

フェンダー特性ならびに弾性変形を考慮した実規模浮体橋梁の波浪応答解析

Wave Response Analysis of a Full Scale Floating Bridge Considering Fender Nonlinearity and Elastic Deformation of Structural System

渡邊 英一*・宇都宮 智昭*・松村 卓**・田中 洋***・丸山 忠明****

Eiichi Watanabe, Tomoaki Utsunomiya, Taku Matsumura, Hiroshi Tanaka, Tadaaki Maruyama

Wave response analysis of a full scale floating bridge considering the effect of nonlinear characteristic of fenders and elastic deformation of the structural system has been studied in this paper. Wave response analysis of the Yumeshima-Maishima bridge which is projected by Osaka municipal office has been performed. Emphasis is placed on the effect of the characteristic of non-linear fenders (especially hysteresis) and the dynamic interaction of the elastic deformation of the structural system with fluids. The analytical results have shown that the characteristic of non-linear fenders and elastic deformation of the structural system influences significantly on dynamic responses of such a floating bridge.

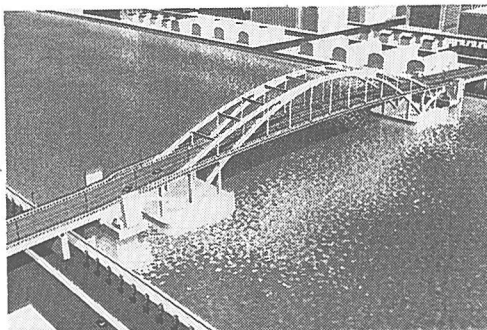
Keywords: floating bridge, non-linear fender, hysteresis, elastic deformation, hydroelasticity, wave response

1. はじめに

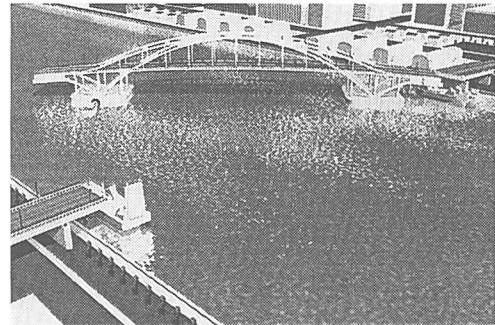
1. 1 研究背景

大阪市では平成 11 年度の完成に向け大阪湾の夢洲、舞洲間の水路において大阪湾夢洲舞洲連絡橋 (Fig.1 参照) の建設を開始している。この水路は主航路がふさがれる等の緊急時における大型船舶の航行を保障するため、二つのポンツーンにより支えられる形式の浮体橋梁による旋回式可動橋が採用されたものである。

浮体橋梁は、水面上に浮かべられた浮体基礎部の浮力により橋梁を支える形式の橋梁であり、基礎を着底させる必要がない。そのため従来の固定橋梁では基礎の設置が困難となる大水深、あるいは軟弱地盤といった海域における海上アクセスの手段としても有効であると考えられている。しかしながら、浮体橋梁は従来の固定橋梁に比べ波浪による影響が大きく、その設計に際しては特に波浪作用時の動的応答を考慮する必要がある。そのため、我が国のように波浪条件の厳しい海域に浮体橋梁を架設するためには、精度の高い浮体橋梁の波浪応答解析手法の開発は重要課題の一つである。



閉橋時



開橋時

Fig.1 大阪湾舞洲夢洲連絡橋イメージ図

1. 2 研究目的

本報告では、先述の大阪湾夢洲舞洲連絡橋をモデルとして波浪応答解析を行った例を報告するが、浮体橋梁のように一般に長大な構造物においては、その弾性変形モードに対応する固有周期が数秒程度となることが予想される。このような場合においては、橋梁上部工の弾性変形の影響を考慮したうえで波浪応答解析を実施する必要がある¹⁾⁴⁾。既報^{1),2)}においても、このような波浪応答解析を行っていたが、橋梁上部工は弾性梁モデル等に簡易モデル化されているため、高い精度を得るには限界があった。また、既報においては橋梁全体を基本的に線形系

