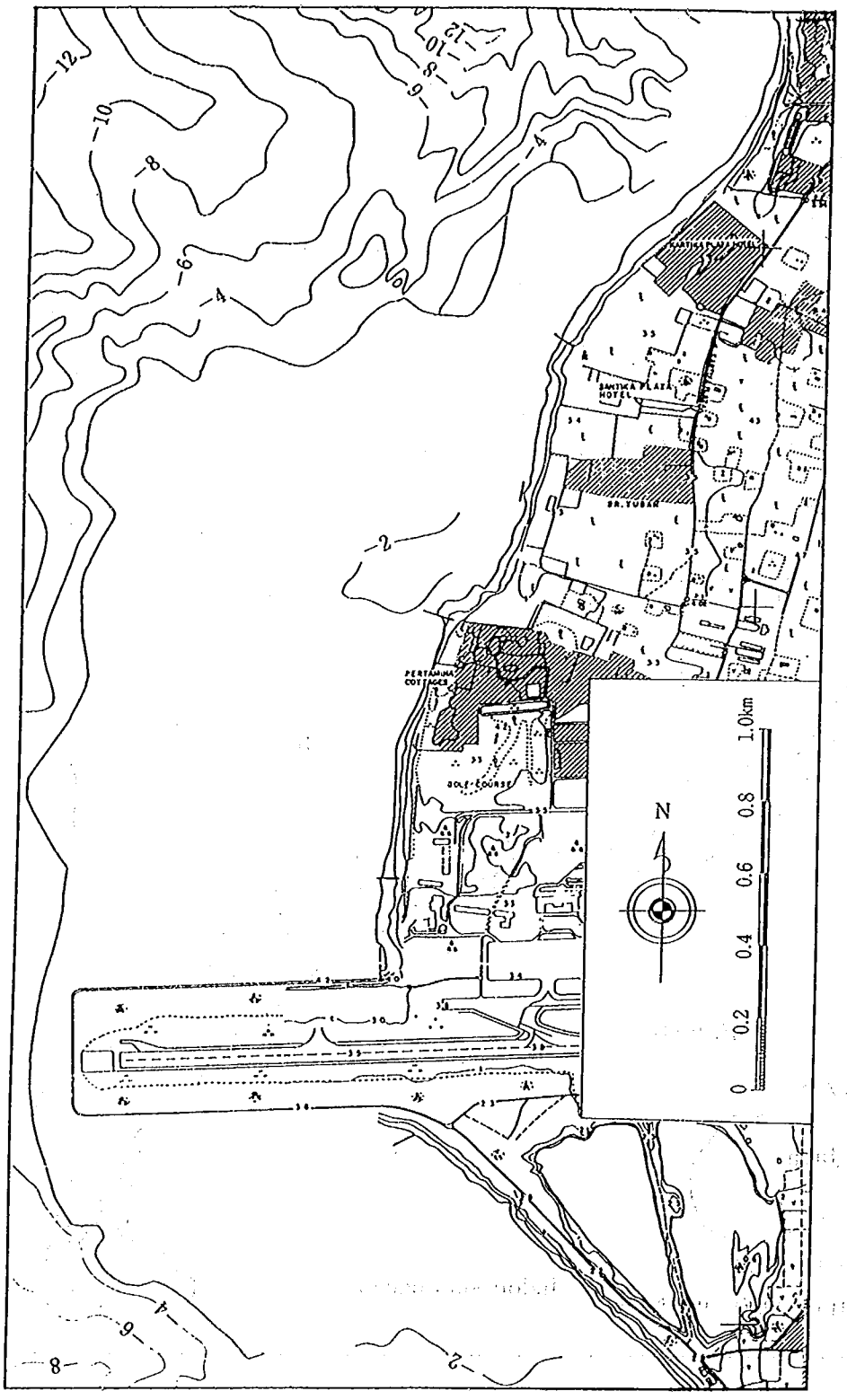
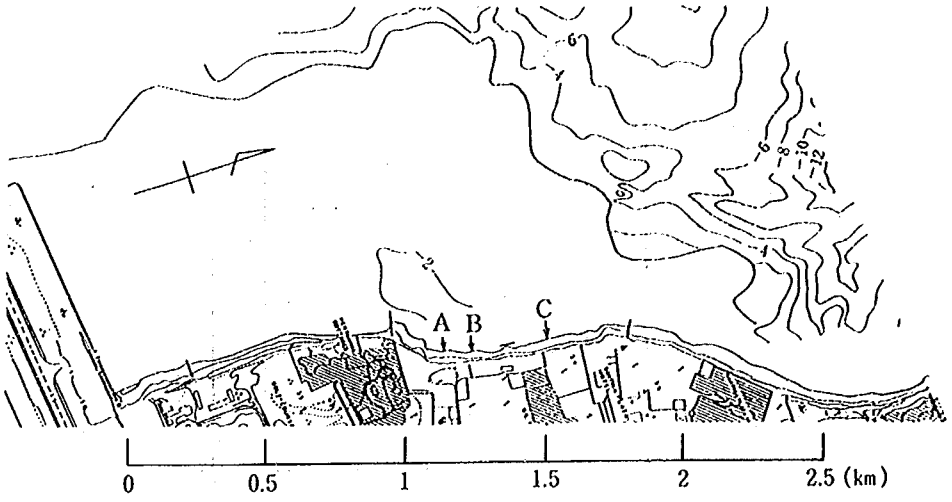


図-2.8 Kuta 海岸の深浅図



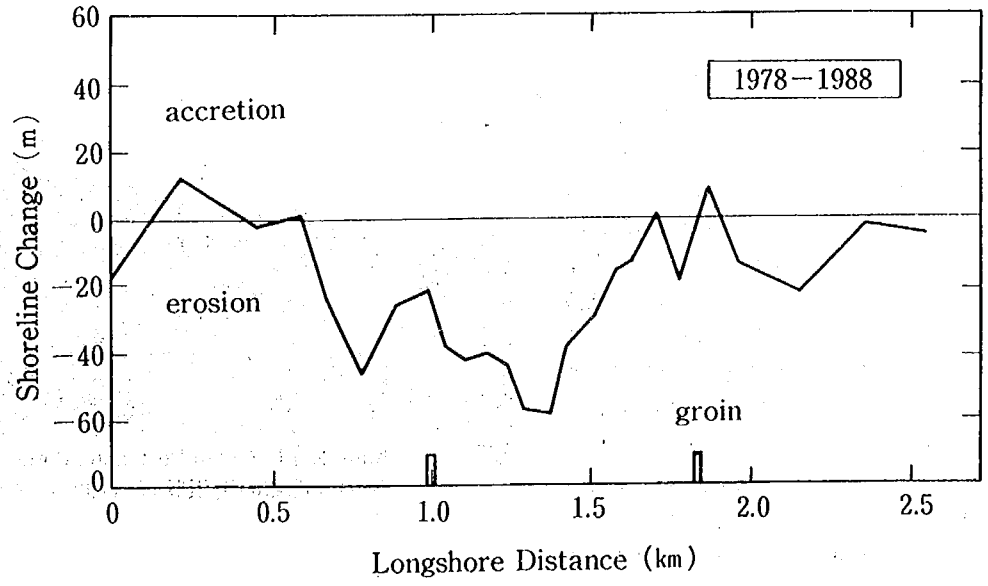


図-2.9 Kuta 海岸における汀線変化

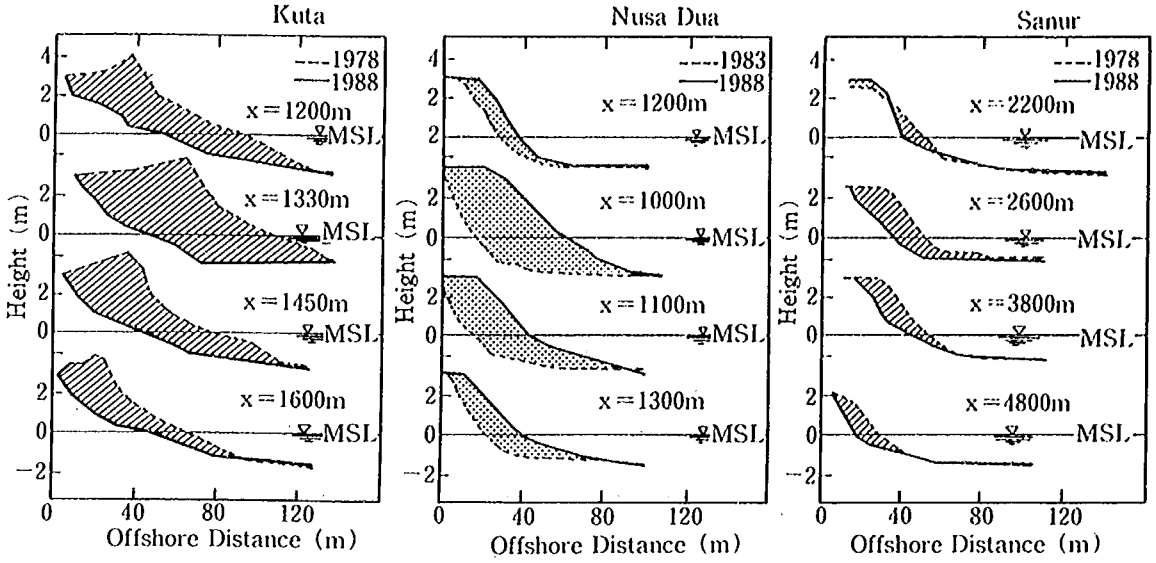


図-2.10 海浜断面形の変化（Kuta, Nusa, Dua, Sanur 海岸）

点(図-2.9)の1987年における海浜状況を写真-2.1に示す。前浜が侵食され，浜崖が形成されている。また，写真ほぼ中央，浜崖部分に直立しているのは枯れた椰子の木である。木の太さから推測すると，この木は数十年の生育期間があったようである。木が育つ間，海浜はかなり安定状態にあったと考えられる。Kuta 海岸には幅広いリーフが発達しており，外洋からの高波浪はリーフ外縁で砕波する。このため，砂浜に作用する波は高々1.5m以下であろう。それゆえ，海浜は長い間安定を保っていたと考えられる。しかし，1988年11月になると(写真-2.2)，中央に直立した椰子の木は枯れ落ち，それより陸側も削られたことが明らかである。

写真-2.1,2.2に示した自然海浜が侵食された区域の下手側のB地点(図-2.9参照)では，1971年よりホテルが海岸侵食により破壊され，コンクリートの基礎部分が波にさらされている。1987年3月現在での侵食の程度は写真-2.3から明らかである。筆者らの一人(宇多)の肩の高さ（約1.4m）まで地盤高が低下している。続いて1988年11月になると(写真-2.4)，地盤より家屋の基礎面までの高さは約1.9mとなり，1年8ヶ月間に約0.5mも地盤高が低下した。

壊れたホテルの北側に位置するC地点(図-2.9参照)の状況を写真-2.5に示す。椰子の木が洗掘され，根が露出している状況を表わす。1987年3月には椰子の木の根の一部は陸域とつながっていた。ところが，1988

写真-2.1 Kuta 海岸における Pertamina Cottage 北側のA地点の海浜状況（1987年3月撮影）

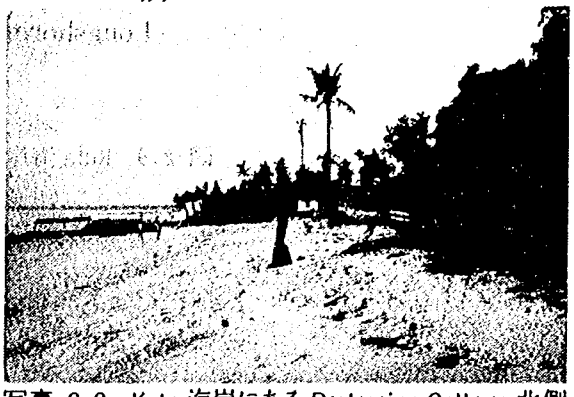


写真-2.2 Kuta 海岸にある Pertamina Cottage 北側のA地点の海浜状況（1988年11月撮影）

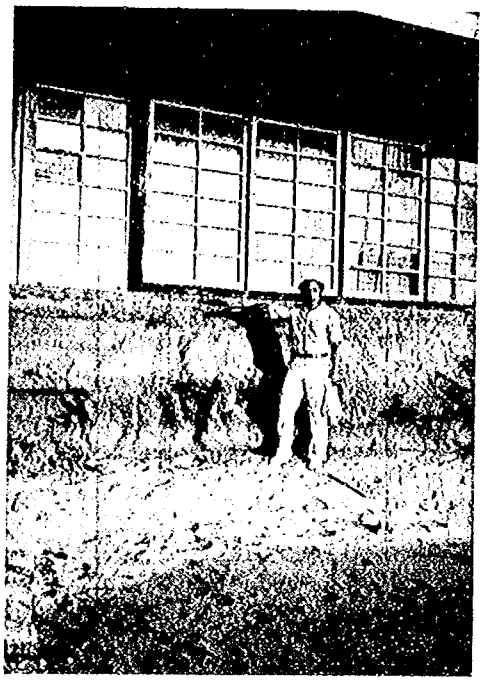


写真-2.3　壊れたホテル内の地盤高（1987年３月撮影）

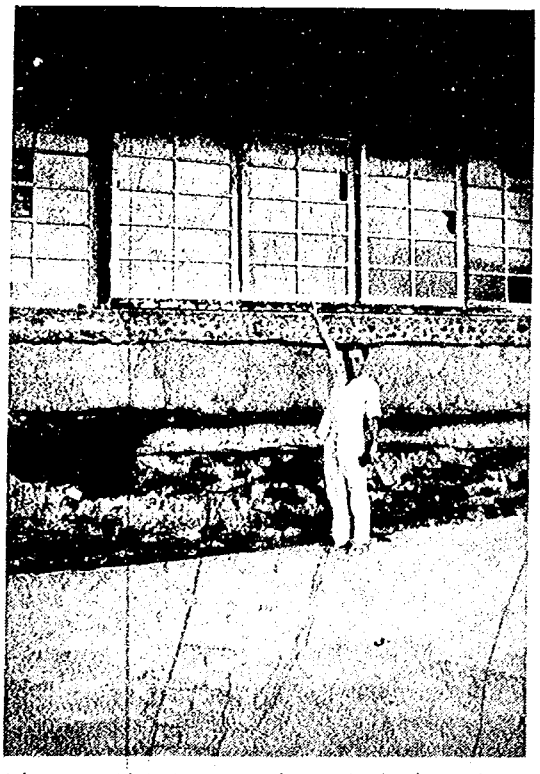


写真-2.4　壊れたホテル内の地盤高（1988年11月撮影）

写真-2.5　ココナツ椰子の根元の侵食状況（1987年３月撮影）

写真-2.6　ココナツ椰子の根元の侵食状況（1988年11月撮影）

年11月になると(写真-2.6)，これらの椰子の木は倒れ，根元が大きくえぐられた。写真から判断する限り１年８ヶ月間で少なくとも約５ｍは浜崖が後退したことが明らかである。海浜はこの地点より北側でも侵食されているが，浜崖の高さは沿岸方向に減少し，滑走路より約3.4kmの地点においてようやく広い前浜を見ることができる。このように浜崖が沿岸方向に高さを減じる点は，当地区の侵食が沿岸漂砂阻止構造物の下手側で生じる典型的な地形変化であることを示している。

2.3.2　Nusa Dua海岸

当海岸では南端に位置する２つの島の背後にトンボロが形成され，陸続きとなっている(図-2.11)。リーフエッジまでの礁原幅は500～700mあり，礁原は水深M.S.L.－１m程度で平坦であり干潮時には露出する。また，リーフエッジ部の高さは目視観察によるとM.S.L.±０m程度と比較的高い。当海岸中央部にはリーフギャップが存在し，その岸側にはU字型の防波堤が築造されている。

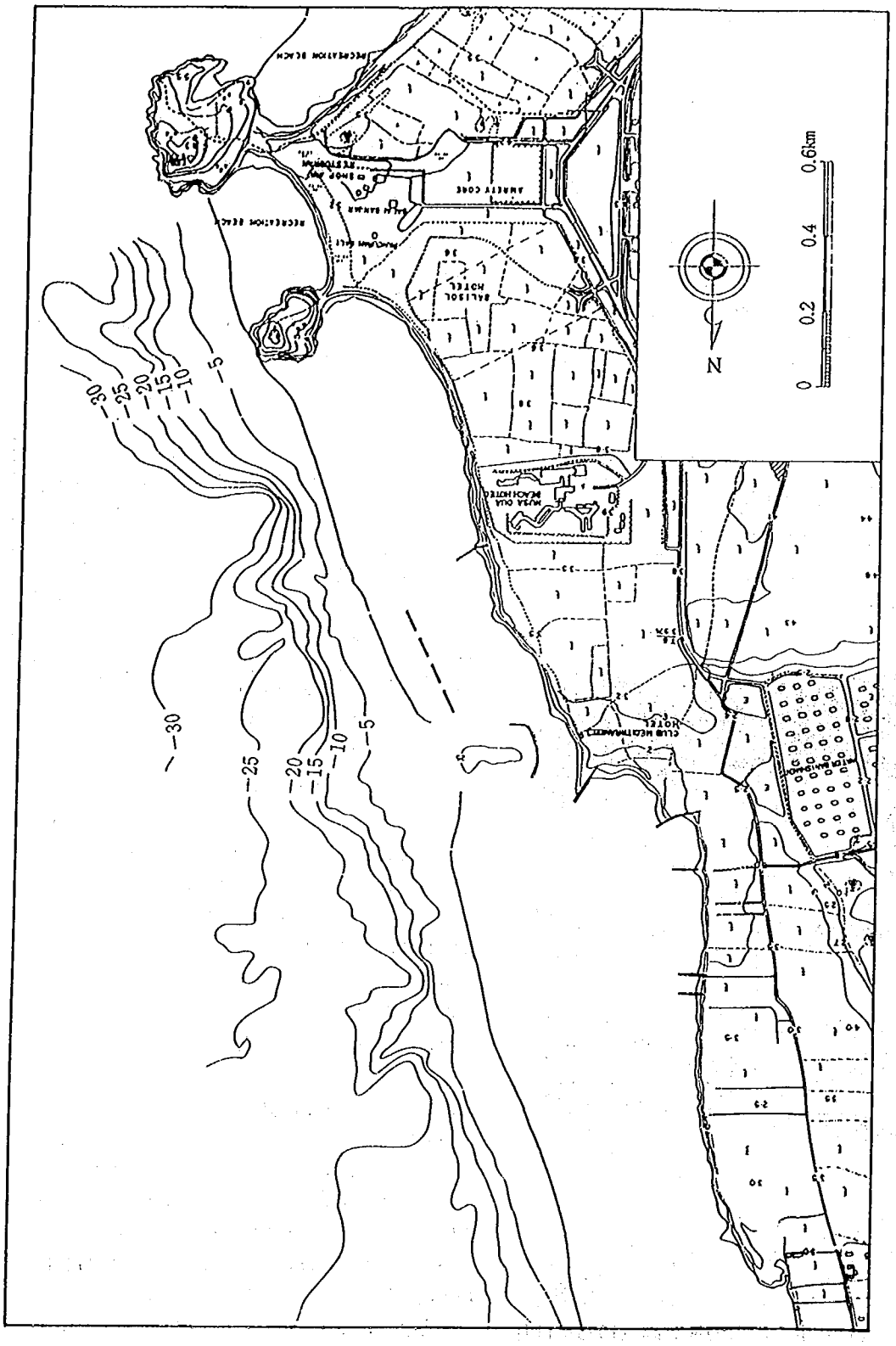


図-2.11 Nusa Dua 海岸の深浅図

Nusa Dua 海岸には既に突堤，離岸堤および養浜等による侵食対策が実施されている。当海岸の汀線変化は図-2.12に示す通り，総じて堆積傾向である。図-2.10には断面形の変化を示した。過去5年間に養浜が行われ，約100,000m³の土砂が養浜されたため，各断面とも土砂が堆積している。しかし，実際に断面変化から堆積土砂量を求めると約81,000m³となり，約19,000m³の欠損がある。したがって，当海岸では約4,000m³/yrの割合で土砂損失が生じていることになる。この原因としては後述するようにリーフギャップからの土砂流出が考えられる。

2.3.3 Sanur 海岸

Sanur 海岸の汀線形状は図-2.13に示すように緩やかな曲線状を成し，曲率の大きく変化する地区はリーフギャップやリーフ礁原幅の狭い箇所の背後に対応している。すなわち，リーフギャップの陸側では凹状の汀線形が見られる。この原因は波の屈折，回折の効果によるものであり，その詳細については第5章で述べる。礁原幅は平均700mと広く，礁原は水深 M.S.L.－1mと浅くかつ平坦であり，干潮時にはほとんど露出する。リーフエッジ沖合の海底勾配は平均1/30程度である。

Sanur 海岸の汀線変化を図-2.14に示す。Tsuchiya (1978) は，バリ海岸にある突堤 (Bali Beach Pier) (図-2.13参照) に基準点を取ってそれより南，北に位置する海岸の底質中央粒径と比重の沿岸方向分布を調べた。これによると突堤より北側海岸での沿岸漂砂の卓越方向は南向きであったが，突堤より南側に位置するリーフの発達区域での漂砂の卓越方向は不明であった。一方，図-2.14によると，突堤の南側海浜では土砂が堆積し，北側のリーフ幅の狭い区域では汀線が後退傾向を示す。突堤の南側にある土砂のかなりの部分は養浜砂であるが，ここでは安定な前浜が見られる。このことより，突堤位置ではやや北向きの漂砂が卓越していると思われる。

次に，Sanur 海岸の断面変化を図-2.10に示す。ここでは Kuta および Nusa Dua 海岸の場合と良く似た断面形の変化が見られ，前浜断面形がほぼ平行移動したことが分かる。このような海浜断面形の変化は Tsuchiya (1978) によっても調べられている。例えばバリ海岸の突堤を基準として，それより南に X＝0.22，1.18，1.55，3.19km 地点の1973年～1977年の間の海浜断面形の変化を図-2.15～2.18に示す。X＝1.18km 断面を除くと，この場合も海浜断面形は岸沖方向にほぼ平行移動していた。特に，X＝1.55km 断面ではこの特徴が著しく，顕著な地形変化が－1m～＋3mの間で生じている。これらの断面形の変化は図－2.10に示した断面変化とほぼ同一であって，主として沿岸漂砂に伴う断面変化と考えられる。なぜならば，リーフの平坦面より岸側の，前浜の急斜面上で侵食または堆積の単調な変化が生じ，岸沖方向に堆積，侵食箇所の場所的変化が見られないからである。

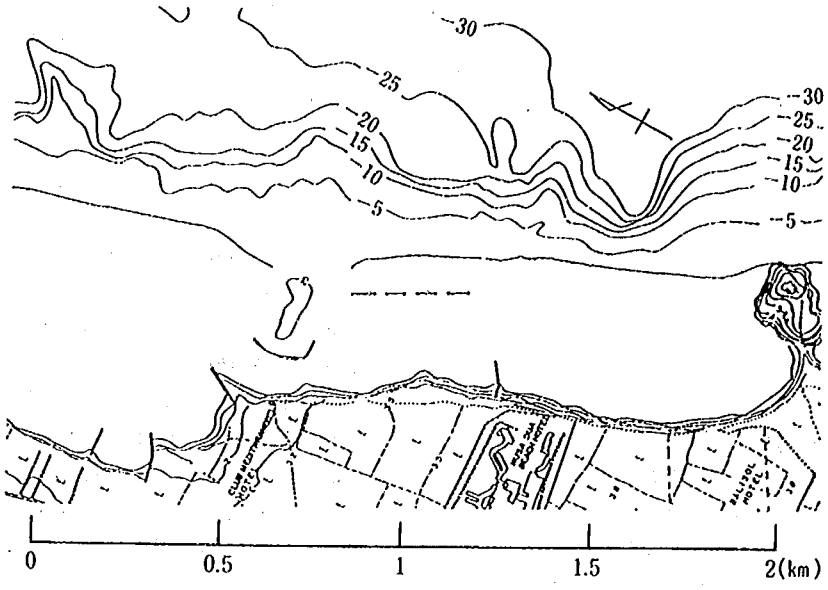
更に，Tsuchiya (1978) は，大きな変化の見られない海浜断面データをもとに，平均海面を基準とした水深 h_0 を用いて海浜断面の無次元表示を求めた。結果の1例を図-2.19に示す。リーフ上の波高は水深 (h_0) によって第一義的に支配される。それゆえ h_0 を用いて海浜断面形がかなり良好に無次元化されている。図-2.19において，バームの高さは $2.5h_0$ と高いが，これは満潮時における波の打ち上げ限界がここまであることを意味する。この例で明らかにように，海浜断面形を決める上で潮差がかなり重要なパラメータとなっている。

以上3海岸のいずれにおいても，前浜部の断面形はほぼ平行移動する形で変化している。そこで，断面積変化量と汀線変化量との関係を調べた (図-2.20)。両者の間には相関係数 R＝0.98で次式が成立した。

$$\Delta A = 5.0\Delta y - 12.2 \qquad (2.1)$$

ここに，ΔA，Δyの単位は m² と m である。ΔA，Δyの回帰係数は，漂砂の移動高 h を与える。ここに，移動高の定義は次のようである。沿岸漂砂によって地形変化が生ずる場合，例えば緩勾配の海浜における海浜断面形状の変化は一般に図-2.21に示すようになる (宇多ほか，1988)。地形変化の生ずる区間の沖側の限界は移動限界水深 (h_c) により，また陸側の限界は波の最大遡上高 (h_R) によって定められる。海浜断面積の変化量 (ΔA) は二つの断面形の差より定められる。さらに断面積がΔAに等しく，その底辺長が汀線変化量 (Δy) に等しい等価な直方体を考えると，その直方体の鉛直高さは $h = \Delta A/\Delta y$ で与えられる。この高さ h のことを以下では移動高と呼ぶ。この値は例えば海岸線変形モデルを用いて海岸線変化量を予測する場合，海浜の断面積変化量を汀線変化量で代表させるとき使われるものである。式 (2.1) によれば対象とする3海岸の h は約5mとなる。

岸からリーフエッジまで平坦であり，白色のサンゴ片から構成される砂が汀線近傍にのみに存在し，その沖合のリーフ上には海藻が繁茂している状況も見られることから，海浜の大部分の砂は移動高5mで沿岸方向に移動すると考えられる。またこの移動高の値は，一般の外洋に面した海岸の10mのオーダー (宇多ほか，



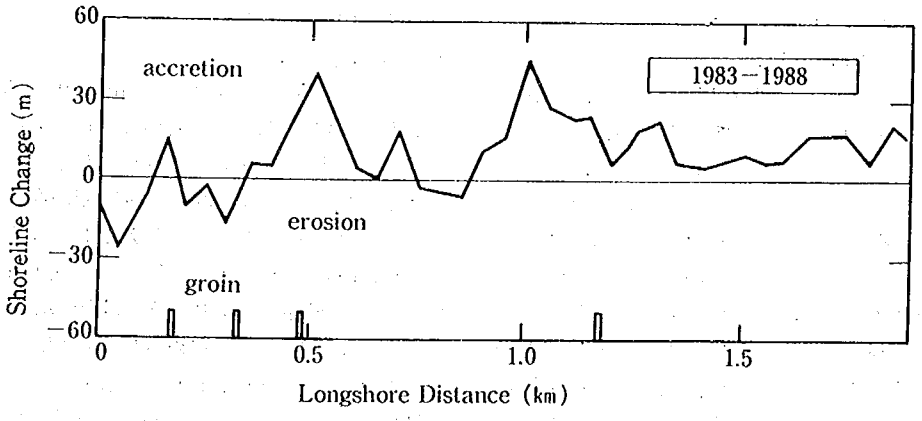


図-2.12 Nusa Dua 海岸における汀線変化

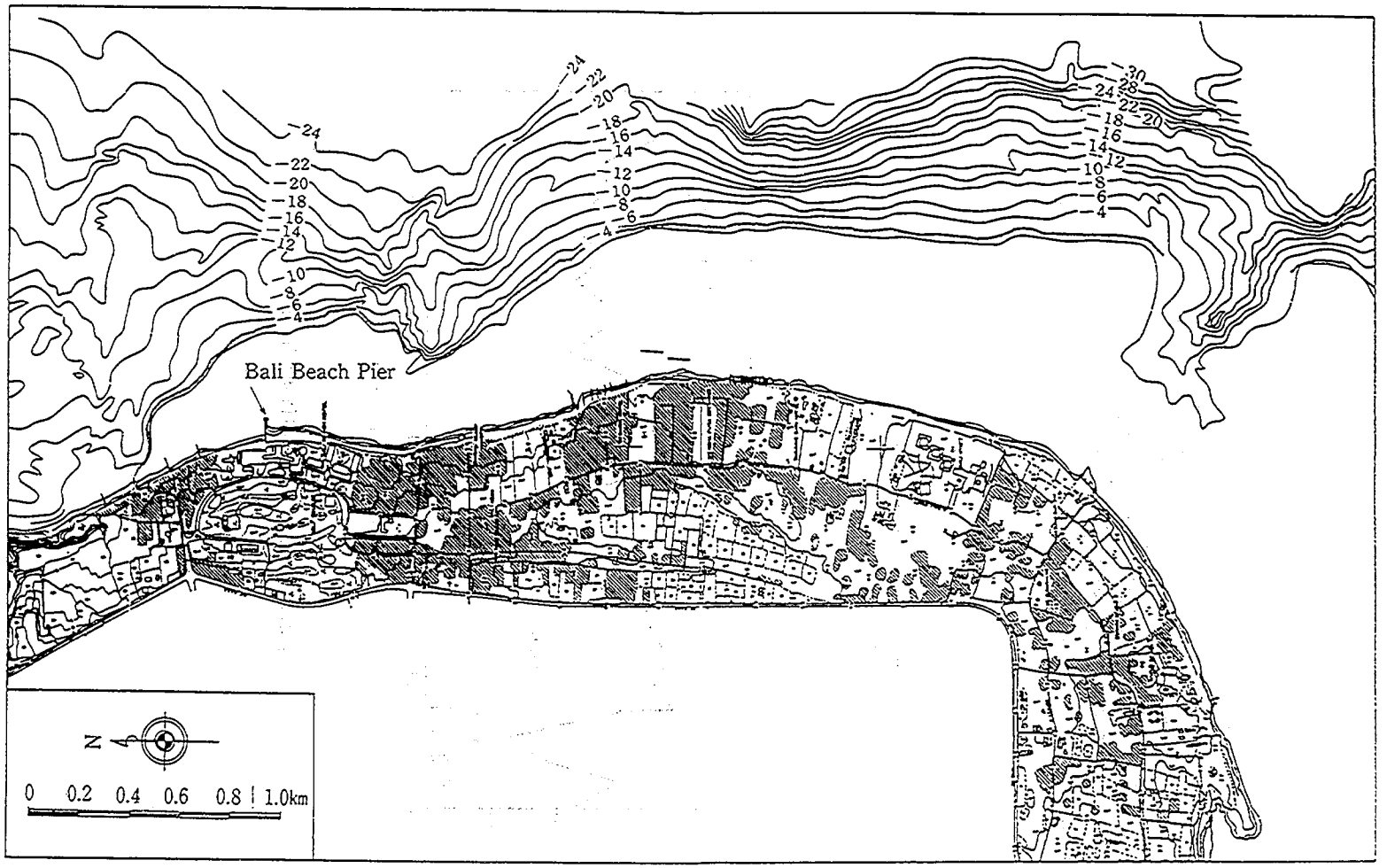
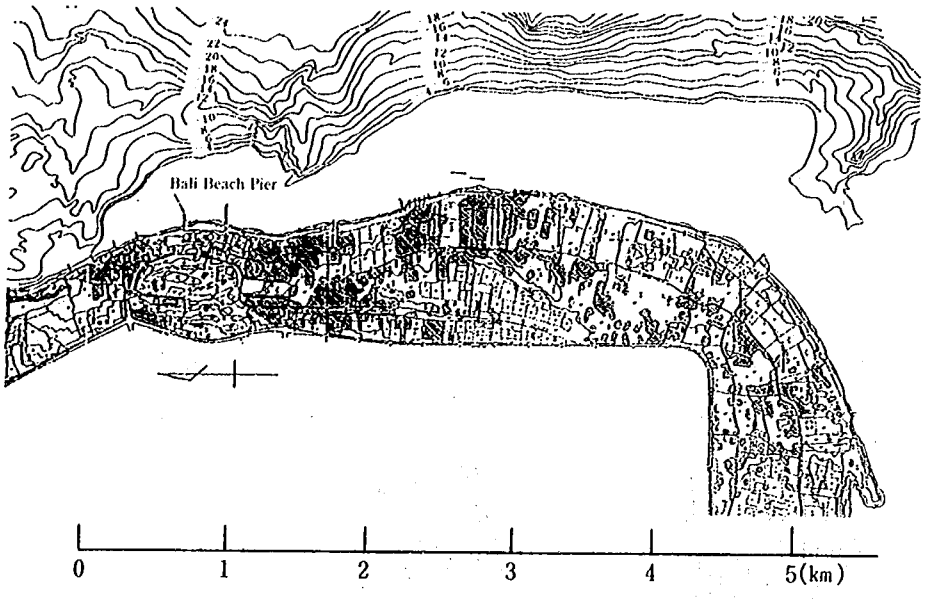


図-2.13 Sanur 海岸の深浅図



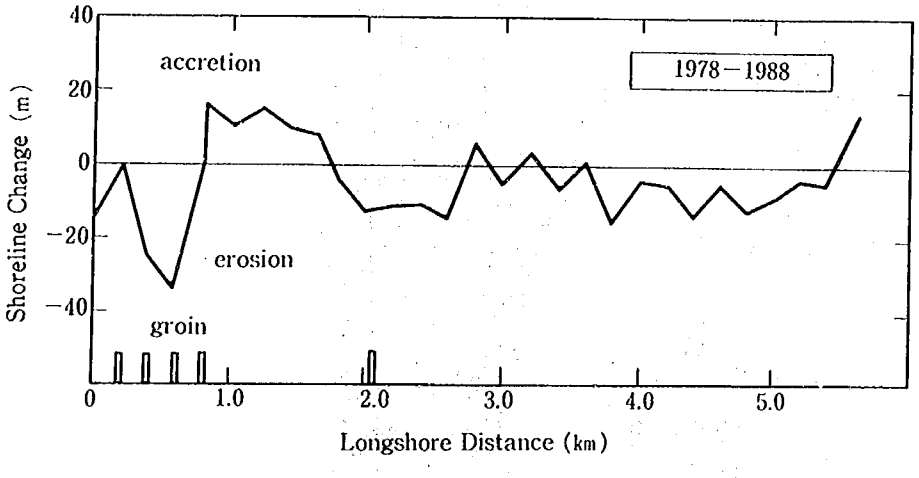


図-2.14 Sanur 海岸における汀線変化

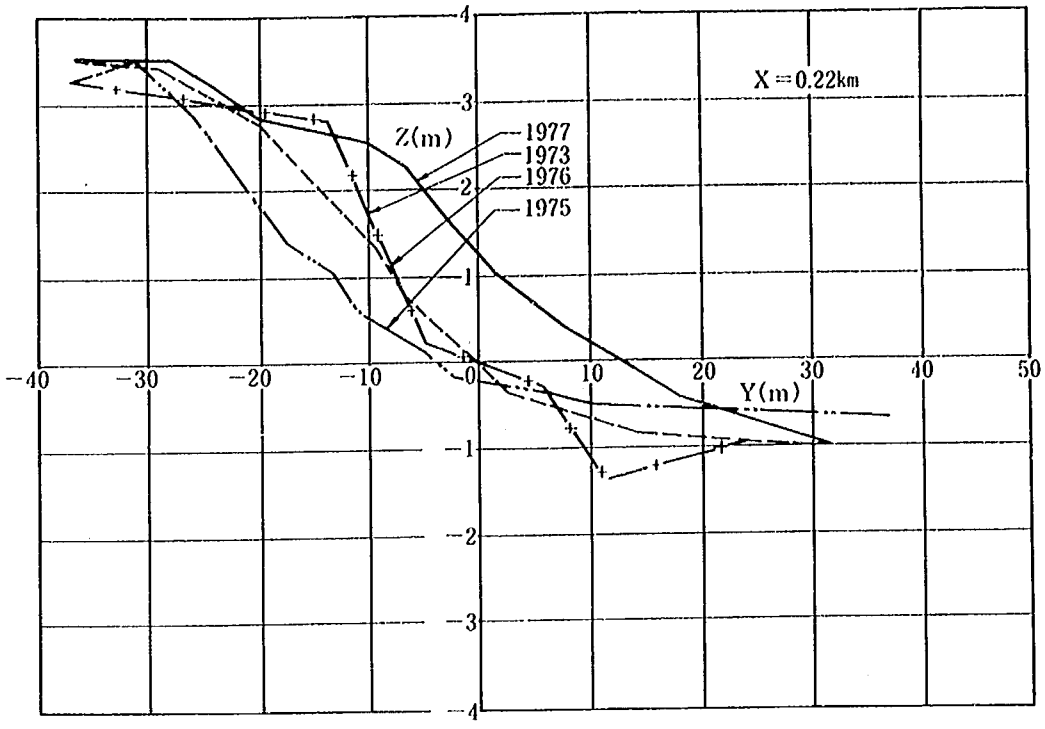


図-2.15 Sanur 海岸の X＝0.22km地点における海浜断面形の変化（Tsuchiya, 1978）

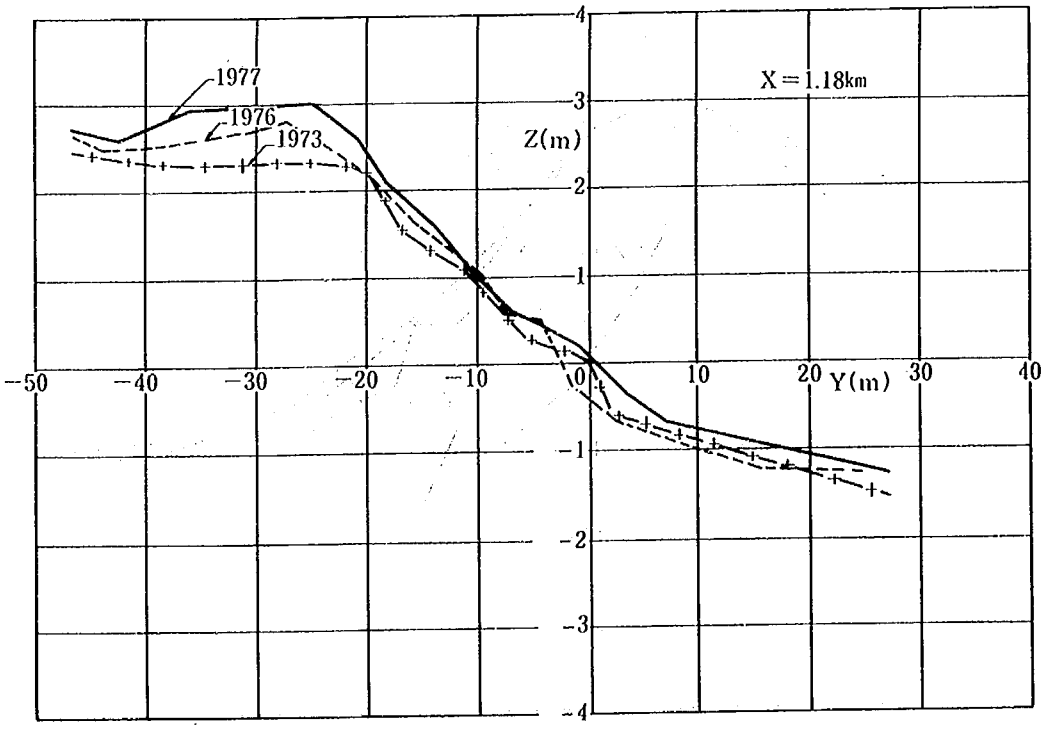


図-2.16 Sanur 海岸の X＝1.18km地点における海浜断面形の変化（Tsuchiya, 1978）

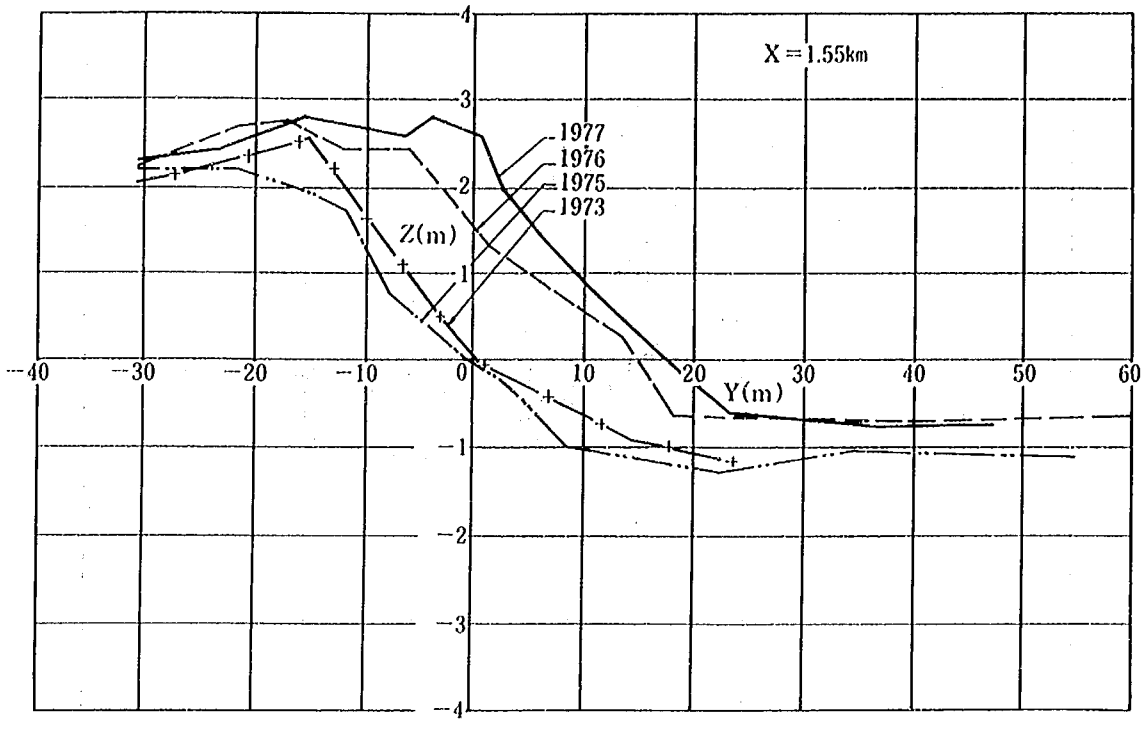


図-2.17 Sanur 海岸の X＝1.55km地点における海浜断面形の変化（Tsuchiya, 1978）

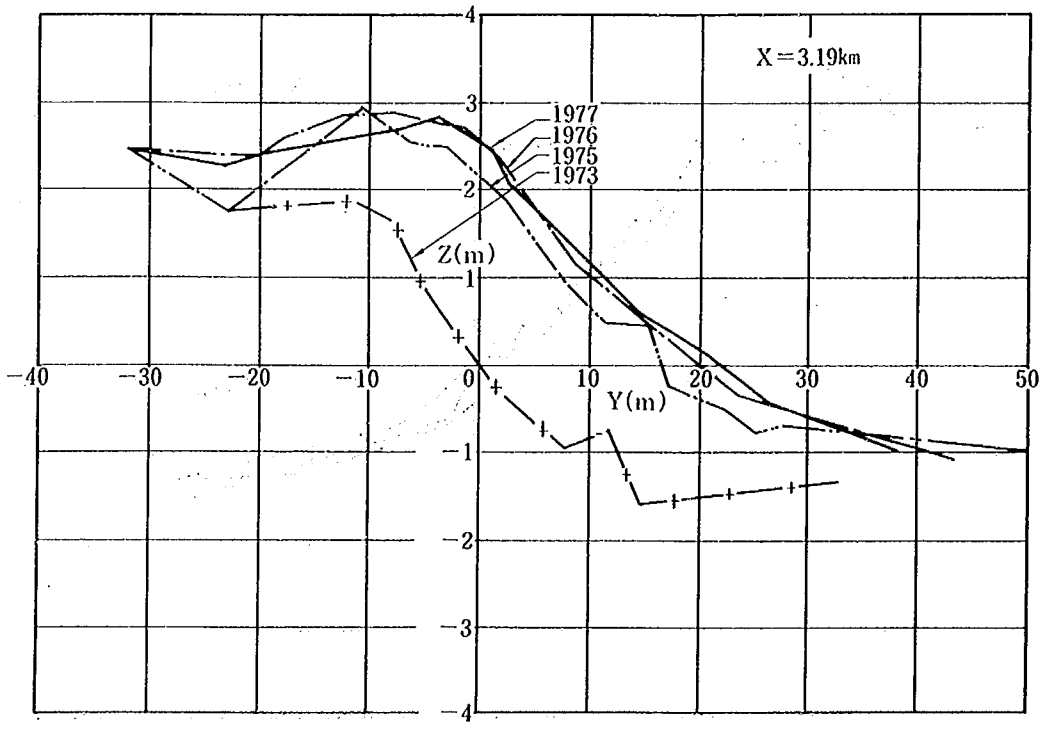


図-2.18 Sanur 海岸の X＝3.18km地点における海浜断面形の変化（Tsuciya, 1978）

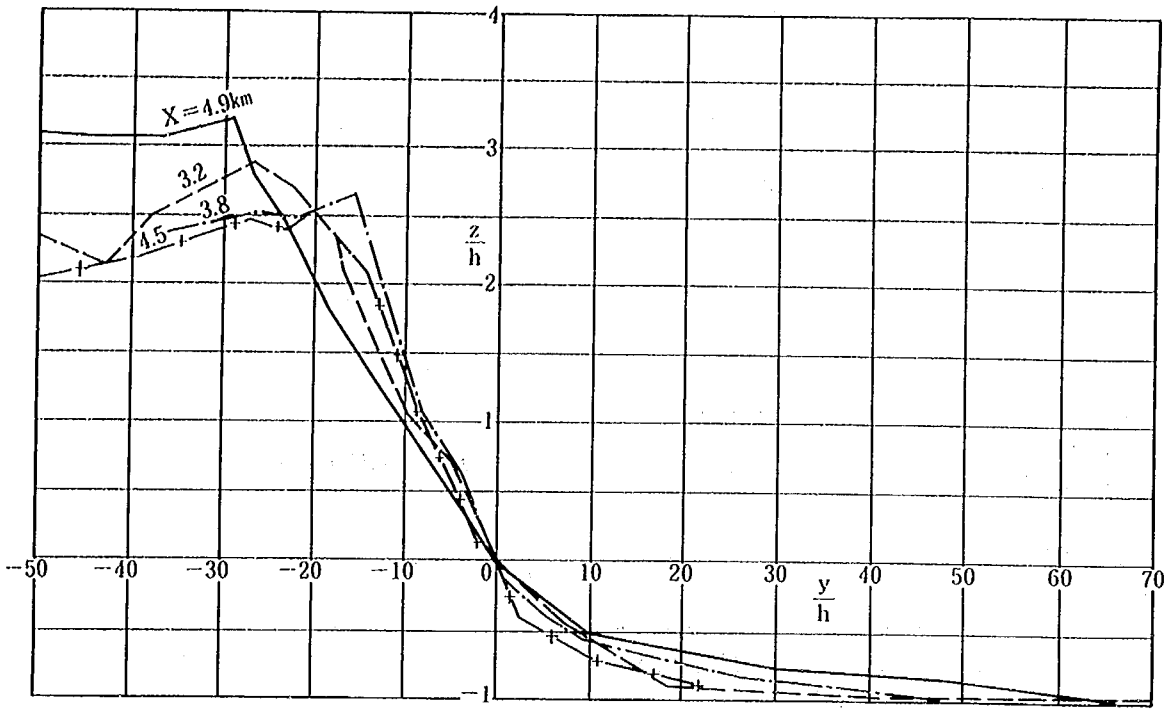


図-2.19　海浜断面形の無次元表示（Tsuchiya, 1978）

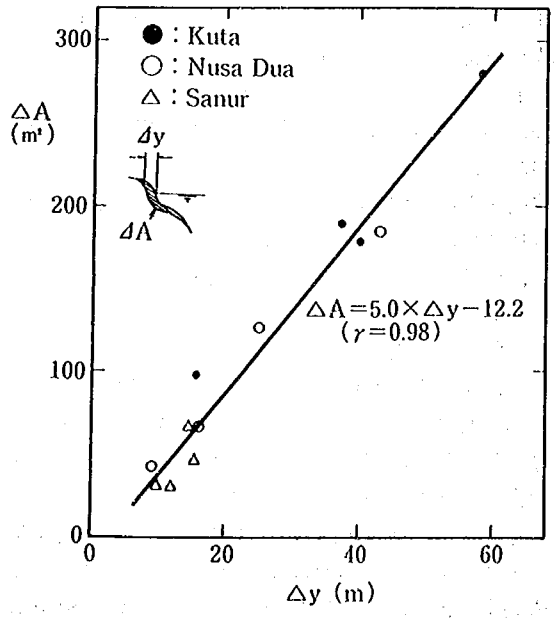


図-2.20　断面積変化量と汀線変化量との関係

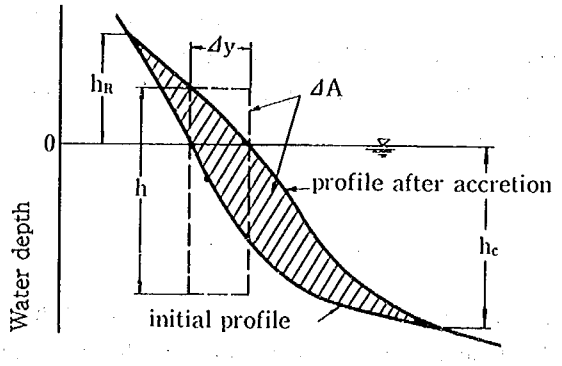


図-2.21　漂砂の移動高の定義図

1987）と比較して小さく，内海や内湾で得られた値に近い。これはリーフの存在により波高が減衰するとともに，平坦なリーフ面により海浜地形変化の下限を抑えられているためである。

2.4　結論

第2章では，沖縄本島の仲泊地区と大宜味地区におけるサンゴ礁地形と，バリ島の Kuta, Nusa Dua, Sanur 海岸におけるサンゴ礁の地形特性を実測データに基づ

いて検討した。この結果得られた結論は次のように要約される。

① 沖縄本島の仲泊地区では幅1～1.5km，水深約1mのリーフが広がり，その沖では約10～15mへと急に深くなる典型的な裾礁が発達している。またこのリーフでは顕著なリーフギャップが見られる。

② 沖縄本島の大宜味地区では平均幅265mの裾礁が発達している。またリーフギャップの海底勾配は3測線の平均で約60度と急傾斜であった。

③ バリ島のKuta, Nusa Dua, Sanurの3海岸も裾礁に分類される。これらの海岸では近年汀線の後退が著しく，種々の対策工が行われるとともに，Nusa DuaおよびSanur海岸では養浜が実施されている。

④ Kuta海岸において1987年と1988年に実施された現地調査によれば，海岸侵食区域は最近においても北側へと広がりを示し，侵食の著しい箇所では浜崖が形成されている。

⑤ Kuta, Nusa Dua, Sanur海岸における海浜測量データをもとに，海浜断面積の変化量と汀線変化量の相関を調べた。この結果両者には相関係数R＝0.98で良い相関が成立し，漂砂の移動高が約5mであることが分かった。

⑥ この移動高は一般の外洋に面した海岸の10mのオーダーに比較すると小さく，内海や内湾で得られた値に近い。これはリーフ上では波高が急激に減衰すること，また平坦なリーフ面により海浜地形変化の下限を抑えられているためである。

参考文献

1）高橋達郎（1988）：サンゴ礁，古今書院，258p.

