

土研資料第1932号

ISSN 0386-5878

土木研究所資料

高瀬川放水路導流堤模型実験報告書

昭和58年3月

建設省土木研究所

河川部海岸研究室

は じ め に

高瀬川放水路は、現在その幅が80 mであるが、流域の開発に伴って河川改修が予定されている。改修計画では、計画高水流量が1,250 m³/s、放水路幅が300 mとなる予定である。ただし洪水時以外の場合、流量150 m³/sまでは本川へ流下させる計画となっている。

通常時、河川水は本川を流下するため、放水路流量は0となるが、この場合、河口処理が行われなければ、河口は完全閉塞する可能性が高い。したがって、洪水時計画流量を流下させるためには河口処理を行う必要があると考えられる。

本報告書は、高瀬川放水路導流堤に関して、導流堤内への土砂の侵入機構や侵入防止策について実験的に検討した結果をとりまとめたものである。実験では河口を維持するための構造物形状について検討するとともに、河口内での河口閉塞の機構について調査した。なお、本模型実験は、東北地方建設局高瀬川総合開発工事事務所の依頼によって行われたものである。

昭和58年 3 月

海岸研究室	室	長	橋	本	宏
	主任研究員	宇	多	高	明
		竹	淵		勉

目 次

第1章 高瀬川河口の自然条件	1
1.1 高瀬川の概要	1
1.2 小川原湖海岸の底質特性	1
1.3 風 の 特 性	2
1.4 波 浪 特 性	3
第2章 実験の目的と範囲	8
第3章 移動床模型実験の相似性	10
3.1 実験の目的	10
3.2 実験方法	10
3.3 実験結果と考察	10
3.4 ま と め	21
第4章 三沢漁港移動床検証実験	22
4.1 は じ め に	22
4.2 実験方法	22
4.3 三沢漁港周辺の地形変化	24
4.4 三沢漁港周辺の流況特性	28
4.5 碎波波高の沿岸方向分布	30
4.6 地形変化の特性	31
4.7 ま と め	33
第5章 導流堤形状に関する固定床実験	34
5.1 実験の目的	34
5.2 実験方法	34
5.3 構造物周辺の流況特性	37
5.4 構造物周辺の波高分布	45
5.5 ま と め	53
第6章 河口砂州の変形に関する実験	54
6.1 ま え が き	54

6.2	河口砂州の変形に関する水理模型実験	54
6.3	一般化された汀線変化モデル	59
6.4	計算値と実験値との比較	60
6.5	ま と め	63
第7章	放水路導流堤模型実験(I)	64
7.1	実験の目的	64
7.2	実験方法	64
7.3	地形変化の特性	66
7.4	導流堤周辺の流況	77
7.5	ま と め	86
第8章	放水路導流堤模型実験(II)	87
8.1	実験の目的	87
8.2	実験方法	87
8.3	地形変化の特性	90
8.4	導流堤周辺の流況	99
8.5	ま と め	101
第9章	導流堤形状に関する総合的検討	107
	参 考 文 献	108

第1章 高瀬川河口の自然条件

1.1 高瀬川の概要

高瀬川は、その源を八甲田山系の八幡岳に発し、図-1.1¹⁾に示されるように八戸市の北方約50kmにおいて太平洋に注ぐ、流路延長63.7km、流域面積867km²の一級河川である。流路中に、水面積63.2km²の小川原湖がある。小川原湖～本川河口間は6.4kmあり、河幅は約150mである。また、小川原湖～本川河口の間には治水目的用の放水路が高瀬橋上流150m付近から分派し、海へ開口している。この放水路は、通常時は流量が0になるため、河口部は完全閉塞している。高瀬川本川の河口部は河口幅30～60mで夏期にESE方向の卓越波浪によって砂州が前進して開口幅を狭め、冬期に砂州は後退し、開口幅を拡げている。

高瀬川の計画高水流量は図-1.2に示されるように全体で1,400m³/sとし、うち150m³/sを本川に、残り1,250m³/sを放水路で流下させる計画となっている。

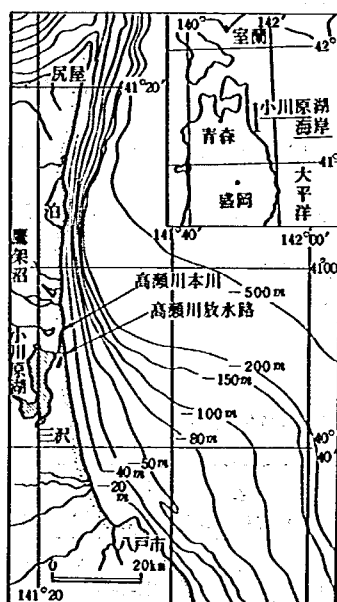


図-1.1 小川原湖海岸概要図

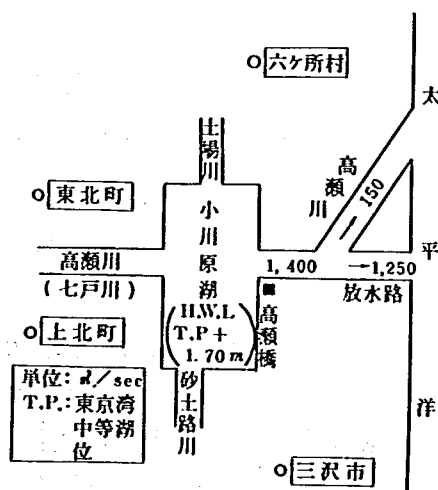
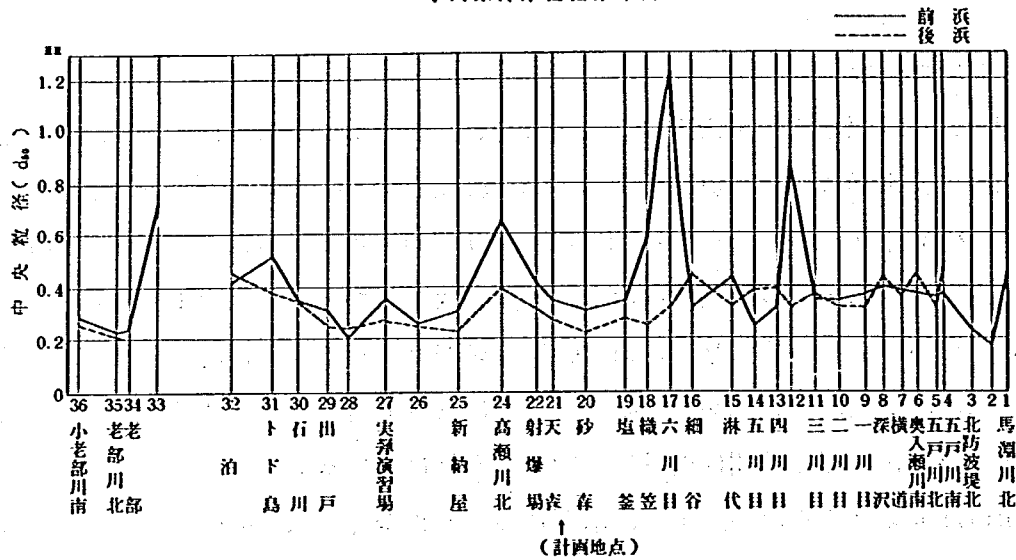


図-1.2 高瀬川計画高水流量図

1.2 小川原湖海岸の底質特性

高瀬川の流出している小川原湖海岸の底質特性は図-1.3に示すとおりである。²⁾ 図中、実線は前浜でサンプリングされた底質の粒径を、また破線は後浜の底質粒径を示す。図の横軸は海岸沿いの位置を示し、右端が八戸である。また図には放水路の計画地点が矢印で表わされている。図-1.3によると、小川原湖海岸の平均的粒径はほぼ0.25～0.4mm程度である。

小川原海岸粒径分布図



図一 1.3 底質粒径の沿岸方向分布

1.3 風の特性

高瀬川付近の風資料としては運輸省が鷹架で行った観測結果がある。³⁾測定は昭和46年2月より12月まで行われたが、各季節ごとの風速の出現率を求めると表一1.1のようになる。全期間では、風速 0.3 m/s 以下が2.5%， $0.3 \sim 4.9 \text{ m/s}$ が80.5%， $5.0 \sim 9.9 \text{ m/s}$ が14.6%， 10 m/s 以上が2.4%となっている。

表一 1.1 風速の出現率（昭和46年2月～12月）

風速 \ 季節	春 3月～5月	夏 6月～8月	秋 9月～11月	冬 12月・2月	計
0.3 m/s 以下	2.3 %	2.6 %	2.7 %	2.2 %	2.5 %
0.3 ~ 4.9	78.5	81.4	77.6	84.8	80.5
5.0 ~ 9.9	17.1	14.7	16.7	9.7	14.6
10.0 ~ 14.9	2.1	1.3	2.9	3.0	2.3
15.0 以上			0.1	0.3	0.1
計	100	100	100	100	100

また、発生頻度の高い風速 $0.3 \sim 4.9 \text{ m/s}$ と $5.0 \sim 9.9 \text{ m/s}$ の場合の季節別の風向出現率をまとめたのが図一1.4と図一1.5である。図一1.4は風速 $0.3 \sim 4.9 \text{ m/s}$ の条件であるが、春、秋、冬の各シーズンには西または北西の風が発達すること、また夏には北西の風に加えて北東または南東の風の出現頻度が高くなることわかる。図一1.5は強風の場合であるが、こ

の条件では図-1.4と比較するとかなりの変化が生じている。冬と春にはともに北西および南東の風が卓越する。一方、夏と秋には南東の風が非常に卓越することがわかる。

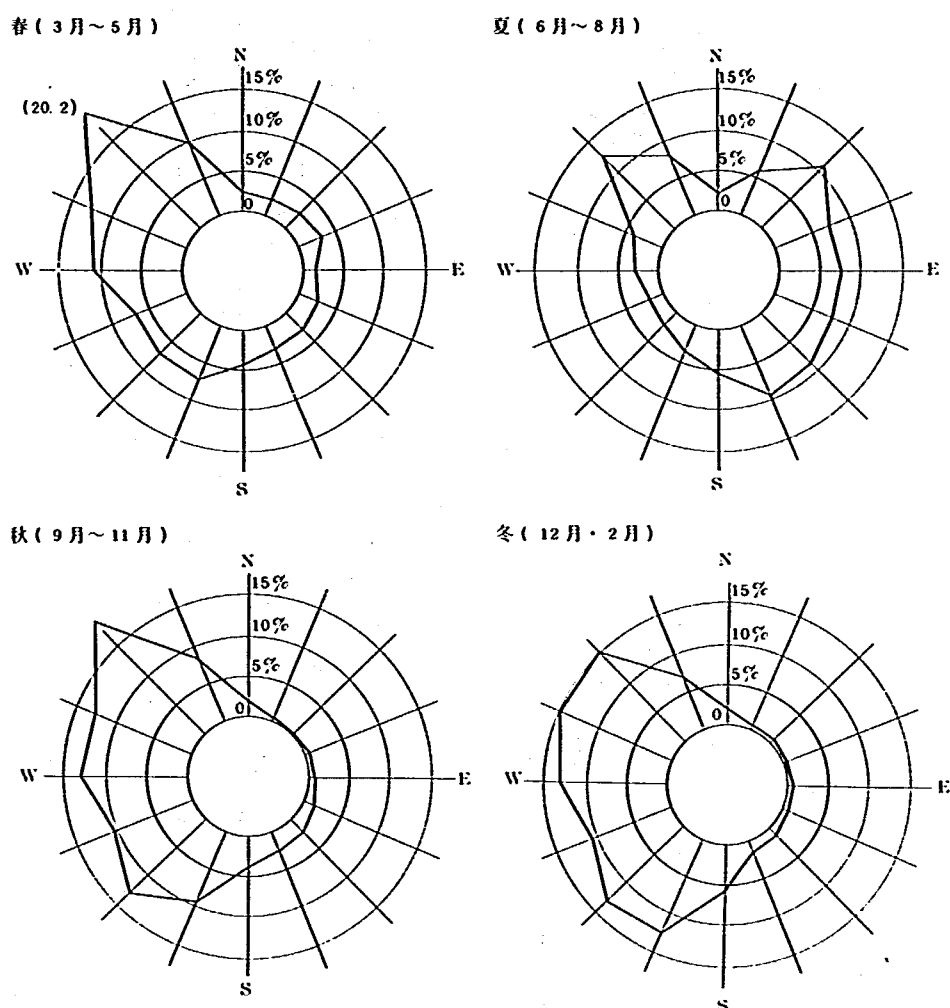


図-1.4 季節別の風向出現率（風速 0.3 ~ 4.9 m/s）

1.4 波浪特性

小川原湖海岸の波浪観測資料としては、運輸省が昭和46年より52年まで鷹架で行った観測資料³⁾がある。

図-1.6は昭和46年より昭和52年の間に測定されたデータを用いて計算された波向別の波高頻度分布図である。全年の頻度分布をみると、E, ENE, ESE方向からの波が卓越している。また、各季節ごとに波向別の波高頻度分布図を描くと図-1.7~図-1.10となる。春はENE~ESEの波がほぼ均等に分布し、夏はE~ESEの波が多い。秋はE方向が、また冬はENE方向が卓越している。さらに夏は一般に波高が低いことがわかる。

表-1.2は波向別の波高出現率を求めたものである。また、波向別の周期について卓越成分を求めると、卓越周期としてENEとEが9.0秒、ESEが7.5秒という結果が得られた。さ

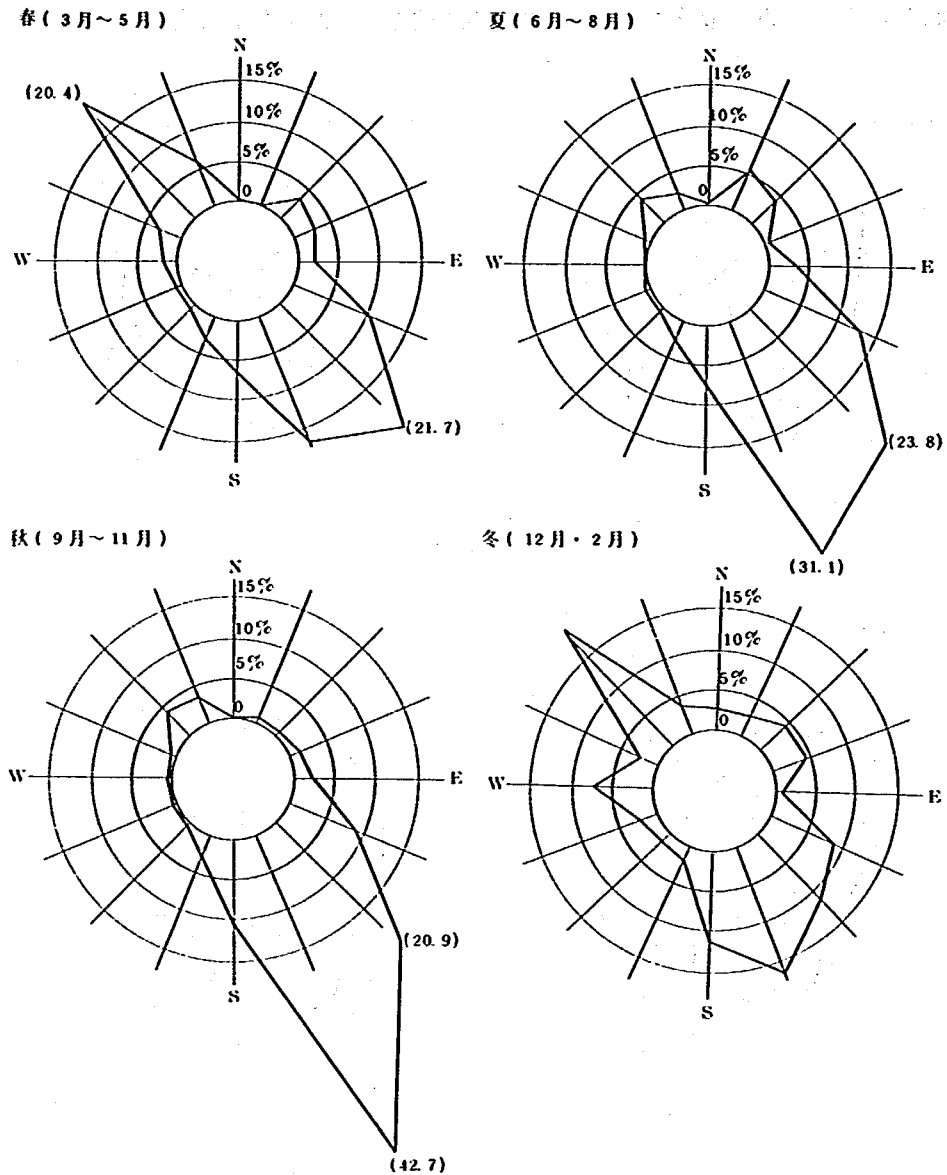
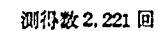
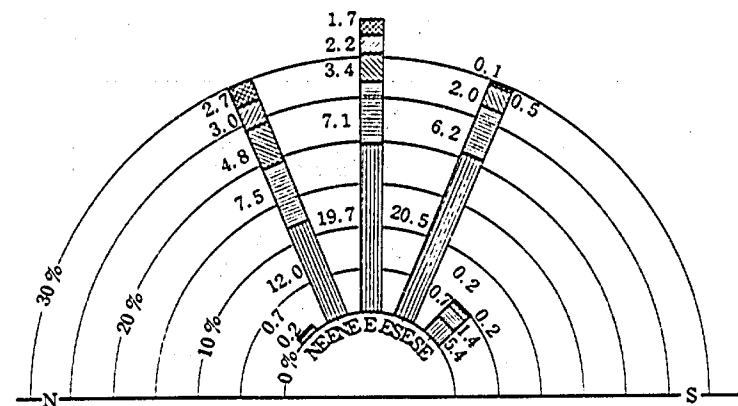
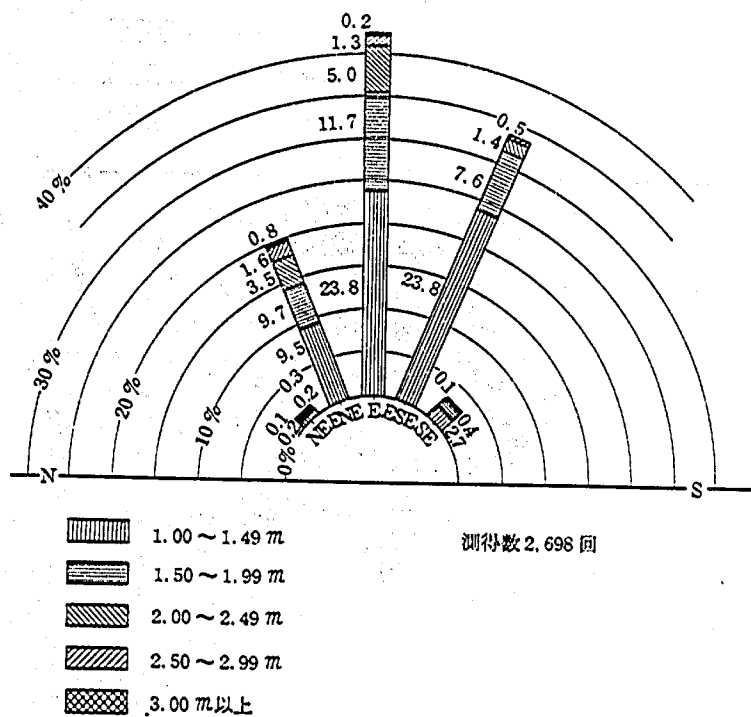


図-1.5 季節別の風向出現率 (風速 5.0 ~ 9.9 m/s)

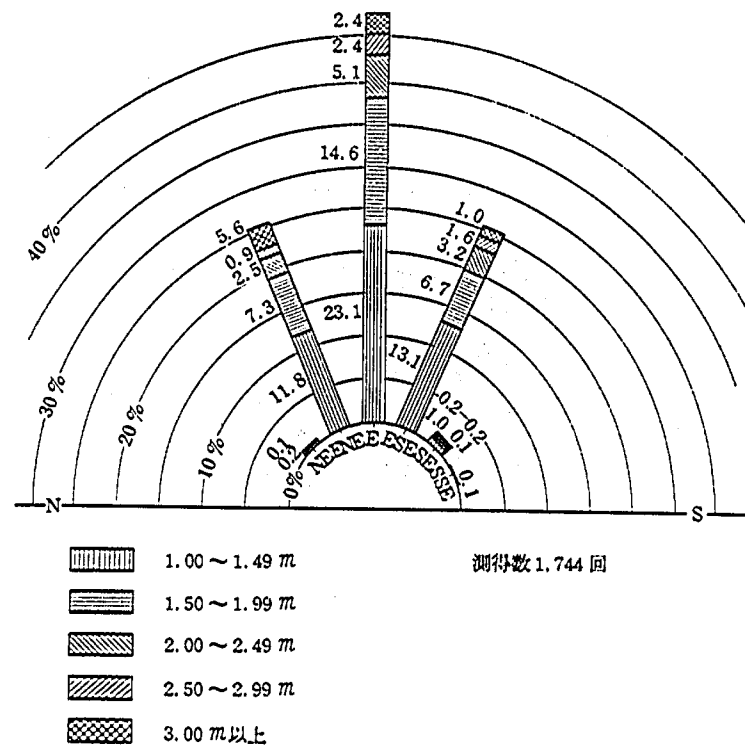
らに、表-1.2の結果を用いて三方向別に年間の総エネルギーフラックスを計算し、また代表波は各方向別に1/3年の継続期間を有すると仮定すると、代表波高としてENEが、1.45 m、Eが1.37 m、ESEが1.17 mという値が得られた。



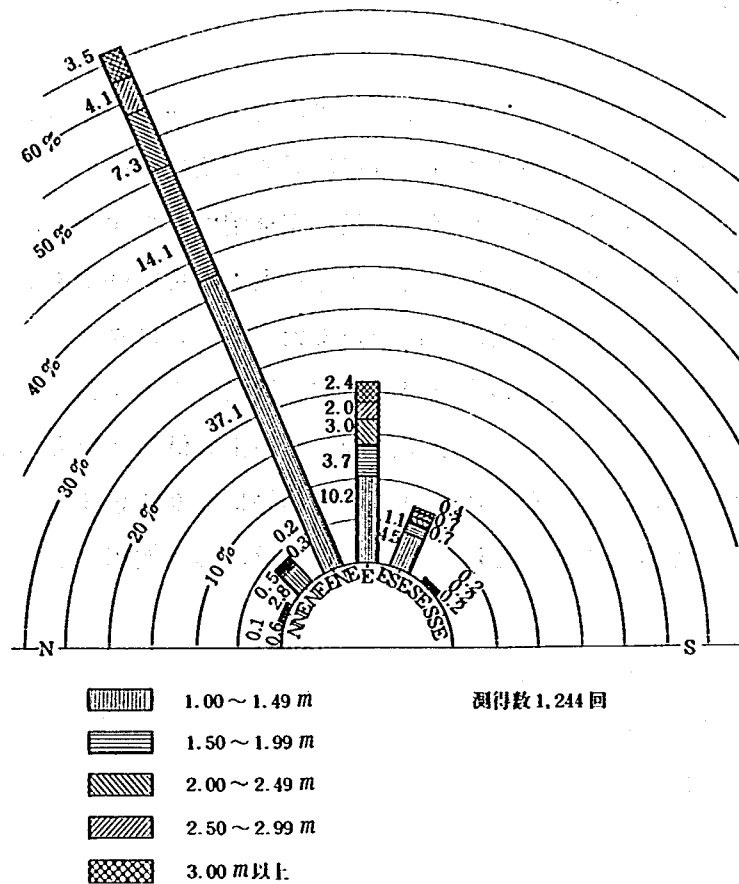
圖—1.7 季節別波向別波高頻度分布圖(春)



图一 1.8 季節別波向別波高頻度分布図 (夏)



图一 1.9 季節別波向別波高頻度分布図 (秋)



図一 1.10 季節別波向別波高頻度分布図 (冬)

表一 1.2 1971 年より 1978 年までの測定値より求めた方向別波高出現率

波 高 波 向	0.0 m ~ 0.5	0.5 ~ 1.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 2.0	2.0 ~ 2.5	2.5 ~ 3.0	3.0 ~	計
NNE		0.001		0.001				0.002
NE	0.003	0.008	0.004	0.001		0.001		0.017
ENE	0.059	0.158	0.067	0.032	0.018	0.009	0.009	0.352
E	0.061	0.164	0.073	0.035	0.016	0.003	0.006	0.368
ESE	0.040	0.108	0.059	0.021	0.008	0.003	0.001	0.240
SE	0.005	0.012	0.006	0.002	0.001			0.026
計	0.168	0.451	0.209	0.092	0.043	0.021	0.016	1.000

第2章 実験の目的と範囲

河口導流堤の計画に際しては、種々の点について検討する必要があるが、基本的問題は、洪水時流量を安全に流下させることのできる河口導流堤の形状について調べることにある。砂浜海岸にある河口は、河川流量が0であれば、一般に完全閉塞が生ずる。高瀬川放水路では洪水時のみ河川水を流下させるため、平常時は河口閉塞が生ずる可能性がある。よって、研究の主題は河口閉塞を防止するような導流堤形状について調べることになる。

一般に、河口閉塞は河川流出土砂の河口での堆積、波浪による堆積、および飛砂によると考えられるが、河川流出土砂については、小川原湖からの土砂供給はほとんどないと考えられるために考慮する必要はない。また飛砂については植林等により防止することとし、ここでは波による閉塞機構について検討する。波浪による河口付近の堆砂機構としては次のようなものが考えられる。

- (1) 波による汀線付近での砂の堆積
- (2) 沿岸砂州の移動による堆砂
- (3) 沿岸漂砂による堆積
- (4) 浮遊砂の静穏域での堆積
- (5) 長周期波による堆積

高瀬川放水路においては平常時は流れがないために、砂の堆積があると考えられ、これに対処するために導流堤等の構造物が必要である。導流堤によって堆砂を防止しようとする場合には、その規模によって堆砂機構が異なる。

碎波帯内に導流堤先端が位置している場合には、上記の5項目のすべての現象が生ずると考えられ、その規模は長さによる。また碎波帯外まで延長された導流堤においては、浮遊砂の静穏域での堆積、長周期波の発生による堆積、海底での岸向き漂砂による堆積が考えられる。

堆砂の機構としては上記のように種々考えられるが、ここでは河口閉塞を防止するために、導流堤等による閉塞防止工法について、移動床および固定床模型実験によって検討する。堆砂機構のうち、波による汀線付近での堆積および沿岸砂州の移動による堆砂については、その量が多くなるために、沿岸砂州の位置よりも導流堤を延長し、この機構による堆砂は防止することにする。したがって、検討すべき項目としては次のようになる。

- (1) 沿岸砂州の変動が生じている位置の検討
- (2) 浮遊砂による堆積状況とその防止法
- (3) 導流堤周辺の流況とそれによる砂移動
- (4) 沿岸漂砂による導流堤先端での砂のまわり込み状況とその防止法

以上の検討課題について固定床および移動床模型実験によって検討を加える。ただし導流堤長に関しては付帯条件が必要である。すなわち導流堤を通常生じている碎波帯幅を突切って延

長すれば閉塞は防止されるが、この場合工費は莫大であり、また周辺海岸への影響は大きくなる。よって、計画に際しては周辺海岸への影響をできるだけ少くし、かつ工費を軽減させるような配慮が必要である。

導流堤形状の選択に際しては、移動床模型実験を行って検討するのが良いと考えられる。この場合、移動床模型実験では実験固有の地形変化が生ずることに注意が必要である。すなわち波浪条件、底質特性、海底勾配が与えられたとき、海浜はある決まったパターンで変形することが知られている。したがって、移動床平面実験を行う前に、これらの海浜地形変化特性を明らかにしておかなければならない。第3章ではこのような点より移動床実験の相似性について検討する。

高瀬川の南約20 kmにある三沢漁港では昭和48年より漁港の建設が開始され、防波堤が伸びるにしたがって防波堤の南側では土砂が堆積し、北側では侵食が生じた。三沢漁港は高瀬川河口と同一海岸にあり、波浪、底質特性が似ているために、三沢漁港周辺で生じた現象が、模型実験で再現されるかどうか調べることは、放水路計画のために参考となるであろう。第4章ではこのような見地より、三沢漁港の移動床模型によって堆砂の機構について調べる。

導流堤内での堆砂は種々の機構によって生ずると考えられるが、いずれの機構にしたがうとしても、導流堤内の波高分布と流況が重要であることには疑いの余地がない。これらを詳しく測定したい場合、もし実験を移動床で行うと、測定時間中に地形が変化してしまうため、実験はかなり難しくなる。ところが固定床実験では地形変化は生じないので、実験は容易であって、多数のケースについて測定を行うことができる。このため第5章においては、まず固定床模型実験によって導流堤形状を種々変えた場合の導流堤周辺の波高や流れの分布を調べ、堆積機構やその防止効果について考察した結果を述べる。

導流堤に関しては、導流堤内に土砂がたまらないような構造とすることが最も望ましいが、導流堤内に土砂が堆積した場合その土砂がどのような挙動を示すか調べておくことも必要である。すなわち、導流堤内の一部分に土砂の堆積があった場合、それが河口の完全閉塞をもたらすかどうか、またもし完全閉塞が生ずるとすればどのような機構によってそれが生ずるかを明らかにしておく必要がある。第6章ではこの点を実験的に調べた結果をまとめたものであって、実験結果を示すとともに、砂州の変形を予測するためのモデルについて述べる。

第7章および第8章においては、移動床模型実験の相似性についての検討結果、および固定床模型実験による堆砂機構の検討結果にもとづいて、移動床模型実験によって導流堤の効果や影響について調べた結果を述べる。導流堤の延長や配置を変えて、放水路内への砂の移動形態や堆砂防止効果について検討するとともに、導流堤の建設によって生ずると考えられる周辺海岸の海浜変形についても検討を行った。

第3章 岸沖漂砂による地形変化の相似性

3.1 実験の目的

波や流れにより移動可能な底質で海浜形状を造り、導流堤周辺の海底地形変化を調べる移動床模型実験においては、実物における海底地形変化と模型の海底地形変化が相似でなければならない。しかし、移動床模型実験において、波浪条件、底質特性、海底勾配が与えられたとき、海浜はある決まった形状に変形する。その変化形状や変形の生ずる範囲は必ずしも実物と相似にはならないために、あらかじめ海底勾配や波浪条件を与えた場合に、模型ではどのような変化が生ずるか調べておく必要がある。したがってここでは造波水路を用いた実験によって、海底勾配、底質、波浪条件を種々変えた場合に生ずる海浜変形を調べ、移動床模型実験における相似率や実験条件を決定する際の資料とした。

3.2 実験方法

実験は幅 60 cm、長さ 30 m の二次元水槽と、幅 30 cm、長さ 30 m の水槽を用い、水深を 40 cm として行った。底質は中央粒径が 0.22 mm と 0.27 mm の砂、および 0.3 mm の石炭粉を用い、初期海底勾配を $1/5$ 、 $1/7.5$ 、 $1/10$ 、 $1/15$ 、 $1/20$ 、 $1/30$ の 6 種類、周期を 1.1 秒より 1.8 秒まで 6 種類変えて実験を行った。波高は 0.5 ~ 15 cm の間で変化させた。実験ケースは全体で 82 ケースであり、その実験条件は表-3.1 のとおりである。実験時間はケース 1 ~ 18 が約 100 時間、ケース 61 が 59 時間とし、その他のケースはすべて 20 時間とした。海浜地形の測定は砂面測定器を用いて岸沖方向に 5 cm 間隔で測定した。地形測定はケース 19 以降は初期および 20 時間後において行い、ケース 1 ~ 18 は初期形状と実験開始後 1, 2, 5, 8, 23, 30, 50, 73, 100 時間後の形状について測定した。また石炭粉のケースは 9 ~ 12 である。

入射波高は、容量式波高計を用いて、平坦部で 0.5 m 間隔に並んだ 5 地点で測定し、その平均値を入射波高と定めた。

3.3 実験結果と考察

(1) 海浜形状のタイプ分類

一定勾配の移動床海浜に波を作用させたとき生ずる地形変化は、特性的に 3 種類に分類され、図-3.1 に示されるように、タイプⅠ、Ⅱ、Ⅲと呼ばれている。⁴⁾タイプⅠは、汀線付近が侵食され、侵食された土砂が沖合に堆積する形式、タイプⅡは、碎波帯で侵食された土砂が汀線付近と沖合に堆積するものである。またタイプⅢは、碎波帯で侵食された土砂が前浜上へ打ち上がるものである。

岸沖方向の漂砂によって生ずる地形変化は図-3.1 に示すような特徴を有しているが、波を作用させたあとの海浜形状より初期形状を差し引いた、地形変動量の岸沖分布は、図-3.2

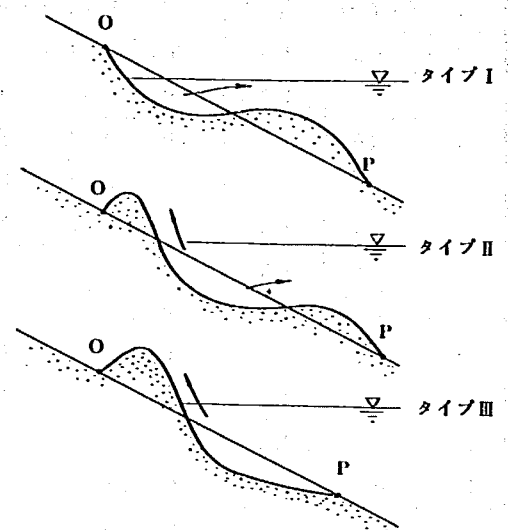
表-3.1 実験ケース

No	Ho (cm)	T(sec)	l / i	d (mm)	タイプ	C	No	Ho	T	l / i	d (mm)	タイプ	C
1	2.2	1.1	30	0.22	Ⅲ	2.0	42	5.6	1.2	10	0.27	I	5.6
2	4.0	1.1	30	0.22	Ⅱ	3.7	43	8.8	1.2	10	0.27	I	8.9
3	7.0	1.2	30	0.22	Ⅱ	6.0	44	1.2	1.2	10	0.27	Ⅲ	1.2
4	2.7	1.2	30	0.22	Ⅲ	2.4	45	2.5	1.2	10	0.27	Ⅲ	2.5
5	5.4	1.2	30	0.22	Ⅱ	4.6	46	6.8	1.2	10	0.27	I	6.9
6	2.0	1.2	20	0.27	Ⅲ	1.7	47	11.5	1.2	10	0.27	I	11.6
7	4.8	1.8	20	0.27	Ⅲ	3.1	48	1.5	1.2	5	0.27	Ⅲ	1.9
8	2.2	1.8	20	0.27	Ⅲ	1.4	49	1.1	1.2	5	0.27	—	1.3
9	2.1	1.2	30	0.31	Ⅲ	(石炭粉)	50	1.8	1.2	5	0.27	Ⅲ	2.1
10	4.0	1.2	30	0.31	I		51	1.1	1.2	5	0.27	—	1.3
11	0.8	1.2	30	0.31	Ⅱ		52	0.7	1.2	5	0.27	—	0.8
12	1.7	1.2	30	0.31	Ⅱ		53	8.4	1.2	5	0.27	I	10.3
13	2.6	1.2	30	0.27	Ⅲ	2.0	54	9.3	1.2	5	0.27	I	11.3
14	5.1	1.2	30	0.27	Ⅲ	3.9	55	12.0	1.2	5	0.27	I	14.7
15	6.8	1.2	30	0.27	Ⅲ	5.1	56	16.3	1.2	5	0.27	I	19.9
16	6.4	1.8	20	0.27	Ⅲ	4.1	57	1.9	1.2	7.5	0.27	Ⅲ	2.0
17	8.7	1.8	20	0.27	—	5.6	58	2.5	1.2	7.5	0.27	Ⅲ	2.8
18	6.6	1.2	20	0.27	Ⅱ	5.5	59	4.0	1.2	7.5	0.27	Ⅲ	4.4
19	2.2	1.2	30	0.22	Ⅲ	1.9	60	2.3	1.2	7.5	0.27	Ⅲ	2.5
20	2.7	1.2	30	0.22	Ⅲ	2.4	61	8.1	1.2	7.5	0.27	I	8.8
21	3.3	1.2	30	0.22	Ⅲ	2.8	62	5.8	1.2	7.5	0.27	—	6.3
22	3.8	1.2	30	0.22	Ⅲ	3.3	63	11.8	1.2	7.5	0.27	I	12.9
23	4.4	1.2	30	0.22	Ⅲ	3.8	64	4.8	1.2	7.5	0.27	I, Ⅱ	5.3
24	4.9	1.2	30	0.22	Ⅱ	4.2	65	1.8	1.3	15	0.27	Ⅲ	1.5
25	5.5	1.2	30	0.22	Ⅱ	4.7	66	2.4	1.4	15	0.27	Ⅲ	2.0
26	6.0	1.2	30	0.22	Ⅱ	5.2	67	3.8	1.2	15	0.27	—	3.5
27	7.1	1.2	30	0.22	Ⅱ	6.1	68	7.0	1.2	15	0.27	Ⅱ	6.4
28	7.7	1.2	30	0.22	Ⅱ	6.6	69	5.4	1.2	15	0.27	Ⅱ	4.9
29	8.8	1.2	30	0.22	Ⅱ	7.6	70	4.3	1.2	15	0.27	Ⅲ	3.9
30	9.3	1.4	20	0.27	Ⅱ	7.0	71	6.5	1.2	15	0.27	Ⅱ	5.8
31	2.5	1.4	20	0.27	Ⅲ	1.9	72	9.0	1.2	15	0.27	Ⅱ	8.1
32	2.1	1.6	20	0.27	Ⅲ	1.5	73	1.8	1.6	10	0.27	Ⅲ	1.5
33	10.8	1.6	20	0.27	Ⅱ	7.4	74	4.2	1.6	10	0.27	Ⅲ	3.5
34	10.9	1.4	20	0.27	Ⅱ	8.1	75	6.4	1.6	10	0.27	Ⅲ	5.4
35	5.1	1.7	20	0.27	Ⅱ	3.5	76	8.4	1.6	10	0.27	—	7.0
36	6.0	1.5	20	0.27	—	4.4	77	4.3	1.2	7.5	0.27	I	4.7
37	7.2	1.7	20	0.27	Ⅱ	4.8	78	6.8	1.2	7.5	0.27	I	7.4
38	10.0	1.3	20	0.27	Ⅱ	8.0	79	3.5	1.2	5	0.27	Ⅲ	4.3
39	8.4	1.7	20	0.27	Ⅱ	5.7	80	4.4	1.2	5	0.27	I	5.3
40	2.4	1.2	10	0.27	Ⅲ	2.4	81	5.5	1.2	5	0.27	—	6.7
41	4.3	1.2	10	0.27	I	4.3	82	6.5	1.2	5	0.27	I	7.9

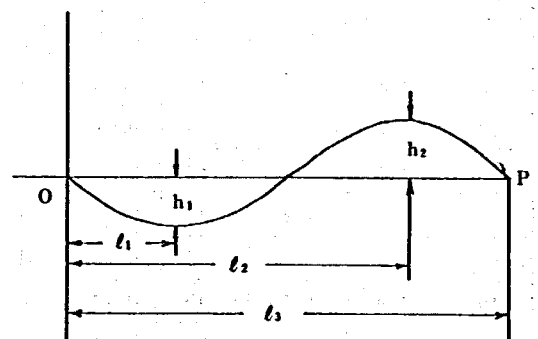
～3.4のようになる。図中のO点はその点より海側で有意な地形変化の始まる点，P点はその点より岸側で有意な地形変化の生ずる位置，すなわち移動限界水深を与える地点である。また，図－3.2～3.4の作成にあたって，海浜形状は時間的に変化するものであるために，ここでは20時間後の形状を最終形状と呼ぶことにする。ただし20時間後を選んだ理由は，平面実験ではこの程度の時間波を作用させることが多いためである。

図－3.2はタイプⅠと呼ばれる型式であり，岸側が侵食され，侵食された土砂が沖合に堆積する形態である。この場合，海浜形状の変化特性は，図示されているように3組の水平長ささと2組の鉛直高さ，およびP点の位置を定める移動限界水深の合計6変数によって代表される。これら6変数が与えられれば，海浜地形の変動量分布がほぼ定められることになる。

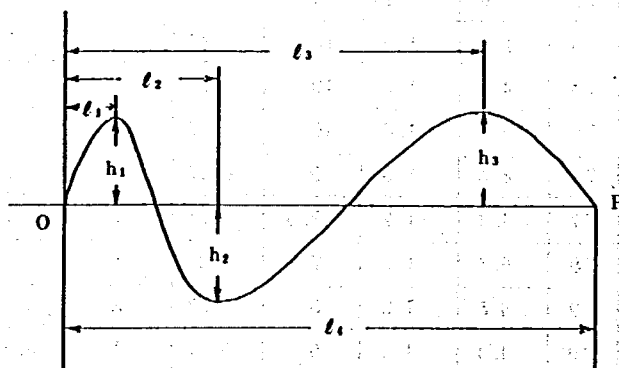
図－3.3はタイプⅡであり，碎波帯内で侵食が生じ，侵食された土砂が岸・沖方向に移動したときに生ずるタイプである。この場合，形状特性は8変数によって表示される。ただし実際に測定された海浜形状は図－3.3に示されるほど滑らかなものではなく，反射波



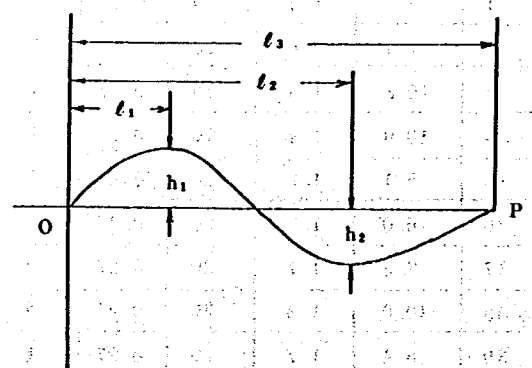
図－3.1 海浜形状の変化



図－3.2 タイプⅠの模式図



図－3.3 タイプⅡの模式図



図－3.4 タイプⅢの模式図

によって生じたサンドウエーブが重なっている場合が多い。このことは変数値を決定する際の誤差の一因をなしている。

図-3.4はタイプⅢの形状である。この形状はタイプⅠと逆であり、碎波帯で侵食された土砂が陸側へ打ち上げられて生ずる。この場合の代表変数はタイプⅠと同様に6組必要である。

二次元実験を行うことによって得られた海浜断面形状についてはすべて変動量を算出し、上記のⅠ, Ⅱ, Ⅲ型分類にしたがって区別した。この結果は表-3.1に示されている。また、これらのタイプの分類を次式によって試みた。

$$H_o/L_o = C (\tan \beta)^{-0.27} (d/L_o)^{0.67} \quad (3.1)$$

ここに H_o は沖波波高, L_o は沖波波長, C は定数, $\tan \beta$ は初期海底勾配, d は粒径である。

この式は汀線の前進後退の基準式であり、⁵⁾
 $C \leq 3$ では汀線前進, $10 \leq C$ で汀線後退という結果が得られているが、ここではこの式によるタイプ分類を調べることにした。図-3.5はこの結果を示している。タイプⅠとⅡはほぼ $C=10$ によって、またタイプⅡとⅢは $C=3$ において比較的良好に分類されることがわかる。このことから、式(3.1)による判定条件は、汀線の前進後退の判定基準であるとともに、Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ型のタイプ分類のための基準式と呼ぶことができよう。ただし石炭粉の場合は密度が異なるので分類は行わなかった。

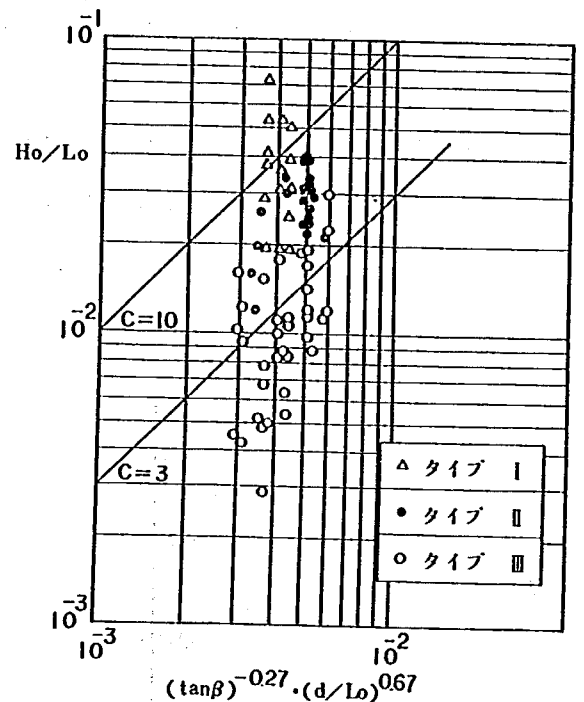


図-3.5 タイプ分類

以上のようにタイプ分類は式(3.1)によってほぼ判定されうるために、次に分類された型式の形状特性について検討することにする。

(2) 移動限界水深

すでに述べたように、図-3.2~3.4の点Pは移動限界水深を与える位置であるが、移動限界水深については波浪および底質等の条件が与えられたとき、計算によって算定可能なために、ここでは実験値との比較を行うことにした。

移動限界水深に関しては数種類の式が提案されているが、実験値との比較は佐藤、田中の⁶⁾式を用いて行うことにした。佐藤・田中の表層移動限界は、^注

注 移動限界については、いくつかの方法で定義されるが、各々の定義を明確にしておく。⁷⁾ マノハーによると、水底の表面に突出している粒子がいくつか動き出す状態を初期移動、また、水底の表層の第1層がほとんど動き出す状態を全面移動限界と名づけられている。

また佐藤らは放射性トレーサ砂による漂砂移動の現地観測結果より、(1)表層の砂が波向の方向に集団的に掃流される場合を表層移動、(2)水深変化が明瞭にあらわれるほどの顕著な移動を示す場合を完全移動と名づけている。

一般的に、限界水深は初期移動、全面移動限界が用いられるが、ここでは佐藤らの表層移動式を用いて検討することにした。

$$H_o/L_o = 0.565 (d/L_o)^{1/3} \left(\sinh \frac{2\pi h_i}{L} \right) \left(\frac{H_o}{H} \right) \quad (3.2)$$

と与えられる。図-3.6は式(3.2)による移動限界水深 $h_i(\text{cal})$ と実験的に定められた $h_i(\text{mes})$ との比較を行ったものである。図-3.6においてはタイプ分類も同時になされている。ばらつきは相当大きいですが、両者はほぼ1対1で対応しており、このことから移動限界水深は佐藤・田中の表層移動限界式を用いてほぼ予測されうると言えよう。またタイプⅠおよびⅡは測定された移動限界水深がほぼ0.2 m以上において、またタイプⅢはほぼ0.2 m以下において生ずることがわかる。

タイプⅠ、Ⅱ、Ⅲにおける地形変化の生ずる長さOPは測定された移動限界水深を初期海底勾配で割ることによって得られる水平距離 ($h_i/\tan\beta$) と図-3.7に示す関係を有する。す

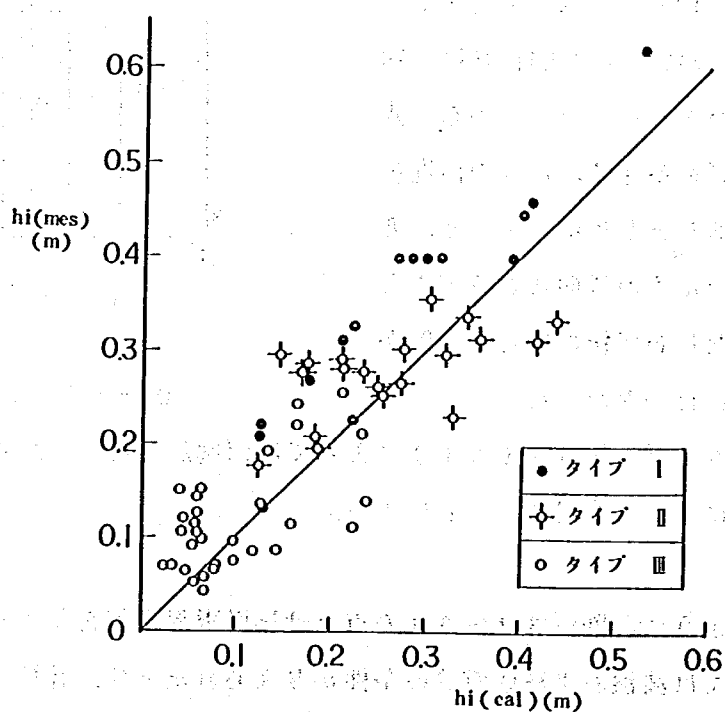
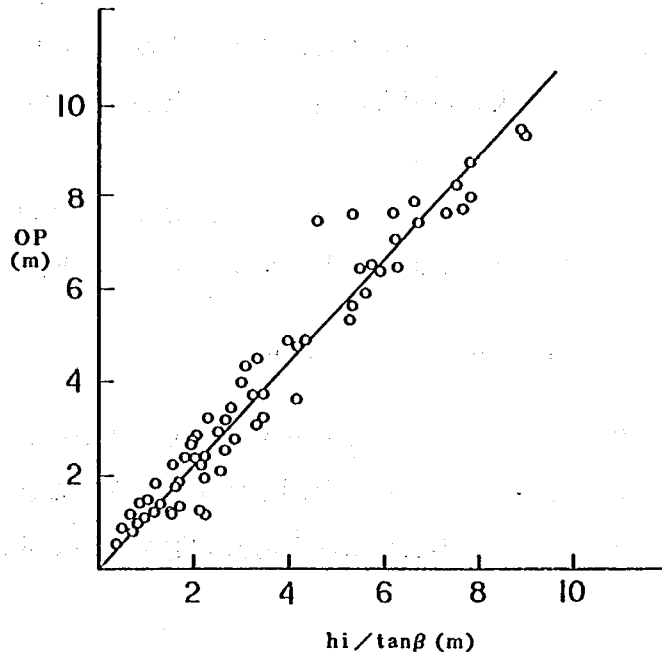


図-3.6 移動限界水深 (計算値と測定値の比較)



図－3.7 距離 $\overline{OP}$ と $h_i/\tan\beta$ の関係

なわち,

$$\overline{OP} = 1.1 (h_i/\tan\beta) \quad (3.3)$$

が成り立つ。ここに h_i は移動限界水深の測定値, $\tan\beta$ は初期海底勾配である。式(3.3)において両辺の比が1より大きい理由は, 汀線より陸側においても地形変化が生ずるためである。

以上, 式(3.2)によって移動限界水深は定まり, また式(3.3)によれば距離 $\overline{OP}$ (すなわち図-3.2, 3.4の長さ l_3 および図-3.3の長さ l_1)が決定されうることになる。次に, 各タイプの地形変化の形状特性について明らかにする。

(3) タイプIの形状特性

タイプIでは距離 $\overline{OP}$ は変数 l_3 で表わされるから, これに対する l_1 , l_2 の関係を調べることにする。図-3.8は l_3 に対する l_1 , l_2 の関係を示したものであるが, これらの間には,

$$l_1 = 0.20 \quad l_3 \quad (3.4)$$

$$l_2 = 0.80 \quad l_3 \quad (3.5)$$

が成立する。また、移動限界水深の測定値 (h_i) と鉛直高さ h_1 , h_2 の間の関係は、図-3.9 のようにまとめられ、次の関係を満たす。

$$h_1, h_2 = 0.34 h_i - 0.051 \quad (3.6)$$

ただし、 h_1 , h_2 , h_i は m 単位とする。また、タイプ I の型式は図-3.6 に示したように移動限界水深がほぼ 0.2 m より大きい場合に生ずる。したがって式 (3.6) の変域はほぼ 0.2 m より大きいとしなければならない。

