

地震時における杭基礎ラーメン高架橋の非線形
および構造全体系を考慮した入力損失効果と
耐震設計への実装に関する研究

2020年9月

寶地 雄大

埼玉大学大学院理工学研究科（博士後期課程）
理工学専攻 環境科学・社会基盤コース
指導教員 齊藤正人

地震時における杭基礎ラーメン高架橋の非線形および構造全体系を 考慮した入力損失効果と耐震設計への実装に関する研究

寶地 雄大

Filtering effect and implementation into seismic design by rigid frame viaduct structure
with pile foundation considering nonlinearity and whole structural system
during strong earthquake motion

Yudai Hochi

Summary

In recent years, Japan has experienced an increasing number of short-period-dominated, high-acceleration earthquake motions. These earthquake motions far exceed the standard design response spectrum for short-period regions. However, only a limited amount of damage to structures founded on piles and some other types of structures is found to be caused by such earthquake motions. One of the possible reasons for this is the earthquake motion filtering effect through kinematic interaction. It is well known that unlike soil's free field behavior, pile foundations restrict the motion of the surrounding soil during an earthquake and modify the input earthquake motion for structures. If the filtering effect is taken into consideration in the seismic design, the structure can be rationalized. Several studies focusing on the kinematic interactions for pile foundations are available in the literature. These available studies, however, have various limitations such as:

- a pile foundation rigidly connected to a rigid footing is often examined. However, the filtering effect of a pile foundation, where a pile is connected to elastic beam, is largely unknown.
- geology and stratum are complicated in Japan and soil conditions often change greatly within the structures. In such cases, seismic motion with a phase lag is input at each point of the structure. Since each element of the rigid frame is rigidly connected, the rigidity and the three-dimensional motion of the superstructure affect the motion of the pile foundation. It is necessary to develop a phenomenon elucidation and evaluation method for filtering effect by rigidity and motion of the whole structure system.
- most of the studies assume that both the soil and piles behave linearly. This linearity-based approach, however, cannot be straightforwardly applied to the filtering effect caused by strong earthquake motions as they essentially involve nonlinearity of both the soil and piles.

- impact of filtering effect on the short-period-dominated earthquake motions is largely unknown.
- past studies evaluate the filtering effect by using a single layer soil model under linear conditions. This approach, however, cannot be applied to actual soil and structural conditions. Therefore, it is necessary to develop a simple and general-purpose evaluation method for the filtering effect that can be applied to the static analysis method, which is the mainstream in seismic design practice.
- there is no research on reduction of element size and reinforcing bar that is possible by considering filtering effect in seismic design.

In this study, theoretical and analytical studies are conducted on the abovementioned shortcomings of the available research in the literature. Considering the filtering effect of a rigid frame viaduct structure founded on piles, the phenomenon elucidation and the implementation in seismic design are examined.

This dissertation consists of a total of 7 chapters. Chapter 1 details the background of research, review of past researches, and identification of shortcomings in the past researches. Chapters 2 through 6 are roughly divided into two aspects regarding filtering effect, namely - "clarification of phenomena" and "implementation for seismic design". Chapters 2, 3, and 4 detail studies on the phenomenon elucidation, while Chapters 5 and 6 summarize the studies on implementation in seismic design. The outline of the research contents and results of Chapters 2 to 6 are as follows.

In Chapter 2, the following studies are conducted for a rigid frame viaduct with pile foundations: (1) characteristics of filtering effect due to pile foundation, (2) validity of filtering effect evaluation by mass system model, and, (3) filtering effect of pile foundation connected to an elastic beam.

Firstly, the characteristics of filtering effect due to pile foundations are examined. The characteristics are clarified by performing parametric studies with varying ground and pile foundation specifications using an analysis method combining the thin layer element method and equivalent beam method. As a result, the filtering effect due to the pile foundation has a shorter wavelength relative to the pile length when the frequency is higher, so that the effect of restraining the surrounding ground by the pile becomes greater and the characteristic of the filtering effect occurs. It is also found that greater the relative rigidity of the pile foundation to the ground, the greater the filtering effect.

For the verification of the analysis accuracy of the mass system, the validity was carried out next by comparing the analysis results of the mass system model and the detailed analysis method. Based on the results, it is clarified that the results from the mass system model and the detailed method are in a good match; the filtering effect can be evaluated accurately in the mass system model.

The filtering effect of pile foundations connected to flexible beams was examined for four foundation types: (a) single pile, (b) group pile, (c) 1 column-1 pile type, and (d) pile-vent. The filtering effect was examined by dynamic analysis using a mass system model. Results show that the filtering effect is larger in the order of: group pile, 1 column-1 pile type, pile-vent, and single pile. In the group pile, the filtering effect is the largest due to the constraint effect of the pile head behavior due to the rigid footing. In addition,

in the 1 column-1 pile type and pile-vent structure, the filtering effect is caused by resisting the ground motion due to the frame structure of the pile and the beam, and it is clear that the filtering effect can be expected as in the group pile.

In Chapter 3, effects of the non-linearity of the soil and the pile foundation on the filtering effect are examined. Parametric studies were performed by changing the elasto-plasticity of each element of the soil and pile foundation, and the effect of nonlinearity on the filtering effect was evaluated. Results indicate that as the degree of nonlinearity of the soil increases, the rigidity of the pile with respect to the soil becomes relatively high and the filtering effect increases. On the other hand, it is also clarified that the nonlinearity of the pile makes the rigidity of the pile relatively small with respect to the soil and reduces the filtering effect. However, the effect is smaller than when the soil is nonlinear.

In Chapter 4, the filtering effect generated from the whole structure system is examined. Dynamic analyses were carried out using a two-dimensional and three-dimensional model for a 1 column-1 pile type rigid frame viaduct. The filtering effect mechanism of the entire structure from the response results of the 3D model was examined. As a result, it became clear that the filtering effect due to the behavior of the whole structure system is caused by the horizontal rigidity of the pile foundation and the whole structure system.

In addition, to evaluate the filtering effect of the whole structure system, results of the 2D model and the 3D model were compared. Comparison reveals that at the center cross section of the structure, a larger filtering effect is generated by considering the pile and horizontal rigidity, compared to the filtering effect (two-dimensional model) generated from the pile foundation. On the other hand, at the edge of the structure, it is found that the filtering effect considering the pile foundation and horizontal rigidity is smaller than the filtering effect of the pile foundation (two-dimensional model). This is because of the rotational movement of the structure.

In Chapter 5, methods for implementing the filtering effect of pile foundation structures in the static analysis method, which is the mainstream in seismic design, are examined. In addition, effect of filtering effect on short-period-dominated earthquake motion is also examined. Firstly, a method for evaluating the filtering effect was developed. The filtering effect due to the pile foundation was calculated by the seismic deformation method and the effect due to the superstructure was assumed to be that the ground motion was obliquely input on the foundation (superstructure), and the theoretical solution of the foundation motion was derived. The filtering effect of the whole structure was evaluated by superposing the pile foundation and superstructure. The validity of the evaluation method was then verified by comparing the results of the evaluation method and the dynamic analysis method.

Next, a method for easily reflecting the filtering effect in the nonlinear response spectrum used in the static analysis method was investigated. The method is a means of correcting the spectrum by calculating the response spectrum ratio using random vibration theory. The validity of the evaluation method was then verified by comparing the nonlinear response spectrum calculated from the evaluation method and the iterated integral method.

The effect of the filtering effect on the short-period-dominated earthquake motions was investigated. Based on the observed earthquakes in the Tohoku Earthquake, the nonlinear spectra of the structure considering the filtering effect of both the pile foundation and the whole structural system were calculated. It is clarified that the reduction of the structure response becomes remarkable in the short period region due to the filtering effect in the earthquake motion containing many short period components.

In Chapter 6, the effect of filtering effect on the response values and verification values of the structure and the rationalization of the structure are examined by conducting a trial design considering the filtering effect for a rigid frame viaduct with pile foundation. The study was carried out by the static analysis method according to the seismic design standard of railways. In the examination, response values and verification values were compared. In addition, changes in the amount of reinforcing bar and element dimensions due to the filtering effect were compared. Results show that the inertial force acting on the structure is reduced by the filtering effect. Consequentially, the cross-sectional force generated by each element decreases and the design margin increases. In addition, the element size and reinforcing bar can be reduced by considering the filtering effect. From this, it became clear that the structure could be significantly rationalized by considering the filtering effect in the seismic design.

Finally, in Chapter 7, the summary of the current study is presented followed by future direction of the current work.

目次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 杭基礎構造物の Kinematic 相互作用に関する既往の研究	6
1.2.1 現象解明に関する研究	6
1.2.2 耐震設計への実装に関する研究	9
1.2.3 既往研究のまとめと課題	10
1.3 本研究の内容と構成	11
第 2 章 杭基礎による入力損失の評価	20
2.1 概説	20
2.2 動的相互作用による入力損失効果	23
2.3 杭基礎による入力損失の特性	25
2.3.1 薄層要素法による入力損失の評価	25
2.3.2 検討条件	26
2.3.3 入力損失の特性	26
2.4 質点系モデルによる入力損失の評価	32
2.4.1 はじめに	32
2.4.2 質点系モデルの概要	32
2.4.3 検証に用いるモデルの概要	34
2.4.4 解析条件	35
2.4.5 質点系モデルの妥当性	35
2.5 柔な梁に接続される杭基礎の入力損失	40
2.5.1 はじめに	40
2.5.2 対象構造物の概要	40
2.5.3 解析条件	40
2.5.4 構造形式による入力損失の特性	41
2.6 第 2 章のまとめ	47

第3章 地盤・杭の非線形性を考慮した杭基礎の入力損失効果 51

3.1 概説.....	51
3.2 非線形性を動的相互作用に考慮する意義.....	52
3.3 解析モデルの概要と非線形特性	54
3.3.1 解析モデルの概要	54
3.3.2 自由地盤の非線形性	54
3.3.3 地盤と基礎の相互作用ばねの非線形性.....	55
3.3.4 杭の非線形性	57
3.4 地盤，杭基礎の解析条件と入力地震動.....	62
3.5 非線形性を考慮した地盤，杭基礎の応答.....	65
3.6 地盤，杭の非線形性が入力損失に与える影響.....	75
3.6.1 地盤の非線形性の影響	75
3.6.2 杭の非線形の影響	75
3.6.3 杭長，杭間隔の影響	75
3.7 第3章のまとめ	78
付録（第3章）	79
付録 3.1 質点系モデルによる解析結果と簡易算定式の比較	79

第4章 ラーメン高架橋全体系の入力損失効果 86

4.1 概説.....	86
4.2 解析モデルの概要と検討条件	88
4.2.1 ラーメン高架橋全体系における有効入力動.....	88
4.2.2 解析モデル	88
4.2.3 解析条件	89
4.3 構造全体系の応答特性	96
4.3.1 構造全体系の応答	96
4.3.2 梁剛性が応答に与える影響.....	96
4.4 構造全体系の入力損失効果	109
4.5 第4章のまとめ	112
付録（第4章）	113

付録 4.1 3次元質点系モデルの固有値解析結果.....	113
-------------------------------	-----

第5章 杭基礎ラーメン高架橋構造全体系の入力損失効果の 耐震設計への実装..... 122

5.1 概説.....	122
5.2 入力損失を耐震設計実務に考慮する上での課題.....	124
5.3 杭基礎による入力損失効果の評価.....	125
5.3.1 評価手法の概要.....	125
5.3.2 評価手法の有効性の検証.....	126
5.4 杭基礎ラーメン高架橋構造全体系の入力損失の簡易な評価.....	130
5.4.1 評価手法の概要.....	130
5.4.2 上部構造物による効果の評価.....	130
5.4.3 評価手法の妥当性の検証.....	133
5.5 入力損失を考慮した簡易な非線形応答スペクトルの低減.....	146
5.5.1 ランダム振動論に基づくスペクトル比の算定.....	146
5.5.2 提案手法の適用性の検討.....	148
5.6 短周期卓越地震動に入力損失が与える影響.....	153
5.6.1 検討条件と地震動.....	153
5.6.2 入力損失による構造物の応答低減効果.....	153
5.7 第5章のまとめ.....	158

第6章 入力損失を考慮した鉄道構造物の試設計..... 162

6.1 概説.....	162
6.2 鉄道の耐震設計基準と入力損失効果の考慮.....	163
6.3 設計条件.....	169
6.3.1 構造条件.....	169
6.3.2 地盤条件.....	169
6.3.3 構造解析モデル.....	170
6.3.4 設計作用.....	173
6.3.5 検討ケース.....	174

6.3.6	照査項目と照査指標	174
6.4	入力損失効果が構造物の応答値，照査値に及ぼす影響.....	183
6.4.1	有効入力係数の算定	183
6.4.2	非線形スペクトル法による応答値の算定.....	183
6.4.3	応答変位法による応答値の算定.....	184
6.4.4	構造物の照査	185
6.5	入力損失を考慮した構造物の合理化の評価.....	199
6.6	第6章のまとめ	202
第7章	結論	204

発表論文一覧

謝辞

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

1995年の兵庫県南部地震以降、地震観測網が整備され、地震が発生するたびに強震記録が多数得られるようになった。これら強震記録の中には、短周期側で設計地震動を上回る強震動記録が近年多く観測されている。2003年には三陸南地震が発生し、短周期側で5%減衰の加速度応答スペクトルが2000galを上回る記録が観測されている。また、2008年には岩手・宮城内陸地震が発生し、一関西では同じく短周期側で5%減衰の加速度応答スペクトルが5000galにも達している。そして、2011年の東北地方太平洋沖地震では、岩手県沖から茨城県沖までの南北約450km、東西約200kmの広いプレート境界で大きなずれが発生し、ほぼ日本全域で有感となり、宮城県栗原市で震度7、宮城県、福島県、茨城県、栃木県で震度6強など広い範囲で強い揺れを観測した。防災科学研究所の強震観測網K-NET、KiK-net[1]では、最大加速度が1000galを超える強震動を記録した地点が約20箇所もあった。また、短周期成分が卓越しており、特にK-NET築館では、周期0.2秒の5%減衰加速度応答スペクトルは10000galに及んでいた。このように近年では、鉄道[2]や道路[3]の耐震設計で規定されている標準的な設計地震動の加速度応答スペクトルを短周期側で大幅に超える記録が多数観測されており、その例を図1.1.1に示す。同図には、鉄道構造物の耐震設計に用いられる標準スペクトルを併せて示している。これらの地震動は短周期側で標準的な設計地震動を上回っているが、設計地震動の加速度応答スペクトルは観測記録をベースに決められていることが多い。その際には概ね0.5秒よりも長周期側では多くの観測記録を包絡するレベルに振幅が設定されているが、短周期領域についてはある閾値でカットされることが多いようである[4]など。短周期側で観測記録の加速度応答スペクトルよりも小さく設定される背景には、土木構造物の固有周期が0.5~1.0秒程度のものが多いことや、短周期側では、地盤と基礎の動的相互作用のうち、入力相互作用(Kinematic Interaction)による入力損失があること等を期待した工学的判断であると言われている[4]。現に、2011年の東北地方太平洋沖地震では、 M_w 9.0という我が国観測史上最大規模の地震であったが、鉄道や道路の構造物被害は限定的であった。その理由として、短周期領域における入力損失効果の影響が考えられ、その解明は、今後の耐震設計における一つの課題である。

構造物への地震作用は、地盤と構造物の相互作用によって決定する。地震動は地盤を介して構造物に作用することになるが、地震動を受けた構造物の振動が地盤に影響を与えることで地

盤の振動そのものも変化する。このような地盤 - 構造物系の動的相互作用により、地盤の揺れが変化し、特に強震時には地盤、構造物が非線形化することで地盤、構造物の振動特性は複雑になる。そのため、ISO23469 [5]では、先に「参照地震動」（構造物が存在しない場合の自由地盤での地震動）を定め、次に参照地震動と地盤 - 構造物モデルに基づいて「地震作用」を評価することとしている。参照地震動は、人間活動に依存しない自然現象と設計行為との境界を明確にするために導入された新しい概念であり、これにより自然現象としての地震動と解析法等に応じた設計に用いる地震作用とを区別している。これは、設計において構造物モデルに作用させる力や変位などの地震作用の値は、計算に用いる構造物モデルや解析法に依存するため、これらに依存しない自然現象としての地震動として参照地震動を設けたものである。例えば、鉄道や道路の耐震設計で用いられる非線形スペクトル法 [6]や保有水平耐力法 [3]などの静的解析法で用いられる応答スペクトルは、地震作用として設計地震動（参照地震動）から評価されているため、これに輸入損失が含まれていても構わない。ところが、前述したように設計地震動の短周期側において動的相互作用の結果として生じる入力損失効果を期待して、ある閾値でカットしてしまう行為は、入力損失を陰に潜めることとなり、今日の性能設計を前提とした設計体系の下では合理性に欠けている。ISO23469 との適合性や性能設計を前提とした設計において、自然現象としての地震動と地震作用を明確に区別するためには、従来のように入力損失効果を陰に潜めるのではなく、陽な形で入力損失効果を評価し、それを地震作用、つまり、構造物の応答に考慮するための合理的な手法の構築が必要である。

入力損失は、山原 [7], [8]が地盤と建物基礎における地震記録の分析から最初に見出した地盤 - 基礎系の動的相互作用の一つである。入力損失は、構造物が存在することによって、地震動による地盤の動きが拘束され、これにより、自由地盤と比較して構造物に入射される地震動が低減される現象を「入力損失」と呼び、実際に入射される地震動を「有効入力動」と呼ぶ。この入力損失効果を耐震設計に考慮することで、実現象に即した合理的な構造物の設計が可能になる。そのため、鉄道の耐震基準 [2]では入力損失を設計に考慮可能であることが示されている。しかし、現状は入力損失が設計実務に取り入れられているとは言い難い。これは、設計者だけの問題ではなく、設計実務および当該地盤や構造物の諸条件に適合した実務的な簡易評価法や解析ツールが整備されていない、あるいは、これらを開発するうえで非線形性の影響や柱や梁からなる上部工を含めた構造物全体系の挙動の影響などが十分に明らかになっていない、などの問題が考えられる。例えば、地盤や構造物周辺地盤および杭基礎の非線形化が入力損失に与える影響や同一構造物内で位相差がある地震動が入力される場合の3次元的な構造物全体系の挙動や剛性により、入力損失効果はどのように変わるのか等である。これら非線形性や構造全体系による挙動や剛性が入力損失に与える影響は、これまで研究事例や検討が少ないのが実情である。そして、入力損失を設計実務に導入するためには、現在の設計体系や実際の設計実務をよく理解する必要がある。現在の土木構造物の耐震設計における地震応答解析法は、動的解析法と静的解析法に大別され、耐震設計に入力損失を考慮するには、この2つの解析法を念頭に導入を考える必要がある。動的解析法は、地盤 - 基礎系の動的相互作用効果を表現できるような地盤・構造物一体型の解析モデルを用いることで、動的相互作用による入力損失効果は自動的に反映される。この手法は、複雑な地震時挙動を表現できる反面、設計技術者には動的解析に関する多くの知識や経験が要求される。また、鉄道や道路で採用される高架橋や橋

梁は比較的単純な形状、振動モードのものが多いため、長大橋梁や斜角を有する橋梁など、特殊な条件を伴う場合を除き、動的解析法は一般的に設計実務には用いられない。一方で、静的解析法は地震による影響を慣性力や地盤変位といった静的な荷重に置き換えて、応答値を算定することになる。例えば、鉄道 [2]においては所要降伏震度スペクトル（非線形応答スペクトル）を用いることで、構造物の非線形応答値を算定している。また、道路では [3]弾性加速度応答スペクトルとエネルギー一定則を組合せることで非線形応答値を算定している。いずれも、予め与えられた設計応答スペクトルから応答値を算定しており、現在の設計実務において主流となっている。このような静的解析法は、1次モードが卓越するような比較的単純な構造物について適用性が高い。そのため、耐震設計実務において主流である静的解析法に入力損失を考慮する意義は大きく、これまでケーソン基礎等の大型基礎や杭基礎を対象に簡易評価法の開発が行われてきた。しかし、実設計への汎用性に欠けるものや実際の地盤、構造条件への適用が必ずしも明確でなかった。さらに、鉄道で多く採用されている杭基礎ラーメン高架橋を対象とした研究は少なく、このような構造物に対して地盤、構造物の諸元に応じた入力損失効果を静的解析法に導入するための簡易で汎用的な評価手法の開発が望まれている。

以上を背景とし、本研究では杭基礎ラーメン高架橋における杭基礎および上部構造物による構造全体系の入力損失に関して、現象解明とその効果を耐震設計に実装するための評価手法を開発することを目的としている。開発に当っては、次の課題を踏まえ検討を進めた。

- a) 検討の基本となる地盤 - 杭基礎系の入力損失効果の特性およびラーメン高架橋のように柔な梁に接続される杭基礎の入力損失効果を明らかにする。
- b) レベル2地震動を対象に構造物の照査を行う現行の耐震設計では、非線形領域に立ち入った設計が前提であり、地盤、杭基礎の非線形性が入力損失効果に与える影響を明らかにする。
- c) 我が国の地形、地質は複雑であり、同一構造物内において地盤条件が大きく変化することや耐震設計上の基盤面が傾斜していることは少なくない。このような場合、同一構造物に入射される地震動に位相差が生じ、構造物は3次元的な挙動を示す。そのため、鉄道や道路構造物で多用されている杭基礎ラーメン高架橋のような不静定構造物における入力損失を考える上では、地盤、基礎の相互作用に加え、柱、梁で剛結された上部構造物の影響を無視することはできない。そのため、地盤、基礎、上部構造物による構造全体系の入力損失のメカニズムとその効果を明らかにする。
- d) 近年多く発生している短周期が卓越する地震動に対する入力損失効果の影響を明らかにする。
- e) 杭基礎および上部構造物の影響によって生じる構造全体系の入力損失効果を静的解析法に実装するための合理的な評価手法を開発する。

第1章 序論

- f) 杭基礎ラーメン高架橋を対象に，入力損失を考慮した試設計を行うことで入力損失効果が構造物の応答や照査値および部材寸法，鉄筋量等の構造物諸元の合理化に与える影響を明らかにする．

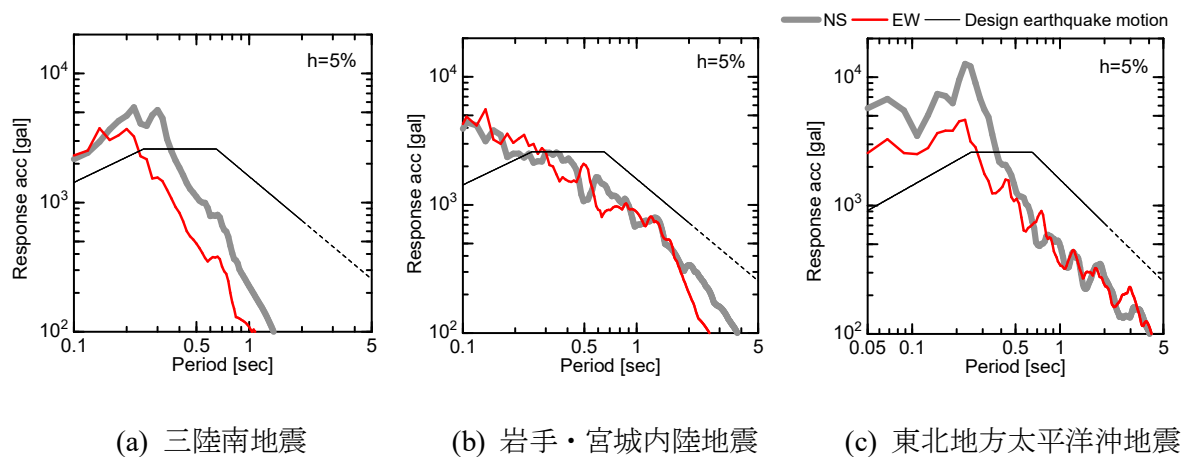


図 1.1.1 短周期成分が卓越した地震動の応答スペクトル

1.2 杭基礎構造物の Kinematic 相互作用に関する既往の研究

地震動は、震源より波動として伝播し、表層地盤を介して構造物に入射する。このとき、地盤と構造物が相互に影響し合うことで、構造物の振動による慣性力が基礎を通して地盤に伝達される「Inertia 相互作用（慣性の相互作用）」と、地盤から位相差をもった入力为基础の拘束効果によって低減される「Kinematic 相互作用（入力の相互作用）」の2つの相互作用現象が生じる。これらの現象は、Kausel, Whitman et al. [9]によって名付けられ、2つの現象を総称して動的相互作用と呼ばれている [10]。

地盤と構造物との動的相互作用は、ほぼ同時に発表された2つの論文に端を発している。1つは1935年の妹澤・金井 [11], [12]の地下逸散減衰に関する研究であり、もう1つは1936年のReissner [13]の弾性地盤上の基礎に対する動的応答に関する研究である。これら2つの論文は動的相互作用のうち「Inertia 相互作用」に関する研究であり、1970年頃までは「Inertia 相互作用」を中心に研究が行われた。

1970年に入る少し前に、その後の動的相互作用研究に大きく影響を与える新たな現象の発見があった。それは、山原 [7], [8]の入力損失に関する論文と Newmark [14]の揺れ動入力に関する研究である。山原は、1968年に発生した十勝沖地震後に建物とその周辺地盤で余震観測を実施し、基礎での観測波形には地表面に含まれる高振動成分が少なうことを見出し、この現象を入力損失と呼んだ。Kinematic 相互作用は、これらの研究がきっかけとなって、現象解明に向けた理論的、解析的研究や振動台実験や地震観測から Kinematic 相互作用を見出そうとする取り組みが行われてきた。また、現象解明が進む中で、入力損失効果を耐震設計に導入する取り組みも同時に進められた。以降には、本論文の主旨である杭基礎による Kinematic 相互作用に関して①現象解明に関する研究、②耐震設計への実装、について既往研究を述べる。

1.2.1 現象解明に関する研究

1.2.1.1 理論的、解析的研究

理論的、解析的検討に関する多くの論文では、入力損失効果を弾性波動理論等によって導くとともに、提案した評価手法を基に解析的検討を行うことで、Kinematic 相互作用の現象解明を試みる検討がなされている。そのため、ここでは、入力損失効果を評価する理論的検討および解析的検討を通じて明らかとなった杭基礎による Kinematic 相互作用の特性を中心に既往の研究を振り返る。

杭基礎に関する研究として、田治見 [15]は基礎に対する単杭の相対水平変位の理論解を弾性波動論に基づき導いた。これにより、構造物基礎に入射される地震動、すなわち、有効入力動の定式化を行っている。また、Kaynia and Kausel [16]は、基礎と自由地盤地表面の変位または加

速度の比で表される有効入力係数 η (Kinematic 応答係数) を用いて入力損失効果を定量的に評価した。有効入力係数 η は、自由地盤と基礎の応答の比をとることで直接的に入力損失効果を評価できることから、その後の数多の研究ではこの指標を用いて、様々な地盤、杭基礎条件下における入力損失効果の評価が行われた。Mylonakis [17]は、均質地盤を対象に杭頭自由条件下における有効入力係数 η の理論解を提案した。Anoyatis et al. [18]の検討では、均質地盤における杭頭固定条件下の単杭の有効入力係数 η の算定について、厳密解を導くとともに、無次元化振動数を導入することで杭による入力損失効果を簡易に表現できることを明らかにした。Di Laora and Sanctis [19]は、有限要素解析による2層地盤の入力損失効果について検討を行い、2層地盤における単杭の杭頭自由および固定条件下における有効入力係数 η の評価式を提案した。この検討の結果、地盤が1層構造の場合に比べ2層構造のときには、下層の固い地盤によって杭の幾何学挙動が拘束されることで、より入力損失効果が大きくなることを明らかにした。Rovithis et al. [20]は、不均質地盤における単杭の水平・回転方向に関する有効入力係数 η の評価式を提案し、不均質性を有する地盤では均質地盤に比べ、より入力損失効果が大きくなることを明らかにした。これに関して、Kaynia and Kausel [16]による検討においても不均質地盤では均質地盤に比べ入力損失効果が大きくなることを示している。また、群杭に関して、大平ら [21]は、田治見による理論解が杭先端ピン条件として導かれたものであることに対して、実際の杭基礎構造物では先端固定状態に近い場合、杭頭、先端固定条件下における単杭の地震時応答解を導くとともに、これを群杭基礎に応用している。さらに、田蔵ら [22]は大平ら [21]による理論解を用いて、フーチングの値入の有無を考慮した有効入力動を定式化している。さらに、田蔵ら [23]は田治見 [15]の解を拡張し、上部構造物の振動特性を考慮して杭の地震応答解を導いた。

杭基礎の入力損失効果の特性として、Flores-Berrones and Whitman [24]は均一地盤かつ無限長の杭の入力損失効果について振動数、杭と地盤の剛性比の関数によって理論解を導いた。Flores-Berrones and Whitman の検討では、入力損失効果は振動数が高いほど、杭の直径が大きいほど入力損失効果が増加するのに対して、地盤の剛性増加は入力損失効果の減少につながることを明らかにした。また、Fan et al. [25]は、入力損失効果に関する調査を群杭基礎に拡張し理論解を導くとともに、地盤剛性、杭間隔、杭本数と配置を変えたパラメトリック解析による検討を行った。この検討では杭頭は回転拘束がない条件としている。検討結果、杭の水平振動では群杭効果を無視できることを明らかにした。同様に、長谷川ら [26]は、薄層法加振解により群杭効率を考慮した解法を定式化するとともに、杭基礎における入力損失の特性を検討した。これにより、振動数が高いほど杭長と入射地震動の波長との相対的關係により、杭が周辺地盤を拘束する効果は強くなり、その結果、入力損失効果が大きくなることを示した。そして、Nikolaou et al. [27]、Anoyatis et al. [18]による解析的検討では、高振動数成分を含んだ地震動の場合、剛性がそれほど高くない杭でさえ自由地盤の挙動に追従できない場合があることを明らかにした。一方で、Mamoon and Banerjee [28]、Kaynia and Kausel [16]、Kaynia and Novak [29]の検討により、地震動の低振動数成分が優勢の場合には、杭基礎の挙動は自由地盤の挙動に等しくなる結論付けた。その他にも、Makris and Gazetas [30]、Gazetas et al. [31]、Padro'n et al. [32]による入力損失効果に関する理論的検討が行われている。

地震時の非線形性を考慮した解析的検討について、白戸、福井 [33]は、兵庫県南部地震において観測された地震動を基に、有限要素法を用いて地盤の非線形性を考慮した検討を行っている。検討の結果、地盤の非線形性が強くなる L2 地震動下においても入力損失効果が期待できると結論付けている。また、白戸、福井 [33]の研究では、既往研究の近似式に地盤の非線形化による剛性低下を考慮した係数を導入することで、入力損失効果の簡易近似式を提案した。なお、この提案式はケーソン基礎のような大型基礎で根入れの深い柱状体基礎を想定している。さらに、Sanctis et al. [34]は、周期が異なる RC 建物を対象に、入力損失効果が建物応答に与える影響について検討を行った。検討では、線形および非線形の場合を想定し、非線形条件では杭を除く上部構造物の非線形性が考慮されている。検討の結果、線形解析では杭と土壌の剛性比が比較的高い場合、上部構造物の加速応答スペクトルが最大で 50%程度低減することがわかった。また、非線形解析では上部構造物の非線形化により線形に比べ入力損失効果は僅かに小さくなるが、その影響は小さいと結論付けている。ここで、白戸、福井 [33]および Sanctis et al. [34]の検討では、基礎を弾性条件とし検討を行っている。

1.2.1.2 実験的研究

地盤-基礎系-構造物系の動的相互作用による影響を振動台実験によって検討した研究は多数されている。しかし、その多くは慣性力と地盤変位が作用する杭の応力状態を解明し、設計に反映可能な杭頭の曲げモーメントの算定式や設計法に関する研究であり、入力損失に着目した既往の研究は十分でない現状がある。田蔵ら [22]は、4本の群杭基礎を対象に振動台実験を行い実験の結果、短周期領域において、自由地盤地表面に比べ杭頭の加速度応答が低減していることを示した。飯場ら [35]は、壁式ラーメン構造の建物を対象に振動台模型実験を行い、自由地盤に対する基礎の加速度の比は振動数とともに低下し、地盤変位に対して杭が抵抗することで直接基礎に比べ杭基礎では低減が大きいことを明らかにした。

1.2.1.3 地震観測

地震観測記録を詳細に考察することで Kinematic 相互作用を見出そうとする取組みは、山原が行った地震観測による検討から端を発し、これまでいくつかの検討がなされてきた。特に 1990 年台に入り日本では地震観測網が整備されはじめ、1995 年の兵庫県南部地震の発生により、観測記録の重要性が指摘されて以来、防災科学研究所の強震観測網 K-NET, Kik-net [1]を代表とする様々な地震観測計から得られた記録を基にした検討が本格的に行われた。

Kawamura et al. [36]は、杭基礎に支えられた 7 階建ての建物において観測された地震記録を基に、自由地盤と建物基礎位置での加速度波形のフーリエ振幅スペクトル比を比較することで、自由地盤地表面での最大振幅が建物基礎位置における地震記録に対して 1.5 倍であることを明らかにした。加えて、建物の周期が 0.3 秒より小さい場合、自由地盤と杭頭位置でのフーリエ振幅スペクトル比が平均で 0.5 であったのに対して、建物の周期が長周期化することで、フーリエ振幅スペクトルは一致する傾向があることを明らかにし、地盤 - 杭 - 上部構造の相互作用により、自由地盤振動の高振動数成分がカットされていると主張している。同様に、Tajimi [37]

は、杭頭位置と自由地盤地表面の両方で観測された加速度記録を用いて、大型基礎における入力損失効果を検討した。検討では Kawamura et al.と同様に両者の加速度のフーリエ振幅スペクトルを比較することにより、Kawamura et al.による検討と同様に、自由地盤地表面では杭頭位置における振動に比べ高い振動数成分を含むことに気付いた。Kawamura et al., Tajimi が主張する杭が地盤振動の高振動成分をカットする現象について、後に Ohta et al. [38], Gazetas [39]によって同様の報告がなされた。Gazetas は、場所打ち杭で支えられ、砂とシルトの互層の沖積地盤上に建設された 11 階建ての建物を対象に、自由地盤、杭、上部構造物に設置された 27 個の加速度計によって観測された記録を基に入力損失効果を検討している。観測された加速度波形は、Kawamura et al., Tajimi の検討と同様にフーリエ振幅スペクトルの比によって入力損失効果を表現し、地盤と杭基礎の動的相互作用により、建物基礎では自由地盤振動の高振動成分が取り除かれる可能性があることを明確に示した。一方で、Makris et al. [30]は、1992 年に発生した Petrolia 地震における北カリフォルニアの Painter Street 橋の観測結果を報告している。報告では、杭頭挙動は自由地盤の挙動とほぼ等しいと結論付けられているが、対象とした橋梁の地盤は非常に堅いととも、杭の直径は 360mm と非常に細く、このような条件下では入力損失効果は期待できないと考えられる。そして、安井ら [40]は、杭基礎を有する 5 つの建物を対象に 1995 年に発生した兵庫県南部地震の強震記録を基に、有効入力動について検討を行った。その結果、地表面に対する建物基礎での加速度比は平均で 0.7 であり、有効入力動が自由地盤の加速度に比べ約 3 割低減していることを指摘した。また、井口ら [41]は、大型振動台基礎とその周辺で得られた中小規模の地震観測記録から地震動の振動数特性と有効入力動の関係を検討した。その結果、高振動成分が卓越する地震動では入力損失効果が大きくなる傾向を示した。その他、Stewart [42]は、7 階建ての建物で得られた 15 個の強震記録を用いて建物条件による入力損失効果の特性を検討している。また、近年においては 2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震に関して、岡野ら [43]は、千葉県東京湾湾岸に位置する杭に支持された RC5 階建ての集合住宅で観測された地表面および建物 1 階での地震記録を基に入力損失効果を評価した。その結果、建物長手方向における有効入力係数 η は、前震、本震、余震のそれぞれで 0.75 程度の値であったことを明らかにした。