2）Tsuchiya, Y. (1975): On the long-term change along the Bali Strait, United Nations Development Programme, OTC/SF Project, INS-70/527, Institute of Hydraulic Eng., Rep. of Indonesia, 43p.

3）Tsuchiya, Y. (1978): Final report of coastal engineering consultant with special reference to beach changes in Sanur Beach, Bali, United Nations Development Programme, OTC/SF Project, INS-70/527, Inst. of Hydraulic Eng., Rep. of Indonesia, 44p.

4）Tsuchiya, Y. (1987): Final report on beach erosion control in Bali and West Java, and short course on Coastal Engineering, Inst. Hydraulic Eng., Agency for Res. and Dev., Min. of Public Works, Rep. of Indonesia, 52p.

5）宇多高明・赤穂俊作・今井武雄（1987）：鞭ヶ浦における風波による湖浜変形の実態，土木学会論文集，No381/II-7，pp. 161～170.

6）宇多高明・小林正一・種岡虎男（1988）：新潟県市振海岸における海岸構造物設置に伴う海浜変形，地形，Vol. 9，No 1，pp. 35～52.

7）宇多高明(1988)：バリ島およびモルディブのサンゴ礁における海岸災害，海岸，vol. 29，pp.44～50.

3．リーフ上における波浪と平均水位の特性

3.1 まえがき

一般に，リーフエッジでは海底勾配が急変し，礁内は平坦となるために，外洋からの入射波はリーフエッジ付近で砕波し，これに伴い波高は急激に低下し，礁内は静穏となる。このようなリーフ周辺での波浪や平均水位の変化に関してはかなり多くの研究が行われてきた。

リーフ上の波高変化やwave set-upに関して，高山ほか（1977）は不規則波による2次元水理実験を行い，波高分布を表わす実験式を提案するとともに，平均水位上昇量と潮位およびリーフ形態の関係を調べた。河野ほか（1978）は，沖縄本島部瀬名海岸の波浪の現地観測を行い，リーフ内外での波のパワースペクトル，波高・平均水位等の変化を調べ，更に，河野・津嘉山（1979）はこの現地データに対応させた模型実験を行い，模型形状や実験波の設定に注意すれば現地海岸に比較的適合した結果を得られることを示した。一方，堡礁状リーフ周辺での波浪変形に関する理論的検討として，津嘉山(1981)は，ポテンシャル理論によりリーフ通過波の波形特性をグリーンの公式による解析法を導入して調べ，実験波形との比較により計算値と良く適合する堡礁部の形態を表わすパラメータの範囲を示した。また，河野・津嘉山（1981）は，運動量保存則とエネルギーfluxの連続性を用いた解析法により波の透過率を求め，それが実験値とかなり良い一致を示すことを明らかにした。

リーフ上の波浪変形に関する現地観測は河野ほか(1978)によって行われたが，これに続き寺尾ほか(1981)は，沖縄本島の中城湾と那覇港において波浪の現地観

測を行い，高山式（1977）との比較を行った。この場合，実測値と計算値との対応は必ずしも良好ではなかった。江頭ほか（1985）は，リーフ上の設計波高の算定に高山式（1977）が広く用いられているものの，現地海岸への適用性は十分検証されていないと考え，沖縄本島の2箇所で現地観測を行い，計算式の係数について詳細な検討を行った。

その後，津嘉山・仲座（1987）は，規則波実験により波高や平均水位の分布を調べ，高山ほか（1977）の実験式の係数を精度良く求めるとともに，波高分布よりradiation stressを評価して平均水位分布の変化が高精度で予測できることを示した。また磯部ほか(1988)は，リーフ前面の海底勾配を変化させた場合の，不規則波による水位上昇量を実験的に求めるとともに，緩勾配方程式を基本として平均水位の予測モデルを作成した。これによりステップ型リーフを除き平均水位の分布をかなり高い精度で予測できることを示した。

以上に述べた個々波の変形解析とは別に，日野ほか(1988)は，リーフ上で生ずるBore状サーフビートに着目し，非線形性を考慮した数値計算と水理実験により現象の解明を試みた。これにより，リーフ上での異常な水位上昇を，来襲波群による平均海面の共振応答の観点より見直し，リーフ地形のように明瞭な固有周期を有する海岸には，来襲波群によって広い周波数にわたり平均海面の共振応答が引き起こされることを指摘した。また，仲座・日野(1988)は，このBore状サーフビートと，海岸構造物の被災との関連性を現地データをもとに検討した。

以上に述べた研究の流れの中で，本研究では，江頭ほか(1985)と同様な立場より，現地実測を通じて種々の現象の解明や高山式（1977）の適用性を検討することとした。このため，波浪の変形を現地観測により調べるとともに，水理模型実験を通じて実測値と実験値との比較検討を行った。現地観測は沖縄本島の仲泊地区（谷本ほか，1988）と大宜味地区（谷本・宇多，1989）およびバリ島のKuta，Nusa Dua，Saunr海岸で実施した。これらの観測によりリーフ内外における波高や平均水位の変化を調べるとともに，リーフによる波高伝達率や周期の変化を調べた。ところで，日野ほか(1988)が明らかにしたリーフ海岸での平均海面の共振応答は工学的に見ても重要と考えられる。本研究では実用性の見地より，平均波浪場の把握に重点を置くが，現地データをもとにサーフビートとそれに伴う平均水面の変動についても触れることとする。現地データとしては，沖縄本島の大宜味地区での観測データを示す。

3.2　仲泊地区における波浪観測

3.2.1　観測方法

仲泊地区は東シナ海に面している。したがって，この海岸へは東シナ海で発達した波が北西方向より入射する。この海岸での種々の観測は，1987年2月21日から3月11日までの19日間で実施した。これらの種々の測定の測点配置を図-3.1に示す。ほぼ平行な2本の測線（北測線，南測線）を設定し，計測器を配置した。北測線には測点N1，N2が属し，南測線にはN3～N6が属する。また，リーフの切れ目には特別に測点N7を配置した。

波高観測では，リーフの内外4点に水圧式波高計を設置して2時間毎に10分の観測を15昼夜実施した。一方，リーフ上の水位は，波高計記録より平均水面を算出して定めた。

3.2.2　有義波高，平均水位の経時変化

最初に，観測の結果得られた有義波高と水位の経時変化を図-3.2に示す。リーフ外のN1とN3において2月27日～28日に観測期間中最大の有義波高約5mの波が記録された。また，2月24～26日，3月7～8日にも有義波高2～3mの波が発生した。N1，N3地点の波高変化は共に良く似た変化を示す。これに比べ，リーフの内側に位置するN2およびN5では，リーフ外の波高が高い時に若干波高が高くなっているものの，全般にほぼ0.5m程度である。波高の変動状態は同じ地点の水位変動と相関が高く，リーフ上の波高変化には潮位変化の影響が著しいことが分かる。このように波高変化が潮位の変化と対応する点は，江頭ほか(1985)も実測データより示している。リーフの内外において波高の変動状況が大きく異なったのに対して、水位の変動は全点において潮汐変動が卓越している。

3.2.3　有義波高の伝達率

波浪観測ではリーフ内外の波高が2測線に沿って測定されている。そこで，これら2測線上ではほぼ1次元的に波が変形しているとして，有義波高の伝達率と有義波周期の変化率を調べた。最初に有義波高の伝達率を図-3.3に示す。縦軸はリーフ外のN1またはN3地点の波高に対するN2，N5地点の波高比であり，横軸にはR/H_0'をとった。ここに，Rはリーフ上の水深，H_0'はN1またはN3地点の測定値より計算した換算沖波波高である。図のa)はN1を通る北測線の波高伝達

率，b)はＮ３を通る南測線の波高伝達率である。両者はほぼ右上がりの直線関係を示し，R/H_0'が大きいほど波高伝達率も大きい。北測線a)と南測線b)を比較すると，南測線上のＮ５地点の波高は北測線上のＮ２地点に比較して波高の低下割合が大きく，データのばらつきも大きい。これはリーフエッジから測点までの距離の差に起因する。すなわち，Ｎ５はリーフの中央付近にありリーフ外縁からの距離が長いため(図-3.1参照)，砕波減衰または摩擦減衰がより著しい。また，屈折などの２次元的な変形の影響を受け易いため，データのばらつきが大きいと考えられる。

次に，リーフエッジからの波の伝播距離Ｂと沖波波長L_0の比B/L_0と，到達波高を換算沖波波高で無次元化した波高伝達率(H_T/H_0')の関係を調べた。(図-3.4)。また，図には２次元実験による人工リーフの波高伝達率（宇多ほか，1988）に関し，$R/H_0' \leqq 0.6$, 1.3, 2.1の条件をほぼ満足する包絡線を示した。これらの曲線は，相対水深が小さいほど，またリーフ幅が広いほど波高伝達率が小さくなることを示している。$B/L_0 < 1.5$の範囲において，観測データの包絡線と比較したとき，規則波実験の結果は$R/H_0' = 0.6$の場合にやや大き目の波高伝達率を与えるが，$R/H_0' = 1.3$ではほぼ一致している。このことから，$R/H_0' \leqq 1.0$, $B/L_0 \leqq 1.5$において現地観測データの上限は実験値とほぼ対応することが分かる。現地波浪には有義波高より高い波高の波が含まれており，それらはリーフ上で減衰し易く，このため不規則波である現地データの波高伝達率は規則波実験の結果より見かけ上小さくなったと考えられる。

同様に各地点の有義波周期の変化率を図-3.5に示す。縦軸にはＮ１またはＮ３地点の値を基準としたＮ２またはＮ５地点の周期の比をとった。寺尾ほか（1981）は，沖縄本島での現地観測により，リーフ内外の周期の変化を調べ，リーフ内外の波の周期はばらつきは大きいものの，ほぼ同一と見なせるとした。また，江頭ほか（1985）も現地観測をもとに同様な結果を得ている。本研究によると，２つの測線に沿うデータともに，周期が全体に短周期側へシフトしており，特に$R/H_0' \leqq 1.5$において周期が短くなる傾向が明瞭に表われている。また，同様な結果は，以下に述べる大宜味海岸，バリ島のKuta，Nusa Dua海岸，および水理実験によって

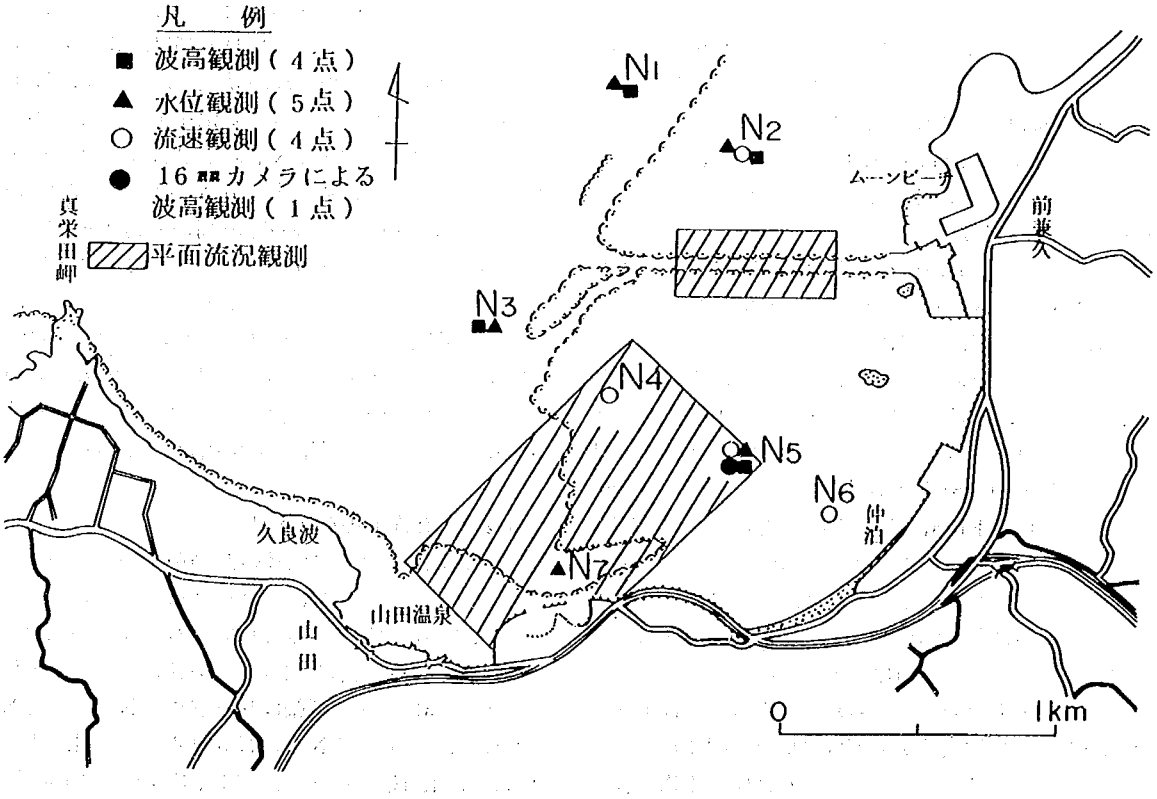


図-3.1　伸泊地区における観測点の配置

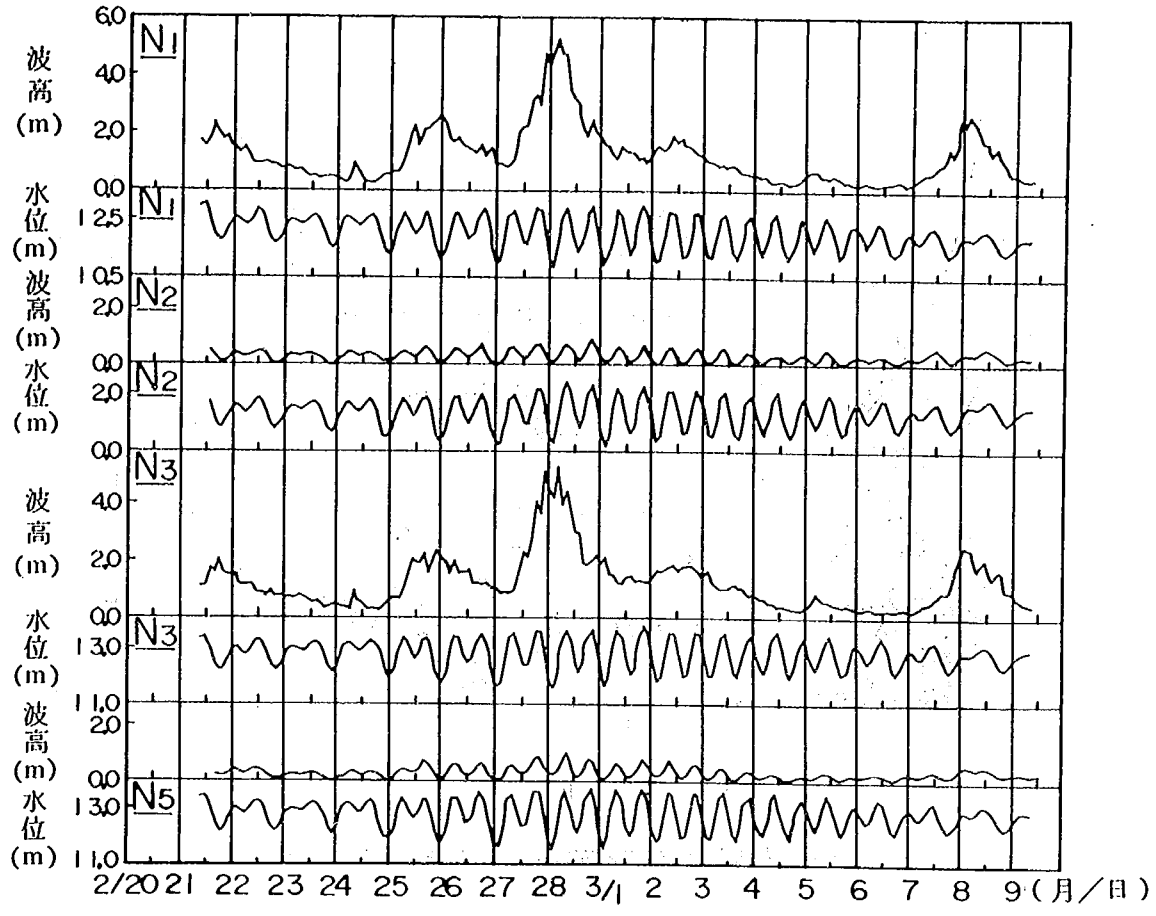


図-3.2　N 1，N 2，N 3，N 5 地点の波高と水位の経時変化

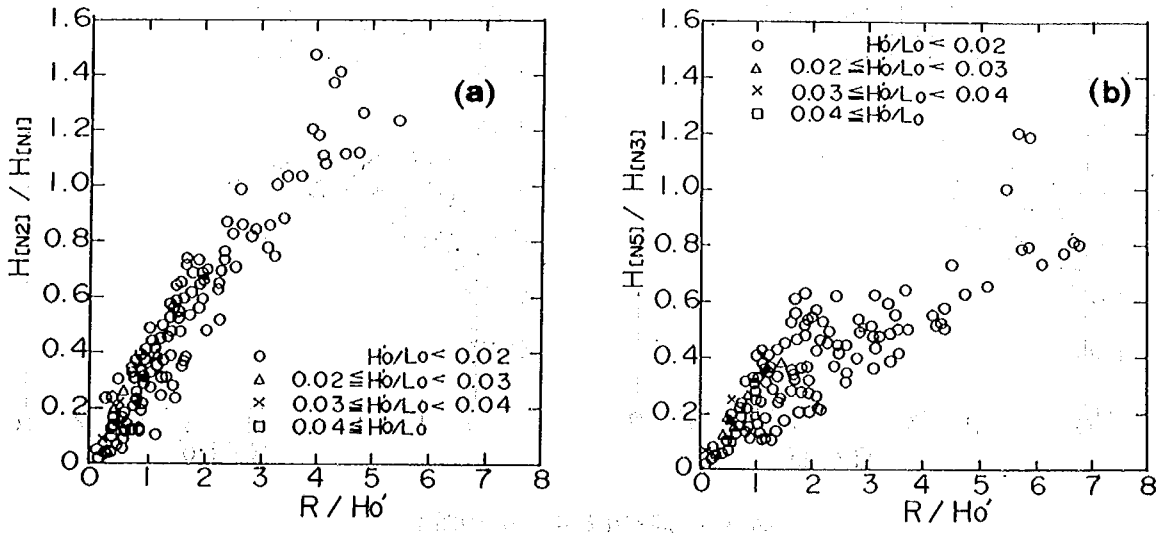


図-3.3　波高伝達率と R／H_0' の関係

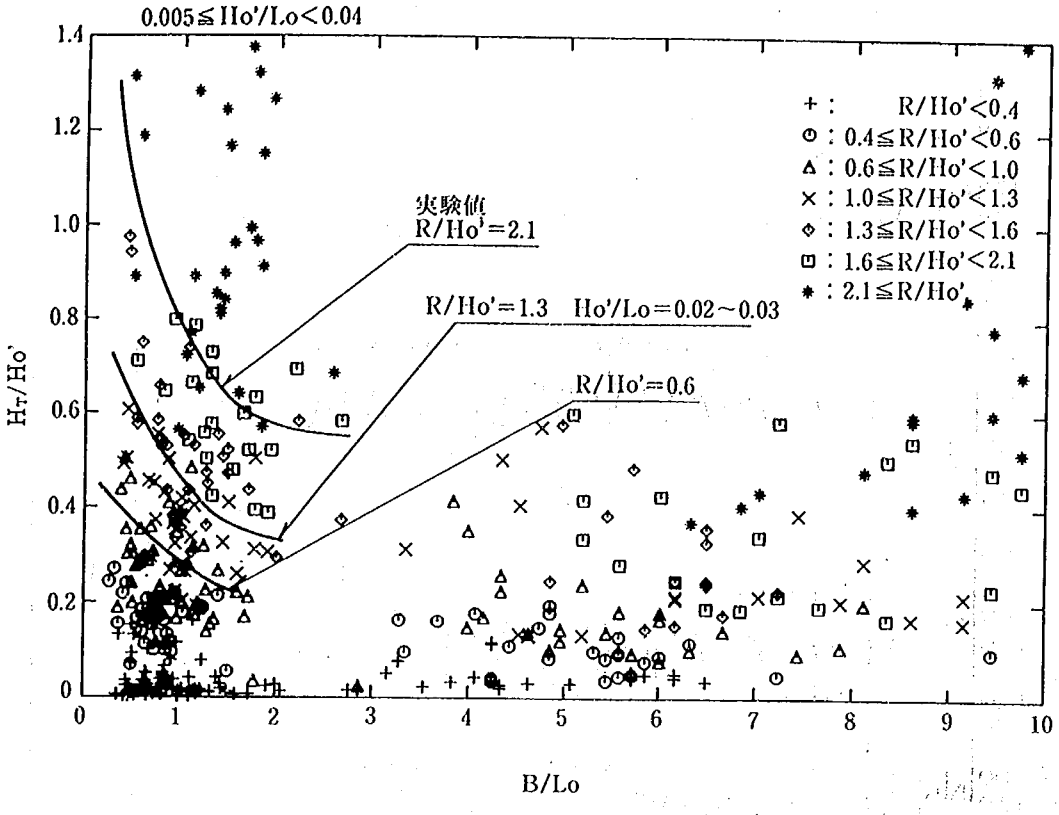


図-3.4 人工リーフの波高伝達率と現地データとの比較

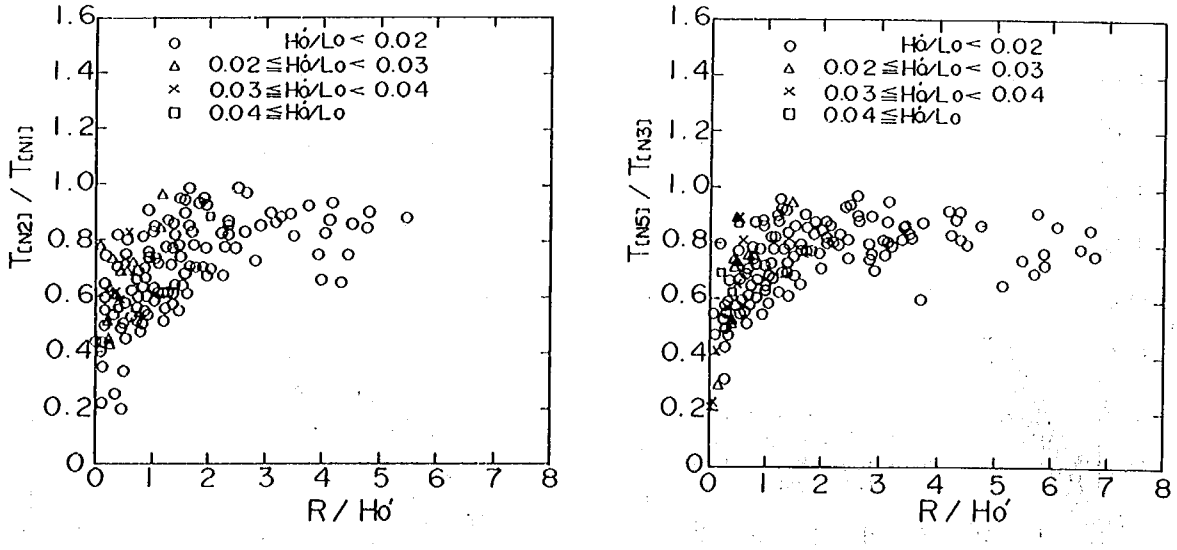


図-3.5 周期比とR／H0の関係

も得られる。これらのことからリーフ上では有義波の周期が短くなると考える必要がある。リーフ内で周期が短くなる主な要因として，砕波・分裂した波がほぼ水平なサンゴ礁上を進行する間に分散することが挙げられる。

3.2.4 暴浪による wave set-up

波高が低く，潮位の高い場合にはリーフ上で波が砕波しないため波による水位変化は生じないと仮定し，水準測量を行ったＮ２，Ｎ５の地盤高と，波浪が静穏であった３月４日４時の潮位(図-3.2参照)との関係より各波高計に記録されたデータの絶対水位(D.L.基準)を求めた。２月27～28日の暴浪時に生じた水位変化を明確にするため，Ｎ３の水位が外洋の水位と等しいとおき，Ｎ３とＮ２，Ｎ５，Ｎ７の水位差を計算し，Ｎ３での波高，水位の変化とともに図-3.6に示した。水

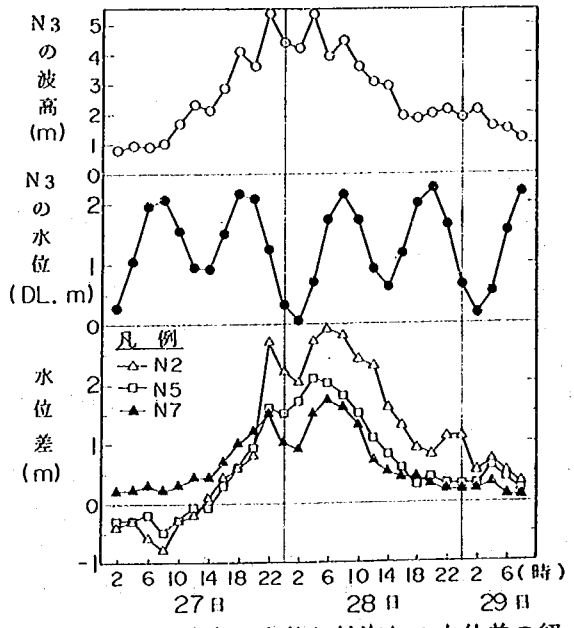


図-3.6　Ｎ３の波高，水位と外海との水位差の経時変化

位差の変化状況をみると，外洋（Ｎ３地点）の波高変化と水位差の変化は良く対応し，顕著な wave set-up が生じたことが分かる。また，地点ごとに見ると高波浪時である27日22時～28日16時の間では，Ｎ２，Ｎ５，Ｎ７の順に wave set-up 量が低下している。この水位分布によれば，Ｎ２からＮ５，さらにＮ７へと低下する水面勾配を生じ，その方向に平均流れが生ずると考えられる。この流れの方向は，後述するように，図-4.2の流速測定結果，図-4.4，4.5の流況図，および図-4.6から推定される流れの向きと良く一致する。

次に，北測線のＮ１地点の水位変動の測定値を基準としたＮ２地点の wave set-up 量の換算沖波波高に対する比，およびＮ２地点のリーフ上水深ＲとH_0'の比の関係を調べた(図-3.7)。データはかなり大きなばらつ

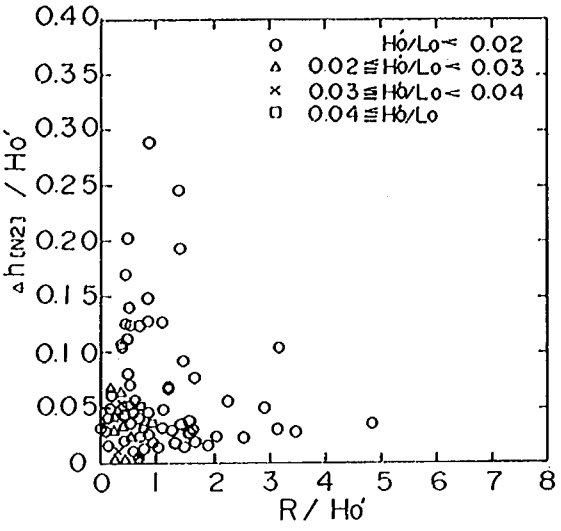


図-3.7　相対 wave set-up 量とＲ／H_0'の関係

きを有するが，少なくとも波形勾配が0.02より小さい場合，R/H_0'の増加とともに$\Delta h/H_0'$は減少する傾向がある。

一方，R/H_0'が1.5より小さいとき，$\Delta h/H_0'$は最大約0.3と大きな値となった。現地海岸は平面的な広がりを有するために，過剰な運動量が全て水位変化に変わらず，平均流へと変化しても良い。そのため水路実験に比べ水位上昇量は低下するとともに，データのばらつきが大きくなったと考えられる。

3.3 大宜味地区における波浪観測

3.3.1 観測方法

当海岸も仲泊地区と同様に沖縄本島の西岸にあり，主として冬期の北または北西方向からの入射波が卓越する。当海岸での観測項目は，深浅測量と波高・水位の観測である。深浅測量はリーフの断面形状と波高計設置地点の地盤高を知るために実施したものであり，沿岸方向に約200m間隔で並んだ３本の測線(No.１，２，３)に沿って行った(図-3.8)。１本の測線長は約700mである。

波高と水位の観測は，測線No.２に３台の波高計 (St.

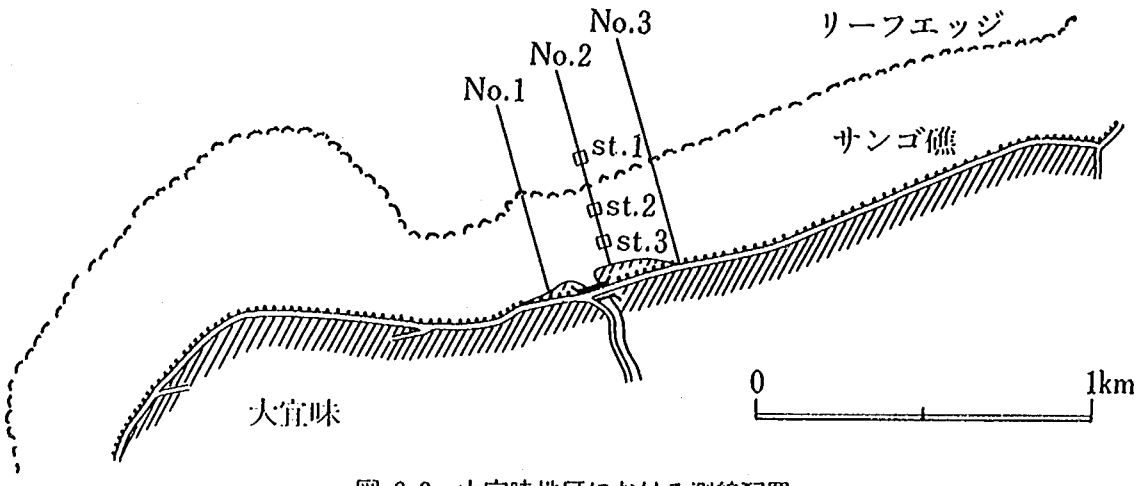


図-3.8 大宜味地区における測線配置

1水圧式，St.2，3：容量式）と水位計（St.2）を設置し，1987年2月23日から3月11日までの17昼夜，2時間毎に10分の測定を行った。水圧式波高計は，自記式を用いた。容量式波高計は，容量線を鉄パイプの架台に取り付け，海中に設置したものである。取得した信号は，架台から岸へ張ったガイドロープにケーブルを添わせて陸上のアンプへ送り，水位変化に対応する電圧の変化をデータロガーに収録した。なお，収録はデータロガーをタイマーで制御する方法により，偶数時に10分間（0.25秒間隔）ずつ行った。測線No.2上の3地点には容量式波高計を設置したが，それらの設置位置の高さはD.L.−12.98m（St.1），D.L.0.88（St.2）である。また，St.3では相対的な水位変化を測ることのみを目的としたために，波高計設置地点の高さは測定しなかった。更に，St.2，3の地盤高はD.L.0.3mである。

3.3.2 有義波高・周期の経時変化

波高計によって同時測定された各地点の波形記録のうち，1987年2月28日8時の測定例を図-3.9に示す。リーフ沖のSt.1では周期約12秒の波が入射している。この地点では波の峰と谷はほぼ対称形である。また，周期約2分のサーフビートの発達が見られる。最近，日野ほか（1988）はリーフ上のBore状のサーフビートに着目し，非線形性を考慮した数値計算と水理実験により現象の解明を試みた。これによると，リーフ地形のように明瞭な固有周期を有する海岸では来襲波群によって広い周波数にわたり平均海面の共振応答が引き起こされる。図-3.9のSt.1では明らかにサーフビートが存在するが，位相関係は明らかではないものの，St.2，3においてはこれに応じた平均海面の長周期変動が見られる。このことより，ここで見られた現象は日野ほか（1988）の指摘した平均海面の弱い共振応答と考えられる。リーフ上のSt.2では，浅水変形により波峰の発達が著しく，また数多くの2次波峰の発達が見られる。この原因は浅水域で波峰の分裂（ソリトン分裂）や砕波に伴う分裂が生じたためである。更にSt.2より85m岸側に位置するSt.3では，St.2に比較して波高が低くなり，短周期化していることが明らかである。

St.1，2，3における有義波高，周期，水位の長時間の時系列変化を図-3.10に示す。上方よりSt.1，2，3の順（すなわち沖から岸方向への順）に測定値を示した。St.1の有義波高を見ると，高波浪は3期間に来襲している。第1回は2月25日に，第2回は2月27，28日に，第3回は3月8日に高波浪となった。有義波高の最大値は，1.8m（第1回），3.1m（第2回），2.2m（第3回）であり，最も波高が高かったのは第2回目の場合であった。周期はほぼ5～10秒の間に分布しており，波高が高い時に周期が長くなる傾向がある。

一方，リーフ端より57m，地盤高がD.L.0.3mに位置するSt.2上の有義波高の変化は，リーフ外のSt.1の波高変化と著しい相違を示す。すなわちSt.1の波高は潮位と無相関であったが，St.2では波高と水位が良い相関を示す。結局，これらの点は，リーフ上では水深が小さいために，波高がほぼ水位によって規定されることを意味している。一方，周期は5秒前後と，入射波の周期に比較して短くなっている。St.2より更に岸側へ85m接近したSt.3では，波高は更に減衰し，周期も短くなった。この地点においても波高は潮位変化と良い対応を示す。

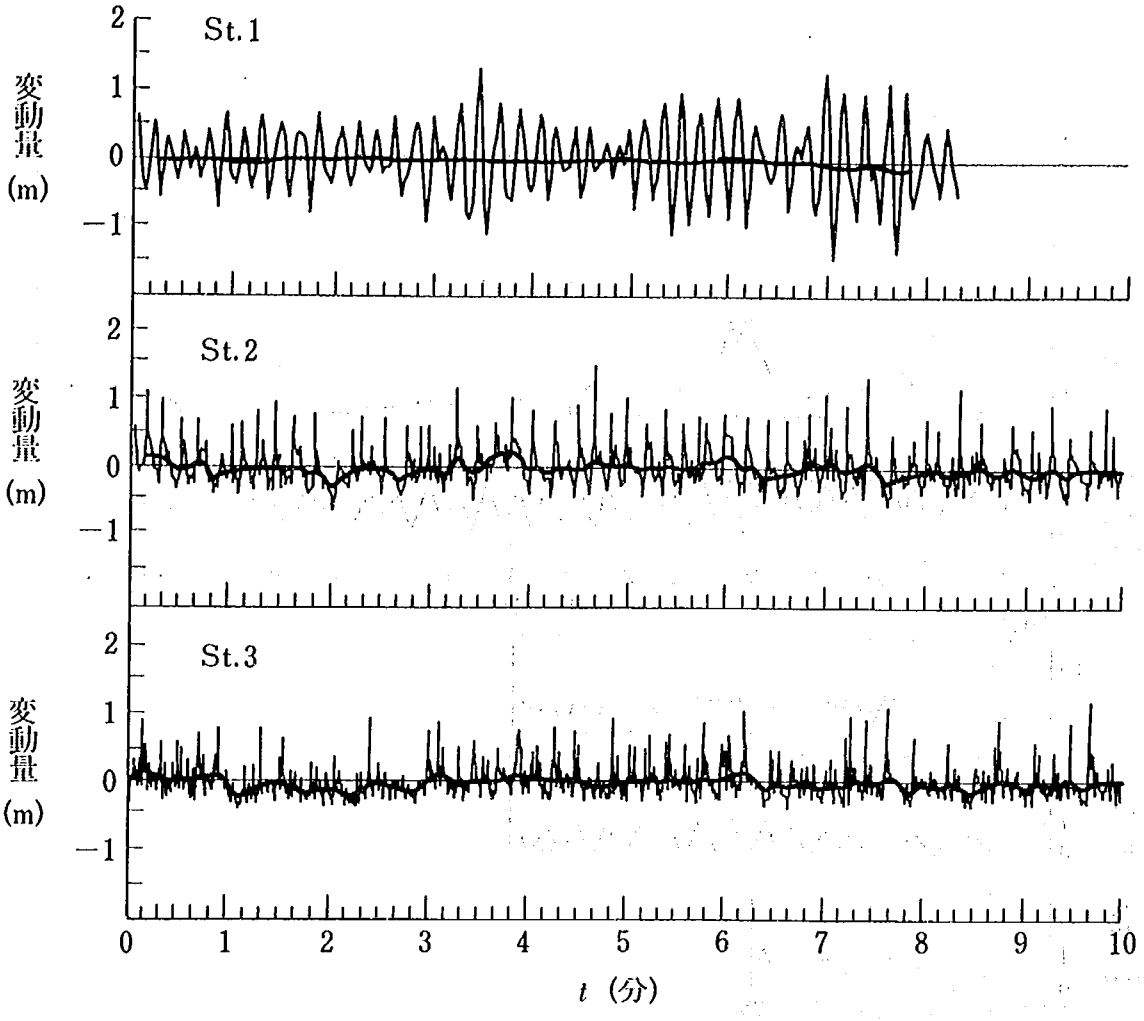


図-3.9　St. 2における水面波形記録の1例（1987年2月28日8時測定）

3.3.3　波形スペクトルの変化

リーフ上の水深は浅いために，外洋からの来襲波は一般に大きく減衰する。ここでは，高波浪時の波浪変形をスペクトルの面より調べることとする。最初に，2月28日4時に測定された低潮位(D.L.0.67m)時のスペクトルを図-3.11に示す。計算はMEM法を用いて行った。この場合，データ数はN＝1000，ラグ数M＝63，サンプリング間隔は0.5secとした。St. 1のスペクトルでは入射波の卓越周期（T＝12.8sec）に鋭いピークが存在する。それより長周期側，短周期側ともにエネルギーレベルは急激に低くなる。これに対して，リーフ上のSt. 2，3 (D.L.0.3m)のスペクトルは入射波の卓越周期においてピークとならず，St. 1に比べてエネルギーレベルは低周波域と高周波域で増加したものの，全体的に単調な減少傾向を示す。このように卓越周期に相当するエネルギーレベルが低下したのは，リーフ上で砕波が生じ，砕波に伴う乱れによりエネルギーが消費されたためである。

リーフ上の水深が大きくなると，岸近くの波形スペクトルは大きく変化する(図-3.12参照)。これは2月28日8時に測定された高潮位(D.L.1.00m)，すなわち図-3.11の場合より水位が1.23m高い場合の波形スペクトルである。この時の入射波の条件として，St. 1の$H_{1/3}$は3.05m，$T_{1/3}$は12.0secである。この場合もSt. 1では卓越周期であるT＝11.6secにおいてスペクトルは鋭いピークを有し，それより高周波域でのエネルギーレベルは低い。これに対し，St. 2，3でも同じ周波数においてピークがあり，しかもスペクトルピークのエネルギーレベルはSt. 1と比較して高周波域でのエネルギーレベルが全体に高いことが特徴と言える。本研究で得

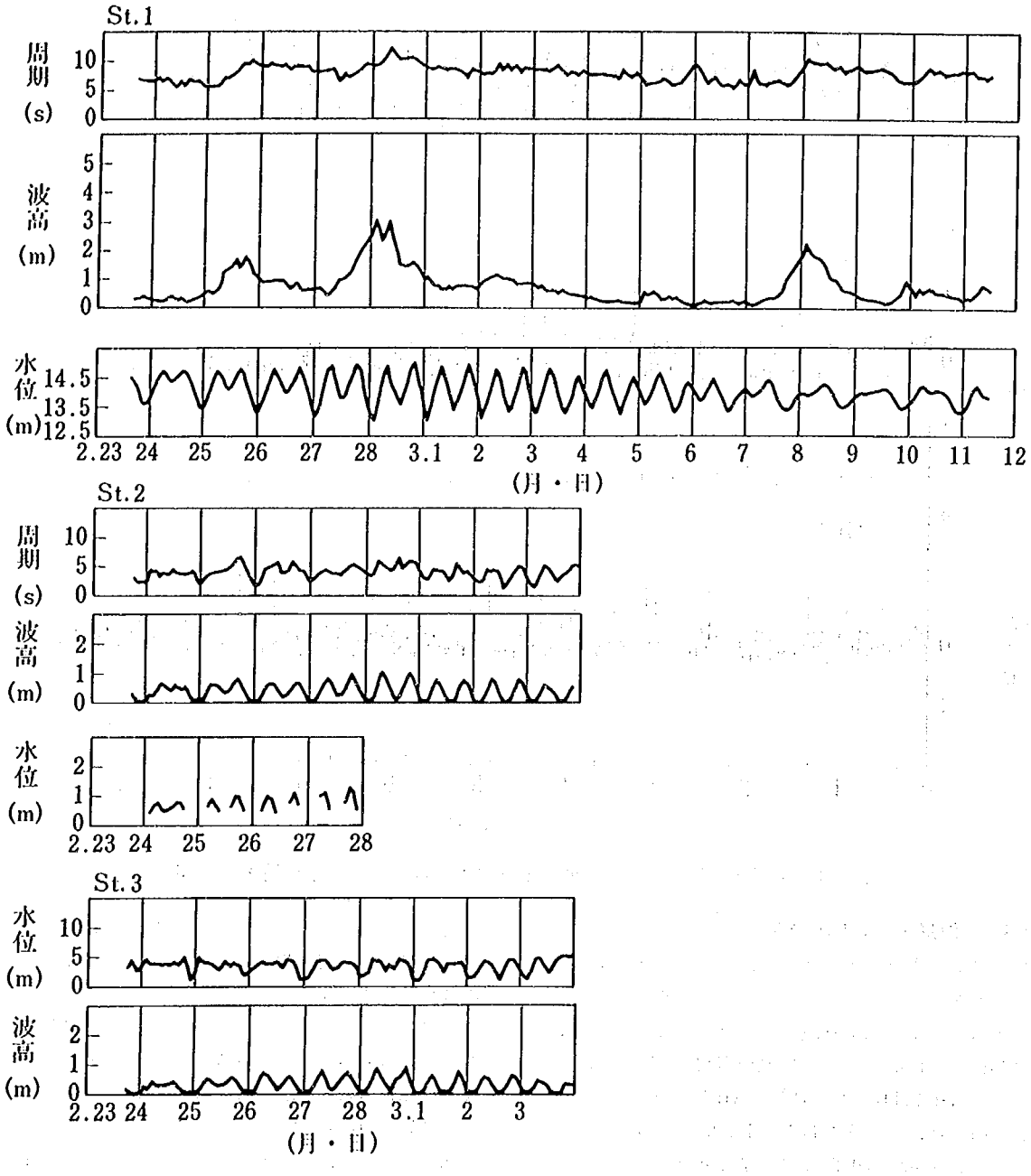


図-3.10 St. 1, 2, 3における周期, 波高, 水位の時間的変化

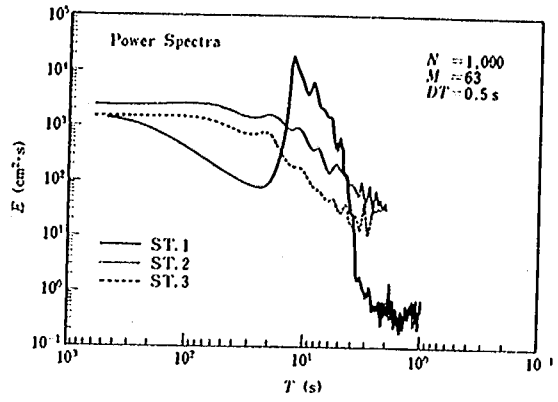


図-3.11　波形のパワースペクトル(1987年2月28日4時)

