

# 海洋構造物に作用する地震時動水圧

小林 浩\*・田中正博\*\*・蔵田忠広\*\*\*

## 1. 緒言

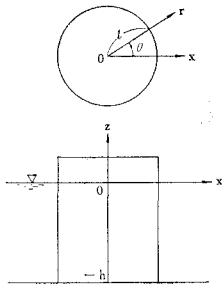
海洋構造物が地震動を受けた場合、構造物に作用する動水圧は一般に付加質量として取り扱われる。これは固有値解析などにおいては好都合であるが、構造物の強度計算あるいは滑動や転倒の検討を行なうためには外力としての動水圧の大きさおよびその分布状態を知る必要がある。水中に置かれた円筒構造物に作用する動水圧に関しては多く研究<sup>1)~4)</sup>があるが、その分布に関する実験的研究はあまり行なわれていない。また角筒構造物やさらに複雑な形状の構造物に作用する動水圧についてもあまり研究されていない現状である。著者らは構造物に作用する動水圧の大きさおよびその分布を調べるため、構造物の形状や設置水深を変えた模型実験を行ない、一方理論的計算方法も検討し両者の比較を行なった。またスケール効果についての傾向を知るため、円筒模型について寸法を変えて実験を行なった。

## 2. 理論的検討

### (1) 円筒構造物

理論的検討は次のような基本仮定に基づいて行なった。

- ① 流体は完全流体である。
- ② 流体は自由表面を有し、無限遠まで存在する。
- ③ 構造物は剛体で海底地盤と一体に上から下まで一様に振動する。
- ④ 構造物は無限海域に単体で設置されている。
- ⑤ 地震動は正弦的かつ定常的微小振動である。



図一 座標系および記号

図一に示すような円柱座標

で考える。仮定より速度ポテンシャル  $\phi^{i\omega t}$  が存在し、連続の式は次式で与えられる。

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

変動圧のみを考えると圧力の式は次のようになる。

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{p}{\rho} = 0 \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $p$ : 変動圧、 $\rho$ : 流体の密度

境界条件は、自由表面で

$$\left( \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \right)_{z=0} + g \left( \frac{\partial \phi}{\partial z} \right)_{z=0} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

海底で

$$\left( \frac{\partial \phi}{\partial z} \right)_{z=-h} = 0 \dots\dots\dots (4)$$

入射波がないから発生波のみの速度ポテンシャルを求めればよい。 $\phi(r, \theta, z) = R(r) \cdot \Theta(\theta) \cdot Z(z)$  と変数分離形を仮定すると、境界条件 (3) および (4) を満足するものとして次式が得られる。

$$\phi = \left\{ f(u) \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} + f_j(u_j) \frac{\cos k_j(h+z)}{\cos k_j h} \right\} \cos n\theta \dots\dots\dots (5)$$

$f(u)$  と  $f_j(u_j)$  はそれぞれ次の方程式の解である。

$$\frac{d^2 R}{du^2} + \frac{1}{u} \frac{dR}{du} + \left( 1 - \frac{n^2}{u^2} \right) R = 0 \dots\dots\dots (6)$$

$$\frac{d^2 R}{du_j^2} + \frac{1}{u_j} \frac{dR}{du_j} - \left( 1 + \frac{n^2}{u_j^2} \right) R = 0 \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $u = kr$ ,  $u_j = k_j r$

- $\omega$ : 角振動数
- $h$ : 水深
- $h$ : 波数 ( $k \tanh kh = \omega^2/g$ )
- $k_j$ : 固有値 ( $k_j \tan k_j h = -\omega^2/g$ )

(6) 式の解は  $AJ_n + BY_n$  の形で与えられるが、 $l \rightarrow 0$  のとき  $p=0$  かつ  $\phi=0$  を満足する  $B$  項のみ採用する。一方、(7) 式の解は  $CI_n + DK_n$  の形で与えられるが、 $r \rightarrow \infty$  で発散する  $I_n$  はする。

振動による円筒構造物の変位を次のようにおく。

$$x = f(z) \cdot e^{i\omega t} \dots\dots\dots (8)$$

\* 正会員 工博 清水建設(株) 海洋開発部課長  
 \*\* 正会員 清水建設(株) 海洋開発部  
 \*\*\* 正会員 清水建設(株) 海洋開発部

円筒表面での境界条件は

$$-\left(\frac{\partial \phi}{\partial r}\right)_{r=l} = \dot{x} \cos \theta = i\omega f(z) \cdot e^{i\omega t} \dots\dots\dots (9)$$

