

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

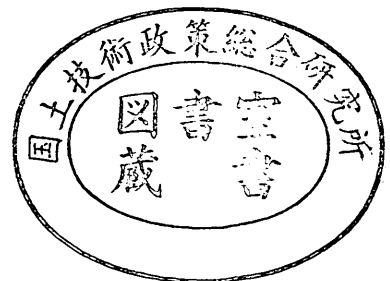
VOL. 7

NO. 2

JUNE 1968

運輸省港湾技術研究所
研修教材図書
番号
設計基準部研修資料課

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告は第7巻第1号より年4回定期的に刊行する。ただし第1巻から第6巻および欧文編第1号から第15号までは下記のとおり不定期に刊行された。
報告の入手を希望する方は論文番号を明記して港湾技術研究所長に申し込んで下さい。

和文篇 (Japanese Edition)

- Vol. 1. No. 1 (1963)
- Vol. 2. Nos. 1~3 (1963~1964)
- Vol. 3. Nos. 1~7 (1964)
- Vol. 4. Nos. 1~11 (1965)
- Vol. 5. Nos. 1~15 (1966)
- Vol. 6. Nos. 1~8 (1967)

欧文篇 (English Edition)

- Report Nos. 1~15 (1963~1967)

The Report of the Port and Harbour Research Institute is published quarterly, either in Japanese or in occidental languages. The title and synopsis are given both in Japanese and in occidental languages.

The report prior to the seventh volume were published in two series in Japanese and English as listed above.

The copies of the Report are distributed to the agencies interested on the basis of mutual exchange of technical publication.

Inquiries relating to the Report should be addressed to the director of the Institute specifying the numbers of papers in concern.

港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第7巻 第2号 (Vol. 7, No. 2), 1968年6月 (June 1968)

目 次 (CONTENTS)

1. 高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)
..... 木村久雄・工藤国守・柴山煒彦..... 3
(A Model Experiment on the Tsunami Breakwaters at the port of Kochi
(3rd Report)Hisao KIMURA, Kunimori KUDO and Akihiko SHIBAYAMA)
2. くいの横抵抗における地盤常数に関する研究 沢口正俊..... 65
(Soil Constants of FillsMasatoshi SAWAGUCHI)
3. 沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究 (第3報)
..... 松本一明・堀江宏保・山村真佐明..... 95
(Study on Boring and Sampling of Saturated Alluvial Clays (3rd Report)
..... Kazuaki MATSUMOTO, Hiroyasu HORIE and Masaaki YAMAMURA)
4. 土の三軸圧密試験 (第1報)
——三軸圧密試験装置と静止土圧係数——
..... 中瀬明男・野村健司・伊藤昌英.....115
(Triaxial Consolidation Test of Soils (1st Report) —Triaxial Consolidation
Test Apparatus and Coefficient of Earth Pressure at Rest—
.....Akio NAKASE, Kenji NOMURA and Masahide ITO)

高知港津波防波堤に関する模型実験

第3報

木村久雄*・工藤国守*・柴山煒彦**

要 旨

この模型実験は、津波浸入時における津波防波堤設置に伴うその周辺の種々な条件変化、特に津波防波堤付近の局部洗掘、海底洗掘および固定床による津波浸入時と漲潮時の実験である。なお、特に重要であると考えられる移動床の洗掘の問題については、津波による不定流の実験的な再現および掃流力、流砂量等に相似率の適用が困難であるので比較実験による類推的な方法を用いており、洗掘の性質を定量的に決定することは非常に困難であると考えられる。

本報告の実験結果も大体定性的な範囲しか得られなかった。しかしながら、これらの結果が多少でも津波防波堤の工法に役立てば、われわれ一同の幸いとすところである。

実験は昭和41年6月その準備に着手し、7月より3カ月間に渡って予備実験を行ない、10月～11月にかけて固定床による実験を昭和42年1月法線を新たに替え、2月～3月にかけて固定床の実験を終了した。また、昭和42年6月より移動床実験に入り、8月上旬に依頼された事項に関する模型実験を終了した。

* 水工部 水理研究室

** 水工部 主任研究官

A Model Experiment on the Tsunami Breakwaters at the port of Kochi
(3rd Report)

Hisao KIMURA*
Kunimori KUDO*
Akihiko SHIBAYAM**

Synopsis

The object of this model experiment is to obtain the relevant hydraulic values and the amount of scouring both qualitatively and quantitatively in order to seek the proper Tsunami-protection method, which could not be pursued theoretically alone, with the aim to reduce the future disaster in the port of Kochi caused by the probable Tsunamis.

The scale of the model basin used in the experiment is taken to 1/200 in horizontal and 1/100 in vertical, the latter being decided in consideration of the necessary depth of water for the measurement of the current velocity.

* Member Hydraulic Laboratory, Hydraulics Division

** Senior Research, Engineers Hydraulics Division

目 次

要 旨	3
1. ま え が き	7
2. 水理実験の目的と相似に関する考察	7
2-1 実験の目的と種類	7
2-2 実験の必要性	8
2-3 推定粗度	8
2-4 推定流量	8
2-5 相似性について	8
3. 実験装置および測定方法	10
3-1 模型製作	10
3-2 給水設備	10
3-3 測定方法	12
4. 固定床実験	13
4-1 大潮漲潮時 (旧法線)	13
4-2 津波浸入時 (旧法線)	17
4-3 流心部縦断の水面勾配 (旧法線)	21
4-4 津波防波堤水位測定 (旧法線)	21
4-5 大潮漲潮時 (新法線)	22
4-6 津波浸入時 (新法線)	26
4-7 流心部縦断の水面勾配 (新法線)	30
4-8 津波防波堤水位測定および流出係数 (新法線)	31
4-9 流心部の選定 (新法線)	31
5. 移動床実験 (新法線)	33
5-1 Case. 1	34
5-2 Case. 2	39
5-3 Case. 3	45
5-4 Case. 4	51
5-5 比較検討	60
6. あとがき	63
参考文献	64

1. まがえき

将来高知港に津波が来襲することを想定し、津波対策の一環として、現在第三港湾建設局で津波防波堤を設計中であり、同時にこの防波堤の内側の導流堤設置も大体完了している。

これらの計画が完成した後に、この付近における潮流の様相を知るために水理模型実験を行った。この研究は、1963年～1966年にかけて模型を固定床にして流況変化および移動床による洗掘の状態について実験が行なわれ、その結果は第1報、第2報で報告した通りである。

今回の模型実験は、計画断面および法線が従来と異なる

っているので前回の結果を参考にして実験を終了した。興味ある結果が得られたのでここに述べる。

2. 水理実験の目的と相似性に関する考察

2-1 実験の目的と種類

高知港は過去にいく度か津波の来襲（最近では南海道地震時の津波）を受け甚大な財産、人命の災害を経験している。今後、港湾が整備され津波防波堤が設置された場合、港内の条件はそれに応じて変化してゆくことになるが、この際将来来襲が予想せられる津波により、発生する災害を最小限度に止めることが必要である。

津波防止工法は、理論的にのみ追求して行くことは困

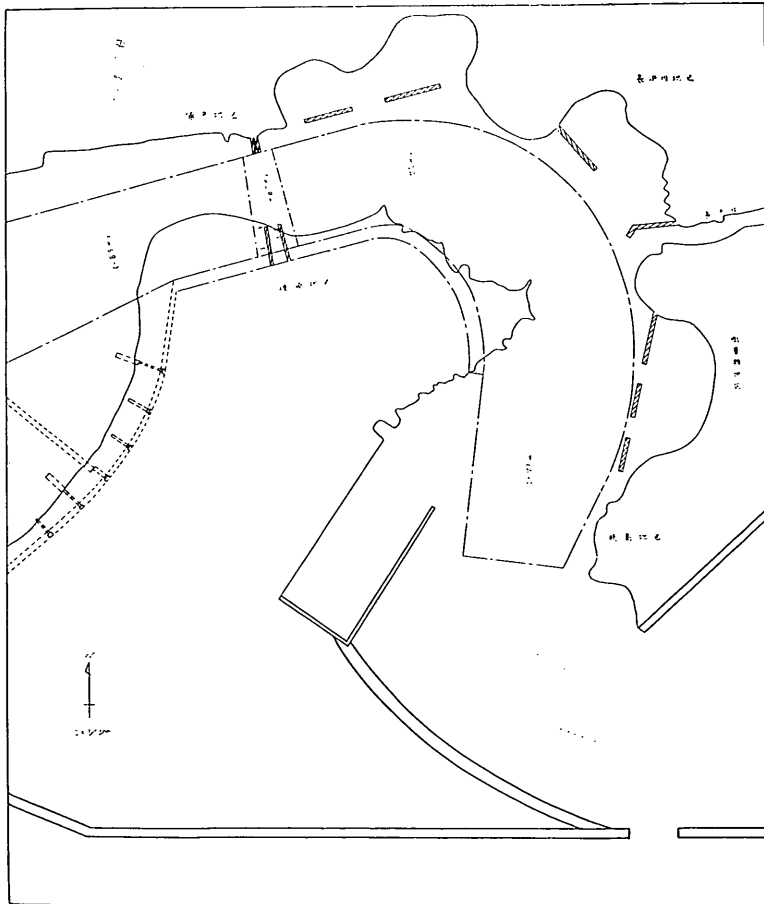


図-1 高知港計画模型配置図

難であるので、模型実験を用いて定性的および定量的に津波防波堤付近の水理量を検討して行くことにする。また、同時に常時の船舶の航行に対して、この津波防波堤がどのような影響を与えるかを検討しなければならない。

今回の模型実験の種類は、

1) 固定床の模型実験により、津波の浸入時および大潮の漲潮時に津波防波堤付近およびその内側の水路と、周辺の工作物に対する流況が防波堤によりどのように変化するか。

2) 防波堤の直接構造上の問題として、津波による基礎洗掘を調べるため移動床模型実験により、局部洗掘について 2, 3 の例を上げて検討を加えた。

高知港の計画は 図-1 に示した通りである。

2-2 実験の必要性

この実験により要望されている諸事項は次の通りである。

- 1) 津波防波堤設置による津波防止効果
- 2) 津波防波堤設置による船舶の航行維持の問題
- 3) 湾内各種導流堤の設置位置による流況変化の問題
- 4) 津波防波堤設置によるその周辺の局部洗掘、海底洗掘および堆積を調べる。
- 5) 津波防波堤付近の床固工法の問題

以上が主なる要望事項であって、このような種々の条件が満足し十分な効果が得られるように模型実験を行なった。

2-3 推定粗度

現地観測の結果から水面勾配および流量を求め各地区別の粗度は算出せず、港口よりみませ地区間を 4 等分してその各断面ごとに平均面積および平均径深を求めた。この現地観測は昭和 37 年 8 月 17 日および 18 日の両日に行なったデータをもとに粗度計算に使用した。計算式は次のごとく、

$$R = \frac{A_0}{P_0} \quad \dots\dots(1-1)$$

$$V = \frac{Q}{A_0} \quad \dots\dots(1-2)$$

$$n = \frac{R^{2/3} \sqrt{I}}{V} \quad \dots\dots(1-3)$$

- A_0 ……………断面積
- P_0 ……………潤辺
- R ……………径深
- Q ……………平均流量
- V ……………平均流速
- I ……………水平勾配
- n ……………粗度 (manning の粗度係数)

なお、表-1 に示した数値は現地観測の結果であり、これを用いて模型換算粗度を決定するのであるが、詳細は相似のところで述べることにする。

2-4 推定流量

大潮時の実験は現地の流れを定流とすべきであるが、測定精度を向上させるために現地観測で決定した流量の約 2 倍の 10 l/sec (現地換算 2000 m³/sec) として行なっている。津波流量は津波の変動波形の (+) 側 4 cm (4 m) をもって行なった。これは本実験前に、当研究所において高知港に浸入する津波の計算結果を用い、工事基準面上 +1.8 cm (1.8 m) の水位に合わせ、港口水位とこの模型範囲の終点狭島付近の水位差が 4 cm (4 m) とした時に、流れる流量を津波の流量とした。測定の結果 55 l/sec (現地換算 11000 m³/sec) となり、これをもって津波浸入時の実験に使用している。

2-5 相似性について

本実験はひずませた模型であるが、流れに対して不等流の式を用いてフルード数を等しくした場合の相似の法則を成立させることができるが、本実験のように津波防波堤設置による急激な水位差を生ずる箇所、流路の彎曲あるいは断面の不規性による二次流に対してはこの方法は成立しない。

また、移動床実験はこの模型でレイノルズ数が大きくなり、適用するにたる流砂の相似関係はまだ未解決であるので、洗掘量については定性的な範囲でしか求めることはできなかった。

模型の縮尺 (1/n*) が 2-1 式のごとく決定される場合を考えると、模型は現地と同じ密度をもつ水を使用しているから密度は変わらないという条件 2-2 式と、重力の加速度はやはり現地と変わらないという条件 2-3 式のもとに力学上すべての量が決定される。

表-1 粗度係数

断面積 A_0	潤辺 P_0	径深 R	平均流量 Q	流速 V	$\sqrt{I} \times 10^{-3}$	粗度 n
1446.9 m ²	263.6 m	5.490 m	719 m ³ /sec	0.496 m/sec	7.478	0.0353

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

そこで現地を Suffix 1, また模型を Suffix 2 とすれば,

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{1}{n^*} \quad \dots\dots(2-1)$$

$$\frac{m_1}{l_1^3} = \frac{m_2}{l_2^3} \quad \dots\dots(2-2)$$

$$\frac{l_1}{l_1^2} = \frac{l_2}{l_2^2} \quad \dots\dots(2-3)$$

$$(2-2) \text{ より } \frac{m_2}{m_1} = \frac{l_2^3}{l_1^3} = \frac{1}{n_*^3} \quad \dots\dots(2-4)$$

$$(2-3) \text{ より } \frac{l_2}{l_1} = \left(\frac{l_2}{l_1}\right)^{1/2} = \frac{1}{n_*^{1/2}} \quad \dots\dots(2-5)$$

$$\text{面積 } \frac{S_2}{S_1} = \frac{l_2^2}{l_1^2} = \frac{1}{n_*^2} \quad \dots\dots(2-6)$$

$$\text{体積 } \frac{C_2}{C_1} = \frac{l_2^3}{l_1^3} = \frac{1}{n_*^3} \quad \dots\dots(2-7)$$

$$\text{流速 } \frac{v_2}{v_1} = \frac{l_2 t_2^{-1}}{l_1 t_1^{-1}} = \frac{1}{n_*^{1/2}} \quad \dots\dots(2-8)$$

$$\text{加速 } \frac{a_2}{a_1} = \frac{l_2 t_2^{-2}}{l_1 t_1^{-2}} = 1 \quad \dots\dots(2-9)$$

$$\text{流量 } \frac{Q_2}{Q_1} = \frac{l_2^3 t_2^{-1}}{l_1^3 t_1^{-1}} = \frac{1}{n_*^{5/2}} \quad \dots\dots(2-10)$$

$$\text{力 } \frac{P_2}{P_1} = \frac{m_2 l_2 t_2^{-2}}{m_1 l_1 t_1^{-2}} = \frac{1}{n_*^3} \quad \dots\dots(2-11)$$

となり歪のない模型では成立するが, 今回の実験は 1:2 の歪があるので模型に再現すべき流れを不等流として取り扱うことにした。

その手続きは次のごとくなる。

Suffix 1.....現地における諸元

Suffix 2.....模型における諸元とし

現地では,

$$I_1 = i_1 - \frac{\partial h_2}{\partial x_1} = \frac{d}{dx_1} \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) + \frac{V_1^3}{C_1^2 R_1} \quad \dots\dots(3-1)$$

模型では,

$$I_2 = i_2 - \frac{\partial h_2}{\partial x_2} = \frac{d}{dx_2} \left(\frac{V_2^2}{2g} \right) + \frac{V_2^3}{C_2^2 R_2} \quad \dots\dots(3-2)$$

以上のごとくなる。

そこで諸量の縮尺を

$$I = \frac{I_1}{I_2}, \quad i = \frac{i_1}{i_2}, \quad l = \frac{l_1}{l_2}, \quad h = \frac{h_1}{h_2}, \quad V = \frac{V_1}{V_2},$$

$$C = \frac{C_1}{C_2}, \quad R = \frac{R_1}{R_2}$$

と置き (3-1) 式に代入し, (3-2) 式が成立する条件を求めれば (3-3) 式を得る。

$$I = i = \frac{h}{l} = \frac{V^3}{l} = \frac{V^3}{C^3 h} \quad \dots\dots(3-3)$$

となる。以上の式より,

$$i = \frac{h}{l} \quad \dots\dots(3-4) \quad i \dots\dots\text{河床勾配}$$

$$V = h^{1/2} \quad \dots\dots(3-5) \quad l \dots\dots\text{水平距離}$$

$$C = \left(\frac{l}{h}\right)^{1/2} \quad \dots\dots(3-6) \quad h \dots\dots\text{垂直距離}$$

$$Q = \frac{Q_1}{Q_2} = l h^{3/2} \quad \dots\dots(3-7) \quad V \dots\dots\text{流速}$$

$$T = l h^{-1/2} \quad \dots\dots(3-8) \quad C \dots\dots\text{流出係数}$$

$$P = l h^2 \quad \dots\dots(3-9) \quad Q \dots\dots\text{流量}$$

$$a = l^{-1} h \quad \dots\dots(3-10) \quad T \dots\dots\text{時間}$$

$$P \dots\dots\text{力}$$

$$a \dots\dots\text{加速度}$$

となり, 流出抵抗は係数 C の比は (3-6) 式から,

$$C = \left(\frac{l}{h}\right)^{1/2} \quad \text{であるが}$$

Manning の流速公式を用いれば $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ であり, そ

こで n : Kutter の粗度係数

$$n = \frac{1}{C} R^{1/6} = \left(\frac{h}{l}\right)^{1/2} h^{1/6} = h^{2/3} l^{-1/2} \quad \dots\dots(3-11)$$

この模型は水平縮尺 $\left(\frac{1}{l}\right) \frac{1}{200}$, 垂直縮尺 $\left(\frac{1}{h}\right) \frac{1}{100}$ で

あるから模型の粗度は現地の 1/1.52 となる。

以上の結果から模型の縮尺は表-2 に示した通りである。

表-2 模型縮尺

	現 地	模 型
水 平 <i>i</i>	1	1/200
垂 直 <i>h</i>	1	1/100
流 速 <i>V</i>	1	1/10
流 量 <i>Q</i>	1 $\left\{ \begin{array}{l} \text{大潮時} \\ 2000 \text{ m}^3/\text{sec} \\ (1/2 \times 10^3) \\ \text{津波時} \\ 11000 \text{ m}^3/\text{sec} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \text{大潮時 } 10 \text{ l}/\text{sec} \\ \text{津波時 } 55 \text{ l}/\text{sec} \end{array} \right.$
時 間 <i>T</i>	1	1/20
粗 度 <i>n</i>	1 (0.0353)	1/1.52 (0.0232)

また, 本実験に使用した砂は, 平均粒径 0.2 mm のもので現地との相似率は限界掃流力などについて比較すれば次のごとくなる。

仮に現地を Suffix 1, 模型を Suffix 2 とすれば

$$k_1 d_1 = \tau_1 = \rho g h_1 \frac{\Delta h_1}{L_1} \quad \dots\dots(4-1)$$

$$k_2 d_2 = \tau_2 = \rho g h_2 \frac{\Delta h_2}{L_2} \quad \dots\dots(4-2)$$

- K ……限界掃流力と粒径との関係を表わす係数
 d ……砂の粒径
 τ ……限界掃流力
 g ……重力の加速度
 h ……垂直距離
 L ……水平距離

となりここで k は

$$k = (\rho_s - \rho_w) \phi \left(\frac{d_0}{\beta} \right) \quad \dots\dots(4-3)$$

ρ_s ……砂の密度

ρ_w ……水の密度

$\phi \left(\frac{d_0}{\beta} \right)$ ……無次元化した粒径と比重の関数

のように表わされる。

そこで上記により模型の縮尺を考えると、

$$k_2 d_2 g = \rho \frac{h_1}{100} \frac{\Delta h_1}{100} \frac{200}{L_1} = \frac{1}{50} \rho g h_1 \frac{\Delta h_1}{L_1} \quad \dots\dots(4-4)$$

$$k_1 d_1 = \rho g h_1 \frac{\Delta h_1}{L_1} \quad \dots\dots(4-5)$$

となりここで $\frac{k_1}{k_2} = \alpha$ とすれば

$$\therefore d = d_1 \frac{1}{50} \alpha \quad \dots\dots(4-6)$$

(α は 1, またはそれより大きい値であろう)

津波発生と同機構の実験は再現が不可能であるから、本実験は津波の変動波形の (+) 側をもって測定した。また、模型に使用した砂の粒径を $\alpha=1$ と仮定すると $\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{50}$ に縮尺しなければならない。

しかし、津波防波堤設置付近(種崎側反対側の桂浜は岩盤)の平均粒径は 3mm 程度である。これを模型に換算すると 0.1mm 以下の粒径となり、このような小さな砂を大量に求めることは困難である。仮に求めたとしても、洗掘の堆積には内部摩擦力などによって流砂力、流砂量は現地とはるかに異なってくるものと考えられるので、本実験は砂の粒径に関しては、相似率を無視して大体定性的な範囲を知ろうとするものである。したがって、実験結果を現地に関係づけるためには相似率以外の他の方法を必要とする。

その方法としては次のようなことが考えられる。

- 1) 現地の状態を模型にいかなる程度に再現できるか。

- 2) 縮尺を異にする模型実験を数多く実施してそのから共通する傾向あるいは性質を見出す。

以上の2つが考えられる。

1)は現地の顕著な現象であって、しかも工事の際に大きな影響を及ぼすものである。例えば洗掘、堆積の位置および流況変化などが模型で正しく再現できれば現地の自然の力を完全に把握したことになる。そこで実験の結果は現地に適用することができる。

2)は現地の資料が不足の場合模型と現地とを関係づける方法がない時に頼らなければならない。

以上のことは一般に容易なことではなく、現地と模型とではその状態に多少の誤差を生ずることがある。この誤差から模型実験の精度、すなわち、実験結果の適用性を判断しなければならない。

3. 実験装置および測定方法

3-1 模型製作

本実験の模型は当所流理実験室(24.9m×15m)内に設け 16.5m×13m の範囲で水平縮尺 1/200, 垂直縮尺は流速測定に必要な水深を考慮して 1/100 としている。

模型は昭和 36 年 3 月の深淺図を用いて製作し、固定床および移動床の順序で実験を行なうので、あらかじめ床面(計画水深)より約 40cm 掘り下げた。その範囲は津波防波堤より港口にかけて、現地換算にして約 200m また、防波堤内側は約 500m 防水モルタルで仕上げを行なっている。固定床の実験中は、掘り下げた部分にコンクリート破片等を締め固め上部(固定床底面)を約 1cm 厚のモルタルで製作した。移動床実験の場合はそのモルタル部分を解体して実験用砂に取り換えて行なった。また、模型の粗度は現地粗度の 1/1.52 であるので模型の粗度を合わせるため前回の模型実験と Waterways Experiment Station No. 2-364 June 1953 年などによる資料を参考にした。その結果底面に 1.0cm の立方体をモルタルで作り、10cm 間隔の千鳥に取り付けて実験的に粗度を決定した。津波防波堤および導流堤の工作物は、破損を防ぐために約 $\phi 3$ mm の鉄線をコンクリート中に入れ製作した。なお、移動床実験の場合回流水路に砂の混入を防ぐために下流部に沈砂槽を設けて行なっている。

3-2 給水設備

この模型の給水設備は 30kW の電動機に直結させた 300 耗斜流ポンプを動力とする回流水路中にある。図-2 に示すごとく平面水槽(既設模型)の流水口より地下回

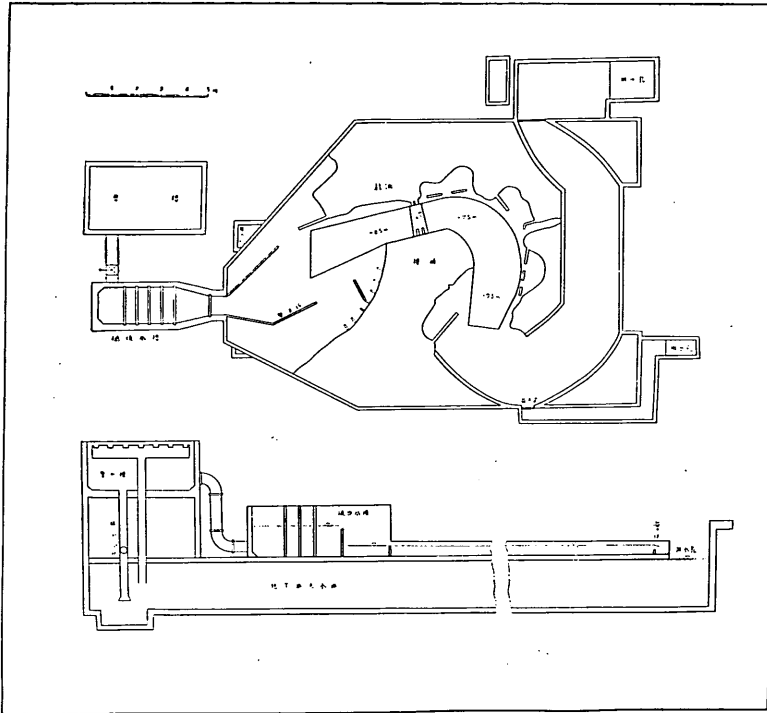


図-2 実験装置

流水路に入り、揚水ポンプにより高水槽に上げ、再び樋頭水槽を経て模型上に回流する。流量の制御は樋頭水槽に取り付けてある幅 80 cm の短形鋭縁量水堰の溢流深を用いて、流量との関係を計算および実測から算出している。そこで、樋頭水槽の外壁に取り付けたマンオメーター

で高水槽のバルブを調整し、定められた流量を読み取っている。また、津波時の水位変化を槽型上に再現させるために、電子装置を用いた自動流量調整器を使用している。

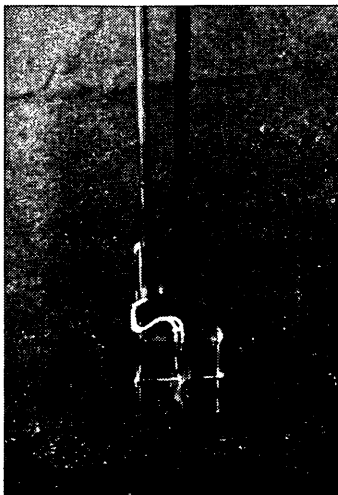


写真-1 電界型流速計



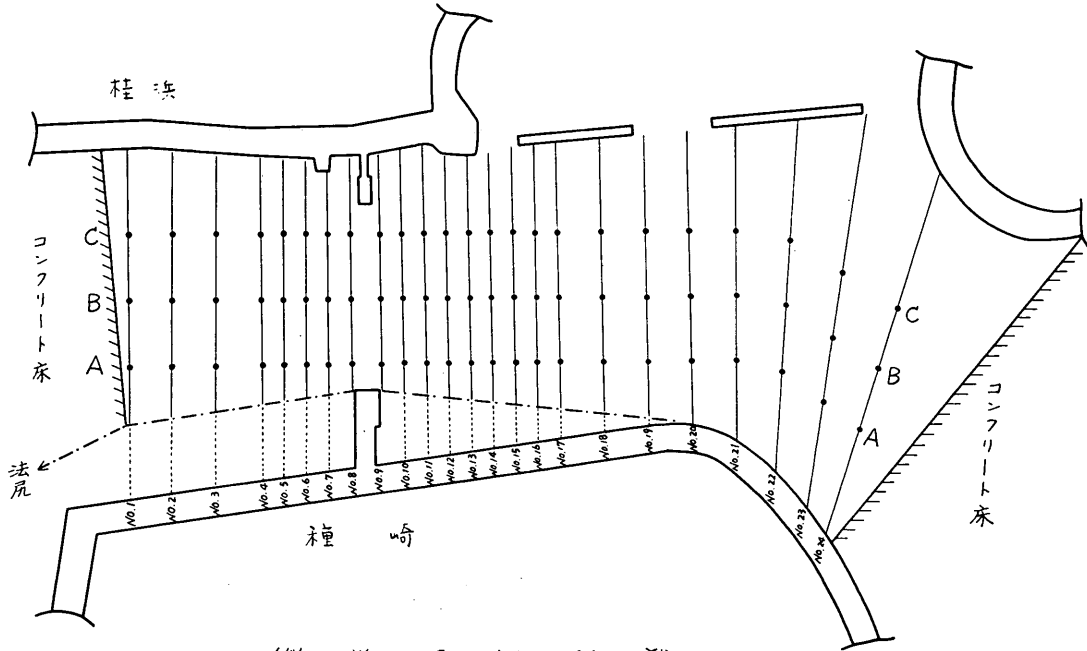
写真-2 流速計カウンター

3-3 測定方法

この模型実験での水面勾配は、現地換算に合わせるため水位測定を大潮時には、桂浜、種崎、長浜川河口、みませの4カ所を選んでネオン管式水位計によって 1.0 mm の精度で測定した。また、津波時は堆定流量のところで述べた2カ所で上記と同じ水位計を用いて行なっている。津波防波堤の水位差測定は、あらかじめ防波堤コン

クリートの中に測点を銅パイプで製作して、模型陸地部に測定箱を作って取り出している。測定は抵抗線式水位計を使用し、水位変化をペン書きオシログラフに記録させ、その平均をもって測定値としている。

固定床実験の流速の測定は、小型の電界型流速計（プロペラ径 20 mm, 最高 200 cm/sec, 最低 2 cm/sec）を使用し測定水深はプロペラの軸を基準として水表面下 2 cm,



縦断累計距離

No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
A	0	20	40	60	70	80	90	100	112	122	132	142	152	162	172	182	192	212	232	252	272	292	315	(cm) 335
B	0	20	40	60	70	80	90	100	112	122	132	142	152	162	172	182	192	212	232	252	273	296	322	(cm) 346
C	0	20	40	60	70	80	90	100	112	122	132	142	152	162	172	182	192	212	232	252	274	300	329	(cm) 359

注) A B 間及 B C 間は各々 30 cm

横断累計番号

No	No.1~No.3 2cm 間隔	No.4~No.6 1cm 間隔	No.	1cm 間隔	No.	1cm 間隔	No.	2cm 間隔
1	1~60 (0~17)	7	1~98 (0~36)	13	1~109 (0~23)	19	1~66 (0~1')	
2	1~59 (0~17)	8	1~106 (—)	14	1~115 (0~20)	20	1~67 (0)	
3	1~57 (0~16)	9	1~107 (—)	15	1~117 (0~18)	21	1~75	
4	1~110 (0~34)	10	1~107 (0~31)	16	1~120 (0~14)	22	1~83	
5	1~107 (0~36)	11	1~107 (0~28)	17	1~122 (0~12)	23	1~93	
6	1~106 (0~36)	12	1~110 (0~25)	18	1~127 (0~8)	24	1~89	

注) () 内は Case 4 の時の増加の分

図-3 移動床実験測定位置

6 cm とした。(写真-1 参照) この電界型流速計は個々の白金電極間の電界をスクリーが切ることによりパルスを生じさせ、そのパルスを流速計用カウンター(写真-2)により、40 sec 間の時間的平均をもって測定 of 平均流速とした。流向の測定は流速測定と同時にしない、流速計後部に赤色の糸(長さ約 10 cm)を取り付けその振れの方向を分度器で測定した。また、速度変動の強い場所では、過マンガンサンカリを用いて渦の状態を調べた。