* 正会員 京都大学工学研究科土木工学専攻 (606-01 京都市左京区吉田本町)

** 学生会員 京都大学大学院

*** 正会員 日立造船株式会社鉄鋼事業本部

**** 正会員 大阪市建設局

とし、周波数領域で解いたが、大阪湾夢洲舞洲連絡橋はフェンダーにより兩岸に定着されているため、フェンダー反力のヒステリシスも含めた非線形特性の影響について考慮する必要がある。

そこで、本研究では兩岸にフェンダー係留される浮体橋梁を対象とし、その実規模解析モデルに対し、橋梁上部工の弾性変形およびフェンダーのヒステリシスも含めた非線形特性の影響を考慮した波浪応答解析を行うことを目的とした。

2. 解析手法

本解析では、橋梁全体を有限要素法による梁要素を用いて構築した解析モデルに対する解析を行った。ただし、浮体基礎部については全体モデルにはその重心点のみをモデル化し、流体との相互作用については、別途、浮体基礎モデルに対し特異点分布法による流体力解析を行い、そこで得られた強制波力、ラディエーション流体力および別途計算した静水圧的復元力を全体モデルの浮体基礎重心点に与えることにより解析を行った。

全体解析においては、汎用有限要素法プログラムである NASTRAN および MARC を使用して解析を行った。これは、豊富な要素モデルや様々なプリ、ポスト環境を有する汎用プログラムを用いることで実設計レベルへの適用性を高めるためである。しかしながら、複雑なヒステリシス特性を有するフェンダーのモデル化は、汎用プログラムに標準に用意されている材料モデルにより表現することは困難であった。そこで、本解析においては MARC に用意されているユーザー・サブルーチン機能を用い、非線形バネ要素を別途プログラム化することでモデル化した。

以上のような方法論により線形領域における周波数応答解析、ならびにフェンダー反力のヒステリシスを含む非線形特性を考慮した時刻歴応答解析を行った。

3. 浮体基礎部の解析

解析モデルの概略図を Fig.2 に、その諸元を Table1 に示す。線形ポテンシャル理論に基づいた三次元特異点分布法により浮体基礎部に作用する強制波力および 6 自由度剛体運動に対するラディエーション流体力（付加質量、造波減衰）を算出した。なお、本解析においては、浮体基礎間および陸域との相互干渉は考慮せず、浮体基礎単体が無限海域上にあるものとし解析を行った。パネル分割は、浮体基礎の浸水部を底面部 29(個)×29(個)、側面部 29(個)×2(個)の計 1073 個とした。この際、一つのパネルの大きさは、ほぼ 2(m)×2(m)の正方形となる。

強制波力は強制外力として、付加質量、造波減衰はそれぞれマス、ダッシュポットとして全体モデルの浮体基礎の重心点に与える。

静水圧的復元力は弾性バネとしてモデル化した。バネ定数の計算は浮体基礎単体について重心を計算し、浮体の重心と回転中心が一致する、という条件において行った。その結果、z 方向のバネ定数 k_{33} 、x 軸回りの回転バネ定数 k_{44} 、y 軸回りの回転バネ定数 k_{55} のみを考えればよい。

4. 全体解析

全体モデルの概略図を Fig.3 に示す。この橋梁は、基本的には自由浮体であるが、フェンダーにより陸域に係留されている。フェンダー取り付け部の解析モデルを拡大した図を Fig.4 に示す。

構造解析においては、線形領域での解析（固有値解析、周波数応答解析）においては NASTRAN を使用し、フェンダー反力の非線形特性を考慮した時刻歴応答解析においては MARC を使用した。これは、NASTRAN では DMIG（Direct Matrix Input

