

直接基礎の浮き上がり現象を考慮した
橋梁構造物の地震応答評価

2014年3月

井上 貴文

直接基礎の浮き上がり現象を考慮した橋梁構造物の地震応答評価

1995年の兵庫県南部地震では、1981年施行の新耐震設計法において想定していた地震動レベルを超える強震観測記録が得られたにも関わらず、同設計法により設計された建物の被害はそれ程多くなかった。その要因として直接基礎が浮き上がることにより被害を免れた可能性が示されており、構造物の耐震性評価を行う上で、その効果を適切に把握することが必要である。1970年前後から、強震時における基礎の浮き上がり現象を解析に取り入れ、重要構造物の安定性を評価する取り組みがなされてきた。しかし、実際には基礎の浮き上がりだけではなく地盤の材料非線形も生じることから、基礎の浮き上がりが生じる構造物の地震応答を評価するためには地盤の材料非線形も併せて考慮することが重要である。これまで行われた基礎の浮き上がりと地盤の材料非線形の両方を考慮して構造物の地震応答を評価する取り組みにおいては、限定的な形状の構造物、限定的な実観測記録が用いられているだけであり、基礎浮き上がりと地盤の材料非線形が構造物に及ぼす効果と構造物の形状、入力地震動特性の関係性についてはほとんど言及されていない。またそれらの効果のメカニズムについては十分な検討がなされているとは言いがたい。

本研究は、小規模な直接基礎を有する橋梁構造物と典型的な直接基礎を有する道路橋を対象として、地震時における直接基礎の浮き上がりや基礎地盤の非線形が橋脚に生じる断面力の変化に及ぼす効果について考察するものであるが、特に、その効果と入力地震動の周波数特性との関係を明らかにすることを目的としている。検討にあたり、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形性を考慮した大地震時の直接基礎の応答を評価する手法として、計算時間はさほどかからず、様々な条件下での検討を容易に行うことが可能であるマクロエレメントモデルを用いた。

検討の結果、入力地震動として正弦波を用いた場合、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による橋脚の断面力低減効果は、地盤を弾性体と仮定した橋梁モデルの固有振動数と加振振動数が等しい場合に最も顕著に表れることがわかった。これは基礎が浮き上がることで、地盤が塑性化することにより共振を免れるためであると考えられる。また、地震動の強度レベルにより基礎の浮き上がりの程度や地盤の材料非線形の程度が変化するが、それにより、橋脚の断面力低減効果の程度も変化する事がわかった。これらの傾向は、入力地震動として実観測記録を用いた場合においても見られた。ただし、実地震動の場合には、極端に狭帯域の周波数特性を有する正弦波と異なり、ある帯域の幅をもっているため、橋脚の断面力低減の程度は正弦波ほど顕著ではないと考えられる。さらに、エネルギーの概念を導入して橋脚の断面力低減効果のメカニズムについて考察を行った。その結果、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形によって橋脚に発生する断面力が低減する現象といっても、エネルギー的にみると、そのメカニズムには、(1) 加振振動数によっては構造物への入力エネルギーが増大しなくなるにより断面力が低減する場合と、(2) 構造物への入力エネルギーは増大するがシステムの運動エネルギーや基礎部分での履歴消費エネルギーへと変換することにより断面力が低減する場合、の複数のパターンがあることがわかった。

目次

1. 序論	1
1.1 背景	1
1.2 既往の研究	1
1.3 研究の目的	3
1.4 本論文の構成と概要	4
2. 直接基礎のマクロエレメントモデル	7
2.1 概説	7
2.2 支持力曲面	7
2.3 マクロエレメントモデル発展の歴史	9
2.4 土木研究所が開発したマクロエレメントモデル	11
2.4.1 土木研究所が開発したマクロエレメントモデル	11
2.4.2 マクロエレメントモデルの変位と荷重の関係	11
2.4.3 コンプライアンスの決定	12
2.4.4 地盤の減衰係数	15
2.4.5 マクロエレメントモデルのパラメーターの設定	16
3. 検討対象橋梁	18
3.1 概説	18
3.2 小規模な直接基礎を有する橋梁構造物の構造物 - 基礎 - 地盤システム	18
3.3 典型的な直接基礎を有する道路橋の構造物 - 基礎 - 地盤システム	20
3.4 異なるタイプの実地震動を入力した検討	24
3.4.1 入力地震動	24
小規模な直接基礎を有する橋梁構造物の場合	26
3.4.2 典型的な直接基礎を有する道路橋の場合	27
3.5 まとめ	33
4. 正弦波を用いた橋脚の断面力低減効果の検討	35
4.1 概説	35
4.2 小規模な直接基礎を有する橋梁構造物の場合	35
4.2.1 検討の方法	35
4.2.2 ケース(a)	36
4.2.3 ケース(b)	36
4.2.4 ケース(c)	36
4.3 典型的な直接基礎を有する道路橋の場合	38
4.3.1 検討の方法	38

4.3.2	1m/s ² の正弦波を用いた検討	38
4.3.2.1	$f_e < f_n (f_e/f_n = 0.7)$ の場合	39
4.3.2.2	$f_e = f_n (f_e/f_n = 1.0)$ の場合	39
4.3.2.3	$f_e > f_n (f_e/f_n = 1.3)$ の場合	39
4.3.3	2 m/s ² の正弦波を用いた検討	46
4.3.3.1	$f_e < f_n (f_e/f_n = 0.7)$ の場合	46
4.3.3.2	$f_e = f_n (f_e/f_n = 1.0)$ の場合	46
4.3.3.3	$f_e > f_n (f_e/f_n = 1.3)$ の場合	46
4.3.4	4m/s ² の正弦波を用いた検討	53
4.3.5	結果のまとめ	53
4.4	過度な浮き上がり	57
4.5	まとめ	58
5.	実観測記録を用いた橋脚の断面力低減効果の検討	59
5.1	概説	59
5.2	入力地震動	59
5.3	最大振幅を 0.5m/s ² とした検討	62
5.3.1	K-NET 豊橋記録の場合	62
5.3.2	東北 1978 記録の場合	62
5.3.3	K-NET 五色記録の場合	62
5.4	最大振幅を 2m/s ² とした検討	69
5.4.1	K-NET 豊橋記録の場合	69
5.4.2	東北 1978 記録の場合	69
5.4.3	K-NET 五色記録の場合	69
5.5	最大振幅を 6m/s ² とした検討	76
5.5.1	K-NET 豊橋記録の場合	76
5.5.2	東北 1978 記録の場合	76
5.5.3	K-NET 五色記録の場合	76
5.5.4	JR 鷹取駅記録の場合	77
5.6	結果のまとめ	86
5.7	地盤の硬さの影響の検討	90
5.7.1	東北 1978 記録, 0.5m/s ² の場合	90
5.7.2	東北 1978 記録, 6m/s ² の場合	90
5.8	まとめ	95
6.	エネルギー収支に基づく橋脚の断面力低減効果の検討	96
6.1	概説	96
6.2	エネルギー収支の評価方法	96

6.3	小規模な直接基礎を有する橋梁構造物の場合	97
6.4	典型的な直接基礎を有する道路橋の場合	100
6.4.1	線形相互作用システムの固有振動数で加振した場合	100
6.4.2	浮き上がりしやすい振動数で加振した場合	105
6.5	まとめ	110
7.	結論	112
	謝辞	114

1. 序論

1.1 背景

1995年の兵庫県南部地震では、1981年施行の新耐震設計法において想定していた地震動レベルを超える強震観測記録が得られたにも関わらず、同設計法により設計された建物の被害はそれ程多くなかった。その要因の1つとして構造物と地盤の相互作用効果が注目された¹⁾。林²⁾は、有限要素モデルを用いた検討から、構造物と地盤の相互作用でも特に、直接基礎が浮き上がることにより被害を免れた可能性を示しており、構造物の耐震性評価を行う上で、その効果を適切に把握することが必要であると考えられる。

構造物の耐震設計における直接基礎の浮き上がりの扱いとして、例えば、道路橋示方書³⁾では、基礎が浮き上がっても地盤に過度な損傷が生じないとして、基礎の浮き上がりによるエネルギー吸収を期待し、レベル2地震時に対する直接基礎の安定性照査は行わなくてよいことが規定されている。しかしそれと同時に、浮き上がりが生じるような振動状態に対して見込める減衰特性については不明な点が多いという理由から、減衰定数別補正係数においてその効果は反映されていない現状がある。

より合理的な構造物の耐震設計を実現するためには、基礎の浮き上がりによるエネルギー吸収の効果についての理解を深め、設計者がその効果を定量的に評価し、意図する構造物の性能をより正確に把握できるようにすることが必要であると考えられる。

1.2 既往の研究

1970年前後から、強震時における基礎の浮き上がり現象を解析に取り入れ、重要構造物の安定性を評価する取り組みがなされてきた。土岐ら⁴⁾は、地盤と構造物の動的相互作用の問題に対して有限要素法を適用して、これに岩盤力学や土質力学の静力学の分野で、連続体内の不連続面を表現するために考案されたジョイント要素を導入することによって動的な外力の作用下における構造物と地盤との部分的な剥離現象や地盤に対する構造物の滑動の問題を検討するための解析法の確立を図り、実際そのような系が強大な地震外力を受けた場合、剥離や滑動現象が発現するか否かを検討した。大規模構造物を対象として、地盤を線形弾性体と仮定し、検討を行い、構造物と地盤とが固着であると仮定する解析法では構造物の応答を地盤が拘束するため、応答を小さく評価してしまう場合があること、調和外力に対して、滑動、剥離現象いずれも入力加速度レベ

ル一定の場合には、ある振動数以上ではこれらの現象が発現しない限界の振動数があり、振動数が低いほど、滑動量、剥離量ともに増大することを明らかにした。川島・細入⁵⁾は、橋梁構造物における直接基礎の浮き上がり現象の効果について検討を行っている。地盤の影響をモデル化するためのロッキングに抵抗するばねを定める上でフーチング底面地盤の引張側反力を無視することにより浮き上がりを考慮して検討を行い、震度法で設計された一般的な直接基礎を有する道路橋は兵庫県南部地震の際のような強震動を受けた場合には直接基礎が浮き上がり、結果としてそれは橋脚の塑性応答に対し一種の免震効果として機能することを示した。直接基礎の浮き上がりにより建物の地震被害が軽減するという知見に基づき、浮き上がりを意図的に許容する取り組みもなされている⁶⁾。岩下ら⁶⁾の検討は杭基礎を有する建築物を対象としたものであるが、杭頭で浮き上がりを許容した建物について、やはり基礎の浮き上がりが建物応答に及ぼす影響について検討している。彼らも地盤をばねで表現しているが、鉛直支持ばねは引っ張りに対しては抵抗しないものとして基礎の浮き上がりを表現して検討を行っている。また、緑川ら⁷⁾は鉄骨架構を対象として簡潔な浮き上がり許容構造方法を提案している。

このように、基礎の浮き上がり現象については様々な検討がなされてきたが、Moghaddasiら⁸⁾は、1994年ノースリッジ地震、1995年兵庫県南部地震、1999年コジャエリ地震、2010年クライストチャーチ地震後の調査において、地盤、また地盤と基礎の境界における顕著な非線形挙動を確認し、また地盤と基礎の境界における非線形性が構造物と地盤の動的相互作用効果に及ぼす影響を調査することが非常に重要であることを指摘しており、基礎の浮き上がりが生じる構造物の地震応答を評価するためには地盤の材料非線形も併せて考慮することが重要である。同様の観点から、土岐・三浦⁹⁾は、地盤と構造物とからなる系に地震力が作用する際の有限要素法による応答解析において、ジョイント要素により考慮した地盤と構造物の接触面における滑動や剥離現象という構造非線形性に加えて、弾性-完全塑性体として地盤の材料非線形性を考慮に入れ構造物の地震時挙動ならびに滑動に対する安全性に関して検討を行い、地盤の材料非線形の影響により水平応答加速度や水平応答速度についての系の応答量が低下することや、接触面における滑動量に関しては地盤の非線形性の影響は大きいことを明らかにした。また、Cremer and Pecker¹⁰⁾は、基礎-地盤系を1つの要素としてモデル化する簡便な手法である直接基礎のマクロエレメントモデルを用い、実橋梁モデルに対してある1つの実地震波を入力したとき、地盤の材料非線形や基礎の浮き上がりによって橋脚に発生する断面力が低減する場合があることを示した。

しかしながら、これまで行われた基礎の浮き上がりと地盤の材料非線形の両

方を考慮して構造物の地震応答を評価する取り組みにおいては、限定的な形状の構造物、限定的な実観測記録が用いられているだけであり、基礎浮き上がりや地盤の材料非線形が構造物に及ぼす効果と構造物の形状、入力地震動特性の関係性についてはほとんど言及されていない。またそれらの効果のメカニズムについては十分な検討がなされているとは言いがたい。

基礎浮き上がりや地盤の材料非線形が構造物に及ぼす効果のメカニズムについての理解を深めるためにはエネルギーの概念を用いて地震入力と構造物の挙動の関係を総合的に把握し、検討することが有効であると考えられる。相互作用効果を、エネルギーの観点から検討する取り組みとして、秋山・高山¹¹⁾、楊・秋山¹²⁾、岩下ら⁶⁾がある。秋山・高山¹¹⁾は原子力炉建屋を対象として相互作用の効果を考慮した上部構造へのエネルギー入力を求めた。また、楊・秋山¹²⁾は動的相互作用の効果を検討する上で地震入力及び地盤逸散の効果をエネルギースペクトルで評価し、相互作用による構造物に対する地震荷重の低減効果の定量化を図った。さらに、岩下ら⁶⁾は杭基礎を有する建物を対象として、杭頭で浮き上がりを許容した建物について、基礎の浮き上がりが建物応答に及ぼす影響について、エネルギー的な観点から考察を加え、浮き上がりを許容することによる建物への総入力エネルギーの増減についての知見を得ている。

1.3 研究の目的

本研究は、基礎の浮き上がりによるエネルギー吸収能についての理解を深めることによる合理的な構造物の耐震設計を将来的に実現することを目指し、小規模な橋梁構造物、典型的な橋梁構造物を対象として、地震時における直接基礎の浮き上がりや基礎地盤の非線形が橋脚に生じる断面力の変化に及ぼす影響について、特に、構造物特性や入力地震動の強度、周波数特性との関係を明らかにすることを目的としている。さらに、この現象に対し、ベースシアだけに着目するのではなく、エネルギーの概念を用いて地震入力と構造物の挙動の関係を総合的に把握し、そのメカニズムについて検討することを目的とする。

基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形性を考慮した大地震時の直接基礎の応答を評価する手法として、古典的な有限要素法を使った直接法があり、それらは非常に良い結果を与えるが、数値計算に関する専門的知識、構成則についての優れた知識が要求され、そして計算量が大きいという特徴がある¹³⁾ため、本研究では、組み合わせ荷重を受ける基礎・地盤系を一つの要素として扱い、巨視的な塑性挙動を記述しようとするものであり、基礎レベルで生じる構造物と地盤の非線形相互作用を考慮した構造物の効率的な動的解析を可能にする実用的なツールであると見なすことができる直接基礎のマクロエレメントモデルを

用いる。マクロエレメントモデルとして土木研究所より公開されているマクロエレメントモデルの解析プログラムを用いる¹⁴⁾。このプログラムは、塑性論に基づき地盤の非線形を取り扱う従来のマクロエレメントモデルに基礎の浮き上がりを考慮できるよう改良されたものである。マクロエレメントモデルは、直接基礎を剛体として取り扱い、基礎に作用する組み合わせ荷重（合力）と変位との関係を1つの基礎-地盤系のエレメント（マクロエレメント）でモデル化する簡便な手法であるが、塑性論に基づく方法で地盤の材料非線形を考慮できる他、近年、基礎の浮き上がりも考慮できるよう改良が加えられてきた方法である。簡便化手法であるため、計算時間はさほどかからず、様々な条件下での検討を容易に行うことが可能である。

1.4 本論文の構成と概要

本論文の構成は以下の通りである。まず第2章において、本研究で用いるマクロエレメントの基礎理論について説明し、続いて第3章では、検討対象とする橋梁構造物のモデル化について記述する。そして第4章では、地震時における基礎の浮き上がりが構造物に及ぼす効果は、地震動の周波数特性によって大きく変化することが考えられるため、地震動入力に先立ち、正弦波状の波を入力し、入力動の周波数特性が浮き上がり応答に及ぼす影響を検討する。システムが有する固有振動数に対し、同程度、あるいは低い、高い周波数特性を有する正弦波を入力することによって、より端的に入力動の周波数特性が浮き上がり効果に与える影響を検討するものである。加えて、本研究では地盤の非線形や基礎の浮き上がりといった非線形現象を対象としているので、正弦波入力にあたっては異なる強度レベルの入力を与えている。これにより、入力地震動の浮き上がり効果に及ぼす影響が、地震動の強度レベルにどのように依存するのか把握することを試みる。

その上で、第5章では、実地震動を入力した検討を行う。実地震動の選択にあたっては、正弦波と同様に、システムの固有振動数に対し、同程度か、あるいは低い、高い、振動数成分が卓越した地震動を選択して入力する。実地震動の場合は、正弦波と異なり、卓越する振動数成分に幅があるので、正弦波に比べ明確に周波数特性の影響が出にくいことが予想されるので、第4章での正弦波の検討と比較しながら、議論を進める。加えて、正弦波入力の時と同様に、複数の強度レベル（ 0.5m/s^2 , 2m/s^2 , 6m/s^2 ）に地震動を規準化して与えることで、入力地震動の周波数特性が浮き上がり効果に与える影響について、やはり同様に非線形の程度の違いによる依存度を考察する。

ここまでの検討で、基礎の浮き上がりと地盤の材料非線形による橋脚の断面力

低減効果が入力地震動の周波数特性により影響を受け、その程度は、入力の強度レベルに依存する現象であることを示したうえで、第6章では、システムへのエネルギー収支に着目し、橋脚の断面力低減効果がさまざまに変化する現象を洞察する。基礎の浮き上がりや地盤の非線形、地盤への波動逸散、構造物そのものによる減衰など、複雑に現象が絡み合う対象について、エネルギーというスカラー量、統一量を用いることで、その複雑な現象を整理し、今後、これらの複雑な現象を設計体系に取り組むための知見を得ようとするものである。以上の検討結果を7章でまとめる。

参考文献

- 1) 林康裕, 安井譲, 吉田長行: 構造物の応答と相互作用効果, 第 5 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, pp.13-24, 1998.
- 2) 林康裕: 直接基礎構造物の基礎浮き上がりによる地震被害低減効果, 日本建築学会構造系論文集, 第 485 号, pp. 53-62, 1996.
- 3) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, 丸善, 2012.
- 4) 土岐憲三, 佐藤忠信, 三浦房紀: 強震時における地盤と構造物との剥離と滑動, 土木学会論文報告集, 第 302 号, pp.31-41, 1980.
- 5) 川島一彦, 細入圭介: 直接基礎のロッキング振動が橋脚の非線形地震応答に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.703, I-59, pp. 97-111, 2002.
- 6) 岩下敬三, 谷口元, 石原大雅: 杭頭で浮き上がりを許容した建物の地震応答エネルギー評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 564 号, pp. 23-30, 2003.
- 7) 緑川光正, 小豆畑達哉, 石原直: 地震応答低減のためのベースプレートに浮き上がり降伏させた鉄骨架構の動的挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 572 号, pp. 97-104, 2003.
- 8) Moghaddasi, M., Carr, A., Cubrinovski, M., Pampanin, S., Chase, J. G., Chatzigogos, C. T. and Pecker, A.: The effects of soil-foundation interface nonlinearity on seismic soil-structure interaction analysis, Proc. The 2012 New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference, Christchurch, New Zealand, Paper-135, 2012.
- 9) 土岐憲三, 三浦房紀: 地盤-構造物系の非線形地震応答解析, 土木学会論文報告集, 第 317 号, pp.61-48, 1982.
- 10) Cremer, C. and Pecker, A.: Modelling of nonlinear dynamic behaviour of a shallow strip foundation with macro-element, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 6, No. 2, pp. 175-211, 2002.
- 11) 秋山宏, 高山峰夫: 原子炉建屋の強震応答特性, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 382 号, pp.10-18, 1987.
- 12) 楊志勇, 秋山宏: エネルギーの授受に基づく相互作用の効果に対する評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 536 号, pp.39-45, 2000.
- 13) Grange, S., Botrugno, L., Kotronis, P. and Tamagnini.: The effects of Soil-Structure Interaction on a reinforced concrete viaduct, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 40, pp. 93-105, 2011.
- 14) 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也: 直接基礎の地震時挙動を予測するための数値解析モデルの開発, 土木研究所資料, 第 4101 号, 2008.

2. 直接基礎のマクロエレメントモデル

2.1 概説

本研究では、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形性を考慮した大地震時の直接基礎の応答を評価する手法として直接基礎のマクロエレメントモデルを用いる。

マクロエレメントモデルは、組み合わせ荷重を受ける基礎・地盤系を一つの要素として扱い、巨視的な塑性挙動を記述しようとするものであり¹⁾、基礎レベルで生じる構造物と地盤の非線形相互作用を考慮した構造物の効率的な動的解析を可能にする実用的なツールであると見なすことができる。対象を巨視的に捉えているため、自由度・計算量が小さく、様々な条件下での検討を容易に行うことが可能である。

マクロエレメントモデルは地盤の塑性化の進展を記述する方法の一つである、塑性硬化を仮定しており、これは、組み合わせ荷重の増加に伴い、組み合わせ荷重に対する極限支持力値を示す支持力曲面の内側でそれと相似な曲面（降伏曲面）が発展するという理論に基づき考え方である。そして、支持力曲面の発展と変位の増加の関係を、塑性論に沿って記述する。また、降伏曲面が支持力曲面に至った時が極限であり、その後は完全塑性状態にあると考える。また、近年ではギャップ要素のような特別な要素を用いることなく、浮き上がりの影響を考慮できるように発展してきている。

検討にあたり、土木研究所より公開されているマクロエレメントモデルの解析プログラムを用いる¹⁾。このプログラムは、塑性論に基づき地盤の非線形を取り扱う従来のマクロエレメントモデルに基礎の浮き上がりを考慮できるよう改良されたものである。

本章では、マクロエレメントモデルについての説明を行う。まず支持力曲面についての説明を行い、続いてマクロエレメントモデル発展の歴史を記述する。そして、検討に用いる土木研究所が開発したマクロエレメントモデルについての説明を行う。

2.2 支持力曲面

組み合わせ荷重に対しての極限支持力についてのたくさんの実験結果を $V-H-(M/B)$ 空間上にプロットしたとき、は図 2-1 に示すラグビーボールのような曲面をなすことがわかっている。ここで、 V 、 H 、 M は基礎底面中心位置に作用する組み合わせ荷重の鉛直成分、水平成分、転倒モーメント成分である。このような $V-H-(M/B)$ の曲面は、支持力曲面と呼ばれる。たとえば、Nova and

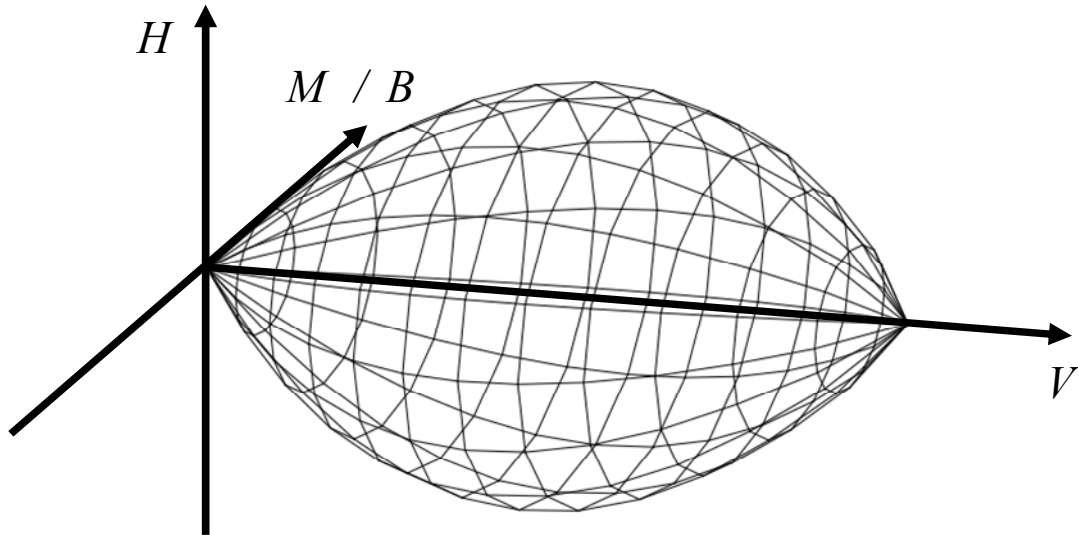


図 2-1 支持力曲面の概念図

Montrasio²⁾は、砂地盤上の直接基礎の極限支持力を次式に示す支持力曲面で表している。

$$f_{cr} = h^2 + m^2 - \xi^2(1 - \xi)^{2\zeta} = 0 \quad (2-1)$$

ここで、 ξ 、 h 、 m は V 、 H 、 M を中心鉛直荷重を受けるときの極限支持力 V_m でそれぞれ無次元化した荷重であり、 $\xi = V/V_m$ 、 $h = H/(\mu V_m)$ 、 $m = M/(\psi B V_m)$ である。 B は基礎幅である。一般に $\mu = \tan \phi$ とすることができる¹⁾。ここに、 ϕ は地盤のせん断抵抗角である。 ψ については、MeyerhofやVesicの支持力式との比較から、0.33-0.48程度の範囲の値を取るものとされている¹⁾。 ζ は支持力曲面を規定するパラメータであり、Nova and Montrasioは ζ の値として0.95を推奨している¹⁾。現在では、支持力曲面の基礎の平面形状に関する依存度は大きくないと考えられている。

2.3 マクロエレメントモデル発展の歴史

「マクロエレメント」の概念は、直接基礎を対象として、Nova and Montrasio²⁾によって最初に導入された。砂質地盤上にあり偏心傾斜荷重を受ける剛な直接基礎について行われたたくさんの実験結果に基づいて、Nova and Montrasioは、地盤 - 基礎システム全体のために等方硬化を仮定したマクロな弾塑性モデルを提案した。そのモデルは、中心鉛直荷重を受けるときの極限支持力によって規準化されたフーチングに働く合成的な鉛直、水平力、そしてモーメントによって記述され、そして準静的単調載荷に対するフーチングの変位を予測するために用いられた。

Nova and Montrasio のモデルは最初、Paolucci によって実際の動的荷重を受ける構造物へ適用するため修正された。そして、繰り返し載荷のより正確な記述のために Pedretti によって更なる拡張がなされた。Cremer と Cremer et al.は2つの分離したメカニズム（一つは不可逆的な弾塑性地盤の挙動によるシステムの材料非線形であり、もう一つは基礎と地盤の境界に沿った接触条件）の連成した進歩したマクロエレメントモデルを提案した。繰り返し載荷を受けるシステムの挙動の記述のために、Cremer は等方性、そして移動硬化の塑性モデルを提案した。Le Pape et al.と Le Pape and Sieffent は、特に地震工学への適用を目指し、熱力学原理に基づいて、Nova and Montrasio によって提案されたものに似たマクロエレメントモデルを提案した。

様々な地盤条件と基礎形状である海洋構造物の基礎の設計のためにいくつかのマクロエレメントモデルもまた提案されている。

浮き上がりと地盤の塑性化の連成を考慮したモデルは Grange らや Shirato et al. にも提案されている。

表 2-1 は、存在する直接基礎のマクロエレメントモデルの概観を示す。

表 2-1 存在する直接基礎のマクロエレメントモデルの概観³⁾を参考に作成

出典	年	概要	詳細
Nova and Montrasio	1991	砂質地盤上にある帯基礎	等方硬化塑性モデルと非関連流れ則，準静的単調載荷への適用
Paolucci	1997	砂質地盤上にある帯基礎	非関連流れ則の完全塑性モデル，地震荷重に対する単純な構造物への適用
Pedretti	1998	砂質地盤上にある帯基礎	繰り返し載荷を受けるシステム応答の記述のための低塑性モデル，準静的繰り返し荷重を受ける構造物への適用
Gottardi et al.	1999	砂質地盤上にある帯基礎	等方硬化塑性モデル，準静的単調載荷の場合への適用
Le Pape et al. Le Pape and Sieffert	1999 2001	砂質地盤上にある帯基礎	熱力学原理から誘導される弾塑性モデル，楕円面の塑性ポテンシャル，地震荷重への適用
Cremer et al.	2001, 2002	粘性土地盤上にある帯基礎	浮き上がりのモデルと連成した等方と移動硬化の非関連塑性モデル，地震荷重への適用
Martin and Houlsby	2001	粘性土地盤上にある円形基礎	等方硬化の非関連塑性モデル準静的単調載荷への適用
Houlsby and Cassidy	2002	砂質地盤上にある円形基礎	等方硬化の非関連塑性モデル準静的単調載荷への適用
Di Prisco et al.	2003	砂質地盤上にある帯基礎	繰り返し載荷を受ける挙動の記述のための低塑性モデル，準静的繰り返し載荷への適用
Cassidy et al.	2004	砂質または粘性土地盤上にある円形基礎	3次元での記述，海洋開発産業への適用，準静的単調載荷
Grange et al.	2006	粘性土地盤上にある円形基礎	Cremer の塑性モデルの 3次元条件への拡張
Shirato et al.	2008	砂質地盤上にある帯基礎	等方硬化塑性モデルと非関連流れ則，地震荷重への適用

2.4 土木研究所が開発したマクロエレメントモデル

2.4.1 土木研究所が開発したマクロエレメントモデル

本研究では中谷ら¹⁾によって開発されたマクロエレメントモデルを用いて検討を行う。このモデルは単調載荷試験に基づく Nova and Montrasio²⁾が提案したマクロエレメントを弾塑性に拡張し、さらにギャップ要素のような特別な要素を用いることなく浮き上がりの影響を考慮できるものである。ここではその手法の概要について述べる。

2.4.2 マクロエレメントモデルの変位と荷重の関係

マクロエレメントモデルでは基礎を剛であると仮定し、組み合わせ荷重を受ける基礎-地盤系を1つの要素として考える。基礎の中央での変位と荷重は図 2-2 のように定義する。それらは次式により表される。

$$x = (v \quad u \quad \theta)^T \quad (2-2)$$

$$F = (V \quad H \quad M)^T \quad (2-3)$$

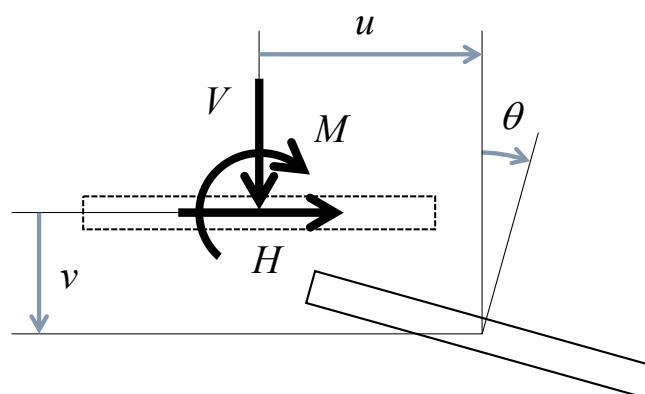


図 2-2 マクロエレメントモデルの変位と荷重の定義

変位増分を dx ，荷重増分を dF とするとそれらは以下の関係となる．

$$dF = (D^{el} + D^{up} + D^{pl})^{-1} dx \quad (2-4)$$

ここで， D^{el} は弾性コンプライアンス， D^{up} は浮き上がりコンプライアンス， D^{pl} は塑性コンプライアンスである．

2.4.3 コンプライアンスの決定

弾性コンプライアンス D^{el} を決定するために Gazetas⁴⁾により提案されている鉛直，水平，回転の地盤ばね定数を用いる．正方形基礎を対象とする場合，ばね定数はそれぞれ次式により表される．

$$K_v = \frac{4.54G(B/2)}{1-\nu} \quad (2-5)$$

$$K_h = \frac{9G(B/2)}{2-\nu} \quad (2-6)$$

$$K_r = \frac{3.6G(B/2)^3}{1-\nu} \quad (2-7)$$

ここで， G は地盤のせん断弾性係数， B は基礎幅， ν はポアソン比である．なお周波数依存性は考慮していない．

浮き上がりコンプライアンス D^{up} は以下に示す基礎浮き上がりのモデルに基づいて決定される．基礎浮き上がり挙動は最大点指向型及び原点指向型の履歴則に従うと仮定する．モーメントによる浮き上がりに伴う回転変位と鉛直変位の履歴則の概念図を図 2-3 に示す．図 2-3 中の M^-_P ， M^+_P は骨格曲線上のモーメントで，負側，正側それぞれにおける最大モーメント， θ^{up-} ， ν^{up-} は $M = M^-_P$ のときの骨格曲線上の θ ， ν であり， θ^{up+} ， ν^{up+} は $M = M^+_P$ のときの骨格曲線上の θ ， ν である．

骨格曲線は道路橋示方書⁵⁾に記載される浮き上がりの考え方にに基づき設定する．モーメントと浮き上がり回転変位の関係は以下のように表される．

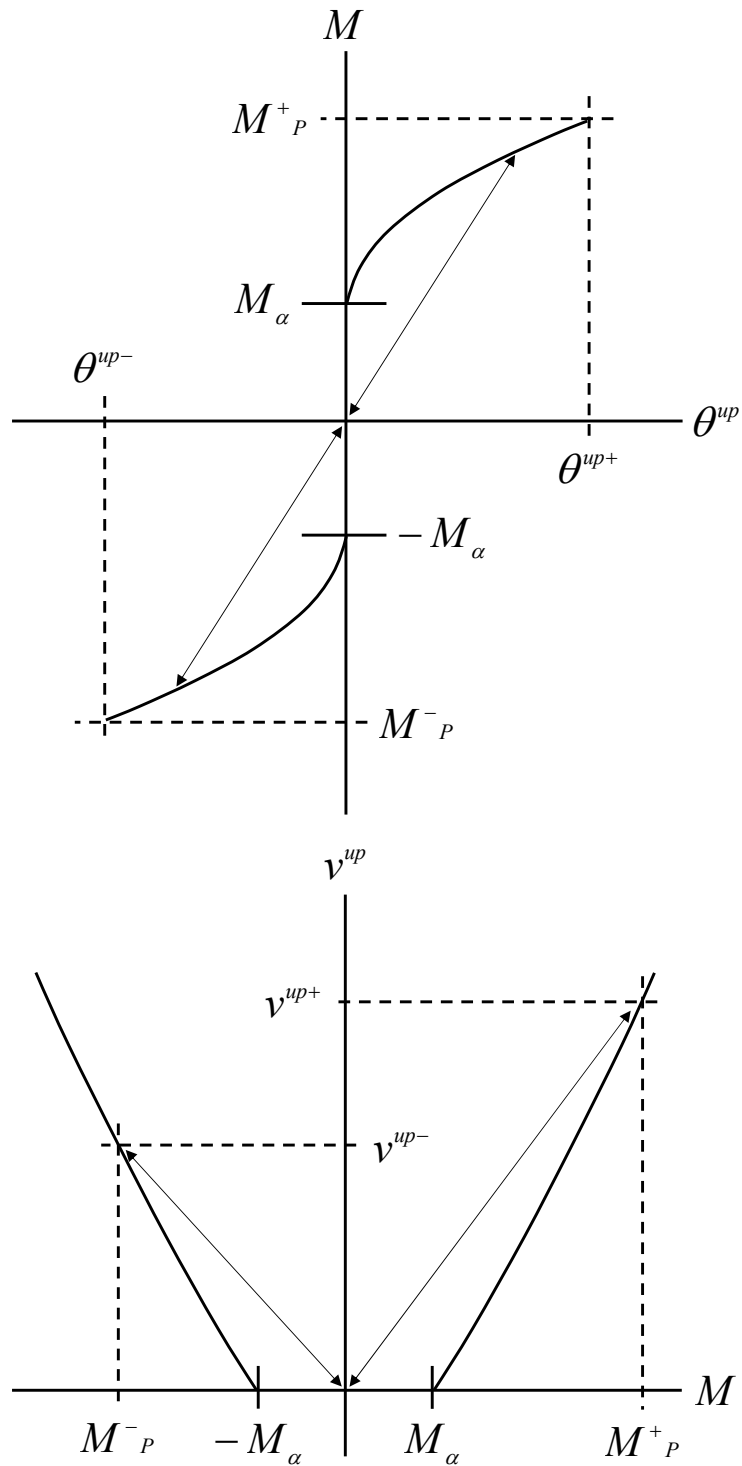


図 2-3 モーメントによる浮き上がりに伴う回転変位と鉛直変位の履歴則の概念図¹⁾

$$\theta^{up} = 0 \quad (M \leq M_\alpha) \quad (2-8)$$

$$\theta^{up} = \left\{ \frac{4}{(3 - M/M_\alpha)^2} - \frac{M}{M_\alpha} \right\} \theta_0 \quad (M > M_\alpha) \quad (2-9)$$

$$M_\alpha = \alpha \frac{BV_0}{6} \quad (2-10)$$

ここで、 M_α は地盤抵抗の塑性化によるモーメントの低減を考慮した基礎浮き上がり開始モーメント、 α は地盤抵抗の塑性化によるモーメントの低減係数、 V_0 は死荷重、 θ_0 は基礎浮き上がりが生じ始めるときの回転角である。またモーメントと浮き上がり鉛直変位の関係は以下のように表される。

$$v^{up} = 0 \quad (M \leq M_\alpha) \quad (2-11)$$

$$v^{up} = -\frac{B}{2} \left\{ \frac{4}{(3 - M/M_\alpha)^2} - \frac{4}{(3 - M/M_\alpha)} + 1 \right\} \quad (M > M_\alpha) \quad (2-12)$$

除荷、再載荷時の鉛直変位及び回転角の浮き上がり成分は次式で表される。

$$\theta^{up} = \frac{\theta^{up-}}{M^-_P} M \quad (M < 0), \quad \theta^{up} = \frac{\theta^{up+}}{M^+_P} M \quad (M > 0) \quad (2-13)$$

$$v^{up} = \frac{v^{up-}}{M^-_P} M \quad (M < 0), \quad v^{up} = \frac{v^{up+}}{M^+_P} M \quad (M > 0) \quad (2-14)$$

再載荷後、 M^-_P または M^+_P に達した後は骨格曲線上を移動する。

塑性コンプライアンスを決定するために支持力曲面を用いる。中谷らのモデル¹⁾では支持力曲面として Nova and Montrasio²⁾が提案した次式を仮定している。

$$f_{cr} = h^2 + m^2 - \xi^2(1 - \xi)^{2\zeta} = 0 \quad (2-15)$$

ここで、 ξ 、 h 、 m は V 、 H 、 M を、中心鉛直荷重を受けるときの極限支持力 V_m でそれぞれ無次元化した荷重であり、 $\xi = V/V_m$ 、 $h = H/(\mu V_m)$ 、 $m = M/(\psi B V_m)$ である。地盤の塑性化の進展を記述する降伏曲面についても Nova and Montrasio²⁾に基づいて次のように定義する。

$$f_y = h^2 + m^2 - \xi^2(1 - \xi/\rho_c)^{2\zeta} = 0 \quad (2-16)$$

ここで ρ_c は降伏曲面と V 軸の交点を V_m で除した値である。降伏曲面の発展と変位増加を関係づけるために硬化則と流れ則が必要になる。ここでは硬化則として支持力曲面の内側でそれと相似な降伏曲面が発展する等方硬化を仮定しており、それは次式で表される。

$$\rho_c = 1 - \exp\left(-\frac{R_0 v_c}{V_m}\right) \quad (2-17)$$

ここで、 R_0 は $V-v^{pl}$ 曲線における初期勾配である。また、 v_c は次式で表される。

$$v_c = \left\{ (v^{pl})^2 + (\alpha_M u^{pl})^2 + (\gamma_M B \theta^{pl})^2 \right\}^{0.5} \quad (2-18)$$

ここで、 α_M 、 γ_M は水平変位成分と回轉變位成分を等価な鉛直変位に換算するための無次元パラメーターである。また流れ則としては非関連流れ則を仮定しており、その決定に必要な塑性ポテンシャル面を次式で表す。

$$g = \lambda^2 h^2 + \chi^2 m^2 - \xi^2(1 - \xi/\rho_g)^{2\zeta} = 0 \quad (2-19)$$

ここで、 $\lambda = \mu/\mu_g$ 、 $\chi = \phi/\phi_g$ であり、 μ_g 、 ϕ_g は塑性ポテンシャル面形状を規定するパラメーターである。

2.4.4 地盤の減衰係数

中谷ら¹⁾は、基礎・地盤間の減衰係数として Gazetas⁴⁾が提案したものを用いている。鉛直、水平、回轉の減衰係数 C_v 、 C_h 、 C_r は以下の式から求まる。

$$C_v = \rho V_{La} A \tilde{c}_v \quad (2-20)$$

$$C_h = \rho V_s A \quad (2-21)$$

$$C_r = \rho V_{La} I \tilde{c}_r \quad (2-22)$$

ここで ρ は地盤密度， V_s は S 波速度， V_{La} は Lysmer の波動速度， A は基礎の底面積， I は基礎の断面二次モーメント， \tilde{c}_v ， \tilde{c}_r は減衰の振動数依存性を表す係数である。

2.4.5 マクロエレメントモデルのパラメーターの設定

マクロエレメントモデルを用いた数値解析を行うにあたり，その解析パラメーターは中谷ら¹⁾の検討に基づいて設定した。

降伏曲面の発展を規定する最も重要なパラメーターである V_m ， R_0 は，中谷らが行った鉛直載荷試験により求められたものを用いた。中心鉛直載荷における極限支持力 V_m は，鉛直載荷実験で得られた最大荷重としている。

降伏曲面に関するパラメーターのうち， ζ は Nova and Montrasio が推奨している 0.95 を用いている。 μ は， $D_r = 80\%, 60\%$ のそれぞれについて行った土質試験よりせん断摩擦角 ϕ を算出し， $\mu = \tan \phi$ としている。また，前述のように ψ は 0.33 - 0.48 程度の値を取るとされており，中谷らは Vesic の支持力式に対応する 0.48 を用いた。塑性ポテンシャルのパラメーター λ ， χ については実験のシミュレーション結果に基づき 0.49 と設定している。 α_M ， γ_M は Nova and Montrasio の推奨値として，2.8 と 1.7 を用いている。

参考文献

- 1) 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也: 直接基礎の地震時挙動を予測するための数値解析モデルの開発, 土木研究所資料, 第 4101 号, 2008.
- 2) Nova, R. and Montrasio, L.: Settlement of shallow foundations on sand, *Géotechnique*, Vol. 41, No. 2, pp. 243-256, 1991.
- 3) Chatzigogos C.T., Pecker A., Salencon J.: Macroelement modelling of shallow foundations, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, pp. 765-781, 2009.
- 4) Gazetas, G.: Foundation vibrations, *Foundation Engineering Handbook*, Fang HY (ed.), van Nostrand Reinhold: NY, 1991.
- 5) (社)日本道路協会: 道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説, 丸善, 2002.

