

運輸省港湾技術研究所 正会員 横田 弘
同 上 正会員 清宮 理

1. まえがき

近年、海洋資源及び海洋空間を有効に利用する必要性が叫ばれ、それに伴って多岐にわたる海洋開発が計画・実施されている。これらの開発の場は、水深の大きな海域に求められつつある。大水深海域に建設される防波堤は、従来の防波堤と比較して大型化するとともに強大な波力が作用する可能性が高い。作用する強大な波力の低減や波エネルギーの逸散を図り、堤体の安定性の増大、堤体または部材の破壊に対する安全性の確保及び建設費の低廉化を目的とした各種の新しい防波堤構造型式が提案されている。これら新形式防波堤の実海域への設置に先立ち、堤体の安定性ならびに防波堤を構成する構造部材の破壊に対する安全性を検討することが必要である。すなわち、新形式防波堤の実際の海洋環境下での作用外力や堤体の挙動を事前に把握しておく必要がある。

このようなことから、新形式防波堤の実海域での挙動を把握し、設計・施工法の妥当性を検討する目的で、3種類の新形式防波堤を試作・設置（以下試験堤と呼ぶ）し、実海域での堤体の振動特性及び部材に生じる応力度の観測を実施した。本報告では、現在まで得られた観測記録のうち8個の記録を基に、堤体の振動特性及び部材応力について調べた結果について述べる。また、堤体を剛体に、マウンドをバネに置換した一質点系の力学モデルにより動的応答計算を実施し、観測結果との比較検討を実施したので併せて報告する。

2. 現地観測の概要¹⁾

試験堤の設置位置は、図-1に示すとおり、秋田県船川港沖合約1km、水深-11mの地点である。3種類の試験堤の標準断面図を図-2に示す。T2は異型底板ケーソン堤と呼ばれ、堤体の滑動抵抗を高める目的で、底板に箱型の突起を設けた防波堤である。T3は上部斜面ケーソン堤と呼ばれ、波力の鉛直成分を堤体の安定性の増大のために利用する目的で堤体の上部工に斜面を設けたものである。T4は曲面スリットケーソン堤と呼ばれ、堤体に作用する波力の低減及び反射波の減少を目的として、堤体の前面に円弧状の曲面スリット部材を設けたものである。堤体には、各所に波圧計、鉄筋計等の測定計器が取付けられており、設定波高以上の波浪が到来した

