
メガフロートシステムの地震応答特性

Seismic Response Analysis of Very Large Floating Structure and Dolphin System

小池 武(Takeshi Koike) 平本 高志(Takashi Hiramoto) 佐藤 千昭(Chiaki Sato)

要旨：

メガフロート技術研究組合の浮体設計技術に関する研究成果の一部である超大型浮体式構造物の地震時挙動解析結果について述べた。浮体，緩衝装置，係留施設，地盤からなる多自由度振動系を解析対象として，地震波の種類・伝播速度・方向，緩衝装置の反力特性，係留施設の振動特性に対する耐震安全性検討を行った。解析結果によれば，固有周期が非常に長い超大型浮体式構造物は，既往大地震に対する地震応答量が小さく，耐震的に安全であることが判明した。

Synopsis：

Seismic response and risk analyses of a very large floating structure supported with many dolphins were carried out to study the mutual interaction and its instability of the floating-dolphin system against strong ground motion in an earthquake. The conventional reliability approach was applied to evaluate structural safety in various seismic environments. Discussion is also devoted to the risk of progressive failure which might be triggered as the number of damaged dolphins increases.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

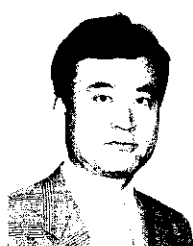
本文は次のページから閲覧できます。

Seismic Response Analysis of Very Large Floating Structure and Dolphin System



小池 武
Takeshi Koike

エンジニアリング事業
本部 エネルギー・水
道事業部 エネルギー・
水道技術部 主査
(部長)・工博



平本 高志
Takashi Hiramoto

橋梁・鉄構事業部 橋
梁・鋼構造技術部 主
査(課長)



佐藤 千昭
Chiaki Sato

メガフロート技術研究
組合 第一研究部 主
任研究員

要旨

メガフロート技術研究組合の浮体設計技術に関する研究成果の一部である超大型浮体式構造物の地震時挙動解析結果について述べた。浮体、緩衝装置、係留施設、地盤からなる多自由度振動系を解析対象として、地震波の種類・伝播速度・方向、緩衝装置の反力特性、係留施設の振動特性に対する耐震安全性検討を行った。解析結果によれば、固有周期が非常に長い超大型浮体式構造物は、既往大地震に対する地震応答量が小さく、耐震的に安全であることが判明した。

Synopsis:

Seismic response and risk analyses of a very large floating structure supported with many dolphins were carried out to study the mutual interaction and its instability of the floating-dolphin system against strong ground motion in an earthquake. The conventional reliability approach was applied to evaluate structural safety in various seismic environments. Discussion is also devoted to the risk of progressive failure which might be triggered as the number of damaged dolphins increases.

1 はじめに

超大型浮体式構造物は、広大な海面を利用できることから空港や発電施設など巨大重要構造物としての用途が注目されている。しかし、その建設に多額の投資と社会的合意が必要なことから、その構造物は少なくとも100年単位の耐用期間における自然災害および偶発事故からの安全性を確保できるものでなくてはならない。

本研究では、海洋構造物に作用する外荷重の一つである地震(海震を除く)に対する超大型浮体式構造物の耐震安全性を検討する。

浮体式構造物(浮体)を安定的に係留するために、小規模の浮体では一般的にケーブル式係留が採用されるが、超大型浮体の場合には構造物変位応答を制限範囲内に留めるため比較的剛性の高いドルフィン式の係留方式が採用される。曲げ剛性を無視できるケーブル方式の場合には、地震動は浮体に伝達されることがなく免震的であるが、ドルフィン方式ではドルフィン天端の慣性力が浮体・ドルフィン間の緩衝装置を通じて浮体に作用するため、浮体全体として地震応答を示すことになる。