いま、地形変化の形状特性を明らかにするために、縦横の長さのスケール比 (r) を h_1/l_1 で定義する。この場合、式 (3.3), 式 (3.6) を用いると、

$$r_1 = h_1/l_1 = (0.31 - 0.046/h_i) \tan \beta \quad (3.7)$$

となる。式 (3.7) の関係は、縦横の長さのスケール (r) が移動限界水深を小さくした場合変化し、したがって海浜形状変化は相似な形とはなり得ないことを示している。さらに縦横比 r を一定に保つためには、移動限界水深と海底勾配を同時に変化させる必要があることがわかる。

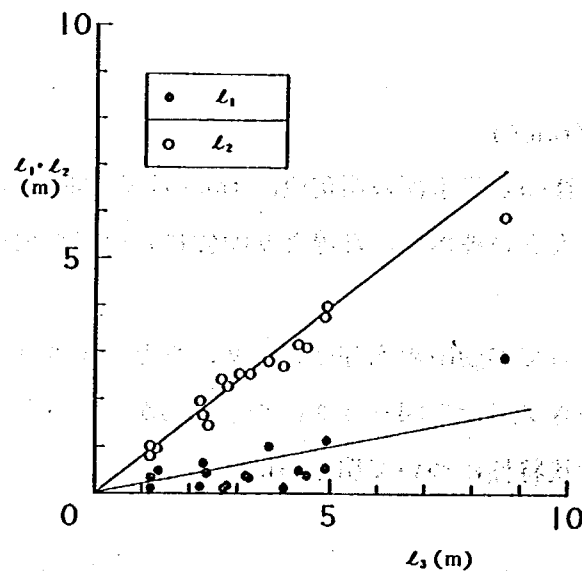


図-3.8 水平距離 l_3 と l_1, l_2 の関係 (タイプ I)

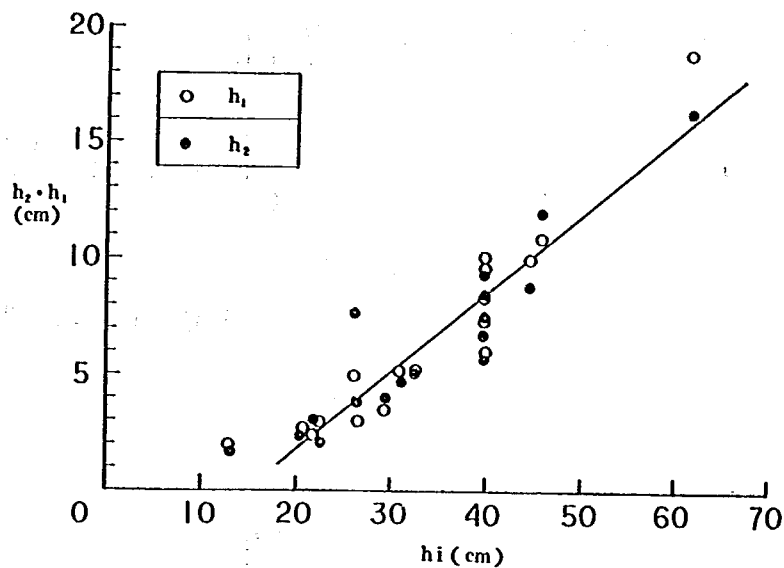


図-3.9 移動限界水深 h_i と h_1, h_2 の関係 (タイプ I)

(4) タイプ II の形状特性

タイプ II についても、タイプ I と同様に整理する。タイプ II では距離 $\overline{OP}$ は l_1 で定義されるので、まず最初に l_1 に対する l_1, l_2, l_3 の関係を調べる。図-3.10 は l_1 と l_1 の関係を、図-3.11 は l_1 と l_2, l_3 の関係を示している。ただし図中に数字が示されているが、これは海浜形状の時間的変化を調べたものであって、これについては後に検討することにする。 $l_1 \sim l_3$ の間には次の関係が成立する。

$$l_1 = 0.04 l_1 \quad (3.8)$$

$$l_2 = 0.30 l_1 \quad (3.9)$$

$$l_3 = 0.75 l_1 \quad (3.10)$$

また移動限界水深の測定値 (h_i) と鉛直高さ h_1, h_2, h_3 の間の関係は図-3.12, 3.13, 3.14 に示す通りであり、

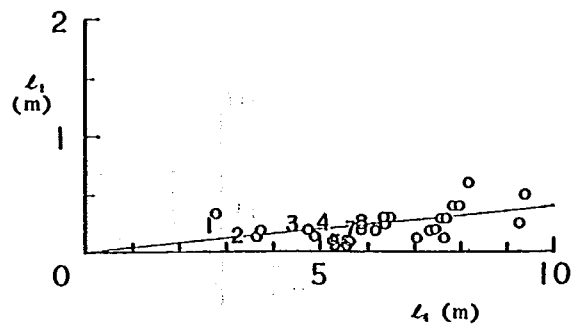
$$h_1 = h_2 = 0.22 h_i \quad (3.11)$$

$$h_3 = 0.17 h_i \quad (3.12)$$

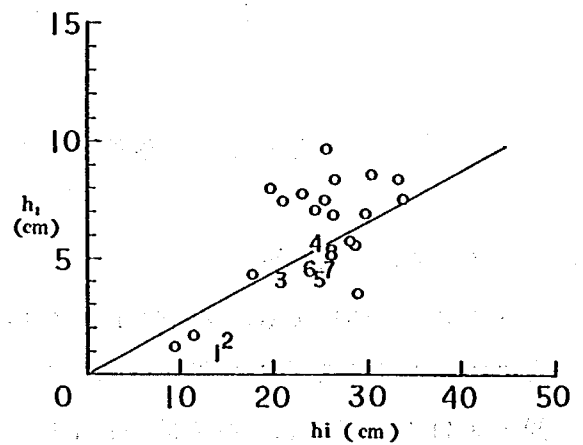
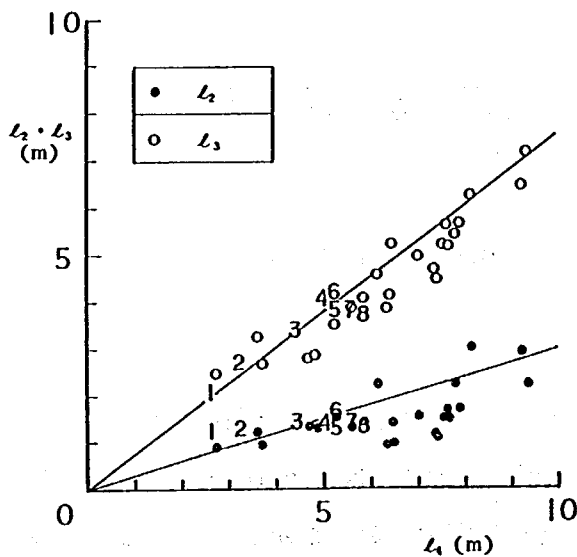
が成立する。いま、縦横比 r_1, r_2 を $h_1/l_1, h_2/l_1$ で表わすと r_1, r_2 は次のようになる。

$$r_1 = 0.20 \tan \beta, \quad r_2 = 0.15 \tan \beta \quad (3.13)$$

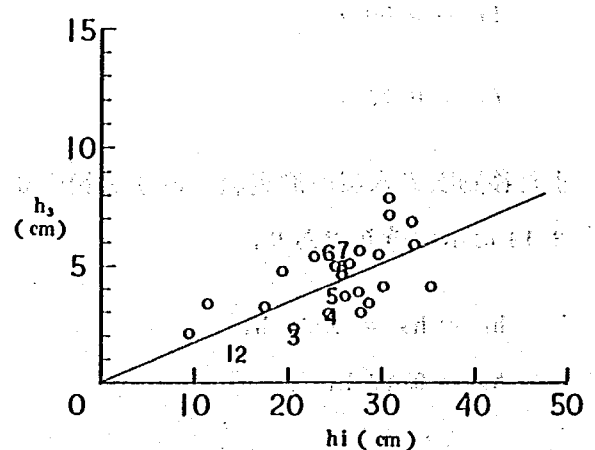
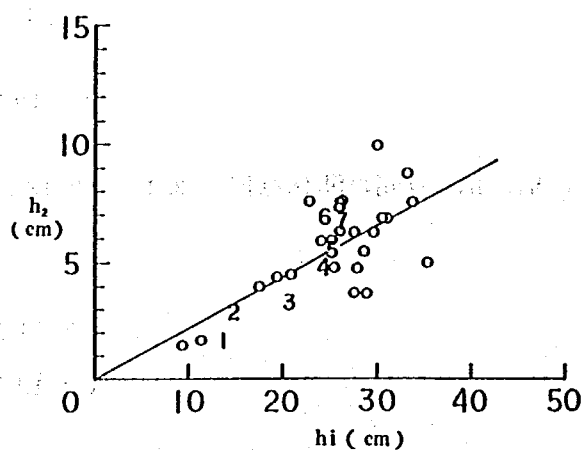
式(3.13)の関係は、海底勾配が一定の場合、移動限界水深を変化させたときタイプⅡの形状がほぼ相似な形を保って変形することを示している。



図一 3.10 l_1 と l_4 の関係 (タイプⅡ)



図一 3.11 l_2, l_3 と l_4 の関係 (タイプⅡ) 図一 3.12 移動限界水深 h_i と h_1 の関係 (タイプⅡ)



図一 3.13 移動限界水深 h_i と h_2 の関係 (タイプⅡ) 図一 3.14 移動限界水深 h_i と h_3 の関係 (タイプⅡ)

(5) タイプⅢの形状特性

タイプⅢではタイプⅠと同様に距離 $\overline{OP}$ は変数 l_3 で表わされるから、これに対する l_1, l_2 の関係を調べることにする。図-3.15は l_3 に対して l_1, l_2 を図示したものである。ただし図中の○印は時間的变化を調べたものであり、これについては後に説明する。 l_1 と l_3 の間には次式が成立する。

$$l_1 = 0.10 l_3 \quad (3.14)$$

また l_2 と l_3 に関しては、 l_3 が5 mより大きい所では誤差が大きいが、

$$l_2 = 0.50 l_3 \quad (3.15)$$

となる。さらに移動限界水深の測定値(h_i)と鉛直高さ h_1, h_2 の関係は図-3.16, 図-3.17に示される。

$$h_1 = 0.45 h_i \quad (3.16)$$

$$h_2 = 0.30 h_i \quad (3.17)$$

この場合も縦横の長さのスケールの比 r_1, r_2 を $h_1/l_3, h_2/l_3$ と表わすと、

$$r_1 = 0.41 \tan \beta, \quad r_2 = 0.27 \tan \beta \quad (3.18)$$

となり、タイプⅡと同様に海底勾配が一定の場合、移動限界水深を変化させたときタイプⅢの形状がほぼ相似な形を保って変形することがわかる。

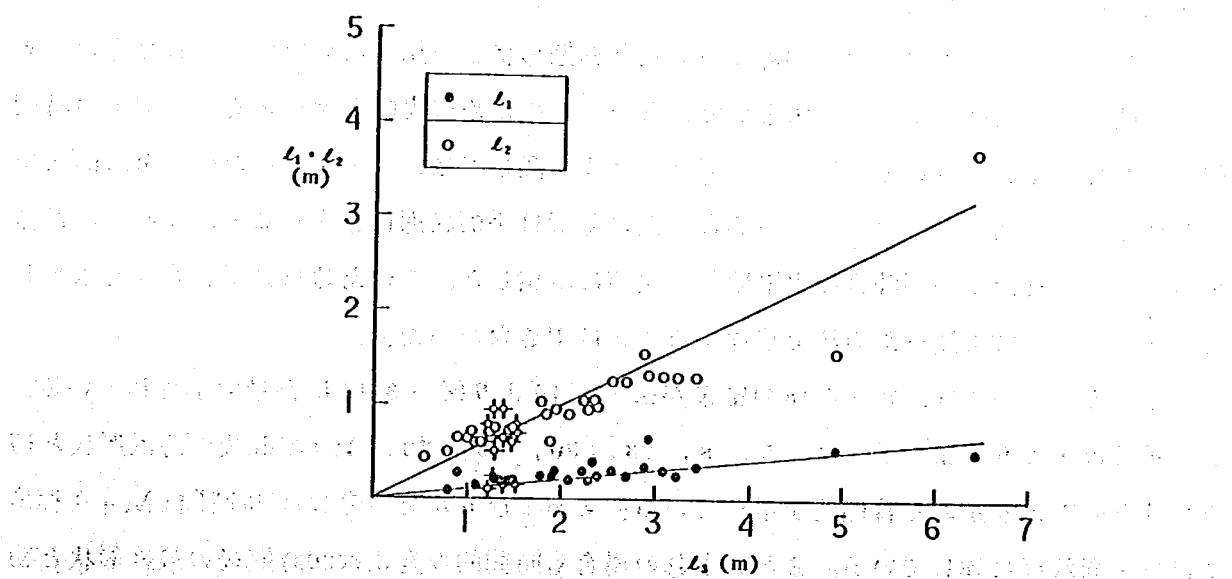
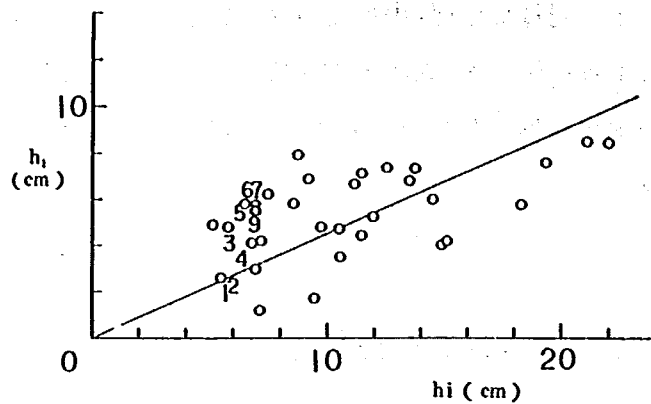
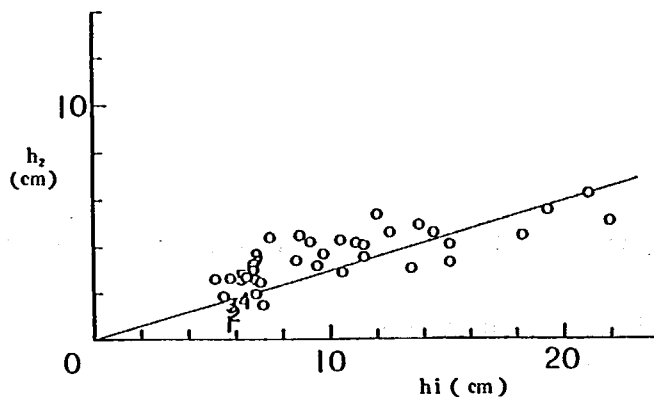


図-3.15 l_1, l_2 と l_3 の関係(タイプⅢ)



図一 3. 16 移動限界水深 h_i と h_1 の関係 (タイプⅡ)



図一 3. 17 移動限界水深 h_i と h_2 の関係 (タイプⅡ)

(6) 海浜形状の時間的变化特性

これまでの議論は実験開始後20時間の形状と初期形状との比較においてなされたものであり、時間的变化過程については明らかではない。このため代表的なケースを選んでその時間的变化を詳しく調べることにした。まずタイプⅠに関しては、ケース61において59時間まで波を作用させて調べた。しかしこの場合海浜の変形は平衡状態に達することなく続き、汀線付近で侵食された土砂が沖合の水平床部に次第に堆積した。このため移動限界水深を求めることができず、(3)で述べた方法で整理することはできなかった。

タイプⅡについては、ケース18の結果が図一 3. 10 より図一 3. 14 に番号で示されている。この番号は1より8まで順に2, 5, 8, 23, 30, 50, 73, 100時間後の海浜形状と初期形状との差より定めた特性値を示している。 $\angle$ および h などの変数は23時間(No 4)程度でほぼ平衡状態に達している。またいずれの場合も時間的な変化は20時間後の最終形状と初期形状との差より定めた関係とほぼ同一の変化をすることがわかる。すなわち、移動限界水深が小さい場合の関係は、移動限界水深が大きい場合に波の作用時間を短くすることによ

て達成されることになる。

タイプⅢについてはケース6を代表として検討した。この結果は図-3.15～3.17に示されている。ただし図-3.15では測定点が接近しているために時刻の区別は行わなかった。図-3.16, 3.17の番号は各々1.5, 3, 5, 8, 21.5, 28.5, 50, 76, 95時間後の関係を示している。水平距離 l_1 , l_2 と l_3 の関係は時間的にほぼ一定しているが、 h_1 , h_2 と h_i の間の関係の時間的変化は、測定時刻を20時間とした場合の変化より急速となっている。

3.4 ま と め

第3章では模型実験によって波浪条件、底質特性、海底勾配が与えられたとき、岸沖方向の漂砂によって生ずる地形変化特性を調べた。この結果、海浜地形変化に関する3つのタイプの各々について形状特性を明らかにすることができた。

模型における海浜形状の変化を予測したい場合は次の順序で計算を行えば良い。

- (1) 海浜地形変化のタイプを堀川・砂村らの式によって判定する。
- (2) 移動限界水深を佐藤・田中の式によって予測する。
- (3) 地形変化の生ずる水平距離 $\overline{OP}$ を求める。
- (4) 経験的に定められた関係式より形状特性を算定する。

第4章 三沢漁港移動床平面実験

4.1 はじめに

小川原湖より流出している高瀬川放水路は、導流堤を海側へ突き出す計画である。また、周知のように小川原湖海岸の三沢近傍では現在三沢漁港の建設が進められている。河口導流堤の計画に際しては、種々の検討が必要であるが、本実験に先立って三沢漁港で生じた現象を実験的に調べておくことは、本実験を行うために有意義である。なぜなら三沢漁港は高瀬川放水路の建設計画地点に近接しており、三沢漁港のデータは将来放水路導流堤が建設された場合の予測に役立つためである。

ここでは、放水路導流堤の効果に関する実験の予備実験として三沢漁港付近をモデルとして模型実験を行い、海浜地形変化や流況の特性などを明らかにする。

4.2 実験方法

実験は幅 32 m、長さ 23.5 m の平面水槽を用い、模型縮尺を 1/50 として行った。相似律はフルードの相似則を用い、各物理量の縮尺を表 4.1 のように定めた。

実験結果は右記縮率を用いて現地スケールに換算したものを示す。ただし地形変化速度に関してはフルードの相似則が成立しないために、測定時間間隔を上記縮率によって現地時間に換算することはできない。よって測定時刻などについては実験値をそのまま表示する。

本模型実験の目的は、三沢漁港周辺で生じた地形変化の原因を実験的に調べ、その機構を明

らかにすることにある。このため実験では三沢漁港周辺海岸を移動床で製作し、波の入射方向を変化させたときの漁港周辺の地形変化や流況について調べた。

実験は 2 ケース行った。海岸構造物としては、図 4.1 に示されるように、三沢漁港の昭和 51 年 12 月の漁港形状を考え、波の入射方向を海岸線と直角方向に -5° (反時計回りに 5°) と 14° の 2 方向とした。これは現地海岸では ENE および ESE 方向に相当する。なお、水槽の大きさが小さいために、 14° の方向より入射する場合は、図示されるように海浜を 10° 反時計回りに回転した状態に製作した。また、図中カッコ内の数字は模型上での長さを示す。

海浜形状は図 4.2 に示すような海浜形状とした。この形状は、三沢漁港周辺の海浜を平均した値である。

作用させた波の外力条件は表 4.2 に示すとおりである。潮位は T.P. 0 m とし、波高はケース①で 2.13 m、ケース②で 3.01 m とした。また、周期は 8.5 秒とした。実験で与えた 2 ~

表 4.1 各物理量の縮率

物理量	縮 率	物理量	縮 率
鉛直長さ	50	波 長	50
水平長さ	50	波形勾配	1
波 高	50	時 間	7.07
海底勾配	1	周 期	7.07

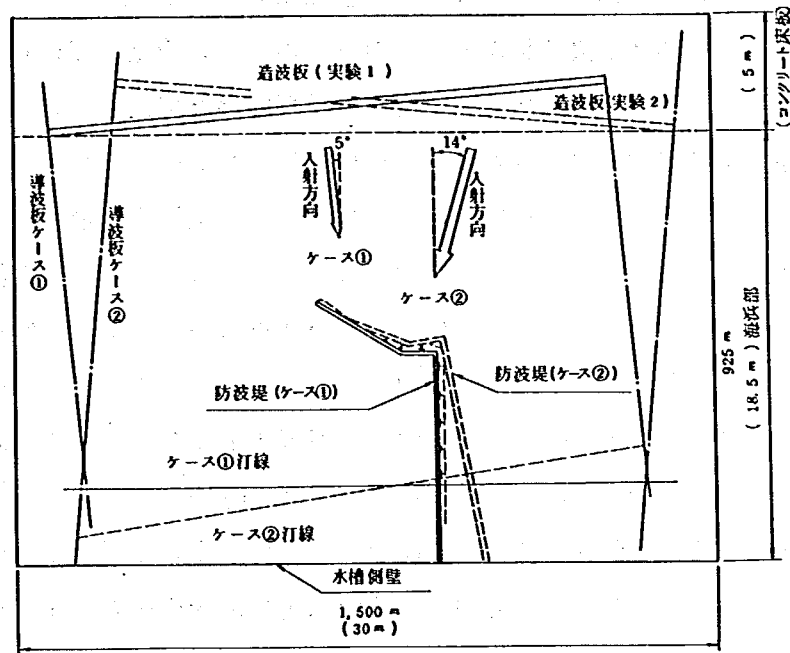


図-4.1 模型平面図

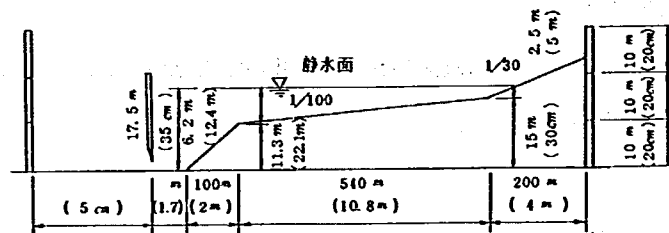


図-4.2 模型海浜断面図

表-4.2 実験条件一覧表

実験ケース	波 高 (m)	波高測定点 の水深 (m)	深海波高 (m)	周 期 (sec)	波形勾配 (H_0/L_0)	入射方向	潮 位 (m)
ケース①	2.13	7.5	2.18	8.5	0.0190	-5°	T.P. 0
ケース②	3.01	7.5	3.08	8.5	0.0268	14°	T.P. 0

3 m という波浪条件は、現地海岸における平均的波高 1.33 m と比較すると大きな値となっている。実験で用いた底質粒径は中央粒径が 0.3 mm の砂であるが、現地海岸の底質もほぼ同様な粒径となっている。よって、粒径波高比は現地海岸と模型実験とは同一とすることはできないので、現地と模型とではほぼ同様な大きさの底質粒径とし、波高のみをフルード則によって縮小したとき実験では底質が動きにくい状態となる。したがって地形変化形状をできるだけ相似形とするためには波高を見かけ上大きくする必要がある。しかしながら三沢漁港の周りで生じた主として沿岸漂砂による地形変化を相似形にするという点については、相似則が未知なために、ここでは縮小された波高より 2～3 倍大きな値を試行錯誤的に定めて実験を行うことにした。

測定項目は、入射波高、砕波波高、流況、波向、海床測定である。実験時間はケース①が 11 時間、ケース②が 15 時間であるために、入射波高測定は 1 時間おきに繰り返し行った。波高は水深 7.5 m の位置に容量式波高計を設置して測定した。砕波波高は同じく容量式波高計を用いて沿岸方向に 50 m 間隔で測定した。砕波波高測定は実験開始直後と終了直前に行った。

流況は模型上のゴンドラ上より写真撮影を行い、投入した多数のフロートの移動状況を測定した。フロートとしては、フィルムケースのフタ（直径約 3 cm）を 3 色に着色して利用した。また波向は流況の撮影結果より求めた。

海浜形状は初期、5 時間後、および最終形状の 3 回測定した。測定は沿岸方向に 25 m 間隔に並んだ測線上において 5 m 間隔で行った。

8) 4.3 三沢漁港周辺の地形変化

模型実験の結果について述べる前に、三沢漁港周辺で生じた地形変化の特性について明らかにしておく。

三沢漁港のある小川原湖海岸は図-4.3 に示すように青森県の太平洋岸にあり、八戸市より泊町の間広がっている。この海岸の三沢北方に 1973 年より漁港の建設が始まった。当地域の漂砂特性は北上する漂砂が卓越しており、このため漁港防波堤の南側は堆積、北側は侵食という典型的な地形変化が生じた。これらの特性のうち、汀線の経年変化を示すのが図-4.4 である。図には 1973 年より 1977 年まで 4 年間の変化が示されている。1973 年にはほぼ直線状であった汀線は、防波堤南側では約 60 m ほど前進し、一方北側では広範囲で約 60 m の後退

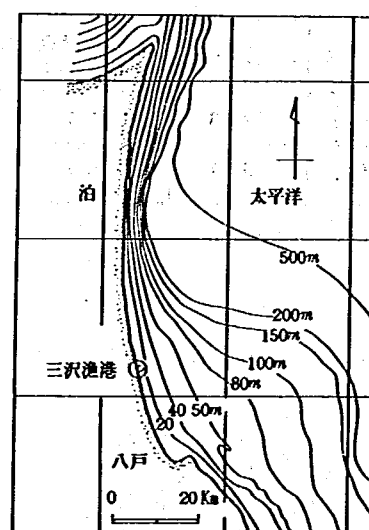


図-4.3 小川原湖海岸概要図

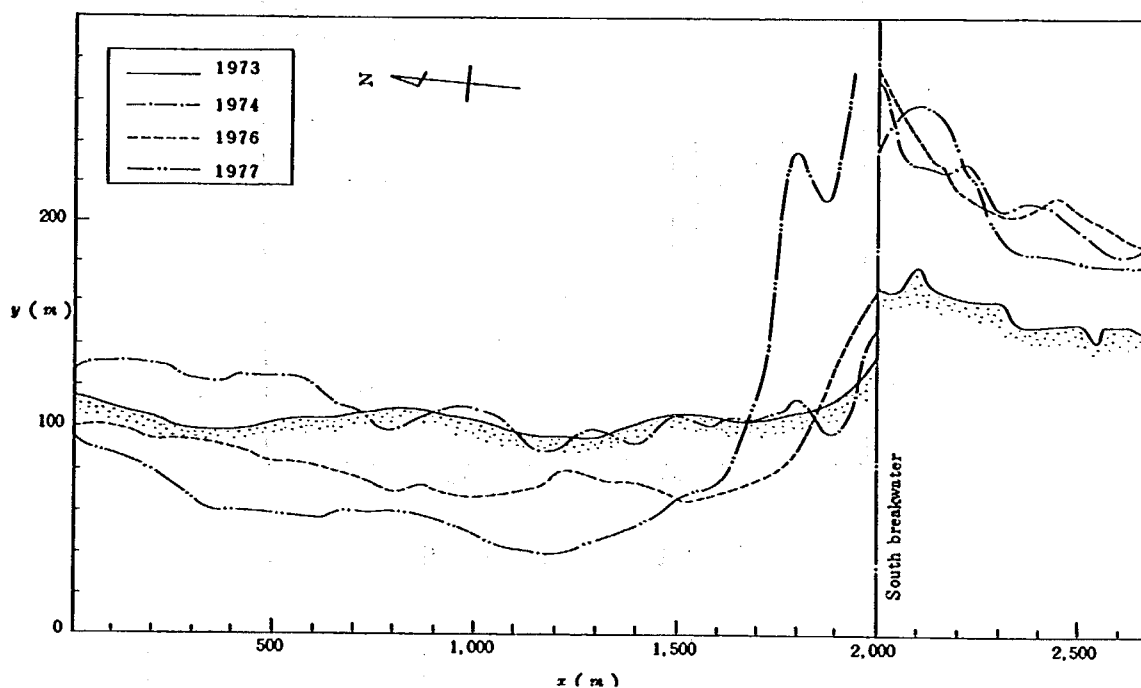


図-4.4 汀線の変化図

が生じている。ただし防波堤の近傍では回折波の影響などによって100 m以上の前進が見られる。

この漁港の形状は図-4.5に示すとおりであり、その建設は表-4.3に示すように経年的に行われた。この建設に伴って防波堤近傍の汀線は図-4.5に示すように変化した。さらに代表断面として図-4.5のP-P'断面を選んで図示すると、図-4.6のようになるが、港内の堆積厚は4 m以上に達している。また図-4.7は深浅図を40 m間隔で格子状に分割し、これより平面的に水深を読みとり、各点の水深変化を計算したものである。この図は1973年より1年間の地形変化を示し、図中の正值は水深の増加（侵食）領域の負の値は水深の減少（堆積）領域の水深変化量を示す。図-4.7によれば防波堤北側での侵食、南側での堆積および防波堤先端を回り込む漂砂の特

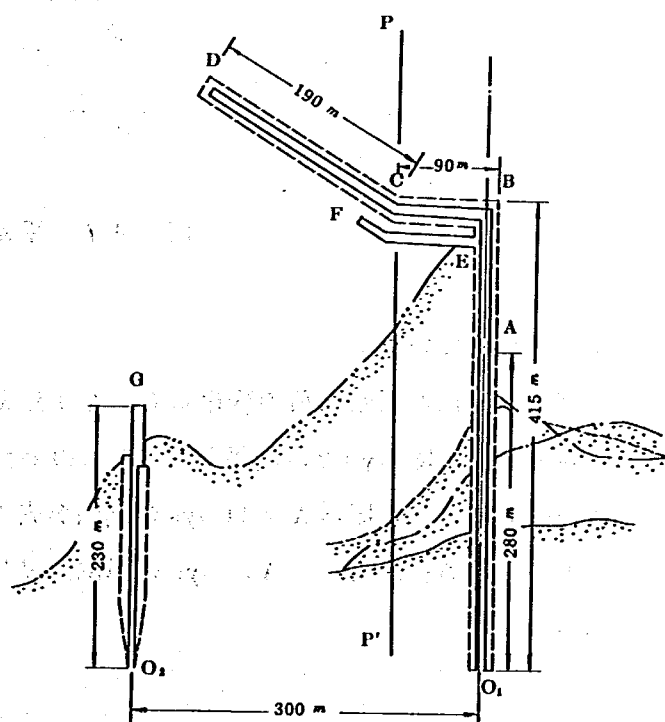
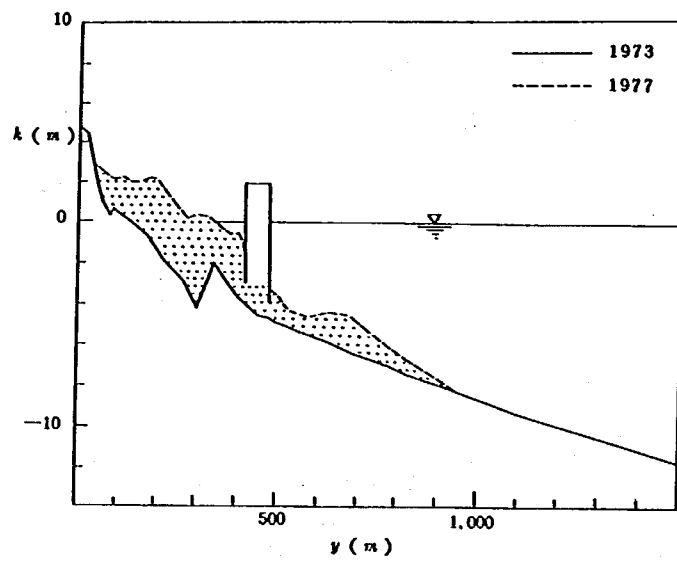
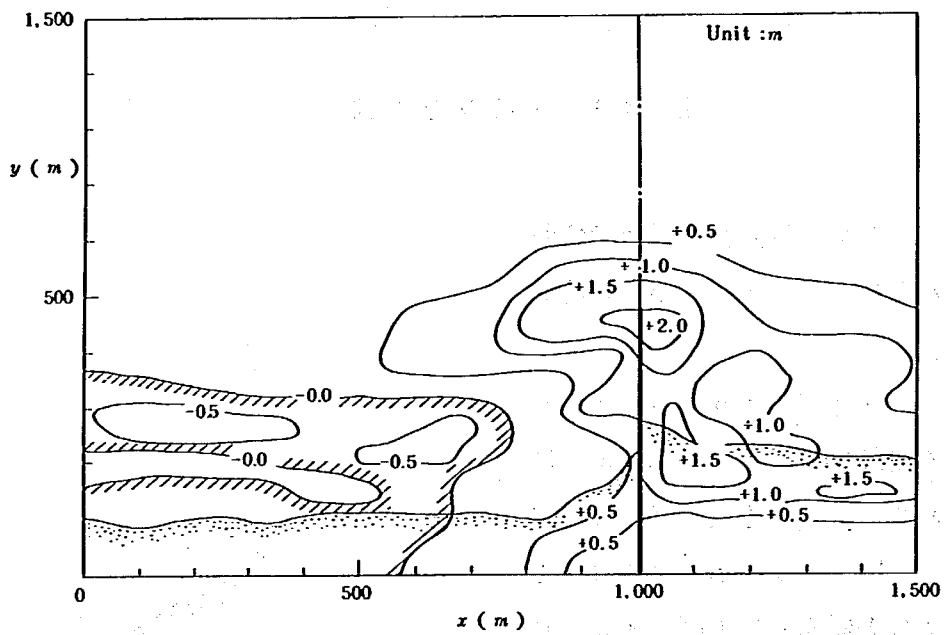


図-4.5 漁港形状図



図一 4. 6 代表断面の変化



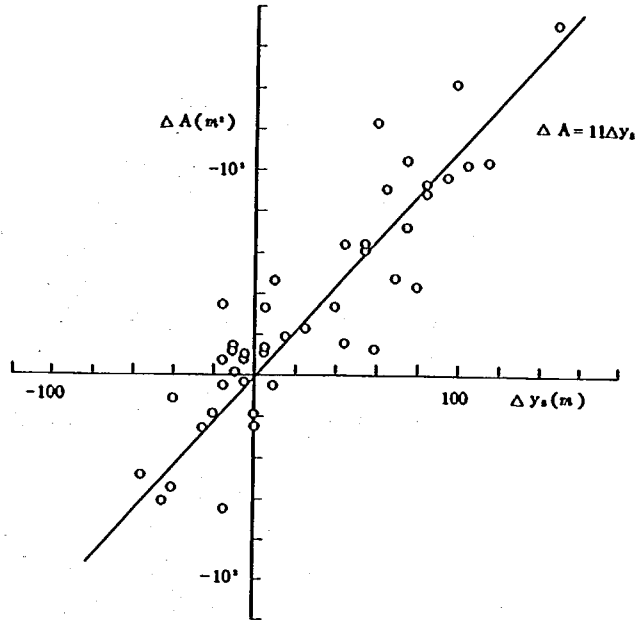
図一 4. 7 平面的地形変化図

徴が表われている。

図一 4. 9 は海浜断面積の変化量 (ΔA) と基準点より汀線までの距離 Δy_s との関係を調べたものである。 ΔA 、 Δy_s の間には、ほぼ $\Delta A = 11 \Delta y_s$ の関係が成立していることがわかる。ただし ΔA 、 Δy_s の単位は m および m である。

表一 4. 3 建設年月日

1973 年 11 月	OA
1974 年 12 月	AB
1975 年 11 月	BC
1976 年 12 月	CD
1977 年 12 月	EF, O ₂ G



図一 4.8 断面積の変化量 (ΔA) と汀線距離の変化 (Δy_s) の関係

4.4 三沢漁港周辺の流況特性

前節では、現地海岸における地形変化特性について述べた。実験結果については、まず構造物周辺の流況より明らかにする。

図一 4.9 はケース①の実験開始後 5.5 時間後に測定された流況を示している。なお、図中の破線は波峰線を表わしており、また $\sim$ 印は碎波線である。さらに、防波堤はコンクリートブロック製であり、その外側には波を消波させるために 4 号碎石を 1 対 1 の勾配で敷き並べた。波は、海岸線の法線に対して反時計回りに 5° の角度より入射している。波は斜め入射しても、防波堤が曲がっているため防波堤背後にはしゃへい域ができる。このため沿岸方向に波高が次第に減少し、また、しゃへい域では波が斜め入射するため、開口部よりしゃへい域へ向けた沿岸流が生ずる。この沿岸流は防波堤に沿って沖向きに流れ、防波堤先端近くより岸向きに流向を転ずる。これらの流れは全体として反時計回りの循環流れを形成する。このような流れは汀線に沿って左から右（防波堤の外から内）への漂砂を生じさせると考えられる。図一 4.5 で明らかにした堤内での土砂の堆積は、このような漂砂によって生じたものと考えられる。

図一 4.10 は同じくケース①の 11 時間後の流況を示す。図一 4.9 に示された 5.5 時間後の流況と同様に防波堤背後で左向きの沿岸流が良く発達している。実験時刻によらずに恒常的に流れが発生していたことがわかる。

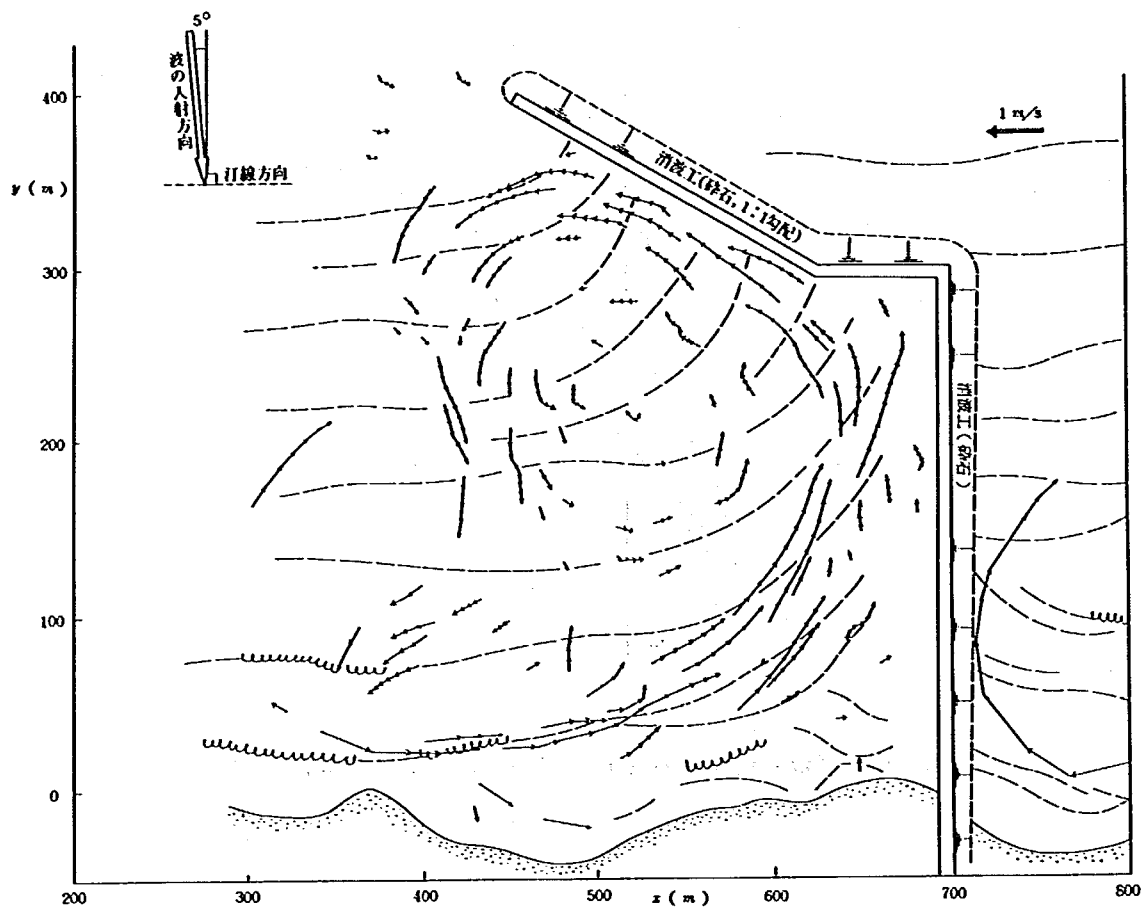


図-4.9 海浜流の流況図(ケース①, 5.5時間)

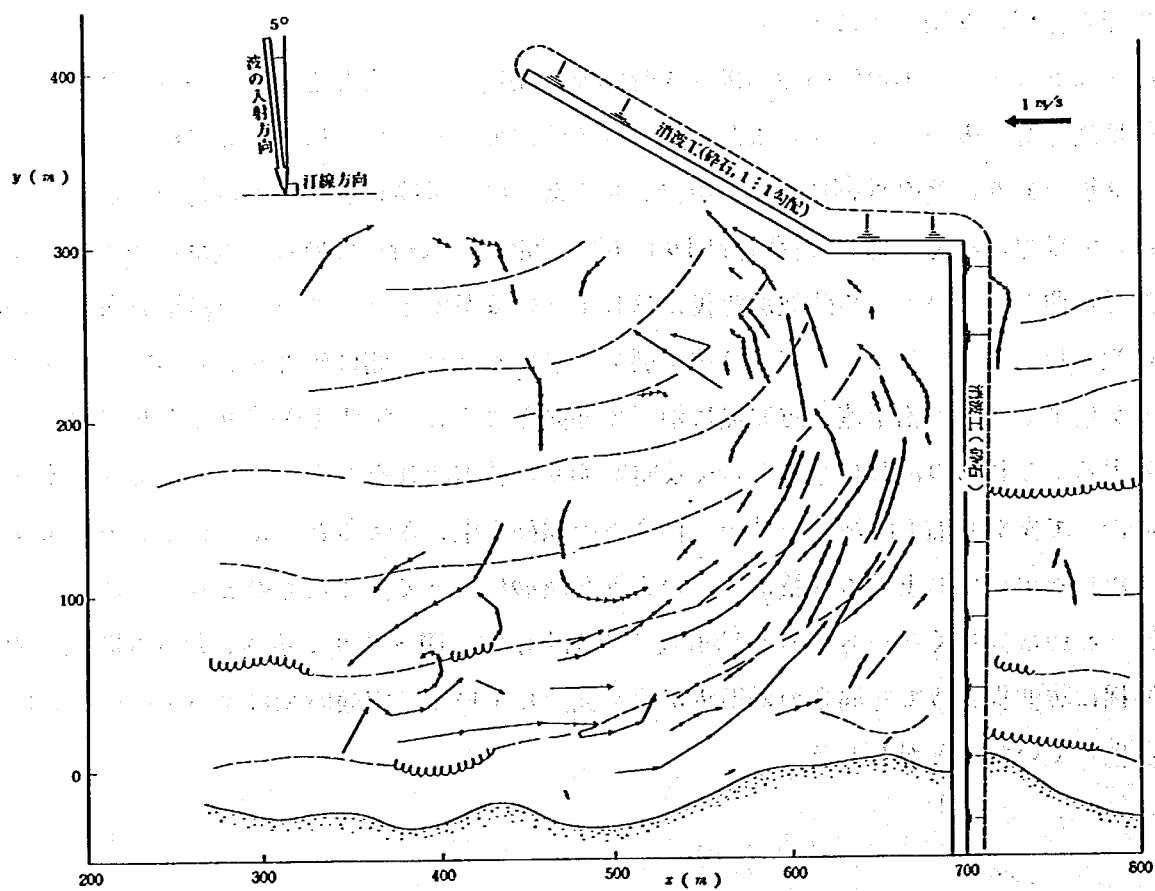


図-4.10 海浜流の流況図(ケース①, 11時間)

図-4.11はケース②の5時間後の流況を示す。ケース②の波の入射方向は、時計回りの方向に 14° となっている。このためケース①に比較して防波堤によるしゃへい領域が広くなり、防波堤背後の反時計回りの循環流の形状はほぼ円形となった。同様に図-4.12は15時間目の流況を示す。得られた特徴は図-4.11の場合とほぼ一致している。また図-4.12で明らかなように、防波堤の外側では防波堤に沿って離岸流が生じている。

以上のようにいずれの場合においてもしゃへい域では右向きの沿岸流が生ずる。前節で述べた防波堤背後の土砂の堆積は上で述べた流れによって土砂が運ばれ、堆積したものと考えられる。また時計回りの方向より入射した場合、防波堤に沿って離岸流が生じたが、この流れは、図-4.7で明らかにした防波堤南側での冲向き漂砂の原因になっていると考えられる。

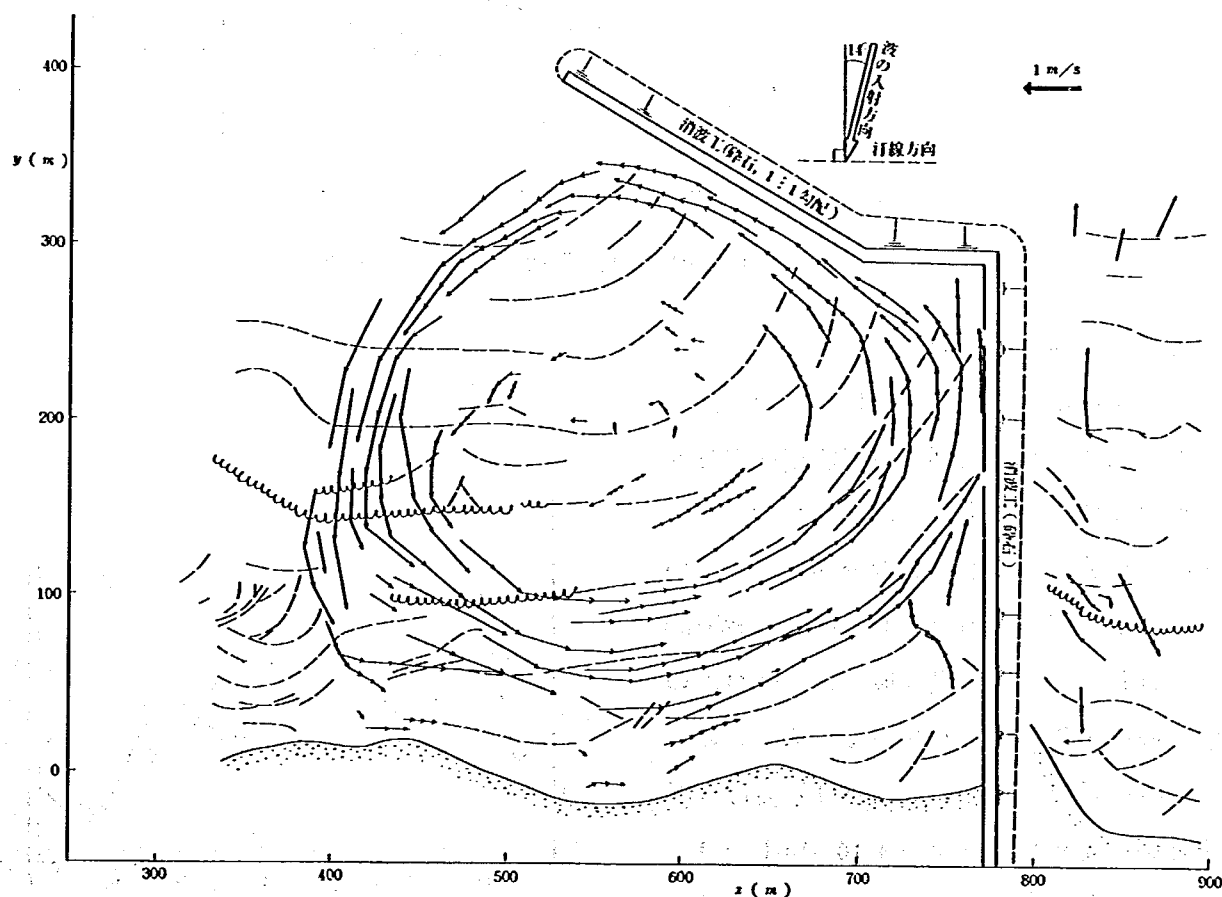
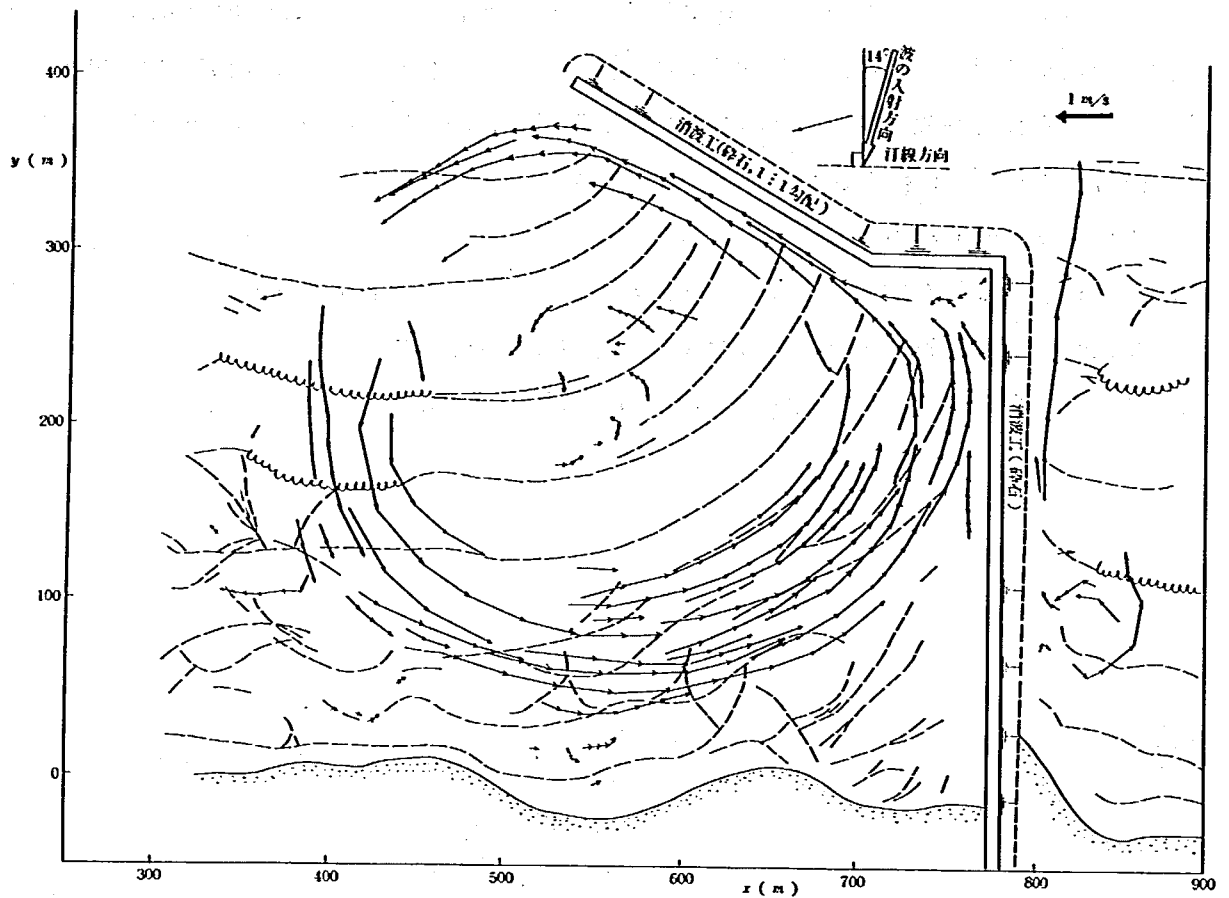


