

大型海洋構造物の波浪による動的応答

倉田 進*・川瀬 健夫**・西村 一人**

1. まえがき

近年、海底石油資源を求めて海洋構造物の建設水深は年々深海域へ移行し、米国メキシコ湾およびカリフォルニア沖においては水深 300m クラスの構造物も計画されている。一般にこの種の海洋構造物においては建設水深の増大とともにその固有周期は長くなる傾向¹⁾があり、波浪等の外力による動的影響を考慮した設計が不可欠である。ここでは海洋構造物の動的設計手法確立のための第一段階として昭和 49 年に日本海（阿賀野川沖）水深 80m 海域に建設された阿賀沖プラットフォームにおいて現場振動測定を実施し、その結果を基に不規則波浪によるプラットフォームの動的挙動について理論的検討を加えた結果を報告するものである。

2. 現場振動測定の概要

昭和 49 年～50 年の冬季期間に阿賀沖プラットフォームの動的挙動を明らかにすべく次の状態について現場振動測定を実施した。

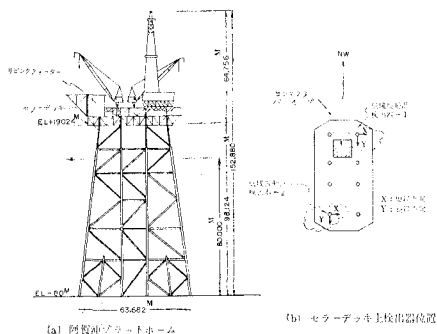
状態—1: 波浪静穏および掘削作業停止時（微動時）

状態—2: 波浪静穏時における掘削作業振動時

状態—3: 荒天時波浪による振動応答時

プラットフォーム振動測定は加速度測定とし圧電素子型低域振動計（測定範囲：0.1～50 Hz）を使用した。また、加速度測定とした結果、長周期で低レベルの波浪応答成分をプラットフォームに常時存在する高レベルの雑振動から分離するためにローパスフィルター LPF（減衰傾度 24 dB/oct）を併用した。波形記録はプラットフォーム設備の容量型波高計を使用し波向は目測とした。これらの計器の本体はリビングクォーターに設置し、振動計の検出器はセラーデッキ上 2 か所それぞれ 2 方向（短辺方向を X、長辺方向を Y とする）の振動を検出するように配置した（図—1）。

なお、計測に際しては、状態—1、2 について LPF の遮断振動数（ f_c ）を 2 Hz に設定し、状態—3 について

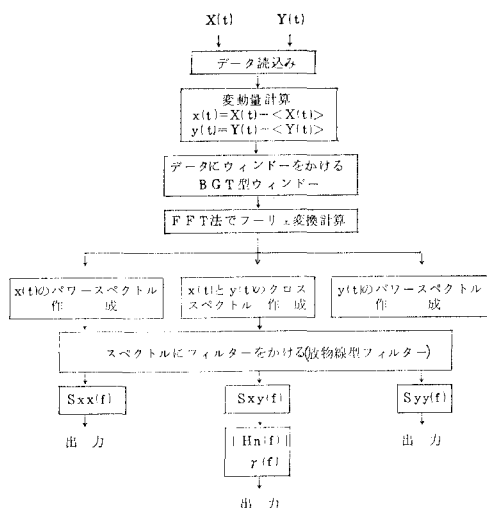


図—1 現場振動測定検出器配置

は $f_c=2$ Hz の他に波浪応答成分を明確にするために $f_c=0.4$ Hz に設定して測定した。

3. 現場振動測定結果

測定した振動記録はデジタル化し、FFT 法を用いてスペクトルを作成した²⁾。本報告においてはデータに BGT 型データウィンドーおよびロースペクトルに放物線型フィルターを掛けてスペクトルを計算した。図—2 はスペクトル作成のフローである。



