

日本道路公団

目

目

(正員)

平塚 誠

吉野 剛成

松尾 光弘

1. はじめに

岩大橋は外洋(相模湾)に直接面して架ける全長610mのPC(ディビダー方式)長大橋である。

本橋の特色は

- i) 波浪条件が厳しいこと
- ii) 地質状態が複雑なこと
- iii) 資材搬入路の確保が難しいこと

で、特に外洋から直接打ち寄せる強大な波浪にいかに対処するかということが問題となり、海中橋脚の数を少なくし工事の安全、工費の節約を期す一方、このような波浪条件に関して種々の検討を行った。本橋下部工の計画、設計について波浪条件を中心にその概略を紹介する。

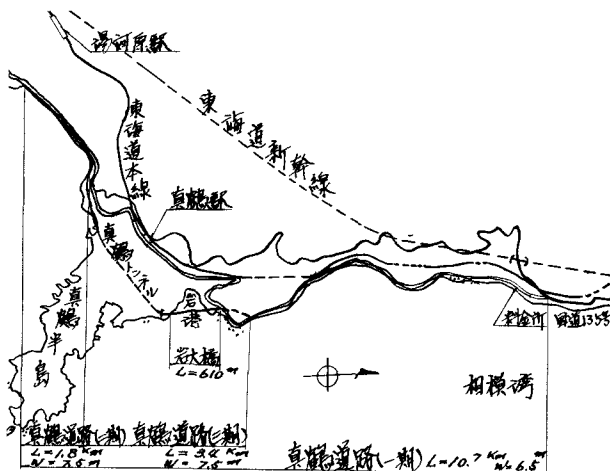


図-1 岩大橋位置図

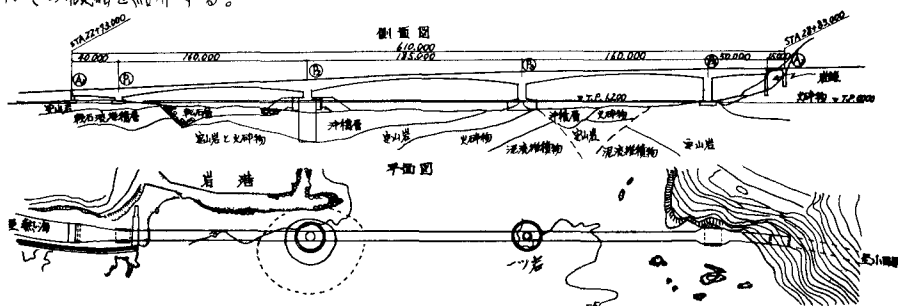


図-2 岩大橋一般図

2. 設計波高

設計波高を決めるに際し、相模湾における波浪観測データの収集、架橋地帯を中心とした調査調査、解析等を行った。以下にその内容を列記する。

i) 波浪観測データは、岩漁港の目視観測データ、国土防災科学技術センターの浮標沖波浪観測データ(5年間)その他が集められ、このうち浮標沖波浪観測データを中心に波高の生起確率を求めた。

ii) 昭和46年11月以来、架橋地帯の沖合約100mの海底に波高計を設置し波浪観測を行っているが、記録したデータのうち日最大波に着目してまとめたのが図-3で、昭和47年1月11日の安積所では最大波高 $H_{max}=9.02m$ ($T=13.4sec$)を記録している。

iii) 波浪の収れん、発散の程度を調べるため近海の採波測量(水深100m以内)を行ない、神波の入射角、波浪周期をパラメータに屈折図を作成した。これによると最大屈折係数は $K_r=1.5$

表-1 波高の生起確率

確率	最大波高	備 考
1年	5.0 ^m	発生頻度は推定が困難で
2年	6.5	あるが、対数正規分布を仮
3年	7.0	定し、石原・高瀬の方法に
10年	10.0	より定数を推定した。

(NE方向, $T=14 \text{ sec}$)で、神波高を $H_0 = 7 \text{ m}$ としても現地で 10 m 程度の高波が来襲する可能性がある。

iv) 水理模型実験(後述)によっても現地換算波高 10 m 程度の高波が生じ得ることが分かった。

以上のような検討の外、併設限界等の検討を行ない設計最大波高を $H_{\text{max}} = 10 \text{ m}$ と決定した。なお、橋脚前面の水深は約 9 m 、海底勾配は約 $1/30$ で、計画潮位は $T.P + 1.20 \text{ m}$ である。設計に用いた各構造物、各施工段階における荷重の組み合わせを表-2に示す。