移動床実験における洗掘の実験においては、津波を生じさせるために前報(1966年)に述べた自動流量調整器を用いている。この制御原理は、津波周期および津波波高(流量に換算する)を指定の透明フィルム(幅 20 cm, 長さ 60 cm)に黒色インクで波形を書き込みそれを制御盤に設定する。このフィルムは電動装置により運転を開始し、サーボ機構の働きで黒色線上(書き込み波形)をホートランジスター(光の濃淡を判別する)指示により曲線上をなぞりながら進行するものである。そこで、プログラムフィルムに定められた流量曲線を作り、0線を基準として+側にホートランジスターが指示した時に、樋頭水槽の電動バルブが曲線にしたがい開閉を行なうのである。

測定に使用した時間は、80秒、3分、5分、10分、20分、30分、60分間でそれぞれの時間における周期が津波防波堤を通過する時に起る洗掘の状態を、測定台に取り付けたポイントゲージにより測定した。図-3の位置でポイントゲージの測棒の先端に真鍮板(直径 5 mm, 厚さ 0.5 mm)を取り付け、計画水深に合わせた基準面よりその高低を測定した。

また、全体の傾向は模型上 8 m のところから広角レンズ付きカメラを使用して撮影を行なっている。(写真-

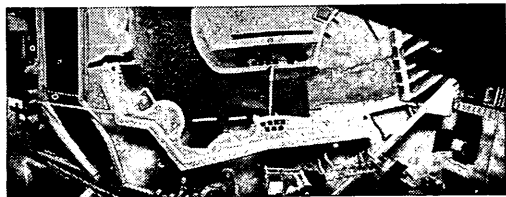


写真-3 全体の洗掘状態

3 参照) なお、模型に通水を開始する時は、原型が崩されるのを防ぐためあらかじめ一定の水深にして基準面を仕上げてから行なっている。

4. 固定床実験

4-1 大潮漲潮時(旧法線)

大潮実験流量は 10 l/sec (2000 m³/sec) で水表面下 2 cm (2 m) および 6 cm (6 m) の流速および流向を測定した。なお、現地への換算値は()で記入する。

水表面下 2 cm の流速および流向分布は図-4-1~2に示す。浦戸湾より流入する流れは、津波防波堤狭窄部に向かって進み測点 H-3 で約 11 cm/sec (110 cm/sec) の流速に発達する。津波防波堤を通過した後は、急激に流速が増加し、測点 J-3 で 15.2 cm/sec (152 cm/sec) を示している。最大流速を示す位置は L-5 で 16.4 cm/sec (164 cm/sec) を記録しているが、この断面で反流部分があり、これを除くと断面の平均流速は 13.6 cm/sec (136 cm/sec) 程度である。

津波防波堤を通過した流れは流速を減少することなく、N-6 付近まで流速を保ちながら直進する。

その後、徐々に減速しながらみませ導流堤近く P-13 で 10 cm/sec (100 cm/sec) に減少している。これらの流れは導流堤沿いに進み狭島付近 N-25 で 12.5 cm/sec (125 cm/sec) に増速して流れ去る。この原因は、長浜川突堤前面付近で本流と支流に別れたものが、狭島付近で合流するためと考えられる。反流発生位置は、測点 O-1 から逆流し桂浜測津波防波堤に達する。なお、津波堤付近 J-1 では渦を生じている。

水表面下 6 cm の流速および流向分布は図-5-1~2に示した。この流れは津波防波堤の直前 H-3 で 9.3 cm/sec (93 cm/sec) の流速になり、津波防波堤を通過した直後の J-4 で 14.6 cm/sec (146 cm/sec) の最大流速に達する。その後は徐々に減少しながら彎曲の地形に順応して流下し、P-11 で 8.7 cm/sec (87 cm/sec) の流速になる。この付近の流況は、水表面下 2 cm で測定したものとほぼ同様な傾向でみませ導流堤沿いに進み、測点 N-25 で 12.7 cm/sec (127 cm/sec) に増速して流れる。

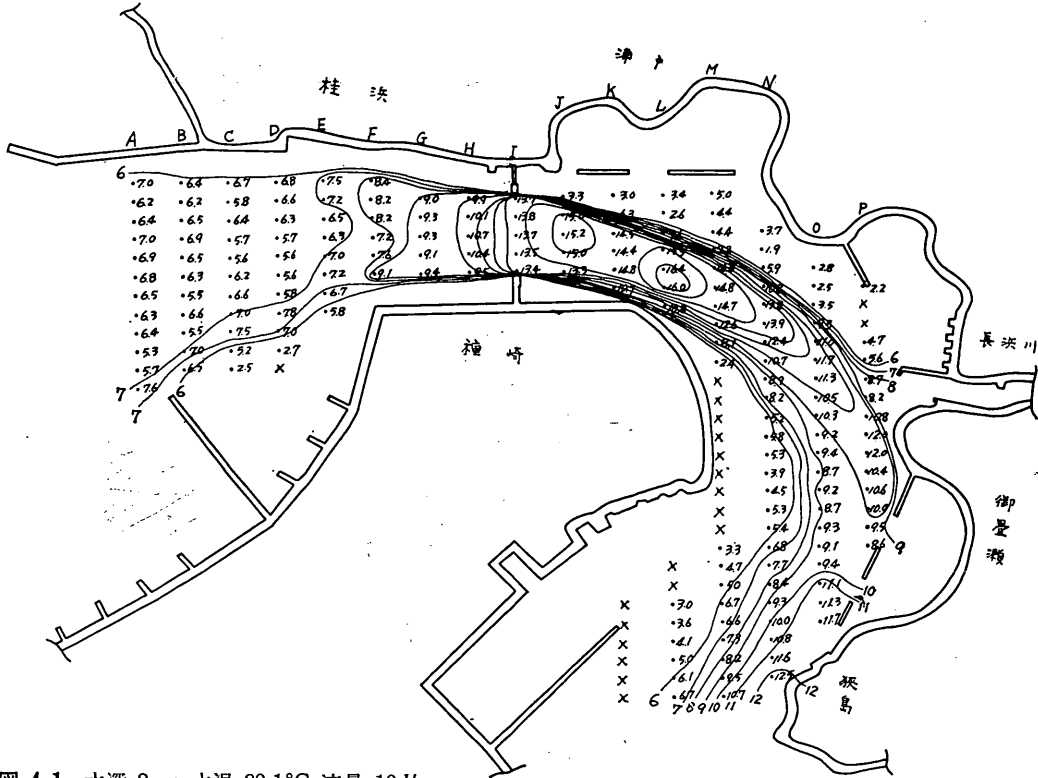


図-4-1 水深 2 cm 水温 20.1°C 流量 10 l/sec

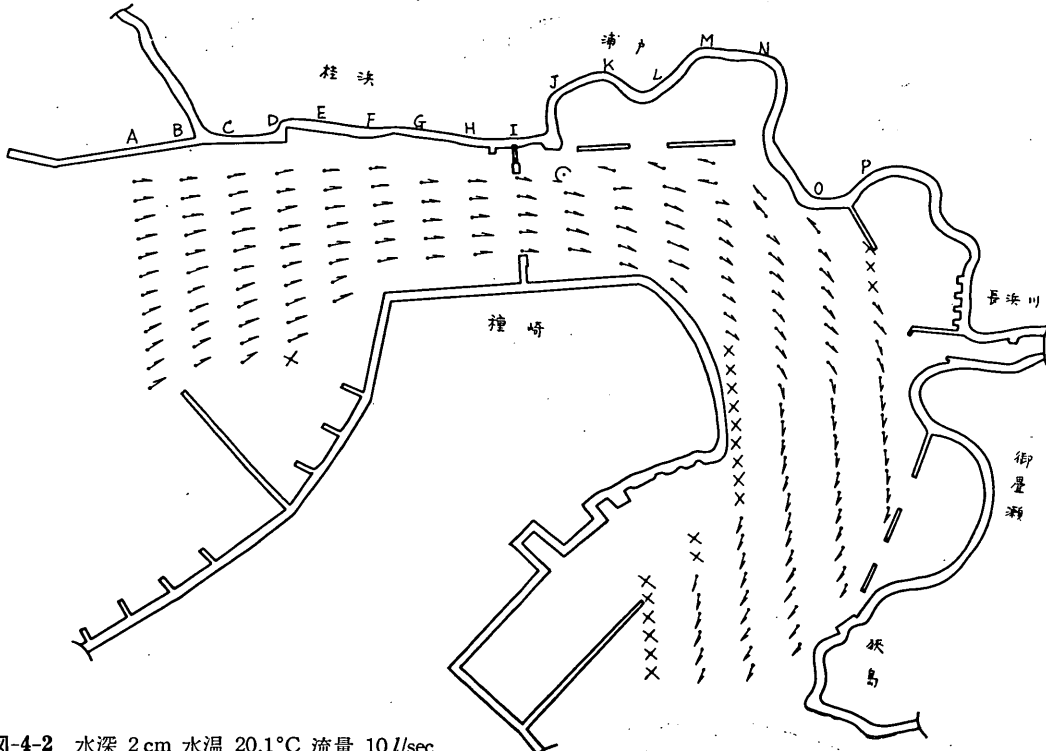


図-4-2 水深 2 cm 水温 20.1°C 流量 10 l/sec

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

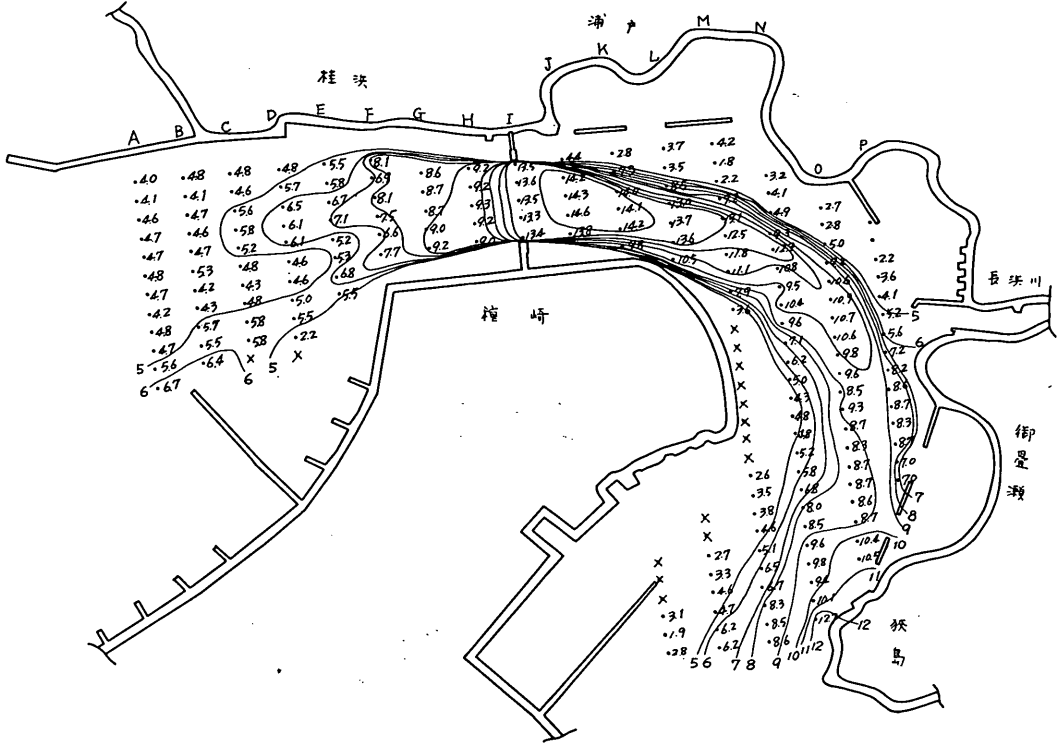


図-5-1 水深 6 cm 水温 19.1°C 流量 10 l/sec

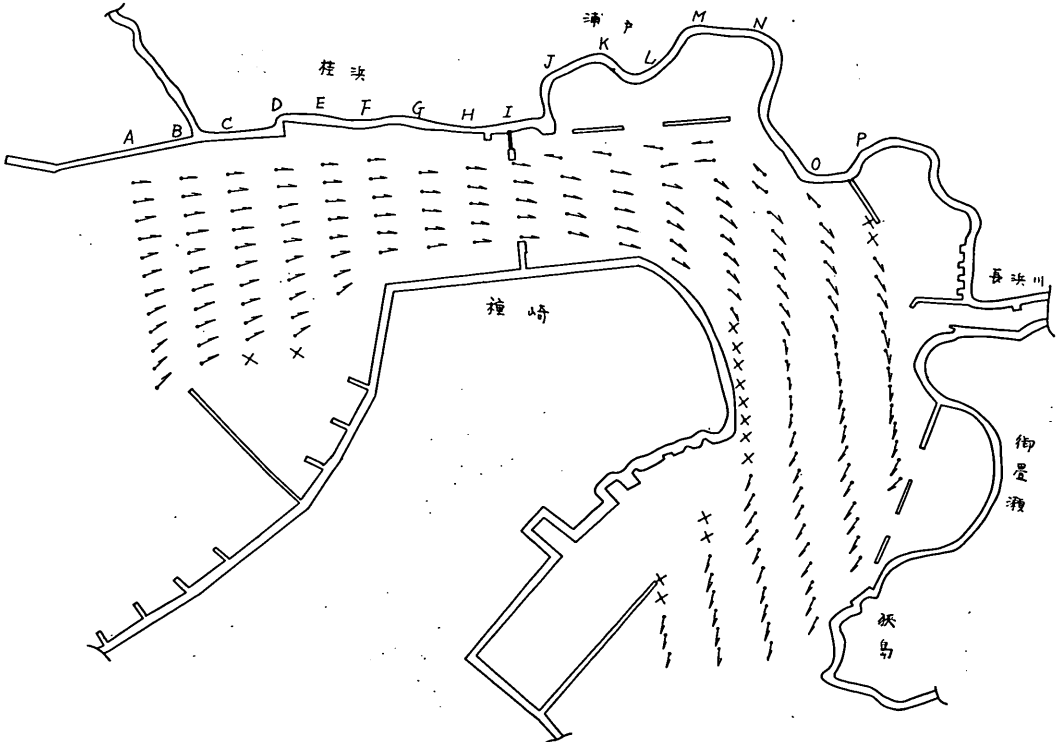


図-5-2 水深 6 cm 水温 19.1°C 流量 10 l/sec

流心部垂直流速分布 流量 10 l/sec (2000 m³/sec)

流心部の垂直流速分布は流心線上の11点を選定し、水深方向に 1 cm (1 m) 間隔ごとに流速の測定を行なっている。測定位置は 図-6 に、流速分布は 図-6-1~11 に示した。港口付近 No. 1 測点では湾内に流入する流れが、桂浜防波堤沿いに進む流れと種崎防砂堤先端部からの流れが合流して大きな乱れが現われる。測点 No. 2 および No. 3 にかけてはその傾向がなくなる。これは津波防波堤に向かって水道を平行に流入するものと考えられる。津波防波堤先端部の No. 4 および No. 5 の流速の差異は自然勾配の法面および防波堤の長さなどの違いから生じたものと思われる。津波防波堤を通過した直後の No. 6 では、最も流速が早く分布も水ごと深とにスムーズな曲線を示している。測点 No. 8 および No. 9 では底面近くにうすい層流底層ができそこでは非常に大きい速度勾配となり、剪断力が大きくなっていると考えられる。測点 No. 10 での分布を見ると中間層が速くなっている。これは、みませ導流堤の間隙より出入する流れの影響を受けて、このような現象が起こるものと思われる。狭島付近 No. 11 測点でも大体同じ傾向を示している。

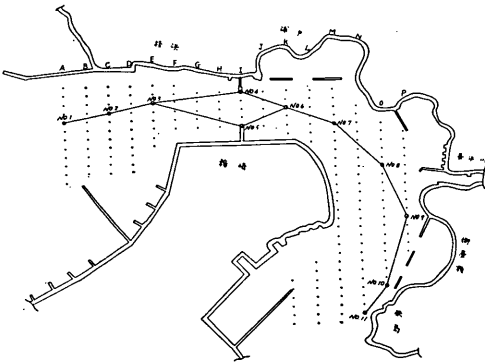


図-6 流心部垂直流速測定置 流量 10 l/sec

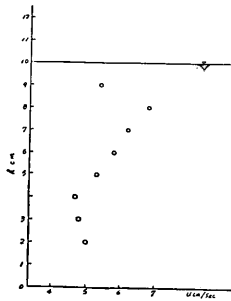


図-6-1 No. 1 Q=10 l/sec

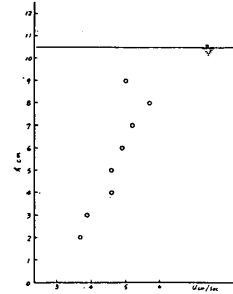


図-6-2 No. 2 Q=10 l/sec

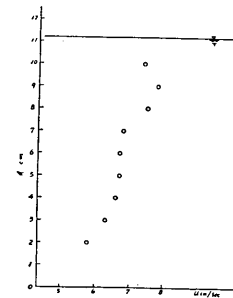


図-6-3 No. 3 Q=10 l/sec

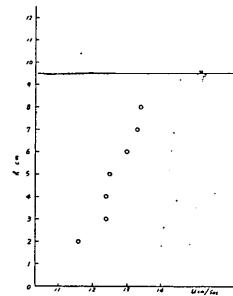


図-6-4 No. 4 Q=10 l/sec

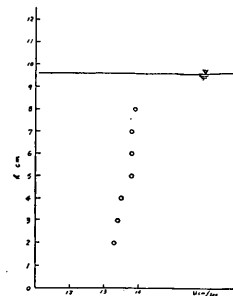


図-6-5 No. 5 Q=10 l/sec

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

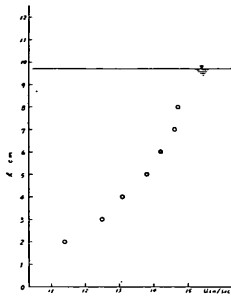


図-6-6 No. 6 $Q=10$ l/sec

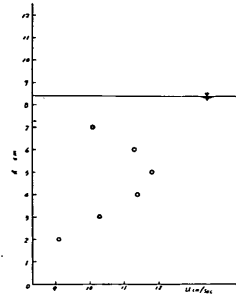


図-6-10 No. 10 $Q=10$ l/sec

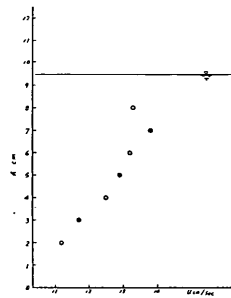


図-6-7 No. 7 $Q=10$ l/sec

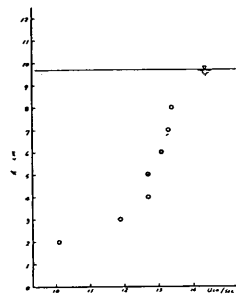


図-6-11 No. 11 $Q=10$ l/sec

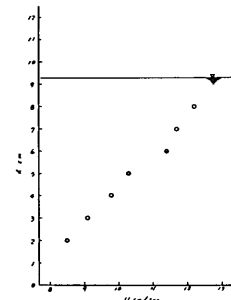


図-6-8 No. 8 $Q=10$ l/sec

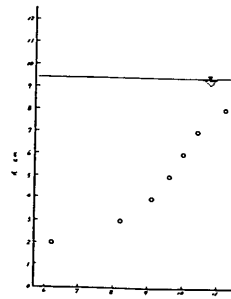


図-6-9 No. 9 $Q=10$ l/sec

4-2 津波浸入時 (旧法線)

津波実験流量は 55 l/sec (11000 m³/sec) で水表面下 2 cm (2 m) および 6 cm (6 m) の流速および流向を測定した。

水表面下 2 cm の流速および流向は 図-7-1~2 に示したごとく津波 (4 m) が浸入する場合, 全般的な傾向は大潮とやや似ているが流量の増加によって, 流速が増大し反流区域の境界も大潮時にくらべて明瞭になっている。津波防波堤断面の平均流速は約 61 cm/sec (610 cm/sec) で桂浜側および種崎側の流速の差異は, 前に述べたごとく防波堤の長さが異なるのが原因である。津波防波堤を通過した直後の流速は, 断面の急激な変化にともない増速し, 測点 $L-6$ で最大流速 72.5 cm/sec (725 cm/sec) を記録している。このような高速流では彎曲した地形に沿って流向を変えることができず直進するため, 長浜川突堤前面付近の流況はかなり複雑である。したがって, 本流と支流および反流の境界も絶えず変動するので, 定常的な状態としての流況をとらえることは非常に困難である。反流区域は測点 $P-3$ 付近より, 浦戸導流堤沿いにいたる広い範囲のものである。この反流での最大流速は 17.2 cm/sec (172 cm/sec) を示す。なお, 桂浜側津波防波

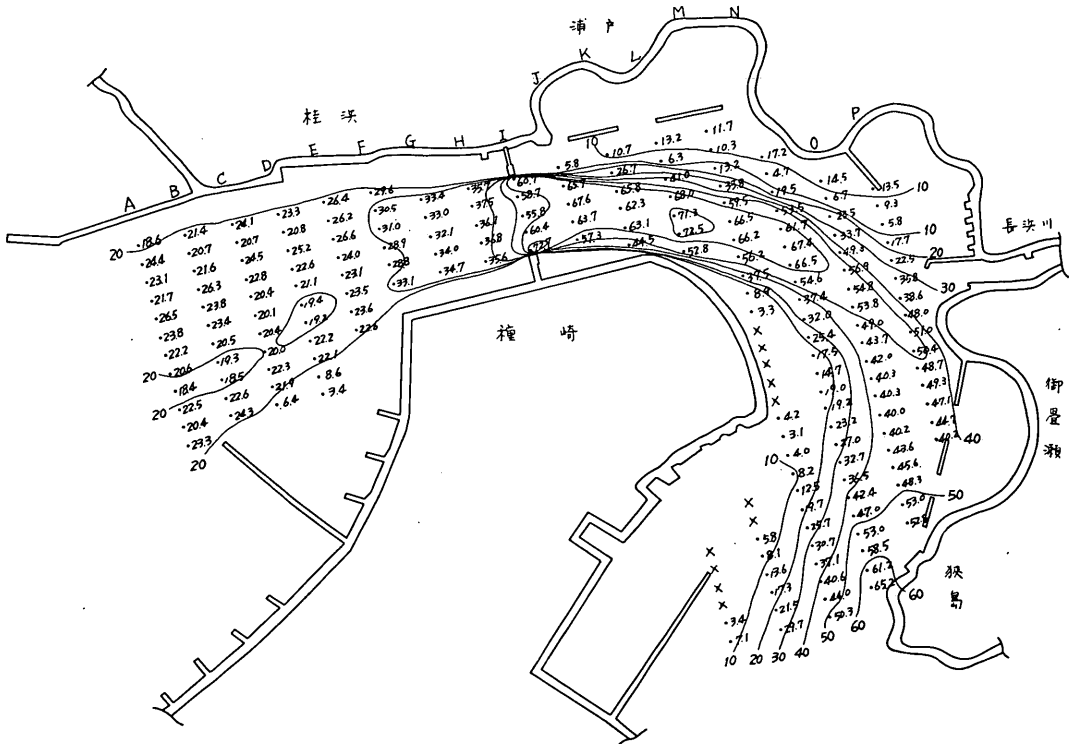


図-7-1 水深 2cm 水温 18.5°C 流量 55 l/sec

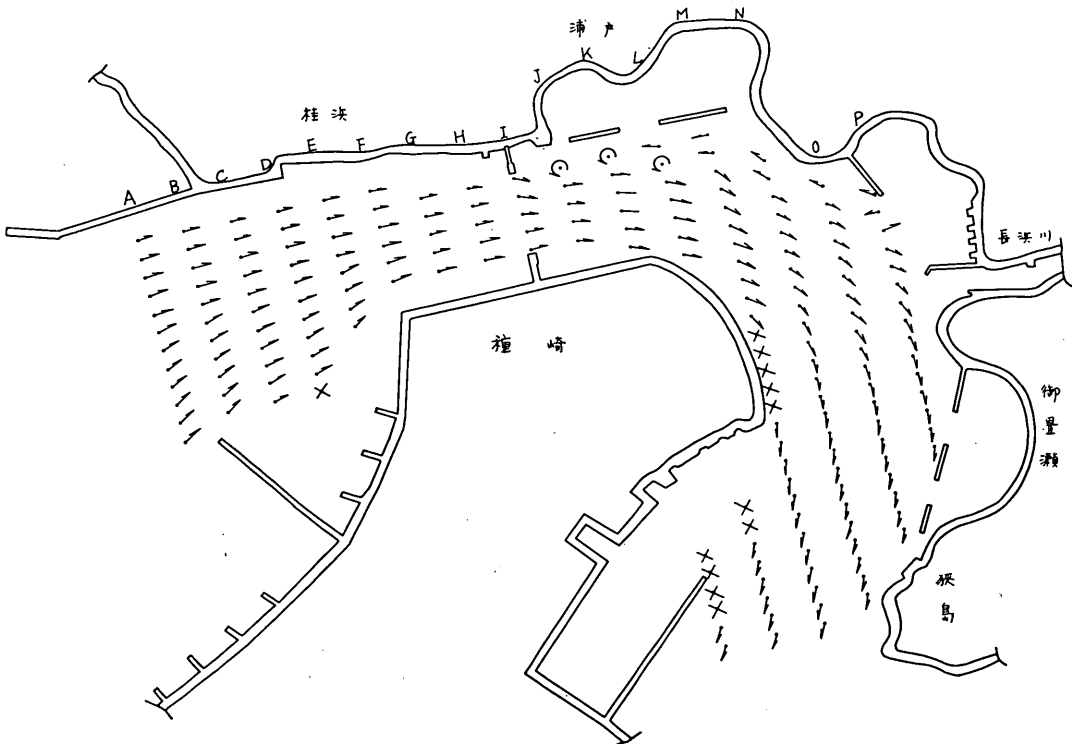


図-7-2 水深 2cm 水温 18.5°C 流量 55 l/sec

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

堤付根より測点 L-2 付近にかけて渦が生じている。一方、本流はみませ導流堤沿いに進み測点 P-12 で 49.3 cm/sec (493 cm/sec) の流速に減少し、狭島付近 N-25 で支流と合流して 65.2 cm/sec (652 cm/sec) に増速して流れ去る。

水表面下 6 cm の流速および流向分布は 図-8-1~2 示す。全般的な傾向は水表面下 2 cm と同じであるが、水深が変わりわずかに流速の減少を見る。最大流速の位置は津波防波堤を通過した直後の J-3 で 72.7 cm/sec (727 cm/sec) を記録する。これを水表面下 2 cm と比較すると(発生位置)現地換算で約 200 m の違いがあるが、高流速区域の平均流速の値は大体同じ傾向を示している。また、反流の区域も大体同じで最大流速は、同じ測点で 12.4 cm/sec (124 cm/sec) と減少している。

流心部垂直流速分布 流量 55 l/sec (11000 m³/sec) 測定点は流心線上の 11 点を選び水深 1 cm (1 m) 間隔で測定した。測定位置は 図-9 に、流速分布は 図-9-1~11 に示す。流量が増加したことにより流速および水位が増大し、したがって、流速分布も大潮時に比べて明瞭で流速の増大率は局所的な差異はあるが、平均的に流量の増

加率とはほぼ同様である。港口付近 No. 1 の測点では、ほとんど流速の変化は見られないが海底付近の流速がわずかに減少している。これは海底摩擦の影響と考えられる。測点 No. 2 および No. 3 での測定値のばらつきは、桂浜防波堤沿いに進む流れと種崎防砂堤からの流れが合流して大きな乱れが発生していることは前に述べた通りである。津波防波堤に接近する流れは、防波堤先端部に流線が集中するために、測点 No. 4 および No. 5 で流速が No. 3 の約 2 倍に増大する。図に示すごとく No. 4 および No. 5 の流速の差異は前に述べている。測点 No. 6 では両防波堤先端から流出した流れが合流して、多少跳水現象を起こして中間層が速くなっている。測点 No. 7 および No. 8 にかけて次第に流速が減少し、水表面より海底にスムーズな曲線を描いている。測点 No. 9 付近の流況は、本流と支流の境界ではかなり複雑で図から判断すれば、上層の 2 点の本流に入るものと考えられる。No. 10 の測点は、みませ導流堤の間隙より出入りする流れの影響が多少現われている。測点 No. 11 では狭島陸部に接近しているのと、本流が支流との合流で増速し大きな乱れが発生していることを示している。