浮体の固有周期は、ドルフィンおよび浮体・ドルフィン間の緩衝装置の総合的なばね特性に依存するため、通常の土木構造物に比較

してより長周期的特徴を示すと予想される。したがって、地震応答評価に当たっては、長周期成分が卓越する地震動入力波の選択に配慮する必要がある。

また、浮体重心回りの地震応答が過大になると、浮体寸法が大きくなだけに、浮体の回転運動により浮体先端部に接続する一部ドルフィンが破壊して係留能力が低下する場合は懸念されるが、このような逐次破壊が進展する可能性についても数値的検討を行なう必要がある。

2 解析方法

2.1 解析モデル

対象とする浮体は、Fig. 1に示すように多数のドルフィンにより固定される。これは、従来のケーブル式係留浮体に比較すると、より一層浮体本体の変位挙動を制限しようとする構造形式となっている。

ドルフィンは、Fig. 2に示すように杭支持された骨組構造物であり、浮体とドルフィン天端とをバネとダッシュポットでモデル化される緩衝装置により連結されている。

ここで個々のドルフィンを1自由度振動系としてモデル化すると、地震入力に対するドルフィン天端の伝達関数 H は、式(1)で与

*平成9年10月3日原稿受付

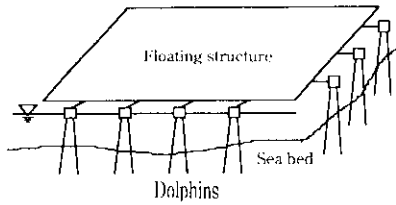


Fig. 1 Floating structural system supported with dolphins

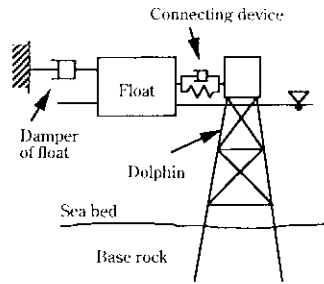


Fig. 2 Dolphin structural model

えることができる。

$$H_j(\omega) = \frac{1 + 2ik_{2j}\omega - (\omega_{2j})^2}{(\omega_{1j}^2 + \omega_{2j}^2 - \omega^2) + 2i(h_{1j}\omega_{1j} + h_{2j}\omega_{2j})\omega} \quad (1)$$

ここで、 ω_{1j} , ω_{2j} , h_{1j} , h_{2j} は第 j ドルフィンとその緩衝装置の固有振動数および減衰定数である。

$$\omega_{2j} = \sqrt{\frac{k_j}{m_j}}, \quad h_{2j} = \frac{c_j}{2(m_j k_j)} \quad (2)$$

ここで、 m_j , c_j , k_j はそれぞれドルフィン天端質量そして緩衝装置の減衰定数、ばね定数である。

浮体は、水平面内でのみ運動し、ドルフィンからの作用荷重に対して弾性変形をしないと仮定する。したがって、浮体を剛体としてモデル化する。浮体の地震応答に対して、浮体底面および側面は海水との摩擦力により応答に減衰効果を及ぼすため、それを評価する減衰係数を考慮する必要がある。

Fig. 3 は浮体とドルフィンの配置を示している。地震によるドルフィン天端の応答は、浮体に式 (3) で示す慣性力 F_i , G_j を与える。

$$\left. \begin{aligned} F_i &= k_i^* \{v_i - (x_i - x_d)\theta - v\} + c_i \{\dot{v}_i - (x_i - x_d)\dot{\theta} - \dot{v}\} \\ G_j &= k_j^* \{u_j + (y_j - y_d)\theta - u\} + c_j \{\dot{u}_j + (y_j - y_d)\dot{\theta} - \dot{u}\} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここで、 u , v , θ は浮体重心 (x_0, y_0) の水平面内の応答値であり、 u_i , v_i は各ドルフィン天端の変位応答である。ただし、ばね定数 k_i^* はドルフィン剛性と緩衝装置のばね特性を式 (4) によって総合評価した特性値である。