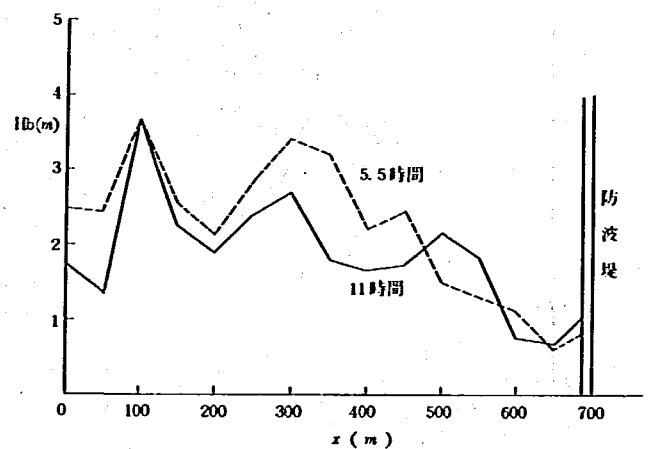
図-4.11 海浜流の流況図(ケース②, 5時間)



図－4.12 海浜流の流況図（ケース②，15 時間目）

4.5 碎波波高の沿岸方向分布

前節では港周辺の流況特性について述べたが、次にこれに対応する碎波波高の分布について明らかにする。図－4.13 は、ケース①の碎波波高の沿岸方向分布を示している。測定は実験開始後 5.5 時間と 11 時間の 2 回行われた。防波堤背後では、開口部の波高の約 $1/5$ と小さくなっている。このように防波堤のしゃへい域における波高の減少と図－4.9 および図－4.10 で示したように、防波堤背後での波の斜め入射は、前節で述べたしゃへい域における反時計回りの循環流が生じた原因を与えている。



図－4.13 碎波波高の沿岸方向分布（ケース①）

図－4.14 は同様にケース②の碎波波高分布を示す。測定は 5 時間後と 15 時間後の 2 回行われた。ケース①の場合、波の入射方向は -5° 、またケース②は 14° であって、ケース②の方が防

波堤によるしゃへい領域が広がる。このためケース②の碎波波高の分布を見ると、碎波波高の沿岸方向の変化量がケース①よりも大きくなっている。ケース②の場合、図-4.11及び図-4.12に示したように、しゃへい域の循環流の規模と流速がケース①よりも大きかったが、この原因の一つに碎波波高の沿岸方向の変化が激しかった点が考えられる。

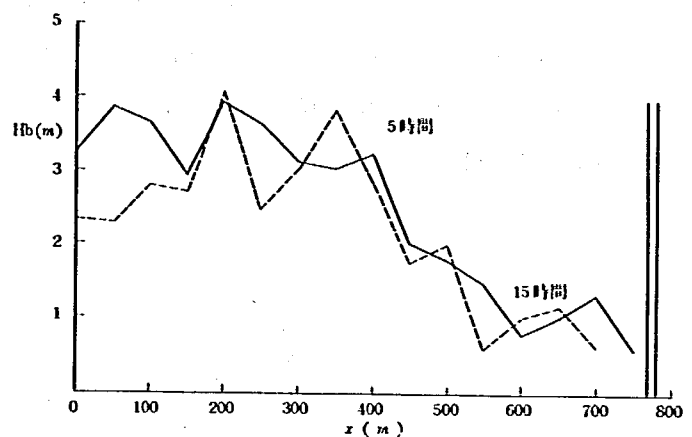


図-4.14 碎波波高の沿岸方向分布(ケース②)

4.6 地形変化の特性

ケース①の海浜地形測定は、実験前と実

験開始後 5.5 時間、11 時間と延べ 3 回行った。当初第 4.3 節で述べたような港内における大量の堆砂と防波堤に沿う沖向き漂砂を実験で再現することを目的としたが、実験ではこの状況を再現することが非常に困難であることがわかった。いくつかの海浜断面形状の比較よりこの点を検討してみよう。

まず、防波堤のしゃへい領域外の代表断面の変化を示すのが、図-4.15 である。これは $x = 200$ m 断面の変化である。第 3 章で述べた海浜地形変化に関するタイプ分類のⅢ型の変化が起き、碎波帯の土砂が侵食され、前浜上に土砂が打ち上げられた。これはいわゆる岸沖方向の漂砂によって生じた地形変化である。

一方、図-4.16 は防波堤のしゃへい域に位置する $x = 600$ m 断面の変化である。汀線付近には土砂の堆積が見られ、汀線は 11 時間後で 17.5 m 前進した。地形変化は高さが ± 1.25 m の間で生じている。また図-4.15 のように、断面内で侵食、堆積が生ずるのではなく、図-4.16 では堆積のみが生じている。この土砂の堆積は、4.4 節で述べたしゃへい域における右向きの沿岸流によって運ばれた土砂が堆積して出来たものと考えられる。しかしながら得られた地形変化の大きさは、現地海岸の変化と比較するとずっと小さいことがわかる。しゃへい域の波高は実験では 2 ~ 3 cm であったが、粒径が約 0.3 mm と大きいために、この程度の波高では土砂が動きにくかったことが原因であろう。

以上の点より、ケース①の実験結果は、現地海岸における地形変化を定性的に説明し得ても、定量的比較は行い得ないことがわかる。

次にケース②について明らかにする。ケース①と同様に代表断面の変化を示す。図-4.17 は防波堤のしゃへい領域外の $x = 200$ m 断面の海浜形状の比較を行ったものである。この地点の碎波波高は 4 m と高いため、碎波ははるか沖合の $y = 400$ m で生じた。碎波点付近ではトラフとバーが形成された。碎波点が沖合のため、波は汀線に到達するまでに大きく減衰する。よ

って汀線付近の地形変化はごくわずかしき生じない。図-4.18はしゃへい領域内の $x = 600\text{ m}$ 断面の変化である。しゃへい領域内で波高が低いため、地形変化はほとんど生じていない。以上のようにケース②の場合は、期待したような地形変化はほとんど生じなかったことがわかる。入射波高はケース②の方がケース①より高かったが、海底勾配が緩いため沖合で碎波が生じ、波高が減衰した。

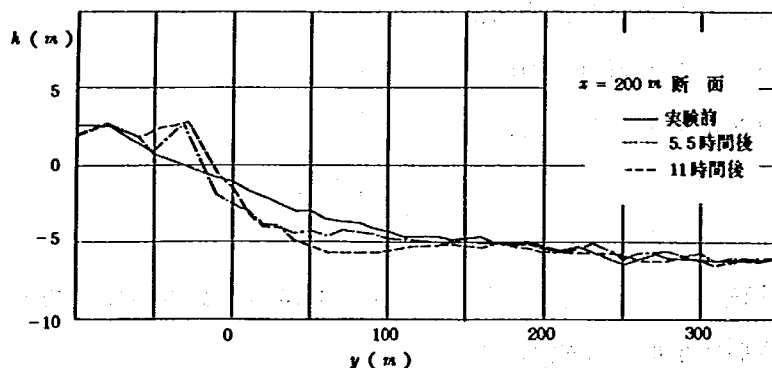


図-4.15 海浜断面形状の比較 (ケース① $x = 200\text{ m}$ 断面)

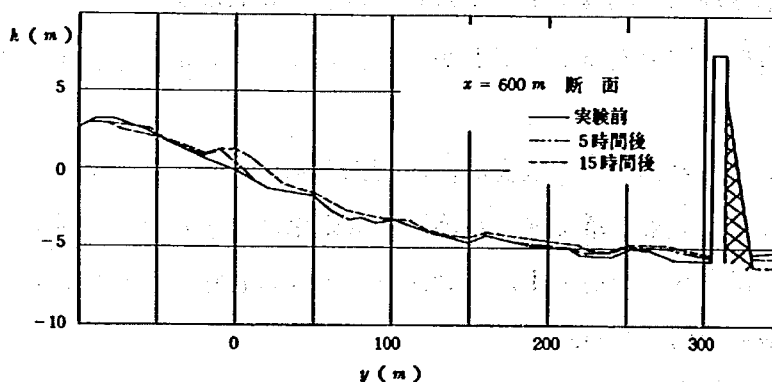


図-4.16 海浜断面形状の比較 (ケース① $x = 600\text{ m}$ 断面)

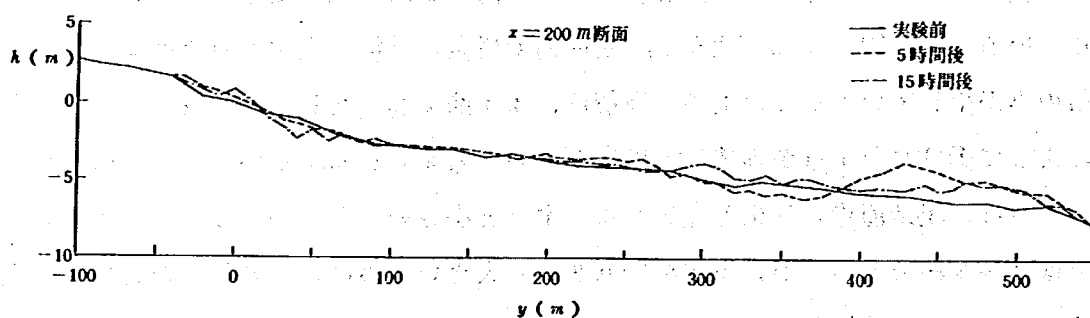


図-4.17 海浜断面形状の比較 (ケース② $x = 200\text{ m}$ 断面)

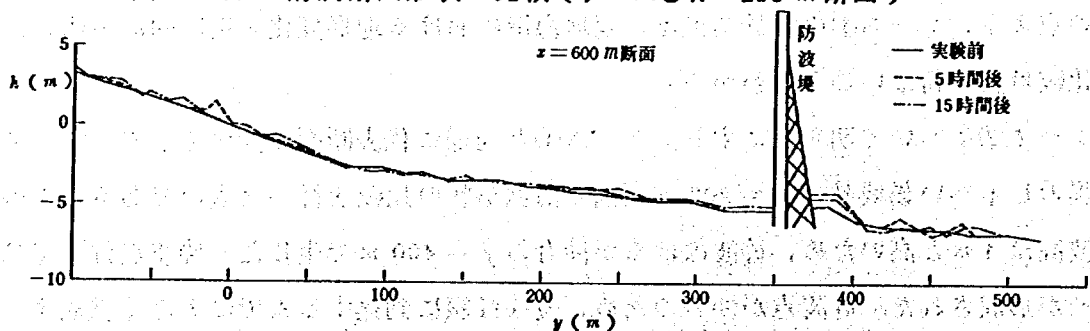


図-4.18 海浜断面形状の比較 (ケース② $x = 600\text{ m}$ 断面)

4.7 ま と め

第4章では三沢漁港の周辺で生じた地形変化の機構について移動床模型を用いて検討した。実験では構造物の周りの流況や碎波波高の分布の測定を行うとともに、海浜地形変化状況を調べた。得られた流況や碎波波高の分布は、現地海岸において生じた地形変化の原因を説明するものであったが、海浜地形変化については、現地海岸と相似にすることができなかった。模型で生じた地形変化は対応する現地海岸の変化と比較するとはるかに小さなものであった。

現地海岸と模型実験では生じた地形変化量が相違し、模型実験の方が地形変化量が小さかったが、この原因としてはいくつかのものが考えられる。まず第1に、現地海岸では図-4.7に示したように1973年より防波堤の延長にともなって右岸側より導流堤先端を回り込んだ漂砂が見られたが、模型実験では直接ほぼ完成後形状を与えたため、右岸側より防波堤内へ取り込まれた土砂量が現地海岸よりずっと少なかったことが原因と考えられる。このような条件のもとでは、図-4.11のような流れによって港内へと運ばれる量は左岸の侵食によるもののみであり、量的には少くなるはずである。

また、模型実験では、南向きの漂砂を生じさせるような、北寄りの入射波となる場合が行われていないことも問題点の一つである。実際には現地海岸で北寄りの入射波となることもしばしばあるはずであり、この場合続いて南寄りの入射となっても港内へたまった土砂は港の外へ流出することはなく、逆に循環流によって益々港内へと動かされるはずである。以上2点が、模型実験における地形変化が現地海岸より小さかったことの理由と考えられる。

第5章 導流堤形状に関する固定床実験

5.1 実験の目的

導流堤内での堆砂の機構を検討する際には、導流堤内の波高分布と流況を明らかにすることが必要とされる。なぜならば、土砂は波と流れの合作用の結果移動するからである。これらの分布を詳しく測定したい場合、もし実験を移動床で行うと、測定時間中に地形が変化してしまうため、正確な測定はかなり難しい。ところが固定床実験では地形変化は生じないので実験は容易であって、多数のケースについて測定を行うことができる。

以上の見地より、第5章では導流堤形状についてまず固定床実験によって検討することとし、導流堤内の波高分布や流れの分布を明らかにする。また同時に波高分布と流れの関係についても調べることにした。

5.2 実験方法

導流堤に関する模型実験は全体で13ケース行った。実験は幅32 m、長さ23.5 mの平面水槽を用い、模型縮尺を1/100として行った。実験の目的は導流堤形状及び構造物の種類を変えたときの導流堤周辺、とくに開口部付近の流れの状況を実験的に調べることにある。

実験に際しては、相似律としてフルードの相似則を用い、各物理量の縮尺を表-5.1のように定めた。実験結果はすべて表-5.1の縮率を用いて現地スケールに換算したものを示す。

表-5.1 各物理量の縮率

物理量	縮率	物理量	縮率
鉛直長さ	100	波長	100
水平長さ	100	波形勾配	1
波高	100	時間	10
海底勾配	1	周期	10

海浜は固定床とし、図-5.1に示すように、小川原湖海岸の平均的形状をコンクリートで製作した。導流堤は幅3 m（現地スケールで300 m）とし、導流堤内の水深は2.5 cm（現地スケールで2.5 m）に設定した。

実験ケースは全体で13ケースであるが、詳しい実験条件は表-5.2にまとめられている。周期は9秒と固定し、入射波高、入射方向および導流堤形状を変化させた。導流堤形状は図-5.2より図-5.4に示すように全体で6種類である。タイプ1は、汀線より沖に500 mの長さを持つ平行導流堤である。

導流堤本体は幅10 cmのコンクリートブロック製であり、その周りには消波のため4号碎石を1対1の勾配で敷き並べた。導流堤内側にも消波工を設置したのは、導流堤および放水路上流端にある河口堰に作用する波力を減少させるためである。タイプ2はタイプ1の導流堤先端に2基の離岸堤を設置したもので、離岸堤の長さは各々100 mとしている。タイプ3はタイプ1の導流堤長を200 m短縮し、300 mとしたもの、またタイプ4は、タイプ3の導流堤の先端に離岸堤を設置したものである。タイプ2、4では導流堤の先端に離岸堤を設置したが、この場

合導流堤内に静穏域を作り、この結果堤内への土砂の堆積を助長してしまう可能性も存在した。よって、導流堤としてむしろ開口部において冲向き流れを生じさせるような構造についても検討がなされるべきとの観点より、タイプ5、6に示すような形状についても実験することにした。

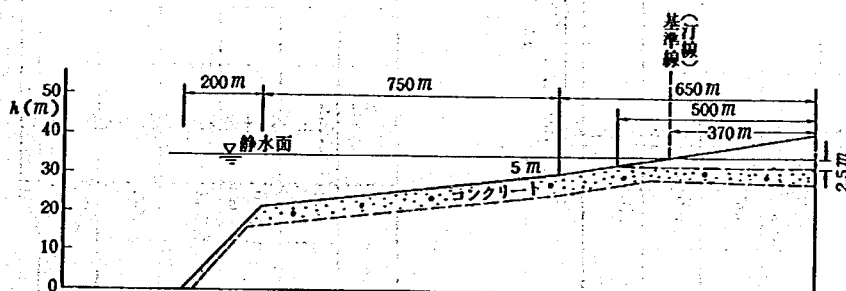
タイプ5、6は導流堤の中ほどを分離して開口部を作り、逆に導流堤先端を絞ったものである。導流堤先端の開口部を狭くすると、先端部の波高は低くなる。一方、開口部から侵入した波は波高が高いため、導流堤中ほどの波高の方が先端部より高くなり、この結果として導流堤先端より冲向き流れが発生する可能性がある。ケース⑨～⑬はこのような点を調べるための実験である。なお本章では、導流堤の長さを現況汀線からの冲向き長さとする。

波の入射方向としては直角入射の場合と時計回りの方向より 14° で入射する場合について検討した。また入射波高は約4 mの高波高時と2 m以下の2条件で実験した。

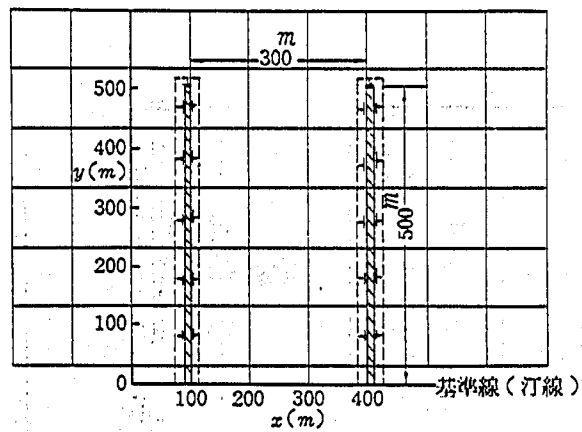
測定項目は入射波高、波高の平面分布、流況、波向などである。入射波高は導流堤延長上水深15 mの地点に容量式波高計をセットして測定した。波高の平面分布は、海浜を一辺が50 mの格子状に分割し、各格子点で測定した。測定器は同じく容量式波高計を用いた。流況は模型上のゴンドラより写真撮影を行い、投入した多数のフロートの移動状況を測定した。フロートとしてはフィルムのフタ（直径約3 cm）を3色に着色して利用した。波向は流況の撮影を行った写真より求めた。

表一 5.2 実験条件一覧

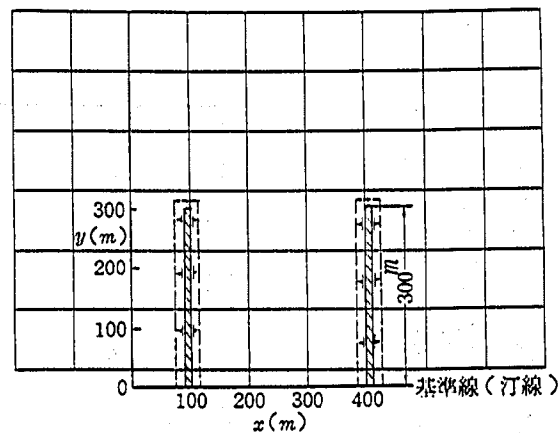
実験ケース	H (m)	H ₀ (m)	T (sec)	H ₀ /L ₀	入 射 角	導流堤形状
①	4.20	4.51	9.0	0.036	0°	タイプ1
②	1.86	2.00	9.0	0.016	0°	タイプ1
③	3.92	4.21	9.0	0.033	0°	タイプ2
④	3.92	4.21	9.0	0.033	0°	タイプ3
⑤	3.92	4.21	9.0	0.033	0°	タイプ4
⑥	3.92	4.21	9.0	0.033	14°	タイプ1
⑦	1.65	1.77	9.0	0.014	14°	タイプ1
⑧	4.23	4.55	9.0	0.036	14°	タイプ2
⑨	3.72	4.06	9.0	0.032	14°	タイプ5
⑩	1.91	2.09	9.0	0.017	14°	タイプ5
⑪	3.98	4.35	9.0	0.034	0°	タイプ5
⑫	1.94	2.12	9.0	0.017	0°	タイプ5
⑬	2.26	2.47	9.0	0.020	0°	タイプ6



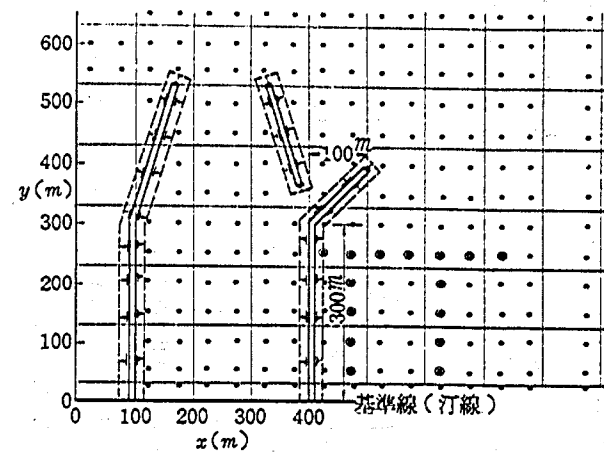
図一 5.1 海浜縦断面図



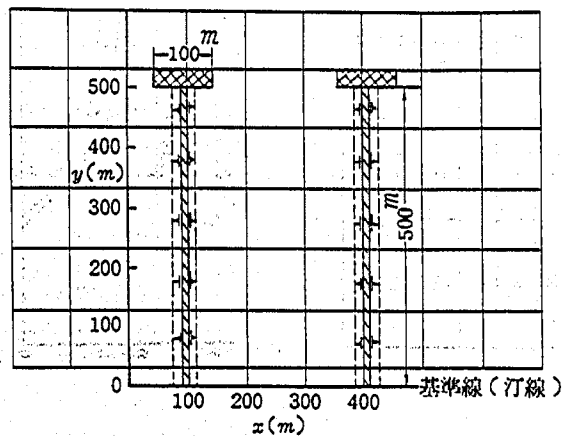
(a) タイプ1



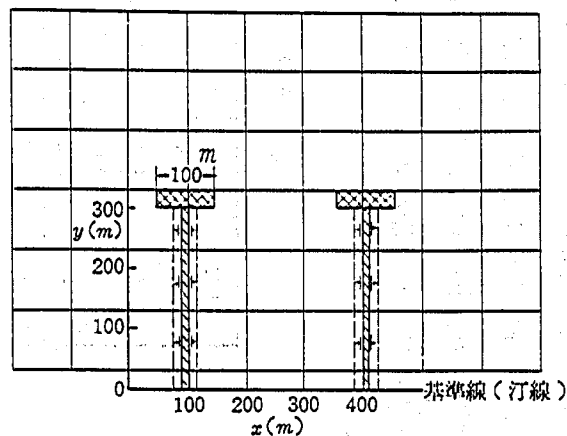
(a) タイプ3



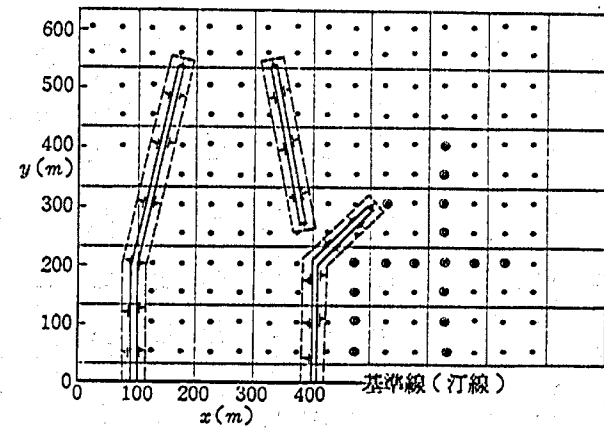
(a) タイプ5



(b) タイプ2



(b) タイプ4



(b) タイプ6

図-5.2 導流堤形状(その1)

図-5.3 導流堤形状(その2)

図-5.4 導流堤形状(その3)

5.3 構造物周辺の流況特性

この節では種々の条件のもとでの流況の特性について明らかにする。流況を調べることの意義は、この流れが導流堤付近での土砂の移動と堆積に深く係わっていると考えるためである。

図-5.5はケース①の流況図である。ケース①は導流堤長が500 mの平行導流堤で直角入射の条件である。図中、矢印は流速をベクトルとして表示したものでベクトルの大きさは右端に例示されるとおりである。破線は波峰線を、また~~~~印は碎波した波を示している。入射波高が大きいので、波は導流堤先端で碎波した。導流堤内中央より左岸付近には時計回りの循環流が生じた。また中央から右岸導流堤の間には反時計回りの循環流がみられる。このような流れの場合向岸流が沿岸流へと変化する場所では土砂が堆積し易いであろう。図-5.6はケース②の流況図である。入射波高が小さくなったため、導流堤内の碎波点がずっと岸に近ずいた。導流堤内の流れの状態はケース①と良く似ており、互いに相反する流向を持った循環流が形成された。

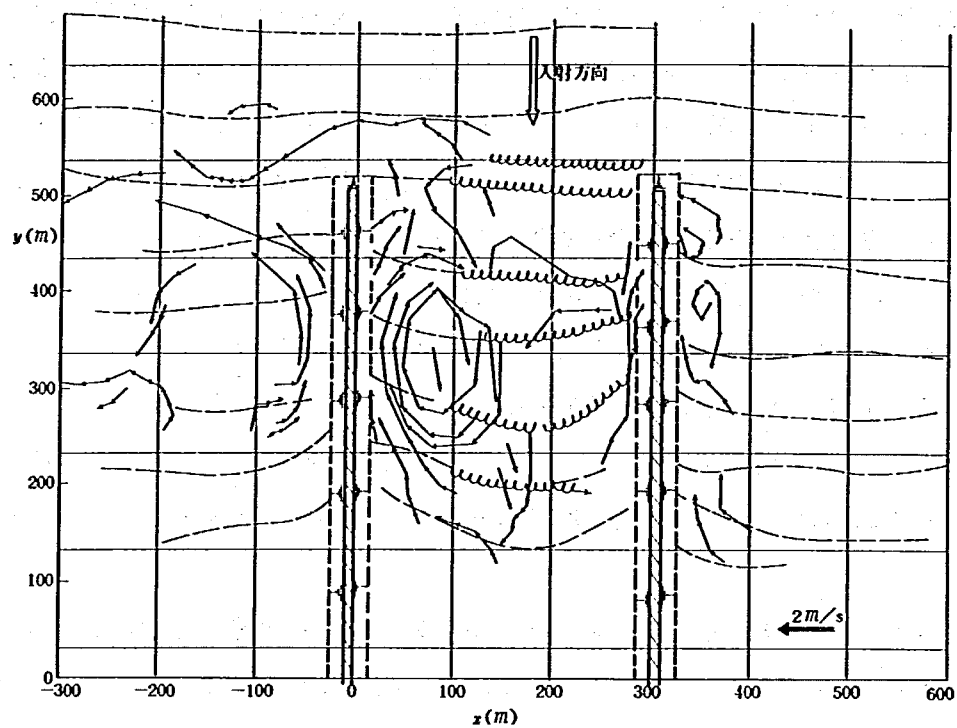
図-5.7はケース③の流況である。ケース③はケース①の導流堤先端に離岸堤を設置したものである。離岸堤を設置すると離岸堤背後で波高が低くなり、また波峰線の曲がりが大きくなるため、離岸堤を設けない場合より導流堤内の循環流の規模が増加した。しかしながら離岸堤を設置しても開口部からの冲向き流れは生じない。

ケース④、⑤は突堤長を300 mとしたもので、ケース④は平行導流堤であり、ケース⑤は導流堤の先端に離岸堤を設置したものである。実験はケース①～③と同様に行ったが、ケース④については、顕著な流れの特性は明らかでなかった。またケース⑤ではケース③と同様な結果であり、離岸堤背後に1対の循環流は形成されたものの、開口部には何ら顕著な流れは生じなかった。このため、ケース④、⑤の結果については省略することにした。

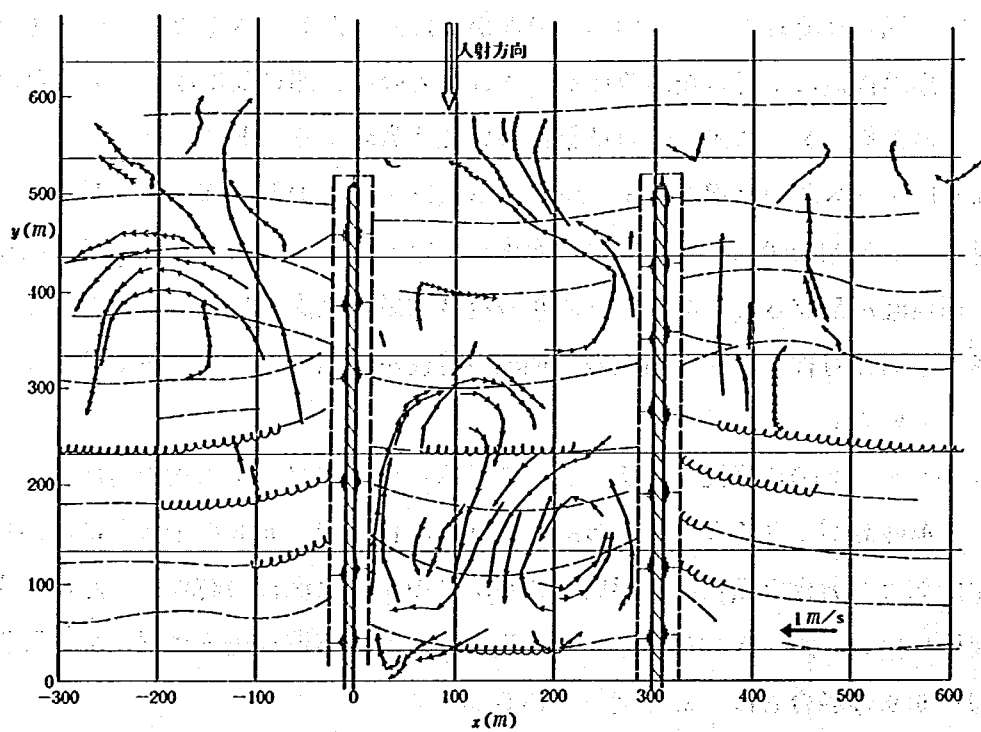
図-5.8はケース⑥の流況を示す。導流堤形状はケース①と同様であるが、波の入射方向が直角入射より、時計回りに 14° の方向に変化している。ケース①の場合導流堤内には左右対称の1対の循環流が形成されたが、ケース⑥の場合右岸導流堤がしゃへい域を作るために、循環流の規模が左右非対称となり、右側の循環流の規模が増加した。また右岸導流堤の外側には離岸流が生じている。

図-5.9はケース⑦の流況である。ケース⑦は、構造物および入射方向はケース⑥と同一であるが、入射波高が小さくなっている。得られた流況は図-5.8の場合とほぼ同様であり右岸側には左岸側より大きな循環流が形成された。このような流況の特性は、離岸堤を設置してもあまり変化しない。図-5.10はケース⑧の流況であり、導流堤先端に離岸堤が設置されている。流況は図-5.9の場合とほとんど同一である。

以上の結果は、平行導流堤または平行導流堤の先端に離岸堤を取り付けたものであったが、これらの構造では開口部に冲向き流れは生じなかった。ケース⑨以下では左岸導流堤に開口部を設け、また導流堤先端を絞った構造として、開口部より冲向き流れを助長するような導流堤



図— 5. 5 ケース①の流況図



図— 5. 6 ケース②の流況図

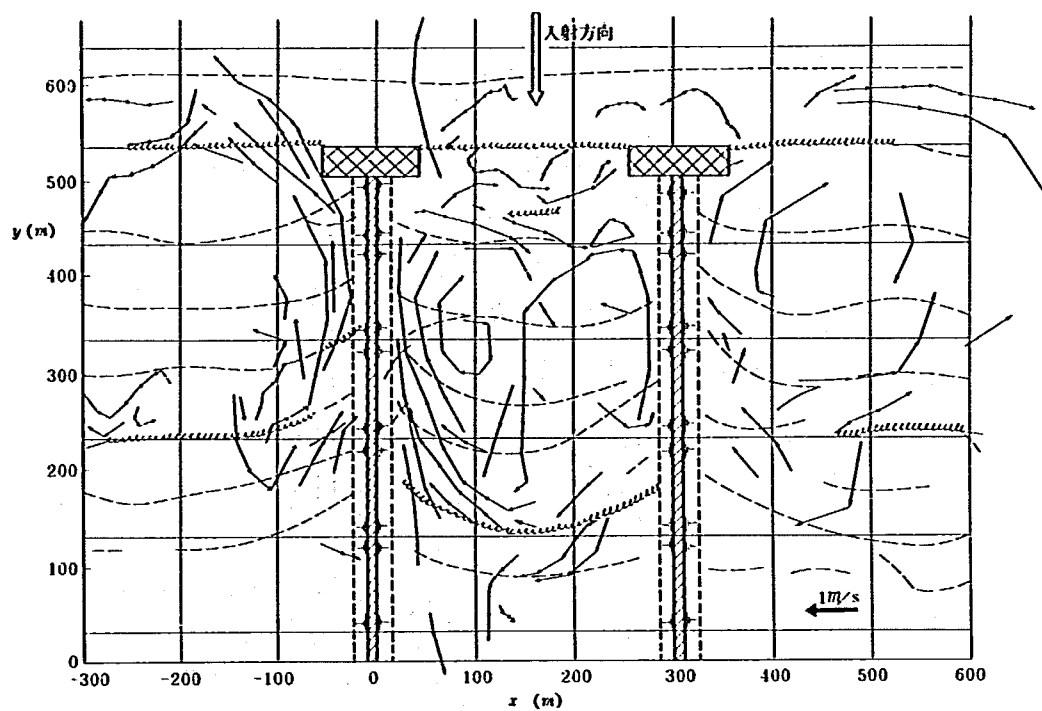


図-5.7 ケース③の流況図

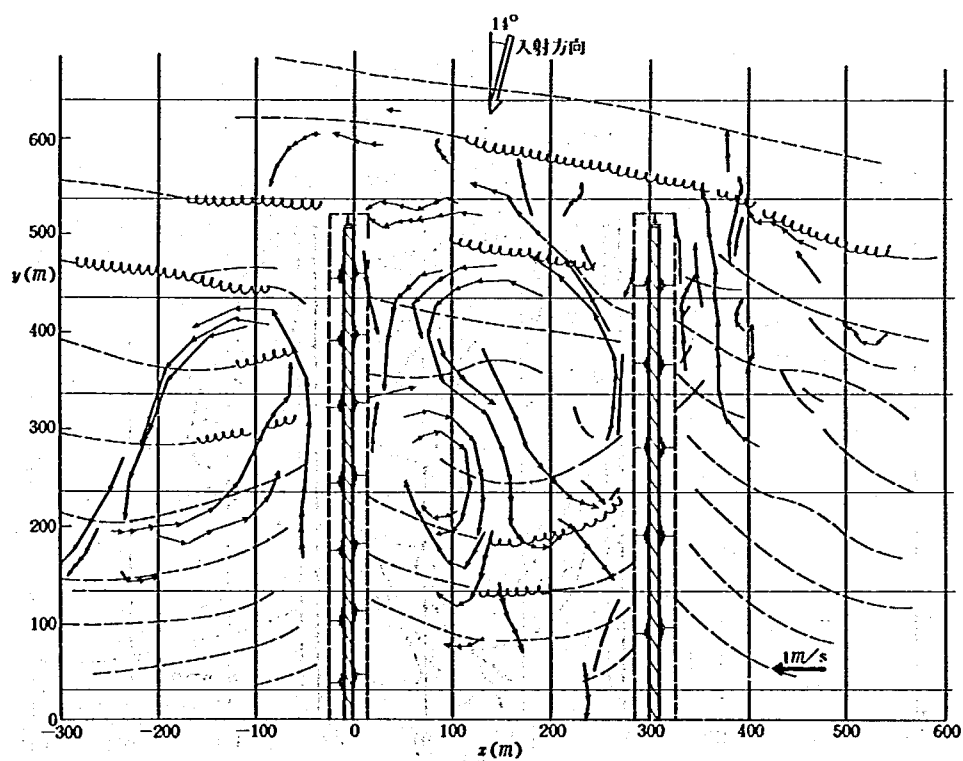
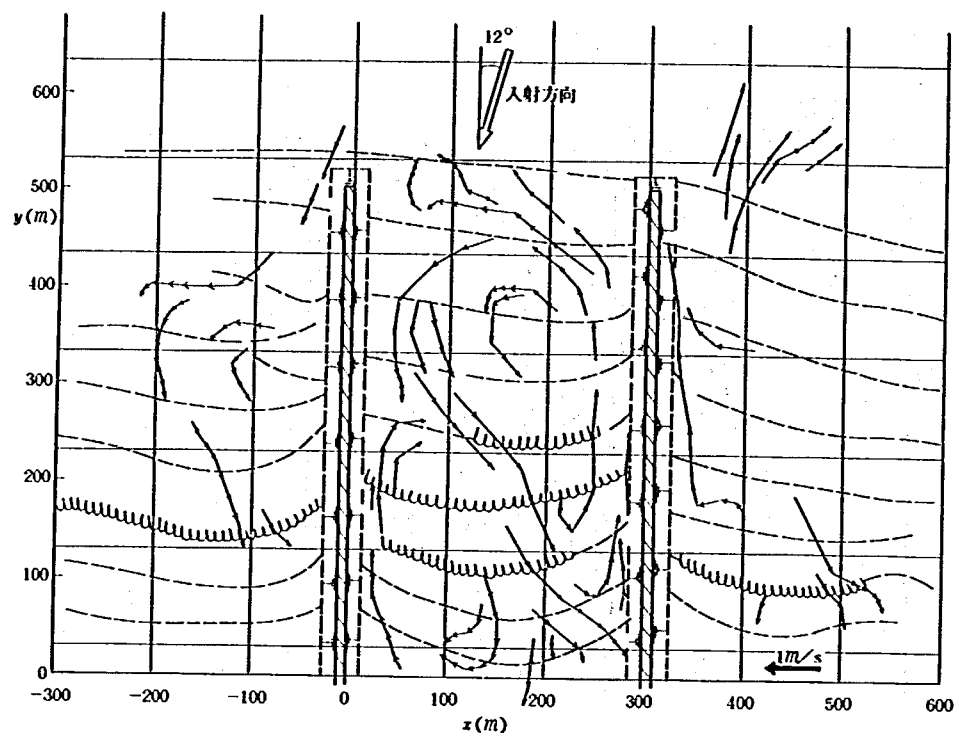
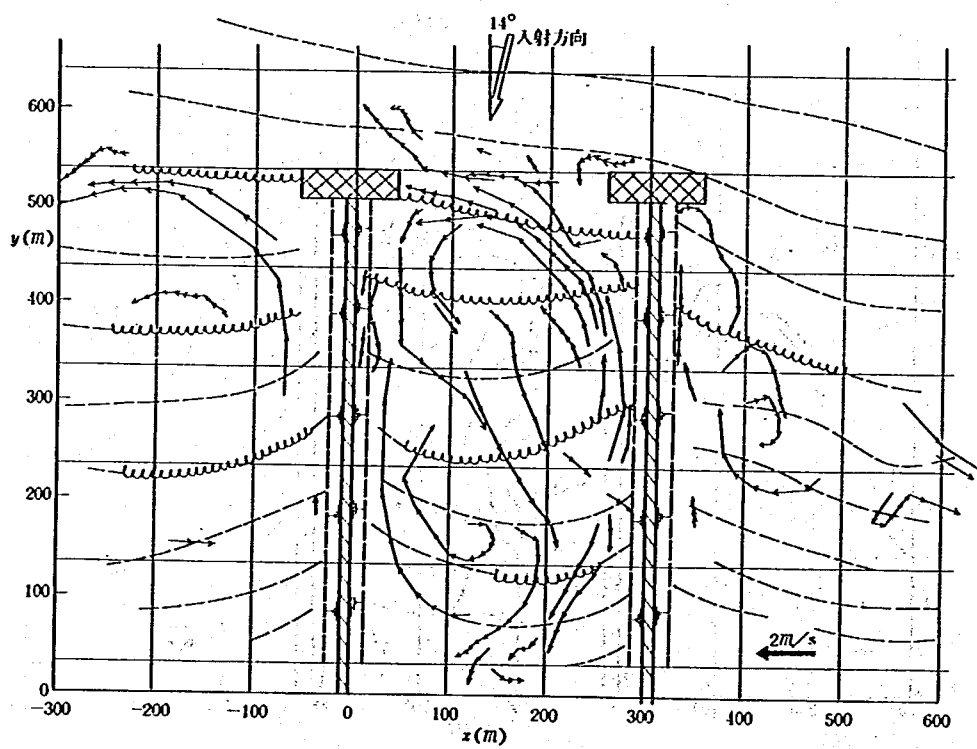


図-5.8 ケース⑥の流況図



図— 5. 9 ケース①の流況図



図— 5. 10 ケース②の流況図

形状について検討した。

図-5.11はケース⑨の流況を示す。高波浪のため導流堤は碎波帯内に入ってしまう。右岸導流堤右側の沿岸流は斜め導流堤に沿って流れたが、この流れは斜め導流堤先端より沖へ流れるものと導流堤内への流れとに分離した。導流堤内では反時計回りの強い循環流とそれに対をなした弱い時計回りの循環流が存在する。導流堤中間から流れ込んだ海水は右岸導流堤に沿って冲向きに流出した。図-5.12は、ケース⑩の流況である。ケース⑩の構造物条件はすべてケース⑨と同一であって、入射波高のみが低くなっている。入射波高が小さくなったため碎波帯幅はケース⑨の場合の約半分となった。右岸の海岸に発生した沿岸流は斜め導流堤に沿って上手側への流れに変化した。このような流れの分布の場合上手からの漂砂は斜め導流堤の背後に堆積し、導流堤中間より導流堤内へ流れ込む割合は少いであろう。なぜならば導流堤内へ向かう流れはほとんどないからである。

ケース⑨、⑩はともに斜め入射の条件であったが、構造物の条件を同一として波を直角入射させたのが、ケース⑪、⑫である。またケース⑪、⑫は波高のみが異なり、ケース⑫は⑪の約 $1/2$ の波高となっている。まず図-5.13はケース⑪の流況を示す。導流堤右岸の海岸では斜め導流堤の作用で沿岸流が時計回りの方向に循環している。導流堤中間の開口部からは海水が流入し、導流堤の開口部より冲向きに流出した。このような構造の場合、開口部から冲向き流れが生ずることがわかる。また導流堤内には1対の循環流が形成されているが、これはケース⑨の特徴と同じである。図-5.14は同じくケース⑫の流況を示す。波高が低いため碎波帯幅が狭く、斜め導流堤は碎波帯の外へ出てしまう。このため斜め導流堤より沖合での顕著な流れは見られなくなる。この代り、ケース⑩でみられた導流堤内の一対の循環流はずっと岸近くへ移動する。また斜め導流堤の背後では時計回りの循環流が生じている。

最後に図-5.15はケース⑬の流況である。これはケース⑫と比較して斜め導流堤の位置を100m岸側へずらしたものである。得られた流況はケース⑬の場合と同一であって、導流堤内には一対の循環流がまた斜め導流堤の背後には時計回りの循環流が形成された。

以上13ケースの実験結果について述べたが、最後に得られた要点をまとめておく。

- (1) 平行導流堤に波が直角入射すると、導流堤内には1対の循環流が形成される。この流れは導流堤中央で岸向きである。
- (2) 導流堤先端に離岸堤を設置すると、この循環流の規模が増加する。離岸堤を設置しても開口部には冲向き流れは生じない。
- (3) 平行導流堤に波が斜め入射すると、循環流は非対称となり、導流堤がしゃへい域を作る側で流れが強くなる。また、導流堤外側には離岸流が生ずる。
- (4) 右岸導流堤に開口部を設け、導流堤先端を絞った構造とすれば、右岸導流堤中間の開口部より先端の開口部へ向けた流れが生ずる。ただし波高が低く、右岸導流堤の開口部が碎波帯の沖へ出てしまうと流れは消滅する。

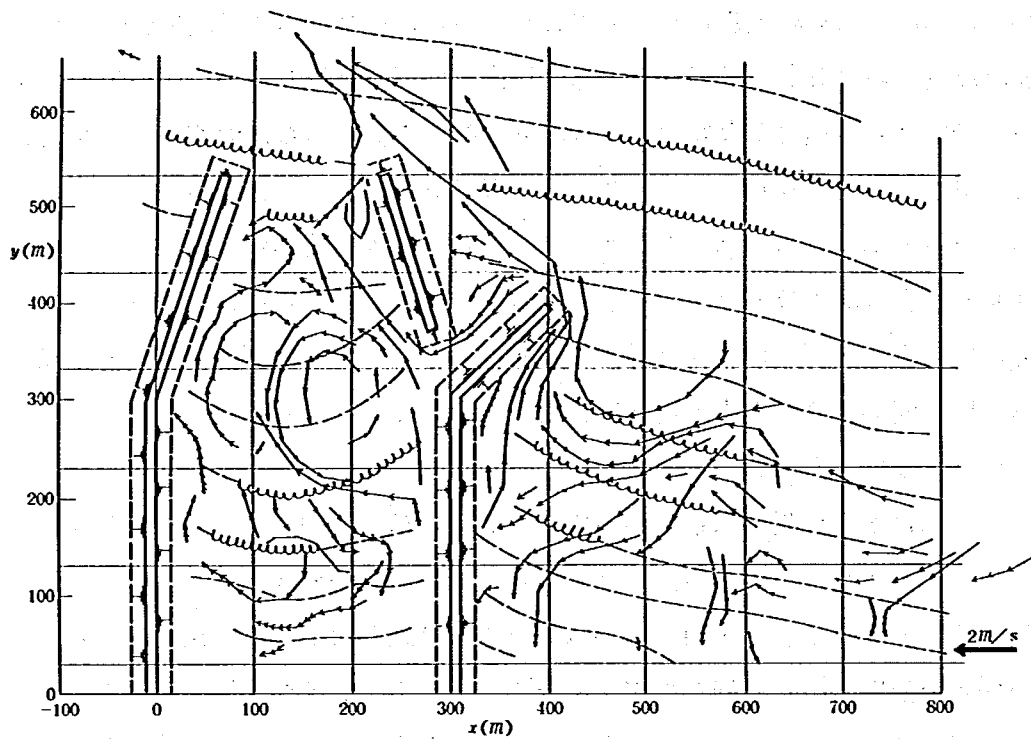


図 - 5.11 ケース⑨の流況図

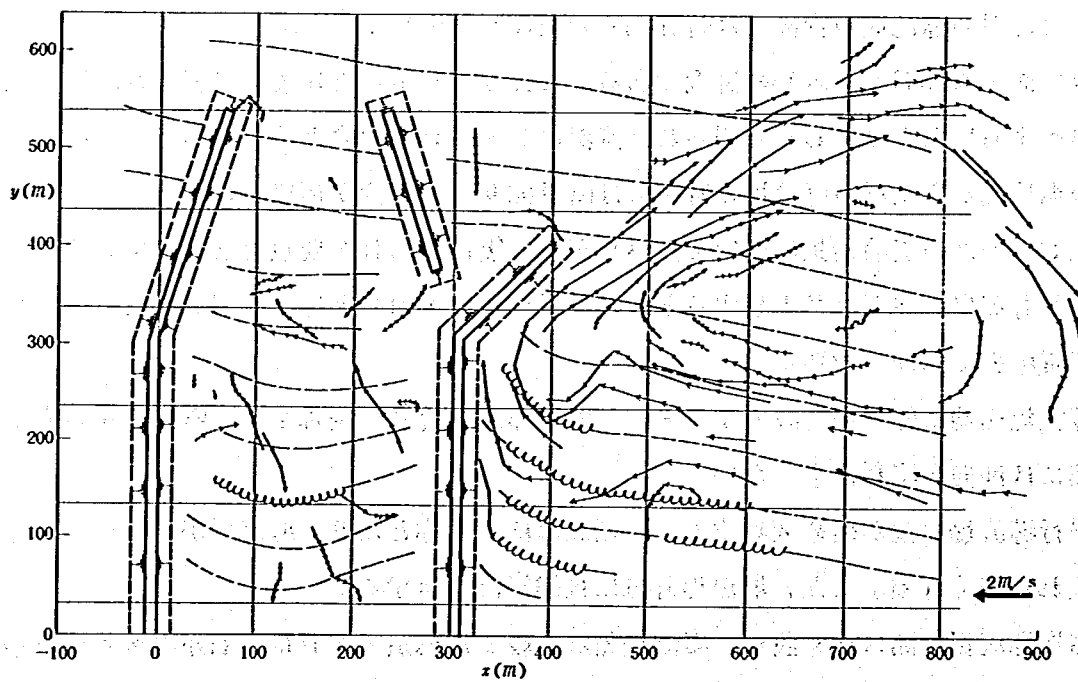


図 - 5.12 ケース⑩の流況図

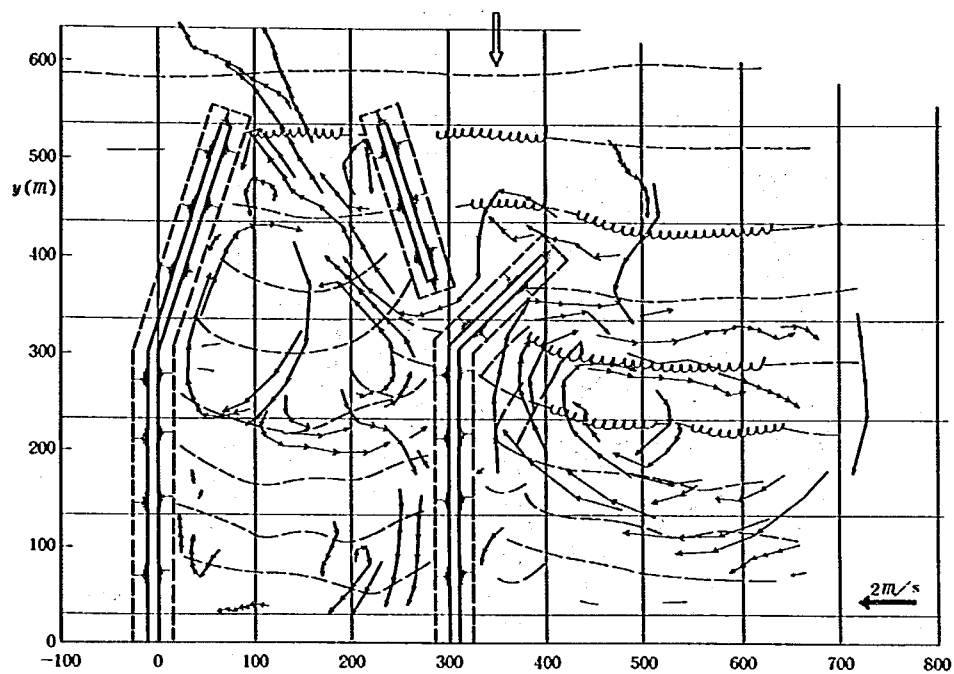


図 - 5.13 ケース⑪の流況図

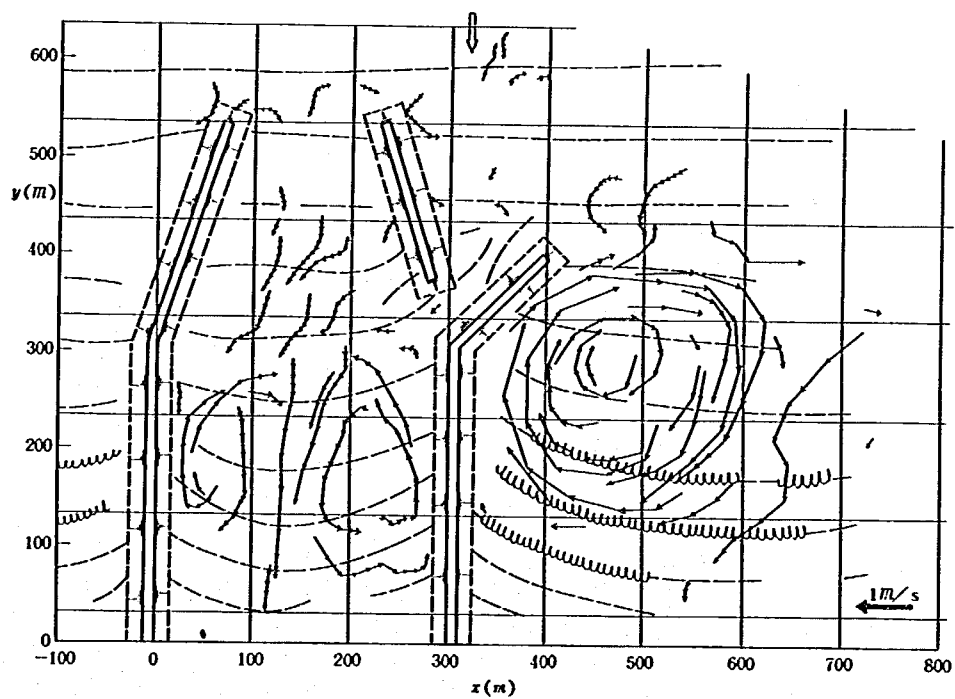


図 - 5.14 ケース⑫の流況図

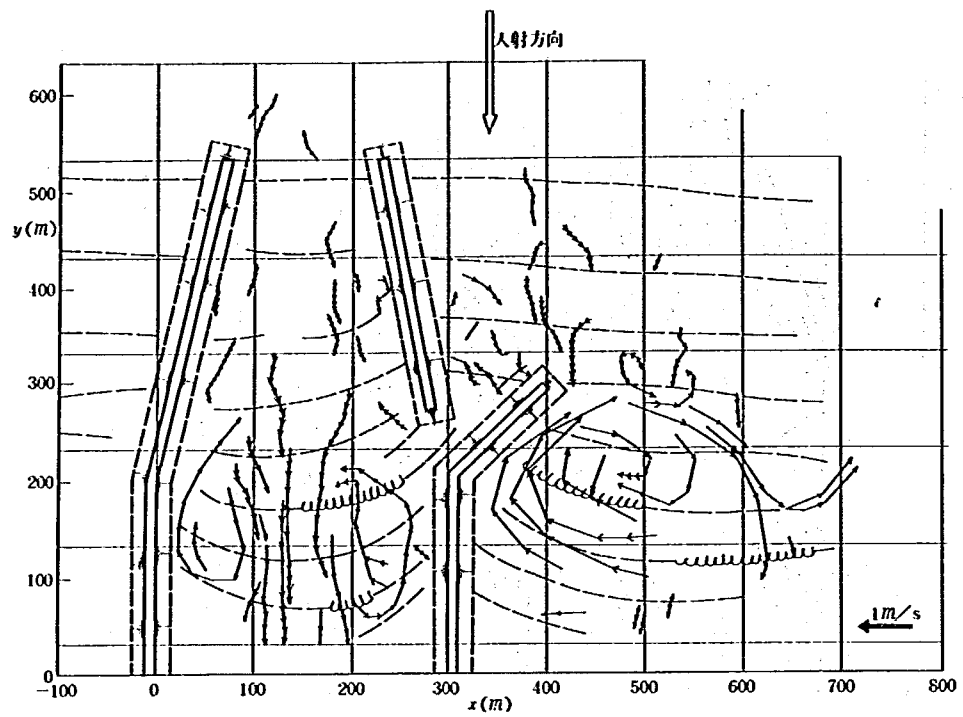


図 - 5.15 ケース⑬の流況図

- (5) 右岸導流堤の斜め部分は、沿岸流の流向を変え、しゃへい域で循環流を生じさせる。このように斜めに突き出た構造は導流堤先端からの漂砂の回り込み防止に役立つと考えられる。
- (6) 右岸導流堤に開口部を設けると、上記のように先端の開口部へ向けた流れは生ずるが、右岸導流堤の開口部からの土砂の侵入の可能性がある。この点については、移動床実験などを行ってさらに調査する必要がある。