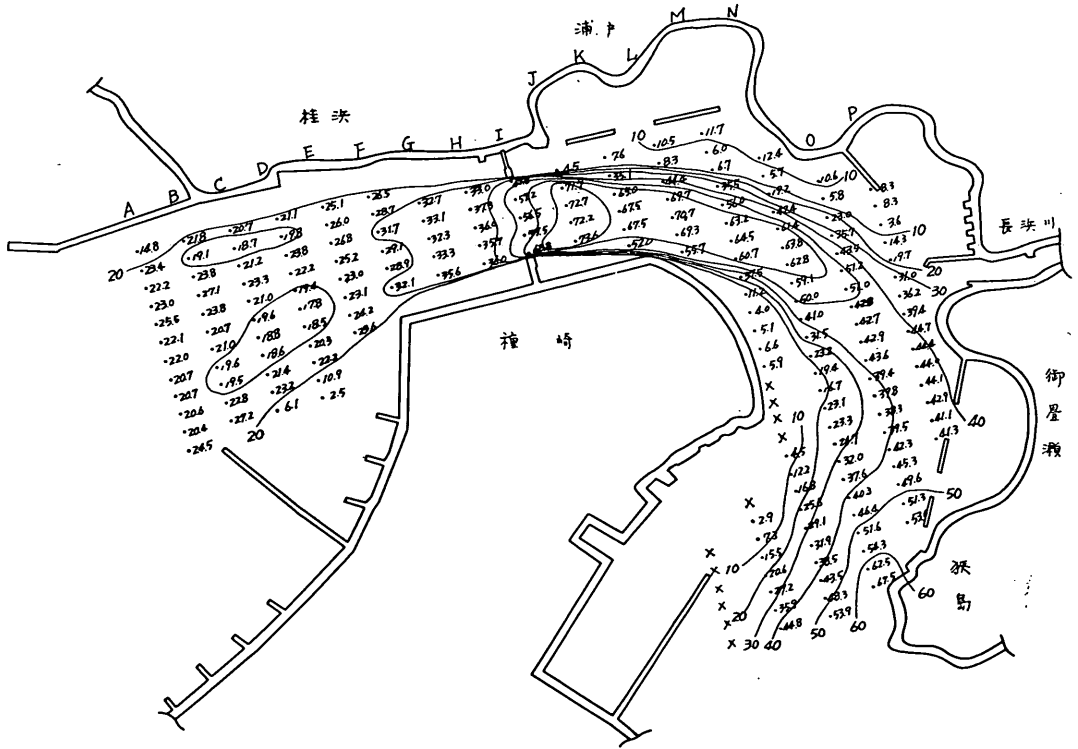


図-8-1 水深 6 cm 水温 18.0°C 流量 55 l/sec

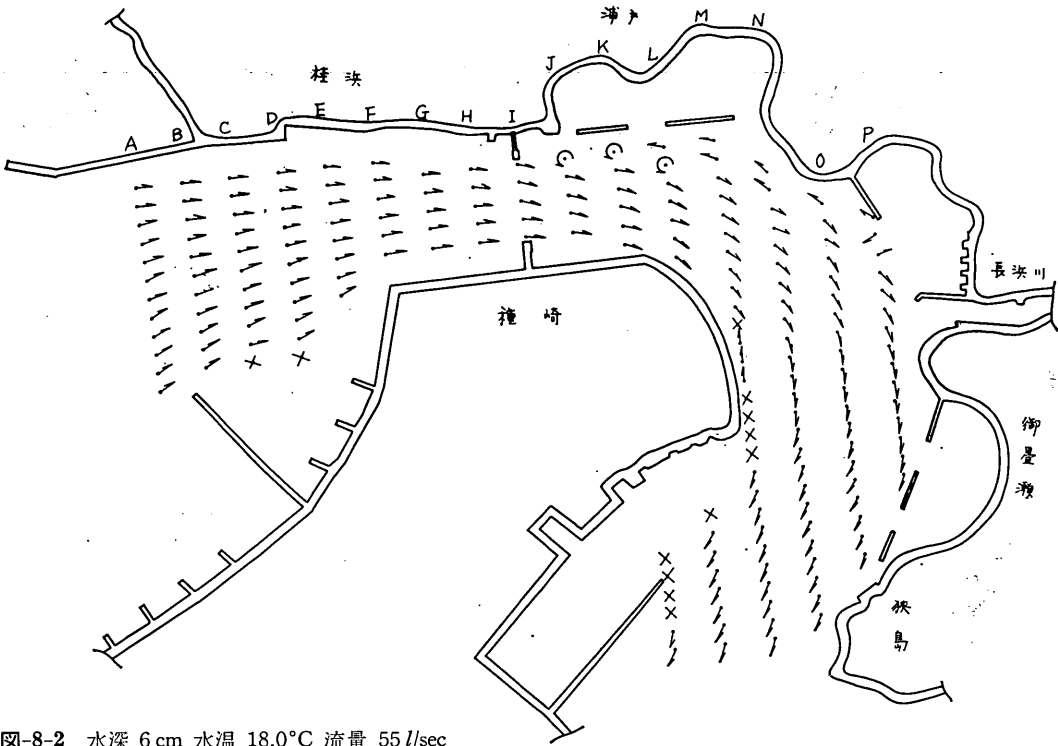


図-8-2 水深 6 cm 水温 18.0°C 流量 55 l/sec

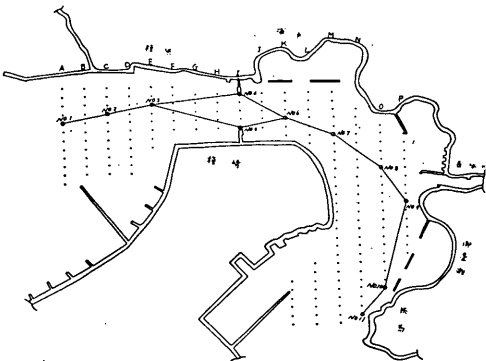


図-9 流心部垂直流速測定位置 流量 55 l/sec

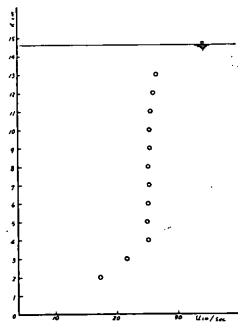


図-9-1 No. 1 $Q=55$ l/sec

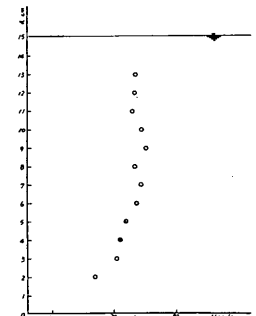


図-9-2 No. 2 $Q=55$ l/sec

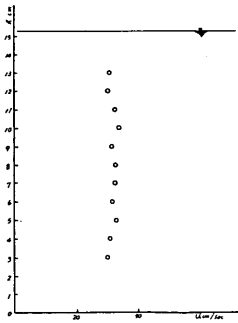


図-9-3 No. 3 $Q=55$ l/sec

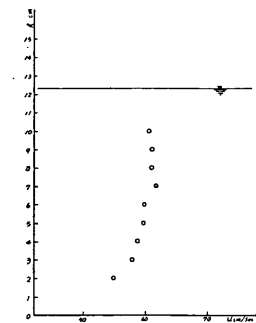


図-9-4 No. 4 $Q=55$ l/sec

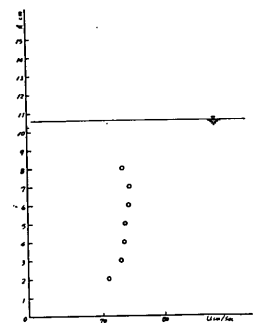


図-9-5 No. 5 $Q=55$ l/sec

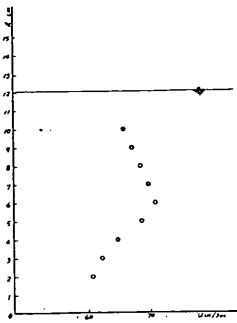


図-9-6 No. 6 $Q=55$ l/sec

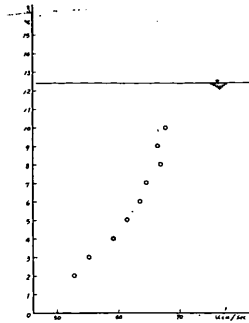


図-9-7 No. 7 $Q=55$ l/sec

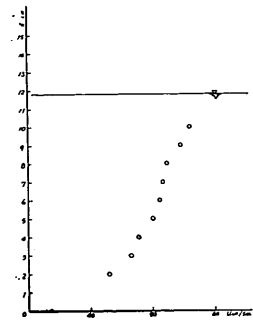


図-9-8 No. 8 $Q=55$ l/sec

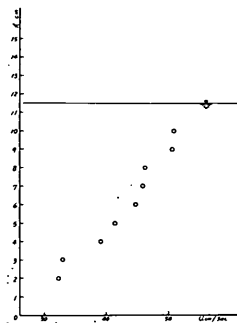


図-9-9 No. 9 $Q=55$ l/sec

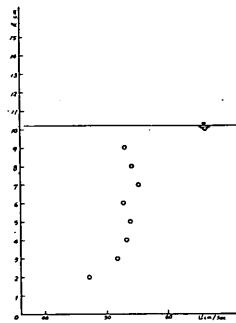


図-9-10 No. 10 $Q=55$ l/sec

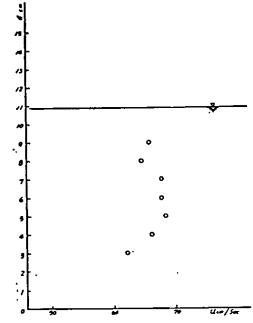


図-9-11 No. 11 $Q=55$ l/sec

4-3 流心部縦断の水面勾配 (旧法線) 流量 55 l/sec

流心部における縦断の水面勾配は、図-10 に示すごとく 14 カ所を測定点として工事基準面 +1.8 cm (1.8 cm) を基準線とした。流量が大であるため表面の水位変動が激しく、+、- 約 5 mm もあるので、30 回の測定を行ないその平均をもって測定値とし、各点の水位より水面勾配とした。

縦断の水位変化は、津波防波堤直前までは水面勾配が小さく、防波堤を通過した直後に断面の変化により急激に水位差が生じる。このようなところでは剪断力は大きくなるので、局部洗掘について最も意を払うべきであると考えられる。その後は、徐々に水位を上昇させ流入するものと思われる。この現象は津波防波堤の設置によって流出抵抗が増して、津波浸入を抑制し水位減少が起

るものである。

4-4 津波防波堤水位測定 (旧法線) 流量 55 l/sec

津波防波堤周囲の水位変化量は図-11-1~2 に示すごとく、種崎側津波防波堤 (延長 60 m) の水位変化量は、前面 (津波浸入側) の D 点で工事基準面上 37 mm (3.7 m) を示し、後面 G 点で 10 mm (1.0 m) に減衰する。この両点の水位差は 27 mm (2.7 m) である。一方、桂浜側津波防波堤 (延長 50 m) の水位変化量は、前面の D 点で工事基準面上 37 mm (3.7 m) と種崎側と同じであるが、後面の G 点で 17 mm (1.7 m) となりその水位差は 20 mm (2.0 m) を示す。

以上の結果から防波堤の延長に比例して水位差が顕著に現われていることがわかる。津波抑制効果が認められるが詳しいことは、新法線のところ述べる。

図-10 流心部縦断の水面勾配
工事基準面 +1.8m 流量 55 l/sec

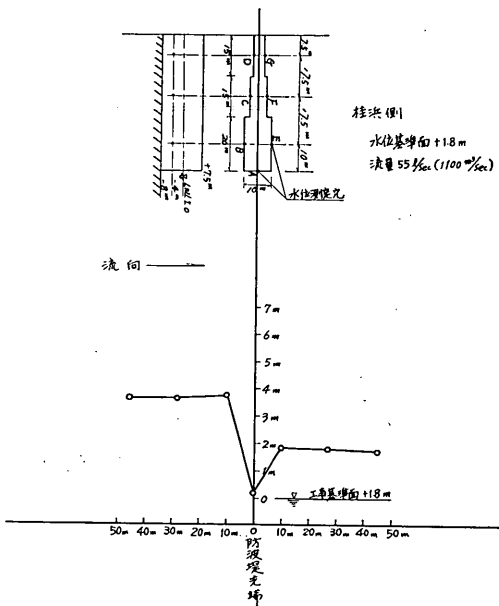
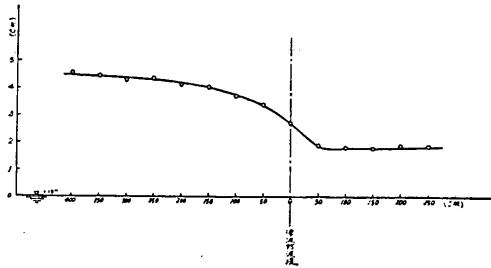


図-11-1 津波防波堤水位測定

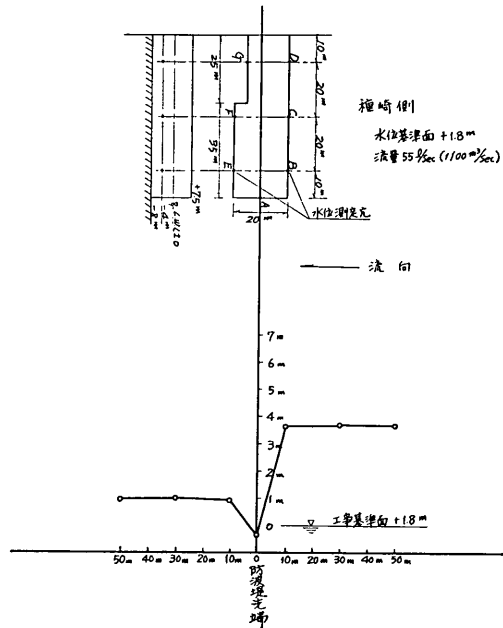


図-11-2 津波防波堤水位測定

4-5 大潮漲潮時 (新法線)

大潮実験流量および測定方法は旧法線と同じである。水表面下 2 cm (2m) の流速および流向分布は 図-12-1 ~2 に示した。浦戸湾より流入する流れは、順次流速を増して津波防波堤に向かって進み測点 H-2 で 9.4 cm/sec (94 cm/sec) の流速となる。津波防波堤両先端の流速の差異は、旧法線と全く正反対の結果が生じている。これは、法線が異なるのが原因と考えられる。旧法線は接岸より直角に出ているが新法線では斜めに出ている。しかし、この結果流心が旧法線に比べて内側に寄る傾向を示すので、長浜川への影響が少なくなる。したがって、法線を変えたことは全般的に見て効果が上がったものと考えられる。最大流速の位置は、測点 K-5 で 14.7 cm/sec (147 cm/sec) を記録し進行方向に向かって右側に寄っている。津波防波堤を通過した流れは徐々に流速を減

少し彎曲の地形に沿って流れる。長浜川突堤前面よりみませ導流堤付近にかけ図から観察できるように流況は、全般的に内側に寄り狭島付近 N-25 で 12.6 cm/sec (126 cm/sec) に増速する。これは、旧法線と同様で本流と支流の合流点と考えられる。なお、反流区域は P-2 から桂浜側津波防波堤に達する広区域であるが、この反流は主流に比べてかなり弱いものである。

水表面下 6 cm の流速および流向分布は 図-13-1~2 に示す。測定の水深が深くなり、流速は総体的に低下する。流況の傾向は水表面下 2 cm とほとんど変わらず、最大流速を示す位置は測点 J-4 で 13.8 cm/sec (138 cm/sec) を記録する。津波防波堤を通過した後の高流速区域は、水表面下 2 cm に比べて約 1/2 程度の縮小を見る。また、反流区域も大体同じ傾向を示している。

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

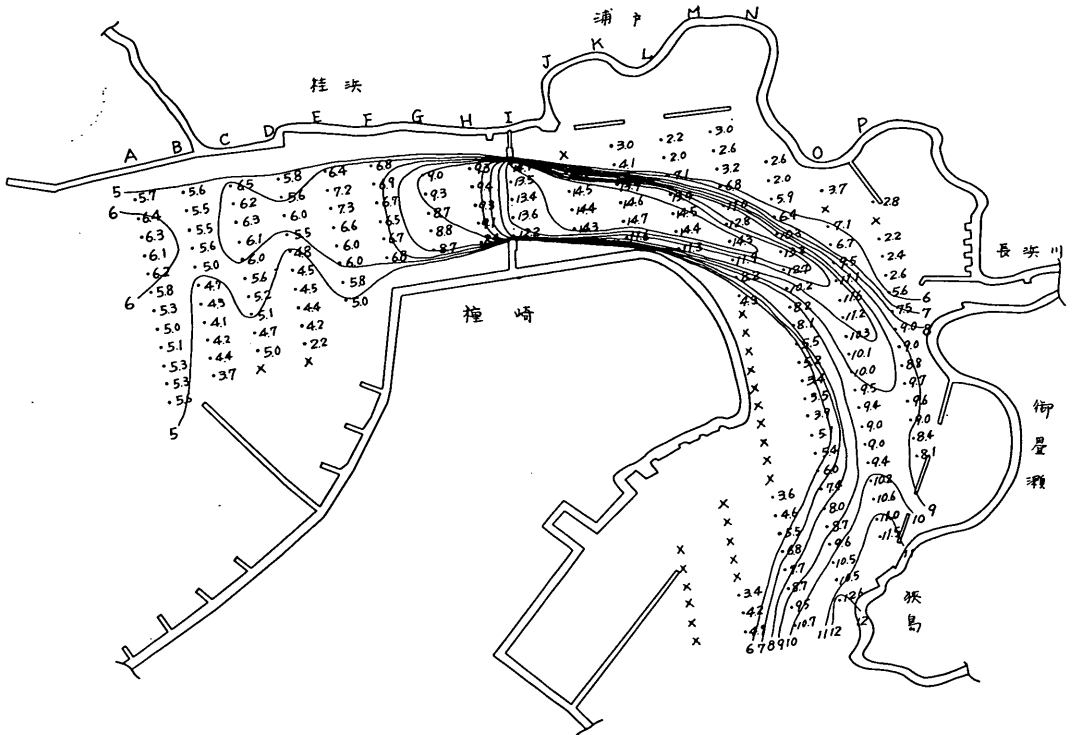


図-12-1 水深 2 cm 水温 9.0°C 流量 10 l/sec

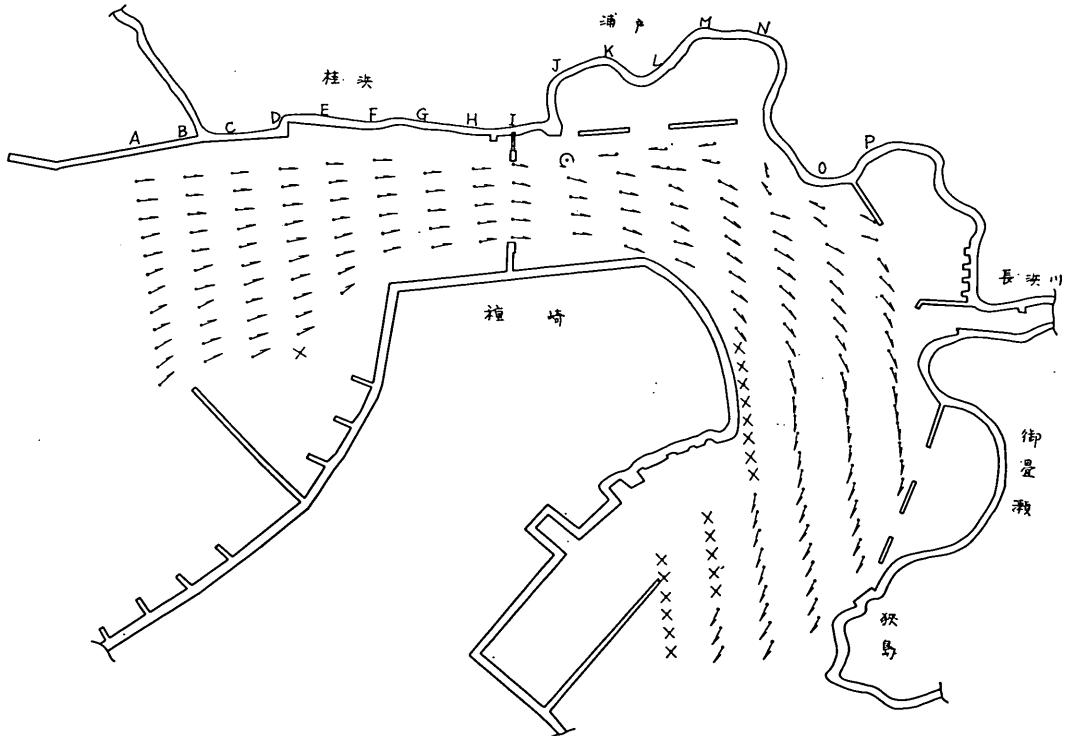


図-12-2 水深 2 cm 水温 9.0°C 流量 10 l/sec

木村久雄・工藤国守・柴山焯彦

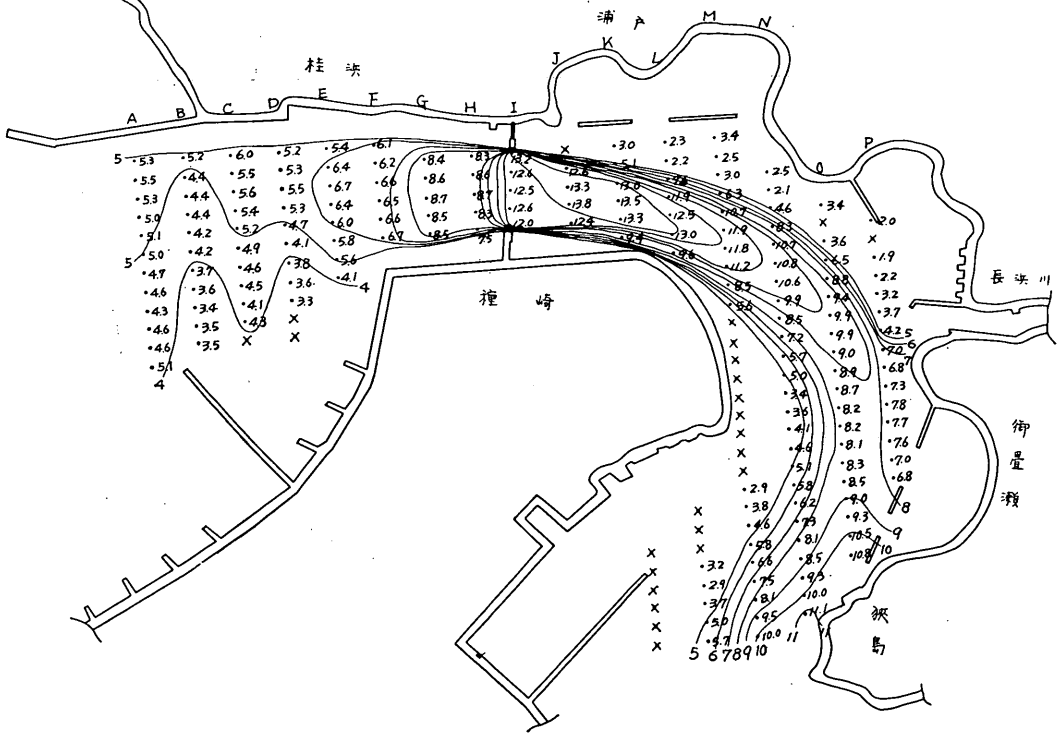


図-13-1 水深 6 cm 水温 8.8°C 流量 10 l/sec

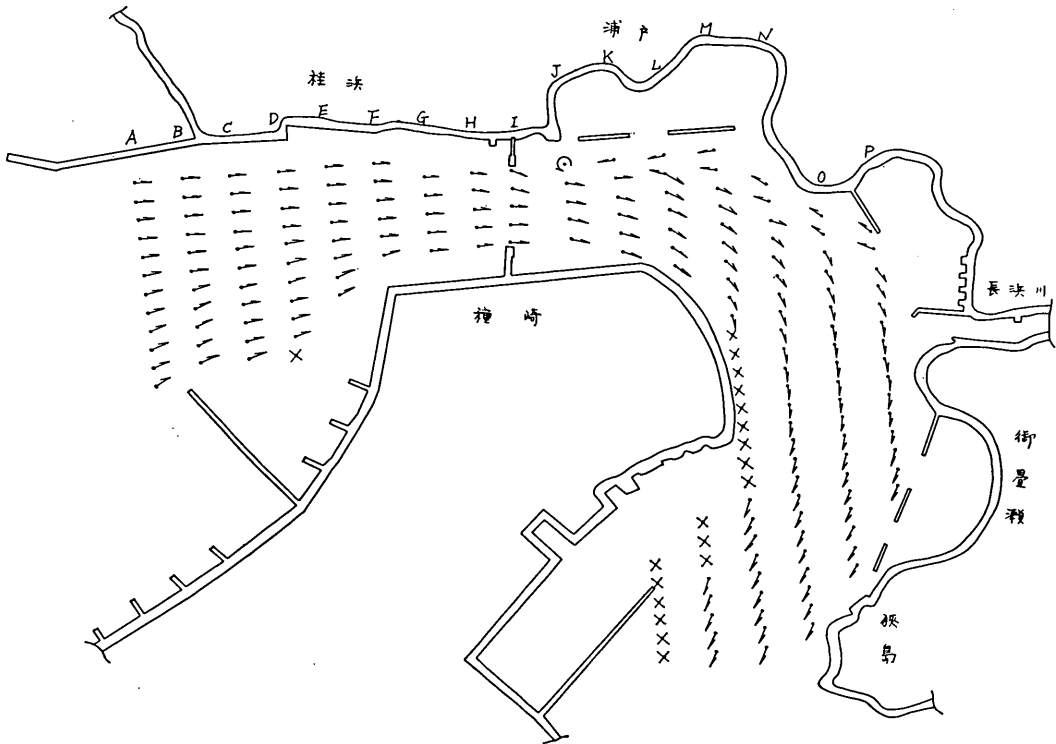


図-13-2 水深 6 cm 水温 8.8°C 流量 10 l/sec

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

流心部垂直流速分布 流量 10 l/sec ($2000 \text{ m}^3/\text{sec}$)

測定点は旧法線と同じ 11 点を選定したが, No. 9 測点は実のところもう少し内側に寄るのであるが比較の意味で同じ測点にした。測定位置は 図-14 に, 流速分布は 図-14-1~11 に示す。浦戸湾より流入する流れは港口付近 No. 1 より No. 3 にかけては, 海底より水表面に流速を増しほとんど同じ傾向を示している。津波防波堤両先

端部の No. 4 および No. 5 を比較すると前に述べたごとく流速は, 桂浜側 No. 4 が速く流速分布も水深方向にスムーズな曲線を示している。一方, 種崎側 No. 5 は海底付近で速度勾配が大きく現われている。これは, 防波堤の延長が異なり剪断力が大きくなっていることが考えられる。測点 No. 6 は両先端からの流れが合流するところで, 表面近くで 14.3 cm/sec (143 cm/sec) の最大

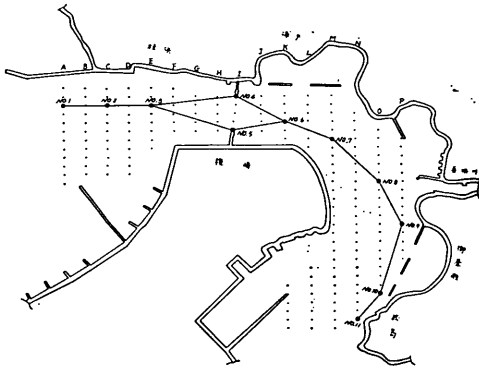


図-14 流心部垂直流速測定位置 流量 10 l/sec

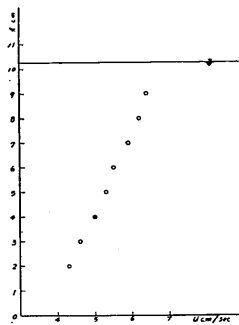


図-14-1 No. 1 $Q=10 \text{ l/sec}$

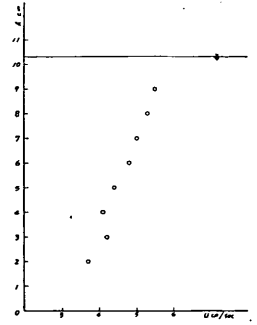


図-14-2 No. 2 $Q=10 \text{ l/sec}$

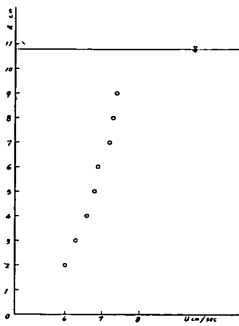


図-14-3 No. 3 $Q=10 \text{ l/sec}$

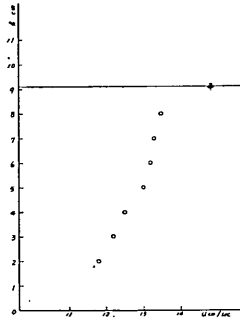


図-14-4 No. 4 $Q=10 \text{ l/sec}$

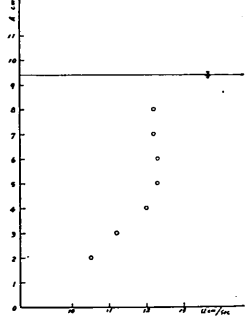


図-14-5 No. 5 $Q=10 \text{ l/sec}$

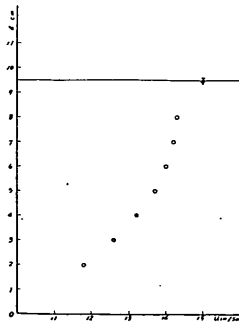


図-14-6 No. 6 $Q=10 \text{ l/sec}$

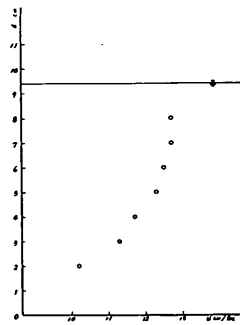


図-14-7 No. 7 $Q=10 \text{ l/sec}$

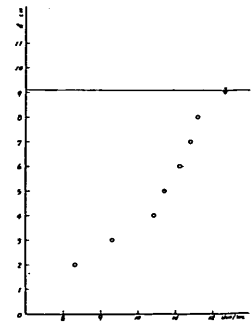


図-14-8 No. 8 $Q=10 \text{ l/sec}$

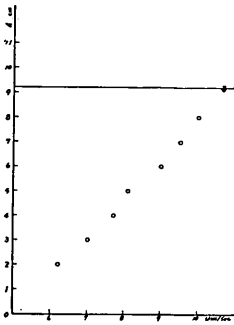


図-14-9 No. 9 $Q=10$ l/sec

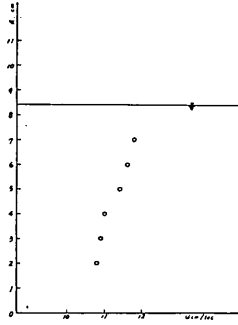


図-14-10 No. 10 $Q=10$ l/sec

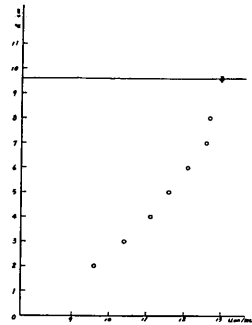


図-14-11 No. 11 $Q=10$ l/sec

流速を記録している。測点 No. 7 より No. 9 にかけて徐々に流速が減少し、上下の流速が差が大きく現われている。この区間は旧法線で述べた通りである。No. 10 の測点ではやはりみませ導流堤に近いため、導流堤の間隙より出入りする流れの影響が見られる。測点 No. 11 では再び流速を増して海底より表面にかけ、現地換算にして 40 cm/sec の流速の差が見られる。

4-6 津波浸入時（新法線）

津波実験流量および測定方法は旧法線と同じである。

水表面下 2 cm (2 m) の流速および流向分布は 図-15-1 ~2 に示す。浦戸湾より流入する流れは、水道の中央に集中する流況を示している。津波防波堤に接近する流れは、防波堤先端部において流線が集中して、大きな水面勾配と流速を与える。桂浜側 H-1 で 35.5 cm/sec (355 cm/sec) が I-1 で 61.5 cm/sec (615 cm/sec) となり、(260 cm/sec) の増速が見られる。一方、種崎側 H-5 では 29.6 cm/sec (296 cm/sec) が I-5 で 62.2 cm/sec (622 cm/sec) となり、(326 cm/sec) の増速を示している。この結果から種崎側の流速の増加率が高くなっている。この現象は、大潮時と異なり旧法線と同じ傾向で原因は、流量の増加による防波堤の延長の差異による流出抵抗の差が考えられる。津波防波堤を通過した後は、広区域に渡る高速流が見られ両防波堤先端からの流れの合流点では、多少跳水的な現象が起きる。最大流速を示す位置は、L-5 で 73.6 cm/sec (736 cm/sec) を記録する。長浜川突堤前面の彎曲した地形のところでは、大潮時と比べて流量の増加にともない流速が増大してその流況は、本流と支流および反流の境界が絶えず変動している。これらを定常的な状態として知るには非常に困難である。

流れ方としては、多少内側に寄る傾向を示しているが図から観察されるごとく、この付近の平均的な流速は旧法線の場合とほぼ同様である。また、反流区域についても同じで、測点 P-3 付近より桂浜側津波防波堤の付根に至る大反流である。反流区域の最大流速は測点 N-1 で 16.8 cm/sec (168 cm/sec) を記録し、反流域での平均流速も旧法線の場合と同様に流量の増加にともない増速している。

