

### 3.4 検討結果

ここでは、対策案法線の選定に関わる主要な実験結果とハイブリッドモデルにより推定された地形変動量を示して、対策案法線の選定の経過について述べる。

#### 3.4.1 SWモンスーン期における対策案の効果

##### (1) 主防波堤延長の効果の検討（法線1, 2）

法線1および法線2は主防波堤の延長、高上げを内容とする対策案である。5年分に相当するSWモンスーン期の波浪に対する漁港周辺の推定地形変動量を、図-3.4.1に示した各領域について表-3.4.1および図-3.4.2～3.4.3に示す。主防波堤からキリング岬間における推定堆砂量は470,000～520,000 $\text{m}^3$ （表-3.4.1, A+Z）にのぼり、このうち、法線1では100,000 $\text{m}^3$ （表-3.4.1, A）法線2では110,000 $\text{m}^3$ （表-3.4.1, A）が沿岸部に堆積するものと考えられる。

また、主防波堤の堤頭部付近には法線1で50,000 $\text{m}^3$ （表-3.4.1, 8～9）法線2で70,000 $\text{m}^3$ （表-3.4.1, 8～9）の堆積が予測された。このことから沿岸部への寄与率がこれらの推定値より高い場合には、法線1, 法線2では5～10年以内には堤頭部からの急激な砂の回り込みが起こる可能性が高く、これらの対策案は抜本的対策とはなり得ないものと考えられる。

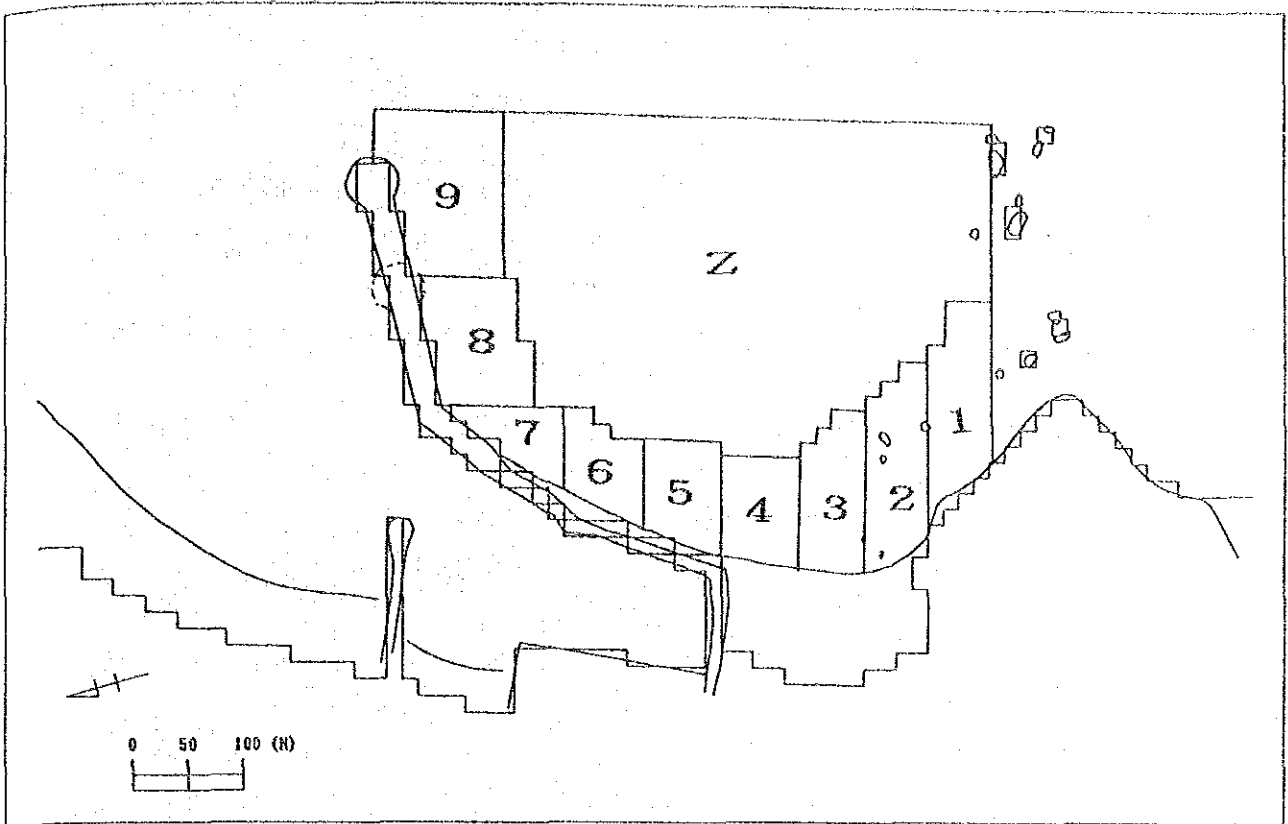


図-3.4.1 土量変化の算定領域 (法線案1, 法線案2)

表-3.4.1 領域別土量変化 (対策案, SWモンスーン)

(単位:  $\times 10^3 \text{ m}^3$ )

領域	法線1		法線2	
	値	符号	値	符号
1	6.7	+	6.8	+
2	8.9		8.8	
3	8.9		9.5	
4	4.2		4.9	
5	4.8	+	2.5	+
6	7.0		2.4	
7	4.0		3.5	
8	28.4	+	25.3	+
9	25.1		41.0	
A=1~9	98.0		104.7	
Z	420.0		364.5	
A+Z	518.0		469.2	

+ : 堆積  
- : 侵食

注) 本計算は、SWモンスーンの波浪条件を5シーズン連続して適用したものである。

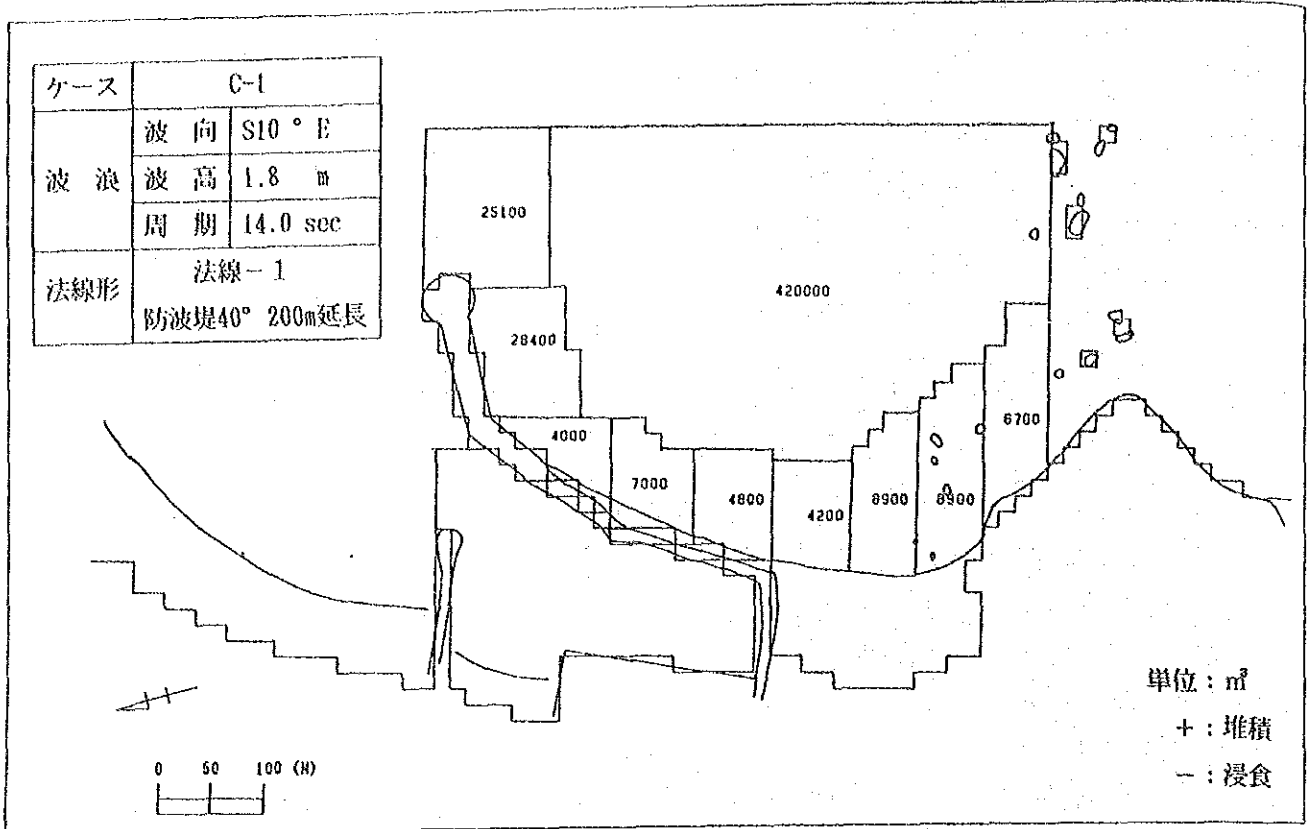


図-3.4.2 領域別土量変化(対策案, 法線形-1, 200 m, 40°, 5シーズン)

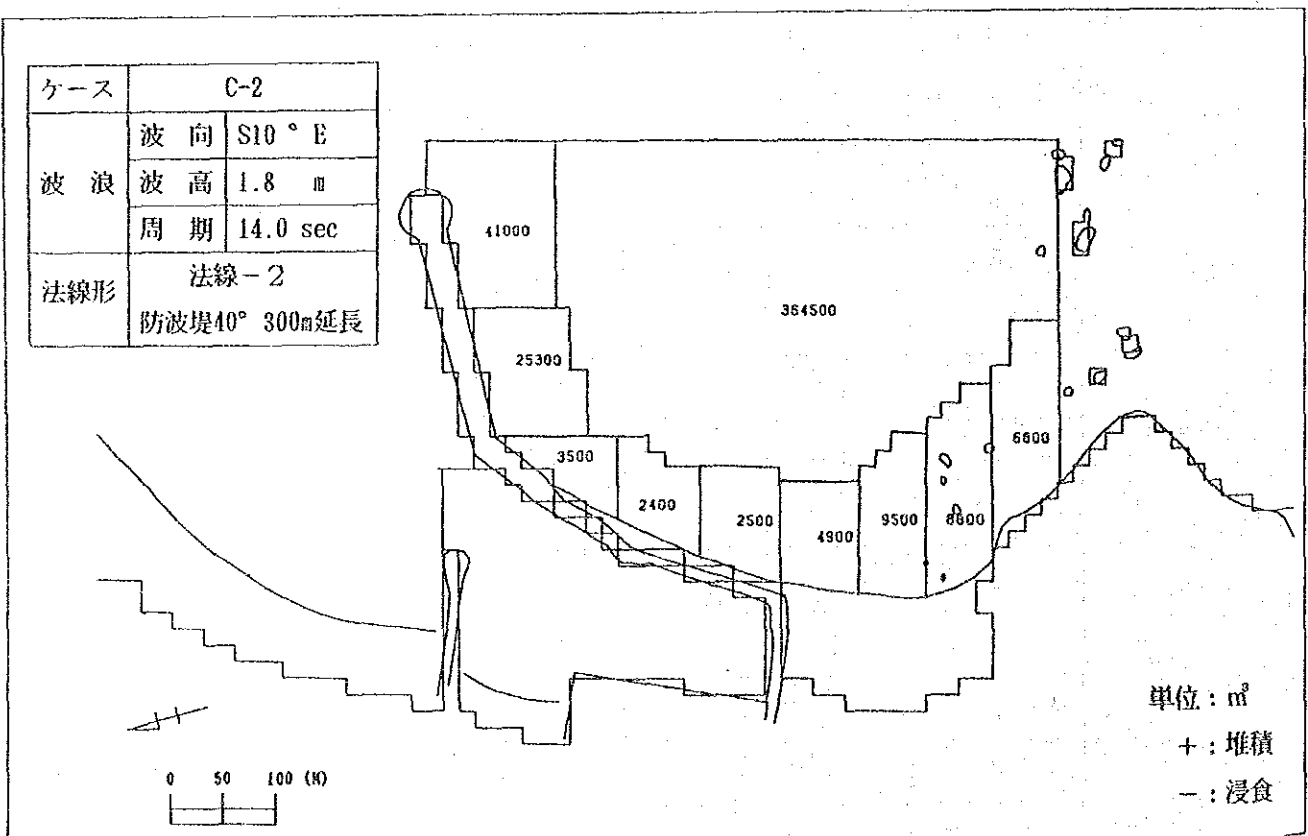


図-3.4.3 領域別土量変化(対策案, 法線形-2, 300 m, 40°, 5シーズン)

## (2) 潜堤の効果に対する検討 (法線3.4.5)

法線3.4.5 はいずれも主防波堤の延長と共にキリダ岬に潜堤を設置してキリダ岬を回り込んでくる漂砂を低減し、かつ漂砂の方向を沖向きに変えることを意図したものである。潜堤設置による効果は、潜堤の有無による波高および平均流速分布の差異を比較することによりよく理解される。法線1と法線4について波高分布比較図・平均流速分布比較図を図-3.4.4 および図-3.4.5 に示す。これらによると潜堤設置の効果は大きくポケットビーチから主防波堤間における広い範囲で波高は10~30%低減し、平均流速も1/5~1/10程度まで低減されている箇所が多い。法線3と法線4の差異は、主防波堤の延長方向を20° 沖向きに振るか、40° 沖向きに振るかの違いである。全体的に大きな差異は認められないが図-3.4.6 に示すように主防波堤堤頭部付近での波向きは40° 振った法線のほうが北寄りとなり、堤頭部への堆砂をより抑制する効果を持つものと考えられる。また、堤頭部自体の位置も法線3の場合よりやや沖側に位置させることができる。

## (3) 副堤の効果に対する検討 (法線6.7.8.9)

S Wモンスーン期においては、潜堤の設置が対策工法として極めて有効であることが明らかとなったが、主防波堤の延長により、S方向からの波に対しては遮蔽域での循環流が発生する可能性が高い。

この流れによる港口での堆砂やNEモンスーン期の沿岸流によるシルテーションを防止するために、北側海岸に副堤を設置するのがより効果的であると考えられる。そこで、副堤の位置と法線形状を変えて実験を行った結果を図-3.4.7 に示す。S方向の波に対しては副提案Cが最も効果的で循環流を阻止する効果があることが明らかとなった。また、潜堤についてはスリランカ側より突堤のほうが望ましいとの意見がだされた。漂砂の阻止機能からもそのほうが望ましいので突堤を用いることとした。

## (4) 突堤、主防波堤、副堤の組合せに対する検討 (法線9)

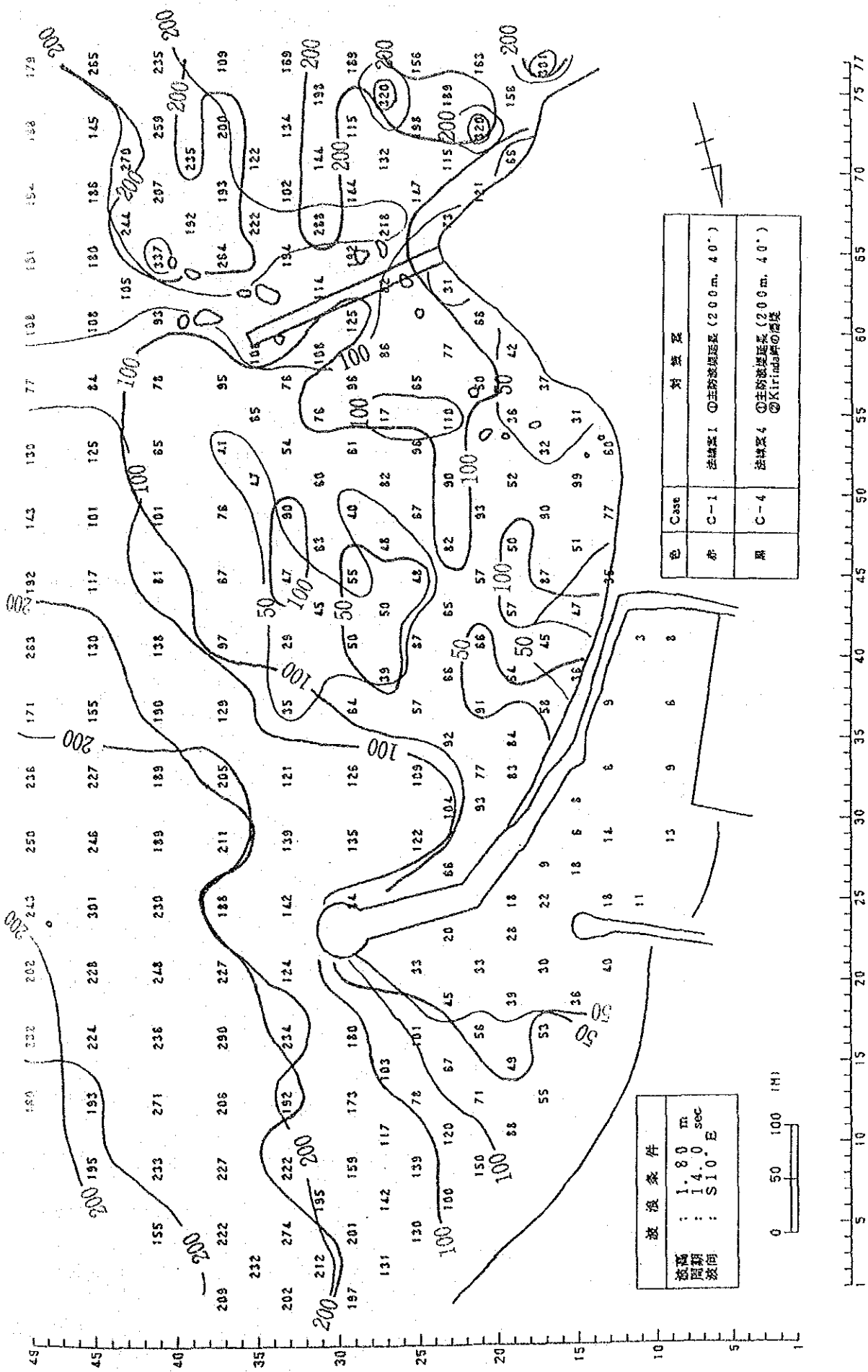
(1)~(3)の検討結果からS Wモンスーン期に対しては、漁港の南側海岸、北側海岸どちらについても法線9が対策案として適しているものと考えられる。

そこでハイブリッドモデルにより漁港周辺の地形変化量の推定を行った。推定された変化土量を領域別に示す。図-3.4.8 に領域の分割を示し、表-3.4.2 および図-3.4.9, 図-3.4.10に領域別の変化土量を示す。

予測計算は海底地形2種類について行った。まず、1988年5月の海底地形(地形II)でS Wモンスーン5シーズン分の予測を行った(予測I期)。この予測I期結果に基づいて沖側の水深を変更した地形(地形III)でさらにS Wモンスーン5シーズン分の予測を行った。(予測II期)

主防波堤からキリダ岬間では土量の流出入はほとんどない。その領域内では沿岸部からやや沖向きへの漂砂と突堤による遮蔽域での循環流によるキリダ岬側への漂砂がみられるが、量的には5シーズンで10,000 $\text{m}^3$ 程度(表-3.4.2, 1~8 + Z)である。副堤の北東部では北に向かう漂砂による土量の減少が認められる。副堤と主防波堤間の変化土量は少ないものであり、漁船の航行に差し支えるものではない。





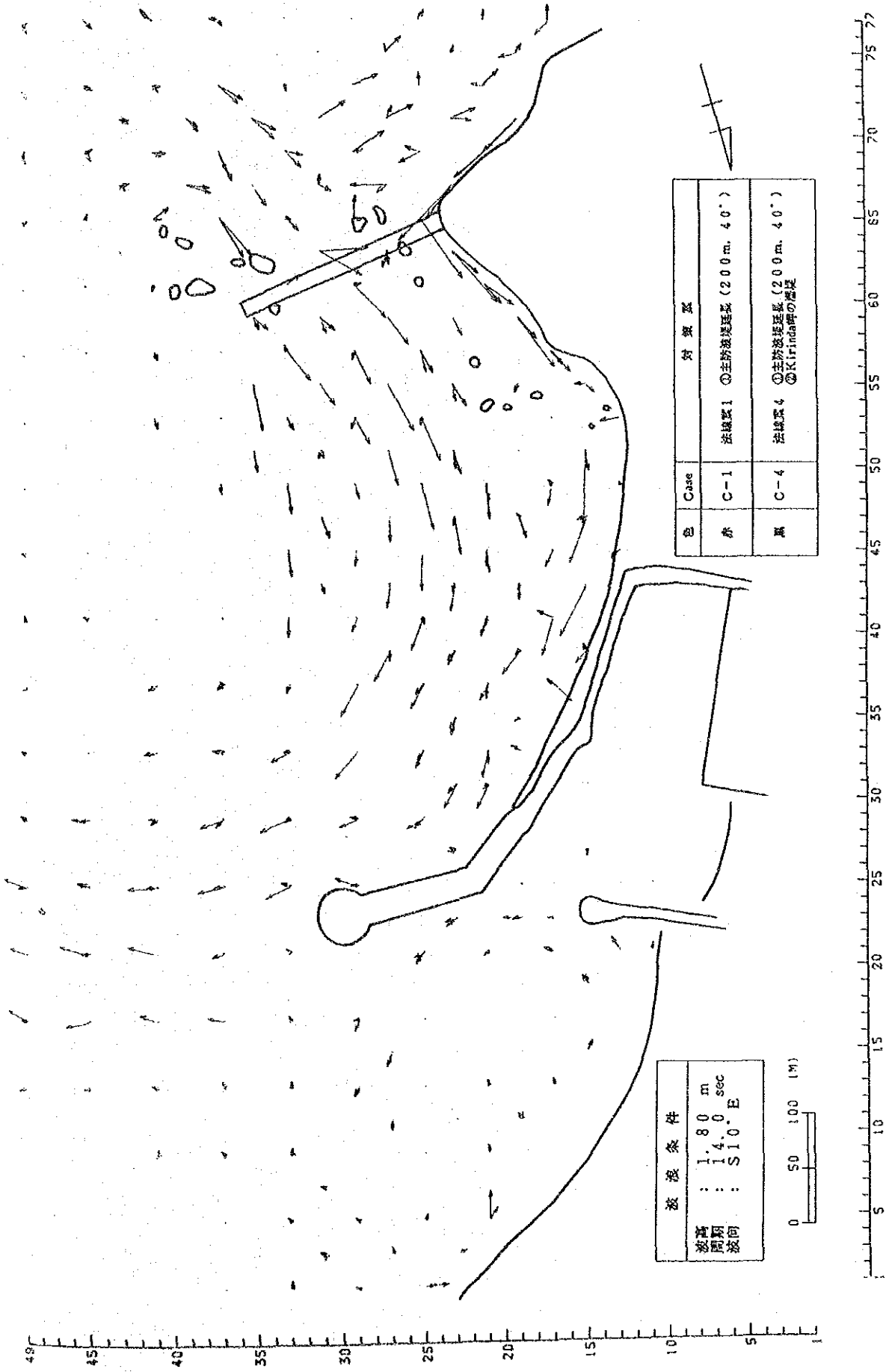
色	Case	対象区
赤	C-1	法線区1 ①主防波堤延長 (200m, 40°)
黒	C-4	法線区4 ①主防波堤延長 (200m, 40°) ②Kiririnda断の高度

波浪条件	
波高	: 1.80 m
周期	: 14.0 sec
波向	: S10°E

図-3.4.4 波高分布の比較

Unit: cm





波浪条件

波高	: 1.80 m
周期	: 14.0 sec
波向	: S10°E

0 50 100 (M)

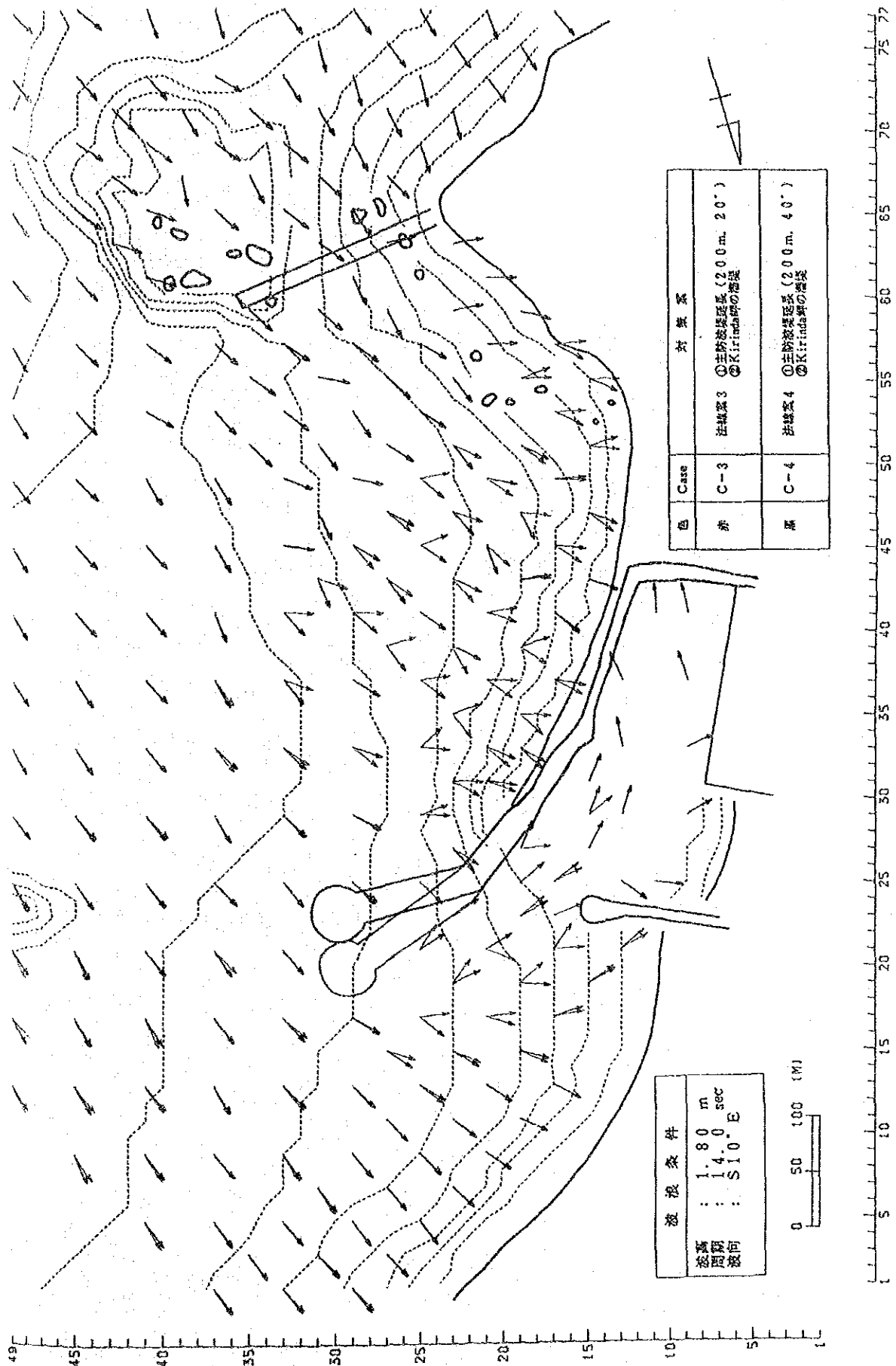
色	Case	対象区
赤	C-1	法線区1 ①主防浪堤延長 (200m, 40°)
黒	C-4	法線区4 ①主防浪堤延長 (200m, 40°) ②Kirindamの増堤

図-3.4.5 流速ベクトル分布の比較

Unit: 1 m/sec







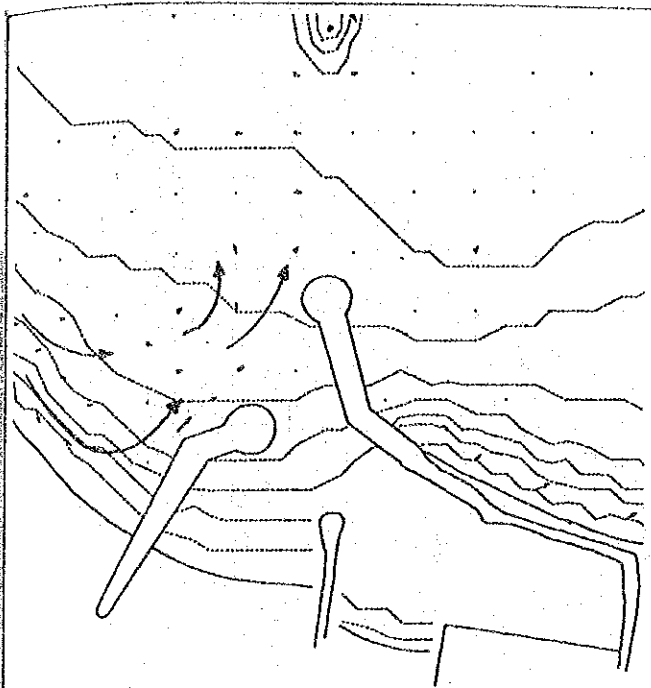
波 浪 条 件  
 波 高 : 1.80 m  
 波 期 : 14.0 sec  
 波 向 : S10°E

0 50 100 (M)

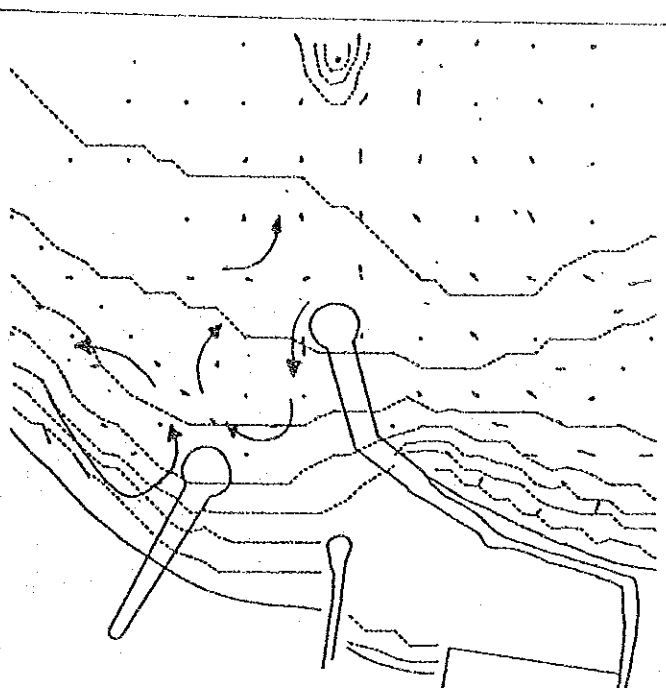
色	Case	対 象 系
赤	C-3	法線系3 ①主防波堤延長系(200m, 20°) ②Kirinda岬の橋梁
青	C-4	法線系4 ①主防波堤延長系(200m, 40°) ②Kirinda岬の橋梁

図-3.4.6 波向分布の比較

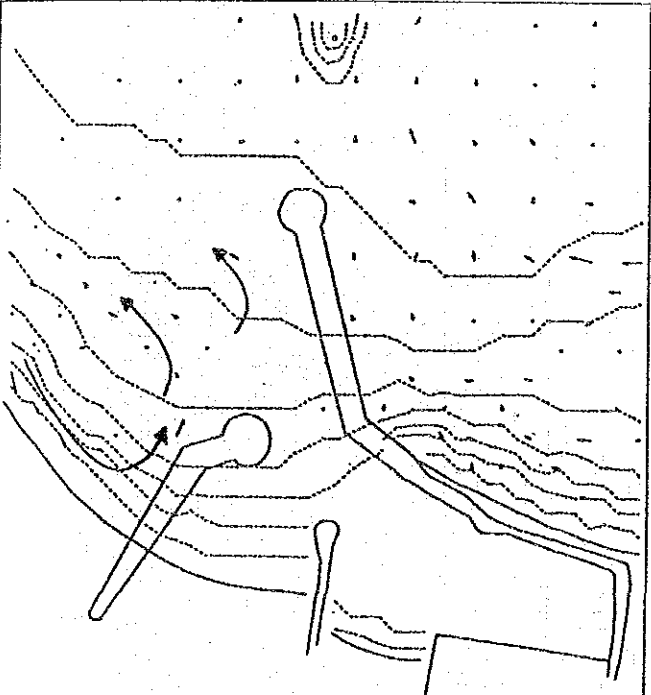




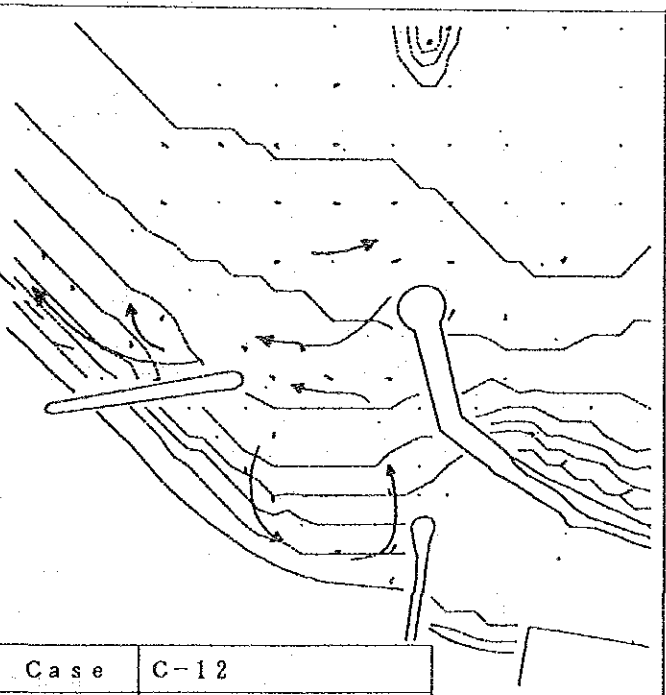
Case	C-10
対策案 (法線案8)	①主防波堤延長(200m, 40°) ②Kirinda岬突堤 ③新副堤(タイプa)



Case	C-6
対策案 (法線案6)	①主防波堤延長(200m, 40°) ②Kirinda岬突堤 ③新副堤(タイプb)



Case	C-8
対策案 (法線案7)	①主防波堤延長(300m, 40°) ②Kirinda岬突堤 ③新副堤(タイプa)



Case	C-12
対策案 (法線案9)	①主防波堤延長(200m, 40°) ②Kirinda岬突堤 ③新副堤(タイプc)

波浪条件	波高 : 1.80m
	周期 : 14.0sec
	波向 : S10°E

図-3.4.7 港口部周辺の流況比較

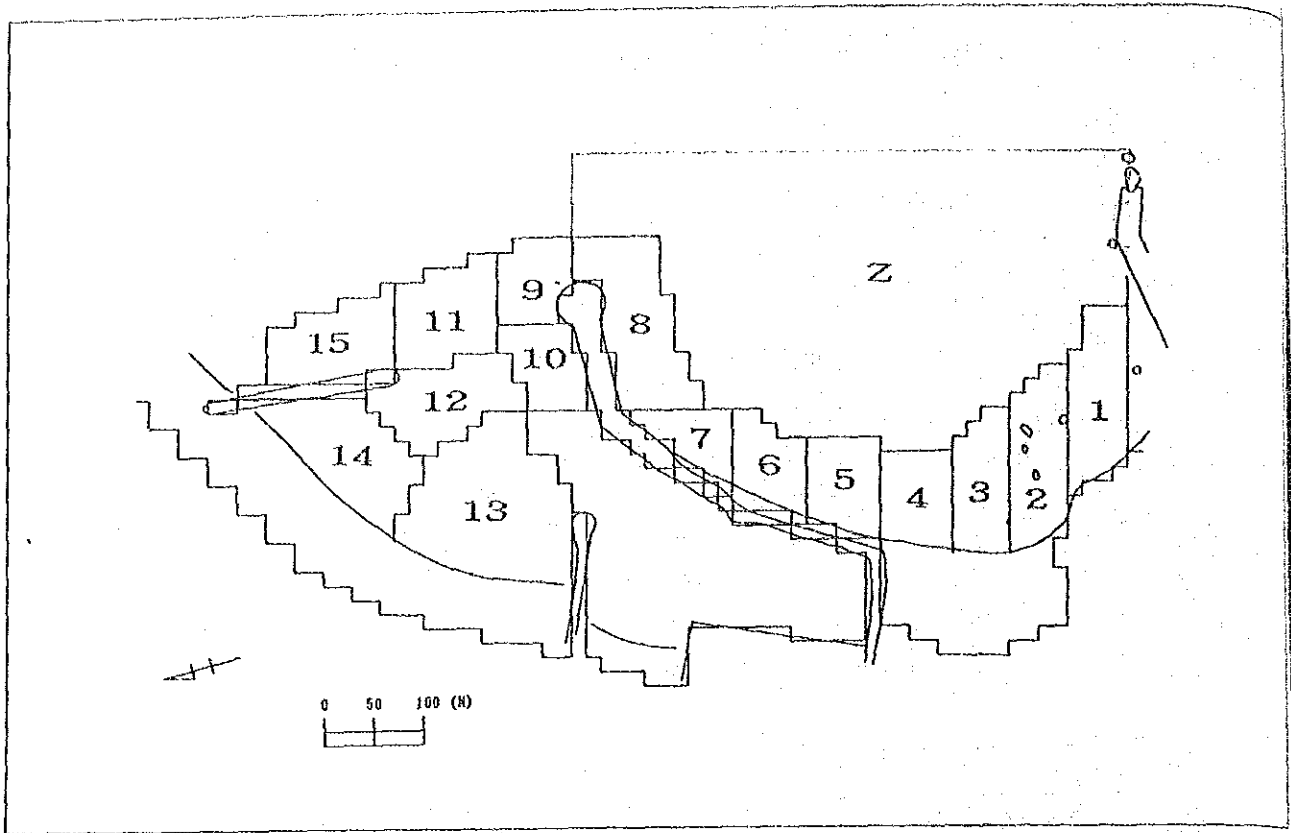


図-3.4.8 土量変化の算定領域 (法線案9)

