

大型海洋構造物の動的応答に及ぼす非線形特性の影響

NONLINEAR EFFECTS ON DYNAMIC RESPONSES
OF LARGE OFFSHORE STRUCTURE

河野 健二*, 草道 香成**, 木村 至伸***

Kenji KAWANO, Yosinari KUSAMICHI, Yukinobu KIMURA

* 工博 鹿児島大学教授 工学部海洋土木工学科 (〒890 鹿児島市郡元 1-21-40)

** 工修 長大(株) (〒103 東京都中央区日本橋蛸殻町 1-20-4)

*** 鹿児島大学大学院工学研究科博士前期課程

Offshore structures have the great possibilities to develop ocean spaces such as the power stations, airports and resident area etc. These structures generally experience more severe loads than those on land structures. In order to perform the reliable design such as structures, it is important to clarify dynamic characteristics of the structures subjected to random sea wave forces. In this study, it is examined to evaluate the nonlinear response characteristics of a large offshore structure with the time domain analysis. Since the nonlinear responses may be caused by severe wave forces, the dynamic responses are evaluated not only for the linear responses but also nonlinear responses. It is suggested that the relevant evaluation of the nonlinear responses gives important roles on the reliable design of the large offshore structures subjected to severe wave forces.

Keywords: large offshore structure, wave force, nonlinear dynamic response

1. はじめに

海洋空間の利用はエネルギー供給施設、空港、レジャー施設等として、非常に高い開発可能性を有している。このような環境を実現するためには海洋構造物が大きな役割を果たすことになる。一般に海洋環境下にある構造物は陸上にある場合に比べて厳しい荷重を受ける。特に海洋構造物に作用する波力は不規則性を有しており、構造物の設計を信頼性のあるものとするためには、その動的応答の把握が重要になる¹⁾。海洋構造物は多数の部材からなる骨組構造物として設計される。このような構造物の動的特性を把握するために、動的応答解析が必要になるが、その運動方程式は非常に大きな自由度を有することになる。この場合の波力の評価には多量の計算を要し、このため動的応答解析は非常に煩雑な計算が必要になる。しかしながら、これまでの構造物の動的応答解析の結果によると、応答は主要な低次の振動モードに支配されている²⁾。したがって動的応答特性を把握する場合、これらの主要振動モードに基づいた近似的なモデルを用いて解析することができると思われる。一方波力は不規則な特性を有しており、海洋構造物の最大応答の評

価を行うとき、線形応答だけでなく非線形応答についても検討を加えておくことが必要であると考えられる。

海洋構造物の有効な利用法の一つとしては広大な空間を実現することであるが、このためには大型の海洋構造物が必要になる。このような海洋構造物の設計を信頼性のあるものにするためには、動的応答特性を明確にしておくことが重要になる。また不規則な波力に対する応答は厳しい環境下にあることを考えると、構造物の非線形性による影響についても検討しておくことが重要であると考えられる。多数の部材から成るプラットホーム型の海洋構造物を考える場合、直接に動的な非線形応答解析を行うためには膨大な計算が必要になる。海洋構造物の動的応答が低次の振動モードに支配されることを考えると、このような構造物の非線形特性を明確にするためには、初めに様な脚柱を有する構造物としてモデル化して、その応答特性を検討しておくことが有用と考えられる。海洋構造物の動的な非線形応答解析を行う場合、前述したような動的応答解析は膨大な計算をとらなければならない。

本研究では入力波の伝播方向に広がりを持つ海洋構造物が不規則な動的外力である波力を受けるときの

動的応答特性について評価を試みたものである。パワースペクトル密度関数を用いて表された波力を時間領域で求め動的応答解析を行った。入力波の伝搬にともなう位相特性の影響に加えて構造物の脚柱が線形応答と非線形応答をする場合について解析を行った。これより空間的な広がりを持つ大型の海洋構造物の最大応答に及ぼす非線形応答の影響について検討を加えた。

2. 動的応答解析

多くの部材から構成されるジャケット型の海洋構造物の運動方程式の定式化については、これまで多くの研究が行われている^{1),2)}。基礎—地盤系を含む構造物全体系に関する運動方程式についても動的サブストラクチャ法の適用により同様に定式化が行われている²⁾。海洋構造物に作用する荷重の中で波力は最も主要な荷重であるが、不規則な特性を有するため動的応答解析による検討が行われている。構造物に作用する波力はモリソン式を用いて表されるが、波力のパワースペクトルを求めてみると、その卓越周期は一般に構造物の固有周期よりも十分に長い周期の値を示している。このため海洋構造物の動的応答は構造物の固有周期だけでなく波力の卓越周期による影響を強く受けることになる。

ところで海面の動的特性は不規則性を有するためパワースペクトル密度関数を用いて表される。いくつかの関数が利用されているが、本解析では Bretschneider 型のパワースペクトル密度関数を用いることにする³⁾。すなわち

$$S_{\eta\eta}(\omega) = \frac{4210}{\omega^5} \left(\frac{\bar{H}}{\bar{T}^2} \right)^2 \exp \left(-1052 \left(\frac{1}{\omega \bar{T}} \right)^4 \right) \quad (1)$$

