

揺動型構造物の地震時挙動に関する研究

酒井雅史*・田中良弘**・元良勇太郎***・中村孝明****

1. はじめに

現在、わが国の海洋開発の多くは、臨海部の浅水域を中心として進められているが、近い将来、未利用の大水深海域の海洋空間を十分に活用した開発へと展開することが予想される。大水深海域においても、構造物の波浪中での応答特性の把握のほかに、わが国周辺では地震が多発することから、構造物の地震時挙動を把握することが不可欠となってくる。大水深における構造物としてはタワー部がピボットを介して基礎部に係留された揺動型構造物がある。同構造物は波浪の卓越周期に対し長い固有周期を持つため、動揺を低減させる特徴がある。しかしながら、地震時の挙動に関しては、研究事例も少なく、どのような挙動を示すのか不明な点が多い。

そこで、本研究では、この揺動型構造物に対して、水中振動台を用いた水理実験ならびに数値解析を実施し、工学的な見地からその特性について考察を加えた。また、大水深や高振動数領域で問題となる流体の圧縮性を考慮した3次元での数値解析を実施し、その影響について考察を行った。

2. 水中振動実験

2.1 実験装置および実験モデル

水中振動実験は図-1に示す19m×7m×1.5mの平面水槽の中央に設けられた振動台に模型を設置して実施した。実海域での設置想定水深を200mと設定し、実験縮尺は1/200(実験水深 $h=1$ m)とした。供試模型は、図-2に示すような基本型と実構造物で想定される搭載物配置を考慮した浮力体付型の2種類を用いた。実験はフルード則を適用し、構造物は供試模型の剛性を高くして剛体として取り扱った。

これらの模型はピボットを中心とした回転運動を行うため、二分力計に取り付けられた軸受を中心に、起振方向への回転が可能な構造となっている。

供試模型の構造諸元を表-1に示す。

2.2 実験方法

実験計測項目は図-2に示す各センサー位置において

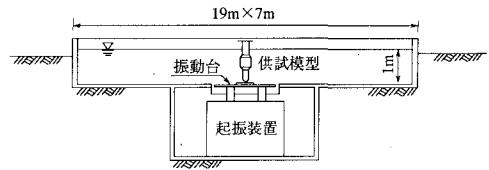


図-1 実験装置

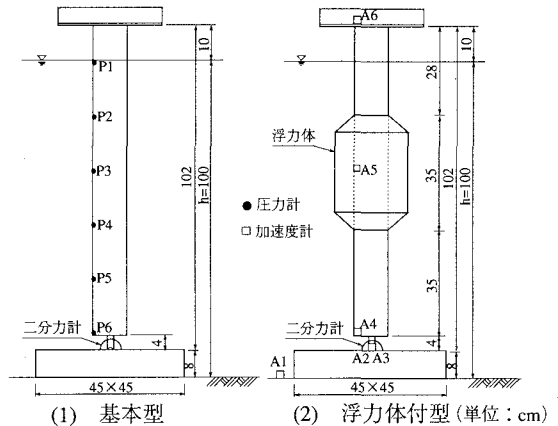


図-2 実験模型構造図

表-1 供試模型構造諸元 (模型スケール)

| タワー | 浮力体付型 | 基本型 | タワー | 浮力体付型 | 基本型 |
|------------------|-------|-----|---------------------------------|-------|-------|
| 全長 cm | 108.0 | | 重心高 KG cm | 42.8 | 48.6 |
| 直径 cm | 10.0 | | 浮心高 BG cm | 48.5 | 47.7 |
| 浮力体直径 cm | 21.0 | — | 回転慣性モーメント kgsec ² cm | 43.8 | 23.8 |
| 浮力体没水深 cm | 18.0 | — | 質量1次モーメント kgsec ² | 0.720 | 0.317 |
| 自重 kg | 16.4 | 6.4 | 復原モーメント kgcm | 13.3 | 18.7 |
| 排水量 kg | 14.9 | 6.9 | 固有周期 sec | 11.4* | 7.1* |
| 基礎部規模(幅×長さ×高さ)cm | | | 45×45×8 | | |
| 自重 kg | 18.2 | | 排水量 kg | 14.3 | |