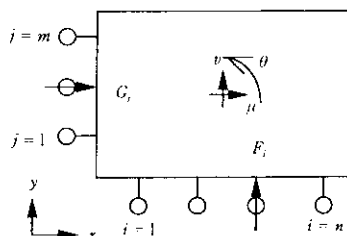


Fig. 3 Configuration of the floating structure

$$k_i^* = m_i \omega_{ni}^2, \quad \omega_{ni} = \frac{\omega_{1i} \omega_{2i}}{\sqrt{\omega_{1i}^2 + \omega_{2i}^2}} \quad (4)$$

2.2 地震入力モデル

超大型浮体構造物に作用する入力地震波は、以下に定義する非定常パワースペクトル密度²⁾ $S(\omega, t, x)$ を用いて式 (5) で表現できる。

$$\ddot{z}(t, x) = \sum_{k=1}^n \sqrt{2S(\omega_k, t, x) \Delta\omega} \exp\{i(\omega_k t + \phi_k)\} \quad (5)$$

ここで、 $\omega_k = k\Delta\omega$, $\Delta\omega = \omega_u/n$, ω_u は周波数の上限値として ϕ_k は位相角度。

式 (5) の非定常パワースペクトル密度は、地震波の時間的非定常性と空間変動の不均一性を表現するために式 (6) で与えられる。

$$S(\omega, t, x) = S_0(\omega, t) \text{coh}(\omega, x) \quad (6)$$

ただし、coh は coherency であり、具体的表現として式 (7) の関数を導入する。同式内の α は空間変動の大きさを規定するパラメータ³⁾であり、 Δ , c_i はそれぞれ 2 点間の相対変位および地震波伝播速度である。

$$\text{coh}(\omega, x) = \exp\left[-\frac{\alpha\omega|\Delta|}{2\pi c_i}\right] \quad (7)$$

2.3 運動方程式

浮体重心に関する運動方程式は、式 (8) で与えられる。ここで、 M , I , C , C_θ はそれぞれ浮体質量、慣性モーメント、水平運動・回転運動に対する減衰定数である。

$$\left. \begin{aligned} M\ddot{u} + C\dot{u} &= \sum_i G_i \\ M\ddot{v} + C\dot{v} &= \sum_i F_i \\ I\ddot{\theta} + C_\theta\dot{\theta} &= \sum_i F_i(x_i - x_d) - \sum_j G_j(y_j - y_d) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

上式は応答値ベクトル $Q = \{u, v, \theta\}$ およびその一般化座標ベクトル q と固有値マトリックス $[\phi]$ を用いることで式 (9) の振動方程式を得る。

$$\{\ddot{q}\} + [2h_n\omega_n]\{\dot{q}\} + [\omega_n^2]\{q\} = [\phi]^T \{W(t)\} \quad (9)$$

ただし、

$$\{Q(t)\} = [\phi]\{q(t)\}, \quad \theta = L\theta, \quad L = \sqrt{\frac{I}{M}} \quad (10)$$

したがって、右辺 $\{W(t)\}$ は以下の式 (11)~(13) で表現できる。

$$\{W(t)\} = \begin{Bmatrix} W_u(t) \\ W_v(t) \\ W_\theta(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum_k a(\omega_k, t) \left\{ \sum_j K_y(\omega_k, y_j, \psi) \right\} \\ \sum_k a(\omega_k, t) \left\{ \sum_i K_x(\omega_k, x_i, \psi) \right\} \\ \sum_k a(\omega_k, t) \left\{ \sum_i K_x(\omega_k, x_i, \psi)(x_i - x_d) - \sum_j K_y(\omega_k, y_j, \psi)(y_j - y_d) \right\} \end{Bmatrix} \quad (11)$$

ここで、非定常パワースペクトル密度 $S_0(\omega, t)$ を用いて入力地震動成分を次式で表現する。

$$a(\omega_k, t) = \sqrt{2S_0(\omega_k, t)\Delta\omega} \exp\{i(\omega_k t + \phi_k)\} \quad (12)$$