表-3.4.2 領域別土量変化 (対策案, SWモンスーン)

(単位:  $\times 10^3 \text{ m}^3$ )

領域	法線-9 (予測Ⅰ期)		法線-9 (予測Ⅱ期)		+ : 堆積 - : 侵食
1	-0.3	4.9	4.0	4.1	
2	2.0		2.6		
3	1.4		-1.2		
4	1.8		-1.3		
5	-3.5	-5.2	-0.7	-11.9	
6	-0.3		-3.4		
7	-1.4		-7.8		
8	6.7		-4.6		
9	1.0	2.4	0.4	-1.8	
10	4.4		2.7		
11	-1.4		-3.0		
12	-1.6		-1.9		
13	-2.3	-3.7	-1.4	-0.7	
14	-1.4		0.7		
15	-12.0		-16.6		
Z	5.4		21.1		
1~8 + Z	11.8		8.7		

注) 本計算は、SWモンスーンの波浪条件を5シーズン連続して適用したものである。

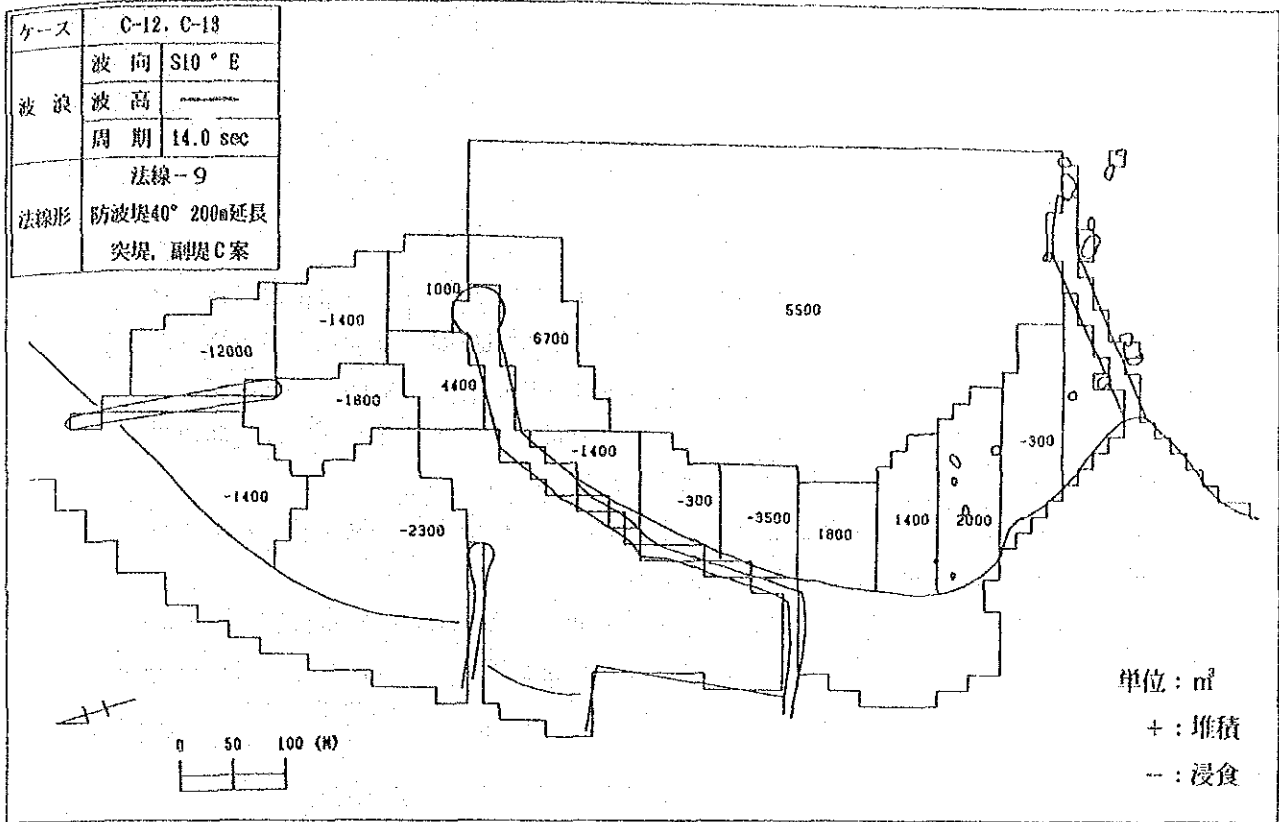


図-3.4.9 領域別土量変化(対策案, 法線形-9 (予-I) SW波, 1.8m, 1.25m, 5シーズン)

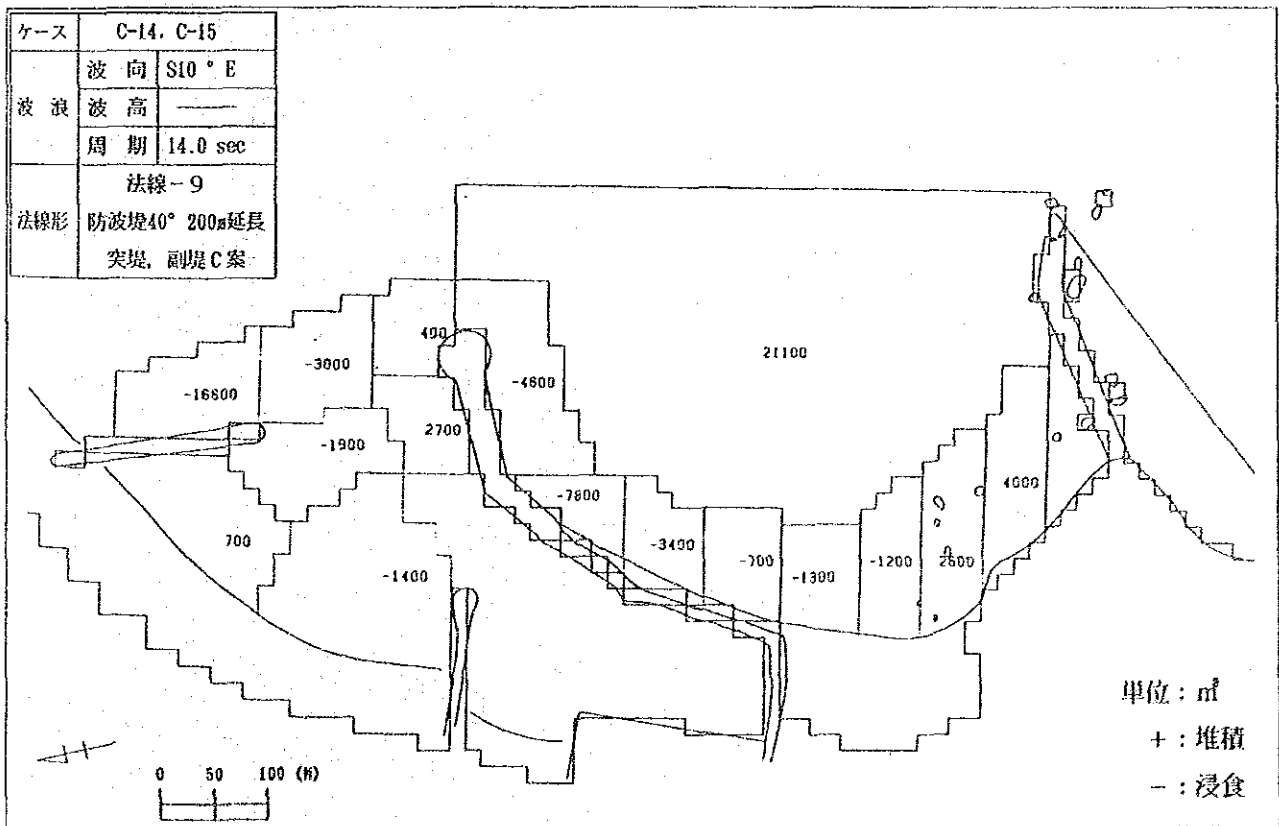


図-3.4.10 領域別土量変化(対策案, 法線形-9 (予-II) SW波, 1.8m, 1.25m, 5シーズン)

### 3.4.2 NEモンスーン期における対策案の効果

#### (1) 法線9,10,11 に対する検討結果

SWモンスーン期の波浪条件について、検討された各種の対策案のうち最も効果的と考えられる法線9,11について、NEモンスーン時の波浪条件について検討を行った。漁港周辺における各分割領域を図-3.4.11に示し、各領域における変化土量を表-3.4.3 および図-3.4.12~3.4.13に示す。法線9では副堤の北側において20,000m<sup>3</sup> (表-3.4.3, 15) 近い堆砂が認められる。しかし、副堤、主防波堤間あるいは主防波堤前面からキリダ岬にかけては特に大きな変化は見られない。

法線11は副堤Cの基部の形状を変更、副堤堤頭部付近の堆砂の軽減を計ったものであり、堤頭部付近での堆砂量はかなり軽減された。

法線10は副堤Cの北東側 150mの位置に防砂突堤（先端水深4m）を設置したものである。これにより、NEモンスーン時における漂砂を低減し、港口からの漂砂流入の低減を計ったものである。

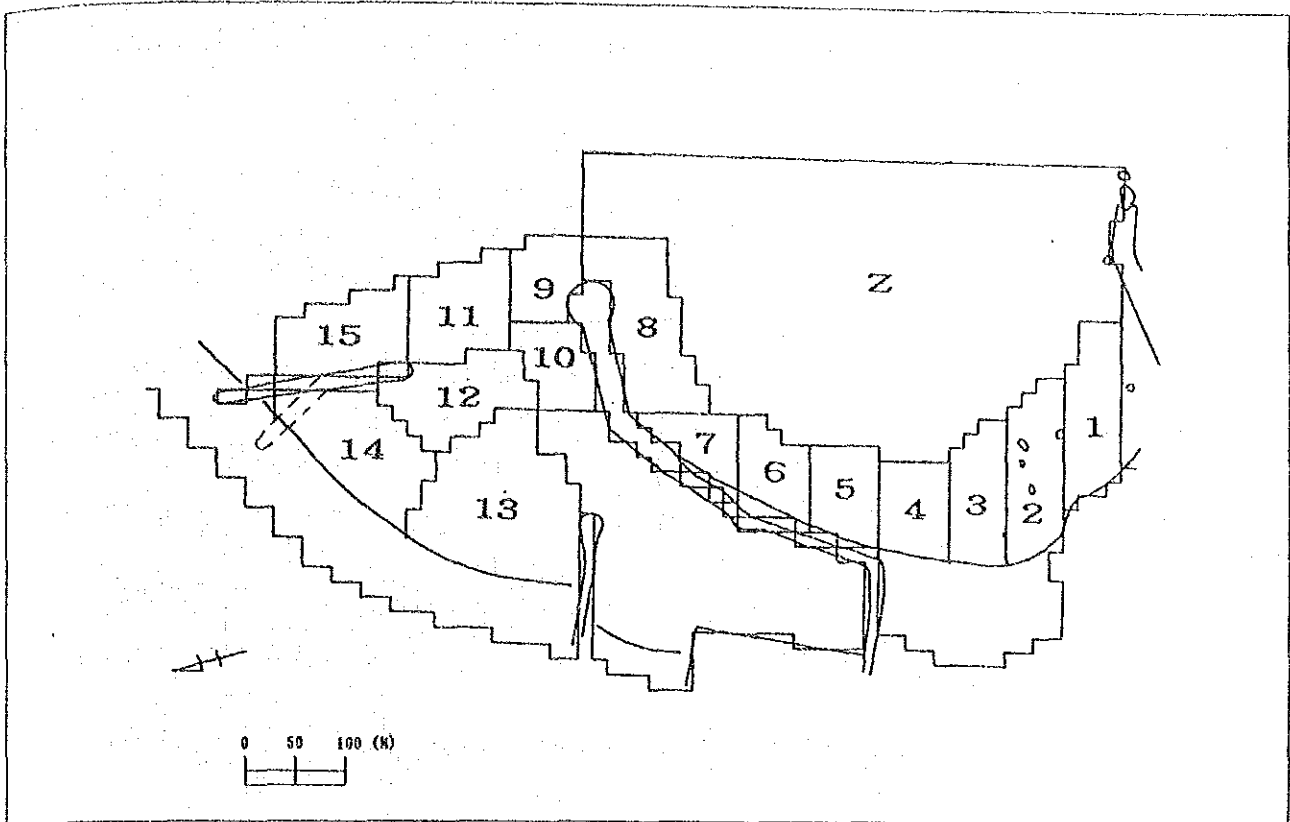


図-3.4.11 土量変化の算定領域 (法線案9, 法線案11)

表-3.4.3 領域別土量変化 (対策案, NEモンスーン)

(単位:  $\times 10^3 \text{ m}^3$ )

領域	法線-9		法線-11	
1	3.7	- 3.3	3.9	- 3.3
2	1.7		1.8	
3	- 3.1		- 2.9	
4	- 5.6		- 6.1	
5	- 2.4	-12.1	- 2.5	-12.6
6	- 5.7		- 5.4	
7	- 4.0		- 4.7	
8	2.0		2.1	
9	- 0.1	7.5	0.2	0.4
10	0		0	
11	6.1		0.4	
12	1.5		- 0.2	
13	0	0.1	- 0.3	-0.2
14	0.1		0.1	
15	18.6		10.3	
Z	10.7		11.2	

+ : 堆積  
- : 侵食

注) 本計算は、NEモンスーンの波浪条件を5シーズン連続して適用したものである。



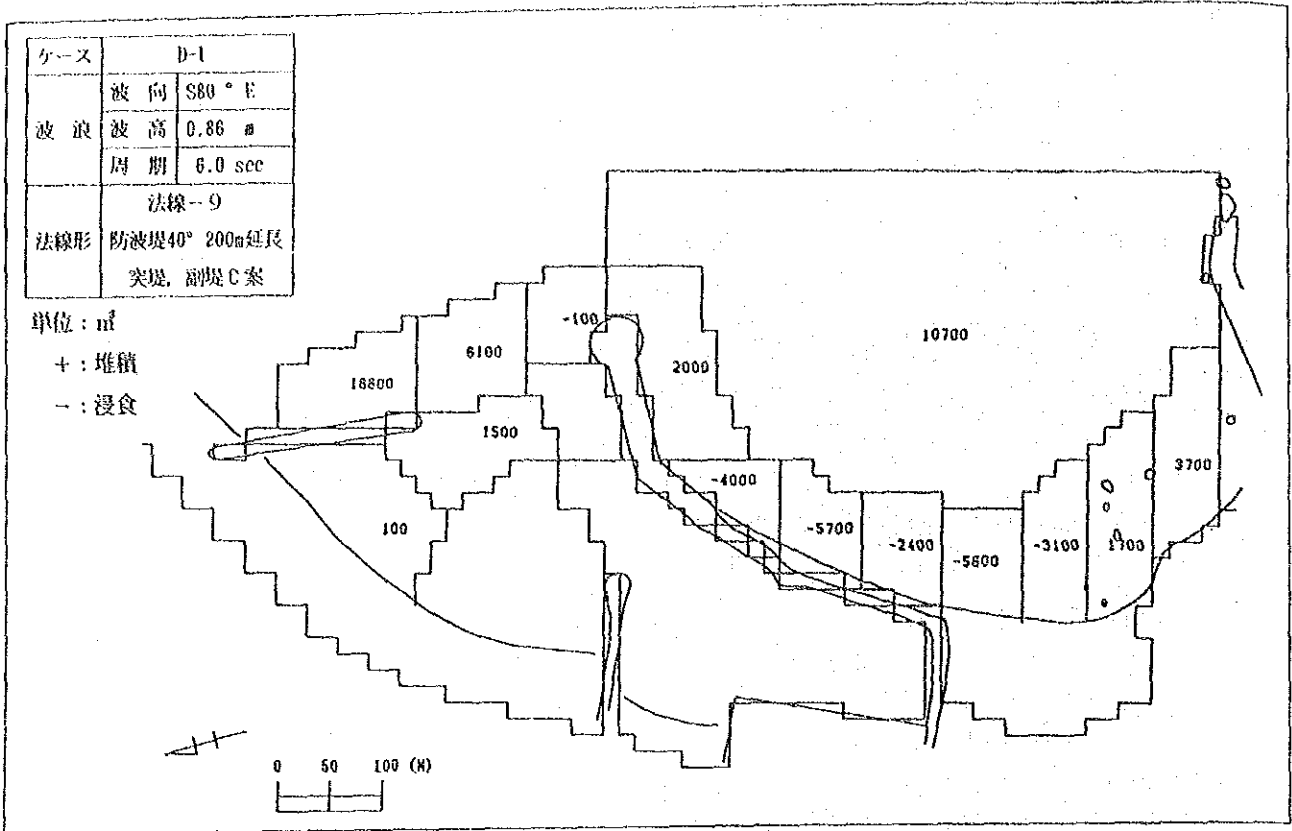


図-3.4.12 領域別土量変化(対策案, 法線形-9(予-1) NE波, 0.86m, 5シーズン)

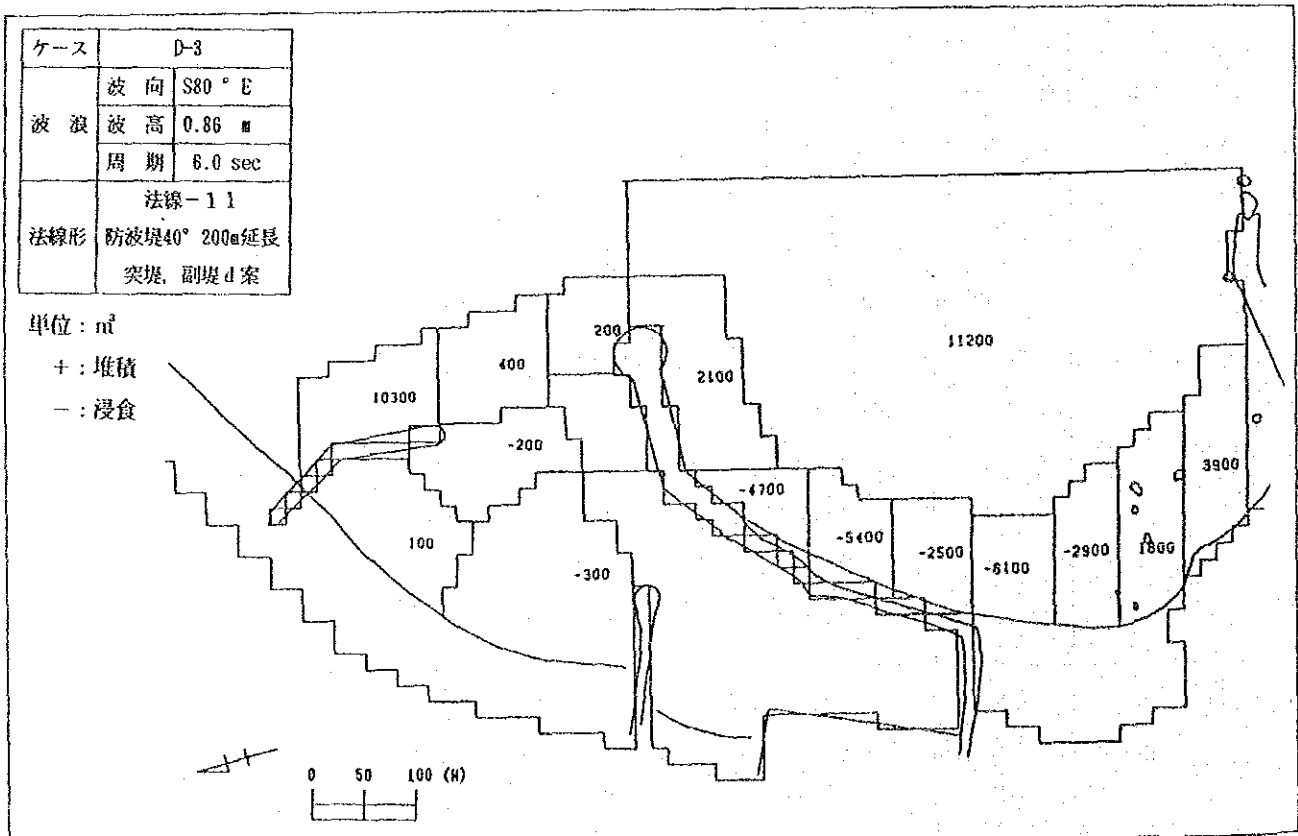


図-3.4.13 領域別土量変化(対策案, 法線形-11(予-1) NE波, 0.86m, 5シーズン)

### 3.4.3 通年における対策案の検討

SWおよびNEモンスーン期それぞれに対する検討結果に基づき、対策案として効果の高いと考えられる法線-11についてSW、NEの両モンスーン期の外力を交互に作用させ5年、および10年後の地形変動に対する予測を行なった。

法線-11は法線-9と較べ、副堤基部の形状が異なっており、この効果はNEモンスーン期に対する検討で確認された。法線-11についてのSWモンスーン期に対する実験結果はないが、SWモンスーン期における外力は法線-9とほとんど同じと考えられるので、今回の予測計算においてSWモンスーン期の外力としては法線-9の実験結果を用いた。

土量変化算定のために漁港周辺を図-3.4.14に示す領域に分割した。各領域における5年後(予測Ⅰ期)、10年後(予測Ⅱ期)における変化土量を表-3.4.4、図-3.4.15、3.4.16に示す。

計算結果から、強い堆積あるいは侵食の傾向が見うけられる領域は見られなかった。

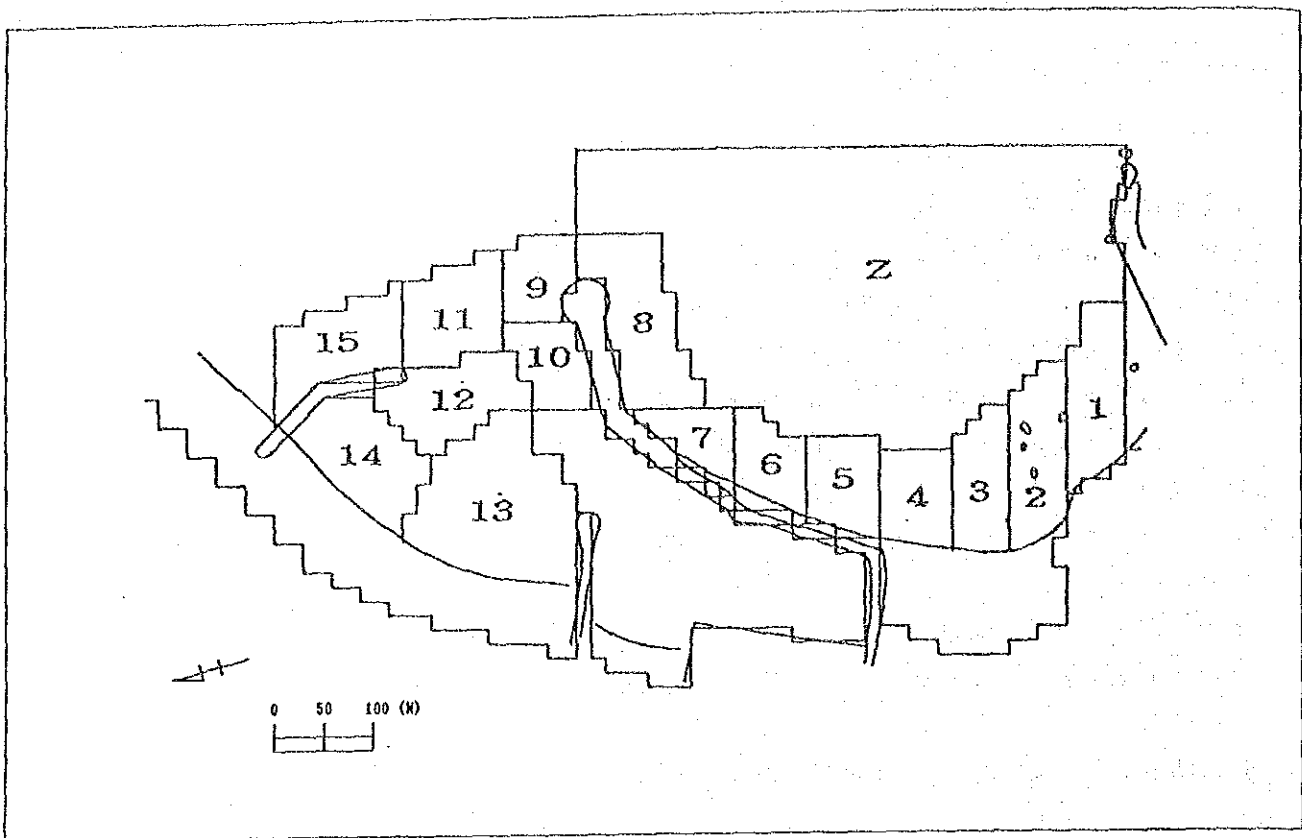


図-3.4.14 土量変化の算定領域 (法線案11)

表-3.4.4 領域別土量変化 (対策案, NEモンスーン: 法線形11, 5年)

(単位:  $\times 10^3 \text{ m}^3$ )

領域	法線-11 (予測I期)		法線-11 (予測II期)	
1	2.6	- 1.6	5.0	- 1.2
2	1.6		1.5	
3	- 2.5		- 3.3	
4	- 3.3		- 4.4	
5	- 3.3	-11.3	- 0.3	-13.8
6	- 4.5		- 5.1	
7	- 3.5		- 8.4	
8	8.0		- 3.8	
9	1.3	2.6	0.6	- 1.9
10	4.3		2.6	
11	- 1.3		- 3.0	
12	- 1.7		- 2.1	
13	- 2.5	- 3.6	- 1.7	- 0.6
14	- 1.1		1.1	
15	- 3.9		- 7.2	
Z	13.4		26.2	
1~8 + Z	8.5		7.4	

+ : 堆積  
- : 侵食

注) 本計算は、SWおよびNEモンスーンの波浪条件を交互に合計10シーズン連続して適用したものである。

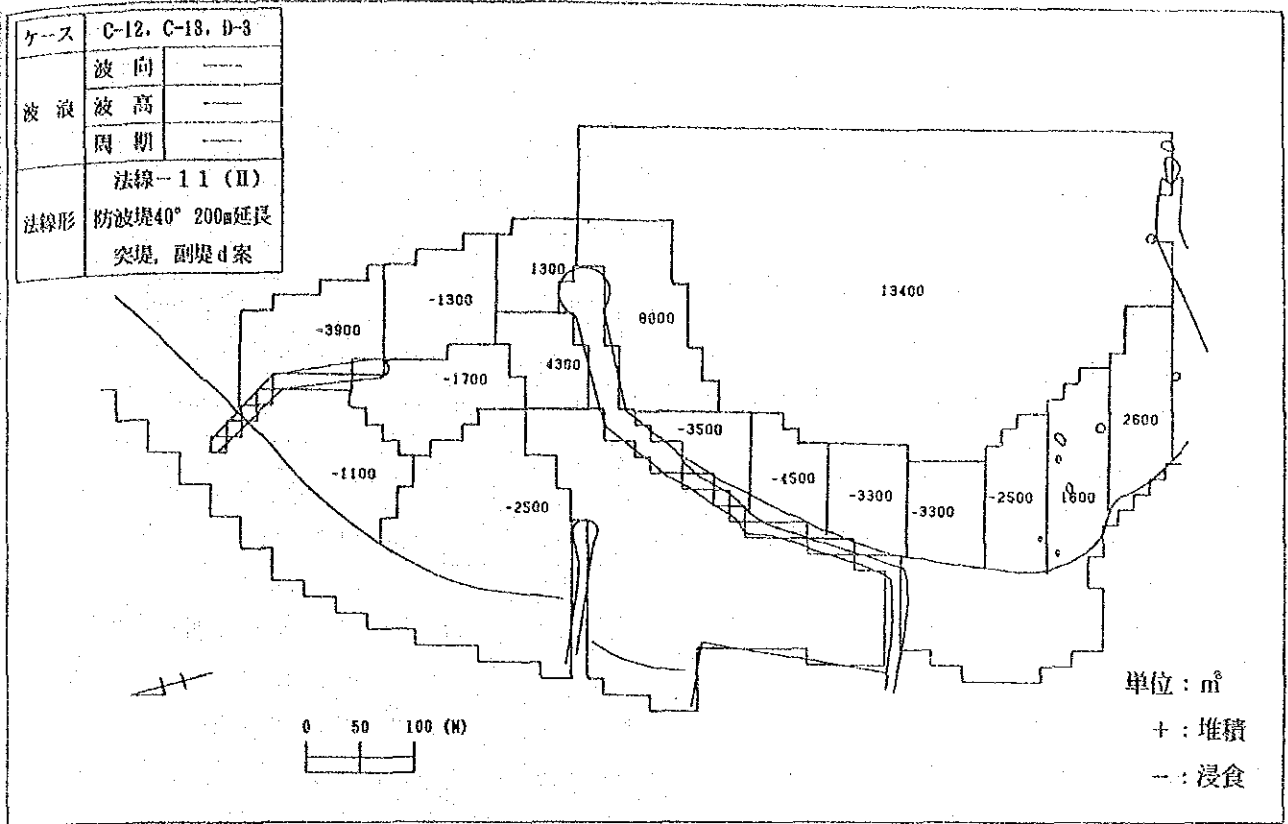


図-3.4.15 領域別土量変化(対策案, 法線形-11(予-I) SW, NE 波組合せ 5年)

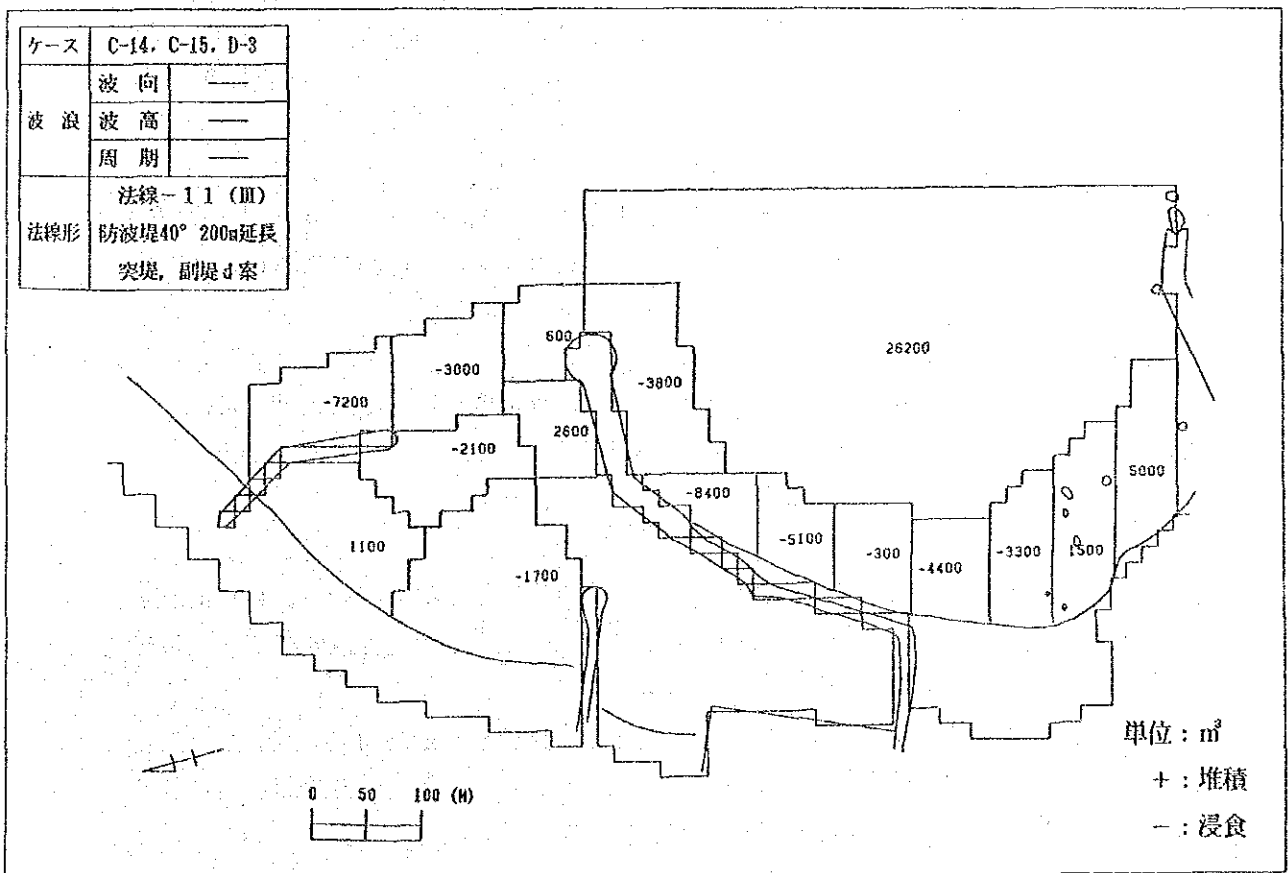


図-3.4.16 領域別土量変化(対策案, 法線形-11(予-II) SW, NE 波組合せ 5年)

### 3.4.4 移動床実験からの対策案の検討

#### (1) 相似性の検討

##### ①相似性の検討方法

###### ・砂の移動形態の相似性

次式を条件式とし、これを満足するか否かにより検討した。

$$n_{ux}/n_{wo} = n_{ux}/n_{wo} = 1 \quad \dots\dots\dots (3.4.1)$$

$n_{ux}$  : 摩擦速度の縮尺

$n_{wo}$  : 沈降速度の縮尺

###### ・海浜断面の相似性

次式で算定される指標C値により、堆積型であるか侵食型であるかを判別して評価した。

$$C = (H_o/L_o) (d/L_o)^{-0.67} (i)^{0.27} \quad \dots\dots\dots (3.4.2)$$

$H_o, L_o$  : 深海波高, 波長

$d$  : 底質粒径

$i$  : 海底勾配

###### ・移動限界水深の相似性

次式により、現地と模型での完全移動限界水深  $h_c$  を算定し、比較検討した。

$$H_o/L_o = 2.4(d/L_o)^{1/3} \sinh(2\pi h_c/L) (H_o/H) \quad \dots\dots\dots (3.4.3)$$

##### ②相似性の検討結果

###### ・砂の移動形態の相似性

本実験における  $n_{wo}$  は 0.15~0.20 程度と考えられるが、 $n_{ux} = n_{wo}^{1/2} = \sqrt{T/50} = 0.14$  であり、その結果  $n_{ux}/n_{wo}$  はほぼ 1 に近くなるから、模型における構造物周辺の移動形態は現地と比較的相似であると考えられる。

###### ・海浜断面の相似性

砂村・堀川の分類区分によると、堆積型、侵食型の判別は次の通りである。

現地 :  $C < 18$  : 堆積型,  $C > 18$  : 侵食型

模型 :  $C < 4 \sim 8$  : 堆積型,  $C > 4 \sim 8$  : 侵食型

SW系およびNE系の各実験波浪について、検討した結果を表-3.4.5に示す。海底勾配については、移動床実験で測定対象としている領域の急勾配部と緩勾配部の勾配値に近い値として 1/10, 1/20 を選択した。

上記の分類区分によると、SW系では現地、模型とも堆積型で一致している。NE系では、模型条件に対する判別が分類ⅠあるいはⅡとも区分境界にあたっており、現地と模型の海浜断面の相似性は明瞭ではない。

表-3.4.5 堆積・侵食の型

	S W系		N E系			
	現地	模型	現地	模型	現地	模型
波浪条件	1.25 m 14 sec	2.5 cm 1.98 sec	0.86 m 6 sec	1.7 cm 0.85 sec	1.20 m 6 sec	2.4 cm 0.85 sec
C (i=1/10)	17	2.9	21	4	28	5
(i=1/20)	14	2	17	3.1	24	4
判別 (i=1/10)	堆積型	堆積型	侵食型	区分境界	侵食型	区分境界
(i=1/20)	堆積型	堆積型	堆積型	"	侵食型	"

\* i : 海底勾配

・移動限界水深の相似性

完全移動限界水深  $h_c$  を現地と模型に対して算定した結果、模型の移動限界水深の現地換算量は現地の移動限界水深の 1/3~1/4 程度であり、模型の方が底質が移動しにくい状態であった。

(2) 時間縮尺の検討

いま水深 -20mにおける、波エネルギーの沿岸方向成分の縮尺  $n_{E_a}$  を式(3.4.3) によって算定し、時間縮尺  $n_{t_s}$  を樁木等にしたがって式(3.4.4) にて算定した。算定結果を、表-3.4.6 に示す。

$$n_{E_a} = \frac{(E_a \sin \alpha_0 \cos \alpha_0 k_r^2) m}{(E_a \sin \alpha_0 \cos \alpha_0 k_r^2) p} = \frac{(E_a) m}{(E_a) p} \quad (3.4.3)$$

$$n_{t_s} = n_B \cdot \mu^2 (n_\gamma \cdot n_{E_a})^{-1} \quad (3.4.4)$$

$\alpha_0$  : 波向角

$n_B$  : 漂砂の移動帯幅の縮尺

$k_r$  : 屈折係数

$n_\gamma$  : 底質特性に関する縮尺 (1/1.2)

