

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第2285号

土木研究所資料

駿河海岸安定化手法調査報告書

昭和61年2月

建設省土木研究所
河川部海岸研究室

「Copyright © (1986) by P.W.R.I.

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

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

駿河海岸安定化手法調査報告書

海岸研究室 宇多高明
小俣 篤
山本幸次

要 旨

駿河海岸で行われているサンドバイパスの投入砂を海浜の安定に有効に寄与させるため、投入砂の流出制御法について縮尺1/30の移動床水理模型実験により検討した。実験の結果、突堤、離岸堤等により有効に投入砂の流出制御が行えることがわかった。また、短突堤群の設置による沿岸漂砂量の制御効果が明らかになった。

キーワード：駿河海岸，サンドバイパス，移動床水理模型実験，流出制御，沿岸漂砂量

ま え が き

本報告書は、建設省中部地方建設局河川計画課および静岡河川工事事務所から依頼された砂捕捉構造物に関する調査の結果を述べたものである。本調査にあたっては、中部地方建設局静岡河川工事事務所の担当者から御協力および資料の提供を受けた。ここに感謝の意を表します。

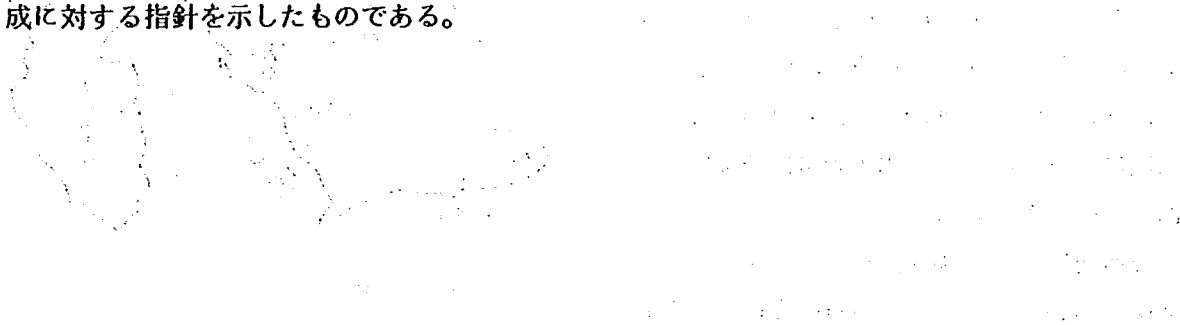
目 次

第1章 はじめに	1
第2章 駿河海岸の概要	2
2.1 地域の概要	2
2.2 波浪特性	4
2.3 地形変化特性	7
2.4 サンドバイパス	11
第3章 調査目的	13
3.1 侵食対策の現状	13
3.2 調査目的	13
第4章 サンドバイパスの投入砂の流出制御	18
4.1 相似則	18
4.2 実験方法	18
4.3 投入砂の流出	21
4.4 各種構造物による流出制御	24
4.5 流出制御の評価	28
第5章 短突堤による沿岸漂砂量制御	32
5.1 実験方法	33
5.2 実験結果	36
5.3 短突堤による沿岸漂砂量制御効果	41
第6章 まとめ	42
参考文献	43
資料集	45

第 1 章 はじめに

駿河海岸は中央に大井川河口を擁する砂礫海岸である。同海岸は昭和 30 年代末期より激しい侵食を受けたため、建設省の直轄海岸として侵食対策が進められてきている。侵食はとくに河口左岸に位置する大井川港北側の海岸で著しく、汀線の後退量は約 100 m に及んでいる。近年においては、侵食域に消波堤が建設され汀線はほぼ平衡状態にあるが、海浜全体としての侵食は現在も進行している。

大井川港北側の海岸の侵食対策として、大井川港南防波堤南側に堆積した土砂をバイパスする計画がなされ、昭和 58 年度より実施に移された。本報告書は、サンドバイパスにおける投入砂を海浜の安定に有効に寄与させるための手法を検討し、駿河海岸での今後の侵食対策および安定した海浜の形成に対する指針を示したものである。



本報告書は、大井川港北側の海岸の侵食対策として、大井川港南防波堤南側に堆積した土砂をバイパスする計画がなされ、昭和 58 年度より実施に移された。本報告書は、サンドバイパスにおける投入砂を海浜の安定に有効に寄与させるための手法を検討し、駿河海岸での今後の侵食対策および安定した海浜の形成に対する指針を示したものである。



第2章 駿河海岸の概要

§ 2.1 地域の概要

駿河海岸は図-1に示すように駿河湾西部に位置し、静岡県焼津市より榛原郡榛原町に至る延長約18kmの砂礫海岸であり、中央部には大井川河口を擁している。¹⁾ 大井川は、南アルプスより流れる全国有数の急流河川である。そのため、大量の土砂生産と流送土砂があり河口部に扇状地が形成された。しかし近年、ダム上流への堆砂および河口部での砂利採取により海岸への流出土砂量は減少傾向にあるものと考えられる。

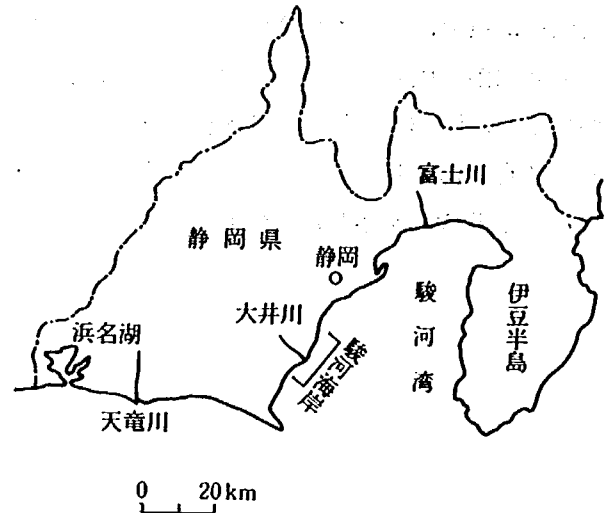


図-1 駿河海岸位置図

駿河海岸の深浅図を図-2に示す。¹⁾ この海岸は昭和39年より建設省の直轄事業として海岸保全施設の整備が行われてきた。また港湾施設としては河口のすぐ北に大井川港がある。大井川港では図-3に示すように昭和37年より大井川港南防波堤(240m)、北防波堤(110m)の建設が開始され昭和39年11月に完成した。²⁾ 南防波堤は、昭和46年から48年までの間に160m、57年度にさらに32m延長されている。航路水深は、現在約7mとされ毎年維持浚渫が行われている。¹⁾ 直轄事業は当初、主に台風による高潮対策としての堤防工事であった。しかし、今回の調査で対象とした大井川河口北側の海岸では港湾の建設に伴い海岸侵食が進行し堤防の決壊等が生じたため、昭和43年頃から堤防の設置に並行して堤防の補強や根固工の設置が行われるようになった。さらに昭和46年度以降には写真1に示すような消波堤の施工が始まった。現在の施工状況を図-4に示す。

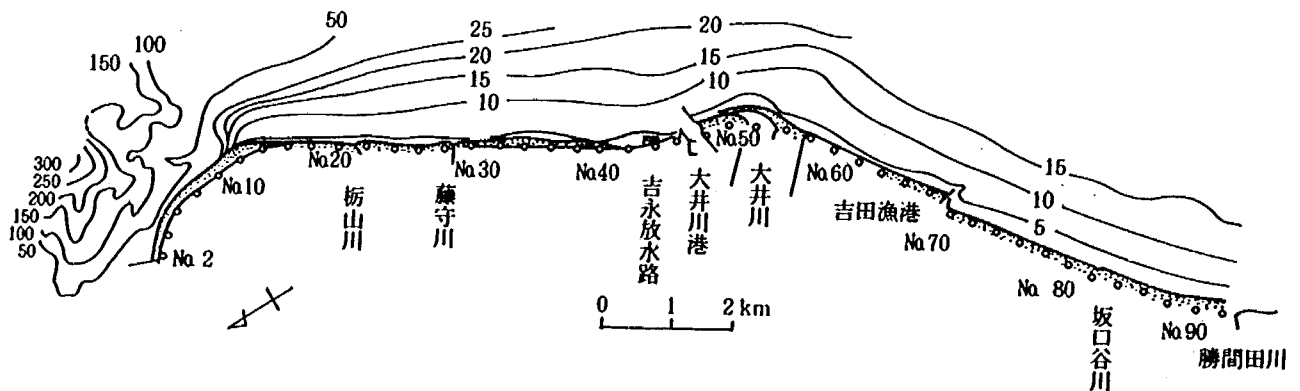
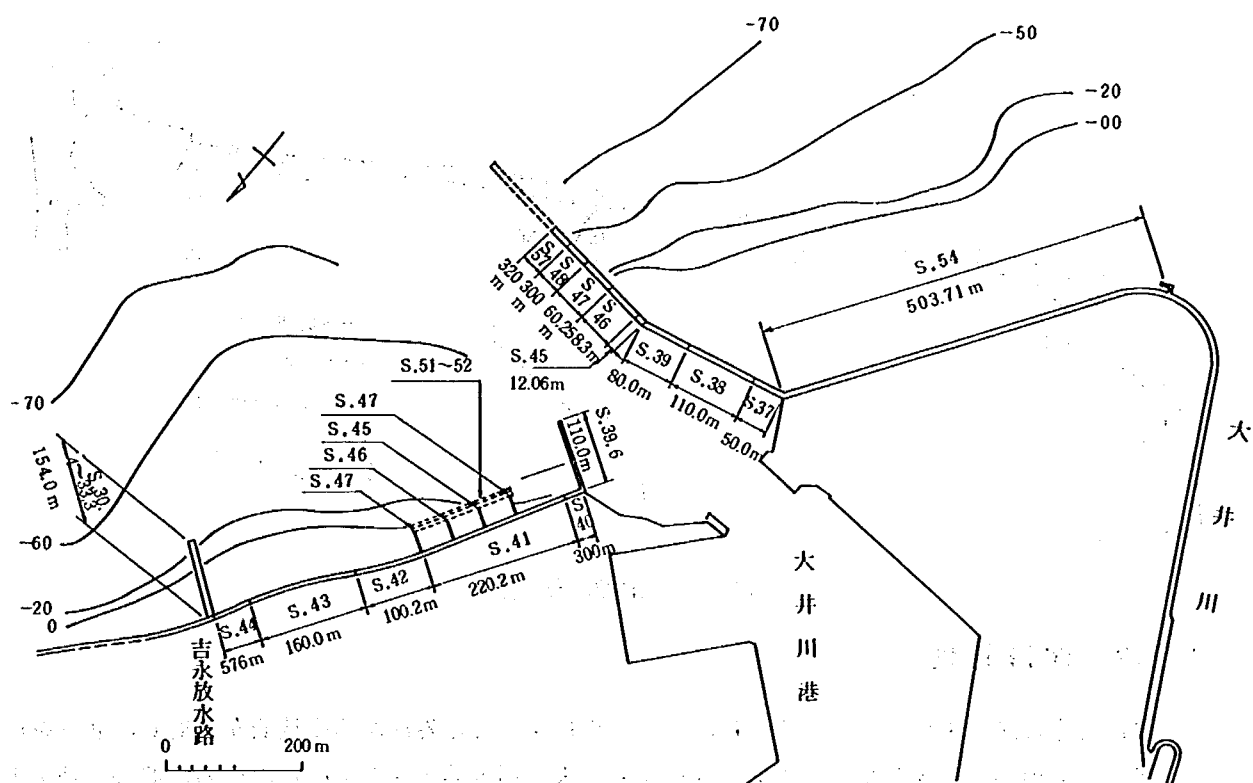


図-2 測線配置図



図一三 大井川港周辺構造物の変遷

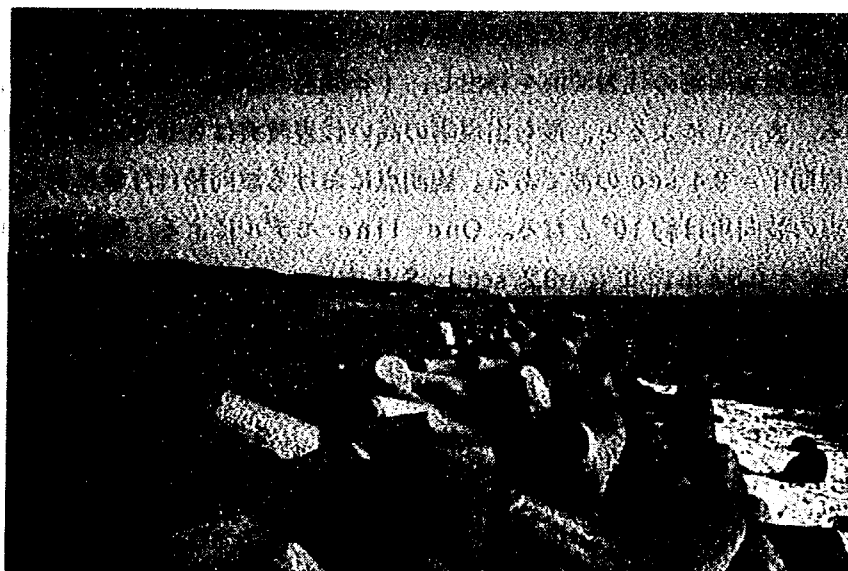


写真1 消波堤

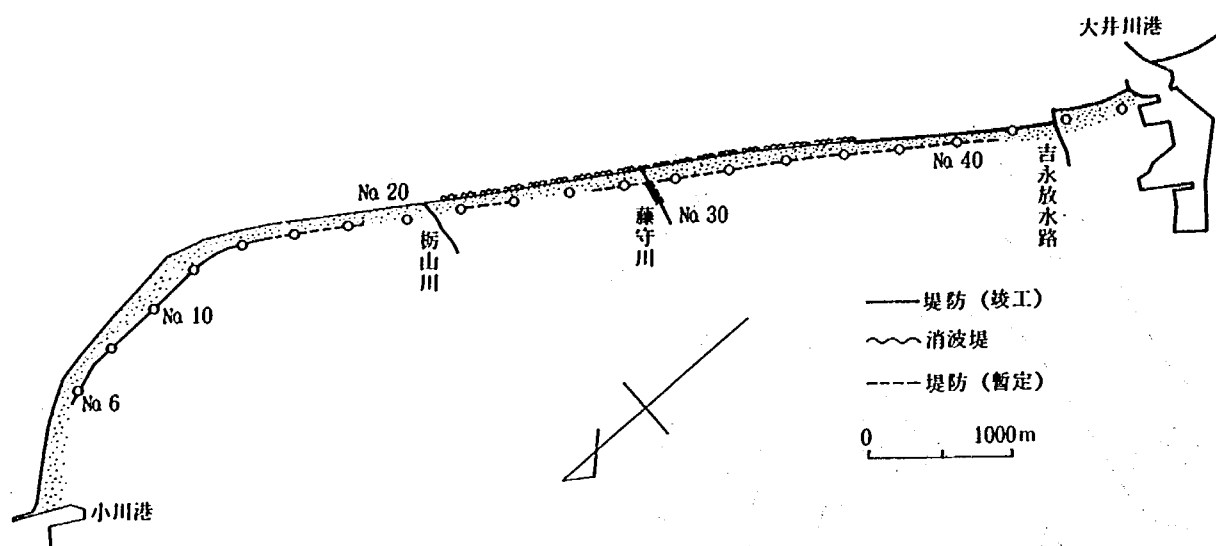


図-4 消波堤配置図

§ 2.2 波浪特性

駿河海岸は図-1 からわかるように、南～南東にかけては外洋からの波浪が入射し、北～東にかけては湾奥から発達してくる風波が入射する。大井川港沖水深 9.0m における波浪観測結果より、昭和 44 年～49 年までの波向別波高・周期の出現率を示したものが図-5 である。²⁾ 波浪の出現率は秋を徐いては明らかに南～南東のものが多く周期も南～南東のものが長い。これは外洋からのうねり性の波の入射の頻度が多いことを示している。波高については、1m 未満のものがほとんどであり夏に南～南東にかけて高波浪がみられる。これは台風性の波によるものと考えられる。このように、駿河海岸への来襲波浪は南～南東にかけての外洋から入射するものが卓越し、全体的には年を通して 1m 未満のものがほとんどで、夏の台風期に高波浪が出現する。そこで、次にこれらのデータを用いて代表波浪を算出した結果を示す。

表-1 が各出現波向毎の代表波浪を算出し、1 年間当りの波エネルギーを算出した結果を示したものである。表-1 によると、最も出現率の高い代表波浪は S E 方向より入射する波高 $H = 0.94 \text{ m}$ 、周期 $T = 9.4 \text{ sec}$ の波である。観測点における波向角は汀線に対して 25° となっており、砕波点の波向角は約 10° となる。One-line モデルによる汀線形状の再現計算によると、入力波浪 $H_{1/3} = 0.82 \text{ m}$ 、 $T_{1/3} = 9.2 \text{ sec}$ 、S E 方向の波向を与え計算した場合の計算結果は現地の汀線変化の特性をよく再現することがわかっており、¹⁾ このような波浪が地形変化を決める平均波である。

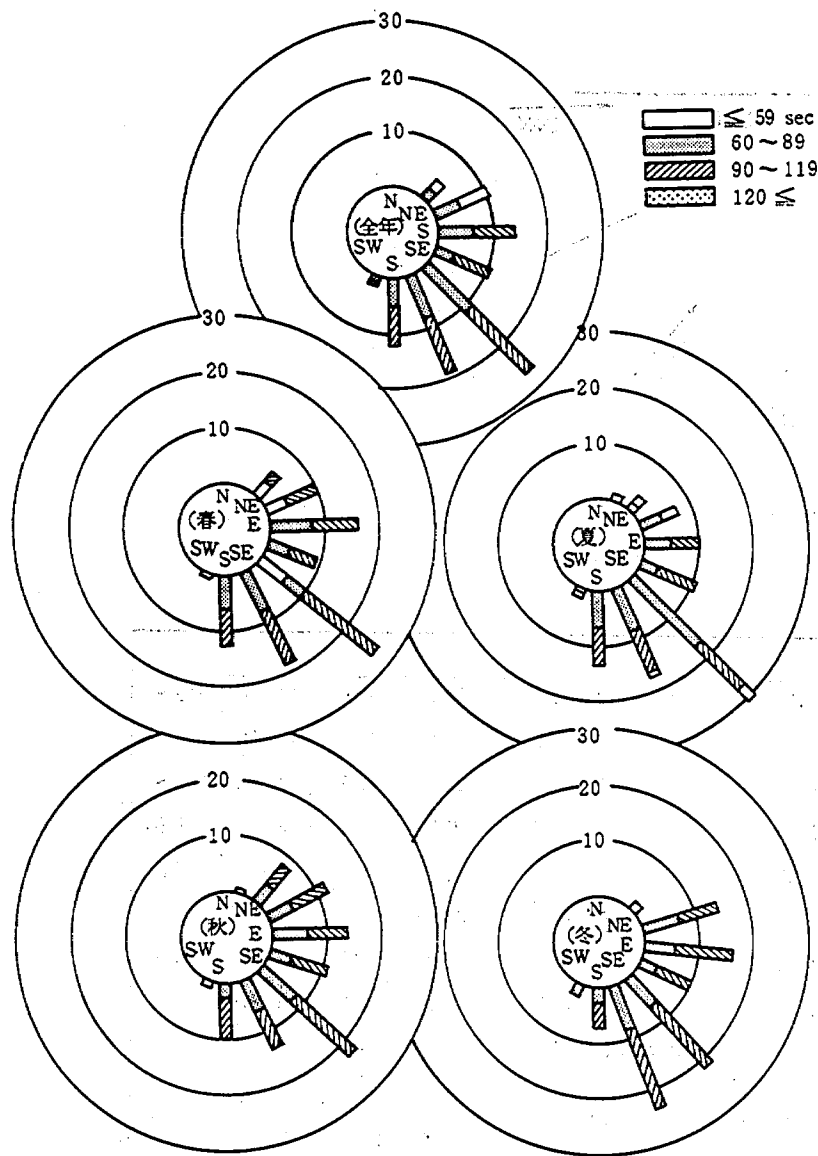


図-5 a) 大井川港における波向別周期出現率(計測)

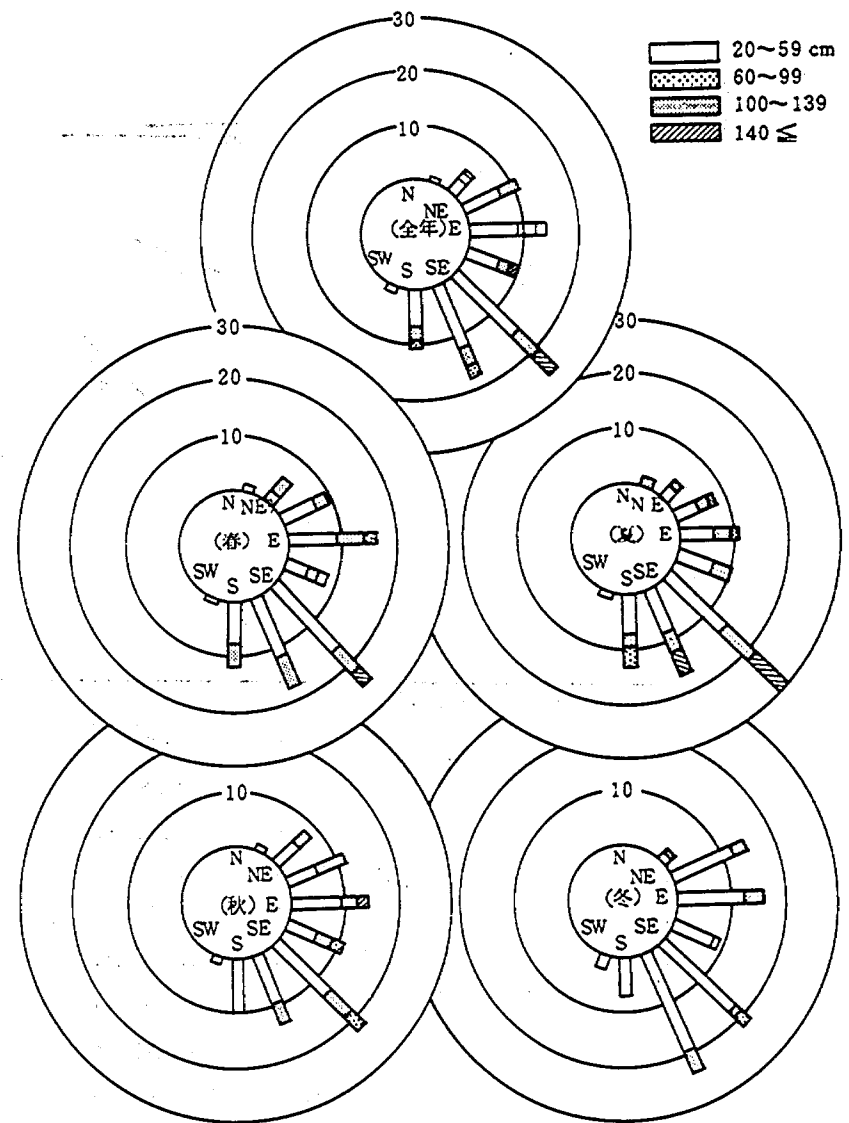
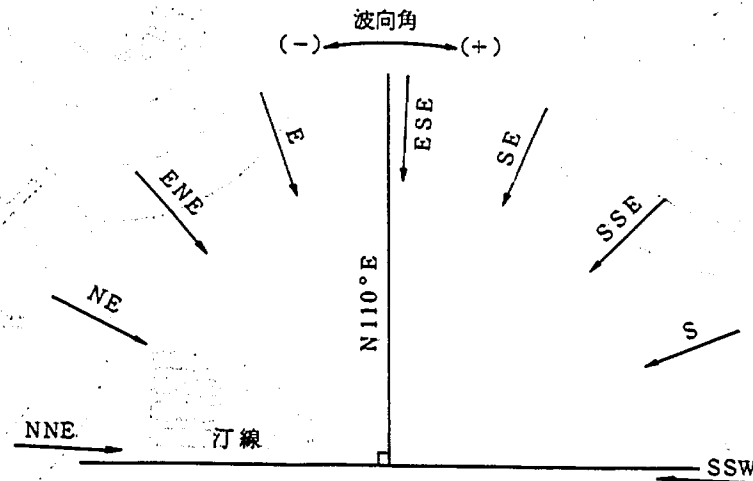


図-5 b) 大井川港における波向別波高出現率(計測)

表-1 波エネルギー算定表

波 向	代 表 波 浪			一日当りの波エネルギー	出現日数	年間当りの出現日数	年間の波エネルギー	波エネルギーの合計
	波 高	周 期	波向角					
NNE	112m	95s	-650°	-421431 ifm/m/day	14日	227日/年	-9566484 ifm/m/ year	南向き -22312109 ifm/m/year
NE	090m	92s	-650°	-268004 "	103日	1670 "	-44756668 "	
ENE	069m	93s	-425°	-205934 "	236日	3827 "	-78810941 "	
E	079m	94s	-200°	-175072 "	317日	514 "	-89987008 "	
ESE	-	-	25°		231日	3746 "		
SE	094m	94s	250°	295396 "	573日	9291 "	274452420 "	北向き 51582769 "
SSE	076m	94s	475°	251112 "	415日	6729 "	168973260 "	
S	078m	92s	700°	168911 "	245日	3973 "	67108340 "	
SSW	054m	89s	700°	79604 "	41日	665 "	5293666 "	
								29270660 "



§ 2.3 地形変化特性

駿河海岸は大井川の流送土砂によって形成された急勾配の砂礫海岸である。昭和57年の深淺測量結果より求めた大井川港北側の海岸の平均断面形を図-6に示す。³⁾ 図-6によると、汀線付近の海底勾配は約1/7と急であるが、水深7m以降の勾配は約1/100と緩くなっている。

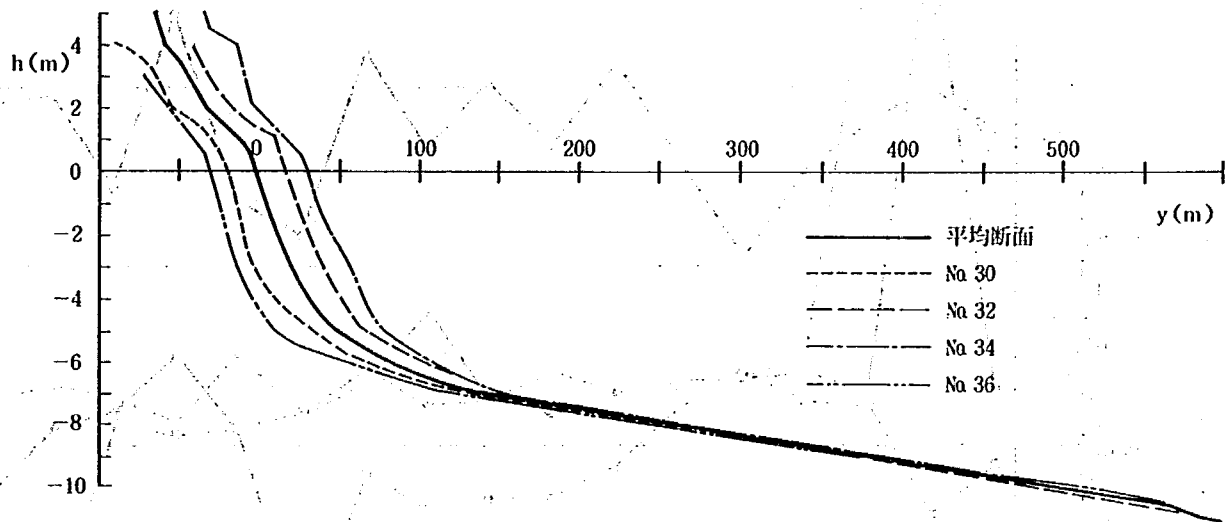


図-6 駿河海岸平均海浜断面形状

底質の分布を図-7に示す。²⁾ 汀線付近は中央粒径で1mm~1cmの粗砂および礫であり、粗粒分の多い海浜であることがわかる。駿河海岸においては昭和38年以来毎年、汀線および深淺測量が行われている。図-8は深淺測量結果より得られた大井川河口北側の昭和38年~58年の汀線経年変化を示したものである。¹⁾ 測線の配置は図-2に示したが、図-8の測線No.46は大井川港北防波堤のすぐ北に位置し、測線番号が小さくなるにつれ、北側の測線となる。図-8によると、大井川港北の汀線後退は順次北側へ移行し、昭和58年には測線No.20(栃山川河口)付近に達していることがわかる。この図から判断すると、侵食は昭和30年前半の頃から始まり、現在もおもな継続していると考えられる。図-8の侵食域の測線をみると、ある程度侵食が進むとその後はほぼ安定していることがわかるが、これは写真1に示した消波堤によって汀線後退が止まっているためである。また、写真2に大井川港付近の昭和52年、54年、57年の航空写真を示す。⁴⁾ 写真2によると、大井川港と河口の間での堆砂状況がよくわかる。地形や波の来襲方向の関係から、駿河海岸における土砂移動を模式的に表すと図-9のようになり、¹⁾ 大井川港北側の海岸では北向きの漂砂が卓越すると考えられる。このことや、前述のように大井川の港湾施設の建設経過と大井川港北側の海岸の侵食過程が対応していることから、侵食の主な原因は大井川港の防波堤による沿岸漂砂の阻止と考えられる。

武内、宇多ら⁵⁾ は地形変化より大井川港北側の海岸の侵食土量を算出し、図-10の結果を得た。図より大井川港南防波堤によって北向きの沿岸漂砂が完全に阻止されていると仮定すると、測線No.20(栃山川河口付近)を通過した沿岸砂量は平均8万m³/yearになることがわかる。