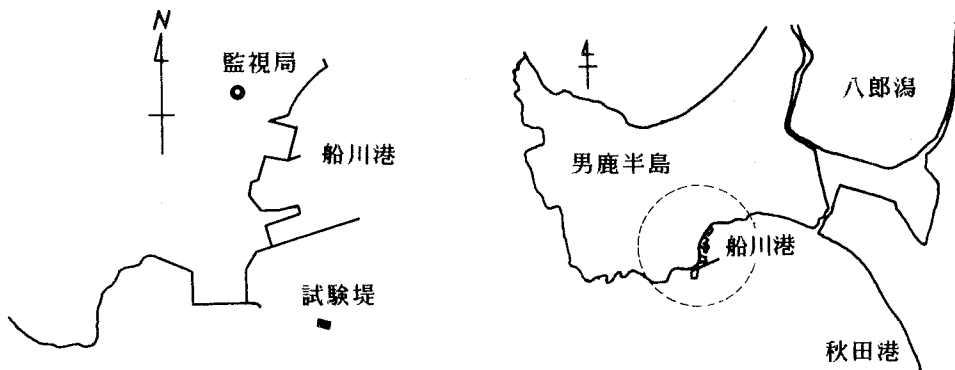


図-1 試験堤の設置位置の概要

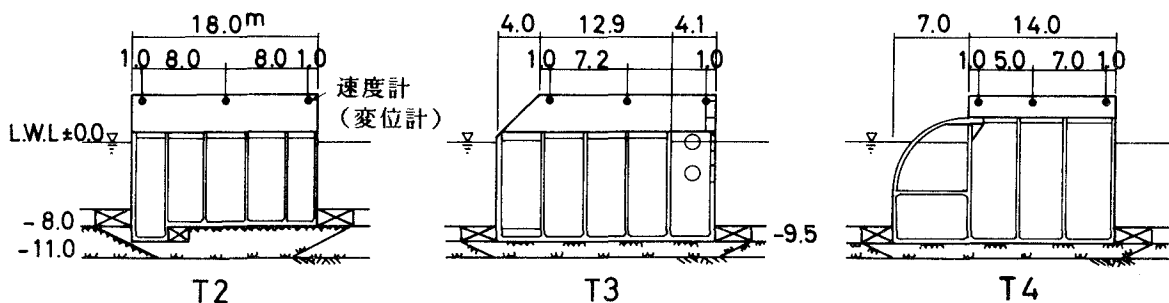


図-2 試験堤の標準断面図

ときに自動的に10分間連続して計測が行われる。T 4での測定計器の設置状況を図-3に示す。

試験堤では、昭和56年2月の観測開始より昭和59年3月の観測終了までに 140個程度の記録が得られている。本報告では、これらの記録の内、記録の状態が比較的良好なもの及び波高の大きいものを8個選んで解析を行なう。8個の記録の概要を表-1に示す。

3. 観測記録の解析

(1) 堤体の振動特性

観測記録を基にして得られた最大波高値、堤体の最大水平変位及び鉛直変位を表-1に示す。試験堤の設計波高は9.5mであるが、解析の対象とする波浪条件での最大波高は3m程度と小さな値である。現地観測により得られた堤体の水平変位の記録波形の一例を図-4に示す。波形は、観測された記録そのままのもので、ドリフト、トレンド等による影響を含んでいる。これまでの記録では、いずれの堤体でも水平変位は鉛直変位と比較して大きい。また、試験堤の前面と後面とで観測された鉛直変位波形間の位相はほぼ同位相であり、顕著なロッキング現象は生じていない。各試験堤で観測された最大波高と最大水平変位との関係を図-5に示す。最大波高が大きくなると最大水平変位も大きくなるが、同一の波高に対して生じる最大水平変位では、試験堤の種類による有意な差が認められない。

T 3で観測された波高及び水平変位波形のパワースペクトルを図-6に示す。この図は、表-1に示す記録番号2の場合のものである。両者とも0.125Hz 程度の振動成分が卓越している。しかし、波高のスペクトルで見られる0.02Hz程度のうねり等による長周期成分が堤体の振動特性に及ぼす影響は少ないと言える。これらの傾向は、他の試験堤の場合でも見られ、堤体の卓越振動数は、波の卓越振動数とほぼ同じである。

(2) 部材応力

T 4の遊水部前壁(図-3でのA点)で観測された(記録番号4)波圧と鉄筋応力との関係を図-7に示す。波圧の記録では、振動周期の短い衝撃的な記録は見受けられない。この波浪では、堤体内のいずれの鉄筋計でも30kgf/cm² 程度の小さな応力値しか得られていない。この程度の応力レベルでは、鉄筋応力と波圧とはほぼ比例

表-1 波高と変位の観測結果

No	年月日	時	H _{1/3} (m)	T 2			T 3			T 4		
				H _{max}	U _{max}	V _{max}	H _{max}	U	V	H _{max}	U	V
1	56. 3. 8	18	1.08	1.7	0.8	0.1	1.9	0.9	0.0	1.7	0.3	0.0
2	56. 3.15	16	2.49	3.5	3.1	0.5	3.1	2.3	0.2	3.7	2.4	0.3
3	56. 3.18	10	0.68	1.2	0.3	0.0	1.1	0.9	0.1	1.1	0.2	0.1
4	56. 3.25	14	2.32	3.4	1.0	0.3	3.7	1.3	0.2	3.2	0.7	0.2
5	56. 3.26	16	1.62	2.8	1.2	0.2	2.5	1.7	0.1	3.3	1.7	0.1
6	56. 3.26	18	1.77	2.9	1.6	0.2	2.2	1.6	0.2	2.2	1.6	0.1
7	56.10. 9	22	2.10	2.4	1.8	0.2	2.7	0.4	0.1	2.6	1.3	0.1
8	57. 4. 2	18	—	0.4	0.1	0.1	0.4	0.3	0.1	0.4	0.2	0.1

