

土 木 研 究 所 資 料

第 1138 号

波浪・海浜流に関する現地観測調査(その3)

昭和 51 年 7 月

建設省土木研究所

ま え が き

建設省においては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年度から行なってきた。海洋の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ってきた。

波浪に関しては外洋における波浪観測手法の確立を最終目標とし、昭和50年度においては沖合水域に設置される波浪観測ステーション試作のための基礎資料を得る目的で研究を行なった。

基本的には浮遊形式を採用するという考え方をとっており、主として波および流れの影響を考慮したブイ本体の形状およびブイの係留方法とアンカーの型式について検討し、これらの成果をもとに試作ブイの具体的型式を決定した。研究は協和コンサルタンツに委託し、本間仁博士を委員長とする下記の調査研究グループによって行なわれたものである。

波浪観測ステーション研究グループ

本間 仁 (東洋大学)
堀川清司 (東京大学)
服部昌太郎 (中央大学)
日野幹雄 (東京工業大学)
首藤伸夫 (中央大学)
荻原国宏 (東洋大学)
渡辺 晃 (東京大学)

海浜流に関しては、前年度に引続き海浜流の観測手法の開発と発生機構についての検討を行なった。本年度は特に2台の気球を利用したカメラにより立体写真を撮影し、水面形の図化を行なうと共に、流速場と長周期波の同時観測を試みている。なおこの研究はI.N.A.新土木研究所に委託して行なわれたものである。

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い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、協和コンサルタンツ高柳義隆社長、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たい。

河川部長 土 屋 昭 彦

総 目 次

ま え が き

波浪観測ステーション調査 1

阿字ヶ浦海岸海浜流調査 73

波 浪 観 測 ス テ ー シ ョ ン 調 査

目 次

第1章	ブイ振動の実測例	首藤 伸夫	3
1-1	対象としたブイ		3
1-2	観測方法		3
1-3	資料の整理方法		6
1-4	観測結果と考察		8
1-5	付加質量係数および付加慣性モーメント係数		17
第2章	沈設アンカーの引抜き抵抗	服部昌太郎	21
2-1	まえがき		21
2-2	実験装置および測定方法		22
2-3	静的引抜き試験結果		23
2-4	周期的変動引抜き試験結果		25
2-5	あとがき		28
第3章	浮遊式波高桿の動揺実験	服部昌太郎	32
3-1	はじめに		32
3-2	模型波高桿ブイ		32
3-3	実験装置と測定方法		34
3-4	実験結果とその考察		35
3-5	まとめ		41
第4章	2, 3点プレテンション・アンカーされた海中物体の 運動についての実験的研究	本間 仁 萩原 国宏	43
4-1	はじめに		42
4-2	模型実験		42
4-3	実験結果		44

目 次

4-4	各模型の比較	66
4-5	おわりに	67
第5章	パイロット・ライの提案 堀川 清司 他	68
5-1	まえがき	68
5-2	パイロット・ライの設置地点	68
5-3	パイロット・ライの型式	69
5-4	パイロット・ライの形状と材質	70
5-5	係留方法	70
5-6	測定すべき事項と測定機器	71
5-7	較正方法	72
5-8	その他	72
6-1	調査の目的と調査の範囲	73
6-2	調査の方法	73
6-3	調査の結果	73
6-4	調査の結論	73
6-5	調査の今後の課題	73
6-6	調査の参考文献	73
6-7	調査の謝辞	73
6-8	調査の連絡先	73
6-9	調査の問い合わせ先	73
6-10	調査の問い合わせ先	73
6-11	調査の問い合わせ先	73
6-12	調査の問い合わせ先	73
6-13	調査の問い合わせ先	73
6-14	調査の問い合わせ先	73
6-15	調査の問い合わせ先	73
6-16	調査の問い合わせ先	73
6-17	調査の問い合わせ先	73
6-18	調査の問い合わせ先	73
6-19	調査の問い合わせ先	73
6-20	調査の問い合わせ先	73
6-21	調査の問い合わせ先	73
6-22	調査の問い合わせ先	73
6-23	調査の問い合わせ先	73
6-24	調査の問い合わせ先	73
6-25	調査の問い合わせ先	73
6-26	調査の問い合わせ先	73
6-27	調査の問い合わせ先	73
6-28	調査の問い合わせ先	73
6-29	調査の問い合わせ先	73
6-30	調査の問い合わせ先	73
6-31	調査の問い合わせ先	73
6-32	調査の問い合わせ先	73
6-33	調査の問い合わせ先	73
6-34	調査の問い合わせ先	73
6-35	調査の問い合わせ先	73
6-36	調査の問い合わせ先	73
6-37	調査の問い合わせ先	73
6-38	調査の問い合わせ先	73
6-39	調査の問い合わせ先	73
6-40	調査の問い合わせ先	73
6-41	調査の問い合わせ先	73
6-42	調査の問い合わせ先	73
6-43	調査の問い合わせ先	73
6-44	調査の問い合わせ先	73
6-45	調査の問い合わせ先	73
6-46	調査の問い合わせ先	73
6-47	調査の問い合わせ先	73
6-48	調査の問い合わせ先	73
6-49	調査の問い合わせ先	73
6-50	調査の問い合わせ先	73
6-51	調査の問い合わせ先	73
6-52	調査の問い合わせ先	73
6-53	調査の問い合わせ先	73
6-54	調査の問い合わせ先	73
6-55	調査の問い合わせ先	73
6-56	調査の問い合わせ先	73
6-57	調査の問い合わせ先	73
6-58	調査の問い合わせ先	73
6-59	調査の問い合わせ先	73
6-60	調査の問い合わせ先	73
6-61	調査の問い合わせ先	73
6-62	調査の問い合わせ先	73
6-63	調査の問い合わせ先	73
6-64	調査の問い合わせ先	73
6-65	調査の問い合わせ先	73
6-66	調査の問い合わせ先	73
6-67	調査の問い合わせ先	73
6-68	調査の問い合わせ先	73
6-69	調査の問い合わせ先	73
6-70	調査の問い合わせ先	73
6-71	調査の問い合わせ先	73
6-72	調査の問い合わせ先	73
6-73	調査の問い合わせ先	73
6-74	調査の問い合わせ先	73
6-75	調査の問い合わせ先	73
6-76	調査の問い合わせ先	73
6-77	調査の問い合わせ先	73
6-78	調査の問い合わせ先	73
6-79	調査の問い合わせ先	73
6-80	調査の問い合わせ先	73
6-81	調査の問い合わせ先	73
6-82	調査の問い合わせ先	73
6-83	調査の問い合わせ先	73
6-84	調査の問い合わせ先	73
6-85	調査の問い合わせ先	73
6-86	調査の問い合わせ先	73
6-87	調査の問い合わせ先	73
6-88	調査の問い合わせ先	73
6-89	調査の問い合わせ先	73
6-90	調査の問い合わせ先	73
6-91	調査の問い合わせ先	73
6-92	調査の問い合わせ先	73
6-93	調査の問い合わせ先	73
6-94	調査の問い合わせ先	73
6-95	調査の問い合わせ先	73
6-96	調査の問い合わせ先	73
6-97	調査の問い合わせ先	73
6-98	調査の問い合わせ先	73
6-99	調査の問い合わせ先	73
6-100	調査の問い合わせ先	73

第1章 プレイ振動の実測例

1. 対象としたプレイ

東京湾第二海堡の北側海上に、建設省土木研究所が設置した、鋼製円形台船が鑑置してある。図-1は、台船の形状をしめすものである。台船自体の径は8m、高さ約1.5mで、満載吃水は1mと設計されている。台船の周囲には、鉄アングル材で組んだトラスが取付けてあり台船より約50cm海中の方へはだしてある。これらアングルは、曝露試験用の資料取付枠である。台船中央部には、電源ハウスがあり、その下部には、一辺約90cm、長さ約6mの燃料タンクが取付けられている。台船の設置個所の水深は約16mであり、4点係留してある。台船上には、曝露試験用の鋼材、コンクリート材が並べられている。かなり重量のあるものもあるが、その分布は

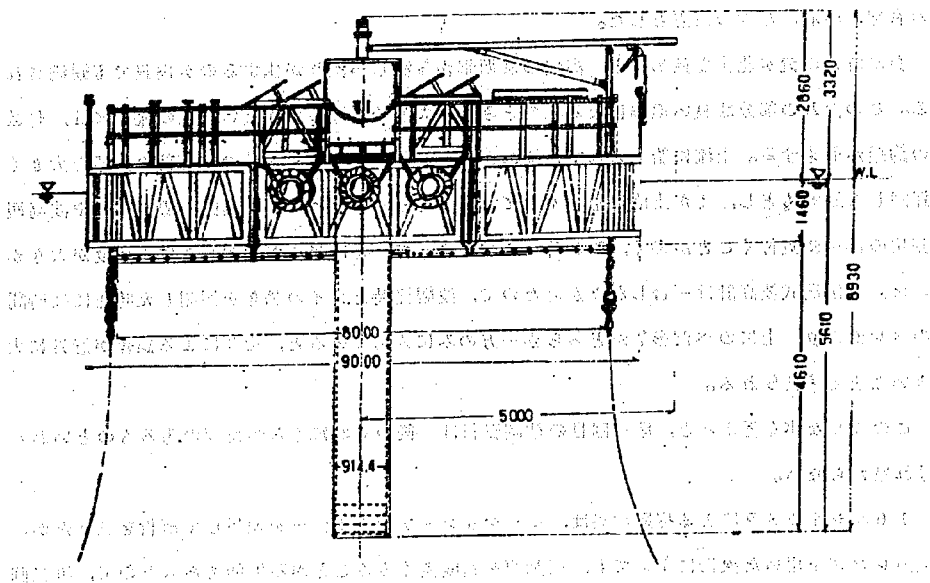


図-1 円形台船の形状

詳しくは調べられていない。台船の自重は3.4トン、積載重量は8トンとして設計されている。

2. 観測方法

第二海堡の北側海岸の中心部に、小高い地点があるので、ここに観測器材を設置した。この点からブイまでの距離は351mである。

第一回の観測は、昭和50年9月2日から9月4日までの間に行った。波の観測は、漁網用の浮子を浮かべ、宇田居式波高計で追跡して行った。ブイの振動は、ブイの向って右端、中心、左端の三点に注目して、宇田居式波高計で測定するとともに、16mmネカメラによっても望遠撮影を行った。

9月の時期の主な波襲来方向は南であり、したがってブイは第二海堡の遮蔽域に入る。このため、海堡で回折した波があたるので、波高の大きなものではない。また、同じ理由により、ブイの前後方向の横揺れ(Rolling)は左程大きくはないようであった。また、もしこの運動が大きく、ブイの海堡よりの前端部の振動は観測可能であっても、後端部をみる事はできなかった。そのうえ、小高い地点からブイ前端部を見降すことになるので、上昇した時はともかく、下降した時はその背後とまぎれて区別しにくかった。このような理由から、振動をとらえるのは、ブイの右端、中心、左端の三点とした。

引潮時に潮流が北上を始めると、海堡の東西端から激しい流れが生ずるのが肉眼でも観測される。この流れの部分は良い漁場になるものとみえ、大型船の通路ではない東側の流れには、無数の釣船が襲来する。上流に船を入れては流れとともに下り、下流に辿りつくと他の釣船を大きく迂回して船をもどし、また上流に船をもってくる事を続ける。この迂回運動の際にブイや波高観測用の浮子に近付くことが多く、船の作った波によって、特に浮子が影響をうける頻度が大きかった。宇田居式波高計は一台しかなかったため、波観測時とブイの動きを観測した時とは時間のズレがあり、上にのべた影響がどちらか一方のみに入っていると、それによる誤差が意外に大きいことも考えられる。

このような事を考えると、第一回目の観測資料は、後のものにくらべ精度の劣るものといわなければならない。

16mmネカメラによる撮影結果は、モーション・アナライザーを使用して解析を試みたが、望遠レンズを用いた撮影によっても、振動幅を精度良くうることが不可能であったので、第二回目からはとりやめることとした。

第二回目の観測は、昭和50年11月18日から11月21日まで行ったが、天候不良のため海堡へ渡ることが出来ず、資料をうるにいたらなかった。

第三回目は、昭和51年3月8日から3月10日迄の間に行った。

宇田居式波高計を2台用意し、ブイ運動と波運動を同時に観測することとした。したがって、

第一回目のものにくらべ、精度の高い資料をうることができたといえる。

また、第一回目の観測時に、潮流が大きくなるとブイが流され、その結果アンカーチェーンが伸びきってブイの運動を抑制するようにおもわれたので、今回はブイ上から流速を測定することとした。流速計としては小野式を用いたが、記録部に浸水し、記録が汚れて読取りは不可能であった。

この第三回目の測定時には、波の襲来方向は北からで、本来ならば、ブイの横揺れは、ブイの前端後端の観測から求めるのが望ましいが、前にのべた理由から、左右端の振動を観測した。それゆえ、縦揺れ（Pitching）を観測したことになるが、ブイの平面形状は円板であるから、第一回、第三回の観測値を同列に議論して差支えない。

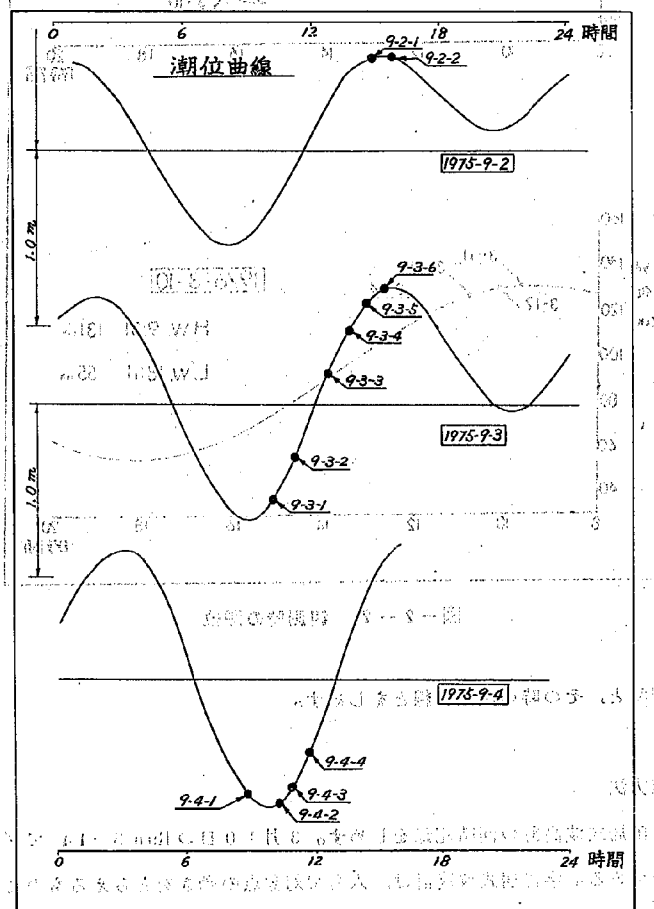


図-2-1 観測時の潮位

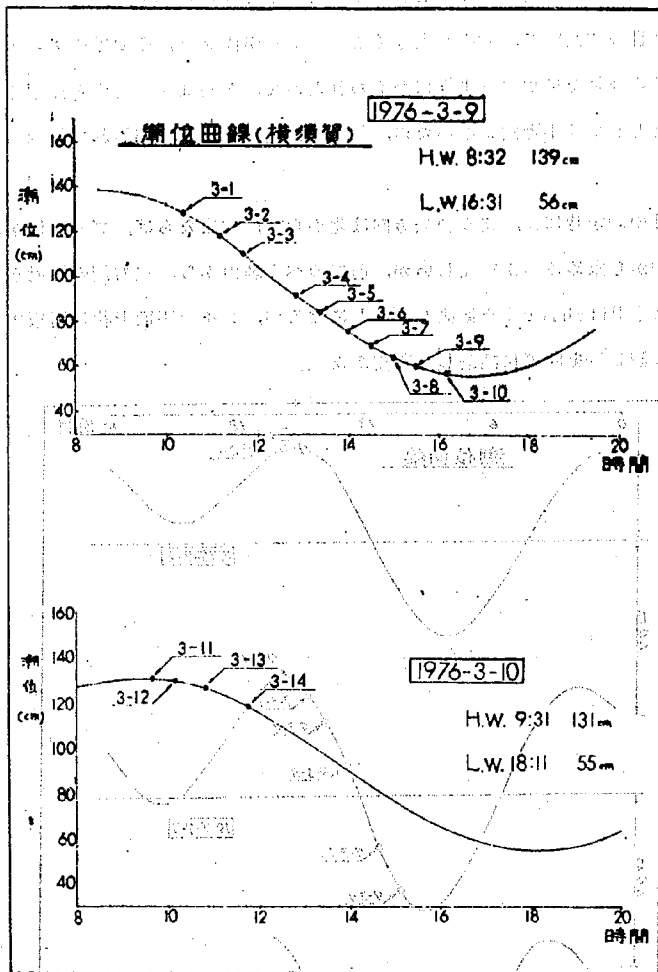


図-2-2 観測時の潮位

図-2 に観測時と、その時の潮位曲線とをしめす。

3. 資料の整理方法

図-3 は、宇田居式波高計の同時記録をしめす。3月10日の Run 3-14 でブイ中心部の動きをとらえたものである。宇田居式波高計は、人力で対象点の動きをとらえるものであるから、個人差による波形の修正は不可避ではあるが、波の方がより早い振動、より細かな振動から成立ってい

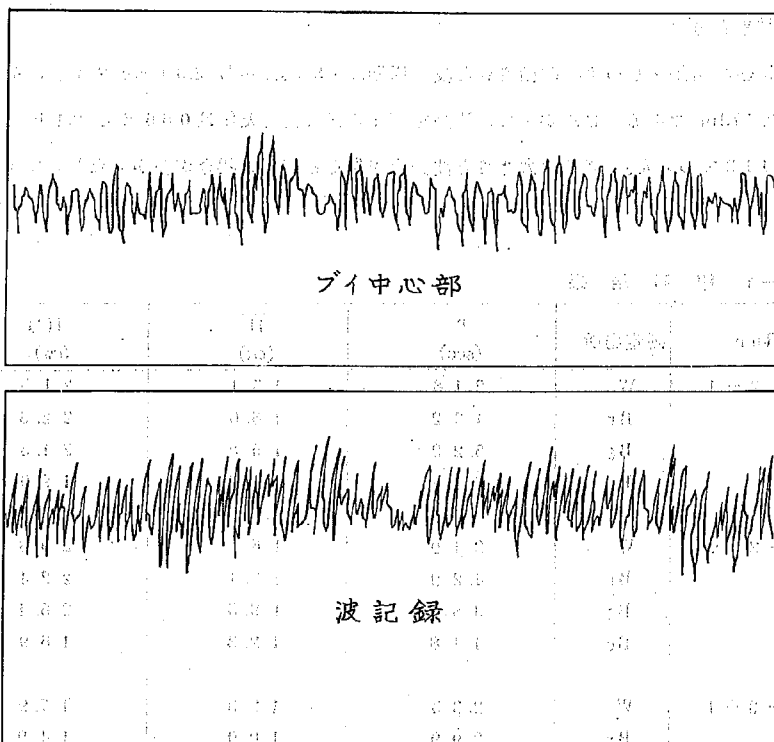


図-3 観測記録例

ることは疑いない。

記録紙の紙送り速度は 0.1 cm/sec である。波の場合、周期は、平均周期で 1.8 sec から 3.3 sec の範囲であった。読取りの時間間隔は最小で紙上で 1 mm 毎、すなわち 1 sec 毎におこなうのがやっとなのであるから、このように波周期が小さい時にスペクトル解析を行うに足る資料をうることはできない。

さらに、振動が早いと字田居式波高計を対象点の動きと同調させて動かすのは大変に難しい。極大極小の点はともかく、上昇曲線下降曲線の形には、この原因に由来する不確かさがある。

この二点を考えに入れた結果、スペクトル解析は行わないこととした。

周期としては平均周期、振動としては全振幅を考え、その $\frac{1}{3}$ 最大値および平均値をとることとした。

記号のうち、 T は周期、 H は全振幅、 Br はブイ右端、 Bl はブイ左端、 Bc はブイ中心部を表すものである。

4. 観測結果と考察

表-1 に観測結果をしめす。観測された波の周期は 1.84 sec から 3.31 sec であり、その波長は 5.28m から 17.1m である。したがって、波長をパイの径で割った値は 0.66 から 2.14 までであるが、平均して 1.13 であった。パイの大きさと波長とが殆んど等しい場合が多かったとしてよい。

表-1 観 測 結 果

Run	測定場所	T (sec)	$\bar{H}$ (cm)	$H\frac{1}{2}$ (cm)
9-2-1	W	2.18	15.1	21.5
	Br	4.92	16.0	22.3
	B _L	5.22	15.5	21.3
	Bc	5.66	13.6	19.0
9-2-2	W	2.19	16.1	20.8
	Br	4.29	17.1	22.4
	B _L	3.80	19.5	26.4
	Bc	4.48	12.3	16.9
9-3-1	W	2.33	12.3	17.9
	Br	2.99	10.9	14.9
	B _L	3.87	18.5	26.3
	Bc	-	-	-
9-3-2	W	2.06	15.0	19.5
	Br	3.42	12.4	16.8
	B _L	3.62	9.2	13.1
	Bc	2.77	9.9	12.3
9-3-3	W	1.84	13.0	17.4
	Br	2.26	9.2	12.2
	B _L	2.38	13.7	15.9
	Bc	3.85	12.3	16.5
9-3-4	W	1.96	14.5	20.4
	Br	3.90	16.0	20.9
	B _L	3.23	11.1	17.1
	Bc	4.84	11.8	15.1

Run	測定場所	T (sec)	H (cm)	H %
9-3-5	W	2.14	13.2	20.8
	Br	3.33	10.2	14.2
	B _l	3.26	8.9	13.2
	B _c	3.26	7.7	9.3
9-3-6	W	2.01	12.2	16.8
	Br	3.49	14.6	20.1
	B _l	3.70	15.3	20.3
	B _c	2.94	9.9	16.0
9-4-1	W	1.95	14.7	20.6
	Br	3.26	13.9	17.8
	B _l	3.44	12.7	30.6
	B _c	3.23	1.1	14.7
9-4-2	W	2.29	14.3	19.3
	Br	3.80	10.3	15.1
	B _l	3.67	12.2	17.4
	B _c	3.75	12.3	15.7
9-4-3	W	2.50	17.1	23.9
	Br	4.23	11.6	16.2
	B _l	3.40	15.2	21.5
	B _c	3.58	11.2	13.6
9-4-4	W	1.98	15.8	20.7
	Br	3.33	11.6	15.9
	B _l	3.70	13.0	18.2
	B _c	—	—	—
3-1	W	2.62	7.2	11.5
	Br	3.38	14.7	19.6
	W	2.84	9.5	15.0
	B _l	2.99	15.2	20.3
	W	3.20	5.8	9.0
	B _c	3.47	12.3	16.0

Run (回)	測定場所	T (sec)	H (cm)	H% (cm)
3-2000	W	2.11	9.3	13.7
2001	Rr	4.05	19.0	26.0
2002				
2003	W	2.04	8.3	13.4
2004	B _l	3.73	18.0	22.4
2005				
2006	W	2.01	7.6	12.1
2007	Bc	4.51	16.3	20.7
2008				
3-3000	W	2.45	10.9	18.3
3001	Rr	3.80	14.9	20.4
3002				
3003	W	2.83	11.1	18.2
3004	B _l	3.72	17.2	25.5
3005				
3006	W	2.20	10.9	18.8
3007	Bc	3.78	12.6	18.2
3008				
3-4000	W	2.38	8.9	13.5
4001	Rr	3.59	21.0	28.5
4002				
4003	W	2.18	12.1	18.4
4004	B _l	3.37	21.6	29.0
4005				
4006	W	2.14	10.8	16.6
4007	Bc	3.60	13.2	18.4
4008				
3-5000	W	2.46	11.3	18.7
5001	Rr	3.37	17.6	23.1
5002				
5003	W	2.01	2.2	20.1
5004	B _l	3.41	22.9	29.2
5005				
5006	W	3.31	16.2	22.8
5007	Bc	3.53	17.0	22.8
5008				
3-6000	W	2.54	13.8	20.0
6001	Rr	3.57	14.7	19.8

Run	測定場所	T (sec)	$\bar{H}$ (cm)	$H \frac{1}{2}$ (cm)
3-6	W	2.48	11.5	17.2
	B ₂	3.35	20.4	27.3
	W	2.34	15.1	23.3
	Bc	3.45	14.2	18.1
3-7	W	2.44	10.2	15.4
	Br	3.49	15.1	20.5
	W	2.57	14.4	20.9
	B ₂	3.41	18.2	25.1
	W	2.71	10.9	16.3
	Bc	3.47	14.3	18.0
3-8	W	2.54	15.7	22.1
	Br	3.39	11.7	16.1
	W	2.36	12.3	19.0
	B ₂	3.35	20.3	29.5
	W	2.44	12.0	19.1
	Bc	2.97	11.8	14.4
3-9	W	2.29	7.9	11.8
	Br	3.35	15.0	19.6
	W	3.04	12.7	18.8
	B ₂	3.26	16.6	24.1
	W	2.44	11.2	17.1
	Bc	3.49	16.0	20.6
3-10	W	2.56	13.3	20.2
	Br	3.53	14.3	19.6
	W	2.46	13.7	20.2
	B ₂	3.09	15.6	21.5

Run	測定場所	T (sec)	H (cm)	H _{1/2} (cm)
3-1.0	W	2.68	16.3	25.8
	Bc	3.15	11.5	16.9
3-1.1	W	2.22	25.2	40.3
	Br	3.18	18.0	24.9
3-1.2	W	-	-	-
	B _L	3.09	22.8	33.4
3-1.3	W	2.94	22.8	36.9
	Bc	3.09	19.0	25.6
3-1.4	W	1.91	22.0	39.3
	Br	3.03	23.0	34.2
3-1.5	W	2.40	25.9	42.8
	B _L	3.05	27.6	40.0
3-1.6	W	2.07	28.6	43.2
	Bc	2.64	23.3	31.5
3-1.7	W	2.65	26.9	42.9
	Br	3.66	27.8	38.5
3-1.8	W	2.15	22.9	33.6
	B _L	2.98	34.2	47.6
3-1.9	W	2.73	28.8	42.9
	Bc	3.38	24.7	33.8
3-1.41	W	2.34	30.9	46.1
	Br	3.53	34.0	47.3
3-1.42	W	2.70	31.5	48.7
	B _L	3.32	46.4	64.2
3-1.43	W	2.21	37.1	50.7
	Bc	3.55	32.9	43.6

図-4-1, 2は, 振幅比と周波数比のグラフである。振幅比は, プイの振幅を波高で割ったもの, 周波数比は波の周期をプイの周期で割ったものである。

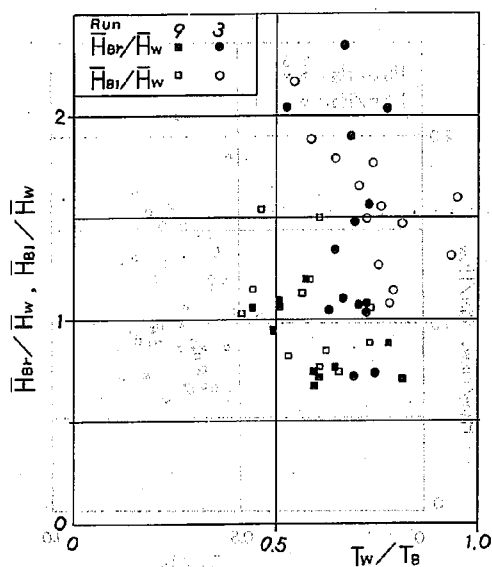


図-4-1 プイ両側の平均振幅

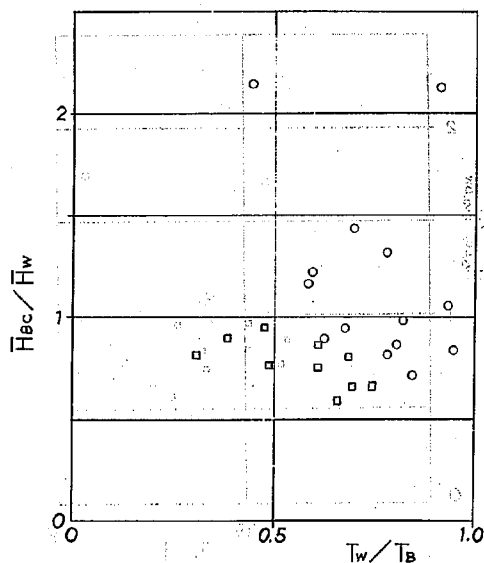


図-4-2 プイ中心部の平均振幅

図-5-1, 2は, $1/3$ 最大振幅について同種の事を行った結果である。

周波数比は1以下であった。また, 振幅比のピークは $T_w/T_b \approx 0.6$ の附近にみられるが, あまり明確とはいえない。

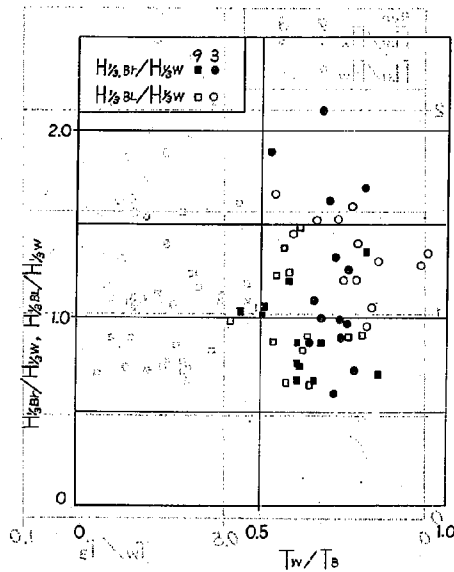


図-5-1 プイ両端の $1/3$ 最大振幅

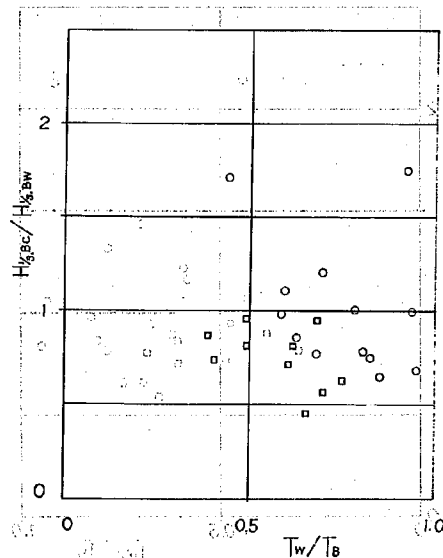


図-5-2 プイ中心部の $1/3$ 最大振幅

測定されたブイの運動は、主に上下揺(Heaving)と横揺れ(Rolling)とであろう。図-6に、3月9日の観測例をしめす。図中、白丸はブイ左端の振動を、黒丸は右端のそれを、実線は中心部のそれを、それぞれ波高で割った値をしめしている。

たとえば、Run 3-2の場合、この三者が同じであるというのは、上下揺が卓越したことを意味するのであろう。

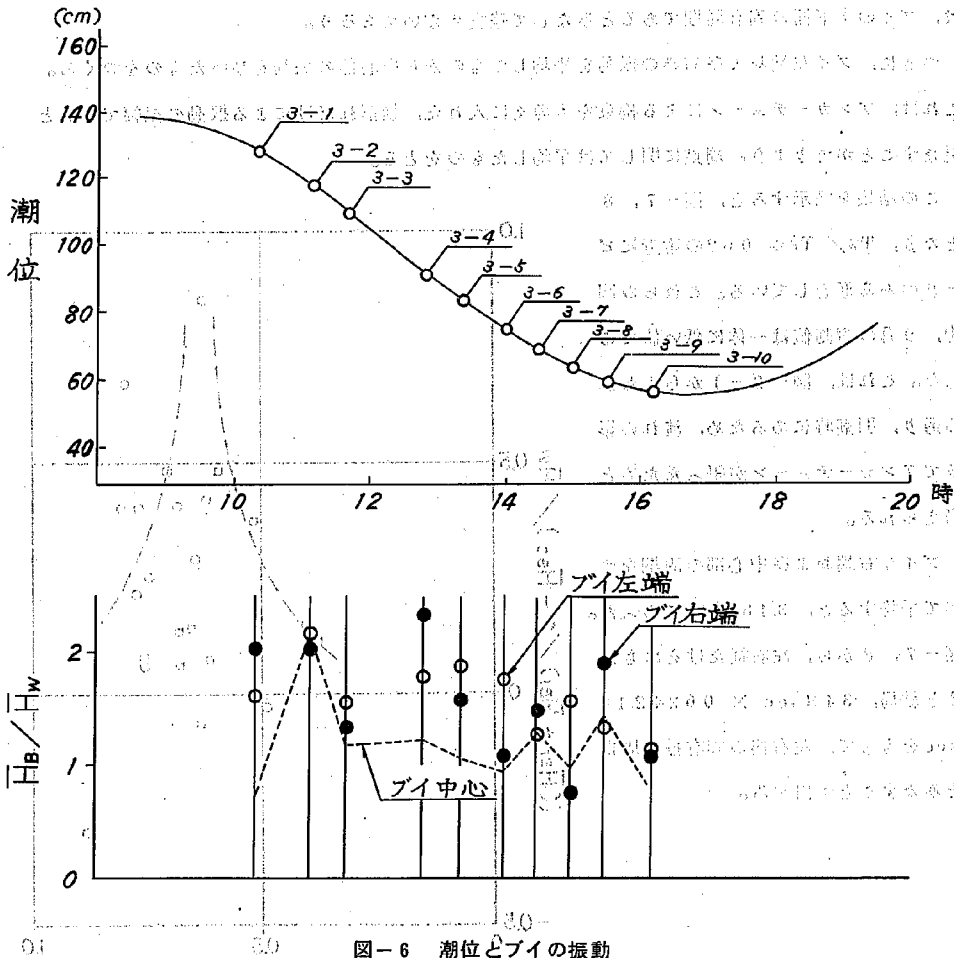


図-6 潮位とブイの振動

Run 3-4, 3-5のような場合には、上下揺もあるがそれに加えて横揺れの盛んなことがわかる。

Run 3-6の場合に、ブイ右端の振動が中心部のそれと殆んど同様で、左端部が他の二者にくらべて大きいのは、流れのために右端部のアンカー・チェーンが伸びきった状態に近くなったためであろう。左端部はこの時、アンカーチェーンの影響を殆んど受けずに横揺れしているのである。