また $\bar{H}$ と $\bar{T}$ はそれぞれ平均波高と平均周期を表している。このようなスペクトル特性を有する波力に対する応答を時間領域で求めるためには海面の運動 $\eta(t)$ を次式のように求める。

$$\eta(t) = \sqrt{\frac{2}{N}} \sigma_{\eta} \sum_{j=1}^N \cos(\omega_j t + k_j x + \phi_j) \quad (2)$$

ここで ω_j はパワースペクトル密度関数 $S_{\eta\eta}(\omega)$ の形状に合うように確率変数として表し、 ϕ_j は $0 \leq \phi_j \leq 2\pi$ の一様乱数である。 σ_{η} は $\eta(t)$ の2乗平均値であり、 N は合成する振動数の個数である。また h は水深、 x は波の進行方向の位置を表す。

そこで海洋構造物が図—1に示すような空間的な広がりのある有脚柱型の構造物であるとするとき、適当な形状関数を用いて構造物の運動方程式を求めることにする。この場合各々の脚柱構造物に作用する波力は水深全体にわたって合計したものであり、次式で与えられる。

$$F_w = \left[(C_M + C_A) \frac{\omega^2}{\sinh(kh)} \eta + C_D \sqrt{\frac{8}{\pi}} \sigma_v \frac{\omega}{\sinh(kh)} \dot{\eta} \right] F_D \quad (3)$$

ここで F_D は波数 k と水深 h 、構造物の高さ l の関数として次のように表される。

$$F_D = \frac{3}{l^2 k^3} (F_{D1}(h_1) - F_{D1}(0)) - \frac{2}{l^3 k^4} (F_{D2}(h) - F_{D2}(0)) \quad (4)$$

ここで $F_{D1}(s)$ 、 $F_{D2}(s)$ は波数 k 水深 h の関数であり次式で表される。

$$\begin{aligned} F_{D1}(s) &= ((ks)^2 + 2) \sinh(ks) - 2(ks) \cosh(ks) \\ F_{D2}(s) &= ((ks)^3 + 6(ks)) \sinh(ks) - (3(ks)^2 + 6) \cosh(ks) \end{aligned} \quad (5)$$

従って各脚柱が波力を受ける場合の運動方程式は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} M\ddot{u} + (C_S + C_H)\dot{u} + Ku = & (\bar{C}_M + C_A) \frac{\omega^2}{\sinh(kh)} \eta' \int_0^h g(s) \cosh(ks) ds \\ & + \bar{C}_D \sqrt{\frac{8}{\pi}} \frac{\omega}{\sinh(kh)} \eta \int_0^h \sigma_{v_x} g(s) \cosh(ks) ds \end{aligned} \quad (6)$$

ここで

$$\int (M_S + \bar{C}_M) ds = M = (\rho_s A + \bar{C}_M) \int_0^h \{g(s)\}^2 ds$$

$$\int \bar{C}_D \sqrt{\frac{8}{\pi}} \sigma_{v_x} ds = C_H = \bar{C}_D \sqrt{\frac{8}{\pi}} \int_0^h \sigma_{v_x} \{g(s)\}^2 ds$$

$$\int K_S ds = K = EI \int_0^h \left(\frac{\partial^2 g(s)}{\partial s^2} \right)^2 ds$$

$$\int (\bar{C}_M + C_A) \ddot{v}_x ds = (\bar{C}_M + C_A) \int_0^h \ddot{v}_x g(s) ds$$

$$\int \bar{C}_D \sqrt{\frac{8}{\pi}} \sigma_{v_x} \dot{v}_x ds = \bar{C}_D \sqrt{\frac{8}{\pi}} \int_0^h \sigma_{v_x} \dot{v}_x g(s) ds$$

また脚柱の $g(s)$ は形状関数である。各々の脚柱が線形だけでなく非線形応答特性を示す場合、そのモデルは図—2のように示される。ここで $Q_1(x, z)$ 、 $Q_2(x, z)$ は非線型復元力特性を表しており、脚柱が海水柱にあり波力を直接受ける場合を考えている。上部デッキと脚柱の間には結合のためのバネを用いている。脚柱の復元力特性を Y.K.Wen⁴⁾ らによって提案された非線形モデルを用いて表すと、第一番目の脚柱に対する運動方程式は次式で表される。

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_1 \dot{u}_1 + \alpha_1 \frac{F_{Y1}}{Y_1} u_1 + (1 - \alpha_1) F_{Y1} z = \begin{Bmatrix} F_i(t) \\ \{0\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (7)$$

$$-c_{d1}(\dot{u}_d - \dot{u}_1) - k_{d1}(u_d - u_1) = F(t)$$

$$m_{d1} \ddot{u}_d + c_{d1}(\dot{u}_d - \dot{u}_1) + k_{d1}(u_d - u_1) = 0 \quad (8)$$

$$\dot{z}_1 + \frac{\gamma}{Y_1} |\dot{u}_1| z_1^{n-1} + \frac{1}{Y_1} (\beta |z_1|^n - A) \dot{u}_1 = 0 \quad (9)$$