水表面下 6 cm (6 m) の流速および流向分布は 図-16-1 ~2 に示した。流入する流れは最初は水道の中央に集中するが、津波防波堤に接近するにつれ防波堤先端部に流線が集中して、大きな水面勾配と流速を与えることは前に述べた。ここでは、防波堤に接近する流速が同じ断面で水表面下 2 cm より速くなっている。H 断面水表面下 6 cm の平均流速は 40.8 cm/sec (408 cm/sec) で一方、水表面下 2 cm の H 断面では 35.2 cm/sec (352 cm/sec) を示し、約 (50 cm/sec) の増加が見られる。これは津波防波堤により、流水断面積が減少することによって、このような現象が起きるものと考えられる。最大流速の位置は、津波防波堤通過直後の J-4 で 80.6 cm/sec (806 cm/sec) と極めて大きな値である。なお、最大流速の発生位置が変わったのは図から観察して、高流速区域が港口よりに寄った傾向を示している。長浜川突堤より狭島付近に至る流況および反流区域は、水表面下 2 cm と大体同じ傾向であるが、反流域での最大流速は同じ測点 N-1 で 23.6 cm/sec (236 cm/sec) と増速している。この現象は旧法線とは正反対でこの原因については、法線の違いつしか考えられない。

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

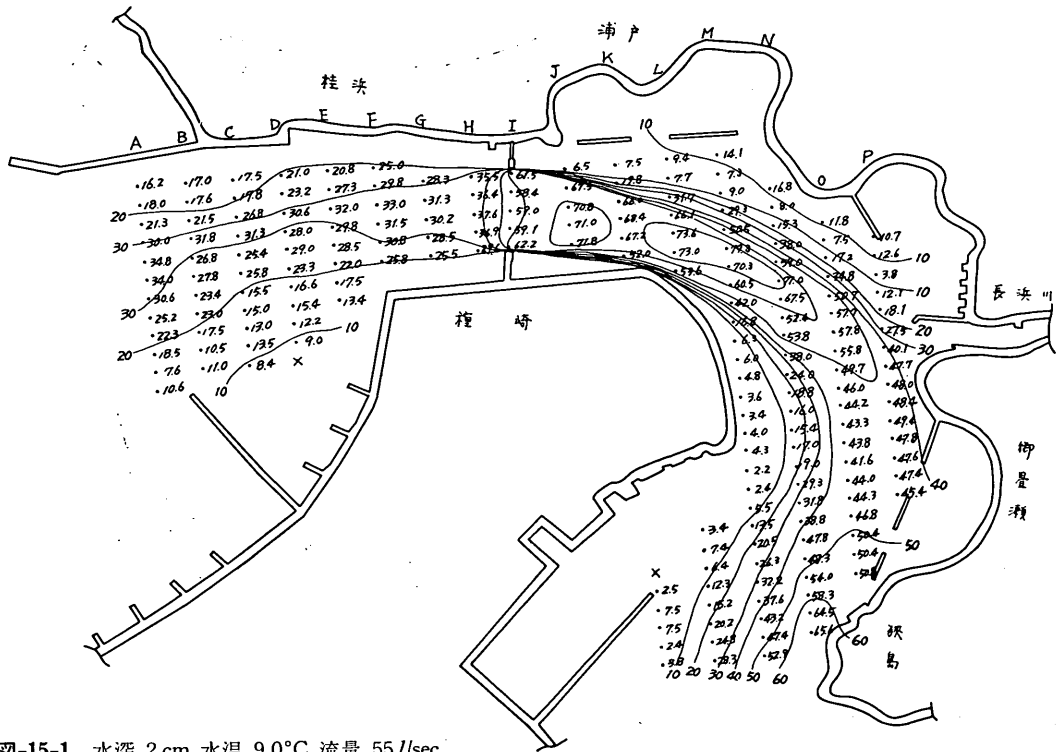


図-15-1 水深 2 cm 水温 9.0°C 流量 55 l/sec

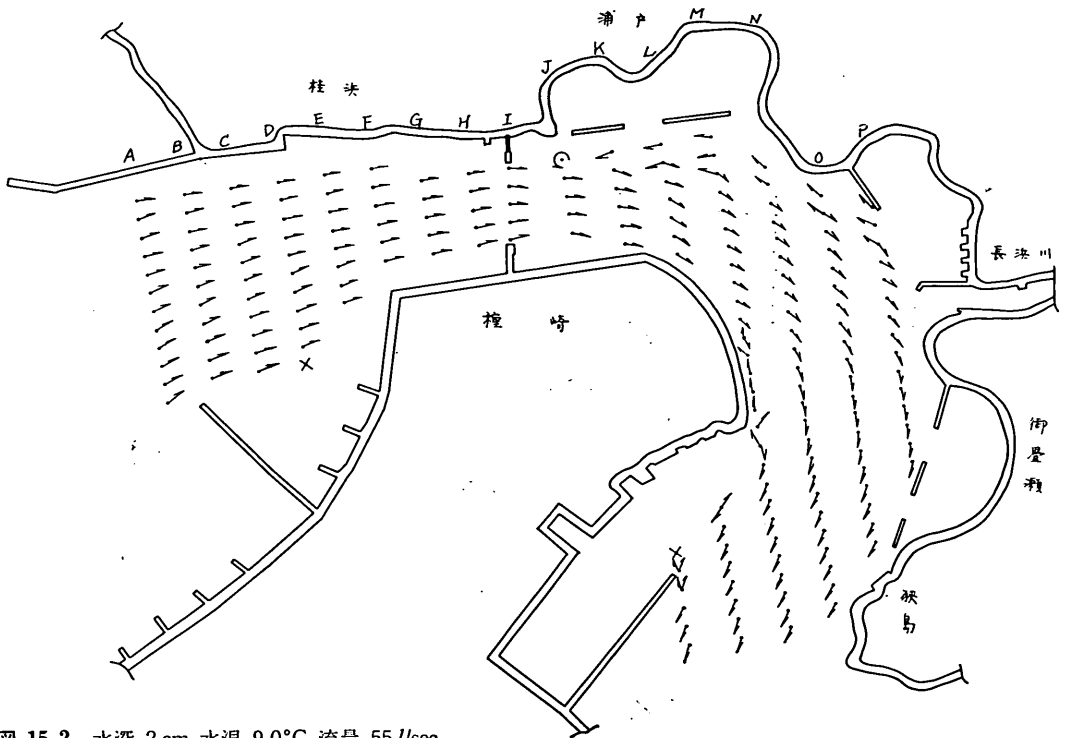


図-15-2 水深 2 cm 水温 9.0°C 流量 55 l/sec

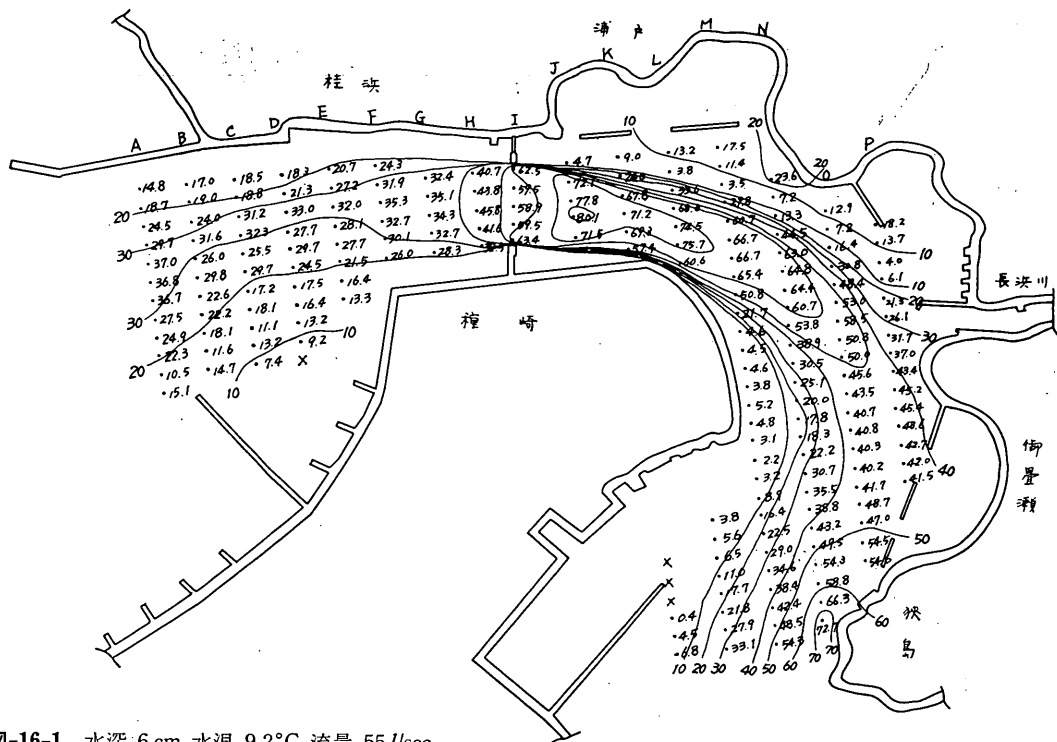


図-16-1 水深 6 cm 水温 9.2°C 流量 55 l/sec

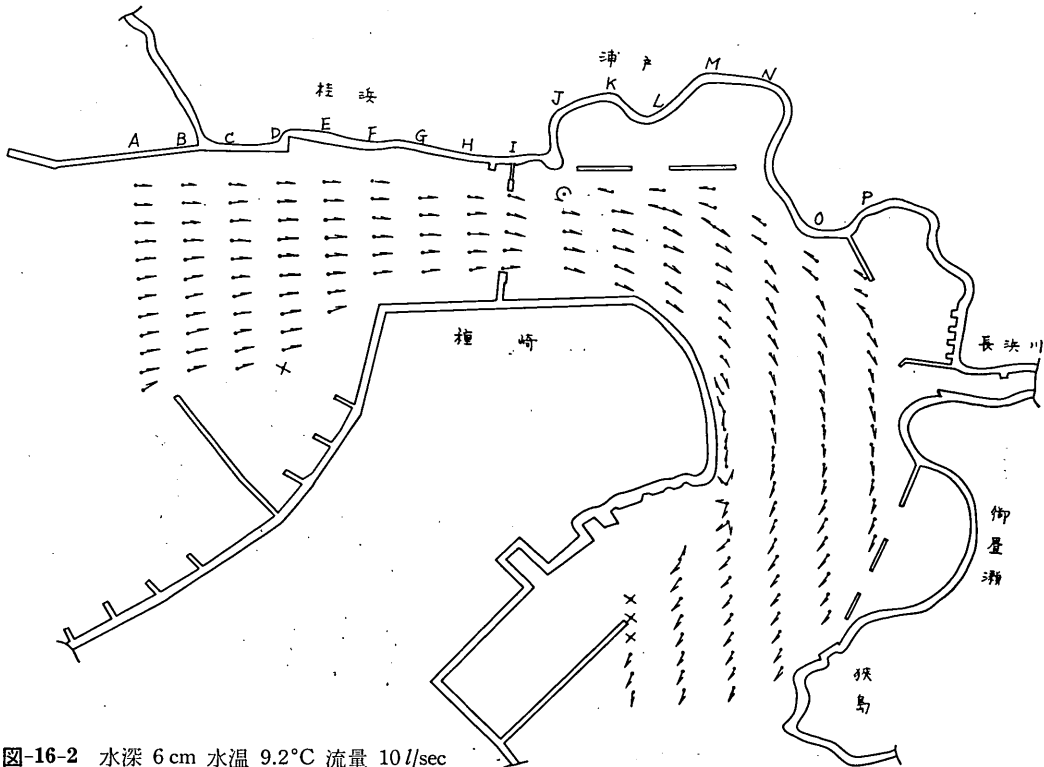


図-16-2 水深 6 cm 水温 9.2°C 流量 10 l/sec

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

流心部垂直流速分布 流量 55 l/sec (11000 m³/sec)

流心部における垂直流速分布は大潮時に行なった測定と同じ方法で流心線上の 11 点を選定した。測定位置は図-17 流速分布は 図-17-1~11 に示す。

港口付近 No. 1 の測点では、桂浜側沿いに流入する流れと、種崎防砂堤先端からとの流れが合流し、大きな乱れの発生が見られる。この地点では、中間層よりやや上で最大流速 37 cm/sec (370 cm/sec) を示している。No. 2 の測点では、測定点のばらつきも消えスムーズな曲線を描いているのは、水道を平行に流入するためと思われる。測点 No. 3 では No. 2 と大体同じ傾向を示しているが、津波防波堤に接近するにしたがって海底付近の流速が速くなっている。津波防波堤先端部の No. 4 および No. 5 では、水表面より海底付近にかけ流速の増大が見られることは前に述べた。測点 No. 6 では逆に海

底より水表面にかけ増大しているが、表面付近で大きな乱れの発生が見られる。これは両防波堤先端からの流れの合流点を示している。測点 No. 7 では大きな乱れは消えるが、水表面と海底面との流速の差が極めて大きく (200 cm/sec) を記録している。No. 8 の測定点のばらつきは前に述べたごとくこの付近の流況は、本流と支流および逆流の境界に当りかなり複雑な様相を示している。図から観察すれば中間層の 2 点为本流に入るものと考えられる。No. 9 の測点では、上下の流速の差はあるが防波堤通過後の本流では流速が減少するところである。測点 No. 10 および No. 11 では大きな乱れが現われている。特に No. 10 における大きな乱れは、みませ導流堤に接近しているため導流堤の間隙より出入りする流れの影響が大きい。この付近は流速が増加し、特に乱れの発生頻度が大きいので船舶の出入りには注意すべきである。

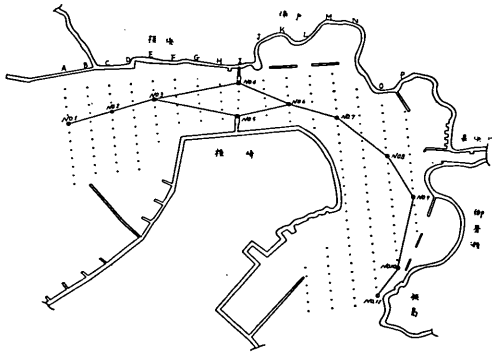


図-17 流心部垂直流速測定位置 流量 55 l/sec

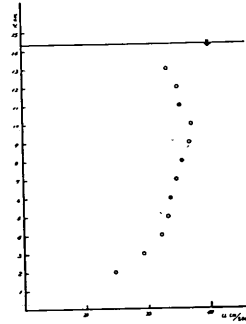


図-17-1 No. 1 $Q=55$ l/sec

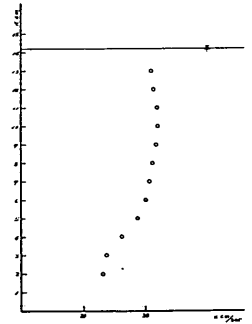


図-17-2 No. 2 $Q=55$ l/sec

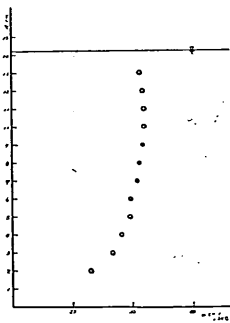


図-17-3 No. 3 $Q=55$ l/sec

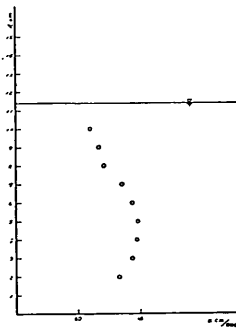


図-17-4 No. 4 $Q=55$ l/sec

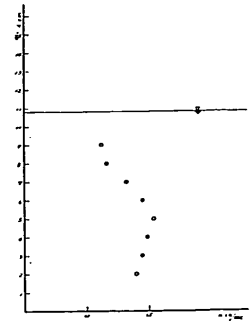


図-17-5 No. 5 $Q=55$ l/sec

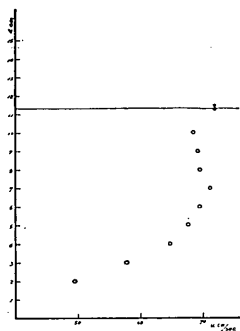


図-17-6 No. 6 $Q=55$ l/sec

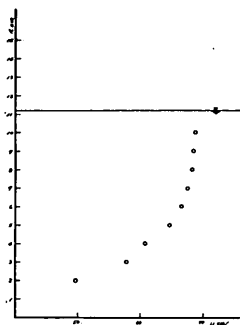


図-17-7 No. 7 $Q=55$ l/sec

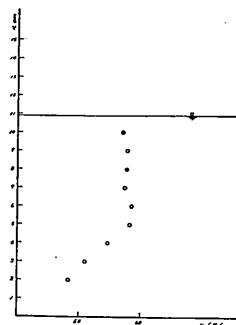


図-17-8 No. 8 $Q=55$ l/sec

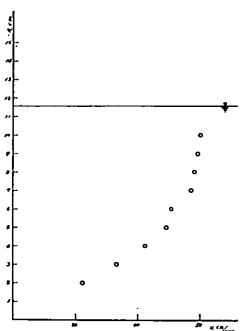


図-17-9 No. 9 $Q=55$ l/sec

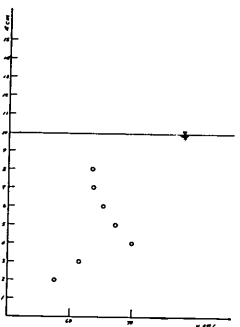


図-17-10 No. 10 $Q=55$ l/sec

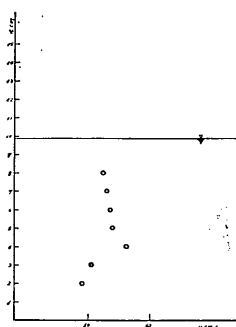


図-17-11 No. 11 $Q=55$ l/sec

4-7 流心部縦断の水面勾配 (新法線) 流量 55 l/sec

流心部縦断の水面勾配は、図-18 に示したごとく 13 点を選定し、旧法線と同じ測定方法で各点の水位より水面勾配とした。津波防波堤線上より 190 cm (380 m) 港口寄り、表面の水位変動は現地換算で +、-50 cm 程度であるので、30 回の測定の平均を測定値としている。津波防波堤の直前までは水位変化は小さく、津波防波堤通過により急激に水位差が生じる。その後は、流速が増加し局部的には流速の減少を見るが、みませ導流堤より狭島付近で水位を漸減した後、断面の拡大によって減速し水面は逆勾配になるものと考えられる。一連の実験による傾向は、津波防波堤設置によって水位差が生じるため、防波堤の基部は流れの加速の著しいところであり、したがって、剪断力の最も大きいところと考えられる。海底付近では速度勾配が大きくなり、剪断力が大きくなっていることも十分考えられるので、局部洗掘について考慮する必要がある。

ついでに堆積について見ておこう。前に述べたように流出口を流出した流れは、その拡大線の外側は反流が現

われるが、この反流は主流に比べて弱いものである。したがって、主流によって運ばれてきた土砂が防波堤背面に堆積することが考えられる。浦戸導流堤の位置が前回の実験よりも前進したため主流との距離が狭くなり、導流堤内を出入りする船舶は停潮時を利用するのが妥当である。また、みませ導流堤においても導流堤の間隙より出入りする流れによって表面よりも底面にかけ流速が大きくなるので、導流堤の基礎に対する考慮が必要である。

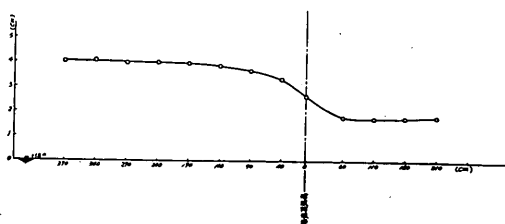


図-18 流心部縦断の水面勾配
工事基準面上 +1.8 m 流量 55 l/sec

4-8 津波防波堤水位測定および流出係数 (新法線)

流量 55 l/sec

津波の浸入によって起こる津波防波堤の水位変化量から津波浸入抑制効果および流出係数を求めた。

津波防波堤周囲の水位変化量は 図-19-1~2 に示したごとく、種崎側津波防波堤は浸入前の D 点で 37 mm (37 m) を示し、浸入後の G 点では 10 mm (1 m) に減少し、この水位差は 27 mm (2.7 m) である。一方桂浜側津波防波堤の水位変化量は、浸入前の D 点で 38 mm (3.8 m)、浸入後の G 点では 16 mm (1.6 m) となり、その水位差は 22 mm (2.2 m) を示している。この結果は旧法線で述べたように、防波堤延長に比例して水位差が顕著に現われている。この実験は両防波堤の延長が異なり、種崎側は桂浜側よりわずかであるが津波の浸入の抑制効果が認められる。

以上の結果から両防波堤の延長は等しくあるべきで、延長が異なる時は津波抑制効果は減ずる。

流出係数は縦断の水位差をもって次式より算出している。接近流速 Va のある場合の流出口部分の流速 V は

$$V = \sqrt{2g \left(H + \frac{Va^2}{2g} \right)} \quad \dots\dots(5-1)$$

で与えられる。したがって流出係数を C とおけば、

$$\therefore C = \frac{Q}{A \sqrt{2g \left(H + \frac{Va^2}{2g} \right)}} \quad \dots\dots(5-2)$$

以上の式より算出することができる。

- Q……………流量
- A……………流出面積
- H……………上下流の水位差
- C……………流出係数
- V……………流出口部分の流速
- Va……………接近流速

この実験の流出係数は 5-2 式より $C=0.63$ を算出した。前回の実験の C は 0.54 程度であり、これらの数値から判断すると約 10% の流出抵抗が減少している。したがって、流れやすくなり防波堤効果は減ずる。原因は法線が異なったからと考えられる。

4-9 流心部の選定 (新法線)

一連の実験より流心部の選定を行なった。津波防波堤設置にともない、津波浸入時と大潮漲潮時を比較し、流心部になんらかの変化が現われるものと思われる。流速および流向の測定から 図-20 に示す 6 断面について、実測と計算から流心部を選定している。計算は各断面の流速を流向より補正して、その断面を測定上の流速ときめ各測定水深別に次の式より算出した。

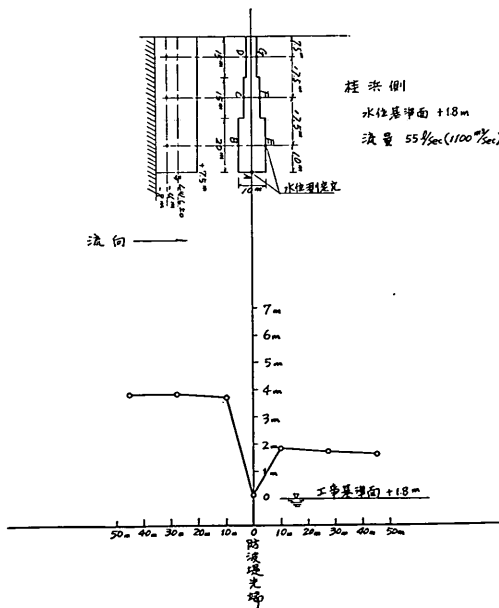


図-19-1 津波防波堤水位測定

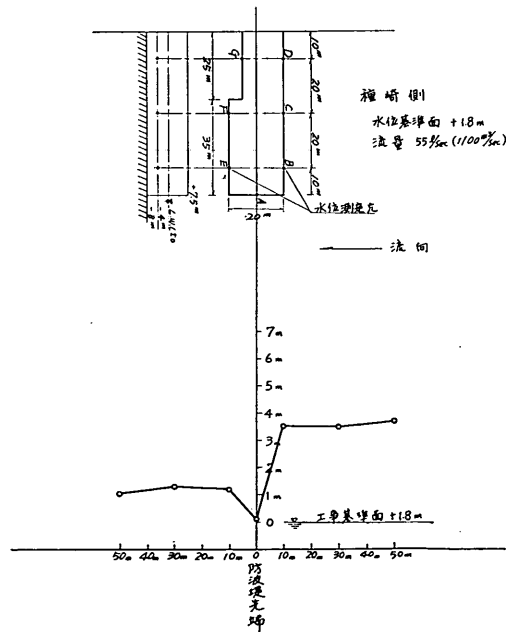


図-19-2 津波防波堤水位測定

$$\bar{l} = \frac{\int_0^{x_n} u x dx}{\int_0^{x_n} u dx} = \frac{\frac{u_1 \cos \theta_1 + u_0 \cos \theta_0}{2} (x_1 - x_0) \frac{x_1 + x_0}{2} + \frac{u_2 \cos \theta_2 + u_1 \cos \theta_1}{2} (x_2 - x_1) \frac{x_2 + x_1}{2}}{u_1 \cos \theta_1 (x_1 - x_0) + u_2 \cos \theta_2 (x_2 - x_1)} + \frac{\frac{u_n \cos \theta_n + u_{n+1} \cos \theta_{n+1}}{2} (x_{n+1} - x_n) \frac{x_{n+1} + x_n}{2}}{u_n \cos \theta_n (x_{n+1} - x_n)} \quad \dots\dots(6)$$

\bar{l}流心距離 (水平方向)

u流速 (水深方向の平均流速)

$\cos \theta$流向補正

x測定上の位置

大潮漲潮時 10 l/sec の流心部は港口付近 A-A' 断面では、計画水深の中央に集中し B-B' 断面も大体同じ傾向を示している。津波防波堤通過の C-C' 断面では流心は種崎側に移動する。この現象は流況実験のところで述べた通りで、D-D' 断面もその傾向を示している。E-E' 断面は彎曲の地形で遠心力の作用で流心が外側に大きく移動する。F-F' 断面では、実測値と計算値に大きな差異が現われている。これは、流況実験で述べたごとく狭島陸部に流れが集中するので、実測値が正しく、計算値は流積から算出しているの、このような結果が生じたものである。

津波浸入時 55 l/sec は流量の増加によって流れの拡散が大きくなる。A-A' 断面は大潮に比べて、実測および計算の平均で約 20 cm (40 m) 種崎側に移動する。B-B' 断面および C-C' 断面では多少の差異はあるが、傾向は大潮時とほぼ同様である。また、これらの流心位置は D-D' 断面においても、津波防波堤を通過した後の高流速のため、そのまま直進する傾向を示しこの付近も大潮時

と同じである。E-E' 断面では、流量の増加による流速の増大で、彎曲部の影響で遠心力が働き表面付近がみませ側に寄っている。F-F' 断面は、前に述べた通り水道に分散した流れのため、実測では最大流速の位置が流心であり、計算では流積から算出しているの、このような結果になったものと考えられる。

以上の結果より大潮時と津波時を比較すれば、港口付近および狭島付近が異なる程度で、他の水道部はわずかな違いはあるが、特に目立つ変化はみられない。(図-20 および 表-3 参照)

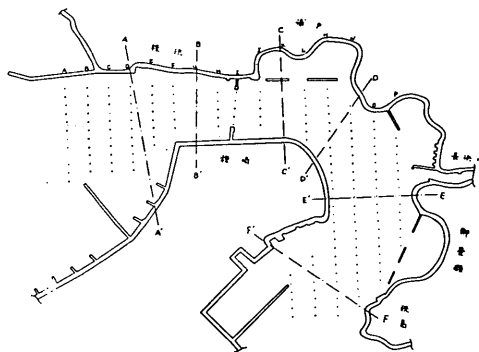


図-20 流心部選定位置

表-3 流 心 位 置

		水面 表下 (cm)	AA' 断面 距離 (321 cm)	BB' 断面 距離 (158 cm)	CC' 断面 距離 (199 cm)	DD' 断面 距離 (175 cm)	EE' 断面 距離 (185 cm)	FF' 断面 距離 (262 cm)
大 潮 10 l/sec	実 測	2	74.4	37.2 121.3	153.2	115.5	56.3	8.6
		6	84.5	63.0	148.2	118.8	56.3	9.5
	計 算	2	77.56	70.03	149.58	96.30	60.98	41.12
		6	90.43	68.65	142.99	96.08	62.38	44.10
津 波 55 l/sec	実 測	2	99.5	83.5	146.3	103.2	49.8	16.5
		6	93.2	74.8	149.5	115.5	61.5	13.8
	計 算	2	112.52	75.25	142.04	102.75	57.97	45.46
		6	111.02	72.13	141.00	102.47	64.17	45.09

注 流心距離は左岸桂浜側より測定した。単位 cm

5. 移動床実験 (新法線)

移動床実験では、洗掘に影響する要素は種々考えられる。今回のように津波防波堤設置による急激な水位変化が生じる場合、その流出口付近の流れの加速によって起こる大きな剪断力が、洗掘に最も大きな影響を与えるものと考えられる。したがって、実験は特に津波防波堤付近の海底洗掘および局部洗掘に主体を置き実験を行なっている。また、その他の部分における洗掘の状態は、その時々偶然性による形状が異なってくるので、写真撮影および測点を少なくして傾向を見ることにした。この実験に使用した砂は前に述べたごとく、川砂をふるい分けて平均粒径 0.2mm を用いている。津波が浸入 (津波防波堤を通過) に要する時間は周期 1600 sec とし、表-4 に示したごとく実験に使用する時間を定めている。

表-4 実験時間

模 型	1/20	現 地	1 (1600 sec)
80 sec	80 秒		1
180 sec	3 分		2
300 sec	5 分		3
600 sec	10 分		7
1200 sec	20 分		15
1800 sec	30 分		25
3600 sec	60 分		45

注) 周期 1600 sec は本実験前に当研究所において、高知港内の水路に浸入する津波の計算から用いた。

上記の表-4 に示す時間内の洗掘量 (深さ) を海底面 (計画水深) を基準として測定を行なった。このような高流速の流れでは、局部洗掘が生じる可能性が強いため、構造物の安定度が問題となる。したがって、今回この点を特に注意して床固工法を考え実験を行なっている。計算方法としては実験から流砂量を測定することは、津波および砂の粒径などに関して相似率が不適当であるため、測定した洗掘量は時間に対し対数的に変化すると仮定して、

$$h_i = A \log e \frac{t_i}{t_0} \quad \dots\dots(7-1)$$

また、洗掘量はもっと簡単に流砂量に比例するとして、流砂量を掃流のみにとり Kalinske-Brown 公式を用いると流砂量は $\frac{1}{d}$ に比例する。

$$\therefore h_i = h_0 \frac{d_i}{d} \log e \frac{t_i}{t_0} \quad \dots\dots(7-2)$$

となる。ここで 7-1 式を整理すれば

$$h_i = 2.30A \log_{10} \frac{t_i}{t_0} \quad \dots\dots(7-3)$$

したがって

$$h_i = (2.30A)(\log_{10} t_i - \log_{10} t_0) \quad \dots\dots(7-4)$$

そこで $2.30A = K'$ とおくと

$$\frac{1}{K'} = K$$

$$K = \frac{1}{2.30A}$$

$$\therefore A = \frac{1}{2.30K} \quad \dots\dots(7-5)$$

h_i洗掘量 (深さ)

h_0水深

t_i洗掘の時間の単位

t_0洗掘に用いた時間

また、 $\log_{10} t_0 = B$ とおくと

$$\frac{h_i}{K'} = x_i - B$$

$$x_i = \log_{10} t_i$$

$$Kh_i = x_i - B$$

$$\therefore x_i = Kh_i + B(u = a_n + b) \quad \dots\dots(7-6)$$

となる。

以上の式より実験から得た洗掘量および実験に用いた時間より

No.	h_i	t_i	x_i	$h_i \cdot x_i$	h_i^3
∴	∴	∴	∴	∴	∴
Σ	[]	[]	[]	[]	[]

とすれば

$$P = \sum [(Kh_i + B) - x_i]^2 \quad \dots\dots(7-7)$$

であるから

$$\begin{cases} \frac{\partial P}{\partial K} = \sum [2h_i(Kh_i + B - x_i)] = 0 \\ \frac{\partial P}{\partial B} = \sum [2(Kh_i + B - x_i)] = 0 \end{cases} \quad \dots\dots(7-8)$$