このように、上下揺と横揺れの効果が重なって入っているので、これを分離する方法を考える。

まず、観測されたブイ中心部の振動周期を全部平均する。その結果、3.60 sec をうる。これは、ブイの上下揺の固有周期であるとみなして差支えないであろう。

つぎに、ブイ左端および右端の振動を平均したものから中心部の振動をひいたものをつくる。これは、アンカーチェーンによる拘束をも考えに入れた、横揺れだけによる振動の振幅であると見なすことができよう。周期に関しては平均したものをとる。

この結果を図示すると、図-7, 8

となり、 $T_w/T_B \approx 0.62$ の附近にピークのある形をしている。これらの図中、9月の観測値は一体に低い値であった。これは、図-2-1からもわかる通り、引潮時にあるため、流れの影響でアンカーチェーンが張ったためと考えられる。

ブイ左右端および中心部の周期をすべて平均すると、3.48 sec であった。図-7, 8 から、左右揺だけをぬきだすと結局、 $3.48 \text{ sec} \times 0.62 \approx 2.16 \text{ sec}$ をもって、左右揺の固有振動周期とみなすことが出来る。

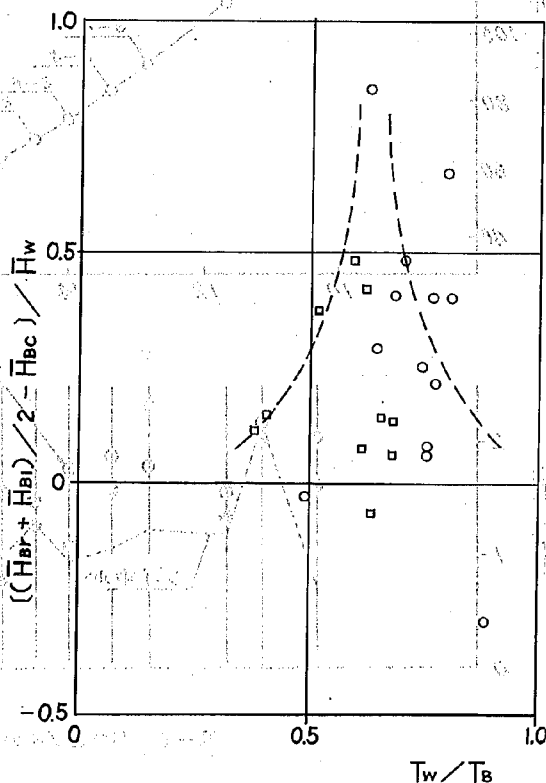


図-7 横揺れの特徴 (I)

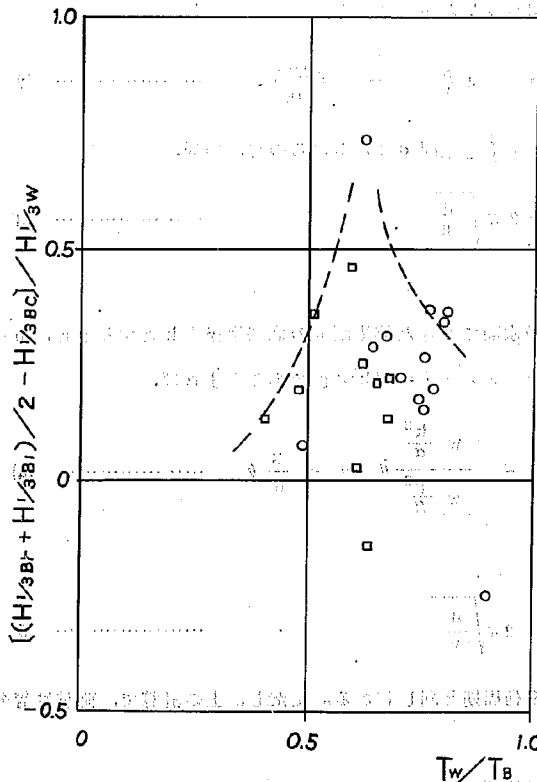


図-8 横揺れ特性(2)

5. 附加質量係数および附加慣性モーメント係数

浮体の上下方向の変位を ζ 、重心を通る鉛直線からはかった浮体の傾いた角を θ とすると、上下揺、横揺れに対し次式が成立する。

$$M\ddot{\zeta} + N_1\dot{\zeta} + \rho g S \zeta = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$I\ddot{\theta} + (N_2\dot{\theta} + Wm\theta) = 0$$

ここで、 S は静水面で切った浮体断面の面積、 m は傾心の高さ、 W は平衡状態での排水重量で $\rho g V$ にひとしい。 ρ は水の比重、 g は重力の加速度である。なお、 $\dot{}$ は時間に関する微分を意味する。

各式の第二項はそれぞれ抵抗の項であるが、これは固有振動数におよぼす影響は大きくないのでとりあえず無視することとする。

はじめに、浮体の周りの水の影響を考えない時の固有振動数をもとめてみる。

上下揺については、 $M = \rho \cdot V$ とかけるから、

$$\ddot{\zeta} = -g \frac{s}{V} \zeta = -\left(\frac{2\pi}{T_h}\right)^2 \zeta \quad \dots\dots\dots (2)$$

となる。ここで、 $V = S \times (\text{吃水深 } d)$ とかけるので、結局、

$$T_h = 2\pi \sqrt{\frac{d}{g}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

であたえられる。

横揺れに関しては、静水面で切った浮体断面の回転半径を k とするとき、 $m = k^2/d$ で与えられること、および慣性モーメント $I = W k^2/g$ であるとすれば、

$$\ddot{\theta} = -\frac{W \frac{k^2}{d}}{W \frac{k^2}{g}} \theta = -\frac{g}{d} \theta \quad \dots\dots\dots (4)$$

であって、

$$T_r = 2\pi \sqrt{\frac{d}{g}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

となり、上下揺の固有振動周期と同じになる。ただし、上の計算で、荷重は等分布するものと想定している。

観測したブイは、曝露試験用のコンクリート材などをのせてあり、また、アンカーチェーンが四箇所にとりつけられ、さらに、中心部の水中には長さ 4.6 m の柱状部が存在するなど、等分布荷重とは程遠い状態にあるが、一応細部の効果は、後のべる係数によって処理することとし、設計条件の吃水深 $d = 1.0$ m を採用すると、

$$T_r = T_h = 2.01 \text{ sec} \quad \dots\dots\dots (6)$$

をうる。

水中で運動する物体は、その周囲の水をひきつけて動くことになり、そのため、式(1)の M や I は、単に物体のみの質量や慣性モーメントであってはならない。しかし、物体の質量や慣性モーメントを基準にとりて、

$$\left. \begin{aligned} M &= M_B (1 + \alpha) \\ I &= I_B (1 + \beta) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (7)$$

とかく。ここで添字 B は、浮体のみの場合を意味する。

観測された上下揺の固有振動周期を $T_{h,obs.}$, 横揺れのそれを $T_{r,obs.}$ とすると, 式(3), (5)の T_h , T_r をつかって,

$$\left. \begin{aligned} T_{h, obs.} &= T_h \sqrt{1 + \alpha} , \\ T_{r, obs.} &= T_r \sqrt{1 + \beta} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

となる。 $T_{h,obs.} = 3.60 \text{ sec}$, $T_{r,obs.} = 2.16 \text{ sec}$ とから, 付加質量係数 α と, 付加慣性モーメント係数 β を求めると,

$$\alpha = 2.2 , \quad \beta = 0.15$$

となる。

船に対するこれらの値は, Havelock¹⁾によると, 幅が広く浅い船型の場合, $\alpha = 0.8 \sim 1$ の範囲, また縦揺れに対しては, $\beta = 0.4 \sim 0.5$ の程度であるといわれている。また, 横揺れに関する β の値を表-2 に引用する。²⁾

表-2 船に対する付加慣性モーメント係数

船 名	β	備 考
Elorn 実 船	0.15	
" 模 型	0.21	
角 型 船 "	0.92	
半円型船 "	0.02	
金華山丸 "	0.18	
軍 艦	0.19	ビルジキール 無
"	0.25	" 有
駆 潜 艇 A	0.44	
B	0.40	
C	0.33	
D	0.28	

今回求めた β の値は, 従来のものとほぼ同等であることがわかる。また, α の値が大きいのは, アンカーチェーンや, プイの形状 (特に中心部柱状体) の効果であるとおもわれる。また, プイから外側へ張り出している資料取付枠の効果も考えなくてはなるまい。その上, 計算にあたっては, 公称吃水の値を用いたが, この点も再検討の必要があろう。

今回求めた結果では, 増幅率曲線の決定は行えず, したがって, 抵抗係数 N_1 , N_2 をきめるに

はいたらなかった。

引用文献

- (1) Havelock, T. H.: Notes on the theory of heaving and pitching.

The Collected Papers of Sir T. H. Havelock on Hydrodynamics,

pp. 512~519, 1963

- (2) 元良誠三：船体運動力学，共立出版， p. 68 .

昭. 32.

[illegible]

第 2 章 沈設アンカーの引抜き抵抗

1. ま え が き

浮遊式波高樁および波浪観測用ステーション本体は、波による動揺を小さくするため、ブリテンション・アンカーによる海中浮体の係留を行う必要があることが、前年度までの研究によって指摘された。

沈設アンカーの引抜き抵抗挙動に関しては、この数年間にわたって基礎的な研究が進められて来たが、まだその解明は十分ではない。

土中基礎の引抜き抵抗に関しては、Ballia¹⁾や松尾²⁾の理論的研究をはじめ、現在でも現地試験などによる実験的研究が数多くなされている。しかし、これらの研究は陸上における不飽和土中の基礎（アンカー）を対象としたものである。これに対し、水中砂層中に沈設されたアンカーの引抜き抵抗力は、乾燥砂の場合に比べて約1.5～3.0%小さくなり、しかもこの傾向はアンカーの沈設深さが増大するに従って顕著となることが、Colp³⁾とHerbick³⁾によって報告されている。また同様の傾向は、著者の実験⁴⁾によっても既に認められている。

波浪などによる観測ステーションの動揺によって誘起される、アンカーへの周期的に変動する引抜き力は、地震力の場合に比べてその周期は非常に長い。したがって、従来よりなされている、土の動的性質に関する研究成果を、直ちに沈設アンカーの動的引抜き挙動の解明に適用することは、若干の問題がある。

そこで、沈設アンカーの引抜き抵抗に対して、以下の事柄に対して、本年度は検討を行った。すなわち、

1 荷重制御方式による静的引抜き試験を行い、アンカーの最大引抜き抵抗力の決定法を提案する。

前年度までの静的引抜き試験法⁵⁾は、いわゆる準歪制御方式によるものであった。そして、この試験結果より決定されたアンカーの引抜き最大抵抗力と同等の引抜き力をアンカーに作用させると、アンカーは徐々に変位し、最終的には引抜かれることが確認された。以上の事から、アンカーの引抜き最大抵抗力の決定法について、再検討する必要がある。

2 周期的に変動する引抜き力を受けるアンカーの、引抜き限界を決定する方法を提案する。

周期的に引抜き力が変動する場合の、アンカーの挙動については前年度においても若干報告がなされている。そこで、本年度ではこの様な引抜き力が作用する沈設アンカーの引抜き限界を推

定する方法を検討することとした。

また、周期的に変動する引抜き力によって発生する、アンカー上下面での圧力変動と、アンカー上方の砂層中の間げき水圧変動の測定を行い、アンカーの引抜き挙動の解明を行う。

2. 実験装置および測定方法

実験は前年度と同様に、断面1 m×1 m、高さ2 mの実験水槽内に、表-1に示される諸性質をもつ豊浦標準砂で模型底質層を作り、その中に表-2に示す模型アンカーを沈設して行う。

実験装置は、若干の改良が行われたが、その基本的な機構は前年度と全く変りがないので、ここでは特に記述しない。

アンカー上下面に作用する圧力とアンカー上方向の砂層内の間げき水圧の測定は、写真-1に示す小型圧力センサー（共和電業製、容量0.2 kg/cm²、センサー直径2.5 mmφ、および豊田工機製、容量0.5 kg/cm²、センサー直径5 mmφ）を用いて行う。写真-2は、アンカー上下面測定用の圧力センサーの取付けを示したものである。

圧力測定にあたっては、圧力センサー受感部に砂粒子が接触することを避けるため、受感部をガーゼで被覆して使用する。

測定記録は、アンカーに作用する引抜き力、アンカー変位および圧力変動を、電磁オシシログラフによって同時に記録する。

表-1 底質の諸性質

平均粒径 d_{50}	220 μ
比重 G_s	2.63
内部摩擦角 ϕ	33°42'
間隙比 e	0.642
単位体積重量(水中) γ_{sub}	0.993 $\frac{g}{cm^3}$

表-2 模型アンカーの寸法

形状	寸法 (cm)	水中重量
正方形板	107×107×0.8	0.64 kg
円板	50×5.0×0.5	0.17 kg

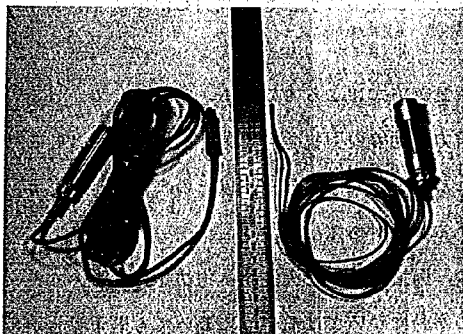


写真-1 小型圧力センサー

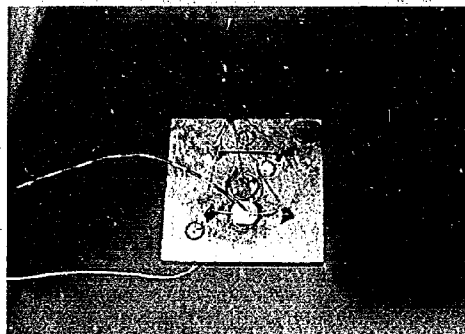


写真-2 圧力センサーのアンカーへの取付け状況

3. 静的引抜き試験結果

先きに行った静的引抜き試験は、引抜き荷重が一定荷重速度 10 gr/sec で増加する、いわゆる準歪制御方式によるものであった。この試験法で決定されたアンカーの最大引抜き抵抗力（図-1）と同等の引抜き力を、長期間（5～24時間）にわたってアンカーに載荷させると、アンカー変位は徐々に増大し、最終的にはアンカーが引抜かれてしまうことが認められた。そこで、本年度では以下に述べる様な荷重制御方式による試験結果から、アンカーの最大引抜き抵抗力を決定する方法を提案する。

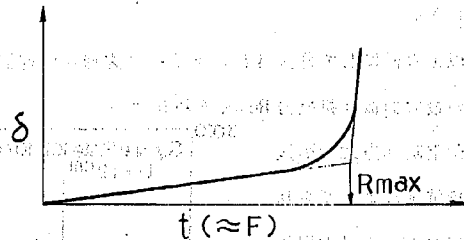


図-1 準歪制御方式による最大引抜き抵抗力の決定法

図-2は試験結果の一例で、アンカーの沈設位置よりの変位 (δ) と

載荷時間との関係を、引抜き荷重をパラメータとして示したものである。図-2に見られるように、引抜き荷重載荷直後、アンカーは周辺の砂層の弾性的な変形によると考えられる変位を生ずる。これに続いて、砂層のクリープ的

な変形によるアンカー変位と共に、間

断的にアンカー変位が急増する現象

が認められる。この間断的に発生す

るアンカー変位はほぼ $0.1 \sim 0.3 \text{ mm}$ 程

度で、模型底質の粒径とほぼ同程度の

ものである。また、引抜き荷重の増加

に従って、その発生頻度も高まる傾向

が認められる。

荷重載荷直後に生ずるアンカー変位

の90%を砂層の弾性変形に起因する

ものとみなし、それ以後の載荷時間と

共に増加するアンカー変位は、クリー

プ変形と類似なアンカー周辺の砂層の

変形によるものとする。（以下クリ

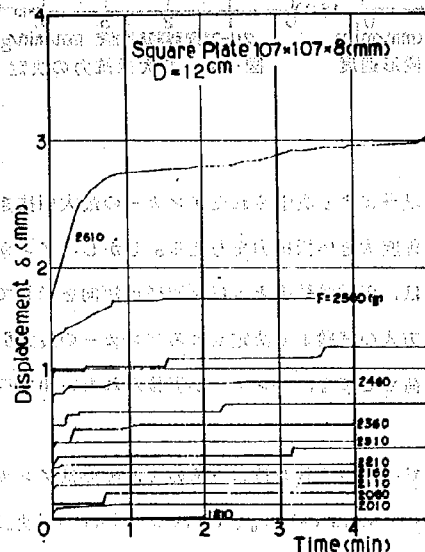


図-2 静的引抜き試験結果例

ープ変形と略記する)

図-3は、図-2の試験結果よりえられるクリープ変形速度(荷重載荷後4~6分間の平均変形速度)と載荷荷重との関係を示したものである。図-3中の実線で示される、クリープ変形速度-荷重曲線より、クリープ変形速度勾配を求め、これと載荷荷重との関係を示したものが、図-4である。図-4の横軸は、図-3の関係と類似な表現とするため、曲線の勾配の逆数を用いている。

以上の様にして作図されるクリープ変形速度勾配-荷重曲線より、図-4のようにしてアンカーの最大引抜き抵抗 R_{max} を決定する。

荷重制御方式の引抜き抵抗試験よりえられるアンカーの最大引抜き抵抗とアンカー沈設深さ D との関係を、

2種類の模型アンカーに対して示したものが、図-5である。(図中の

●および△印)をおこ

の図中には、先におこ

なった準歪制御方式に

よる試験結果を、○印で同時に示してある。

図-5に見られるように、準歪制御方式の引抜き試験により決定されたアンカーの最大引抜き抵抗は、荷重制御方式のものに比べて、約50%程度大きい抵抗を与える。しかし、アンカーの最大引抜き抵抗とアンカー沈設深さとの関係は、両試験結果ともほぼ同様の傾向を示している。なお、別途に行った試験結果より、荷重制御方式の試験より決定されるアンカーの最大引抜き抵抗と同等の引抜き力をアンカーに長時間載荷させても、アンカーが引抜かれない事を確認している。

図-6は、Ballia および松尾の理論結果と試験結果との比較を行ったもので、縦軸はアンカー最大引抜き抵抗とアンカー直上の砂層重量との比、 $R_{max}/r_{su}AD$ 、また横軸は相対沈設深さ $\lambda = D/B$ である。ここに、 A はアンカーの水平面積、 B は正方形アンカーと等価面積の円板半径である。試験結果は、Ballia、松尾の理論結果と同様の傾向を示しているが、試験結果は

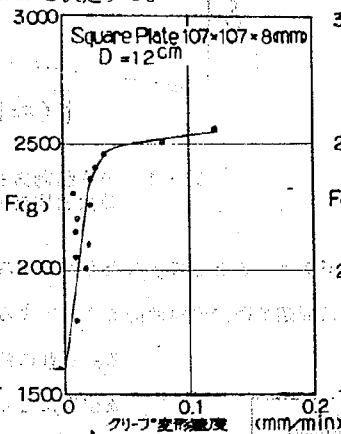


図-3 荷重とクリープ変形速度

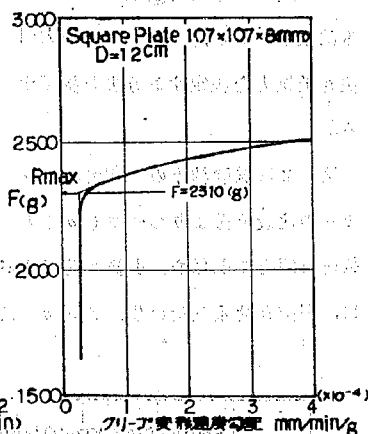


図-4 最大抵抗力の決定

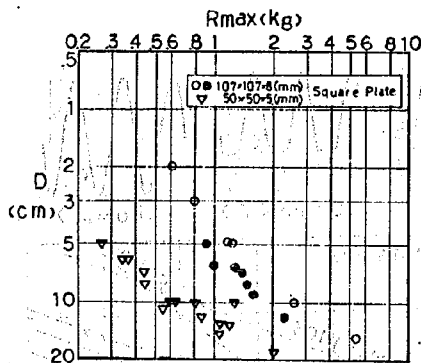


図-5 沈設深さと最大引抜き抵抗との関係

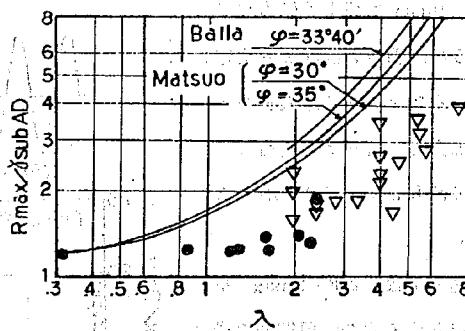


図-6 試験結果と理論との比較

理論結果に比べて小さい最大抵抗力を示している。これは、先に述べた Colp, Herbeck の実験結果と同様の傾向も示す結果である。

以上の静的引抜き試験結果より、図-2～4に示した荷重制御方式の引抜き試験より決定されるアンカーの最大引抜き抵抗力は、アンカーの設計に対しては安全側の最大抵抗力を与えるものと考えられる。また、アンカーの静的引抜き限界となる引抜き力は、図-5の試験結果（準歪制御方式による結果との比較）より、 $1.25 R_{max}$ 程度と推定される。

4. 周期的変動引抜き試験結果

前年度と同様に、周期的に引抜き荷重が変動する場合の試験を行い、アンカーの引抜き限界を推定することを行う。引抜き荷重は、

$$F = F_0 + \Delta F \sin 2\pi t / T$$

で与えられる。ここに、 F_0 は初期引抜き荷重、 ΔF は引抜き荷重の変動振幅、 T は周期、 t は時間である。

周期的に変動する引抜き荷重を受けるアンカーの引抜き抵抗は、静的引抜きの場合の関係量（ F_0 , D , r_{sub} , A ）に加えて、 ΔF , T およびアンカー上下面に作用する水圧変動などがあげられる。

図-7 (a)～(c) は、 $5.0\text{cm} \times 5.0\text{cm} \times 0.8\text{cm}$ の模型アンカーを、沈設深さ $D = 10\text{cm}$ に設置した場合の、アンカーの引抜き限界を与える試験結果である。図-7の縦軸は最大変動荷重 $F_{peak} (= F_0 + \Delta F)$ と R_{max} との比 F_{peak}/R_{max} 、横軸は F_0/R_{max} で、パラメータ

は $\Delta F/R_{\max}$ である。こ

に、 $R_{\max}$ は荷重制御方式による静的引抜き試験より決定されるアンカーの最大引抜き抵抗力で、図-7の場合に対しては $R_{\max} = 680 \text{ gr}$ である。

図-7は、 $\Delta F/R_{\max}$ を一定とする場合、周期的変動荷重によるアンカーの変位量 δ が、 $\delta < 0.5 \text{ mm}$ の場合を○

印、 $\delta > 0.5 \text{ mm}$ でアンカーが最終的には引抜かれると見な

される場合(アンカーの変位が時間経過と共に増大する場合)を●印で表わしてある。

アンカーの引抜き限界の判定に採用したアンカー変位 δ は、

図-2の静的引抜き試験結果

を考慮して決定した。試験を

行った変動荷重周期は、図-

7(a)~(c)中に示され

る1.5 sec、2.2 secおよび

4 secの場合である。なお、

括弧内の周期は、各図中に含

まれる試験結果の周期幅を示

したものである。

図-7中の $\Delta F = 0$ は、ア

ンカーの静的引抜きに相当す

る場合で、静的引抜き限界時

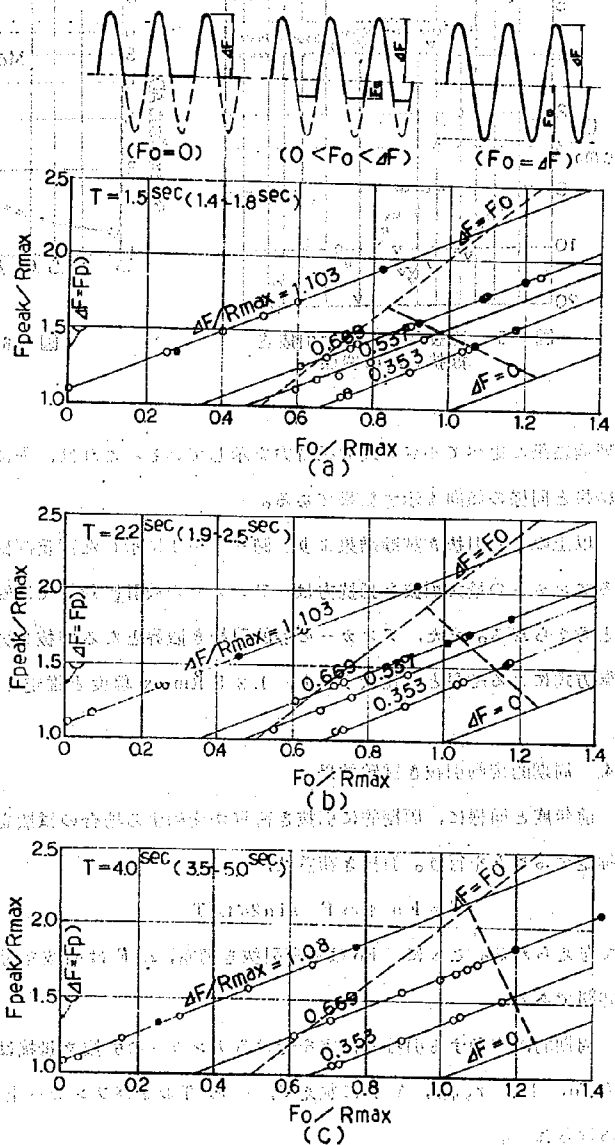


図-7 引抜き限界試験結果

の引抜き力は前節の静的引抜き試験結果より $F_0/R_{max} \approx 1.25$ 程度であることが推定されている。また図中の細破線で示される $F_0 = \Delta F$ より右側の領域では、アンカーには常に引抜き力が作用するが、 $0 \leq F_0 \leq \Delta F$ の場合 ($F_0 = \Delta F$ より左側の領域) には、図-7の上部に示されるように、引抜き力は断続的なものとなる。この様な引抜き変動力の作用下では、アンカーに衝撃的な引抜き力が作用することとなり、アンカーの引抜き限界力は大幅に低下する。この現象は、沈設アンカーは衝撃的な引抜きには弱点があると云う、周知の事柄と一致するし、この現象を実験室内で再現しえたことは興味深いものと云える。

アンカーに常に引抜き力が作用する場合のアンカーの引抜き限界は、図中の太破線で示される。本試験の範囲内では、引抜き荷重の変動周期が増大すると、アンカーの引抜き限界が上昇することが認められる。一方、引抜き荷重の変動周期が非常に長くなると、すなわち $T \rightarrow \infty$ では静的引抜きの場合に相当することから、アンカーの引抜き限界は $F_{peak}/R_{max} = 1.25$ となる。したがって、周期的に引抜き力が変動する場合のアンカーの引抜き限界が最大となるような、引抜き力の変動周期が存在することとなるが、この事実の確認のためには今後とも研究を進める必要がある。

アンカーの引抜き限界には、アンカーに作用する引抜き力の繰返し数も関係する。この事を考慮して、引抜き力の作用時間は、 $T = 1.5 \text{ sec}$ に対して約 1.0 ~ 1.5 分間、また $T = 4 \text{ sec}$ に対しては約 2.0 ~ 2.5 分間を限度として、引抜き試験を行っている。

周期的に変動する引抜き力により引抜かれる場合のアンカーの変位挙動は、以下の3種類のものに分類しうる。すなわち、

- (1) 引抜き力の変動に対応して、アンカー変位が増加する。
- (2) 図-2の静的引抜き試験の場合と同様に、間欠的なアンカー変位が発生する。
- (3) 引抜き力の変動とは関係なく、アンカー変位が連続的に増加する。

以上の様なアンカーの変位挙動は、周期的に変動する引抜き力の特性に関係するものと考えられるが、本年度の試験ではこれらの関係を見出すことはできなかった。

アンカーの変位挙動には、アンカーに作用する引抜き力によって引起される、アンカー周辺の砂層の動的挙動も重要な役割りを果たすと考えられる。

そこで、 $10.7 \text{ cm} \times 10.7 \text{ cm} \times 0.8 \text{ cm}$ の模型アンカーの上下面とその直上 2 cm の砂中の水圧変動の測定を行う。(図-8)

図-9と10は測定結果例で、引抜き力の変動周期が、 $T = 1.25 \text{ sec}$ 、および 2.8 sec の場合である。

図-9と10に見られるように、アンカーに作用する変動引抜き力が最大(F_{peak})となる時、アンカーの上下面の水圧と間げき水圧は、同時に負圧(静水圧を基準とした水圧)を発生している。アンカー上面に発生するこの負の水圧変動は、アンカー下面のものより若干小さいが、アンカーが上方に変位しようとする時に、アンカー上面とその直上での間げき水圧が低下することは、いままで知られていない現象と云える。アンカー変位が上向き(引抜き力が最大となる時)となる時に、アンカー下面に吸引力(suction force)が発生することは理解しうるが、この様な時にアンカー上面の水圧およびアンカー直上の間げき水圧が減少することは、以下の様な砂層の変形機構を考えることによって、或る程度説明することが出来る。すなわち、アンカーの微小な変位によって、アンカー直上の砂粒が変位を生じ、見掛け上砂層の体積膨脹(ダイレタンスー)を生ずる。この砂層の体積膨脹へ水が供給されなければ、アンカー周辺の水圧は低下する。しかし、この様な砂層の変形機構を想定すると、アンカーに働く引抜き力が減少する時に、アンカー上下面の水圧および直上部の間げき水圧が増加すると説明が困難となる。

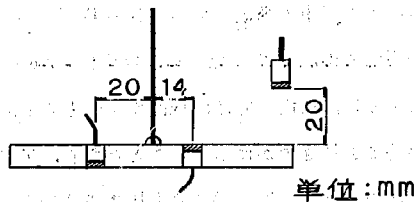


図-8 圧力センサー配置図

このようなアンカー周辺の砂層の挙動を理解するためには、より系統的な研究を今後も行い必要がある。

5. あとがき

本年度の研究は、アンカーの静的引抜き時の最大抵抗力の決定と、周期的に引抜き力が変動する場合のアンカーの引抜き限界の決定を中心に行った。本研究の範囲内で認められた主たる事柄は、以下の通りである。

- 1 荷重制御方式による静的引抜き試験より、アンカーの引抜き最大抵抗力は、図-2~4のようにして決定することが出来る。
- 2 前年度までに行っていたいわゆる準歪制御方式の試験結果との比較より、静的引抜き限界力は最大抵抗力の1.25倍程度と推定される。
- 3 周期的に引抜き力が変動する場合のアンカー引抜き限界は、図-7のように表わすことが出来る。試験結果によると、引抜き力の変動周期が増加すると、アンカーの引抜き限界は上昇する。

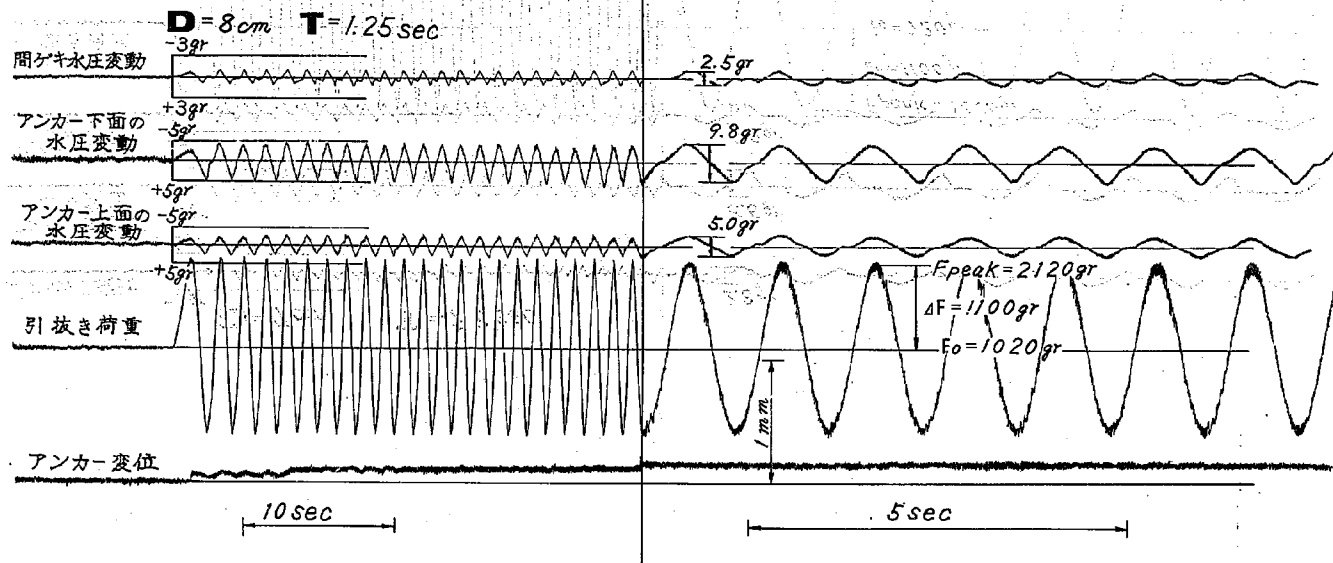


図-9 測定記録例 (T=1.25 secの場合)