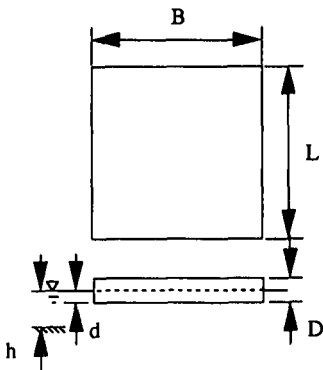


Fig.2 浮体基礎解析モデル概略図

Table1 浮体基礎諸元

長さ L (m)		58.00
幅 B (m)		58.00
型深さ D (m)		8.00
喫水 d (m)		4.35
質量 M (ton)		328.00
重心位置 KG (m)		4.35
水深 h (m)		11.5
慣動半径 (m)	x 軸回り R_x	16.80
	y 軸回り R_y	18.00
	z 軸回り R_z	24.40

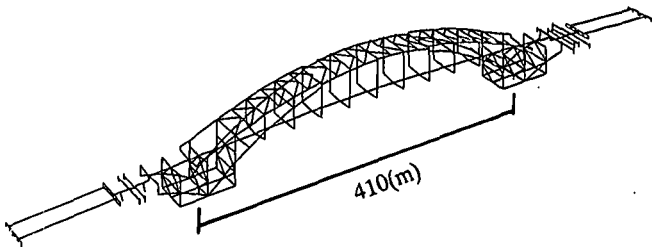


Fig.3 全体モデル概略図

at Gridpoint) 命令を用いることにより、付加質量マトリクスおよび造波減衰マトリクスをその非対角成分も含め入力することができるが、フェンダー反力のヒステリシス特性をモデル化することができない。一方、MARCではユーザー・サブルーチンを用いることにより任意のヒステリシス特性をモデル化することができるが、付加質量マトリクスおよび造波減衰マトリクスの非対角成分を入力することができない、という一長一短を有するためである。

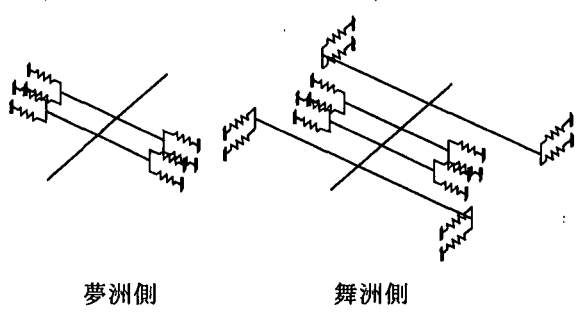


Fig.4 フェンダー取り付け部拡大図

5. 解析結果および考察

5. 1 固有値解析

橋梁全体系に対して固有値解析を行った結果を Table2 に示す。なお、本固有値の算出にあたっては、浮体基礎の造波減衰の影響は小さいものと考え、付加質量のみを考慮した。固有値解析の結果、第 4 次モードまでが橋梁の剛体運動による固有モードであり、第 5 次モードにおいて初めて Fig.5 に示すような橋梁の弾性変形による固有モード（水平面内での曲げモード）が現れていることがわかった。本橋梁の設計有義波周期は約 6 秒となっており、これに最も近いのは第 4 次モードであるが、これは橋軸方向の剛体運動のモード（surge）でありほとんど影響はないものと思われる。次に近いのが第 5 次モードであり、弾性固有モードの応答が十分有意に現れることが考えられる。

Table2 固有値解析結果

モード次数 (No)	周期 (T) (sec)	角周波数 (ω) (rad/sec)
1	11.88	0.529
2	11.67	0.538
3	11.23	0.560
4	5.85	1.073
5	4.62	1.360
6	3.94	1.595

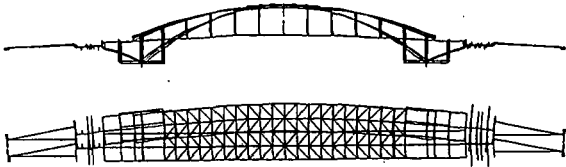


Fig.5 第 5 次モード変形図

5. 2 周波数応答解析

入射波浪の橋軸方向に対する入射角度の影響、ならびにラディエーション流体力マトリクスの非対角成分の有無の影響を調べるため、4つのケースに対して周波数応答解析を行った。その解析結果を Fig.6 に示す。横軸は入射波の角周波数を示し、縦軸は単位片振幅波高の入射波に対する橋梁の最大応答振幅変位を示す。