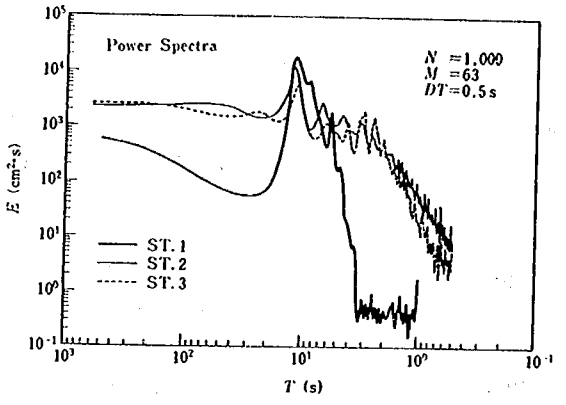


図-3.12　波形のパワースペクトル(1987年2月28日8時)

られたリーフ内外でのスペクトルの変化状況は，河野ほか（1978）が沖縄本島の部瀬名海岸で実施した波浪観測により得られた波形スペクトルの変化とほぼ一致を示す。

3.3.4　有義波高・周期の伝達率

波浪観測ではリーフ内の波高が測定されている。そこで測線上でほぼ1次元的に波が変形しているとして，有義波周期の変化率を調べた。最初に有義波高の伝達率を図-3.13，3.14に示す。縦軸はリーフ外のSt.1の波高に対するSt.2, St.3の波高比であり，横軸にはR/H_0'をとった。ここにはRはリーフ上水深，H_0'はSt.1で観測された入射波より求めた換算沖波波高である。両者はほぼ右上がりの直線関係を示しており，R/H_0'が大きいほど波高伝達率が大きい。とくに，R/H_0'が大きいとき，リーフ上の浅水変形により波高が増加するために波高比は1.2以上まで大きくなる。リーフ上の水深

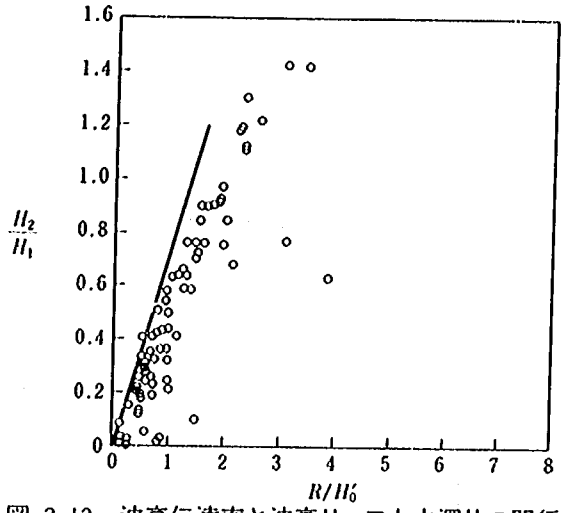


図-3.13　波高伝達率と波高リーフ上水深比の関係(St. 2)

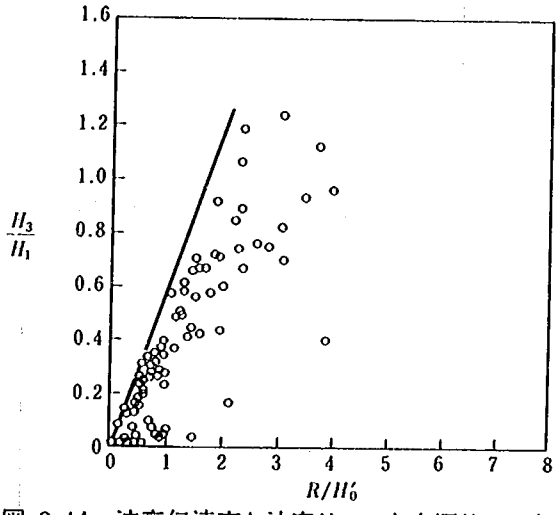


図-3.14　波高伝達率と波高リーフ上水深比の関係(St. 3)

が大きいときは，リーフ上での波高の増加が避けられなくなる。また，図には，リーフによる砕波減衰効果が著しくなるR/H_0'＜1の範囲においてデータの上限を示す線を示した。これらの実線はSt.2，3各々について次式で与えられる。

$H_2=0.70R$　　(3.1)

$H_3=0.59R$　　(3.2)

St.2での波高の上限値は孤立波の極限波高0.732Rにほぼ近い値となっている。St.3の波高はSt.2に比較して波高の低下割合が大きく，データのばらつきも大きい。これはリーフエッジから測点までの距離の差に起因する。すなわち，St.3はSt.2よりも85m岸側にあるため，砕波減衰または摩擦減衰がより著しくなる。

リーフ上へ波が侵入すると，沖合からの入射波はより短い周期を持った波へ分裂（ソリトン分裂）するとともに，砕波によって大きく変形する。このため著しい波高変化が生ずることは既に述べた。ここでは有義波周期の変化を調べてみる。

リーフ上の相対水深比(R/H_0')とSt.1に対するSt.2，3の周期比の関係を図-3.15, 3.16に示す。最初に，

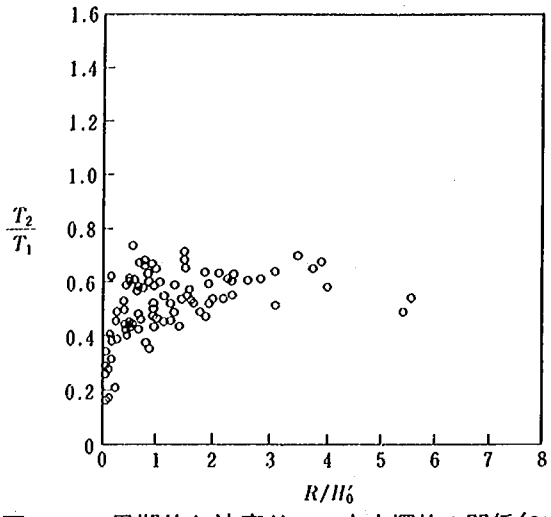


図-3.15 周期比と波高リーフ上水深比の関係(St.2)

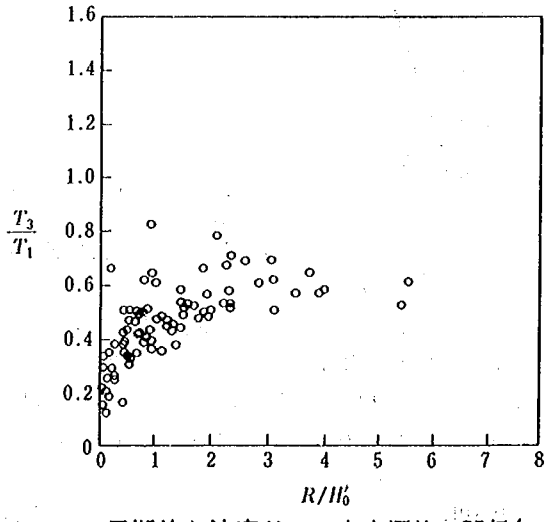


図-3.16 周期比と波高リーフ上水深比の関係(St.3)

St.2の周期変化を調べると，T2/T1は全体として0.8以下の値となっており，入射波周期に比較して約20%周期が短くなることが分かる。また，R/H_0'が小さいとき，すなわちリーフ上水深が小さいときほど周期の減少が著しい。これは主として砕波に伴って波数が増加したためと考えられる。この状況は図-3.9に示した水面波形の時刻歴からも理解できる。主な波の峰の通過後に2次の波峰が多く認みとれる。リーフエッジからの距離が142mと，更に汀線に接近したSt.3の周期変化においても基本的にはSt.2と同様な変化が見られる。T3/T1は1点を除き，0.8以下の値となり，全体に短周期になった。更に，ばらつきは多少あるものの，図-3.15と比較した場合，R/H_0'が小さいとき周期の減少がより著しい。この状況は再び図-3.9を参照すればより良く理解できる。St.2の場合は主な波峰が明らかであったが，St.3の波形では2次の波峰は大きく発達している。結局リーフ上で一度砕波・分裂した波が再成されることにより，見かけ上波数が増加し，この結果周期が短くなったことが分かる。

3.3.5 Wave set-upの観測

波高が低く，潮位が高い時（2月24日16時）の静水面が各地点とも同一レベルにあると仮定し，水準測量を行ったSt.2のレベルと水面との比較より各測点のD.L.上の水位を求めた。この結果，高波浪時の2月24日～27日にwave set-upが存在することが分かった。そこでSt.1を外洋の水位と考え，St.2の水位上昇量を計算し，図-3.17に示した。ただし，St.2では低水位の場合にセンサーが干出するために欠測部分がある。また，2月28日以降は計器異常のため測定できなかった。図には上段より順にSt.1の波高(H_1)，St.1の水位(η_1)，St.2とSt.1の水位差(Δh)が示されている。リーフ上にあるSt.2の水位は，St.1の波高が高い時に明らかに上昇している。これはリーフ上で砕波が生ずることによって岸側の水位が上昇したことを表わしている。

更に，St.1で観測された入射波より換算沖波波高(H_0')を求め，これに対する相対水位上昇量$\Delta h/H_0'$およびR/H_0'の関係を調べた(図-3.18)。1，2のデータのばらつきを除くと，$\Delta h/H_0'$はほぼ0.15以下であり，R/H_0'が大きくなると減少する傾向にある。

3.3.6 人工リーフの消波機能との比較

人工リーフ(宇多ほか，1988)の波高伝達率(H_T/H_0')と相対天端幅(B/L_0)，相対天端水深(R/H_0')の関係を3.2.3節と同様に図-3.19に示す。ここに，H_Tは人工リーフ岸側端の波高である。また，図中に今回の観測データのうち最も高い波高が観測された2月28日のデータを2点示した。今回得られたデータは人工リーフと比較して消波効果が相当著しいものに分類されることが分かる。

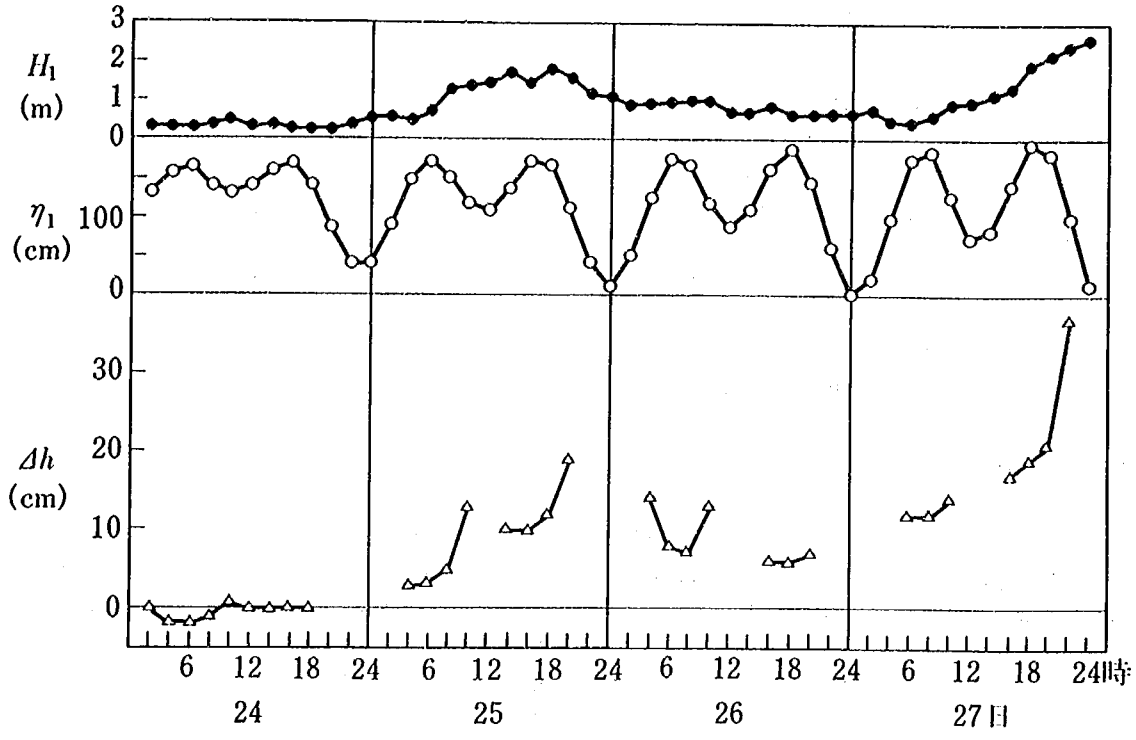


図-3.17　St. 1の早位を基準とした水位差の変動

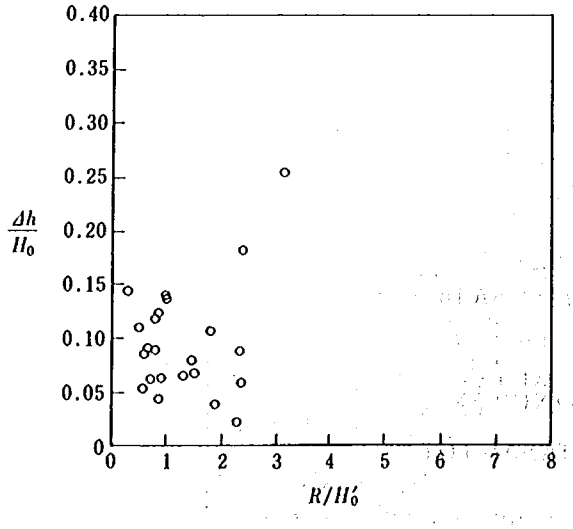


図-3.18　Wave Set-upと波高リーフ上水深比の関係

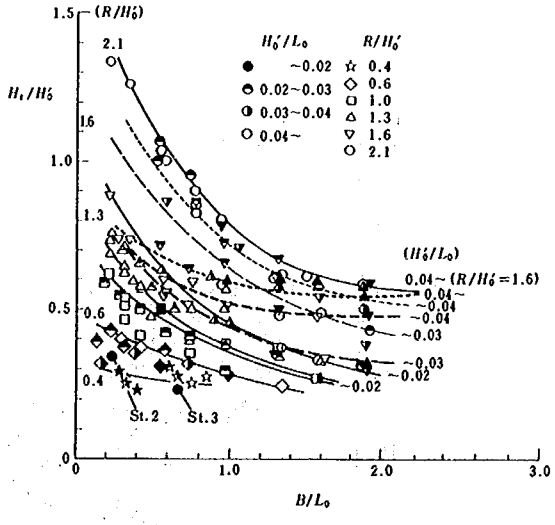


図-3.19　人工リーフの波高低減率と天然リーフ上での実測値との比較

3.4 バリ島の海岸における波浪観測

3.4.1 リーフ上の波の屈折計算

バリ島南部に位置するKuta, Nusa DuaおよびSanur海岸へは，インド洋からの入射波が卓越する。この入射波はバリ島南端に突出した半島状の岬や海底地形によって屈折・回折効果を受ける。また，沖合の深海部から急勾配で浅くなり，幅広い平坦なリーフ礁原の広がるリーフ海岸へ伝播する波は，リーフエッジで波向が急激に変化すると予想される。

このような波の伝播特性を明らかにするために，数値計算手法を用いて入射波の伝播計算を行った。波高と波向の分布は，緩勾配方程式を放物型方程式に変形し，差分法を用いて求めた。計算の座標系は岸向きにx軸，沿岸方向にy軸を設定した。基本式は，速度ポテンシャルをϕ，波の速度と群速度をC，Cg，および角周波数をσとすると，式(3.3)で与えられる。

$$\Delta\cdot(CCg\Delta\phi)+\sigma^2\frac{Cg}{C}\phi=0 \qquad (3.3)$$

式(3.3)において，波の進行方向（x軸）に逆行する波がないと仮定すると，次の放物型方程式を得る（平口・丸山，1986）。

$$\frac{\partial\phi}{\partial x}=\left\{i\left(k_x+\frac{k_y^2}{2k_x}\right)-\frac{1}{2k_xCCg}\frac{\partial}{\partial x}(k_xCCg)\right\}\phi+\frac{1}{2k_xCCg}\frac{\partial}{\partial x}\left(CCg\frac{\partial\phi}{\partial x}\right)-C_b\phi \qquad (3.4)$$

ここに，k_x, k_y：x，y方向の波数成分，C_b：砕波減衰を表す係数，i：虚数単位であって，C_bは次式のように表される。

$$C_b=C_1\frac{s}{h}\left(\frac{a}{C_2h}-1\right)^{1/2} \qquad (3.5)$$

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，式(3.4)を沖側境界に設定した境界値から岸に向けてϕについて解いた。差分法としては，クランク・ニコルソンの陰解法を用いた。

後述する屈折計算では，現地観測結果に基づき，SおよびSW方向から周期15秒の波を入射させた。図-3.20は海図より作成した広域の海底地形図であり，図-3.21はS方向から波が入射した場合の波向の計算結果，図-3.22は沖波に対する波高比の分布である。波向線および波高比分布から，Nusa Dua海岸では沖合でも波の屈折効果が著しく，波高も70%程度に減衰することが分かる。一方，Kuta海岸では，南端の半島の影響を受け，回折および屈折効果によって入射波向が大きく変化するとともに，波高も約50%に減少する。次に，SW方向から周期15秒の波を入射させた場合の波向と波高比の分布を図-3.23, 3.24に示す。この入射方向では，S方向の場合と逆に，Kuta海岸周辺ではあまり波高が減衰せずに入射するのに対し，Sanur海岸では遮蔽域に入るため波高減衰が著しい。また，波高分布によると，SW方向からの入射波は屈折効果によりKuta海岸沖ではWSW方向に近くなっている。

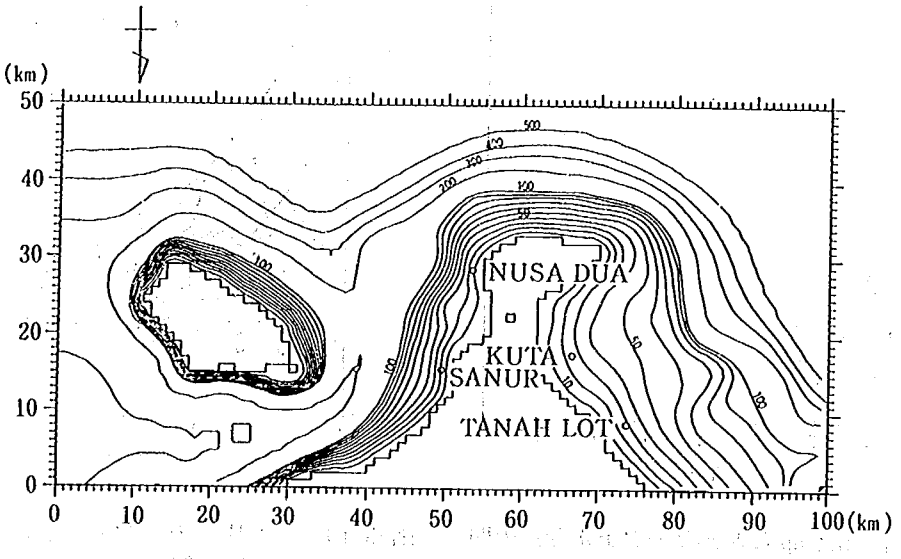


図-3.20 バリ島周辺海域の海底地形

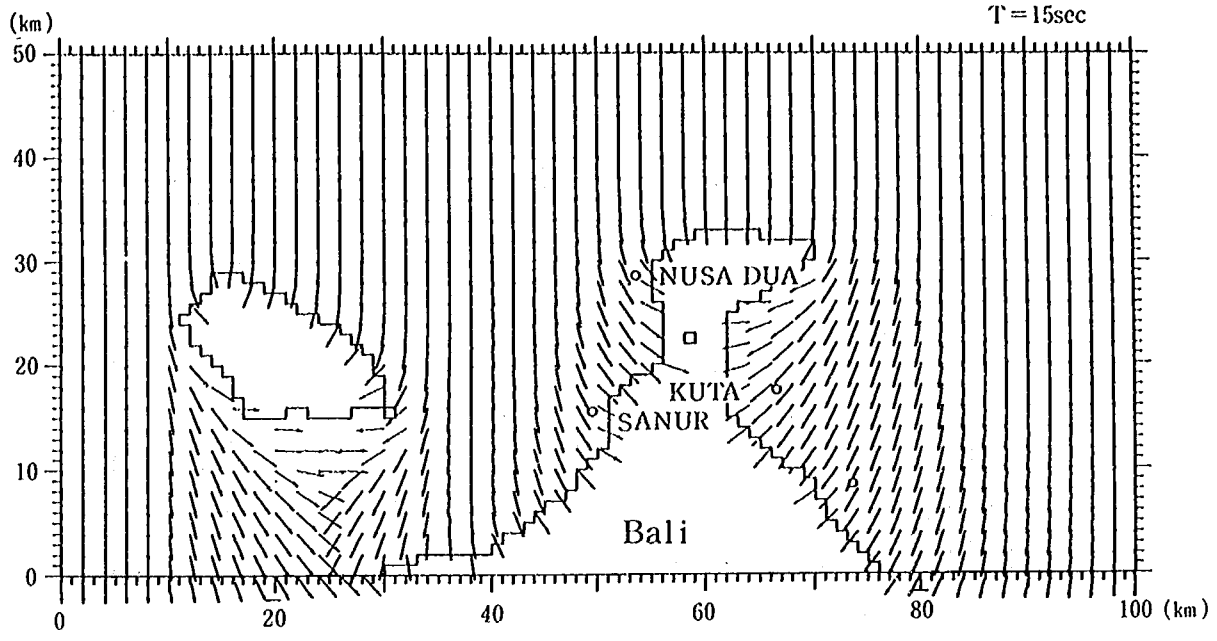


図-3.21　バリ島海岸の屈折図（入射方向Ｓ）

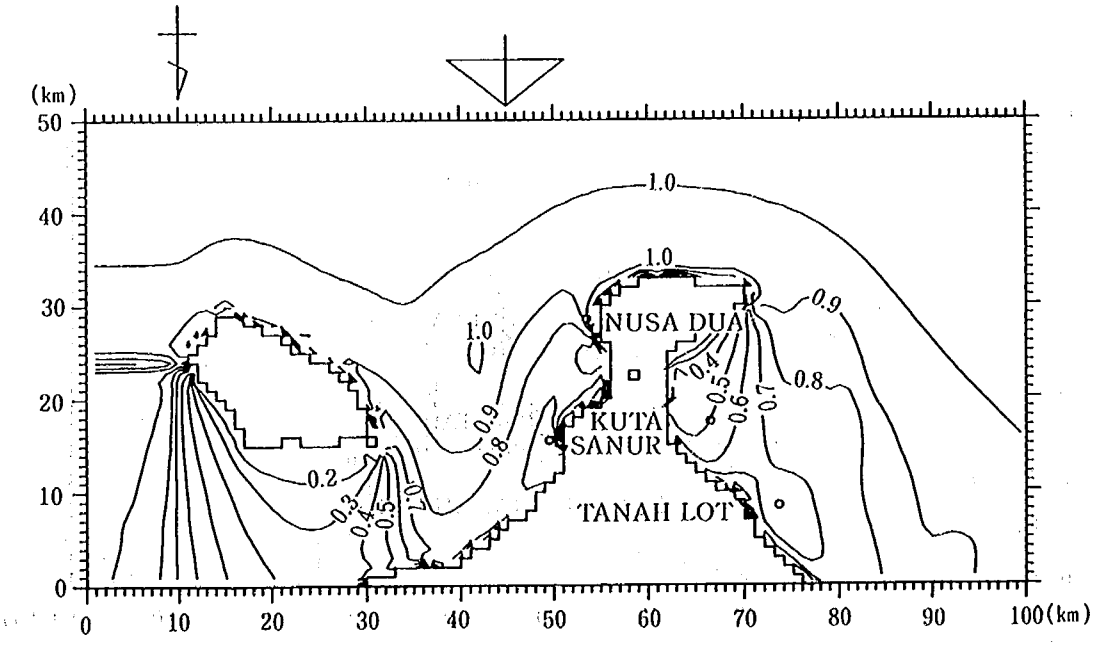


図-3.22　バリ島南部海岸沖での波高分布（入射方向Ｓ）

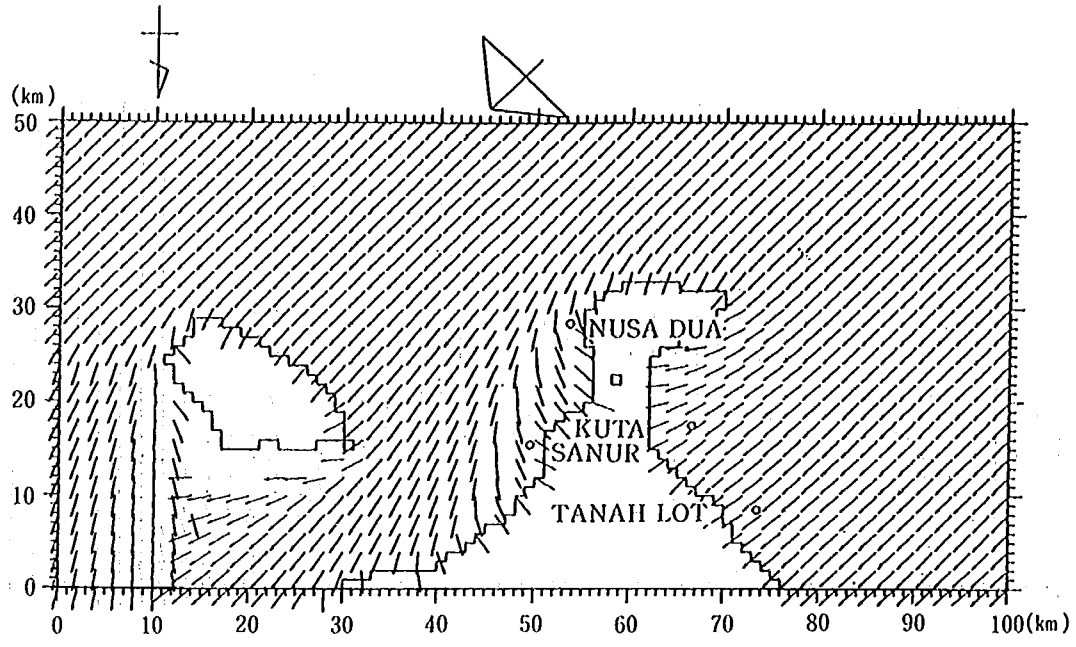


図-2.23 バリ島海岸の屈折図（入射方向 SW）

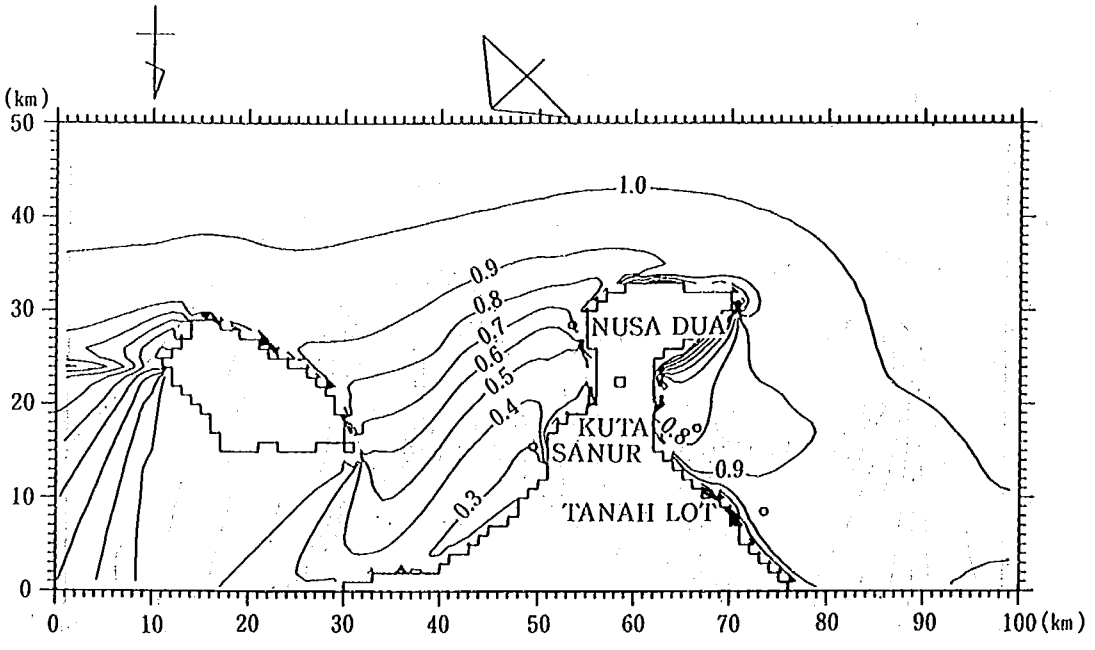


図-3.24 バリ島南部海岸沖での波高分布（入射方向ＳＷ）

各海岸におけるリーフ周りの波の屈折特性を知るには，よい細かい格子間隔で計算を行うことが必要とされる。そこで以下では格子間隔を100mとして屈折計算を行った。Kuta，Nusa Dua およびSanurの各海岸への波の伝播状況を計算に用いた深浅図とともに図-3.25～3.30に示した。計算に際しては広域屈折図から得られた波向を各図の上端境界より入射させた。いずれの地点においても，リーフエッジで波向線が急激に変化する状況が明らかである。特に，リーフエッジの形状がギャップ等の存在により大きく変化している箇所では波の屈折が著しい。また，浅い礁原に伝播してきた波は概ね汀線に直角に入射する傾向を示す。砂浜上に人工構造物のほとんど見られなかった1970年代の砂浜形状を撮影した航空写真(写真-3.1,3.2参照)からも，リーフエッジ（このリーフエッジは，Sanur海岸の横座標3000m地点に位置する）で著しく屈折した波が汀線にほぼ直角に入射していることが見出された。

Kuta海岸における波の屈折については，Tsuchiya (1987)も計算を行っている。リーフ上の水深を2.5m，リーフ沖の水深を30mと仮定して屈折計算を行い，図-3.31の結果を得た。計算ではSW方向より波を入射させている。汀線はほぼ入射方向に対し直交している。