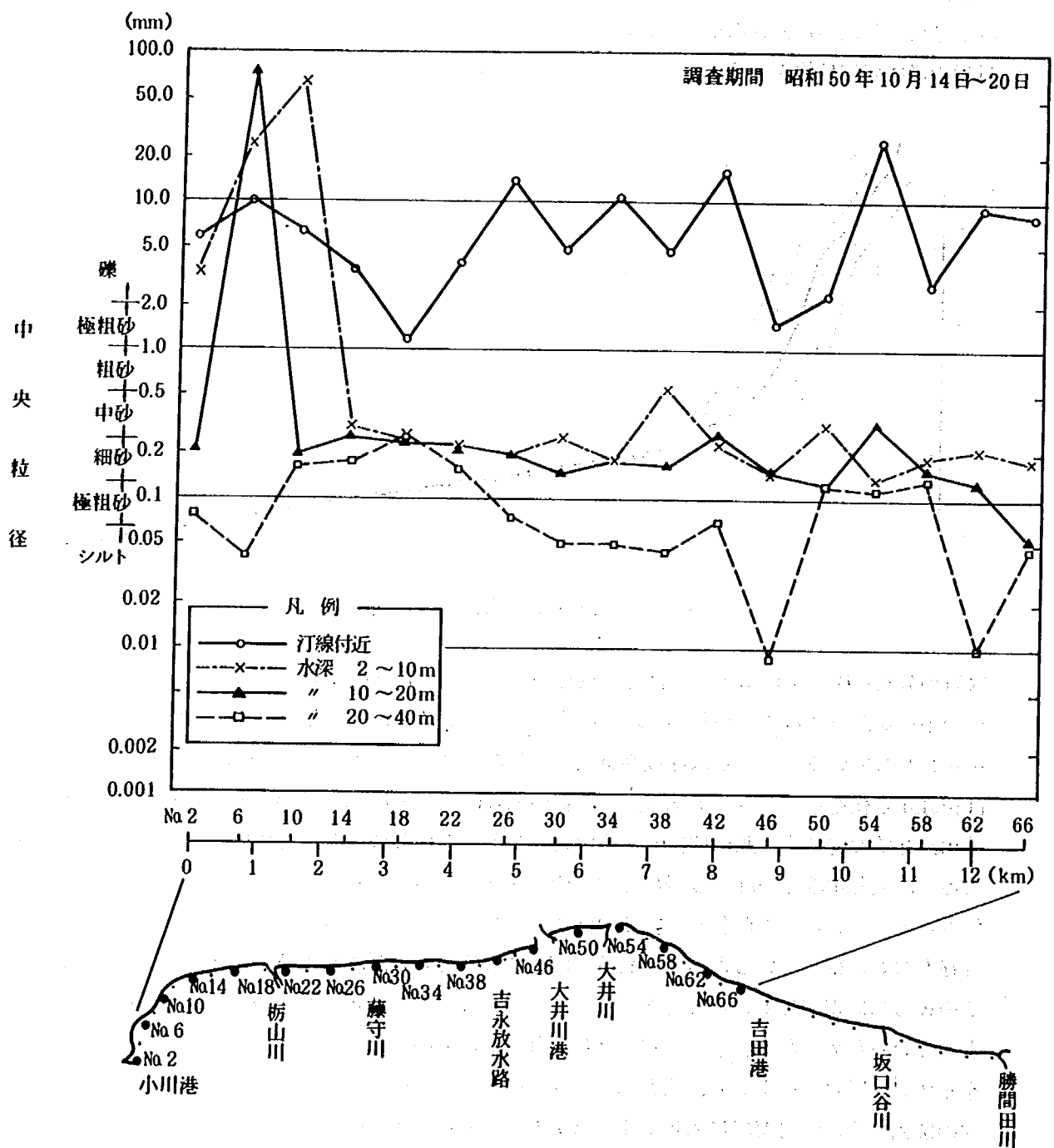


図-7 底質粒度分布

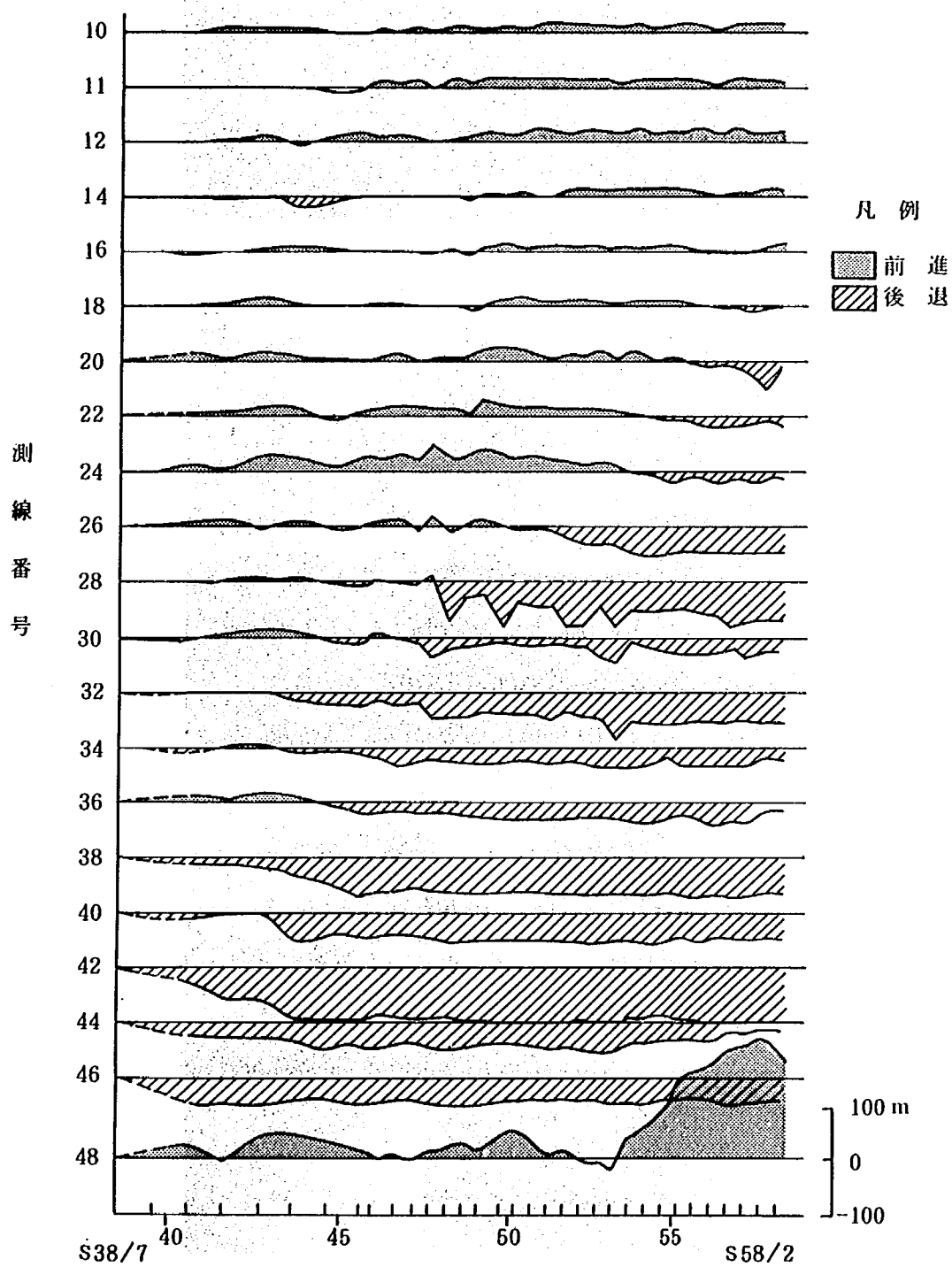


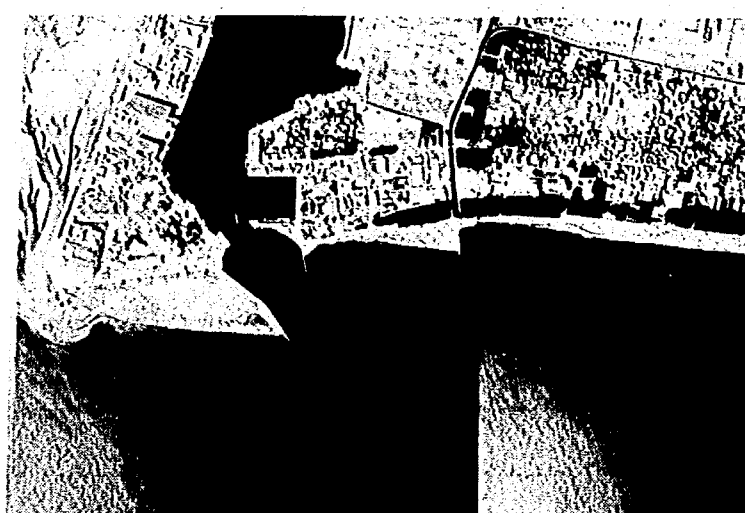
圖-8 汀線經年變化



a) 52 年



b) 54 年



c) 57 年

写真2 大井川港周辺海岸の変遷

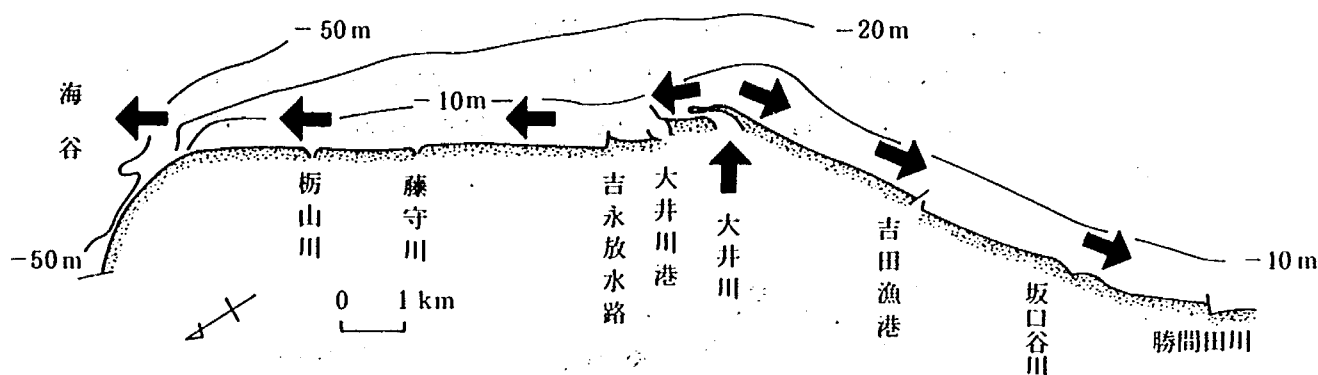


図-9 土砂移動の模式図

§ 2.4 サンドバイパス

写真2に示したように大井川港南防波堤と河口との間で土砂が堆積し、堆積した土砂は防波堤を越え航路に流入している。このため大井川港では航路浚渫および南防波堤南側の堆砂の採取を行っている。一方、前述のように大井川港北側の海岸では土砂の供給がないため侵食海岸となっている。

そこで、南防波堤から採取した土砂を北側の侵食海岸に投入するサンドバイパスが計画され、昭和58年より試験的に実施された。土砂採取は大井川港南防波堤の図-11に示

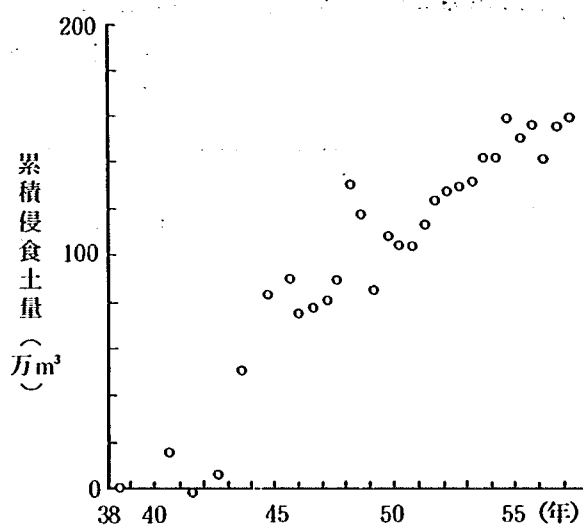


図-10 侵食土砂量の経年変化

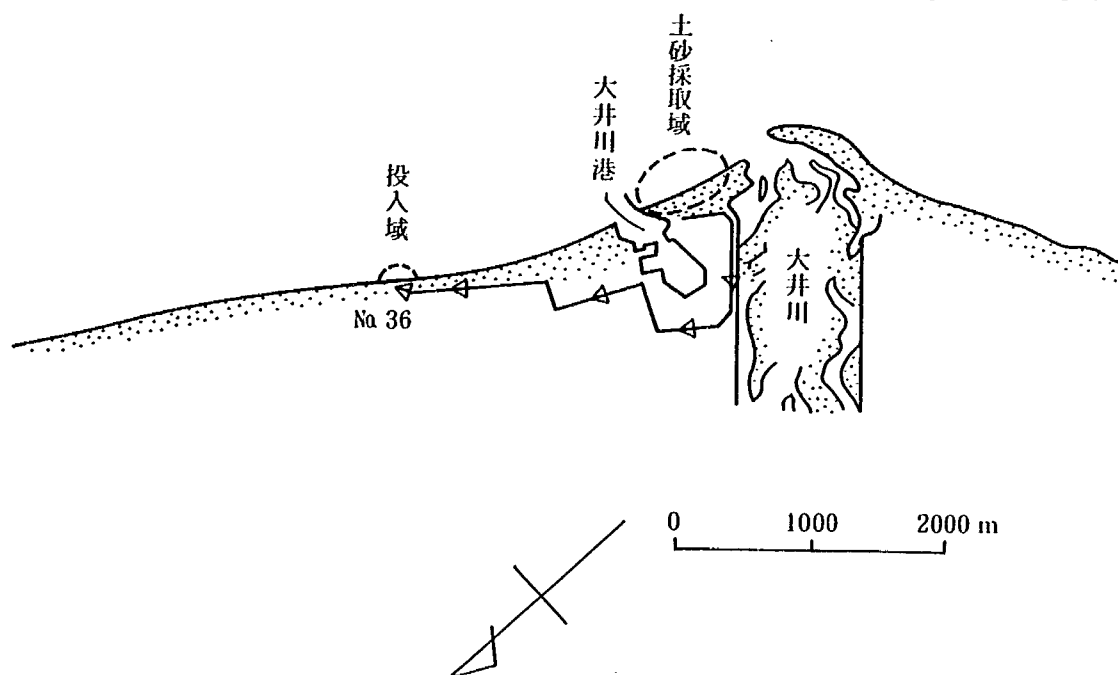


図-11 サンドバイパスの対象地域

す堆砂域において行われ、採取された土砂はトラックにより大井川港北側の測線No 36の地点へ運ばれ投入された。土砂投入量は6万 m^3 、投入に要した期間は42日である。図-12に土砂投入形状を示す。図-12によると投入した土砂は円弧状に広がり、断面はほぼ元の前浜付近と同じ勾配になっていることがわかる。採取・投入する土砂は当面年間6万 m^3 とし、継続して行われることになっている。

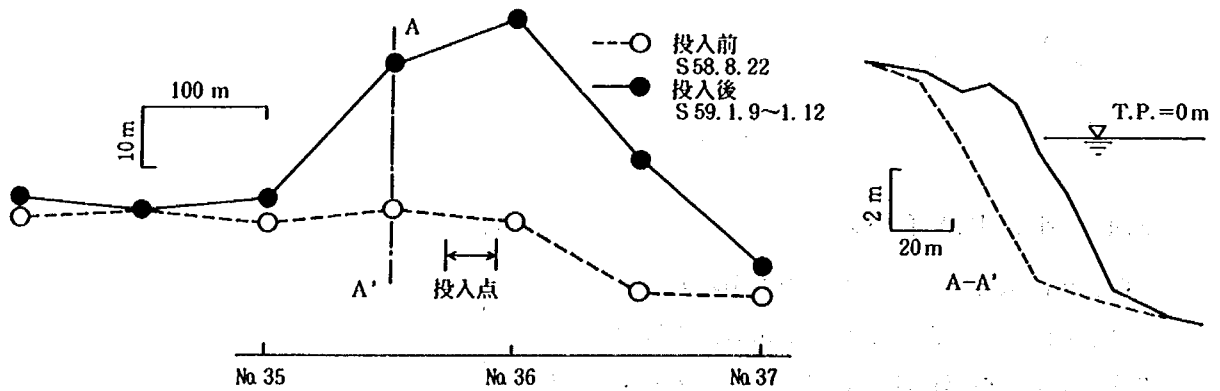


図-12 土砂投入形状

第3章 調査目的

§ 3.1 侵食対策の現状

侵食も堆積も生じない安定状態の海浜には、岬間のポケットビーチのように、外力である波浪に対し静的に安定しており、沿岸漂砂の存在しない場合と、沿岸漂砂の卓越する海浜において、沿岸漂砂量と河川等からの供給土砂量とが釣り合い、動的に安定している場合とがある。近年海岸侵食が全国的な問題となっているが、海岸侵食の多くは動的に安定な海浜において沿岸漂砂の連続性の釣り合いが崩れて生じており、主な原因として河川等からの供給土砂量の減少、防波堤や突堤等による沿岸漂砂の阻止があげられる。

ここでは、沿岸漂砂の卓越する海岸に漂砂を阻止する構造物が造られ、漂砂の連続性が断たれたため動的安定状態がくずれ、構造物上手側に堆積が、下手側に侵食が生じる場合について考える。沿岸漂砂の卓越する海岸に構造物を設置することにより侵食や堆積が生じる場合には、構造物上手に堆積した土砂を構造物下手に投入し沿岸漂砂の連続性を確保すればよい。この手法はサンドバイパスと呼ばれている。サンドバイパスにおける土砂の投入方法は大きく2つに分けられる。第1の方法は、砂ポンプ等により連続して沿岸漂砂量にみあう土量を投入する方法であり、第2の方法は、トラック等によりある期間ごとに一度に大量の土砂を投入する方法である。

第2章で述べたように、駿河海岸では、第2の方法によるサンドバイパスが行われている。海岸に投入された土砂は砂突堤状に突出しており、投入点下手への流出量は初期に相対的に大きく後半小さくなるものと考えられ、沿岸漂砂のバランスを保てなくなる可能性がある。このため、この種のサンドバイパスにより沿岸漂砂の存在下で海浜を安定させる場合、投入砂の流出を沿岸漂砂量と等しくなるようにする必要がある。

また、駿河海岸における沿岸漂砂量は約 $8 \text{ 万 m}^3/\text{year}$ と推定されているが、投入土砂量は年間 6 万 m^3 である。このため駿河海岸でのサンドバイパスでは、投入砂の流出制御と同時に沿岸漂砂量そのものの制御が必要となる。

以下には、モデル計算により砂突堤状に投入された土砂の流出についてその問題点を述べ、本調査の目的を具体的に示す。また、沿岸漂砂量の制御についてその手法を述べ具体的な調査目的を示す。

§ 3.2 調査目的

モデル計算は現地の条件をもとに、One-line モデルを用いて行なった。初期地形（投入形状）は図-13に示すようにし、 $x=0$ には突堤があるものとした。計算条件は表-2に示す通りである。計算時間は投入土量を直線海浜部での全沿岸漂砂量で除した値、つまりサンドバイパスにおける土砂投入時間

表-2 計算条件

投入土量 : V_0	45975 m^3
全沿岸漂砂量 : Q_0	$10 \text{ 万 m}^3/\text{year}$
沖波入射角 : θ_0	27°
入射波周期	9 sec
砕波水深	2.8 m

間隔である。計算結果を図-14に示す。図は y 方向に対し10倍に歪めて示してある。a)は突堤による回折効果は無視した結果、b)は突堤長300m(先端水深10m)としてKrausによる近似法⁴⁾で回折を考慮した結果である。両者共に次の土砂投入時には投入部の上手側に侵食、下手側に堆積を生じている。a)での侵食は y 方向に最大22m、 x 方向に180mまで広がっているのに対し、b)では y 方向には最大13m、 x 方向には200mまで侵食されている。このように、突堤の遮へい効果によって y 方向の侵食が抑えられその分 x 方向に侵食が進行するようになる。また、堆積域についても同様な傾向が見られ、突堤の遮へい効果によって投入砂の流出を制御できる可能性が考えられる。投入量が少なく遮へいすべき領域が小さい場合は別とし、本ケースのように200m程度の領域を遮へいする必要がある場合、突堤長は1km近い長さが必要であり現実的ではない。よって、一度に大量の土砂を投入する形式のサイドバイパスにおいては、土砂投入部での沿岸方向及び陸方向へ広がる侵食といった問題が生じることになる。これは、投入砂が砂突堤状になるため下手への流出が相対的に大きくなることによる。図-14a)について投入部のすぐ下手 $x=400$ mにおける全沿岸漂砂量の時間変化を示したものが図-15である。図中実線で示した水平線が直線海浜での全沿岸漂砂量 Q_0 を表わす。図より明らかに初期の流出が大きく、全沿岸漂砂量は次第に減少するものの常に Q_0 を上回ることがわかる。つまり、投入量よりかなり多量の土砂が流出することになる。本調査の目的は、付帯構造物を設置することによって、このような土砂流出の時間的な非一様性を平滑化し、かつその量を減少させる方法を見出すことにある。サンドバイパスにおける土砂投入は継続して行われるものであり、投入部の侵食は回を重ねるごとに進行することは明らかである。よって、投入砂の流出を制御することで、投入部での侵食堆積という現象を現地において許容される範囲に迎える必要がある。

本調査では、まず投入砂の流出について実験的に検討し、次に同一条件のもとで各種構造物による流出制御について検討した。

沿岸漂砂量そのものの制御のためには、波高、波向といった条件を変える必要がある。沖合に防波堤や波浪制御構造物を設置して沿岸漂砂量を制御することができるが、広域な海岸線全体に施工するには多大な経費を要し経済的ではない。離岸堤は波浪を制御し、かつ地形変化を生じさせることによって効果的に沿岸漂砂量を制御できる。しかし、駿河海岸は急勾配であり離岸堤の施工が難かしく、海岸線全体に施工するにはかなりの時間と経費を要してしまう。そこで、突堤群を施工し汀線形状を変え、波向角を小さくすることによって沿岸漂砂量を減少させる方法が採用された。本調査においては、ブロック積みの突堤群による沿岸漂砂量の制御機構を調べ、その効果を明らかにする。

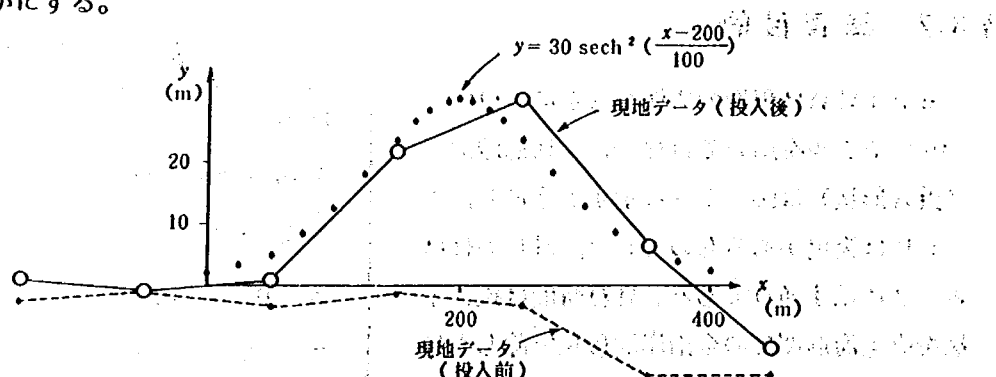


図-13 計算における初期地形

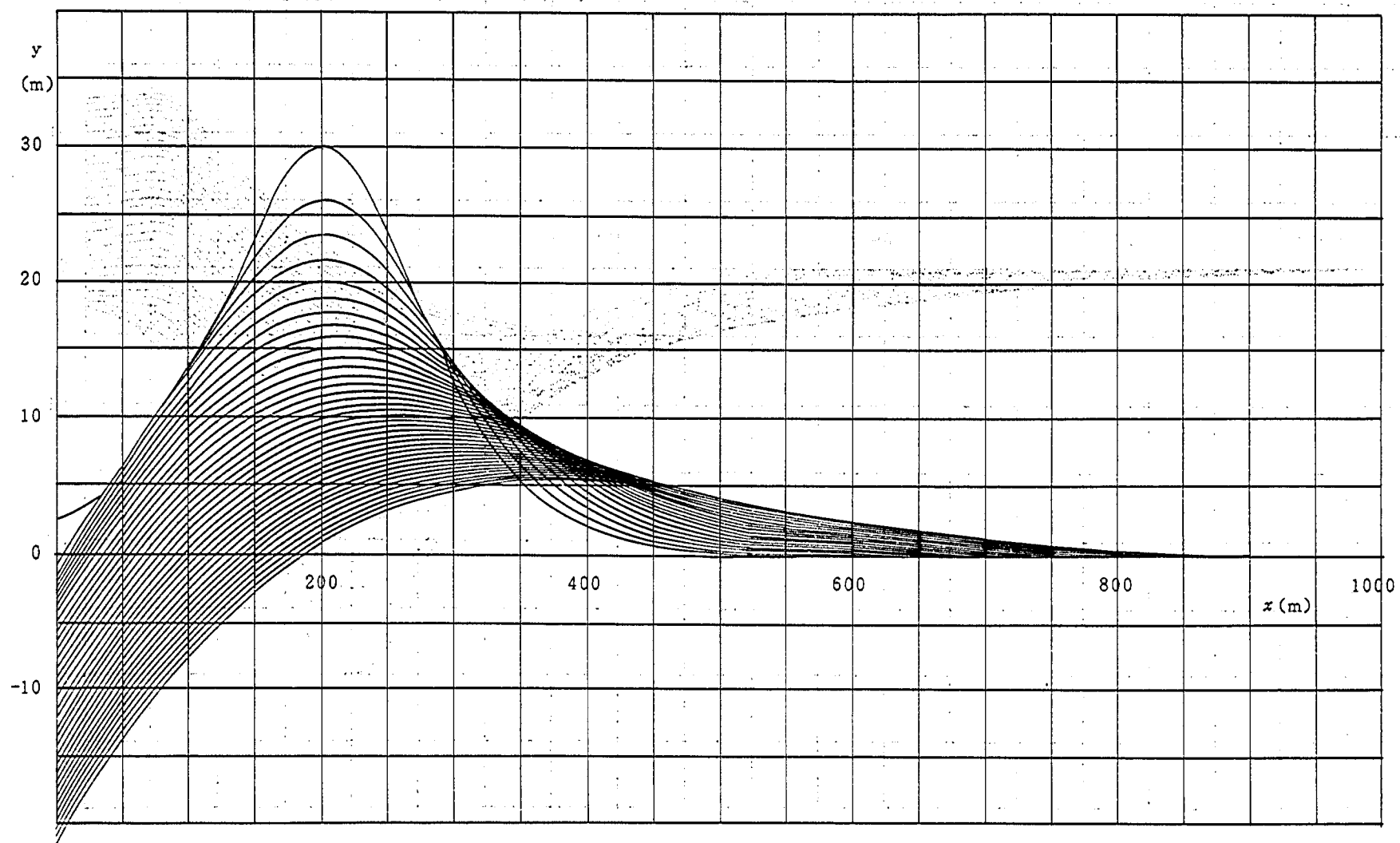


图-14 a) 计算结果

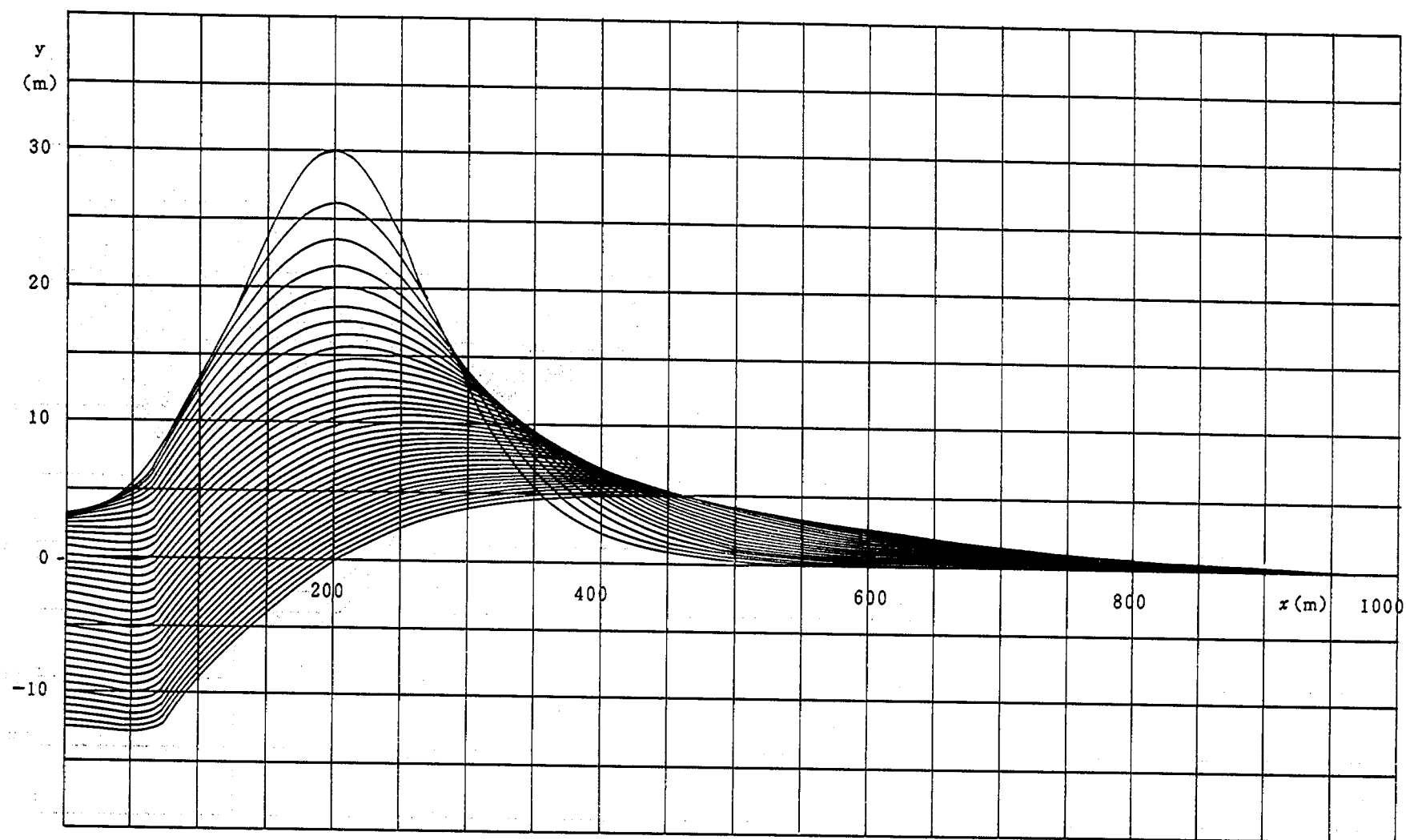


圖-14 b) 計算結果

第4章 サンドバイパスの投入砂の流出制御

第3章で述べたように駿河海岸でのサンドバイパスでは投入砂の流出制御を行う必要がある。ここでは、移動床平面実験により、まず投入砂の流出特性を調べ、次に投入砂の流出制御について検討する。

§4.1 相似則

現地と模型とを関係づける相似則として、粘性や表面張力の影響が無視し得る水理実験においてはフルード相似が用いられる。しかし、本実験のような海浜の移動床実験においては、底質の運動に粘性が強く影響しフルード相似が成立せず、それに代わる普遍的な相似則も確立されていない。移動床平面実験においては、海浜断面形の相似を満足させるために歪模型が用いられることがある。本実験は急勾配の海浜での沿岸漂砂による地形変化を調べるものであり、そのような実験においては岸沖漂砂による断面変化は重要でないとして、次式による無歪のフルード相似により波浪、海浜形状を決定した。

$$\begin{aligned} L_m/L_p &= H_m/H_p = S \\ T_m/T_p &= \sqrt{S} \end{aligned} \quad (1)$$

L, H, Tはそれぞれ水平長、鉛直長、時間の代表スケールを表わし、添字mは模型、pは現地を表わす。

しかし、このままでは底質の運動については現地との相似性を考えることができない。そこで、沿岸漂砂による地形変化について連続式

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + h \frac{\partial y_s}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

より相似則を導き、地形変化の相似については別に考えるようにする。(2)式から無歪の条件より次式が求まる。

$$\frac{T_m}{T_p} = \frac{L_m^2 H_m}{L_p^2 H_p} \cdot \frac{Q_p}{Q_m} = S^3 \frac{Q_p}{Q_m} \quad (3)$$

現地と模型での全沿岸漂砂量が求まっていれば、地形変化の時間スケールはこの式を用いて求めることができる。

§4.2 実験方法

実験においては、駿河海岸を想定して海浜形状、波浪条件を決定した。実験は図-16に示す平面水槽を用いて行った。海浜模型は中央粒径0.28mmの粒度調整砂を用い、図-6の駿河海岸の平均断面形をもとに、図-16に等深線で示した断面形を無歪の1/30縮尺とし、沿岸方向に一樣に製作した。導波板はスネルの法則に基づき波向線に沿って図-16のように曲げたが、上手側($x=0$)では突堤を想定して汀線より2mについて汀線に対し直角に設置した。波浪条件は§2.2で述べたことから、現地で沖波換算波高 $H'_0 = 0.9$ m, 周期 $T = 8$ sec, 碎波角 $\theta_b = 10^\circ$

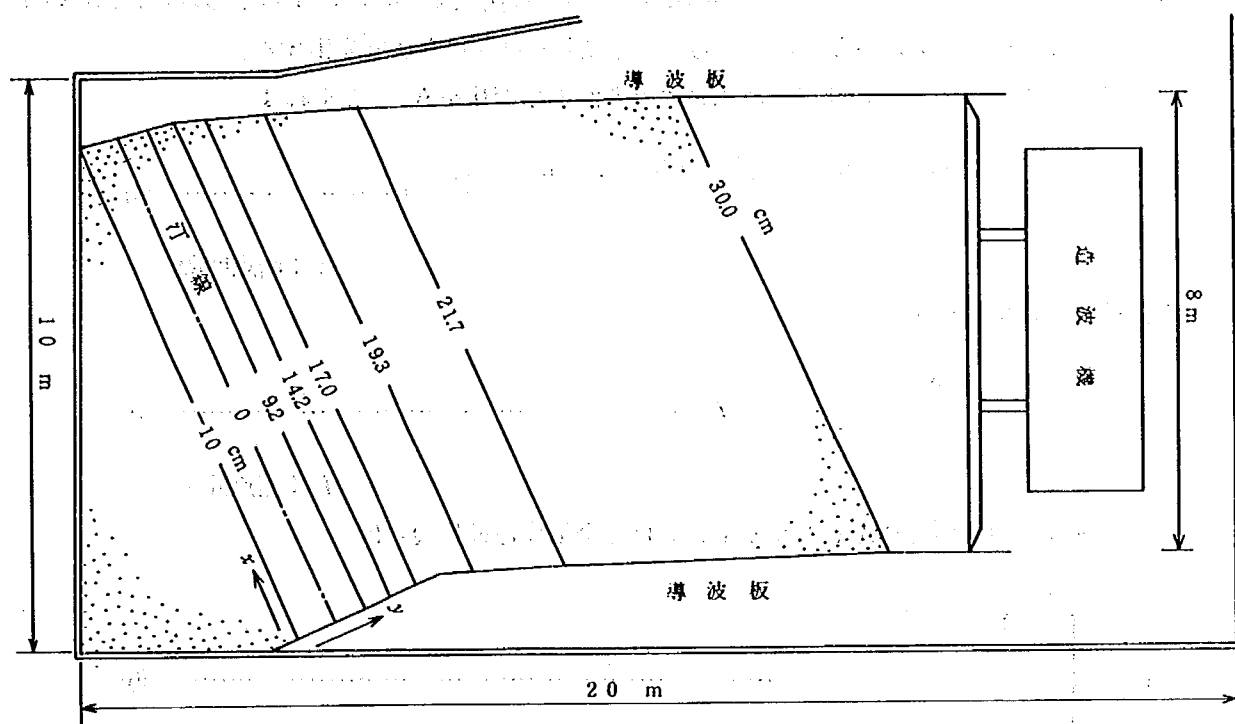


図-16 実験水槽

表-3 実験ケース

予備実験	投入砂無
Case 1	投入砂有・付帯構造物無
Case 2	投入砂有・付帯構造物有（突堤1）
Case 3	投入砂有・付帯構造物有（突堤2）
Case 4	投入砂有・付帯構造物有（離岸堤1）
Case 5	投入砂有・付帯構造物有（離岸堤2）
Case 6	投入砂有・付帯構造物有（潜突堤）