これによれば、入射角度が 90 度のとき、 $\omega = 0.5(\text{rad/sec})$ と $\omega = 1.35(\text{rad/sec})$ でピークが生じていることがわかる。 $\omega = 0.5(\text{rad/sec})$ のときは、第 1 次から第 3 次までのモードがこの近辺に集中していることもあり非常に大きなピークとして現れている。 $\omega = 1.35(\text{rad/sec})$ のときは、弾性変形のモードである第 5 次モードに対応するピークが生じている。

また、入射角度が実際の橋梁と同じである 107.3 度のときは、入射角度が 90 度のときに比べ、全体的に応答が低減していることがわかる。

一方、ラディエーション流体力マトリクスの非対角成分を無視したものでは、これを考慮したものに比べ、 $\omega = 0.4 \sim 0.8(\text{rad/sec})$ の領域において大きく（最大 50% 以上）応答が低減しており、非対角成分を無視することが危険側となるため設計上注意を要する。

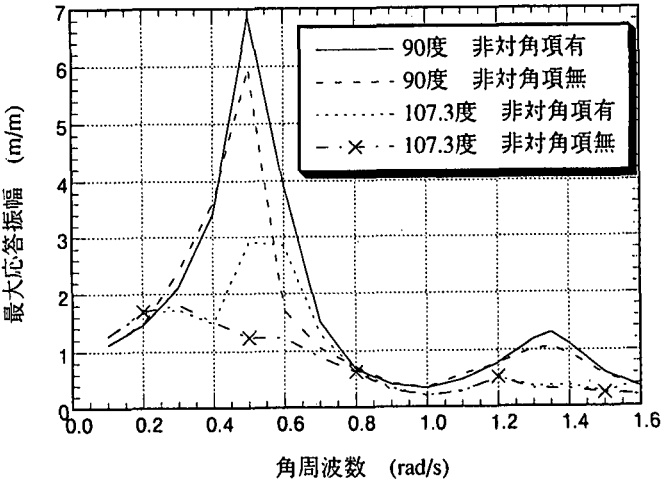


Fig.6 周波数応答解析結果

5. 3 時刻歴応答解析

フェンダー反力のヒステリシスを含めた非線形特性が橋梁の波浪応答にどのように影響を及ぼすのかを調べるために時刻歴応答解析を行った。2つの角周波数 (1.0(rad/sec)、1.4(rad/sec)) の入射波浪の波高を変化させ、解析を行った結果を Fig.7～Fig.22 に示す。この図には、線形モデル、非線形モデル両方での解析結果を重ねて描いている。これを見ると、入射波の波高が高くなるに従いフェンダー反力の非線形特性が現れる様子が確認できる。

$\omega=1.0(\text{rad/sec})$ における解析結果をみると、波高が高くなり非線形特性の影響が大きくなるに従い、非線形モデルでは線形モデルに比べ応答変位が大きくなっている。一方、 $\omega=1.4(\text{rad/sec})$ における解析結果をみると、逆に、波高が高くなり非線形特性の影響が大きくなるに従い、非線形モデルでは線形モデルに比べ応答変位が低減していることがわかる。

このことから、一概に、フェンダー反力のヒステリシス特性によるエネルギー減衰のため橋梁全体の波浪応答が低減するとはいえず、フェンダー反力の非線形特性によるバネ定数の変化にともなう応答の変化、単純な変位の変化のみでなく、フェンダーの剛性の変化による橋梁全体の固有値の変化といった要素が組合わさることにより、橋梁全体の波浪応答が変化することがわかる。従って、浮体橋梁の設計段階において、フェンダー反力の非線形特性を含めた波浪応答解析を行うことは、非常に重要であるといえる。