そして、

$$\begin{aligned}
K_x(\omega_k, x_0, \psi) &= \frac{m_i}{M} b_x(\omega_k, x_0, \psi) (2i\eta_i \omega_{ni} + \omega_{ni}^2) H_i(\omega_k) \\
K_y(\omega_k, y_0, \psi) &= \frac{m_i}{M} b_y(\omega_k, y_0, \psi) (2i\eta_i \omega_{ni} + \omega_{ni}^2) H_i(\omega_k) \\
b_x(\omega_k, x_0, \psi) &= \cos \psi \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{\omega_k \alpha |x_i - x_0|}{2\pi c_s} - i\omega_k \frac{x_i - x_0}{c_s} \right] \\
b_y(\omega_k, y_0, \psi) &= -\sin \psi \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{\omega_k \alpha |y_i - y_0|}{2\pi c_s} - i\omega_k \frac{y_i - y_0}{c_s} \right]
\end{aligned}
\tag{13}$$

ここで、 c_s 、 ψ はそれぞれ地震波伝播速度、地震波の入射角度。

3 浮体ドルフィン系の信頼性解析

大地震により浮体を係留するドルフィンの多くが損傷すると、浮体ドルフィン系全体の地震応答が不安定になる。ここでは、浮体の地震応答にともなうドルフィンの一部が逐次的に破壊する場合の浮体係留システムの安定性について検討する。

いま、 m 個のドルフィンの損傷状態が $D(d_1, \dots, d_m)$ で表現できるとすると、システム全体の安定性は浮体重心の回転運動 $\theta_{D(d_1, \dots, d_m)}$ が許容値 θ_{cr} 以内に存在するか否かで判定する。したがって、その破壊基準は次式で表現できる。

$$\text{event } E = \langle \theta_{D(d_1, d_2, \dots, d_m)} \geq \theta_{cr} \rangle \tag{14}$$

一方、個々のドルフィンの破壊は、ドルフィン大端の最大応答値 w_D (最大変位または最大加速度) が許容値 w_{cr} を超過するかどうかで次式により判定する。

$$\text{event } E = \langle w_D \geq w_{cr}; w_D = \max(u_{D_i} \text{ or } v_{D_i}) \rangle \tag{15}$$

いま、建設位置 S が複数の震源断層に囲まれている場合を想定すると、浮体係留システムの想定期間 T 中における耐震信頼性は式 (16) で評価できることになる。

$$\begin{aligned}
\text{Re}[E|S, T] &= 1 - \sum_i P_{EQ}[E_i|S] P[EQ_i, T] \\
&= 1 - \sum_i \{1 - \exp(-\nu_{0i} T)\} \int P[E_i|a] f_A[a] G(S, M_{\max}^i(T)) da
\end{aligned}
\tag{16}$$

ここで、 a 、 $G(S)$ 、 $M_{\max}^i(T)$ 、 EQ_i 、 ν_{0i} は、それぞれ建設位置の基盤加速度、地盤特性、最大マグニチュード、第 i 番目地震とその震源断層の年間発生率である。そして、 $P[\cdot]$ 、 $f(\cdot)$ 、 $\text{Re}[\cdot]$ はそれぞれ確率分布関数、確率密度関数、信頼性関数である。

4 解析事例

解析対象として、国際空港規模の構造物を想定し長さ 5000 m、幅 1000 m、高さ 10 m とした。ドルフィンは 50 m 間隔で長辺方向に 116 基、短辺方向に 17 基設置した。その他のパラメータは以下の通り。

項 目	数値
ドルフィン固有周期	0.5 s
ドルフィン減衰定数	h_{ij} 5%
ドルフィン質量	m_j 741 t
地震波伝播速度	c_s 3000 m/s
入射角	ψ 45°
緩衝装置バネ係数	k_f 10000 t/m
緩衝装置減衰定数	h_{2j} 10%

