

土木研究所資料

第1230号

波浪・海浜流に関する現地観測調査(その4)

昭和52年3月

建設省土木研究所

ま え が き

人間の生活空間の拡大にともなう、沿岸海域の開発が進められ、海洋に存在する各種資源の利用と広大なスペースの開発が計画されている。建設省においても、総合技術開発プロジェクトの一つとして、海洋構造物の建設技術の開発を昭和47年から5ヶ年計画で行なってきた。海洋開発に際してまず必要となるのは、自然条件についての資料であり、その一環として波浪と海浜流に関する研究を行なってきた。

波浪に関しては、これまで日本沿岸で得られている波浪観測資料は、水深20m以浅の比較的水深の浅い地点における観測値であり、水深の増加に伴って観測される波高も増加する傾向を示す。したがって、水深の影響を受けない地点での観測が望まれているが、観測手法が確立していないために、波浪データが不足している。本研究では、外洋における波浪観測法の確立を目的に、昭和48年度より、東洋大学本間 仁教授を委員長とする研究グループに委託し研究を行なってきた。昭和49年度には、基本的な観測手法とそれに関連した波浪観測ブイについての検討が行なわれ、昭和50年度は具体的な試作ブイの型式が提案された。本年度は、これらの提案をもとに製作した海中係留型ブイによる波浪観測手法について報告する。

海浜流に関しては、沿岸をレクリエーション基地として利用する場合において、その海域の安全性を高めるとともに、海域の汚染防止のためにも、現地の観測資料や発生機構の解明を必要としている。昭和47年度以来、I N A新土木研究所に研究委託し、海浜流の観測手法、その発生機構および予測手法についての検討を行なってきた。本年度は最終年度として、これまでの観測資料の取りまとめを行なうとともに、予測手法の提案がなされた。

研究の内容については、比較的新しい分野であるために十分検討されてないものも含まれると考えられるが、大方の参考に供するために研究報告をそのまま印刷に付した。本研究に御協力を頂いた研究グループの各位、I N A新土木研究所、高居富一社長、佐々木民雄氏に厚くお礼申し上げます。

河川部長 土 屋 昭 彦

総 目 次

ま え が き

波浪観測法の開発 1

海浜流の現地観測調査 41

参 考 資 料 107

波 浪 観 測 法 の 開 発

ま え が き

海洋開発に際して、まず問題になるのは、波浪に関する情報であり、昭和48年度から水深50 mから200 mの海域における波浪観測手法に關しての研究を東洋大学 本間 仁教授を委員長とする研究グループに委託して行なってきた。その結果、波浪観測のための基本的方式とパイロットモデルの提案が行なわれた。本年度はこれらの成果にもとづいて海中係留型波浪観測ブイを試作したので、それらの検討結果について報告するものである。

目 次

まえがき	
1. 研究目的	1
2. 波浪観測ステーションの構成と問題点	3
3. パイロット・ブイの提案	6
4. パイロット・ブイ	10
あとがき	38
参考文献	39

土木研究所 海岸研究室 室 長 橋 本 宏
研究員 山 口 修

1. 研 究 目 的

海洋構造物の建設に際しては、主要な外力である波浪についての情報を必要としている。しかも構造物の造られる海域が海岸から沖へと広がっているために、沖合における波浪情報を必要としている。現在の波浪観測の状況は、このような需要の増大にもかかわらず、必要に弱体であると言わざるをえない。沖合において行なわれている波浪観測は、計測機によるものが少なく目視によって行なわれている。しかもそれは固定点ではなく移動する船舶によっているために、航路以外の海域での観測は行なわれずに、一部漁船による観測で補っているが十分な資料は得られていない。機器を使用した観測としては、気象庁の海洋気象ブイの展開計画があり、日本海、南方海域、東シナ海、三陸沖などで一部観測が始められたにすぎない。

沖合における波浪情報は不十分であるにもかかわらず、人間の活動範囲は拡大する傾向にあり、沿岸のスペース利用、漁業、石油掘削などに際しては、水深50m~200mの海域へと対象海域が広がっている。海洋構造物に関しては、その計画・施工に際して波浪情報を必要とする。まず構造物の設計に際しては、主要な荷重となるのが波力であるために、建設地点の最大波高の極値分布を必要とする。また疲労についての検討を行なうためには、波高の一定期間の頻度分布を必要とする。建設計画を立てるに際しては、作業性、作業期間などとの関連から、波高の時系列や季節的な変化特性を把握しなければならない。また実際に施工する段階に達した場合には、予報等の必要が生じてくる。

以上のような波浪情報は、短期間に得られるものではなく、非常に長期の観測資料を集積しなければならない。年最大波の極値分布などを求める場合には、構造物の耐用年数などの関係から50年から100年確率波が必要になり、このような値を推定するためには、少なくとも数10年にわたる観測値が必要である。したがって、資料が必要になってから観測を行なうのでは遅すぎる場合が多く、将来を見通した観測を今から始めておかなければならない。

1-1 波浪観測の現況と問題点

沿岸に比較して、沖合における波浪観測が行なわれてこなかった理由としては、波浪に関する情報の必要性が集約されなかったためと考えられる。このため観測体制も不十分であり、また実用に耐えるような計器も開発されてこなかった。現在、沖合において波浪観測に用いられている計器としては、船用波浪計とブイ式波浪計があげられる。

船用波浪計として代表的なものは、タッカー式波浪計である。これは船体に水圧式波浪計を取付け、船体と海面の相対的位置を検出するとともに、船体の運動は加速度計によって検出するものである。加速度は電気的に2回積分して上下の変位に変換される。

ブイ式波浪計の代表的なものは、気象庁のブイロボットであって、直径10mの円盤状のブイに、加速計を積み込み、その信号を2回積分して波高を求めるものである。このブイは波浪のみならず、風、気圧、水温、流れ等の気象および海象観測を行なうために造られた。したがって波浪観測のみに使用するには不経済になろう。

沖合の波浪観測で最も困難な問題は、海面または海中は固定点を得にくいということであろう。した

がって加速度を検出して変位を変換するという手法がとられているが、これには誤差が含まれる可能性を持っている。したがって、これらの点をいかに解決するかが問題となる。

1-2 外洋波浪観測の必要性

これまで述べたように将来海洋構造物を建設していく場合には、波浪情報を必要とするが、それは短期間に得られるものではないこと、また波浪観測の方法に問題があることなどから研究の目的を次のように設定した。すなわち、将来開発の予想される水深50～200mの海域において、固定した地点で定常的な波浪観測を行なうための手法を開発する。

1-3 波浪観測項目

沖合における波浪観測は、浅海域と異なって非常に費用がかかることから、観測の目的を明確にし、それに対応した方法を採用する必要がある。観測目的としては、海洋構造物などの設計のための外力条件を得るために行なうもの、構造物の施工に際しての海象条件を明らかにするために行なうもの、波浪現象に関する研究を行なうためのものなどが考えられる。これらをまとめると次のような項目が考えられる。

1. 年最大波高の観測
2. 年間の有義波高の頻度分布の観測
3. 年間の波向分布の観測
4. 波浪スペクトルの観測

観測を行なう場合の、対象する波高や周期の範囲やその精度などの観測条件としては表-1の値が一応設定できる。まず問題になるのは最大波高であるが、外洋における観測値をもとに推定すると、最大有義波高で15m程度の値が得られている。したがって最大波高としては30m程度になろう。

観測地点における環境条件としては表-2のような値が想定される。この中で潮流または海流についてはかなり地域的な特性があると考えられる。

表-1 波浪観測条件

波高測定範囲	0.5～30 m
周期測定範囲	3～20 sec
波向測定範囲	0～360°
観測時間間隔	毎例数時20分間
保守・点検	6ヵ月間隔

表-2 波浪観測の環境条件

風	40 m/sec
潮 流	4 knot
水 深	50～200m
陸 岸 距 離	数10 km

2. 波浪観測ステーションの構成と問題点

波浪観測法、特に波浪計を支持するための波浪観測ステーションの構成と問題点について、文献調査や実験的な検討にもとづいて昭和49年度に研究グループによる検討がなされた。

深海における波浪観測の目的を、さきに述べたような四項目に分類し、目的に対応した観測法を用いるのがよいという結果が得られている。目的が分かれているために、ただ一種類の波高計によって観測を行なうことは困難とされ、複数の波高計を組合せる方式が提案された。

年間の有義波の頻度分布を得るためには、かなり小さな波高まで精度良く測定しなければならない。したがって、直接海面の昇降をとらえる階段抵抗式波高計などを棒状の構造物に取付けた方式で観測を行なうのが望ましい。ただし、水深50～200mの海域を考えているので海底に固定された柱状構造物を考えるのは不経済であろう。もし、これが可能としても、最大波の波力に耐えるものとしては余りにも巨大なものになる恐れがある。したがって、棒状構造物の下端に錘をつけて、上部の浮力によって棒状構造物を直立させる方法が良いと考えられる。この方式によれば、小さい波に対して十分な精度で測定可能と考えられる。

波が大きくなると波の運動は水中の錘の部分にまでおよび、さらに棒状部もこれに働く浮力によって動き始めるので、正確な波高を得ることはできない。また棒状部は波力を受けたとしても、破壊されない構造と強度を有している必要がある。したがってこの部分については、1) 波による運動特性、2) 固定方法、3) 測定部およびチェーンに働く力について調査する必要がある。

年最大波および台風などによる波高を測定するためには、揺れ動く表面近くの棒状構造物では不可能であるので、海中に固定点を設けて波高計を設置する必要がある。容易に得られる固定点は海底上である。ここに水圧式波高計または超音波式波高計を設置して波浪を観測する。ただし、水深が非常に大きくなるので、水圧フィルターによる減衰、あるいは超音波の音波ビーム角が小さくないために、設置位置が深く、海面までの距離が長くなると表面での反射面の大きさが大きくなるための誤差などによって、波高測定の精度が悪くなる。

このような場合には、海中に浮力をきかせて緊張係留した固定点を造り、そこに波高計を設置するのが良いであろう。

球形または円板状の水中部を、一本または数本の張力のきいたワイヤーで海底の锚に固定する。通常、合成繊維製のロープを所要水深より約7割程度短くしたものをとりつけ、水中部の浮力と海底部の錘のためにロープが引伸ばされて、バランスした状態でもロープ内に張力が働き、水中部の運動を極力抑制するように設置する。

こうした緊張係留の場合、上記の棒状構造物に対する調査項目1)、2)、3)に加えて

4) 合成繊維ロープの耐久性

5) 設置施工法

について調査しなければならない。特に一本係留でなく、数本(たとえば三本)係留にすれば、水中部の安定は良くなるけれども、合成繊維ロープによる緊張係留の確実性は減少し、施工が難しくなるであろう。

以上の二種類は、想定される波高、波長に対応して選定すれば、さきに示した年最大波高の観測、年間の有義波の頻度分布の観測、波浪スペクトルの観測に対しては、十分な精度をもって測定することが可能であろう。

ところが、第三の目的である波向分布の観測はこれらと全く異なった方法を用いなければならない。現在までに、いくらかなりとも実用化された波向測定の方法で、この場合に使用できるものは四種類ある。

1. 海表面の変化によく追従する表面ブイによる測定。
2. 水粒子の波による運動の方向性を、球に及ぼす合力の方向から推定するもの。
3. 水中におかれた二方向の流速計によるもの。
4. 波高計群による波向測定

である。これらのうち2, 3, に対しては余り良い精度を望むことができない。波高が小さくなると水粒子の流速が小さくなり、特に水中部においては、潮流等による流速にくらべて小さくなるためである。

表面ブイは、これまでに実用になったものが数種類あり、傾斜計とコンパスにより波の方向をきめるとともに、加速度をも設置して、表面波高を測定することも可能である。ただし、従来の使用例は、ごく短期間の測定のために、母船の近くで動作せしめたものであり、長期しかも無人で放置した例はない。したがって、

- 5) 海上の一点に固定した場合、潮流などで流されて係留ケーブルが伸びきった状態となったとき、果して水表面の運動に追従した動きをしめすか。
- 6) さらに大波高のときの波力にどう耐えるか。

という問題がある。

2の型のものは、水中部固定点に設置すれば、大きな波に対しては測定可能であろう。

3の型のものは、現在実用としては使用されていない。

4の波高計群によるものは、長期使用するためには精度も良いが、波高計を少くとも四本使った方が分解能が良く、また、間隔を少くとも半波長程度にとらねばならないので、経費のかさむ恐れがある。

観測は、通常2時間毎に20分間（内湾の場合2時間毎10分間）おこない、これを地上局へ送信することが望ましい。もしくは、最低でも一日に2回観測するものとする。また、送信距離は10km程度とする。

400メガサイクル程度の搬送波を用いFM送信する。このとき、送信アンテナは高さ2m位のものとなるであろう。

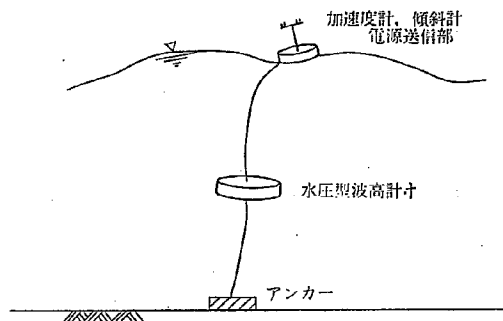
電源としては、鉛蓄電池、アルカリ電池、太陽電池、燃焼電池、ガソリンエンジンによる発電などが考えられる。鉛蓄電池は塩に弱い。燃焼電池は空気のとりに入れに不安定が残る。太陽電池は表面劣化による発電能力減少を見込んで当初から大型のものを計画しておかなくてはならない。

したがって、小型のガソリンエンジンによる発電を行ない、これをアルカリ電池に充電する方式が良いと思われる。60～80日毎の点検日に、数リットルのガソリンを供給し、エンジンを始動しておけば80日分の発充電が可能である。ガソリンエンジンに必要な空間は30cm×30cm、蓄電池の大きさは20リットル程度である。

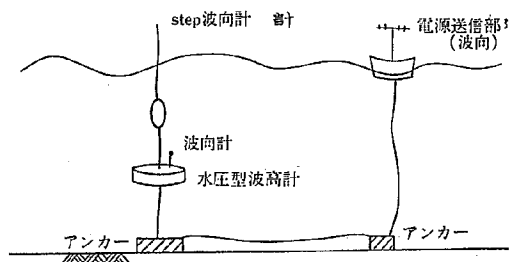
送信器および電源は、海表面のブイ、または別個に設置する小型船内に設置するものとする。

以上の結果を総合すると考えられる方式としては、図-1に示すような三種類のタイプが考えられる。

type A



type B



type C

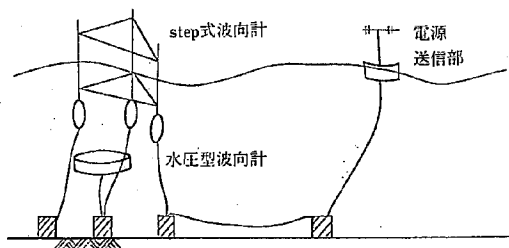


図-1 代表的観測方式

3. パイロット・ブイの提案

3-1 ま え が き

代表的な波浪観測方式についての提案がなされ、波浪観測用ブイに関する各種の情報が集められ、問題点の解明が行なわれてきた。この結果にもとづいて、昭和50年には下記のようなパイロット・ブイについての提案がなされた。

まず、パイロット・ブイは、現地における実践と考えられるので、必要な測定資料を完全に測得できることを第一の必要条件とする。したがって、場所の選定、データ取得方法などは、二重、三重の安全性を確保しうるように留意するものとする。

第二に、提案されているいくつかのタイプのうち、建設される可能性の高いもののうち、従来より類似のタイプの建設例のあるものはなるべく除外し、設計データの少ないものに対して重点的に調査を行うものとする。

第三に、実施において使用されると考えられる各種測定計器、記録計器の使用確度、耐久性などを試験することを盛り込むこととする。

3-2 パイロット・ブイの設置地点

テストを行う場所の第一地点は東京湾第二海堡、第二地点は、平塚の防災センター観測塔付近とする。第二海堡の北側約380mの地点に、土木研究所の曝露試験用のブイが四点係留されて居る。このブイの振動特性は、前年度報告書の第一章に述べられているが、少し波高が大きくなっても、チェーンがきいてブイの振動自体は余り大きくならないように抑制されるので、パイロット・ブイに対する親船として使用されうるのであろう。この地点は、水深約16mで、第二海堡の北側の陰に位置するため、台風期の波は大きな影響を与えない。この位置に大きな波を与えるのは、北ないし北西からの風であって、最大波高は3m位である。毎年1~1.5m程度の波は来襲するようである。この地点は、東京湾に出入する船舶による波、および、第二海堡周辺で釣をする漁船の波をよくうけるので注意が必要である。また、潮流の北流時に、第二海堡両端から発達する流れの影響を強くうける場所であるから、係留ロープにかかる力を測定する場合には、このこともよく考えに入れておかねばならない。しかし、この地点は、外力は余り大きくないとみなされる地点であるから、まず、パイロット・ブイを設置する場所として推薦する。特に、記録器、電源は、曝露試験用ブイの上に設置するか、あるいは、第二海堡にまで導いて地上で計測することも可能である点は、試験的に設置する場所としての利点であるといえる。

第二海堡で、ある期間のデータ取得を行ったのち、平塚地点への移設を考えるとしたい。平塚の防災センター観測塔の設置箇所は水深約20mで、第二海堡と大差はないが、波は外海に面して居るだけに大きいものが期待される。最大波で、1年に1回は10m近いものが起るであろう。また、冬期風浪でも、5~6m位のものは、2ないし3回は生じるとみこまれる。したがって、第二段階としてこの地点を使用することを考えたい。

3-3 パイロット・ブイの型式

49年度において提案された方法を大別すると、(1)表面に浮ぶもの、(2)海中に緊張保留されるもの、(3)海底に設置されるものの三つになる。このうち、海底におかれるものは、従来の水圧式波高計に多くみられる型式であって、設置例も数多い。ただ、本研究の意図する所は、従来の例に多い水深20m以浅と異なって、大水深の所であるので、設置方法等で工夫の必要な所なきにしもあらずであるが、これは設置工法の問題であって、測定装置の設計に関することではないので、今回はとりあげないこととする。

海面におかれたものの例は、内外に数多くあり、また前年度報告書の第一章でもふれた通り、従来の造船学、および水槽実験の結果から推定されうる事柄が多いので、パイロット・ブイの対象から除外しても良いであろう。そこで海中に緊張保留したものを対象としてとりあげる。このブイは、それ自体は大きな浮力で上昇しようとするが、アンカーに結びつけられた伸縮するロープで固定されるため、上下方向の運動が非常に抑制される。このブイの中央に柱をたてた場合、柱の上下運動も当然小さいので、柱に階段抵抗式波高計もしくは容量式波高計を設置すれば、小さな波の測定が可能であろう。このような状態を設定した実験が前年度報告書第二章に述べられている。その結果によると、一つの球よりは、四つの小球をつけた方が望ましい運動特性がえられている。したがって、実施にあたっては、円板状にするのが、左右、上下点に運動が小さくて良いものと考えられる。ただ、49年度の実験(ピンポン球の上にアルミ柱を設置したもの)からみて、立てる柱が重くなると頭をふりやすくなるので、柱の大きさと円板ブイの重さとの関係に十分注意する必要がある。海中ブイの使用法の第二は、水圧式波高計を設置する場所を作ることである。水圧式波高計で精度よく波形をうるには、水圧フィルターの影響をなるべく小さくするように、表面近くに設置するのが良い。

浅海ならば、海中に台をつくってその上に設置することが行なわれているが、深海では、この台の設置が難しいので、緊張保留した海中ブイでこれにかえようとする考え方である。

3-4 パイロット・ブイの形状と材質

ブイの形は、上下方向の動きが少く、しかも、左右への力をうけにくい円板状のものとする。その径、高さなどは、設置する波高桿の重さ、測定計器ピックアップや動力源などの重量、保留ロープを緊張させるに必要な力などを考えてきめなければならないが、大略、径1.5m程度、高さ0.5~0.7m程度となるであろう。

材質としては、鋼材、アルミニウム、FRPなどが考えられる。鋼材なら腐食防止のためのペンキ塗りおよび電気食防止対策が必要となる。FRPだと、鋳型製作に費やす金額がかなりかかるであろうと見込まれるので大量生産でない場合であるから不経済であろう。このパイロット・ブイでは、アルミニウムを第一の材質、第二は鋼、第三がFRPとする。

ブイの下部中央に保留ロープをとりつけられるようにする。上部中央には波高桿を取付可能とする。また、ブイ内部は、いくつかの水密の部屋にわけられるようにしておき、測定機器の設置およびカウンター・ウェイトの設置を可能ならしめる。

3-5 係留方法

前年度報告書第三章でテストしたように、係留方法には一本係留、二本、三本、……などとする。係留ロープ数がふえるほど、ブイの動きはより抑制されることになる。しかし、逆に施工の難かしさは増大する。特に緊張係留するのであれば、多点係留でどのロープにも均等な力がかかるようにするのは難かしいであろう。二点係留までは、ロープへの力の均等化は容易である。このとき、ロープ方向の動きは抑制されるが、それと直角方向のものは、一本係留の場合と殆んど変わらない。これらから、パイロット・ブイでは、係留は一本係留とする。緊張係留のためには、ナイロンロープを使用する。どの種類にするかは、従来使用されているものの最高強度、繰返し荷重に対する耐久性などを考慮して決定する必要がある。アンカーとしては、前年度報告書第四章でのべられたようなプレート・アンカーは、その施工方法などで特許にふれる可能性があるので、この点の調査が完了するまで、採用しないこととする。重量のあるコンクリート・ブロックを主アンカーとする。

将来の本ブイでは、このような係留方法となるかも知れないが、パイロット・ブイでは深さもあまり深くはないし、さらにいかなる事態でもブイを安全に確保するために、通常時には力のかからないアンカー・チェーンを別に用意して装置する。これはアンカーは、船の碇りと同様なものとし、コンクリート・アンカーからは離れた場所に設置する。チェーンは、たるませたまゝ、ブイ中心付近に、ナイロン・ロープとのからみあいがないように留意してとりつけることとする。このアンカー・チェーンの重量がかなり重くなり、ブイの上下運動に大きな影響をあたえることは、前年度報告書第一章の実測例からもうかがわれるので、波の条件のよい時には、取りはずした状態で測定できるようになっていると都合が良い。

したがって、この安全用の係留ロープは、上にのべたアンカー・チェーンの方法ではなく、親船となる曝露試験用ブイまたは平環観測塔への係留する方法の方が良いかもしれない。いずれの方法をとるにせよ、安全用のチェーン、ロープ、etc. は、主ロープが万一切断された場合にブイが海面に浮上して、容易に事故が発見できる長さが必要である。

3-6 測定すべき事項と測定機器

ブイ本来の目的である波高は、ブイ中心にたてる波高計によって測定するものとする。超音波式波高計も可能であろうが、ブイのローリングがあると送波方向が大きく変化することによる誤差の評価が難しいものとおもわれる。ブイの動きは上下、左右、前後の三方向に関し、加速度計によって計測する。ブイの傾きを傾斜計二個をつかって測定することが望ましい。また傾きや動揺の方向性をだすために、コンパスを必要とする。

波の向きを測るには、波向計を設置する。

係留ロープに働く力は、ロープとブイの結合部分に張力計を取り付けて計測する。

以上から、出力して、波高棒1、水圧式波高計1、加速度計上下1、左右1、前後1、傾斜計2、コンパス1、波向計2、張力計1、

水中での円板のローリング、ピッチングは水の抵抗が大きく、水表面にあるもの程大きくはないと見込まれるので、傾斜計の省略を考えるのである。この点は、模型実験等によって早急に確かめる必要が

ある。もし、動きが大きい場合には、スタビライザーの設置などによって、動きを抑制させなければならない。特に、波高桿を設置したとき、Top-heavyにならない様に設計しないと、ローリングを増加させることになるので注意しなければならない。

出力は、有線で親ブイ、観測塔、または、陸上に送るものとする。将来はテレメーターによる送信も考えられるが、今回の目的はブイ本体に関する設計資料をうることが主目的であるから、あくまでも確実にデーターのとれる方法とする。

3-7 較正方法

波高桿、水圧式波高計でとれた値は、水表面の変動と、ブイの動きなどの重合されたものであるもので、それから復元された波形が実際の表面波形といかに対応しているかをチェックする必要がある。

第二海堡の場合、陸岸から近いので、宇田居式波高計を使用してブイ直上の波形を観測することが可能である。これは、波が小さい時におこなって十分な結果をうることができよう。また、別に波高桿を設置することは、この地点では潮流のため、不適當とみとめられる。波が大きい場合には、第二海堡に船で渡ることが不可能な事が多く、また渡れたとしても宇田居式では誤差が大きくなるので、別に方法を考える必要がある。ひとつは、海底に超音波式波高計を設置することであり、他は曝露試験用ブイを利用し波高計設置を考えることであろう。

平塚では、幸いにして観測塔が利用できるから、パイロット・ブイの設置位置を、塔の近くにおくならば、較正を容易に行なうことが可能である。

3-8 その他

海中ブイが成功したとしても、電源、記録部、送信部などは、表面に別に係留したブイに設置する必要がある。これは、定期点検、動力源補充、送信部の海上設置などの必要性からである。

この表面ブイまでは、信号をセンサーから有線で送ることを原則とする。

海中ブイ、表面ブイの回収のために、アンカーロープ、アンカーチェーンのとりはずしをする必要がでてくる可能性もある。これは、将来の本格的な実施の際までに決定しておかなくてはならないが、パイロット・ブイでは、全体の重量も大きくなく、水深も20m以浅と浅いので、アンカーごと引揚げることとし、アンカーの切りはずしは考えない。

4. 研 究 成 果

1) 海中ブイ式波浪計による波浪観測システム

4-1 概 要

建設省土木研究所は、海洋構造物の建設技術の開発の一環として、大水深海域の波浪観測を目的としたブイ式波浪計の理論的・実験的研究、開発を行ってきたが^{1),2),3)}本年度は、これまでの研究成果に基づいて海中ブイ方式の波浪計を製作した。図-2はその概要図である。

本波浪計は一点緊張係留の海中ブイ式波浪計であり、係留索長を変化させることによって設置水深を任意設定できる。したがって波浪外力を直接受けることなく、浅海域から数10mの大水深海域における波浪観測が可能である。

本波浪計に搭載する観測機器は水圧式波高計、傾斜計(2成分)、加速度計(水平方向2成分)、方位計、それに張力計であり、これらのセンサーによって波高、波浪計の水平及び上下運動、係留索に作用する係留力を測定する。

観測データの収録方法は、自動内部収録方式であり、各センサーによって得られた観測データを大記憶容量(2,300万ビット)のカートリッジ型磁気テープ装置にデジタル記録し、約1ヶ月毎に収録装置を海中よりデータの収集を行なう。観測は通常、2時間毎に行ない標準観測時間は15分である。

表-3には観測項目を示す。

なお、本波浪計の製作は新日本気象海洋協、明星電気、横浜ゴムの3社が担当した。

表-3 観 測 項 目

番 号	項 目	範 囲	確 度	観測データ/1観測回
1	波 高	0~20m	± 0.2 m	1800
2	傾斜(2成分)	± 45	± 0.5°	900
3	加速度(2成分)	± 2 G	± 0.02 G	900
4	方 位	0~360°	± 3°	900
5	係 留 力	0~5 ton	± 0.05 ton	1800

ここで確度とは、センサーの精度、A-D変換の精度を含めた総合的な精度を意味する。

4-2 設 置 地 点

本年度、波浪計を設置した地点は東京湾第二海堡の北側約370m(北緯35°18'17.1", 東経135°44'7.8")である。この地点は東京湾の湾口部に位置し、水深は15~16m程度である。この地点のすぐ近くには東京湾に出入りする船舶の本航路である浦賀水道がある。東京湾における波浪観測は運輸省第二港湾建設局横須賀港工事事務所の東京湾口観測所、同港湾技術研究所のアスカ島観測所などで行なわれており、第二海堡沖でも横須賀港工事事務所が昭和49年度迄行っている。東京湾口の観測資料¹⁾によれば3~4m程度の波が年数回観測されており、波の周期は3~6秒に集中している。設置地点は第二海堡の陰にかくれるところであるため、それほど大きな波は生じない。また、浦賀水道に近く、付近には釣り船も数多く見うけられるところから、これらの船舶による波の影響も多分にうける地点である。

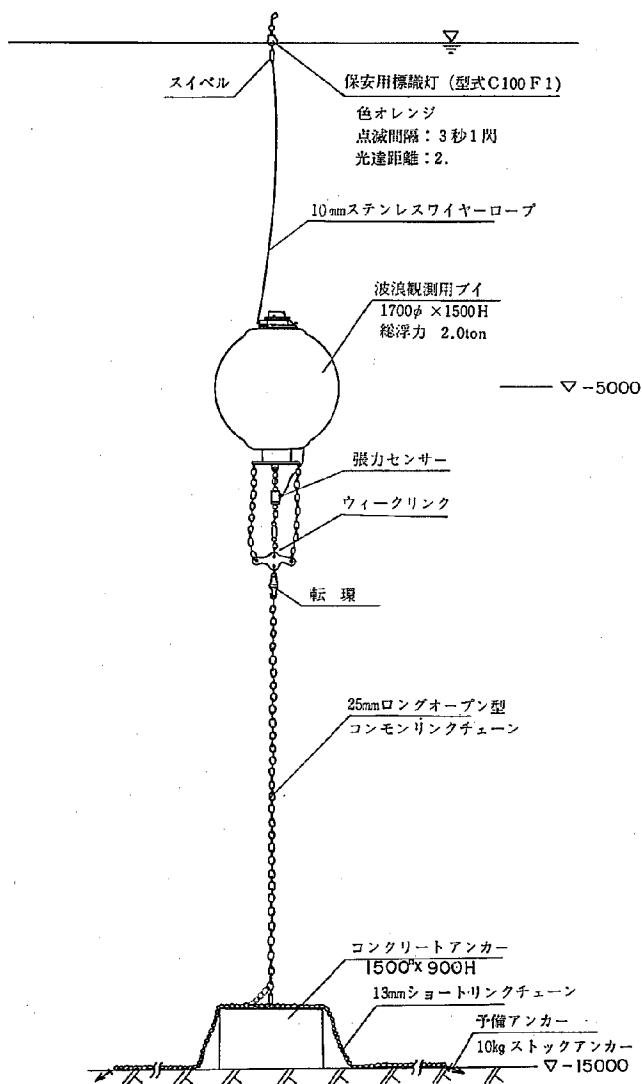


図 - 2

この地点の潮流については海岸研究室においても観測を行っている。観測機器は、本波浪計から30 m程度離れたところに関東地方建設局が設置した暴露試験用ブイに取付けてあり、流向・流速・水温・塩分の4項目を観測している。この観測データによれば、この付近の流速は水面下約5 mのところで、大潮時に約1 m/sであるが、このブイには中央下部に長さ5 mの柱状体が取付けてあり、流れを阻止する効果があるので、実際にはもう少し大きな流速になるものと思われる。

本年度は第一段階として比較的水深も浅く、外力も小さい第二海堡を設置地点に選定したが、来年度以降、段階的に大水深海域に設置し、波浪観測を行なう必要があろう。設置地点を図-3に示す。

4-3 設置工事

設置工事は昭和52年3月3日～5日の間に実施した。使用船舶は作業台船（排水量200 t、海上フローティングクレーン載荷重16 ton、揚程16 m）、その他曳行船、交通船である。

設置は、まずクレーンによってブイ船体を吊上げて海上に浮べた後、アンカーをクレーンにて吊上げて、除々に海中に沈める方法をとった。（写真1,2参照）

波浪計の設置後、ダイバーによって設置水深の調節を行ない、所定的水深に波浪計を設置した。設置工事中は水中ビデオカメラによって設置状況の確認を行なっている。設置後の張力計及びアンカーと係留索の接合部の状態を水中写真にて示す。（写真3,4参照）

設置水深は14.85 m、平均潮位面から波高計センサーまでの高さは約5 mである。

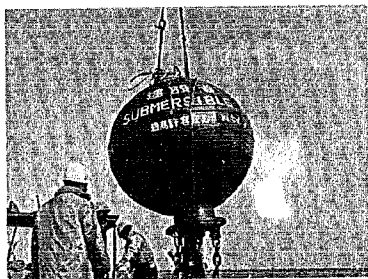


写真-1 設置工事



写真-2 設置工事

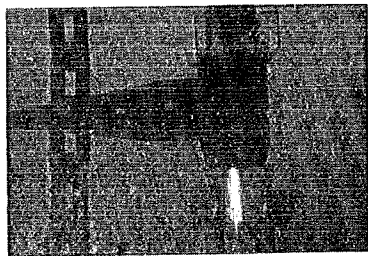


写真-3 張力計

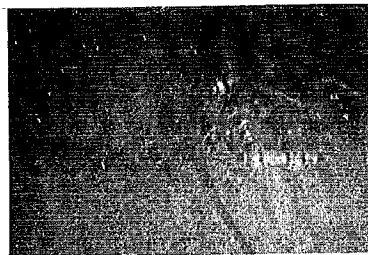
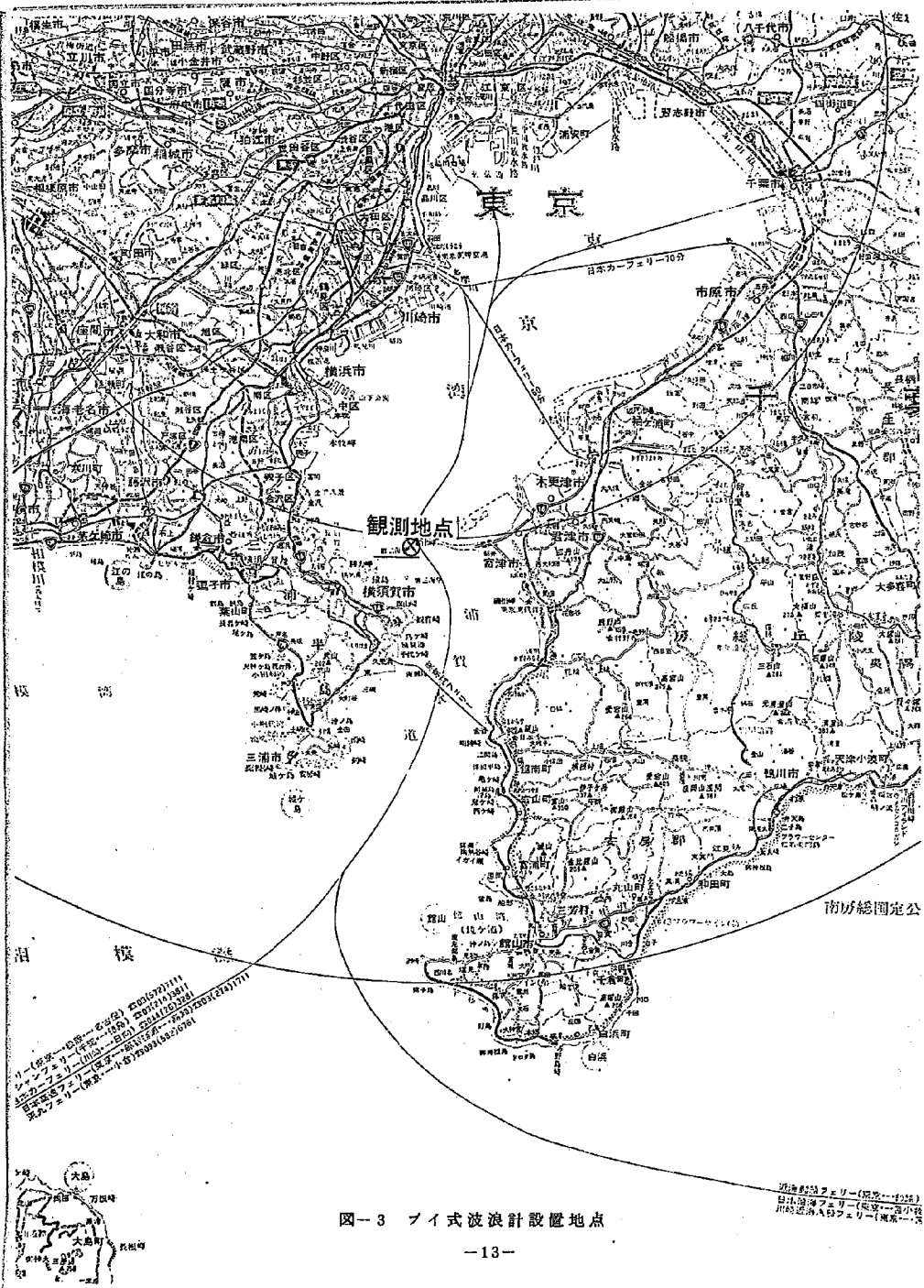


写真-4 アンカーと係留索の連結部



2) 各部の構成と仕様

ブイ式波浪計は次の各部で構成される。

ブイ船体
計測装置
データ収録装置
電源装置
係留装置

その他、計測装置、データ収録装置、電源装置を収納する耐水圧筐体、保安装置としての標識灯がある。

a) ブイ船体

ブイ船体は図-4、写真-5からわかるように中空球形（実際には楕円球に近い）で、ゴム製である。ブイの中心部には円筒状の筒が取付けてあり、そこに観測装置、記録装置、電源装置を収納した耐水圧筐体を装着する構造になっている。ブイ内部の空気圧は設置水深に応じて適当に調節できる。

a-1 形状と材質

ブイ船体の形状としては球形を採用した。

前年度までの研究成果によれば、波高棒をブイ船体の上部に取付けた場合の実験では、球型を4個結合した擬似円板形が球形に比べて水平変位及び傾き角度も小さい。しかしながら、波高棒を取付けない場合の実験結果によれば、係留方式によって異なっているが、球形の方が円板形、円錐形に比べて安定である。また、潮流に対しては球形の方が有利であり、さらにブイ船体がゴム製であることから、ゴムの加工上の問題もあって、形状としては球形（楕円球）を採用することとした。

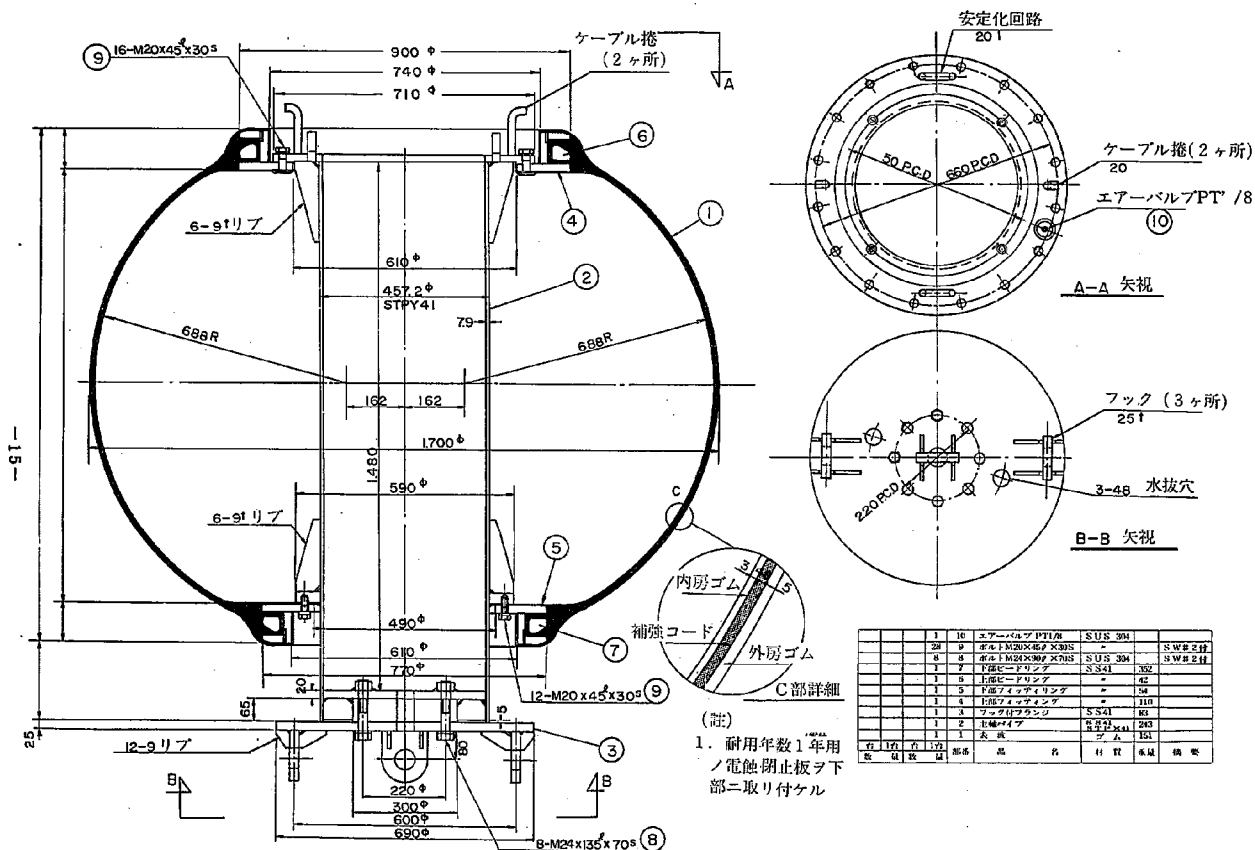
ブイ船体の材質としてはゴムを用いている。一般に、標識の材質としては鋼材が用いられており、安価に製作できる。しかし鋼材は比重が大きいため、一定の浮力を得るためには、ブイ船体の寸法を大きくする必要があり、その分作用外力が大きくなる。したがって本形式のような波浪計の材質としては好ましくない。

強化プラスチックは、比重も小さく、耐蝕性もすぐれているが、船舶等との衝突時に破損しやすく、製造コストも割高であるなどの欠点がある。

アルミニウムは加工性、耐摩耗性、電蝕の問題が解決できれば、比重も小さく、強度の点でも問題はないが、本年度別途製作した波面追隨型のブイ式波浪計に採用しているので、本波浪計には、以下の特徴を有するゴムを用いた。ゴムの特徴としては、①耐蝕性にすぐれており、鋼材に比べて比重はほぼ2分の1である。②弾力性に富んでおり船舶等との衝突時でも損傷を受けにくく、比較的廉価に製作できる、などがあげられるが、その反面、加工性、強度の面で難点があり、特に本波



写真-5 ブイ船体



浪計のように海中ブイ方式の場合には、内部空気圧を高くして水圧に対抗する必要があるため、耐気圧、空気漏れ等の問題が生じる。本ブイでは、内気圧は4気圧(耐圧試験は6気圧で行っている。)まで可能であり、従って、50m~100m程度の海域における波浪観測を行なう場合には問題はないと考えられる。表-4に耐圧試験結果を示す。

表-4 耐圧試験

内 圧 (kg/cm ²)	伸 び		空気漏れ
	周方向 (°)	長手方向 (°)	
3	0.5	0.8	異常なし
6	0.7	1.3	異常なし

a-2 ブイ船体の寸法及び設置水深

海中ブイ船体に作用する波浪外力を厳密に計算した例は見当たらないので、ここではモリソンの式にしたがって水平及び鉛直方向の波浪外力の近似計算を行ない、ブイ船体の寸法・余裕浮力及び設置水深決定の参考とした。

微小振幅波理論によれば、進行波の速度ポテンシャルは次式で与えられる(図-5参照)。

$$\phi = \frac{H\sigma}{2k} \frac{\cosh k(Z+h)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t) \quad \dots\dots (1)$$