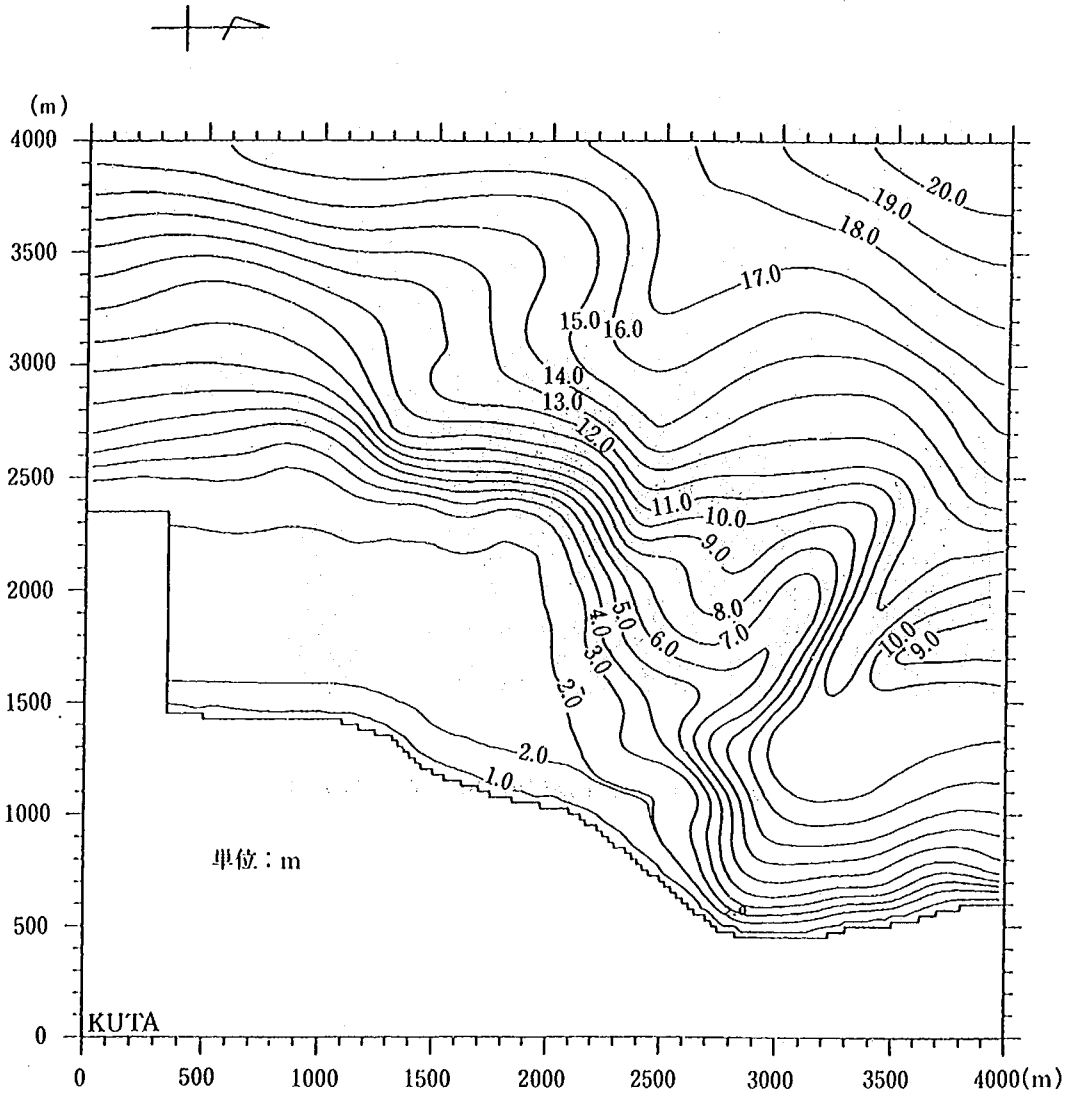


図-3.25　Kuta海岸の海底地形

写真-3.1 Sanur 海岸の空中写真（その１）

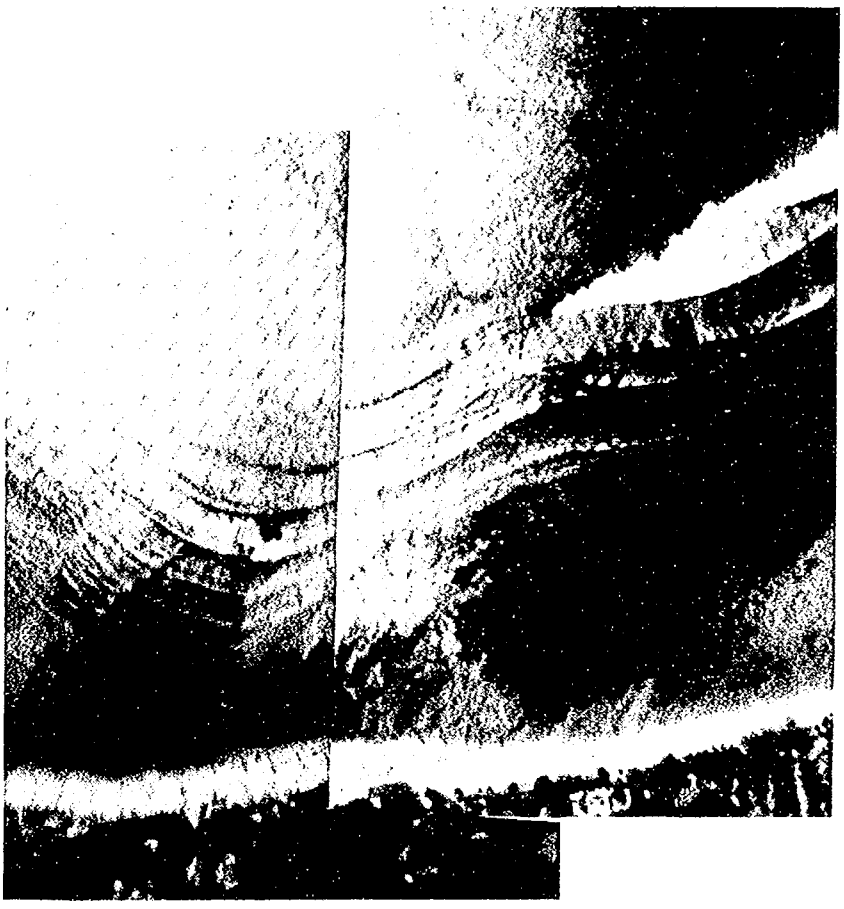


写真-3.2　Sanur 海岸の空中写真（その２）

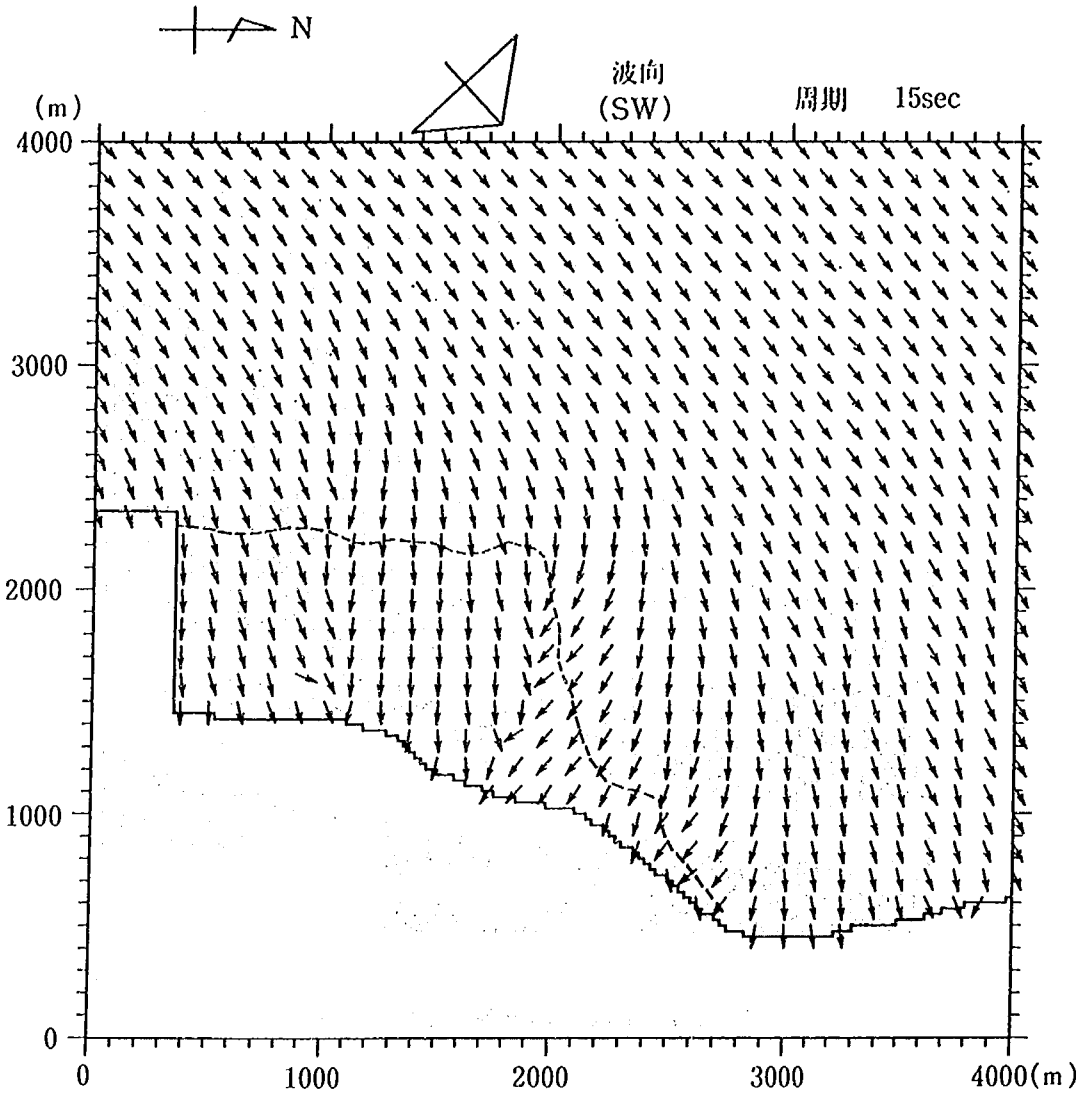


図-3.26 Kuta 海岸の屈折図

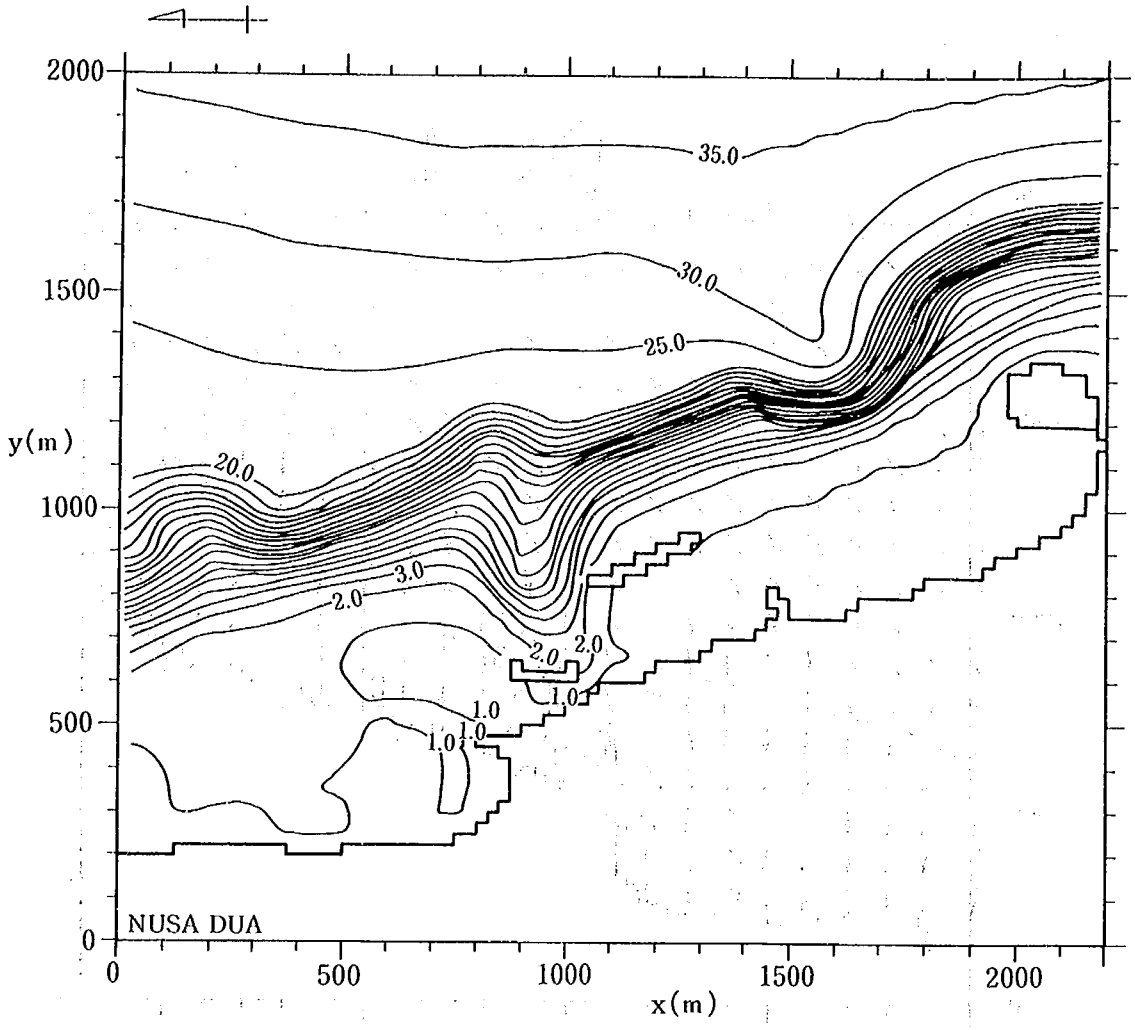


図-3.27 Nusa Dua 海岸の海底地形

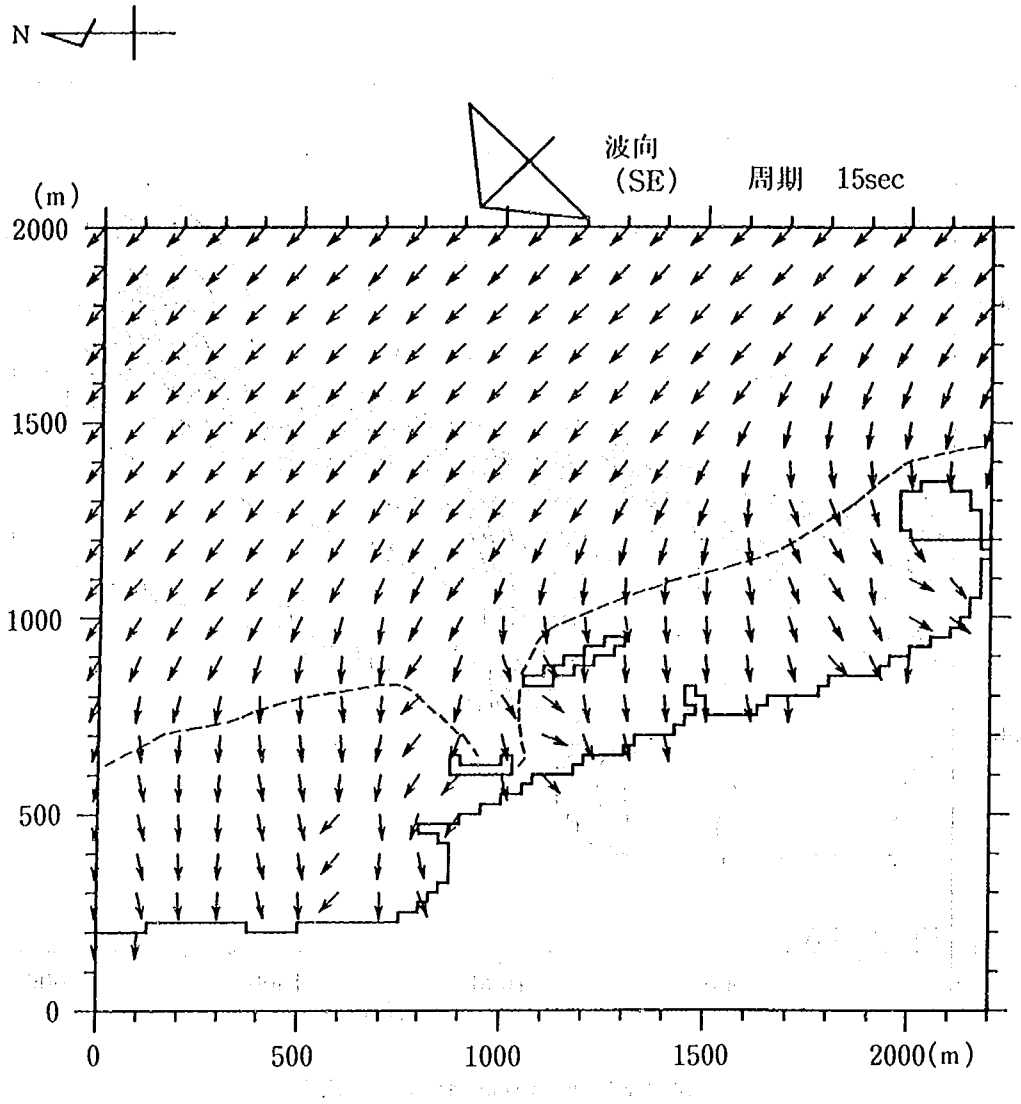


図-3.28 Nusa Dua 海岸の屈折図

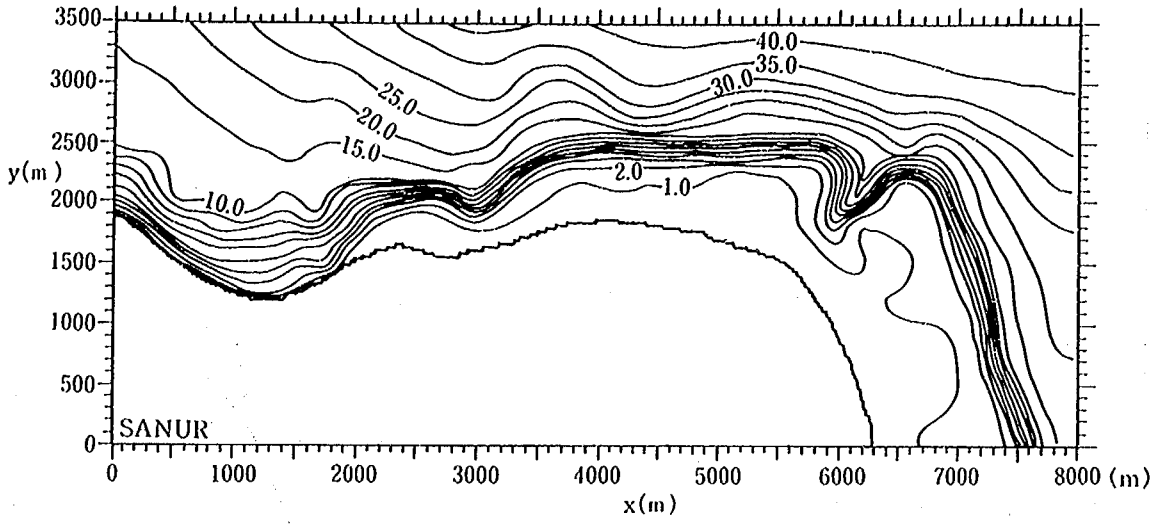


図-3.29　Sunur 海岸の海底地形

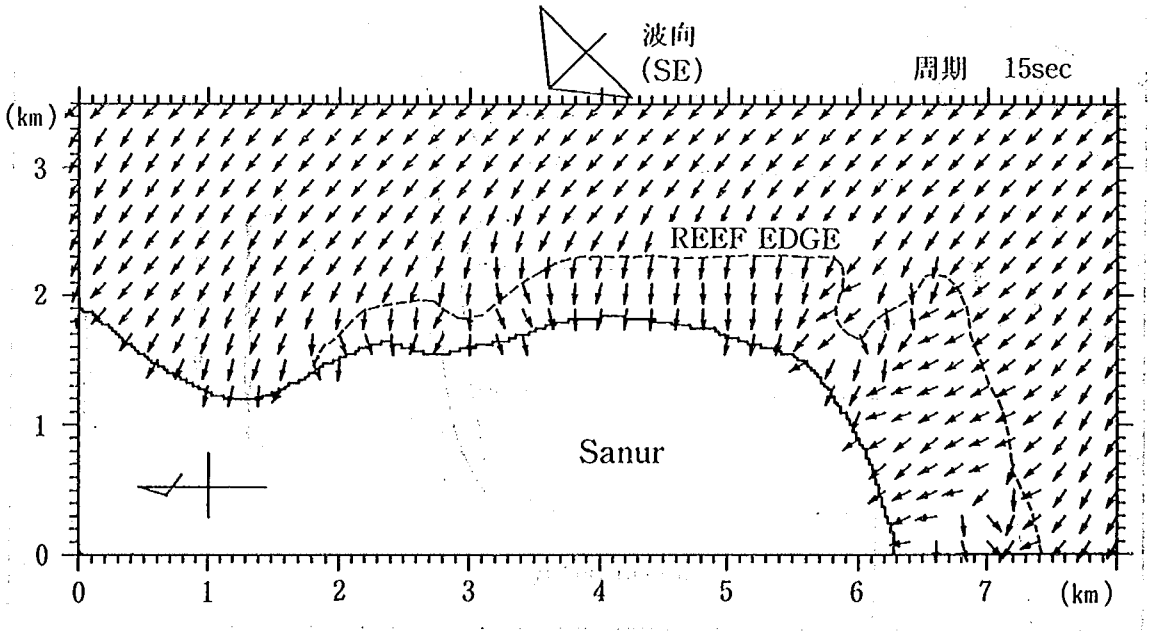


図-3.30　Sunur 海岸の屈折図

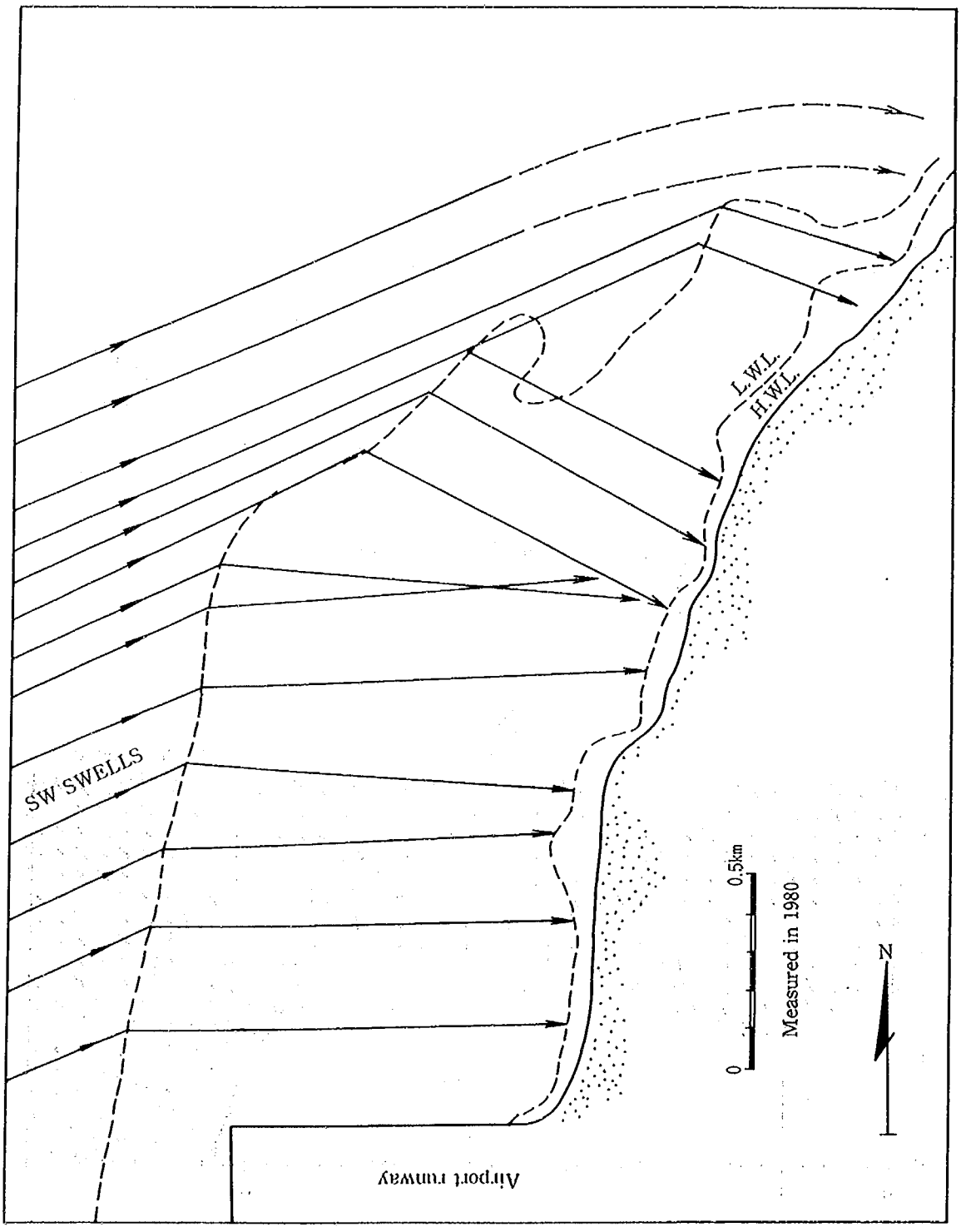


図-3.31 Kuta 海岸の屈折図 (Tsuchiya, 1987)

一般に，防波堤などにより波が著しく遮蔽される場合，その背後域に形成される循環流と波向変化とによって構造物背後へと土砂が運ばれるが，図-3.31の場合，滑走路によって形成される遮蔽域は広くないから，遮蔽域での堆積土砂量はそれほど多くないと考えられる。

3.4.2　リーフ内外での波浪観測

Kuta海岸およびNusa Dua海岸において，リーフ沖合とリーフ上に水圧式波高計を設置し，同時観測を実施した。潮位変動は近隣のBenoa港の実測潮位によると，M.H.W.L.およびM.L.W.L.はM.S.L.±1.3mである。図-3.32はKuta海岸における1988年6月の観測データ（有義波）の時系列である。下段に示したリーフ礁原上のデータの欠測はセンサー（地盤上50cm）が干潮時に露出したことによる。また，図中の水位変動は2時間毎に10分間連続観測した水位を平均して算出したものであるが，リーフ内外の水位変動の位相と振幅はほぼ一致し，潮汐変動が卓越している。リーフ上の波高の時系列データには潮位変動に対応した特徴的な変化が認められると共に，リーフ上は沖合から高波浪が入射しても比較的静穏であることが明らかである。例えば，6月12日のデータに見られるように，沖合の入射波高が2.5m以上と高くてもリーフ上の波高はその時点の水位に応じた波高しか存在し得ないことが理解される。また，沖合の周期に比べリーフ上の周期は短い。これは，リーフエッジ近傍で波が砕け，平坦面上を進行する際，周期の短い波に分裂することによるものと考えられる。これらの特徴は5月～6月の2カ月間にわたる観測データを統計処理した波高および周期の分布（図-3.33）からも明らかであり，天然リーフの持つ消波機能を明らかに示している。

Tsuchiya et al.（1976）は，空港滑走路に隣接するリーフの沖合およびリーフ上の3地点にブイを設置し，スタジア式波高計によって波高観測を実施した。このときの観測結果は図-3.34，3.35のようである。hはリーフ上の水深である。リーフへの入射波高が高くても砕波に伴いリーフ上の波高は著しく減衰すること，また水深が大きくなるとリーフ上の波高も増大することが明らかであって，この結果は今回の観測結果とも良い一致を示している。

以上に述べたKuta海岸での特徴は，リーフ形状の異なるNusa Dua海岸でも認められた（図-3.36参照）。ただしKuta海岸のリーフ礁原上の水深に比べるとNusa Dua海岸では水深が浅く，crestも比較的高いことからリーフ内外における出現周期のピークの低下幅はNusa Dua海岸の方が大きかった（図-3.33）。

3.4.3　水理模型実験データと現地データの比較

現地実測データを基に，リーフ内の波高減衰，周期変化および水位変動について検討を加えた。検討に際しては図-3.37に示すリーフ模型に対する2次元水理実験の結果（縮尺1／50，結果は現地換算で表示）も併せて示した。水理実験による測定波形と波高および周期の岸沖分布（有義波）の例を図-3.38，3.39に示す。図-3.38では規則的な沖波がリーフ内へ伝播するに従い分裂し，短周期波が再生される状況が認められる。なお，ゼロアップクロス法による有義波高の算出の際には，波形記録に顕著に出現している長周期水位変動を除去した。また，図-3.39に示される如く，リーフエッジの沖で砕波した波高は急激に減衰するのに対し，リーフ内での減衰割合は比較的小さい。これに比べ，周期の分布形や波形記録から判断すると砕波により分裂し再生された波が明瞭に識別されるのは，リーフエッジからかなり伝播した岸側領域からである。

図-3.40は，リーフ上の波高が50cm以上を示したデータを用いてリーフ内外の波高比と相対水深との関係を示したものである。ここに，Rはリーフ上の水深（wave set-upを含む），H_0は沖波波高（現地では沖合の実測波高），Hはリーフ上の波高（水理実験ではリーフエッジから岸側へ250m，350m，450m地点の波高を平均したもの）である。図示するように，現地および実験データには良好な直線関係が認められる。回帰式から判断するとリーフの平坦面（リーフエッジ付近を除く）上の波高はリーフ上の水深（R）によって$H \fallingdotseq 0.4R$と一義的に決定され，沖合の入射波高はリーフ内の波高推算にとって2次的であると言える。リーフ上の水深が充分にあり，外洋からの入射波高が相対的に小さければ，砕波せずにリーフ内へのそまま伝播してくるが，リーフエッジ部のcrestが発達していて，その近傍で砕けるような入射波に対しては，リーフ礁原上の水深で波高が規定されることになる。

図-3.41は，沖波波高が20cm以下の時にリーフ内外の平均水位が一致するとの仮定のもとに算出したリーフ上の実測水位上昇量と水理実験で得られた水位上昇量をプロットしたものである。実験データに関しては実測と同じ条件とするため，リーフ上の水深Rにはset-up量を含めており，平均水位の上昇量ηはリーフの測点（リーフエッジから岸側へ50m，150m，250m，350m，450mの各地点）の値を平均して算出した。実測データの分布を見ると，Kuta海岸の沖波入射波高は1.2～2.5

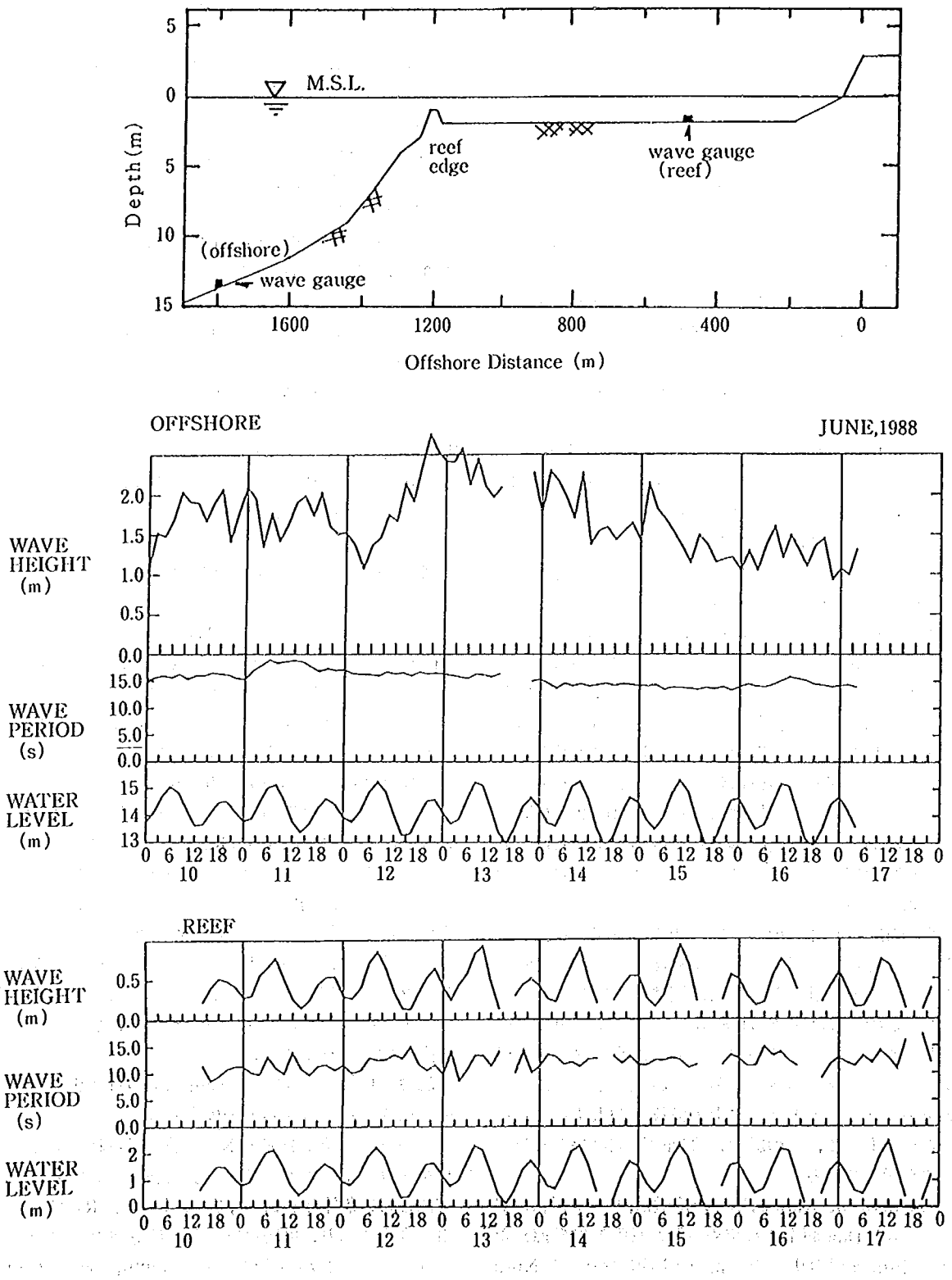


図-3.32 Kuta 海岸におけるリーフ内外の有義波高・周期の経時変化

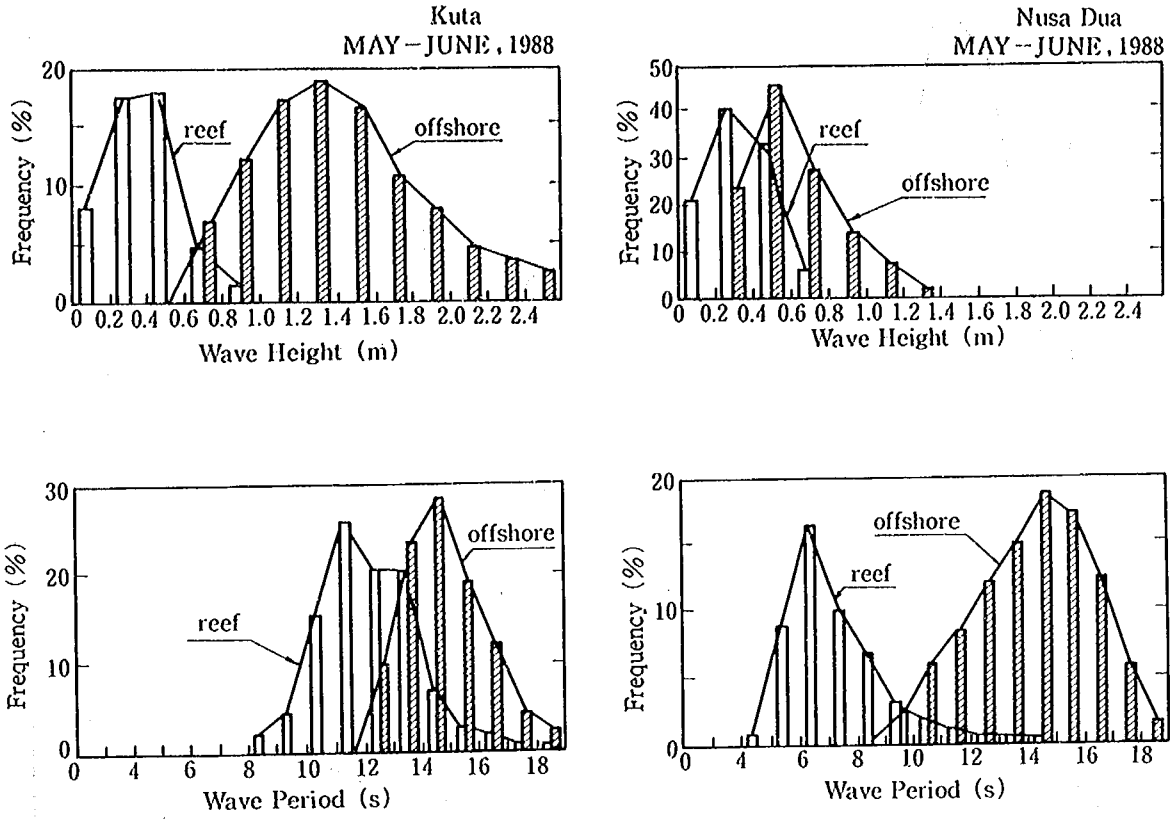


図-3.33　Kuta および Nusa Dua 海岸における有義波高・周期の分布

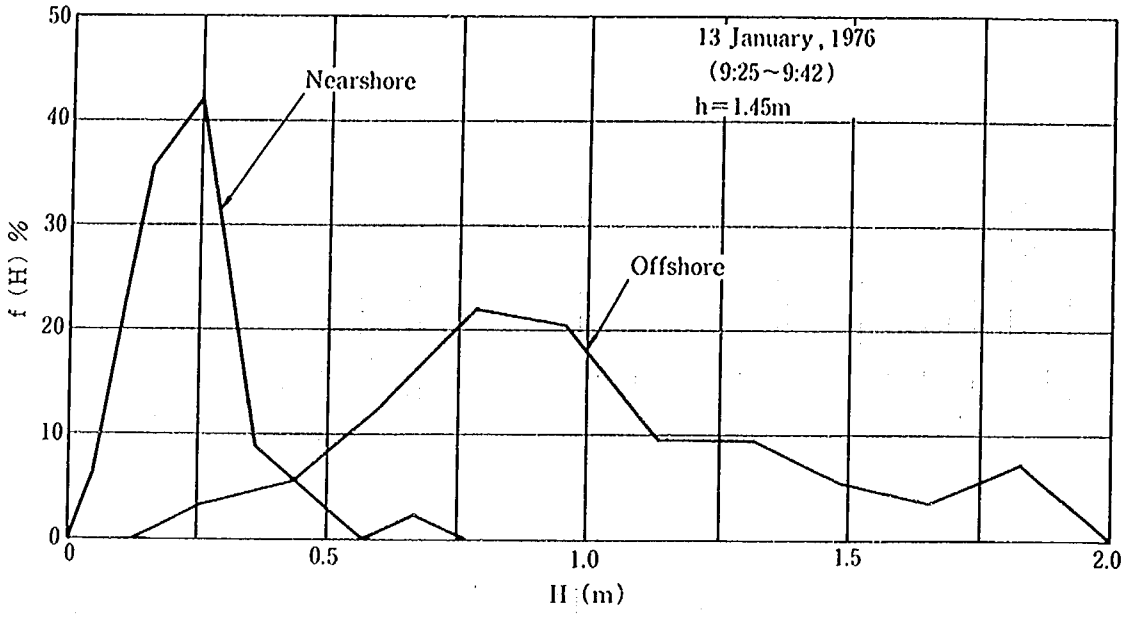


図-3.34 Kuta 海岸におけるリーフ内外の有義波高・周期の分布（その１）(Tsuchiya et al., 1976)

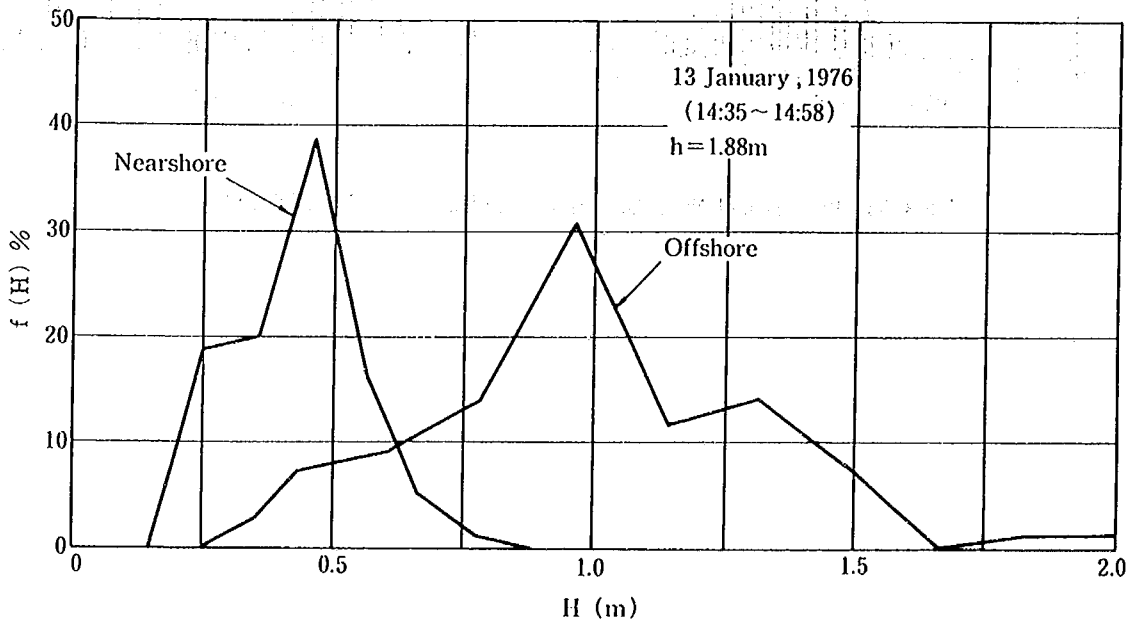


図-3.35 Kuta 海岸におけるリーフ内外の有義波高・周期の分布（その２）(Tsuchiya et al., 1976)

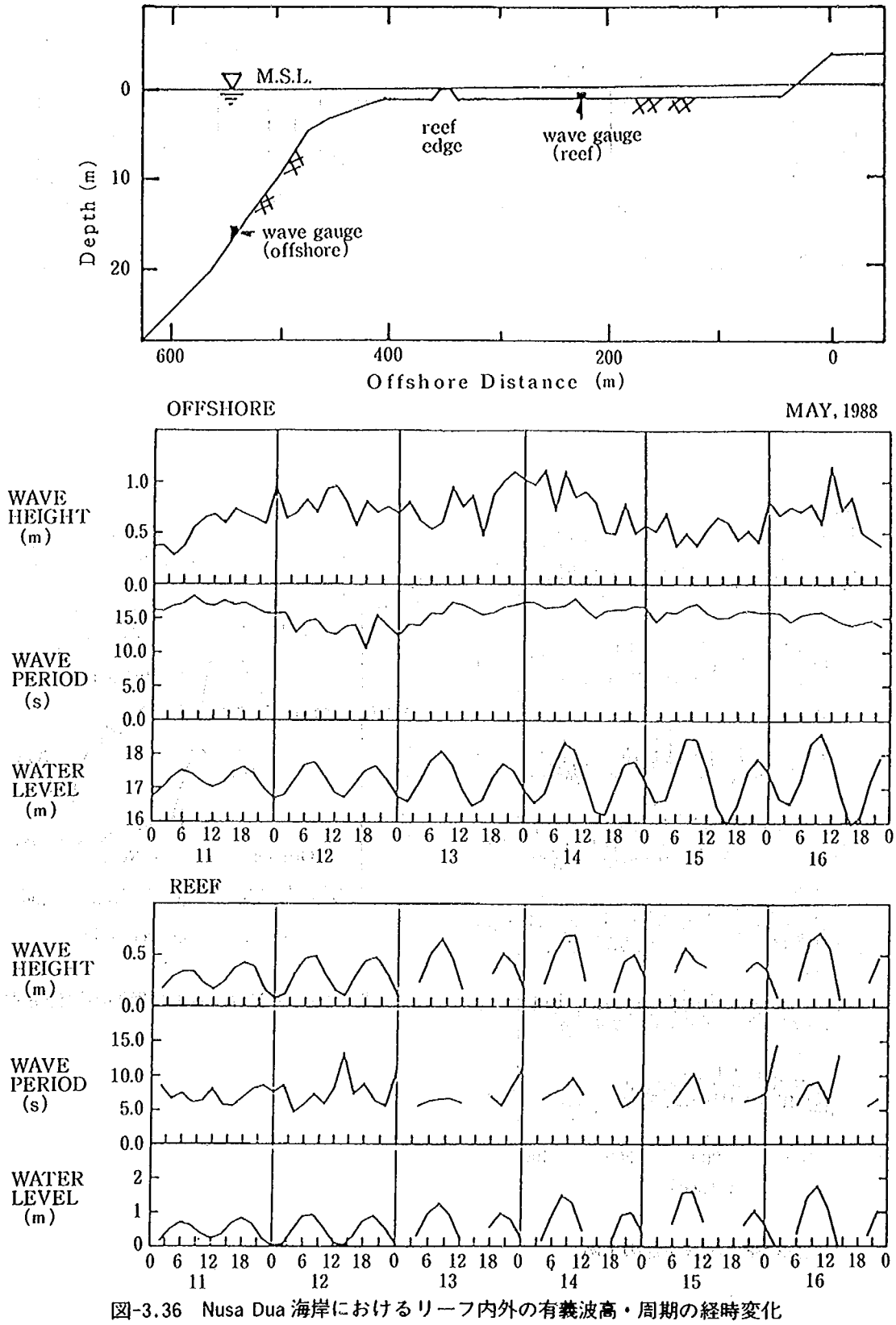


図-3.36 Nusa Dua 海岸におけるリーフ内外の有義波高・周期の経時変化

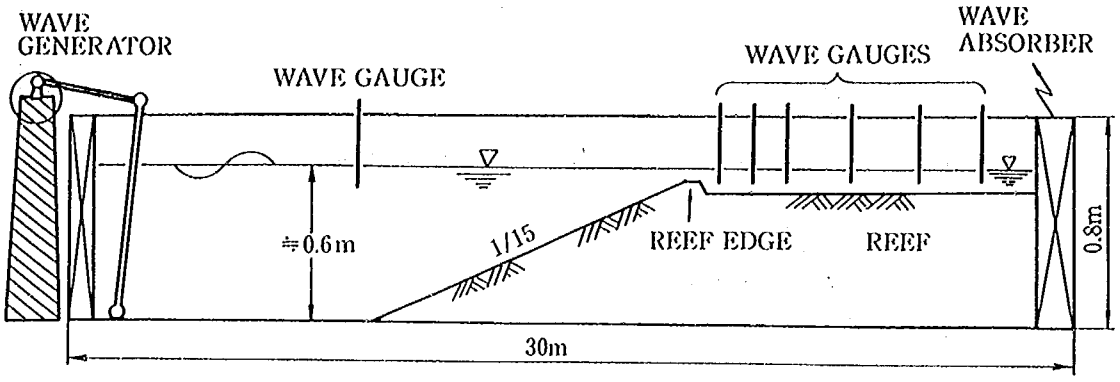


図-3.37　2次元造波水槽とリーフ模型

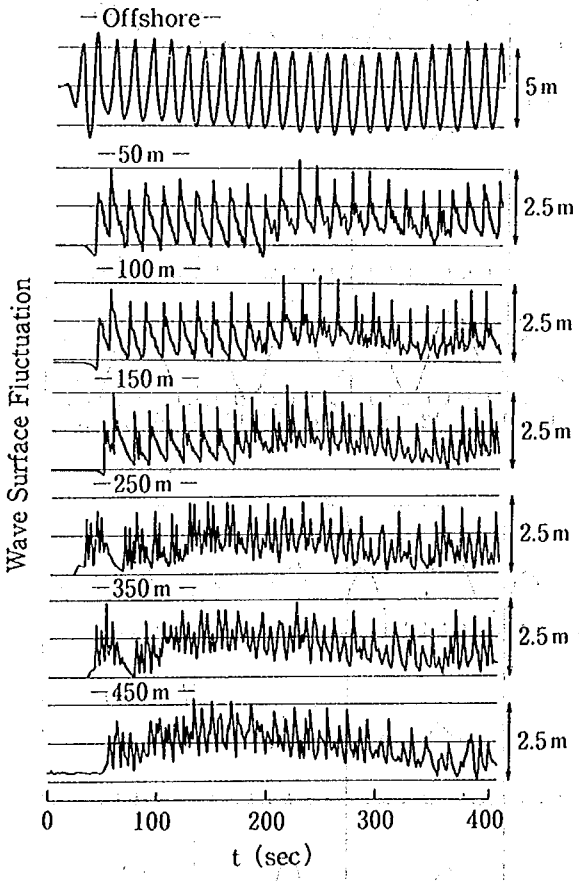


図-3.38　実験波形の1例

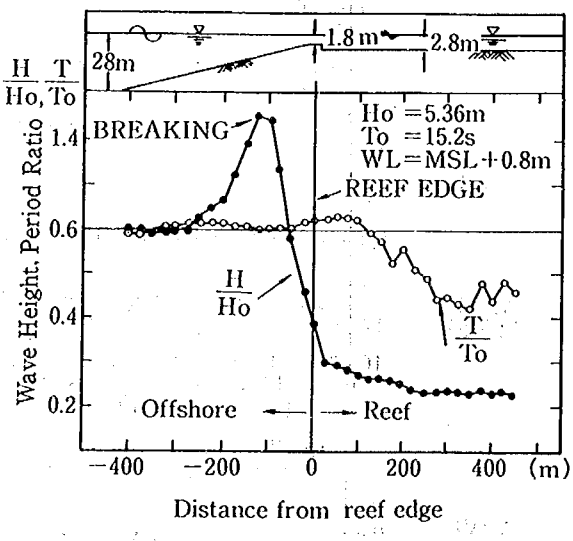


図-3.39　有義波高および周期の岸沖分布

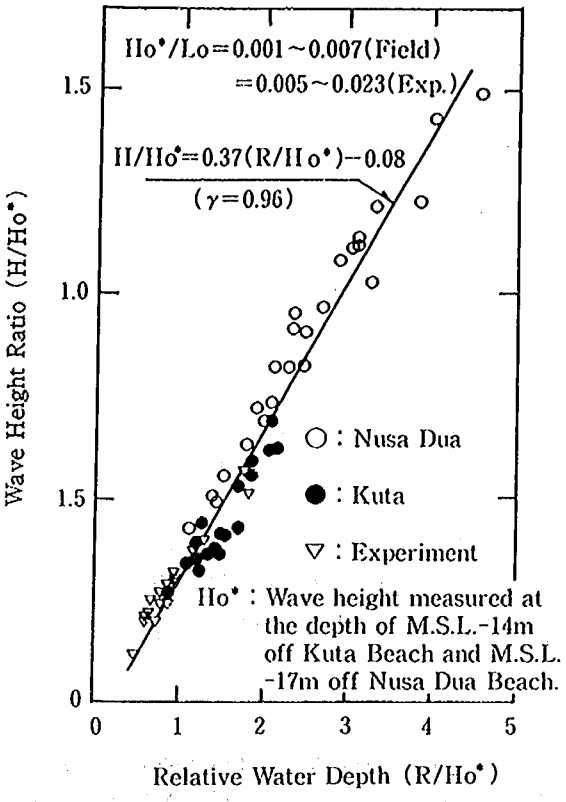


図-3.40　リーフ内外の波高変化と相対水深との関係

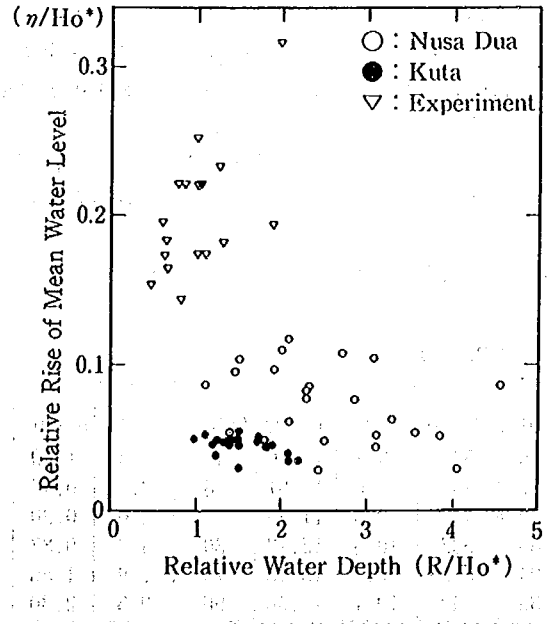


図-3.41　リーフ上の相対水位上昇量と相対水深との関係

m，Nusa Dua 海岸では0.5～1.4mと Kuta 海岸の波高が高いにもかかわらず，リーフエッジの発達が著しい Nusa Dua 海岸の方が水位上昇量は大きくなる傾向が認められる。これは Kuta 海岸の礁原幅が約 1 km と非常に広いことや，crest の高さが M.S.L. 約－1 mと低いために，海水がリーフ外へ流出し易いこと等が影響していると考えられる。総じて，実測された水位上昇量は沖波の 5～10%程度となっている。リーフ礁原上の水深が 1～2 m程度で，外洋に面したこれらの海岸では，10%の水位上昇量はリーフ内の出現波高にとって無視出来ない量と言えよう。一方，実験による水位上昇量は実測値と比べると大きな値を示しているが，これは実験水路の側壁等の影響により，平面的に広がっているリーフの現地条件と大きく異なることがその原因と考えられる。

最後にリーフ内外の周期の変化を図-3.42に示した。リーフの水深が小さく crest の発達した Nusa Dua 海岸の方が分裂現象による周期の減少が顕著であり，沖波周期の½程度まで短くなっている。また，実験においても現地海岸と同様な周期の減少傾向が見られる。

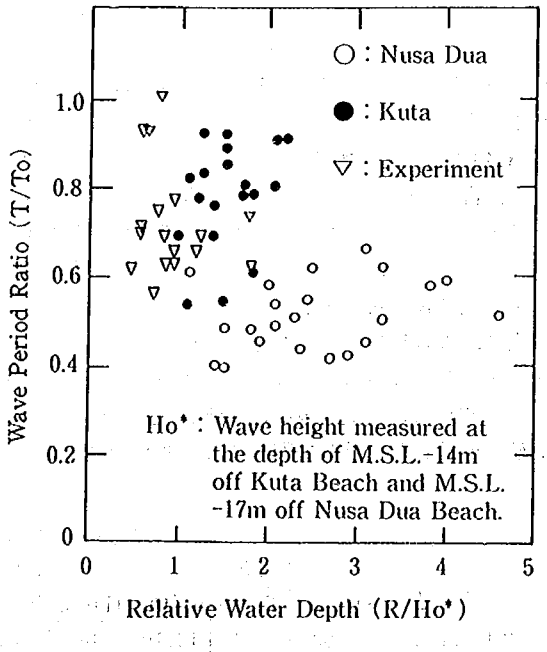


図-3.42　リーフ内外の周期比と相対水深との関係

3.5　リーフ上の波高変化に関する従来の研究との比較

仲泊および大宜味地区での波浪観測データをもとに，高山ほか（1977）の計算式との比較を行った。高山ら

の実験式は，換算沖波波高を H_0'，リーフ上の任意の地点の有義波高を H_x とすれば，

$$\frac{H_x}{H_0'} = C_0 \cdot exp\left[-A\frac{x}{H_0'}\right] + \beta\frac{(h_0+\eta_\infty)}{H_0'} \qquad (3.6)$$

と与えられる。ここに，h_0 はリーフの静水深，η_∞ は $x=\infty$ での平均水位の上昇量，β，A は定数で $\beta=0.33$，$A=0.05$ とし，C_0 はリーフ先端（$x=0$）における波高の連続性を考慮して，

$$C_0 = \frac{H_{x=0}}{H_0'} - \beta\frac{(h_0+\eta_\infty)}{H_0'} \qquad (3.7)$$

としている。

最初に，沖泊地区のデータを分析した。観測データを処理するに際しては，図-3.43に示すように，リーフエッジに座標原点0を定め，岸向きに距離 x を取った。計算との比較には，観測データのうち最も高波浪が来襲した2月27日～28日のデータ（表-3.1）を用いた。

高山式による計算値と実測値（丸印）との関係を図-3.44，3.45に示す。計算に際してN1およびN3地点の実測波を沖波に換算するとともに，リーフの礁原のレベルは D.L.±0.0m とモデル化した。図-3.44は，図-3.43に示す北測線に沿う計算結果である。この断面のリーフは，リーフエッジの沖合の勾配が約1／18であって，リーフエッジより沖で砕波した波がエッジを通過して更に減衰する状況を示す。実測値の方が計算値よりやや小さ目であるが，両者はほぼ対応する。一方，図-3.43に示した南測線に沿う波高分布では，リーフエッジの沖合が1／3と急勾配であるために入射波はいずれもリーフエッジでは波高が増大し，砕波が生じたあとリーフ上で急激に波高が低下する。この場合も計算値と実測値は良い対応を示す。

次に，大宜味のデータを分析した。表-3.2には実測値を示した。これらのうち，波高の低い波はリーフエッジで砕波しないので，表中の高波浪のみを選択して計算値と比較した。計算に際しては，仲泊地区の場合と同様に，リーフエッジに座標原点0を定め，岸向きに距離 x を取った（図-3.46参照）。計算結果を図-3.47～図-3.49に示す。この場合もリーフ地形はリーフエッジより陸側は D.L.±0.0m の水平面であるとした。図-3.47，図-3.48は比較的波高の低い場合である。図-3.46に示したように沖合から点Pまでの斜面上では波高が増大し，点Pから点Oまでは海底が水平なため等波高を保つ。更に，点O付近の斜面上で砕波が生じ，リーフ内で波高が著しく減少する。リーフ内の波高減衰比に多少のばらつきがあり，また計算値の方が大き目ではあるが，計算値と実測値はかなり良く一致している。図-3.49は比較的高波浪の条件の場合である。点Pの岸側で一度砕波が生じ，更に点O付近で再び砕波が生ずる。この場合においても計算値と実測値は良い一致を見ている。

表-3.2には，リーフ内の2地点（O_2，O_3）の波高変化より，次式により算定した摩擦係数値を示した。

$$K_f = \frac{H}{H_{st}} = \left\{1+\frac{64}{3}\frac{\pi^3}{g^2}\frac{fH_{st}\Delta X}{h^2}\left(\frac{h}{T^2}\right)^2 \frac{K_s^2}{\sin h^3(2\pi h/L)}\right\}^{-1} \qquad (3.8)$$

ここに，h は水深，Δ X は2地点間の距離，K_f は波高減少率，H_{st} は変化前の波高，H は Δ x の距離を伝播したのちの波高，K_s は浅水係数，f は海底摩擦係数である。式(3.8)の提案者の Bretschneider によると f は0.01程度と見積もられているが，当観測結果からは総じてこの値よりも大きめの値が得られた。また，値のばらつきからリーフ内の摩擦係数は一義的に決定することは困難であるものの，平均的に見て約0.02と見積もられる。

高山式の適用性を詳細に調べた研究としては，江頭ほか（1985）や津嘉山・仲座（1987）の研究がある。江頭ほかは現地実測データをもとに，また津嘉山・仲座は規則波実験をもとに計算式との比較を行った。本

表-3.1 波浪データ（仲泊地区）

日時	N1地点			N2地点			N3地点			N5地点		
	H(cm)	T(s)	h_1(m)	H(cm)	T(s)	h_2(m)	H(cm)	T(s)	h_3(m)	H(cm)	T(s)	h_5(m)
2月27日22時	489	9.2	12.10	44	5.5	1.48	534	9.2	12.76	45	6.3	1.39
24	427	9.3	11.14	7	5.0	0.57	437	9.6	11.81	26	2.2	0.46
28日2時	488	10.6	10.77	5	2.8	0.20	422	9.3	11.48	23	2.0	0.20
4	529	10.7	11.42	24	8.3	0.83	532	10.3	12.12	30	4.2	0.83
6	484	11.2	12.41	62	8.2	2.04	392	10.7	13.13	74	7.9	1.85
8	479	11.8	12.97	76	6.0	2.38	442	10.7	13.58	96	9.5	2.30

注）H：有義波高，T：有義波周期，h：水深

研究では江頭ほかと同様に現地データをもとに高山式の有する係数について検討し，高山式の適用性を更に詳しく検討することとした。江頭ほか（1985）は，式(3.6)の定数Aとβについて沖縄の海岸における実測データとの比較により検討した。まず，リーフ奥のx＝∞の地点においては式（3.6）は次のようになる。

$$\frac{H}{H_0'}=\beta\frac{(h_0+\eta_\infty)}{H_0'} \tag{3.9}$$

また，式（3.6）でx＝0とおくと，

$$\frac{H_{x=0}}{H_0'}=C_0+\beta\frac{(h_0+\eta_\infty)}{H_0'} \tag{3.10}$$

が得られる。以上から，βは式（3.9）により求め，そのβの値を使ってC_0を求めた上，式（3.6）に代入してAを算出した。その結果，βは波高によって異なり，Aは一定値でなく波高水深比に対して直線的な関係を示した（図-3.50，3.51，表-3.3参照）。

本調査において，リーフ奥のx＝∞の地点と考えられるのはN5地点であるから，N5における波高・水位より式（3.9）を用いてβを求めると，図-3.52となる（図中の回帰線の勾配がβを示す）。これによると，H_0'＝2.0～3.0m以上の波高データからはβ＝0.30程度となり，高山らの実験値や江頭ら（1985）の結果のうち波高4m以上の場合に近いものとなった。次に，換算沖波波高が大きいほどβが大きくなる傾向を図-3.53

表-3.2　波浪データ（大宜味地区）と摩擦係数値の一覧

日　時	O1地点		O2地点		O3地点		O1地点の水位（D.L.＋cm）	リーフ内の水位（D.L.＋cm）	沖波波高 Ho(cm)	波高減少率(H(03)/H(02))	摩擦係数 f
	H(cm)	T(s)	H(cm)	T(s)	H(cm)	T(s)					
2月											
24日 2時	30	7.3	23	4.5	21	4.4	131	131	——	0.91	0.01
4	30	6.7	19	4.5	12	3.6	156	154	——	0.63	0.09
6	23	7.2	41	3.5	39	3.8	166	164	——	0.95	0.002
8	36	6.6	67	4.0	27	4.0	140	139	——	0.40	0.05
10	42	5.8	50	3.5	31	3.9	131	132	——	0.62	0.03
12	29	6.5	41	4.5	27	3.7	139	139	——	0.66	0.04
14	33	5.9	62	3.8	37	3.8	161	161	——	0.60	0.04
16	23	6.7	39	3.6	39	4.1	169	169	——	1.00	0.00
18	26	6.4	56	3.7	25	3.7	142	142	——	0.45	0.05
25日 4時	48	5.8	54	3.6	32	4.1	150	153	——	0.59	0.05
6	71	6.4	65	4.0	51	4.2	172	175	——	0.78	0.02
8	129*	7.1	56	4.2	37	3.6	152	158	141	0.66	0.02
10	140*	7.3	39	4.4	27	3.4	118	131	153	0.69	0.02
14	174*	8.5	54	5.1	35	4.3	138	148	188	0.65	0.02
16	147*	9.4	80	6.2	54	3.6	173	183	157	0.68	0.02
18	183*	9.6	76	6.4	51	4.0	168	180	194	0.67	0.02
20	164*	10.1	31	4.0	25	3.5	113	132	171	0.81	0.003
26日 4時	94*	9.7	41	4.5	26	3.5	126	140	99	0.63	0.01
6	94*	9.3	66	4.9	62	4.1	176	184	100	0.62	0.002
8	100*	9.1	64	5.3	58	4.1	169	176	107	0.91	0.004
10	98*	9.3	35	5.8	26	3.6	118	131	104	0.74	0.02
16	82*	9.0	59	5.8	46	4.4	162	168	88	0.78	0.02
18	63	8.9	70	5.3	56	4.6	189	195	——	0.80	0.01
20	61	8.8	55	4.2	35	4.2	147	154	——	0.64	0.01
27日 6時	43	8.3	61	4.2	53	4.2	175	187	——	0.87	0.006
8	60	8.1	78	4.4	71	4.3	184	196	——	0.91	0.004
10	94*	6.7	47	4.3	26	4.3	129	143	103	0.55	0.06
16	132*	7.5	56	4.9	42	3.7	143	160	144	0.75	0.02
18	194*	8.1	99	5.4	68	4.0	196	215	211	0.69	0.02
20	216*	8.9	76	5.0	71	4.1	183	204	233	0.93	0.003
22	241*	9.3	37	4.5	34	3.5	100	137	256	0.92	0.002