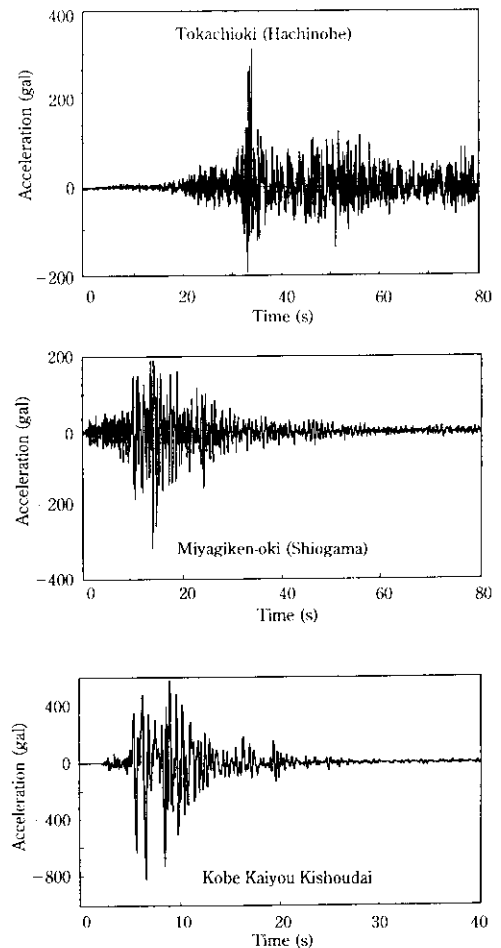


Fig. 4 Strong motion earthquake data

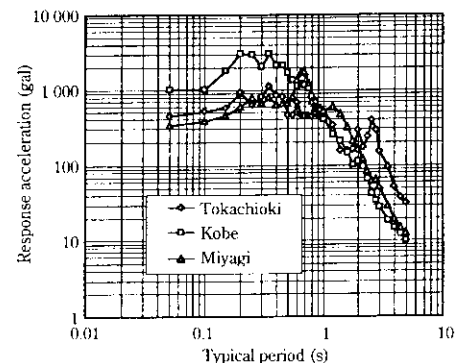


Fig. 5 Response spectra of the earthquakes

浮体減衰係数	C	2%
空間パラメータ	α	1

Fig. 4 は、解析に使用した入力地震波であり、Fig. 5 はその応答スペクトルである。それぞれの地震波はレベル I、レベル II (プレート境界型、内陸直下型) を想定している。

Fig. 6 は、横軸に緩衝装置のばね定数を取り、縦軸に浮体ドルフィン系の固有周期を表示したものである。同図によると、剛性が小さな浮体ドルフィン系ではその固有周期 (1 次モード) は 100 s 以上になるが、逆に剛性が大きくなると 20 s 程度になる。とくに、浮体の回転挙動に関係している 3 次モードの固有周期は 6 s から 40 s の範囲で推移している。したがって、既存の一般的な地震動卓越周期と浮体系の固有周期が相当程度ずれており、超大型浮体は共振

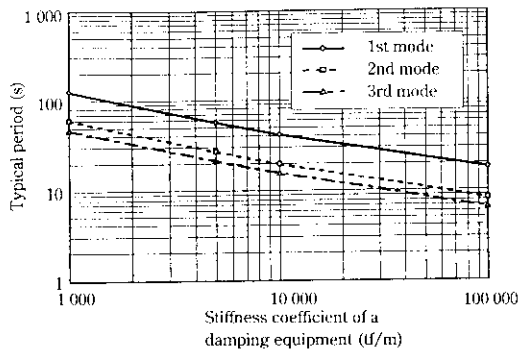


Fig. 6 Typical period of floating structure for several stiffness coefficients of the connecting device of dolphin

