

港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 602 Dec. 1987

宇久須港海岸人工海浜造成に関する水理模型実験

入 江 功
菅 原 一 晃
滑 川 伸 孝

運輸省港湾技術研究所



Hydraulic Model Experiments on the Construction of Artificial Beach of the Ugusu Coast

Isao IRIE*
Kazuteru SUGAHARA*
Nobutaka NAMERIKAWA**

Synopsis

The present paper relates to the hydraulic model experiments for the construction of artificial beach of the Ugusu Coast which is naturally composed of coarse materials because of steep bathymetry in the offshore and seasonal rough climate.

The ordinary detached breakwaters to preserve artificial beach materials will hamper the view of sea bathers because the openings between the neighbouring detached breakwaters must be narrowed under such a rough wave climate.

Thus, the methods to adopt the submerged breakwaters for the protection of openings have been examined first of all so that hampering of the view may be much released by expanding the opening width owing to the submerged breakwaters: the conditions of the crown height and width of the submerged breakwaters for the efficient preservation of beach materials were obtained by two dimensional model experiments with a fixed bed, and the efficiency of the obtained dimensions of the crown height and width in protection the beach materials was tested by two and three dimensional model experiments with movable beds.

* Director of Marine Hydrodynamics Division

** Senior Research Engineer, Hydraulic Engineering Division

*** Senior Researcher, Coastal Development Institute of Technology

宇久須港海岸人工海浜造成に関する水理模型実験

入江 功*
菅原 一晃**
滑川 伸孝***

要 旨

近年、余暇が増大するとともにレクリエーション活動の重要性が認識されつつある。このことを反映して多種多様なレクリエーション施設が整備され、レジャー産業の繁栄には目ざましいものがある。

四囲を海に面するわが国にとって、海浜・海洋は自然の最たるものであり、有力なレクリエーションの場であることはいまさらいうまでもなく、人工海浜の造成あるいは失われた砂浜の再生に対する要請がますます高まってきている。

本研究は、静岡県宇久須海岸のレクリエーション人工海浜造成に伴う海岸構造物の適切な断面および配置計画を決定する目的でおこなったもので、ほとんど砂礫で形成された海岸に人工的に砂を投入し、砂浜海岸としようとするわが国では数少ない施設計画のための模型実験に関するものである。

実験は大別して水路を用いた二次元固定床および移動床により潜堤の必要諸元を検討し、平面水槽を用いた三次元移動床により施設配置について検討した。

模型の縮尺は、二次元固定床実験は水平、鉛直縮尺とも1/30、二次元養浜工実験と三次元実験は水平縮尺1/60、鉛直縮尺は二次元移動床予備実験の結果から1/46.15の1:1.3ひずみ模型とした。

これらの実験結果に基づいて、適切な構造物の断面および配置計画、養浜工断面を提案した。本施設配置の特徴は、離岸堤間の開口部を潜堤方式とし、堤内海浜地形の安定を向上させる効果によって潜堤部の開口幅を拡幅して開放性を高めたことである。

主な結論は以下のとおりである。

- (1) 沖向きの浮遊砂移動量は、潜堤の天端高が高いほど、天端幅が広いほど少なくなる。ただし、天端幅が波長の0.15～0.2倍以上での浮遊砂移動量の減少割合は小さい。潜堤の天端高を換算沖波波高の0.3倍以上、天端幅を波長の0.1～0.15倍とすれば、人工海浜の防護に有効である。
- (2) 人工海浜の造成に伴う構造物のうち、離岸堤の開口部を潜堤とすることによって、本実験で対象とした宇久須海岸において、離岸堤および離岸潜堤の総延長380mのうち離岸潜堤を160mとすることができ、景観および開放性が確保できた。

1. まえがき

近年における各種レジャー施設・産業は、余暇の増大と共に急速に発展・普及し、国民の生活意識の変化と相

まって、今や欠かすことの出来ないものとなっている。このようななかで、自然環境の重要性が叫ばれ、自然を保存し、あるいは再生して、容易にそして安価に自然に親しめる場が望まれている。島国であるわが国は長大な

* 海洋水理部長

** 水工部 主任研究官（沿岸波浪担当）

***（財）沿岸開発技術研究センター調査研究部主任研究員

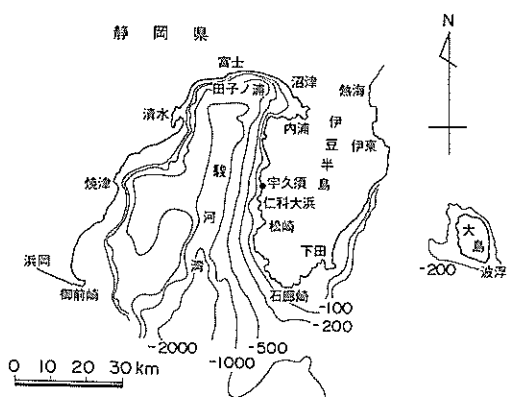


図-1 宇久須海岸の位置

海岸線に恵まれ、国民にとって海は代表的な自然環境であり、レクリエーションと国土の保全を目的とした人工海浜造成に対する要請はますます高まっている。

静岡県および加茂村では、伊豆半島における唯一の海浜キャンプ場である宇久須海岸が磯浜であるため、ここに人工の砂浜を造成することによって、海水浴場の整備を中心とした安全かつ清浄な海浜レクリエーション場を創造しようと計画している。

宇久須海岸は、図-1に示すように、駿河湾に面する伊豆半島西海岸の中ほどに位置している。一般に西伊豆地方と呼ばれるこの辺りは、海岸に突き出た崖（岬）とこれらに囲まれた入江によって形成されている。その海岸線は出入りに富むとともに岩礁や小島が点在し、また入江の背後には山がせまり、自然の姿を今にとどめる風光明媚な観光地として知られている。

宇久須海岸が面する駿河湾は、南を湾口として北東に入り込んだわが国では有数な水面積を擁する海湾で、かつ水深1000mのコンターが湾奥の田子ノ浦真近までせまった急深な海底性状を呈している。このため、駿河湾沿岸には、来襲する波浪が減衰することなく到達し、過去の事例^{1,2)}が示すように、台風や低気圧の来襲時には時として非常に大きな高波と、これに伴って発生する長周期波によって、特に湾奥では大災害に見舞われることがあるという厳しい環境におかれている。と同時に伊豆半島には、漂砂の供給源となる大きい河川や侵食性の海食崖がないため、宇久須海岸のある西伊豆地方はもともと砂浜が存在し得ないところとなっている。このような海岸に人工的に砂を投入して海浜を造成するときに、まず考えなければならない重要なことは、造成した人工海浜

をいかに維持するかということである。

人工海浜の養浜砂の流出を防止し、安定なものにするために、従来から試みられてきた方法は、基本的には養浜した海浜を離岸堤や突堤によって、来襲する波浪から保護するものである。内湾海岸に対するこのような人工海浜建設手法を、厳しい波浪環境におかれている宇久須海岸に適用した場合、これらの構造物は大規模にしなければならない。ただ単に養浜砂の流出を防ぐためだけならばこれでもよいかも知れない。

しかしながら、海浜レクリエーションの場の創造を目的とする人工海浜には、砂浜の短期・長期安定を前提としたうえで、1)レクリエーション海浜としての解放性の確保 2)遊泳者の安全の確保 3)自然海水交換による水質および底質の浄化 4)海であることの実感すなわち水平線が見え、適当な波が砂浜に打ち寄せること、などが要求されている。これらの要求は、海面上に現れる不自然な構造物や構造物自体を極力少なくすることで満たされる。

すなわち、宇久須海岸の人工海浜建設では、波浪に対しては規模の大きい構造物を、利用の面からは小さい構造物を設置しなければならないという相反する要求を解決する必要がある。

本研究は、相反する要求の解決方策を構造物の選定、配置の工夫に求め、模型実験で検討した結果をとりまとめたものであり、全体の考え方の基本は潜堤を取り入れたところにある。

潜堤は離岸堤に比べて、波浪の減殺効果が小さいといわれている。これに離岸堤と同じ効果を持たせるためには、天端幅を十分広くする必要がある。最近では人工リーフ等の造成が試みられているけれども、この工法は広範囲に石材あるいはブロックを投入しなければならず、建設コストが大幅に高くなるという欠点がある。また航行船舶の安全に対する配慮にも難しいものがある。しかしこれは、入射波浪の減殺効果の観点からの判断である。ここでは、潜堤の波浪減殺効果とともに、これまで考えられていなかった潜堤の機能に着目した実験を実施した。すなわち、潜堤背後の冲向きの流れを弱める効果である。この効果を最大限に利用することによって、養浜砂の沖への流出が防止できる。二次元実験によって、必ずしも天端幅が極端に広い潜堤でなくても、この防止効果が達成できることが明らかとなったので、従来の離岸堤の開口部を潜堤方式とし、その開口幅をできるだけ広くした構造物配置を平面実験で検討した。

図-2にこの実験で対象とした宇久須港付近の平面図を示す。図において人工海浜造成の計画範囲は、越ノ鼻

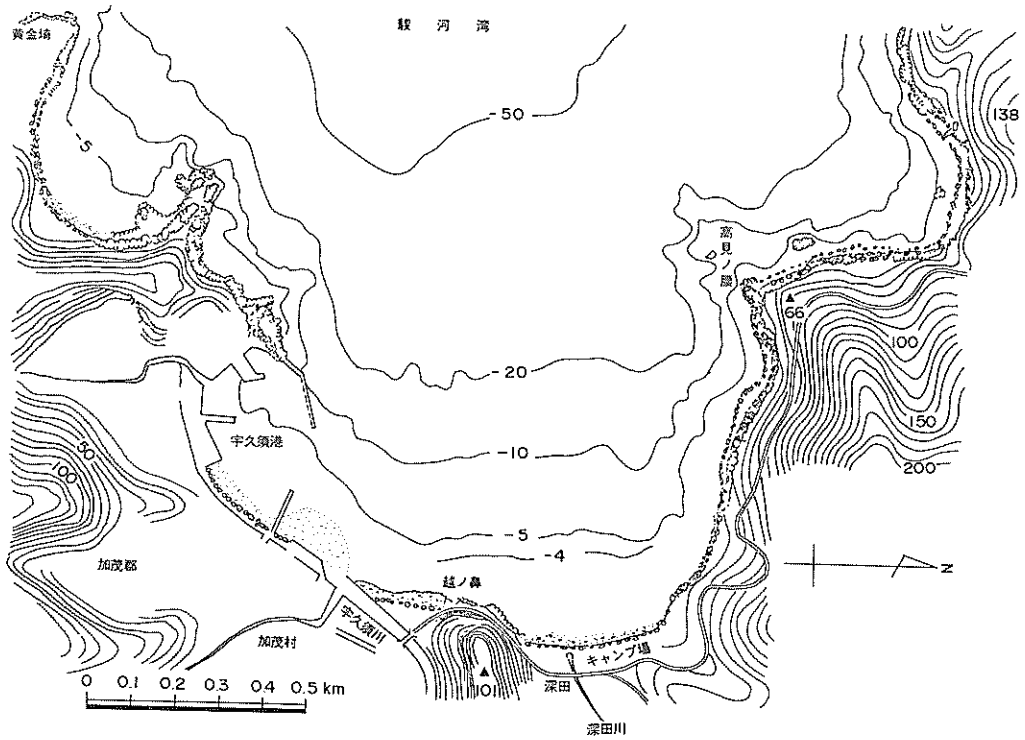


図-2 宇久須港付近図

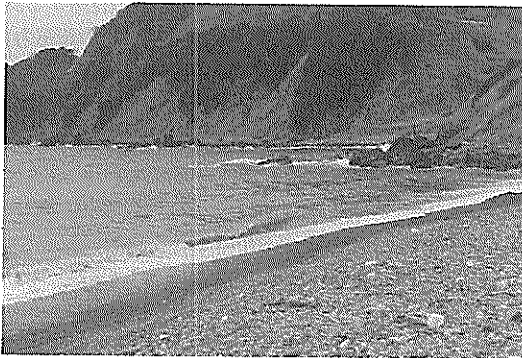


写真-1.1 宇久須海岸の現況（浜中央部）

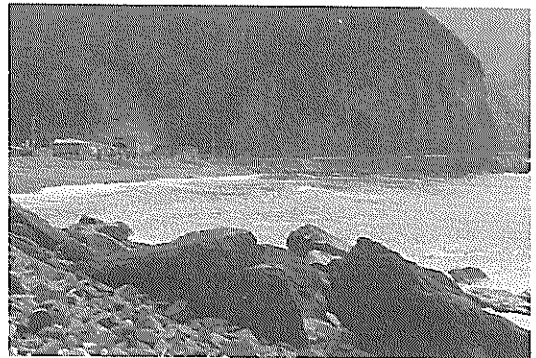


写真-1.2 宇久須海岸の現況（北突堤予定付近）

から北側約450m、水深約4mまでの間である。写真-1には礫浜となっている宇久須海岸の現地現況を示す。

2. 宇久須海岸の自然条件

2.1 風および波浪

(1) 風

宇久須海岸では風の観測がおこなわれていないので、宇久須の南に位置する松崎、および御前崎のデータをもとに検討することとする。松崎の風は、地理的条件から判断して宇久須における風と類似していると考えられる。松崎と地形的影響が少ない御前崎の昭和60年の1年間（毎時観測値）のデータを用いて、両地点における風の比

較を図-3に示す風配図でおこなう。

図-3によれば、御前崎ではWとNEの風が卓越し、WSW~WNWで40.2%、NNE~Eで32.1%となり、これらで全体の72%を超えている。一方松崎ではWとESE

の風が卓越し、WSW~WNWで36.6%、E~SEで45%であり、これらで全体の81%を超えている。これらの結果は、松崎では海岸線にはほぼ直角につきでた小高い山に囲まれ、西にひらけた地形の影響が強く現れて、御前崎でのN寄りの風が松崎ではE寄りに変っている。また、10m/s以上の風は、御前崎では全体の8%であるのに対して、松崎では2%強にすぎない。松崎における10m/s以上の風のほとんどはWに集中し、ESE側には数回みられるのみである。

さらに御前崎の風について、本資料には割愛したけれども、3か年(昭和58~60年)の月別出現分布表によれば、各月の最多風向は11~3月がW、4~6月と9月がNE、7月がWSW、8月がE、10月がNNEである。これを風速5m/s以上を対象とすると、10~5月がW、6~9月がWSWであり、すべてW系が占めている。10m/s以上でもすべてW系で占められるが、4~10月はW系の風も少ない。

(2) 波浪

宇久須海岸での波浪は、台風や低気圧の来襲時に駿河湾口から進入する南西寄りの外洋性波浪と、冬期季節風による対岸方向からの湾内発生 of 西寄りの風波である。

当海岸および隣接地点では、波浪観測がおこなわれていないので、波浪諸元を以下のように推定した。ここでいう波高、周期はすべて有義波である。本項で用いる観測地点の波浪測定諸元の概要を表-1に示す。

外洋性波浪については、まず御前崎の西に位置する浜岡の昭和58~60年の3か年間の波浪観測成果(中部電力)をもとに屈折、浅水変形を考慮して沖波を逆算した。求められた沖波から屈折、浅水変形、回折を考慮して宇久須および自然砂浜海岸である仁科大浜(図-1参照)における波浪を求めた。ここで、仁科大浜海岸の波浪を求めた理由は、4.1で宇久須海岸の想定砂浜断面を仁科大浜海岸の断面から推定するためである。

一方、風波はSMB法によって推算した。推算に用い

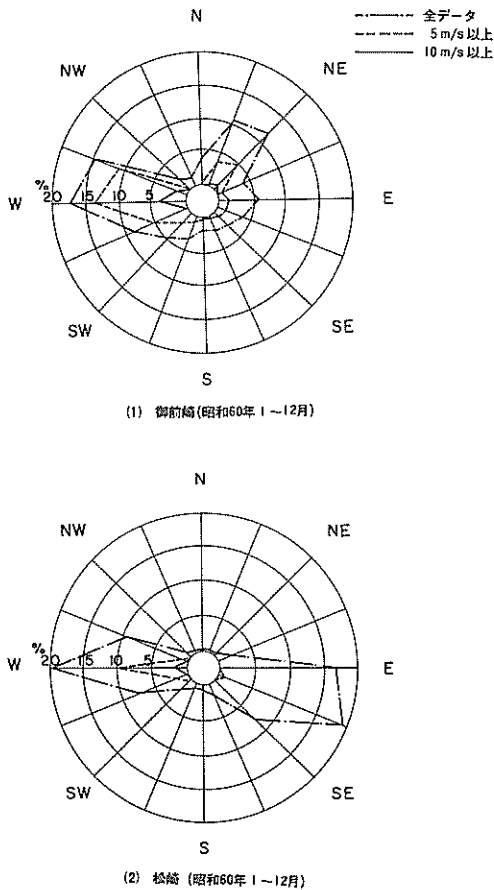


図-3 御前崎および松崎の風配図

表-1 浜岡、石廊崎および波浮における波浪観測

観測地点	測定項目	水深	機種	観測期間	備考
浜岡	波高, 周期, 波向	-12 m	USW CWD	S. 55.7 ~ 現在	12回/日
石廊崎	波高, 周期	-50 m	USW	S. 51.4 ~ 現在	8回/日
波浮	波高, 周期	-48 m	USW	S. 48.4 ~ 現在	12回/日

USW : 超音波式波高計

CWD : 超音波式流速計型波向計

た風資料は、御前崎の昭和58～60年の実測データである。地点の選定に際しては、清水（第五港湾建設局清水港工事事務所）、松崎（松崎中学校、気象庁）、御前崎（気象庁）、石廊崎（気象庁）における昭和60年1～12月の強風時の比較をおこなったところ、風速が強く、風向が安定している御前崎の観測値が、駿河湾を渡る風を代表するものと判断された。

外洋性波浪および風波の推算結果によると、宇久須および仁科大浜海岸に來襲する年間のエネルギー平均波は、それぞれ表-2のようになる。いずれの海岸でも外洋性波浪よりも風波の波高が大きい。また、宇久須と仁科大浜では、後者の波高が大きい、その周期も若干長い。ここで合成波とは、外洋性波浪と風波のエネルギーを合成したものである。また、輸送エネルギーを考慮した加重平均波は、宇久須では $H=1.22\text{ m}$ 、 $T=5.9\text{ s}$ 、仁科大浜では $H=1.41\text{ m}$ 、 $T=6.2\text{ s}$ と求められた。この値は、外洋性波浪と風波が独立して來襲するものとして合成した値である。

宇久須海岸へ來襲する異常波浪（台風や低気圧の接近

に伴って発生する高波）の出現状況の算定の基礎データとして用いる観測地点を決定するために、湾口の東に位置する石廊崎（気象庁）と石廊崎の東約60kmにある伊豆

表-2 宇久須および仁科大浜海岸の波浪

(1) 宇久須海岸におけるエネルギー平均波

	波 高	周 期	波 向
外洋性波浪	0.42 (m)	7.36 (s)	243.5(°)
風 波	0.73	4.14	267.8
合 成 波	0.84	5.00	258.7

(2) 仁科大浜海岸におけるエネルギー平均波

	波 高	周 期	波 向
外洋性波浪	0.57 (m)	7.38 (s)	239.9(°)
風 波	0.81	4.48	270.3
合 成 波	0.99	5.30	256.1

(注) 現地水深10m位置での値

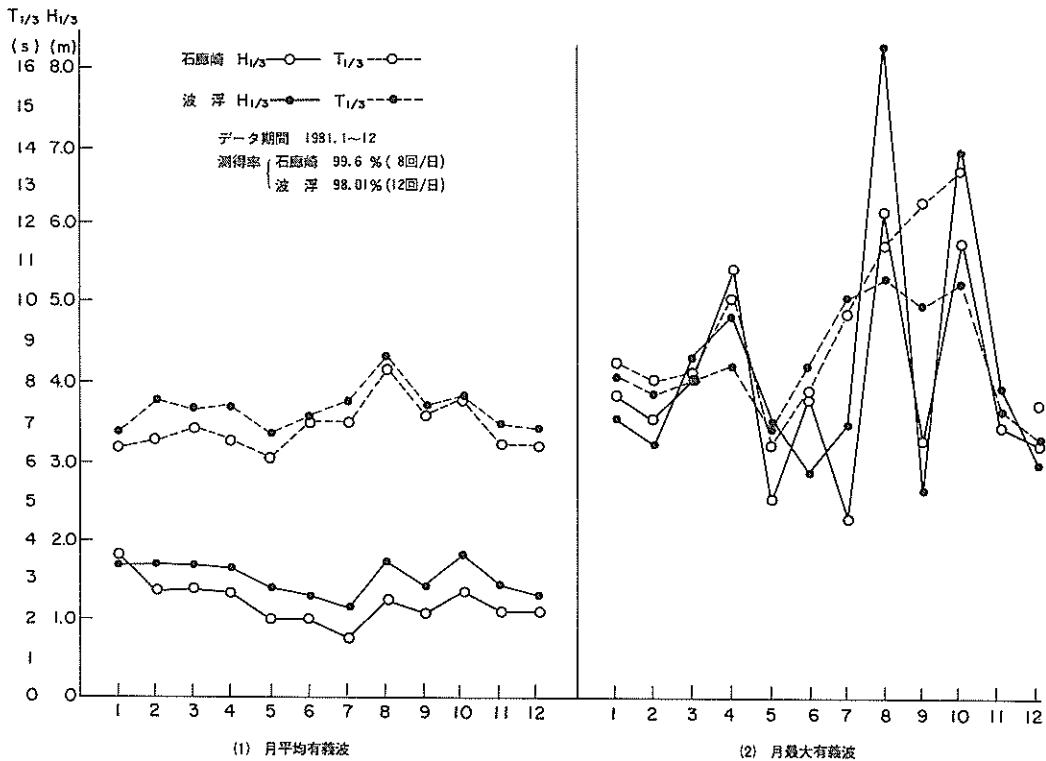


図-4 石廊崎と波浮の出現波浪の特性

大島の波浮港（第二港湾建設局横浜調査設計事務所）の波浪観測データを比較した。その結果を図-4に示す。図は月平均および月最大有義波を描いたものである。使用したデータは、両地点とも測得率の高い1981年（昭和56年）^{3),4)}のものである。

図によれば平均有義波高、周期はそれぞれ波浮の方が大きく、長い傾向を示している。波高についてみると12月は両地点の値が接近し、1月のそれは逆転している。これは他の月ではS系の波向が多いのに対して、W系の波向が多くなるため、波浮では伊豆半島による遮蔽の影響があるためと推察される。一方、月最大有義波も類似した変化を示している。なお2月、5月、6月、9月を除く最大波は、両地点の気象擾乱が同じときのものである。

両地点の永年の統計資料^{4),5)}（石廊崎：'76年4月～'84年12月、波浮：'73年4月～'84年12月）による月平均有義波も、図-4とほとんど同じ傾向を示す。ただし、すべての月において波浮の波高が大きく、周期も長い。永年の年平均は、石廊崎では $H=1.17\text{ m}$ 、 $T=6.6\text{ s}$ 、波浮では $H=1.52\text{ m}$ 、 $T=6.9\text{ s}$ となっている。

これらの結果から、両地点の出現波浪の特性には強い相関があることが確認された。ここでは石廊崎における'76～'85年の統計資料と浜岡の観測資料ならびに

気象庁の波浪推算結果をもとに、極値時系列データを抽出し、その時の波高3m以上の継続時間と波向を求め、これにより宇久須海岸（水深-10m）での極大波およびそれぞれのエネルギー平均波を算出した。その結果、宇久須において過去10年間で最大となる異常波浪時のエネルギー平均波高は2.8m程度となった。求められた宇久須海岸の極値時系列データを用いた確率波高の算定結果は、養浜工および構造物の断面形状の検討に際して、計画波と目される10年確率波は $H=3.3\text{ m}$ 、 $T=13.0\text{ s}$ 、波向 253° である。

2.2 水質および底質

(1) 水質

静岡県では、宇久須港海岸の人工海浜造成計画に伴う環境基準調査を、昭和61年10月中旬におこなっている。

水質について検討する場合の基準として、1)生活環境の保全に関する環境基準（海域）2)海水浴場の判定基準（海域）、がある。表-3.1、2にそれぞれの基準を示す。

ここでは調査結果の中から、人工海浜造成計画の堤内外の4測点における値について、両基準の各項目について検討する。

1)の基準については、類型Aの各基準を満足する必要がある。まず、水素イオン濃度（pH）は、8.1～8.2

表-3.1 生活環境の保全に関する環境基準（海域）

項目 類型	利用目的 の適応性	基 準 値				
		水素イオン濃度 (pH)	化学的酸素要求量 (COD)	溶存酸素量 (DO)	大腸菌群数	n-ヘキサン抽出物質 (油分等)
A	水産1級 水浴 自然環境保全 及びB以下の欄に掲げるもの	7.8以上 8.3以下	2 mg/l 以下	7.5 mg/l 以上	1,000 MPN/100 ml 以下	検出されないこと。
B	水産2級 工業用水 及びCの欄に掲げるもの	7.8以上 8.3以下	3 mg/l 以下	5 mg/l 以上	—	検出されないこと。
C	環境保全	7.0以上 8.3以下	8 mg/l 以下	2 mg/l 以上	—	—

- (注) 1 自然環境保全：自然探勝等の環境保全
 2 水産1級：マダイ、ブリ、ワカメ等の水産生物用及び水産2級の水産生物用
 水産2級：ボラ、ノリ等の水産生物用
 3 環境保全：国民の日常生活（沿岸の遊歩等を含む。）において不快感を生じない限度

表一 3.2 海水浴場の判定基準（海域）

判 定		判 定 基 準				
		ふん便性大腸菌群数	油 分 等	COD	透明度	(透視度)
適 当	快適	100個/100m ^l 以下	油膜が認められない	2mg/l以下	1m以上	(30cm以上)
	適	100~1,000個/100m ^l	常時は油膜が認められない	2mg/lを超える	1m未満	(30cm未満)
不 適 当		1,000個/100m ^l を超える	常時油膜が認められる	—	—	—

(注) 砂の巻き上げ等で透明度の判定が困難な場合は、透視度により判定する。

で基準値の範囲にあり、化学的酸素要求量 (COD)は1.5~1.7 mg/l で基準値以下である。溶存酸素量 (DO) は6.8~7.1 mg/l で、基準値よりわずかに低下している。大腸菌群数は5~140 MPN/100 ml の範囲できわめて少なく、n-ヘキサン抽出物質 (油分等) は0.5 mg/l 以下となっている。

2) の基準については、ふん便性大腸菌群数は0~4個/100ml の範囲で非常に少なく、油分等は認められない。CODは2mg/l 以下であり、透明度は3.6~14.5 m以上、透視度はすべて50cm以上である。

すなわち、対象海域の水質は、1) ではAの水浴の基準値等を、2) では快適と判定される基準値を共に満足している。

また、当人工海浜造成計画の区域内には小河川 (深田川) が流入している。生活環境の保全に関する環境基準 (河川) に示される各項目の調査結果は、大腸菌群数が類型Aに該当するほかは、もっとも高水準の類型AAを満足している。

(2) 底質

底質調査は、水質調査と同時期の昭和61年10月中旬におこなわれている。

前浜から沖浜にかけての底質の粒径分布図によれば、前浜部は粒径が粗く、中央粒径2~100 mmの細礫および礫で構成されている。汀線部では0.15~2 mm程度、これより深は0.13~0.23 mm程度の底質が分布し、全般に沖へ向かうほど細かい粒径を示す。前浜部の沿岸方向の粒径分布は、浜の中央部で細かく、その両側が粗いが、南側 (越ノ鼻) よりも北側の方が格段に粗い。

底質の比重は、2.56~2.85の範囲にあり、全体的に大きな差はないけれども、前浜付近が小さい値を示す傾向にある。ここで述べた調査の範囲は、人工海浜造成予定

地点の岸沖方向3測線で水深約5 mまでの範囲に限っている。

4.1 で必要となる仁科大浜海岸の底質は、後浜から水深4 mまでの2測線の調査によれば、中央粒径0.23~0.53 mmの範囲にあり、南側の前浜で粒径が大きく15 mmを示している。

2.3 潮汐および流況

宇久須海岸および付近沿岸において、潮位、流況の定期的観測はおこなわれていない。そのため、静岡県では昭和62年10月中~下旬にかけてこれらの調査を実施している。

この調査では潮位の基準面をD.L.=T.P.-1.00 mと定め、フース型長期巻自記検潮器を設置して観測を実施している。調和解の結果、主要4分潮 (M_2 , S_2 , K_1 , O_1) の半潮差は、それぞれ $H_m = 39.6$ cm, $H_s = 19.1$ cm, $H_k = 18.2$ cm, $H_o = 14.5$ cmと求められ、これらの和は91.4 cmである。

駿河湾奥の北東に位置する内浦検潮所 (気象庁) の昭和60年潮位表⁶⁾によると、内浦における最近5か年間 ('79~'83年) の平均潮位M.S.L.=1.581 m、朔望平均干潮位L.W.L.=0.629 mで、その差は95.2 cmである。また朔望平均満潮位H.W.L.=2.311 mで、平均潮位との差は0.73 mとなっている。なお、内浦の主要4分潮の半潮差の和は96.6 cmである。

流況の調査は、アンデラー流速計による底層 (海底面上1 m) での15日間連続観測と、測流板による上げ潮時と下げ潮時のそれぞれ3時間について2日間おこなっている。

これらの解析結果によると、半日周期の変動が卓越しているものの、潮流成分は小さく、北へ向かう恒流成分が認められる。流速は最大でも10 cm/s程度である。

一方、先に示した潮位表⁶⁾より内浦湾口では、低潮時の1~2時間後に内方の、高潮時の1~2時間後に外方の共に微弱な潮流があると記されている。また、対岸側の清水では上げ、下げとも6cm/s弱となっている。

3. 人工海浜への潜堤の利用

3.1 検討のフロー

海岸侵食対策としての潜堤の利用例は少なく、過去には潜堤を設置して逆効果をまねいたこともある。設置する潜堤の位置、諸元を誤ると、むしろ侵食を促進させるおそれがある。

しかし、今後の海洋性レクリエーション整備において、質的向上を重視した要請が高まることは必定で、潜堤の利点である 1) 景観を損なわない 2) 海水交換に優れている、ことなどを生かすことにより、新しい要請にこたえることが可能となる。そこで、本研究では潜堤の特性について検討し、人工海浜計画への適用をはかることとした。