として1/30縮尺に設定した。この場合の水深30 cm（現地で9 m）の地点での波向角は、スネルの法則より $\theta'_0 = 24^\circ$ となる。実験は、表-3に示すケースについて行った。予備実験では、与えられた波浪条件に対する直線海岸での定常状態の全沿岸漂砂量を求める。その結果によって、投入砂量および実験時間を決定し、土砂を投入したときに付帯構造物の無い場合および設置した場合についての実験を行った。実験において全沿岸漂砂量のデータが必要であるため、地形測定の結果より全沿岸漂砂量を算出した。地形測定は、沿岸方向に50 cmピッチ、岸沖方向に10 cmピッチとして砂の投入部は細く測定した。測定は水平に張られた水系を基準として定規を用いて行った。定規の傾き等による測定誤差は ± 1 mm以内である。

ここで全沿岸漂砂量の算出方法について述べておく、測線 i ($i=1 \sim n$) 上の各測点 j ($j=1$

～m) で時刻 k における基準高さからの深さ $h_{i,j,k}$ が測定される。波による地形変化をある時刻ごとにこの方法で求め、時刻 k における全沿岸漂砂量は次の方法で算出する。

時刻 k-1 から までの間の各測線における断面積変化を $A_{i,k}$ とすれば

$$A_{i,k} = \sum_{j=1}^{m-1} \frac{(h_{i,j,k} - h_{i,j,k-1}) + (h_{i,j,k} - h_{i,j,k-1})}{2} d \dots\dots\dots (4)$$

d : 測点間隔

各測線間の体積変化量は

$$V_i (i=1 \sim n-1) = \frac{A_{i,k} + A_{i,i-k}}{2} \ell \dots\dots\dots (5)$$

ℓ : 測点間隔

よって測線 i の断面を通過した時刻 k における全沿岸漂砂量 Q_k は

$$Q_k = \begin{cases} \frac{1}{t} \sum_{p=1}^{i-1} V_p \\ \text{or} \\ \frac{1}{t} \sum_{p=i}^{n-1} V_p \end{cases} \dots\dots\dots (6)$$

t : 測定時間間隔

このような方法によって全沿岸漂砂量を求める場合、測点、測線の有限性、測定の誤差によって地形変化の体積の算出結果に誤差を生じる。この誤差を知る指標としてはすべての測線での体積の総和 E_k をみればよい。

$$E_k = \sum_{i=1}^{n-1} V_i \dots\dots\dots (7)$$

E_k は理想的には 0 になるはずだが、実際には有限値となる。例えば全ての測点で h の時間変化が 1 mm 正に誤差をもつと、測線長 3 m 沿岸方向 8 m にわたる測定域では E_k は 24 ℓ となる。 E_k は明らかにある断面をはさんだ上手の体積変化(それぞれ V_D , V_U とする)の和であるからある断面を通過した砂量(V_D 又は V_U)の誤差の指標となる。また、実際の体積変化の算出では E_k の影響をできるだけ平滑化の算出では E_k の影響をできるだけ平滑化するため

$$V_i = V_i - E_k \times \frac{|V_i|}{\sum_{i=1}^{n-1} |V_i|} \dots\dots\dots (8)$$

とし、測線 i を通過した砂量は

$$V_D = -V_U = \frac{\sum_{p=1}^{i-1} V_p - \sum_{p=i}^{n-1} V_p}{2} \dots\dots\dots (9)$$

として求めている。全沿岸漂砂量はこの値を測定時間間隔でわたったものとなる。

§ 4.3 投入砂の流出

(1) 砂の投入条件

予備実験の結果、図-17のような全沿岸漂砂量 Q の分布が得られた。これは2時間の測定によって直線海浜での定常状態の全沿岸漂砂量を求めるためのものである。この実験では $E_k = 8.4 \ell$ であり2時間の測定であるから Q の信頼性は $4.2 \ell/h$ 程度である。本来、直線海浜においては境界の影響ない領域では Q は一定となるはずである。しかし、図-17に示される測定結果は中央部においても沿岸方向に分布を生じている。これは図-18にみられるように、沿岸方向の波高分布に対応するものである。この波高分布は実験水槽に特有のもので制御が困難であった。本調査は海浜全体での漂砂のバランスを求めるものであることから、ここでは図-17より平均的な全沿岸漂砂量を求め、砂の投入条件の決定や流出制御の比較に用いた。図-17より平均全沿岸漂砂量 Q_0 は $28.6 \ell/hr$ であり、このときの波浪条件は平均沖波換算波

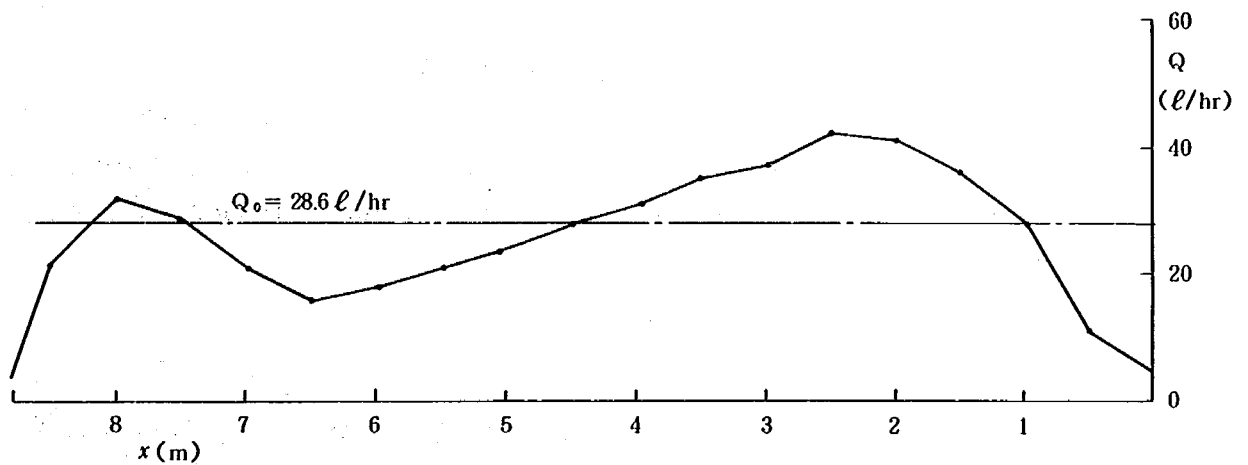


図-17 直線海浜の漂砂量分布

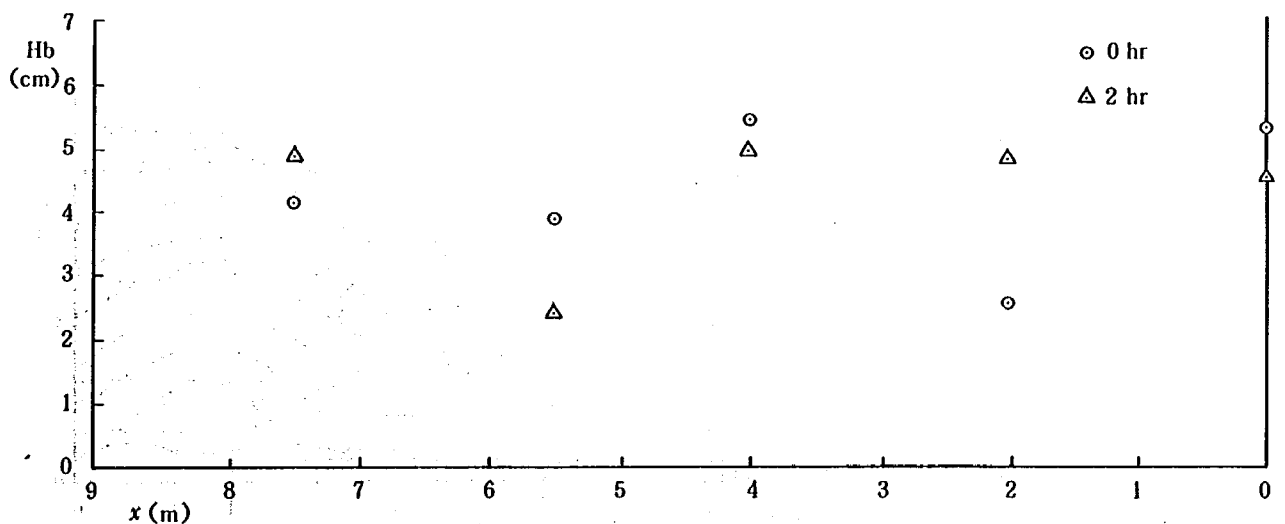


図-18 波高分布

高 $H_0 = 3.5$ cm, 周期 $T = 1.46$ secである。以後の実験は全てこの波浪条件を用いている。

現地での土砂投入については§ 2.4 で述べた通りであるが、実験における投入形状は現地にならって円錐台状とし、断面形は前浜勾配と同じにした。図-19に投入状況を示す。砂は図

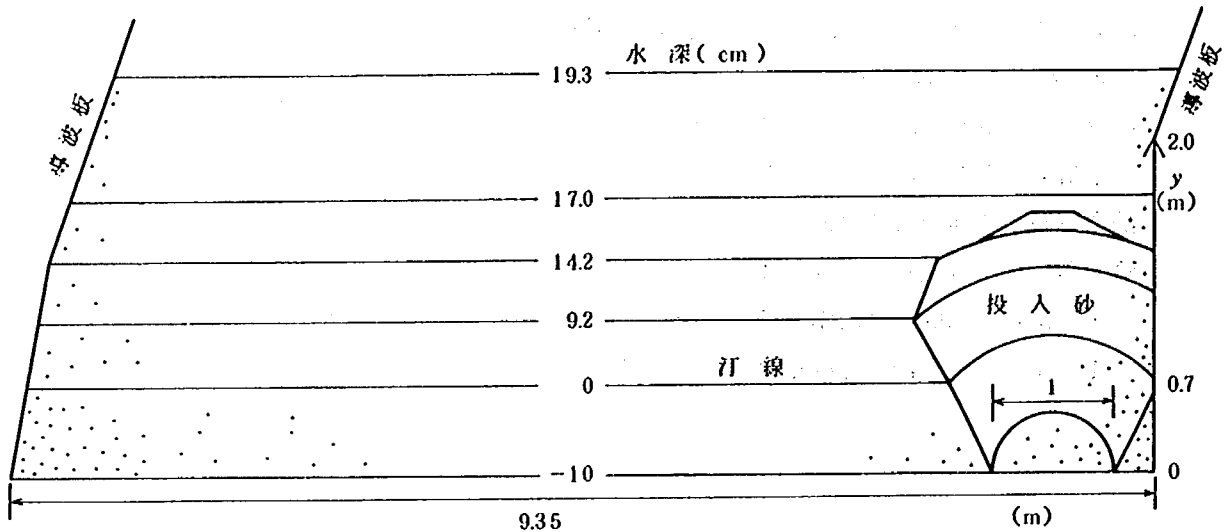


図-19 実験での投入形状

図-19のように突堤（導波板）のすぐ下手に投入した。図からわかるように、投入域のほぼ半分は突堤による波の遮へい域にあたる。砂の投入量は、下手端の影響が投入砂の流出や地形変化に生じないように実験時間の条件を考え、 Q_0 の4時間24分相当の126ℓとした。これが本実験で想定したサンドバイパスの土砂投入時間間隔となる。図-10より求まる駿河海岸における全沿岸漂砂量は8万 m^3/year である。よって(3)式より実験での投入砂量は現地での15.4日相当になる。

(2) 投入砂の流出

以上の投入条件のもとで、CASE 1として付帯構造物のない場合の実験を行った。図-20は想定土砂投入時間間隔の4時間24分までの投入地点付近の汀線形状の経時変化を示したものである。図-20によると、汀線は2時間ではほぼ投入前の状態まで後退しており、4時間24分後ではかなり侵食状態となっている。また図-21には4時間24分後での等深線図を示したが、水深 $h = 12$ cm以深では変化していないものの、それ以浅では投入前より侵食状態になっていることがわかる。このことは、一度に大量の土砂を投入する形式のサンドバ

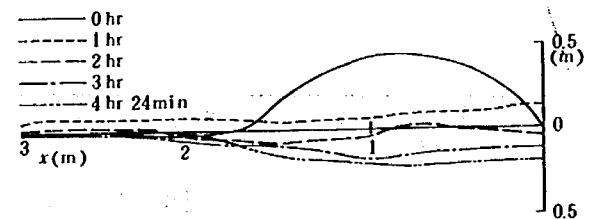


図-20 汀線変化図

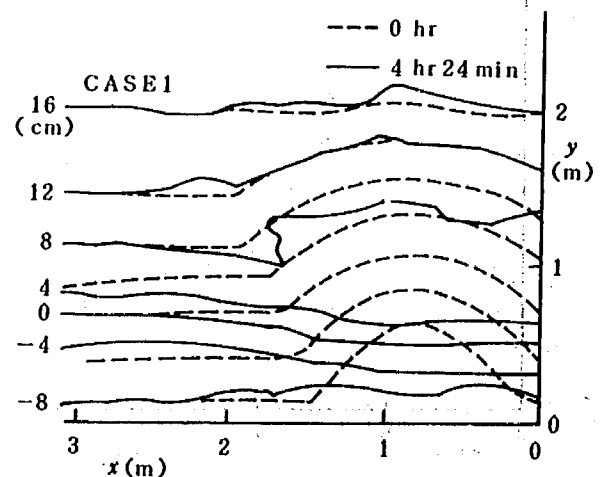


図-21 等深線図

イパスでは、漂砂の連続性を継続的に保てないことを意味する。

次に投入砂の流出過程を検討した。流出量の変化をみる断面として、円弧状汀線の下手 $x = 1.75 \text{ m}$ の岸沖断面を選び、投入部 ($x = 0 \sim 1.75 \text{ m}$) からの投入砂の累積流出量 V を調べた。図-22がその結果であるが、図-22の中には漂砂の連続性が保たれているとしたときの理想的な流出直線 I

$$V = Q_0 t \quad (10)$$

を示してある。図-22によると、砂突堤状に投入された場合には明らかに初期の流出が大きく、相対的に沿岸漂砂量が増大することがわかる。実験値は4時間24分後には直線 I より下まわっており、結果的には流出量が小さく投入砂があまったように見られる。しかし、図-23の断面図にも明らかなように、 $h = 8 \text{ cm}$ 以深の砂は残っており、その砂量は 47ℓ であった。投入した砂量が 126ℓ であったことから、 $h = 8 \text{ cm}$ 以浅に投入された有効な投入砂量は約 80ℓ となり、予備実験で求めた沿岸漂砂量 Q_0 の約2時間50分相当の量である。図-22によると累積流出量が 80

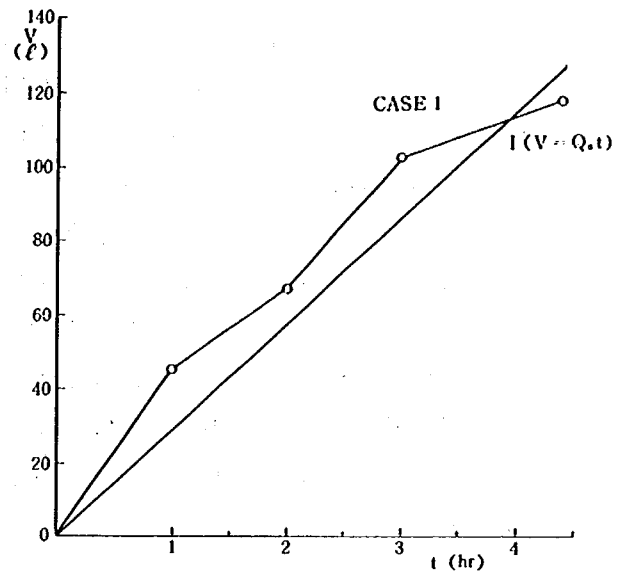


図-22 投入砂の累積流出量

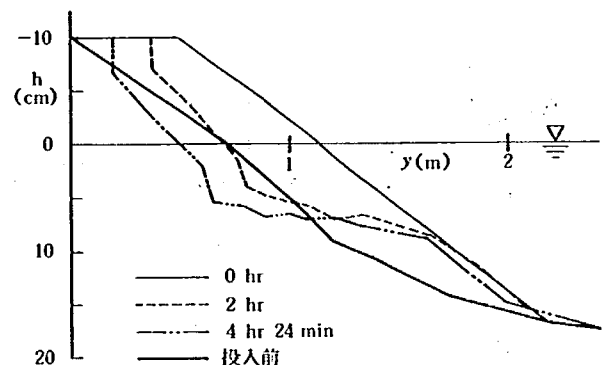


図-23 断面変化図

ℓ となったのは2時間後であり、その後は投入前の地形の侵食により砂が流出する。また2時間50分では約 100ℓ の流出となっており 20ℓ が侵食されることになる。以上のことにより、図-22の4時間24分後の累積流出量は、初期の流出が激しく後半侵食が進みすぎて地形が

表-4 各ケース各時刻の $E_k (\ell)$

※ () 内の時間は CASE1 のみ

測定時刻 CASE	20分 (1時間)	50分 (2時間)	1時間30分 (3時間)	2時間30分 (4時間24分)
1	-23.9	-32.6	-22.0	-26.1
2	13.4	21.2	9.2	-23.6
3	4.2	5.4	8.1	-11.2
4	-25.1	-28.1	-42.9	-16.9
5	7.5	4.3	12.4	-1.5
6	5.0	26.1	6.9	23.1

安定化し始めたため生じたものであり、砂が $h = 8 \text{ cm}$ 以浅に全て投入されていれば、投入砂の累積流出量は直線 1 を大きく上回ることになる。

これらの結果より、一度に大量の土砂を投入する形式のサンドバイパスにおいては、漂砂の連続性を継続的に保つために何らかの対策が必要になることがわかる。

ここで累積流出量の誤差についてふれておく。誤差の指標としては前述した体積の総和 E_k を用いる。表-4 に各ケースの測定結果から求めた各時刻の E_k を示す。求める累積流出量は $0 \sim 100 \ell$ 程度の値であり、地形測定は誤差を 1 mm 以下に抑え $E_k \pm 0 \ell$ 以下になるようにところがけた。しかし、半数近くが E_k が $\pm 20 \ell$ 以上となっている。累積流出量の実際の算出では(9)式を用いて平滑化しているため、データの信頼性は $E_k / 2$ 程度と考えられる。よって、初期の累積流出量が小さい場合にはデータの信頼性が乏しいが、得られた累積流出量の時間曲線は物理的に妥当なものであり、平滑化により誤差はかなり小さくなっているものと考えられる。

§ 4.4 各種構造物による流出制御

(1) 構造物の選定

構造物としては、従来より沿岸漂砂によって生じる海岸侵食の対策に用いられてきている突

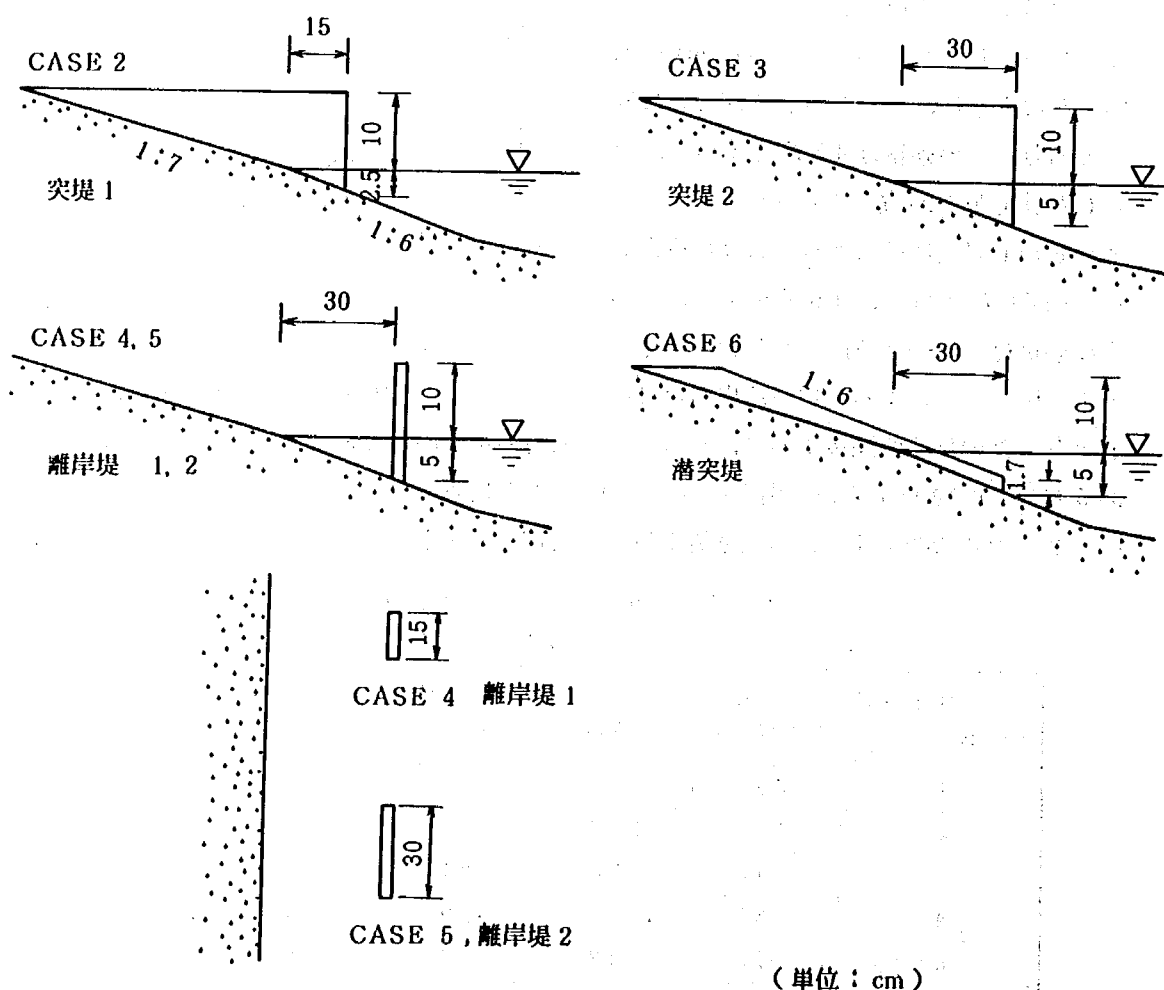


図-24 構造物の模式図

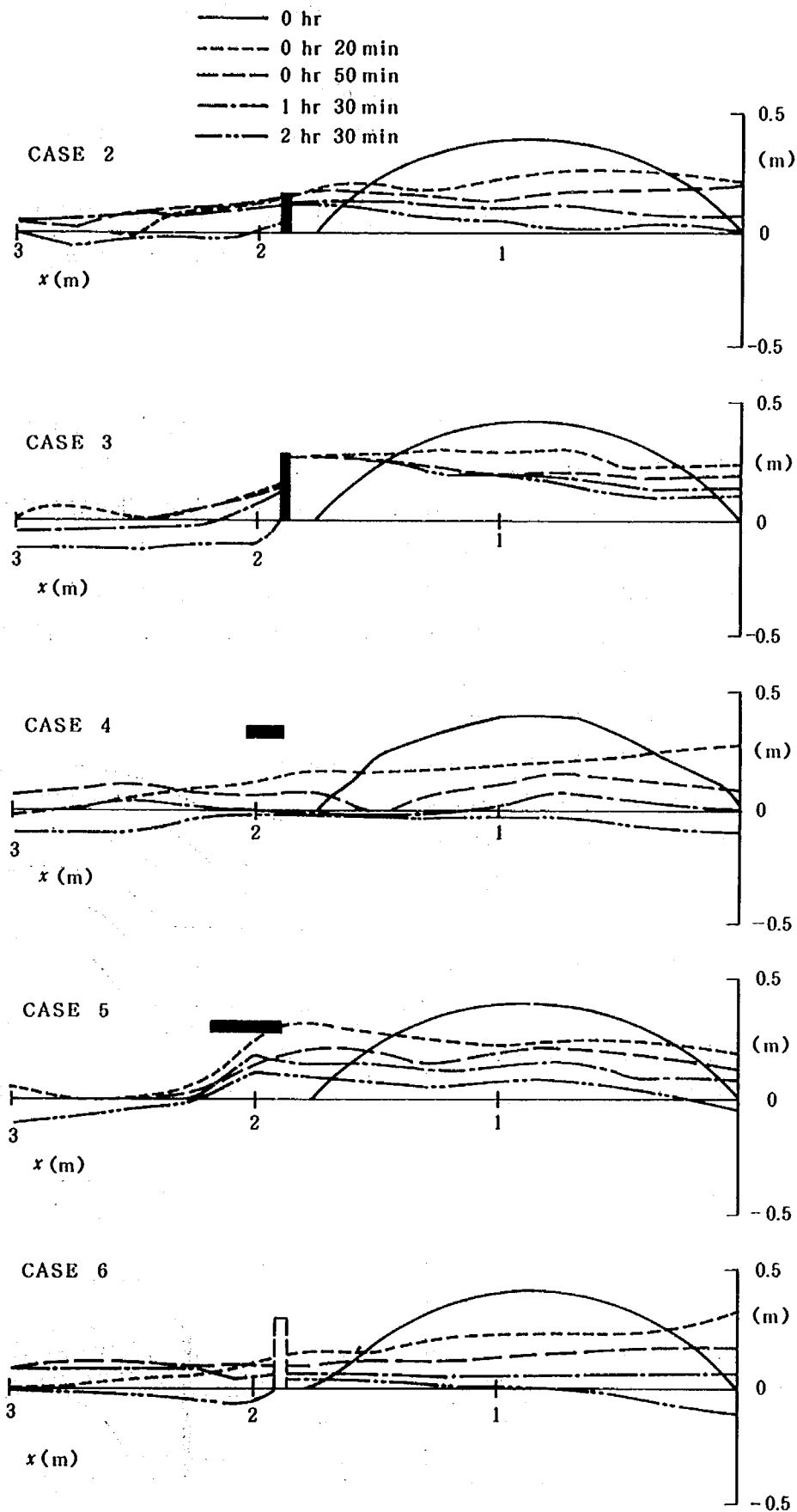


図-25 汀線変化図

堤と離岸堤を選んだ。図-24に構造物の模式図を示す。本来、これらの構造物は沿岸漂砂を抑える働きを期待するものであるが、ここでは沿岸漂砂量を制御し流すという効果を求め、構造物のスケールは砕波帯幅（約30 cm）を基準に砕波帯幅と同程度およびその1/2と小規模のものを用了。なお、構造物は実験を行いやすくするために全て3 cm厚の合板を用い、不透過のものとした。

これらの構造物は、汀線において投入砂のすぐ下手 $x = 1.88$ m に設置した。CASE 2～6の実験では、投入砂の流出が初期において激しいことから実験時間を2時間30分とし、初期の流出に着目した。これは前段で述べたように、有効な投入土量がQ。の約2時間50分相当であったことに対応するものである。

(2) 実験結果

図-25に汀線の経時変化を示す。CASE 2の突堤1では2時間30分まで投入部の汀線は徐々に後退している。一方、突堤下手は1時間30分まで突堤を埋める形になっていたが、2時間30分後には初期汀線まで戻っており、投入部の地形が安定し砂の流出が減少したことがわかる。CASE3の突堤2では投入部の地形は50分後にほぼ安定してしまい、下手側の侵食が進んでいる。CASE4の離岸堤1の場合は、全体的に一様に汀線が後退し、2時間30分では、ほぼ全体的に侵食状態になっている。CASE5の離岸堤2では、20分後にトンボロが形成されており、1時間30分後まで投入部

の汀線はほぼ一様に後退し、下手側では初期汀線を保っているが、2時間30分後ではやや後退している。CASE6の潜突堤もCASE4と同様に汀線の後退はほぼ一様であるが、2時間30分後では、堤体の上手と下手に段差を生じている。

このように各構造物それぞれに特有な流出形態がみられることがわかった。流出形態には水深方向にも特徴があると考えられるため、次に等深線図によって各ケースを

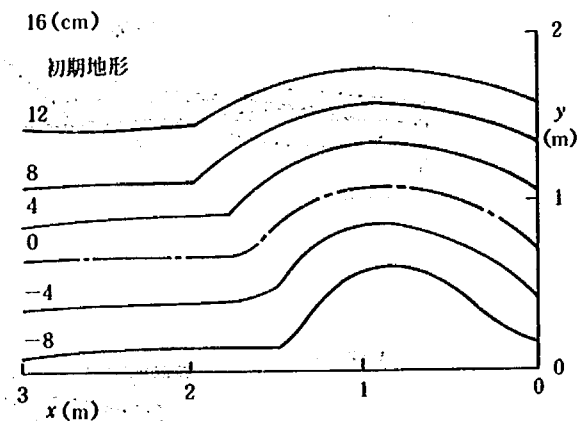


図-2-6 a) 等深線図

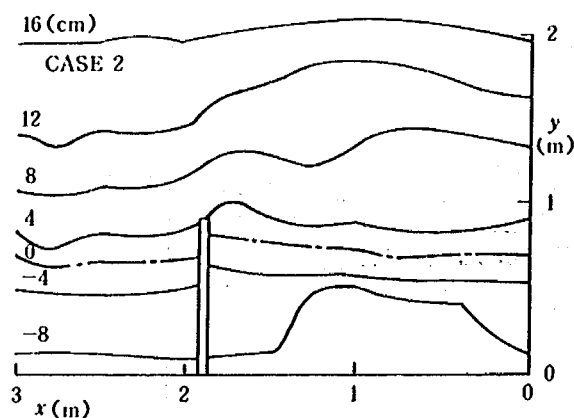


図-2-6 b) 等深線図

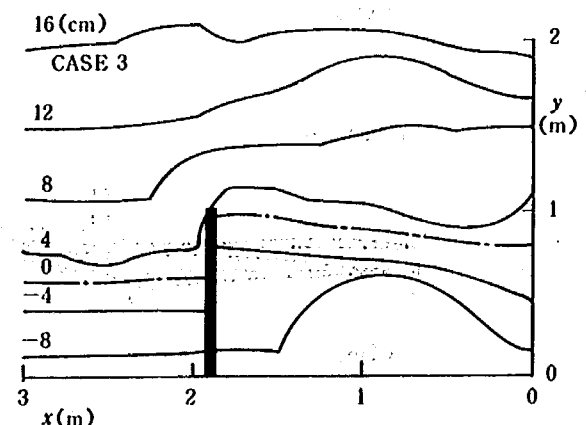


図-2-6 c) 等深線図

比較する。

図-26. b)～f) は2時間30分後における各ケースの等深線図である。a)には比較のため初期状態を示した。

突堤はその先端以浅の沿岸漂砂は完全に遮断する。汀線が後退するにつれ遮断する水深は深くなり、その水深以浅の等深線は不連続となる。b), c)の図からはその状態がよくわかり、突堤の長さの違いとして現われてくる。CASE 3の突堤2では、投入部はほぼ安定してしまっているため、突堤下手が侵食され急勾配化していることがわかる。

離岸堤は直接構造物が砂の流れを遮断しないため、e)にみられるように、等深線は離岸堤背後で屈曲し連続している。離岸堤2の場合、投入部の後退が進み安定化してくると、砂の流出は下手の後退に依存してくるため、2時間30分後で下手が侵食状態になっていると考えられる。離岸堤1の場合には、小規模であったためその効果が小さくなっている。

潜突堤は初期において完全に埋まってしまいがち、以後流出堰のように機能する。f)に示すように潜突堤では設置部の等深線に段差がみられ、その上手と下手の等深線 ($-4\text{ cm} \leq h \leq 4\text{ cm}$) はそれぞれ平行になっている。

以上、汀線と等深線の変化により、各々の構造物がもつ投入砂の流出制御の特徴について検討した。各構造物の効果を定量的

に知るためには、投入砂の流出量変化を調

べる必要があり、付帯構造物の無い場合と同様に投入部 ($0 \leq x \leq 1.75\text{ m}$)の累積流出量 V を求めた。図-27にその効果を示す。図-27には図-22に示したCASE1の結果及び直線Iも記してある。流出制御の目標は、流出形態を漂砂の連続性が理想的に保たれる直線Iに近づけることにある。