*）：選定した高波浪

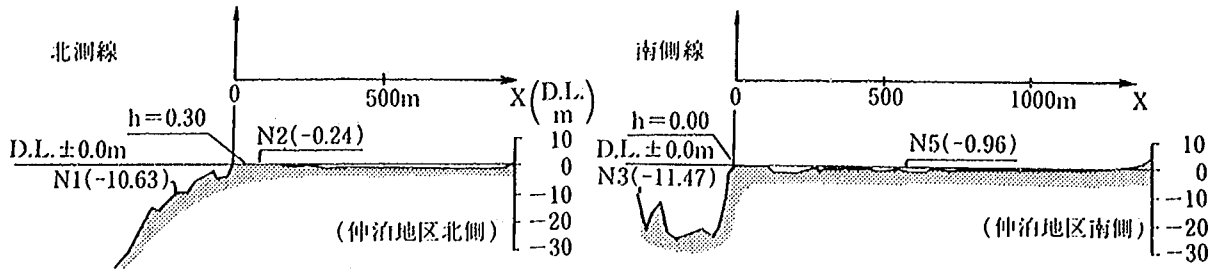


図-3.43 仲泊地区の南北測線上での座標軸の設定

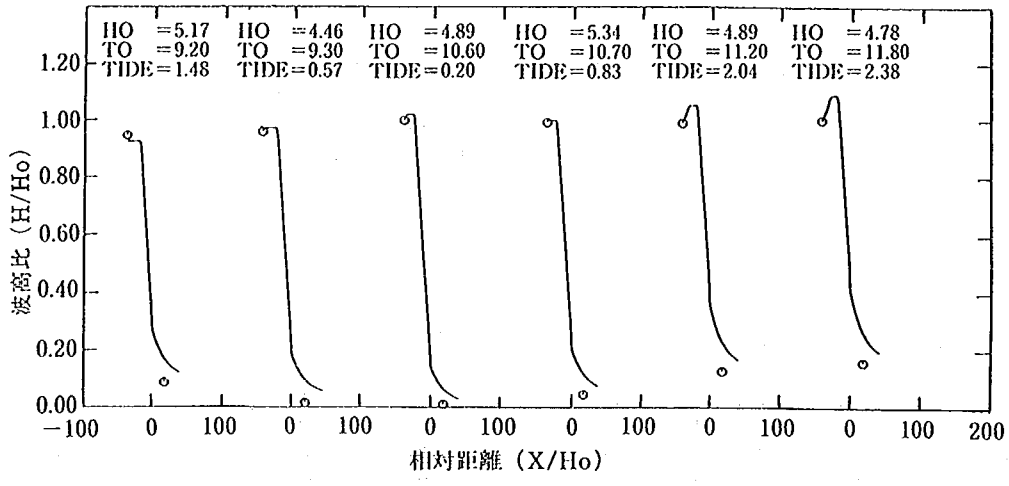


図-3.44 仲泊地区の北側線上における波高変化の比較

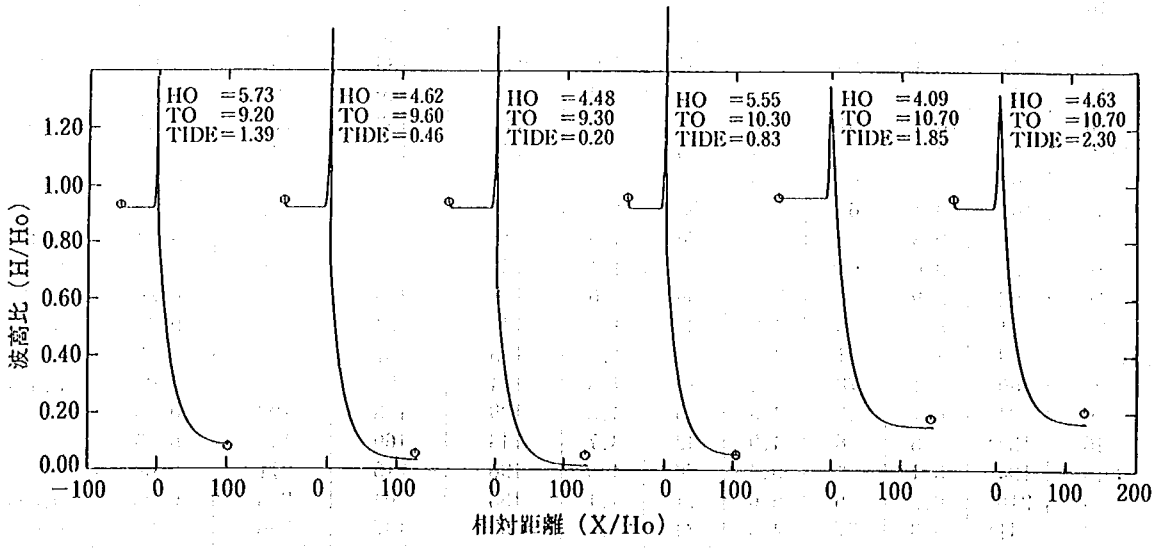


図-3.45 仲泊地区の南測線上における波高変化の比較

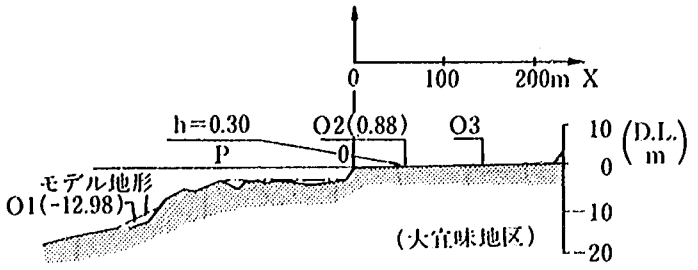


図-3.46　大宜味地区の測線上での座標軸の設定

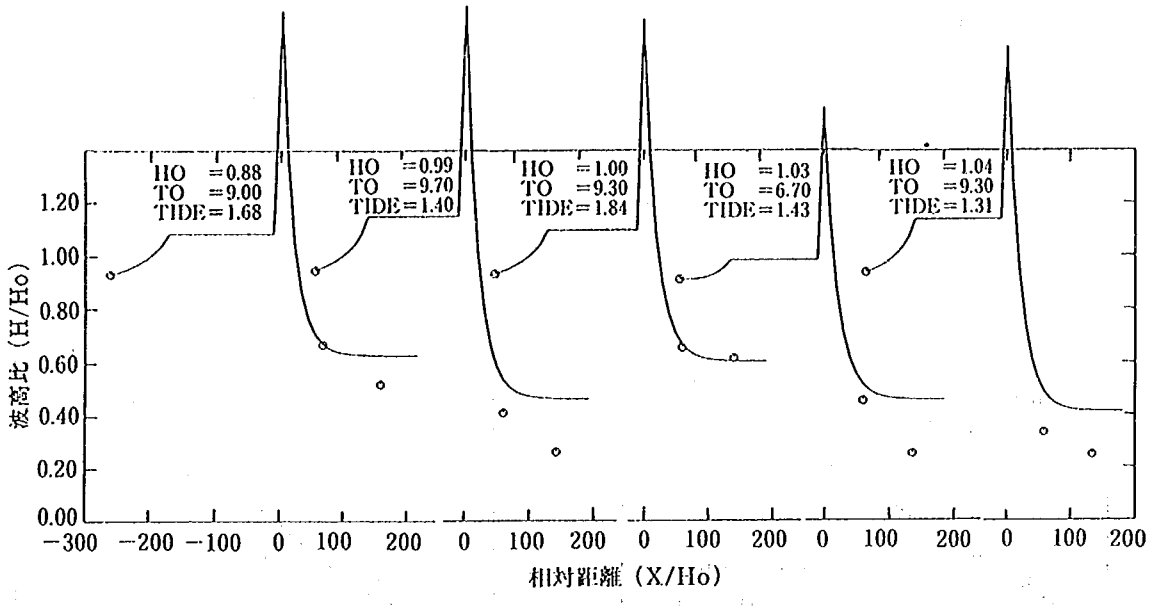


図-3.47　大宜地区の測線上における波高変化の比較(1)

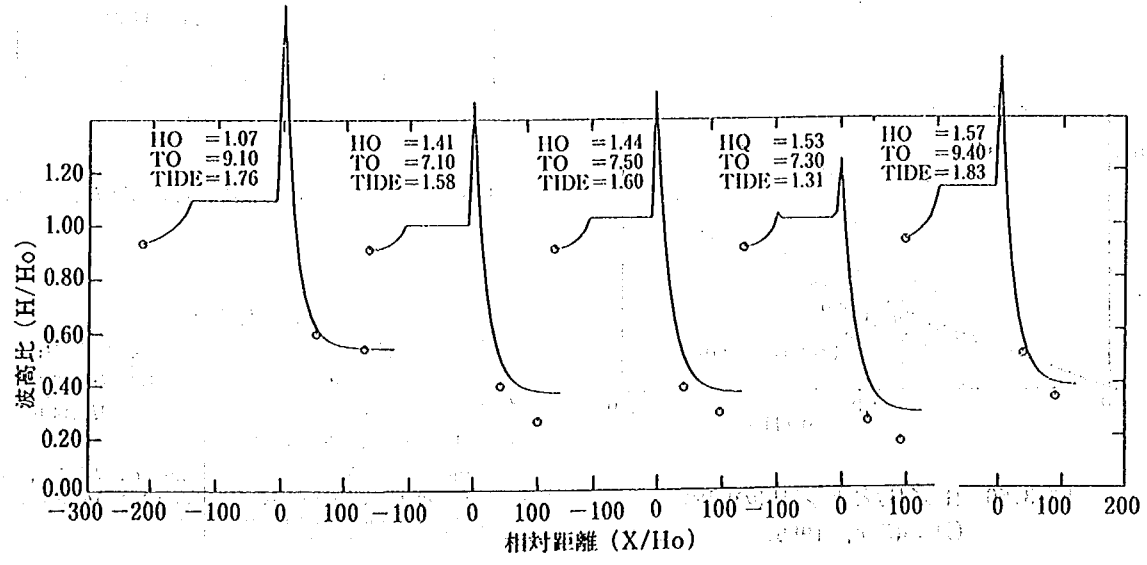


図-3.48　大宜味地区の測線上における波高変化の比較(2)

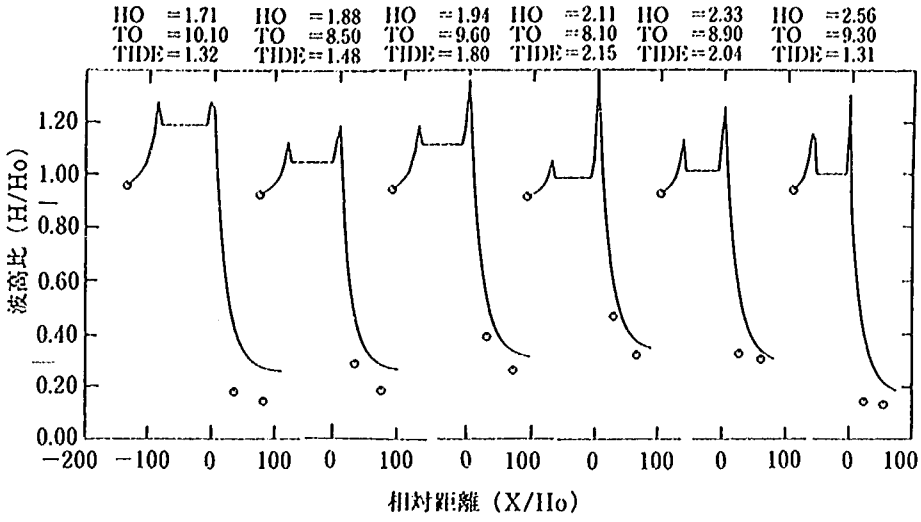


図-3.49 大宜味地区の測線上における波高変化の比較(3)

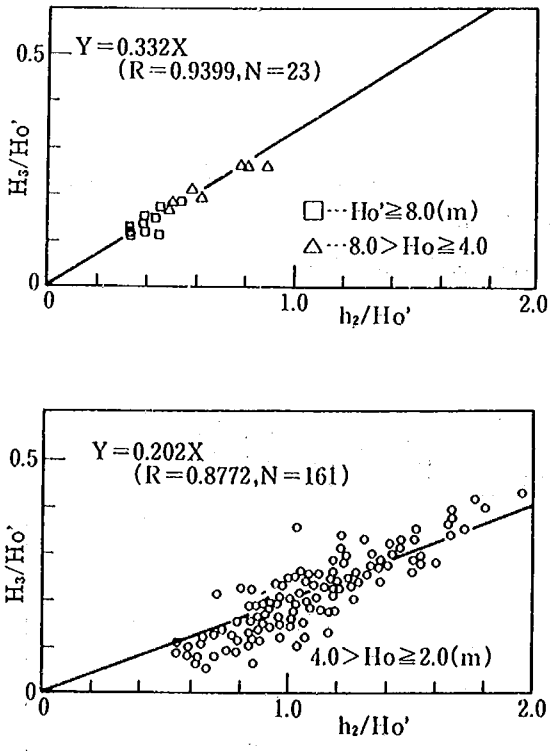


図-3.50 H_3/H_0' と h_2/H_0' の関係
(江頭ほか, 1985)

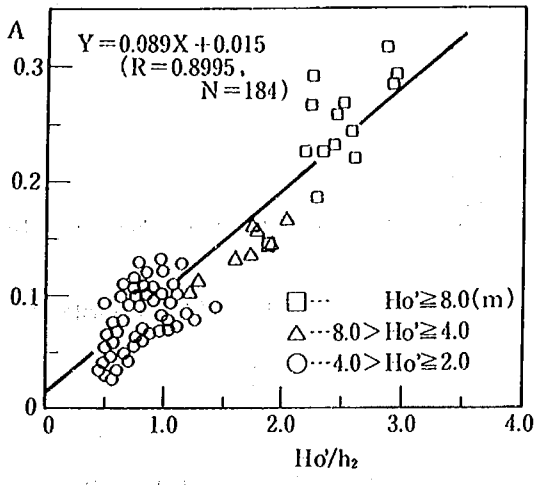


図-3.51 A と h_2/H_0' の関係 (江頭ほか, 1985)

表-3.3 係数値

定数	数値および式	使用条件
α	0.202	$4m>H_0'\geqq 2m$
	0.332	$H_0'\geqq 4m$
A	$A=0.089(H_0'/h_2)+0.015$	
Co	$\min\{Co_1, Co_2\}$ $Co_1=0.639(h_2/H_0')+0.147$ $Co_2=-0.200(h_2/H_0')+1.248$	$\min\{a, b\}$ は a, b のうちの最小値を表わす

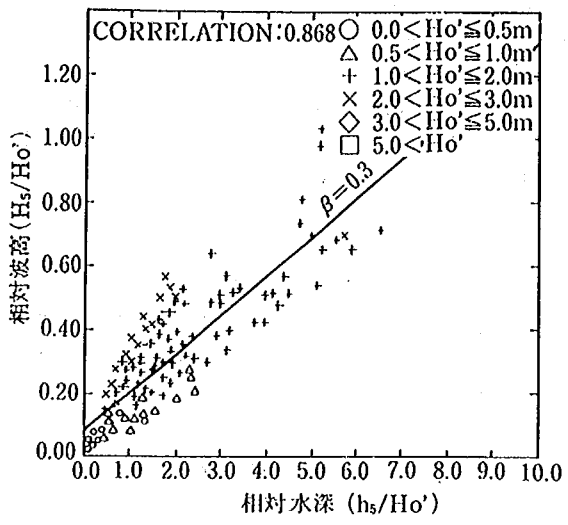


図-3.52　相対波高（H_5/H_0'）と相対水深（h_5/H_0'）の関係

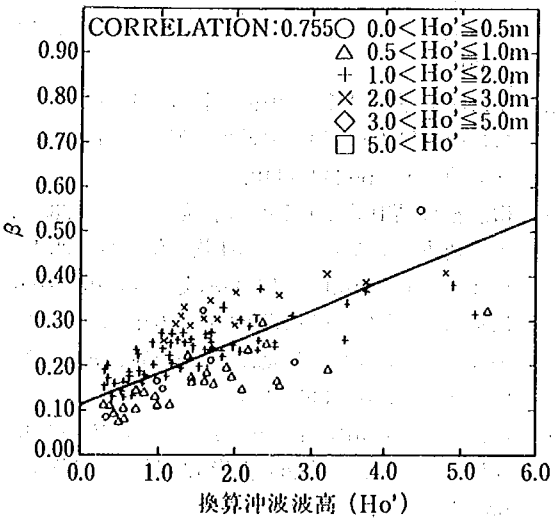


図-3.53　βと換算沖波波高（H_0'）の関係

に示す。図からβと換算沖波波高との関係を表わす回帰直線を求めると，

$$\beta=0.071\cdot H_0'+0.112 \qquad (3.11)$$

が得られた。

次にリーフエッジに近いN-2のデータより，$\beta=0.30$としてAを求めたのが図-3.54である。これによると，江頭ほか（1985）の結果と同様にAは一定値とはならず，波高水深比（H_0'/h_5）に対して直線的な関係を示した。図中の回帰直線からAとH_0'/h_5との関係は以下のようになる。

$$A=0.0438\ (H_0'/h_5)+0.003 \qquad (3.12)$$

式（3.12）のH_0'/h_5の係数は，江頭ほか（1985）の結果に比べて1/2程度であり，式（3.6）のAが小さくなることから波高の減衰が緩やかであることを示している。

Aの値による波高減衰割合の変化を図-3.55に示す。

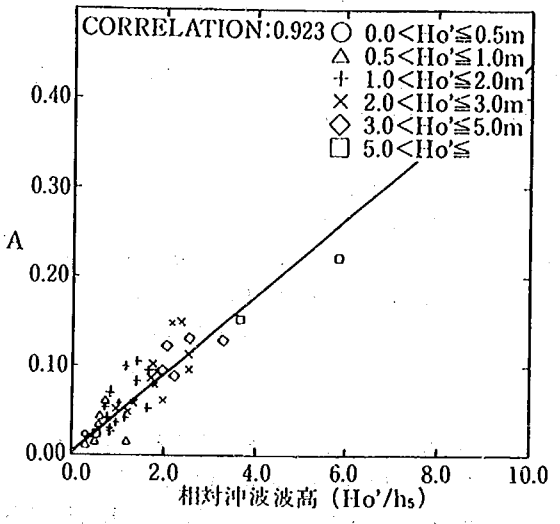


図-3.54　Aと相対沖波波高（H_0'/h_5）の関係

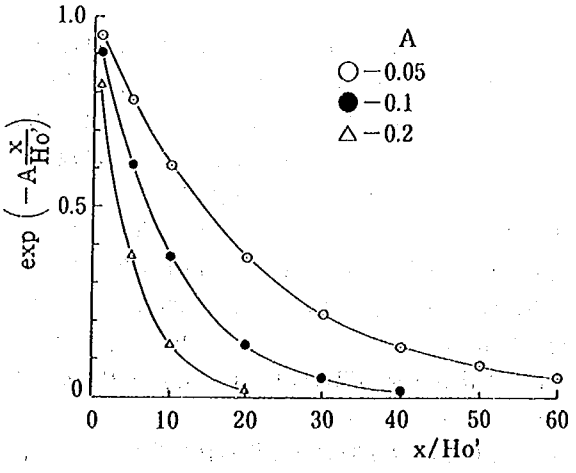


図-3.55　Aの値による波高減衰割合の変化

Aの値は高山ほか（1977）が0.05，江頭ほか（1985）が0.06～0.28，本観測からは（波高2m以上の高波浪時で）0.05～0.18程度となり，高山の値を用いる方がリーフ内の波高減衰率が小さく，構造物の設計にとっては安全側となる。

3.6 結論

第3章での検討により得られた主要な結論を項目別に整理すると次のようである。

① 仲泊地区および大宜味地区のリーフ内外で行った波浪観測によると，リーフ上の波高には潮汐による水位変化の影響が大きく，外洋からの入射波高の影響は2次的であった。また，礁原上の短周期成分波の波高はwave set-upも含めた礁原上深によってほぼ一義的に決定された。バリ島での観測では，リーフ上の波高は水深の約40%と見積もられた。

② 仲泊地区で得られた観測値をもとに，リーフ上への波高伝達率を人工リーフに対する規則波実験結果と比較すると，$R/H_0' \leqq 1.0$，$B/L_0 \leqq 1.5$において現地観測データの上限値は実験値とほぼ対応することが分かった。また，$R/H_0' < 1.5$においては，伝達波の短周期化が顕著であった。

③ 大宜味地区での観測データによると，リーフエッジから57mと142m離れたSt.2，3地点の周期は，リーフへの入射波周期の80%以下となり，更にR/H_0'が小さい場合，周期の減少が著しかった。リーフエッジ部で砕波した波は，その後分裂し，リーフ上では短周期成分波となった。このことにより有義波周期の減少が生じたと考えられる。現地で見られたこの現象は実験によっても確認された。

④ リーフ上で測定された波のスペクトルは低周波域より高周波域まで単調に減少した。しかし，高潮位になるとあまりエネルギー減衰を伴うことなしに入射波エネルギーが岸近くまで伝播した。リーフの波浪減衰効果は潮位変化によって著しく変化する。

⑤ リーフ礁原上の平均水位の上昇は現地においても認められ，その値は沖波波高の5～10%程度であった。一方，2次元実験では沖波波高の15～30%にも達した。現地海岸ではリーフギャップ等の流出口が存在するために，2次元実験の場合ほど水位上昇量が大きくならなかったと考えられる。

⑥ 仲泊地区と大宜味地区で得られた波浪データと，高山ほか（1977）によって提案されたリーフ上の波高変化の計算式による値とを比較した。現地データは波高の測定点数が少ないために，波高分布自体の比較は十分でなかったものの，2地点間の波高変化に関しては，実測値と高山式による値とは良い一致を示した。

⑦ Bretschneiderによる波高減衰式を用いて大宜味海岸のデータより海底摩擦係数を算出した。計算値はばらつきはあるものの約0.02と見積られた。これはBretschneiderの値の約2倍であった。

⑧ バリ島の海岸での観測によれば，リーフ礁原がほぼ平坦であるために前浜にはリーフエッジで急激に屈折した波が礁原上を直進して伝播することが分かった。砂浜の汀線が波峰線と平行になろうとする特性を考慮すると，リーフエッジ部の平面形状は，汀線形を決定する主要因となる。

参考文献

1）江頭和彦・福田　功・岸良安治・西村達郎（1985）：リーフによる波浪変形の現地観測，第32回海岸工学講演会論文集，pp. 90～94.

2）日野幹雄・仲座栄三・奥那覇健次（1988）：波群によって引き起こされるBore状サーフビートに関する研究，第35回海岸工学講演会論文集，pp.197～201.

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）磯部雅彦・柴田洋三・泉宮尊司・渡辺　晃（1988）：不規則波によるリーフ上の平均水位上昇に関する研究，第35回海岸工学講演会論文集，pp.192～196.

5）河野二夫・永松一甫・喜屋武忠（1978）：リーフ上の波の変形に関する現地観測，第25回海岸工学講演会論文集，pp. 146～150.

6）河野二夫・津嘉山正光（1979）：リーフ模型実験の現地への適用性，第26回海岸工学講演会論文集，pp. 114～118.

7）河野二夫・津嘉山正光（1981）リーフによる波の変形に関する研究，土木学会論文報告集，第307号，pp. 27～38.

8）仲座栄三・日野幹雄（1988）：リーフ地形海岸におけるBore状サーフビートによる災害の実態調査，第35回海岸工学講演会論文集，pp. 202～206.

9）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，港湾技研資料，No278，32p.

10）谷本修志・中野泰雄・大月和義・宇多高明・小俣篤（1988）：沖縄県仲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.
11) 谷本修志・宇多高明（1989）：沖縄本島大宜味地区における天然リーフ上の波浪変形の現地観測，土木技術資料，Vol. 31，No. 3，pp. 3～8.
12) 寺尾　健・長谷川正・奥村研一・山本政光（1981）：リーフにおける波浪変形について，第28回海岸工学講演会論文集，pp. 133～137.
13) Tsuchiya, Y., M. Yahya, Syamsudin, and Kardana B.E. (1976): Field investigations on beach erosion in the Bali Coast (1)-Kuta Beach-, United Nations Development Programme UN Project INS-70/527, Inst. of Hydraulic Eng., Bandung, Indonesia, 148p.
14) Tsuchiya, Y. (1987): Final report on beach erosion control in Bali and West Java, and short course on Coastal Engineering, Inst. Hydraulic Eng., Agency for Res., and Dev., Min. of Public Works, Rep. of Indonesia, 52p.
15) 津嘉山正光（1981）：リーフ通過波の変形特性，第28回海岸工学講演会論文集，pp. 128～132.
16) 津嘉山正光・仲座栄三（1987）：二次元リーフによる波の変形と平均水位変化，第34回海岸工学講演会論文集，pp. 76～80.
17) 宇多高明・小俣　篤・横山揚久（1988）：人工リーフの機能と設計法，土木研究所資料，第2696号，79p.

4．リーフ上の海浜流

4.1　まえがき

一般に，外洋からリーフへと波が入射すると，リーフエッジ付近で砕波が生じ，その時岸向きの質量輸送が生ずる。これらに伴い，リーフ上では顕著な流れが発生し，この流れはやがてリーフギャップより流出し，全体として大きな海浜循環流が形成される。この流れの発生機構については，従来の研究では実測データの不足のため十分明らかにされていないのが実状であった。本研究ではこうした現状を考慮して沖縄本島の仲泊地区とバリ島で現地観測を実施し，流れの実態を調べた（谷本ほか，1988，谷本ほか，1989）。一方，仲泊地区での観測において，空中写真を調べたところ，リーフ上に顕著な筋目模様が見られ，この模様が海浜流の流況と対応することが見出された。サンゴ礁を撮影した空中写真においてこのような筋目模様が見出される場合があることは，Hirata（1956）によって既に言及されている。また最近では田崎ほか（1977）が写真を示し，また高橋（1988）は南太平洋のソシエテ諸島にあるボラボラ島の地図において筋目模様に沿う流れの方向を示した。またGuilcher(1988)も筋目模様(striation)の特徴について述べている。しかしながらいずれの研究においても，筋目模様が定性的意味において潮流と対応するとしながらも，その流れの発生の機構に関する定量的検討は行っていない。本研究ではこの点に着目し，筋目模様と流れ（海浜流）の関係を定量的に研究することとした。

通常の空中写真であるこのような写真により流況を明らかにすることが可能となれば，広域における海浜流の流況調査に有効であり，近年問題となっているサンゴ礁上での水質の悪化による環境破壊を未前に防止する上での環境変化予測にも有効利用が可能となると思われる。こうした点より，筋目模様の見られた空中写真の撮影範囲と同一区域における流れの場を数値モデルによって計算し，流況と空中写真との比較を行った。この結果，計算値と実測値とが良く対応することが判明した。なお，ここで用いた海浜流の計算モデルは，波の場を放物型モデルにより求め，これによって得られた波浪場より海浜流を計算するものである（谷本ほか，1989）。

4.2　仲泊地区における流れの現地観測

4.2.1　観測概要

図-4.1に示す沖縄本島の仲泊地区において，1987年2月21日～3月11日に観測を実施した。流れの観測と同時に波高と水位の観測も実施した（3.2節参照）。流速は，図-4.1にN2，N4，N5，N6で示す4地点に電磁流速計（EMC）を設置して測定した。平面流況は，調査区域南部に位置するリーフの切れ目付近，および北部の漁港の航路付近において観測した。流況観測では，2台のトランシットを用いてフロート（25cm角，ペーン付き）追跡を3～4回行い，同海域の平面流況を測定した。測定間隔は2分または4分とした。

4.2.2　流向・流速の経時変化

EMCによって測定された各地点の平均流速と流向の経時変化を図-4.2に示す。ここに流向はN方向から時計回りの方向に測った角度で表示した。また，図にはN3地点の波高，水位と，N4地点の流速データより

求めた波の入射方向も示した。図より，リーフ内の3地点（N4，N5，N6）の流速の変動形態はほぼ同じで，N3地点におけるリーフへの入射波高の変動と高い相関を有することが分かる。また，各地点の流向を比較すると，リーフエッジに近いN4地点ではその変化が大きいが，岸に近いN5，N6地点での流向の変化は小さい。2月22日から3月9日にかけてN5，N6地点共に θ=210°から180°に緩やかに変化した。この流れの方向は，図-4.1を参照するとN5，N6地点から岸に沿い，リーフの切れ目へ向かう方向である。その流速は，静穏時で10～20cm/s，暴浪時では40cm/sに達した。以上の点より，流速は入射波高に応じて変化するが，流向はほぼ一定してリーフの切れ目方向へ向いて流れていたことが分かる。

一方，静穏時，例えば2月22日より2月24日までの期間，および3月3日より3月6日の期間におけるN5，N6の流速には，潮汐の影響を表わす半日周期の変動はみられない。しかし，高波浪時には潮汐の変動に対応した流速の変動が見られ，満潮時に流速が大きく，干潮時には流速が小さくなる傾向がある。リーフエッジでは砕波によって急激な波高低下を生じるため，砕波の持つ運動量のかなりの部分が流れの運動量へと変換され，これにより強い流れが生ずると考えられる。水位が低下するとリーフエッジでの反射率が増加し，リーフ内へ輸送される波の運動量フラックスが減少する。その結果，干潮時にはリーフ内の流れの発達が弱まると考えられる。

4.2.3 平均流速と有義波高の関係

既に図-4.2に示したように，南側線上のN4～N6地点の平均流速の変化は，リーフ外に位置するN3地点の入射波高の変化と良い相関を有していた。このような入射波高と平均流速の相関は，リーフ上への入射波が砕波により減衰する過程において，運動量保存の原理より波の運動量フラックスの一部が平均流や水位上昇へと変換されたことを意味する。したがって，両者の関係を正確に記述するためには，radiation stressを含んだ海浜流の方程式を用いなければならない。しかし実際に海浜流の方程式の各項を評価するには観測データが不十分である。そこで，ここではN5地点の平均流速とN3地点における入射波高との関係を調べた(図-4.3)。図によると両者の相関は高く，波高が増加するにしたがいN5地点の流速はほぼ線形的に増大することが明らかである。このことにより，リーフ上

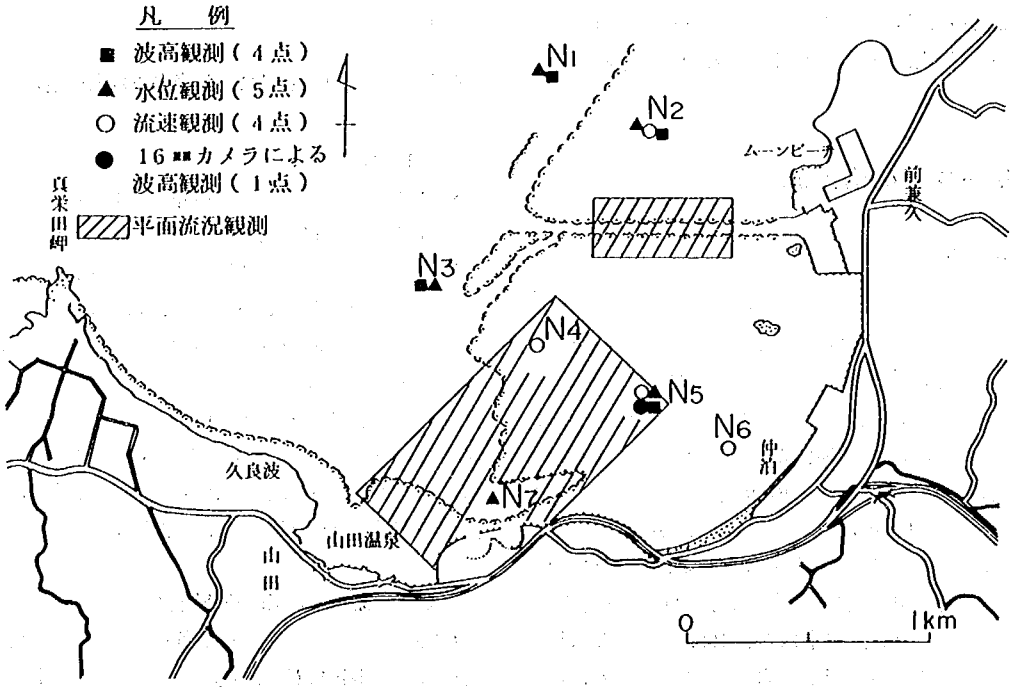


図-4.1 仲泊地区における波高，水位，流速の規測点の配置

の流れは明らかに入射波に支配されており，流れの発達のエネルギーは波自身より供給されていることがわかる。

4.2.4　リーフ上の平面流況

仲泊地区におけるリーフ上の流況を測定するために，山田温泉沖合のリーフの切れ目付近と，前兼久漁港沖の航路付近でフロート追跡を行った(図-4.1参照)。山田温泉前面での流れの観測は，1987年3月3日の9：30～12：00の間に実施した。気象庁による1987年の潮位表をもとに，那覇港の潮位を調べると，観測期間中の潮位はD.L.1.80～1.10mの間であって，満潮直後の下げ潮時に当る。9時の測定によれば，風向はNW，風速が4.0m/sであった。ここに，風向風速の測定は，山田温泉の北東側で道路が大きく海側へ突き出た部分において行った。また，前兼久漁港の沖合での流れの観測は，3月3日の14：00～15：40の間に実施した。この時の潮位は，D.L.0.35～0.15mの間であって，最干潮時を含む期間であった。また，流れの観測直後の16時の風向はNW，風速は7.0m/secであった。両地点における観測結果を図-4.4，4.5に示す。

仲泊地区の流況観測を行った3月3日は，日最大有義波高が1.23mと調査期間中においても比較的波高の低い時であった(図-4.2参照)。また，流れは比較的弱く，N5のデータによると，流速は0.1m/s程度であった。山田温泉前面のリーフの切れ目付近におけるフロート追跡（図-4.4）によると，フロートは水深の大きいリーフの切れ目方向に向かって流れ，その流速はリーフエッジ付近で若干速く，約0.2m/s，他は0.15m/sである。この結果はN5で流速計により測定された流向流速とほぼ一致している。更に，観測時の風向はNWであって，流れの方向とほぼ逆行することを考慮すると，観測された流れは吹送流でないことは明らかである。

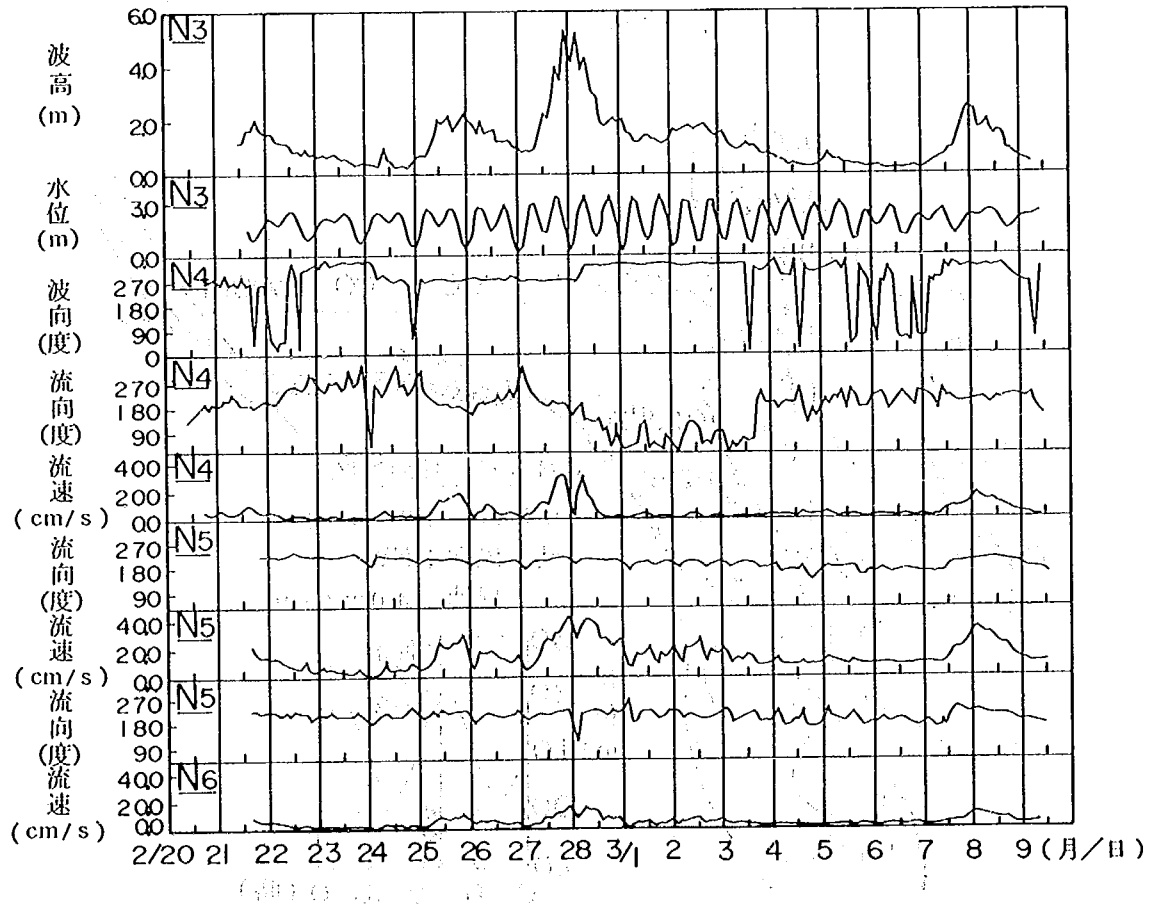


図-4.2　N3～N6地点の波高，波向，流速の経時変化

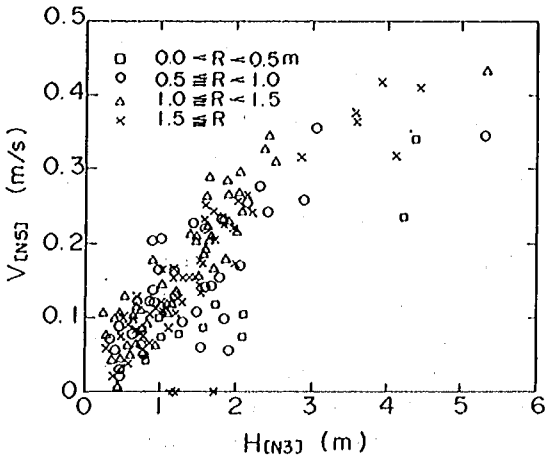


図-4.3　N３地点の波高とＮ５地点の流速の関係

前兼久漁港沖の航路上での流況観測によると，フロートは航路を横切る形で北から南へと沿岸方向に流れ，その流速は概ね0.1m/s前後であり沖ほど速かった(図-4.5参照)。一方，図-4.2を参照し，Ｎ６とその沖のＮ５の流速を比較すると，沖に位置するＮ５の流速はＮ６に対し約２倍流速が大きく，図-4.5の結果と一致している。

リーフ上の流況はフロートを追跡することによって測定することができるが，トランシットでフロートを追跡する方法を用いる限り，その測定可能範囲は図-4.4，4.5に示したように広くない。リーフの幅は１km以上に達するので，広域の流況を測定するためには他の方

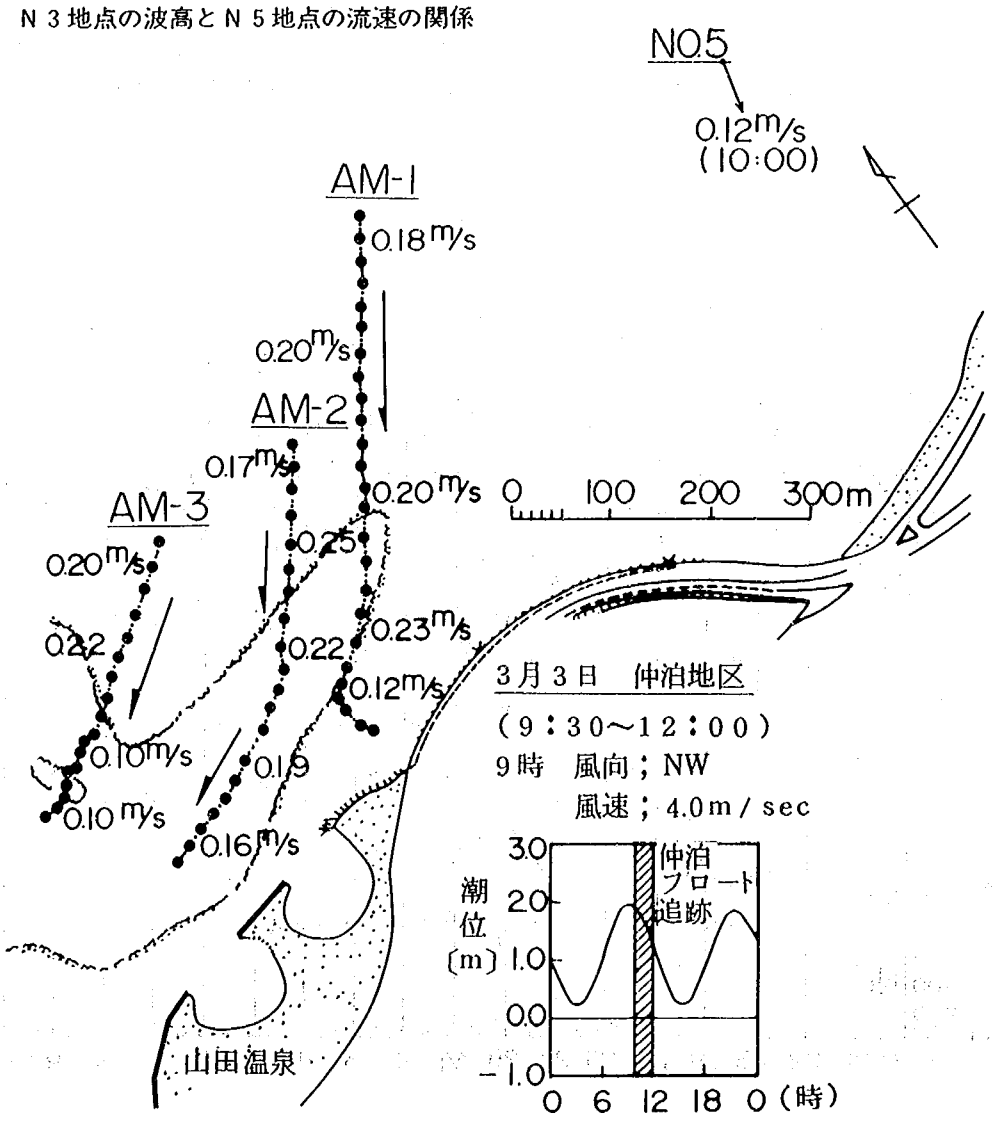


図-4.4　フロート追跡による流速測定（山田温泉沖）

法について検討する必要がある。広域の情報を集める点から見れば，リモートセンシング技術の応用が有効である。そこで当区域の航空写真を調べたところ，写真中に顕著な筋目が見られ，それが平均流の流向を良く表わす可能性が見出された(図-4.6参照)。図-4.6は1977年11月24日に国土地理院により撮影された写真である。図-2.2に示した深浅図と比較すると，山田温泉沖と前兼久漁港沖の深みの発達状況が良く見てとれる。また航空写真によると，深浅測量では得られない種々の特徴が明らかである。まず，リーフエッジではかなり幅広い岩礁が存在し，また，リーフ上には点々と小さな岩が広がっている。このような岩礁は入射波を摩擦減衰させる上でかなり有効と考えられる。注目すべき点は，リーフ外縁部より陸側へと黒い筋目模様が広がり，仲泊地区の沖でその方向が海岸線とほぼ平行となったあと，山田温泉沖の深みへと収束している点である。また，前兼久漁港の南側にある小島ではその先端から筋目が消え，あたかも島の背後の剝離域における流線の状況と良く似ている。また，全域における黒白のパターンに示された方向は，図-4.4，4.5に示した流況および図-4.2に示した流速の測定結果とも良い一致を示す。これらのことから，図-4.6に示す筋目模様は，リーフ上の海浜流によって形成されたものであって，その線は流線を表わすと考えられる。また，筋目

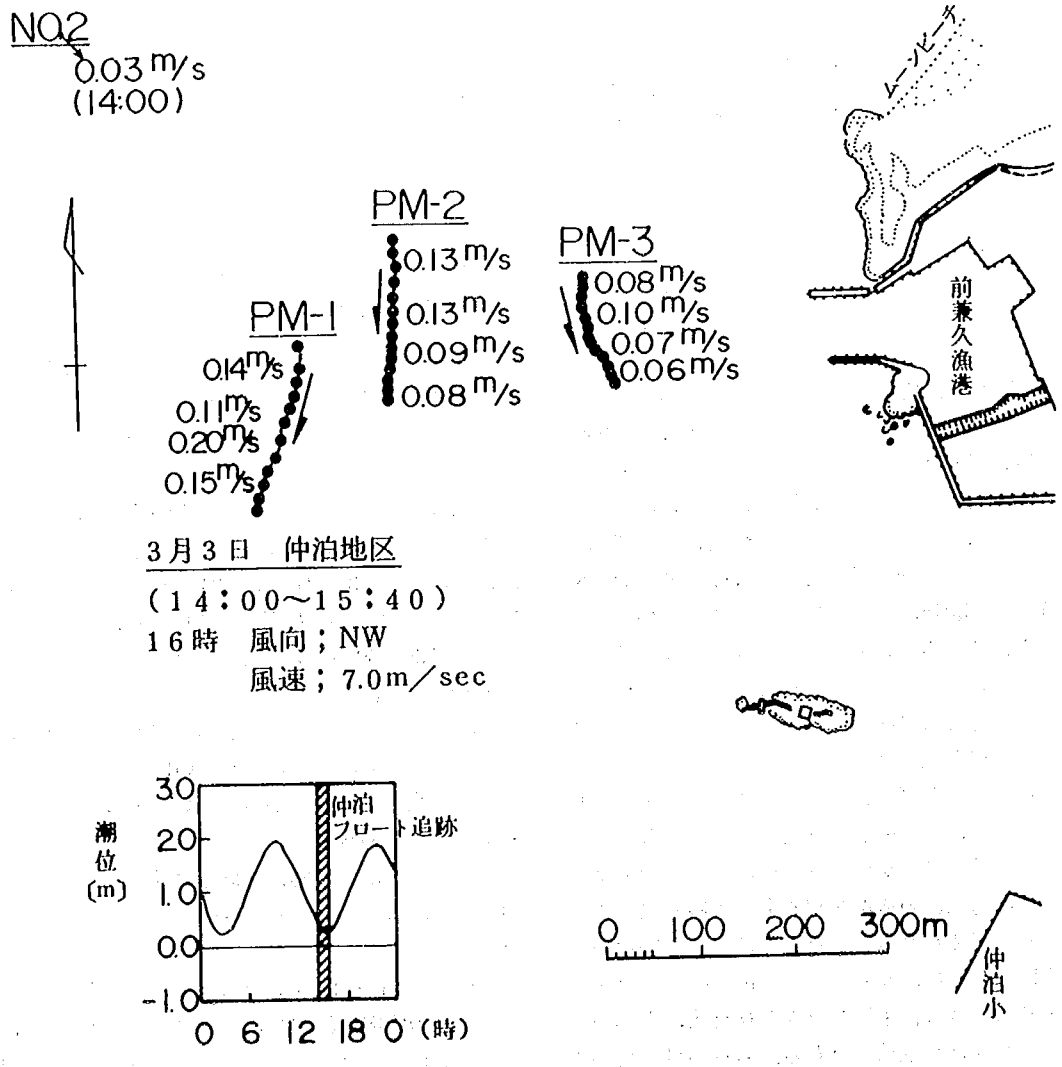


図-4.5　フロート追跡による流速測定（前兼久漁港沖）

図-4.6 リーフの航空写真

の黒白の強度は沖合部で明瞭であり，岸近くでは明瞭でなくなっている。このことは筋目の明瞭さが定性的意味において流速に対応している可能性をも示している。

サンゴ礁を撮影した空中写真においてこのような筋目模様が見出される場合があることは，Hirata(1956)によって既に言及されている。また最近では目崎ほか(1977)が写真を示し，また高橋(1988)は南太平洋のソシエテ諸島にあるボラボラ島の地図において筋目模様に沿う流れの方向を示した。また，Guilcher(1988)も筋目模様(striation)の特徴について述べている。しかしながら，これらの研究では筋目模様と海浜流との関係については何ら議論がなされていない。本研究では実測データをもとに海浜流の流況と筋目模様の関係を明らかにし得た点が特徴である。