図一5に、本研究における調査・実験の全体フローを示す。すでに2.で述べたように、波浪などの自然条件調

査をおこなって実験に必要な外力条件等の設定のための資料を得た。

実験は大別して二次元固定床、二次元移動床および三次元移動床に分かれる。まず、潜堤の大きなデメリットである底面戻り流れが増大するマイナス効果を最小限に抑え、メリットである波浪の減殺効果により、堤内の波形勾配をフラットにし、砂浜を堆積性に保つための潜堤の諸元について二次元固定床実験で検討する。二次元移動床実験は、移動床実験の模型ひずみを求めるための予備実験と養浜工実験をおこなう。予備実験に先だって、対象とする宇久須海岸が隣浜であるため、近隣の自然砂浜海岸である仁科大浜の海底断面勾配を参考にして、両海岸における波浪の相違から宇久須が自然砂浜海岸である場合の断面(想定砂浜断面)を求めて、これを移動床の断面とする。次に求められた模型ひずみで、養浜工断面に対する潜堤の効果を確認する。この際必要となる養浜工の断面は、主として人工海浜の規模から設定する。最後に、現地宇久須海岸における人工海浜計画に際して、離岸堤間の開口部に潜堤を用いた平面配置について三次元移動床実験をおこない、これを検討して順次改良案を策定して、開口幅の広いすなわち開放性が高く、景観に優れた適切な施設配置と養浜工地形を案出する。

3.2 潜堤の水理学的機能に関する二次元固定床実験

(1) 実験施設

実験に使用した水路の概略を図一6に示す。水路は長さ25m、幅1m、高さ0.65mの鋼製で、片面ガラス張り、床面木製である。実験では水路幅方向を鋼製隔壁で二分し、ガラス張り側を使用した。岸側端および沖側端(造波板背後)には消波工(金属切削屑)を設置し、隔壁で仕切られた一方の岸側端には、さらに碎石(径3~5cm)を1:4の勾配で設置した。

造波装置はフラップ型で、周期0.2~2.5s、最大波高20cmの規則波を発生することができる。

固定床は、幅約50cm、勾配1:15の木製であり、塗装を施した。固定床と水路側壁との間隙には目地剤を充填した。

(2) 実験条件

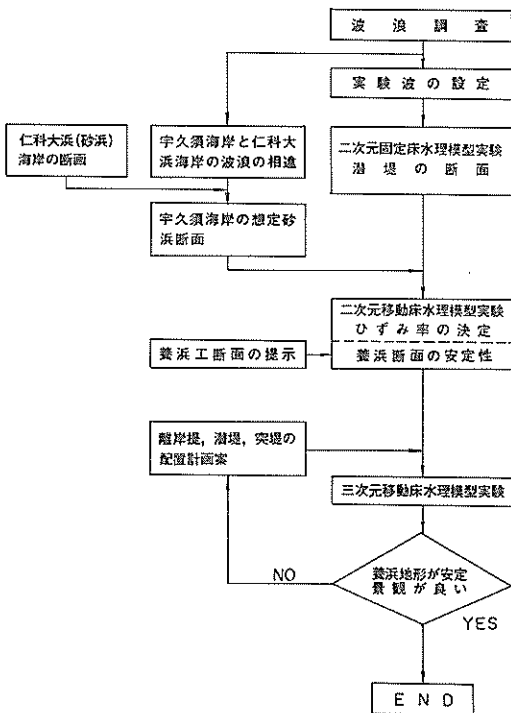
実験の縮尺は、対象範囲および実験施設の条件を勘案し、

$$S = 1 / 30$$

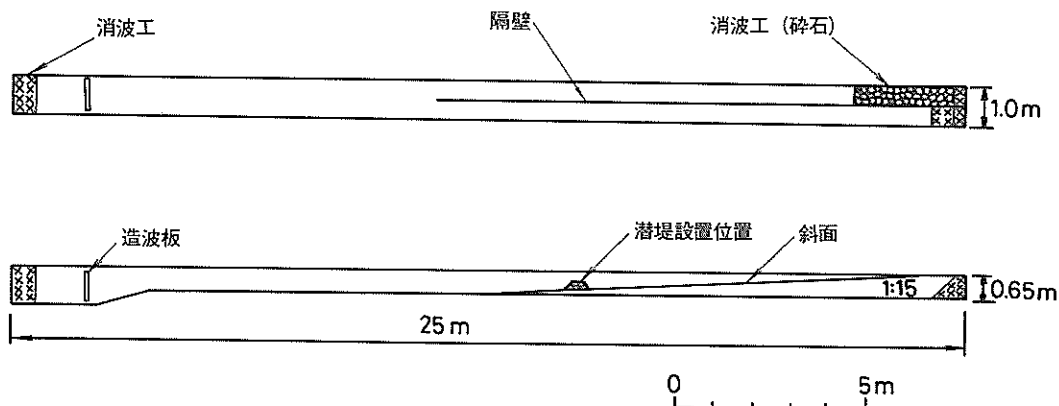
のひずみなしとした。関係する諸量の縮尺は、フルード相似則より次の値となる。

$$\text{波高} : S = 1 / 30$$

$$\text{周期} : \sqrt{S} = 1 / 5.48$$



図一5 調査・実験のフロー



図一六 二次元固定床実験施設

表一四 二次元固定床実験波

波 高		周 期		備 考
現 地	模 型	現 地	模 型	
0.9(m)	3 (cm)	5.5 (s)	1.0 (s)	エネルギー平均波
1.8	6	7.7	1.4	中間的な波
3.0	10	9.9	1.8	年最大波相当
1.8	6	4.4	0.8	風 波

(注) 現地水深 10 m 位置での値

水 深 : $S = 1 / 30$

流 速 : $\sqrt{S} = 1 / 5.48$

実験波の諸元を表一四に示す。実験波は表一に示した合成波を基本とし、年最大波相当およびこれらの中間的な波高を設定した。この際周期は、それぞれの波形勾配がほぼ等しくなるように求めた。これらに加え、現地において出現頻度の高い風波を考慮して、波高については前出の中間的なものを、その周期は出現頻度の重みづけをおこなって求めたエネルギーのピーク周期とした。なお、エネルギー平均波は大きめにまとめて設定した。

潜堤の断面形状は台形であり、天端幅 10, 25, 50 cm (現地 3, 7, 15 m) で、その天端高は静水面を基準として $\pm 0, -3, -6, -10, -1.8$ cm (現地 $\pm 0, -0.9, -1.8, -3.0, -0.54$ m) とした。法勾配はすべて 1 : 2 である。潜堤の模型は金網で製作し、径 1 ~ 2 cm の碎石を中詰めとした。

潜堤の設置水深は、その沖側法肩位置の下方床面にお

表一五 二次元固定床実験ケース

ケース	波 高		周 期		潜堤天端高		潜堤天端幅	
	現地 (m)	模型 (cm)	現地 (s)	模型 (s)	現地 (m)	模型 (cm)	現地 (m)	模型 (cm)
A-1	0.9	3	5.5	1.0	-0.9	-3	3.0	10
A-2	"	"	"	"	"	"	7.5	25
A-3	"	"	"	"	"	"	15.0	50
A-4	1.8	6	7.7	1.4	"	"	3.0	10
A-5	"	"	"	"	"	"	7.5	25
A-6	"	"	"	"	"	"	15.0	50
A-7	"	"	"	"	-1.8	-6	3.0	10
A-8	"	"	"	"	"	"	7.5	25
A-9	"	"	"	"	"	"	15.0	50
A-10	3.0	10	9.9	1.8	-0.9	-3	3.0	10
A-11	"	"	"	"	"	"	7.5	25
A-12	"	"	"	"	"	"	15.0	50
A-13	"	"	"	"	-1.8	-6	3.0	10
A-14	"	"	"	"	"	"	7.5	25
A-15	"	"	"	"	"	"	15.0	50
A-16	"	"	"	"	-3.0	-10	7.5	25
A-17	"	"	"	"	"	"	15.0	50
A-18	1.8	6	4.4	0.8	-1.8	-6	3.0	10
A-19	"	"	"	"	"	"	7.5	25
A-20	"	"	7.7	1.4	± 0	± 0	3.0	10
A-21	"	"	"	"	"	"	7.5	25
A-22	"	"	"	"	-0.54	-1.8	3.0	10
A-23	"	"	"	"	"	"	7.5	25
A-24	"	"	"	"	"	"	15.0	50
A-25	0.9	3	5.5	1.0	潜 堤 ナシ			
A-26	1.8	6	7.7	1.4	"			
A-27	3.0	10	9.9	1.8	"			
A-28	1.8	6	4.4	0.8	"			

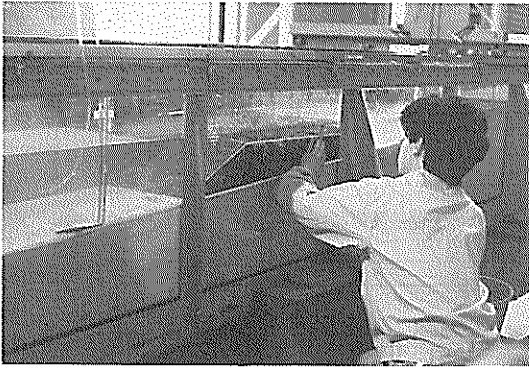


写真-2 模型潜堤の設置状況

いて15cm(現地4.5m)であり、この時の沖側水深は43.8cm(現地約13m)である。

実験ケースを表-5に示す。実験ケースは3種類の天端幅と5種類の天端高を有する潜堤に対して、4種類の実験波を作用させた24ケース、潜堤が無い場合4ケースの計28ケースである。写真-2に模型潜堤の設置作業状況を示す。

(3) 測定項目および測定方法

各測定項目と測定位置の関係を図-7に示す。波高、周期は容量式波高計を用いて、ペン書きオシログラフに記録するとともに、必要に応じてガラス面からスケールによる測定をおこなった。表層および底層の平均流速測定には、直径約7mmの球体フロートを用い、表層に対しては比重1より小さいものを、底層に対しては1より

大きいものを用いた。流速は二点間を通過するフロートの移動時間と、その距離をガラス面からスケールで測定して求めた。併行して電磁流速計による床面上約2cmの底層流速の測定もおこなった。平均水位は、ビニールパイプでピトー管を製作して、ガラス面内側に固定し、静水面を基準にしてスケールで読みとった。遡上高は、波による最大這上がり位置を、静水面からの鉛直距離で測定した。

(4) 二次元固定床実験の結果

a) 波高と水位分布

潜堤の波高減殺効果については、すでに数多くの研究がなされている。図-8.1, 2は潜堤の天端幅をパラメータとして、横軸に天端高、縦軸を波高の伝達率とした田中等⁷⁾の図であり、同図に本実験による $X=30m$ (模型100cm)と42mの位置における波高伝達率の値をプロットした。両図によれば、天端高が高く(水面に近く)なるほど、天端幅が広いほど波高伝達率が小さくなっている。本実験の値は、田中等の結果と比べて全体的に伝達率が大きめであるが、潜堤の波浪減殺効果が確認された。

海浜に潜堤を設置した場合、潜堤に到達した波は水深の急激な変化により砕波し、岸向きの運動量の増大を伴いつつ堤内側に飛びこむ。その結果、堤内側の水位は一般に上昇し、海浜への波の遡上や、潜堤開口部を通しての沖向きの底層流などが増大し、潜堤の砂浜保持効果が減少する。そこで、潜堤の天端高や天端幅等の諸元と、堤内側水位、岸沖方向の表層流および底層流との関係を調べ、砂浜の保持を最も有利にする潜堤の条件について

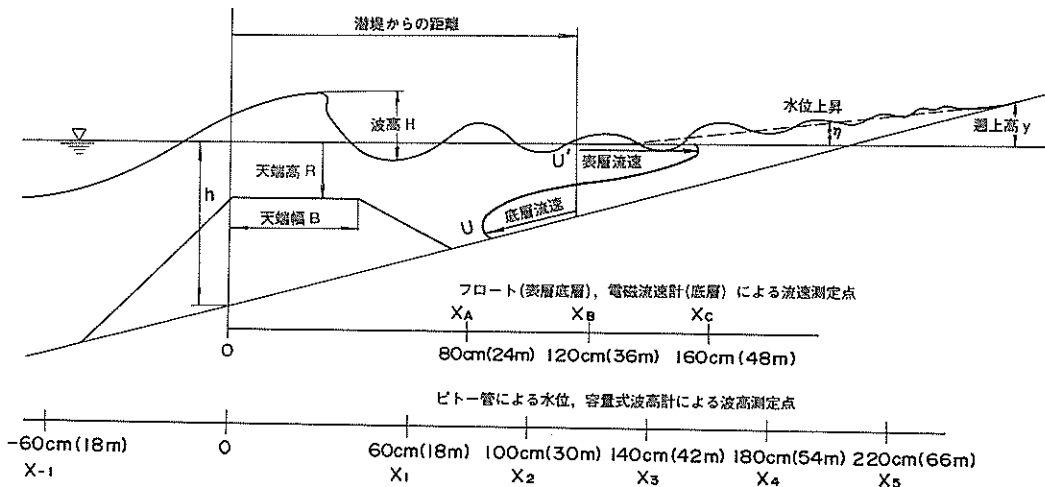


図-7 測定項目と測定位置

検討した。

波が潜堤を通過する前後での波高および平均水位の場所的分布を、一定の潜堤天端幅に対し、潜堤の天端高をパラメータとして表示したのが図-9、10である。図-9.1~3は、表-4に示す波高1.8m、周期7.7sの中間的な波に対しての実験結果を示し、図-10.1~3は、波高3m、周期9.9sの年最大波相当の波に対する実験

結果を示す。図中、水平距離 X は、潜堤の沖側法肩の位置を基点とし、下段は X を潜堤設置位置での波長 L で無次元化している。波高 H および水位 η は、換算沖波波高によって無次元化した。図中の各波高分布曲線には ∇ 印で碎波位置を示し、さらに両図には潜堤沖側法肩の位置を \downarrow 印で示した。まず、図-9.1~3の $H = 1.8$ mの場合についてみると、潜堤が無い場合では $X/L \approx 0.6$ で碎波

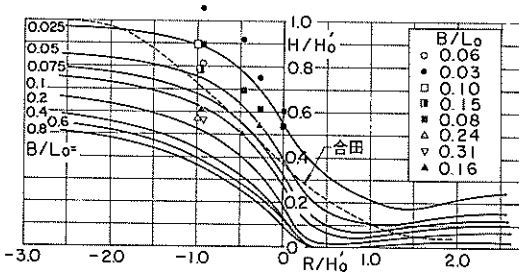


図-8.1 潜堤の波高伝達率 (測定点 X_2)

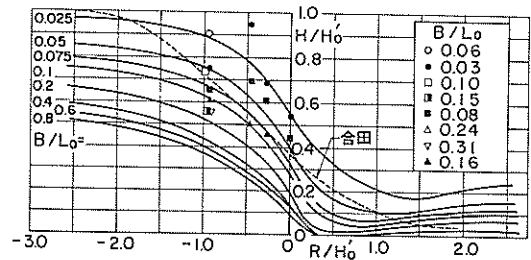


図-8.2 潜堤の波高伝達率 (測定点 X_3)

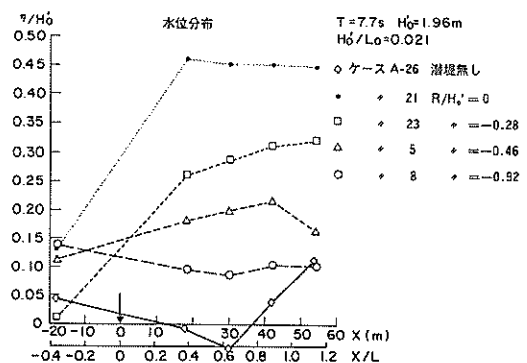
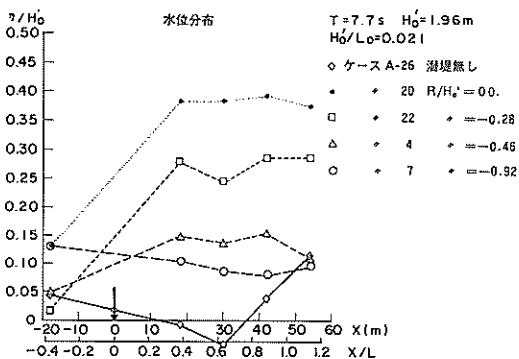
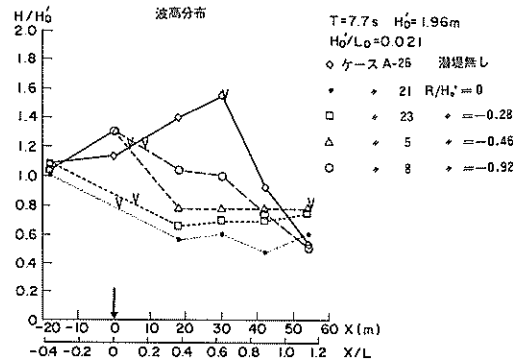
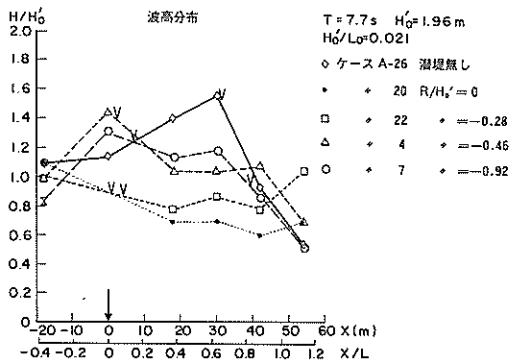


図-9.1 潜堤天端高と堤内波高、水位上昇量との関係 ($H = 1.8$ m, $T = 7.7$ s, $B/L = 0.06$)

図-9.2 潜堤天端高と堤内波高、水位上昇量との関係 ($H = 1.8$ m, $T = 7.7$ s, $B/L = 0.16$)

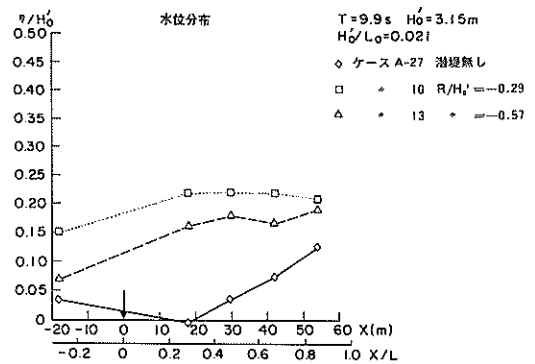
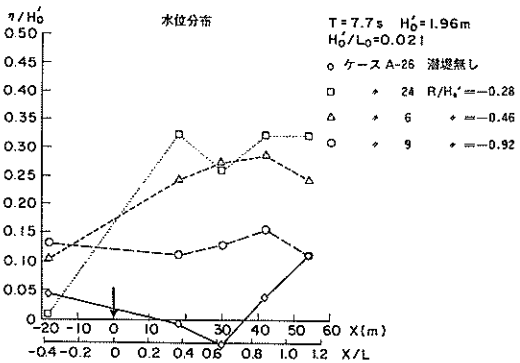
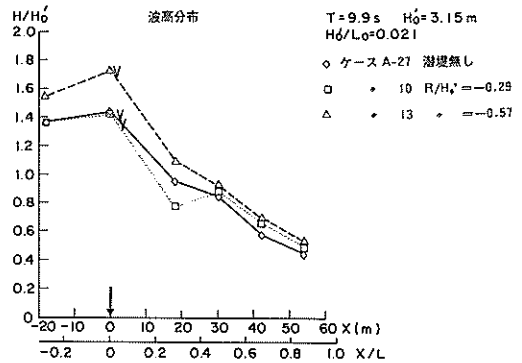
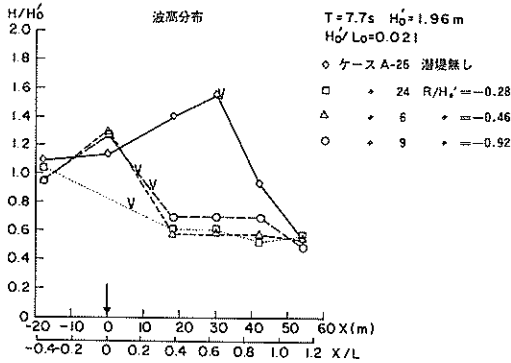


図-9.3 潜堤天端高と堤内波高，水位上昇量との関係 ($H = 1.8\text{m}$, $T = 7.7\text{s}$, $B/L = 0.31$)

図-10.1 潜堤天端高と堤内波高，水位上昇量との関係 ($H = 3.0\text{m}$, $T = 9.9\text{s}$, $B/L = 0.05$)

し、その地点付近で水位が下がる Wave Set-down の現象が生じ、さらに岸側へ進行するにつれて水位が上がる Wave Set-up が生じている。潜堤を設置した場合、入射波はほとんどのケースが潜堤沖側法肩付近で碎波し、以後急速に波高が減少したのち、ふたたび進行波として波高を保ちながら進み、やがて底面の影響により碎波限界に達している。その間の水位の変化は、波が潜堤を通過する際に著しく上昇し、進行波になってからは水位の著しい上昇はみられない。このことから潜堤より岸側の水位上昇は、波が潜堤を碎波しつつ越える時に発生する岸向きの運動量に起因することがわかる。ただし、この運動量が水位上昇のすべてを支配しているかということについては、必ずしもそうではないようである。図-9.1～3によれば、潜堤の天端高 R が高いほど水位上昇が大きい。また天端幅 B が広いほど全体的に水位上昇が大きくなっている。このことは、年最大波相当の波を作用させた図-10.1～3の場合にもいえる。すなわち、

堤内側の水位上昇は、潜堤越波時の岸向きの運動量が寄与していることは疑いないが、さらに越波して堤内側に流入した水塊が引き波の位相のとき堤外側へ流出しやすい条件にあるかどうかという事にも大きく左右されるようである。したがって、空間的な潜堤配置を考えた場合において、堤内側と沖側とを連絡する開口部を適宜設けることにより、水位上昇を減ずることができるものと思われる。

b) 遡上高

潜堤の天端高と遡上高の関係を図-11に示す。横軸に天端高を、縦軸には遡上高をそれぞれ換算沖波波高で無次元化してある。図によれば、天端高が高いほど遡上高が高くなっている。ここで、a)で検討した水位上昇を考慮し、これを差し引いた値は、天端高が低いほど大きいことを確認してある。天端幅の違いによる遡上高には、ほとんど差異はみられない。

同じように、潜堤の天端幅と遡上高の関係を図-12に

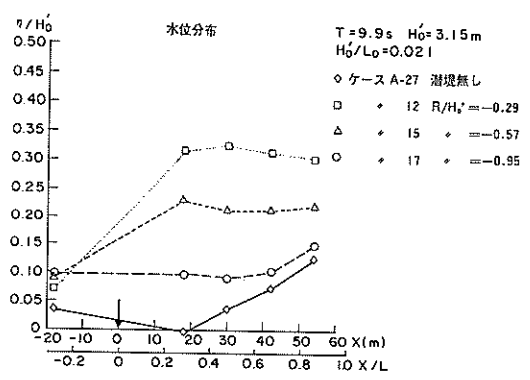
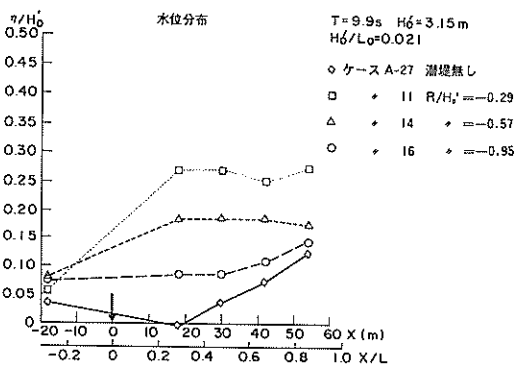
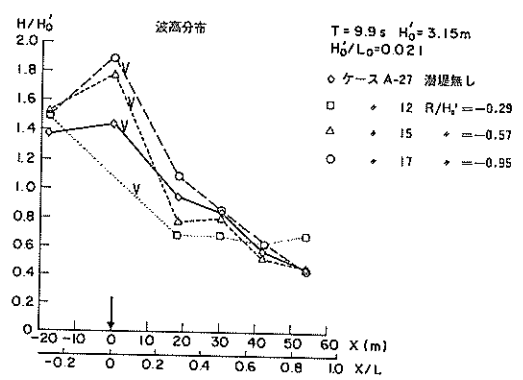
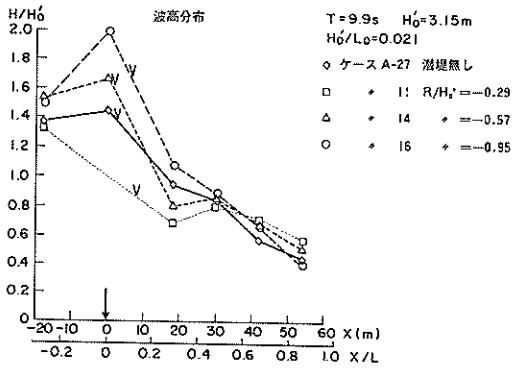


図-10.2 潜堤天端高と堤内波高，水位上昇量との関係
 ($H = 3.0m$, $T = 9.9s$, $B/L = 0.12$)

図-10.3 潜堤天端高と堤内波高，水位上昇量との関係
 ($H = 3.0m$, $T = 9.9s$, $B/L = 0.24$)

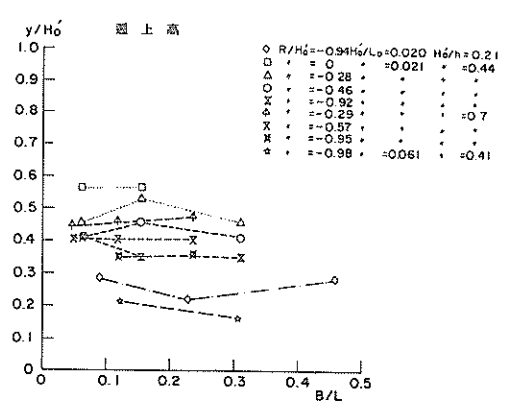
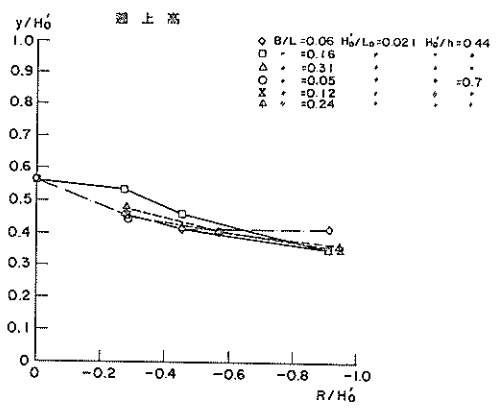


図-11 潜堤天端高と越上高の関係

図-12 潜堤天端幅と越上高の関係

示す。図の横軸は、天端幅を潜堤設置位置での波長で無次元化してある。図からわかるように、遡上高は横軸にほぼ平行であり、遡上高に及ぼす天端幅の影響はみられない。天端高が高いほど遡上高が高くなっている。

c) 流速

通常、自然海浜の砕波帯内では、表層で岸向きの流れが生じ、底層では沖向きの戻り流れが生じる。潜堤を設置した場合は、これがさらに増長されるおそれがあり、人工海浜の底質が沖向き底層流によって運ばれることとなる。そこで、養浜砂を維持するためには、底層での沖向きの流れを極力小さくするような潜堤の諸元（天端高、天端幅）が望まれる。

天端高の流速に及ぼす影響について検討するために、横軸には天端高を換算沖波波高 H'_0 で無次元化し、縦軸にフロート測定による平均流速（表層： U' 、底層： U ）を T/H'_0 で無次元化して図-13.1～3に示す。それぞれ上図は表層、下図は底層に対するもので、図-7に示す測定点 X_A 、 X_B 、 X_C について示した。流れの向きは岸向きを正、沖向きを負にとっている。また波の条件と

して、表-4に示す「中間的な波（ $H = 1.8\text{ m}$ 、 $H'_0/h = 0.44$ ）」と「年最大波相当（ $H = 3.3\text{ m}$ 、 $H'_0/h = 0.7$ ）」を用いたが、各図ではこれら2種類のデータを実線と破線で区別して示してある。これらの図から次のことがわかる。

- イ. 表層では岸向き、底層では沖向きの流れが卓越している。
- ロ. 一定の天端幅に対して天端高を低くした場合は、表層における岸向きの流れ、底層における沖向きの流れはともに増大する。この傾向は、測定点が X_A から X_B 、 X_C と岸に近くなるにつれて著しい。
- ハ. 特に年最大波に相当する $H'_0/h = 0.7$ の場合は、 $R/H'_0 < -0.3$ で岸向き、沖向きの流れが大きい。

図-14.1～3は、天端高を一定とした時の天端幅が表層流、底層流に及ぼす影響を調べたものである。図-13.1～3の場合と同様に「中間的な波」と「年最大波相当」の2種類の波に対しては、実線と破線で区別して示してある。これらの図から、

- イ. 中間的な波（ $H = 1.8\text{ m}$ ）の場合には、天端幅の

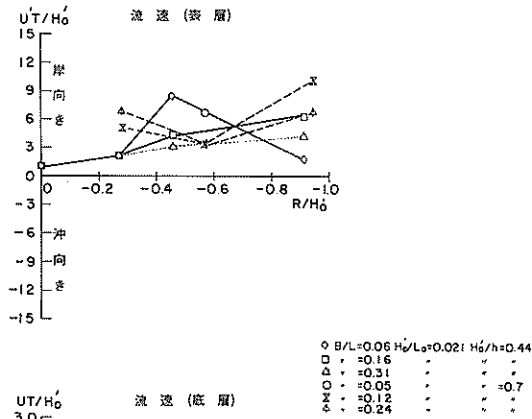


図-13.1 潜堤天端高と流速の関係（フロート測定、測定点 X_A ）

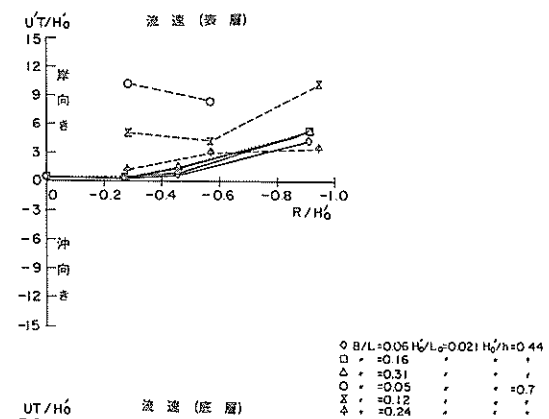


図-13.2 潜堤天端高と流速の関係（フロート測定、測定点 X_B ）

変化による表層，底層の流速の変化には，データのばらつきのため明瞭な傾向が見出せない。

ロ. 年最大波相当の波 ($H = 3.0 \text{ m}$) の場合には， $B/L < 0.1 \sim 0.15$ と天端幅が狭い場合に，表層および底層の流速が著しく大きく，これより天端幅が広くなると減少する傾向を示す。

ハ. 天端幅がある程度以上狭くなると，年最大波相当の波の方が中間的な波の場合に比べて表層，底層の流速が著しく増大する理由は，前者の方が波高，周期とも大きいために，越波時の砕波形態が大きく変化するためと思われる。

d) 堤内側底質の損失

潜堤設置後の堤内側の表層流および底層流の測定結果より，潜堤の天端高が低ければ，著しい沖向きの底層流が発生することがわかった。この沖向きの底層流は堤内側の人工海浜を構成する底質を沖向きに移動させて堤外側へ運び去り，養浜砂の損失をまねくことになる。