水平流速及び鉛直流速は

$$u = \frac{H\sigma}{2} \frac{\cosh k(Z+h)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t) \quad \dots\dots (2)$$

$$w = \frac{H\sigma}{2} \frac{\sinh k(Z+h)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t) \quad \dots\dots (3)$$

水平加速度および鉛直加速度は

$$\dot{u} = +\frac{H}{2} \sigma^2 \frac{\cosh k(Z+h)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t) \quad \dots\dots (4)$$

$$\dot{w} = -\frac{H}{2} \sigma^2 \frac{\sinh k(Z+h)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t) \quad \dots\dots (5)$$

で与えられる。

式(1)~(5)より、ブイ船体を球形と仮定して船体に作用する波浪外力をモリソンの式に従って計算すれば、

(1) 水平力

$$\text{抗 力} : \frac{F_D(H)}{w_0 \frac{H}{D}} = \frac{\pi}{6} \cdot C_D \cdot \frac{D}{h} \cdot \frac{h}{L} \cdot \tan kh \cdot \frac{\cosh 2kh(1 + \frac{Z_1}{h}) + 1}{\cosh 2kh - 1} \cos \sigma t \quad \dots\dots (6)$$

$$\text{慣性力} : \frac{F_M(H)}{w_0 \frac{H}{D}} = -\frac{1}{6} \pi^2 \cdot C_M \cdot \frac{D}{h} \cdot \frac{h}{L} \cdot \tan kh \cdot \frac{\cosh kh(1 + \frac{Z_1}{h})}{\sinh kh} \sin \sigma t \quad \dots\dots (7)$$

である。いま、 $F_D(H) = C_1 \cos \sigma t$ 、 $F_M(H) = C_2 \sin \sigma t$ とおけば、

$$\text{水平力} : F_T(H) = \sqrt{C_1^2 + C_2^2} \sin(\sigma t + \alpha_1) \quad \dots\dots (8)$$

$$\alpha_1 = \tan^{-1} \left(\frac{C_1}{C_2} \right)$$

で与えられる。

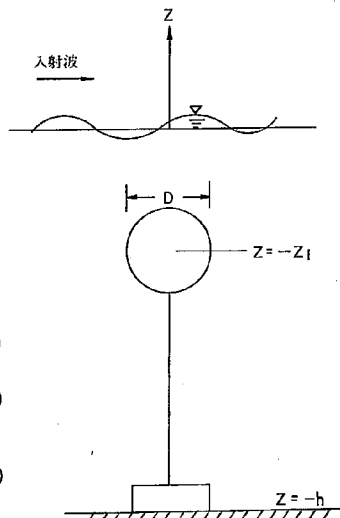


図-5 座 標 系

(2) 鉛直力

$$\text{抗力;} \frac{F_D(V)}{w_0 H^2 D} = -\frac{\pi}{6} \cdot C_D \cdot \frac{D}{h} \cdot \frac{h}{L} \cdot \tan h k h \cdot \frac{\cos h 2 k h (1 + \frac{Z_1}{h}) - 1}{\cos h 2 k h - 1} \sin \sigma t \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$\text{慣性力;} \frac{F_M(V)}{w_0 H^2 D} = -\frac{1}{6} \pi^2 C_M \cdot \frac{D}{h} \cdot \frac{h}{L} \cdot \tan h k h \cdot \frac{\sinh k h (1 + \frac{Z_1}{h})}{\sinh k h} \cos \sigma t \quad \dots\dots\dots (10)$$

である。いま、水平力の場合と同様に、 $F_D(V) = C_3 \sin \sigma t$ 、 $F_M(V) = C_4 \cos \sigma t$ とおけば、

$$\text{鉛直力;} F_T(V) = \sqrt{C_3^2 + C_4^2} \sin(\sigma t + \alpha_2) \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1} \left(\frac{C_4}{C_3} \right) \quad \text{で与えられる。}$$

ここで、

C_M ; 質量力係数 (= 1.5) C_D ; 抗力係数 (= 0.5)

D ; プイ船体の直径 h ; 水深

L ; 波長 k ; 波数 ($= \frac{2\pi}{L}$) σ ; 周波数

である。

$$\text{また、} \cos \sigma t | \cos \sigma t | = \frac{8}{3\pi} \left(\cos \sigma t + \frac{1}{5} \cos 3\sigma t - \frac{1}{35} \cos 5\sigma t + \dots\dots\dots \right)$$

$$\sin \sigma t | \sin \sigma t | = \frac{8}{3\pi} \left(\sin \sigma t - \frac{1}{5} \sin 3\sigma t + \frac{1}{35} \sin 5\sigma t - \dots\dots\dots \right)$$

の関係を用いている。

(8), (11)式より、水深 50 m、波高 20 m、プイ船体の径 1.5 m の場合を設置深度 (Z_1/h) をパラメータとして計算したものを図-6、7に示す(計算では限界波高を考慮している)。本波浪計は鉛直外力に対してはプイ船体の浮力で対抗するものであるから、図-7からわかるように水深 50 m の海域で波高 20 m の波の観測を行なう場合には、プイ船体の径を 1.7 m、余裕浮力を 1.0 ton 程度とすれば、波浪計を水深の 7 割以下に設置すればよい。

今回の波浪計設置地点である東京湾第二海堡と同様な条件で計算したものが図-8、9である。水深は 16 m、波高は一応 4 m として計算している。実際の設置水深は 14.85 m であるから、計算条件とは若干異なるが、図より設置深度 0.35 の場合を読みとれば、鉛直荷重、水平荷重はそれぞれ 0.5 ton、0.55 ton となる。係留索の重量を差引いた余裕浮力は約 1 ton (a-3 参照)であるから、鉛直方向には安定である。以上の議論は微小振幅理論にもとづいたモリソンの式によるものであり、浮体に作用する波浪外力の推定には必ずしも適切でない点もあると思われるので、今後検討を加える必要がある。また、本波浪計の設置深度、観測波高の範囲を決定する際には波浪外力条件のみではなく、波浪計として使用している水圧式センサーの精度も考慮に入れる必要があろう。

a-3 余裕浮力の測定

余裕浮力は係留索、張力計を除くすべての機器を実装した状態で、プイ船体を水面に浮べた後、船体内部に水を注入し、水中重量、満水重量をそれぞれ測定して求めた。

自重	$W_1 = 995 \text{ Kg}$	
満水重量	$W_2 = 2,840 \text{ Kg}$	
水中重量	$W_3 = 600 \text{ Kg}$	である。

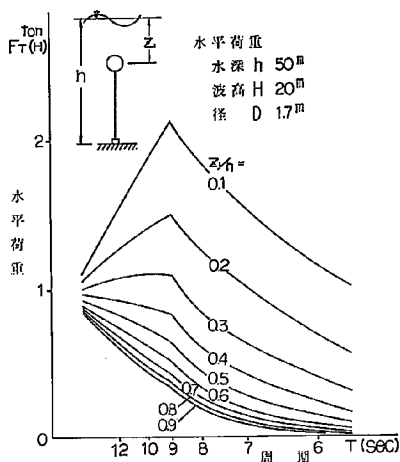


図-6 水平荷重

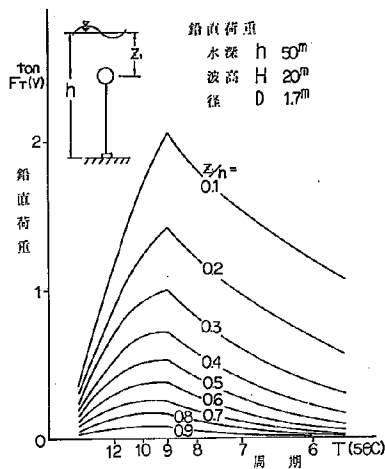


図-7 鉛直荷重

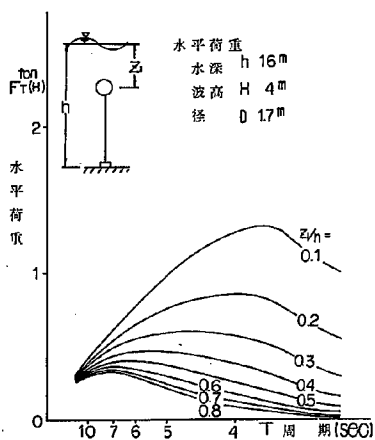


図-8 水平荷重

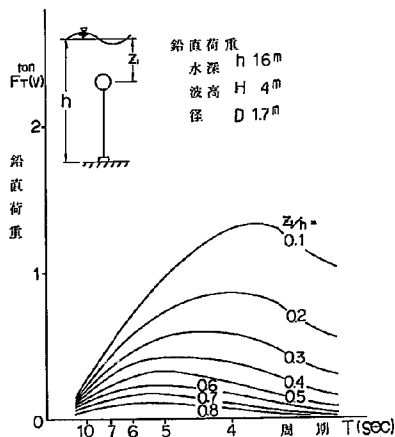


図-9 鉛直荷重

従って、余裕浮力は 1,245 Kg となる。

実際には係留索その他の重量が約 250 Kg であるので、水中に係留した状態では余裕浮力は約 1 ton となる。

a-4 重心位置の測定

重心位置の測定はレベルを用いて行った。図-10に示すようにフックA、Bでそれぞれブイ船体を吊下げて、A点、B点の高さの差 l をレベルで読み取り、傾斜角度(α_A 、 α_B)を求めて重心位置を算出した。

1) フックAで吊った場合

$$l = 203 \text{ mm}, \quad \alpha_A = \sin^{-1} \frac{l}{AB} = 20.12^\circ$$

2) フックBで吊った場合

$$l = 202 \text{ mm}, \quad \alpha_B = 20.02^\circ$$

従って、高さ h は、

$$h = \frac{\tan(90 - \alpha_A) - \tan(90 - \alpha_B)}{\tan(90 - \alpha_A) + \tan(90 - \alpha_B)} \times AB = 807.43 \text{ mm}$$

底面フランジ下面を基線として重心(G)までの距離を G_r とすれば、 $G_r = 853.6 \text{ mm}$ となる。ブイ船体の重心位置を図-11に示す。

仕様

ア. 型式 水中ブイ

イ. 寸法 $1700 \phi \times 1500 \text{ H} (\text{mm})$

ウ. 重量 995 kg (観測装置実装時)

エ. 余裕浮力 1245 kg (")

オ. 耐圧力(内圧)

1. 水圧試験圧 3.6 kg/cm²

2. 破壊予想圧 14.2 kg/cm²

カ. 重心位置 $G_r = 853.6 \text{ mm}$

G_r ; 基線をフック付フランジの下面とした場合の基線と重心の距離

キ. 材質

1. 表皮 ゴム

色 ; 黒

硬度 ; 60 ± 5, JIS硬度

引張強度 ; 180 kg/cm²

2. 補強コード 破断強度 ; 400 kg/cm²

伸び(破断時) ; 6%

5. 主軸パイプ使用限界外圧 25 kg/cm²

ク. 構成 4 プライ (2 プライ × 2)

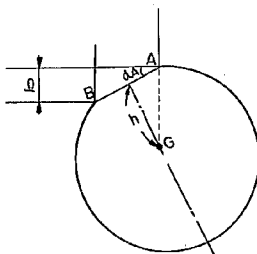


図-10 重心位置の算定

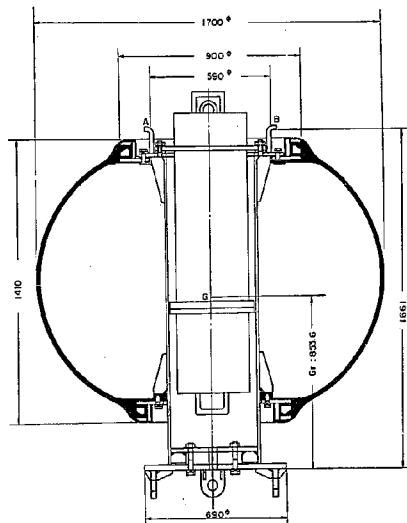


図-11 重心位置

b) 計測装置及びデータ収録装置

本波浪計で測定する現象要素は波高、加速度、傾斜、係留力、方位の5項目であり、これらの計測用センサー（係留力用センサーは除く）並びにデータの収録装置を耐水圧型ステンレス製筐体に収納し、波浪観測を行なう。

本波浪計の計測システム図、計測・データ収録装置の構造図をそれぞれ図-12、13に示す。写真-6、7は計測・データ収録装置の内部写真である。

以下に測定方法及び測定機器の仕様の大要を述べる。

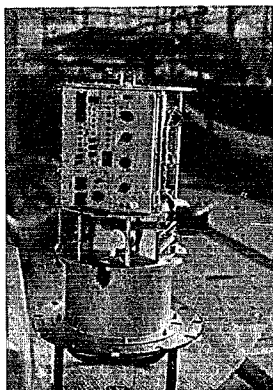


写真-6. 計測・データ収録装置

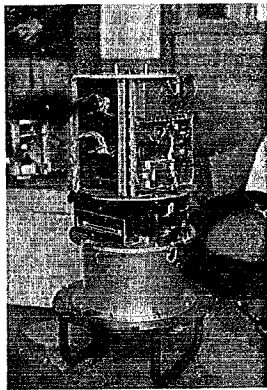


写真-7. 計測・データ収録装置

b-1 波 高

波高は、半導体ストレーンゲージを用いた水圧式波高計によって測定する。

ア. 型 式	半導体ストレーンゲージ
イ. 水圧レンジ	0 ~ 3.0 Kg/cm ²
ウ. 精 度	± 1.0 % 以下（非直線性、再現性、ヒステリシス含む）
エ. 入力抵抗	150 Ω ± 50 Ω
オ. 出力抵抗	115 Ω ± 25 Ω
カ. 材 質	ステンレススチール
キ. 過 負 荷	6.0 Kg/cm ² , 非破損

b-2 加 速 度

ブイ船体の水平2成分の加速度は振り型のサーボ式加速度計によって測定する。

ア. 型 式	サーボ方式
イ. 加速度レンジ	± 2 G
ウ. 周波数応答	DC ~ 50 Hz (25 °C)
エ. 出力抵抗	4 KΩ
オ. 出 力	3 V/G ± 5 %
カ. 直 線 性	0.04 % FS
キ. 分 解 能	0.00001 G 以下

b-3 傾 斜

ブイ船体の傾斜はサーボ方式による傾斜角検出器によって計測する。

ア. 型 式	サーボ方式
--------	-------

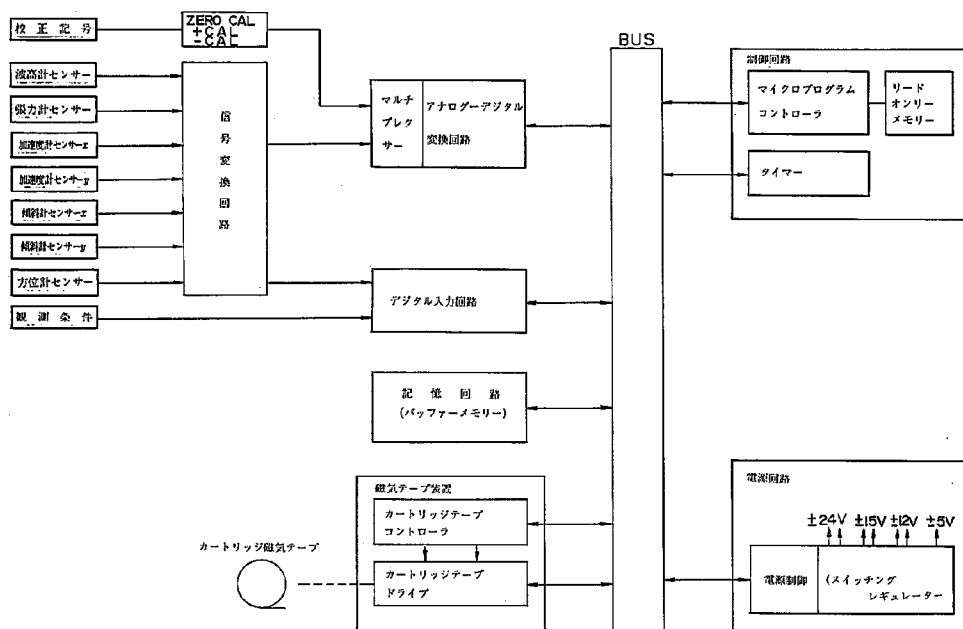
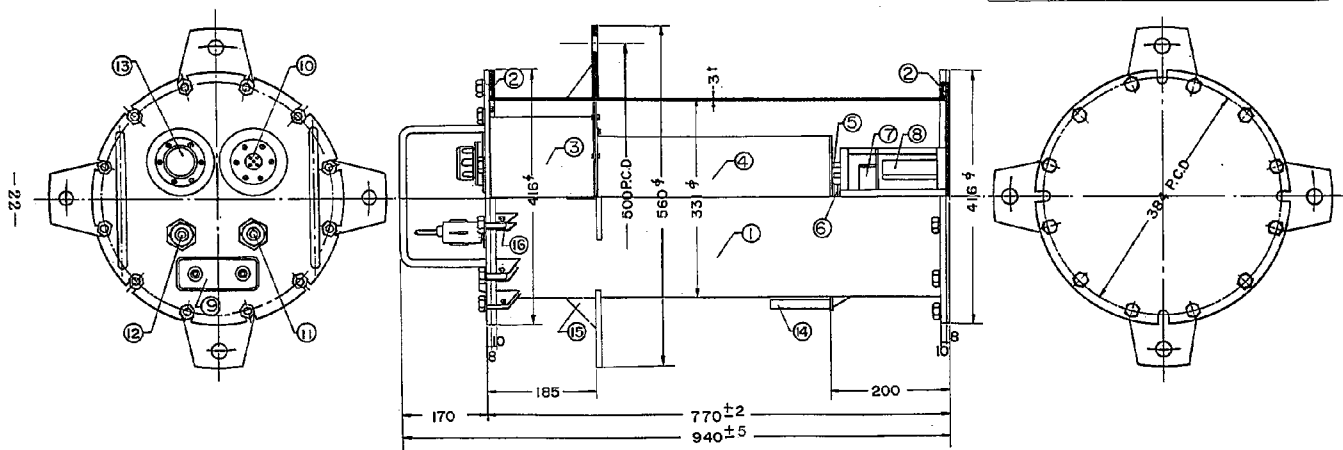


図-1.2 計測システム図



概算重量 空中重量 68 kg

水中重量 - 3 kg

図-13 計測・データ記録装置

- イ. 傾斜レンジ $\pm 45^\circ$
- ウ. 精 度 $\pm 0.5\%$
- エ. 応答速度 (10°ステップに対して) 0.1 sec ~ 0.2 sec 可変
- オ. 出 力 2 K Ω ポテンシオメータ抵抗

b-4 係 留 力

係留索に作用する係留力は耐海水水中用として特殊ゴムモールドしたストレーンゲージ型の張力計によって測定する。

- ア. 型 式 海水中型ストレーンゲージ張力計
- イ. 張力レンジ 0 ~ 5 ton
- ウ. 直 線 性 $\pm 0.5\% FS$
- エ. ヒステリシス $\pm 0.5\% FS$
- オ. 入力抵抗 350 Ω $\pm$ 3.5 Ω
- カ. 出力抵抗 350 Ω $\pm$ 5 Ω
- キ. 定格出力 3 mV/V
- ク. 過 負 荷 150% FS
- ケ. 材 質 ステンレススチール
- コ. 防水加工 ゴムモールド

b-5 方 位

方位はグレイ符号板型コンパスによって計測する。

- ア. 型 式 グレイコード板型コンパス
- イ. 方位レンジ $0^\circ \sim 360^\circ$
- ウ. 分 解 能 $\pm 2.8^\circ$
- エ. 精 度 $\pm 3.0^\circ$ (傾斜零度に於いて)
- オ. 出 力 7 ビット グレイコード
- カ. 応 答 速 度 3.2 sec

b-6 信号変換回路

信号変換回路は、各センサーからの信号出力を電圧信号に変換、増幅、整合してアナログ・ディジタル回路入力信号用に出力する。

1 出 力

- ア. 波 高 計 $-10V \sim +10V/FS$ (10m, 20m の 2 段レンジ切換機能を有する)
- イ. 加 速 度 計 $-10V \sim +10V/FS$ ($\pm 2G$, $\pm 0.2G$ の 2 段レンジ切換機能, ローパスフィルターを有する。)
- ウ. 張 力 計 $-10V \sim +10V/FS$ (ローパスフィルターを有する。)
- エ. 傾 斜 計 $-10V \sim +10V/FS$
- オ. 方 位 計 7 ビット グレイコード

b-7 アナログ・ディジタル変換回路

アナログーデジタル変換回路は、マルチプレクサーとアナログーデジタル変換器からなり、信号変換回路からの各計測信号出力を切換、アナログ信号をサンプリングし、デジタル信号に変換したのも記憶回路に出力する。

Ⅰ マルチプレクサー

- ア. 入 力 $-10V \sim +10V$
- イ. 出 力 8ビット 2進
- ウ. 直線性 $\frac{1}{2} LSB$
- エ. 精 度 $\pm 0.0025\% FS \pm \frac{1}{2} LSB$

b-8 記憶回路

記憶回路は、アナログーデジタル変換回路からの計測データを半導体記憶素子(RAM)に一時記憶し、磁気テープ記録用信号として出力する。

- ア. 型 式 ランダムアクセスメモリー
- イ. 素 子 C-MOS ICメモリー

b-9 制御回路

制御回路によって、観測周期の制御及びデータ収録の制御を行なう。観測周期制御は水晶発振時計により、計測、データ収録開始の制御を行なう。観測周期としては、1時間毎—2時間毎—3時間毎—4時間毎—手動が可能である。データ収録制御はマイクロプログラム方式により、アナログ計測データ、デジタル計測データのマルチプレクサー(切換)制御、記録フォーマットの制御、磁気テープの制御、電源のON—OFF制御等を行なう。観測時間は、3分—15分—30分の3種類の選択が可能である。

Ⅰ 観測周期制御

- ア. 型 式 水晶制御発振時計
- イ. 精 度 $\pm 0.001\%$

Ⅱ データ収録制御

- ア. 型 式 マイクロプログラム方式
- イ. プログラム記憶素子 P-ROM ICメモリー

Ⅲ 制御機能

- ア. 観測周期設定 1H, 2H, 4H, 手動
- イ. 時刻表示 月日, 時, 分
- ウ. 時刻設定 月日, 時, 分, 各桁設定スタート, ストップ, リセット機能
- エ. サンプリング間隔設定 H, M, Lの3段切換

サンプリング ファンクション	サンプリング間隔		観測時間
	注高・張力	加速度・傾斜・方位	
H	0.1 sec	0.2 sec	3 min
M	0.5 sec	1.0 sec	15 min
L	1.0 sec	2.0 sec	30 min
(データ数/1観測回)	(1800データ)	(900データ)	

ホ. マイクロプログラムコントローラ操作

- ① START/STOP
- ② SINGLE STEP コントローラ試験用

カ. マイクロコントローラ表示

- ① RUN コントローラ動作中
- ② BUSY データ収録中
- ③ MEMORY ADDRESS マイクロプログラムメモリアドレス
- ④ CONTROL WORD マイクロプログラム内容

キ. 磁気テープ装置

- ① AUTO/MANUAL 磁気テープ装置装作の自動—手動切換
- ② FWD 30 インチ/秒の速度で磁気テープを順方向へ送る。
- ③ RWD 30 インチ/秒の速度で磁気テープを巻戻す。
- ④ STOP 磁気テープ送りを停止させる。

ク. 磁気テープ装置関係表示

- ① POWER 電源表示
- ② FWD FWD動作中
- ③ RWD RWD動作中
- ④ WRITE データ記録中
- ⑤ TRAC NO データ記録の磁気テープトラック表示

IV 点検機能

- ア. データビット表示 チャンネル指定によるデジタル表示
- イ. サービスメーター 入力データ各種電源電圧選択測定

V 情報入力機能

- ア. 観測地点番号
- イ. 波高レンジ

VI 表示ON-OFF機能

VII データ点検機能

- ア. サイクリックダンシングチェックキャラクター付加

b-10 磁気テープ装置

磁気テープ装置は、記憶回路に書き込まれた計測データをプログラムシーケンシル制御によってカートリッジ型磁気テープに転送する。磁気テープデータは記憶密度1600 BPIで4トラックにフューズエンコーディング記録方式によりビットシリアル記録し、その記録容量は約2,300万ビットである。

記録は、1観測時に時刻等のヘッダーデータと計測データを4回に分けて磁気テープ装置に記録する。磁気テープのデータ収録フォーマットは図-14に示すとおりである。

- ア. 型式 カートリッジ型式

TRACK
TRACK
TRACK
TRACK

B O T	1st REC	2nd REC	3rd REC	4th REC	1st REC	2nd REC	2nd REC	3rd REC	4th REC	E O T
*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

11.705 INCH										
プリアンクル	ヘッダー				データ	C.R.C	ポストアングル	IRG	プリアンクル	データ
2 BYTE	10 BYTE				2025 BYTE	2 BYTE	2 BYTE	15 INCH		

ヘッダー

記録番号	地点・番号	記録条件	月	日	時	分	Zero	CAL	+CAL	-CAL
------	-------	------	---	---	---	---	------	-----	------	------

データ

波高	張力	加速度X	加速度Y	傾斜X	傾斜Y	方位	波高	張力	加速度X	加速度Y	傾斜X	傾斜Y	方位	波高	
		約7ms							約7ms						
		0.1 SEC							0.1 SEC						
		0.5 SEC							0.5 SEC						
		1.0 SEC							1.0 SEC						
									2.0 SEC						

-26-

サンプリングタイム

サンプリング間隔

波高-張力	加速度	傾斜方位
H	波高張力	加速度
M	波高張力	傾斜方位
L	波高張力	傾斜方位

1 TRACKには最大 $\frac{3600\text{INCH}}{11.705\text{INCH} \times 4\text{回}} \approx 76$ 観測用のデータが入る。1 TRACK 当り 76 観測分のデータを入れると 4 TRACK

で $76 \times 4 = 304$ 観測分がテープ 1 巻に入る。

観測を 2 時間に 1 回とし 1 日 12 観測とすると $304/12 = 25,330$ となり、25 日 8 時間の観測データをテープ 1 巻に収録可能である。

図-1.4 データ収録フォーマット

イ. 記録トラック数	4
ウ. 磁気テープ長	300 フィート
エ. 記録密度	1600 ビット/インチ
オ. データフォーマット	フーズエンコードディグ
カ. 転送速度	48,000 ビット/秒
キ. 誤り率	1 バイト/3×10 ⁸ バイト
ク. 記録容量	23,000,000 ビット以上

b-11 電源回路

電源回路は、計測・データ収録装置の消費電力を電源装置から受電し、安定化したのち、計測・データ収録装置各部に供給する。計測・データ収録装置の時計回路は電源装置との接続を断にした後も動作できるように一時充電電源を有している。

ア. 型 式	安定化電源方式
イ. 入 力	±18 V, +9 V
ウ. 出 力	±15 V, ±12 V, +5 V
エ. 効 率	70 %以上

b-12 耐水圧筐体

耐水圧筐体は計測・データ収録装置を収納するためのものである。

ア. 耐 水 圧	4 Kg/cm ²
イ. 材 質	ステンレススチール SUS 304
ウ. 耐水コネクタ	張力計コネクタ、電源コネクタ、点検コネクタ（各1）
エ. 寸 法	325 φ × 760 H (mm)
オ. 重 量	空中実装重量約 73 Kg, 水中実装重量 約 3 Kg

b-13 振動試験・耐水圧試験・特性試験結果

計測・データ収録装置及び耐水圧筐体は完成後、振動試験・耐水圧試験・特性試験を行なった。

振動試験は、波による振動並びに輸送時の振動等によって計測・データ収録装置に異常が生じるか否かを検査するために行ったもので、土木研究所耐震研究室の振動台を使用し、低周波・高周波にわけて試験を実施した。試験では振動台の性能もあって、周波数は 0.1 ~ 50 Hz, 振幅は 0.3 ~ 10 mm の範囲で実施した。試験方法は、振動台に取付けた加速度計と波浪計の加速度計の信号をペン書レコーダに記録し、両者の値を比較すると同時にデータ収録装置にもセンサーの出力信号を記録して検討した。試験結果は表 5 ~ 7 に示すとおりである。

耐水圧試験は、観測機器を内蔵した耐水圧筐体を水圧試験機内に入れて、水圧 4 気圧をかけ 20 分間放置した後、目視により異常の有無を点検した。

特性試験は計測センサーの特性を検査するために行ったもので、加速度計、傾斜計、波高計、方位計、張力計のすべてにわたって実施した。試験結果は表 8 に示すとおりである。

表-5 振動試験結果 (1)
(計測・データ収録装置)

区分	周波数 [Hz]	全振幅 [μm]	振動時間 [min]	振動方向	振動試験機指示 計読取值 [G]	加速度計読取值 [G]
低周波振動試験	0.1	100	8	横 (X軸)	0.001	0.002
	0.3	100	8	横 (X軸)	0.016	0.016
	1.0	100	8	横 (X軸)	0.194	0.120(-3.88 db)
	1.5	100	8	横 (X軸)	0.417	0.418(-8.94 db)
	0.1	100	8	横 (Y軸)	0.002	0.002
	0.3	100	8	横 (Y軸)	0.016	0.016
	1.0	100	8	横 (Y軸)	0.194	0.124(-3.88 db)
	1.5	100	8	横 (Y軸)	0.417	0.148(-8.94 db)

注) ○ X軸; N-S方向, Y軸; W-E方向
○ () には, ベッセル 6 次ローパスフィルターの遮断周波数を示す。

表-6 振動試験結果 (2)
(計測・データ収録装置)

区分	周波数 [Hz]	全振幅 [μm]	振動時間 [min]	振動方向	クロスカップエラー [G]		備 考
					X 軸	Y 軸	
低周波振動試験	0.1	100	15	縦	0.00016	0.00012	異常なし
	0.3	100	15	縦	0.0004	0.0004	"
	1.0	100	15	縦	0.0010	0.0010	"
	1.5	100	15	縦	0.0012	0.0012	"
高周波振動試験	20	2	5	縦			"
	50	0.3	5	縦			"
	20	2	5	横			"
	50	0.3	5	横			"

表-7 振動試験結果 (3)
(電 源 装 置)

区分	周波数 [Hz]	全振幅 [μm]	振動時間 [min]	振動方向	電 源 電 圧		備 考
					基準範囲	測定値	
低振動試験	0.3	100	15	縦	-23.75 V }	-21.6 V	異常なし
			15	横	+23.75 V }		
高振動試験	50	0.3	5	縦	+20.9 V }	+21.6 V	
			5	横	+12.5 V }		
					+11.0 V	+11.4 V	

表-8 特 性 試 験

センサー	試 料	基 準 出 力	計 測 値	偏 差 (%)	備 考
波 高 計	0(Kg/cm)	-5.00 [V]	-5.00 [V]	- 0.	測定範囲 0~20 m
	1	0	+0.08	- 0.8	
	2	+5.00	5.05	- 0.5	
	0(Kg/cm)	-5.00	-5.00	- 0.	測定範囲 0~20 m
	0.5	0	+0.03	- 0.3	
	1	+5.00	5.05	- 0.5	
加 速 度 計	重力方向	+2.50[V] -2.50	+2.50 [V] -2.48	0. 0.	X 軸
	クロス方向	± 0.00	+0.03	0.3	
	重力方向	+2.5 V -2.5 V	+2.5 -2.5	0. 0.	Y 軸
	クロス方向	± 0.00	+0.013	0.13	
傾 斜 計	-40°	-4.44	-4.73	0.07	チャンネル 1
	-30°	-3.33	-3.57	0.02	
	-15°	-1.66	-1.96	0.08	
	0°	± 0.00	-0.22	0.	
	+15°	+1.66	+1.46	0.02	
	+30°	+3.33	+3.16	0.05	
	+40°	+4.44	+4.25	0.02	
	-40°	-4.44	-4.63	0.05	チャンネル 2
	-30°	-3.33	-3.58	0.09	
	-15°	-1.66	-1.93	0.03	
	0°	± 0.00	+0.22	0.	
	+15°	+1.66	+1.50	0.06	
	+30°	+3.33	+3.18	0.07	
	+40°	+4.44	+4.74	0.04	
張 力 計	0%	0.00 [mV]	+0.0005 [mV]	+ 0.002	30 mV/0 0~5 ton 0~100%
	25%	+ 7.525	+7.512	+ 0.047	
	50%	+14.587	+14.545	+ 0.130	
	75%	+23.218	+23.077	+ 0.470	
	100%	+29.080	+28.964	+ 0.386	
方 位 計	0°	0000000	0000000 (0°)	0	
	90°	0100000	0110001 (93°)	0.83	
	180°	1100000	0100000 (177°)	0.83	
	270°	1010000	1010000 (270°)	0	
	360°	1111111	1000000 (357°)	0.83	

c) 電源装置

電源装置は、完全密閉ニッケルカドミウム蓄電池を組合せ計測・データ収録装置の電源回路に電力を供給する。この組電池は耐水筐体内に収納し、充電は筐体外部から行なう。電源装置は28日間の使用に耐える。

電源装置構造図を図-15に示す。

c-1 完全密閉型ニッケルカドミウム組蓄電池

7. 組蓄電池電圧容量 18V 20AH×2
9V 20AH×2

イ. 単電池本数 86本

ウ. 単電池電圧容量 1.2V 10AH

c-2 耐水圧筐体

7. 耐水圧 4 Kg/cm²

イ. 材質 ステンレスチール SUS304

ウ. 耐水コネクター 電源コネクター、充電コネクター 各1

エ. 寸法 320φ×400H(mm)

オ. 重量 空中実装重量 約84 Kg

水中実装重量 約49 Kg

図-16に計測・データ収録装置及び電源電池装置の耐水圧筐体の全体組立図を示す。

d) 係留装置

係留装置は、係留索、アンカーブロックから構成される。係留索には張力計が取付けてあり、係留索に作用する外力を測定する。

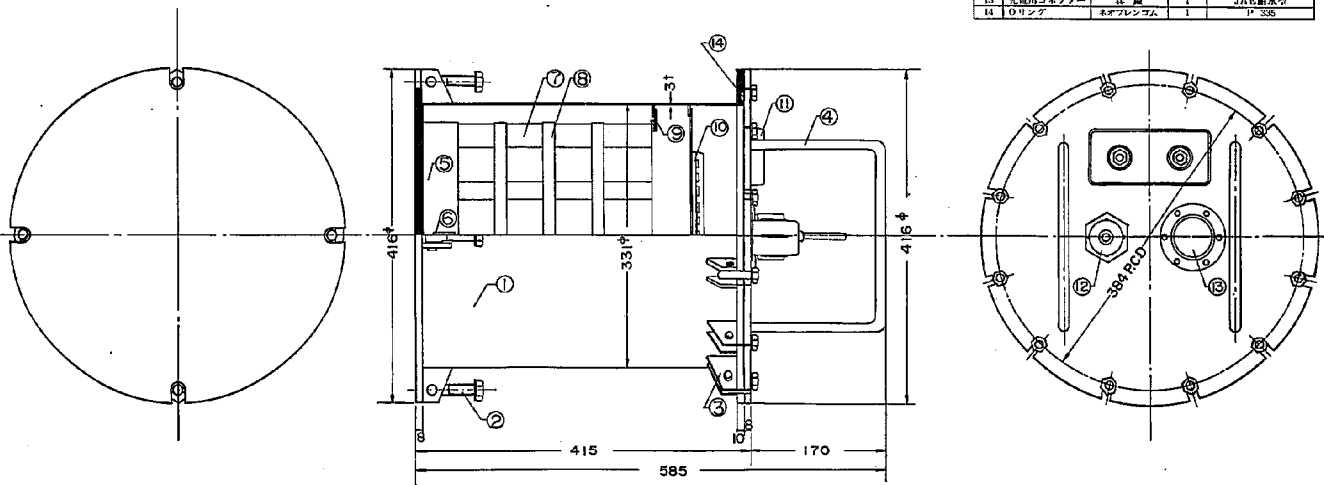
d-1 係留方式

係留方式は一点緊張係留である。波浪計の動揺を小さくすることからみれば、2点以上の多点係留が望ましいが、係留索の本数が多くなるに従い、施工が難しくなる。また、本波浪計のように緊張係留方式であれば、2点以上の多点係留では各係留索に均等に荷重をかけることは困難である。前年度の実験結果⁹⁾によれば、2点係留の場合には、係留索方向の動揺は小さくなるが、それと直角方向の動揺は一点係留の場合と変わらない。したがって、本波浪計の係留方式は一点緊張係留をもちいることとした。

d-2 係留索の強度特性

係留索としては海上保安庁認定型のロングオープンチェーン(図-17に示すように鎖環の両端が少しふくらんでおり、摩耗に対する配慮がなされている。)を使用している。係留索としてはその他、ワイヤロープ、合成繊維ロープ等の使用も考えられるが、今回の設置水深が比較的浅いこと、本波浪計のような浮遊式海洋構造物の事故発生の多くが係留に関連したものであることなどから、疲労、

摩耗、腐食および温度変化などに対する抵抗力が大であり、海上保安庁の燈浮標の係留索として多くの実績をもつロングオープン型のチェーンを使用した。アンカーチェーンの強度特性は資料⁹⁾



概算重量 空中重量 74kg

水中重量 36kg

図-15 電源装置構造図

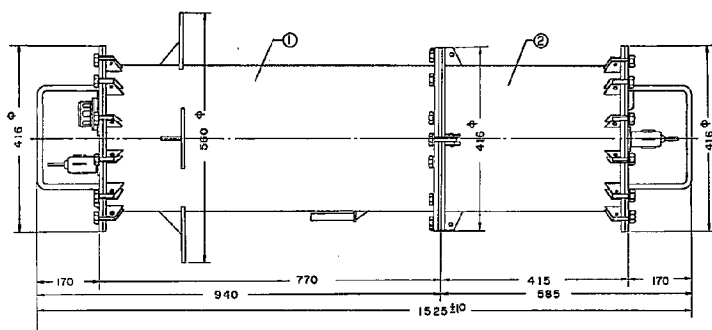


図-16 全体組立図

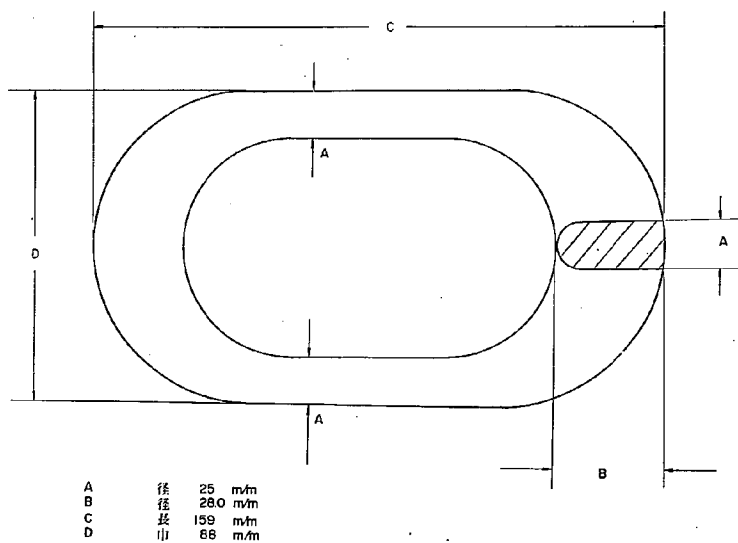


図-17 ロング・オープンチャンネル

によると以下のようである。

浮遊式海洋構造物の係留に用いられる鎖は JIS F3303 に規定されている電気溶接チェーンであり、鎖の破断試験荷重および耐力試験荷重は鎖環の呼び径 (D) に対してそれぞれ規定されているが、製造された鎖は JIS で規定されている破断荷重近くでは破断することではなく、実験例によると規定値よりも 20 ~ 30 % 高い値である。

海水による腐食は鎖の材質が第 1 種、2 種、3 種ならば、一般の炭素鋼よりもマンガンの含有量が多いだけ耐食性に富んでいるので、海中での腐食速度は一年間で約 0.15 ~ 2 mm 程度と推定される。

また、鎖の摩耗については 54 mm φ の第 3 種鎖に海水中で反復負荷を加えた結果によれば、腐食および摩耗による鎖の寸法の減少は一年間ではほとんど認められない程度である。

繰返し荷重時の鎖の疲労に関しては、低サイクル疲労、高サイクル疲労の両者について負荷荷重と繰返し回数との関係はほぼ直線である。

本波浪計の係留主鎖としては、径 25 mm φ、耐力荷重 25.5 ton、破断荷重 47 ton の第三種 (SBC 70) チェーンを用いており、係留索に作用する外力が約 1.5 ton (変動外力 + 余裕浮力) と推定されることから、その安全率は 17 となり、衝撃的な力を考慮しても十分安全である。

今回は、強度、耐磨耗性、耐久性等の面から係留索としてチェーンを使用した。今後、大水深海域へ順次設置していく場合には、材質として全てにチェーンを使用するとその自重が過大となり (水中重量は約 14 kg/m)、その分ブイ船体の余裕浮力が小さくなるので、ブイ船体及びアンカーとの接合部を除いて比較的重量の小さいナイロンロープ、テトロンテープ、もしくは、比重が 1 より小さいハイゼックスロープ、ダンラインロープなどの合成繊維ロープの使用を考える必要がある。

d-3 係留索の構成

係留索の構成図を図-18 に示す。図からわかるように係留索は、主鎖、補助鎖、転環、シーベル、四目環、接環から構成される。補助鎖には、張力計が取付けてあり、補助鎖と主鎖とはウィークリンクを介して連結されている。ウィークリンクは張力計を保護する目的で取付けたものであり、その破断荷重は 7.39 ton である。通常、係留力は補助索に作用しており、衝撃的な荷重等が作用した場合、張力計がその許容荷重 (7.5 ton) に達する以前にウィークリンクが破断し、張力計を保護する構造である。ウィークリンクが破断した後は、左右 2 本の主鎖によってブイ船体を係留する。

ウィークリンクを写真-8 に示す。

- Ⅰ 材 質 JIS 規格第 3 種 (SBC 70)
但し、シーベルを除く

Ⅱ 主 鎖

- ア. 径 25 mm φ
イ. 耐力荷重 25.4 ton
ウ. 破断荷重 47.0 ton

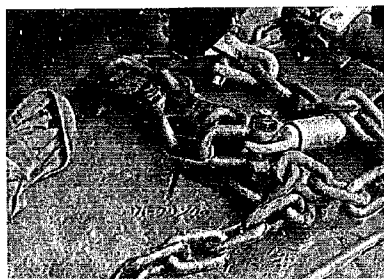
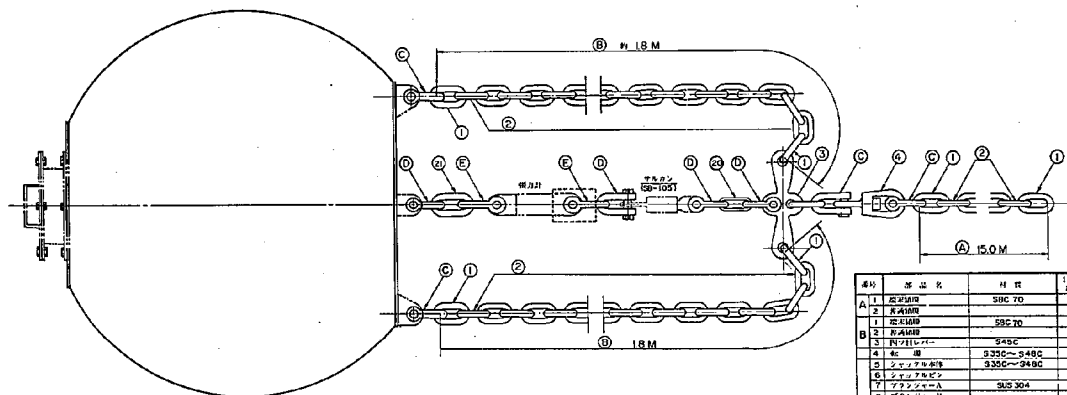