U : 最大水平変位 (mm) V : 最大鉛直変位 (mm)

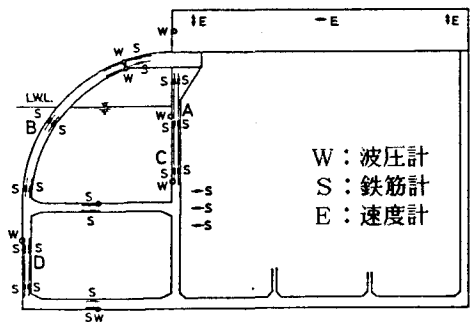


図-3 測定計器配置図 (T 4)

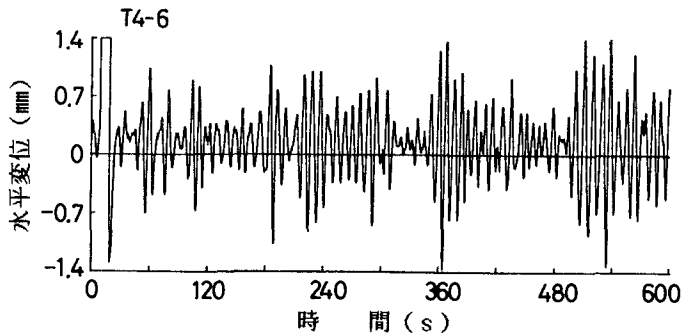


図-4 堤体水平変位の観測記録の例

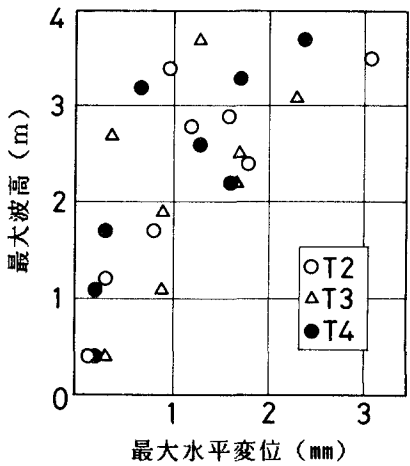


図-5 波高と水平変位の関係

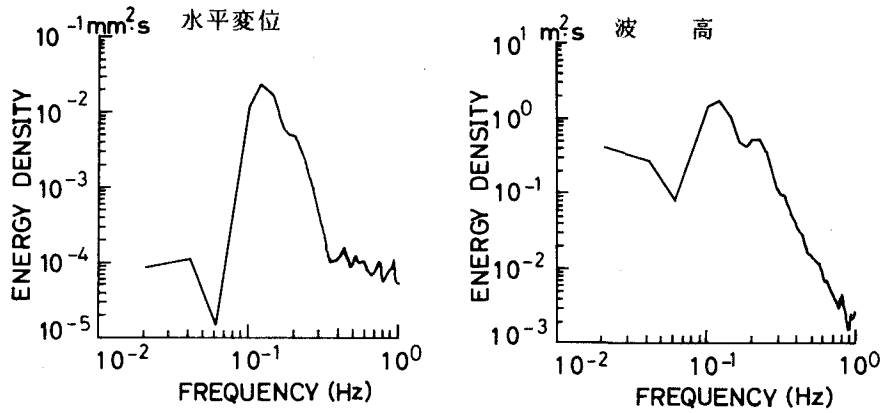


図-6 水平変位と波高のパワースペクトル

関係にある。また、この波圧が版部材に等分布に作用すると仮定して、既往の設計法(4辺固定版)による解析を行うと、図-7に示すように観測結果を下回り、同一の波圧に対して大きな部材力を算定する。図-8に曲面スリット部材で観測された部材内での外側と内側の鉄筋応力の変動記録を示す。この部材での外側の鉄筋と内側の鉄筋との応力の波形は、ほとんど同位相である。したがって、この部材では曲げにより発生する応力は小さく、面内応力が支配的であると考えられる。しかし、遊水部前壁では、図-9に示すように両波形に位相のずれが生じており、この部材では、曲げによる応力が若干発生していると考えられる。また、曲げにより発生する応力が支配的な部材もある。このように、堤体の部材に生じる応力は、外力の方向と部材の位置との相対関係で決まる。堤体の構造解析あるいは構造設計においては、部材を中心とした検討よりも、構造系全体を用いた検討の方が実際の現象を良く説明でき、かつ合理的である。

