

## 新潟港テトラポッド防波堤の設計，施工について

白石直文\*  
長谷直樹\*\*

**要 旨** 新潟港では地盤沈下対策工事として，既設防波堤（ブロック積堤）のかさ上げとテトラポッドによる補強工事が行われている。本文はこの工事の設計と施工に関する報告である。設計の項では，まず来襲波の観測値の統計的整理および，過去における本防波堤の被害の解析から防波堤の設計波を決め，つぎに模型実験を行って構造を決めた手順を示した。施工の項ではテトラポッドの製作上の問題点および，その運搬と据付にケーブルワイヤーを使用した実績と施工上の問題点を述べた。使用したテトラポッドの重量は，わずか4tであるが，現場技術者が中小港湾の防波堤を設計，施工する場合に本文が参考となる点が多いと思う。

### I. 設計波浪の決定

新潟港においては従来波の観測は水深5.0mの波高かんによつて（部分砕波区域に入る）行われ，すでに過去3カ年間の継続した波 ( $H_{1/3}$ ) の資料が得られている。その後，沖波推定のために水深7.0mの地点に浮標を設けて激浪時の観測を行つているが，まだ沖波を決定するにたる資料とはなつていない。それゆゑ，当港防波堤の各部の設計波高 ( $H_{1/10}$ ) および，来襲する卓越波向を決定するに当つて，それら2つの波の観測値を用いて以下に述べる複雑な手続きをとつたが，他の多くの港でも比較的浅い所（砕波領域）の波浪観測値しか得られない場合があるので，あえてこの手順を記載した。

#### 1. 観測値による解析

##### (1) 波の頻度分布

新潟港防波堤（現地ではこれを西突堤と呼んでいる）は，その西方40kmの対岸に存在する佐渡ヶ島の影響を受けて波の性質は来襲する方向によつて明瞭に相違しているので，来襲する波浪を図-1の三海域に分割して，それぞれの海域ごとに波の諸元を検討した。ただし第三海域に属する波はほとんど見られなかつた。過去3カ年間の波浪観測の結果によれば，波高 ( $H_{1/3}$ ) 3.5m以上の波の方向別周期別の頻度分布は，表-1のようになる。

この表によれば，海域Iの回数が大部分を占めN20°W~N30°Wのものが過半を占めており，その周期の頻度は10~11秒を頂点としている。一方海域IIの波は海

写真-1 防波堤全景 (昭.30.2)

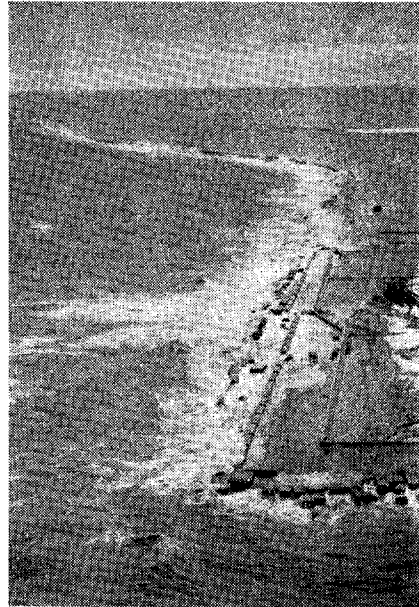


図-1

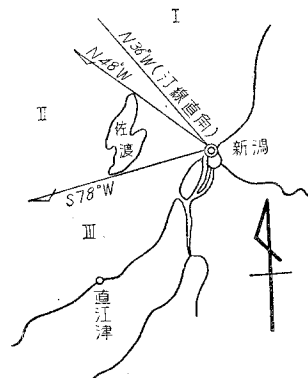


表-1 波向別周期頻度表 ( $H_{1/3} > 3.5\text{m}$ ) (昭.31,32年度)

波向	周期					合計	備考
	8~8.9	9~9.9	10~10.9	11~11.9	12~12.9		
NW							
20~29		4	3	4		11	} 海域I
30~39		1	2	1	2	6	
40~49	1				1	3	
50~59		1				1	
60~69							} 海域II
70~79			1			1	
合計	1	6	6	6	3	22	

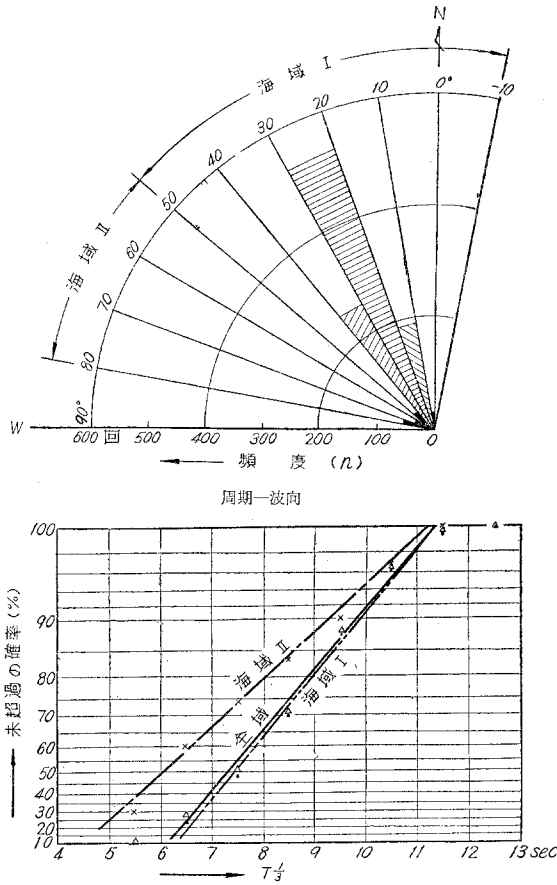
\* 正員 工博 運輸省新潟港工事事務所長

\*\* 正員 同上 調査係長

図-2 波向，周期別頻度図

(昭.30~32年3カ年全観測値)