3. 検討対象橋梁

3.1 概説

本章では，検討に用いる構造物 - 基礎 - 地盤システムについての説明を行う．検討にあたり，2種類の構造物 - 基礎 - 地盤システムを考える．1つは質量が比較的小さく，構造物高さが比較的低い小規模な橋梁を想定したものである．もう1つは典型的な直接基礎を有する道路橋を詳細にモデル化したものであり，前者に対して質量が大きく，構造物高さが高い．

それぞれのモデルについて説明を行った後，まずは試みにそれぞれのモデルに対してある海溝型地震の地震動と内陸直下型地震の地震動の2種類の実地震動を入力に用いて，例えば，Cremer and Pecker¹⁾や川島・細入²⁾によって指摘されている基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による橋脚の断面力低減効果について検討する．

3.2 小規模な直接基礎を有する橋梁構造物の構造物 - 基礎 - 地盤システム

小規模な直接基礎を有する橋梁構造物を想定し，図3-1に示す構造物 - 基礎 - 地盤システムを検討に用いる．このパラメーターを表3-1に示す．梁要素の減衰係数は剛性比例型を仮定し，減衰定数を5%とする．地盤の鉛直，水平そして回転の逸散減衰係数はGazetas³⁾に基づいて決定する．地盤の材料非線形の特性を

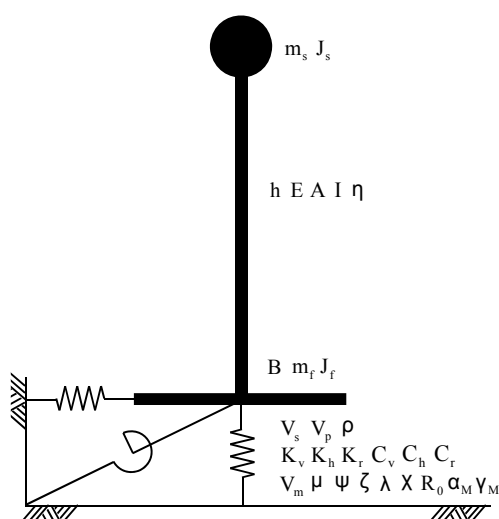


図 3-1 構造物 - 基礎 - 地盤システムの概念図

表 3-1 構造物 - 基礎 - 地盤システムのパラメーター

パラメーター	値
集中質量 m_s (t)	500
構造物の慣性モーメント J_s ($t \cdot m^2$)	4167
高さ h (m)	10
ヤング係数 E (kN/m ²)	2450000
断面積 A (m ²)	4.423
断面二次モーメント I (m ⁴)	1.557
減衰定数 η	0.05
基礎幅 B (m)	10
基礎の質量 m_f (t)	100
基礎の慣性モーメント J_f ($t \cdot m^2$)	833
S 波速度 V_s (m/s)	230
Lysmer の波動速度 V_{La} (m/s)	356
地盤密度 ρ (t/m ³)	1.603
鉛直地盤ばね定数 K_v (kN/m)	2750000
水平地盤ばね定数 K_h (kN/m)	2240000
回転地盤ばね定数 K_r (kN \cdot m/rad)	5450000
鉛直地盤減衰係数 C_v (kN \cdot s/m)	52500
水平地盤減衰係数 C_h (kN \cdot s/m)	36900
回転地盤減衰係数 C_r (kN \cdot s \cdot m)	99800
極限支持力 V_m (kN)	96100
降伏曲面のパラメーター μ	0.9
降伏曲面のパラメーター ψ	0.48
降伏曲面のパラメーター ζ	0.95
塑性ポテンシャルのパラメーター λ	0.45
塑性ポテンシャルのパラメーター χ	0.45
硬化則のパラメーター R_0	48946
流れ則のパラメーター α_M	2.8
流れ則のパラメーター γ_M	1.7

決定づける支持力曲面，塑性ポテンシャル，硬化則のパラメーターは Nova and Montrasio⁴⁾と中谷ら⁵⁾に基づいて設定する。

基礎-地盤システムは4つのケース；(1)基礎固定とする場合（以下，基礎固定システム），(2)地盤を弾性体とする場合（以下，弾性地盤システム），(3)地盤を弾性体とし基礎が浮き上がる場合（以下，弾性地盤と基礎浮き上がりシステム），(4)地盤を弾塑性体とし基礎が浮き上がる場合（以下，弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステム）としてモデル化する．2章に示した式(2-4)において，弾性地盤システムは弾性コンプライアンスのみ考慮した場合，弾性地盤と基礎浮き上がりシステムは塑性コンプライアンスを考慮せず，加えて浮き上がりコンプライアンスにおいて地盤抵抗の塑性化によるモーメントの低減を考慮しない場合，そして弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステムは弾性コンプライアンス・浮き上がりコンプライアンス・塑性コンプライアンス全てを考慮した場合にそれぞれ対応する．

マクロエレメントモデルを用いた非線形地震応答計算では，時間刻みを0.0001秒とし，時間方向の積分手法として，平均加速度法を用いる．

3.3 典型的な直接基礎を有する道路橋の構造物 - 基礎 - 地盤システム

典型的な直接基礎を有する道路橋として，図3-2に示す道路橋⁶⁾を対象とする．この橋梁は平成8年道路橋示方書に基づいて試設計されたものであり，川島・細入²⁾が検討対象とした橋梁と同じものである．

川島・細入²⁾と同様に解析を単純化するため，一基の下部構造とそれが支持する上部構造部分を一つの設計振動単位としてこれを検討対象とし，実際の支承条件はゴム支承であるが，支承剛性が十分大きく，事実上固定支持されていると仮定する．さらに川島・細入²⁾が指摘しているように，耐震設計においてよりクリティカルな橋軸方向の応答を対象とする．また，橋脚は現実には非線形挙動を示すことが考えられるが，本研究は基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形が橋脚の負担を低減するという物理現象に着目した基礎的研究であるので，ここでは橋脚を線形弾性体として扱う．モデル化した上部構造物-橋脚-基礎-地盤システムの概念図を図3-3，そのパラメーターを表3-2に示す．上部構造物と橋脚は集中質量とベルヌーイ・オイラー梁によってモデル化する．梁要素の減衰係数は剛性比例型を仮定し，全要素について減衰定数を2%とする．橋脚の断面形状が変化する位置を規定するために設定した本来質量が0であるべき節点の質量を，解析の都合上0に近い値として設定するため集中質量の中で最小の140tを1/1000倍した値とする．各節点の慣性モーメントは0に近い値として設定す

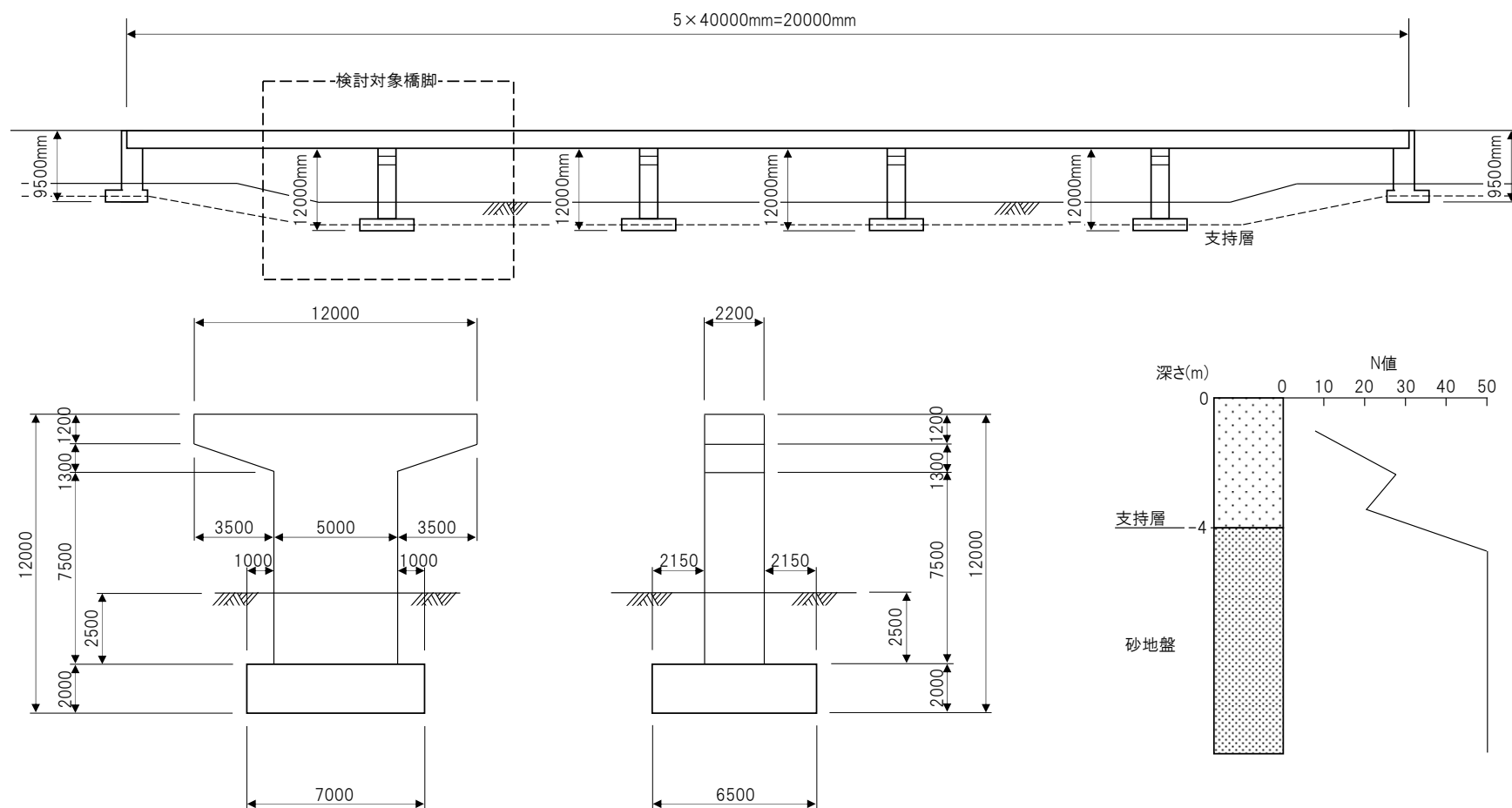


図 3-2 検討対象橋梁⁶⁾

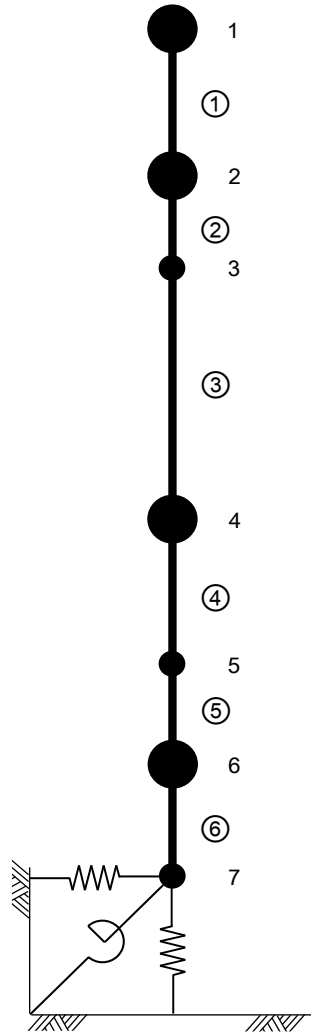


図 3-3 上部構造物 - 橋脚 - 基礎 - 地盤システムの概念図

表 3-2 上部構造物 - 橋脚 - 基礎 - 地盤システムのパラメーター

(a) 上部構造物 - 橋脚 - 基礎のパラメーター

要素	ヤング係数 (kN/m ²)	断面積 (m ²)	断面二次モーメント (m ⁴)	減衰定数
1	23000000	11.56	10.65	0.02
2	23000000	11.56	10.65	0.02
3	23000000	7.45	4.44	0.02
4	23000000	7.45	4.44	0.02
5	23000000	44.86	160.2	0.02
6	23000000	44.86	160.2	0.02

(b) 上部構造物 - 橋脚 - 基礎のパラメーター

節点	高さ (m)	集中質量 (t)	慣性モーメント (t・m ²)
1	12	710	0.87
2	10.9	140	0.87
3	9.5	0.14	0.87
4	5.75	206	0.87
5	2	0.14	0.87
6	1	228	876.8
7	0	0.14	0.87

(c) 地盤のパラメーター

パラメーター	値
基礎幅 B (m)	6.5
S 波速度 V_s (m/s)	230
Lysmer の波動速度 V_{La} (m/s)	355
地盤密度 ρ (t/m ³)	1.603
鉛直地盤ばね定数 K_v (kN/m)	1780000
水平地盤ばね定数 K_h (kN/m)	1460000
回転地盤ばね定数 K_r (kN・m/rad)	14900000
鉛直地盤減衰係数 C_v (kNs/m)	21700
水平地盤減衰係数 C_h (kNs/m)	15600
回転地盤減衰係数 C_r (kNsm)	2730
極限支持力 V_m (kN)	40650
降伏曲面のパラメーター μ	0.9
降伏曲面のパラメーター ψ	0.48
降伏曲面のパラメーター ζ	0.95
塑性ポテンシャルのパラメーター λ	0.49
塑性ポテンシャルのパラメーター χ	0.49
硬化則のパラメーター R_0	48946
流れ則のパラメーター α_M	2.8
流れ則のパラメーター γ_M	1.7

るため、基礎の慣性モーメントの値を 1/1000 倍した値とする。これは、慣性モーメントの値を小さく設定することによって、回転変位が生じることにより発生するモーメントがベースシアに及ぼす影響を小さくするためである。地盤の鉛直、水平そして回転の逸散減衰係数は Gazetas³⁾に基づいて決定する。地盤の材料非線形の特徴を決定づける支持力曲面、塑性ポテンシャル、硬化則のパラメーターは Nova and Montrasio⁴⁾と中谷ら⁵⁾に基づいて設定する。なお、土被りの影響は川島・細入²⁾と同様に無視する。基礎-地盤システムは 3 つのケース；(1) 地盤を弾性体とする場合（以下、弾性地盤システム）、(2) 地盤を弾性体とし基礎が浮き上がる場合（以下、弾性地盤と基礎浮き上がりシステム）、(3) 地盤を弾塑性体とし基礎が浮き上がる場合（以下、弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステム）としてモデル化する。2 章に示した式(2-4)において、弾性地盤システムは弾性コンプライアンスのみ考慮した場合、弾性地盤と基礎浮き上がりシステムは塑性コンプライアンスを考慮せず、加えて浮き上がりコンプライアンスにおいて地盤抵抗の塑性化によるモーメントの低減を考慮しない場合、そして弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステムは弾性コンプライアンス・浮き上がりコンプライアンス・塑性コンプライアンス全てを考慮した場合にそれぞれ対応する。

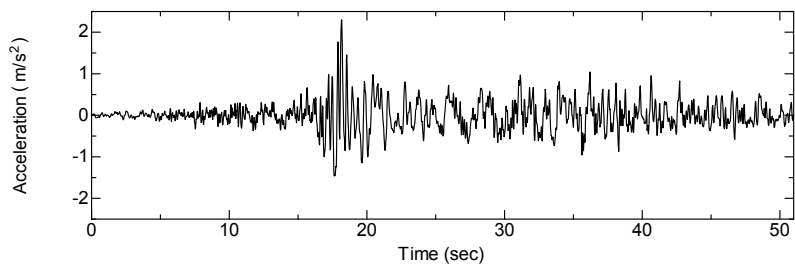
マクロエレメントモデルを用いた非線形地震応答計算では、時間刻みを 0.000005 秒とし、時間方向の積分手法として、平均加速度法を用いる。

3.4 異なるタイプの実地震動を入力した検討

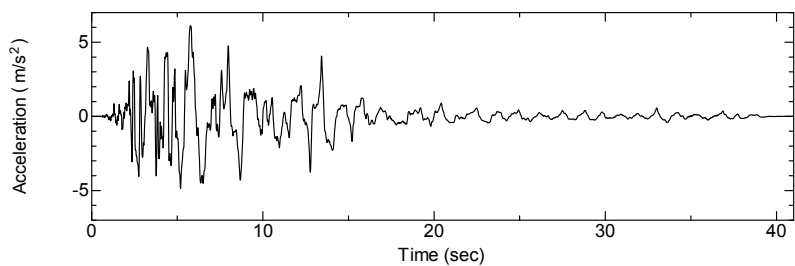
3.4.1 入力地震動

ここでは、異なるタイプの強震記録として、海溝型と内陸型の実地震動を考える。海溝型地震の地震動として、1968年の十勝沖地震の際に八戸港湾で観測された加速度時刻歴のNS成分（以下、八戸港湾記録）を用い、内陸直下型地震の地震動として、1995年兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された加速度時刻歴のNS成分（以下、JR鷹取駅記録）を用いる。それらの時刻歴を図3-4(a), (b)に示すとともに、バンド幅0.4HzのParzenウィンドウで平滑化したそれらのパワースペクトルを図3-5(a), (b)にそれぞれ示す。JR鷹取の記録は1Hz付近が卓越しているのに対し、八戸港湾記録は比較的幅広く0~3Hz程度までの成分を含む地震動である。これらの地震動は、強度特性、周波数特性ともに異なる。

これらの地震動記録はともに 100Hz サンプリングで観測されているが、マクロエレメントモデルを用いた非線形地震応答計算にあたりデータ間を線形補間して用いる。

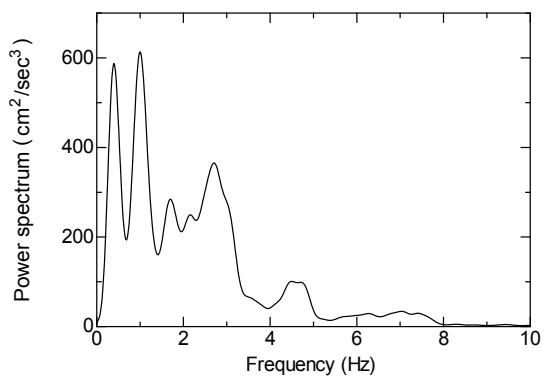


(a) 八戸港湾記録

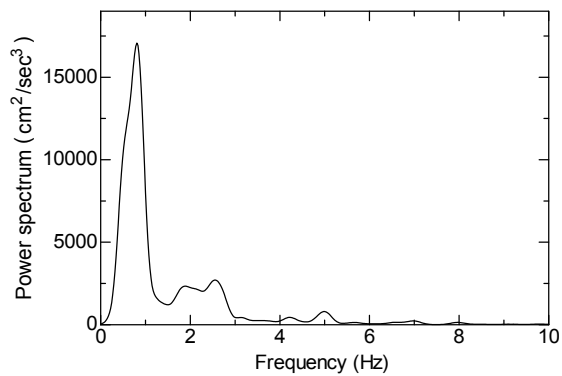


(b) JR 鷹取駅記録

図 3-4 実地震観測記録



(a) 八戸港湾記録のパワースペクトル



(b) JR 鷹取駅記録のパワースペクトル

図 3-5 実地震観測記録のパワースペクトル

小規模な直接基礎を有する橋梁構造物の場合

3.2 で設定した八戸港湾記録を入力としたとき橋脚に発生するベースシアの時刻歴を図 3-6 に示す。それぞれにおいて、細い黒色の点線，細い青色の実線，太い赤色の点線，そして，太い緑色の実線はそれぞれ基礎固定システム，弾性地盤システム，弾性地盤と基礎浮き上がりシステム，弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステムに対応している。この場合，基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による断面力低減効果は見られない。

次に JR 鷹取駅記録を入力地震動としたとき橋脚に発生するベースシアの時刻歴を図 3-7 に示す。この場合は基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による明らかな断面力低減効果が認められる。

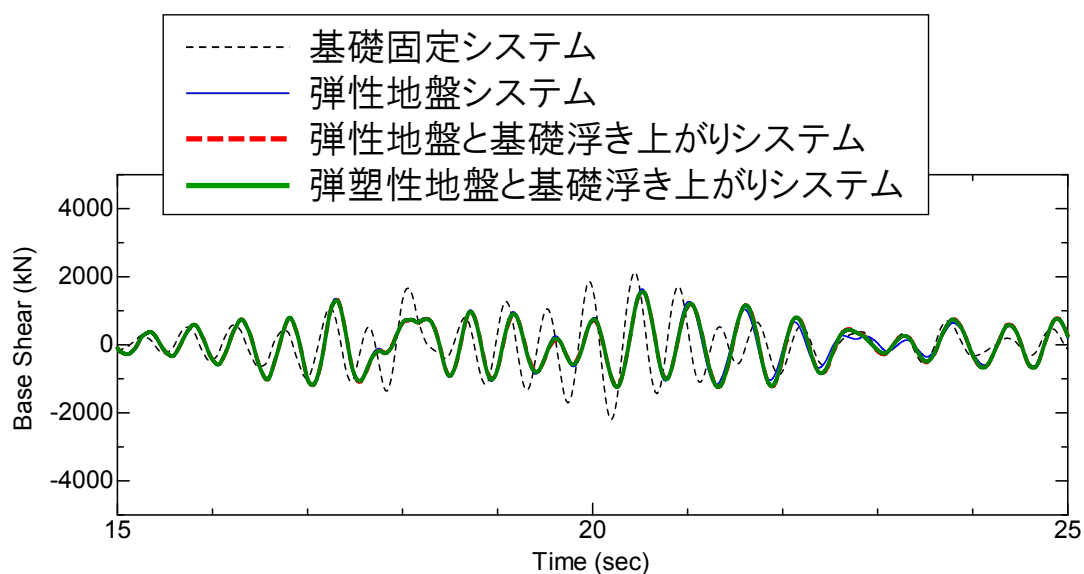


図 3-6 ベースシアの時刻歴

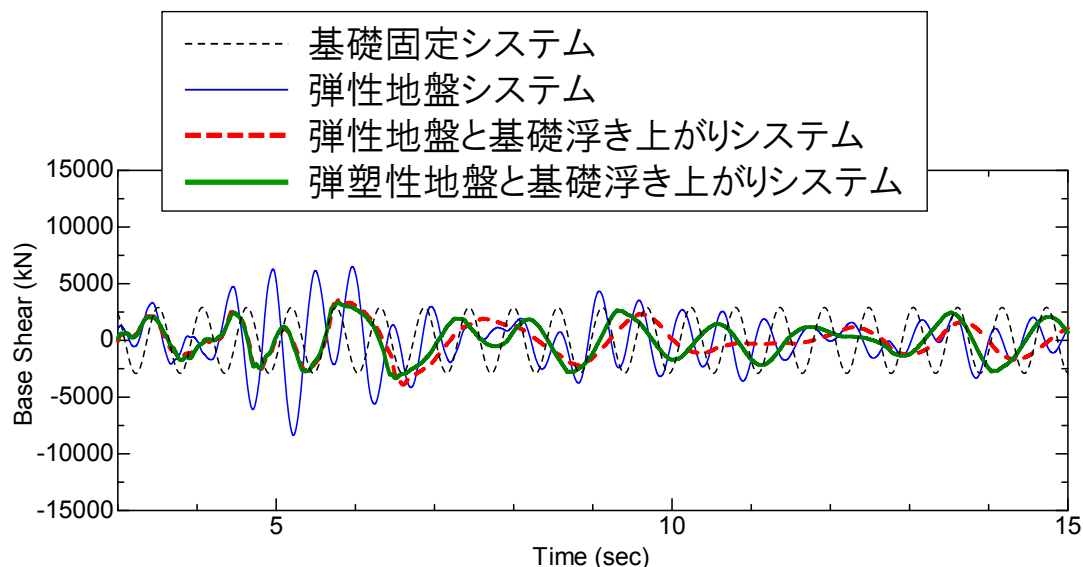


図 3-7 ベースシアの時刻歴

3.4.2 典型的な直接基礎を有する道路橋の場合

検討にあたり評価する橋梁の応答変位は，図 3-8 に示すように定義する．八戸港湾記録を入力地震動としたときの上部構造の慣性力作用位置に対応する節点 1 の水平変位応答を図 3-9(a)に，基礎底面に対応する節点 7 の回転変位応答を図 3-9(b)に，橋脚に発生するベースシアの時刻歴を図 3-9(c)に示す．それぞれにおいて，細い黒色の線，太い赤色の点線，そして太い青色の線は，それぞれ弾性地盤システム，弾性地盤と基礎浮き上がりシステム，弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステムに対応している．これは以下においても同様である．さらに弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステムにおける回転変位の塑性成分を図 3-9(d)に，回転変位の浮き上がり成分を図 3-9(e)に示す．塑性変位，浮き上がり変位ともに発生しており，基礎が浮き上がることによる応答の長周期化が認められ，地盤が非線形化する場合にはさらに応答が長周期化している．また，それとともにいくらかの断面力低減効果が認められる．

次に JR 鷹取駅記録を入力地震動としたときの各種応答時刻歴を図 3-10 に示す．八戸港湾記録を入力した場合よりも弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステムにおける大きな塑性変位，浮き上がり変位が発生しており，その結果八戸港湾記録を入力としたケースよりも顕著な断面力低減効果が認められる．

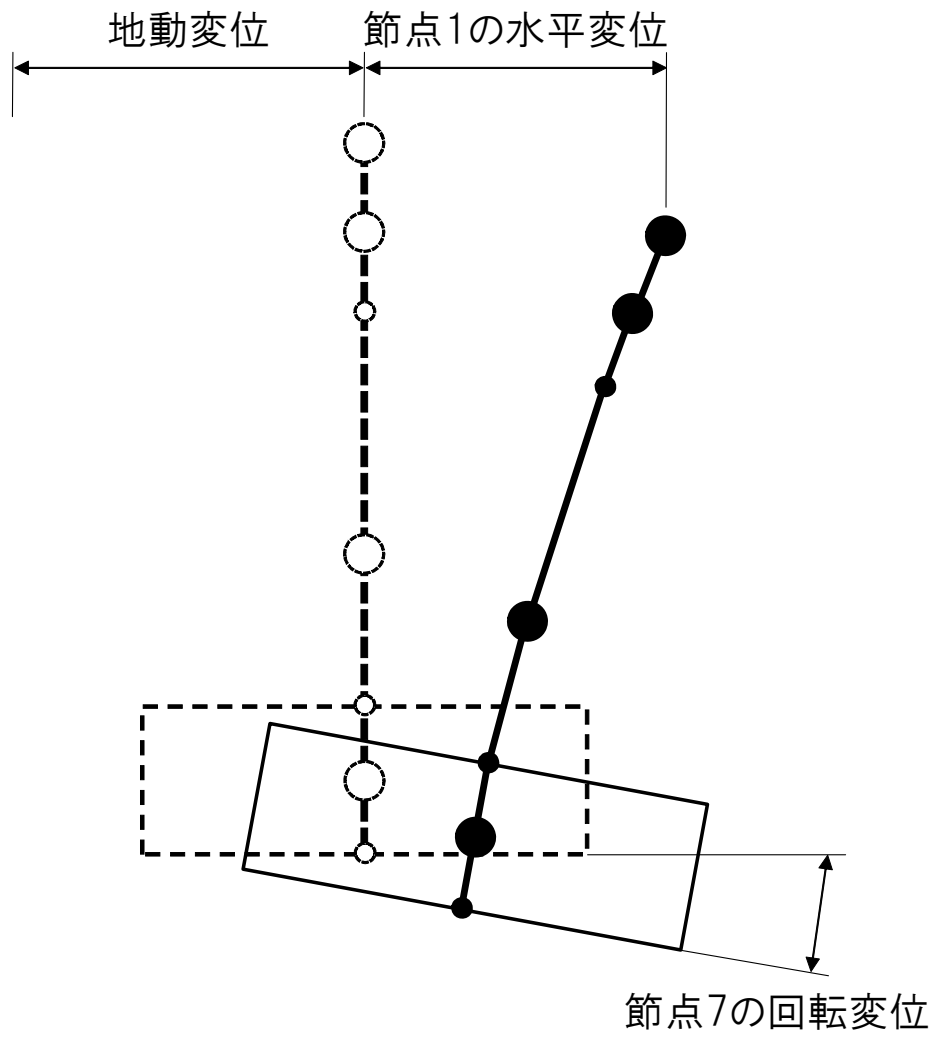
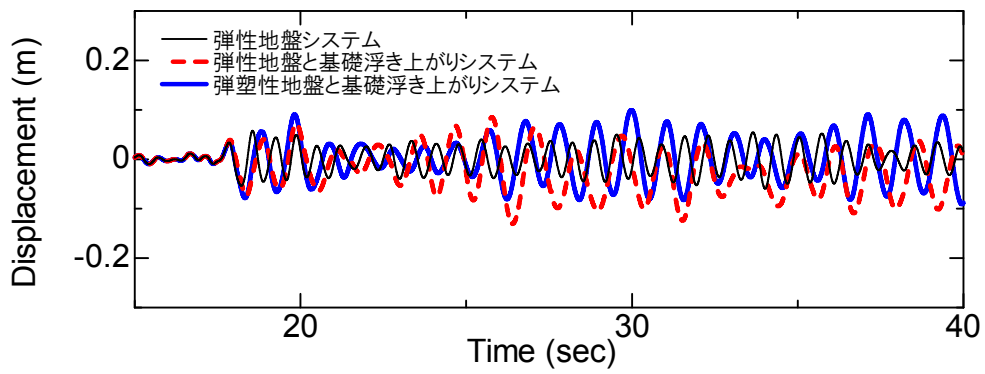
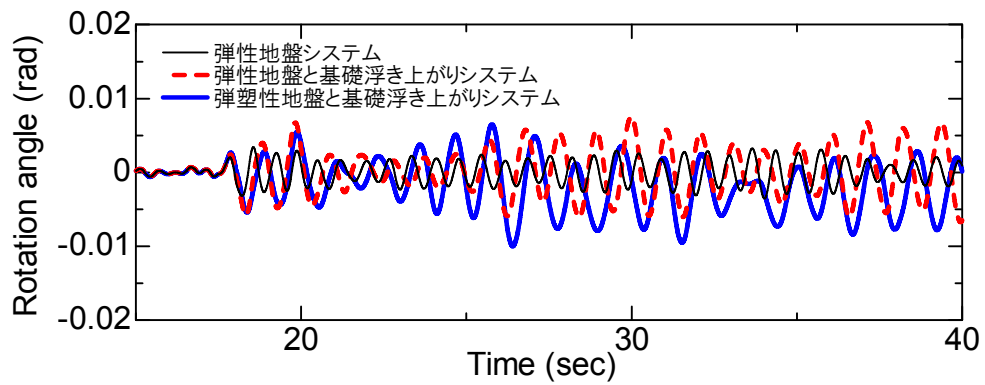


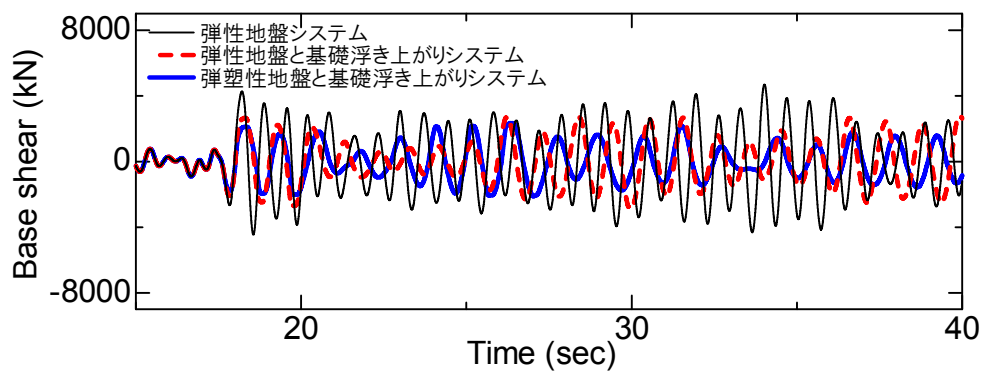
図 3-8 橋梁の応答変位の定義



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

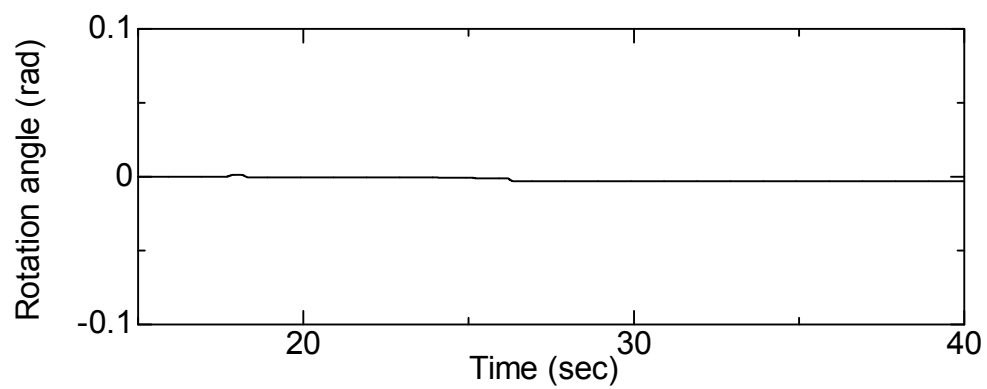


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

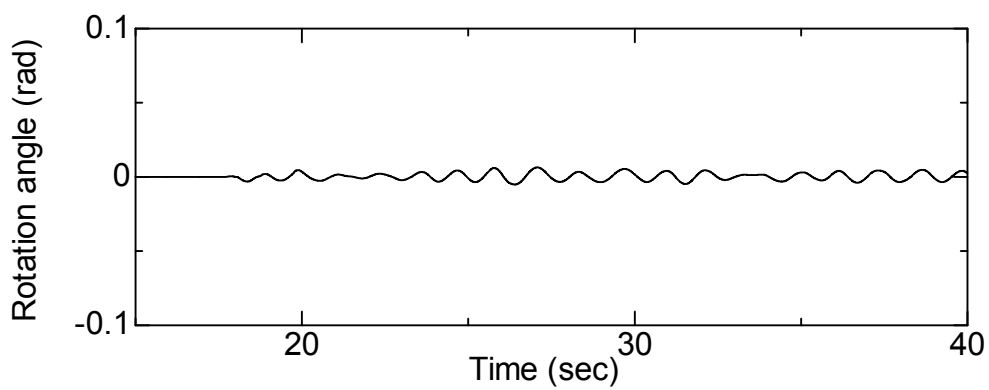


(c) ベースシアの時刻歴

図 3-9 八戸港湾記録の場合

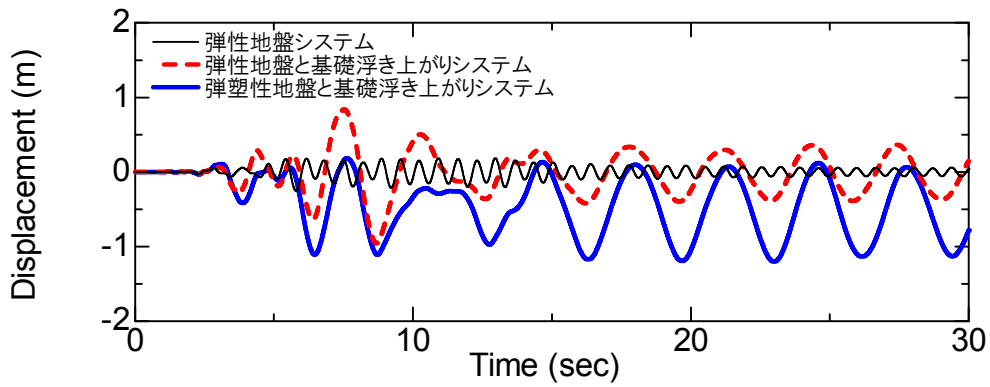


(d) 回轉變位の塑性成分

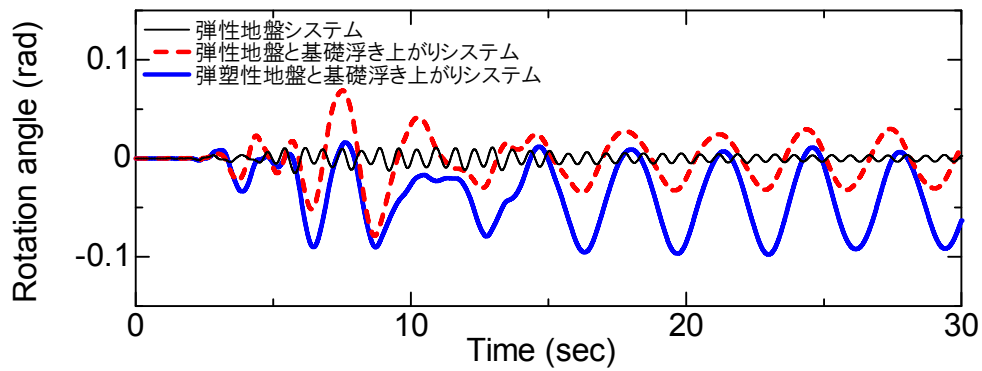


(e) 回轉變位の浮き上がり成分

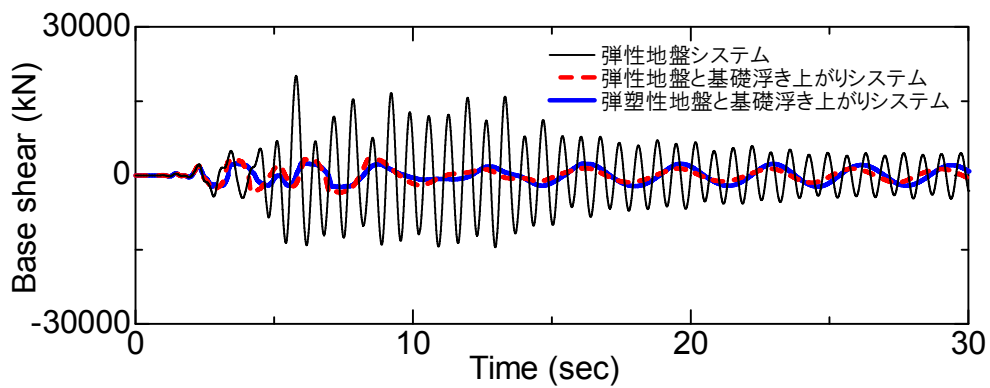
図 3-9 八戸港湾記録の場合



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

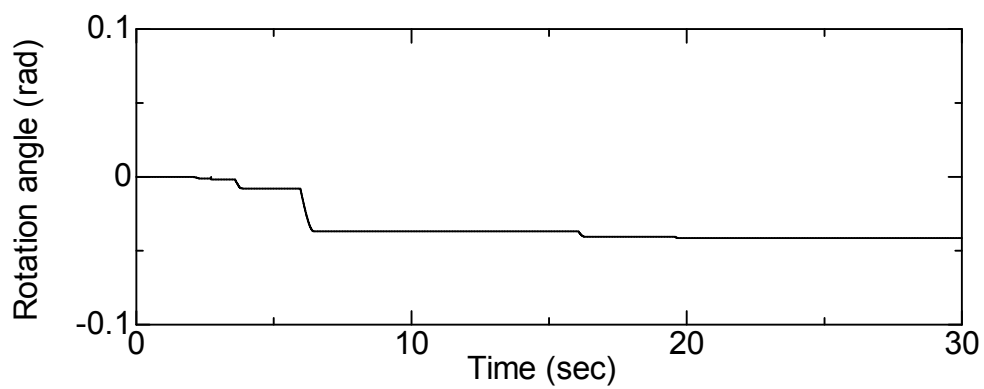


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

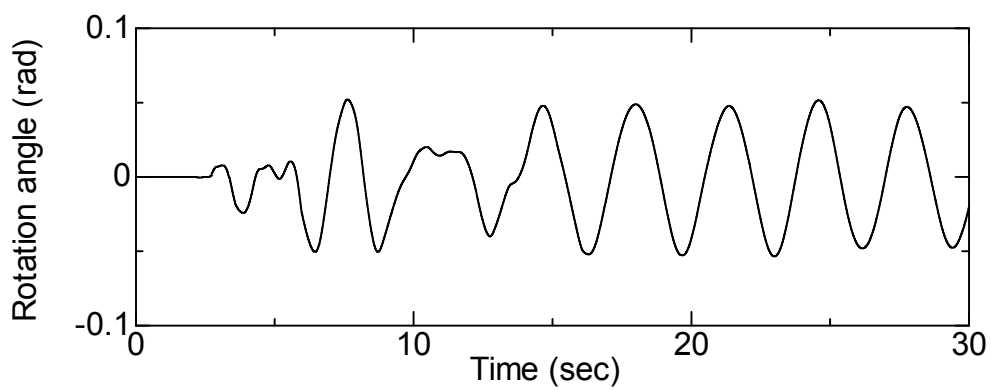


(c) ベースシアの時刻歴

図 3-10 JR 鷹取駅記録の場合



(d) 回轉變位の塑性成分



(e) 回轉變位の浮き上がり成分

図 3-10 JR 鷹取駅記録の場合

3.5 まとめ

本章では、検討に用いる 2 種類の橋梁構造物の構造物 - 基礎 - 地盤システムについての説明を行った。ひとつは質量が比較的小さく、構造物高さが比較的低い小規模な橋梁を想定したものであり、もうひとつは典型的な直接基礎を有する道路橋としてもうひとつのものに対して質量が大きく、構造物高さが高い橋梁構造物を想定したものである。

それぞれのモデルについて説明を行った後、試みにそれぞれのモデルに対してある海溝型地震の地震動と内陸直下型地震の地震動の 2 種類の実地震動を入力に用いて、例えば、Cremer and Pecker¹⁾や川島・細入²⁾によって指摘されている基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による橋脚の断面力低減効果について検討した。その結果、入力地震動の特性によって断面力低減効果の程度は異なることが示された。

参考文献

- 1) Cremer, C. and Pecker, A.: Modelling of nonlinear dynamic behaviour of a shallow strip foundation with macro-element, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 6, No. 2, pp. 175-211, 2002.
- 2) 川島一彦, 細入圭介: 直接基礎のロッキング振動が橋脚の非線形地震応答に及ぼす影響, *土木学会論文集*, No.703, I-59, pp. 97-111, 2002.
- 3) Gazetas, G.: Foundation vibrations, *Foundation Engineering Handbook*, Fang HY (ed.), van Nostrand Reinhold: NY, 1991.
- 4) Nova, R. and Montrasio, L.: Settlement of shallow foundations on sand, *Géotechnique*, Vol. 41, No. 2, pp. 243-256, 1991.
- 5) 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也: 直接基礎の地震時挙動を予測するための数値解析モデルの開発, *土木研究所資料*, 第 4101 号, 2008.
- 6) (社) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 丸善, 1997.