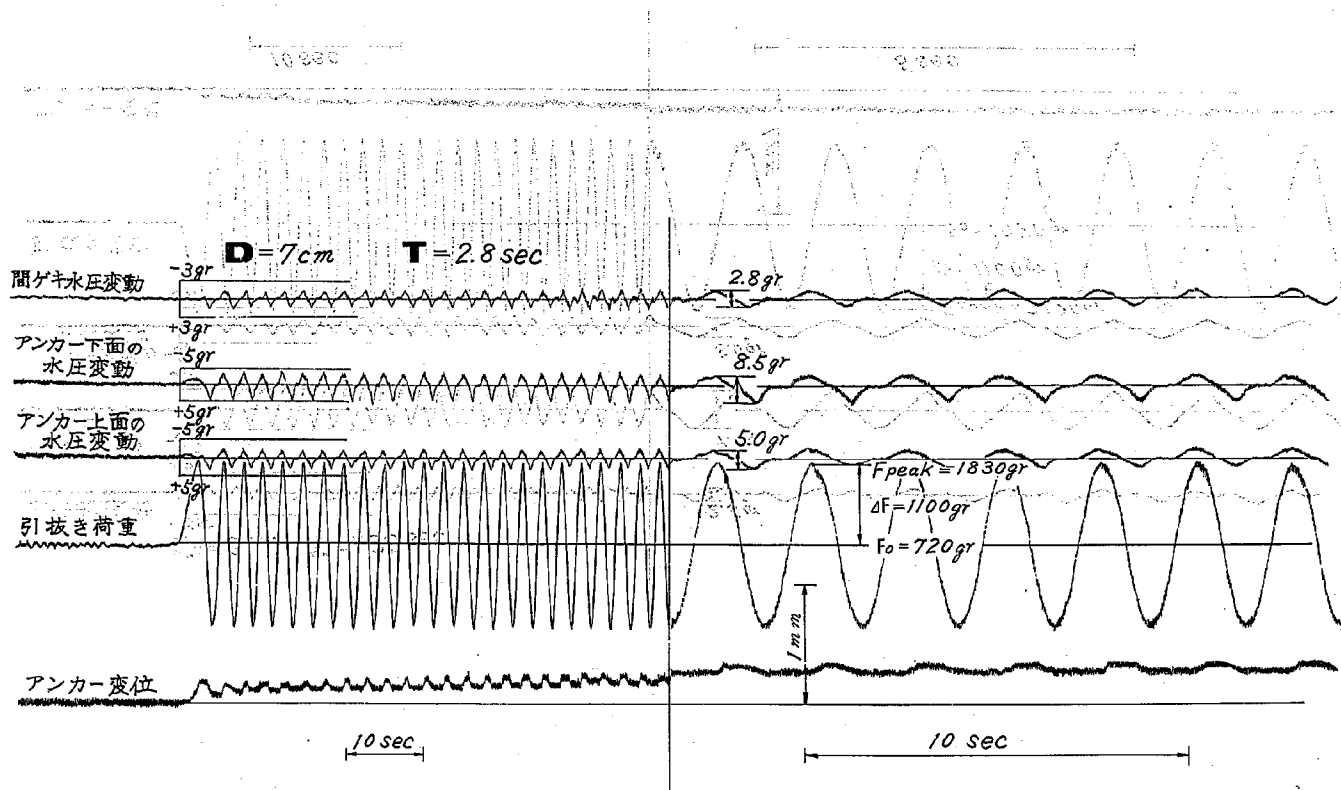


図-10 測定記録例 ($T = 2.8 \text{ sec}$ の場合)

傾向が認められる。

4 アンカーの係留索がたるむ様な変動引抜き力が作用する場合には、アンカーの引抜き限界は顕著に低下する。

5 引抜き力が変動する場合、アンカーの上下面に作用する水圧およびアンカー直上の砂層内の間引き水圧は、引抜き力が最大となる時に減少することが認められる。この様な圧力変動の発生機構の解明には、今後も研究を行う必要がある。

引用文献

- 1) Balla, A : The resistance to breakout of mushroom foundation of pylons, Proc. of 5th Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, pp. 569~576, 1962.
- 2) 松尾稔：送電線鉄塔基礎の引揚抵抗について、土木学会論文集，第105号，pp. 9~18，昭和39年
- 3) Colp, J. L. and J. B. Herbeck : Inclined pullout forces for embedded plate anchors, Proc. of 7th Annual Offshore Tech. Conf., pp. 334~342, 1975.
- 4) 服部昌太郎：アンカーの引抜き抵抗実験，土木学会，第5回海洋開発シンポジウム，pp. 31~35，昭和49年
- 5) 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

第 3 章 浮遊式波高桿の動揺実験

1. はじめに

表面波を直接計測する方法として、水中ブイに波高桿を固定した、浮遊式波高桿を用いることが提案された。この浮遊式波高桿による波浪観測の精度を高めるには、波高桿と水中ブイの波による動揺を、出来るだけ小さくすると同時に、その動揺特性を予め知る必要がある。

前年度には、2・3の型式の浮遊式波高桿ブイの動揺特性を検討するため、模型実験が行われた。この実験は、

1 波浪観測地点水深 5.0 m

2 測定対象最大波高 5 m

3 測定対象卓越周期 5 ~ 10 sec

なる波浪観測条件を設定し、想定実物の1/100の模型波高桿ブイに対してなされた。その結果、以下の事柄が明らかにされた。すなわち、

(1) 浮遊式波高桿による表面波の観測は、充分可能であるが、観測精度を高めるために、波高桿とブイの形状・重量・大きさについて、より綿密な実験的検討が必要である。

(2) 波高桿の動揺を減ずるためには、波高桿長を短かくし、またブイの係留位置を低くすることが必要である。

(3) 浮遊式波高桿ブイの基本的形状を球形とすると、単一ブイより、小形の複数ブイ(相互に固定されるもの)の方が、波高桿の動揺をより減ずることが出来る。

(4) 波高桿の動揺——特に回転運動——の抑制には、海中下に取り付けられる抵抗板の効果が期待しうる。

以上の前年度の浮遊式波高桿の実験結果を踏えて、本年度も前年度と同様の実験を行うこととする。

実験は前年度の模型波高桿ブイより大型の模型を用い、その波による動揺特性を検討し、昭和51年度以降に予定されている試験ブイの、設計資料をうることを目的とする。

2. 模型波高桿ブイ

模型波高桿ブイの基本形状は、球形浮体をブイとする潜水式のものである。本実験の対象とするブイ形状、寸法は、図-1に示されるA、B、Cの3種類である。AおよびB型の模型ブイは、直径9.0cmの塩化ビニール製中空球形浮体、C型は直径5.0cmの中空球形浮体4ヶを結合させた

ものである。

模型波高桿およびブイ下部の係留索取り付け桿は、それぞれ外径 0.8cm のプラスチック管と塩化ビニール管を使用し、模型全体の浮力を出来るだけ減じないように配慮した。

前年度の模型実験はすでに述べたように想定実物の 1/100 の模型波高桿ブイを使用して行ったことから、本年度の模型波高桿ブイの想定実物に対する幾何学的縮尺は 1/22.2、また前年度の模型は本年度の 1/4.5 となる。

表-1 は、本年度および前年度の模型波高桿ブイの関係を、縮尺 1/4.5 として比較したものである。(幾何学的縮尺 $K_2 = 1/4.5$ とすると重量の縮尺 $K_w = K_L^3 = 1/91.0$)

当初本実験の計画は、観測地点水深は前年度と同じく 50 m として立案されていたが、使用する実験設備の規模ならびに試験ブイの設置条件を考慮して、実験水深 60 cm (実物換算水深 13.3 m) で実験を行うこととなった。

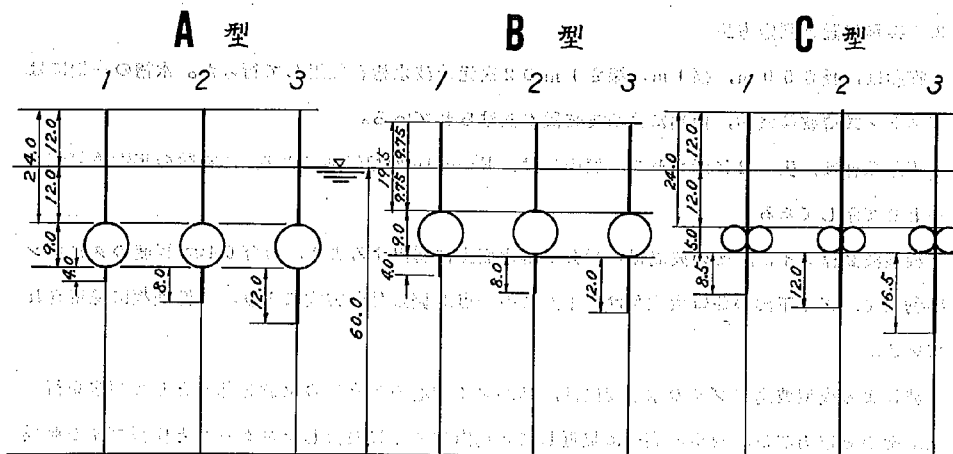


図-1 模型波高桿ブイの形状

表-1 前年度および本年度の模型寸法の比較 (縮尺 $1/4.5$)

	ブイ直径	波高桿ブイ総重量	ブイ重量	初期引張力
本年度模型	9.0 ^{cm}	170.3 ^g	149.0 ^g	3610 ^g
前年度模型	2.0 ["]	1.5 ["]		32 ["]
(換算値)	(9.0 ["])	(136.4 ["])	()	(2910 ["])

表-2 実験条件

	水深: h	入射波波高: H_I	入射波周期: T
実施値	0.60 ^m	3.0 ~ 10.0 ^{cm}	0.74 ~ 1.6 ^{sec}
換算実物値	13.35 ["]	0.6 ~ 2.2 ^m	3.5 ~ 7.6 ["]

3. 実験装置と測定方法

実験は、長さ50m、幅1m、深さ1mの2次元造波水槽を使用して行った。水槽の一端にはピストン式造波装置が、他端には消波装置が設けられている。

実験条件は、表-2に示される。表中には、Froudeの相似則による、本実験の実物換算値もあわせて示してある。

模型波高桿ブイは、その波高桿の半分が静水面上に露出するよう、直径0.4mm程度のダクロン製釣糸で、ブイ下部の係留索取付け桿下端での一点が緊張係留方式により、水槽底板に係留されている。

波による模型波高桿ブイの水平変位は、球形ブイ中心の静水時の位置を基準として測定を行った。その測定方法は、模型波高桿に接近して水槽内に水平に設置したスケールと模型ブイの動揺を同時にビデオ装置で記録し、この記録結果より水平変位振幅を読み取った。入射波波高は、模型波高桿ブイの係留地点とその前方15mの地点の2ヶ所で、抵抗線式波高計を使用して測定し

た。

4. 実験結果とその考察

実験結果は、図-2~4に示される。前年度の実験は、入射波波高を一定 ($H_1 = 1\text{cm}, 3\text{cm}, 5\text{cm}$) とし、入射波周期を変化させて行ったが、本年度の実験は入射波波高と周期が共に変化するような条件の下で行った。(表-2参照)

模型波高桿ブイは一点緊張係留されているが、その水平方向の変位は、ブイ中心位置の水深にある水粒子の波による水平変位に相関があると考えられる。いま、

X_b : 模型ブイ中心の水平変位振幅

$\xi_{\max}$: 模型ブイ中心の水深における水粒子の、波による水平変位振幅で微小振幅浅水波理論によると、

$$\xi_{\max} = \frac{H_1}{2} \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh}$$

ここに、 H_1 : 入射波波高、 z : ブイ中心までの水深、 k : 波数、 h : 水深である。

すでに、第2節で述べたように、本実験の模型波高桿ブイの全重量と球形ブイの重量比は1.16 : 1であり、ブイの重心と浮心は、ほぼ球形ブイの中心と一致しているとみなせる。また、模型波高桿ブイの浮力に比べて、波高桿重量が小さいため、波による模型波高桿ブイの変位挙動は比較的単純で、図-5に示されるような入射波の位相とほとんど位相差がない周期的な変位を示す。この模型波高桿ブイの変位挙動は、前年度の実験結果と非常に異なるもので、模型波高桿部でのロッキングの現象はほとんど認められない。このような変位挙動の差は実験に用いた模型波高桿ブイの大型化によって波高桿部とブイ部分の重量と浮力のバランスが改善された結果であると云える。

以上の事柄より、試験ブイの計画に当っては、ブイ本体と波高桿部分との、大きさおよび重量などの相対的な配分に対する考慮を十分にはらう必要があることがわかる。

図-2~4の実験結果は、入射波周期と $X_b/\xi_{\max}$ 、 θ との関係を示したものである。また、これらの図中には、前年度と同様な X_b と入射波波高 H_1 との比 X_b/H_1 の関係も同時に示されている。

模型波高桿ブイの水平変位の共振周期 T_n は、近似的に次式で与えられる。

$$T_n = 2\pi \sqrt{\ell_M(M + M_H)} / T_0 \quad (2)$$

ここに、 ℓ_M : 係留索長、 M と M_H : 模型ブイの質量と水平付加質量、 T_0 : 係留索に働く初期

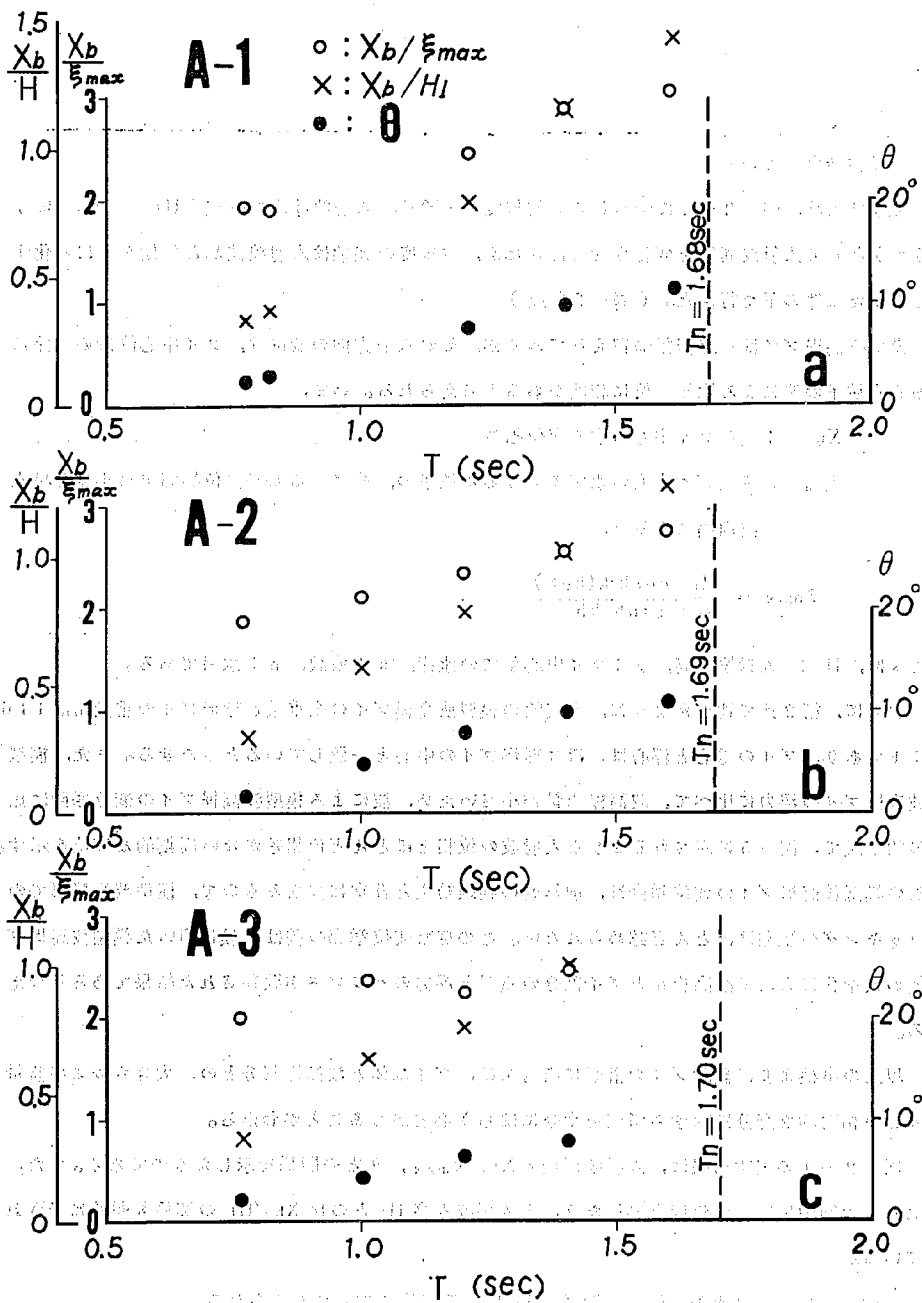


図-2 実験結果(A型)

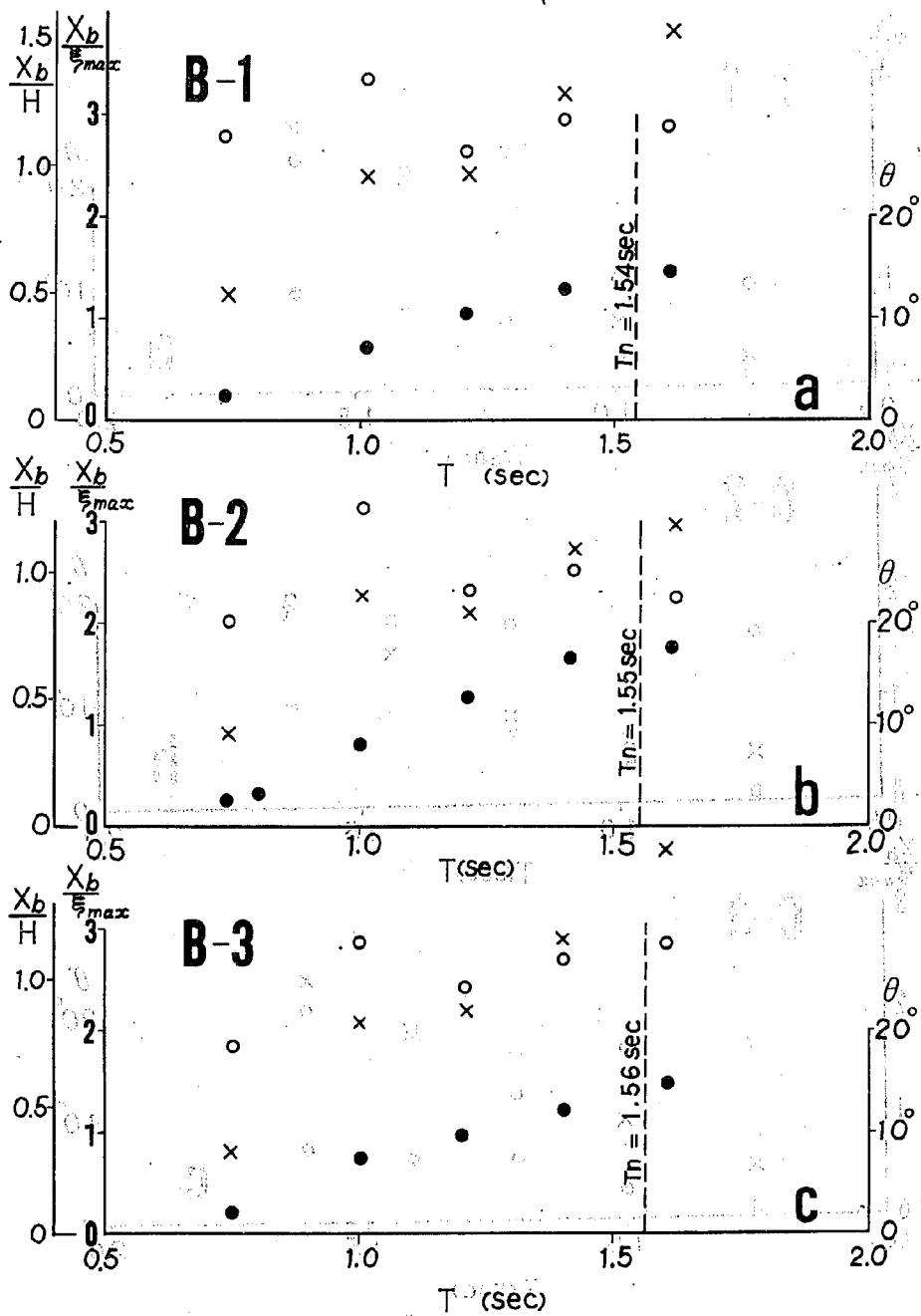


圖-3 實驗結果 (B 型)

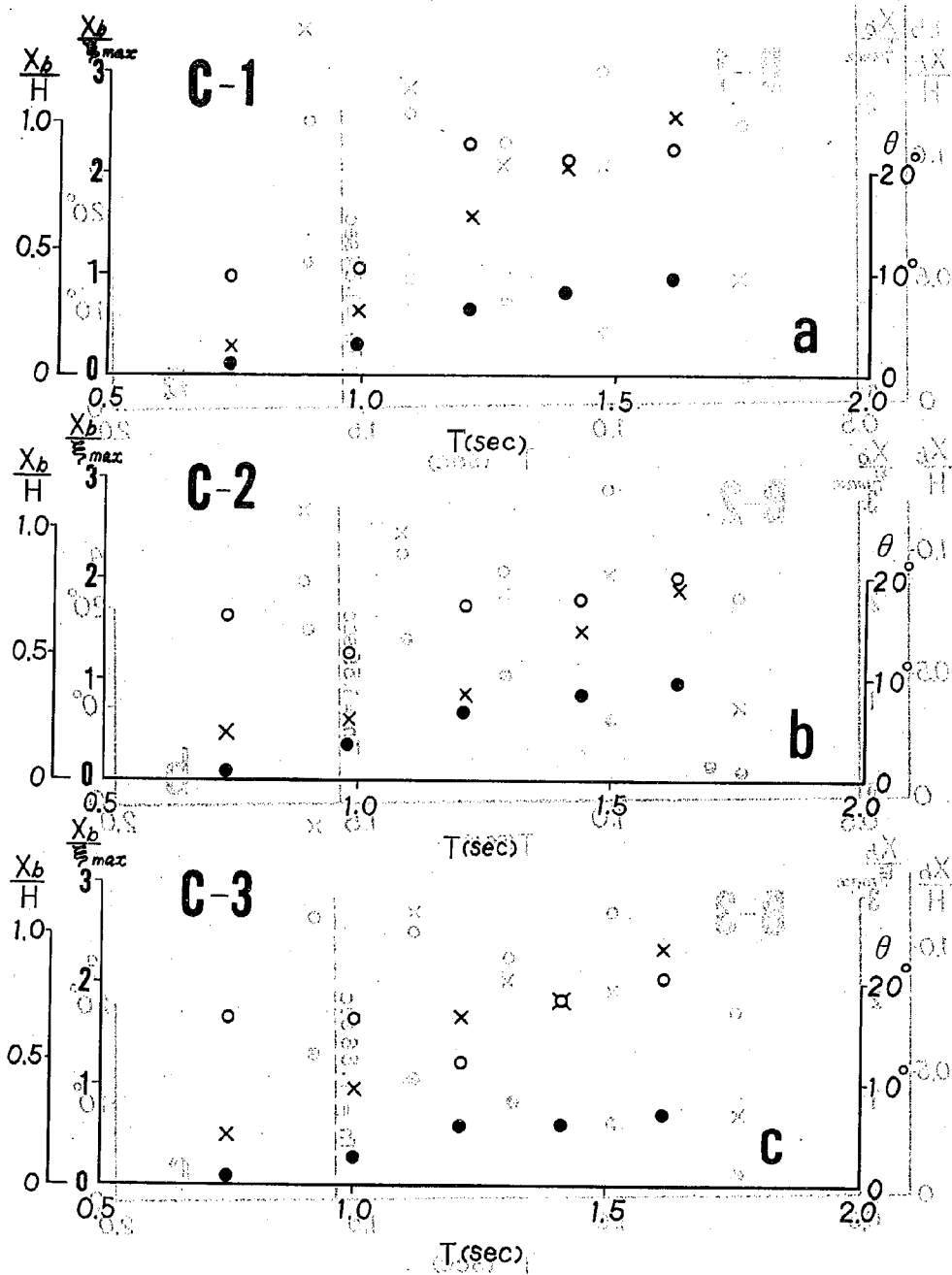


圖-4 實驗結果 (C型)

張力である。

図-2と3には、式(2)より計算されるAおよびB型模型波高桿ブイの T_n が示されている。ただし、この計算に当たっては、水平付加質量係数は0.5とした。

実験結果図-2～4に

見られるように、入射波周期が増大すると共に、

波高桿ブイの相対水平変位振幅(X_b/H_1)は増大することが認められる。前年度の実験結果によると、模型波高桿ブイの水平変位共振周期 T_n より、入射波周期が短い場合($T > T_n$)には、入射波周期の増大と共にブイの水平変位振幅 X_b も増大することが認められた。この前年度と同様の傾向は、ブイ中心における水粒子の波運動による最大水平変位 ξ_{max} との比で表わした相対水平変位振幅 X_b/ξ_{max} と入射波周期との間に認められる。本年度の実験結果で X_b/H_1-T の関係が、前年度の結果と異なる傾向を示しているのは、実験方法の差によるものと考えられる。

模型波高桿ブイの傾き角度 θ も、入射波周期の増大と共に、ほぼ直線的に増大するが、 $T \neq T_n$ ではその増加傾向が弱まり、 $T = 1.6 \text{ sec}$ 付近で極値を生ずるような傾向が認められる。

模型波高桿ブイA型とB型との差は、模型ブイ中心の係留水深にある。(A型： $\bar{z} = -0.165 \text{ m}$ 、B型： $\bar{z} = -0.143 \text{ m}$)すなわち、B型ブイの方がA型ブイより静水面近くに係留されている。このブイ中心の水深差の効果は、波高桿ブイの傾き傾度 θ が、B型の方がA型に比べて大きくなることに現われている。しかし、 X_b/ξ_{max} は実験点のバラツキを考慮すれば、両型式間ではほぼ同一であると云える。以上の事から、波高桿の長さのブイ変位に及ぼす効果は殆んど認められない。しかし、波高桿ブイの係留索取付け桿が長くなると、ブイ変位は若干減ずる傾向は認められる。

図-6は、波高桿ブイの重心点を下方にし、また係留索に働く初期張力を低下させた場合の効果を検討するため行った実験の結果である。この実験にはA-3型の模型波高桿ブイを使用し、係留桿には鉛板(200 gr)を巻付けた。(模型波高桿空中重量372.9 gr、初期張力340.7 gr)、この模型波高桿の水平変位の共振周期は $T_n = 2.0 \text{ sec}$ である。図-6中には、図-2のA-3

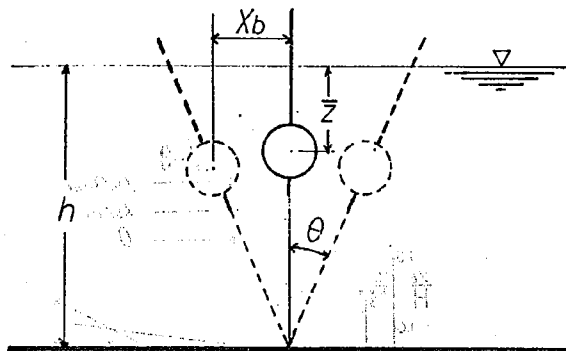


図-5 波による波高桿ブイの変位と記号説明

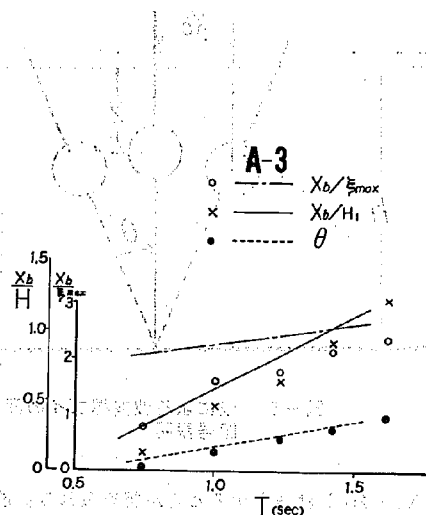


図-6 実験結果

型の実験結果を同時に示してある。 X_b/ϵ_{max} 、 X_b/H および θ と入射波周期との関係は、A型とは同傾向を示すが、入射波周期が短い場合には模型波高樫ブイの水平変位も傾き角度もA-3型のものより小さいことが認められる。これは、波高樫ブイの重量増加による効果であると考えられる。

C型波高樫ブイは、その形状がA、B型とは異なるもので、模型ブイ中心の水深は $z = 0.145$ m、その共振周期を式(2)より近似的に推定すると $T_n = 2.6 \sim 2.9$ 程度である。この型式の波高樫ブイの水平変位および傾き角度は、A、B型に比べて小さくなっていることが認められる。これは、波高樫ブイの水平変位の共振周期が、A、B型に比べて大きくなっていることも、その一因であると考えられる。C型波高樫ブイの波による変位挙動は、A、B型のそれ(図-5)に比べて若干複雑な挙動を示しているが、波高樫部分のロッキング現象はそれ程顕著なものではなかった。波高樫ブイの鉛直変位は測定を行わなかったが、図-5に示される様なブイの変位挙動より、計算により推定することが出来る。

5. ま と め

本年度は、想定実物の1/2.2.2の模型波高樺ブイの、波による動揺特性について実験を行った。本実験の結果より認められる主なる事柄は、以下のようである。

1 実験に使用した模型が、前年度のものより大型となったため、波高樺とブイとの重量、浮力比が小さくなった。そのため、波高樺ブイのロッキング現象は殆ど認められず、波高樺の傾き角度は 15° 程度となった。

2 波高樺ブイの相対水平振幅 X_b/H_1 は、入射波周期の増大と共に増大する。しかし、ブイ中心の水深における水粒子の、波による水平最大変位 ξ_{max} による相対水平変位振幅 X_b/ξ_{max} は、入射波周期 T が波高樺ブイの水平変位の共振周期 T_n より小さい場合は、入射波周期と共に増大する。そして、 $T \approx T_n$ 付近で X_b/ξ_{max} が最大となる傾向を示す。

3 A型およびB型波高樺ブイの実験結果の比較より、ブイ中心位置が静水面に近いと、ブイの水平変位振幅と傾き角度は共に大きくなる。

4 波高樺長のブイの水平変位に及ぼす効果は、実験の範囲内では顕著ではない。また、ブイ下部の係留索取付け桿が長くなると、若干ブイの水平変位は減少する。

5 波高樺ブイの係留索取付け桿に錘り（鉛板）を付加して総重量を増加し、また、波高樺ブイの重心の位置を低下し係留索に働く初期張力を減ずると、波高樺ブイの水平変位振幅および傾き角度が減少する。

6 波高樺ブイO型は、A、B型に比べてその水平変位、傾き角度も小さく、波高樺ブイの形式としては良好なものと認められる。しかし、その構造からも明らかなように、波高樺ブイ本体に方向性があることを注意する必要がある。

以上の実験結果より、昭和51年度以降に予定される試験ブイの形状としては、円板形のものが適当であると考えられる。

第4章

2, 3点ブレンションアンカーされた 海中物体の運動についての実験研究

1. はじめに

(2) 3点ブレンションアンカーされたブイを考へて、その形状を球、円板、円錐の4種類変へて、波の方向も2種類変へて模型実験を行い、その3次元の運動を測定するためにモアレ縞を利用した方法で8ミリ撮影し、そのデータをコンピュータで処理して求めた。又アンカーに作用する張力をバネで測定し、各形状、方向による3次元の運動、張力の比較を行った。

2. 模型実験

(1) 模型

模型は、球、円板、円柱、円錐の4種類で、それらの諸元は次のとおりになっている。球の直径3.8cm、重量2.6g、円板の直径5.2cm、高さ1.0cm、重量10.1g、円柱の直径2.4cm、高さ7.2cm、重量7.8g、円錐の直径4.8cm、高さ1.2cm、重量4.7g。

円板：直径5.2cm、高さ1.0cm、重量10.1g

円柱：直径2.4cm、高さ7.2cm、重量7.8g

円錐：直径4.8cm、高さ1.2cm、重量4.7g

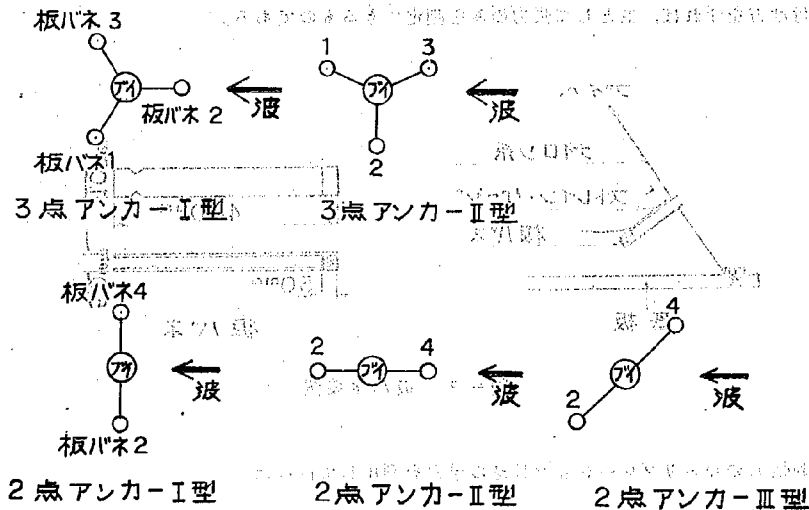
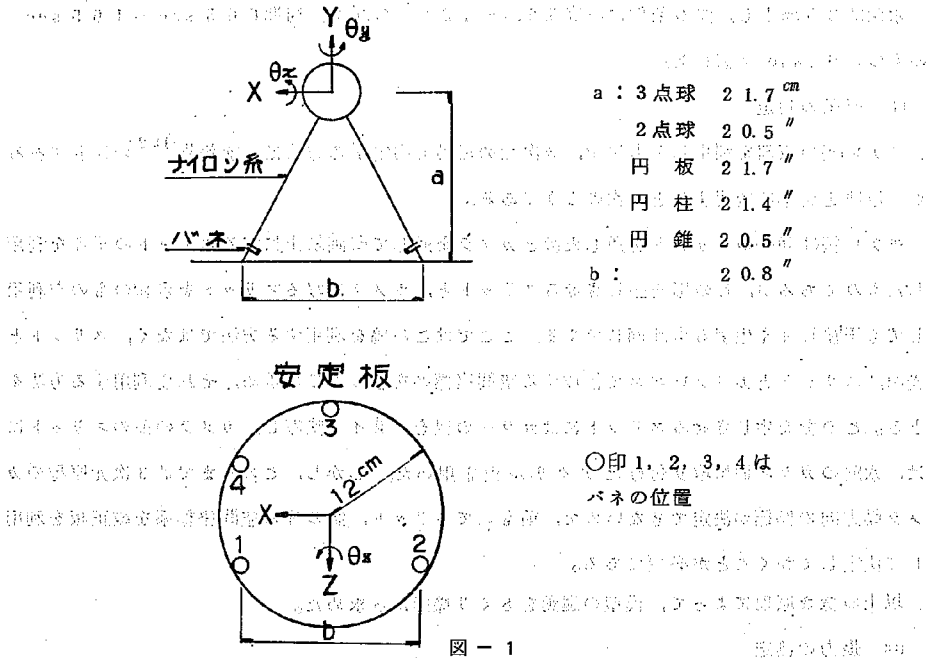
各模型の表面は8ミリ撮影しやすいように、白色の消しの塗料を塗り、その表面に青色のマーカをつけた。この模型の下部に3点、又は2点のアンカーとしてのナイロン糸の一方にアンカーリングをつけて、その反対側に板バネをつけ図-1のようにセットし、銅製の底板を用いて水路底にセットした。