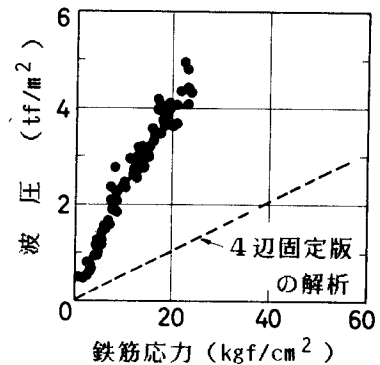


図-7 波圧と鉄筋応力の関係

4. 一質点系の力学モデルによる動的応答計算

(1) 力学モデルの概要

防波堤の動的応答計算では、堤体を剛体(質点)に、地盤(マウンド)をバネにそれぞれモデル化する。実際の堤体の振動を水理模型実験等で調べてみると、堤体は底部を回転の中心として振動する。すなわち、堤体の上端と下端とが同位相で振動する。したがって、実際の堤体の振動に合致した力学モデルとするためには、剛体の運動の中心(すなわち重心)を剛体の底部に置くと良い。このようにして得られた一質点系の力学モデルを図-10に示す。この力学モデルは、合田²⁾によって既に提案されている。本報告では、この力学モデルに、鉛直方向の振動及び減衰を考慮したものである。鉛直方向の振動は、波圧の鉛直成分及び揚圧力を考慮したものである。また減衰は、堤体周辺の水粒子及び地盤(マウンド)による。

力学モデルの基本運動方程式は、式(1)で示される。

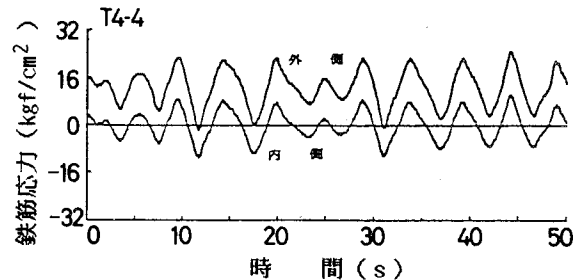


図-8 部材内両側の鉄筋での応力(スリット部)

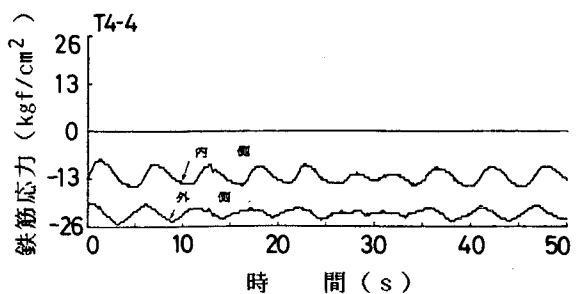


図-9 部材内両側の鉄筋での応力(前壁)

$$[M] \{\ddot{q}\} + [C] \{\dot{q}\} + [K] \{q\} = \{P\}$$

・・・(1)

式(1)中での質量マトリクス [M]、減衰マトリクス [C] 及び剛性マトリクス [K] は、以下の式で定義する。

$$[M] = \begin{bmatrix} m+m' & 0 & 0 \\ 0 & m+m' & 0 \\ 0 & 0 & J+J' \end{bmatrix} \quad \dots (2)$$