写真-8 ウィークリンク



番号	部品名	材料	1部材 数量	2部材 数量	3部材 数量	4部材 数量	5部材 数量	6部材 数量	7部材 数量	8部材 数量	9部材 数量	10部材 数量	11部材 数量	12部材 数量	13部材 数量	14部材 数量	15部材 数量	16部材 数量	17部材 数量	18部材 数量	19部材 数量	20部材 数量	21部材 数量	22部材 数量	備考
A	固定部材	SBC 70	2																						
1	固定部材	SBC 70	143	1																					
2	固定部材	SBC 70	4																						
3	固定部材	SBC 70	33																						
B	固定部材	SBC 70	110	1																					
4	固定部材	SBC 70	1																						
5	固定部材	SBC 70	1																						
6	固定部材	SBC 70	1																						
7	固定部材	SBC 70	1																						
8	固定部材	SBC 70	1																						
C	固定部材	SBC 70	1																						
9	固定部材	SBC 70	1																						
10	固定部材	SBC 70	1																						
11	固定部材	SBC 70	1																						
12	固定部材	SBC 70	1																						
D	固定部材	SBC 70	1																						
13	固定部材	SBC 70	1																						
14	固定部材	SBC 70	1																						
15	固定部材	SBC 70	1																						
16	固定部材	SBC 70	1																						
E	固定部材	SBC 70	1																						
17	固定部材	SBC 70	1																						
18	固定部材	SBC 70	1																						
19	固定部材	SBC 70	1																						
20	固定部材	SBC 70	1																						
21	固定部材	SBC 70	1																						
22	固定部材	SBC 70	1																						

図-18 係留索の構成

が作用しており、衝撃力は作用しないと考えられることなどから、設置及び回収時の経済性を考慮して、5 ton のアンカーを使用することとした。

d-5 アンカーの構造

沈設アンカーの配筋図は図-19 に示すとおりである。内部鉄筋としてはD16、D19、D32を用いており、D32の鉄筋に保留索を連結している。D32の鉄筋の引張強度は35 ton 程度であり、設置期間も半年程度を予定していることから、スリヘリや腐食等による強度の低下を考慮しても十分に安全である。

アンカーの形式は図-20 に示すように、双端方式であるが、用いたストックアンカーが10 Kgと軽いものであるため錨による大きな把駐力は期待できない。

e) 保安装置

e-1 標識灯

本波浪計では船舶、漁船への航路標識として、また波浪計の流出等の事故の場合に備えて、保安用標識灯を波浪計設置点海上に浮べている。

標識灯と波浪計とは10 mm φのワイヤロープによってブイ船体上部で連結してある。

標識灯を写真-9 に示す。

ア 型 式	C100F1
イ 光 源	1.5 W
ウ 点滅間隔	3 秒1閃
エ 灯 色	オレンジ
オ 光達距離	2.5 Km

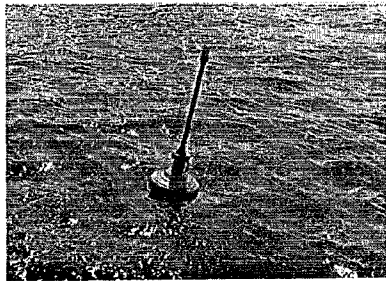


写真-9 標 識 灯

III 補助鎖

- ア. 径 $14\pi\phi$
イ. 耐力荷重 3.69 ton
ウ. 破断荷重 7.39 ton

IV ウィークリンク

- ア. 破断荷重 $7\sim 7.5\text{ ton}$

d-4 アンカーブロックの設計

アンカーブロックとしては重量 5 ton のコンクリート沈鍾を用いた。沈鍾の必要重量は鉛直および水平外力に対して沈鍾が安定であるということから計算できる。⁶⁾ a-2で検討したように、波浪による鉛直および水平荷重はそれぞれ 0.5 ton , 0.55 ton , 潮流は 1 m/sec とする。

コンクリートの比重を 2.4 , 海水の比重を 1.025 とすれば、アンカーブロックの水中重量は 2.86 ton であり、これに余剰係留主鎖の重量約 0.11 ton が加わる。

I 鉛直方向

鉛直外力は

波浪による鉛直荷重 + ブイ船体の余裕浮力 $= 1.50\text{ ton}$ である。

従って、沈鍾の水中重量 - 鉛直外力 $= 2.97\text{ ton} - 1.50\text{ ton} = 1.47\text{ ton} > 0$ となり、安定である。

II 水平方向

水平外力は

波浪による水平荷重 + 潮流力 $(\frac{1}{2}\rho C_D V^2 A_W) \div 0.60\text{ ton}$

ここで、 ρ ; 海水密度、 V ; 流速、 C_D ; 抗力係数 (0.5)

A_W ; 流速方向に対する面積

水平外力に対して安定であるためには、水平抵抗力 (沈鍾実重量 $\times$ 摩擦係数 + ストックアンカーの把駐力) $>$ 水平力、でなければならない。ただし、沈鍾実重量とは沈鍾の水中重量と沈鍾に作用する鎖の張力の鉛直分力の差である。設置地点である東京湾第二海墾沖の海底地質は砂であり、摩擦係数としては 0.6 程度であろう。ストックアンカー (10 Kg) の把駐力 (T_A) は把駐力係数を 5 とすれば約 23 Kg である。

以上より、沈鍾実重量として波浪による鉛直荷重と水平荷重の位相差を無視して、 i で計算した 1.47 ton を用いれば水平抵抗力は

$$\begin{aligned}\text{水平抵抗力} &= 1.47 \times 0.6\text{ ton} + 0.023\text{ ton} \\ &\div 0.90\text{ ton} > 0.75\text{ ton}\end{aligned}$$

となる。

従って、水平外力に対しても安定である。しかしながら、その安全率が低いことから、アンカーとしては $8\sim 10\text{ ton}$ 程度が適当であると考えられるが、計算に用いた基本式が固定時の波力の計算式であるモリソンの式であること、波高が 4 m と大きいこと、係留策には常に張力

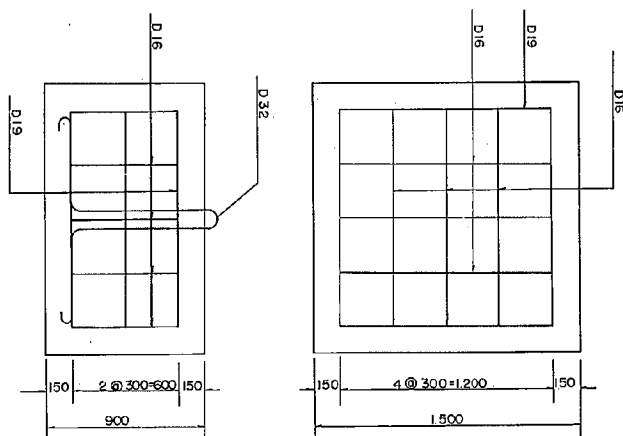


図-19 アンカー配筋図

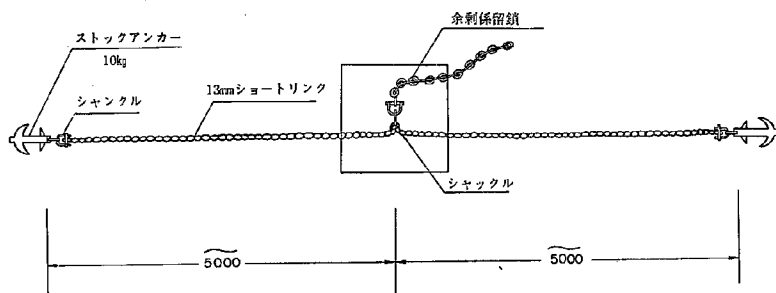


図-20 アンカーα形式

あ　と　が　き

外洋における波浪観測法の確立を目的として、昭和48年度から検討を行なってきた。本年度においては、海中係留型のパイロット・ブイを試作し、現地に設置することができた。ブイの運動特性、機器の耐久性については、長期間にわたる現地観測資料の解析によって可能となるものと考えられる。

おわりに波浪観測法について検討をしていただいた東洋大学本間　仁教授をはじめ、東京大学堀川清司教授、東京工業大学日野幹雄教授、中央大学服部昌太郎教授、首藤伸夫教授、東洋大学萩原国宏助教授、東京大学渡辺　晃講師の調査研究グループ各位に感謝致します。

またパイロット・ブイの製作に際しては新日本気象海洋株式会社、明星電気株式会社、横浜ゴム株式会社の担当者にお世話になった。

ここに記して感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：波浪・海浜流に関する現地観測調査（その1），土木研究所資料第916号，昭和49年
- 2) 建設省土木研究所：波浪・海浜流に関する現地観測調査（その2），土木研究所資料第1005号，昭和50年
- 3) 建設省土木研究所：波浪・海浜流に関する現地観測調査（その3），土木研究所資料第1138号，昭和51年
- 4) 港湾技術研究所：港湾技研資料Ⅳ209，233
- 5) 土木学会編：水理公式集
- 6) 日本造船学会：第二回海洋工学シンポジウム（浮遊式海洋構造物の係留問題を中心にして），昭和51年6月
- 7) 日本港湾協会：港湾構造物設計基準

海浜流の現地観測調査

は し が き

我が国にはじめての研究専用棧橋ができてから5ヶ年におたり海浜流の観測が東京大学工学部土木工学科堀川清司教授の御指導で実施されてきた結果、今まで誰も見ることができなかった海浜流の実態が次々と明るみになる様になり、また、次々と新しい問題を知ることができる様になった。

当報告書は本年度の阿字ヶ浦海岸における総合的観測、平塚海岸における離岸流の観測、および5ヶ年間の成果のとりまとめを行ったものである。

調査を実施するに当っては東京大学の堀川清司教授より終始御指導を賜った。ここに記して深甚の謝意を表する次第である。

目 次

はしがき	
第1章 概説	41
第2章 平塚海岸における現地観測	42
2.1 現地観測の概要	42
2.2 観測項目と観測日程	42
2.3 観測日の気象・海象	42
2.4 離岸流発生間隔調査	43
2.5 長周期波	44
第3章 阿字ヶ浦海岸における現地観測	47
3.1 現地観測の概要	47
3.1.1 観測日程および観測項目	47
3.1.2 観測日の気象・海象	47
3.2 碎波帯における平均水位の観測	47
3.2.1 観測方法	47
3.2.2 観測結果	49
3.3 BACSによる流況観測	51
3.3.1 観測ケースと気象・海象	51
3.3.2 8月27日の流況(BACS-760827)	51
3.3.3 8月29日の流況(BACS-760829)	52
3.4 長周期波の観測	55
3.4.1 観測方法	55
3.4.2 観測結果	56
3.4.3 考 察	60
3.5 昭和47年からの現地観測のまとめ	62
3.5.1 観測項目と現地観測のあゆみ	62
3.5.2 離岸流発生間隔調査(RIPS)	65
3.5.3 平均水位観測(LEVL)	65
3.5.4 BACSによる流況観測	68
3.5.5 長周期波の観測	68
第4章 海浜流の発生機構について	69
4.1 海浜流の研究現況	69

4.2	Iribarren 係	69
4.3	海浜流発生における3つの領域	71
4.4	緩勾配海岸の海浜流	76
4.4.1	外重力波領域	76
4.4.2	外重力波 edge wave	77
4.4.3	Low mode edge wave	79
4.5	急勾配海岸の海浜流	83
4.5.1	急勾配海岸の研究	83
4.5.2	急勾配海岸における edge wave	83
4.5.3	急勾配海岸の海浜流	85
4.6	海浜流の発生機構	85
4.7	沿岸流速について	87
第5章	海浜流の予測方法	92
5.1	離岸流発生間隔の予測	92
5.1.1	ξ_0 の計算	92
5.1.2	$\xi_0 > 1$ の場合 (急勾配海岸)	92
5.1.3	$1 > \xi_0 > 0.23$ (中勾配海岸)	92
5.1.4	$\xi_0 < 0.23$ (緩勾配海岸)	92
5.2	海浜流の流速場の予測	93
5.2.1	緩勾配海岸と中勾配海岸	93
a)	基礎方程式	93
b)	海底摩擦	95
c)	輸送流れ関数法	95
d)	波の場の計算	96
e)	数値計算法	96
f)	境界条件	96
g)	計算例	96
5.2.2	急勾配海岸	97
第6章	結 語	101
	参考文献	101

第 1 章 概 説

海浜流の研究はこの10年間に目覚しい程の理論的發展をとげつつあるが、現地の現象が非常に複雑なため理論を検証するに足る精度のよい現地データが不足していた。

堀川・佐々木ら(1968, 1971)はそのために、色々な観測方法を開発してきたが、とりわけ気球カメラシステム(BACS)と離岸流発生間隔調査が有効であり、昭和47年度より開始されたこの阿字ヶ浦海岸における研究用棧橋により次々と新しい発見が生まれてきた〔堀川・佐々木ら(1974, 1975, 1976)〕。

本年度は昭和47年度からの5年目の最終年度に当り、当海岸と異なる急勾配海岸として神奈川県平塚海岸を選び離岸流発生間隔調査を行うと共に、200mに延長された阿字ヶ浦海岸の棧橋を使用して昭和51年8月に波浪・海浜流・長周期波・平均水位および海底地形の総合的現地観測を実施した。

この5年間の観測によって得られたデータはかなりのものではあるが、我々はまだ完全に海浜流を理解したわけではなく、とりわけ非定常問題と海浜流を支配する長周期波の実態解明が精度のよい予測を行うためには必要である。5年間の観測を終了するに当り、5年間のとりまとめと諸外国における研究の文献調査、および現状における海浜流の予測方法のとりまとめを行った。

この報 書の中にはいくつかの個人的仮説が含まれているが、データが今後ふえるにつれてその真否は明らかにされるであろう。基調としては現地データを重視して執筆した。

第2章 平塚海岸における現地観測

2.1 現地観測の概要

海浜流は波によって起こる波浪流であり、砕波帯に卓越する流れである。海浜流には岸に平行な沿岸流と沖に向かう幅狭く流速の大きな離岸流との2つの主な流れが含まれている。とりわけ離岸流については、その発生間隔が、海浜流の規模をきめる砕波帯幅と深い関係にあるという事は近年多くの研究者たちによって明らかにされてきた。

過去5年間観測を行ってきた茨城県阿字ヶ浦海岸では海底勾配が緩く、そのためいつも砕波帯が存在し、離岸流の発生間隔は数百mのオーダーであることが多い。

急勾配の海底地形を有する海岸では阿字ヶ浦海岸とは違い、砕波帯の幅がせまく、入射波が汀線近くで屈折することなどの理由で海浜流の現象は著しく異なっていると思われる。

そこで当現地観測は、相模湾に面した海底勾配の急な平塚海岸において昭和51年10月27～29日と同年12月10日の2回実施した。観測地域は図2.1に示した相模川河口の西約200mにわたる海岸である。

主な観測項目は離岸流の発生間隔調査および砕波帯における長周期波観測であり、汀線近くのビーチ測量も行なった。

2.2 観測項目と観測日程

表2.1に観測項目と観測日程を示した。

離岸流発生間隔調査とは砕波帯中にひも付フロートを投げひもがのびきるまでの時間を測定し、流向、流速を求め、この作業を沿岸に沿って一定間隔をおいて行ない、離岸流の位置を知る方法である。

表2.1 観測項目と観測日程

観測項目	第1回観測	第2回観測
	10月29日	12月10日
離岸流発生間隔調査	●	●
長周期波観測		●
地形測量	●	●

当平塚海岸における12月10日の観測においては砕波帯の幅がせまく、流速も小さかったため、この方法にはよらず目視によって離岸流を発見し離岸流間隔をテープで測定した。長周期波は砕波帯にポール付のトライポッドを数台設置し、陸上から16mmメモーションカメラでコマ撮りをして観測を行なった。またビーチ測量は汀線付近の地形を水準測量、および平板測量にて行った。

2.3 観測日の気象・海象

観測時の気象および海象を表2.2にまとめた。

10月29日の気象・海象は太平洋上の低気圧の影響で、10m/secを超える西南西の風が吹き、波向は海岸線の法線に対して約30°ぐらい西に寄っており、そのため東向の沿岸流が卓越し、顕著な離岸流は観測できなかった。

12月10日の気象・海象は午前中は風が弱かったが午後11時頃から低気圧による南西の風が強まり、長周期波観測時には16mmカメラが倒れるというアクシデントが起った。波は午前中は砕波波高1.2

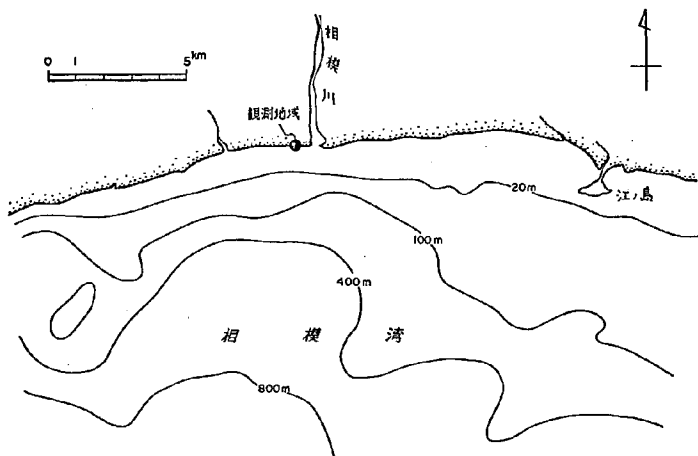


図 2.1 現地観測位置図

mのうねりであったが風が強くなるとともに、海上に白浪が立ちはじめ16:00の観測時には砕波波高1.35mの風波になった。

表 2.2 観測日の気象・海象

潮汐は、10月29日のRIPS(離岸流発生間隔調査)は小潮満潮で、12月10日は中潮で1回目のRIPSは下げ潮時の観測であり、2回目のRIPSおよび長周期波観測は上げ潮時に行なった。

	10月29日		12月10日	
	9:00	10:00	13:00	16:00
天 候	①	①	①	①
風 向	WSW	WSW	SW	SW
風速(m/sec)	10.1	2.8	10.4	8~9
砕波波高(m)	1.75	1.2	1.2	1.35
周 期(sec)	6.4	7.5	8	9
波 向		9°30'		
砕波帯幅(m)	50~70	10~15	15	30
波の状態	崩れ波, 風波	砕け寄せ波~巻波, うねり	崩れ波, 風波	
潮 汐	小潮, 満潮	中 潮		

2.4 離岸流発生間隔調査(PIPS)

表 2.3 は10月29日および12月10日午前中に行なった離岸流発生間隔調査(RIPS)の結果である。10月29日は西南西の強風による西よりの風波があまり屈折せず、海岸に來襲していた。砕波帯は50~70mの幅をもち、第一砕波線とSwash zoneの間は深くなっていて、波は砕けていなかった。流速は一樣で、約50cm/secの東向の沿岸流であった。

12月10日には2回(9:30~10:00, 12:50~13:20)の観測を行なったが、午前中は砕波帯はせまく波はSwash zoneでしか砕波していなかった。沿岸流速は平均33cm/secで東向である。測点7,

9に見られる沖向の流れは離岸流というよりも碎波後の引き波による流れと思われる。

離岸流としては、碎波後碎波の白い泡をともなった渦が沖向に流れるのが観察されたので、目視によって沖向の渦を発見し、その発生間隔を測定した。表 2.4 は観測結果であり、平均して離岸流の発生間隔は 1.6 m であった。

図 2.2 は 12 月 10 日午前中の流況である。コンタ—は当日測量した海浜地形であるが、波長 35~40m の beach cusp が見られた。太い矢印は観測した離岸流である。

表 2.3 離岸流発生間隔調査

測点 (点)	流向	10月29日 (9:00~9:35)	流向	12月10日 (9:30~10:00)
		流速 (cm/sec)		流速 (cm/sec)
1	←	50	←	52
2	←	50	←	71
3	←	67	←	13
4	←	50	←	40
5	↖	50	↖	35
6	↖	50	↖	23
7	←	28	↑	57
8	↖	40	↖	48
9	←	50	↑	36
10	←	28	←	25
11	←	33	←	50

沖向
東向 ← 西向 流向の矢印は左記の通りである。
岸向

2.5 長周期波

12月10日に碎波帯中の2点で計ったスペクトルを図 2.3 に示した。A は岸から 1.5 m, B は岸から 7 m 沖合である。入射波に顕著な 2 つのピークが見られそれらは 6.2 sec (0.161 Hz) および 8.2 sec (0.122 Hz) 付近である。長周期側には 2.6 sec (0.38 Hz) と 1.7 sec (0.57 Hz) にピークが見られる。0.38 Hz はコヒーレンスが最もよい。0.038 Hz のピークは 0.161 と 0.122 Hz の差に一致し、Cross wave と考えられる。

この時の碎波は沖側の bar 上で spilling 型で砕けた波が一度再生し、汀線付近で plunging-surfing 型で最終碎波していた。Guqa and Inman (1975) は surging 型の reflective system の時には $n=0$ の Subharmonic edge wave が生ずると述べている。0.057 Hz ピークは 0.122 Hz の subharmonics の周波数であるが位相が π ずれている。0.122 Hz の

表 2.4 離岸流発生間隔調査
(12月10日, 12:50~13:20)

離岸流	発生間隔 (m)
1 ~ 2	18
2 ~ 3	12
3 ~ 4	18.6
4 ~ 5	19.5
5 ~ 6	9
6 ~ 7	25
7 ~ 8	16.5
8 ~ 9	12
9 ~ 10	10
10 ~ 11	18

最も東の離岸流を 1 とした。

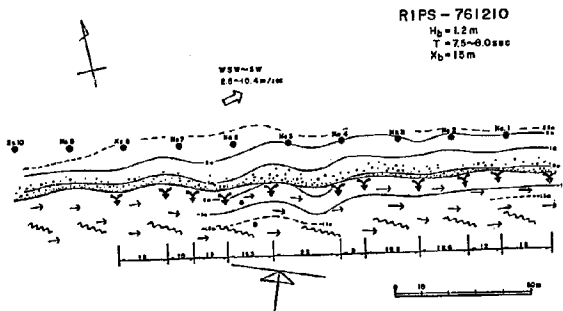


図 2.2 平塚海岸の流況 (昭和 51 年 12 月 10 日)

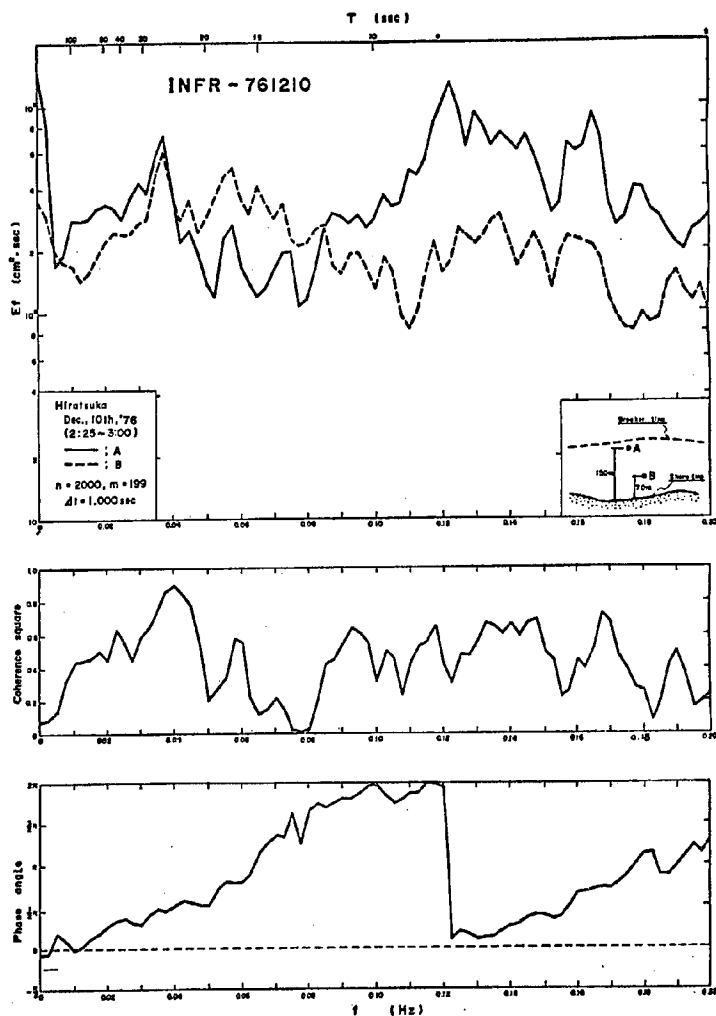


図 2.3 平塚海岸の長周期波

synchronous edge wave を考えると $\tan \beta = 1/2$ として波長は $L = 17 \text{ m}$ となり離岸流の発生間隔の平均値に一致する ($n=0$)。入射波と同じ周期のためスペクトル上では振幅の沖側への減少を知ること

はできない。 $n=0$ では節がないので同位相であるのは観測結果と一致している。

後述する Ball (1967) の海底地形の (4.11) 式を当海岸の profile に合てはめると $h_{co}=3.5\text{ m}$, $\alpha=0.042$ が得られ, Huntley (1966) の edge wave の cut off 周波数 ν の (4.13) 式は

$$\nu = 0.039 [n(n+1)]^2$$

となる。 $n=1\sim 4$ まで ν を計算すると下記の4つの ν が得られる。

$$n=1 \quad \nu = 0.055 \text{ Hz} \quad (18.1 \text{ sec})$$

$$n=2 \quad \nu = 0.096 \text{ Hz} \quad (10.5 \text{ sec})$$

$$n=3 \quad \nu = 0.135 \text{ Hz} \quad (7.4 \text{ sec})$$

$$n=4 \quad \nu = 0.175 \text{ Hz} \quad (5.7 \text{ sec})$$

これを図 2.3 のスペクトルと比べると、いづれもコヒーレンスが高く、スペクトルにもピークが見られる様である ($n=4$ は定かでない)。

尚、阿字ヶ浦では後述の様に 50~100 sec の波が多かったのに対して、ここではスペクトルの谷を形成し、ピークが見られなかったことは、これらを支配する機構が、上述の様に入力波相互の非線形干渉や砕波帯の共鳴現象 (edge wave) であることを物語っている。

第3章 阿字ヶ浦海岸における現地観測

3.1 現地観測の概要

3.1.1 観測日程および観測項目

観測区域は図3.1に示す茨城県阿字ヶ浦海岸である。阿字ヶ浦海岸における現地観測はこれまで毎年冬場を実施してきたが、夏場に観測を行なったのは本年度が初めてである。また建設省土木研究所の棧橋が200mに延長されたため砕波帯の沖側のデーターもとることができた。

現地観測は昭和51年8月27日～29日の3日間に実施した。観測項目と観測日程を表3.1に、また主な観測項目と潮位を図3.2に示した。

27日に行なったBACSは1基の気球カメラによる観測であり、29日には2基（ステレオ）で観測を試みたが南側の撮影機（Hasselblad MK-70）が作動せず結局1基の気球カメラによる観測にとどまった。作動しなかった原因はMK-70の製作過程でボディの中にゴミが入ったためとの事であった。また16mmモーションカメラによる長周期波の観測は27日、29日の両日ともBACSに同調させて実施したが、27日の観測はフィルムの画像が悪く、データ数も少ないので29日のデータについてのみ解析を行なった。

3.1.2 観測日の気象・海象

表3.1 観測項目と観測日程

8月27, 28, 29日の3日間の気象・海象を表3.2に示した。風向は28, 29日の午後が東より（海からの風）であり、その他はほぼ北よりの風であった。このうち風の弱かった27日の午後と29日の午前中にBACSを実施した。

昭和51年	観 測 項 目					
8月	気象・海象	離岸波発生間隔 RIPS	気球観測 BACS	長周期波 INFR	平均水位 LEVEL	深淺測量
27日	●	● (16:00～ 17:30)	● (14:32～ 14:27)		● (15:00～ 16:00)	
28日	●					●
29日	●		● (10:00～ 10:15)	● (10:00 10:34)		●

()内の数字は観測時間

海象条件としては3日間を通して砕波波高1.2～1.4m周期1.2～1.4secのうねりで、海岸線にほぼ直角の波向であった。

尚、砕波帯幅は汀線から第1砕波点までの距離であり、棧橋を利用した目視観測である。

3.2 砕波帯における平均水位の観測

3.2.1 観測方法

長さ約80cmのアクリル製のFilterを標尺に固定し、砕波帯中でレベルとFilter内の水面の高さを同時に読み取り、平均水位を求める方法である。

標尺の支持はダイバーが行なうため、また読み取りの伝達方法が原始的なためもあって、砕波帯のすべてにわたって観測することは困難であった。

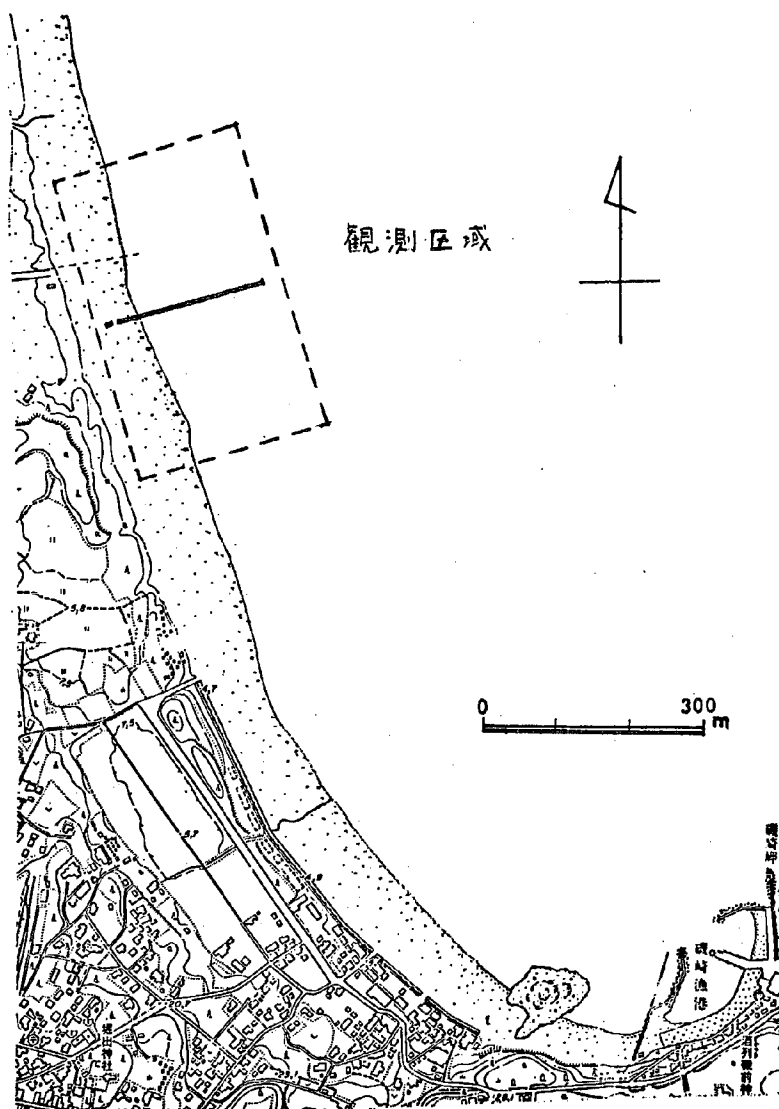


图3.1 観測区域

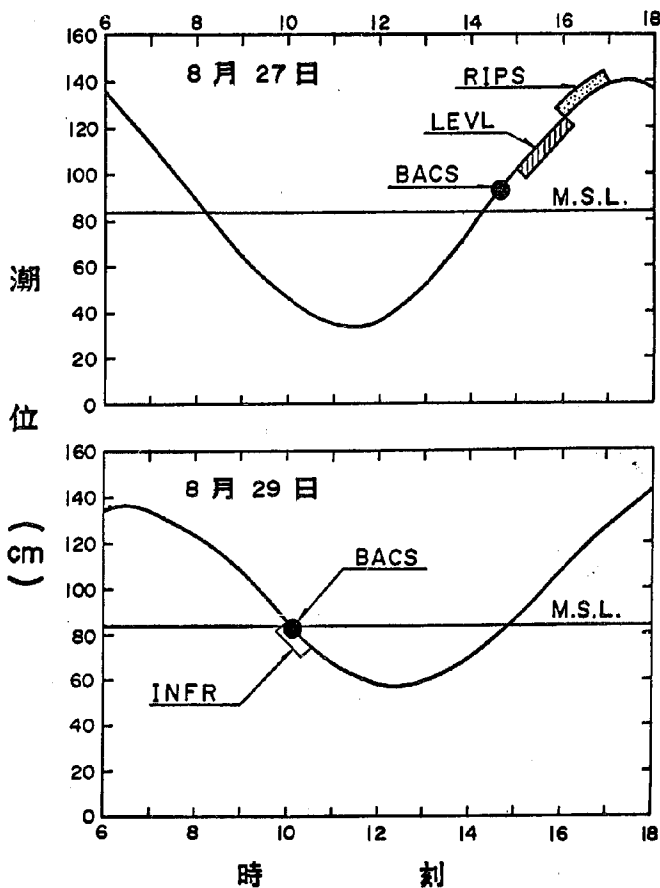


図 3.2 主な観測項目と潮位（大洗）

3.2.2 観測結果

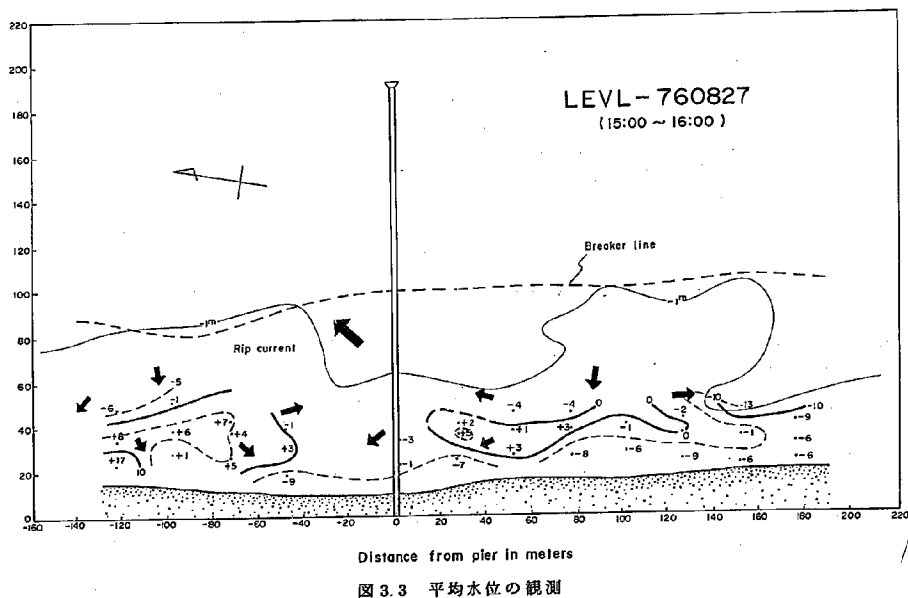
図 3.3 は 8 月 27 日の BACS 撮影後行なった平均水位観測の結果である。図中の数値は観測中の約 20 cm の潮位差を考慮して実測値に ± 10 cm 未満の数値を加え、あるいは減じた値である。また、図中の矢印は BACS から読み取った流向であり、水深のコンターは T. P. - 1 m である。

栈橋の南側約 100 m にわたって沿岸方向に帯状に水位の若干高い部分があり、流れが左右の深みに向かって流れている様である。

表 3.2 観測日の気象・海象

	8月 27日				8月28日		8月 29日		
	8:30	11:30	13:30	16:30	11:30	16:30	7:30	11:30	14:00
天 候	☉	①	☉	①	①	①	☉	①	①
気 温 (°C)	23.6	25.5	24.0	25.5	22.0	21.9	21.8	25.5	25.5
水 温 (°C)	21.1	22.6	22.0	22.3	21.7	22.0	20.9	22.5	22.6
風 向	N	NNE	NNE	NE	N	ESE	NNE	NE	ESE
風 速 (m/sec)	6.4	6.7	3.6	3.0	—	6.0	0.6	3.2	3.4
最大砕波波高 $H_{b,max}$ (m)	1.5	1.5	1.5	1.6	1.6	1.4	1.7	1.5	1.5
砕波波高 H_b (m)	1.2	1.2	1.2	1.3	1.2	1.2	1.4	1.2	1.2
周 期 T (sec)	12.0	12.0	12.0	13.0	12.0	12.0	13.3	13.7	13.5
波 向 θ (°)	3	2	3	4	4	4	3	2	—
砕波タイプ	崩れ波	崩れ波	崩れ波	崩れ波	崩れ波	崩れ波	崩れ波と巻き波	崩れ波と巻き波	崩れ波と巻き波
砕波帯幅 X_b (m)	230	210	200	200	200	190			

* 浅橋方向を法線とした時の波の入射角（北側を正）



また浅橋の北側50m以北の汀線近くの水面も高くなっており、やはり流れは水位の高い所から低い所に向かっている。観測範囲での最大水位差は30cmであった。

3.3 BACSによる流況観測

3.3.1. 観測ケースと気象・海象

過去5ヶ年におけるBACSは全部で11ケースである。表3.3にすべてのケースについて気象・海象条件をまとめて示した。本年度は昭和51年8月27日と8月29日にそれぞれケース10、ケース11を実施した。

8月27日は午前中風速が5m/sec以上あったので、午後風が弱まってから気球を上げて観測した。また8月29日は夏休み最後の日曜日で、海は海水浴やサーファーたちによって賑わっていたが、あえてステレオBACSを実施した。カメラが片方しか作動しなかったため結局1基の気球カメラによる観測しかできなかった。

波はケース10、ケース11共碎波波高1.2m周期12~14secのうねりであり、波向も海岸線に対してほとんど直角に入射していたが、ケース10はやや北から、ケース11は若干南よりであった。

また、観測時の潮汐は2ケースとも中潮の平均潮位時であった。

表 3.3 BACS観測ケース

観 測 ケ ー ス											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
観測日	1973.12.14		1974.2.21		1974.10.15			1975.12.18,19		1976.8.27,29	
BACS-ID	731214 -1	731214 -2	740221 -1	740221 -2	741015 -1	741015 -2	741015 -3	751218	751219	760827	760829
天 候	快晴	快晴	快晴	快晴	晴	晴	晴	晴	快晴	曇	晴
風 向	NW~ NNW	SSW~ WSW	ENE~ E	SE~ SSE	W		SW	NNE	W	NNE	NE
風速(m/sec)	1.1~3.3	2.5~2.6	3.3	2.9	1.5		3.0	0.5	0.5	3.6	3.2
波向(°)*	85N	85S			120S	110S	145S	3N	5N	0	4S
波の状態	うねり	うねり	うねり	うねり	うねり	うねり	うねり	うねり	うねり	うねり	うねり
周期(sec)	12.7	8.0	9.2	10.1	14.0	13.7	12.0	11.5	11.0	12.0	13.7
碎波波高(m)	1.2~1.3	1.2~1.3	1.7~1.9	1.4~1.6	1.8	1.7	2.1	1.2	1.9	1.2	1.2
波長(m)	50	32	35		50			55	65	45	40
碎波周期(m)	60	60	175		130	150	150	100	120	85	80
碎波帯の地形	rip channelあり		平坦channelなし		rip channel 2つあり			rip channelあり		rip channelあり	
潮 汐	中 潮		大 潮		大 潮			大 潮		中 潮	
潮 位	ほぼ満潮	平均潮位	星の干潮	満 潮	星の干潮	平均潮位	満 潮	平均潮位	星の干潮	平均潮位	平均潮位

* 波向は浅橋方向を法線とした時の波の入射角であり、北向にN南向にSを添えた。

3.3.2 8月27日の流況(BACS-760827)

写真-1は8月27日のBACSによる空中写真である。気球の高度は約360mで撮影範囲沿岸約400m、沖合約200mの海面をカバーしている。

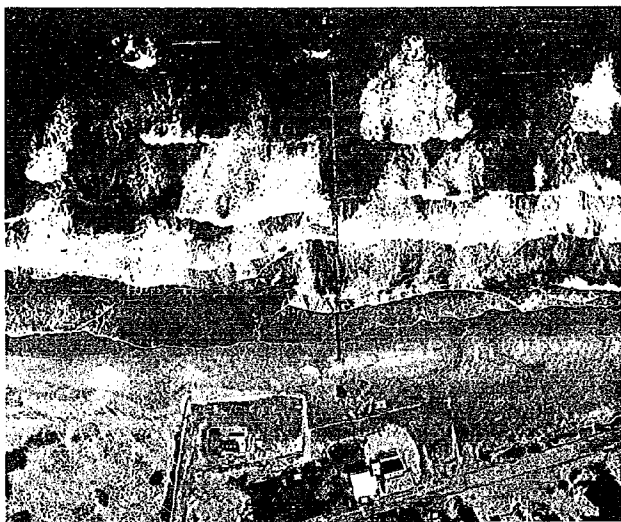


写真-1 BACS-760827

図3.4は観測時のフロート流速ベクトルである。棧橋の南約100m付近に浅瀬があり、岸向きの流れが南向沿岸流と北向沿岸流とに別れている。その後北向沿岸流は棧橋のところで方向を変え、あたかも水深1mのコンターにそって流れているかのように、蛇行しつつ碎波帯の外に出ている。この流れは棧橋の北100~120mあたりで再び岸向きの流れとなり、碎波帯の中で南北の沿岸流に別れている。

図3.5は図3.4をもとに描いた等流速線図である。離岸流は蛇行流の一部として存在し、その形は流速 40cm/sec のコンターが如実に物語っている。離岸流の最大流速は 62cm/sec であり離岸流の規模としては小さい。

また碎波帯の沖側の流況は碎波線に近い所は北向きの流れであるが、さらに沖の流速の小さい所では流れは逆転している。これは観測時の風速 3.6m/sec の北北東の風による吹送流と考えられ、海浜流場と吹送流の場との境界は流速 $10\sim15\text{cm/sec}$ と思われる。

3.3.3 8月29日の流況 (BACS-760829)

写真-2は8月29日に行なったBACSにおける空中写真である。当初ステレオ撮影を目的としたため画角のせまいMK-70を用いた。図化精度を良くするために撮影高度は約260mで行なったので撮影範囲はせまくなった。

図3.6は観測時のフロート流速ベクトルであり、図3.7は流速分布である。流況はケース10とは一変して、南向きの沿岸流の卓越した蛇行流が見られる。この碎波帯を蛇行する南向きの流れは棧橋付近で、沖向きの離岸流と南向きの沿岸流とに枝別れしている。離岸流は棧橋中央部付近に位置して