これを整理すれば

$$\begin{cases} K[h_i^2] + B[h_i] - [h_i \cdot x_i] = 0 \\ K[h_i] + BN - [x_i] = 0 \end{cases} \quad \dots\dots(7-9)$$

これを解くと

$$\therefore \begin{cases} K = \frac{[h][x] - N[hx]}{[h][h] - N[h^2]} \\ B = \frac{[h][hx] - [x][h^2]}{[h][h] - N[h^2]} \end{cases} \quad \dots\dots(7-10)$$

$$[x] = \sum x_i$$

$$[h] = \sum h_i$$

となり 7-10 式の値を 7-4 式に入れ計算を行なった。

$$\therefore h_i = 2.30A(\log_{10} t_i - \log_{10} t_0)$$

5-1 Case. 1

Case. 1 は、図-21 に示すごとく幅 10 cm (20 m) の直立壁で両津波防波堤 (付根) 間を床固め種崎側の法面を自然勾配に残すため、蛇籠に割石と砂を入れて設置している。この場合に法面が洗掘されないようにし、Case. 4 で取り外して比較実験を行なっている。ここで洗掘されないように行なった理由は、砂で勾配を付けた場合に砂の粒径などの相似率が問題で、洗掘量が異なると考え

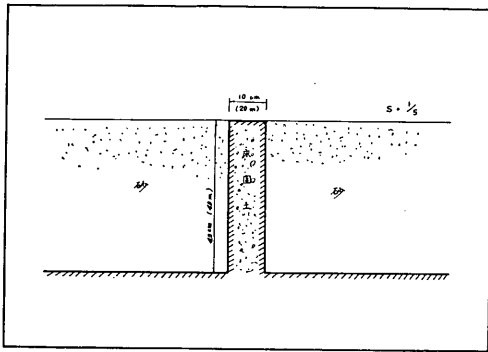


図-21 直立の床固工法

られるからである。測定結果は縦断面 (A, B, C) および横断面で洗掘量の大きいところ (測定断面 No. 12, No. 13) で 図-22-1~5 に示した。

実測値および計算値の時間的変化に対する洗掘量の比較は、測点を選び 図-23-1~15 にまとめた。この Case. では実験に使用した時間は 80 秒~3600 秒である。津波防波堤に接近する No. 8 の断面は、流況実験で述べたごとく種崎側の流速が速く洗掘量も大きくなっている。この傾向は流速の増大率と平均的な洗掘量の増加率はほぼ同じである。床固工法が直立壁であるのと、津波防波堤断面の縮小により床固めに近づくにつれて流砂量が増加し、床固め上流の海底は洗掘され低下する。そのために流れの一部は床固めの壁面に跳返り、水平方向を軸とした渦を起こす原因となる。この付近で津波の侵入の掃流力が及ぼす時間的範囲は、第 2 報で述べたように 5 波長程度である。したがって、模型に換算すると約 300~600 秒間流した時に起こる洗掘を結果とみて、平均的な洗掘量は -6 cm (-6 m) を示している。

床固め後面の No. 9 の断面は、両津波防波堤の先端付近は大きな乱れの発生により前面とほぼ同じ状態に洗掘され、水道中央は滑らかな勾配に深みを形成する。津波防波堤を通過した後は、急激な水位変化と両先端部からの大きな乱れによって多少跳水的な現象が生じ、洗掘力が大きくなる。その範囲も No. 15 断面に渡り深みを形成している。また、水道中央の洗掘量は両先端部より

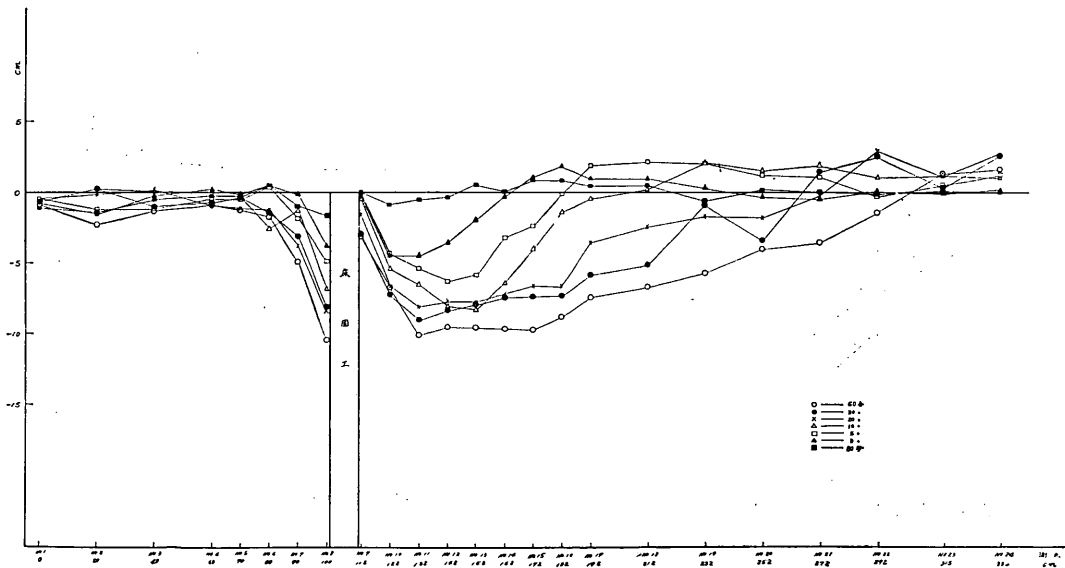


図-22-1 縦断面 (A) における洗掘量 (深さ)

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

も減少するが、その範囲は No. 8 断面付近まで拡大される。種崎側防波堤の背面に洗掘された砂が堆積される。これは前に述べたように、流出口を流出した流れが拡大線とその外側に渦領域をつくって逆流が現われるが、この逆流は主流に比べてかなり弱いものである。したがっ

て、主流によって運ばれてきた砂が堆積の原因と考えられる。また、桂浜側は種崎側とは反対に、浦戸導流先端部は逆流によって洗掘されるので注意する必要がある。最大洗掘を示す位置は No. 12 断面で、両側の平均値は約 -8 cm (-8 m) を記録している。

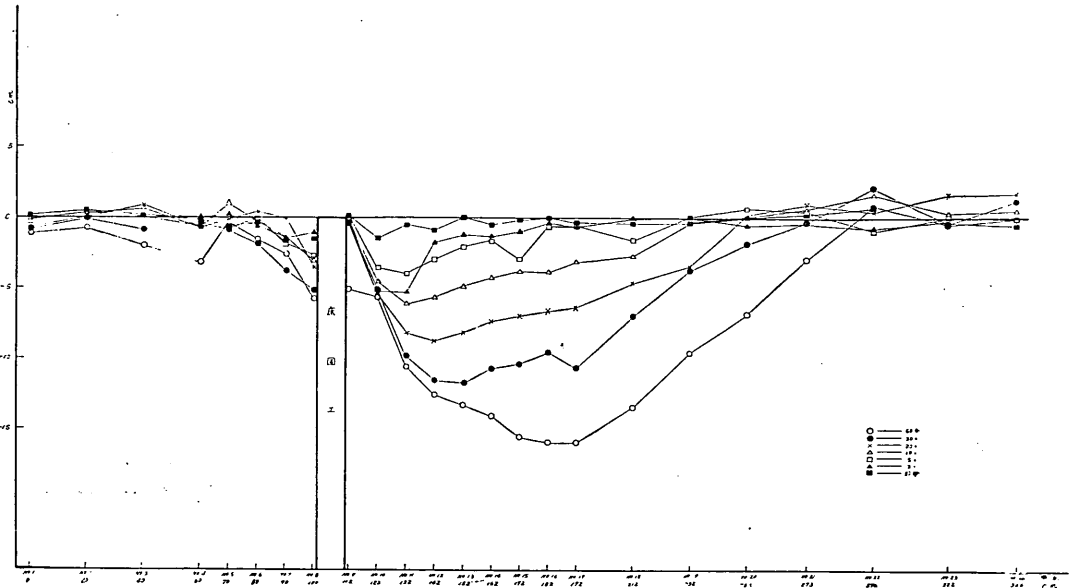


図-22-2 縦断面 (B) における洗掘量 (深さ)

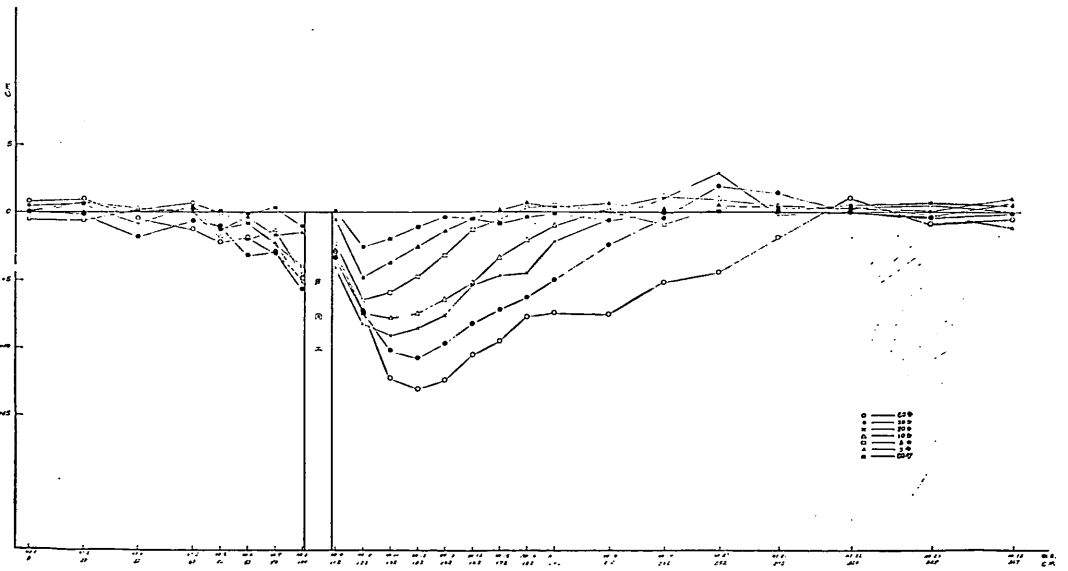


図-22-3 縦断面 (C) における洗掘量 (深さ)

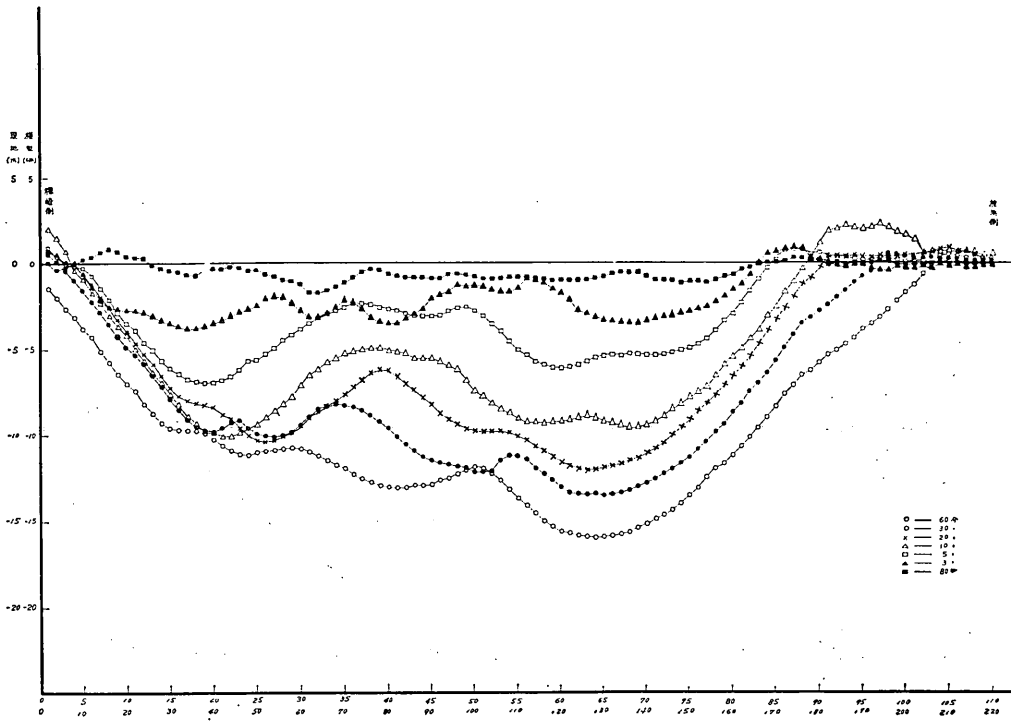


図-22-4 横断面 (No. 12) における洗掘量 (深さ)

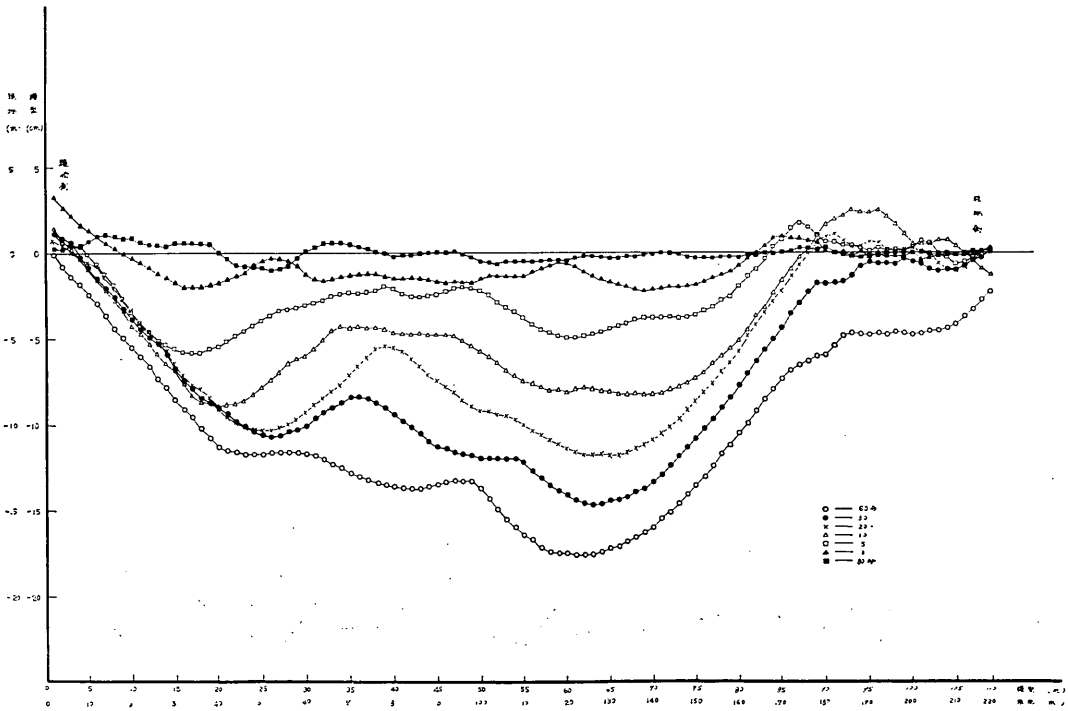


図-22-5 横断面 (No. 13) における洗掘量 (深さ)

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

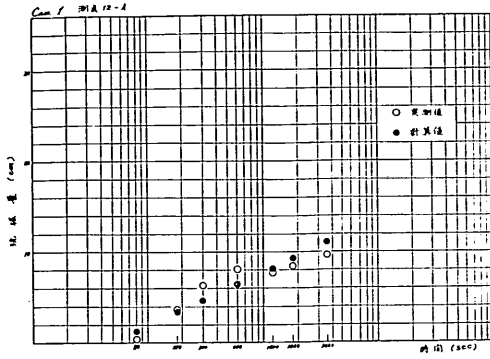


図-23-1

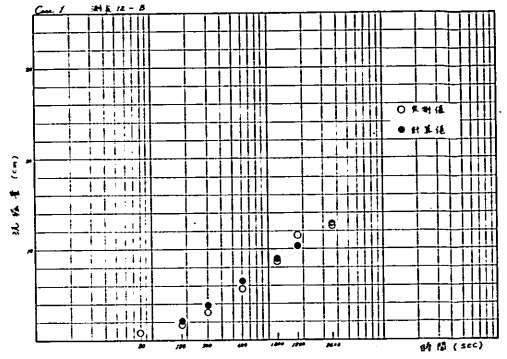


図-23-2

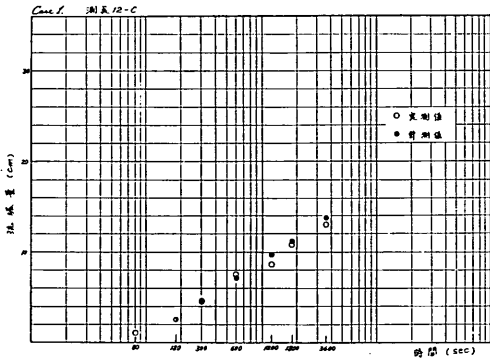


図-23-3

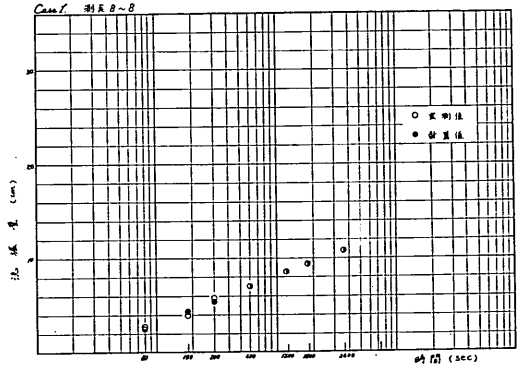


図-23-4

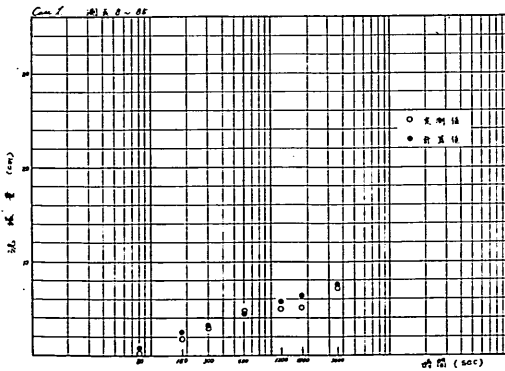


図-23-5

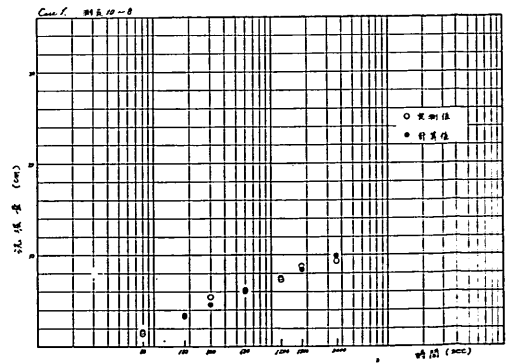


図-23-6

実測値および計算値の時間的变化に対する洗掘

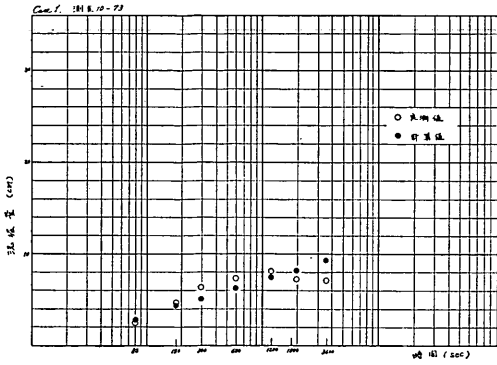


図-23-7

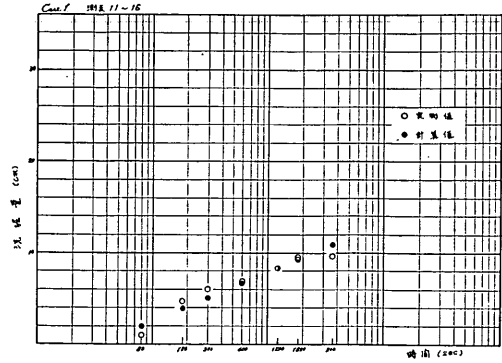


図-23-8

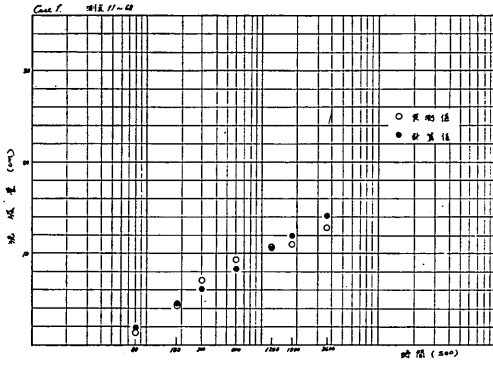


図-23-9

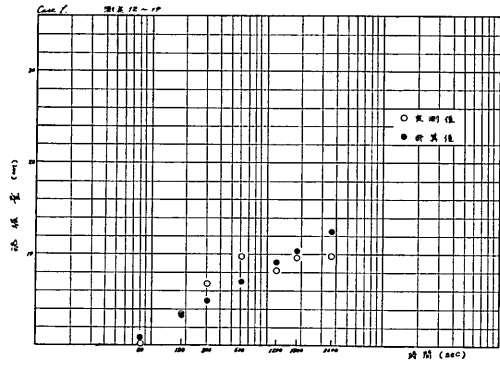


図-23-10

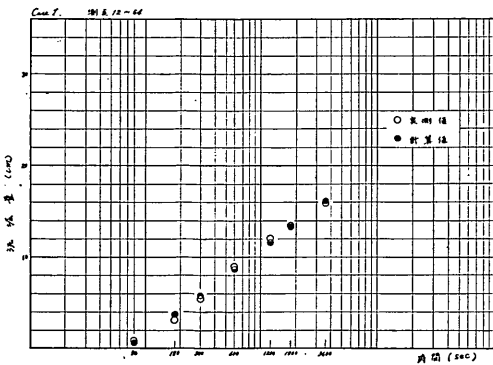


図-23-11

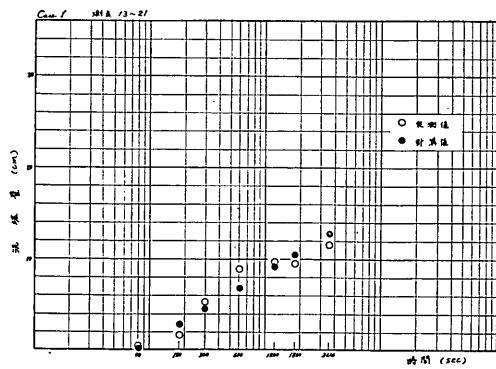


図-23-12

実測値および計算値の時間的変化に対する洗掘

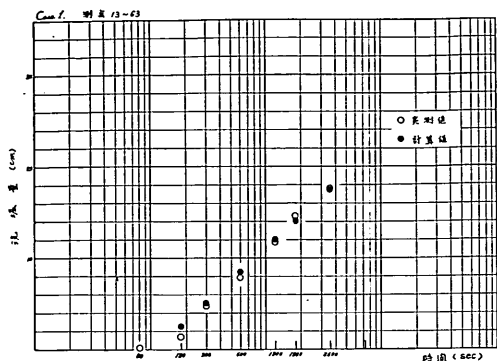


図-23-13

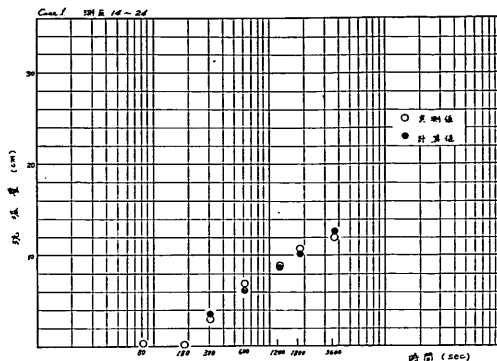


図-23-14

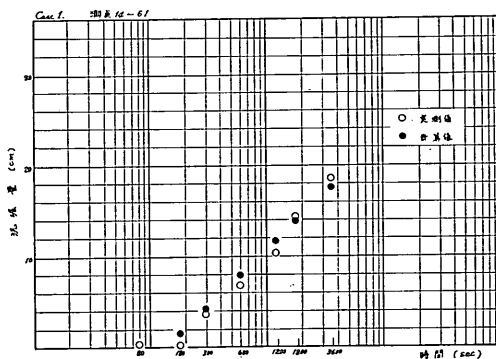


図-23-15

実測値および計算値の時間的変化に対する洗掘

5-2 Case. 2

Case. 2 は 図-24 に示すごとく幅 15 cm (30 m) で 1 : 1 (1 : 2) の勾配で両津波防波堤間を床固めしその他

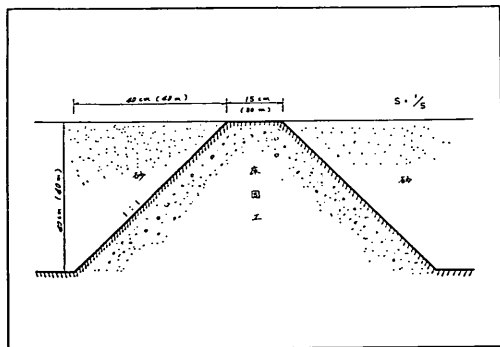


図-24 1 : 1 勾配の床固め工法

の条件は Case. 1 と同じ方法で行なっている。

測定結果も縦断面および横断面を 図-25-1~5 に示し、実測値および計算値の時間的変化に対する洗掘量の比較は、 図-26-1~17 に測点を選んで示されている。この Case. は現地の勾配が 1 : 2 であるが模型が歪んでいるため 1 : 1 の勾配にしている。

実験は2次元であるため、流れに対してのみ適用されるものと考えられるので、測定した洗掘量に対しては現地との相似性について、極めて周到なる検討が必要である。津波防波堤より港口寄り、洗掘量は小さいが海底一面に小型の砂澱が発生している。床固め前面はわずかであるが斜面に沿って水平方向を軸とする渦が生じ、測定時間が長くなるほど洗掘量が増加する。また、床固め後面は、両防波堤の先端付近が斜面に沿って流出するため、跳水現象を起こし洗掘が激しくなっている。水道中

央は Case. 1 と異なり、斜面に沿って流れるため洗掘力が増し、その形状に差異が生じている。洗掘現象を総体的に見ると、Case. 1 よりも広い範囲に渡って深みを形成している。なお、流況実験に比べて海底変化による津波防波堤を通過した後に、著しく流心が種崎側に寄る傾向を示している。この Case においても種崎側は反流に

よって堆積が起こり、浦戸導流堤先端は Case. 1 と同じ傾向が見られる。また、最大洗掘を示す位置も大体 No. 12 断面付近にあり、両側の洗掘量を実測および計算値からの平均値をとれば約 -9 cm (-9 m) を記録し、Case. 1 よりも (約 -1 m) 増加している。

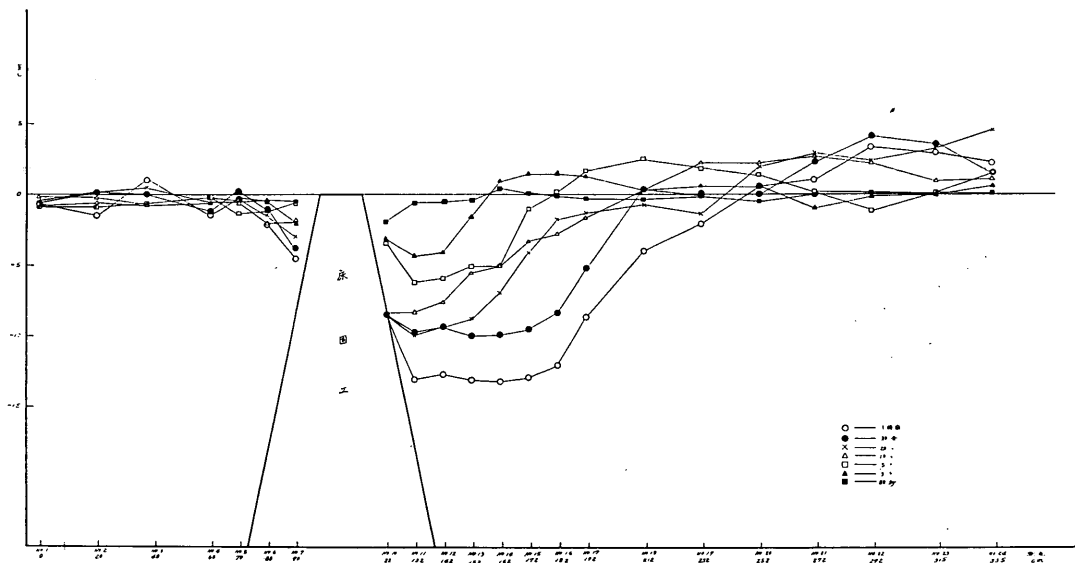


図-25-1 縦断面 (A) における洗掘 (深さ)

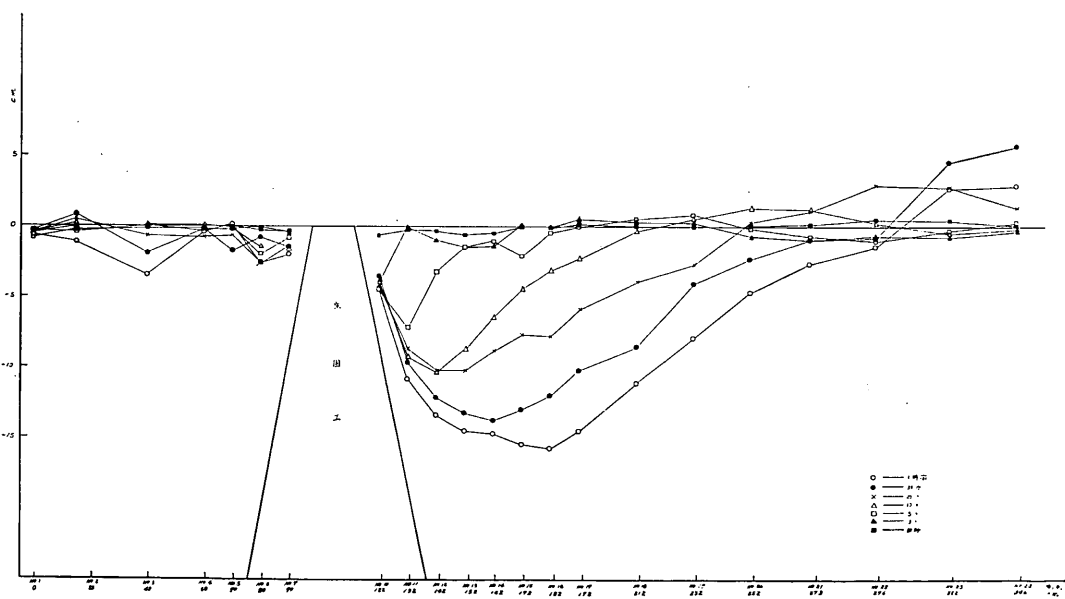


図-25-2 縦断面 (B) における洗掘 (深さ)