図-27より、CASE 3はすぐ安定してしまい、CASE 2も初期の流出は大きい後半安定してし

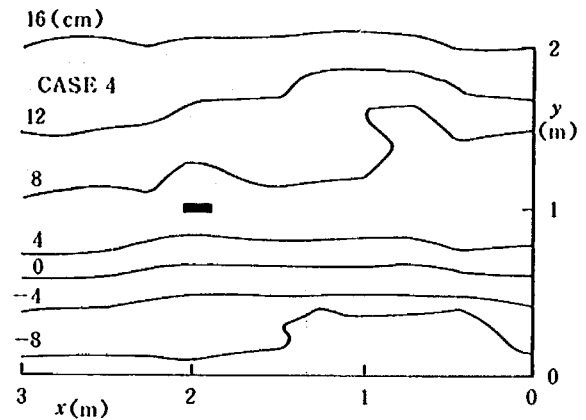


図-26 d) 等深線図

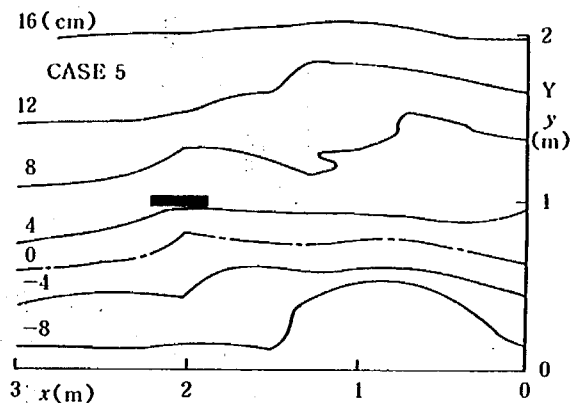


図-26 e) 等深線図

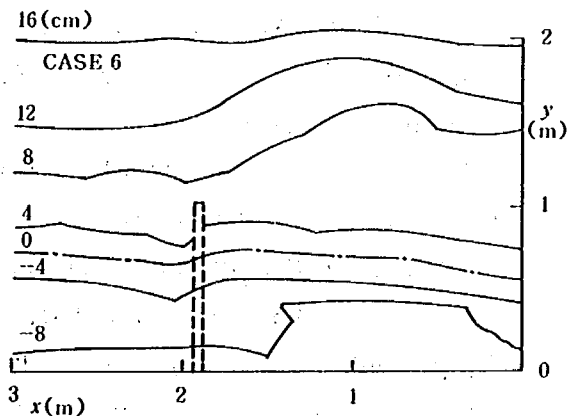


図-26 f) 等深線図

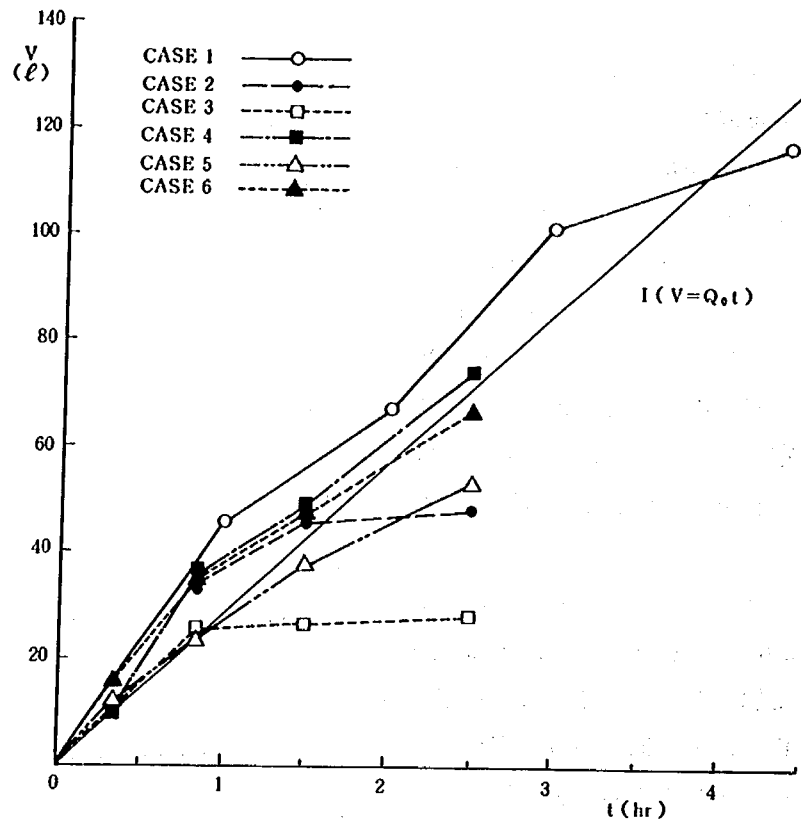


図-27 投入砂の累積流出量

まうことがわかる。これは、突堤そのものが沿岸漂砂を完全に遮断する機能をもつため、短い突堤の場合は初期にはほぼ埋まってしまう形になるため初期流出が大きくなる。沿岸漂砂の岸沖分布を考慮すると、突堤は初期においては Swash からごく浅い部分の漂砂を遮断するため、時間的に一様な流出制御効果を期待しにくいものと考えられる。CASE 5 の離岸堤は直接構造物が沿岸漂砂を遮断しないため、流出特性も時間的に大きく変化していない。また、投入部の後退が進行し安定してきても、下手の侵食に応じて砂が流出するため、下手の侵食が許される範囲で後半の流出も期待できる。CASE 4 の離岸堤の場合は CASE 5 の制御効果をさらに弱わめた形になっており、離岸堤の場合、堤長や離岸距離を適切に選ぶことにより、効果的な流出制御が行えるものと考えられる。

CASE 6 の潜突堤の場合もほぼ付帯構造物のない CASE 1 と同じ流出状況となっているが、底面からの高さを高くすることにより、流出制御効果を上げることが期待できる。潜突堤の場合は流出堰のような形で Swash から潜突堤先端までの漂砂を通過させるため、その流出制御効果は構造物の諸元をうまく決定すれば、時間的にはほぼ一様なものとすることができると考えられる。

§ 4.5 流出制御の評価

砂突堤状に投入された土砂の流出制御のため、突堤、離岸堤、潜突堤を設置したときの効果について検討した。本調査の目的は、前述の通り投入部の侵食を抑えることであり、具体的には図-15 で説明したように投入砂の流出を減少平滑化することである。

突堤や CASE5 の離岸堤は流出を抑えすぎ投入部の侵食は生じていないが構造物下手で侵食が生じている。また、CASE 4 の離岸堤は投入部を含めて全体的に侵食状態であり、潜突堤は投入部と構造物下手にやや侵食を生じている。このように、構造物による制御効果は単に投入部の侵食だけで評価することはできない。本実験においては図-18に示すように沿岸方向に一様な波高分布が得られず、 $x = 5$ m 付近に堆砂域を生じたため構造物の下手の侵食を比較評価しにくいことや、投入量が少ないため細かな比較ができないことから、構造物の効果の比較は単純なモデル計算によって行なうことにした。

モデル計算は § 3.2 で述べたと同様に One-line モデルを用い、計算条件には実験値を与え、投入土砂量は有効投入土砂量の 80ℓ , Q_0 は $28.6 \ell/\text{hr}$ として 2 時間 50 分まで計算した。用いたモデルが One-line であることから実験での投入状況を完全には再現できないことや、計算の目的が構造物の効果の評価にあることから、計算と実験での汀線変化を特にあわせることはせず、同一計算条件のもとで比較検討することにした。最後に構造物の効果であるが、これは図-27に示した累積流出量の曲線を図-28に示すようにモデル化して、 $x = 1.75$ m の全漂砂量の条件としてモデル式を微分したものを与えることで計算にとり入れた。この方法によると、構造物の効果は $x = 1.75$ m の断面に集約されることになる。これは、突堤や潜突堤の場合は物理的に整合するものであるが、離岸堤は沿岸方向に幅をもった効果をもつため物理的に妥当なものとはいえない。しかし、上手の地形変化にはあまり影響しないことや、堤長が短いことから比較検討には問題ないと考えられる。なお、上手の境界は 2 m の突堤とし、下手は無限境界としている。

図-29に計算結果を示す。a) は構造物のない場合であり、投入部全体の汀線が最大 11 cm ま

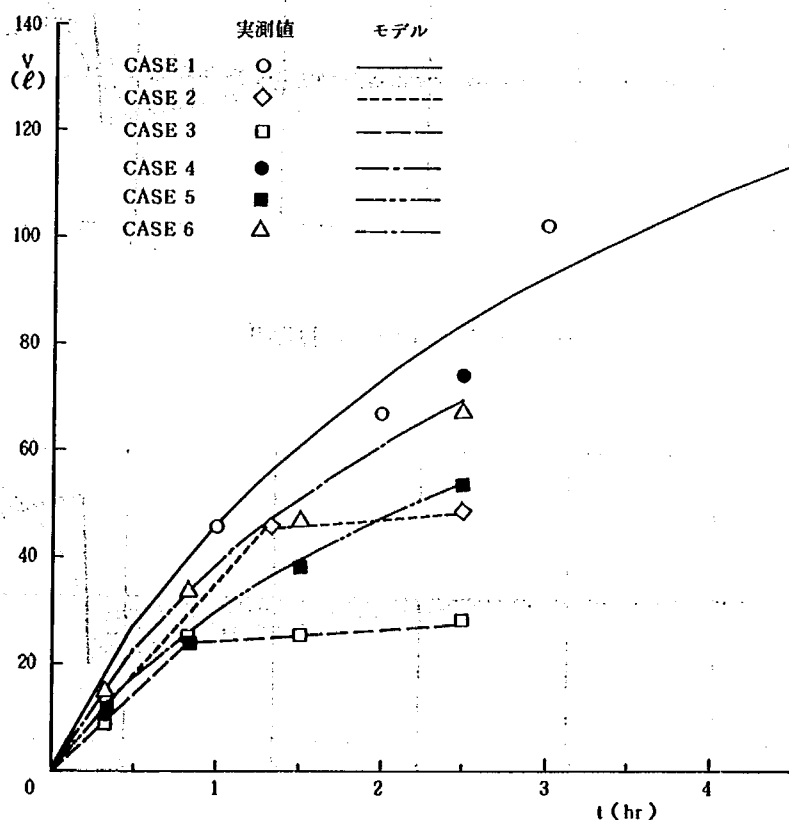


図-28 累積流出量の曲線のモデル化

で後退している。現地で問題となるのは防災上又は海浜利用上に必要な前浜の確保であり、最大汀線後退量が構造物の効果を評価するものとなる。よって制御効果は構造物のない場合の最大後退量 11 cm 以下に侵食を抑えるものでなくてはならない。b) c) は短い突堤と長い突堤であるが、その最大後退量は 17 cm と 22 cm であり構造物下手で生じている。このように 11 cm 以上の侵食が生じたのは投入部での残留土砂量が多かったためである。不透過の突堤の流出制御効果が初期

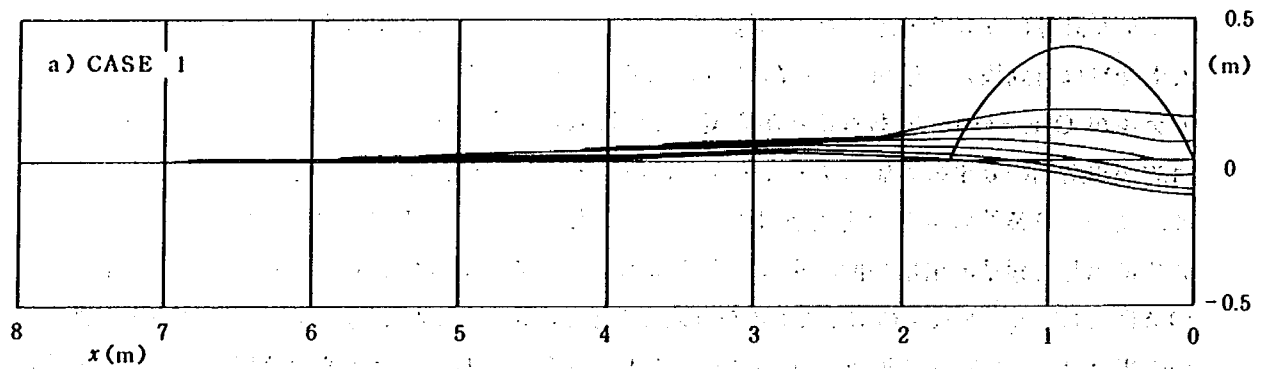


図-29 a) 計算結果

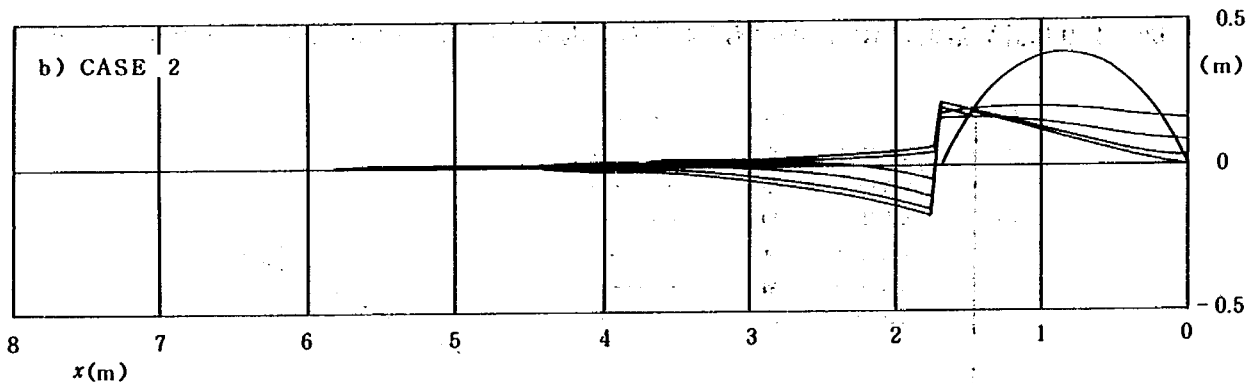


図-29 b) 計算結果

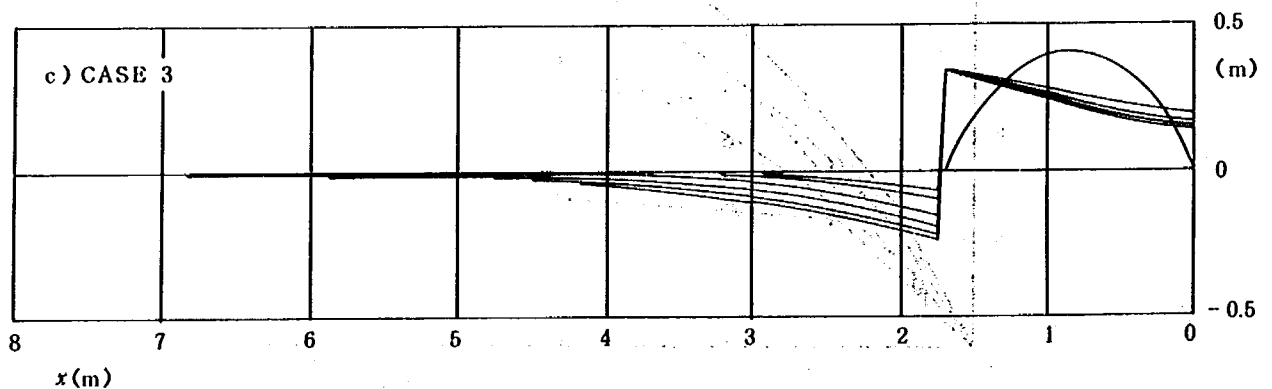


図-29 c) 計算結果

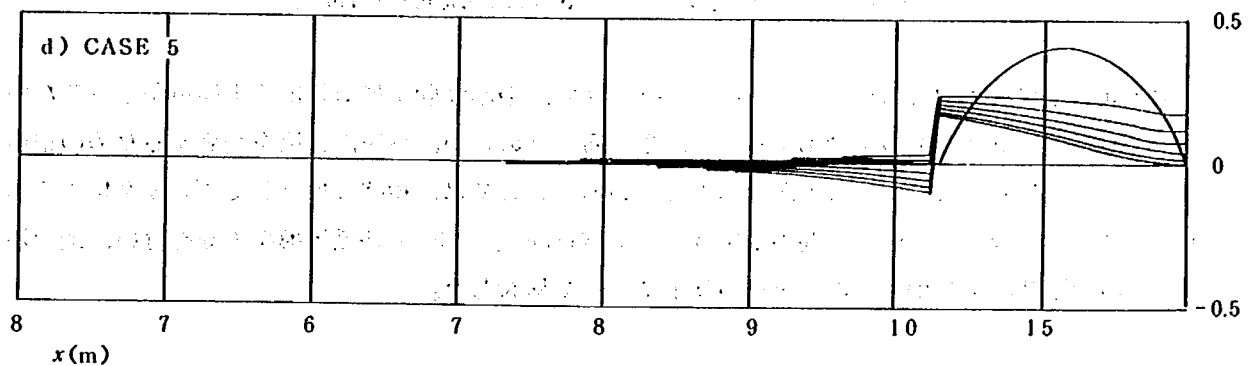


図-29 d) 計算結果

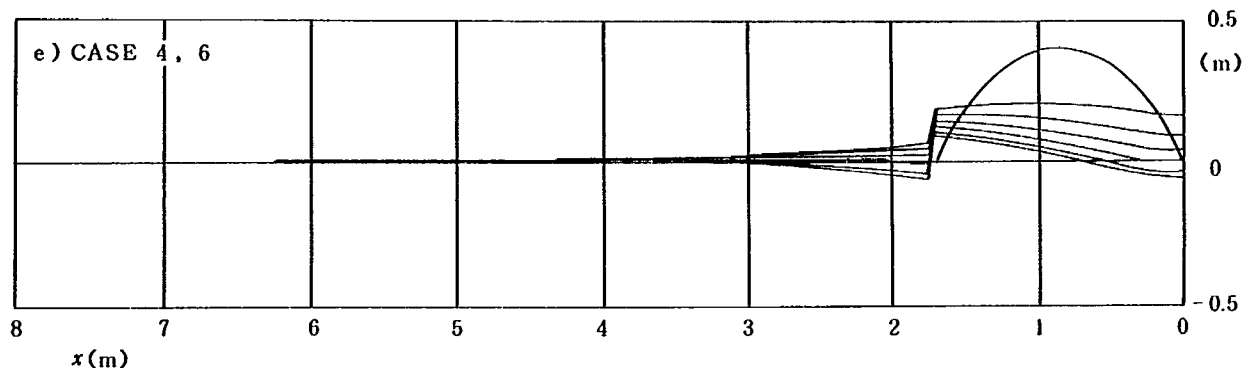


図-29 e) 計算結果

に多量に流出させ後半著しく流出を迎えるというものであることから、残留土砂量が0であっても構造物下手の侵食は避けられないものである。d)は長い離岸堤であり、このケースも投入部での残留土量が多く下手で侵食が生じているが、その最大後退量は11 cmとなっている。離岸堤の効果が沿岸方向に幅をもつことから実際の最大後退量はさらに小さいと考えられ、離岸堤の場合残留土砂が存在しても有効な制御効果があることがわかる。これは、離岸堤による流出制御効果が時間的に大きく変化しないことによる。e)は短い離岸堤と潜突堤を想定したものであり、侵食は投入部と構造物下手で生じているが、その量は5 cmと小さくなっている。これは、長い離岸堤の場合の流出制御効果が弱められ、残留土砂量が減少したもので、かなり有効な制御が行なわれている。

今回の実験における投入土砂量は少なく制御は行ないやすい。本来構造物の制御効果は、波、投入土砂量、構造物の3つのスケールで述べるべきものである。その点で不透過の突堤の場合、投入土砂量が増えると初期の制御効果がほとんどなく、その分堤長を長くすると後半の安定時間が長くなることになり制御方法としては望ましくない。それに対し離岸堤は、堤長や離岸距離を変えることにより、投入土砂量のスケールに対応して流出制御を行えるものと考えられる。潜突堤も同様に考えられる。また、突堤の場合も、透過堤は次章に述べるようにかなりの漂砂が堤体を通過するため、潜突堤と同様な効果が期待できるものと考えられる。

第5章 短突堤による沿岸漂砂量制御

第3章で述べたように駿河海岸でのサンドバイパスでは沿岸漂砂量に対し供給土砂量が十分でないため、沿岸漂砂量そのものを制御する必要がある。そのため、沿岸漂砂量を制御するための構造物として短突堤群を設置することが計画されている。ここでは、短突堤群としてブロック積みの透過堤を汀線からの長さ20m、間隔100mとして現地縮尺1/30の移動床模型実験を行い、透過短突堤群の沿岸漂砂量制御の可能性とその効果について検討した。

§ 5.1 実験方法

実験は図-30に示す平面水槽を用いて行った。海浜模型は中央粒径 0.22 mm の粒度調整砂を用い、図-31に示した駿河海岸の代表断面形を無歪の $1/30$ 縮尺とし、沿岸方向に一様に製作した。なお、平面水槽の制約上、図-31の断面形は水深 21.7 cm より以深は $1/20$ 斜面で水路床にすりつけた。波浪条件は、現地で沖波換算波高 $H_0' = 0.9\text{ m}$ 、周期 $T = 8\text{ sec}$ 、碎波角 $\theta_b = 10^\circ$ とし、 $1/30$ 縮尺に設定した。

実験は2ケースについて行った。CASE 1では、与えられた波浪条件に対する直線海岸での全

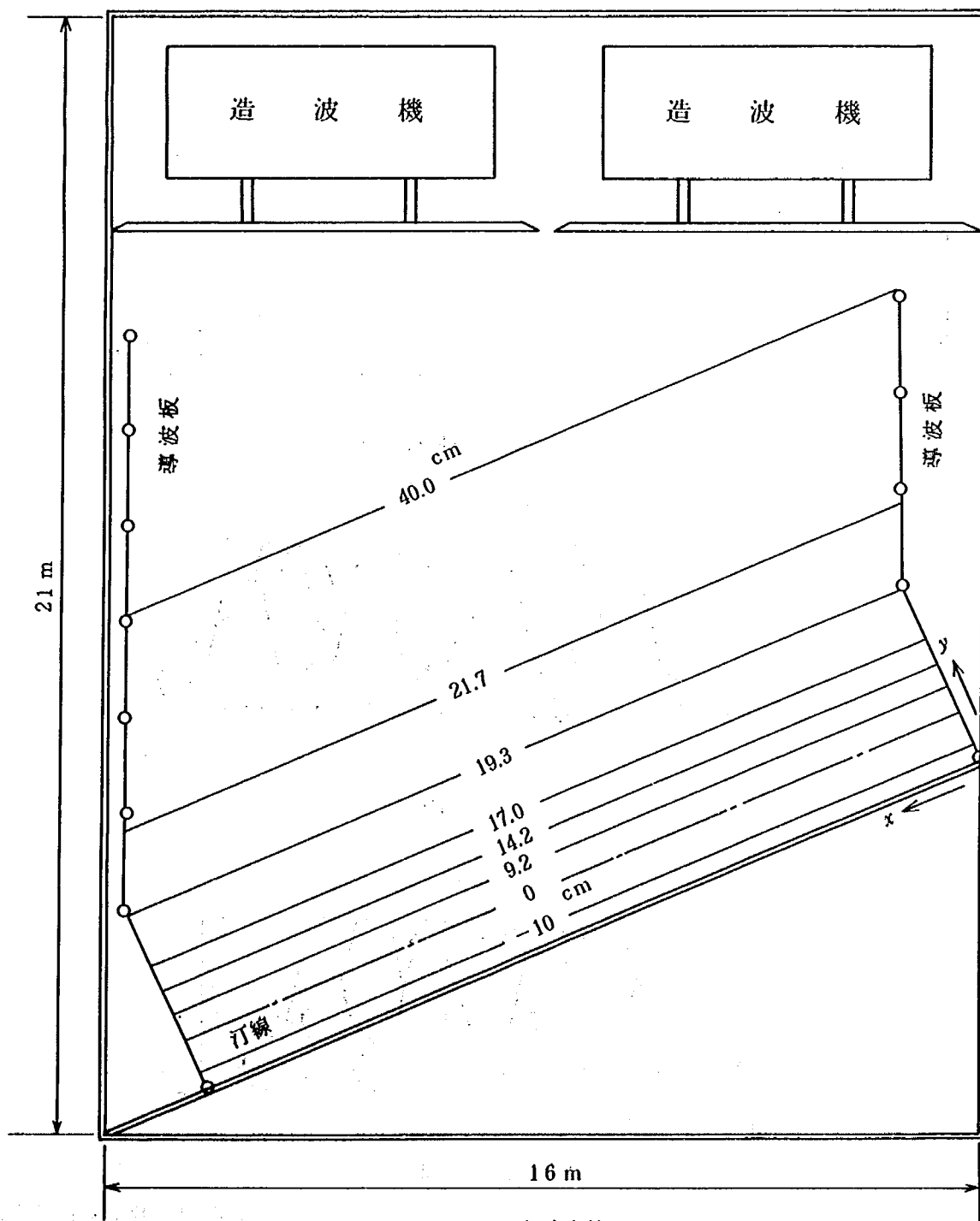


図-30 実験水槽

沿岸漂砂量を求める。CASE 2では、ブロック積みの短突堤を設置した場合の全沿岸漂砂量を求め、CASE 1と比較することにより短突堤による沿岸漂砂量制御効果を検討した。

現地での短突堤群の施工目的は、動的に安定な海浜を形成するために、突堤群により供給土砂量にみあうように沿岸漂砂量を制御することにある。透過堤は堤体内を漂砂が通過するため、不透過堤に比べ制御効果は劣るが、本施工目的からするとこの点をデメリットとする必要はない。また、不透過突堤を施工する場合は経済上の問題から設置基数が制約され突堤を群として施工できなくなり、前述の施工目的にそぐわず不透過堤とするメリットがない。そこで、突堤はブロック積みの透過堤と計画された。突堤の汀線からの長さおよび間隔はシミュレーション結果を参考

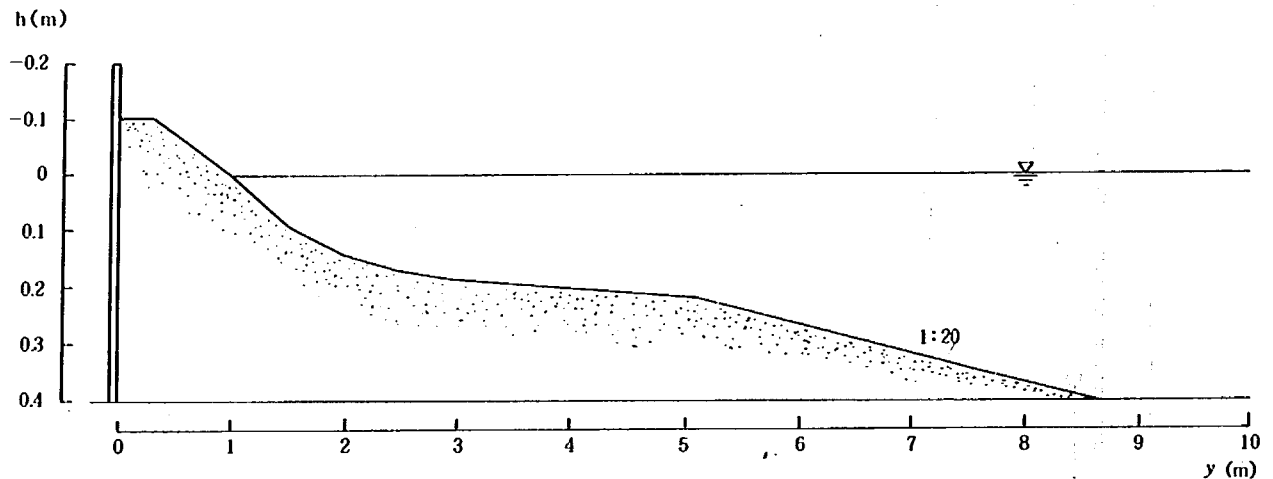
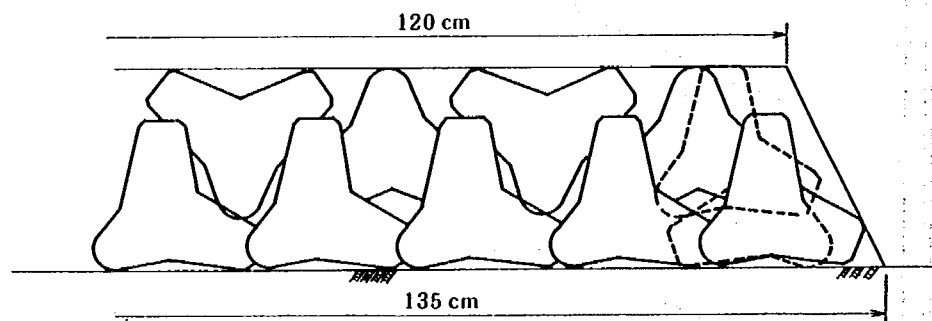
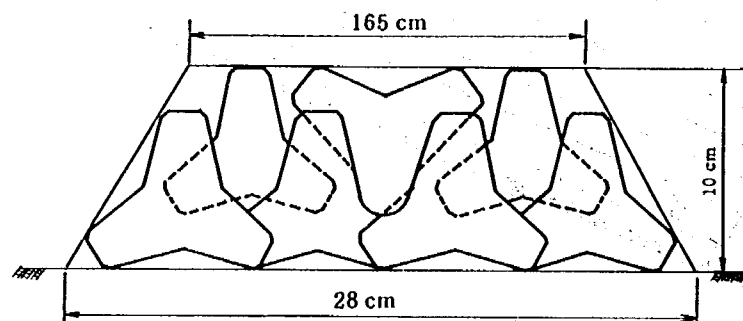


図-3 1 模型海浜断面形状



縦断図



横断図

図-3 2 ブロックの積み方 (テトラポット：模型重量 365 g)

とし決定された。シミュレーションによると突堤間の汀線形状、特に侵食部の後退量からみて、突堤間隔は 80 ～ 120 m、突堤長は 25 ～ 30 m が良いことがわかった。沿岸漂砂を制御するという点では突堤が長い場合、沿岸漂砂を抑えすぎることが懸念される。そこで、現地では汀線からの突堤長を 20 m とし、設置間隔を 100 m で施工する計画がなされた。