4. 正弦波を用いた橋脚の断面力低減効果の検討

4.1 概説

前章での検討から、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による橋脚の断面力低減効果は入力地震動のタイプに応じて大きく変化するものであることが示された。

本章では、地盤の材料非線形や直接基礎の浮き上がりによって橋脚に発生する断面力を低減する効果について、特に、橋脚 - 基礎 - 地盤システムと入力地震動の周波数特性との関係に着目して検討する。実地震動を用いた検討に先立ち、ここでは、現象をできるだけ単純化し、本質を捉えるため、正弦波状の入力地震動を用いて、橋脚の断面力低減効果の周波数依存性について考察する。

4.2 小規模な直接基礎を有する橋梁構造物の場合

4.2.1 検討の方法

3.2 で設定した構造物 - 基礎 - 地盤システムを対象として検討を行う。加振振動数として異なる 3 つのケース ; (a)加振振動数 f_e が弾性地盤システムの固有振動数 f_n よりも小さい場合の一例 ($f_e/f_n = 0.9$)、(b)加振振動数が弾性地盤システムの固有振動数と等しい場合 ($f_e/f_n = 1.0$)、(c)加振振動数 f_e が弾性地盤システムの固有振動数 f_n よりも大きい場合 ($f_e/f_n = 1.1$) を考える。なお、弾性地盤システムの固有振動数は 1.989Hz である。正弦波の最大振幅として、ケース(a), (b), (c)によらず 5m/s^2 とした。検討に用いる正弦波は全て継続時間を 30 秒とし、初め徐々に振幅を増加させる。一例として加振振動数が 1.989Hz の正弦波を図 4-1 に示す。

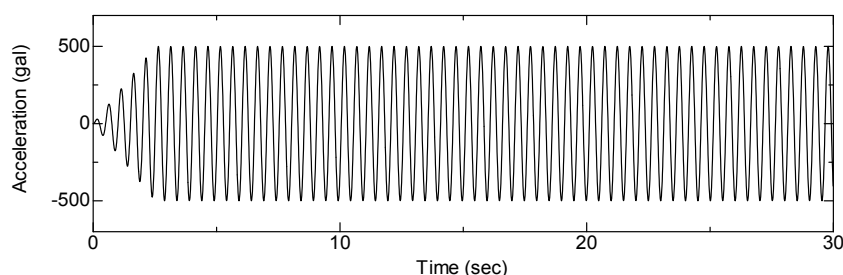


図 4-1 検討に用いる正弦波の一例

4.2.2 ケース(a)

ベースシアの時刻歴を図 4-2 に示す。線の意味は前章と同様である。基礎の浮き上がりと地盤の材料非線形によるいくらかの断面低減効果が見られる。

4.2.3 ケース(b)

ベースシアの時刻歴を図 4-3 に示す。このケースでは基礎の浮き上がりと地盤の材料非線形による顕著な断面低減効果が見られる。これは、ケース(2)では共振してベースシアが増大して、一方で、ケース(3), (4)では基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形によって長周期化することにより共振を免れるためであると考えられる。

4.2.4 ケース(c)

ベースシアの時刻歴を図 4-4 に示す。このケースでも基礎の浮き上がりと地盤の材料非線形による明らかな断面低減が見られる。

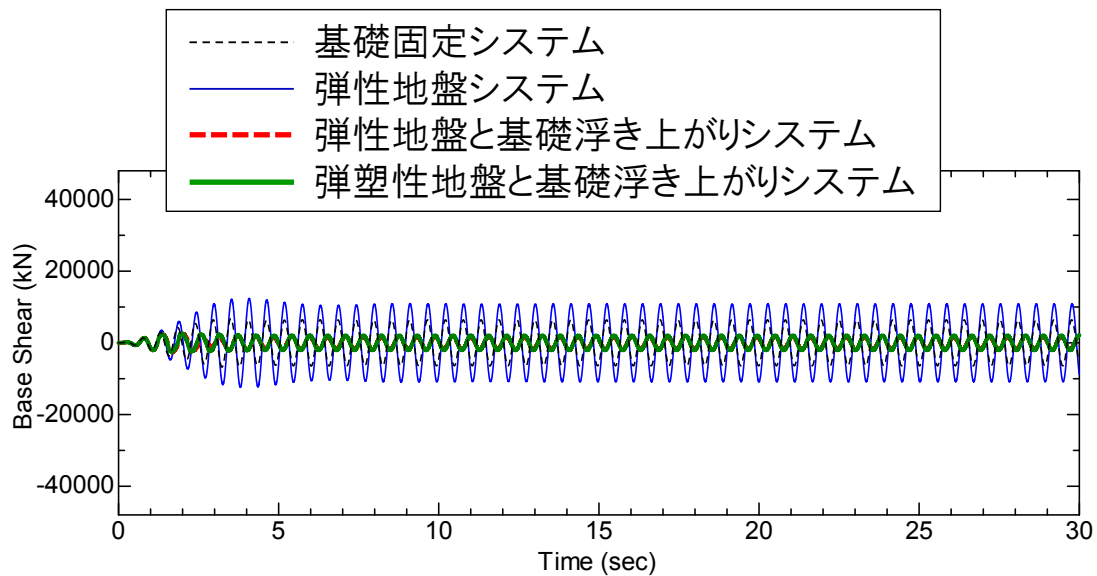


図 4-2 ベースシアの時刻歴

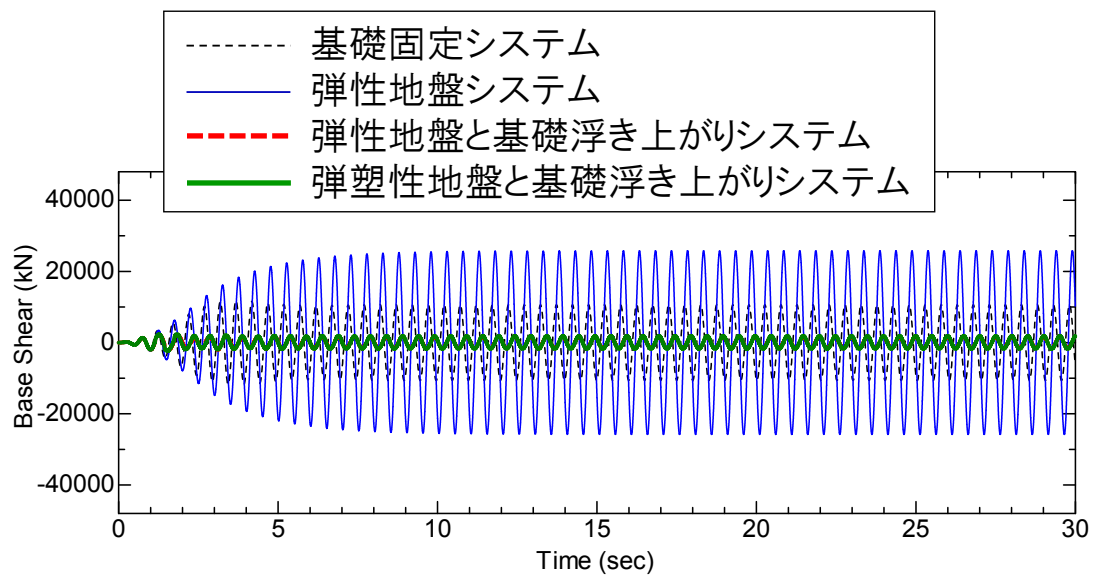


図 4-3 ベースシアの時刻歴

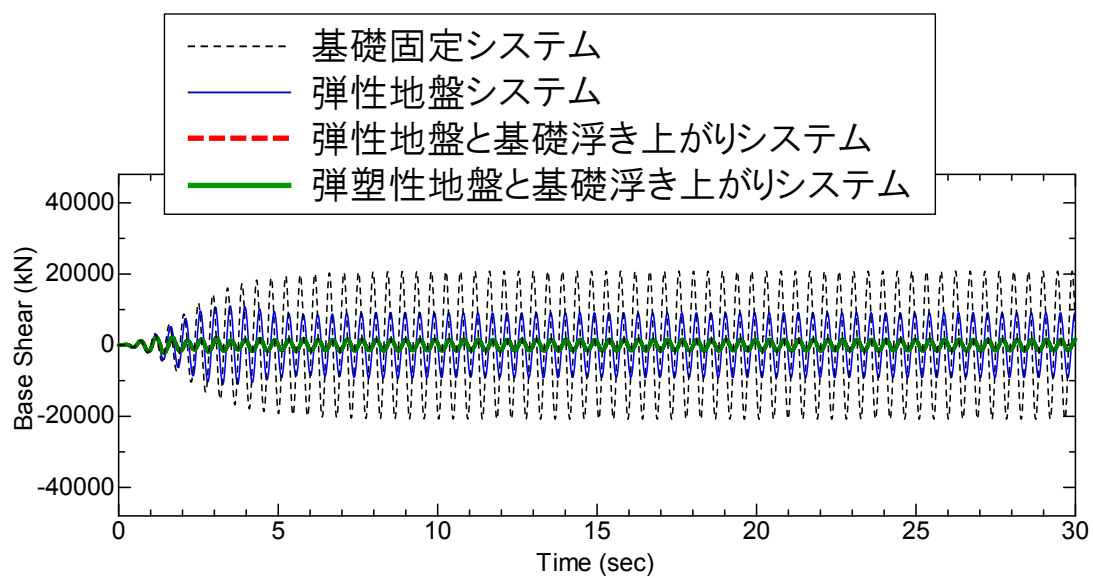


図 4-4 ベースシアの時刻歴

4.3 典型的な直接基礎を有する道路橋の場合

4.3.1 検討の方法

3.3 節に示した 3 つの上部構造物-橋脚-基礎-地盤システムを対象として検討を行う。加振振動数として異なる 3 つのケース ; (a)加振振動数 f_e が弾性地盤システムの固有振動数 f_n よりも小さい場合の一例 ($f_e/f_n = 0.7$), (b)加振振動数が弾性地盤システムの固有振動数と等しい場合 ($f_e/f_n = 1.0$), (c)加振振動数 f_e が弾性地盤システムの固有振動数 f_n よりも大きい場合 ($f_e/f_n = 1.3$) を考える。なお、弾性地盤システムの固有振動数は 1.462Hz である。正弦波の最大振幅として、ケース (a), (b), (c) それぞれにおいて、1, 2, 4 m/s^2 の 3 通りを考える。検討に用いる正弦波は全て継続時間を 30 秒とし、初めと終わりの 5 秒間は徐々に振幅を増減させる。一例として、振幅が 1 m/s^2 で、加振振動数が 1.462Hz の正弦波を図 4-5 に示す。

4.3.2 1 m/s^2 の正弦波を用いた検討

ここでは正弦波の最大振幅を 1 m/s^2 としたときのケース(a), (b), (c)について検討を行う。

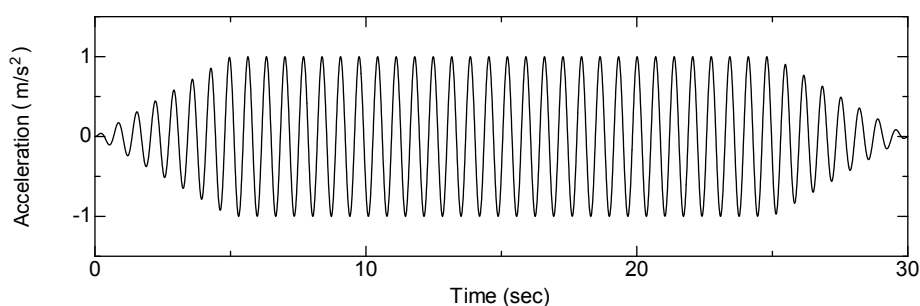


図 4-5 検討に用いる正弦波の一例

4.3.2.1 $f_e < f_n (f_e/f_n = 0.7)$ の場合

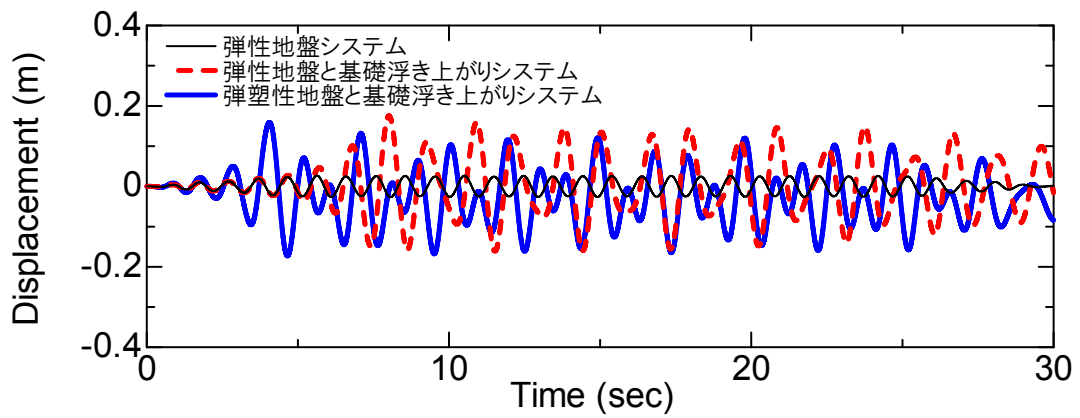
ケース(a)の各種応答時刻歴を図 4-6 に示す。このケースでは浮き上がり変位、塑性変位ともに生じているが、時刻歴全体を通して弾性地盤と基礎浮き上がりシステムのベースシアは弾性地盤システムのものよりも増大しており断面力低減効果が見られない。地盤の材料非線形はベースシアの最大値を低減させるように影響しているが、それでも弾性地盤システムのベースシアの最大値よりも大きくなっている。

4.3.2.2 $f_e = f_n (f_e/f_n = 1.0)$ の場合

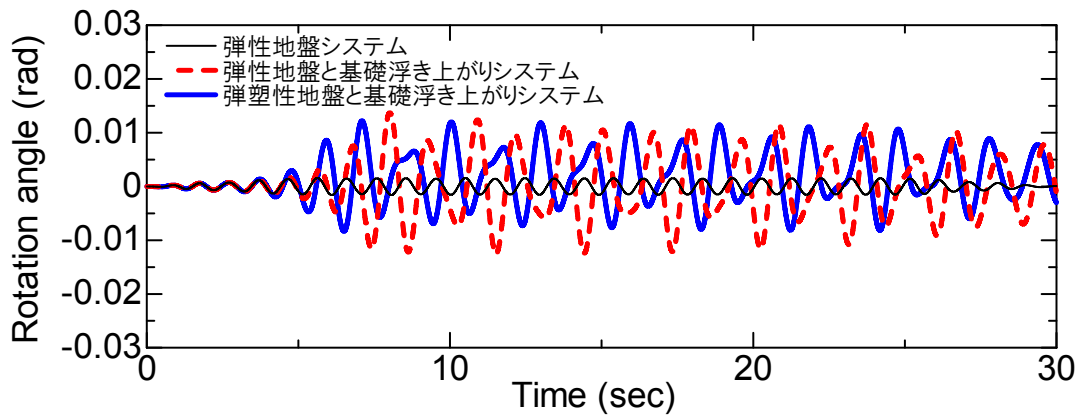
ケース(b) の各種応答時刻歴を図 4-7 に示す。弾性地盤システムの場合は、共振によって応答が大きくなっている。一方で、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形を考慮したモデルでは応答はさほど大きくならない。このとき弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステムの浮き上がり変位、塑性変位ともに生じているがその量はケース(a)・ 1m/s^2 のものよりも小さい。

4.3.2.3 $f_e > f_n (f_e/f_n = 1.3)$ の場合

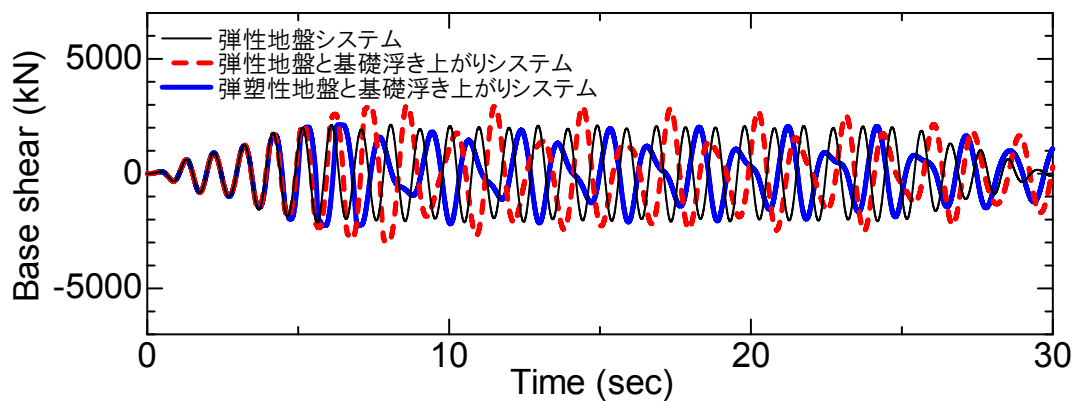
ケース(c) の各種応答時刻歴を図 4-8 に示す。このケースでは、弾性地盤システムのベースシアの最大値よりも弾性地盤と基礎浮き上がりシステムのそれがわずかに小さい。地盤の材料非線形は更にそれを低減させるように影響している。このとき浮き上がり変位、塑性変位ともに生じているがその量はケース(a)・ 1m/s^2 、ケース(c)・ 1m/s^2 のものよりも小さい。



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

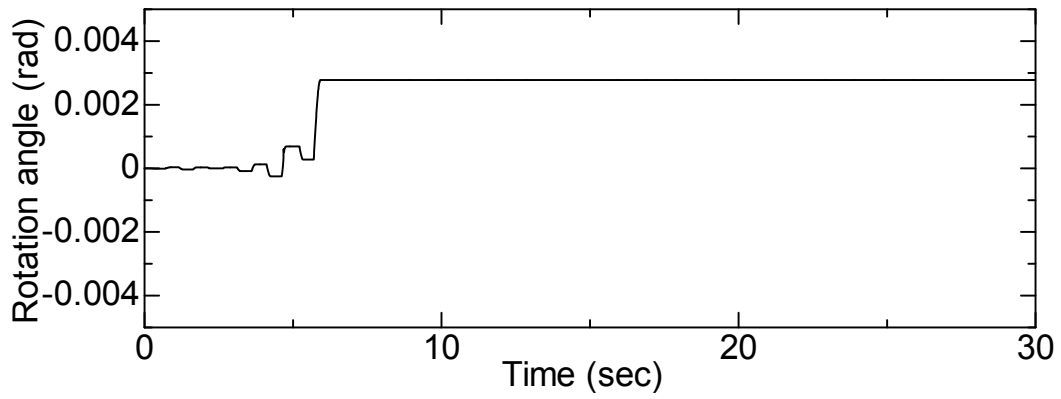


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

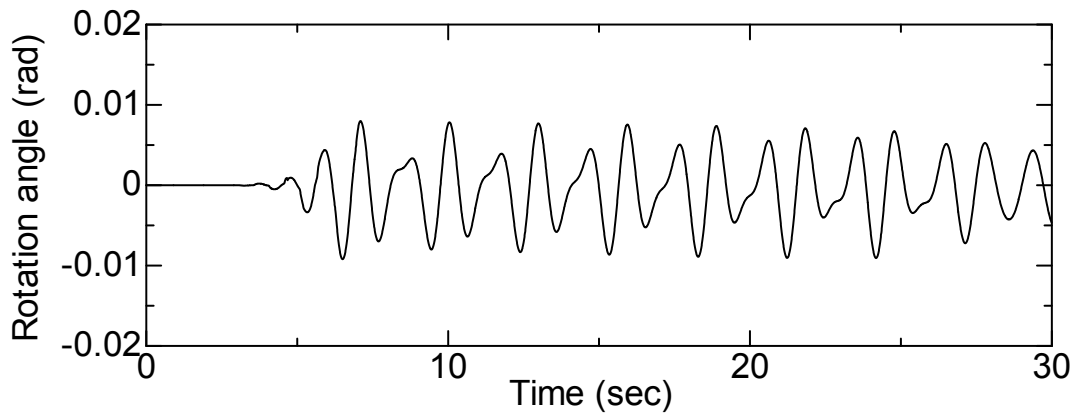


(c) ベースシアの時刻歴

図 4-6 $f_e < f_n$ ($f_e/f_n = 0.7$), 1m/s^2 の正弦波の場合

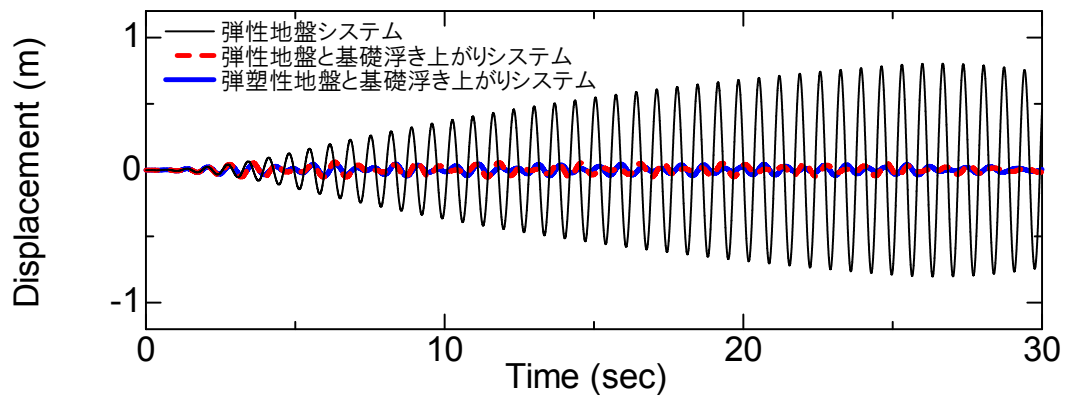


(d) 回転変位の塑性成分

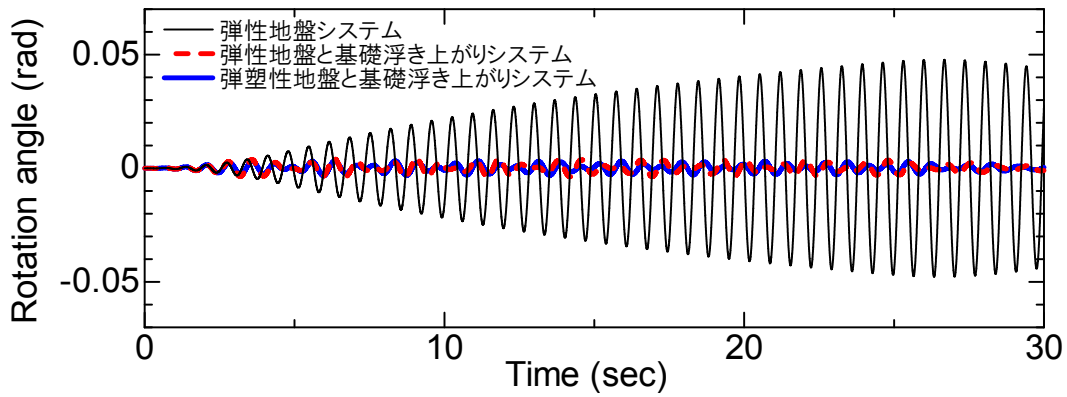


(e) 回転変位の浮き上がり成分

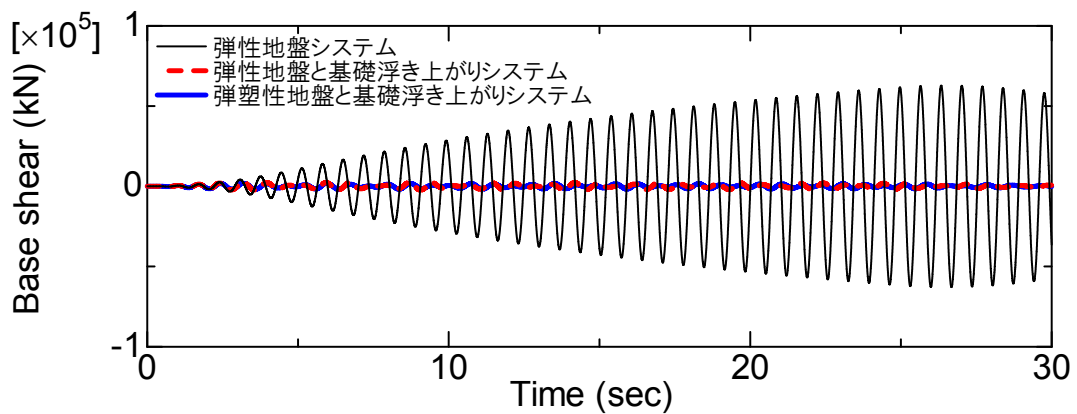
図 4-6 $f_e < f_n$ ($f_e/f_n = 0.7$), 1m/s^2 の正弦波の場合



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

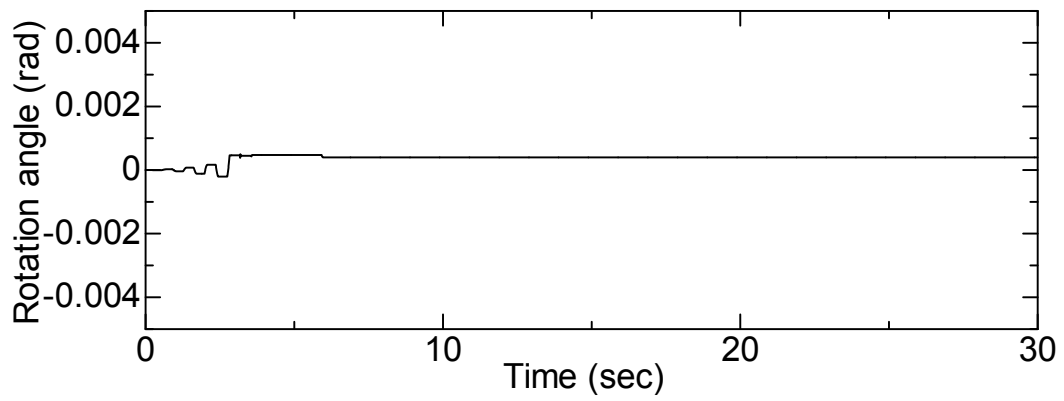


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

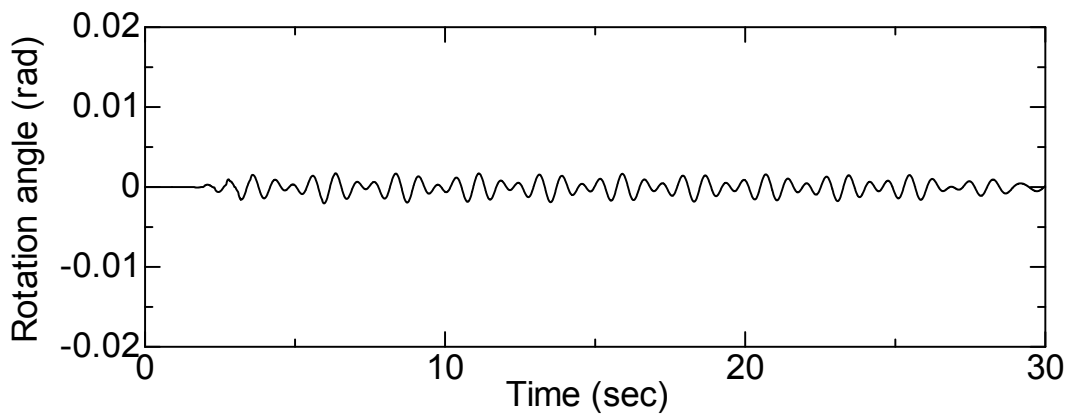


(c) ベースシアの時刻歴

図 4-7 $f_e = f_n (f_e/f_n = 1.0)$, 1m/s^2 の正弦波の場合

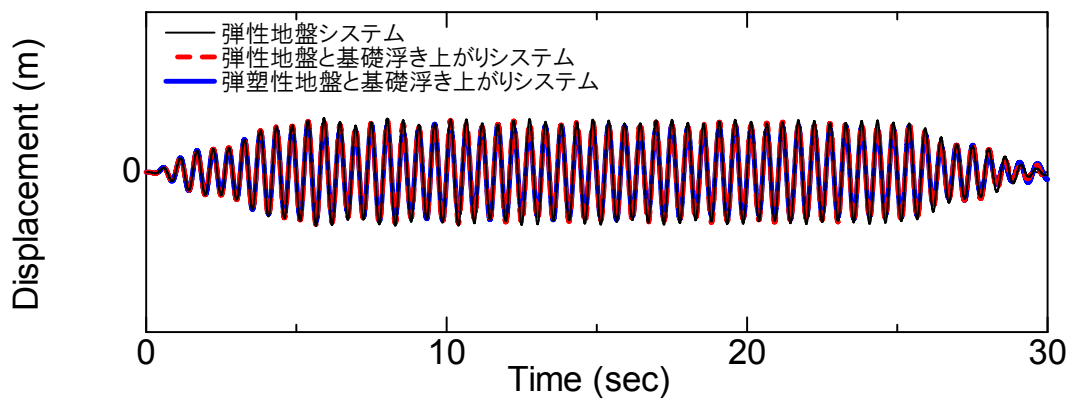


(d) 回轉變位の塑性成分

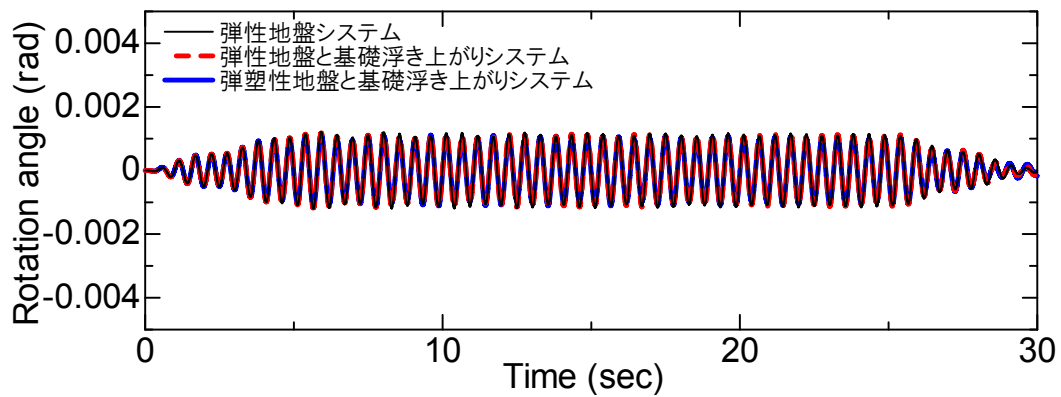


(e) 回轉變位の浮き上がり成分

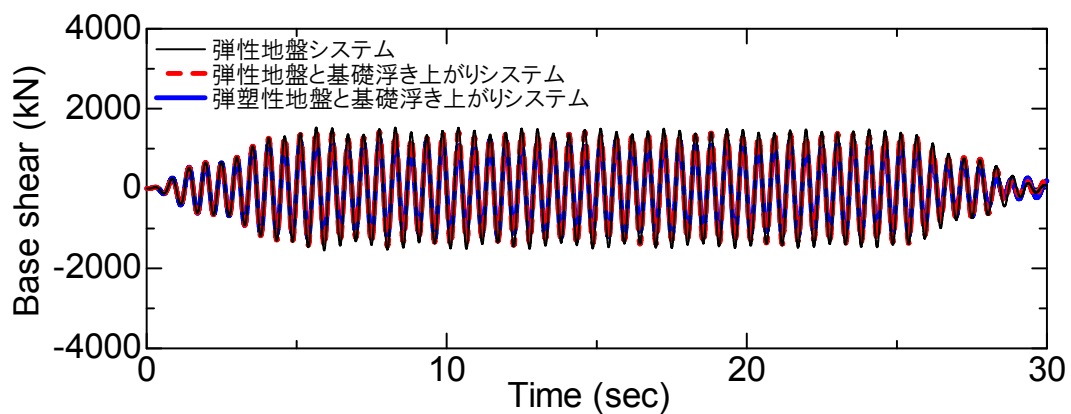
図 4-7 $f_e = f_n$ ($f_e/f_n = 1.0$), 1m/s^2 の正弦波の場合



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

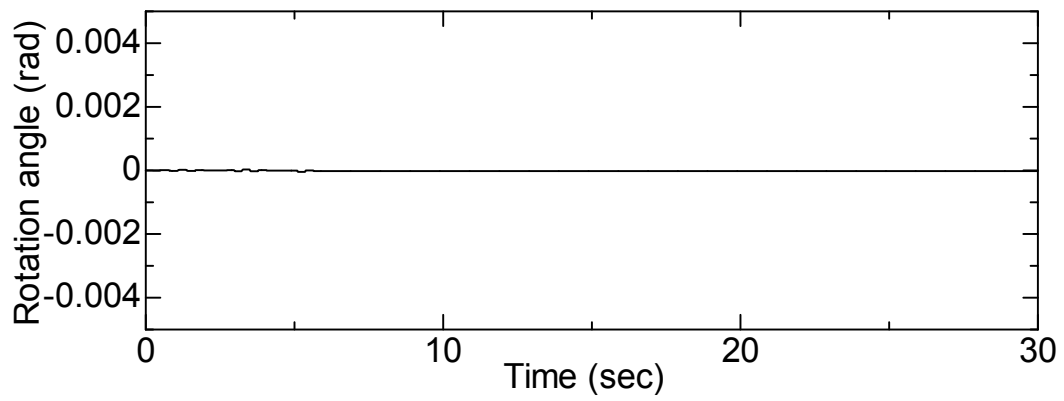


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

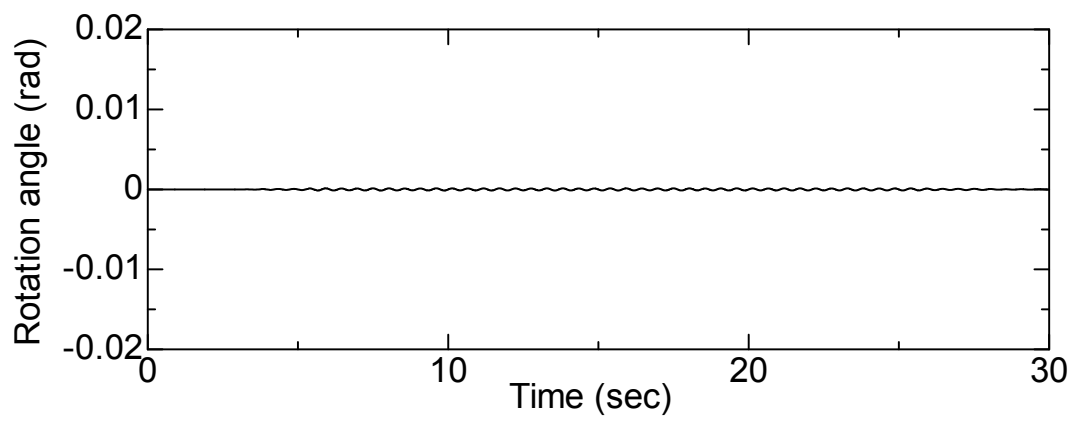


(c) ベースシアの時刻歴

図 4-8 $f_e > f_n$ ($f_e/f_n = 1.3$), 1m/s^2 の正弦波の場合



(d) 回転変位の塑性成分



(e) 回転変位の浮き上がり成分

図 4-8 $f_e > f_n$ ($f_e/f_n = 1.3$), 1m/s^2 の正弦波の場合

4.3.3 2 m/s^2 の正弦波を用いた検討

正弦波の最大振幅を 2 m/s^2 としたときのケース(a), (b), (c)を考える.

4.3.3.1 $f_e < f_n (f_e/f_n = 0.7)$ の場合

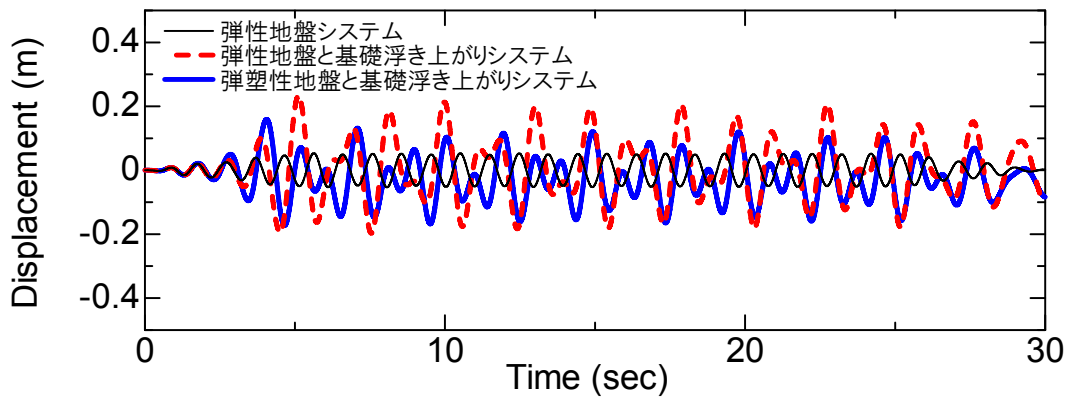
ケース(a) の各種応答時刻歴を図 4-9 に示す. ケース(a)・ 1 m/s^2 とは異なり, 時刻歴全体を通して弾性地盤と基礎浮き上がりシステム・弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステムのベースシアは弾性地盤システムのものよりも低減しており断面力低減効果が見られる. 地盤の材料非線形を考慮するとベースシアはさらに低減する. 浮き上がり変位量, 塑性変位量ともにケース(a)・ 1 m/s^2 のものよりも大きくなっている.