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

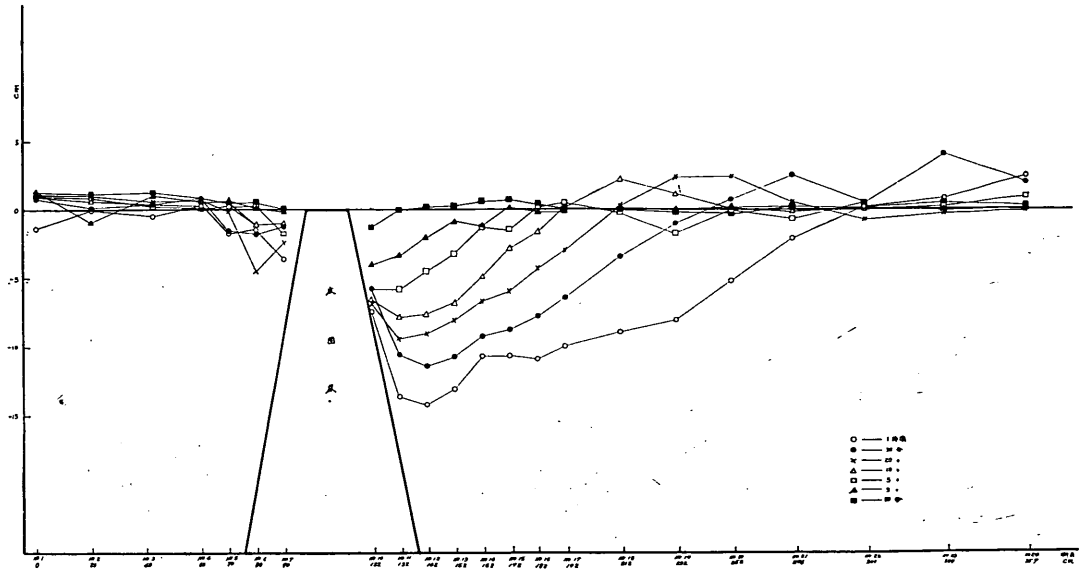


図-25-3 縦断面 (C) における洗掘 (深さ)

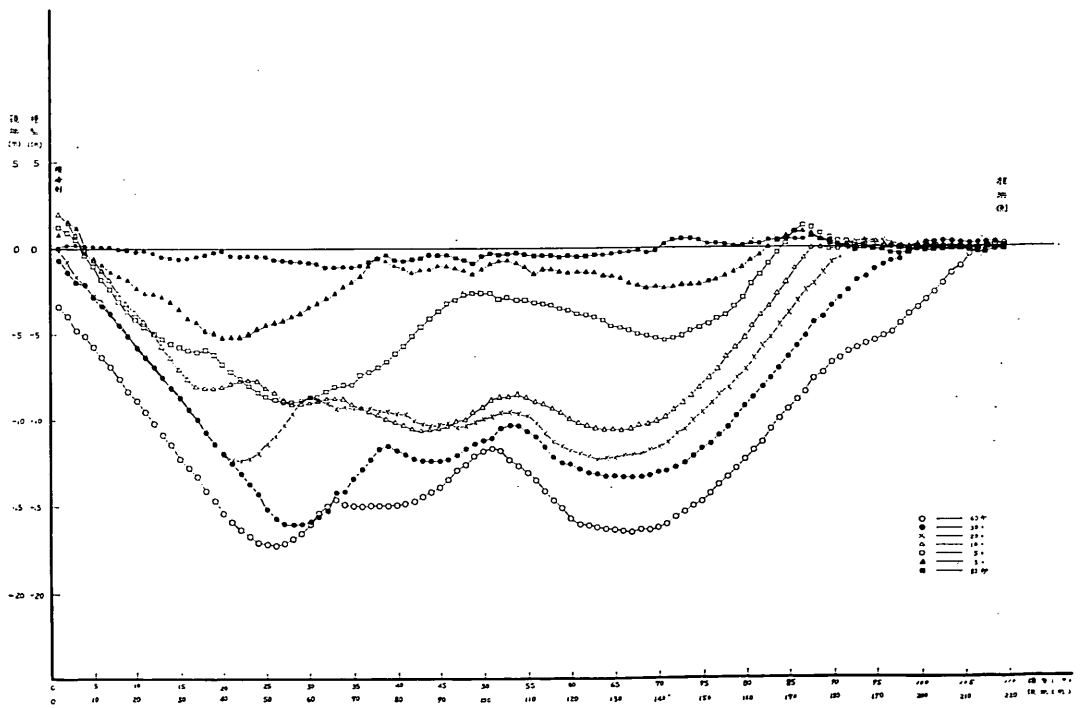


図-25-4 横断面 (No. 12) における洗掘 (深さ)

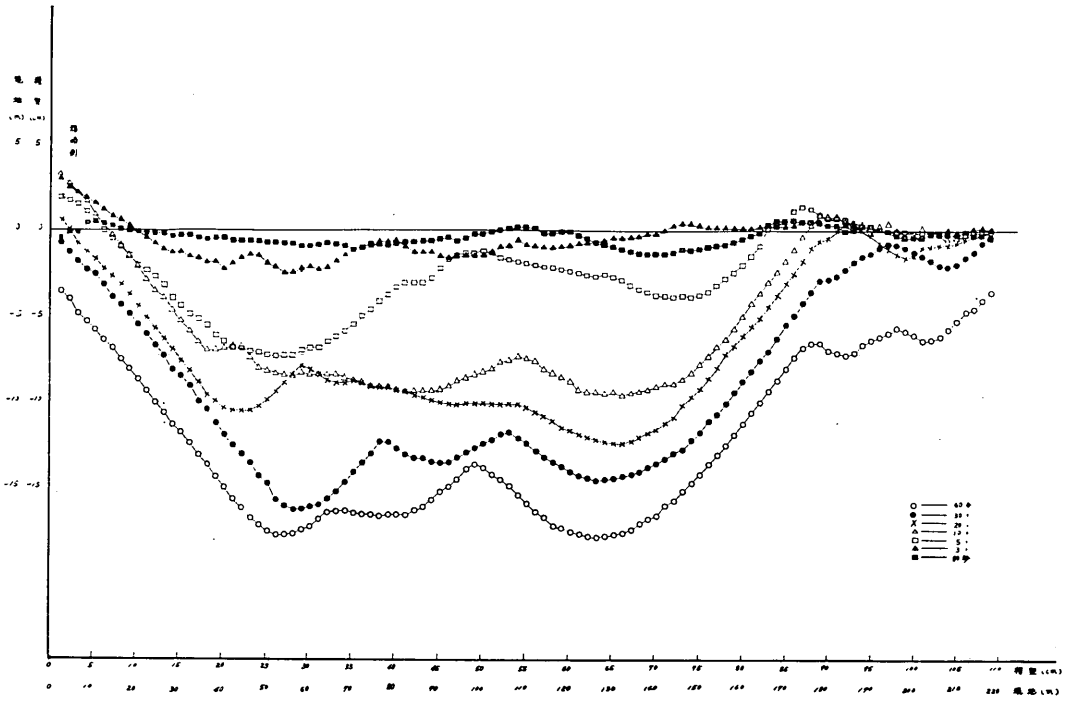


図-25-5 横断面 (No. 13) における洗掘 (深さ)

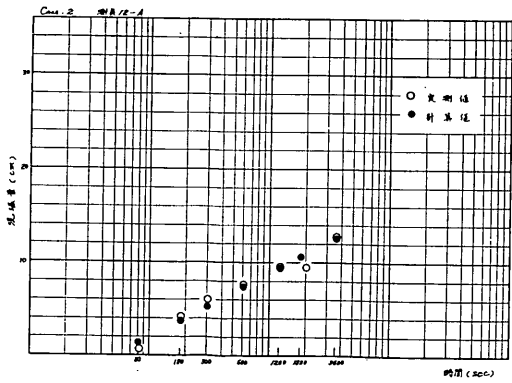


図-26-1

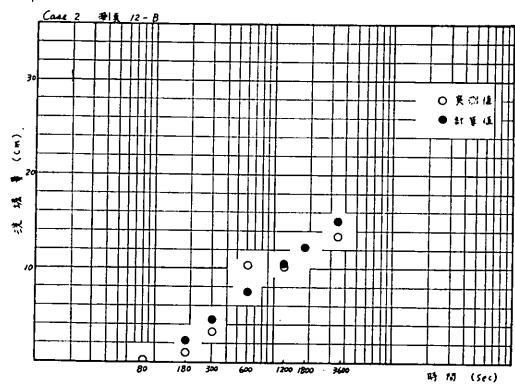


図-26-2

実測値および計算値の時間的変化に対する洗掘量

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

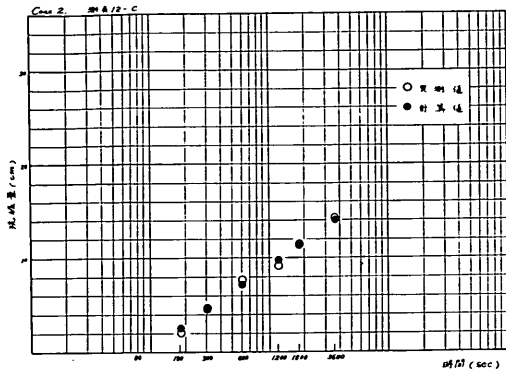


図-26-3

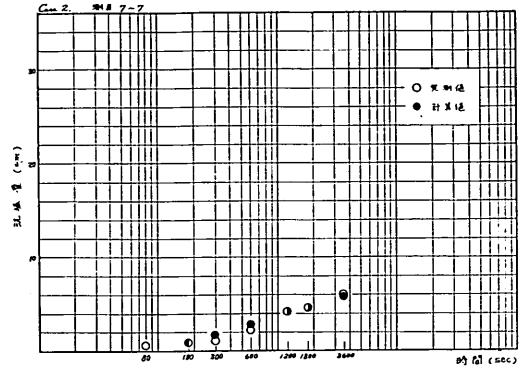


図-26-4

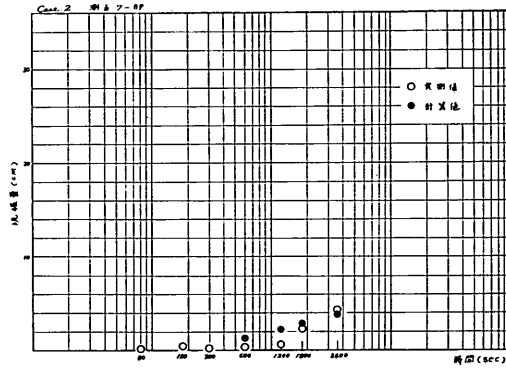


図-26-5

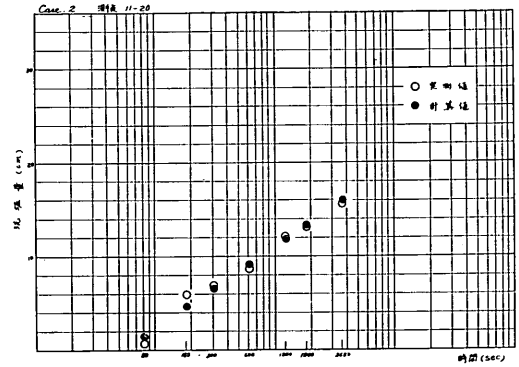


図-26-6

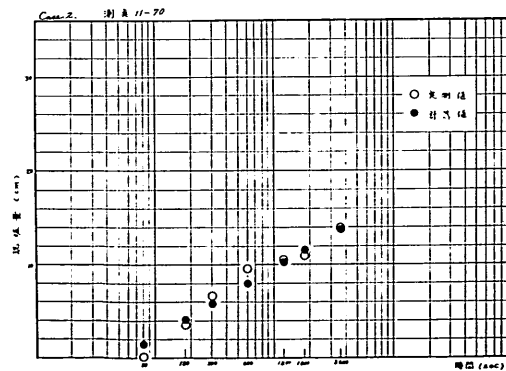


図-26-7

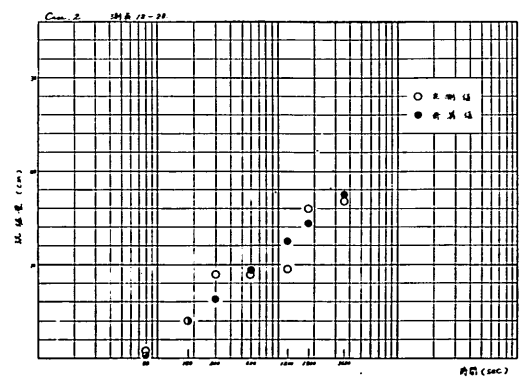


図-26-8

実測値および計算値の時間的変化に対する洗掘量

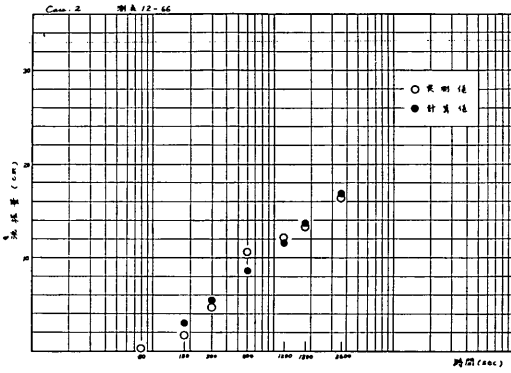


図-26-9

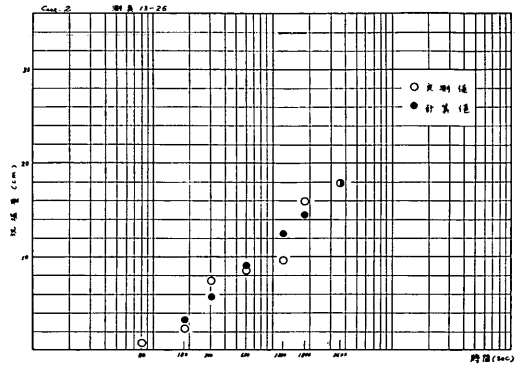


図-26-10

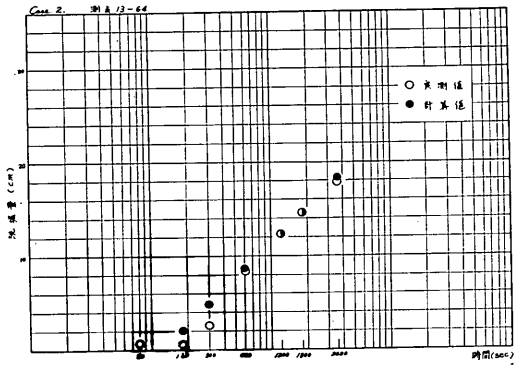


図-26-11

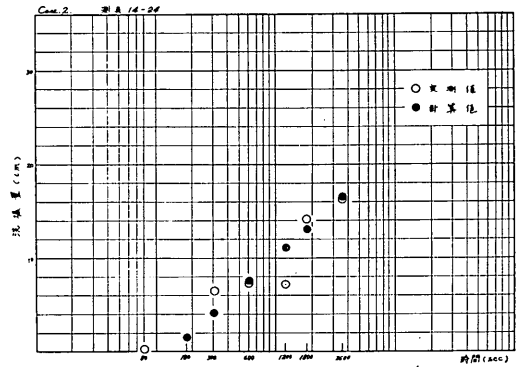


図-26-12

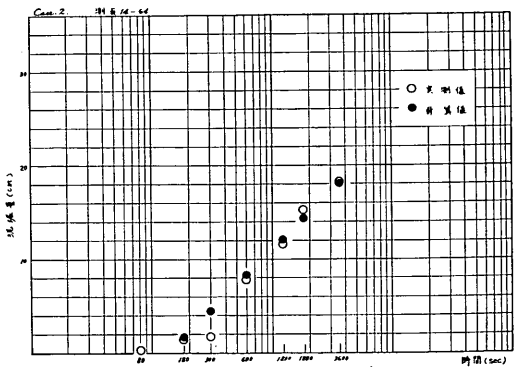


図-26-13

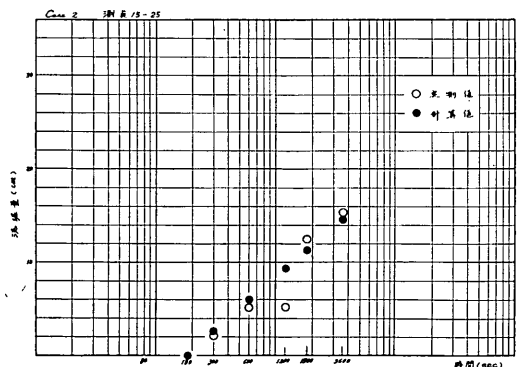


図-26-14

実測値および計算値の時間的变化に対する洗掘量

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

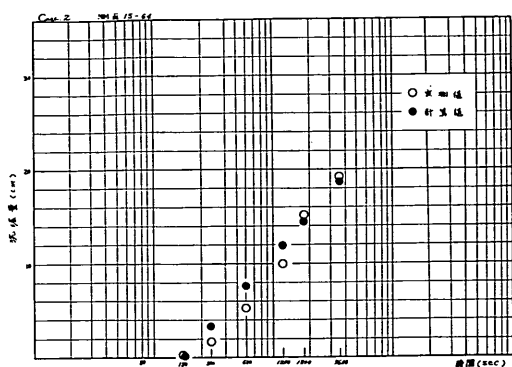


図-26-15

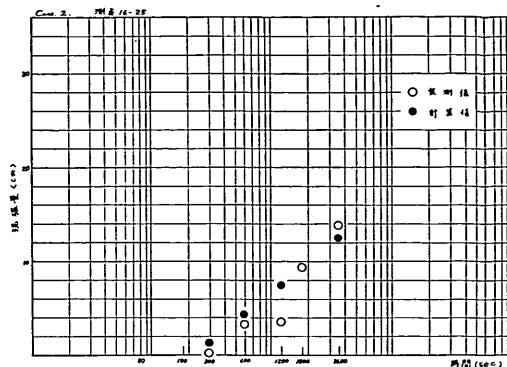


図-26-16

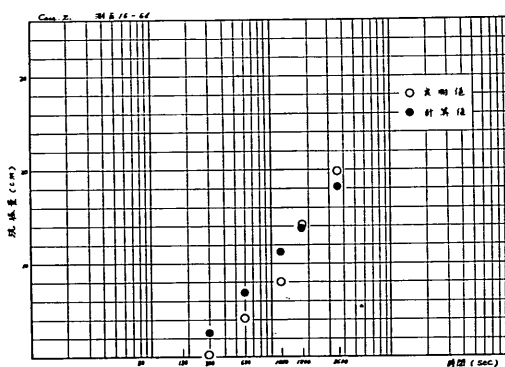


図-26-17

実測値および計算値の時間的変化に対する洗掘量

5-3 Case. 3

Case. 3 は 図-27 に示した幅 15 cm (30 m) で 1:2 の勾配により, Case. 1~2 と同様にして実験を行なっている。

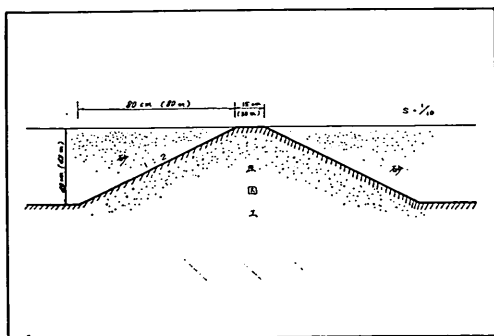


図-27 1:2 勾配の床固工法

測定の結果も縦断面および横断面は 図-28-1~5 に, 実測値と計算値の時間的変化に対する洗掘量の比較は, 図-29-1~17 に示す。この Case. では Case. 2 で述べたように歪模型であるため, 今回は 1:2 の勾配で砂の運動に対してのみ適用されるものと考えて測定を行なっている。しかし, 双方の洗掘量に差異が生じ, したがって現地への対応は極めて困難になるので詳しいことは比較検討のところで述べることにする。この Case. で使用した実験時間の範囲は 80 秒~1800 で, これ以上の時間を使用しても無意味と判断した。

津波防波堤より港口にかけては, Case. 2 と同じ傾向で砂遣が発生する。床固め前面は勾配が緩いため床固め面の露出が多くなっているが, 上流の No. 7 断面における平均的な洗掘量はほとんど変わっていない。床固め後面では, その形状が特に著しく変化している。この原因は床固めの勾配が変わり, 津波防波堤を通過する流れ

が斜面上に沿って最も流れやすい状態になったものと考えられる。したがって、斜面上の流れは射流に近く、跳水現象を生じて洗掘が激しくなっている。両津波防波堤を通過した後、種崎側および桂浜側の洗掘量を比較すると、桂浜側が広い範囲に洗掘されその量的差異は、計算および実測の平均値にして約 5 cm (5m) を示している。

また、最大洗掘の位置も No. 13 断面に移動し、海底に大型の砂漣が発生する。これらは水道の彎曲部に至るまで続き、大きな乱れによるものと考えられる。流心の位置も前回の実験とほぼ同じで、津波防波堤を通過した後、種崎側に片寄る傾向を示し、逆流による堆積も大体類似している。

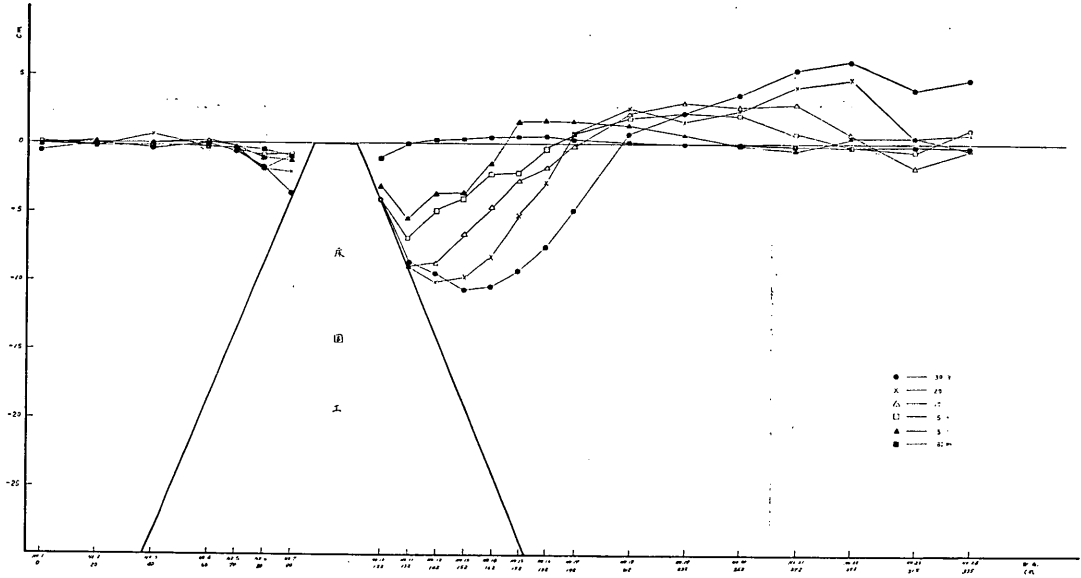


図-28-1 縦断面 (A) における洗掘量 (深さ)

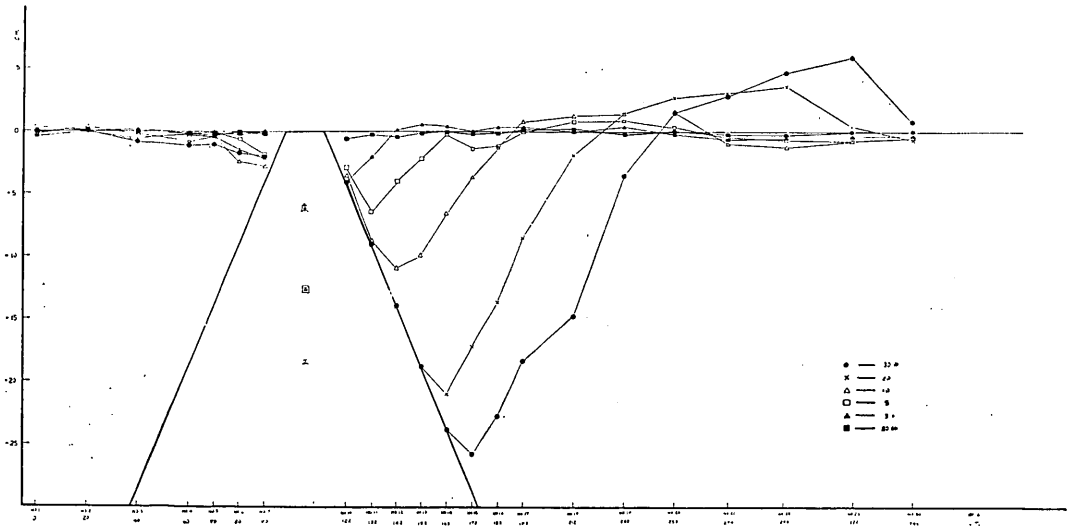


図-28-2 縦断面 (B) における洗掘量 (深さ)

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

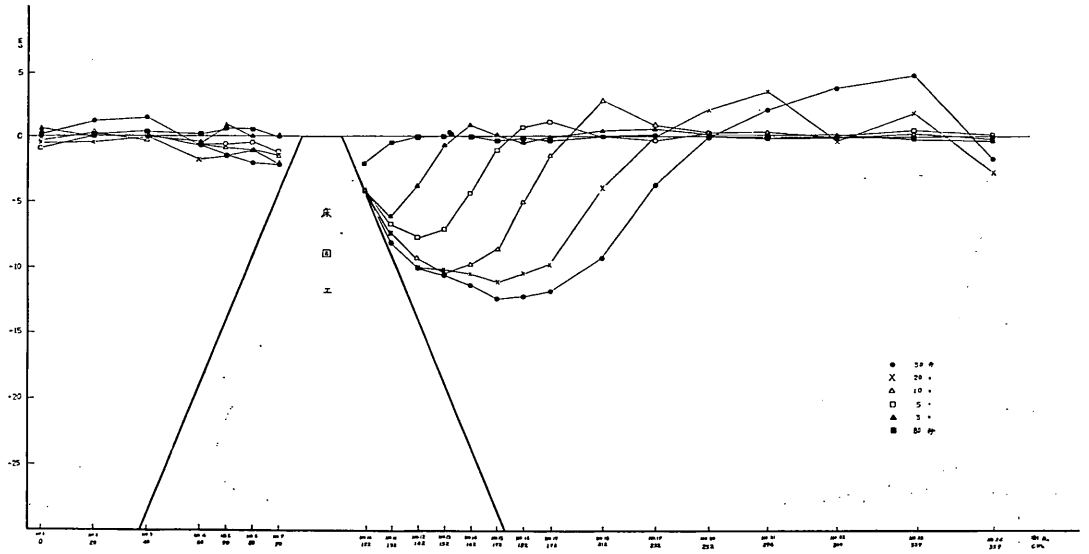


図-28-3 縦断面 (C) における洗掘量 (深さ)

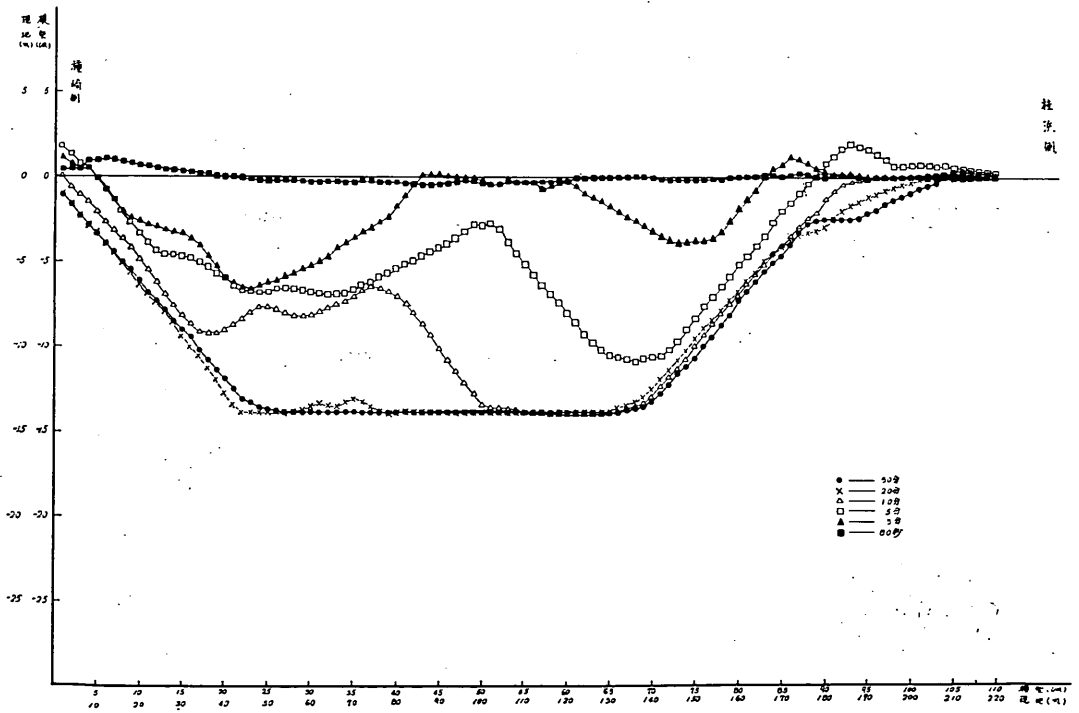


図-28-4 横断面 (No. 12) における洗掘量 (深さ)

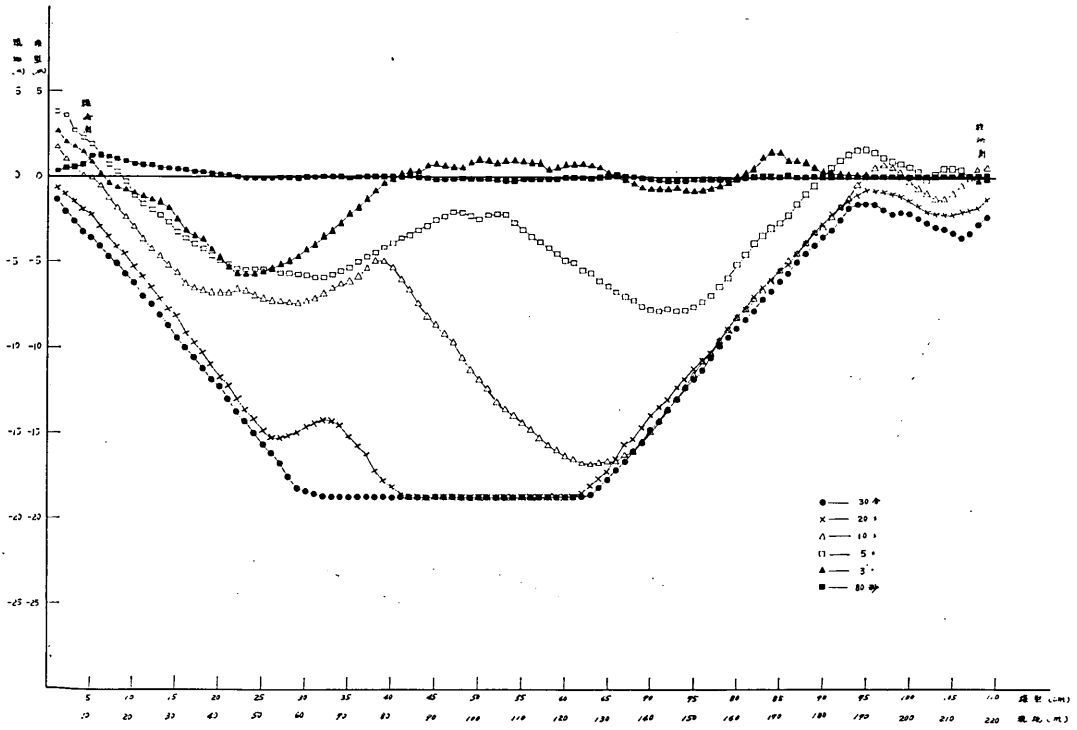


図-28-5 横断面 (No. 13) における洗掘量 (深さ)