1.2.2 耐震設計への実装に関する研究

入力損失効果に対する現象解明が進む中で、その効果を耐震設計へ反映しようとする検討がこれまでいくつか行われてきた。耐震設計への実装には入力損失効果を含めた地震動、すなわち、有効入力動による構造物の応答評価が必要になる。そのため、耐震設計で用いられる応答スペクトルへの反映を念頭においた検討が行われている。

田蔵ら [22]は、弾性理論による群杭基礎の地震時応答解を 1 自由度系の応答モデルに適用することで、地盤-基礎系の動的相互作用を考慮した弾性加速度応答スペクトルの算定法を提案した。また、Di Laora and Sanctis [19]は、観測された 9 つの地震記録を基にした杭基礎の有効入力動の検討を行い、縦軸に有効入力係数 η 、横軸に構造物の周期を取ったスペクトル比において、スペクトル比の形状は、周期 0 秒、スペクトル比が最小となる周期、スペクトル比が 1.0

に収束する周期のそれぞれのスペクトル比の値を結んだ平方根形状になることを明らかにした。そして、この特性を利用して弾性加速度応答スペクトルの補正方法を提案した。これら弾性加速度応答スペクトルへの反映に対して、齊藤、西村 [44]は、弾性波動理論に基づく大型基礎の有効入力動の理論解を導くとともに、構造物の非線形を考慮した非線形スペクトルへの導入手法を提案した。

1.2.3 既往研究のまとめと課題

Kinematic 相互作用のうち現象解明に関して既往研究の結果、地盤の剛性に対して杭基礎の剛性が高いほど、地盤の挙動を杭基礎が拘束する効果が増し入力損失効果が大きくなる。また、弾性理論に基づく単杭、群杭の地震時応答を算定する検討がなされており、均一地盤、2層地盤、不均質地盤において入力損失効果の評価式が提案されている。さらに、解析的検討、実験的検討、地震観測記録を基にした検討から杭基礎が地盤振動の高振動数成分をカットすることで、入力損失効果が大きくなることが明らかになっている。次に、耐震設計への実装に関して弾性波動理論に基づく手法やスペクトル比の特徴から簡易に弾性応答スペクトルを補正する手法が提案されている。

一方で、杭基礎の入力損失効果に関する既往の研究では、剛なフーチングに剛結された杭基礎を対象として検討が進められており、鉄道や道路で多く採用されている柔な梁に接続された杭基礎を有するラーメン高架橋の杭基礎と上部構造物による入力損失効果については検討が十分でない。また、多くは地盤、基礎を線形条件とした検討であり、非線形を考慮した既往研究では、地盤のみなど限定的な非線形の考慮に留まっている。今日の強震動を対象とした耐震設計体系では、地盤、周辺地盤、杭基礎の非線形に踏み込んだ検討が必要である。さらに、**Kinematic** 相互作用の現象の複雑さから、現象解明に焦点を当てた研究が多く、設計実務に適用可能な定量的な評価手法は確立されておらず、入力損失効果の耐震設計への反映には至っていない。そして、入力損失効果が実際の耐震設計に及ぼす影響、すなわち、構造物の断面寸法や鉄筋量等の諸元の合理化を検討した事例は少なく、その程度が明らかになっていない現状がある。そのため、本論文の主旨である「入力損失効果の現象解明」および「入力損失効果の耐震設計への実装」に向けて、これらの課題について検討を行う必要がある。

1.3 本研究の内容と構成

本論文は、入力損失効果を考慮した構造物の合理的な耐震設計を行うために、鉄道や道路構造物で多く採用されている杭基礎ラーメン高架橋を対象に、入力損失効果の現象解明、耐震設計への実装に関して、研究成果を取り纏めたものである。検討は図 1.3.1 に示す入力損失効果を耐震設計に実装する上で課題となる①柔性を有する梁に接続された杭基礎の入力損失効果、②強震時の地盤、杭の非線形性、③杭基礎ラーメン高架橋における上部構造物の剛性や挙動、④短周期が卓越する地震動、について、現象解明と入力損失効果の定量的な評価を行うとともに、①～④での検討を踏まえ、⑤耐震設計へ入力損失効果を実装するための評価手法の開発、⑥入力損失効果を考慮した耐震設計による構造物の合理化、について検討を行った。本論文の構成と①～⑥の課題に対する検討との関係は図 1.3.2 の通りであり、第 2 章から第 6 章までの研究内容とその成果の概要は以下の通りである。

第 2 章では、地盤-基礎系の入力損失効果の特性について地盤・杭条件の影響について検討を行った。検討は、杭基礎構造物の中でも最も多く利用されている群杭基礎を対象とした。検討に用いた解析モデルは、群杭基礎の挙動を精度よく評価可能な等価梁法と地盤の地震波動場を精緻に評価可能な薄層要素法を組合せた [45],[46]。また、入力損失効果を決定する様々な要因の影響を把握するため、地盤剛性、杭径、杭長、杭本数を変化させた解析を行った。これにより、地盤 - 基礎系による入力損失のメカニズムと各要因の影響について明らかにした。

次に、本論文で検討を行う上で主として用いた質点系モデルによる入力損失の評価について、その妥当性の検討を行った。質点系モデルは、離散化された質点やばねを与え、時間領域で解くことで容易に非線形応答を計算することができ、また、高い計算効率を有している。そのため、設計実務における動的解析では最も利用されている手法である。検討では、入力損失効果を定量的に評価可能な有効入力係数 η (杭頭部における絶対加速度のフーリエ振幅スペクトル / 自由地盤地表面における絶対加速度のフーリエ振幅スペクトルの比) を用いて、質点系モデル、Di Laora の提案した解析手法、薄層要素法のそれぞれから算定した有効入力係数 η を比較することで妥当性を検証した。

さらに、課題の一つである柔な梁に接続される杭基礎の入力損失効果を明らかにするために、単杭、群杭、1 柱 1 杭、パイルベントを対象に検討を行った。検討は、一層、不均質の 2 つの地盤を想定し、質点系モデルを用いて動的解析を実施した。そして、動的解析の結果から得られる有効入力係数 η を比較することで入力損失効果を定量的に評価した。

第 3 章では、杭基礎を有するラーメン高架橋を対象に地盤、杭の非線形性が入力損失に及ぼす影響について検討を行った。検討は、2 章同様に群杭基礎を対象とした質点系モデルによる動的解析を行った。モデル化に当っては、非線形性を精緻に評価するために、地盤は微小ひずみから大ひずみ領域までの挙動を精緻に表現できる GHE-S モデル [47]により行った。また、地盤 - 杭基礎を接続する相互作用ばね、杭先端および杭周面のばねに関しても非線形性を考慮

している。さらに、杭体の復元力特性はトリリニア型により表現した。また、動的解析に用いる地震動は、入力地震動の振動数成分の影響を検討するために、ホワイトノイズと近年多く発生している短周期が卓越した地震動を用いた。また、ホワイトノイズは振幅を調整した地震波を複数作成することで、地盤、杭の非線形性の影響を考慮している。これら、解析モデル、地震動を対象に地盤、杭の弾塑性、杭長、杭間隔等の条件を変化させた解析を行うことで、非線形性が入力損失に与える影響について検討した。

第4章では、ラーメン高架橋構造全体系による入力損失について、そのメカニズムを明らかにすることを目的に検討を行った。ラーメン高架橋のように基礎、柱、梁が結合された不静定構造物に、例えば位相差があるなど一様でない地震動が入力された場合には、杭や地中梁はもちろん柱や上層梁などの上部構造物の剛性が構造全体系の挙動に影響を及ぼし、この時、上部構造物の剛性や挙動は、杭を通じて入力損失に影響を与えられと考えられる。そこで、検討は一般的に多用されている1柱1杭形式のラーメン高架橋を対象とし、3次元による質点系モデルにより行った。構造物の条件は、高架橋の橋長の影響を考慮するために、橋長 $L=40\text{m}$ (4径間)、 60m (6径間)の2タイプの構造を想定した。また、地盤剛性の影響を把握するために、 V_{s0} が異なる2種類の地盤を対象とした。一方で、構造物に入力される地震波は、一様でない地震波の一例として位相差を考慮した。具体的には、各柱断面に入力される地震動に対して距離に応じた時間差を設けることで位相差を表現することとし、位相の異なる2種類の地震動を用いた。これら条件を基に、解析的な検討を実施し2次元、3次元解析によって算定された入力損失を比較することで、構造全体系から発現される入力損失を定量的に評価した。

第5章では、第2章から4章までの検討によって得られた結果を踏まえて、入力損失効果を耐震設計に実装するための評価手法の開発を行う。設計実務で主流である静的解析に入力損失効果を導入するためには、①地盤や構造物条件に応じて、入力損失効果を静的解析の枠組みの中で算定可能とする、②上記①で算定された入力損失効果を耐震設計で用いる非線形スペクトル(所要降伏震度スペクトル)に反映させること、が必要となる。

上記①に関する入力損失効果を算定するための評価手法は、構造全体系による効果を考慮するために、「杭基礎」と「上部構造物」の2つの視点から評価する手法を開発した。「杭基礎」の入力損失効果は、地震動による地盤振動が杭に作用することで入力損失が発現すると考え、応答変位法を用いて評価する手法とした。応答変位法 [48]は、耐震設計実務で一般的に用いられる手法であり設計実務者にとっても使い勝手の良い手法である。次に、第4章で検討したラーメン高架橋における柱、梁からなるフレーム構造、すなわち、「上部構造物」の剛性、挙動の影響による入力損失効果について簡易な評価手法を検討した。「上部構造物」による入力損失効果の評価は、杭を除く上部構造物を一体の無質量基礎と考え、無質量基礎に θ の角度でSH波が入射するときの基礎の挙動を理論解によって導いた。基礎の挙動は、並進成分と回転成分に分け評価を行い、回転成分は構造物中心からの距離を乗じることで並進成分に変換し、これに並進成分を加算することで、入力地震動に対する入力損失効果を算定する評価手法とした。そして、これら「杭基礎」、「上部構造物」の2つの影響による構造全体系の入力損失効果は、「杭基礎」、「上部構造物」の評価によって算定された解を周波数領域において掛け合わせるこ

とによって表現することとした。これは、両者の重ね合わせの解は時間領域においては畳み込み積分が必要となるが、周波数領域では、両者の積によって算定でき実務上は簡便である。

次に、上記②に関して、上記①の手法によって算定した構造全体系の入力損失効果を2次元の静的解析法に導入するためには、応答スペクトルの補正が必要となる。そこで、入力損失を考慮した構造物の応答をランダム振動論によって、直接的にスペクトルを補正する手法を開発した。通常、ランダム振動論を用いて構造物の応答評価を行う場合、確率論的応答評価に基づきピークファクター p を求める必要があるが、これには、高度な知識や経験が必要となる。そこで、入力損失を考慮しない構造物応答と考慮した構造物応答の比をとることで、ピークファクター p の算定を不要とし、より簡易に算定可能な手法とした。

第6章では、第5章で開発した評価手法を用いて杭基礎ラーメン高架橋を対象に入力損失効果を考慮した静的解析法による試設計を行うことで、入力損失効果が構造物の応答、照査値および部材寸法等の諸元の合理化に与える影響を検討した。

最後に、第7章では、本論文により得られた結論ならびに知見をまとめるとともに、今後の研究課題について述べる。

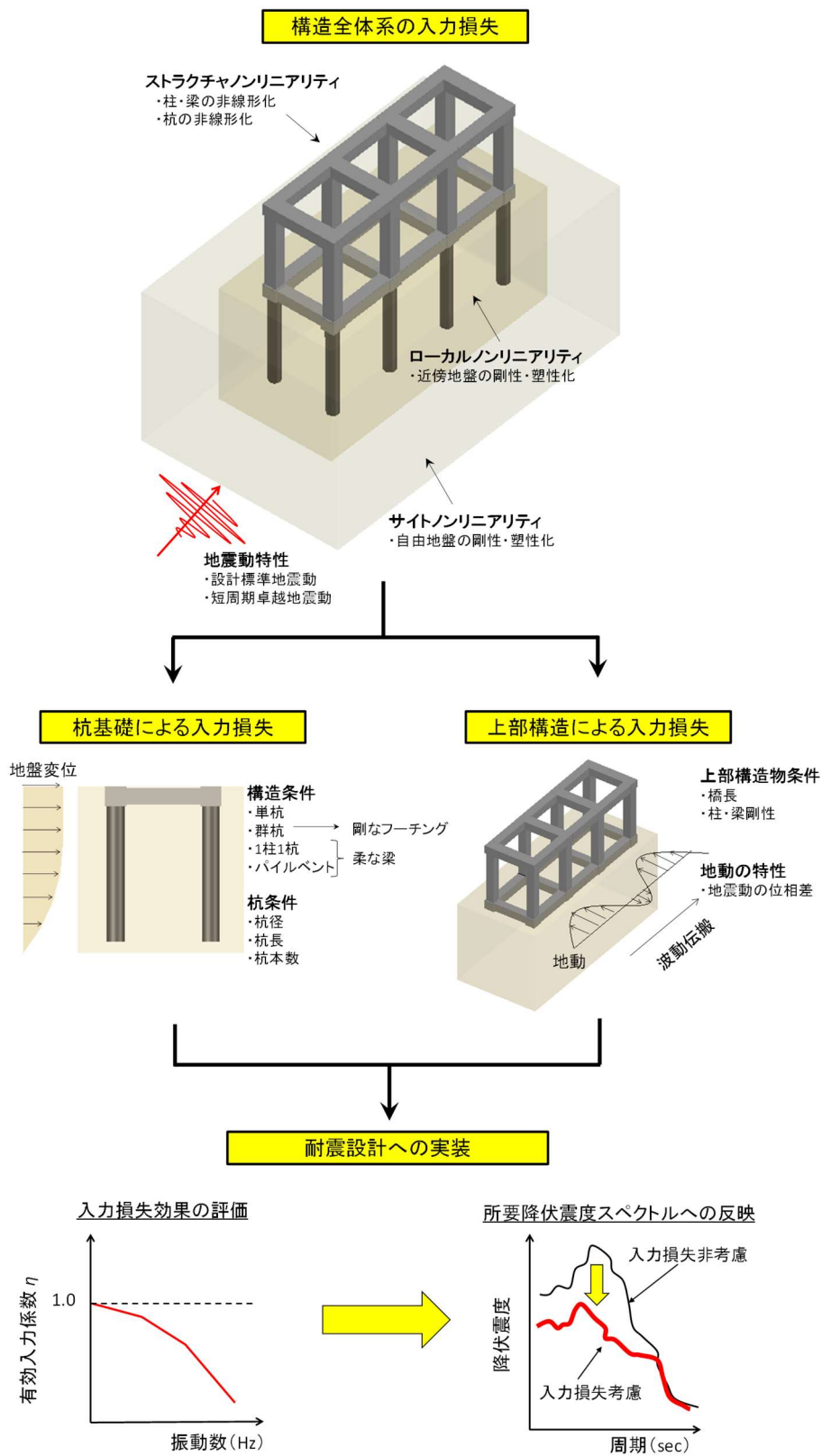


図 1.3.1 地盤 - 杭基礎 - 構造物系による入力損失の課題

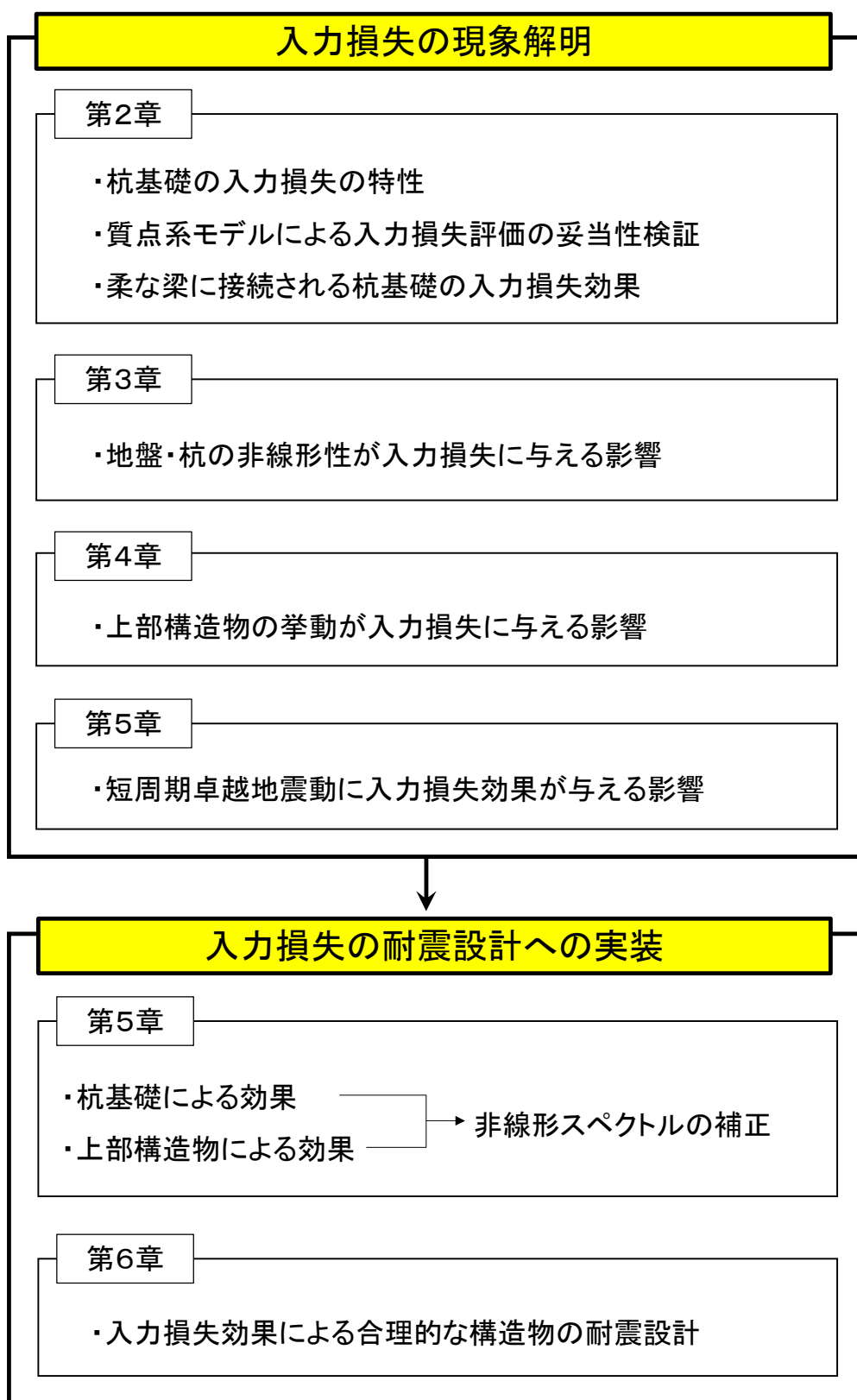


図 1.3.2 入力損失を耐震設計へ実装する上での課題と本論文の研究内容との関係

参考文献 (第1章)

- [1] 防災科学研究所 強震観測網 (K-NET, KiKnet), “<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>” .
- [2] 鉄道総合技術研究所, “鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計,” 丸善出版, 2012.
- [3] 日本道路協会, “道路橋示方書・同解説 耐震設計編,” 2017.
- [4] 王海波, 西村明彦, 長縄卓夫, “基盤入力地震動の考え方と応答スペクトルの設定,” 鉄道総研報告, 第13巻, 第2号, 1992.
- [5] ISO23469, “Bases for design of structures - Seismic actions for designing geotechnical works -,” 2005.
- [6] Veletsos, A.S., Newmark, N.M. and Chelapati, C.V, "Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions," *Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 2, pp. 663-682, 1965.
- [7] 山原浩, “地震時の地動と地震波の入力損失 (第1報),” 日本建築学会論文報告集, 第165, pp. 61-66, 1969.
- [8] 山原浩, “地震時の地動と地震波の入力損失 (第1報),” 日本建築学会論文報告集, 第167, pp. 25-30, 1970.
- [9] Kausel, E., Whitman, R.V., Morray, J.P. and Elsabee, F., "The spring method for embedded foundations," *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 48, pp. 377-392, 1978.
- [10] Luco.J.E, "Linear Soil-Structure Interaction, Seismic Safety Margins Research Program (Phase I)," *Lawrence Livermore Laboratory*, 1980.
- [11] 妹澤克惟, 金井清, “Decay in the Seismic Vibrations of a Simple or Tall Structure by Dissipation of their Energy into the Ground (勢力の地下逸散の為に生ずる高層構造物の震動減衰),” 地震研究所彙報, 第III巻, 第13号, pp. 681-697, 1935.
- [12] 妹澤克惟, 金井清, “Improved Theory of Energy Dissipation in Seismic Vibrations of a Structure (構造物に於ける震動逸散理論の吟味),” 地震研究所彙報, 第2巻, 第14号, pp. 164-188, 1936.
- [13] Reissner, E, “ Stationare , axialsymmetrische, durch eine Schüttelnde Masse erregte

- Schwingungeneines homogenen elastischen Halbraumes, Ingenieur-Archiv, VII Band," pp.381-396, 1936.
- [14] Newmark, N. M, "Torsion in Symmetrical Buildings," *Proc. 4th World Conf. Earthq. Engrg, Santiago, Chili*, Vol. 2, pp. 19-32, 1969.
- [15] 田治見宏, “深い基礎を有する構造物の地震応答について,” *日本地震工学シンポジウム講演集*, pp. 255-260, 1966.
- [16] Kaynia A, Kausel E., "Dynamics of piles and pile groups in layered soil media," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.10, No. 8, pp. 386-401, 1991.
- [17] Mylonakis G., "Analytical solutions for seismic pile bending," *Unpublished research report, City University of New York*, 1999.
- [18] Anoyatis, G., Di Laora, R., Mandolini, A. and Mylonakis, G., "Kinematic response of single piles for different boundary conditions: Analytical solutions and normalization schemes," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 44, pp. 183-195, 2013.
- [19] R. Di Laora, L. de Sanctis, "Piles-induced filtering effect on the foundation input motion," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 46, pp. 52-63, 2013.
- [20] E. Rovithis, G. Mylonakis, K. Pitilakis, "Dynamic stiffness and kinematic response of single piles in inhomogeneous soil," *Bull Earthquake Eng*, Vol. 11, pp. 1949-1972, 2013.
- [21] 大平彰, 田蔵隆, 中桧新, 清水勝美, “軟弱地盤中の杭基礎の地震時挙動特性に関する研究,” *土木学会論文集*, 第 362 号 / I-4, pp. 417-426, 1985.
- [22] 田蔵隆, 若林敏裕, 清水勝美, 松崎雅彦, “群杭基礎の有効入力動と動的相互作用を考慮した加速度応答スペクトルに関する研究,” *清水建設研究報告*, 第 46 巻, pp. 25-34, 1987.
- [23] 田蔵隆, 中桧新, 清水勝美, 木全宏之, 古川禎一, 若林敏裕, “軟弱地盤中の基礎杭の地震観測と解析,” *第7回日本地震工学シンポジウム論文集*, pp. 817-822, 1986.
- [24] Flores-Berrones R, Whitman RV, "Seismic response of end bearing piles," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 108, pp. 554-569, 1982.
- [25] Fan K, Gazetas G, Kaynia A, Kausel E, Ahmad S., "Kinematic seismic response analysis of single piles and pile groups," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 117, No. 12, pp. 1860-1879, 1991.
- [26] 長谷川正幸, 中井正一, “杭基礎の有効入力に関する基礎的研究,” *日本建築学会構造系論文報告集*, 第 422 号, 1991.

- [27] Nikolaou AS, Mylonakis G, Gazetas G, Tazoh T. , "Kinematic pile bending during earthquakes analysis and field measurements," *Geotechnique*, Vol. 51, No. 5, pp. 425-440, 2001.
- [28] Mamoon SM, Banerjee PK., "Response of piles and pile groups to travelling SH waves," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 19, No. 4, pp. 579-610, 1990.
- [29] Kaynia AM, Novak M., "Response of pile foundations to Rayleigh waves and obliquely incident body waves," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, No. 4, pp. 303-318, 1992.
- [30] Makris N, Gazetas G., "Dynamic pile-soil-pile interaction part II: lateral and seismic response," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, No. 2, pp. 145-162, 1992.
- [31] Gazetas G, Fan K, Tazoh T, Shimizu K, Kavvas M, Makris N, "Seismic response of soil-pile-foundation-structure systems: some recent developments. Piles under Dynamic Loads," *Geotech. Special Publication, ASCE*, Vol. 34, pp. 56-93, 1992.
- [32] Padro'n LA, Azna'rez JJ, Maeso O., "Dynamic analysis of piled foundations in stratified soils by a BEM-FEM model," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 28, No. 5, pp. 333-346, 2008.
- [33] 白戸真大, 福井次郎, “レベル2地震動下における有効入力動の評価,” *地震工学研究発表会講演論文集*, pp. 873-876, 2001.
- [34] L. Sanctis, R. Di Laora, N. Caterino, G. Maddaloni, S. Aversa, A. Mandolini, A. Occhiuzzi, "Effects of the filtering action exerted by piles on the seismic response of RC frame buildings," *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2015.
- [35] 飯場正紀, 田守伸一郎, 北川良和, “建物-地盤連成系モデルの振動台実験による杭基礎への地震作用の基本性状,” *日本建築学会構造系論文集*, 第68巻, 第566号, pp. 29-36, 2003.
- [36] Kawamura S., Umemura H., Osawa Y. , "Earthquake motion measurement of a pile-supported building on reclaimed ground," *In: Proceedings of 6th WCEE, India*, 1977.
- [37] Tajimi H., "Seismic effects on piles. State-of-the-art-report," *In: Spec. Session Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech., Tokyo, Japan*, 1977.
- [38] Ohta T., Uchiyama S., Niwa M., Ueno K., "Earthquake response characteristics of structure with pile foundation on soft subsoil layer and its simulation analysis," *In: 7th world conference on earthquake engineering, Istanbul, Turkey*, Vol. 3, 1980.
- [39] Gazetas G., "Seismic response of end-bearing single piles," *Int J Soil Dyn Earthq Eng*, Vol. 3, No. 2, pp. 82-93, 1984.

- [40] 安井讓, 井口道雄, 赤木久真, 林康裕, 中村充, “1995年兵庫県南部地震における基礎有効入力動に関する考察,” *日本建築学会構造系論文集*, 第512号, pp. 111-118, 1998.
- [41] 井口道雄, 宇波桃子, 安井讓, 箕輪親宏, “大型振動台基礎と周辺地盤の同時観測記録に基づく基礎有効入力動,” *日本建築学会構造系論文集*, 第537号, pp. 61-68, 2000.
- [42] Stewart, J. P., "Variations Between Foundation-Level and Free-Field Earthquake Ground Motions," *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No. 2, pp. 511-532, 2000.
- [43] 岡野創, 小豆畑達哉, 井上波彦, 飯場正紀, 鹿嶋俊英, 酒向裕司, “観測記録から推定される地盤-構造物の動的相互作用による建物応答低減効果,” *日本建築学会構造系論文集*, 第79巻, 第696号, pp. 237-246, 2014.
- [44] 齊藤正人, 西村昭彦, “基礎の入力損失効果を考慮した所要降伏震度スペクトルに関する研究,” *地震工学研究発表会講演論文集*, pp. 541-544, 1999.
- [45] Konagai, K., "An Upright Single Beam Equivalent to Grouped Piles," *生産研究*, Vol. 50, No. 9, pp. 13-16, 1998.
- [46] Konagai, K., Yin, Y. and Murono, Y., "Single beam analogy for describing soil-pile group interaction," *Soil Dynamics and earthquake Engineering*, pp. 213-221, 2003.
- [47] 室野剛隆, 野上雄太, 田上和也, 坂井公俊, “GHE-Sモデルによる土の動的非線形挙動の評価方法,” *RTRI REPORT*, 第25巻, 第9号, 2011.
- [48] 西村昭彦, “応答変位法,” *土と基礎* 8月号, pp. 96-97, 1989.

第2章 杭基礎による入力損失の評価

2.1 概説

杭基礎ラーメン高架橋の入力損失効果を構造物の耐震設計実務に導入するためには、基本となる地盤-杭基礎系の動的相互作用による入力損失効果を定性的・定量的に把握することが極めて重要である。また、評価手法を構築する上では検討に用いる解析手法の精度が評価手法の精度に直結する。一方で、設計実務で用いられる解析手法で検討を行うことで、設計において入力損失を考慮するための道筋を示すことができる。さらに、検討を進める中で対象とする杭基礎形式は、実際に多く採用されている形式を選定し、評価手法の適用性を明確にすることで、汎用性の高い研究開発になる。

杭基礎を対象とした地盤-杭基礎系の入力損失に関する研究は、第1章で述べたようにこれまで理論的・解析的検討や実験的・地震観測による検討がされてきた。例えば、杭基礎の入力損失効果の特性として、Flores-Berrones and Whitman [1]は均一地盤かつ無限長の杭の入力損失効果について振動数、杭と地盤の剛性比の関数によって理論解を導いた。Flores-Berrones and Whitman の検討では、入力損失効果は振動数が高いほど、杭の直径が増加するほど入力損失効果が増加するのに対して、地盤の剛性増加は入力損失効果の減少につながることを明らかにした。また、Fan et al. [2]は、入力損失効果に関する調査を群杭基礎に拡張し理論解を導くとともに、地盤剛性、杭間隔、杭本数と配置を変えたパラメトリック解析による検討を行った。検討の結果、杭の水平振動では群杭効果を見捨てることを明らかにした。同様に、長谷川ら [3]は、薄層法加振解により群杭効率を考慮した解法を定式化するとともに、杭基礎における入力損失の特性を検討した。これにより、振動数が高いほど杭長と入射地震動の波長との相対的關係により、杭が周辺地盤を拘束する効果は強くなり、その結果、入力損失効果が大きくなることを示した。しかし、地盤-杭基礎系の入力損失に影響を及ぼす要因、すなわち、地盤の硬軟や表層厚、杭基礎の径や杭長等、地盤、杭基礎の条件を網羅的に変化させた場合の入力損失の特性を検討した事例は少ないのが現状である。

現在、地盤-基礎-構造物系の動的相互作用に関する解析手法は、数多くの解析手法があり、検討の目的や解析対象の特性に応じて使い分けられている。主な解析手法とその特徴を表2.1.1に示す。弾性波動論は、3次元の波動方程式を地表面、基礎、杭と地盤の境界面における変位と応力の境界条件を満足するように解く手法である。適用に当たっては、非線形性を考慮できない等の特徴がある。境界要素法は、境界積分方程式を解く方法であり、地盤等の無限領域や一様領域解析に適している。一方で、境界要素法は、他の手法に比べ厳密な解法であるが、フ

ルマトリックスを解くために、大自由度の問題に適さない点、さらに等価的にしか非線形性を扱えない点で実用性に欠ける。薄層要素法は、水平方向は弾性波動論に基づいて解析的に取扱い、鉛直方向に大抵は有限要素法により離散化する一種のハイブリッド手法である。また、地盤を薄層に分割することから、成層地盤への適用も可能であり、杭と地盤の相互作用効果を厳密に評価できるため、動的相互作用効果の定性的な傾向を把握することや離散化手法や簡便法の適用性を検証する目的に適している。しかし、基本的には、弾性波動論に基づいた解析法であるため、非線形性は等価線形的にしか扱うことができない。有限要素法は離散化手法の代表的な手法であり、地盤と構造物の動的相互作用効果を明示的に考慮しなくとも、モデル化の過程において自動的に取り入れられるという長所がある。また、地盤の複雑な地層構造や弾塑性性状を、比較的簡単に解析に取り込むことが可能である。ただし、解析には膨大なデータと時間を要する点に留意が必要である。また、複雑な性状等の条件を解析に簡易に取り込める反面、自動的に解析に反映されるため、現象の理解には不向きである。離散化手法のもう一つの代表的な手法として、質点系モデルがある。この手法は地盤系と構造物系を離散的にモデル化し、それぞれの系を相互作用ばねで接続することで、一体的に解析を行う手法である。この手法は、解析モデルの構築、解析の計算効率が高く、また任意の弾塑性性状を解析に取り込むことが可能であるため、設計実務において最も用いられる手法である。一方で、解析は時間領域における解法となるため、インピーダンスの振動数依存性を精度よく考慮することができないことに留意が必要である。本論文では、3章で示す非線形性の影響を検討する点、設計実務において入力損失を考慮するための道筋を示すことを鑑み、質点系モデルを用いて検討を進めていく。この解析手法に対する解析精度の妥当性については、2.4で述べる。

基礎形式には一般的に杭基礎、直接基礎、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎等があり、それらは構造物の荷重規模や地盤条件に応じて使い分けがされている。この基礎形式の中で鉄道、道路構造物では、施工性と経済性に優れた杭基礎形式が多く採用されている。杭基礎形式には、図2.1.1に示すように、群杭基礎や1本の柱に対して1本の杭基礎を配置した1柱1杭形式の杭基礎がある。また、近年では1柱1杭形式の構造が地中梁を有しているのに対して、地中梁を設けないパイルベント基礎も採用されている。杭基礎形式のうち、剛なフーチングを想定した群杭基礎に対する入力損失の検討はこれまで多くされてきた。一方、杭が柔な梁に接続された1柱1杭基礎や柱を介して上層梁に接続されるパイルベント基礎に対する検討は、これまで検討されてきた例はない。そのため、設計実務における評価手法の汎用性に鑑みると、群杭基礎に加え1柱1杭基礎およびパイルベント基礎における入力損失効果を明確化することが課題である。

そこで、本章では2.2において、動的相互作用による入力損失効果の現象の概説を述べるとともに、2.3では地盤-杭基礎系の入力損失について、薄層要素法を用いて地盤、杭の諸条件を変化させたパラメトリック解析を行うことで、杭基礎による入力損失の特性を明らかにする。さらに、2.4では本論文の検討で用いる質点系モデルに関して、その解析精度を検証する。最後に、2.5では、杭基礎形式のうち、単杭、群杭基礎、1柱1杭、パイルベントを対象に入力損失効果を定量的に評価する。