5.4 構造物周辺の波高分布

前節では構造物周辺の流況分布を明らかにしたが、平均的流れ——海浜流——の分布は、波高と波向分布によって定められる。波向分布については流況図の中に示したので、この節では波高分布を明らかにする。測定は、13ケース行ったが、波高分布は流況分布図と対応するもののみ示すことにする。

図-5.16はケース①の波高分布を示す。図中の数字は m 単位の波高を示し、また破線は等波高線を表わす。導流堤内の波高分布を見ると、 $y = 400\text{ m}$ 付近では中央部の波高が高く、導流堤近くで低くなっている。導流堤に沿って波高が低いのは導流堤に沿って消波工が置かれているためである。この付近の波峰線形状は図-5.5に示したように岸向きに凸となっているが、この波峰線形状と導流堤中央の波高が両側より高いことによって循環流が生じたものと考えられる。同様に図-5.17はケース②の波高分布である。ケース②はケース①と構造物の条件は同じとし、入射波高のみを小さくしたものである。得られた波高分布としては、波高が低くなったため碎波点位置がずっと岸に接近し、この結果ケース①では $y \approx 400\text{ m}$ 付近にあった波高の変化が大きい場所が $y \approx 150\text{ m}$ 付近に移っている。波高は再び導流堤中央部で高い。以上の点より図-5.6に示した循環流の位置は、波高分布の変化に伴ってケース①の場合よりも岸方向へ移動したものと考えられる。

ケース③はケース①の平行導流堤の先端に離岸堤を設置したものである。図-5.18は波高分布を示している。離岸堤の背後では波高が低く、逆に開口部では波高が高い。開口部付近での沿岸方向の波高変化はケース①と比較するとより激しいものになっている。同時に導流堤内の波高は中央部が高く、導流堤沿いは低い、この変化もケース①より激しい。ケース③において生じた導流堤内の循環流の規模はケース①より大きかったが、この原因は主として上述の波高分布の相違に求めることができる。

ケース④、⑤については、流況図を省略したので波高分布も省略し、次にケース⑥の結果について述べる。図-5.19はケース⑥の波高分布を示す。ケース⑥は、導流堤形状はケース①と同一であるが、入射方向が直角入射より斜め入射に変化している。ケース①の波高分布図(図-5.16)と比較すると、導流堤内の波高分布が非対称となっていることが特徴的である。すなわち波が右側より斜め入射するため左岸導流堤近傍の方が右岸導流堤近傍より高くなっている。ケース⑥の流況は図-5.8に示したように、非対称形の循環流が2個存在したが、この流況分

布は波高分布と良く対応している。右岸導流堤に沿った $y = 300 \text{ m}$ 付近では沿岸方向の波高変化は非常に大きい。図-5.8ではこの位置で強い離岸流が生じており、波高の急激な場所的变化が強い流れを生じさせることがわかる。

ケース⑦はケース⑥と導流堤形状と入射方向は同一であるが、入射波高を小さくしたものである。図-5.20は波高分布である。入射波高が低くなったために図-5.20に示したように碎波点は $y \approx 250 \text{ m}$ 付近とケース⑥に比較してずっと岸寄りである。碎波点沖 ($y > 250 \text{ m}$) の波高分布の特徴としては、右岸導流堤がしゃへい域を作るため右岸の $y \approx 300 \text{ m}$ 付近で波高が低くなっている。この部分是对岸の値と比較すると $1/2$ 以下の波高である。このような左右非対称の波高分布がケース⑥の場合と同様に非対称形の循環流を生じさせたものと考えられる。

図-5.21はケース⑧の波高分布である。開口部では波高が高く、また離岸堤のしゃへい域では波高が低くなっている。また斜め入射のため極大波高は左岸離岸堤の近傍で生じている。このように左右非対称形の波高分布は図-5.10に示したように非対称形の循環流を発生させる原因となっている。

以上ケース⑧までは平行導流堤の場合であったが、ケース⑨以下は右岸導流堤に開口部を設けた場合である。以下順に結果について明らかにする。

図-5.22はケース⑨の波高分布を示す。斜め導流堤の前面では、波が集中するために波高が高い。また導流堤先端の開口部でも波高が高くなっている。一方、導流堤先端を絞っており、また波が右側より侵入するため、右岸導流堤内側では波高が低い。ケース⑨では導流堤中ほどの開口部より導流堤内を通過して冲向きに流れが生じていたが、この流れは、図-5.22において波高の高い所から波高の低い方向へと向いていることがわかる。さらに導流堤外側、斜め導流堤の背後ではしゃへい効果によって波高が低くなっている。

ケース⑩はケース⑨と構造物及び波の入射方向は同一であるが、入射波高が約 $1/2$ となったものである。図-5.23は測定された波高分布を示すが、得られた波高分布の特性はケース⑨と良く似たものとなっている。導流堤内の波高はケース⑨と比較すると明らかに減少しており、このため導流堤内の流れはケース⑨の場合より弱くなった。

最後にケース⑪、⑫、⑬の結果をまとめて議論する。なぜならば、これら3ケースは、構造物条件と入射波高は異なるが、入射方向がみな直角なためである。実験結果は図-5.24～5.26に示される。入射波高が異なるので、波高値そのものは異なるが、得られた分布特性はともに類似している。斜め導流堤の前面と導流堤先端の開口部で波高が高く、また斜め導流堤の背後では波高が低い。斜め導流堤背後の波高は沿岸方向に大きく変化しているが、これは斜め導流堤背後における時計回りの循環流形成の一因となっている。

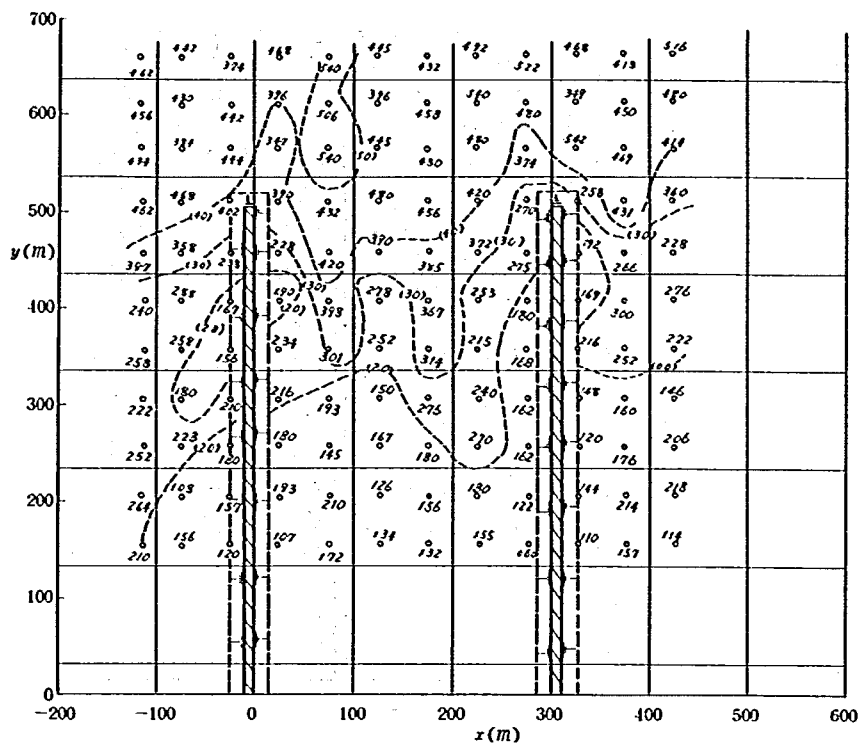


図 - 5.16 ケース①の波高分布

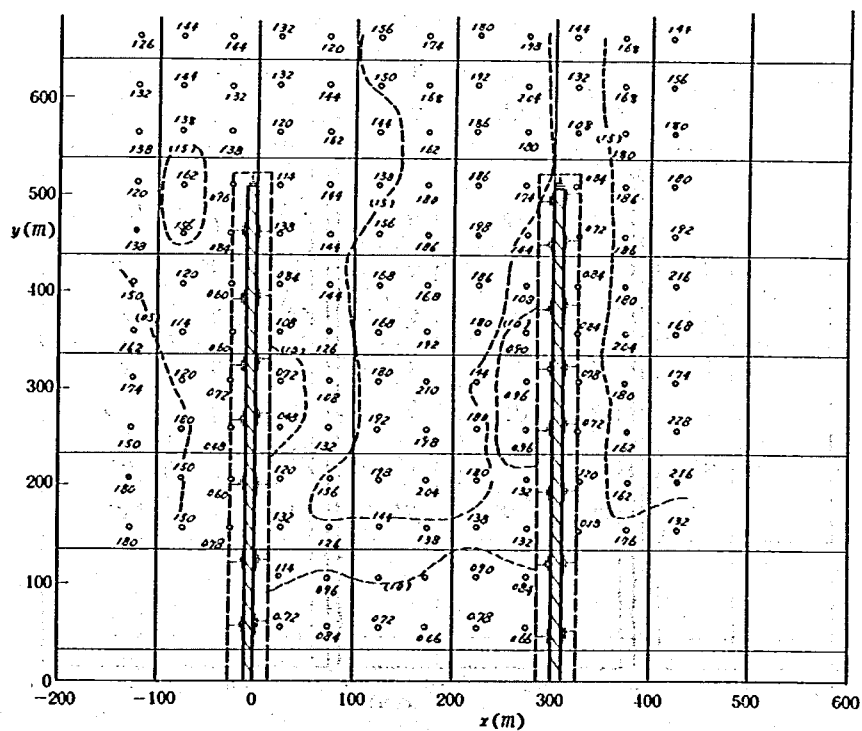


図 - 5.17. ケース②の波高分布

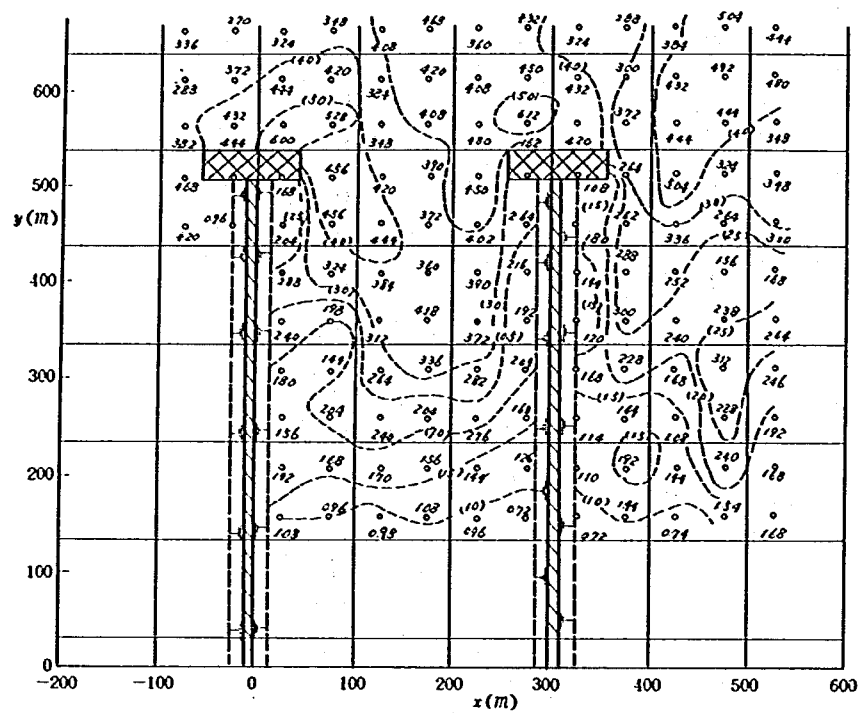


図 - 5.18 ケース③の波高分布

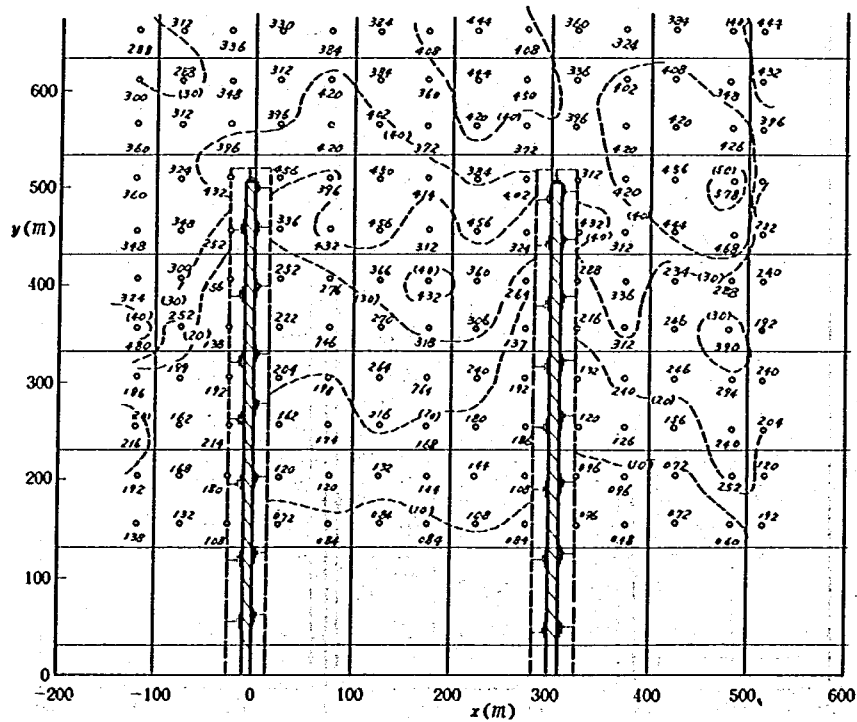


図 - 5.19 ケース⑥の波高分布

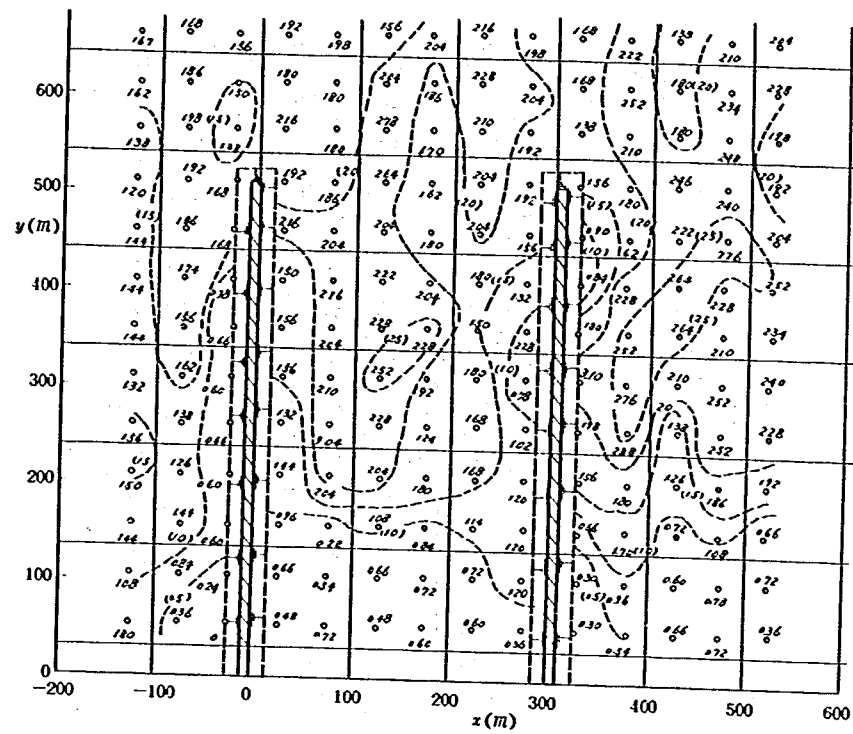


図- 5. 20 ケース⑦の波高分布

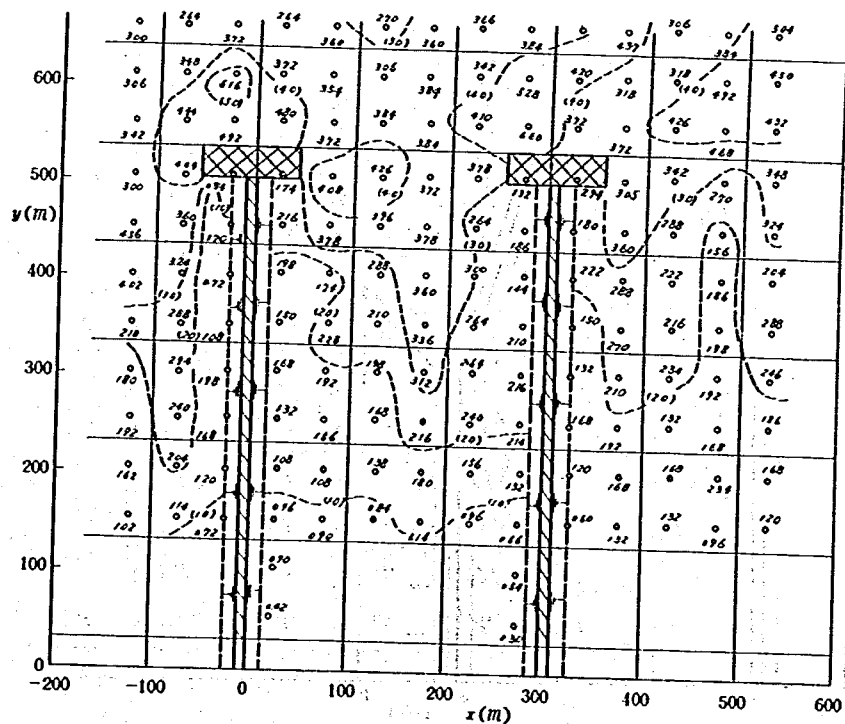


図- 5. 21 ケース⑧の波高分布

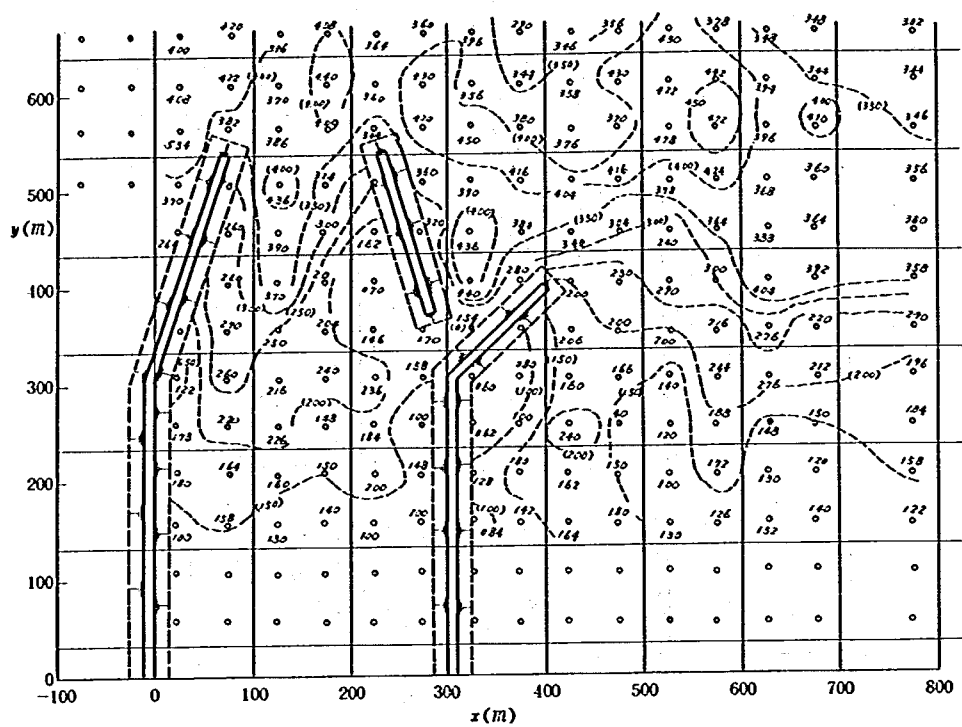


図 - 5.22 ケース⑨の波高分布

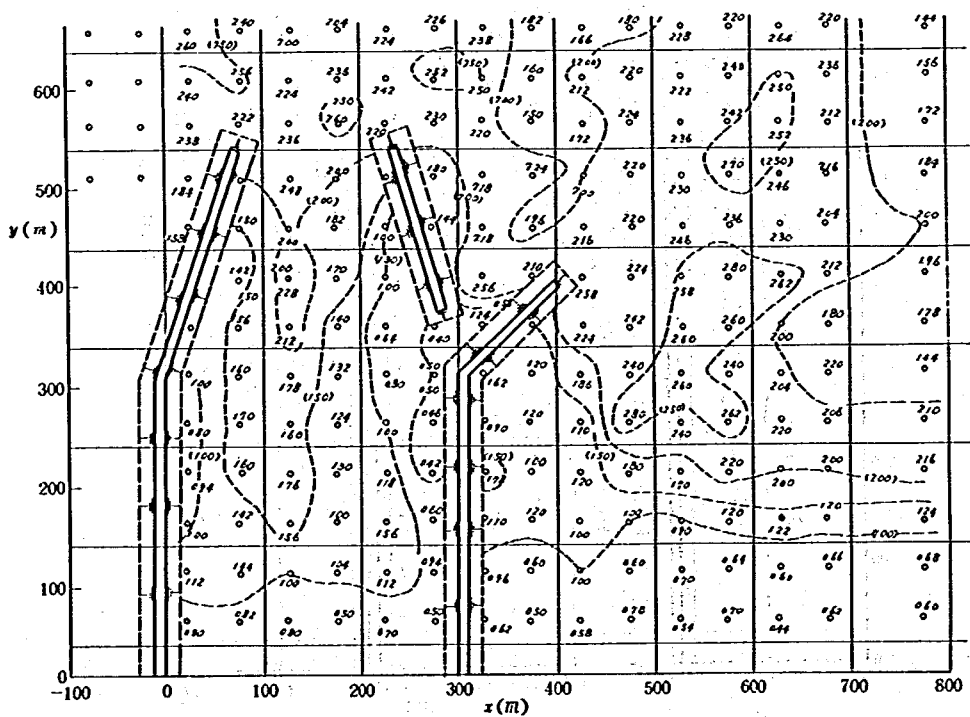


図 - 5.23 ケース⑩の波高分布

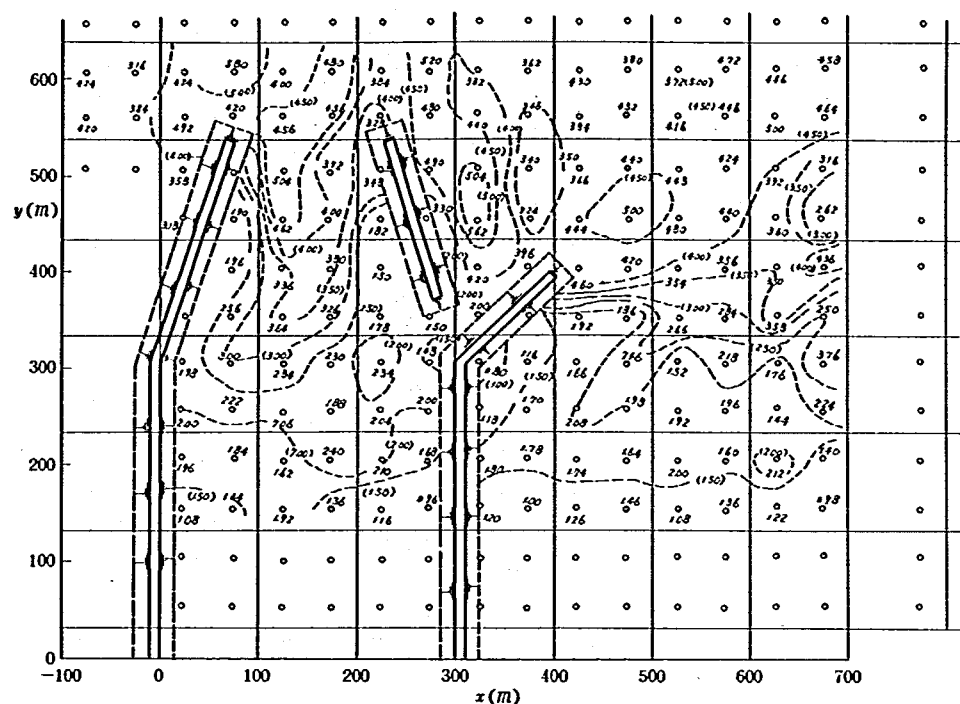


図 - 5.24 ケース⑩の波高分布

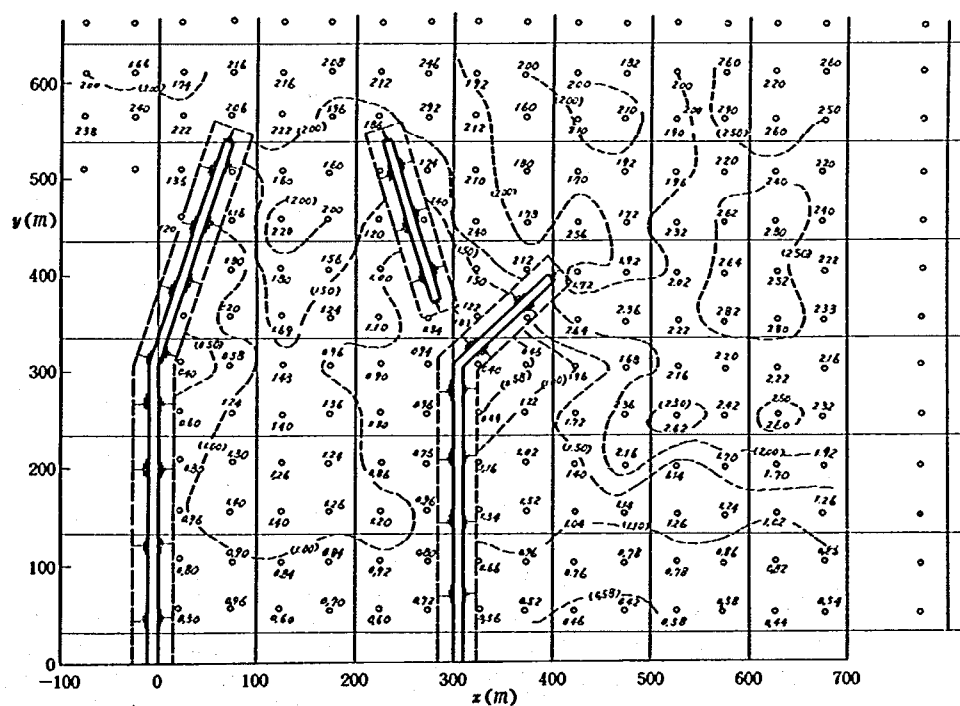


図 - 5.25 ケース⑪の波高分布

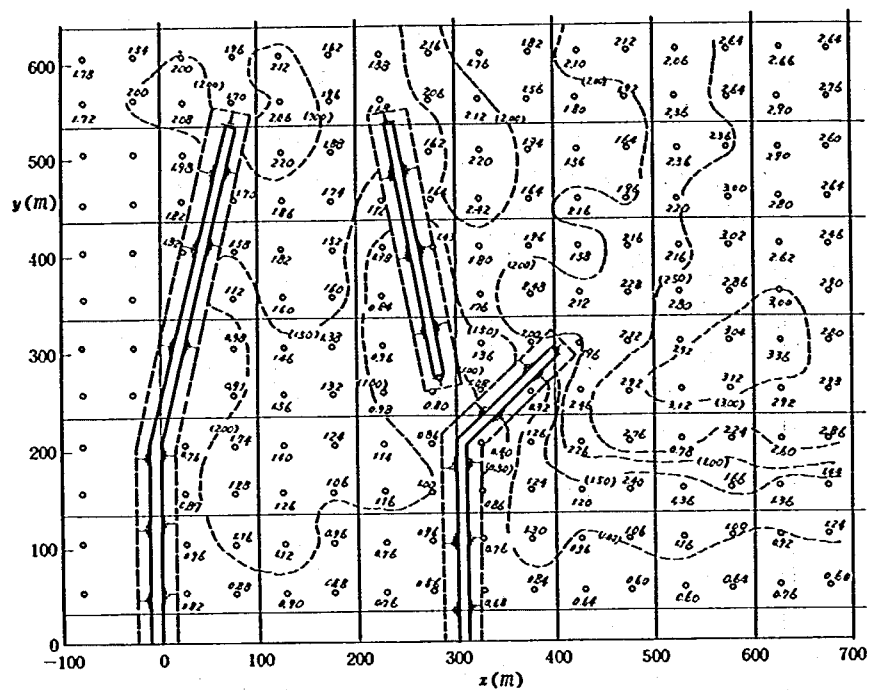


図 - 5.26 ケース⑬の波高分布

5.5 ま と め

第5章では導流堤内での堆砂の機構についての検討の第1歩として、固定床模型実験によって導流堤内の流況や波高分布を明らかにした。

導流堤形状としては、主として3種類の模型をとり上げた。第1の形状は平行導流堤、第2は平行導流堤+離岸堤、第3は導流堤中間に開口部を設けたものであった。平行導流堤で波が直角入射する場合は、導流堤内には1対の循環流が形成されたが、岸向き流れが減速される領域では土砂の堆積が生ずる可能性が示唆された。また平行導流堤に波が斜め入射する場合は、導流堤によってしゃへいされる部分の循環流れが強くなり、1対の循環流の生ずる位置が岸沖方向にずれた形状となった。

平行導流堤に離岸堤を設置した理由は、開口部において沖向き流れを助長するためのものであった。しかしながら実験結果によると、離岸堤を設置しても有意な沖向き流れは生ぜず、流況は基本的に平行導流堤の場合とそれほど大差がないことが明らかになった。

導流堤中間に開口部を設けた型式は、第2案と同様開口部より沖向き流れを生じさせようとするものであった。実験結果によると、先端の開口部より沖向き流れは発生することはできるが、それは、中間の開口部と碎波帯幅との相対的位置関係によって定まることが明らかになった。すなわち開口部の位置が碎波帯幅と同程度であれば沖向き流れが生ずる可能性はあるが、開口部の位置が碎波点より沖合に位置した場合、有意な流れは生じない。現地海岸においては、碎波帯幅は波浪条件に依存して変化する。したがって、第3案を用いてもあらゆる波浪条件のもとで沖向き流れを発生させることはできないことになる。

以上のように、複雑な導流堤形状としても常時沖向き流れを発生させることは困難であるために基本的には平行導流堤を選択すべきではないかと考えられる。

第6章 河口砂州の変形に関する実験

6.1 ま え が き

導流堤に関しては、導流堤内に土砂がたまらないような構造とすることが最も望ましいことは言うまでもないが、導流堤内に土砂が堆積した場合、その土砂がどのような挙動を示すか調べておくことも重要である。すなわち、導流堤内の一部分に土砂の堆積があった場合、それが河口の閉塞をもたらすかどうか、またもし閉塞が生ずるとすればどのような機構によってそれが生ずるかを明らかにしておく必要がある。第6章ではこの点を実験的に調べた結果をとりまとめる。また、新たに河口砂州の変形予測を行うことのできる予測モデルを提案する。⁸⁾

6.2 河口砂州の変形に関する水理模型実験

水理模型実験は幅 30 m、長さ約 20 m の平面水槽を用い、その中央部に幅 3 m、長さ 5 m の河口模型を作って行った。砂州形状としては図-6.1 に示されるように、長さ 3 m、幅 1.5 m の矩形状砂州を初期条件として与えた。なお、この実験は基礎的実験であるために、現地スケールへの換算は行わない。砂州高さは平均水面より約 3 cm とした。海底勾配は碎波帯幅が砂州の半径に比較して十分小さくなるようにできるだけ急勾配とし、代表的に $1/2$ という値を選択した。用いた材料は中央粒径が約 0.25 mm の砂である。なお、砂州以外はコンクリート製の固定床であり、その海底勾配は $1/60$ である。ただし河道内の $-3\text{ m} \leq y \leq 1.5\text{ m}$ の範囲内では一定水深 (2.5 cm) を保った。また図-6.1 に示された 2 本の導流堤は、幅 10 cm のブロック製で不透過であり、さらにその周りには 4 号碎石を 1 対 1 の勾配で敷き、反射波が生じないようにした。また河川流量は零とした。

実験では導流堤より 2 m 沖合地点の入射波高を約 1.5 cm、周期を 0.9 秒とし、この波を 10 時間作用させ、この間 1 時間おきに海浜断面形状を測定するとともに、0, 4.5, 6, 9.5 時間後の 4 回、容量式波高計によって砂州の周りの碎波波高および碎波点位置を測定した。また同時にフロートを投入し、その移動状況をクレーンに吊るしたモータードライブカメラによって写真撮影して流況を求めた。海浜断面形状の測定は図-6.1 のように測線を放射状に配置して行った。

図-6.2 は砂州形状の変化を示している。図の横軸は沿岸方向距離、縦軸は岸沖方向距離を示し、また図中の数字は波の作用時間を表わしている。初期値として与えた矩形状の砂州は次第に変形し、砂州前面 (海側) で侵食された土砂は上流方向へ運ばれ、側面において砂嘴を形成した。

図-6.3, 6.4 は海浜断面形状の変化を示している。図-6.3 は砂嘴が最も発達する付近の代表的堆積断面の経時変化を示したものであり、横軸は図-6.1 および図-6.2 の $\vec{OA}$ 方向の距離、縦軸は静水面からの高さを表わす。また図中の数字は経過時間を示している。図-6.4

は断面 OB で示された代表的侵食断面における変化である。これらによると、いずれの断面においても海浜断面はほぼ平行移動に近い形で変形していることがわかる。この点は、海浜断面積の変化が、単一のパラメータによって表示しうる可能性を示しており、事実、断面積の変化量と汀線位置の変化量との間には、次に述べるような良好な相関関係が成り立つ。図-6.5 は各断面における初期形状からの断面積の変化量 (ΔA (cm²)) と、汀線位置の変化量 (Δr (cm)) の関係を示している。測定値は平均的には破線で示されるように、式 (6.1) の関係を満足する。

$$\Delta A = 6.0 \Delta r \quad (6.1)$$

式 (6.1) の関係は、ほぼ同一の実験条件で行った円形砂州の変形実験 (この実験についてはここでは省略する。詳しくは参考文献 8) を参照されたい。) の際得られたものと同じ関係式である。しかしながら図-6.5 のデータを細かく調べると、系統的な傾向が存在する。図-6.5 においては、特に図-6.1 で Oa より Oe で示された測線に沿って得られたデータについては他との区別がなされているが、これらによると河口より上流方向へ次第に直線の勾配が減少していることがわかる。この直線の勾配は地形変化の代表高さを示しているから、これは地形変化の代表高さが上流方向に次第に小さくなることを意味している。この理由は次のように考えられる。すなわち砂州前面の侵食領域では波の作用によってほぼ一定の深さまで侵食されるが、初期砂州形状の側面 (図-6.1 の GG' 区間) の堆積領域では上流方向に次第に水深が小さくなるにしたがい、堆積高さが減少したためである。このため、図-6.5 の各測線ごとに直線の勾配を求めて地形変化の代表高さを定め、また測定断面数が少ない所では断面形状より直接平均的 representative 高さを読みとり、これらの場所的分布を調べた。図-6.6 はこの結果を示したものであり、図の横軸は図-6.1 の G 点より上流方向に測った距離 (L)，縦軸は地形変化の代表高さ (h) である。両者の関係はほぼ次式のようにまとめられる。

$$h = 8.6 \quad L \leq 1.55 \text{ m} \quad (6.2)$$

$$h = 17.2 - 5.56 L \quad 1.55 \text{ m} \leq L \leq 2.2 \text{ m} \quad (6.3)$$

$$h = 5.0 \quad 2.2 \text{ m} \leq L \quad (6.4)$$

ここに、h, L の単位は cm と m である。これらの関数は、土砂が堆積する場合にのみ有効であり、したがって砂州前面の侵食域では地形変化の代表高さは常に 6.0 cm と与えられる。

次に砂州の周りの流況と波高分布について明らかにしよう。まず図-6.7 は 4.5 時間における流況を示している。流況はモータードライブカメラをクレーンに吊り下げて模型上へセットし、4 波 (3.6 秒) ごとのフロートの移動状況を撮影したものである。図中の黒丸印はフロートの投入点、また図中の数字は測定回数を示している。砂州形状には大きな変化が見られ、砂州前面が 0.5 m 以上侵食されるとともに、側面に大きな砂嘴が形成された。これらの地形変化に対応して砂州前面および側面においては、反時計回りの強い循環流が生じた。この流れは、砂州に沿って波が砕波する際に生ずる radiation stress の変化に起因するものと考えられる。

図-6.8は9.5時間における流況を示している。これは、河口が完全に閉塞する直前の砂州形態である。反時計回りの循環流がさらに発達している。

砂州の周りの波高分布に関しては、流況測定と同時刻に測定が行われている。図-6.9は測定結果の一部を示す。図の(a)は0時間、(b)は4.5時間後の碎波波高分布を示している。図の構成は多少複雑なので図-6.9の(a)で説明しよう。図にはその時刻の砂州形状が示されているが、これに対応する碎波点位置(すなわち測定地点)が図中○印で示されている。(a)の場合、碎波点位置はほぼ初期汀線に平行である。次にこの○印で測定された碎波波高より、砂州にほぼ法線となるように線を引き、その方向に波高の大きさをベクトルとして表示した。ただしその場合のスケールはy軸上にHbとして定めてある。初期状態では砂州前面はほぼ一定波高を保ち、また河の上流方向へ波高は単調に減少している。この主たる原因は、砂州側面に沿う碎波によって波のエネルギーが減少したことによると考えられる。また(b)では砂嘴が発達したため、砂嘴の背後にはほとんど波は到達していない。

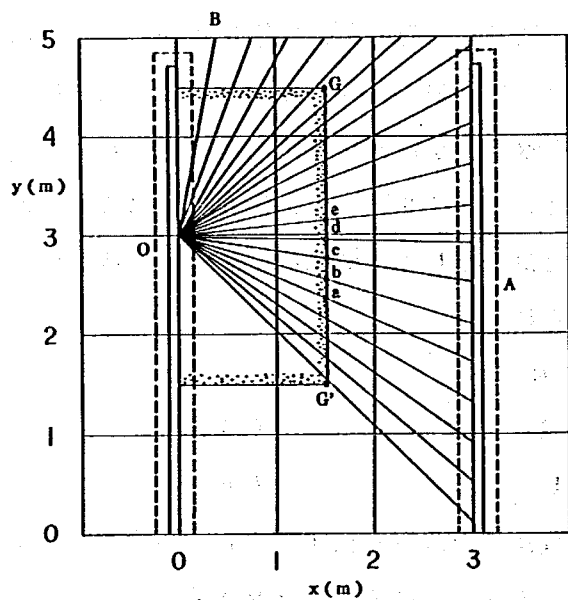


図-6.1 砂州の模型と測線配置

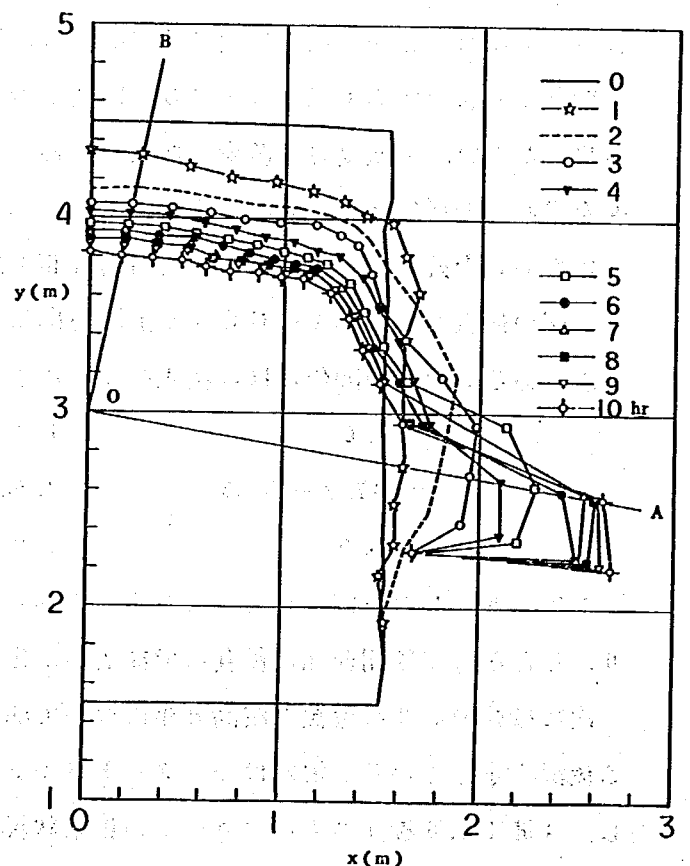


図-6.2 砂州形状の経時変化

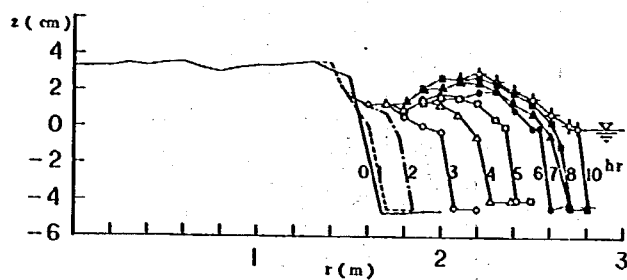


図-6.3 OAに沿う海浜断面形状

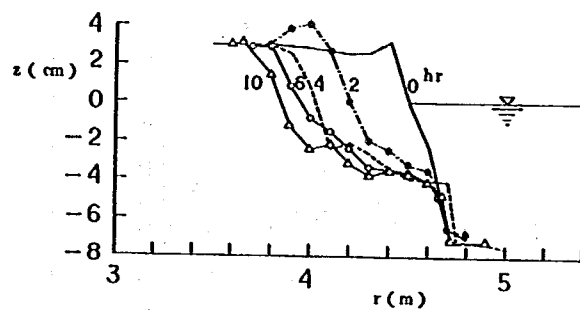


図-6.4 OBに沿う海浜断面形状

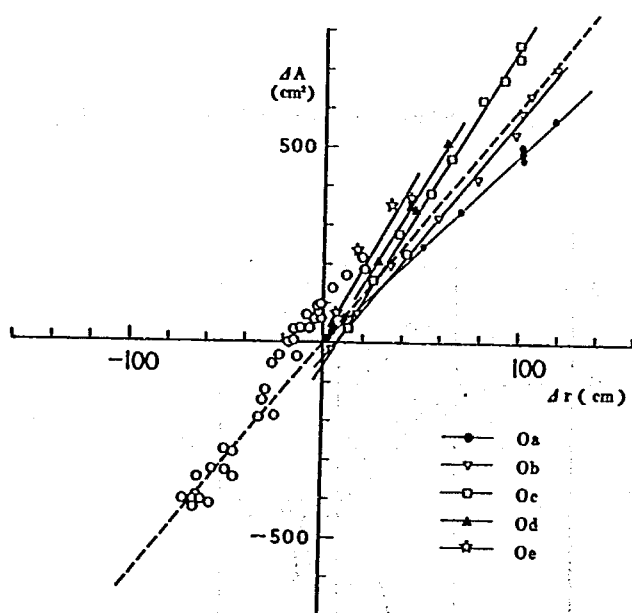


図-6.5 断面積の変化量(ΔA)と汀線位置の変化量(Δr)の関係

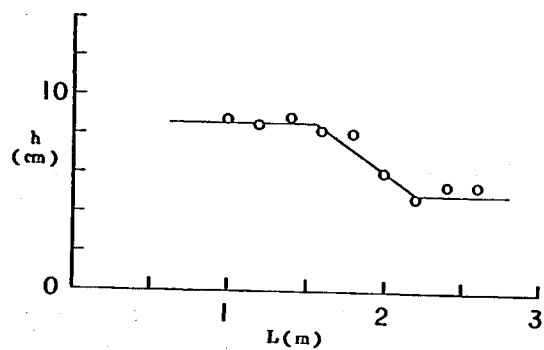


図-6.6 地形変化の代表高さの場所的变化

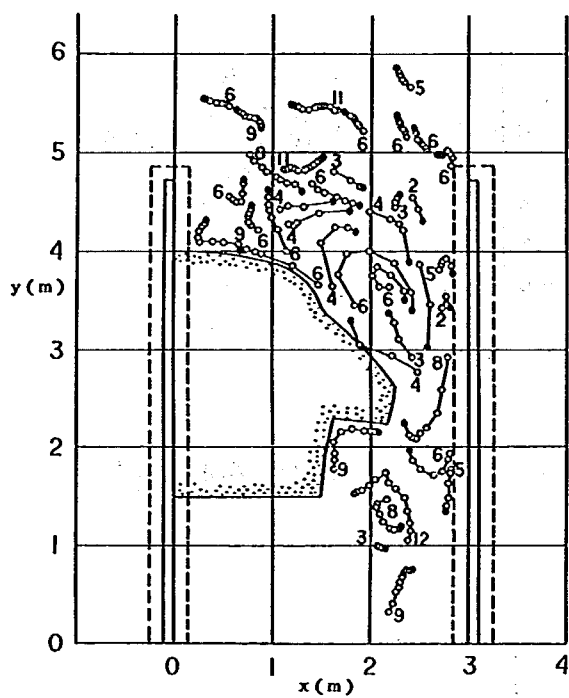


図-6.7 砂州の周りの流況図(4.5時間)

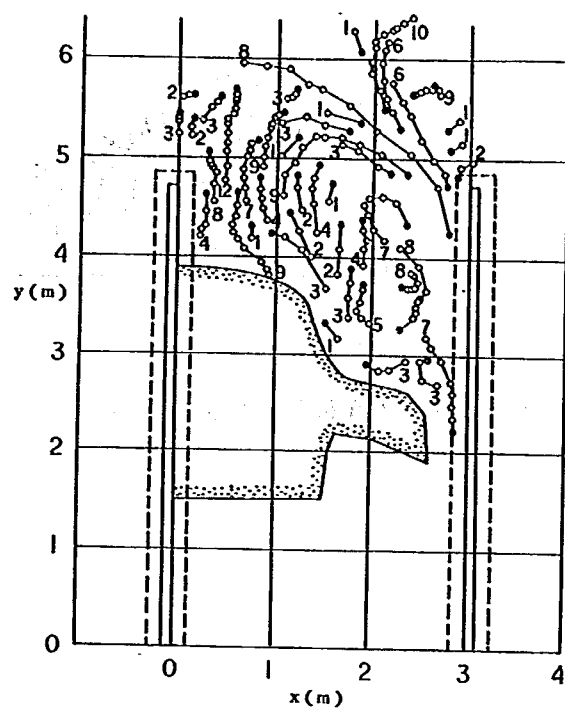


図-6.8 砂州の周りの流況図(9.5時間)