4.3.3.2 $f_e = f_n (f_e/f_n = 1.0)$ の場合

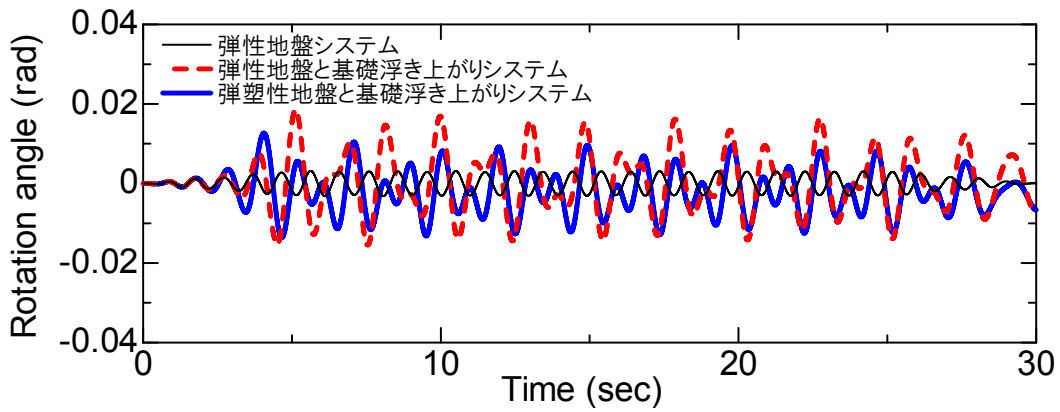
ケース(b) の各種応答時刻歴を図 4-10 に示す. ケース(b)・ 1 m/s^2 と同様に, 弾性地盤システムの場合は共振によって応答が大きくなっている. 一方で, 基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形を考慮したモデルでは共振を免れ応答はさほど大きくなりません. 浮き上がり変位量についてはケース(b)・ 1 m/s^2 のものよりも大きくなっているが, 塑性変位量については2~3秒にかけてはケース(b)・ 1 m/s^2 のものがケース(b)・ 2 m/s^2 のものよりも大きくなっている.

4.3.3.3 $f_e > f_n (f_e/f_n = 1.3)$ の場合

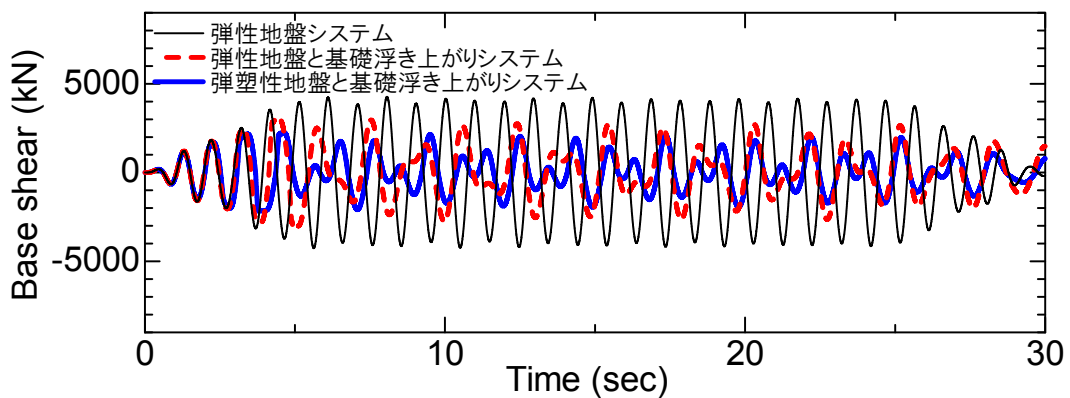
ケース(c) の各種応答時刻歴を図 4-11 に示す. この場合もケース(b)と同様に断面力低減効果の傾向はケース(c)・ 1 m/s^2 の場合と同様であり, その程度はより大きくなっている. 浮き上がり変位量, 塑性変位量については, ケース(a)・ 2 m/s^2 , ケース(b)・ 2 m/s^2 のものよりも小さいが, ケース(c)・ 1 m/s^2 のものよりも大きくなっており, ケース(a), (b)と同様にケース(c)においても浮き上がり変位量・塑性変位量が大きくなるほど断面力低減効果が大きくなる.



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

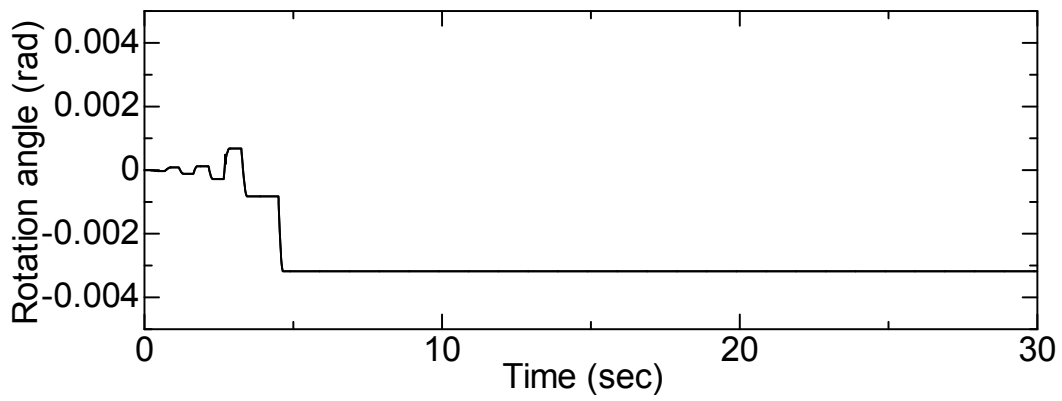


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

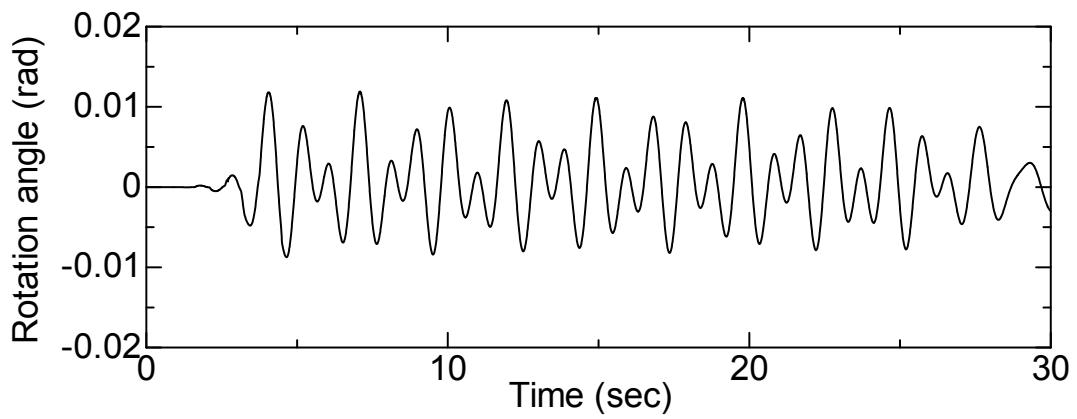


(c) ベースシアの時刻歴

図 4-9 $f_e < f_n$ ($f_e/f_n = 0.7$), 2m/s^2 の正弦波の場合

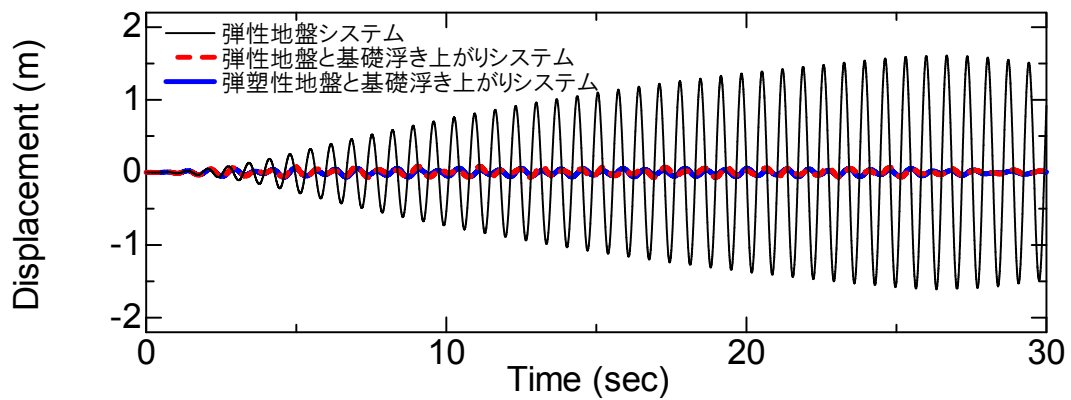


(d) 回轉變位の塑性成分

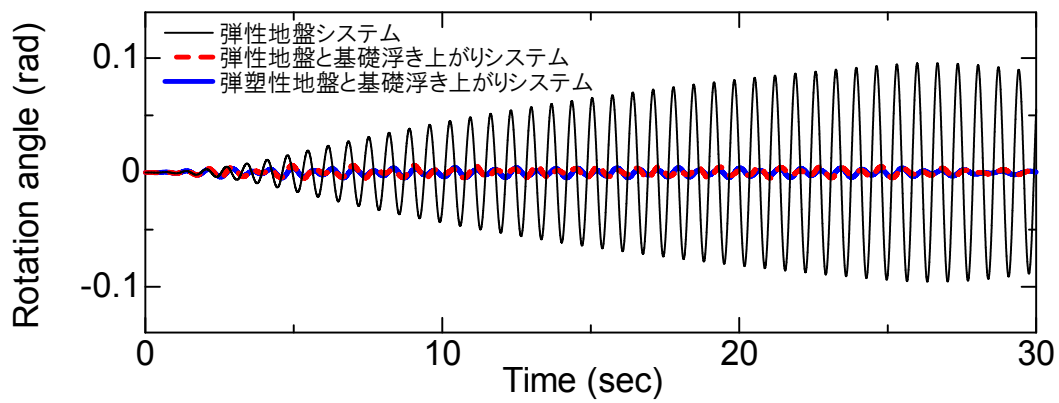


(e) 回轉變位の浮き上がり成分

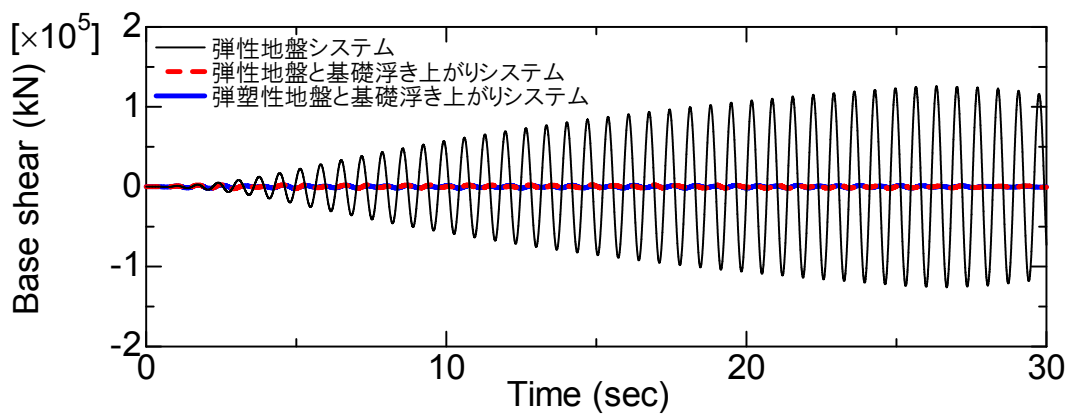
図 4-9 $f_e < f_n$ ($f_e/f_n = 0.7$), 2m/s^2 の正弦波の場合



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

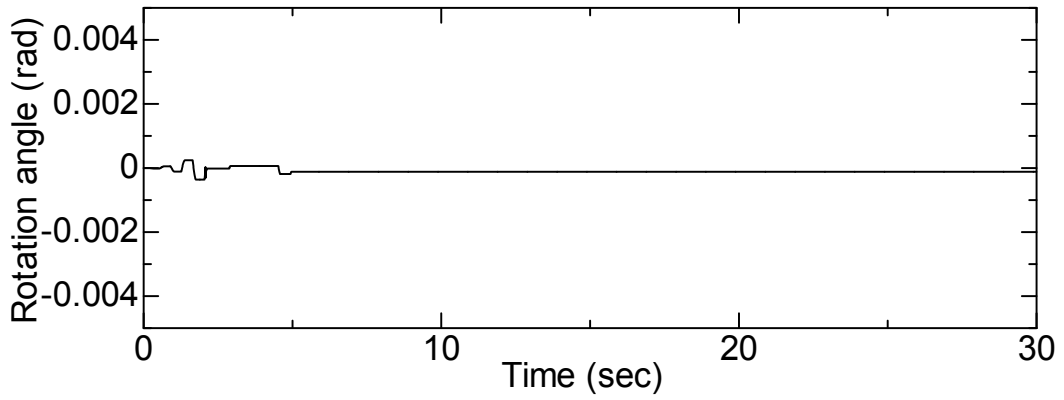


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

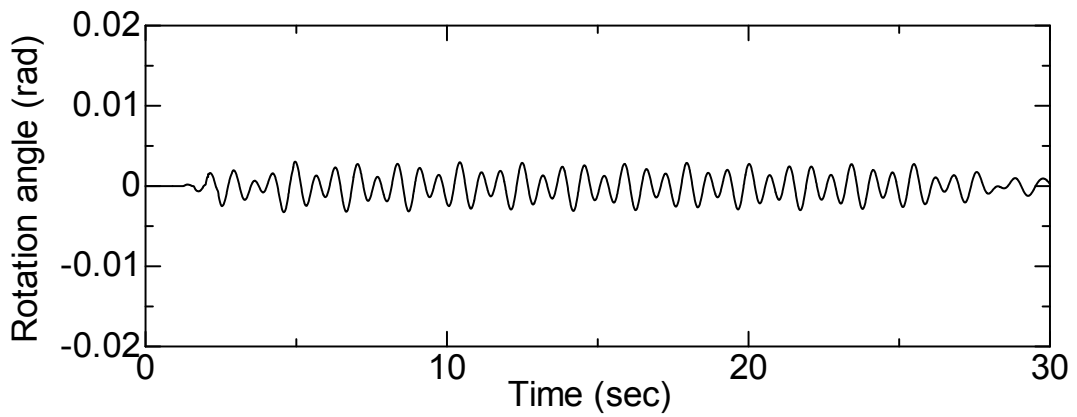


(c) ベースシアの時刻歴

図 4-10 $f_e = f_n (f_e/f_n = 1.0)$, 2m/s^2 の正弦波の場合

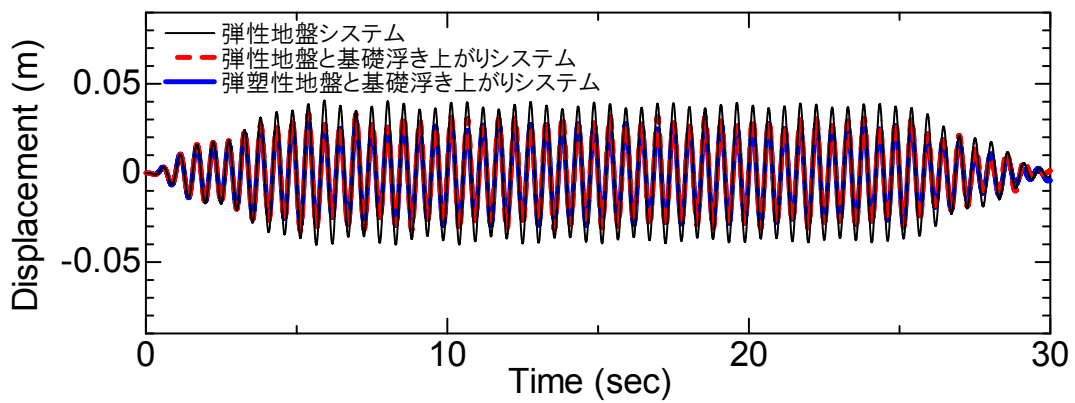


(d) 回轉變位の塑性成分

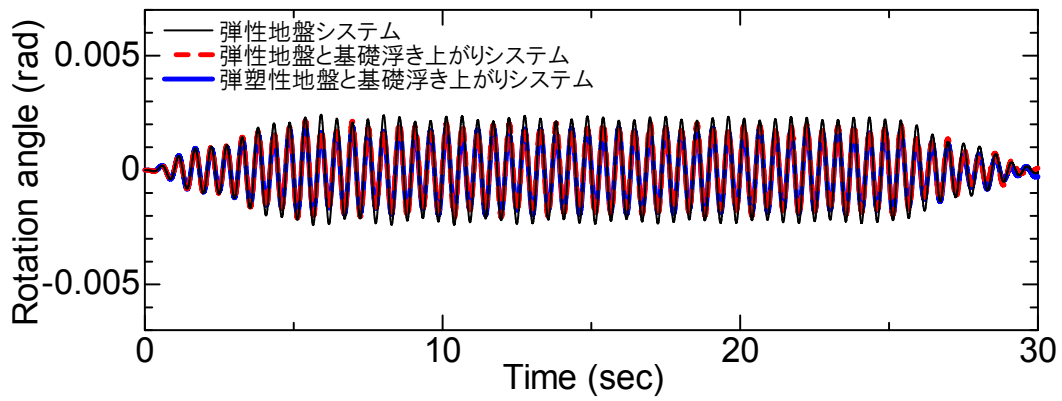


(e) 回轉變位の浮き上がり成分

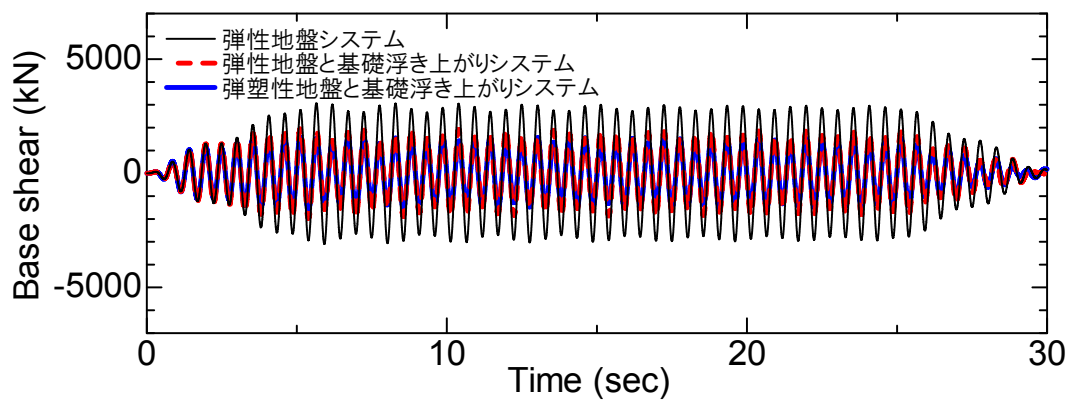
図 4-10 $f_e = f_n (f_e/f_n = 1.0)$, 2m/s^2 の正弦波の場合



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

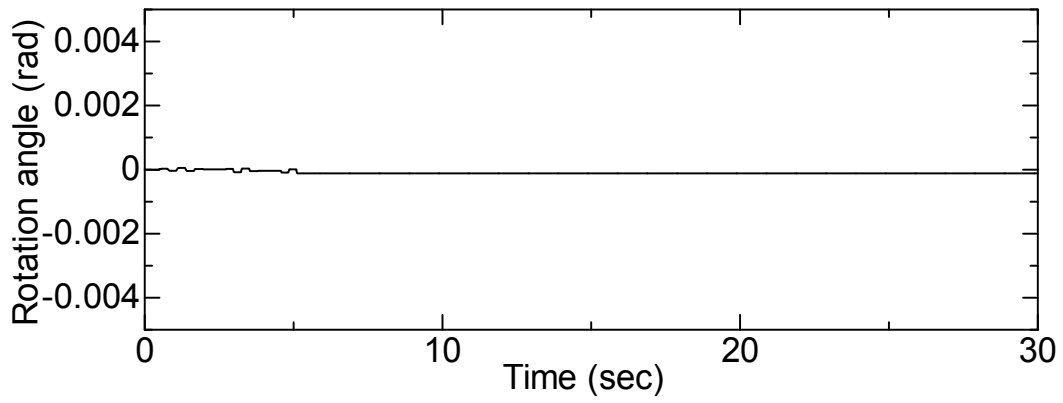


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

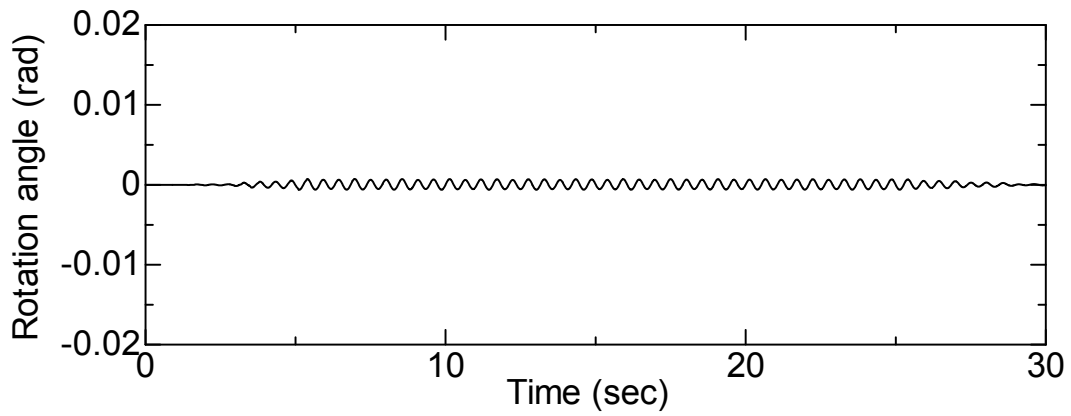


(c) ベースシアの時刻歴

図 4-11 $f_e > f_n$ ($f_e/f_n = 1.3$), 2m/s^2 の正弦波の場合



(d) 回轉變位の塑性成分



(e) 回轉變位の浮き上がり成分

図 4-11 $f_e > f_n$ ($f_e/f_n = 1.3$), 2m/s^2 の正弦波の場合

4.3.4 4m/s^2 の正弦波を用いた検討

正弦波の最大振幅を 4m/s^2 としたとき、 2m/s^2 の正弦波を用いた検討と同様の傾向が見られたことからここでは結果を表示することを省略する。断面力低減効果の程度については 2m/s^2 の場合より増加していた。

4.3.5 結果のまとめ

以上、個々のケースについて検討してきたが、ここでは橋脚に発生するベースシアの最大値のみに着目し、基礎が浮き上がることや地盤が塑性化することによるベースシアの低減が入力地震動の周波数特性によって異なるという結果をまとめたものを表 4-1、図 4-12、図 4-13 に示す。図 4-12 の横軸は、弾性地盤システムの固有振動数と入力地震動の加振振動数の比であり、縦軸の数值は、各ケースについて、弾性地盤と基礎浮き上がりシステム、また弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステムそれぞれのベースシアの最大値の弾性地盤システムのそれに対する比を表している。図 4-13 は図 4-12 を 3 次元的にまとめたものである。

図 4-12 から、基礎浮き上がりと地盤の材料非線形による橋脚の断面力低減効果の程度は、弾性地盤システムの固有振動数と加振振動数が等しい場合に最も顕著に表れていることがわかる。この振動数から加振振動数が遠ざかるほどその程度は低下し、また、この振動数よりも小さい振動数で加振したとき入力地震動の振幅によっては断面力が逆に増大する場合もある。さらに、地盤の材料非線形は断面力低減効果を増大させるように作用していることがわかる。

入力地震動の強度レベルの違いによる橋脚の断面力低減効果の違いであるが、図 4-12(a), (b), (c) の比較から、入力地震動の最大加速度が大きくなるほど弾性地盤システムの固有振動数から離れた加振振動数での断面力低減効果が増加していることがわかる。

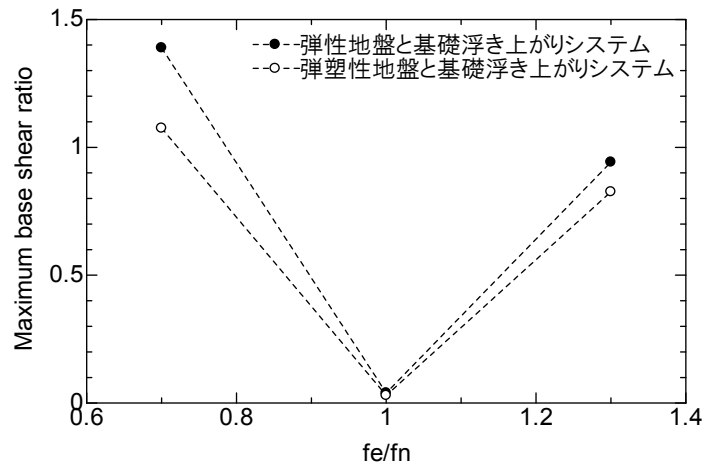
さらに今回の検討の範囲では、前節に示したように、同一の強度レベルについては加振振動数が小さくなるほど浮き上がり・塑性変位量が大きくなっていたが、前述したように図 4-12 から、弾性地盤システムの固有振動数と加振振動数が等しいときに断面力低減効果の程度が最大となることから、浮き上がり・塑性変位量が大きくなるほど断面力低減効果が大きくなるわけではなく、浮き上がり・塑性変位量と断面力低減効果の関係は弾性地盤システムの固有振動数と加振振動数の関係に依ることがわかる。しかし、ある加振振動数に着目した場合は 1 つのケースを除き、浮き上がり・塑性変位量が大きくなるほど断面力低減効果が大きくなっていた。その例外についても、浮き上がり変位量については同様の傾向が見られた。

表 4-1 橋脚の断面力低減効果

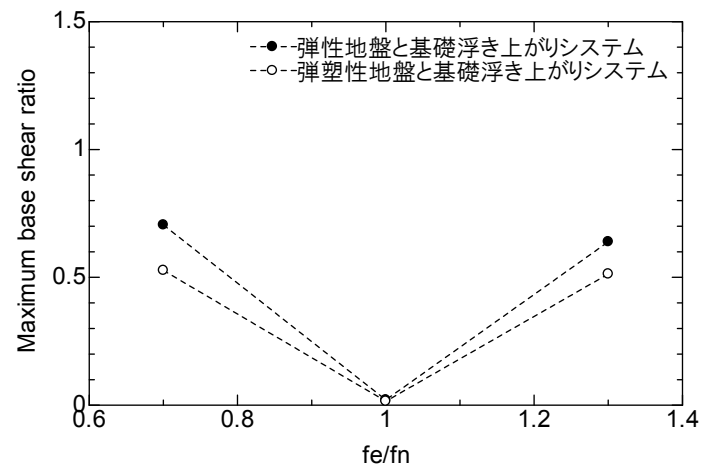
(a) 1m/s^2 の場合			
	弾性地盤システム	弾性地盤と基礎浮き上がりシステム	弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステム
$f_e < f_n$	1.0	1.39	1.08
$f_e = f_n$	1.0	0.04	0.03
$f_e > f_n$	1.0	0.94	0.83

(b) 2m/s^2 の場合			
	弾性地盤システム	弾性地盤と基礎浮き上がりシステム	弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステム
$f_e < f_n$	1.0	0.71	0.53
$f_e = f_n$	1.0	0.02	0.02
$f_e > f_n$	1.0	0.64	0.52

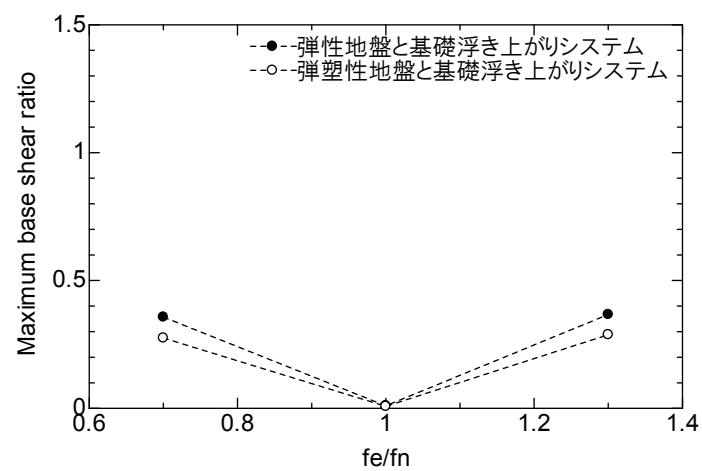
(c) 4m/s^2 の場合			
	弾性地盤システム	弾性地盤と基礎浮き上がりシステム	弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステム
$f_e < f_n$	1.0	0.36	0.28
$f_e = f_n$	1.0	0.01	0.01
$f_e > f_n$	1.0	0.37	0.29



(a) 断面力低減効果のまとめ (1m/s^2 の場合)

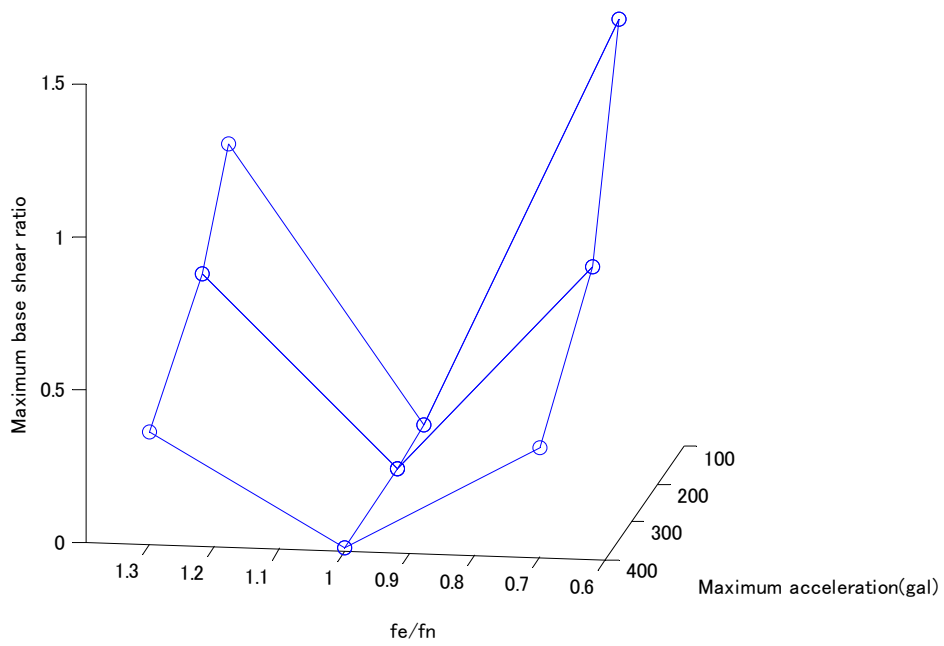


(b) 断面力低減効果のまとめ (2m/s^2 の場合)

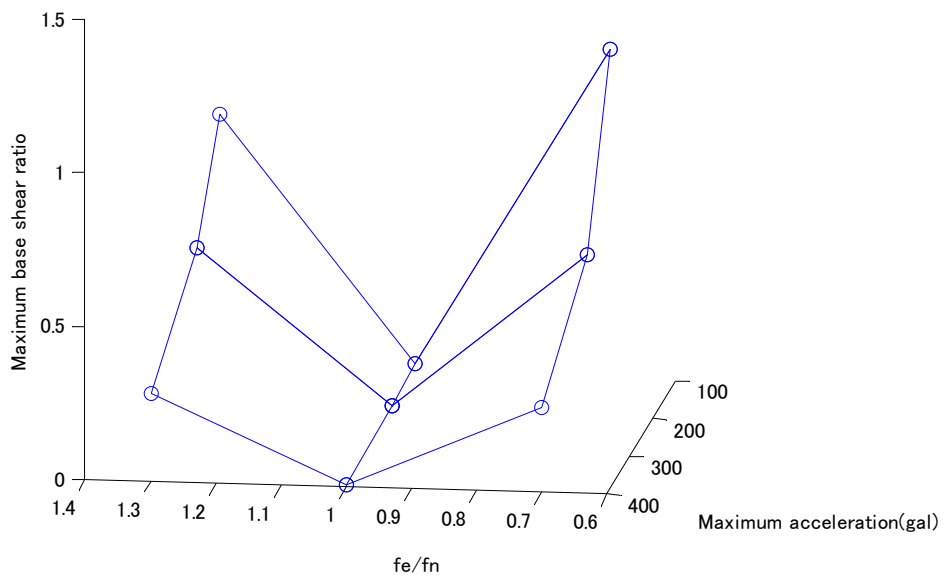


(c) 断面力低減効果のまとめ (4m/s^2 の場合)

図 4-12 断面力低減効果のまとめ



(a) 断面力低減効果のまとめ (弾性地盤と基礎浮き上がりシステム)



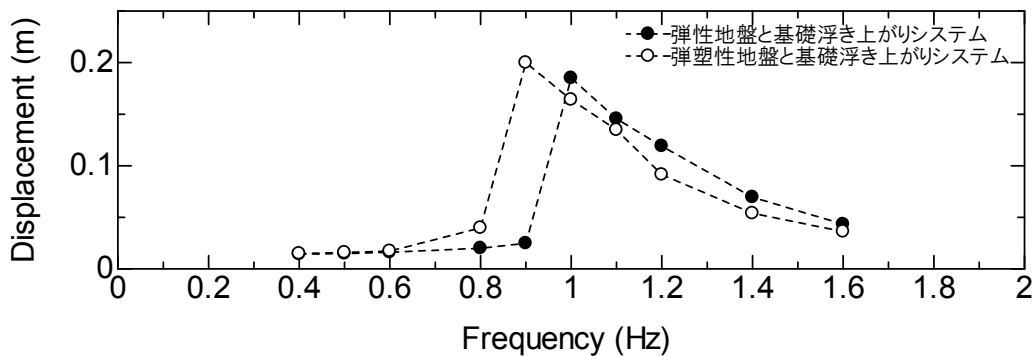
(b) 断面力低減効果のまとめ (弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステム)

図 4-13 断面力低減効果のまとめ

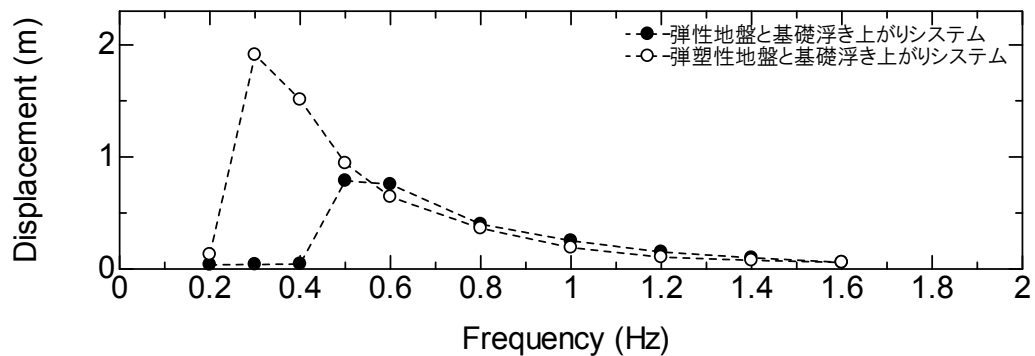
4.4 過度な浮き上がり

以上の検討から，入力地震動の強度特性や周波数特性に依存するが，橋脚の断面力低減の効果は多くの場合，認められた．すなわち，基礎が浮き上がることは，設計上，構造物にとって有利に働く側面があることがわかる．しかし，過度な基礎の浮き上がりは却って構造物を危険にさらすことになるため許容すべきではない．そこで，ここでは過度な浮き上がりについて検討する．

弾性地盤と基礎浮き上がりシステム，弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステムそれぞれに対し 最大振幅が 1m/s^2 と 2m/s^2 の正弦波を入力したときの節点1の水平変位応答の最大値を加振振動数に対してプロットしたものを図 4-14 に示す．これより節点 1 での水平変位が大きくなる危険な加振振動数があることがわかる．またその振動数は入力地震動の強度，さらに地盤の材料非線形の影響を強く受け変化する．これは基礎が浮き上がったり，地盤が塑性化することによりシステムが長周期化して，振動しやすい振動数が弾性地盤システムの固有振動数よりも長周期側に変化するためであると考えられる．



(a) 1m/s^2 の場合



(b) 2m/s^2 の場合

図 4-14 浮き上がりが過度に生じる場合

4.5 まとめ

基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による断面力低減効果について、前章では、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による橋脚の断面力低減効果は入力地震動のタイプに依存して大きく変化するものであることを示したが、本章では、断面力低減効果と入力地震動の特性との関係に着目して検討を行った。現象をできるだけ単純化し、本質を捉えるため、正弦波状の入力地震動を用いて検討を行った。その結果、以下の結論を得た。

- 1) 入力地震動として正弦波を用いた場合、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による橋脚の断面力低減効果は、地盤を弾性体とし浮き上がりしないシステムの固有振動数と加振振動数が等しい場合に最も顕著に表れた。これは揺れがある程度より大きくなると、基礎が浮き上がること・地盤が塑性化することによりシステムが長周期化し、共振を免れるためであると考えられる。この振動数より加振振動数が大きいあるいは小さい場合には断面力低減効果の程度は低下する。また、この振動数よりも小さい振動数で加振したとき入力地震動の振幅によって断面力が逆に増大する場合もあった。さらに、地盤の材料非線形は基本的には橋脚の断面力を低減させるように作用した。また、入力の強度レベルにより基礎の浮き上がりの程度や地盤の材料非線形の程度が複雑に変化するため、橋脚の断面力低減効果の程度も様々に変化する。
- 2) 基礎の浮き上がりにより橋脚の断面力低減効果がみられる一方で、過度な浮き上がりを生じ、上部構造物の水平変位が大きくなりやすい加振振動数が存在するので注意を要する。その振動数は入力地震動の強度、さらに地盤の材料非線形の影響を強く受け変化する。

5. 実観測記録を用いた橋脚の断面力低減効果の検討

5.1 概説

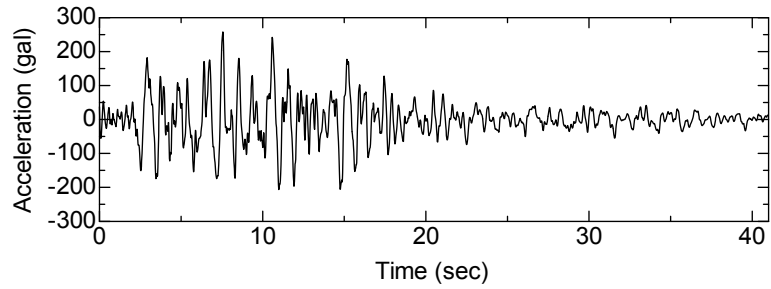
前章では、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による橋脚の断面力低減効果に及ぼす入力地震動の周波数特性の影響について正弦波を用いて検討を行った。その結果、橋脚の断面力低減効果は、地盤を弾性体と仮定し浮き上がりを考慮したシステムの固有振動数と加振振動数が等しい場合に最も顕著に表れた。この振動数より加振振動数が大きいあるいは小さい場合には断面力低減効果の程度は低下することなどがわかった。

しかし、正弦波は実地震波とは異なっているため極端な結果を与えている可能性があり、前章に示した検討において得られた知見が実観測記録を入力地震動として用いた場合においても同様に得られるのかを確認することが必要であると考えられる。そこで、本章では、周期特性の異なる 3 種類の実観測記録を用いて、それらの最大加速度振幅を 0.5m/s^2 、 2m/s^2 、 6m/s^2 となるように振幅調整し、合計 9 つの入力地震動に対する橋脚の断面力低減効果を検討する。

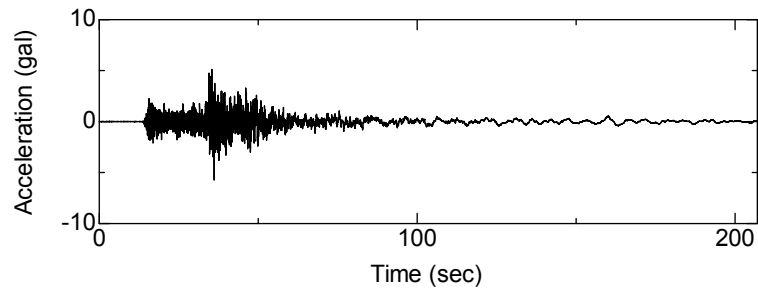
さらに、地盤の硬さが変わった場合に傾向がどのように変化するか疑問に思われたケースについて、地盤の硬さを変化させて検討を行い、橋脚の断面力低減効果に及ぼす地盤の硬さの影響について検討を行う。

5.2 入力地震動

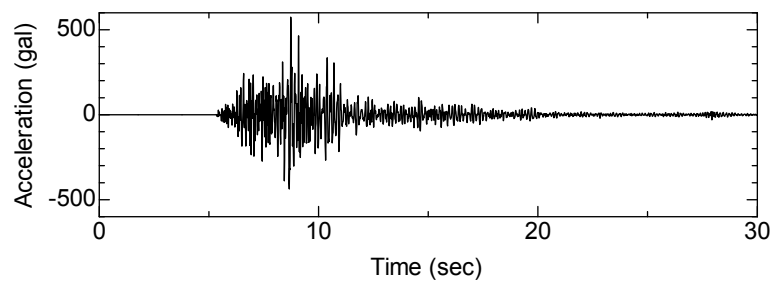
ここでは、周期特性の異なる 3 種類の実観測記録として、1978 年宮城県沖地震の際に観測された東北 1978 波の NS 成分（以下、東北 1978 記録）、2004 年紀伊半島南東沖地震の際に K-NET 豊橋で観測された強震記録の NS 成分（以下、K-NET 豊橋記録）、そして 2013 年淡路島地震の際に K-NET 五色で観測された強震記録の EW 成分（以下、K-NET 五色記録）の 3 つを用いる。それらの加速度時刻歴を図 5-1(a), (b), (c)に、またバンド幅 0.4Hz の Parzen ウィンドウで平滑化したそれらのパワースペクトルを図 5-2(a), (b), (c)に示す。東北 1978 記録は 1.2Hz 付近が卓越、K-NET 豊橋記録は 0.2Hz 付近が卓越、そして K-NET 五色記録は 6.2Hz 付近が卓越している地震動である。