表 2.1.1 各解析手法の得失

解析手法	計算効率	計算精度	非線形の適用	実用性	留意点
弾性波動論	△	○	△	△	非線形解析は不可
境界要素法	△	○	△	△	非線形解析は不可
薄層要素法	○	○	△	△	非線形解析は不可
有限要素法	×	○	○	△	計算効率に難あり
質点系モデル	○	△	○	○	相互作用ばねの振動数依存性を精度よく考慮できない

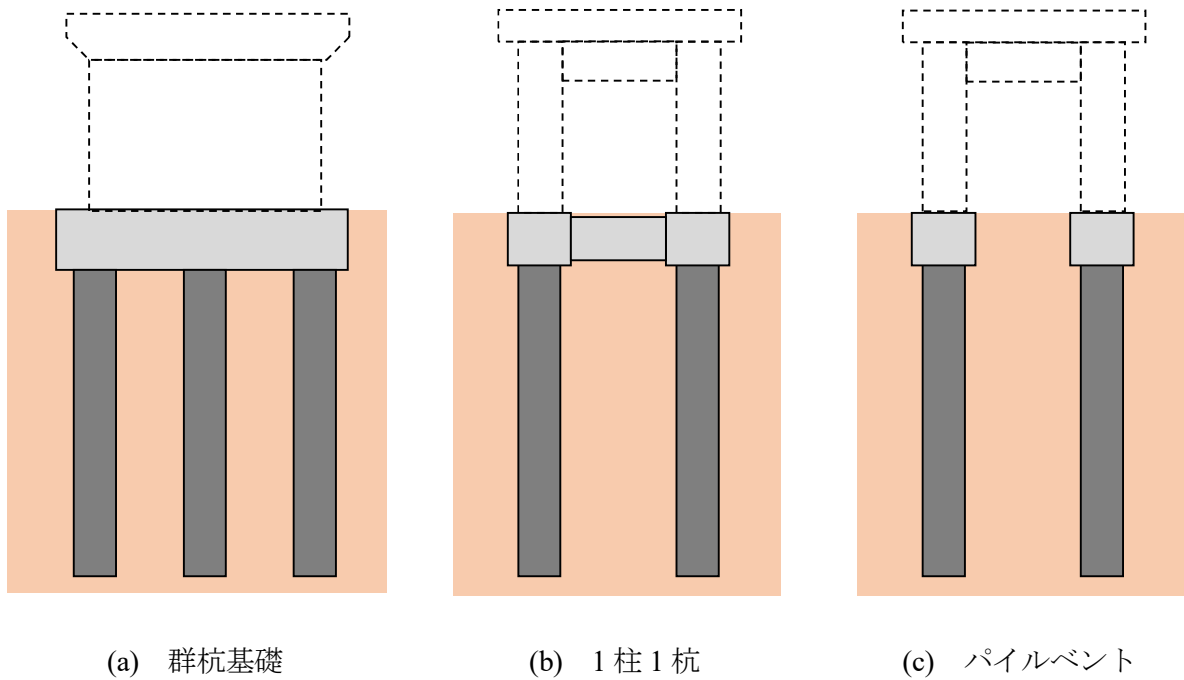


図 2.1.1 主要な杭基礎の構造形式

2.2 動的相互作用による入力損失効果

震源から発した地震波は地盤を媒体として構造物の基礎に入射する。このとき、基礎は地震波の地動を構造物に伝達するとともに、その結果として生じる振動を支え、これを地盤に伝達する役割を果たす。すなわち、地盤と構造物とが基礎を介して相互に影響し合っており、これを地盤と構造物の動的相互作用（Soil-Structure-Interaction）と呼んでいる^{例えば} [4]など。

地盤と構造物の動的相互作用は、その機能から二つに分けて考えることができ、その概要を図 2.2.1 に示す。一つは、本論文で取り扱う「Kinematic 相互作用（入力の相互作用）」である [5][6]。これは、地震動を受けた基礎が周囲の地動、すなわち、地盤変位を拘束することで、構造物が存在しない場合の地動に対して、構造物に入射される地震動が低減する現象のことをいう。このとき、構造物に入射される低減された地震動を有効入力動、または、基礎入力動と呼ぶ。有効入力動の評価は、基礎の幾何学的な曲げ剛性と周辺地盤の水平抵抗による周辺地盤の拘束効果を評価するため、後述する慣性力の影響を考えない。つまり、無質量基礎とし評価する必要がある。

二つ目の相互作用は、構造物の質量を考慮した場合に現れる現象である。基礎を介して構造物に地震動が入射すると構造物が振動する。このとき、構造物には慣性力が発生し、その力は地盤に作用し地盤を振動させ、その振動が地盤中に広がっていくことで、構造物の振動が徐々に減少する。この現象を「Inertia 相互作用（慣性の相互作用）」という。慣性の相互作用は、抵抗として働く地盤の剛性（インピーダンス）と構造物の振動エネルギーの一部が波動として地盤に逸散（地下逸散減衰）することで生じる現象である。

本論文で検討を行う「Kinematic 相互作用」による入力損失は、作用としての地盤変位とそれに抵抗する基礎の剛性、地盤の剛性が主要要因で発現する。そのため、これら要因が入力損失効果に与える影響を定量的に把握することは、評価手法の検討においては非常に重要である。

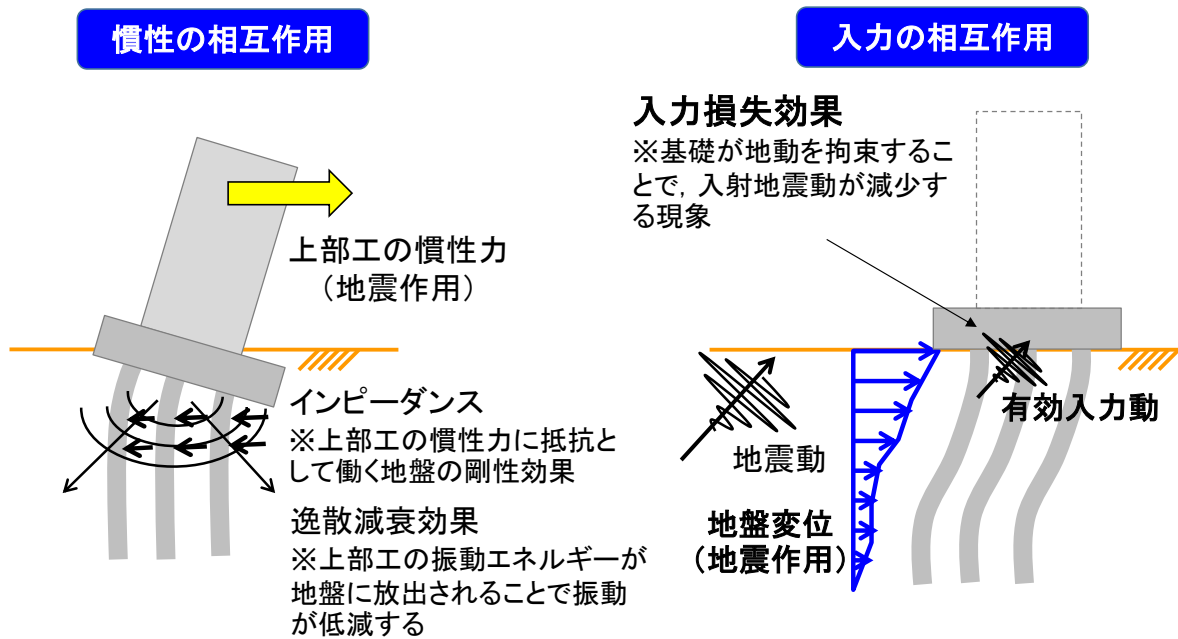


図 2.2.1 動的相互作用の概要

2.3 杭基礎による入力損失の特性

2.3.1 薄層要素法による入力損失の評価

ここでは、薄層要素法 [7]と等価梁法 [8],[50]を組み合わせた解析手法を用いて、地盤、杭基礎の諸元を変化させたパラメトリック解析により、各諸元の変化が入力損失効果に与える影響を明らかにする。本検討で用いる薄層要素法と等価梁法の概要を以下に示す。

薄層要素法 [7]は、弾性地盤における波動伝播を求めるのに際して、地盤を水平な薄層に分割して水平方向には均質な連続体とするが、深さ方向には分割面で離散的に扱う方法である。この手法では、弾性地盤内における波動伝播の解は波数に関する無限積分で表され、その数値計算は極めて煩雑となる。しかしながら、薄層要素法ではこの無限積分が解析的に求められ、解がいわゆる Closed form で与えられる。したがって、計算効率の点で極めて有利となるため、地盤内に多数の加振源を有する基礎構造物の動的相互作用解析に広く適用されており、本検討でも地盤のモデル化に際して薄層要素法を用いる。

一方で、杭基礎のモデル化に関して、群杭基礎の解析は煩雑であることがよく知られており、それを精緻に評価する手法 [10]が提案されている。一方で、何らかの仮定を与えることで、定式化を簡素化している手法もいくつか提案されている [8],[11],[12]。その多くは、杭本数や杭間隔について適用範囲がある場合が多い。そこで、本検討では、鉄道構造物において一般的な群杭基礎を対象に、良い近似解が与えられることが分かっている等価梁法 [8][50]を採用した。この手法は群杭を等価な梁に置き換えて考えるものである。詳細は文献 [50]を参考にされたいが、ここでは、本検討における等価梁の計算において仮定した条件を以下に示し、その概要を図 2.3.1 に示す。

- a) 群杭は変形時に杭間隔を変えず、杭の間に挟まれた土とともに変形する
- b) 杭間に挟まれた土から杭に作用する摩擦力によって生じるモーメントは無視する
- c) 杭頭は剛なフーチングに剛結されている
- d) 地盤・杭は水平に分割された要素からなる。各要素の端面と杭の中立軸が交わる点は、同一平面上にある

本解析モデルにおいて、基盤への地震波の入力を考慮した解析を行い、自由地盤における地表面の変位に対する杭頭変位の比で表される有効入力係数 η を算出することで杭基礎による入力損失の評価を行う。なお、解析では動的相互作用のうち Kinematic 相互作用の影響のみを考慮するため、杭基礎構造物の重量を無質量とし、慣性の相互作用の影響を取り除いている。

2.3.2 検討条件

検討に用いた杭基礎および地盤の条件を図 2.3.2 に示す。剛なフーチングは上下、水平、回転方向の拘束条件を自由条件としている。また、杭は先端支持杭を想定し、杭頭をフーチングに剛結する条件とした。解析には、薄層要素法を用いることから、線形計算が前提となるが L2 地震時には地盤が塑性化することは避けられない。そこで、等価線形化法と同様の考え方にに基づき、初期せん断波速度 V_{s0} については微小ひずみ時の値から低下させるとともに、減衰定数については履歴減衰の分だけ増加させた。具体的には、鉄道の耐震基準 [13] を参考にせん断波速度 V_s については、 V_{s0} を 0.75 倍した値（せん断剛性が 0.5 倍程度）を、減衰定数 h については、既往の土の室内試験結果を参考に 10% を解析に用いた。解析パラメータおよび解析ケースを表 2.3.1 に示す。解析は杭径 D 、杭間隔 s 、杭本数、杭長 l 、地盤のせん断波速度 V_{s0} 、地盤の層厚 H を変化させた全 6 ケースを実施した。なお、各ケースの杭、地盤の弾性係数は同一条件とし、杭長 l と地盤の層厚 H は同一ケースでは同条件としている。

また、検討に用いる入力地震波は、多くの耐震設計の基準の中で、設計地震動を設定する際に参考にされている 1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台で観測された NS 成分波（KOB 波）を用いた。図 2.3.3 に入力地震動の時刻歴波形とフーリエ振幅スペクトルを示す。

2.3.3 入力損失の特性

図 2.3.4 に有効入力係数 η の算定結果を示す。全体的な傾向として、振動数が 0Hz に近い低振動数領域では有効入力係数 η が 1.0（入力損失効果なし）であることが分かる。ある振動数から有効入力係数 η が減少を始め（入力損失効果が現れ始め）、基礎・地盤の諸元によっては、振動数が 5Hz 程度で、有効入力係数 η が 0.5 程度まで減少する場合もある。以下に、ケースごとの比較により、入力損失の特徴を分析する。なお、図 2.3.4 に示すとおり、有効入力係数 η は振動数の依存が大きく、入力損失の違いが分かりづらいため、ここでは、5 章で後述するように応答スペクトルの低減率の観点から $\int \eta^2(\omega) d\omega$ で入力損失効果を定量的に評価した結果を表 2.3.2 に示す。なお、表 2.3.2 の値は鉄道の耐震設計で取扱う構造物の振動数帯域である 0～10Hz の範囲で積分を行った結果に対して、Case1 の $V_s=100$ m/s のケースを基準とした場合の各ケースの倍率を示している。よって、表中の値が小さいほど入力損失効果が大きくなる。

2.3.3.1 地盤剛性の影響の比較

Case1～Case6（図 2.3.4(a)～(f)）および表 2.3.2 の各ケースにおいて、地盤剛性ごとのプロットを比較することで、地盤剛性の影響について分析する。各図表のいずれの結果を見ても、地盤の剛性が小さい（ V_s が小さい）ほど入力損失効果が大きいことが分かる。

2.3.3.2 杭径の影響の比較

Case1 ($D=1.0\text{m}$: 図 2.3.4(a)), Case2 ($D=1.5\text{m}$: 図 2.3.4 (b)) および表 2.3.2 を比較することで、杭径の影響について分析する。同図表より杭径が大きい Case2 において、Case1 より入力損失効果が大きいことが分かる。

2.3.3.3 杭長の影響の比較

Case3 ($L=10\text{m}$: 図 2.3.4 (c)), Case1 ($L=15\text{m}$: 図 2.3.4 (a)), Case4 ($L=30\text{m}$: 図 2.3.4 (d)) および表 2.3.2 を比較することで、杭長の影響について分析する。杭長の変化に伴う感度は小さいものの、 $V_s=100\text{ m/s}$ の場合には杭長が短いほど入力損失効果が大きくなる傾向がある。

2.3.3.4 杭本数の影響の比較

Case1 (4本杭 : 図 2.3.4 (a)), Case5 (9本杭 : 図 2.3.4 (e)), Case6 (16本杭 : 図 2.3.4 (f)) および表 2.3.2 を比較することで、杭本数の影響について分析する。同図表より4本杭と9本杭を比べると、9本杭の方が入力損失効果は大きい、杭径に比べると杭本数による感度は小さい。なお、16本杭は9本杭の場合と同程度である。

2.3.3.5 解析結果の考察

入力損失は、振動数が高くなると杭長に対して波長が相対的に短くなることから、杭の深さ方向の挙動には位相差が生じ、その結果として杭は周辺地盤の変形を拘束し、これを平均化させようと働くことにより、入力損失効果の特性が生じる。つまり、①地盤が軟らかいほど、②杭径が大きいほど、③杭長が短いほど、④杭本数が多いほど、地盤に対する杭基礎の相対的な剛性は増加し、杭基礎の存在が地盤の挙動を拘束する効果が大きく発揮され入力損失効果が大きくなったと解釈できる。なお、これらの特性については既往の研究成果 [1], [2], [3]^{など}と整合したものとなっている。一方で、杭先端が支持地盤に到達しない摩擦杭では、完全支持杭と比べ杭先端の固定度が弱く、地盤変位に杭が追従しやすいと考えられる。そのため、摩擦杭の入力損失効果の特性には、上記①～④の条件が必ずしも適用できない可能性がある。

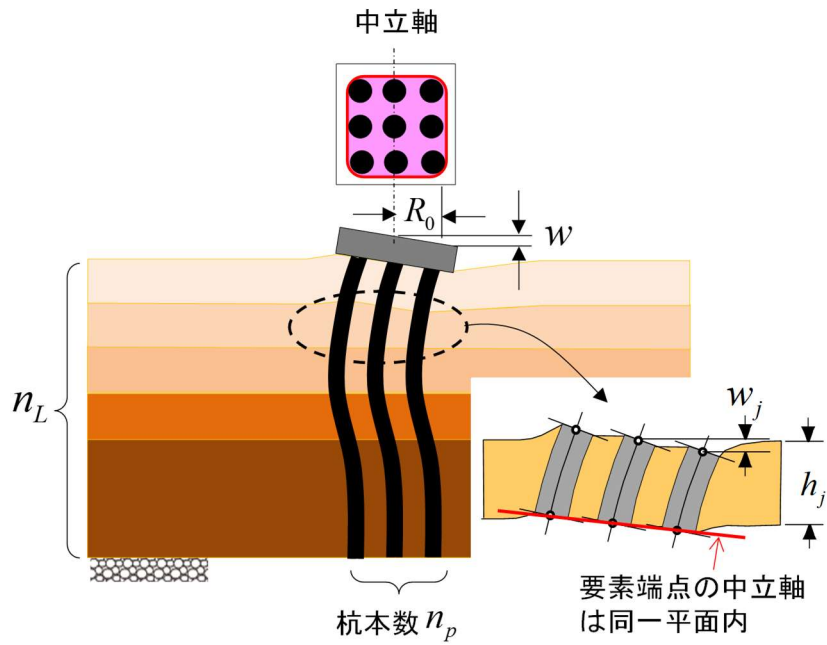


図 2.3.1 等価梁を求めるための仮定

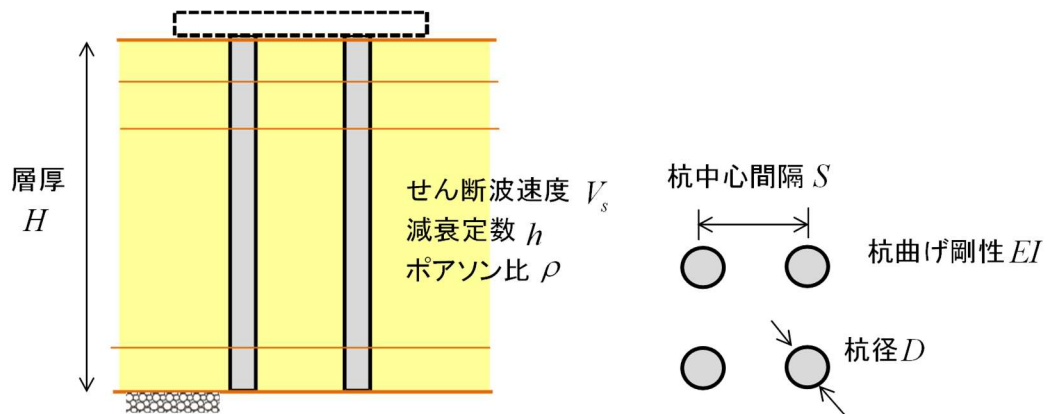


図 2.3.2 杭基礎パラメータの概要

表 2.3.1 解析パラメータ

	杭諸元					地盤諸元			
	杭径 D (m)	杭間隔 s (m)	杭本数	杭長 l (m)	弾性係数 E_p (kN/m ²)	初期 せん断波速度 V_{s0} (m/s)	等価 せん断波速度 V_s (m/s)	ポアソン比 ν_s	層厚 H (m)
Case1	1.0	3.0	2×2	15	2.5×10^7	270 200 130	200 150 100	0.45	15
Case2	1.5	4.5	2×2	15	2.5×10^7				
Case3	1.0	3.0	2×2	10	2.5×10^7				
Case4	1.0	3.0	2×2	30	2.5×10^7				
Case5	1.0	3.0	2×2	15	2.5×10^7				
Case6	1.0	3.0	2×2	15	2.5×10^7				

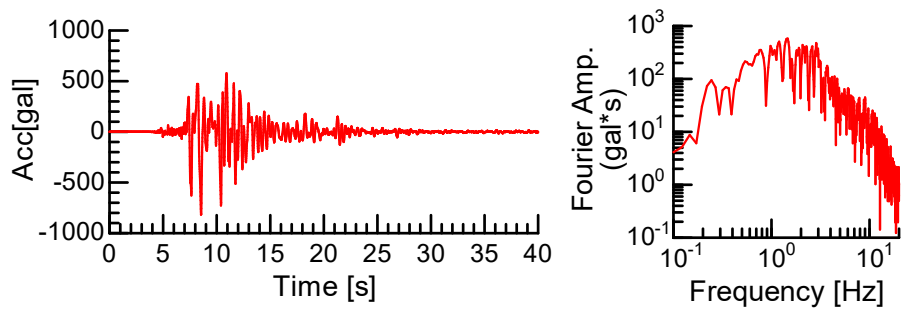
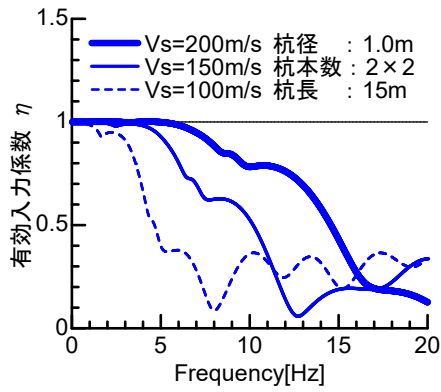
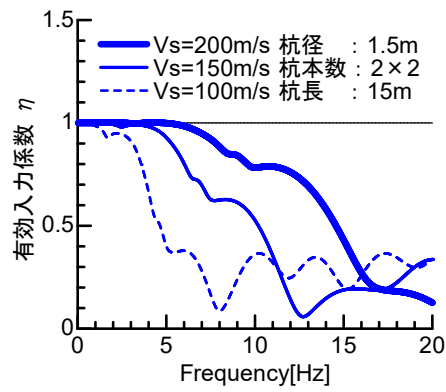


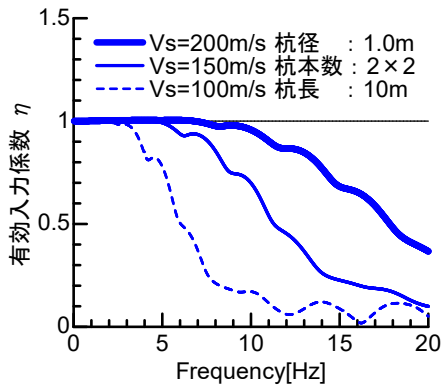
図 2.3.3 入力波の時刻歴波形およびフーリエ振幅スペクトル (KOB 波)



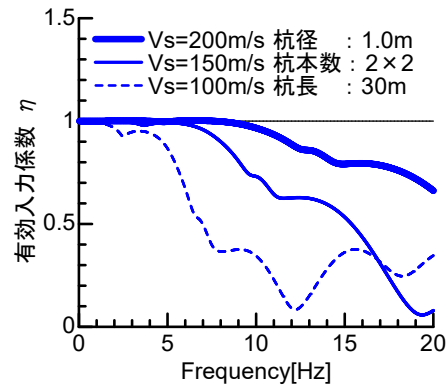
(a) Case1



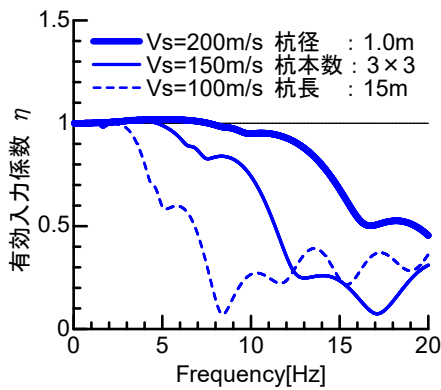
(b) Case2



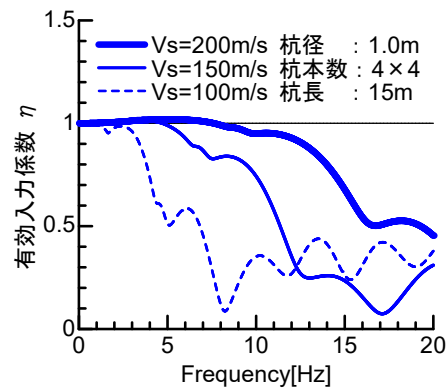
(c) Case3



(d) Case4



(e) Case5



(f) Case6

図 2.3.4 薄層要素法による有効入力係数 η (入力損失効果) の評価

表 2.3.2 各ケースの入力損失効果の比較 (表中値: $\int \eta^2(\omega) d\omega$ (rad/s))

V_s (m/s)	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
200	1.74	1.62	1.75	1.76	1.74	1.76
150	1.61	1.29	1.55	1.60	1.54	1.55
100	1.00	0.73	0.93	1.05	0.90	0.86

2.4 質点系モデルによる入力損失の評価

2.4.1 はじめに

地震応答解析に地盤や杭基礎の非線形性を考慮する手法として時間領域における逐次積分法が考えられる。逐次積分法により地盤-杭基礎-構造物系の動的挙動を解く方法として、Penzienモデル [15]に代表されるような質点系モデルによる手法と有限要素法による手法がある。有限要素法は、各要素に構成則を組み立てることにより、非線形を考慮することが可能である。ただし、この場合、時間領域による時刻歴解析が必要となり計算負荷が高くなるという欠点がある。一方、質点系モデルは動的解析を伴う設計実務で最も用いられる手法であり、鉄道の耐震基準 [13]では動的解析法を用いる場合の解析手法として質点系モデルを基本としている。一方で、本論文の目的の一つは入力損失効果の耐震設計実務への反映であり、設計実務で多く採用される解析手法を検討で用いることで、設計実務における道筋を示すことができる。そのため、本検討では質点系モデルを用いて入力損失効果を評価することとした。

質点系モデルによる入力損失効果の妥当性の検証は、近年 Di Laora et al. [16]が提案した解析法と薄層要素法 [7], [17]による結果と比較することで行う。一方で、これらの解析手法の他に動的相互作用を表現可能な手法として有限要素法による解析が考えられる。この手法は、地盤-杭基礎系の動的相互作用効果が解析モデルを構築する際に自動的に反映される特徴が、モデル化には多くの情報が必要であり解析モデル全体のパラメータ設定は容易ではない。また、解析に多くの時間を必要とし、得られた膨大な解析結果から必要な情報を抽出する必要がある。そのため、従来、地盤と杭基礎の動的相互作用問題には Di Laora の手法や薄層要素法のように、周波数領域による解析手法が用いられ解析精度、効率の向上が図られてきた。そこで、本検討では計算効率に優れ、地盤と杭基礎の動的相互作用を精緻に評価できるこれらの手法を検証用の解析手法とした。なお、これらの手法は周波数領域における解法であることから線形条件が前提であり、結果の比較は線形条件において行っている。

2.4.2 質点系モデルの概要

本検討で用いる解析モデルは、自由地盤系と杭基礎-構造物系が一体となった解析モデルを用いる。この解析モデルは森ら [18]が提案したモデルと同様であり、自由地盤系と杭基礎-構造物系を相互作用ばねで連結したモデルである。従来、質点系モデルにより動的相互作用を評価する代表的な手法として、Penzien et al. [15]や後藤・亀田 [19]が検討に用いた手法が広く用いられてきた。これらの手法は、構造物の影響のない自由地盤系と杭基礎-構造物系の2つの系から構成されたモデルであり、杭側方からの地盤の変形が地盤ばねを介して構造物系に入力されることで動的相互作用を表現するモデルである。このモデルは、自由地盤系と杭基礎-構造物系が分離されていることで、杭基礎-構造物系への入力として地盤の各深さにおける加速度、速度、

変位を自由地盤系の応答解析によって事前に算定する必要があり、相互作用ばねを介して杭基礎-構造物系に多点入力する必要がある。また、本論文で対象とするように相互作用ばねの非線形性を考慮する場合には、このようなアルゴリズムでは計算の安定性が悪い場合が多い。そこで、本検討では一体モデルを採用することで、杭基礎-構造物系への入力として地盤の各深さの加速度、速度、変位を別途算定する必要はなく、一体モデルに基盤入力を行うことで自由地盤系の応答が杭基礎-構造物系へ自動的に反映される。また、解析上の計算の収束性も改善する。一方で、森らのモデルでは付加質量をモデル化することで、インピーダンスの振動数依存性を近似的に表現しているのに対して、本検討で用いるモデルでは付加質量を考慮していない。これは、次の3つの理由による。①河村 [20]による地震観測、解析的検討から明らかのように付加質量の影響は構造物系の固有振動特性にはそれほど敏感ではない。②相互作用ばねの振動数依存性は、高振動数で優位となる。一方で、本検討で想定する杭基礎構造物の耐震性を支配するのは一般的に 5Hz までの低振動数帯域であることから、その影響は小さいと考えられる。③相互作用ばねの振動数依存性を考慮しないことで、ばね定数の算定は各種の算定式によることができ、強震動に対する非線形解析への展開が容易である。その結果、本論文の研究課題の一つである非線形性の影響を直接的に評価できる。また、質点系モデルにおいて相互作用ばねの振動数依存と非線形性を同時に考慮する方法については、現在のところ確立しているとは言えない。以上の理由により本論文の検討では、相互作用ばねの振動数依存性は考慮しないモデルとした。なお、本モデルの妥当性については後述で示す。

本検討で対象とする解析モデルを図 2.4.1 に示す。本モデルは、地盤と構造物を一体とした解析モデルとなっており、モデル底面に地震動を入力するモデルとなっている。モデルの詳細を以下に示す。図 2.4.1 に示すように解析モデルは自由地盤系と構造物系から構成されており、それぞれが相互作用ばねを介して連結されている。自由地盤は、構造物の応答の影響を受けないように十分に広い領域を対象にモデル化した。具体的には、鉄道の耐震基準 [13]で推奨される方法により、フーチング面積の 100 倍以上の領域をモデル化している。一方、構造物系は、動的相互作用のうち Kinematic 相互作用の影響のみを抽出するために、杭基礎-フーチングのみをモデル化した。杭およびフーチングは線形の梁要素でモデル化し、その質量については無視している。また、群杭基礎は群杭中の各杭が地盤を介してお互いに影響を及ぼし合うことで、単杭と異なった変形性状を示す群杭効果を有することが知られている。この群杭効果は、群杭中の 1 本の杭が変形すると周辺地盤にも変形が生じ、他の杭を変形させることで単杭に比べ小さな力で変形させることができる。この効果は、杭間隔、杭本数によって異なり、群杭基礎の条件に応じて水平方向の相互作用ばねの剛性算定に群杭係数として考慮される。一方で、群杭効果には動的な特性である杭間相互作用があり、鉛直方向に伝搬する地震動による杭の振動が周辺地盤に伝播することで波動場を形成する。この波動場では、各杭は隣接する杭の影響を受けることになる。杭間相互作用に関して、Makris and Gazetas [21]は動的 Winkler モデルによる解析的検討を行い、杭間相互作用は自由地盤と杭の変位および位相の差によって生じることを明らかにした。また、単杭の Kinematic 応答と比較することで杭間相互作用は入力損失効果に影響を与えないことを明らかにした。これに関して、Fan et al. [2], Dobry and Gazetas [22], Di Laora et al. [16]の研究も同様の結論を得ている。そのため、本検討では解析モデルを構築する上で杭間相互作用を考慮していない。一方で、前述した水平方向の相互作用ばねの剛性には

群杭効果を考慮している。さらに、解析領域における減衰マトリックスの設定は、鉄道の設計基準 [13]に基づきレーリー減衰を用いて設定している。本モデルは Kinematic 相互作用を評価するために構造物を無質量としていることから、自由地盤のモードが支配的になる。また、設計実務で取り扱う構造物の振動数帯は 10Hz 程度までの範囲であることから、この振動数範囲に着目して、自由地盤の 1 次、3 次モードに対応する振動数において減衰定数 3%として設定した。

相互作用ばねのうち水平地盤反力係数 k_h は、弾性床上の梁の理論に基づき Vesic [23]が提案した式 (2.4.1) を適用し評価している。これは、地盤の変形係数は、ひずみレベル、応力履歴などに起因して同一地盤内でもその値が変化する。そのため、鉄道 [24]や道路 [25]の基準では、これらひずみレベルや応力履歴の影響を取り除くために、微小ひずみレベルではなく、ある程度のひずみが生じた状態の等価線形条件により地盤の変形係数を評価している。一方で、検証モデルである薄層要素法や後述する Di Laora のモデルでは微小ひずみレベルの地盤の変形係数を取り扱うため、微小ひずみレベルの地盤の変形を想定した式 (2.4.1) を用いた。

$$k_h = 0.65 \frac{E_s}{(1-\nu_s^2)D} \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot D^4}{E_p \cdot I_p}} \quad (2.4.1)$$

ここに、 D は杭径、 E_p は杭のヤング率、 I_p は杭の断面二次モーメント、 E_s は地盤のヤング率、 ν_s は地盤のポアソン比である。また、水平地盤反力係数 k_h には群杭効果を考慮した。

2.4.3 検証に用いるモデルの概要

2.4.3.1 Di Laora による解析モデル

Di Laora et al. [16]は、図 2.4.2 に示すように均質または層状の地盤に埋め込まれた杭頭拘束自由の単杭挙動から出発して、杭頭部の変位および力の釣合いを利用することで、杭頭が剛結された群杭の有効入力係数 η を得る手法を提案した。本モデルは、質点系モデル同様に杭間の動的相互作用を考慮していないが、簡易に有効入力係数 η を算定できる特徴がある。本モデルを検証モデルに使用するにあたり、単杭、群杭の両方の有効入力係数 η を算定し、ベンチマークと照合することでモデルの妥当性を検証した。

初めに、単杭を対象に解析モデルの検証を行う。検証は、Di Laora et al. [16]の解析モデルと Anoyatis et al. [65]による厳密解から得られた水平方向および回転方向の有効入力係数 η を比較することで行う。図 2.4.3 に解析結果の比較を示す。Anoyatis et al.による厳密解では $E_p/E_s=1000$, 10000 の両方において、杭頭固定と杭頭自由の単杭の条件により評価されている。 $E_p/E_s=10000$ では Anoyatis の結果と Di Laora の解析モデルの結果にわずかな差がみられる。この結果の差は、ウィンクラー剛性係数 δ の値に起因していると考えられる。Anoyatis らの解析では、 $\delta=1.2$

～3.0 の間で値を変化させているのに対して、Di Laora の解析モデルの計算では δ の値に静的値を使用している。この結果の差を検証するため、図 2.4.3 には Fan et al. [27] の検討結果を合わせて示す。Di Laora の解析モデルと Fan et al. の結果はよく一致している。

次に、群杭を対象として解析モデルの検証を行う。群杭の有効入力係数 η を計算するために、Anoyatis [65] の厳密な解法から算定した杭頭の応答を入力として使用した。さらに、1995 年の Mylonakis [28] による閉形式解を用いて、単杭の杭頭インピーダンスおよび杭の軸方向ばねの剛性を評価した。図 2.4.4 に Di Laora et al. [16] による解析結果との比較を示す。2×2 の群杭の水平方向の有効入力係数 η の結果は、 $s/d=5$ 以上の場合に良好な一致を示すが、 $s/d=3$ の場合では結果に差がみられる。これは、前述の δ の値の違いに起因していると考えられる。Di Laora の解析モデルによる結果の精度を検証するために、4×4 の群杭の回転方向の有効入力係数 η を算定し、Di Laora [16] による厳密な FEM 結果と Kaynia and Kausel [29] による結果を比較した結果、その値は良好に一致した。これにより、検証用のモデルである Di Laora の解析モデルの妥当性が証明された。

2.4.3.2 薄層要素法モデル

薄層要素法による解析モデルは、前述した 2.3.1 に示す通り、地盤を薄層要素法、杭基礎を等価梁法によってモデル化した。その他、モデルの概要は 2.3.1 の通りである。

2.4.4 解析条件

検討で取扱う地盤、杭の条件を表 2.4.1 に示す。杭基礎は一層地盤に埋め込まれ、杭頭部がフーチングに剛結された 4 本 (2×2) の場所打ち杭を有する構造物とした。杭基礎の諸元は、杭径が 1.0m、杭長が 15.0m、杭間隔を 3.0m としている。また、地盤条件は一層地盤を想定し初期せん断波速度 V_{s0} が 100 m/s、150 m/s、200 m/s の場合を想定した。

質点系モデルを用いた解析においては、ホワイトノイズを自由地盤の底面から入力し、動的線形解析を行った。応答値として得られた自由地盤地表面および杭頭部の絶対加速度の時刻歴波形をフーリエ変換し、両者のスペクトル比によって有効入力係数 η を算定した。また、薄層要素法モデルにおいては、周波数領域において算定される自由地盤地表面および杭頭部の応答値の比から算出する。質点系モデルによる入力損失効果の妥当性の検証は、前述によって算出した有効入力係数 η を比較することで行う。

2.4.5 質点系モデルの妥当性

図 2.4.5 に質点系モデルおよび Di Laora の解析手法、薄層要素法により求めた有効入力係数 η を示す。解析手法の違いに依らず、全体的な傾向として、有効入力係数 η の低減は $V_{s0}=100$

m/s, 150 m/s, 200m/s の順に低振動数で低減し, 入力損失効果が大きい. これは, 2.3.3 で示した杭基礎の入力損失の特性と一致する.