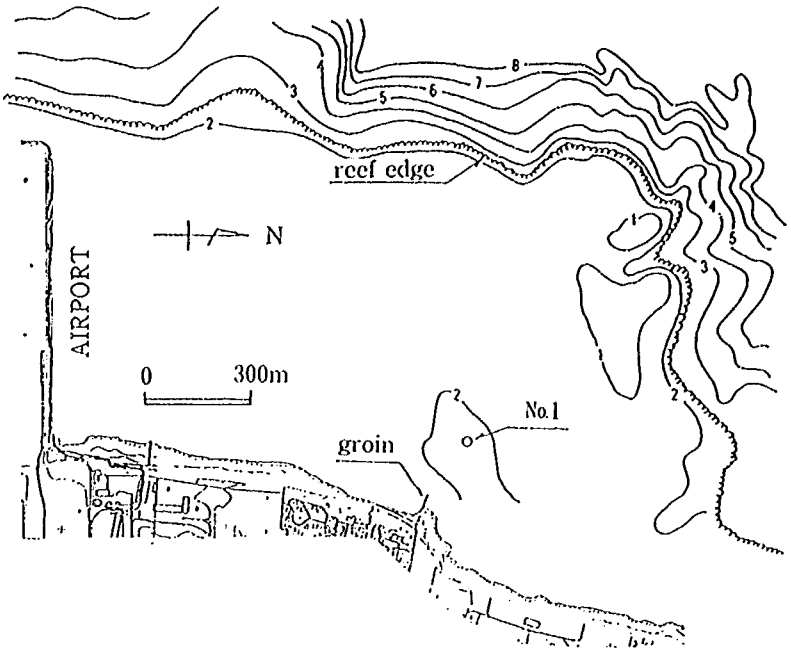
図-4.6に示した写真は特別な方法によって撮影されたものではなく，通常の航空写真である。それにもかかわらず，上述の結果が得られた点は，今後他の地区のリーフ上の海浜流の流況を知る上で大層有効な手段となり得ると考えられる。また，このような筋目模様の形成原因としては，リーフエッジ付近のサンゴ礁が砕波により破壊され，小片が形成された後，上述の平均流れにより運ばれ堆積したもの，あるいは外海からの海水の流入によってその流れの方向に沿って，サンゴの成長が助長されたことなどが考えられる。

4.3 バリ島のKutaおよびNusa Dua海岸における海浜流の現地観測

バリ島南部に位置するKutaおよびNusa Dua海岸において，沖縄本島の仲泊地区と同様に電磁流速計を用いたリーフ上の海浜流の観測を1988年3月に実施した。

Kuta海岸における観測データを図-4.7に示す。図には流速だけでなく，流速計の近くに設置した波高計の記録も示した。3月21日より24日までの流速は10cm/s以下と微弱で，流向も変化しているが，25日から26日にかけて20～30cm/secと比較的強く，かつ一定方向(NNE)への流れが発生した。このとき，外洋からの入射波高は不明であるが，25日の満潮時の水位は24日以前における満潮時水位より低いにもかかわらず，リーフ上の波高が高いことから，高い入射波高が続いたと考えられる。沖合からリーフ内へと波により輸送された海水はほぼ沿岸方向，北向きに流れた。この流れの向きは，北側にあるリーフギャップへ向かう方向であった。

同様に，Nusa Dua海岸の中央部に存在するリーフギャップの両端に設置した流速計の記録を図-4.8に示す。ここにリーフギャップ周りで流れの観測を実施したのは，この切れ目を通じ沖へと海水が流出し，その場合海浜部の土砂の流失が考えられることから，リー



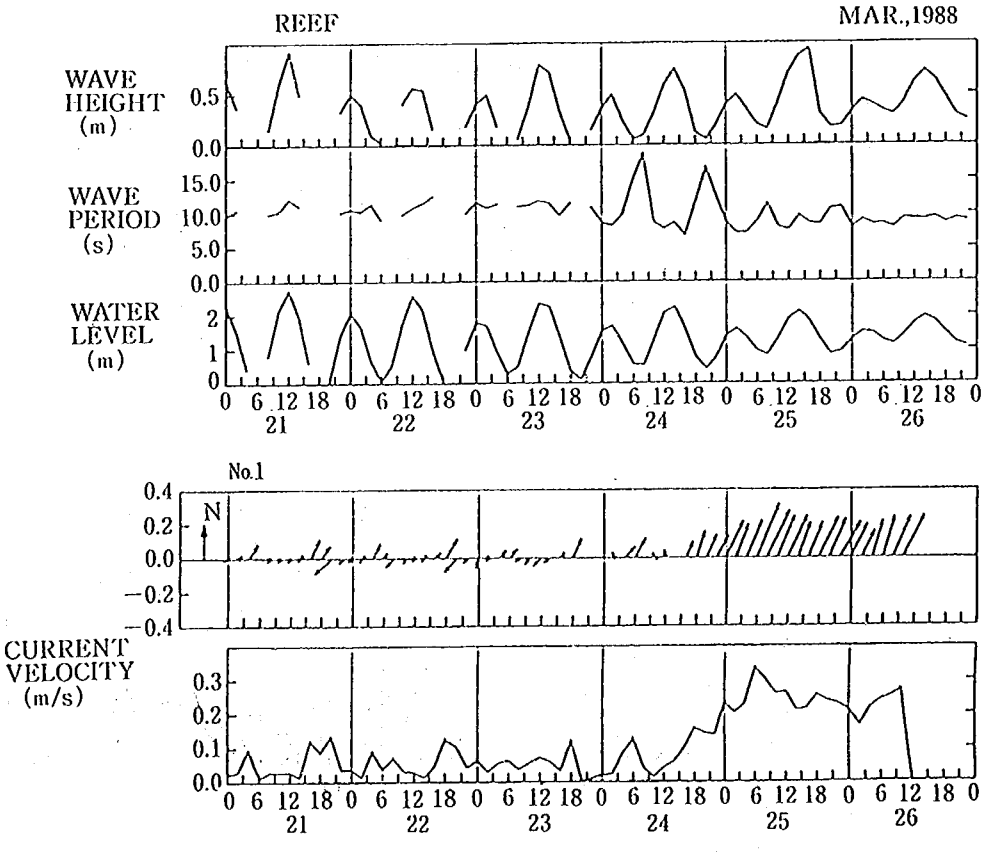
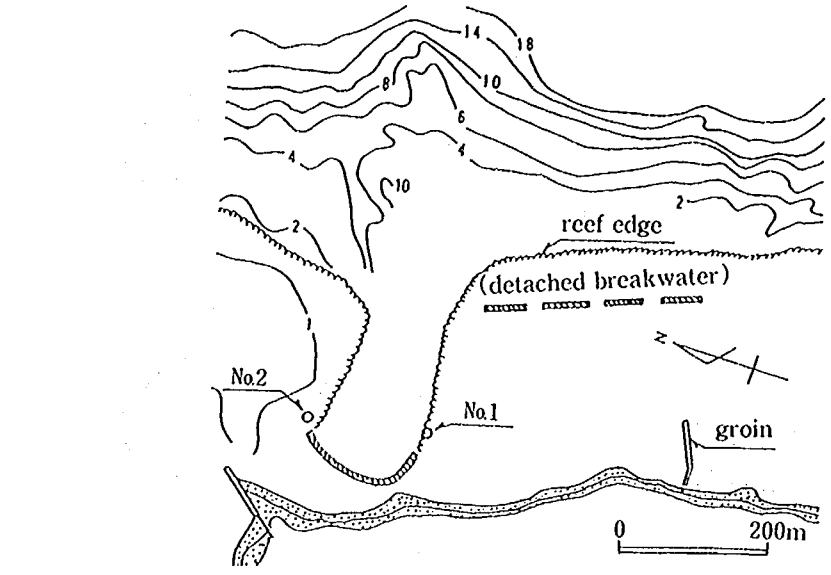


図-4.7 Kuta 海岸における流速の経時変化



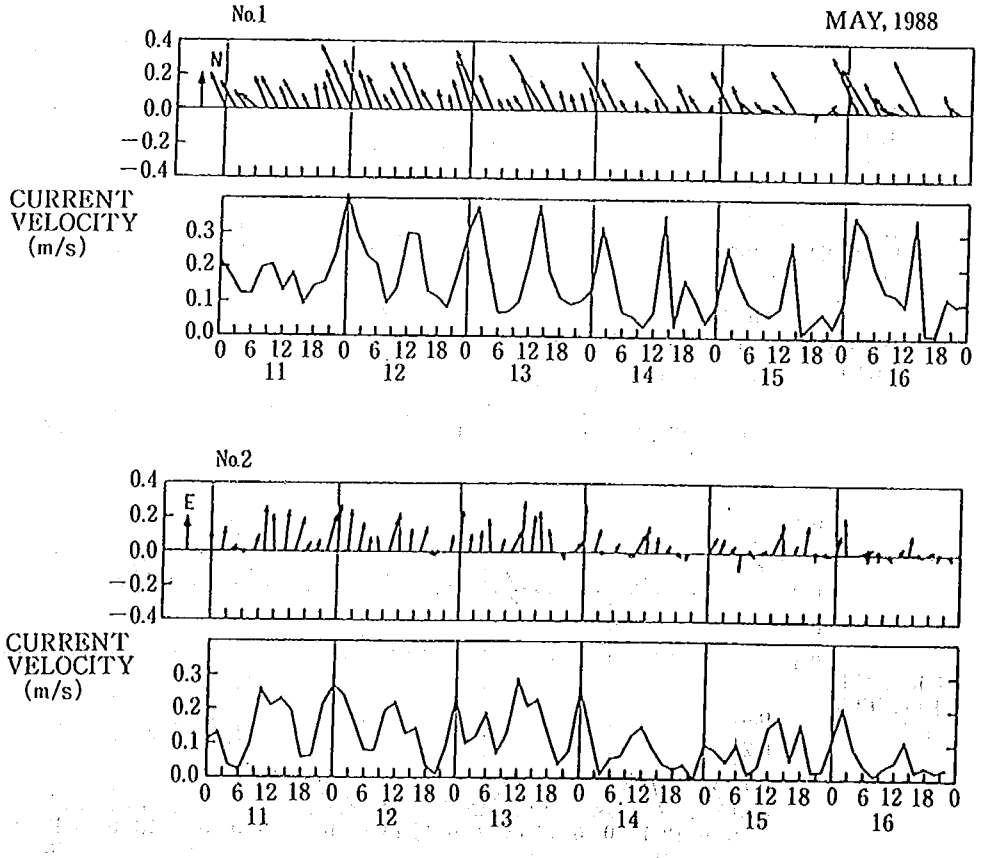


図-4.8 Nusa Dua 海岸における流速の経時変化

フ上の海浜の安定を考える上で本質的に重要と思われたためである。図-4.8に示すように，リーフギャップの岸側にはU字型の不透過性防波堤が建設されている。これは海浜からの養浜砂の流失を防止するために造られた施設である。データを見ると両地点とも半日周潮の潮汐変動が見られるものの，No.1地点では切れ目に向かう最大40cm/sの北向き流れが，No.2地点でも最大30cm/sの切れ目に向かう東向きの流れが常時発生している。このことから，当地点ではリーフ礁原上の水は潮位に関係なくリーフギャップから沖合へ流出していることが明らかとなった。このようなギャップを通過する流れについては，Tsuchiya (1987) も空中写真をもとに図-4.9に示す流況を示したが，実測値は図-4.9とも良い一致を示す。また，この流動に伴い汀線際の2地点に投入した蛍光砂もリーフギャップの深みへ落ち込んでいる状況が確認された（図-4.10）。ここに，図中のリーフギャップの中のカッコ書きの数字は蛍光

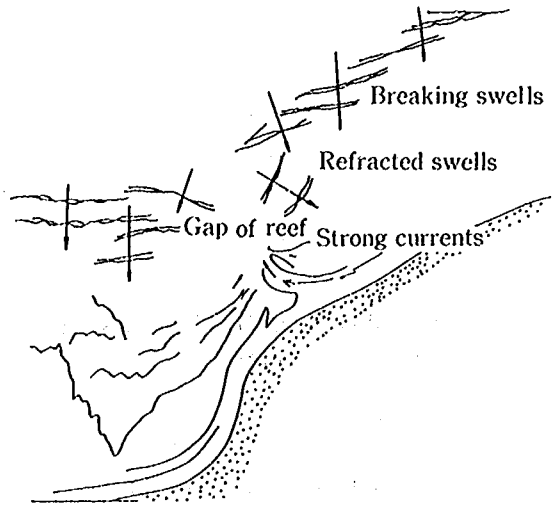


図-4.9　Nusa Dua 海岸のリーフギャップ付近の流れのパターン（Tsuchiya, 1987）

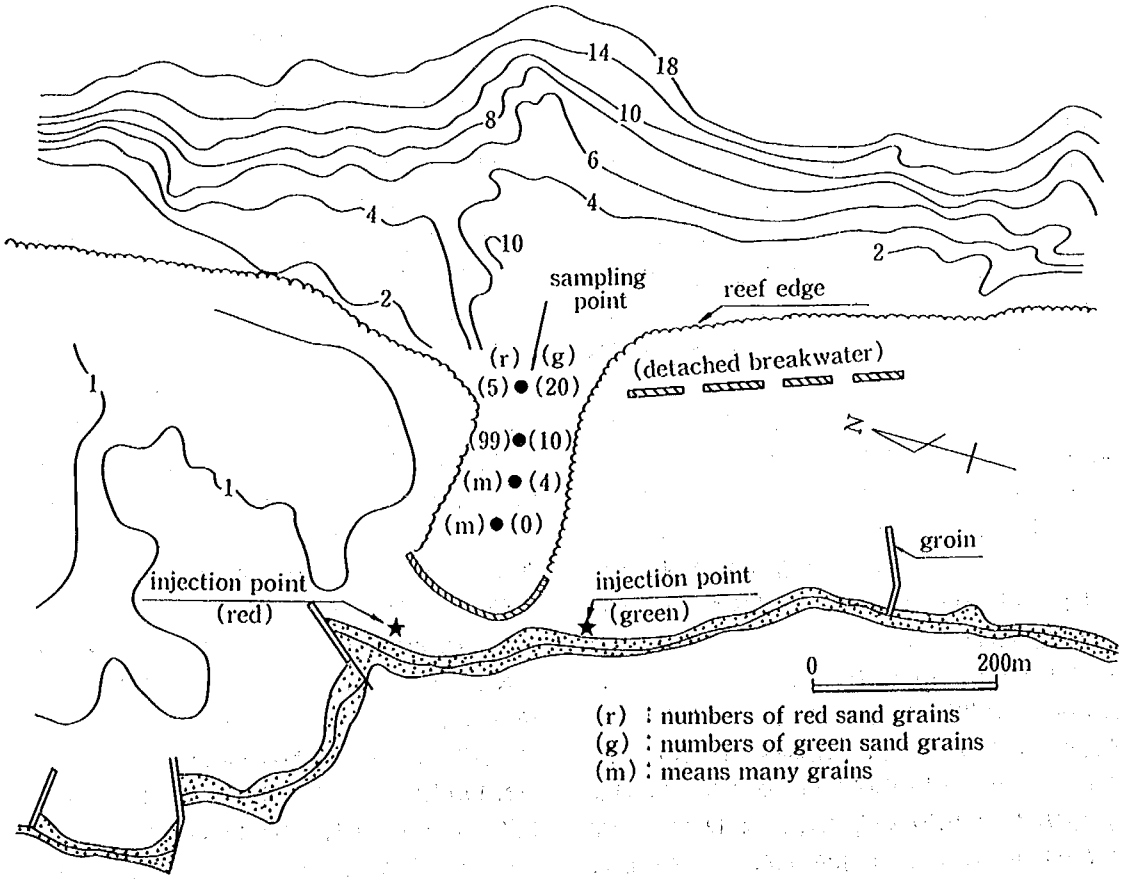


図-4.10　Nusa Dua 海岸のリーフギャップ内における蛍光砂の分布

砂の1 kg当りのカウント数を示す。リーフギャップより沖向き流れが発生するのは，リーフ上において岸向きに運ばれた海水がギャップを通じて沖向きに運ばれるためである。この現象は沖縄本島の伸泊地区のリーフギャップにおいて観測された結果とよく一致することは明らかであって，両者の結果は，リーフギャップにおける海水流動の一般的特性を示すものとして解釈される。

4.4 KutaおよびNusa Dua海岸における海浜流に関する実験的検討

長さ50m，幅50m，深さ0.8mの平面水槽を用いてKuta海岸とNusa Dua海岸のモデル地形に対する水理実験を行った（図-4.11）。実験の縮尺は1/50とし，造波機前面で波高10m，周期2.1秒の波を造波した。この入射波はフルードの相似則により現地換算すると，沖波波高 $H_0=5$ m，周期 $T_0=15$ secに相当する。沖波の入射方向は，Kuta海岸の卓越波向SWと，Nusa Dua海岸の卓越波向SEを考慮して現地換算で水深20m地点の波向を造波機前面で与えた。また，初期水位はM.H.W.L.(M.S.L.+1.3m)で与えている。実験結果の表示においては，フルードの相似則により現地スケールに換算した。

Kuta海岸の海底形状を図-4.11に示す。実験は，リーフの幅が沿岸方向に極端に狭くなる地区を選んで実施した。これは，リーフ幅の狭い部分での沖向き流れの存在を調べるためである。リーフ上の波高分布を図-4.12に示す。リーフの持つ消波効果のためにリーフ上の波高は著しく低下しており，またリーフ縁近傍を除けば波高の変化は小さい。一方，北部の深みが岸近くまで接近している部分では汀線付近で波高の増大が著しい。図-4.13は平均水位上昇量の平面分布である。リーフ上の大部分の区域ではほぼ0.4m以上の水位上昇が生じているのに対して，リーフギャップ部分ではこれより低くなっている。また，二次元の水路実験で観測した同一条件下の平均水位上昇量0.84mと比較すると，平面水槽で測定された値はほぼ半分になっている。これは二次元実験は両側を拘束された条件であるのに対し，平面実験では沿岸方向に自由度が高く，流れが発生しうるためである。対応する流況を図-4.14に示す。図示するように，リーフ上の海水は海岸線に沿ってほぼ北向きに流れる。この流れの方向は，図-4.13に示した平均水位の分布において，平均水位の高いリーフ上より，リーフギャップへ向いた方向となっている。また，この流向は図-4.7に示したKuta海岸での流れの測定値とも良い対応を示す。

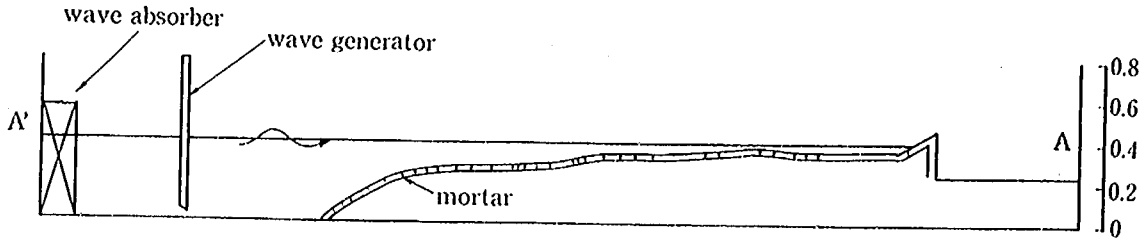
次にNusa Dua海岸の実験結果について述べる。Nusa Dua海岸の海底形状を図-4.11に示す。Nusa Dua海岸ではリーフギャップが岸近くまでせまっており，そこを経由する沖向きの土砂損失が考えられる。そこでこの点を確かめるために水理実験を実施した。最初に波高分布を図-4.15に示す。リーフ上では波高が著しく低下しているが，リーフギャップから波の入射方向に高波高領域が存在する。一方，リーフギャップ周りの平均水位の上昇量の分布は図-4.16に示すようであって，リーフギャップの両側の汀線付近での上昇量が大きく，これに比較してギャップ部の上昇量は小さい。対応する流況を図-4.17に示す。リーフ上よりギャップを向き，さらに沖方向への強い離岸流が発生していることが明らかである。このような流れの方向は，海浜流の現地観測結果（図-4.8）や蛍光砂の観測結果（図-4.10）とも良い一致を示す。結局，KutaおよびNusa Dua両海岸とも海浜流の実験結果は実測値と良い対応を示すことが分かった。

4.5 リーフ上の流れの数値計算

4.5.1 海浜流の数値計算手法

沖縄本島の伸泊地区においてリーフを撮影した通常の空中写真の中に，リーフ端より岸側に向け細長い筋目模様が見られる場合があり，その模様がリーフ上での流れの流線を示す可能性の大きいことが空中写真と流速計等を用いた現地観測データとの比較により明らかになった。この手法を応用することは，リーフ上での流況観測を手軽に行えるという実用上の利点を有している。なぜならば，新たに空中写真撮影を行わずとも，既存の空中写真を利用することによりリーフ上の流況観測が容易に行えるからである。この筋目模様に関し，定点で行われた流速測定の結果との比較において，それがリーフ上の海浜流の流線に対応すると推定された。更に，この流れの流速がリーフへの入射波高の変動と相関が高いことが示された。

そこで，再び伸泊地区のデータを用い，図-4.18に示すN4～N6における流速と水位上昇量を考慮した水深から，図中に示す流速分布を仮定してリーフ上の流量を算出し，その流量から求めた単位流量と入射波高（N1地点）との関係を求めた（図-4.19参照）。単位幅流量を求めたのは，本章においてこの流量で表示した海浜流の数値計算を行っており，それと比較し易くするためである。この図からもリーフ上の海浜流の流量とリーフへの入射波高との相関が高いことが分かる。



Profile of A-A' section

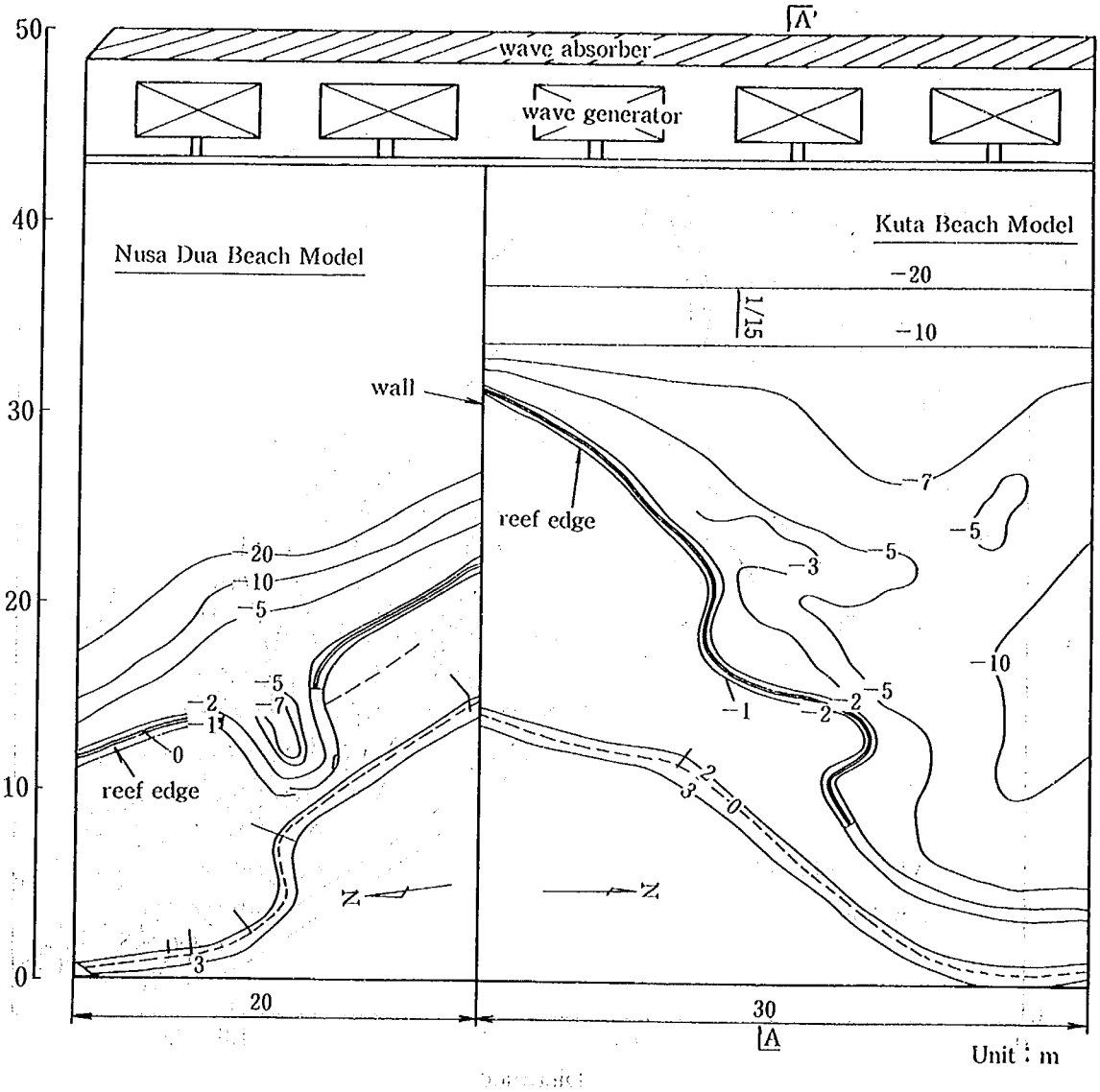


図-4.11　Kuta および Nusa Dua 海岸の模型形状

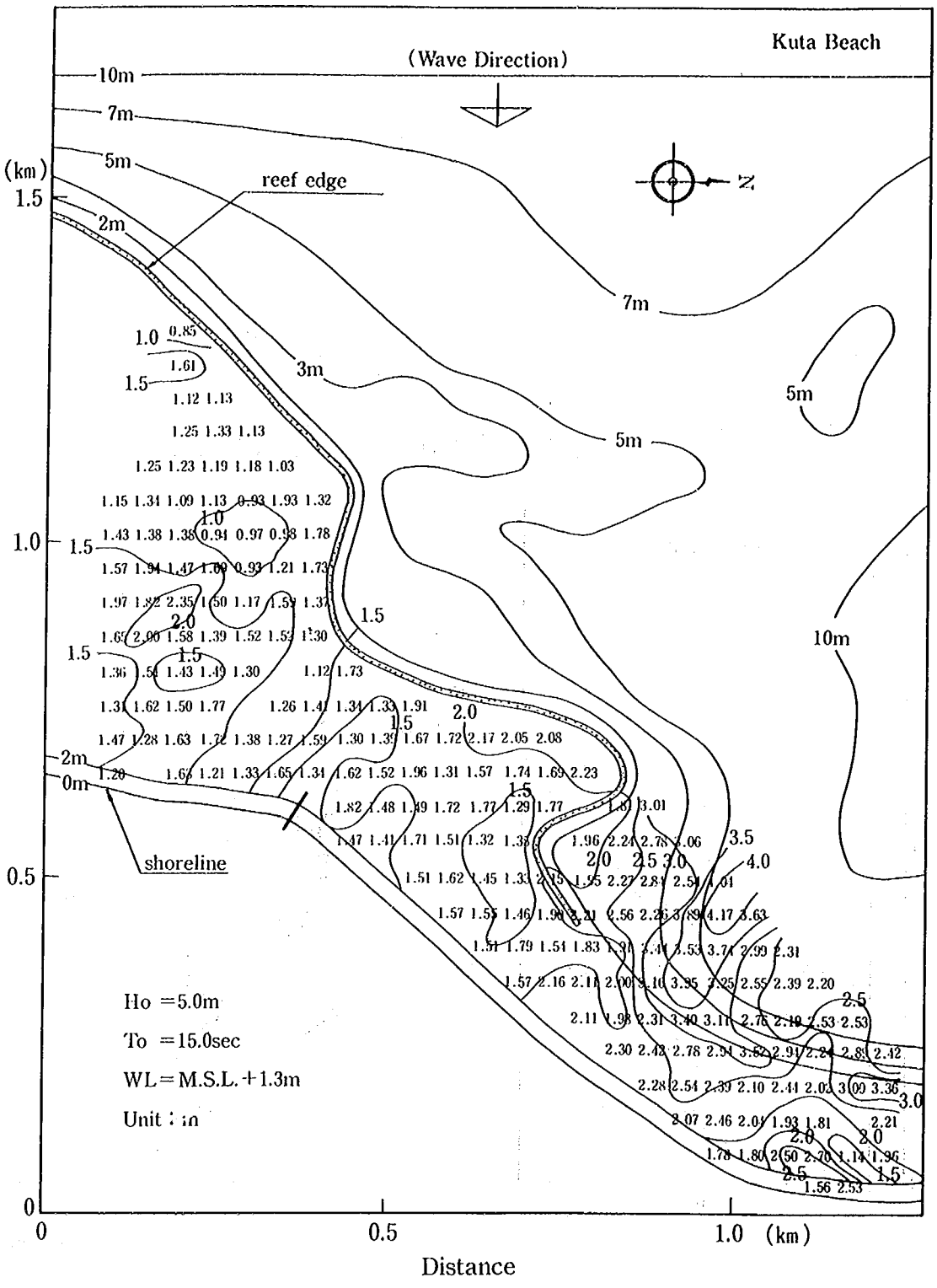


図-4.12 波高の平面分布 (Kuta 海岸)

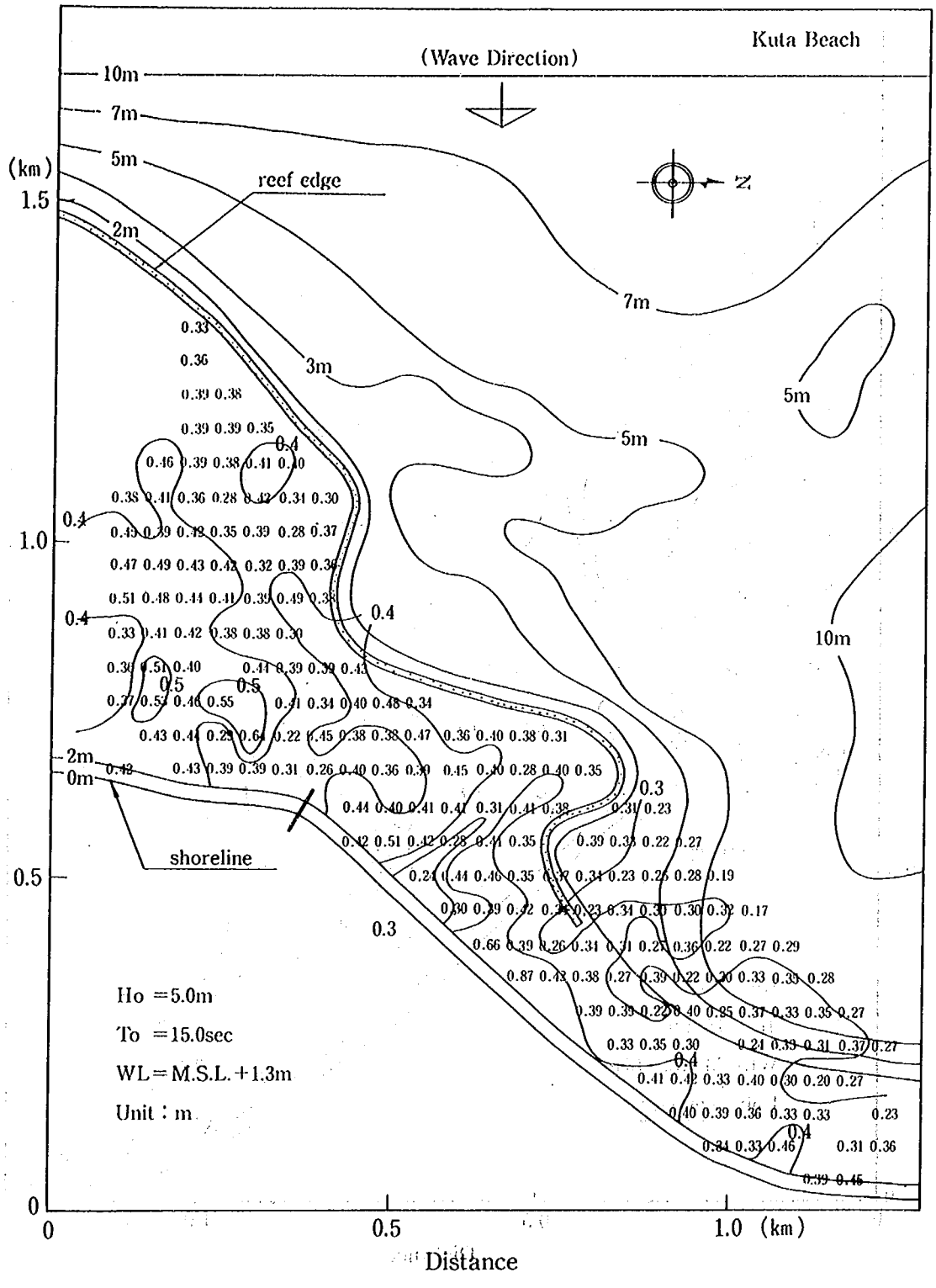


図-4.13 平均水位の平面分布（Kuta 海岸）

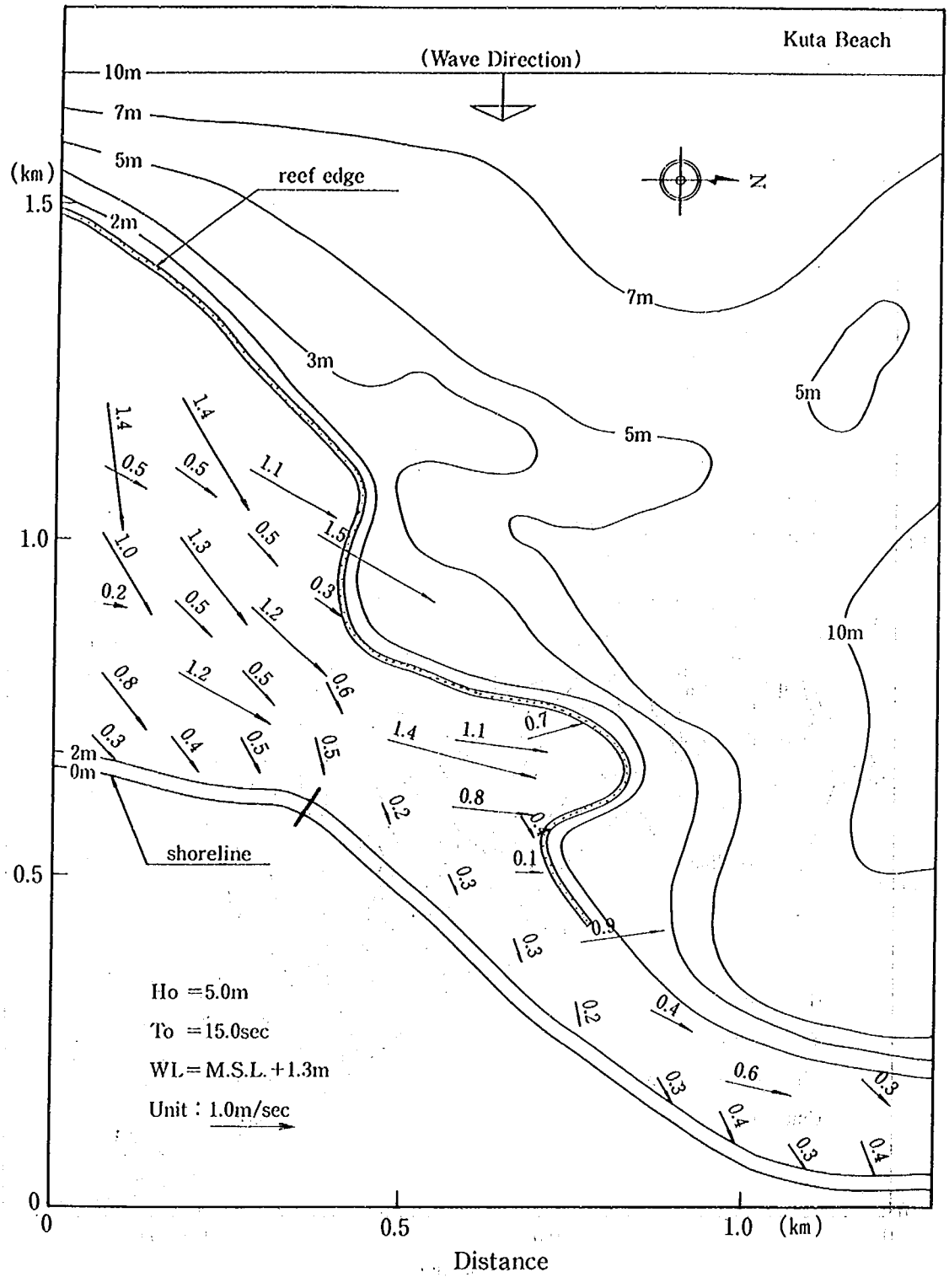


図-4.14 海浜流の流況（Kuta 海岸）

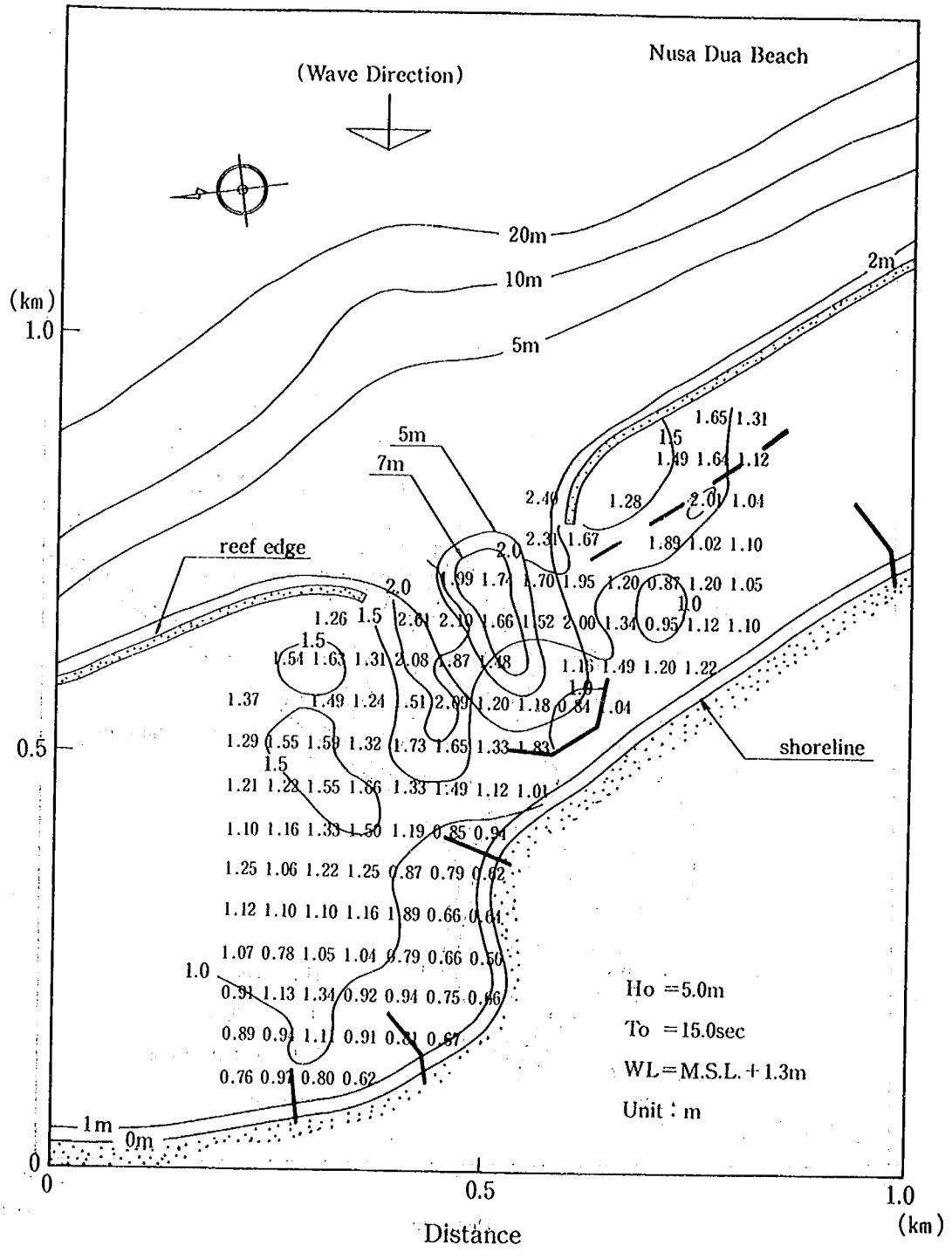


図-4.15 波高の平面分布 (Nusa Dua 海岸)

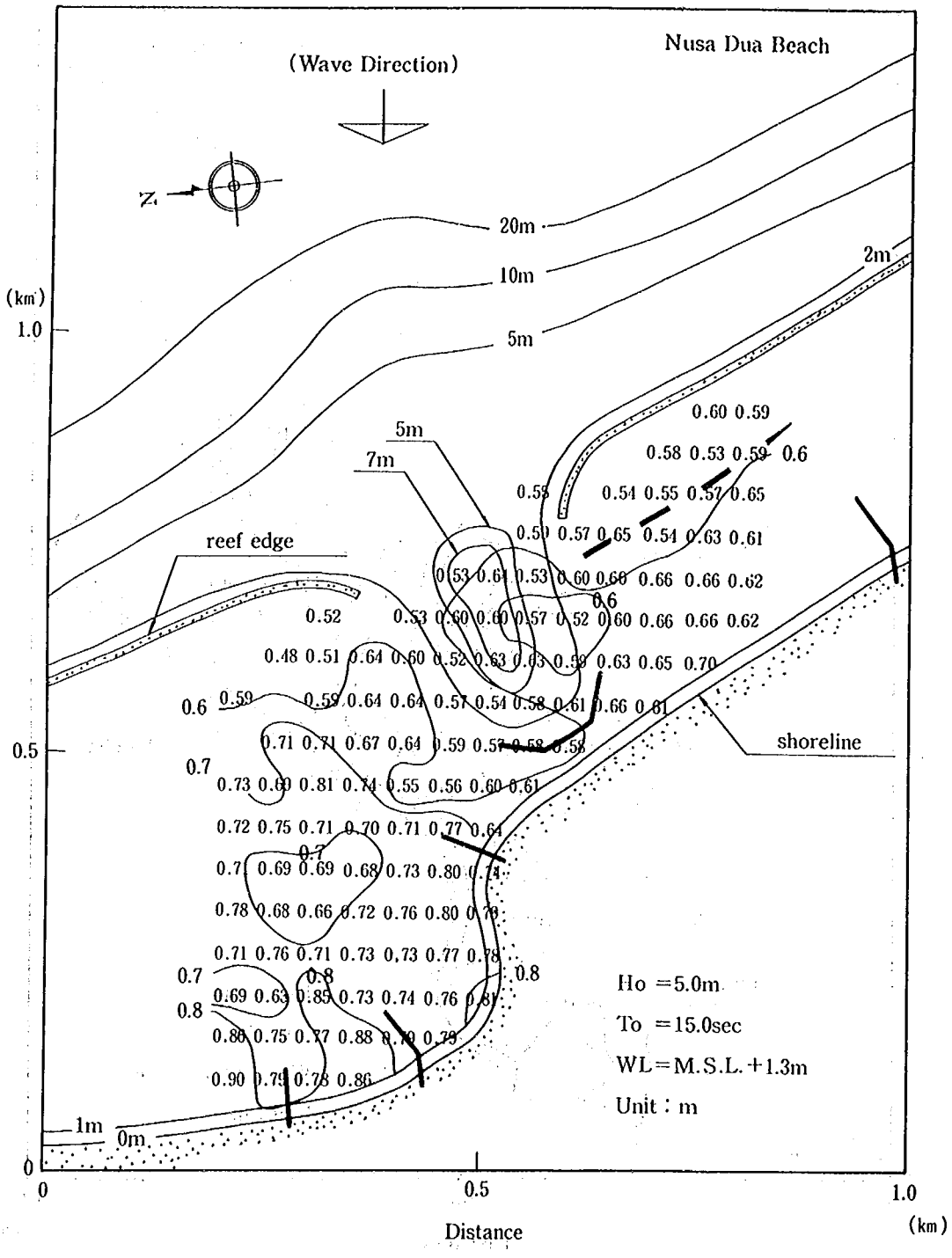


図-4.16 平均水位の平面分布 (Nusa Dua 海岸)

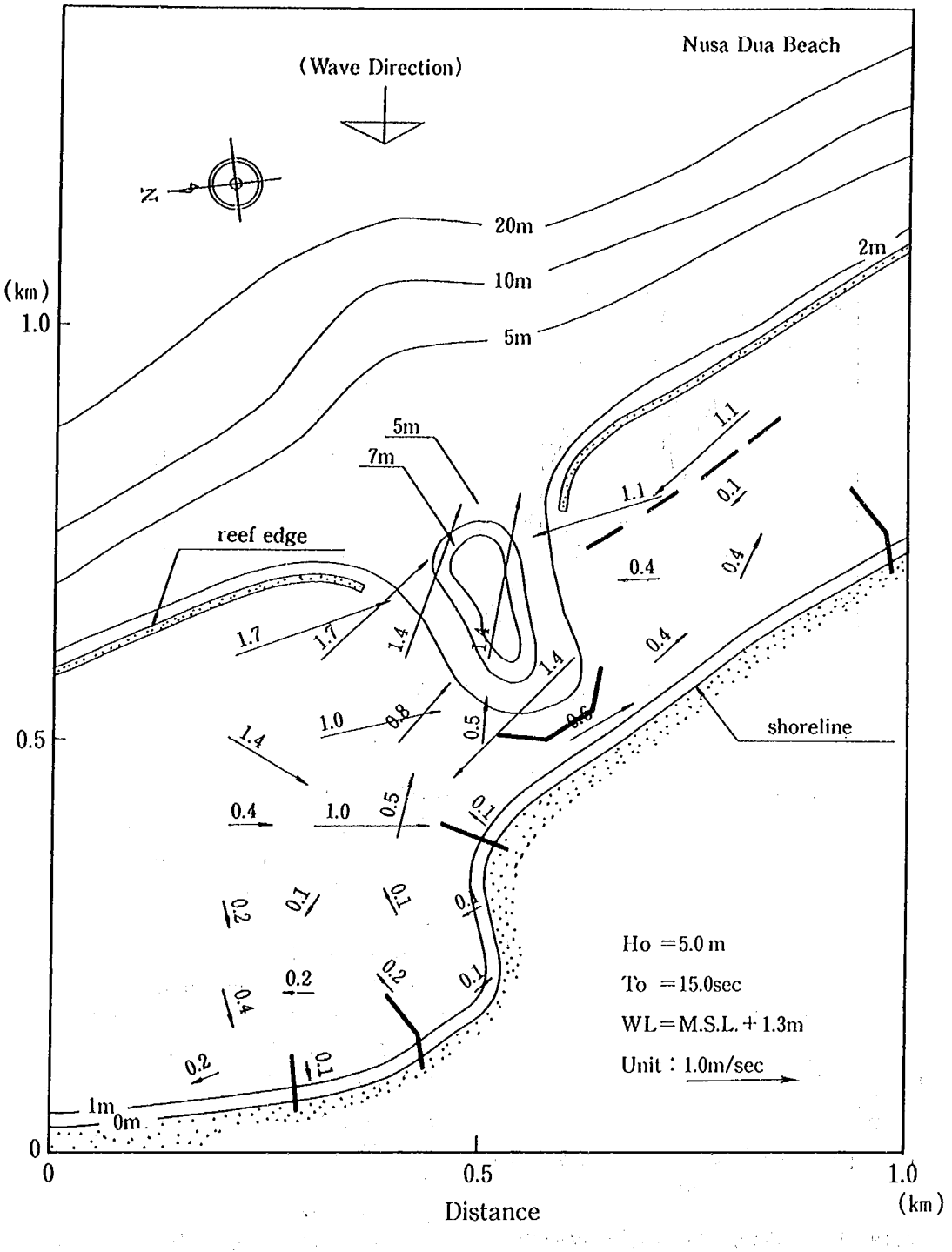


図-4.17 海浜流の流況 (Nusa Dua 海岸)