表-2 荷重の組み合わせ

構造物	ケース	荷重の組み合わせ	備考
下本橋主体	完成時	主荷重+波力($H=5 \text{ m}$)	震度 $K_4 = 0.25$
	完成時	主荷重+風荷重+波力($H=10 \text{ m}$)(H_0)	
	地震時	主荷重+地震の影響+波力($H=5 \text{ m}$)	
コソレール	完成時	主荷重+波力($H=5 \text{ m}$)	$1/6$: E&Gの増徴
	完成時	主荷重+波力($H=10 \text{ m}$)	
	施工時	主荷重+波力($H=7 \text{ m}$)	
海橋中橋	完成時	主荷重+波力($H=1.5 \text{ m}$)	$H_0 = 1.600 \text{ m}$
	施工時	主荷重+波力($H=5 \text{ m}$)	

3. 大径円柱に作用する波力

海中橋脚の形式は作用波力を軽減するために円柱構造を基本にしている。例えば R_2, R_3, R_4 の脚柱は円柱($\phi = 7.5 \text{ m}$)で、また R_2, R_3 の築島セウには円形セウ($\phi = 25 \text{ m}$)を用いている。

ところでこれらの設計を行なうにあたって、このような大径円柱に作用する波力、特に併設力の大きさをどのように求めれば良いかということが円腹とがり、十分幅の広い壁体に作用する併設力の大きさと適合する広井公式($P = 1.5 W_0 H$)では過大と考えられたので、東京大学に委託して水理模型実験を行ないこれを調査した。

3-1 水理模型実験

実験に用いた水槽は図-4に示すようなもので、造波機はフラッグ式を用い、波力計は全波力用と部分波力用の2種とした。実験の項目およびその目的は表-3に示す。

実験A) 一様勾配斜面による実験

大径円柱に作用する波力の把握
併設工効果の検討

実験B) 現地地形模型による実験

既存の背後防浪堤の影響の検討
実験Aの現地地形での確認

に分けられ、これら実験A、実験B各々について脚柱、セウ(セウ+併設工)3種の構造物を対照に実験を行なった。なお実験に用いた縮尺は実験水槽の規模、実験の精度等を検討し、長さ: $1/50$ 、時間: $1/7.07$ とした。

図-3 架橋地帯の日最大波高

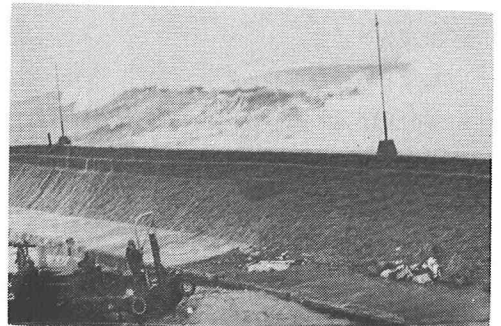
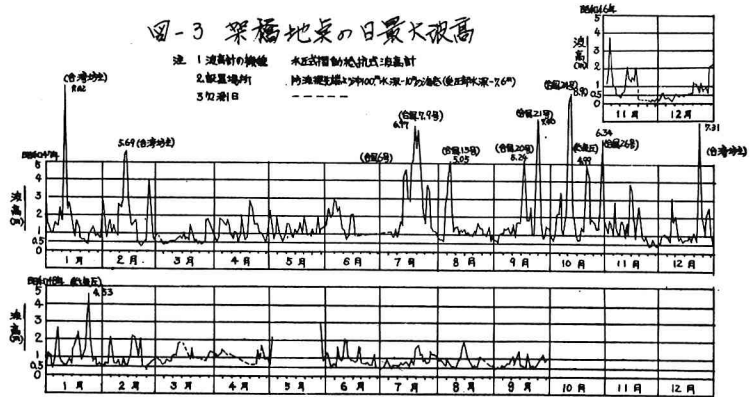


写真-1 併設工(47.1.11)による高波($H=8 \text{ m}$, $T=14 \text{ sec}$)

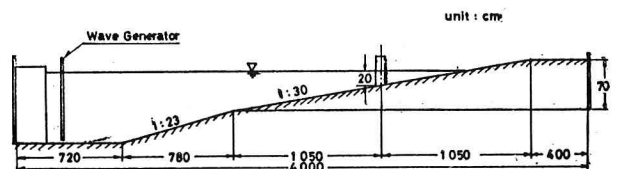
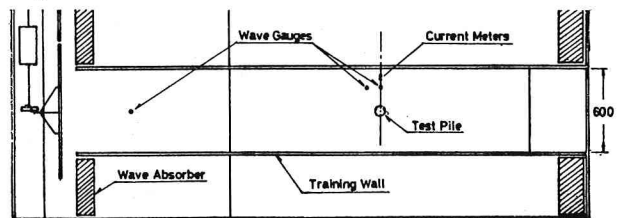