次に, 解析手法の違いについてみる. 質点系モデルと Di Laora の解析手法の結果はよく一致している. 一方, 質点系モデルによる有効入力係数 η は, ある振動数から単調に減少するのに対して, 薄層要素法による結果では, 小さく波打ちながら減少する傾向がある. これは, 薄層要素法ではインピーダンスの周波数依存性を考慮しているのに対して, 質点系モデルでは周波数依存性を考慮していないことに起因していると考えられる. しかし, 一般的な構造物の振動数は 5Hz 程度であることと, 有効入力係数 η が低下し始める振動数や平均的な傾向は, 両者ともよく一致しており, 質点系モデルを用いても入力損失効果を概ね適切に表現でき, モデルの妥当性が検証された.

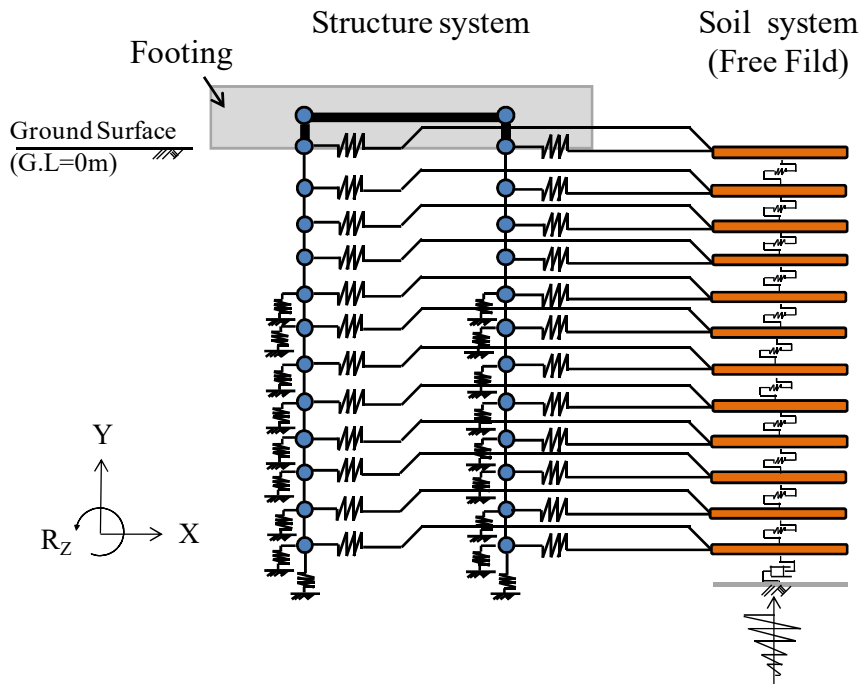


図 2.4.1 質点系モデルの概要

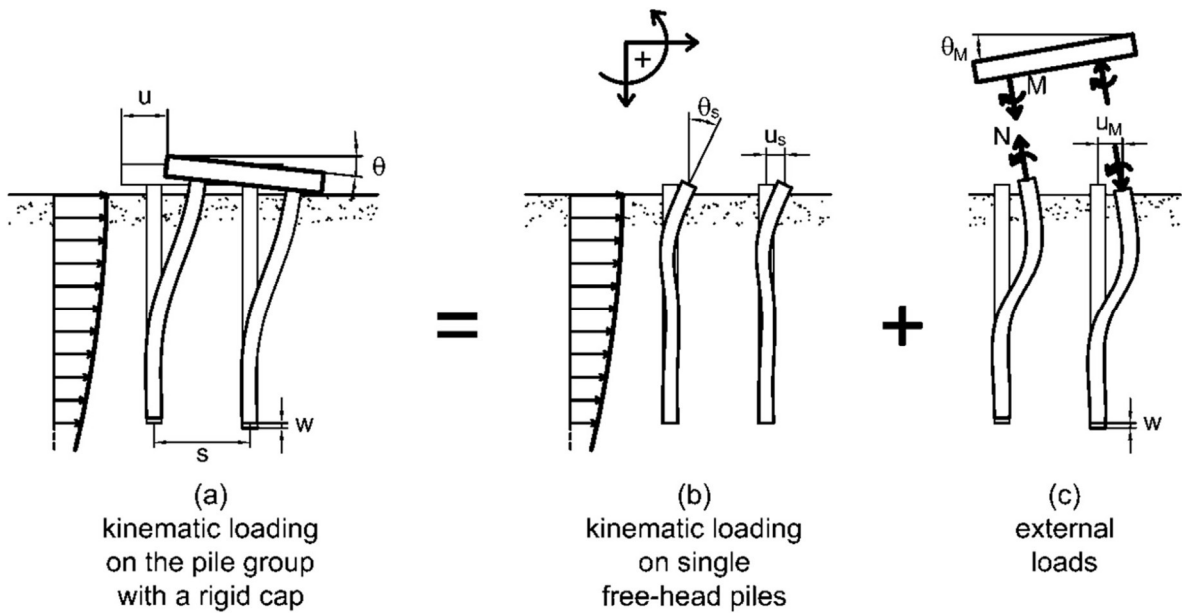


図 2.4.2 Di Laora の解析モデル [16]

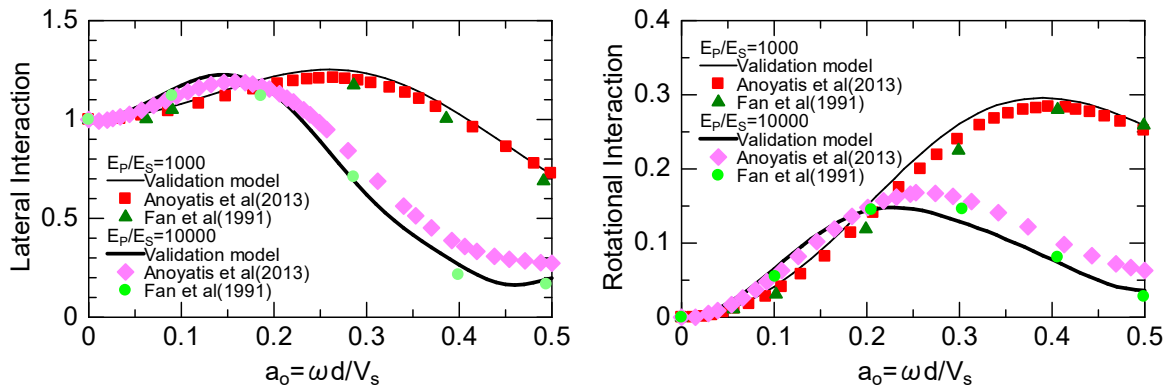
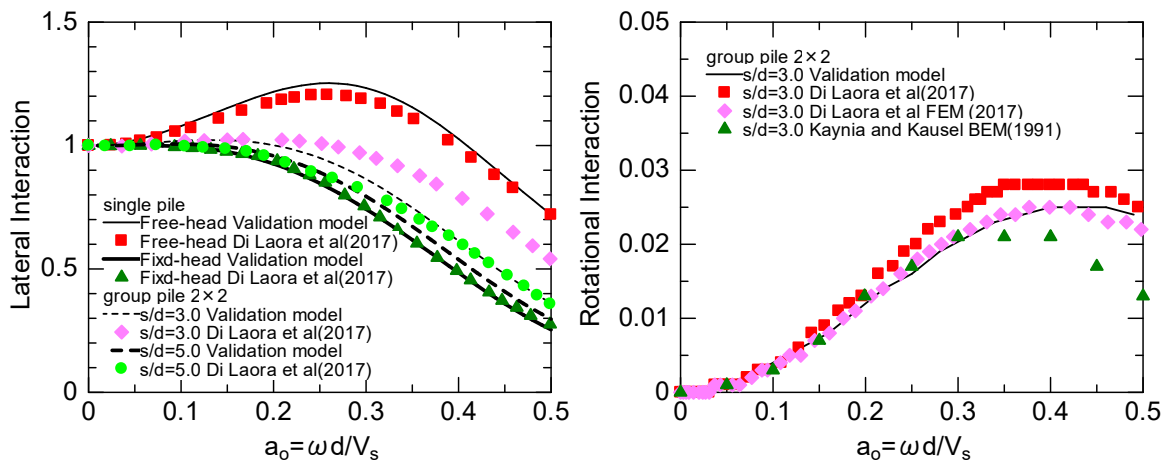


図 2.4.3 単杭の有効入力係数 (杭頭自由, 杭下端自由)



(a) Single Pile, Group Pile 2×2

(b) Group Pile 4×4

図 2.4.4 群杭の有効入力係数(杭下端自由)

表 2.4.1 解析条件

Cases	地盤			杭				
	初期せん断波速度 V_{s0} (m/s)	ポアソン比 ν_s	表層厚 H (m)	杭径 D (m)	杭間隔 s (m)	杭本数	杭長 l (m)	弾性係数 E_p (kN/m ²)
Case1	100	0.45	15	1.0	3.0	2×2	15	2.5×10^7
Case2	150							
Case3	200							

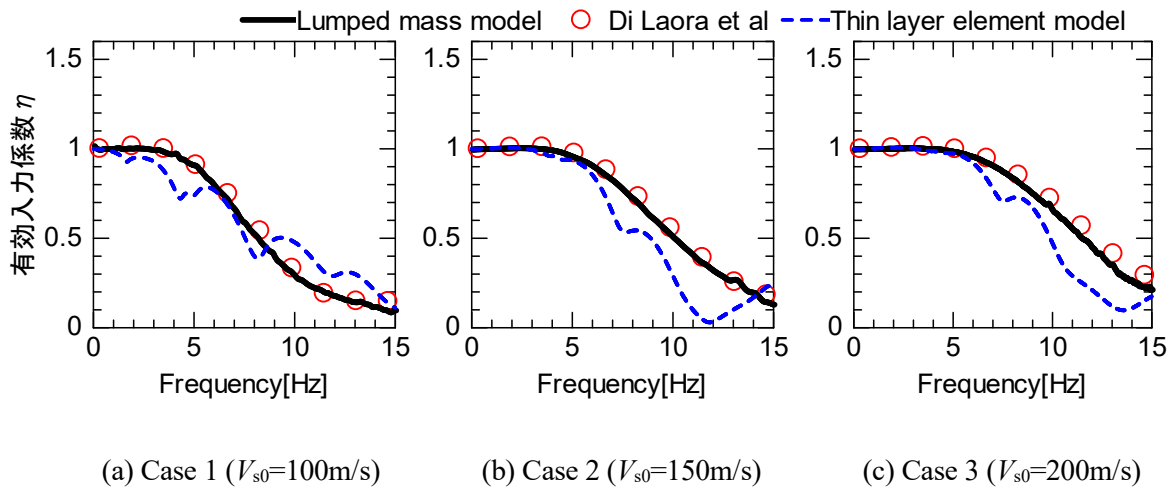


図 2.4.5 有効入力係数 η の比較

2.5 柔な梁に接続される杭基礎の入力損失

2.5.1 はじめに

ここでは、柔な梁に接続される杭基礎の入力損失について、そのメカニズムと効果を解明する。対象とする基礎構造形式は、フーチングや地中梁がなく杭頭拘束条件が自由の単杭、剛なフーチングに接続する群杭基礎、柔性を有する地中・上層梁に接続する1柱1杭およびパイルベントを対象とする。これら、杭頭の拘束条件、杭が接続されるフーチングや梁の部材剛性が異なる構造形式の入力損失効果を比較することで、入力損失の発現機構とその効果を明らかにする。

2.5.2 対象構造物の概要

ここで対象とした基礎形式の諸元と概要を表 2.5.1 および図 2.5.1 に示す。対象構造物は、単杭、群杭、1柱1杭、パイルベントの4つである。各形式に共通する諸元として、フーチング、地中梁の拘束条件は上下、水平、回転方向を自由条件とし、杭条件は、杭径 D を 1.0m、杭長 l を 21.0m、杭先端は支持層に根入れした条件とした。次に、群杭基礎は、杭本数が9本(3×3)、杭間隔 s は 3.0m としている。また、杭頭は剛なフーチングに剛結する条件とした。1柱1杭は、杭間隔 s を 5.0m とし、杭頭は地中梁に剛結されている条件としている。一方で、地中梁は幅 750mm、高さ 1400mm の RC 部材として実剛性を考慮している。パイルベントは、1柱1杭と同様に、杭間隔を 5.0m とし柱下端と杭頭部を剛域とし剛結構造としている。ここで、柱は高さ 850mm、幅 850mm の矩形断面、上層横梁は幅 750mm、高さ 1100mm の RC 部材として実剛性を考慮している。また、柱上端と上層横梁の接合部は剛域とし剛結構造としている。

2.5.3 解析条件

本検討で対象とする解析モデルは 2.4 と同様に 2次元の質点系モデルを用いた。解析モデルは地盤系と構造物系に分かれ、それぞれの系が相互作用ばねを介して連結されている。相互作用ばねのうち、水平方向のばねは式 (2.4.1) を適用し、それ以外は鉄道の設計基準 [24] に基づきモデル化した。地盤系は、図 2.5.2 に示すように多層地盤(砂質土、粘性土の互層地盤)と一層地盤 ($V_{s0}=150\text{m/s}$) の 2種類の地盤構成を想定した。また、モデル化に当たっては、構造物の影響を受けないよう十分に広い領域をモデル化対象としている。構造物系のモデル化に関して、単杭、群杭、1柱1杭は、杭、フーチング、地中梁、パイルベントは、杭、柱、上層梁をモデル化している。また、各部材要素は線形でモデル化するとともに、慣性の相互作用を無視するために無質量としている。解析は、固有値解析とホワイトノイズを自由地盤の底面から入力した動的線形解析を行った。

2.5.4 構造形式による入力損失の特性

初めに、各構造形式の有効入力係数 η の比較を行う (図 2.5.3)。なお、ここで算定した有効入力係数 η は、自由地盤地表面および杭頭部の絶対加速度の時刻歴波形をフーリエ変換し、両者の振幅スペクトル比によって算定している。図 2.5.3(a)の多層地盤では、単杭を除く構造形式で有効入力係数 η の低減程度は同様に、6Hz 程度で最も小さくなる。単杭に関しては、他の構造形式に比べ有効入力係数 η の低減度が小さい。一方で、図 2.5.3(b)の一層地盤では構造形式により有効入力係数 η の低減の傾向が異なっている。全体的な傾向として単杭を除く構造形式では、振動数の増加に伴い有効入力係数 η が低減し、入力損失効果が発現している。一方で、単杭では、振動数の増加とともに有効入力係数 η が増加し、1Hz~7Hz の範囲で 1.0 を超えて、杭頭の応答が自由地盤の応答を上回っている。次に、群杭基礎の有効入力係数 η が最小になる 9Hz に着目し入力損失効果を比較する。有効入力係数 η の値は、群杭 (0.08)、1 柱 1 杭 (0.25)、パイルベント (0.42)、単杭 (0.75) の順に小さく入力損失効果が大きい。群杭基礎が最も入力損失効果が大きい要因として、群杭効果を考慮することで相互作用ばねの剛性が他の基礎構造に比べ小さいことや剛なフーチングによる杭頭挙動の拘束効果が高いことが考えられる。一方で、1 柱 1 杭、パイルベントでは、群杭基礎に比べ地中梁や上層横梁のように剛性が低い部材によって杭頭挙動を拘束しているにも拘わらず、入力損失効果が期待できることが分かる。

一方で、多層地盤と一層地盤で有効入力係数 η の低減傾向は異なっている。これは、図 2.5.4、図 2.5.5 に示す地盤の固有値解析結果から明らかのように、図 2.5.5 の一層地盤ではモード形状が滑らかな正弦波形状であるのに対し、図 2.5.4 の多層地盤では深度 2.0m~-1.0m (深度 0m が杭頭位置) が軟弱な地盤であるため、最も有効入力係数 η が低減する 2 次モードのように、杭頭付近で急激に固有ベクトルが変化することで、杭頭付近では地盤変位の波長が短い。このことから、一層地盤では、地盤変位に対して、杭の変位が追従しやすく各基礎形式の幾何学的な曲げ剛性に起因して有効入力係数 η に違いが生じたのに対して、多層地盤では、地盤変位の波長が地表面付近で短くなることで、一層地盤に比べ相対的に幾何学的な曲げ剛性が大きくなる。その結果、杭の変位が地盤変位に追従できなくなることで、杭の曲げ剛性が支配的になり、基礎構造に寄らず有効入力係数 η の低減が同様になったと考えられる。

次に、各基礎構造の入力損失の発現機構について考察する。図 2.5.3(b)に示す通り 9Hz における単杭の有効入力係数 η は 0.75 であるのに対して、横梁の剛性を考慮した 1 柱 1 杭、パイルベントの有効入力係数 η は 0.25、0.42 であり、単杭に比べ入力損失効果が大きい。これは、1 柱 1 杭では地中梁の剛性により杭頭挙動が拘束され、パイルベントでは杭と柱があたかも長い杭のように挙動し、その頭部が上層横梁によって拘束されることで、地盤変位に基礎構造が抵抗し入力損失が発現している。一方で、パイルベント構造は、柱を介して上層横梁に連結する構造であり、柱が変形することで柱頭部 (見かけ上の杭頭部) の挙動を拘束する効果が、地中梁を有する 1 柱 1 杭に比べ小さく、入力損失効果が小さくなったと考えられる。また、群杭については、剛なフーチングに連結された各杭が 1 本の剛な杭のように応答することで、入力損失が生じていると考えられる。さらに、一層地盤において単杭の有効入力係数 η が 1.0 を超えて

第2章 杭基礎による入力損失の評価

いるのは、杭頭が自由であることから一層地盤では杭頭付近で幾何学的な曲げ剛性が生じない。そのため、杭応答が地盤変位に追従しやすいことに加え、杭のロッキングによる応答の増加が生じていると考えられる。

表 2.5.1 各構造形式の条件

構造	杭径 D (m)	杭長 l (m)	杭本数 n (m)	杭間隔 s (m)	杭頭条件	フーチング・梁の剛性
単杭	1.0	21.0	1	—	自由	—
群杭	1.0	21.0	9 (3×3)	3.0	剛結合	剛
1柱1杭	1.0	21.0	2	5.0	剛結合	実剛性
パイルベント	1.0	21.0	2	5.0	剛結合	実剛性

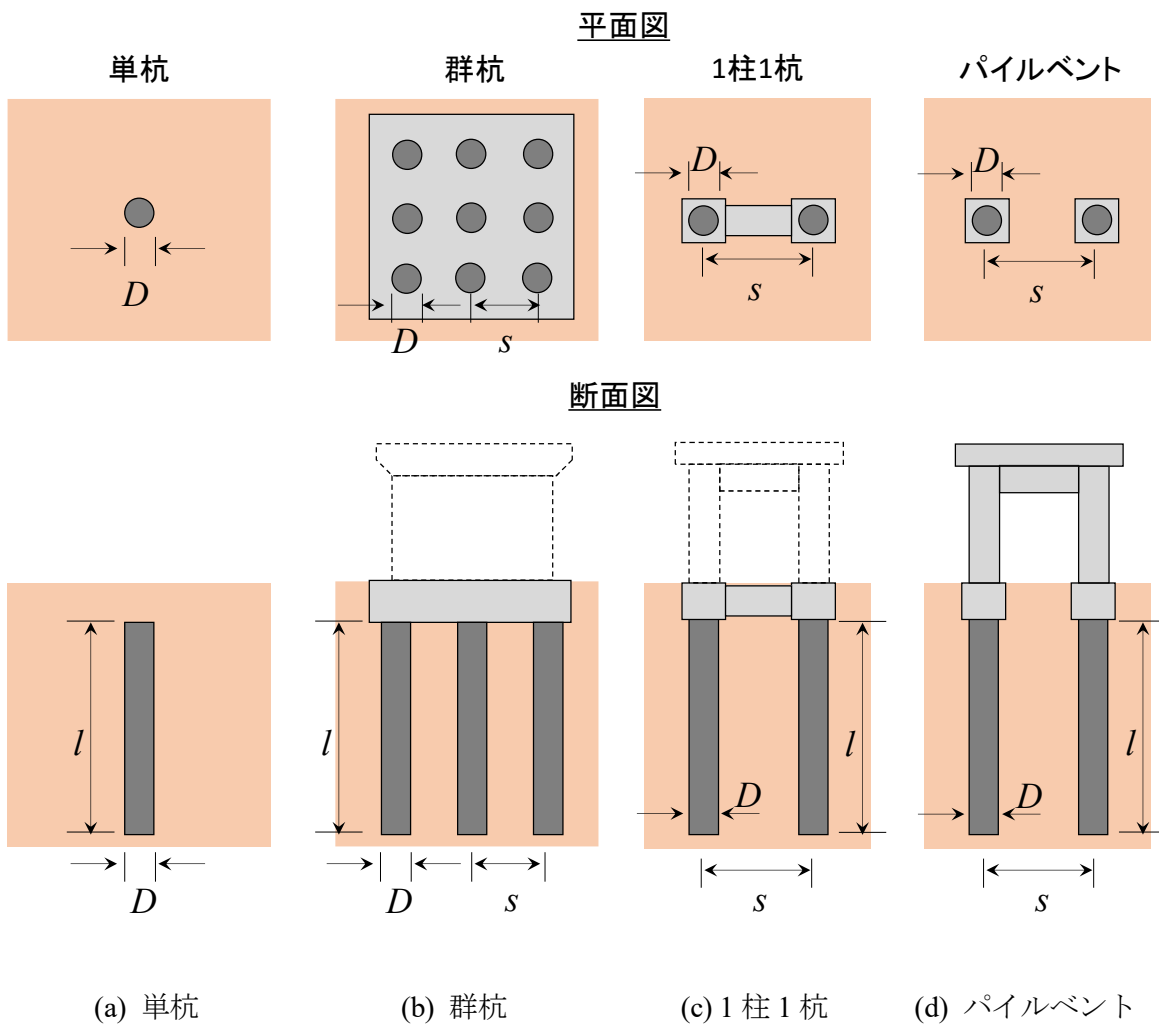


図 2.5.1 各構造形式の概要

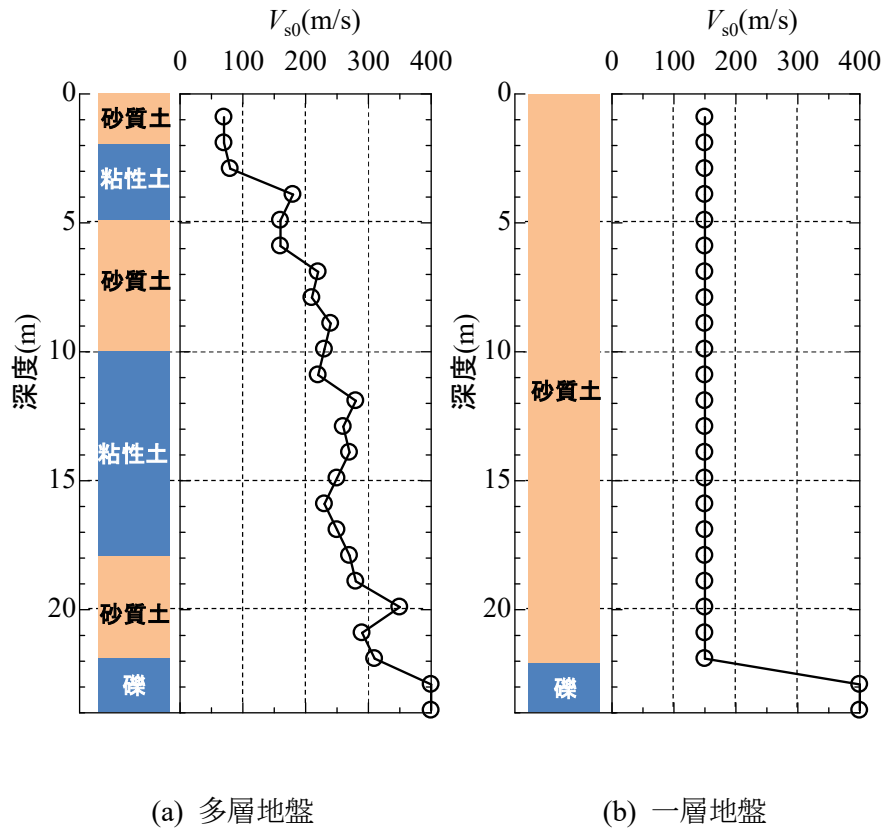
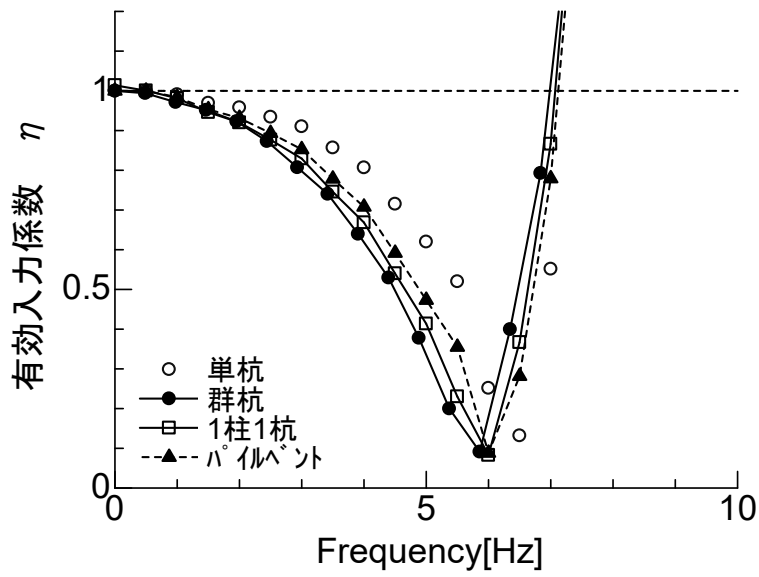
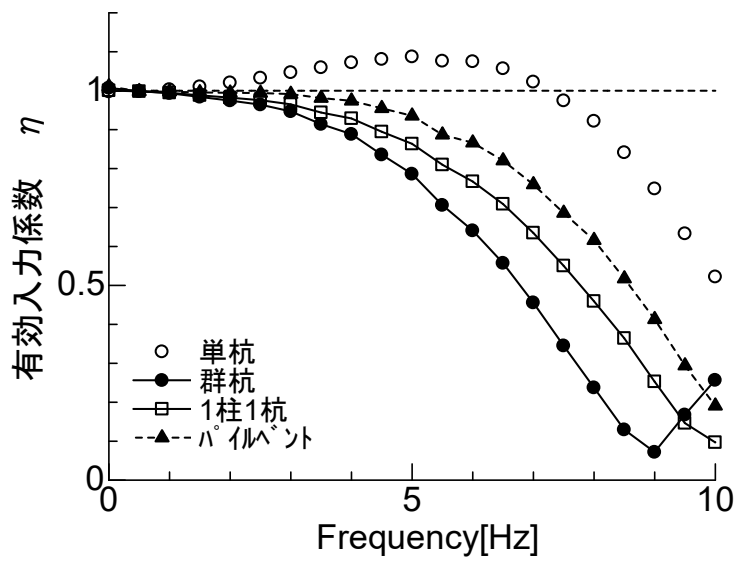


図 2.5.2 柱状図



(a) 多層地盤



(b) 一層地盤

図 2.5.3 各構造種別の有効入力係数 η の比較

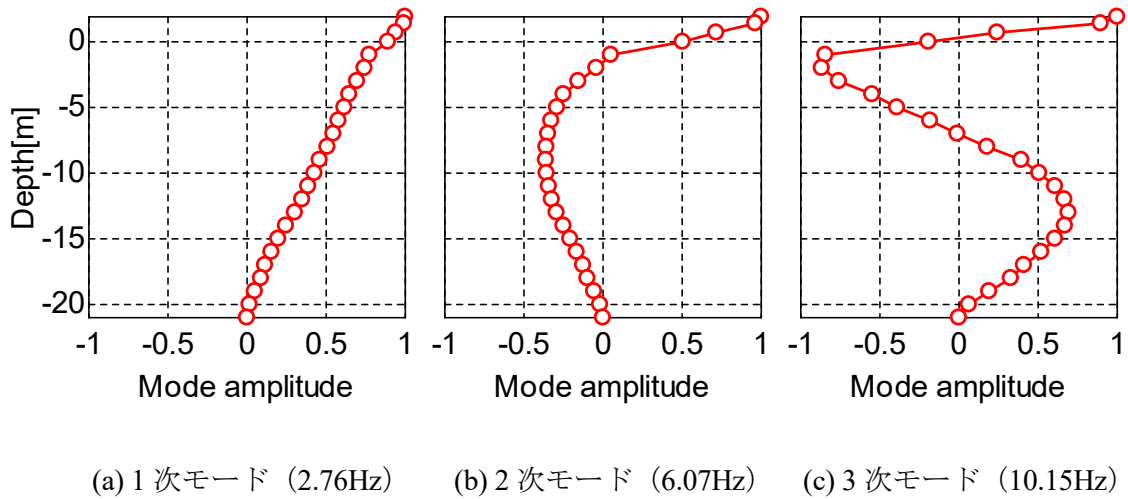


図 2.5.4 多層地盤のモード図

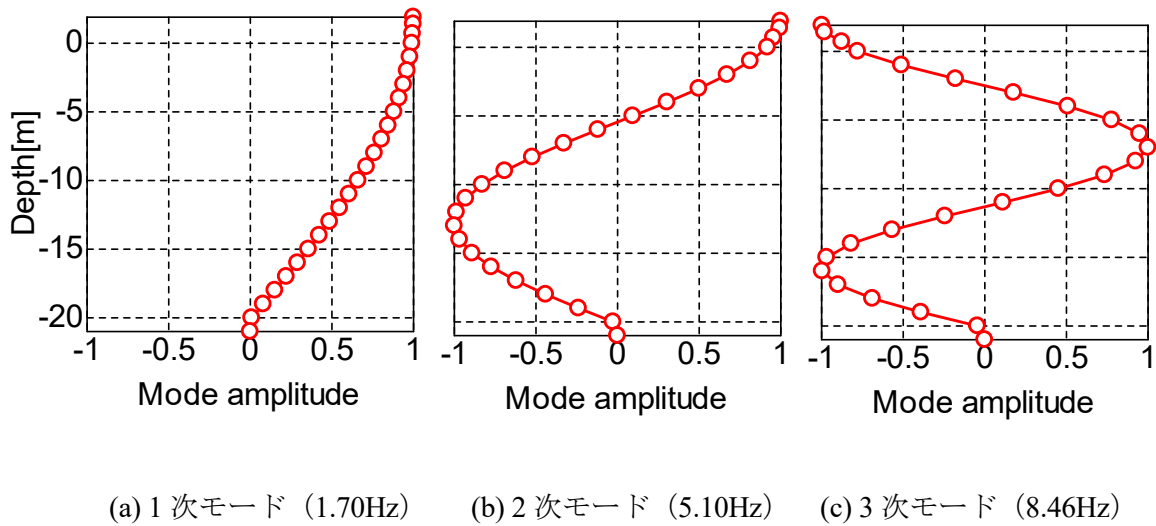


図 2.5.5 一層地盤のモード図

2.6 第2章のまとめ

本章では、杭基礎ラーメン高架橋を対象に、①杭基礎による入力損失の特性、②本論文において主として用いる質点系モデルの解析精度の検証、③柔な梁に接続される杭基礎の入力損失効果、の3点について検討を行った。本章での検討で得られた成果は以下の通りである。

1. 杭基礎による入力損失の特性

- 杭基礎による入力損失は、振動数が高くなると杭長に対して波長が相対的に短くなることから、杭の深さ方向の挙動には位相差が生じ、その結果として杭は周辺地盤の変形を拘束し、これを平均化させようと働くことにより、入力損失効果の特性が生じる。
- ①地盤が軟らかいほど、②杭径が大きいほど、③杭長が短いほど、④杭本数が多いほど、地盤に対する杭基礎の相対的な剛性が増加し、杭基礎が地盤の挙動を拘束する効果が大きく発揮され、入力損失効果が大きくなることが明らかになった。

2. 質点系モデルによる入力損失の評価

- 質点系モデル、Di Laora の解析手法、薄層要素法の3つの解析手法によって算定した有効入力係数 η を比較することで質点系モデルの妥当性を検証した。検討の結果、質点系モデルと Di Laora の解析手法の結果はよく一致したが、質点系モデルと薄層要素法の結果に僅かな差が生じた。これは、薄層要素法では相互作用ばねの振動数依存性を考慮していることに起因している。しかし、一般的な構造物の振動数は5Hz程度であることと、有効入力係数 η が低下し始める振動数や平均的な傾向は、両者ともよく一致している。このことから、質点系モデルを用いて入力損失効果を適切に表現でき、質点系モデルの妥当性が検証された。

3. 柔な梁に接続される杭基礎の入力損失

- 入力損失効果は、群杭、1柱1杭、パイルベント、単杭の順に大きい。群杭は、群杭係数を考慮することで相互作用ばねの剛性が他の基礎構造に比べ小さいこと、剛なフーチングによる杭頭挙動の拘束効果が高いことに起因し最も入力損失効果が大きくなった。
- 1柱1杭、パイルベントでは、地中梁や上層横梁のように剛性が低い部材によって杭頭挙動を拘束しているにも拘わらず、入力損失効果が期待できる。また、1柱1杭では地中梁の剛性により杭頭挙動が拘束され、パイルベントでは杭と柱があたかも長い杭のように挙動し、その頭部が上層横梁によって拘束されることで、地盤変位に基礎構造が抵抗し入力損失が発現していることが明らかになった。

参考文献 (第2章)

- [1] Flores-Berrones R, Whitman RV, "Seismic response of end bearing piles," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 108, pp. 554-569, 1982.
- [2] Fan K, Gazetas G, Kaynia A, Kausel E, Ahmad S., "Kinematic seismic response analysis of single piles and pile groups," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 117, No. 12, pp. 1860-1879, 1991.
- [3] 長谷川正幸, 中井正一, “杭基礎の有効入力に関する基礎的研究,” *日本建築学会構造系論文報告集*, 第422号, 1991.
- [4] Luco.J.E, "Linear Soil-Structure Interaction, Seismic Safety Margins Research Program (Phase I)," *Lawrence Livermore Laboratory*, 1980.
- [5] 山原浩, “地震時の地動と地震波の入力損失 (第1報),” *日本建築学会論文報告集*, 第165号, pp. 61-66, 1969.
- [6] 山原浩, “地震時の地動と地震波の入力損失 (第1報),” *日本建築学会論文報告集*, 第167号, pp. 25-30, 1970.
- [7] Tajimi, H., "A Contribution to Theoretical Prediction of Dynamic Stiffness of Surface Foundation," *Proc. 7th WCEE, Istanbul, Turkey*, pp. 105-112, 1980.
- [8] Konagai,K., "An Upright Single Beam Equivalent to Grouped Piles," *生産研究*, Vol. 50, No. 9, pp. 13-16, 1998.
- [9] Konagai, K., Yin, Y. and Murono, Y., "Single beam analogy for describing soil-pile group interaction," *Soil Dynamics and earthquake Engineering*, pp. 213-221, 2003.
- [10] 長谷川正幸, 中井正一, “杭の地震時応力とその評価法に関する研究,” *日本建築学会構造系論文報告集*, 第432巻, pp. 105-118, 1992.
- [11] 竹宮宏和, 片山吉史, “フレキシビリティ法による群杭基礎の動的解析と設計への提案,” *土木学会論文集*, 第489巻 / I-27, pp. 207-215, 1994.
- [12] Takemiya,H., "Ring-Pile analysis for a grouped pile foundation subjected to base motion," *Structural Eng./ Earthquake. Eng.*, Vol. 3, No. 1, pp. 195-202, 1986.
- [13] 鉄道総合技術研究所, “鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計,” *丸善出版*, 2012.