ここで m_1, m_{d1} は脚柱及びデッキの質量であり、 c_1 は脚柱の減衰力であり、流体力による減衰力を含んでいる。また z は非線形特性を表す変数であり、 $Y, \gamma, \eta, \beta, A$ はこの非線形特性のパラメータである。これらのパラメータが非線形特性に及ぼす影響についてはいくつかの研究が行われている。⁵⁾

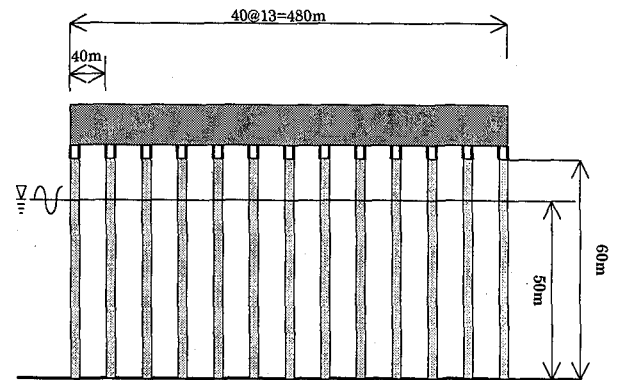
ここでデッキの質量は各脚柱に均等に分割して表している。これはデッキは一体として振動するように考えているためである。本解析では脚柱が13本あるので、相互の関係を考慮して、全体の運動方程式を求めると次のようになる。

$$\begin{bmatrix} [M] & [0] \\ [0] & [0] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_j \\ \ddot{z}_i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C] \\ \cdot \cdot \cdot \frac{1}{Y_i} (\beta |z_i|^n - A) \cdot \cdot \cdot \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_j \\ \dot{z}_i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K] & \cdot \cdot \cdot (1 - \alpha_i) F_{Yi} \cdot \cdot \cdot \\ [0] & \cdot \cdot \cdot \frac{\gamma_i}{Y_i} |\dot{u}_i| z_i^{n-1} \cdot \cdot \cdot \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_j \\ z_i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_i(t) \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (10)$$

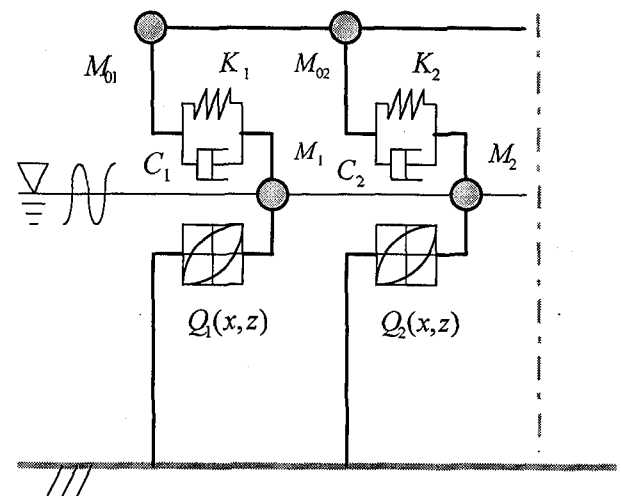
ところで脚柱の非線形特性を考慮した時刻歴応答解析を行う場合、式(10)は質量マトリックスに相当する項が対角項に0要素を含むため、一階の微分方程式に変換することにする。すなわち二階の微分方程式で表される線形時の運動方程式を一階の微分方程式に変換し、それに非線形方程式を加えて全体系の運動方程式を求めることができる。すなわち、

$$\begin{bmatrix} [M] & [0] \\ [0] & [I] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_j \\ \dot{z}_i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C] & [K] \cdot \cdot \cdot (1 - \alpha_i) F_{Yi} \cdot \cdot \cdot \\ [M] & [0] & [0] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_j \\ u_j \\ z_i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \cdot \cdot \cdot \frac{1}{Y_i} (\beta |z_i|^n - A) \cdot \cdot \cdot [0] \cdot \cdot \cdot \frac{\gamma_i}{Y_i} |\dot{u}_i| z_i^{n-1} \cdot \cdot \cdot \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_j \\ u_j \\ z_i \end{Bmatrix}$$

式(2)で示したようにシミュレーションにより海面運動の時刻歴が与えられると、式(11)より脚柱の非線形特性を考慮した場合の時刻歴応答を求めることができる。本解析ではRunge Kutta法を用いて応答を求めている。



図一1 空間的広がりのある海洋構造物の解析モデル



図一2 脚柱の復元力モデル

3. 応答解析結果と考察

3.1 解析モデルと入力波

入力波の進行方向に空間的な広がりを持つ有脚式海洋構造物の動的応答特性を検討するため、図一1に示すような解析モデルを用いる。13本の脚柱を40m間隔で設け、各脚柱は非線形域の応答まで生じる場合を扱う。構造物の高さは60m、幅480m、水深50mである。脚柱毎に形状関数を用いて質点モデルで表し、デッキは一体としてバネ・ダッシュポットで各脚柱に結合して支持されているとする。デッキの重量は9.1MNと

し各脚柱に 0.7MN ずつ分布しているものとする。各脚柱は鋼管であり、解析では各脚柱の剛性が一樣な場合と異なる場合をそれぞれ解析する。全部の脚柱の外径が 3.0m、内径が 2.92m の場合と、3 本の脚柱毎に 3.0m とし、その中間の脚柱は外径が 2.40m、内径が 2.32m の場合を考えており、それぞれの固有振動数は 2.2rad/s と 1.8rad/s である。構造物の基礎は海底に固定されているものとし、脚柱の軸方向の変形や地盤の影響は考慮していない。各脚柱の外径が 3.0m のとき非減衰時の固有値解析を行うと、振動モードは図-3 に示ようになる。