この底板を回転することによって、模型のアンカーに対する波の進行方向を2~3種類変化させた。この各ケースを図-2に示す。

(2) 水路

幅40cm、深さ50cm、長さ22mの2次元造波水路の模型取り付け位置の側面のガラス張りの部分に、スリット板を取り付けた。これは後に説明する、モアレ縞利用の空間座標の測定法のために、アクリル板に5mm間隔の線を引いたものである。

2 実験方法(測定方法)



水深は35cmとし、波の条件は波高5.6cm～12.0cmの間で、周期0.65sec～1.65secのものを6case考慮した。

(i) 運動の測定

モアレ縞の原理を利用した方法で、3次元の運動を測定する方法は、前報告^{(1),(2)}の通りであるが、原理を簡単に説明すると、次のようである。

モアレ縞は同一のスリットを通した影とカメラを通して印画紙上に写るスリットの干渉を利用したものであるが、この影を生じさせるスリットと、カメラに写るスリットを別個のものを利用して干渉縞を生ずる事は同じである。ここではこの縞を利用する方法ではなく、スリットと光源、スリットとカメラレンズで構成する空間座標系をあらかじめ求め、それを利用する方法をとる。この影を生じさせるスリットにはカラーの縞をスライド映写し、カメラの前のスリットには、水路のガラス面に取り付けたアクリル板を用いた。しかし、このままでは3次元座標のカメラ軸方向の座標が決定できないので、前もってスリット、影の作る空間座標系を較正板を利用して決定しておくことが必要である。

以上の様な原理によって、模型の運動を8ミリ撮影から求めた。

(ii) 張力の測定

張力の測定は、この実験のために考慮した。図-3のような板バネ装置を利用した。この板バネにストレインゲージをはりつけて、この変位より張力を測定することにした。図-3のような取り付け方をすれば、主として張力のみを測定できるものである。

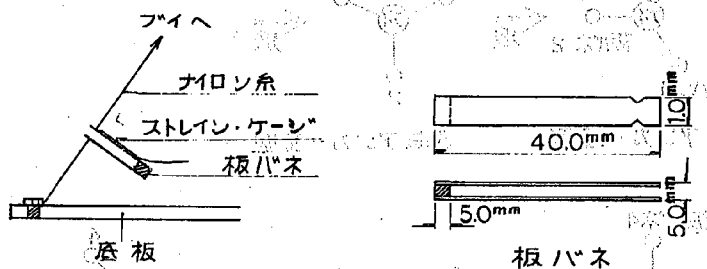


図-3 板バネ装置

なお張力のキャリブレーションは球の浮力を利用して行った。

3. 実験結果

1. アンカーロープの張力

結果を 図 4-1 ~ 4-5 に示してある。このグラフは波形勾配と、張力を角周波数 σ の 2 乗と波高 H で割ったものとの関係で示してある。

各模型とも、データにかなりの散りがあるが波形勾配の増加にしたがって張力/ $H\sigma^2$ は減少する傾向を示している。

(イ) 3 点アンカー球

I 型では、バネ 2 が最大 6 g 他の 2 倍と卓越しており、II 型では、バネ 1 が最大 4 g 他の 2 倍と卓越しており、他のバネは 1 ~ 2 g 程度で、I, II 型の差はあまりないことを示している。

(ロ) 2 点アンカー球

I 型では、バネ 4 が最大 3 g 他の 1.5 倍と卓越しており、II, III 型では 1.5 ~ 3.5 g の間の値で同じ結果を示している。

(ハ) 円板

I, II 型ともバネ 1 が最大 1.5 g 他の 1.5 倍と卓越しており、I, II 型の全体の差はあまりないことを示している。

(ニ) 円柱

I 型では、バネ 2 が最大 1.0 g 他の 1.5 倍と卓越しており、II 型では、バネ 1 が最大 1.4 g と

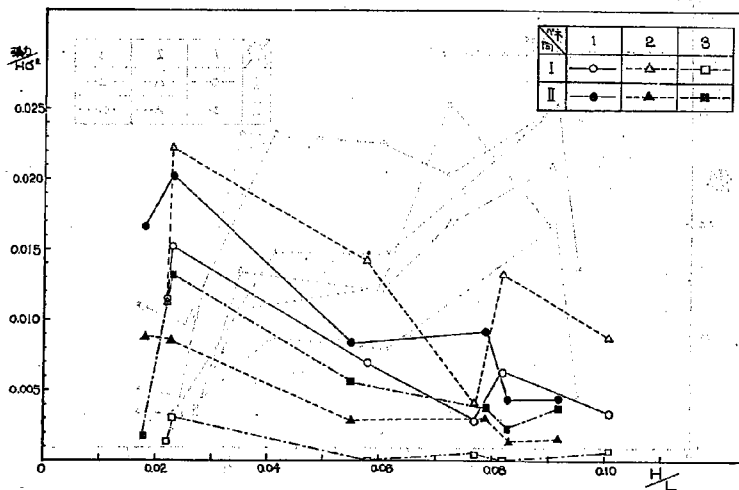


図-4-1 (球) 3 点アンカー (張力)

大気中、乾燥状態の状態で、その材料の特性を調査する。その結果、その材料の特性は、その材料の特性に依存する。

その結果、その材料の特性は、その材料の特性に依存する。

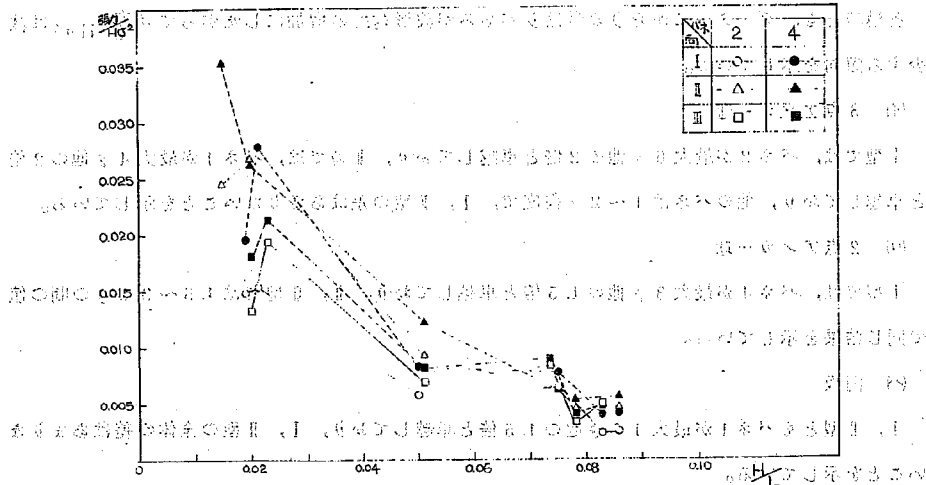


図 4-2

その結果、その材料の特性は、その材料の特性に依存する。

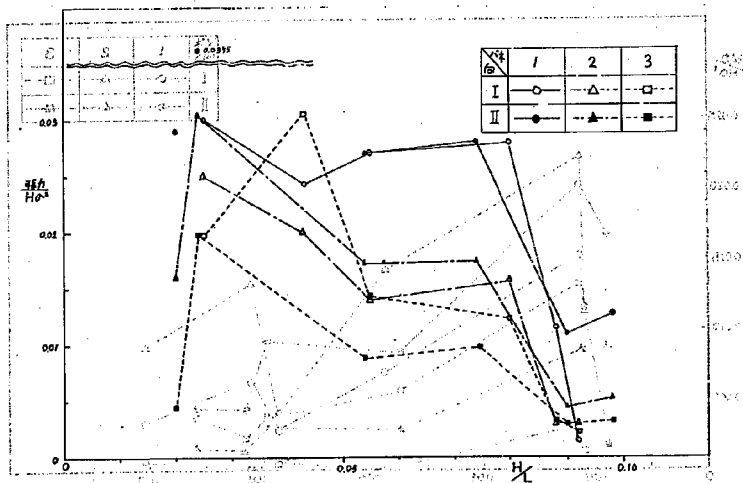


図 4-3 (円板) 3 点圧シカ (張力)

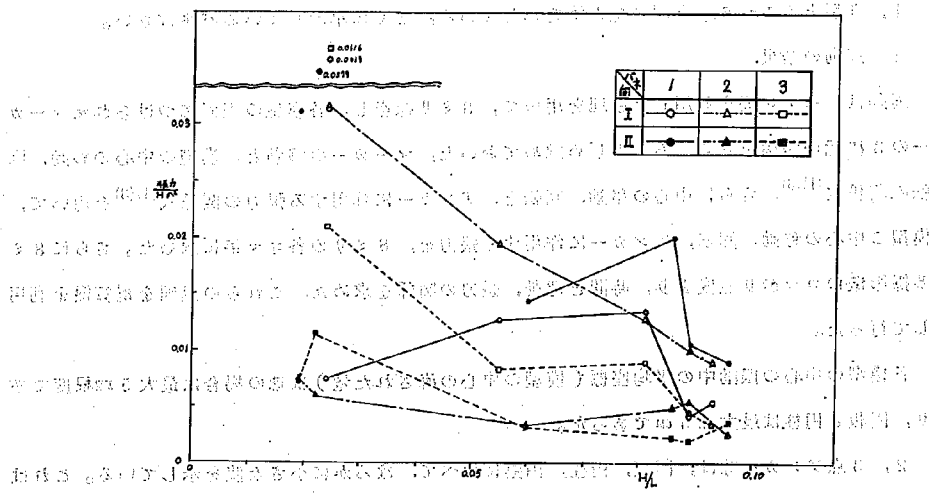


図-4-4 円柱(張力)の設計と施工 (2) 鋼管コンクリート柱の設計

この図は、円柱(張力)の設計と施工に関するものである。図中の各曲線は、異なる設計条件を示している。

図-4-4 円柱(張力)の設計と施工 (2) 鋼管コンクリート柱の設計

この図は、円柱(張力)の設計と施工に関するものである。図中の各曲線は、異なる設計条件を示している。

図-4-4 円柱(張力)の設計と施工 (2) 鋼管コンクリート柱の設計

この図は、円柱(張力)の設計と施工に関するものである。図中の各曲線は、異なる設計条件を示している。

図-4-4 円柱(張力)の設計と施工 (2) 鋼管コンクリート柱の設計

この図は、円柱(張力)の設計と施工に関するものである。図中の各曲線は、異なる設計条件を示している。

図-4-4 円柱(張力)の設計と施工 (2) 鋼管コンクリート柱の設計

この図は、円柱(張力)の設計と施工に関するものである。図中の各曲線は、異なる設計条件を示している。

図-4-4 円柱(張力)の設計と施工 (2) 鋼管コンクリート柱の設計

この図は、円柱(張力)の設計と施工に関するものである。図中の各曲線は、異なる設計条件を示している。

図-4-5 円錐(張力)

卓越しており、全体では、Ⅱ型が大きな値を示している。

(例) 円錐

Ⅰ，Ⅱ型とも1～6gと同じ様な値を示している。とくに卓越しているバネはない。

2. 運動の結果

運動は、モアレ縞を利用した原理を用いて、8ミリ撮影し、各模型の表面につけられたマーカの3次元の座標を求め、あらかじめ求めておいた、マーカの移動と、模型の中心の移動、回転の関係式⁽¹⁾⁽³⁾，さらに中心の移動、回転と、アンカーに作用する張力の関係式⁽¹⁾⁽³⁾を用いて、模型の中心の移動、回転、アンカーに作用する張力を、8ミリの各コマ毎に求めた。さらに8ミリ撮影機のコマ送り速度より、時間と運動、張力の関係を求めた。これらの処理を電算機を利用して行った。

各模型の中心の振動中の平均座標（模型の中心の流された量）は球の場合は最大5mm程度であり、円板と円柱は最大2.5cmであった。

2，3点アンカー球は、円板、円柱、円錐に比べて、はるかに小さな値を示している。これは球は静止状態から振動し、他の模型は相当量流されてからの振動であることを示している。円板、円柱はX方向に相当流されてからの運動であることを示している。円錐については、結果が散っており、はっきりとした傾向を示していない。円柱はⅠ，Ⅱ型で、Y方向の移動が反対となり、Ⅱ型では、Y方向のかわりにZ方向に流されていることを示している。

時間と移動、回転、張力の関係を求め、それをフーリエ級数に展開し、各係数を求め、各周期成分の振幅を求めた。その周期と振幅の関係を、移動は図、5-1～5-11，回転は図、6-1～6-11，張力は図、7-1～7-11に示してある。

これは周期0.68 sec，波高約6.0 cmのcaseである。各グラフとも、ピークは波の周期と一致し、また $\frac{1}{2}$ 周期，2倍周期で小さなピークが見られる。しかし、円柱、円錐では、相当散らばった結果を示しているケースもあり、ここには示していないが、フーリエ展開する前のデータでは、さらにはっきり複雑な運動をしている。

移動については、円錐を除いて（2点アンカー球についてはあとでふれる），Ⅰ，Ⅱ型ともX軸方向の移動が卓越している。円錐においては、各caseによって相当散らばっている結果であった。

回転については、3点球と円板Ⅰ型は明らかにZ軸回りの回転が卓越しているが、円柱Ⅰ型ではY軸回りの回転、円錐ではX軸回りの回転が卓越している。円錐の運動は、Z軸方向に流され、円錐の上面、または下面からカメラ側から見える様な運動をしており、明らかにX軸回りの回転が卓越している。