ここで³⁾、 $m = \rho H B$ [堤体の質量]、 $m' = 0.428 \rho_w D^2$ [堤体の仮想質量]、
 $J = \rho H B (B^2 + 4 H^2) / 12$ [堤体の慣性モーメント]、
 $J' = 0.1476 \rho_w D^4$ [堤体の仮想慣性モーメント]
 H : 堤体の高さ、 B : 堤体の幅、 ρ : 堤体の密度
 D : 水深、 ρ_w : 海水の密度

$$[C] = \begin{bmatrix} c_x & 0 & 0 \\ 0 & c_y & 0 \\ 0 & 0 & c_\theta \end{bmatrix} \quad \dots (3)$$

ここで、 $c_x = \rho_w \omega (\omega^2 D / g - 1) \cdot (2 \pi g / \omega^2)^3 / (2 \pi^3 G_y)$ [減衰係数]
 ω : 振動の角速度、 g : 重力加速度、 G_y : 重心の底面からの高さ

$$[K] = \begin{bmatrix} K_1 & 0 & -G_y K_1 \\ 0 & K_3 + K_4 & B (K_3 - K_4) / 2 \\ -G_y K_1 & B (K_3 - K_4) / 2 & G_y^2 K_1 + B^2 (K_3 + K_4) / 4 \end{bmatrix} \quad \dots (4)$$

ここで、 $K_1 = k_y A / 4$ [せん断バネ定数]、 $K_{3,4} = k_y B^2 A / 24$ [圧縮バネ定数]
 k_y : 地盤反力係数、 A : 堤体の底面積

K_3 及び K_4 は、地盤の特性を考慮し、圧縮成分のみを考える。すなわち、引張に対して剛性を0とする。外力ベクトル {P} は、

$$\{P\} = \begin{Bmatrix} P_x \\ -P_y - W \\ P_x l_y - P_y l_x \end{Bmatrix} \quad \dots (5)$$

で示される。ここで、 P_x は水平方向の波力、 P_y は鉛直方向の波力及び揚圧力、 l_x 及び l_y は荷重の作用点と重心 (G) までの距離、 W は堤体の重量である。{ $\ddot{q}$ }、{ $\dot{q}$ } 及び { q } は、それぞれ堤体の加速度、速度及び変位ベクトルである。

以上、基本方程式の各係数を与え、外力ベクトルを時系列データとして入力すれば、Newmark- β 法⁴⁾の積分法により、堤体の変位、速度及び加速度を得ることができる。

(2) 地盤反力係数及び減衰係数に関する考察

地盤反力係数及び減衰係数が応答計算結果に及ぼす影響について検討する。ここでは、T4を矩形の剛体にモデル化する。T4の単位長さ当たりの堤体重量は、349.4tf/mである。T4に作用する波力は、水理模型実験により、図-11に示すように得られている⁵⁾。波高値として、設計波高である $H_{max} = 9.5m$ を用いると、水平方向及び鉛直方向の波力は、 $P_x = 121.2tf$ 、 $l_y = 7.2m$ 、 $P_y = -65.8tf$ 及び $l_x = 2.83m$ となる。この波力を振幅とする正弦波を入力荷重ベクトルとする。この際、正弦波の周期を8秒に設定する。