図—2 スペクトル作成フローチャート

* 正会員 工博 新日本製鉄 相模原技術センター所長

** 正会員 工修 新日本製鉄 相模原技術センター

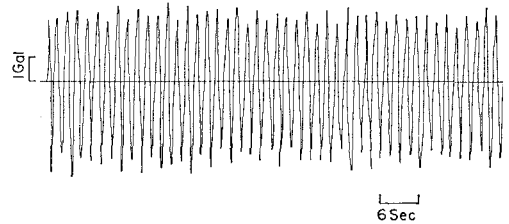
構造物の振動特性（固有振動数・減衰定数）を知るためには自由振動試験もしくは起振機試験によるのが最も適当であると考えられるが、今回の測定においてはこれらの手法が安全性およびデッキ上スペースの制約面より不可能であったため微動時のスペクトルから求めることとした。

微動時（状態—1）のX方向の振動記録とそのパワースペクトルを図—3、4に示す。微動時は波高計では測定できない程度に海象は穏やかで卓越した振動数を有する外力が存在しない状態であり、この応答加速度のパワースペクトルピーク値は構造物の固有振動数に対応するものと考えられる。これらのパワースペクトルよりプラットフォームの固有振動数はX方向で 0.66 Hz (1.52 sec), Y 方向で 0.70 Hz (1.43 sec) と推定できた。

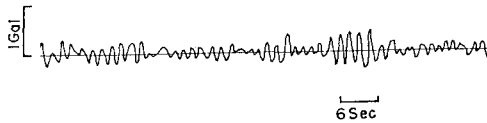
掘削作業振動時（状態—2）においてはマッドポンプが作動した時にX方向に大きな加速度が生じた。特にこの

ポンプが毎分 43 回転で作動した時に最もその影響が大きく図—5に示すように共振に近い状態であった。図—6はその時のパワースペクトルである。さらに、微動時と作業振動時について検出器—1, 2 について加速度軌跡図（図—7）を描き相対運動を調べた結果、ねじれ振動はなく、0.66 Hz および 0.70 Hz の固有振動数はそれぞれX方向、Y方向の並進運動の固有振動数と推定された。

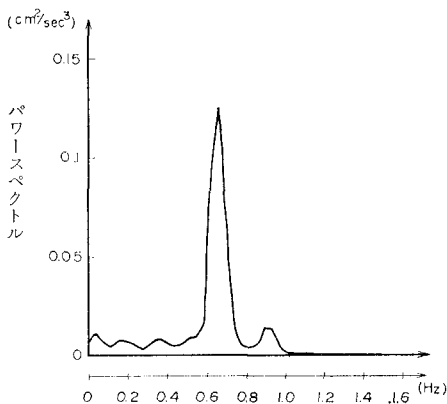
減衰定数については自由振動試験および起振機試験が



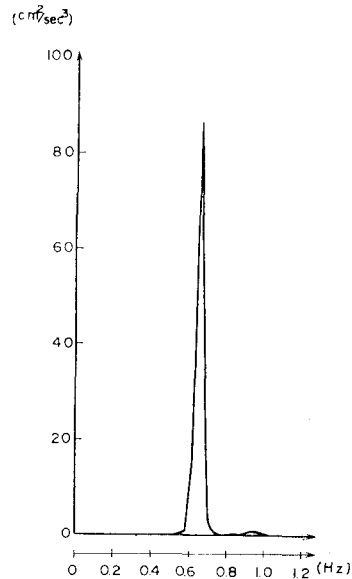
図—5 マッドポンプ作動時X方向応答加速度記録 (LPF $f_c=2$ Hz)



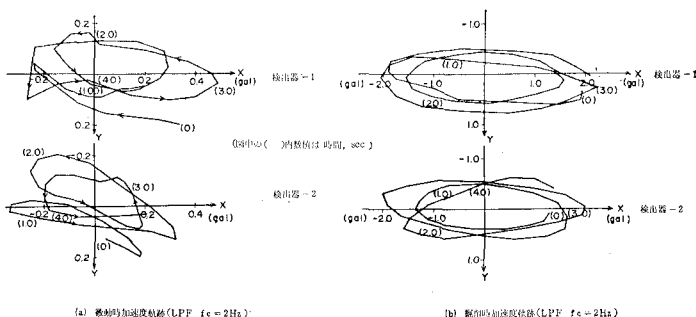
図—3 微動時X方向応答加速度記録 (LPF $f_c=2$ Hz)