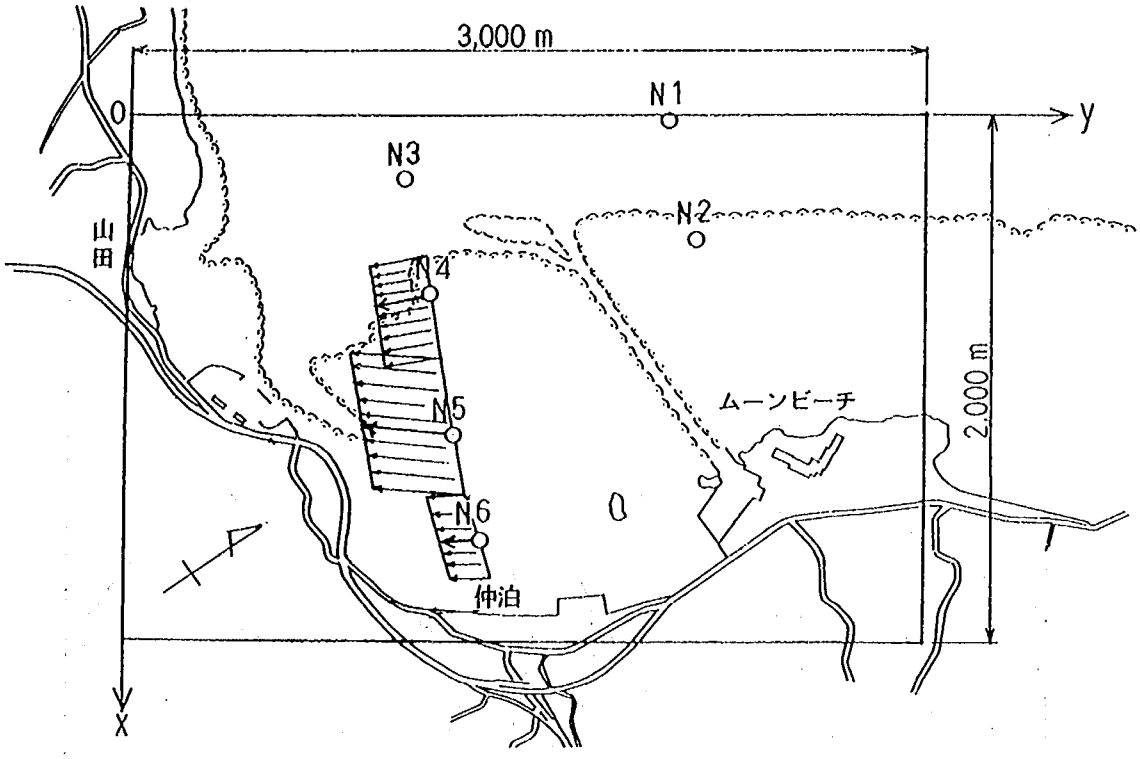


図-4.18 仲泊地区における流れの計算範囲

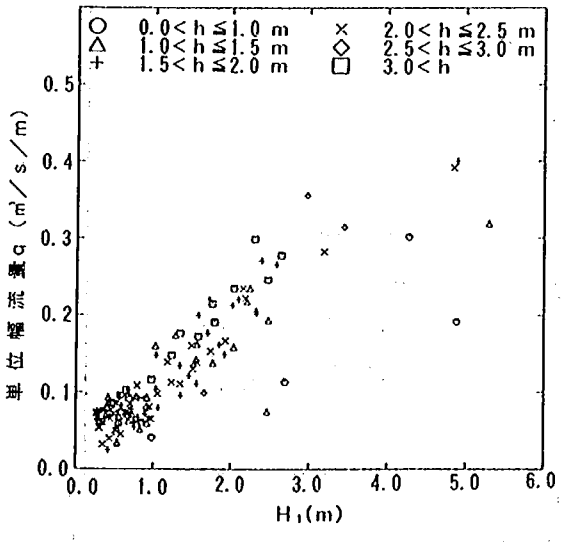


図-4.19 リーフ内の流量と入射波高の関係

ここでは，この流れは波浪に起因する流れである海浜流と考え，海浜流の数値モデルを用いて検討を行うこととする。検討に際しては，リーフ上の筋目模様が顕著に見られることから，種々の潮位，波浪条件の下でも恒常的にこの流れが発生し易いのではないかとの推論を立て，種々のケースで計算を行った。

海浜流の計算に当っては，波の場の計算より流れの外力となる radiation stress を算出しなければならない。波の場の計算手法は3.4節で述べた放物型方程式によるものである。

流れの場の計算においては，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。

$$\frac{\partial P}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left\{\frac{P^2}{D}\right\}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{\frac{PQ}{D}\right\}+gD\frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (4.1)$$
$$+M_x+F_x+L_x=0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left\{\frac{PQ}{D}\right\}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{\frac{Q^2}{D}\right\}+gD\frac{\partial \eta}{\partial y} \quad (4.2)$$
$$+M_y+F_y+L_y=0$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t}+\frac{\partial P}{\partial x}+\frac{\partial Q}{\partial y}=0 \quad (4.3)$$

ここに，$D=h+\eta$，$P=uD$，$Q=vD$ である。さらに，M_x，M_y は radiation stress 項であって，次式のよ

うに表される。

$$M_x=\frac{1}{\rho}\left\{\frac{\partial S_{xx}}{\partial x}+\frac{\partial S_{xy}}{\partial y}\right\} \tag{4.4}$$

$$M_y=\frac{1}{\rho}\left\{\frac{\partial S_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial S_{yy}}{\partial y}\right\} \tag{4.5}$$

海底摩擦項は西村（1982）によれば次式のように表される。

$$F_x=f_{xx}P+f_{xy}Q \tag{4.6}$$

$$F_y=f_{yx}P+f_{yy}Q \tag{4.7}$$

ここに，

$$f=\begin{pmatrix}f_{xx} & f_{xy}\\ f_{yx} & f_{yy}\end{pmatrix}=F\begin{pmatrix}1+\cos^2\theta & 1/2\sin 2\theta\\ 1/2\sin 2\theta & 1+\sin^2\theta\end{pmatrix} \tag{4.8}$$

$$F=2C_f\frac{H}{TD\sinh kD} \tag{4.9}$$

である。また，水平方向渦動粘性項は次式で与えられる。

$$L_x=-\nu_H\left\{\frac{\partial^2 P}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 P}{\partial y^2}\right\} \tag{4.10}$$

$$L_y=-\nu_H\left\{\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 Q}{\partial y^2}\right\} \tag{4.11}$$

各変数の定義は次のようである。P，Q：x，y方向の線流量成分，η：静水面からの水位変化量，h：水深，H：波高，T：周期，θ：波向，C_f：海底摩擦係数，ν_H：水平方向渦動粘性係数。

4.5.2　数値計算結果と実測値との比較

検証計算ケースとしては，観測時の海象状況から高・低波浪時，満潮・干潮時を組み合わせた条件とし，全体で7ケースを設定した（表-4.1）。ただし，ケース2，3はC_fまたはν_Hのみをケース1の条件と変えたものであり，他の条件は同一である。また，入射波高，周期，潮位は，リーフ沖の2地点（N1，N3）の観測値の平均とし，波浪はリーフエッジに対しほぼ直角に入射するものとした。また，C_fは一般に砂浜海岸では0.01程度の値が適切と考えられているが，リーフ上ではかなり大きな凹凸があることから，C_f=0.05と大きくした場合の計算も行った（ケース2）。また，ν_Hについては，10.0m²/sと5.0m²/sの2通り変えて計算を行った（ケース1，3）。入射波条件については，現地における波浪が不規則波であり，一方シミュレーションは規則波を対象としていることから，不規則波から求められるいくつかの代表波浪（有義波，平均波，エネルギー平均波等）から海浜流計算に適した代表波浪を求める必要がある。ここでは，海浜流の外力となるradiation stressが波浪エネルギーで表現されていることから，radiation stressを計算する際にエネルギー平均波高を用いることとした。その際，有義波高からエネルギー平均波高への換算は波高の出現分布をレーリー分布と仮定して，次式によった。

$$Hrms=H_{1/3}/1.416 \tag{4.12}$$

また，周期は便宜的に有義周期を用いた。

計算範囲は図-4.18に示したように，仲泊地区の沿岸方向に3,000m，岸沖方向に2,000mの矩形領域である。この区域を50m間隔の正方格子で分割した。

表-4.1　計算条件

ケース No	観測日時	波浪条件	潮位 基準D.L.*	パラメータ C_f	パラメータ ν_H (m²/s)
1	2/28 8：00	Hi=4.61m T=11.3s	D.L.+2.14m (満潮)	0.01	10.0
2	2/28 8：00	Hi=4.61m T=11.3s	D.L.+2.14m (満潮)	0.05	10.0
3	2/28 8：00	Hi=4.61m T=11.3s	D.L.+2.14m (満潮)	0.01	5.0
4	2/27 12：00	Hi=2.28m T=7.9s	D.L.+0.94m (干潮)	0.01	10.0
5	3/6 10：00	Hi=0.26m T=6.0s	D.L.+1.86m (満潮)	0.01	10.0
6	3/6 16：00	Hi=0.36m T=7.1s	D.L.+0.49m (干潮)	0.01	10.0
7	3/3 10：00	Hi=0.98m T=7.8s	D.L.+2.08m (満潮)	0.01	10.0

*D.L.：基本水準面（N.P.-0.1205m，N.P.は那覇港中等潮位）

計算領域の北側境界は，リーフの空中写真（図-4.6）から，リーフ内の流れが南北に別かれ，そこを横切る流量がほぼ0と予見される位置とした。海底地形は，図-4.20に示すように，1987年3月測量の深浅図をもとに入力した。

満潮時に高波浪が来襲した場合（Hi=4.61m，Ti=11.3s）と干潮時に高波浪が来襲した場合（Hi=2.28m，Ti=7.9s）における波高分布の計算結果を図-4.21（ケース1），図-4.22（ケース4）に各々示した。計算領域の中央より右半分でほぼ一様にリーフが発達し，浅くなっているために，波高はリーフエッジ付近で砕波により急激に減衰し，礁原では非常に静穏となる。この特徴は特にケース1（図-4.21）の場合に顕著に見られる。一方，計算領域の左側半分では図-4.20に示したようにリーフの切れ目があり急深なために，そこからの侵入波浪によって北側より高波高であり，またリーフの端部での海底形状が複雑なために回折・屈折効果により波高分布が複雑で変化が大きい。

次に，図-4.21，4.22の波浪場に対応する海浜流の流

況をそれぞれ図-4.23,4.24に示す。いずれの場合もリーフエッジ付近で岸向き流れが生じ，リーフ内では全体として南下する方向に流れ，リーフの切れ目から強い沖向き流れとなって流出していることが明らかである。また，全体的な流れのパターンは潮位条件によりあまり変化しないが，流速はリーフに入射する波浪の大きさに比例して大きくなっている。一方，潮位が高かったり（ケース7），または入射波高が0.5m以下と小さい条件（ケース5，6）では，リーフエッジで砕波が生じないため，図-4.23,4.24で示したような流況パターンは形成されず，また流速の絶対値も非常に小さくなった。

表-4.2にケース1の波高，流速および平均水位の実測値と計算値を示した。N2の波高およびN4の流速は計算の方がいずれも大きめになっているが，その他は両者ほぼ一致しており，特に水位上昇量はかなり良く一致している。

数値計算によって得られた流況と，図-4.6に示したリーフの空中写真とを比較すると，空中写真に表れた筋目模様は，図-4.23または図-4.24の流速ベクトルを滑らかに連ねた線と非常に良く対応することが分かる。更に，1987年3月3日の10時と14時の流速測定結果と計算結果を比較した。図-4.25，4.26に電磁流速計による観測結果とフロート追跡による観測結果の両者を示した。観測結果は，礁原からリーフの切れ目に向かう緩い流れと，リーフの切れ目における強い流出流の存在を示している。これらの流況は計算から得られた流速分布(図-4.23，4.24)と良く一致することが分かる。以上の点より，前節での筋目模様とリーフ上の流れが対応するのではないかとの推論は，数値計算により確認されたことになる。

流れのメカニズムを推定すると，計算ではリーフエッジ付近で砕波することで急激に波高が減衰し，これによりリーフ内へのradiation stressの勾配が生じ，その外力勾配でリーフ内への流入が起こったと考えられる。流れ込んだ流量は，radiation stress勾配のより小さい箇所に当る，砕波が生じていないリーフの切れ目から沖へ流出した。

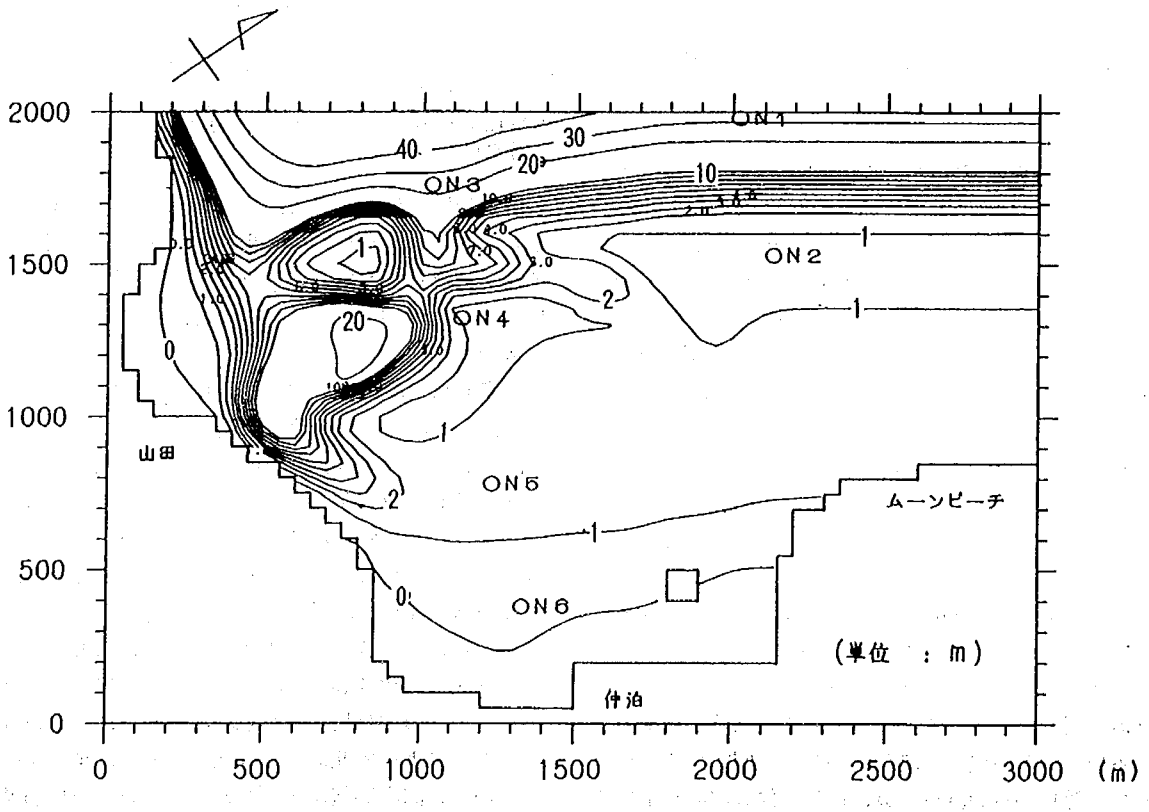


図-4.20 計算に用いたリーフ周辺の海底地形

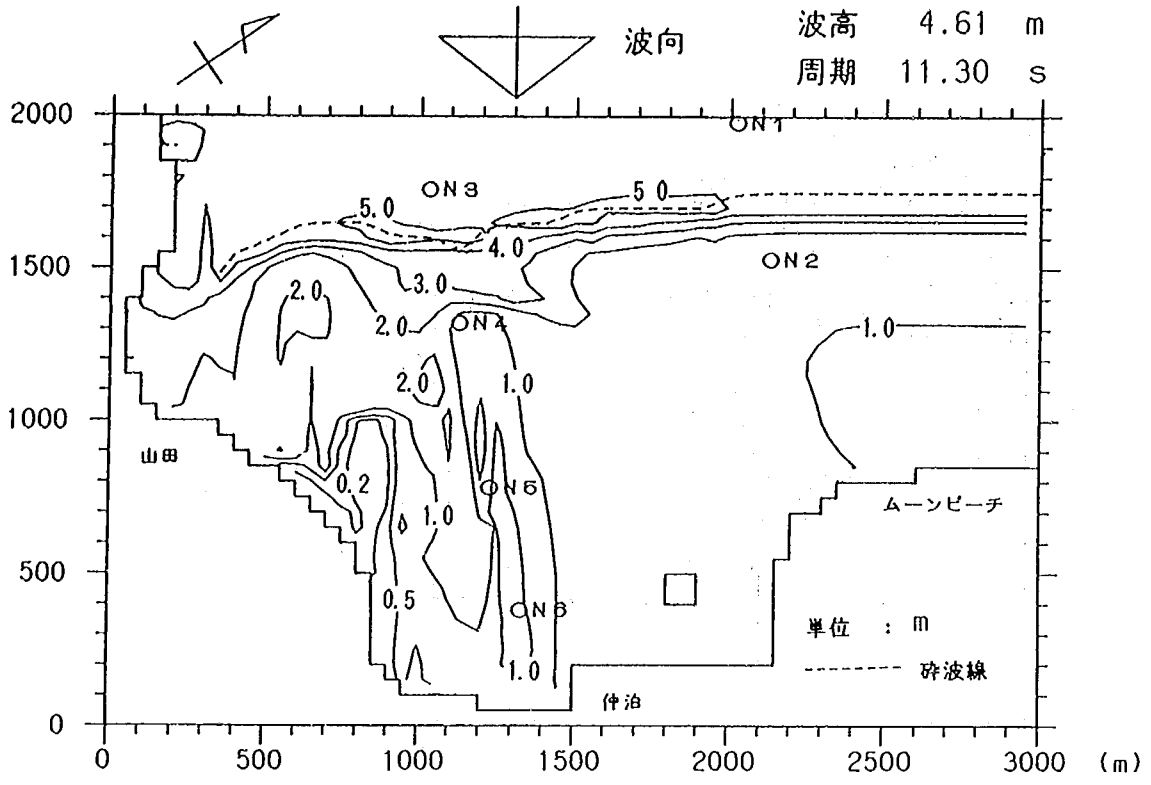


図-4.21　波高分布（ケース1，H_I=4.61m，T_I=11.3s）

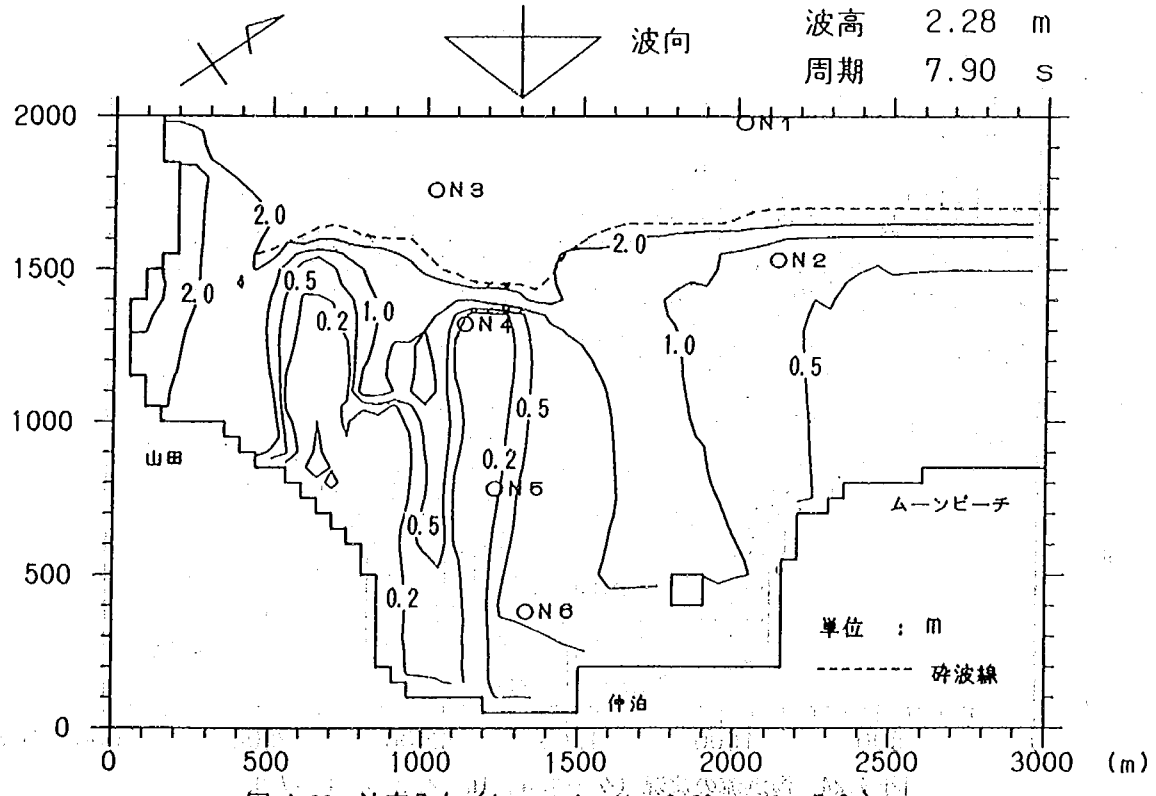


図-4.22　波高分布（ケース4，H_I=2.28m，T_I=7.9s）

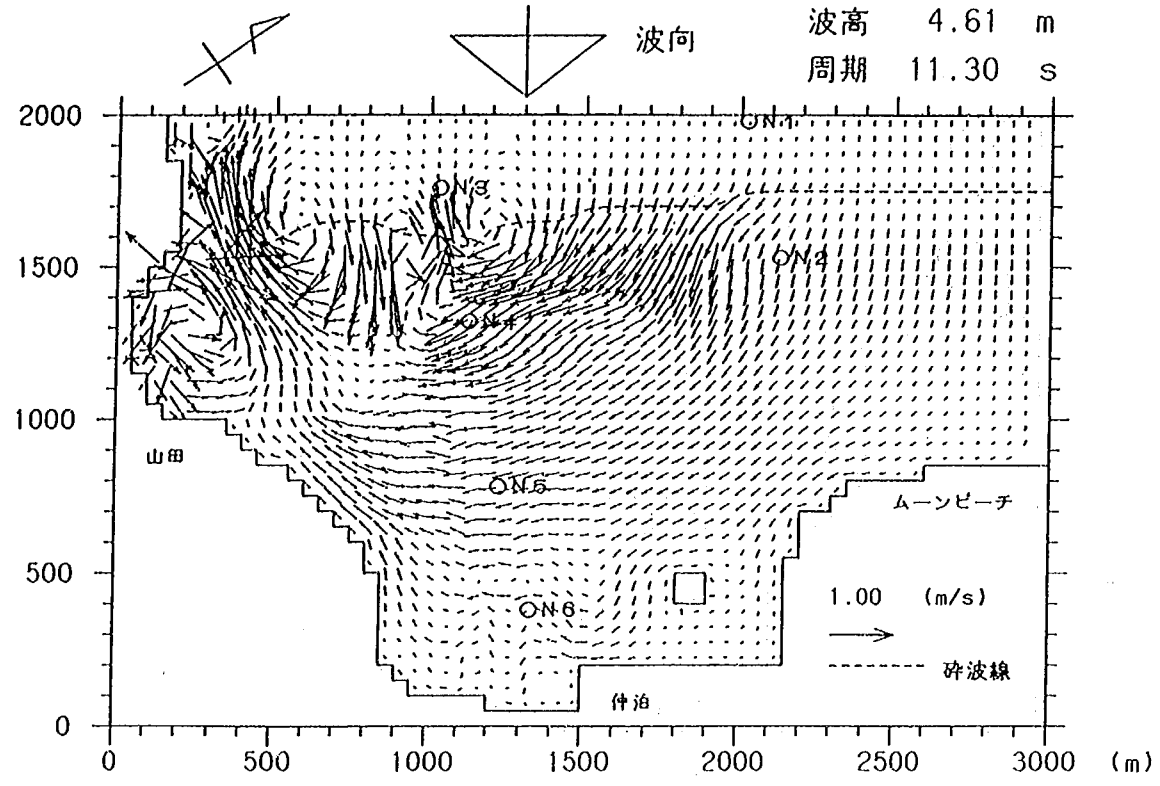


図-4.23 海浜流の流況（ケース１，H_I＝4.61m，T_I＝11.3s）

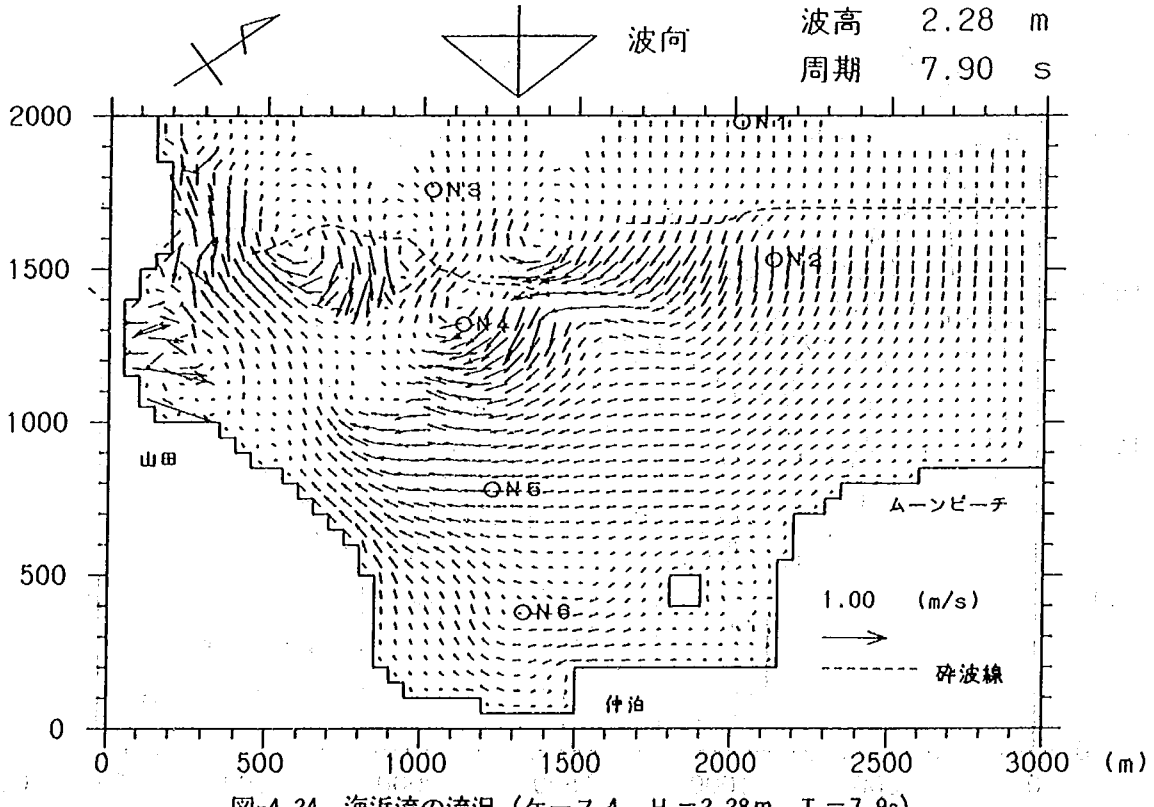


図-4.24 海浜流の流況（ケース４，H_I＝2.28m，T_I＝7.9s）

表-4・2　計算値と実測値の比較（ケースⅠ）

項目 / 測点No	波高 (m)	絶対流速 (m/s)	水位上昇量 (m)
N1	4.61	0.04	0.00
	4.79	——	——
N2	1.39	0.22	0.31
	0.76	——	0.27
N3	4.55	0.14	0.00
	4.42	——	——
N4	1.18	0.46	0.20
	——	0.18	——
N5	1.14	0.27	0.24
	0.96	0.41	0.21
N6	1.43	0.10	0.23
	——	0.15	——

注）上段：計算値，下段：観測値
——：観測値なし

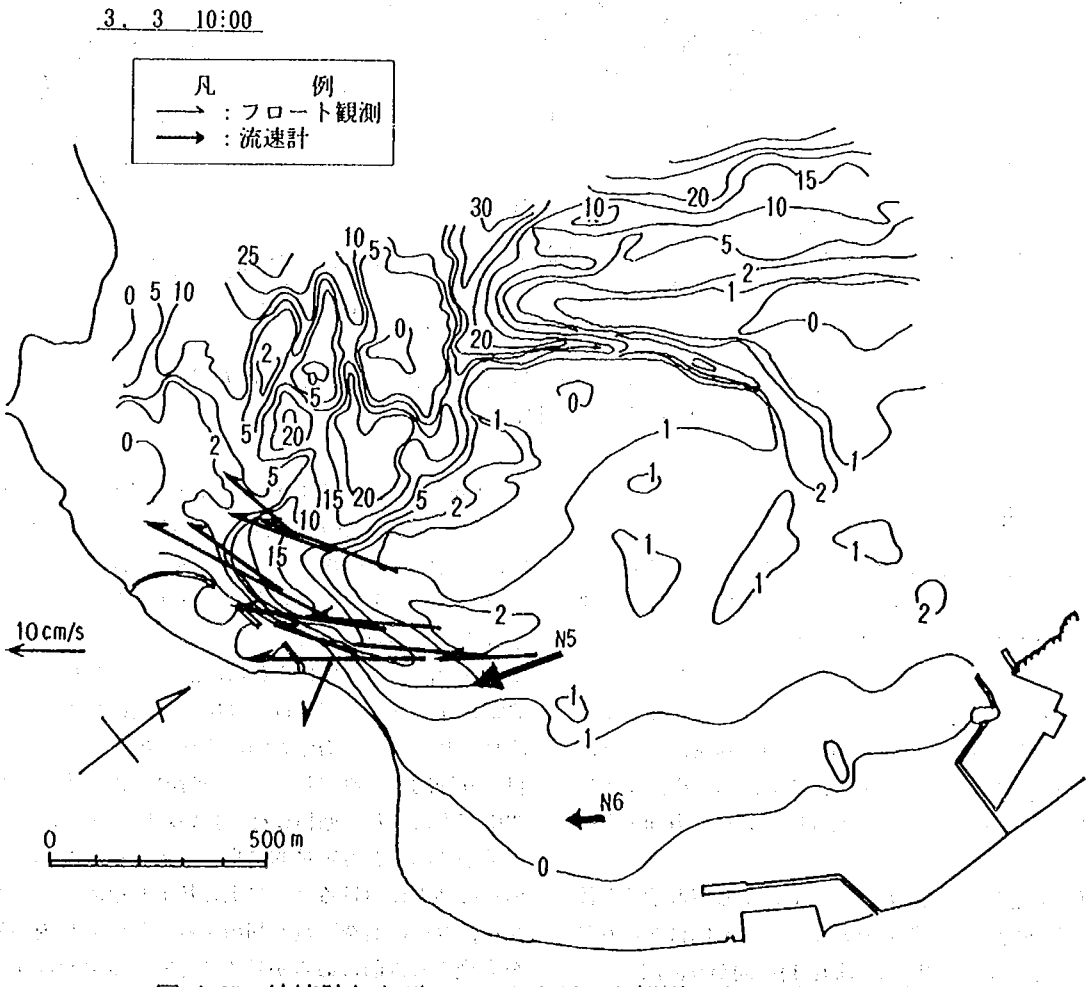


図-4.25　流速計およびフロートを用いた観測によって得られた流況
（1987年３月３日，10：00観測）

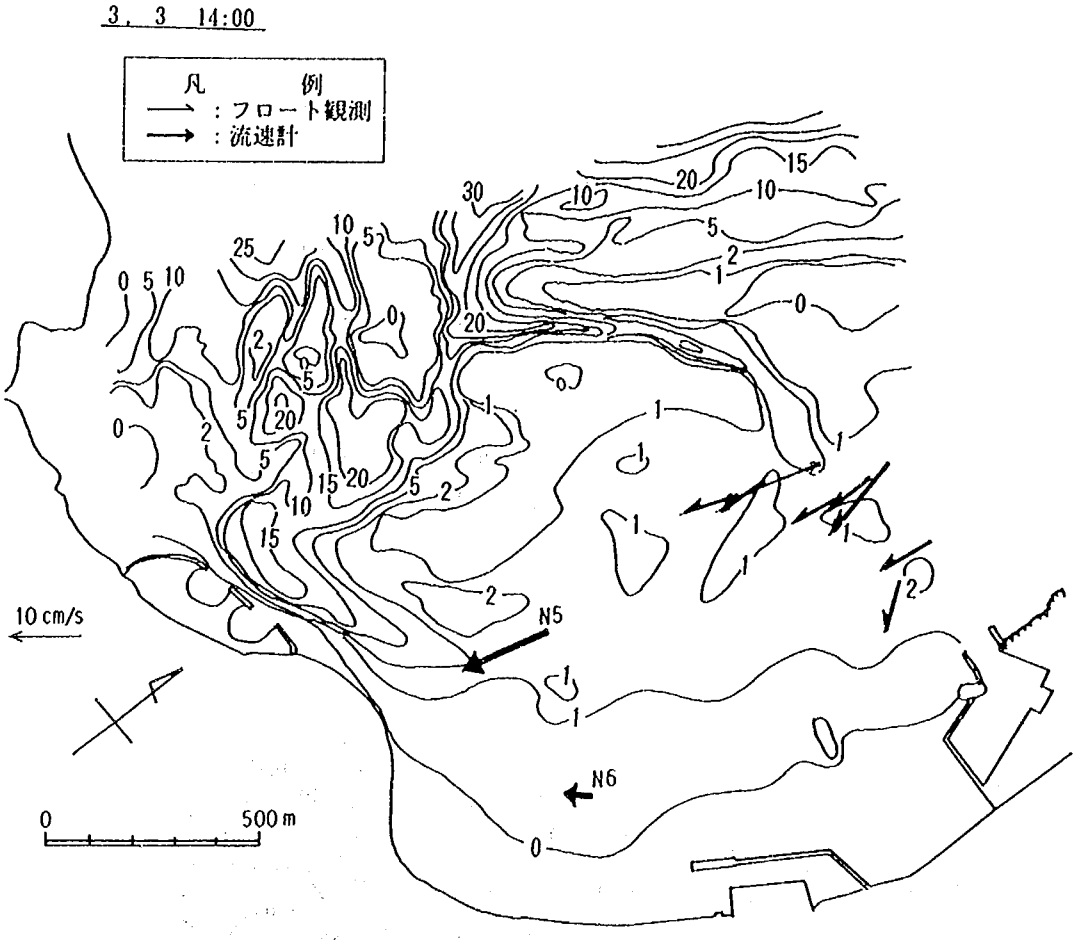


図-4.26 流速計およびフロートを用いた観測によって得られた流況
(1987年3月3日, 14：00観測)

4.6 結論

沖縄県仲泊地区およびバリ島におけるリーフ上の流れの現地観測と，海浜流の数値計算より得られた主要な結論を要約すると次の通りである。

① リーフ上の平均流速は，リーフへの入射波高の変動と高い相関を有する。このことはリーフへ侵入する波の運動量のかなりの部分が流れの運動量に変換されることを意味している。また，その流向は岸近くでほぼ一定しており，リーフの切れ目へ向かう方向であった。

② 仲泊地区で実施したフロートによる流況観測と流速計の観測結果より得られた平均流の流向はかなり良く一致し，いずれもリーフの切れ目へ向かう流向であった。

③ 仲泊地区の航空写真により，リーフエッジよりリーフの深みへ向いた筋目模様が見出された。この筋目模様の方向は，流れの観測による流向と良い対応を示し，流況パターンを通常の航空写真のみから調べることができることが分かった。

④ 数値計算の結果によれば，潮位にかかわらず高波浪時にリーフエッジ付近では岸向き流れが生じ，その流れがリーフ内で沿岸方向に流れた後，リーフの切れ目より沖向きに流出した。この時の流れの流線の形は空中写真に表れた筋目模様と良い対応を示し，さらに現地観測結果とも定量的に良い一致を示した。従って，種々の地点におけるリーフ上の基本的な流れのパターンを，既存の航空写真を利用することにより現地観測を実施する以前にあらかじめ推定できる可能性があることが分かった。

参考文献

1）Guilcher, A. (1988): Coral reef geomorphology, John Wiley & Sons, 228p.

2）Hirata, K. (1956): Ecological studies on the recent and raised coral reefs in Yoron Island, Kagoshima Univ., 5, pp. 97-118.

3）国崎茂和・渡久地健・中村倫子（1977）：沖縄島のサンゴ礁地形，琉球列島の地質学的研究，

4）西村仁嗣（1982）：海浜循環流の数値シミュレーション，第29回海岸工学講演会論文集，pp. 333～337.

5）高橋達郎（1988）：サンゴ礁，古今書院，258p.

6）谷本修志・中野康雄・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.

7）谷本修志・宇多高明・高木利光（1988）：リーフ上の筋目模様から予見された流れの数値計算による検証，海岸工学論文集，第36巻，pp. 229～233.

8）谷本修志・宇多高明・桜本　弘（1988）：バリ島のリーフ周りの波，流れ，地形変化の観測，海岸工学論文集，第36巻，pp. 60～64.

9）Tsuchiya, Y. (1987): Final report on beach erosion control in Bali and West Java, and short course on Coastal Engineering, Inst. Hydraulic Eng., Agency for Res. and Dev., Min. of Public Works, Rep. of Indonesia, 52p.

5．サンゴ礁海岸における汀線形の変化予測

5.1　まえがき

第2章において述べたように，バリ島のKuta, Nusa DuaおよびSanur海岸ではサンゴ礁が存在するために特徴ある汀線形の変化が生じている。このような海岸での汀線形の変化は，通常の砂浜海岸の場合と特性がやや異なっている。そこで，ここでは特徴的なリーフ周辺での汀線変化特性について調べた。またこのモデルのKuta海岸における汀線変化予測への応用例についても述べる。

5.2　モデル海岸における汀線変化予測

5.2.1　計算方法

リーフ地形での波の変形計算は，3.4節で述べた放物型モデルを用いて行うことができる。また汀線変化の計算では，漂砂量式として次の小笹・Bramptonの式を用いた（本間ほか，1985）。

$$q=(H^2C_g)_b\left(K_1\sin 2\alpha_b-K_2\cos\alpha_b\frac{\partial H_b}{\partial X}\right) \quad (5.1)$$

ここに，q：漂砂量，$(H^2C_g)_b$：砕波点におけるエネルギーフラックス，α_b：砕波点における入射角，H_b：砕波波高，X：沿岸方向距離，K_1，K_2：係数である。式(5.1)の右辺第2項は砕波波高の沿岸方向分布によって生ずる漂砂量を表わしている。放物型モデルによる波高，波向の計算結果によると，今回の計算では右辺第2項よりも第1項の方がはるかに卓越した。そこで汀線変化計算では$K_1=0.1$，$K_2=0$とおいた。また，第2章で述べたように，漂砂の移動高は一般の砂浜海岸の場合と比較してずっと小さくなるが，図-2.20を参照して実測値よりわずかに小さい4 mを仮定した。

リーフ地形は第2章での議論をもとに2種類考えた。ケース①は，リーフギャップをモデル化したものであり，幅1 kmのリーフ中央に深いギャップを仮定した(図-5.1)。また，初期汀線形は直線とした。ケース②では，リーフギャップとは逆に，リーフが沖方向に大きく発達し，幅広いリーフが存在するケースである(図-5.2)。

入射波の条件としては，バリ島のデータを参照して，$H_0'=1.5$ m，T＝15 secの波が沖合より入射するとした。数値計算において，沿岸方向の格子間隔は20 m，計算時間間隔は約200 secとした。

5.2.2　計算結果

ケース①の計算では3か月後の，ケース②では3か月後と12か月後までの汀線変化の結果を求めた。以下，波高と波向の沿岸方向分布については，岸から沖合100 m地点における値を表示した。

ケース①の波向分布を図-5.3に示す。リーフギャップの中央では波は直進するが，その両側ではリーフギャップから離れる方向の波向分布となる。これと対照的に，リーフが沖向きに突出している場合は，波の屈折により波は中央へと収束する(図-5.4)。

ケース①の地形条件での波作用3か月後の汀線変化を図-5.5に示す。図には波高，波向，沿岸漂砂量の分布形も併せて示した。リーフギャップの岸側では，ギャップから離れる方向の波向分布となるために，ギャップの岸側の汀線は凹形となる。このような状況は図-2.13

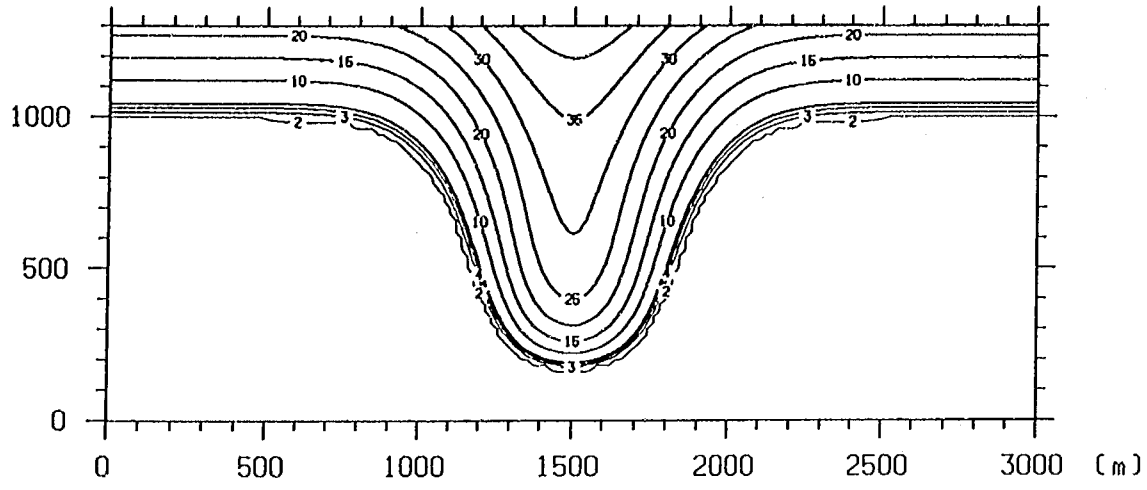


図-5.1 リーフギャップのモデル地形

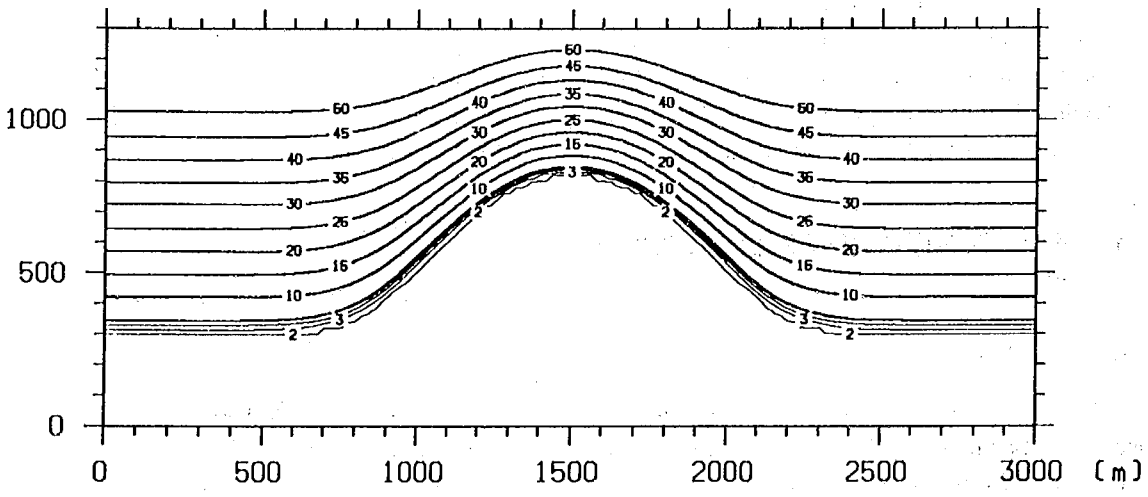


図-5.2 幅広いリーフのモデル地形

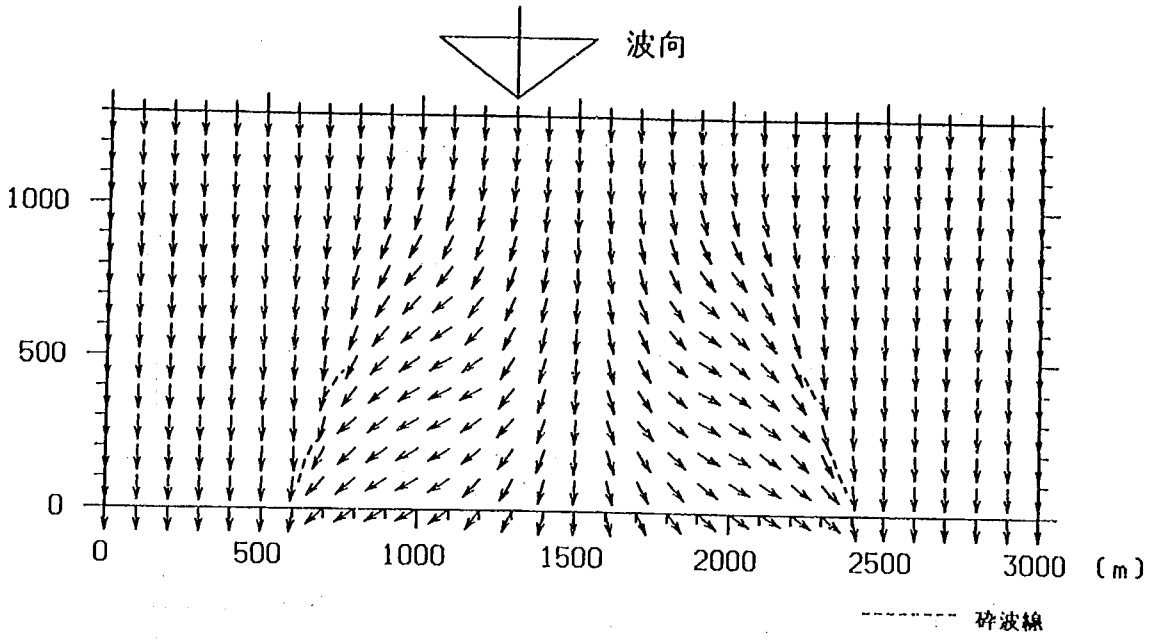


図-5.3　リーフギャップ周りでの波向分布

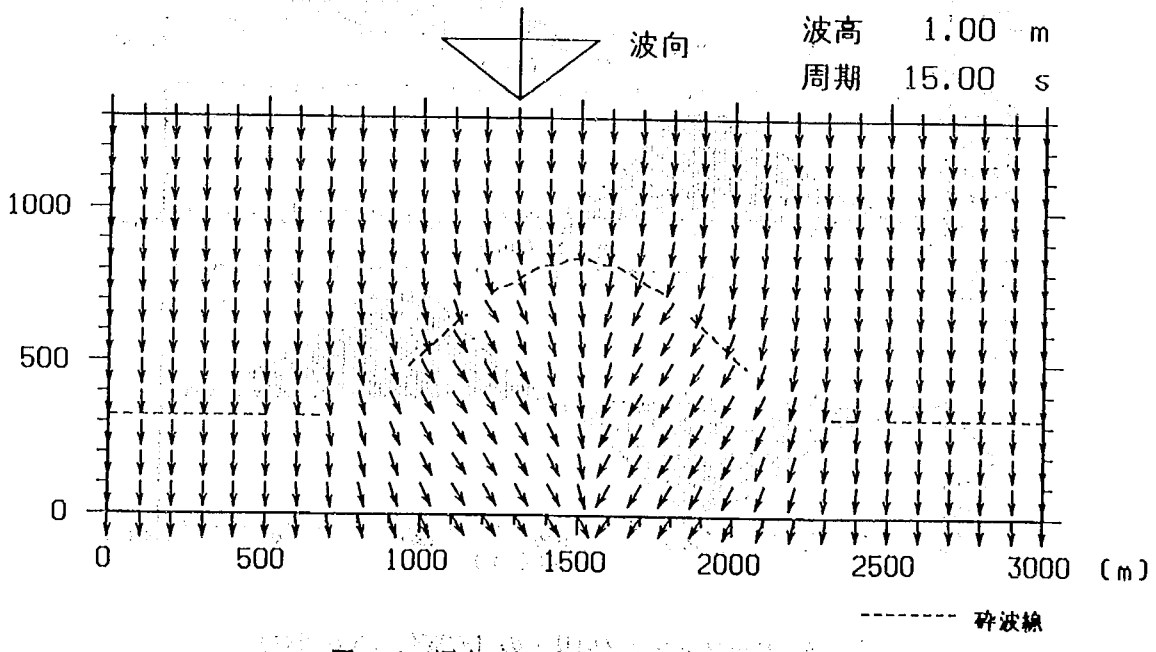


図-5.4　幅広いリーフの周りでの波向分布

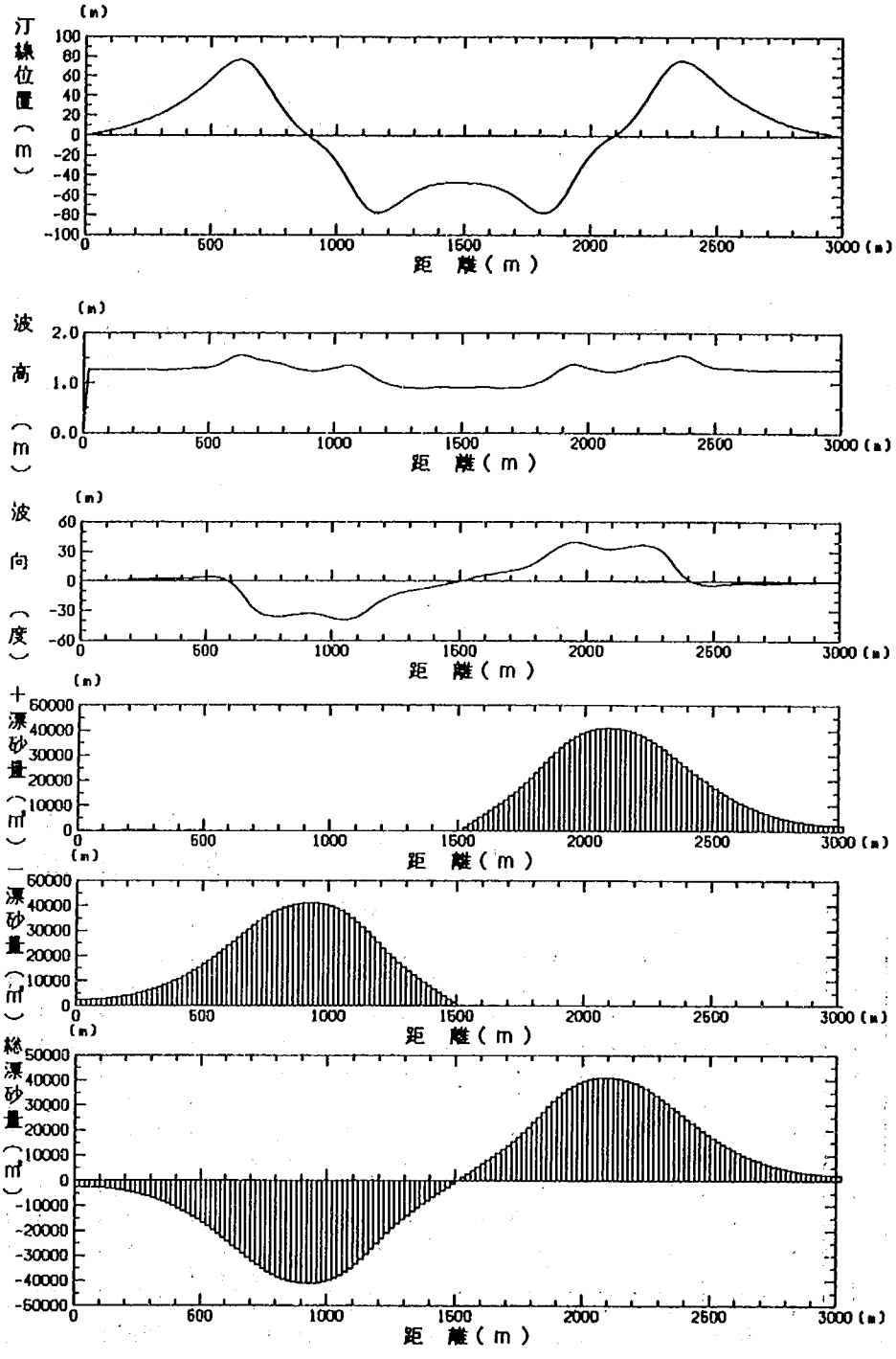


図-5.5 リーフギャップ周りでの汀線変化（3か月後）

に示したように，Sanur海岸のほぼ中央部に存在するリーフギャップ背後の汀線が凹んでいる点と良く一致する。

次に，リーフ幅が広いケース②の3，12か月後の汀線変化を図-5.6，5.7に示す。リーフ幅が広い部分では初期の直線的な汀線は前進することが明らかである。

結局，リーフギャップや幅広いリーフの存在に対して，海浜の汀線形状が定まることが分かる。

5.3 Kuta海岸における汀線変化予測

汀線変化モデルを用いてKuta海岸における汀線変化予測を行った。最初に海岸周辺の深浅図を図-5.8に示す。滑走路より北約2 kmの範囲で幅広いサンゴ礁が発達している。これより北側ではリーフ幅は急激に狭くなり，深みが岸近くまでせまっている。波の入射方向はリーフの沖合よりW方向から入射すると仮定した。実際にはこれより南側からの入射方向となることも考えられるが，その場合は全体として北向きの沿岸漂砂が助長され，沿岸漂砂の場所的不均衡によって生ずる地形変化が顕著に表われる。ただし外洋からの波はリーフ端部付近で急激に屈折することから，極端に大きな沿岸漂砂は生じない。図-5.9，5.10は，周期8秒，波高1.1mの波が入射する場合の波の進行方向と波高分布を示したものである。入射波はリーフエッジで大きく屈折し，海岸線への法線に対して直角に近づく傾向にある。Kuta海岸での汀線変化計算にはこれらの結果を用いた。