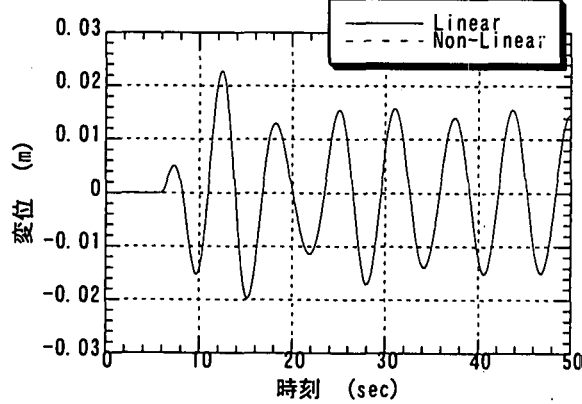


Fig. 7 橋軸直角方向の時刻歴応答
角周波数1.0(rad/sec)波高0.5(m)

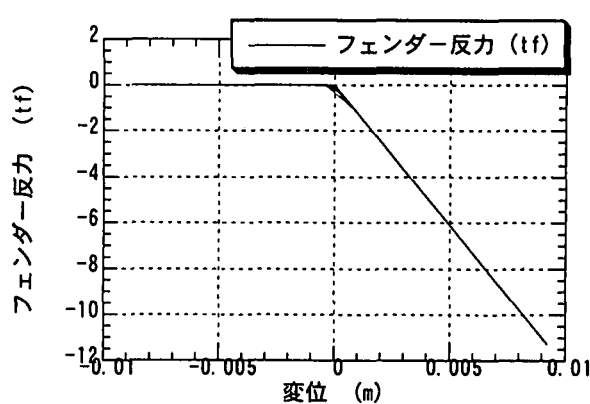


Fig. 8 フェンダー反力
角周波数1.0(rad/sec)波高0.5(m)

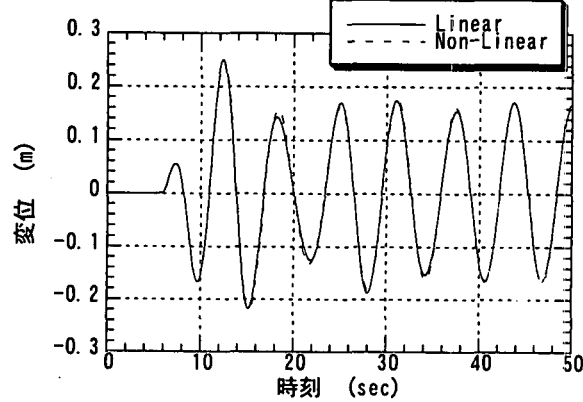


Fig. 9 橋軸直角方向の時刻歴応答
角周波数1.0(rad/sec)波高1.1(m)

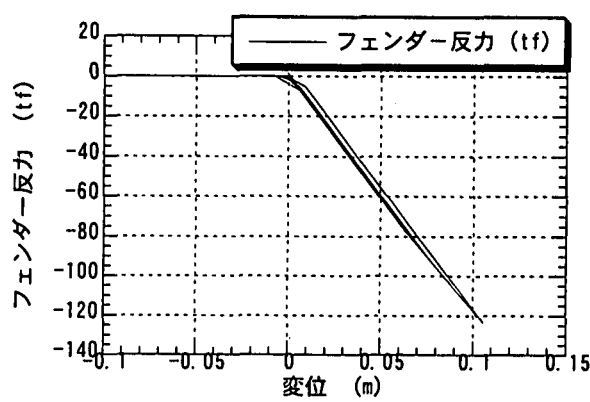


Fig. 10 フェンダー反力
角周波数1.0(rad/sec)波高1.1(m)

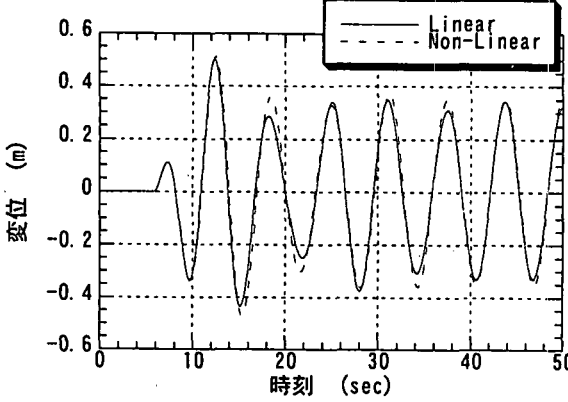


Fig. 11 橋軸直角方向の時刻歴応答
角周波数1.0(rad/sec)波高2.2(m)