表-3.4.6 時間縮尺

	S W モンスーン期		N E モンスーン期			
	現地量	模型量	現地量	模型量	現地量	模型量
波浪条件 (波高)	1.25 m	2.5 cm	0.86 m	1.7 cm	1.20 m	2.4 cm
(周期)	14 sec	1.98 sec	6 sec	0.85 sec	6 sec	0.85 sec
$n_{t_s}$	1/21.4		1/51.3		1/120.9	

(3) 移動床実験結果

①波作用時間の現地換算

表-3.4.6 に示す時間縮尺に基づいて、現地に換算した作用時間（シーズン）を算定した。その結果を、表-3.4.7 に示す。

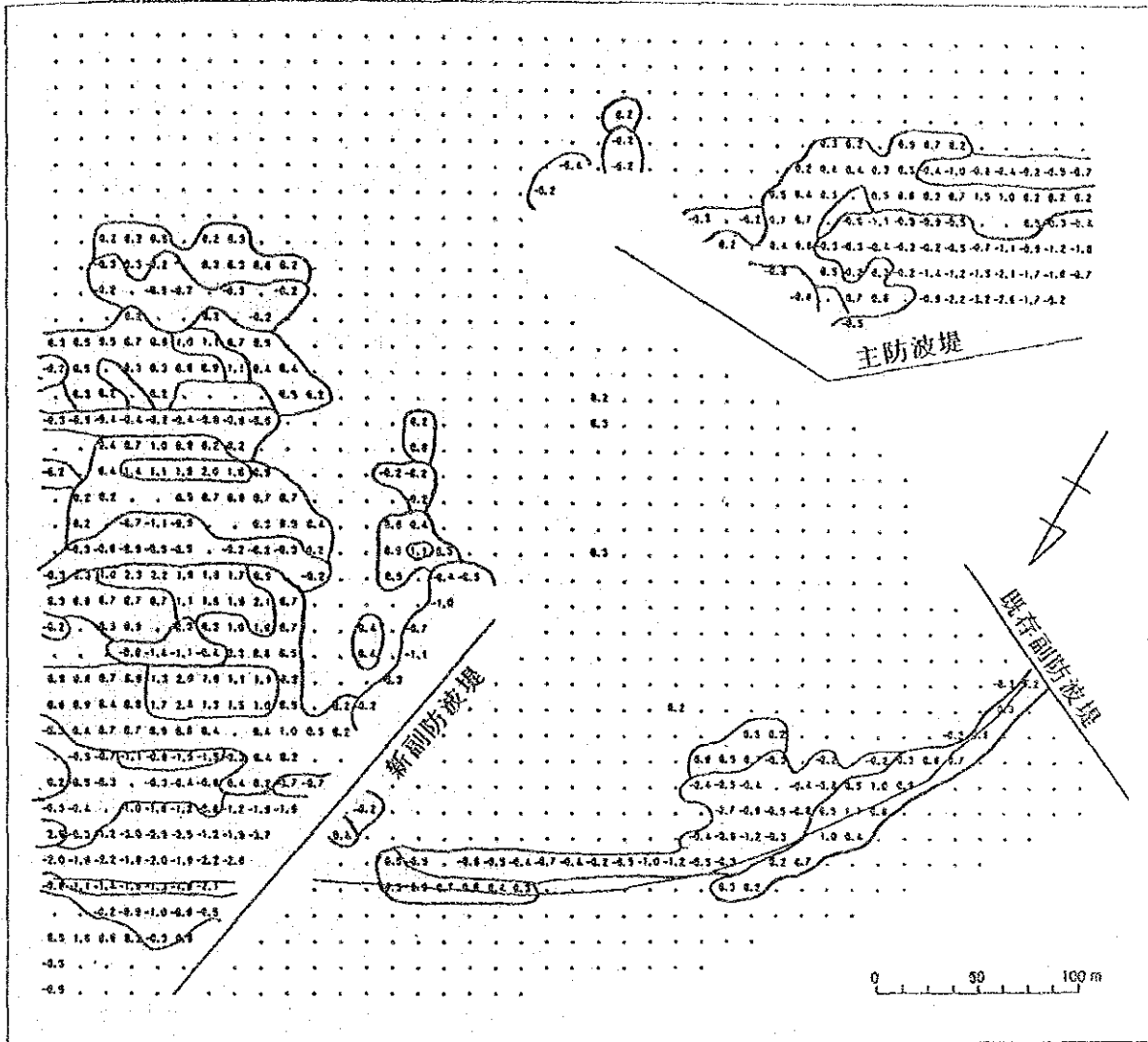
表-3.4.7 時間縮尺

対象ケース	S W モンスーン期 E-2		N E モンスーン期 E-1			
	現地量	模型量	現地量	模型量	現地量	模型量
波浪条件 (波高)	1.25 m	2.5 cm	0.86 m	1.7 cm	1.20 m	2.4 cm
	(周期)	14 sec	1.98 sec	6 sec	0.85 sec	6 sec
波作用時間 (実験)	24.0		5		10	
現地波作用時間換算	0.11 シーズン		0.24 シーズン		2.2 シーズン	

②移動床実験結果

S W モンスーン期では、 $H=1.25m, T=14sec$  の波浪を0.11シーズン、N E モンスーン期では、 $H=0.86m, T=6sec$  の波浪を0.24シーズン程度作用させた後の地形変化量は、図-3.4.17, 図-3.4.18に示す通りである。N E モンスーン期においてさらに  $H=1.20m, T=6sec$  の波浪を2.2 シーズン程度作用させた後の地形変化を図-3.4.19に示す。今回の実験の範囲では、漁船の航行に関係すると考えられる領域での堆砂の影響はほとんど認められなかった。

UNIT : m

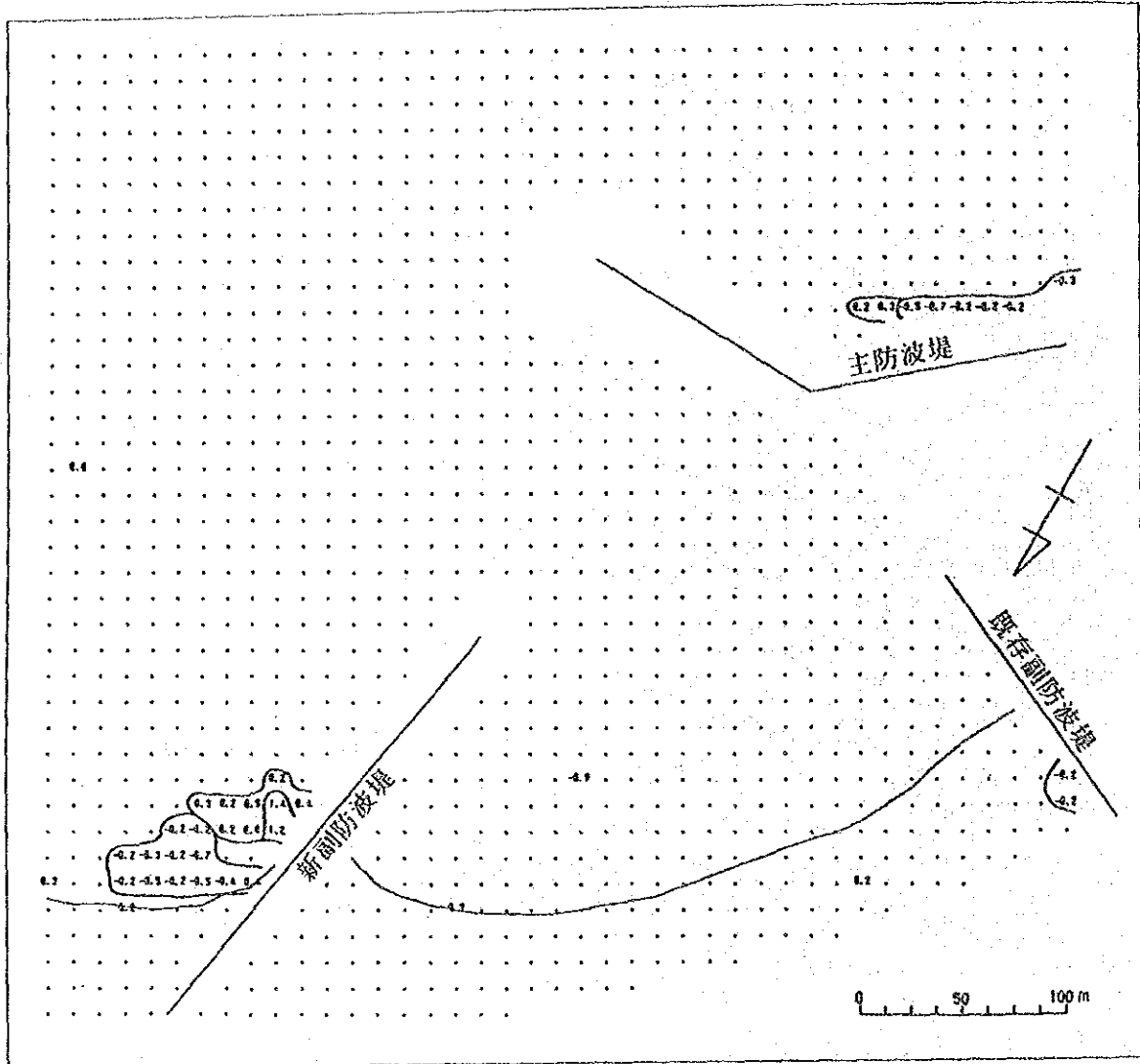


Case	E-2
波浪条件	波高: 1.25 m , 周期: 14.0 sec , 波向: S10° E 波当時間: 24 hours
対策案(法線9)	①主防波堤延長 (200m, 40°) ②新副堤 (タイプC)
備考	①図中の法線は防波堤の中心線を示す。 ②図中の汀線は初期汀線を示す。 ③数字の記載のない点は地形変化無し。

図-3.4.17 地形変化測定結果 (ケースE-2, 初期地形からの変化量)



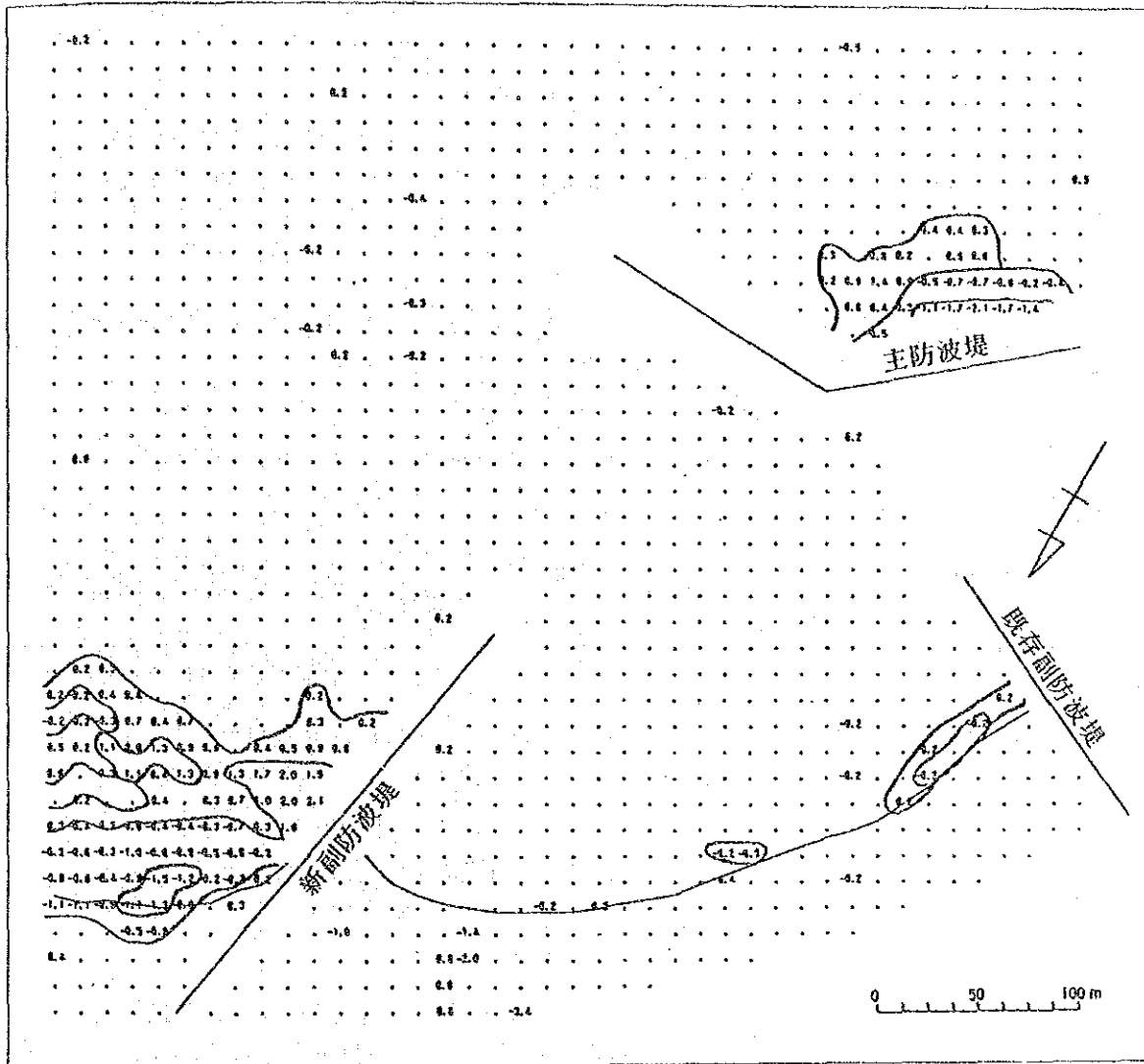
UNIT : m



Case	E-1
波浪条件	波高: 0.86 m , 周期: 6.0 sec , 波向: S 80° E 波当時間: 5 hours
対策案 (法線9)	①主防波堤延長 (200m, 40°) ②新副堤 (タイプC)
備考	①図中の法線は防波堤の中心線を示す。 ②図中の汀線は初期汀線を示す。 ③数字の記載のない点は地形変化無。

図-3.4.18 地形変化測定結果 (ケースE-1, 初期地形からの変化量)

UNIT : m



Case	E-1
波浪条件	波高: 0.86m , 周期: 6.0 sec , 波向: S80° E 波当時間: 5 hours
波浪条件	波高: 1.20m , 周期: 6.0 sec , 波向: S80° E 波当時間: 10 hours
対策案 (法線9)	①主防波堤延長 (200m, 40°) ②新副堤 (タイプC)
備考	①図中の法線は防波堤の中心線を示す。 ②図中の訂線は初期訂線を示す。 ③数字の記載のない点は地形変化無。

図-3.4.19 地形変化測定結果 (ケースE-1, 初期地形からの変化量)

参 考 文 献

1. Sato, S., T. Iijima, and N. Tanaka (1963) A study of critical depth and mode of sand movement using radioactive glass sand, Proc. 8th Conf. on Coastal Eng., pp304-323.
2. Nishimura, H., Horikawa, K., et al. (1972) On the forecasting of typhoon generated waves in Beppu Bay, Coastal Eng. in Japan, 15, pp1-12.
3. Kommar, P. D. (1976) Beach Processes and Sedimentation, Prentice-Hall, New Jersey.
4. Ozasa, H. and Brampton, A. H. (1980) Mathematical modeling of beaches backed by seawalls, Coastal Eng., Vol. 4, No. 1, pp47-64.
5. Hallermeler, R. J. (1983) Sand transport limits in coastal structure design, Proc. Coastal Structure '83, ASCE., pp703-716.
6. 榎木 亨, 1984 : 移動床模型実験の相似率, 水工学に関する夏期研修会 講義集, 土木学会, pp.B-5-1~B-5-14
7. Deguchi, I. and Sawaragi, T. (1984) Calculation of the rate of net on-offshore sediment transport on the basis of flux model, Proc. 19th ICCE, pp1325-1341.
8. Chandrawansa, P. D. (1987) Wave and current measurement in Sri Lanka, COPEDEC II, Beijing, China, pp1597-1611.
9. 山本正昭・間辺本文, 1989 : Headlandによる漂砂制御に関する基礎的研究, 第36回海岸工学講演会 論文集, 土木学会, (in press)

## 第4章 埋没対策案の構造諸元の検討



#### 第4章 埋没対策案の構造諸元の検討

本章では、第3章で提案した漁港埋没対策案（法線案11）の断面構造諸元を以下の手順で検討した。図-4.1.1 に法線案11の平面配置を示す。

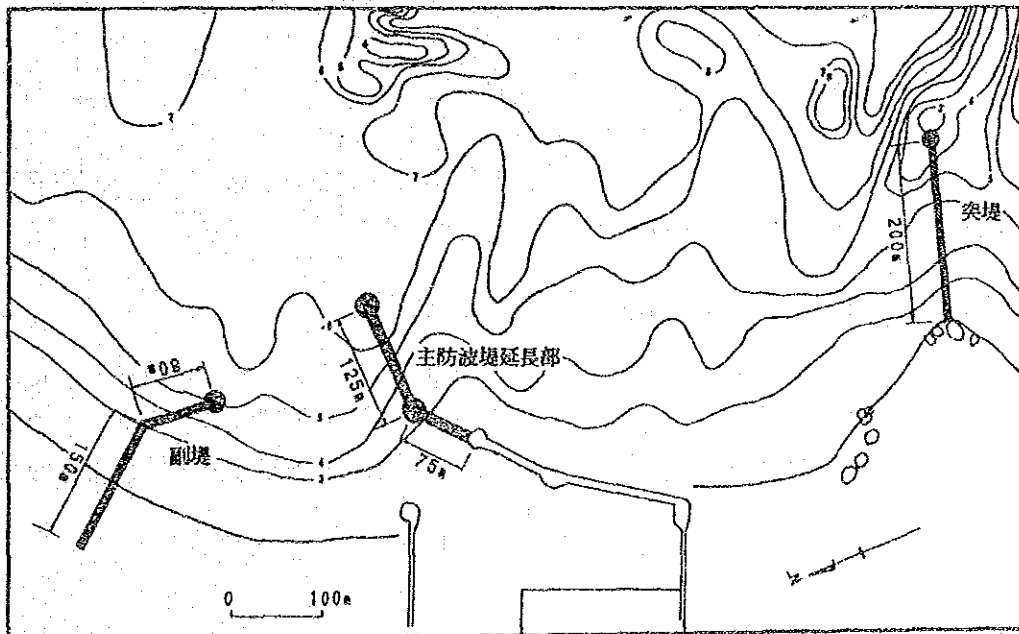
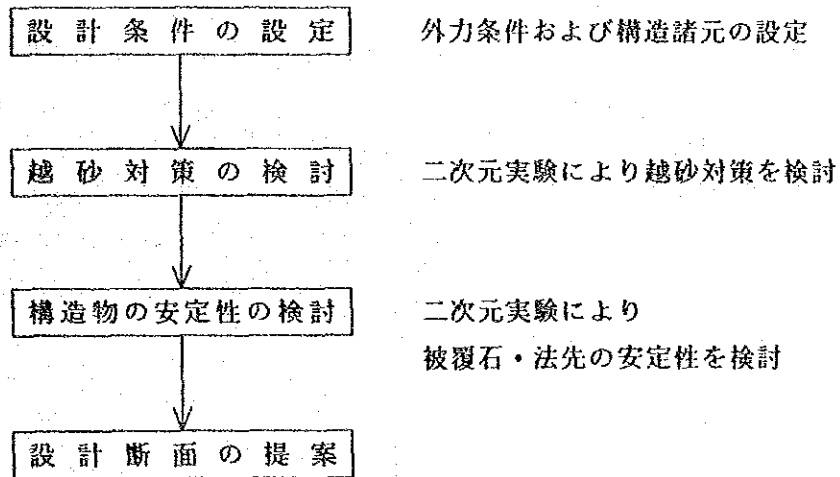


図-4.1.1 法線案11の平面配置

## 4.1 設計条件および構造諸元の設定

### 4.1.1 設計波の検討

埋没対策案の断面構造の設計は、計画地点での通過最大波に対して行なうこととした。

1981年に報告されたキリンダ漁港の基本設計調査によれば、設計波の検討にあたって以下の異常時波浪を検討している。

①沖合観測結果(\*) から確率波高を求め、波浪変形計算により計画点での波高を推定する。

(\*) 『Ocean Wave Statistic』および『Marine Climatic Atlas of the World』

②Hambantotaの強風記録から、SMB法により計画地点の波浪を推算する。

その検討の結果、設計沖波として①より推定された50年確率波が用いられた。諸元は以下のとおりである。

$$H_o = 8.3 \text{ m}$$

$$T = 10.0 \text{ sec}$$

波向：SSW

この作業においては、この海域において高浪を生起する原因となるサイクロンについては、サイクロンが南部を通過することがまれであることから、解析されていない。

しかしながら、過去100年のサイクロンの経路(図-4.1.2参照)を検討したところ、スリ・ランカおよび近辺を通過したものは約40コで、そのうち南部に影響したと考えられるものは2、3コと思われる。すなわち、キリンダ地点においてサイクロンによる異常波浪が来襲する頻度は30～50年に1度程度と考えられる。

したがって、構造物の設計波を検討する上で、サイクロンによる異常波浪も考慮する必要があると考え、今回の調査ではサイクロンによる異常波浪の推算を行ない、前回の設計沖波と比較検討して設計波を設定することとした。

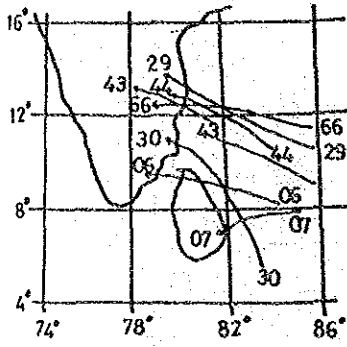
#### (1) サイクロンによる異常波浪の推算

ここでは、1900年以降に来襲したサイクロンのうち、最大級に近い規模をもったと考えられる1978年11月のサイクロンをモデルサイクロンとして過去のサイクロンの通過経路からキリンダ地点に影響のあると考えられる仮想経路を想定して波浪の推算を行い、キリンダ地点の沖波設計波を検討した。

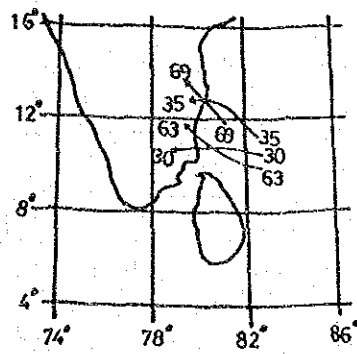
#### ①推算方法

波浪推算は、有義波法のうち、計算領域内の各格子点状の波浪諸元が得られる「格子点法」を用いた。また、波浪推算の外力となる風場の設定には、Myersの気圧分布式から傾度風を求めるものとした。

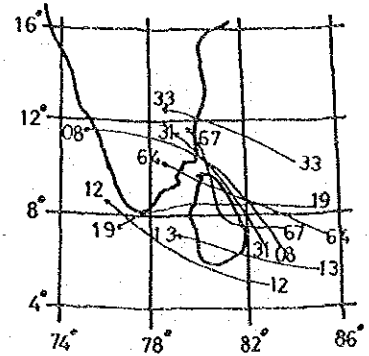
1~5月 (1901~1978年)



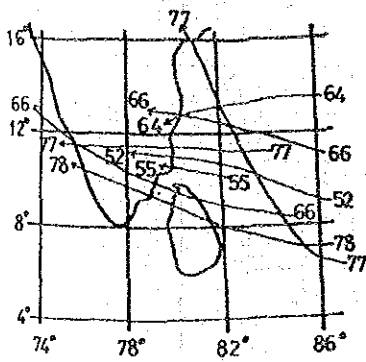
10月 (1901~1978年)



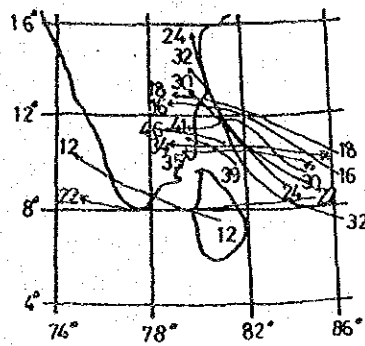
12月 (1901~1978年)



11月 (1951~1978年)



11月 (1901~1950年)



各経路に示した数字はそのサイクロンが発生した西暦の下2ケタを示す。

図-4.1.2 過去 100年のサイクロン経路



②推算条件

推算の対象としたサイクロンの経路およびその諸元は図-4.1.3 に示すとおりである。諸元については中心付近の最大風速しかえられていないので、この風速値を与えるサイクロンの諸元を Mayers の気圧分布式から表-4.1.1 のように推定した。

また、推算対象範囲は、図-4.1.3 に示すように、東西約1600km、南北約1200kmの海域とし、格子間隔は 20km とした。

なお、推算方法およびサイクロン諸元の推定方法は付属資料Eに示す。

表-4.1.1 サイクロン諸元

$$C_1, C_2 = 0.8$$

年	月	日	時 (z)	サイクロン位置		最大風速 (knot)	中心示度 (ΔP)	サイクロン 半径 (km)	進行速度 (km/h)
				東経 (°)	北緯 (°)				
78	11	20	0	89.7	7.6	40	20	100	10
			6	89.3	7.4		20	100	10
			12	88.9	7.2	40	20	100	10
			18	88.3	7.1		20	100	10
78	11	21	0	87.6	7.0	50	25	100	10
			6	86.9	6.9		30	100	10
			12	86.3	6.9	55	30	100	10
			18	85.7	6.8		40	100	15
78	11	22	0	85.2	6.8	70	50	100	15
			6	84.6	6.9		55	100	15
			12	84.1	7.0	80	60	100	15
			18	83.3	7.2		65	100	15
78	11	23	0	82.5	7.4	90	70	100	20
			6	81.6	7.8		60	100	20
			12	80.7	8.2	70	50	100	20
			18	80.0	8.9		35	100	20

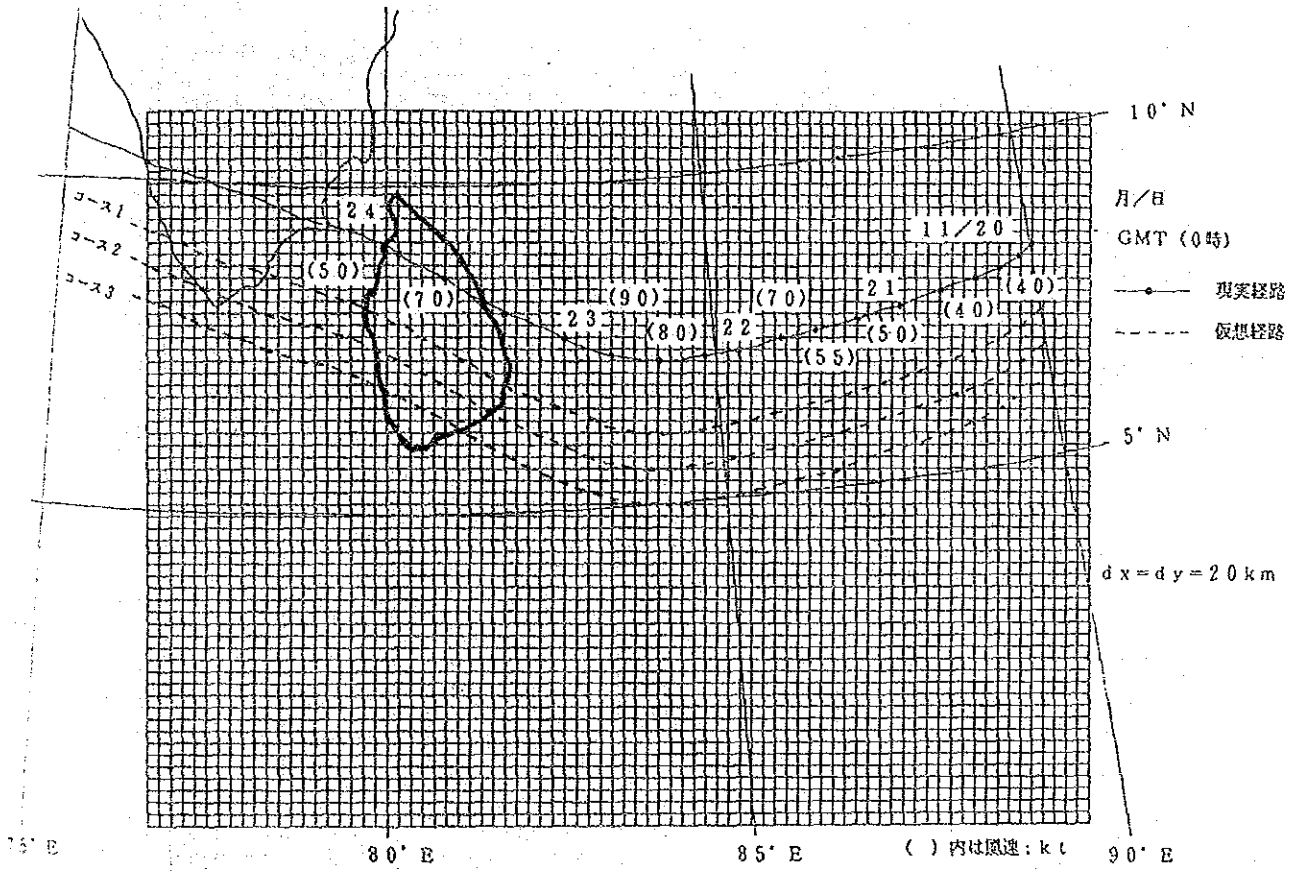


図-4.1.3 推算したサイクロンの経路および推算範囲

③推算結果

推算を行なった仮想のサイクロン経路は図-4.1.3 に示すとおりである。ここでは3つの仮想経路を設定した。

表-4.1.2 は、これらの経路について、キリングダ地点における波向別の最大波の諸元を示したものである。このように、南側のコースを通る程波高は大きくなっている。

表-4.1.2 波向別最大波諸元

波向	現実コース		コース1		コース2		コース3	
	波高(m)	周期(s)	波高(m)	周期(s)	波高(m)	周期(s)	波高(m)	周期(s)
NNE							2.23	1.42
NE							1.42	3.82
ENE								
E								
ESE								
SE								
SSE							1.42	3.82
S							7.03	10.07
SSW			5.10	8.84	6.05	9.52		
SW	3.21	7.17	4.92	8.32	3.82	6.69		
WSW	2.51	5.55	3.32	6.13	2.88	5.75		
W	2.36	5.16	2.96	5.68	2.57	5.40		
WNW	2.38	5.18	2.93	5.63	2.58	5.38		
NW	1.97	4.68	2.65	5.27	2.45	5.11		
NNW	0.80	3.05	1.90	4.29	2.08	4.44		
N	0.30	1.00	0.30	1.00	2.05	4.41	1.76	4.16
最大値	3.21	7.17	5.10	8.84	6.05	9.52	7.03	10.07

ここで、図-4.1.2 に示した1900年以降に来襲したサイクロンの経路図をみると、当地点に高波浪を発生させる可能性があるサイクロンの経路としては1913年のものがあり、かつ、これはサイクロンコースのほぼ南限といえる。この経路は今回の仮想経路のなかではコース2あるいは、コース3に相当する。

したがって、キリングダ地点に最も危険なコースとしてコース3を想定すれば、最大沖波諸元は下記のとおりとなる。

最大沖波諸元

波向	波高 (m)	周期 (sec)
S	7.03	10.1

(2) 設計波の設定

前回設定された設計沖波と今回推算したサイクロンによる最大沖波について屈折変形および浅水・砕波変形を考慮し、構造物位置での波高を求めた結果を表-4.1.3に示す。ここで、推算地点は主防波堤延長部の位置（水深5～6.5 m付近）および副堤（水深5 m以浅）である。屈折係数はエネルギー平衡方程式を解くことにより求めた。また、構造物位置での波高Hは、『漁港構造物設計法』に示される浅水変形および砕波を考慮して算定した（図-4.1.4参照）。この際、設計潮位は現地L.W.O.S.T.をD.L.±0として、D.L.+0.5mとした。

なお、突堤の設計波は、本章4.2に示す二次元実験で通過最大波として求めた。

表-4.1.3 到達波の比較

	沖波諸元			構造物	屈折係数	換算沖波 Ho' (m)	水深 (m)	到達波高 H (m)
	T (s)	Ho (m)	波向					
前回の 推算値	10	8.3	SSW	主防波堤	0.63	5.3	5	4.0
							6	4.8
							6.5	5.0
				副堤	0.65	5.4	2	2.0
							3	2.7
							4	3.3
サイクロンによる 推算値	10	7.0	S	主防波堤	0.80	5.6	5	4.0
							6	4.8
							6.5	5.0
				副堤	0.87	6.1	2	2.0
							3	2.7
							4	3.4
						5	4.1	

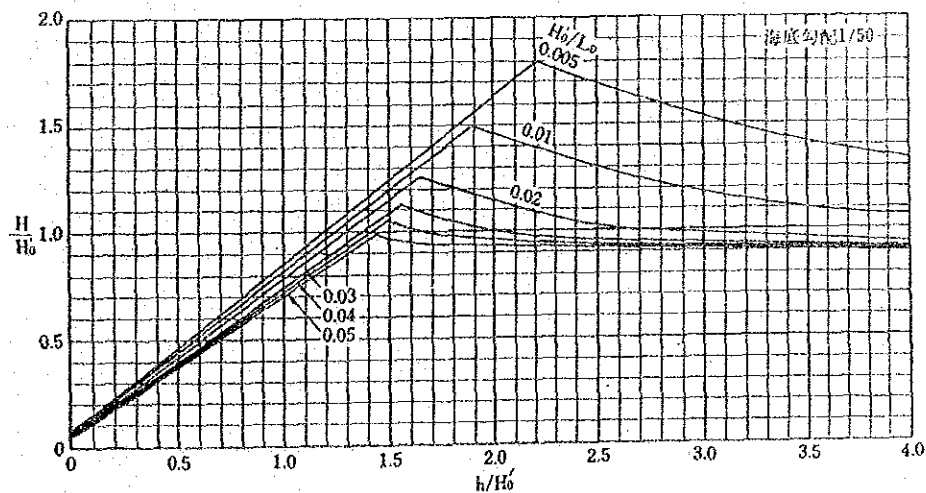


図-4.1.4 浅水・砕波による波高変化

これらの推算結果によれば、到達波高は前回設定された設計波によっても、サイクロンによる推算値によっても同程度となる。

今回、各構造物の設計波高は表-4.1.4のとおりとした。設計波周期は10秒とした。

表-4.1.4 設計波高

構造物	水深(m)	設計波高(m)
主防波堤	5	4.0
	6	4.8
	6.5	5.0
副堤	2	2.0
	3	2.7
	4	3.4
	5	4.1
突堤	5	3.7

#### 4.1.2 構造諸元の検討

##### (1) 堤体構造

堤体形式は基本的に図-4.1.5 に示すような既設防波堤と同様の捨石式傾斜堤とし、被覆層・第二被覆層・中詰め石で構成するものとした。

主防波堤については、後述する越砂対策や安定性の検討において天端部や法先部の構造を検討した。

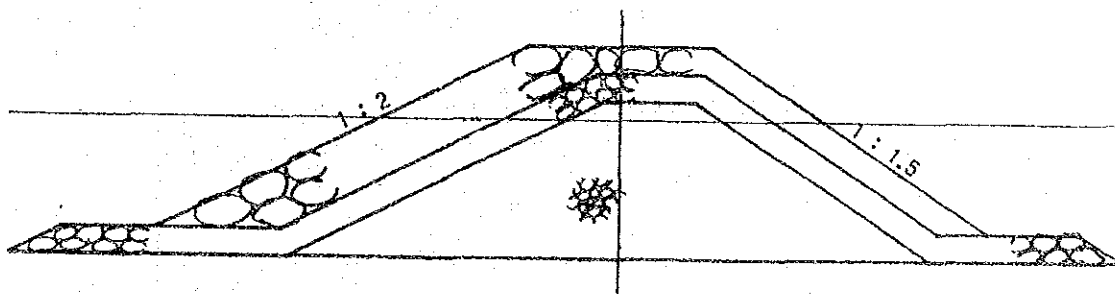


図-4.1.5 堤体形式

(2) 天端高

『漁港構造物設計法』によれば、傾斜式の防波堤の設計天端高の標準は次のようである。

$$\begin{aligned} R_L &= 0.9H && \text{ただし、} H \geq 3.5\text{m} \\ R_L &= 0.8H && \text{ただし、} H < 3.5\text{m} \end{aligned} \quad \text{式 (4.1.1)}$$

ここに、  
 $R_L$  : さく望平均満潮位から天端までの高さ (m)  
 $H$  : 堤体での有義波高 (m)

これによれば、標準天端高は表-4.1.5 のとおりとなる。

ここで、主防波堤については後述する越砂対策の検討(4.2)の結果から、石積み式傾斜堤の場合、越砂防止の必要天端高は+4.5m程度である。また、後述の安定実験(4.3)の結果では天端高+4.5mで設計換算沖波に対して越波は見られない。このことから、主防波堤延長部の計画天端高(堤幹部)は+4.5mとした。