実験によれば，天端高を $R/H'_0 > -0.3$ ，天端幅を $B/L > 0.1 \sim 0.15$ とすれば，沖向きの底層流を減少でき

ることがわかった。

堤内側の底質移動を支配するのは沖向きの底層流のほか，底面を攪乱させる外力すなわち堤内側での波高も要因となる。そこで，平均流と波高との効果を考慮して，浮遊砂移動量を計算し，沖向きの移動量を少なくするための潜堤の諸元について以下に検討する。

海底における浮遊砂移動量は，浮遊砂濃度と流速の積で表すことができる。この際問題となる浮遊砂濃度 C_b は，入江・寺崎・加藤の実験³⁾によれば次式で示される。

$$C_b = 5000 (\psi_m^3)^{0.6} \quad (1)$$

ここで ψ_m はシールド数で，

$$\psi_m = \frac{f_w \cdot u_b^2}{2(s-1)gd_{s0}} \quad (2)$$

f_w : Jonsson の粗度係数

s : 底質の比重

d_{s0} : 底質の中央粒径

g : 重力加速度

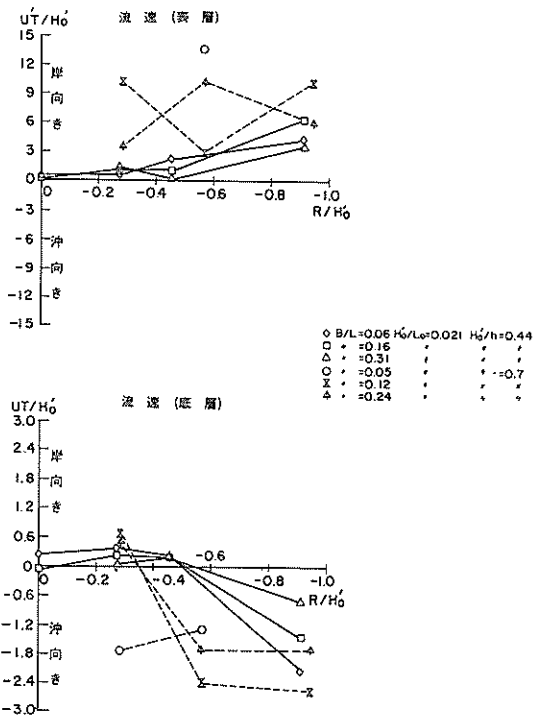


図-13.3 潜堤天端高と流速の関係 (フロート測定, 測定点 X_c)

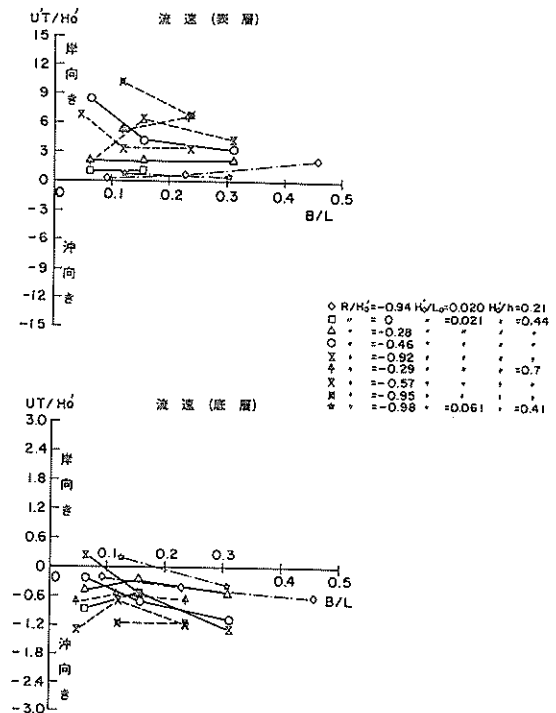
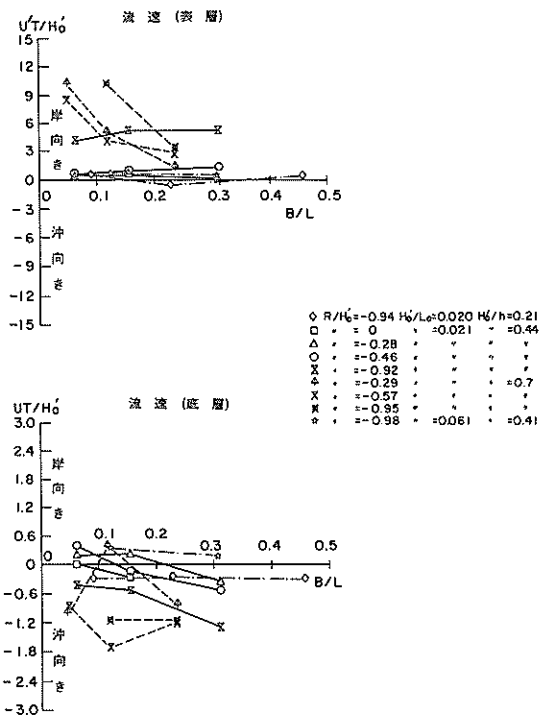
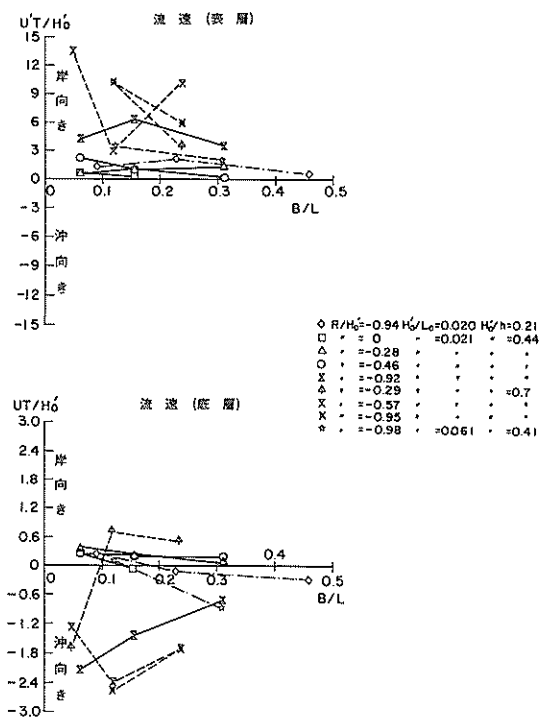


図-14.1 潜堤天端幅と流速の関係 (フロート測定, 測定点 X_A)



図一 14.2 潜堤天端幅と流速の関係 (フロート測定, 測定点 X_B)



図一 14.3 潜堤天端幅と流速の関係 (フロート測定, 測定点 X_C)

u_b : 底面における水粒子速度の最大値であり, 微小振幅波理論によれば,

$$u_b = \frac{\pi H}{T} \cdot \frac{1}{\sinh kh} \quad (3)$$

で表される。

C_b は波の作用下での底面を攪乱浮遊する底質の濃度である。したがって, 実際には底面から水中の上方へ, 濃度が低下するのであるが, 全体の漂砂量を最も支配するのは底面近傍の濃度であるので, C_b を代表濃度として取り扱う。そして f_w , s , d_{50} を一定と仮定すれば, C_b は u_b のみの関数

$$C_b = \text{Const} \cdot u_b^{3.6} \quad (4)$$

となり, 底層の平均流速を U とすれば, 浮遊砂移動量 Q の概略は,

$$Q = \text{Const} \cdot u_b^{3.6} \cdot U \quad (5)$$

で評価できる。

実験値の堤内波高, 周期, 水位上昇を考慮した水深から式 (3) で求めた U_b と, 底層での実測流速値 (フロート測定による) を用いて式 (5) で浮遊砂移動量 Q を算出し, 潜堤のない場合の浮遊砂移動量 Q_0 に対する潜堤の減殺効果を検討したのが図一 15.1, 2 である。図は横軸に B/L を, 縦軸には R/H をとってある。

各図は, 図一 7 に示す X_A , X_B , X_C の測定点に対して示してあり, 図中の Q_0 は無堤時の砕波点の位置に関連して正, 負の値 (岸向きを正) を取り得るので, パラメータの表示に際しては, その絶対値で表している。ここで, 無堤時の浮遊砂移動量の絶対値をとり, その移動方向を無視した理由は, この検討で問題としなければならないのは, 潜堤設置後の堤内側岸沖浮遊砂移動量の大きさおよび方向と潜堤諸元との関係であり, Q_0 は単に無次元化の手段として用いたことに過ぎないからである。

まず, 図一 15.1 (1) ~ (3) の「中間的な波 ($H = 1.8\text{m}$)」の場合, R/H が大きくなり潜堤の天端高が高くなるほど, 沖向きの浮遊砂移動量は減少する。この傾向は測定点 X_A , X_B , X_C においていえるようである。

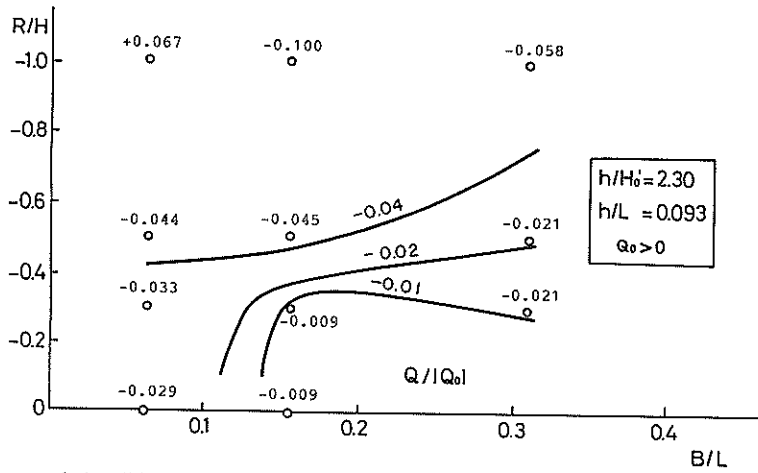


図-15.1 (1) 潜堤による底層の浮遊砂移動量の減衰 (フロート測定, 測定点 X_A)

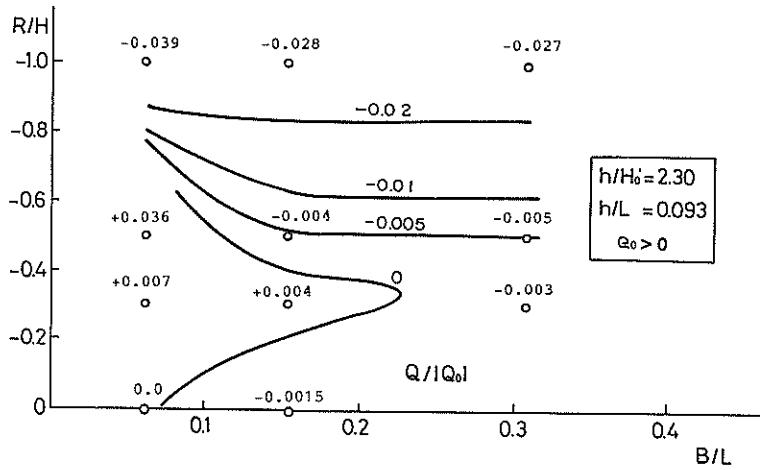


図-15.1 (2) 潜堤による底層の浮遊砂移動量の減衰 (フロート測定, 測定点 X_B)

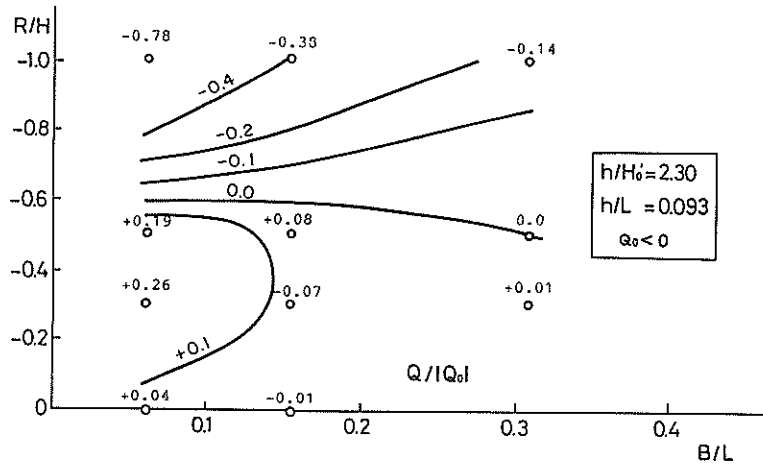
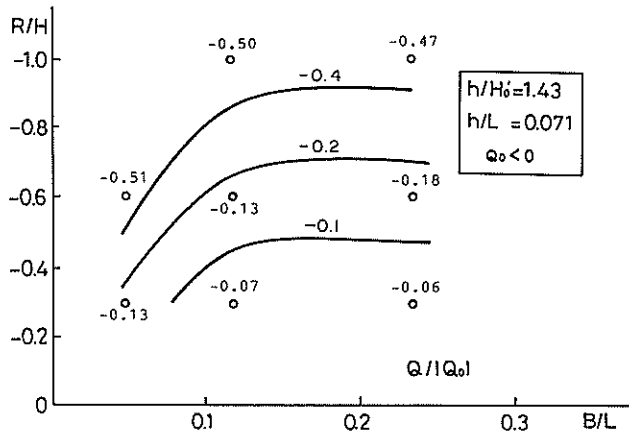
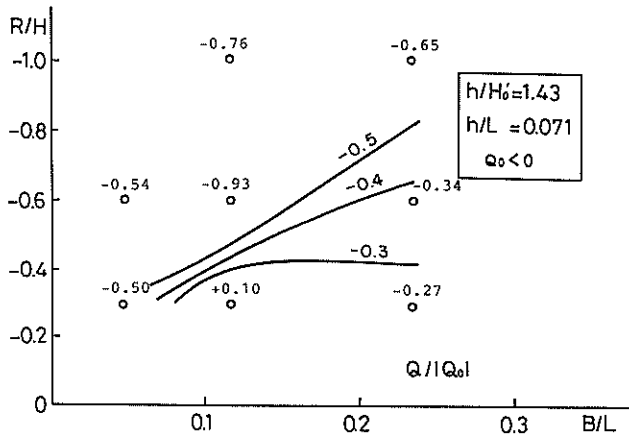


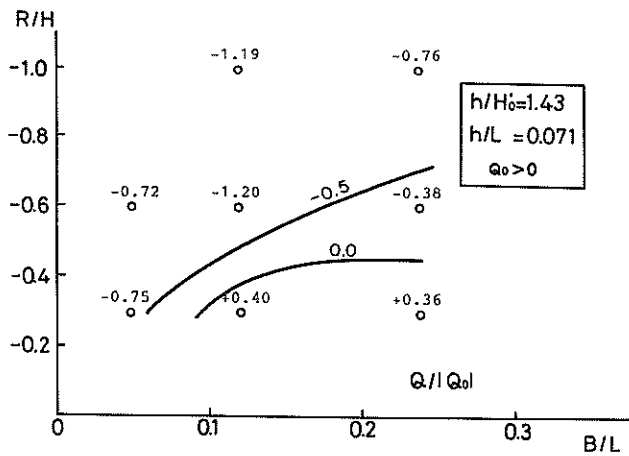
図-15.1 (3) 潜堤による底層の浮遊砂移動量の減衰 (フロート測定, 測定点 X_C)



図一 15.2 (1) 潜堤による底層の浮遊砂移動量の減衰 (フロート測定, 測定点 X_A)



図一 15.2 (2) 潜堤による底層の浮遊砂移動量の減衰 (フロート測定, 測定点 X_B)



図一 15.2 (3) 潜堤による底層の浮遊砂移動量の減衰 (フロート測定, 測定点 X_C)

また、天端幅については、図-15.1 (1)の測定点 X_A において天端幅がある程度以上広がった場合すなわち図から $B/L > 0.1 \sim 0.15$ の場合には、天端幅を少々増大させても沖向き浮遊砂移動量にはほとんど変化を与えない結果となっている。しかし、測定点 X_B, X_C の結果を示すそれぞれ図-15.1 (2), (3)の場合は、天端高に関しては測定点 X_A の場合と同様のことがいえるが、天端幅については、 $R/H > -0.5$, $B/L < 0.1 \sim 0.15$ の範囲でむしろ岸向きの浮遊砂移動量となっている。ただし、この場合でも、岸沖浮遊砂移動量に対する天端幅の影響はきわめて緩慢といえる。図-15.2 (1) ~ (3)の年最大波相当の波 ($H = 3.0$ m) の場合には、測定点 X_A, X_B, X_C において、 R/H が大きく天端幅が高い

ほど沖向きの浮遊砂移動量が減少し、また $B/L = 0.1$ を境にして、それより天端幅が狭くなるにつれて、急激に沖向き浮遊砂移動量が増大するが、それより天端幅が広い場合は、天端幅の変化による岸沖浮遊砂移動量の変化はきわめて少なくなっている。

図-15.1, 2は、平均流をフロートを用いて測定した結果であるが、図-16.1, 2は底層流を電磁流速計を用いて測定した結果である。これらの図より、岸沖浮遊砂移動量に対する潜堤の天端高、天端幅の効果に関して、フロートによる場合と電磁流速計による場合とで本質的な差異はないことがわかる。

以上、人工海浜の養浜砂の流出防止施設として、潜堤を利用する場合の諸問題について、二次元固定床実験に

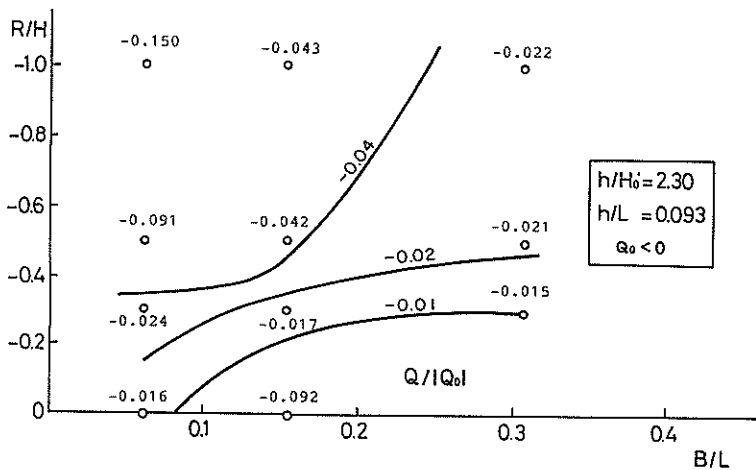


図-16.1 潜堤による底層の浮遊砂移動量の減衰 (電磁流速計, 測定点 X_A)

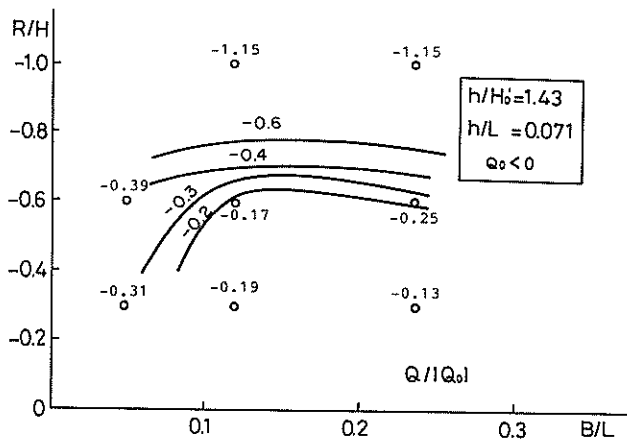


図-16.2 潜堤による底層の浮遊砂移動量の減衰 (電磁流速計, 測定点 X_A)

より検討した。すなわち、潜堤による波の減衰、堤内側の水位上昇および表層流と底層流、さらには堤内側での岸沖浮遊砂移動量等が、潜堤の天端高、天端幅等の諸元とどのような関係にあるかを調べ、砂の流出防止に最も効果的な潜堤諸元を検討した。その結果をまとめると以下ようになる。

イ. 潜堤内の水位上昇は、越波する際の波の岸向きの運動量に起因するが、同時に潜堤の諸元が引き波時に堤内側から沖側へ流出し易い条件にあるかどうかにも大きく係わっている。したがって、三次元的な潜堤配置において、堤内水の流出を容易になるように工夫することで、堤内の水位上昇そのものは減ずることができる。

ロ. 天端幅を一定にした時、天端高を $R/H < -0.3$ とすれば、岸向き表層流、沖向き底層流ともに急激に増大する。

ハ. 天端高を一定とした時の天端幅と表層流、底層流との関係は、中間的な波 ($H = 1.8 \text{ m}$) ではデータのばらつきもあり、明瞭な傾向は見られなかったが、年間最大波相当の波 ($H = 3.0 \text{ m}$) の場合は、 $B/L < 0.1 \sim 0.15$ で底層流、表層流ともに著しく増大した。

ニ. 潜堤設置後の堤内側の底面での岸沖浮遊砂移動量は、潜堤の天端高が高くなるほど、すなわち R/H が大きくなるほど沖向きの移動量が減少する。また、天端幅については、 $B/L > 0.1 \sim 0.15$ とすれば最も効果的であり、それ以上天端幅を広くしても効果はそれほど向上しない。

以上のことから、人工海浜の砂の流出防止に有効な潜堤諸元として、天端高に対して $R/H > -0.3$ 、天端幅に対しては $B/L > 0.1 \sim 0.15$ とし、後述する二次元養浜工実験、三次元移動床実験では天端高は $L, W, L \pm 0$ 、天端幅は異常波浪時の波に対して危険側の $B/L = 0.1$ を用いることにした。

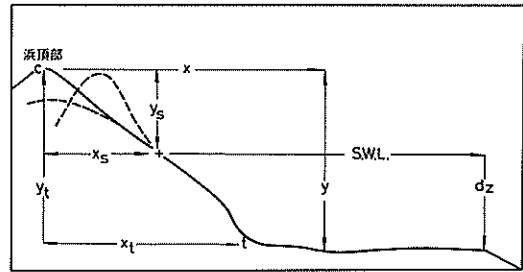
4. 二次元移動床実験

4.1 ひずみ率の決定 (予備実験)

現在、移動床の模型実験に対する的確な相似則が見出されていない。したがって実験に砂を用いる場合には模型にひずみを与えて、底質移動の再現性を検討し、最適なひずみ率を求める必要がある。

(1) 実験断面の決定

海底地形の形状は、外力条件に対して底質の粒径およびその比重によって平衡断面形状が形成される。現地宇



図一 17 海浜断面の諸元

久須海岸は粗砂および礫によって構成された海岸である。このため、人工海浜造成のための移動床模型海浜断面を水槽内に再現するためには、現地断面をそのまま縮小して用いることはできない。養浜しようとする底質が宇久須海岸に存在した場合の平衡断面形状を求める必要がある。

そこで、宇久須の南隣りの砂浜海岸である仁科大浜海岸 (図一 1 参照) の海底断面を参考にして、両海岸へ来襲する波浪特性の相違から下に示すレクターの式によって、宇久須海岸において長期的に安定する断面を求めた。図一 17 に式で用いる海浜断面の諸元を示す。

$$y'_s = \frac{y_s}{x_s} = 0.3 (H'_0/L_0)^{-0.3} (d_{50}/L_0)^{0.2} \quad (6)$$

$$y'_t = \frac{y_t}{x_t} = 0.07 (H'_0/L_0)^{-0.42} (d_{50}/L_0)^{0.1} \quad (7)$$

ここで、

H'_0 : 換算沖波波高

L_0 : 沖波波長

d_{50} : 底質の中央粒径

両海岸における波浪は、2.1 で示したように、その合成波は、

宇久須海岸の波浪 (年間エネルギー平均波)

$$H = 0.84 \text{ m}, T = 5.0 \text{ s}, H/L_0 = 0.0215$$

仁科大浜海岸の波浪 (年間エネルギー平均波)

$$H = 0.99 \text{ m}, T = 5.3 \text{ s}, H/L_0 = 0.0226$$

であり、これを用いた。

仁科大浜海岸の底質の粒径は、平均的には $d_{50} = 0.3 \sim 0.4 \text{ mm}$ と見ることができる。ここで、本人工海浜の造成計画において用いる養浜砂は $0.3 \sim 0.4 \text{ mm}$ を予定していることから式 (6), (7) を波形勾配で微分して仁科大浜海岸の断面勾配に対する宇久須海岸の勾配増分を算

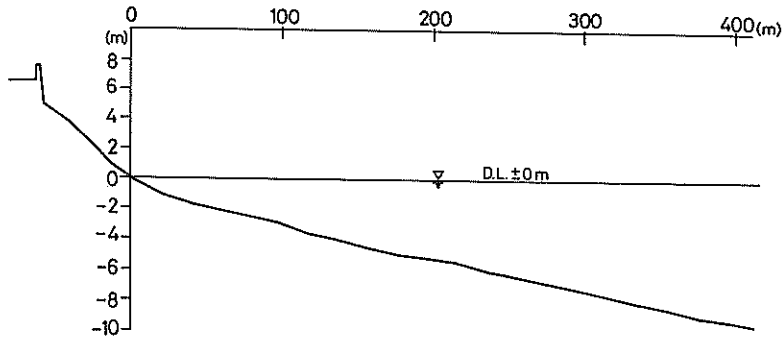


図-18 仁科大浜海岸の代表断面

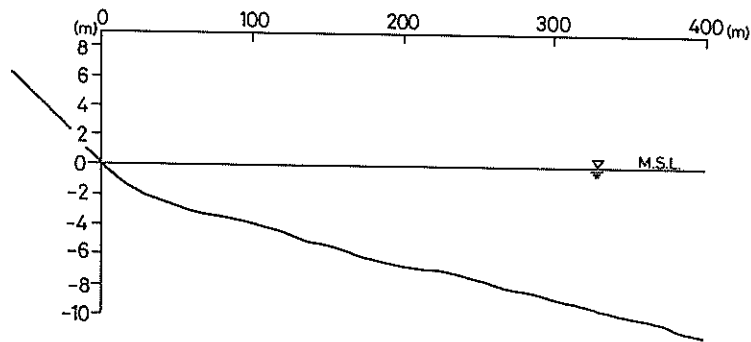


図-19 宇久須海岸の想定砂浜断面

出すると、

$$\Delta(y_s/x_s) = 1.16 \times 10^{-3} \sim 1.23 \times 10^{-3} \approx 0.001 \quad (8)$$

$$\Delta(y_t/x_t) = 1.94 \times 10^{-3} \sim 2.00 \times 10^{-3} \approx 0.002 \quad (9)$$

と求められ、仁科大浜海岸の断面勾配に対して y_s/x_s を 0.1%、 y_t/x_t を 0.2% 増加させた断面形状ということになるけれども、現実にはほとんど同じ断面となる。仁科大浜海岸の断面を図-18に、宇久須海岸の想定砂浜断面を図-19に示す。

(2) 実験の方法

実験に用いる波浪は、波浪エネルギーの影響を最もよく表しているものと考えられる加重平均波程度の波浪諸元を、通常時の波浪とすることとした。宇久須海岸における加重平均波は、2.1に示したように波高1.22m、周期5.9sと求められているが、実験では底質の移動がより危険側となるそれぞれ大きめの波浪諸元を用いた。表-6に本実験のケースを示す。実験の縮尺は、この予備実験、後述する養浜工実験および三次元移動床実験で再現

する範囲を考慮して、水平縮尺を1/60とした。(1)で求めた宇久須海岸の想定砂浜断面を、表-6に示したひずみ率によってそれぞれ再現し、実験波を作用させた。なお、初期断面は3ケースとも、その都度実測定をおこなっている。

使用した実験施設は、固定床実験をおこなった水路である。

実験に用いた移動床の底質は、中央粒径 $d_{50} = 0.17 \text{ mm}$ 、比重2.75の砂である。

1ケースの波の作用時間は、断面変化がほぼ安定する時間長として10時間を原則とした。断面は2、4、6お

表-6 二次元移動床予備実験ケース

ケース	波 高		周 期		水 平 縮 尺	鉛 直 縮 尺	ひずみ 率
	現 地	模 型	現 地	模 型			
B-1	1.3 (m)	2.2 (cm)	7 (s)	0.90 (s)	1/60	1/60	1
B-2	"	3.3	"	1.11	"	1/40	1.5
B-3	"	2.8	"	1.03	"	1/4615	1.3

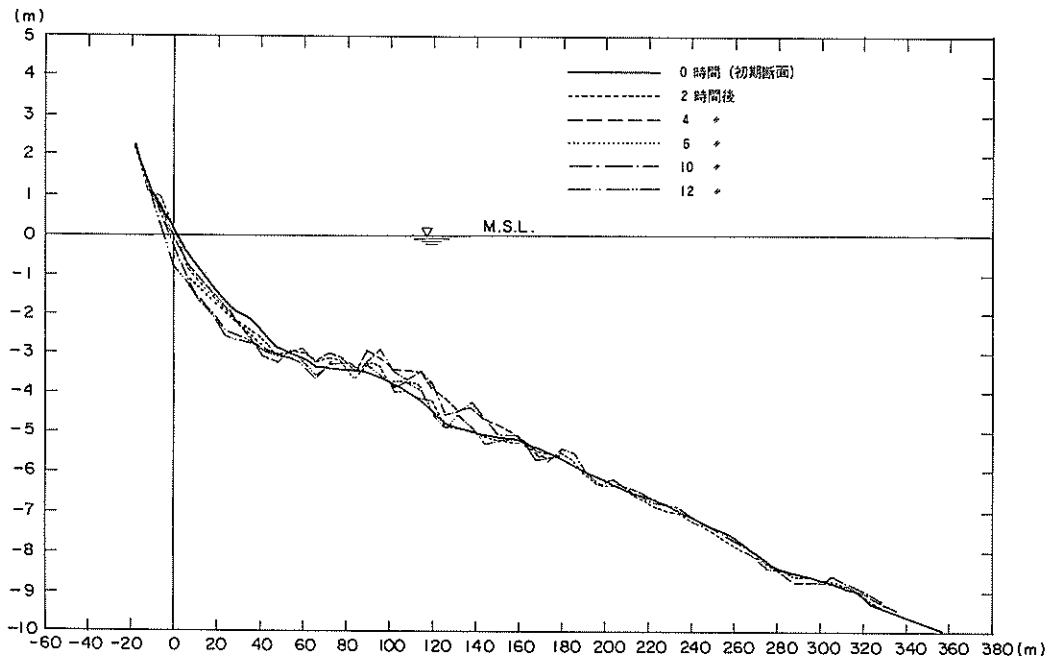


図-20.1 移動床予備実験の断面変化 ケースB-1
(ひずみ 1 : 1)