* 実験より算定

* 正会員 工修 大成建設(株) 技術開発部 海洋開発室
 ** 正会員 Ph.D. 大成建設(株) 土木設計第1部 第2計設室室長
 *** 大成建設(株) 技術開発部 海洋開発室
 **** 正会員 (株)藤塚研究所 研究員

水平方向加速度，構造物回りの動水圧分布およびピボット部に作用する水平荷重とした。

実験での加振方向は水平方向のみとし，振動台の性能を考慮し，表-2 に示した実験条件(実験ケース，加振加速度，振動数)により実験を行った。

表-2 実験条件

| 構造形式 | 基盤入力加速度 (正弦波) | 実験振動数 |
|-------|---|---|
| 基本型 | $G_a=25 \text{ gal} \sim 220 \text{ gal}$ | $f=5 \text{ Hz} (0.35 \text{ Hz})^*$ |
| 浮力体付型 | $G_a=50 \text{ gal}$ | $f=5 \text{ Hz} \sim 50 \text{ Hz}$ ($0.35 \text{ Hz} \sim 3.5 \text{ Hz}$) [*] |

* () 内は振動数の実機換算値

3. 理論解析手法

3.1 支配方程式と境界条件

解析モデルは図-3 に示すように，直方体の基礎部が海底に設置され，その中心部にタワーがピボットを介して支持され，タワーは自由な回転運動を行う。

流体場の解析手法は中村・田中ら (1992) が開発した Green 関数法による 3 次元任意構造物の動水圧解析法を適用する。非粘性で圧縮性を考慮した流体の非回転運動を仮定すると，速度ポテンシャル $\phi(x, y, z, t) = \phi(x, y, z)e^{i\omega t}$ が存在し，次式に示す Helmholtz 型の波動方程式を満足する必要がある。

$$\nabla^2 \phi + \frac{\omega^2}{C^2} \phi = 0 \quad (1)$$

また，このとき境界条件は次式のようになる。

$$\phi = 0 \quad \text{on } z = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad \text{on } z = -h \quad (3)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = V_n \quad \text{on } \Gamma_s \quad (4)$$

ここに， h ：水深， ∇ ：3次元ラプラシアン， C ：水中音速(=1430 m/s, 水温 20°C の場合)， ω ：角振動数， V_n ：構造物表面の運動速度の法線成分， n ：構造物に対する内方向法線方向である。さらに，速度ポテンシャル ϕ は，Sommerfeld の放射条件を満足することが必要である。

3.2 構造物の運動方程式と境界条件

構造物は図-4 に示すように，原点がピボットと一致

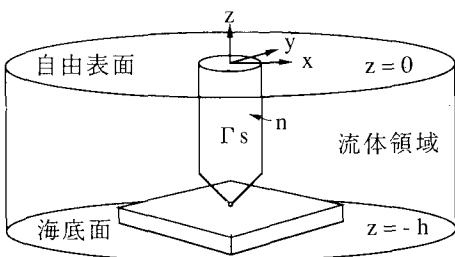


図-3 解析モデル

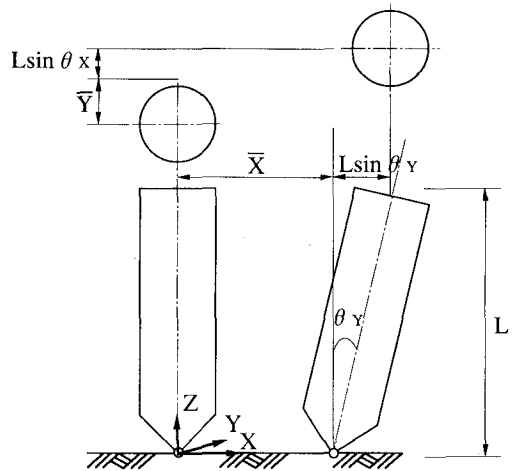


図-4 タワー運動の定義

する $X-Y-Z$ 座標系を考え， X, Y 軸回りの 2 自由度の回転運動を考える。地震動による変位振動を $a = a_0 e^{i\omega t}$ とすると，各軸方向成分は次式で与えられる。

$$\bar{X} = a \cos \alpha = X_0 e^{i\omega t} \quad (5)$$

$$\bar{Y} = a \sin \alpha = Y_0 e^{i\omega t} \quad (6)$$

ここに， \bar{X} ：地震動の X 方向成分， \bar{Y} ：地震動の Y 方向成分， α ： X 軸と振動方向との角度である。

地盤が X 軸方向に振動した場合， Y 軸回りの回転運動より，運動方程式は次式のようになる。

$$I \ddot{\theta}_Y + L_b W_b \sin \theta_Y - L_W W \sin \theta_Y = -L_W m \ddot{\bar{X}}_0 - F_Y \quad (7)$$