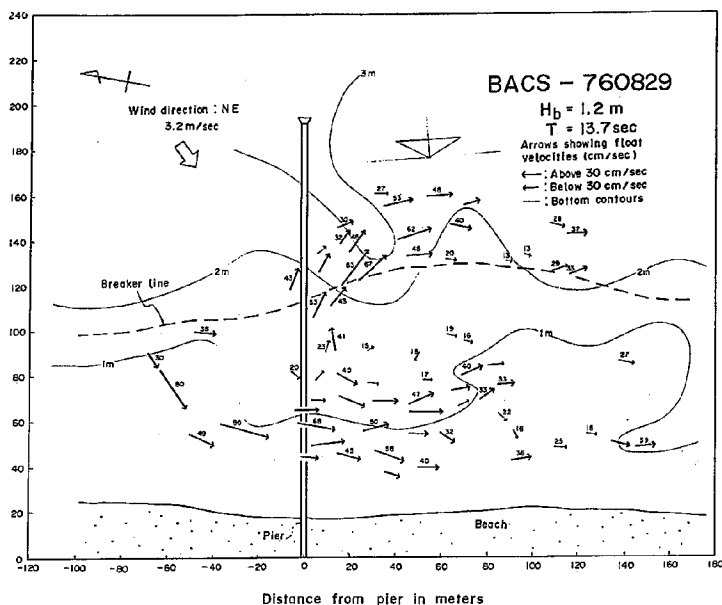


図 3.4 フロート流速ベクトル (CASE-10)

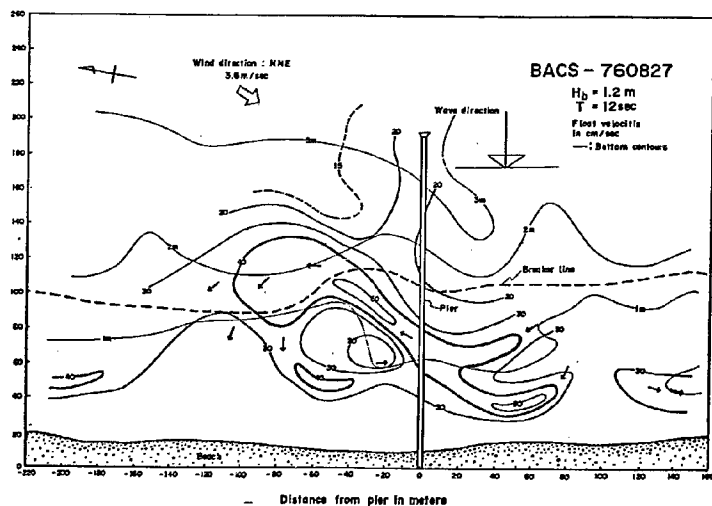


図 3.5 フロート流速分布 (CASE-10)

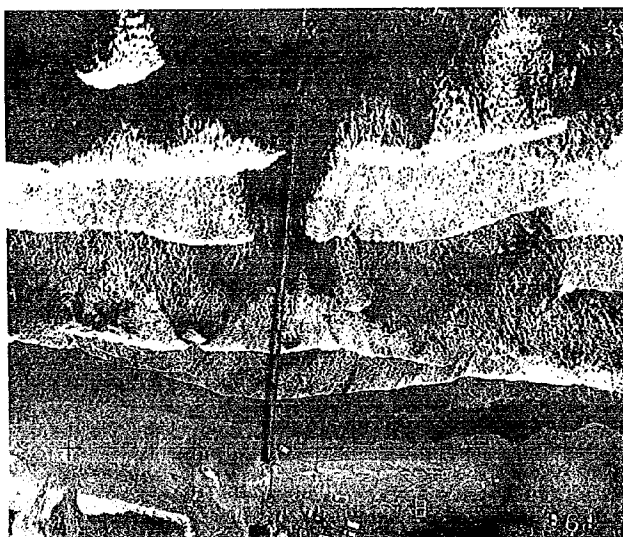


写真-2 BACS-760829

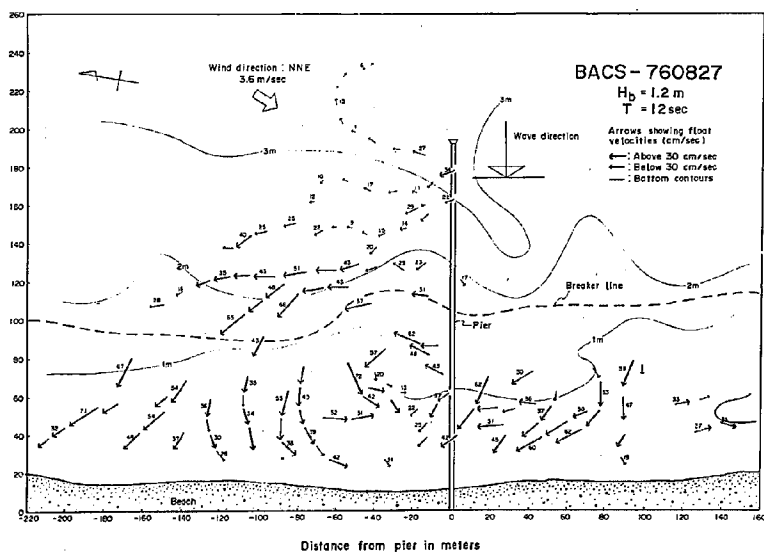


図3.6 フロート流速ベクトル (CASE-11)

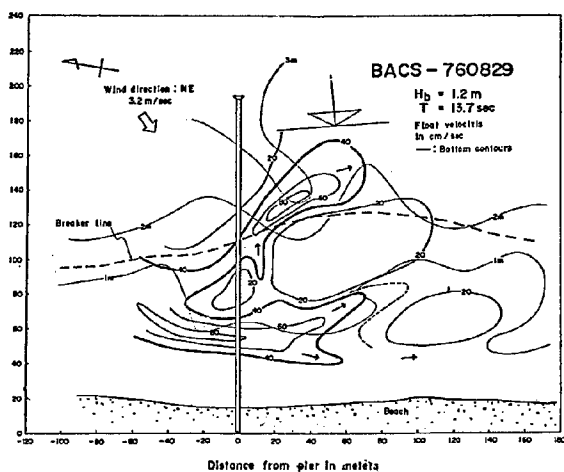


図 3.7 フロート流速分布 (CASE-11)

いて、水深 3 m の深みに向かって斜めに砕波帯をよぎっており、その最大流速は 83 cm/sec である。一方南向き沿岸流は棧橋の南 80 m 付近の浅瀬でさらに枝別れしている。

図 3.8 は離岸流の最大流速と砕波波高との関係をプロットしたものであるが、離岸流の最大流速は砕波波高の平方根に比例している。

8月27日の流況と平均水位の測定結果とを考えると、流れは水位の高い所から低い所へ流れており、また水深の浅い部分をさけて深い所へ向って流れている。

したがって離岸流の近辺は水深が深くなっていて波高は小さく、水位も低いと思われる。

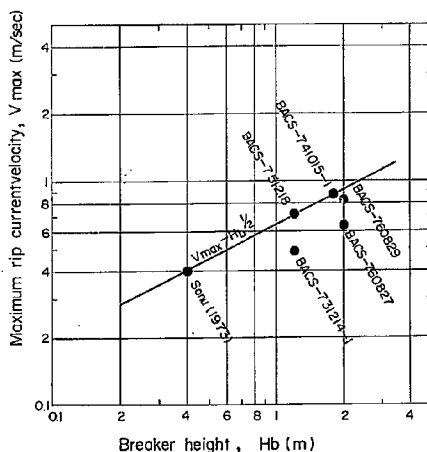


図 3.8 離岸流の最大流速と砕波波高

3.4 長周期波の観測

3.4.1

8月29日に気球による流況観測

と同時に、長周期波の観測を実施した。観測方法は昨年度と同じく16mmメモーション・カメラによって海中に設置した測量用ボールを写し込み、水位変動を読み取って時系列データを得る方法をとった。

計器の位置図は図3.9に示した如く、AからIまでのアルファベットで示した9地点である。撮影間隔 $\Delta t = 1 \text{ sec}$ で、2000コマ（約33分間）の撮影を各カメラを同期させて実施した。解析は現像したフィルムをプロジェクターにかけ、1 sec 毎の水位をボールの目盛りから読みとり、得られた1地点当り2000個の時系列データをクロス・スペクトル解析した。これによって各計器間の線形応答性を示すコヒーレンスと位相差を求めた。解析の諸元は1地点当りのデータ総数 $n = 2000$ 、ラゲ数 $m = 199$ 、時間刻み $\Delta t = 1.0 \text{ sec}$ 、スペクトル解析の周波数幅 $\Delta f = 0.0025 \text{ Hz}$ である。

3.4.2 観測結果

得られた時系列データをクロス・スペクトル解析した結果を図3.10から図3.13に示した。図中のA～Iは図3.9で示した計器に対応している。

即ち、A, B, C, Dの4地点は桟橋より北側の砕波帯内であり、E, Fの2地点は南側の比較的岸近くである。また、G, H, Iの3地点は桟橋に沿った地点であり、最も沖合のI地点は砕波帯外に位置しており、H地点より約10mほど沖が砕波点である。なお、観測は10時～10時34分まで実施され、この間の潮差は約10cmであった。

スペクトル図から明らかなように、通常の波浪の周波数帯にいくつかのエネルギー・ピークが認められる。即ち、当日の波は数種類の周期の波が来襲していたことが示されている。

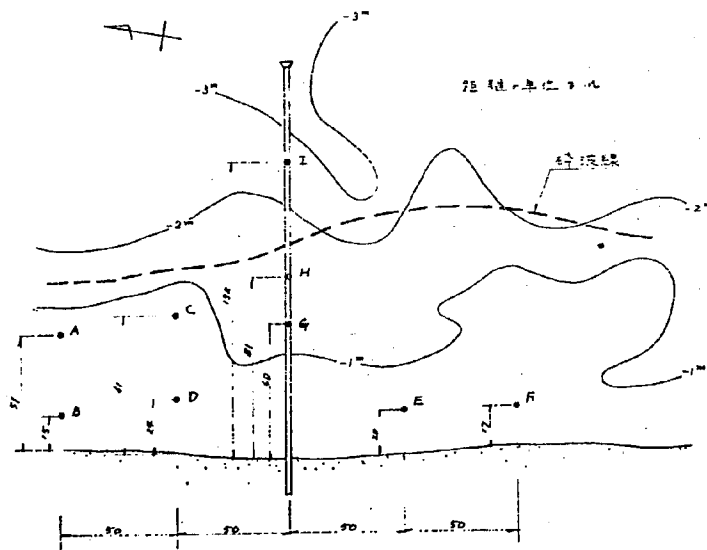


図3.9 INFR観測点位置図

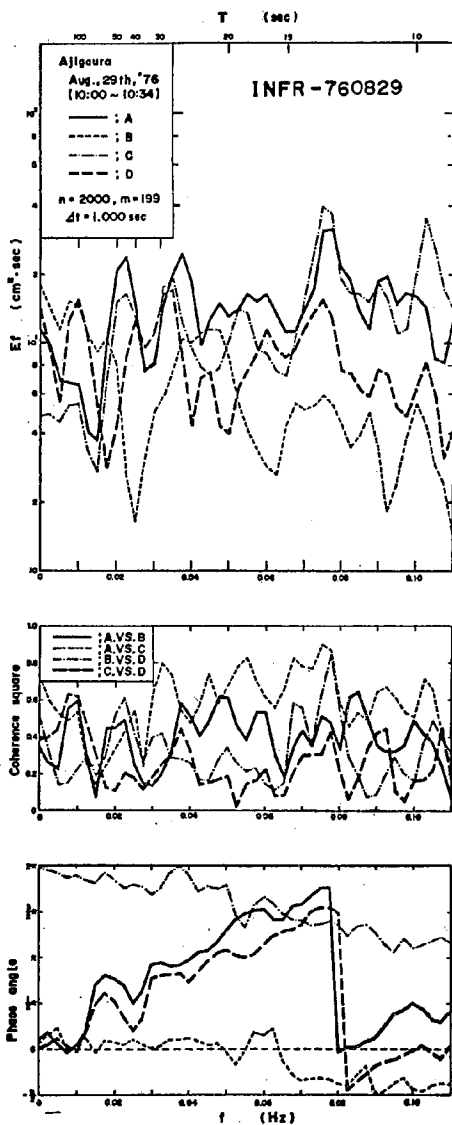


図 3.10 スペクトル解析結果 (その1)

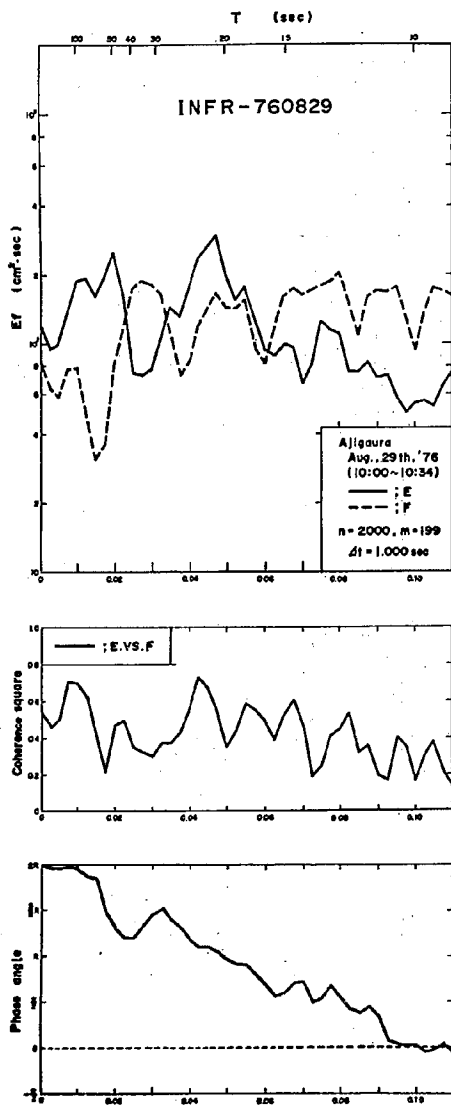


図 3.11 スペクトル解析結果 (その 2)

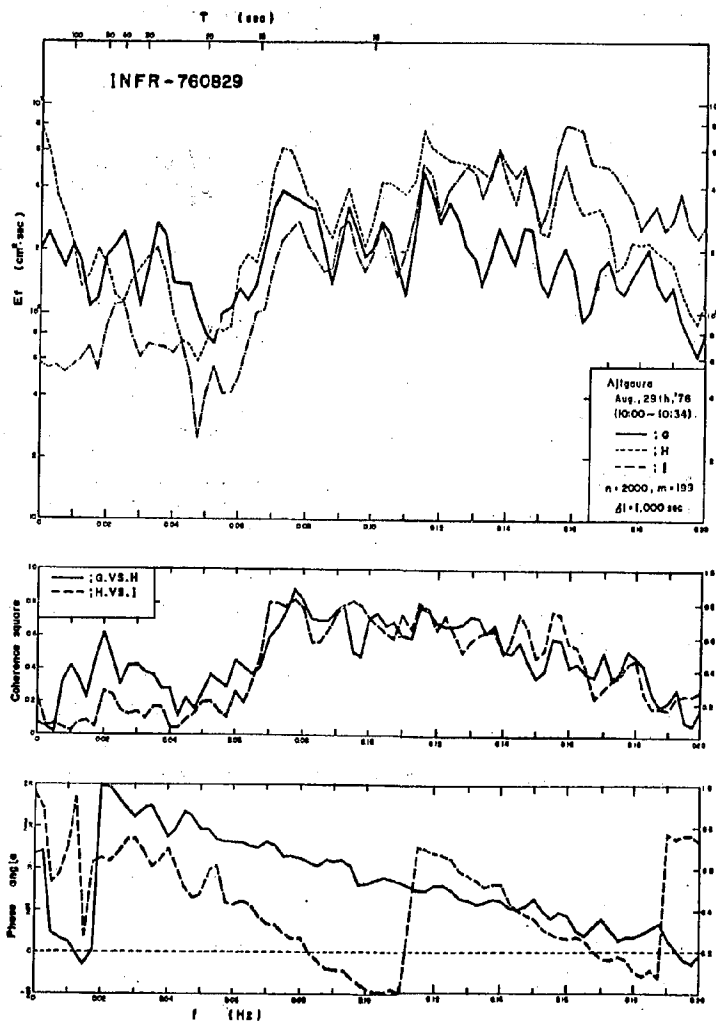


図 3.12 スペクトル解析結果(その3)

当調査で対象としている長周期な領域、即ち、周期約 20 sec より長い領域のスペクトルは、各地点ともいくつかのピークが認められる。これらのピークについて、まとめたものが表 3.4 である。

これによれば、周期 20 sec 以上の外重力波周波数帯には、4 つのエネルギー・ピークが認められた。即ち、周期にして、22 sec, 28 sec, 42 sec, 100 sec 付近に水位変動のエネルギー・ピークがあり、顕著な水面変動を示唆しているものと思われる。

表 3.4 のエネルギー密度については、水面振動力の振幅を評価するために、砕波帯沖の I 地点のエネルギーで各地点のエネルギーを除いて、平方根をとり、正規化してカッコ内に示した。これによれば、周期 42 sec の B 地点の振動以外は、ほとんど I 地点以上の振幅を示していると言える。このことは、逆に、岸近くの長周期な水面振動は、砕波帯外より砕波帯内で顕著であることを示している。即ち、当調査で観測した外重力波領域に見られる長周期振動は砕波という現象に起因するものであることを暗示していると言えよう。これは、I 地点に関するコヒーレンスが相対的に低く砕波帯外ではこれらの振動が顕著でないことから首肯されよう。

また、コヒーレンスに着目すると、周期 42 sec 以下の D-E および周期 100 sec の C-G に見られる低さは、これらの地点間で線形応答性が非常に悪いことを意味しており、長周期定常波を考えた場合、これらの地点付近に node が存在している可能性を示していると言えよう。一方、位相差は定常波を考えた場合 180° 付近は逆位相であり、 0° あるいは 360° 付近は同位相であることを示唆しているものと考えられる。

3.4.3 考 察

前項で観測された外重力波領域に出現した長周期振動がどのような振動なのかについて若干の考察を試みた。

Munk(1962)は岸近くの長周期変動を調べて、砕波による質量輸送が波の不規則性のために時間的に変動し汀線近くの水位変動を引き起こすと説明し、これらの波を沖から岸に向かって進むサーフ・ビートと名付け、その表面波との振幅比は $1/6$ であるとした。また、サーフビートの振幅は水深の増加とともに減衰し、その減衰は $a \sim h^{-1/4}$ のグリーン則よりもかなり急速であるとした。当調査結果に見られた長周期振動の振幅は水深の増加と共に減衰する傾向は少なく、かなり平面的にも変動が見られる。従って Munk の述べているサーフ・ビートの可能性は少ないと推定される。表 3.5 に時系列データをゼロアップクロス法で集計し、また、フィルターによって高周波成分をカットし周期 40 sec 付

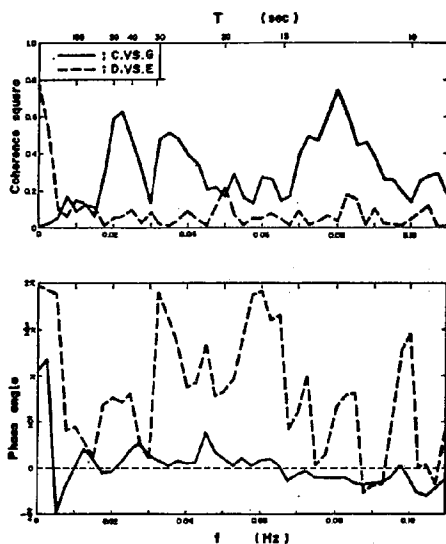


図 3.13 スペクトル解析結果(その4)

表 3.4 ピーク周波数のエネルギー密度・コヒーレンス・位相差

ピーク		エネルギー密度 (cm ² ・sec)								
f(±0.005Hz)	T (sec)	A	B	C	D	E	F	G	H	I
0.046	22	138 (1.9)	114 (1.7)	76 (1.4)	59 (1.2)	283 (2.5)	153 (2.0)	119 (1.8)	65 (1.3)	38 (1.0)
0.036	28	222 (1.8)	90 (1.1)	157 (1.5)	129 (1.4)	137 (1.4)	92 (1.2)	252 (1.9)	180 (1.6)	69 (1.0)
0.024	42	195 (1.3)	22 (0.4)	148 (1.1)	105 (1.0)	120 (1.0)	149 (1.2)	229 (1.4)	117 (1.0)	112 (1.0)
0.010	100	65 (1.3)	144 (2.0)	54 (1.2)	156 (2.1)	187 (2.2)	77 (1.4)	216 (2.4)	214 (2.4)	37 (1.0)
離 岸 距 離		51	15	61	24	20	17	60	81	132

注) カッコ内は各地点をI地点のエネルギーで正規化し、そのエネルギー比の平方根を取った値である。

ピ　　タ		コヒーレンス (位相差〔度〕)								
f(±0.005Hz)	T (sec)	A-B	A-C	B-D	C-D	C-G	D-E	E-F	G-H	H-I
0.046	22	0.55 (202)	0.22 (11)	0.16 (319)	0.66 (180)	0.22 (41)	0.06 (196)	0.82 (194)	0.18 (293)	0.12 (124)
0.036	28	0.45 (166)	0.29 (18)	0.38 (355)	0.65 (146)	0.49 (11)	0.03 (275)	0.40 (241)	0.32 (293)	0.17 (187)
0.024	42	0.39 (110)	0.52 (14)	0.19 (320)	0.49 (49)	0.56 (5)	0.09 (142)	0.43 (218)	0.38 (344)	0.20 (199)
0.010	100	0.60 (7)	0.23 (7)	0.62 (342)	0.54 (356)	0.09 (0)	0.16 (83)	0.71 (353)	0.43 (18)	0.02 (223)
平均 (コヒーレンス)		0.50	0.32	0.34	0.59	0.34	0.09	0.54	0.33	0.13

近の長周期成分について同様な方法で集計した結果を示した。これによると、沖波入射波長との波高比は約20%~30%であった。

一方, Suhayda(1972)は長周期の定常波について検討し、一様な斜面上に形成される定常長波はベッセル関数 $J_0(X)$ のみで、次式のように表現した。

$$\eta = A J_0(X)$$

$$\text{ここに, } X = 2\sigma \sqrt{x/g \tan \beta}$$

$$\sigma = 2\pi f : \text{角周波数}$$

$$x : \text{汀線からの離岸距離}$$

$$\tan \beta : \text{海底勾配}$$

これによれば、ベッセル関数の値がゼロ

となる X ($= 2.41, 5.52, 8.65, \dots$) では定常長波の node となりスペクトル密度が落ち込む周波数が存在することになる。当調査結果にこの関係をあてはめると、A地点で $f=0.014, 0.032, 0.050\text{Hz}$, B地点で $f=0.031, 0.071, 0.112\text{Hz}$, C地点で $f=0.013, 0.030, 0.047\text{Hz}$ ……でスペクトルが落ち込むことになり、比較的良く一致していると言えよう(計算には前浜の海底勾配

表 3.5 波浪観測データ (ゼロアップクロス法)

観測日: 1976年8月29日

波 地 点	波 浪		長周期波		$H_{1/3}^{(a)}$	$H_{1/3}^{(c)}$
	$H_{1/3}^{(s)}$ (cm)	$T_{1/3}^{(s)}$ (sec)	$H_{1/3}^{(c)}$	$T_{1/3}^{(c)}$	$H_{1/3}^{(s)}(I)$	$H_{1/3}^{(s)}(II)$
A	49	10.9	26	52.4	0.60	0.32
B	28	14.8	18	57.7	0.34	0.22
C	49	9.2	22	44.3	0.60	0.27
D	35	11.6	19	49.7	0.43	0.23
E	38	11.8	26	48.7	0.46	0.32
F	48	8.8	21	38.6	0.59	0.26
G	60	8.8	25	41.5	0.73	0.30
H	75	8.5	25	38.4	0.91	0.30
I	82	6.9	18	45.3	1.0	0.22

注) 上ルビの(s)は通常の波浪を示し、(c)は長周期波を示す。また、 $H_{1/3}^{(s)}(I)$ は、I地点の波高を示す。

2-11

$\tan \beta = 1/40$ を用いた)。合田(1975)によれば、この定常長波の node によりスペクトルの落ち込みがある周波数間隔で生じることによって、見かけ上のエネルギー・ピークが生じる可能性があると提言している。そこで、当調査で得られた時系列データにフィルターをかけて低周波成分を取り出し、復元したのが図 3.14 である。各地点とも周期 20 sec 以上の振動が認められた。なお、図中に破線で周期約 100 sec 程度の長周期成分を示した。

前節の表 3.4 にまとめた 4 つのピーク周波数の波について、Eckart (1951) の edge wave 理論を用いて検討を試みる。Eckart によれば、edge wave の水位 η および波長 L_e は次式的ように表示される。

$$\eta(x, y, t) = a_n L_n(2\lambda x) e^{-\lambda y} \cos \lambda y \sin \omega t \quad (3.1)$$

$$L_e = \frac{g T_e^2}{2\pi} (2n+1) \tan \beta \quad (3.2)$$

但し、 x は沖方向、 y は沿岸方向、 $L_n(2\lambda x)$ は Laguerre の多項式、 $\lambda = 2\pi/L_e$ 、 $\omega = 2\pi/T_e$ 、 a_n は汀線での振幅、 $\tan \beta$ は海底勾配、 n は modal number である。

まず、周期 $T = 22 \text{ sec}$, 28 sec , 42 sec の波は表 3.4 のコヒーレンスおよび位相差から、B 地点と F 地点との間に沖方向へ伸びる node が存在し、沿岸方向の node が B, D, E, F 地点と他の地点との間および I 地点と他の地点との間の計 2 つ存在するとすれば、観測結果を良く説明できる。従って、これらの周期の振動はモード n が 2 以上の edge wave の可能性があると思われる。観測時の前浜勾配を $\tan \beta = 1/40$ として (3.2) 式によって波長を計算すると、 $n = 2 \sim 4$ に対して $T = 22 \text{ sec}$, 28 sec の波長は約 $100 \text{ m} \sim 200 \text{ m}$ 程度であり、沖合方向にのびる node が約 $50 \text{ m} \sim 100 \text{ m}$ ビッチで存在することになるが、これは観測結果の位相から考えて矛盾する。 $T = 42 \text{ sec}$ の波は $n = 2$ の edge wave とし、沖方向の node が B 地点と F 地点との間(桟橋から南へ約 70 m 地点)に存在するとしても観測結果とは矛盾しない。

周期 $T = 100 \text{ sec}$ の波は最も沖合の I 地点と他の地点間に沿岸方向に伸びる node が存在する可能性がありかつ沖方向の node は観測結果から認められない。従って反射定常波の可能性と $n = 1$ の edge wave の可能性がある。

以上より、 $T = 42 \text{ sec}$ と 100 sec の長周期振動について edge wave の理論値と観測値とについて比較したものが図 3.15、図 3.16 である。両図とも各地点の桟橋に沿った波高比を I 地点のエネルギー・スペクトルの値を基準に求め、最も沖合の I 地点の波高が汀線上での振幅が 1 の理論曲線上に乗るように描いてある。これらの結果は、現実の海岸形状、特に砕波帯内の海底地形が複雑なことを考えれば、比較的よく一致した傾向を示しているものと思われる。

3.5 昭和 47 年からの現地観測のまとめ

3.5.1 観測項目と現地観測のあゆみ

建設省の桟橋がある茨城県阿字ヶ浦における海浜流の現地観測は昭和 47 年 1 月に初めて実施して以来、5 年間に 8 回行ってきた。表 3.6 はこれらすべての現地観測における観測項目をまとめて示したものである。

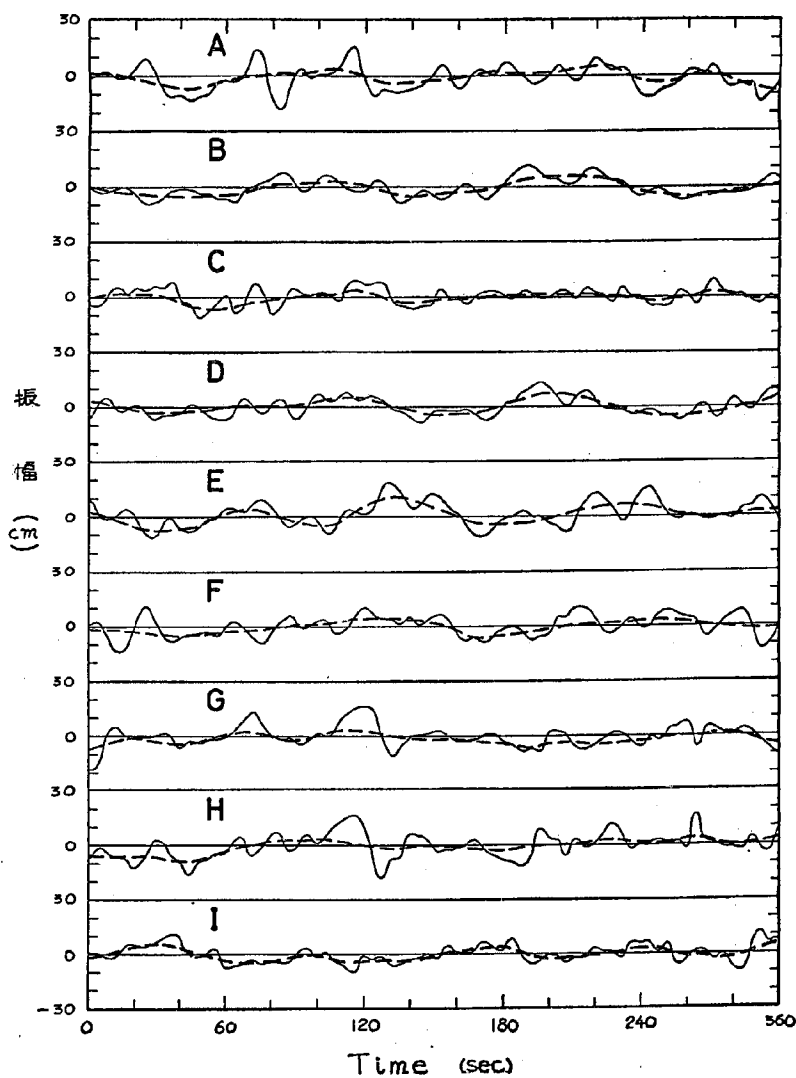


図 3.14 長周期波の波形

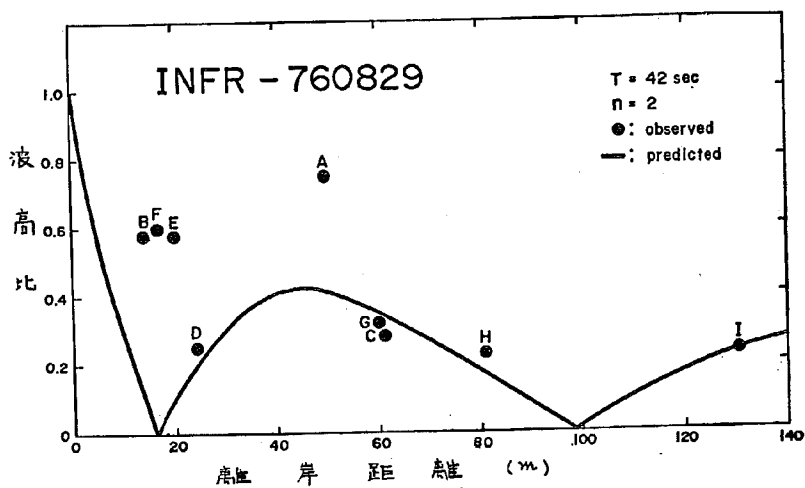


図 3.15 沖方向への波高分布

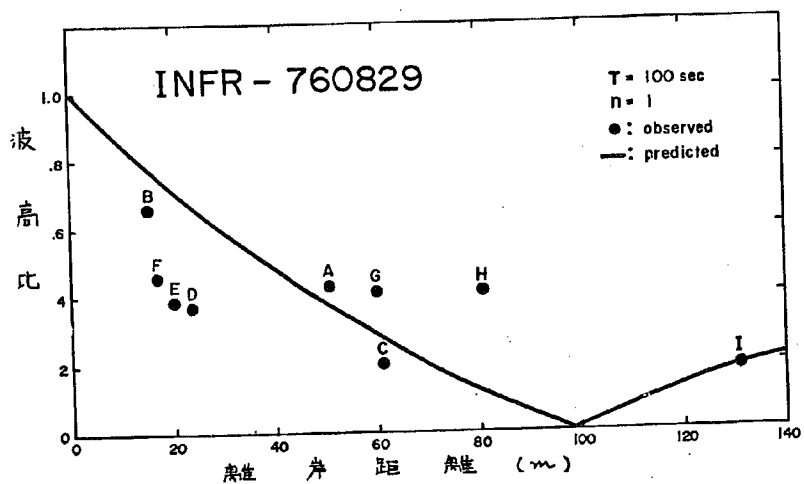


図 3.16 沖方向への波高分布

表 3.6 観測項目一覧表

年 度 (昭和)	観 測 時	観 測 項 目						備 考
		離岸流発生間隔 RIPS	フロート追跡 FLOAT	気球観測 BACS	平均水位 LEVL	長周期波 INFR	地形測量 BEACH	
47	S.47. 11. 28. 29	○	○					
	S.48. 2. 15~17	○	○				○ RIPチャンネル	
48	S.48. 12. 12~15	○	○	○		○	○ 汀線測量	
	S.49. 2. 19~22	○	○	○		○	○ 汀線測量	
49	S.49. 10. 14~16	○		○	○	○		水位計(Hydraulic Filter)故障
	S.49. 12. 1~3				○	○		
50	S.50. 12. 18. 19	○		○	○	○		STERED-BACS
51	S.51. 8. 27~29	○		○	○	○	○ 深浅測量	機軸の長さ 200m

昭和48年12月の観測では、東京大学工学部土木工学科港湾研究室において開発された気球カメラシステム(BACS)を用いることによって、はじめて砕波帯の流速場をとらえる事に成功した。以来、BACSに多くの改良を加え、昭和50年12月には2基の気球カメラによる砕波帯の水面形状の図化を行なった。本年度は小型モータードライブカメラとして最も測定精度の良いHasselblad MK-70を使用してステレオ撮影を試みたが、片方のカメラしか作動しなかった事はかえすがえすも残念であった。また、BACSと同時期に観測を始めた長周期波観測は当初、検潮儀をEdge-wave観測用に改造したものを使用していたが、設置に時間がかかりすぎる事、精度の良いデーターをとることが困難なため等の理由で現在では16mmメモーションカメラ数台を使用した同時コマ撮りの方法によってかなり精度の高いデーターをとることができる様になった。

平均水位の観測についても昭和49年10月にテスト的に実施して以来今日に至っているが、阿字ヶ浦の様に波高がある程度の高さのある海岸では有力な観測方法であることが明らかになった。

またRIPSについては、簡単な観測方法であるにもかかわらず離岸流の発生に関して貴重なデータになることが多く、現地観測に欠かせない観測項目であった。

3.5.2 離岸流発生間隔調査(RIPS)

図3.17に5年間に実施したRIPSの観測結果をまとめた。観測時の波の条件は砕波波高0.6~2.4m 周期7~13secの範囲にあり、砕波帯は常に存在し、50~120mの範囲にある。離岸流は比較的規則的に発生しており、その発生間隔はケースによって若干異なるが約200~400mおきに発生している。特に阿字ヶ浦海岸の弓なりに湾曲した中央部にあたる棧橋の南400~500m付近にはいつも離岸流が存在している。

3.5.3 平均水位観測(LEVL)

表3.7はこれまでの観測ケースにおける最大水位差である。外洋に面した当阿字ヶ浦海岸では30~40cmの最大水位差が観測された。

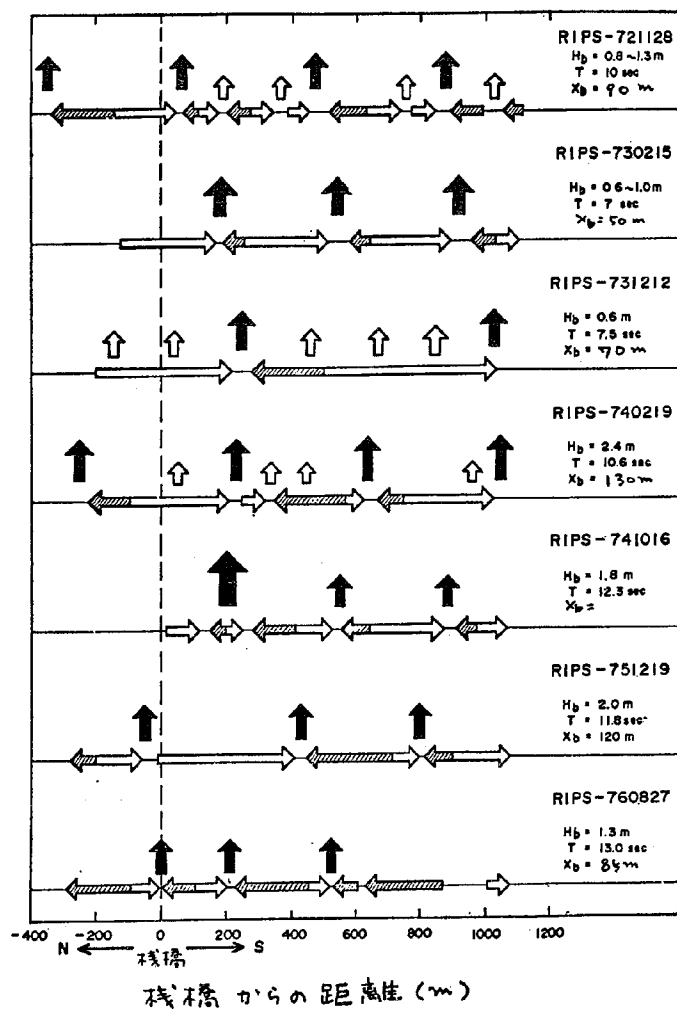


図 3.17 離岸流発生間隔調査

年 (昭和)	月						
	8	9	10	11	12	1	2
48					CASE-1 $H_b = 1.2 \sim 1.3^m$ 		CASE-4 $H_b = 1.5 \sim 1.9^m$
					CASE-2 $H_b = 1.2 \sim 1.3^m$ 		
49			CASE-5 $H_b = 1.6^m$ 				
50					CASE-8 $H_b = 1.2^m$ 		
					CASE-9 $H_b = 1.9^m$ 		
51	CASE-10 $H_b = 1.2^m$ 						
	CASE-11 $H_b = 1.2^m$ 						

図 3.18 BACS の流況パターン

3.5.4 BACSによる流況観測

図 3.18 に全観測ケースの流況パターンをまとめた。

CASE-8 は海浜流の典型的な観測例であり、海浜流のセル状の循環がとらえられている。

CASE-5 は離岸流が砕波帯にとじ込められた例であり、波高が大きい時に起こり得るパターンである。

CASE-4 は砕波が Outer breaker と Inner breaker で起っていて、砕波帯の規模が大きく、Inner breaker 内での流況である。

このりの CASE-1, 2, 9, 10, 11 の流況は蛇行流のパターンに含まれるが、流況は海底地形の影響を強くうけている。

3.5.5 長周期波の観測

表 3.8 にこれまでの長周期波に関する観測結果をまとめた。当初のころは携帯用換潮儀を改良して用いていたが、現在では 16mm モモーションカメラによる方法へと変化してきた。これは、砕波帯内での長周期な水面変動の実態を把握するには平面的に多数の計器を配置しなければならないという必要性から、最も手軽にかつ精度の高い観測方法であるということから採用したのである。

表 3.8 から言えるのは、阿字ヶ浦海岸のような外洋に面した勾配の緩い砂浜海岸では、砕波によって岸近くには常に長周期の水面振動が見られ、その振動の周波数もほぼ規則正しく一定な周波数帯に出現していることである。

表 3.7 観測ケースと最大水位差

ケース	最大水位差 (cm)	砕波波高 (m)	砕波帯幅 (m)
LEVL-741201	34	1.0	100
LEVL-741203	42	1.7	150
LEVL-751218	41	1.7	90
LEVL-751219	34	2.0	120
LEVL-760827	30	1.2	85

表 3.8 長周期波観測結果の一覧表

ID (年月日)	台数					砕波波高 (m)	周 期 (sec)	離岸流の 発生間隔 (m)
731215	3		0008			0.7		
740220	3	0006	0011	0020				
741014	2	0006		0022		1.8	10	
741202	3		0008	0022	0034	1.2	8.6	150
751218	4		0008	0020		1.2	11.5	360
760314	6		0009	0020		3.0	13	
760829	9		0010	0024	0036	0.048	1.2	1.4

注) アンダーラインで示したのは、観測ビークの中で、最大のエネルギービークを示したものである。

第4章 海浜流の発生機構について

4.1 海浜流の研究現況

海浜流の研究はBowen(1967)が radiation stress の概念を導入して以来この10年間、特に、1970年代に入って飛躍的に進歩を成しとげたが、それは主として理論的側面に限定され、理論を検証するに十分な現地観測データは依然として不足している。

海浜流の発生機構については多くの理論が提案されている、これらはとりまなおさず、現象が非常に複雑であって、実態がまだ充分にわかっていないことを物語っている。海浜流の発生理論はいずれも沿岸方向の perturbation に関する議論であり、それらは大きく分けると次の2つである。

A 強制外因説

表 4.1 海浜流の発生理論

B 自励内因説

A 強制代因説

A-1 の edge wave 説と A-2

の外重力波説とは近い内容であり、

波の perturbation によって海浜

流系が発生すると考えている。これ

に対して A-4 の海底地形説は海底

地形の perturbation に原因を求

めている。A-3 の cross wave 説

は2方向の入射波を考え、その干渉

に原因を求める考え方で Gallagher (1971) の波の方向スペクトルの非線形干渉の単純な場合(2つの線スペクトル)と見ることができよう。

B-1 は日野 (1973) の流体力学的不安定現象として海浜流を扱う立場であり、B-2 は固有値問題として扱う立場である。最近、Dalrymple(in press)は LeBlond Tang(1974) および Iwata(1976) の取扱いにヒントを得、更に、波と流れの干渉を考慮した取扱いを試みている。

4.2 Iribarren No.

海浜流を理解するには、まず砕波帯の水理現象を知る必要がある。オランダの Battjes(1974)は砕波帯の諸現象を説明するパラメーターとして海底勾配 $\tan\beta$ と波形勾配 H/L の比を示す surf similarity parameter ξ を次の様に定義した。

$$\xi = \frac{\tan\beta}{\sqrt{H/L_0}} \quad (4.1)$$

ここで L_0 は深海波長であり H を H_0 (深海波高)とした時の ξ を ξ_0 、又は H_b (砕波波高)とした時の ξ を ξ_b と定義する。この量を最初に用いたのは Iribarren であり、それを記念して Iribarren 数 (Ir) とも呼ばれる。

ξ を用いて Battjes は表 4.2 の様に、砕波限界、砕波タイプ、砕波水深～波高比、砕波帯中の波の数 (N)、反射率 (r) および run-up 等を統一的に表現した。図 4.1 は ξ による砕波タイプの変化を模式的

ξ	≈ 0.1	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
	breaking					no breaking	
	spilling		plunging		collapsing/surging		
H_b/d_b	≈ 0.8	1.0	1.1	1.2			
N^2	6-7	2-3	1-2	0-1	0-1		
τ	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	4×10^{-1}	8×10^{-1}		
	absorption				reflection		
	progressive wave				standing wave		
	set-up predominant			run-up predominant			