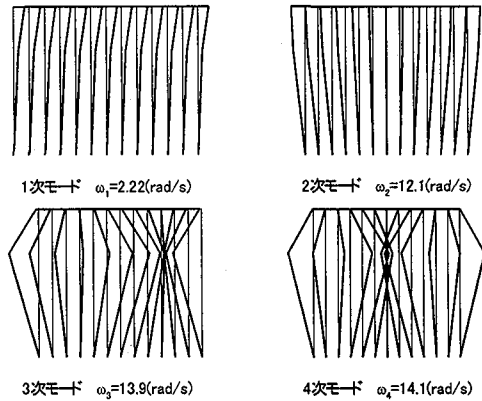


図-3 振動モード

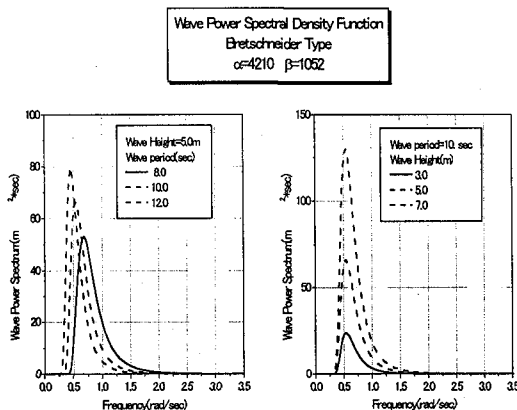


図-4 パワースペクトル密度関数

海面の運動は一般に不規則であり、パワースペクトル密度関数で表され、これまでに幾つかの関数が提案されている³⁾。本解析では図-4 に示すように Bredschneider 型のパワースペクトル密度関数を用いて海面の運動を表すことにする。左図は平均波高が 5m で平均周期が 8, 10, 12 秒のときのパワースペクトル密度関数を示している。平均周期が長くなるとスペクトルの卓越振動数は小さくなり、エネルギーは増加していることが分かる。また右図は平均周期が 10 秒のとき、

平均波高が 3, 5, 7m に対するパワースペクトル密度関数を表している。平均波高の増加によりスペクトルのピーク値は大きく増加していることが分かる。

本解析モデルでは各脚柱とデッキの間にバネ・ダッシュポットを導入しているが、それによる影響が少ないため解析結果は各脚柱の頂点における質点の応答で示すことにする。各脚柱の非線形応答は、その非線形特性を決めるパラメータによって大きな影響を受ける。ここでは $A=1.0, \alpha=0.05, \beta=0.5, \gamma=0.9, n=1.0$ を用いている。特に降伏変位の設定が応答に大きな影響を与える。

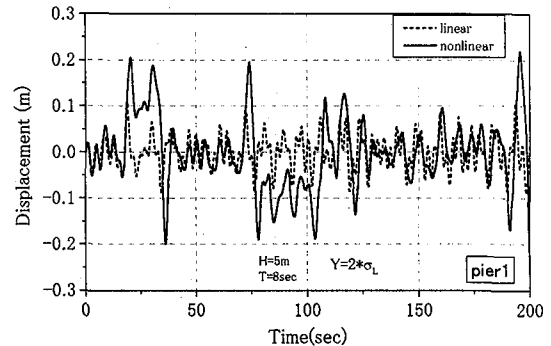


図-5 変位の時刻歴応答

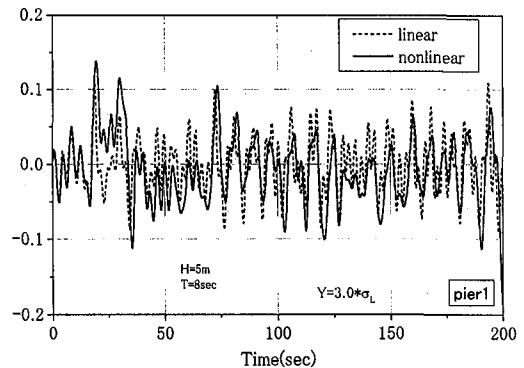


図-6 変位の時刻歴応答

3. 2 時刻歴応答における非線形特性の影響

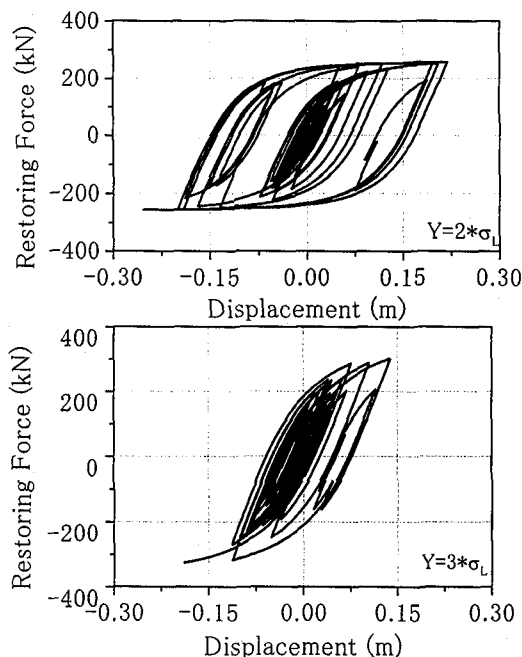
本解析ではそれぞれの場合について線形応答解析を行い、それぞれの応答から得られる二乗和平均応答 (rms 応答) の倍数として降伏変位を与えている。