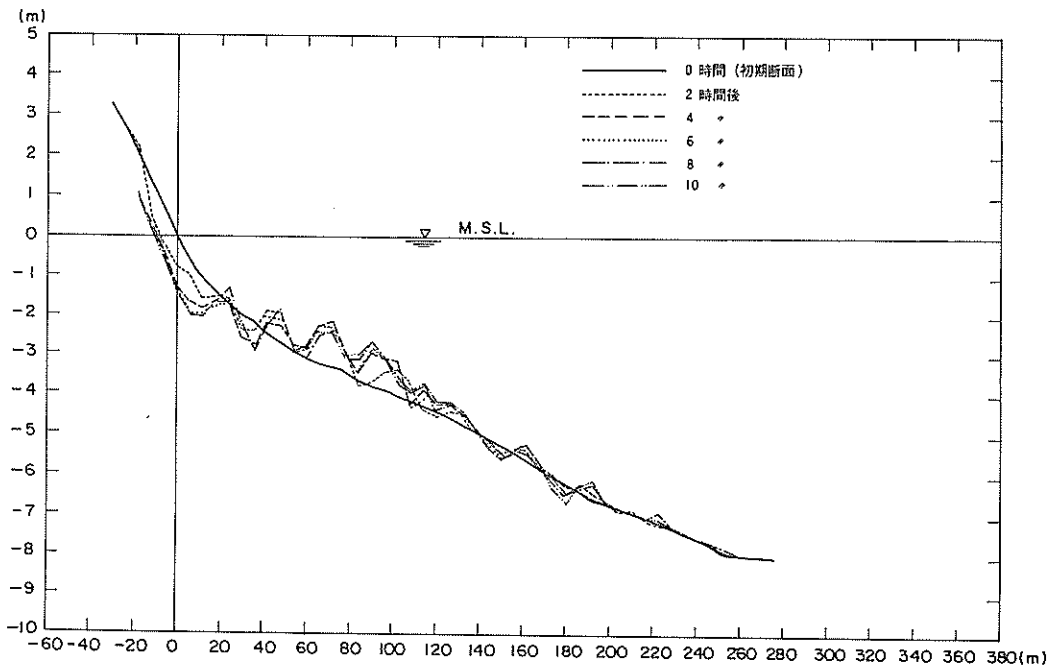


図-20.2 移動床予備実験の断面変化 ケースB-2
(ひずみ 1 : 1.5)

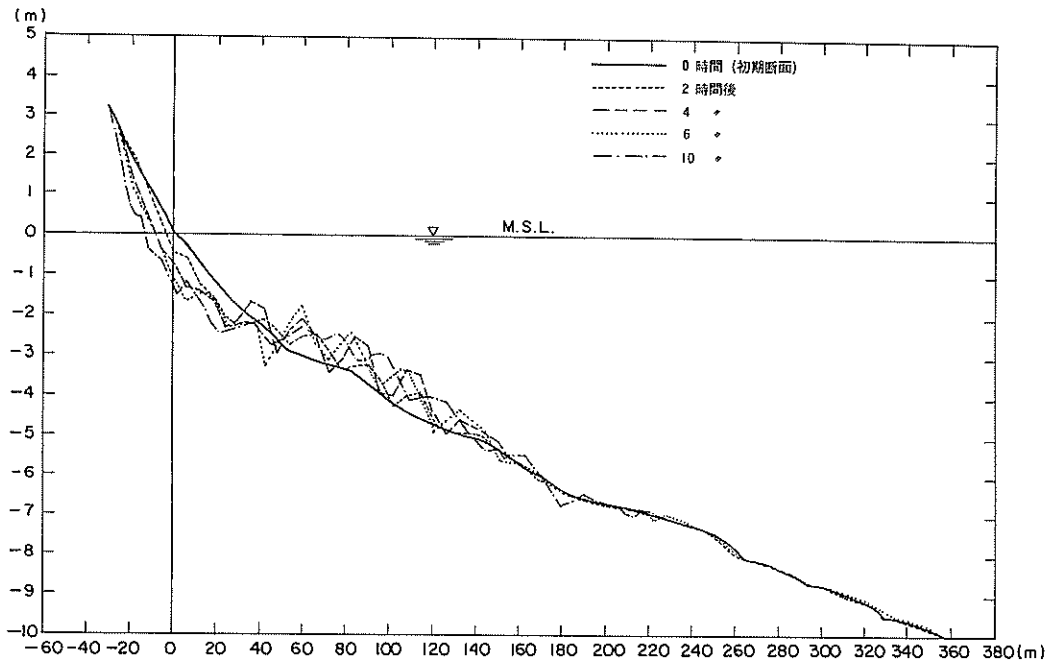


図-20.3 移動床予備実験の断面変化 ケースB-3
(ひずみ 1 : 1.3)

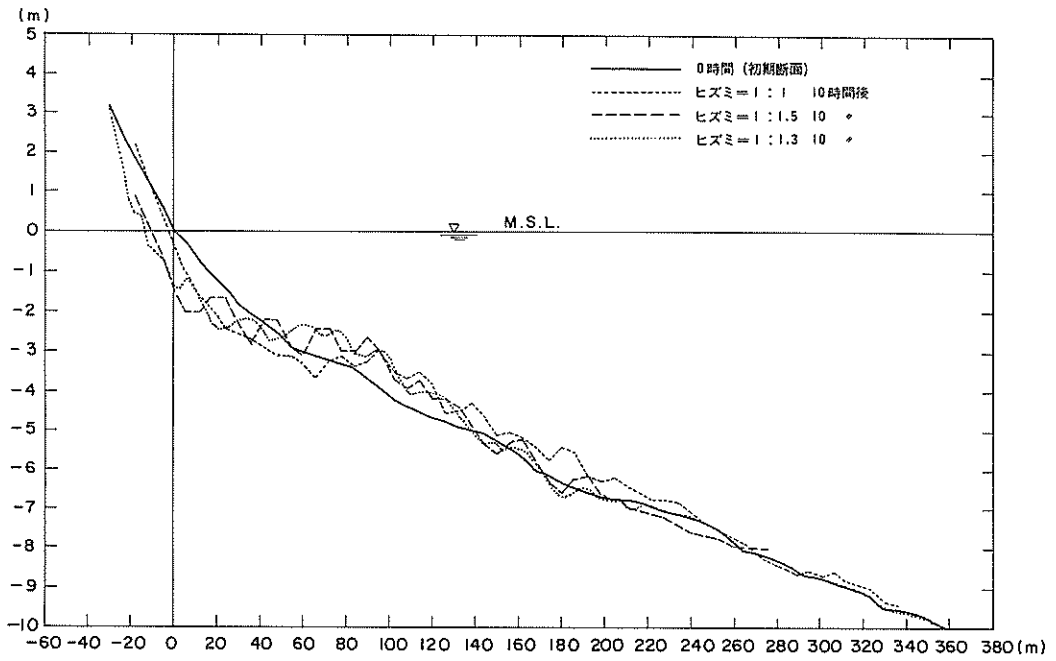


図-21 移動床予備実験の断面変化の比較

よび10時間後に測定し、測定は測定点に手製の標尺を立てて基準面からの高さを求めた。測線は水路幅(約50cm)に対して、ガラス面から10、25、40cmの3測線とし、これらの平均をその断面の高さとした。岸沖方向には10cm間隔で測定した。

なお、実験潮位はM.S.L.(D.L.+1.0m)とした。

(3) 予備実験の結果

各ケースについて、断面の変化を図-20.1~3に、10時間後のケース間の断面比較を図-21に初期断面とともに、それぞれ現地換算値で示す。これらの図についてその結果を考察すると、

1) ケースB-1 (ひずみ率: 1)

イ. 砕波帯(図-20.1の横軸30~90m)内の海底が侵食され、沖側に砂洲として堆積する。

ロ. 波が小さいため、沖浜帯での底質移動が小さく、この付近に構造物を設置した場合、海底地形変化があらわれないおそれがある。

2) ケースB-2 (ひずみ率: 1.5)

イ. 砕波帯(図-20.2の横軸15m付近)内、前浜付近の海底が著しく侵食する。

ロ. 砂洲の形成が初期断面に対して、あまりにも著しい。

ハ. 外浜から沖浜にかけての底質の移動状況は良好である。すなわち砂漣の形成は十分であり、外力条件の変化に対応した地形変化が再現可能である。ただし、若干変化が大きい。

3) ケースB-3 (ひずみ率: 1.3)

前浜付近の海底は、ケースB-2と同様著しく侵食するけれども、外浜から沖浜帯での砂漣の形成が十分であり、外力条件の変化に対応した地形変化の再現が可能である。

これらの結果から、ケースB-3のひずみ率1.3の場合が最も適当と考えられる。後述する二次元養浜工実験および三次元移動床実験では水平縮尺1/60、鉛直縮尺1/46.15を用いることとする。

4.2 潜堤の断面地形変化に及ぼす効果(養浜工実験)

(1) 養浜工断面の設定

養浜工断面の主要な条件は、波の作用によって現地地盤が露出しない十分な被りがあること、および浜幅の確保である。

養浜工の断面形状は、堤内面積と養浜工の条件および海底勾配(想定砂浜断面)を考慮して設定した。これを4.1で求めた宇久須海岸の想定砂浜断面および現地現況断面とともにその概略を図-22.1に、陸地から潜堤設置位置の範囲の養浜工実験断面を図-22.2に示す。養浜工断面形状について説明すると、陸上部(緑地)の地盤高をD.L.+5mとし、護岸(勾配1:1)を配置する。砂浜は護岸から+3mの平坦部を20m、傾斜部を1:10勾配で水平距離20m、この法尻高は+1.0mである。こより1:20の勾配で水平距離50mとし、これより以深は現地現況断面の勾配約1/40に合わせた。浜幅は潮

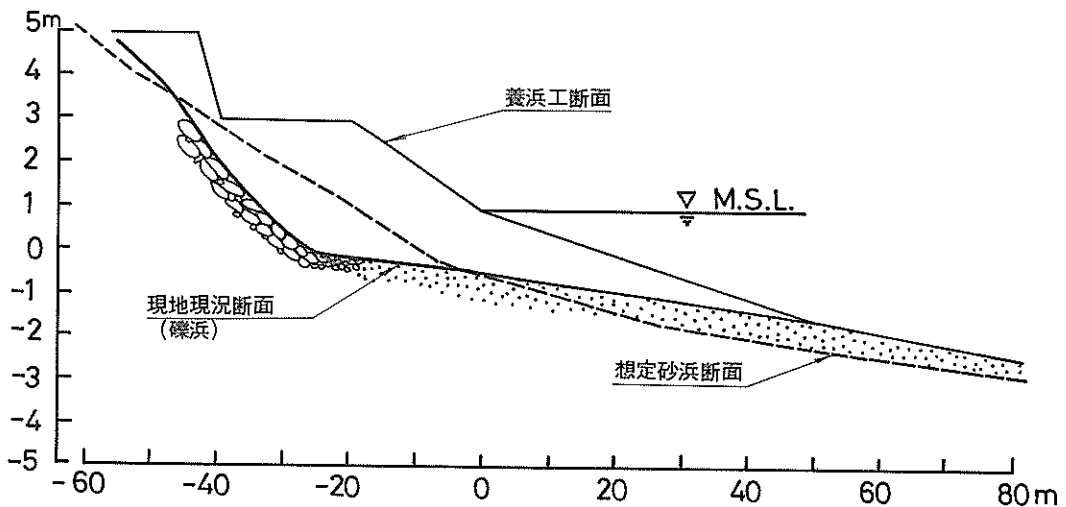


図-22.1 宇久須海岸の海浜地形断面

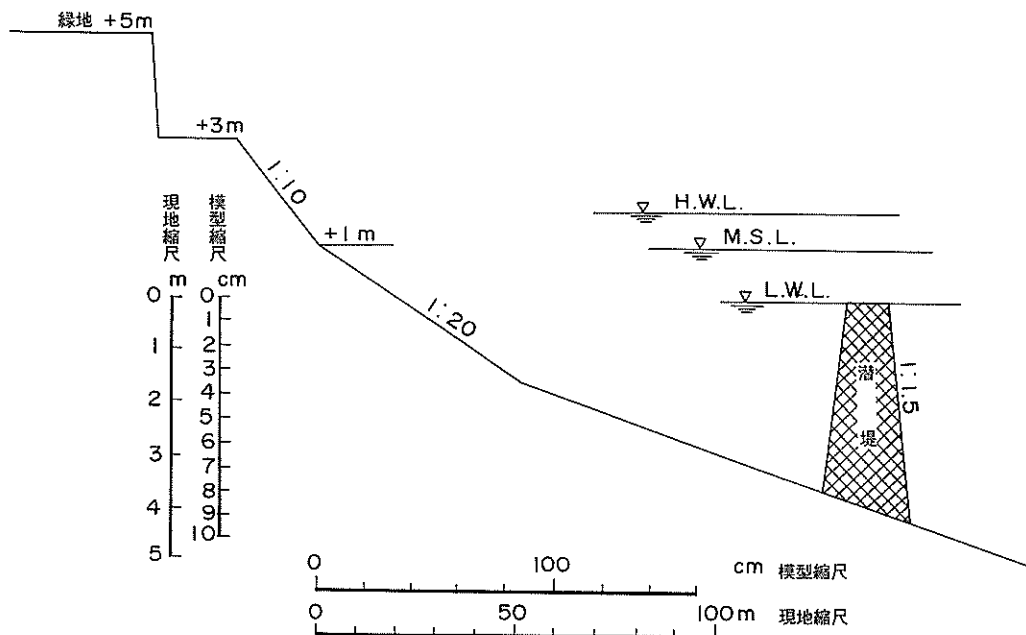


図-22.2 養浜工実験断面

表-7 二次元養浜工実験ケース

ケース	波 高		周 期		潮 位	備 考
	現 地	模 型	現 地	模 型		
C-1	1.3 (m)	2.8 (cm)	7 (s)	1.03 (s)	M.S.L.=D.L.+1m	通常波浪, 潜堤なし
C-2	"	"	"	"	"	通常波浪, 潜堤あり
C-3	3.3	7.2	13	1.9	H.W.L., -D.L.+1.7 m	10年確率波, ケースC-2で10時間後

位 M.S.L. のとき 40 m である。

(2) 実験の方法

(1)で設定した養浜工断面を水路に再現した。使用した水路および実験砂は 4.1 (2)で用いたのと同じものである。実験の縮尺は 4.1 (3)の結果から水平 1/60, 鉛直 1/46.15 とする。

実験ケースは、潜堤がない場合とある場合に対して通常波浪を、さらに潜堤がある場合については通常波浪を作用させた断面に異常波浪を作用させた計 3 ケースをおこなった。それぞれの水位は、通常波浪時に対しては潮位 M.S.L. (D.L. + 1.0 m) を、異常波浪時に対しては H.W.L. (D.L. + 1.7 m) を設定した。これらの諸元を表-7 に示す。

1 ケースの波の作用時間は 10 時間とし、養浜工断面

(ケース C-3 は初期断面) および 2, 4, 6, 8, 10 時間後の断面を基準面からの高さで求めた。断面形状の測定は、水路幅の中央 1 測線とし、これで断面の高さを代表させた。なお、測定間隔は 5 cm を原則とした。

ケース C-2 および 3 において設置した潜堤は、二次元固定床実験の結果から、天端高については景観上干出させないことを基本として L.W.L. (D.L. ± 0 m) と等しくした。この時の潜堤の設置水深は、潜堤の沖側法肩位置で D.L. - 4.2 m (模型 - 9.1 cm) である。天端幅は異常波浪時における潮位を加算した潜堤位置での水深から波長を計算し、その約 0.1/L すなわち 10 m (模型 16.6 cm) とした。潜堤断面の法勾配は両側とも 1:1.5 (模型 1:1.154) である。なお、潜堤は金網で製作し、径 2~3 cm の碎石を中詰めとした。

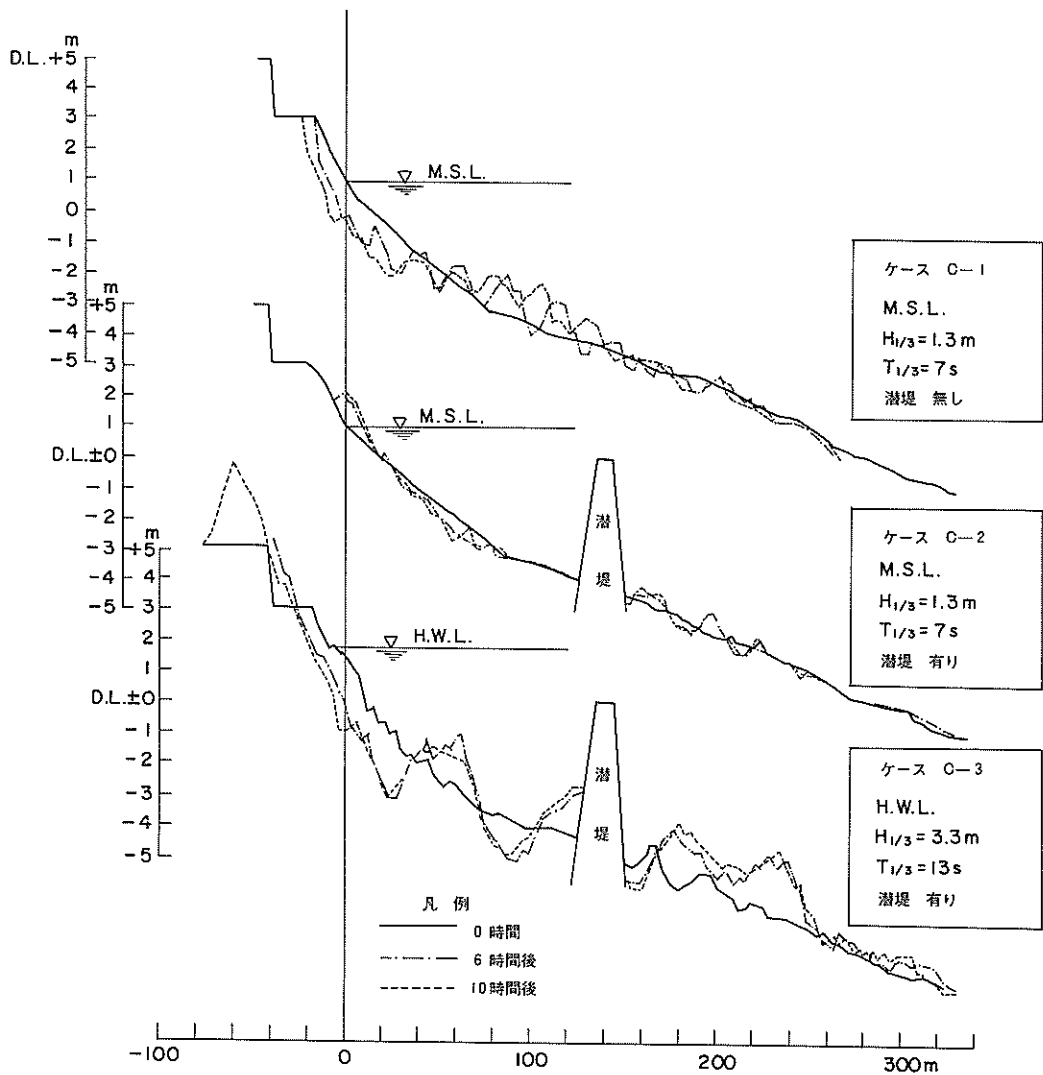


図-23 養浜工断面に対する潜堤の効果

(3) 養浜工実験の結果

養浜工あるいは初期断面に対する3ケースの断面の変化を図-23に示す。図には養浜工断面、6時間後および10時間後をとりあげてある。図の縦軸はL.W.L.を基準にした高さ、横軸は養浜工断面のM.S.L.を基準にした距離である。

図-23によれば、ケースC-1は潜堤がない場合の通常波浪時のもので、前浜が大きく侵食されてこれが外浜に堆積し、養浜工断面の保持が困難である。沖浜帯での地形変化は小さい。ケースC-2は潜堤がある場合の通

常波浪時のもので、前浜にバームが形成されている。これは波形勾配の小さい波の作用で形成される正常海浜の様相を強く示しており、潜堤前面に砂灘の形成があらわれている。ケースC-3は潮位をH.W.L.に設定して異常波浪を作用させたもので、このケースでは地形変化は大きくなるけれども前浜の勾配が急となり、底質が陸側へ押し上げられた形で安定し、潜堤基部の堤内側では堆積する。潜堤の外側での地形変化は大きい。これらの図のうち、ケースC-3の初期断面がケースC-2の10時間後の断面と一致しないのは、ケースC-2の条件に

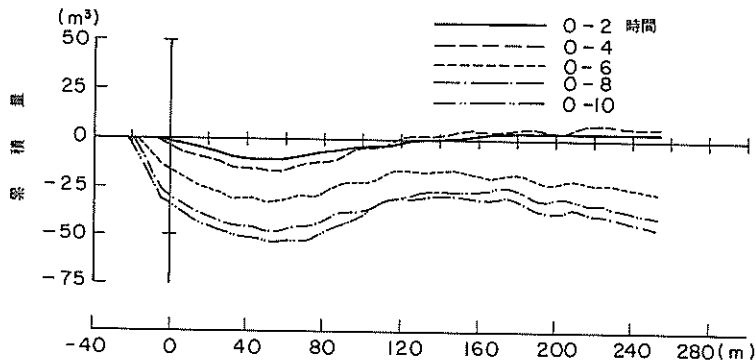


図-24.1 ケースC-1 底質の岸沖移動の累積量

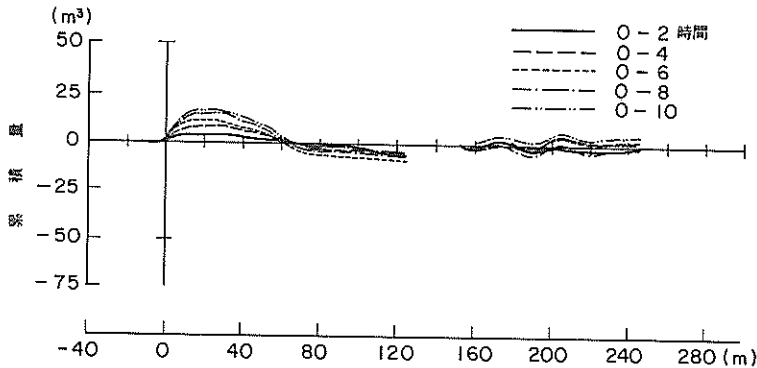


図-24.2 ケースC-2 底質の岸沖移動の累積量

において連続10時間の断面を再現したことによる違いである。

底質の岸沖移動の状況を把握するために、ケースC-1とC-2について陸上部を基点とした累積量の時間変化をそれぞれ図-24.1, 2に示し、10時間後における累積量の3ケースの比較を図-25に示す。縦軸には単位幅(現地換算1m)あたりの累積量を、横軸には断面距離をM.S.L.時の養浜工汀線を基準に作成した。図の中でケースC-2とC-3の140m前後付近は潜堤位置である。

図-24.1, 2によれば、ケースC-1では時間の経過とともに前浜の負の累積量が増大し、測定範囲全域の累積量は、4時間後まではわずかに正を示しているが、その後は大きな負の値となっている。ケースC-2では、前浜の堆積傾向が時間の経過とともに進行して累積量が増え、潜堤内全域での累積量は、6時間後までは負の累積量が進行したのちそれが減少に向かっている。潜堤の外側の測定範囲では正の累積量を示している。

図-25の3ケースの比較では、ケースC-1が前浜から沖浜の全域で負の累積量を示すのに対して、ケースC-2, C-3は後浜から前浜にかけて正を示し、外浜での侵食がやや上回るため、潜堤内全域では負の累積量を示す。潜堤の外側では共に正の累積量を示すが、ケースC-3では極端に大きい。陸域から潜堤位置の範囲における底質の移動量(負の累積量)は、ケースC-1では 28.8 m^3 と求められたのに対し、ケースC-2は 4.2 m^3 で、潜堤がある場合はない場合の $1/7$ 弱に減少する。異常波浪を作用させたケースC-3の移動量は 13.2 m^3 で、ケースC-2に対して約3倍になるが、潜堤のないケースC-1と比べるとその $1/2$ 以下である。

潜堤利用による人工海浜の安定には、荒天時の波のもとの海浜変形が重要である。しかし、今回のような実験的手法では、荒天時の波の作用に関する時間縮尺が求めにくい。そのためこの実験では、荒天時に相当する波を海浜が最終的に安定するまで作用させ、その海浜断面が堆積性か欠壊性かを見ることにした。ここで、測定時

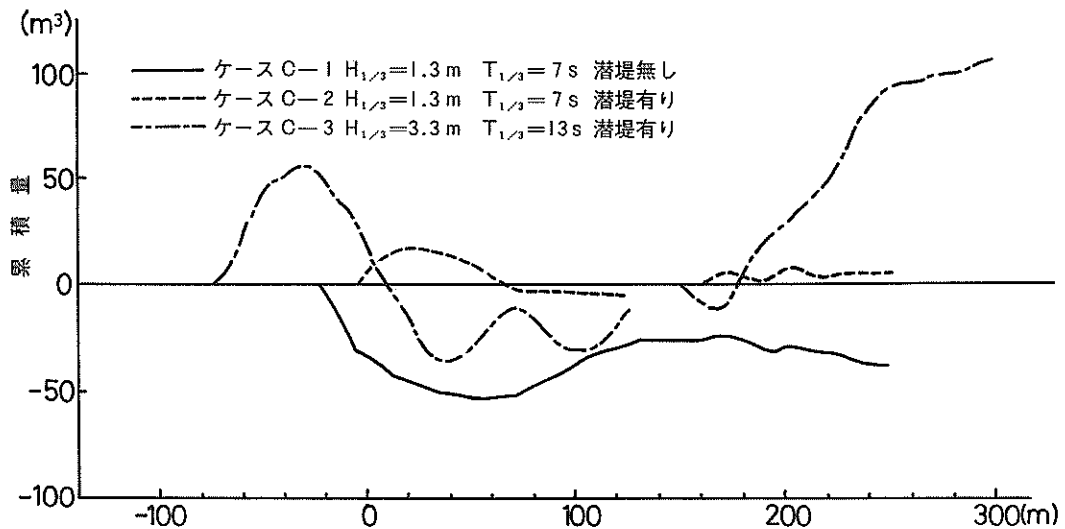


図-25 底質の岸沖移動の累積量比較

間隔ごとの図は割愛したが、結果として、通常波浪時(ケースC-1, C-2)には時間経過とともに断面変化が進むのに対し、異常波浪時には2時間後にはほぼ安定断面が形成されて、その後の時間経過による断面とあまり変わっていない。

図-25によればケースC-3では、バームを形成する後浜が堆積性となっているので、潜堤によって有効に浜が保持されているものと考えられる。

5. 人工海浜造成の施設配置の検討(三次元移動床実験)

5.1 実験の内容および方法

二次元水理模型実験をおこなって検討した潜堤の断面、養浜工断面、模型縮尺ならびに外力条件のもとで、三次元移動床水理模型実験を実施した。

実験は、宇久須海岸における人工海浜計画のイメージをもとに模型原案を作成し、養浜工地形の安定に対する離岸堤、離岸潜堤、突堤の位置および長さについて各測定項目ごとに検討した。これらの結果から順次改良案を策定して同様な測定を繰り返しおこない、適切な施設配置を案出した。

(1) 実験施設

三次元移動床実験には、当所流理実験室内の潮汐流平面水槽を使用した。水槽の模型再現面積は 10.0×5.6 m

の長方形で、深さは0.4 mである。その三面には回流水槽と長手方向の一面に造波装置が設置されている。造波装置はフラップ型で規則波の発生機構から成り、発生波の周期は0.3 ~ 2.0 s、最大波高約7 cmである。造波板は長さ10.0 m、幅25.5 cmとした。写真-3に三次元実験施設の全景を示す。左側が造波装置と造波板、右側が岸側すなわち陸上部であり、手前が南突堤側である。つづくわえるとこの模型はケースD-2のものである。

図-26に本実験の施設配置および養浜工の概要を示す。模型の再現は図に示す範囲で、陸地端から2点鎖線で囲

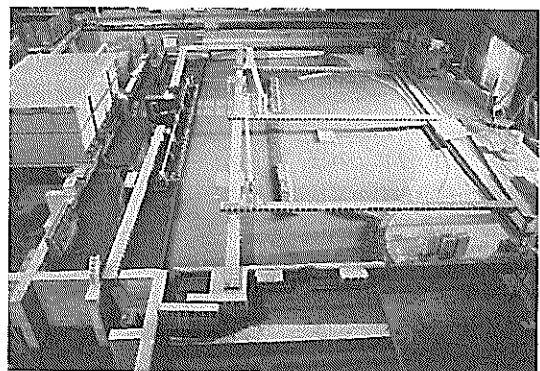


写真-3 三次元実験施設の全景

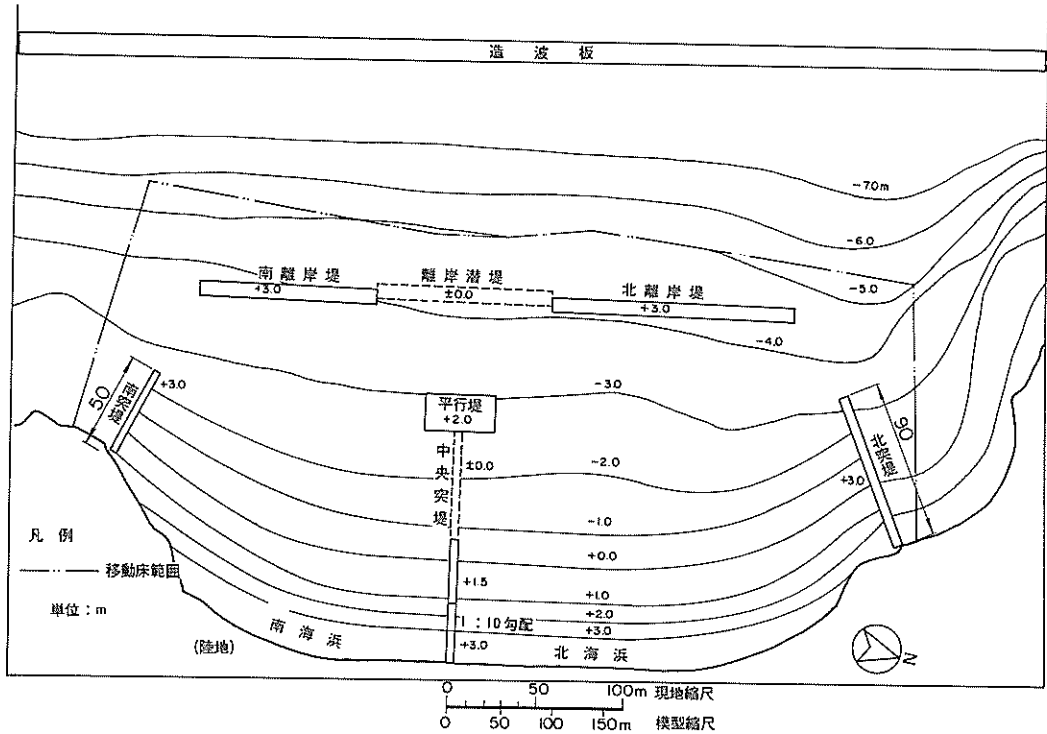


図-26 施設配置および養浜工の概要

んだ内側を移動床とした。その外側はモルタル仕上げで現地地形を再現したが、陸上部についてはD.L.+7mまでとし、これ以上は7mで一定とした。なお、図は現地スケールで示した。