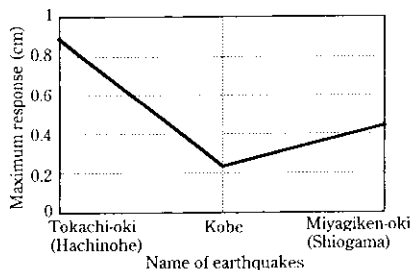


Fig. 7 Earthquake response of floating structure

しにくい構造系であることがわかる。

Fig. 7 は本研究で使用した 3 地震波に対する浮体端部の最大応答変位である。3 地震波の応答を比較すると、応答値の大小関係は入力地震波の最大加速度の値の大小関係とは一致せず、むしろ長周期成分が卓越する地震波の応答値が相対的に大きくなっているのがわかる。一方、いずれの地震波に対する応答値も 1 cm 程度であり、浮体系の地震応答が非常に小さいことがわかる。

Fig. 8 は地震波伝播速度が浮体変位応答に及ぼす影響を見たものである。同図によると、地震波の伝播速度が遅い領域で応答値が相対的に大きくなる傾向を示している。これは、地震波の伝播速度が遅いと各ドルフィンに到達する地震波の位相差の変化が大きくなるため、結果として遅い伝播速度領域で入力位相差の影響が強く現れたものと思われる。

Fig. 9 は、超大型浮体式構造物の空間的な広がりの影響を検討したものである。空間的に広い状況下では、設置されている地盤の各ドルフィン位置での地盤特性が全体にわたって均一であることはなく、したがって地震波の波形や周波数特性が空間的に変動する可能性を考慮する必要がある。最近では、地盤特性が空間的に非一様な地盤での地震波を予測する手法がいくつか発表⁴⁻⁶⁾されているが、ここでは周波数特性の空間的変動を式 (8) に示す coherency を用いて評価する手法を採用した。この関数によると、2 点間の相関性は相対距離が大きく、位相速度が小さく、振動数が大きい程空間的変動の影響が大きいことを示唆している。さらに、この影響を調節するパラメータとして α を導入した。したがって、 α が大きくなると空間的変動の影響が大きくなる。

Fig. 9 では、縦軸は浮体重心の回転運動の最大応答値を示している。ただし、その値は、空間 α が 1 の時の応答値で正規化されている。 α が増加すると、応答値が減少し、逆に α が減少すると、応答値が増加する傾向を示している。この理由は、 α が増加して空間変動の影響が強くなると個々のドルフィン応答が空間的に不均一に

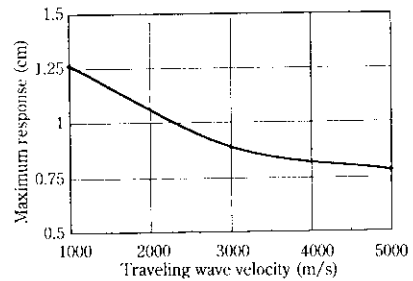


Fig. 8 Earthquake response for several traveling wave velocities

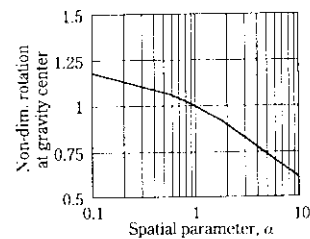


Fig. 9 Rotational response for spatial phase delay of the seismic wave arrival at each dolphin

なり浮体重心の回転運動を減速させるように作用するためと考えられる。

浮体端部の変位が大きくなり、浮体—ドルフィン間の許容変位を超過するとドルフィンが破壊する懸念がある。このような事態が発生した場合に、浮体系の固有周期、最大応答値がどう変化するかを検討した。ただし、解析を単純化するため、ドルフィンの非線形応答は考慮せず、弾性応答値が基準変位値 (0.7 cm) を超過すれば直ちに破壊すると仮定した。

Fig. 10 は、十勝沖地震波 (ハビ) に対する浮体重心の回転応答を示したものである。32 s 前後から応答値が大きくなるのは、その時点からドルフィンの一部が破壊を開始したことを示している。

Fig. 11 は、ドルフィンの進行性破壊下で、浮体ドルフィン系の固有周期が時間的にどのように変化するかを見たものである。同図は、3 つの異なる振動モード (水平 x 方向平行移動、水平 y 方向平