* number of waves in surf zone

表 4.2 砕波帯における諸現象の ξ による変化
Battjes (1974)

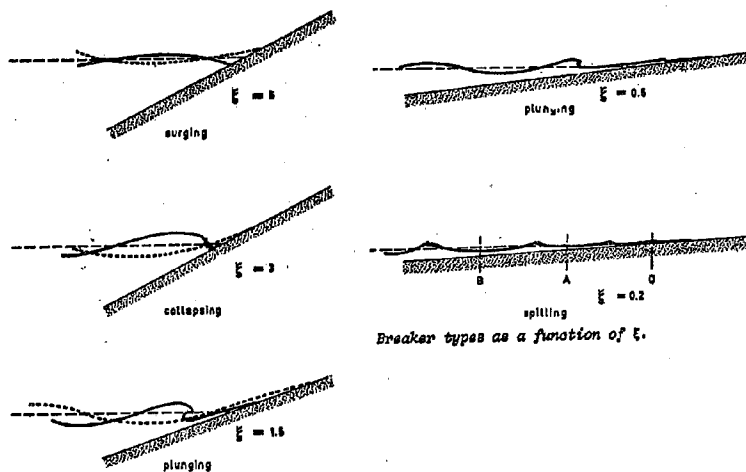


図 4.1 砕波タイプの変化 Battjes (1974)

に示したものである。図の上程 beach の反射率が高い。 ξ_0 が小さくなるにつれて碎波タイプが surging $\rightarrow$ collapsing $\rightarrow$ plunging $\rightarrow$ spilling と移行する様子が描かれている。それらの限界の ξ_0 は表 4.3 中に示した。 ξ_0 によって碎波タイプが変わると海浜流も変わるであろうことが想像される。

表 4.3 ξ_0 による碎波タイプの分類

碎波タイプ	ξ_0 の 範 囲	
surging / collapsing	$\xi_0 > 3.3$	$\xi_b > 2.0$
plunging	$3.3 > \xi_0 > 0.5$	$2.0 > \xi_b > 0.4$
spilling	$0.5 > \xi_0$	$0.4 > \xi_b$

図 4.2 は碎波の波高水深比である。 $\xi \sim 0.5$ 付近 (spilling と plunging の境) を境にこの比は 1.0 の上下に変化している。図 4.3 は反射率である。図中の曲線は次式で示された。

$$r = 0.1 \xi_0^2 \quad (4.2)$$

(4.2) 式は $r < 0.75$ の範囲で反射率の上限をよく表わしていると云えよう。

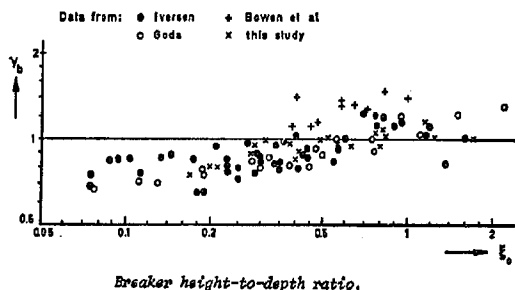


図 4.2 碎波の波高水深比 (ξ_b) Battjes (1974)

4.3 海浜流発生における 3 つの領域

佐々木 (1974) は 4.2 に述べた ξ によって、日本、アメリカ、メキシコ、南アフリカ等の色々な海岸における離岸流の発生間隔 (Y_r 図 4.4) を整理し Bowen の edge wave 説 (表 4.1, A-1) と日野の不安定説

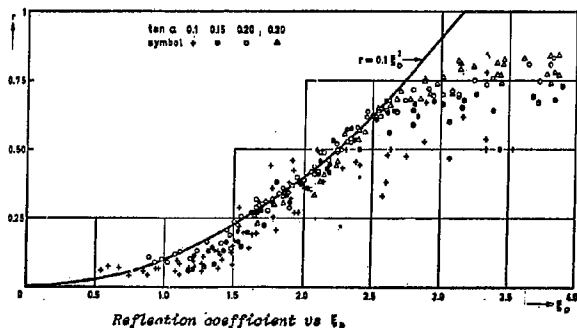


図 4.3 反射率 (r), Battjes (1974)

(表 4.1, B-1) の適用範囲を定めると共に、外重力波説 (表 4.1, A-2) を提案した (表 4.4)。用いたデータの範囲は表 4.5 の様に非常に広い範囲にわたっている。データは全て現地データのためバランキは少くはないが、ほぼ次の 3 つの領域に ξ_0 によって分けることができる。

- ① 「INFRAGRAVITY 領域」* $\xi_0 \leq 0.23$ (緩勾配海岸)
- ② 「不安定領域」 $1 \geq \xi_0 \geq 0.23$ (中勾配海岸)
- ③ 「EDGE WAVE 領域」 $\xi_0 \geq 1$ (急勾配海岸)

* 外重力波領域, 堀川, 佐々木ら (1975, 1976)

図 4.5 の縦軸の量は無次元離岸流発生間隔 Y_r^* である。

$$Y_r^* = \frac{Y_r}{X_b} \quad (4.3)$$

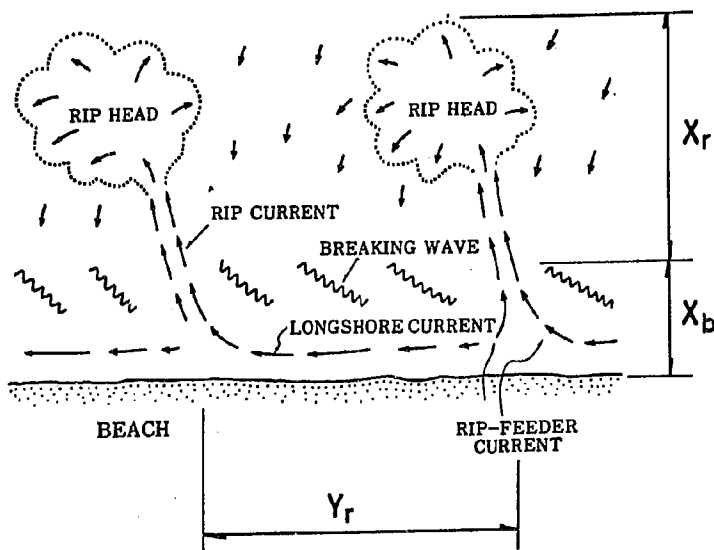


図 4.4 海浜流の模式図 (定義図)

X_b : 離岸流の発生間隔

X_r : 離岸流の長さ

Y_r : 碎波帯の幅

表 4.4 海浜流系発生における 3 つの領域, 佐々木 (1974)

理 論 (機構)	INFRAGRAVITY	不安定 (SWELL)	EDGE WAVE
提 案 者	佐々木民雄 (1974)	日 野 (1973)	Bowen・Inman (1966)
適 用 範 囲 (ξ_0)	$0.23 \geq \xi_0$	$1 \geq \xi_0 \geq 0.23$	$\xi_0 \geq 1$
特 徴	碎波タイプ	spilling	spilling-plunging
	surf	常にある	あり又はなし
	碎波帯中の波の数	3 波以上	1~3 波
	入射波の反射率(r)	$r < 10^{-2}$	$r \sim 10^{-2}$
	入射波の特性	風波とうねり	うねり
説 明	$\tan \beta$ が小さい浜に波形勾配の大きい波がくるときに生ずる。	$\tan \beta$ が $1/20 \sim 1/40$ の浜にうねりがきた時に生ずる	$\tan \beta$ が大きい波に波形勾配の小さい波がくるときに生ずる。純粋の海浜流は生じにくい。

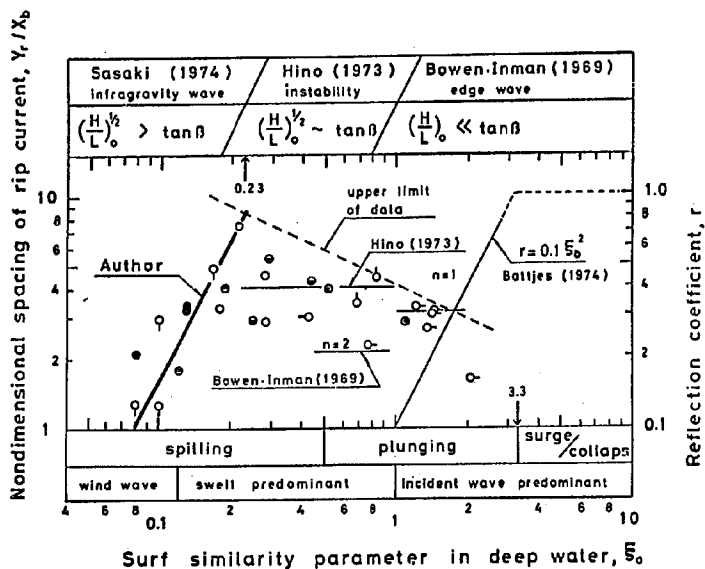


図 4.5 無次元離岸流発生間隔, 佐々木 (1974)

これらの領域における Y_r^* は夫々次の様に与えられる。

$$Y_r^* = 157 \xi_0^2 \quad (0.23 > \xi_0 > 0.08) \quad (4.4)$$

$$Y_r^* = 4 \quad (1 > \xi_0 > 0.23) \quad (4.5)$$

$$\left. \begin{aligned} Y_r^* &= 2\pi \quad (n=0) \\ Y_r^* &= \pi \quad (n=1) \\ Y_r^* &= 2\pi/3 \quad (n=2) \end{aligned} \right\} \quad (\xi_0 > 1) \quad (4.6)$$

これら 3 つの領域はデータの分布から定めたもので、その境界の ξ_0 の値はさほど厳密なものではない。

尚、(4.6) 式の n は Eckart の edge wave の offshore modal number である。

この 3 つの領域は図 4.6 の様に碎波帯中の波の数で考えると理解し易い。即ち、外重力波領域では 3 波以上であり、不安定領域では 1～3 波であるのに対して、edge wave 領域では 1 波以下である。この図は、図 4.1 と比べて見るとわかりやすい。

以上の概念は波については波高と波長が含まれているのみで波向が入っていない。図 4.7 は南アフリカの Harris が Virginia 海岸で行なった多数の観測成果から導いた 3 つのパターンである。図中の ϕ は夫々の生起頻度であり、①と②で 90 % を占めている。これら 3 つのパターンは主として波向の相

異である。

表 4.5. Y_r のデータの範囲, 佐々木 (1974)

①の対称セル循環は波の入射角

$\alpha \sim 0$ の場合であり, 「外重力波領域的」な場合である。即ち, 砕波帯が広い。②は Sonu (1972) の meandering current に相当し, 「不安定領域的」である。又, ③の沿岸システムは α が大きく, 沿岸流が卓越するため離岸流が発生しにくい場合である。この Virginia 海岸の場合は急な前浜のために波が小さい時に周期の短い波が岸近くまで屈折せず来襲するためと思われる。

日野は波向 α の Y_r^* に及ぼす影響を調べた結果 (図 4.8) では, α が大きくなると Y_r^* は大きくなる傾向が見出された。この物理的意味は沿岸流が強くなるためと考えられる。

図 4.7 下の③沿岸システムは $\alpha \rightarrow$ 大のとき, $Y_r \rightarrow \infty$ と解釈することが可能と思われる。Harris のパターン①~③は考え方によっては連続的なものであろう。この3つのパターンは波向のみではなく, 波高とも関係し, ①→③と波高が小さくなるものと考えられる。①においては波高の大きい時 outer bar 上で砕波が生じている。inner breaker では離岸流の発生間隔は outer breaker より小さく, これは edge wave によって生じているものと考えられる。

以上の研究はほとんど x, y, z

t 軸上で考えると x, y 平面上の議論であり, 今後は z (鉛直軸) および t (時間軸) 上の研究が必要である。

項 目	最 小 値	最 大 値
海底勾配 $\tan \beta$	1/85 (九十九里)	1/7 (El Moreno)
砕波波高 H_b (m)	0.2 (El Moreno)	4.1 (Scripps)
周 期 T (sec)	2.8 (El Moreno)	14.2 (Silver Strand)
砕波帯幅 X_b (m)	2.4 (El Moreno)	300 (Scripps)
離岸流の発生間隔 Y_r (m)	6.4 (El Moreno)	800 (Scripps)

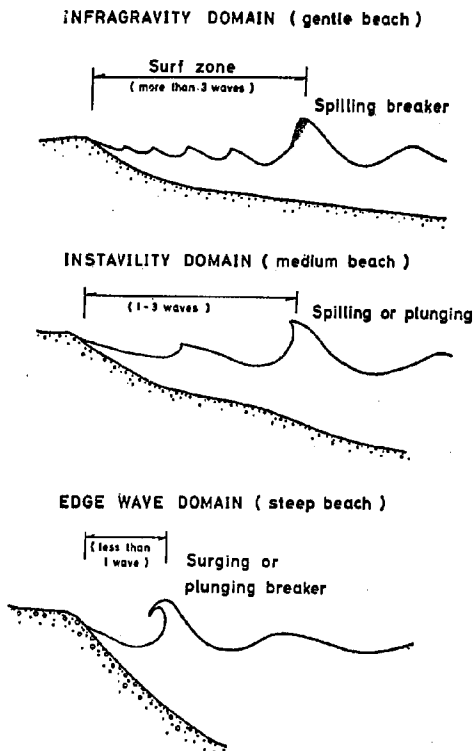
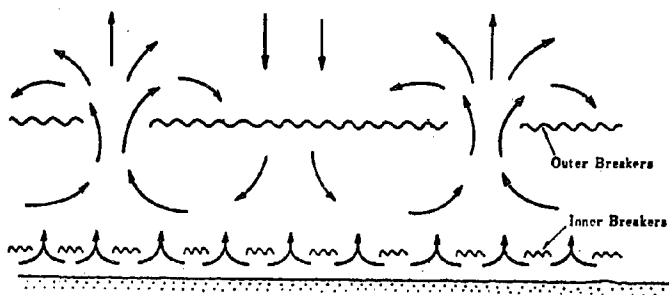
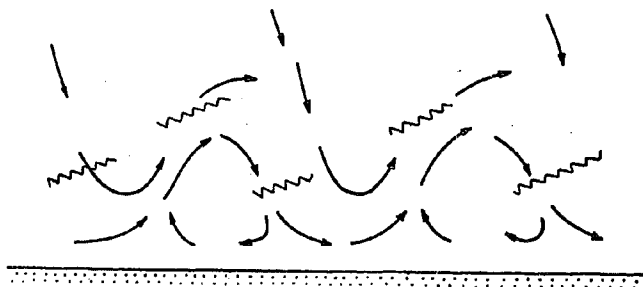


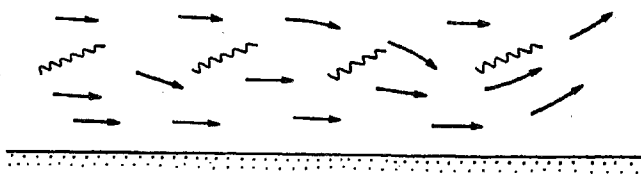
図 4.6 3つの領域の概念図
Sasaki Horikawa and Hotta (1976)



①対称セル循環(38%)



②非対称セル循環(52%)



③沿岸システム(10%)

図 4.7 海浜循環タイプの模式図 (Harris, 1969)

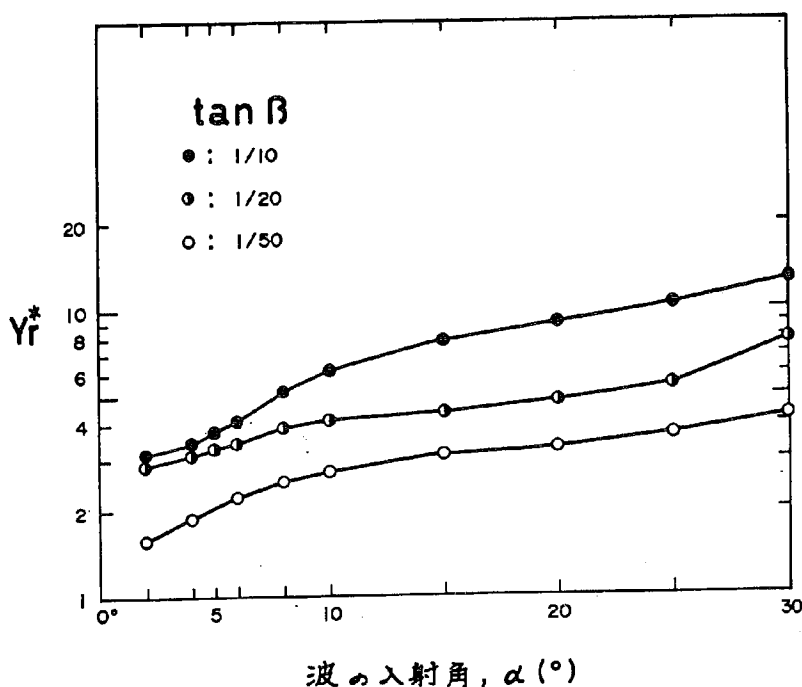


図 4.8 波向と海底勾配 ($\tan \beta$) による Y_r^* の変化, 日野 (1975)

4.4 緩勾配海岸の海浜流

4.4.1 外重力波領域

図 4.5 の $\xi_0 < 0.23$ の領域のデータの分布より, 佐々木 (1974) は (4.4) 式の様な Y_r^* の式を導いたが, 図 4.5 上の勾配が ξ_0 の 2 乗に比例していることはこの外重力波領域が外重力波 edge wave に支配されることを物語っている。edge wave として Eckart の分散関数式を用いる。

$$L_e = \frac{gT_e^2}{2\pi} (2n+1) \tan \beta \quad (4.7)$$

ここで L_e , T_e は夫々 edge wave の波長と周期, n は offshore modal number である。(4.7) 式において, L_e を Y_r のオーダーの量, edge wave の波高 H_e を碎波水深のオーダー量と考えると (4.8) 式の様になる。

$$Y_r^* = \frac{Y_r}{X_b} \sim \frac{L_e}{H_e / \tan \beta} \sim (2n+1) \frac{\tan^2 \beta}{(H/L)_e} = (2n+1) \xi_e^2 \quad (4.8)$$

ここで $\xi_e = \tan \beta / (H/L)^{1/2}$ で edge wave の波高と周期を H と L に考えている。即ち (4.4) 式の係数の中には n , 重力波と外重力波との関係が含まれていることとなる。ここで外重力波とは Munk (1951) の定義に従い, 周期 30 sec から 5 min の波と定義している。

(4.4) 式は $\tan \beta < 1/50$ のデータから作成した式であり, 緩勾配海岸の Y_r の経験式ということができる。緩勾配海岸においては従来 surf beat といわれていたこれら外重力波がかなりの大きな振幅を有していることが最近の合田 (1975), 藤縄・岡田 (1976), Huntley and Bowen (1974, 1975) および Huntley (1976) の研究により明らかにされつつある。

合田 (1975) の大洗海岸および新潟海岸の観測では外重力波の振幅は重力波のそれの夫々 60~70% および 80~60% に達している。この様に外重力波の波高が大きければ, 充分海浜流の規模を決めるエネルギーがあるというのが, 外重力波領域の基本的な思想である。

我々が流れを観測している通常の 1 m 程度の波高の場合は, 流れはほとんど海底地形に支配されている様であり, 海底地形説が支持される。ここで問題としているのは時化時に海底地形が大規模に変化する場合である。

4.4.2 外重力波 edge wave

図 4.9 は阿字ヶ浦海岸で 1976 年 3 月に観測を行った時の 1 例である。この時は碎波波高は約 3 m の時化で, 計測したのは全て碎波帯内である。a) は棧橋に沿った 3 台の岸へ沖方向の記録であり, 周期約 13 sec の重力波と周期約 50 sec の外重力波のピークが見える。後者のエネルギーはほとんど 3 台共同レベルである。b) は沿岸方向の 4 台の記録であり, いずれも岸近くの swash zone のものである。ここでは外重力波のピークの方が重力波のピークより高く, 更に C では重力波のピークが見られない。

合田 (1975) は surf beat を周期 20 sec 以上の波と定義し, 大洗, 新潟および宮崎海岸における観測から, surf beat の rms 振幅 ξ_{rms} の実験式を水深 h , 換算沖波々高および波長, H_0^s, L_0 を用いて次の様に導いている。

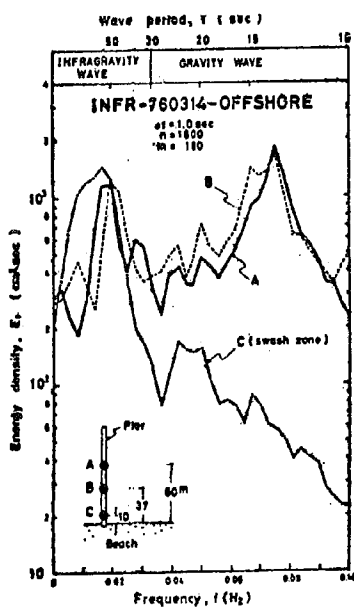
$$\frac{\xi_{rms}}{H_0^s} = \frac{0.01}{\sqrt{\frac{H_0^s}{L_0} \left(1 + \frac{h}{H_0^s}\right)}} \quad (4.9)$$

合田 (1975) の資料は碎波帯中では 1 点の観測値のみのため edge wave か否かは判断できないが, (4.9) 式のバラツキからみて edge wave を計っていた可能性が強い。

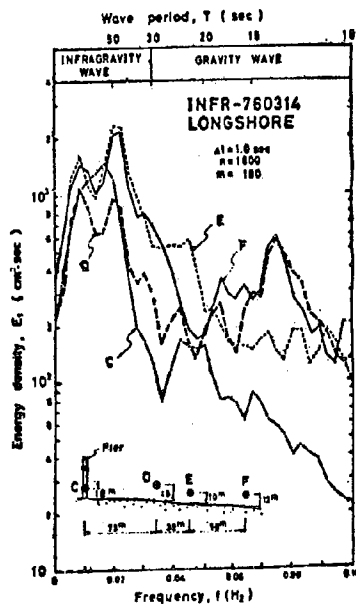
藤縄・岡田 (1976) は平塚で $H_{1/3}^s \sim 3$ m, $T_{1/3}^s \sim 15$ sec の台風のうねりを観測し, 合田 (1975) のデータも用いて (4.9) 式よりバラツキの少ない次式を導いている。

$$H_{1/3}^L = 0.23 H_{1/3}^s \sqrt{\frac{H_{1/3}^s}{h}} \quad (4.10)$$

ここで $H_{1/3}^L$ は surf beat の波高, $H_{1/3}^s$ は重力波の波高である。(4.10) 式によれば $H_{1/3}^L$ は $H_{1/3}^s$ の 1.5 乗に比例し, 水深 h の $1/2$ 乗に比例する。つまり, 水深が浅くなる程増幅される。今, $h = 1$ m, $H_{1/3}^s = 1$ m とすると $H_{1/3}^L = 2.3$ cm, また, $H_{1/3}^s = 2$ m とすると, $H_{1/3}^L = 6.5$ cm, $H_{1/3}^s = 3$ m では $H_{1/3}^L$ は



On-offshore infragravity wave spectrum (March, 1976).



Longshore infragravity wave spectrum (March, 1976).

a) 岸～沖方向

b) 沿岸方向

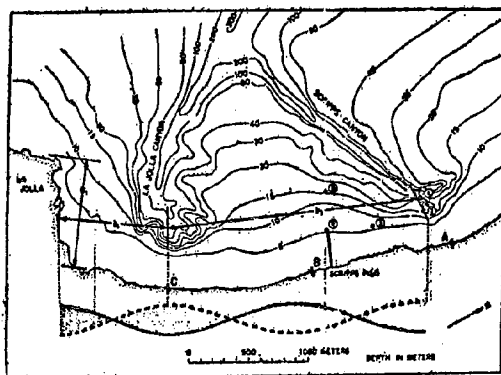
図 4.9 外重力波のスペクトル例, 阿字ヶ浦
Sasaki, Horikawa and Hotte (1976)

1.2 m に達する (表 4.6)。この (4.10) 式も碎波帯付近の浅いところの resonance を示している。

外国の研究では Huntley and Bowen (1974) は $\tan \beta \sim 1/10$ の海岸で電磁流速計を沖合方向に 3 台設置し, $T_e = 24$ sec の edge wave ($n=0$ or 1) を観測している。この時の重力波は $T=8$ sec, $H=0.5$ m であった。又, Inman and Guza (1976) は La Jolla 海谷と岬の間にトラップされた周期 70~80 sec の edge wave の観測例 [Inman et al (1976)] を示している (図 4.10)。

表 4.6 藤縄・岡田の式による
surf beat の波高 ($H/1/3$)

$H/1/3$ (m)	$H/1/3$				
	$h=1$ m	$h=2$ m	$h=5$ m	$h=10$ m	$h=20$ m
1	0.23	0.16	0.10	0.07	0.05
2	0.65	0.46	0.29	0.20	0.14
3	1.2	0.84	0.53	0.38	0.26
4	1.8	1.3	0.82	0.58	0.41
5	2.6	1.8	1.2	0.81	0.57
6	3.4	2.4	1.5	1.1	0.76



Longshore dependence of trapped edge waves in La Jolla embayment, which are presumed to drive strong currents in the submarine canyon. The schematic edge wave shows the positions along the coast of amplitude nodes and antinodes; the latter are also points of maximum run-up. Circled numbers and letters indicate measurement sites.

図 4.10 Scripps 海谷と La Jolla 海谷にトラップされた edge wave, Inman et al. (1976)

4.4.3 Low mode edge wave

堀川・佐々木ら (1974, 1975, 1976) は 1973 年から続けている阿字ヶ浦海岸の長周期波の観測において、ほとんど常に 50 sec あるいは 100 sec の周期のピークを見出し、これを edge wave の式 (4.7) 式を用いて考えると、常に $n=1$ 又は 2 であった。

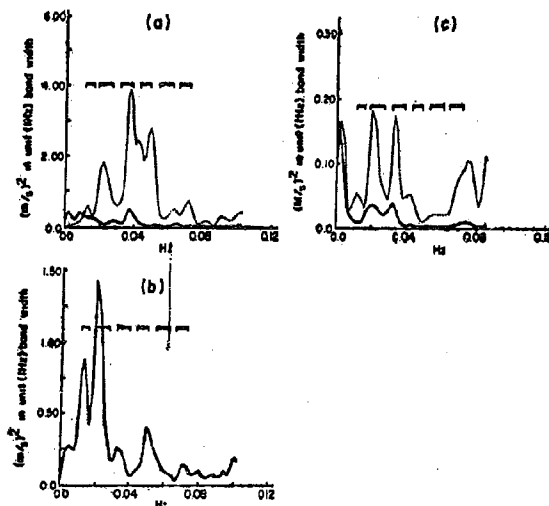
Huntley (1976) は 1973 年 5 月に北ウエールズの Hell's Mouth Bay ($\tan \beta \sim 1/45$) で 3 台の電磁流速計を岸に直角に、夫々、約 20 m, 40 m および 100 m 沖合に設置し、80 分間の観測を行った。波は $H \sim 1$ m, $T \sim 9$ sec であった。砕波は岸から約 65 m の bar 上で砕けた後再成し、再び岸から 20 m 付近で最終砕波していた。

図 4.11 はそれら 3 台の流速スペクトルである。実線は沿岸方向成分 (v)、点線は岸へ沖方向成分 (u) であり、a) が岸側、b) が中間、および c) が沖側の流速スペクトルである。図のスペクトルより 6 つのピークを Huntley は見出した。

Ball (1967) は Eckart や Ursell が一様斜面の edge wave の解を求めたのに対して (4.11) 式の様な指数型の海底に対する解を求めている。

$$\frac{h}{h_{\infty}} = 1 - e^{-\alpha x} \quad (4.11)$$

ここで h_{∞} , α は定数, x は丁線を原点とした沖向きの座標である。これは $h_{\infty} \rightarrow \infty$ のとき一様斜



Examples of low-frequency spectra from (a) the nearshore sensor (the solid line is the longshore component u ; the dotted line is the onshore component v), (b) the middle sensor (the onshore component), and (c) the offshore sensor (the solid line is the longshore component u ; the dotted line is the onshore component v). The bracket marks above the peaks represent the "bandwidths" assumed for each peak.

図 4.11 外重力波 edge wave の流速スペクトル Huntley (1976)

面となり、その時 $\alpha h_{\infty} \rightarrow \tan \beta$ となる。

Ball (1967) によれば edge wave の生ずる条件は

$$\sigma^2 > n(n+1)\alpha^2 g h_{\infty} \quad (4.12)$$

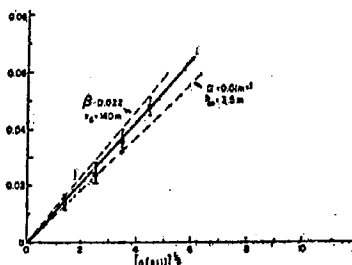
となり、ここで σ は $2\pi/T_s$ 又は $2\pi\nu$ (ν : 周波数) である。(4.12) 式より、edge wave の cut-off 周波数 ν は

$$\nu = \frac{\alpha\sqrt{g h_{\infty}}}{2\pi} \sqrt{n(n+1)} \quad (4.13)$$

となる。図 4.12 は (4.13) 式を図 4.11 の観測値と比較したものである。図中の実線は $\alpha = 0.0115 \text{ m}^{-1}$ 、 $h_{\infty} = 3.5 \text{ m}$ を示している。Ursell も実内実験で cut-off 周波数が励起されることを

示しているが、この場合は各周波数の入力波に対して、 $\nu = 0.014 \text{ Hz}$ (71sec) 0.024 Hz (42sec), 0.036 Hz (28sec), および 0.048 Hz (21sec) の波が trap されて励起され、夫々の cut-off mode が $n = 1, 2, 3$ および 4 の low mode に一致したことになる (図 4.13)。

Gallagher (1971) も low mode edge wave の発生を示唆していたが、この Huntley (1976) の成果



Graph of frequency ($\nu = \sigma/2\pi$) versus $[n(n+1)]^{1/2}$, where n is the edge wave mode number. The significance of the straight lines is discussed in the text.

図 4.12 edge wave のピーク周波数と $[n(n+1)]^{1/2}$ Huntley (1976)

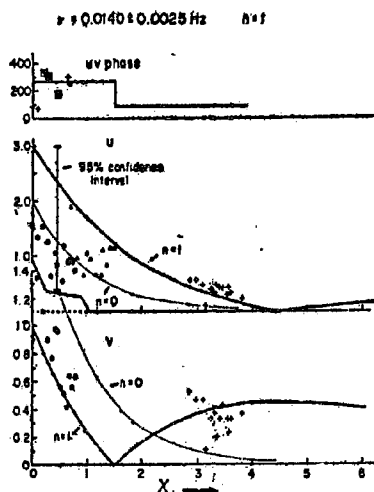


Fig. 7. Graphs of the variation of onshore (u) and longshore (v) rms current amplitude (approximately normalized to $\nu = 1$ at the shoreline) and phase between u and v as functions of the non-dimensional shoreline distance $x (=x'/s/g\delta)$ for $\nu = 0.140 \pm 0.0025 \text{ Hz}$ and $n = 1$. Solid circles are from the nearshore sensor; triangles from the middle sensor; and pluses from the offshore sensor. In the graph of phase between u and v , phases associated with coherence greater than 0.65 (approximately 95% confidence limit on zero coherence) are plotted as pluses; and phases associated with coherences between 0.5 and 0.65 are boxed pluses. Solid lines are the theoretical variation of amplitude for edge wave modes assumed in Figure 6. The next lowest edge wave mode is shown as a dashed line.

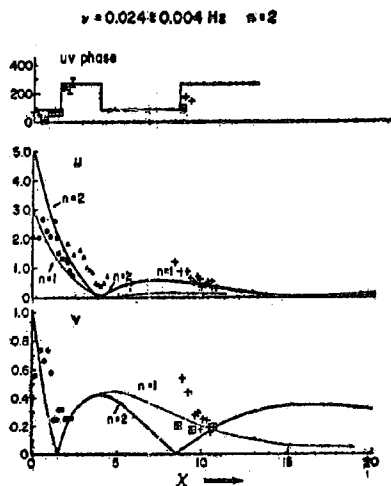


Fig. 8. Same as Figure 7 but for $\nu = 0.024 \pm 0.004 \text{ Hz}$ and $n = 2$

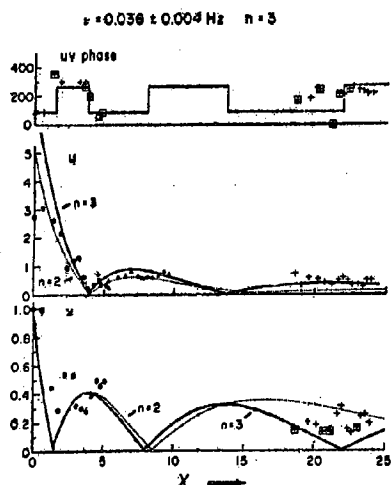


Fig. 9. Same as Figure 7 but for $\nu = 0.036 \pm 0.004 \text{ Hz}$ and $n = 3$.

図 4.13 edge wave の流速の沖合方向分布 Huntley (1976)

はこれを支持する結果を与えている。このうち、どの周波数が卓越するかは Gallagher(1971) のメカニズム、即ち重力波の周波数スペクトル、方向スペクトルの内容によるものと考えられ、その相互干

渉から決まるであろう。

現状では入射波の周波数および方向スペクトルの予測が完成していないので、これら外重力波の卓越周波数の予測は可能な段階に至っていない。尚、外重力波の定義は以上の研究成果から考えて修正する必要がある。即ち、周期20 secから5 minの波と当面変更した方がよい。

図4.14は図4.9に示した阿字が浦の観測値をHuntleyの図4.12と同様にplotしたものである。阿字ヶ浦は $\tan \beta \sim 1.65$ なのでHuntleyの結果に近い。(4.13)式が確立されれば海底の断面が与えられると、少くとも動起される周波数をいくつか確定できる様になる。

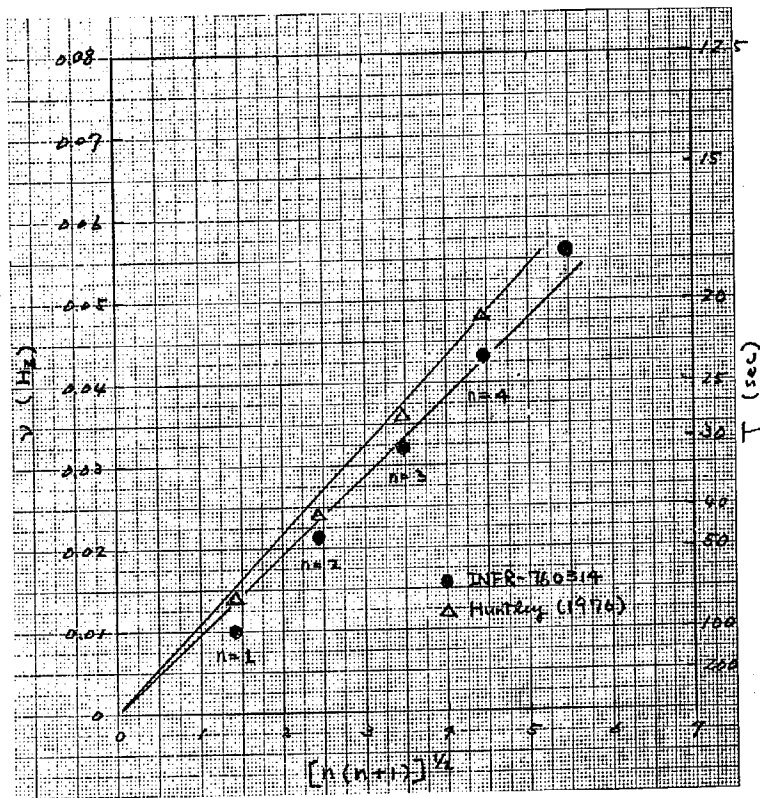


図4.14 ν と $[n(n+1)]^{1/2}$, 阿字ヶ浦, 昭和51年3月の観測

4.5 急勾配海岸の海浜流

4.5.1 急勾配海岸の研究

Bowen(1967)は入射波とそれによって生じた周期の等しい edge wave が干渉して、沿岸方向に波高分布が生ずるため edge wave の波長から Y_p が求まるという理論を示し、Mexico の El Moreno Beach の実測によって検証を行った。これが図 4.5 および表 4.4 に示した「edge wave 領域」であり、 $\phi_0 > 1$ の plunging と surging 型砕波の領域である。

Huntley and Bowen (1973, 1974, 1975, 1976) は電磁流速計によって edge wave の観測を行っているが、1973 年に $\tan \beta = 0.13 (1/7.7)$ の Slapton Beach において $T = 5 \text{ sec}$ の入射波によって生じた $T = 10 \text{ sec}$ の subharmonic (入射波の 2 倍の周期の) standing edge wave の観測結果を初めて発表した。彼等は、最近、緩勾配海岸の観測も行い、前述の様に Huntley(1976) は、cut-off mode の progressive edge wave の観測結果を発表している。

Guza and Inman(1975)は surging 型砕波の生ずる急勾配斜面 ($\beta = 4.2^\circ \sim 6.8^\circ$) の実験を行い、surging 型砕波の時にのみ $n = 0$ の subharmonic edge wave が生ずることを見出した。又、synchronics に比べて波高が小さかったと述べている。彼等は beach cusp の形成機構を研究するためにこれらの実験を実施した。plunging 型砕波になると目で観察できる様な edge wave の励起は生じないと述べている。

急勾配海岸のデータはまだ非常に少く、ほとんど Bowen and Inman(1969)のデータのみである。Delaware 大学の Wang や Dalrymple が西ドイツの Braunschweig 大学の Fühnböter らと共に、行っている北海の現地観測の結果が期待されるところである。

室内における実験的研究は堀川・水口(1975)、Mizuguchi and Horikawa(1976)、堀川・丸山(1976)、尾崎・佐々木・米(1976)の研究があるが、現在のところ予測式を確立するには至っていない。堀川・丸山(1976)も指摘している様に小さな水槽における流れの実験においては cross wave の発生の様々夫々の水槽特有の現象があるので注意が必要である。

4.5.2 急勾配海岸における edge wave

Huntley and Bowen は 1972 年 8 月 10 日に前述の Slapton Beach で 1 台の電磁流速計で、 $n = 0$ の subharmonic edge wave を観測した。この海岸は潮差がかなりあり、その潮差を利用して岸～沖方向の流速プロファイルを測定した。 H_b は $25 \sim 30 \text{ cm}$ 、 $T = 5 \text{ sec}$ の入射波の下で流速計の岸からの距離は $0 \sim 11 \text{ m}$ に変化した。

図 4.15 a) は代表的なスペクトルの 1 例である。0.5 Hz のピークは入射波であり、それより高いピークが 0.1 Hz にみられる。b) は流速の振幅の沖合方向プロファイルを 0.1 Hz の波について示したものであり、これより $n = 0$ の edge wave であることがわかる。これは Ball(1967)の edge wave の式に適合する。周期は 10 sec でちょうど入射波周期の 2 倍の周期を持つ subharmonic edge wave である。波長は式からは 32 m となり、観測値の $L = 34 \pm 6 \text{ m}$ とよい一致を示している。砕波帯の幅は約 6 m であり、砕波帯内にはほとんどのエネルギーが trap されていることが図 4.15 b) からわかる。又、岸～沖方向および沿岸方向の流速変動の振幅と位相よりこれが standing edge wave であることが確認された。

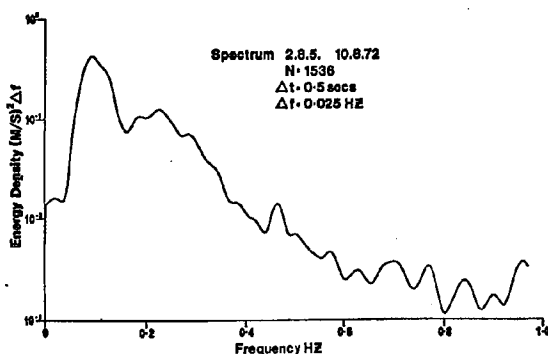


FIG. 3. A typical onshore current spectrum, showing the wind wave peak at 0.3 Hz and an additional peak at 0.1 Hz. The spectrum was measured 9.0 m from the shoreline.

a) 流速スペクトル (岸～沖方向)

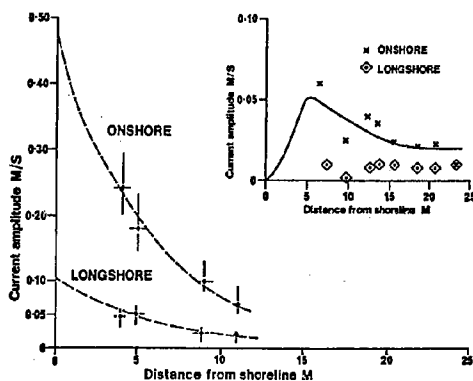


FIG. 4. Graphs of longshore and onshore current amplitude plotted against distance from the shoreline. The points marked with a vertical cross are amplitudes at 0.10 ± 0.02 Hz and the pecked lines passing through them show the expected decays for an edge wave of the predicted wave length of 32.0 m. The vertical error bars correspond to 80% confidence limits in the spectral analysis; horizontal errors are a consequence of averaging amplitudes during an incoming tide. Inset diagram shows amplitudes of smaller peak at 0.09 Hz measured on a subsequent tide. Diagonal crosses onshore, diamond symbols longshore currents. Solid line for onshore points shows the calculated increase for an incident swell wave outside the breakpoint and a schematic decay inside the surf zone.

b) 流速の振幅のプロファイル

図 4.15 Slapton Beach の edge wave, Huntley and Bowen (1975)

Guza and Inman(1975) は beach cusp の原因を edge wave に求めているが玉井(1975,1976)の研究からも beach cusp は edge wave で生ずることは間違いないと考えられる。但し, Huntley and Bowen(1973,1975) が Slapton Beach で観測した際は波が小さいこともあるが, 沿岸流が強く, この様な微地形は見られなかった。

4.5.3 急勾配海岸の海浜流

急勾配海岸の離岸流に関する現地観測データは非常に少なく, Bowen(1967) El Moreno Beach ($\tan\beta=0.148$), Dalrymple (in press) の Isle of Sylt ($\tan\beta=0.1\sim0.07$), および今回の平塚海岸 ($\tan\beta=0.17$) の計 7 組のみである (表 4.7)。

Bowen(1967) には現地観測における離岸流発生位置の測定方法に関する記述がなく, 又, Dalrymple にしても多くの観測の中における数少ない離岸流の確認できた 2 ケースと述べている様に, 急勾配海岸においては図 4.4 に示す様な典型的な離岸流は非常に発生しにくいものと考えられる。図 4.7 の Harris(1969) が定義した「沿岸(沉)システム(alongshore system)」がこの急勾配海岸の場合を示しているといえよう。

平塚海岸の場合は, 離岸流というよりは, swash action による戻り流れの sheet

flow であり, 碎波帯から沖へ出る流れではなかった。筆者らが以前, 静岡海岸 ($\tan\beta=1/3$) において染料によって観察した場合も, 沿岸流が強く, 離岸流も発生はするが, 非常に非定常で間欠的に発生し, 沿岸流に乗って離岸流自身も沿岸方向に移動し, すぐ消えてしまう現象を見ている。

現地においては実験室と異り, 波が汀線に直角に入射することは, 急勾配海岸においては, まれな現象であることを Harris(1969) の図 4.7 中に示す発生頻度 (10%) は示している。