波向一頻度



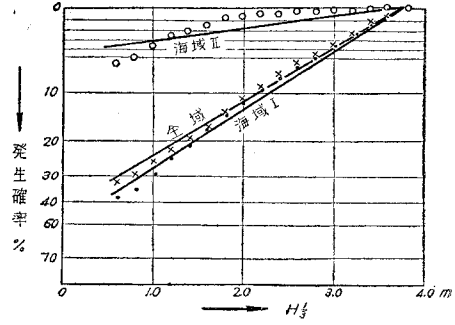
域 I にくらべて頻度は激減しており、佐渡ヶ島の影響を大きく受けていることがわかる。図-2 は観測波の全部について方向、周期別にその頻度を調べたものであるが、これから 海域 II の卓越周期、方向はそれぞれ 7 秒、N 60°W ~ N 80°W (WNW) に存在することがわかる。また最大波の周期およびその方向を 表-1 より 12 秒、N 40° W と定める。

波高を選定するために 1/3 最大波についての発生確率図を作れば 図-3 のようになり、海域 I の限界発生波高は 3.5~3.7 m と得られ、海域 II におけるその値は年度により若干相違するが大体 3.0~3.5 m とみなされる。この値に  $H_{1/10}/H_{1/3}=1.3^{(1)}$  の関係を適用し海域 I、II における波高： $H_{1/10}$  を、それぞれ 4.8 m および 4.0 m とする。また最大波の波高としては 図-3 (b) の  $H_{max}$  発生確率図から 4.5 m となるが、この値は、水深 (h) 5.0 m における値であり、波形勾配の大きい波はこの点の沖合数百 m からすでに部分砕波を起している。そこで水深 7.0 m の浮標による観測値と 5.0 m 点の値の相

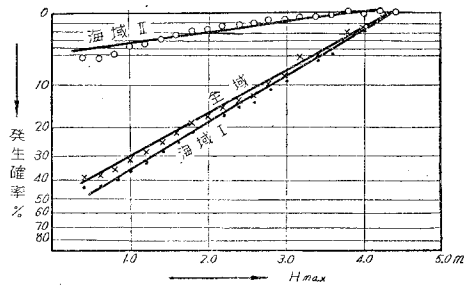
1) 新潟港波浪観測値の平均による

図-3 観測波高確率図

(a)  $H_{1/3}$  発生確率図 (昭.31, 32年度)



(b)  $H_{max}$  発生確率図 (昭.30~32年3カ年間)



関からその最大波高の比 1.1 を乗じ、また  $H_{max}/H_{1/10}=1.4^{(1)}$  の関係を適用して、水深 7.0 m における  $H_{1/10}$  として 4.0 m をとることとする。以上から 表-2 に示す三ケースの波について検討を加えることとする。

表-2 設計波浪の諸元

波の種類	波向	周期	波高	波高/波長	備考
I	NNW	11 秒	4.8* m	0.024	水深 5.0 m
II	WNW	7	4.0*	0.052	" 5.0
III	N 40°W	12	4.0	0.022	" 7.0

\* 砕波高を示す。

当港における最高潮位量は過去 10 年間の記録から、1.00 m とする (平均潮位差は約 28 cm である)。

## (2) 波の屈折

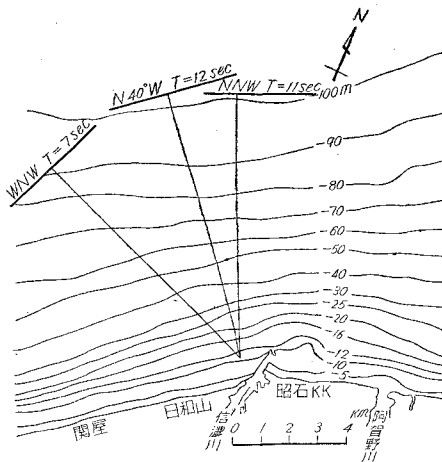
当港の防波堤は信濃川河口の左岸に延長約 1.8 km、水深約 12 m にわたって築造されたものであり、その水深、方向等より 表-3 の五部分に分割して考察を加えることとする。

表-3 防波堤配置図

方位	延長	法線方向	区間	摘要
N 40° E	500 m	N 50° W	I	防波堤元付寄り
N 25° E	150	N 65° W	II	
N 10° E	500	N 80° W	III	
N 20° E	550	N 70° W	IV	灯台
N	200	W	V	防波堤先端

当港沿岸一帯は信濃川の排出土砂からなる緩勾配の砂質海浜で構成され、図-4 に見られるように大体海岸線に平行した等深線が走っている。従って沖波は複雑に屈折することなく防波堤に到達する。

図-4 沿岸深浅図



次にその模様を表-4に示す。これによればNNW, N40°Wの長周期の波では、防波堤元付寄りのI区間は全般に収れんの傾向を示し、屈折係数( $K_r$ )は1.05から1.1に達する。これに続くII, III区間は反対に発散して1.0から0.9の間にわたっている。防波堤先端寄りのIV, V区間は屈折の影響は少ない。波の入射角はIが最も小さく15°~20°であり、ついでIVが30°~40°となっている。WNWの短周期の波は、一樣に発散の傾向を呈する。

表-4 屈折状況の一覧表

波向線	NNW波			WNW波			N40°W波		
	入射角	屈折係数	区間	入射角	屈折係数	区間	入射角	屈折係数	区間
1	70°	1.05	V				55°	0.94	V
2	43	1.02	IV	10°	0.89	V	30	1.04	IV
3	50	1.00		17	0.90	IV	30	0.98	
4	45	0.95	III	25	0.97	III	40	0.94	III
5	22	0.96	II	35	0.94	II	45	0.96	II
6	20	1.00	I*	0	0.95	I*	15	1.05	I*
7		1.12		0	0.94		15	1.04	
8		1.01			0.97			1.05	
9									

\* 波浪観測点

(3) 推定設計波高

前述した三ケースの波の屈折において波浪観測点にお

ける屈折係数と観測地点の水深(5.0mおよび7.0m)に達するまでの浅海波形変化(いわゆる浅海における波の変形)を考慮して、観測波高に相当する沖波波高を算出すると表-5のようになる。ただしI, IIの波はすでに砕波領域に入るの、砕波による波高増加を考慮したもので行つた。このようにして求められた沖波波高を使って突堤直前に達するまでに受ける屈折の影響と浅海波形変化を考慮して算出したものが表-6の前面波高(H)であり、それが防波堤前面30~60mの急傾斜の海底をそ上する場合は、さらに波高が増大して砕波となる。