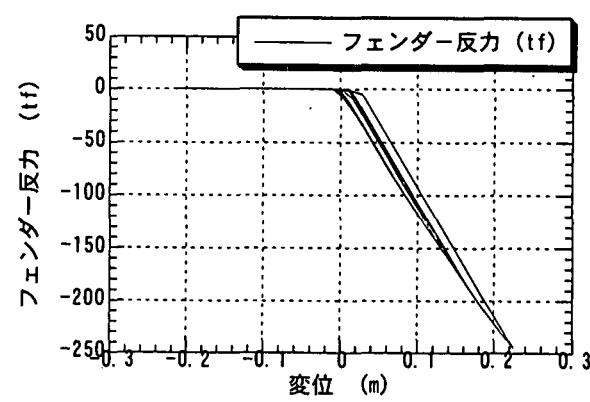


Fig. 12 フェンダー反力
角周波数1.0(rad/sec)波高2.2(m)

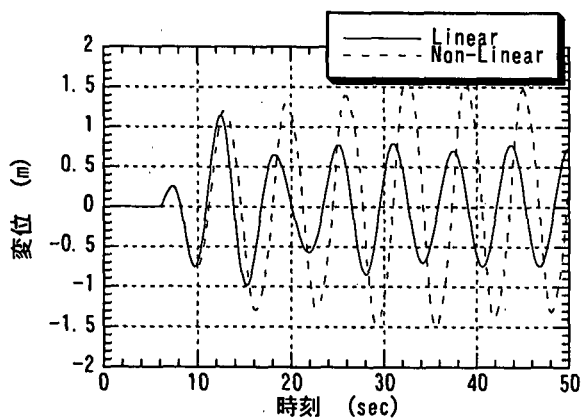


Fig. 13 橋軸直角方向の時刻歴応答
角周波数1.0(rad/sec)波高5.0(m)

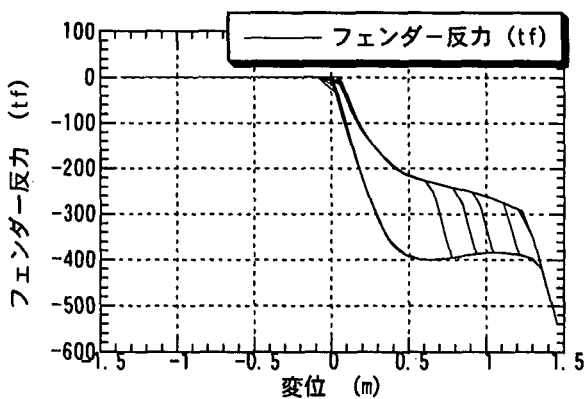


Fig. 14 フェンダー反力
角周波数1.0(rad/sec)波高5.0(m)

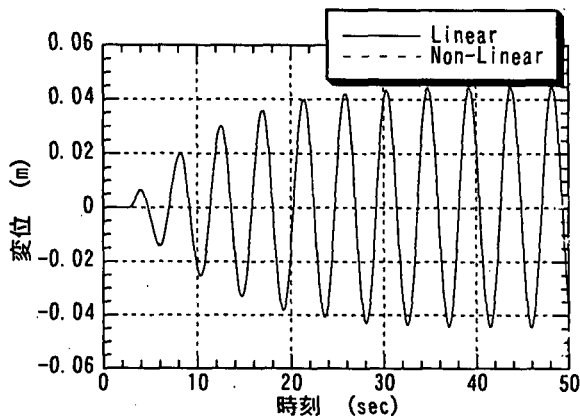


Fig. 15 橋軸直角方向の時刻歴応答
角周波数1.4(rad/sec)波高0.5(m)