養浜工地形は、4.2(1)における二次元養浜工の断面を基本とした。すなわち、潮位M.S.L.(D.L.+1.0m)において標準浜幅40m(20m平坦, 20m 1/10勾配)、これより水深D.L.-1.0mまでを1/20勾配、D.L.-2.0m以深を現地現況水深とし、-1~-2mの間はすりつけをおこなった。移動床の底質は4.1で用いた(粒径0.17mm, 比重2.75)ものと同じものである。移動床模型の施工は、基準高をD.L.±0mとして1mごとのコンター上に細い真鍮棒を立て込み、養浜工地盤高に相当する棒の高さに印を付しておき、実験砂を投入したのち、撒水しながらこて(鏝)によって地盤面の仕上げをおこなった。真鍮棒は沿岸方向に25cm間隔で配置した。

図-26に示す施設配置は、表-8における実験ケースのD-1のものであり、他のケースの基本的形状および配置となる。以下にその概要を述べておく。各構造物の

天端高は両離岸堤、南突堤、北突堤がD.L.+3.0m、離岸潜堤が±0m、中央突堤は基部(後浜部)が+3.0m、次いで+3.0~1.5mの1:10(模型1:13)勾配、続いて+1.5m、潜堤(破線部分)が±0m、平行堤が+2.0mである。これらの天端幅および法勾配は、離岸堤が幅8mで1:1.5(模型1:1.154)、離岸潜堤が10mで1:1.5、南・北突堤および中央突堤が3mで1:2(模型1:1.538)、平行堤は幅20mの方形構造である。中央突堤の潜堤を除く部分と平行堤は不透過堤でモルタル製および木製であり、これ以外の構造物は金網によって製作し、径2~3cmの碎石を申請めとした透過堤である。

なお、南・北突堤基部の堤外部分には、消波工として碎石を敷きならべた。造波板の両端から直角方向には、導波板を設置した。

(2) 実験条件

実験の縮尺は、宇久須海岸の計画範囲を考慮して図-26に示す範囲を水槽に再現することとし、水平縮尺を1/60と定めた。鉛直縮尺は二次元移動床予備実験の結果から1/46.15(ひずみ率1.3)となり、関係する諸量の

表一 8 三次元移動床実験ケース

ケース	施設配置
D-1	原案施設配置
D-2	離岸潜堤を長くした施設配置
D-3	南突堤に翼堤を設けて平行堤を長くした施設配置
D-4	北海浜の汀線の一部を前進させ平行堤を短かくした施設配置
D-5	施工途中段階で供用する施設配置

表一 9 三次元移動床実験波および潮位

波 高		周 期		波 向	潮 位	備 考
現 地	模 型	現 地	模 型			
1.3 m	2.8 cm	7 s	1.03 s	257°	M.S.L.=D.L.+1.0 m	通常波浪
2.7	5.9	9	1.33	~	H.W.L.=D.L.+1.7 m	異常波浪

縮尺は次のようになる。

波 高 : $S = 1 / 46.15$

周 期 : $\sqrt{S} = 1 / 6.79$

水 深 : $S = 1 / 46.15$

流 速 : $\sqrt{S} = 1 / 6.79$

全体施設配置計画に対する実験ケースは4ケースで、その最終配置案に対しては、工事施工段階における北海浜側（堤内全面積の約3/5）の供用開始を勘察した1ケースを付加し、計5ケースおこなった。表一8に実験ケースを示す。表における施設配置の内容は、それぞれまえのケースに対するおまな改良点をあらわす。図-27.1~5にこれら各ケースの施設配置の概要を示す。

実験波と潮位の設定は、二次元移動床実験で用いた諸元を基本としたが、造波機の特性より10年確率波に対応する模型波が発生しなかったため、発生し得る波で最大の輸送エネルギーを有する波（現地換算 $H = 2.7$ m, $T = 9$ s）を異常波浪の実験波として用いた。この波高はほぼ4年確率波高に相当している。2種類の実験波の波向は、現地海岸の汀線に直角な方向すなわち257°とした。これは合成波波向259°と10年確率波の波向253°のほぼ中間の波向である。潮位は通常波浪に対してはM.S.L.を、異常波浪に対しては高潮位時を想定してH.W.L.でおこなった。なお、流れは、2,3の現地調査等から、影響度は少ないものとして与えていない。

実験波は、通常波浪を1, 3, 6および10時間作用させ、さらにこの10時間後の地形に異常波浪を3時間作用させて、各時間経過ごとに諸測定をおこなった。

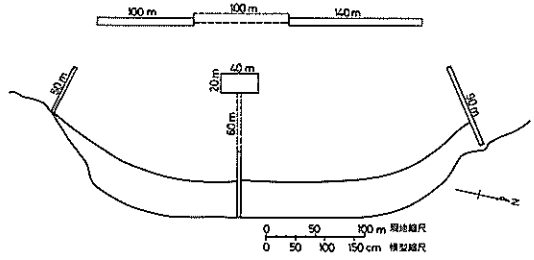


図-27.1 ケースD-1の施設配置

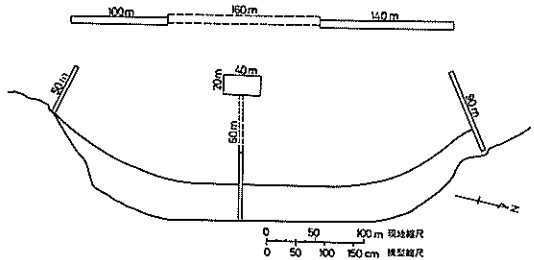


図-27.2 ケースD-2の施設配置

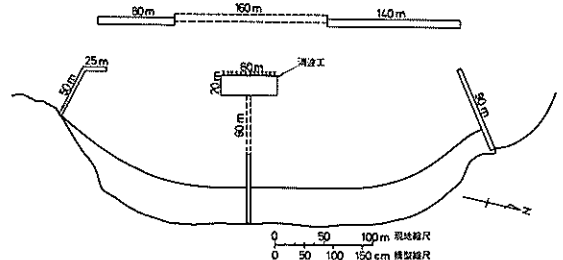


図-27.3 ケースD-3の施設配置

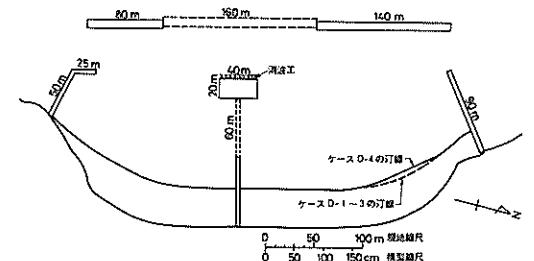


図-27.4 ケースD-4の施設配置

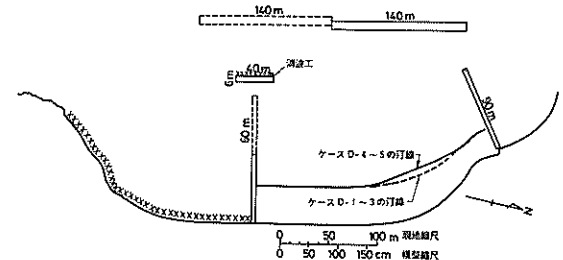


図-27.5 ケースD-5の施設配置

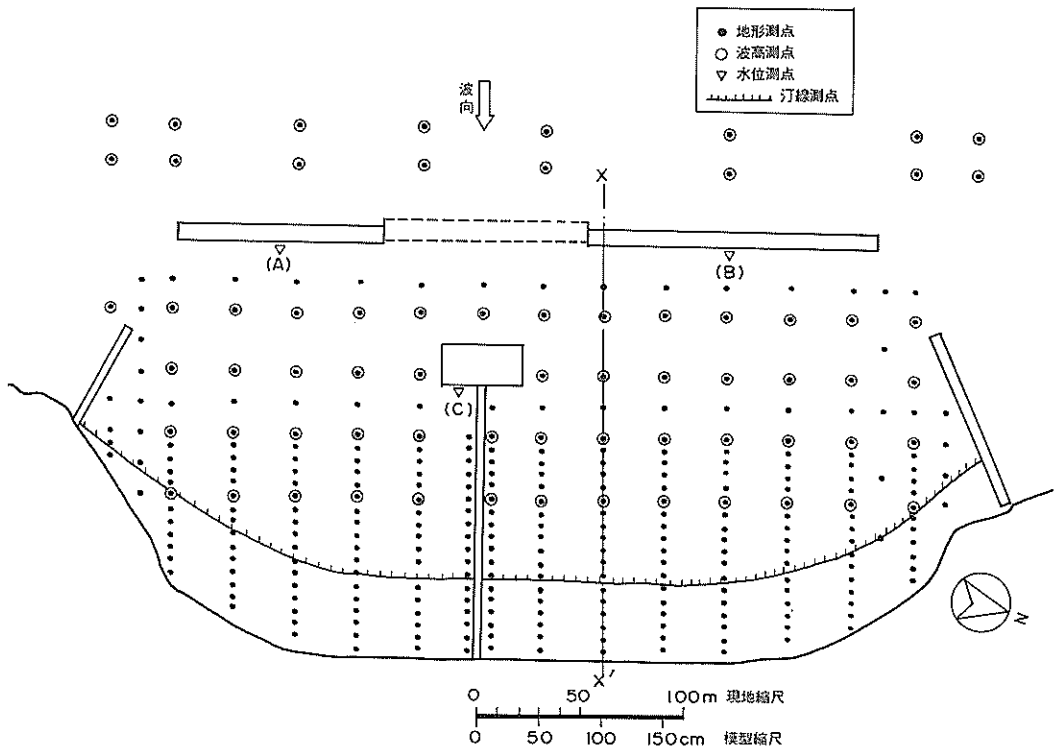


図-28 三次元移動床実験の測定位置

(3) 測定項目と測定方法

測定をおこなった項目は地形、汀線、波高、水位および流況である。図-28に三次元移動床実験における固定測点の測定項目と位置を示す。

地形の測定は、まず形成した地形（養浜工地形）に対して潮位 D.L.+1 m (M.S.L.) まで注水しておこなった。その後、通常波浪を 1, 3, 6 および 10 時間作用させ、各時間経過後の地形を波の作用を止めて測定したのち、少量づつ注水して潮位 D.L.+1.7 m (H.W.L.) に設定し、異常波浪を 3 時間作用させて、その地形を測定した。測定的位置は、図の ● 印で示すように沿岸方向の測定間隔は 30 m (模型 50 cm)、岸沖方向には D.L.-2.5 m 以浅は 6 m (模型 10 cm) とし、D.L.-2.5 m 以深を 15 m (模型 25 cm) 間隔を原則とした。また地形変化の状況に応じて任意の点で測定した。測定方法は、各測点に手製の標尺を立ててレベル測量によりおこなった。

汀線の測定は、平均水面 (M.S.L.) が前浜の底質面と接する位置を汀線と定義し、波の作用を止めて地形の測定と同じ時間間隔でおこなった。図に示すように沿岸方

向 6 m (模型 10 cm) 間隔に、養浜工汀線からの前進、後退をスケールによって読みとった。

波高の測定は、通常波浪を作用させて、地形がほぼ安定するものと判断した 6 時間経過後から 10 時間までの波の作用時に、容量式波高計を用いて測定記録した。測定位置は図-28 に示す堤内・外の ○ 印の位置を測点とした。

水位の測定は、堤内側において比較的静穏な離岸堤背後の 2 点と平行堤背後の計 3 点でおこなった。水位は波高の測定前に容量式波高計を用いて測定し、静水面高と半波高面との差で求めた。

流況の測定は、直径約 10 mm のフロートを任意に投入し、フロートの位置を経過時間 (ストップウォッチを使用) とともに、直交に配置した足場兼用の標尺で目視観察し、流向・流速として求めた。フロートによる測定は表層を基本とし、必要に応じてフロートによる任意場所の底層と染料による流況観察をおこなっている。

5.2 原案施設配置 (ケース D-1)

図-27.1 に示したように、構造物の長さは南離岸堤が

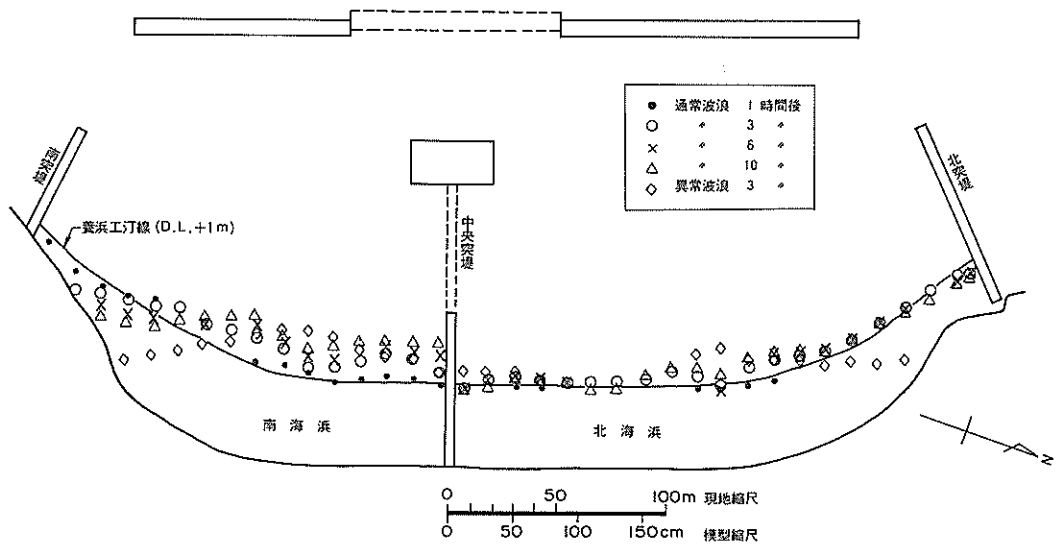


図-29 ケースD-1の汀線変化

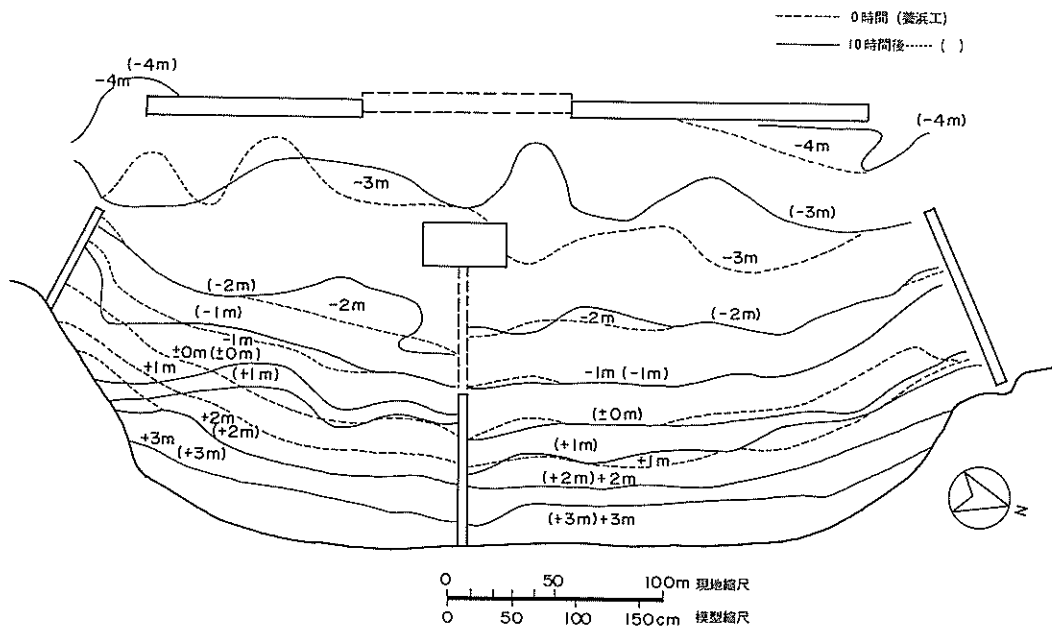


図-30.1 ケースD-1 通常波浪時の地形変化 ($t = 0 \sim 10$ 時間)

100 m, 離岸潜堤が100 m, 北離岸堤が140 m, 南突堤が50m, 北突堤が90mで, 中央突堤は突堤部が130 m, 平行堤部が40mの配置である。南離岸堤と南突堤および北離岸堤と北突堤の開口部(以下, 南開口部, 北開口部と呼ぶ)は共に50mである。

(1) 汀線変化

各測定時間ごとの汀線変化を図-29に示す。同図によれば, 通常波浪を作用させて3時間後に南突堤基部が洗掘されて汀線が後退し, これらの砂が中央突堤方向に堆積して汀線が直線に近づく変化を示す。この傾向は時間

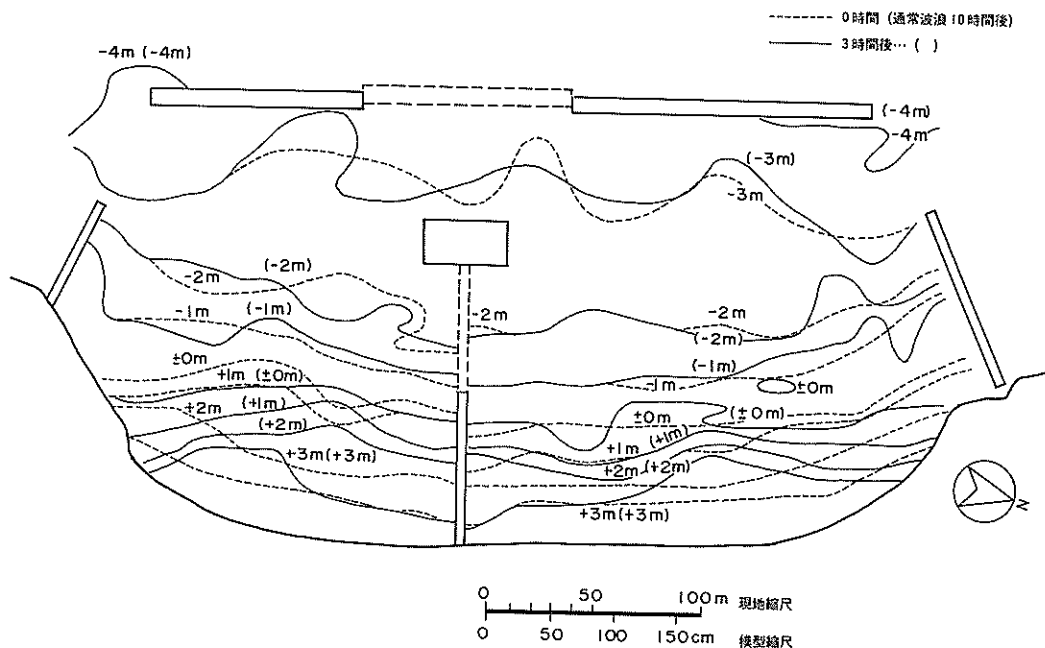


図-30.2 ケースD-1 異常波浪時の地形変化 ($t = 0 \sim 3$ 時間)

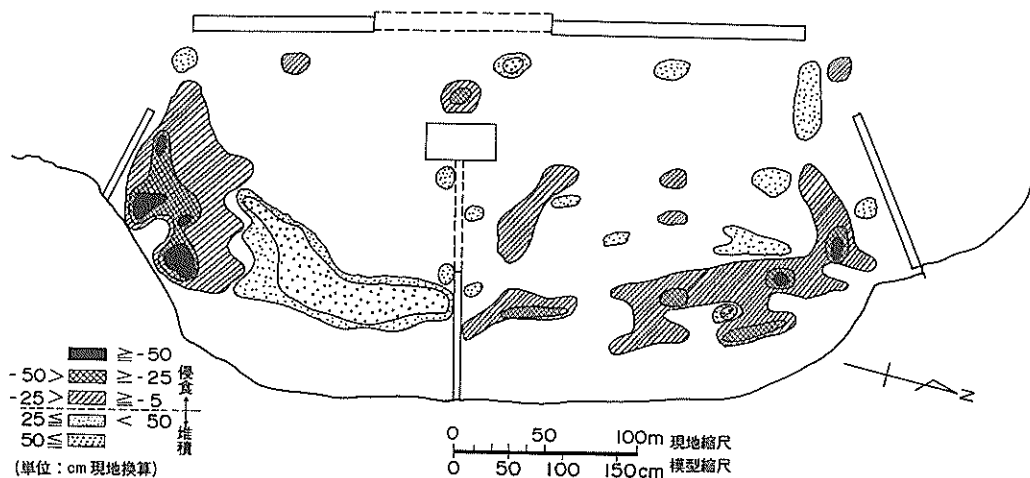


図-31.1 ケースD-1 通常波浪時の深浅差分図 ($t = 0 \sim 10$ 時間)

が経過しても進行する。異常波浪では、さらに南突堤側が後退し、中央突堤付近も後退傾向に転じる。これらの中間位置では前進傾向が続いている。北海浜側では、通常波浪による汀線の前進、後退は顕著でない。異常波浪による北突堤付近が大幅に後退する。堆積の傾向は突堤間の中央

付近と中央突堤基部にあり、ここでは汀線が前進している。中央突堤を境にして、通常波浪10時間後の汀線位置が大幅に異なる。

(2) 地形変化

養浜工地形と通常波浪10時間後の地形をD.L.±0mを

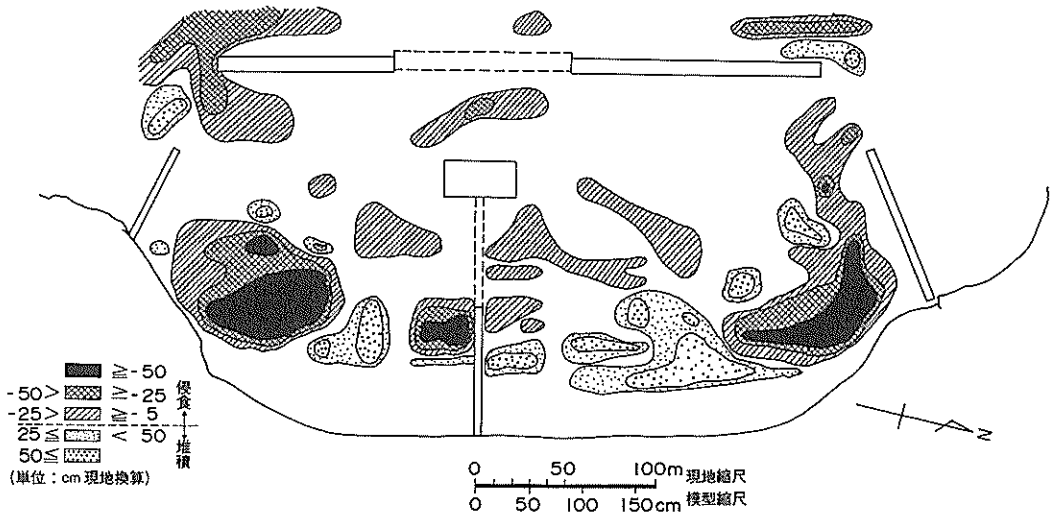


図-31.2 ケースD-1 異常波浪時の深浅差分図 ($t = 0 \sim 3$ 時間)

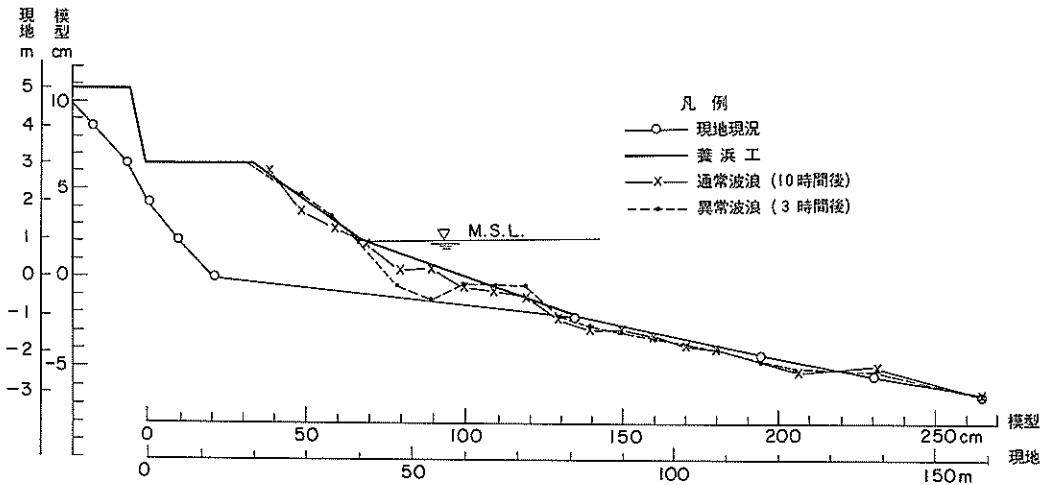


図-32 実験結果と現況および養浜工断面の比較 (ケースD-1)

基準にして1mのコンターで示すと図-30.1のようになる。また、この10時間後と異常波浪3時間後の比較を図-30.2に示す。図-31.1, 2にはそれぞれの差分図を示す。これらの図によれば、通常波浪10時間後は養浜工地形に対して南突堤基部付近が大きく侵食され、これらが中央突堤へ向かって堆積する。北海浜では汀線付近が広範囲に侵食されるが、南海浜ほど大きな変化はない。一方、異常波浪による変化は南海浜、北海浜側とも侵食、堆積の傾向は同じようになり、それぞれ突堤間の中間汀線

付近に堆積し、これらの南、北突堤寄りの部分が大きく侵食されている。南・北開口部付近も洗掘される。

図-32には、現地現況断面に対する侵食の状況を検討するため、通常波浪時に汀線がほぼ安定していると判断される北海浜側において、離岸潜堤から進入する波浪の影響が最も大きく、汀線の後退傾向が強い中央突堤から北60m (模型100cm) 位置すなわち図-28におけるX-X'断面の後浜端から岸沖方向160mまでの間について、現地現況、養浜工および実験後 (通常波浪10時間後、異

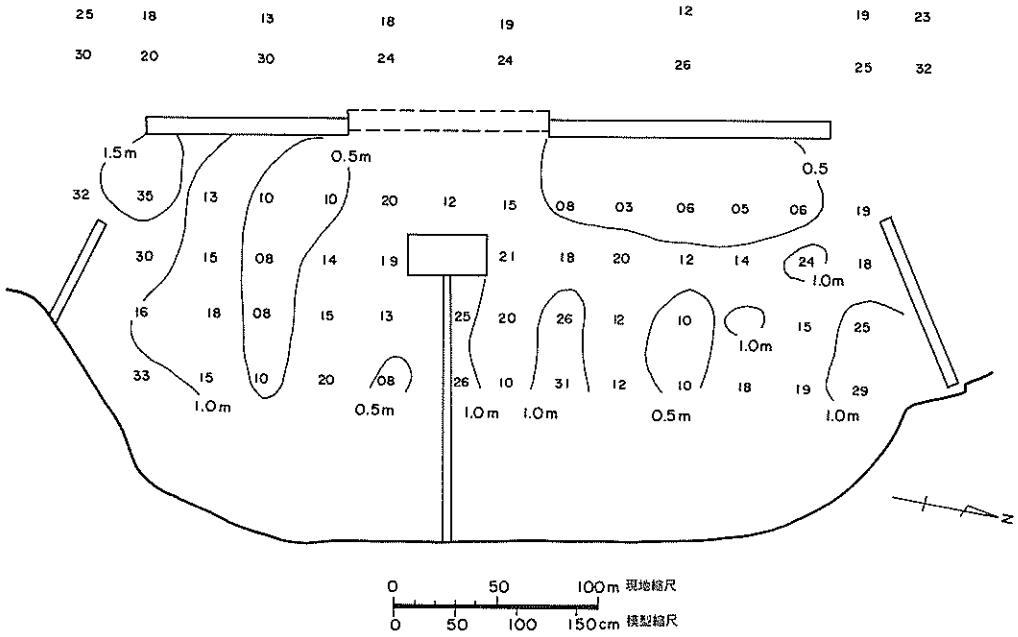


図-33 ケースD-1 通常波浪時の波高分布

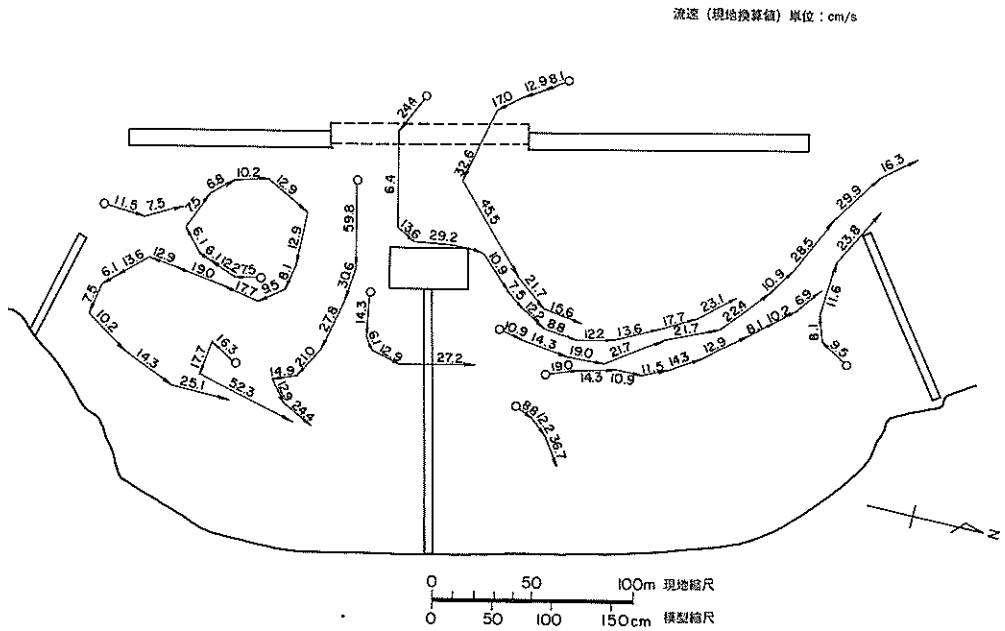


図-34 ケースD-1 通常波浪時の流況

常波浪3時間後)の断面の比較を示す。ここで現地断面はD.L.±0mを基準に水深1mごとの値を結んだ。図によれば通常波浪および異常波浪により現地地盤が侵食されるのは後浜端から約80mすなわち水深D.L.-1m付近以深であり、その深さは最大でも30cm程度である。現地底質調査結果によれば、この付近は砂地盤であることが確認されているので問題ないものと判断される。

(3) 波高分布と水位

波高と水位はともに通常波浪作用時の6~10時間のあいだに測定した。波高の分布を図-33に示す。

図-33には、測定点における表示を実験値で、等波高線を現地換算値で示した。図によれば、南開口部および北開口部から進入する波浪が著しく、この付近から突堤基部にかけて1mを超える波高が随所に現れている。特に南開口部には1.5mに増大する部分がある。北離岸堤の内側付近は0.5m以下の波高が幅広く分布している。

水位は、用いた波高計の記録から正確には求められない。強いて求めれば(A)測点(図-28参照)で最も高く、現地換算値で10cm前後、(B)測点で3~4cm、(C)測点で5~6cm程度の上昇となろう。記録の掲載は割愛する。