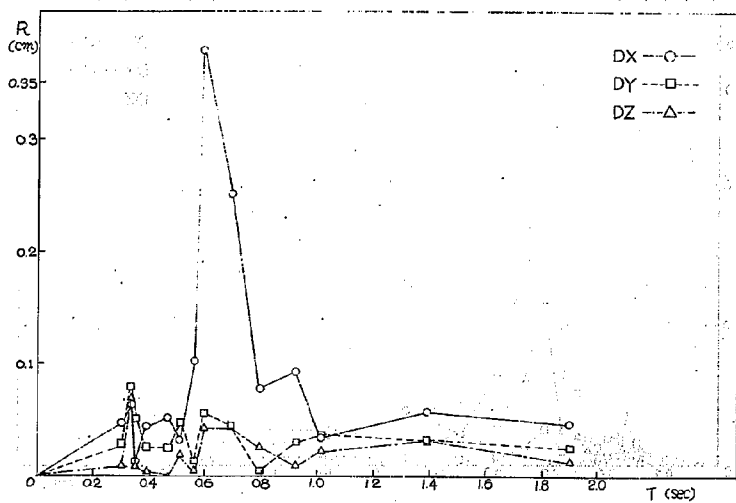


図-5-1 3点アンカー球 (I) B-3.3

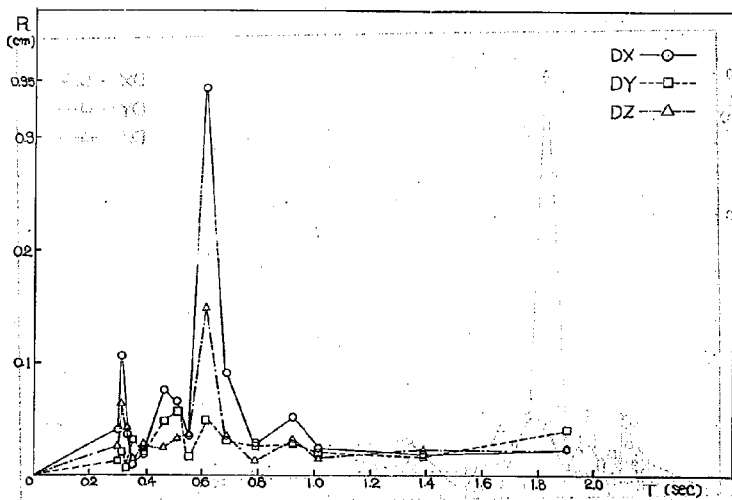


図-5-2 3点アンカー球 (II) B-3.3

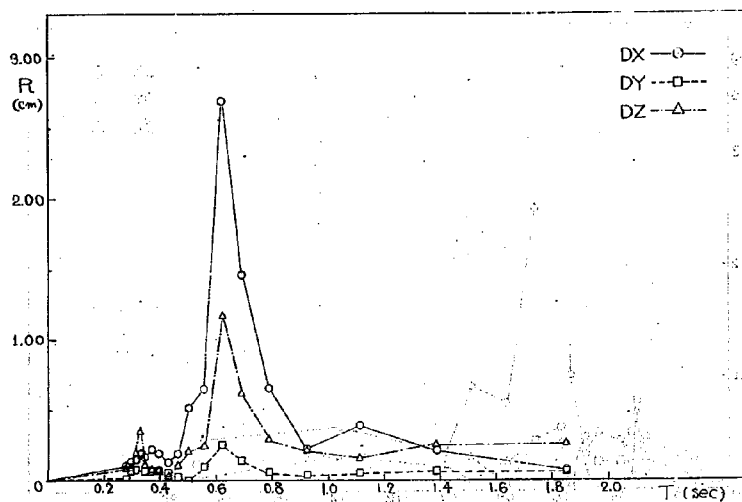


図-5-3 2点アンカー球 (I) B-3.3

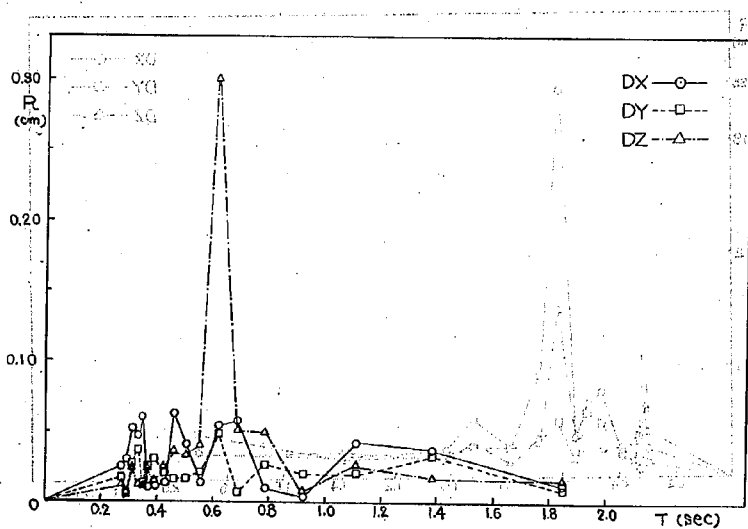


図-5-4 2点アンカー球 (II) B-3.3

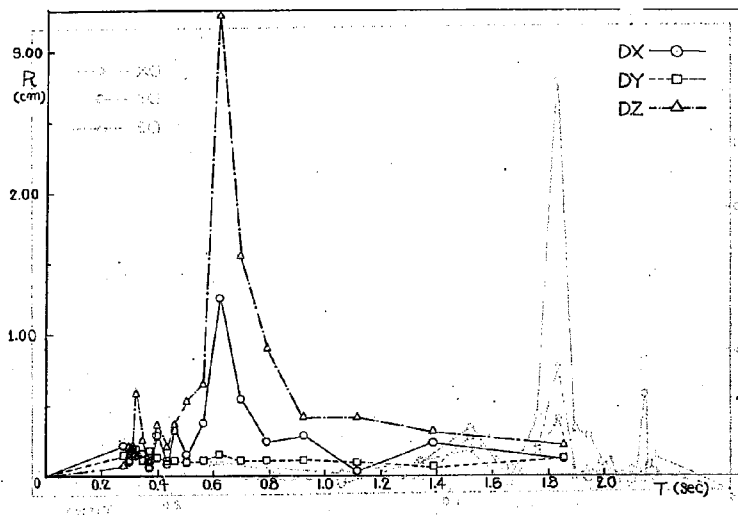


図-5-5 2点アンカー球 (B) -B- 3.3

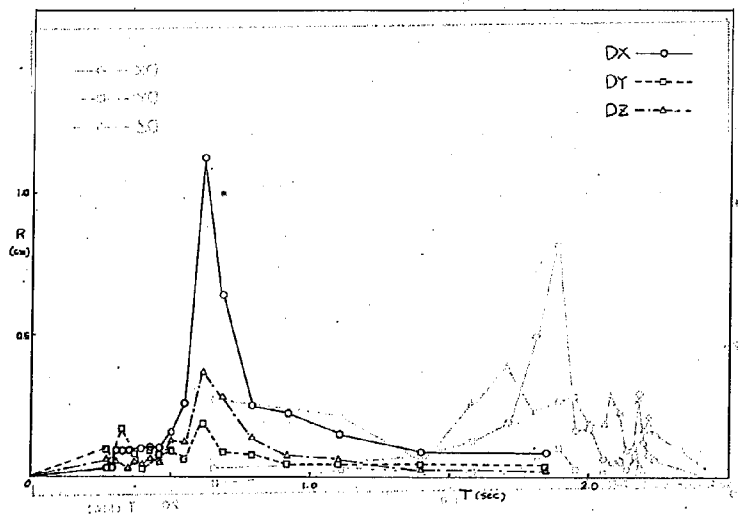


図-5-6 円板 (D) -B- 3.3

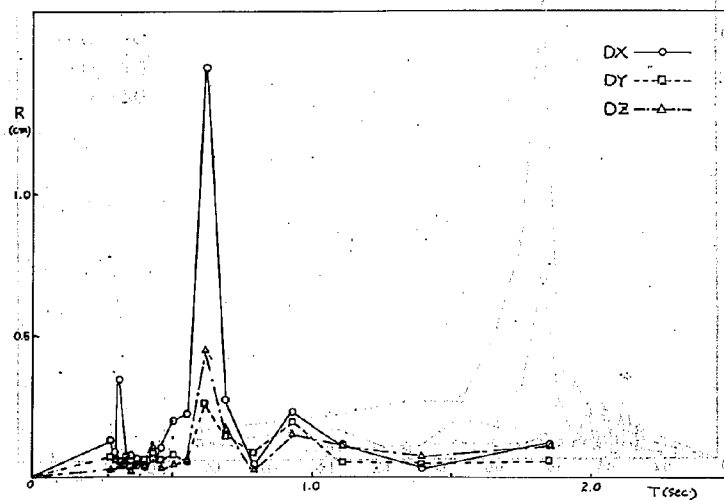


図-5-7 円板 (D) B-3.3

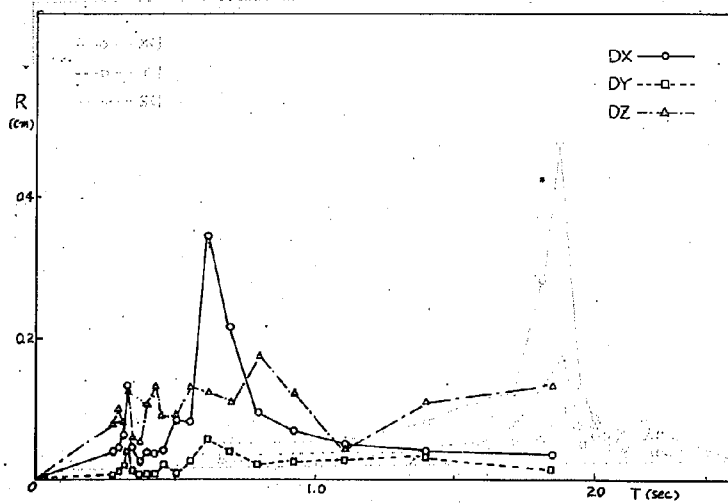


図-5-8 円柱 (D) B-3.3

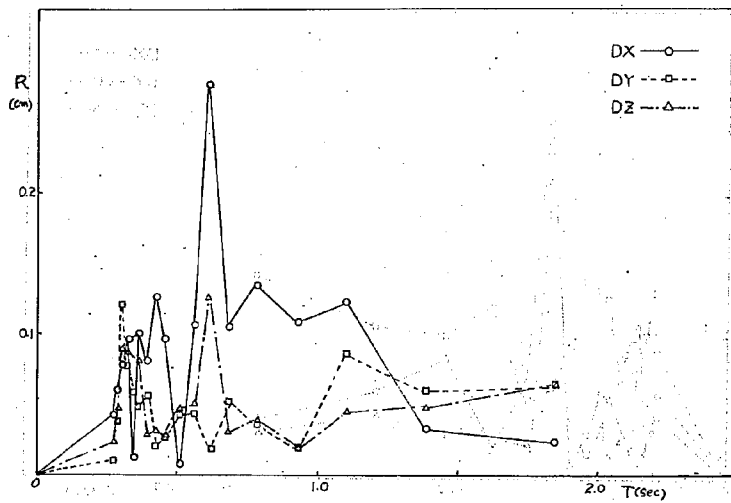


図-5(9) 円柱 (D) B-3.3

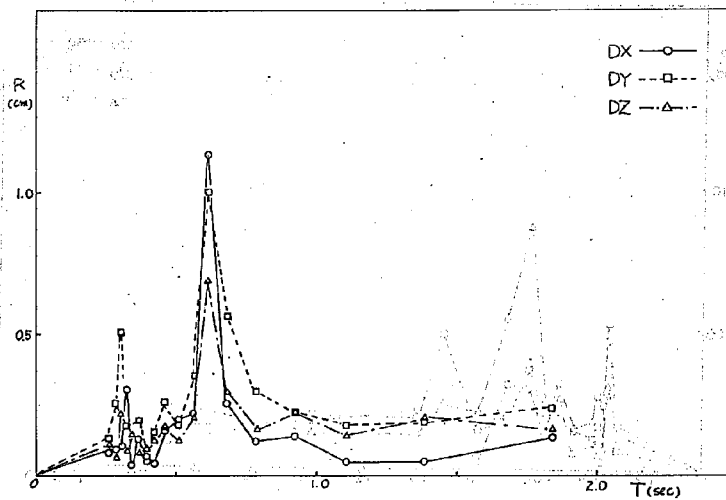


図-5(10) 円錐 (I) B-3.3

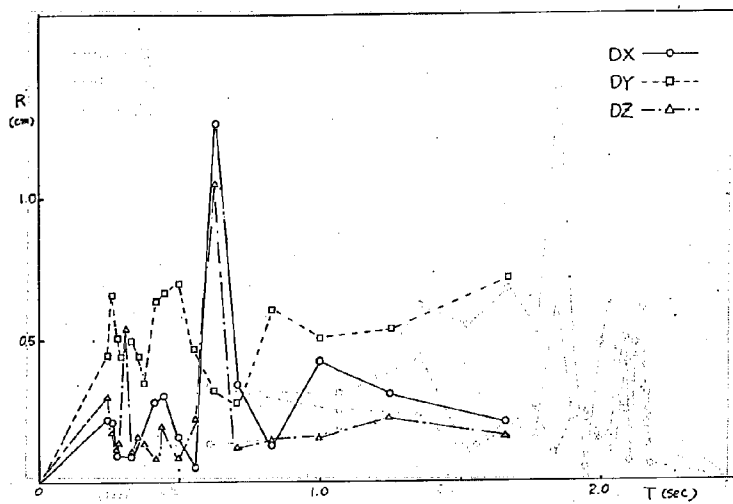


図-5-1 円錐 (II) B-3.3

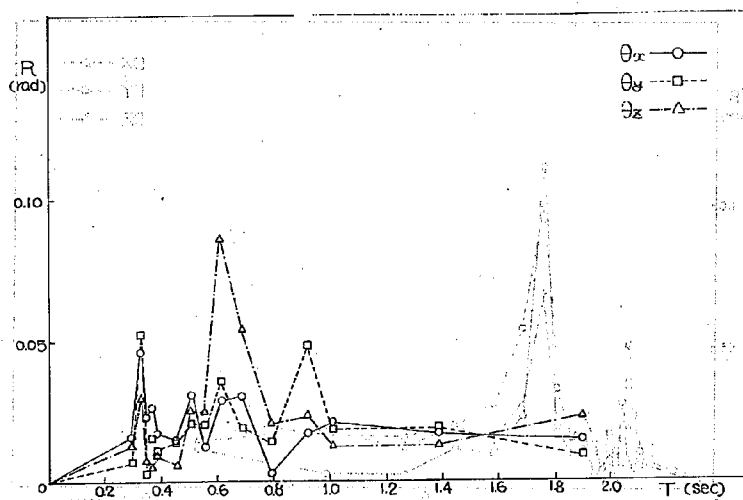


図-6-1 3点アンカー球 (I) B-3.3

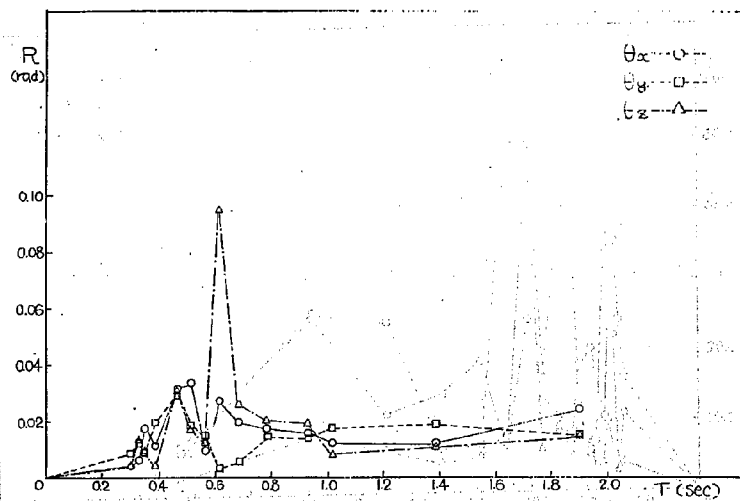


図-6-2 3点アンカー球 (II) B-3.3

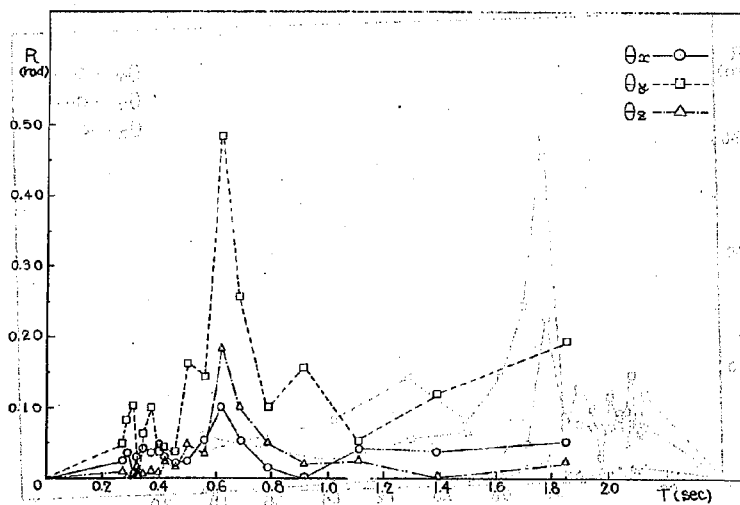


図-6-3 2点アンカー球 (I) B-3.3

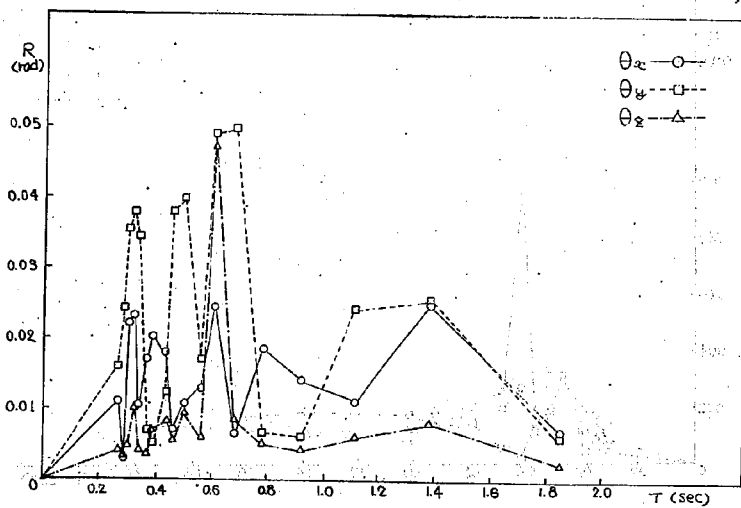


図-6-4 2点アンカー球 (II) B-3.3

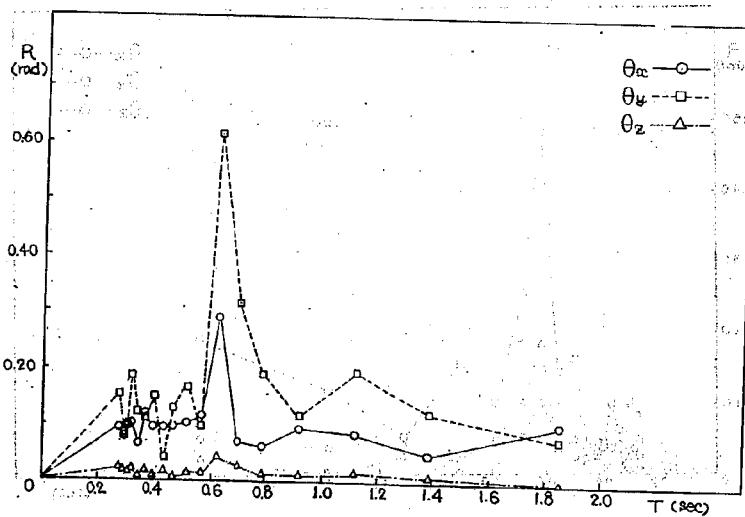


図-6-5 2点アンカー球 (II) B-3.3

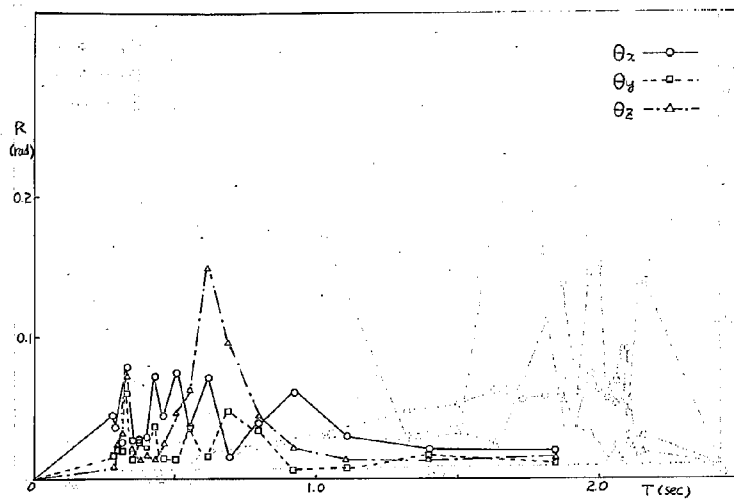


圖-6-6 円板 (I) B-3.3

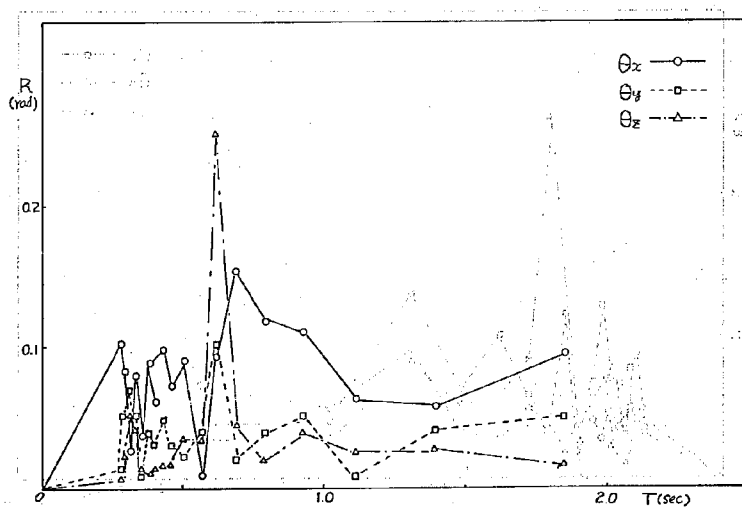


圖-6-7 円板 (II) B-3.3

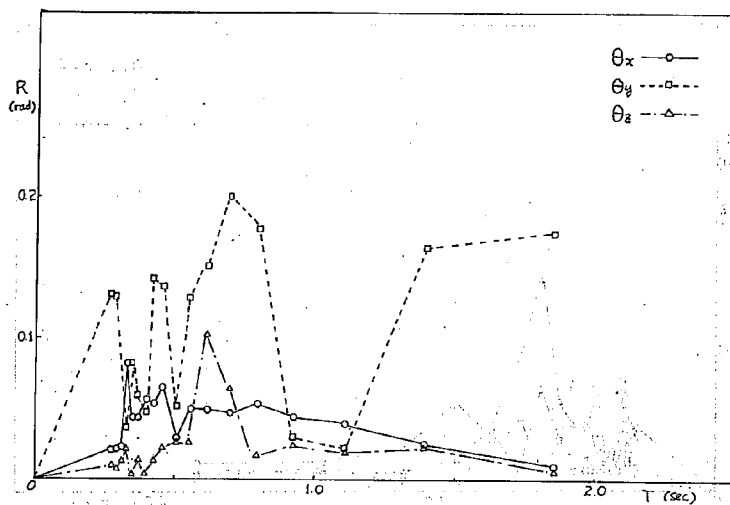


圖-6-8 門柱 (I) B-3.3

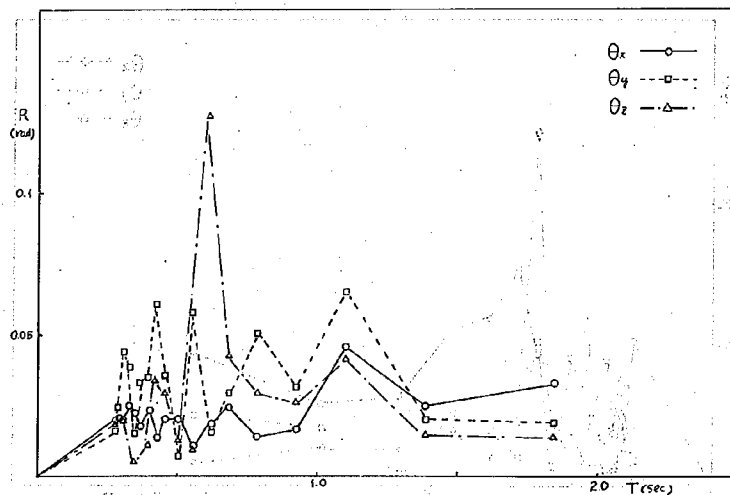


圖-6-9 門柱 (II) B-3.3

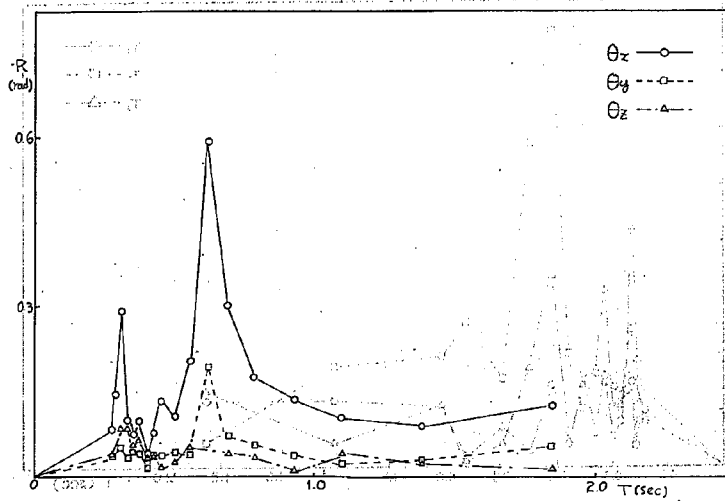


図 6 (1) 円錐 (D) $B=3.3$ の場合

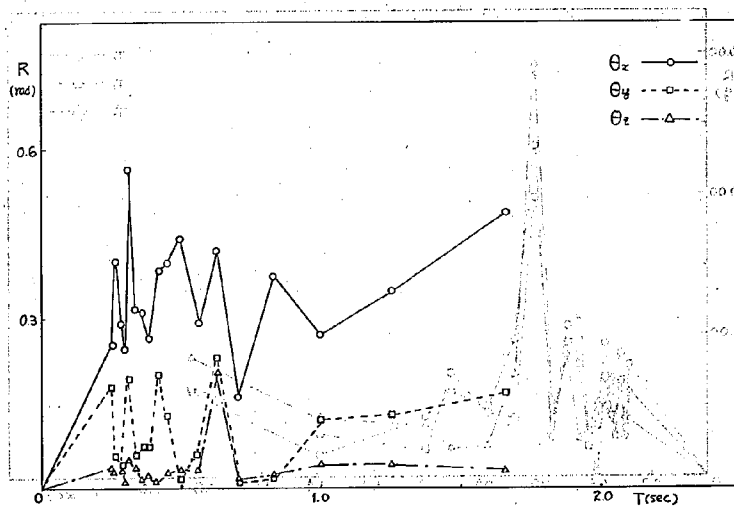


図 6 (2) 円錐 (D) $B=3.3$ の場合

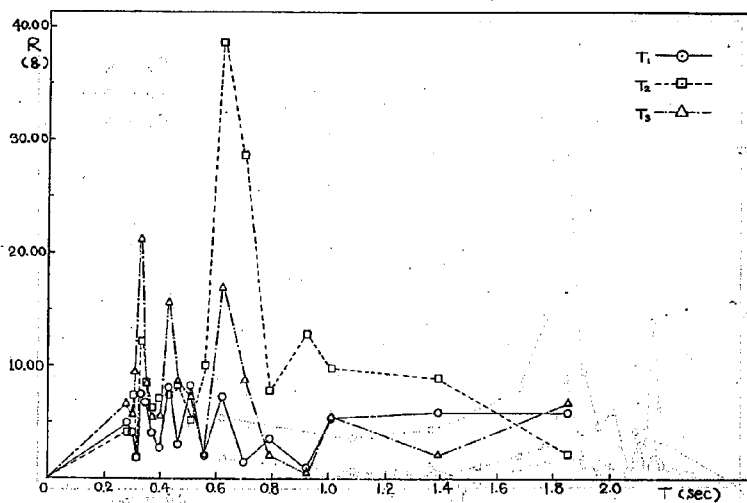


図-7-1 3点アンカー球 (I) B=3.3

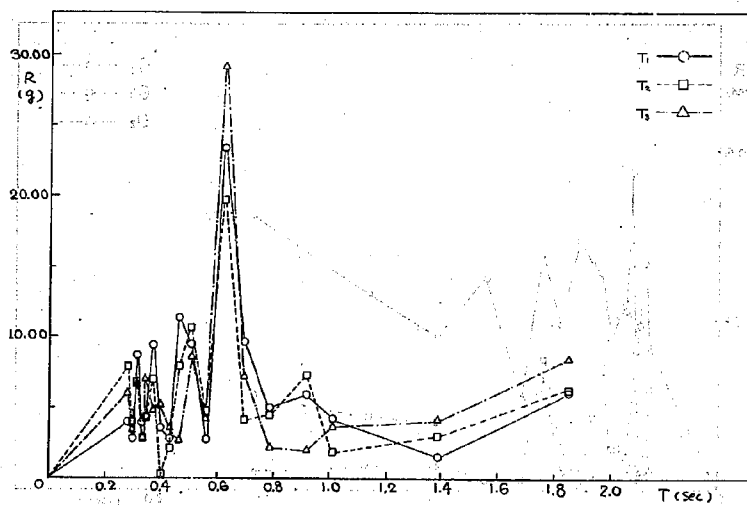


図-7-2 3点アンカー球 (II) B=3.3

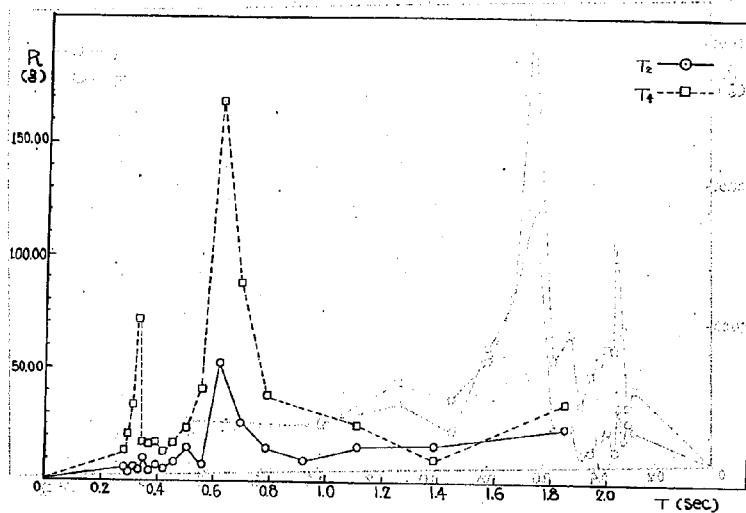


図-7-3 2点アンカー球 (I) B-3.3

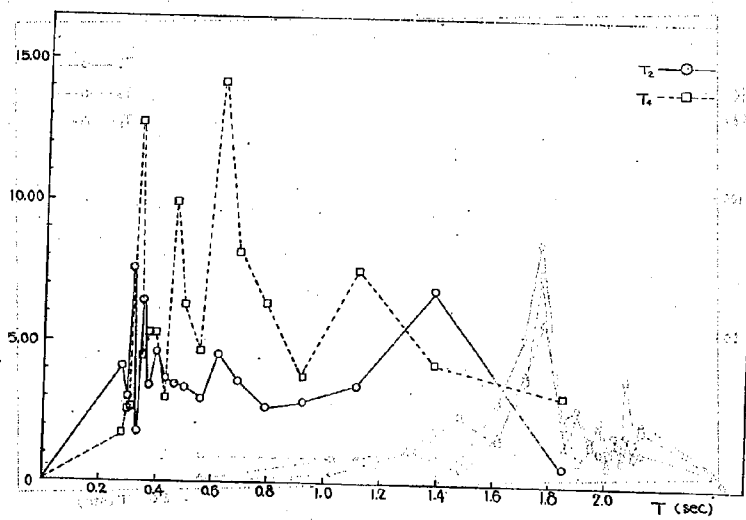


図-7-4 2点アンカー球 (II) B-3.3

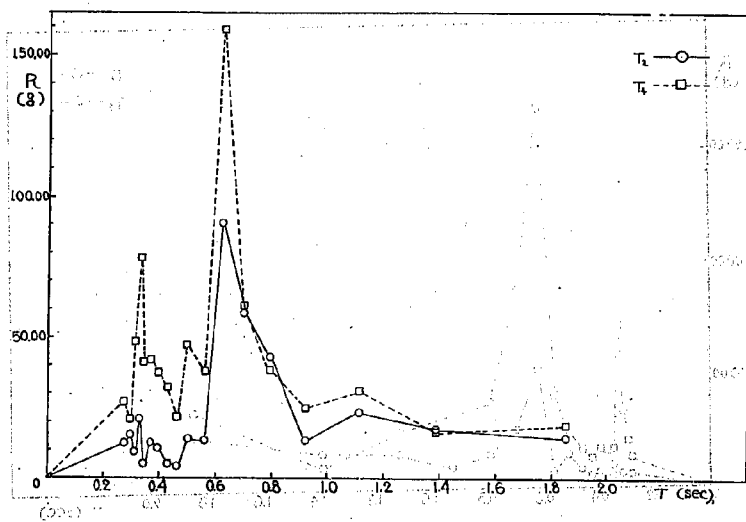


図-7-5 2点アンカー球 (D) $B=3.3$

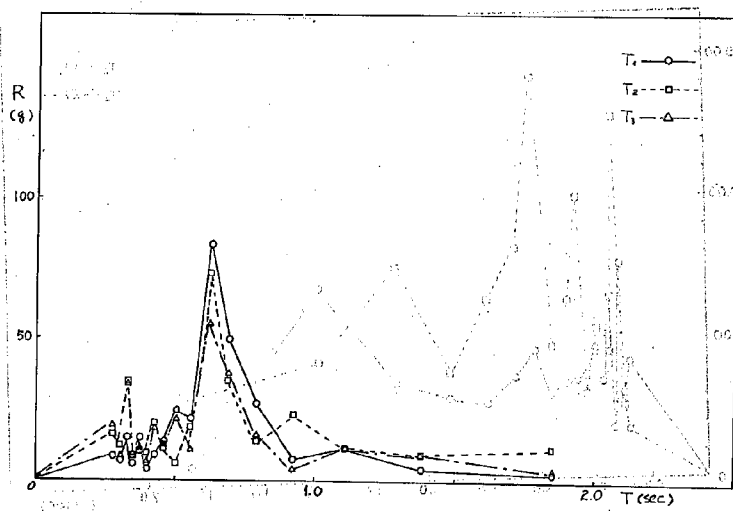


図-7-6 円板 (D) $B=3.3$

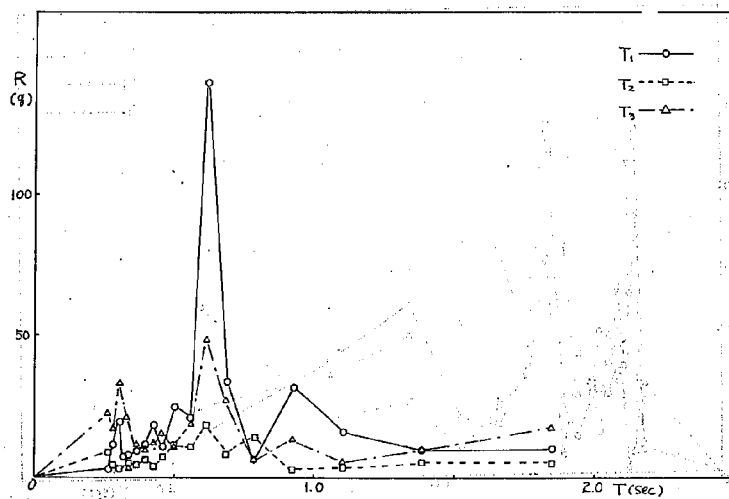


图-7-7 円板 (II) B-3.3

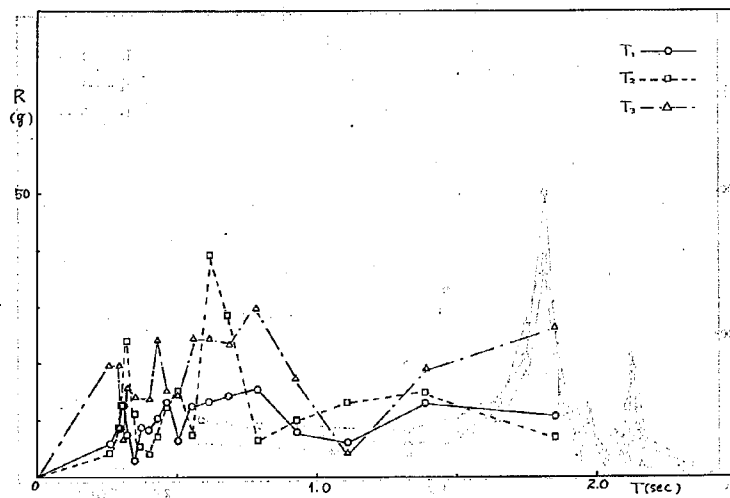


图-7-8 円柱 (I) B-3.3

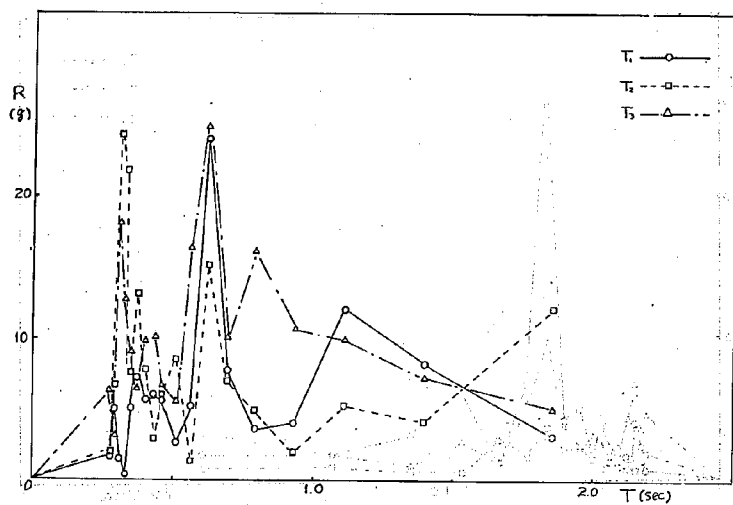


圖-7-9 圓柱 (D) B-3.3

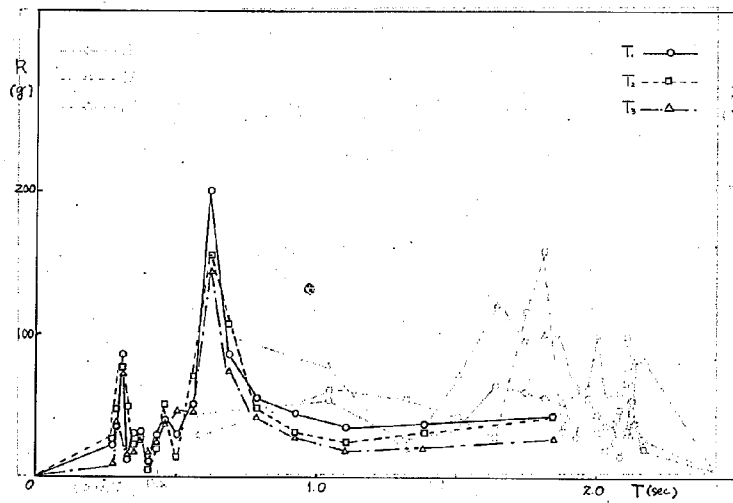


圖-7-10 圓錐 (D) B-3.3

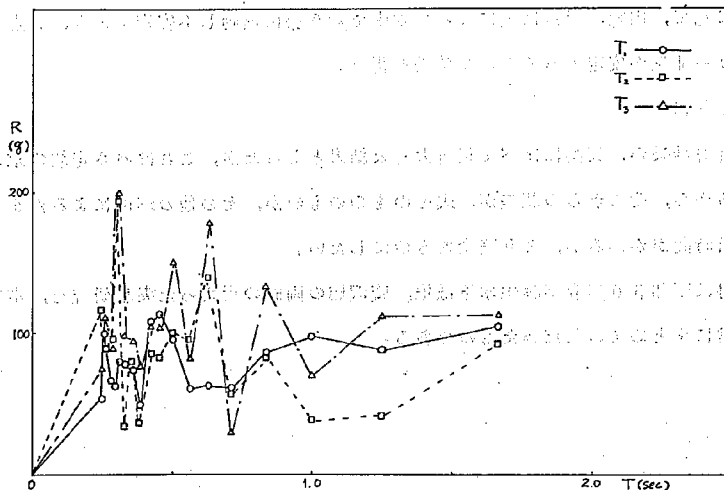


図-7-11 円錐Ⅱ B-3.3

張力は、模型の中心の移動、回転より、計算によって求めたが、実測より相当大きな値となつてしまった。3点アンカー球Ⅰ型、円板Ⅱ型以外は、3点とも同じ様な値、または散ばつた値を示している。球以外の模型については、移動、回転が相当複雑な動きをしているので、それらを用いた張力の計算結果はさらに複雑なものとなつてしまったものかもしれない。

2点アンカー球については、移動に関して拘束条件より明らかに、Ⅰ型ではX軸方向、Ⅱ、Ⅲ型ではZ軸方向の移動が卓越している。回転に関しては、Ⅰ、Ⅲ型では、Y軸回りの回転が卓越し、Ⅱ型では、はっきりしたピークが見られない。張力に関しては、Ⅰ型では、バネ2、4の差ははっきりと表れ、実測と同じ結果を示している。

4. 各模型の比較

移動については、2点アンカー球以外は、Ⅰ、Ⅱ型の差があまりなく、中心の流された量を考慮して、3点アンカー球と2点アンカー球Ⅱ型が安定である。円錐が各軸方向に同じ程度移動し不安定である。

回転についても同様に、3点アンカー球、2点アンカーⅡ型が明らかに安定であり、円錐が不安定である。

張力については、実測では円板、円柱がある程度大きな値を示し、他はあまり差がなく、計算

参 考 文 献

- (1)「プレテンションアンカーされた海中ブイの運動」本間仁，荻原国宏，土木研究所資料 No. 1005
- (2)モアレ縞の原理を利用した水中物体の座標決定法」荻原国宏，江森坦也，第22回海岸工学講演会論文集
- (3)「3点プレテンションアンカーされた水中ブイの運動」本間仁，荻原国宏，江森坦也，第22回海岸工学講演会論文集

第5章 パイロット・ブイの提案

1. まえがき

波浪観測用ブイに関する諸種の情報が集められ、問題点の指摘、そのあるものの実践的説明が進められてきたので、将来の実用化を目標とするパイロット・ブイの建設に関し、若干の提案を行うこととする。

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则认为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。

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、本研究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、係留ローブ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回は生じうるとみこまれる。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. 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、また本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本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、昨年度の実験（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。

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、係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1.5 m程度、高さ0.5～0.7 m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。

ブイの下部中央に係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。

5. 係留方法

本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、……などがある。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、本報告書第四章で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。このアンカーは、船の碇と同様なものとし、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、本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塚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。

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、出力として

波高桿

水圧式波高計

加速度計

上下 1

左右 1

前後 1

傾斜計

コンパス

波向計

張力計

で、計 11 個となる。このうち、波高桿と水圧式波高計は切換えることにより個数を減ずることができる。また、装置や費用の関係からやむをえず減ずるとすれば、波向計(2)、傾斜計(2)であろう。したがって、最低でも 6 個の出力をとりだせるようにしておくのが望ましい。

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。

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。

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、アンカーごとと引揚げることとし、アンカーの切りはずしは考えない。

阿 字 ヶ 浦 海 岸 海 浜 流 調 査

目 次

㈱アイ・エヌ・エー新土木研究所

佐々木民雄 桜本 弘 久保田 進

第1章	概 説	7 3
第2章	現地調査概要	7 4
2.1	調査日程および調査項目	7 4
2.2	調査日の気象・海象	7 6
第3章	砕波帯内の平均水位	7 8
3.1	観測装置および観測方法	7 8
3.2	観測結果	7 8
第4章	STEREO-BACSによる流速場および水面分布の観測	8 0
4.1	STEREO-BACSについて	8 0
4.2	BACSによる流速場の観測	8 2
4.3	STEREO-BACSによる水面分布の観測	8 9
4.4	観測方法に関する考察	9 9
第5章	外重力波の観測	100
5.1	外重力波について	100
5.2	Edge wave について	100
5.3	外重力波の観測	103
5.4	外重力波 edge wave の解析	107
第6章	緩勾配海岸の海浜流（外重力波領域）	110
6.1	外重力波領域	110
6.2	外重力波の波高	112
6.3	外重力波の周期	115

第7章 結論および今後の課題 118

参 考 文 献 120

第 1 章 概 説

海浜流系は海岸に入射する波と海底地形の相互作用〔橋本(1975)〕によって生ずる碎波帯付近の波浪流であり、①漂砂の外力として、②海水浴における溺死の原因として、また③海浜流型移流拡散〔佐々木・五十嵐(1973)〕の外力として重要な流れである〔堀川・佐々木・堀田・桜本(1975)〕。

海浜流系に関する研究は、近年非常に精力的に進められつつある。まず、海浜流系の規模については、①Bowen and Inwan(1969)の「edge wave 理論」、②日野(1973)の「不安定理論」、および③佐々木(1974)の「外重力波理論」が提案されているが、①は急勾配の海岸に、③は緩勾配の海岸に、又、②は①と③の間の中位の勾配の海岸の現象によく合うものと考えられる。当阿字が浦海岸は波の条件によるが②と③の間にある。

①は重力波が急な斜面に捕えられて edge wave が生じ、それが入射波(重力波)と干渉する理論であり、③は①における重力波が、斜面が緩いために外重力波(infragravity wave)*に置き代わった理論である。

本年度は昭和48年度、49年度で用いたBAOS(気球カメラ・システム)を同時に2つ使用することにより碎波帯の流況を同時に広く撮影すると共に、航空写真測量の原理により、碎波帯の水面形の図化を試みた。又、同時に平均水位計と16mmメモ・モーション・カメラを数台使用して碎波帯内の平均水位と外重力波の観測を実施した。

*外重力波(infragravity waves): 周期30 sec~10 minの波、Suhayda(1974)。

第 2 章 現地調査概要

2.1 調査日程および調査項目

調査区域は図-2.1に示す茨城県阿字ヶ浦の延長約1.5kmの海岸である。現地調査は昭和50年12月18日、19日の両日に行なった(18日が大潮)。調査項目と実施時の潮位を図-2.2に示した。图中、18日の潮位曲線は当日の検潮儀のデータである。

2.2に示した。图中、18日の潮位曲線は当日の検潮儀のデータである。

STEREO-BACSとは2台の気球カメラによるステレオ撮影により、碎波帯の水面分布と流速を知るための調査である。LEVLとは一種のHydraulic filter(アクリル製の筒の底部に小さな穴をあけたもの)を使って碎波帯内の平均水位を観測するものである。また長周期波(INFR)の観測には、3台のメモ・モーションカメラを使用した。

19日にもSTEREO-BACSを試みたが、リモートシャッター故障により片側の写真が撮影できなかったのは残念であった。

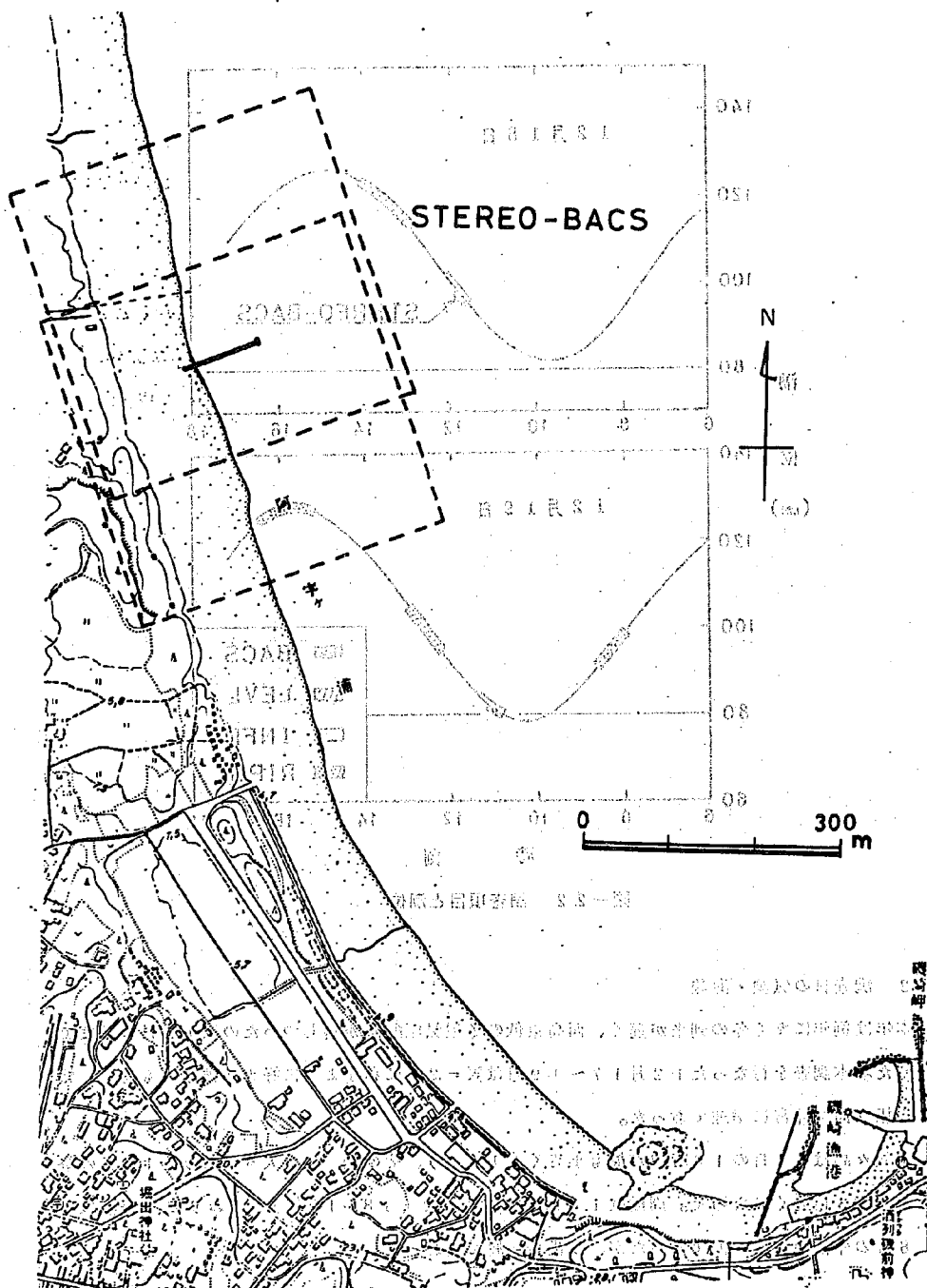


図-2.1 調査区域

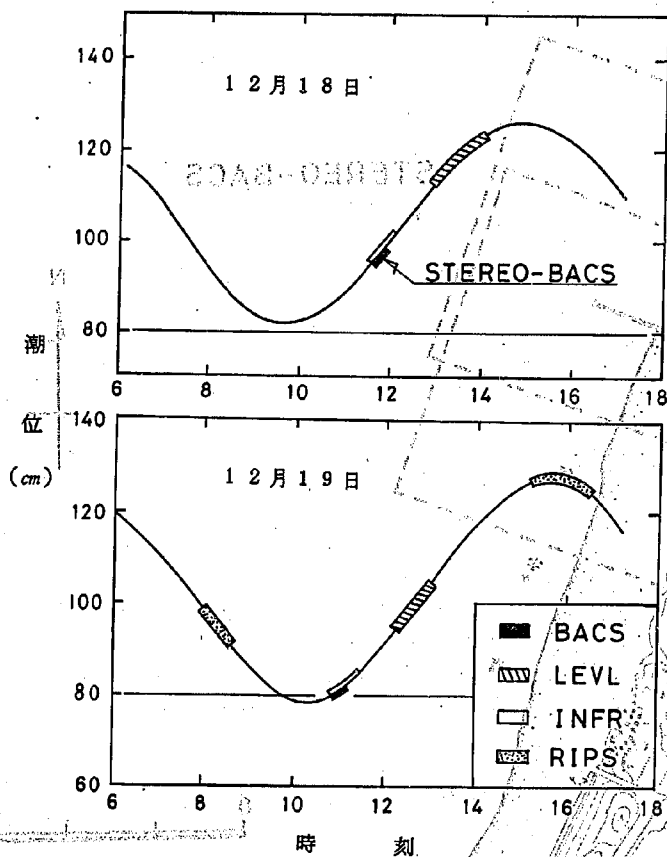


図-2.2 調査項目と潮位

2.2 調査日の気象・海象

本年は例年になく冬の到来が遅く、西高東低の冬型気圧配置が落ちついたのは12月の半ばであった。本調査を行なった12月17～19日は表-2.1に示すように好天が続く風も弱く、気球を扱う面で非常に幸運であった。

砕波々高は18日の10時頃が最も小さく(1.2m)、その後、やや大きくなり、19日の昼には最大3m近くになった。周期は1.1sec～1.3sec(18～19日)のうねりで、砕波は18日の午前中は崩れ波であったが、以後巻き波に変わった。

表-2.1 調査日の気象・海象 (12月17日~19日)

	17日			18日			19日		
	8:30	12:30	16:00	7:00	10:40	12:00	8:00	10:30	12:00
天 候	○	○	⊙	○	⊙	⊙	○	○	⊙
気 温 (°C)	4.8	7.7	8.8	-0.3	9.0	8.3	3.6	8.4	9.0
水 温 (°C)	11.5	10.7	11.0	10.2	10.7	11.0	11.2	10.9	11.2
風 向	NE	NW	NE	WNW	NNE	NW	NNW	W	NNW
風 速 (m/sec)	2.8	1.7	1.0	1.7	0.5	-	2.5	0.5	1.2
最大砕波々高 H_{bmax} (m)	2.3	2.6	2.3	1.9	1.7	2.0	2.3	2.6	2.9
砕波々高 H_b (m)	1.9	2.0	1.7	1.5	1.2	1.7	1.8	1.9	2.0
周 期 T (sec)	12.3	14.9	13.5	11.7	11.5	12.0	13.2	11.0	11.8
波 向 * (°)	4	3	3	3	2	3	4	3	3
砕波タイプ	巻き波	巻き波	巻き波	崩れ波	崩れ波	巻き波	巻き波	巻き波	巻き波
砕波帯幅 X_b (m)	110	120	120	100	100	90	100	120	120

* 栈橋に直角な方向に対する波の入射角 (北側を正)

第3章 碎波帯内の平均水位

3.1 観測装置および観測方法

長さ80cmのHydraulic filter を2本それぞれ標尺の80cmと50cmの所にフィルターが目盛が零になる様に固定し、1測線に2点づつ（浅い所と深い所）測定した。平均水位は前回と同様、フィルターの読みと標尺の読みによって求めた。なお、フィルター底部の穴の大きさは長周期海面変動の測定用管の条件¹⁾により定めた。

3.2 観測結果

2回の観測は共に、BACS撮影の約1時間後のデータであり、潮位はBACSの時に比べて20cm程高い。図-3.1に観測結果を示す。図中の矢印はBACSによる流向を表わしている。

18日、19日の両日共、棧橋の南50~70m地点で水位が高く左右の低い所に向かって流れているのがわかる。

観測範囲内の最大の水位差は18日（上図）では約40cm観測された。19日は18日より波が大きく、岸付近しか測定できなかった。18日の観測区域内の最高水位（17cm）と最低水位