この砕波高をIversenの図から求めたものが表-6の $H_b$ の値である。なお欄外の $h_b$ の値はIversenによる砕波水深を示す。また前面水深の値には、昭.33.4.測量(図-7参照)の結果に+1.0mの高潮を考慮した。

表-5 沖波推定表

波種	$h/L_0$	H	$H/H_0$	$H_0$	$H_0/L_0$
I	0.0265	4.8 m	1.20	4.0 m	0.021
II	0.0265	4.0	1.14	3.5	0.045
III	0.037	4.0	1.12	3.6	0.016

$h$ : 観測点の水深  
 $H$ :  $h$ の水深における波高  
 $H_0, L_0$ : 深海波の波高, 波長

2. 被害状況からの来襲波の推定

(1) 防波堤の災害

昭和32年12月13日、日本海一帯を襲つた大暴風により、防波堤中央部3カ所において全長約200mにわたり上部ブロックが滑動を生じ港内側に転落するとき災害をひき起した。この際の災害状況から堤体に作用したと思われる外力を推定してみよう。当時の気象・海象状況は日本海を北上する低気圧(988mb)により次のごときのものであつた。

気象 海象  
 風位: W~WSW 波高( $H_{1/10}$ ): 3.0~4.5 m  
 風速: 21 m/sec 周期( $T_{1/10}$ ): 9~12 sec  
 瞬間最大風速: 41.4 m/sec 波向: N55°W~N25°W  
 潮位(港外): 0.65~0.85 m

いま、このときの波の観測値から災害箇所における波高を屈折および浅海波形変化を考慮して推定し、それを

表-6 突堤前面の波高

区間	前面水深	NNW, $H_0=4.0$ m				WNW, $H_0=3.5$ m				N40°W, $H_0=3.6$ m			
		$H/H_0$	前面波高 H	前面勾配	$H_b$	$H/H_0$	前面波高 H	前面勾配	$H_b$	$H/H_0$	前面波高 H	前面勾配	$H_b$
V	11~12 m	1.03	4.1 m	1/10	6.0 m	0.83	2.9 m	1/10	4.2 m	0.95	3.4 m	1/10	6.0 m
IV	8~10	1.04	4.2	1/15	5.8	0.83	2.9	1/10	4.2	1.04	3.8	1/15	5.5
III	6~8	1.00*~1.10	4.0~4.4	1/25	5.2	0.90	3.2	1/20	3.7	1.00	3.6	1/20	5.4
II	4~6	1.10*~1.3	4.4~	1/25	5.2	0.96*	3.4	1/25	3.5	1.15*	4.1	1/25	5.0
I	3~5	1.2*~1.4	4.8~	1/30~1/50	4.6	1.00*	3.5	1/35	3.5	1.6*~		1/30	4.7
		$h_b=5.2$ m				$h_b=3.9$ m				$h_b=5.0$ m			

$H/H_0=K_g$  (浅海波高比)  $\times K_r$  (屈折係数)

\* 砕波の波高比を示す。

広井式、浜田式に適用して作用波圧を算出すると次のようになる。

	13日16時	14日8時	14日13時	14日16時
災害箇所 の 推定波高 ( $H_{1/10}$ )	3.8 m	3.9	3.5	3.7
入射角 ( $\theta$ )	25°	45	55	55
広井式 ( $P$ )	5.5 t/m <sup>2</sup>	4.5	3.3	3.4
浜田式 ( $P$ )	4.6 t/m <sup>2</sup>	3.9	2.7	2.9

一方災害によつて滑動したこのブロックの有する限界滑動抵抗力を計算すると

$$P_{\min} = \frac{f \cdot W}{A}$$

$$= 4.4 \text{ t/m}^2$$

ただし  $A$  : 受圧面長 = 1.4 m

$f$  : 摩擦係数 = 0.5

$W$  : 浮力を考えたブロック重量 = 12.29 t/m

…… (単位受圧面積当りに対するの断面滑動抵抗力)

となる。災害時の最大作用波圧は、いずれの式によつてもこの限界抵抗力を超過しており、災害をひき起すに至つたものと見られる。

註 : 広井式  $P = 1.5 \omega H \cos^2 \theta$

$$\text{浜田式 } P = \left( 1.10 + 0.4 \frac{h_1}{H} \right) \omega H$$

$h_1$  : 静水面よりの天端高 = 1.55 m (+0.85 の水位上昇を見込む)

## (2) 区間 V の防波堤断面の安定検算

V区間の防波堤は昭和 23 年竣工したもので、その構造および詳細は次のとおりである。

寸法	水深	-10.5 ~ -12.4 m	標準水深	-11.5 m	天端高	+2.00 m	潮差	0.70 m	
	全延長	250 m	標準断面の全高	15.00 m	捨石高	6 m	壁体高	8.8 m	
	捨石	底幅	46 ~ 49 m	標準底幅	48 m	捨石天端高	-7 m		
		捨石天端幅	26 m	法勾配	外側 1:1.5 ~ 1:2 同側 同上	捨石 寸法	安山岩	0.4 ~ 0.04 m <sup>3</sup>	
ブロック	天端幅	9.00 m	長さ	6.0 m	高さ	7.8 m	重量	333.6 t	
	底幅	10.00 m					壁前面幅	9.3 m	
設計資料	原地盤	砂質地盤	波長	100 m	捨石面上の支持力算式 (広井式)	6.0 t/m <sup>2</sup>			

いま、この堤体が砕波の衝突によつて滑動する場合の限界滑動抵抗力を求めると

$$P_{\min} = \frac{f \cdot W}{A} = 6.5 \text{ t/m}^2 \dots \dots \text{単位受圧面当り}$$