(4) 流況

通常波浪作用6~10時間のあいだに測定した。結果を現地換算値で示すと図-34のようになる。

図に示されるように、離岸潜堤を越える流れが主であり、南開口部からも流入する。離岸潜堤を越えた流れは、

南海浜側では南開口部から流入する流れの影響を受けてそのまま岸へ向かって進む。南離岸堤背後には右回りの循環流が生じている。この岸側ではまず南突堤へ向かって進み、突堤に沿って岸へ進んだのち、中央突堤基部へ向かう。北海浜側では中央突堤付近に南海浜から潜堤を越える流れがあるため、離岸潜堤から入った流れはあまり岸へ近づかず、北開口部から流出する。

(5) ケースD-1の評価

ケースD-1の各測定項目について検討すると、離岸潜堤と平行堤の長さおよび位置の関係は、堤内の地形変化に対して基本的には良いようである。しかし、南および北開口部から波浪が直接進入し、突堤基部および開口部付近が洗掘される。特に南海浜側の地形変化が著しく、流況も南海浜側で複雑であり不適當である。

南・北開口部から進入する波浪を減少させるとともに、開放性確保の視点から離岸潜堤を長くして検討する必要がある。

5.3 離岸潜堤を長くした施設配置(ケースD-2)

図-27.2に施設配置の概要を示したように、ケースD-1の施設配置に対して、離岸潜堤を両側に30mづつ延伸して160mとし、南・北突堤基部の汀線後退を防止するために両離岸潜堤を30mづつ移動させた配置をケースD-2として実験をおこなった。

(1) 汀線変化

図-35にケースD-2の汀線変化を示す。通常波浪時の汀線は、中央突堤基部が前進してその両側で後退する。

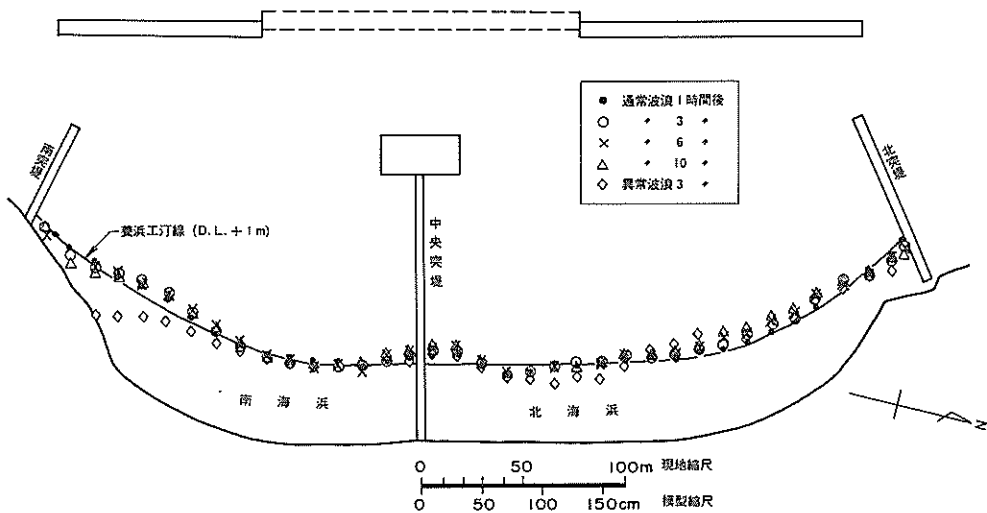


図-35 ケースD-2の汀線変化

また、南突堤の基部付近が洗掘され、異常波浪によってさらに汀線の後退が著しい。異常波浪時に中央突堤より北60m付近の汀線後退は、ケースD-1より大きくなったけれども北突堤基部付近の汀線後退はそれほど進んでいない。

(2) 地形変化

養浜工地形と通常波浪10時間後の地形を図-36.1に、10時間後と異常波浪時の比較を図-36.2に示す。また、図-37.1, 2にはそれぞれについての差分図を示す。これらの図によれば、通常波浪時に南海浜側では、離岸堤および離岸潜堤背後から岸側にかけて広範囲に侵食され、特に南突堤と陸地に囲まれた地域が著しい。中央突堤に沿った地域は堆積している。北海浜側では、中央突堤と北突堤の中間から北の前浜が海岸線に平行に侵食が著しく、そのすぐ沖側が堆積域となっている。また、平行堤の前面にも範囲は広くないが侵食の著しい地域がある。異常波浪では南・北離岸堤の背後は底質の移動が少ない。その岸側では海岸線に平行に侵食、堆積地域が交互に形成されている。平行堤の前面は広範囲に侵食され、その周囲には著しい堆積地域がある。離岸堤および離岸潜堤の前面（沖側）は、それらに沿って侵食地域があり、特に離岸堤の両端付近が著しい。

図-38には代表断面X-X'における現地、養浜工、実

験（通常波浪10時間後、異常波浪3時間後）の断面を示す。まず、通常波浪による断面は、養浜工断面に対して前浜から外浜にかけて広範囲に侵食され、異常波浪によってさらに侵食が深く、現地現況地盤に対しても侵食の強い部分がある。

(3) 波高分布と水位

図-39に通常波浪時の波高分布を示す。ケースD-1の同図と比べると、南および北開口部からの進入波が著しく減少した。反面、離岸潜堤からの進入波は広範囲に波高が高く、特に南海浜側で1mを超える波が奥深く分布している。最も岸側測定の中央突堤から約60mの両海浜付近にも1m以上の波高があり、北海浜の値が大きい。北突堤付近の波高は極端に小さくなった。

水位は、強いて求めれば、(A), (B) 測点で変わらず、(C) 測点で数cm上昇と判断される。

(4) 流況

図-40に通常波浪時の流況を示す。離岸潜堤を越えた流れが、南および北海浜の中間部へ向かい、ケースD-1と比べてさらに岸側へ入ってからそれぞれの開口部に達して流出する。南突堤付近には左回りの流れが若干残り、南海浜側から中央突堤の潜堤部を越える流れがある。

(5) ケースD-2の評価

南突堤付近の汀線の後退が大きく、中央突堤の北約60

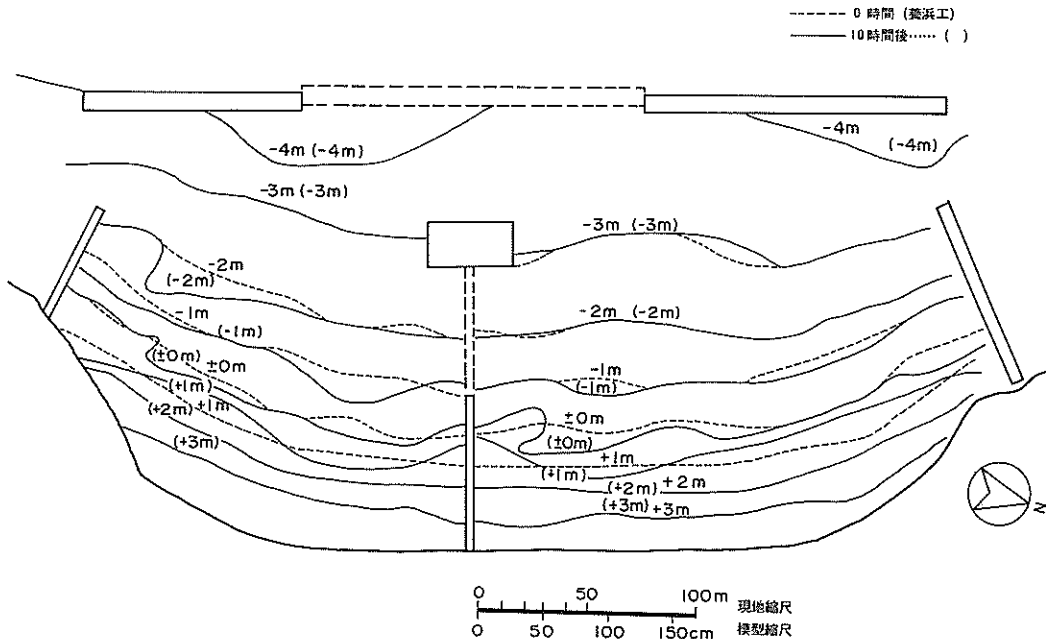


図-36.1 ケースD-2 通常波浪時の地形変化 ($t = 0 \sim 10$ 時間)

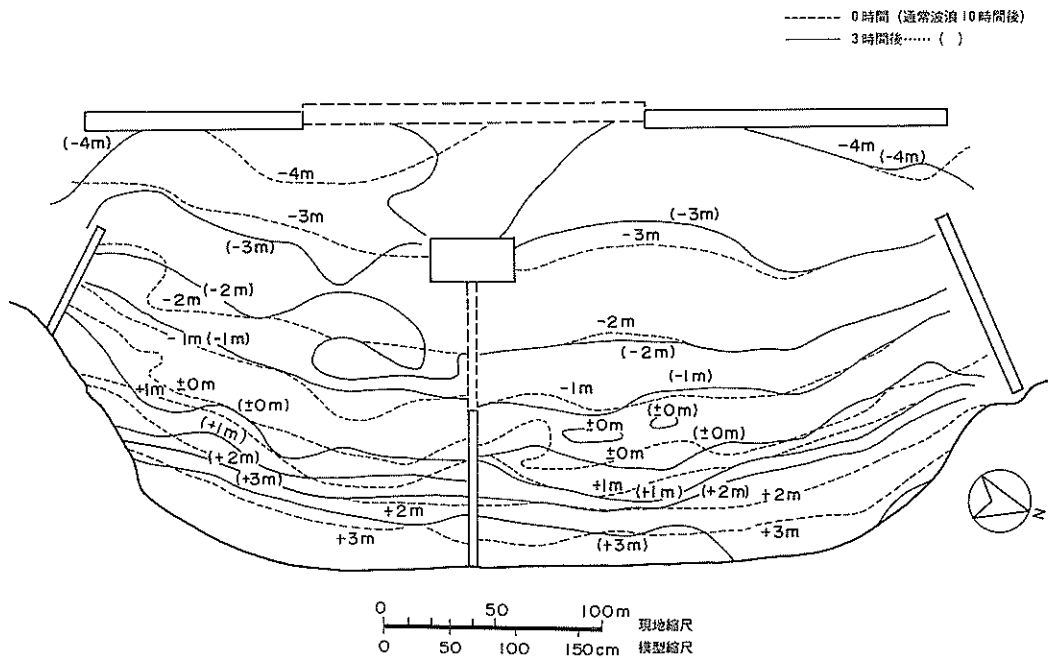


図-36.2 ケースD-2 異常波浪時の地形変化 ($t = 0 \sim 3$ 時間)

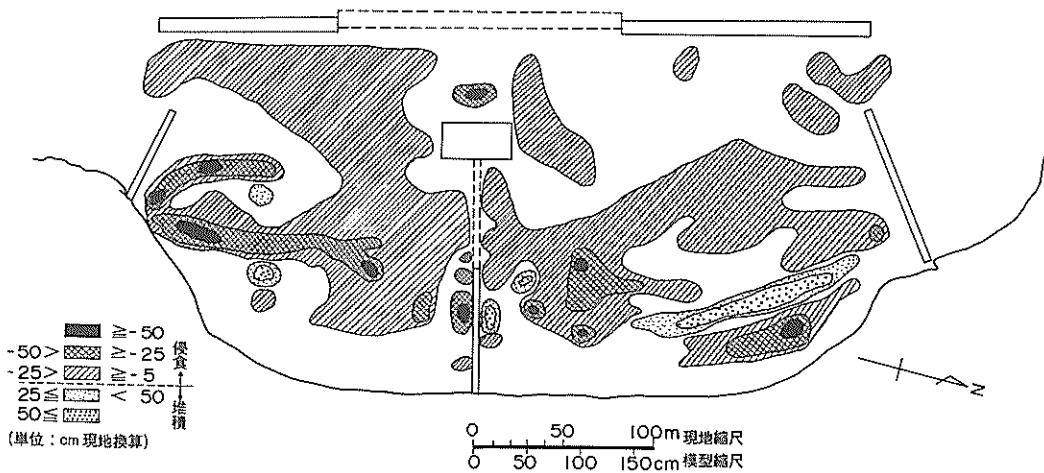


図-37.1 ケースD-2 通常波浪時の深浅差分図 ($t = 0 \sim 10$ 時間)

m付近も後退する。平行堤前面の侵食が大きい。潜堤を越えた流れは、南・北海浜へ同じ傾向で進むけれども、南突堤付近と中央突堤付近の流線は適当でない。

南開口部からの進入波を減少させ、離岸潜堤を越える波も減少させる必要がある。

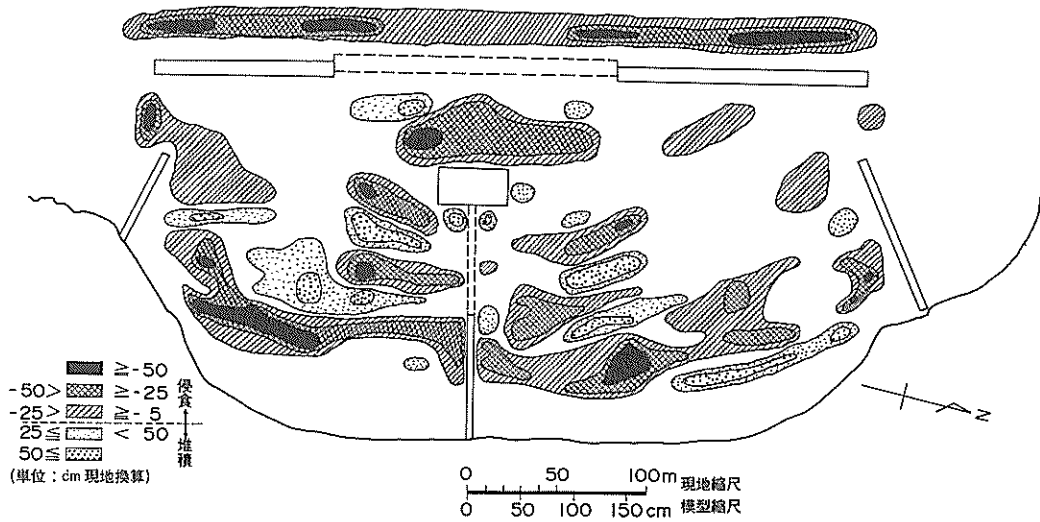


図-37.2 ケースD-2 異常波浪時の深浅差分図 ($t = 0 \sim 3$ 時間)

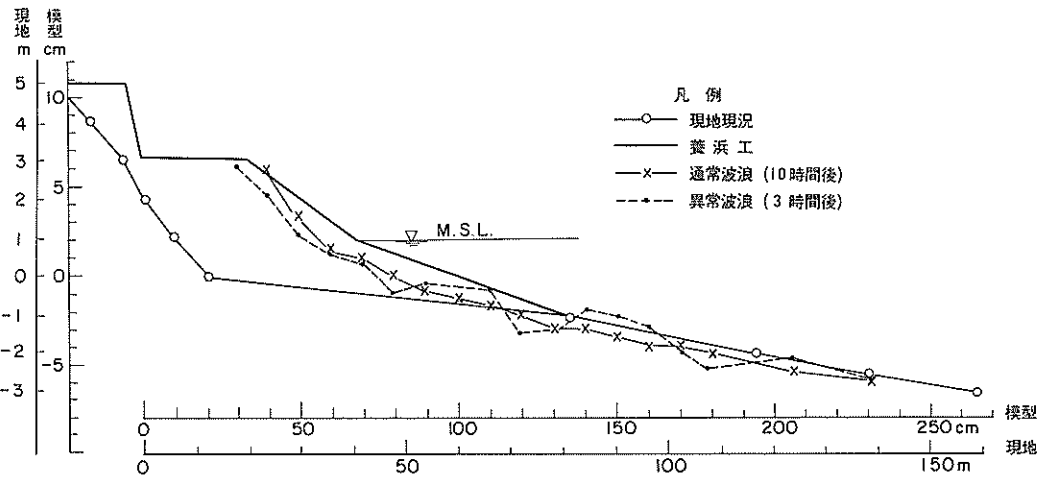


図-38 実験結果と現況および養浜工断面の比較 (ケースD-2)

23	18	25	27	27	17	15	20
35	29	30	31	33	33	28	27

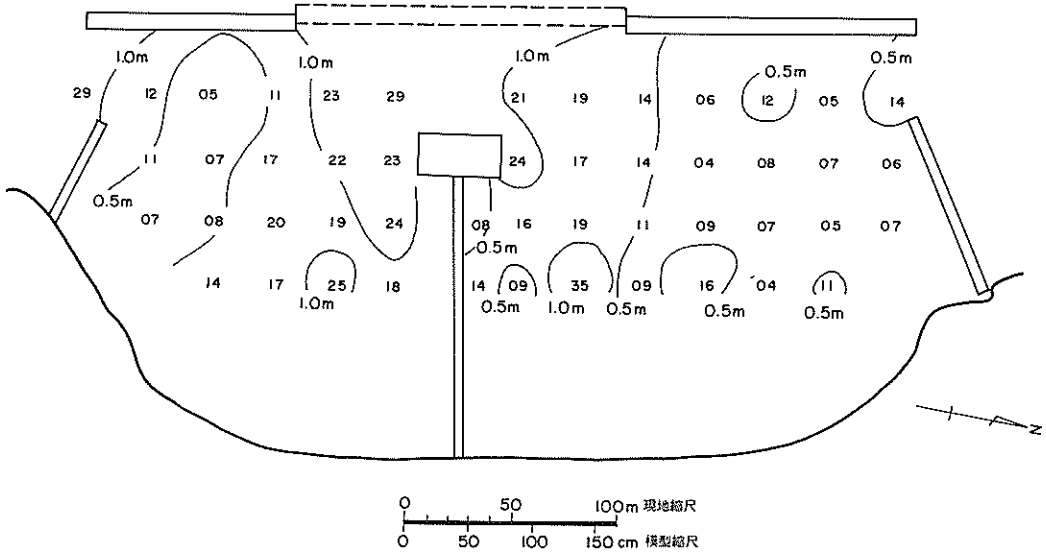


図-39 ケースD-2 通常波浪時の波高分布

流速 (現地換算値) 単位: cm/s

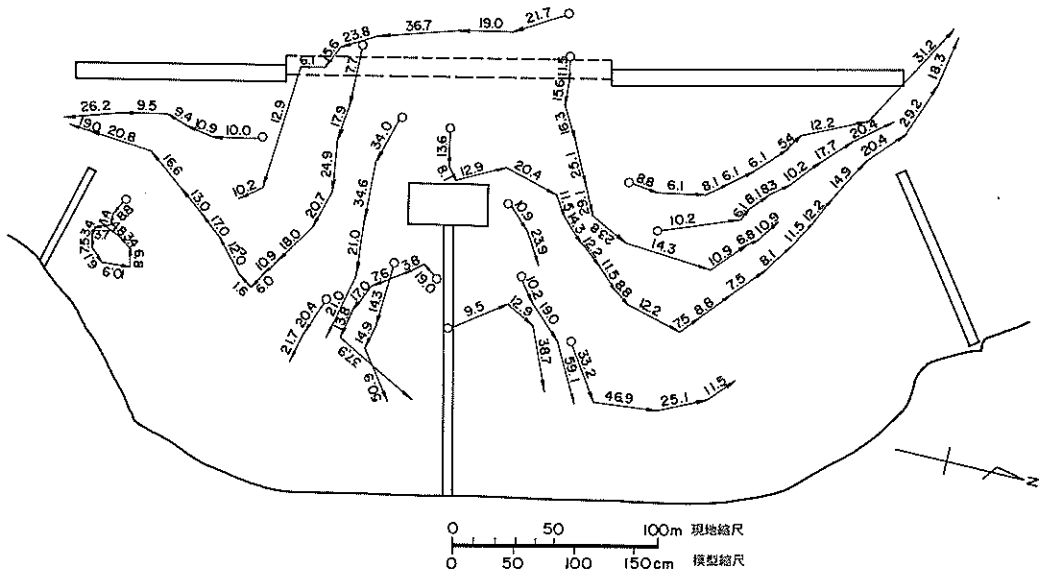


図-40 ケースD-2 通常波浪時の流況

5.4 南突堤に翼堤を設けて平行堤を長くした施設配置 (ケースD-3)

図-27.3 に示すようにケースD-2 の施設配置に対して、南突堤の先端に長さ25mの翼堤を堤内側に付加し、南離岸堤を20m短くする。翼堤の断面形状寸法は南突

堤と同じとする。離岸堤および突堤端部には、現地構造物の形状を考慮して、それぞれの断面法勾配に等しい傾斜面を付加し、中央突堤前面には1:1.5 (模型1:1.154) 勾配の消波工を施した。各傾斜面および消波工は径約2~3cmの碎石を積み重ねて形成した。また、平行堤の効

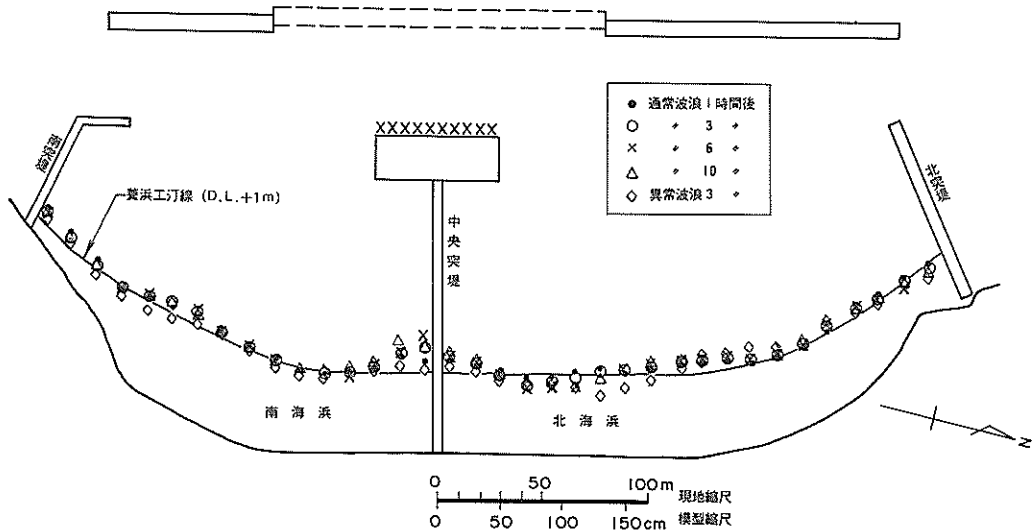


図-41 ケースD-3の汀線変化

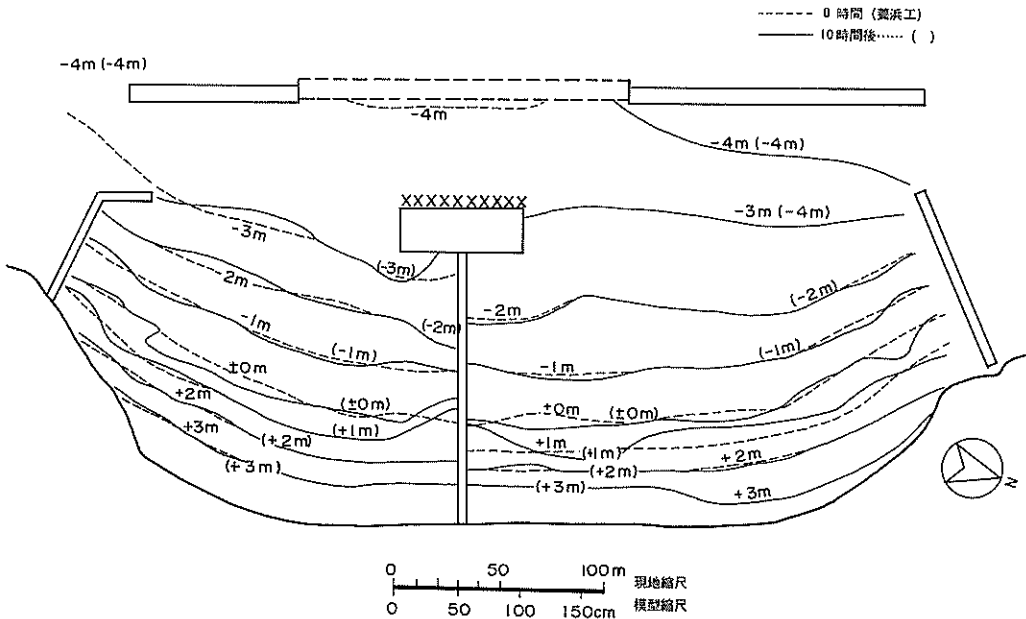


図-42.1 ケースD-3 通常波浪時の地形変化 (t = 0 ~ 10時間)

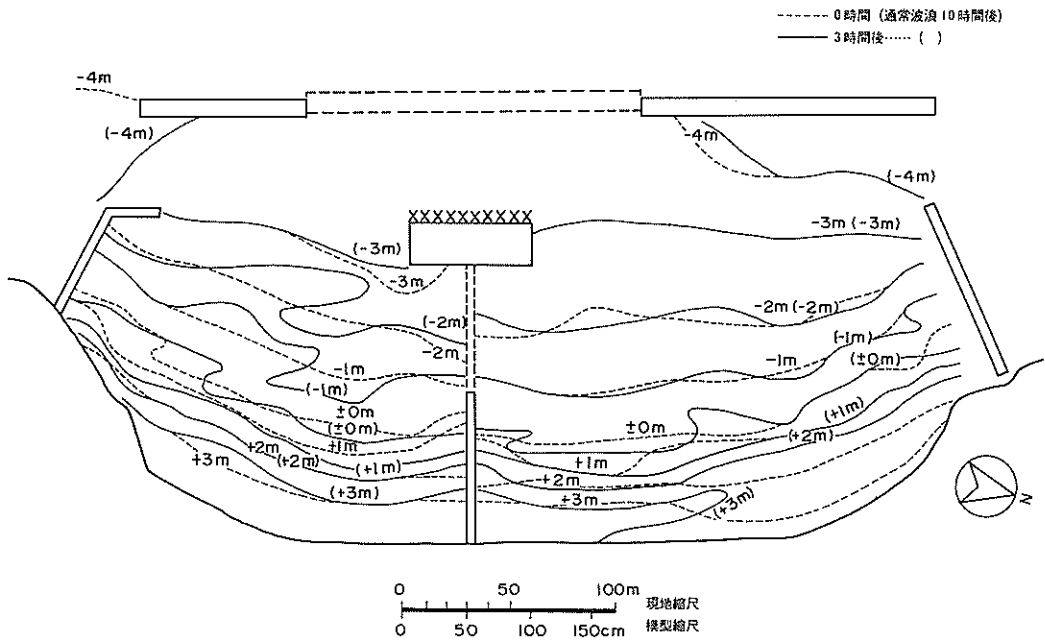


図-42.2 ケースD-3 異常波浪時の地形変化 ($t = 0 \sim 3$ 時間)

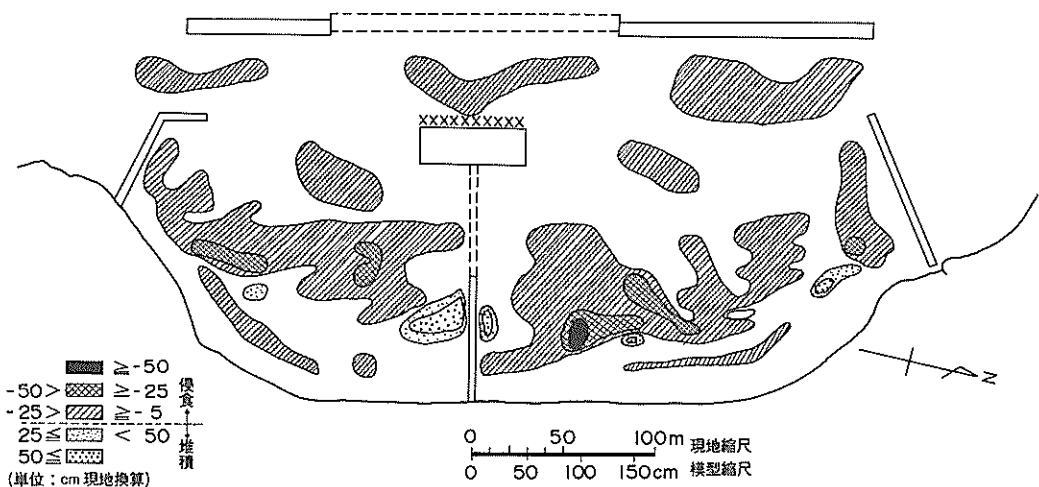


図-43.1 ケースD-3 通常波浪時の深浅差分図 ($t = 0 \sim 10$ 時間)

果を検討するために、平行堤の長さを両側に10mづつ伸ばして計60mとした。

(1) 汀線変化

ケースD-3の汀線変化を図-41に示す。南海浜側の汀線は、南突堤基部が前進傾向となり、中央突堤基部が大幅に前進した。ただし、中央突堤基部は異常波浪時には養浜工汀線に戻っている。北海浜側では、ほぼ安定し

ているけれども、異常波浪時に中央突堤の北80m付近の汀線後退が著しい。ケースD-2と比べると南海浜側は極めて安定し、北海浜側ではそれほどの差はみられない。

(2) 地形変化

養浜工地形と通常波浪10時間後の地形を図-42.1に、10時間後と異常波浪時の比較を図-42.2に示す。また、図-43.1, 2にはそれぞれについての差分図を示す。こ

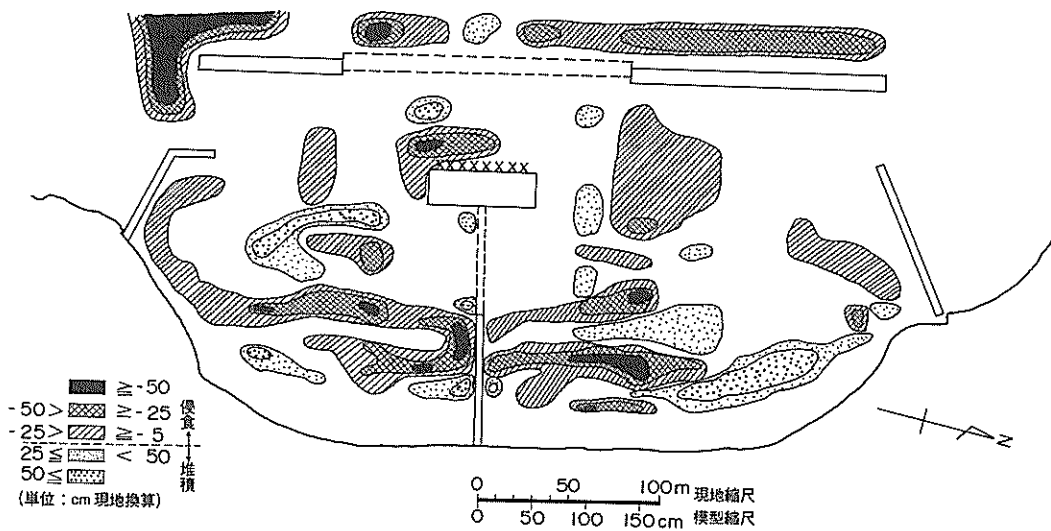


図-43.2 ケースD-3 異常波浪時の深浅差分図 ($t = 0 \sim 3$ 時間)