(a) 東北 1978 記録

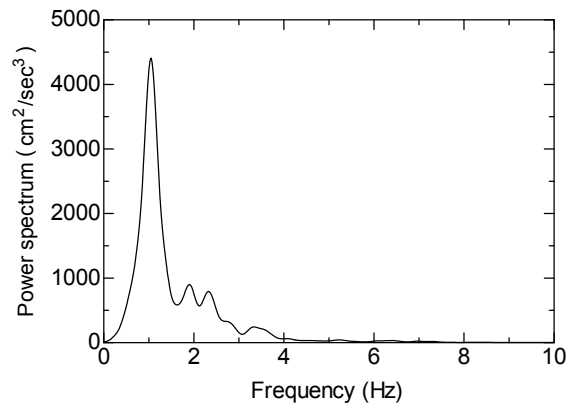


(b) K-NET 豊橋記録

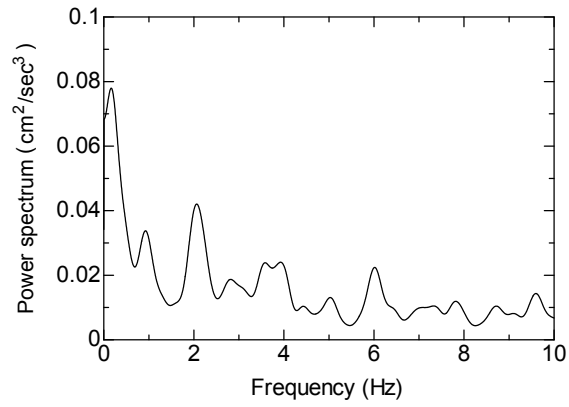


(c) K-NET 五色記録

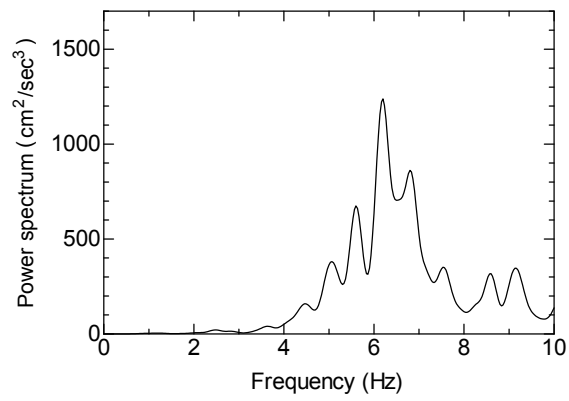
図 5-1 実地震観測記録の加速度時刻歴



(a) 東北 1978 記録



(b) K-NET 豊橋記録



(c) K-NET 五色記録

図 5-2 実地震観測記録の加速度時刻歴のパワースペクトル

5.3 最大振幅を 0.5m/s^2 とした検討

ここでは、実観測記録の加速度時刻歴の最大振幅を 0.5m/s^2 として検討を行う。

5.3.1 K-NET 豊橋記録の場合

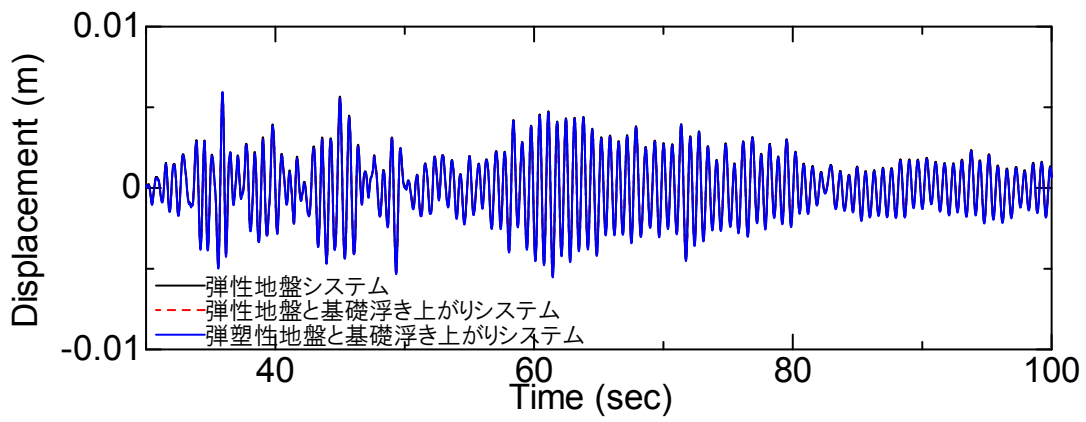
最大振幅が 0.5m/s^2 の K-NET 豊橋記録を入力としたときの各種応答時刻歴を図 5-3 に示す。このケースでは塑性変位量、浮き上がり変位量ともにほとんど生じておらず、節点 1 の水平変位、節点 7 の回転変位、ベースシアではシステム間の差はほとんど見られない。

5.3.2 東北 1978 記録の場合

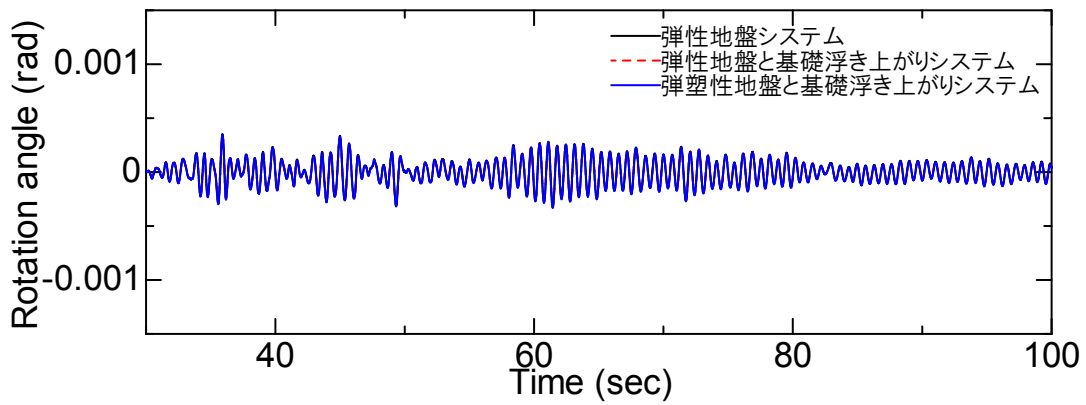
最大振幅が 0.5m/s^2 の東北記録を入力としたときの各種応答時刻歴を図 5-4 に示す。このケースでは、弾性地盤システムと弾性地盤と基礎浮き上がりシステムの応答の差異はほとんど見られないが、それらと弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステムの応答は 10 秒付近から違いが見られる。これは、地盤が比較的軟らかいため、地盤が硬い場合よりも地盤からの反力が小さくなり基礎の浮き上がりが生じにくい、一方で地盤の材料非線形は生じやすいためと考えられる。そこでこのケースについて地盤を比較的硬くした場合を 5.6 において検討する。

5.3.3 K-NET 五色記録の場合

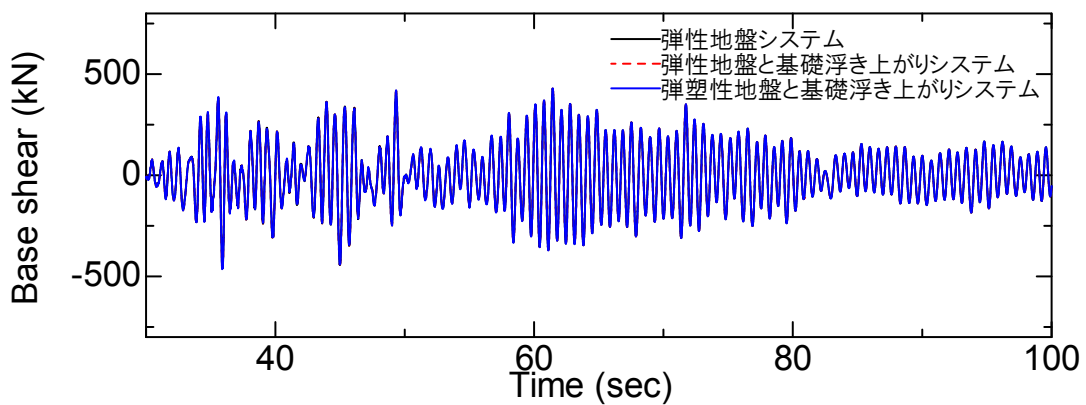
最大振幅が 0.5m/s^2 の K-NET 五色記録を入力としたときの各種応答時刻歴を図 5-5 に示す。このケースでも塑性変位量、浮き上がり変位量ともにほとんど生じておらず、節点 1 の水平変位、節点 7 の回転変位、ベースシアではシステム間の差はほとんど見られない。



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

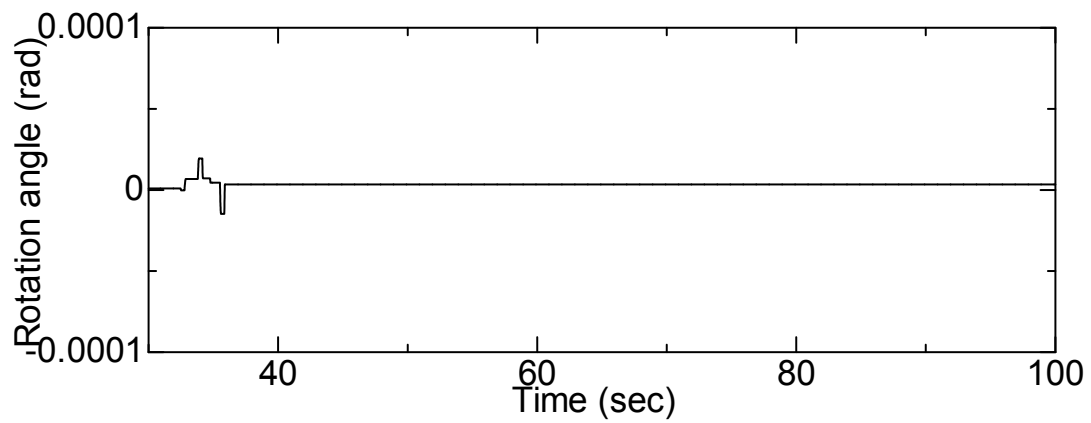


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

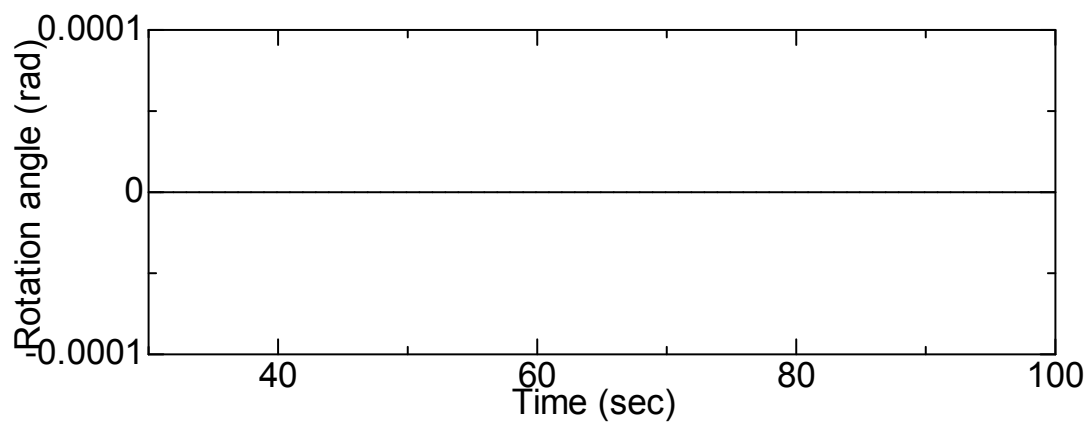


(c) ベースシアの時刻歴

図 5-3 K-NET 豊橋記録, 最大振幅 0.5m/s^2 の場合

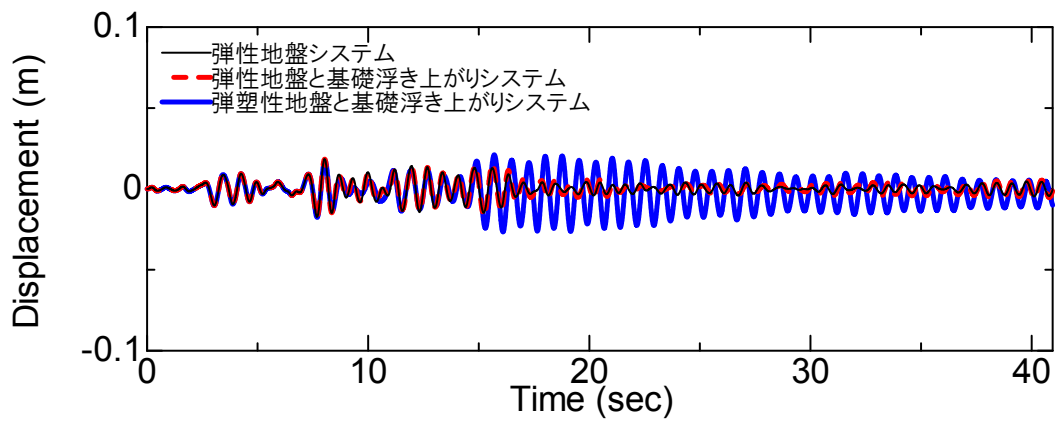


(d) 回轉變位の塑性成分

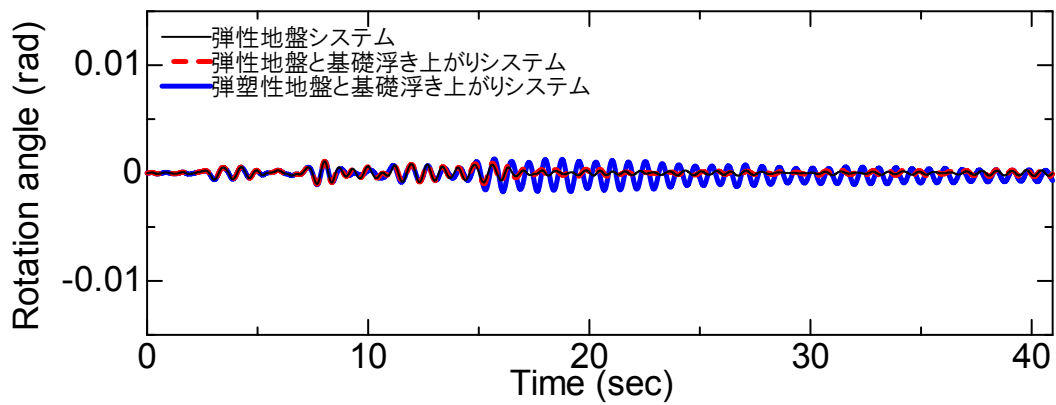


(e) 回轉變位の浮き上がり成分

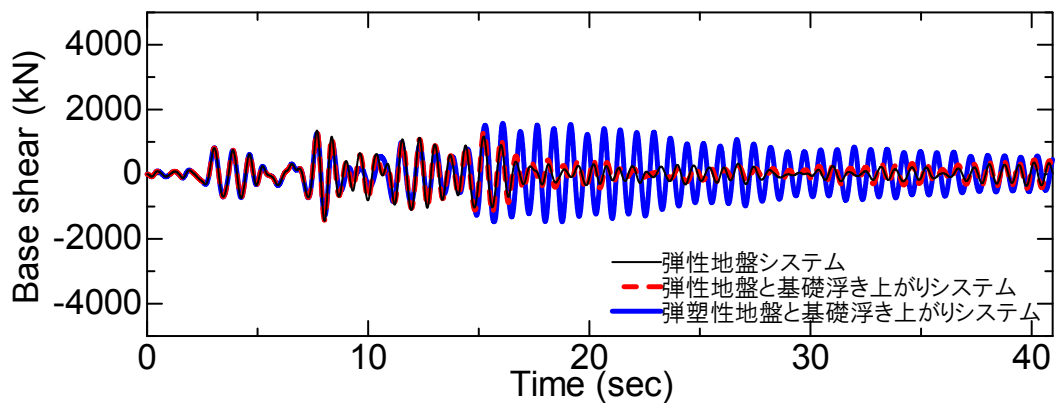
図 5-3 K-NET 豊橋記録, 最大振幅 0.5m/s^2 の場合



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

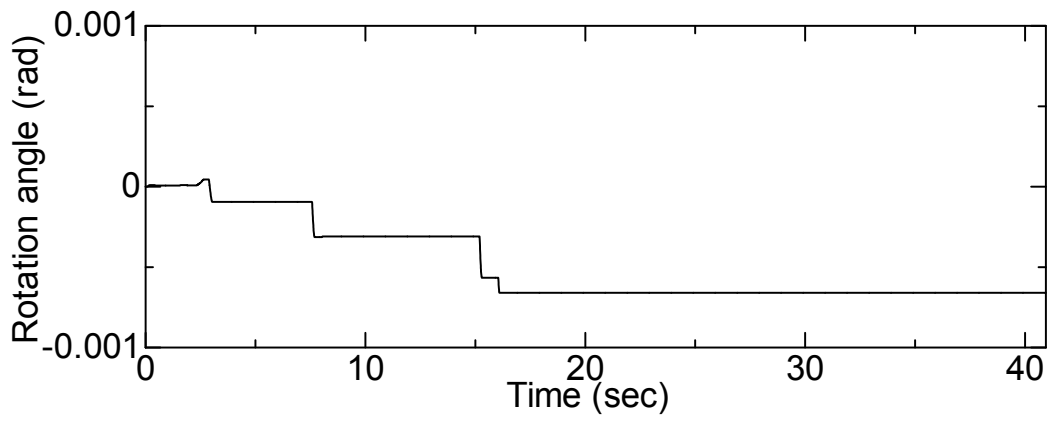


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

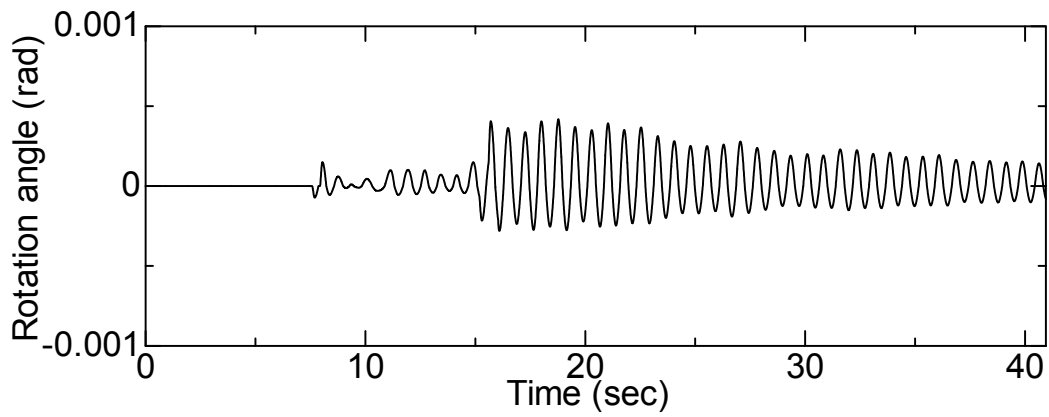


(c) ベースシアの時刻歴

図 5-4 東北 1978 記録, 最大振幅 0.5m/s^2 の場合

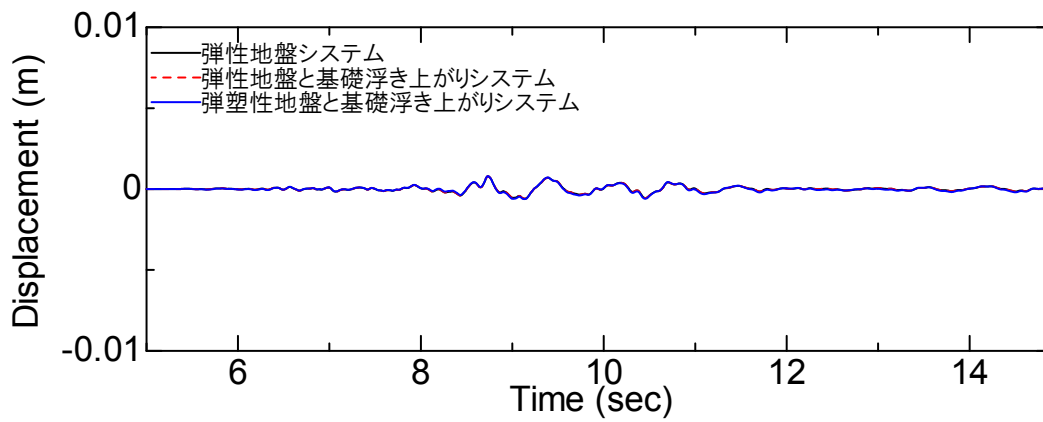


(d) 回轉變位の塑性成分

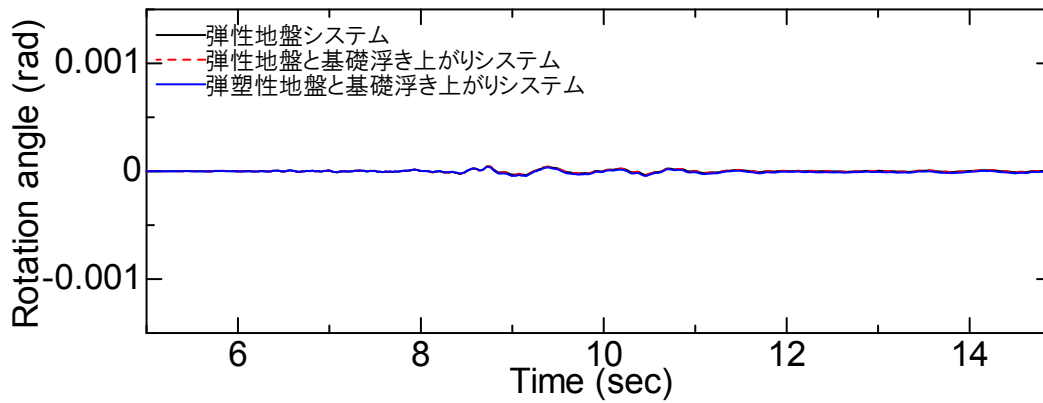


(e) 回轉變位の浮き上がり成分

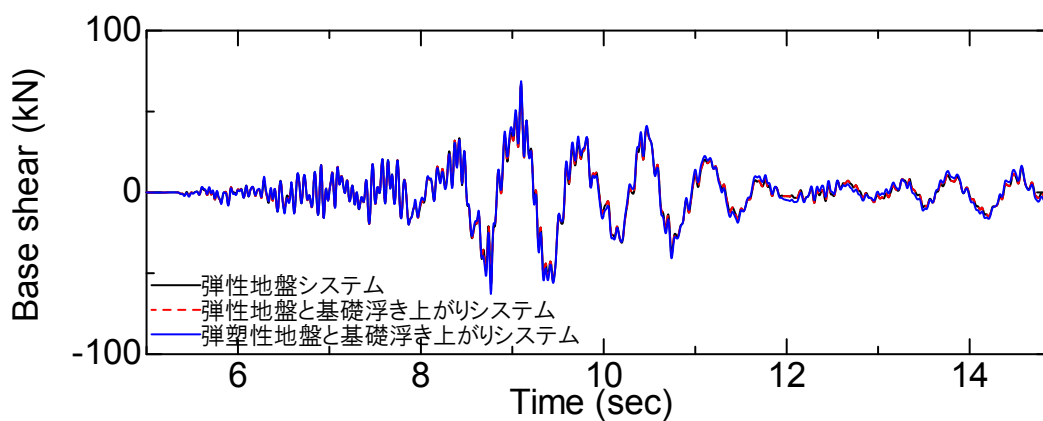
図 5-4 東北 1978 記録, 最大振幅 0.5m/s^2 の場合



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

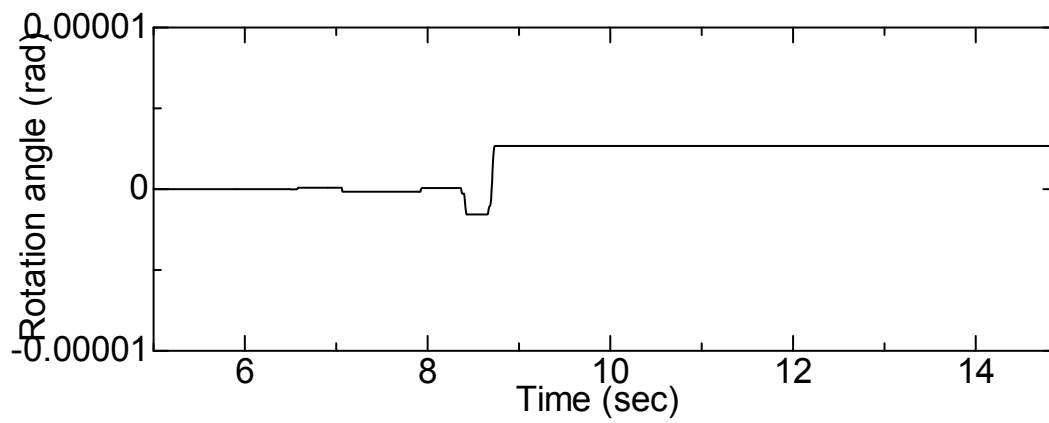


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

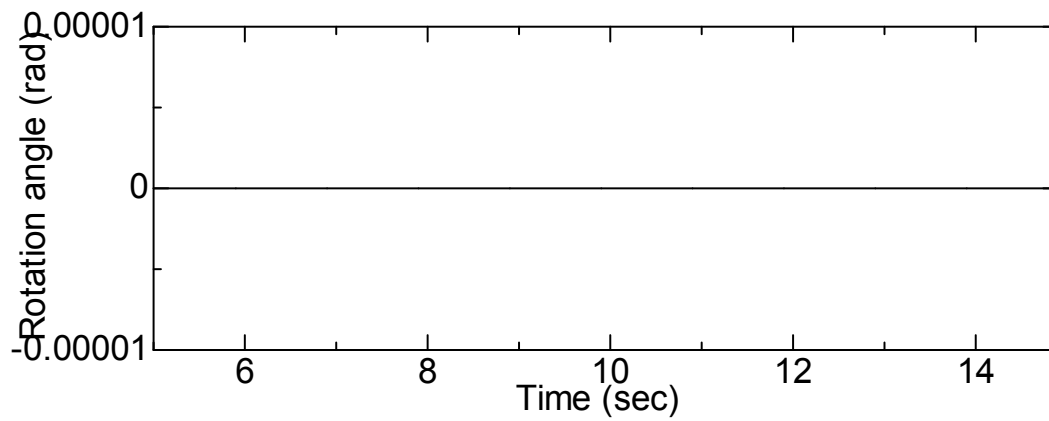


(c) ベースシアの時刻歴

図 5-5 K-NET 五色記録, 最大振幅 0.5m/s^2 の場合



(d) 回転塑性変位



(e) 回転浮き上がり変位

図 5-5 K-NET 五色記録, 最大振幅 0.5m/s^2 の場合

5.4 最大振幅を 2m/s^2 とした検討

ここでは、実観測記録の加速度時刻歴の最大振幅を 2m/s^2 として検討を行う。

5.4.1 K-NET 豊橋記録の場合

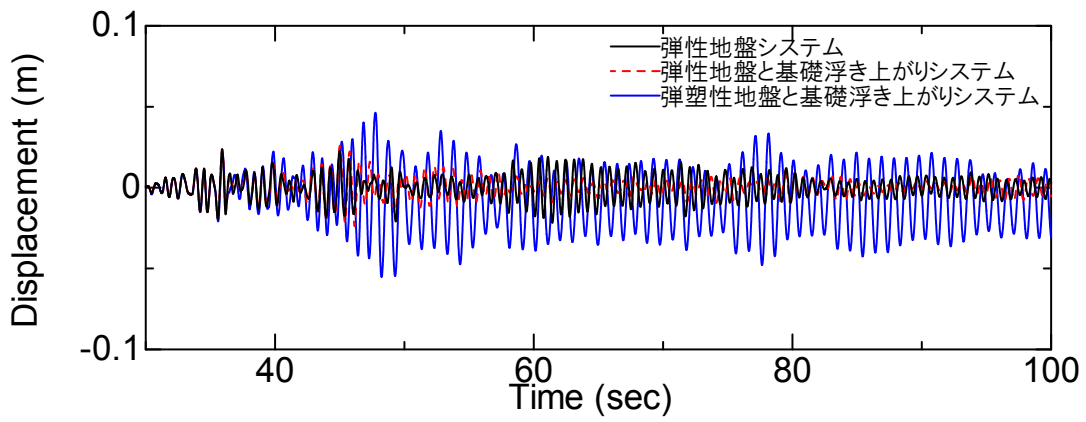
最大振幅が 2m/s^2 の K-NET 豊橋記録を入力としたときの各種応答時刻歴を図 5-6 に示す。このケースでは、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による明らかな断面力低減効果は見られない。地盤の材料非線形の影響が強く表れている。

5.4.2 東北 1978 記録の場合

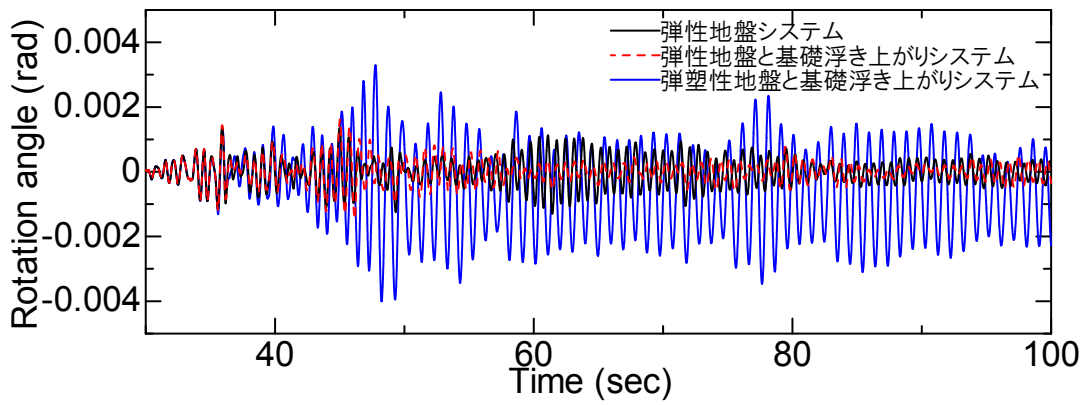
最大振幅が 2m/s^2 の東北記録を入力としたときの各種応答時刻歴を図 5-7 に示す。節点 1 の水平変位応答と節点 7 の回轉變位応答では応答の基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による応答の長周期化が見られる。基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による明らかな断面力低減が見られる。これは、このケースでは基礎が浮き上がること・地盤が塑性化することにより大きく振動していることから、構造物への入力エネルギーが運動エネルギーに消費されることに加えて、線形システムは共振して応答が大きくなることによると考えられる。

5.4.3 K-NET 五色記録の場合

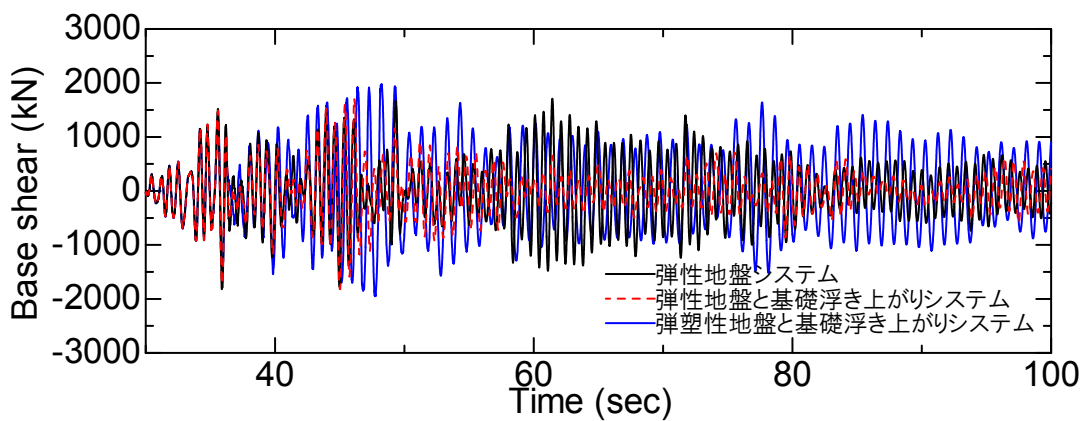
最大振幅が 2m/s^2 の K-NET 五色記録を入力としたときの各種応答時刻歴を図 5-8 に示す。最大振幅を 0.5m/s^2 とした場合と同様にこのケースでも塑性変位量、浮き上がり変位量ともにほとんど生じておらず、節点 1 の水平変位、節点 7 の回轉變位、ベースシアではシステム間の差はほとんど見られない。