ここに， θ_Y ： Y 軸回りの回転角， W ：構造物重量， m ：構造物質量， W_b ：浮力， I ：回転中心回りの回転慣性モーメント， L_b ：回転中心から浮心までの距離， L_W ：回転中心から重心までの距離， $\ddot{\bar{X}}_0$ ：地動加速度の X 方向成分， F_Y ：流体力による Y 軸回りの回転モーメントである。

これより， Y 軸回りの回転角振幅 θ_{Y0} は次式となる。

$$\theta_{Y0} = \frac{\omega^2 I_m X_0 - F_Y}{K - I\omega^2} \quad (8)$$

ここに， I_m = 質量 1 次モーメント (= mL_W)， K = 復原モーメント (= $W_b L_b - WL_W$) である。 X 軸回りの回転運動についても，同様にして運動方程式が成立し，回転角振幅 θ_{X0} を求めることができる。

したがって，構造物表面における運動学的境界条件は次式のようになる。

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = i\omega \{ X_0 n_x + Y_0 n_y + (-L_Y n_z + L_Z n_Y) \theta_{X0} + (-L_X n_z + L_Z n_X) \theta_{Y0} \} \quad (9)$$

ここに， n_x ： X 軸と法線方向との方向余弦， n_y ： Y 軸と法線方向との方向余弦， n_z ： Z 軸と法線方向との方向余弦， L_X, L_Y, L_Z ：回転中心から積分点までの距離である。

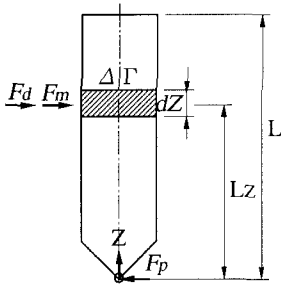


図-5 タワーへの作用力

3.3 構造物への作用力とピボット反力

構造物の設計に際しては、構造物への作用力を求める必要がある。構造物には回転に伴い慣性力 F_m と流体力 F_d が生じ、微小区間 dZ での力を Z 方向の積分して、ピボットへの反力 F_p を求める。

$$F_{pj} = \int_0^L (F_{dj} + F_{mj}) dZ; \quad j=1, 2 \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 F_{pj} : j 軸方向のピボット反力 ($j=1$: X 軸方向, $j=2$: Y 軸方向) である。

4. 実験結果および解析結果

4.1 タワーの応答加速度

図-6 および図-7 に浮力体付型、基本型の、基盤加速度 $G_a=50 \text{ gal}$ で一定とし、実験振動数を変化させた場合のタワー各部の応答加速度 (A_n) の測定結果および数値解析結果を示す。縦軸は応答値を基盤加速度で除した応答倍率で示し、基盤加速度と同方向を正とした。また、図中の線は理論値を示す。

浮力体付型では、タワー基部の測点 A4 では実験振動数 $f \geq 35 \text{ Hz}$ で実験値が理論値の 50% 程度まで小さくなるものの、 $f \leq 35 \text{ Hz}$ ではほぼ一定値を示す。またタワー頂部の測点 A6 では実験振動数 $f=20, 35, 50 \text{ Hz}$ で実験値が極値を示し、高振動数になるに従いその値は徐々に増加する傾向が見られる。この理由としては、二分力計と供試模型をつなぐ回転治具の振動や治具の剛性あるいは浮力体の取り付け方などの影響と予測される。加速度方向はタワー基部の測点 A4 および中間部での測点 A5 では基盤振動方向と同じで、タワー頂部では逆方向を示す。