- [14] Kokusho, T., "Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range," *Soils and Foundations*, Vol. 20, No. 2, pp. 45-60, 1980.
- [15] Penzien, J., Scheffey, C.F. and Parmelee, R.A., " Sismic Analysis of Bridges on Long Piles," *J.Engng Mech. Div., ASCE, EM3*, pp. 223-254, 1964.
- [16] Di Laora R, Yado Grossi, de Sanctis L, Giulia M.B.Viggiani, "An analytical solution for the rotational component of the Foundation Input Motion induced by a pile group," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. 424-438, 2017.
- [17] Lysmer, J. and Drake, L.A., "A Finite Element Method for Seismology," *Methods of Computational Physics*, No.II, Academic Press, pp. 181-216, 1972.
- [18] Mori S., Ikeda T., Takimoto Y., Muto M., Tohaya T., "Influence of soil liquefaction on dynamic response of structure on pile foundation," *Proc. 10th WCEE, Rotterdam*, 1992.
- [19] 後藤尚男, 亀田弘行, "On Earthquake Responce of Bridge Piers On Pile Foundations," *土木学会論文集*, 第 131 卷, pp. 7-18, 1996.
- [20] 河村壮一, "埋立軟弱地盤にたつ杭支持建物の地震観測と解析, (その 7) Penzien 型モデルと集約型モデル," *日本建築学会大会学術講演梗概集*, pp. 245-252, 1973.
- [21] N. Makris, G. Gazetas, "Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II: Lateral and seismic response," *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 21, No. 2, pp. 145-162, 1992.
- [22] R Dobry, G Gazetas, "Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups," *Geotechnique*, Vol. 38, No. 4, pp. 557-574, 1988.
- [23] Vesic A.B., "Bending of Beams Resting On Isotropic Elastic Solid," *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, pp. 35-53, 1961.
- [24] 鉄道総合技術研究所, "鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物," *丸善出版*, 2012.
- [25] 日本道路協会, "杭基礎設計便覧," *丸善出版*, 2015.
- [26] Anoyatis, G., Di Laora, R., Mandolini, A. and Mylonakis, G., "Kinematic response of single piles for different boundary conditions: Analytical solutions and normalization schemes," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 44, pp. 183-195, 2013.
- [27] Fan K, Gazetas G, Kaynia A, Kausel E, Ahmad S., "Ahmad S. Kinematic seismic response of single piles and piles groups," *Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE*, Vol. 117, No. 12, pp. 1860-1879, 1991.

- [28] Mylonakis G., "Contributions to static and dynamic analysis of piles and pile-supported bridge piers (Ph.D. Thesis)," *State University of New York at Buffalo*, 1995.
- [29] Kaynia A and Kausel E., "Dynamics of piles and pile groups in layered soil media," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 10, No. 8, pp. 386-401, 1991.

第3章 地盤・杭の非線形性を考慮した杭基礎の入力損失効果

3.1 概説

我が国は国土面積の70%近くを山地が占めるという急峻な地理条件であり、居住や経済活動は平野部に集中している。特に、日本の主要都市では沖積層が広く分布し、沿岸域においては極めて軟弱な地質となっている。そのため、都市圏の鉄道や道路などのインフラ構造物は、悪い地盤条件のもと建設せざるを得ない場合が多い。日本におけるこのような地域では、一般に支持層が深くなるため基礎を有する構造物が多く、とりわけ、基礎形式として杭基礎が多く採用されている。杭基礎に支持される構造物では、地震時において杭基礎の存在によって地震動による構造物周辺の地盤の動きが拘束され自由地盤に比べ構造物に入射される地震動が低減される入力損失が生じることが一般的に知られている [1], [2]。杭基礎構造物による入力損失について、これまで理論的、解析的に様々な検討がされてきた [3], [4], [5]。しかし、これら既往研究のほとんどが線形問題を扱った検討であり、極めて強い地震動に対しては地盤や杭基礎の非線形化は避けられない。そのため、自由地盤の非線形性（サイトノンリニアリティ）、周辺地盤の非線形性（ローカルノンリニアリティ）、杭基礎の非線形性（ストラクチャノンリニアリティ）がどの程度 Kinematic 相互作用に影響を与えるかについて、総合的に検討しておくことは入力損失効果を耐震設計に実装する上で非常に重要である。

そこで、本章では2章で構築した質点系モデルを用いて自由地盤、周辺地盤、杭基礎の非線形性が入力損失効果に及ぼす影響について定量的な評価を行った。検討は、非線形性の程度を考慮するために、最大加速度を 100gal, 1000gal, 2000gal に調整したホワイトノイズと東北地方太平洋沖地震において築館で観測された地震波の4波を用いて行った。そして、自由地盤、周辺地盤、杭基礎の各要素の弾塑性を変化させたパラメトリック解析を行い、有効入力係数 η を比較することで、地盤、杭の各非線形性が入力損失に与える影響を評価する。

3.2 非線形性を動的相互作用に考慮する意義

地盤の力学的性質はひずみ依存性を有しており、せん断剛性 G と減衰定数 h はひずみ γ に依存する。そのため、強震時には地盤のひずみが増大することで、せん断剛性 G や減衰定数 h が時々刻々と変化するとともに、地盤変位として杭基礎に作用する。一方で、杭基礎も RC 部材が一般的であることから非線形性を有しており、1995年に発生した兵庫県南部地震では杭基礎の被害が甚大であった [6], [7]。これら、地盤と杭基礎の非線形性は動的相互作用に影響を与える可能性があり、これまで Inertia, Kinematic 相互作用に関して地盤や構造物の非線形性を考慮する解析手法の開発や慣性力と地盤変位を考慮した構造物の応答評価手法が研究されてきた。一方で、非線形性を考慮した入力損失に関する研究は非常に少ないのが現状である。

地盤の非線形性に関して、Schnabel et al. [8]は、一次元粘弾性波動理論（重複反射理論）に等価線形化法を適用した解析法（SHAKE）を提案した。この提案により等価線形化法は周波数領域での構造物を含む二次元有限要素解析法（FLUSH）にも利用されると共に、地盤の非線形性の同定解析 [9]や工学的基盤面の入力評価の分析手法 [10], [11]として広く利用されてきた。等価線形化法は、時刻歴上一定不変の等価剛性と等価減衰であると共に、減衰が振動数に依存せず一定である特徴を有することから、取り扱いが簡便である反面、地盤の最大せん断ひずみが 10^{-3} を越える強さの地震には等価線形化法では十分に追従できず、非線形化法の適用が優位であることが、田蔵ら [12]の研究において明らかになっている。非線形化法は、せん断型質点系に置換した地盤モデルのせん断ばねに、履歴関数モデルによる非線形特性を与え、時間領域において逐次積分法により地盤応答を評価する方法である。地盤のせん断応力 τ とひずみ γ 関係の代表的な非線形モデルとして、Hardin-Drnevich (H-D モデル) [13]や Ramberg-Osgood (R-O モデル) [14]、そしてこれらモデルの骨格曲線に Masing 則の履歴法則を適用した修正モデルがある [15], [16]。両モデルを用いた解析の結果、修正 H-D モデルに比べ、修正 R-O モデルの方が地震観測結果との適合性が良いことが分かっている [12]。これは、修正 H-D モデルではひずみが大きい領域において、減衰定数を過大に評価することが原因である [12]。これに対して、微小ひずみからピーク強度に至るまでの広いひずみ領域で、地盤の履歴を表現可能な GHE-S モデル [17]が提案され、鉄道の耐震設計 [18]で活用されている。

非線形性を考慮した入力損失効果の研究に関して、白戸、福井 [19]は、兵庫県南部地震において観測された地震動を基に、有限要素法を用いて地盤の非線形性を考慮した検討を行っている。検討の結果、地盤の非線形性が強くなる L2 地震動下では入力損失効果が期待できると結論付けている。一方で、構造物の非線形性を考慮した検討として、Sanctis et al. [20]は、周期が異なる RC 建物を対象に、入力損失効果が建物応答に与える影響について検討を行った。検討では、線形および非線形の場合を想定し、非線形条件では杭を除く上部構造物の非線形性が考慮されている。検討の結果、線形解析では杭と土壌の剛性比が比較的高い場合、上部構造物の加速応答スペクトルが最大で 50%程度低減することを明らかにしている。また、非線形解析の結果では、上部構造物の非線形化により線形に比べ、入力損失効果は僅かに小さくなるが、その影響は小さいと結論付けている。ここで、白戸、福井 [19]および Sanctis et al. [20]の検討では、基礎

を弾性条件とし検討を行っている。

従来、動的相互作用に関する研究は、弾性領域における検討を中心に行われてきたが、近年は大地震の経験と電算技術の発達により、上述の通り地盤や構造物の非線形性を考慮した検討が行われている。しかし、地盤、周辺地盤、杭基礎の全ての要素に非線形性を考慮した検討は少なく、特に、非線形条件下における杭基礎の入力損失に着目した検討はほとんど見られない。一方で、1995年に発生した兵庫県南部地震以降、耐震基準の改訂が鉄道、道路等の各分野で行われ、現在は強震動を対象とした耐震設計体系となっている。このような体系の中で、Kinematic相互作用による入力損失効果を耐震設計に導入する上では、地盤、周辺地盤、杭基礎の非線形性が入力損失効果に与える影響を明らかにすることは、極めて重要なことであり検討の余地がある。

3.3 解析モデルの概要と非線形特性

3.3.1 解析モデルの概要

本検討で対象とする解析モデルを図 3.3.1 に示す。本モデルは、2 章で構築したモデル同様に、地盤と構造物が一体となった解析モデルであり、モデル底面に地震動を入力するモデルとなっている。図 3.3.1 に示すように解析モデルは自由地盤系と構造物系から構成されており、それぞれが相互作用ばねを介して連結されている。自由地盤は、第 2 章と同様に構造物の応答の影響を受けないように十分に広い領域を対象にモデル化を行った。また、減衰マトリックスの設定も第 2 章と同様に、自由地盤の 1 次、3 次モードに対応する振動数において減衰定数 3% として設定した。一方、構造物系は、杭本数は 4 本 (2×2)、杭径 D は 1.0m、杭長 l は 10.0m、15.0m、杭間隔 s は 3.0m、5.0m の条件とし、杭頭は剛なフーチングに剛結されている条件としている。また、動的相互作用のうち Kinematic 相互作用の影響のみを抽出するために、杭、フーチングのみをモデル化した。杭およびフーチングは梁要素でモデル化し、その質量については無視している。また、地盤の動的解析を行う場合には、本来半無限的な広がりを持つ地盤を有限領域に限定することになるため、解析領域の側方または下端の適切な位置に、地盤の半無限性を示す粘性境界を設ける必要がある。そこで、本モデルでは、半無限地盤に地震動が逸散することを模擬するために、図 3.3.1 に示すように自由地盤下端にダッシュポット (粘性境界) を設けて半無限地盤の影響をモデル化している。なお、ダッシュポットに与える粘性係数 c は、次式で算定した。

$$c = A\rho V_{s0} \quad (3.2.1)$$

ここに、 A は土柱面積、 ρ は基盤層の密度、 V_{s0} は初期せん断波速度である。

3.3.2 自由地盤の非線形性

土の非線形モデルとして従来からよく使用されている H-D モデル [13] や R-O モデル [14] では、土の動的変形特性 (せん断剛性 $G \sim$ せん断ひずみ γ 関係や履歴減衰 $h \sim$ せん断ひずみ γ 関係) を微小ひずみレベルから大ひずみレベルまで統一的に評価することは出来ない。また、いずれのモデルも紡錘形の履歴形状を示すため、ひずみが 1% を超えるような大きなひずみ領域における $\tau \sim \gamma$ 関係のスリップ形状履歴を表現できないことが課題であった。そこで、ここでは履歴法則として Masing 則を改良することで大ひずみ領域のスリップ形状履歴を表現できる GHE-S モデル [17] (図 3.3.2(a)) を用いることで、自由地盤の動的変形特性を表現した。GHE-S モデルの骨格曲線は、微小ひずみからピーク強度に至るまでの広いひずみ領域で室内試験から得られた変形特性にフィッティング可能な次式で表される。

$$y = \frac{x}{\frac{1}{C_1(x)} + \frac{1}{C_2(x)}} \quad (3.2.2)$$

ここに、 x 、 y は正規化ひずみ、正規化せん断応力で、 $x=y/\gamma_r$ 、 $y=\tau/\tau_r$ である。また、 $C_1(x)$ 、 $C_2(x)$ は補正係数で以下の式で与えられる。

$$C_1(x) = \frac{C_1(0) + C_1(\infty)}{2} + \frac{C_1(0) - C_1(\infty)}{2} \cdot \cos \left\{ \frac{\pi}{\alpha/x + 1} \right\} \quad (3.3.3)$$

$$C_2(x) = \frac{C_2(0) + C_2(\infty)}{2} + \frac{C_2(0) - C_2(\infty)}{2} \cdot \cos \left\{ \frac{\pi}{\beta/x + 1} \right\} \quad (3.3.4)$$

式 (3.3.3)、式 (3.3.4) では、 $C_1(0)$ 、 $C_2(0)$ 、 $C_1(\infty)$ 、 $C_2(\infty)$ 、 α 、 β の6個のパラメータが存在し、各パラメータは鉄道の耐震基準 [18] に標準的な値が示されている。本モデルでは、その標準値を用いるとともに、安田、山口の式 [21]により算定した $\gamma_{0.5}$ の値を用いている。履歴法則には、式 (3.3.2) に改良した Masing 則を適用するとともに、せん断ひずみ γ に応じて相似比 λ を変化させることにより、大きなひずみ領域の $\tau \sim \gamma$ 関係のスリップ型履歴形状を表現している。

3.3.3 地盤と基礎の相互作用ばねの非線形性

杭基礎と地盤の接触面には、動的地盤ばねと呼ばれる相互作用ばねが連続的に分布していると考えられ、この動的地盤ばねはインピーダンスとも呼ばれている。インピーダンスは、上下動、水平動、回転動の各成分において、ばねの剛性と減衰が振動数によって変化する振動数依存性を有していることが知られている。インピーダンスに関する研究は、これまで多くされており、宮本ら [22]、護、長谷川 [23] は、地盤系に薄層要素法を適用することにより群杭効果を考慮した相互作用ばねの初期剛性を算定し、非線形性は双曲線モデルや RO モデルで評価する方法を提案している。さらに、室野、小長井 [24] は、群杭の杭頭インピーダンスを等価梁法により効率的に評価するとともに、地盤のひずみに依存した双曲線型の履歴則を杭頭ばねに与えることで、ローカル非線形性とサイト非線形性の両者を考慮可能な SR モデルを提案した。また、小林、八尾 [25] は、地盤の非線形性を考慮した群杭の水平方向における杭頭インピーダンスの評価手法を提案し、実験結果との比較によりその妥当性を検討している。日下部ら [26] は、地盤に対して等価線形化法を適用して、3次元薄層要素法を用いて単杭における杭頭インピーダンスを評価し、地盤の非線形性が杭応答や杭頭インピーダンスに与える影響について検討した。一方で、インピーダンスの振動数依存性を考慮するためには、周波数領域での解析が必要であり、等価線形的な扱いでの応答値算定は可能だが、非線形応答への適用ができないという

問題がある。そのため、耐震設計では離散化手法による時間領域における解析が一般的に用いられている。ただし、時間領域における解析法ではインピーダンスを静的なばねとして扱うため、振動数依存性を厳密に考慮することができないことに留意が必要である。これに関して、第2章で述べたように振動数依存性は、構造物の一般的な振動数帯よりも高い振動数帯で優位であることが明らかになっている。また、第2章の質点系モデルの検証において、その精度の妥当性を確認した。一方で、同じ離散化手法でも質点系モデルによる解析のほかには有限要素法やSRモデルなどがある。有限要素法は、高い解析精度を有する反面、計算負荷が大きく応答計算に時間を要する。また、SRモデルは、簡易に応答値を算定できる反面、地盤ばねの集約するため、地盤の不均一性に対応した地盤ばねの算定に問題点を有する。そのため、耐震設計実務において、動的解析を行う場合には質点系モデルが最も用いられている。

離散化手法による時間領域の解析は、地盤ばね定数の算定を各種算定式によることができ、非線形への対応も容易であるという特徴がある。地盤ばね定数の算定には、理論解から算定する場合と経験・実測値から推定をする方法の2つのタイプに分けられ、理論解から算定する場合は、Mindlinの解 [27]を積分して求めることが多い。また、経験・実測値から推定する場合は、Terzaghi [28]の方法が古くからよく知られているが、設計実務上は各学会の算式により求めており、鉄道、道路分野における地盤反力係数は、水平方向や鉛直方向の載荷試験における杭頭変位 10mm 時の値を用いて設定されている。以下には、水平方向、鉛直方向の地盤抵抗モデルについて、鉄道の設計基準を中心に述べる。

地震時における杭の水平方向地盤抵抗については、静的な水平載荷試験での非線形性（ローカル非線形性）に加え、自由地盤が地震動によりせん断変形し剛性低下する（サイト非線形性）の影響があることが知られている [24], [29]。鉄道基準 [30]では、実杭の水平載荷試験結果に対して、ローカル非線形性を詳細な H-D モデルを用いてシミュレーションした上で、サイト非線形性の影響を考慮して推定した地震時の荷重-変位関係とのキャリブレーションにより [31], 図 3.3.3 に示すように線形モデルの水平地盤反力係数から非線形ばねの初期剛性を 2 倍に割り増したバイリニアにより地震時の水平ばねをモデル化している。一方で、地盤反力係数を求めるうえで必要な地盤の変形係数は各種地盤試験により算定することになる。地盤の剛性はひずみ依存性があり、各種試験結果のひずみレベルの差、試験条件等の特性に応じ変化することから、鉄道基準では室内圧縮試験における最大応力の 1/2 の応力での割線剛性である E_{50} 相当を基準ひずみと位置づけ、これに対して地盤試験ごとに定められた修正係数を用いることにしている。設計で用いる地盤変形係数は、 E_{50} 相当であることから微小ひずみ (10^{-6} 程度) ではなく、ある程度ひずみが生じた状態での等価線形剛性を代表する値となっている。そこで、本検討ではこれら地盤調査法によるひずみレベルの差を排除するために、微小ひずみから地盤剛性を評価可能な Vesic [32]が提案した式 (式 3.3.4) から水平地盤反力係数 k_h を算定した。また、地震時の水平ばねの P - δ 関係はバイリニアよりも複雑であり、一般にひずみに応じて剛性が徐々に低下することから、ローカル非線形性を詳細に評価するために、H-D モデル [13]を用いている (図 3.3.2(b))。

$$k_h = 0.65 \frac{E_s}{(1-\nu_s^2)D} \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot D^4}{E_p \cdot I_p}} \quad (3.3.4)$$

ここに、 D は杭径、 E_p は杭のヤング率、 I_p は杭の断面二次モーメント、 E_s は地盤のヤング率、 ν_s は地盤のポアソン比である。

杭の鉛直方向の地盤抵抗のモデルは、従来の鉄道基準 [33]では、杭先端、杭周面のそれぞれで基準変位 10mm における割線剛性勾配である地盤ばね定数（＝地盤反力係数×抵抗面積）を初期剛性とし、杭径 D の 10%変位時の支持力（基準先端支持力および最大周面支持力）を上限とするバイリニア型（2次勾配は0）の地盤ばねとしてモデル化されてきた。このため、図 3.3.4(a) に示すように実杭の載荷試験で得られる杭頭鉛直荷重－杭頭沈下量関係を比べると、10mm 付近の初期部分と 0.1D 沈下量付近では載荷試験と設計モデルが一致するものの、その中間部分で設計モデルが実際よりも過大評価となり、特に、場所打ち杭の先端抵抗のように 0.1D 付近でも変位に応じて抵抗が増加する傾向が続く場合はその影響が大きくなる課題があった。そこで、現在の基準では従来同様にバイリニア型の履歴特性を踏襲しモデル化するものの、図 3.3.4(b)に示すように2次勾配を設けるモデルとなっている。このモデルは、従来の 10mm 変位時荷重（地盤ばね定数）および 0.1D 変位時荷重のほかに、新たに 20mm 変位時の荷重を地盤抵抗モデルの折れ点、すなわち、降伏支持力を表すパラメータを導入している。そこで、本検討でのモデル化においても、鉄道基準 [30]のモデル化を採用し、地盤反力係数は式 (3.3.5) および式 (3.3.6) の場所打ち杭の式により算定した。また、杭周面および杭先端の地盤抵抗モデルの履歴特性は、杭周面の摩擦ばねはバイリニア（図 3.3.2(c)）とし、杭先端の鉛直ばねは、杭が地盤に押し込まれる時は地盤が抵抗を発揮し、引き抜かれる場合は抵抗力を発揮しない抵抗特性を考慮可能なスリップ型のバイリニアを履歴則（図 3.3.2(d)）とした。

$$k_{fv} = 0.2 \rho_{gk} E_d \quad (3.3.5)$$

$$k_{vt} = 1.4 \rho_{gk} E_d D^{-3/4} \quad (3.3.6)$$

ここに、 k_{fv} は杭周面の鉛直せん断地盤反力係数、 k_{vt} は杭先端の鉛直地盤反力係数、 ρ_{gk} は地盤反力に関する地盤修正係数、 E_d は地盤の変形係数の設計用値である。

3.3.4 杭の非線形性

鉄筋コンクリート部材の非線形特性は、一般的には曲げモーメントと曲率の関係 ($M-\phi$ 関係) または部材端の曲げモーメントと部材角の関係 ($M-\theta$ 関係) が用いられている。このうち、曲げモーメントの分布が曲線状に変化する場合は $M-\phi$ 関係を用い、杭部材がこれに該当する。また、復元力モデルは、①ひび割れ点 (C 点)、②降伏点 (Y 点)、③最大変形点 (M 点) が $M-\phi$

関係で骨格曲線として定義されモデル化している。また、鉄筋コンクリート部材の除荷剛性は、変形の増大とともに低下することと、荷重 0 まで除荷された後の反対側への再載荷時には、逆側の最大変形点を指向することが知られている。そのため、このような現象を表すために荷重低下の復元力モデルとして、バイリニア型の骨格曲線とともに用いられる Clough モデルやトリリニア型の骨格曲線とともに用いられる Takeda モデル [34]等が提案されている。本検討では、杭は鉄筋コンクリート杭を想定し、杭の部材要素は、 $M-\phi$ 関係としてモデル化することとした。骨格曲線として C 点、Y 点、M 点を定義するとともに、復元力特性はトリリニア型の Takeda モデルを用いて (図 3.3.2(e))、剛性低下率は 0.4 を採用している。また、本検討では 4 本 (2×2) の群杭を想定しているため、杭の曲げ耐力は平面奥行方向に配置している本数分を考慮している。なお、折れ点の曲率は杭 1 本の断面で算定された値を用いている。

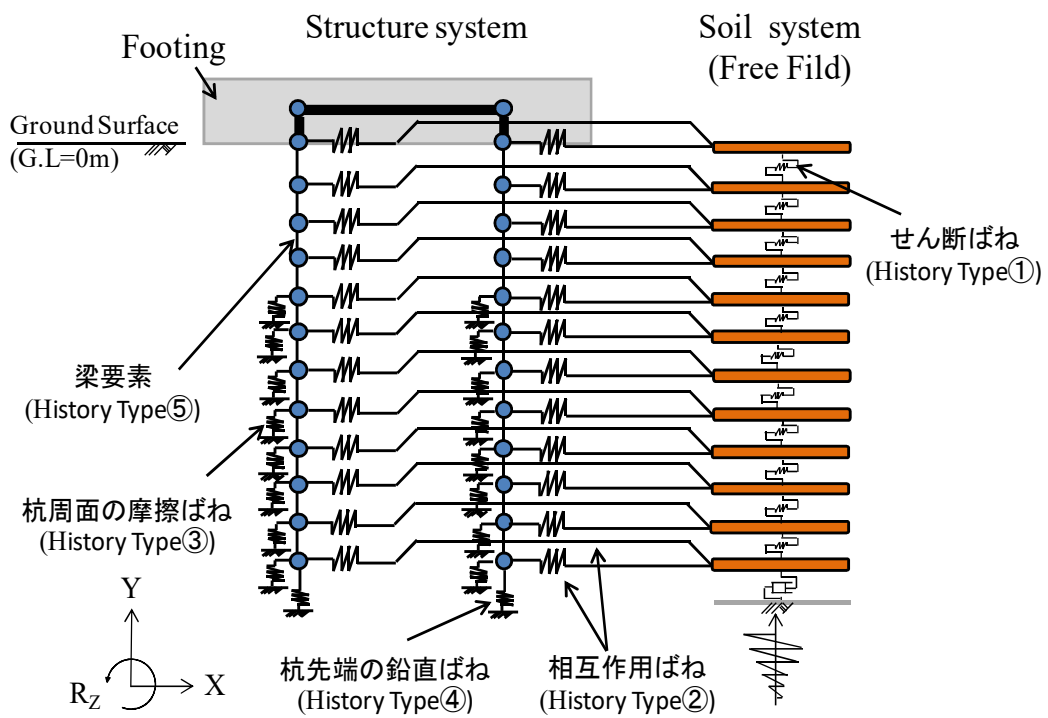
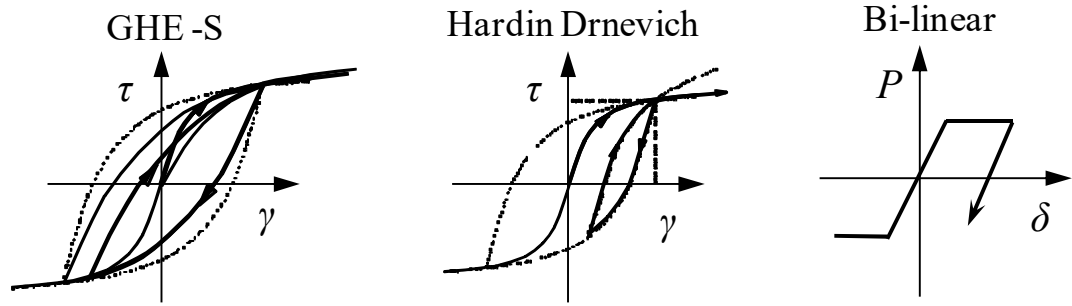


図 3.3.1 解析モデルの概要



(a) 自由地盤せん断ばね

(b) 相互作用ばね

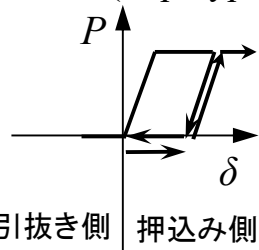
(c) 杭周面の摩擦ばね

(History type①)

(History type②)

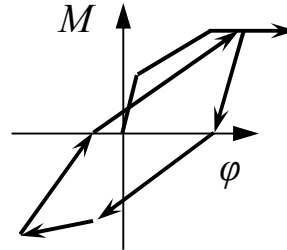
(History type③)

Bi-linear (Slip Type)



(d) 杭先端の鉛直ばね

Tri-linear



(e) 杭の梁要素

(History type④)

(History type⑤)

図 3.3.2 梁・ばね要素の履歴則

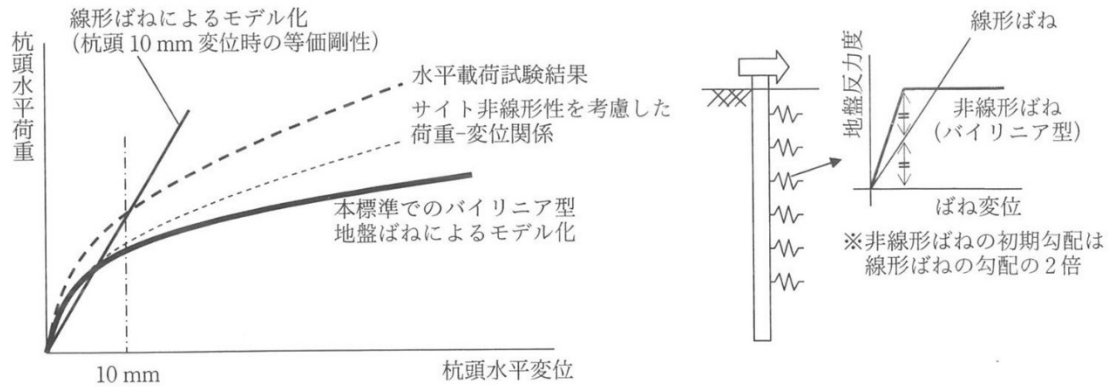
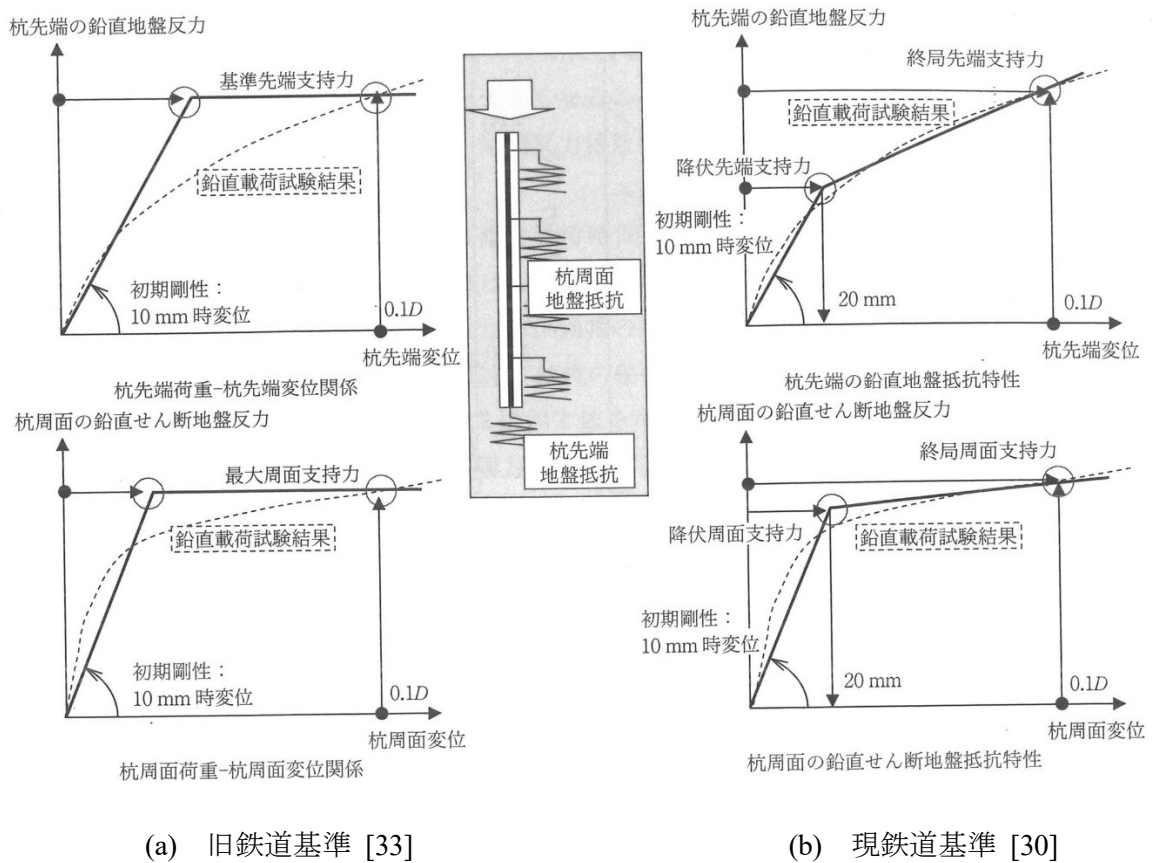


図 3.3.3 水平方向地盤抵抗のモデル化 (鉄道基準 [30])



(a) 旧鉄道基準 [33]

(b) 現鉄道基準 [30]

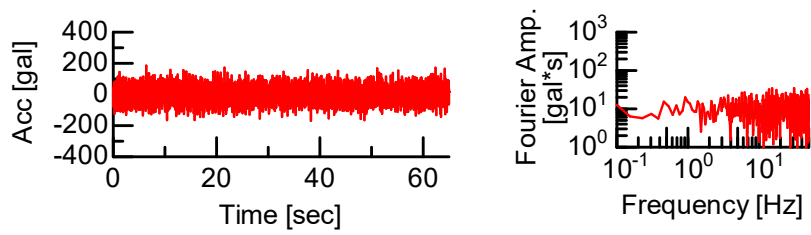
図 3.3.4 鉛直方向地盤抵抗のモデル化 (鉄道基準 [30])