副堤についてはその北側にNEモンスーン期に堆砂することが予想され、堆砂高は今回の現地調査結果を参考にすれば+3.0m程度と思われる。背後の利用状況を考慮すれば、若干の越波は許容され得ると考えられることから副堤堤幹部の天端高は+3mとした。

すなわち、主防波堤および副堤の計画天端高は、表-4.1.5 に示すとおりである。また、突堤については後述の安定性の検討において天端高の検討を行なった。

表-4.1.5 計画天端高

構造物	水深(m)	設計波H(m)	標準天端高(m)	計画天端高(m)
主防波堤	5	4.0	+4.1	+4.5
	6	4.8	+4.8	+4.5
	6.5	5.0	+5.0	+5.0(堤頭)
副堤	2	2.0	+2.1	+3.0
	3	2.7	+2.7	+3.0
	4	3.4	+3.2	+3.0
	5	4.1	+4.2	+3.5(堤頭)

(3) 天端幅

天端幅は、使用重機の大きさを考慮して表-4.1.6 に示す値を標準とした。

表-4.1.6 天端幅

構造物	標準天端幅
主防波堤	10m
副堤	6~8m
突堤	8~10m

(4) 被覆石重量

表層被覆石の所要重量は次式に示す Hudson 式を用いて算出したが、現地において入手・施工可能な石は最大10ton 程度であるため、計算上10ton 以上が必要な断面については後述する安定実験によって構造を検討した。

なお、主防波堤の水深5m以浅については、既設主防波堤の先端部分と同じ重量の被覆石とした。また、突堤については周辺地形による入射波の収れん増大を考慮して、計算上の所要重量より1ランク上の石を用いることとした。

$$W = \frac{r_r \omega^3 H^3}{K_D \cot \alpha (r_r - \omega)^3} \quad (4.1.2)$$

ここに、

W : 所要重量 (ton)

K<sub>D</sub> : 被覆材の被害率により決まる定数 (被害率1%未満, 3.2)

r<sub>r</sub> : 捨石の空中単位体積重量 (2.6ton/m<sup>3</sup>)

ω : 海水の空中単位体積重量 (1.03ton/m<sup>3</sup>)

H : 設計波高 (m)

α : 法面の水平となす角度 (°)

表-4.1.7 に Hudson 式による所要重量と設計重量を示す。ただし、計算重量は法勾配1:2として算出した。

表-4.1.7 被覆石の設計重量

構造物	設置水深 (m)	設計波高 (m)	計算重量 (ton)	設計重量 (ton)
主防波堤	5	4.0	6.8	6~8
	6	4.8	11.8	8~10
	6.5	5.0	13.3	8~10(奥頭)
副堤	2	2.0	0.9	1.5~3
	3	2.7	2.5	1.5~3
	4	3.4	4.2	3~5
	5	4.1	7.3	6~8(奥頭)
突堤	3	2.7	2.5	3~5
	4	3.4	4.2	5~7
	5	4.1	7.3	8~10



## 4.2 越砂対策の検討

### 4.2.1 検討内容

キリング漁港内の埋没状況を見ると港口から回り込む漂砂の他に、主防波堤を乗り越えて流入する砂が相当量みられる。したがって、漁港の埋没対策としては防波堤等の配置による沿岸漂砂対策だけではなく、防波堤からの砂の流入（越砂）を防ぐ対策が必要である。

越砂を招く原因としては、

①防波堤前面に天端付近まで砂が堆積していること。

②天端高が低いこと。

等が考えられる。すなわち、防波堤前面に堆砂しにくい防波堤構造および越砂を生じないような天端高を検討する必要がある。

このことから、現在の防波堤に対して二次元実験を実施し、次のような対策案を検討した。

①防波堤天端上に直立壁を設けて、波返し効果による堆砂防止を図る。

②天端高を高くし、Run-upによる砂流入を防ぐ。

なお、実験の詳細は付属資料Fに示す。

### 4.2.2 実験条件

#### (1) 実験水槽

本実験は、スリ・ランカ国の水理研究所であるLanka Hydraulic Institute Ltd. (以下L.H.I.) に委託して実施した。

実験で使用した水槽諸元および造波装置の諸元は以下のとおりである。

#### ・水槽諸元

長さ×幅×高さ = 30.0m×0.8 m×1.0 m

#### ・造波装置

形式 : ピストン型

発生波 : 任意波

最大波高 : 15cm (H 1/3)

最大周期 : 4sec

## (2) 模型縮尺

模型縮尺は水平、鉛直とも 1/25 とした。実験に係わる各物理量の縮尺は、以下のとおりとなる。

長さ・高さ	1/25
波長・波高	1/25
時間	$1/\sqrt{25} = 1/5$
周期	$1/\sqrt{25} = 1/5$
越波流量	$1/25^{5/2} = 1/3,125$

## (3) 波浪条件

### ① 実験波

越砂は波の Run-up により生じると考えられるため、実験波として現地で常時来襲するうねりを対象とした。実験波諸元は次のとおりである。なお、実験波は不規則波とした。

$$T_p = 18.2 \text{ sec}$$

$$H_{1/3} = 1.0 \text{ m}$$

### ② 実験潮位

本実験では、越波・越砂を検討することから、H.W.L. +0.5 mを用いた。

## (4) 模型床

模型床は移動床とし、移動床に用いた底質は  $D_{50} = 0.17 \text{ mm}$ 、比重 = 2.7 である。

## (5) 堤体形状

防波堤の構造としては、現況の構造である石積み堤と現況の石積み堤にコンクリート方塊等の直立構造を組み合わせたものの2タイプとした。前者は、現況を含め3種類の天端高、後者は2種類の天端高および2種類の直立壁位置とした。(図-4.2.1 参照)

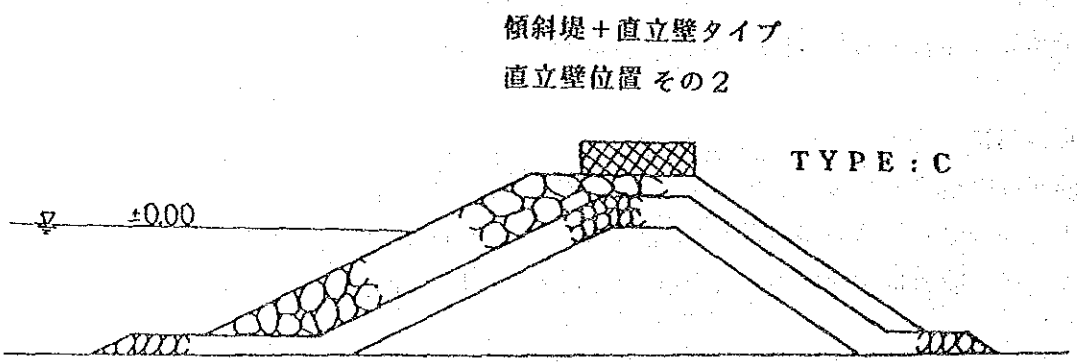
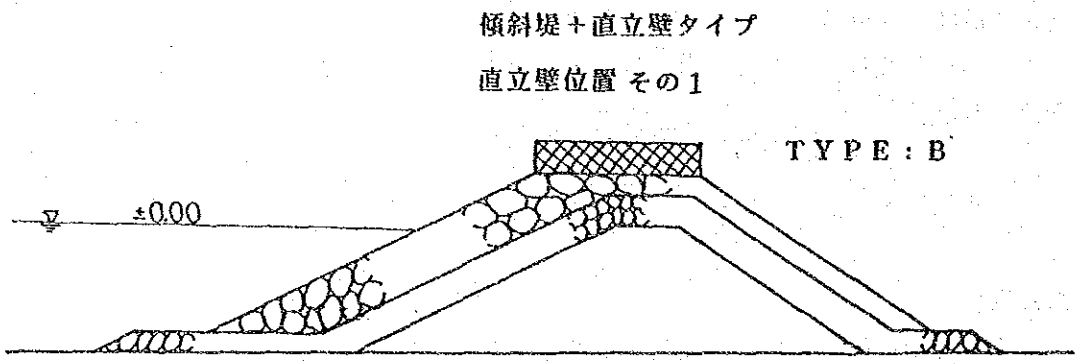
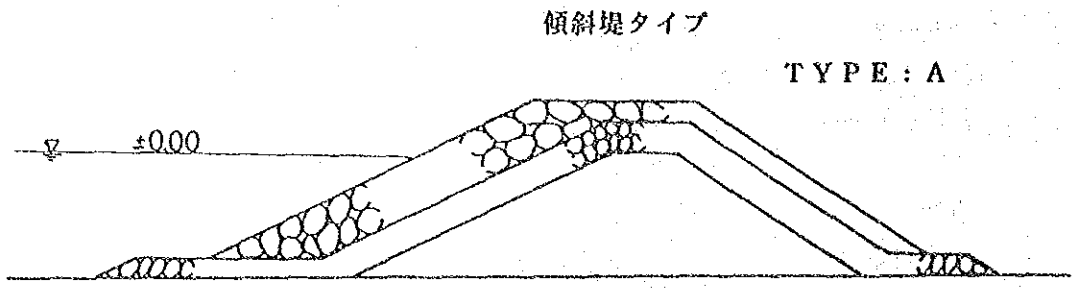


図-4.2.1 堤体形状

#### 4.2.3 実験ケース

表-4.2.1 に示す7ケースについて実験を行なった。

表-4.2.1 実験ケース

ケース	堤体形状		
	構造	天端高	直立壁の位置
A 1	傾斜堤	+2.75	なし
A 2		+3.75	
A 3		+4.75	
B 1	傾斜堤	+3.75	法肩に置く
B 2	+直立壁	+4.25	
C 1	傾斜堤	+3.75	法肩から3mに置く
C 2	+直立壁	+4.25	

#### 4.2.4 実験結果

##### (1) 越波流量

表-4.2.2 に各ケースの越波流量の結果を示す。また、図-4.2.2 に各波浪での波当て時間に対する越波流量を示す。

現況では $10^{-2}$ のオーダーに近いが、対策案ではいずれも $10^{-3}$ のオーダー以下に減少している。とくに、天端を1m嵩上げしたケースで堤体形状別の比較をすると、捨石堤のA 2が最も越波量は小さく、 $10^{-5} \sim 10^{-4}$ のオーダーで越波は非常に少なくなる。

表-4.2.2 本実験結果<越波流量>

項目 ケース	堤体形状		越波流量 ( $m^3/m/s$ )		
	構造	天端高	0 ~ 0.5h*	0.5 ~ 1h*	1 ~ 2h*
A 1	傾斜堤	+2.75m	$6.13 \times 10^{-3}$	$7.29 \times 10^{-3}$	$7.47 \times 10^{-3}$
A 2		+3.75m	$1.16 \times 10^{-5}$	$1.41 \times 10^{-4}$	$2.82 \times 10^{-4}$
A 3		+4.75m	0	0	0
B 1	傾斜堤	+3.75m	$1.91 \times 10^{-3}$	$8.68 \times 10^{-4}$	$7.81 \times 10^{-4}$
B 2	+直立壁	+4.25m	$2.43 \times 10^{-4}$	$3.01 \times 10^{-4}$	$3.47 \times 10^{-4}$
C 1	傾斜堤	+3.75m	$6.02 \times 10^{-4}$	$1.91 \times 10^{-3}$	$1.40 \times 10^{-3}$
C 2	+直立壁	+4.25m	$1.16 \times 10^{-4}$	$2.30 \times 10^{-5}$	$4.98 \times 10^{-5}$

\* は模型での波作用時間、その他の量は現地換算量

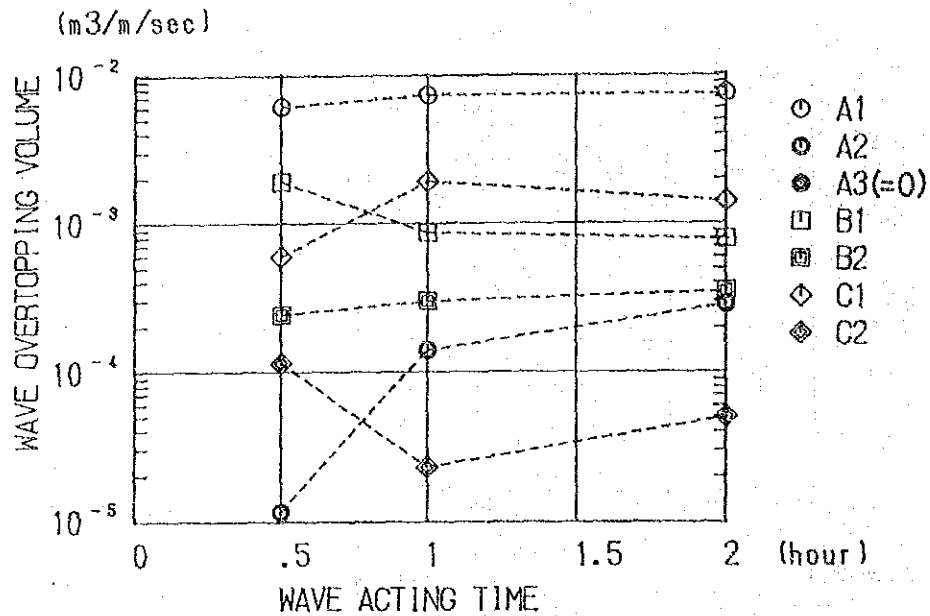


図-4.2.2 越波流量

(2) 地形変化

各ケースの時間毎の地形プロファイルを図-4.2.3(1),(2)に示す。

現況(ケース)では堤体前面が全体に侵食されていて、それらの土砂は堤内に越砂している。

これに対して、対策ケースではいずれも水面やや下(引き波時の水際付近に当る)で侵食された土砂が波のRUN-UPにより堤体天端法肩付近に押しやられており、その中間の静水面付近では変化は小さい。

すなわち、天端に直立壁を置いたケースB、Cにおいても直立壁前面に堆砂しており、波返しによる堆砂防止効果は見られない。

越砂に対する天端高の効果は大きく、天端・法肩での越砂高をみると防波堤の天端高がおよそ+4.5mあれば越砂は防止できるものと考えられる。

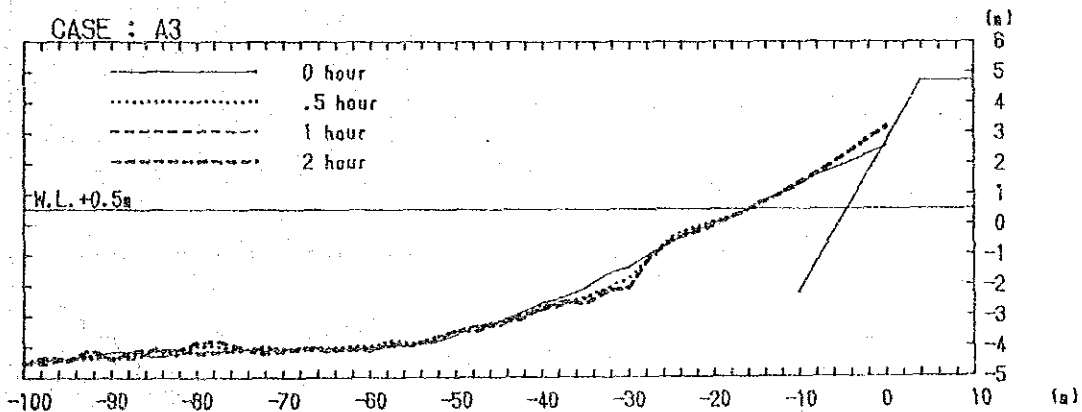
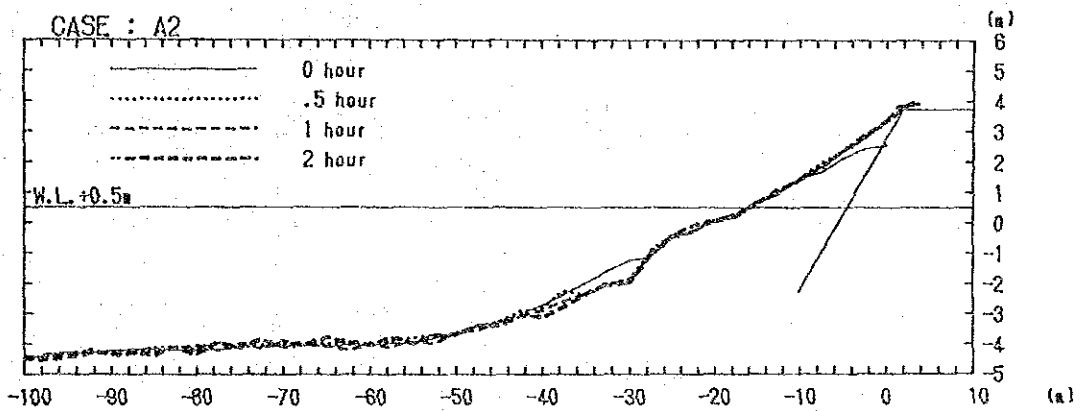
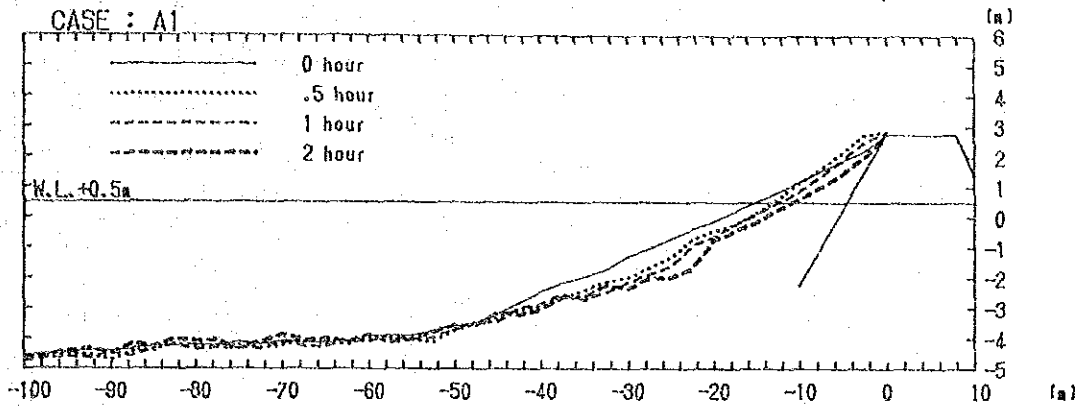


図-4.2.3(1) 地形プロファイルの変化

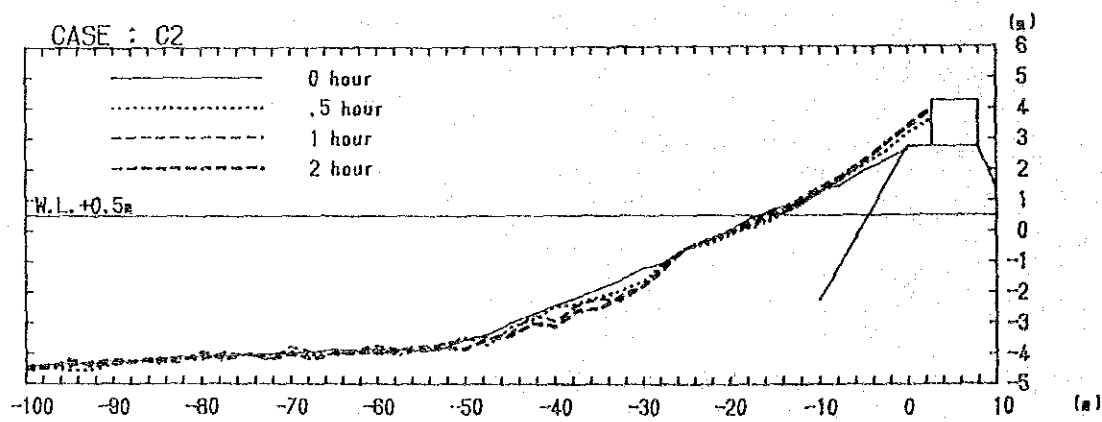
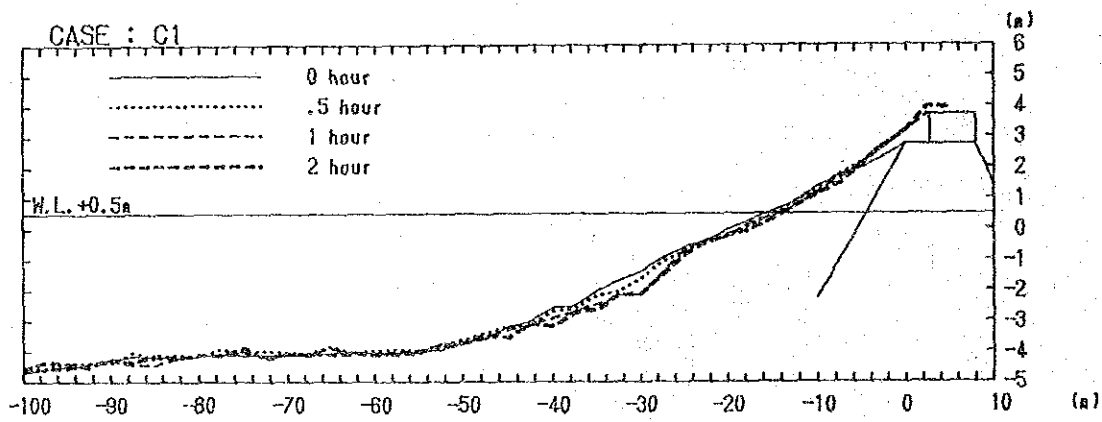
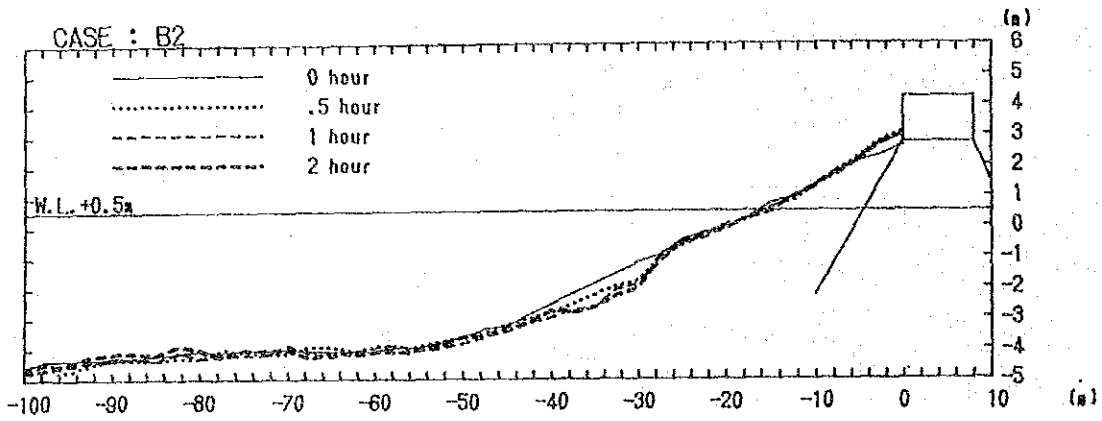
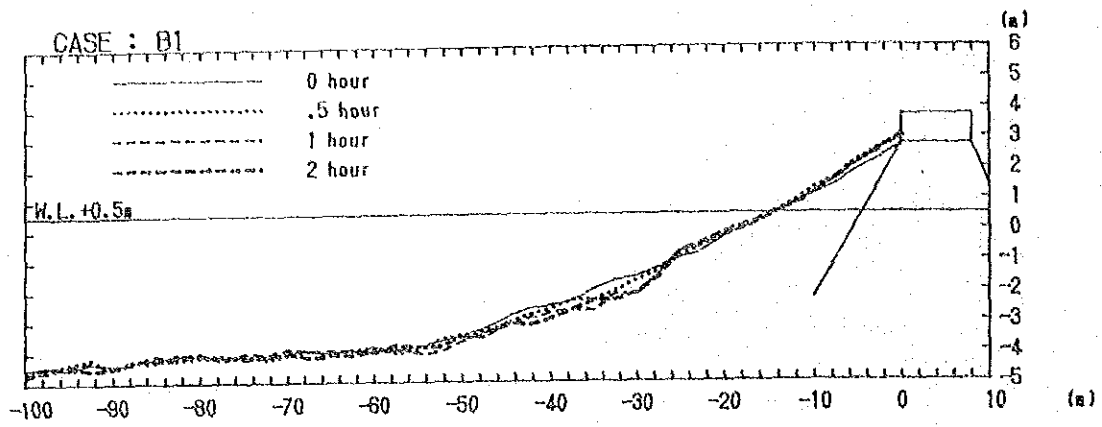


図-4.2.3(2) 地形プロファイルの変化

### (3) 堤体の反射率

図-4.2.4 に反射率を天端高に対してプロットした結果を示す。

図によれば、捨石堤での反射率が最も小さくなっている。しかし、観察結果では、直立堤での反射は遡上した波の先端部分に限られ、波の実質部分の反射には影響していないように思われた。

構造物による反射率の違いは小さく、いずれのケースもおおむね 40 % 前後と思われる。

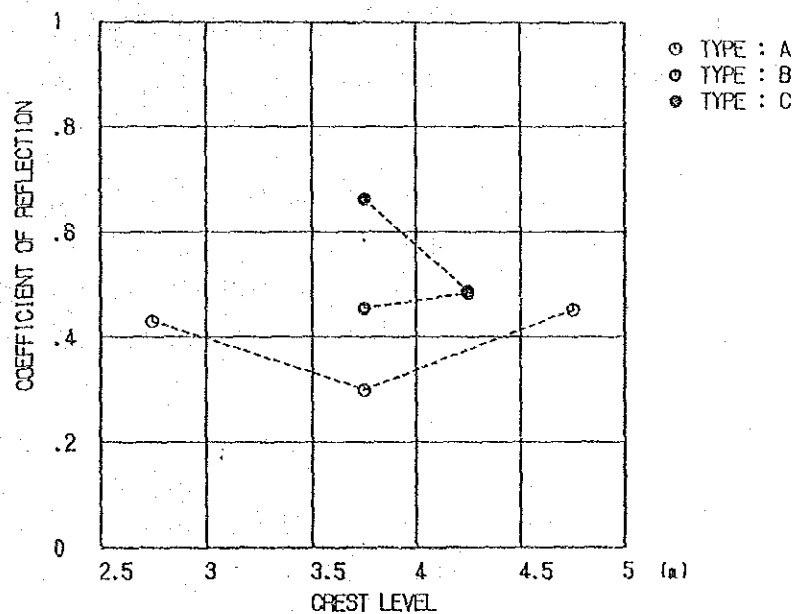


図-4.2.4 反射率



#### 4.2.5 越砂対策の提案

以上の実験結果をまとめるとつぎのようである。

(1) 現況構造では、今回の初期地形に対してうねりの来襲により激しく越波・越砂が生じた。

(2) 天端嵩上げによる越波・越砂防止効果は大きく、天端・法肩での越砂高から推定して防波堤の天端高がおよそ+4.5mあれば越砂は防止できるものと考えられる。

(3) 天端に直立壁を設けたことによる堆砂防止効果は見られなかった。

(4) 越波の面から直立壁のある場合と無い場合を嵩上げ1mの場合で比較すると、  
図-4.2.2 から明らかなように直立壁の無い場合のほうが越波量は少なかった。

これらのことから、越砂対策としては既設の構造形式（直立壁無し）で防波堤の天端高をD.L.+4.5m程度にすることが望ましい。

## 4.3 構造物の安定性の検討

### 4.3.1 検討内容

埋没対策案は、図-4.1.1 に示したように3つの構造物からなり、その計画設置水深を表-4.3.1 に示す。

表-4.3.1 対策構造物

構 造 物	計画設置水深
主防波堤 (既設部から延長)	3 ~ 7 m
キリンド岬前面の防砂突堤	0 ~ 5 m
北東海岸の副堤	0 ~ 5 m

このうち、主防波堤延長部およびキリンド岬の防砂突堤を対象として、4.1 で設定した構造諸元について二次元実験を行ない、被覆石の安定性および法先や堤体下の洗掘に対する安定性を検討し、設計断面の提案の資料とした。

なお、実験の詳細は付属資料 F に示す。

### 4.3.2 実験条件

(1) 実験水槽；実験水槽の諸元は以下の通りである。

- 水槽諸元；長さ×幅×高さ = 29m × 0.5m × 1.0m
- 造波装置；

形式 ; ピストン型

発生波 ; 任意波形

発生最大波高； $H_{1/3} = 15$  cm

発生最大周期； $T_{1/3} = 2.5$  sec

(2) 模型縮尺

模型縮尺は、主防波堤・突堤実験と対象波や水槽の大きさを考慮して1/30 とした。

(3) 波浪条件および実験潮位

表-4.3.2 に、実験で用いた波浪条件と潮位を示す。実験は不規則波を用いて行った。

表-4.3.2 波浪条件および潮位

検討内容	構造物	波浪条件		潮位
		T (s)	H <sub>0</sub> (m)	
被覆石の安定性 および堤体下洗掘	主防波堤	10.0	8.3	H.W.L.
	突堤	10.0	8.3	+0.5m
法先の洗掘	主防波堤	6.0	2.0	L.W.L.
		14.0	2.0	+0.0m
透過率 (上記試験の場合)	突堤	14.0	1.5 <sup>*</sup>	H.W.L. +0.5m

\* 通過波高

(4) 模型床

模型床は、対象構造物の設置位置を考慮して主防波堤実験では移動床とし、突堤実験では固定床とした。

移動床の底質は  $D_{50} = 0.135\text{mm}$  , 比重 = 2.7 の細砂を用いた。

(5) 実験断面諸元

実験で対象とした防波堤の断面諸元を表-4.3.3 に示す。

また、図-4.3.1 に実験での基本断面を示す。

表-4.3.3 実験断面諸元

構造物	設置水深 (m)	天端高 (m)	被覆石重量 (ton)	前面法勾配
主防波堤	7.0	4.5	8~10	1:2 / 1:2.5
	6.0	"	"	"
	5.0	"	6~8	"
	3.0	"	"	1:2
突堤	5.0	4.5	8~10	1:2 / 1:3
	"	3.75	"	"
	"	3.0	"	"

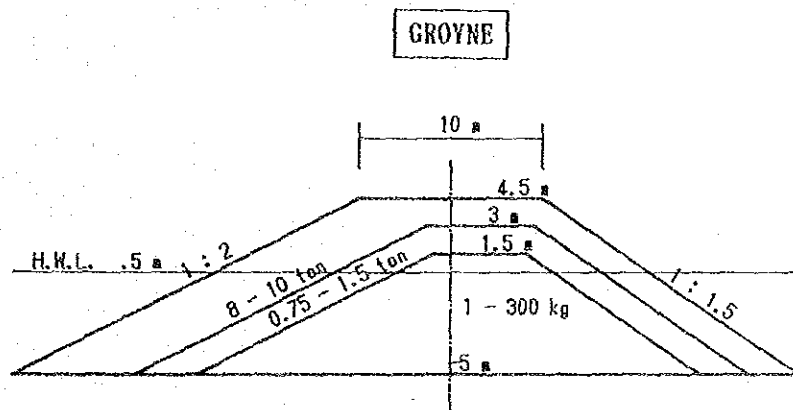
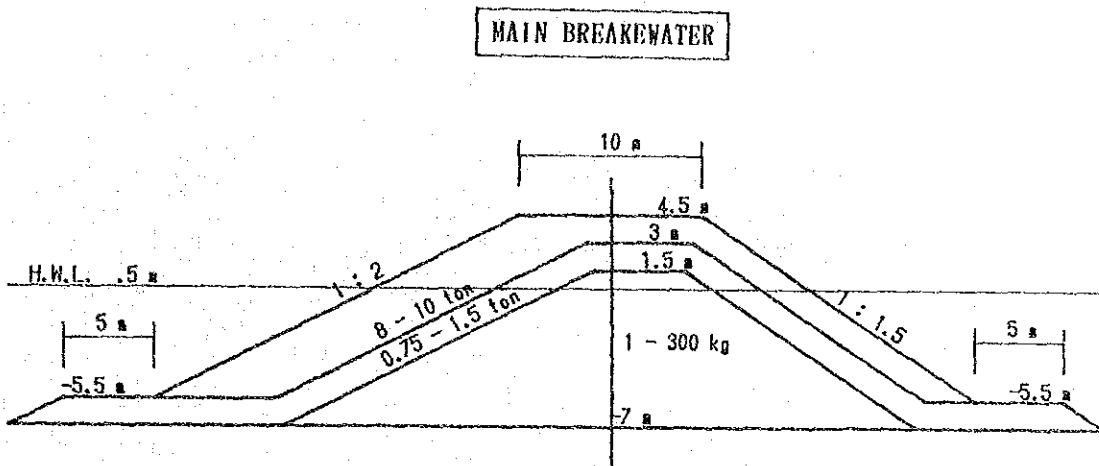


图-4.8.1 基本实验断面图

4.3.3 実験ケース

表-4.3.4 に実験ケース表を示す。

表-4.3.4 実験ケース

No.	ケース	構造物	検討項目			波浪(*)		潮位	構造諸元				備考
			観測の状況	洗掘	透過波	周期(s)	波高(m)		防壁長さ(m)	天端高(m)	散乱石重量(ton)	法勾配	
1	H-1-1-1	主防波堤	○		○	10.0	5.0	H.V.L. +0.5m	7	+4.5	8~10	1:2	
2	H-1-1-2	"	○		○	"	"	"	"	"	"	1:2.5	
3	H-1-2-1	"	○	○	○	"	4.4	"	8	"	"	1:2	
4	H-1-2-2	"	○	○	○	"	"	"	"	"	"	1:2.5	
5	H-1-2-3	"	○	○	○	"	"	"	"	"	"	1:2	基礎は60%洗掘の状況
6	H-1-3-1	"	○	○	○	"	3.7	"	5	"	6~8	1:2	
7	H-1-3-2	"	○	○	○	"	"	"	"	"	"	1:2.5	
8	H-1-3-3	"	○	○	○	"	"	"	"	"	"	1:2	基礎は10%洗掘の状況
9	H-1-4-1	"	○		○	"	2.5	"	3	"	"	1:2	
10	H-2-1-1	"		○	○	6.0	2.1	L.V.L. 10m	3	+4.5	5~8	1:2	Ho' = 2.0m
11	H-2-1-2	"		○	○	14.0	3.0	"	"	"	"	1:2	"
12	H-2-2-1	"		○	○	8.0	1.9	"	5	"	"	1:2	"
13	H-2-2-2	"		○	○	14.0	2.7	"	"	"	"	1:2	"
14	G-1-1-1	突堤	○		○	10.0	3.7	H.V.L. +0.5m	5	+4.5	8~10	1:2	
15	G-1-1-2	"	○		○	14.0	1.5	"	"	"	"	1:2	
16	G-1-2-1	"	○		○	10.0	3.7	"	"	"	"	1:3	
17	G-1-2-2	"	○		○	14.0	1.5	"	"	"	"	1:3	
18	G-2-1-1	"	○		○	10.0	3.7	"	"	+3.0	"	1:2	
19	G-2-1-2	"	○		○	14.0	1.5	"	"	"	"	1:2	
20	G-2-2-1	"	○		○	10.0	3.7	"	"	"	"	1:3	
21	G-2-2-2	"	○		○	14.0	1.5	"	"	"	"	1:3	
22	G-3-1-1	"	○		○	10.0	3.7	"	"	+3.75	"	1:2	
23	G-3-1-2	"	○		○	14.0	1.5	"	"	"	"	1:2	
24	G-3-2-1	"	○		○	10.0	3.7	"	"	"	"	1:3	
25	G-3-2-2	"	○		○	14.0	1.5	"	"	"	"	1:3	

(\*) 波高は堤体位置での値である。

#### 4.3.4 検討結果

##### (1) 被覆石の安定性

表-4.3.5 および表-4.3.6 に主防波堤および突堤の安定性の観察結果を示す。

主防波堤実験では、設置水深7mのケースM-1-1-1で被害率が3%程度となったほかは、被害率は1~2%以下であり、しかも石の被災は波当て初期に多くみられ、模型設置時の不安定さに起因したものがほとんどであった。したがって、堤体の安定には問題ないものと考えられる。

突堤においても、天端高が低いほど被害率は大きくなる傾向がみられたが、最大でも2%程度で安定性には問題はなかった。

表-4.3.5 主防波堤実験結果

ケース	堤体形状	波浪条件		被覆石の安定性		通過率 (%)
		波高 (m)	波長 (m)	状況	観測 (%)	
N-1-1-1		10.0	5.0	0~1h: 水面付近で2個移動 法料から法先で7個動揺 1~3h: 法料で1個移動 3~5h: 水面付近で3個移動	2.9 (6/207)	8
N-1-1-2		10.0	5.0	0~1h: 法料および水面付近で6個動揺 1~3h: 法料および水面付近で3個動揺 3~5h: 法料で1個動揺	0 (0/263)	6
N-1-2-1		10.0	4.4	0~1h: 水面下で9個動揺 水面付近で2個移動 1~3h: 法料で1個移動 水面付近で2個動揺 3~5h: 水面から法料で4個動揺	1.5 (3/201)	7
N-1-2-2		10.0	4.4	0~1h: 法料および水面で2個移動 1~3h: 水面から法料で6個動揺 3~5h: 水面から法料で8個動揺	0.8 (2/250)	6
N-1-2-3		10.0	4.4	0~1h: 法料付近で1個移動 水面下で3個移動 法料から法先で3個動揺 1~3h: 法先で4個、水面付近で1個動揺 3~5h: 水面付近で4個動揺	1.6 (3/184)	6
N-1-3-1		10.0	3.7	0~1h: 水面から法料で2個動揺 1~3h: 水面から法料で1個動揺 水面付近で1個移動 3~5h: 水面付近で1個動揺	0.4 (1/270)	7
N-1-3-2		10.0	3.7	0~1h: 水面から法料で5個動揺 水面から法料で2個移動 1~3h: 水面から法料で3個動揺 水面付近で1個移動 3~5h: 水面から法料で4個動揺	1.0 (3/288)	7
N-1-3-3		10.0	3.7	0~1h: 水面から法料で4個動揺 水面から法料で2個移動 1~3h: 水面付近で5個動揺 水面付近で1個、法先で1個移動 3~5h: 水面付近で4個動揺	1.7 (4/241)	7
N-1-4-1		10.0	2.5	0~1h: 水面下で6個動揺 法先で3個移動 1~3h: 変化なし 3~5h: 水面下で3個動揺	1.7 (3/181)	8