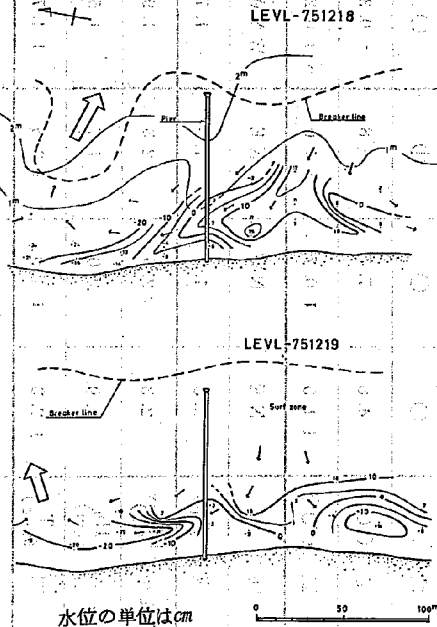
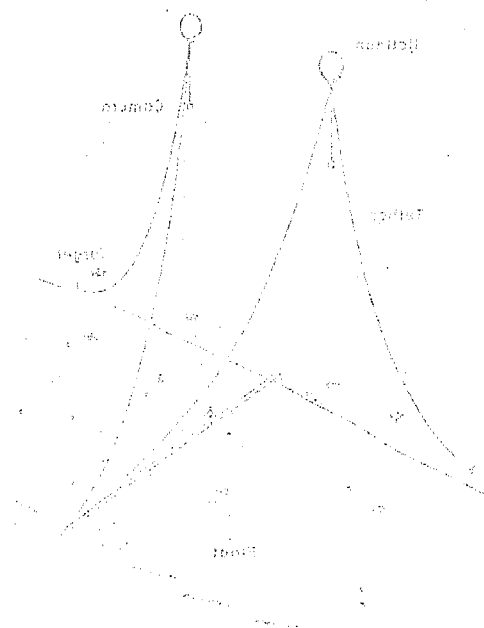


図-3.1 碎波帯の平均水位

APPENDIX 2

明代的著名戲曲家湯顯祖，其代表作《牡丹亭》（又名《還魂記》）就是寫一個死而復生的愛情故事。故事描述杜麗娘在夢中與柳夢梅相識，醒後因思念成疾而死，三年後柳夢梅在書院中發現她的畫像，並將其喚回人世。這部作品不僅在當時廣受歡迎，而且對後世的戲曲創作產生了深遠影響。

[illegible]

147 HAOB-09837E - 6 - 12

第4章 STEREO-BACSによる流速場および 水面分布の観測

4.1 STEREO-BACSについて

BACS（気球カメラ・システム）は昭和46年、東京大学港湾研究室において開発された海浜流の野外観測システムである。以来、何度か海浜流の流速場をとらえる事に成功してきたが、流れに直接関連する砕波帯の水面分布を知るためにはBACSでは無理である。そこで新たに開発したシステムがSTEREO-BACSである。

STEREO-BACSとは2個の気球にそれぞれカメラを吊り下げステレオ写真撮影を行う方法であり、砕波帯付近の水面の図化を目的としている。用意した2個の気球は共に容積 3.3 m^3 の卵型で、浮力は約25Kgである。気球には2本づつロープを付け栈橋先端とビーチから係留した（図-4.1）。

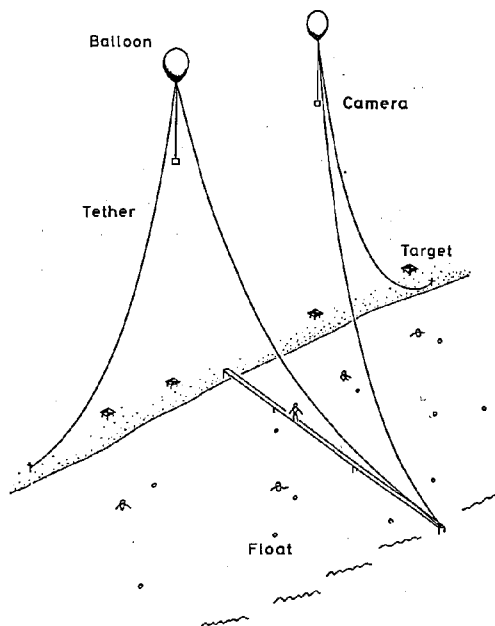


図-4.1 STEREO-BACS 模式図

カメラの高度と図化範囲、基線長、および撮影縮尺との関係を表-4.1に示す。図化の精度については、撮影高度と必要精度との関係式

$H = \Delta h \cdot C$ (H:撮影高度 Δh :等高線間隔

C:Cファクター) (H:撮影高度 Δh :等高線間隔

を参考にした。Cは図化機によって異なり一級図化機のCファクターを15.0とし、必要な等高線間隔を2.0 cmとして図化するとすれば、撮影高度は300 mとなる。実際にはプロットの大

きさ等を考慮して250 mとした。18日に行ったSTEREO-BAOSの撮影諸元は以下の通りで

ある。カメラ: Hasselblad 500EL

レンズ: Zeiss Distagon 40 mm
フィルム: Kodak Ektachrome ER SP488 70 mm X 15 ft ASA 64

露出: 1/500 sec f 11

Hasselblad 500ELによる航空写真の図化は細田(1972)も試験的に行なっており、

小型撮影カメラでもある程度の図化が可能であることを示した。図化の手順としては現像した6

割×6判のガラスネガを3倍に引き伸じてポジスライドとし、図化機で標定し図化した。

表4.1 撮影高度の検討

撮影高度 (m)	図化範囲 (m)	基線長 (m)	撮影縮尺 (1:x)
400	340	230	10,000
350	300	200	8,750
300	250	170	7,500
250	210	140	6,250
200	170	110	5,000
150	130	85	3,750

Horikawa and Sasaki (1972)は2機のヘリコプターによりステレオ写真撮影を実施したが、今回の方法に比べ、このヘリコプターを用いる方法は精度の点で非常に優れている。しかしながら非常にコストがかかり、今回精度をある程度犠牲にして気球で試みたのはその簡便さによるものである。

4.2 BACSによる流速場の観測

表-4.2に過去3年間におけるBACS全ケースと観測時の気象、海象をまとめて示した。

BACSにおける気象条件としては風が弱く晴天である事が望ましい。観測ケースは全てこの条件を満たしており、したがって波の状態はいずれの場合もうねりである。波高、周期、波向はそれぞれ1.2~2.1 m、8~14 sec、8.5°N~14.5°Sの範囲にある。撮影間隔は砕波帯中の流速、周期等の状態を判断してきめているが、ケース8 (STEREO-BACS-751218)、ケース9 (BACS-751219)共、15 sec間隔で撮影を行なった。ケース8では離岸流のセル状循環をとらえる事に成功したが、これは2台の気球を高高度に上げた事に起因する。ケース9は無線シャッター故障のため一方のカメラは作動せず、北側のBACSのみによる流況を解析した。

図-4.2、図-4.3は12月18日 (CASE-8) のフロート流速ベクトルとフロート流速分布である。栈橋の北約80 mに離岸流が存在し、砕波帯を突き抜けて沖に出ている。最大流速は7.3 cm/secである。流速4.0 cm/secのコンターが流れの形状をよく表わしている (図-4.3)。砕波帯沖からの水は栈橋南の浅瀬から砕波帯に入り、浅瀬の突出部により2つに分れて南方、北方への沿岸流を生じている。他方、離岸流は砕波帯中央で南北からの沿岸流が合流し、沖へ出ている。

この様なセル状循環を今回初めて観測できたのは気球を2つ使用すると共に高く上げたため広い範囲をカバーできる様になったためであり、図-4.2では沿岸方向に約300 mの範囲の流れを捕えている。これに対し、昭和48年、49年度のBACSはいづれも200 m以下の範囲しか捕えていない。

(x:1)	(m)	(m)	(m)
0.0001	0.02	0.11	0.04
0.075	0.02	0.06	0.01
0.001	0.01	0.01	0.05
0.080	0.01	0.12	0.07
0.005	0.14	0.01	0.02
0.000	0.0	0.01	0.01

表-4.2 BACS観測ケースと気象・海象

CASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
BACS-ID	731214-1	731214-2	740221-1	740221-2	741015-1	741015-2	741015-3	751218	751219
観測日	第1回 1973.12.14		第2回 1974.2.21		第3回 1974.10.15			第4回 1975.12.18, 19	
天候	快晴	快晴	快晴	快晴	晴	晴	晴	晴	快晴
風向	NW~NNW	SSW~WSW	ENE~E	SE~SSE	W		SW	NNE	W
風速(m/sec)	11~33	25~26	33	29	15		30	05	05
波向	85°N	85°S			120°S	110°S	145°S	3°N	5°N
波の状況	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
波高(m)	12~13	12~13	17~19	14~16	1.8	1.7	2.1	1.2	1.9
波長(m)	50	32	35		50			55	65
碎波帯幅(m)	60	60	175		130	150	150	100	120
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	
潮位	中潮		大潮		大潮			大潮	
潮位	低潮	平均潮位	屋の干潮	満潮	屋の干潮	平均潮位	満潮	平均潮位	屋の干潮

・棧橋の法線に対して、北からの波をN南からの波をSとした。

2-1580-1973-1214

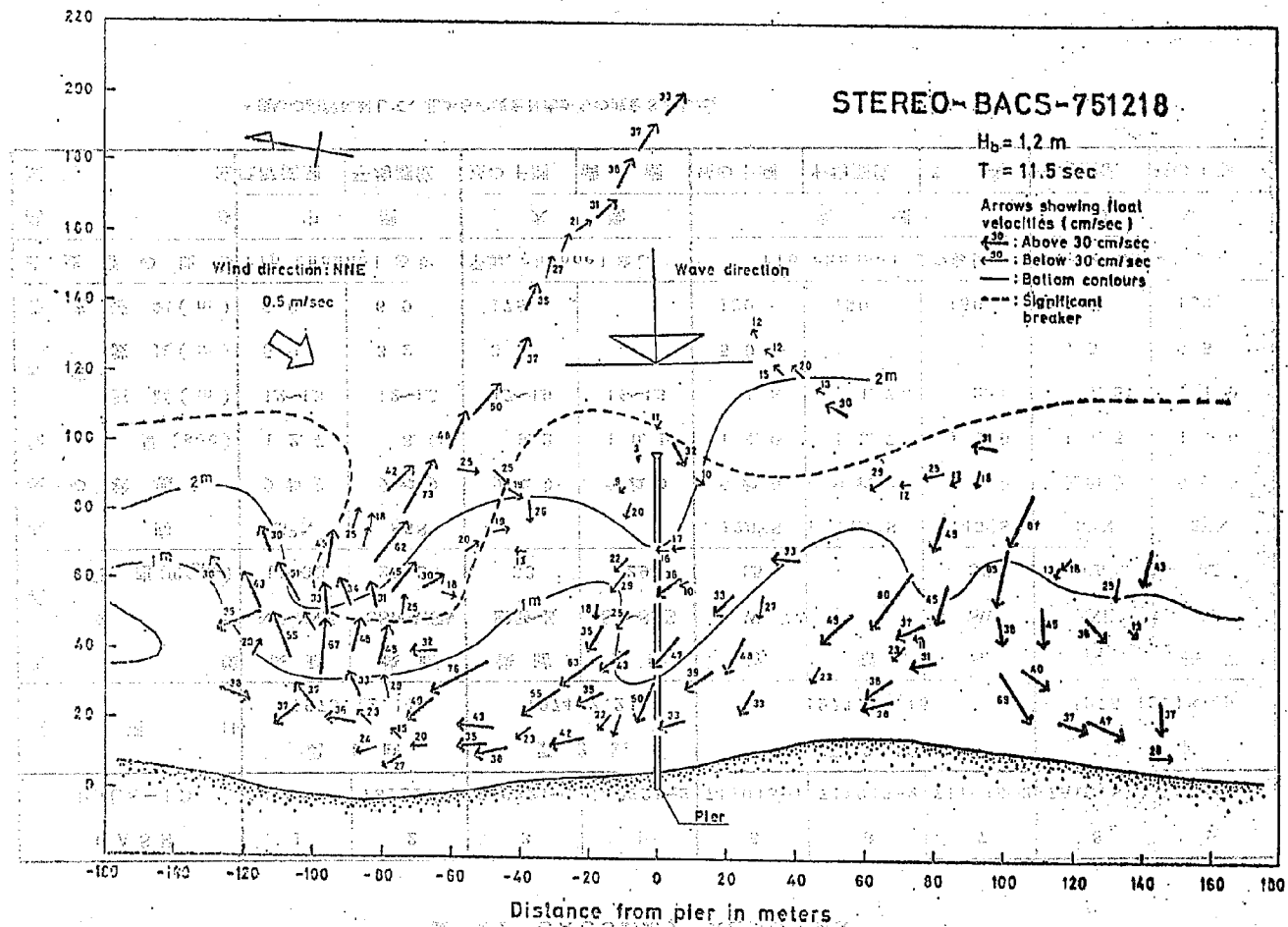


図-4.2 フロート流速ベクトル (CASE-8)

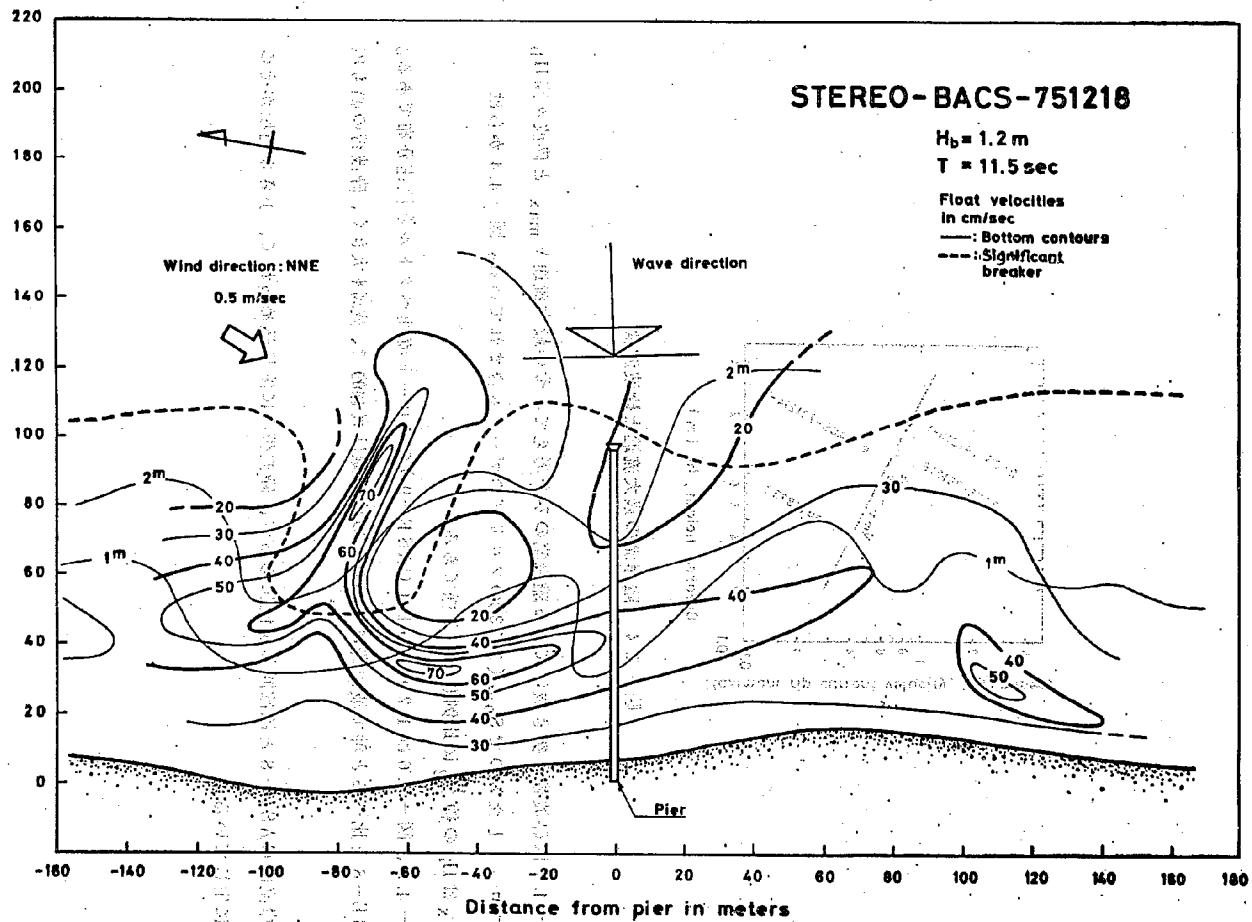


図-4.3 フロート流速分布 (CASE-8)

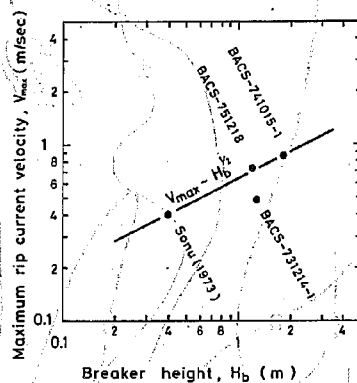


図-4.4 離岸流の最大流速と碎波波高

図-4.4 は碎波帯を突き抜けている離岸流のみを考えて、その最大流速 V_{max} と碎波々高 H_b とをプロットしたもので Sonu (1973) のフロリダのデータも含まれている。図-4.4 からは V_{max} は H_b の約 $\frac{1}{2}$ に比例している様である。

図-4.5、図-4.6 は 12月19日 (CASE-9) のラポート流速ベクトルと流速分布である。CASE-8 と比べると沖で波が砕けているため碎波線は直線的で、波高も大きく、碎波帯の幅も広い。

離岸流は CASE-8 とほぼ同じ位置にあるが、碎波帯内に閉じ込められて、小さな循環がその付近に生じている。

図-4.5 フロート流速ベクトル (CASE-9)

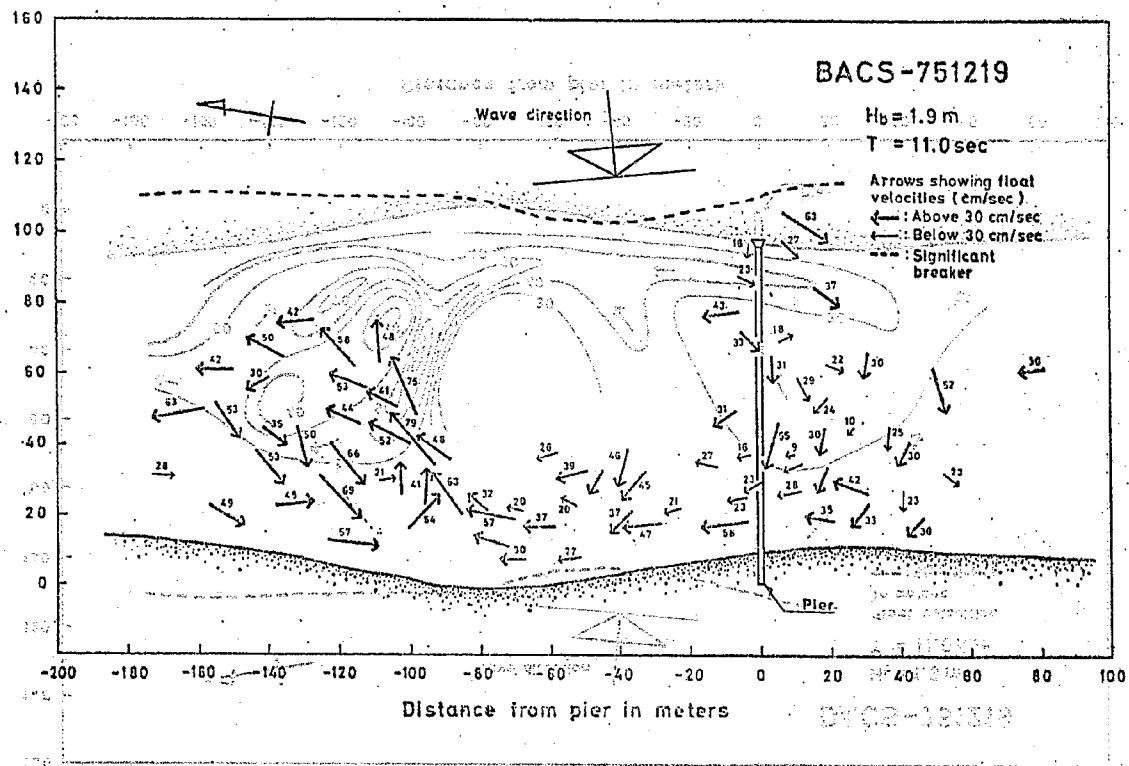


図-4.5 フロート流速ベクトル (CASE-9)

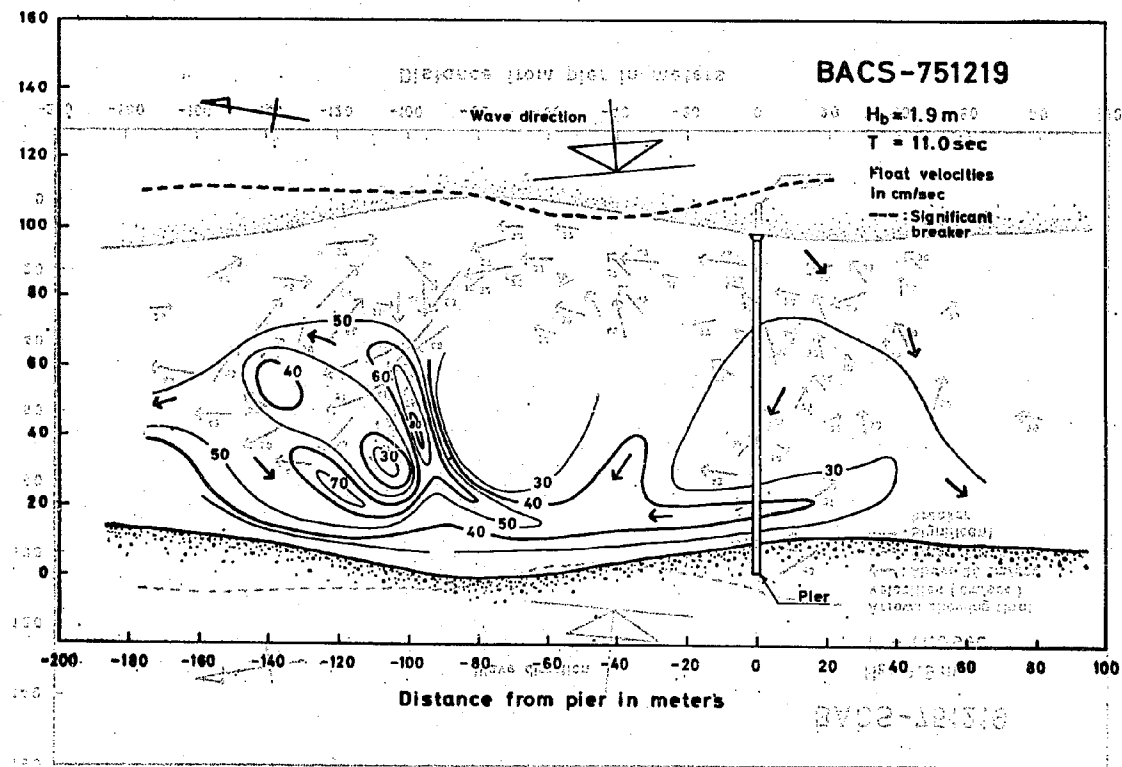


図-4.6 フロート流速分布、(CASE-9)

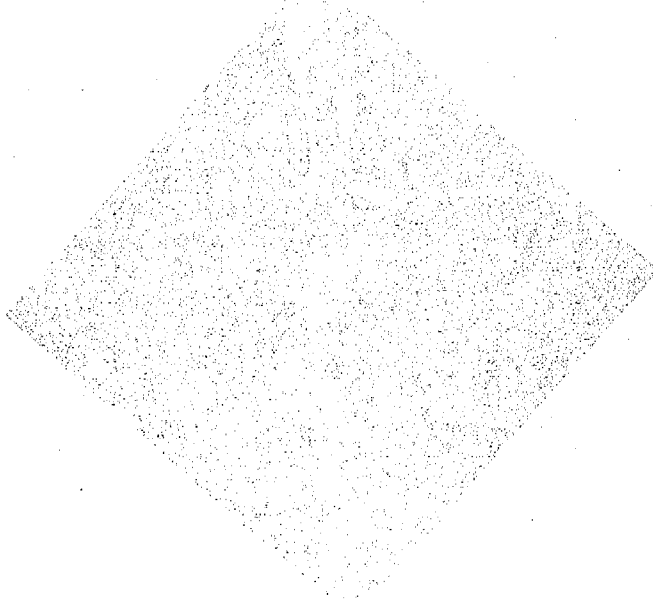
4.3 STEREO-BACSによる水面分布の観測

4.3.1 撮影と図化

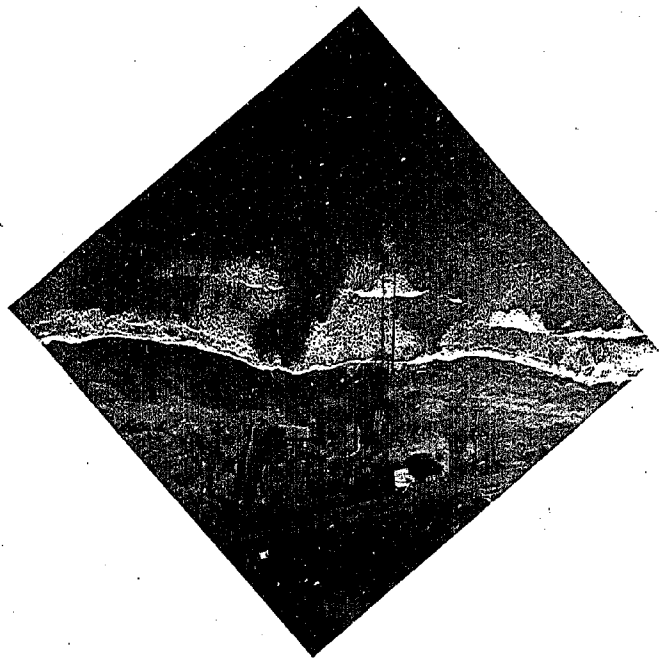
12月18日の流況観測時の15 sec毎に撮影したステレオ写真60数組の中より、オーバー・ラップの大きいもの、砕波帯の広いもの、傾きの小さいものを5モデル選定した。それらの標定結果を表-4.3に示した。写真番号は主点が棧橋の北にあるものにN、南にあるものにSをつけ、その後に一連番号をつけた。カメラの高度は約280^m、基線長は約180^m、2台のカメラの高度差は約4^mであった。

撮影写真縮尺はZeiss Distagon 40^{mm}を用いたので $0.04/280 = 1/7000$ であり、1/500に図化した。地上風は弱かったが、カメラ高度が高いため、カメラの振子運動を防止できず、カメラの傾きが2台共3~4°以下になるモデルは少なく、図化は必ずしも容易ではなかった。図化には3倍伸し(120^{mm})のポジ・フィルムを作成して使用した。写真の一例を写真4.1に示した。

STEREO-BACS-07372 1A-20



N - 1 5



S - 1 5

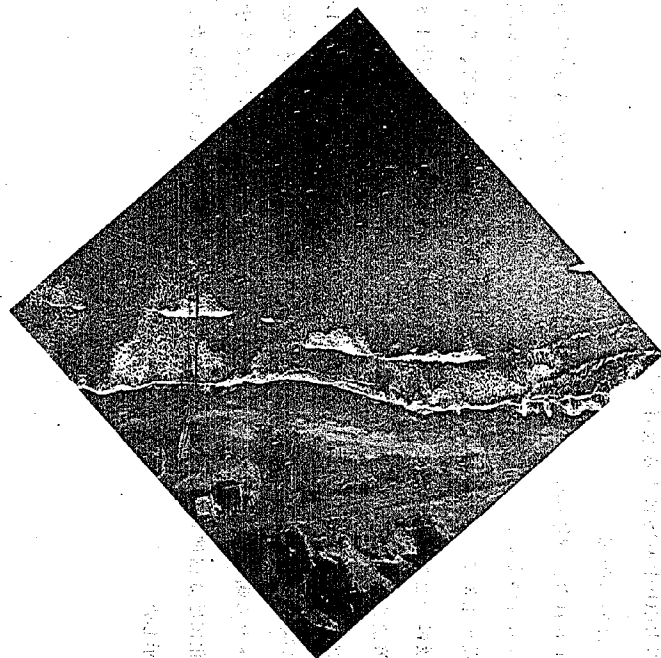


写真-4.1 STEREO-BACS-751218-15

表 - 4. 3

		STEREO-BACS-751218												
モデル			I		II		III		IV		V			
写真番号			N 7	S 7	N 1 5	S 1 5	N 6 2	S 6 2	N 3 4	S 3 4	N 6	S 6		
使用図化機			C 8		C 8		A 8		C 8		C 8			
諸 元	傾 き (°)	K	2 4.0	- 2 7.9	- 2 1.2	- 3 1.1	6 1.5	5 8.0	5 9.1	1 5.5	4.5	5.7		
		ϕ	- 0.0 5	- 3.4	6.8	- 1.4	- 0.4	- 1.5	1 2.1	- 1 3.5	- 7.4	- 3.2		
		ω	- 7.6	- 1.9	- 3.4	- 1.7	- 1.6	- 3.2	0.5	4.1	- 0.7 8	1.2		
	b_x (m)	1 7 8				1 8 4.2		2 6 7.7		1 6 5.7 2				
標 高 (m)			誤 差 (cm)											
標 定 要 素	5.920	2 7	8	- 2 1 *	- 1 8	2								
	5.900	2 2	1 8	- 3 0	- 2 0									
	1.634	1	- 7.6	- 1 5 *	5	- 1.2								
	2.164	1 4	- 1 9.4	- 4 4 *	- 1 0	- 6.4								
	2.363	1 9	- 1 3.4	- 1 4	1 7	1.7								
	1.956	2 0	- 4.5	0	- 1	1 3.4								
	2.237	- 1 7	- 7.7	- 4 1 *	- 1 5									
2.351	- 1 7		+ 1 5		- 4									

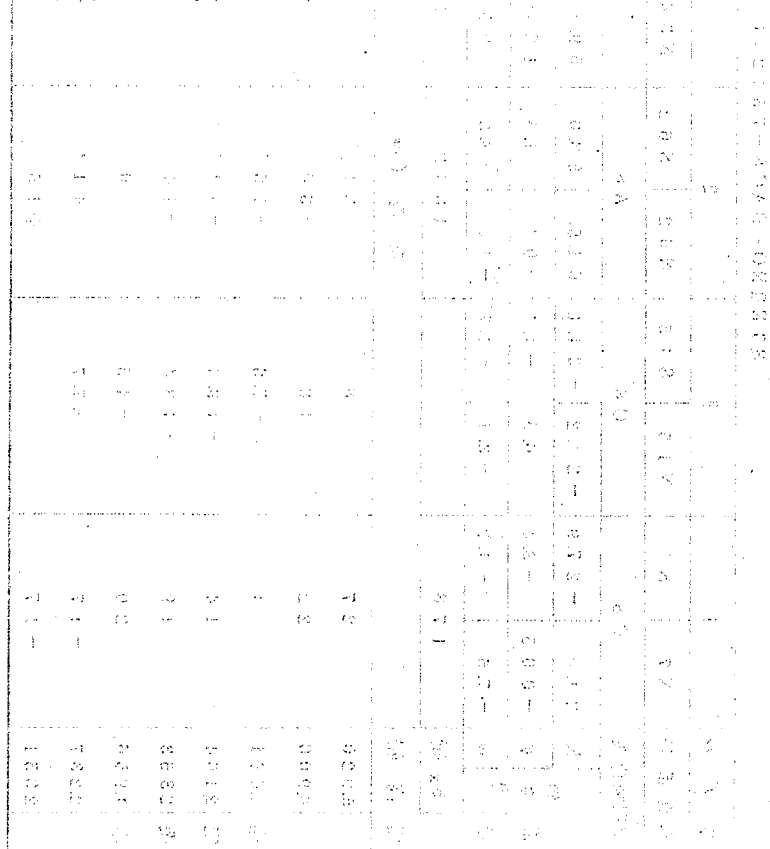
* 視差のきれいな所

4.3.2 水面分布

図-4.7はN15-S15の図化した水面である。コンターは20cm間隔である。図化の基準面は砕波点付近に相当する栈橋先端の水面とし、TP+0.15^mとした。0.4^mより高い部分を塗りつぶしてあるが、栈橋付近に波の谷が高いところがみえる。図中には岸近くと栈橋中央より沖側に2つの波の峯がみえるが、更に、その中央にもう1つ小さな波の峯があり、2次波と考えられる。又、栈橋の南側には汀線と約45°の角度を持った波の峯がみえている。

図-4.8は岸と直角に栈橋からの距離で50m毎にとった4つの断面における水位の分布である。

図-4.9は栈橋中央付近と汀線付近の波の谷における沿岸方向水位分布である。栈橋から南へ75m位の間の水位が高い。



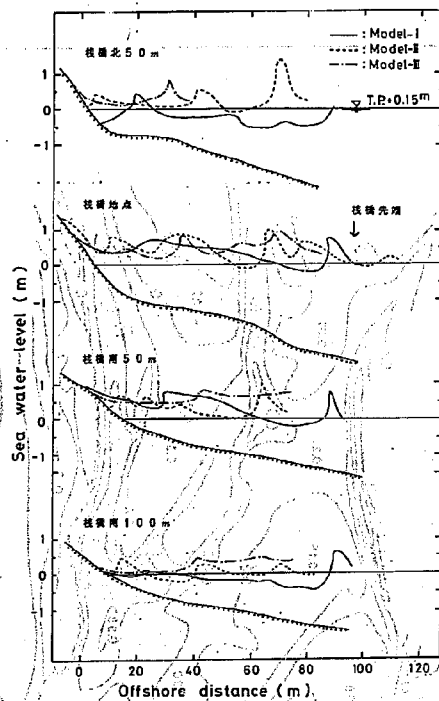


図-4.8 水位の沿岸方向分布

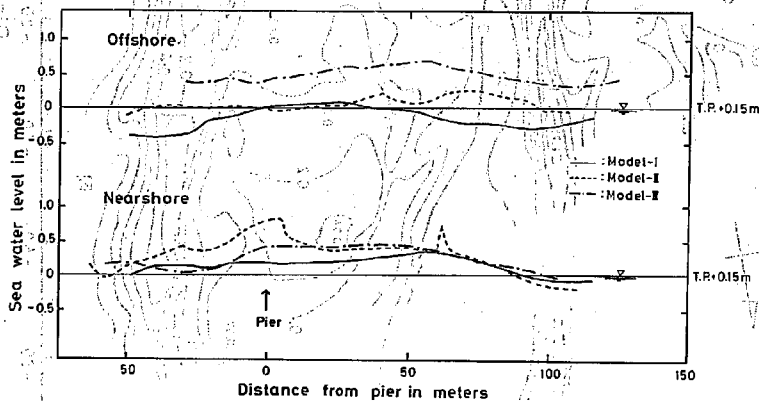


図-4.9 水位の沿岸方向分布

4.3.3 谷と峯の水位分布

図-4.1.0は図化した5モデルの最低水位から求めた谷の高さの分布である。栈橋より南へ40m付近に水位のピークがあり、その両側で低く、みかけ上は60cm程度の水位差がみられる。