基本型では、実験振動数 5 Hz 毎に測定を行ったが浮力体付型のような振動数の増加による応答倍率の変動はほとんど見られずほぼ一定値を示し、加速度方向は浮力体付型と同じ結果が得られた。

以上のことから、タワーには加速度が基盤加速度に対して 0 となる不動点が存在し、不動点を境にタワーの上下では加速度方向が逆転することがわかる。

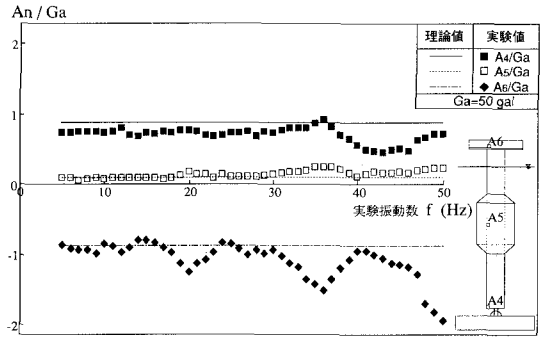


図-6 タワーの応答加速度 (浮力体付型)

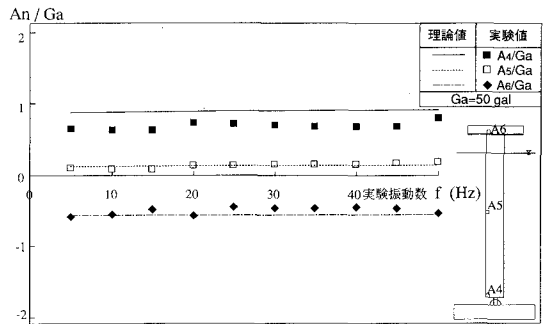


図-7 タワーの応答加速度 (基本型)

4.2 タワーの不動点

基本型および浮力体付型の振動数の変化に伴う不動点の位置変化について実験値と理論値を図-8 に示す。不動点の位置はピボットを始点として上向きに l をとり、タワーの没水深 L_s に対する比率で表した。

基本型の不動点の位置は実験値では振動数 $f \leq 25 \text{ Hz}$ ではほぼ一定で、 $f \geq 25 \text{ Hz}$ で上昇する。理論値は逆に $f \leq 25 \text{ Hz}$ では一定値を示し、 $f \geq 25 \text{ Hz}$ で緩やかに下降するが大きな変化はみられない。また、浮力体付型の実験値は変化傾向は基本型と同じだが、 $f \geq 35 \text{ Hz}$ では不動点の位置は基本型よりも大きくなる。理論値は基本型よりも

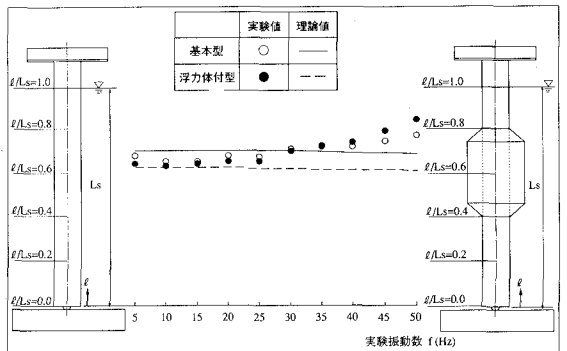


図-8 タワーの不動点位置

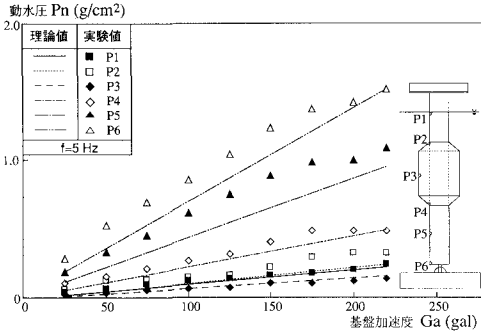


図-9 タワーの動水圧分布 (浮力体付型)