汀線変化計算では，1978年8月を基準とし，これより1988年5月までの期間の汀線変化の再現を試みた。汀線形の実測値と計算値を図-5.11に，また10年間の総沿岸漂砂量の沿岸分布を図-5.12に示す。計算では左端の滑走路と汀線との交点で漂砂量を0とし，右端では1メッシュ隣の漂砂量が境界外へ流出するという境界条件とした。

図-5.11によれば計算結果は実測値とほぼ対応しているから，基本的にはほぼ良好な解と思われる。しかしながらいくつかの根本的な問題点を有している。

まず第1に，図-5.9の屈折図によれば，南側の滑走路との境界付近では波が汀線とほぼ直角に入射している。この条件では構造物がない条件下でも沿岸漂砂量は0となり，構造物が建設された後侵食が著しくなったことを説明できない。このことを考慮すると，波の入射方向はW方向よりややS方向に傾いた方向となる必要がある。ただしこの方向からの波の入射条件では，全体として北向きの沿岸漂砂量が大きくなると考えられる。

第2の問題点として，X≒800m付近にあるPertamina Cottage前面で初期に沖向きに突出していた汀線形が，時間経過とともに平坦形に変化したことがあげられる。これが事実であれば，もともと1978年に観測された汀線形は形成されえないはずである。この点に関しては，構造物からの反射波の影響も取り入れる必要があると思われる。

第3の問題点として汀線の時間変化状況が現地データの不足のため十分検討できなかったことがあげられる。この点から見るとモデルの検証は不十分と言わざるをえない。以上のように，汀線変化の概略は説明されたが，詳細な点については問題点が残された。

5.4 結論

リーフギャップが存在する海岸や，幅広いリーフを有する海岸における海浜変形を調べるために，汀線変化モデルを用いた数値計算を実施した。この結果得られた主要な要点を要約すると以下のようである。

①初期条件として直線形を仮定したリーフギャップ背後の汀線は，時間の経過とともに凹状となった。これは，リーフギャップを進行する波の波向が局所的地形変化によってギャップの中心から外側へ向くためである。汀線変化の予測時間は3か月と短かったが，得られた地形変化特性は，バリ島のSanur海岸やKuta海岸の北部にあるリーフギャップ周辺の海浜地形の形成原因を定性的に良く説明しうるものであった。

②リーフ幅が著しく広い海岸において直線状の汀線形を仮定した予測計算では，リーフの幅が広い区域において直線状の汀線は急速に前進した。リーフ幅の沿岸方向変化により波が屈折し，リーフの幅が最も広い場所へと波向が収束するためにこのような汀線変化が生ずる。結局，リーフ幅の沿岸方向の変化に応じて砂浜幅が決定されることになる。

③Kuta海岸の1978年～1988年の汀線変化の再現計算を行った。計算によって求めた汀線形は実測値とほぼ対応を見た。しかし，汀線形の経時変化についてはデータの不足のため十分な検討ができなかった。これは今後の問題点として残された。

参考文献

1）本間仁監修／堀川清司編（1985）：海岸環境工学，東京大学出版会。

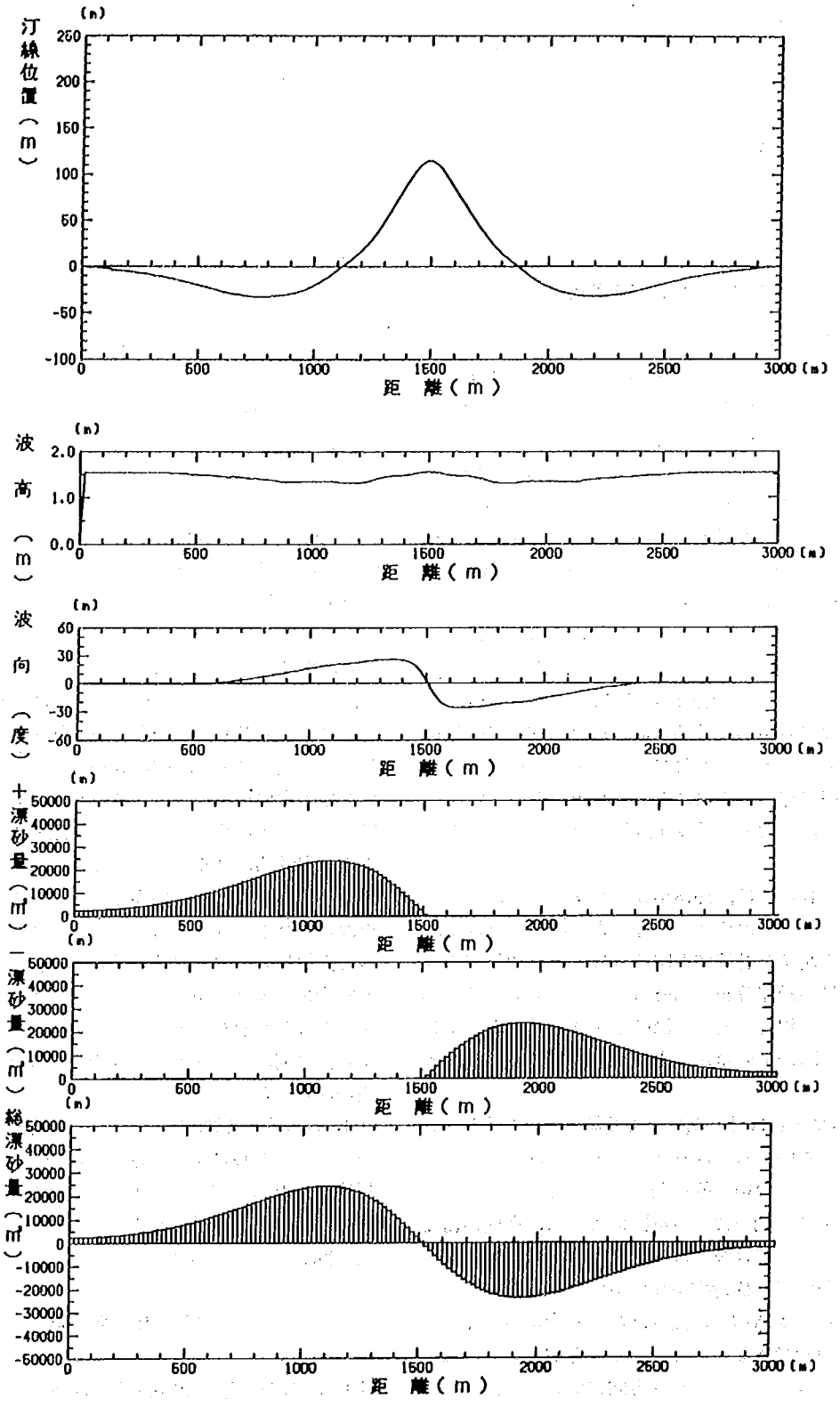


図-5.6 幅広いリーフの周りでの汀線変化（3か月後）

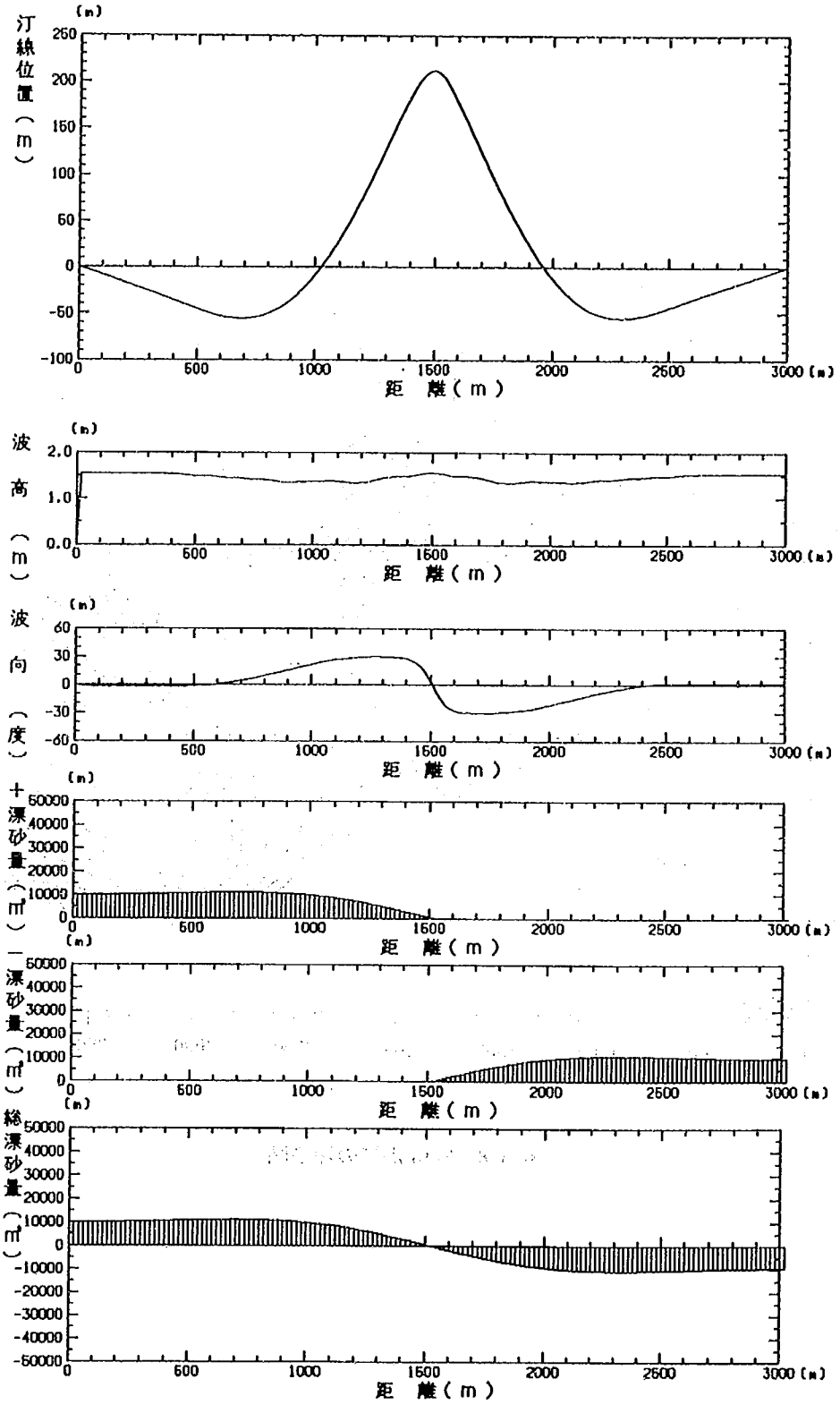


図-5.7　爵広いリーフの周りでの汀線変化（12か月後）

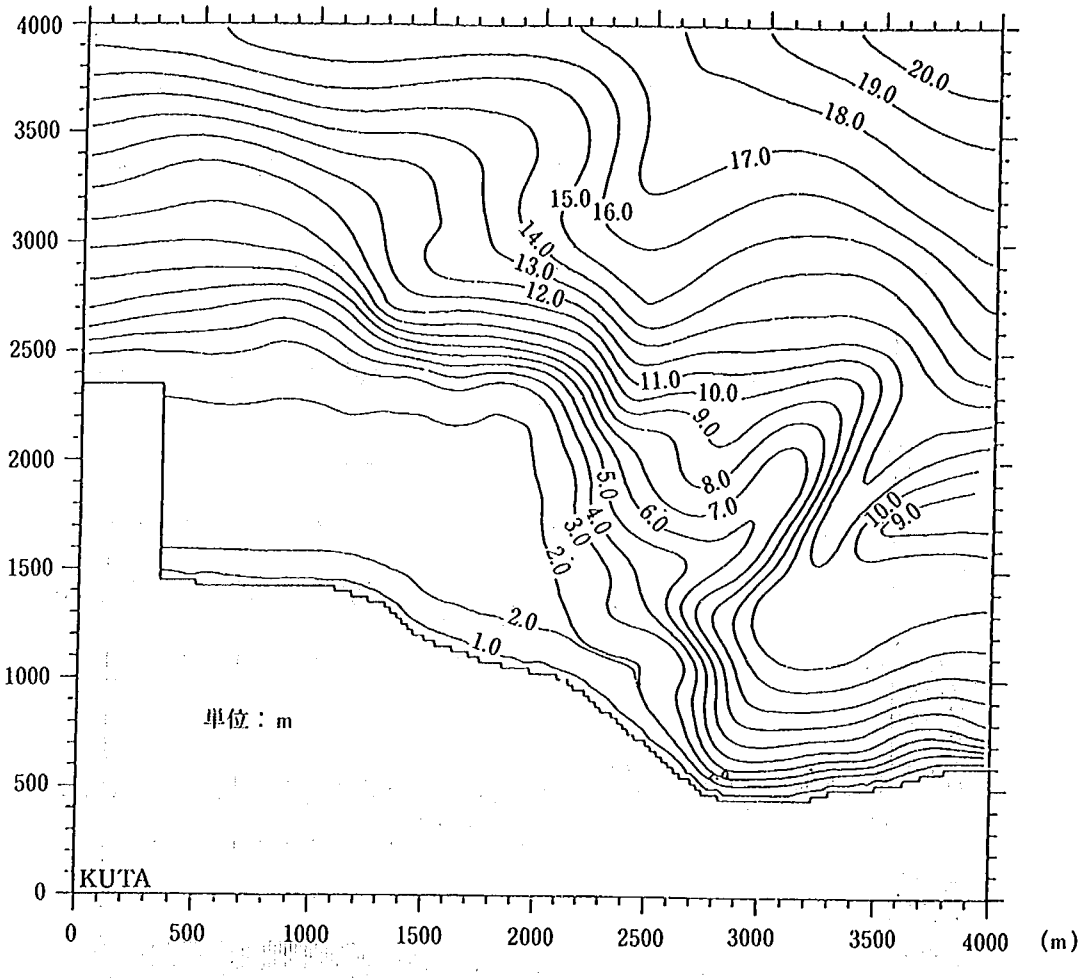


図-5.8 Kuta 海岸の深浅図

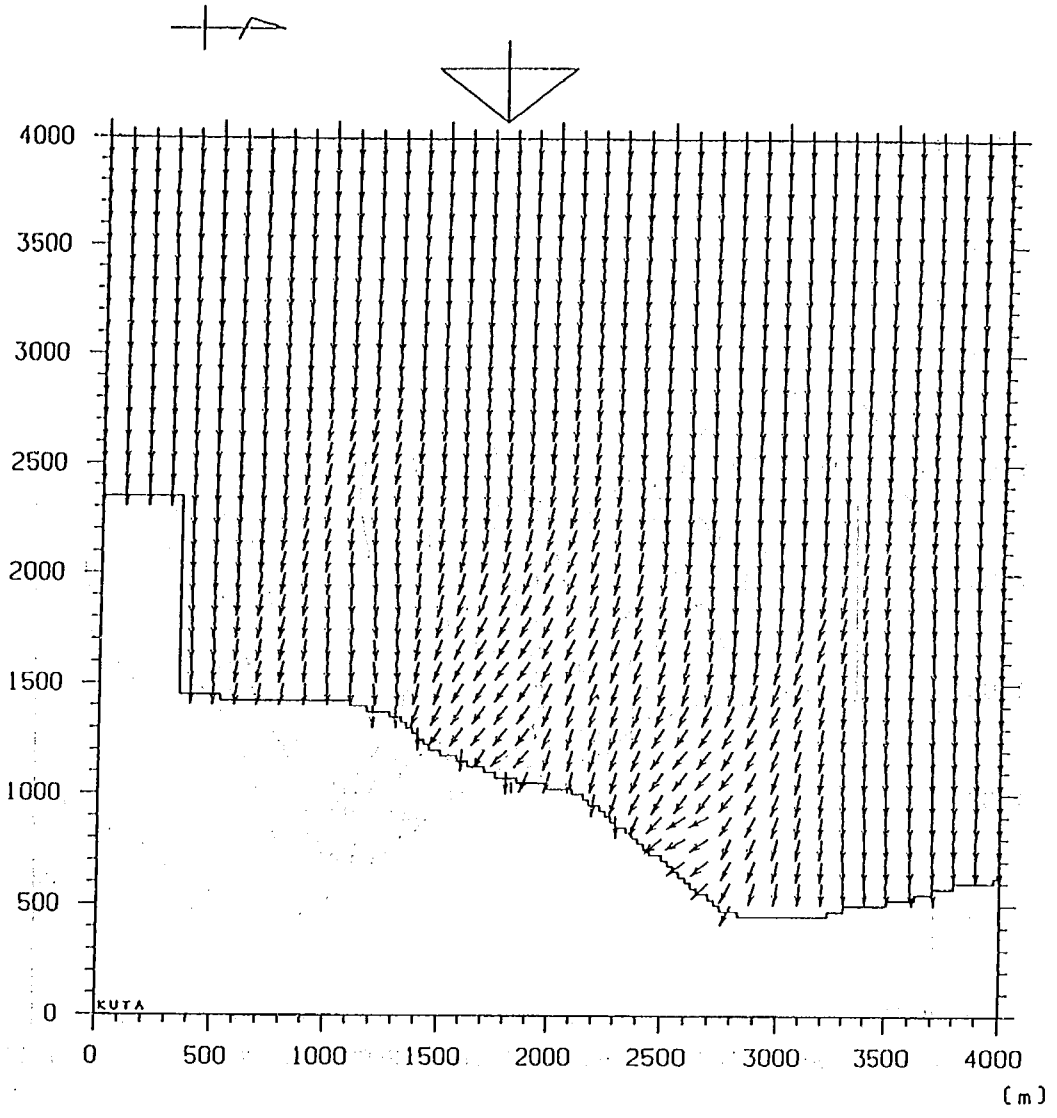


図-5.9 Kuta 海岸の波向分布（入射方向W）

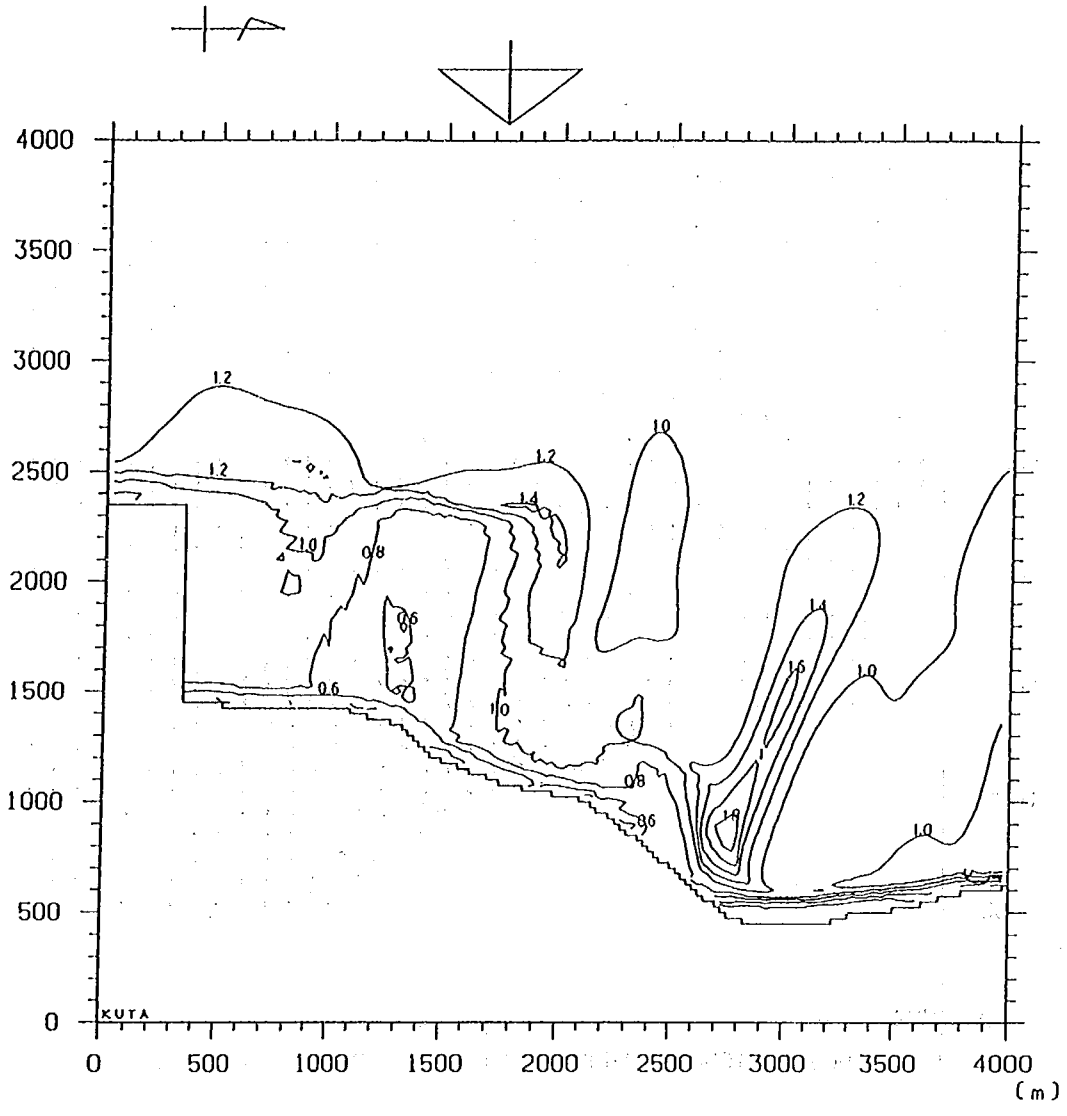


図-5.10 Kuta 海岸の波高分布（入射方向W）

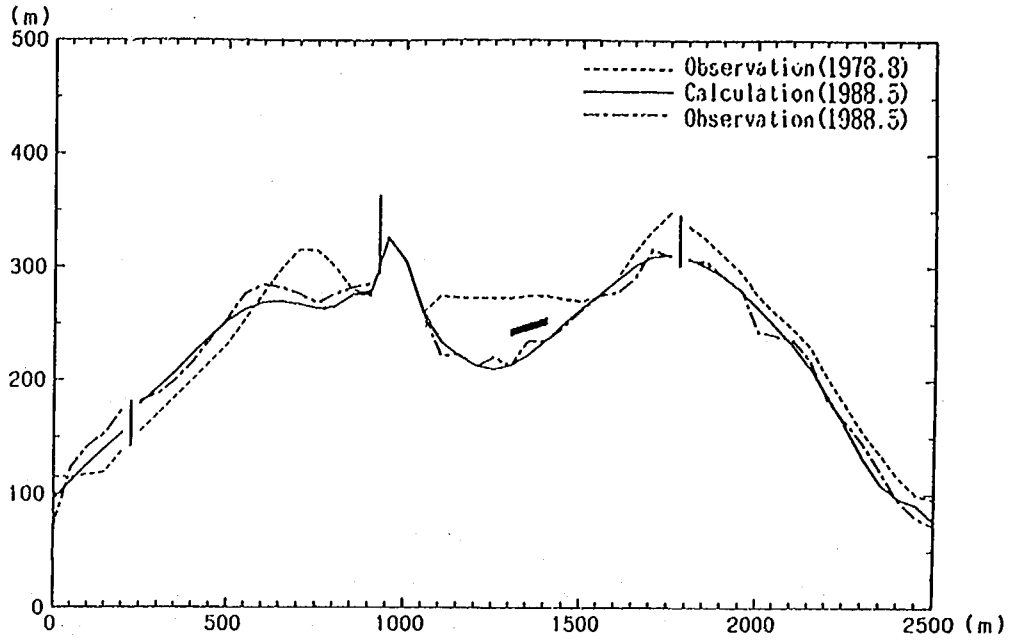


図-5.11　実測と計算による汀線形の比較

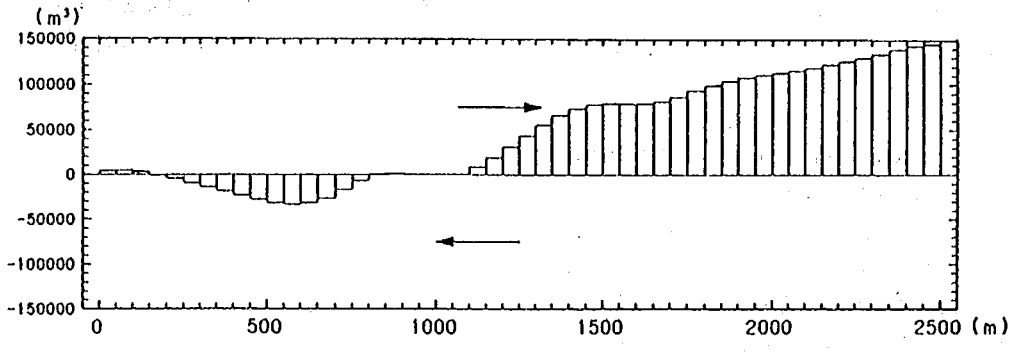


図-5.12　1978年～1988年の総沿岸漂砂量の沿岸分布

6．総合結論と今後の問題点

サンゴ礁海岸における波浪変形や海浜流の発生機構を明らかにし，また，サンゴ礁海岸における地形変化について検討するために，共にリーフの発達が見られる沖縄本島の仲泊，大宜味海岸と，インドネシア共和国のバリ島に位置するKuta, Nusa Dua およびSanur海岸において現地観測を実施した。また，リーフ上の海浜流に関しては現地観測や水理実験に止まらず，数値モデルの開発を行った。

第1章では序論としてサンゴ自体やサンゴ礁の基本的特性を要約した。第2章では，サンゴ礁の地形的特性について上述の現地データを中心に論述し，サンゴ礁の断面形やリーフギャップの形状を明らかにするとともに，バリ島の3海岸で近年生じている海岸侵食の状況を明らかにした。特に，これらの海岸では，海浜断面積の変化量と汀線変化量の間に線形関係が成立すること，またこれらの関係より漂砂の移動高が約5 mとなることを示した。第3章ではリーフ上の波浪変形や平均水位の変化に関し実測データをとりまとめるとともに，従来の研究と比較を試みた。この結果，リーフ上の波高を決定する要因としてリーフ上の水位が第一に重要なことが明らかになった。また，リーフ上の波浪変形に関しては高山ほか（1977）の計算式と測定値がかなり良い対応を示すことが分かった。更に，リーフ海岸では波の屈折現象が本質的に重要であるために，バリ島の海岸を代表例として屈折計算を行い，各海岸の波向，波高分布の相違を示した。リーフ上の波高変化に関しては，2次元水理模型実験も実施し，現地データと模型実験データとの比較を行ったところ，波高の減衰や波の分裂によって周期が短くなる現象をよく再現できた。第4章ではリーフ上の海浜流を沖縄本島の仲泊地区とバリ島のKuta, Nusa Dua海岸での現地観測および平面水理模型実験により明らかにし，更に，海浜流の数値モデルの開発を行った。この章では特にリーフを撮影した空中写真に筋目模様が見られること，その筋目模様が海浜流の流線と非常に良い一致を示すことが明らかとなった。第5章では，リーフギャップが存在する海岸や，リーフ幅が沿岸方向に著しく変化する海岸における汀線変化に関し，one-lineモデルを用いた検討を行った。また実際にKuta海岸での1978年～1988年の汀線変化計算を行い，実測値と計算値を比較した。

リーフ上の波浪，流れ，地形変化に関して様々な角度より検討を行ったが，今後に残された問題点も多い。主要な問題点は次のように要約される。

①近年，日野ほか(1988)が明らかにしたように，リーフ上では水位の長周期変動が発生し，それが海岸防災の上で重要な作用をもたらし得ることが知られている。本研究の中でも大宜味地区での観測データや，2次元水理模型実験データの中でこのような現象が見られた。しかしながら，ここでは平均波浪場とそれによる海浜流の発生に研究の主眼を置いたためこの点に関しては十分な検討ができなかった。したがって，この点は今後解決されるべき問題点として残される。

②サンゴ礁上の海浜砂のかなり多くの部分は，サンゴが破壊されることによって供給される。本研究では第5章において海浜変形について論じたものの，サンゴ礁が破壊されて岸向きに運ばれ，海浜にサンゴ砂として集積する現象については検討することができなかった。これも重要な問題点として残されている。

謝辞

本研究を進めるに際しては，多くの方々より暖かい援助を受けた。まず，京都大学防災研究所長土屋義人教授には論文全体のとりまとめに関し，懇切な指導を受けるとともに，バリ島の海岸調査では研究の方針につき多くの助言をいただいた。また，本研究で取り扱ったバリ島での現地調査は，本来，国際協力事業団によるインドネシア共和国バリ海岸緊急保全計画調査の一部分を成すものであり，筆者らが作業管理委員としてこの調査に参加したことからデータの一部を使用させていただいた。データを提供していただいたことに対し，国際協力事業団に深甚な謝意を表します。

平成元年　6月21日原稿受理

海洋環境におけるコンクリート構造物の防食技術に関する開発研究

土木研究所報告
第181号-1　1990年3月

片脇　清

要　旨：

本研究は，コンクリート構造物の劣化のひとつである塩害について，新たに防食技術の開発によって問題を解決しようとしたものである。

本研究では，鉄筋コンクリートの腐食対策として最も実用化が期待される３種類の防食技術，すなわちコンクリート防食塗装，ポリマー含浸防食，電気防食について以下のように検討し，基礎的研究および実用化研究を行った。

コンクリート防食塗装は，コンクリート表面に有機質系高分子材料の被覆膜を形成し，外部より侵入する塩分をコンクリート表面で遮断する方法である。

塗膜の性能として遮塩性，透湿性を測定し，塗装施工条件が防食効果に及ぼす影響を検討した結果を含めて，適切な塗装系を選定した。今回選定した塗装材料は塩分の侵入を十分に遮断していること，また，それ自体の耐候性にも優れていることを確かめており，今後長期にわたってコンクリートの防食効果を保つであろうと予想している。

ポリマー含浸防食は，合成樹脂をコンクリートに含浸させてコンクリート表層部の細孔を充填することによって遮水層を形成するものである。この方法によれば，コンクリート自体を改質することになるので，塩害対策だけでなく，凍結融解あるいは摩耗による劣化に対しても抵抗性があり，優れた耐久性向上効果が期待される。

含浸層の深さの異なる含浸コンクリートを製造してそれらの耐食性を測定した。早期に結果を得るために，海水飛沫部を促進的に再現した腐食試験を可能とするコンクリート腐食試験機を製作し，苛酷な試験条件のもとで１年間の促進腐食試験を行った。ポリマー含浸層の厚さとして３cmを設定すればよいことがわかり，部分含浸コンクリートの可能性が確かめられた。プレストレストコンクリートなどのコンクリート部材へポリマー含浸処理を行うための具体的な処理条件を検討した。この結果，モノマー含浸率ーコンクリート比表面積の関係図から含浸深さの事前の設計が可能となった。

電気防食は鋼材の腐食反応が電気化学反応であり，腐食電流の流れによって腐食が進行することに着目して，電流を人為的に逆方向に流しながら腐食反応を抑制するという，いわば腐食の逆療法である。コンクリート中の鉄筋の腐食挙動が電気化学的現象であることを実験的に確認した後に，腐食電位の最低値は－0.57Ｖ程度であり，これより0.10Ｖ程度の電位シフトをすることによって，電気化学的な防食が可能であることを明らかにした。コンクリート中の電位を均一に保つための電極の配置や，電極自体を長期間寿命を保たせるための改良を行うことにより，コンクリート構造物にも十分に適用可能であることを確かめた。

このように，本研究は現在大きな問題であり，また今後も海洋構造物の建設の増大にともない，不可欠の技術となるであろう海洋コンクリート構造物の防食技術を新たに開発することによって研究成果を得たものである。

キーワード：海洋環境，海洋開発，コンクリート構造物，防食，塗装，PIC，電気防食

Developmental Study of Protective Technologies for Concrete Structures in Marine Environment

Report of PWRI
Vol.181-1, Mar. 1990

by Kiyoshi KATAWAKI

Synopsis :

The intention of this study is to develop a technique to alleviate the serious social problem caused by salt damage and the consequent deterioration of concrete due to the corrosion of the reinforcing bars.

This study was conducted for the three anti-corrosion techniques of coating the concrete with an anti-corrosive covering, cathodic protection, and polymer impregnation since these are the three most promising techniques at present.

The use of anti-corrosive coatings for concrete is featured by the easy acquisition of coating materials and ease of workability. The life of coats of this type is thought to be at least fifteen years, which is not as short period as was first expected.

Cathodic protection is an essential means of anti-corrosion and can be compared to the method of coated reinforcing bars with epoxy. Nevertheless, cathodic protection requires maintenance and care after installation, and in addition to its application to new structures, it can also be used for the protection of existing structures since no other method is effective.

As an anti-corrosion method, polymer impregnation does not require maintenance. The use of polymer impregnation in permanent concrete formwork is being studied as one means of reducing the cost, but the techniques are more complex than those for coating. Because of this, this method is likely to be used in districts with severe environment, or structure that cannot be recoated.

These techniques will increase in importance along with the further construction of marine structures.

Key Words : Marine Enviroment, Marine Construction, Concrete Structure, Corrosion Protection Technology, Coating, PIC, Cathodic Protection

波向が周期的に変化する場における海浜地形変化

土木研究所報告
第181号-2　1990年3月

宇多高明，坂野　章

要　旨：

波向の季節的変化に応じた周期的な地形変動について理論的，実験的に分析した。常磐海岸北部では，岬間の砂浜において岬の南側と北側とで堆積，侵食状況が周期的に変化することが見出された。また，阿字ケ浦海岸では，1974年以来継続的に行われている波向観測や海浜地形測量のデータより，波向が周期的モードを持ち，またそれに応じた汀線変動が見られることが明らかにされた。鹿島灘沿岸では，近年侵食対策としてヘッドランド（12基）の建設が進められているが，追跡調査によれば，ヘッドランド間の汀線変化には卓越した季節変動が見られた。更に，霞ケ浦内においても風向の季節変化に応じた湖浜地形変化が見出された。本論文ではこれら現地海岸における波向変動に応じた地形変動の実態データを系統的に整理して共通する特性を明らかにするとともに，相互比較を行った。次に，移動床平面実験によって現地海岸の地形変化の再現性を調べるとともに，汀線変化に関する理論解と実験値との比較を行った。実験値は実測値と同様，理論値と良い対応を示した。また，これに基づいて沿岸漂砂が卓越する場での相似則を提案した。

キーワード：汀線変化，海浜地形，波向，周期的，移動床実験，現地データ，理論解，相似則

サンゴ礁海岸における波，流れ，地形変化に関する研究

土木研究所報告
第181号-3　1990年3月

谷本修志，宇多高明

要　旨：

サンゴ礁海岸における波浪変形，海浜流の発生機構，および海浜地形変化について研究するため，共にリーフの発達が見られる沖縄本島の仲泊，大宜味海岸と，インドネシア共和国のバリ島にある Kuta, Nusa Dua および Sanur 海岸において現地観測を実施した。また，リーフ上の海浜流に関して数値モデルの開発を行った。

第１章序論では，サンゴ自体やサンゴ礁の基本的特性を要約した。第２章では，現地データに基づき，サンゴ礁の断面形やリーフギャップの形状特性について述べ，次いでバリ島の３海岸を選んで近年生じている海岸侵食の状況を明らかにした。特に，これらの海岸では，海浜断面積の変化量と汀線変化量の間に線形関係が成立すること，またこれらの関係より漂砂の移動高が約５ m となることを示した。第３章では，リーフ上の波浪変形や平均水位の変化に関する実測データをとりまとめるとともに，従来の研究と比較した。この結果，リーフ上の波高を決定する要因としてリーフ上の水位が第一に重要なこと，また，リーフ上の波浪変形に関しては高山ほか（1977）の計算式と測定値がかなり良い対応を示すことが分かった。更に，リーフ海岸では波の屈折現象が本質的に重要であるために，バリ島の海岸を代表例として屈折計算を行い，各海岸の波向，波高分布の相違を示した。リーフ上の波高変化に関しては，２次元水理模型実験も実施し，現地データと模型実験データとの比較を行ったところ，波高の減衰や波の分裂によって周期が短くなる現象をよく再現できた。第４章ではリーフ上の海浜流を沖縄本島の仲泊地区とバリ島の Kuta, Nusa Dua 海岸での現地観測により明らかにし，これらが砕波に起因することを定量的に示した。更に，海浜流の数値モデルの開発を行った。また，リーフを撮影した空中写真に筋目模様が見られること，その筋目模様が海浜流の流線と非常に良い一致を示すことを明らかにする。第５章では，リーフギャップが存在する海岸や，リーフ幅が沿岸方向に著しく変化する海岸における汀線変化に関し，one-line モデルを用いた検討を行い，初期の直線状汀線はリーフギャップの背後では後退し，広い浅瀬がある海岸では前進することを示した。また，バリ島の Kuta 海岸を例として汀線変化の予測計算を行った。最後に，第６章では本研究によって得られた結論を要約するとともに，今後研究を進めるべき問題について記した。

キーワード：サンゴ礁，沖縄，バリ島，リーフ，波浪変形，Wave set-up，海浜流，空中写真，筋目模様，海浜地形変化。

Beach Changes on A Coast with A Condition of Periodically Changing Wave Direction

Report of PWRI
Vol.181-2, Mar. 1990

by Dr. Takaaki UDA Akira SAKANO

Synopsis :

Cyclic beach changes responding to the seasonal change of wave direction were theoretically and experimentally investigated. Examples of those changes on the actual coasts in Ibaraki Prefecture were gathered and compared. It was found that the shoreline on both sides of the headlands showed remarkably periodic changes responding to the change of wave direction on the northern Joban Coast. The results of the long-term field observation at Ajigaura Beach on wave direction and beach profile over a period of 12 years showed that wave direction had a periodic mode of half a year, and the shoreline responded to this change of wave direction. In recent years 12 artificial headlands have been constructed for a measure against severe beach erosion on the Kashimanada Coast. The observation showed that the shoreline between headlands had dominant seasonal change pattern. Furthermore, the same kind of seasonal change of beach topography in response to the change of wave direction was found on beaches in Lake Kasumigaura. In this paper these field data were systematically analyzed and common characteristics were summarized. A movable bed experiment was conducted in order to study the reproducibility of the beach changes observed in the field, and the experimental results were compared with a theoretical solution of the one-line model on shoreline changes. Experimental results showed good agreement with a theoretical solution. Finally dynamic similitude on littoral transport was proposed based on the theoretical solution.

Abstract : **Shoreline change, Beach topography, Wave direction, Cyclic mode, Movable bed experiment, Field data, Theoretical solution, Dynamic similitude.**

Study on Wave, Nearshore Current and Beach Changes on Coral Reef.

Report of PWRI
Vol.181-3, Mar. 1990

by Tadashi TANIMOTO Takaaki UDA

Synopsis :

In order to investigate wave transformation, nearshore current and beach changes on coral reef, field observations were carried out at the Nakadomari and Ohgimi Coasts on Okinawa Island, and at the Kuta, Nusa Dua and Sanur Beaches on Bali Island in Indonesia. Numerical models of wave refraction-diffraction using mild-slope equation and nearshore current are developed as well as the experimental study on wave transformation on the coral reef. Based on the field data, morphological features of the coral reef such as reef profile or reef gap topography are examined first. Beach erosion of the Bali Coasts is also investigated. Secondly, wave transformation and wave set-up on the reef are studied. As a result of these observations, it is found that the water level has a primary effect to determine the wave height distribution on the reef and that the wave transformation on the reef can be well predicted by the experimental formula by Takayama et al. (1977). Wave dissipation process and shortening of wave period observed on the natural coral reef coincide well with the experimental results. Regarding the nearshore current, measured distributions are compared with the results of the numerical model. Observed current distributions agrees well with the numerical results. Furthermore it is found that streak pattern on the reef can be found from the aerial photographs, and it corresponds well to the nearshore current distribution observed by the field investigation and predicted by the numerical analysis. It is concluded that aerial photographs can be used usefully for the field observation of nearshore current on the coral reef. Shoreline changes on the coasts behind the reef gap and wide reef are studied by using one-line model. It is found that shoreline behind the reef gap retreats and it advances behind the wide reef. Finally changes in shoreline position on the Kuta Beach is predicted by using one-line model and compared with the measured changes.

Abstract : **Coral reef, Okinawa, Bali island, Wave transformation, Wave set-up, Nearshore current, Aerial photograph, Streak pattern, Beach changes.**

土木研究所報告第181号

平成2年3月30日発行

発行　建設省土木研究所
〒305 茨城県つくば市大字旭1番地
電話 0298 (64) 2211

印刷　株式会社東神堂
東京都千代田区神田司町2-14
電話 03 (252) 7611

本研究報告より転載又は複製する場合は，前もって建設省土木研究所情報資料課に連絡のうえ，許可を得てください。

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction
Vol. 181, Mar. 1990

CONTENTS

1 . Developmental Study of Protective Technologies for Concrete Structures in Marine Environment
Kiyoshi KATAWAKI····· 1

2 . Beach Changes on a Coast with a Condition of Periodically Changing Wave Direction
Takaaki UDA and Akira SAKANO····· 61

3 . Study on Wave, Nearshore Current and Beach Changes on Coral reef
Tadashi Tanimoto and Takaaki UDA····· 85