これは碎波点沖側の水深が深いために屈折が少なく, 大きな碎波角で入射するためであろう。

結論として, Harris(1969) の 3 つのタイプは図 4.16 の様に佐々木(1974)の 3 つの領域と対応している様に思われる。

4.6 海浜流の発生機構

昭和 47 年度より 5 年間にわたり現地観測を実施してきた阿字ヶ浦海岸は図 4.16 に従えば中勾配海岸と緩勾配海岸の中間に位置し, はば波高 1.5~2m 以上では緩勾配海岸 (外重力波領域) となる。

BACS によって得られた計 8 パターンのうち 3 パターンが外重力波領域に分類され, 残りの 5 パターンが不安定領域に分けられる。

不安定領域は Harris(1969) の非対称セル循環 (Asymmetrical cellular) のパターンに対応し, Sonu(1972) の蛇行流 (Meandering current) という言葉が流れのパターンの特徴をよく表現して

表 4.7 急勾配海岸の離岸流発生間隔

場 所	El Moreno				Isle of Sylt 平塚		
	1966年10月				1976年 11月	1976年 12月	1976年 10月
観測日					10日	13日	12月10日
$\tan\beta$	0.148				0.07	0.1	0.17
T (sec)	3.50	3.25	3.20	3.00	5.3	9.1	7.5
H _b (m)	0.37	0.30	0.18	0.30	0.35	0.35	1.2
α_b (deg)	16	21	15	10	5	5	10
X _b (m)	3.0	2.4	1.8	2.4	1.5	1.5	1.5
Y _r (m)	9.3	7.5	7.2	6.4	25.8	27.4	1.7
Y _r (%)	3.1	3.1	4.0	2.7	1.7	1.8	1.1
ϵ_0	1.42	1.46	2.04	1.33	1.17	3.44	1.68
r (反射率)	0.20	0.21	0.42	0.18	0.14	1.0	0.28

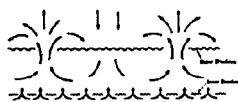
砕波のパターン
Horikawa et al. (1976)

流れのパターン
Harris (1969)

海岸流系の規模
佐々木 (1974)

緩勾配海岸 (外重力波領域)

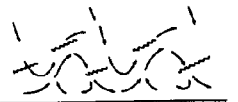
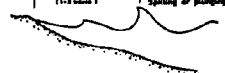
INFRAGRAVITY DOMAIN (gentle beach)



SYMMETRICAL CELLULAR

中勾配海岸 (不安定領域)

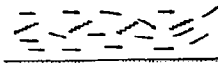
INSTABILITY DOMAIN (medium beach)



ASYMMETRICAL CELLULAR (MEANDER)

急勾配海岸 (Edge wave 領域)

EDGE WAVE DOMAIN (steep beach)



ALONGSHORE SYSTEM

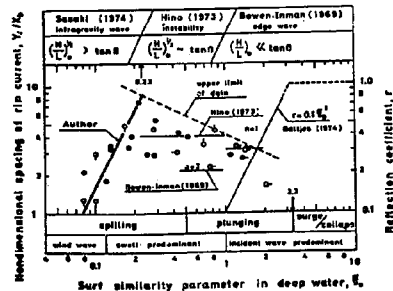


図 4.16 海岸流系の 3 つのパターン

いる様である。

急勾配海岸の edge wave 領域は今回の平塚における観測が対応し、入射重力波と同周期又は2倍の周期の edge wave が生ずるが、それによって生ずる離岸流は弱く (Huntley and Bowen (1974, 1975)), むしろ沿岸流が支配的な場合が多く、Komar (1969) や, Longuet-Higgins (1970) の沿岸漂砂や沿岸流の取扱いが妥当な領域と考えることができる。

外重力波領域は特に時化時に重要な機構の存在する領域である。Bowen (1967) が彼の edge wave 理論を検証した El Moreno 海岸も前浜は急ではあるが、水深 2 m より沖合は非常に flat になる。これは平塚海岸についても程度の差こそあれ同様であり、3 m 以上の波が来襲した場合は外重力波領域となる。表 4.6 にも示した様に外重力波の波高は時化時程増幅率が大きく、時化時の海底地形の longshore rhythm を形成することができるであろう。本年の観測においては阿字ヶ浦においても平塚においても重力でも平塚においても重力波のスペクトルは複数のピークを持ち、cross wave の理論、ひいては Gallagher (1971) の非線型干渉の理論の今後の発展が期待されるところである。現在の世界の研究現況を考えると、ここ数年のうちに外重力波の全体像が明らかにされるであろう。

4.7 沿岸流速について

離岸流のない場合 ($Y_r \rightarrow \infty$) の海浜流は沿岸流であり、古くから沿岸漂砂に関連して多くの研究が行なわれている。図 4.16 に従えば、これは Harris (1969) の alongshore system である。

沿岸流速の距岸方向分布については Longuet-Higgins (1970, 1972) が明解な解を出しているが、最近 Komar (1975a) は wave set-up を考慮して図 4.17 の様に流速プロファイルを描き直した。

Longuet-Higgins (1970) は砕波帯中央の沿岸流速 $\bar{v}_1$ を次の様に与えた。

$$\bar{v}_1 = \frac{5\pi}{16} \left(\frac{1}{1+3\tau^2/8} \right) \frac{\tan\beta}{c_f} u_m \sin\alpha_b \cos\alpha_b \quad (4.14)$$

ここで $\tau = H_b/h_b$, c_f は海底摩擦係数, u_m は砕波点における水粒子速度である。一方、平均沿岸流速の現地データのみを $u_m \sin\alpha_b \cos\alpha_b$ に対してプロットすると図 4.18 の様になり、fitting を行なうと次式が得られる。

$$\bar{v}_1 = 2.7 u_m \sin\alpha_b \cos\alpha_b \quad (4.15)$$

(4.14) と (4.15) 式より

$$\frac{\tan\beta \cos\alpha_b}{c_f} \simeq \text{constant} \quad (4.16)$$

即ち、 $\tan\beta$ が増加するとそれに比例して c_f は大きくなる。表 4.8 は $\tan\beta$ が 0.05, 0.1 および、0.15 の浜に対して、 N を 0.001~0.01 までかえて eddy coefficient P [Longuet-Higgins (1970)] を計算したものである (Komar (1975b))。 N をかえても P への影響は小さい。(4.15) 式と Longuet-Higgins (1970) の式を修正した Komar (1975b) の解とから c_f の概略値を見積ることができるが $N = 0.003$, $\alpha_b = 25^\circ$, $H_b = 1$ m の場合は図 4.19 の様に $c_f = 0.0179$ となる。(4.17) 式は $\tan\beta/c_f$ を P の関数 (P_1 , P_2 は P の関数) で表わしたものである。 τ と ϵ は定数である。

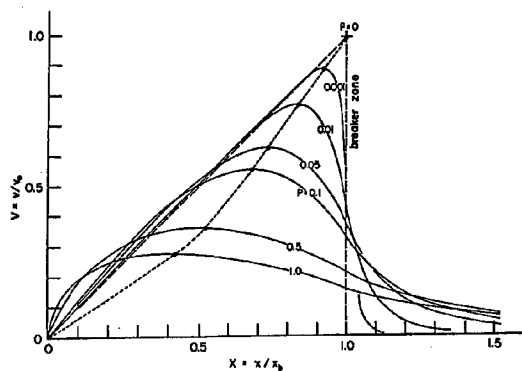


図 4.17 wave set-up を考慮した沿岸流速分布, Komar (1975.a)

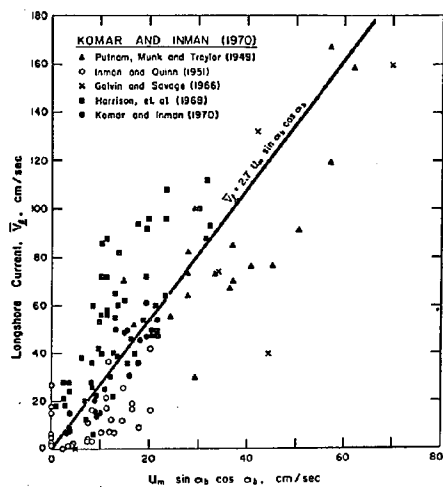
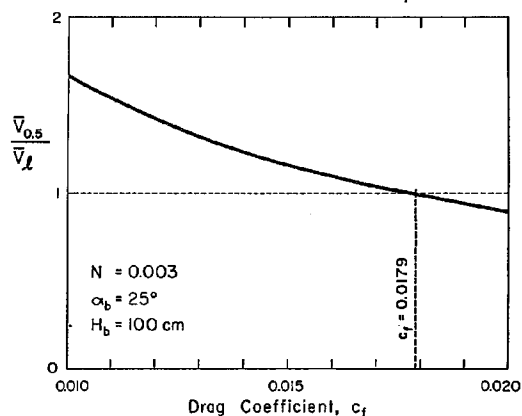


Figure 2.4. A replot of the field data shown in Figure 2.3, testing the longshore current relationship, Equation 2.14, suggested by Komar and Inman (1970). A comparison with Figure 2.3 indicates that $\tan \beta \cos \alpha_b / c_r$ is approximately constant.

図 4.18 平均沿岸流速現地データのプロット, Komar (1975.b)



A comparison between the solution of Equation 2.16 for the velocity $\bar{v}_t$ at mid-surf and the complete solution of Equation 2.23 evaluated at the mid-surf position giving $\bar{v}_{0.5}$. When $\bar{v}_{0.5}/\bar{v}_t = 1$, the two solutions agree and, in this example, indicate that $c_f = 0.0179$ for $N = 0.003$.

図 4.19 c_f の評価例, Komar (1975₈)

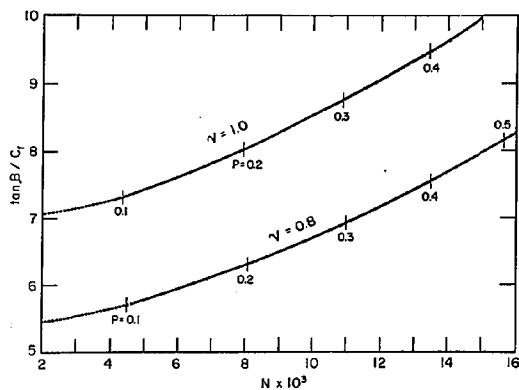


図 4.20 N, P と $\tan \beta / c_f$, Komar (1975₈)

$$\frac{\tan \beta}{c_f} = 1.38 \left(\frac{1}{2} + \frac{P_2 - 1}{P_1 - P_2} \frac{1}{2P_1} \right) - \frac{1}{\zeta^2} \frac{(1 - 2.5P\zeta)(1+r)}{\zeta^2} \quad (4.17)$$

(4.17) 式を図示したものが図 4.20 である。

Komar (1975ab) が Longuet-Higgins (1970) の解の碎波帯中央の流速を用いて現地データと比較したのに対して、渡辺が平均流速を用いて比較した結果を図 4.21 に示す〔佐々木 (1974)〕。 c_f は Longuet-Higgins (1972) より $c_f = 0.15 \tan \beta$ と与えている。図 4.21 を見ると P の値は表 4.8 の

表 4.8 P の評価, Komar (1975b)

$\tan \beta$	N	q	$\tan \beta / c_f$	$P = \pi N \tan \beta / c_f q$
0.050	0.005	0.0083	6.02	0.118
0.100	0.001	0.0183	5.46	0.022
	0.003	0.0179	5.59	0.066
	0.005	0.0169	5.92	0.116
	0.010	0.0137	7.30	0.287
0.150	0.005	0.0250	6.03	0.112

0.1 のオーダーに比べて 10 倍位大きく $P \sim 1$ のオーダーである。これは一つには上述の定義の相異にあらう。図 4.22 は P をレイノズル数 ($R_g = H_b \bar{v} / \nu$ $\bar{v}$ は平均沿岸流速, ν は粘性係数) に対してプロットしたものであり、現地データは R_g に無関係に $P \sim 1.5$ の値を示している。

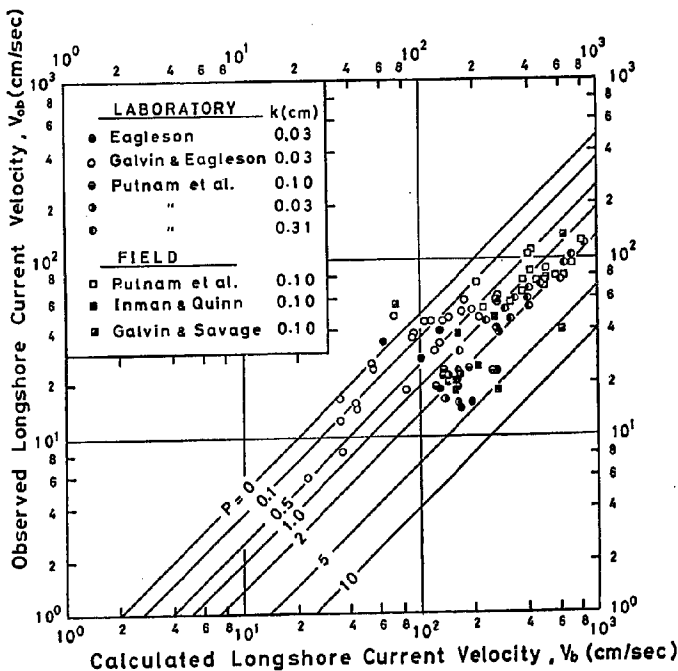


図 4.21 平均沿岸流速による P の評価 (渡辺昂, 未発表資料)
 k は粗度長さ 佐々木 (1974)

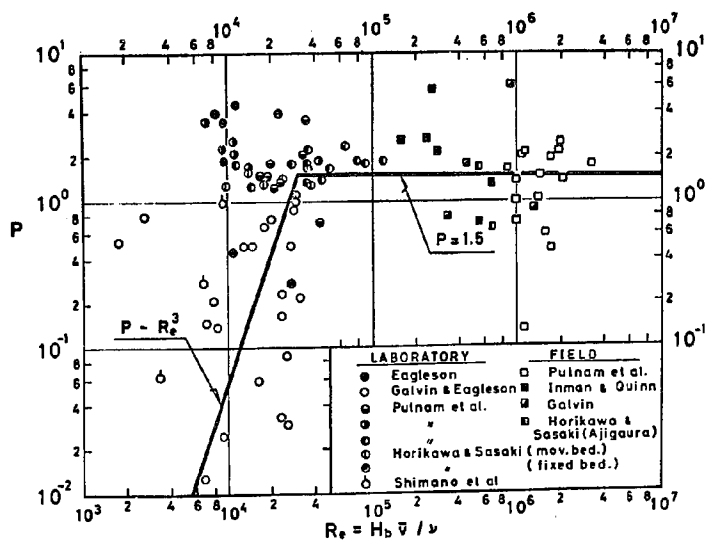


図 4.22 P のレイノルズ数による変化, 佐々木 (1974)

第5章 海浜流の予測方法

5.1 離岸流発生間隔の予測

5.1.1 ξ_0 の計算

離岸流の発生間隔 (Y_r) の予測に当っては、まず周期 (T)、深海波高 (H_0)、および海底勾配 ($\tan\beta$) から、surf similarity parameter (ξ_0 、又は Iribarren No, I_r) を求める。

$$\xi_0 = \frac{\tan\beta}{\sqrt{H_0/L_0}} \quad (5.1)$$

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} : \text{深海波長} \quad (5.2)$$

$\tan\beta$ は砕波帯付近の値を深波図より求める。

5.1.2 $\xi_0 > 1$ の場合 (急勾配海岸)

これは edge wave 領域 (図 4.16) であり、強い離岸流の発生はまれである。当面は $Y_r \rightarrow \infty$ と考えてよいであろう。

5.1.3 $1 > \xi_0 > 0.23$ (中勾配海岸)

砕波帯の幅 X_b を砕波水深 h_b と $\tan\beta$ より幾何学的関係から求めると Y_r は日野 (1973) の (5.3) 式より求まる。

$$Y_r = 4 X_b \quad (5.3)$$

$$X_b = h_b / \tan\beta \quad (5.4)$$

X_b は厳密には (5.4) 式の様に単純ではなく、図 5.1 に示した様に、砕波帯付近の平均水位が砕波点付近で一度低下し (wave set-down), 岸に近づくにつれて上昇する (wave set-up) ため定義のしにくい量である。

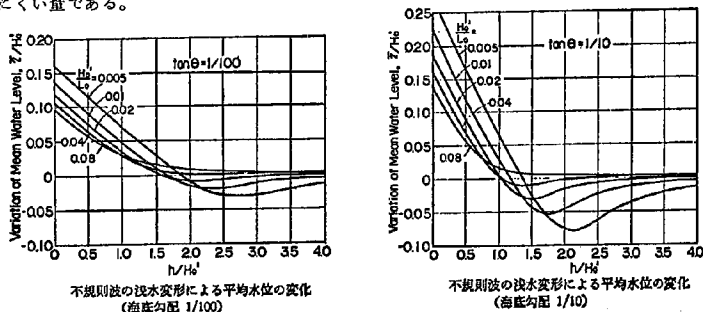


図 5.1 砕波帯付近の平均水位の変化、合田 (1975)

5.1.4 $\xi_0 < 0.23$ (緩勾配海岸)

この領域では現地データから得られた堀川・佐々木ら (1975) の式より求めることができる。

$$Y_r = 157 X_b \xi_0^2$$

(5.3) 式も (5.5) 式も図 4.5 からわかる様にかなりのバラツキを含んでいる。又、中勾配と緩勾配

の境界値 $\epsilon_0 = 0.23$ もそれほど厳密なものではない。今後の研究、特に波の不規則性の研究がこれら緩勾配～中勾配海岸の現象を明らかにしていくであろう。

5.2 海浜流の流速場の予測

5.2.1 緩勾配海岸と中勾配海岸

海浜流は波によって生ずる流れであるが、その入力波は色々なスペクトルを持ち、特にその長周期成分が離岸流の発生間隔を与える大きな因子である。従って、この入力波のスペクトルを予測できないと、海浜流の予測はむづかしい。現状ではまだ入力波のスペクトル特にその長周期成分の予測ができないので、近似的な規則波による定常問題としての取扱いを行う他はない。ここではNoda(1974)のモデルの海底摩擦の取扱いを修正したSasaki(1975)のモデルについて述べる。

a) 基礎方程式

Longuet-Higgins(1972)より

$$(\text{外力}) + (\text{海底摩擦}) + (\text{水平混合}) = 0 \quad (5.6)$$

外力としては波のみを考慮する。即ち、風の応力や潮流は考慮しない。逸散項は水平混合より海底摩擦の方が支配的な役割を演ずることがLonguet-Higgins(1970)によって明らかにされているので海底摩擦のみを考慮する。

Stoker(1957)の長波の式を用い、 u, v を夫々 x, y 方向の流速、 η を水位 (図 5.2) とすれば、定常運動では

$$u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} + M_x - F_x \quad (5.7)$$

$$u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial \eta}{\partial y} + M_y - F_y \quad (5.8)$$

$$-\frac{\partial}{\partial x} [u(\eta + h)] + \frac{\partial}{\partial y} [v(\eta + h)] = 0 \quad (5.9)$$

ここで、 F_x, F_y は摩擦項、 M_x, M_y は外力であり、radiation stress 項である。(5.7)式、(5.8)式における左辺の非線型項は波高 1 m 程度の場合においては右边第 1 項の圧力項に比べて、離岸流の近くが $1/3 \sim 1/5$ であるのに対して、他では $1/20 \sim 1/30$ のため省略することができる (Sasaki, Horikawa and Hotta(1976))。

$$g \frac{\partial \eta}{\partial x} = M_x - F_x \quad (5.10)$$

$$g \frac{\partial \eta}{\partial y} = M_y - F_y \quad (5.11)$$

M_x, M_y は radiation stress tensor S により与えられる。

$$M_x = -\frac{1}{\rho(\eta + h)} \left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \right) \quad (5.12)$$

$$M_y = -\frac{1}{\rho(\eta + h)} \left(\frac{\partial S_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right) \quad (5.13)$$

$$S = \begin{bmatrix} S_{xx} & S_{xy} \\ S_{yx} & S_{yy} \end{bmatrix} \quad (5.14)$$

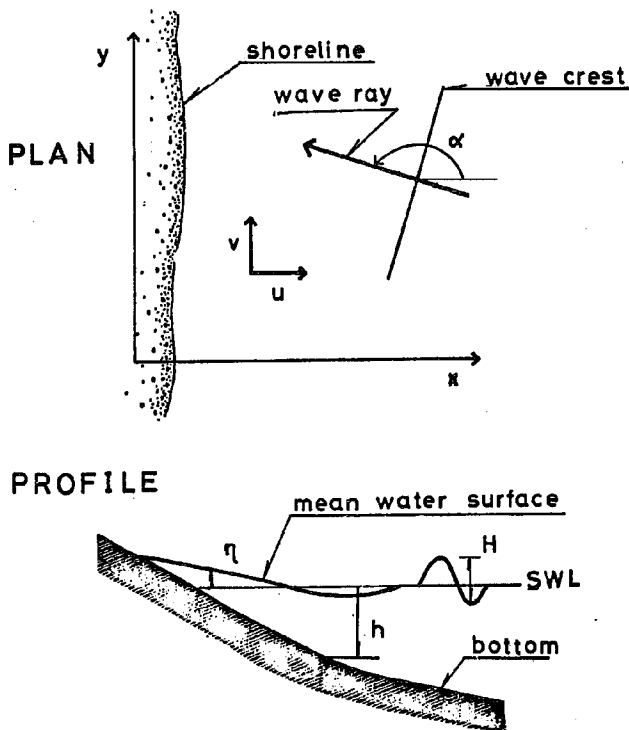


図 5.2 定義図, 佐々木 (1974)

$$= E \begin{bmatrix} n(1 + \cos^2 \alpha) - \frac{1}{2} & \frac{1}{2} n \sin 2\alpha \\ \frac{1}{2} n \sin 2\alpha & n(1 + \sin^2 \alpha) - \frac{1}{2} \end{bmatrix} \quad (5.15)$$

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 \quad (5.16)$$

$$n = \frac{C_g}{C} \quad (5.17)$$

ここで, ρ , C_g , C , α および E は, 夫々, 水の密度, 波の群速度, 波速, 波の入射角 (図 5.2) および波のエネルギー密度である。

b) 海底摩擦

Sasaki(1975)により f_w を Jonsson(1966)の wave friction factor として F_x , F_y は次の様に与える。

$$F_x = \frac{f_w H u}{(\eta + h) T \sinh(2\pi h/L)} \quad (5.18)$$

$$F_y = \frac{f_w H v}{(\eta + h) T \sinh(2\pi h/L)} \quad (5.19)$$

ここで, H , T , L は夫々波高, 周期および波長である。 f_w は粗度長さ k_N と底面における水粒子の振幅 a_b より次の様に与えられる [Jonsson(1976), 図 5.3]。

$$f_w = 0.30 \text{ for } a_b/k_N < 1.57 \quad (5.20)$$

$$\frac{1}{4\sqrt{f_w}} + \log \frac{1}{4\sqrt{f_w}} = -0.08 + \log \frac{a_b}{k_N} \text{ for } a_b/k_N > 1.57 \quad (5.21)$$

(5.21) 式は解きにくいので Swart(1974) は次の explicit な近似式を作成した。この式は, $1 < a_b/k_N < 3000$

$$\ln f_w = -5.977 + 5.213 (a_b/k_N)^{-0.194} \quad (5.22)$$

の範囲まで使えると Swart(1974) は述べているが, 3000 の上限は (5.21) 式の適用範囲外である [Svendsen and Jonsson(1976)]。によって計算に当っては (5.20) 式と (5.22) 式を用いばよい。

c) 輸送流れ関数法

輸送流れ関数を次の様に定義する。 $\eta \ll h$ とすれば

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \psi}{\partial y} &= -u h \\ \frac{\partial \psi}{\partial x} &= v h \end{aligned} \right\} \quad (5.23)$$

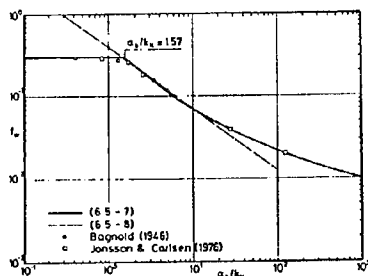
(5.10) 式, (5.11) 式を夫々 y , z で微分し, η を消去し, (5.23) 式を代入すれば ψ について次の方程式が得られる。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} + \frac{1}{F} \frac{\partial F}{\partial y} \frac{\partial \psi}{\partial y} + \frac{1}{F} \frac{\partial F}{\partial x} \frac{\partial \psi}{\partial x} \\ &= \frac{\partial}{\partial F} \left[\frac{\partial}{\partial y} \left\{ \frac{1}{h} \left(\frac{\partial \bar{S}_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{S}_{xy}}{\partial y} \right) \right\} - \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{1}{h} \left(\frac{\partial \bar{S}_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{S}_{yy}}{\partial y} \right) \right\} \right] \end{aligned} \quad (5.24)$$

ここで

$$F = \frac{H}{h^2 T \sinh(2\pi/L)} \quad (5.25)$$

$$\bar{S}_{xx} = H^2 \left(\frac{3}{10} \cos^2 \alpha + \frac{1}{16} \sin^2 \alpha \right) \quad (5.26)$$



Friction factor versus dimensionless particle amplitude at the sea bed

図 5.3 wave friction factor, f_w , Jonsson (1976)

$$\bar{s}_{yy} = H^2 \left(-\frac{3}{16} \sin^2 \alpha + \frac{1}{16} \cos^2 \alpha \right) \quad (5.27)$$

$$\bar{s}_{xy} = \bar{s}_{yx} = \frac{H^2}{16} \sin 2\alpha \quad (5.28)$$

(5.24) 式を解けば Ψ が求まり、(5.23) 式より流速が求まる。 k_N の値は現地観測を行って、対象海岸毎に定める必要があるが、阿字ヶ浦海岸の場合は 5~10cm 程度であり、海底に基岩(第三紀層)の露出する様な海岸では、数倍の長さになる。

d) 波の場の計算

(5.25)~(5.28) 式における波の場、即ち H と α を求めるのに Noda(1972) は wave intensity equation を用いたが計算機容量の問題と焦線の問題がある。Noda(1976) はそのため (5.29) 式に示すエネルギー方程式を用いて、この問題を解決したが、海浜流の流速が大きくなると (5.24) 式の解が求まらなくなる欠点がある。

$$\frac{\partial E}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} \left\{ E (U_i + (C_g)_i) \right\} + S_{ij} \frac{\partial U_j}{\partial x_i} = 0 \quad (5.29)$$

ここで、 E 、 U 、 C_g および S は夫々エネルギー密度、流速、群速度および radiation stress である。

e) 数値計算法

数値計算に当っては差分法を用いる場合、その空間格子の大きさ Δx を決めねばならない。Liu and Mei(1974) は Δx を 50m、25m および 12.5m と変えてテストした結果、図 5.4 の様に 10m のオーダーで選ぶことを示した。離岸流の幅は 10~20m 程度であるから 10m のオーダーは妥当な値といえよう。しかしながら通常の深浅測量がこの様に細かくは実施されていないので、実際には 20m~50m 程度の値を選ばざるを得ない。又、時化の場合の計算には現象の規模が大きくなるので大きくとることは可能である。

計算領域の大きさは 5.1 で述べた Y_r の概略値を求めて、その 4~5 倍程度を沿岸方向にとる必要があろう。これは境界条件の影響をさけるためである。

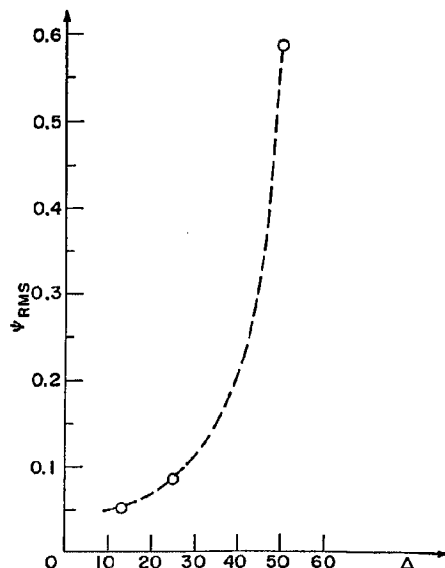
f) 境界条件

Noda(1972) は沿岸の A、B 2 つの境界上で $\Psi_A = \Psi_B$ という周期的な境界条件を用いているが、4 つの境界線上全て $\Psi = 0$ においても波の入射角 α が小さい場合にはあまり流況には影響はない場合もある。

g) 昭和 48 年 12 月 14 日に実施した気球による BACS-731214 (CASE-2) の計算例を述べる [Sasaki(1975)]。この日は碎波波高が 1.2~1.3m、 $T = 8$ sec のおだやかなうねりで SSW~WSW の 2.5m/sec の風であった。〔図 5.7, b)〕。

図 5.5 は計算領域であり、沿岸方向に 400m 沖合方向に 600m の領域をとり、 $\Delta x = 10m$ としたので、格子数は 41×61 である。領域を ④、⑤ に分け、④においては観測日前後の深浅図を用い、⑤においては一様斜面とした。図 5.6 の様に長さ 100m の棧橋の右手には浅瀬があり、左手には深みがあった。

図 5.7 は波高分布の計算値と写真による碎波線を比較したものであり、かなり良好な一致が得ら



Convergence Test for Different Mesh Sizes

図 5.4 空間格子の大きさ Liu and (1974)

れている。図 5.8 は ψ の計算結果であり、流れのパターンがよくわかる。流れのパターンは観測値とよい一致を示しているが、離岸流の方向だけは風や潮流の影響をかなり鋭感に受ける様である。

図 5.9 は横橋右手の浅瀬上の流れであり、粗度長さ k_n を適当に選べば流速を一致させることができる。

5.2.2 急勾配海岸 (Edge wave 領域, $\xi_0 > 1$)

急勾配海岸においては前浜の beach cusp を除けば、よく用いられる一様斜面 (plane beach) の仮定が成立し易い。前述の様に離岸流は発生しにくく、沿岸流が卓越する。沿岸流速公式は数多いが、その中では現地データによく合う Komar and Inman (1970) の式を平均沿岸流速の式として用いている。

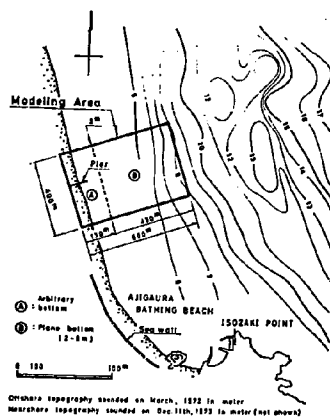


図 5.5 計算領域 ($400m \times 600m$)
Sasaki (1975)

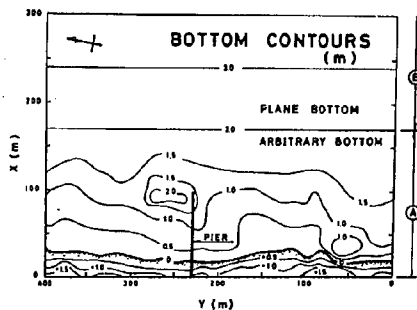


図 5.6 入力した深浅図
Sasaki (1975)

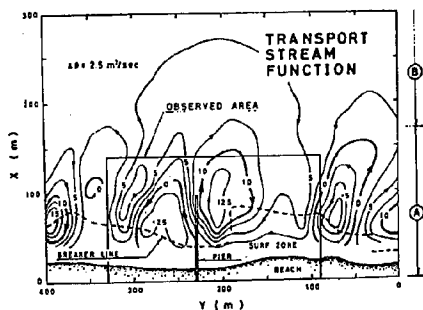


図 5.8 流れのパターン, 輸送流れ関数
Sasaki (1975)

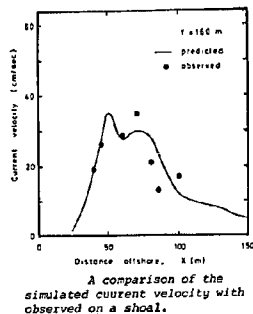


図 5.9 計算値の観測値の比較,
Sasaki (1975)

$$\bar{v}_t = 2.7 u_m \sin \alpha_b \quad (5.30)$$

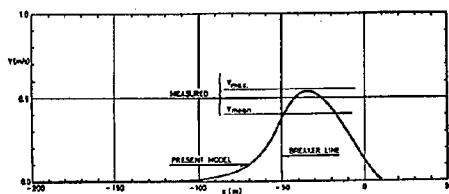
ここで u_m , α_b は夫々砕波点における水粒子の最大速度, および砕波点における入射角である。

(4.15) 式は (5.30) 式と比べると $\cos \alpha_b$ が加わっているが, $\cos \alpha_b \sim 1$ であるため両者の差はほとんどない。

沿岸流速の沖合方向分布については Bowen (1969), Longuet-Higgins (1970, 1972), Thornton (1970), Jonsson et al (1974), および Komar (1975 ab) があるが, いずれも free parameter があり, 工学的見地から実用化には至っていない。

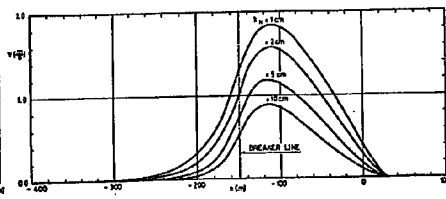
図 5.10 は Jonsson et al (1974) のモデルで Ingle (1966) のデータと比較したものであり, 粗度長さ k_N は 2 cm にとっている。図 5.11 は k_N を 1 ~ 10 cm に変えてプロファイルの変化をテストしたものである。このモデルも Thornton (1970) と同様に spilling breaker を仮定しており, 急勾配海岸向きの式とは云えない。

今後の課題としては急勾配海岸のデータを集積する必要がある。特に現地における実測が必要である。



Ingle (1966). Trancas Beach, Jan. 19, 1962.
Slope 0.0244 (estimated).
 $T = 8.5$ s, $H_{st} = 0.74$ m, $\theta_{st} = 16^\circ$, $h_{gt} = 4.00$ m,
 $\beta = 0.8$ (estimated), $k_N = 0.02$ m (estimated)

図 5.10 Ingle (1966) のデータによる比較
Jonsson et al (1966)



Influence of bottom roughness on
calculated velocity profiles

図 5.11 k_N によるプロファイルの変化
Jonsson et al (1974)

第 6 章 結 語

本年度は 200 m に延長された棧橋を利用した波浪・海浜流・長周期波・平均水位および海底地形の総合的現地観測、急勾配の平塚海岸における離岸流調査、5 ケ年間のとりまとめ、文献調査および海浜流の予測方法を調査した。

棧橋が 200 m に延長されたためフロートの投入が容易になり、流速場が沖側まで得られる様になる、と共に、長周期波も碎波帯沖側が得られ、棧橋沿いのスペクトルの変形が観測できる様になった。

平塚海岸は海底勾配の 1/6 の急勾配海岸であるが、沿岸流が卓越し、碎波帯沖へ出る様な離岸流は観測されなかった。それらは $n=0$ の Synchronous edge wave によって生じた wash action と考えられた。

海浜流の発生機構については、現地海岸における波の入射角の頻度から Harris (1969) の海浜流の 3 つのパターンを佐々木 (1974) の 3 つの海浜流の発生領域に結びつけることを試みた。即ち、

- ① (緩勾配海岸) ← 外重力波領域 → (Symmetrical Cellular)
- ② (中勾配海岸) ← 不安定領域 → (Asymmetrical Cellular)
- ③ (急勾配海岸) ← Edge wave 領域 → (Alongshore System)

海浜流の予測方法においては、上記①、②の領域に対する Sasaki (1975) の定常海浜流モデルを中心に解説すると共に、③においては沿岸流速モデルを使用するのが妥当であると考えられた。

5 年にわたる観測を行ない、かなり精度のよい同時性のあるデータが得られる様になったが、次々と新しい問題が生じてきた。今後、今まで得られたデータを時間をかけて解析すると共に、長周期波の予測方法を確立するため、更に長周期波の観測を実施し、又、データの少ない急勾配海岸の観測を続けることが強く要望される。

参 考 文 献

尾崎 晃・佐々木幹夫・碓氷善美 (1976) : 離岸流に関する研究 — 急勾配における平面実験 —

第 23 回海講, 471—476

建設省土木研究所 (1973.3) : 阿字ヶ浦海岸海浜流調査報告書

建設省土木研究所 (1974.3) : 波浪・海浜流に関する現地観測調査, 土木研究所資料 (第 916 号)

建設省土木研究所 (1975.3) : 波浪・海浜流に関する現地観測調査, 土木研究所資料 (第 1005 号)

建設省土木研究所 (1976.3) : 阿字ヶ浦海岸海浜流調査報告書

合田良実 (1975) : 浅海域における波浪の碎波変形, 港湾技術報告 Vol. 14, 463

合田良実 (1976) : 海岸における波の不規則性とその応用, 波のランダム性とその予測・応用に関するシンポジウム, 第 23 回海講

佐々木民雄 (1974) : 海浜流系の構造に関する野外的研究, 東京大学大学院工学系研究科学学位請求論文

橋本 宏・宇多高明 (1975) : 波浪・海浜流・漂砂の観測システムとその応用例, 土木技術資料

Vol. 17, 461

橋本 宏 (1975) : 海浜流について, 土木技術資料, Vol. 17, 4610

- 橋本宏・宇多高明(1976):阿字ヶ浦における海浜過程(第1報),第23回海講,245-249
- 日野幹雄(1973):海浜流系の発生理論(3)一単純化された理論一第20回海講
- 日野幹雄(1975):リップカレント系の発生理論IV一主として内在因子の影響について一第22回海講,121-126
- 藤岡幸雄・岡田憲司(1976):サーフ・ビートの特性(II),1976年度日本海洋学会,春季大会,講演要旨集,175-176
- 堀田新太郎・宇多高明・佐々木民雄(1976):碎波帯内の橋脚周辺の洗掘地形の現地観測,第23回海講,240-244
- 堀川清司・佐々木民雄・堀田新太郎・桜本弘(1974):海浜流に関する研究(第2報)一海浜流の現地観測一第21回海講,347-354
- 堀川清司・佐々木民雄・堀田新太郎・桜本弘(1975):海浜流に関する研究(第3報)一海浜流系の規模一第22回海講,127-134
- 堀川清司・佐々木民雄・堀田新太郎・久保田進(1976):海浜流に関する研究(第4報)一緩勾配海岸の海浜流一第23回海講,365-370
- 堀川清司・丸山康樹(1976):室内実験におけるリップカレントについて,第23回海講,464-469
- 堀川清司・水口 優(1975):碎波帯付近の流れに関する平面実験,第22回海講,141-147
- 水口 優(1976):固有値問題としての離岸流の間隔について,土木学会論文報告集,第248,83-88

REFERENCES

- Ball, F.K.(1967): Edge waves in an ocean of finite depth, Deep Sea Res., 14, 79-88.
- Battjes, J.A.(1974): Surf similarity, Proc. 14th Coastal Eng. Conf., 466-480, Copenhagen.
- Battjes, J.A.(1974): Computation of set-up, longshore currents, run-up and overtopping due to wind-generated waves, Ph.D. Dissertation, The Delft Univ. of Technology.
- Bowen, A.J.(1967): Rip currents, Ph.D. Thesis, Univ. of Calif., San Diego.
- Bowen, A.J. and D.L. Inman(1969): Rip currents, 2. Laboratory and field observations, J. Geophys. Res., 74(23), 5479-5490.
- Dalrymple, R.A.(1975): A mechanism for rip current generation on an open coast, J. Geophys. Res., 80(24), 3485-3487.
- Dalrymple, R.A. and G.A. Lanan(1976): Beach cusps formed by intersecting waves, Geol. Soc. Amer. Bull., 87, 57-60.
- Dalrymple, R.A.(in press): A wave-current interaction model for rip current spacing, J. Geophys. Res.
- Gallagher, B.(1971): Generation of surf beat by nonlinear wave interaction, J. Fluid Mech., 49(1), 1-20.
- Guza, R.T. and A.J. Bowen(1975): The resonant instabilities of long waves obliquely incident on a beach, J. Geophys. Res., 80(33), 4529-4534.
- Guza, R.T. and D.L. Inman(1975): Edge waves and beach cusps, J. Geophys. Res., 80(21), 2997-3012.
- Harris, T.F.W.(1969): Nearshore circulation, Field observations and experimental investigations of an underlying cause in wave tanks, Symposium on Coastal Engineering, South Africa.
- Horikawa, K. and T. Sasaki(1972): Field observations of nearshore current system, Proc. 13th Coastal Eng. Conf., 635-652, Vancouver.
- Huntley, D.A.(1976): Long-period waves on a natural beach, J. Geophys. Res., 81(36), 6441-6449.
- Huntley, D.A. and A.J. Bowen(1973): Field observations of edge waves, Nature, 243, 160-162.
- Huntley, D.A. and A.J. Bowen(1974): Field measurement of nearshore velocities, Proc. 14th Coastal Eng. Conf., 538-557.
- Huntley, D.A. and A.J. Bowen(1975): Field observations of edge waves and their effect on beach material, Jour. Geol. Soc., London, 131, 69-81.

- Huntley, D.A. and A.J. Bowen(1975): Comparison of the hydrodynamics of steep and shallow beaches, in *Nearshore Sediment Dynamics and Sedimentation*, ed. J. Hails and A. Carr, John Wiley and Sons, London, 69-109.
- Ingle, J.C. Jr.(1966): *The Movement of Beach Sand*, Elsevier.
- Inman, D.L. and R.T. Guza(1976): Application of nearshore processes to design of beaches, *Abstracts of 15th Coastal Eng. Conf.*, 526-529.
- Inman, D.L., C.E. Nordstrom and R.E. Flick(1976): Currents in submarine canyons: An air-sea-land interaction, *Annual Review of Fluid Mech.*, 8, 275-310.
- Iwata, N.(1976): Rip current spacing, *J. Oceanogr. Soc. Japan*, 32(1), 1-10.
- Jonsson, I.G.(1966): Wave boundary layers and friction factors, *Proc. 10th Conf. on Coastal Eng.*, 127-148.
- Jonsson, I.G.(1976): Discussion of "Friction factor under oscillatory waves" by J.W. Kamphuis, *Proc. Amer. Soc. Civ. Eng.*, Vol. 102, No. W41.
- Jonsson, I.G., O. Skovgaard and T.S. Jacobsen(1974): Computation of long-shore currents, *Proc. 14th Coastal Eng. Conf.*, 699-714.
- Komar, P.D.(1969): The longshore transport of sand on beaches, Ph.D. Thesis, Univ. of California, San Diego.
- Komar, P.D.(1975a): Nearshore currents; Generation by obliquely incident waves and longshore variations in breaker height, in *Nearshore Sediment Dynamics and Sedimentation*, ed. J. Hails and A. Carr, John Wiley and Sons, London, 17-45.
- Komar, P.D.(1975b): Longshore currents and sand transport on beaches, *Proc. Civil Eng. in the Oceans/III*, Newark, Delaware, 333-354.
- Komar, P.D. and D.L. Inman(1970): Longshore sand transport on beaches, *Jour. Geophys. Res.*, 75(30), 5914-5927.
- LeBlond, P.H. and C.L. Tang(1974): On energy coupling between waves and rip current, *J. Geophys. Res.*, 79(6), 811-816.
- Liu, P. L-F. and C.C. Mei(1974): Effects of a breakwater on nearshore currents due to breaking waves, *Ralph M. Parsons Lab. Rep.*, No. 192, MIT.
- Longuet-Higgins, M.S.(1970): Longshore currents generated by obliquely incident sea waves, *J. Geophys. Res.*, 75(33), 6778-6789.
- Longuet-Higgins, M.S.(1972): Recent progress in the study of longshore currents, ed. R.E. Meyer, *Waves on Beaches*, Academic Press, New York, London, 203-248.
- Mizuguchi M. and K. Horikawa(1976): Physical aspects of wave-induced near-shore current system, *Abstracts of 15th Coastal Eng. Conf.*, Honolulu, Hawaii, 798-800.