表-4.3.6 突堤実験結果

ケース	堤体形状	波況条件		被覆石の安定性		通過率 (%)
		周期(s)	波高(m)	状況	動揺率 (%)	
G-1-1-1		10.1	3.7	法肩で2個移動法肩から水際にかけて2,3個動揺	0.9 (2/234)	8
G-1-1-2		14.0	1.5	安定	0	8
G-1-2-1		10.1	3.7	法肩から水際にかけて3,4個動揺	0	7
G-1-2-2		14.0	1.5	安定	0	6
G-2-1-1		10.1	3.7	法肩および水際の3個移動法肩から水際の8,7個動揺	1.7 (3/175)	14
G-2-1-2		14.0	1.5	安定	0	12
G-2-2-1		10.1	3.7	水際で2個, 法肩で1個, 背後の法肩1個各々移動水際付近で10個程度動揺	2.0 (4/198)	14
G-2-2-2		14.0	1.5	安定	0	10
G-3-1-1		10.1	3.7	法肩付近で1個移動水際から法肩にかけて7,8個動揺	0.6 (1/178)	10
G-3-1-2		14.0	1.5	安定	0	8
G-3-2-1		10.1	3.7	法肩の2個が移動水際から法肩にかけて7,8個動揺	0.9 (2/212)	10
G-3-2-2		14.0	1.5	安定	0	10



## (2) 洗掘に対する安定性

堤体下の洗掘は設計波を作用させた場合にみられた。図-4.3.2 に設置水深 6 m と 5 m の場合の堤体下の地盤の変形状態を示す。これによれば、図の上 2 段に示すケースで法肩から法先にかけての直下と法先先端部で変形が生じているのに対して、下段のケース M-1-3-3 および M-1-2-3 では変形が小さい。すなわち、中詰石を法先まで延ばすことが洗掘変形に効果があることが分かる。

図-4.3.3 に法先の変形を測定した結果を示す。これによれば、短周期波に対してはほとんど変形は見られないが、長周期波に対しては洗掘が生じている。ただし、実験においては、法先の小段被覆石が破壊される状況は見られなかった。

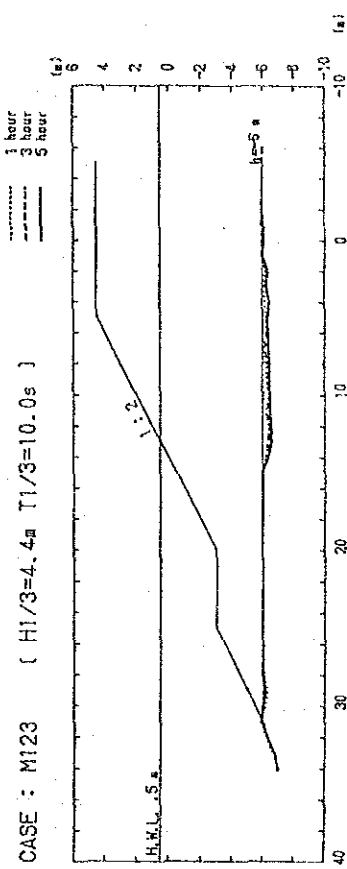
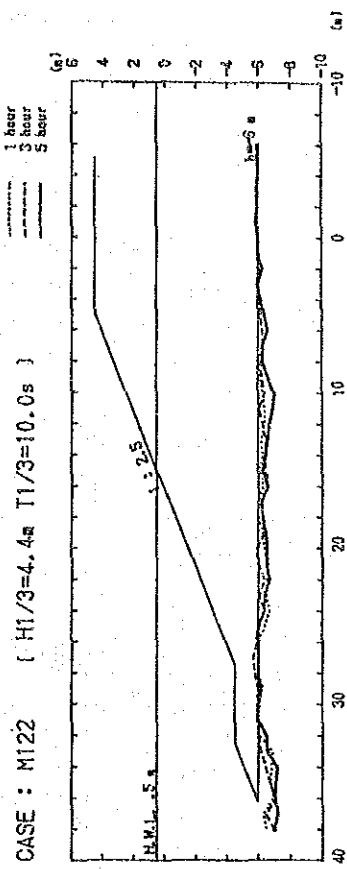
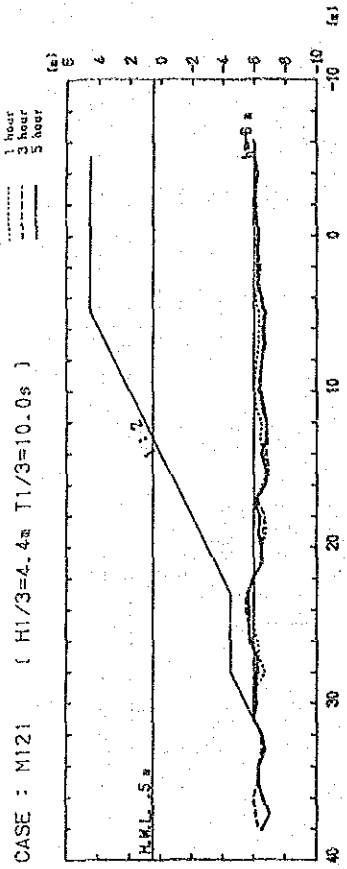
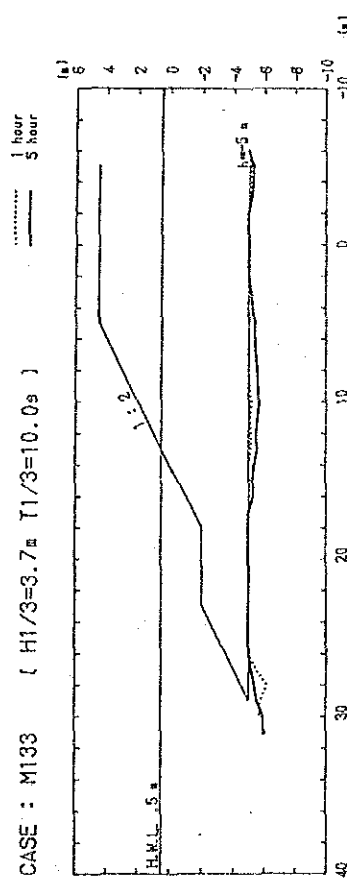
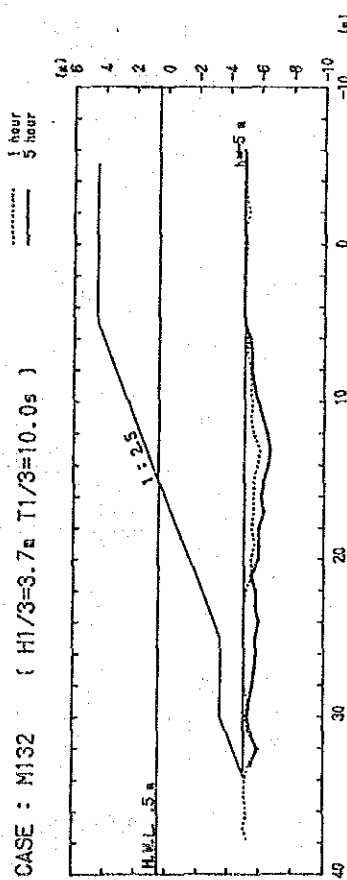
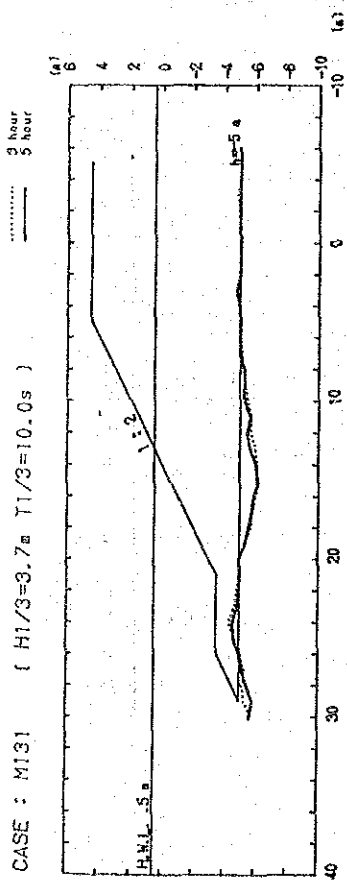
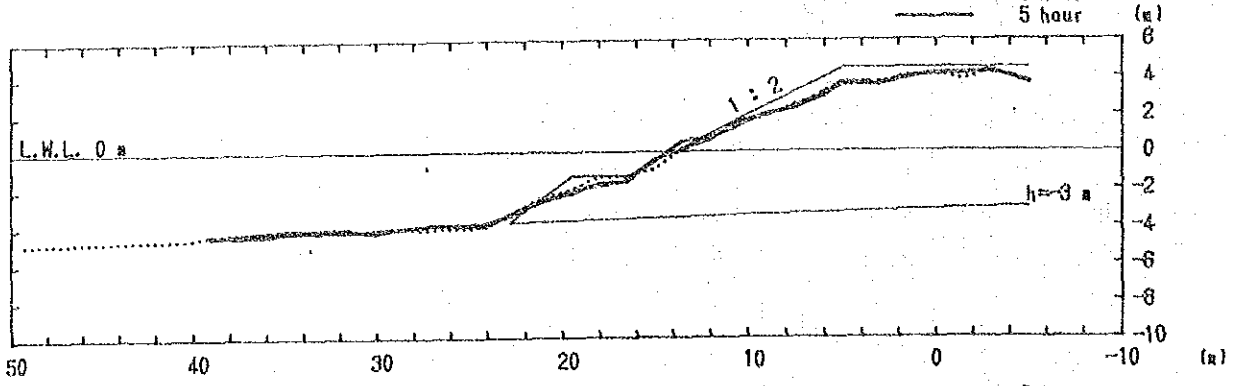


図-4.3.2 堤体下の変形状況

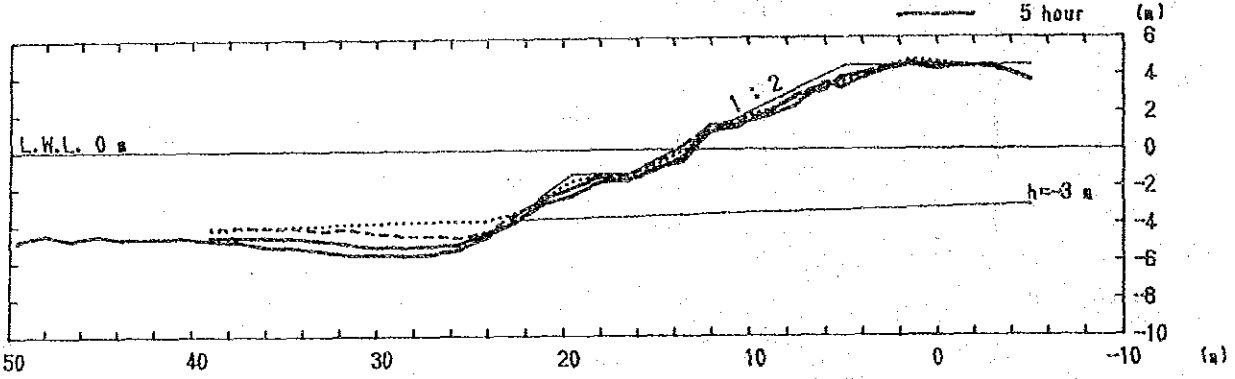
CASE : M211 (  $H1/3=2.1m$   $T1/3=6.0s$  )

..... 0 hour  
 - - - - - 1 hour  
 \_\_\_\_\_ 3 hour  
 \_\_\_\_\_ 5 hour



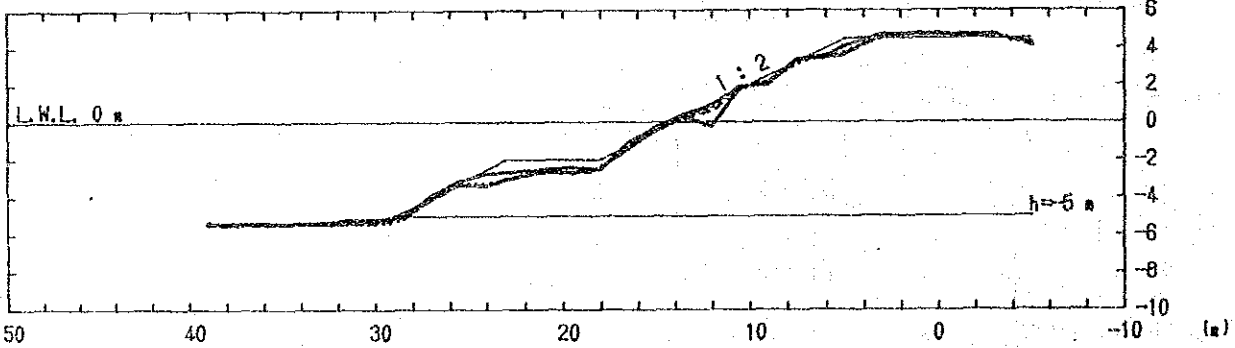
CASE : M212 (  $H1/3=3.0m$   $T1/3=14.0s$  )

..... 0 hour  
 - - - - - 1 hour  
 \_\_\_\_\_ 3 hour  
 \_\_\_\_\_ 5 hour



CASE : M221 (  $H1/3=1.9m$   $T1/3=6.0s$  )

..... 0 hour  
 - - - - - 1 hour  
 \_\_\_\_\_ 3 hour  
 \_\_\_\_\_ 5 hour



CASE : M222 (  $H1/3=2.7m$   $T1/3=14.0s$  )

..... 0 hour  
 - - - - - 1 hour  
 \_\_\_\_\_ 3 hour  
 \_\_\_\_\_ 5 hour

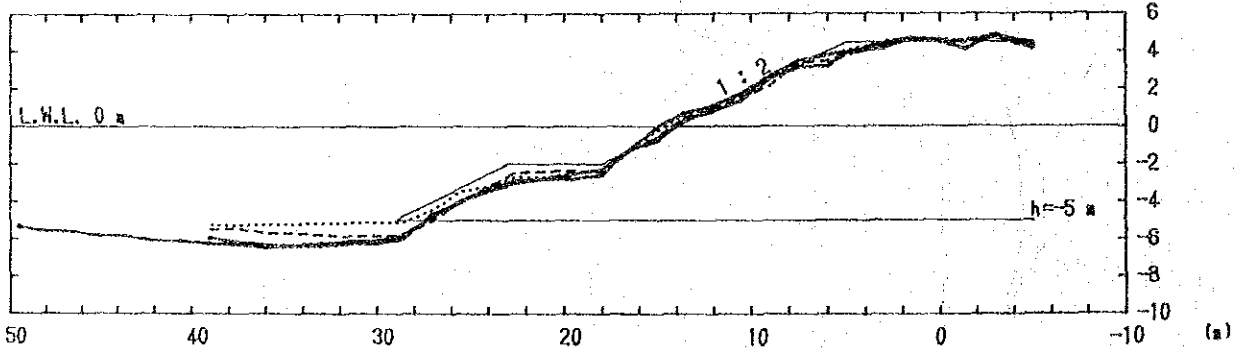


図-4.3.3 法先洗掘による変形状況

(3) 透過波の測定結果

主防波堤における透過率はおおむね10%以下であった。また、突堤実験における天端高と透過率の関係は図-4.3.4に示すとおりである。

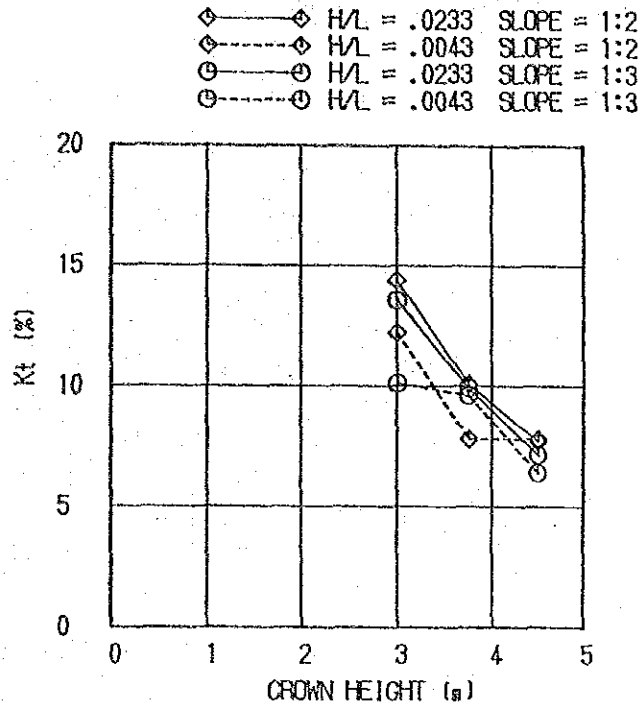


図-4.3.4 天端高と透過率の関係

#### 4.3.5 安定断面の提案

安定実験の結果をまとめると次のようである。

- (1) 主防波堤、突堤とも4.1.2において設定した構造諸元で安定である。
- (2) 堤体下や法先での洗掘に対しては中詰石（1～300 kg）を法先まで延ばすことが効果的である。とくに、法先の洗掘は常時のうねりに対して生じるものと予想されるので、法先小段の天端幅は十分余裕をみるのが望まれる。

## 第5章 埋没対策案の提案



## 第5章 埋没対策案の提案

### 5.1 埋没対策案の法線配置

第3章で検討して来たように、漁港埋没対策として法線案-11が最も効果的であると判断する。法線案-11は、

\* キリダ岬先端部への突堤の新設 (200m)

\* 主防波堤の伸長 (200m)

\* 既設漁港の北側への新副防波堤の築造

を内容とするものである。

特に、キリダ岬先端における突堤はSWモンスーン期に南から北へ、キリダ岬を回り込んで来る卓越した漂砂を阻止するために不可欠の施設である。当初景観保全の観点から潜堤とする方針であったが、船舶航行上の安全性の観点から、突堤とする方が望ましいとのスリ・ランカ国側の要請によって突堤とすることに変更したものである。埋没防止に関しても、突堤の方が確実に効果的であると思われる。

以下各対策施設の機能の詳細について述べる。

#### 5.1.1 キリダ岬先端への突堤の新設

##### (1) 南から北へ向かう漂砂の経路の変更

2.2.1 等において述べているように、現況において、SWモンスーン期に南からキリダ岬先端部に来襲した土砂は、二つの経路を通してキリダ漁港周辺へ運ばれていると考えられる。第一の経路は、キリダ岬の北側の縁に沿ってポケット・ビーチに達し、漁港主防波堤前面を経由して港口に達するものである。第二の経路は、キリダ岬沖合いの岩礁地帯における砕波によって生ずる強い海浜流に乗って岩礁地帯の間を通過し、漁港の港口部付近へ向かうものである。

キリダ岬先端部へ突堤を設けることによって、これらの経路を遮断するとともに、その前面に形成される新しいビーチ沿いに生ずる海浜流に乗せて土砂を水深の深い沖合いへ運ぶことが出来るものと考えられる。



(2) キリンダ岬を回って南から北へ輸送される正味土砂量の低減

現状において、SWモンスーン期にキリンダ岬を回って南から北へ向かう土砂量は、年間約10万 $m^3$ 前後と推定されるが、逆に、NEモンスーン期に、北から南へ向かう約4万 $m^3$ に上ると推定される土砂の大半は、キリンダ岬の張り出しに捕捉され、岬を回って南の海岸へ達する土砂は、ほとんど無いものと考えられる。

岬先端に突堤を新設すると、その南側にはSWモンスーンにより海浜が形成されることが予想される。逆に、NEモンスーン期にはこの海浜の土砂が南に運ばれ、新設突堤前面には4万 $m^3$ 近い侵食が生ずるものと思われる。図-5.1.1(1)、(2)は突堤南側の海浜の汀線変化を建設後10年について数値計算によって予測したものである。これによれば、NE期において侵食部分が、SW期に南から供給される土砂の受け皿となり、突堤先端から沖へ排出される土砂量が低減するものと考えられる。なお、およそ3年後からSWモンスーン期に突堤先端から土砂が溢れ出るものと予想される。

(3) 遮蔽効果

SWモンスーン期においては、突堤の波遮蔽効果によってポケット・ビーチおよび漁港前面海域は静穏となり、発生する海浜流も弱まるものと考えられる。これによって、この海域内では土砂の移動すなわち漂砂が生じ難くなり、既にこの海域に堆積している土砂が安定化することが予想される。

さらに、突堤の北側海域が静穏になるため、ポケット・ビーチ付近では、SWモンスーン期においても、北側から突堤背後に回り込む海浜流が発生し、土砂が漁港の港口に近づくのを妨げる効果が期待し得る。

(4) 強い海浜流の発生防止

前述のように、現状では岬沖合いの岩礁部において常時碎波しており、これに伴って岸向きの強い海浜流が形成されている。相当量の土砂がこの海浜流によって、漁港港口付近に運ばれているものと考えられる。岩礁部の岸側縁あるいはそれより岸側に沿って突堤を新設すれば、この海浜流の発生を阻止することが可能である。

(5) 南側海浜の変形

突堤の新設によって、SWモンスーン期に南から北に向かう沿岸漂砂が捕捉され、岬の南側の海浜が発達する。先に示したように、この海浜の発達過程を汀線変化モデルによって予測したのが図-5.1.1(1)、(2)である。これによると、SWモンスーン期、海岸線に沿って約1kmの範囲に渡って汀線が前進し、その最大前進量は年と共に増大し、最終的には100m程度に達するが、続くNEモンスーン期を通じて堆積土砂の大半が南に運ばれ、汀線はかなり回復する。

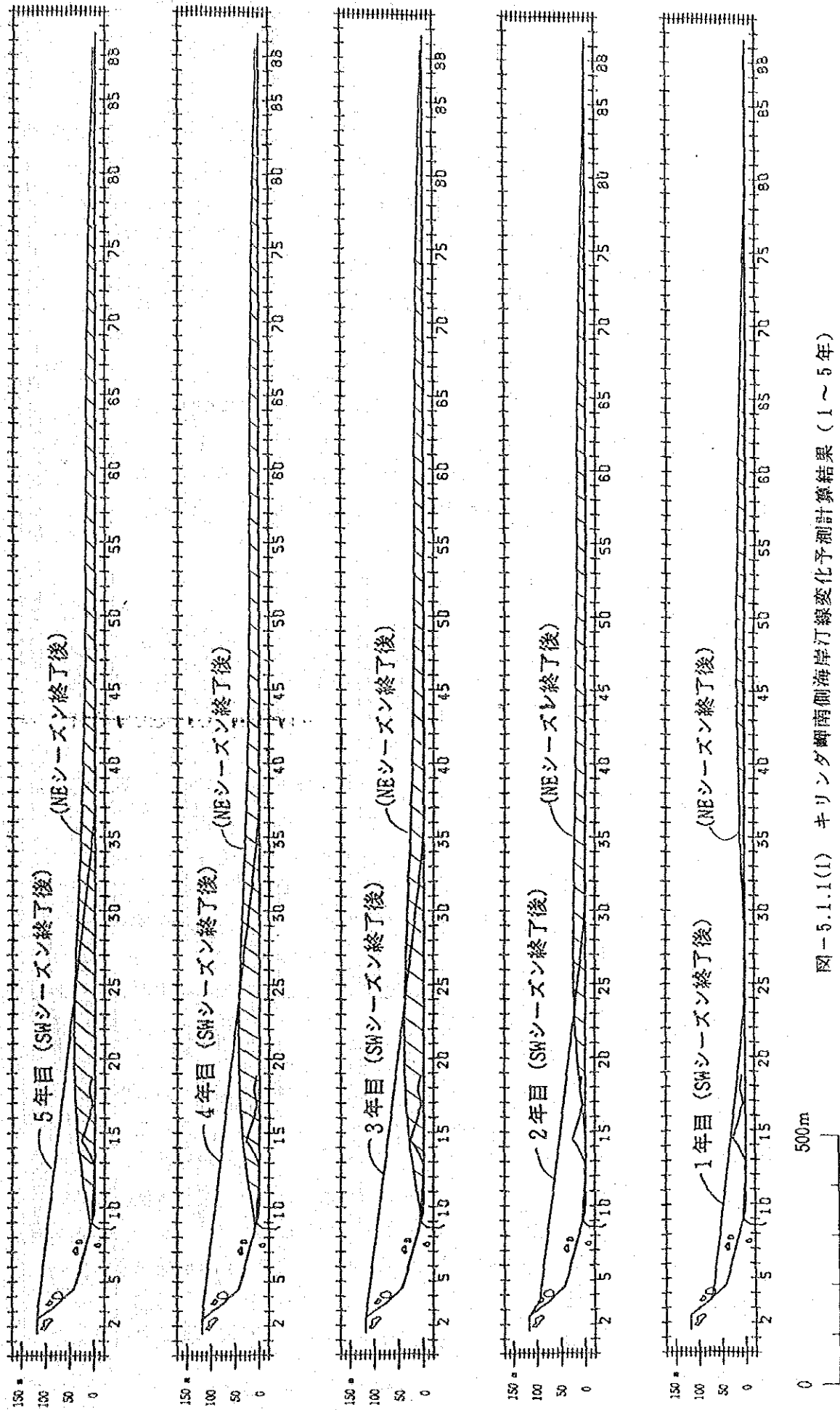


図-5.1.1(1) キリング岬南側海岸汀線変化予測計算結果 (1~5年)

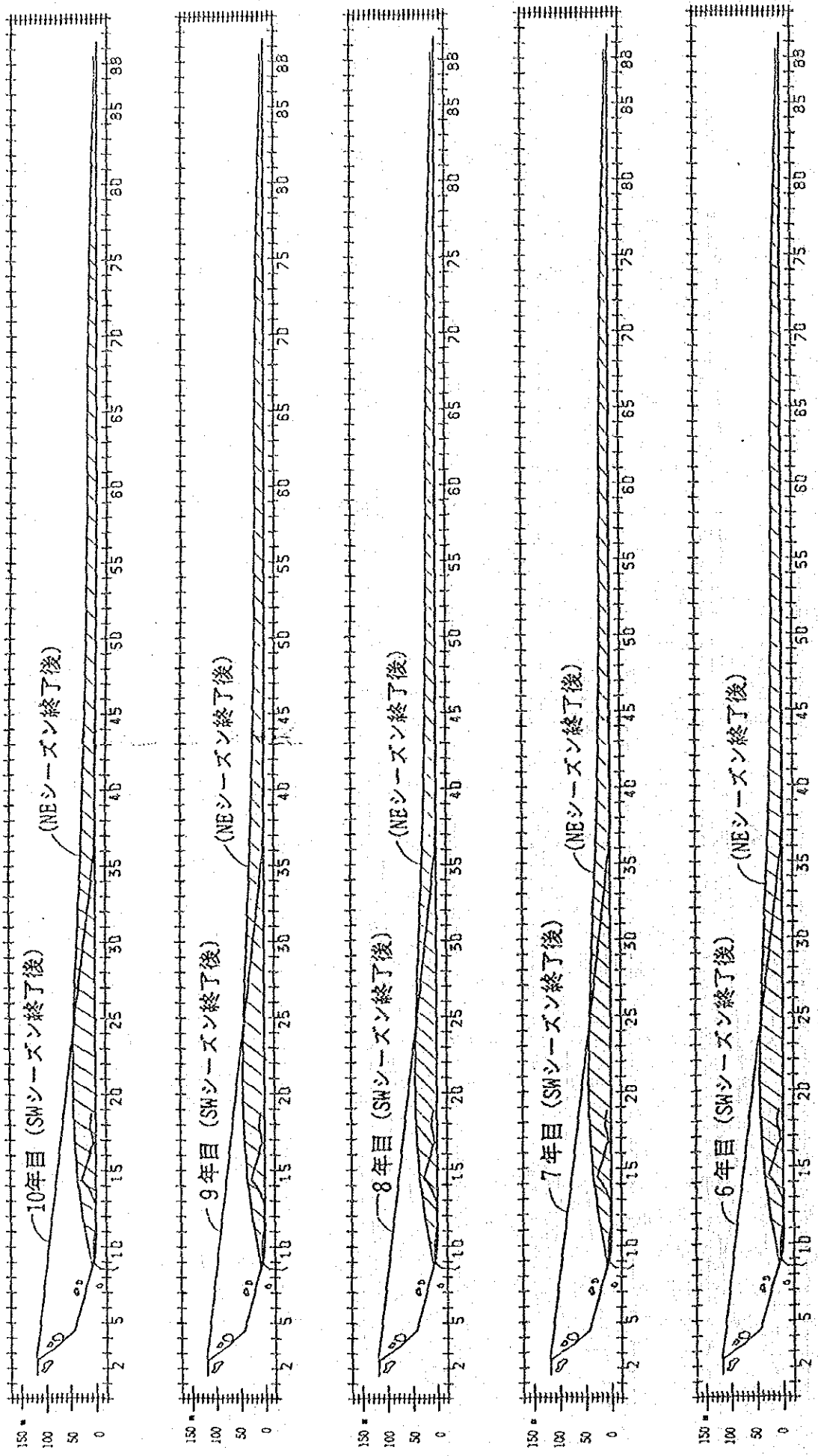


図-5.1.1(2) キリнда岬南側海岸線変化予測計算結果 (6~10年)

## (6) 突堤の方向と延長

突堤は長い方がより埋没防止の効果がある。しかしながら、長さを決定する際には環境面や経済面から検討されるべきである。

突堤の延長法線方向は、前述した突堤の諸効果に影響する。すなわち、突堤をより南向きに立てて延長すると、南から北に向かう沿岸漂砂を捕捉・阻止する機能は高くなるが、一方、ポケット・ビーチおよび漁港前面の海域を波から遮蔽する機能は低下する。逆に、突堤をより北方向に倒して延長すると、沿岸漂砂を捕捉・阻止する機能が低下し、波を遮蔽する機能が增大する。

これらの諸点を勘案して、突堤はキリダ岬の最先端部から沖合いの岩礁部の岸側縁に向かって延長し、その延長を 200m とした。ただし、年間を通じて常に碎波が生じている沖合い岩礁部では、限られた本調査の期間内では地形の詳細が把握しきれていないとは言い難い部分がある。従って、工事実施に先だて、今一度詳細な測量を実施し、法線の方向および長さについて精査する必要がある。

## 5.1.2 主防波堤の延長

### (1) 主防波堤の延長方向と長さの決定の要点

主防波堤の延長方向および長さの決定の要点は、以下に述べる諸点である。すなわち、

- ①主防波堤延長の第一の目的は、ポケット・ビーチや漁港前面に既に堆積している土砂等が、港内へ侵入することを防止することにある。このため、防波堤延長部分の方向は、その先端部において、シーズンを問わず防波堤先端から、ポケット・ビーチへ向かう海浜流が発生する様な方向とする必要がある。
- ②キリダ岬先端の新設突堤と主防波堤で囲まれる領域における堆砂容量を出来るだけ大きく確保すべきである。
- ③現状では港内の静穏度は悪く、漁船の係留に問題が生ずるものと思われる。従って、主防波堤延長部分の方向は、港内の静穏度をより高めるよう配慮して決定すべきである。
- ④主防波堤の延長が長く、防波堤の先端水深が深いほど、漁港とキリダ岬の間の土砂堆積容量が増加し、漁港が再度埋没し始めるまでの期間は長くなる。しかし、主防波堤の延長のみによって漁港の埋没を永久に防止するためには、長大な防波堤の建設が必要であり経済的に現実的では無い。
- ⑤また、このような長大防波堤によって、沿岸漂砂を完全に遮断することは、大きな海浜変形を発生させる他、キリダ岬周辺の景観を一変させる等環境上の大きな問題を引き起こす。このような観点から、港内静穏度を確保するために、既設副防波堤法線の延長線と交差するまで、主防波堤を既設部分と同じ方向に伸ばして③の要

件を満たし、その後、海側に角度を振って①および②の要件を満たすことを意図した法線案についてその効果を検討している。

## (2) 防波堤の延長方向と沿岸漂砂阻止機能

図-3.4.5 および図-3.4.6 に主防波堤新設部の方向を既設先端部分に対して20度沖側に振った場合と40度振った場合について海浜流と波向の分布を比較したものを示した。これによると、40度の場合、新設部前面における波向が20度の場合に比べて北に偏し、これに伴って、防波堤前面に沿って港口へ向かう海浜流が弱くなっている。

また、主防波堤新設部の延長と、キリンド岬に新設する突堤の先端とを結ぶ線より陸側の面積の差で明らかのように、主防波堤南側の土砂収容力は、40度の場合の方が大きい。従って、沿岸漂砂の阻止機能の観点からは、防波堤の延長方向を、既設防波堤の先端部分から、40度沖側に振る方が効果的である。

## (3) 主防波堤延長と港内の静穏度

図-5.1.2 は、現況および法線案IIについて、SWおよびNEモンスーン期の波（入射波の諸元は図中参照）に対する港内の静穏度を計算した結果を示す。波の入射角度は現地で実施した沿岸波浪観測結果（表-2.2.9 参照）を用いた。なお、図中の計算点間隔は50mであり、数値は入射波高を100としたときの各点での波高である。また、港内水深は3mとした。 $S_{max}$  は波向の集中度を表わす指示であり、 $S_{max}$  の値が大きいほど方向集中度が大きい。通常、風波では $S_{max} = 10$ 、うねりでは $S_{max} = 75$ を用いる。

主防波堤の延長によって、港内係留水域はSW波に対しては現況時では15~30%であるのが15%以下に減衰し、NE波に対しては現況では30~50%であるのがほぼ20~30%となっており、いずれの波向に対しても現況に比べて港内の静穏度は向上している。

一方、沿岸波浪の観測結果（図-2.2.11(1) 参照）によれば、SW期では最大1.5m程度、NE期では1.0m程度である。したがって、港内における漁船の荷役限界波高を0.3mとすれば、いずれのモンスーン期においてもほぼ静穏性は確保されるものと考えられる。

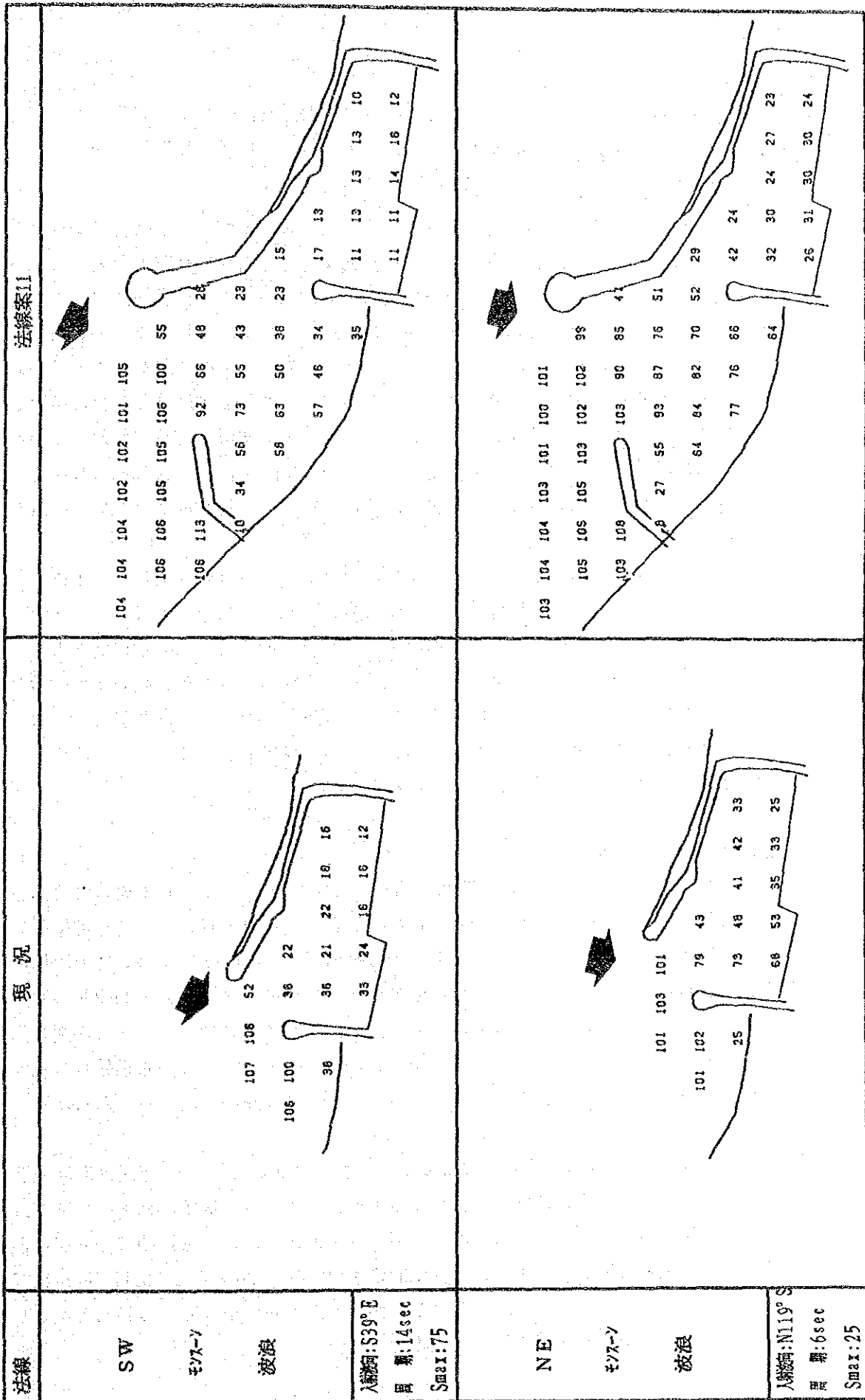


図-5.1.2 静穏度計算結果 [現況および法線案11]