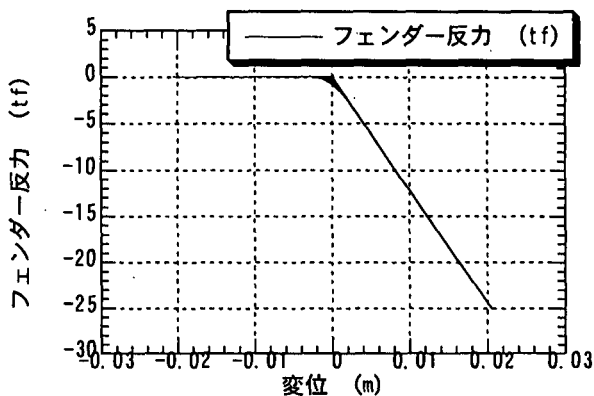


Fig. 16 フェンダー反力
角周波数1.4(rad/sec)波高0.5(m)

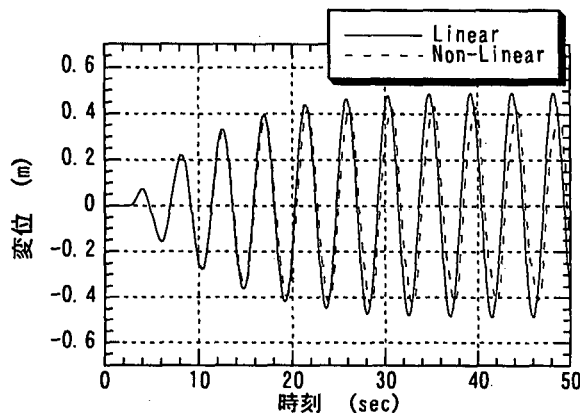


Fig. 17 橋軸直角方向の時刻歴応答
角周波数1.4(rad/sec)波高1.1(m)

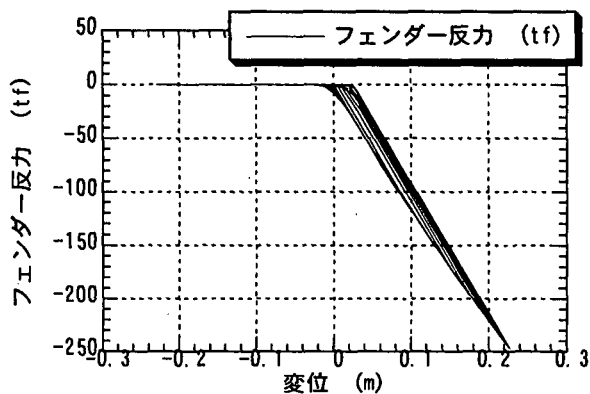


Fig. 18 フェンダー反力
角周波数1.4(rad/sec)波高1.1(m)

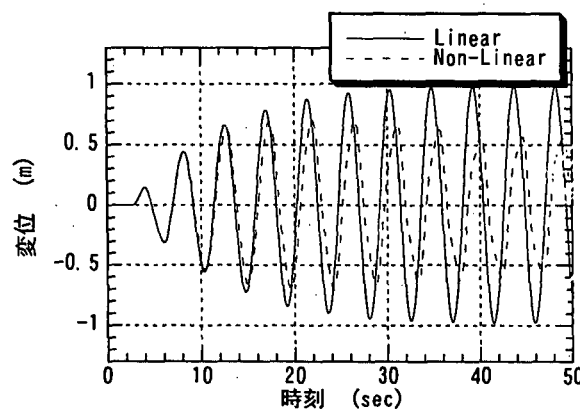


Fig. 19 橋軸直角方向の時刻歴応答
角周波数1.4(rad/sec)波高2.2(m)