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

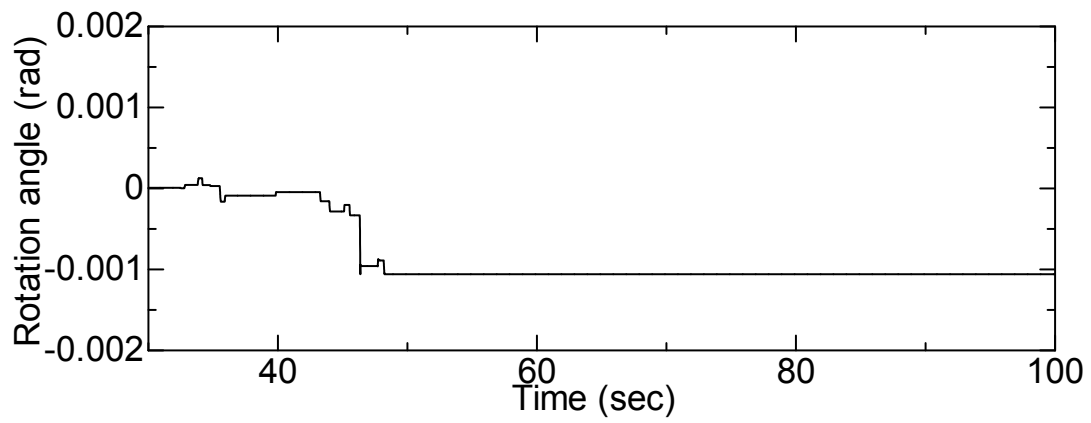


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

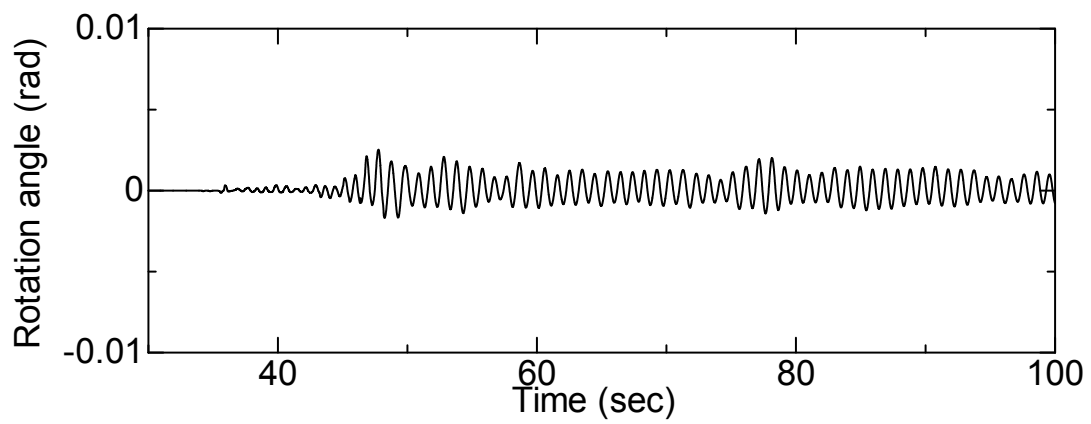


(c) ベースシアの時刻歴

図 5-6 K-NET 豊橋記録, 最大振幅 2m/s^2 の場合

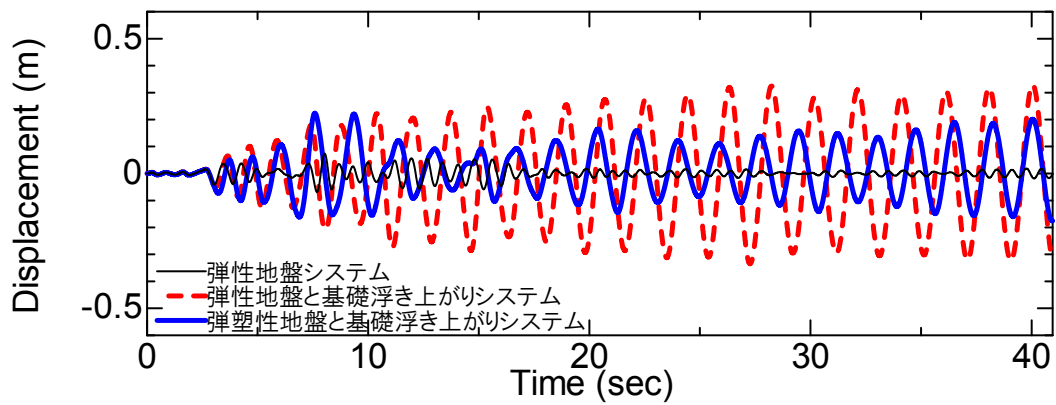


(d) 回轉變位の塑性成分

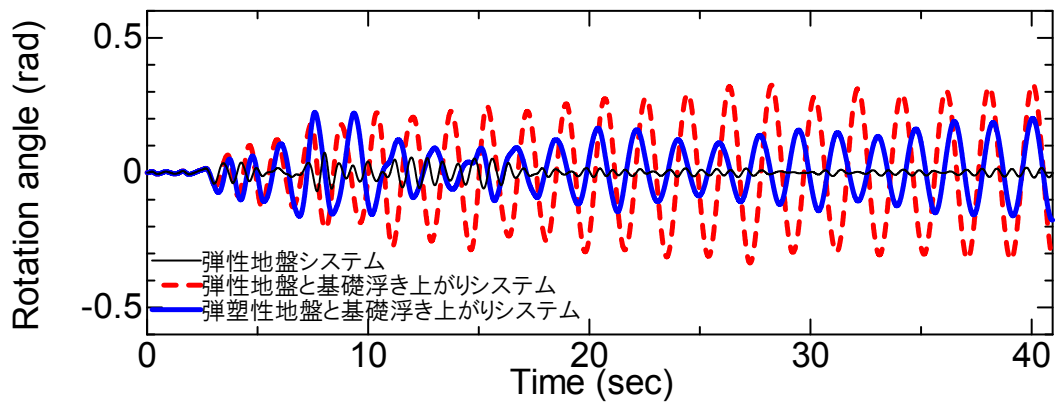


(e) 回轉變位の浮き上がり成分

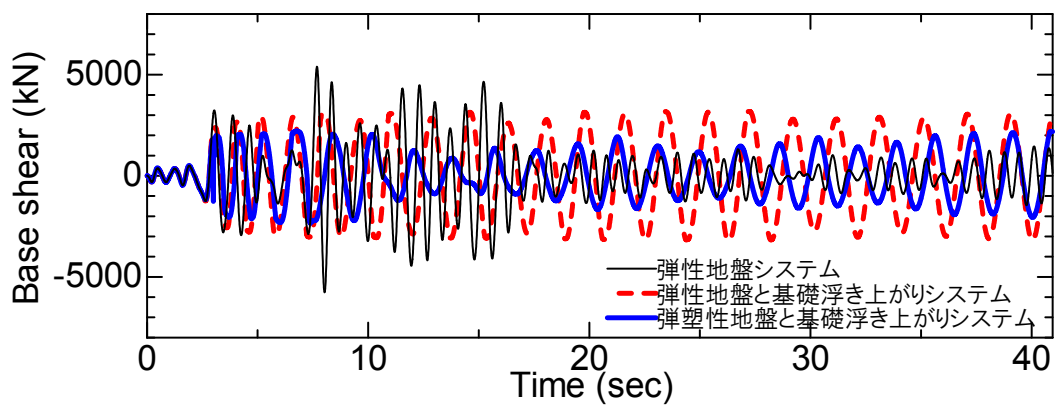
図 5-6 K-NET 豊橋記録, 最大振幅 2m/s^2 の場合



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

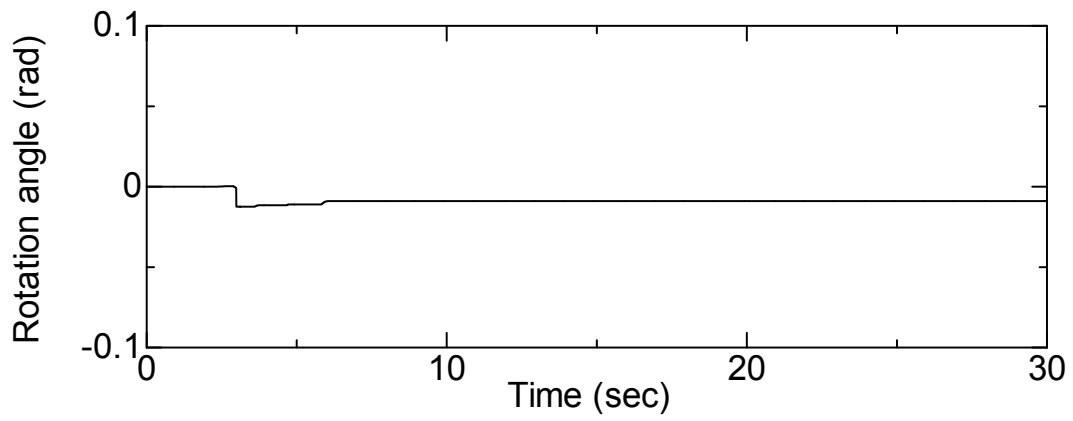


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

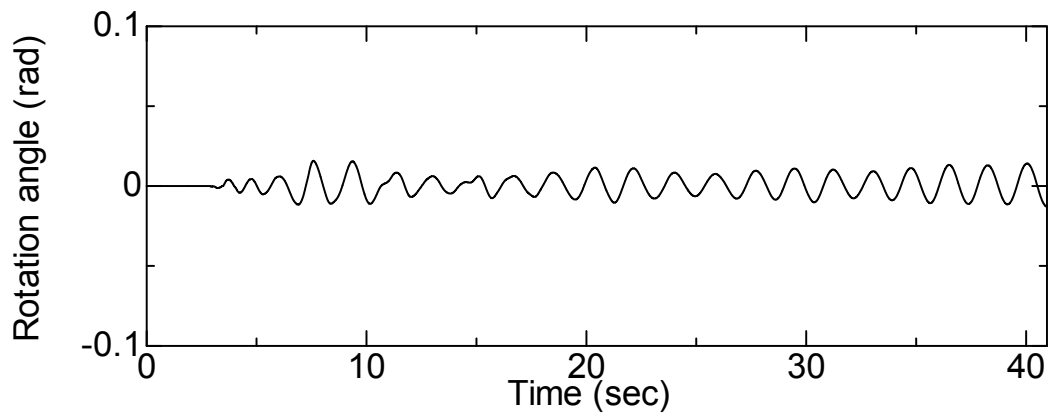


(c) ベースシアの時刻歴

図 5-7 東北 1978 記録, 最大振幅 2m/s^2 の場合

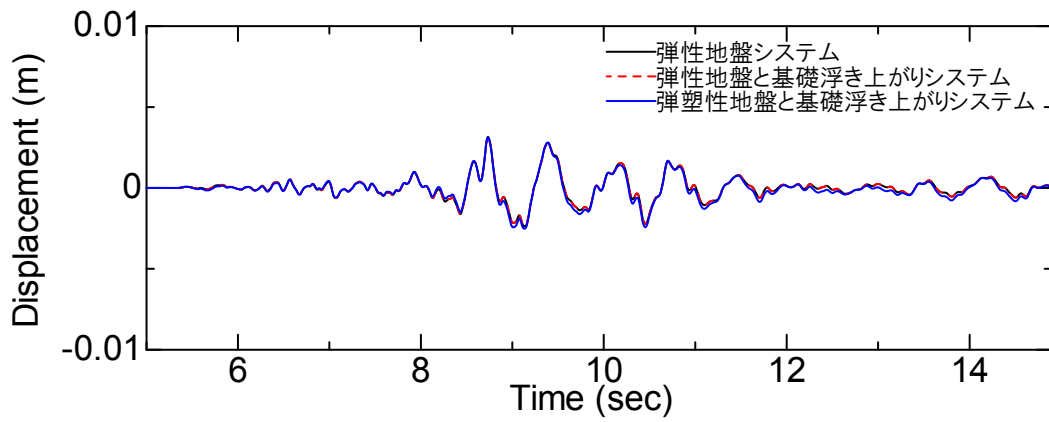


(d) 回轉變位の塑性成分

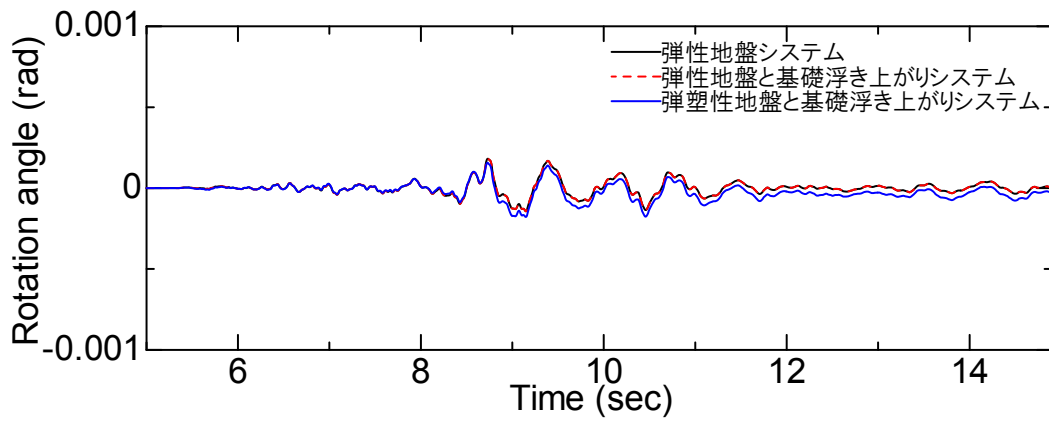


(e) 回轉變位の浮き上がり成分

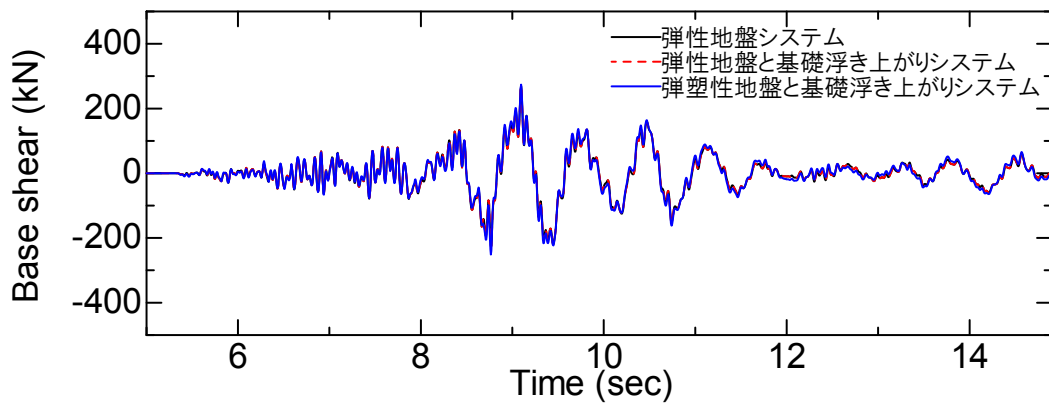
図 5-7 東北 1978 記録, 最大振幅 2m/s^2 の場合



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

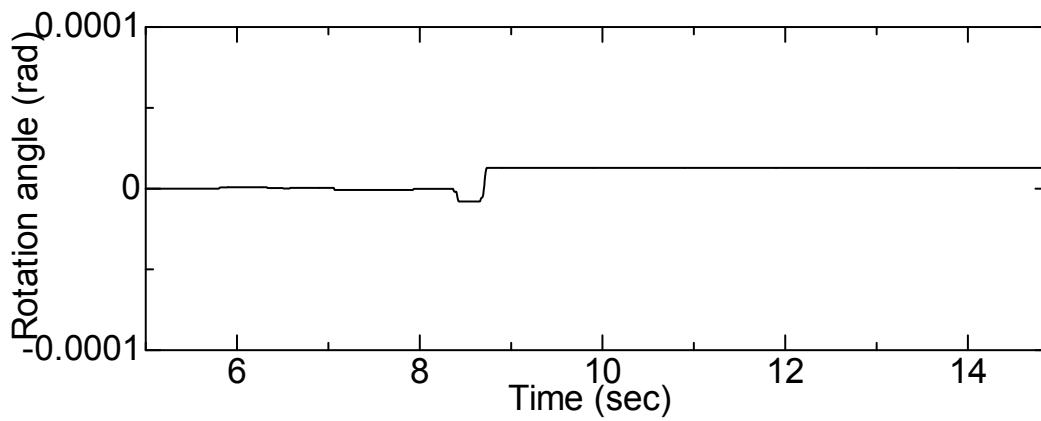


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

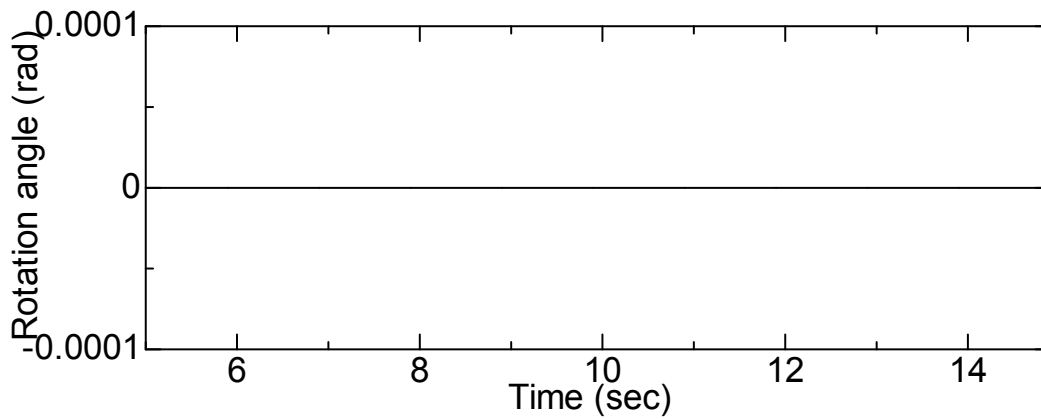


(c) ベースシアの時刻歴

図 5-8 K-NET 五色記録, 最大振幅 2m/s^2 の場合



(d) 回轉變位の塑性成分



(e) 回轉變位の浮き上がり成分

図 5-8 K-NET 五色記録, 最大振幅 2m/s^2 の場合

5.5 最大振幅を 6m/s^2 とした検討

ここでは、実観測記録の加速度時刻歴の最大振幅を 6m/s^2 として検討を行う。

5.5.1 K-NET 豊橋記録の場合

最大振幅が 6m/s^2 の K-NET 豊橋記録を入力としたときの各種応答時刻歴を図 5-9 に示す。基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による応答の長周期化が見られるが、地盤の材料非線形の影響が強く表れている。これは構造物 - 基礎 - 地盤システムの固有振動数と入力地震動の卓越振動数の関係から、浮き上がりが生じやすくなり、基礎と地盤の接地面積が小さくなることにより地盤の塑性化が顕著に進むためと考えられる。このケースでは基礎が浮き上がること・地盤が塑性化することにより大きく振動していることから、構造物への入力エネルギーが運動エネルギーに消費されることにより断面力の低減も生じていると考えられる。

5.5.2 東北 1978 記録の場合

最大振幅が 6m/s^2 の東北記録を入力としたときの各種応答時刻歴を図 5-10 に示す。節点 1 の水平変位応答と節点 7 の回転変位応答では応答の基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による応答の長周期化が見られ、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による顕著な断面力低減が見られる。これは、最大振幅を 2m/s^2 の場合と同様に、このケースでは基礎が浮き上がること・地盤が塑性化することにより大きく振動していることから、構造物への入力エネルギーが運動エネルギーに消費されることに加えて、線形システムは共振して応答が大きくなることによると考えられる。

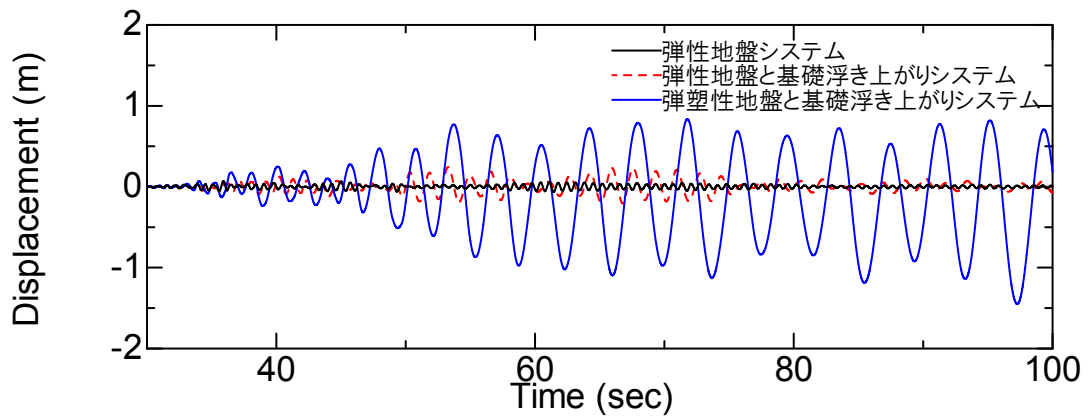
5.5.3 K-NET 五色記録の場合

最大振幅が 6m/s^2 の K-NET 五色記録を入力としたときの各種応答時刻歴を図 5-11 に示す。最大振幅を 0.5 , 2m/s^2 とした場合と同様にこのケースでも、節点 1 の水平変位、節点 7 の回転変位、ベースシアではシステム間の差はほとんど見られない。

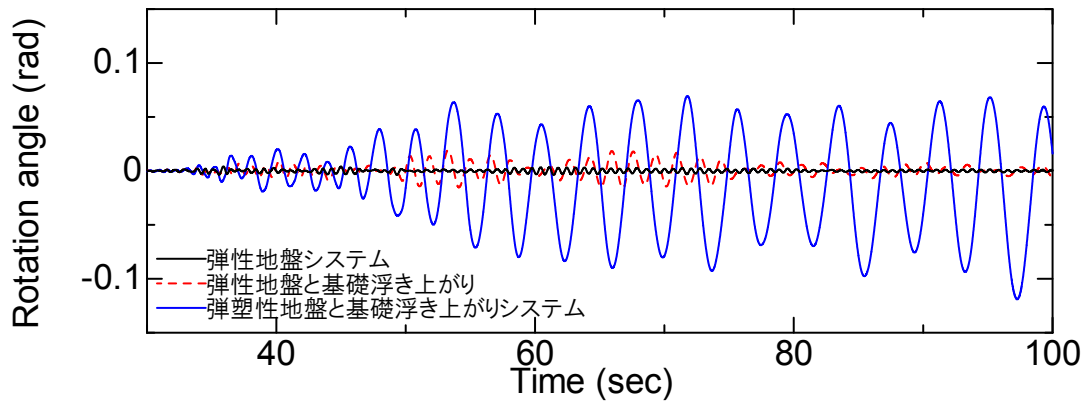
5.5.4 JR 鷹取駅記録の場合

4.5.2 で示したように、構造物 - 基礎 - 地盤システムの固有振動数と入力地震動の卓越振動数が近い場合に基礎浮き上がりや地盤の材料非線形による顕著な断面力低減効果が認められたが、より長周期側に卓越振動数がある地震動が入力の場合も顕著な断面力低減が認められる可能性がある。そこで、東北 1978 記録の卓越振動数およそ 1.2Hz と K-NET 豊橋記録の卓越振動数およそ 0.2Hz の中間に卓越振動数が存在する JR 鷹取駅記録の加速度時刻歴をその最大振幅が 6m/s^2 となるように振幅調整して入力地震動として用いて検討を行う。

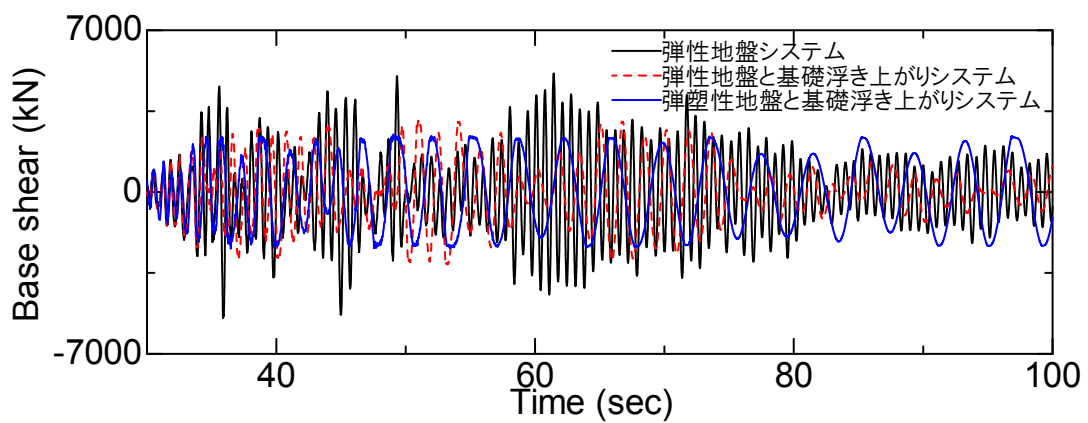
最大振幅が 6m/s^2 の JR 鷹取駅記録を入力としたときの各種応答時刻歴を図 5-13 に示す。このケースでも、基礎が浮き上がることで、地盤が塑性化することにより大きく振動して断面力の低減も生じていることから、最大振幅が 6m/s^2 の東北 1978 記録の場合と同様のメカニズムで断面力の低減が生じていると考えられる。



(a) 節点1の水平変位の時刻歴

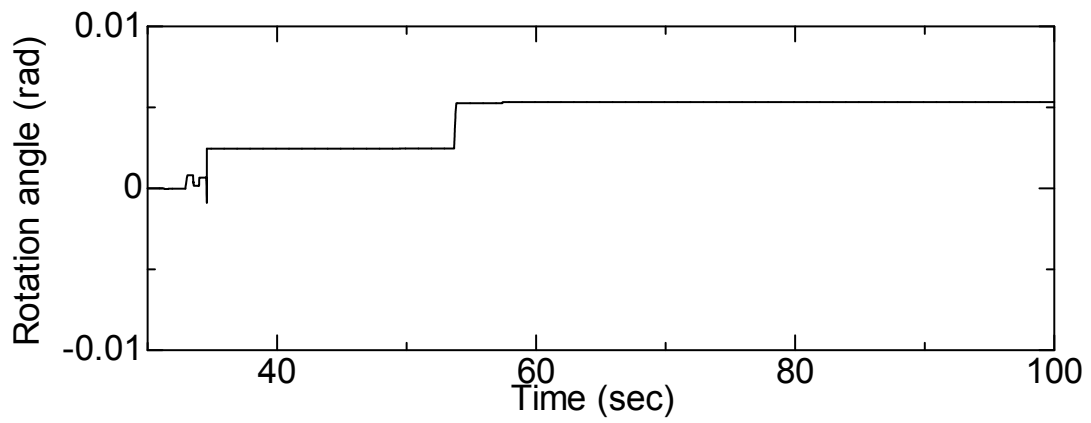


(b) 節点7の回転変位の時刻歴

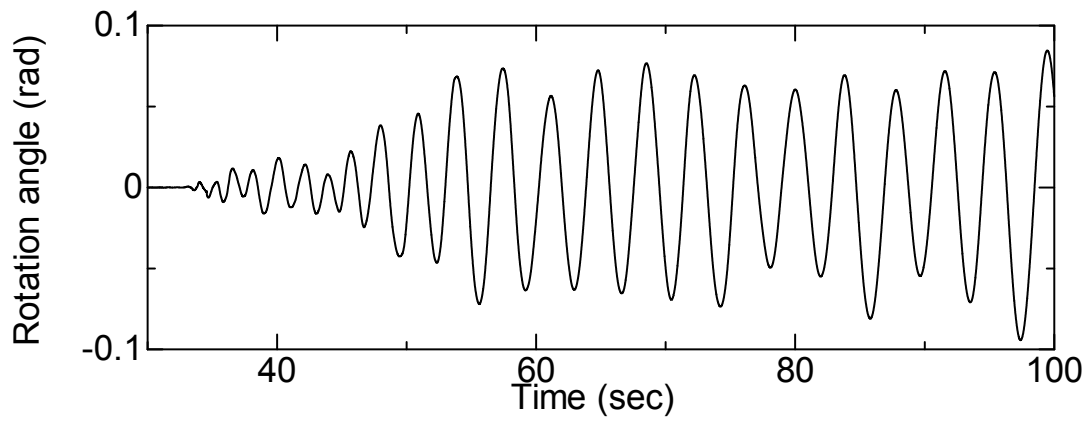


(c) ベースシアの時刻歴

図 5-9 K-NET 豊橋記録, 最大振幅 6m/s^2 の場合

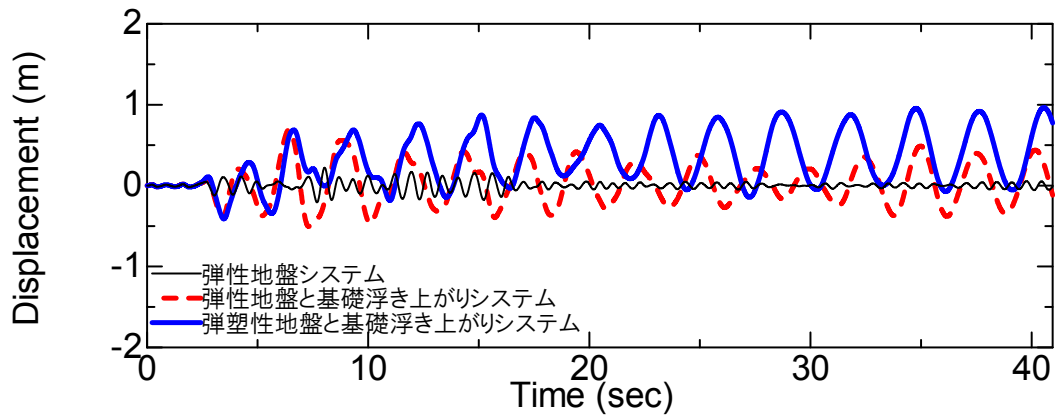


(d) 回轉變位の塑性成分

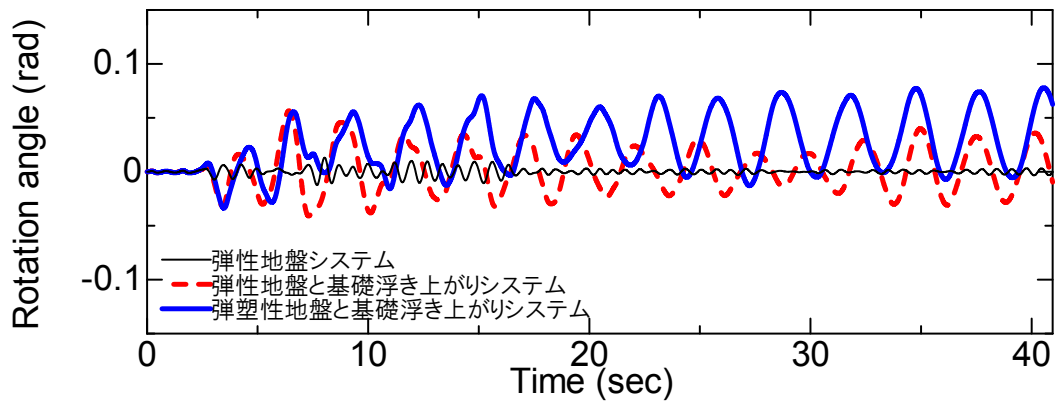


(e) 回轉變位の浮き上がり成分

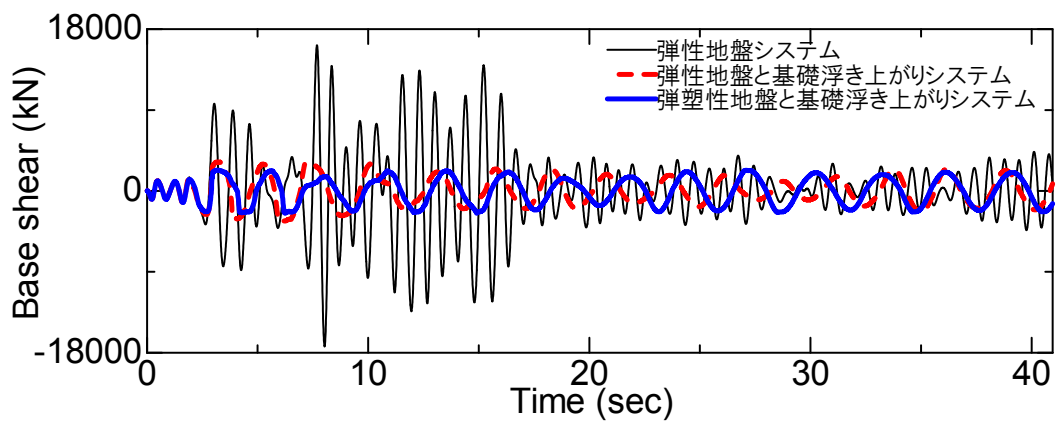
図 5-9 K-NET 豊橋記録, 最大振幅 6m/s^2 の場合



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

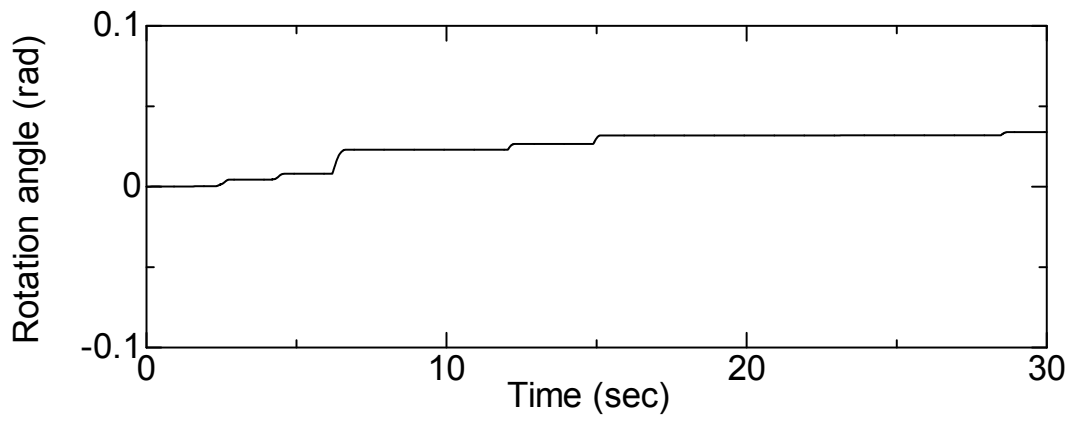


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

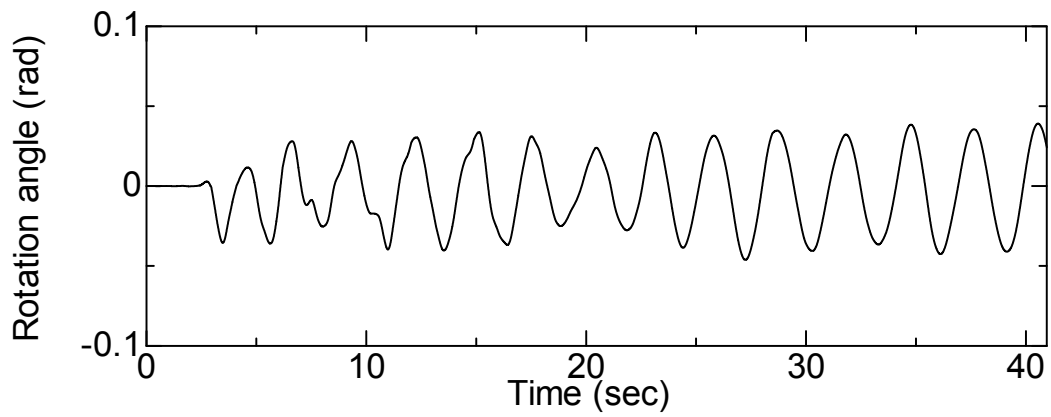


(c) ベースシアの時刻歴

図 5-10 東北 1978 記録, 最大振幅 6m/s^2 の場合

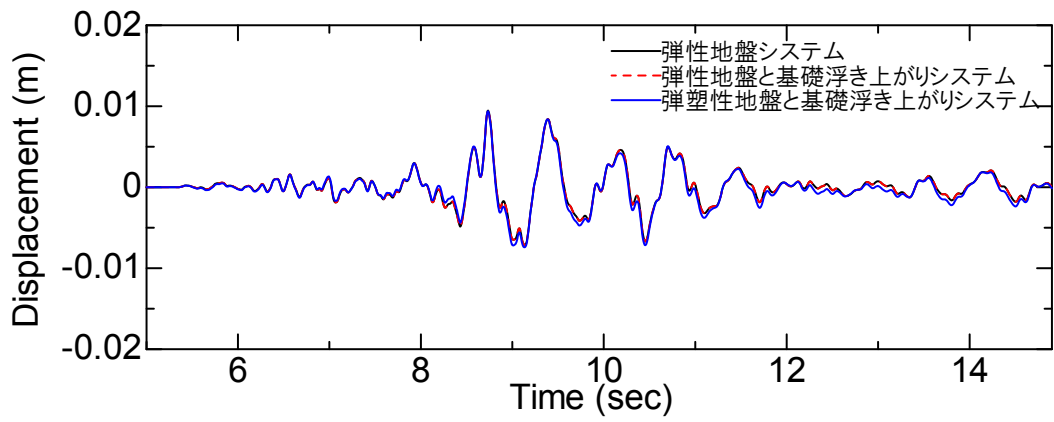


(d) 回轉變位の塑性成分

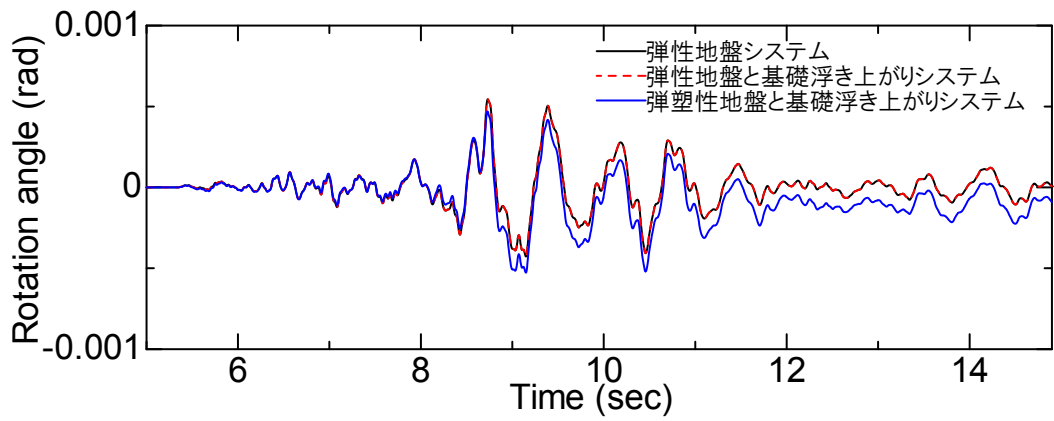


(e) 回轉變位の浮き上がり成分

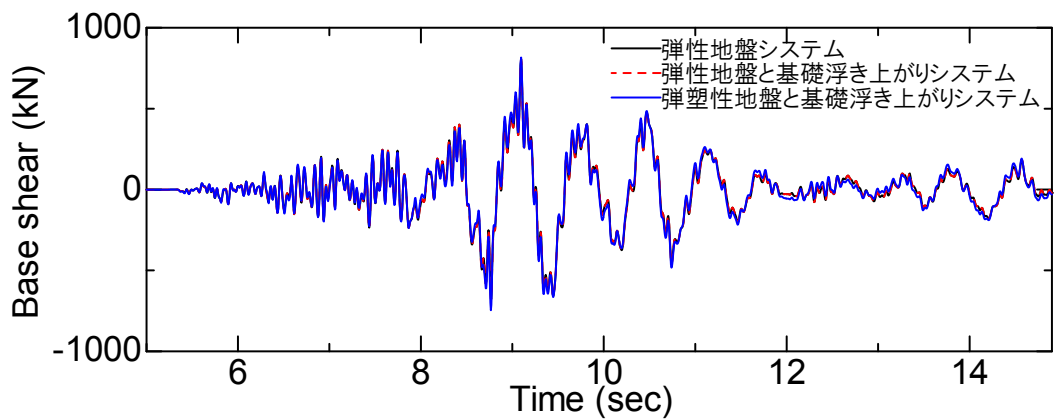
図 5-10 東北 1978 記録, 最大振幅 6m/s^2 の場合



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

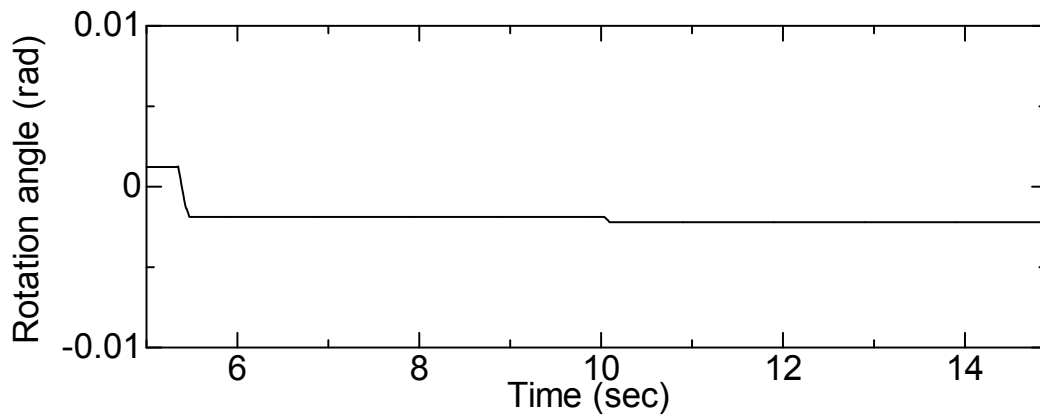


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

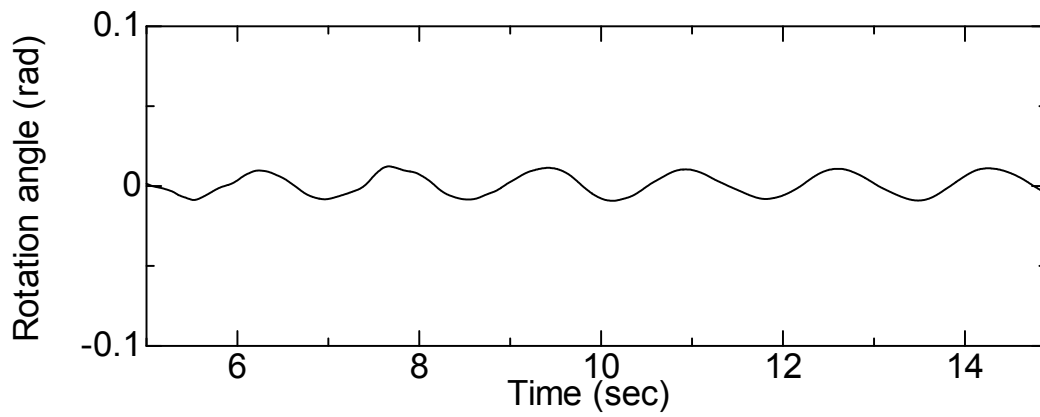


(c) ベースシアの時刻歴

図 5-11 K-NET 五色記録, 最大振幅 6m/s^2 の場合

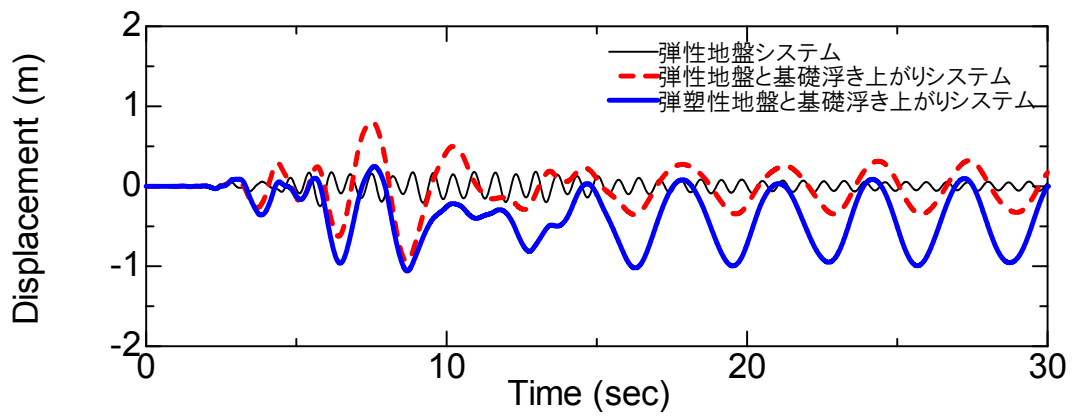


(d) 回轉變位の塑性成分

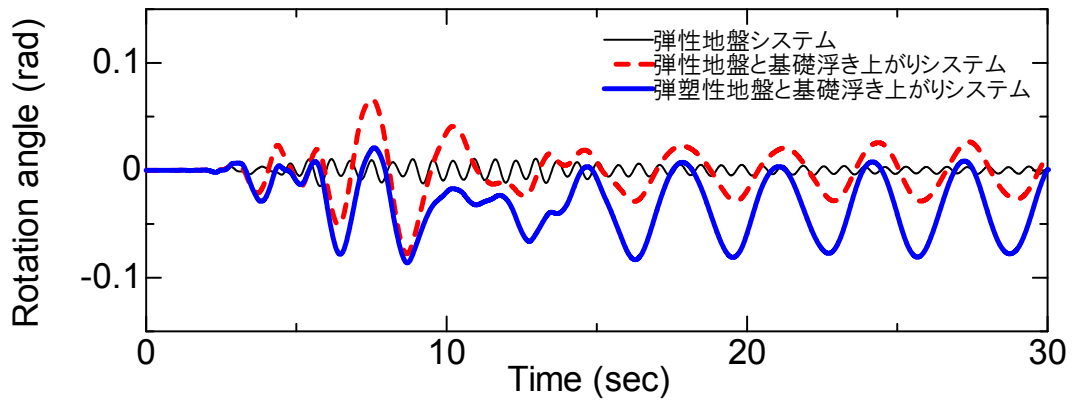


(e) 回轉變位の浮き上がり成分

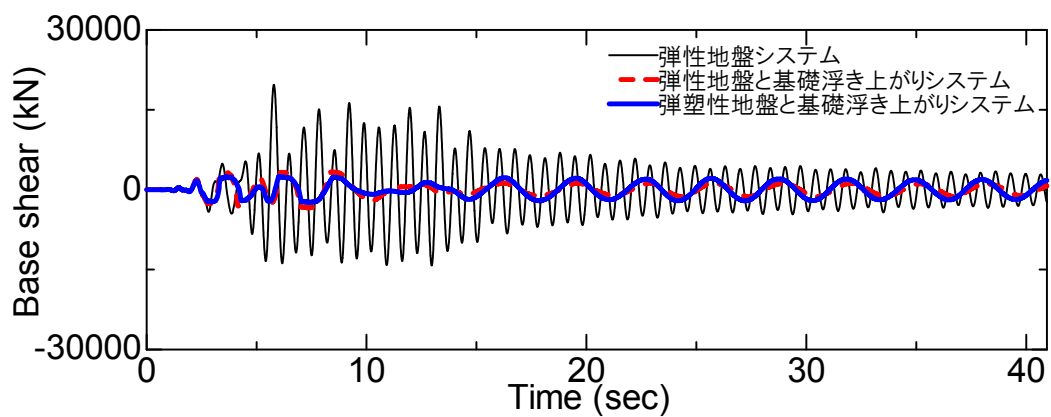
図 5-11 K-NET 五色記録, 最大振幅 6m/s^2 の場合



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

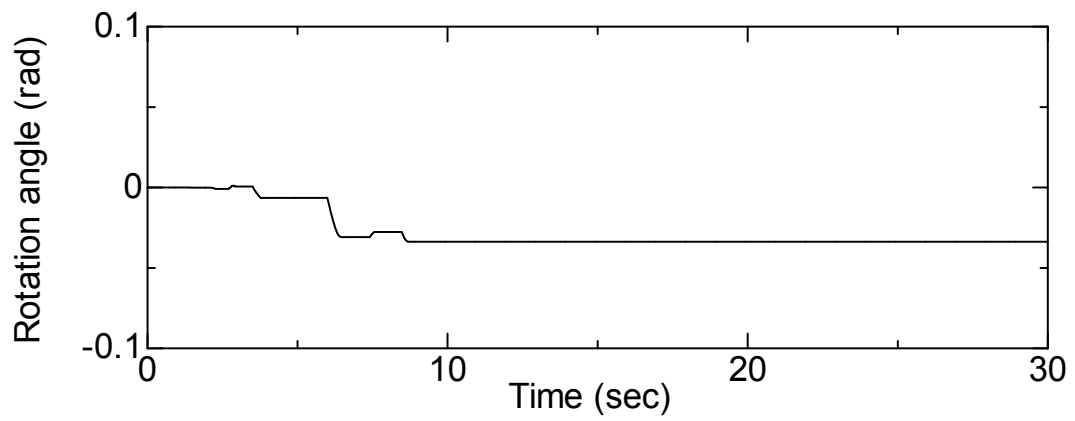


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

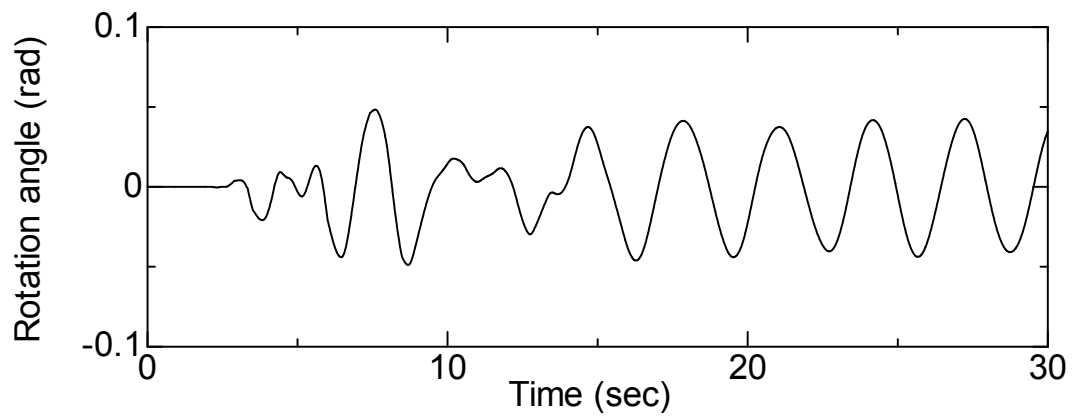


(c) ベースシアの時刻歴

図 5-12 JR 鷹取駅記録, 最大振幅 6m/s^2 の場合



(d) 回轉變位の塑性成分



(e) 回轉變位の浮き上がり成分

図 5-12 JR 鷹取駅記録, 最大振幅 6m/s^2 の場合

5.6 結果のまとめ

以上、個々のケースについて検討してきたが、ここでは橋脚に発生するベースシアの最大値のみに着目し、基礎が浮き上がることや地盤が塑性化することによるベースシアの低減が入力地震動の周波数特性によって異なるという結果をまとめたものを表 5-1, 図 5-13, 図 5-14 に示す。図 5-13 の横軸は弾性地盤システムの固有振動数と入力地震動の卓越振動数の比であり、縦軸は、各ケースについて、弾性地盤と基礎浮き上がりシステム, また弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステムそれぞれのベースシアの最大値の弾性地盤システムのそれに対する比を表している。図 5-14 は図 5-13 を 3 次元的にまとめたものである。