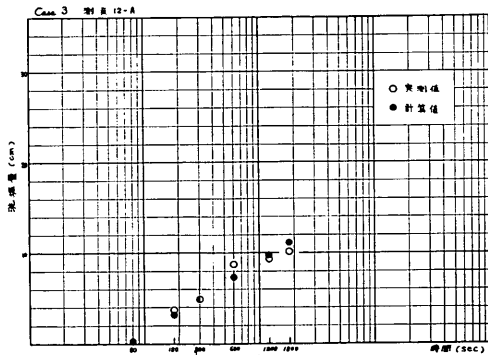


図-29-1

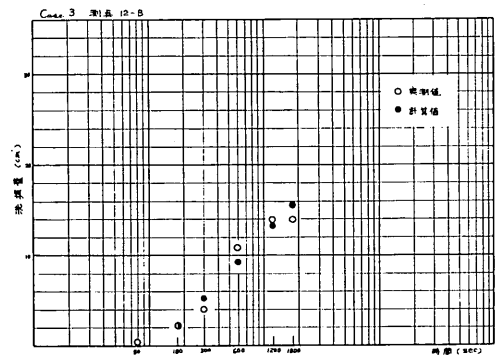


図-29-2

実測値および計算値の時間的変化に対する洗掘量

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

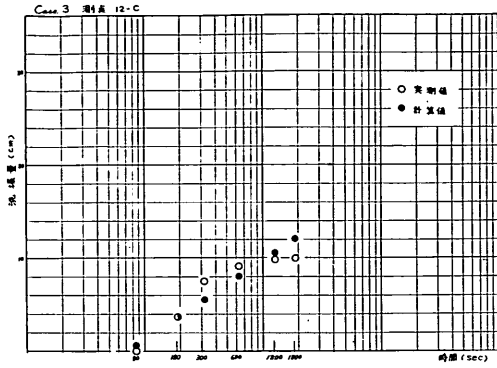


図-29-3

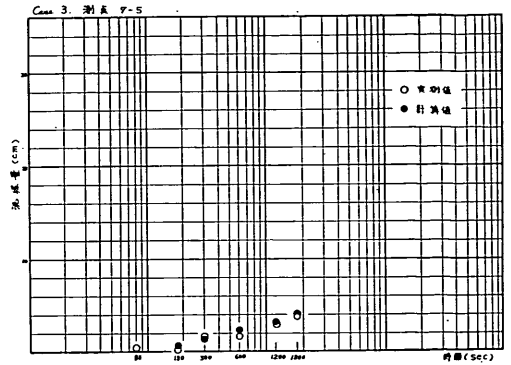


図-29-4

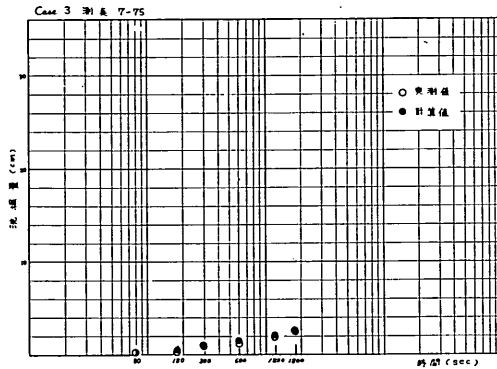


図-29-5

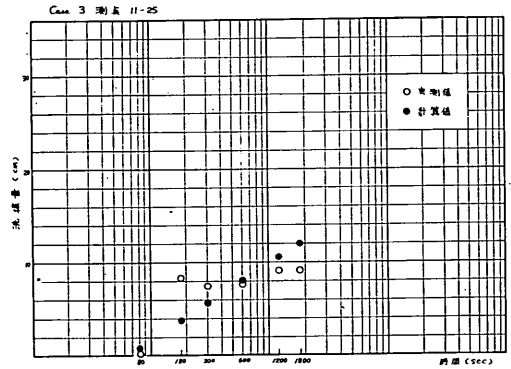


図-29-6

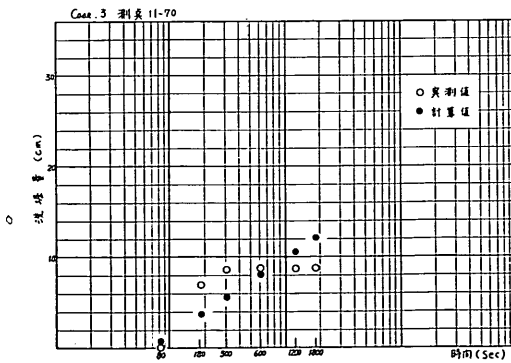


図-29-7

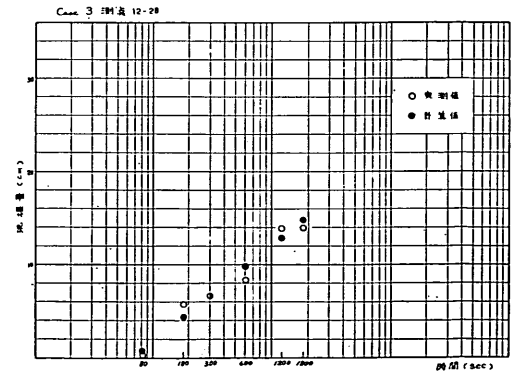


図-29-8

実測値および計算値の時間的変化に対する洗掘量

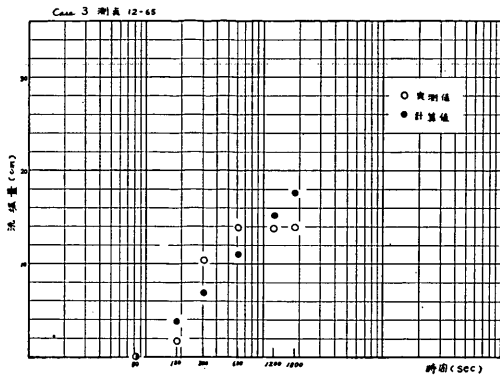


図-29-9

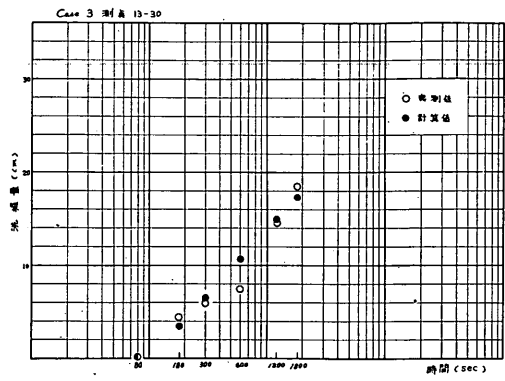


図-29-10

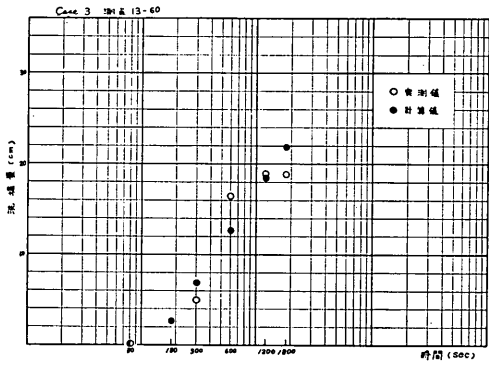


図-29-11

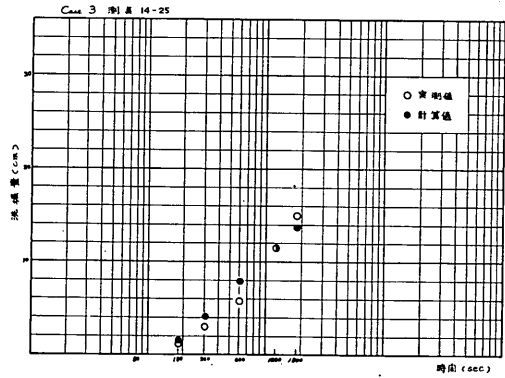


図-29-12

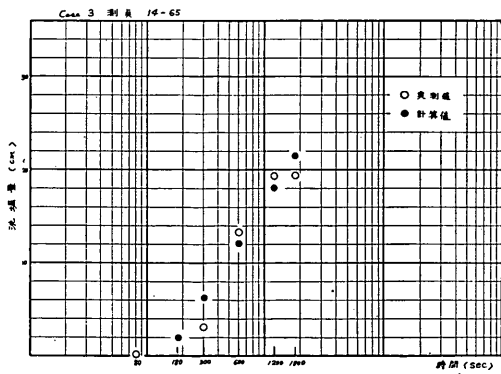


図-29-13

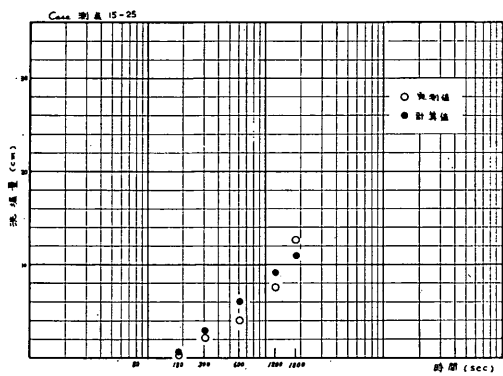


図-29-14

実測値および計算値の時間的変化に対する洗掘量

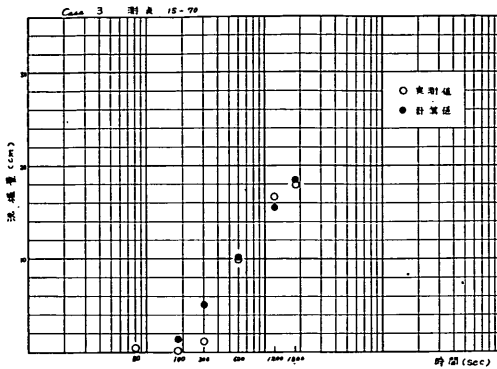


図-29-15

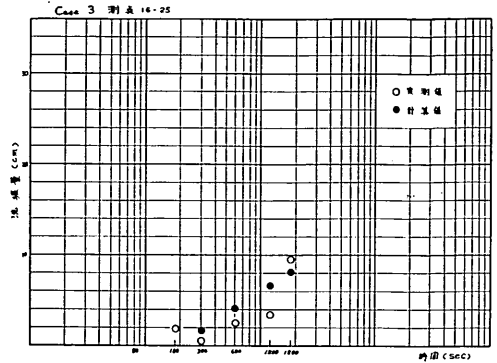


図-29-16

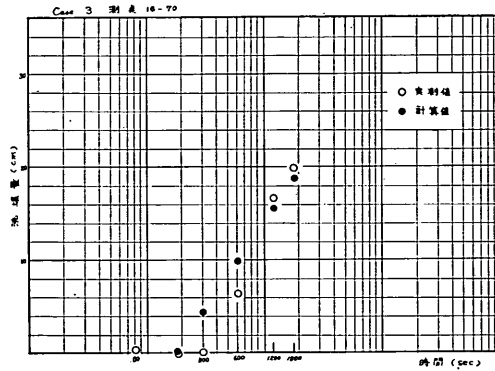


図-29-17

実測値および計算値の時間的変化に対する洗掘量

5-4 Case. 4

Case. 4 は床固めを Case. 3 と同型にして種崎側の法面の蛇籠を取りはずし、海底面に使用している砂で法面を自然勾配に仕上げて測定を行なっている。これは、Case. 3 までは前に述べたように砂の粒径による相似率の問題で、法面が洗掘されないようにしている。実際には高流速によって削り取られるものと思われるので比較実験を行なった。測定の結果は前の Case. と同じく縦断および横断に分け 図-30-1~10 に示し、実測および計算値の時間的変化に対する洗掘量の比較は 図-31-1~17 に示している。なお、この Case. に使用した実験時間は 180 秒、300 秒、600 秒のみにしている。

津波防波堤より港口よりは、前の Case. とほとんど変わらず海底面に小型の砂澱が発生している。変化しているところは自然勾配にした法面で、海底付近がわずかであるが削り取られる模様である。津波防波堤を通過したところでは、Case. 3 と同様に床固めの斜面に沿って流れが流出するため、跳水現象を起こす結果となり洗掘は増大し広い範囲に深みを形成している。Case. 3 では、桂浜側と種崎側とに洗掘の差異を生じたが、ここでは法面を砂に置き変えたことにより双方の洗掘差が小さくなっている。種崎側の津波防波堤背面の法面は削り取られることなく、反流によって堆積されることが横断面より明らかである。

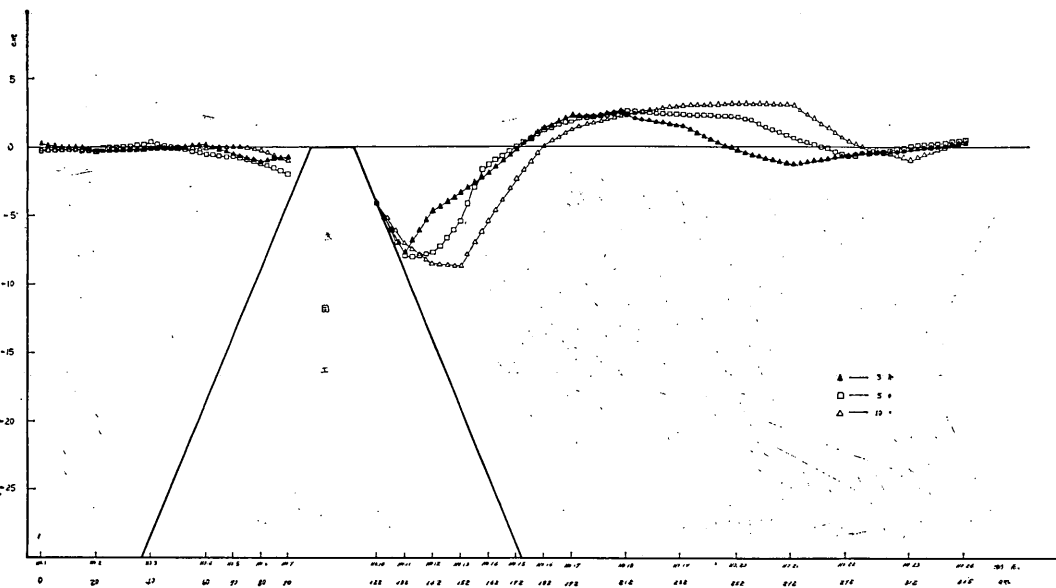


図-30-1 縦断面 (A) における洗掘量 (深さ)

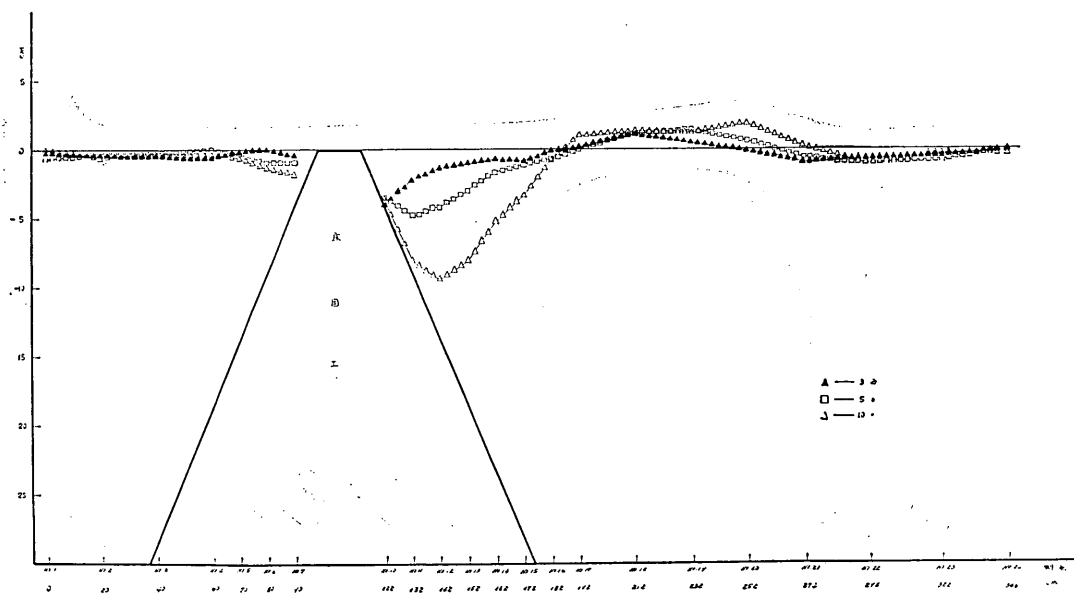


図-30-2 縦断面 (B) における洗掘量 (深さ)

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

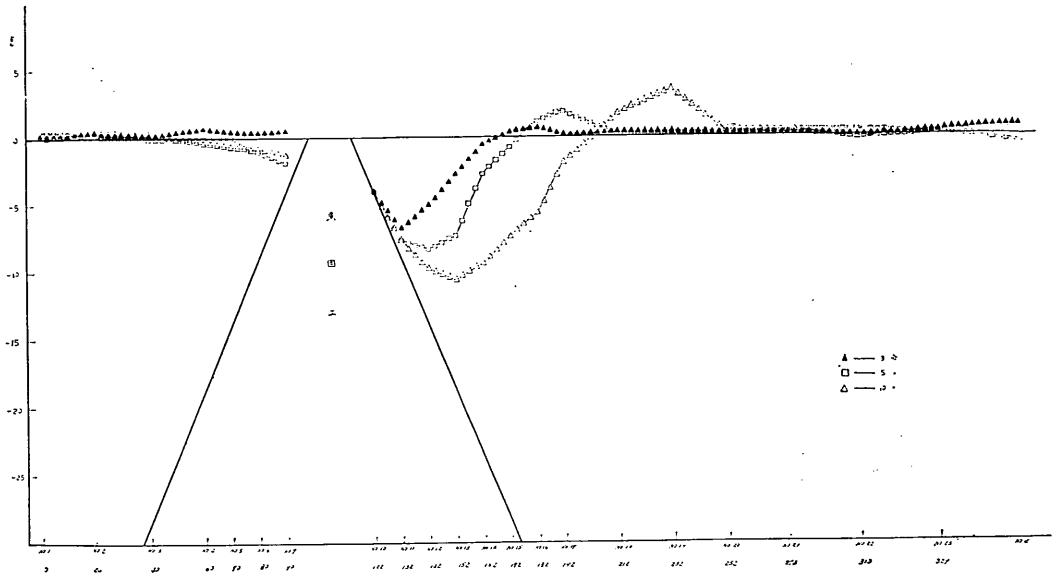


図-30-3 縦断面 (C) における洗掘量 (深さ)

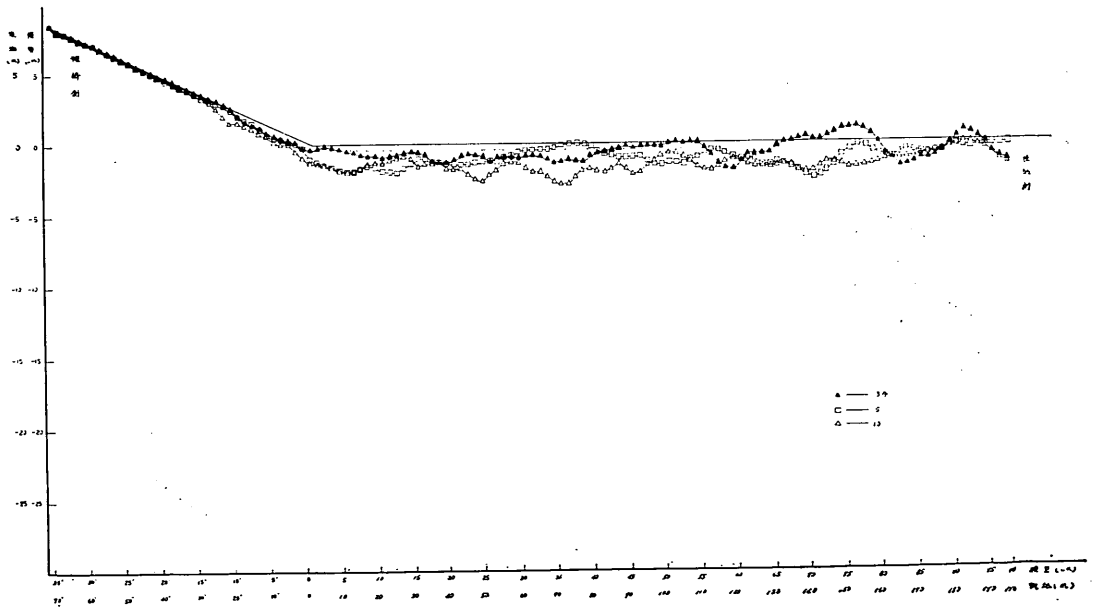


図-30-4 横断面 (No. 7) における洗掘量 (深さ)

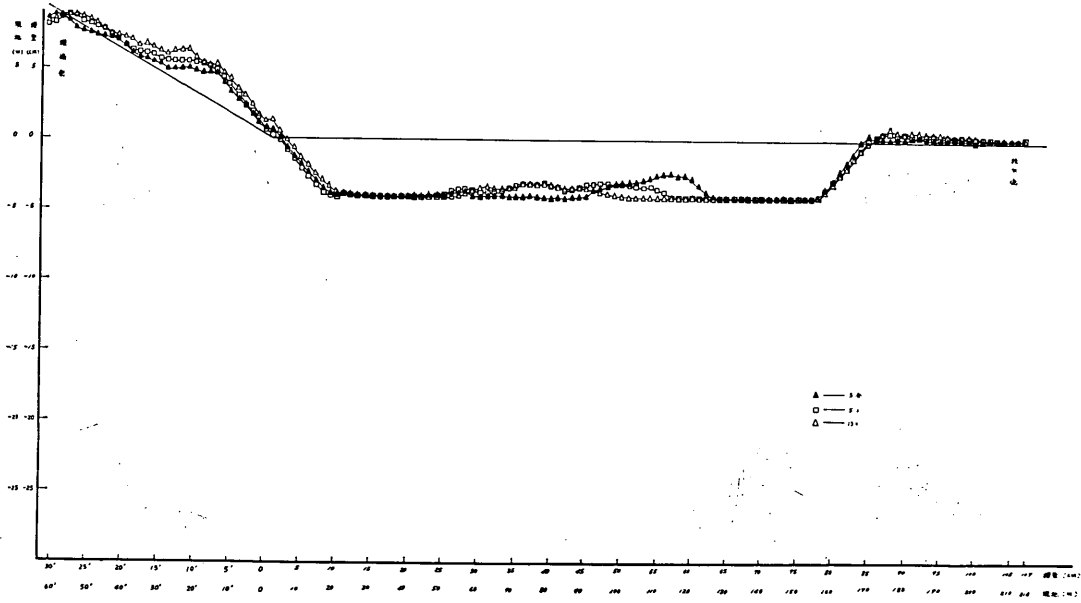


図-30-5 横断面 (No. 10) における洗掘量 (深さ)

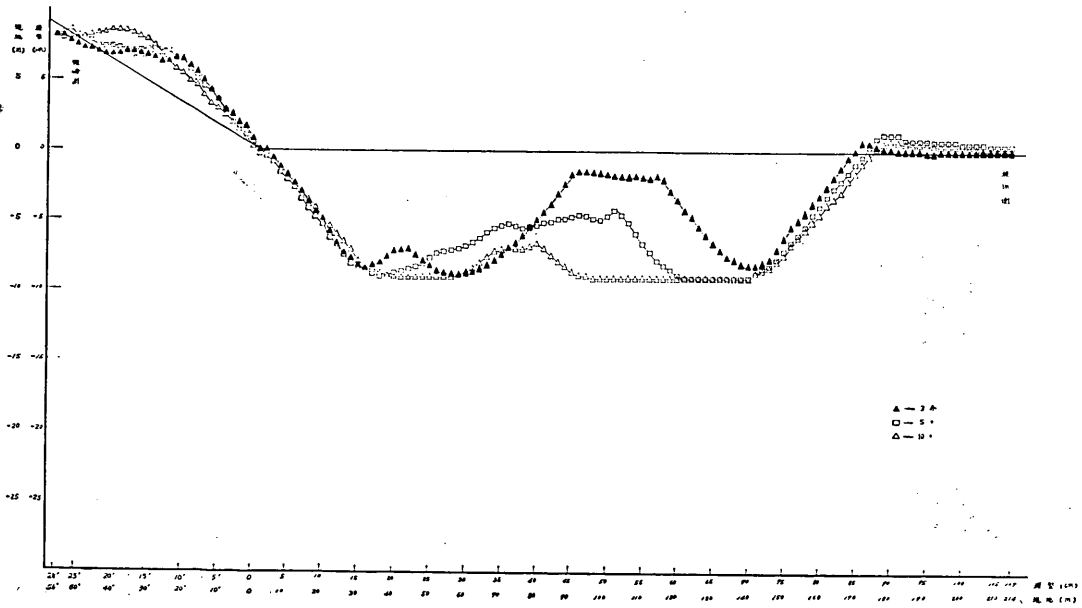


図-30-6 横断面 (No. 11) における洗掘量 (深さ)

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

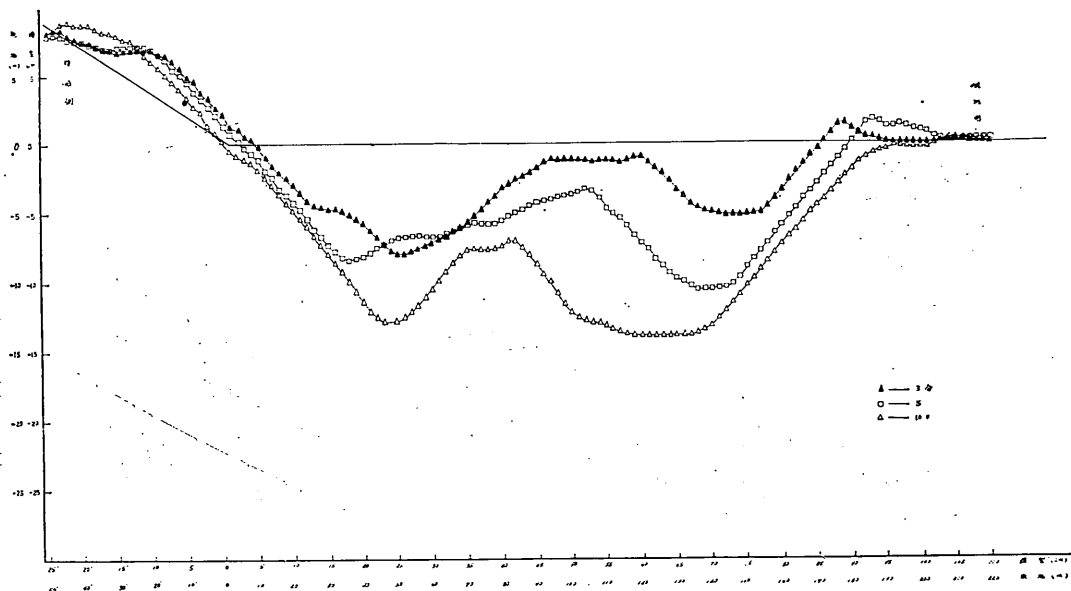


図-30-7 横断面 (No. 12) における洗掘量 (深さ)

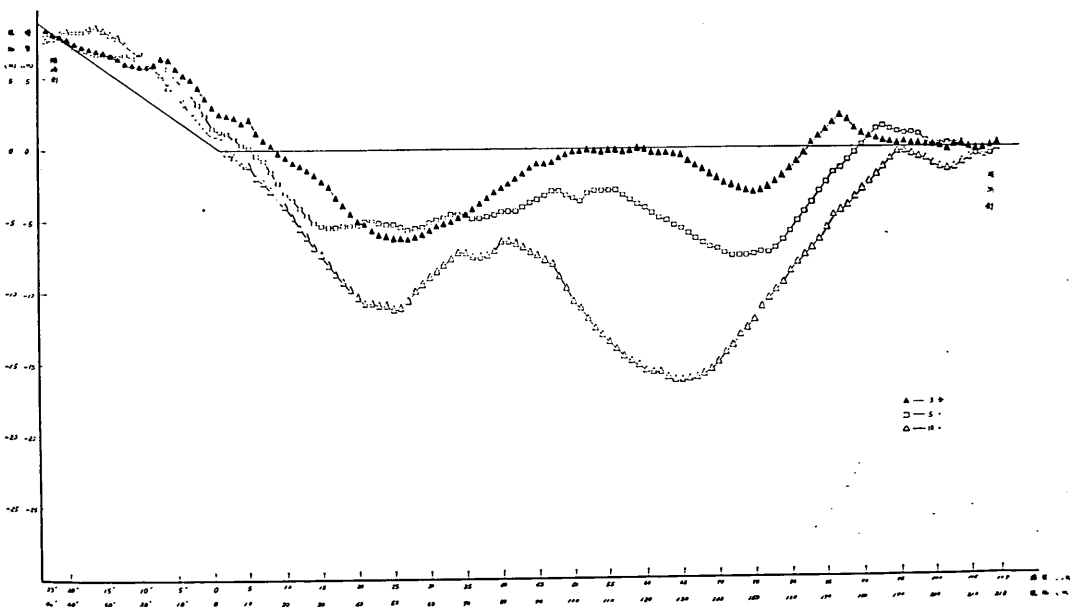


図-30-8 横断面 (No. 13) における洗掘量 (深さ)

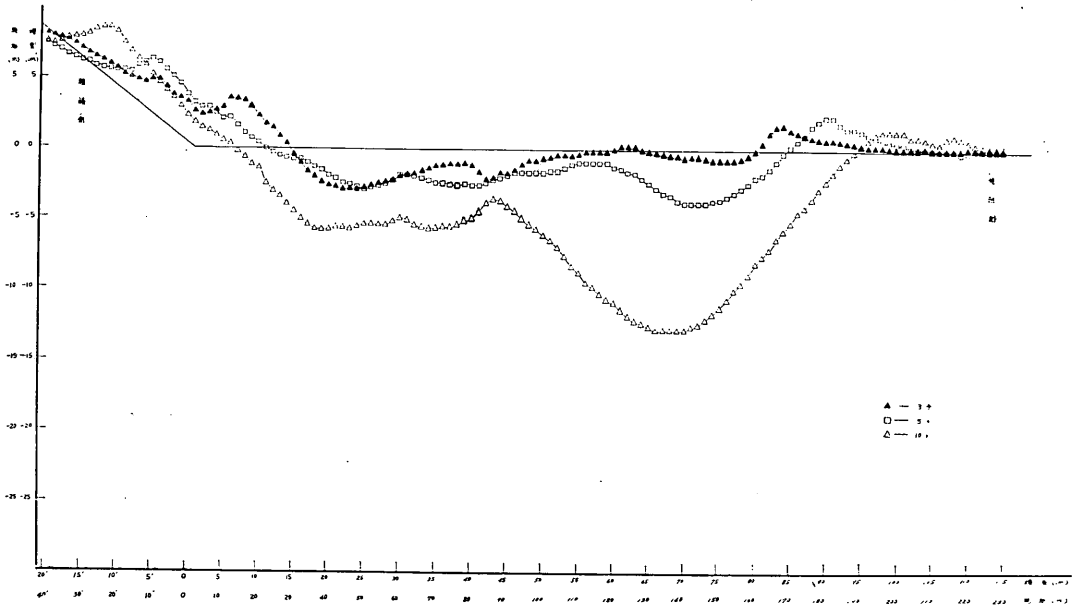


図-30-9 横断面 (No. 14) における洗掘量 (深さ)