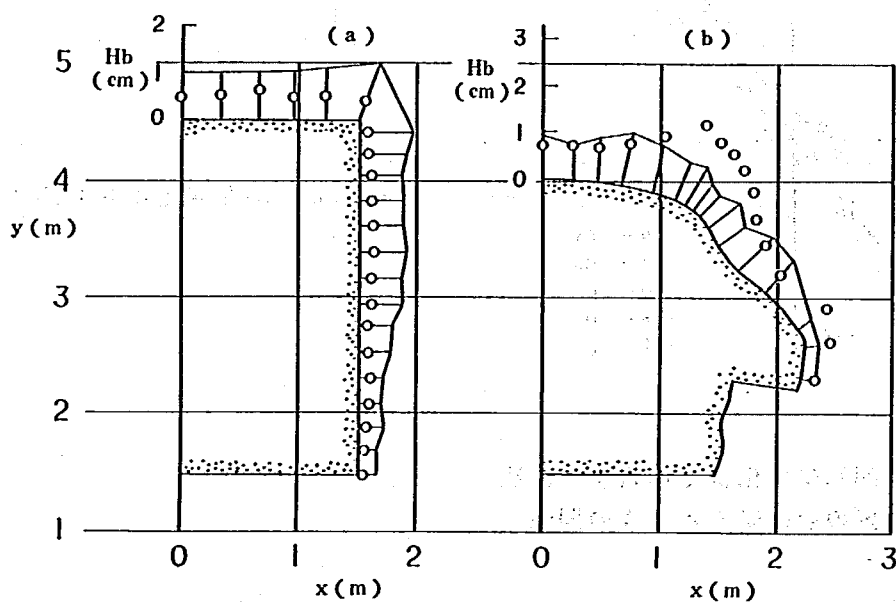


図-6.9 砂州の周りの碎波波高分布(a:0時間, b:4.5時間)

6. 3 一般化された汀線変化モデル

一般化された汀線変化モデルについては、文献9)で詳述されているので、ここではその概要のみ述べることにする。まず最初に図-6.10に示すように固定した直角座標 (x, y) を定める。次に汀線上の任意の点Pにおいて接線方向に x^* 軸、これと直交する方向に y^* 軸をとる。このとき接線方向の漂砂量を q 、また y^* 方向に測った汀線位置の変化量を y_s^* とすれば、局所的な漂砂量の連続式は式(6.5)のように書ける。

$$\frac{\partial q}{\partial x^*} + h \frac{\partial y_s^*}{\partial t} = 0 \quad (6.5)$$

ここに h は地形変化の代表高さとする。また、汀線の傾きは、汀線の座標を (x_s, y_s) とすれば、

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{\partial y}{\partial x} \right)_s \quad (6.6)$$

と表わされる。さらに、波向 (θ) は図-6.10に示されたように y 軸からの角度として定義し、また角 β および角 θ は共に反時計回りを正とする。漂砂量公式は、砕波点における入射角を α_b とすれば、式(6.7)のように与えられる。

$$q = F \sin \alpha_b \cdot \cos \alpha_b \quad (6.7)$$

ここに係数 F は次式のように表わされる。

$$F = f \frac{w}{8} (H^2 C_g)_b \quad (6.8)$$

ただし、 f : Savage 係数, w : 水の単位体積重量, $(H^2 C_g)_b$: 砕波点におけるエネルギーフラックスである。また、式(6.7)の入射角 α_b は浅海長波近似を用いれば Snell の法則により、

$$\sin \alpha_b = \left(\frac{h_b}{h_0} \right)^{1/2} \sin (\theta - \beta) \quad (6.9)$$

によって θ 、 β と関係付けることができる。ただし h_b は砕波水深、 h_0 は沖合の波向が与えられる地点の水深とする。式(6.5)の基準座標は (x^*, y^*) であり、一方式(6.6)～(6.9)の座標は (x, y) なので、閉じた方程式系とするためには両者の関係を定義しなければならない。このため座標点Pが接線と直角方向に Δy_s^* だけ移動した場合を考える。このとき固定座標系から見た変化量 $(\Delta x_s, \Delta y_s)$ は次式によって与えられる。

$$\Delta x_s = \Delta y_s^* \cos \left(\frac{\pi}{2} + \beta \right), \quad \Delta y_s = \Delta y_s^* \sin \left(\frac{\pi}{2} + \beta \right) \quad (6.10)$$

したがって移動後の点Pの位置は $(x_s + \Delta x_s, y_s + \Delta y_s)$ と定まる。

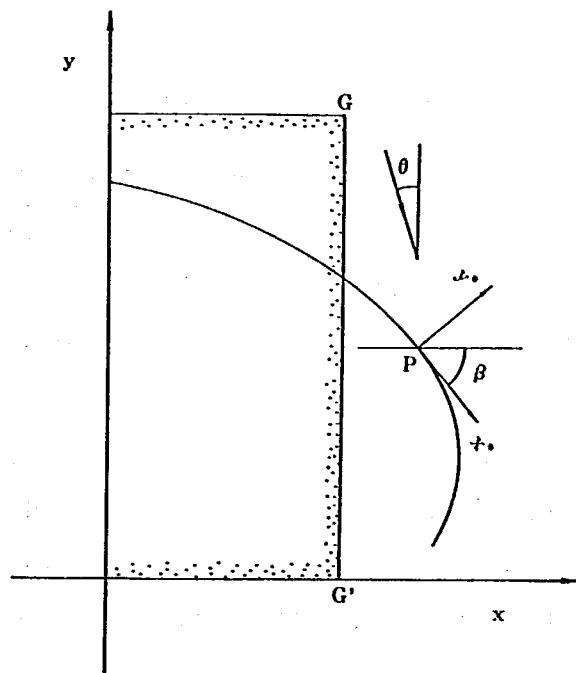


図-6.10 座標系

数値計算は、陽形式差分法を用いて行う。まず初期汀線に沿って汀線をN組の微小区間に分割し、座標 (x_s, y_s) と漂砂量 q を与える点を交互に配置する。また角 β は漂砂量 q と同一点で定義する。次に与えられた初期汀線形状より角 β を計算する。ただし角 β の決定法については文献9)に譲る。角 β が求まれば、これと既知の入射角 θ を用いて式(6.9)より角 α_b が求まり、さらに各点の漂砂量 q を式(6.7)によって算出する。

漂砂量が求まれば、汀線位置の変化量は次の方法によって決定される。すなわち式(6.5)をを差分化すると、

$$\Delta y_{s,n}^* = -\frac{\Delta t}{h} (q_{n+1} - q_n) \frac{1}{\Delta x_n^*} \quad (6.11)$$

が得られる。ただし添字 n は n 点における量を示し、また Δx_n^* は次式のように表わされる。

$$\Delta x_n^* = \sqrt{(x_{s,n+1} - x_{s,n})^2 + (y_{s,n+1} - y_{s,n})^2} \quad (6.12)$$

漂砂量 q_n が各点で与えられていたとすれば、 $\Delta y_{s,n}^*$ は式(6.11)より求まるから、式(6.10)によって $\Delta x_{s,n}$ 、 $\Delta y_{s,n}$ の計算が可能である。この結果、移動後の新座標は次式によって定められる。

$$x_{s,n} = x_{s,n} + \Delta x_{s,n}, \quad y_{s,n} = y_{s,n} + \Delta y_{s,n} \quad (6.13)$$

新しい座標が求まれば再び式(6.6)を用いて角 β を求める。以後計算は同様なステップが繰り返して行われることになる。なお、問題の種類によっては、座標点の移動に伴う累積誤差を完全に除去することができない場合もある。このような場合には、座標点に関して平滑化を行う。

6. 4 計算値と実験値との比較

計算を行うには、刻々と変化する砂州の周りの波高分布を定めなければならない。測定された波高分布は図-6.9に例が示されているが、相当複雑な分布形となっている。しかし基本的には砂州前面ではほぼ一定の波高であり、一方砂州側面では上流方向に単調に減少する傾向がある。このため4組の測定値(0, 4.5, 6, 9.5時間後の測定値)より砂州前面を代表する7点の平均碎波波高を求めた。この平均値は $\bar{H}_b = 1.05 \text{ cm}$ であった。次にこの値を用いて各点の測定値を無次元化した。また碎波波高を測定した点に対応する汀線位置(図-6.9の各垂線との交点)の点G(図-6.10参照)から河の上流方向へ測った距離(y')を求め、無次元化された碎波波高と、この距離との関係を図-6.11のように整理した。測定値は大きなばらつきを有するが、以下に述べる計算においては図中の実線および式(6.14)(6.15)で示されるような平均的關係が成立すると仮定する。ただし y' と y の間には $y' = 3 - y$ の關係が成り立つ。

$$0 \text{ m} \leq y' \leq 0.66 \text{ m} \quad (6.14)$$

$$\bar{H}_b / H_b = 1.0 \quad (6.14)$$

$$0.66 \text{ m} \leq y' \leq 3.0 \text{ m} \quad (6.15)$$

$$H_b/\bar{H}_b = 1.19 - 0.29 y' \quad (6.15)$$

計算においては係数Fを定める必要があるが、係数Fは波高比の $5/2$ 乗に比例するので、Fの関数系を次のようにおき、 F_0 のみを変えて計算することにした。

$$0 \text{ m} \leq y' \leq 0.66 \text{ m}$$

$$F = F_0 \quad (6.16)$$

$$0.66 \text{ m} \leq y' \leq 3.0 \text{ m}$$

$$F = F_0 (1.19 - 0.29 y')^{5/2} \quad (6.17)$$

すなわち、入射波高を変化させたとしても、式(6.15)で与えられた波高比は変化しないと仮定した。 F_0 としては、式(6.8)において $H_b = 0.01 \text{ cm}$, $C_g = 0.37 \text{ m/s}$, $\alpha = 0.217 \text{ m}^2/\text{t}$ とおくと、 $F_0 = 1.0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{t}$ となるが、この値を用いた場合地形変化は測定値に対して小さ過ぎる結果となった。このため計算では測定値と良好な対応を示す値として $F_0 = 9.0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{t}$ を選定した。計算は全体で2ケース行った。ケース①は地形変化の代表高さを一定値とするものであり、式(6.5)の h として平均値 $\bar{h} = 6.0 \text{ cm}$ を用いる。また式(6.9)の $(h_0/h_0)^{1/2}$ を0.71と仮定する。これは接線方向より波が入射するとき $\alpha_b = \pi/4$ を与える。ケース②は他の条件をケース①と同一として地形変化の代表高さの場所的变化を考慮し、 h として式(6.2)~(6.4)を用いるものである。

この種の計算では土量の保存則が厳密には成立せず、土量の欠損が生ずる。このため各ステップごとに全侵食土砂量 V_1 と堆積土量 V_2 を求め、その差の絶対値 $\Delta V = |V_1 - V_2|$ の V_1 に対する比を累積誤差の指標として用いることにした。さらにこのような累積誤差は時間とともに増大するので、その誤差の目安として10%を選び、誤差が10%となった時点で計算を打ち切ることにした。まずケース①について明らかにしよう。この場合汀線を約6 cm間隔で91点に分割し、両端における漂砂量を0とし、また計算時間間隔は $\Delta t = 0.4$ 分、入射角は $\theta = 0^\circ$ とおき、座標点の平滑化は30ステップごとに行った。図-6.12はケース①の計算結果であり、1時間おきの汀線形状が示されている。図-6.2の実験値と比較すると、基本的特徴は良く一致している。すなわち砂州前面では侵食され、この土砂は砂州側面に堆積した。ただし計算では砂嘴の位置が海側に寄り過ぎている傾向がある。また計算値よりも実験値の方が砂嘴の幅が狭い。ただし図-6.2の実験値では侵食部分の面積よりも堆積部分の面積が小さく、平面的には均衡は保たれていない。これは既に述べたように、地形変化の代表高さが場所的に変化したためであり、この点はケース②の計算によって明らかにされよう。なお、計算において、砂嘴の最も突出した部分より上流側においては、

$$\theta - \beta = \pi/2$$

とおき、またこの部分においても依然として式(6.17)が成立すると仮定して計算を行った。

図-6.13はケース②の結果である。基本的特徴はケース①と同様であるが、地形変化の代表高さを変化させたために、堆積部分の面積は侵食部より小さく、また砂嘴はケース①よりも上

流側に発達している。これらの点は図- 6. 2 の実験値の特徴と一致し、地形変化の代表高さの変化が計算値に相当大的な影響を及ぼすことがわかる。

以上 2 ケースの計算値の累積誤差は、表- 6. 1 のようにまとめられる。このような誤差の原因としては種々のものが考えられるが、その主たるものとして計算に伴って座標点間隔が広くなり過ぎる点が考えられる。したがって誤差を小さくするには適当な時間ごとほ座標点の再配置を行って最終結果を求めた。

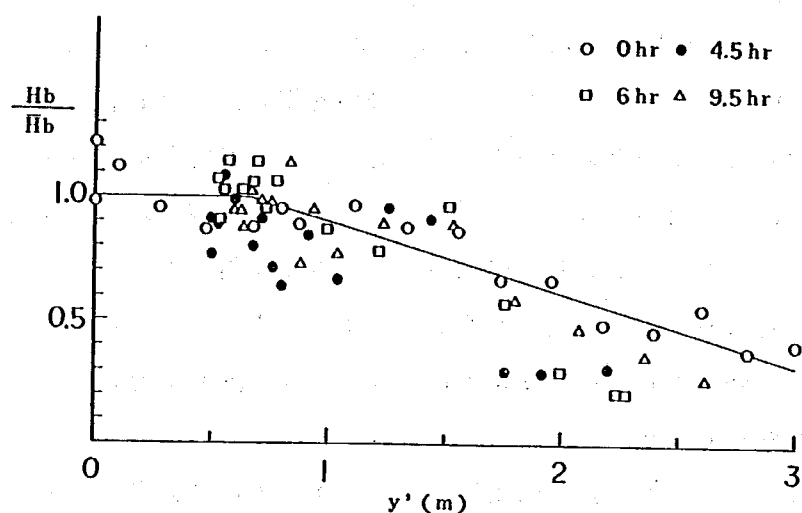


図- 6. 11 無次元碎波波高の岸沖分布

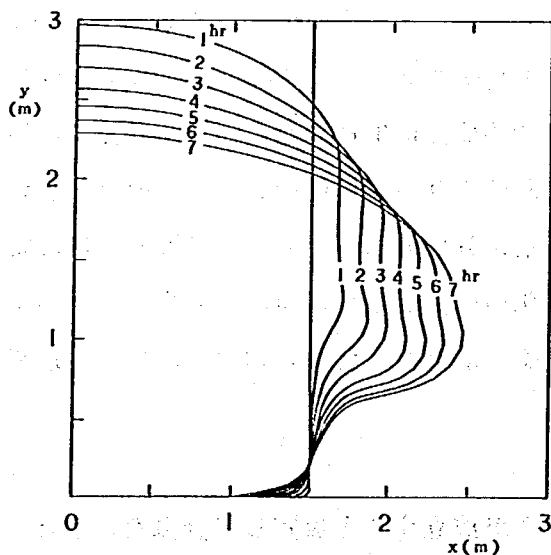


図- 6. 12 砂州の変形予測 (ケース①)

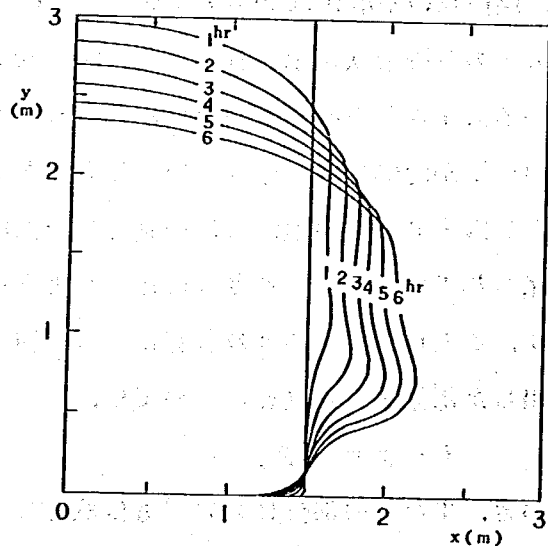


図- 6. 13 砂州の変形予測 (ケース②)

6. 5 ま と め

第6章では、河道内に存在する矩形砂州の波による変形実験の結果を明らかにした。また、このような砂州の変形予測を行うことができる。一般化された汀線変化モデルについて述べた。

実験結果によると、河川流がない場合、河道内の砂州は次第に河道と直角方向へ伸びて行き、最終的には河道を閉塞してしまうことが明らかになった。よって導流堤の計画においては、河道内へ砂州が形成されないよう十分な配慮が必要である。

表-6.1 累積誤差 $\Delta V/V1$

時 間	ケース①	ケース②
1	1.1 %	2.2 %
2	2.9	0.4
3	3.2	3.7
4	3.4	7.1
5	5.0	9.3
6	9.2	9.2
7	10.0	—

第7章 放水路導流堤模型実験(Ⅰ)

7・1 実験の目的

本模型実験の目的は、波によって河口閉塞が生じない導流堤の長さや形状について検討することにある。このため高瀬川放水路とその周辺海岸を移動床で製作し、導流堤長および平面形状と波の入射方向とを変化させたときの最適な導流堤形状について検討した。実験では堆砂の機構を調べるために、導流堤内の波高分布、流況、地形変化などを詳しく測定した。

7・2 実験方法

放水路導流堤模型実験は全体で6ケース行った。実験は幅32m、長さ23.5mの水面水槽を用い、模型縮尺を1/100として行った。相似律はフルードの相似則を用い、各物理量の縮尺を表7.1のように定めた。

実験結果は上記縮率を用いて現地スケールに換算したものを示す。ただし地形変化速度に関してはフルードの相似則が成立しないために、測定時間間隔を上記縮率によって現地時間に換算することはできない。よって測定時刻などについては実験値をそのまま表示する。

導流堤形状については、図7.1に示すように4種類の模型を考え、この4種類の形状と波の入射方向とを組合わせて表7.2に示されるように6ケースの実験を行った。ケース①は、導流堤の幅が300m、基準線から導流堤先端までの長さが250mで、波は初期汀線と直角方向より入射する。なお、基準線は現在行われている深淺測量の基準線と同一である。導流堤に沿っては消波ブロック(4号碎石)が敷き並べてある。また基準点より内陸側400mの位置はゲートが造られる予定であるために、コンクリート鉛直壁とした。なお、基準線と現況汀線との間の距離は150mである。ケース②は、ケース①の導流堤長を150m延長し、全体で400mとしたものである。その他の条件はすべてケース①と同様である。ケース③は、ケース②の導流堤長をさらに200m延長し、基準点からの長さを600mとしたものである。

ケース④は、ケース②と同一の模型を用い、波の入射方向を時計回りに 10° の方向としたものである。卓越波の入射方向については、現地で正確な測定が行われていないので明らかではないが、放水路計画地点では海岸線の法線より時計回りの方向より入射することが多いため北向きの漂砂が卓越する。よって代表的に時計回りの方向より 10° の角度で入射すると仮定して実験を行った。

ケース⑤は波の入射方向を時計回りに 10° とする点はケース④と同一である。しかし図7.1に示されるように、導流堤先端の200m部分を内側に曲げたものである。この部分は、潜堤であって、導流堤先端付近で冲向き流れを発生させるために選んだ案である。潜堤の天端高はT.P.Omの平均水位とした。

最後に、ケース⑥は、ケース③と同じ基準点からの長さが600mの導流堤に波が斜め入射す

る場合である。構造物の形状はケース③と同様である。

模型海浜は図一7.2に示すように製作した。導流堤模型は水槽中央に造り、幅8mの造波機を3基連結して波を起こした。また、波を斜め入射させる必要のあるときは、造波板を海岸線に対して 10° 傾けて造波させた。また、海岸断面は、高瀬川放水路前面における深淺測量結果を用いて定めた平均断面とし、図一7.3のように与えた。ただし、いずれのケースにおいても導流堤内の水深はT.P. - 5mとした。

表一7.1 各物理量の縮率

物理量	縮率	物理量	縮率
鉛直長さ	100	波長	100
水平長さ	100	波形勾配	1
波高	100	時間	10
海底勾配	1	周期	10

表一7.2 構造物諸元

	構造物諸元
ケース①	導流堤長 250 m, 幅 300 m
ケース②	導流堤長 400 m, 幅 300 m
ケース③	導流堤長 600 m, 幅 300 m
ケース④	導流堤長 400 m, 幅 300 m
ケース⑤	導流堤長 400 m, 幅 300 m, 先端を絞る
ケース⑥	導流堤長 600 m, 幅 300 m

表一7.3 実験条件一覧表

ケース名	波高 (m)	深海波高(m)	周期 (sec)	波形勾配 (Ho/Lo)	潮位	入射方向	実験時間
ケース ①	3.15	3.15	12	0.014	T.P. 0 m	汀線に直角	30 時間
ケース ②	3.21	3.21	12	0.014	0	"	30
ケース ③	3.34	3.35	12	0.015	0	"	30
ケース ④	3.20	3.20	12	0.014	0	時計回りに 10°	36
ケース ⑤	2.95	2.95	12	0.013	0	"	30
ケース ⑥	3.10	3.10	12	0.014	0	"	30

波の外力条件は表一7.3に示される通りである。潮位はT.P. 0mとし、波高を約3m、周期を12秒とした。実験で与えた約3mという波浪条件は、現地海岸における平均的波高 $1.33m$ ⁸⁾と比較すると大きな値となっている。実験で用いた底質粒径が0.3mmの砂であるが、現地海岸の底質もほぼ同様な粒径となっている。よって、粒径波高比は現地海岸と模型実験とは同一とすることはできないので、現地と模型とではほぼ同様な大きさの底質粒径とし、波高のみをフルード則によって縮小したとき、実験では底質が動きにくい状態となる。よって、地形変化をできるだけ相似形とするためには、波高を見かけ上大きくする必要がある。

一方、図一7.4は、現地海岸で昭和54年7月より55年2月まで行われた深淺測量の結果であるが、この分布形は、碎波帯内が侵食されて、その土砂が前浜上へ打ち上げられたような形状となっている。この分布は、第3章で述べた海浜地形変化のタイプIIIに近いものである。このような分布形は、第3章の(3.1)式において係数Cが3より小さいときに生ずる。波高はす

で述べたように、現地海岸の値と比較して相当大きな値を用いたが、波高のみを大きくして周期を変えずにおくと、式(3.1)で $C \leq 3$ という条件を十分満足しなくなる。よって現地海岸の平均周期 $8.3^{8)}$ 秒をそのまま縮小せずに、海浜地形変化がⅢ型となるよう長い周期とし、12秒という値を選んだ。

測定項目は入射波高、碎波波高、導流堤内波高、流況、波向、海床測定である。実験時間は、ケース④が36時間、残りが30時間であるために、入射波高測定は1時間おきに繰り返し行った。波高は、水深13mの位置に、沿岸方向に500m間隔で3台の容量式波高計を設置して行った。碎波波高は同じく容量式波高計を用いて沿岸方向に50m間隔で測定した。碎波点位置は場所的に変化するために碎波点位置と碎波波高とを同時に測定した。また、2段碎波する場合には両者とも測定した。測定は0時間と30時間後に行った。ただしケース④は36時間後に行った。

導流堤内の波高分布の測定は導流堤内に2台の台車をセットして行った。台車には容量式波高計が取り付けられており、波高の連続測定を行うことができる。測定時刻は碎波波高測定と同一とした。流況は模型上のゴンドラより写真撮影を行い、投入した多数のフロートの移動状況を測定した。フロートとしてはフィルムケースのフタ(直径約3cm)を3色に着色して利用した。

波向は流況の撮影を行った写真より求めた。なお、模型における波高約3cm、周期1.2秒、底質粒径約0.3m、海底勾配1/30という条件は、第3章の実験のケース⑬に対応する。ケース⑬は、二次元実験の結果より地形変化はⅢ型となることがあらかじめ確認されている。

海浜形状は初期と30時間後の2回測定した。ただしケース④は36時間後に測定した。測定は沿岸方向に50m間隔に並んだ測線上において10m間隔で行った。

7・3 地形変化の特性

この節では、ケース①からケース⑥の海浜地形変化の特性について、初期海浜形状と、30時間後または36時間後の海浜形状との比較において議論する。以下、ケース①よりケース⑥まで順にその特性を明らかにする。

ケース①は、導流堤先端が汀線より100mと、浅い部分にある。実験時の海浜地形変化は、Ⅲ型であった。すなわち碎波帯が侵食され、侵食された土砂が汀線付近に打ち上げられるものである。図-7.5は初期海浜形状を、図-7.6は30時間後の形状を示す。

初期状態では等深線は基準線とほぼ平行であり、また導流堤前面の海浜は、水深5mの地点まで一様に掘削されている。30時間後になると、導流堤に沿って沖合の侵食された土砂が堆積した。すなわち、導流堤前面は-5mまで掘削されているために、両側より導流堤前面へ土砂が移動し、やがてその土砂は上流方向へ移動後堆積した。またこのような土砂の堆積はとくに左岸で著しい。図-7.6のように、導流堤内側に土砂が堆積すると、その土砂は第6章で明らかにした機構によって上流方向へ移動し、やがて堤内に大きな砂州を発達させることになる。

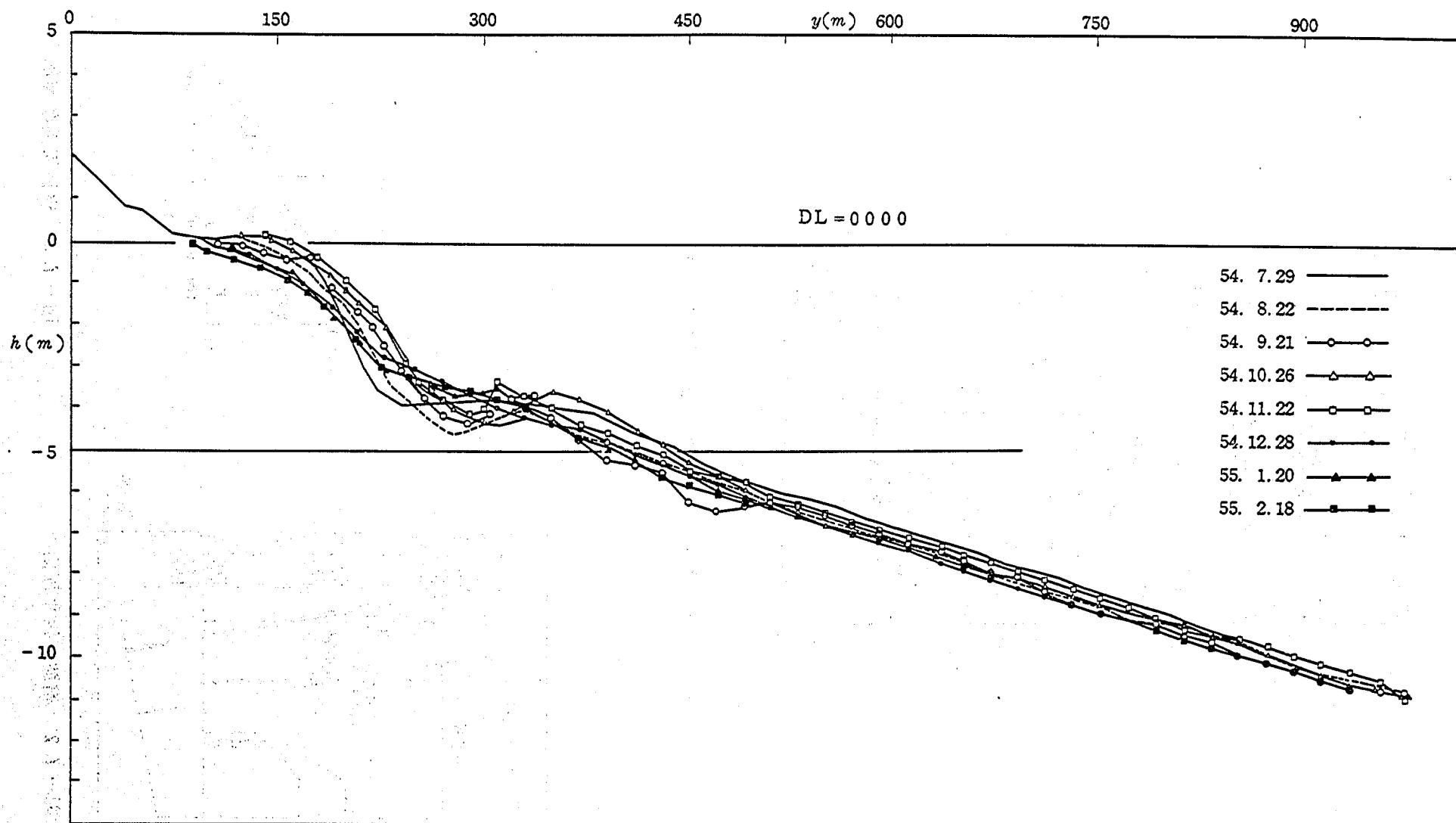


図-7.4 現地海岸における海浜断面形状の変化

考えられる。以上の点より導流堤長が汀線より 100 m では導流堤は有効に機能しないと考えられる。

ケース②はケース①と比較して導流堤長が 250 m より 400 m に延長されている。図— 7.7 は初期海浜形状を、図— 7.8 は 30 時間後の形状を示す。タイプⅢの地形変化が生ずるという点において、土砂移動の基本的パターンはケース①と同様である。図— 7.8 を見ると左岸導流堤に沿って著しい土砂の堆積が生ずる傾向はケース①の図— 7.6 の場合と良く似ている。一方右岸導流堤に沿う堆積はほとんど生じておらず、全体として見たとき導流堤内の堆積量はケース①よりも小さくなっている。ケース①②の相違は、次のように考えられる。すなわち導流堤内の土砂は打ち上げられたものの、両岸からの土砂の回り込み量が減少したため堆積量が減少した。

ケース③はケース②よりも導流堤をさらに 200 m 延長し、基準点からの長さが 600 m としたものである。図— 7.9 は初期形状を図— 7.10 は 30 時間後形状を示す。基本的には、導流堤内 $y = 500$ m 付近で侵食された土砂が上流方向へ運ばれて堆積するという特徴を有する。土砂は導流堤の側壁に沿って堆積するが、ケース③においてもケース②と同様に、左岸の方が土砂堆積量が多い。また堆積量はケース②と同程度である。

ケース④はケース②と導流堤形状は同一であるが、波の入射方向を変化させたものである。したがって、ケース②の実験結果との比較により、同じ導流堤に波が直角入射する場合と、斜め入射するときの相違を明らかにすることができる。実験結果は図— 7.11 および図— 7.12 に示されている。ケース②の 30 時間後形状とケース④の 30 時間後形状とを比較すると次に示すようないくつかの相違点が見られる。

- ① 左岸側にはケース②と同様に土砂が堆積するが、土砂が約 200 m ほど上流に堆積した。
- ② ケース②では、右岸側に土砂の堆積はわずかであるが、ケース④では導流堤に沿って大量の土砂が堆積している。

相違点①は、斜め入射した波が左岸に集中し、また次節で明らかにするように、導流堤内で反時計回りの強い循環流が形成されたため生じたものと考えられる。また相違点②は、右岸の導流堤外側の汀線はほぼ導流堤先端近くまで前進したことから考えると、右岸導流堤に沿う土砂の堆積は、沿岸漂砂の回り込みに起因するものと考えられる。この意味で導流堤長が十分長くなく、かつ沿岸漂砂量が大きいと相当量の土砂が先端部を回り込んで侵入する可能性があることを示している。

ケース⑤は、他のケースと異なり、平行導流堤ではなく、左岸の導流堤を内側へ潜堤として曲げたものである。斜め部分は静水位までの高さを有する潜堤形状となっている。このような構造を選択した理由は、開口部において沖向き流れを生じさせ、導流堤内への土砂の侵入を防止するためであった。実験結果は図— 7.13 および図— 7.14 に示されている。流れについては次節で明らかにするように、沖向き流れが発生したが、図— 7.14 によれば、潜堤部分を越えて導流堤内へ打ち込まれる土砂量が多く、この土砂は左岸堤に沿って堆積したことがわかる。一方

右岸導流堤に沿って、沿岸漂砂の回り込みによると考えられる土砂の堆積が見られる。以上のように、この方法は、開口部からの沖向き土砂を助長するというよりも、潜堤を越えた打ち込み量が多く、平行導流堤より機能的に優れているとは言えない。

ケース⑥は、導流堤長が 600 m、入射方向が右 10° であり、ケース④の導流堤を 200 m 延長したものである。この場合の実験結果は図-7.15、図-7.16に示されている。導流堤の先端部分で侵食が起こり、侵食された土砂が上流方向へ運ばれ堆積した。導流堤が長いため、右岸からの土砂の侵入は防がれている。導流堤内に堆積した土砂を一度掘削すれば、導流堤を回り込む漂砂が少ないためかなり良好に河道内の水深を保てるのではないかと考えられる。

以上、6 ケースの実験結果について述べたが、得られた結果についてまとめておく。ただし以下の結論は、設定された実験条件のもとでの結論であることに注意すべきである。

- (1) 導流堤長が 250 m では長さが短く、導流堤先端を回り込んで大量の土砂がたまる。
- (2) 波が直角入射するという条件のもとでは、導流堤長 400 m と 600 m では堆砂状況はあまり変化しない。
- (3) 導流堤内での土砂の堆積は、いずれの場合も側壁に沿って生ずる。
- (4) 波が 10° の方向より入射するという条件のもとでは、長さが 400 m の導流堤の先端を回り込んで土砂が堆積する。
- (5) 潜堤を用いて導流堤先端をしぼった形状としても、導流堤内への土砂の侵入を防げない。また、潜堤を越えて土砂が打ち込まれる。

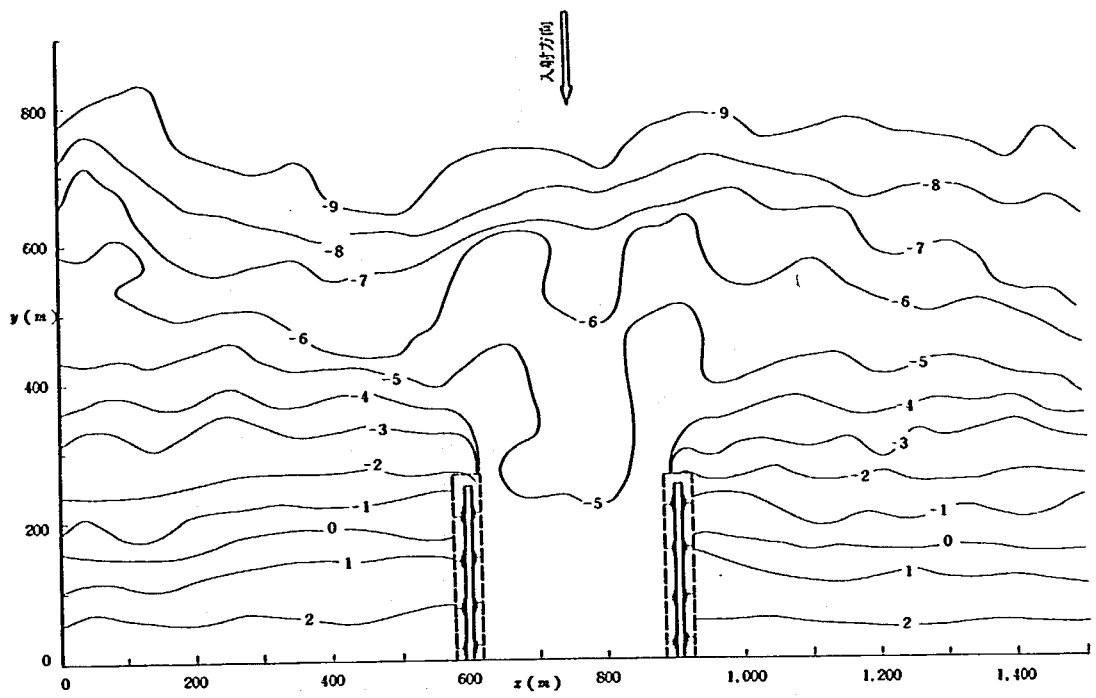


図-7.5 深淺図(ケース①初期形状)

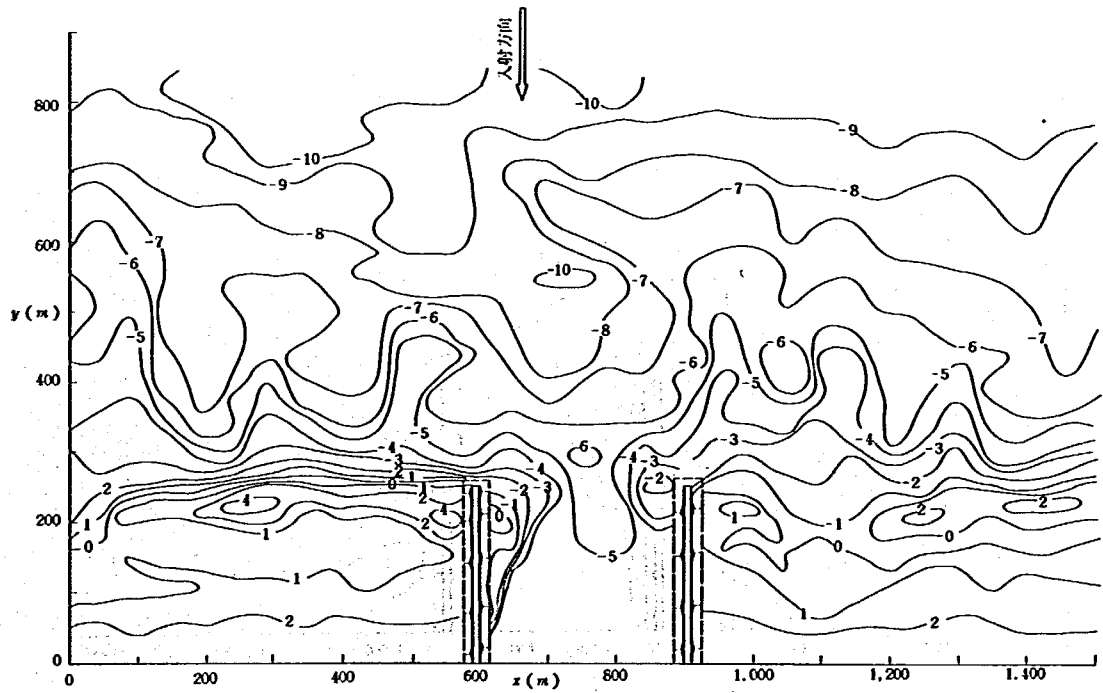


図-7.6 深淺図(ケース①、30時間後形状)

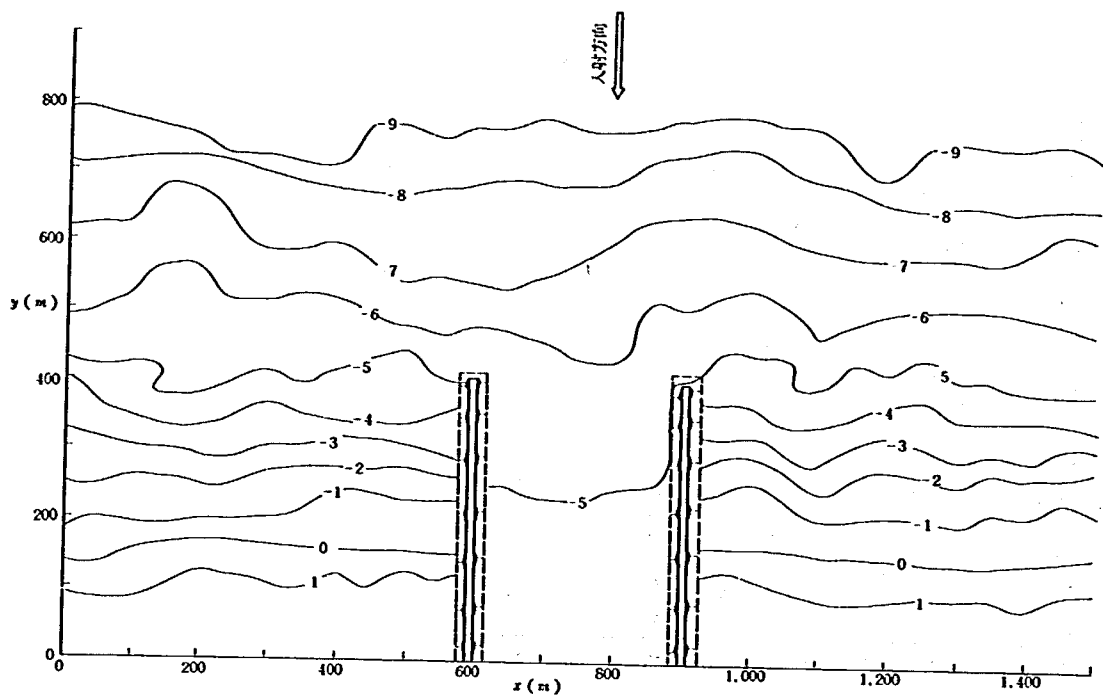


図-7.7 深淺圖(ケース②、初期形状)

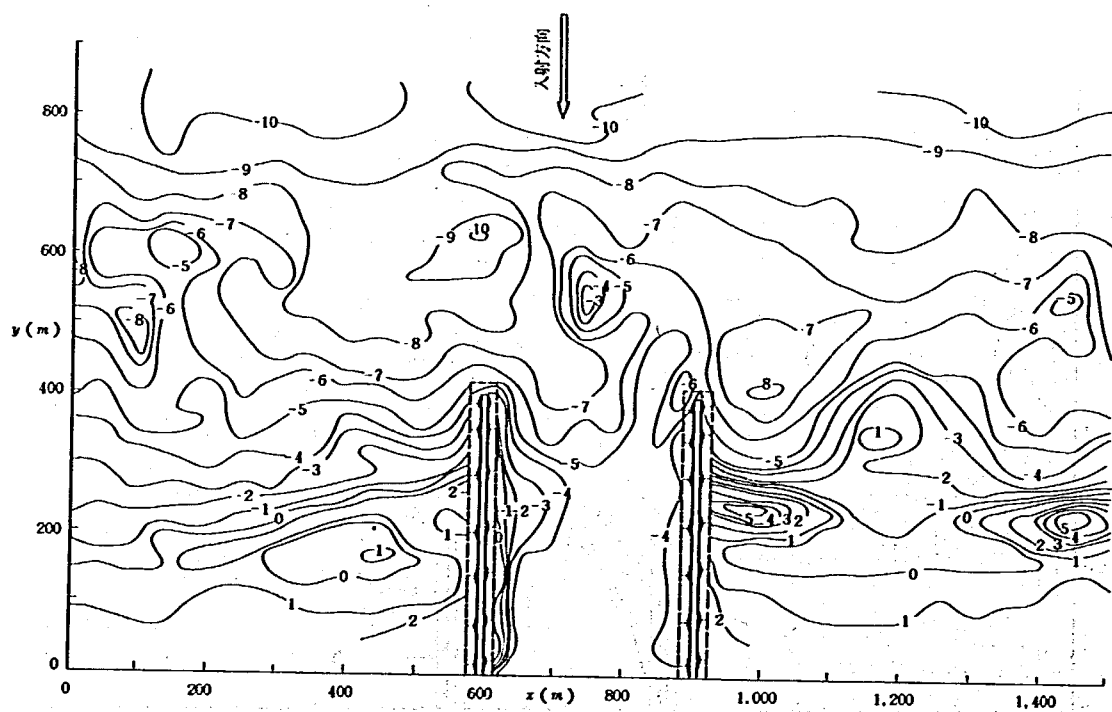


図-7.8 深線圖(ケース②、30時間後形状)

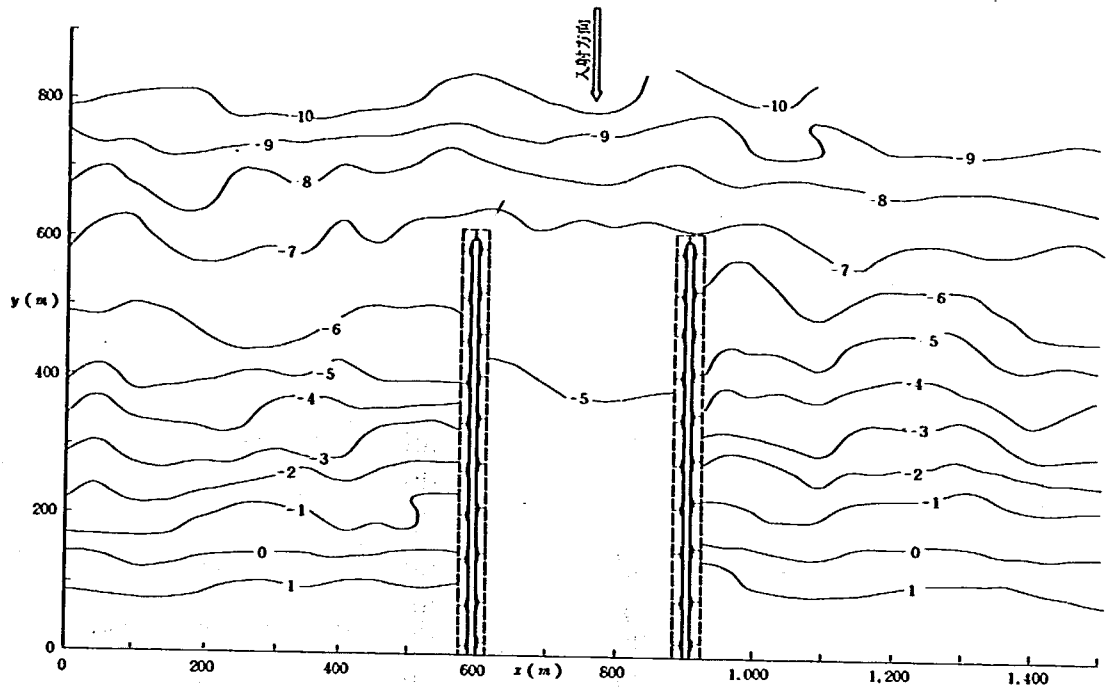


図-7.9 深浅図(ケース③、初期形状)

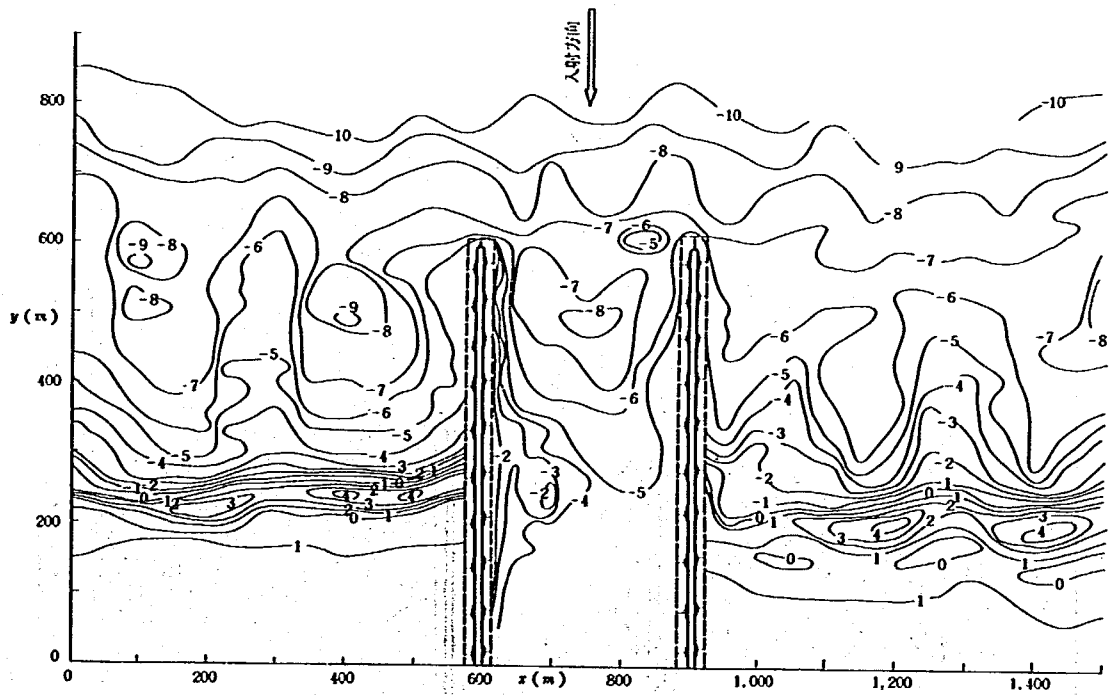


図-7.10 深浅図(ケース③、30時間後形状)

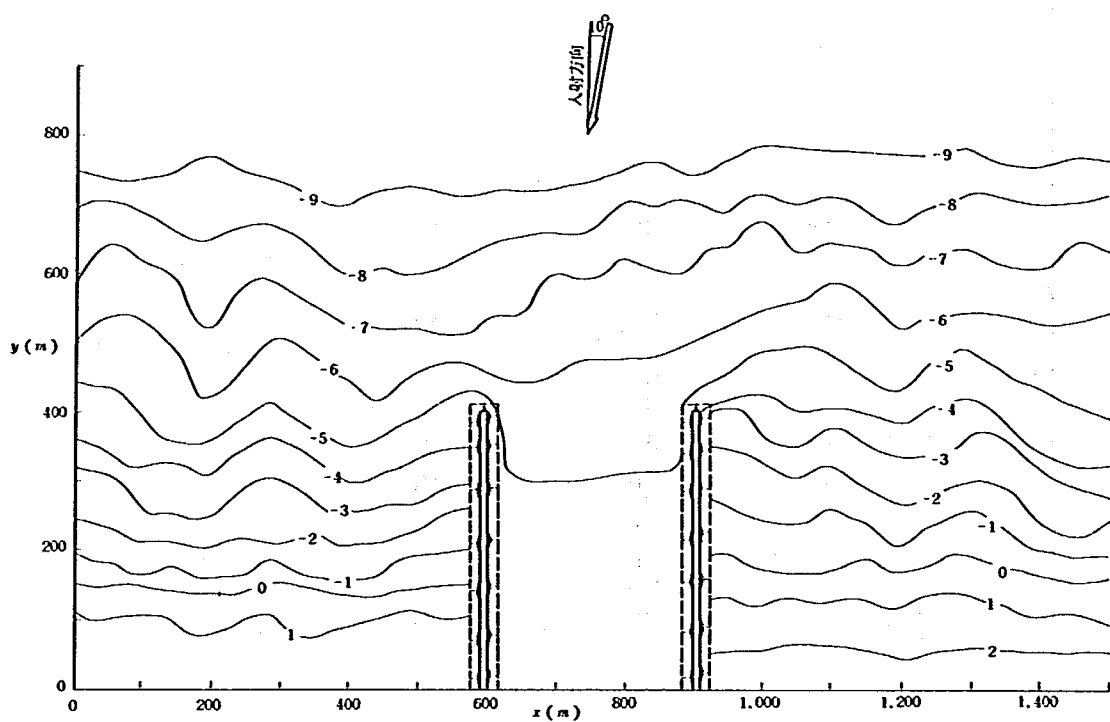


図-7.11 深浅図(ケース④、初期形状)