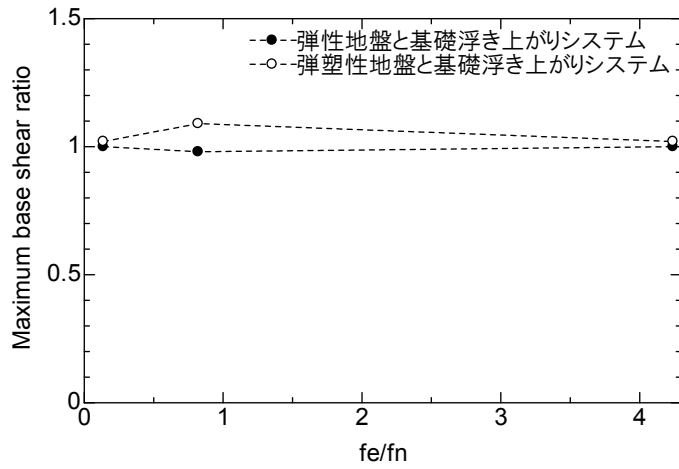
図 5-13 から、基礎浮き上がりと地盤の材料非線形による橋脚の断面力低減効果の程度は、弾性地盤システムの固有振動数と入力地震動の卓越振動数が近い場合に最も大きくなっていることがわかる。この傾向は、入力地震動として正弦波状の波を用いた場合と同様のものである。図 5-13(a)に示すように、最大加速度が 0.5 m/s^2 の場合に断面力が増大しているケースがあるが、これは、弾性地盤システムの固有振動数よりもわずかに長周期側にある入力地震動の卓越振動数と、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形によって振動しやすくなる振動数が近づいたためと考えられる。

入力地震動の強度レベルの違いによる橋脚の断面力低減効果の違いであるがシステムの固有振動数と入力地震動の卓越振動数が近い場合に注目すると、図 5-13(a), (b), (c)の比較から、強度が大きくなるほど断面力低減効果が大きく表れることがわかる。この傾向は、図 5-13 と図 4-12 との比較から、入力地震動が正弦波の場合と大きく異なっている点である。

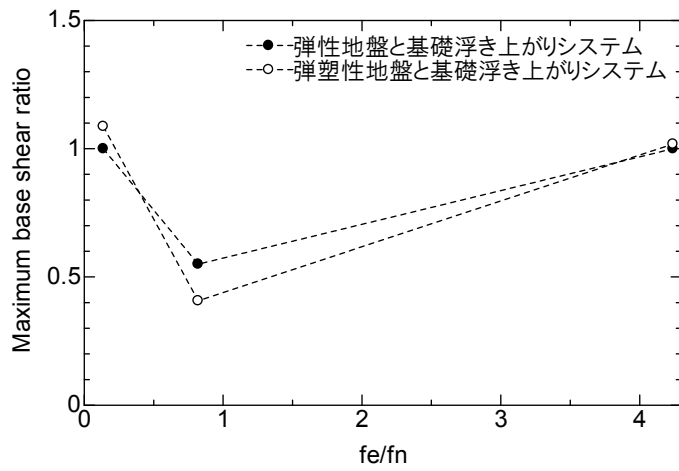
入力地震動として正弦波を用いた場合と実地震動を用いた場合の橋脚の断面力低減効果の差異は、正弦波は極端に狭帯域の周波数特性を有しているが、実地震動はある帯域の幅をもっていることにより生じていると考えられる。

表 5-1 橋脚の断面力低減効果

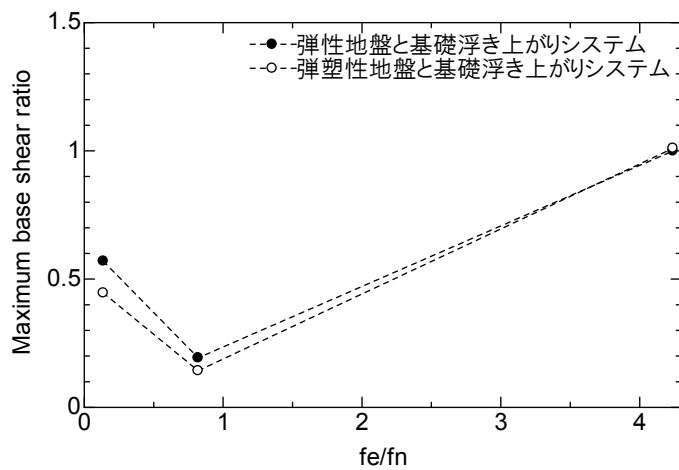
(a) 0.5m/s^2 の場合			
	弾性地盤システム	弾性地盤と基礎浮き上がりシステム	弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステム
$f_e < f_n$ (K-NET 豊橋記録)	1.0	1.0	1.02
$f_e \cong f_n$ (東北 1978 記録)	1.0	0.98	1.09
$f_e > f_n$ (K-NET 五色記録)	1.0	1.0	1.02
(b) 2m/s^2 の場合			
	弾性地盤システム	弾性地盤と基礎浮き上がりシステム	弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステム
$f_e < f_n$ (K-NET 豊橋記録)	1.0	1.0	1.087
$f_e \cong f_n$ (東北 1978 記録)	1.0	0.55	0.409
$f_e > f_n$ (K-NET 五色記録)	1.0	1.0	1.018
(c) 6m/s^2 の場合			
	弾性地盤システム	弾性地盤と基礎浮き上がりシステム	弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステム
$f_e < f_n$ (K-NET 豊橋記録)	1.0	0.57	0.446
$f_e \cong f_n$ (東北 1978 記録)	1.0	0.193	0.143
$f_e > f_n$ (K-NET 五色記録)	1.0	1.0	1.01



(a) 断面力低減効果のまとめ (0.5m/s²の場合)

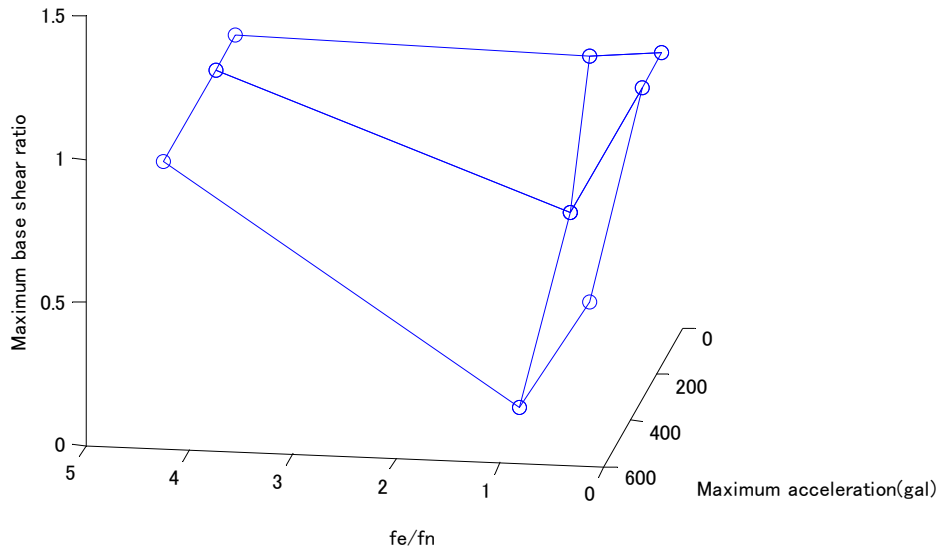


(b) 断面力低減効果のまとめ (2m/s²の場合)

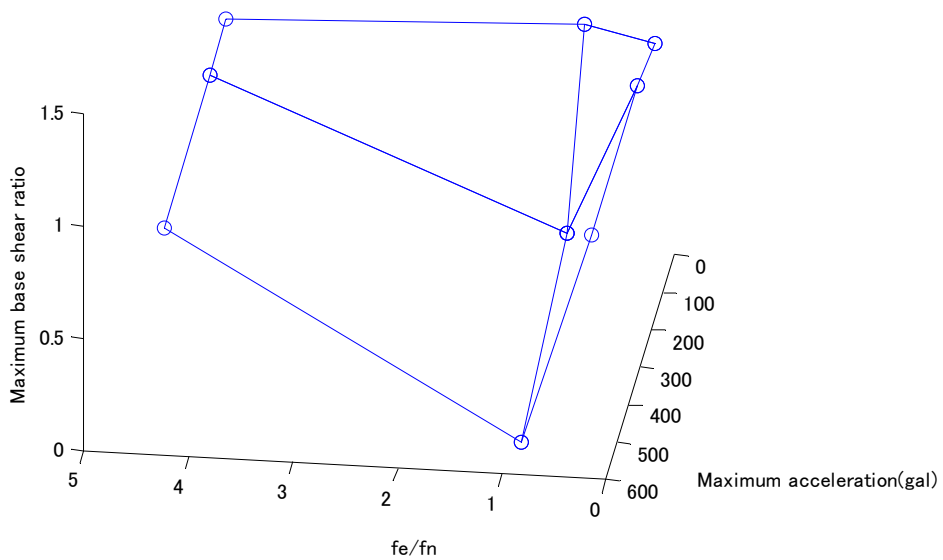


(c) 断面力低減効果のまとめ (6m/s²の場合)

図 5-13 断面力低減効果のまとめ



(a) 断面力低減効果のまとめ（弾性地盤と基礎浮き上がりシステム）



(b) 断面力低減効果のまとめ（弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステム）

図 5-14 断面力低減効果のまとめ

5.7 地盤の硬さの影響の検討

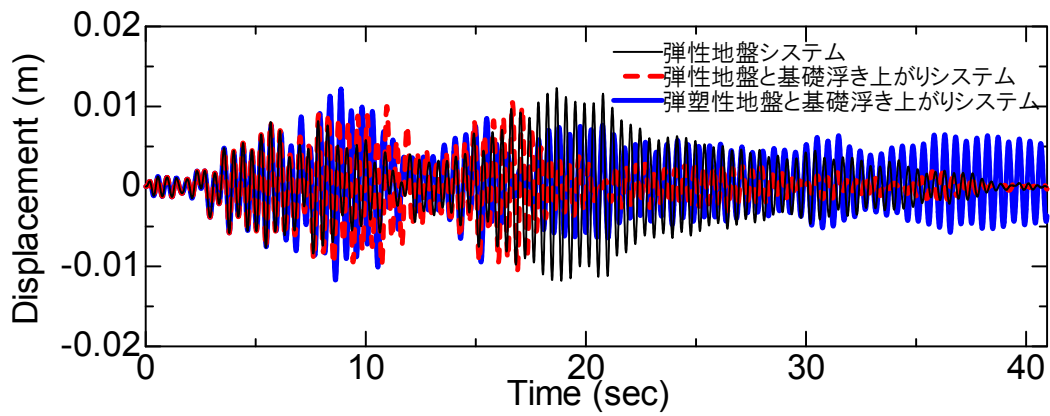
前節までにおいて典型的な橋梁構造物について入力地震動の種類によってどのように断面力低減効果が表れるのか検討を行った。その過程で、地盤の硬さが変わった場合に傾向がどのように変化するのか疑問に思われた、最大振幅が 0.5m/s^2 の東北記録を入力とした場合と最大振幅が 6m/s^2 の東北記録を入力とした場合の2ケースについて、現実により得る極端に地盤が硬いケースとして V_s が 500m/s であると仮定したケースを検討する。

5.7.1 東北 1978 記録, 0.5m/s^2 の場合

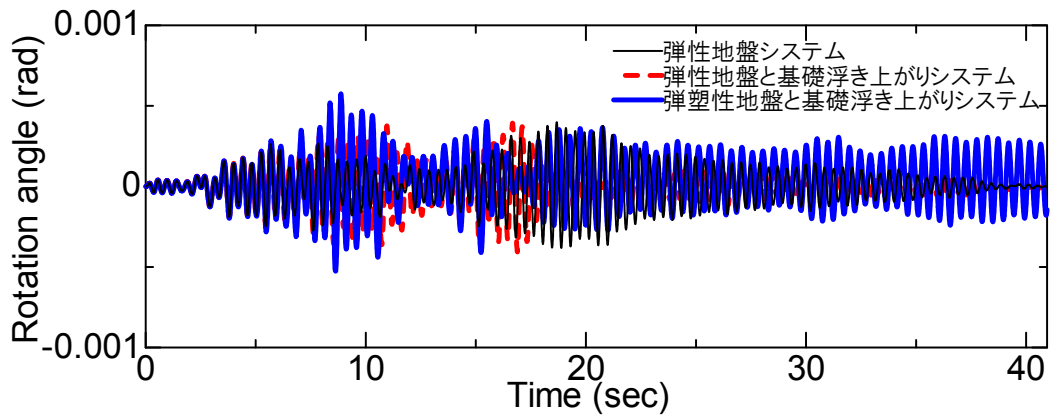
最大振幅が 0.5m/s^2 の東北記録を入力としたときの各種応答時刻歴を図 5-15 に示す。このケースでは、 V_s が 230m/s の場合とは異なり、弾性地盤システムと弾性地盤と基礎浮き上がりシステムの応答の差異が見られる。これは、地盤が比較的硬いため、地盤が軟らかい場合よりも地盤からの反力が大きくなり基礎の浮き上がりが生じやすいためと考えられる。さらに地盤の材料非線形による影響も見られるが、これは基礎が浮き上がったことによって基礎と地盤の接地面積が小さくなったことによって地盤の塑性化が生じやすくなったためと思われる。

5.7.2 東北 1978 記録, 6m/s^2 の場合

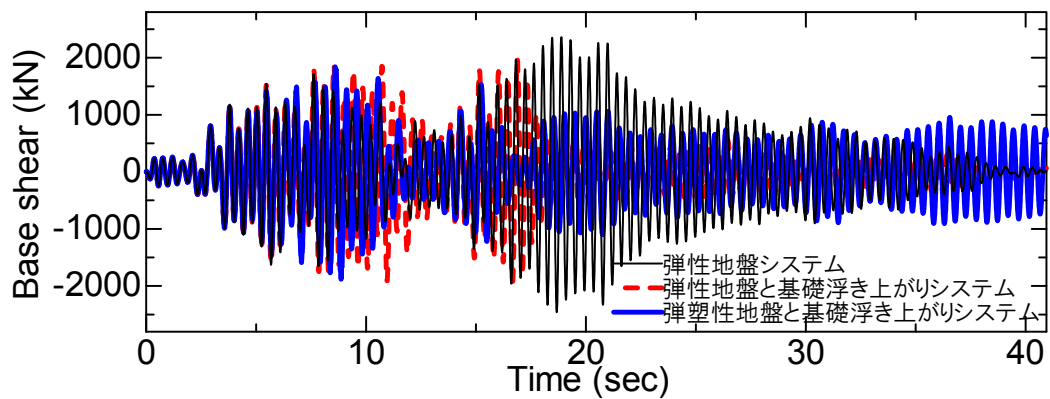
最大振幅が 6m/s^2 の東北記録を入力としたときの各種応答時刻歴を図 5-16 に示す。このケースにおいても、顕著な断面力低減効果が認められる。



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

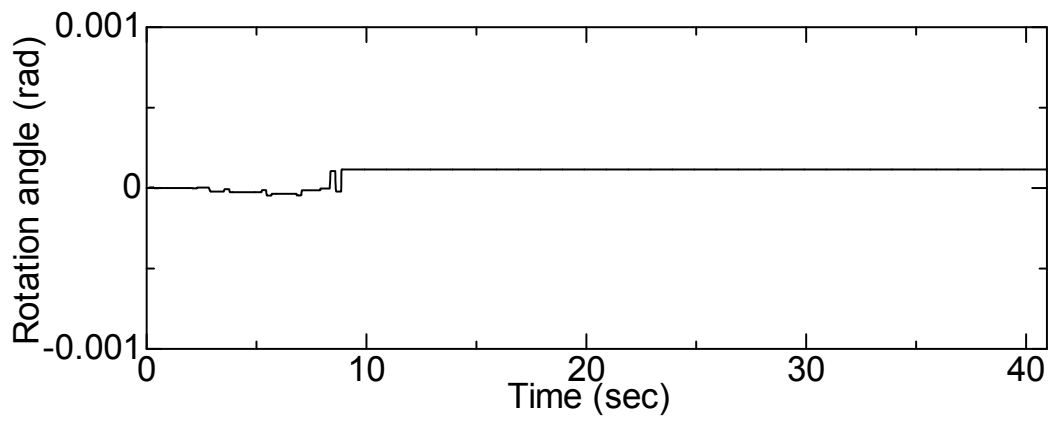


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

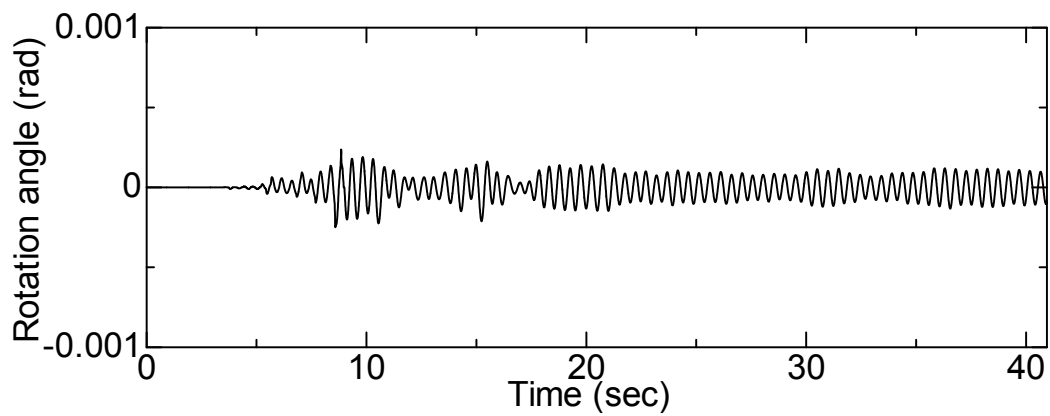


(c) ベースシアの時刻歴

図 5-15 東北 1978 記録, 最大振幅 0.5m/s^2 の場合

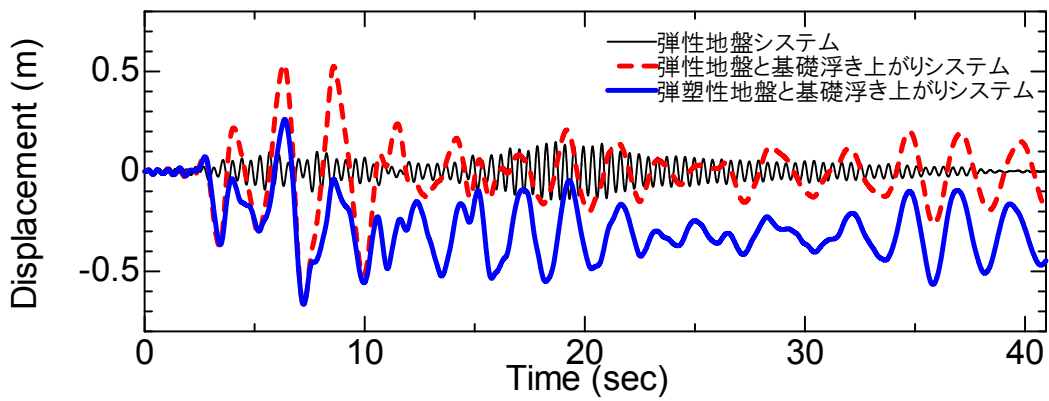


(d) 回轉變位の塑性成分

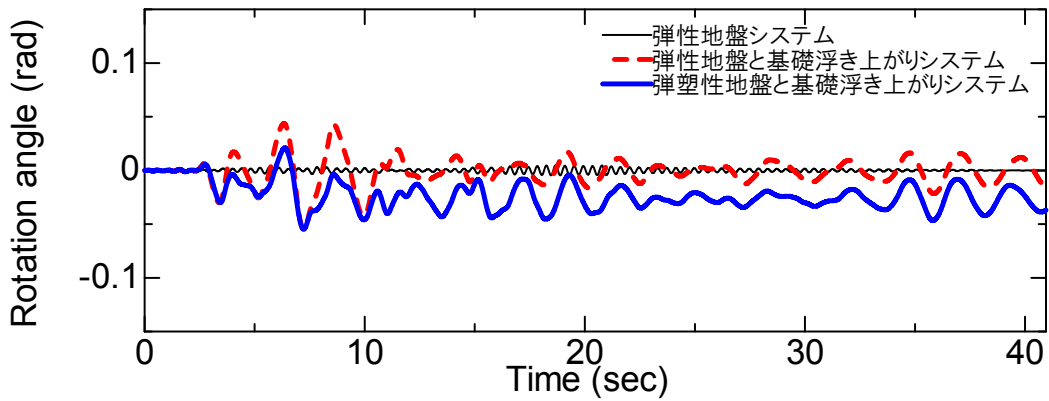


(e) 回轉變位の浮き上がり成分

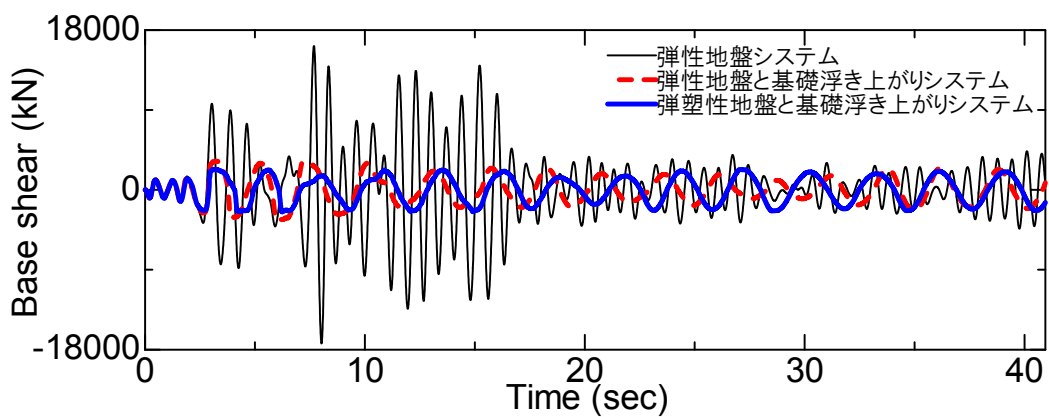
図 5-15 東北 1978 記録, 最大振幅 0.5m/s^2 の場合



(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴

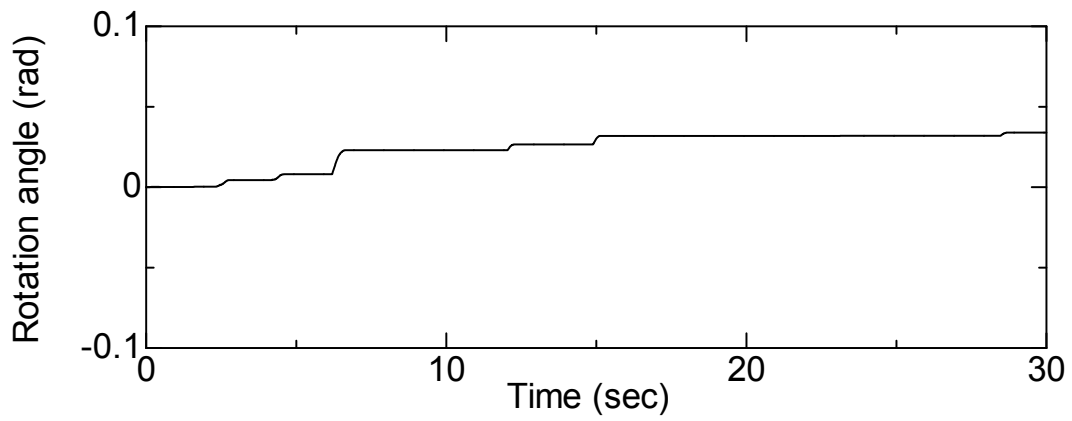


(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴

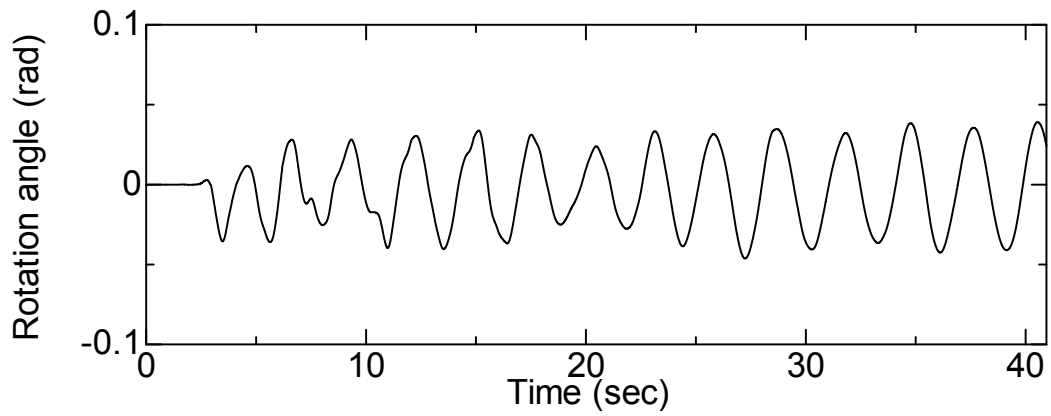


(c) ベースシアの時刻歴

図 5-16 東北 1978 記録, 最大振幅 6m/s^2 の場合



(d) 回轉變位の塑性成分



(e) 回轉變位の浮き上がり成分

図 5-16 東北 1978 記録, 最大振幅 6m/s^2 の場合

5.8 まとめ

入力地震動の周波数特性が橋脚の断面力低減効果に及ぼす影響を検討するにあたり、前章では最も極端な入力として正弦波状の波を考えたが、正弦波は実地震波とは異なっており、前章に示した検討において得られた知見が実観測記録を入力地震動として用いた場合においても同様に得られるのかを確認することが必要であると考えられる。そこで、本章では、周期特性の異なる 3 種類の実観測記録を用いて、それらの最大加速度振幅を 0.5m/s^2 、 2m/s^2 、 6m/s^2 となるように振幅調整し、合計 9 つの入力地震動に対する橋脚の断面力低減効果を検討した。結果を、地盤を弾性体と仮定し浮き上がりしないシステムの固有振動数と入力地震動の卓越振動数の比で整理した。その結果、以下の結論を得た。

- 1) 入力地震動として実観測記録を用いた場合においても正弦波入力と同様に顕著な橋脚の断面力低減が見られた。すなわち、入力地震動の卓越振動数の値が、弾性地盤を仮定し浮き上がらないとしたモデルの固有振動数と近い場合には、弾性地盤を仮定し浮き上がらないとしたモデルは共振現象により、構造物は大きく揺れるが、基礎が浮き上がる場合には共振を免れることで、断面力低減の効果が認められた。ただし、実地震動の場合には、極端に狭帯域の周波数特性を有する正弦波と異なり、ある帯域の幅をもっているため、橋脚の断面力低減の程度は正弦波ほど顕著ではないと考えられる。

6. エネルギー収支に基づく橋脚の断面力低減効果の検討

6.1 概説

前章までにおいて、地盤の材料非線形や直接基礎の浮き上がりによって橋脚に発生する断面力が低減する効果に及ぼす入力地震動の周波数特性の影響について、正弦波状の波や実観測記録を用いて検討を行った。橋脚に発生するベースシアの最大値に着目して結果を整理して、橋脚の断面力低減効果は、地盤を弾性体と仮定して浮き上がりしないシステムの固有振動数と加振振動数が等しい場合に最も顕著に表れること、この振動数より加振振動数が大きいあるいは小さい場合には断面力低減効果の程度は低下することなどがわかった。

このような現象に対し、ベースシアだけに着目するのではなく、地震による入力と構造物の挙動の関係を総合的に把握し、そのメカニズムについての理解を深めるためにはエネルギーの概念を用いて検討することが有効であると考えられる。そこで、本章では、橋脚の断面力低減効果のメカニズムについて、エネルギーの概念を導入して検討を行う。入力された地震動のエネルギーが、どのような形で別のエネルギーなどに変換され、断面力低減の効果をもたらしているのか、また、それが入力地震動の卓越する周波数成分の違いにより、いかに変化するのかについて、エネルギーというスカラー量を用いて整理し、橋脚の断面力低減効果のメカニズムについて考察する。

小規模な直接基礎を有する橋梁構造物については、顕著な橋脚の断面力低減効果が見られた、システムの固有振動数と加振振動数が等しいケースを取り上げる。典型的な直接基礎を有する道路橋については、加振のパターンとして、システムの固有振動数で加振した場合と、事前に行ったパラメトリックな解析により、ある浮き上がりが生じやすい振動数で加振した場合を考える。

6.2 エネルギー収支の評価方法

構造物-橋脚-基礎-地盤システムのエネルギー収支の評価にあたり、木村ら¹⁾が用いたものと同様の定義を用いる。エネルギー収支はシステムの運動方程式から求められる。上部構造物-橋脚-基礎-地盤システムの運動方程式は次式で表される。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} + \{F\} = \{P\} \quad (6-1)$$

ここで、 $[M]$ は質量マトリクス、 $[C]$ は減衰マトリクス、 $[K]$ は剛性マトリクス、 $\{F\}$ は地盤反力ベクトル、 $\{P\}$ は荷重ベクトルである。荷重ベクトル $\{P\}$ は次式で

表される.

$$\{p\} = \begin{Bmatrix} m_1 g \\ -m_1 \ddot{x}_g \\ 0 \\ \vdots \\ m_i g \\ -m_i \ddot{x}_g \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (6-2)$$

ここで、 g は重力加速度、 \ddot{x}_g は地盤の水平方向の加速度である。添え字は質点番号を表す。

式(6-1)の両辺に $du = \dot{u}dt$ をかけて時刻 t まで積分すると、時刻 t までのエネルギーが求まる。

$$\int_0^t \{\dot{u}\}^T [M] \{\ddot{u}\} dt + \int_0^t \{\dot{u}\}^T [C] \{\dot{u}\} dt + \int_0^t \{\dot{u}\}^T [K] \{u\} dt + \int_0^t \{\dot{u}\}^T \{F\} dt = \int_0^t \{\dot{u}\}^T \{P\} dt \quad (6-3)$$

ここで、左辺第一項はシステムの運動エネルギー E_k 、第二項はシステムの減衰エネルギー、第三項は橋脚のひずみエネルギー E_s 、第四項は基礎部分での履歴消費エネルギー E_{hd} である。また、右辺は構造物への入力エネルギー E_{total} である。システムの減衰エネルギーを橋脚の減衰によって失われたエネルギー E_d と逸散減衰によって失われたエネルギー E_{rd} に分離すると以下のようなになる。

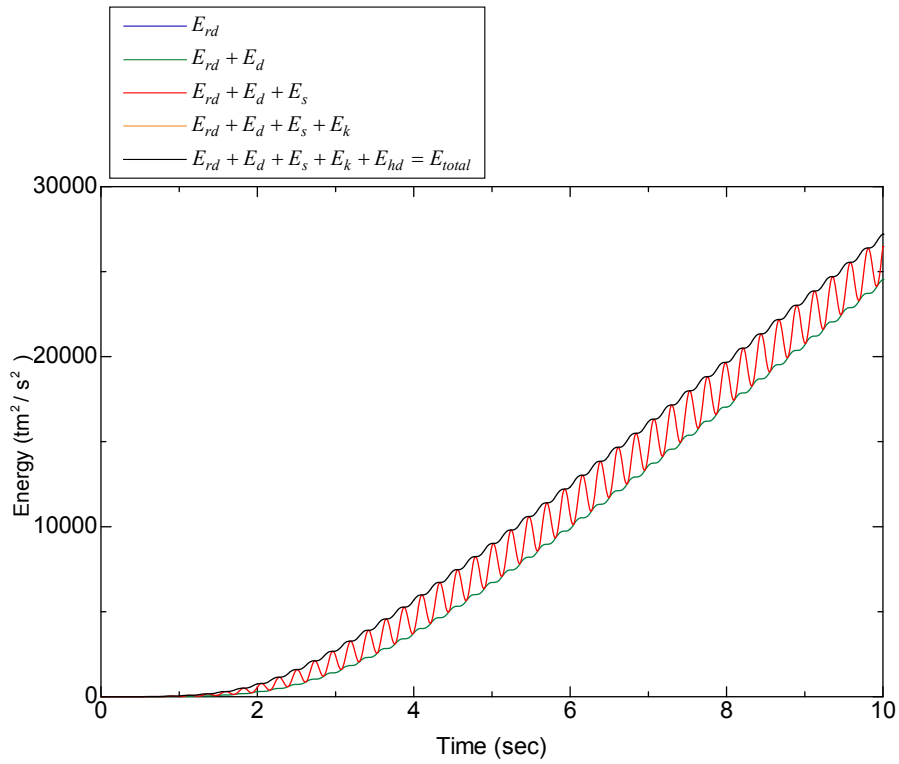
$$\int_0^t \{\dot{u}\}^T [M] \{\ddot{u}\} dt + \int_0^t \{\dot{u}\}^T [C_p] \{\dot{u}\} dt + \int_0^t \{\dot{u}\}^T [C_{rd}] \{\dot{u}\} dt + \int_0^t \{\dot{u}\}^T [K] \{u\} dt + \int_0^t \{\dot{u}\}^T \{F\} dt = \int_0^t \{\dot{u}\}^T \{P\} dt \quad (6-4)$$

ここで、左辺第二項は橋脚の減衰によって失われたエネルギー E_d 、第三項は逸散減衰によって失われたエネルギー E_{rd} である。

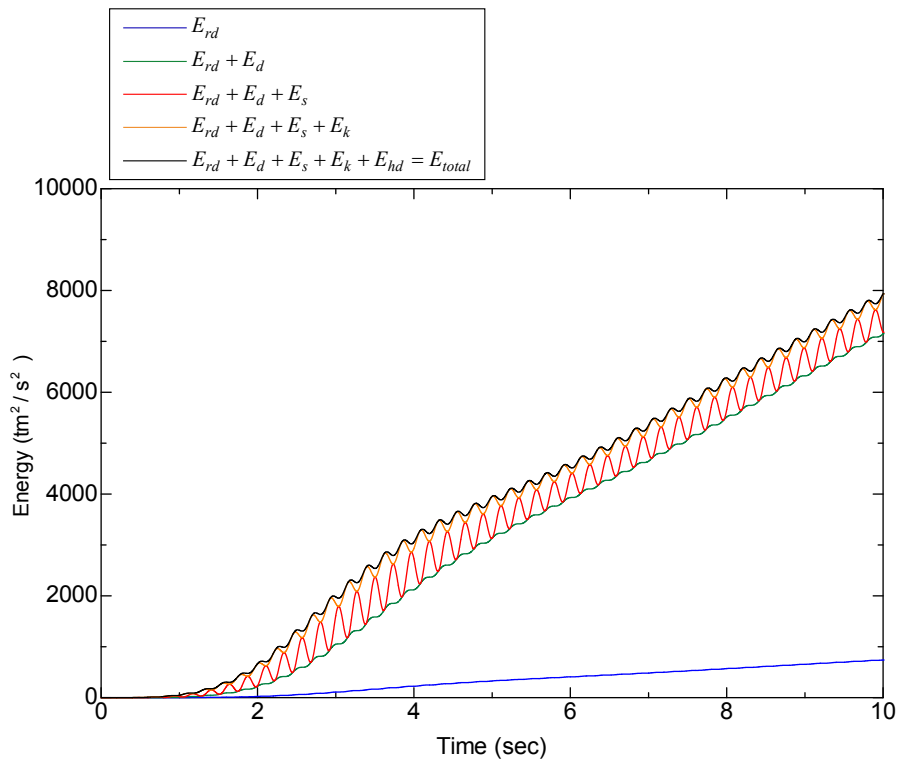
6.3 小規模な直接基礎を有する橋梁構造物の場合

顕著な橋脚の断面力低減効果が見られた、加振振動数が弾性地盤システムの固有振動数と等しいケースを取り上げる。

各モデルのエネルギー収支の時刻歴を図 6-1 に示す。このケースでは、基礎が浮き上がることや地盤の材料非線形によって構造物への入力エネルギーが小さくなっている。基礎が浮き上がる、地盤が塑性化することにより共振を免れ、構造物への入力エネルギーが増大しなくなり、その結果断面力の低減が生じていることがわかる。