(5) 式と (9) 式より  $n=1$  のみを考えればよい、よって

$$\phi = \left\{ BY_1(kr) \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} + \sum_{j=1}^{\infty} D_j \frac{\cos k_j(h+z)}{\cos k_j h} K_1(k_j r) \right\} \cos \theta \dots (10)$$

(10) 式を (8) 式に代入して整理すると次式を得る。

$$\phi = \left[ \frac{2i\omega \xi f_1(kl) \sinh kh \cdot \cosh k(k+z)}{k \{J_0(kl) \cdot Y_1(kl) - J_1(kl) \cdot Y_0(kl)\} \left(\frac{1}{2} \sinh 2kh + kh\right)} Y_1(kr) + \sum_{j=1}^{\infty} \frac{2i\omega \xi \sin k_j h \cdot \cos k_j(z+h)}{\left\{k_j K_0(kl) + \frac{1}{l} K_1(kl)\right\} \left(\frac{1}{2} \sin 2k_j h + k_j h\right)} K_1(k_j r) \right] \times \cos \theta \dots\dots\dots (12)$$

(12) 式を圧力の式 (2) に代入すれば任意の点での動水圧が求められる。

(2) 角筒構造物

角筒構造物の場合、ポテンシャル理論による計算が困難なため、波動方程式の差分法による計算を行なった。

3. 実験装置

(1) 実験水槽および振動装置

実験に使用した水槽は図-2に示すような幅 4m、長さ 5m、深さ 0.7m の鋼製平面水槽である。水槽の側壁および底盤には剛性を高めるため補強材を施し、内面には消波材を施し側壁の振動による造波と反射波の影響を減じた。水槽の中央に (円形の) 開口部があり、振動台が設置されている。振動台は 4本の板ばねによって支持され、動電形加振機と連結されている。加振機の振動は振動台には伝達するが、水槽には伝達しないよう工夫されている。

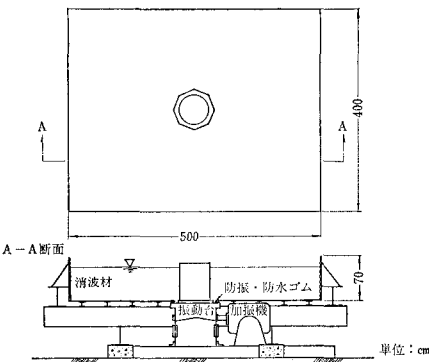


図-2 水槽および振動装置

(2) 模 型

模型は表-1に示すように円筒形3タイプおよび角筒形2タイプを製作した。円筒模型はスケール効果の傾向

$$BY_1(kl) \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} + \sum_{j=1}^{\infty} D_j \frac{\cos k_j(h+z)}{\cos k_j h} K_1(k_j l) \dots\dots\dots (11)$$

(10) 式の両辺に  $\cosh k(h+z)$  をかけて海底から表面まで積分すると、 $\cos k_j(h+z)$  との直交性により  $B$  が求まる。同様に両辺に  $\cos k_j(h+z)$  をかけて積分すると  $D_j$  が求まる。

円筒構造物が剛で振幅一定 ( $f(z)=\xi$ ) で並進運動する場合、速度ポテンシャルは次式で与えられる。

を知るために寸法を変えた3タイプで、角筒模型は同一寸法であるが加振する方向により2タイプとした。なお 50 cmφ 円筒模型と角筒模型は断面積を等しくしてある。

表-1 模型の諸元

形状	寸法 (cm)	記号	備考
円筒	50φ×55H	C-I	RO □
	25φ×35H	C-II	
	10φ×17H	C-III	
角筒	44.3°×60H	RO	R45
	44.3°×60H	R45	◇

4. 実験方法

(1) 相似律

地震による剛な構造物のまわりの流体の運動は粘性の影響は小さく慣性力と重力が卓越していると考えられるのでフルードの相似律で取り扱う。この場合、原型と模型の相似関係は表-2のようになる。海洋に設置される構造物の直径 (または一辺) および設置水深を 50~100 m と想定すると模型の縮尺は 1/100~1/200 となる。

表-2 相似関係

項 目	縮 尺	ここに
振 動 数	$1/\sqrt{\lambda}$	$\lambda = \frac{L_m}{L_p}$ Lm: 模型の幾何学的長さ Lp: 原型の幾何学的長さ
変 位	$\lambda$	
速 度	$\sqrt{\lambda}$	
加 速 度	1	
慣 性 力	$\lambda$	
圧 力	$\lambda$	