(1) 応答に及ぼす降伏レベルの影響

図-5 と図-6 は平均周期 8 秒、平均波高 5m の入力波に対する変位応答の時刻歴を示したものである。非線形応答に関しては降伏変位を rms 応答の 2 倍と 3 倍について示しており、線形時の固有振動数は 2.2rad/s である。点線は線形時の応答であり、実線は非線形時の応答をそれぞれ示している。降伏変位を rms 応答の 2 倍

とした場合、非線形による影響はそれを3倍にした場合に比べて大きくなっていることが分かる。

また図一7はこの場合の左端の脚柱の履歴復元力を示したものである。横軸が変位で縦軸は復元力の大きさをあらわしている。波力に対する応答はそれの卓越周期の影響が大きいため、降伏変位がrms 応答の2倍の場合、急速に大きな変形を生じていることが分かる。構造物がその固有周期よりも長い卓越周期の波力を受ける場合、非線形特性の影響は波力の周期に合わせて増加する。降伏変位がrms 応答の2倍の場合、波力の影響を受けて非線形応答が増加していることが分かる。



図一7 異なる降伏変位に対する復元力特性

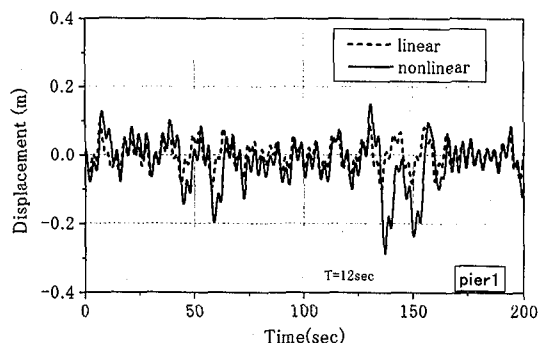
(2) 周期の異なる入力波の影響

図一8と図一9は構造物の固有振動数が 2.2rad/s で平均波高が5mのとき、入力波の平均周期が10秒と12秒に対する時刻歴応答をそれぞれ示したものである。非線形応答に対する降伏変位はrms 応答の3倍である。入力波の平均周期が10秒のとき、非線形性による応答は波力の作用時間とともに増加していることが分かる。一方入力波の平均周期が12秒のとき、応答は全体に10秒の場合に比べて減少するが、非線形性による応答は同様に大きくなっていることが分かる。いずれの場合も非線形応答は波力の卓越周期の影響が強く反映されていることが分かる。

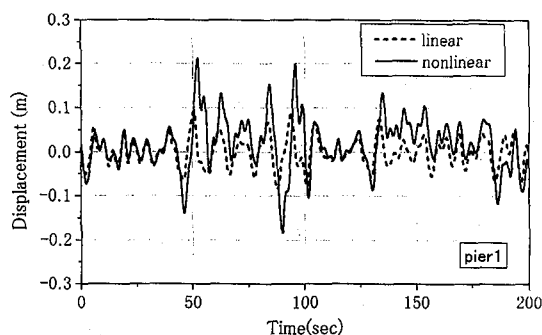
(3) 波高の異なる入力波の影響

図一10は構造物の固有振動数が 2.2rad/s で入力波の平均周期が10秒のとき平均波高が3mに対する応答を示したものである。降伏変位は線形応答のrms

値の3倍を用いている。一般に平均波高が大きくなると



図一8 変位の時刻歴応答 (平均周期10秒)



図一9 変位の時刻歴応答 (平均周期12秒)

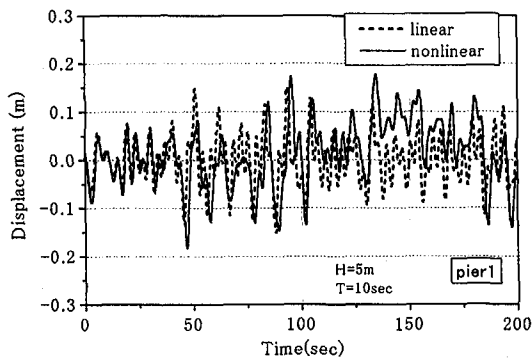
応答も増加するが、線形応答の大きさを基準にして降伏変位を与えているため、その影響は直接見ることはできない。図一8と比較すると分かるように平均波高の大きさにかかわらず非線形応答は波力によって増幅されていることが分かる。