短突堤の模型は現地での計画をもとに、365 g (現地で約 10 ton) のテトラポッドを用いた透

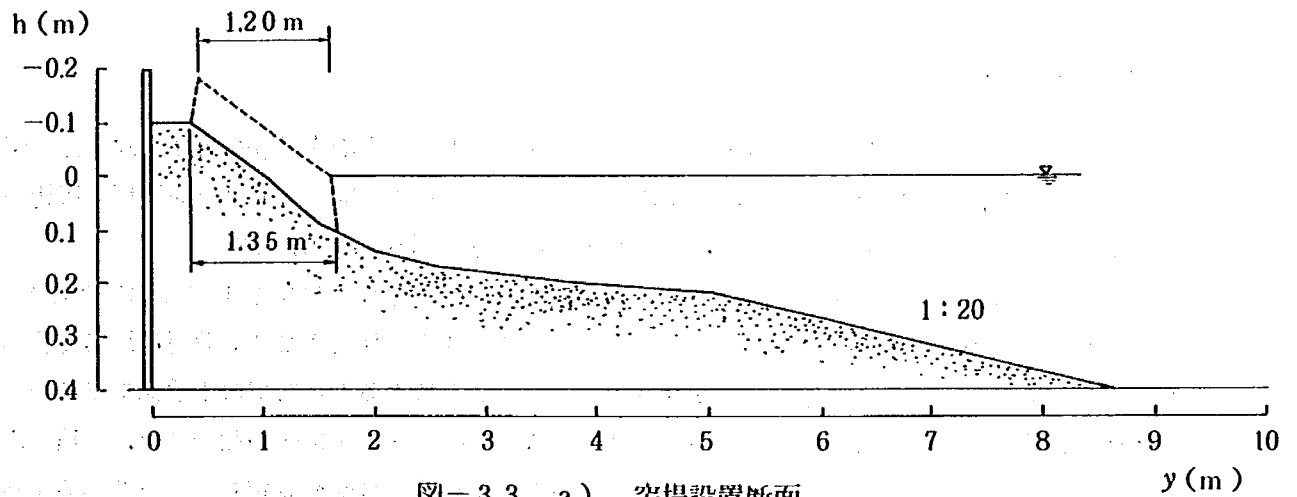


図-33 a) 突堤設置断面

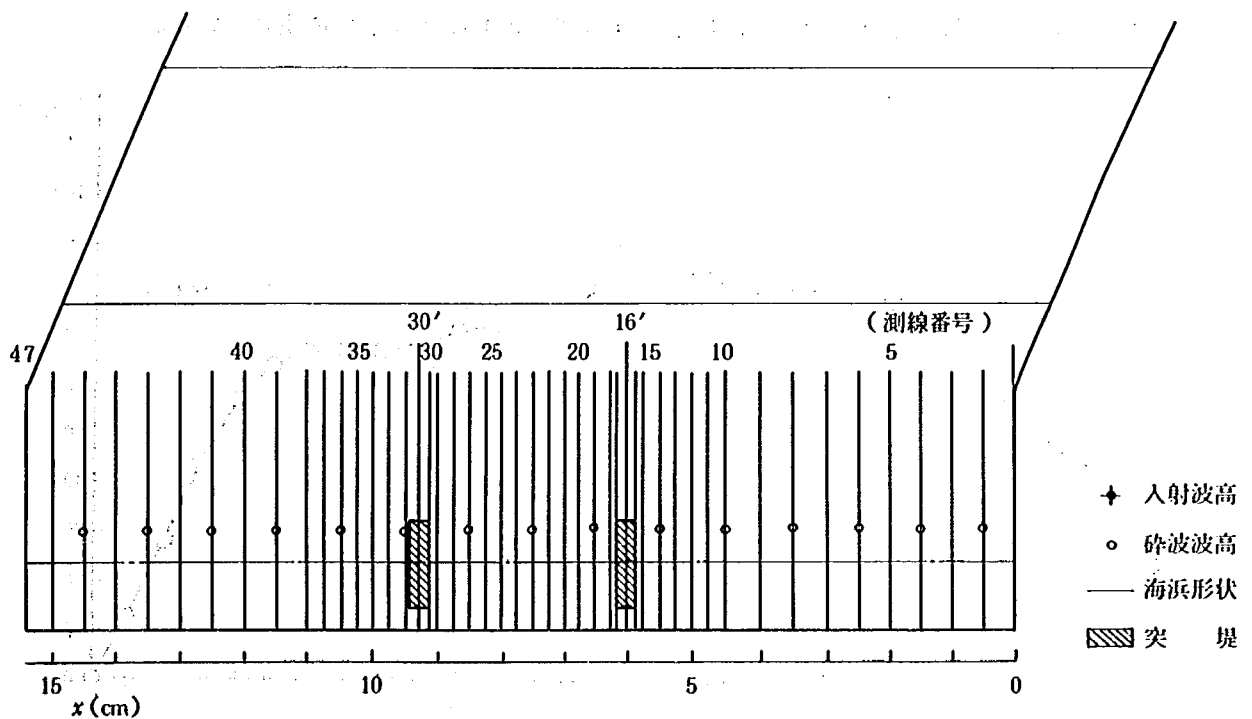


図-33 b) 突堤配置図

過堤とした。ブロックの積み方を図-3.2に、設置断面を図-3.3 a)に示す。短突堤の間隔は現地で100 m (模型3.3 m)、汀線からの長さは20 m (模型0.67 m)とした。CASE 2では、導波板が地形変化に及ぼす影響を考慮して、図-3.3 b)に示すように中央部に3.3 m 間隔で2基の突堤を設置することにより、沿岸漂砂の制御効果を求める。全沿岸漂砂量は第4章の実験と同じく地形変化から求める。地形測定は原則として沿岸方向に50 cm ピッチ、岸沖方向に10 cm ピッチで行った。

§ 5.2 実験結果

CASE 1では前述の波浪条件のもとで、2時間波を作用させて全沿岸漂砂量分布を求めた。図-3.4に2時間後の地形変化より求めた全沿岸漂砂量分布を示す。図-3.4より導波板の影響の生じていない直線海岸における全沿岸漂砂量を求めると $Q_0 = 76.3 \ell/hr$ である。

CASE 2では海岸中央部 $x = 6 \text{ m}$ 、 9.3 m の2地点に初期汀線からの長さ0.67 m の短突堤を設置した。波浪条件はCASE 1と同じであり、波を1時間30分作用させ30分毎に地形変化の測定を行った。図-3.5に汀線の経時変化を示す。図-3.5によると短突堤の上手側で堆積が、下手側で侵食が生じていることがわかる。短突堤周辺の $3 \text{ m} \leq x \leq 13 \text{ m}$ の領域では、堆積および侵食は初期から30分の間に急激に生じ、30分から1時間ではやや安定し、1時間から1時間30分にかけてほとんど汀線の変化はみられず安定状態となっている。これに対し、両端の $0 \text{ m} \leq x \leq 3 \text{ m}$ と $13 \text{ m} \leq x \leq 15.3 \text{ m}$ の領域では侵食・堆積が継続していることから、 $3 \text{ m} \leq x \leq 13 \text{ m}$ の領域は沿岸漂砂の存在下において動的に安定していることがうかがえる。

図-3.6に2基の短突堤間の断面を示す。この図からも、1時間から1時間30分にかけては地形はほぼ安定していることがわかる。a)の短突堤のすぐ下手 ($x = 6.75 \text{ m}$) の断面からb)の突堤間のはほぼ中央 ($x = 8.25 \text{ m}$) の断面及びc)の短突堤のすぐ上手 ($x = 9 \text{ m}$) 断面にかけて侵食、変化なし、堆積と移り変わり、断面変化は初期地形にほぼ平行に生じている。

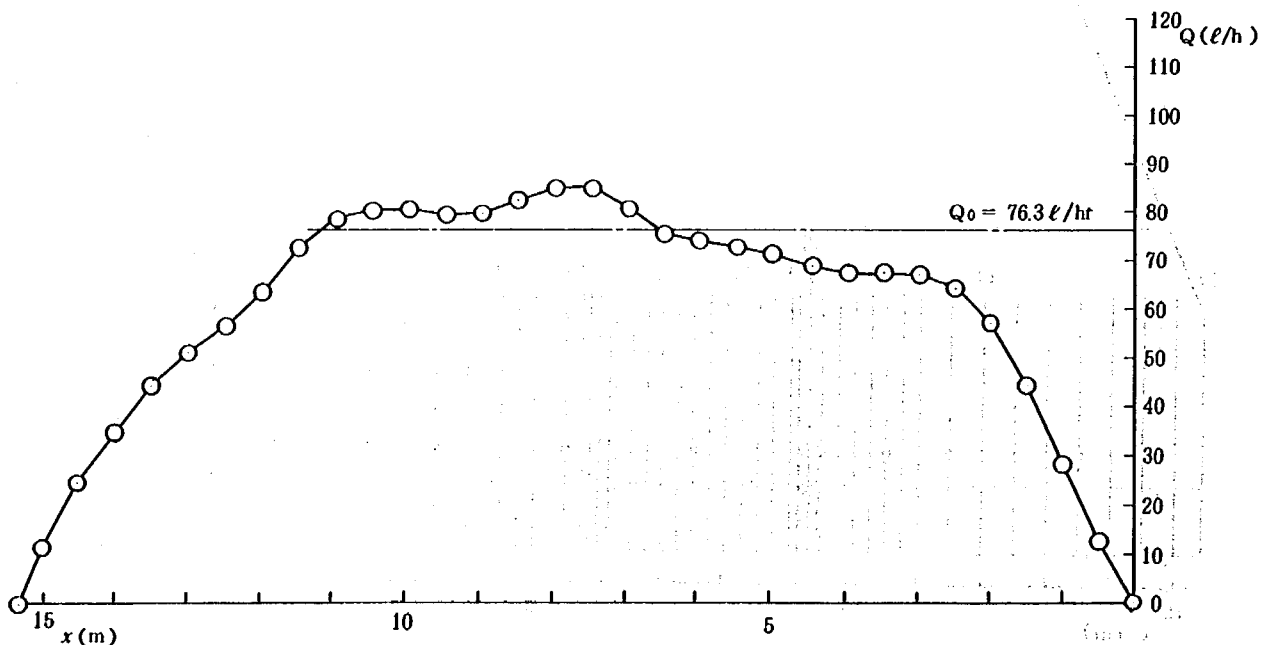


図-3.4 CASE 1の漂砂量分布

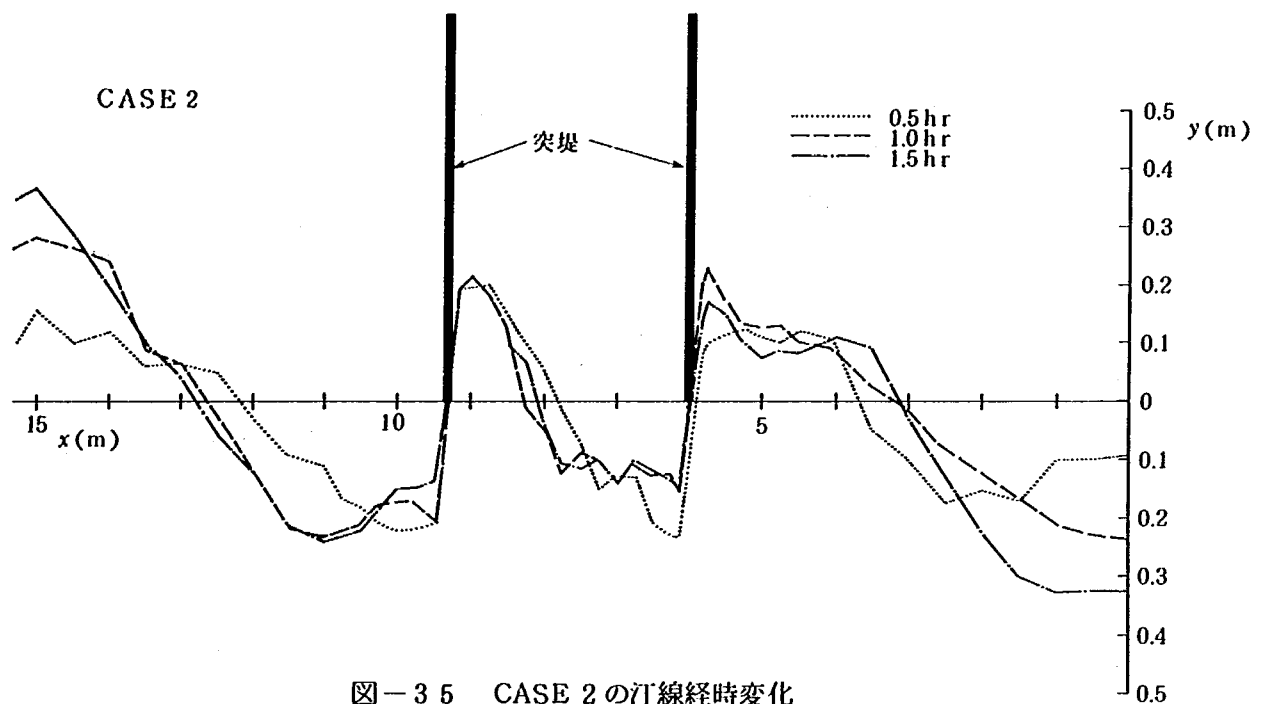


図-35 CASE 2 の汀線経時変化

このような海浜の動的な安定状態を全沿岸漂砂量より検討し、短突堤による沿岸漂砂量制御効果を求める。全沿岸漂砂量分布を図-37に示す。a)の初期から30分までの全沿岸漂砂量分布では、短突堤により沿岸漂砂が阻止され、短突堤部での漂砂量が小さくなる3つの山の分布形となっている。短突堤の設置地点($x=6\text{ m}$, 9.3 m)では $Q_{x=6\text{ m}}=29\ell/\text{hr}$, $Q_{x=9.3\text{ m}}=22\ell/\text{hr}$ の全沿岸漂砂量が存在する。初期において、これだけの突堤を通過する漂砂量が存在するのは透過性によるものと考えられ、このことについては後述する。ここで、全沿岸漂砂量のピークが $Q=100\ell/\text{hr}$ と CASE1 で求めた値より大きくなっているのは、初期地形断面が実験波に対し安定していなかったことによるものと考えられる。b)の30分から1時間の全沿岸漂砂量分布によると、海浜中央の $3\text{ m} \leq x \leq 11\text{ m}$ の領域では漂砂量が減少している。これは、短突堤により過渡的な安定状態が生じたもので、上手からの土砂供給は依然として存在し、動的安定へ向っていることがわかる。c)の1時間から1時間30分にかけての全沿岸漂砂量分布によると $3\text{ m} \leq x \leq 13\text{ m}$ の領域ではほぼ様な分布形となっており、平均的には $Q=43.6\ell/\text{hr}$ である。以上のことは汀線変化と対応しており、短突堤により全沿岸漂砂量は $Q=43.6\ell/\text{hr}$ に制御され海浜が動的に安定していることがわかる。

ここで、短突堤による沿岸漂砂量制御効果について考察する。前述のように、初期から30分においても $20\ell/\text{hr}$ 以上の短突堤を通過する漂砂が存在する。図-33に示したように初期の短突堤の先端水深は12cmであり、短突堤をまわり込む漂砂は少いと考えられ、ほとんどの沿岸漂砂は堤体を通じたものであろう。海浜の安定後も汀線は短突堤先端より47cm下がっており、実験中の観察からも短突堤をまわり込む漂砂はほとんど見られなかったことから、今回の実験においては堤体を通じた沿岸漂砂が支配的であったと考えられる。図-38は $x=9.3\text{ m}$ に設置した1時間30分における短突堤のすぐ上手と下手の断面を重ねて書いたものである。図-38

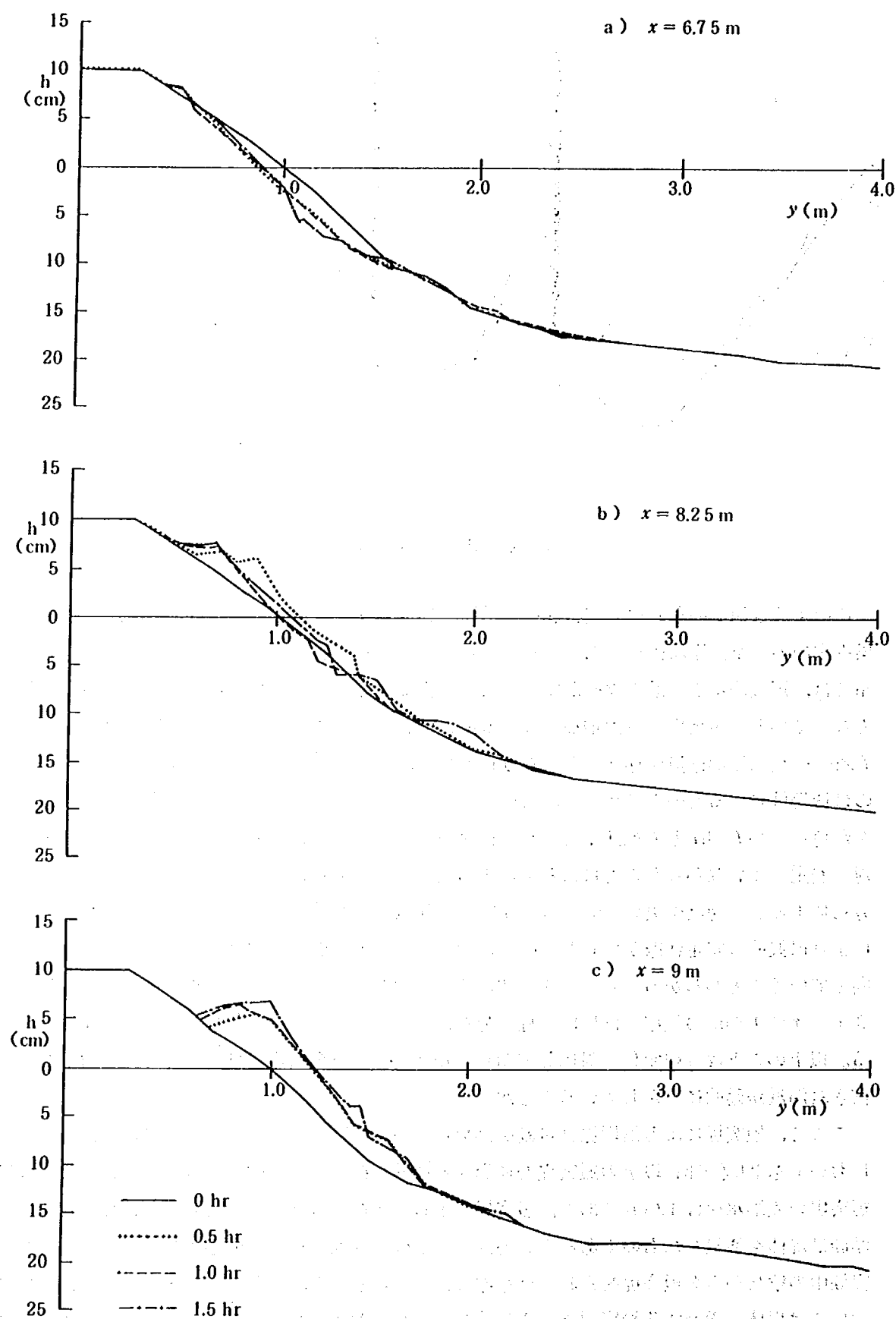


图-36 断面形状

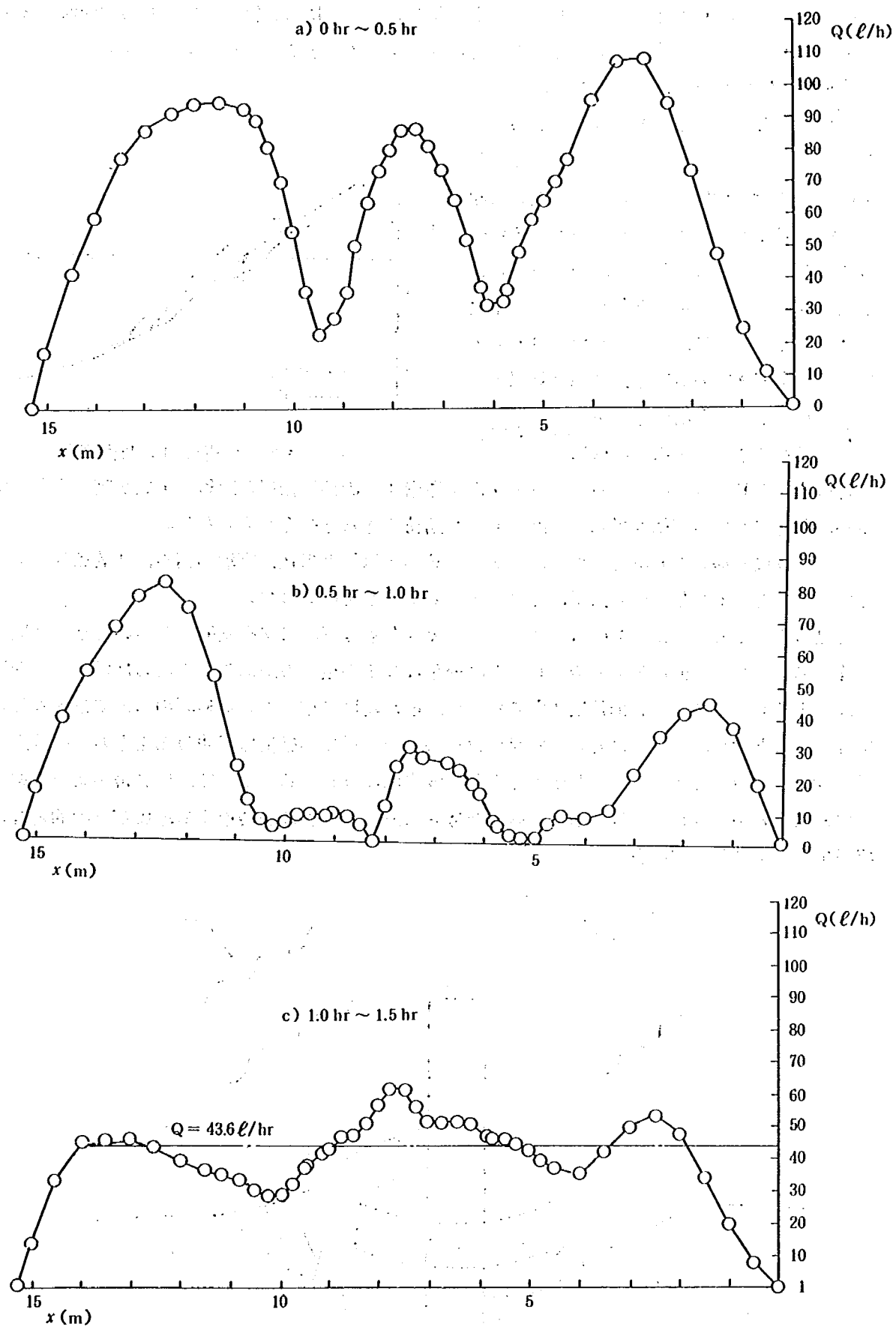


图-37 漂砂量分布

にみられるように短突堤上手と下手とに段差が存在し、突堤に対し斜めに打寄せる波が図-39に示したようにこの段差を流下する。この時に底質を下手へと流出させるものである。

移動床実験においては普遍的な相似則が確立されておらず、実験結果を現地にそのままあてはめることはできない。また現地では年を通じて波浪が変化するため、高波浪時には沖で碎波し突堤を回り込む漂砂が卓越する場合もあると考えられる。しかし、沿岸漂砂による地形変化には平均量が支配的であり、本実験は現地での施工に対し十分適用されるものである。本実験での沿岸漂砂量制御効果を

$$E = \frac{\text{制御下での全沿岸漂砂量}}{\text{自然状態での全沿岸漂砂量}} \times 100\%$$

で定義すると $E = 57\%$ である。ブロック内を透過する漂砂等相似が困難な現象が実験上存在するが、現地における制御効果も同程度のものが期待できるものと考えられる。

本調査は駿河海岸を対象としたものである。Eの値は海浜形状、突堤の構造、波浪条件によって変化するものであり、他の海岸にそのままあてはまるものではない。

突堤の構造で最も重要なものは長さである。突堤間隔は汀線形状を支配するもので制御効果には強く影響しない。他に突堤幅やブロックの種類及びその積み方がある。これらは堤体の透過性を決定するものであり、制御効果に影響するが、通常現地に施工される範囲のものでは大きな差はないものと考え、ここでは詳しい検討は行なわない。沿岸漂砂量は岸沖分布をもち、碎波点付近と Swash zone でピークを生じほとんどが碎波帯内に存在する。よって、碎波帯幅より汀線からの突堤長 l が長ければ、ほぼ沿岸漂砂を全体的に遮断し、堤体を透過する漂砂が支配的となる。波が小さくなり X_b が減少

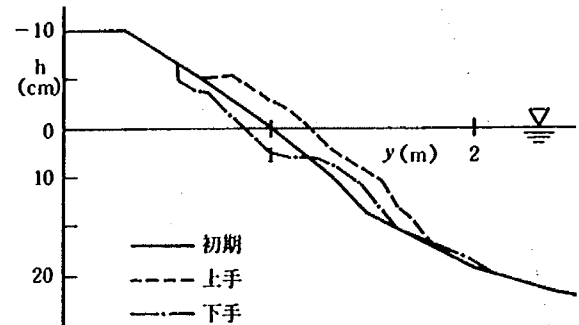


図-38 突堤周りの断面形状

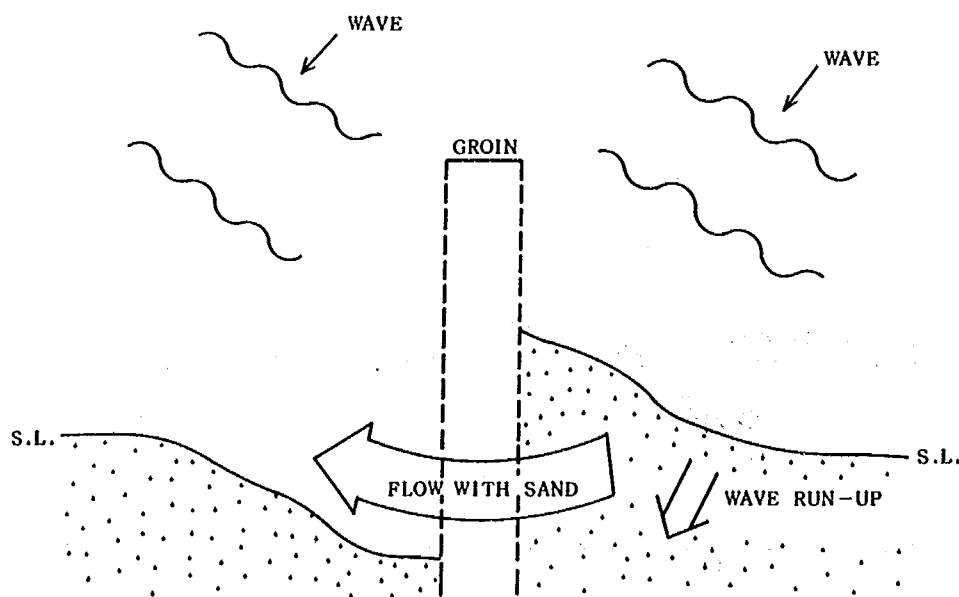


図-39 突堤周りの土砂移動模式図

しても基本的な制御効果は変わらず、相対的に堤幅が広くなることにより E が小さくなるものと考えられる。逆に X_b が ℓ より大きくなると突堤沖を通過する沿岸漂砂が増加し、 E は 100% に近づいていく。このことを模式的に示したのが図-40 である。 X_b は海浜勾配 $\tan \beta$ と砕波水深 h_b により

$$X_b = h_b \tan \beta \quad \cdots \cdots \cdots (II)$$

で表わされる。このことから突堤の構造、海浜形状、波浪条件が結びつけられる。しかし、これは海浜形状や波浪条件の違いによる沿岸漂砂量分布の違いや、透過機構の違いを含んでいないため、全ての条件にあてはまるものではない。

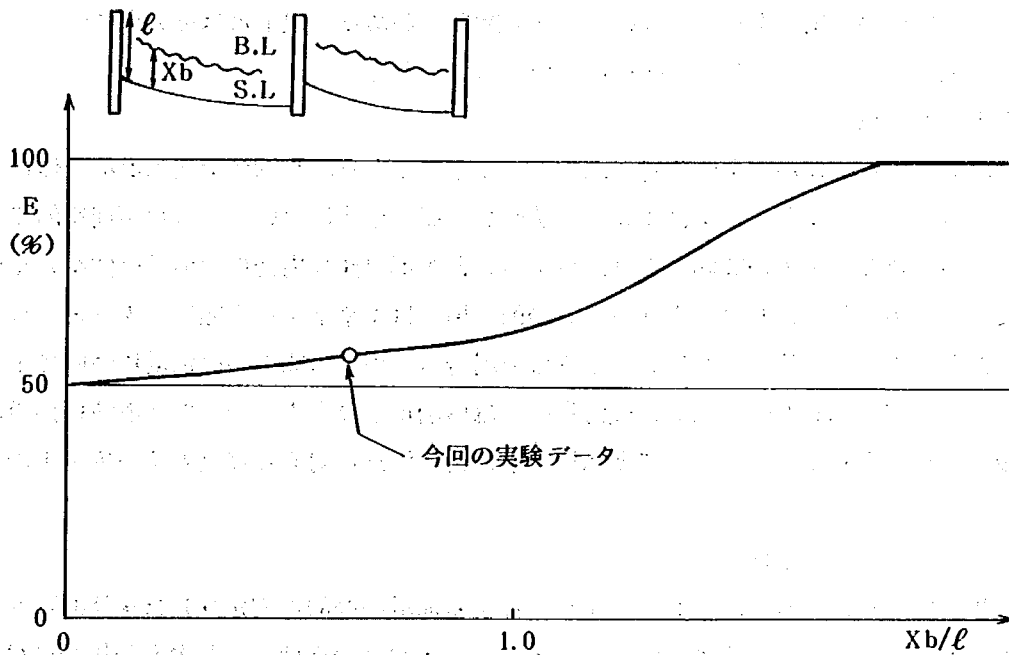


図-40 E に対する堤長の効果の模式図

§ 5.3 短突堤による沿岸漂砂量制御効果

ブロック積みの短突堤による沿岸漂砂量制御効果について検討した結果、自然海浜に対して 57% 全沿岸漂砂量を減少させ、かなり効果的に沿岸漂砂量を制御できることがわかった。突堤を通過する沿岸漂砂は、堤体を透過するものが支配的であり、不透堤を施工する場合は異なった制御効果を示すものと考えられる。本実験の現地への適合性は良いものとするが、ブロック堤を通過する漂砂については底質の粒径が強く影響し、現地においては追跡調査により突堤間の底質を調べ、サンドバイパスの投入砂の選定に反映させていく必要がある。

第6章 ま と め

駿河海岸で計画されているサンドバイパスの問題点について移動床平面実験により検討した。その結果、一度に大量の土砂を投入するサンドバイパスにおいては、投入砂の流出量が海岸の沿岸漂砂量に対して相対的に大きくなることが明らかになった。そこで流出量を制御する構造物として突堤、離岸堤、潜突堤について検討した結果、それぞれ特徴的な制御効果をもつことがわかった。また、投入砂量が沿岸漂砂量に比べ少ないサンドバイパスにおいて沿岸漂砂量そのものを制御する場合、透過突堤により効果的に沿岸漂砂量を制御できることがわかった。

しかし、現地への適用にあたってはいくつかの問題点がある。以下にはその点について述べるとともに、将来にむかっての対策との関連についてふれておく。

1) 施工上の問題点

沿岸漂砂量の制御は海浜全体に対し求められるものであり、制御構造物は海浜全体に施工されなければならない。また、施工は1時期に速やかに海浜全体について行うのが理想的である。しかし、経済的及び施工上の問題により、以上のことが不可能な場合には海浜全体をいくつかの区切り段階的に施工しなければならない。この際、施工は本来下手から順次上手へを行うべきである。しかし、上手から施工しなければならない場合は、施工区間下手の海浜について十分配慮した施工を行わなければならない。駿河海岸では栃山川より上手については消波堤が設置され汀線の後退は抑えられている。よって栃山川下手の自然海浜に対する侵食対策が施工上の重要な視点となる。

2) サンドバイパスの永続性

本報告書で述べたように、サンドバイパスによる海浜の動的な安定化には永続的なサンドバイパスが必要となる。よって将来にわたってサンドバイパスの継続が行われない場合には、これにかわる対策について検討しなければならない。

3) 将来的な海浜安定構想

本報告書で述べた手法を用いサンドバイパスが永続して行えるとするならば、動的に安定な海浜の形成を目指すべきである。動的安定、静的安定いずれを目指すにしろ、将来にわたる海浜保全、利用の基本的な構想が前提となる。

参 考 文 献

- 1) 建設省河川局・運輸省港湾局：海岸部における砂輸送システム調査報告書，1985．
- 2) 建設省河川局・運輸省港湾局：海岸部における砂輸送システム調査報告書，1984．
- 3) 宇多高明・古川博一・筒井保博：現地海岸における平均海浜断面の決定法，第40回年次学術講演会講演概要集第2部，pp. 607-608, 1985．
- 4) 建設省中部地方建設局河川部河川計画課・建設省中部地方建設局静岡河川工事事務所：沿岸漂砂の連続性確保のための方策について，海岸，第24号，pp126-132, 1984．
- 5) 武内達夫・宇多高明・中島秀樹・青山春男：駿河海岸における海浜地形変化の解析，第31回海岸工学講演会論文集，pp. 360-364, 1984．
- 6) Nicholas C. Kraus: 構造物背後の碎波波高と碎波角の実用的計算手法，第29回海岸工学講演会論文集，pp. 95-99, 1982．