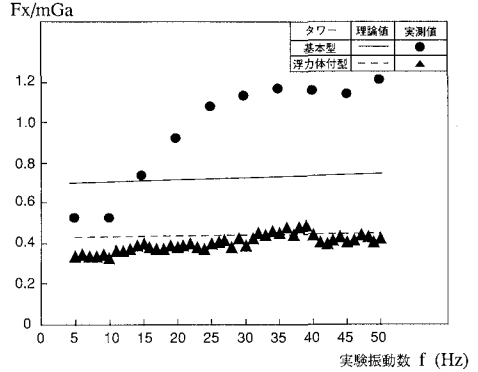


図-10 ピボットに作用する水平力

10%程度小さくなるという結果が得られた。

実験値と理論値で差が生じる理由としては、実験値の変動が高次振動数領域において顕著に現れていることから、回転治具の振動あるいは治具の剛性の影響を受けているためと考えられる。不動点位置の把握は、実構造物の設計において浮力体内部への施設配置を計画する際に必要で、不動点周辺に加速度の影響を受けやすい施設の配置が可能となる。

4.3 構造物の動水圧

図-9は浮力体付型で実験振動数 f=5 Hz と一定として、基盤加速度を変化させた場合の動水圧の測定値および解析結果を示す。図中の線は理論値を示す。基盤加速度の増加に伴い、実験値は各測点において線形性を示しているが理論値とは差が生じており、理論値は実験値の約80~90%の値を示す。また、基本型と浮力体付型に作用する流体力を解析結果から比較するとその差はほとんどない。これは、動水圧が加速度と同様に不動点の近傍を境に作用方向が逆転し、また不動点の位置が浮力体のほぼ中央に位置するため、浮力体による流体力の増分が相殺されるためと考えられる。本構造物は大水深に設置されるため、設計においては静水圧が支配的となり、構造物への動水圧の影響は非常に小さいと考えられる。

4.4 ピボット反力

図-10は基本型、浮力体付型で基盤加速度 Ga=50 gal と一定とし、振動数を変化させた場合のピボット反力の測定結果および解析結果である。図中の縦軸は、作用水平荷重 Fx を構造物質量 m および基盤加速度 Ga で除した無次元量で示した。

基本型では、実験値は振動数 5 ≤ f ≤ 25 Hz にかけては一定の割合で増加し、f ≥ 30 Hz ではほぼ一定値を示す。図中に線で示した理論値は振動数の増加に対して一定の割合で増加する。実験値と理論値を比較すると、実験値は理論値に対して ±30% の範囲で変動することがわかる。また、振動数 f ≤ 15 Hz では実験値が理論値と比較して反力の低下がみられる。これは実験時に水面に波紋が

発生したことから推察して、造波減衰の影響が現れたためと考えられる。これに対して、理論値では重力表面波の発生を無視しているため重力波による造波減衰の影響は現れない。

浮力体付型では、振動数の増加とともに実験値、理論値ともほぼ一定の割合で増加している。実験値は理論値に対して ±10~20% の範囲で変動するが比較的良い一致を示している。低振動数域での実験値と理論値の差は、基本型と同様の理由による。

また、実構造物でのピボット反力の回転運動による低減率を把握するために、理論解析により、完全固定状態と運動状態での流体力と慣性力の比較を行った。この結果、実振動数 fp=5 Hz では、タワーの運動により流体力は基本型で42%、浮力体付型で40%に、慣性力は基本型で26%、浮力体付型で27%に低減される。また、振動数の変化に対してはピボット反力の低減率はほとんど変動しないことがわかった。

5. 流体の圧縮性の影響

前述の水中振動実験および解析結果より、揺動型構造物における地震時の加速度、タワーの挙動およびピボット反力などの応答特性が明らかとなった。

しかしながら、実際に大水深での構造物を設計する際には、流体の圧縮性の影響を考慮する必要がある。模型実験では圧縮性の影響を考慮して計測を行うことは不可能である。そこで両モデルのプロトタイプ(水深 h=200 m、タワー全長 216 m、タワー直径 20 m、浮力体長 70 m、浮力体径 42 m、浮力体没水深 36 m)において地震動の振動数を 1 ≤ fp ≤ 10 Hz と想定し、理論解析により流体の圧縮性の影響を把握し、ピボット反力への流体力の影響について述べる。ここで流体の圧縮性の影響を把握するため、次式のような無次元振動数を用いる。

Ω = 2ωh/πC (11)