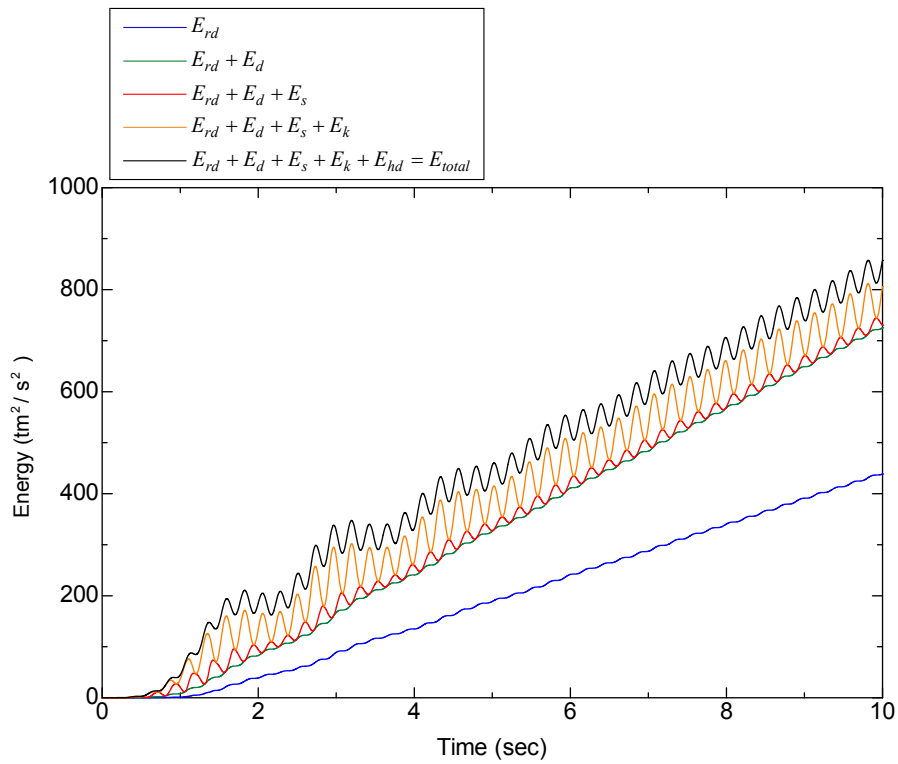


(a) Case (1)のエネルギー収支

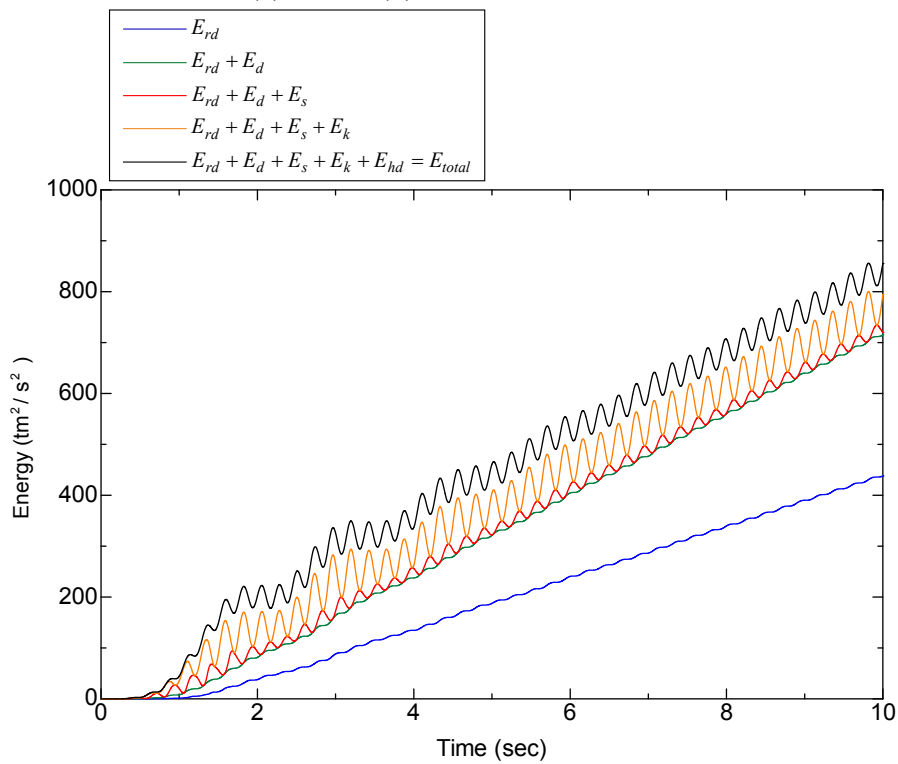


(b) Case (2)のエネルギー収支

図 6-1 Case (c)のエネルギー収支



(c) Case (3)のエネルギー収支



(d) Case (4)のエネルギー収支

図 6-1 Case (c)のエネルギー収支

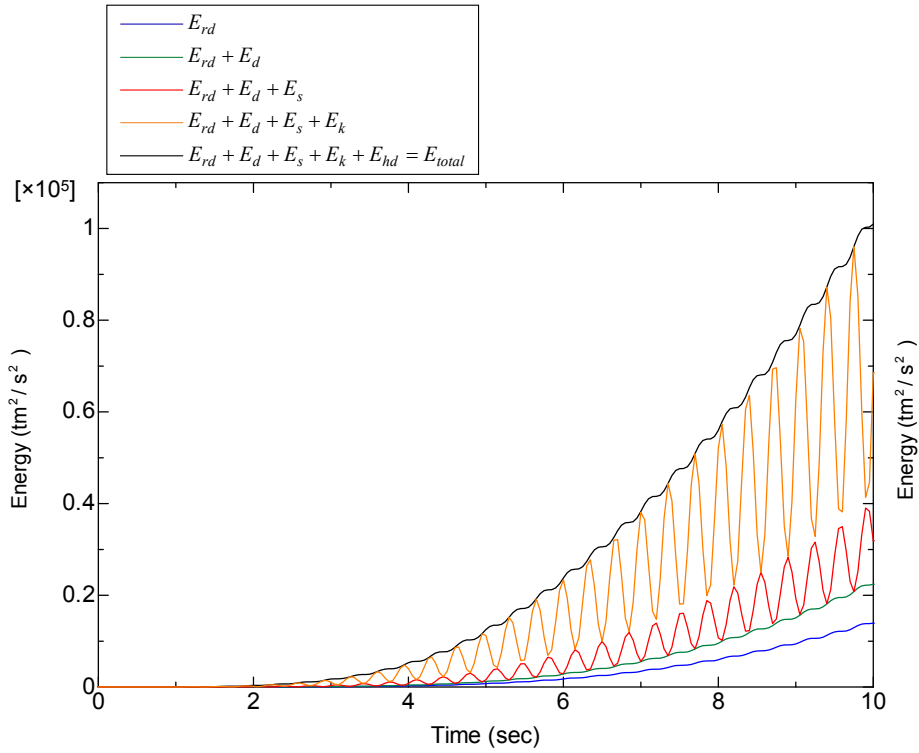
6.4 典型的な直接基礎を有する道路橋の場合

ここでは、弾性地盤システムを線形相互作用システム、弾塑性地盤と基礎浮き上がりシステムを非線形相互作用システムとし、これらの応答を比較して検討を行う。

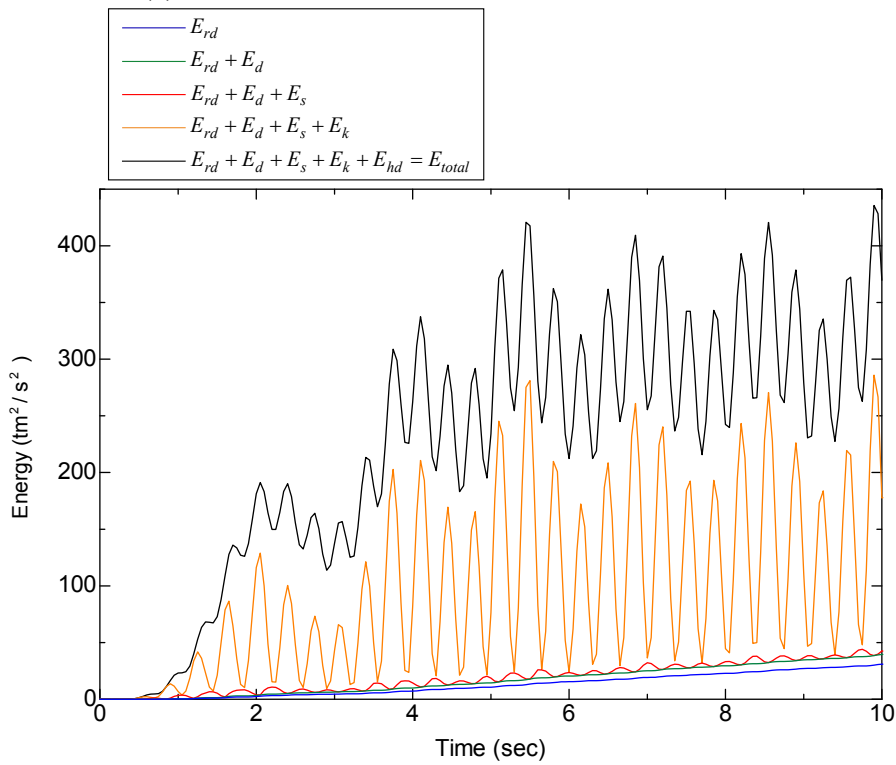
加振のパターンとしては、線形相互作用システムの固有振動数である、1.46Hzで加振した場合と、事前に行ったパラメトリックな解析により、浮き上がりが生じやすい振動数として0.4Hzで加振した場合を考える。どちらのケースにおいても正弦波の最大振幅を 4 m/s^2 とする。

6.4.1 線形相互作用システムの固有振動数で加振した場合

線形相互作用システムの固有振動数としておよそ1.46Hzで加振する場合のエネルギー収支を図6-2に示す。この図は、検討対象モデルに入力動を与えた時に、入力されたエネルギーがシステム内でどのように別のエネルギーに変化されるかを示したものである。線形相互作用システムの場合、どのエネルギーが特に支配的ということはないが、非線形相互作用システムの場合は、橋脚のひずみエネルギーの入力エネルギーにおける割合が小さく、システムの運動エネルギーや基礎部分での履歴消費エネルギーの入力エネルギーにおける割合が大きいことがわかる。線形相互作用システムと非線形相互作用システムの比較を行うため、非線形相互作用システムの回転変位の浮き上がり成分、橋脚に発生するベースシアと合わせて、各種エネルギーを図6-3に示す。図6-3 (a)に示す回転変位の浮き上がり成分が生じ始めると、図6-3 (h)に示した構造物への入力エネルギーにおいて、線形相互作用システムと非線形相互作用システムの差が生じ始め非線形相互作用システムのそれは増加しなくなる。すなわち、基礎が浮き上がることで入力が低減される。それに対応して、図6-3 (c)に示した橋脚のひずみエネルギーや6-3 (b)に示したベースシアにおいても増加しなくなることがわかる。

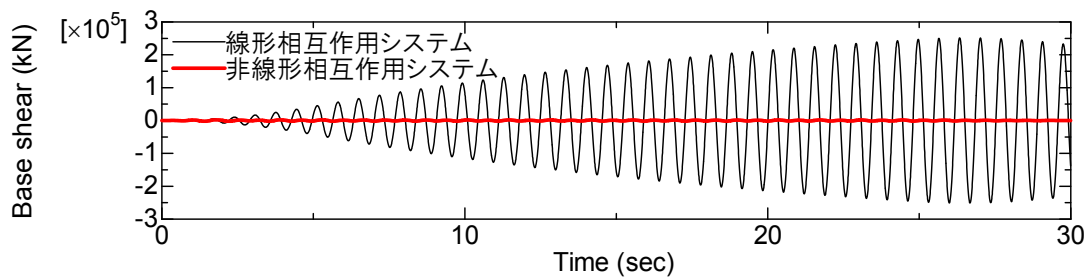


(a) 線形相互作用システムのエネルギー収支

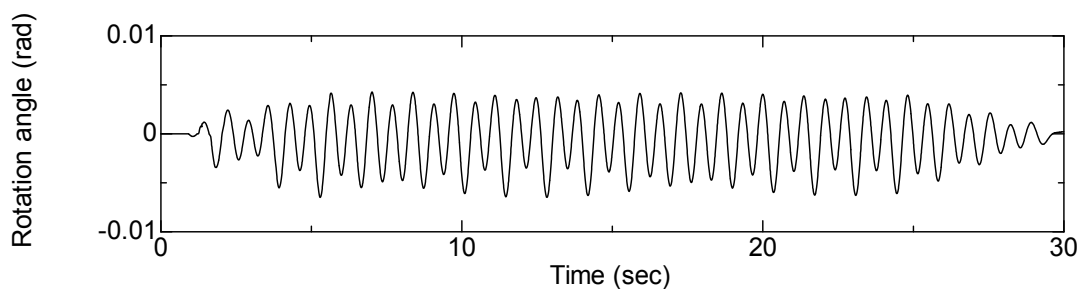


(b) 非線形相互作用システムのエネルギー収支

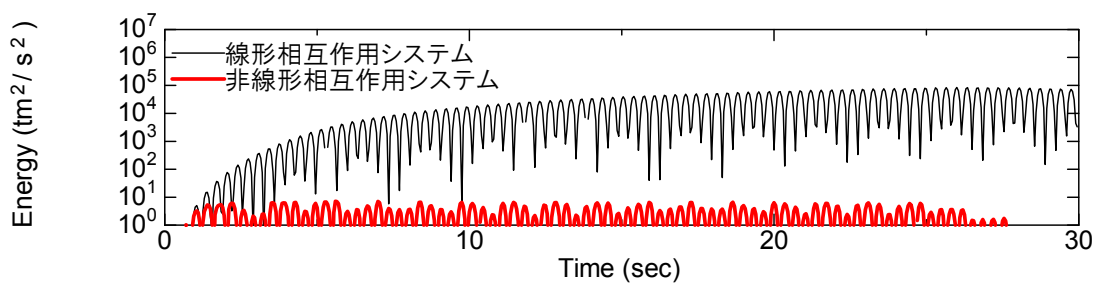
図 6-2 線形相互作用システムの固有振動数で加振した場合



(a) ベースシアの時刻歴

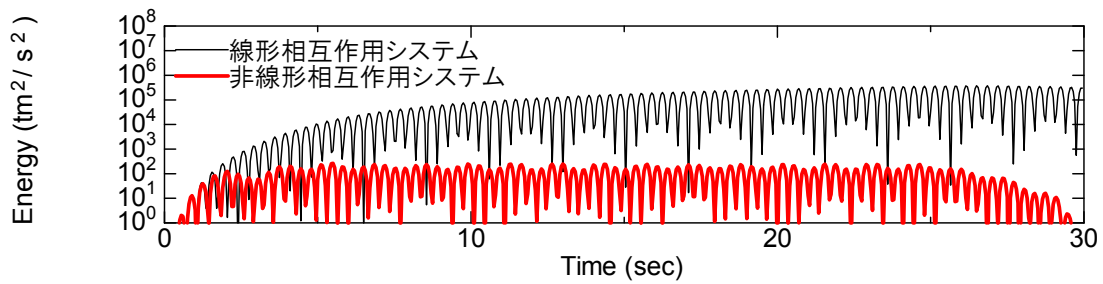


(b) 回転変位の浮き上がり成分の時刻歴

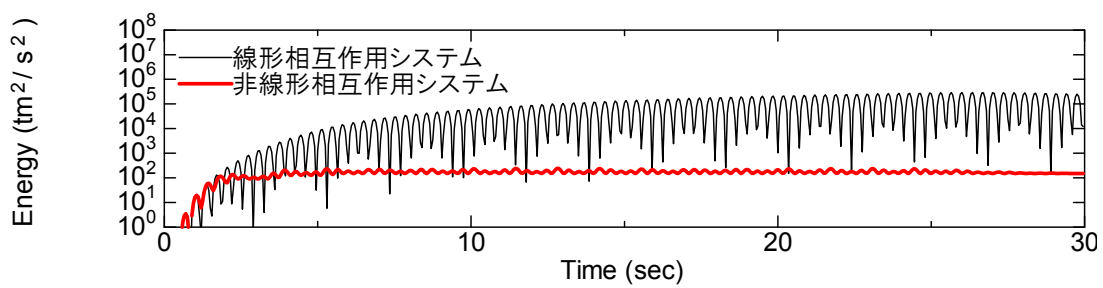


(c) 橋脚のひずみエネルギーの時刻歴

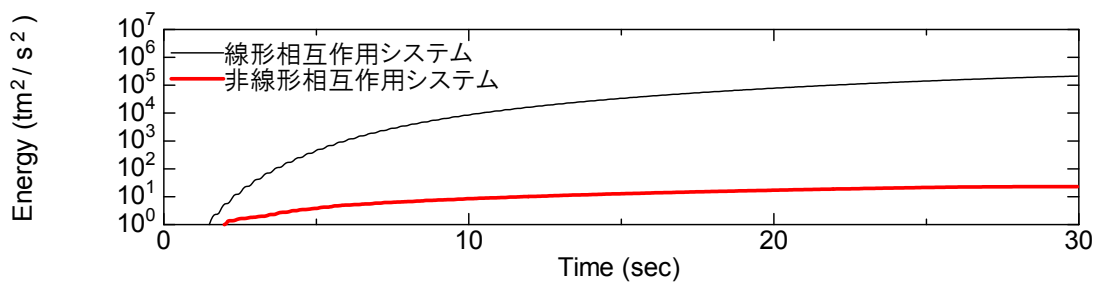
図 6-3 $f_e = f_n$, 1m/s^2 の正弦波の場合



(d) システムの運動エネルギーの時刻歴

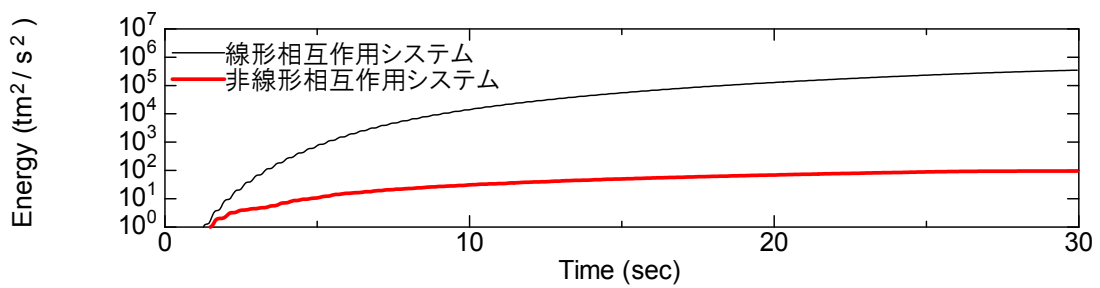


(e) 基礎部分での履歴消費エネルギーの時刻歴

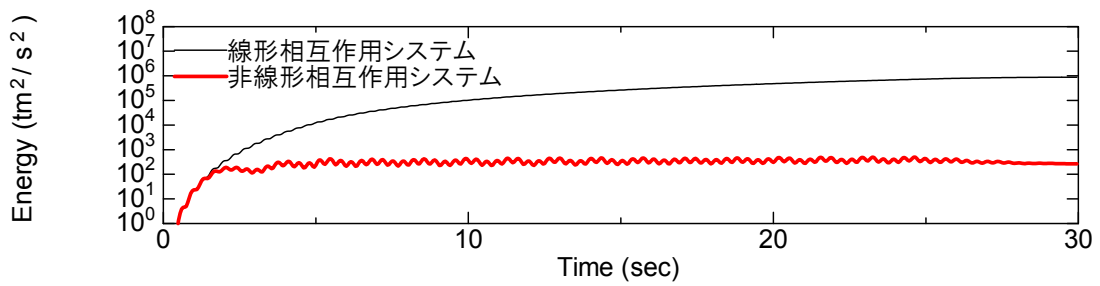


(f) 橋脚の減衰によって失われたエネルギーの時刻歴

図 6-3 $f_e = f_n$, 1m/s^2 の正弦波の場合



(g) 逸散減衰によって失われたエネルギーの時刻歴



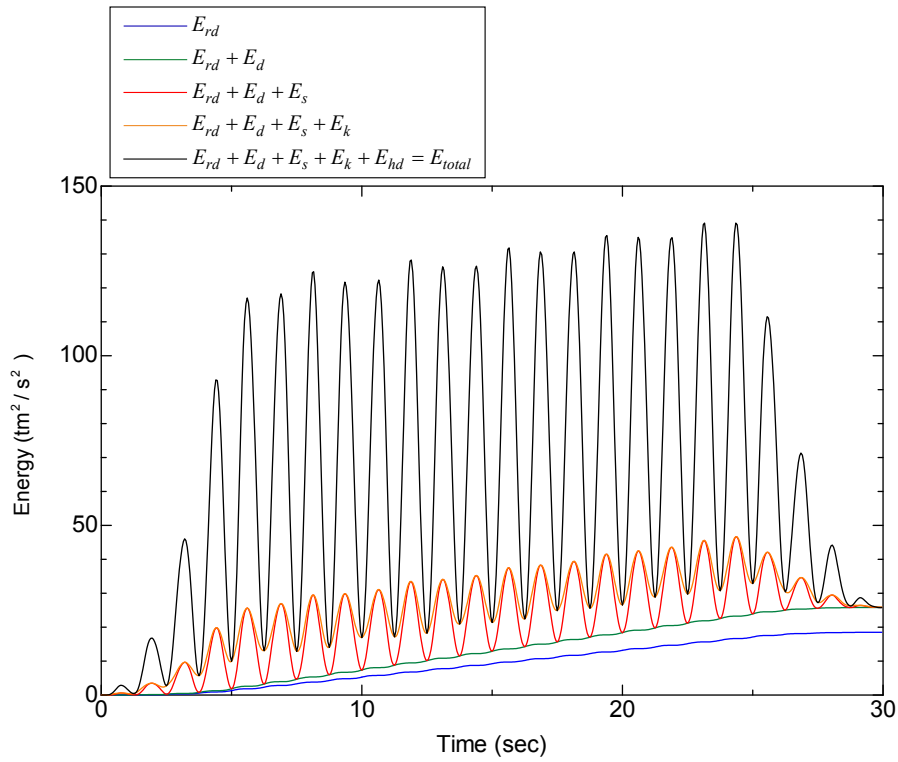
(h) 構造物への入力エネルギーの時刻歴

図 6-3 $f_e = f_n$, 1m/s^2 の正弦波の場合

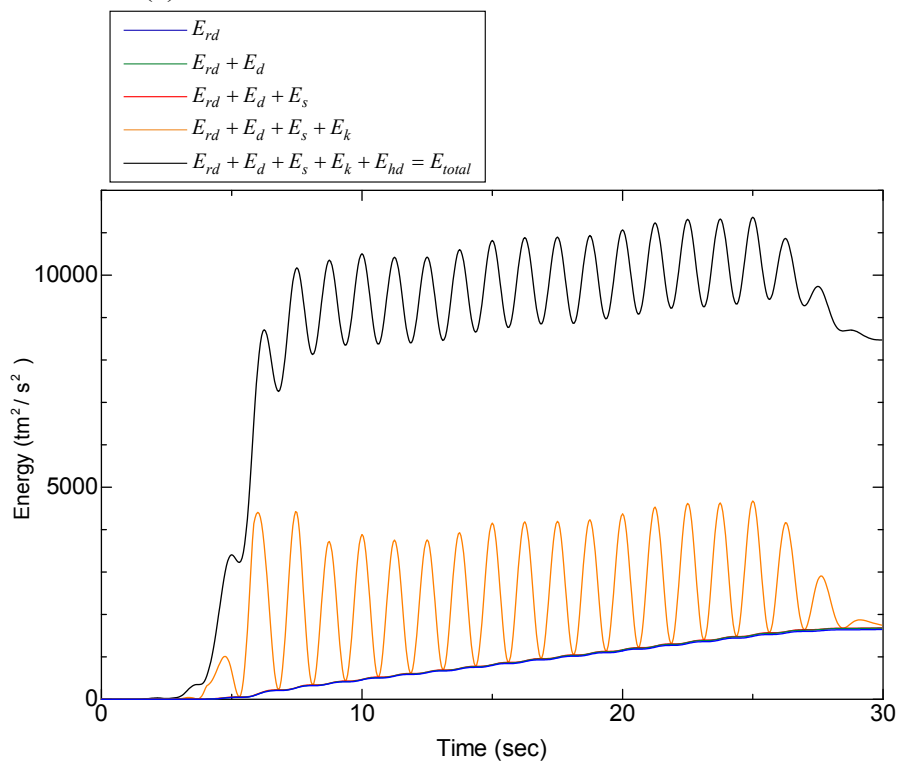
6.4.2 浮き上がりしやすい振動数で加振した場合

次に浮き上がりしやすい振動数として0.4Hzで加振する場合のエネルギー収支を図6-4に示す。両システムともに基礎部分での履歴消費エネルギーが支配的であるが、線形相互作用システムの場合システムの運動エネルギーよりも橋脚のひずみエネルギーの入力エネルギーにおける割合が大きい。非線形相互作用システムの場合その関係が逆転しており橋脚のひずみエネルギーの入力エネルギーにおける割合は極めて小さいことがわかる。両システムの各種エネルギーごとの比較を図6-5に示す。この場合回転変位の浮き上がり成分が発生すると、非線形相互作用システムでは、構造物への入力エネルギーがかえって大きくなってしまふ。しかし、図6-5 (d), (e)に示すように、構造物へ入力されたエネルギーはシステムの運動エネルギーの増加分、基礎部での履歴消費エネルギーに一時的に変換されることにより、図6-5 (c)に示した橋脚のひずみエネルギーは線形相互作用システムのものに対して非線形相互作用システムのもの小さくなり、ベースシアについても同様の傾向となっていることがわかる。

加振振動数を様々に変化させて検討を行い断面力の低減効果と構造物への入力エネルギーの関係をまとめたものを図6-6に示す。横軸は加振振動数 f_e を線形相互作用システムの固有振動数である f_n で除した値 f_e/f_n であり、縦軸は、線形相互作用システムにおけるベースシアの最大値に対する非線形相互作用システムにおけるその比、また線形相互作用システムにおける構造物への入力エネルギーの最大値に対する非線形相互作用システムにおけるその比である。この図より、 f_e/f_n が1よりも大きいときは断面力の低減率と構造物への入力エネルギーの低減率は同程度であり、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形によって構造物への入力エネルギーが低減して断面力低減効果が生じている。一方で、 f_e/f_n が1よりも小さくなるほど、断面力の低減率と構造物への入力エネルギーの低減率は乖離が見られる。構造物への入力エネルギーが低減から増大に転じるようになり、断面力低減のメカニズムが入れ替わるようになると考えられる。これは、 f_e/f_n が1よりも小さくなるほど、浮き上がりが生じやすくなるため、構造物への入力エネルギーが低減から増大に転じるようになり、断面力低減効果のメカニズムが変化していると考えられる。

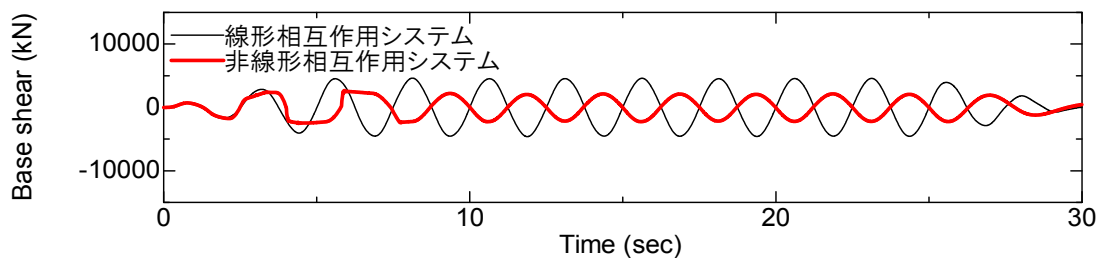


(a) 線形相互作用システムのエネルギー収支

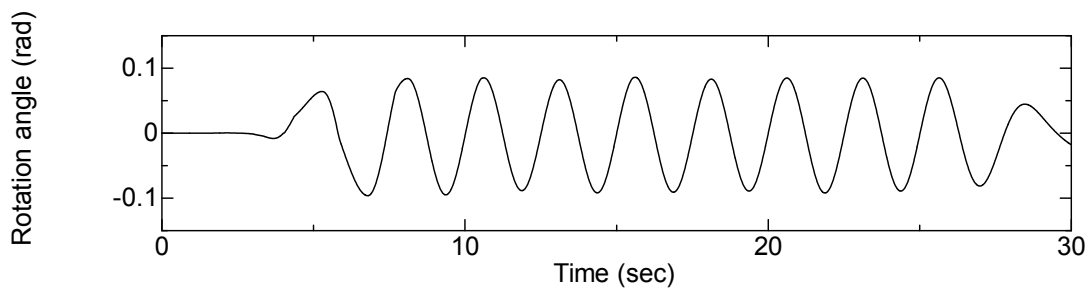


(b) 非線形相互作用システムのエネルギー収支

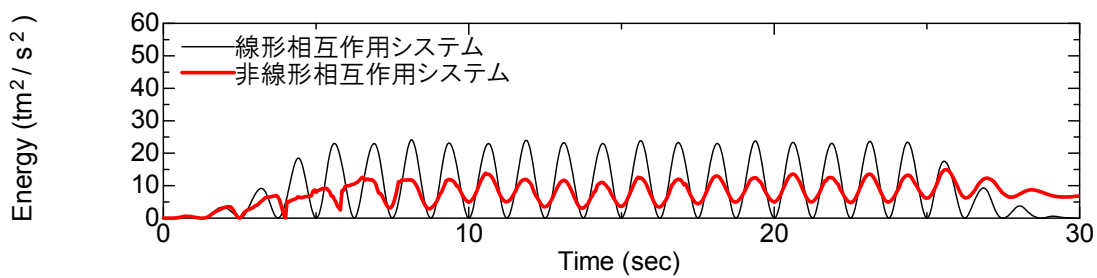
図 6-4 線形相互作用システムの固有振動数で加振した場合



(a) ベースシアの時刻歴

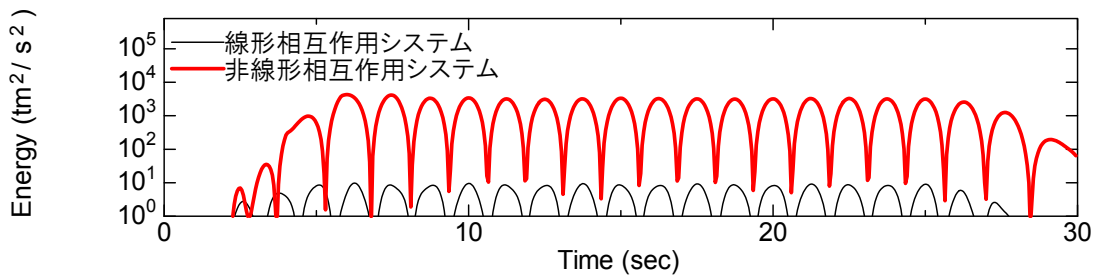


(b) 回転変位の浮き上がり成分の時刻歴

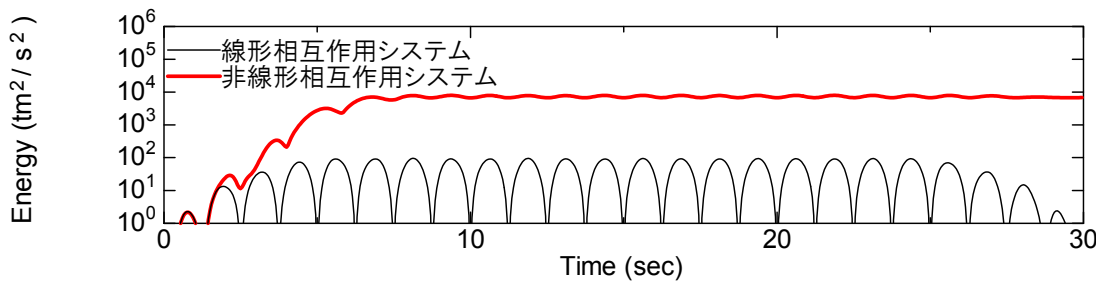


(c) 橋脚のひずみエネルギーの時刻歴

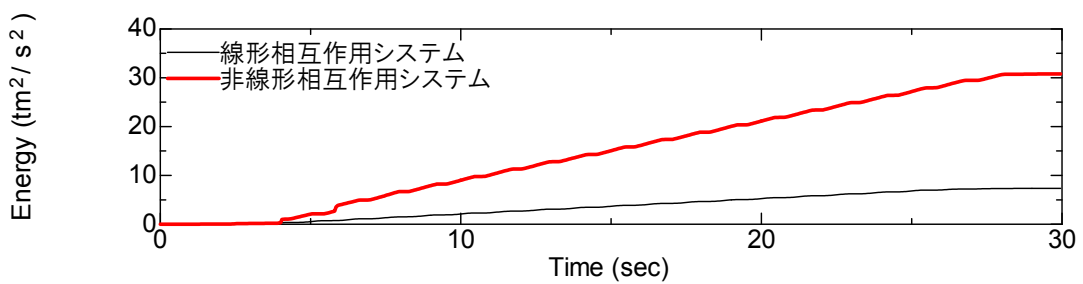
図 6-5 $f_e = f_n$, 1m/s^2 の正弦波の場合



(d) システムの運動エネルギーの時刻歴

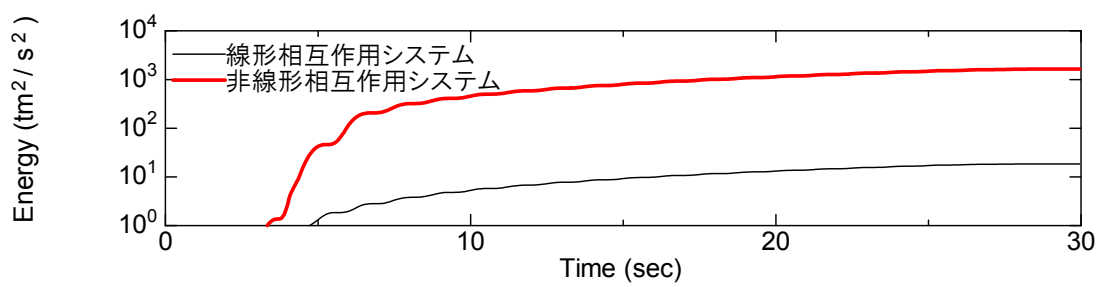


(e) 基礎部分での履歴消費エネルギーの時刻歴

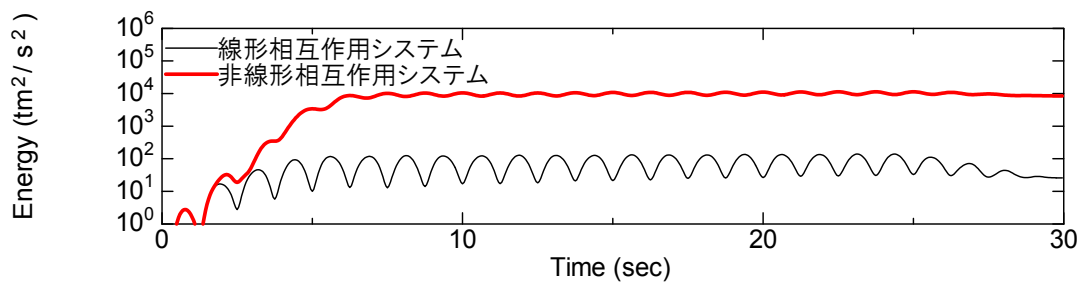


(f) 橋脚の減衰によって失われたエネルギーの時刻歴

図 6-5 $f_e = f_n$, 1m/s^2 の正弦波の場合



(g) 逸散減衰によって失われたエネルギーの時刻歴



(h) 構造物への入力エネルギーの時刻歴

図 6-5 $f_e = f_n$, 1m/s^2 の正弦波の場合

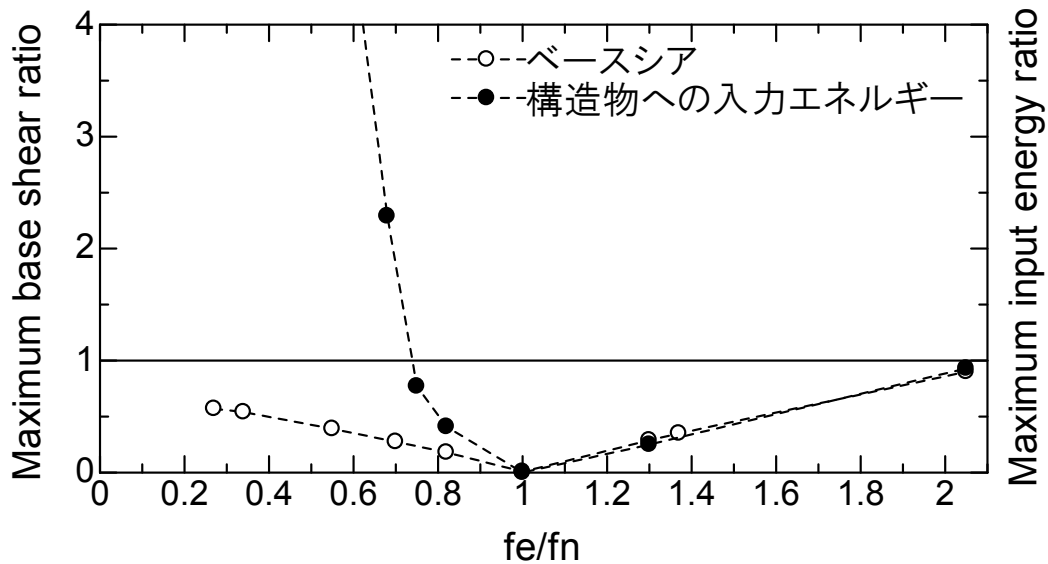


図 6-6 断面力低減効果と構造物への入力エネルギーの関係

6.5 まとめ

前章までにおいて、地盤の材料非線形や直接基礎の浮き上がりによって橋脚に発生する断面力が低減する効果に及ぼす入力地震動の周波数特性の影響について、正弦波状の波や実観測記録を用いて検討を行い、橋脚に発生するベースシアの最大値に着目して結果を整理して、橋脚の断面力低減効果は、地盤を弾性体とし浮き上がりしないシステムの固有振動数と加振振動数が等しい場合に最も顕著に表れること、この振動数より加振振動数が大きいあるいは小さい場合には断面力低減効果の程度は低下することなどがわかった。

本章では、ベースシアの時刻歴だけに着目するのではなく、エネルギーの概念を用いて地震による入力と構造物の挙動の関係を総合的に把握することを試みたことにより、基礎の浮き上がりによって橋脚に発生する断面力が低減する現象といっても、エネルギー的にみると、そのメカニズムには、(1) 加振振動数によっては構造物への入力エネルギーが増大しなくなることにより断面力が低減する場合と、(2) 構造物への入力エネルギーは増大するがシステムの運動エネルギーや基礎部分での履歴消費エネルギーへと変換することにより断面力が低減する場合、の複数のパターンがあることがわかった。

参考文献

- 1) 木村至伸, 河野健二, 崎谷進之介: エネルギー収支に着目した多自由度系構造物の耐震性能評価, 第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 457-462, 2004.

7. 結論

本論文は、直接基礎を有する典型的な道路橋を対象として、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形によって、橋脚の断面力が低減する現象について検討を行ったもので、特にその効果に及ぼす入力地震動の周波数特性の影響に着目したものである。直接基礎と地盤のモデル化にあたっては、直接基礎のマクロエレメントモデルを用い、入力地震動として周波数特性や強度特性の異なる複数の正弦波や実地震動を用いて、橋梁の応答や橋脚に発生する断面力の低減について検討を行った。さらに上部構造物 - 橋脚 - 基礎 - 地盤系への地震動の入力エネルギーが各種のエネルギーに変換され、消費されるのかを評価することにより橋脚の断面力が低減される効果のメカニズムについて考察を加えた。本研究の検討の結果、以下の結論を得た。

- 1) 入力地震動として正弦波を用いた場合、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による橋脚の断面力低減効果は、地盤を弾性体とし浮き上がりしないと仮定した橋梁の固有振動数と加振振動数が等しい場合に最も顕著に表れた。これは揺れがある程度より大きくなると、基礎が浮き上がることで、地盤が塑性化することによりシステムが長周期化し、共振を免れるためであると考えられる。この振動数より加振振動数が大きいあるいは小さい場合には断面力低減効果の程度は低下する。また、この振動数よりも小さい振動数で加振したとき入力地震動の振幅によっては断面力が逆に増大する場合もあった。さらに、地盤の材料非線形は基本的には橋脚の断面力を低減させるように作用し、また、入力の強度レベルにより基礎の浮き上がりの程度や地盤の材料非線形の程度が複雑に変化するため、橋脚の断面力低減効果の程度も様々に変化することを考察した。
- 2) 入力地震動として実観測記録を用いた場合においても正弦波入力と同様に顕著な橋脚の断面力低減が見られた。すなわち、入力地震動の卓越振動数の値が、弾性地盤とし浮き上がらないとしたモデルの固有振動数に近い場合には、基礎が浮き上がる場合には共振を免れることで、顕著な橋脚の断面力低減の効果が認められた。ただし、実地震動の場合には、極端に狭帯域の周波数特性を有する正弦波と異なり、ある帯域の幅をもっているため、橋脚の断面力低減の程度は正弦波ほど顕著ではないと考えられる。
- 3) 基礎の浮き上がりにより橋脚の断面力低減効果がみられる一方で、過度な浮き上がりを生じ、上部構造物の水平変位が大きくなりやすい加振振動数が

存在するので注意を要する。その振動数は入力地震動の強度，さらに地盤の材料非線形の影響を強く受け変化する。

- 4) 基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形によって橋脚に発生する断面力が低減する現象といっても，エネルギー的にみると，そのメカニズムには，(1) 加振振動数によっては構造物への入力エネルギーが増大しなくなることにより断面力が低減する場合と，(2) 構造物への入力エネルギーは増大するがシステムの運動エネルギーや基礎部分での履歴消費エネルギーへと変換することにより断面力が低減する場合，の複数のパターンがある。

本研究で得られた知見は，基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形による橋脚の断面力低減効果のメカニズムについての理解を深めるものであり，設計者がその効果を定量的に評価し，意図する直接基礎を有する橋梁構造物の性能をより正確に把握，実現する上で有用であると考えられる。

今後の課題として，今回の検討で網羅できていない様々な構造物特性，地盤特性の考慮，入力地震動としてさらに多くの実地震動を用いた検討や，入力地震動特性として位相特性などに着目した検討，橋脚の塑性化を考慮に入れた検討，耐震設計へ向けての展開があげられる。

謝辞

本研究は著者が徳島大学大学院博士後期課程において行った研究成果を取りまとめたものです。

徳島大学大学院ソシオテクノサイエンス研究部准教授三神厚先生には、本論文の初期の段階から多くのご示唆と貴重なご助言をいただくと共に、終始適切なご指導と暖かい励ましを賜りました。著者が学部4年生の途中から研究指導を引き受けて下さり、研究者としての心構えを一からご指導いただきました。大変感謝しております。

徳島大学大学院ソシオテクノサイエンス研究部教授渦岡良介先生には、ご多忙にも関わらず本論文の主査を引き受けて下さり、本論文についての大変貴重なご指摘、ご助言をいただきました。普段から気にかけて下さり、研究が順調に進んでいないときは大変励まされていました。大変感謝いたしております。

徳島大学大学院ソシオテクノサイエンス研究部教授成行義文先生、長尾文明先生には、ご多忙にも関わらず本論文の副査を引き受けて下さり、本論文についての大変貴重なご指摘、ご助言をいただきました。学部時代に先生方の講義で学んだことが本研究を進める上で役立っています。大変感謝しております。

徳島大学大学院ソシオテクノサイエンス研究部班長石丸啓輔氏には、ご多忙にも関わらず、著者の研究活動を様々な形でご支援していただき非常に感謝しております。

北見工業大学社会環境工学科助教齊藤剛彦先生には、ご多忙にも関わらず、著者の様々な疑問に対してご教示いただきました。大変感謝しております。

本研究では土木研究所において中谷氏らによって開発された解析プログラムを使用いたしました。記して感謝の意を表します。

本研究では防災科学技術研究所K-NETの強震記録を使用いたしました。記して感謝の意を表します。

著者が在籍した基礎工学研究室、構造工学研究室、地震工学研究室の卒業生ならびに在校生の皆様には、有形無形のご援助を頂きました。深く感謝しております。

最後に、著者を励まし支え続けてくれた両親、兄弟に感謝いたします。