(4) 構造物の固有振動数による影響

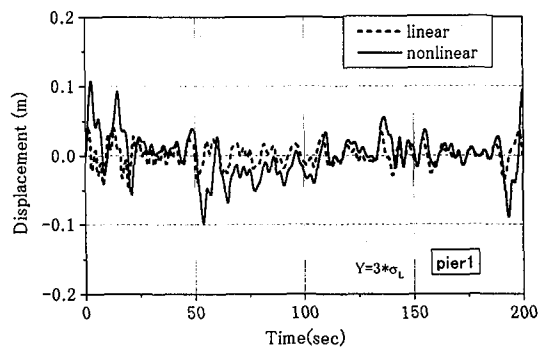
図一11は構造物の固有振動数が 1.8rad/s のとき平均波高が5m、平均周期が10秒のとき入力波に対する応答を示したものである。降伏変位はrms 応答の3倍である。図一8に示した構造物の固有振動数が 2.2rad/s の場合と比べると非線形応答の影響が異なった形で示されていることが分かる。この2つの構造物の固有振動数程度の違いでは非線形応答における相違は大きなものではないが、復元力特性が構造物の変位応答だけでなく速度応答の関数となるため、非線形応答は各種の要因によってそれぞれ異なることが分かる。

(5) 応答のパワースペクトル密度関数

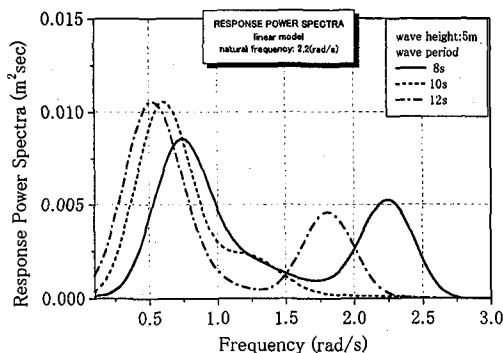
図一12と図一13は平均波高が5mのとき、平均周期が8, 10, 12秒に対する変位応答の時刻歴から求めたパワースペクトル関数密度であり、それぞれ線形応答と非線形応答に関するものである。構造物の固有振動



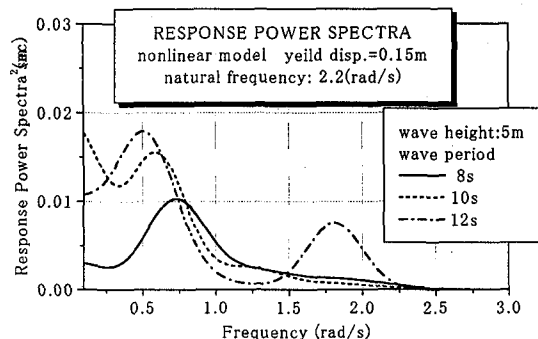
図一 1 0 変位の時刻歴応答 (平均波高 3 m)



図一 1 1 変位の時刻歴応答 (固有振動数 1.8rad/s)



図一 1 2 パワースペクトル密度関数 (線形応答)



図一 1 3 パワースペクトル密度関数 (非線形応答)

数が 2.2rad/s であるが、線形応答では構造物の固有振動数と入力波の卓越振動数で大きな応答を示している。一方降伏変位を 15 cm と一定した場合の非線形応答では全体に小さな振動数でスペクトル値は大きくなっており、降伏後の応答特性から分かるように剛性の低下を大きく反映したものとなっていることが分かる。

3. 3 剛性の異なる構造物に対する非線形特性の影響

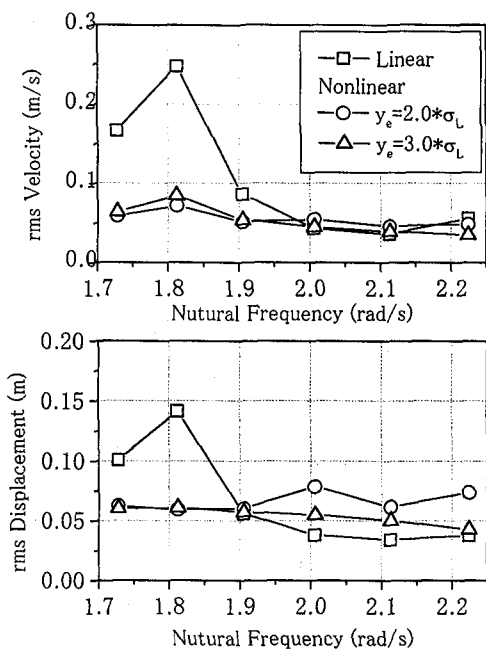
(1) rms 応答に及ぼす影響

図一 1 に示した海洋構造物が波力を受ける場合の応答は、平均波高や平均周期、構造物の固有振動数、復元力を表すパラメータ等によって大きな影響を受けることが分かる。そこで時刻歴応答から得られる rms 応答を求めて、応答に及ぼすこれらのパラメータの影響について調べることにする。