ただし  $A$  : 受圧面 9.22 m

$W$  : 函塊重量(単位幅当り) = 100 t

$f$  : 摩擦係数 = 0.6

となる。次に既往の観測資料の統計により求めた表-6の防波堤V区間前面の波(N40°W, 砕波高 6.0 m, 入射角 55°)が砕波する場合の波圧を広井式、浜田式により求めると、それぞれ 5.6, 5.2 t/m<sup>2</sup> となり、前記の限界滑動抵抗力よりもやや小さく、現在まで 10 年間安定していることを考えあわせると、推算した設計波高値は妥当であろう。

## 3. 結 論

以上を通じて考察すると 1. の観測値からの解析によれば NNW 波と N40°W 波は表-6に見られるように大体同様な傾向をとつて来襲し、防波堤に対する影響が最も大きい。すなわち、IV, V区間には堤前面波高 3.8 ~ 4.1 m の波が 40° 前後の入射角で来襲し、II, III区間の前面水深が 6 m の所では 4.0 ~ 4.5 m の砕波高の波が直接衝突する。これより以浅のI区間では、前面水深に規制されて WNW 方向の  $H_b = 3.5$  m が衝突する最大波浪となる。これらを一括すると次表のとおりである。

区間	I	II	III	IV	V
設計波					
入射角	0°	45	40~45	40	55
前面波高	3.5 m	4.5	4.5	4.2	4.1

方 2. に記載した災害時の状況を見ると、防波堤は大正初期に完成以来、今日まで大体その役割を果してきている。それが多少の老朽化は考慮されるが  $H_{1/10}$  が約 4.0 m, 入射角 25° の波で第III区間に災害を生じており、それから 40~50% 程度、抵抗力の大きい第V区間は損傷することなく現在におよんでいることを考慮すると、前表の設計波の諸元は妥当な値と見られる。

## II. テトラポッドの設計

### 1. 実験要約

本年度のテトラポッドによる防波堤補強工事を行うに当つて、フランスの Neyrpic 研究所に補強工事の模型実験を依頼した。次にその報告を記載する。

#### (1) 模型および実験条件

実験は長さ 25 m, 幅 0.60 m, 深さ 1.02 m の側壁ガラス張りの水槽でフラップ型の起波機により波を発生させて行つた。西突堤の模型はガラス張り部分に撮影

に必要な一切の装置を用意して観測した。

模型縮尺 : 模型の縮尺としては現地状況の再現を確保する範囲で水路の寸法、模型装置から 1/40 とした。すなわち模型と実体との比率は次のとおりである。

長	さ	1/40
面	積	1/1600
容積	重量および力	1/64000
時	間	1/6.32
密	度	1/1

西突堤模型 : 模型は代表的な断面を現状に即応して作り、4 t テトラポッド、8 t テトラポッド補強の2つについて法勾配を 1:1-1/3 とした。

次に 4 t テトラポッド補強のものについて 1:2 勾配の模型を用意した。

実験波：実験に使用した現地波は次のとおりである。

水位：堤体は築造当時の地盤（-6.00 m）上に作り

（波高  $2a=4.5\text{ m}$   
 周期  $T=11\text{ sec}$ ）

潮汐、異常高潮位を考慮して基準面は +1.0m とした。

(2) 実験結果

実験A (4t テトラポッド補強 1:1-1/3 勾配 水位=±0)

No.	2a (m)	実験時間 (分)	テトラの状況	備 考
1	0.90	60	安 定	
2	2.00	60	安 定	
3	2.60	60	安 定	
4	3.00	190	安 定	
5	3.20	190	わずかに動揺	二つの基礎ブロックが基部転落, ブロック3コ動揺 若干越波, 基礎がはげしく動揺
6	3.60	190	移動 考慮	基礎構成のブロックのゆるみ, 相当はげしい越波
7	4.40	190	表面テトラポッドの移転	基礎の崩壊, 前面の床掘れ, 非常にはげしい越波

実験B (8t テトラポッド補強 1:1-1/3 勾配 水位=±0)

No.	2a (m)	実験時間 (分)	テトラの状況	備 考
1	2.20	190	安 定	
2	2.50	190	安 定	
3	3.20	190	安 定	基礎ブロックが動揺
4	3.50	190	安 定	わずかに越波, 基礎ブロックの動揺が大となる
5	4.20	190	安 定	基礎前面の砂が欠損, ブロックにはげしく動揺, いくぶんの越波
6	4.90	190	わずかに動揺	多量の越波, 基礎全体の動揺

実験B (同 上 水位=+1.00)

No.	2a (m)	実験時間 (分)	テトラの状況	備 考
7*	4.50	190	若干のテトラがはげしく動揺	非常にはげしい越波, 基礎の巻上げ, 上部スラブが後方に押し崩される 安定限界

実験C (4t テトラポッド補強 1:2 勾配 水位=±0)

No.	2a (m)	実験時間 (分)	テトラの状況	備 考
1	1.00	60	安 定	無 し
2	1.70	60	安 定	基礎ブロックが若干滑動
3	2.20	60	安 定	
4	3.00	90	安 定	無 し
5	3.80	120	基部のテトラポッドが滑動	基礎ブロックの滑動, わずかに越波
6*	4.10	120	基部で若干移動水位0で動揺	基礎ブロックの移動
7	4.40	150	水位0の動揺がさらに大きくなる 基部テトラポッドが滑動	基礎ブロックは海側に滑動して埋没する, 越波大
8	4.90	300	周囲に崩壊して 1:2 の勾配は緩となり概して不安定状態	基礎ブロックは各波に対して不安定

実験C (同 上 水位=+1.00)

No.	2a (m)	実験時間 (分)	テトラの状況	備 考
1	3.20	90	水位+1.00付近のテトラポッド2コが, わずかに動揺	越波, 基礎ブロックが海側に変位する
2	3.50	120	動 揺 増 大	越波増加, 基礎ブロック動揺
3	3.80	120	テトラポッドの移動広範になる	基礎ブロックが全般に崩壊, 越波増加, 堤体内側の堆積物を洗掘する
4	4.10	150	水位+1.0の若干のテトラポッドが不安定, テトラポッド1コが上方に移動する	大きな越波 基礎ブロックは 5~6 cm (模型) 海側に滑動する
5*	4.40	150	4t テトラポッドが上部スラブの印きに乗って堤頂を越して運び込まれた多数のテトラポッドが動揺	上部ブロックは堤体後方に転落 概して上部構造は変形し, 多量の越波あり
6	5.00	150	頂面のテトラポッドは後方に送り込まれ, 別のテトラポッドが持ち上げられ被覆は崩壊する	越波多量, 現状値 1.5 cm の厚さの越波上置ブロックがわずかに変位
7	5.40	240	大部分のテトラポッドが持ち上げられ, 後方にやられて向側に転落する テトラポッド被覆は概して不安定	上部ブロックの移動 テトラポッド被覆の下部の基礎ブロックは埋没する