- Munk, W.H.(1951): Origin and generation of waves, Proc. First Conf. on Coastal Eng., Long Beach, Calif., Council of Wave Res.
- Munk, W.H.(1962): Long ocean waves, Chapter 13 of The Sea ed. by M.N. Hill, Vol. 1, Interscience Pub.
- Noda, E.K.(1972): Rip-currents, Proc. 13th Coastal Eng. Conf., 653-668.
- Noda, E.K.(1974): Wave-induced nearshore circulation, J. Geophys. Res., 79(27).
- Noda, E.K.(1976): Wave-current interaction in the nearshore zone, Abstracts of 15th Coastal Eng. Conf., 784-786.
- Sasaki, T.(1975): Simulation on shoreline and nearshore current, Proc. of the Specialty Conf. on Civil Eng. in the Oceans/III, Newark, Delaware, 179-196.
- Sasaki, T. and K. Horikawa(1975): Nearshore current system on a gently sloping bottom, Coastal Eng. in Japan, 18, 123-142.
- Sasaki, T., K. Horikawa and S. Hotta(1976): Nearshore current on a gently sloping beach, Abstract of 15th Coastal Eng. Conf., 794-797.
- Sonu, C.J.(1972a): Field observation of nearshore circulation and meandering currents, J. Geophys. Res., 77(18), 3232-3247.
- Suhayda, J.N.(1972): Experimental study of the shoaling transformation of waves on a sloping bottom, Ph.D. Thesis, Scripps Inst. Oceanog., Univ. Calif., San Diego.
- Svendsen, I.A. and I.G. Jonsson(1976): Hydrodynamics of coastal regions, Tech. Univ. of Denmark.
- Swart, D.H.(1974): Offshore sediment transport and equilibrium beach profiles, Delft Hydr. Lab. Publ. 131, Delft Univ. Tech. Diss., Delft.

参 考 資 料

阿字ヶ浦海岸において、過去5年間に行なわれた主要な観測項目は下表の通りである。

以下に、観測結果を資料として年度別に掲載する。

観 測 項 目 一 覧 表

年 度 (昭 和)	観 測 時	観 測 項 目						備 考
		離岸流発生間隔 RIPS	フロート追跡 FLOAT	気球視測 BACS	平均水位 LEVL	長周期波 INFR	地形測量 BEACH	
47	S 47.11.28, 29	○	○					
	S 48. 2.15 ~ 17	○	○				○ RIPチャンネル	
底1 底2	S 48.12.12 ~ 15	○	○	○		○	○ 汀線測量	
48 底3 底4	S 49. 2.19 ~ 22	○	○	○		○	○ 汀線測量	
底5 底6 底7	S 49.10.14 ~ 16	○		○	○	○		水位計 (Hydraulic Filter) 試作
49	S 49.12. 1 ~ 3				○	○		
底8 底9	S 50.12.18, 19	○		○	○	○		STEREO-BACS
底10 底11	S 51. 8.27 ~ 29	○		○	○	○	○ 深 浅 測 量	栈橋の長さ200m

昭和47年度

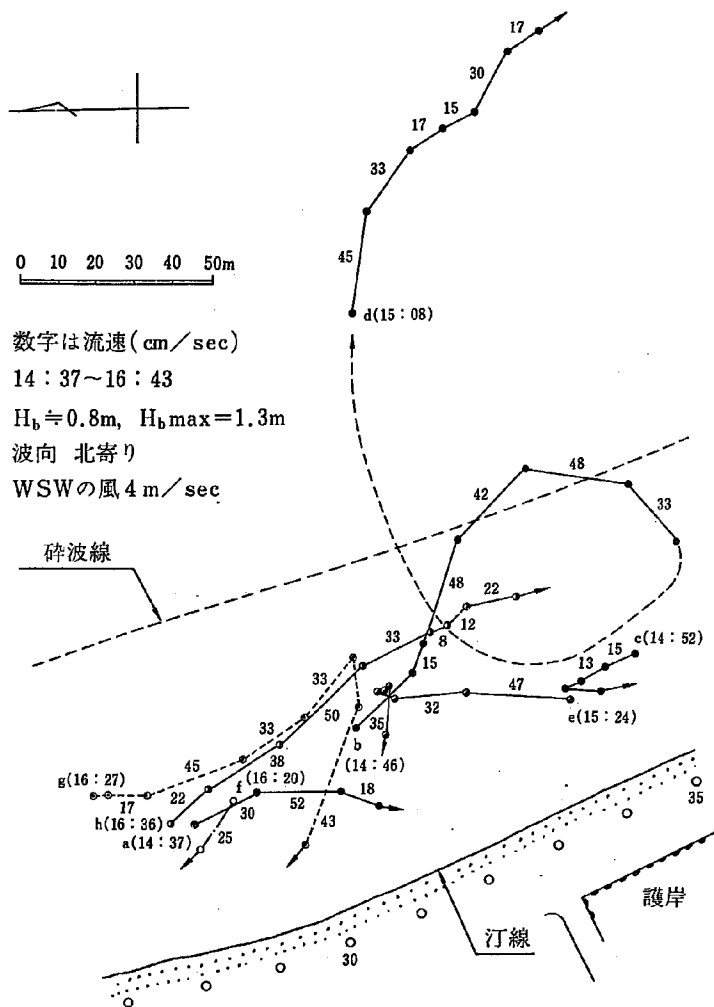


図-1.1 フロートの軌跡 (①地区, 昭和47年11月28日)

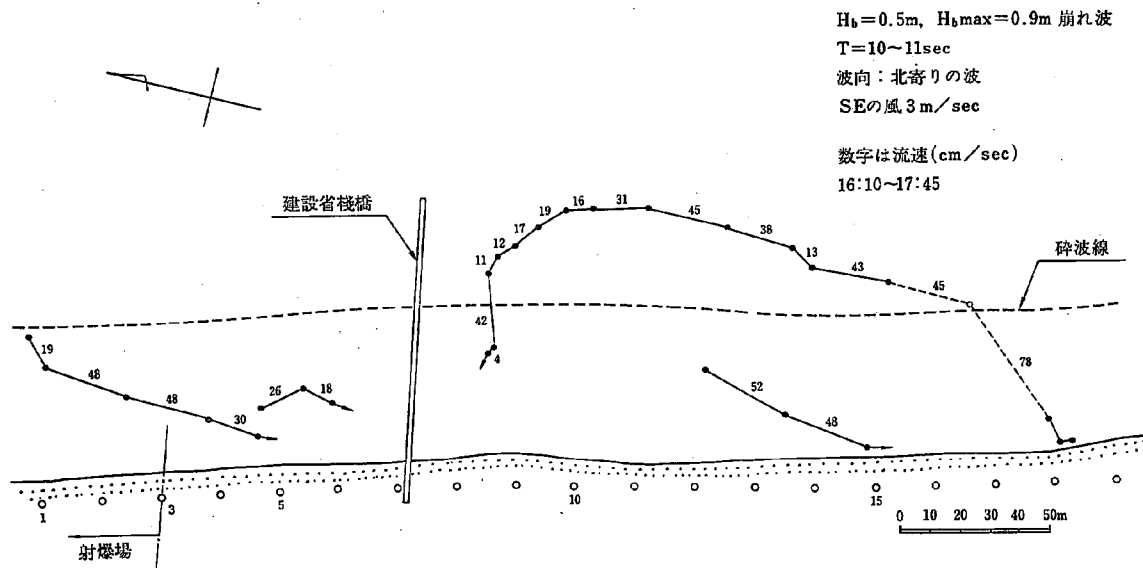


図-1.2 フロートの軌跡 (◎地区, 昭和48年2月15日) (桟橋より観測)

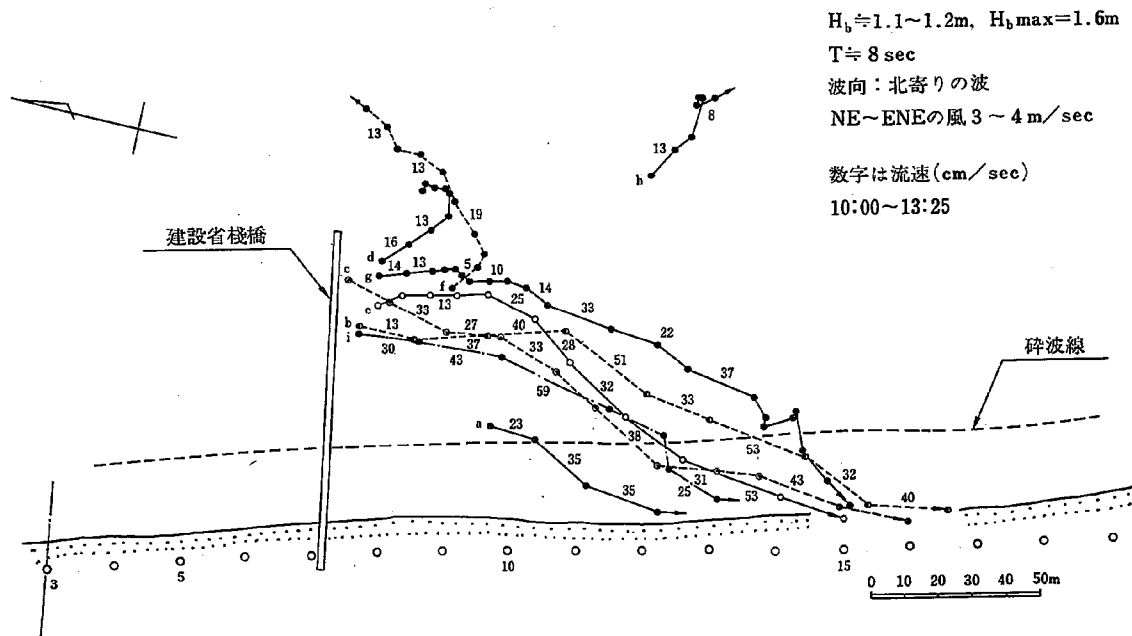


図-1.3 フロートの軌跡 (②地区, 昭和48年2月16日) (棧橋より観測)

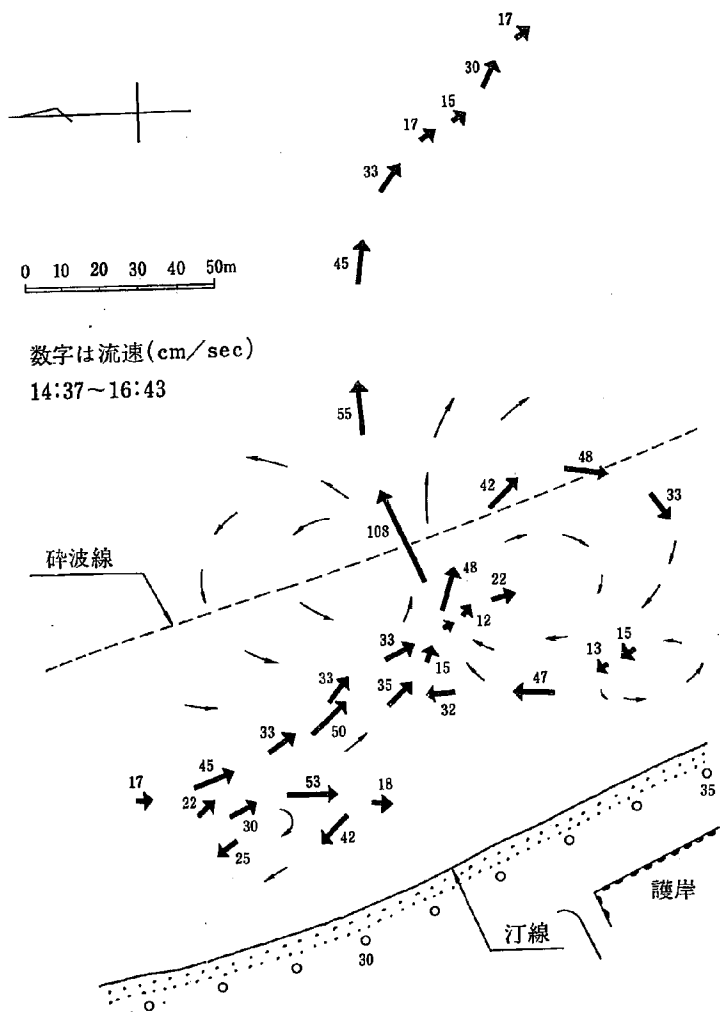


図-1.4 護岸北端付近の流速場(昭和47年11月28日)

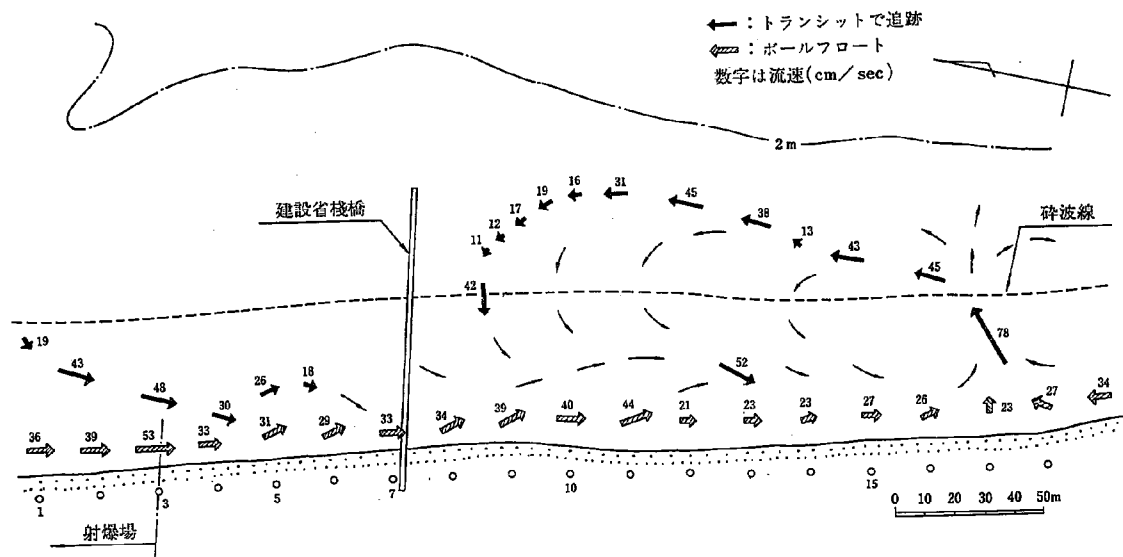


図-1.5 橋付近の流速場(昭和48年2月15日)

262

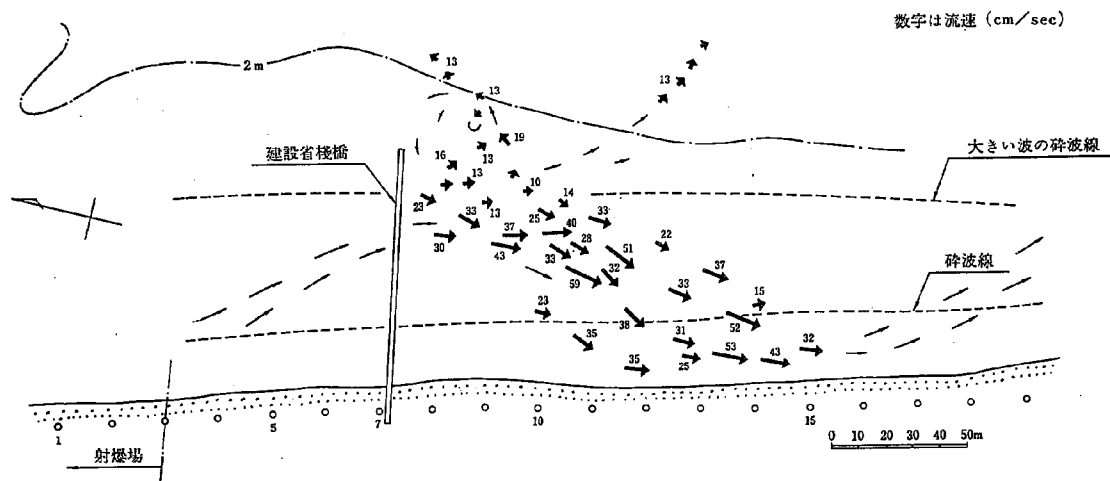


図-1.6 橋樑付近の流速場 (昭和48年2月16日)

国土地理院IX-IF 57写真図より解説

波長60~70m, 周期9~10秒, 風波とうねり

碎波帯の幅 150~180m

碎波波高 約2m以上

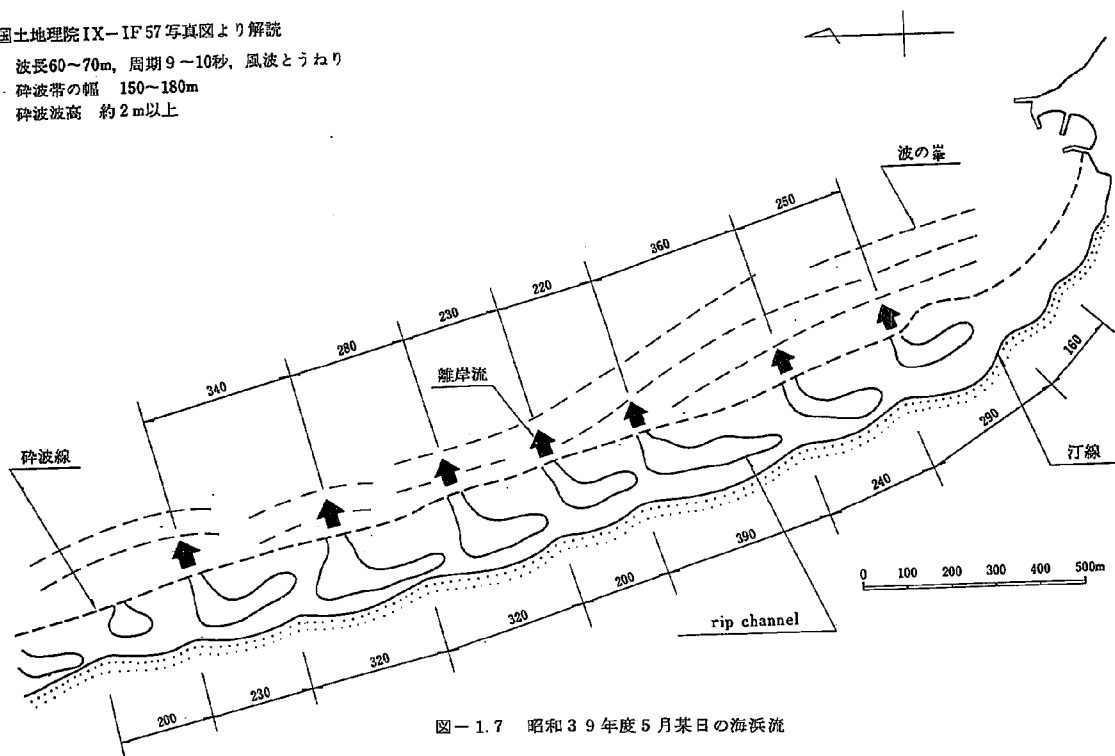
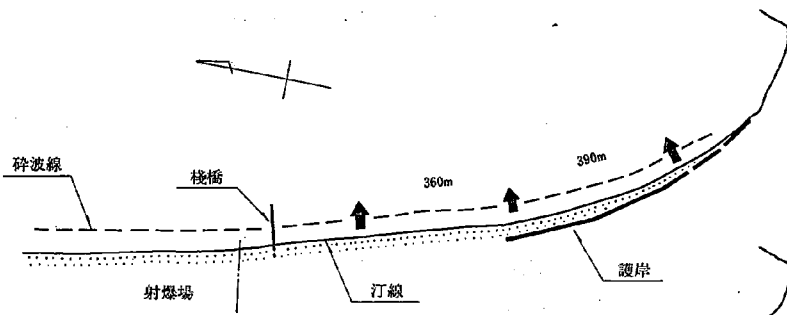
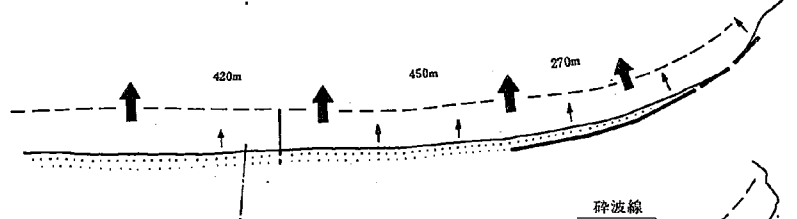


図-1.7 昭和39年度5月某日の海浜流

昭和48年2月15日
 $H_b = 0.6 \sim 1.0\text{m}$, $T = 7\text{ sec}$



昭和47年11月28日
 $H_b = 0.8 \sim 1.3\text{m}$, $T = 10\text{ sec}$



昭和39年5月
 $H_b > 2\text{m}$, $T = 9 \sim 10\text{ sec}$

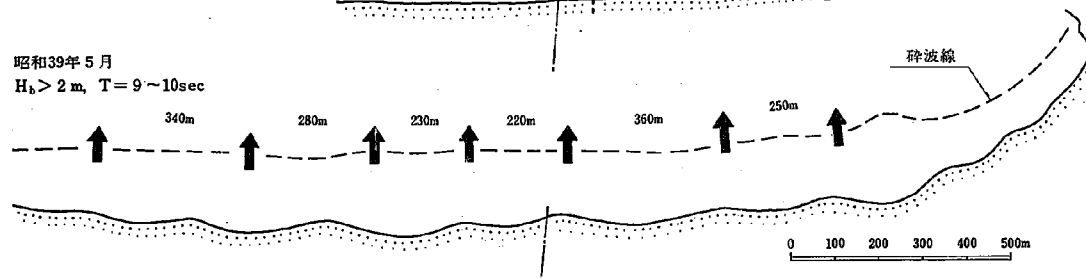
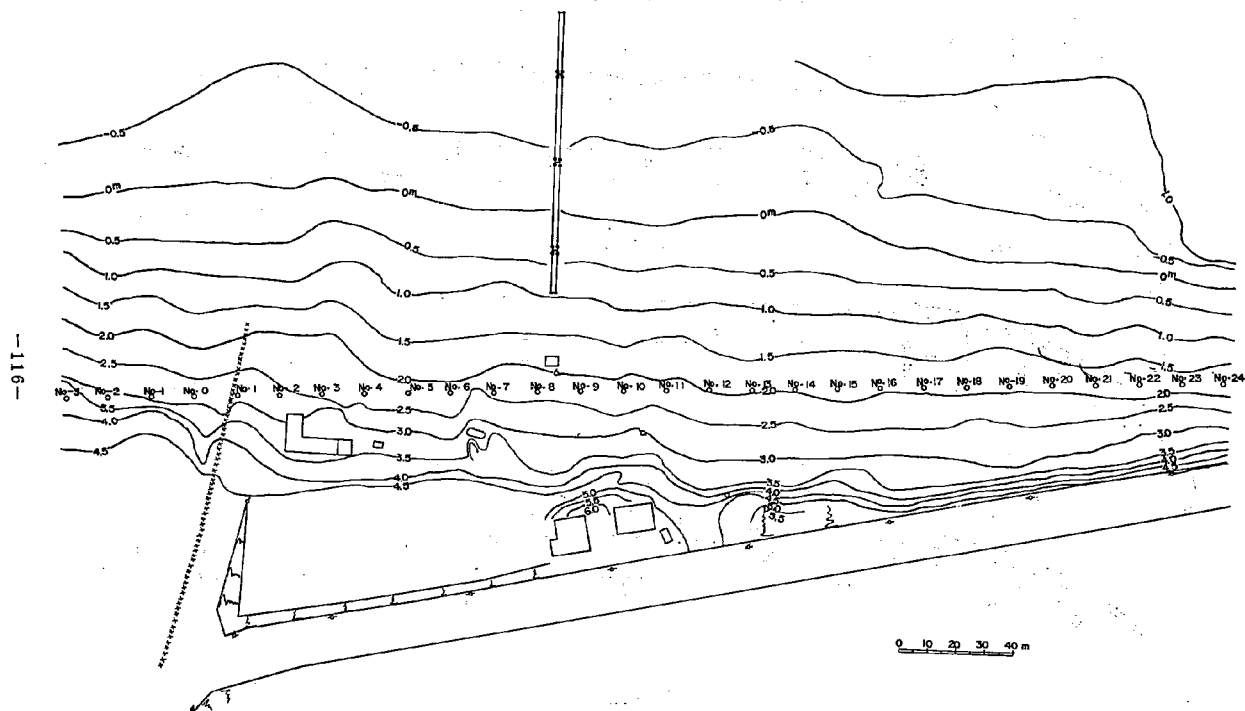


図-1.8 阿字が浦海岸の離岸流発生間隔

昭和48年度



図一.2.1 海浜地形図(49年2月測量)

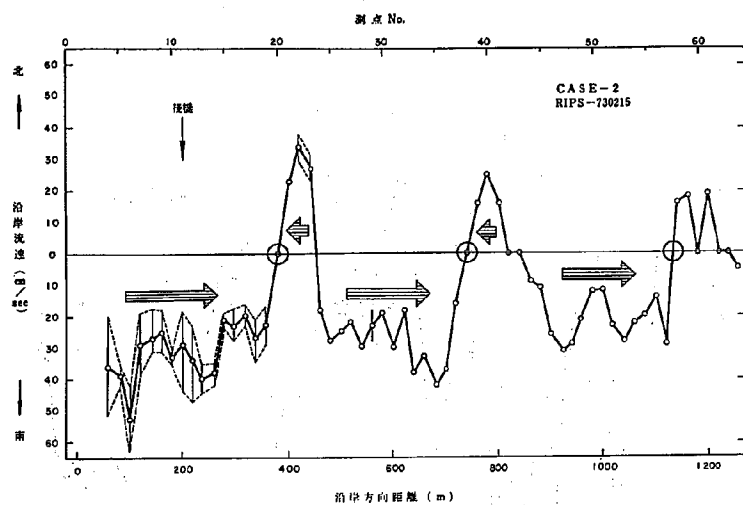


図-2.2 沿岸流速の沿岸方向分布 (RIPS-730215)

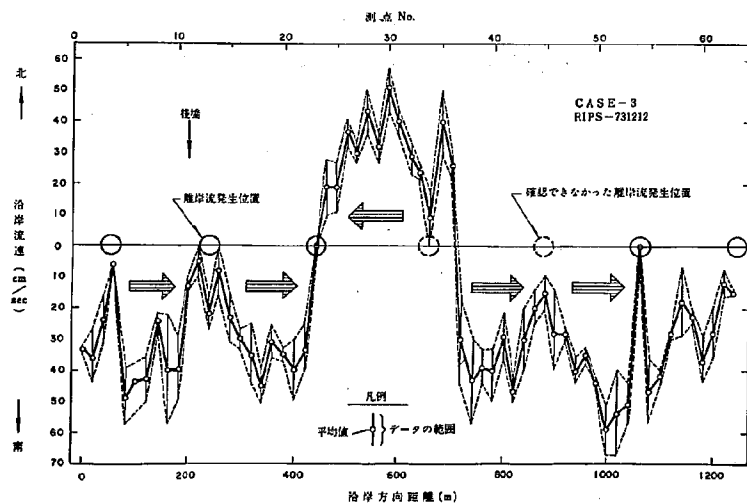
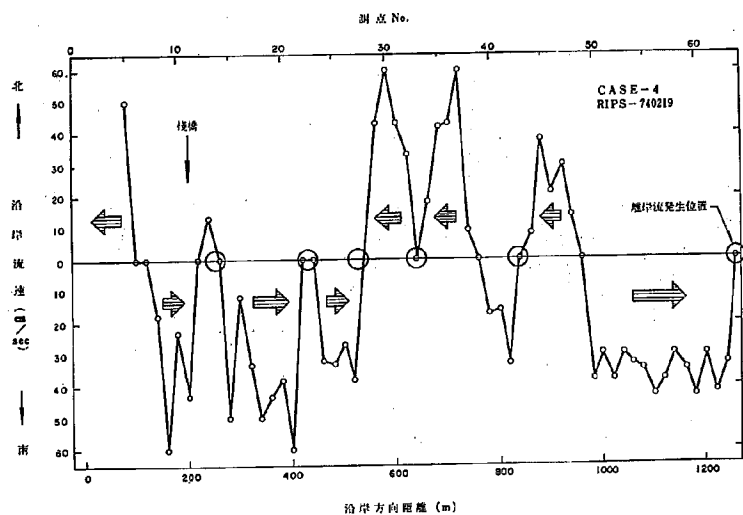


図-2.3 沿岸流速の沿岸方向分布 (RIPS-731212)



図→2.4 沿岸流速の沿岸方向分布 (RIPS-740219)

CASE-2
第2回 (昭和48年2月15日)

- ▲ : 離岸流
- ◀ : 北向き沿岸流
- ▶ : 南向き沿岸流
- : 流れ停滞
- : 推定される流れ

$H_b = 0.5 \sim 1.0m$
 $H_{bmax} = 1.2m$
 $T = 7sec$
 うねり
 流れ波
 大潮高潮時

CASE-1
第1回 (昭和47年11月28日)

$H_b = 0.8 \sim 1.3m$
 $H_{bmax} = 1.5m$
 $T = 10sec$
 うねり
 流れ波
 小潮低潮時

図-2.5 離岸流の発生間隔調査 (CASE-1, 2)

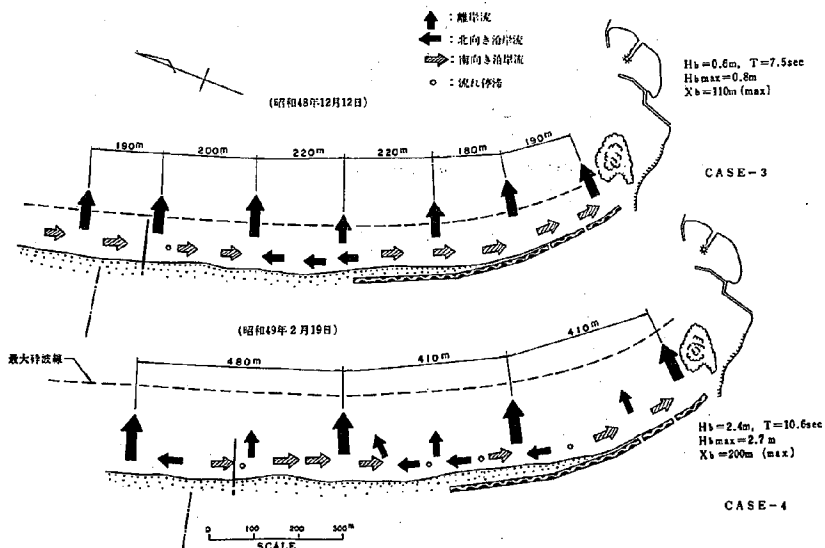


図-2.6 離岸流の発生間隔調査 (CASE-3, 4)

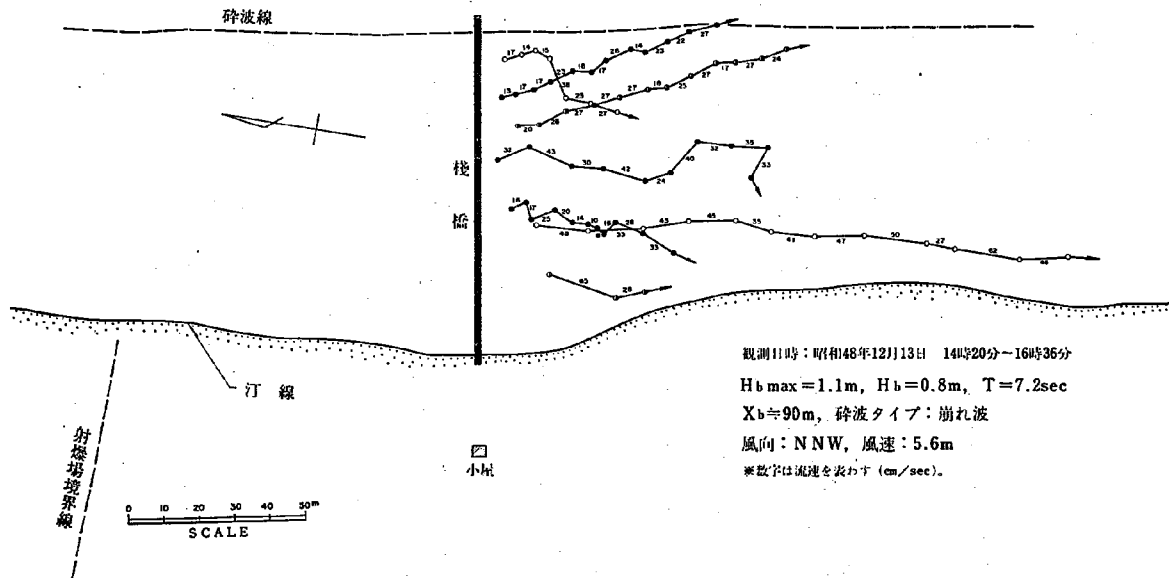


図-2.7 フロートの軌跡

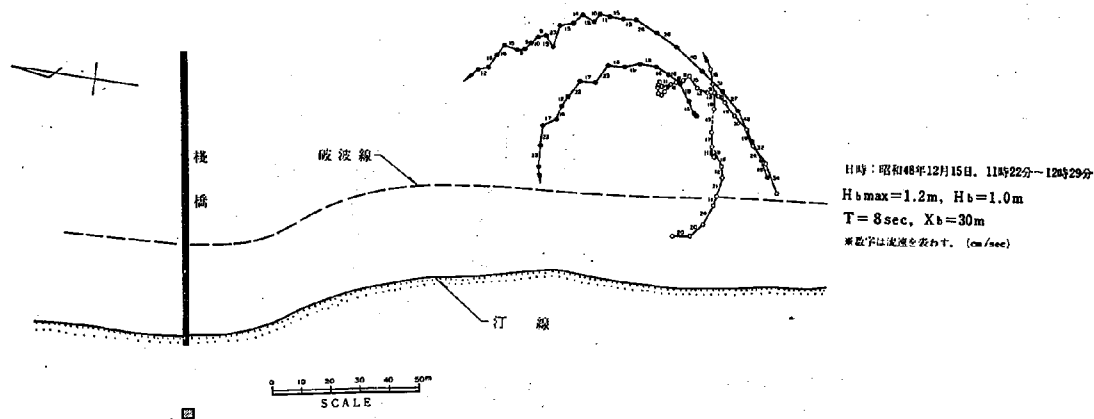


図-2.8 フロートの軌跡

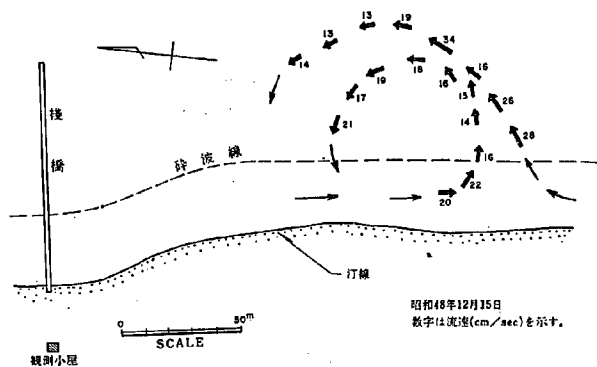


図-2.9 流速ベクトル

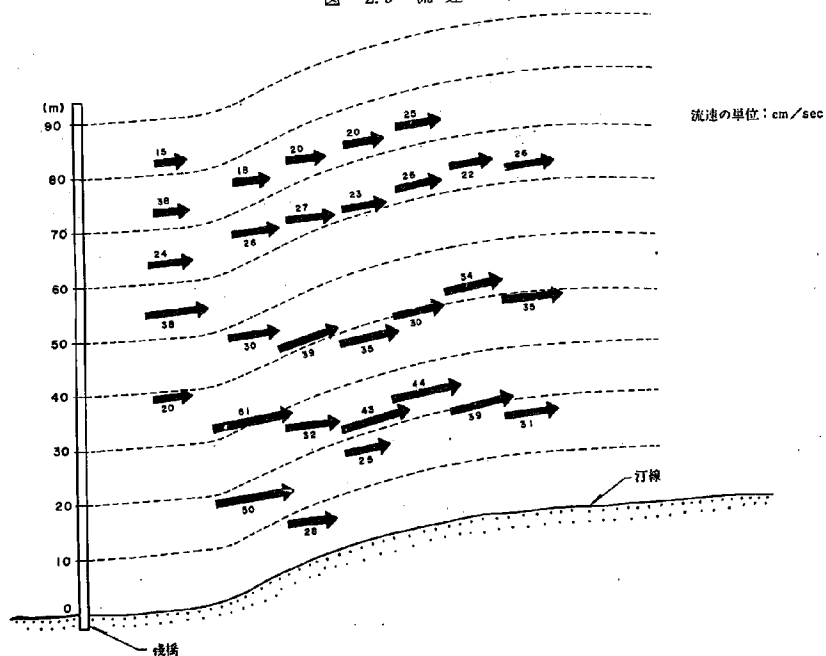


図-2.10 沿岸流速の沖合方向分布

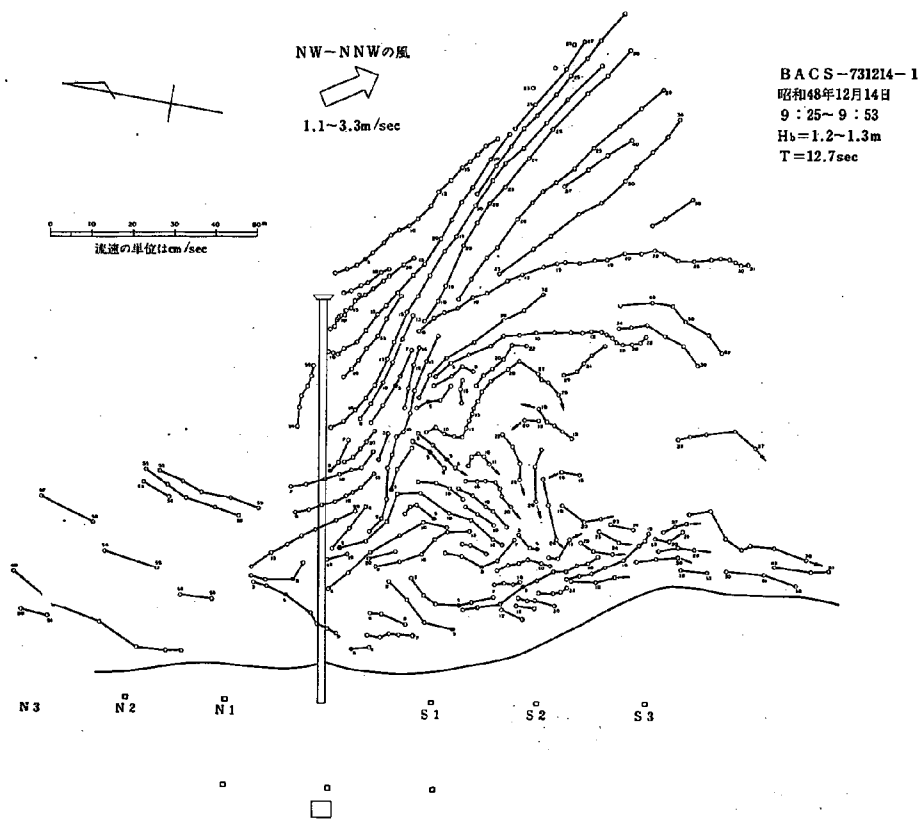


図-2.1.1 フロートの軌跡 (CASE-1)

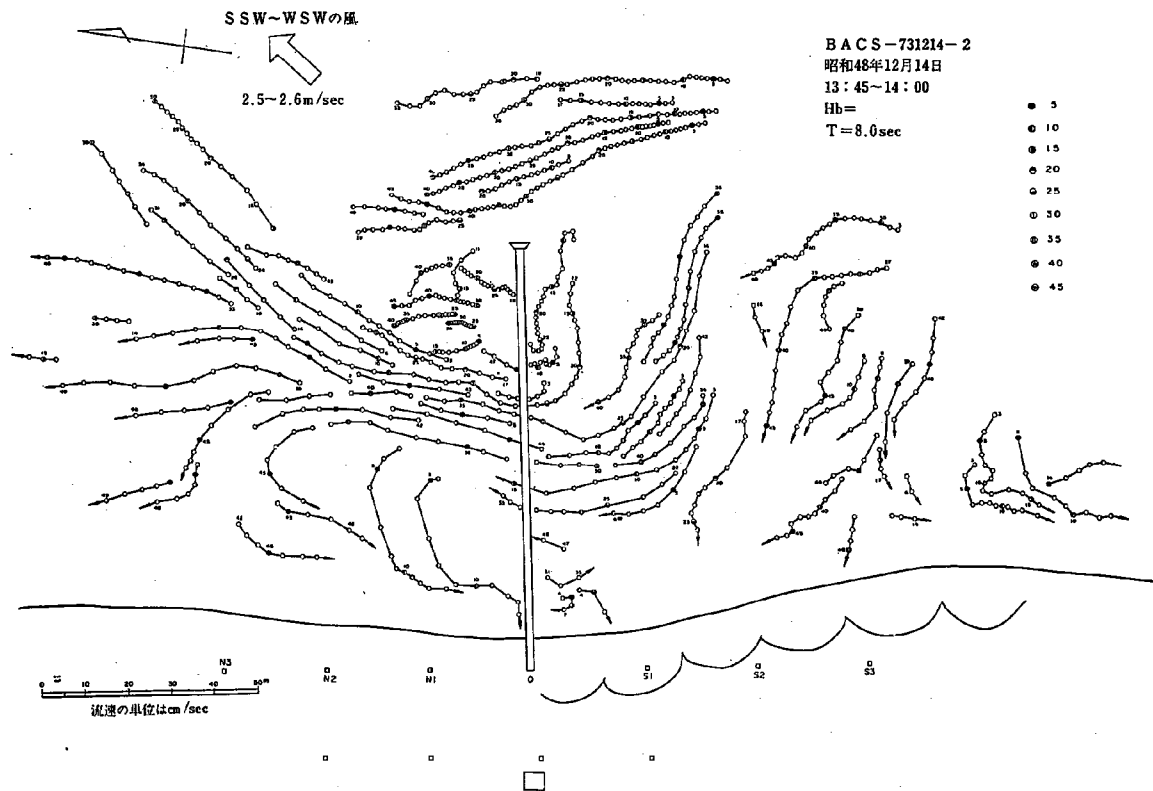


図-2.12 フロント軌跡 (CASE-2)