資料集（実験データ図面）

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

505 EAST 57TH STREET, CHICAGO, ILL. 60637

TEL: 773-936-3400 FAX: 773-936-3401

WWW.CHICAGO.PRESS.EDU

© 2005 THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

ALL RIGHTS RESERVED

PRINTED IN THE UNITED STATES OF AMERICA

10 9 8 7 6 5 4 3 2 1

サンドバイパスにおける投入砂の流出制御

図-1 波 高 分 布

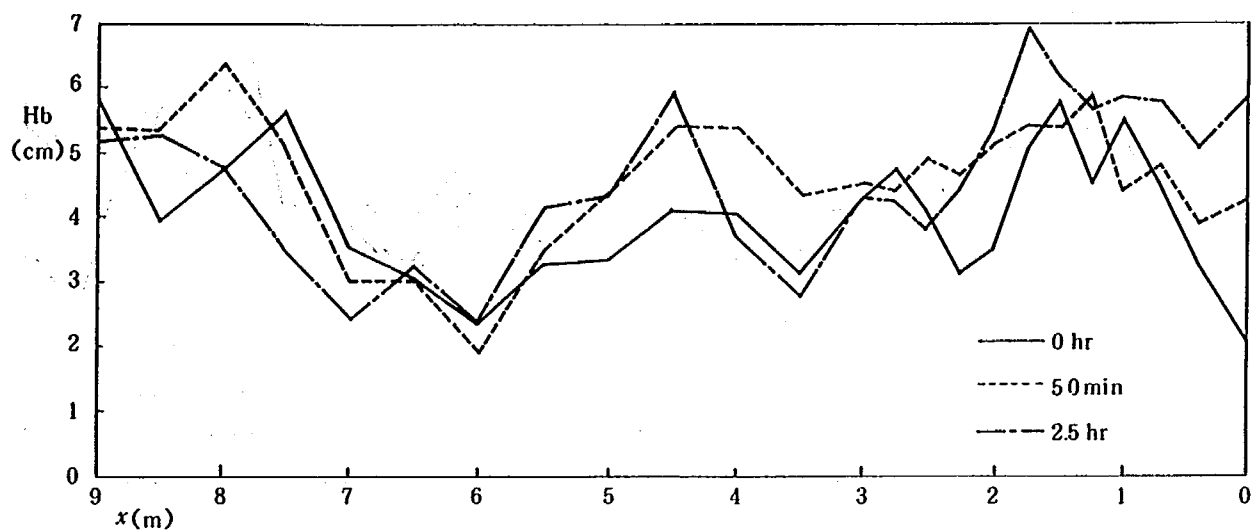
図-2 汀線経時変化

図-3 全沿岸漂砂分布

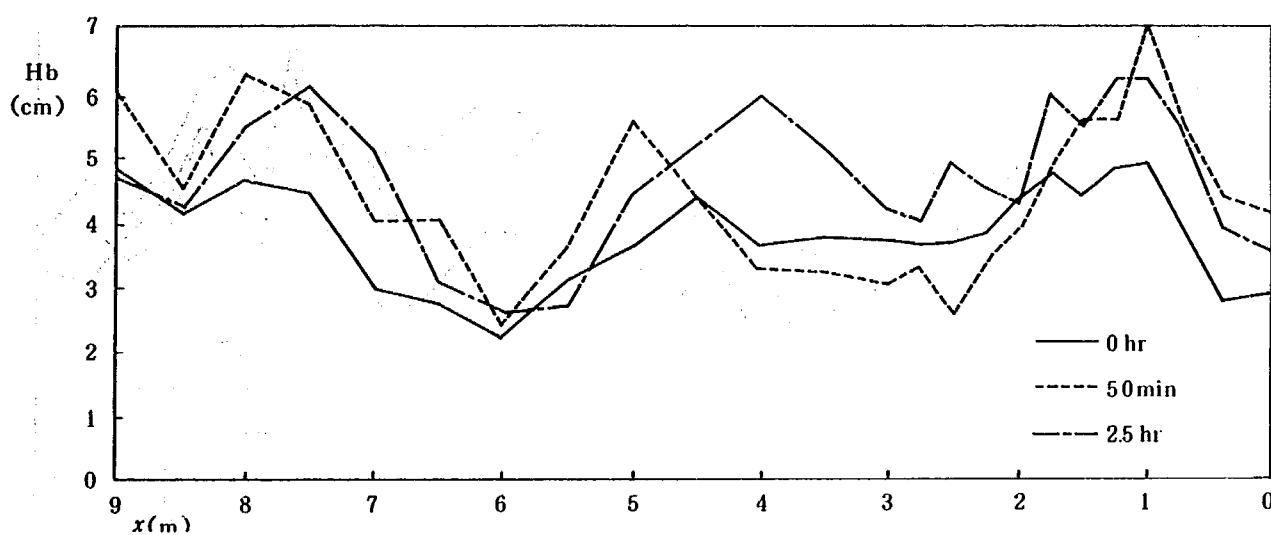
THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS
54 EAST LAKE STREET, CHICAGO, ILL. 60601
TEL: 312/837-3000 FAX: 312/837-3001

a) CASE 1



b) CASE 2



c) CASE 3

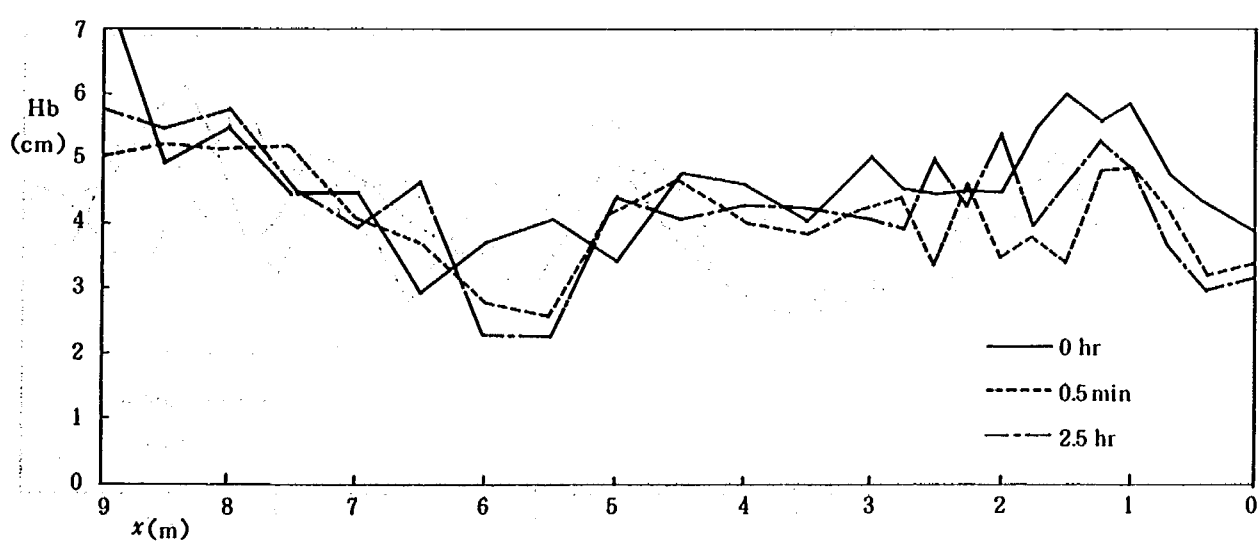


图-1

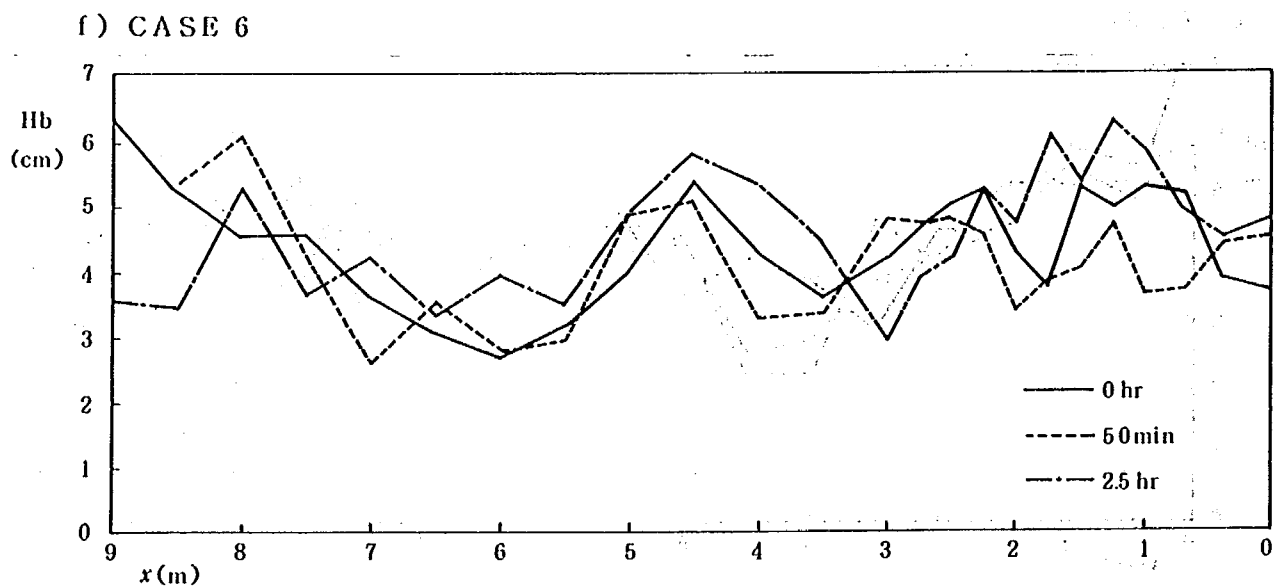
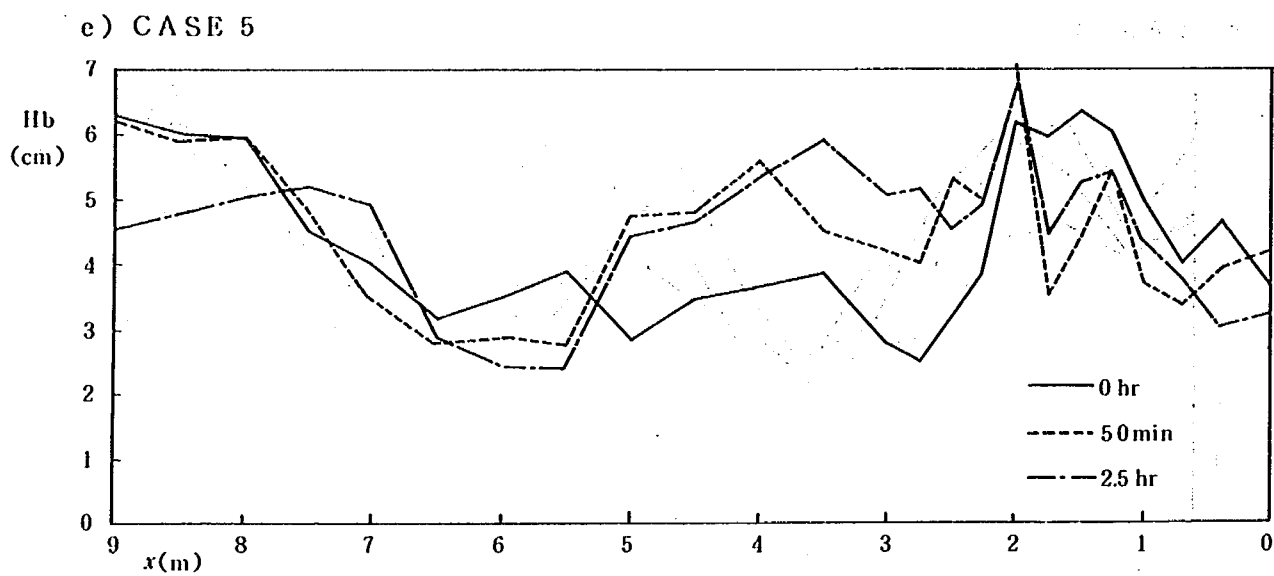
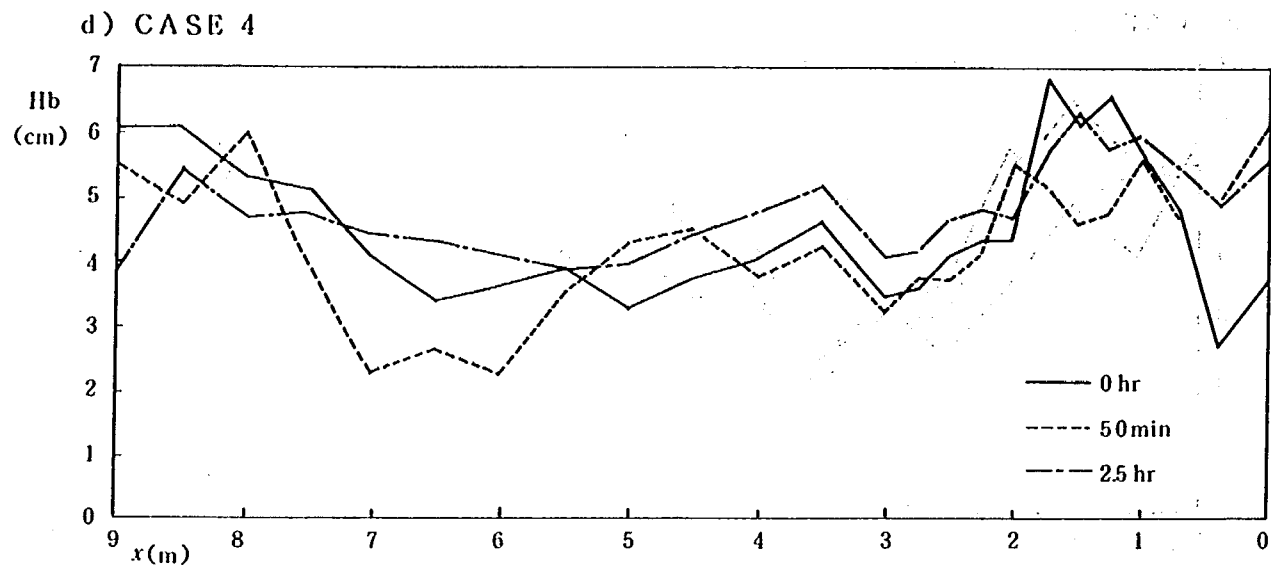
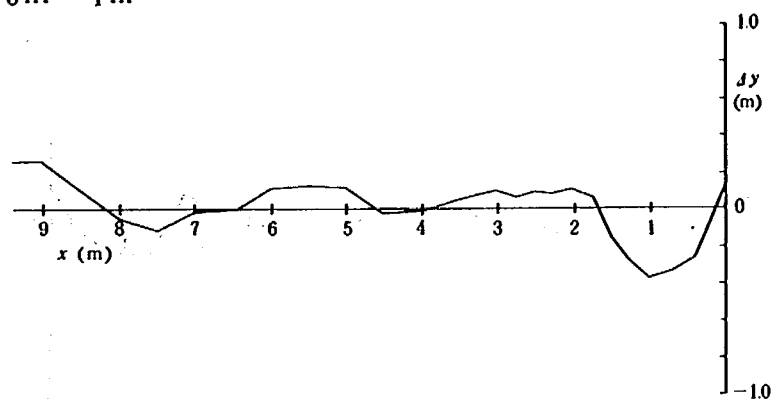
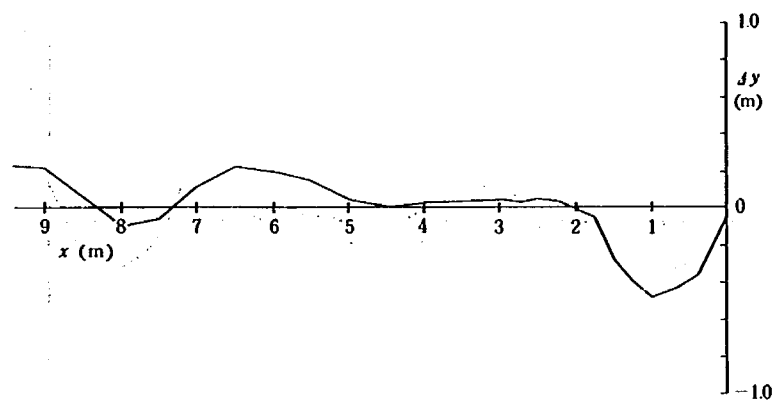


图-1

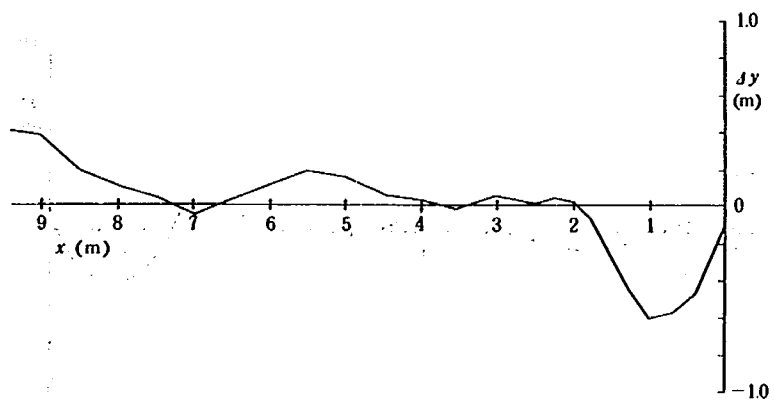
CASE 1 0hr ~ 1hr



CASE 1 0hr ~ 2hr



CASE 1 0hr ~ 3hr



CASE 1 0hr ~ 4hr 24min

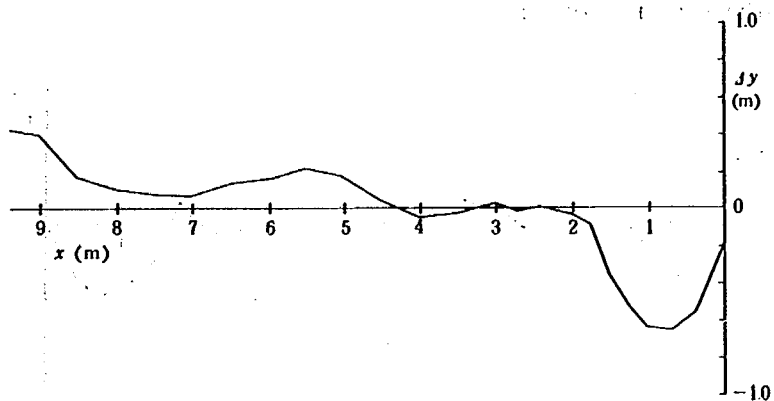
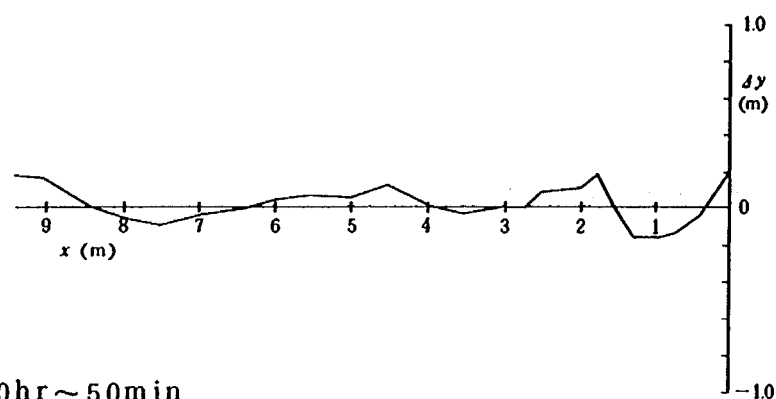
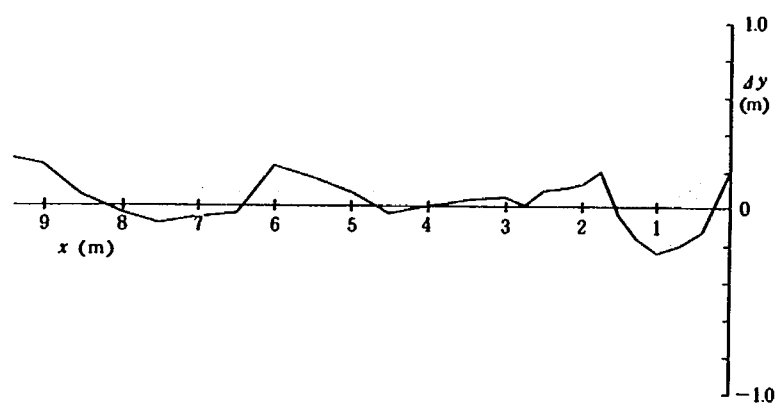


图-2 a)

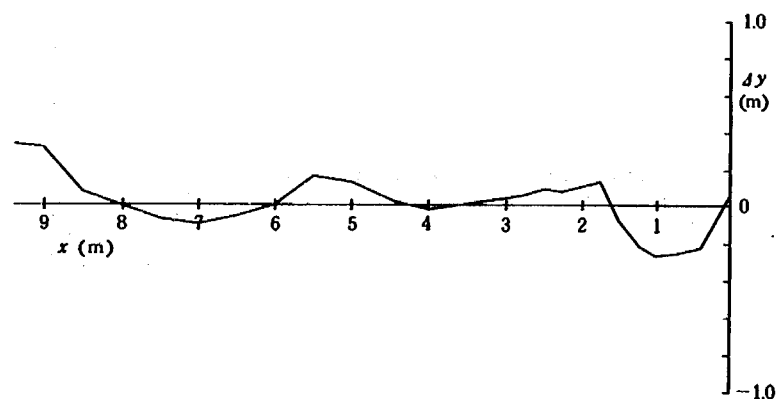
CASE 2 0hr~20min



CASE 2 0hr~50min



CASE 2 0hr~1hr 30min



CASE 2 0hr~2hr 30min

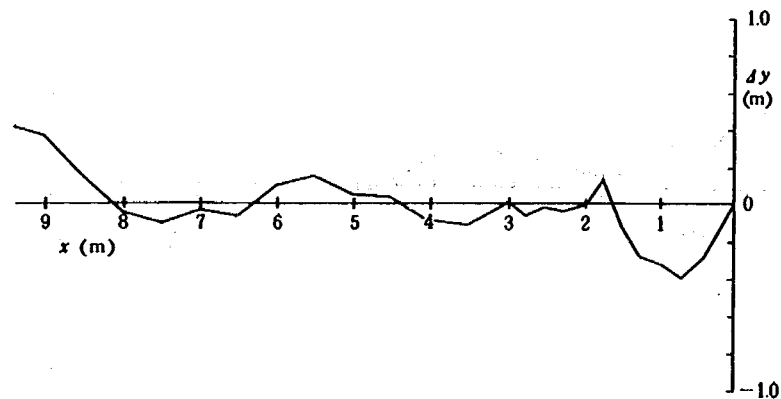
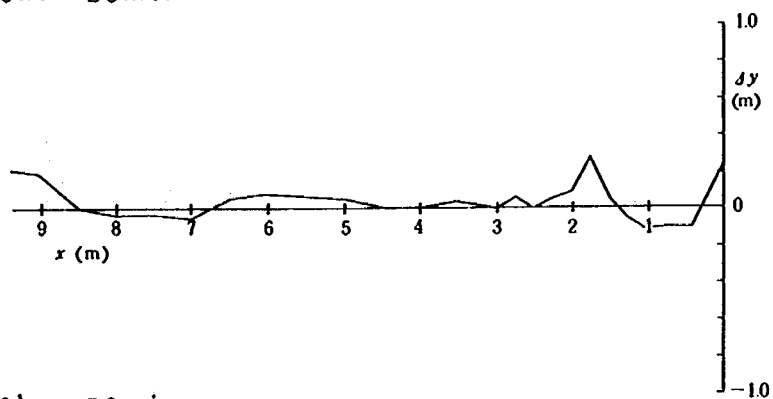
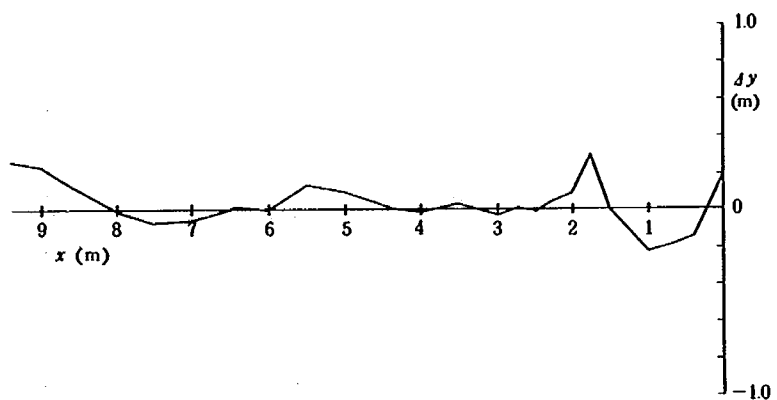


图-2 b)

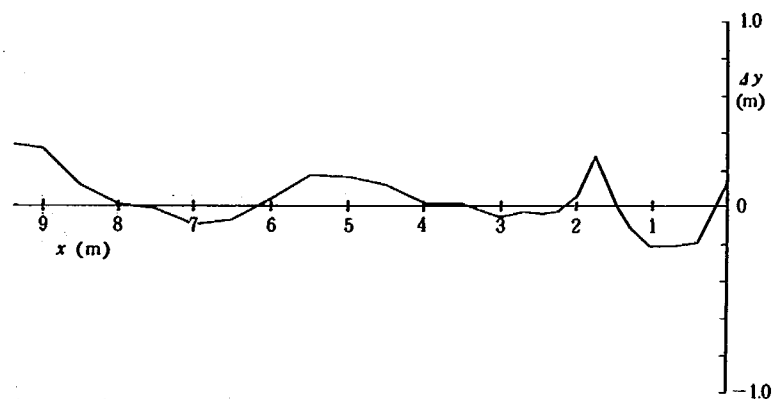
CASE 3 0hr~20min



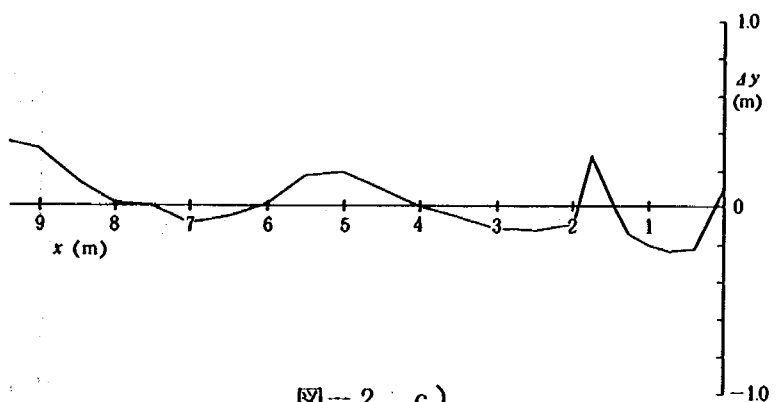
CASE 3 0hr~50min



CASE 3 0hr~1hr 30min

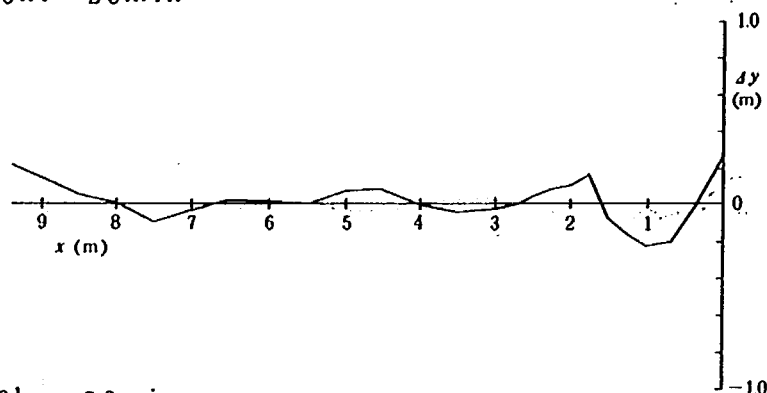


CASE 3 0hr~2hr 30min

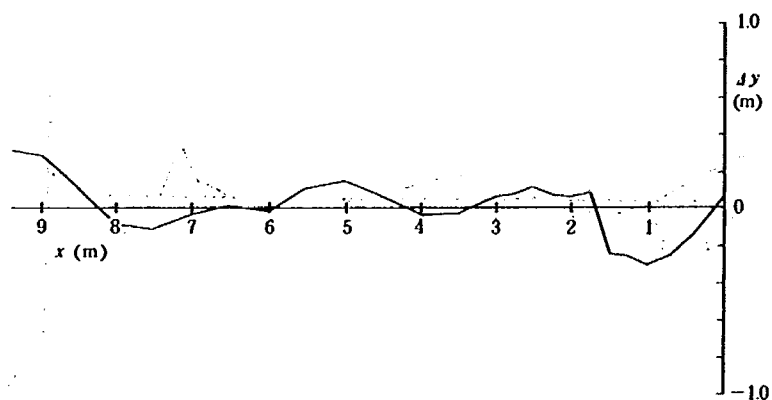


☒--2 c)

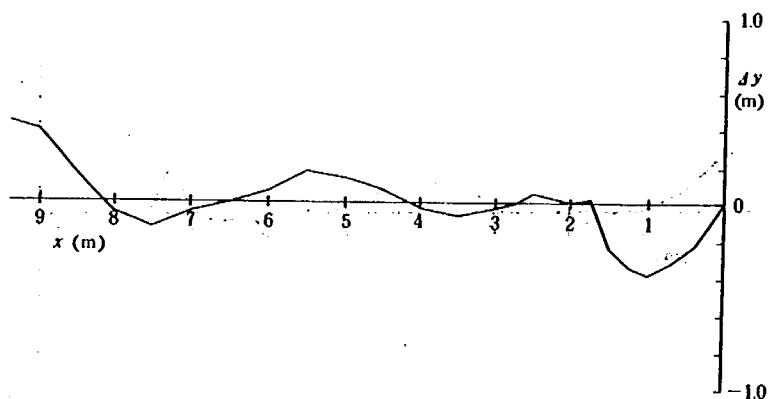
CASE 4 0hr~20min



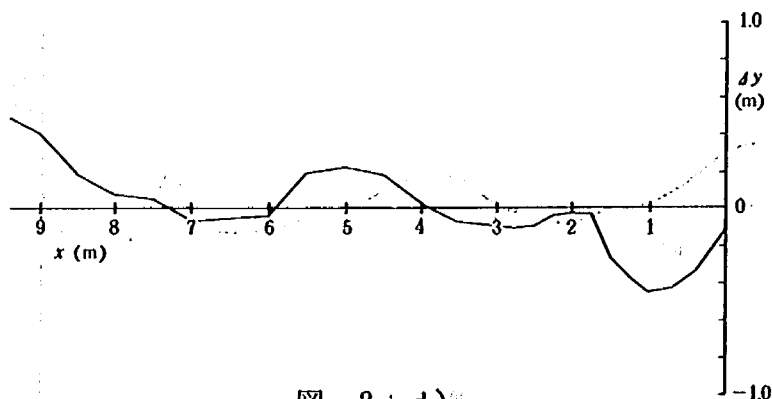
CASE 4 0hr~50min



CASE 4 0hr~1hr 30min

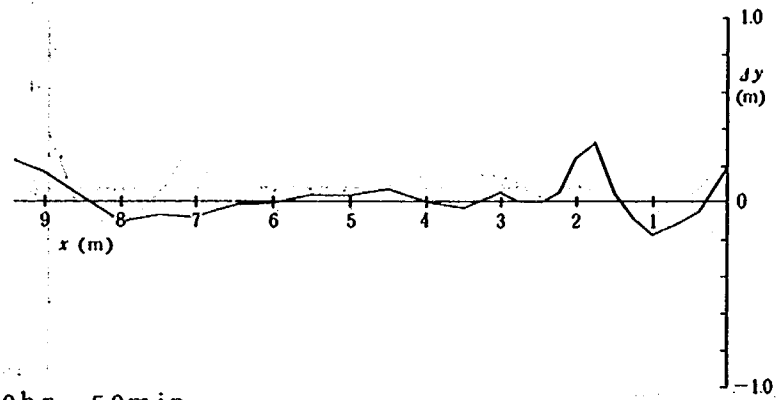


CASE 4 0hr~2hr 30min

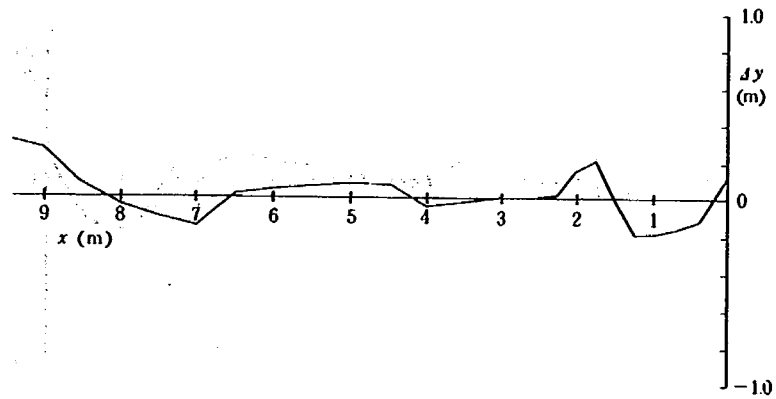


☒→2、d)