\*写真掲載 (次ページ 写真-2 参照)

(3) 模型実験に対する考察

以上の実験についてネールビック研究所は次のようなサジェストをした。

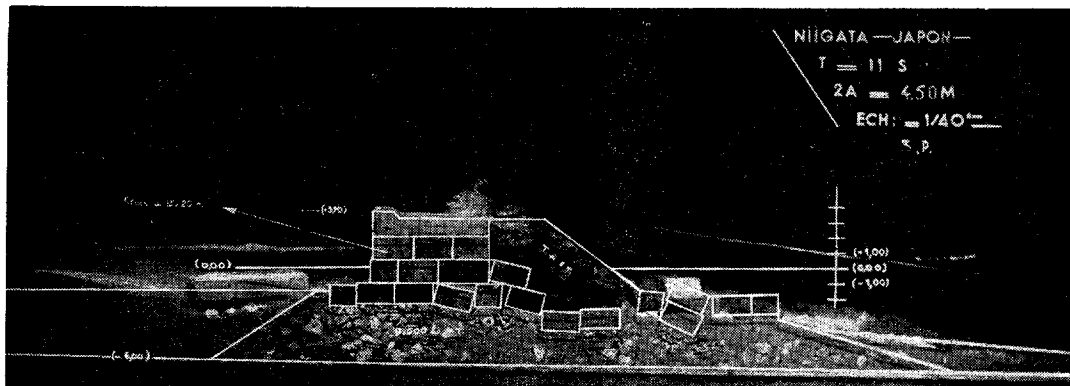
安全とは思われない。この安定はテトラポッドの法先を抑えるものであるので, さらに詳細にこの部分の構造を試験する必要がある。

1. 15~20 t のブロックで作られた基礎根固めは十分

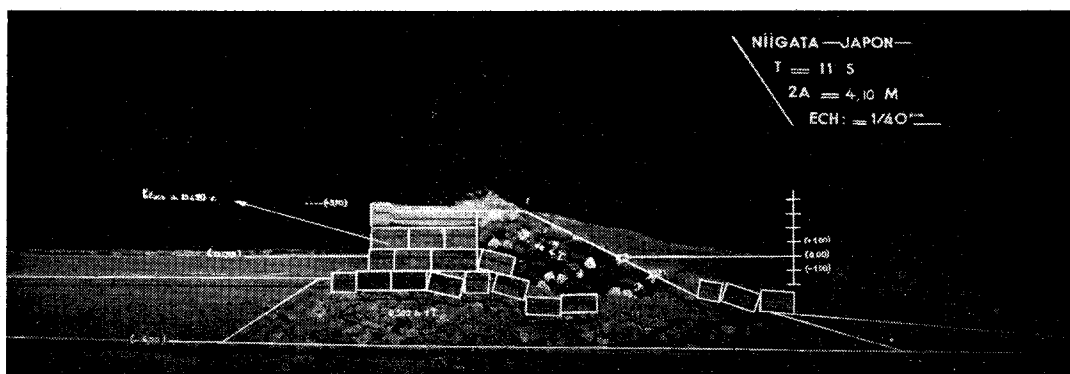
2. 4t テトラポッド被覆は試験した最大波について

写真-2 実験状況の写真

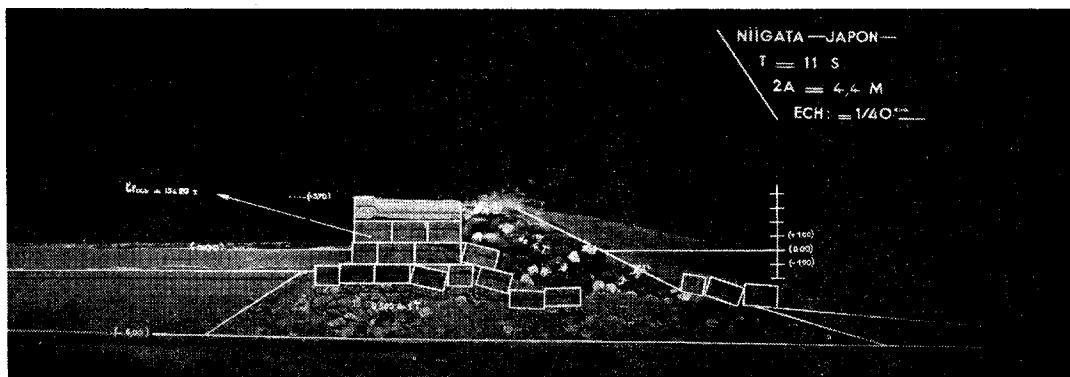
(a) 8tテトラポッド 1:1-1/3 水位 1.0mm 2a=4.5m



(b) 4tテトラポッド 1:2 水位 0 2a=4.1m



(c) 4tテトラポッド 1:2 水位 1.0 2a=4.4m



は安定でない。これはテトラポッド安定曲線によると8tテトラポッドと一致している。8tテトラポッドによる実験はこの点を確認した。

3. 上部コンクリート高上コンクリート部は特に水位1.00mで波の衝撃により損傷しやすい。それゆえスラブと古い頂面との間の継目には、その前面の保護と同じように、なんらかの方策で補強する必要がある。

1:2勾配のテトラポッド補強断面は前者よりもよい成績を示した。

4. ネールピックの助言の要約

1958年2月6日に寄せられた防波堤の仮復旧に関する2つの問題点の解答として次の助言を受けた。

一般にテトラポッドの使用に当つては十分に重いテトラを使い、堤体上部に適当な胸壁を設け、テトラの法尻に十分な根固めを施し、かつ堤の両端を十分に補強することが必要である。