3.4 地盤, 杭基礎の解析条件と入力地震動

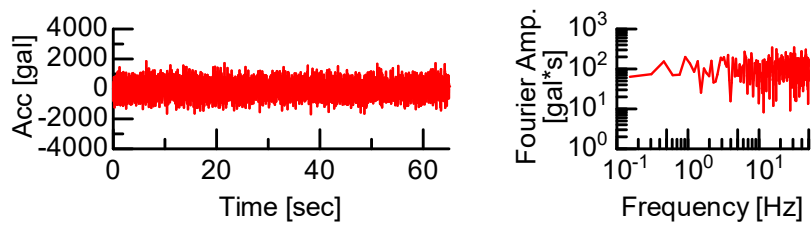
地盤, 杭基礎の条件は, 2.4 の検討に加え, 杭長と杭間隔を変えた3タイプのモデルとした。ただし, ここでは, 自由地盤は初期せん断波速度 V_{s0} が 130m/s の一層地盤を想定した。検討する解析ケースを表 3.4.1 に示す。解析ケースは, 地盤 (自由地盤, 基礎近傍の地盤ばね) および杭基礎の弾塑性をパラメータとし, 杭基礎条件を変化させた9ケース行った。そして, それぞれのケースから算定された自由地盤地表面に対する杭頭位置の絶対加速度のフーリエ振幅スペクトルの比から有効入力係数 η を算出し, 比較することで非線形性が入力損失効果に与える影響について検討した。なお, 地盤の非線形性は, 自由地盤せん断ばね, 相互作用ばね, 杭周面の摩擦ばね, 杭先端の鉛直ばねを考慮している。また, 慣性の相互作用の影響を取り除くために構造物の質量を無質量としていることから, 杭を非線形化させるためには加速度が大きい地震動を用いる必要がある。そこで, 加速度が大きい地震動として振幅を 2000gal に調整したホワイトノイズと 2011 年の東北地方太平洋沖地震における築館における記録を入力波として用いた。また, 地盤の微小ひずみから大ひずみ領域までの影響を評価するために, 上記地震動に加え振幅を 100gal, 1000gal に調整したホワイトノイズも併せて検討に用いている。本検討で対象とした地震動を図 3.4.1 に示す。

表 3.4.1 解析ケース

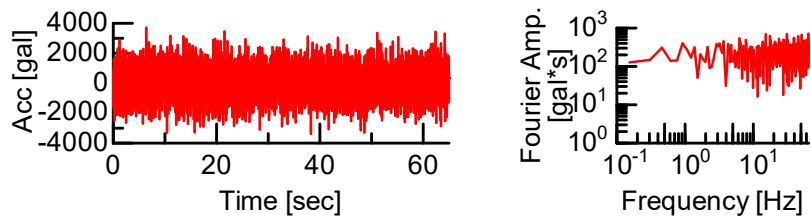
Cases	解析条件		地盤			
	地盤	杭	V_{s0} (m/s)	ポアソン比 ν_s	層厚 H (m)	密度 ρ_s (kg/m ²)
Case1	Linear	Linear	130	0.45	15.0	17.86
Case2	Non-Linear	Linear				
Case3	Non-Linear	Non-Linear				
Case4	Linear	Linear	130	0.45	15.0	17.86
Case5	Non-Linear	Linear				
Case6	Non-Linear	Non-Linear				
Case7	Linear	Linear	130	0.45	15.0	17.86
Case8	Non-Linear	Linear				
Case9	Non-Linear	Non-Linear				
Cases	杭					
	杭径 D (m)	杭間隔 s (m)	杭本数	杭長 l (m)	弾性係数 E_p (kN/m ²)	密度 ρ_p (kg/m ²)
Case1	1.0	5.0	2×2	15.0	2.5×10 ⁷	25.51
Case2						
Case3						
Case4	1.0	5.0	2×2	10.0	2.5×10 ⁷	25.51
Case5						
Case6						
Case7	1.0	3.0	2×2	15.0	2.5×10 ⁷	25.51
Case8						
Case9						



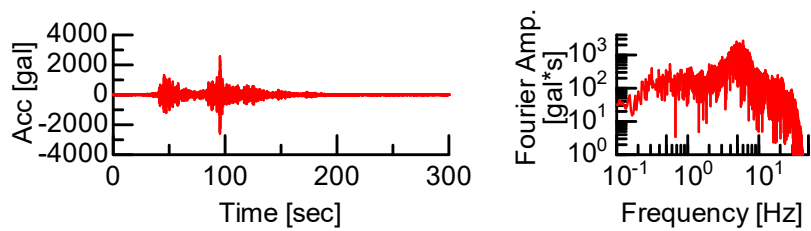
(a) ホワイトノイズ(100gal)



(b) ホワイトノイズ(1000gal)



(c) ホワイトノイズ(2000gal)



(d) 東北地方太平洋沖地震 (築館)

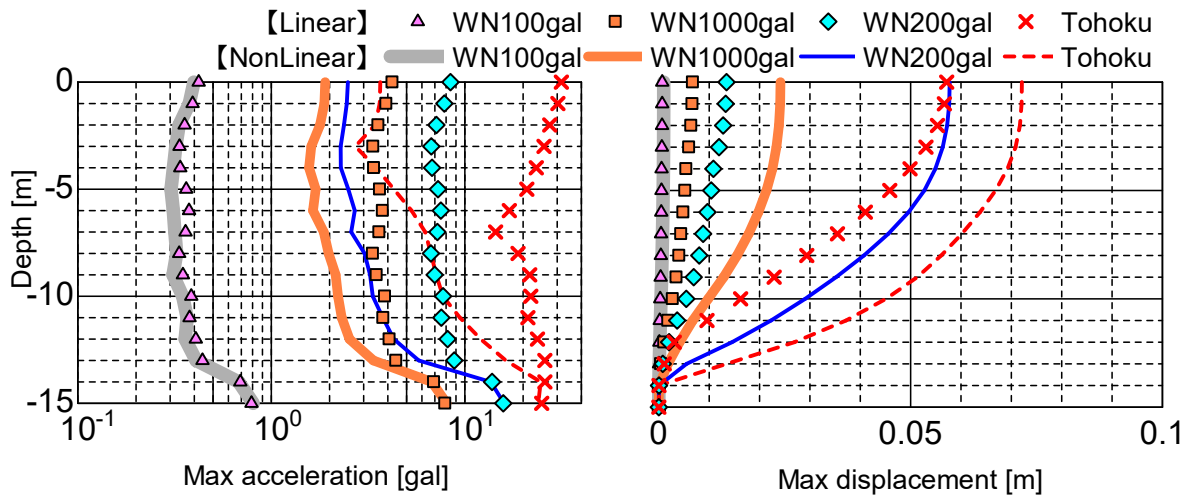
図 3.4.1 入力波の時刻歴波形およびフーリエ振幅スペクトル

3.5 非線形性を考慮した地盤、杭基礎の応答

初めに、各ケースのうち地盤が線形、非線形の場合の結果から自由地盤の非線形性について示す。図 3.5.1 に自由地盤の加速度、変位、ひずみの最大値および最大ひずみに対する G/G_0 の深度分布を示す。同図のうち最大ひずみ分布に着目すると、加速度が小さいホワイトノイズ 100gal では大きなひずみは生じていないが、ホワイトノイズ 1000gal, 2000gal および東北地方太平洋沖地震では深度-14m 付近においてひずみが急激に増加している。これは、基盤層と表層の層境界に相当する深さであり、基盤に比べ表層が非常に柔らかいことに起因しており、最大でひずみがホワイトノイズ 1000gal の場合は 0.4%、ホワイトノイズ 2000gal の場合は 1.5%、東北地方太平洋沖地震の場合は 3.7%に達している。次に、最大ひずみに対する G/G_0 の分布に着目する。各地震動の G/G_0 の最小値は、ホワイトノイズ 100gal の場合は 0.87、ホワイトノイズ 1000gal の場合は 0.27、ホワイトノイズ 2000gal の場合は 0.13、東北地方太平洋沖地震の場合は 0.06 となっており、地震動の加速度が大きくなることで地盤のせん断弾性係数 G の低下が顕著に表れ、その結果、地盤の非線形性の程度が大きくなっている。

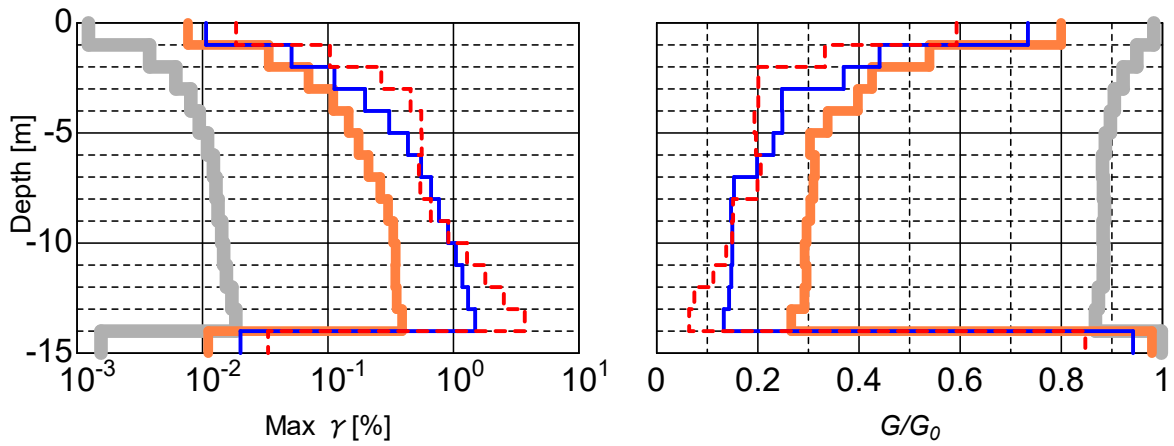
図 3.5.2 に相互作用ばねの最大地盤反力、最大変位、図 3.5.3 に杭の最大曲げモーメント、最大曲率の深度分布を示す。また、Case2, Case3 について図 3.5.4 に示す地点における自由地盤のせん断ばね、相互作用ばねおよび杭の履歴図を図 3.5.5～図 3.5.8 に示す。図 3.5.2, 図 3.5.3 および図 3.5.5～図 3.5.8 の全体的な傾向をみるとホワイトノイズ 100gal では入力地震動の加速度が小さく各要素はほぼ線形挙動を示している。一方、ホワイトノイズ 1000gal, 2000gal および東北地方太平洋沖地震のように加速度が大きい地震動を用いた場合は、自由地盤、相互作用ばね、杭の非線形化がみられる。次に、図 3.5.5～図 3.5.8 に示す自由地盤のせん断ばねに着目すると、加速度が大きい地震動ほどひずみが大きくなり履歴が膨らんでいる。その結果、地盤の非線形性が強くなると共にひずみの増加により相互作用ばねの履歴も大きくなっている。さらに、杭の履歴に着目するとホワイトノイズ 100gal, 1000gal では杭が線形状態であることから Case2, 5, 8 の相互作用ばねに違いはみられない。一方、ホワイトノイズ 2000gal, 東北地方太平洋沖地震の場合は、杭が非線形化することで Case2, 5, 8 に比べ Case3, 6, 9 の方が相互作用ばねの履歴が小さくなっている。これは、杭が非線形化することで地盤の挙動に対して杭が追従しやすくなり、その結果、相互作用ばねに働く地盤反力が小さくなったためと考えられる。この現象は、構造物系に入射される地震エネルギーを杭の損傷によって消費することで、構造物周辺地盤でのエネルギー消費、すなわち、非線形化の進行が抑制されていること示唆している。次に、杭の非線形性が強いホワイトノイズ 2000gal, 東北地方太平洋沖地震に着目すると、図 3.5.3 より-5.0m 付近以深で杭の最大曲げモーメント、曲率が大きい。これは、図 3.5.1 からわかるように地盤が非線形化することで剛性が低下し、その結果、地盤変位、相互作用ばねの地盤反力、変位が増加したことに起因していると考えられる。一方、-5.0m 付近以浅では、図 3.5.1 の最大ひずみ、 G/G_0 からわかるように地盤剛性の低下が-5.0m 以深に比べ小さい。その結果、ホワイトノイズ 2000gal では杭の非線形性が深部に比べ小さくなっている。ただし、東北地方太平洋沖地震では、-2.0m から地表面に向かって杭の曲げモーメント、曲率が増加している。これは、図 3.5.1 の最大加速度分布からわかるように-2.0m から地表面間では地盤剛性の低

下が小さいことに起因して、加速度が増加しており、その結果、杭の曲げモーメント、曲率も増加している。この傾向は、地盤が線形条件に近いホワイトノイズ 100gal においても同様にみられる。このことから、地盤が非線形化することで地盤構成があたかも2層構成のようになり、下層地盤では地盤剛性が大きく低下することで、地盤変位が大きくなり、その結果、杭の非線形性が強くなる。一方、上層地盤では、下層地盤から入力される地震動が小さいことで、地盤、杭の非線形性が小さい。ただし、地盤の剛性が低下しないことで、地表面付近では地震動の増幅が生じ杭の発生モーメント、曲率は大きくなるが、深部に比べるとその影響は小さい。



(a) 最大加速度分布

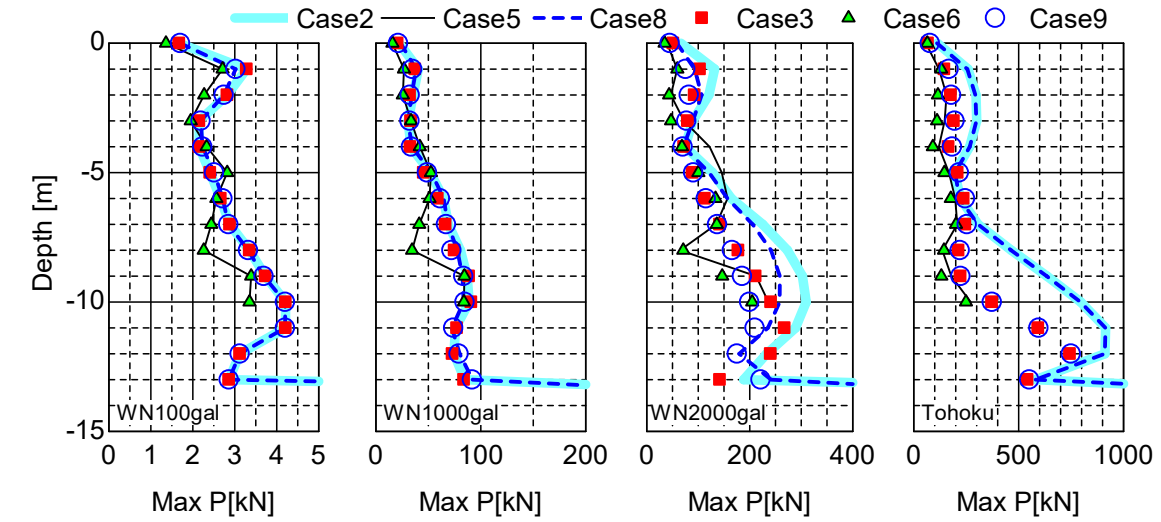
(b) 最大変位分布



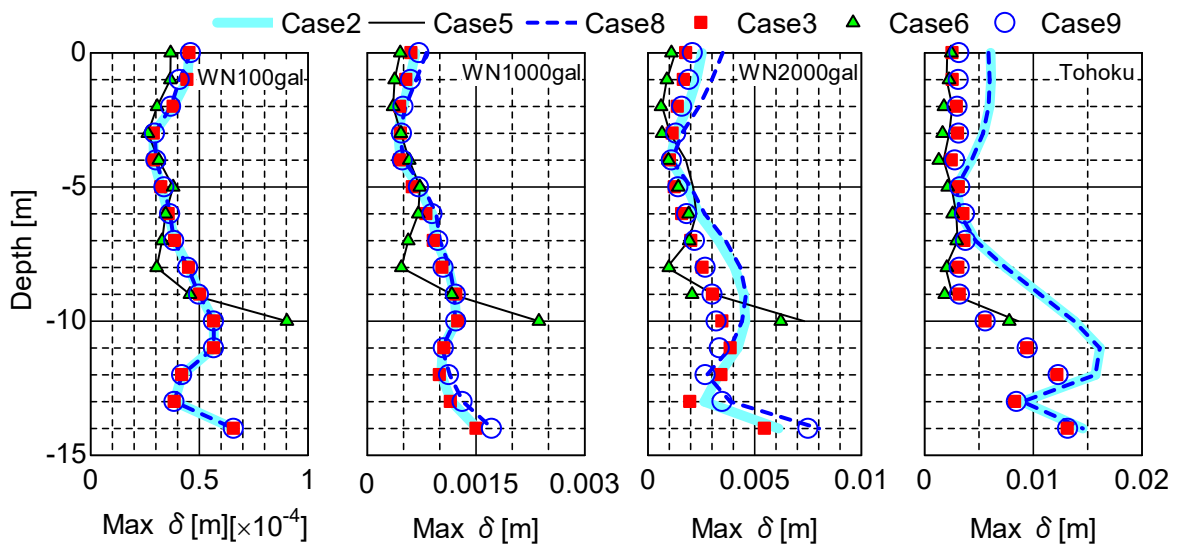
(c) 最大ひずみ分布

(d) G/G_0 分布

図 3.5.1 各地震動に対する地盤応答

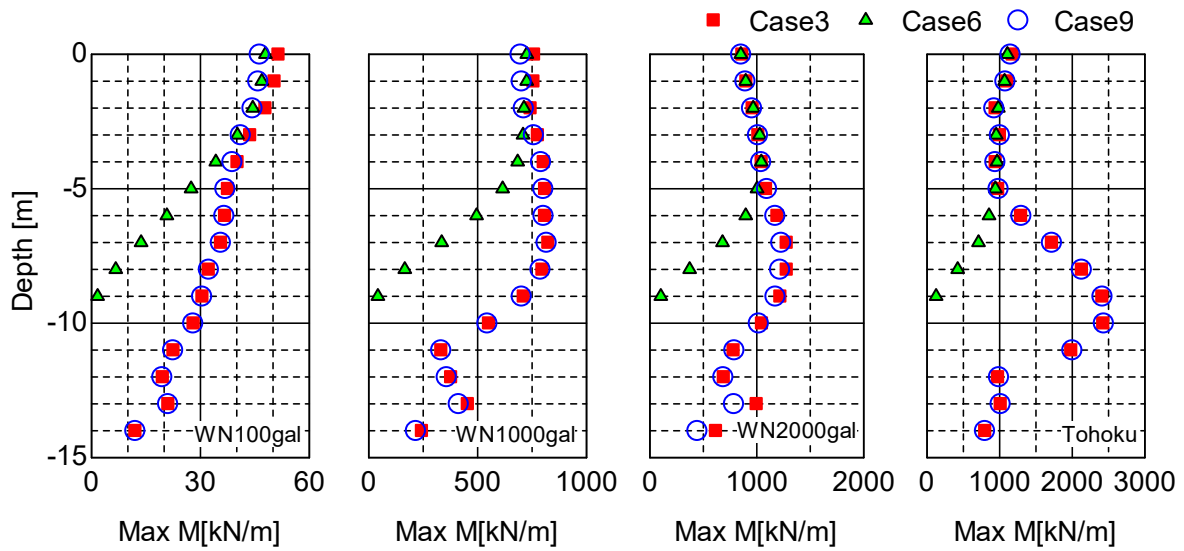


(a) 最大地盤反力

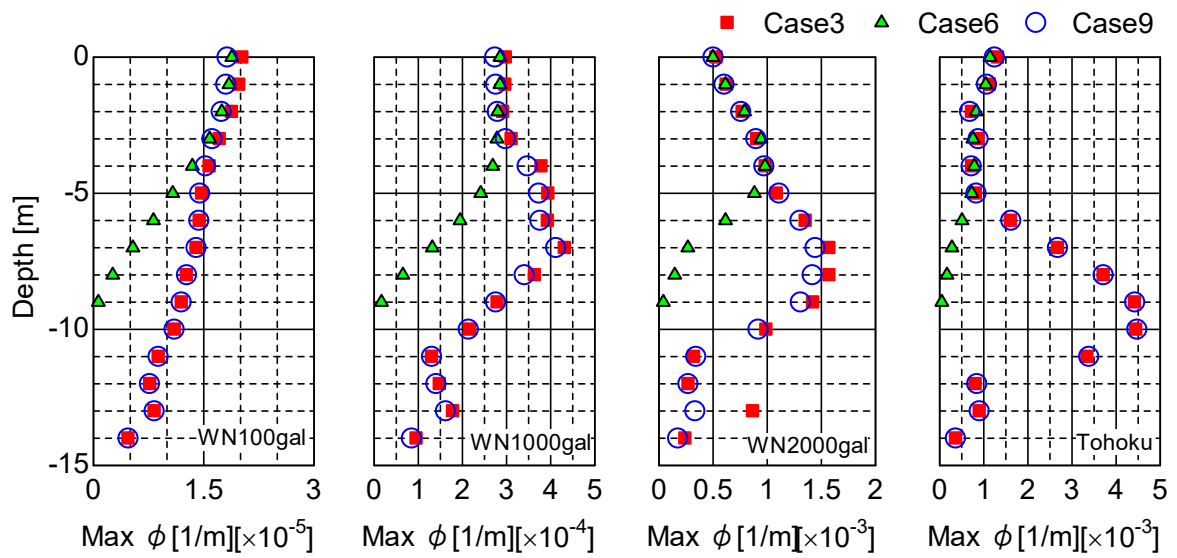


(b) 最大変位

図 3.5.2 相互作用ばねの最大地盤反力と最大変位の深度分布



(a) 最大曲げモーメント



(b) 最大曲率

図 3.5.3 杭の最大曲げモーメントと最大曲率の深度分布

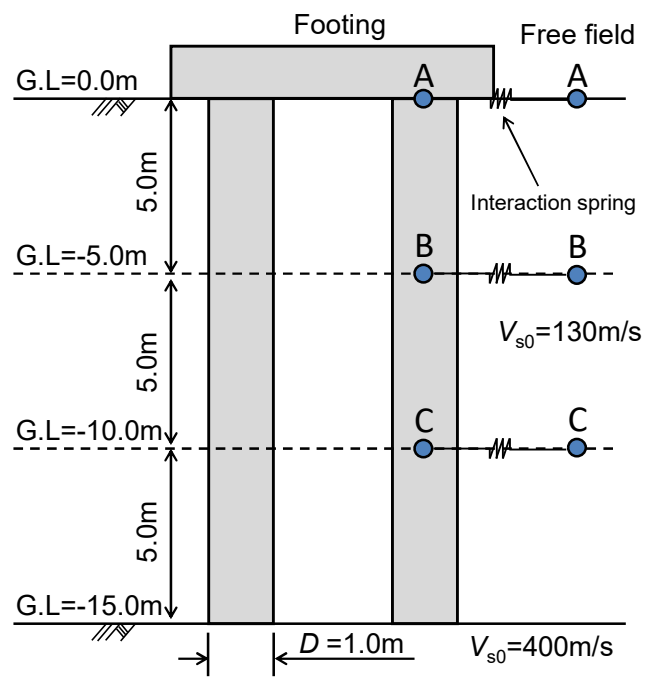


図 3.5.4 相互作用ばねおよび杭の履歴図の位置

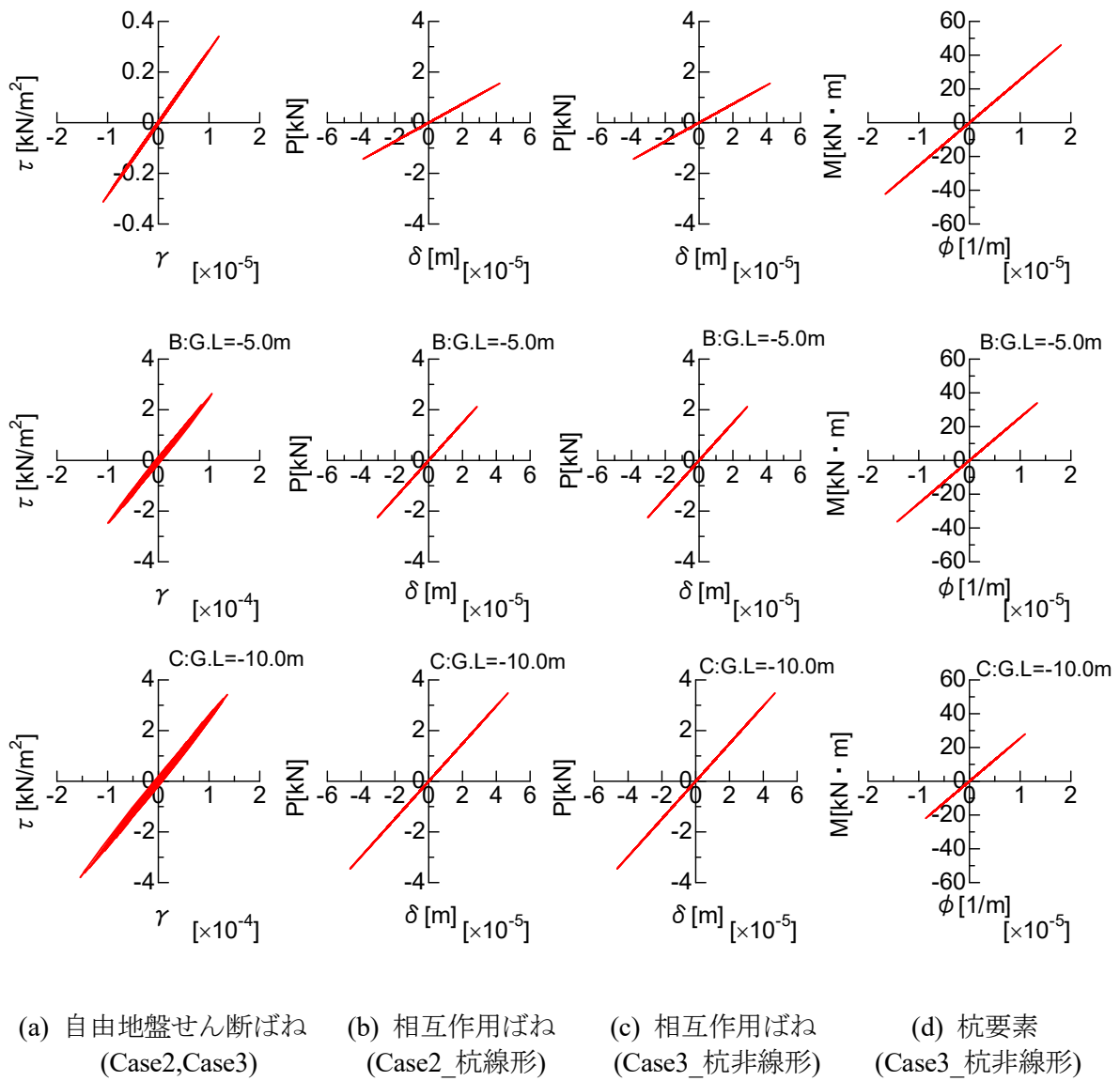
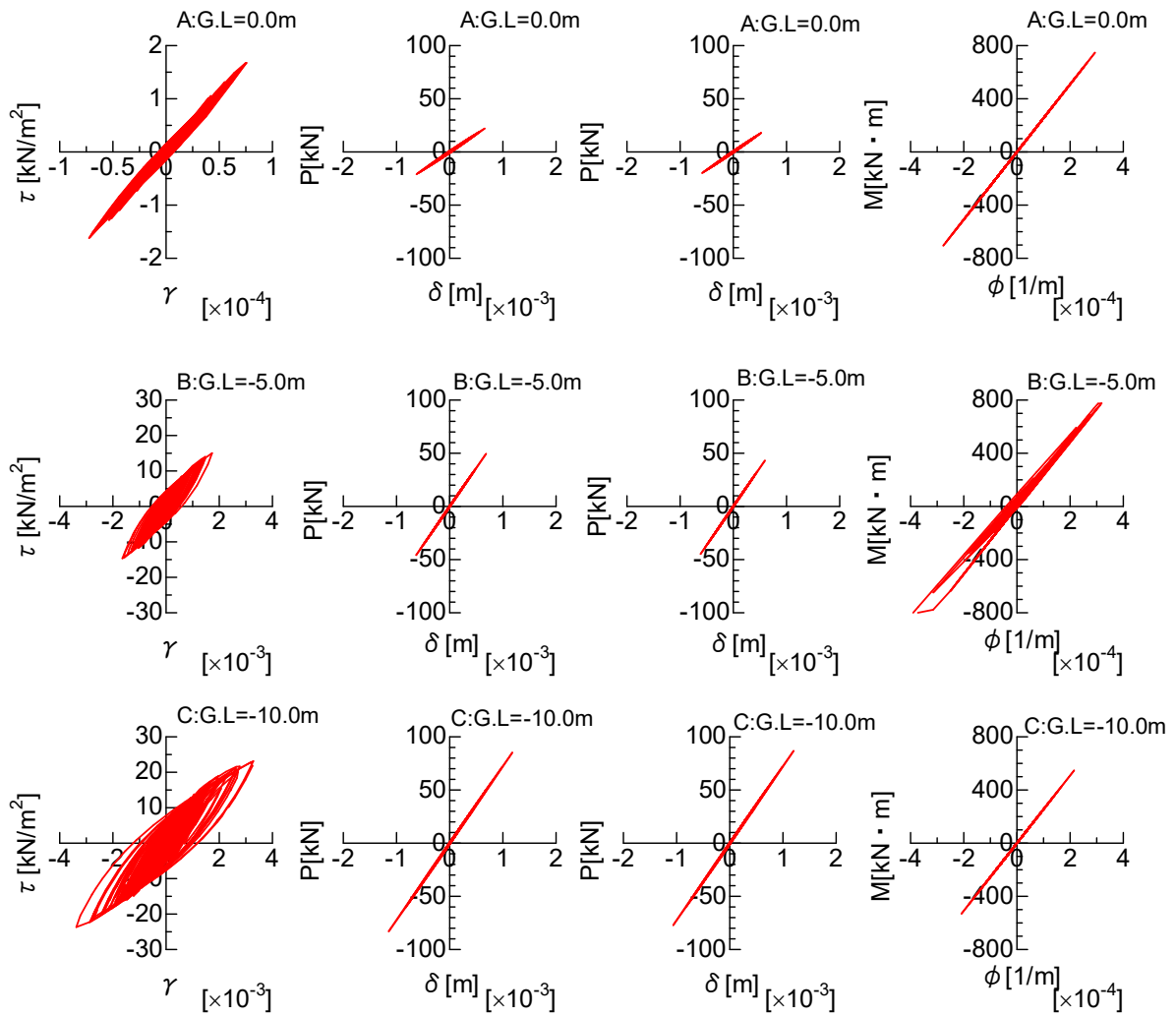


図 3.5.5 相互作用ばねおよび杭の履歴図 (ホワイトノイズ 100gal)



(a) 自由地盤せん断ばね (Case2,Case3) (b) 相互作用ばね (Case2_杭線形) (c) 相互作用ばね (Case3_杭非線形) (d) 杭要素 (Case3_杭非線形)

図 3.5.6 相互作用ばねおよび杭の履歴図 (ホワイトノイズ 1000gal)

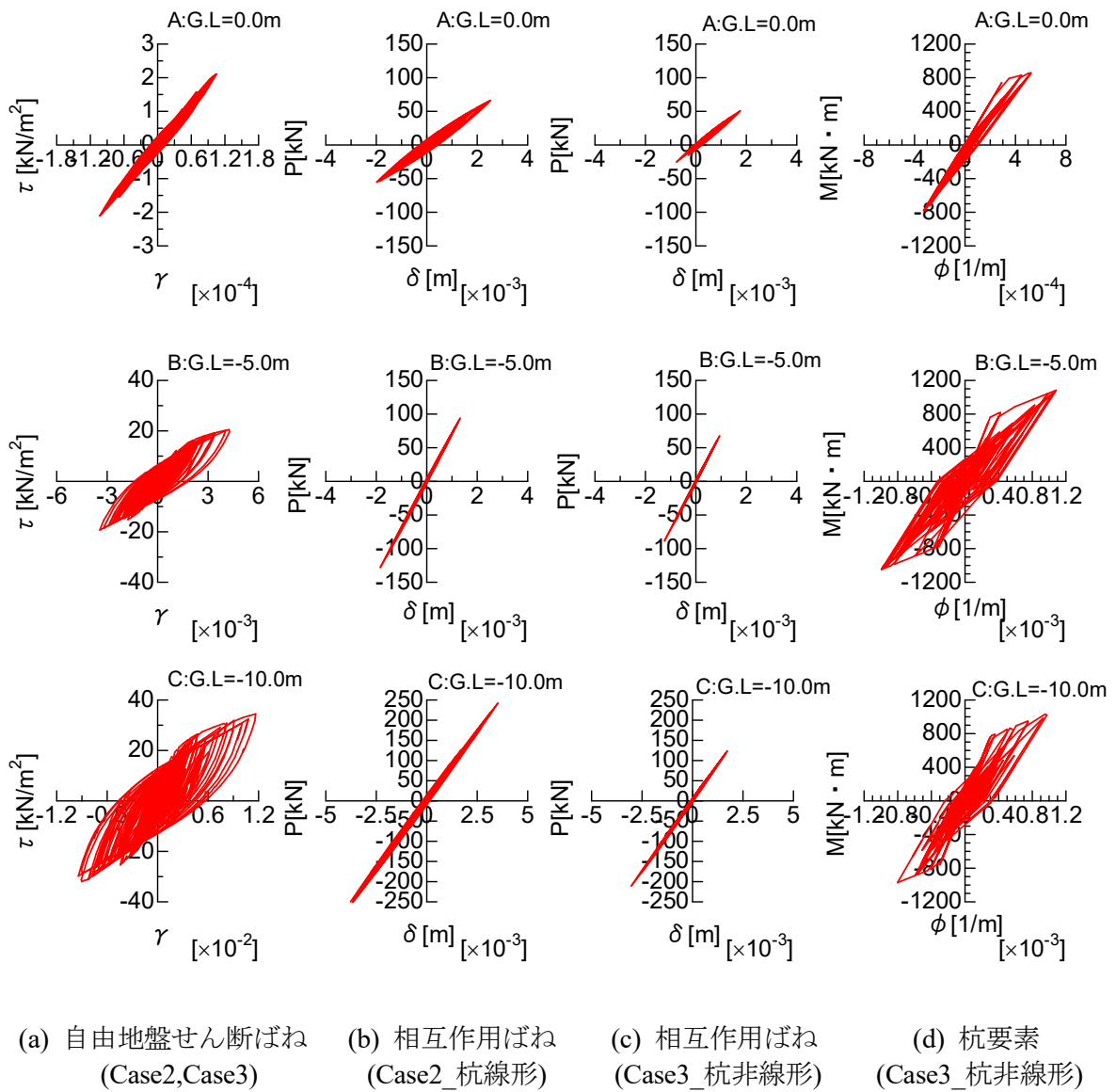


図 3.5.7 相互作用ばねおよび杭の履歴図 (ホワイトノイズ 2000gal)

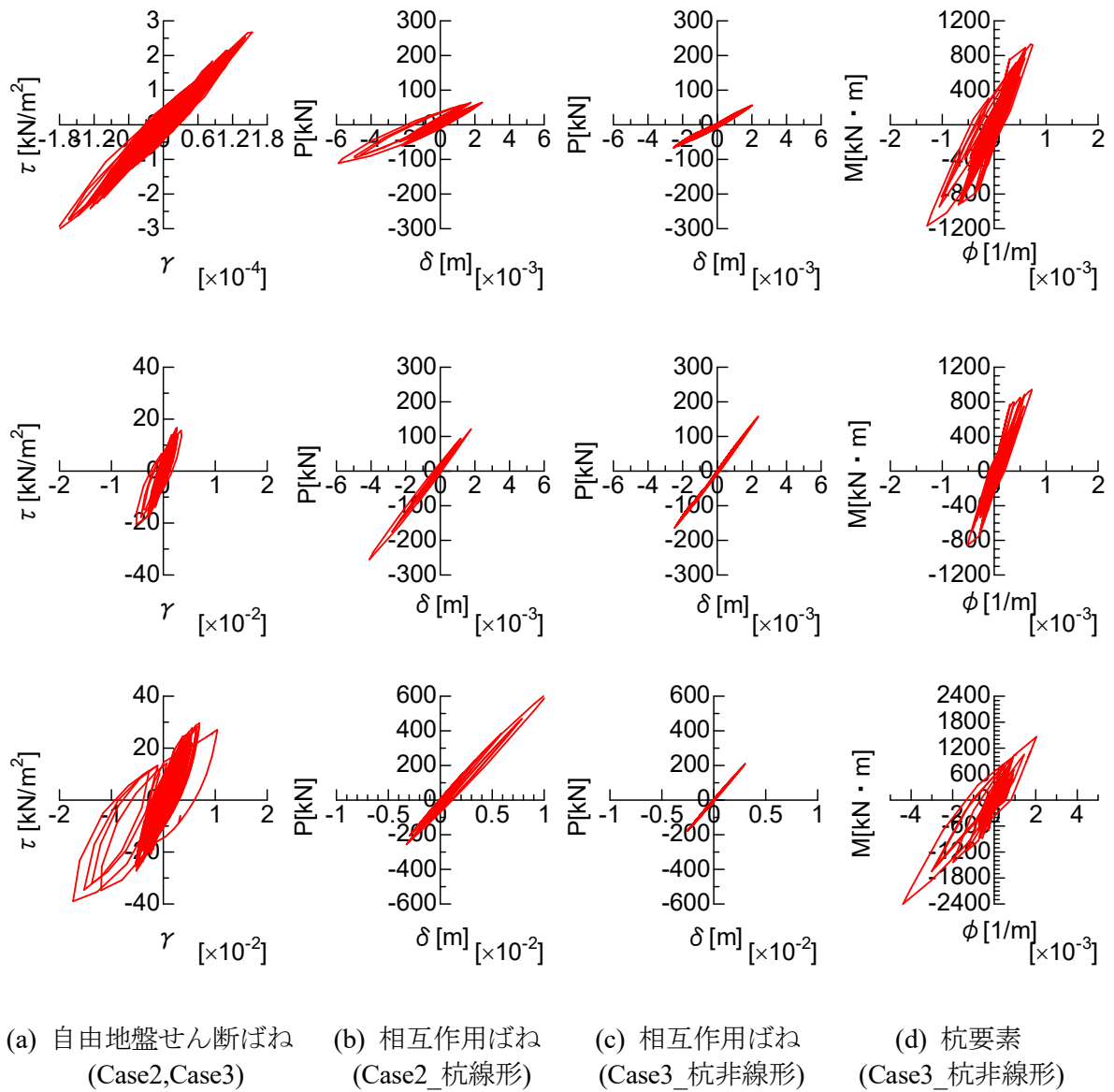


図 3.5.8 相互作用ばねおよび杭の履歴図（東北地方太平洋沖地震）

3.6 地盤, 杭の非線形性が入力損失に与える影響

3.6.1 地盤の非線形性の影響

地盤が線形条件の Case1, 4, 7 と非線形条件の Case2, 5, 8 の結果を図 3.6.1 に示す. 図 3.6.1 より, ホワイトノイズ 100gal の場合は地盤の非線形化が小さいため, 線形と非線形の結果は同程度となっている. 一方, ホワイトノイズ 1000gal では 5Hz, ホワイトノイズ 2000gal では 4Hz, 東北地方太平洋沖地震では 3Hz から有効入力係数 η が低減しており, 地震動の増加に伴い入力損失効果が大きくなっている. これは, 図 3.5.1 に示す G/G_0 の深度分布からわかるように, 地盤の非線形性が大きくなるほど, 地盤剛性 (せん断弾性係数 G) が低下する. その結果, 第 2 章でも述べたように, 地盤の剛性に対して杭の剛性が相対的に増すことで, 杭による拘束効果が大きくなったことに起因していると考えられる.