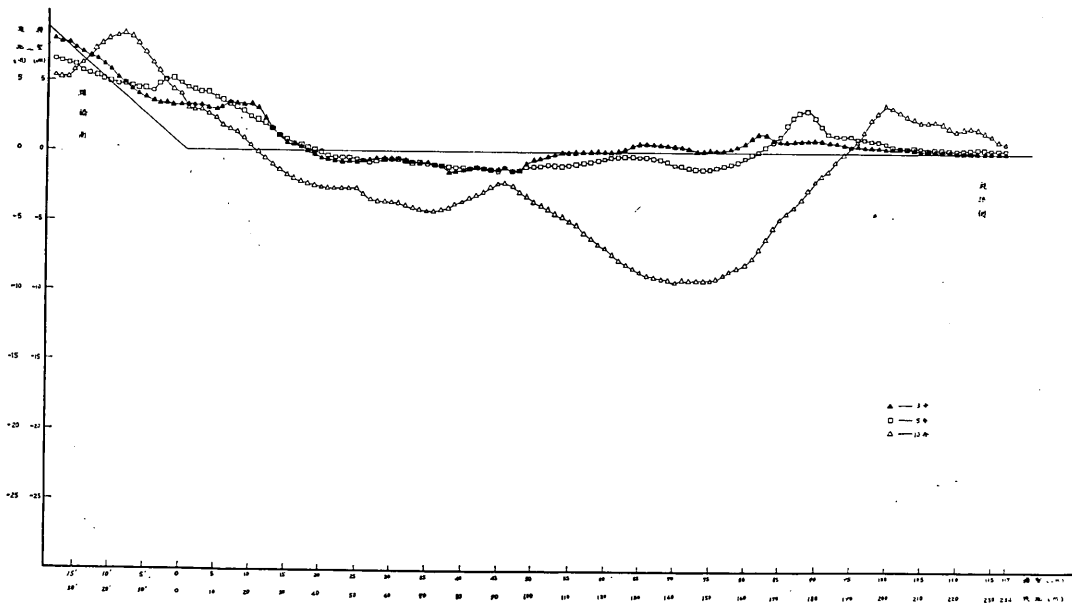


図-30-10 横断面 (No. 15) における洗掘量 (深さ)

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

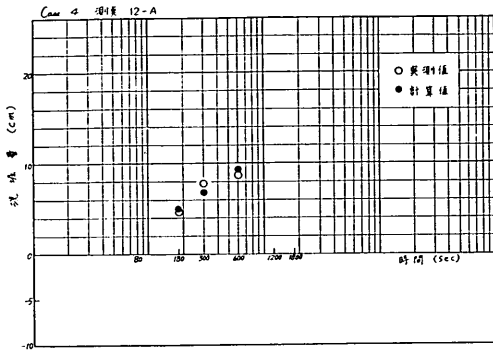


図-31-1

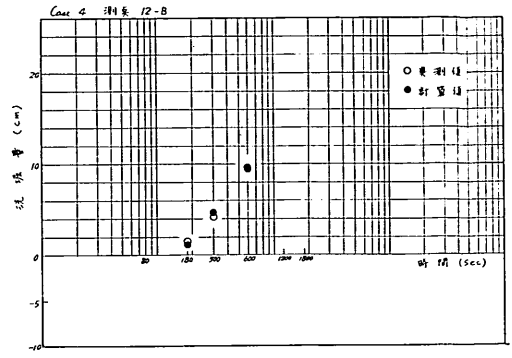


図-31-2

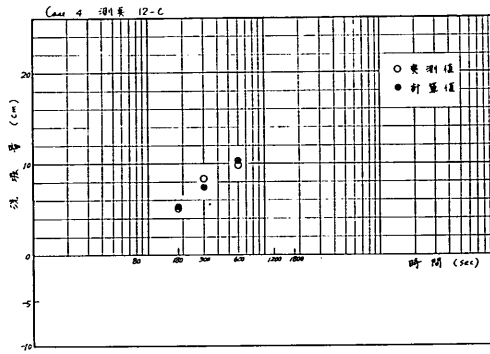


図-31-3

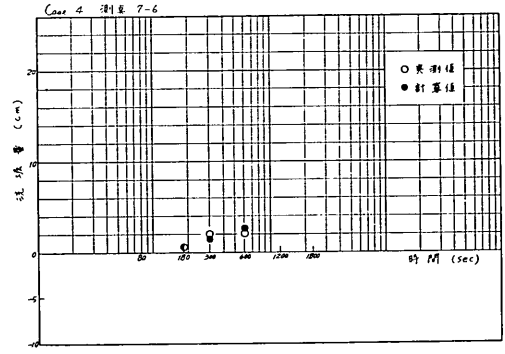


図-31-4

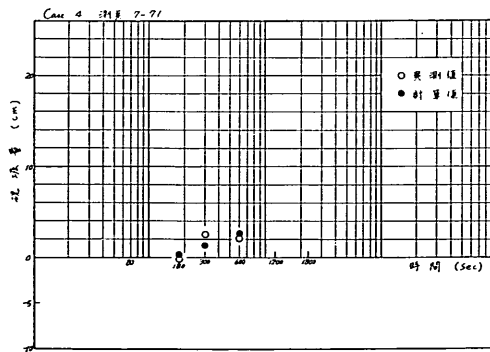


図-31-5

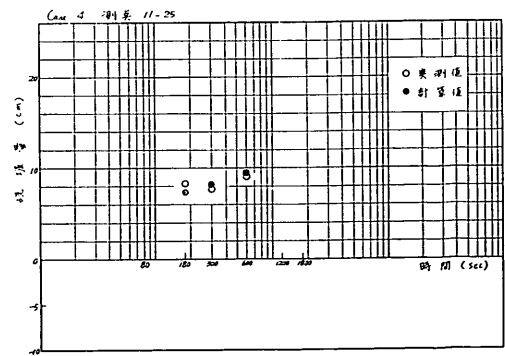


図-31-6

実測値および計算値の時間的変化に対する洗掘量

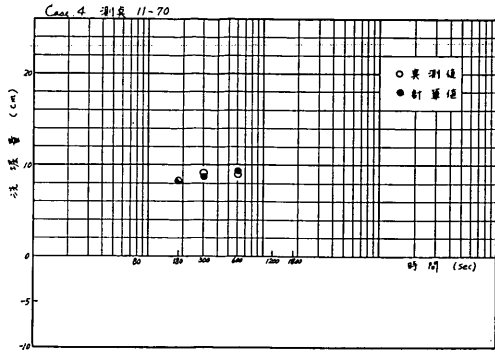


図-31-7

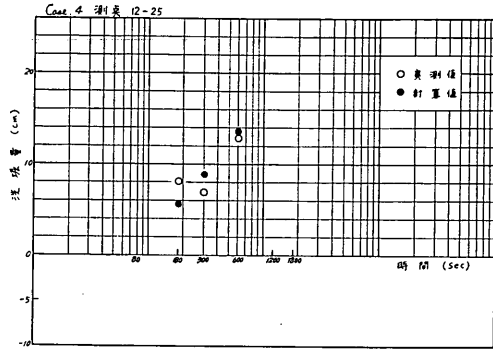


図-31-8

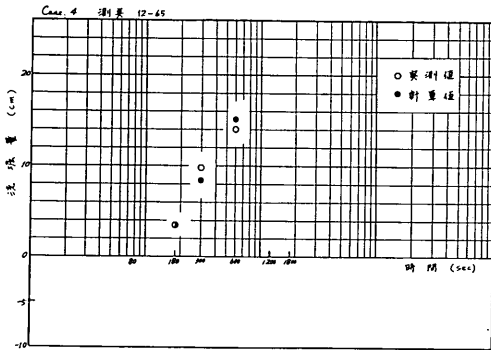


図-31-9

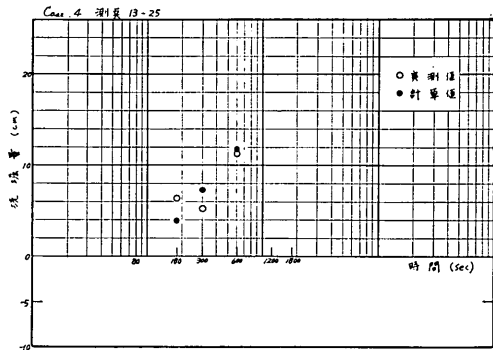


図-31-10

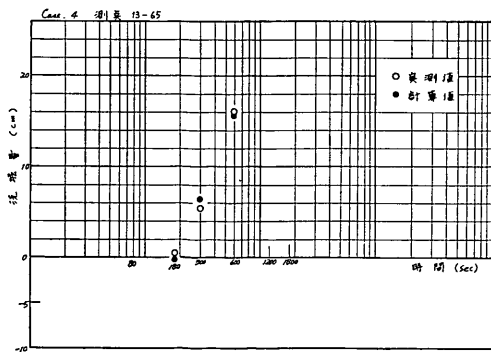


図-31-11

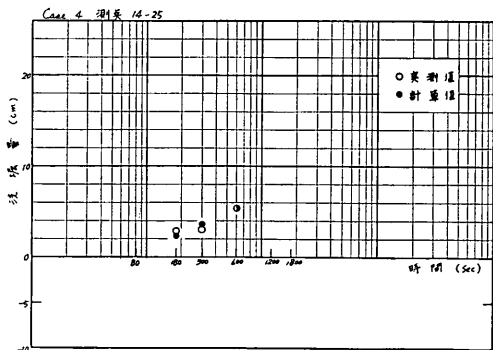


図-31-12

実測値および計算値の時間的変化に対する洗掘量

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

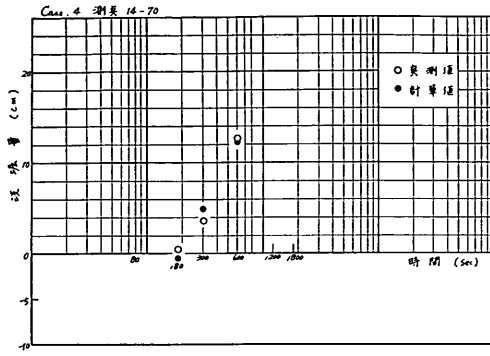


図-31-13

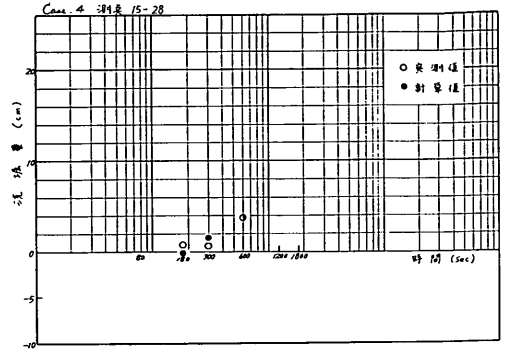


図-31-14

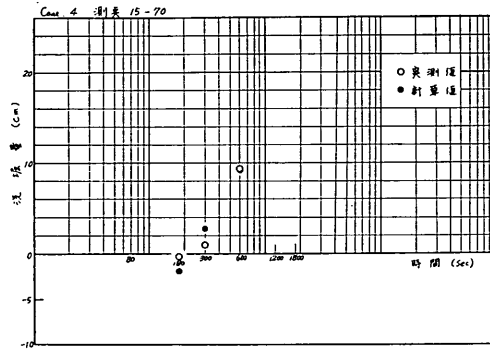


図-31-15

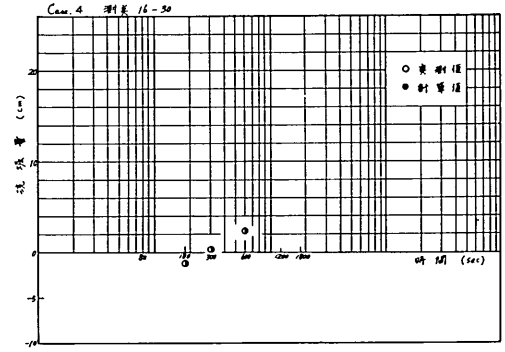


図-31-16

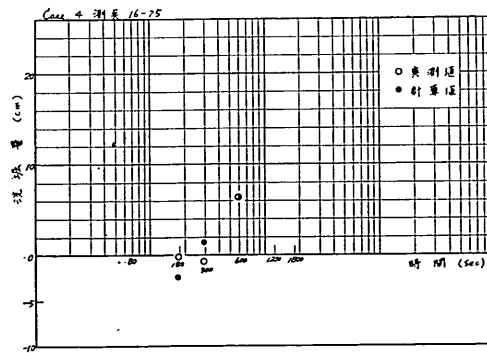


図-31-17

実測値および計算値の時間的変化に対する洗掘量

5-5 比較検討

一連の実験からそのまま現地の縮尺に換算して計算すれば、大体 $d_1(\text{現地}) \approx 50d_2(\text{模型})$ が現地の洗掘量に対応するものと考えられる。現地の d_1 は模型の d_2 の約20倍となるのでこれだけから推定すれば、実験値の2.5倍程度洗掘されることになる。実験には局部洗掘のためある程度の洗掘がはじまると、その場所の $u^* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$ は一様水路のそれよりも減少し、前記の簡単な公式の推定値程には洗掘されないであろう。したがって、これらを考慮すれば実験値による現地換算の約1.5倍程度と推定してよいのではないかと考えられる。津波の侵入は、傾向としてははじめは小さく次第に大きくなるものと考え、その掃流力の及ぼす時間的範囲は、前に述べたごとく5波長程と推定される。したがって、模型に換算して大体600秒間に流した時に起こる洗掘の結果が、津波防波堤付近に生じるものと思われる。であるから、一連の実験の洗掘量は600秒間流した時のものをもって表わしている。ここで各々のCase.の比較を写真-4~7および縦断面図図-32-1~3に、また、実測および計算値を図-33-1~6に示す。比較図から観察されるごとく、洗掘の量的増加率は局部的な差異はあるが、総体的に見て各々のCase.で述べた通りである。

そこで、各種(床固め工法)の条件を変化させた時の洗掘の状態が、いかに変化してくるかについての研究であるので、洗掘がある程度のところまで進行すれば床固めが崩壊し、津波防波堤に危険が生じるかという問題は今回の実験の範囲外である。洗掘の状態は、主として底層付近の流速によるものであるが、流量が一定なる時の洗掘力の大小は、底面近くに行ける層流および乱流による速度勾配に影響されるものと考えられる。したがって、流速が現地と模型で相似が成立すれば、歪模型の場合に

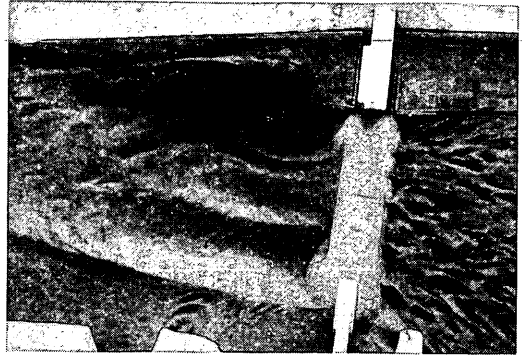


写真-5 Case. 2の洗掘状況

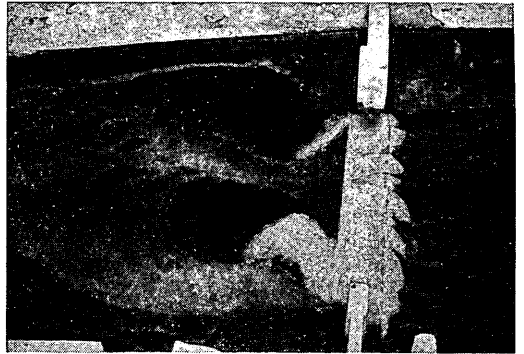


写真-6 Case. 3の洗掘状況

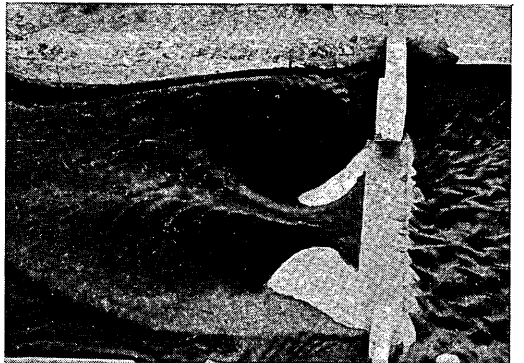


写真-7 Case. 4の洗掘状況

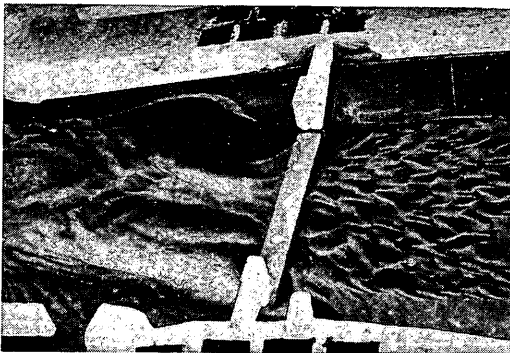


写真-4 Case. 1の洗掘状況

も洗掘の比較は、実際の場合の比較にも適用されるものであるが、局部的な問題として水制工(床固め)の型が異なるので適用できない。また、この模型実験は垂直方向が水平方向に対して引き伸ばされているため、測定した洗掘量は水平方向の範囲は実際には縮小されるものと思われる。以上の結果、でき得ることなら歪を失して、必要な部分だけでも拡大して、比較実験する必要がある。

高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)

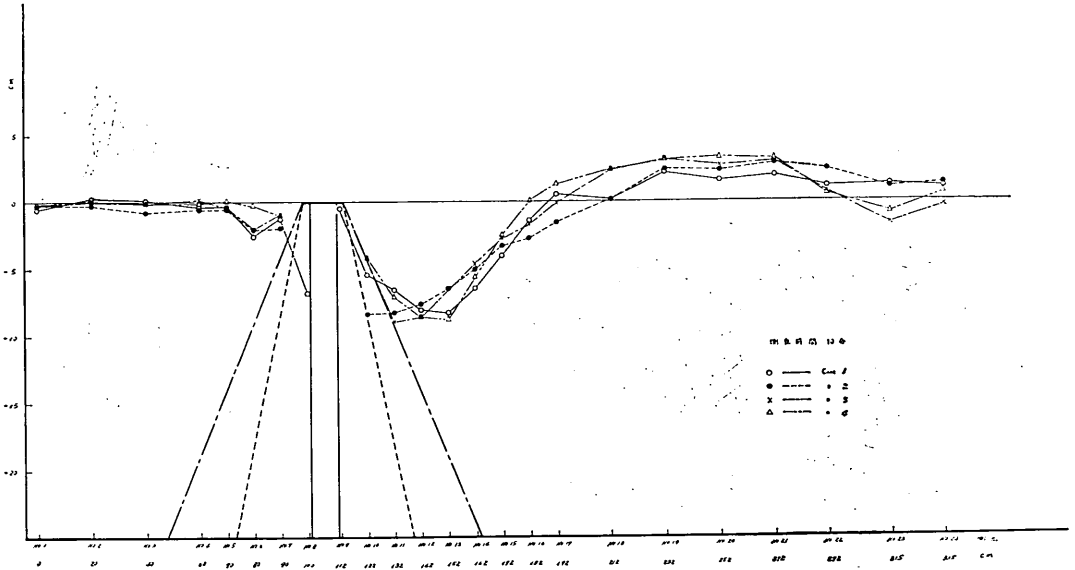


図-32-1 縦断面 (A) における Case. ごとの比較図

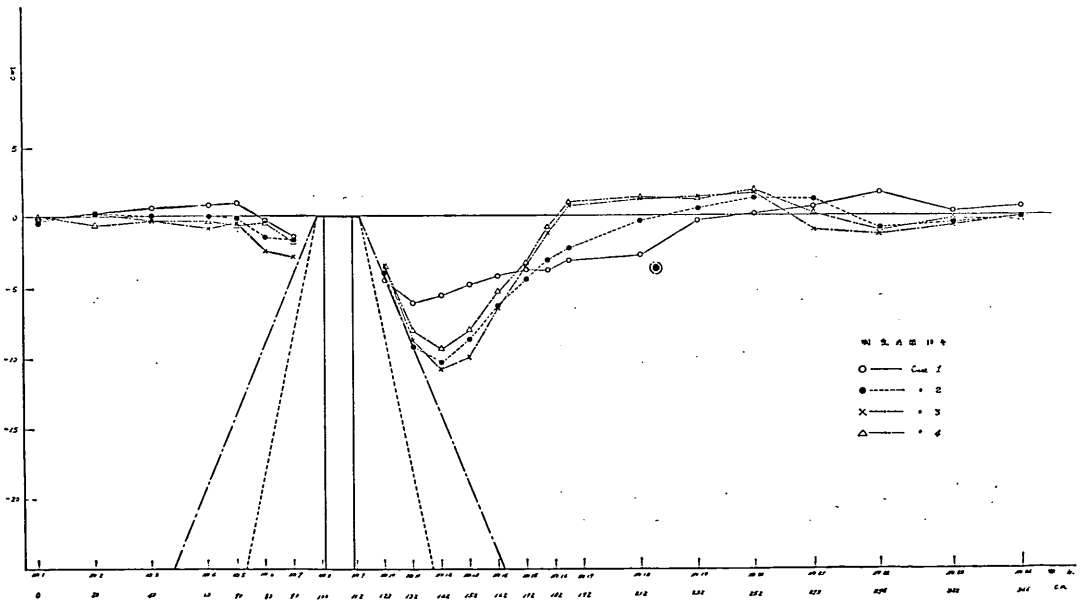


図-32-2 縦断面 (B) における Case. ごとの比較図

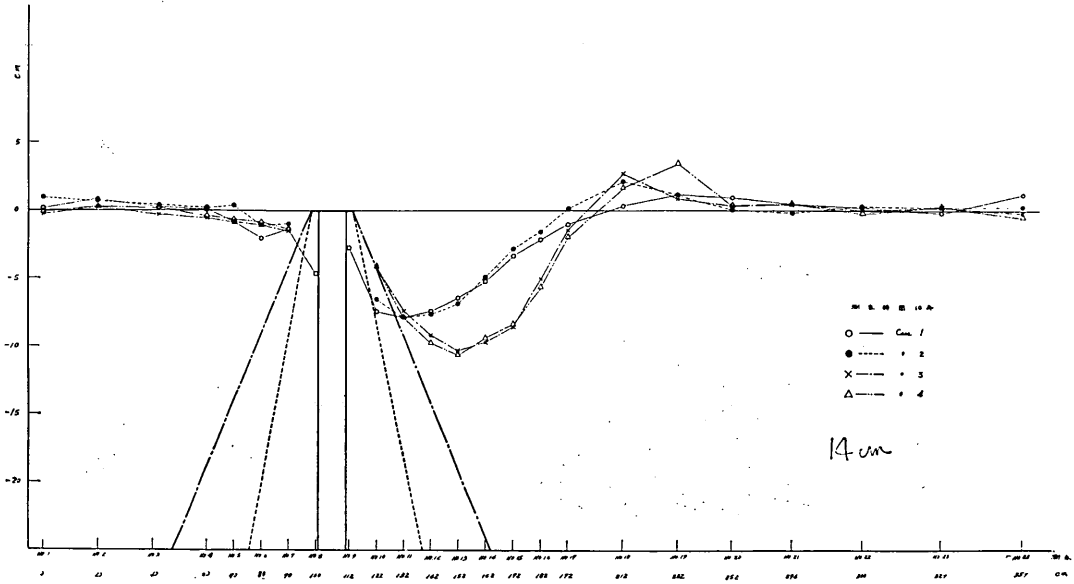


図-32-3 縦断面 (C) における Case. ごとの比較図

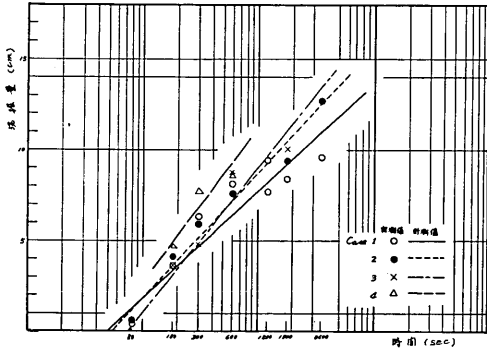


図-33-1 測点 12-A 実測および計算からの比較

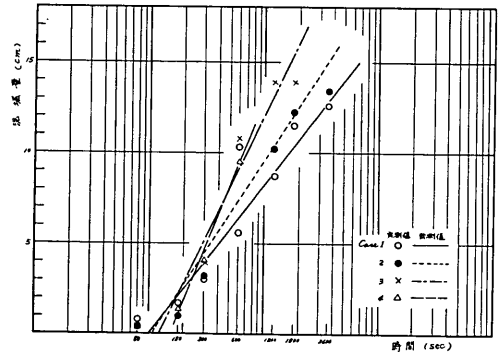


図-33-2 測点 12-B 実測および計算からの比較

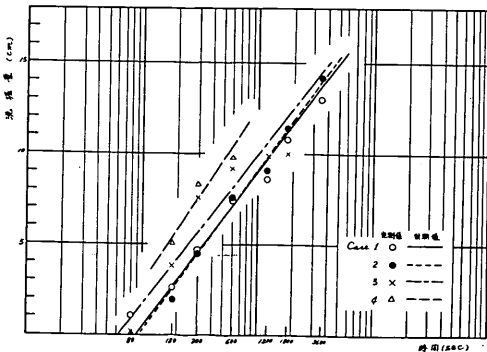


図-33-3 測点 12-C 実測および計算からの比較

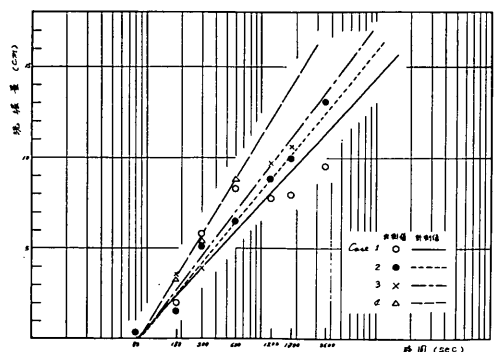


図-33-4 測点 13-A 実測および計算からの比較

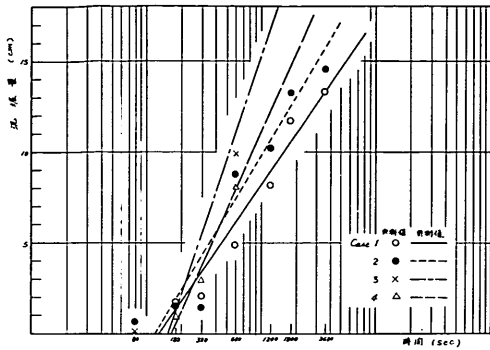


図-33-5 測点 13-B 実測および計算からの比較

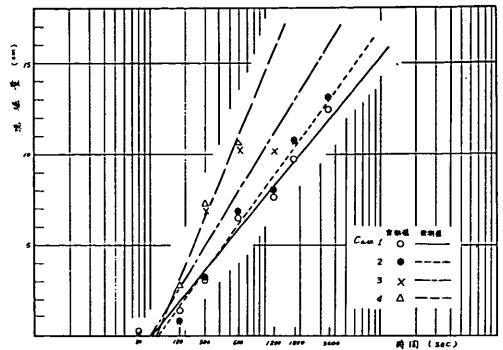


図-33-6 測点 13-C 実測および計算からの比較

6. あとがき

以上概括的ではあるが、高知港における津波防波堤に関する模型実験より種々な要望事項についての結果を調べた。これを要約すると次のごとくである。

1. 津波防波堤設置

この津波防波堤は津波の浸入時に対して、その浸入を抑制し非常に有効ではあるが、両防波堤の延長が異なっているため津波抑制効果は減するし、流況においても不規則な流れが発生する。また、常時の場合を考えると、津波防波堤の絞り幅が 170 m のため動水断面積の減少によって流速が増し、流出側の防波堤付近に逆流が起き、そのため船舶に多少の影響を与えるものと考えられる。したがって、安全のためからも船舶の出入は停潮時を利用するのが妥当である。

2. 浦戸導流堤

この導流堤は、設置された位置が前回よりも大分水路内に前進したため主流との距離が狭くなり、かつ導流堤の外側は逆流が発生しているため、堤内を出入する船舶は注意する必要がある。また、流量の増加によって流速が速くなった場合、逆流によって導流堤の先端が洗掘されるので、基礎の施工に十分考慮を必要とする。

3. みませ導流堤

この導流堤は島堤であり、この付近の流況は(前回の実験)導流堤沿いに流れが進む傾向を示しているにもかかわらず、法線を前進させたために導流堤の間隙より出入する流れが激しくなっている。したがって、大きな乱れが発生し、導流堤の先端の洗掘に対して十分な対策が必要であり、堤内を出入する小型船舶は特に注意しなければならない。

4. 津波防波堤付近の床固めによる海底および局部洗掘

本実験では全面に渡る海底洗掘の状態は、洗掘の開始の偶然性に左右され、洗掘分布が多少変わるものと考えられる。したがって数多くの実験を行ないその平均値から算出するより手段はないものと思われる。津波防波堤付近の床固め工法を3種類に分けて行なっている。その結果より判断すると、勾配がある場合には、その斜面に沿って流れが流出するため、跳水現象が生じ洗掘量が増大する。また、勾配が緩いほど広い範囲に渡り、深みが形成されるので床固め工法は、勾配をつけず直立の方が良いのではないかとと思われる。しかし直立の場合、流れの一部が床固めの壁面にあたり流速が遅くなり、その部分の圧力が増加する。この結果、床固めの前面では主流が海底から離れ、水平方向を軸とする渦が生じ局部的に洗掘される。

以上の床固め工法は欠点があるので、他の工法を実験的に研究する必要がある。また、この実験は津波の浸入時であり、実際には引波時においても当然洗掘の現象が生じるので、往復運動の実験を行なわなければ正確な洗掘値は得られない。上記のごとく部分的にはっきりしない点が残されているので、機会があればこれらの点を明らかにするため実験を続行したいと思っている。

なお、この実験のため、種々御便宜をはかっていただいた第三港湾建設局高知港工事事務所前所長田村邦夫氏並びに所一同、第三港湾建設局神戸調査設計事務所前所長青山正幸氏および懇切な御指導を賜った港湾技術研究所水理研究室長浜田徳一氏、高潮津波研究室長加藤始氏に深く感謝の意を表します。最後に、この報告の作成に協力された一寸木技官に、心からお礼申しあげらる。

参 考 文 献

- 1) 高知港津波防波堤に関する模型実験 柴山焯彦, 木村久雄, 武村莞爾 港湾技術研究所報告 第3巻2号 1964年6月
- 2) 高知港津波防波堤に関する模型実験(第2報) 柴山焯彦, 木村久雄, 高木幸夫 港湾技研資料 No. 25 1966年9月
- 3) 高知港口模型実験について 浜田徳一, 寺西孝雄,
- 4) 水路内に浸入する津波の計算(高知港の場合) 浜田徳一, 堀口孝男, 加藤 始, 金子正久 第8回海岸工学講演集 1961年
- 5) 水理公式集 土木学会 1963年増補改訂版
- 6) Waterways Experiment Station No. 2-364 June 1953年

(43. 3. 28 受付)