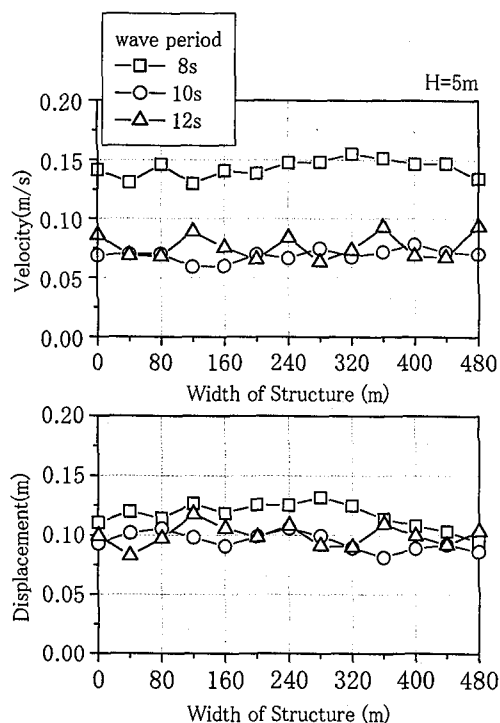
図一 1 4 は構造物の固有振動数が約 1.7rad/s から 2.2rad/s の間で変化する場合の速度と変位に関する rms 応答を示したものである。非線形応答に関してはそれぞれ降伏変位を線形時の rms 応答の 2 倍、3 倍とした場合の応答を示している。入力波の平均周期は 8 秒、平均波高は 5 m である。固有振動数が約 1.9rad/s より小さく、入力波の卓越振動数に近づくとき、非線形変位応答は線形応答より小さくなる。一方固有振動数が 2rad/s より大きくなると、非線形時の応答は線形時の応答より大きくなる。非線形時の速度応答の rms 値は線形時の速度応答よりも小さいかあるいは同程度になっている。特に固有振動数が約 1.9rad/s より小さいとき、非線形速度応答は小さくなっており、剛性低下による影響が大きいことが分かる。

(2) 最大変位応答に及ぼす影響

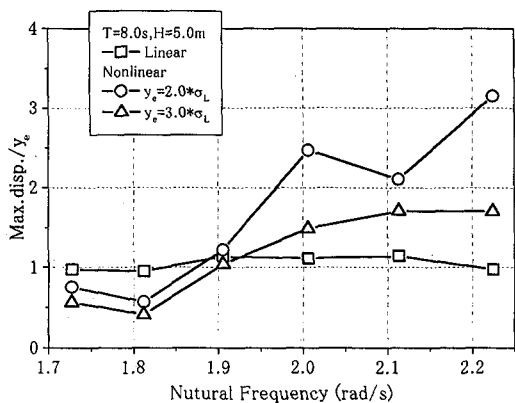
図一 1 5 は降伏変位がそれぞれの線形応答について rms 応答の 2 倍と 3 倍のとき構造物の固有振動数が約 1.7rad/s から 2.2rad/s の間で変化する場合の最大変位応答に及ぼす影響を示したものである。ここで縦軸は降伏変位に対する最大変位の比を表しているが、線形の場合は rms 応答の 3 倍の応答に対する比を表している。入力波の平均波高は 5 m、平均周期は 8 秒である。構造物の固有振動数が約 1.9rad/s より大きくなると、非線形応答の最大値は増加するが、その影響は降伏変位によって異なることが分かる。降伏変位が rms 応答の 2 倍のとき、応答の時刻歴からも分かるように降伏後の応答は急速に大きくなる。本解析モデルでは構造物の固有周期が応答に及ぼす影響が大きくなると、非線形時の最大応答は線形時よりも数倍大きくなる。ことが分かる。



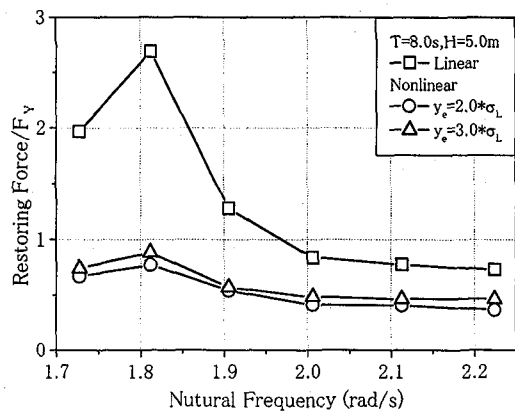
図一 1 4 rms 応答 (平均周期 8 秒、平均波高 5 m)