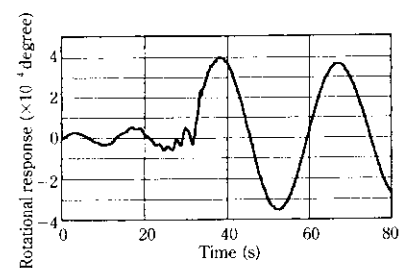


Fig. 10 Rotational response under progressive failure process

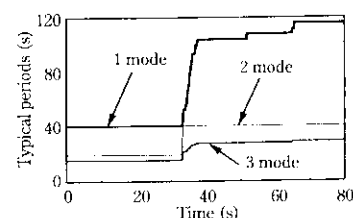


Fig. 11 Typical periods under progressive failure process

行移動、回転運動)に対する固有周期の時間的変化を示している。いずれの曲線も時刻 32 s 前後までは初期値に等しい一定値を保持しているが、その後はそれぞれ異なるパターンで固有周期を徐々に延長させる様子がわかる。固有周期が延長される時刻は、いずれもその時点でドルフィンの一部が破損し、浮体ドルフィン系のばねが失われ、結果的に当該システムの固有周期の増加が行なわれることを示している。

解析結果によると、当初浮体ドルフィン系の固有周期が 41.3, 19.7, 15.5 s であったのが進行性破壊の進展により 115.5, 41.3, 29.6 s に変化した。応答値は、破壊進展前に比較して約 4 倍程度に増加するが、発散することなく、自由振動的な挙動を示すことがわかる。なお、実機ではこの点を考慮して、ドルフィンの靱性性能により進行性破壊を防止する設計を行う予定である。

5 まとめ

ドルフィンに支持された超大型浮体式構造物の地震時挙動を解析した。剛体と仮定した浮体と 1 自由度質点系にモデル化した 133 基

からなるドルフィン集合体との連成振動系を解析対象として、浮体ドルフィン系の振動特性、地震応答特性を検討した。さらに、ドルフィンが逐次破壊する場合の浮体系の振動特性についても若干の数値的検討を行った。得られた成果をまとめると、以下のとおりである。

- (1) 超大型浮体式構造物の地震応答を求める理論解析法の定式化を実現した。
- (2) 海上空港を想定した浮体ドルフィン系の固有周期は、水平運動に関しては 40~120 s、回転運動に関しては 6~40 s の範囲にあり、従来の構造物にない長周期の値を示す。
- (3) 浮体ドルフィン系は、地震波の伝播速度の影響を受け、伝播速度が遅くなると系の最大変位応答が増加する傾向が現れる。
- (4) 地震波入力空間変動の影響は比較的小さい。
- (5) ドルフィンの進行性破壊が生じた場合には、浮体ドルフィン系の固有周期がさらに長周期化し、その応答は破壊前の 4 倍程度に増大するが、系全体の挙動は発散せず安定的である。

なお、本研究はメガフロート技術研究組合の浮体設計技術に関する研究成果の一部について、その内容を報告したものである。

参 考 文 献

- 1) G. B. Warburton: "The Dynamical Behavior of Structures", (1976), [Pergamon Press]
- 2) 亀田弘行: 「強震加速度の非定常パワースペクトル密度計算手法について」, 土木学会論文集, (1986)374, 557-566
- 3) 日野幹雄: 「スペクトル解析」, (1977), [朝倉書店]
- 4) 星谷 勝: 「条件付確率場のシミュレーション理論」, 土木学会論文集, 459(1993)1-22, 113-118
- 5) 盛川 仁・亀田弘行: 「条件付確率場の理論」, 土木学会関西支部年次学術講演会, 48(1992)
- 6) E. H. Vanmarcke and G. A. Fenton: "Conditional Simulation of Local Fields of Earthquake Ground Motion", *J. of Structural Safety*, 10(1991), 247-264