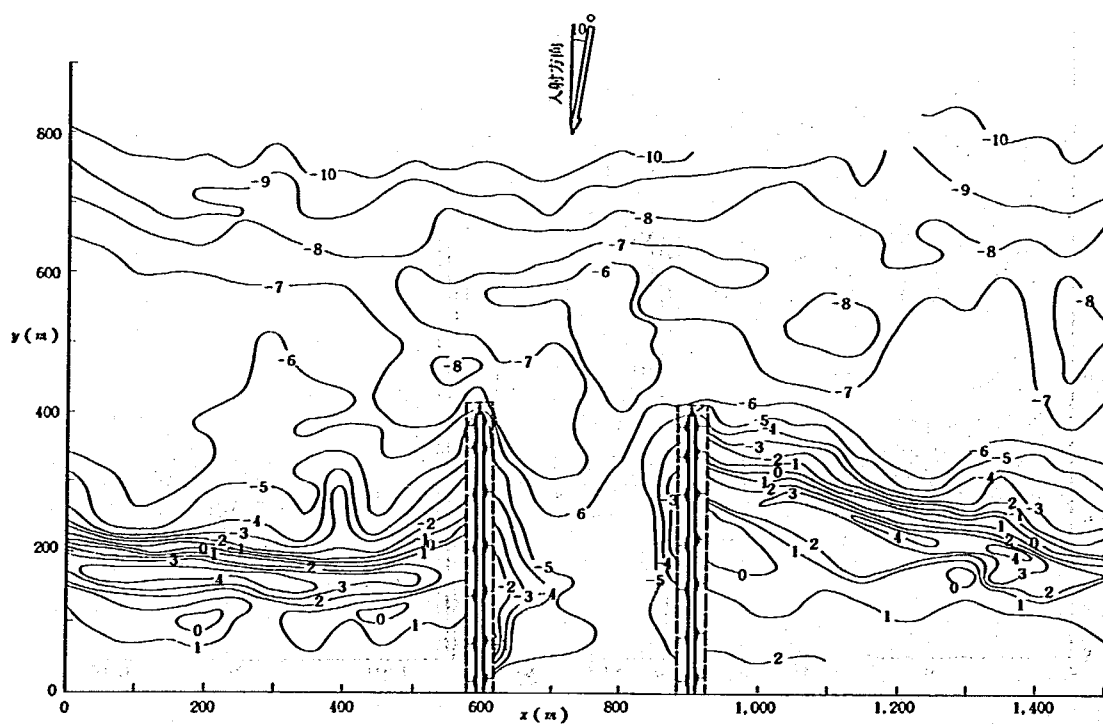
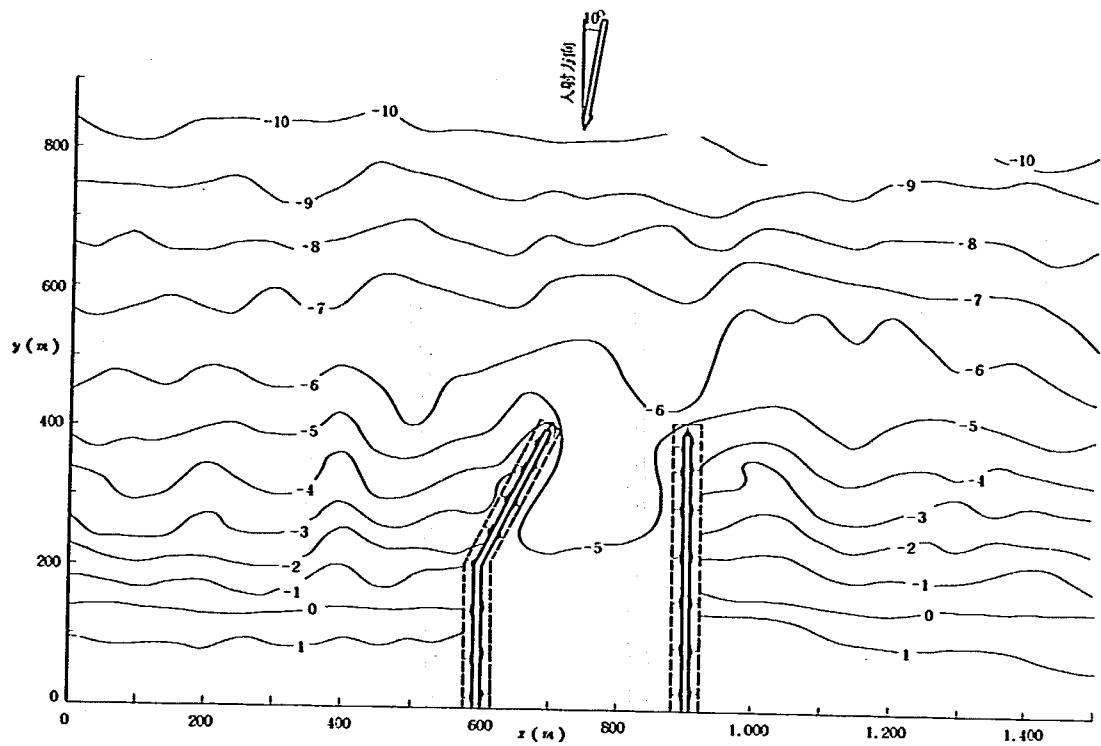
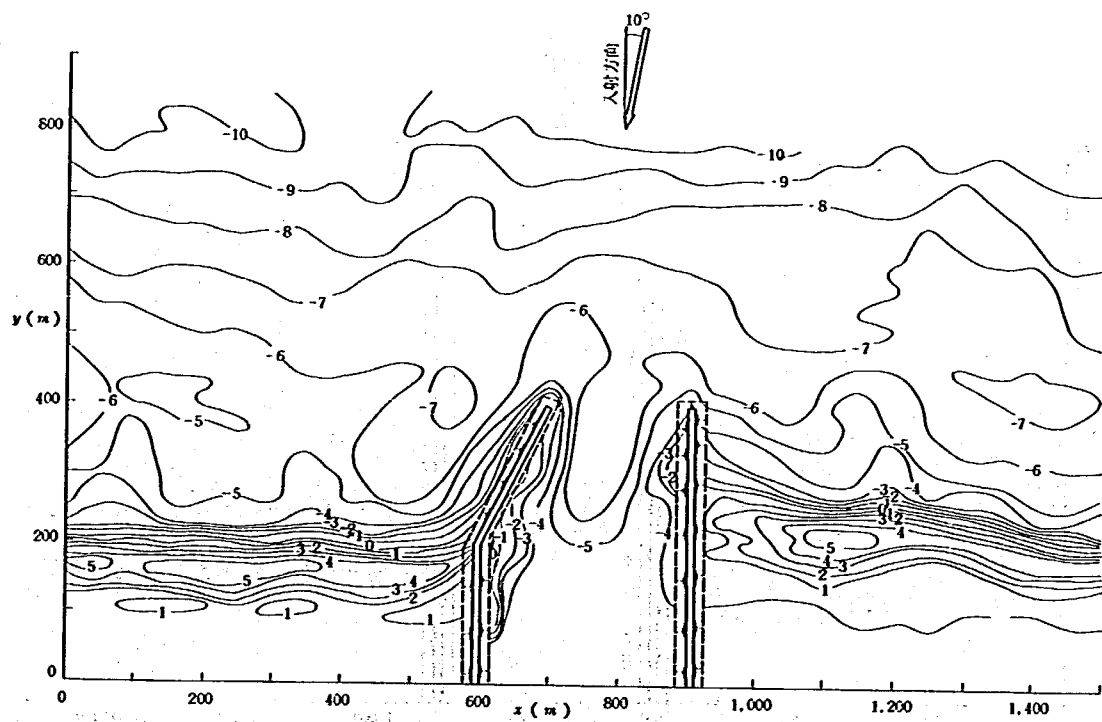


図-7.12 深浅図(ケース④、36時間後形状)



図－7.13 深浅図（ケース⑤、初期形状）



図－7.14 深浅図（ケース⑤、30時間後形状）

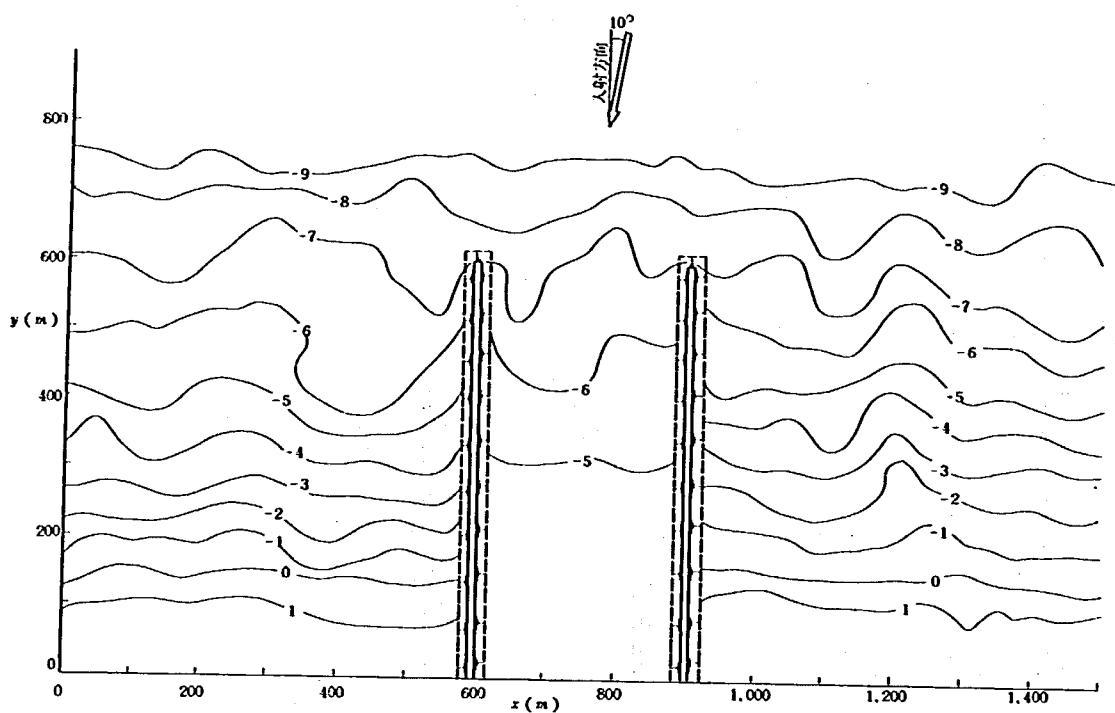


図 - 7.15 深浅図 (ケース⑥、初期形状)

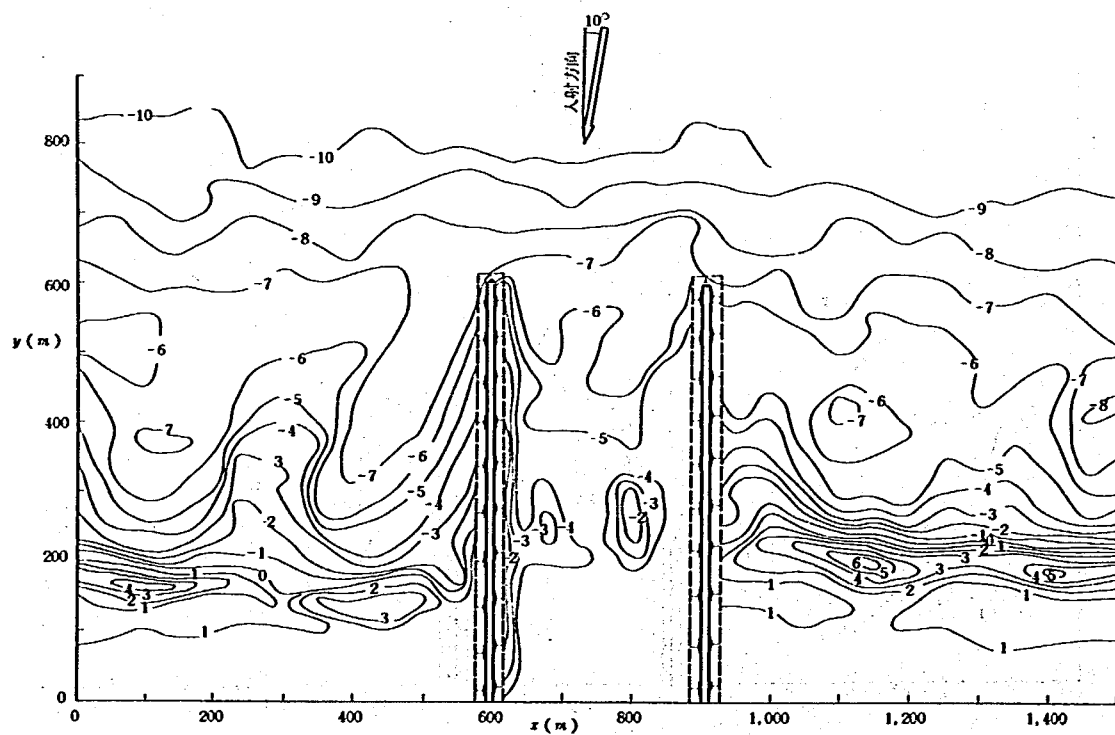


図 - 7.16 深浅図 (ケース⑥、30時間後形状)

7・4 導流堤周辺の流況

この節では、ケース①からケース⑥の流況特性について明らかにする。流況測定は、初期状態と、地形変化の生じたあとの2回行われている。以下、ケース①よりケース⑥まで順にその特性を明らかにする。

ケース①は導流堤長が250 mの場合である。図-7.17は0時間に測定された流況図である。図-7.17は流れの強さと方向をベクトル印で示したものである。図中の破線は波の波峰線を示し、また碎波線も図示してある。左岸導流堤のわずかな沖合において、左から右へ強い流れがあり、この流れは導流堤中央沖合で離岸流に変化している。前節の図-7.6で明らかにしたように、左岸導流堤先端には大量の土砂が堆積したが、上記の流れは、この土砂の堆積にかなり大きく寄与していると考えられる。同様に右岸導流堤先端にも土砂の堆積が見られたが、図-7.17の流況図によると右岸導流堤先端にも導流堤内へ向かう流れがあって、流況と土砂の堆積とは対応関係を有する。図-7.18は30時間後の測定結果を示す。得られた特徴は0時間の場合と良く似ており、両岸の導流堤先端では依然として導流堤内へ向かう強い沿岸流が発生している。以上のように導流堤長が短く、かつ導流堤前面を掘削すると、両側から導流堤内へ向かう沿岸流が発生し、これによって導流堤内へ土砂が運搬されることがわかる。

ケース②は導流堤長が400 mの場合である。図-7.19は0時間に測定された流況である。導流堤長が長くなると、流れにはかなりの変化が生ずる。導流堤内の流況を見ると、左岸導流堤に沿って、岸方向への流れが生じており、この流れは $y \div 250$ m付近から対岸方向へ向きを変えている。さらに対岸の導流堤によって再び流向が変化する。図-7.8の等深線図で明らかにしたように、左岸導流堤の $y \div 250$ m付近には土砂の堆積が見られるが、この土砂の堆積する位置は上記向岸流が $y \div 250$ m付近で流れの向きを変える位置とほぼ一致している。土砂の堆積にこの向岸流の存在は重要な役割をはたしていたと考えられる。さらに図-7.19によると、導流堤内には反時計回りの循環流れが発生している。右岸導流堤に沿う流れは、先端付近を除き、この循環流のため沖向きとなっている。図-7.8によると右岸導流堤に沿う土砂の堆積は左岸より少なかったが、この理由は、上記のような流れの分布に求めることができる。

ケース②の場合も導流堤先端では導流堤内へ向かう方向の流れが見られるが、ケース①に比較すると流れはずっと弱くなっている。図-7.20は30時間後の流況を示す。0時間のものと比較すると二、三の変化が見られる。まず第一に、0時間において左岸導流堤に沿って発達していた流れは、 $y \div 250$ m付近で左岸より離れずに、さらにずっと奥まで左岸に沿って流れている。第二に先端部の反時計回りの循環流は、その方向が反転したことである。第三には、導流堤先端を堤外より横切る流れが強くなった。

左岸に沿う向岸流は0, 30時間いずれの場合も生じており、このような流れは、左岸に沿う土砂の堆積を助長したと考えられる。導流堤先端部における循環流れは0時間と30時間でその方向を反転させたが、これは地形変化にともなって堤内の波高分布が変化したためと考えられ

る。導流堤先端を横切る流れについては、導流堤長が長いため、離岸方向の成分が大きく、斜め沖合方向へ流れている。

ケース③は導流堤長が 600 m の場合である。図一 7.21 は 0 時間に測定された流況である。導流堤内には半径約 150 m の、反時計回りの循環流が存在する。再び左岸側に沿って向岸流が、右岸側に沿って離岸流が発達する。また導流堤外側に沿って、両岸ともに離岸流が形成されているが、導流堤の長さが長いために、この離岸流は導流堤先端まで到達しない。ケース③の場合の地形変化は、図一 7.10 に示したように、左岸に沿って土砂が堆積し、一方右岸には堆積しなかったが、これは左岸側に向岸流が、また右岸側に離岸流が発達した点と対応関係を有している。すなわち左岸側では岸向き流れによって沖より土砂が運搬されたものと考えられる。図一 7.22 は 30 時間後の流況を示す。ケース③の 30 時間後の流況は、0 時間のものと大きな変化は生じない。導流堤内には反時計回りの循環流が、また導流堤外縁に沿っては離岸流が生じている。このように、流れの特性が大きく変化しなかったのは、導流堤が十分長いため、海岸が 3 つの部分に区別けされた形となり、沿岸方向の波高分布の変動による効果が現われにくかったためと考えられる。

ケース④は、導流堤形状はケース②と同一であるが、波の入射方向が変化したものである。波の入射方向は時計回りの方向に 10° である。ケース②の結果と比較することによって、斜め入射の効果を明らかにしようとするものである。図一 7.23 は 0 時間における流況を示している。0 時間において導流堤内には反時計回りの大きな循環流が生じた。左岸に沿っては向岸流となっている。ケース④の地形変化は図一 7.12 に示されるように、左右岸ともに土砂が堆積しているが、左岸における土砂の堆積には、図一 7.23 の向岸流が重要であったと考えられる。一方右岸側では離岸方向に流れているために、このままでは土砂は堆積しにくかったはずである。ところが、36 時間後の流況（図一 7.24）を見ると、右岸側の流れの向きは、逆転している。すなわち、右岸導流堤の外側の汀線が前進するとともに、左向きの沿岸流が導流堤先端を越えて堤内へ流れ込み、しかもそれが右岸導流堤に沿って向岸流に変化した。図一 7.12 で明らかにした右岸導流堤に沿う土砂の堆積は主としてこの流れによって土砂が運ばれて形成されたものと考えられる。

波が斜め入射する場合、左岸導流堤の先端では左向きの流れとなり、海水は下手方向へ流れている。

ケース⑤は、他のケースと異なり、平行導流堤ではなく、左岸の導流堤を潜堤として内側へ曲げたものである。斜め部分は静水位までの高さを有する。また波は時計回りの方向 10° より入射する。一般に、潜堤を設置すると潜堤を越えて岸向きの流れが発生する。導流堤によって囲まれた水域は閉じているので、潜堤部分で生じた岸向き流れは導流堤開口部より沖向き流れとなって流出するはずである。ケース⑤はこのような流れを発生させることによって、導流堤先端からの土砂の侵入を防止しようとするものである。図一 7.25 は 0 時間の流況を示している。

斜め入射の条件のため、大局的に見ると導流堤の先端付近では左向きの沿岸流が生じている。潜堤上では潜堤を横切って堤内へ向かう流れがあるが、あまり明らかではない。ところが、30時間後の流況（図—7.26）を見ると、潜堤を横切る流れが非常に強いことが明らかである。潜堤を越えた流れは開口部より冲向き流れとなって流出した。ただし離岸流は右岸導流堤に沿って流れず、その中心は潜堤先端近くにある。そして右岸導流堤先端部ではむしろ向岸流となっている。

ケース⑤の地形変化は、図—7.14に示されていたが、土砂の堆積は潜堤内側と右岸導流堤に沿って生じており、とくに潜堤に沿って大量の土砂が堆積した。図—7.26の流況と、土砂の堆積状況との比較を行おう。まず図—7.26によると、潜堤を越える強い流れがあるが、潜堤内側の土砂の堆積とこの流れの分布とは良い対応を示している。潜堤外側で浮遊した土砂がこの流れによって潜堤内へ運ばれ、堆積したため、図—7.14のような地形変化が生じたものと考えられる。また、図—7.14において、右岸導流堤に沿って生じた土砂の堆積は、図—7.26で明らかにした導流堤に沿う向岸流によって、導流堤の先端を越えて土砂が運搬、堆積して生じたものと考えられる。

以上のように、潜堤を用いたとき、開口部では確かに冲向き流れは生じたものの、土砂の侵入防止のために効果的でないことがわかる。

ケース⑥は、導流堤長が 600 m、入射方向が右 10° であり、ケース③と導流堤形状は同一であるが、波の入射方向が異なっている。図—7.27は 0 時間の流況を示している。導流堤外縁に沿って離岸流が生じている。導流堤内の流れは、ケース③の場合ほど明らかではないが、中央部に反時計回りの循環流が生じている。ケース⑥の地形変化は図—7.16に示されるように、 $y \div 200$ m 付近で、左岸よりと、中央やや右の 2 カ所に堆積が生じている。この堆積の生じた位置は、図—7.27で向岸流が右と左とに分岐する位置と対応しており、再び流れの分布と地形変化とが対応関係を有していることがわかる。図—7.28は 30 時間後の流況である。導流堤外縁の離岸流は依然として存在するが、堤内の流れは弱いものである。

第 7.4 節では導流堤周辺の流況について明らかにし、また第 7.3 節で述べた地形変化と流れとの関係について考察した。最後に、得られた主な結論をまとめておく。

- (1) 導流堤長が 250 m の場合、兩岸より導流堤先端を横切って堤内へ向かう沿岸流が生じた。左右岸導流堤先端付近に生じた土砂の堆積に、この流れは重要な役割りをはたした。
- (2) 導流堤長が 400 m で、波が直角入射という条件で実験した結果によると、左岸に沿って向岸流が生じ、また反時計回りの循環流が生じた。左岸の向岸流の存在は、左岸における土砂の堆積と対応関係を有する。
- (3) 導流堤長が 600 m、波が直角入射の場合、再び反時計回りの循環流が生じ、左岸側では向岸流となった。この場合土砂は左岸側に堆積しており、流れと地形変化とは対応関係を有する。

- (4) 導流堤長が 400 m で波が右 10° より入射する場合、初期状態では反時計回りの循環流が生じたが、36時間後では右岸からの沿岸流が導流堤先端を越えて流入した。このような流れの分布によって、左岸、右岸ともに土砂の堆積が生じた理由を説明できる。
- (5) 潜堤を用いて開口部より冲向き流れを発生させる案に関しては、確かに冲向き流れは生じさせることはできたが、潜堤を越えた土砂の打ち込みが大きく、望ましいものではなかった。

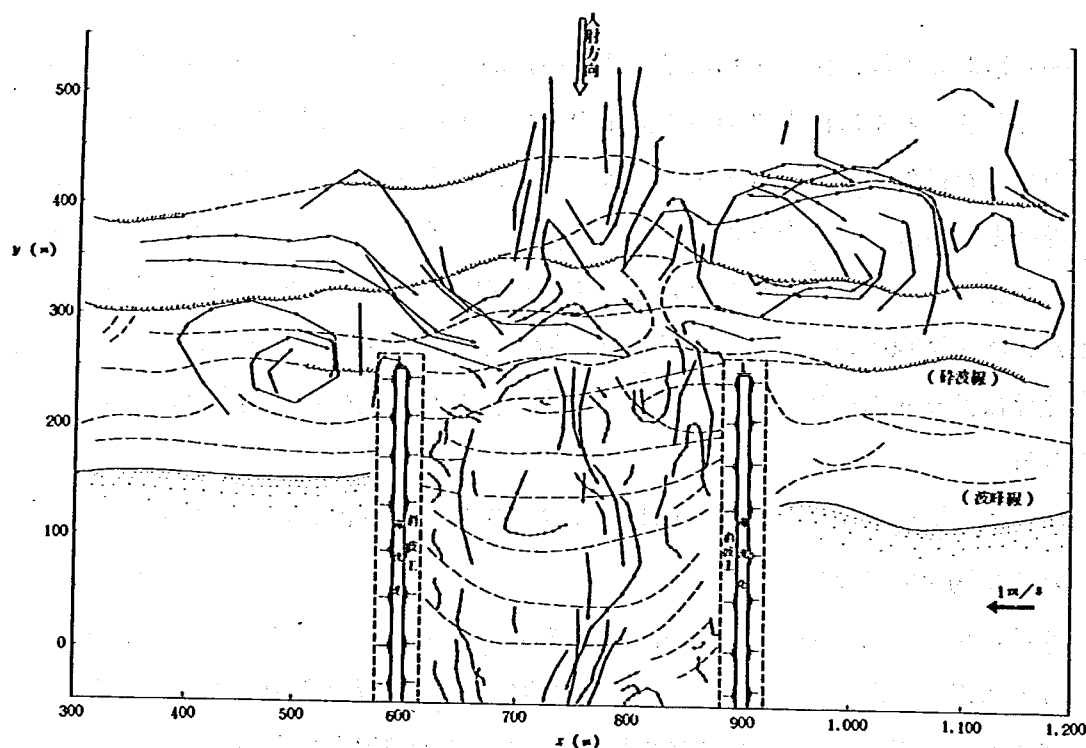


図-7.17 流況図(ケース①、0時間)

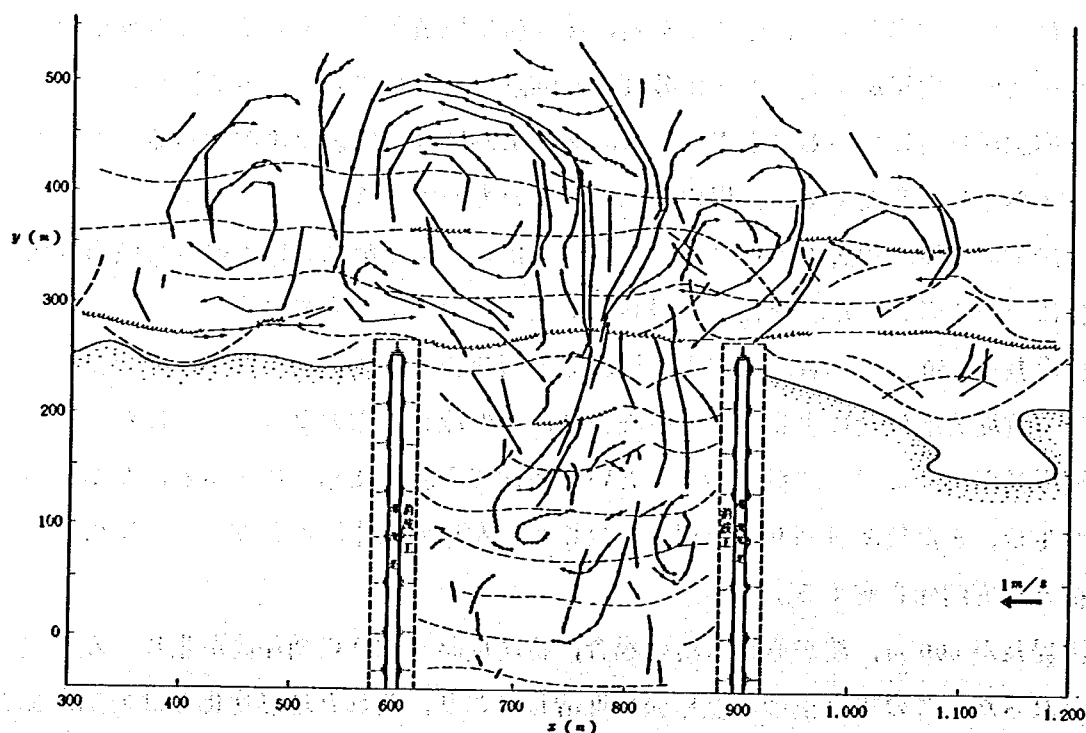


図-7.18 流況図(ケース①、30時間後)

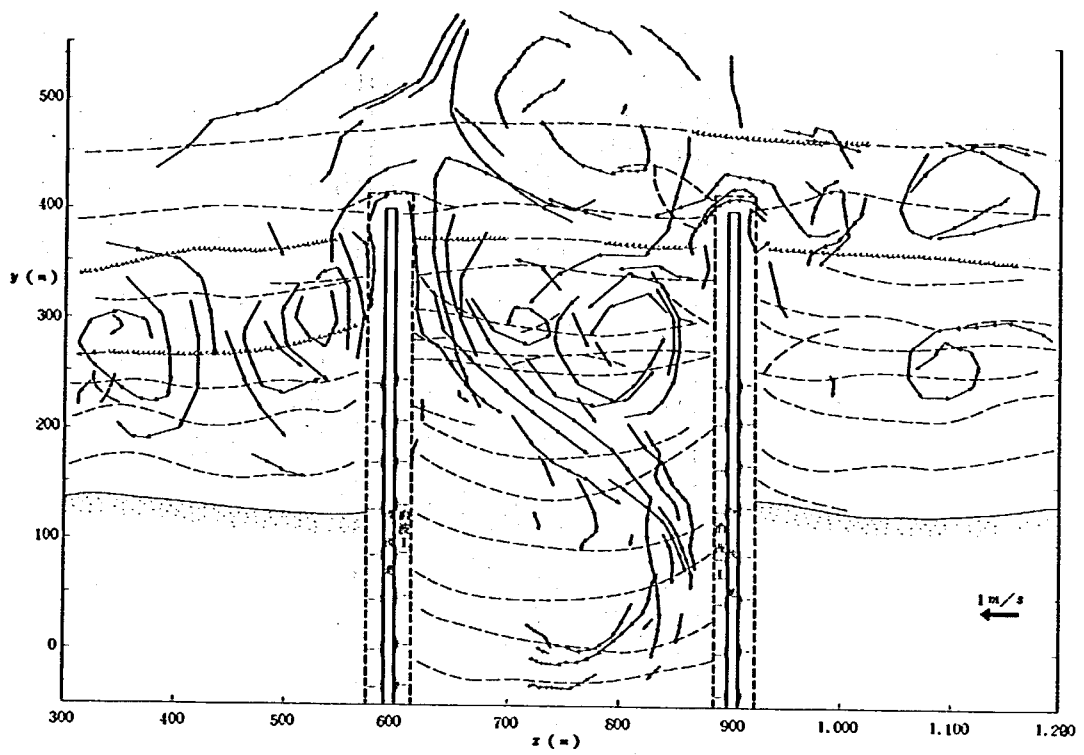


図-7.19 流況図(ケース②、0時間)

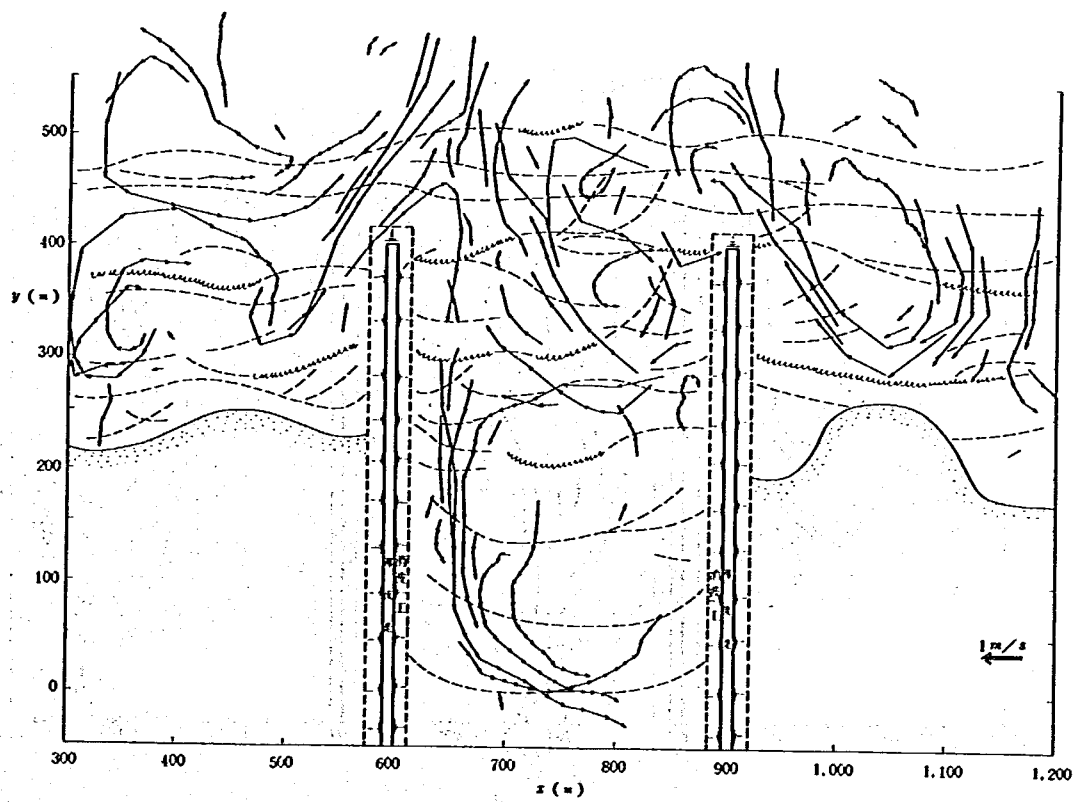


図-7.20 流況図(ケース②、30時間後)

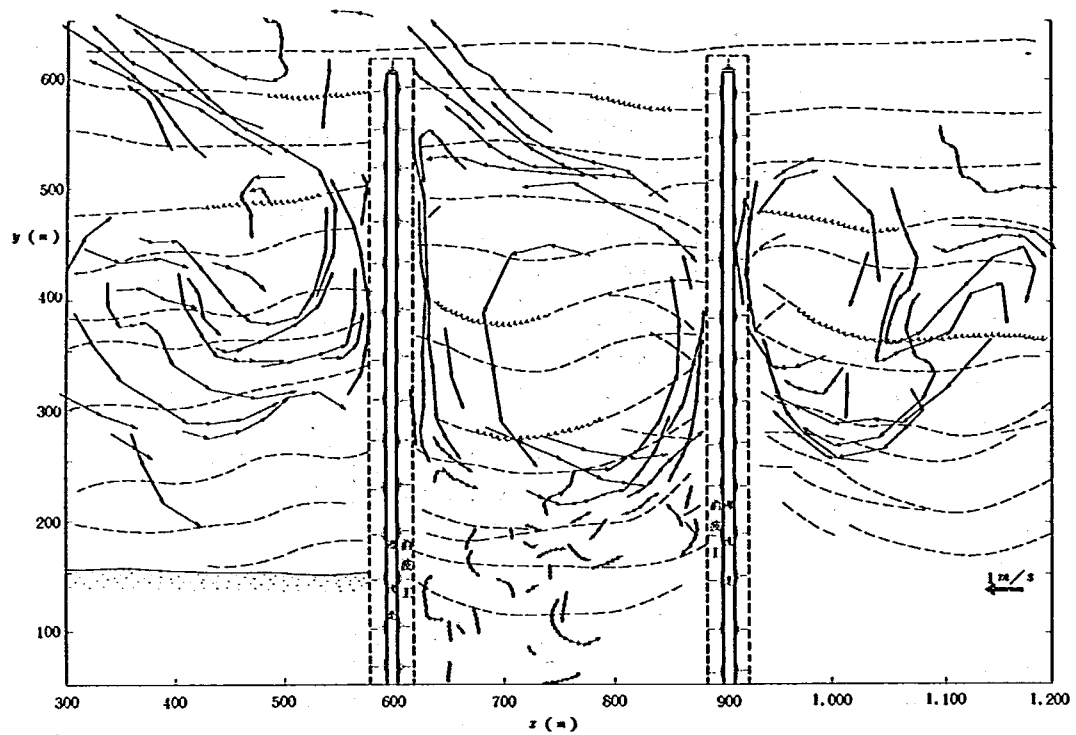


図-7.21 流況図(ケース③、0時間)

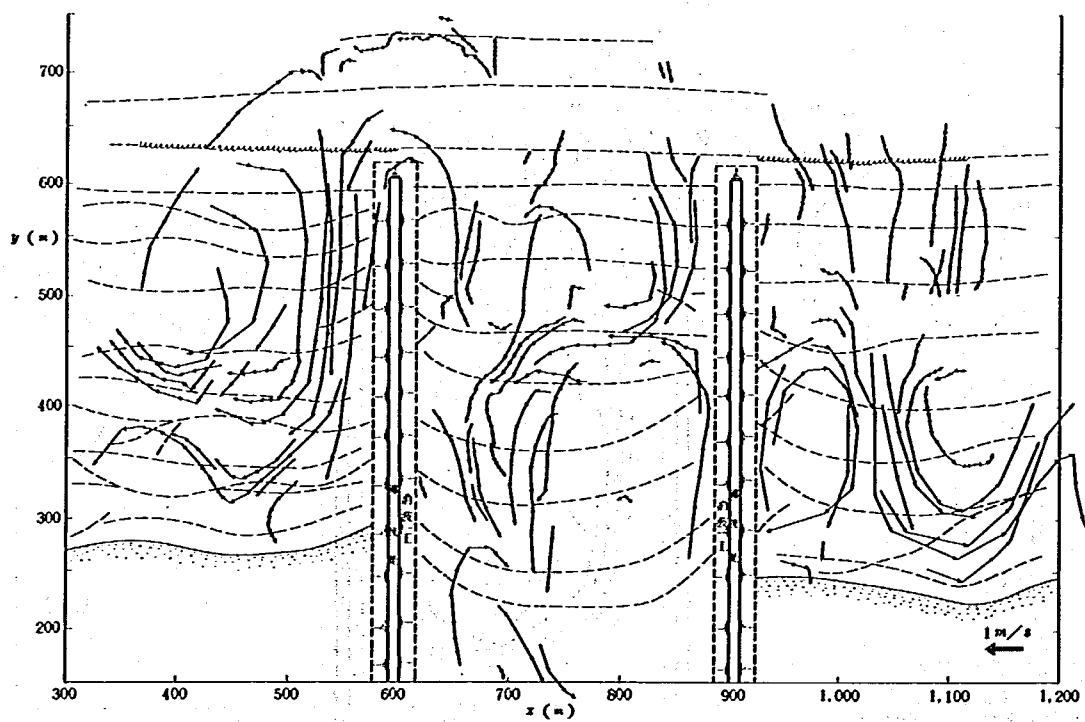


図-7.22 流況図(ケース③、30時間)

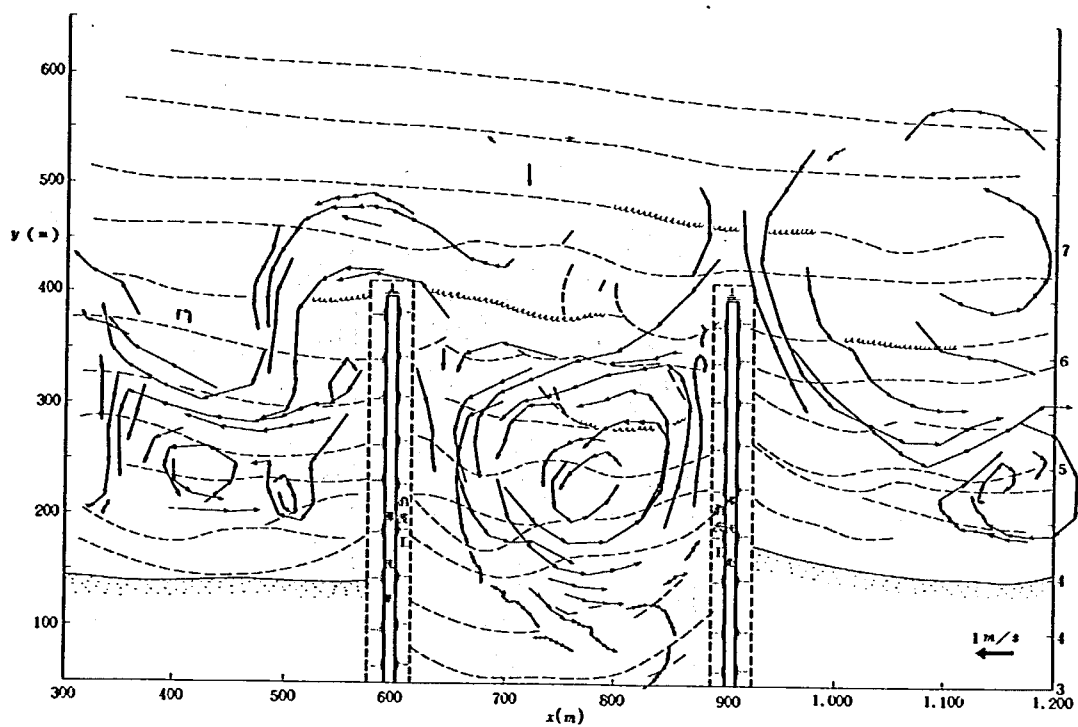


図-7.23 流況図(ケース④、0時間)

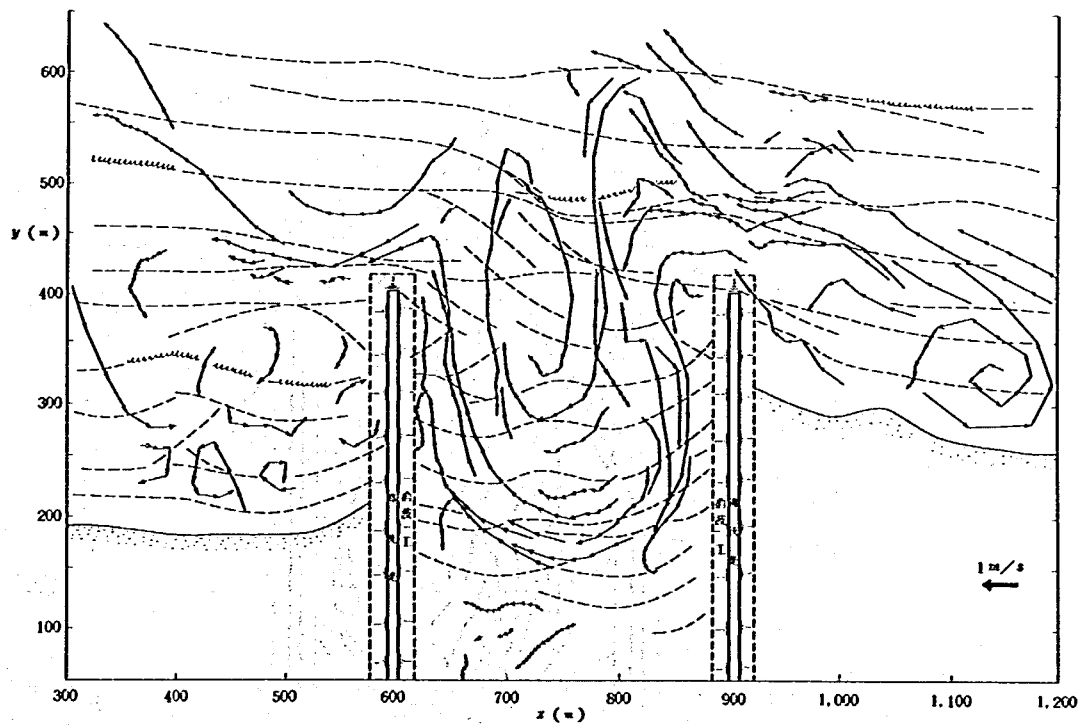


図-7.24 流況図(ケース④、30時間後)

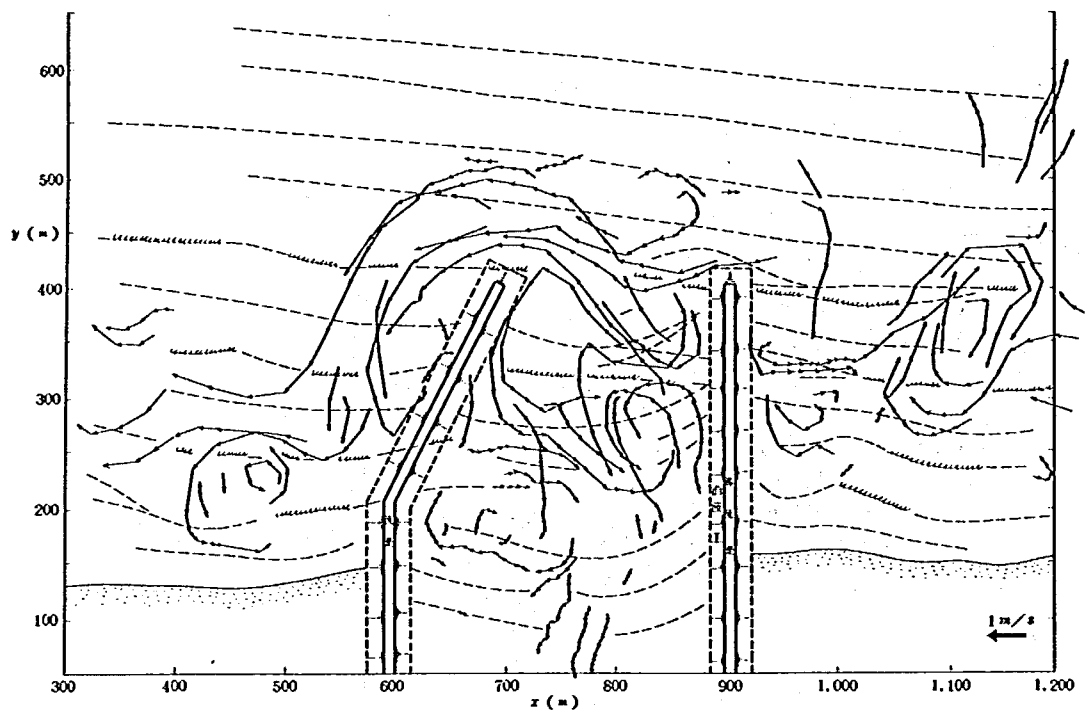


図-7.25 流況図(ケース⑤、0時間)

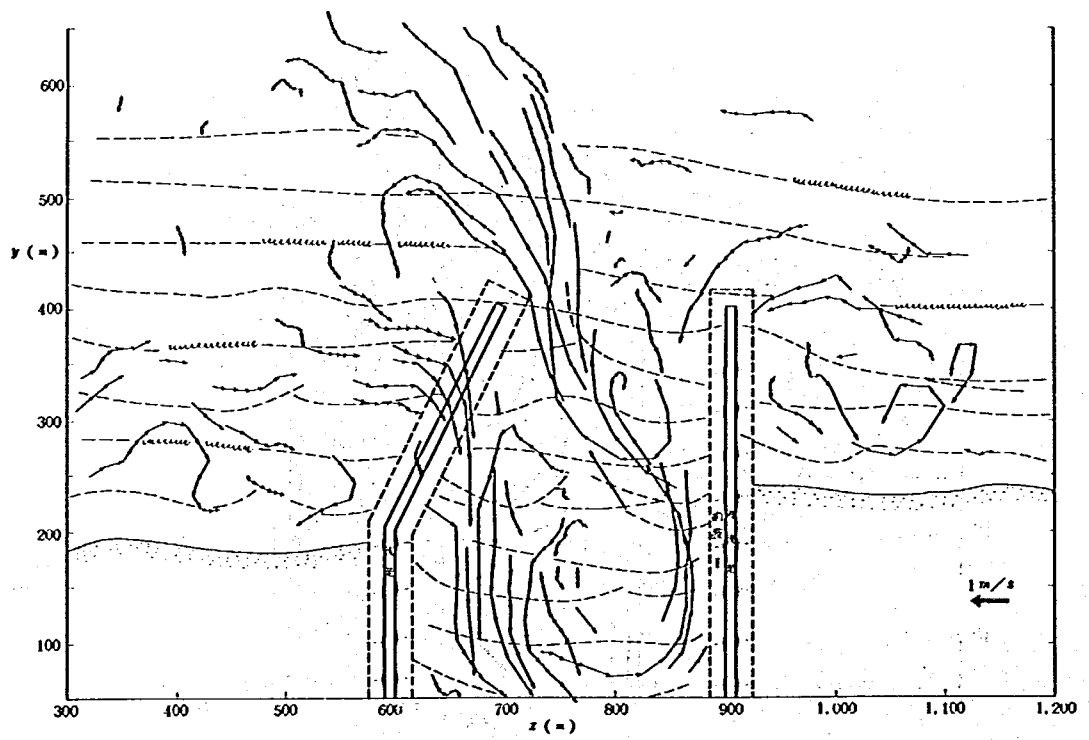


図-7.26 流況図(ケース⑤、30時間後)

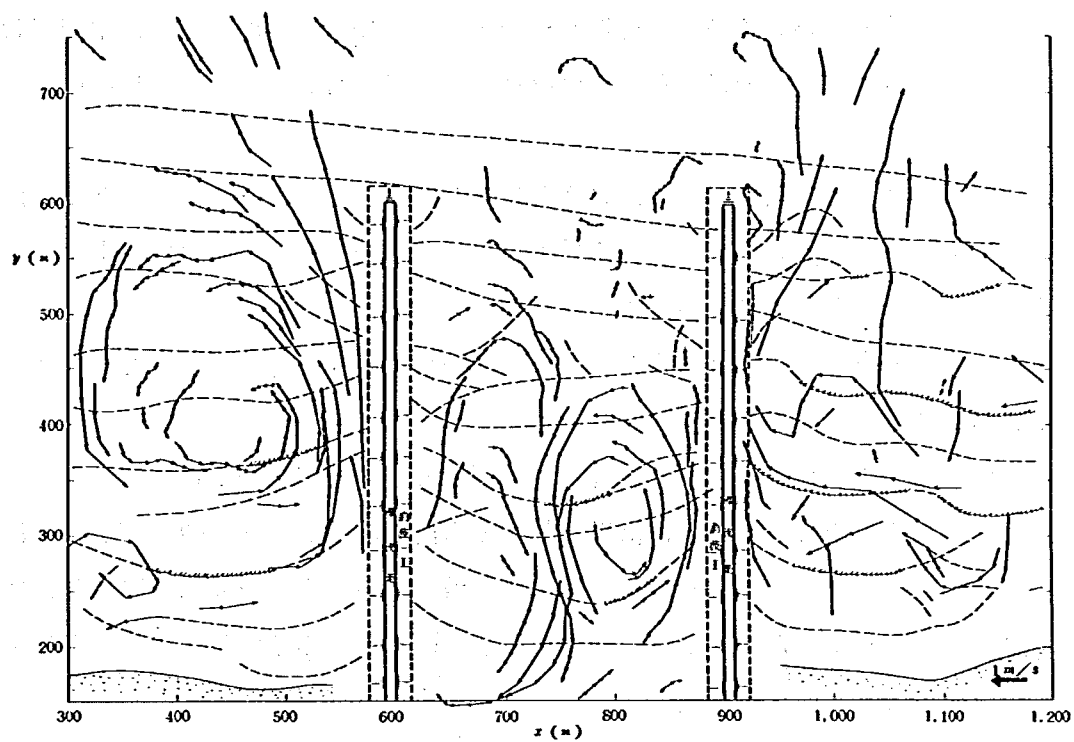


図-7.27 流況図(ケース⑥、0時間)

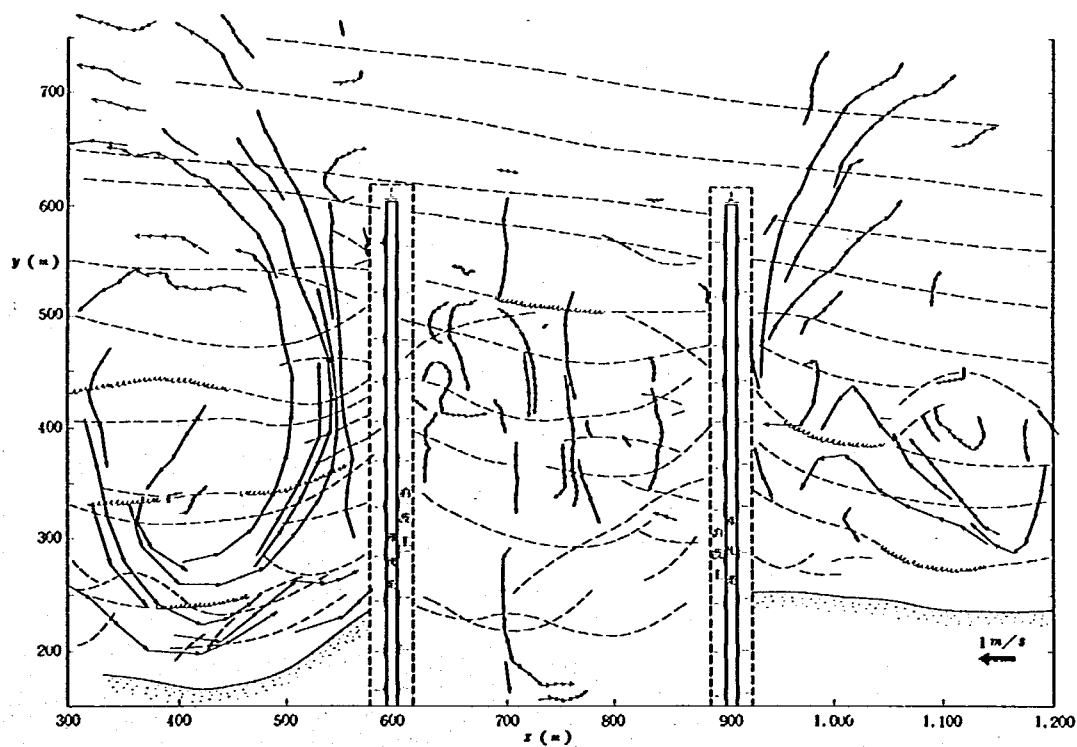


図-7.28 流況図(ケース⑥、30時間)