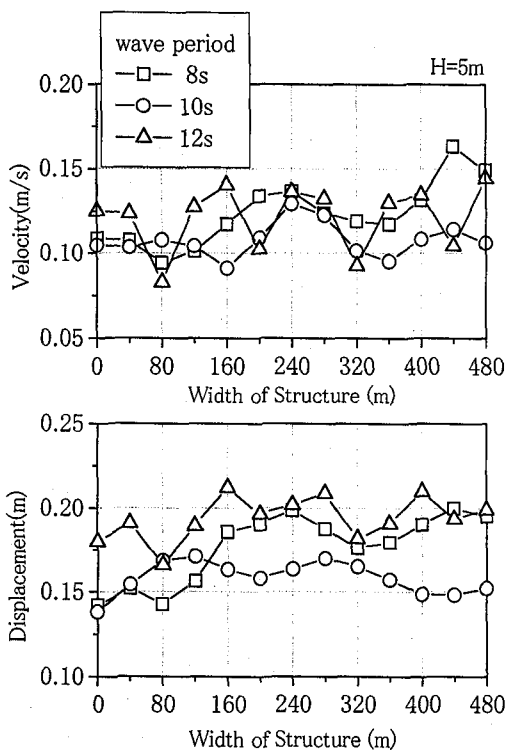
図一 1 7 構造物全体の線形応答



図一 1 5 固有振動数に対する最大変位応答



図一 1 6 固有振動数に対する最大復元力



図一 1 8 構造物全体の非線形応答

(3) 最大復元力に及ぼす影響

図一 1 6 は線形時の変位応答として得られる 15cm の変位に対する復元力を基準にとって非線形応答における最大復元力を求め、その比を示したものである。入

力波の平均周期は8秒、平均波高は5mである。線形時の応答は構造物の固有振動数が1.9rad/sで最大となっているが、固有振動数が大きくなると減少している。一方非線形時の応答に対する最大復元力は線形応答における15cmの変位に対する復元力より小さい値を示していることが分かる。また復元力の最大値は構造物の固有振動数によって大きく変動しないことが分かる。

3. 4 入力位相差の影響

本解析モデルは520mの幅を有しており、入力波の伝搬にともなう位相差や各脚柱の剛性の変化が構造物全体の応答に及ぼす影響について検討する。

図一17は復元力特性が線形るとき、入力波の伝搬にともなって生じる各脚柱における最大変位応答及び最大速度応答を示したものである。入力波の平均波高は5mで平均周期は8, 10, 12秒の場合を考えている。また構造物の固有振動数は2.2rad/sであり、各脚柱は同じ剛性を有している。入力波の位相差によって各脚柱の応答は異なっているが、その割合は最大応答に対して約10%程度である。入力波の平均周期によって応答は変動するが、その影響は小さいことが分かる。

図一18は復元力特性が非線形特性を有するとき、入力波の伝搬にともなって生じる各脚柱における最大変位応答、最大速度応答を示したものである。入力波は図一17の場合と同じであるが、降伏変位は15cmとして復元力特性を与えている。各脚柱の復元力が非線形になると、その応答は速度と変位応答の関数となる。このため入力位相差の影響はそれぞれの脚柱の応答によって大きく影響される。入力波の平均周期によって各脚柱での応答は異なっており、この場合は平均周期が8秒のとき、入力波の位相差が応答に及ぼす影響は最も大きくなることが分かる。空間的な広がりを持つ大型の海洋構造物について脚柱の非線形性を考慮した動的応答の評価を行う場合、各脚柱毎の応答だけでなく全体としての応答について検討することが必要であることが分かる。

4. あとがき

波力を受ける空間的な広がりを持つ大型の海洋構造物の動的応答に及ぼす脚柱の非線形特性の影響について検討を加えた。解析結果を要約すると次のようになる。

- 1) 不規則性を有する波力に対する海洋構造物の応答は構造物の復元力特性が線形だけでなく非線形の影響を受けることが予想される。最大応答に及ぼす復元力特性の非線形の影響を把握するためには、多量の計算による検討が必要になるため本解析で用いたような解析モデルの適用が有用

であると考えられる。

- 2) 柱状構造物によってモデル化された海洋構造物の復元力特性が線形と非線形となる場合について応答解析を行った。波力を決める平均波高や平均周期、非線形特性を表すパラメータによって応答特性が大きく異なっており、特に非線形特性が応答に及ぼす影響が大きいことが分かる。
- 3) 波力による海洋構造物の最大応答は構造物の復元力特性が線形と非線形によって大きく異なっている。特に継続時間の長い波力に対する最大応答は非線形特性の影響が大きいと、設計レベルの応答の決定においてその影響を評価しておくことが重要になる。
- 4) 構造物の復元力特性が非線形を有する場合、最大応答の推定に関しては平均周期に比べて平均波高の影響が大きい。このため設計の対象となるような平均波高に対して、構造物の復元力特性が非線形となるような場合、その影響について十分検討しておくことが必要にある。
- 5) 空間的な広がりを持つ大型の海洋構造物では線形応答よりも非線形応答で入力波の伝播にともなう位相差の影響が大きい。このため動的な非線形応答の評価においては、全体系としての解析による検討が必要になる。

参考文献

- 1) Penzien, J., M.K. Kaul and B. Berge, 1972, Stochastic response of offshore towers to random sea waves and strong motion earthquake, Computers and Structures, Vol.2, 733-756
- 2) Yamada Y., K. Kawano, H. Iemura and K. Venkataramana, 1988, Wave and earthquake response of offshore structures with soil-structure interaction, Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.5, No.2, 361s-370s
- 3) Chakrabarti S. K., 1987, Hydrodynamics of offshore structures, Computational Mechanics Publications
- 4) Wen Y.K., 1980, Equivalent linearization for hysteretic systems under random excitation, Transactions of the ASME, Vol.47, March, 150-154
- 5) Wen Y. K., 1976, Method for random vibration of hysteretic systems, Jour. of Eng. Mech. Div., Proc. of ASCE, Vol.102, EM2, 249-263
- 6) Vanmarcke, E.H. 1975, On the distribution of the first passage time for normal stationary random processes, J. of Applied Mechanics, ASCE, Vol.42, 215-220
- 7) Kawano, K., K. Venkataramana and T. Taniguchi, 1997, Dynamic response approximation of offshore structures, 7th Inter. Conf. On Computing in Civil and Bridge Engineering, Seoul, 1637-1642

(1998年9月18日受付)