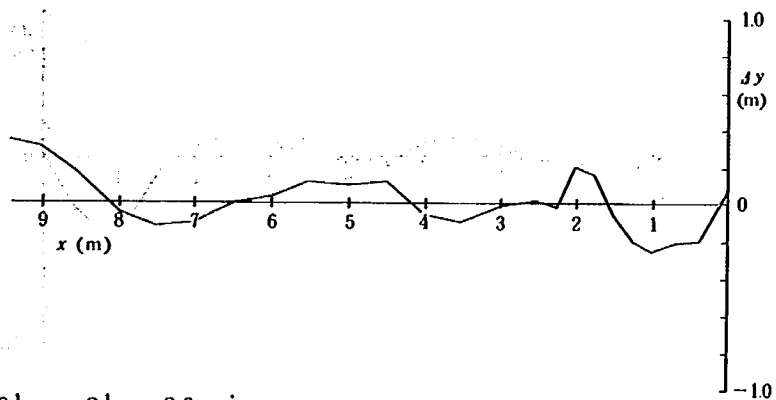
CASE 5 0hr~20min



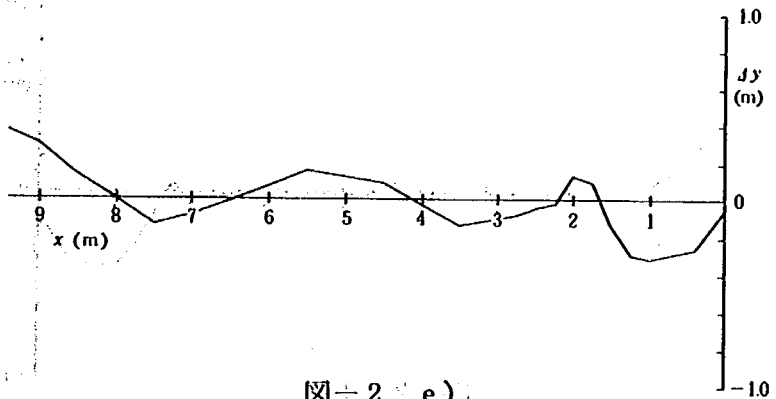
CASE 5 0hr~50min



CASE 5 0hr~1hr 30min

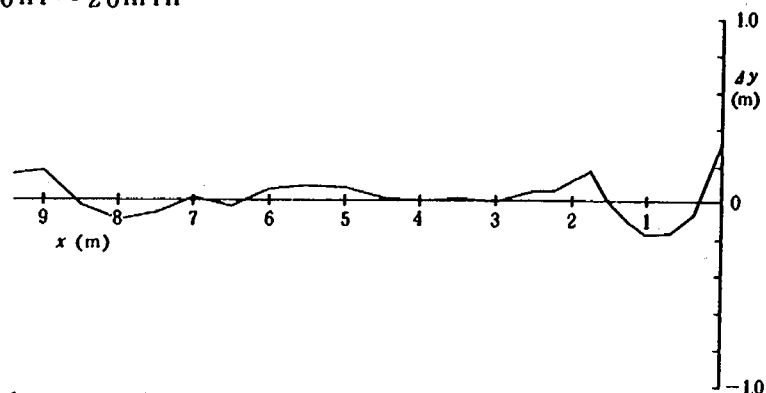


CASE 5 0hr~2hr 30min

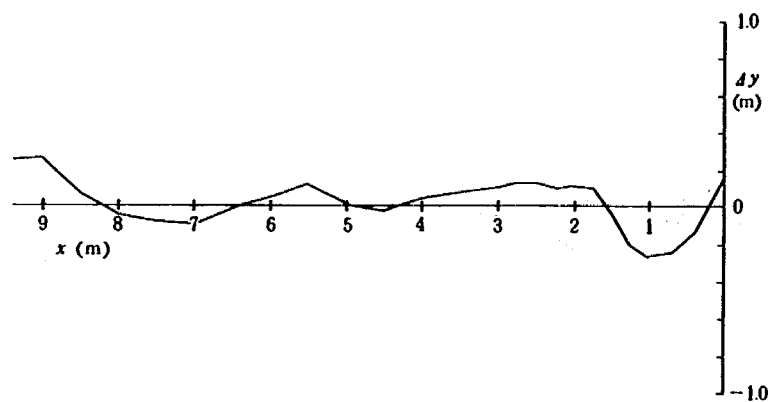


($\times$ - 2 e)

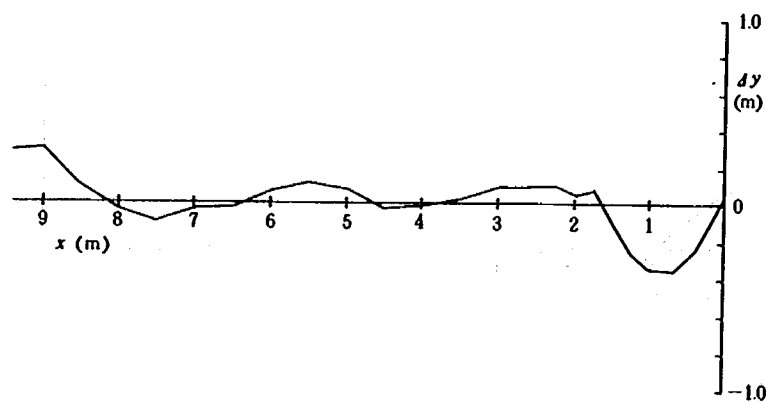
CASE 6 0hr~20min



CASE 6 0hr~50min



CASE 6 0hr~50min



CASE 6 0hr~2hr 30min

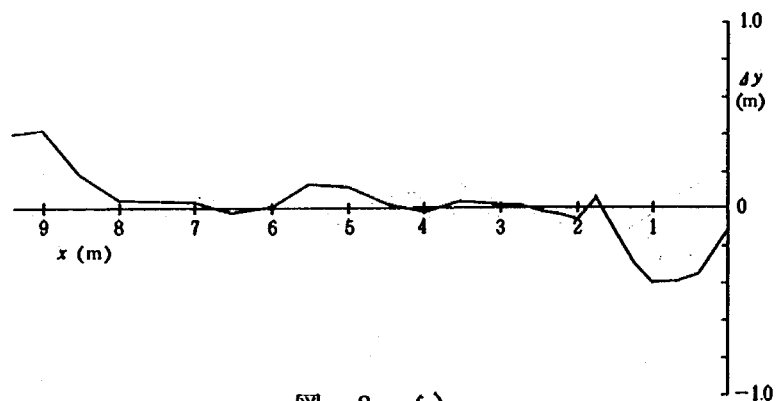
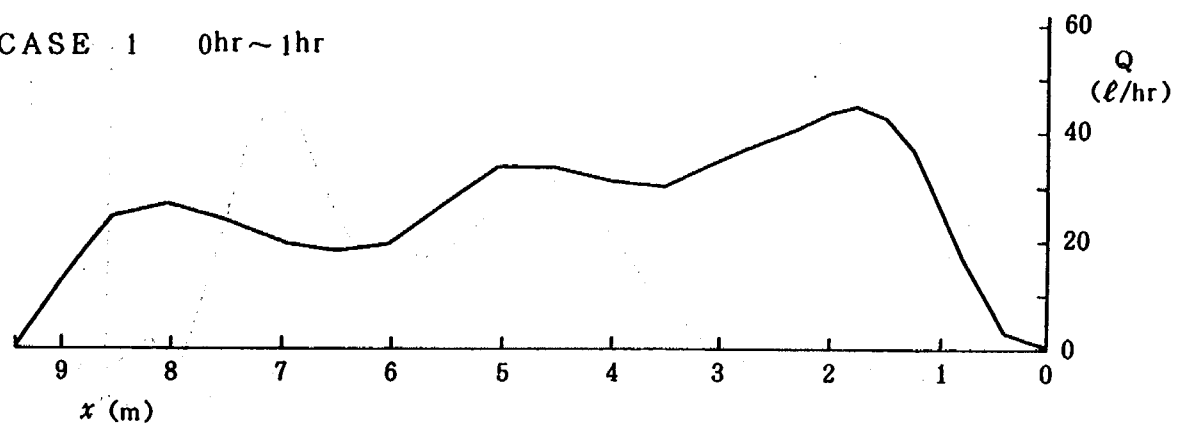
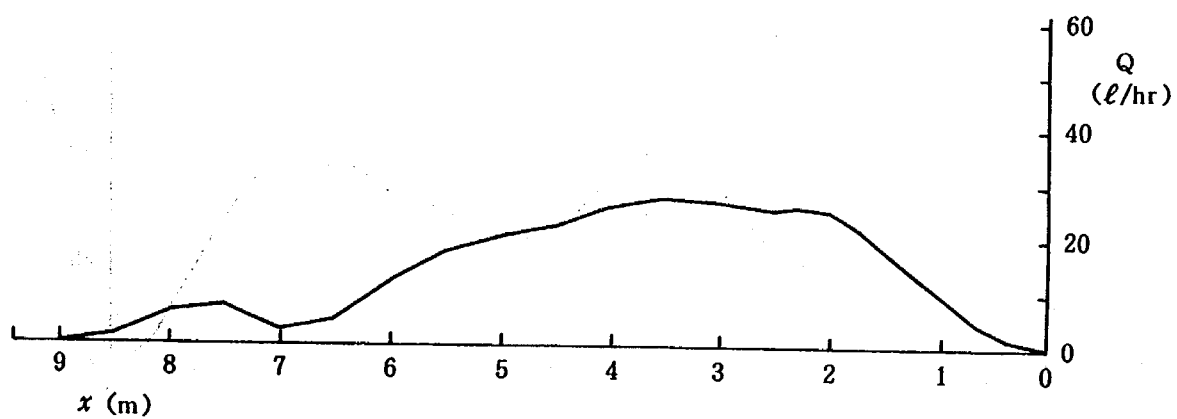


图-2 f)

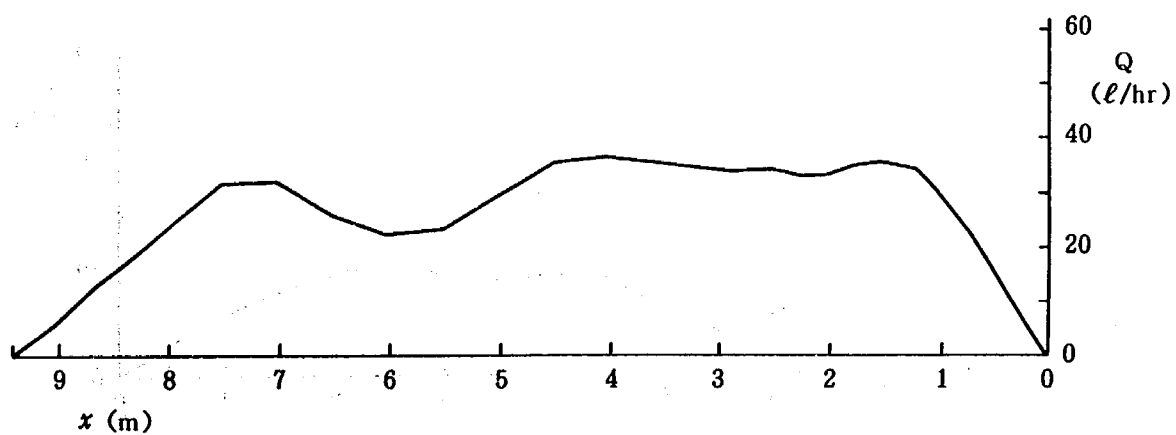
CASE 1 0hr~1hr



CASE 1 1hr~2hr



CASE 1 2hr~3hr



CASE 1 3hr~4hr 24min

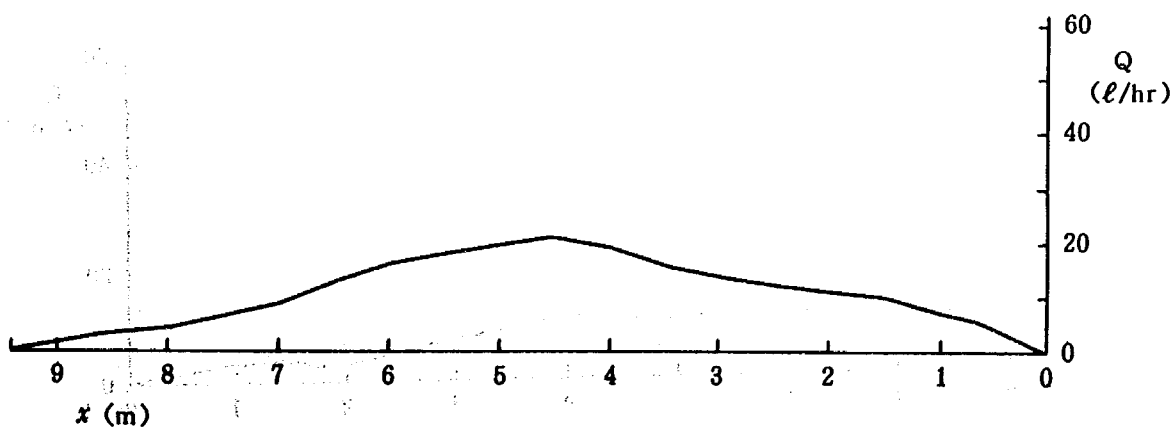
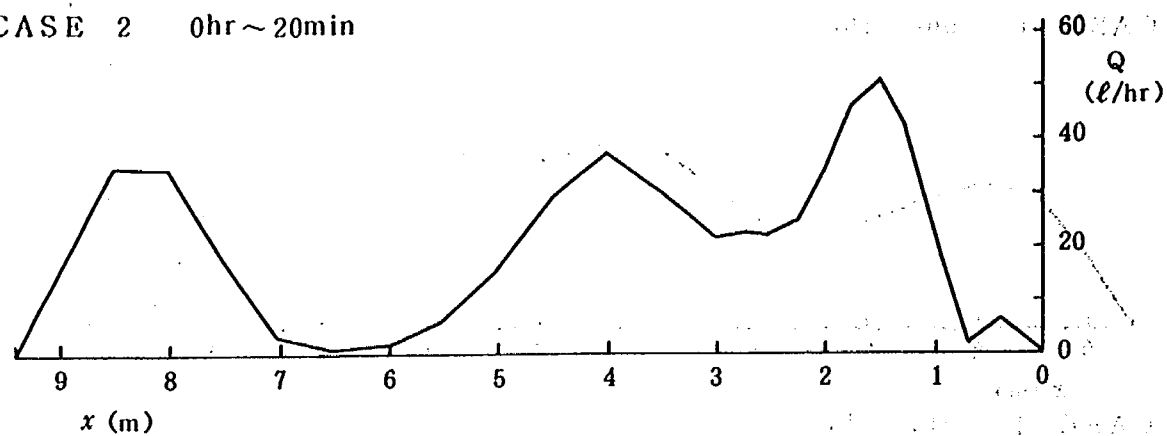
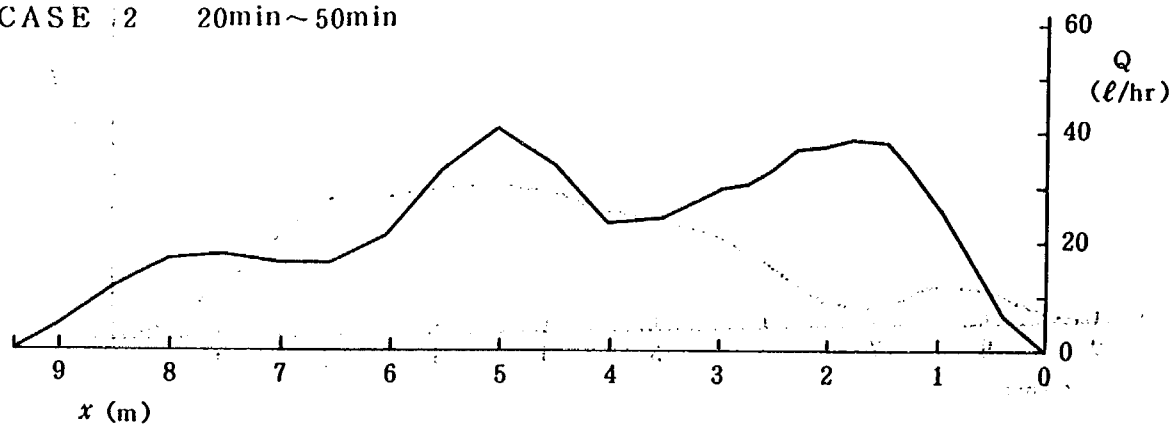


图-3 a)

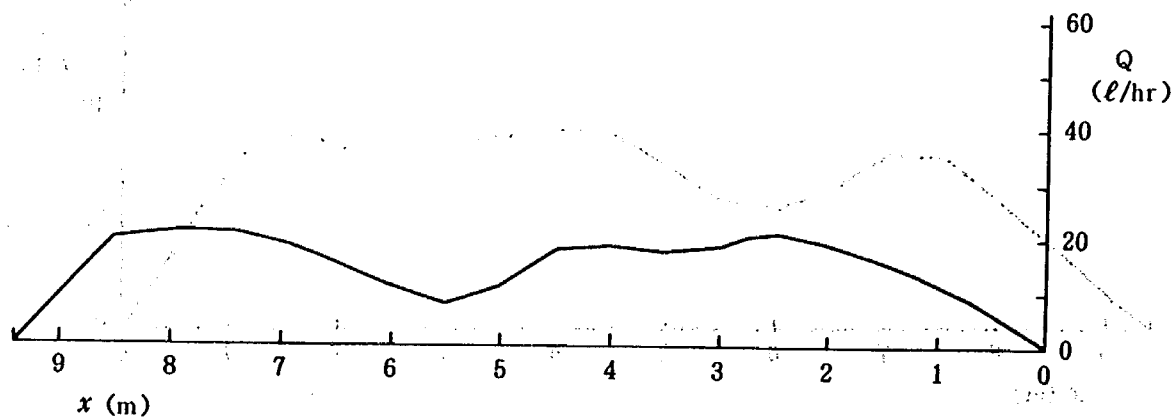
CASE 2 0hr~20min



CASE 2 20min~50min



CASE 2 50min~1hr 30min



CASE 2 1hr 30min~2hr 30min

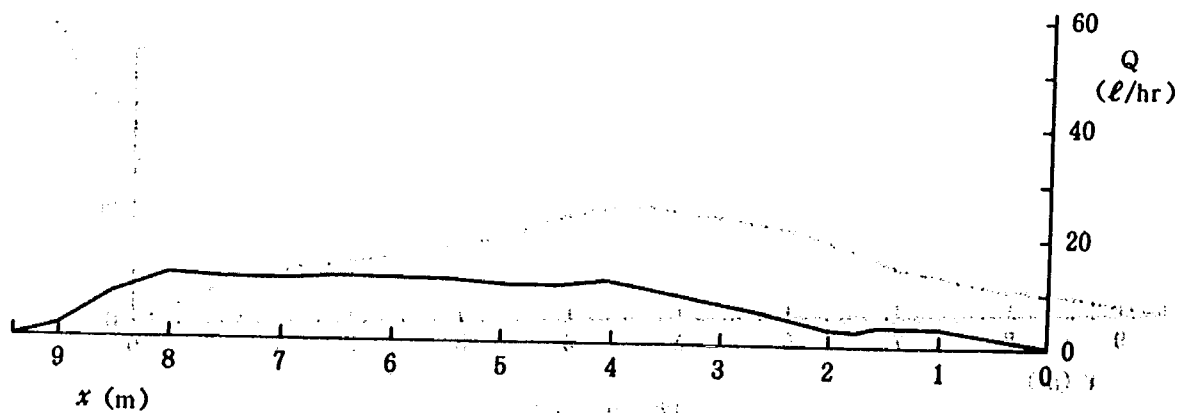
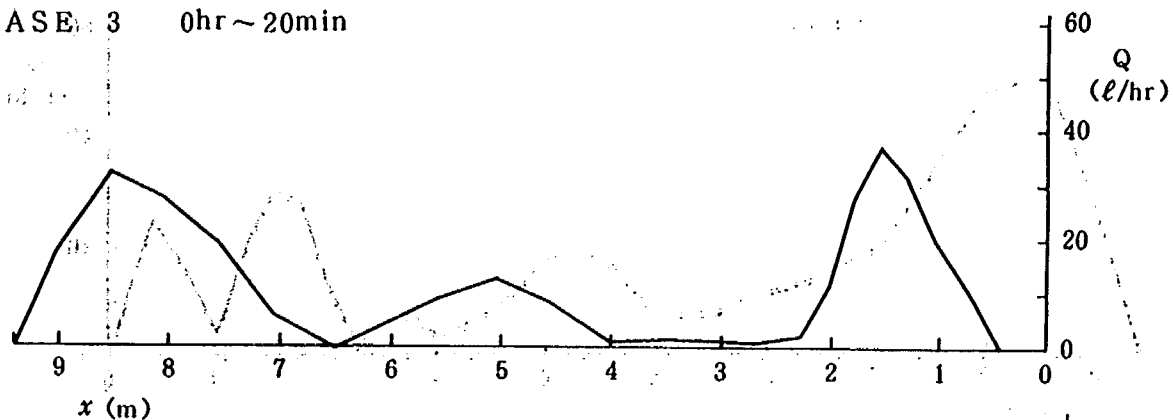
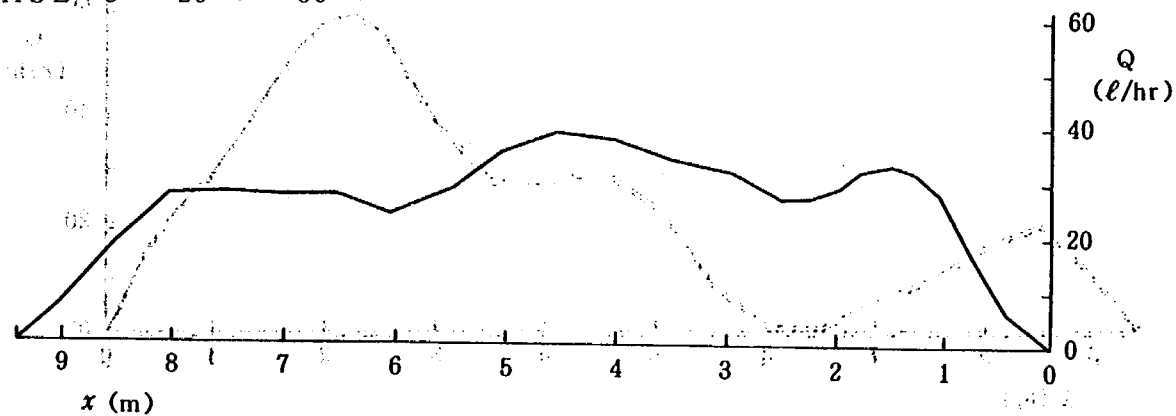


図-3 b)

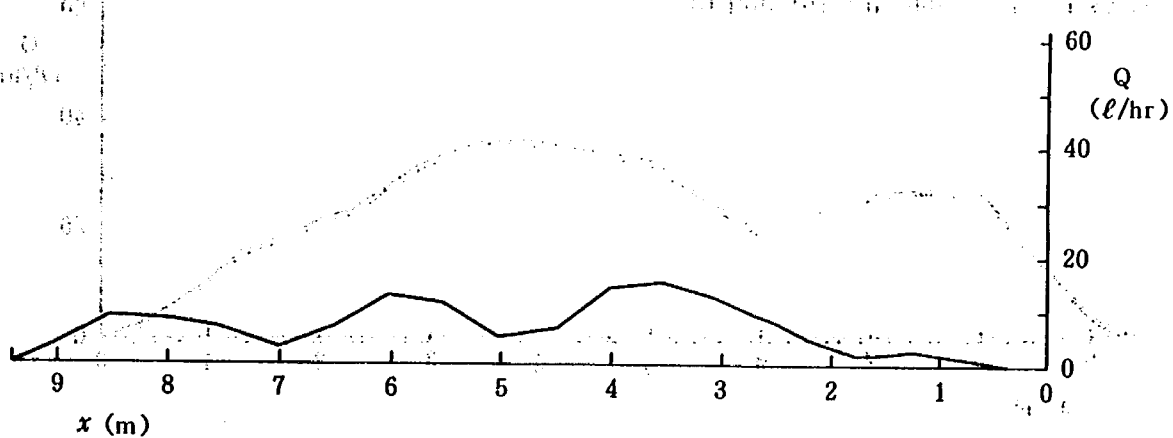
CASE 3 0hr~20min



CASE 3 20min~50min



CASE 3 50min~1hr 30min



CASE 3 1hr 30min~2hr 30min

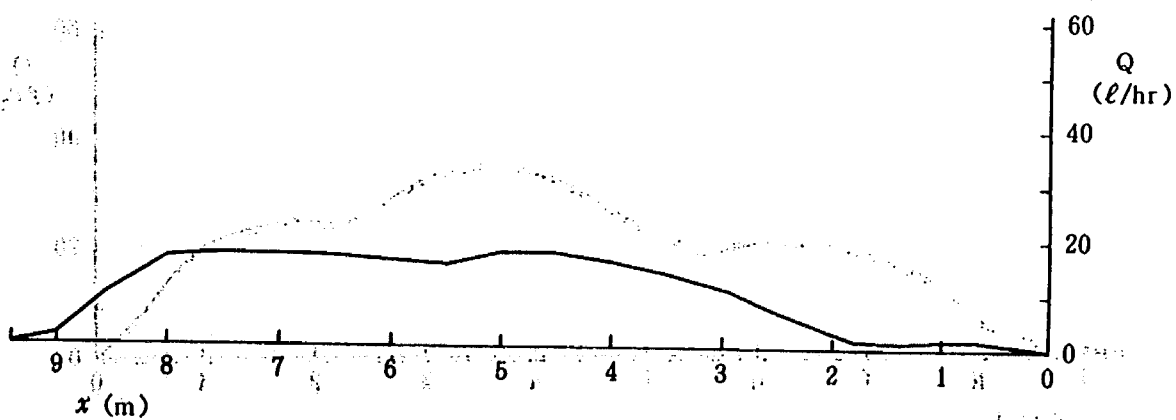
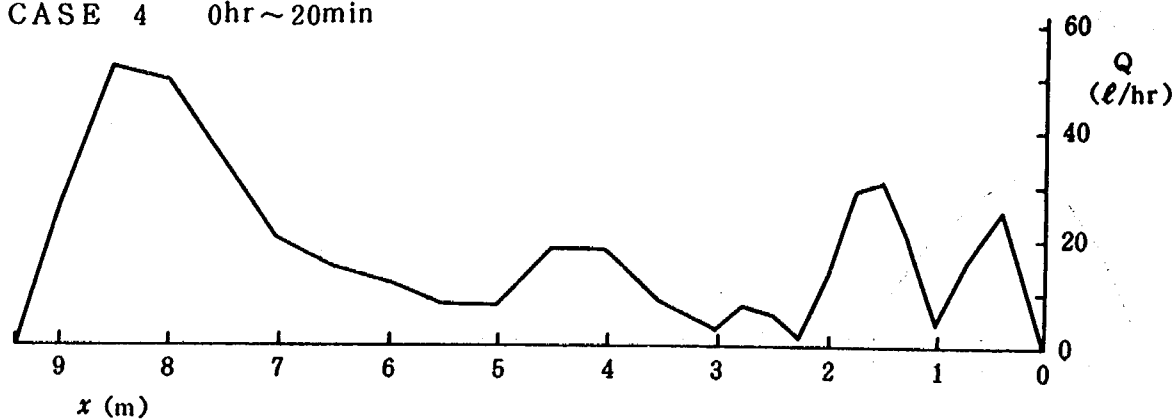
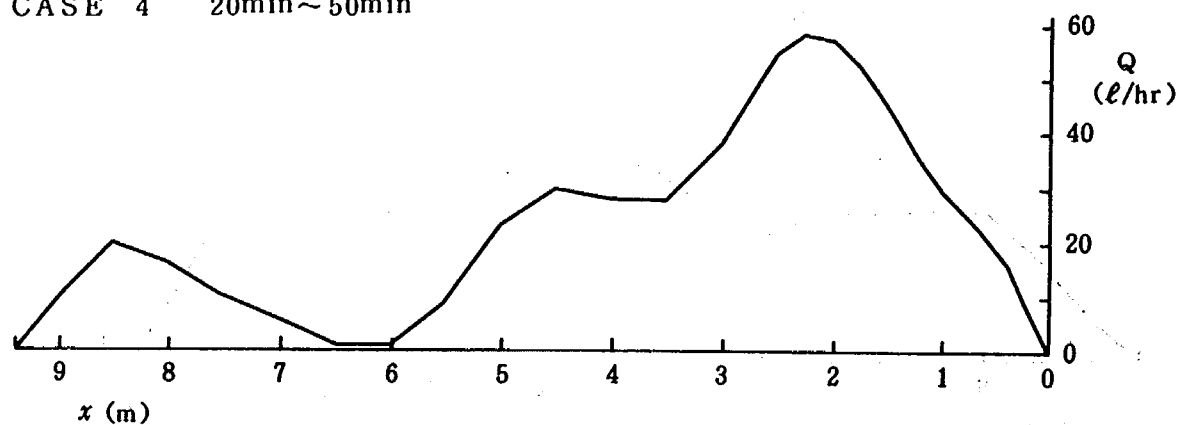


图-3 c)

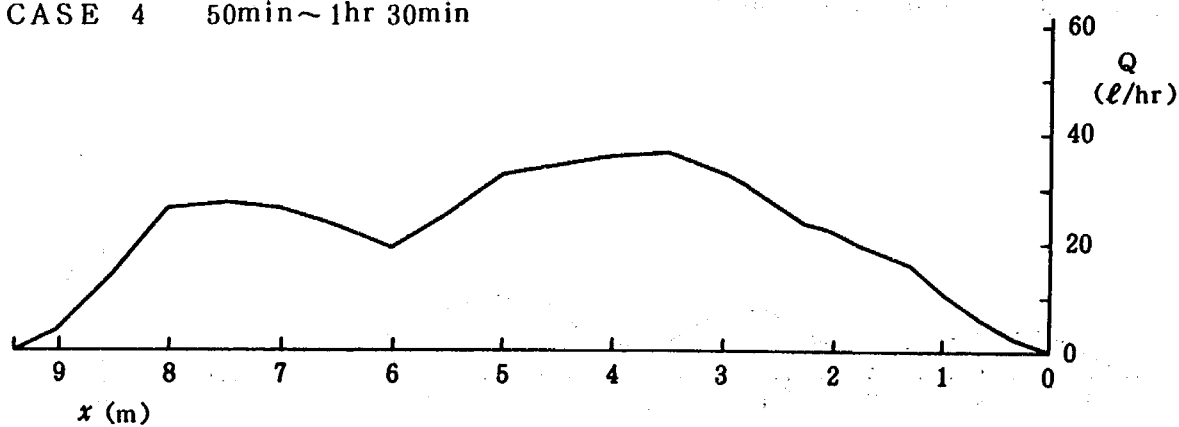
CASE 4 0hr ~ 20min



CASE 4 20min ~ 50min



CASE 4 50min ~ 1hr 30min



CASE 4 1hr 30min ~ 2hr 30min

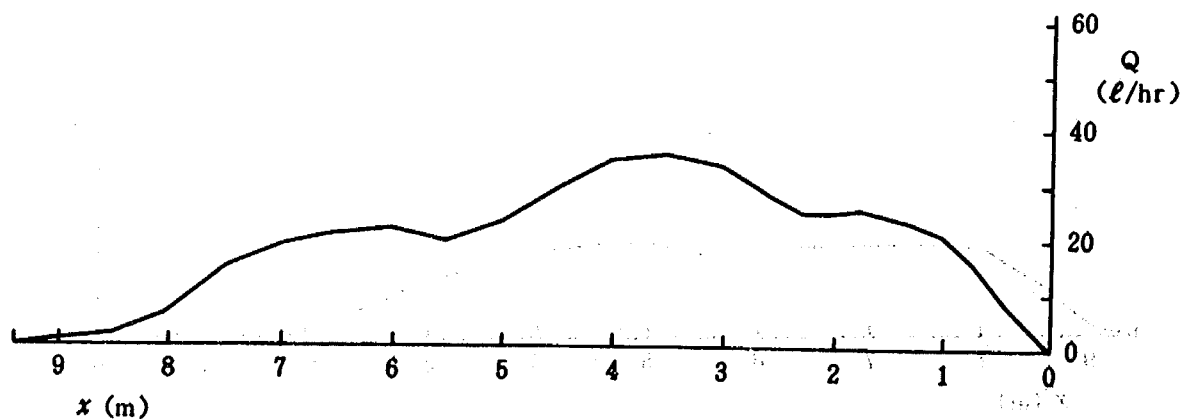
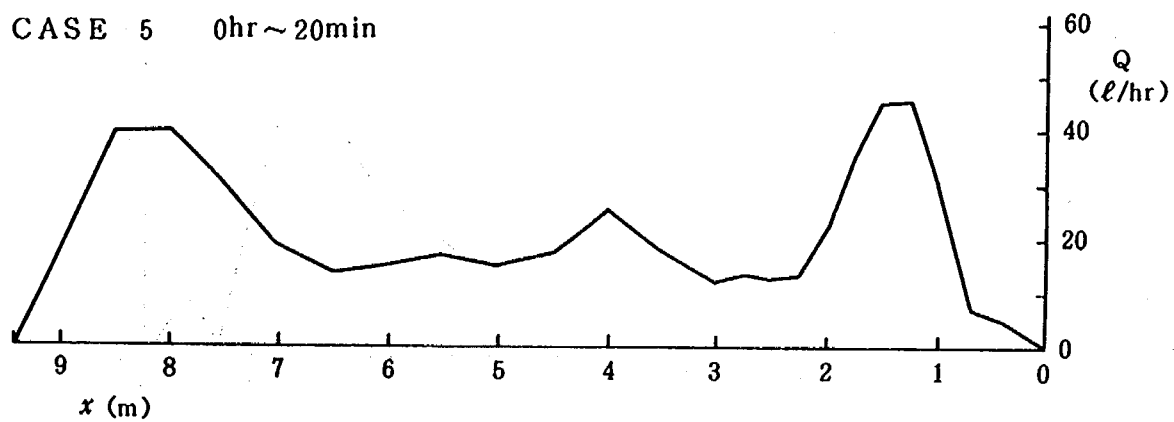
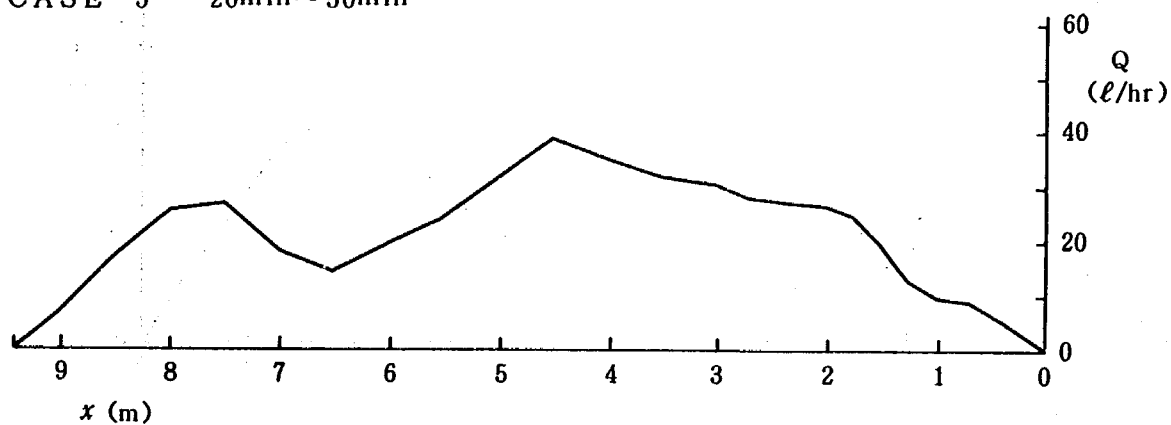