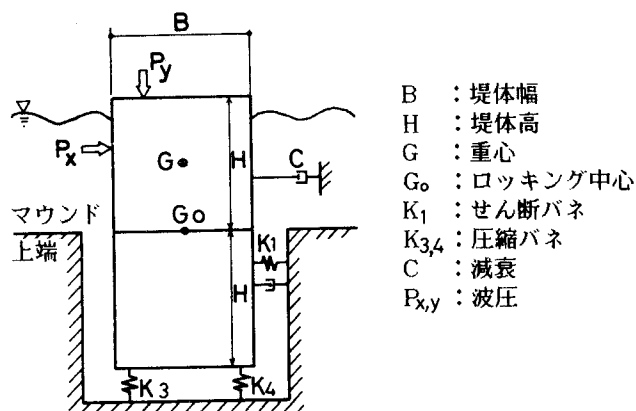


図-10 一質点系の力学モデル

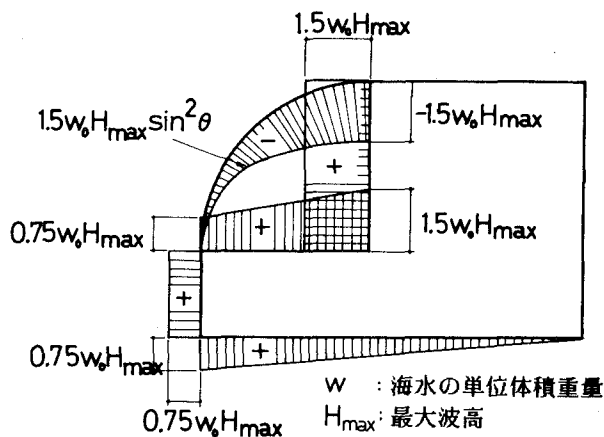


図-1 1 T4に作用する波圧分布

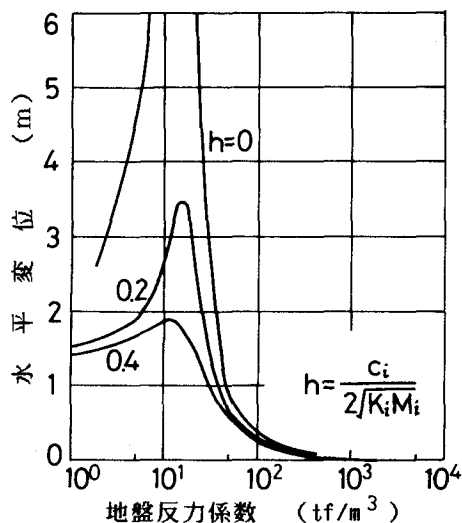


図-1 2 水平変位に関する共振曲線

地盤反力係数を $1 \sim 5000 \text{ tf/m}^3$ 及び減衰係数を $0 \sim 0.4$ に変化させた場合の堤体の変位に関する共振曲線を図-1 2 に示す。卓越周期時（共振時）の振動周期（ T ）は、

$$T = 2\pi \sqrt{(m + m') / K_1} \quad \dots (6)$$

であるので、このときの地盤反力係数は、 16.7 tf/m^3 となる。地盤反力係数が 500 tf/m^3 より大きくなると、減衰係数の値が応答量にあまり影響を与えない。また前述のとおり、実際の堤体の水平変位振幅は、数mmのオーダーである。このことから、現地のマウンドの地盤反力係数は、 $1000 \sim 5000 \text{ tf/m}^3$ 程度であると推定できる。

5. 観測結果と動的応答計算結果との比較

4. で述べた力学モデルを用いてT4の応答計算を行なう。外力は、図-1 3に示す波高の実測値を基に図-1 1に示す波力分布を仮定して計算する。また、地盤反力係数及び減衰係数をそれぞれ 4000 tf/m^3 および 0.4 に設定する。この波高が到来した際の堤体水平変位の観測結果を図-1 4に示す。最大水平変位量は、約 0.7 mm である。

水平変位の応答計算結果を図-1 5に示す。計算された変位波形の形状は、波高の波形と比較的良好に似ている。最大水平変位の計算結果は、約 1.2 mm であり、実測値よりも $6 \sim 7$ 割大きな値である。この原因としては、次のことが考えられる。堤体に実際に作用する波力は、図-1 1に示した設計波力分布の相似形でなく、時々刻々と位相差が生じる。そのため、計算で用いた外力ベクトルよりも実際の波力は小さいと言える。したがって、変位