7・5 まとめ

第7章では高瀬川放水路とその周辺海岸を移動床で製作し、導流堤長および平面形状と波の入射方向とを変化させたときの最適な導流堤形状について検討した。この結果次のような点が明らかになった。

- (1) 導流堤長が 250 m では長さが短く、導流堤先端を回り込んで大量の土砂がたまった。これは導流堤前面で水深が大きいため、導流堤両岸より導流堤中央へ沿岸流が集中することによって土砂が運ばれたためと考えられる。
- (2) 波が直角入射するという条件のもとでは、導流堤長が 400 m でも 600 m でも導流堤内の土砂の堆積状況にはあまり変化がない。
- (3) 波が 10° の方向より斜め入射する場合、上手側の導流堤先端を回り込んで土砂が堆積した。
- (4) 導流堤先端に潜堤を設置すると、潜堤を越えて岸向き流れが、また開口部からは沖向き流れが生じた。しかし潜堤を越えた流れによって、導流堤外の土砂が堤内へ運ばれ、堆積するという結果となった。また上手側導流堤先端からの回り込み漂砂は防止することはできなかった。以上の点より、潜堤を導流堤内に設置する意味はあまりないことがわかる。

第8章 放水路導流堤模型実験(Ⅱ)

8・1 実験の目的

実験の主目的は第7章と同様であり、波によって河口閉塞が生じないような導流堤の長さ及び形状について検討することにある。第7章との主な相違点は、導流堤内の掘削水深を変えたこと、また漂砂上手側の導流堤先端からの土砂の回り込み防止用として導流堤外縁に離岸堤を設置したことの二点である。

導流堤内の掘削水深としては、上流部をT.P. - 2.5 m、下流部をT.P. - 5 mとして検討した。また導流堤長は基準点より400 mの長さを持つものについて検討した。

8・2 実験方法

放水路導流堤模型実験(その2)は全体で5ケース行った。導流堤模型実験については、第7章でも検討したが、本模型実験では特に、①導流堤内の掘削水深を小さくすることの可否、②導流堤先端を回り込む漂砂の防止策の2点について検討した。実験は幅32 m、長さ23.5 mの平面水槽を用い、模型縮尺を1/100として行った。相似律はフルードの相似則を用い、各物理量の縮尺を表-8.1のように定めた。

表-8.1 各物理量の縮率

物 理 量	縮 率	物 理 量	縮 率
鉛 直 長 さ	100	波 長	100
水 平 長 さ	100	波 形 勾 配	1
波 高	100	時 間	10
海 底 勾 配	1	周 期	10

実験結果は上記縮率を用いて現地スケールに換算したものを示す。ただし地形変化速度に関してはフルードの相似則が成立しないために、測定時間間隔を上記縮率によって現地時間に換算することはできない。よって測定時刻などについては実験値をそのまま表示する。

実験では高瀬川放水路とその周辺海岸を移動床で製作し、導流堤形状や導流堤内の掘削水深を変化させたときの、地形変化や流況などを調べた。

導流堤形状については、図-8.1に示すように、5種類の模型を考えた。実験ケースは全体で5ケースである。5ケースの実験の導流堤形状は基本的には同一である。すなわち導流堤長は基準線より400 m、幅は300 mの平行導流堤である。また波の入射方向も同一であり、時計回りの方向に10°からとした。相違点は、導流堤内の掘削水深と、離岸堤、潜堤の利用にある。ケース①は、導流堤内の掘削水深を基準線より150 m沖合まではT.P. - 2.5 mとし、それより沖合でT.P. - 5 mとしたものである。ただし両水深の間は海底勾配1/10の斜面とした。堤

表-8.2 実験条件一覧表

ケース名	波高 (m)	沖波波高 (m)	周期 (sec)	波形勾配 (H_o/L_o)	潮位	入射方向
ケース ①	2.99	2.99	12	0.013	T.P.0 m	時計回りに 10°
ケース ②	2.92	2.92	12	0.013	0	10°
ケース ③	2.85	2.85	12	0.013	0	10°
ケース ④	2.17	2.17	12	0.010	0	10°
ケース ⑤	2.45	2.45	12	0.011	0	10°

内の水深はできるだけ浅くした方が経済的であるが、浅くすると土砂の打ち込み量や沿岸漂砂の回り込み量が増加して導流堤としての機能がはたされない恐れがある。しかし、導流堤内へ侵入した波は河口堰に到達するまでには相当減少し、したがって土砂の移動量も少くなると考えられる。よって河口堰前面まで T.P.-5 m に掘削する必要はないであろう。このような点より、ケース①のような案を選択した。

ケース②は、ケース①と実験条件が良く似ているが、T.P.-2.5 m の掘削と T.P.-5 m の掘削の変化点をケース①よりさらに 100 m 沖合としたものである。勾配変化点の場所の相違が、地形変化や流況にどのような変化をもたらすかを調べようとするものである。

ケース③～⑤では、勾配変化点の位置は、基準点から沖合 150 m の位置に固定しておき、離岸堤、潜堤を用いて導流堤先端からの土砂の回り込み防止について検討したものである。ケース③は、右岸導流堤外側、初期汀線より 150 m の位置に長さ 150 m の離岸堤を設置したものである。この離岸堤によって、導流堤に沿って導流堤内へ侵入する漂砂をしゃ断しようとするものである。ケース④では離岸堤の位置をさらに 100 m 沖合とし、導流堤先端とした。ケース⑤では離岸堤と潜堤両者を用いた。離岸堤の設置位置は初期汀線の沖合 200 m の位置である。潜堤は導流堤先端内側に設置し、その構造は天端高さが T.P.0 m、長さが 100 m である。この潜堤を設けた理由は、左岸に沿う土砂の堆積を防止するためであった。

模型海浜は図-8.2 に示すように製作した。導流堤模型は水槽中央に造り、幅 8 m の造波機を 3 基連結して波を起こした。また、波を斜め入射させるために、造波板は海岸線に対して 10° 傾けた。海浜断面は、高瀬川放水路前面における深淺測量結果を用いて図-8.3 のように与えた。

実験時の外力条件は表-8.2 のとおりである。潮位は T.P.0 m とし、波高を約 2.2 m より 3 m、周期を 12 秒とした。これらの諸条件は、第 7 章の実験条件とほぼ同一である。実験条件の選定理由については第 7.2 節を参照されたい。

測定項目は、入射波高、砕波波高、導流堤内波高、流況、波向、海浜測定である。実験時間はすべて 30 時間であるために、入射波高測定は 1 時間おきに繰り返し行った。波高は、水深 13 m の位置に、沿岸方向に 500 m 間隔で 3 台の容量式波高計を設置して行った。砕波波高は同じく容量式波高計を用いて沿岸方向に 50 m 間隔で測定した。砕波点位置は場所的に変化するために、

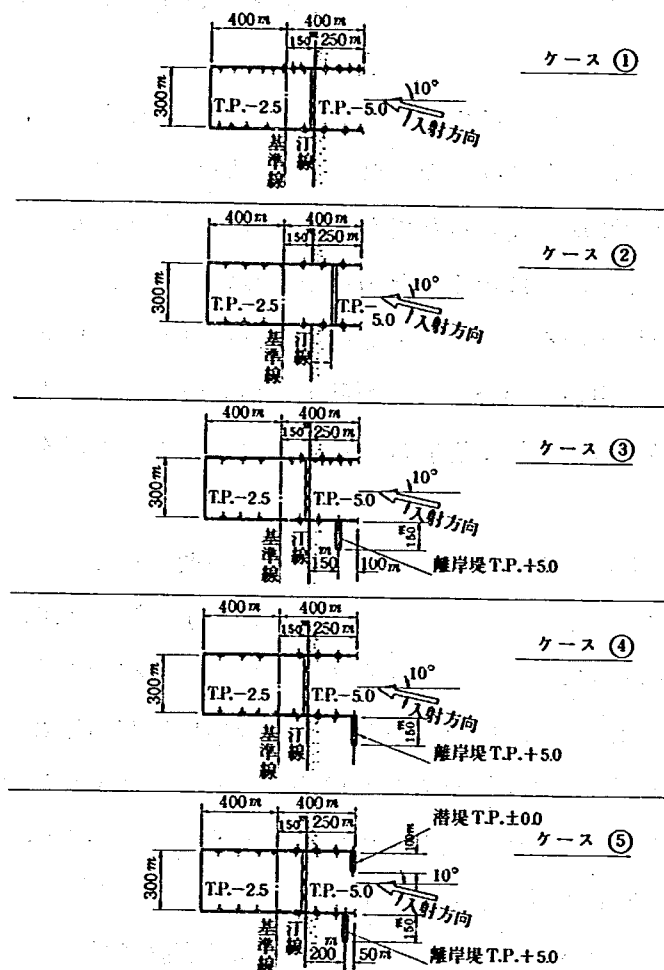


図-8.1 導流堤形状

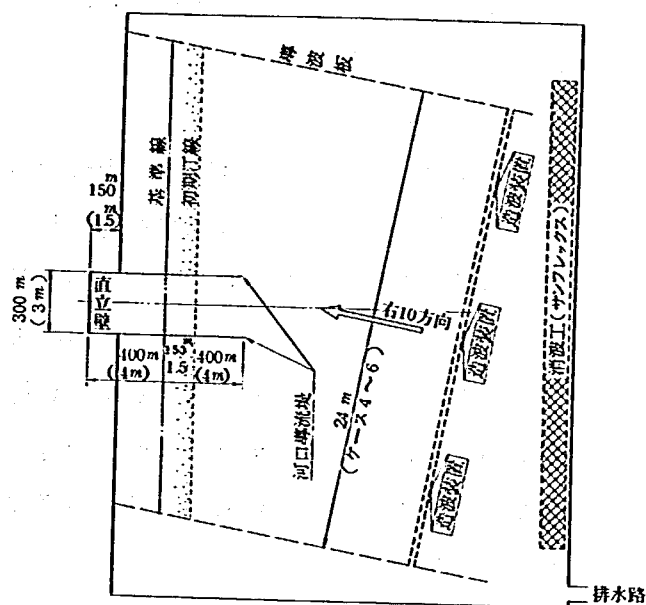


図-8.2 模型海浜平面図

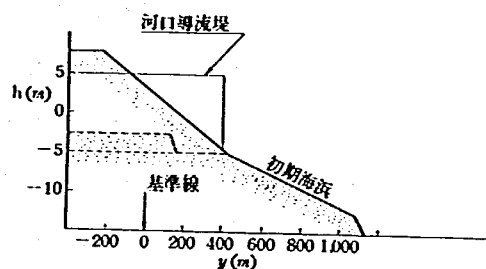


図-8.3 模型海浜断面図

砕波点位置と砕波波高とを同時に測定した。また2段砕波が生ずる場合は、両者とも測定した。測定は0時間と30時間後に行った。

導流堤内の波高分布の測定は、導流堤内に2台の台車をセットして行った。台車には容量式波高計が取り付けられており、波高の連続測定を行うことができる。測定は、0時間と30時間後の2回行った。流況は模型上のゴンドラ上より写真撮影を行い、投入した多数のフロートの移動状況を測定した。フロートとしてはフィルムケースのフタ(直径約3cm)を3色に着色して利用した。波向は流況の撮影を行った写真より求めた。

海浜形状は初期と30時間後の2回測定した。測定は沿岸方向に50m間隔に並んだ測線上において10m間隔で行った。

8・3 地形変化の特性

この節では、ケース①からケース⑤の海浜地形変化の特性について、初期海浜形状と、30時間後形状との比較において議論する。以下、ケース①よりケース⑥まで順にその特性を明らかにする。

ケース①は、導流堤長が400 mの場合である。導流堤長については、第7章で述べたように、250 mでは短かすぎるという結果が得られており、また600 mの場合、先端を回り込む漂砂はないとの結論を得た。しかし600 mという長い導流堤を建設した場合、建設費が多額となり、また周辺海岸へ及ぼす影響も大きくなる。よって導流堤は短くした方が望ましい。一方、長さが400 mの場合は、波が斜め入射したとき導流堤先端を回り込んで堤内へ土砂が侵入する可能性がある。したがって、仮りに400 mの導流堤を用いた場合には、漂砂上手からの土砂の侵入を防止するための何らかの対策を考える必要がある。本模型実験はこのような視点より検討を進めるものである。

さて、ケース①の実験結果は、図—8.4、8.5に示されている。図—8.4は初期形状を、図—8.5は波を作用させてから30時間後の海浜形状を示している。ケース①では掘削水深がT.P.—2.5 mよりT.P.—5 mに変わる位置は $y = 150$ mにあることに注意すべきである。漂砂上手（右）側の汀線は導流堤つけ根の位置で大きく前進した。導流堤内での土砂の堆積は左右岸ともに導流堤に沿って生じている。また、左岸側の土砂の堆積の方が右岸側よりもずっと上流側に生じている。導流堤外の自然海浜ではいずれも前浜上へ大量の土砂が打ち上げられているが、この地形変化は、第3章で述べたタイプ分類のⅢ型に属するものである。

ケース②は、堤内水深の急変点の位置が異なる以外は、すべてケース①と同じ実験条件である。ケース①②を比較してその優劣を検討するために、ケース②の結果も明らかにしておこう。ケース②の実験結果は、図—8.6、8.7に示される。図—8.6は初期形状を、図—8.7は30時間後の形状を示す。なお、ケース②の堤内水深の急変点は、 $y = 250$ mにある。ケース②の結果は、基本的にケース①のそれと良く似ている。導流堤外の自然海浜には砂が打ち上げられて堆積している。導流堤内では、左岸、右岸ともに $y \div 150$ m付近に土砂が堆積した。

ケース①と②とを比較すると、ケース①では導流堤に沿って相当多くの土砂が堆積したが、30時間後ではもともと水深が深かったため水面上に現われるような大きな砂州は発達しなかった。一方ケース②では、右岸導流堤に沿って水面上に現われた砂州が形成され、それが横断方向に発達した。このように水面上に砂州が発生すると、第6章で明らかにしたように、その砂州は短時間のうちに河の横断方向へ発達し、河口を閉塞する。すなわち、このような砂州の形成は、流下能力を著しく阻害すると考えられる。よって、ケース②の条件は、ケース①のそれに対して劣るものと判断した。このため、ケース③～⑤ではケース①の条件を基礎とし、それに構造物を付随させて実験を行うことにした。

小川原湖海岸では北向きの漂砂が卓越する。このため十分に長い導流堤でない場合、土砂の

回り込みに対する対策を必要とする。今回の実験では離岸堤を用いた方法について検討した。基本的な考え方は次のとおりである。

図—8.8の模式図を用いて説明しよう。まず波が斜めに入射すると、北向きの沿岸流および沿岸漂砂が発生する。単なる平行導流堤であれば上手側の汀線は前進し、やがて実線で示すように土砂の回り込みが発生する。ここで提案する方法は、図—8.8中、A—Bで示されるように、導流堤に直角に離岸堤を設け、これにより土砂の回り込みを防ごうとするものである。離岸堤背後にはトンボロが形成され土砂がたまるが、たまった土砂は時々左岸導流堤の左側の海岸へ運搬する。この工法はいわゆるサンドバイパス工法と呼ばれるものである。

離岸堤を建設するとしてもその効果は、その設置位置によって異なる。設置位置としては、基本的には次の3種類が考えられる。図—8.9において、(1)は汀線近く、たとえば汀線より100 m程度の位置に造る場合である。このときは、短時間のうちに土砂がたまり、離岸堤は埋没してしまう可能性がある。よってこの方式は合理的な案ではない。(2)は中央部に設置するものである。このとき構造物周辺の流れは、 ρ となる。上手からの流れ(ρ')は離岸堤によってその方向が曲げられ、離岸堤がない場合の流れ(ρ')のように、直接導流堤先端方向へは流れなくなる。また離岸堤前面では導流堤に沿う波の存在によってイの流れが発生する可能性がある。この方法はかなり有効である。(3)は導流堤先端付近に離岸堤を設置するものであるが、この方法はあまり望ましくない。その理由の第1は、離岸堤に沿ってイのような流れが発生すること。また第2には、離岸堤からの反射によって前面海域が乱されることである。以上2点より、離岸堤前面の土砂は導流堤内へ侵入することになる。以上の点より実験では(2)と(3)の案について検討を加えることにした。

ケース③の実験結果を明らかにしよう。ケース③は、 $y = 300$ mの位置に離岸堤を設置したものである。図—8.10は初期形状を、図—8.11は30時間後の形状を示している。図—8.11と図—8.7(ケース②の30時間後形状)とを比較すると、ケース③では離岸堤があるために、離岸堤沖の水深は深く保たれており、漂砂上手からの土砂は離岸堤背後にとり込まれている。導流堤内の土砂の堆積状況としては、ケース②のように右岸には大きな砂州は発達せず、左岸より右岸の導流堤先端へ向けて対角線状に土砂の堆積が見られる。

図—8.12と図—8.13はケース④の実験結果を示す。図—8.12は初期形状、図—8.13は30時間後の形状である。ケース④は導流堤先端に離岸堤が設置されている。離岸堤背後には大きなトンボロが形成されている。また離岸堤前面には、大きく深掘れされた場所がある。導流堤内には左岸側 $y \div 200$ mの位置と右岸の導流堤2カ所に大きな土砂の堆積が見られる。ケース③の場合と比較すると、右岸の堆積量が多くなっているが、これは後に明らかにするように、離岸堤前面では右から左への流れがあったことから判断すると、離岸堤前面の土砂が堤内へ運ばれたため、土砂量が増加したものと考えられる。

導流堤内の土砂の堆積状況を見ると、いずれの場合も導流堤に沿う堆積が著しい。この場合、

何らかの構造物を設けることにより、侵入土砂を防ぐ方策について検討しておくことは十分意義がある。その方策として、例えば潜堤や離岸堤を導流堤内に設置することが考えられる。しかし離岸堤は天端が水面上に出るため、河積を大きく減少させ、洪水流の流下に対しては障害となるので除外すべきである。このためケース⑤では、潜堤について検討を加えた。潜堤の設置位置は導流堤先端とした。なお離岸堤は導流堤先端より50 m岸側に設置した。

図— 8.14と図— 8.15は深浅図である。図— 8.14は初期形状を、図— 8.15は30時間後の海浜形状を示す。潜堤を設置したため、潜堤背後部での堆積量は確かに減少した。しかし、潜堤横の開口部では波が高くなったため、この領域での侵食は激しくなり、また上流方向への波浪侵入が集中的に起こるため、上流の $y = 0 \sim 100$ m 付近中央部に、大きな堆積が生じた。堆積した土砂は水面上へ表われ、河積を減少させている。以上の点より、導流堤内に潜堤を置くことの積極的意味はあまりないことがわかる。

以上、5 ケースの実験結果について述べたが、得られた結果についてまとめておく。ただし以下の結論は設定された実験条件のもとでの結論であることに注意すべきである。

- (1) 導流堤内に潜堤などの構造物を置かない場合、土砂の大きな堆積は導流堤に沿って生ずる。
- (2) 堤内の掘削水深を T.P. - 2.5 m より T.P. - 5 m と場所的に変化させることは可能であるが、水深の変化する位置は、現況汀線付近が望ましい。それより沖とすると、土砂の打ち込み量が増加する。
- (3) 沿岸漂砂の右岸導流堤からの回り込みを防止するには、右岸導流堤外縁に離岸堤を建設する案が考えられる。
- (4) この離岸堤の設置位置として数種類の案が考えられる。離岸距離が高々 100 m と短い場合は、離岸堤は短い時間で埋没してしまうため望ましくない。また導流堤先端とした場合離岸堤前面の土砂を導流堤内へ侵入させる結果となるのでこれも望ましくない。導流堤の中間位置に設置する必要がある。
- (5) 導流堤内へ潜堤を設置して、導流堤内への土砂侵入を防止しようという案は現実的ではない。潜堤背後への土砂侵入量は小さくなるものの、開口部からの侵入量が増加し、導流堤中央に砂州が形成される。
- (6) 導流堤左岸の海岸へ堆積した土砂はサンドバイパス工法により左岸の海岸へ運搬することが望ましい。

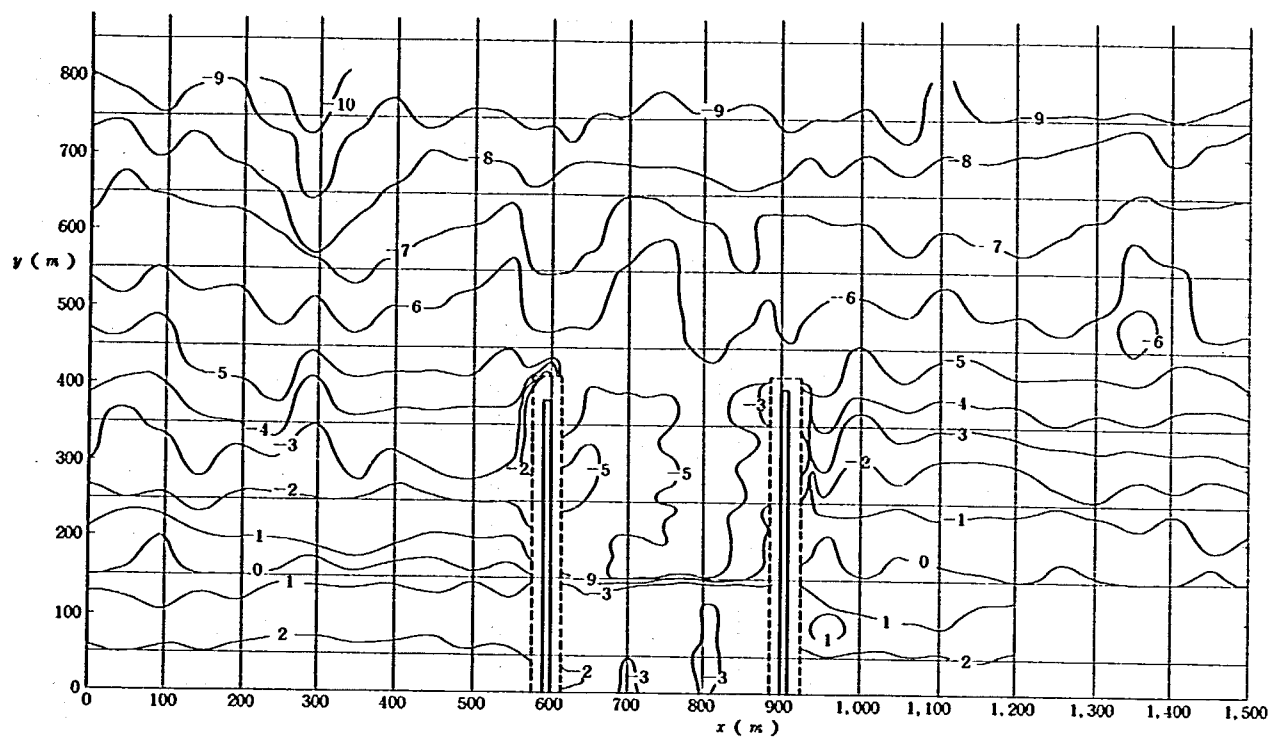


図-8.4 深浅図(ケース①、初期形状)

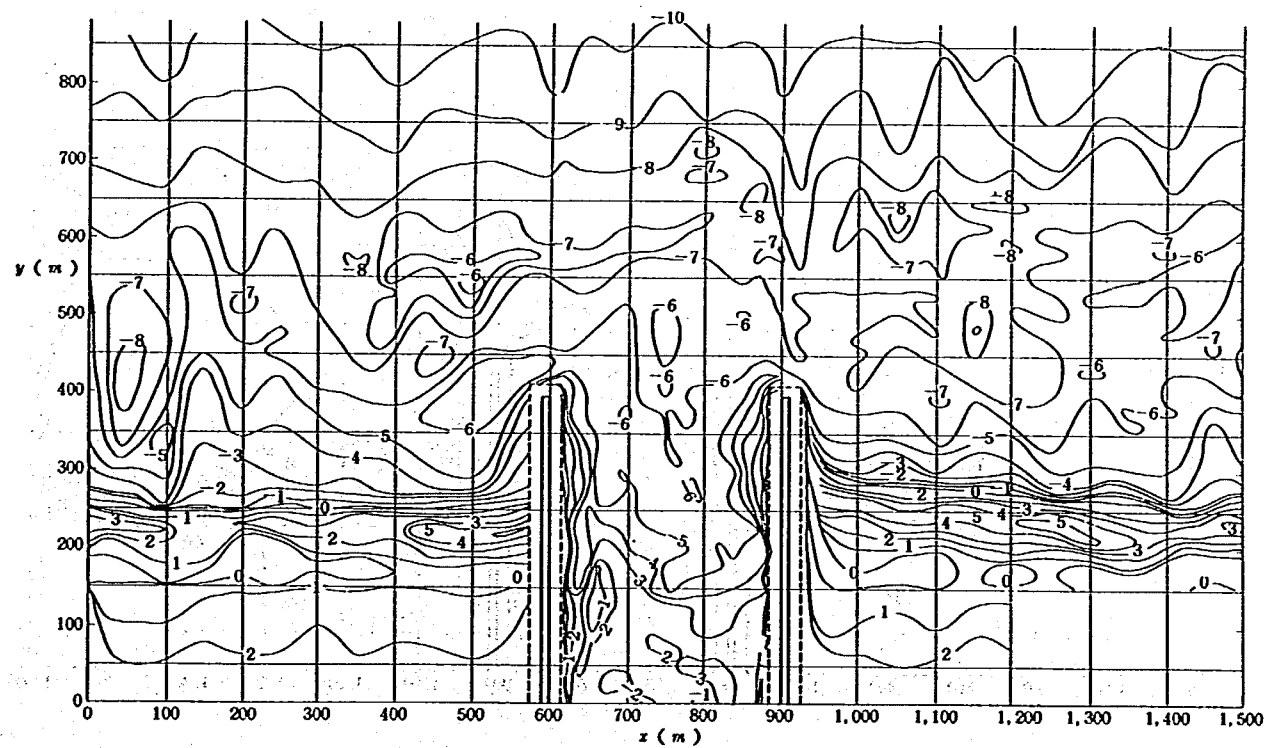


図-8.5 深浅図(ケース①、30時間後)

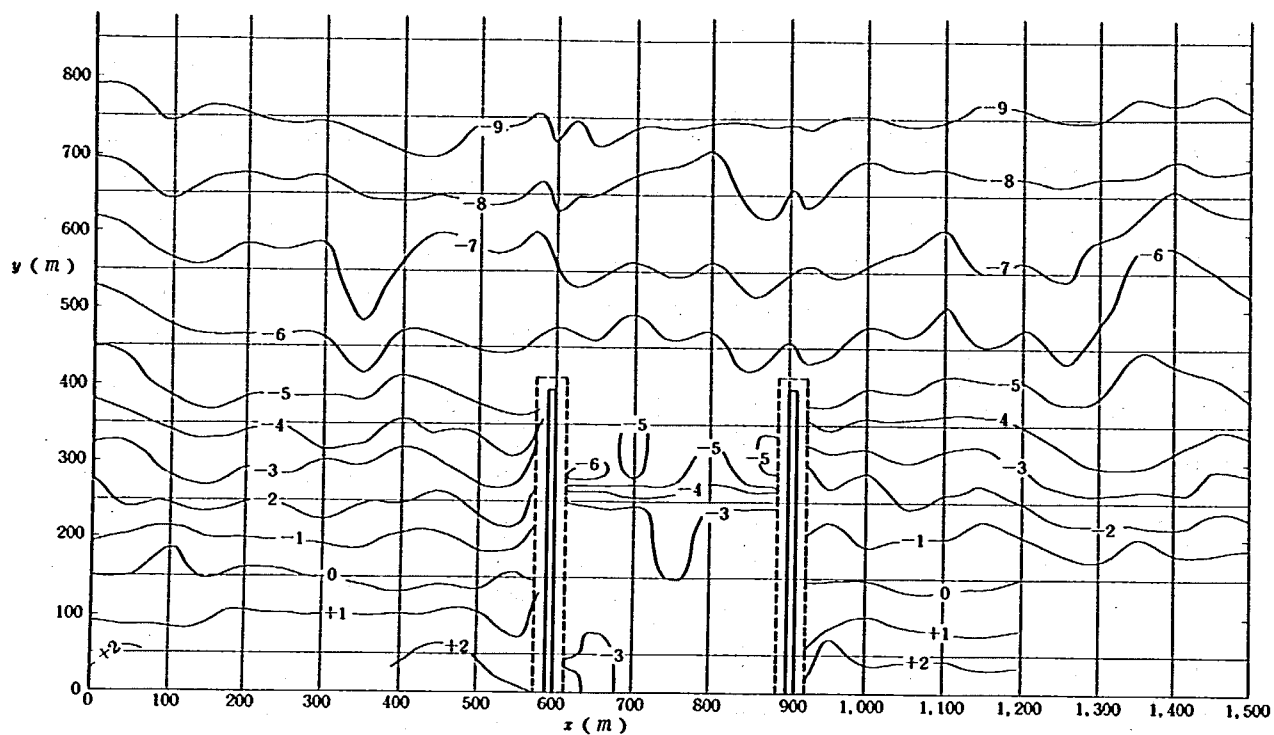


図-8.6 深浅図(ケース①、初期形状)

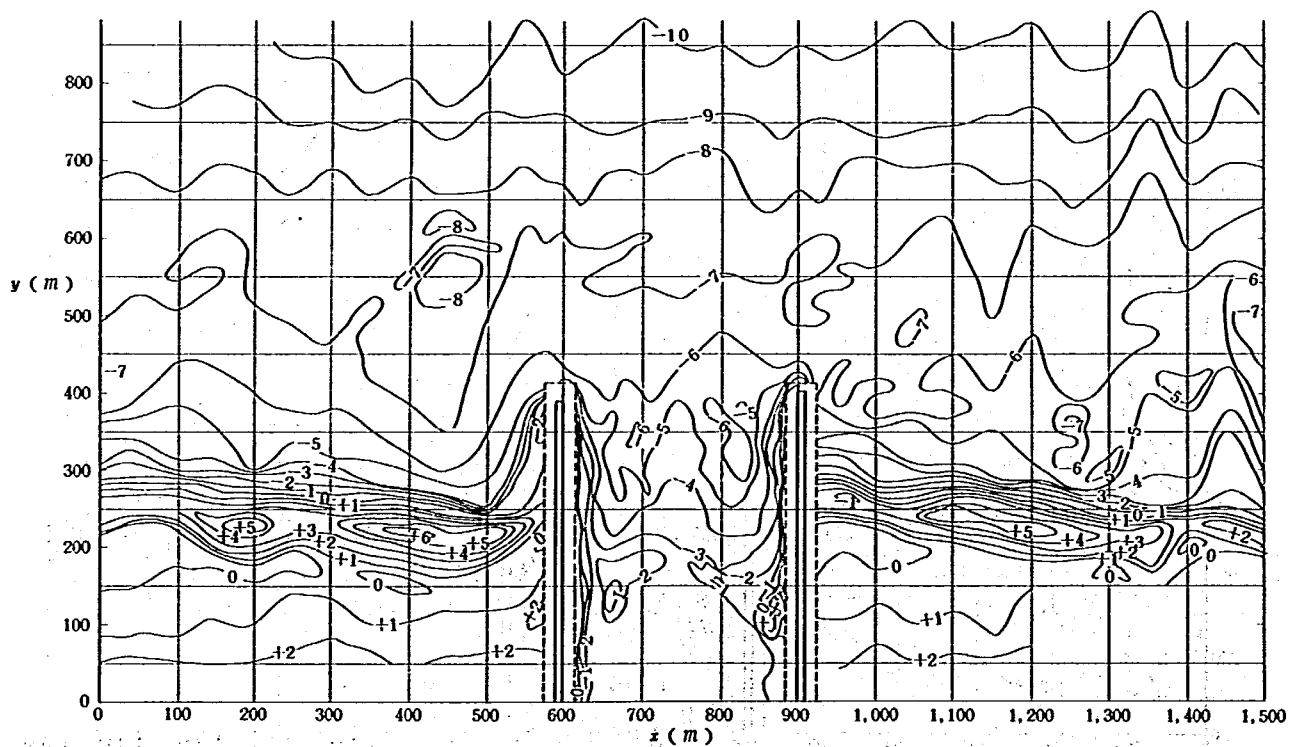


図-8.7 深浅図(ケース①、30時間後)

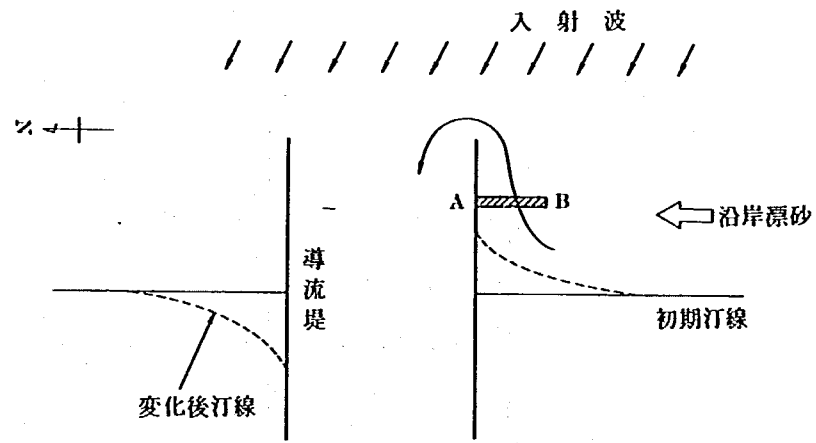


図 - 8.8 海浜変形の模式図

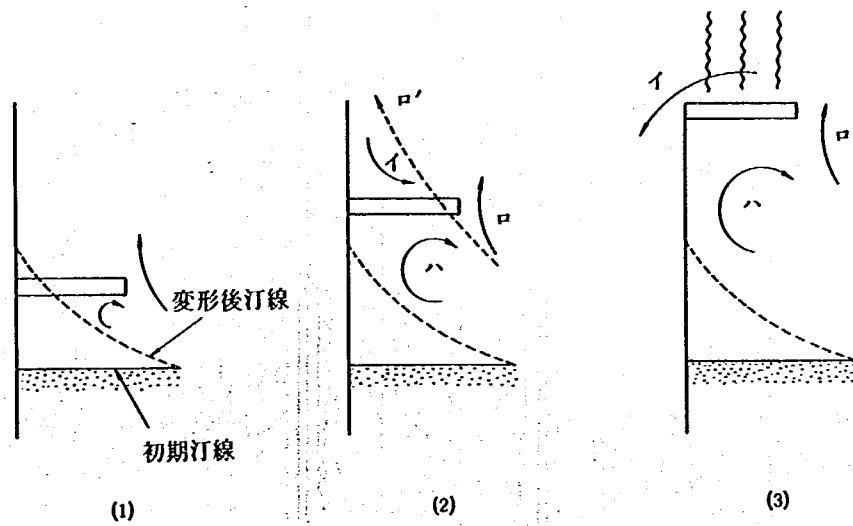


図 - 8.9 離岸堤の位置と流れの関係

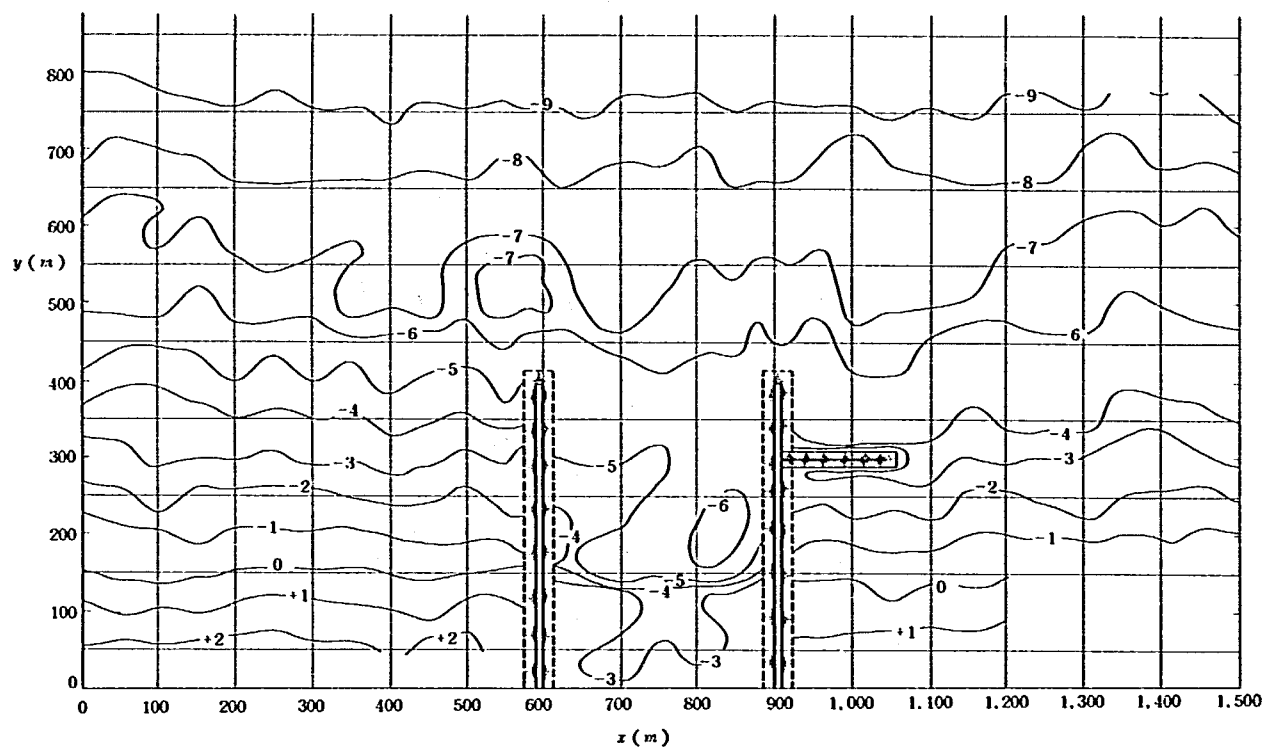


図- 8.10 深淺図 (ケース③、初期形状)

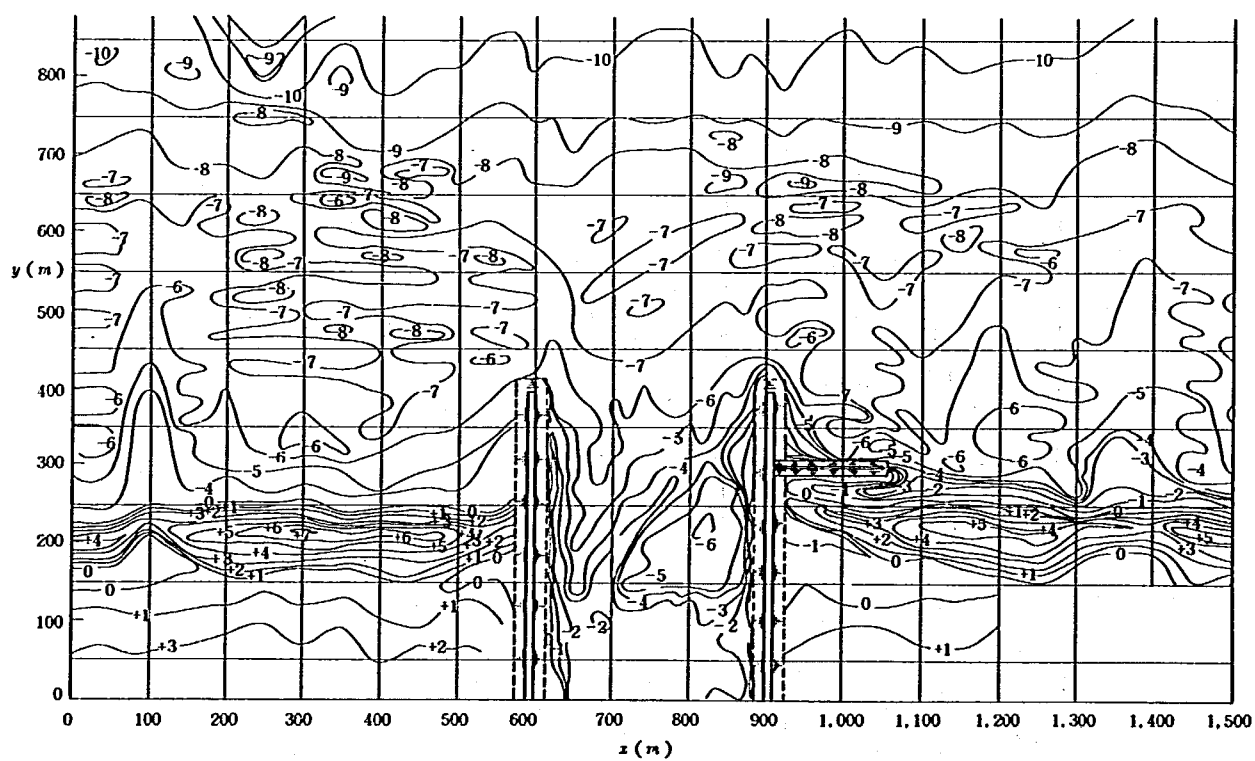


図- 8.11 深淺図 (ケース③、30時間後形状)

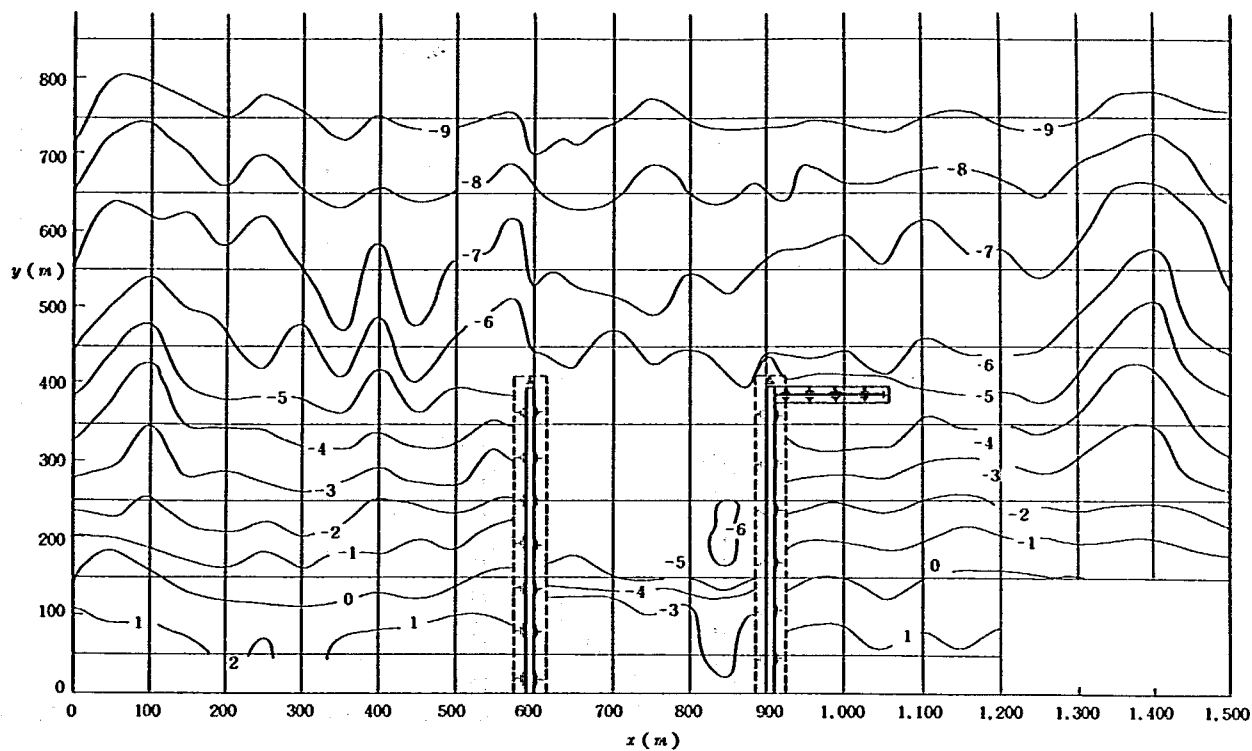


図- 8.12 深浅図 (ケース④、初期形状)

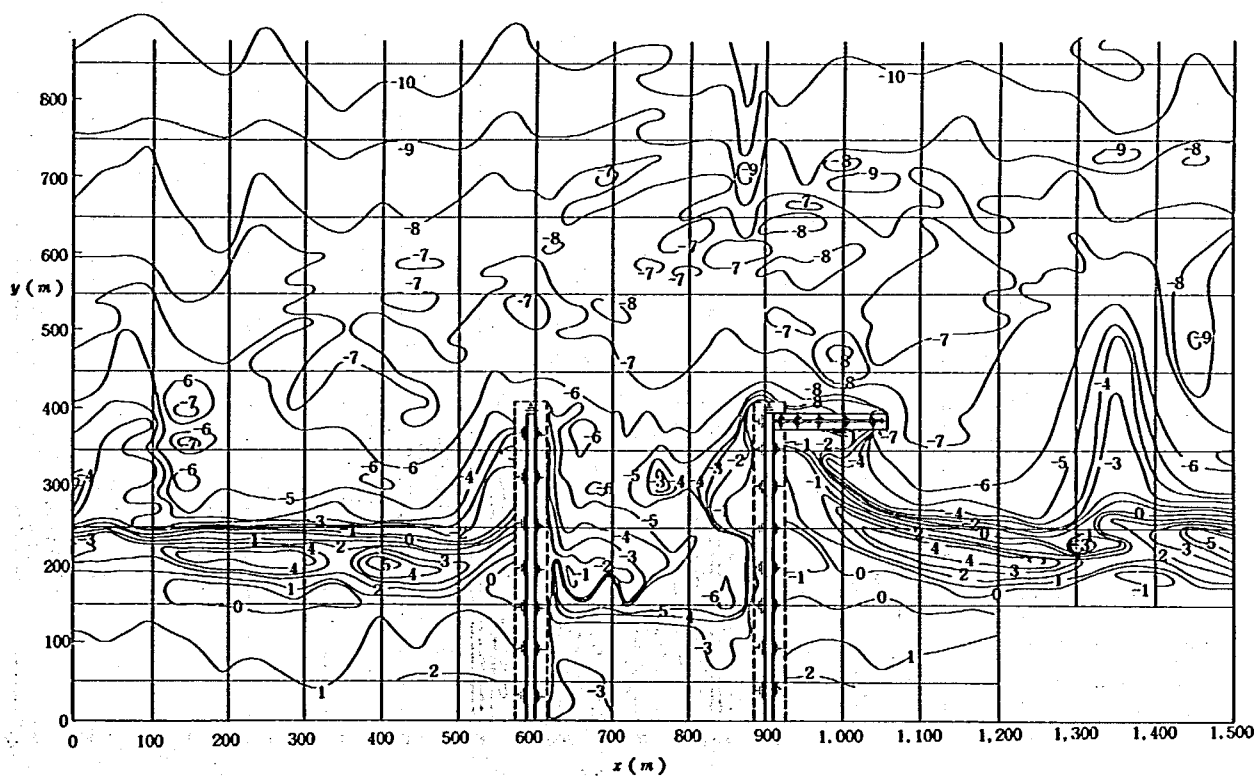


図- 8.13 深浅図 (ケース④、30時間後形状)

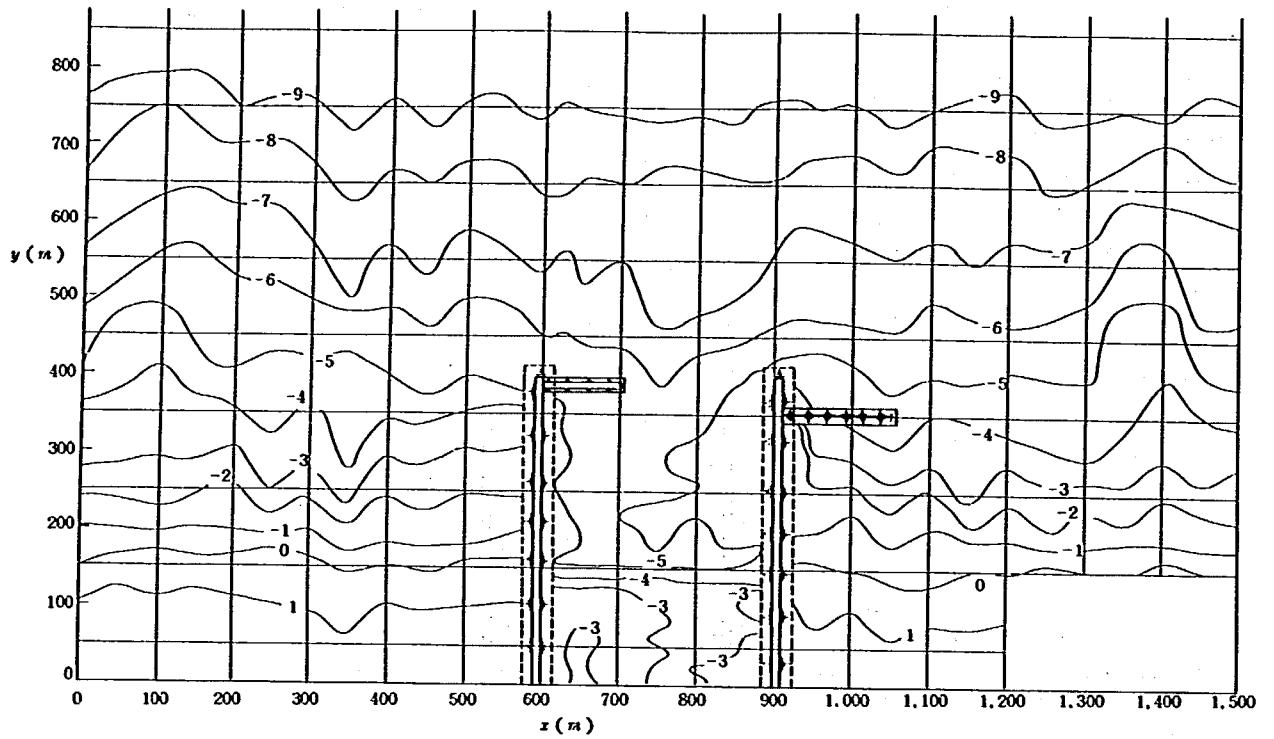


図-8.14 深浅図(ケース⑤、初期形状)