图-3 d)

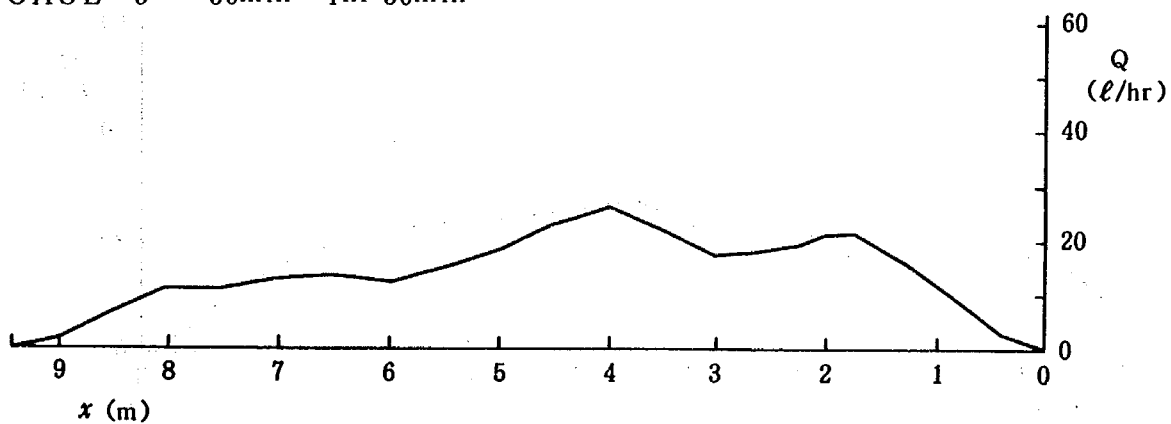
CASE 5 0hr ~ 20min



CASE 5 20min ~ 50min



CASE 5 50min ~ 1hr 30min



CASE 5 1hr 30min ~ 2hr 30min

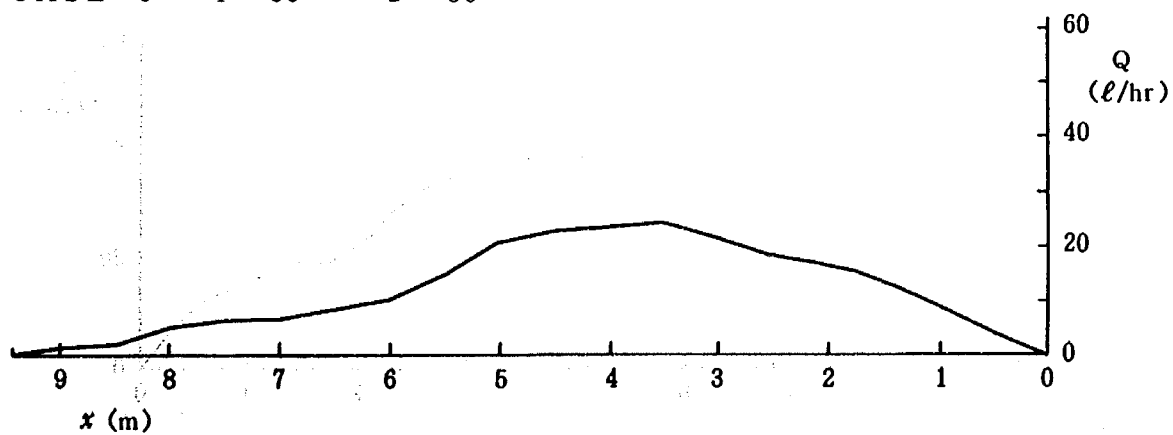
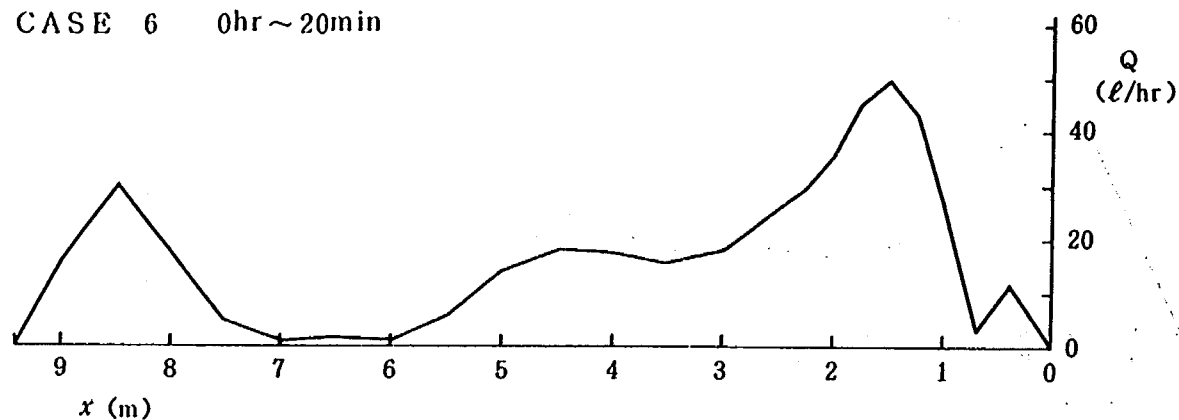
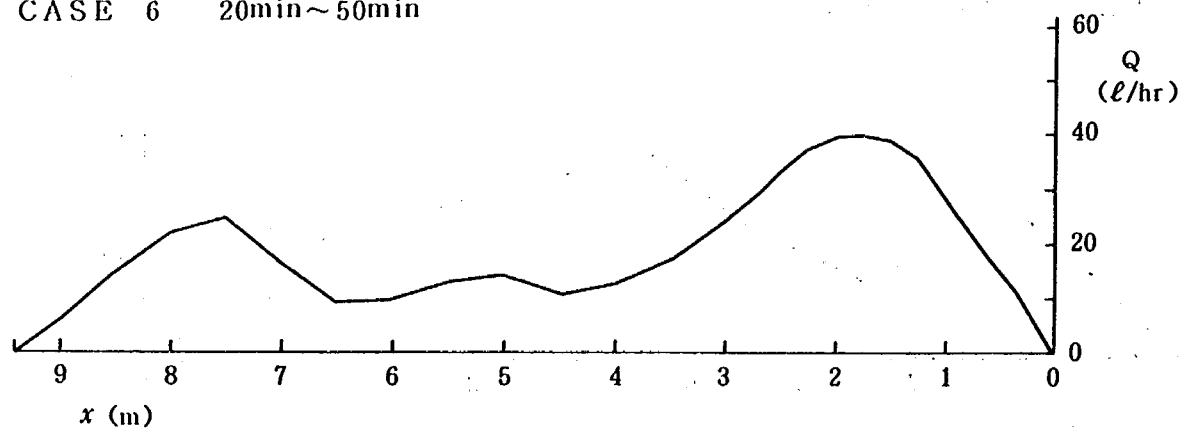


图-3 e)

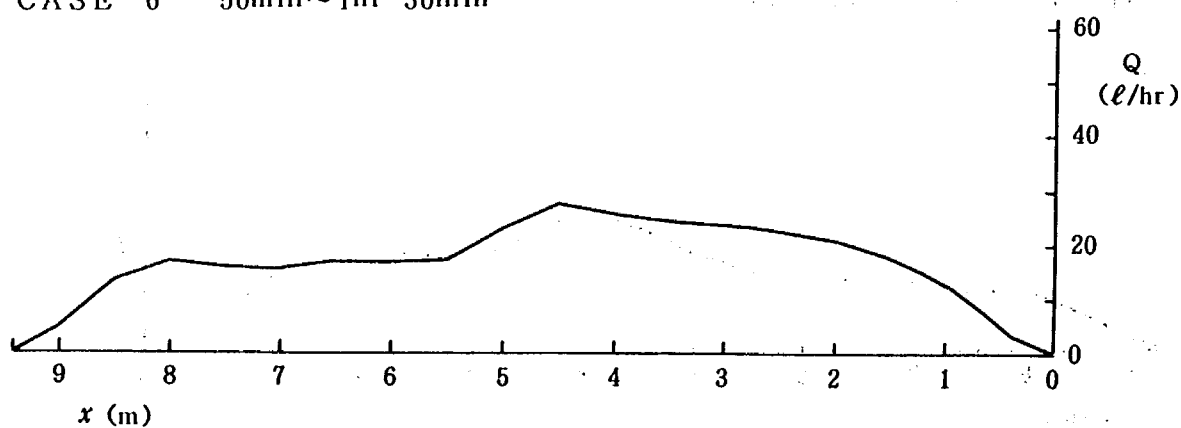
CASE 6 0hr ~ 20min



CASE 6 20min ~ 50min



CASE 6 50min ~ 1hr 30min



CASE 6 1hr 30min ~ 2hr 30min

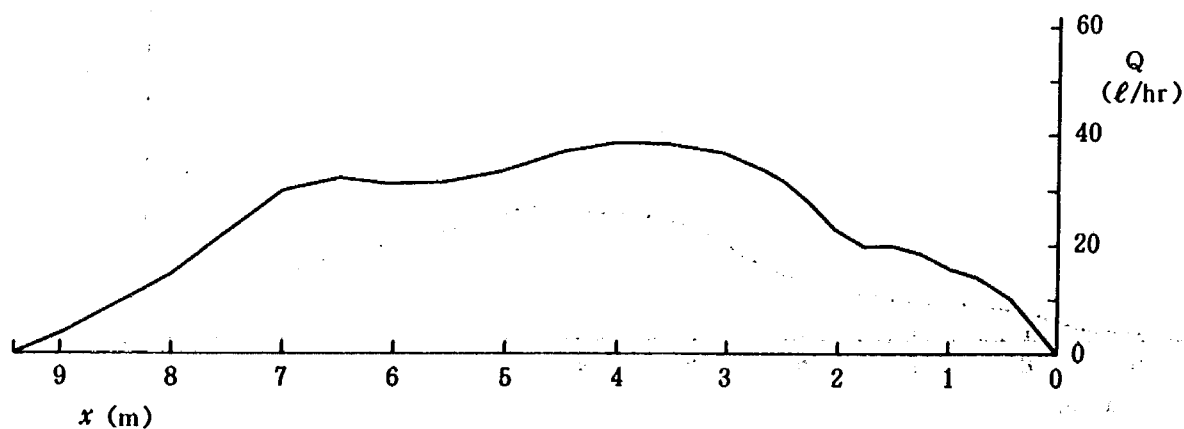


图-3 · f)

短突堤による沿岸漂砂量制御

図－１ 碎波波高分布図

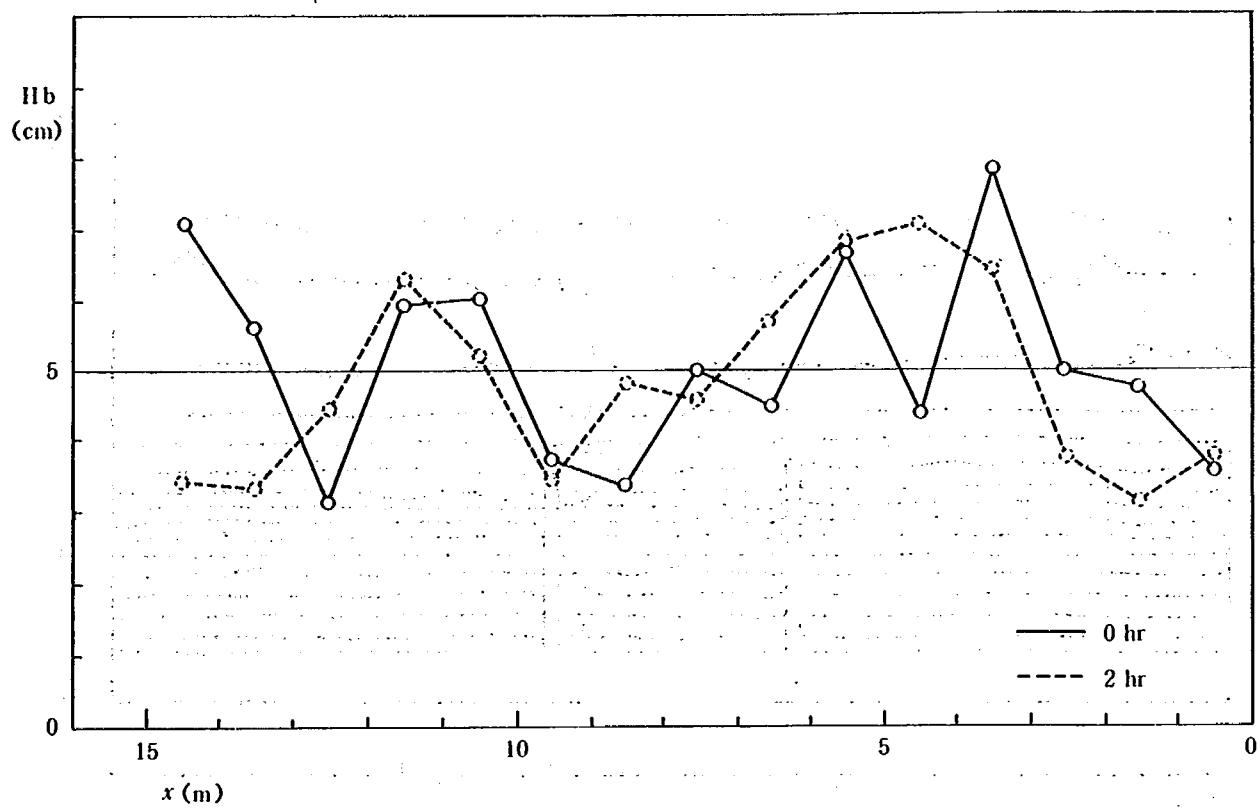
図－２ CASE ２ の等深線図

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

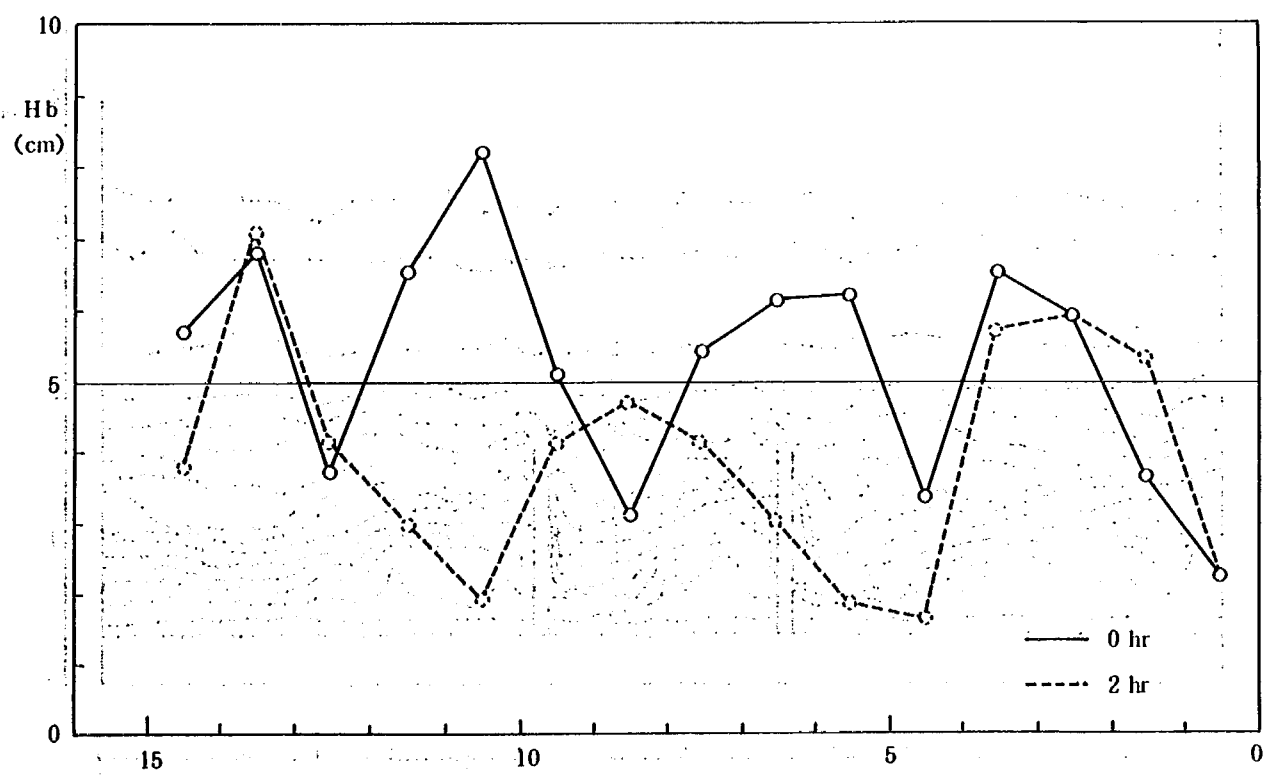
LIBRARY

500 EAST 57TH STREET

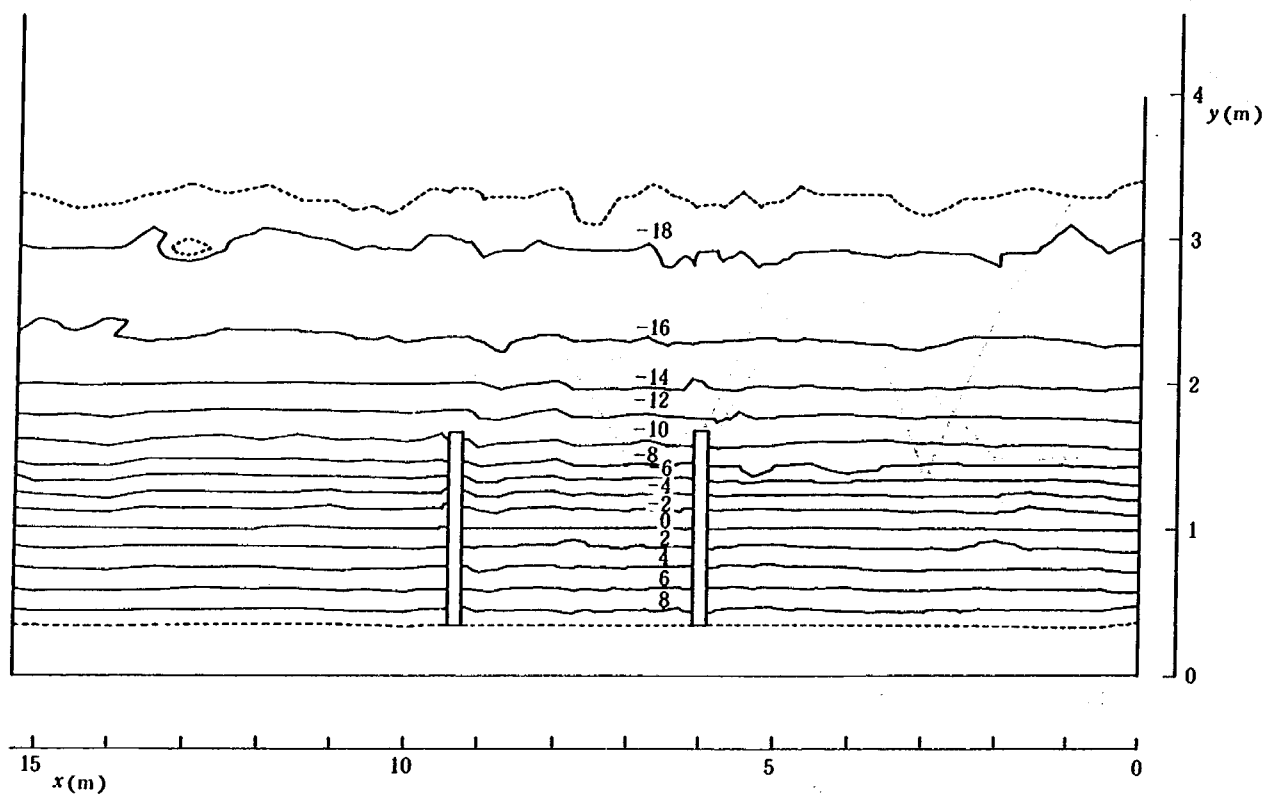
a) CASE 1



b) CASE 2



a) CASE 2 0hr



b) CASE 2 0.5hr

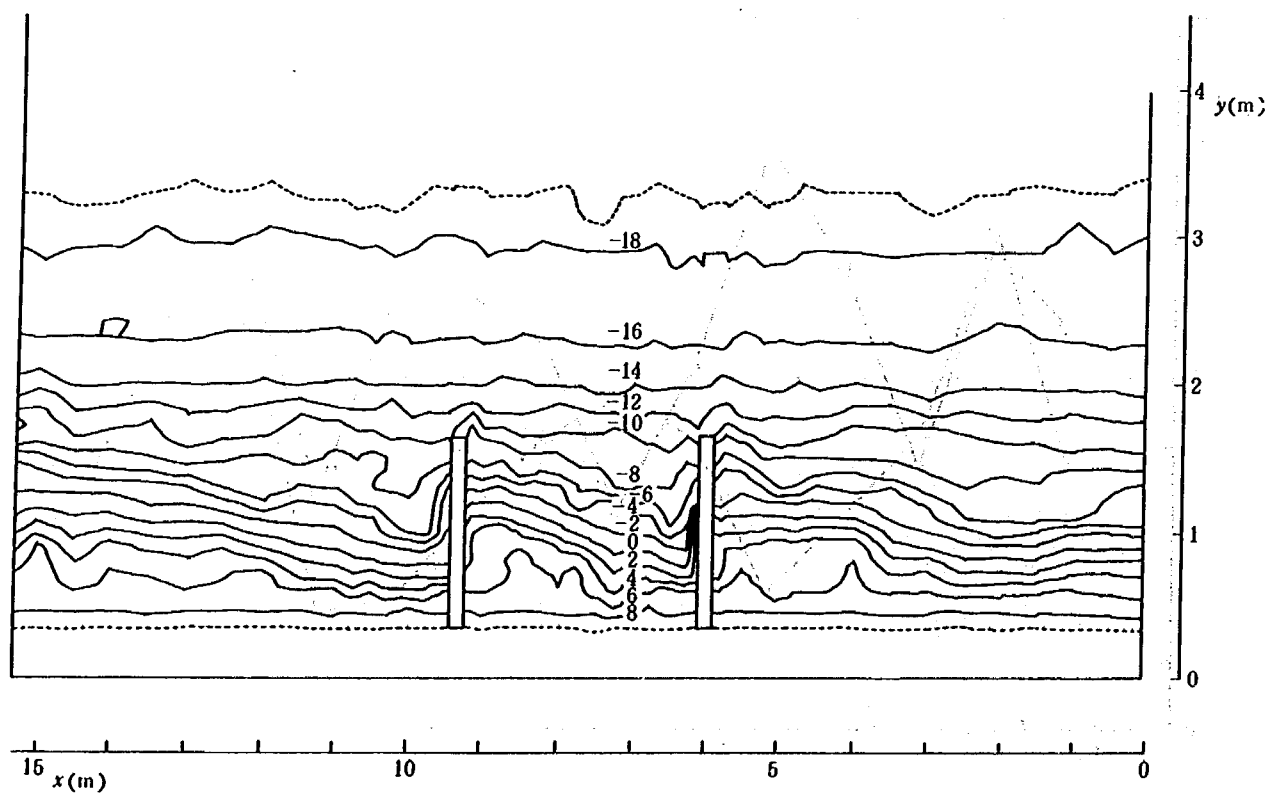
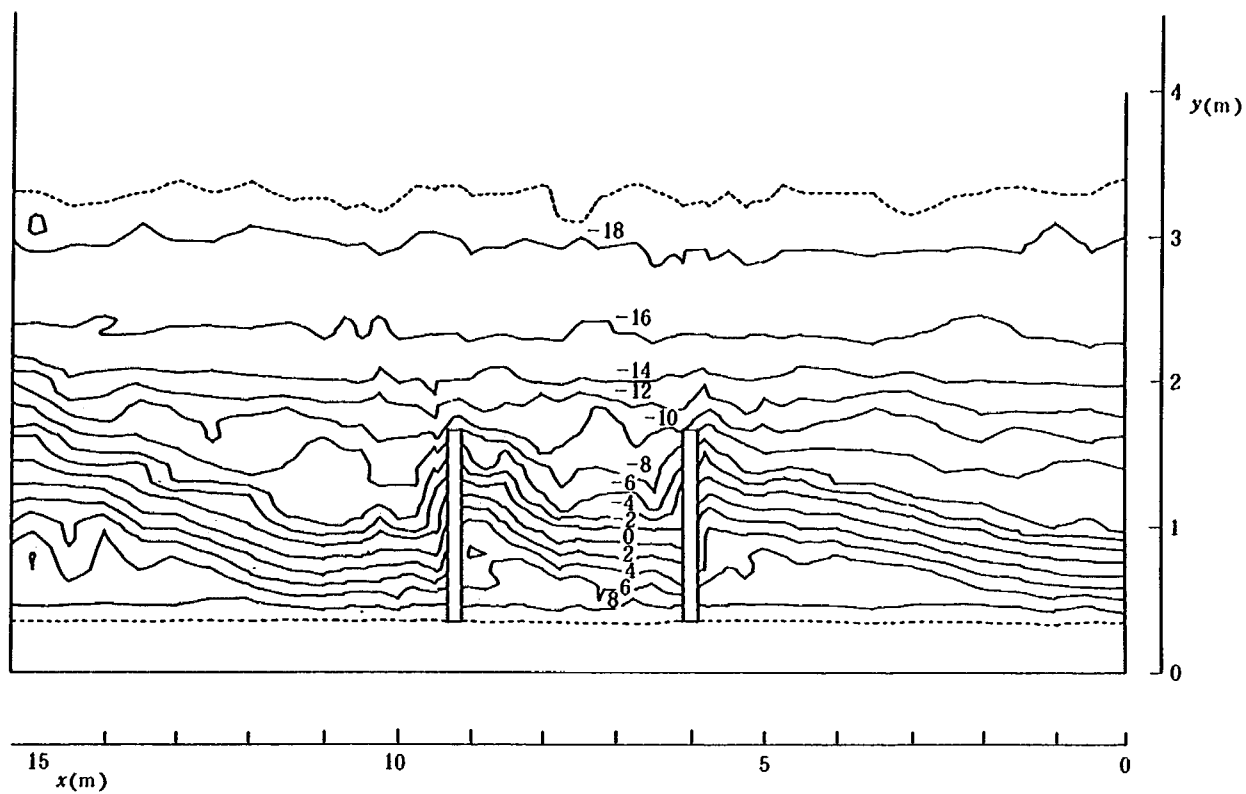


图-2 a)

c) CASE 2 1hr



d) CASE 2 1.5hr

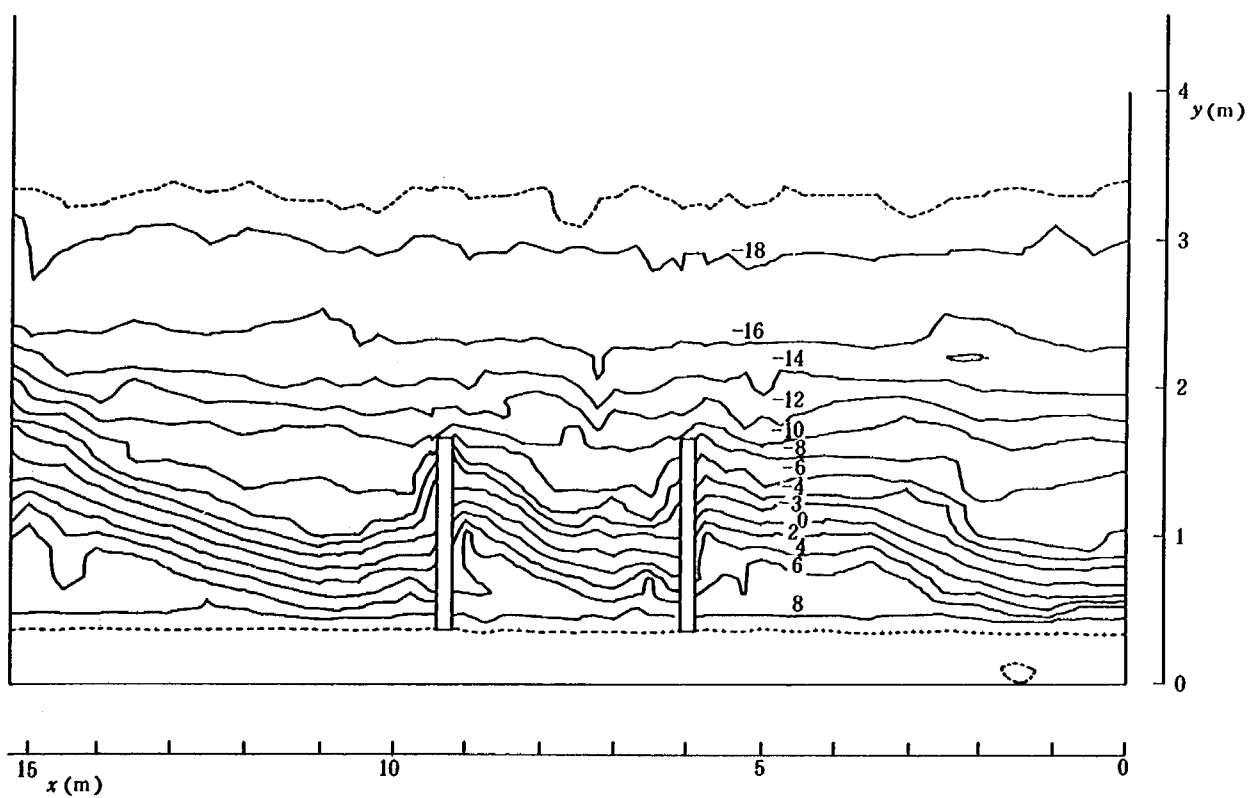


图-2 b)

駿河海岸安定化手法
調査報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2285号
昭和61年2月(1986)
海岸研究室 宇多高明
小俣 篤
山本幸次

キーワード：駿河海岸，サンドバイパス，移動床水理模型実験，流出制御，沿岸漂砂量

要旨 駿河海岸で行われているサンドバイパスの投入砂を海浜の安定に有効に寄与させるため，投入砂の流出制御を行う手法について縮尺1/30の移動床水理模型実験により検討した。実験の結果，突堤，離岸堤等により有効に投入砂の流出制御が行えることがわかった。また，短突堤群の設置による沿岸漂砂量の制御効果が明らかになった。



郵便はがき

四十円切手
をはいって
下さい

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
海岸研究室 行

茨城県筑波郡豊里町
大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2285号 部

駿河海岸安定化手法
調査報告書

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印