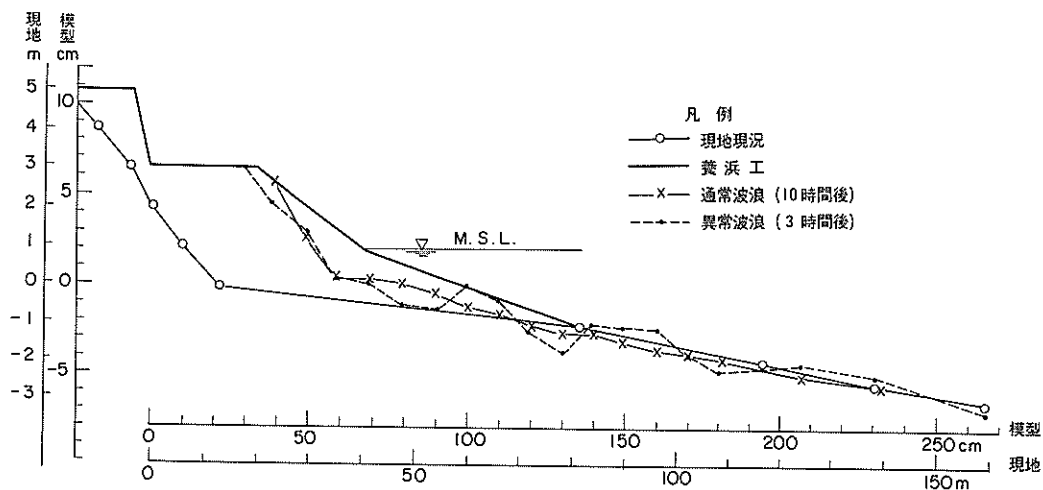


図-44 実験結果と現況および養浜工断面の比較 (ケースD-3)

れらによれば、通常波浪時に南海浜側では中央突堤付近の前浜にやや広域な堆積地域があり、反面侵食の著しい地域はみられない。異常波浪時には堆積・侵食の変化が大きく現れるが、通常波浪時の変化がそのまま増長される形とはなっていない。北海浜側では、ケースD-2より侵食・堆積の地域が狭くなった。平行堤前面の侵食の範囲も狭い。

図-44にはX-X'断面におけるそれぞれの比較を示す。この位置に影響するケースD-2との施設配置の違いは、

平行堤を長くしてその前面に消波工を施したことであり、ケースD-2の結果に対して、前浜での侵食がやや強い。

(3) 波高分布と水位

図-45に通常波浪時の波高分布を示す。ケースD-2と比べると南開口部周辺で波高の減少がやや目立つほかは、全域的にわずかに減少している。

水位については、(A)、(B)測点は数cm、(C)測点は5~6cmの上昇と判断される。

(4) 流況

図-46に通常波浪時の流況を示す。離岸潜堤を越えた流れは、平行堤の影響を受けて曲折し、北海浜側ではあまり岸に近づかないで北開口部へ向かっている。南海浜側では南突堤基部に向かったのち右回りに曲折して南開口部から流出する。南海浜の中央付近には中央突堤へ向かう弱い流れがあり、中央突堤の潜堤部を越えて北海浜

へ流れる。南および北開口部付近の流速はケースD-2より速いようである。

(5) ケースD-3の評価

南突堤基部付近の汀線は、前進傾向で安定した。ただし、中央突堤付近は前進が強すぎる。北海浜では中央突堤の北80m付近の汀線の後退がやや強すぎ、この北側で

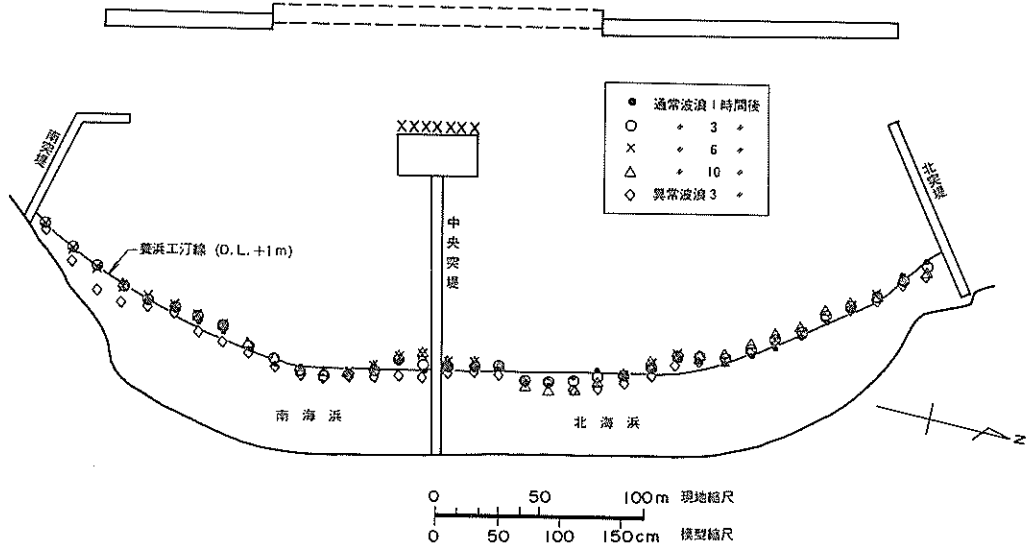


図-47 ケースD-4の汀線変化

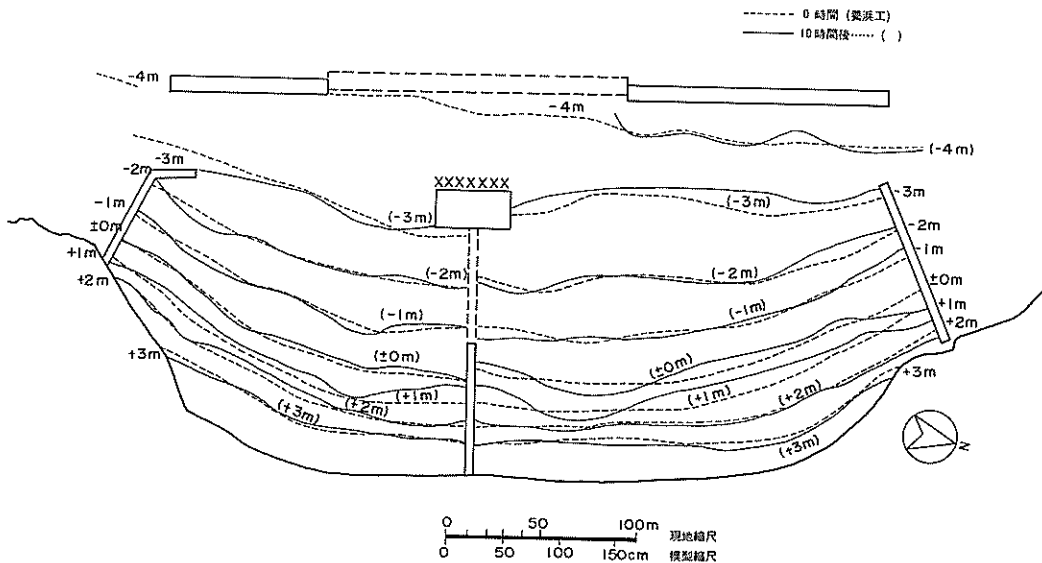


図-48.1 ケースD-4 通常波浪時の地形変化 (t = 0 ~ 10時間)

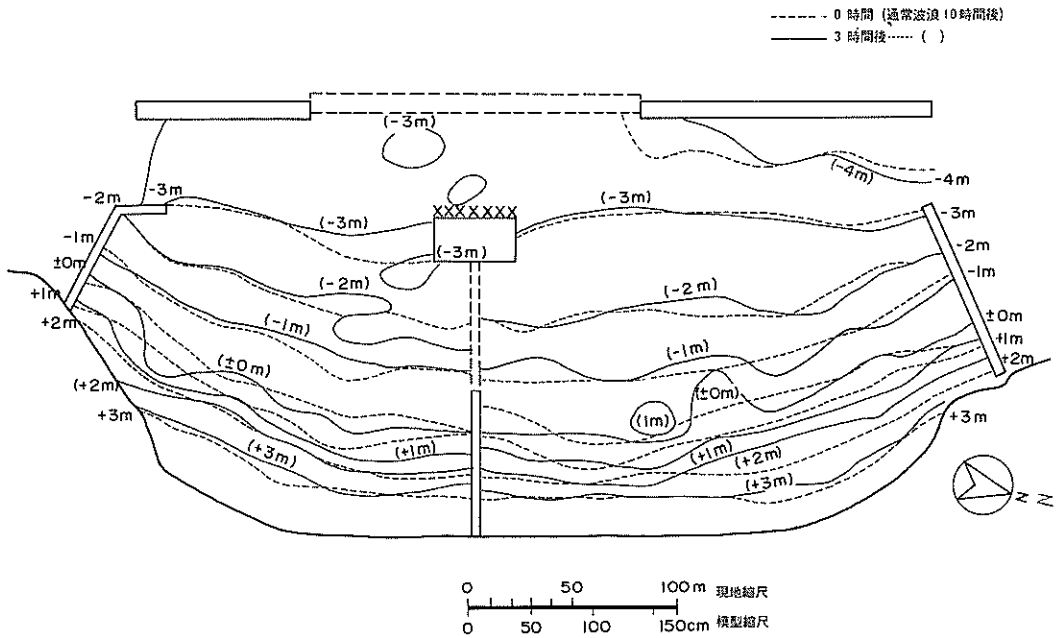


図-48.2 ケースD-4 異常波浪時の地形変化 ($t = 0 \sim 3$ 時間)

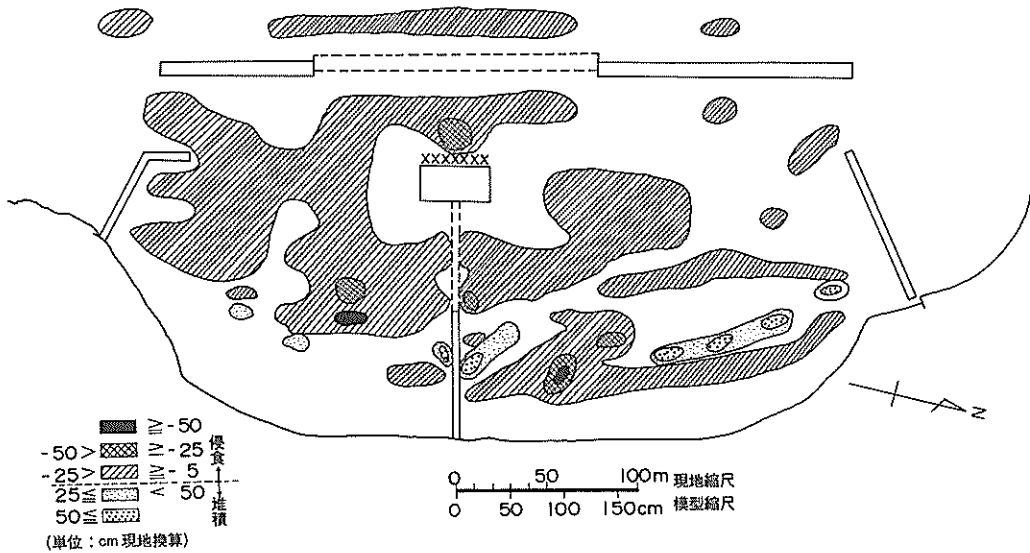


図-49.1 ケースD-4 通常波浪時の深淺差分図 ($t = 0 \sim 10$ 時間)

前進する傾向がある。平行堤前面の侵食は弱まった。流況は平行堤の影響が強く、汀線近くまで到達しない。汀線および地形はほぼ安定と判断される。流況については、遊泳者の安全と海岸の水質・底質の汚濁防止の視点から流線を岸側へ向かわせ大きく迂回させる必要がある。

5.5 北海浜の汀線の一部を前進させ平行堤を短くした施設配置 (ケースD-4)

図-27.4 に示すように、平行堤を両側10mづつ短くして40mとする。北海浜の汀線の一部をあらかじめ前進させる。前進させる位置は中央突堤の北約110～210m

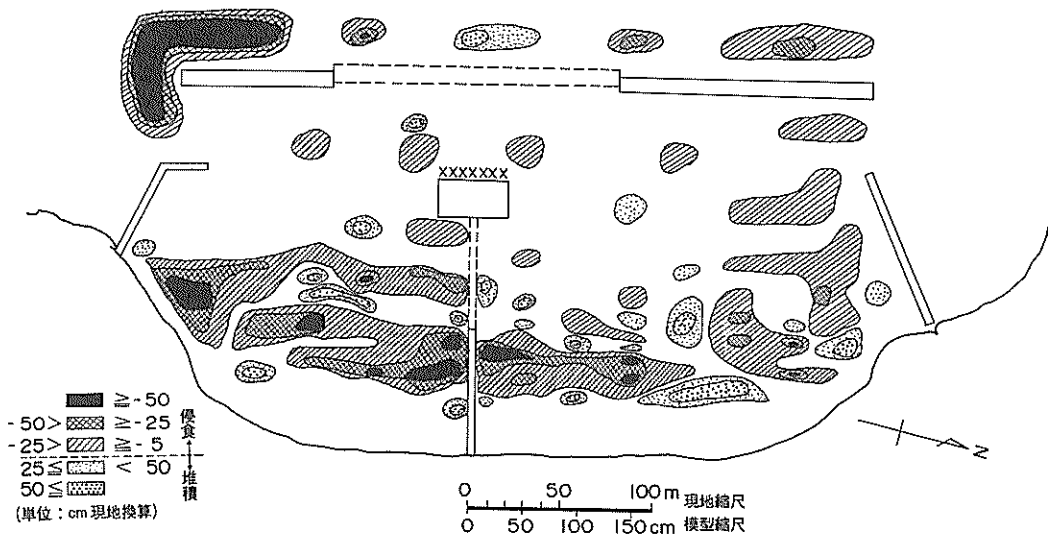


図-49.2 ケースD-4 異常波浪時の深淺差分図 ($t = 0 \sim 3$ 時間)

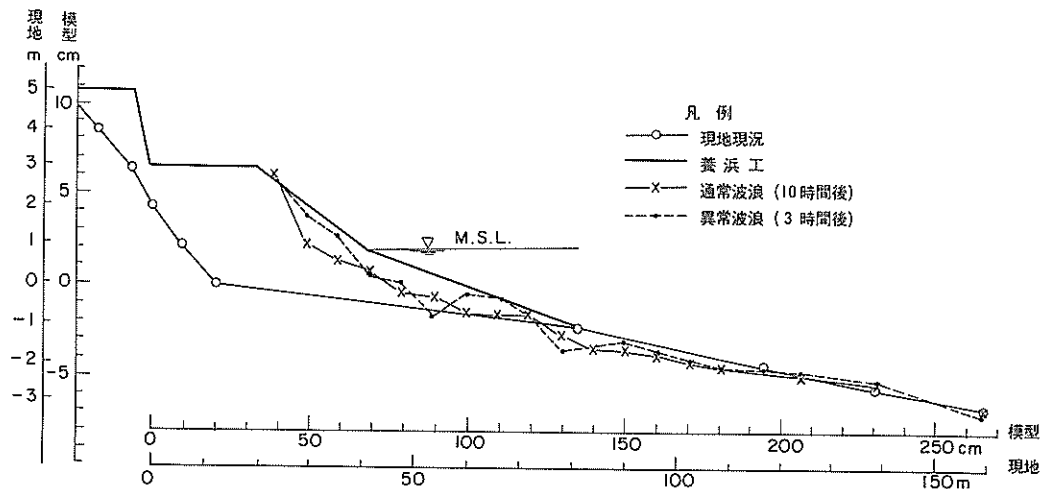


図-50 実験結果と現況および養浜工断面の比較 (ケースD-4)

の区間で、その中央部で5 m前進させる。すなわち養浜工地形を後浜部からその中央部において5 m前進させる。

(1) 汀線変化

ケースD-4の汀線変化を図-47に示す。

南海浜における汀線変化は、通常波浪では南突堤基部は養浜工汀線に対してほとんど変化しない。また、中央突堤基部はやや前進し、南海浜側におけるケースD-1～3の汀線の後退域(中央突堤の南50m付近)での後退が少ない。異常波浪時には、南突堤の北40m付近および中央突堤付近が後退する。北海浜側では、通常波浪時の変

化は少なく、異常波浪による後退も少ない。養浜工汀線を前進させた区間も、やや前進する傾向を示すにとどまっている。

(2) 地形変化

養浜工地形と通常波浪10時間後の地形を図-48.1に、10時間後と異常波浪時の比較を図-48.2に示す。また、図-49.1, 2にはそれぞれの差分図を示す。これらの図によれば、養浜工地形に対する変化はケースD-1～3に比べて最も安定した等深線を示す。ケースD-3と比べて通常波浪時には、平行堤が短くなった影響によ

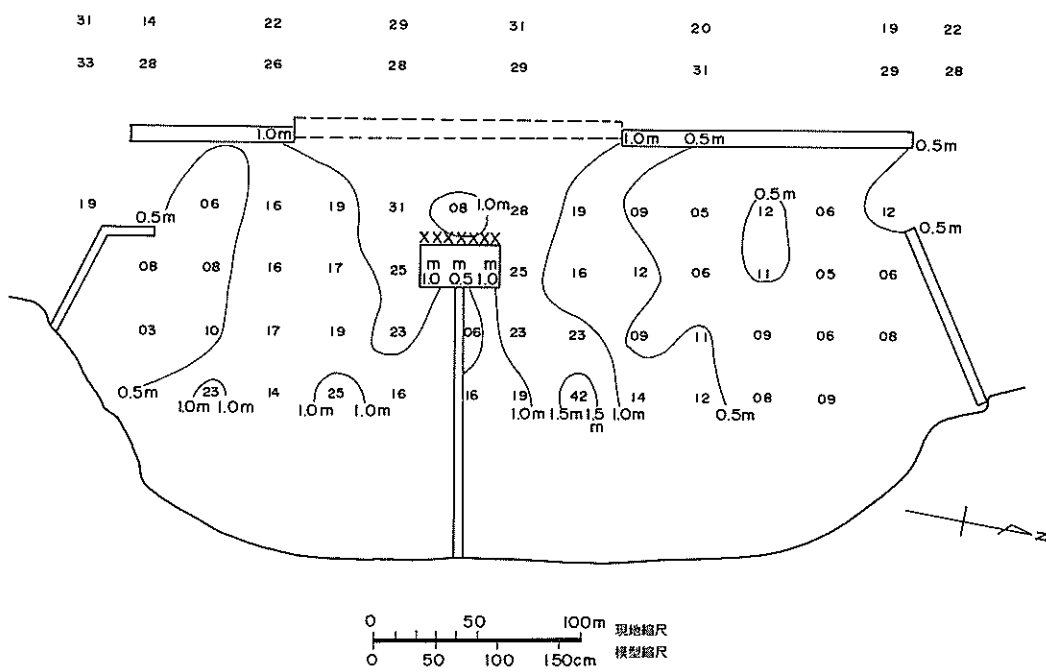


図-51 ケースD-4 通常波浪時の波高分布

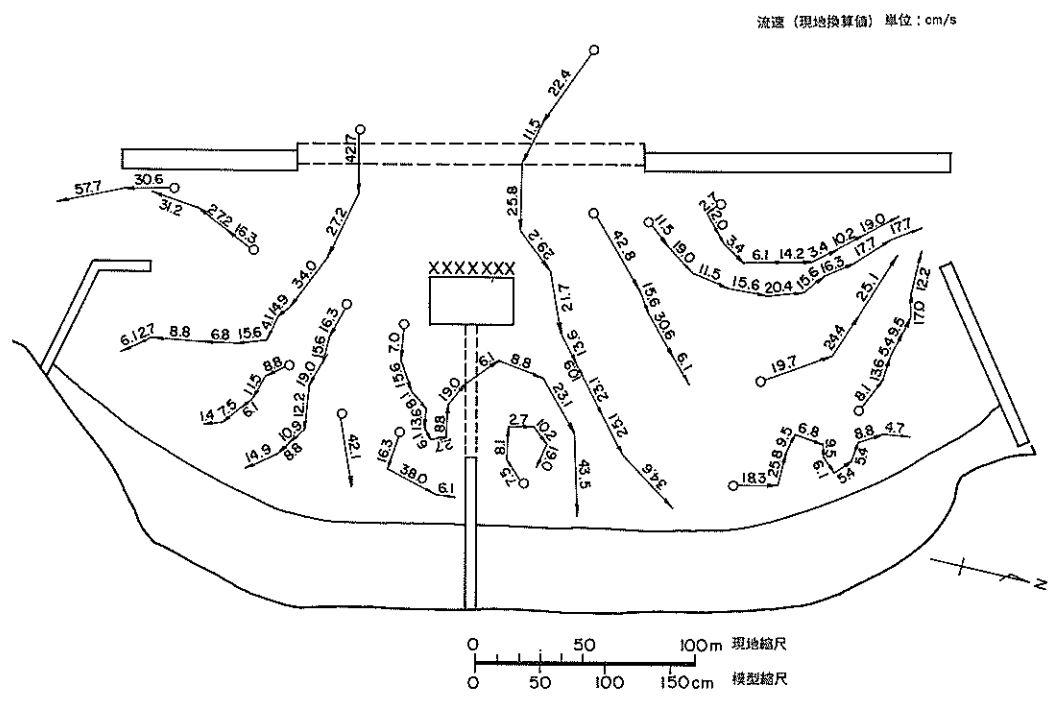


図-52 ケースD-4 通常波浪時の流況

て南海浜側の中央突堤の堆積域が狭くなった。異常波浪時の変化も少ないと判断される。北海浜側では、通常波浪時には地形をあらかじめ前進させた前面が堆積が強くなり、異常波浪では、侵食・堆積の変化が少なくなっている。ただし、平行堤前面は通常波浪時に侵食され、異常波浪時に侵食されていないすなわち埋戻されている。図-50にはX-X'断面におけるそれぞれの比較を示す。通常波浪および異常波浪時とも前浜の侵食が前3ケースと比べて少ない。特に通常波浪の前浜形状に対して異常波浪時には堆積に変っている。外浜の砂灘の形成も弱いものである。

(3) 波高分布と水位

図-51に通常波浪時の波高分布を示す。ケースD-3の同図と比べると離岸潜堤の背後で波高が高く、南海浜側では岸側で若干大きくなる部位がある。北海浜側では潜堤と平行堤の開口幅に相当する範囲の波高が高くなっている。

水位はその記録から、3測点とも数cm程度以下の上昇と判断される。

(4) 流況

図-52に通常時の流況を示す。離岸潜堤を越えた流れは、南海浜側とも岸へ向かっている。北海浜側の施設配置はケースD-2とほとんど同じであるが、本ケースがより岸へ向かっている。これは南海浜の配置の違いによるものと判断され、南海浜側から中央突堤潜堤部を越え

る流速が若干遅くなったためと考えられる。染料および底層フロートにより部分的に観察した結果は、表層の流向と同じであった。

(5) ケースD-4の評価

養浜工汀線に対する前進・後退の変化が少なく安定し、地形変化も侵食・堆積の変化が少ない。水位の上昇はほとんど認められない。流況は南海浜側とも岸へ向かう流線を示し、特に南海浜側では汀線全域に広がっている。これらのことから判断して本施設配置は基本的に満足できる。本案を最終案とする。

現地における施工期間は数年を費やすものと考えられ、部分的供用開始を考慮して、工事を2期に大別する場合の施設配置を検討する必要がある。

5.6 施工途中段階で供用する施設配置 (ケースD-5)

図-27.5に示したように、堤内面積の広い北海浜を1期工事とすることを前提とし、ケースD-4の配置に対して、南突堤および翼堤、南離岸堤の全部、離岸潜堤の南端から20mが未施工の場合を基本とした。また、平行堤の幅を6mに減じている。なお、南海浜側の現地地形性状の模型再現は、現況砂礫とはせず、実験砂によって形成し、護岸はあるものとしてその前面に消波工(6×6cm角の金籠筒に砂利を充填)を施した。

(1) 汀線変化

ケースD-5の汀線変化を図-53に示す。北海浜側につ

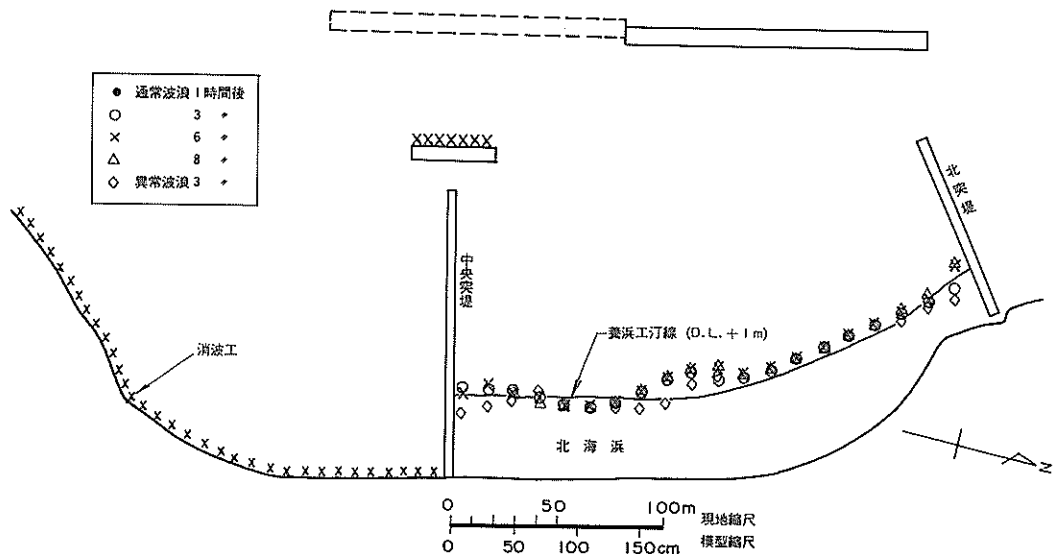


図-53 ケースD-5の汀線変化

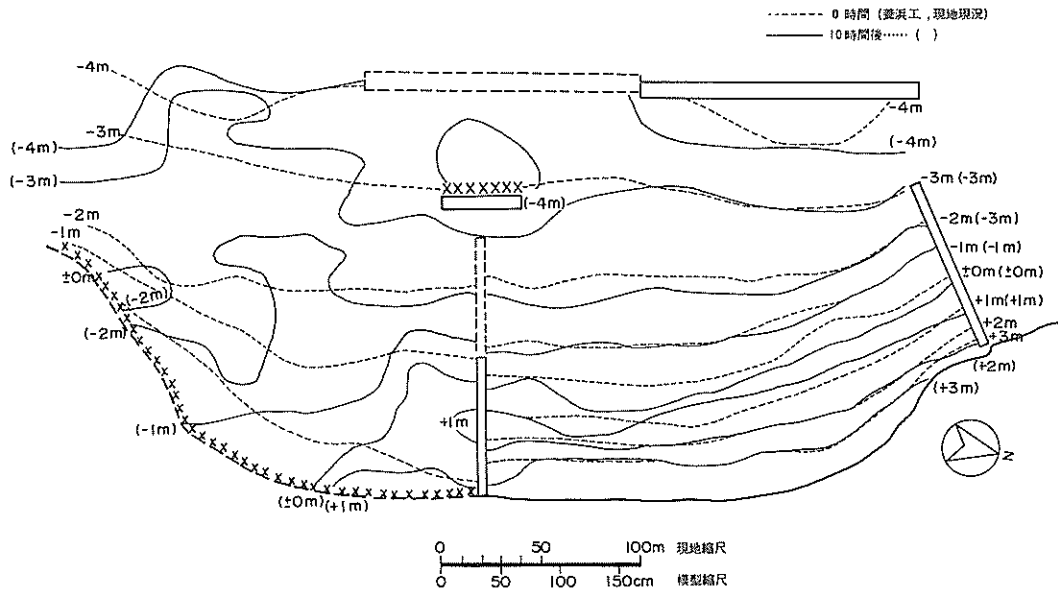


図-54.1 ケースD-5 通常波浪時の地形変化 ($t = 0 \sim 10$ 時間)

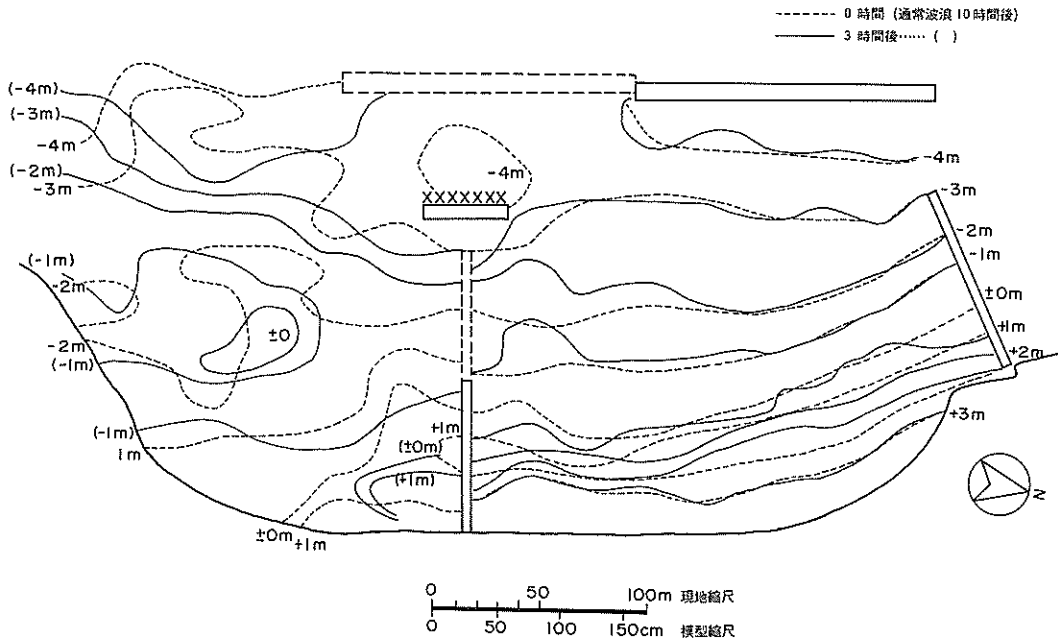


図-54.2 ケースD-5 異常波浪時の地形変化 ($t = 0 \sim 3$ 時間)

