

ブロック式縦スリットケーソン防波堤に作用する波圧特性

九州工業大学 正 渡辺 明 浦 勝
学 ○ 悅永 賢司 内田 正重 柳屋 博文

1. 緒言 縦スリット型消波構造を持つ混成防波堤の施工性を高めるためにブロック化する事が考えられた。この為にはブロック間のジョイントが作用する波力のあらゆる位相時に耐える物でなければならない。筆者らは模型を用いて各ブロックに作用する波圧の測定を行ってその一部を発表した¹⁾²⁾が、今回波圧計の精度を高めた実験を行ったので、その結果のうち最大波圧作用時の波力及び最大波圧係数について述べる。

2. 実験概要 実験に用いた模型防波堤は前報¹⁾と同じであるが、図-1に示すように全体がA,B,C,Dの4個のブロックに分割されている。A,Bは縦スリット型消波構造となっておりスリット幅Sは20mm、スリット間の幅D_sは40mm、前幅Wは300mmであり、その他各部の寸法は図中の記号を用いて表-1に示した。図-1に示した直立部模型

を4個製作し、マウンド高 D_m=8cm の混成堤とし深さ1.5m、幅1.2m、長さ20mの二次元造波水槽の幅いっぱいに設置した。ピストン式造波装置の振動中心は防波堤前面11mにある。静止水面からの水位変位量 η は2本の容量式波高計H1,H2をそれぞれ防波堤前面より299cmと2.5cmの位置に設置して測定した。波圧は受感部12mm、最大感度500gf/cm²の波圧計を図-1に示す16点に設置し、デジタル動歪計とパソコンを用いて100Hzで18秒間プロッピーディスクに収録する方法で行った。実験条件は水深 h=32,30,28,26,24cm の5つの各段階において、波の周期Tを1.28秒の一定とし、造波板の偏心量eを6段階に変える事によって進入波高H_eを変化させた。H_eとeとの関係は防波堤模型を設置する前に較正した。なお今回行った実験では波圧計の感度を高めるため直流増幅器を用いて出力電圧を増幅し波圧計の較正を詳細に行い、リード線に直接実験室内の風が当たらないようリード線の抵抗値が変化しないよう配慮し安定な状態を維持できるようにした。

3. 実験結果 図-2は堤体直前H2の水位変動量 η 及び堤体前面S1~4と奥壁S5~8における波圧の同時記録から3秒間抽出した結果の一例で、これは h/d=1.6, H_e/d=0.7 の場合である。同図より奥壁センサーが最大波圧を記録する時刻は深さによって異なり、堤体前面が最大波圧を記録してからの遅れ時間δは δ/T=0.08 ~ 0.23 である。このようにそれぞれの測定場所で位相差が生じており、各ブロックに作用する波圧合力を求

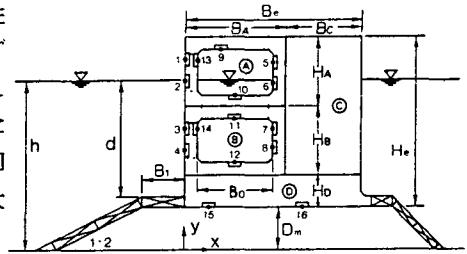


図-1 模型側面図

表-1 模型諸元 (単位:mm)

B _a	336	H _a	320	D _a	80
B _b	192	H _b	130	h-d	120
B _c	144	H _c	130	B ₁	180
B _d	144	H _d	60		

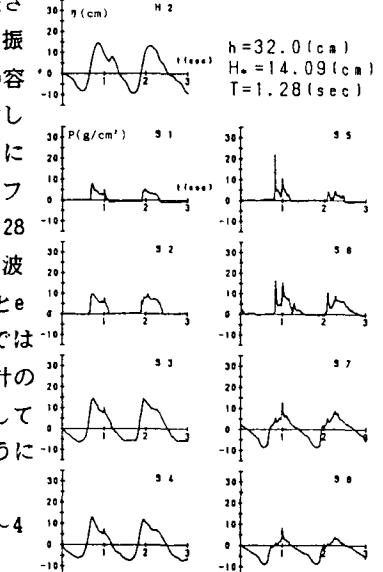


図-2 波圧測得記録

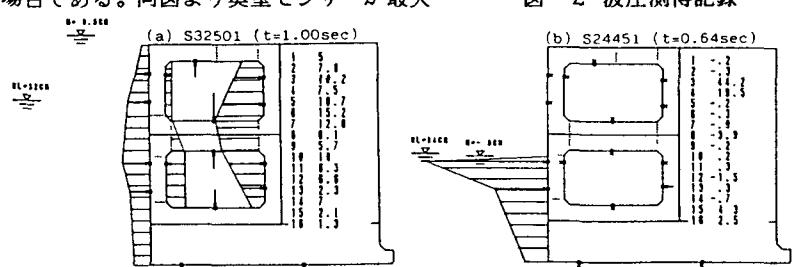


図-3 同時刻における波圧分布図

めるには水位変動の各位相における同時波压分布を求めて計算することが必要である。この目的で同時刻における波压分布を示した例が図-3である。同図(a)は $h/d=1.6$, $H_0/d=0.7$ において奥壁での波压($S7,8$)が最大となった時刻におけるもの、(b)は $h/d=2.0$, $H_0/d=0.93$ において堤体前面(S3)で衝撃的碎波压を記録した時刻の同時波压分布である。(a)の場合における水平方向の波力計算結果を表-2に示す。また(b)ではAプロックには波力は作用せず、Bプロックに5166gf, Dプロックに2208gf, 合波力7374gfとなった。