流体の圧縮性の影響の判定条件としては、田中(1983)

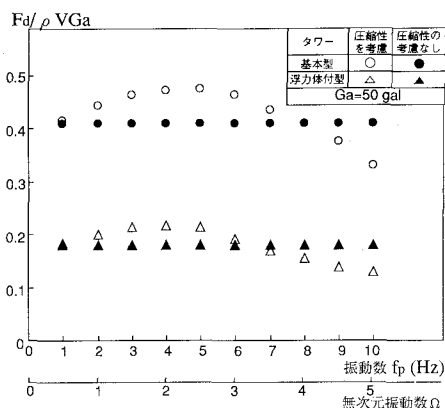


図-11 流体力に対する圧縮性の影響

の研究より、 $\Omega \geq 1$ でその影響が顕著に現れるとされている。図-11はプロトタイプでの流体の圧縮性を考慮した場合としない場合の流体力の振動数に対する変化を示したものである。縦軸は流体力 F_d を排水質量 ρV (ρ : 流体の密度, V : 構造物の体積) と基盤加速度 G_a で除した無次元量で示した。

圧縮性を考慮すると基本型、浮力体付型共に、圧縮性の影響が $\Omega \geq 1$ (振動数 $f_p = 2$ Hz) で顕著に現れ始め、 $\Omega \geq 2$ では減少する。また、圧縮性を考慮しない場合は流体力は一定値を示す。これより圧縮性の影響を考慮した流体力は、考慮しない場合よりも、基本型で最大 16%、浮力体付型で最大 20% 大きな値を示すという結果が得られた。

田中 (1983) はこの圧縮性の影響について、地盤に固定された剛体円柱の形状に対して理論計算を行い、円柱半径 r_0 と水深 h の比 r_0/h の小さい細長い円柱では圧縮性の影響が小さいことを示している。その結果を用いると、プロトタイプのタワーを固定状態と考えた場合、半径と水深の比率が $r_0/h = 0.05$ (基本型) および 0.08 (浮力体付型) となるため、無次元振動数が増加しても圧縮性の影響は小さいといえる。しかし、本解析結果ではタワーが細長い形状であるにもかかわらず、圧縮性の影響が顕著に現れており、これはタワーが回転運動を行うことに起因すると考えられる。

6. 結 論

揺動型構造物の地震時挙動を把握するための実験および流体との 3 次元的な相互作用を考慮した理論解析により、以下の結論を得た。

1) タワーには基盤加速度に対して加速度が 0 となる不動点が存在する。

2) 基本型と浮力体付型に作用する流体力は理論解析によればほぼ同じ値を示す。これは動水圧が不動点近傍を境に作用方向が逆転し、また不動点が浮力体のほぼ中央に位置するため、浮力体の増分が相殺されるためである。

3) ピボット反力の実験値およびその変動幅は浮力付型の方が基本型よりも小さくなる。また、理論値とは比較的良好一致を示している。

4) ピボット反力は、理論解析より、タワーがピボットを中心とした回転運動を行うことにより、固定状態と比較して両形式とも流体力が約 2/5、慣性力が約 1/4 に低減される。

5) 理論解析より、プロトタイプの構造物に対して、地震振動数 $1 \leq f_p \leq 10$ Hz での流体の圧縮性の影響を求めると、その影響が無次元振動数 $\Omega \geq 1$ で顕著に現れ、流体力は圧縮性を考慮しない場合と比較し、最大で 20% 程度大きな値を示す。

今回の研究では、構造物が剛体という仮定のもとに実験および解析を行ったが、実構造物の挙動においては弾性の影響が現れることが予想されるため、今後は構造物の弾性を考慮した模型実験および数値解析を実施する必要がある。

最後に、本研究は (社) 日本海洋開発産業協会が日本小型自動車振興会の補助事業として行った研究開発であり、関係各位に深く感謝の意を表するものである。

参 考 文 献

- 田中良弘 (1983): 円柱海洋構造物の地震応答解析, 海岸工学論文集, 第 30 巻, pp. 366-370.
- 中村孝明・田中良弘・元良勇太郎 (1992): 3次元任意形状海洋構造物の地震応答解析, 海岸工学論文集, 第 39 巻, pp. 701-705.