図-4.1.1は波の峯高の分布(最高水位分布)である。離岸流の位置では波が砕けてなかったで、水位が図化できなかったのは残念であるが、両側の傾向からは低いものと推定される。離岸流の背後の岸近くでは波高が高くなっている。全体的に波高の高いところから、低いところへ流れていることがわかる。図中の矢印はフローアの流向である。

図-4.1.2は昭和45年6月11日の湘南海岸で2機のヘリコプターによって撮影した水面である。これは風波の場合であり、砕波波高は1.3~2.5m、6sec程度の波であった。図-4.13の上は図-4.1.2の場合の峯高分布であり、ほぼ100m間隔で波高の高い部分が分布している。下の図は昭和45年7月5日の場合であり、やはり風波で砕波の高は1.2~1.5m、周期は4~5secの波である。やはり周期的に波高の高いところと低いところが生じている。流向は推定である。

図-4.1.0 波の谷の水位分布

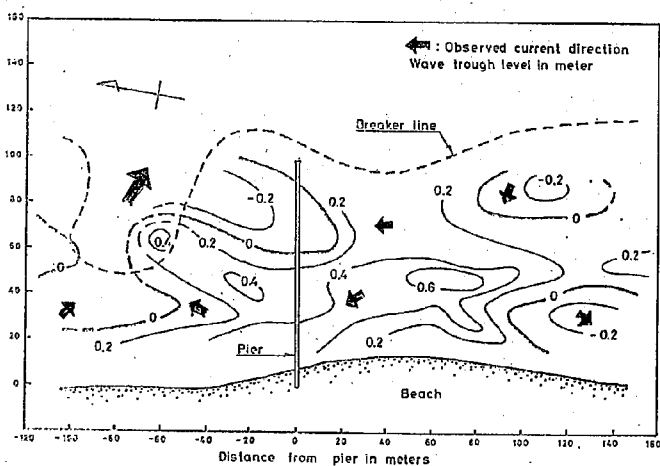


図-4.1.0 波の谷の水位分布

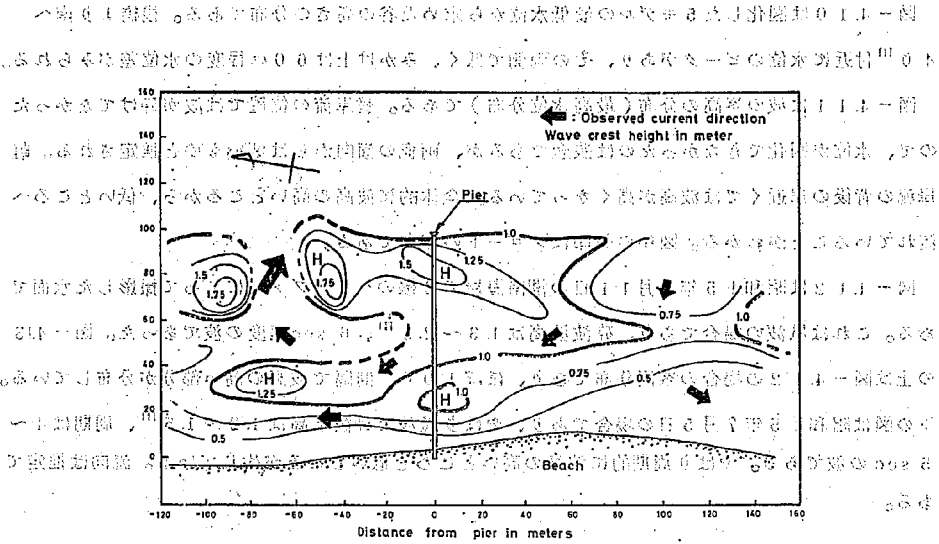


図-4.11 最高峯高分布

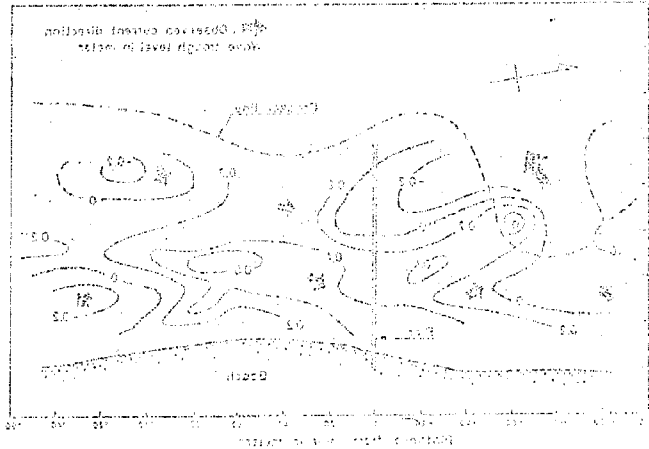


図 4.12 波高分布

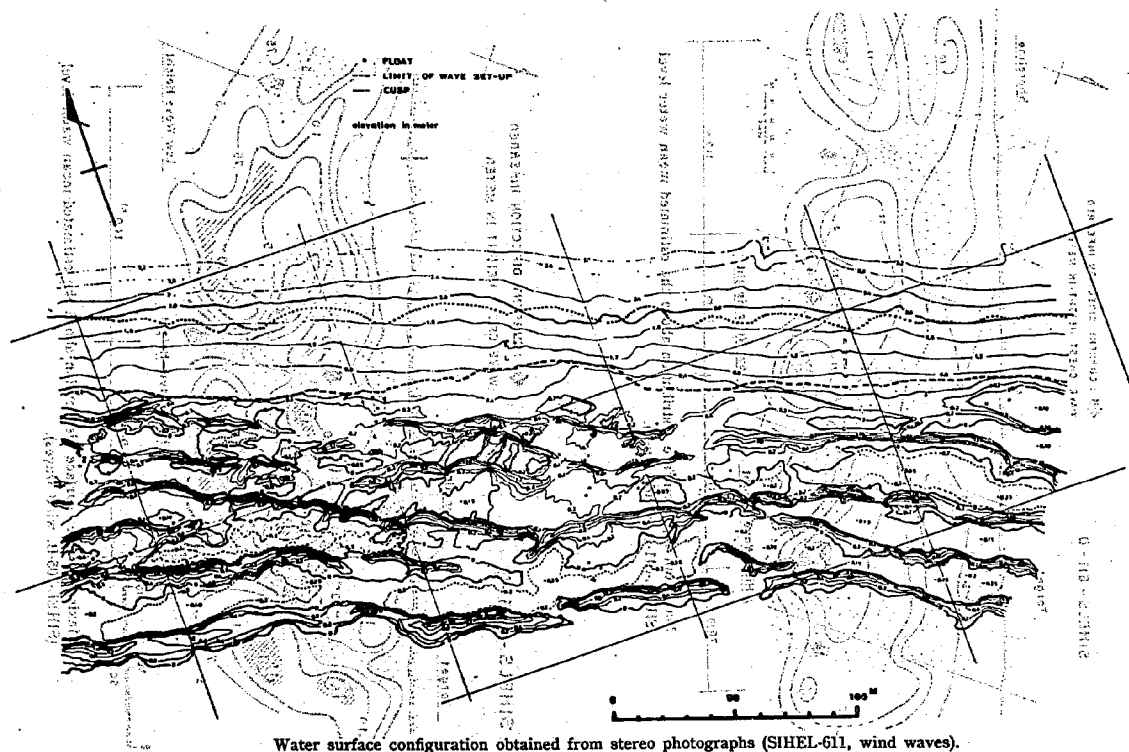


図-4.12 湘南海岸の水面分布の例
Horikawa and Sasaki(1972)

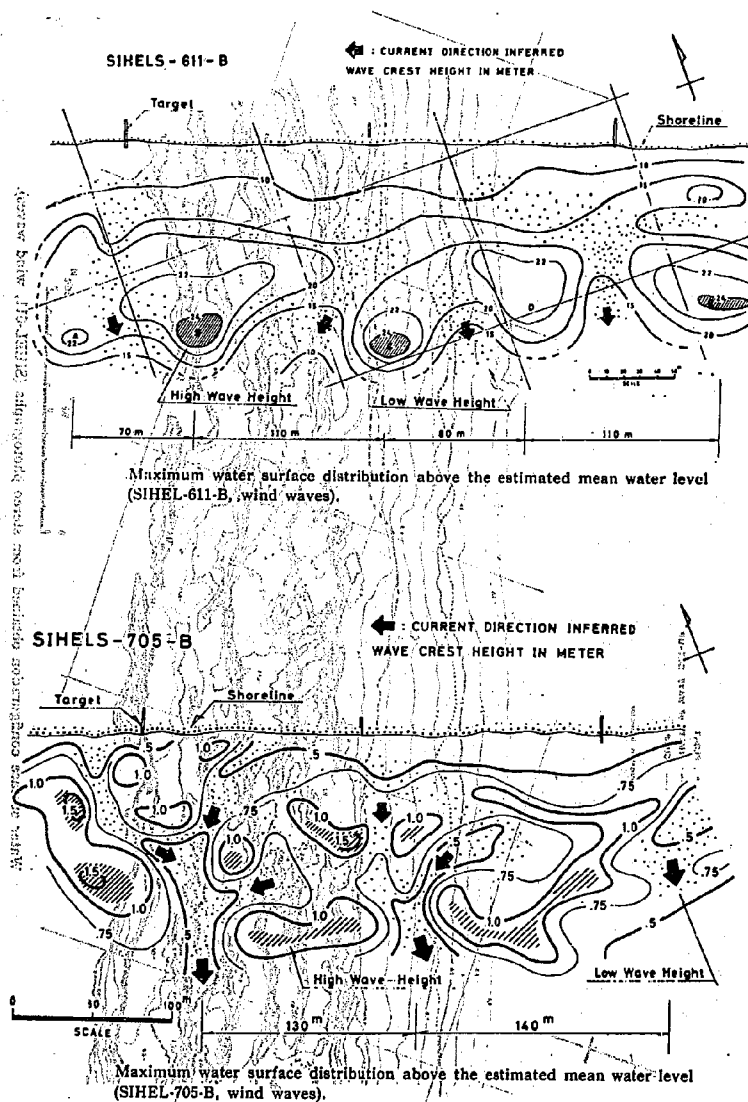


図-4.1.3 湘南海岸の波高分布
 Horikawa and Sasaki (1972)

4.4 観測方法に関する考察

今回は初めての試みとして2台の気球カメラで撮影した6×6版のフィルムからの水面の図化を試みた。これは当海岸には桟橋があるために可能な事であった。というのも岸—沖方向の標定は桟橋がないと非常に困難だからである。

Hasselblad 500EL は測量カメラではないので主点のはっきりしない、碎波帯外では水面を実体視するのがむづかしい、40mmレンズでとった密着写真がそのまま入る図化機がない、図化範囲を広ぐると精度が落ちる、傾きが3~4°以下の水平写真は幸運に恵まれないとなかなか実現しない等の多くの問題点をかかえてはいるが、今後まだ改良の余地は多くあり、海浜流の様な非定常現象の観測には有力な手段となりうることは確かである。

今回はカメラの傾きが比較的大きかったので図化の精度は必ずしも良いとは云えないが、今後、撮影したモデルを全て図化することができれば得られる情報は飛躍的に増大する。

2台の気球カメラを用いる事は、図化をしないまでも、沿岸方向に広い範囲の流況を同時に観測できる点で有効であることが今回の観測で明らかになった。

の点ばかり3台以上用いるのは気球の準備作業に時間がかかるので簡単ではない。

1台のカメラで観測する場合は、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

カメラの位置を正確に記録する必要がある、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

また、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

また、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

また、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

また、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

また、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

また、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

また、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

また、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

また、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

また、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

また、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

また、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

また、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

また、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

また、観測の範囲が狭い、また、カメラの位置を正確に記録する必要がある。

第 5 章 外重力波の観測

論文発表の経緯 1-1

出図の補欠のふたへストでの補正を必要とする場合がある。この場合、1より2の値が得られる。

5.1 外重力波について

外重力波 (infragravity waves) とは Munk (1951) が最初に定義した波であり、周期 3.0 sec より 5. min の波をさす。Suhayda (1972, 1974) は砕波帯付近の外重力波を最初に系統的に観測したが、Suhayda (1974) の定義は 3.0 sec より 1.0 min である。

即ち、従来 surf beat と云われていた周波数帯に対応する。Suhayda (1974) は surf beat をその反射率によって high-amplitude surf beat と low-amplitude surf beat とに分けた。前者は反射率の小さい場合であり、進行性であるのに対し、後者は standing wave になる。

surf beat は edge wave であろうという議論は Isaacs et al. (1951), Gallagher (1971) らが示唆しているが、波と海底の条件によって edge wave (trapped mode の standing wave) である場合とそうでない場合とがあるであろう。

佐々木 (1974) は海底勾配 $\tan \beta$ のゆるい海岸 ($\tan \beta < 1/50 \sim 1/60$) では海浜流系の規模が外重力波によって定まると述べているが、阿字ヶ浦海岸において昭和 48 年度より実施している外重力波の観測では常に 1 min ~ 2 min 程度の外重力波が観測されている。

阿字ヶ浦海岸は波の条件により「外重力波領域」になる場合と「不安定領域」になる場合とがあるが〔堀川・佐々木・堀田・桜本 (1975)、Sasaki and Horikawa (1976)〕、この 2 つの領域は Guza and Inman (1975) の dissipative system に相当する。尚、「edge wave 領域」は Guza and Inman (1975) の reflective system に対応する。reflective system は beach の反射が大きく、いわゆる beach cusp の出来る領域に対応する。

5.2 Edge wave について

Guza and Davis (1974)、Guza and Inman (1975)、Guza and Bowen (1975)、Edge and Pirie (1975) の最近の研究によって edge wave の理論的側面はかなり明らかになり、現地においてもかなりイメージが浮かび上ってきた様に思われる。

汀線より沖側に x 軸をとり、原点を静水面の汀線にとる。 y 軸は沿岸方向にとる。海底は勾配 $\tan \beta$ の一様斜面とし、 k_y を y 方向の波数とする。速度ポテンシャルを

$$\phi = \bar{\psi} \cos(k_y y + \Delta) \sin(\omega t + \theta) \quad (5.1)$$

とおけば解は Guza and Davis (1974) によって

$$\bar{\psi}(x) = (e^{-z/2}) [M(a, 1, Z)] \quad (5.2)$$

ここで、 $z = 2k_y x$, $a = \frac{1}{2} - (\omega^2 / 2gk_y \tan \beta)$ であり M は合流型超幾何関数 (confluent hypergeometric function) である。

$k_y = 0$ (沿岸方向に振動のない場合) のとき M は J_0 (Bessel 関数) になり、Suhayda (1974, 1975) の反射定常波の解に帰着する ($\omega^2 \gg gk_y$)。

又、 $\omega^2 < gk_y$ のときは trapped mode であり、Ursell (1952) が厳密解を導びいている。Eckart (1951) の解は $(2n+1)\beta \ll 1$ の場合である。ここで n は modal number である。この場合 M は L_n (Laguerre 多項式) で表わせる。

$$\bar{\psi}(x) = e^{-k_y x} L_n(2k_y x) \quad (5.3)$$

即ち、これは low mode (n が小さい) で β が小さい場合に対応する。

Guza and Inman (1975) は edge wave の励起に関する室内実験を行ない、 $n=0$ の subharmonic edge wave (周期が入射波周期の2倍) と synchronous edge wave (周期が入射波周期と同じ) が励起されるが、後者の resonance は前者より小さいと述べている。 $n=0$ の subharmonic edge wave は Huntley and Bowen (1973) も現地で観測して

いる。Carrier and Greenspan (1958) は斜面上の非線型長波の方程式を解いて、standing wave の生ずる条件を次のように与えている。 a と ω は夫々振幅と角周波数。

$$r = \frac{a\omega^2}{g \tan^2 \beta} < 1 \quad (5.4)$$

(Guza and Inman (1975) の実験では

$$r \approx 1.0 \text{ 程度} \quad (5.5)$$

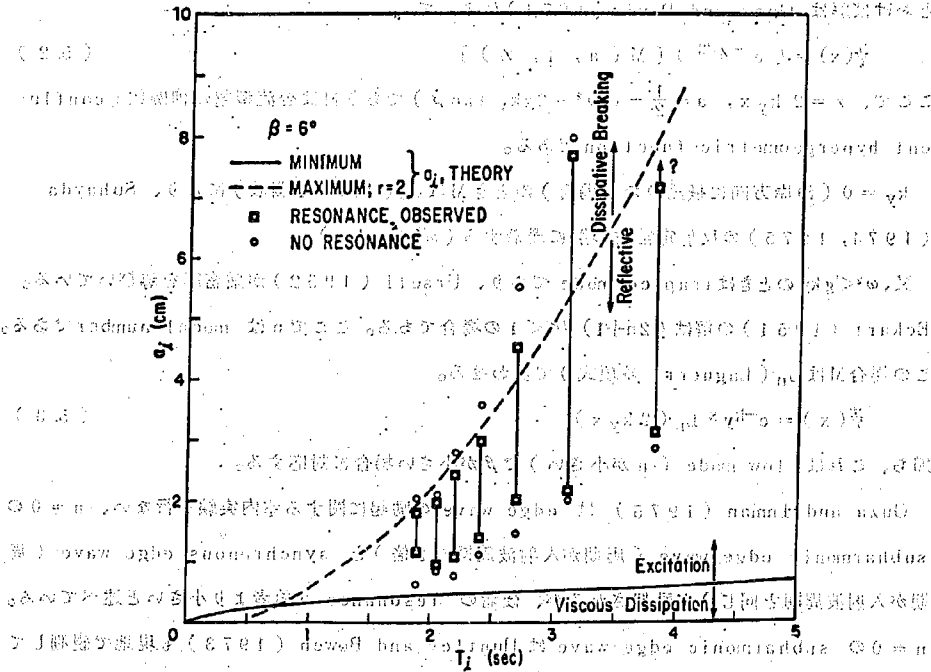
の時のみ subharmonic edge wave が励起された。

図-5.1 は $\beta = 6^\circ$ における実験結果であり、図中の点線が $r=1$ である。(5.4) の r は

(Battjes (1974) の surf similarity parameter, ξ と次の様な関係にある。

$$\xi = \frac{\pi}{r} \quad (5.6)$$

従って、(5.4) の standing wave の生ずる条件は



Observed excitation of zero mode subharmonic edge waves as a function of incident wave period and amplitude. The dashed curve indicates the incident wave amplitude for transition from reflective to dissipative systems (equation (8)), and the solid curve indicates the amplitudes required to overcome viscous damping.

図 5.11 edge-wave の励起される領域の境界を定める Guza and Inman (1975)

$$(5.8) \quad \xi > \sqrt{\pi} \approx 1.77 \quad (5.7)$$

(5.5) の subharmonic edge wave の生ずる条件は

$$\xi > \sqrt{\pi/2} \approx 1.25 \quad (5.8)$$

となる。更に Battjes (1974) は反射率 R を ξ の関数として次の様に表わしている。

$$R = 0.1 \xi_b^2 \quad (5.9)$$

(5.7) と (5.8) の ξ を仮に ξ_b とすれば両式は $R = 0.1 \xi_b^2$ となる。

$$R \approx 0.1 \pi \approx 0.31 \quad (5.10)$$

$$R > 0.05 \pi \approx 0.16 \quad (5.11)$$

となる。(5.11) は surging/collapsing breaker の存在範囲にはほぼ対応している。

(5.8) は佐々木 (1974) が示した「Edge wave 領域」と「不安定領域」の境界の

$$\xi_0 = 1.0 \quad (5.12)$$

にほぼ対応している。

さて、阿字ヶ浦海岸の海底勾配 $\tan \beta$ を $\frac{1}{50}$ とすれば(5.4)より、 a を m で表わすと

$$a \omega^2 \leq g \tan \beta, \quad \approx 0.004 \quad (5.13)$$

が、standing wave の生ずる条件となる。 a が $0.2m$ ならば 4.5 sec 以上の波は standing wave になる。

5.3 外重力波の観測

5.3.1 観測方法

昨年度までの阿字ヶ浦海岸における長周期波の現地観測結果にも、外重力波の周波数帯に有意なエネルギーのピークが認められていた。

本年度は砕波帯付近に発達する外重力波の実態をさらに詳しく把握する目的で、沖方向と沿岸方向とに計器を配置して同時観測を試みた。観測は昭和50年12月18日で気球観測と同時に実施した。

計器の位置図は図-5.2中の挿入図に示した。即ち、沖方向は栈橋を利用し汀線からそれぞれ87m、65m、35mの橋脚にA、B、Cの標尺を設けた。沿岸方向には栈橋から南へ75m、汀線から20m沖合に標尺Dを設置した。さらに、栈橋の北側約50m付近にも標尺を設けたが観測計器の故障によりデータを得られなかった。

これらの標尺を16mmメモーションカメラに写し込み、現像したフィルムを1コマずつプロジェクターにかけて標尺地点の水位変動を読み取って時系列データを得た。なお、撮影およびデータの読み取り間隔は1.0 secで行なった。

5.3.2 観測結果

観測によって得られた4地点(A、B、C、D)における水位変動の時系列データをBMD02T (Autocovariance and Power Spectral Analysis) を用いてクロス・スペクトル解析した。用いたデータは3-3分間(11時35分~12時8分)であり、解析の諸元はデータ総数 $n=1965$ 、ラグ数 $m=199$ 、時間刻み $\Delta t=1.0 \text{ sec}$ 、自由度 $f=20$ である。

解析結果を図-5.2~図-5.4に示した。図-5.2には4地点(A、B、C、D)のパワー・スペクトルが、図-5.3と図-5.4には各地点相互間のコヒーレンスおよび位相差が示されている。

パワー・スペクトルを見ると、高周波数帯に通常の波浪のエネルギー・ピークが見られる(周

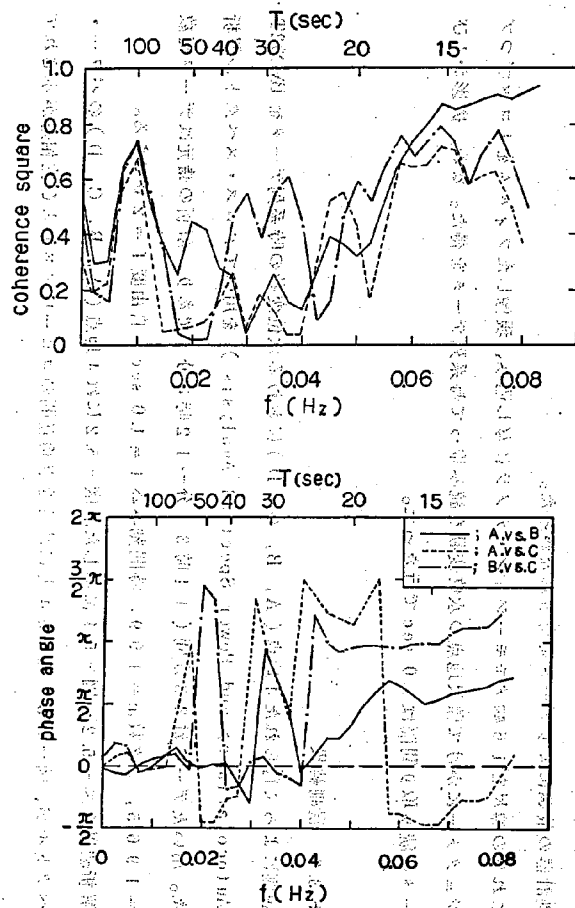


図-5.3 コヒーレンスと位相差(その1)

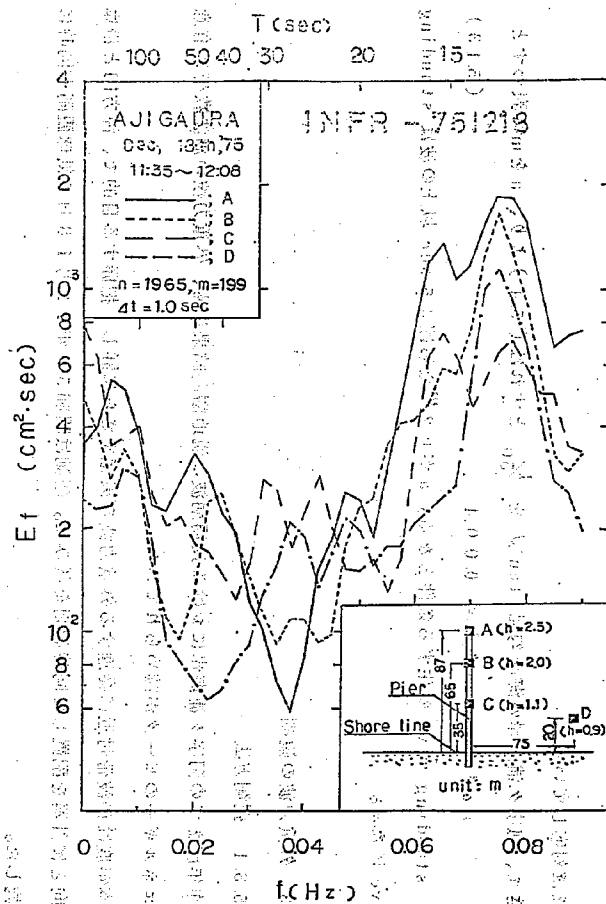


図-5.2 パワー・スペクトル

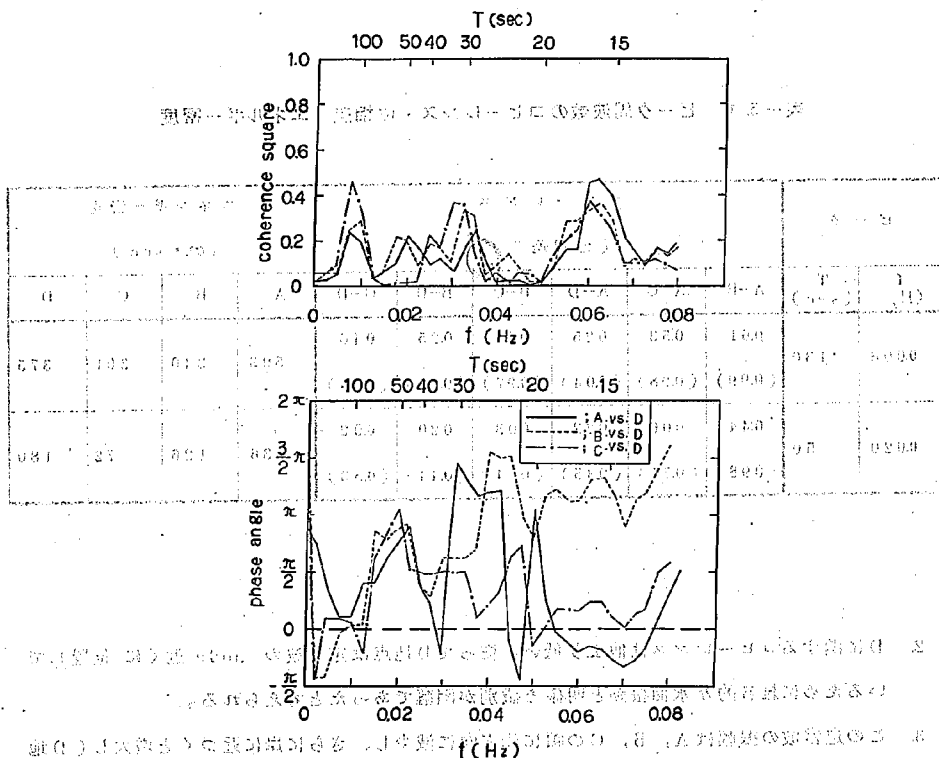


図-5.4 コヒーレンスと位相差(その2) 1.0, 0.1 sec 以下の高周波数帯(約1.8 sec以下)における沖方向に並んだ3地点(A, B, C)のエネルギーを比較するとA, B, Cの順に減少している。これは観測時の碎波点がA地点より10 mほど沖合にあり、全地点が碎波帯内であったことから予想された傾向と言えよう。また、観測時は上げ潮で約7 cmの潮位差がデータに含まれており(図-2.2)、その傾向がスペクトルにも若干表われている。

これら通常の波浪と潮汐との間、即ち外重力波の周波数帯には $f = 0.008 \text{ Hz}$ 付近と $f = 0.020 \sim 0.025 \text{ Hz}$ にエネルギー・ピークが見られる。この2つのピークのエネルギー密度、コヒーレンスおよび位相差を表-5.1に示した。

$f = 0.008 \text{ Hz}$ 付近のピークはエネルギー密度もコヒーレンスも高いのに対して、 0.020 Hz 付近はコヒーレンスが低い。この原因としては node の近くで観測した可能性が考えられる。

まず、全地点(A, B, C, D)で最も線形応答性のよかった $f = 0.008 \text{ Hz}$ (周期 $T = 130 \text{ sec}$) の外重力波について、表-5.1から明らかになる特性を記すと次のようになる。

1. A, B, C, Dの4地点の位相差は0か 2π であり同位相をなしている。従って定常波である。

表-5.1 ピーク周波数のコヒーレンス・位相差・エネルギー密度

ピーク		コヒーレンス (位相差°)						エネルギー密度 ($\text{cm} \cdot \text{sec}$)			
f (H_2)	T (sec)	A-B	A-C	A-D	B-C	B-D	C-D	A	B	C	D
0.008	130	0.61 (0.99)	0.53 (0.98)	0.25 (0.04)	0.64 (0.92)	0.25 (0.98)	0.46 (0.04)	503	340	301	375
0.020	50	0.44 (0.98)	0.06 (0.71)	0.22 (0.35)	0.03 (0.74)	0.20 (0.44)	0.02 (0.53)	336	126	72	180

2. Dに関するコヒーレンスは他より低い。従ってD地点は定常波の node 近くに位置しているために雑音的な水面振動と明確な識別が困難であったと考えられる。

3. この定常波の振幅はA, B, Cの順に岸方向に減少し、さらに岸に近づくとき増大し(D地点の振幅はC, Bより大きいのである)。従って、エネルギースペクトルの相対関係から推定される0~D間に岸に平行な node の存在が推定されるが、更に位相が4地点全て同位相であることを考えると、(A, B, C)とDとの間に岸に直角な node の存在が必要となる。Suhayda(1972)の反射定常波の岸は最も近い node の位置の解

$$\frac{\omega x^{1/2}}{(g \tan \beta)^{1/2}} = 1.24 \quad (5.14)$$

を用い、 $x = 2.5 \sim 3.0 \text{ m}$, $\omega = 2\pi f = 2\pi \times 0.008$ として $\tan \beta$ を求めてみると、 $1/200$ のオーダーとなり、勾配が緩すぎる観がある。 $\tan \beta = 1/50$ とすると、節の位置 x は $1.1 \sim 1.0 \text{ m}$ のオーダーとなり、ほぼ砕波点の位置になる。この場合、波長内に全ての地点が含まれ同位相になるが、エネルギースペクトルは岸に近い程高くなるはずであり、観測値と矛盾する。現状では以上2つの解釈が考えられる。

次に $f = 0.020 = 0.025 \text{ H}_2$ 付近のピークについて考えると、(A, B, C)とDが逆位相

であるためCとDの間に node があり、更に、Cに関するコヒーレンスが低いのでそれはCの近くにあるものと思われる。

尚、これらの外重力波の波高について入力波 ($T=13 \text{ sec}$) のエネルギーを A 地点のエネルギー ($E_f=1800 \text{ cm} \cdot \text{sec}$) より推定すれば $f=0.008 \text{ Hz}$ 付近では $E_f=500 \text{ cm} \cdot \text{sec}$ であるから、波高比は $(500/1800)^{1/2}=0.53$ 、 $f=0.02$ 付近では $E_f=320 \text{ cm} \cdot \text{sec}$ であり、 $(320/1800)^{1/2}=0.42$ となりかなりの大きさである。今、 $T=13 \text{ sec}$ の波を A 地点が砕波点に近かったので、砕波波高の 1.2 m をとれば、 $f=0.008 \text{ Hz}$ ($T=130 \text{ sec}$) 付近の波高は 6.4 cm 、 $f=0.02 \text{ Hz}$ ($T=50 \text{ sec}$) 付近の波高は 5.0 cm となる (これも A 地点)。

5.4 外重力波 edge-wave

前節の解析結果から見い出された顕著な外重力波について、Eckart (1951) の edge wave 理論より検討を試みた。

Eckart によれば、edge wave の速度ポテンシャル ϕ 、水位 η および波長 L_e は次のようになる。

但し、 x は沖方向、 y は沿岸方向、 $L_n(2\lambda x)$ は Laguerre 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 で沖方向への波形が zero crossing する node の数を表わす。

まず、 $f=0.008 \text{ Hz}$ ($T=130 \text{ sec}$) 付近の波について考える。この日観測した離岸流の発生間隔 Y_T は

$$\phi = \frac{g a_n}{\omega} L_n(2\lambda x) e^{-\lambda x} \cos \lambda y \cos \omega t \quad (5.15)$$

$$\eta(x, y, t) = a_n L_n(2\lambda x) e^{-\lambda x} \cos \lambda y \sin \omega t \quad (5.16)$$

$$L_e = \frac{g T_e^2}{2\pi} (2n+1) \tan \beta \quad (5.17)$$

但し、 x は沖方向、 y は沿岸方向、 $L_n(2\lambda x)$ は Laguerre 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 で沖方向への波形が zero crossing する node の数を表わす。

まず、 $f=0.008 \text{ Hz}$ ($T=130 \text{ sec}$) 付近の波について考える。この日観測した離岸流の発生間隔 Y_T は

$$Y_T = 360 \text{ m} \quad (5.18)$$

であり砕波帯の幅 $X_b=100 \text{ m}$ であった。

よって

$$Y_r^* = Y_r / X_b = 3.6 \quad (5.19)$$

まず、 $n=0$ とすると(5.17.)より $\tan \beta$ を $1/70$ 位になると波長 L_e は Y_r のオーダーとなるが、各地点のエネルギー・スペクトルの相対関係が合わない。 $n=1$ 以上では L_e は Y_r に比べて大きすぎる。