(2) 実験条件

実験条件は表-3に示すとおり、水深 10, 25, 30, 50 cm, 振動数 1, 2.5, 5, 7.5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50

表-3 実験条件

模型タイプ	水深 (cm)	振 動 数 (Hz)	加 速 度 (G)
C-I	30, 50	1, 2.5, 5, 7.5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50	0.05 ↓ 0.2
C-II	25	2.5, 5, 10, 20, 40	
C-III	10	2.5, 5, 10, 20, 40	
RO	50	1, 2.5, 5, 7.5, 10, 15,	0.2
R45	50	20, 25, 30, 40, 50	

Hz とした。加速度は一定値にするのが望ましいが、加振機の振動数あるいは変位に対する容量の関係で適宜変化させた。データ整理にあたっては加速度に関し無次元化し、加速度を変化させたことによる影響を除外した。

(3) 測定方法およびピックアップ取付位置

振動台に剛結した模型を加振し、模型各点に作用する動水圧を小型圧力計(容量 100 g/cm<sup>2</sup>, 500 g/cm<sup>2</sup>)で、振動台および模型での加速度を加速度計(容量 2G)で測定しデータレコーダに収録した。加速度計および圧力計ピックアップの取付位置を 図-3 (C-I タイプ) および 図-4 (RO, R 45 タイプ) に示す。

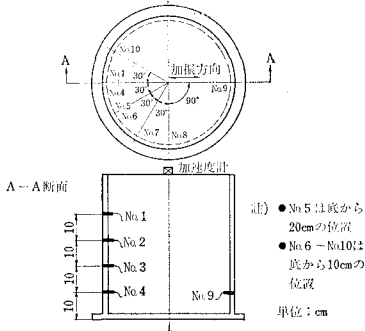


図-3 ピックアップ取付位置

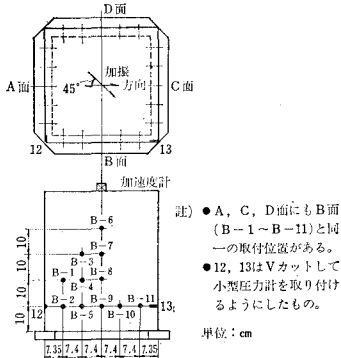


図-4 ピックアップ取付位置

5. 実験結果および考察

(1) 動水圧と振動数との関係

C-I タイプ(水深 30 cm および 50 cm) の圧力計取付位置 No. 4, RO および R 45 タイプの圧力計取付位置 A-9 での動水圧と振動数の関係を 図-5 に示した。振動数 1 Hz 近傍から 2.5 Hz 近傍にかけて急勾配に動水圧は増加しているが、2.5 Hz 以上の振動数領域ではほとんど変化しない。本実験では 1/100~1/200 の縮尺をしているので模型実験で 2.5~40 Hz の振動は 0.18~4 Hz の実地震に相当する。したがって発生頻度の高い 1~3 Hz の地震において、動水圧は振動数による影響は小さく加速度に支配されていると考えてよいだろう。また、以上のことは水深および模型の形状にほとんど関係して

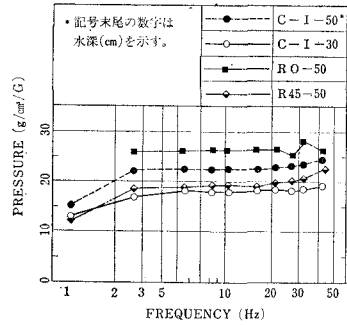


図-5 動水圧と振動数の関係

いないことが確かめられた。

(2) 鉛直方向の動水圧分布

低い振動数を除いて動水圧は水表面から水深が深くなるほど大きくなっている。円筒模型の水深 30 cm (C-I-30), および水深 50 cm (C-I-50), 角筒模型の水深 50 cm (RO-50, R 45-50) の場合の振動数 21.1 Hz における鉛直方向の動水圧分布をそれぞれ 図-6, 図-7, 図-8 および 図-9 に示した。図-6 および 図-7 で実線は速度ポテンシャルから解析的に求めた値である。実験値の方が理論値よりも最大水深における値の 20% 程度すべての水深について大きく表われているが分布性状はひじょうによく一致している。図-8 で実線は佐藤<sup>5)</sup>らによる波動方程式の差分法による計算値を、破線は直立壁面に適用される Westergaard<sup>6)</sup> の動水圧式から求めた値を