次に最大波压特性について述べるが、最大波压 P_{max} については波が定常的になってからの6波分を読み取り平均した。一般に P_{max} は、 $P_{max} = \alpha p W_0 H_0$ と表される。ここに W_0 は水の単位体積重量、 αp は波压係数である。図-4(a), (b)はそれぞれ $h/d=1.6$ と $h/d=2.0$ における堤体前面と奥壁の波压係数を示した図である。図中の6種の記号は H_0/d をパラメータとしたものであり、曲線は完全重複波の波压係数の理論式。

$$K_{ps} = \cosh k(h+Z) / \cosh kh \quad (1)$$

に $T=1.28$ 秒を代入して計算した曲線である。 $h/d=1.6$ の時は重複波压分布との相關性が高いが、 $h/d=2.0$ で波高が大きい $H_0/d=0.93$ の場合は $\alpha p \approx 3.0$ 程度となり、衝撃的碎波压が作用しているといえる。次に水面下の波压分布を規格化するための基準値として式(1)の K_{ps} を用いて、波压係数 αp を K_{ps} で除した値

$$\alpha p_s = \alpha p / K_{ps} \quad (2)$$

を相対波压係数とし、図-5にスリット前面における αp_s と相対波高 H_0/d との関係を $h/d=1.6$ と $h/d=2.0$ の場合について示した。同図より、 αp_s は $H_0/d < 0.7$ の場合には $0.61 < \alpha p_s < 1.4$ の範囲にあり平均値としては、 $\alpha p_s \approx 1.2$ とみなすことができる。しかし $h/d=2.0$ の場合には高マウンドの条件となり、 $H_0/d > 0.75$ において $\alpha p_s = 1.2 \sim 2.9$ の値をとり、衝撃的碎波压が発生することがわかる。次に図-6は遊水室内水面下の波压係数 αp と H_0/d の関係を図-5と同じ条件で示した。 $h/d=1.6$ の時は水面近傍で $\alpha p = 0.95$ であるが水底に近づくにつれ減少が著しい。 H_0/d による変化は小さく $H_0/d > 0.65$ でやや増加傾向にある。 $h/d=2.0$ の時は水面が下部遊水室内に存在するため下部遊水室内の奥壁(S7)は衝撃的な波压を受けている。波高が小さい $H_0/d < 0.4$ の αp の値はわからないが、図-5と対応させて考えると、 $H_0/d < 0.7$ ではスリット前面で碎波压は作用しないが、遊水室内奥壁の静止水面近傍に $\alpha p = 2.0$ という衝撃的碎波压を発生させる。一方 $H_0/d > 0.9$ の場合にはスリット前面で衝撃的碎波压を与えていため遊水室奥壁では波压がかなり減少し $\alpha p \approx 1.2$ 程度となっている。このように衝撃的碎波压を生じるような条件の時でも遊水室が存在するため、堤体前面と奥壁とが波压を分担し全波力を軽減するものと考えられる。

表-2 波力計算結果(単位:gf)

ブロック	前面	背面	奥壁	合波力
Ⓐ	1980	500	3672	5152
Ⓑ	2758	1397	2807	4168
Ⓓ	1236	—	—	1236
合波力	5974	1897	6479	10556

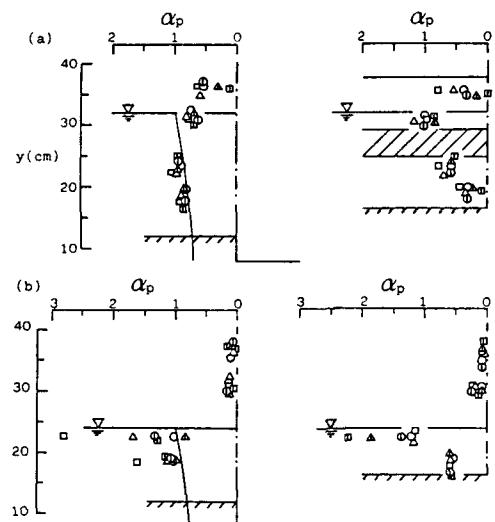


図-4 最大波压係数 αp の鉛直分布

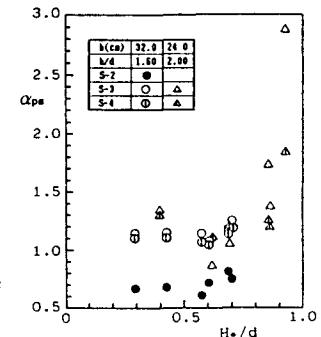


図-5 前面波压係数

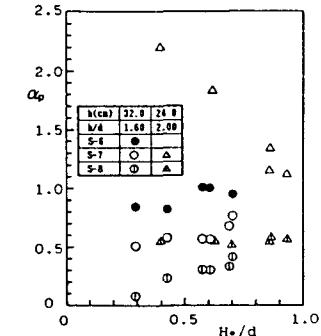


図-6 奥壁波压係数

参考文献 1) 渡辺ら、西部支部年譲 P122~123 (1988) 2) 浦ら、九工大研報(工学) No.58 (1989)