### 5.1.3 副防波堤の新設

#### (1) 副防波堤の配置と港口埋没防止効果

既設漁港施設において主防波堤のみを延長すると、NEモンスーンによる漂砂に対しては港口部で明らかに堆砂が生じる。また、前出の図-3.4.5に見られるように漁港北側近傍においてSWモンスーン波浪に対しても汀線に沿って南向きの港口に向かう流れが生じ、これによって北側の海浜の土砂が運搬されて港口に堆積する恐れがある。さらに、既設の防波堤配置では、NEモンスーン期に、副防波堤付近に堆積した土砂は、続くSWモンスーン期の波によって北方向に運ばれ、副防波堤北側が侵食を受けているが、主防波堤が延長されると、SWモンスーン期に主防波堤が遮蔽効果を発揮し、既設副防波堤付近が静穏になるため侵食が起こらず、年と共に港口部が埋没を受けることになる。これらのことを防ぐために、既設の副防波堤より北側に、新たな副防波堤の建設が必要となる。

SWモンスーン期における、新設副防波堤の建設位置と形状の効果については、前出図-3.4.7に示すように、法線案9が最も効果的である。しかし、NEモンスーン期の港口部付近における堆積状況は、前出図-3.4.12および図-3.4.13に見るように、新設副防波堤の基部を海岸線にほぼ直角に延長した法線案11の方が、良い結果を示している。これは、NEモンスーン期に北から港口に向かう海浜流に対して法線案11では新設副防波堤基部に死水領域が形成され、そこに土砂が堆積してその結果、港口部に到達する土砂量が減少するためと考えられる。

#### (2) 漁港北側海浜の変形

埋没対策完成後の漁港の北側の汀線変化を、汀線モデルによって予測した結果を図-5.1.3(1),(2)に示す。また、図-5.1.4に示すA~Dの4点について汀線位置の季節的変動の検討を行なった。各点における汀線位置の時間的変動についての計算結果を図-5.1.5(1),(2)に示す。計算は、年間の波をSWモンスーン期の南寄りの波、NEモンスーン期における南寄りの波と北寄りの波の3種に分け、これらを順次作用させて行っている。また、SWモンスーン期に、漁港を越えて南側から供給される漂砂量が全く無いケースと、南海岸における沿岸漂砂量の50%が供給されると考えたケースの2ケースについて実施している。

図にみるように、汀線は南寄りの波によって次第に後退し、侵食範囲は漁港の北6kmに及んでいる。一方、北寄りの波によっては、漁港近くの約1km程度の範囲で汀線の前進が起こっている。しかし、波の入射角度が大きいため、漁港のごく近傍における汀線の前進速度は速い。また、汀線変動の季節変動は副堤のすぐ北側で60m程度の変動がみられるが、副堤から離れるにしたがって変動幅は小さくなる傾向を示し、1.2km離れた位置では10m以下の変動幅となっている。

SWモンスーン期に南側海岸からの土砂供給が無いものと仮定した場合には、汀線の後退量が前進量を上回るようになり、南側海岸は侵食傾向になると予想される。



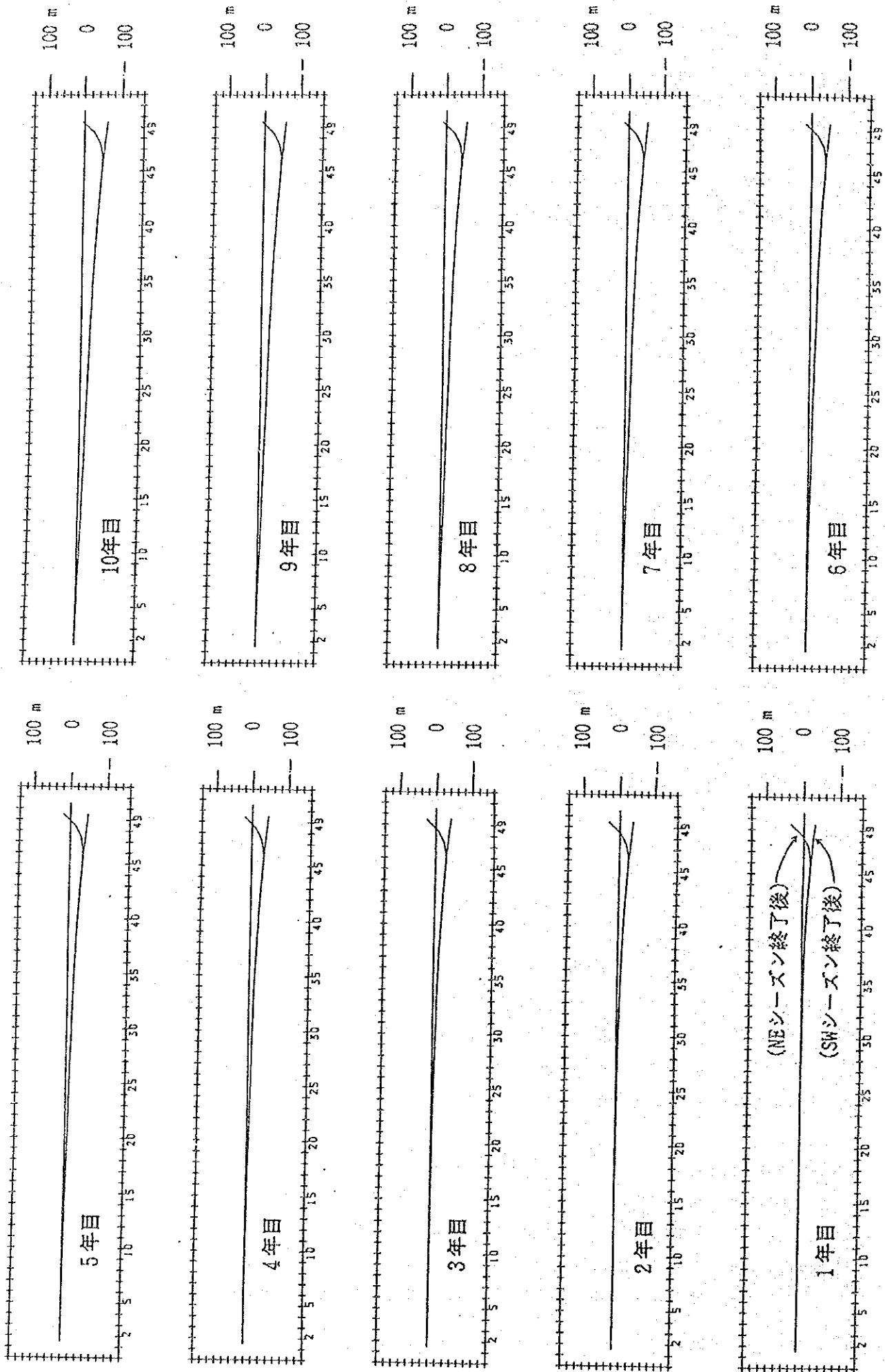


図-5.1.8(1) キリンド岬港北側海岸汀線変化予測計算結果(1~5年、断面からの概略なし)

0 1 2 km

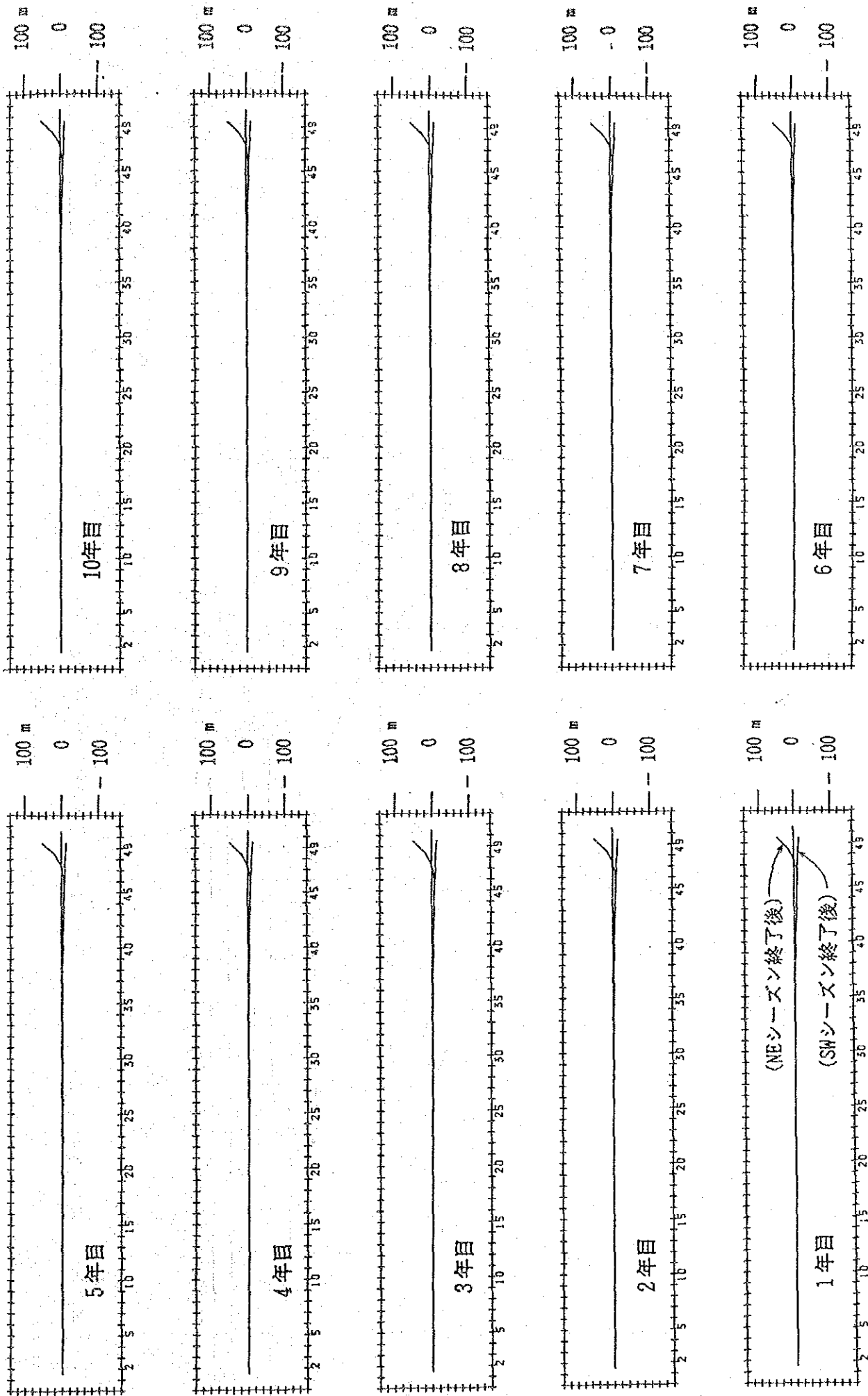


図-5.1.1.3(2) キリダグ漁港北側海岸汀線変化予測計算結果(6~10年、予測値50%増)

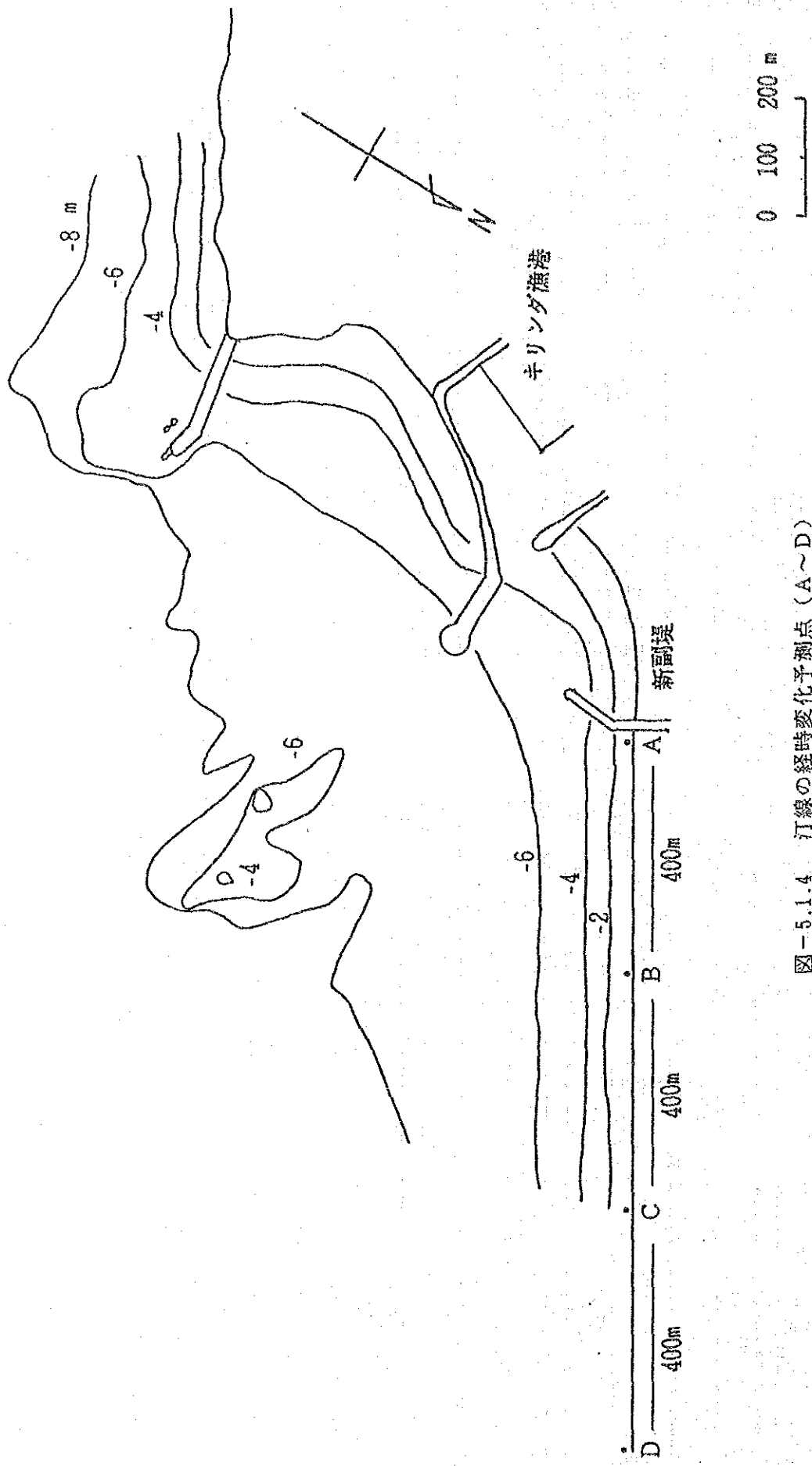


図-5.1.4 汀線の経時変化予測点 (A~D)

1年目 2年目 3年目 4年目 5年目 6年目 7年目 8年目 9年目 10年目

SWシーズン終了後 NEシーズン終了後

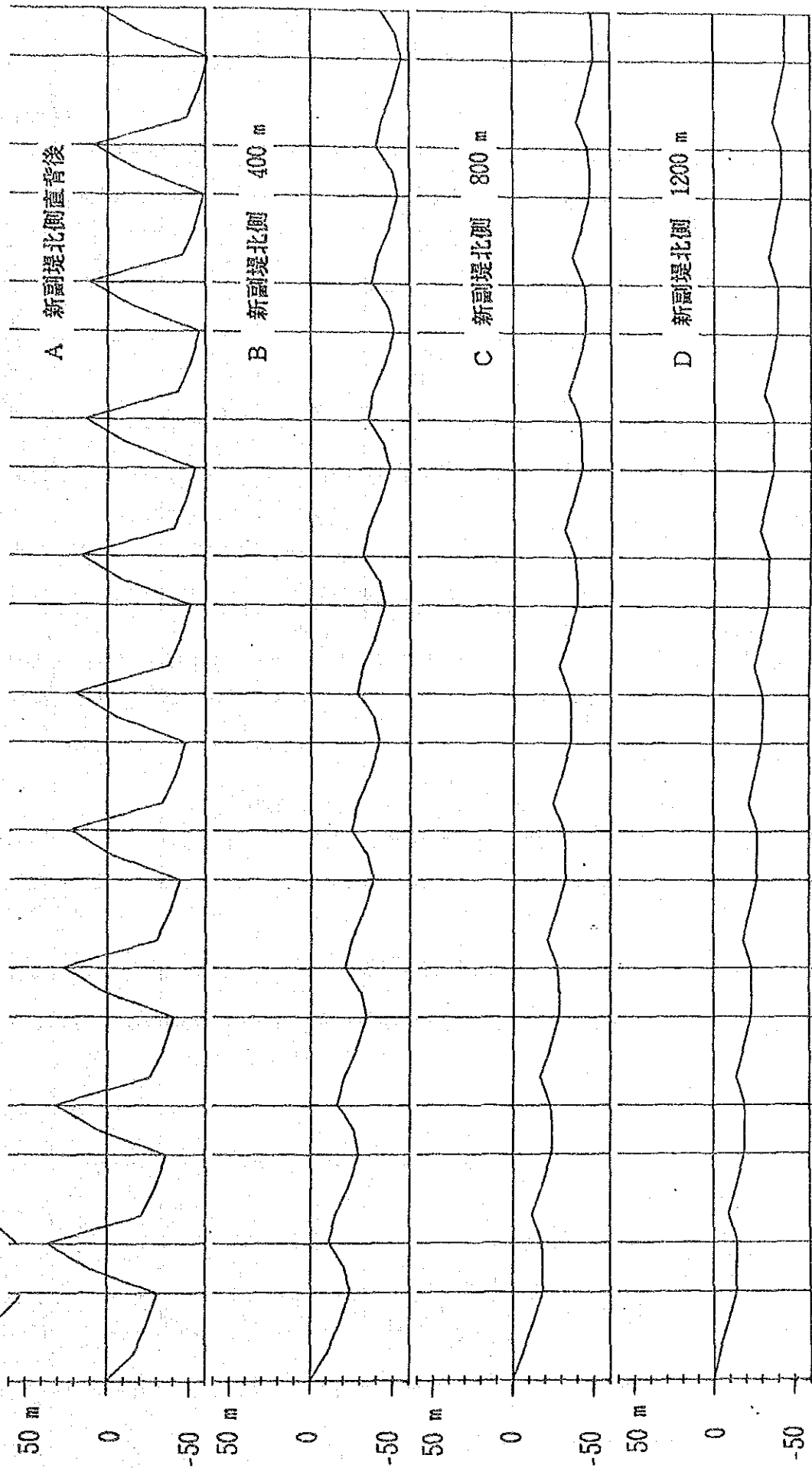


図-5.1.5(1) A~D点での汀線経時変化(南からの砂供給なし)

1年目 2年目 3年目 4年目 5年目 6年目 7年目 8年目 9年目 10年目

SWシーズン終了後 NEシーズン終了後

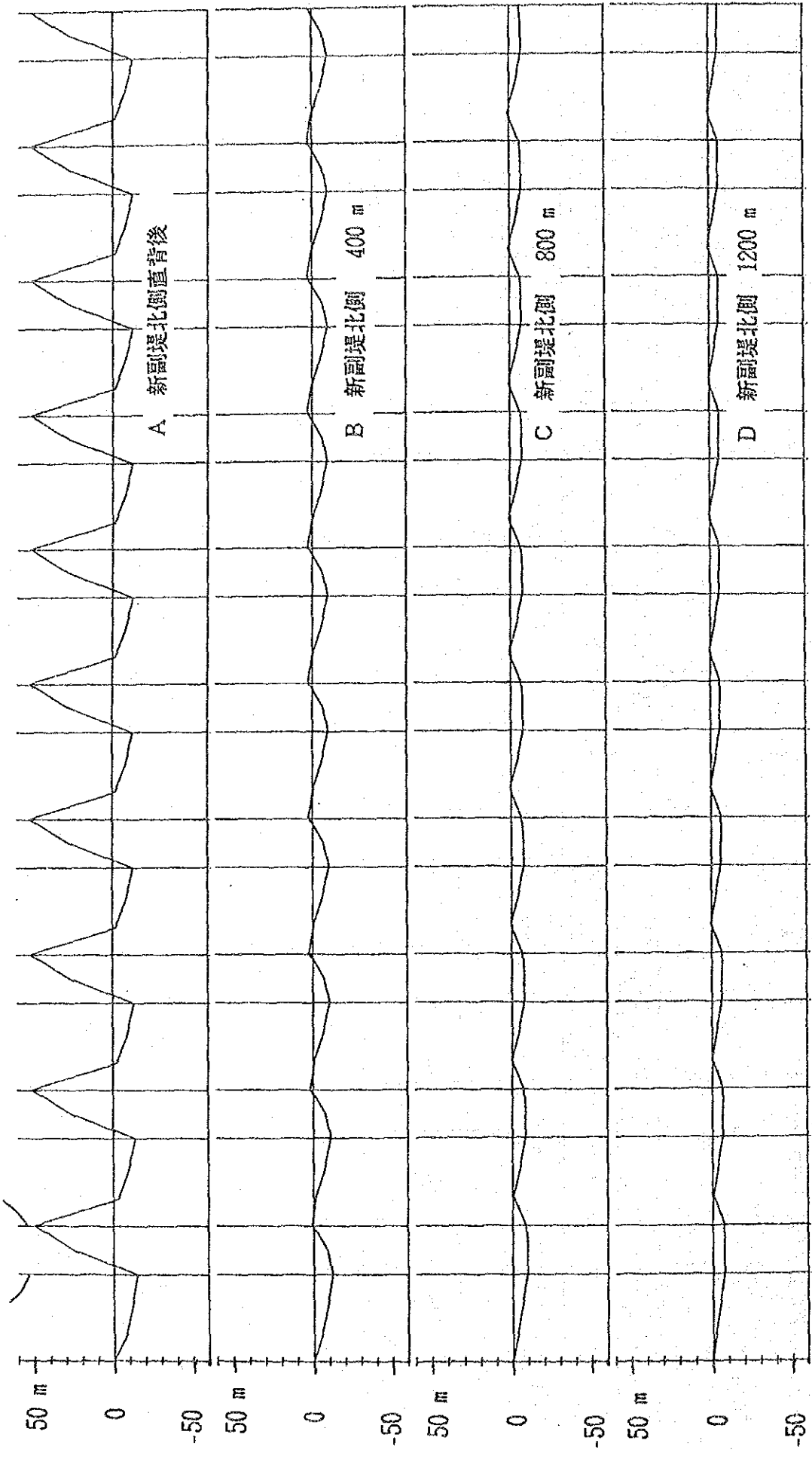


図-5.1.5(2) A~D点での汀線経時変化(南からの砂供給50%)

## 5.2 構造諸元

第4章において、設計波の算定およびそれに対する漁港の技術基準に従った断面諸元の設定を行い、さらに、別途実施した二次元実験による越砂対策および堤体の安定性の検討により、必要堤体天端高や被覆石重量、堤体構造などに関する資料を得た。

ここでは、これらの結果を考慮して今回提案する埋没対策構造物の断面諸元について検討した。

### 5.2.1 主防波堤

#### (1) 既設部分

既設部分を対象とした越砂対策実験の結果では天端高を約+4m以上とすることが対策案として有効であることが明らかとなった。ただし、キリング岬に突堤を設置することでこの部分への到達波が減衰すると考えられ、このことを考慮して改修策を検討する必要がある。三次元実験による波高分布を参考にすれば、嵩上げが必要と考えられるのは既設堤頭部から約100m程度と予想される。したがって、既設部分については現堤頭部から基部に向かって約100mの区間について天端高を+4mに嵩上げすることを提案する。被覆石重量は既設のものと同じとする。

#### (2) 延長部分

延長部分については突堤による遮蔽効果はほとんど無いものと考えられる。そこで、越砂対策の検討結果および安定実験による越波や安定の確認の結果、設計天端高として+4.5mを提案する。

被覆石重量及び前面法勾配については、安定実験結果を考慮して表-5.2.1のとおりとする。

なお、既設の嵩上げ部分も含めて、被覆石からの砂の透過を防止するための対策として被覆層の天端部に防砂マットを付設することを提案する。防砂マットは劣化しにくく、強度の大きなものを選定する必要がある。

表-5.2.1 主防波堤延長部分断面諸元

設置水深 (m)	天端高 (m)	被覆石重量 (ton)	前面法勾配
6.5(*)	5.0	8~10	1:2.5
6.0	4.5	"	1:2
5.0	"	6~8	"
3.0	"	"	"

(\*)堤頭部

### 5.2.2 突堤

突堤は沿岸漂砂を阻止する防砂機能を目的とした構造物である。従って、越波はある程度許容することができるが、漂砂上手側に予想される堆砂高程度の天端高とすることが望ましい。

キリダ漁港北側海岸の汀線測量結果によれば、S Wモンスーン期の浜高は+4m前後であることから、突堤の天端高は+4mとする。

堤体構造は主防波堤と同様とし、被覆石重量・前面法勾配は安定実験結果を考慮して表-5.2.2 のとおりとする。

表-5.2.2 突堤断面諸元

設置水深 (m)	天端高 (m)	被覆石重量 (ton)	前面法勾配
5.0 (*)	4.0	8 ~ 10	1 : 2
3.0 ~ 4.0	"	5 ~ 7	"
0 ~ 3.0	"	3 ~ 5	"

(\*) 先端部まで

### 5.2.3 副堤

副堤は主としてNEモンスーン期の漂砂の港内への堆砂を阻止することが目的である。突堤と同様に副堤の漂砂上手側の堆砂高を北側海岸のNEモンスーン期の汀線測量結果から推定すると+3m程度である。したがって、『4.2 設計条件』においても示したように副堤の天端高は+3mとする。

また、被覆石重量は設計波から算定した値とする。表-5.2.3 に副堤の断面諸元を示す。

表-5.2.3 副堤断面諸元

設置水深 (m)	天端高 (m)	被覆石重量 (ton)	前面法勾配
5.0	3.5	6 ~ 8	1 : 2
4.0	3.0	3 ~ 5	1 : 2
3.0	"	1.5 ~ 3	1 : 1.5

### 5.3 対策案の提案

埋没対策案として提案する構造物の平面配置を図-5.3.1 に、各構造物の代表断面を図-5.3.2(1)～(3) に各々示す。

以上の提案は、インセプション・レポートに明示されている「維持浚渫土量を皆無あるいは最少とする」ことを目標に、かつ経費規模を極力押えることに配慮しつつ行った検討結果に基づいており、従って、提案した法線形状は必要にして最小限であり、それを縮小する可能性はほとんどないと考えられる。



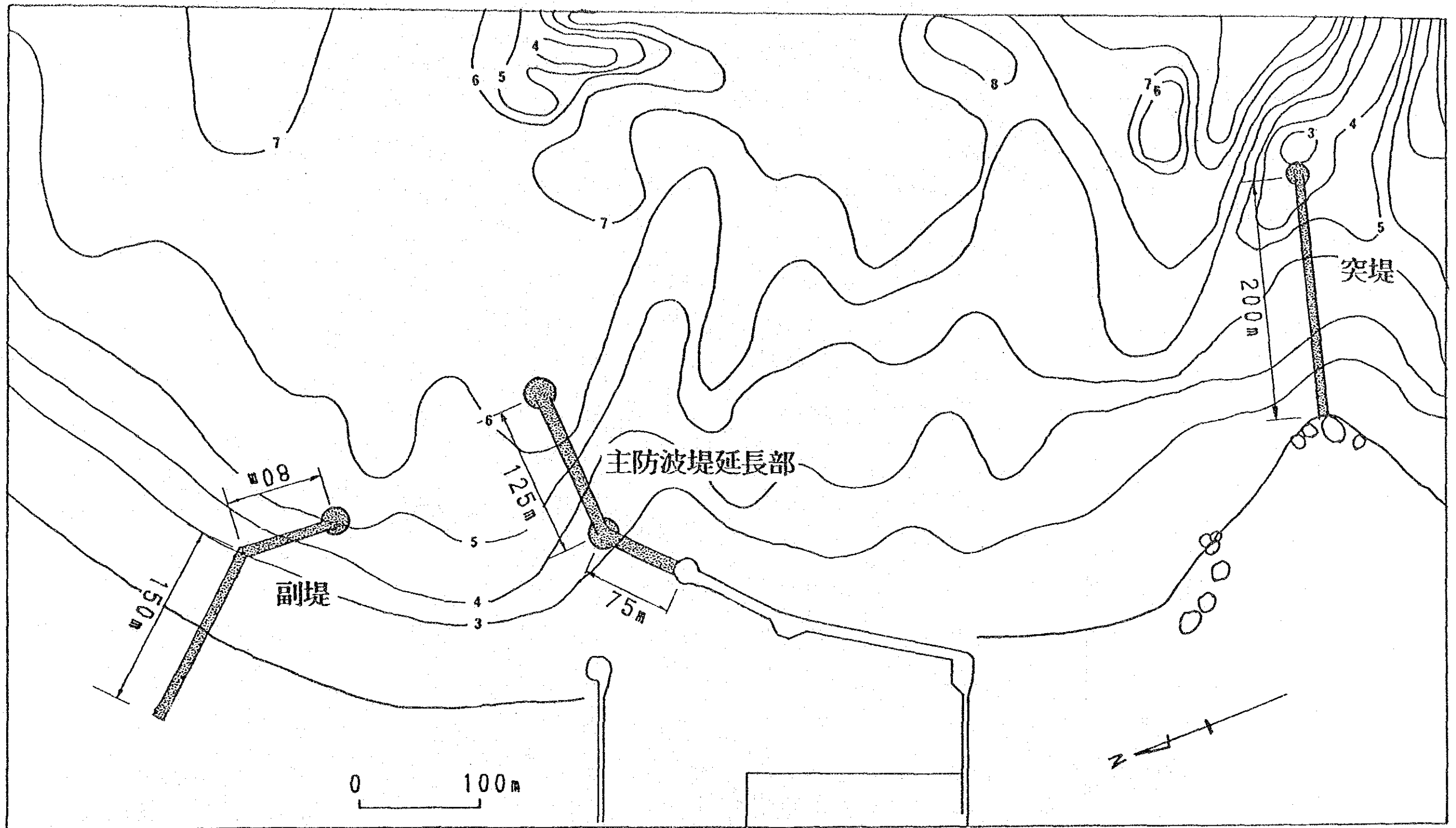
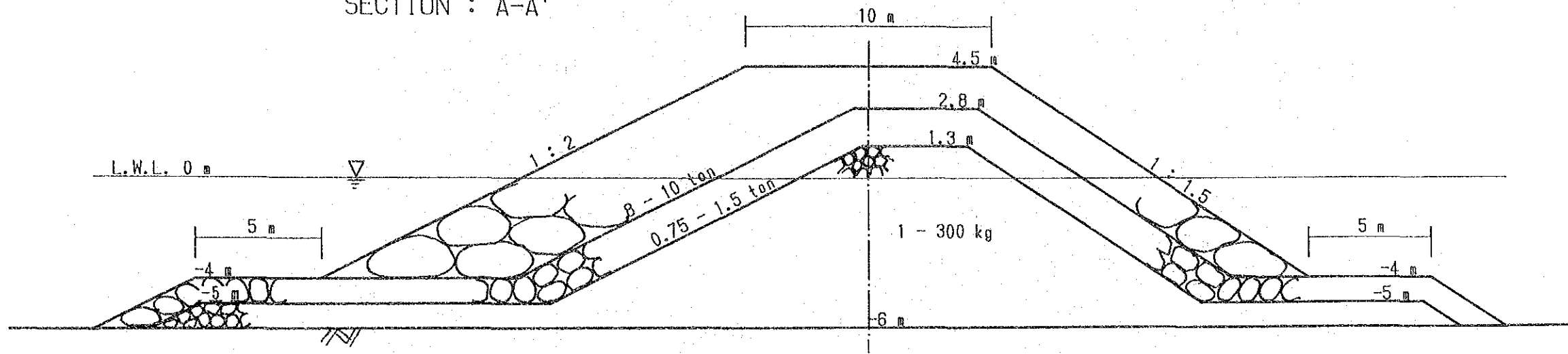
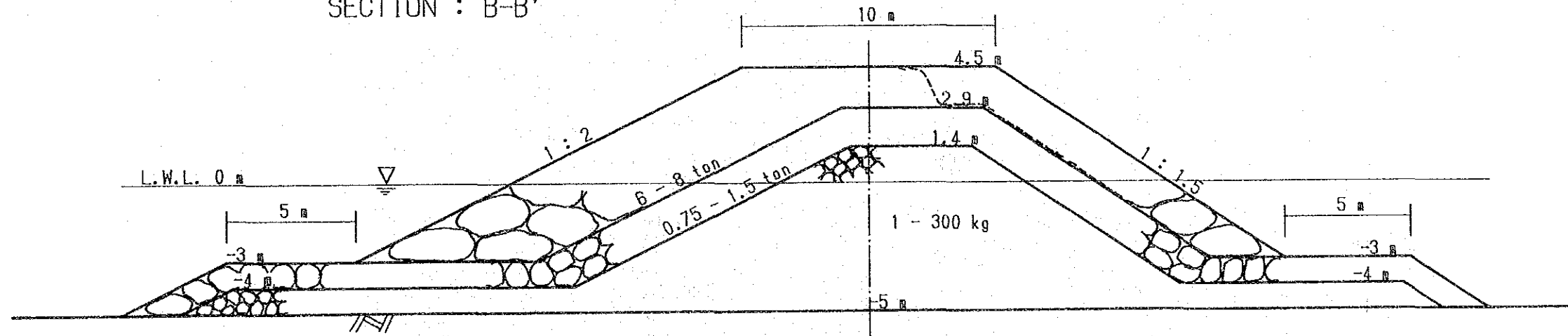


图-5.3.1 对策案平面配置

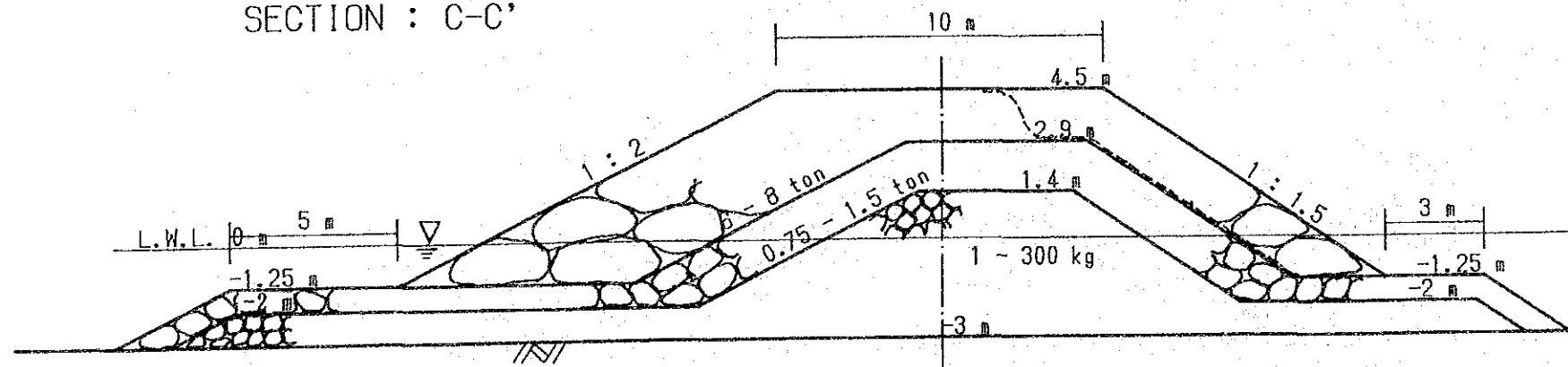
SECTION : A-A'



SECTION : B-B'



SECTION : C-C'