次に $f=0.02 \text{ Hz}$ 付近を考えると、OとDのOに近い方に岸に平行な node が観測されているので $n=0$ ではない。 $n=1$ とすると、 $\tan \beta = 1/20 \sim 1/30$ のとき(5.17.)を満足する。

$n=2$ の場合 $\tan \beta = 1/30 \sim 1/50$ であれば(5.17.)を満足する。

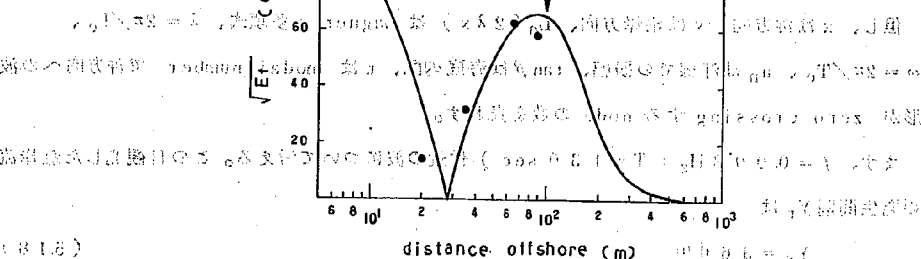
$\tan \beta = 1/20 \sim 1/30$ は前浜の勾配に近い勾配であり、 $1/30 \sim 1/50$ は砕波帯内の勾配に近いが、(5.19)の $Y_r^* = 3.6$ からは $n=1$ ($Y_r^* = \pi$) が妥当と考えられる。 $n=1$ とすれば現象を支配する $\tan \beta$ は砕波帯の平均的な勾配ではなく、急な前浜勾配となるが、周波数帯によって異なると思われる。

図-5.5は $f=0.02 \text{ Hz}$ 付近の $n=1$ の edge wave の波形を antinode の位置に(5.16)により換算して示したものである。沖合 100 m 付近のエネルギー密度は $E_b = 3.600 \text{ cm} \cdot \text{sec}$ となり、A点の入射波の $1800 \text{ cm} \cdot \text{sec}$ に比べて大きすぎるのは(5.16)が解析解であり、沿岸方向の変化が cosine とは多少異なった変化をしていることを暗示させる。しかしながら

(5.16)

(5.15)

(5.15)



(5.15)

図-5.5 沖方向の振幅の分布

2-1-1

もしも栈橋が edge wave の node にあり、最大の振幅を観測していればエネルギー密度は $f = 0.008 \text{ Hz}$ 付近より高く、又、コヒーレンスも高く観測されていたのではないかと考えられる。

この観測日前後の碎波帯の地形を図-5.6.に示したが、3.6.0 距離で rip channel が存在し、その間は平らな shoal であり、この日の流れはこの地形に忠実に shoal から rip channel に向って流れていた。従って、Sonu (1972) の bottom perturbation 説も正しい。

(5.4) から $\omega = 2\pi f = 2\pi \times 0.022$, $a = 20 \text{ cm}$ として standing wave の生ずる $\tan \beta$ を求めると、 $\tan \beta > 1/50$ となり、edge wave が生ずる条件は更にゆるいことから、edge wave を観測したことはかなり確かな事と考えられる。図-5.6 の海底地形は当日の波より大きい波によってつくられた地形と考えれば、 Y_r の値は地形に支配された値となり、edge wave もかなり碎波帯の地形に支配されて変形していると推定されるので、解析解とはかなり異った波形をしているかも知れない。今回は観測地点の分布が空間的にまだ狭かったので、今後は沖合方向にも沿岸方向にも広く測定点を分布させると共に、 $\tan \beta$ を決めるために、更に碎波帯沖の地形の把握が必要である。

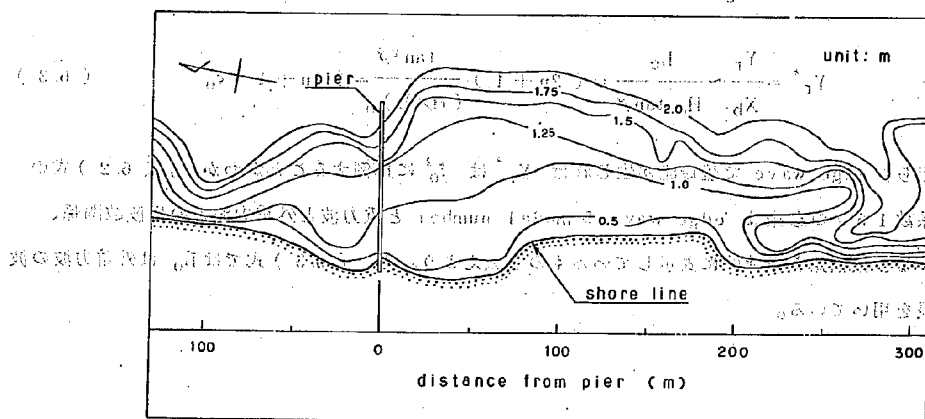


図-5.6 海底地形 (測量年月日: 昭和50年12月17日~18日)

第6章 緩勾配海岸の海浜流（外重力波領域）

6.1 外重力波領域

佐々木(1974)は海浜流の規模を Battjes(1974)の surf-similarity parameter (Iribarren No.) ξ_0 によって3つの領域(表-6.1、図-6.1)に分けた。ここで ξ_0 は

$$\xi_0 = \frac{\tan \beta}{\sqrt{H_0/L_0}} \quad (6.1)$$

ここで $\tan \beta$ は海底勾配、 H_0/L_0 は沖波波高と波長の比である。

(6.1)式で定義される海底勾配 $\tan \beta$ の沖波波形勾配 H_0/L_0 の平方根に対する比である。

外重力波領域 ($\xi_0 \lesssim 0.23$) は $\tan \beta$ が小さい海岸に波形勾配が大きい波が来襲する場合であり、 $\tan \beta$ が $1/50 \sim 1/60$ よりゆるい海岸に対応する。この領域では碎波帯の幅 X_b で無次元化した無次元離岸流発生間隔 $Y_r^* (= Y_r/X_b)$ は

$$Y_r^* = 1.57 \xi_0^2 \quad (6.2)$$

は(6.2)式の様に表わされる。(6.2)式において Y_r^* が ξ_0^2 の2乗に比例していることは、その発生機構が edge wave が支配していることを暗示している。edge wave の dispersion relation として Eckart(1951)の(5.17)式を用いると、離岸流の発生間隔 Y_r が edge wave の波長、 L_e のオーダーの量として置きかえ、かつ碎波水深も沖波波高 H_0 のオーダーの量とすれば $X_b \sim H_0 \cdot \tan \beta$ より

$$Y_r^* = \frac{Y_r}{X_b} \sim \frac{L_e}{H_0 \tan \beta} = (2n+1) \frac{\tan^2 \beta}{(H/L)_0} = (2n+1) \xi_0^2 \quad (6.3)$$

即ち、edge wave で離岸流が生じれば Y_r^* は ξ_0^2 に比例することがわかる。(6.2)式の係数1.57の意味は、edge wave の model number と重力波と外重力波との周波数関係、および振幅比を経験的に表示しているものと云えよう。尚、(6.3)式では L_0 は外重力波の波長を用いている。

表-6.1 海浜流系発生 の 3 つの理論とその適用範囲

理 論 (機構)		INFRAGRAVITY	不安定(SWELL)	EDGE WAVE
提 案 者		佐々木民雄(1974)	日 野(1973)	Bower, Inman (1969)
適 用 範 囲 (ξ_0)		$0.23 \geq \xi_0$	$1 \geq \xi_0 \geq 0.23$	$\xi_0 \geq 1$
特 徴	砕 波 タイプ	spilling	spilling~plunging	plunging
	surf	常にある	あり又はなし	常になし
	砕波帯中の波の数	3 波以上	1~3 波	1 波以下
	入射波の反射率 (r)	$r < 10^{-2}$	$r \sim 10^{-2}$	$r > 10^{-1}$
説 明	入射波の 特性	風波とうねり	うねり	
		$\tan \beta$ 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。	$\tan \beta$ が大きい浜に波 形勾配の小さい波がく る時に生ずる。純粋の 海浜流は生じにくい。
Guza-Inman(1975) の分類		dissipative system		reflective system
海 岸 地 形		crescentic bar longshore bar		beach cusp

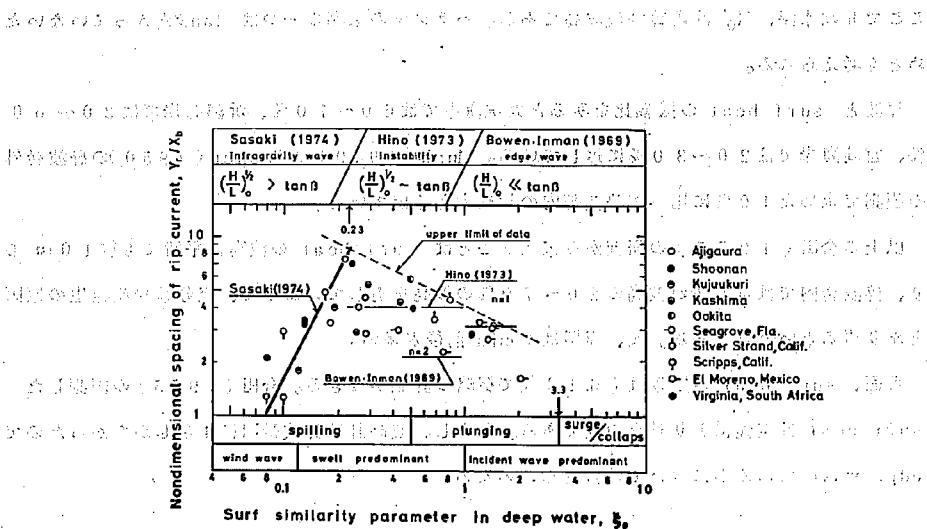


図-6.1 ξ_0 と Y_r/X_b

6.2 外重力波の波高

海浜流を発生させるためには、外重力波の波高は、有意な大きさが必要である。外重力波はいわゆる surf-beat の周波数帯の波である。合田 (1975) は茨城県大洗海岸、新潟港-松浜海岸および宮崎県宮崎海岸で surf beat の現地観測を実施し、沖波の r.m.s. 振幅 η_{rms} と surf beat (ここでは周期 2.0 sec 以上の波と定義) の r.m.s. 振幅 ζ_{rms} の比を調べた (表 6.2, 図 6.2, 図 6.3)。現地観測の波高は沖波で 0.47 ~ 3.32 m、岸波 (砕波帯内) で 0.64 ~ 1.37 m、surf beat の波高は 0.13 ~ 0.83 m であり、周期は沖波で 6.9 ~ 112 sec、岸波で 5.3 ~ 16.7 sec である。観測された surf beat の周期は 4.5 ~ 7.6 sec であり、1 min 前後で、全て外重力波である (表 6.2)。

沖波の振幅 (η_{rms}) に対する surf beat の振幅 ζ_{rms} の比は波高の絶対値にほとんど左右されないことなどから図 6.3 の横軸に示すパラメータを見出してプロットすると、バラツキはあるが図 6.3 の線は次式で示される。

$$\frac{\zeta_{rms}}{(\eta_{rms})_0} = \frac{0.04}{\sqrt{\frac{H'_0}{L_0} \left(1 + \frac{h}{H'_0}\right)}} \quad (6.4)$$

ここで h は水深、 H'_0 は換算沖波波高である。バラツキの原因の一つは $\tan \beta$ が入っていないためとも考えられる。

岸波と surf beat の振幅比をみると大洗海岸では 6.0 ~ 7.0 %、新潟海岸では 3.0 ~ 6.0 %、宮崎海岸では 2.0 ~ 3.0 % に達している。Munk (1949) や Tucker (1950) の砕波帯外の観測で求めた 1.0 % に比べて砕波帯内の比は大きく出ている。

以上の合田 (1975) の研究から云えることは surf beat の波高は平時でも数 1.0 cm あり、砕波帯内では重力波の波高の 2.0 ~ 7.0 % の波高を有しているので、充分離岸流発生の原因となり得るといふ点にある。又、周期は 1 min 前後が多い。

当面、surf beat の振幅は (6.4) 式で概略の評価ができる。合田 (1975) の観測した surf beat は定義により外重力波である。しかし、波高計は砕波帯内に 1 台しかなかったため edge wave であるかについては言及していない。

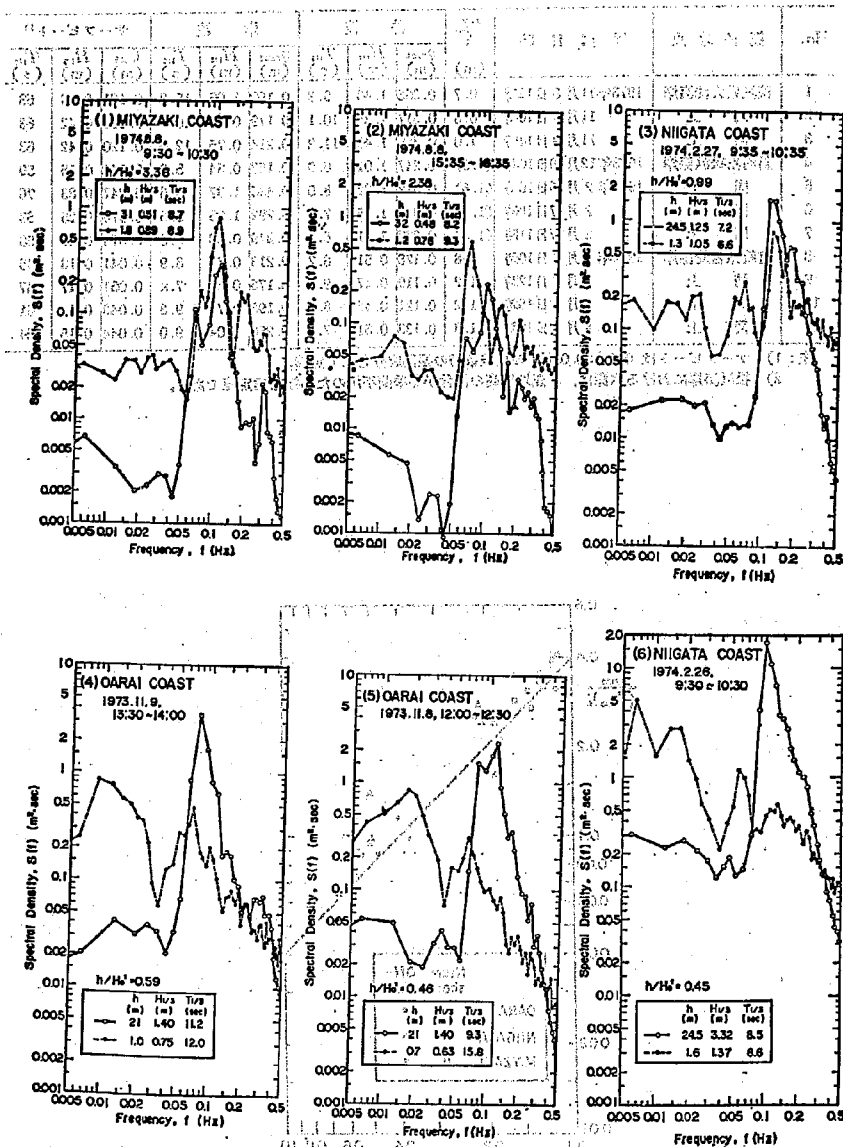


図-6.2 岸波と沖波のスペクトルの比較、合田 (1975)

表-6.2 サーフビートの観測データ, 合田(1975)

No.	観測地点	観測日時	水深 h (m)	沖波			岸波			サーフビート ¹⁾		
				η_{rms} (m)	$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)	η_{rms} (m)	$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)	ζ_{rms} (m)	H_m (m)	$T_{1/3}$ (s)
1	茨城県大洗海岸	1973年11月8日12時	0.7	0.363	1.40	9.3	0.190	1.06	15.8	0.131	0.49	63
2	同上	11月9日10時	0.8	0.317	1.25	10.1	0.179	0.64	16.7	0.119	0.42	63
3	同上	11月9日14時	1.0	0.355	1.40	11.2	0.214	0.75	12.0	0.120	0.42	63
4	新潟県松浜海岸	1973年12月20日10時	(1.5) ²⁾	0.247	1.01	6.9	0.157	0.54	5.3	0.042	0.15	59
5	同上	1974年2月26日10時	(1.6)	0.872	3.32	8.5	0.436	1.37	8.6	0.247	0.83	76
6	同上	2月27日10時	(1.3)	0.343	1.25	7.2	0.292	1.05	6.6	0.076	0.25	63
7	同上	2月27日11時	(1.3)	0.337	1.31	6.9	0.249	0.88	6.8	0.074	0.26	58
8	宮崎県宮崎海岸	1974年8月8日10時	1.8	0.128	0.51	8.7	0.213	0.89	8.9	0.041	0.13	45
9	同上	8月8日12時	1.2	0.119	0.47	9.3	0.176	0.67	7.4	0.051	0.17	47
10	同上	8月8日16時	1.2	0.121	0.48	8.2	0.195	0.76	9.3	0.043	0.14	61
11	同上	8月9日10時	1.8	0.133	0.51	7.9	0.250	1.04	9.0	0.044	0.15	54

注: 1) サーフビートは $0 < f < 0.06 \text{ Hz}$ の周波数帯の振動成分として定義。
 2) 松浜海岸における水深は、海底地盤高の測量が冬季間不能のため概略推定値である。

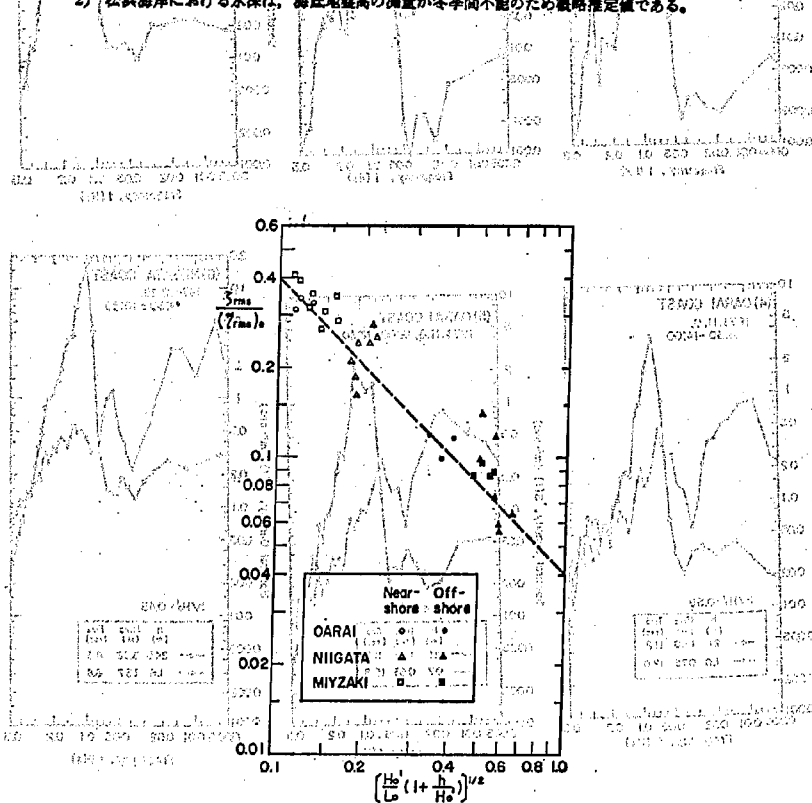


図-6.3 沖波に対するサーフビートの振幅比, 合田(1975)

6.3 外重力波の周期

surf beat は edge wave であろうということは, Isaacs et al. (1951) が 20 年前に指摘している。Yoshida (1950) は周波数スペクトル (重力波) の構造から、非線形干渉によって 1~3 min の surf beat が生ずることを導いたが、最近 Gallagher (1971) は周波数スペクトルのみでなく方向スペクトルからも非線形干渉によって surf beat 周波数帯の edge wave が生ずることを Laguerre 方程式を解いて導いている。

図-6.4、図-6.5 は夫々、Oceanside, Calif ($\tan \beta = 1/43$)、Cape Palliser, New Zealand ($\tan \beta = 1/14$) の計算値と観測値の比較である。計算値と観測値の一致はよいとは云えないが、図-6.4 では約周期 70 sec の観測されたピークは $n=1, 2, 3$ の計算した edge wave とよく一致している。これらは $n=1 \sim 3$ のどの mode も同じ位のエネルギーを有している点は興味深い。

現状では重力波の非線形干渉のみが外重力波の原因というわけではないので、重力波のスペクトルから外重力波の周期を求めるわけにはいかないが、合田 (1975) の観測からも 1 min 程度の周期が多く、これらは反射率が大きいので edge wave となる確率が非常に高い。

以上より、外重力波領域の海浜流は周期 1 min 程度の外重力波によって生じ、それは海底勾配にもよるが、edge wave であることが多いと結論できよう。

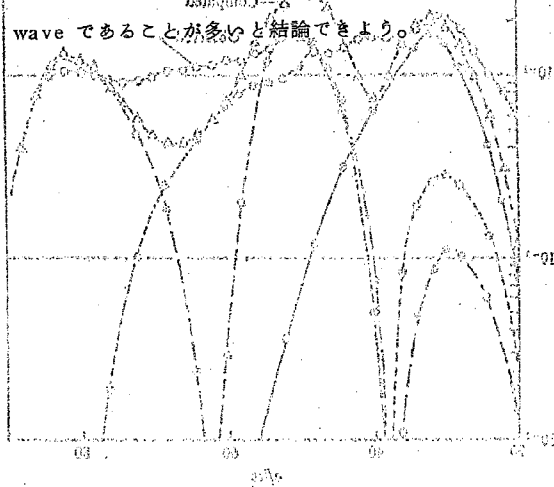
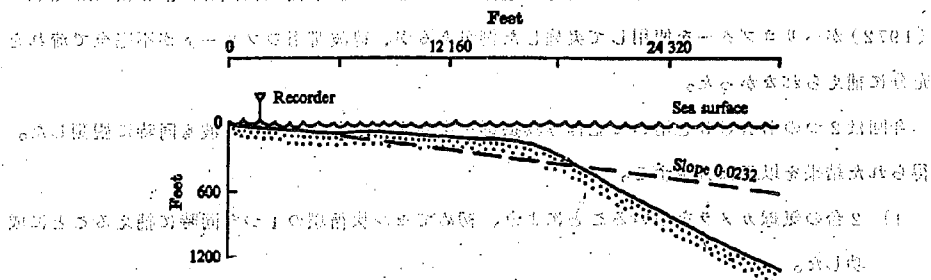
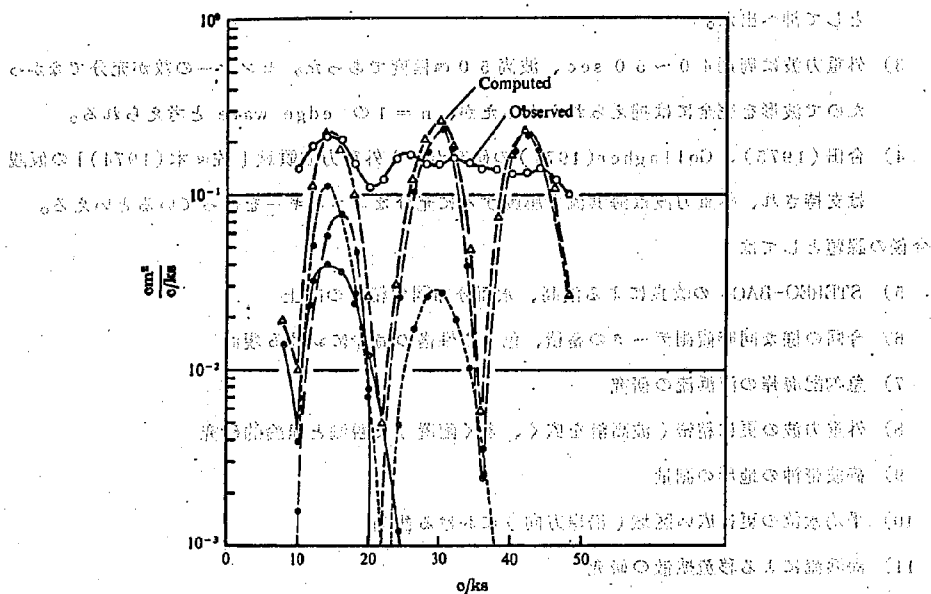


Figure 6.4. Comparison of calculated and observed values for edge waves at Oceanside, Calif. The x-axis is time in seconds (0 to 100) and the y-axis is amplitude (0 to 1.0). The curves represent different modes (n=1, 2, 3) of the edge wave. The observed data points are shown as open circles, and the calculated curves are solid lines. The peaks of the curves correspond to the observed data points, indicating a good fit between the model and the observations.

(110) (100) (90) (80) (70) (60) (50) (40) (30) (20) (10) (0)

[illegible][illegible]

に急襲のりりへりし其高嶺の麓の邊を歩み、しゆげのやうな山麓の麓に於て其氏重將、其代高將（二
兩軍其處なるる人の數の多寡、）其高將、し入其高將の臂をさるるもの其の聲を、さへも



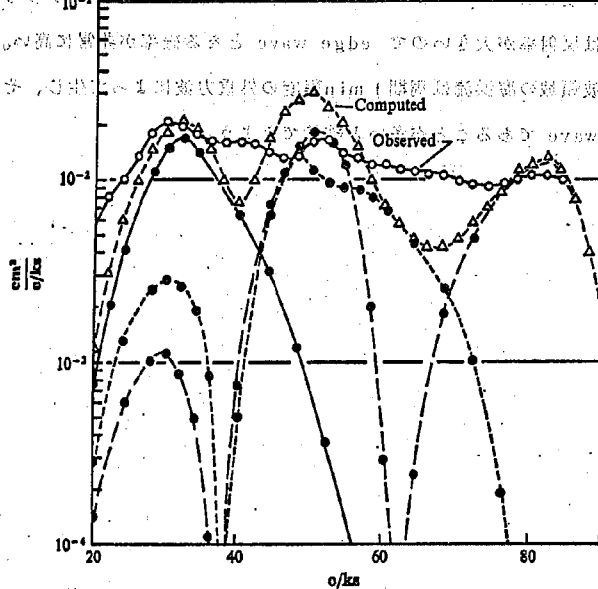
Computed and observed surf-beat spectra; Oceanside, California, 13 November 1962. $H' = 0.0232$, $x_r = 100$ m, $\epsilon = 2.1 \times 10^{-6}$ sec $^{-1}$, $\alpha = \ln(3)/x_r$, $\theta = 40.5^\circ$, $\beta = 20.0^\circ$. Mode: —, 1; . . ., 2; —, 3.

 - 6.4 Oceanside (Gallagher, 1971)

波の形状図表、6.5

波の形状図表 (Figure 6.5) は、波の形状を σ/kx の関数として示す。波の形状は、波の長さ L と波の高さ H の比 H/L によって決まる。波の形状は、波の長さ L と波の高さ H の比 H/L によって決まる。

波の形状図表 (Figure 6.5) は、波の形状を σ/kx の関数として示す。波の形状は、波の長さ L と波の高さ H の比 H/L によって決まる。波の形状は、波の長さ L と波の高さ H の比 H/L によって決まる。



Computed and observed surf-beat spectra: Cape Palliser, New Zealand, 14 August 1968. $H' = 0.07$, $x_r = 100$ m, $\epsilon = 8.26 \times 10^{-6} \text{ sec}^{-1}$, $\alpha = 0$, $\theta = 6^\circ$, $\beta = 24^\circ$. Mode: —, 1; ---, 2; - - -, 3.

図-6.5 Palliser 岬 (Gallagher, 1971)

第7章 結論および今後の課題

本年度は流況、波高、水位、地形および外重力波の同時観測に重点をおいて現地観測を実施した。流速ベクトル場と波高分布とを同時に観測しようという試みは Horikawa and Sasaki (1972) がヘリコプターを使用して実施した例があるが、砕波帯用のフロートが不完全で流れを十分に捕えられなかった。

今回は2つのB.A.C.S.を用いて立体写真撮影を実施すると共に、外重力波も同時に観測した。得られた結果を以下に列挙する。

- 1) 2台の気球カメラを用いることにより、初めてセル状循環の1つを同時に捕えることに成功した。
- 2) 波高分布、外重力波を海浜流と同時に観測し、平均水位の差の最高は40~60 cm程度であった。波高の高いところから沖の水が流入し、波高低く、水位の低いところから離岸流として沖へ出た。
- 3) 外重力波は周期40~50 sec、波高50 cm程度であった。センサーの数が充分でなかったので波形を完全には捕えられなかったが、 $n=1$ の edge wave と考えられる。
- 4) 合田(1975)、Gollagher(1971)の研究からも外重力波領域〔佐々木(1974)〕の仮説は支持され、外重力波は海浜流を駆動するに充分なエネルギーを持っているといえる。

今後の課題としては

- 5) STEREO-BACS の改良による波高、水面分布図化精度の向上
- 6) 今回の様な同時観測データの蓄積、色々な性格の海岸における観測
- 7) 急勾配海岸の海浜流の研究
- 8) 外重力波の更に精密(波高計を広く、多く配置)な観測と理論的研究
- 9) 砕波帯沖の地形の測量
- 10) 平均水位の更に広い区域(沿岸方向)における観測
- 11) 海浜流による移流拡散の研究

等を挙げることができよう。

調査の実施に当っては、終始、東京大学工学部土木工学科工博堀川清司教授より御指導をいただくと共に、現地調査に際しては建設省土木研究所海岸研究室橋本室長他同研究室の諸氏、東京都立大学工学部土木工学科工修、堀田新太郎助手他の熱心な御協力をいただいた。又、ステレオ写真の図化については(財)リモート・センシング技術センター研究員、田中総太郎博士より数々の御助言をいただくと共に、京葉測量㈱、㈱アジア空三センターの熱心な御協力をいただいたので、ここに記して深甚の謝意を表する次第である。

昭和51年3月

㈱アイ・エヌ・エー新土木研究所

工博 佐々木 弘 進

松本 久保田

参 考 文 献

(株)I.N.A. 新土木研究所(1973): 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、港湾技研報告、Vol. 14, No. 3.

木村晴保(1974): 水面に固定された管内の水塊の振動特性、農業土木試験場報告、第12号。

建設省土木研究所(1974): 波浪・海浜流に関する現地観測調査(阿字ヶ浦海岸海浜流調査)、
土木研究所資料、第916号。

建設省土木研究所(1975): 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。

佐々木民雄・五十嵐元(1973): 沿岸海域の水質と底質に及ぼす波と風の影響に関する野外研究、
第1回環境問題シンポジウム講演集。

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, No. 1.

橋本宏(1975): 海浜流について、土木技術資料、Vol. 17, No. 10.

日野幹雄(1973): 海浜流系の発生理論(3)——単純化された理論——、第20回海講。

細田秀人(1973): 小型カメラによる航空写真撮影及び図化、写真測量、Vol. 12, No. 2.

堀川清司・佐々木民雄・堀田新太郎・桜本宏(1975): 海浜流に関する研究(第3報)——海浜
流系の規模——、第22回海講。

丸山康樹(1975): 室内実験におけるリップカレントの発生に関する研究、東京大学工学部土木
工学科修士論文。

* 海講 : 海岸工学講演会論文集、土木学会。

REFERENCES

- Battjes, J. A. (1974): Surf similarity, Proc. 14th Conf. on Coastal Eng.
- Bowen, A. J. and D. L. Inman (1969): Rip currents, 2. Jour. Geophys. Res. Vol. 74, No. 23.
- Carrier, G. F. and H. P. Greenspan (1958): Water waves of finite amplitude on a sloping beach, Jour. Fluid Mech., Vol. 4, pp. 97-109.
- Dalrymple, R. A. (1975): A mechanism for rip current generation on an open coast, Jour. Geophys. Res., Vol. 80, No. 24.
- Eckart, C. (1951): Surface waves in water of variable depth, Scripps Inst. Oceanogr. Wave Rep. 100, SIO. Ref. 51-12.
- Edge, B. L. and D. M. Pirie (1975): The present perspective of edge waves in coastal dynamics, Proc. Civil Eng. in the Oceans, ASCE, Newark, Delaware.
- Gallagher, B. (1971): Generation of surf beats by nonlinear wave interactions, Jour. Fluid Mech., Vol. 49, No. 1.
- Guza, R. T. and R. E. Davis (1974): Excitation of edge waves by waves incident on a beach, Jour. Geophys. Res., Vol. 79, No. 9.
- Guza, R. T. and D. L. Inman (1975): Edge waves and beach cusps, Jour. Geophys. Res., Vol. 80, No. 21.
- Guza, R. T. and A. J. Bowen (1975): The resonant instabilities of long waves obliquely incident on a beach, Jour. Geophys. Res., Vol. 80, No. 33.
- Horikawa, K. and T. Sasaki (1972): Field observations of nearshore current system, Proc. 13th Conf. on Coastal Eng.

Huntley, D. A. and A. J. Bowen (1973): Field observations of edge waves, Nature, Vol. 243.

Isaacs, J. D., E. A. Williams, and C. Eckart (1951): Total reflection of surface waves by deep water, Trans. A. G. U., Vol. 32, No. 1.

Munk, W. H. (1951): Origin and generation of waves, Proc. 11st Conf. on Coastal Eng.

Sasaki, T. (1975): Simulation on shoreline and nearshore currents, Proc. Civil Eng. in the Oceans / II, ASCE, Newark, Delaware.

Sasaki, T. and K. Horikawa (1976): Nearshore current system on a gently sloping bottom, Coastal Eng. in Japan, Vol. 19. (in print)

Sonu, O. J. (1972): Field observation of nearshore circulation and meandering currents, Jour. Geophys. Res., Vol. 77, No. 18.

Sonu, O. J. (1973): Comment on paper by C. K. W. Tang, "Dynamics of rip current", Jour. Geophys. Res., Vol. 78, No. 6.

Suhayda, J. N. (1973): Experimental study of the shoaling transformation of waves on a sloping bottom, Ph.D. Thesis, Scripps Institution of Oceanography, Univ. Calif., San Diego.

Suhayda, J. N. (1974): Determining nearshore (infragravity) wave spectra, Intern. Symp. Ocean Wave Measurement and Analysis, ASCE, New Orleans.

Ursell, F. (1952): Edge waves on a sloping beach, Proc. Roy. Soc. London, A, Vol. 214.

Yoshida, K. (1950): On the ocean wave spectrum with special reference to the beat phenomena and the '1 - 3 minute waves', Jour. Oceanogr. Soc. Japan, Vol. 6, No. 2.