図—4 微動時X方向応答加速度パワースペクトル (LPF $f_c=2$ Hz)



図—6 マッドポンプ作動時X方向応答加速度パワースペクトル (LPF $f_c=2$ Hz)



図—7 加速度軌跡図

実施不可能であったので、微動時のパワースペクトルからハーフパワー法により求めることにし、次式で算定した。

$$h = 4f/2f_n \dots\dots\dots (1)$$

ただし、 f_n : 固有振動数

$4f$: 固有振動数に対するピークにおいてそのパワーの1/2に対応する振動数の差の絶対値

その結果 X 方向で $h=0.0592$, Y 方向で $h=0.0542$ であった。ハーフパワー法で求まる減衰定数は計算されたスペクトルの精度に依存するため、今後、他の方法により減衰定数を求め、比較検討する必要がある。

次に、波浪応答時(状態-3)については測定期間中表-1 に示すような波浪に対しての振動記録を得た。表-1 における波浪統計量は波をゼロアップクロス法で定義し、波高分布がレーリー分布に従うと仮定し、波形パワースペクトルのモーメントから式(2), (3)を用いて計算した。

$$H_{1/3} = 4.00 \sqrt{m_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$T_{1/3} = \frac{1.2^*}{0.9} \sqrt{\frac{m_0}{m_2}} \dots\dots\dots (3)$$

ただし、 m_0, m_2 は波形パワースペクトルの0次, 2次モーメント, 1.2^* は補正係数³⁾

この結果、これらの波浪の波形パワースペクトルのピーク振動数の多くはその有義波周期の逆数の近傍に存在することが確認できた。

図-8 は荒天時測定期間の代表的な波形記録(WAVE 8)であり、図-9 はその波形パワースペクトルである。図-10, 11 は LPF を $f_c=2$ Hz に設定した場合のセレーデッキ X 方向応答加速度記録とそのパワースペクトル

であり、図-12 は LPF を $f_c=0.4$ Hz に設定した場合の X 方向応答加速度パワースペクトルである。応答加速度パワースペクトルにおいては波浪の有義波周期の逆数の近傍と固有振動数に顕著なピークが現われていた。

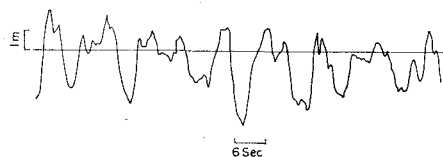


図-8 波形記録 (WAVE 8)

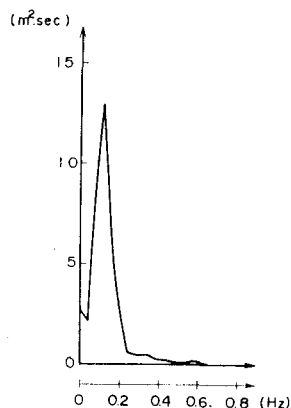


図-9 波形パワースペクトル (WAVE 8)

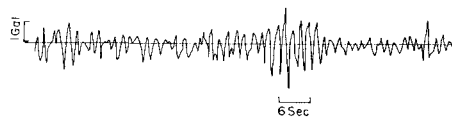


図-10 X 方向応答加速度記録 (LPF $f_c=2$ Hz)

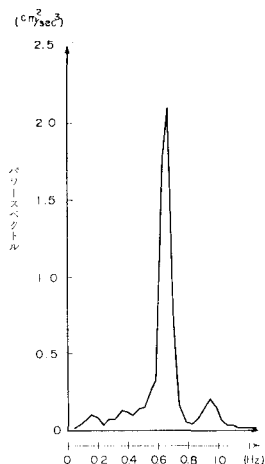


図-11 X 方向応答加速度パワースペクトル (LPF $f_c=2$ Hz)