3.6.2 杭の非線形の影響

杭が線形条件の Case2, 5, 8 と非線形条件の Case3, 6, 9 の結果を図 3.6.2 に示し, 杭の非線形性による影響について考察する. ホワイトノイズ 100gal, 1000gal では図 3.5.5, 図 3.5.6 からわかるように杭は線形状態であるため杭の線形と非線形による大きな違いはない, 一方, ホワイトノイズ 2000gal, 東北地方太平洋沖地震の場合は, 図 3.5.7, 図 3.5.8 から杭が非線形化することで有効入力係数 η の低減が小さくなり, その結果, 線形に比べ非線形の入力損失効果は小さくなっている. これは, 前述したように杭が非線形化することで, 地盤の挙動に対して杭が追従しやすくなり, その結果, 入力損失効果が小さくなったと考えられる. ただし, 杭が非線形化することによる入力損失への影響は, 地盤の非線形化による影響に比べ小さいと言える.

3.6.3 杭長, 杭間隔の影響

杭長 l および杭間隔 s が異なる条件の結果を図 3.6.3 に示す. 図中には東北地方太平洋沖地震を対象に地盤・杭線形, 地盤のみ非線形, 地盤・杭非線形の結果を示す. 初めに, 図 3.6.3(a) に示す杭長 l が 10m, 15m の結果から, Case1~Case3 (杭長 $l=15m$) に比べ, Case4~6 (杭長 $l=10m$) では, 同一振動数における有効入力係数 η が大きく入力損失効果が小さい. これは, Case4~6 は杭先端が支持層に到達していない不完全支持杭であり, 杭先端の拘束力が完全支持杭である他のケースに比べ低く, これにより地盤の挙動に対して杭が追従しやすく入力損失効果が小さくなったと考えられる. 一方で, 図 3.6.3(b) に示す杭間隔 s が 3.0m, 5.0m の結果では, 杭間隔 s の違いによる入力損失効果の差異は僅かであった. なお, 図 3.6.3 の結果からわかるように, 地盤, 杭の非線形性の影響は 3.6.1, 3.6.2 の通りである. また, 東北地方太平洋沖地震を挙げ考察を行ったが, 他の地震動においても結果の傾向は同様であった.

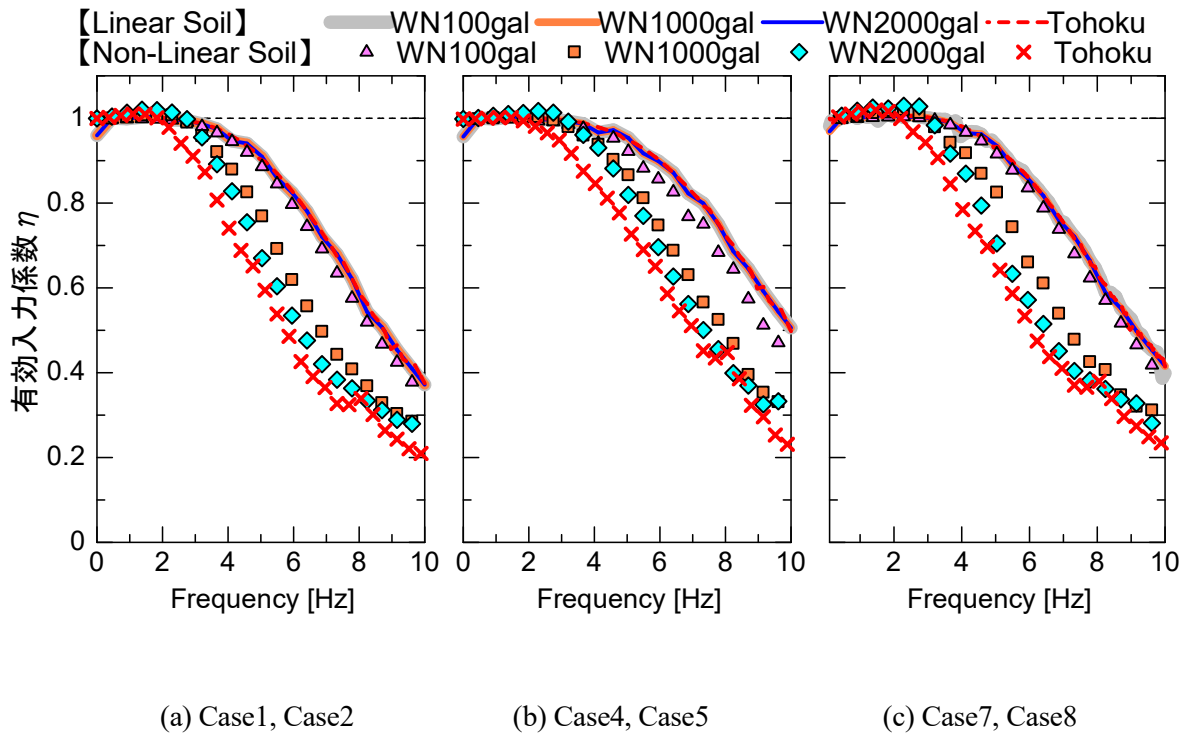


図 3.6.1 地盤が線形，非線形の場合の比較

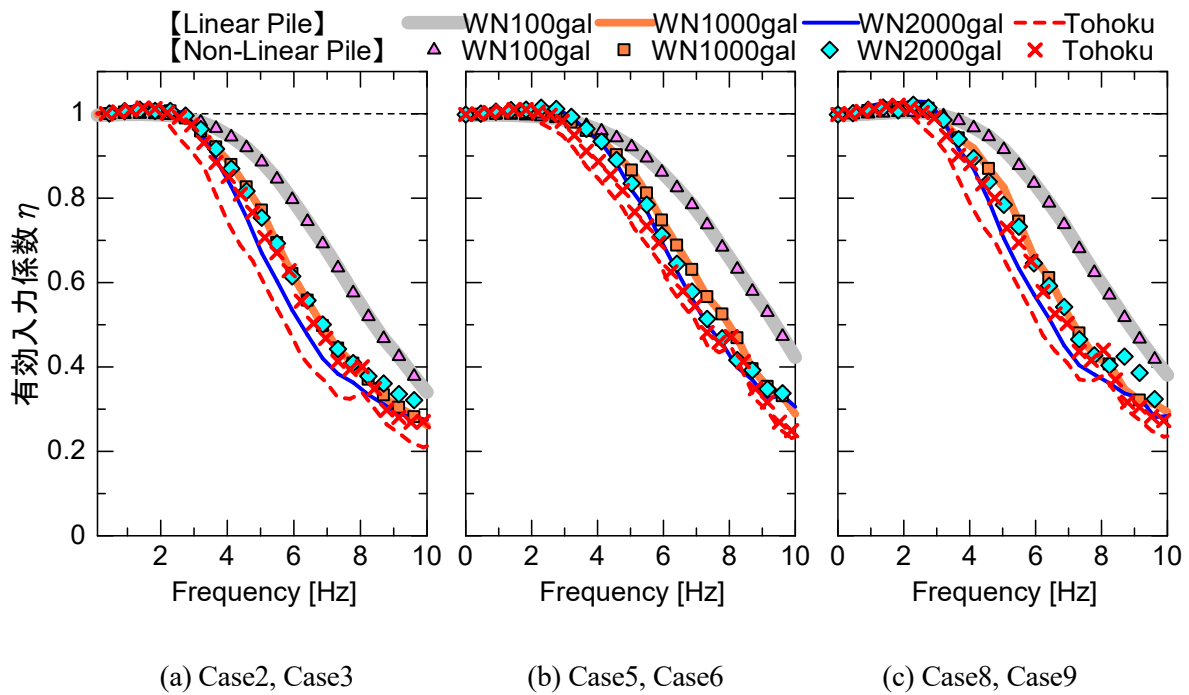


図 3.6.2 杭が線形，非線形の場合の比較

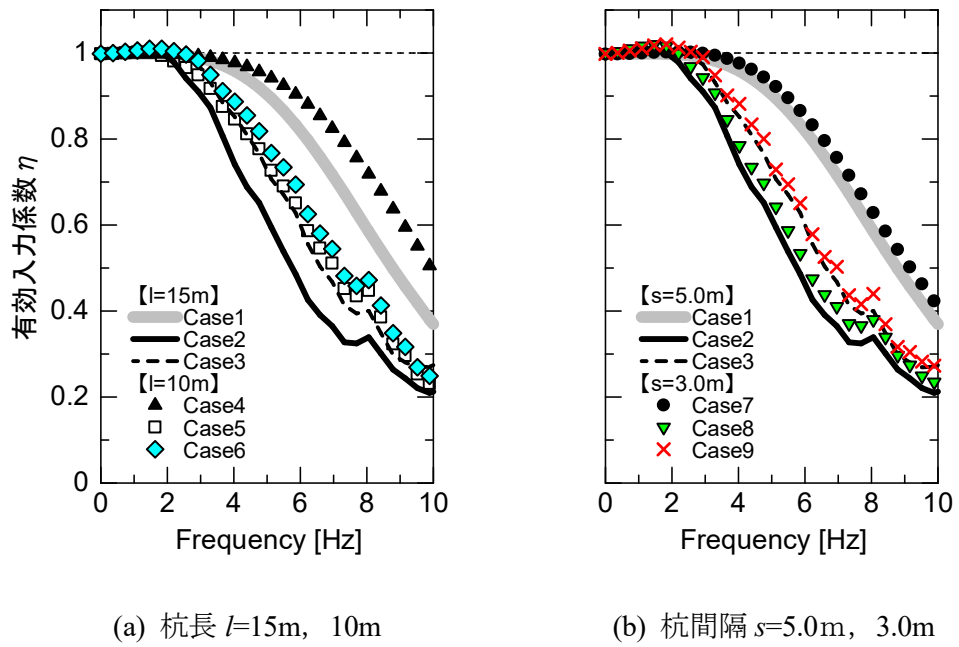


図 3.6.3 杭長 l , 杭間隔 s が異なる場合の比較

3.7 第3章のまとめ

本章では、2章で構築した質点系モデルを用いて自由地盤、周辺地盤、杭基礎の非線形性が入力損失効果に及ぼす影響について定量的な評価を行った。検討は、非線形性の程度を考慮するために、最大加速度を100gal, 1000gal, 2000galに調整したホワイトノイズと東北地方太平洋沖地震において築館で観測された地震波の4波を用いて行った。そして、自由地盤、周辺地盤、杭基礎の各要素の弾塑性を変化させたパラメトリック解析を行うことで、有効入力係数 η を算定し比較することで、地盤、杭の非線形性が入力損失に与える影響を評価した。本検討で得られた成果は以下のとおりである。

1. 地盤の非線形性の影響

- ホワイトノイズ100galでは、地盤のひずみが小さく非線形性が顕著に表れなかったことから、地盤を線形条件とした場合と入力損失効果は同程度であった。
- ホワイトノイズ1000gal, 2000gal, 東北地方太平洋沖地震では、地盤の非線形性が強くなるにつれて、有効入力係数 η が低振動数で低減し、入力損失効果が大きくなった。これは、地盤の非線形性が強くなるほど、地盤剛性(せん断弾性係数 G)が低下する。その結果、2章で述べたように、地盤の剛性に対する杭の剛性が相対的な増し、杭による拘束効果が大きくなったことに起因していると考えられる。

2. 杭の非線形性の影響

- ホワイトノイズ100gal, 1000galでは、履歴図からも明らかなように線形状態であったため、杭を線形条件とした場合と入力損失効果は同程度であった。
- ホワイトノイズ2000gal, 東北地方太平洋沖地震では、杭が非線形化することで有効入力係数 η の低減が小さくなり、その結果、杭が線形条件に比べ入力損失効果は小さくなった。これは、杭が非線形化することで地盤の挙動に対して杭が追従しやすくなり、その結果、入力損失効果が小さくなったと考えられる。ただし、杭が非線形化することによる入力損失への影響は地盤の非線形化による影響に比べ小さいと言える。

3. 杭先端の拘束条件の影響

- 杭先端が支持層に到達していない不完全支持杭では、完全支持杭に比べ杭先端の拘束力が低く、地盤の挙動に対して杭が追従しやすいため入力損失効果が小さくなる。

付録（第3章）

付録 3.1 質点系モデルによる解析結果と簡易算定式の比較

Mucciacciaro and Sica [35]は、地盤、杭の非線形性を考慮した FEM 解析によるパラメトリック解析を行い、Di Laora and Rovithis [36], Rovithis et al. [37]が提案する簡易算定式（付式 3.1.1 式）に、地盤と杭の両方の非線形性を考慮し、調整したせん断剛性および係数を用いることで非線形性を考慮した有効入力係数 η を評価できることを発見した。そこで、ここでは、本章で検討した質点系モデルの解析結果と Di Laora and Rovithis [36], Rovithis et al. [37]が提案する簡易式に Mucciacciaro and Sica [35]の手法を用いて算定した有効入力係数 η を比較することで、簡易算定法による非線形性を考慮した入力損失評価の妥当性を検討する。

$$I_u = \left[1 + \frac{1}{4} a_{\text{eff}}^4 \right]^{-1} \quad (\text{付式 3.1.1})$$

ここに、 a_{eff} は無次元化振動数パラメータである。

Di Laora and Rovithis [36], Rovithis et al. [37]で報告されているように、相互作用現象は固有の因子 a_{eff} （付式 3.1.2）によってコントロールされている。

$$a_{\text{eff}} = \frac{\omega}{\mu V_{s,\text{av}}} \quad (\text{付式 3.1.2})$$

ここに、 ω は円振動数、 μ は杭の有効長 L_a における λ （ここでは λ_d ）の平均波数（Mylonakis [38] および Rovithis et al. [39]）、 $V_{s,\text{av}}$ は杭の有効長 L_a の半分の長さに対応する深さまでの平均せん断波速度である。 μ 、 $V_{s,\text{av}}$ の算定式 [36], [37]を付式(3.1.3)、付式(3.1.4)に示す。また、有効長 L_a は Karatzia and Mylonakis [40]によれば付式(3.1.5)で表される。

$$\mu = \frac{4\lambda_d}{d^4 L_a (4+n)(a-1)} \left[(ad)^{\frac{4+n}{4}} - (ad+L_a-aL_a)^{\frac{4+n}{4}} \right] \quad (\text{付式 3.1.3})$$

$$V_{s,\text{av}} = V_{sd} \frac{\left(\frac{L_a}{4d}\right) (a-1)(n-2)}{\left[a + (1-a) \frac{L_a}{2d} \right]^{1-n/2} - a^{1-n/2}} \quad (\text{付式 3.1.4})$$

$$L_a = d \frac{1}{1-a} \left\{ \left[a^{\frac{n+4}{4}} + \frac{5}{16} (n+4)(1-a) \left(\frac{\pi E_p}{2 E_{sd}} \right)^{\frac{1}{4}} \right]^{\frac{4}{4+n}} - a \right\} \quad (\text{付式 3.1.5})$$

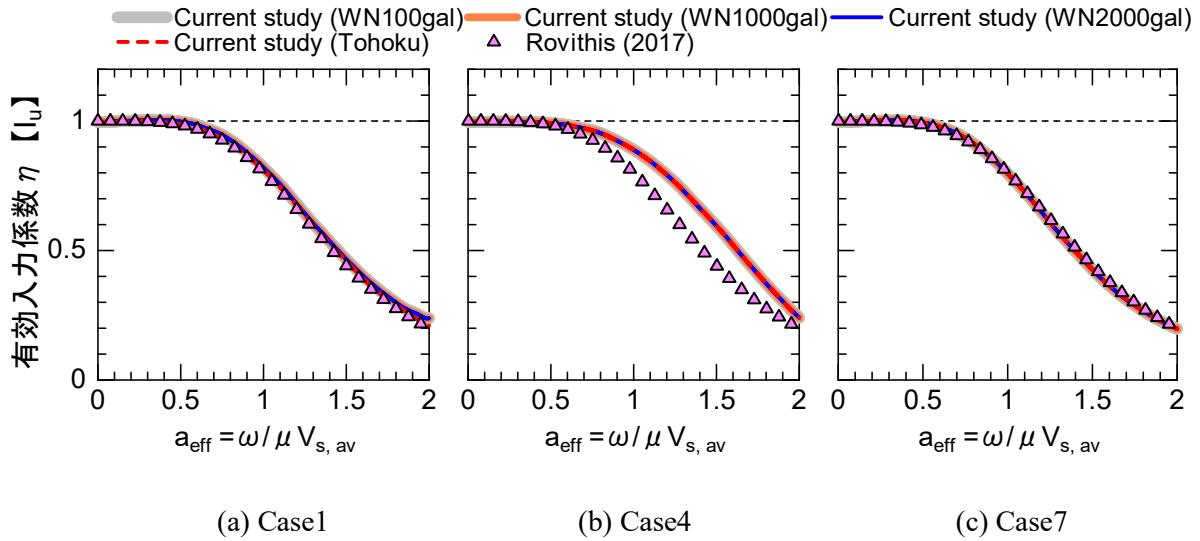
ここに、 a は $(G_{s0}/G_{sd})^{1/n}$ で表され、 n は無次元不均質係数、 d は杭径である。 G_{s0} は地表面($z=0$)のせん断弾性係数、 G_{sd} は杭径 d の深さ($z=d$)におけるせん断弾性係数を表す。また、 E_p は杭のヤング率、 E_{sd} は地盤のヤング率である。そして、 V_{sd} は、深度方向の地盤のせん断弾性係数に対応するせん断波速度、 λ_d [36],[37]は杭のWinkler(静的)波数で、ここでは付式(3.1.6)に示される。

$$\lambda_d = \frac{k_d}{4 E_p I_p} \quad (\text{付式 3.1.6})$$

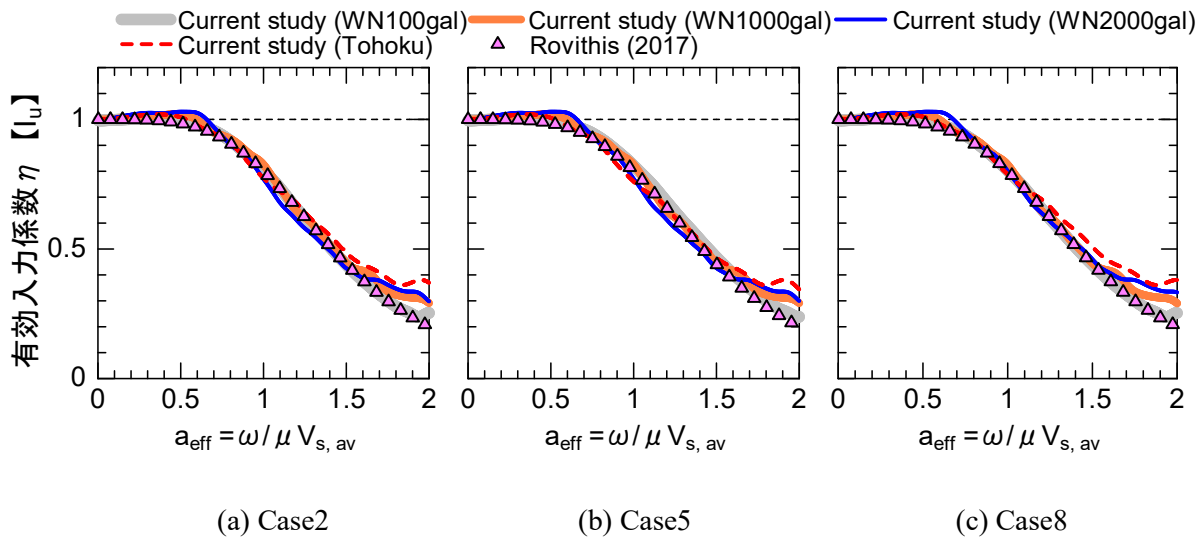
ここに、 k_d は地盤ばね係数、 I_p は杭の断面二次モーメントである。

付図 3.1.1, 付図 3.1.2, および付図 3.1.3 は、杭頭位置における解析結果と Rovithis et al. [37] に示される不均質な地盤における簡易算定式の結果を横軸に a_{eff} を用いて示している。ここで、付図 3.1.1 は地盤が線形条件である Case1, 4, 7 の結果、付図 3.1.2 は、地盤が非線形条件である Case2, 5, 8 の結果、付図 3.1.3 は、地盤、杭が非線形条件である Case3, 6, 9 の解析結果を示している。ここで、簡易算定式の結果について、付図 3.1.1 は地盤が線形条件を比較しているため、地盤深度による地盤の剛性を一定 ($a=0, n=0$) 分布とした場合の結果である。次に、付図 3.1.2 および付図 3.1.3 では、 a および n の最適なフィッティングを行うために、次の手順を行った。① Di Laora and Rovithis [36] および Mucciacciaro and Sica [35] に示される z_{eff} を算定し、 $z=0$ から $z=z_{\text{eff}}$ の区間におけるせん断弾性係数 $G_s(z)$ を計算する。ここで、 $z_{\text{eff}} (=L_a/2)$ は杭の幾何学的な曲げに寄与する有効な地盤の深さであり、杭の有効長 L_a の半分であると想定している。② a および n は、質点系モデルによって算定されたせん断弾性係数 $G_s(z)$ と Di Laora and Rovithis [36] に示される式から算定される $G_s(z)$ の両者に対して、二乗誤差が最小となる条件で決定した。

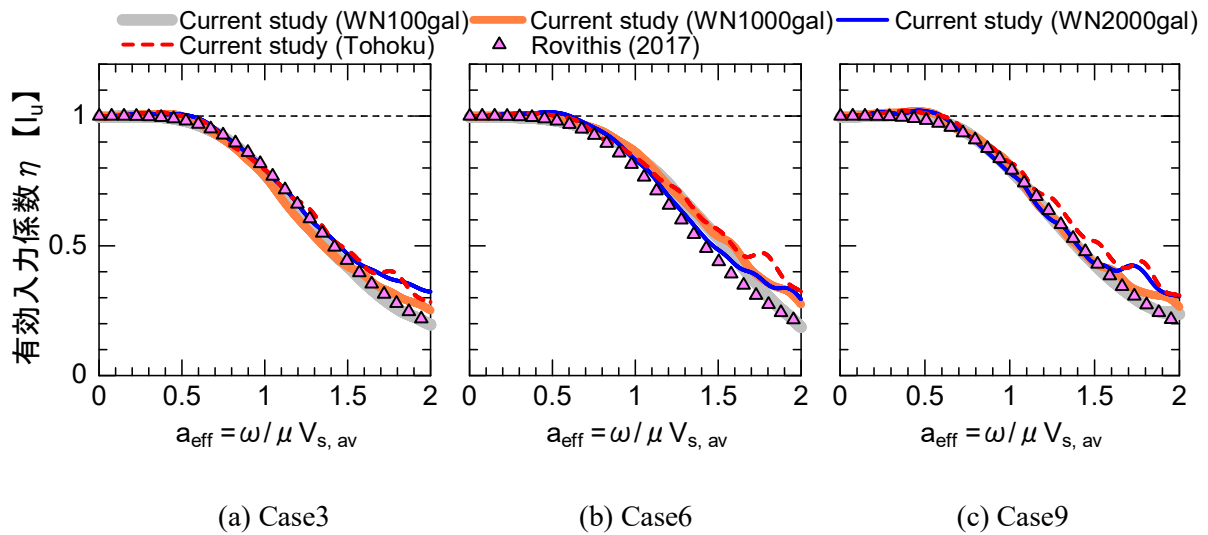
解析結果と Rovithis et al. [37] の簡易式によって算定された有効入力係数 η を比較する。付図 3.1.1 (b) では、解析結果と簡易式の結果に差が生じている。これは、解析結果では、表層 15m の地盤に 10m の杭が設置されている条件になっており、杭下端の固定条件が異なる(支持層に根入れのない条件)ことが原因であると考えられる。一方で、その他の結果は、線形、非線形に関わらず解析結果と Rovithis et al. [37] の簡易式の結果は良好に一致している。この結果から、線形および非線形条件における相互作用現象は一つのパラメータ a_{eff} によって定量化できることが明らかとなった。また、非線形条件における入力損失効果は、地盤、杭の剛性比によって評価でき、その評価は複雑な非線形解析ツールを使用せずに、剛性パラメータを適切に調整することにより、簡略化された算定式によって相互作用現象を予測できる。ただし、簡略化された算定式により評価するためには、無次元の不均質係数 a および n を地盤のせん断剛性と杭の幾何学的な曲げモーメントにより適切にキャリブレーションする必要がある。



付図 3.1.1 質点系モデルと簡易式 [37]の比較（地盤が線形の場合）



付図 3.1.2 質点系モデルと簡易式 [37]の比較（地盤が非線形の場合）



付図 3.1.3 質点系モデルと簡易式 [37]の比較 (地盤, 杭が非線形の場合)

参考文献 (第3章)

- [1] 山原浩, “地震時の地動と地震波の入力損失 (第1報),” *日本建築学会論文報告集*, 第165, pp. 61-66, 1969.
- [2] 山原浩, “地震時の地動と地震波の入力損失 (第1報),” *日本建築学会論文報告集*, 第167, pp. 25-30, 1970.
- [3] Tajimi, H., "Dynamic Analysis of a Structure Embedded in an Elastic Stratum," *Proc. Of the 4th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, pp. 53-69, 1969.
- [4] Novak, M., Nogami, T., "Soil-Pile Interaction in Horizontal Vibration," *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 5, no. 3, pp. 263-282, 1977.
- [5] Nogami T., Novak M., "Resistance of soil to a horizontally vibrating pile," *Int J Earthq Eng Struct Dyn*, Vol. 5, no. 3, pp. 249-262, 1977.
- [6] 阪神高速道路公団, “阪神高速道路3号神戸線 RC 橋脚の損傷分析 中間報告 (その1),” 1997.
- [7] 阪神高速道路公団, “阪神高速道路3号神戸線 RC 橋脚の損傷分析 中間報告 (その2),” 1998.
- [8] Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H. Bolton., "SHAKE: A computer program for earthquake," *Report No. UCB/EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*, 1972.
- [9] 時松孝次, 翠川三郎, “地表で観測された強震記録から推定した表層地盤の非線形性状,” *日本建築学会構造系論文報告集*, 第388号, pp. 131-137, 1988.
- [10] 萩原備嘉, 清田芳治, “地盤の歪依存性を考慮したモード別等価線形地震応答解析法 (その1),” *日本建築学会学術講演梗概集*, pp. 487-488, 1992.
- [11] 萩原備嘉, 清田芳治, “地盤の歪依存性を考慮したモード別等価線形地震応答解析法 (その2),” *日本建築学会学術講演梗概集*, pp. 489-490, 1992.
- [12] 田蔵隆, 横田治彦, 土岐彰輝, 清水勝美, 嶋田穰, “地震記録に基づく地盤の非線形地震応答解析結果からの2, 3の考察,” *土質工学研究発表会*, pp. 1853-1856, 1982.
- [13] Kondner R. L., "Hyperbolic stress-strain response; cohesive soils," *Proc. ASCE*, Vol. SM1, pp.

- 115-143, 1963.
- [14] Jennings P. C., "Periodic response of a general yielding structure," *Proc. ASCE*, Vol. EM2, pp. 131-163, 1964.
- [15] 国生剛治, 桜井彰雄, "Modified Hardin-Drnevich モデルについて," *土木学会第33回年次学術講演会概要集*, pp. 116-117, 1978.
- [16] 大崎順彦, 原昭夫, 清田芳治, "地盤震動解析のための土の動力学モデルの提案と解析例," *日本地震工学シンポジウム*, pp. 697-704, 1978.
- [17] 室野剛隆, 野上雄太, 田上和也, 坂井公俊, "GHE-S モデルによる土の動的非線形挙動の評価方法," *RTRI REPORT*, 第25巻, 第9号, 2011.
- [18] 鉄道総合技術研究所, "鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計," *丸善出版*, 2012.
- [19] 白戸真大, 福井次郎, "レベル2地震動下における有効入力動の評価," *地震工学研究発表会講演論文集*, pp. 873-876, 2001.
- [20] L. Sanctis, R. Di Laora, N. Caterino, G. Maddaloni, S. Aversa, A. Mandolini, A. Occhiuzzi, "Effects of the filtering action exerted by piles on the seismic response of RC frame buildings," *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2015.
- [21] 安田進, 山口勇, "種々の不攪乱土における動的変形特性," *第20回土質工学研究発表会*, pp. 539-542, 1985.
- [22] 宮本裕司, 酒向裕司, 喜多村英司, 三浦賢治, "非線形, 液状化地盤における杭基礎の地震応答正常に関する研究," *日本建築学会構造系論文報告集*, 第471号, pp. 41-50, 1995.
- [23] 護雅史, 長谷川正幸, "杭と地盤の非線形性を考慮した杭支持構造物の地震応答解析法," *第10回日本地震工学シンポジウム*, pp. 1711-1716, 1998.
- [24] 室野剛隆, 小長井一男, "土の非線形性を考慮した群杭基礎の動的相互作用の新たな表現方法," *地震工学研究発表会梗概集*, 第27巻, p. 177, 2013.
- [25] 小林恒一, 八尾真太郎, "地盤の非線形性を考慮した水平方向における群杭の杭頭複素剛性の評価に関する研究," *日本建築学会構造系論文報告集*, 第444巻, pp. 43-51, 1993.
- [26] 日下部馨, 安田拓矢, 前田幸典, "土の非線形性を考慮した杭基礎 - 地盤系の振動特性," *日本地震工学シンポジウム*, pp. 1219-1224, 1994.
- [27] Mindlin, R.D., "Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid," *J. Appl. Phys.*, Vol.7,

- pp. 195-202, 1936.
- [28] Terzaghi, K., "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction," *Geotechnique*, Vol. 5, pp. 297-326, 1955.
- [29] 田蔵隆, 佐藤正義, 清水勝美, 社本康広, 石川裕, “地盤の非線形応答に伴う群杭基礎構造物の動的応答に関する一考察,” *土木学会第43回年次学術講演会*, pp. 1038-1039, 1988.
- [30] 鉄道総合技術研究所, “鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物,” *丸善出版*, 2012.
- [31] 室野剛隆, 西岡英俊, 野上雄太, “地盤の非線形性を考慮した杭の地震時水平抵抗特性,” *土木学会地震工学論文集*, 第27巻, 2003.
- [32] Vesic A.B., "Bending of Beams Resting On Isotropic Elastic Solid," *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, pp. 35-53, 1961.
- [33] 鉄道総合技術研究所, “鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物,” *丸善出版*, 1997.
- [34] Takeda, T., M.A. Sozen, N.N. Nielsen., "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes," *Journal of the Structural Division*, Vol. 96, No. ST12, December, pp. 2557-2573, 1970.
- [35] Mucciacciaro, M., and Sica, S., "Nonlinear soil and pile behaviour on kinematic bending response of flexible piles," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 107, pp. 195-213, 2018.
- [36] Di Laora, R. and Rovithis, E., "Kinematic Bending of Fixed-Head Piles in Nonhomogeneous Soil," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 141, No. 4, 04014126, 2015.
- [37] Rovithis, E., Di Laora, R., Iovino, M. and de Sanctis, L., "Reduction of seismic loading on structures induced by piles in inhomogeneous soil," *Proceedings of the 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rhodes Island, Greece.*, 2017.
- [38] Mylonakis G., "Contributions to static and dynamic analysis of piles and pile-supported bridge piers (PhD. Thesis)," *State University of New York at Buffalo*, 1995.
- [39] Rovithis E, Mylonakis G, Pitilakis K., "Dynamic stiffness and kinematic response of single piles in inhomogeneous soil," *Bull Earthq Eng*, Vol. 11, No. 6, pp. 1949-1972, 2013.
- [40] Karatzia X, Mylonakis G., "Discussion of kinematic bending of fixed head piles in nonhomogeneous soil by Raffaele Di Laora and Emmanouil Rovithis," *J Geotech Geonviron Eng ASCE*, Vol. 142, No. 2, 2016.