----- 防砂マット

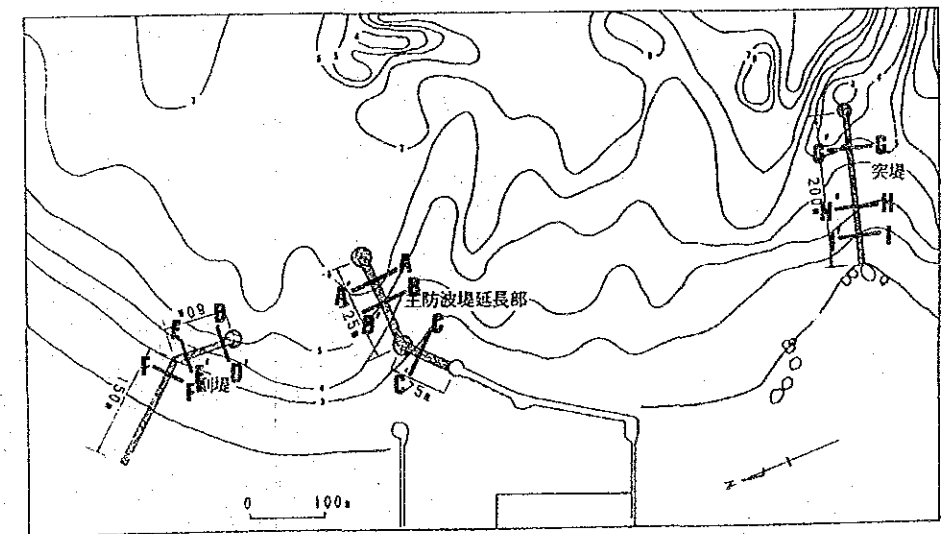


図-5.3.2(1) 代表断面 [主防波堤延長部]







## 5.4 維持浚渫計画

### 5.4.1 年間維持浚渫量の推定

前出5.1に述べた埋没対策法線案に対する海浜変形量の予測結果から次のことが推定できる。すなわち、

- ① SWモンスーン期においては、現在既にポケット・ビーチおよび既設主防波堤前面に堆積している土砂が、沖合い、新設突堤背後および新設港口3方向に向かって移動して行くが、新設突堤を越えて防波堤側に侵入して来る土砂量は、以降10年間にわたって、極めて少ない。新設港口方向へ向かう土砂は、10ヶ年間の内、初めの5ヶ年間でのみ生じ、その一部が、港口部に堆積するが、その土量は10ヶ年で10,000m<sup>3</sup>程度である。(図-3.4.9 および図-3.4.10参照)
- ② NEモンスーン期において、港口部に堆積する土砂量は、5カ年間で1,000m<sup>3</sup>程度である。(図-3.4.13参照)

このように、今回の検討結果では、港口部への推定堆砂量は極めて少量であった。しかし、今回推定に用いたハイブリッド・モデルでは、モデルの性格上、海水面よりも高い前浜面での土砂移動、すなわち浜漂砂の寄与を過小に評価している可能性がある。そのため、維持浚渫計画の策定に際しては、港口部での土砂堆積量の推定結果を相当割増して考える必要があるものとする。

このような配慮から、年間維持浚渫量を最大10,000m<sup>3</sup>程度と想定する。

### 5.4.2 維持浚渫計画

#### (1) 既往の維持浚渫実績

CPHCでは、POKIRRISSA, KAWAIYA, MUTHUBELLA および RUHUNUPUTHA の4隻の浚渫船を保有している。(POKIRRISSAおよびRUHUNUPUTHAは自航式グラブ船、他はポンプ船)

KAWAIYAおよびMUTHUBELLAは修理等で稼働状況が悪く、また、RUHUNUPUTHAは新造船であるため、POKIRRISSAの稼働実績について述べると以下の通りである。

年間稼働日数	118 日	(1986)	
稼働月	6 月	(1986, Jan.- Jun.)	
浚渫実績	58,235 m <sup>3</sup>	(1986)	
維持費	Rs 18,400	(1986)	注)維持費は、人件費、間接費、燃料、諸材料等

これより、一日当りの浚渫量が 494m<sup>3</sup> / 日、一月当りの稼働日数が20日 / 月になる。  
 また、5年間(1982 ~1986) の7港における漁港別浚渫実績量を、表-5.4.1 に示す。

表中に示すように、浚渫実績は、5年間で延14港であり、総浚渫量が 617,460m<sup>3</sup> であるから、浚渫を行った港については、1港1年あたり、44,104m<sup>3</sup> / 港 / 年となる。また、この総浚渫量を全7港が毎年5ヶ月間浚渫したものと換算すれば、1港1年あたりの最小浚渫量として、約17,000m<sup>3</sup> / 港 / 年が想定できる。

(2) 維持浚渫計画

①浚渫方法

維持浚渫は、浚渫対象地域が港口付近と想定されるので浚渫船により行うこととなる。また、浚渫船は各浚渫船の現状から、RUHUNUPUTHA が稼働するものとする。RUHUNUPUTHAは、能力的にPOKIRRISSAと同等である。

②浚渫量

年間維持浚渫量は、5.3.1 に述べたように10,000m<sup>3</sup> / 年と推定される。これは、既往の維持浚渫実績約17,000m<sup>3</sup> / 年 / 港と比較して、十分可能な浚渫量である。

③浚渫計画

1日当りの浚渫実績量は 494m<sup>3</sup> / 日であるから、RUHUNUPUTHA の1日当りの浚渫量を 400m<sup>3</sup> / 日(2航海 / 日) とすると、年間維持浚渫量10,000m<sup>3</sup>を浚渫するには、25日 / 年の稼働が必要となる。

④浚渫経費

浚渫経費は、スリ・ランカ国における浚渫単価が Rs 100/m<sup>3</sup>であるから、Rs 1,000,000 / 年と推定できる。

表-5.4.1 漁港別浚渫実績量 (単位 : m<sup>3</sup>)

漁港名 \ 年	1982	1983	1984	1985	1986	計
Wellamankara	54,700	57,350	-	-	57,100	169,150
Galle	-	-	-	-	58,240	58,240
Mirrisa	-	33,400	-	49,040	-	82,440
Tangalle	20,650	12,950	69,630	-	-	103,230
Hikkaduwa	-	8,200	-	12,900	-	21,100
Beruwala	53,500	-	-	-	-	53,500
Manner	68,200	61,600	-	-	-	129,800
計	197,050	173,500	69,630	61,940	115,340	617,460

## 第6章 施工計画





## 第6章 施工計画

### 6.1 施工計画

#### 6.1.1 現地建設事情

現地調査によるスリ・ランカ国の建設事情は次の通りである。

##### (1) 建設用資材

###### ① 石材

キリンダ漁港から約30kmに位置する BINKEMAHELA採石場は、花崗岩質の硬質で、最大10t程度の被覆石が豊富に採石可能である。本採石場は、スリランカ政府所有のものであり、キリンダ漁港建設時ここより搬出された。

###### ② セメント、生コンクリート

セメントは、輸入品の40kg袋が流通している。生コンクリートは、コロンボでは購入可能であるが、キリンダ周辺においては現場打ちとなる。

###### ③ ガソリン、軽油

現地で入手可能である。

###### ④ ダイナマイト

コロンボで入手可能である。ダイナマイト等の管理は同国内事情の影響があり、慎重に対応する必要がある。

##### (2) 労務

未熟練工、また、大工・鉄筋工・トラック運転手・ブルドーザー運転手等の熟練工は確保できるが、大型クレーン運転手・石工・潜水夫等の熟練工は、第三国からの採用が必要である。

##### (3) 建設機械

本工事では、採石場における穿孔、石材の選別・集積、積み込み・運搬、投入・据え付け等に関する建設機械が必要である。現地調査の結果、同国の建設企業が、小型の土工・道路機械、クレーン等を保有していること、また、大型クレーンなどは保有していないこと等が明らかとなった。なお、メンテナンスの状況の良いものは少なく、長期間のリースは困難である。

海上施工機械は、自航グラブ式浚渫船をCFHCが保有しており、海上施工が可能である。

(4) 建設基準

スリ・ランカ国において、土木工事は英国の基準によって行われているが、本工事の各施設については、原則として日本の設計基準の適用が可能である。

(5) 現地建設業者

現地の建設業者は数社あり、道路・建物等の施工経験は豊富であり、十分な施工能力を有している。

6.1.2 施工方法

本プロジェクトで計画されている構造物および主な工種は以下の通りである。

構 造 物
・主防波堤延長
・主防波堤改修
・副堤
・突堤

主 な 工 種
・岩石工
・基礎工
・被覆石据付工
・舗装工
・浚渫工

石山の発破により、捨石および被覆石に使用する種々の岩石を採取し、漁港周辺の適地に仮置する。捨石部はダンプによる直接投入、被覆石は大型クレーンによる据付を行う。なお、捨石投入は、海象の影響による飛散防止を目的としてネットを使用することとする。

被覆石の据付完了後、防波堤等の天端部をメンテナンス用にアスファルト舗装する。

漁港泊地および防波堤先端周辺部の堆積土砂を浚渫する。泊地の浚渫は、陸上からの施工が可能である。

## 6.2 実施工程

施工期間は砕岩能力などの施工条件から最低2年間（24カ月）が必要となる。

1年目は突堤および主防波堤の一部延長（約80m）とする。これは、以下の理由による。

- ①突堤を先行する事により、キリンダ岬を越えてキリンダ漁港方向へ来襲する漂砂を阻止し、かつ、突堤背後および主防波堤前面を静穏とすることができること。
- ②主防波堤の一部を延長することにより、既存の主防波堤では不十分な港内の静穏性を確保できること。

また、2年目は、主防波堤延長（残り約120m）、主防波堤改修、副堤、および浚渫とする。

概略工程を表-6.2.1に示す。

表-6.2.1 キリンダ漁港改修工事工程表

業務内容	月 数																								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
工	資機材調達・運搬	■																							
	準備・後片付		■																						■
事	採石			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
	主防波堤延長							■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
工	主防波堤改修																			■	■				
	副堤																					■	■		
程	突堤																								
	浚渫												■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

### 6.3 概算事業費

5章までの検討の結果、本調査では埋没対策案として図-5.3.1に示す構造物配置（法線案11）を提案し、各構造物の代表断面を図-5.3.2(1)～(3)のとおりとする。

表-6.3.1にこれらの構造物を対象とした場合の概算工費を示す。

表-6.3.1 概算工費

構 造 物		法 線 案	法 線 案 11
		主防波堤	天端高 (m)
延長部分	延 長 (m)	200	
主防波堤	天端高 (m)	+4.0	
既設改修部	延 長 (m)	100	
波 除 堤	天端高 (m)	な し	
	延 長 (m)		
副 堤	天端高 (m)	+3.0	
	延 長 (m)	230	
突 堤	天端高 (m)	+4.0	
	延 長 (m)	200	
概算工費 (億円)		20.5	



## 第7章 工事実施に当たっての 配慮すべき事項





## 第7章 工事実施に当たっての配慮すべき事項

### 7.1 環境への配慮

沿岸部の開発事業は、周辺の環境に様々な変化を引き起こす可能性を秘めている。従って事業の開始に当たっては、スリ・ランカ国内関係機関において、事前に環境変化の社会的な影響やアセスメントの必要性等について、十分検討・協議する必要がある。

検討・協議すべき環境に係わる事項を列挙すると以下の通りである。

#### ① 自然環境に係わる事項

##### \*生態系への影響と対応策

\* 海中動植物の生育環境への影響

\* 希少動植物の保護

\* 再生産の場の活力への影響

\* 漁業資源への影響

##### \*自然海浜の喪失と対応策

\* 海浜の改変

\* 海浜の侵食

\* 異常な堆砂

##### \*水質・底質への影響

\* 水質汚濁・濁りの発生

\* 底質の有害化

##### \*景観への影響

\* 自然景観の喪失

#### ② 社会環境に係わる事項

\* 歴史的文化遺産の保護

\* 既設インフラへの影響

#### ③ 漁業への影響

\* 漁獲漁種の変化

\* 漁獲量の変化

#### ④ 建設工事中に伴う環境への影響

\* 濁りの発生

\* 騒音・振動の発生

これらのうち、本報告書が直接触れているのは、下線を施した項目であり、海浜の侵食及び海浜への堆砂の問題および工事中の濁りの問題である。その他、突堤を新設することについては、近隣寺院の基本的了解を得ている旨、スリ・ランカ国関係機関より連絡を受けている。

前述したように、提案したキリンダ漁港の埋没対策の実施によって、キリンダ漁港の北側海岸において海岸侵食が、キリンダ岬の南側海岸において堆砂がそれぞれ進行することが予測される。

漁港北側海浜の侵食は、将来10年の間に長さ北側6km、巾最大50m程度に広がるものと予想される。この地域には居住人口はほとんど無く、海岸侵食の社会的影響は少ないと言われて来た。しかし、将来に向けて当面、定期的な測量を実施する等の監視が必要である。

キリンダ岬南側海岸の堆砂は、将来10年の間に長さ南側1km、その海浜幅も季節的变化を繰り返しながら最大100m程度に止まるものと予測される。

突堤を新設するキリンダ岬付近は、奇岩の景勝地として有名なところである。この付近に予想される堆砂は岩質の景観に多少の変化を与えるものであるが、その変化は岩質崖の脚部に自然な砂浜が形成されるものである。また、突堤は自然石によって構築される。従って、現景観の変化の程度は許容し得る範囲であろうと考える。

キリンダ岬先端への突堤新設によって、岬の沖合いの岩礁地帯の広い範囲で砂質化が進むものと予測される。これによって部分的には藻場の消失が起り、「伊勢えび」等の漁業資源に影響が生ずる可能性があるものと思われる。しかし反面、捨石構造の新設突堤自体、岩場を提供するものでもある。漁業活動自体について言うと、常に砕波があり、かつ殺生を禁ずる寺院直下のこの岩場で漁業が行なわれることは少なく、漁業への直接的な影響は少ないものと予想される。

突堤の新設によってキリンダ岬からキリンダ漁港周辺の波・流れは相当に変化する。しかしこの変化は漁港の埋没防止上、不可欠のものであり、また、その範囲は精々500m四方と狭いため、この範囲における波・流れの変化が海域環境全体に与える影響は小さいものとする。

提案する埋没対策施設のほとんどは捨石の投入である。従ってその施工に伴って、捨石に付着する微粒子によって濁りが発生する。この濁りは、恒常的に来襲する波浪と、強い海浜流とによって急速に拡散希釈され、長期にわたって海域に止まることはない。さらに、主たる海浜流の方向が南から北に向っており、北側には海性生物相の薄い砂質海岸が広がっている。これらを考えると、工事中の濁りの発生の影響は小さいものとする。

浚渫土砂は近隣の海浜、特に北海浜の後浜および海中の可能なかぎり浅水深域に投棄し、予想される海岸侵食を少しでも緩和するよう配慮する必要がある。浚渫土砂は元来海底を構成していたものであり、微細粒子等はすでに洗い流されている。このため浚渫土砂投棄による濁りの発生等は少ないものと予想される。但し、これらの問題については工事開始に先立ち、スリ・ランカ国関係機関において十分に協議する必要がある、その結果によっては、捨石の選別あるいは洗浄等の措置を講ずることも考慮すべきである。

その他、工事の実施に伴って、石切場周辺における家屋の移転や捨石運搬路にあたる道路の損傷等が予想される。これらについては既設漁港施設の建設時の状況を調査し、提案した計画に取り込んでいる。

一般に、港湾施設の建設に関する担当部署は、その国の環境保護政策の一環として、施設建設による環境への影響を検討・協議することが望まれる。それによって、環境変化調査として実施の必要があると認められる調査項目については、その実施方法および体制をあらかじめ設定しておく必要がある。従って、本報告で検討されていない事項も含めて、工事の実施に先立って、スリ・ランカ国関係機関においてその取り扱いについて検討・協議する必要がある。

## 7.2 工事实施中の海浜変形の監視の必要性

前5.3 に述べているように、提案した対策案は、既存資料の収集、ほぼ一ケ年に及ぶ気象・海象等の現地調査の結果に基づいて、現在、最も有効な手法と考えられる水理実験と数値シミュレーションの結合モデル（ハイブリッド・モデル）を用い、我が国では最高レベルの知見を有する委員で構成される作業管理委員会の、一貫した指導の下に検討した成果である。

従って対策案は、現在の知識・経験、技術水準に照して、スリ・ランカ国の要請に応じた、最も妥当なものと考えられる。

なお、漂砂現象の複雑さおよび漂砂予測の技術水準が、世界的に見て完全なものとはなっていない現状に鑑み、漂砂海岸における開発事業に伴う周辺の埋没や海岸侵食等に関して、予想外の現象の生ずる可能性を否定出来ない。

そのため、漂砂海岸においては、防波堤等の工事の施工に際しては、多くの場合、地形測量、深淺測量等によって、事業の実施が周辺地形の変化に与える影響を出来るだけ早期に把握し、予測結果との差異の有無を確認しつつ事業が進められている。

また、事業実施に伴う周辺地形の変化の状況を見ながら、徐々に事業を進める例や、建設のある段階において一定期間工事を中断し、地形変化の追跡調査を行う例もある。

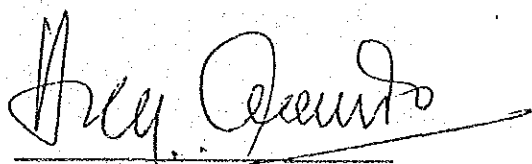
## 付 属 資 料



SCOPE OF WORK  
FOR  
THE STUDY ON SAND DRIFT  
IN  
THE SOUTHEASTERN COAST OF SRI LANKA

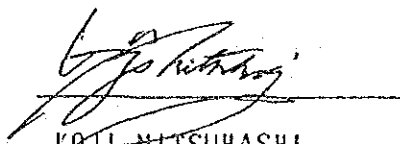
AGREED UPON BETWEEN  
THE MINISTRY OF FISHERIES  
AND  
THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

Colombo, Sri Lanka  
16th October, 1987



~~ALOY W. FERNANDO~~

ADDITIONAL SECRETARY  
MINISTRY OF FISHERIES,  
GOVERNMENT OF THE  
DEMOCRATIC SOCIALIST  
REPUBLIC OF SRI LANKA



~~KOJI MITSUHASHI~~

LEADER  
PRELIMINARY STUDY TEAM,  
JAPAN INTERNATIONAL  
COOPERATION AGENCY



## I. INTRODUCTION

In response to the request of the Government of the Democratic Socialist Republic of Sri Lanka ( hereinafter referred to as "the Government of Sri Lanka" ), the Government of Japan, in accordance with the relevant laws and regulations in force in Japan has decided, to conduct "the Study on Sand Drift in the Southeastern Coast of Sri Lanka" ( hereinafter referred to as "the Study" ).

The Japan International Cooperation Agency ( hereinafter referred to as "JICA" ), the official agency responsible for the implementation of technical cooperation programs of the Government of Japan, will undertake the Study, in close cooperation with the Authorities of the Government of Sri Lanka.

The present document sets forth the Scope of Work for the Study.

## II. OBJECTIVES OF THE STUDY

The objectives of the Study will be as follows:

1. To study the sand drift in and out of Kirinda Fishery Harbour ( hereinafter referred to as "the Harbour" ) and clarify its mechanism.
2. To prepare a proposal on appropriate layout for reconstruction of the Harbour to minimise siltation.
3. To formulate a plan for the maintenance and dredging of the Harbour after its reconstruction.

## III. OUTLINE OF THE STUDY

### 1. General

- (1) The study area is the inside and outside of the Harbour, and its surrounding coastal area.

(2) The existing study reports and data shall be fully utilized as important reference materials.

## 2. Scope of the Study

In order to achieve the objectives mentioned above, the Study will cover the following items:

### (1) Field survey

(a) To gather and analyze existing data

- Meteorological data of the past
- Oceanographic data of the past
- Records of disasters in the neighborhood of the Harbour
- Others

(b) On-the-spot observation

To make an on-the-spot observation each during the two main monsoon periods ( SW monsoon and NE monsoon ).

The main items of the observation shall be as follows :

- Meteorological data
- Oceanographic data.
- Change of bathymetry and shore profile

(c) Field test

For the current survey, to apply fluorescent sand.

### (2) Experiment and analysis

(a) Formulation of a plan for improvement of the Harbour Through hydrodynamics model studies and computer simulation, to formulate a plan for harbour improvement which minimises siltation.

(b) Formulation of a plan for the maintenance of the Harbour

To estimate the volume of sand drift and to formulate a dredging plan after the harbour reconstruction.

## IV. STUDY SCHEDULE

The Study will consist of field survey in Sri Lanka and experiment and analysis in Japan and/or in Sri Lanka, and will be conducted in accordance with the attached tentative work schedule.

## V. REPORTS

JICA shall prepare and submit the following reports in English to the Government of Sri Lanka.

1. Inception Report

Twenty (20) copies at the beginning of the field survey.

2. Interim Report

Twenty (20) copies within Twelve (12) months after commencement of the Study.

3. Draft Final Report

Twenty (20) copies within Eighteen (18) months after commencement of the Study.

4. Final Report

Fifty (50) copies within Two (2) months after receiving the comments on the Draft Final Report from the Government of Sri Lanka.

## VI. UNDERTAKING OF THE GOVERNMENT OF SRI LANKA

1. To facilitate smooth conduct of the Study, the Government of Sri Lanka shall take necessary measures;

(1) To secure the safety of the Japanese study team,

(2) To permit the members of the Japanese study team to enter, leave and sojourn in Sri Lanka for the duration of their assignment therein, and exempt them from alien registration requirements and consular fees,

(3) To exempt the members of the Japanese study team from taxes, duties, and any other charges on equipment, machinery and other materials brought into Sri Lanka for the conduct of the Study,

(4) To exempt the members of the Japanese study team from income tax and charges of any kind imposed on or in connection with any emolument or allowance paid to the members of the Japanese study team for their services in connection with the implementation of the Study,

(5) To provide necessary facilities to the Japanese study team for remittance as well as utilization of the funds introduced into

Sri Lanka from Japan in connection with the implementation of the Study,

- (6) To secure permission for entry into private properties or restricted area for the conduct of the Study,
  - (7) To secure permission to take all data and documents ( including photographs ) related to the Study out of Sri Lanka to Japan by the Japanese study team, and
  - (8) To provide medical services as needed. Its expenses will be chargeable on the members of the Japanese study team.
2. The Government of Sri Lanka shall bear claims, if any arises against the members of the Japanese study team resulting from, occurring in the course of, or otherwise connected with the discharge of their duties in the implementation of the Study, except when such claims arise from gross negligence or wilful misconduct on the part of the members of the Japanese study team.
  3. The Ministry of Fisheries of Sri Lanka shall act as the counterpart agency to the Japanese study team and also as coordinating body to other relevant organizations for the smooth implementation of the Study.
  4. The Ministry of Fisheries shall, at its own expense, provide the Japanese study team with the followings, in cooperation with other relevant organizations:
    - (1) Available data and information related to the Study,
    - (2) Counterpart personnel,
    - (3) Suitable office space with necessary equipment in Colombo and the study area,
    - (4) Credentials or identification cards to the members of the study team, and
    - (5) Appropriate number of vehicles with drivers.

#### VI. UNDERTAKING OF JICA

For the implementation of the Study, JICA shall take the following measures:

1. To dispatch, at its own expense, study teams to the Democratic

Socialist Republic of Sri Lanka, and

2. To pursue technology transfer to the Sri Lanka counterpart personnel in the course of the Study.

#### VIII. CONSULTATION

JICA and Ministry of Fisheries will consult with each other in respect of any matter that may arise from or in connection with the Study.

## TENTATIVE WORK SCHEDULE

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Field Survey	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; width: 10%; height: 15px; margin: 5px;"></div> <div style="border: 1px solid black; width: 10%; height: 15px; margin: 5px;"></div> </div>																				
Experiment and Analysis	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px dashed black; width: 10%; height: 15px; margin: 5px;"></div> <div style="border: 1px dashed black; width: 10%; height: 15px; margin: 5px;"></div> <div style="border: 1px dashed black; width: 10%; height: 15px; margin: 5px;"></div> <div style="border: 1px dashed black; width: 10%; height: 15px; margin: 5px;"></div> </div>																				
Reports	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center; margin: 5px;"> <math>\Delta</math> Inception Report         </div> <div style="text-align: center; margin: 5px;"> <math>\Delta</math> Interim Report         </div> <div style="text-align: center; margin: 5px;"> <math>\Delta</math> Draft Final Report         </div> <div style="text-align: center; margin: 5px;"> <math>\Delta</math> Final Report         </div> </div>																				

付属資料 - B Minutes

MINUTES OF MEETING  
ON  
THE INCEPTION REPORT  
FOR  
THE STUDY ON SAND DRIFT  
IN  
THE SOUTHEASTERN COAST OF SRI LANKA

Colombo, 6th April, 1988

W.M.A. Wijeratna Banda

W.M.A. WIJERATNA BANDA  
~~Secretary~~  
Ministry of Fisheries,  
Government of the  
Democratic Socialist  
Republic of Sri Lanka

田本 則男

Norio TANAKA  
Leader of the Study Team  
Japan International Cooperation  
Agency (JICA)

榎本 亨

Toru SAWARAGI  
Leader of the Advisory Team  
JICA

MINUTES OF MEETING  
ON  
THE INCEPTION REPORT  
FOR  
THE STUDY ON SAND DRIFT  
IN  
THE SOUTHEASTERN COAST OF SRI LANKA

In accordance with the Scope of Work for the Study on Sand Drift in the Southeastern Coast of Sri Lanka concluded on 16th October, 1987, between the Ministry of Fisheries and the Japan International Cooperation Agency, the Study Team headed by Dr. Norio TANAKA prepared and submitted the Inception Report on 6th April, 1988.

The Study Team explained the contents of the Inception Report to the Secretary and the other officers concerned of the Ministry of Fisheries, Sri Lanka, in the presence of the Advisory Team for the Study headed by Dr. Toru SAWARAGI. Discussions were held with a view to exchanging views and obtaining clarifications on matters which were in doubt.

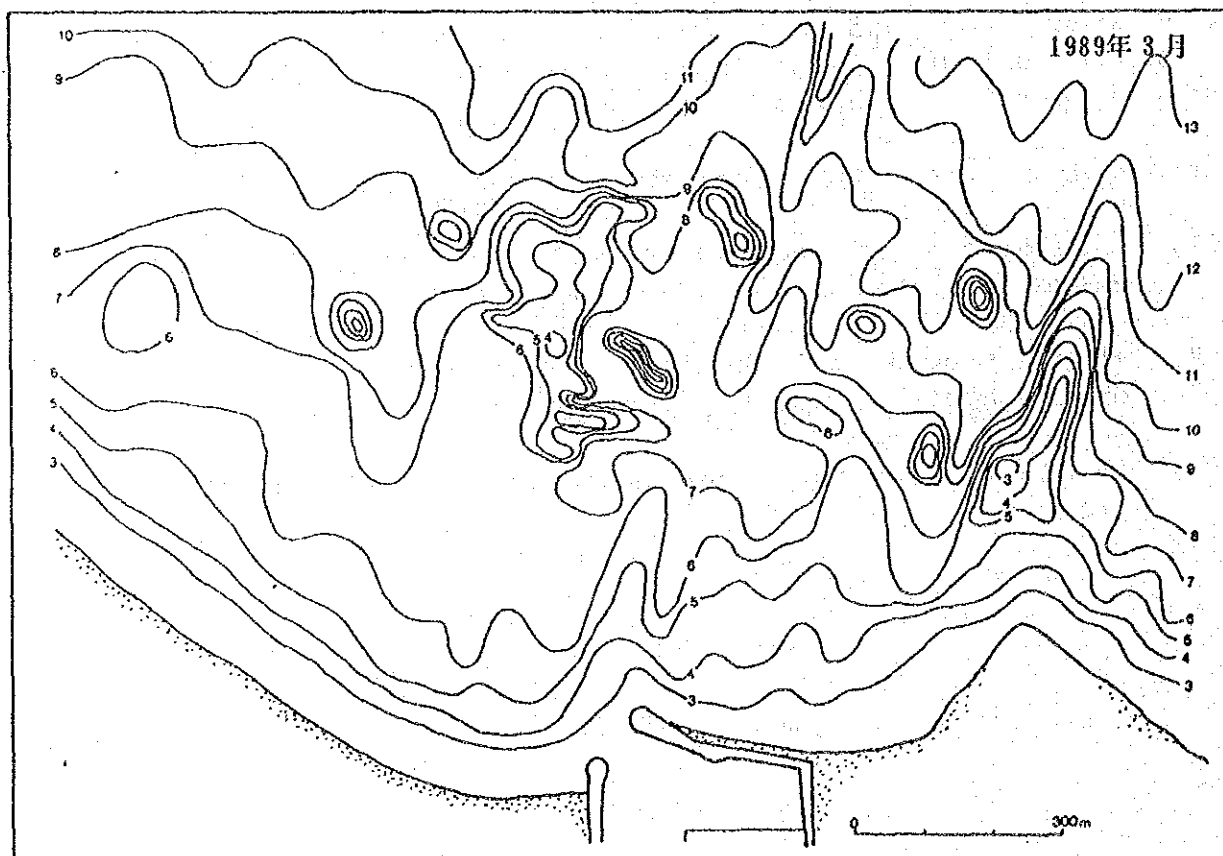
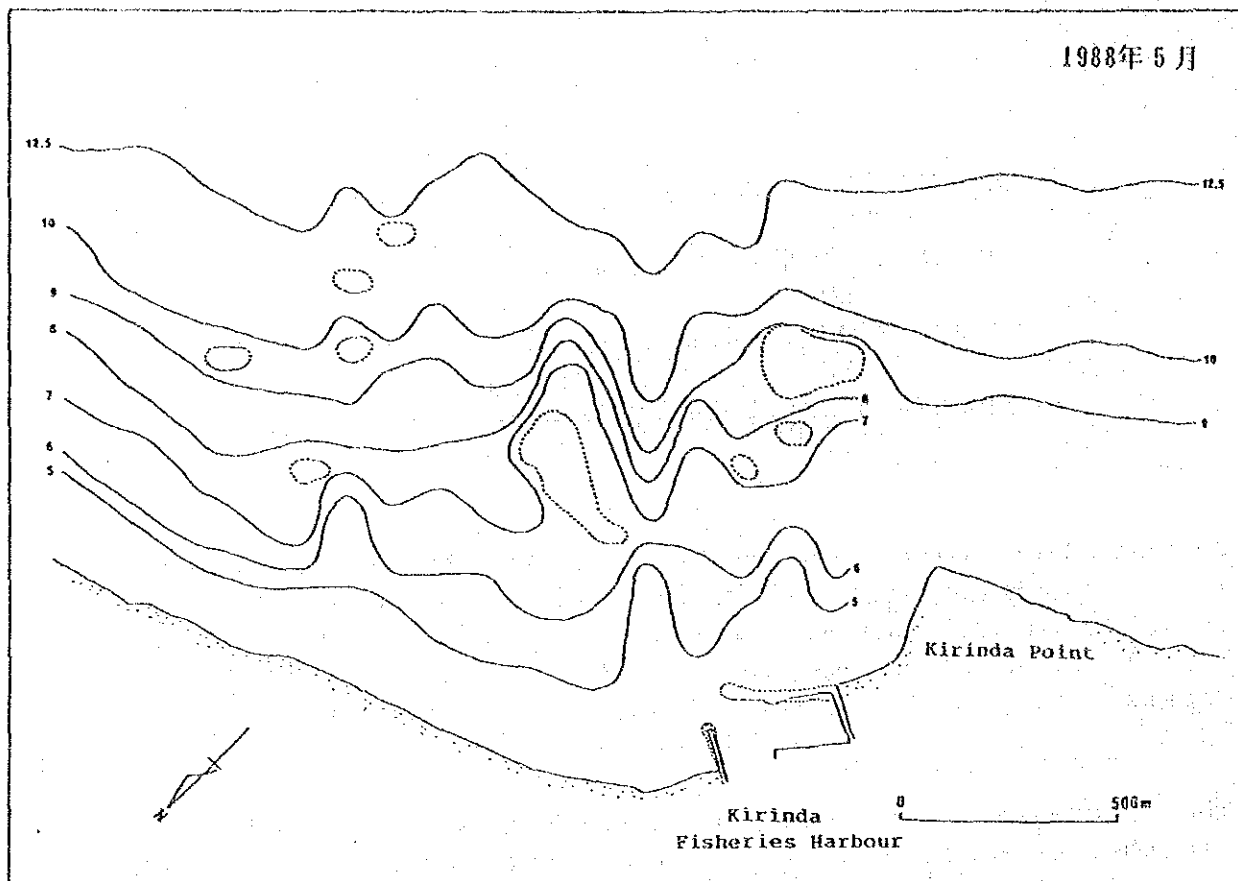
The Study Team and the Ministry of Fisheries mutually agreed with the contents of the Inception Report in principle. A copy of the Report is annexed. - Annex 1

It was also agreed that the Ministry of Fisheries -

- (1) should assign the counterpart personnel for the execution of Study as given in Annex 2.
- (2) should provide suitable office space with necessary office equipment both in Colombo and in Kirinda; and
- (3) should provide the Study Team with two vehicles with drivers.