表-1 測定した荒天時気象状況

日 時	波浪名称	風 向	風 速	波 向	$H_{1/3}^*$	$T_{1/3}^{**}$
3 月21日	WAVE- 1	S	$\frac{m}{sec}$ 15	WSW	3.27m	8.01 ^{sec}
20°28'	WAVE- 2	S	15	WSW	2.65	5.85
3 月22日	WAVE- 3	SW	15	WSW	4.49	7.31
12°40'	WAVE- 4	SW	15	WSW	4.06	6.20
3 月22日	WAVE- 5	WSW	18.5	W	4.66	8.97
15°00'	WAVE- 6	WSW	18.5	W	4.98	8.82
3 月22日	WAVE- 7	SW	16.5	W	5.48	7.88
23°00'	WAVE- 8	SW	16.5	W	4.77	7.28
3 月22日	WAVE- 9	SW	15	W	4.85	7.97
23°40'	WAVE-10	SW	15	W	4.99	8.29
3 月23日	WAVE-11	S	7	NW	1.03	6.43
18°00'						

* $H_{1/3}$: 有義波高

** $T_{1/3}$: 有義波周期

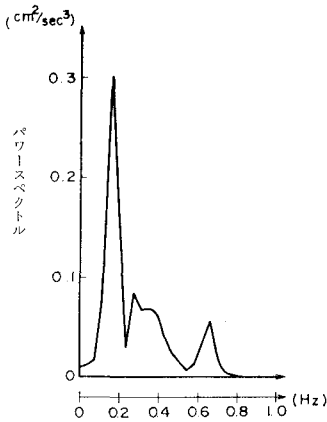


図-12 X方向応答加速度パワースペクトル (LPF $f_c=0.4$ Hz)

4. 波浪応答の理論的検討

海洋構造物の波浪動的応答計算においてはいくつかの非線形要素が含まれる⁴⁾が、本報告では杭基礎部分については横荷重に対する非線形解析を実施し振動中の杭頭の変位を仮定してその変位に対応する地盤反力を用いて線形化した。さらに、杭力の非線形項は Borgman の近似式⁵⁾を用いて線形化した。海洋波はゼロ平均、定常、エルゴディックガウシアン不規則過程とした。波浪に対する海洋構造物の振動方程式は次式で表わされる。

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = \{F\} \dots \dots \dots (4)$$

ただし、 $[M]$: 付加質量を含むマスマトリックス

$[C]$: 減衰係数マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス, $\{F\}$: 波力

$\{\ddot{y}\}$, $\{\dot{y}\}$, $\{y\}$: 構造物の加速度, 速度, 変位

応答値を各振動モードの重ね合せて表わすと、質点 i の変位 (y_i) のパワースペクトル $S_{y_i y_i}$ (f) は次式となる。

$$S_{y_i y_i}(f) = \sum_{r=1}^n \sum_{s=1}^n \frac{\varphi_{r i} \varphi_{s i} |H_r(f)| |H_s(f)|}{(2\pi f_r)^2 (2\pi f_s)^2 M_r M_s} S_{Q_r Q_s}(f) \dots \dots \dots (5)$$

ただし、 $\varphi_{r i}$, $\varphi_{s i}$: 質点 i の r 次, s 次の振動振幅

f_r , f_s : r 次, s 次の固有振動数

$H_r(f)$, $H_s(f)$: r 次, s 次の振動数伝達関数

M_r , M_s : r 次, s 次の一般質量

$S_{Q_r Q_s}(f)$: r 次と s 次波力のクロススペクトル (WAVE-7: $H_{1/3}=5.48$, $T_{1/3}=7.88$ sec)

式 (5) の波力のクロススペクトルは Borgman の近似式を用いて波力の抗力項を線形化し、微小振幅波理論を使用することによって波形パワースペクトルと線形関係で表わされる。