波の特性(波高4.5m 周期11秒)と波向から考察して、8tテトラの使用を推奨する。もし既製の4tテ

トラを活用するのであれば、これは一部の補修工事に限定し、その場合の法勾配も 1:2 以上にしなければならない。またテトラポッドは滑り出しをひき起すような平滑な岩盤の上とか、沈下のおそれがある砂、泥の上にそのまま置く方式は危険であり、十分安定である重量(700 kg 以上)の割石層の上に置く方式が一番良好である。同時にテトラポッド補修の堤上部および両側に適当な支えのアバットメントを設けることが必要であり、その高さはテトラポッドの高さの 1/3 以上に上に飛び出さないことが必要である。以上を要約し被災箇所の水深が 3~4 m と碎波帯内にあることを考慮して、8t テトラポッドの使用をすすめたい。

### III. 33年度テトラポッド補強工事の設計

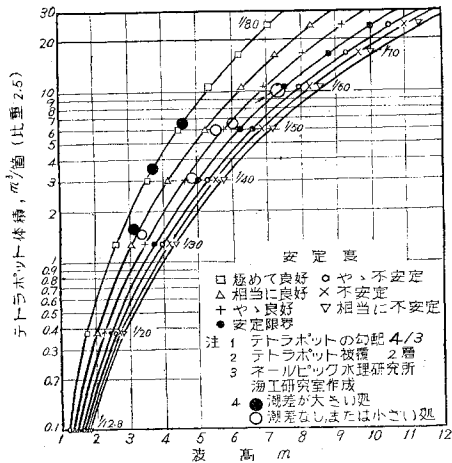
防波堤補強工事の模型実験をネールピック研究所に依頼するとともに、既設の構造物の補強にテトラポッドを使用した実例の報告を受けた。それにはスコットランドのウイック港、コルシカのアジャッシオ港等々、各地の改良前、現地条件およびテトラポッドによる改良の実例を紹介している。いまこの資料にもとづき潮差の大きい場合と小さい場合に分けて、テトラポッド安定曲線の図

写真-3 4t テトラポッドで補強した防波堤 (昭.33.10.7)



$H_{1/3} = 0.98 \text{ m}$ ,  $T_{1/3} = 7.8 \text{ sec}$

図-5 テトラポッド安定曲線



の中にプロットした(図-5 参照)。その中で特筆される事項は次のとおりである。

一般的にいつて、潮差の小さい所では Neyrpic 研究所で発表しているテトラポッド安定曲線は、Fairly good Stability の曲線 ( $W=0.08 \cdot H^3$ ) にそつてテトラポッドの大きさが決められているようである(図-5 参照)。潮差の大きい所では Very good Stability ( $W=0.174 \cdot H^3$ ) の線に分布している)。したがつて、これによれば防波堤各部の必要なテトラポッドの大きさは次表のとおりと

区 間	波 高	Fairly Stability のテトラポッド重量	採用重量
I	3.5 m	3.4 t	4 t
II・III	4.5	7.3	4
IV	4.2	5.9	8
V	4.1	5.4	8
V'	5.5	12.4	12.5

なる。しかしながら I の説明でわかるように防波堤の I 区間では 3.5 m の設計波高では不安であり、4 m を越える波も十分予想される。したがつて防波堤全体については堤頭部を除いて 8t テトラポッドを 1:1-1/3 勾配に使用することが最も経済的であると思われる。堤頭部については本表の V' のように決める。

しかしながら、この補強工事は防波堤元付部の小規模の災害復旧工事としてはじまつて、小規模工事のゆえに 4t テトラポッドが採用され、そのための型ワクが用意された。その後に各種の予算(改修費、予備費、調整費)が、あいついでこきざみにこの工事につけられたため、はじめに段取りされた型ワクおよび工事施設を全面的に変えるいとまがなく、不本意ながら、防波堤の I・II・III 区間は 4t テトラポッドを 2 割勾配に使用することとした。

### IV. テトラポッド補強工事

#### 1. 工事の概要

33 年度において施工されたテトラポッド補強工事は、その総数 8300 個で、すべて 4t 型 (1.6 m<sup>3</sup>) を使用しその据付断面は 図-7 のとおりである。

この工事は昭和 33 年 6 月着工以来 34 年 3 月末までの予定で、現在全工程の約 90% をおえているが、海上作業の容易な季節は、起重機船による据付を行い、冬期間の海上作業不能の時期には、もつばらケーブルによる運搬、据付および、キャタピラ クレーンによる陸上からの据付方法をとるなど、施工時期と施工方法に機動性をもつた施工計画にもとづいて行われた。したがつてヤードにおける製作方法・転置・運搬・海上積出等の設備も各種の形式によつたが、その概要を 図-8 に示す。

#### 2. 施工について

##### (1) 型 ワ ク

型ワクはネールピックの特許型ワクについてまだ入手

図-6 防波堤補強工事計画図および碎波線位置図

(測量年月日 昭.33.4.30)

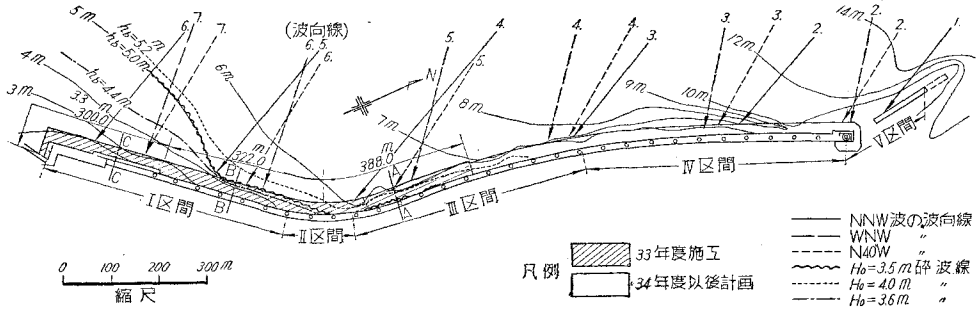
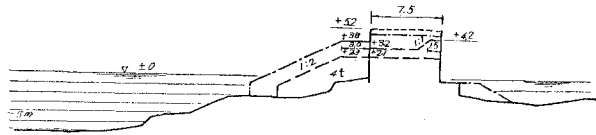