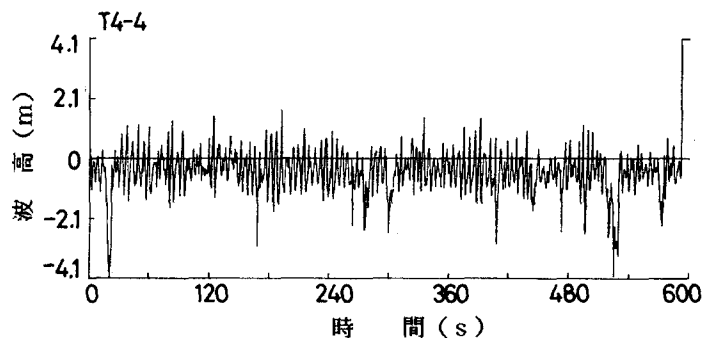


図-1 3 入力波高の記録波形

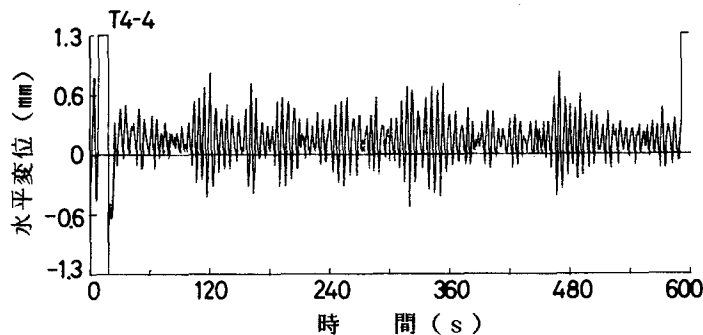


図-1 4 堤体水平変位の観測記録

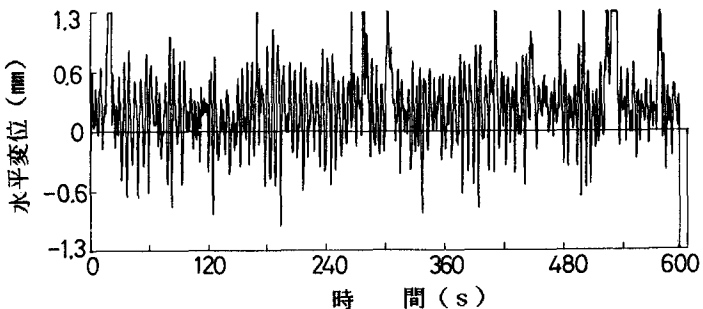


図-1 5 堤体水平変位の応答計算結果

の計算結果は、観測結果よりも大きくなる。詳しい検討を行なうには、有限要素法で多点入力を行なう動的解析等の手法により、波力分布を考慮した解析が必要である。しかし、今回用いた計算モデルでも、堤体の振動特性を概略推定することができる。

6. まとめ

新形式防波堤の現地観測結果の解析及び動的応答計算を通して、以下に示す主要な結論が得られた。

- ①堤体は、最大波高で3.7m以下の波浪状況下で、波浪の卓越周期とほぼ同一の周期で水平方向に振動しており、顕著なロッキング運動や上下運動は、見られなかった。
- ②試験堤のタイプにより堤体の振動特性に大きな相違はなかった。
- ③波圧による部材応力度は、設計時に想定した値よりもかなり小さかった。
- ④今回、動的応力計算に用いた一質点系の力学モデルは、観測された堤体の振動特性をかなり良く説明できた。

あとがき

新形式防波堤の振動特性の解析については、有限要素法を用い、波圧の分布及び位相差を考慮した解析を現在実施中であり、より詳しい検討を行なっていく予定である。これらの結果については、今後発表したい。

本研究は、特別研究「大水深重力式構造物の構造解析に関する研究」の一環として実施したものである。新形式防波堤の現地観測に関しては、運輸省第一港湾建設局が中心となって実施しているものである。貴重な観測データを提供して下さった関係者各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1)第一港湾建設局秋田港工事事務所：秋田湾実験堤観測及び調査について、1984年 3月、286p.
- 2)合田良実：衝撃砕波圧を受ける混成防波堤の挙動に関する考察、港湾技術研究所報告第22巻 3号、1973年 9月、pp.3～29.
- 3)林 泰造他：砕波の圧力と壁体の滑動、第11回海岸工学講演会講演集、1964年、pp.184～192.
- 4)Bathe, K. J.他：有限要素法の数値計算、科学技術出版社、1979年、pp.387～404.
- 5)谷本勝利他：曲面スリットケーソンの水理特性に関する実験的研究、港湾技術研究所報告第19巻第 4号、1980年12月、pp.3～53.