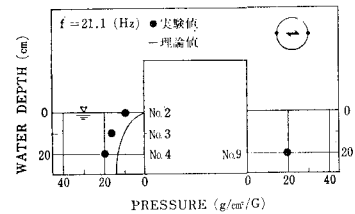


図-6 鉛直方向動水圧分布 (C-I-30)

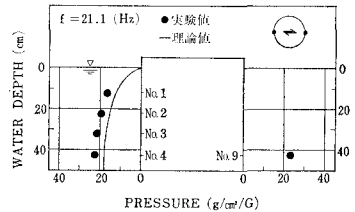


図-7 鉛直方向動水圧分布 (C-I-50)

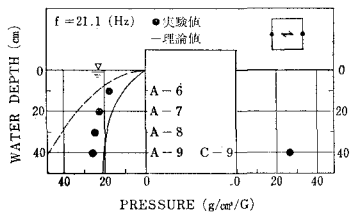


図-8 鉛直方向動水圧分布 (RO-50)

参考までに示したものである。実験値と波動方程式による理論値を比較すると、円筒模型の場合と同様実験値の方が最大水深（水底）における理論値の 20% 程度すべての水深にわたって大きくなっているがその分布性状はきわめてよく一致している。Westergaard の式で計算した動水圧は高い振動数においては水深が深くなると実験値よりも著しく大きくなっており過大評価となることが示されている。図-9 の破線は壁面が振動方向と 45° をなしているので Westergaard の式に  $\cos 45^\circ$  をかけて求めた値を示しているが、やはり過大評価となっている。

図-10 に示す C-I-50 の鉛直方向の動水圧分布の記録波形をみると、加速度最大とき動水圧も最大になっており位相が一致していることが分る。また、No. 4 と No. 9 の動水圧は完全に逆位相になっていることも分る。

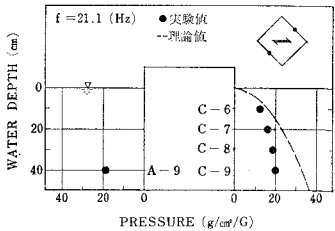


図-9 鉛直方向動水圧分布 (R 45-50)

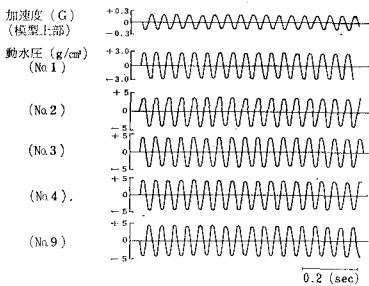


図-10 記録波形 C-I-50 (21.1 Hz)

(3) 周方向の動水圧分布

C-I-50, RO-50, R 45-50 の水面下 40 cm における振動数 21.1 Hz の場合の周方向の動水圧分布をそれぞれ図-11, 図-12, および図-13 に示した。C-I-50 の場

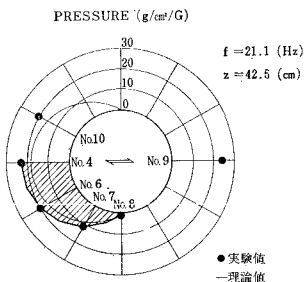


図-11 周方向動水圧分布 (C-I-50)

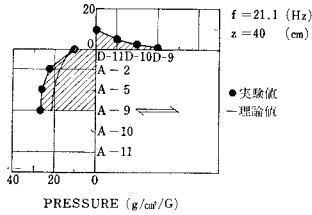


図-12 周方向動水圧分布 (RO-50)

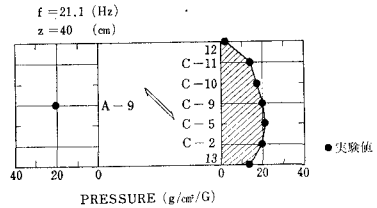


図-13 周方向動水圧分布 (R 45-50)