図-4 実験水槽

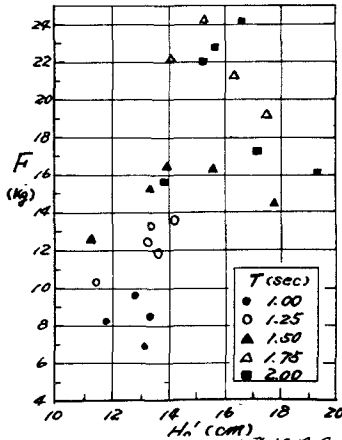


図-5 セル全波力-碎波高相関図
(一様勾配、消波工なし)

次に実験結果について、図-5によるとセルに作用する全波力は波高によりかなりの変動が見られ、破力を評価する場合、周期グラフのパラメータになっていることがよく分かる。

また碎波力の鉛直分布の一例を図-6に示すが、図によると消波工のない場合は、静水面付近で大きくその上下で徐々に減少する傾向が見られる。しかし消波工を設けた場合は、消波工天端を砕けた波の裏側部分が走る傾向が見られ、この付近で部分的に大きい破力が作用している。

全波力の大きさについて広井公式と比較検討するために、広井公式の破力係数 K (広井公式では $K=1.5$)に相当する値を求めてみると、図-7のように最大でも $K=0.7$ とかなり小さい値が得られた。

実験データのバラつきに関して、碎波力の出現度数分布の一例を図-8に示すが、実験結果を設計に適用する場合この点も十分考慮する必要がある。

3-2 設計破力

A. 砕けのない波による破力

一般にこのような場合の破力としては重複波による破力または進行波による破力が考えられる。しかし前者は連続する壁体に作用する破力によく見られる現象(今回の実験でも多次波の反射は見られた)であって、円柱の径と波長の比 D/L との関係からこの場合はむしろ後者の破力をとるのがより実情に近しいと思われる。

そこで詳しい事は参考文献に記載されているので省略するが、Morison-O'Brienの式に質量力と水粒子加速度の位相差 ϵ を考慮して、砕けのない波による破力を

$$F_T(\theta) = (F_D)_{\max} \sin^2 \theta + (F_M)_{\max} \cos(\theta - \epsilon) \quad (1)$$

$$(F_D)_{\max} = \frac{W_0}{2g} \cdot D \cdot C_D \int_{-h}^{\eta_0} u_{\max}^2 dz \quad (2)$$

$$(F_M)_{\max} = \frac{W_0}{g} \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot C_M \int_{-h}^{\eta_0} \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)_{\max} dz \quad (3)$$

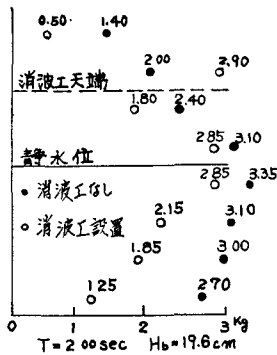


図-6 碎波力の鉛直分布の一例
(一様勾配、セル)

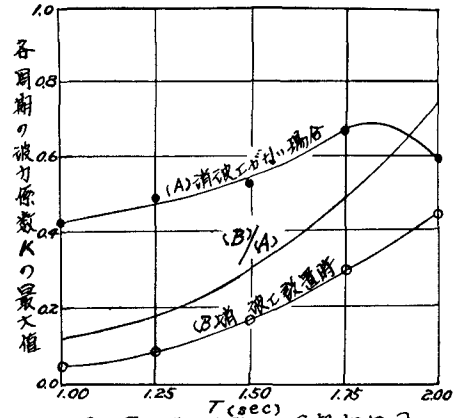


図-7 破力係数-周期相関図
(一様勾配、セル)

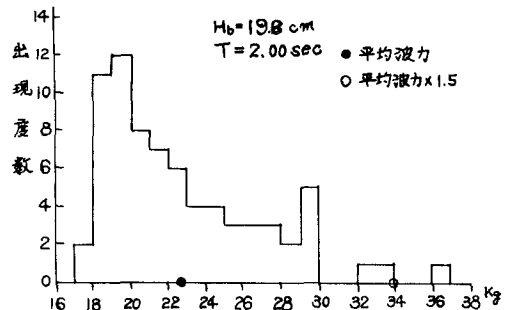


図-8 碎波力の出現度数分布の一例
(一様勾配、セル全波力)

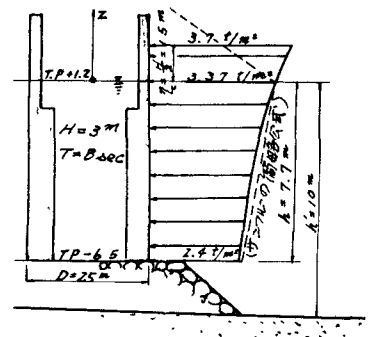


図-9 位相差を考慮した式による
波圧分布(砕けのない波)