理論計算に際してはプラットフォームの固有振動数は X 方向 $f_n=0.66$ Hz, Y 方向 $f_n=0.70$ Hz および減衰定数は X 方向 $h=0.0592$, Y 方向 $h=0.0542$ とし測定値を用いた。しかしながら高さ方向の固有振動モードは測定できなかったため解析的に固有振動モードを求めた。その際地盤の非線形特性を考慮した杭解析を実施し、海底面における水平変位を仮定して杭基礎部分を等価線形ばねに置換した立体骨組モデルを設定した。さらに、水平ブレース面内を剛体として X 方向, Y 方向についてそのたわみ性マトリックスを求め、その逆マトリックスとしての剛性マトリックスと質量マトリックスから X 方向, Y 方向の固有振動数および固有振動モードを求めた。その計算された固有振動数が測定された固有振動数に一致するまでこの操作を繰返し行い、固有振動モードを求めた。また、波力の抗力係数および質量力係数は阿賀沖プラットフォームの設計時の値 $C_D=0.62$, $C_M=1.38$ を用いた。以上から波形パワースペクトルとして図-13 に示す測定された WAVE 7 の波形パワースペクトルに対するデッキ応答を式 (5) より求めた。さらに、減衰定数のみ $h=0.1$ で他の条件は同一の場合についても計算し、図-14 にこれらの計算結果と実測結果を併せて示した。図-14 より理論計算による応答変位パワースペクトルは高振動数領域、特に固有振動数付近で実測値よりも大きくなる傾向を示し、理論計算値は安全側の値を示すものと思われた。また、減衰定数の値は固有振動数付近のパワーのみに影響を与え、波浪の有義

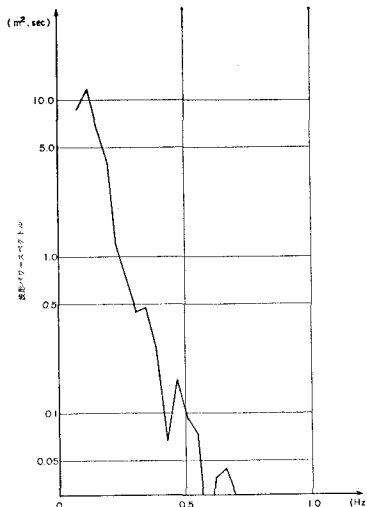


図-13 実測波形パワースペクトル (WAVE-7: $H_{1/3}=5.48$, $T_{1/3}=7.88$ sec)

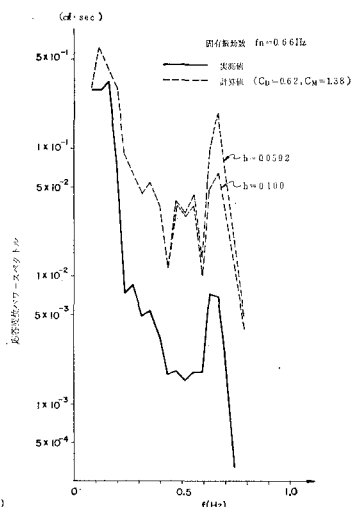


図-14 応答変位パワースペクトルの実測値および計算値

波周期と海洋構造物の固有周期が充分離れている場合は減衰定数の取り方による構造物の動的応答の相違は小さいものと思われた。

5. 最大暴風時波浪に対する応答

最大暴風時波浪(X方向においては $H_{\max}=23.2$ m, $H_{1/3}=12.5$ m, $T=12.5$ sec 波浪, Y方向においては $H_{\max}=20.2$ m, $H_{1/3}=10.9$ m, $T=13.6$ sec 波浪)に対して静的解析と動的解析を実施し応答値を比較した。静的解析においては波浪は規則波とし, ストークス5次近似波理論を適用し波力を求め応答を計算した。動的解析においては Bretshneider の提案式を光易が数値を修正した次式で表わされる波形パワースペクトル $S_{\eta\eta}(f)$ を使用して応答を計算した。

$$S_{\eta\eta}(f) = 0.43 \left(\frac{\bar{H}}{T^2} \right)^2 f^{-5} \exp \{ -0.675 (\bar{T} \cdot f)^{-4} \} \quad \dots\dots\dots (6)$$