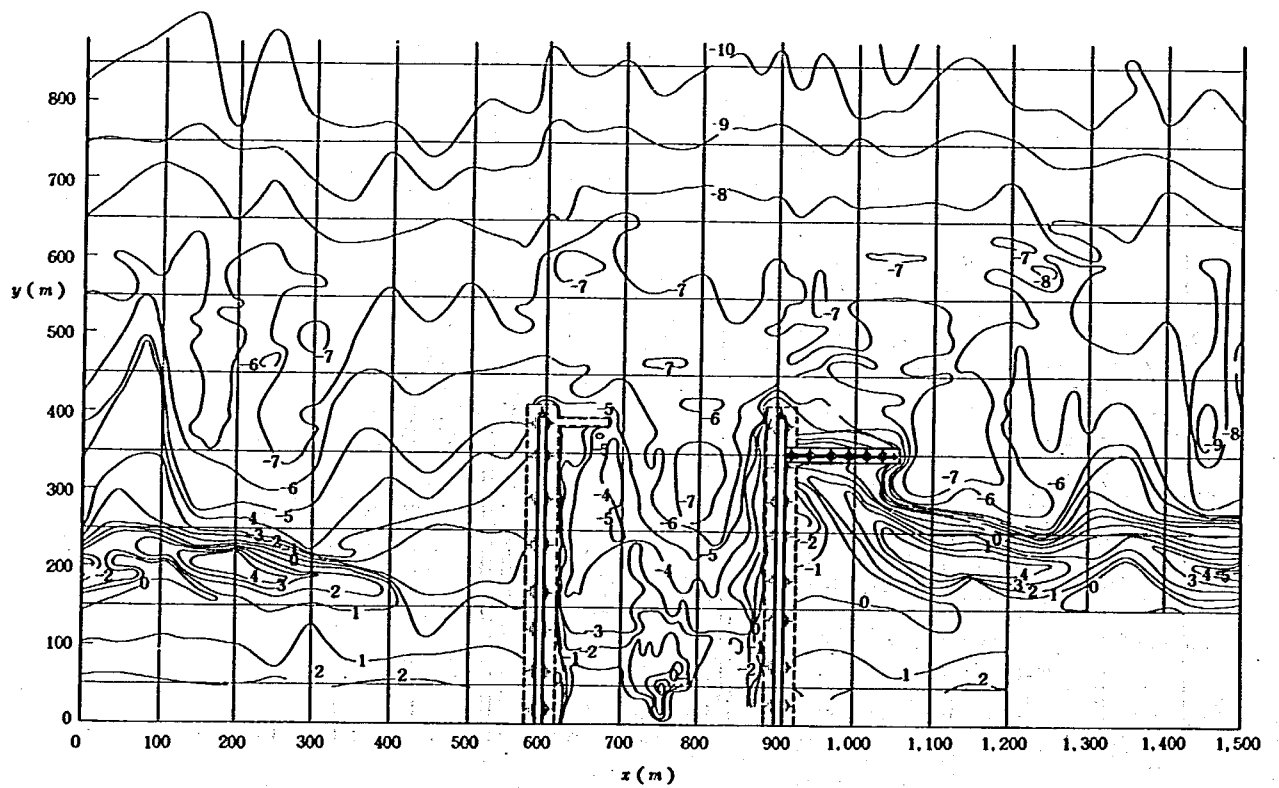


図-8.15 深浅図(ケース⑤、30時間後形状)

8・4 導流堤周辺の流況

前節では地形変化特性について明らかにしたが、この節ではケース①よりケース⑤の流況特性について述べる。流況測定は初期状態と、地形変化の生じたあとの2回行われている。以下ケース①よりケース⑤までの順にその特性を明らかにする。

図—8.16, 図—8.17はケース①の流況図を示す。図—8.16は0時間における流況を、図—8.17は30時間後の流況である。これらは、流れの強さと方向をベクトル印で示したものである。図中の破線は波の波峰線を示し、また、砕破線も印で図示してある。ケース①の実験条件は第7章で述べた6ケースの実験のうちのケース④と良く似ている。導流堤形状および波の入射方向は同一である。主な相違点は、前回の実験では堤内水深をT.P.—5 mと一定値に保ったのに対して、本実験のケース①では $y = 150$ mより陸側で水深をT.P.—2.5 mとした点にある。

0時間の流況を見ると、導流堤内には反時計回りの大きな循環流が生じている。また、波が斜め入射するため、導流堤先端の海域では右から左へと沿岸流が流れている。この状況は、図—7.23と良く似ていることがわかる。ただし図—8.16では、導流堤内の反時計回りの循環流の大きさは図—7.23のものより小さく、また左岸導流堤寄りに規模の小さな時計回りの方向の循環流が生じている。30時間後になると、導流堤内の流況はかなり変化する。導流堤内に依然として2組の循環流れが生ずる点には変化がないが、これらの循環流は導流堤内で縦に並んだ状態となっている。これはあたかも、0時間において左岸導流堤近くにあった循環流が中央部へ移動したかの印象を与える。

30時間後の流況について、図—8.17と図—7.24とを比較すると大きな相違がある。この相違は、導流堤内の波高分布が変化したためと考えられるが、詳細な理由については明らかではない。

ケース①の地形変化については、図—8.5に示されたが、大きな土砂の堆積は左岸の $y \div 150$ m付近と、右岸導流堤先端付近に生じている。流況分布と比較すると、左岸の $y \div 150$ m付近の堆積は、向岸流の流頭部に位置しており、この流れによって岸向きに土砂が運ばれて堆積したものであることがわかる。また、右岸導流堤の先端では0,30時間ともに、導流堤外より先端を回り込んで岸方向へ向かう流れがあったが、右岸における土砂の堆積は、この流れによって土砂が運ばれて出来たものと考えられる。

図—8.18と図—8.19は、ケース②の実験結果である。図—8.18は0時間における流況を、図—8.19は30時間後における流況を示す。ケース②の実験条件はケース①とほぼ同一であるが、導流堤内の水深変化点の位置がケース①の $y = 150$ mに対してケース②では $y = 250$ mとなっている。このため、ケース②の結果はケース①との比較において議論することにする。

まず0時間の流況を比較する。図—8.16と図—8.18はその特性は良く似ていることがわかる。導流堤内には2組の循環流が生じており、また導流堤先端の海域では右から左へ向いた沿岸流が存在する。30時間後の流況についてはケース①, ②で変化が見られる。河口の奥の場所に反

時計回りの循環流が生ずる点は同一であるが、導流堤先端部分では、右岸側より流入した流れが、左岸に沿って沖向きに流出している。

ケース②の地形変化は、図— 8.7 に示されたように、 $y = 150\text{ m}$ の位置において、左右岸に土砂の堆積が見られる。図— 8.18 の流況図によると、導流堤中央に強い向岸流があり、それが二つに分岐し、両岸方向へ向けて流れている。図— 8.7 における土砂の堆積は、この流れによって沖より土砂が運ばれ堆積して出来たものと考えられる。

0 時間において存在した向岸流は30時間後は大きく変化し、 $y \div 100\text{ m}$ 付近に反時計回りの循環流が生じた。この循環流は、 $y = 150\text{ m}$ に生じた砂州を乗り越えた海水が流動するものであって、この付近の波高が低いことを考えると、この流れによって運ばれた土砂が堆積して生ずる地形変化は小さいであろう。

ケース③は、導流堤内の海浜形状や導流堤形状はケース①と同一であって、右岸導流堤外縁に離岸堤を設置する点のみが異なっている。図— 8.20 と図— 8.21 はケース③の実験結果である。図— 8.20 は0時間の、図— 8.21 は30時間後の流況を示す。0 時間における導流堤内の流況は、ケース①の結果（図— 8.16）とほとんど同様であり、2 組の相反する方向に流れる循環流が存在する。しかし、右岸導流堤先端の流れは大きく異なる。ケース①の場合は、上手からの流れが右岸導流堤の先端を越えて堤内へと流入していたが、ケース③では離岸堤が存在するため沿岸流は全体として斜め沖向きに流動しており、導流堤先端より流入する流れは弱くなった。このような流れの変化は、離岸堤を設置したため生じたものと考えられる。

30時間後においても、導流堤内の流況はケース①と類似している。導流堤内には2 組の循環流が生じている。その一つは $y = 100\text{ m}$ に中心を持って反時計回りに回転し、他方は $y = 300\text{ m}$ に中心を持って時計回りに回転する。0 時間には渦は対角線上に並んでいたが、30時間後には縦並びとなった。導流堤外の流況については、離岸堤前面における流れの向きに注意すべきである。その領域では、導流堤に沿って岸方向へ流れたあと、離岸堤によって流れの向きが横方向となり、全体として反時計回りに流動している。0 時間、30時間後ともに右岸導流堤先端より導流堤内へ流入する海水は少なくなっていることから、この種の離岸堤によれば、右岸からの土砂侵入は相当防ぐことが可能と判断できる。

ケース④は導流堤形状や離岸堤を設置する点はすべてケース③と同一であるが、離岸堤の設置位置を導流堤先端としたものである。図— 8.22 及び図— 8.23 は0, 30時間後の流況を示す。0 時間における導流堤内の流況は、ケース③と比較してかなり相違する。導流堤先端近くにおいて反時計回りの循環流が生じている。実験条件がほぼ同一にもかかわらず、このような変化が生じた理由は明らかではない。導流堤外側の流れとしては、まず離岸堤前面では右から左へ流れ、それが最終的に導流堤内へと流れ込んでいることに注意すべきである。離岸堤前面では反射波が強いため、底質が浮遊し易いが、浮遊した底質はこの流れによって導流堤内へと運ばれるであろう。事実、ケース④の地形変化図（図— 8.13）を見ると離岸堤前面には洗掘が、ま

た右岸導流堤内側に沿って土砂堆積が生じているが、上記の流れの特性はこのような地形変化の要因を説明していると考えられる。

離岸堤背後には、時計回りの循環流が生じているが、この流れは、離岸堤背後における大きなトンボロの形成原因を与えている。

30時間後の導流堤内の流れはケース③とほぼ完全に同一特性を示している。上流側には反時計回りの循環流が、下流側には時計回りの循環流が形成され、これらは縦に並んでいる。

導流堤外では、離岸堤背後にトンボロが形成されるとともに、離岸堤背後の流れは弱まった。また離岸堤前面の流れも弱くなっている。上手からの沿岸流は離岸堤先端付近より斜め沖へ向けて流出している。

ケース⑤は、離岸堤と潜堤とを用いた場合である。潜堤は、導流堤先端の位置に置かれている。図— 8.24および図— 8.25は0, 30時間後の流況図である。0時間、導流堤内では反時計回りの循環流が存在し、 $x = 700\text{ m}$ で強い向岸流となっている。また潜堤背後ではその反流として時計回りに流れている。ケース⑤の地形変化は、図— 8.15に示されたように、 $x = 50\text{ m}$, $y = 750$ を中心とするほぼ中央部での土砂の堆積が著しかったが、この土砂の堆積は主として上述の強い向岸流によって土砂が運ばれて出来たものと考えられる。

初期状態においては、潜堤を越えた岸向きの流れは、明瞭ではない。しかし、30時間後になると潜堤を越えた岸向き流れが明らかになる。流入した海水は、開口部の潜堤近傍より沖へと流出する。初期状態に潜堤の背後にあった時計回りの循環流は上流側へ中心を移している。また右岸導流堤付近の海水は、導流堤内へ一度流れ込んだあと沖へと流出している。以上のような流れの分布は、導流堤中央部 $y = 100\text{ m}$ 付近と、右岸先端部における土砂の堆積を助長するであろう。

8・5 まとめ

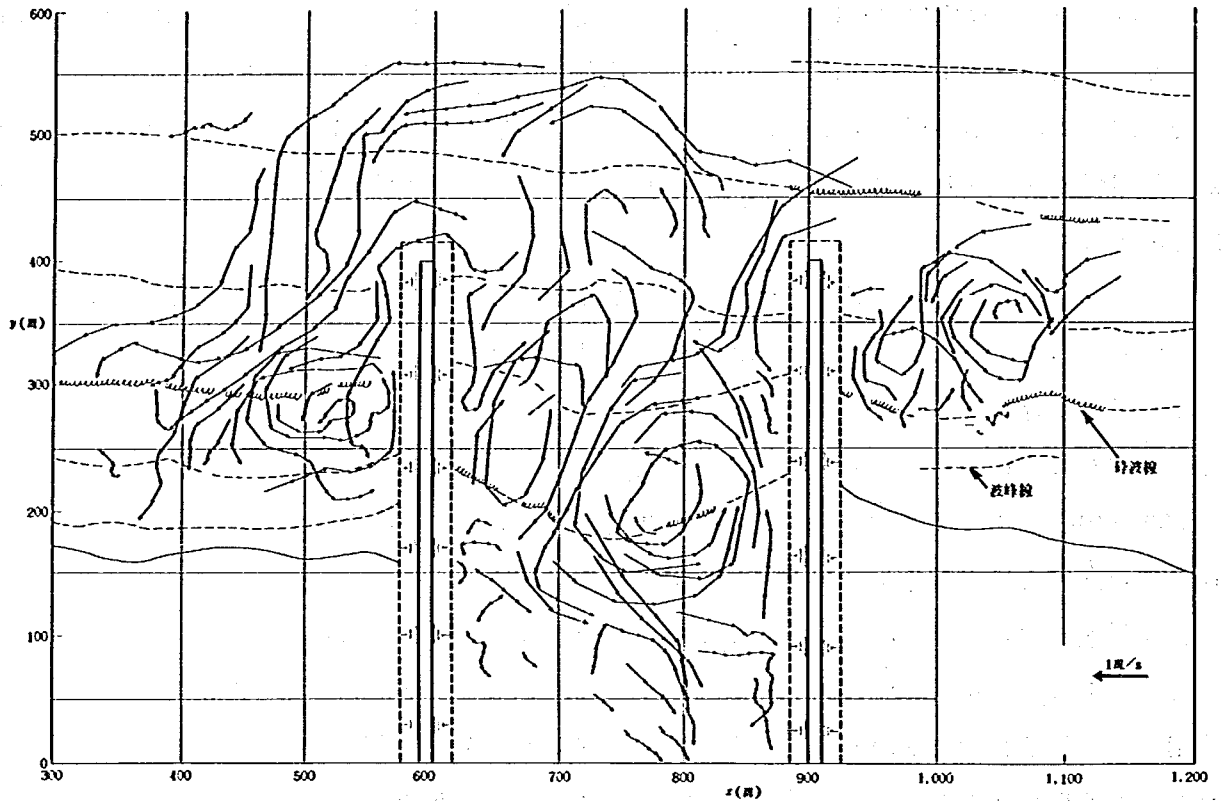
第8章では第7章に引き続いて、波によって河口閉塞が生じないような導流堤形状について移動床模型実験によって検討した。なお、第7章との相違点は、導流堤内の掘削水深を変えたこと、及び導流堤先端からの漂砂の回り込み防止用として導流堤外縁に離岸堤を設置したこと、の二点である。得られた主要な結論は次のとおりである。

導流堤内の掘削水深については、T.P.—2.5 mよりT.P.—5 mと場所的に変化させることは可能であるが、水深の変化する位置は現況汀線（基準点より沖150 m）付近より陸側とすることが望ましい。それより沖とすると土砂の打ち込み量が増加する。

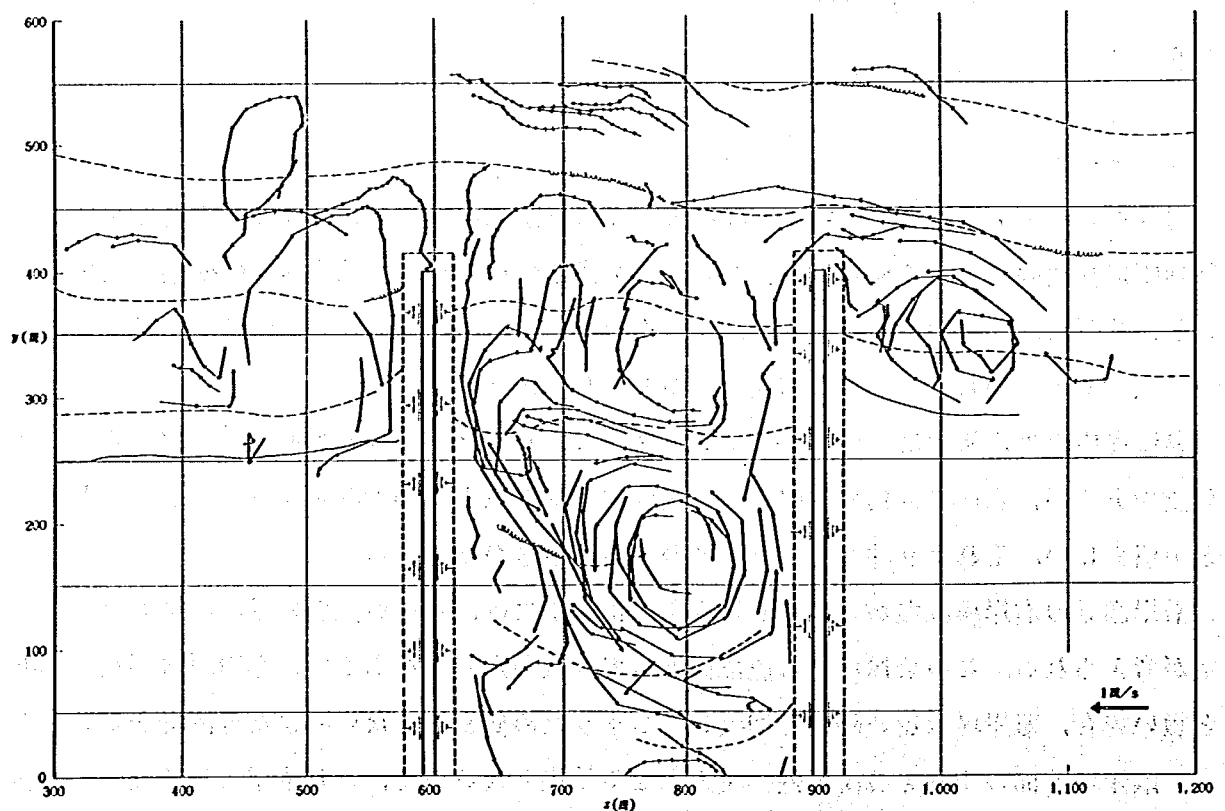
沿岸漂砂の右岸導流堤からの回り込みを防止するには、右岸導流堤外縁に離岸堤を設置する案が考えられる。この離岸堤の設置位置としては数種類の案があるが、離岸距離が高々100 mと短い場合、離岸堤は短い時間で埋没してしまうため望ましくない。また導流堤先端とした場合、離岸堤前面の土砂を導流堤内へ侵入させる結果となるので、これも望ましくない。設置位

置としては、基準点より 300 ～ 350 m 程度とする必要がある。

導流堤内へ潜堤を設置して導流堤内への土砂侵入を防止しようとする案は現実的ではない。潜堤を設置すると潜堤背後への土砂の侵入量は小さくなるものの、開口部からの侵入量はかえって増加させる結果となった。



図－8.16 流況図（ケース①、0時間）



図－8.17 流況図（ケース①、30時間後）

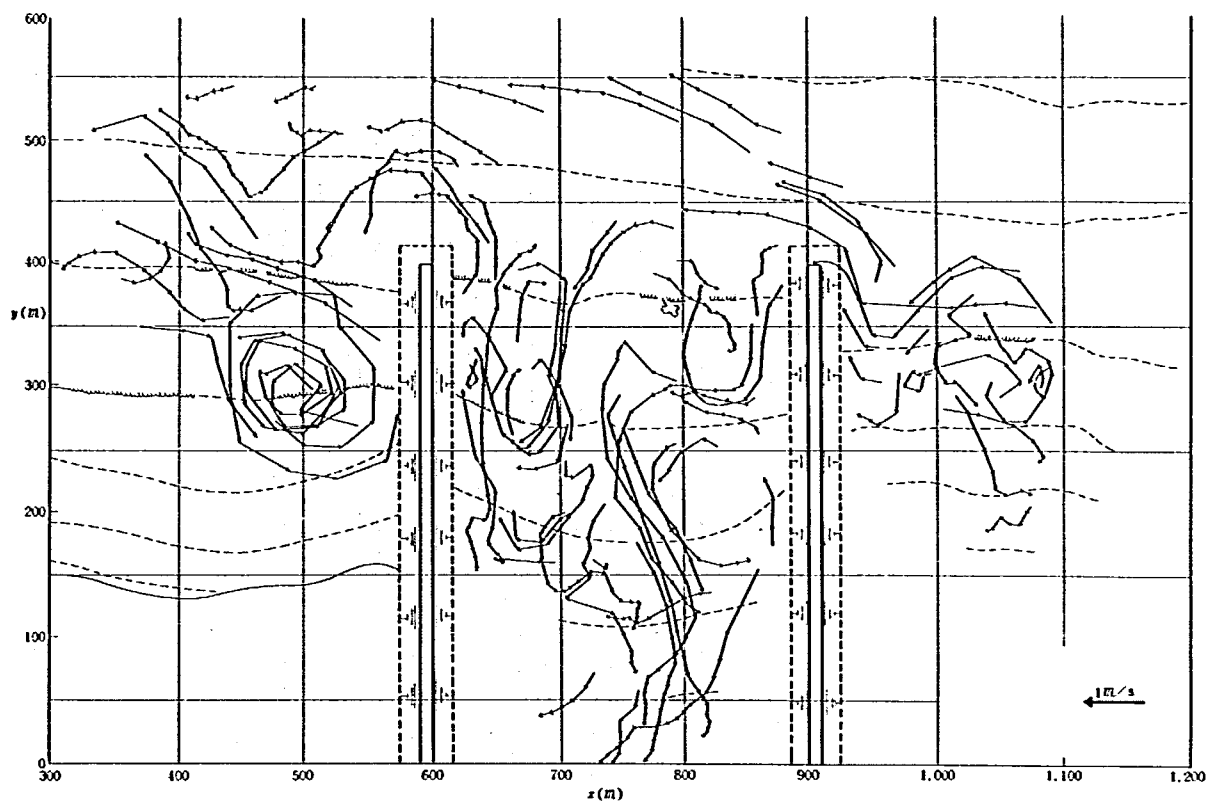


図-8.18 流況図(ケース②、0時間)

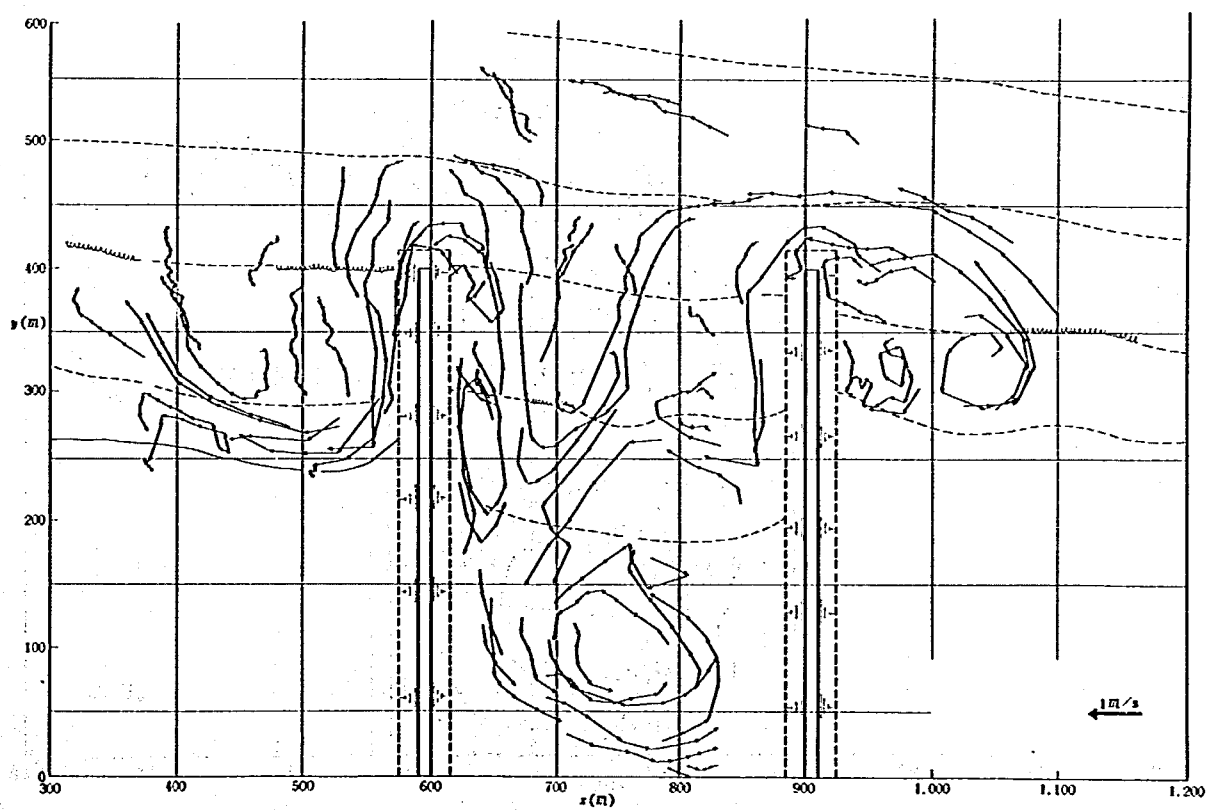
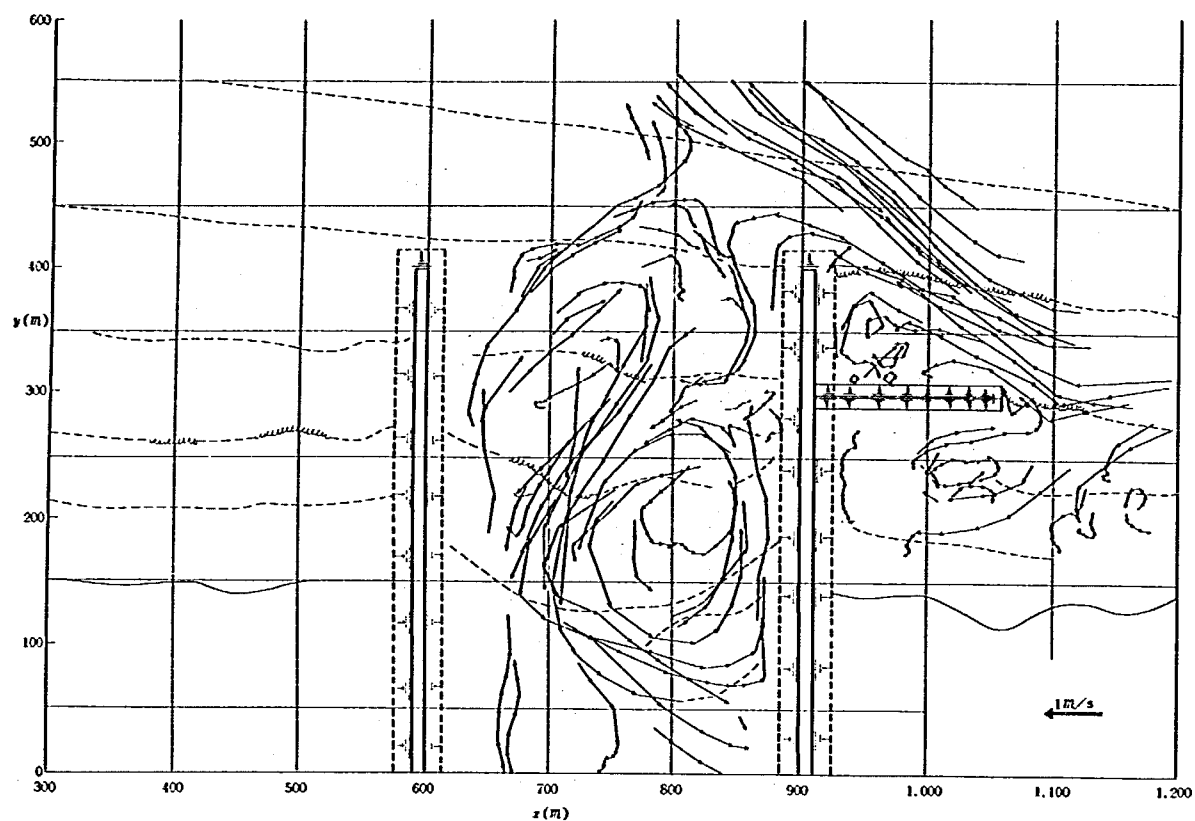
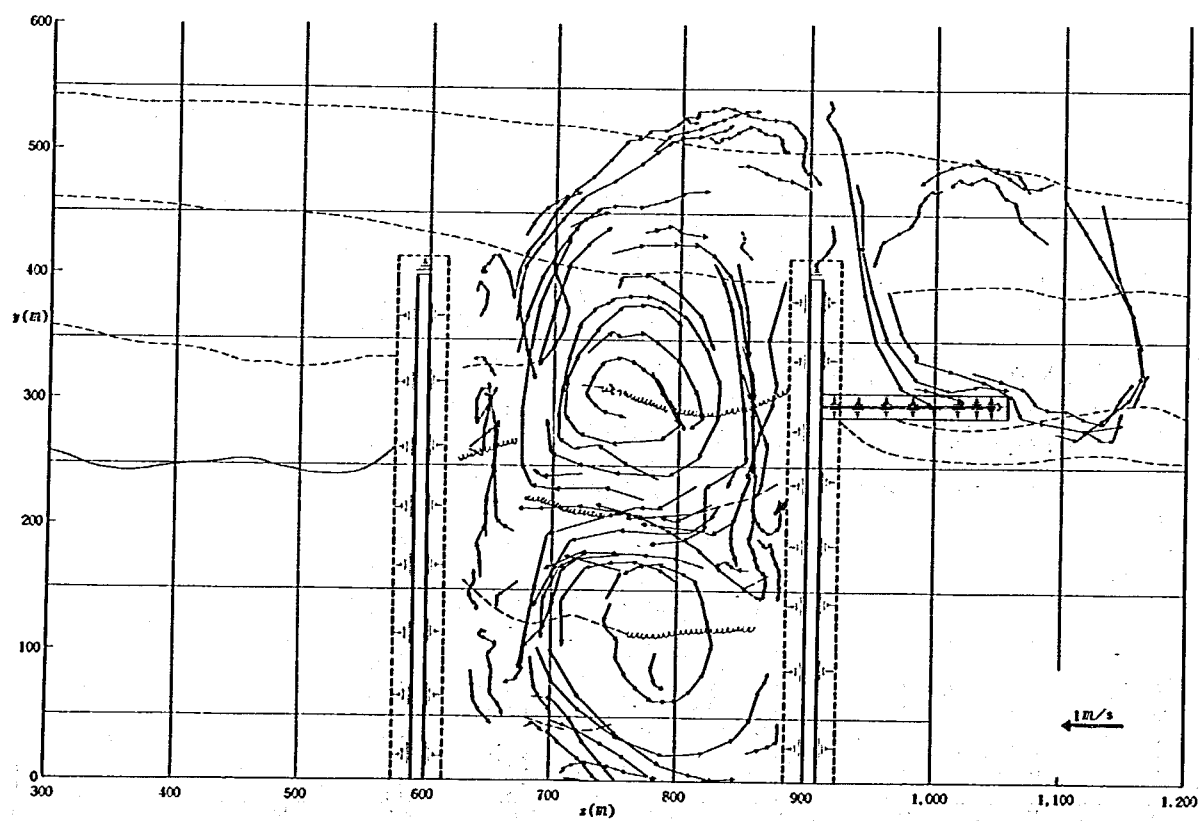


図-8.19 流況図(ケース②、30時間後)



図－8.20 流況図（ケース③、0時間）



図－8.21 流況図（ケース③、30時間後）

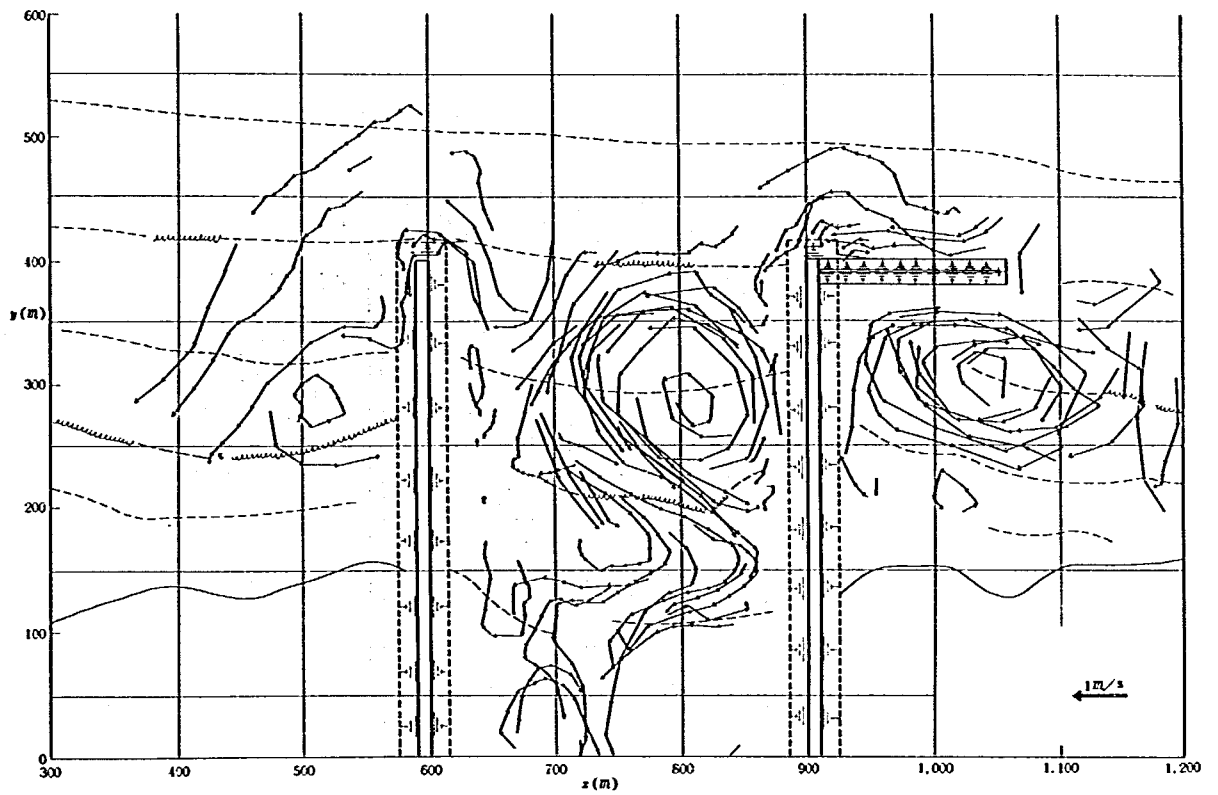


図-8.22 流況図(ケース④、0時間)

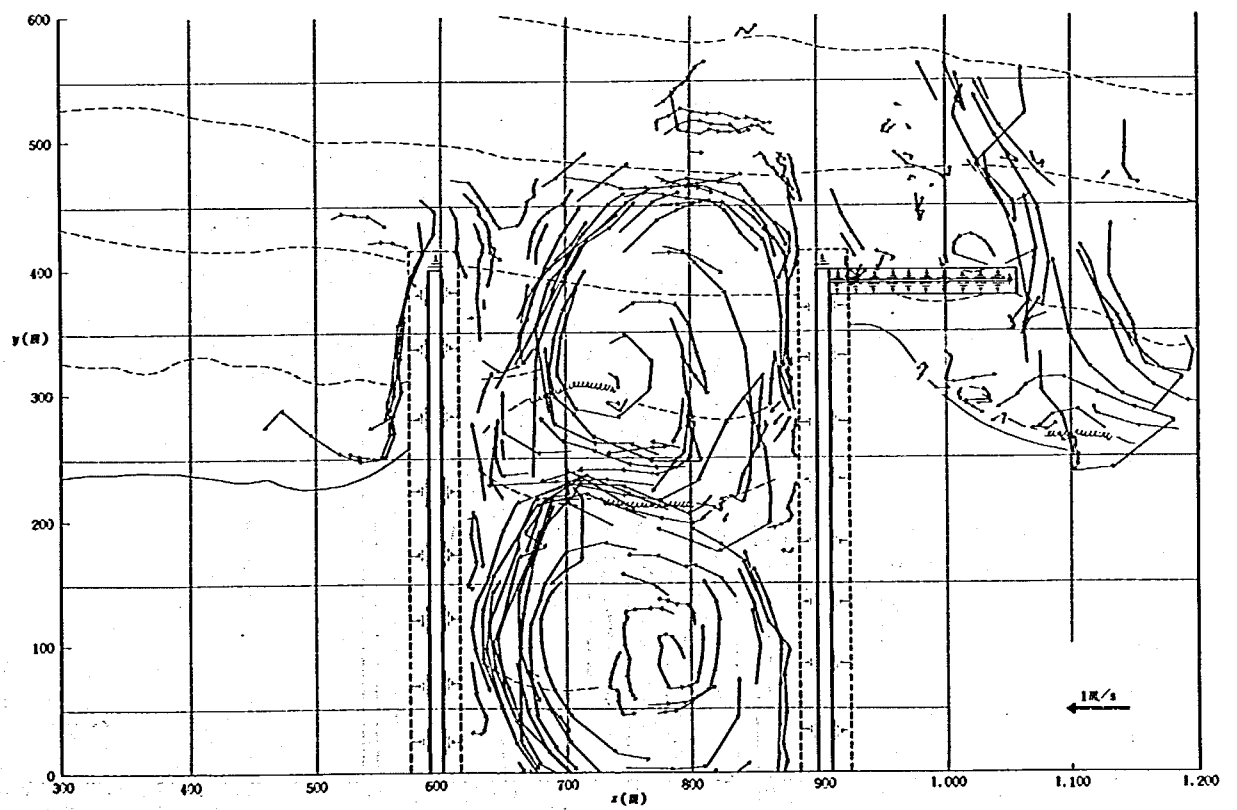


図-8.23 流況図(ケース④、30時間後)

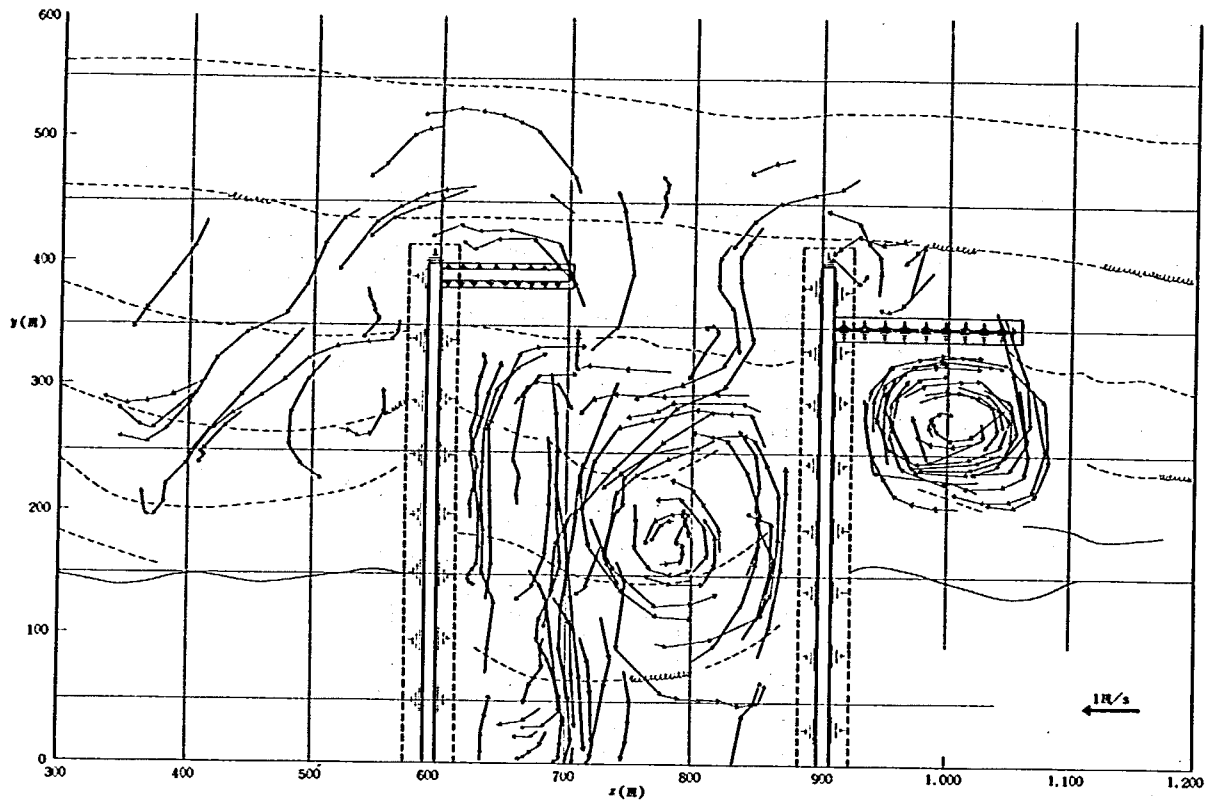


図-8.24 流況図(ケース⑤、0時間)

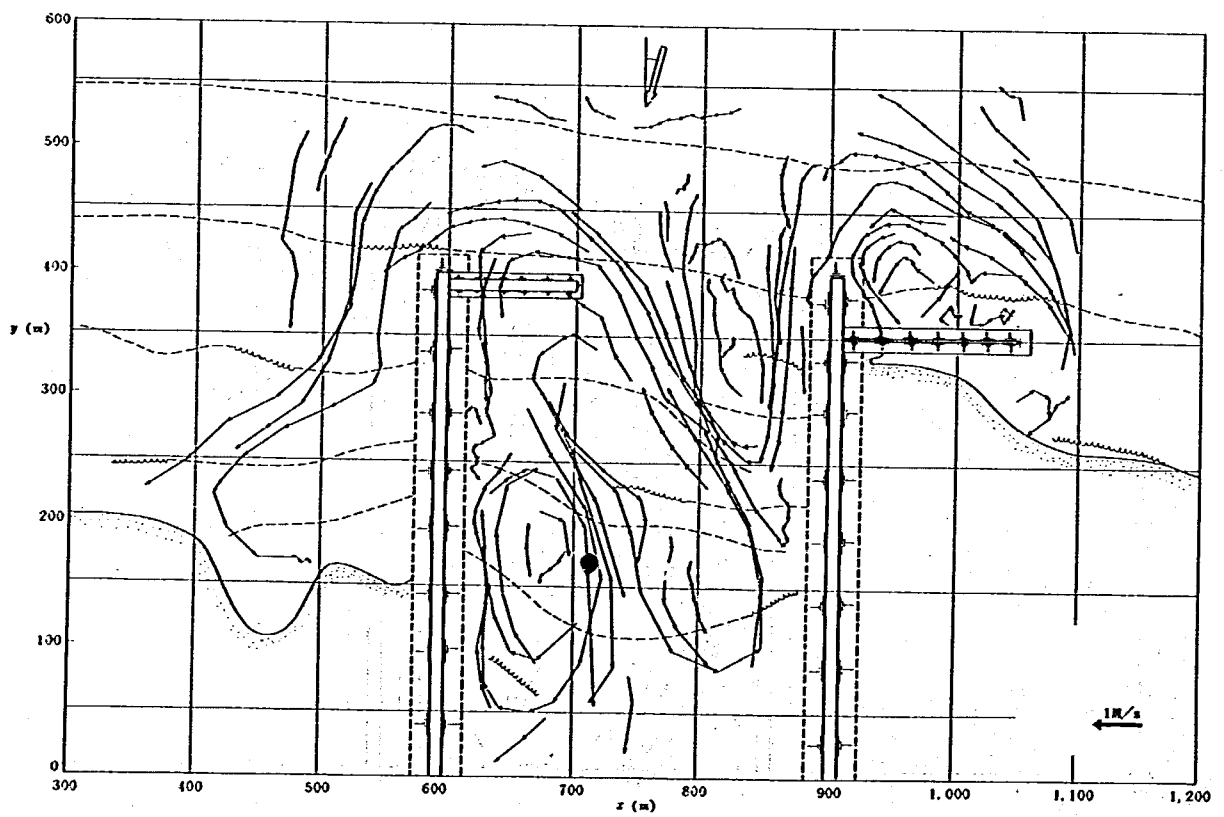


図-8.25 流況図(ケース⑤、30時間後)

第9章 導流堤形状に関する総合的検討

第7章および第8章では導流堤形状を種々変えたときの、導流堤周辺の地形変化や流況を調べたが、ここでは導流堤形状に関して総合的に検討を加える。

放水路計画地点で波が汀線と直角方向より入射する場合を考え、この条件のもとで最適な導流堤長および導流堤内の掘削水深について検討する。この条件に適合する実験ケースは、第7章のケース①、②、③である。第7章のケース①、②、③は導流堤長がそれぞれ250 m、400 m、600 mと異なるが、堤内掘削水深はT.P.-5 mと一様である。

まず、導流堤長に関しては、第7章のケース①、すなわち導流堤長が250 mでは短いと判断される。これは図—7.17及び図—7.18で明らかにしたように、導流堤前面が掘削され、深くなっているため、兩岸より導流堤中心方向へ強い流れが生じ、これによって土砂が導流堤内へ運び込まれてしまうためである。この結果、導流堤兩岸先端付近には大量の土砂がたまることになる。また、その土砂を掘削しても次々と新しい土砂が導流堤先端を回り込んで侵入する。

導流堤長が400 mと600 mの場合（第7章のケース②と③）、導流堤内には左岸側に沿ってほぼ同程度の土砂の堆積が生じた。この土砂は、主として導流堤内先端付近の土砂が打ち上げられたものである。導流堤長が400 mと600 mの場合、土砂の堆積量がほぼ同量であったということは、導流堤を400 mより600 mに伸ばしても何ら効果がなかったことを示している。積極的に導流堤長を伸ばす効果がない以上、導流堤長は600 mとする必要はなく、400 mで充分であるとの結論が得られる。

導流堤内の掘削水深に関しては、当初全域をT.P.-5 mまで掘削するという案が検討された。その後、河口堰前面の掘削水深を小さくすることの可能性を調べるために、追加実験を行い、その結果は第8章のケース①、②としてとりまとめた。図—8.5と図—8.7とを比較して最も大きな違いは、ケース②では導流堤内、左岸に大きな砂州が発達したことである。この砂州は水面上に現われるほどの大きさを有している。このように水面上に砂州が発生すると、第6章で明らかにしたように、その砂州は短時間のうちに河の横断方向へ発達し、河口を閉塞する。すなわちこのような砂州の形成は、流下能力を著しく阻害する。以上の点より、仮りに掘削水深を変えたとしても、その位置は基準点より150 m沖合の現況汀線付近が望ましいと考えられる。また、導流堤内を一様にT.P.-5 mまで掘削した場合と、掘削水深を中央で変化させる案との比較も必要であるが、これについては図—7.8（第7章ケース②）と図—8.5（第8章ケース①）との比較を行わなければならない。

第8章のケース①は斜め入射、第7章のケース②は直角入射と、入射方向は異なるが、図—7.8および図—8.5によると、いずれの場合も左岸導流堤に沿って土砂が堆積している。図—8.5では初期掘削水深が小さかったため水深そのものは図—7.8の場合と比較して浅くなっているが、河口を急速に塞ぐような土砂の堆積は見られない。以上の点より判断すると、現況汀

線付近より掘削水深を T.P. -2.5 m より T.P. -5.0 m に変えても、河口の維持は可能と考えられる。

以上は、導流堤内の漂砂に関する議論であるが、沿岸漂砂の導流堤先端からの回り込みについても検討の必要がある。斜め入射の実験は第7章で3ケース、第8章で5ケース行った。これらの実験では波の入射方向は海岸線の法線に関して時計回りに 10° という仮定を設けた。個々の実験結果について議論する前に、この仮定についての検討が必要である。

小川原湖海岸の八戸～高瀬川河口区間では一般的には北向きの漂砂が卓越するが、高瀬川河口付近では三沢漁港付近と比較すると、漂砂量の大きさはずっと小さい。またこの付近での波のエネルギーフラックスは、北向きの値が南向きの値をわずかに上まわっている程度である。⁸⁾ 高瀬川本川北方約 5 km には現在むつ小川原港が建設中であり、すでに防波堤の一部が完成している。この防波堤は北向きの漂砂をしゃ断するため、防波堤以南の海岸線は前進傾向にある。この結果、海岸線の向きは次第に波向と平行となりつつあると考えられる。放水路導流堤の建設は、防波堤の影響が及んで海岸線が前進したあとから始まるわけであるから、放水路地点で南寄りより入射する波の入射角は減少し、北向きの漂砂量も小さくなるはずである。すなわち計画地点での波向は、海岸線に直角方向に近づいていると推定される。このような条件のもとでは沿岸漂砂の導流堤先端からの回り込みは小さいから、本章で最初に述べた議論が成立する。

ただし、むつ小川原港の防波堤の影響がどの範囲で、またどの程度の速さで沿岸方向に伝わっているかという点は、模型実験では検討することができない。これは別の方法で検討する必要があるが、現地海岸の航空写真より汀線変化量の沿岸方向分布を調べれば明らかにすることができる。

以上の検討を行った結果、依然として計画地点で北向きの漂砂が相当大きいということになれば、第8章で述べた離岸堤との併用案を用いれば土砂の回り込みの防止は可能と考えられる。

導流堤の建設は、實際上段階的に施工されることになるが、その場合施工順序は右岸側からとすることが望ましい。なぜならば、量的には少いにしろ北向きの漂砂があるため導流堤右側には土砂の堆積が予想され、もし左岸側から建設すると放水路掘削予定地に土砂が堆積すると考えられるからである。

参 考 文 献

- 1) 佐藤昭二・河西輝夫・田中則男・入江功：小川原湖海岸の漂砂について，第19回海岸工学講演会論文集，pp.7～11，1972.
- 2) 高瀬川河口調査業務報告書；漂砂編，建設省青森工事事務所，昭和48年.
- 3) 小川原地区気象観測報告書，運輸省第二港湾建設局八戸港工事事務所，1976.
- 4) 堀川清司・砂村継夫・鬼頭平三：波による海浜変形に関する一考察，第20回海岸工学講演会論文集，pp.357～363，1973.
- 5) 堀川清司・砂村継夫・近藤浩右・岡田 滋：波による二次元汀線変化に関する実験的研究

第22回海岸工学講演会論文集, pp.329 ~ 334, 1975.

- 6) 佐藤昭二・田中則男：水平床における波による砂の移動について，第9回海岸工学講演会講演集，昭和37年．
- 7) 岩垣雄一・榎木 亮；海岸工学，p.463，共立出版．
- 8) 橋本 宏・宇多高明：経験的海浜変形モデルの小川原湖海岸への適用，第26回海岸工学講演会論文集，pp.215 ~ 219，1979．
- 9) 宇多高明：河口内の短形砂州の変形実験とその変形予測，第27回水理講演会論文集，pp.773 ~ 780，1983．
- 10) 宇多高明：新しい海浜変形モデルによる河口砂州の変形予測，土木学会論文報告集，第322号，pp.77~88，1982．

高瀬川放水路導流堤

模型実験報告書

土研資料第1932号

昭和58年3月(1983)

橋本 宏・宇多 高明・竹淵 勉

キーワード：導流堤，漂砂，模型実験

要旨

高瀬川放水路導流堤に関して、導流堤内への土砂の侵入機構や侵入防止策について実験的に検討した結果をとりまとめたものである。実験では河口を維持するための構造物形状について検討するとともに、河口内での河口閉塞の機構について調査した。

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい

茨城県筑波郡

豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

海岸研究室 御中

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1932号 部

高瀬川放水路導流堤

模型実験報告書

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印