図-7 テトラポッド補強断面

II 区 間



IV 区 間

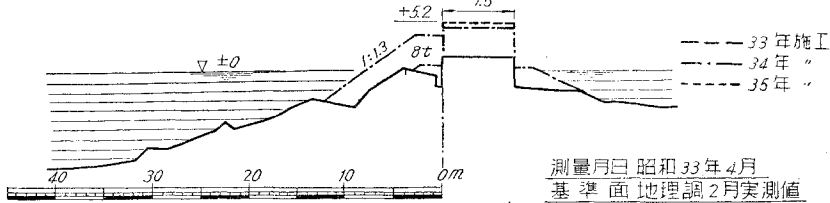
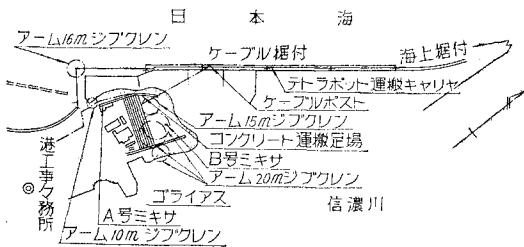


図-8 ヤード，運搬施設図



が困難な実情にあつたので、一般的に用いられている構造のものを使用した。しかし、この型ワクは互換性にとぼしく、この点をあらかじめ考慮して締付用ボルト孔はダ円孔とし、また締付けボルトの代りにU型クリップを採用することにより、組立・解体の簡略化をはかった。また底型ワクは側型ワク1組につき3組とすることにより、その回転率は3日に1回を原則として型ワクの組数が決定された。

(2) コンクリート

コンクリートの現場配合は表-1によつた。

使用ミキサはA号28才練り・B号24才練りのいずれも傾倒式であり、コンクリートの打込みは、A号ミキサから運搬車(二輪車)により足場を運搬し型ワク内に

填充する方法と、B号ミキサから直接型ワク内にシュートにより打込み、打込み後ただちに、そのままガイデリック、クレーンによつて吊り上げ転置し、次の型ワクと入れかわつて行く二つの方法によつて行つたが、前者で1日の工程は平均30個、後者で平均50個程度である。

材料	コンクリート1m <sup>3</sup> 当り	備 考
セメント	315 kg	比重 3.15
砂	627 kg	比重 2.55
		粗粒率 1.83
砂 利	1320 kg	比重 2.61
w/c	50%	

型ワクはコンクリート打込後48時間をへたのち側面を取りはずし、底版の取りはずしは1週間後とし、据付けはさらに1週間の養生期間をへたのちに行われた。

(3) 運搬・据付

所定の養生期間をへたのちA号ミキサにより製作されたテトラポッドは海上運搬によるものは、15tゴライアスにより搬出し、陸上から据付けけるものはキャタピラークレーンによりそれぞれ運搬した。またB号ミキサによつて製作されたものは、ガイデリックによりそれぞれケーブルクレーン側と海上運搬用とに転置集積し、区分した。

a) 起重機船による据付 使用起重機船は30t吊り

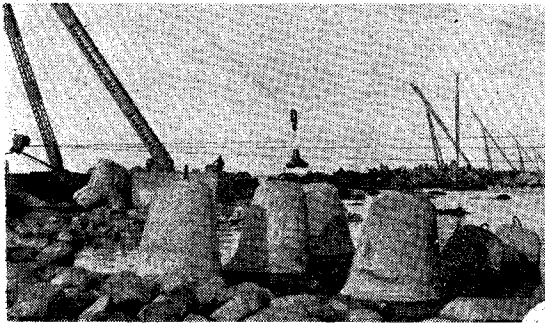


のものを使用し、海上運搬平均距離は2500mで、運搬用ハシケ2隻を用いその作業工程は最高1日134個、平均77個である。

b) キャタピラー クレーンによる据付 使用クレーンは日立 U-06 で主として転置、小運搬に使用し、そのほか陸上からの据付可能区域の据付作業を行ったが、その工程は平均1日45個程度である。

c) ケーブル クレーンによる据付 海上作業の困難な冬期間の据付作業は常時予想される程度の波浪に対しても作業が継続できることを前提として、ケーブルクレーンによる方法をとつた。この方法による据付区域は延長400mで、あらかじめ突堤上に径間100mのクレーンポスト5基を設置した。このポストは長さ約18mで仰角55°の二本の支柱により支えられた鉄骨構造で、ポストの先端部が据付断面の先付付近になるようにしてある。ケーブルによつて吊り下げられたテトラポッドは堤上から適当に引きよせ所定断面に据付られるようにし

写真—4



た。またテトラポッド吊り下げ用のフックは据付後自動的に取りはずせるよう工夫された特殊なフックを用いたが、まだ改良の余地があつた。この方式による作業工程は1日平均約30個である。

#### (4) その他

現在までに据付を行った個数は約7500個であるが据付作業にともなうテトラポッドの破損個数は42個で、その破損率は約0.6%にあたる。このうち大部分はケーブルクレーンによる据付の際の損傷で、施工時期が冬期であるため波浪による据付のショックによつて脚部が折損したものである。また前述の配合による4t型のテ