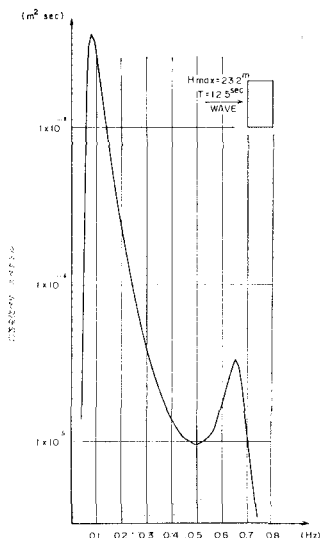
ただし, $\bar{H}=0.625H_{1/3}$, $\bar{T}=0.9T_{1/3}$

図一15は最大暴風時のデッキX方向の応答変位パワースペクトルである。変位の振幅をゼロアップクロス点の間の最大値および最小値と平均値までの差として定義し, レーリー分布に従うものと仮定して, 動的解析による1/3最大振幅($\delta_{1/3}$)を次式⁶⁾で計算した。

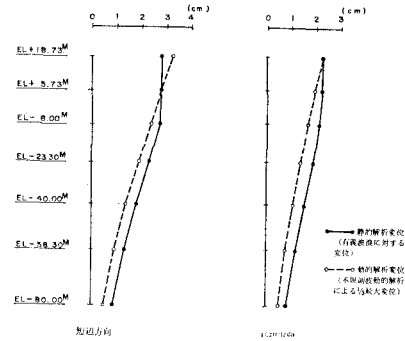
$$\delta_{1/3} = 2.0\sqrt{m_0} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ただし, m_0 : 応答変位パワースペクトルの0次モーメント

図一16はプラットフォーム各 Elevation の動的応答変位($\delta_{1/3}$)と規則波(有義波浪)による静的応答変位である。図一16より不規則波動的解析による応答変位



図一15 暴風時波浪によるデッキのX方向応答変位パワースペクトル



図一16 規則波静的解析および不規則波動的解析による変位

は規則波静的解析による応答変位に近い値を示し, 阿賀沖プラットフォーム程度の振動特性を有する海洋構造物についてはその最大暴風時波浪における動的影響は比較的小さいものであると推定される。

6. あとがき

阿賀沖プラットフォームの現場振動測定および理論的検討によってその振動特性および波浪に対する動的挙動について基礎的な報告を行った。今後もさらに現場および室内模型実験と理論的検討によって大水深海洋構造物設計上の技術的課題解明を進める考えである。

なお, 本現場測定を実施するにあたって日本海洋石油資源開発(株), またデータ解析にあたっては運輸省港湾技術研究所耐震研究室の協力を得たことを記し, 謝意を表するものである。

参考文献

- 1) Penzien, J., Kaul, M.K., and Berge, B.: Stochastic response of offshore towers to random sea waves and strong motion earthquakes, Computers & Structure, Vol. 2, pp. 733~756, Pergamon Press, 1972.
- 2) 桑島 進・永井康平: 任意個数試料のFFT(Fast Fourier Transform) 算法とそのスペクトル解析への応用, 運輸省港湾技術研究所報告, No. 155, 1973.
- 3) 合田良実・永井康平: 波浪の統計的性質に関する調査・解析, 運輸省港湾技術研究所報告, 第3巻第1号, pp. 3~37, 1974.
- 4) Maddox, N.R. and Wildenstein, A.W.: A spectral fatigue analysis for offshore structure, Offshore Technology Conference, OTC 2261, 1975.
- 5) Borgman, L.E.: Spectral analysis of ocean wave forces on piling, ASCE, WW2, May 1967.
- 6) 合田良実: 波の不規則性を考慮した設計法について, 昭和46年度(1971)港湾技術研究所講演会講演概要集, pp. 1-1~1-33, 1971.