合、実験で得られた動水圧は No. 4 で最大で、No. 6, No. 7 と小さくなり No. 8 でほぼ 0 である。理論値は図-11 の実線で示すようななめらかな分布になり、やはり実験値の方が 20% 程度大きい。RO-50 の場合、実験で得られた動水圧は加振方向と直角な面の中央 (A-9) で最大となりその近傍でほぼ一定であるが端部で急激に減少し中央の 40% くらいである。理論値と比較すると端部を除けば実験値の方が 20% ほど大きくなっている。R 45-50 の場合の周方向の動水圧分布は図-13 に示すとおりで、これは日本海洋開発産業協会で行なった有限要素法による分布形状<sup>7)</sup>とよく一致している。C-I-50, RO-50 および R 45-50 の場合の同一水深での動水圧を実験値から図式的 (図中の斜線部) に求めるとその比は 1:1:1.25 になっている。すなわち、壁面が加振方向と直角に振動する角筒 (RO タイプ) に作用する全動水圧はこれと等断面の円筒に作用する全動水圧と等しくなっている。図式的に求めた C-I-50, RO-50 および R 45-50 の動水圧の振動方向成分に注目するとその比は 1:1.1:1.15 となっている。図-14 に示した C-I-50 の周方向の動水圧分布の記録波形をみると、各測点での動水圧は加速度最大とき最大に、加速度 0 のとき 0 になっており、動水圧は加速度と完全な比例関係にある。

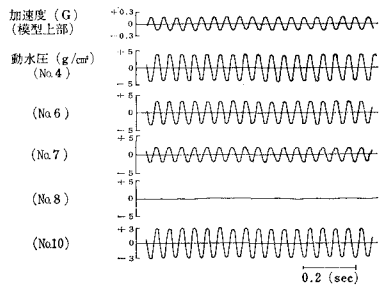


図-14 記録波形 C-I-50 (21.1 Hz)

#### (4) スケール効果

図-15は C-III-10 (10 cm $\phi$ ) および C-II-25 (25 cm $\phi$ ) の実験で得られた動水圧をフルードの相似律に従って C-I-50 (50 cm $\phi$ ) にスケールアップして示したものであ

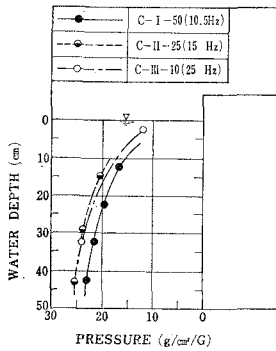


図-15 スケール効果

る。C-II タイプと C-III タイプはよく一致しているが C-I タイプよりも 10% ほど大きくなっている。本実験に関するかぎりスケールによる相違はあまり認められなかった。しかし、さらに大きい寸法差についての確認の必要性は残っていると考える。なお、実験値が理論値よりも大きく現われた原因を、測定誤差および水槽壁面からの反射波の影響等の観点から検討したがいずれも影響は小さいことが分かったので、現在他の要因を検討中である。

#### 6. 結 語

耐震設計における動水圧あるいは付加質量の積算に関し、全頭出型円筒構造物についてはポテンシャル理論に

よる計算値は実験値と 20% 程度の差はあるが分布状況はきわめてよく一致しており適用できる。角筒構造物の場合、直立壁に適用される Westergaard の式で計算すると安全側ではあるが過大評価となる。波動方程式による計算値の場合、実験値と 20% 程度の差はあるが分布状況はよく一致しており適用可能である。

#### 7. あとがき

全水没型および一部頭出型(トックリ型)についての実験結果と波動方程式による理論的検討もほぼ同様な結論が得られているが別の機会に報告したい。さらに、群体で設置された構造物に作用する動水圧についても理論的検討は一部完成しており、これと実験値との対比が今後の課題として残されている。

#### 参 考 文 献

- 1) 伊藤喜行・木原 力: 円柱の動揺に伴う造波抵抗, 港湾技術研究所報告第 11 巻第 3 号, 1972.
- 2) 桜井彰雄: 水中に立てられた柱状構造物の振動, 土木技術, 16 巻 6 号, pp. 11~17, 1961.
- 3) 後藤尚男・土岐憲三: 水中橋脚の振動と耐震設計に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第 100 号, pp. 1~8, 1963.
- 4) 岡本舜三・加藤勝行・伯野元彦: 水中構造物の模型振動実験, 土木学会第 17 回年次学術講演会概要, pp. 79~80, 1962.
- 5) 小林 浩・佐藤泰夫・蔵田忠廣: 波動理論による動水圧の解析, 土木学会第 31 回年次学術講演会概要, pp. 43~44, 1976.
- 6) たとえば, 防災ハンドブック編集委員会編: 防災ハンドブック, pp. 144~145, 技報堂.
- 7) 日本海洋開発産業協会: 着底方式の耐震性に関する実験, 1974.