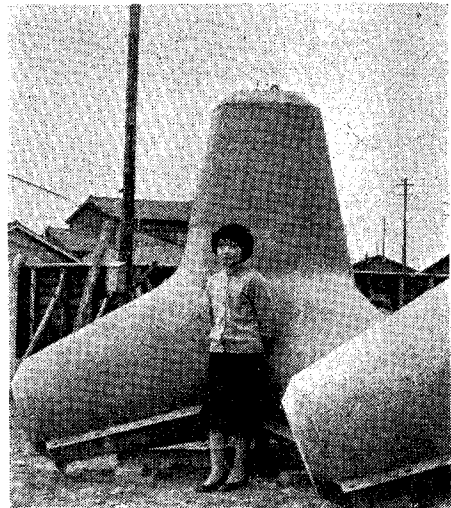
トラポッドは実重量3.83t(比重2.38)であり、その平均圧縮強度は247kg/cm<sup>2</sup>(28日)である。なおテトラポッドヤードのコンクリートプラント設備を簡略にする目的で、試験的にプレパクトコンクリートによる施工を現在実施中である。その配合は表—8に示すとおりである。現在施工中のものは8t型であるが、型ワク継目には、径9mmのゴムホースによるパッキングを挿入しモルタルのろう出を防止しており、使用ポンプは(ヤ

表—8 プレパクトコンクリートの配合

材料	コンクリート 1m <sup>3</sup> 当り	モルタル 1m <sup>3</sup> 当り	摘 要
セメント	280 kg	700 kg	砂利 空けき率 40%
フライアッシュ	112 kg	280 kg	
砂	178 kg	446 kg	比重 2.55 No. 8
ボゾリス	980 gr	2450 gr	
アルミニウム粉	39.2 kg	98 gr	
W/C+F	48%	48%	

マトEP-2型)を用い8t型(容積3.2m<sup>3</sup>)1個の注入時間は約15分である。普通コンクリートにくらべ養生日数に日時を要するが、施工中の打継ぎ箇所がなく均一性が得られる。また施工能率の点でも作業が簡単であり労力費の節約ができる利点があり、今後のテトラポッド製作について経済的な面からも有利と考えられるが、これに用いる型ワクについてはさらに研究を要する。

写真—5 プレパクトコンクリート工法により製造されたテトラポッド



#### 論文集 61号・別冊(3-1)

B 5 判 44ページ 発電用河川流量の研究

#### 論文集 61号・別冊(3-2)

B 5 判 21ページ サージタンクの相似律(英文)

#### 論文集 61号・別冊(3-3)

B 5 判 48ページ 骨材の表面積と新表面積法による構築混合物の検討とその応用に関する研究

正員 工博 大久保達郎・相馬 敬司  
工博 西原 宏

定価 150 円 (〒 10 円)

正員 工博 林 泰 造

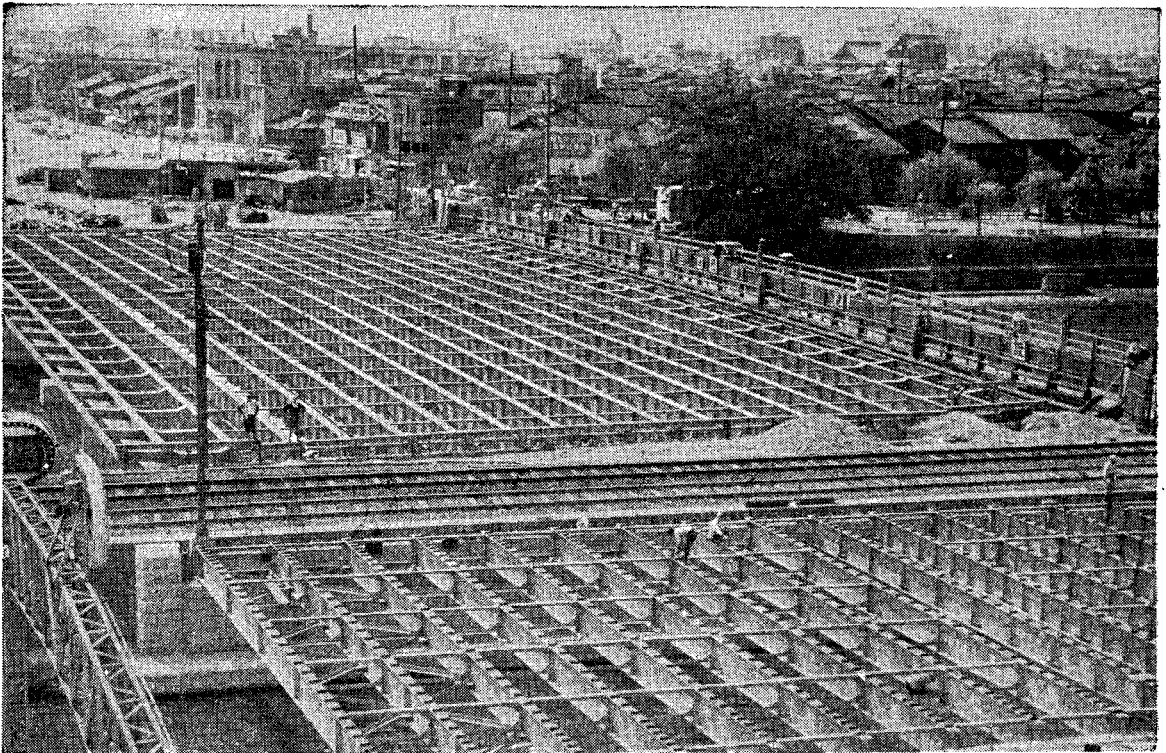
定価 100 円 (〒 10 円)

正員 太田 誠 一 郎

定価 220 円 (〒 20 円)

# 伝統を誇る 日立造船の橋梁!

日立造船は、橋梁・鉄骨・鉄塔・水圧鉄管・水門扉等  
 鉄鋼構造物の設計・製作および据付工事の一貫作業を  
 行っており、専門メーカーとして半世紀にわたる長い  
 経験を有しております。の経験をもつ技術者ならびに絶え  
 橋梁の参考設計・擁護と相り、技術研究所における  
 量の試験・研究と相り、技術的な設計・施工が  
 完備した設備により納期を確保することができます。



京都市役所 御注文  
 五条大橋並びに五条疏水橋（鋼桁架設状況）



創業1881年

## 日立造船株式会社

本社 大阪市北区中之島2丁目25 電話大阪 (23) 8051~9. 8201~9  
 東京支社 東京都千代田区丸の内2 (郵船ビル) 電話東京 (28) 5231~9  
 工場 桜島・築港 (大阪市)、 因島・向島 (広島県)、 神奈川 (川崎市)