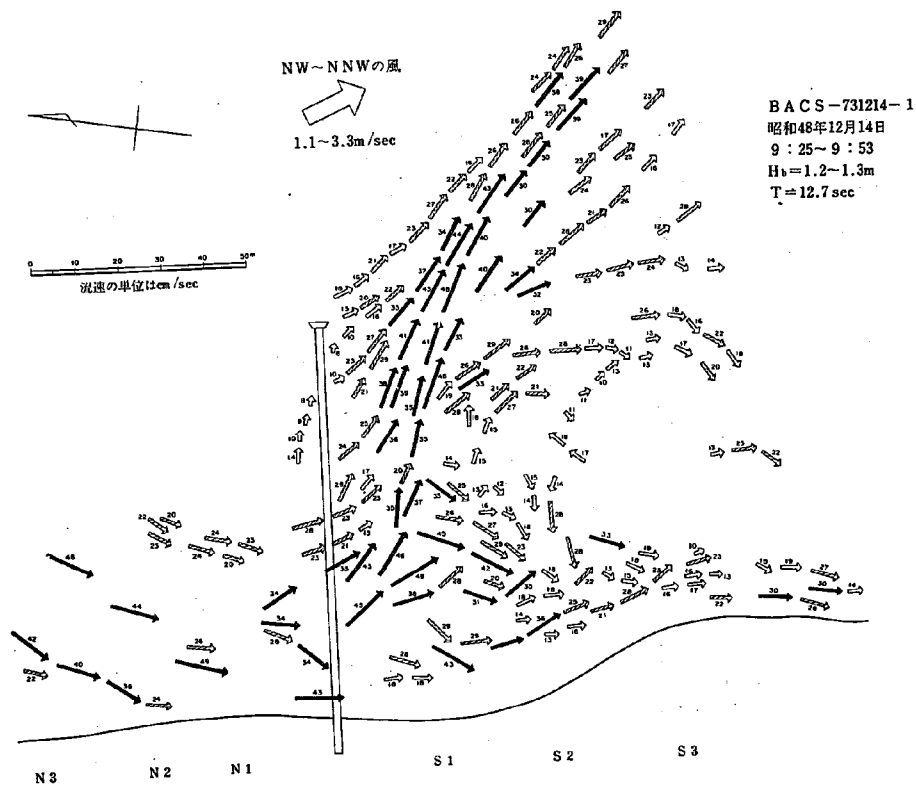


図-2.13 流速スペクトル (CASE-1)

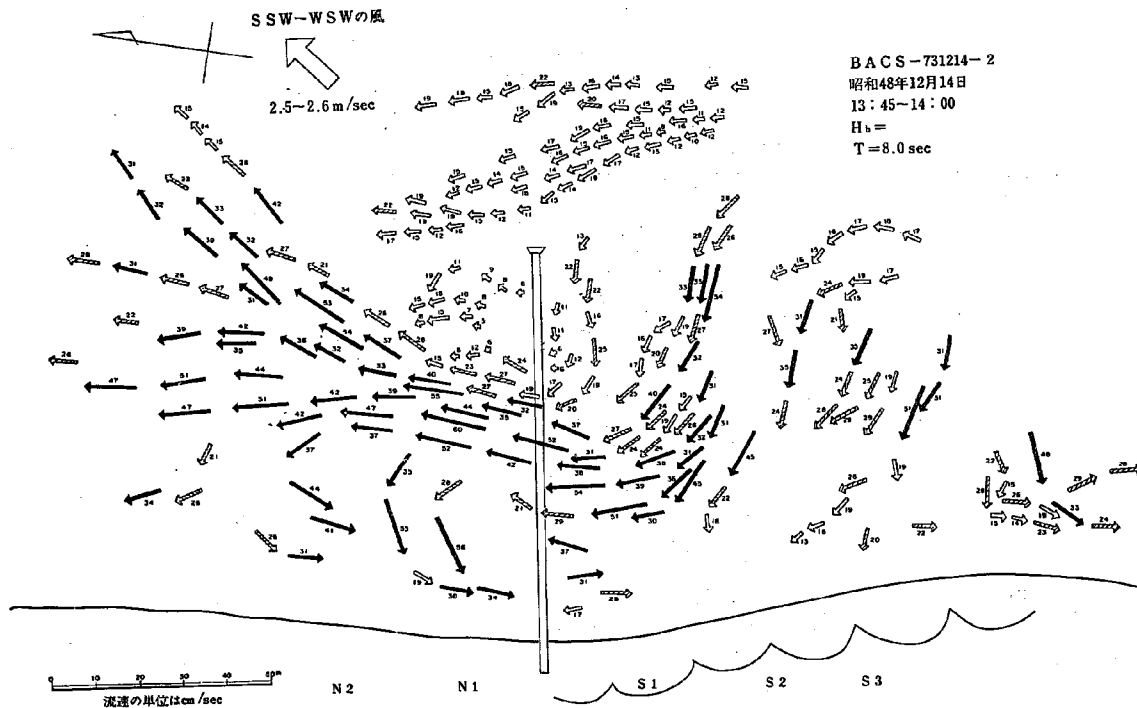


図-2.14 流速スペクトル (CASE-2)

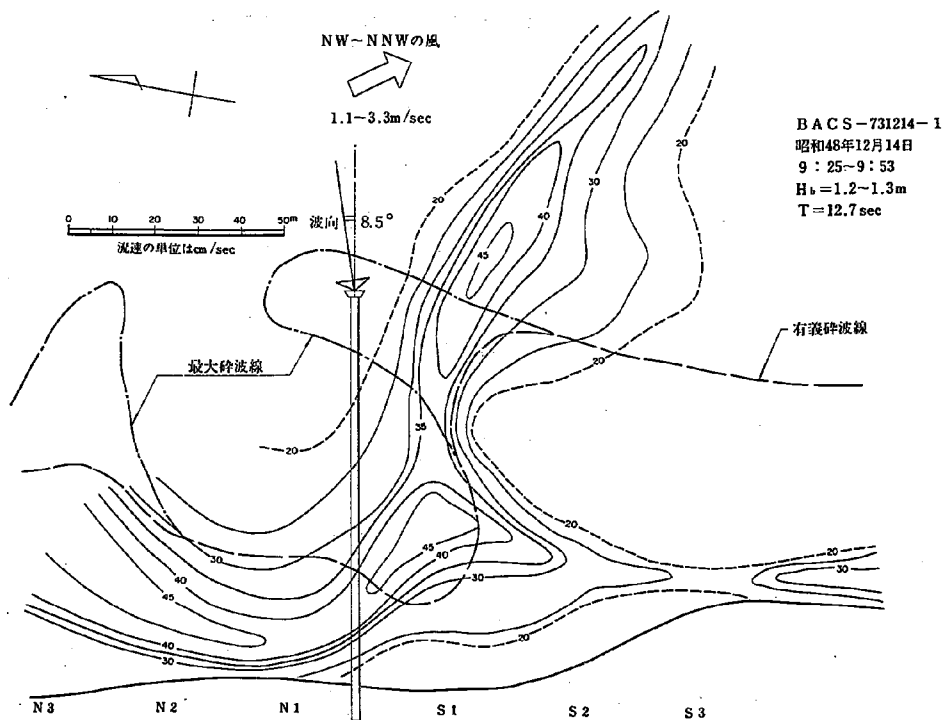


図-2.15 等流速図 (CASE-1)

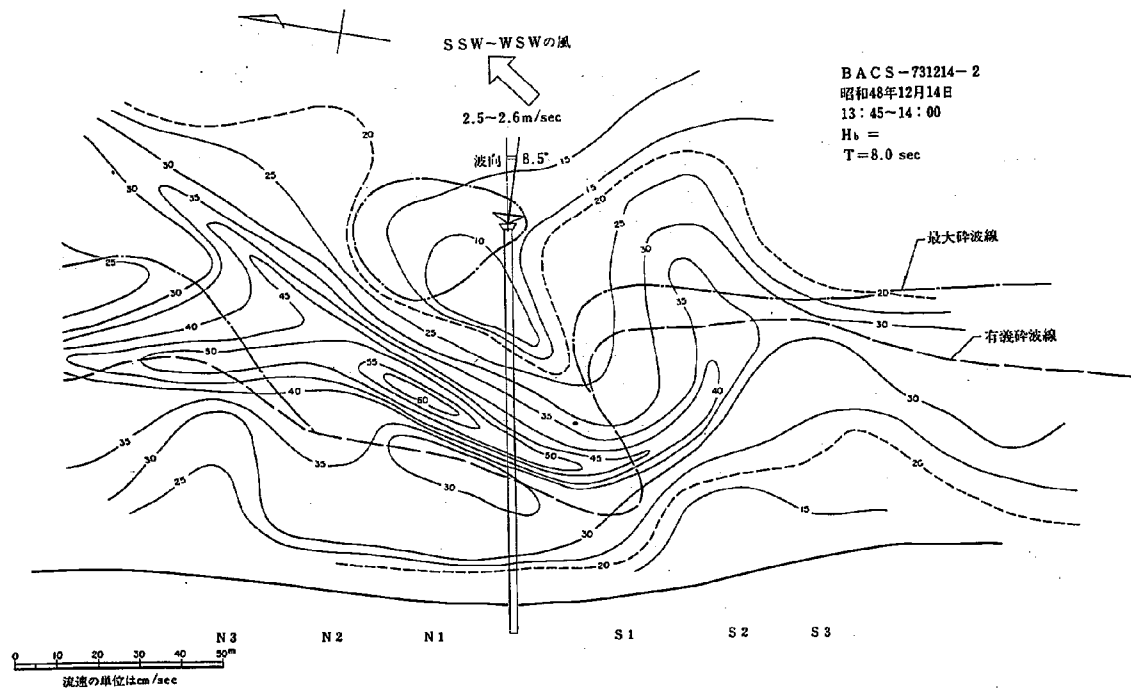


図-2.16 等流速線図 (CASE-2)

昭和49年度

-129-

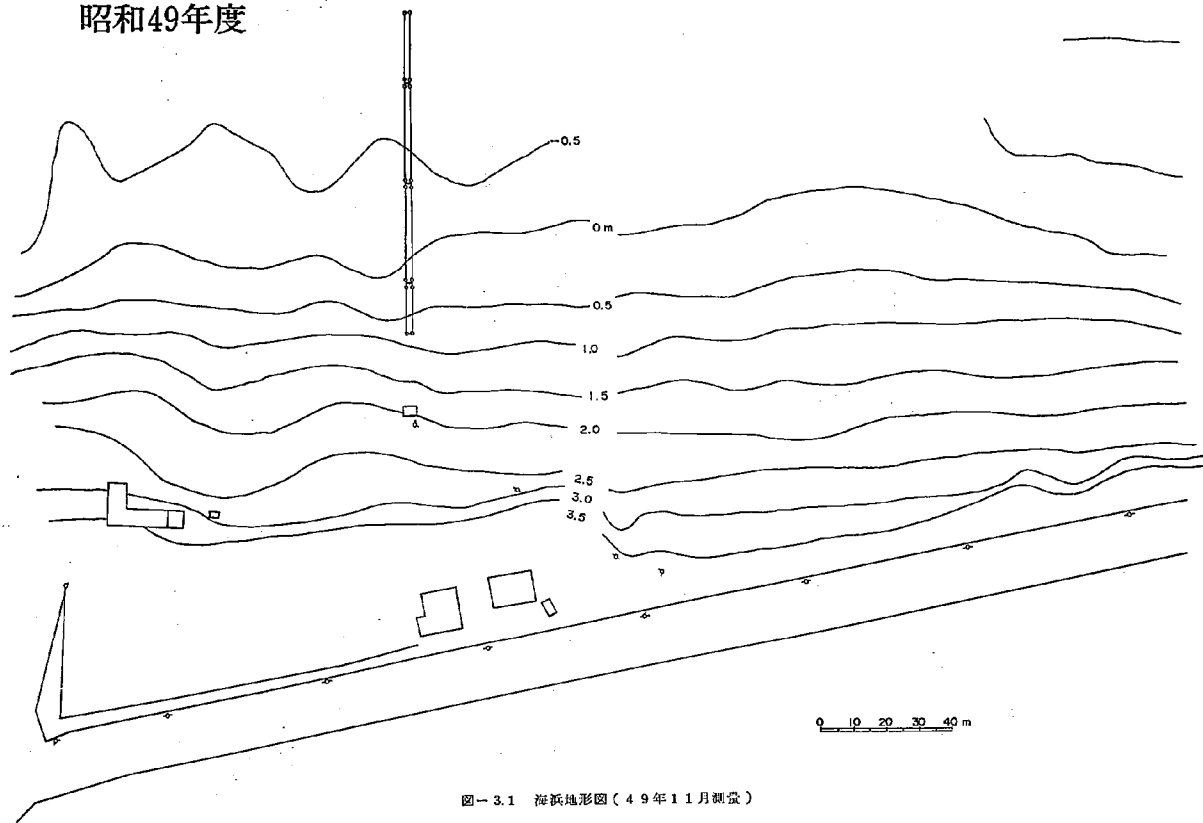


図-3.1 海浜地形図(49年11月観量)

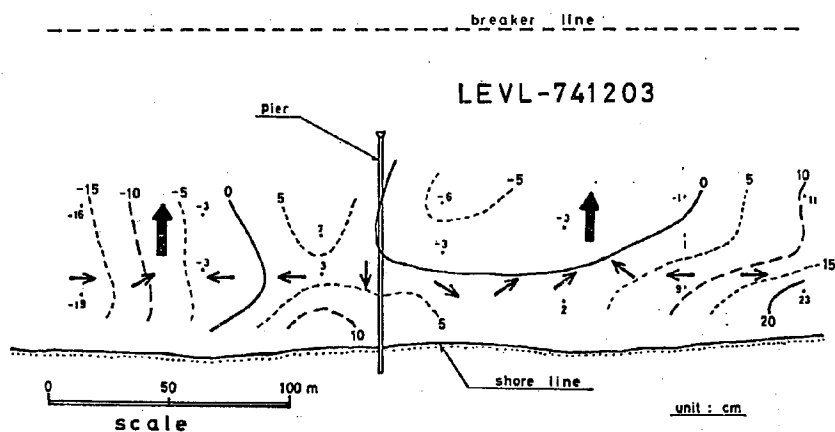
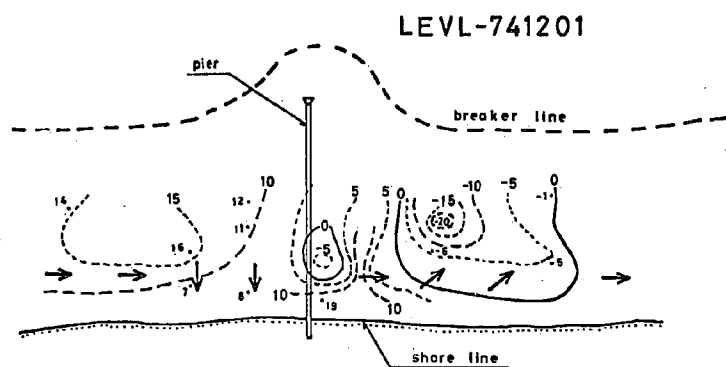


図-3.2 平均水位の分布

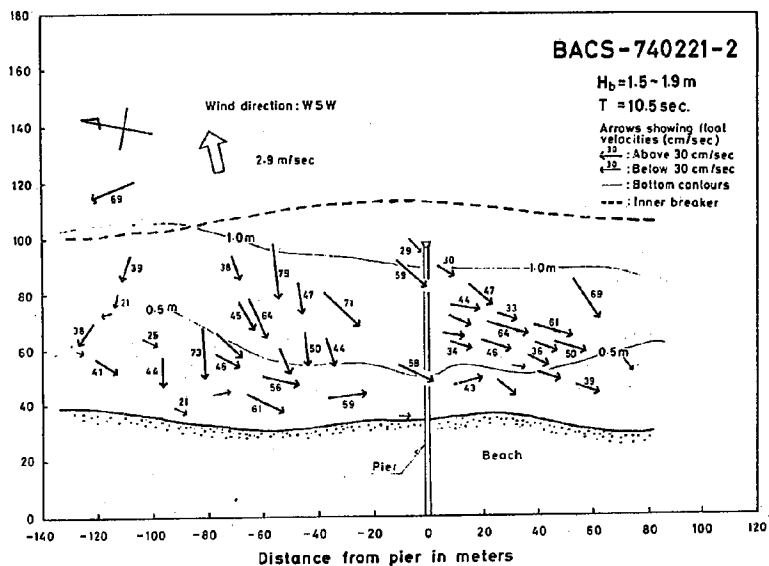


図-3.3 流速スペクトル (CASE-4)

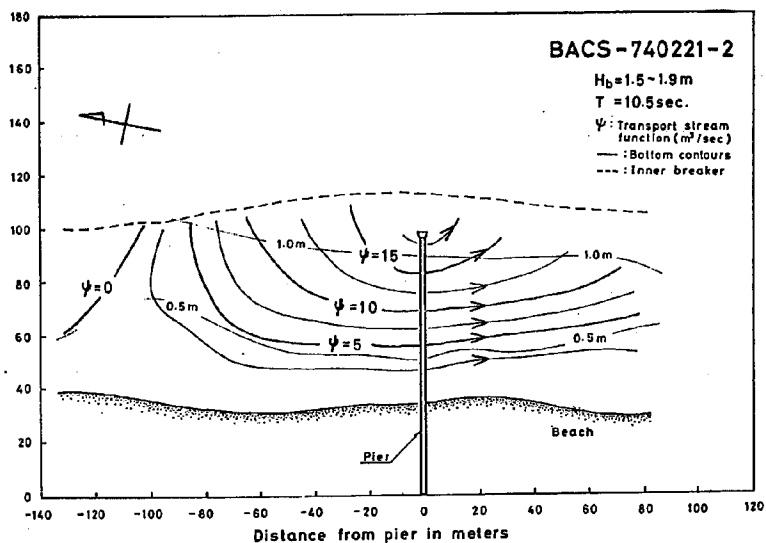


図-3.4 輸送流水関数 (CASE-4)

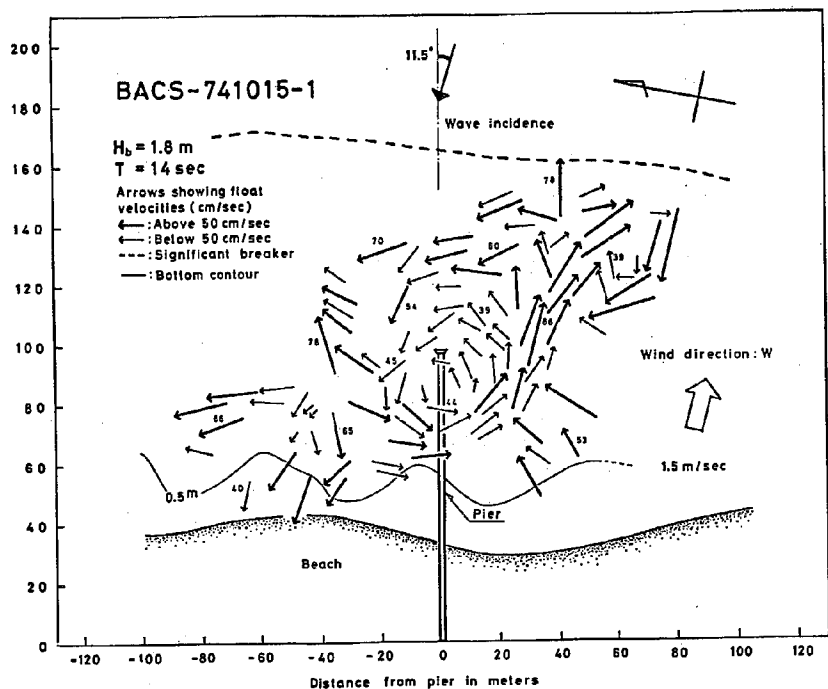


図-3.5 フロート流速ベクトル (CASE-5)

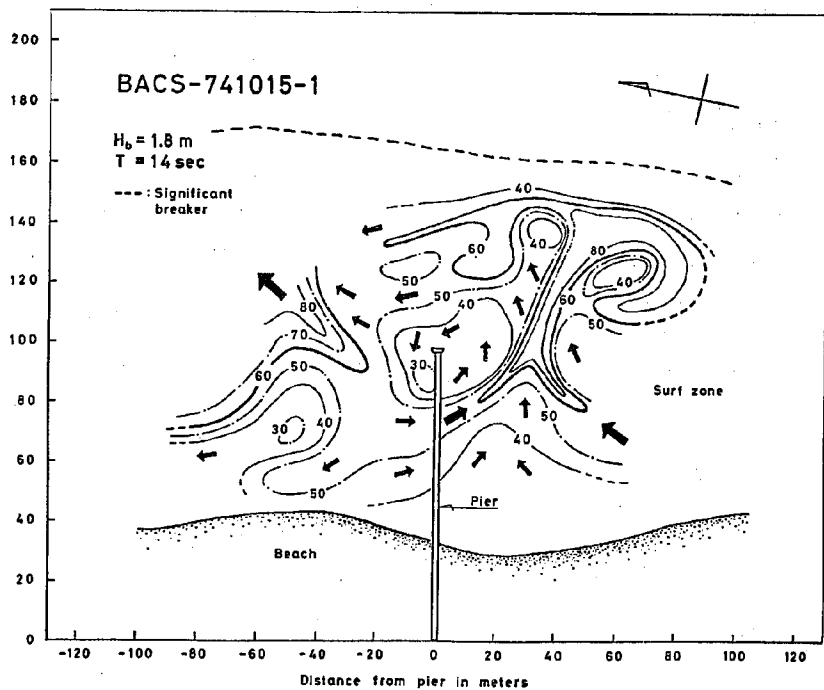


図-3.6 フロート流速分布 (CASE-5)

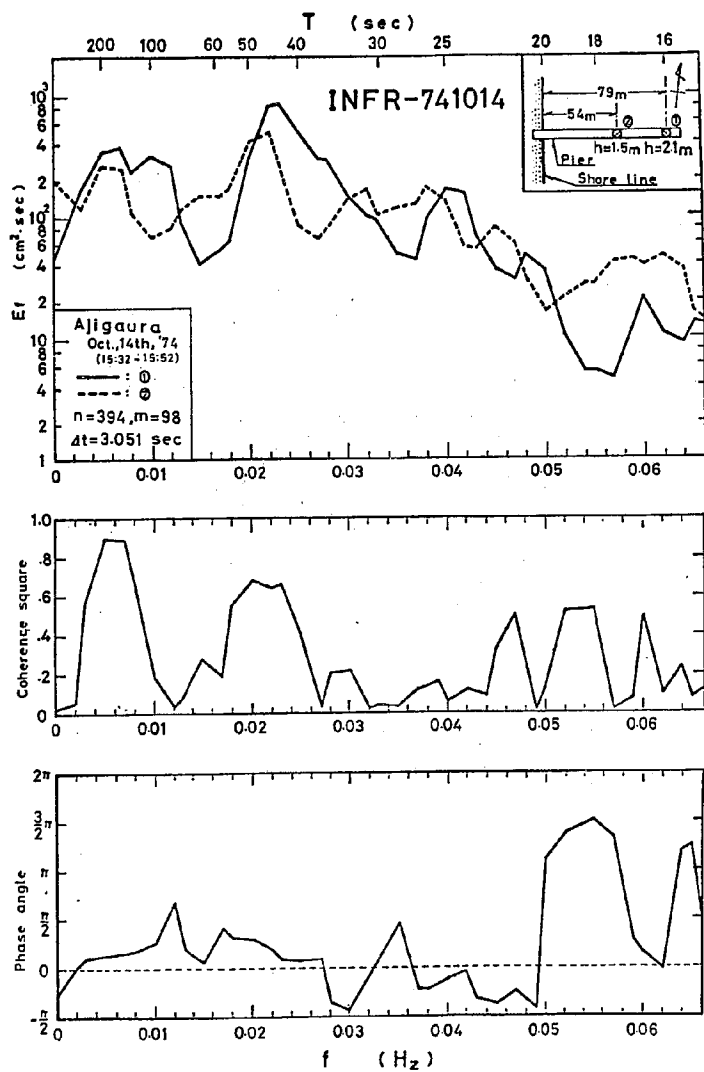


図-3.7 沖合方向に計器を設置したケース (INFR-741014-02)

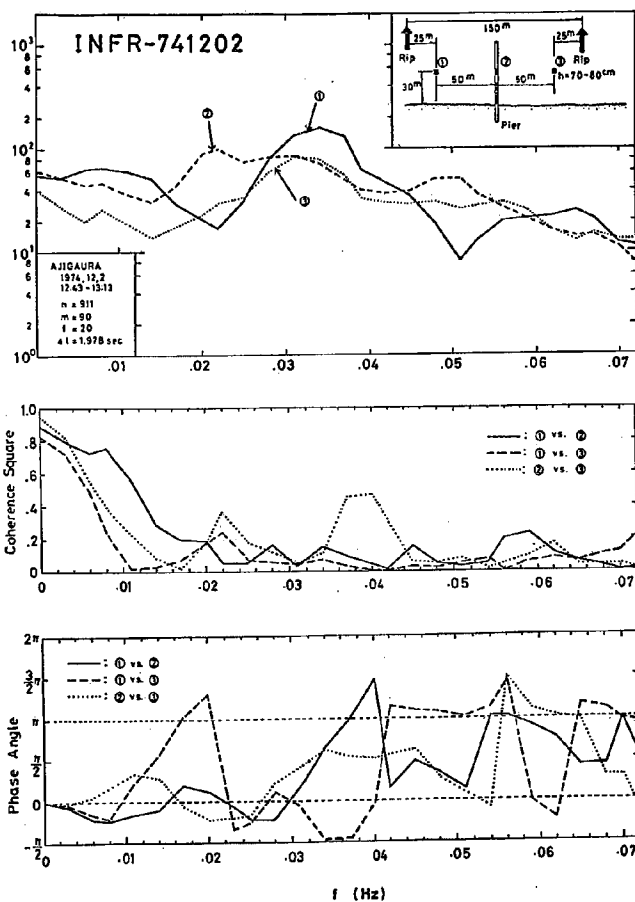
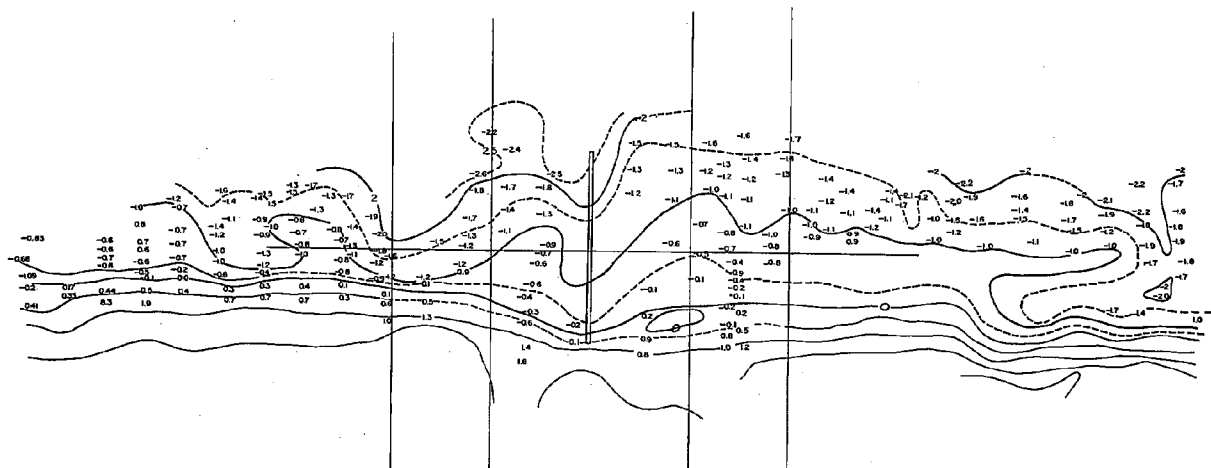


図-3.8 沿岸方向に計器を設置したケース (INFR-741202-L3)

昭和50年度

-136-



図一4.1 海浜地形図(50年12月測量)

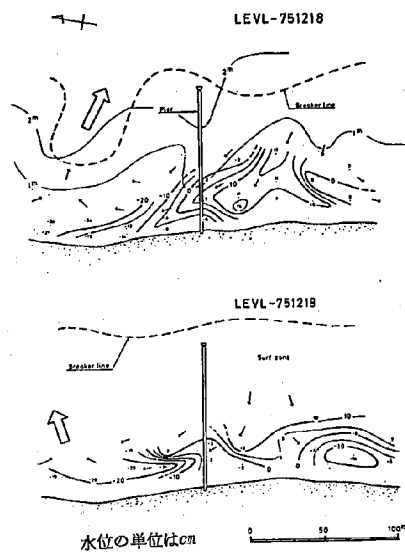


図-4.2 砕波帯の平均水位

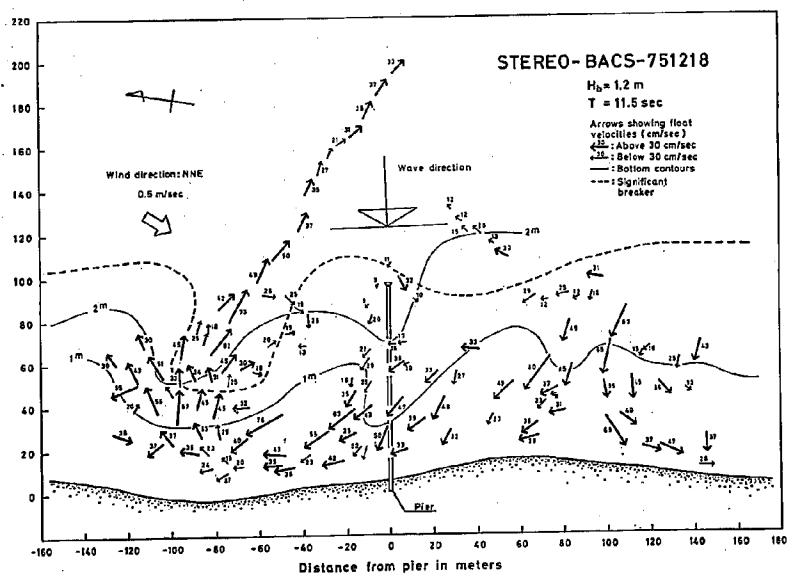


図-4.3 フロート流速スペクトル (CASE-8)

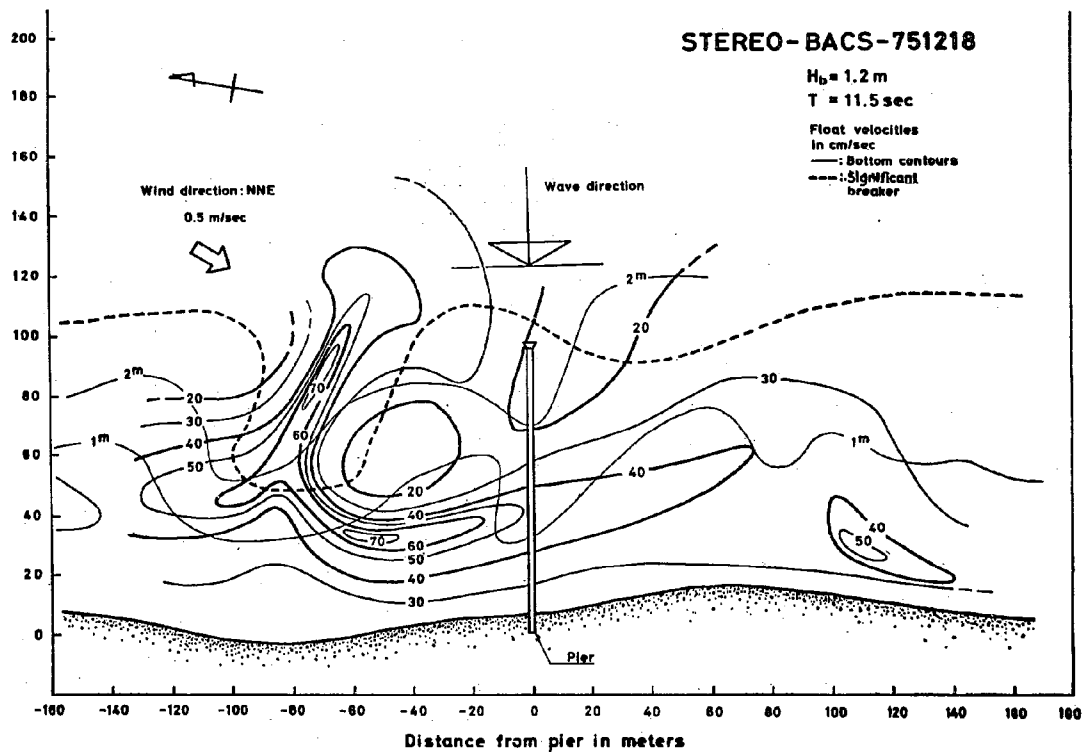
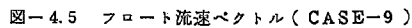


図-4.4 フロート流速分布 (CASE-8)



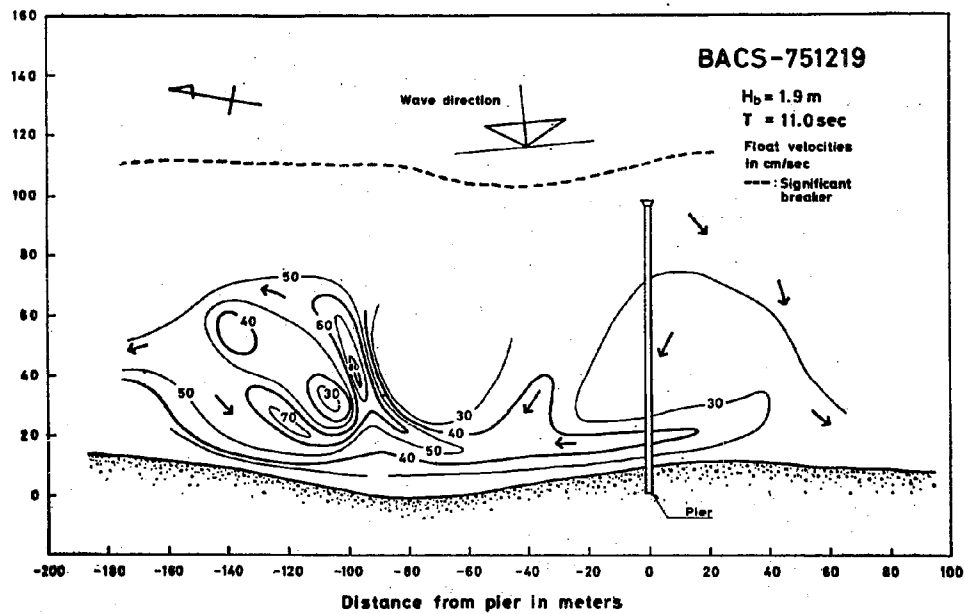


図-4.6 フロート流速分布 (CASE-9)

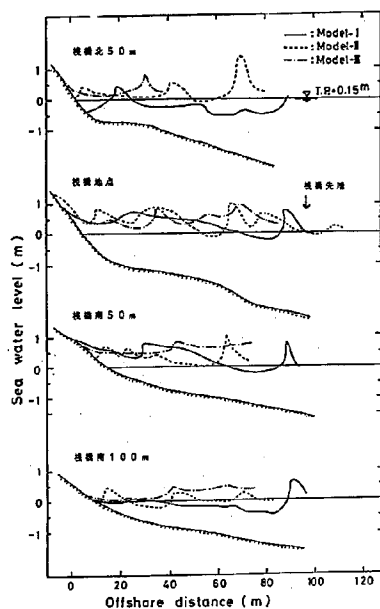


図-4.7 水位の沿岸方向分布

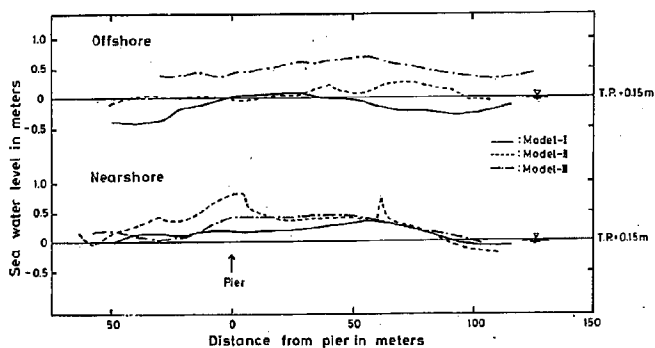


図-4.8 水位の沿岸方向分布

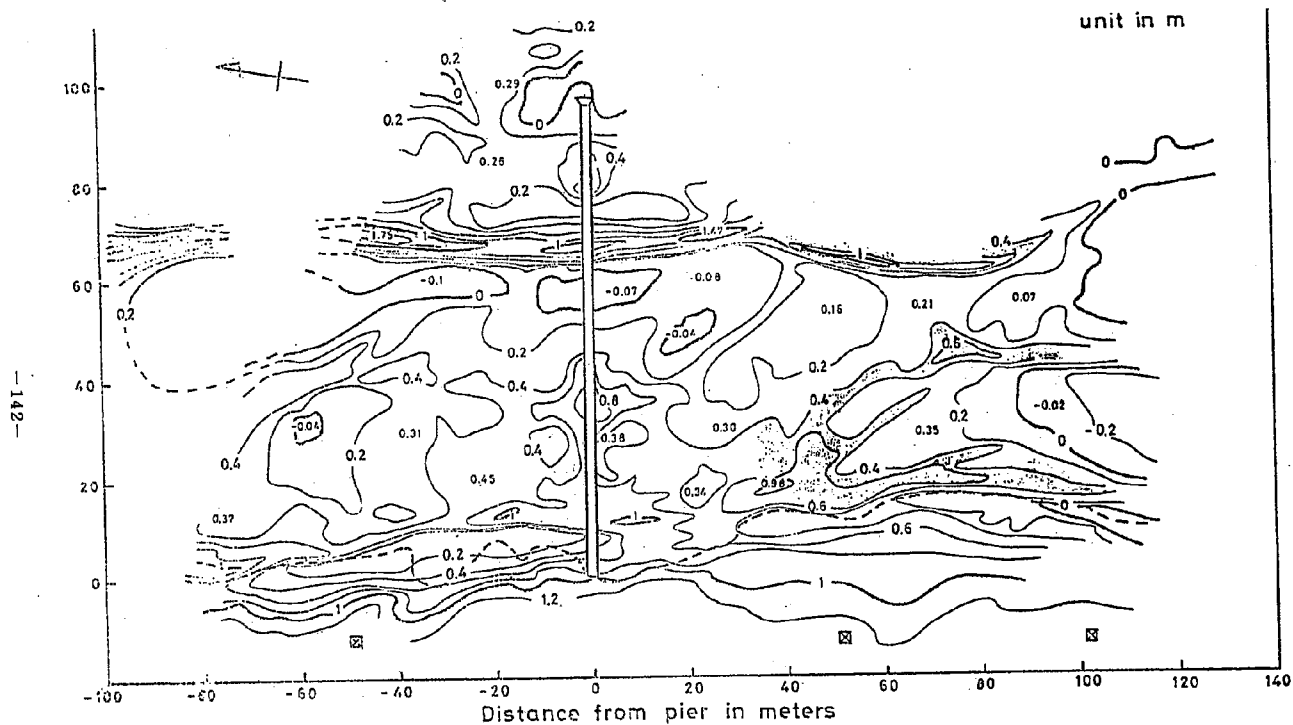


図-4.9 碎波帯の水面分布 (STEREO-BACS-751218-15)

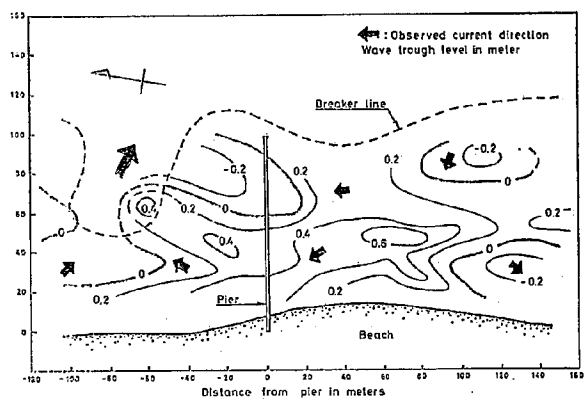


図-4.1.0 波の谷の水位分布

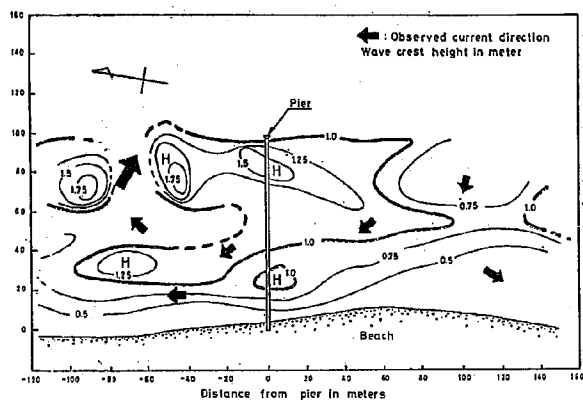


図-4.1.1 最高峯高分布

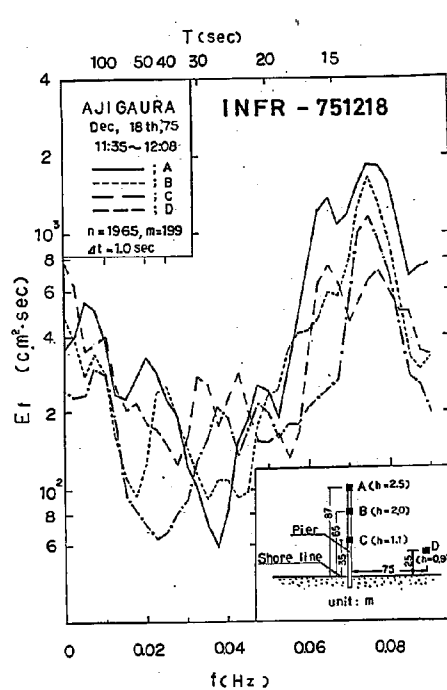


図-4.1.2 パワー・スペクトル

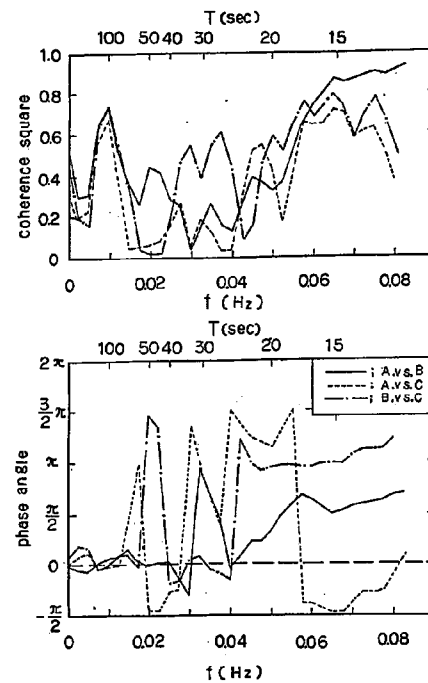


図-4.1.3 コヒーレンスと位相差(その1)

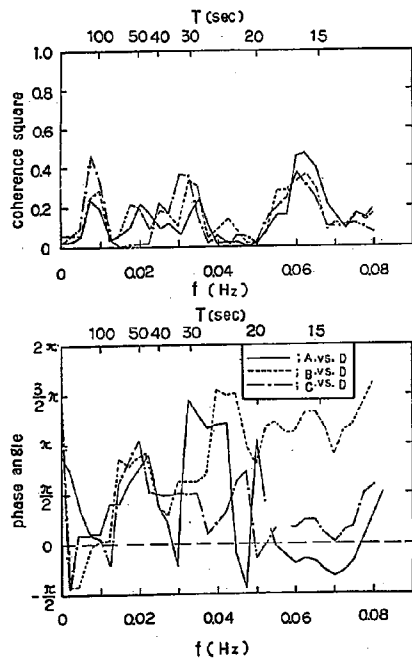


図-4.14 コヒーレンスと位相差(その2)