として計算した。計算の一例を図-9に示すが、この場合サンフレの簡略公式による破圧分布と比較的良好に似ている。しかし全作用破力は約1割減と多少小さい値が得られた。

B. 破損による破力

計算の簡略化を考慮し公式と同様の破圧式を用いることとし、3-1で述べた破力係数 K にデータのバラつき、突構造物の破力作用水深と破力計の破損作用水深の相異に関する補正を行ない $K = 0.7 \times 1.5 \times 1.2 = 1.2$ （破損なし）とした。また破損による破力の軽減を考慮する場合は、図-7から破損なしの場合の約75%程度の破力になるので、 $K' = 1.2 \times 0.75 = 0.9$ として破破力を求めた。

3-3 安定計算結果

表-3 安定計算結果（完成時、 E_3 ）

項目	基礎	基礎間距離（m）	地震時（ σ ）	暴風時（ σ ）
N	(t)	13.866	13.160	13.388
H	(t)	1.584	4.017	6.708
M	(t・m)	10.784	37.584	71.956
Q_{max}	(t/m)	35.3	51.3	80.6
滑動安全率	$\sqrt{s}$	5.25 > 1.5	1.97 > 1.5	1.20 = 1.2

3-2に述べた方法で計算した結果および他の荷重条件下における安定計算結果を表-3に記す。これによれば結果的に地震荷重で完成時の安定が決まっているが、荷重条件としては地震力にはほぼ同等と考えて良く、破損条件が橋脚の規模決定の際、一要素となり得ることを示している。

4. 施工、仮設橋計画

施工、仮設橋を計画する場合、今までに述べた破損条件を十分考慮してこれを打つ必要がある。

4-1 E_2 築島セルの安定

E_2 基礎はニューマックケーソン基礎（ $k = 32.5m$ ）で、ケーソンの掘削施工にはかなりの月日を要するものと思われ、特にプレキャストケーソン設置時に高圧が累積すればケーソンは直ちに流されてしまう恐れがある。

このために、まず鉄筋コンクリート製のセル（空中重量2,800t）を設置し、次にプレキャストケーソンを据え付け、直ちに中詰め土砂を投入し築島の早期安定を計る（セル単独では $H=3m$ の破損滑動する）予定である。またシマフトについても破れた破により破壊されることのないように鉄筋コンクリート（厚さ30cm）で防護するよう設計している。

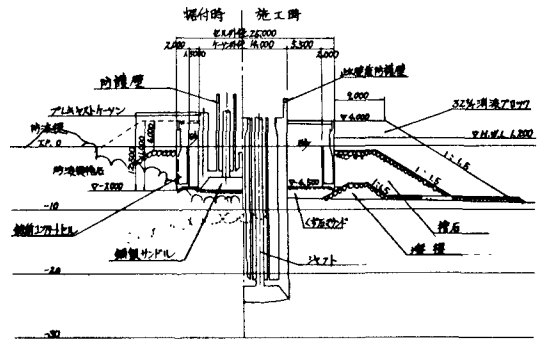


図-10 E_2 基礎 施工計画図

4-2 E_3 築島セルの安定

E_3 基礎は直接基礎で、通称「ツギ」と呼ばれている岩を取り囲むようにしてセルを設置する。 E_3 では E_2 の場合と異なり中詰め土砂は用いられないので、設置後直ちにセルボロー内よりボーリングを行ない、PSアンカーにて地盤に定着し破損に対する滑動安全率を確保するようにしている。

4-3 鋼製橋脚の安定

鋼製橋脚については暴風時設計破圧を $H=5m$ とし、作用破力は合田式により計算した。なお橋脚の部材には鋼管を主に用い、床版はグレーキング構造とし揚圧力の軽減を期した。

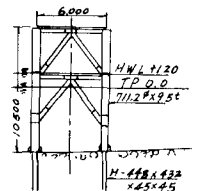


図-11 鋼製橋脚

5. おわりに

外洋に架ける橋の計画、設計と題し当初図面計画、検討してきた事項の一部を記したが、図-11鋼製橋脚本橋の工事はこれらであり、施工にあたっては突構造物での破力測定等を実施する予定である。ただ、この報告が橋梁技術者にとって少しでも参考になれば我々望外の幸いである。最後に、この報告の中核をなす大径円柱に作用する破力に関し、実験、解析の労苦として下さった東京大学の堀川教授、横辺助平両氏、ならびに各種調査、実験工事、設計施工計画に際し、貴重な助言と御指導を下さった各分野の先生に感謝の意を表わしたい。

参考文献) 堀川清・横辺足・藤井秀博：円柱に作用する破力に関する研究、第20回橋梁工学講演会 論文集（1973）