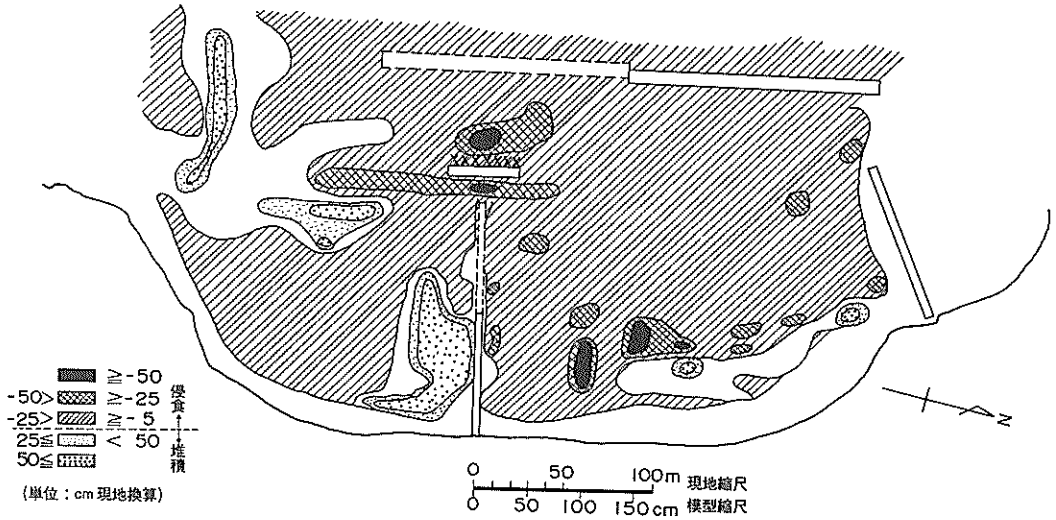


図-55.1 ケースD-5 通常波浪時の深浅差分図 ($t = 0 \sim 10$ 時間)

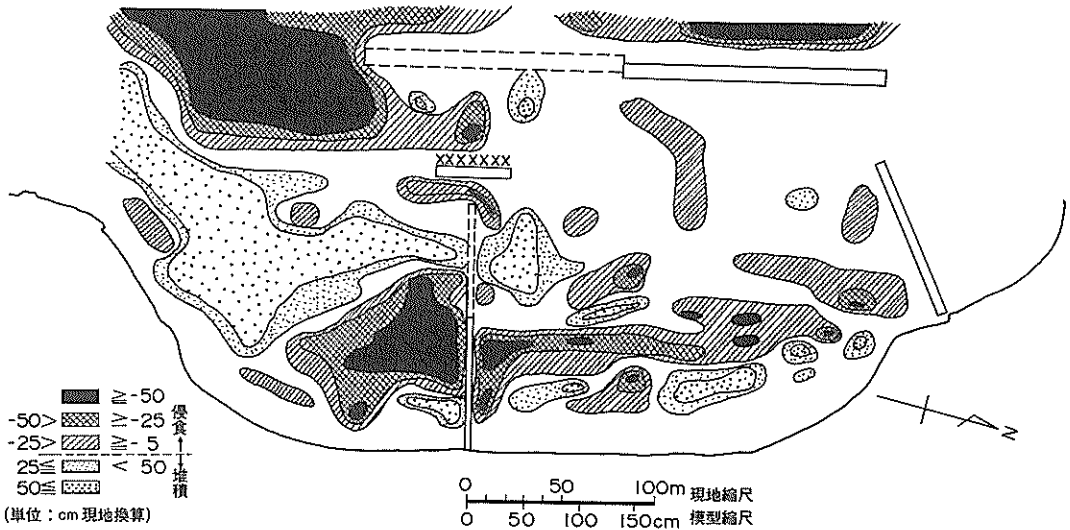


図-55.2 ケースD-5 異常波浪時の深浅差分図 ($t = 0 \sim 3$ 時間)

いてケースD-4と比較すると、中央突堤の北約110m付近の前進がやや強まり、異常波浪時に中央突堤付近が養浜工汀線に対して後退している。

(2) 地形変化

養浜工地形と通常波浪10時間後の地形を図-54.1に、10時間後と異常波浪時の比較を図-54.2に示す。また、図-55.1, 2にはそれぞれの差分図を示す。ただし、図中の南海浜側の初期地形は現地現況地形である。図によ

れば、北海浜における地形変化はケースD-4に対して、通常波浪時は若干変化が大きい程度である。異常波浪時には中央突堤基部から幅約50mの中央突堤に沿った範囲の侵食、堆積が著しい。一方、現地地形の南海浜側では、通常波浪時にも等深線は複雑に変化する。差分図によれば、中央突堤基部に強い堆積域が形成される。異常波浪時には南離岸堤設置予定位置付近に広い範囲の侵食域があり、通常波浪時に強い堆積を示した中央突堤付近が侵

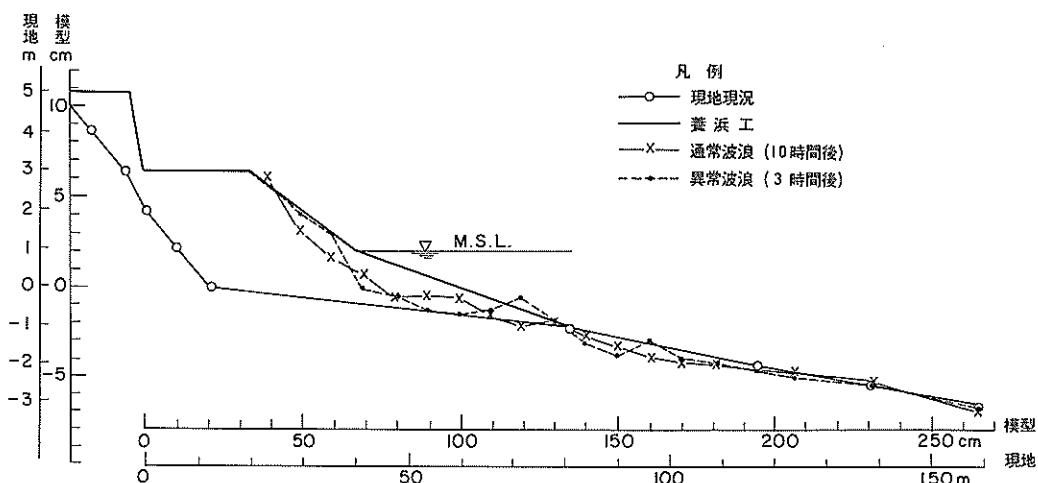


図-56 実験結果と現況および養浜工断面の比較 (ケースD-5)

26	19	25	31	29	17	16	19
31	26	25	28	25	31	25	26

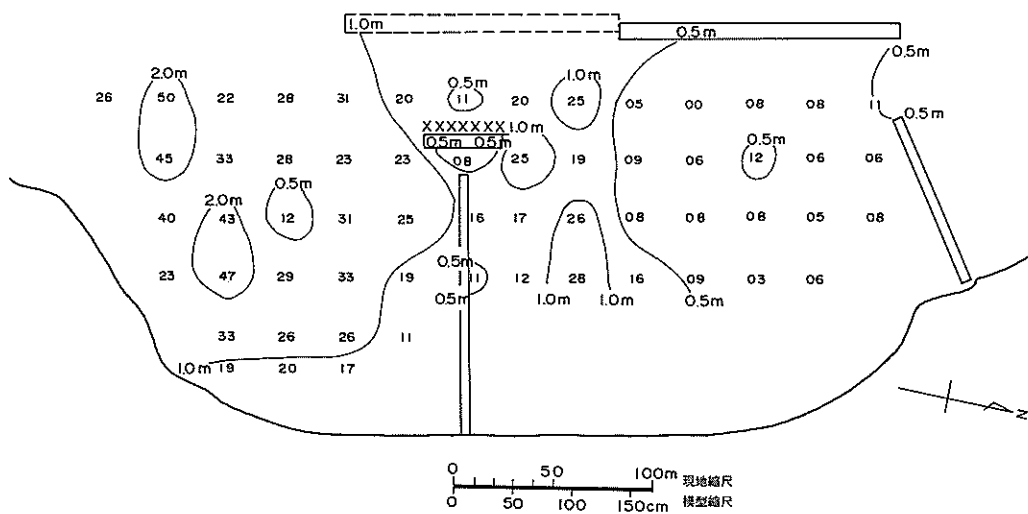


図-57 ケースD-5 通常波浪時の波高分布 ($t = 0 \sim 10$ 時間)

食域に変化している。平行堤の背後は侵食が著しい。

図-56に X-X'断面におけるそれぞれの比較を示す。ケースD-4の同図と比べて大きな差異はないが、通常波浪、異常波浪時とも前浜頂部での侵食が少ないかわりに、より沖側まで地形変化が起っている。

(3) 波高分布と水位

図-57に通常波浪時の波高分布を示す。北海浜側の波

高はケースD-4の場合よりやや小さめで、傾向は同じである。南海浜側では波高1mのコンターが深く入りこみ、0.5m以下の地域は皆無に近く、2mに増大する地域がある。図は示していないけれども、異常波浪時には中央突堤部からの越波が広範囲にみられた。

水位は、(B)と(C)測点で測定した。記録によれば両測点とも数cmの上昇があるものと判断される。

流速（現地換算値）単位：cm/s

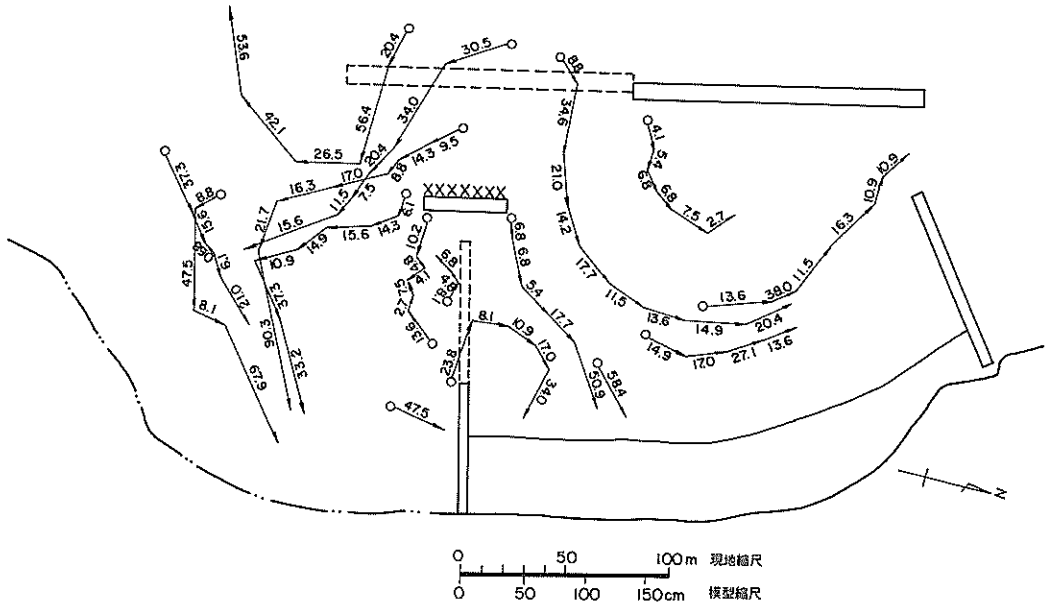


図-58.1 ケースD-5 通常波浪時の流況

流速（現地換算値）単位：cm/s

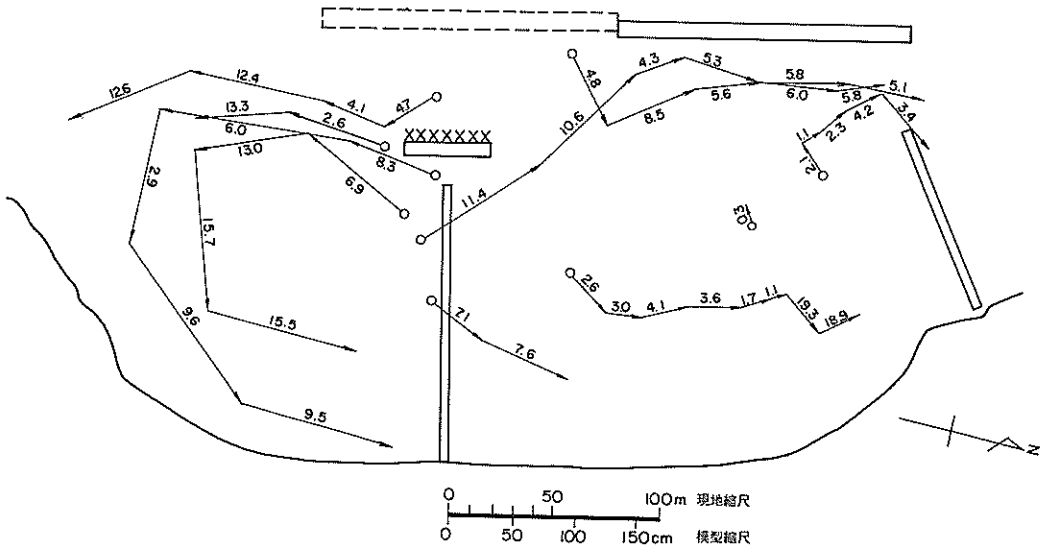


図-58.2 ケースD-5 異常波浪時の流況

(4) 流況

図-58.1に通常波浪時、図-58.2に異常波浪時の流況を示す。北海浜側の流線は、通常波浪時にはケースD-4の同図とほぼ同様な形を示す。異常波浪時には中央突堤を越える流れがあり、南から北へ向かう沿岸方向の流れになっている。参考までに測定した南海浜側の流況は、通常波浪時には離岸潜堤の中央部を越えた流れは斜に進み、南側より海岸線に沿って入り込む流れに合流して向きを変え、中央突堤基部の南80m付近に向かって進む。異常波浪時には、平行堤付近の流れは南に向かって進み、翼堤の設置予定位置あたりで岸へ曲がって進んだのち、海岸線に沿って中央突堤に向かい、その潜堤部から北海浜側へ流れこむ。

(5) ケースD-5の評価

北海浜側についてみると、汀線はケースD-4に対して前進、後退がやや強まる程度である。地形変化は通常波浪時には堤内全域に弱い侵食がみられ、堆積域も少ない。異常波浪では中央突堤に沿って前浜で侵食、外浜で堆積が著しく、平行堤背後が侵食される。波高分布はケースD-4の場合と同程度である。流況は通常波浪時は流線がより岸側へ到達し良好である。異常波浪時は南海浜側からの流れの流入により海岸に平行な北向きの流れとなっている。

平行堤の背後に間隙をもつことは種々の現象および平行堤の安定によくない。このほかは特に問題ないものと判断される。

6. まとめ

本実験は、宇久須海岸における人工海浜建設計画に係わる海岸構造物の適切な配置計画を決定する目的でおこない、特に離岸堤間の開口部を潜堤とすることによって、その開口幅を拡幅することに主眼をおいた。

まず、二次元固定床実験により、養浜工地形の維持に優れた潜堤の断面形状を求めた。この結果は、

- 1) 潜堤による波高の減殺は、天端高が高くなるほど、天端幅が広くなるほど大きくなる。
- 2) 堤内水位は、碎波によって急激に上昇し、潜堤の天端高が高いほど、天端幅が広いほど大きい。
- 3) 遡上高は、潜堤の天端高が高いほど大きい。ただし、水位上昇分を差し引いた場合は逆に小さい。天端幅の違いによる遡上高の差異はほとんど無い。
- 4) 平均流速は、潜堤の天端高が高いほど、表層では岸向きの流速が小さく、底層では沖向きの流速が小さい。 $R/H_0 < -0.3$ で表層、底層の流速が大きい。天端幅の違いによる平均流速は、 $B/L < 0.1$

～0.15で表層、底層の流速が著しく大きく、これより大きくなると減少する傾向を示す。

- 5) 沖向きの浮遊砂移動量は、潜堤の天端高が高いほど、天端幅は広いほど少ない。天端幅については $B/L = 0.1$ を境にして、それより小さいと沖向きの浮遊砂移動量が急激に増え、それより大きい場合はその変化が少ない。

二次元移動床予備実験では、実験に先だって隣浜海岸である宇久須の想定砂浜断面を決定するため、近隣の自然砂浜海岸である仁科大浜の断面を用いて、両海岸へ来襲する波浪特性の相違からレクターの式によって求めた。その結果、宇久須の断面は仁科大浜のそれとほとんど変わらない。予備実験は、想定砂浜断面（水平縮尺1/60）に対して模型のひずみ率1, 1.5, 1.3の3種類をおこない、外力条件の変化に対応した地形変化の再現が可能な1.3すなわち鉛直縮尺1/46.15を得た。

二次元移動床養浜工実験では、潜堤がない場合に対して、ある場合の波浪による地形変化は大幅に少なくなる。陸域から潜堤位置の範囲における底質の移動量（負の累積量）は、潜堤がない場合の1/7弱である。通常波浪（ $H = 1.3\text{ m}$, $T = 7\text{ s}$ ）では、波の作用時間とともに地形変化が進むのに対して、異常波浪（ $H = 3.3\text{ m}$, $T = 13\text{ s}$ ）では早い時期に変化し、その後はあまり変わらない。

三次元移動床実験では、宇久須の海岸地形の模型に各種二次元実験によって求められた潜堤および養浜工の諸元をもとに、離岸堤間の開口部に潜堤を用いた構造物配置について順次改良案を立案して実験を実施し、ケースD-4を適切な計画案として決定した。本計画案では、南・北離岸堤と離岸潜堤の総延長380mのうち離岸潜堤（開口部）を160mとすることができ、開放性が確保されるとともに堤内海浜地形が安定し、遊泳に適した堤内水域の流況分布が得られた。施行途中で供用を開始することを勘案したケースD-5は、基本的にはほぼ問題がないものと考えられる結果を得た。

計画案（ケースD-4）の構造物配置と養浜工についての平面図を図-59に、その養浜工断面（図-59のX-X'断面）を図-60に示す。

本人工海浜造成のための構造物は南離岸堤、離岸潜堤、北離岸堤、中央突堤および平行堤と消波工、南突堤および翼堤、北突堤から構成される。

離岸堤および離岸潜堤の法線は、実験波向257°に対してほぼ直角であり、汀線に対してほぼ平行である。以下に適切な構造物の配置および養浜工について説明する。

(1) 離岸潜堤

後述する中央突堤の延長線を略対称軸として、水深

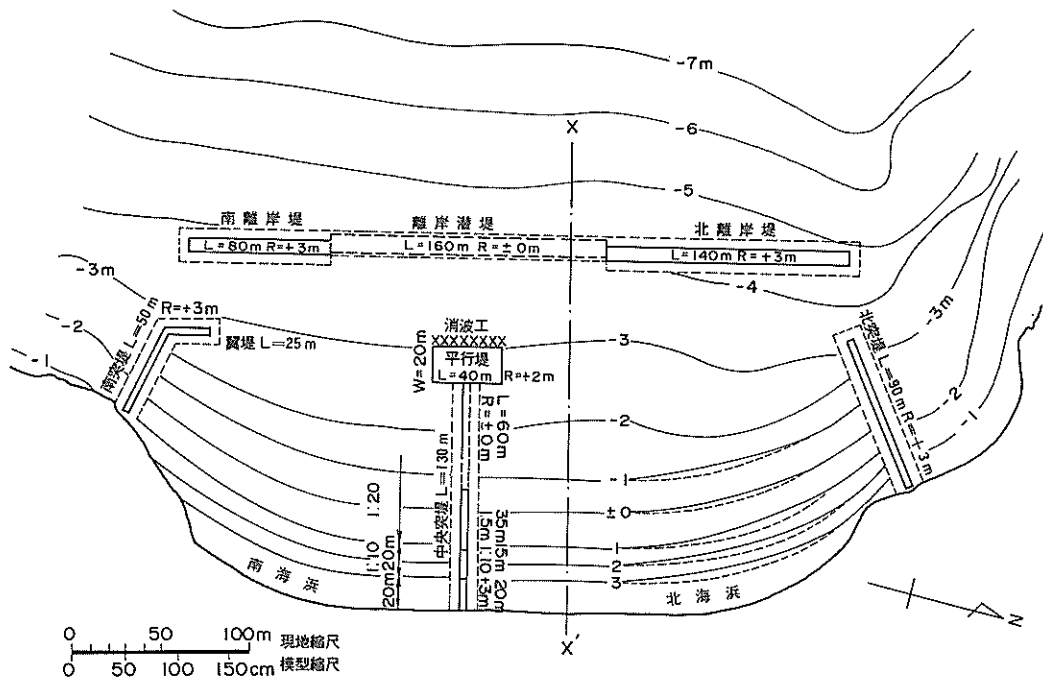


図-59 宇久須海岸における人工海浜の構造物配置 (案)

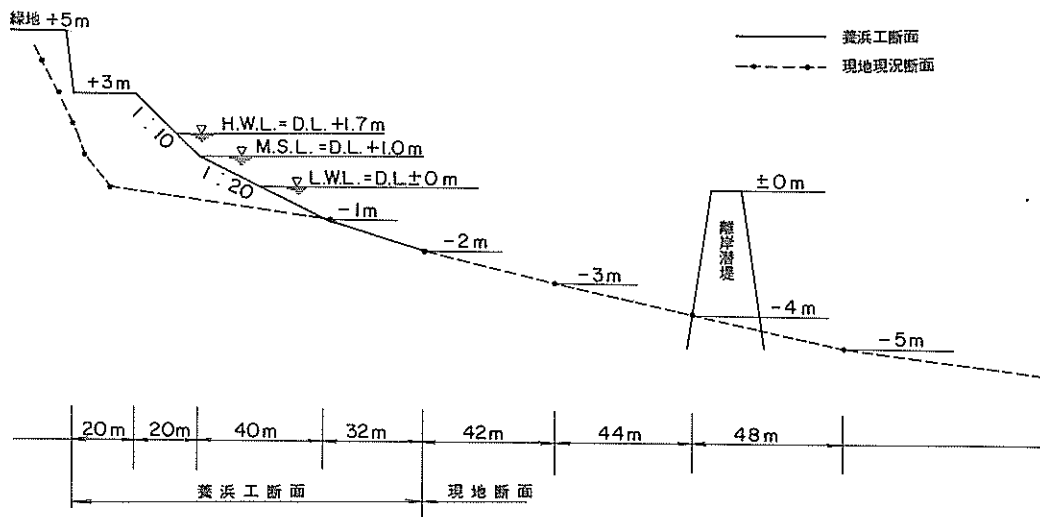


図-60 宇久須海岸における人工海浜の断面 (案) (図-59のX-X'断面)

D.L. (=L.W.L.) - 4m 前後の地点に南北方向各 80m の計 160m を潜堤とする。潜堤の構造は透過構造とし、天端高は D.L. ± 0m とする。

(2) 南離岸堤および北離岸堤

離岸潜堤の延長線上の両端から南離岸堤は 80m、北離岸堤は 140m を配置する。天端高は入浜者の視界を考慮して、養浜工の後浜高と同じレベルの D.L. + 3.0m とし、透過構造が適当と考えられる。

(3) 中央突堤および平行堤

流入河川位置の関係から突堤位置が決定される。突堤の法線は汀線に直角とする。突堤部は護岸(高さD.L.+5m)からの長さ130mで、4つの部分より構成される。後浜部は長さ20mで天端高D.L.+3m、次いで前浜部は水平距離15mの間が1:10の勾配を持ち、続いて長さ35mの間が天端高D.L.+1.5m、潜堤部が長さ60mで天端高D.L.±0mである。中央突堤の先端には平行堤を設置する。平行堤は長さ40m、幅20mの方形堤で天端高はD.L.+2mである。これらのうち潜堤が透過堤で、これ以外は不透過堤である。平行堤の前面には消波工を施す。

(4) 南突堤および翼堤

南突堤は基部(越ノ鼻)から南離岸堤端の内側約10mに向けて長さ50m、その先端には離岸堤に平行に長さ25mの翼堤を配置する。南突堤および翼堤の天端高はD.L.+3mである。

(5) 北突堤

北突堤は基部から長さ90m配置する。その法線延長は北離岸堤端から約20m内側あたりになる。天端高はD.L.+3mである。

(6) 養浜工

養浜工の施工範囲は図-60に示すように水深D.L.-1.0m以浅を計画養浜域とし、-1.0mから現地地盤高-2.0mの間はすりつけをおこなうこととする。また、図-59における北海浜の破線部は、中央突堤基部付近(X-X'断面付近)の汀線後退を抑止するために実線のようにあらかじめ前進させておく。

本養浜工の施工および上記(1)~(5)の構造物を配置することにより、潮位がM.S.L.時に浜幅約40mが維持できるものと考えられる。

本実験は、人工海浜の安定に関する施設の配置について検討したものであり、構造物の重量、材質および詳細な構造についての検討はおこなっていない。したがって構造物の安定性、施工性、美観ならびに経済性などについては、別途に検討することが必要である。

以上の人工海浜建設の施設配置計画案について、留意すべき事項を挙げ、現地への適用に際する参考とする。

1) 離岸潜堤の天端幅は、二次元実験の結果から背後海浜地形の安定に対して波長の0.1~0.15倍以上と示されたが、潜堤は堤体後部が波浪によって崩壊する危険性が高いので、離岸堤法面とのとりつけを十分に考慮し、波長の0.15倍以上を確保した構造とする。

2) 離岸堤の法線は、汀線にはほぼ平行としたが、若干の法線変更は、汀線付近の海浜保全に関してあまり問題がないと判断される。

3) 中央突堤の平行堤は、本案より短くすると背後浜の地形変化が大きくなり、汀線の後退が局部的に進む。反面、長くすると離岸潜堤を越えた流れは平行堤による曲折が強くなって汀線近くまで届かず、遊泳に適した流線が得られない。

4) 外郭構造物はすべて透過堤であり、堤体基部付近の洗掘は不透過堤にくらべて少ないものと判断される。

5) 離岸潜堤を越波する海水の流入により、南および北突堤と離岸堤との開口部には、それぞれ外向きの流れが生じるので、開口部付近の洗掘には十分配慮する必要がある。開口部は水位上昇を減ずるとともに海水交換の促進に有効である。

6) 計画海浜に流入する深田川は小規模であるけれども、最終的には人工海浜の堤外に迂回させておく必要がある。

7) 異常波浪時の実験では南・北突堤部堤外側が荒れるので、消波工または突堤基部の天端高を高くすることを考慮する必要がある。

8) 養浜砂として中央粒径 $d_{50} = 0.3 \sim 0.4 \text{ mm}$ を用いることは海浜の安定に有効である。

9) 施工時(ケースD-5に対応)における北海浜の供用開始は特に問題はないものと考えられる。ただし、異常波浪時には未施工の南海浜側から中央突堤の広い範囲を越波するため、これにより北海浜の地形がある程度変化するおそれがある。南離岸堤は早く施工することを考えておく必要がある。

10) 施工時に中央突堤の平行堤幅を狭くし、突堤先端部との間を開けることは、基部周辺の洗掘が著しく不安定である。

あとがき

海浜レクリエーションの場の基本的環境条件は、清浄な海水が存在し、安全であり、さらに海であることの開放感すなわち外側にひらけた視野の確保であろう。

本研究は、海水浴に適した水質であることを確認し、安全かつ快適な人工海浜の造成を目的とした施設配置について検討した。従来から最も多くおこなわれてきた離岸堤方式を基本としたうえで、離岸堤間の開口幅を広くしても海浜が安定する構造として、この開口部に潜堤を採用することとした。このために潜堤の特性を検討し、その効果が確認できたので、現地地形および自然条件に

対して適切な構造物の配置計画を提案した。

静岡県では、すでに数例の人工海浜建設^{9,10)}の実績を有しているので、それらの経験をもとにレクリエーション環境および自然に調和した宇久須の特徴ある海浜を創造されることを期待している。

実験の実施および現地踏査を行って感じたことあるいは希望的意見を述べれば、南および北突堤基部の堤内海浜は、現地地形を保持した状態で施工すれば、岩礁および礫石が露出する可能性があるけれども、景観上あるいは磯遊びの場として残すことを考慮する価値があろう。ただし、露出した岩石によって反射波が増大し、養浜砂が侵食されやすくなる危険性は考えられる。また、現地は背後地が狭く、三方を山に囲まれた地形であるので、養浜砂は黄白色系の明るい色調が望ましいものと考えられる。養浜砂の投入は、工事施工の過程において現況底質である礫との混合を少なくするために、護岸を施工した後に陸域から投入することが望まれる。各構造物には遊泳者が近づき、あるいは上場する可能性がある。上場を前提として危険防止を考慮した構造とすることが望まれる。さらに、計画海浜の数百メートル南には宇久須川が流入し、その南側には宇久須港があって、将来水質の汚染源となる可能性が高まるものと考えられるので、現時点からその対策を考慮しておくことが必要であろう。

これらのほか、海浜レクリエーション場の条件としては、海象・気象を主とする情報の入手と広報、施設および入浜者の管理および監視・救護体制、洗面所およびシャワー施設、売店および宿泊施設、交通機関および駐車場、塵芥の収集および処理などの施設・体制が整備されなければならない。

一方、人工海浜の多目的利用の見地から海水浴をはじめとしてキャンプ、魚釣り、散策の場であるとともに、魚貝類の栽培をおこなうことができれば、潮干狩りも可能となろう。

大勢の人達が四季を通して親しむことができる人工海浜建設計画の一端に加担できたよろこびと責任の重さを痛感している。当宇久須海岸が、わが国における代表的な海浜レクリエーション場となることを願って止まない。

最後に、本実験は静岡県の依頼によりおこなったものである。現地資料の入手に際しては、静岡県土木部、下田土木事務所、加茂村および多くの機関、関係者のご協力を、(株)エコ-藤島 睦課長の熱意ある実験の実施、当所水工部漂砂研究室員各位ほかの協力を得た。また当所水工部漂砂研究室長加藤一正氏には、本実験の関連研究室長として、実験の計画、実施に関与され、さらに本資料等の作成に際して多大なご助言をいただいた。筆者に準ずるものと理解している。ここに厚く御礼申し上げる次第である。

(1987年9月30日受付)

参考文献

- 1) 高橋智晴・鈴木禰実・佐々木 弘：駿河湾台風 6626 号総合調査研究報告，港湾技術研究所報告，第 6 巻，第 7 号，1967 年，pp. 69～89.
- 2) 広瀬宗一・高橋智晴・菅原一晃：駿河湾における長周期波の特性，港湾技研資料，No. 451，1983 年，60 p.
- 3) 気象庁：気象庁波浪観測資料，第 5 号，昭和 57 年，342 p.
- 4) 菅原一晃・小舟浩治・佐々木 弘・橋本典明・亀山豊・成田 明：沿岸波浪観測 15 年統計（昭和 45 年～昭和 59 年），港湾技研資料，No. 554，1986 年，872 p.
- 5) 気象庁：気象庁波浪観測資料，第 6 号，昭和 58 年，236 p.
- 6) 気象庁編集・発行：潮位表，昭和 60 年.
- 7) 田中則男・小笠原 昭・小山内英雄：養浜工に関する研究（その 1），港湾技研資料，No. 260，1977 年，85 p.
- 8) 入江 功・寺崎賢次・加藤一正：砂れん上の底質の浮遊過程を考慮した漂砂観測法に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，第 24 巻，第 2 号，1985 年，pp. 123～156.
- 9) 佐藤昭二・加藤 始・木村久雄・池田高則：伊東海岸のレクリエーション海浜造成に関する模型実験，港湾技研資料，No. 318，1979 年，27 p.
- 10) 木村久雄・佐藤昭二：熱海レクリエーション海浜造成に関する模型実験，港湾技研資料，No. 370，1981 年，52 p.

港湾技研資料 No. 602

1987.12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 阿部写真印刷株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.