付属資料-C 深浅图



## 付属資料-D ハイブリッドモデルに用いる波浪条件

ハイブリッドモデルで用いる代表波は、キリング地点で行われている波浪観測（沖合：-20m水深地点，沿岸：-5m水深地点）値を基にし、SWおよびNEモンスーン期について設定した。また、それぞれのモンスーン期について、計算で用いる波浪の作用日数を設定した。

対象期間は、次に示す通りである。

### ○ SWモンスーン期

200日

（第1期 1985年4月～1985年10月）

（第2期 1986年3月～1986年9月）

### ○ NEモンスーン期

120日

## 1 代表波の設定

代表波の諸元については、観測値から得られる波のエネルギーフラックスを用いて、次のように設定した。

### (1) SWモンスーン期の代表波

表-D.1は、SWモンスーン期（1988年5月～9月）における沖合波浪観測値から、波高周期の出現頻度を示したものである。また、図-D.1は、1988年の8月、9月における-20m水深地点および-5m水深地点における風および波浪の経時変化を示したものである。

これによれば、沖合における波高は0.75～2mの範囲内にあり、比較的変動が少ない。一方、周期についてみると6～11秒の範囲に分布している。また、2章でも述べているように、沿岸での周期は沖合における周期に比べて1.5倍程度の長周期となっている。

この周期の相異については、波高計の機種あるいはデータ解析方法の面から検討すると、SWモンスーン期の波浪は長周期の波浪が卓越すると考えられる。

これらの結果から、代表波の諸元を次のように設定した。

#### 1) 波高

1.8mおよび1.25mの2種類の波高を設定した。

波高1.8mは月最大波に相当するものであり、1.25mはSWモンスーン期の波高の平均値に相当するものである。

#### 2) 周期

14秒を用いるものとした。

#### 3) 波向

S10°Eを採用した。



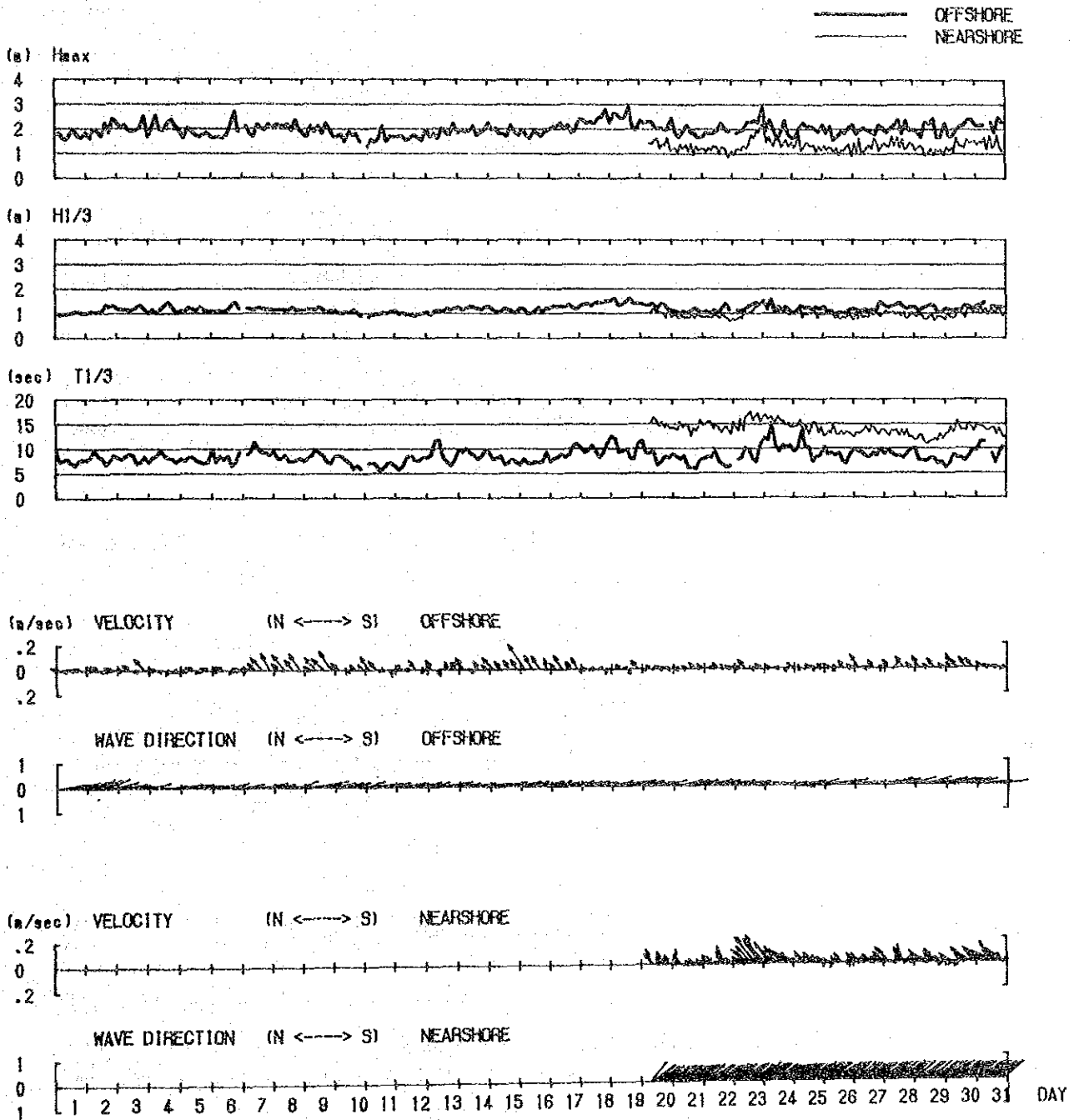


図-D.1(1) 波浪・流れの経時変化 (SW期1988年8月)

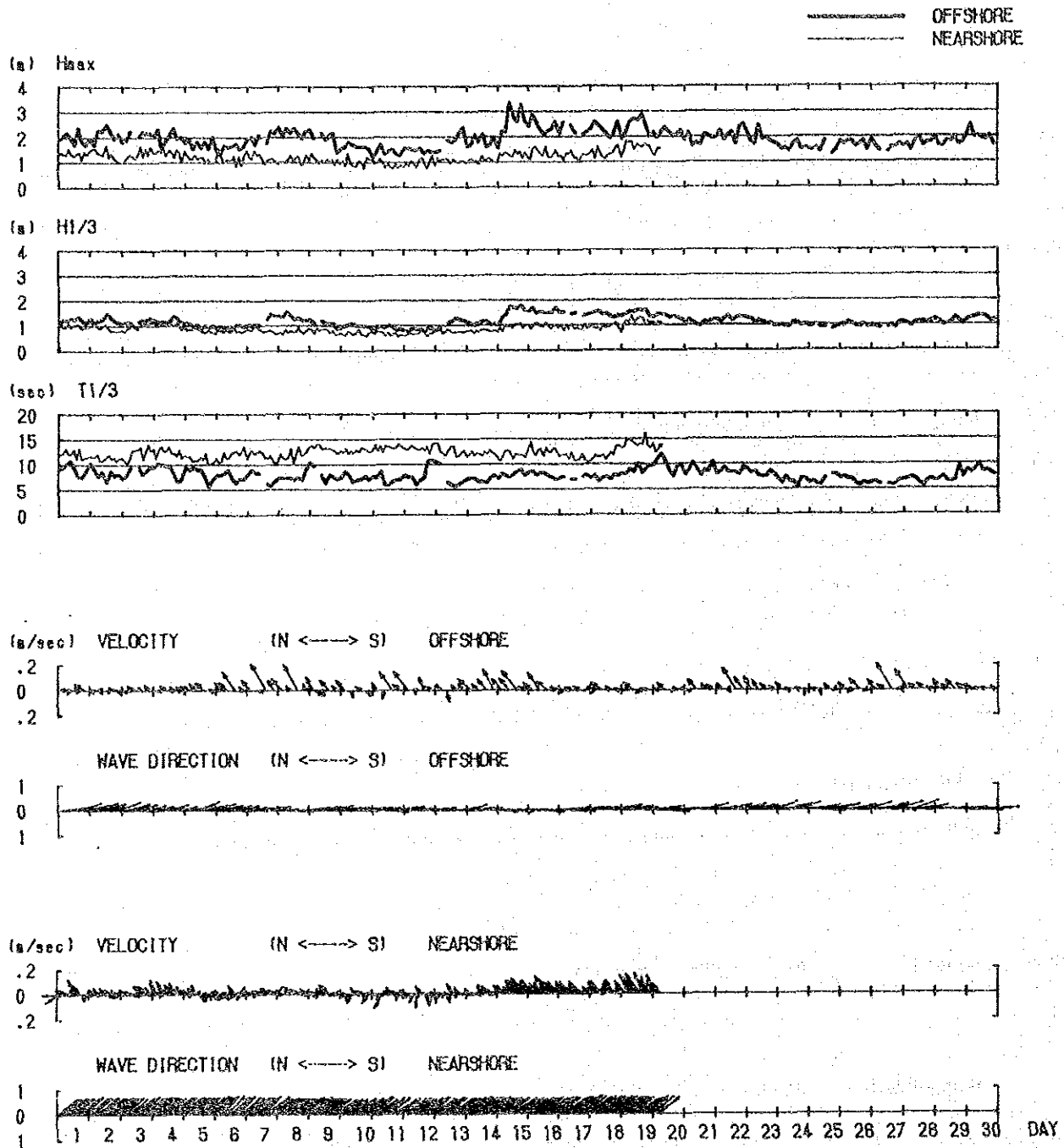


図-D.1(2) 波浪・流れの経時変化 (S W期1988年9月)

(2) NE モンスーン期の代表波

NE モンスーン期 (1988年12月～1989年2月) における沖合の観測値から、波高、周期の頻度表を示したものが表-D.2 であり、図-D.2 は波高と波向の時系列を風速と共に示したものである。沖合における波高は、0.5m～1.5mの範囲に分布している。また、周期は4～11秒の間に分布している。波向についてみると、沖合ではS方向、沿岸ではSE方向が卓越しているのがわかる。

2章で述べたように、NE モンスーン期の波浪は長周期のうねりと風波が重なり合ったものであることが分かっている。ここでは、波浪観測値をもとに分離されたこれら2つの波浪について、それぞれ代表波の諸元を設定した。

代表波諸元はまず (D-1)式により代表波の周期を設定した後、エネルギーフラックスが等しくなるように (D-2)式を用いて、代表波の波高を設定するものとした。

$$T_r = \frac{\sum_{i=1}^n P_i T_i}{\sum_{i=1}^n P_i} \quad \text{..... (D-1)}$$

$$H_r = \text{SQRT} \left( \frac{\sum_{i=1}^n C_{g_i} H_i^2 P_i}{C_{g_r} P} \right) \quad \text{..... (D-2)}$$

ここに、

- H<sub>r</sub>, T<sub>r</sub> : 代表波諸元
- H<sub>i</sub>, T<sub>i</sub> : 期間中の各時刻の波浪諸元
- C<sub>g<sub>i</sub></sub> : 各時刻の波浪の群速度
- P<sub>i</sub> : 発生頻度
- C<sub>g<sub>r</sub></sub> : 代表波周期の群速度
- P : 発生頻度の緩和

また、うねりの波向は沖合での観測値よりSに設定し、周期については観測期間の風向がNE方向付近に集中していることからNE方向に設定したが、-20m地点での諸元は波の屈折効果を考慮して設定した。

代表波の諸元は、表-D.3 に示す通りである。

表-D.3 代表波諸元 (NE モンスーン期)

	波 高	周 期	波 向
うねり	0.96 m	14.0 s	S
風 波	0.86 m	6.0 s	E 10° S



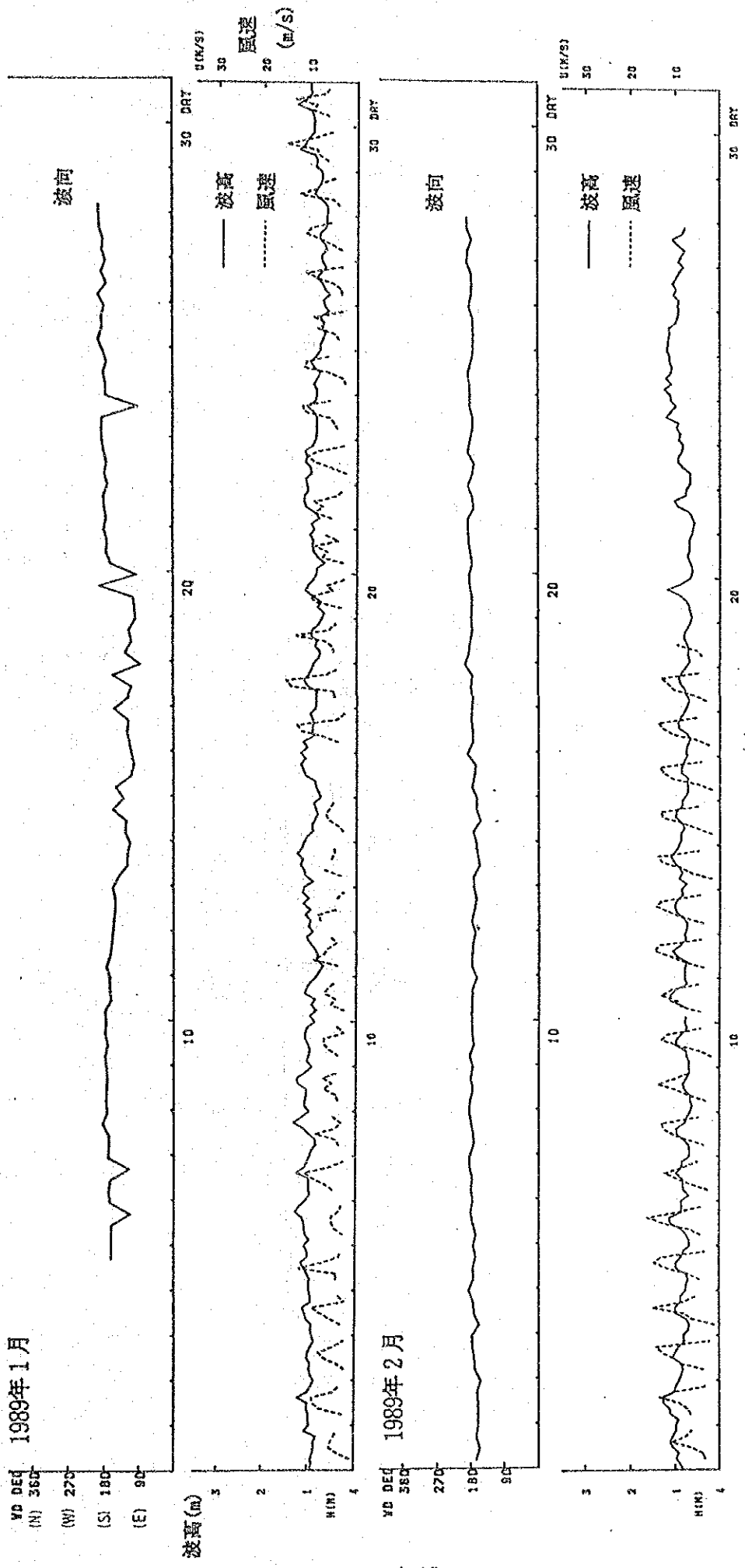


図-D. 2 風, 波浪の経時変化 (NE期)



2 ハイブリッドモデルにおける代表波の作用日数の設定

(1) SWモンスーン期

代表とする 200日間における波のエネルギーフラックスを算出した。

ここでは、水理模型実験で用いた 2つの代表波高（波高 1.8m, 1.25m）に対応して、各時刻における波浪を次に示す 2つの波高ランクに分けて算出している。

- 1) 波高 1.8m以上（代表波高 1.8m）
- 2) 波高 1.5m未満（ " 1.25m）

全エネルギーフラックスは (D-3)式により計算される。

$$E = \Sigma ( 1/8 \rho g H_i^2 C_{gi} ) \times \Delta T \quad \text{..... (D-3)}$$

ここに、 $\Delta T$ は波高の観測間隔 3 時間（ $3 \times 3600$ 秒）である。

波の作用日数は、波浪観測値から算出されるエネルギーフラックスと、各代表波を作用させた場合のエネルギーフラックスが等しくなるように設定した。

計算結果は表-D.4 に示す通りである。

表-D.4 エネルギーフラックスと波の作用日数  
(SWモンスーン期)

波浪条件		全波高	波高 1.8m 以上	波高 1.5m 未満
代表波諸元			H=1.8 m T=14 s	H=1.25 m T=14 s
エネルギーフラックス (ジュール/m)		27658 × A	5130 × A	22528 × A
代表波による時間当り エネルギーフラックス (ジュール/m/s)			36.794 × A/ΔT	17.744 × A/ΔT
波の 作用日数	組合せ		17 日	159 日
	1.8mのみ		94 日	

ここに、

$$A : 1 / 8 \rho g \Delta T$$

$$\Delta T : 3 \times 3600 \text{ sec}$$

$\rho$  : 海水の密度

$g$  : 重力加速度

(2) NEモンスーン期

前述したように、NEモンスーン期の波浪はうねりと風波に分離できる。

ここでは、うねりの特性がSWモンスーン期の波浪と類似しているため、代表波の諸元としては、次に示す風波を対象とするものとした。

波高 0.86m

周期 6 sec

波向 E 10° S

スペクトル解析結果によればNEモンスーン期における風波のエネルギーフラックスは、全体の35.7%を占めていることがわかっている。

ここでは、対象とする120日間の全エネルギーフラックスにこの割合をかけたものを風波のエネルギーフラックスと考え、上述の代表波を作用させた時のエネルギーフラックスが等しくなるように作用日数を設定した。結果を表-D.5に示す。

表-D.5 エネルギーフラックスと波の作用日数  
(NEモンスーン期)

代表波諸元	H=0.86m T=6s
エネルギーフラックス (ジュール/m)	1724 × A
代表波による時間当たり エネルギーフラックス (ジュール/m/s)	3.71 × A / ΔT
波の作用日数	59日

ここに、

$$A : 1 / 8 \rho g \Delta T$$

$$\Delta T : 3 \times 3600 \text{ sec}$$

$\rho$  : 海水の密度

$g$  : 重力加速度

付属資料-E サイクロンの波浪推算

サイクロンによる波浪を堀川等が開発した格子点法を用いて推算した。

この方法は、サイクロン内の気圧としてMyersの気圧分布式を、風波の発達についてはWilsonの方程式を用いて解くものであり、計算領域内の各格子点における風と風波の諸元が各時間毎に計算できる。

(1) 風波の推算

Myersによる気圧分布式は次式の通りである。

$$P(r) = P_c + \Delta P \cdot e^{-\frac{r_0}{r}} \quad \text{..... (E.1)}$$

ここに、

$P(r)$  : サイクロン中心からの距離  $r$  の地点の気圧

$P_c$  : サイクロン中心の気圧

$\Delta P$  : サイクロン中心の気圧と台風外側の気圧の差 (mb)

$r_0$  : サイクロン中心から傾度風速がほぼ最大となる地点までの距離

上式からわかるように、ここでは台風域内の気圧が同心円分布をしているものと仮定している。

一方、(E.1)式を微分して得られる気圧傾度から傾度風速が次のように求められる。

$$U_1(r) = C_1 \left\{ \frac{\Delta P}{\rho a} \cdot \frac{r_0}{r} \cdot e^{-\frac{r_0}{r}} + \left( \frac{C \cdot r}{2} \right)^2 \right\}^{-2} \cdot \frac{C \cdot r}{2} \quad \text{..... (E.2)}$$

ここに、

$\rho a$  : 空気の密度

$C$  : コリオリ係数

$C_1$  : 摩擦係数、通常 0.6~0.8 程度の値が用いられる

これに対して、風域の移動に伴う場の風は、傾度風速  $U(r)$  およびサイクロンの進行速度  $V$  に比例するものとして、次式で表される。

$$U_2(r) = C_2 \frac{U_1(r)}{U(r_0)} V \quad \text{..... (E.3)}$$

ここに、 $C_2$  は摩擦係数で、やはり 0.6~0.8 程度の値をもつ。

北半球の場合、傾度風はサイクロンの中心に向かって反時計回りに吹き込むがその吹き込み角（等圧線の接線に対する角度） $\beta$ は、 $\beta = 15 \sim 30^\circ$ となる。また場の風の風向は、サイクロンの進行方向と同一である。

サイクロン域内の風は、以上の傾度風と場の風をベクトル的に合成されたものとなり、その風速と風向を極座標で表すと次の通りとなる。

$$U(r, \theta) = U_1^2 + U_2^2 - 2 U_1 U_2 \cos(90^\circ + \alpha - \beta + \theta) \quad \dots (E.4)$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{U_1 \sin(90^\circ + \beta + \theta) + U_2 \sin \theta}{U_1 \cos(90^\circ + \beta + \theta) + U_2 \cos \theta} \quad \dots (E.5)$$

ここに、 $\alpha$ はサイクロンの進行方向を示す。

## (2) 風波の推算

一方、波浪については、次に示す Wilson の式を用いて推算を行った。

$$\frac{g H_{1/3}}{U^2} = 0.30 \left[ 1 - \left( 1 - 0.004 \left( \frac{gF}{U^2} \right)^{1/2} \right)^{-2} \right] \quad \dots (E.6)$$

$$\frac{g T_{1/3}}{2 \pi U} = 1.37 \left[ 1 - \left( 1 - 0.008 \left( \frac{gF}{U^2} \right)^{1/3} \right)^{-5} \right] \quad \dots (E.7)$$

ここに

- H<sub>1/3</sub> : 波高 (m)
- T<sub>1/3</sub> : 周期 (sec)
- F : 吹送距離 (m)
- U : 風速 (m/sec)

このようにサイクロン域内の波浪諸元は、風速および風域の長さ（フェッチ）によって計算される。

また、風波の推算においては次に示すような条件を仮定している。

- ① 風波の波向は風向に一致する。
- ② 有義波高 H<sub>1/3</sub> の波が進行する時に、風向が  $\theta$  変化した場合、 $H_{1/3} \cos \theta$  の波が伝播するものとする。
- ③ ②の場合でも周期の変化は考えない。

### (3) サイクロン諸元の設定

サイクロンは次の5つの諸元があり、計算の前にあらかじめ設定しておく必要がある。

- ① X : サイクロンの位置
- ② Y : "
- ③  $\Delta P$  : サイクロン中心の気圧と台風外側の気圧の差 (mb)
- ④  $r_0$  : サイクロン中心から傾度風速がほぼ最大となる地点までの距離
- ⑤ V : サイクロンの進行速度

1978年11月に来襲したサイクロンについてはその位置、進行速度および中心付近の最大風速はわかっているが、 $\Delta P$ および $r_0$ のデータは得られていない。ここでは、得られている中心付近の最大風速と (E.2) (E.3) (E.4)式を用いて、 $\Delta P$ および $r_0$ のデータを推定するものとした。

## 付属資料-F 二次元模型実験

### 1 越砂対策実験

#### 1.1 計測機器

実験諸元の測定に用いた計測機器は以下のとおりである。

- I) 波高測定：容量式波高計4台を図-F.1.1に示す位置に設置した。
- II) 波形解析：Wave Analyzerにより波諸元とスペクトルを計算した。
- III) 越波量測定：集水マス及びメスシリングを用いて計測した。
- IV) 砂面測定：砂面計を用いた。

#### 1.2 模型床

模型床の配置は図-F.1.1に示すとおりである。

図中斜線部分は移動床の部分である。

#### 1.3 実験波のスペクトル

キリンド地区における代表的なスペクトル分布を図-F.1.2に示す。

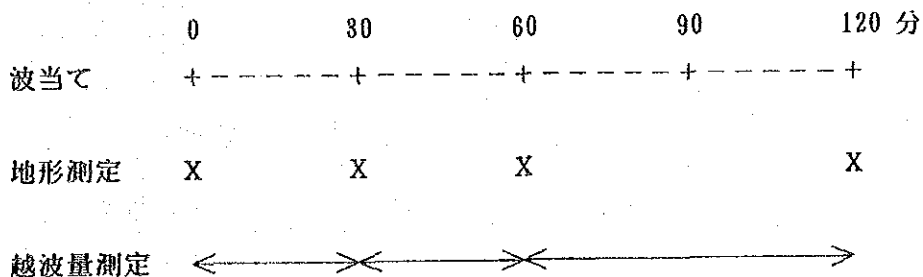
#### 1.4 実験方法

##### (1) 波作用時間

各ケースとも全体の波作用時間は2時間とし、連続作用時間は30分・30分・60分とした。

##### (2) 計測方法

地形測定および越波測定は以下に示すタイミングで実施した。



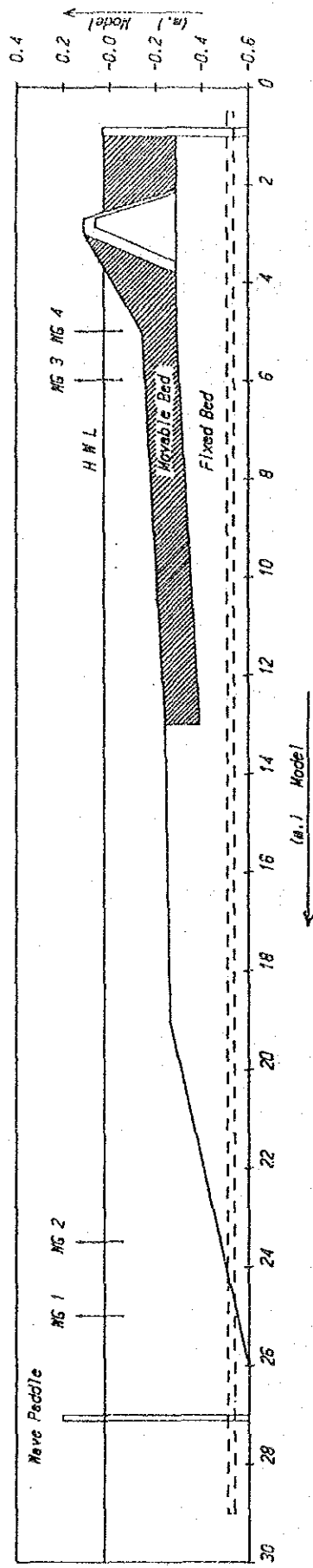


図-F.1.1.1 模型床の配置

Serial Number = 91

Time = 88 7 23 21:00

HMO (m) , T02 (s) : 1.80 8.16

1,2,3,5,10,50 th highest wave ht(m) : 2.78 2.66 2.62 2.19 1.92 1.02

Hrms(m), Hs(m), Tz(s) nWaves : 1.12 1.57 8.72 131

Havg(m), H10%(m), Tzj : 0.97 2.17 13.21

period (s) % energy

25.60	3.33	*****
21.33	8.39	*****
18.29	29.02	*****
16.00	15.58	*****
14.22	4.45	*****
12.80	4.68	*****
11.64	2.23	***
10.67	2.68	****
9.85	5.08	*****
9.14	3.35	*****
8.53	2.25	***
8.00	1.15	*
7.53	1.76	**
7.11	0.57	
6.74	1.12	*
6.40	1.30	**
6.10	1.24	*
5.82	0.57	
5.57	0.78	*
5.33	0.47	
5.12	0.55	
4.92	0.84	*
4.74	0.42	
4.57	0.33	
4.41	0.30	
4.27	0.44	
4.13	0.36	
4.00	0.29	
3.88	0.31	
3.76	0.43	
3.66	0.36	
3.56	0.18	
3.46	0.41	
3.37	0.17	
3.28	0.25	
3.20	0.18	
3.12	0.11	
3.05	0.12	
2.98	0.15	
2.91	0.15	
2.84	0.25	
2.78	0.08	
2.72	0.10	
2.67	0.09	
2.61	0.19	
2.56	0.10	
2.51	0.10	
2.46	0.13	
2.42	0.10	
2.37	0.06	
2.33	0.08	

Energy Presented = 98 %

図-F.1.2 観測されたうねり型のスペクトル分布 (実験で使用したもの)



## 1.5 予備実験結果

### (1) 実験ケース

予備実験は以下の波浪諸元について実施した。

表-F.1.1 予備実験ケース

ケース	周期(*) (sec)		有義波高 (m)	
	PROTO.	MODEL	PROTO.	MODEL
P15610	15.6	3.12	1.0	4.0
P18205	18.2	3.64	0.5	2.0
P18210	"	"	1.0	4.0
P18215	"	"	1.5	6.0
P21910	21.9	4.38	1.0	4.0

(\*) ピーク周波数に対応する周期

### (2) 越波流量結果

表-F.1.2 に各ケースの越波流量の結果を示す。また、図-F.1.3 に各波浪にでの波当て時間に対する越波流量を示す。

周期18.2秒のケースについて波高による違いをみると、波高1.5mでは時間とともに $10^{-2}$ から $10^{-3}$ のオーダーに減少し、波高1.0mでは $10^{-3}$ のオーダーでほぼ一定、波高0.5mでは $10^{-4}$ のオーダーでほとんど越波しない。

波高1.5mで越波量が時間とともに減少するのは地形変化と関連している。これは、時間とともに前面の砂が減少して被覆石の露出により、越波量が減少したものである。

周期による違いについてみると、オーダー的にはいずれの周期も $10^{-3}$ のオーダーでほとんど違いはない。

表-F.1.2 予備実験結果<越波流量>

項目 ケース	周期 (sec)	波高 (m)	越波流量 ( $m^3/m/s$ )		
			0~0.5h*	0.5~1h*	1~2h*
P15610	15.6	1.0	$5.67 \times 10^{-3}$	$6.25 \times 10^{-3}$	$3.01 \times 10^{-3}$
P18205	18.2	0.5	$2.82 \times 10^{-4}$	————	————
P18210	18.2	1.0	$6.13 \times 10^{-3}$	$7.29 \times 10^{-3}$	$7.47 \times 10^{-3}$
P18215	18.2	1.5	$3.21 \times 10^{-2}$	$1.13 \times 10^{-2}$	$4.76 \times 10^{-3}$
P21910	21.9	1.0	$5.09 \times 10^{-3}$	$7.06 \times 10^{-3}$	$8.04 \times 10^{-3}$

\* は模型量、その他の量は現地換算量

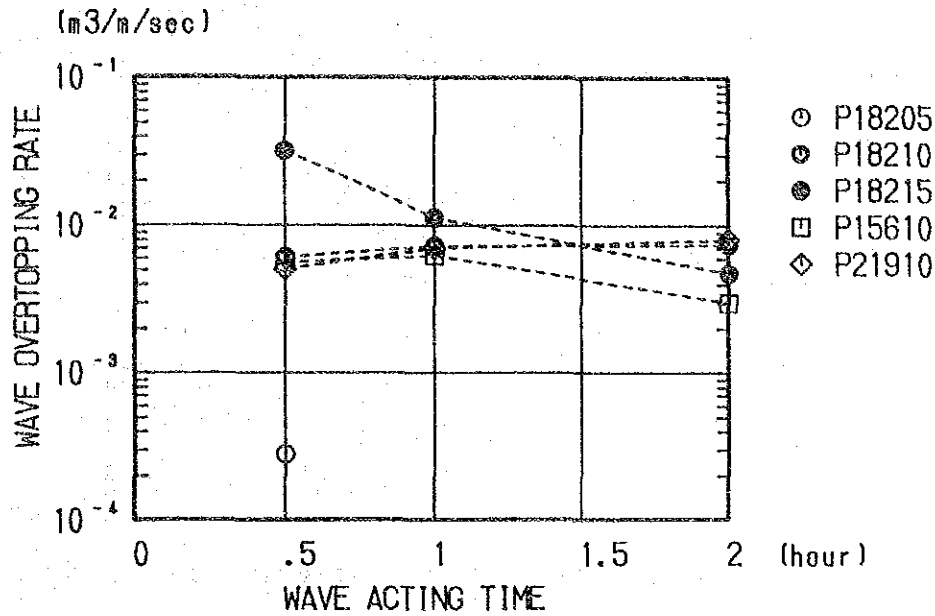


図-F.1.3 越波流量 (予備実験結果)

### (3) 地形変化

各ケースの時間毎の地形変化の様子を図-F.1.4 に示す。いずれのケースも堤体前面の底質は減少傾向にあり、減少した底質は堤体天端を越流して港内側へ流入した。すなわち、越砂の現象が生じた。

### (4) 波浪の選定

以上の結果、波高 0.5m のケースを除いて越砂現象はいずれのケースでも再現された。

現地の碎波状況をみると碎波帯は水深 3, 4 m であり、この状況は波高 1.0m でよく再現されていた。周期については越波量はほとんど同程度であったが、地形変化は周期 18.2 秒の場合が他の周期に比較して大きく、構造の違いによる地形変化を比較する意味では適していると考えられた。

これらのことから、本実験で用いる波浪諸元として、

周期： 18.2 秒

波高： 1.0 m

を選定した。

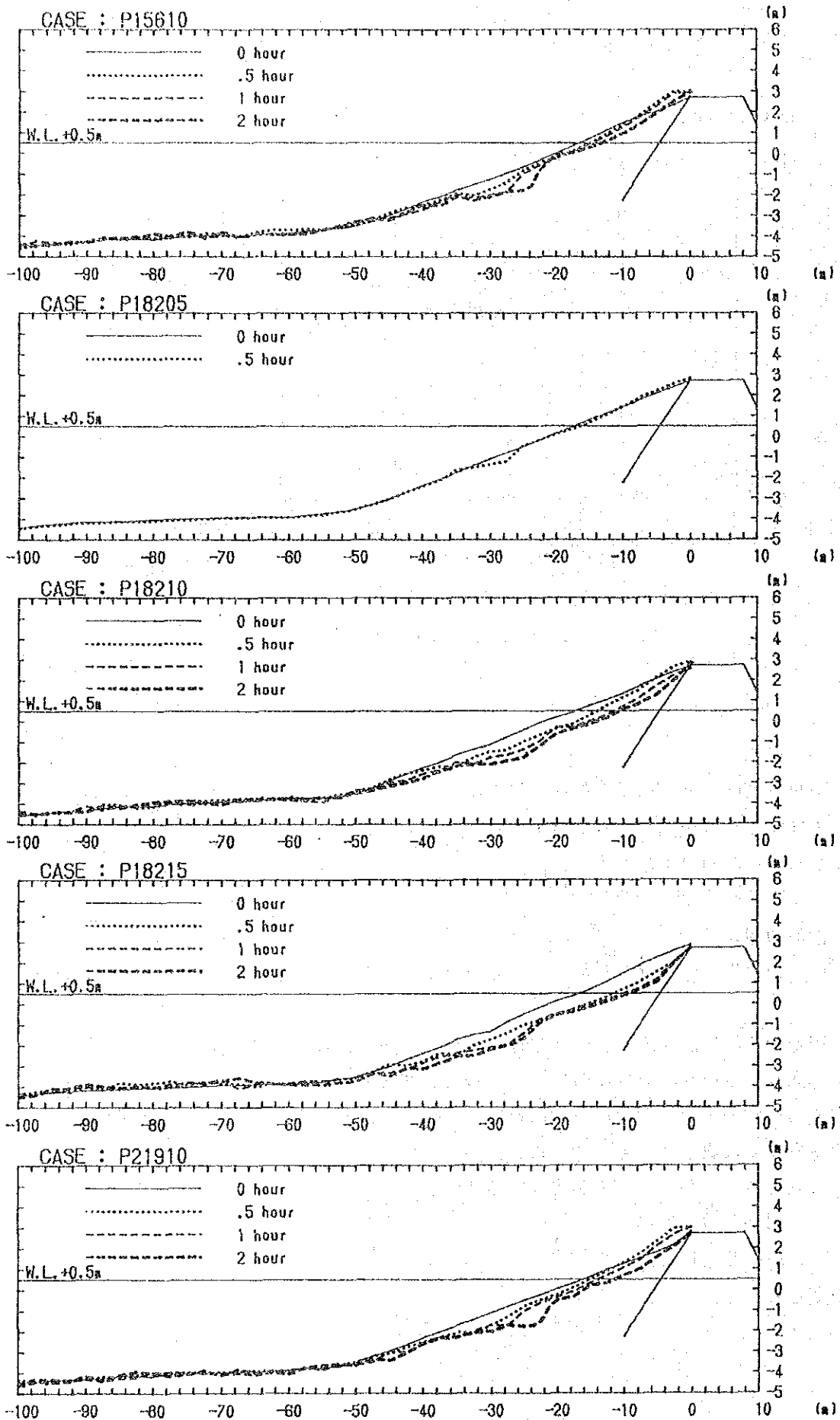


図-F.1.4 地形変化 (予備実験結果)

## 1.6 実験の相似性

一般に、移動床実験において底質と実験縮尺が式(F.1.1) の関係を満足すれば、底質の動きに関わる相似が得られる。

$$\frac{(W_o)_m}{(W_o)_p} = \frac{(U^*)_m}{(U^*)_p} \quad (F.1.1)$$

ここで、 $W_o$  : 底質の沈降速度

$U^*$  : 摩擦速度

Rubey および Yalinの算定式を用いて沈降速度の現地と模型の比をもとめると、

$$\text{Rubey} \quad \frac{(W_o)_m}{(W_o)_p} \approx 0.24$$

$$\text{Yalin} \quad \frac{(W_o)_m}{(W_o)_p} \approx 0.20$$

となる。

一方、摩擦速度がフルード則に従うとすれば、式(F.1.1) の右辺はつぎのように計算される。

$$\frac{(U^*)_m}{(U^*)_p} = \left(\frac{1}{25}\right)^{0.5} = 0.2$$

ここで、模型縮尺は1/25である。

したがって、式(F.1.1) はほぼ満足される。

## 2 構造物の安定性の検討

### 2.1 計測機器；

実験諸元の測定に用いた計測機器は以下のとおりである。

- I) 波高測定：容量式波高計 4 台を用いた。
- II) データ解析：パーソナルコンピュータにより波諸元とスペクトルを計算した。
- III) 海底地形：砂面計を 3 台用いて測定した。
- IV) 捨石の安定：目視およびビデオ／システムによった。

### 2.2 模型床

主防波堤実験では法先洗掘に対する検討のため、堤体付近を細砂を用いた移動床とした。一方、突堤実験では設置位置が岩盤と考えられるため固定床とした。

図-P.2.1 に模型床断面を示す。

### 2.3 実験方法

#### (1) 主防波堤

##### 1) 波作用時間

波作用時間は 1 ケース当たり 5 時間とし、1 時間・2 時間・3 時間ずつ連続作用させた。

##### 2) 計測方法

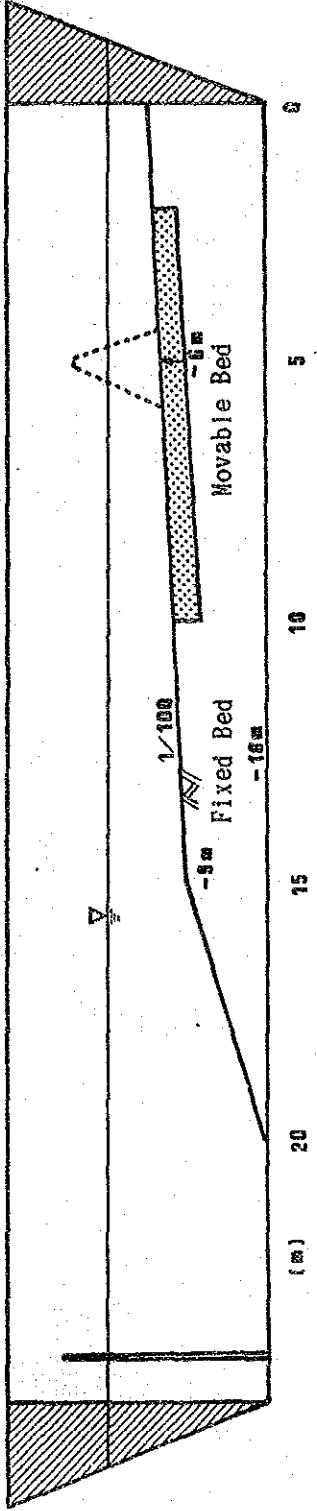
計測手順は以下の通りである。

	0	1	2	3	4	5	時間			
波当て	+	-	-	-	+	-	-	-	-	+
地形測定	×		×				×			×
安定性観測	←----->									
透過波測定			×				×			×

#### (2) 突堤実験

1 ケース約 1000 波の波を作用させた。透過波は 1 ケース約 100 波を計測した。

MAIN BREAKWATER



GROYNE

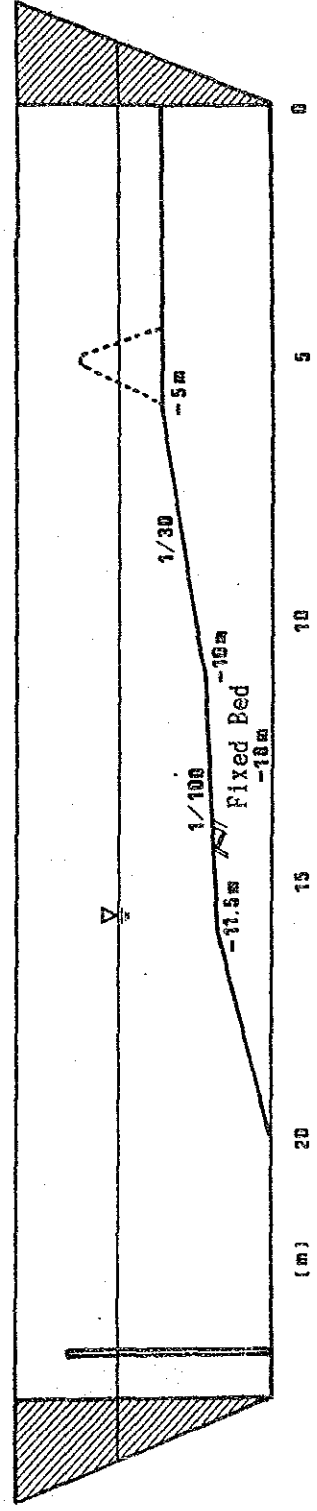


図-F.2.1 模型床の配置

## 2.4 実験の相似性

越砂実験と同様に式(F.1.1) の関係を検討すると、Rubey とYalin の算定式による底質沈降速度の原型と模型の比は次のとおりとなる。

$$\text{Rubey} : 0.20$$

$$\text{Yalin} : 0.15$$

また、摩擦速度は次のように計算される。

$$\frac{(U^*)_m}{(U^*)_p} = \left(\frac{1}{30}\right)^{.5} = 0.18$$

ここで、模型縮尺は1/30である。

したがって、砂の動きの相似性は問題ないものとする。









JICA