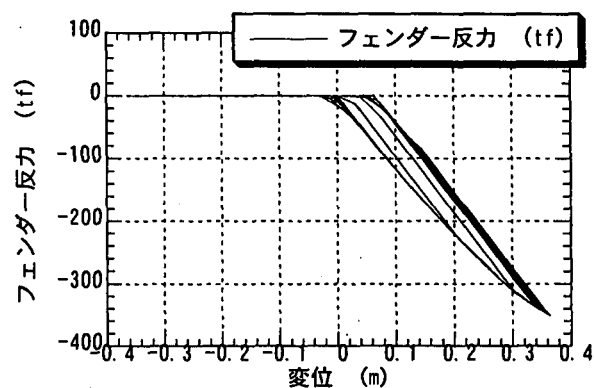


Fig. 20 フェンダー反力
角周波数1.4(rad/sec)波高2.2(m)

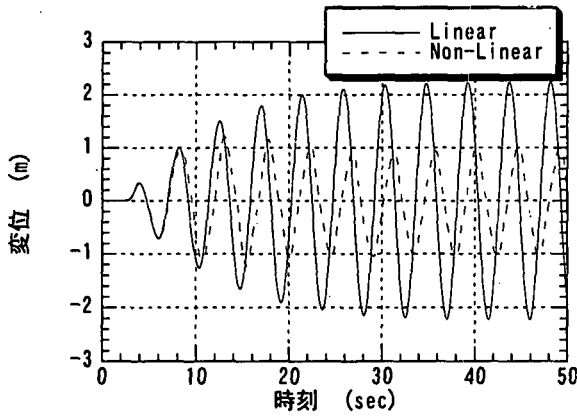


Fig. 21 橋軸直角方向の時刻歴応答
角周波数1.4(rad/sec)波高5.0(m)

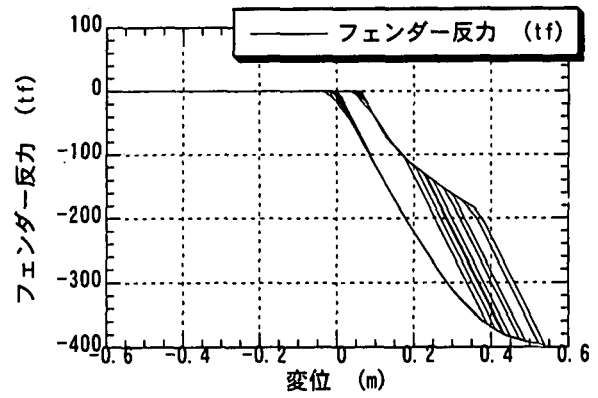


Fig. 22 フェンダー反力
角周波数1.4(rad/sec)波高5.0(m)

6. まとめ

以上のように、浮体橋梁の波浪応答解析を行った結果、橋梁上部工の弾性変形およびフェンダー反力のヒステリシスを含めた非線形特性が確かに浮体橋梁全体の動的応答に影響をおよぼしていることが確認された。よって、浮体橋梁の実設計において、弾性変形ならびにフェンダー反力の非線形特性を考慮した波浪応答解析を行うことが必要であり、また本研究で行った解析手法が実設計においても十分適用可能であることが実証された。

しかしながら、現実には波浪のみならず、風、潮流、地震といった設計要因も大きいため今後はこれらの条件も含めた、橋梁全体の動的応答解析へと拡張する必要がある。

参考文献

- 1) 渡邊英一、宇都宮智昭、高須賀丈広、伊藤恭平：独立カラム型浮体基礎橋梁の波浪応答に及ぼす浮体基礎形状の効果、海洋開発論文集、第11巻、pp.333-338、1995.6.
- 2) 渡邊英一、宇都宮智昭、相馬武征：独立カラム型浮体基礎橋梁の波浪応答特性に関する研究、海洋開発論文集、第12巻、pp.157-160、1996.6.
- 3) Ueda, S., et al.: Dynamic analysis of floating bridge subjected to waves, Proc. of the Third Asian-Pacific Conference on Computational Mechanics, pp. 839-844, 1996.
- 4) Ueda, S., et al.: Design procedures and Computational analysis of motions and deformations of floating bridge subjected to wind and waves, Proc. of the Third Asian-Pacific Conference on Computational Mechanics, pp. 2531-2546, 1996.