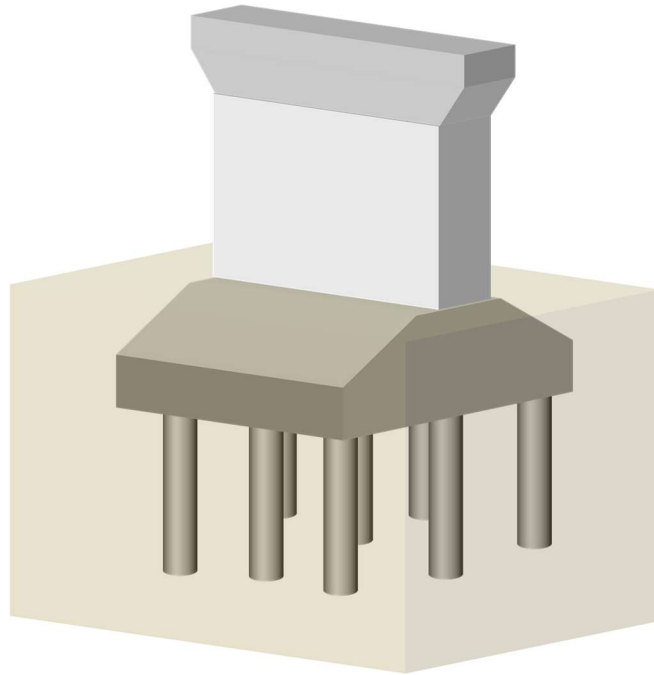
第4章 ラーメン高架橋全体系の入力損失効果

4.1 概説

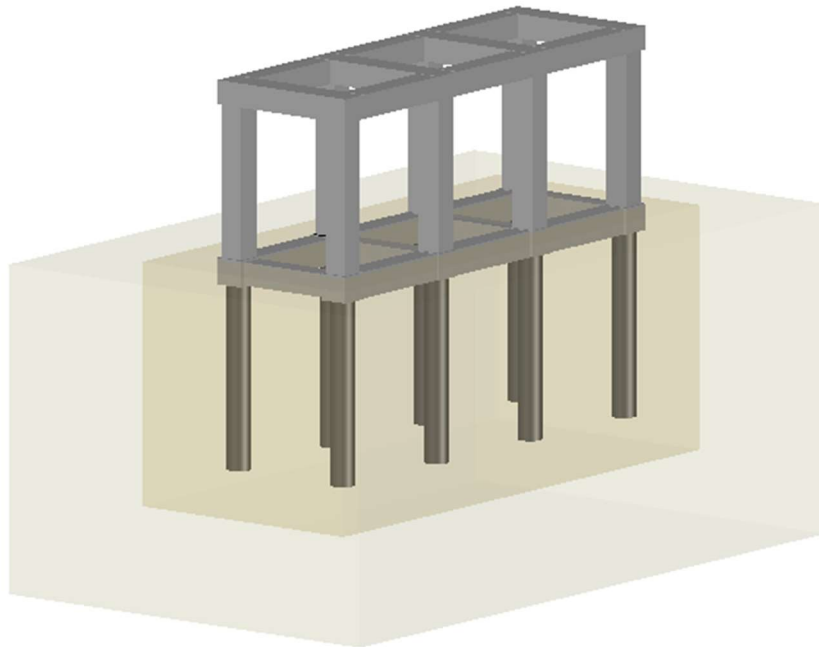
地盤と基礎の動的相互作用による入力損失に関する研究はこれまで多数行われてきたが、その多くは1つの剛なフーチングに群杭基礎やケーソン基礎が接続された形式のもの（図 4.1.1 (a)）を対象としてきた [1], [2], [3], [4]^{など}。これらの研究や第2章の薄層要素法による検討により、土木構造物における入力損失の特性が明らかにされた。一方で、鉄道構造物の中で採用実績が多い1柱1杭形式のラーメン高架橋のような構造（図 4.1.1 (b)）に対しては、剛なフーチングではなく地中梁が存在すること、さらに杭間隔が広いことなどから、図 4.1.1 (a) に示すような構造形式のものと同等の入力損失効果が発揮されるのかどうか検討の余地があった。そこで、第2章では1柱1杭、パイルベントを対象に、2次元モデルによる動的解析を行うことで、柔な梁に接続される杭基礎の入力損失効果を検討し、図 4.1.1 (a)の群杭基礎と同様に入力損失効果が期待できることを明らかにした。

一方で、ラーメン高架橋は図 4.1.1 (b)に示すように橋軸方向にも各構造部材が一体となった立体構造である。このような構造では、地震時の地中梁、杭基礎の挙動に上層縦・横梁の剛性の影響が柱を介して影響を与える。そのため、杭基礎の存在に加え、橋軸方向も含めた構造全体系（立体構造）の剛性や挙動により、周辺地盤の挙動を拘束することで、より大きな入力損失を発現する可能性がある。このような立体構造は、建築分野では一般的に取扱われており、入力損失に関する研究 [5], [6], [7], [8], [9]^{など}がされてきた。しかし、建築分野で対象としている一般的な建物は、基礎梁に加え耐圧盤を施すことから基礎梁と耐圧盤を一体の剛基礎と見なすことが多いようである。この場合、上部構造物の剛性の影響は剛な基礎の存在によって考慮する必要がなくなる。そのため、ラーメン高架橋のように剛なフーチングに比べ柔な地中梁を有した立体構造において、柱、梁からなる上部構造物の剛性、挙動が入力損失効果に与える影響について検討された例はない。

そこで、本章では、橋軸方向も含めた構造全体系（立体構造）から発現される入力損失効果について検討する。検討は1柱1杭形式のラーメン高架橋を対象に2次元、3次元モデルによる動的解析を行い、初めに3次元解析による構造全体系の応答特性から入力損失の発現メカニズムを明らかにするとともに、梁の剛性、挙動が構造物応答に与える影響について検討する。次に、2次元、3次元の結果を比較することで、構造全体系から生じる入力損失効果について定量的に評価する。



(a) 橋りょう（群杭基礎）



(b) ラーメン高架橋（1柱1杭）

図 4.1.1 杭基礎を有する土木構造物の例

4.2 解析モデルの概要と検討条件

4.2.1 ラーメン高架橋全体系における有効入力動

ラーメン高架橋は、基礎、柱、梁が結合された立体的な構造となっている。このような構造物では、例えば橋軸直角方向の挙動を考えた場合、各地点で構造物に入射される地震動が一様（位相差なし）な場合には、橋軸方向の梁などの部材剛性は、ラーメン高架橋全体の挙動に影響を及ぼすことはない。しかし、実際にはラーメン高架橋1ブロック内で入力が一様とは限らず、例えば位相差がある場合には、橋軸方向の地中梁はもちろんのこと、上層梁などを含めた剛性、挙動が図 4.2.1 のようなラーメン高架橋全体系の挙動に影響を及ぼすことは明らかである。このような構造全体系の剛性により発現される Kinematic 相互作用の影響、つまり、橋軸方向の部材剛性、挙動による地動を拘束、鈍化させる働きを、本研究では新たに「構造全体系による入力損失効果」と定義する。なお、地中梁ではなく、大きなフーチングが構築され、その上にラーメン構造が構築されている場合は、フーチングの剛性のみで入力損失が発現されるが、ここでの問題は、剛性がそれほど高くない地中梁を対象としているため、構造全体系としての剛性が Kinematic 相互作用に影響を及ぼしてくる、と言う点が既往の研究と異なる。

4.2.2 解析モデル

本検討では、1柱1杭形式のラーメン高架橋を対象に検討を行う。対象とするラーメン高架橋の3次元モデルの概要を図 4.2.2(a)に示す。モデル化は、地盤-構造物系の動的相互作用を表現するために、ここでは、杭、梁、柱からなる構造物系と構造物の振動の影響を受けない自由地盤系の2つの系から構成したモデルを質点系の梁ばねモデルにより構築した。また、自由地盤と構造物のそれぞれの系は相互作用ばねを介して連結されている。このモデルは、自由地盤系と基礎-構造物系が一体となった解析モデルであり、一体モデルに基盤入力を行うことで自由地盤系の応答が杭基礎-構造物系へ自動的に反映される。また、構造物系は並進や回転等の立体的な挙動を表現するために杭や地盤ばねを離散的に配置し橋軸方向(X方向)、橋軸直角方向(Y方向)の2方向の連成効果を考慮している。なお、この連成効果については一般的な矩形RC部材は橋軸、橋軸直角方向で異なる復元力特性を有していることから2方向の連成を考慮するために、連成ばねや作用方向にも相互作用ばねを設けるなど厳密なモデル化を行う必要がある。しかし、杭のような円形断面部材はどの方向も同一の復元力特性であることから線形条件とした場合に立体的な挙動に伴う復元力特性の違いに起因した2方向の連成効果は生じない。ただし、一方向で杭部材が非線形化した場合には、他方向の復元力特性に影響を与えることになるが、その影響の程度に関しては明らかになっていない。これまでの地震観測記録を基にしたシミュレーション解析などでは、このような他方向の非線形化による2方向の連成効果を考慮せずとも構造物や建物応答を精度良く表現出来ている。そのため、本検討のモデルでは橋軸方向、橋軸直角方向の2方向に相互作用ばねを設けることで構造物の立体挙動応答を表現

した。なお、既往研究 [10]によって相互作用ばねの2方向配置モデルにより立体挙動を精度良く評価可能であることが明らかとなっている。

解析モデルのうち自由地盤は、第2・3章と同様に構造物の応答の影響を受けないように十分に広い領域を対象にモデル化した。また、土柱モデルには後述する地震波の斜め入射を可能とするために、ラーメン高架橋の各断面に同一の土柱モデルを構築し、基盤位置に十分な質量を有するラージマスを設定した。一方、構造物系は、構造全体系の動的相互作用を表現するために、杭、地中梁に加え柱、上層梁の上部構造物についても梁要素でモデル化した。各梁要素の連結部は図4.2.3に示すとおり、ハンチ等で接続された領域では隣接の部材に比べ断面積、断面2次モーメントが高くなるため、この領域は鉄道の基準 [11]に基づき剛域としている。具体的には、柱上端・上層梁の接続部は橋軸方向、直角方向ともにハンチ下端までとし、柱基部・地中梁・杭は接合部内を剛域として設定している。また、動的相互作用のうち **Kinematic** 相互作用を抽出するために構造物の質量は無視している。また、一体モデルの減衰マトリックスは、これまでの検討で用いた解析モデルと同様に、鉄道の設計基準 [12]に基づきレーリー減衰を用いて自由地盤の1次、3次モードに対応する振動数において減衰定数3%として設定した。

相互作用ばねのうち水平地盤反力係数は、第3章と同様に微小ひずみからばね剛性を評価するために、弾性床上の梁の理論に基づき Vesic [13]が提案した式(4.2.1)を適用し評価している。

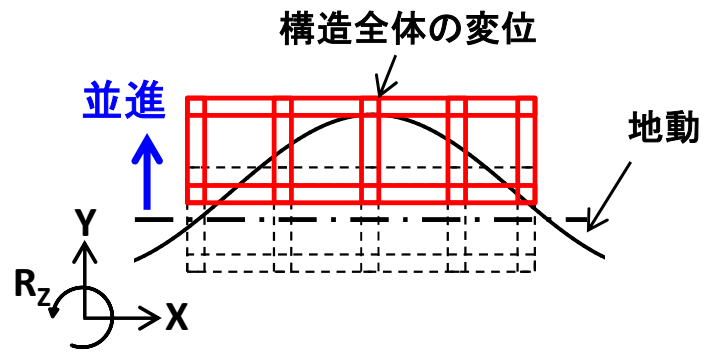
$$k_h = 0.65 \frac{E_s}{(1-\nu_s^2)D} \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot D^4}{E_p \cdot I_p}} \quad (4.2.1)$$

ここに、 D は杭径、 E_p は杭のヤング率、 I_p は杭の断面二次モーメント、 E_s は地盤のヤング率、 ν_s は地盤のポアソン比である。また、水平地盤反力係数 k_h には群杭効果を考慮した。その他の地盤ばねについても第2・3章と同様に、鉄道の設計基準 [14]に基づき鉛直方向の周面摩擦、杭先端の地盤反力を設定している。一方、比較対象である2次元モデルは図4.2.2(b)に示すとおり、自由地盤、杭・地中梁の2つの系からなるモデルを3次元モデルと同条件で作成した。

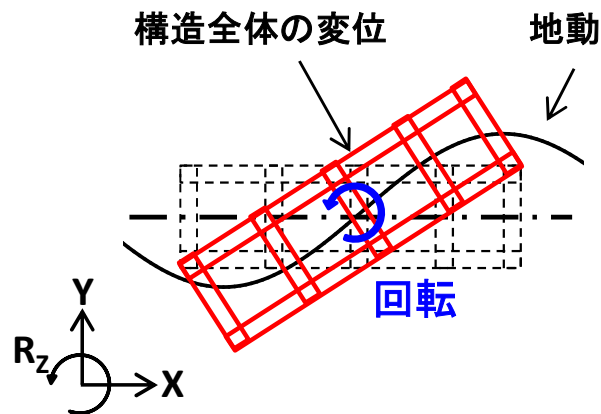
4.2.3 解析条件

自由地盤は表層地盤が均一な土層とし、初期せん断波速度 V_{s0} を100m/sおよび200m/sとした。また、表層地盤高さを20.0mとし、その下端には V_{s0} が400m/sの基盤層を想定している。一方、構造物は、1径間が10m程度の4径間($L=39.130\text{m}$)、6径間($L=59.130\text{m}$)の2タイプのラーメン高架橋とし、杭は、杭径1.0m、杭長21.0m、橋軸直角方向の杭間隔を5.0mとしている。また、杭は先端を基盤層に根入れした完全支持杭とし、杭頭部においては地中梁に剛結している条件とした。入力地震動は、ラーメン高架橋の各断面位置で地表面地震動が一樣でない例として位相差を考慮した。位相差は小さい場合と大きい場合の例として 7° 、 14° の角度で入射することを想定し、橋軸直角方向を対象にラージマスに入力した。また、ここで考慮した位相差は、解析を行う上では 7° 、 14° を表4.2.1、表4.2.2に示すように、各断面に入射さ

れる地震動に時間差を与えることで考慮した(図4.2.4)。なお、解析は表4.2.3に示す13ケースについて、入力地震動にホワイトノイズを用いた動的線形解析を行っている。Case2-5, Case2-6については、縦梁、横梁の剛性に実剛性を用いることで、構造全体系の挙動と入力損失効果に対して、梁剛性が与える影響を検討する。また、同検討では位相差を考慮しない解析ケースであるCase2-7の結果も用いて検討を行う。構造全体系の入力損失効果の検討は、上記条件において算定された有効入力係数 η を比較することで行った。なお、有効入力係数 η の算定は前章までと同様に自由地盤地表面に対する杭頭部の絶対加速度のフーリエ振幅スペクトルの比によって算定している。

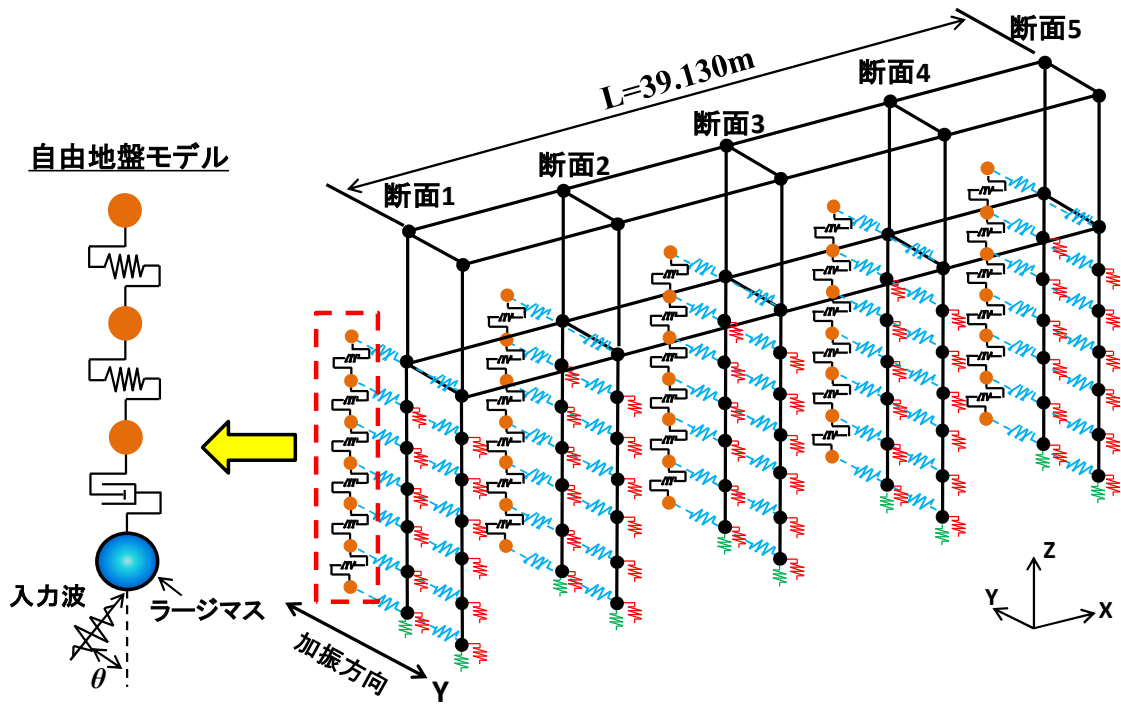


(a) 並進挙動

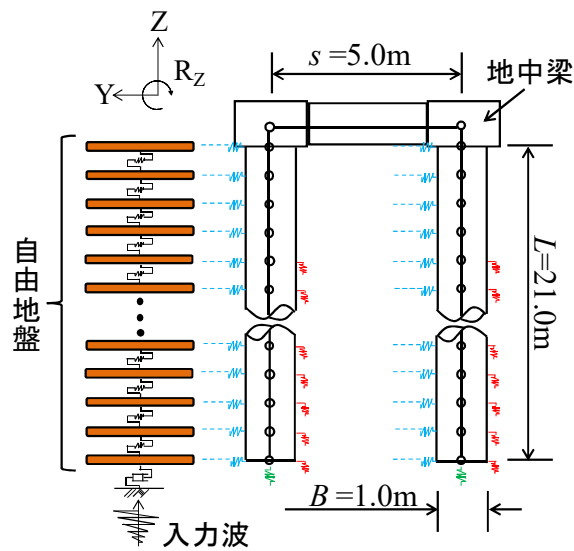


(b) 回転挙動

図 4.2.1 入力が一様でない場合のラーメン高架橋全体系の挙動



(a) 3次元モデル (4径間の場合)



(b) 2次元モデル

図 4.2.2 解析モデルの概要

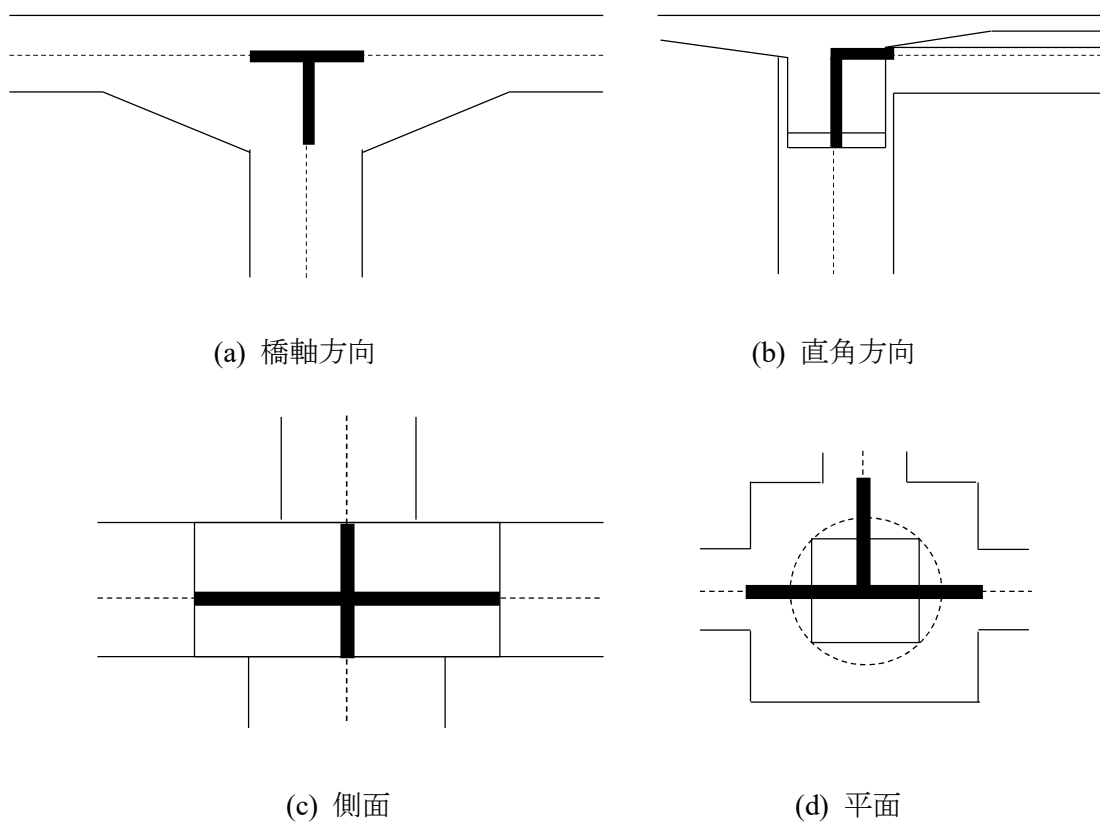


図 4.2.3 解析モデルの概要における梁要素連結部の剛域の範囲

表 4.2.1 入射角 θ と時間差の関係 ($V_{s0}=100\text{m/s}$)

項目	地震動の 入射角 θ (deg)	断面1	断面2	断面3	断面4	断面5	断面6	断面7
断面1からの距離 L (m)	-	0.000	9.565	19.565	29.565	39.565	49.565	59.130
時間差 t (sec)	7	0.000	0.012	0.024	0.036	0.048	0.060	0.072
	14	0.000	0.024	0.048	0.072	0.096	0.120	0.144

表 4.2.2 入射角 θ と時間差の関係 ($V_{s0}=200\text{m/s}$)

項目	地震動の 入射角 θ (deg)	断面1	断面2	断面3	断面4	断面5	断面6	断面7
断面1からの距離 L (m)	-	0.000	9.565	19.565	29.565	39.130	49.565	59.130
時間差 t (sec)	7	0.000	0.006	0.012	0.018	0.024	0.030	0.036
	14	0.000	0.012	0.024	0.036	0.048	0.060	0.072

表 4.2.3 解析ケースと条件

Case	モデル	V_{s0} 値 (m/s)	地震動の 入射角 θ (deg)	構造物諸元		
				径間数	上層・地中 縦梁剛性	上層・地中 横梁剛性
Case1-1	2次元	100	-	-	-	∞
Case1-2	2次元	200	-	-	-	∞
Case2-1	3次元	100	7	4径間	∞	∞
Case2-2	3次元	100	14	4径間	∞	∞
Case2-3	3次元	200	7	4径間	∞	∞
Case2-4	3次元	200	14	4径間	∞	∞
Case2-5	3次元	100	14	4径間	実剛性	∞
Case2-6	3次元	100	14	4径間	実剛性	実剛性
Case2-7	3次元	100	-	4径間	∞	∞
Case3-1	3次元	100	7	6径間	∞	∞
Case3-2	3次元	100	14	6径間	∞	∞
Case3-3	3次元	200	7	6径間	∞	∞
Case3-4	3次元	200	14	6径間	∞	∞

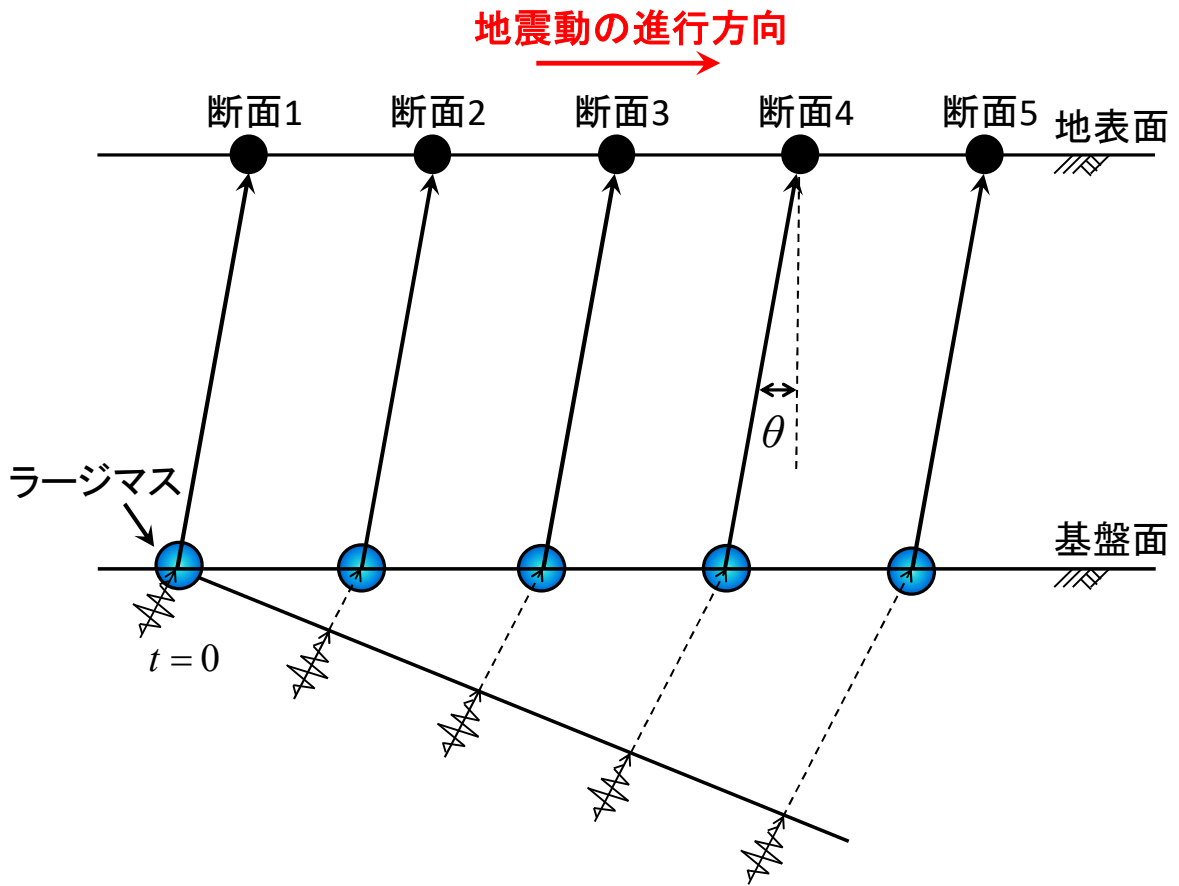


図 4.2.4 各断面に与える時間差（位相差）の概要

4.3 構造全体系の応答特性

4.3.1 構造全体系の応答

解析から得られた Case1-1, Case2-2 の橋軸直角方向における加速度波形の比較を図 4.3.1 に示す。なお、他のケースは Case1-1, Case2-2 と同様の傾向が得られているため、ここでは割愛する。また、図中の断面位置については図 4.2.2(a)を参照されたい。図 4.3.1 から明らかなように、自由地盤地表面位置の加速度波形に比べ Case1-1, Case2-2 の杭頭位置の加速度波形は、加速度振幅が減少しており入力損失が生じている。ここで、Case1-1 は橋軸方向の縦梁を考慮しない 2 次元モデルであるため、杭基礎と横梁に起因して（杭基礎の曲げ剛性および相互作用ばねを介した杭周辺地盤の水平抵抗）入力損失が生じていると言える。また、杭頭位置の加速度波形をみると Case2-2 は Case1-1 に比べ、さらに加速度振幅が減少している。Case2-2 では、各地点における地動が異なる（位相がある）ため縦梁の剛性の影響により、地動を拘束しようとする効果が生じる。その結果、構造物全体の挙動は並進に加え、回転運動となる。さらに、Case2-2 の杭頭位置の加速度波形は、回転角加速度が 0 になる時刻で 1~5 断面の加速度波形が交わっている。また、断面 3 の杭頭位置の加速度波形は各断面の波形を平均した波形となっている。このことから、断面 3 が回転中心となっていることがわかる。つまり、図 4.3.2 のような運動をしており、断面 3 の挙動が並進運動を代表し、それ以外の断面の運動には回転運動の影響が重なっていると言える。

4.3.2 梁剛性が応答に与える影響

次に、縦梁、横梁の剛性の違いによる応答の影響を検討する。図 4.3.3 に Case2-2, Case2-5, Case2-6 における各断面の杭頭における加速度波形を示す(図 4.3.3(a)は図 4.3.1 と同様)。なお、表 4.2.3 に示す通り Case2-2 は縦梁、横梁ともに剛性を ∞ とした場合、Case2-5 は縦梁を実剛性、横梁剛性を ∞ とした場合、Case2-6 は縦梁、横梁ともに実剛性を用いた場合である。図 4.3.3 から縦梁、横梁の剛性を ∞ とした場合は、前述の通り回転角加速度が 0 になる時刻で 1~5 断面の加速度波形が交わっている。また、断面 3 の杭頭位置の加速度波形は各断面の波形を平均した波形となっている。これに対して、梁に実剛性を用いた Case2-5, Case2-6 では各断面の角度波形の交わりが無くなり、各波形に位相差が生じている。Case2-2, Case2-5, Case2-6 の加速度波形、回転角加速度波形を断面毎に整理した結果を図 4.3.4, 図 4.3.5 に示す。同図から、断面 3 に関しては 0 秒~1.0 秒では梁の剛性に依らず大よそ各ケース同様の応答を示しているが、1.0 秒以降は梁剛性を ∞ とした Case2-2 と梁を実剛性とした Case2-5, Case2-6 に差が生じ、実剛性を用いた Case2-5, Case2-6 は Case2-2 に比べ加速度振幅が増加している。一方で、構造物端部の断面 1, 5 では Case2-5, Case2-6 の加速度振幅は Case2-2 に比べ減少している。

各部材の断面力を図 4.3.6~図 4.3.11 に示す。なお、同図には位相差を考慮しない地震動を用

いて解析を行った Case2-7 の結果も併せて示す。初めに図 3.4.6 より杭頭に発生する断面力は、断面 3 では Case2-2 に比べ Case2-5, Case2-6 の曲げモーメントが大きい反面、構造物端部の断面 1, 5 では、Case2-5, Case2-6 の曲げモーメントは Case2-2 に比べ減少している。ただし、大局的には梁の剛性に依る影響は小さく断面力は変化していない。一方で、断面 3 に比べ断面 1, 5 では発生曲げモーメントが大きい。また、Case2-7 の地震動の位相差を考慮しない場合に比べ、その他のケースでは断面 3 では断面力が小さく、断面 5 では増加している。これは、回転挙動により構造物端部では発生断面力が増加していると考えられる。次に、柱 (図 3.4.7)、上層縦梁 (図 3.4.8)、上層横梁 (図 3.4.9)、地中縦梁 (図 3.4.10)、地中横梁では、Case2-2 に比べ Case2-5, Case2-6 では発生曲げモーメントが減少している。これは、Case2-2 に対して Case2-5, Case2-6 は梁の断面剛性が減少することで梁が変形しやすくなり発生断面力が減少している。そのため、上層横梁では横梁剛性を ∞ とした Case2-5 に対して、実剛性を用いた Case2-6 では曲げモーメントが減少しているのが分かる。また、各部材で発生する曲げモーメントを比較すると、杭、地中縦梁、地中横梁は、柱、上層縦梁、上層横梁に比べ発生断面力が大きく、構造全体系の中で地震作用に対して抵抗する主要な部材であることが分かる。なお、図 3.4.7~図 3.4.10 からわかるように、Case2-7 では断面力がほとんど生じていない。これは、位相差を考慮しないことで各断面が同位相で応答していることと、質量を考慮しないことで慣性力が生じていないことに起因している。

以上の結果から、梁部材の剛性を ∞ とした Case2-2 では地中縦・横梁が地震作用に対して構造全体の応答を制御し、あたかも剛なフーチングのように幾何学的な応答を示す。これにより、図 4.3.1 に示したように回転角加速度が 0 になる時刻で 1~5 断面の杭頭位置の加速度波形が変わるような挙動となった。一方で、梁の剛性を実剛性とした Case2-5, Case2-6 の場合には、上層梁、地中梁、柱の各部材がフレーム構造として応答し、Case2-2 に比べ各部材が変形しやすくなることで、図 4.3.3(b), 図 4.3.3(c)に示すように各断面の加速度波形の交わりが無くなり、各断面の加速度波形に位相差が生じたと考えられる。これは、付属 4.1 に示す固有値解析結果から得られた固有モードからも明らかである。また、Case2-5, Case2-6 では構造全体系の剛性が Case2-2 に比べ低減することで、構造物が地動を拘束する効果が小さくなり、図 3.4.4 に示した通り加速度振幅が増加したと考えられる。この結論は、第 2 章で述べた入力損失の特性と整合が取れるものである。

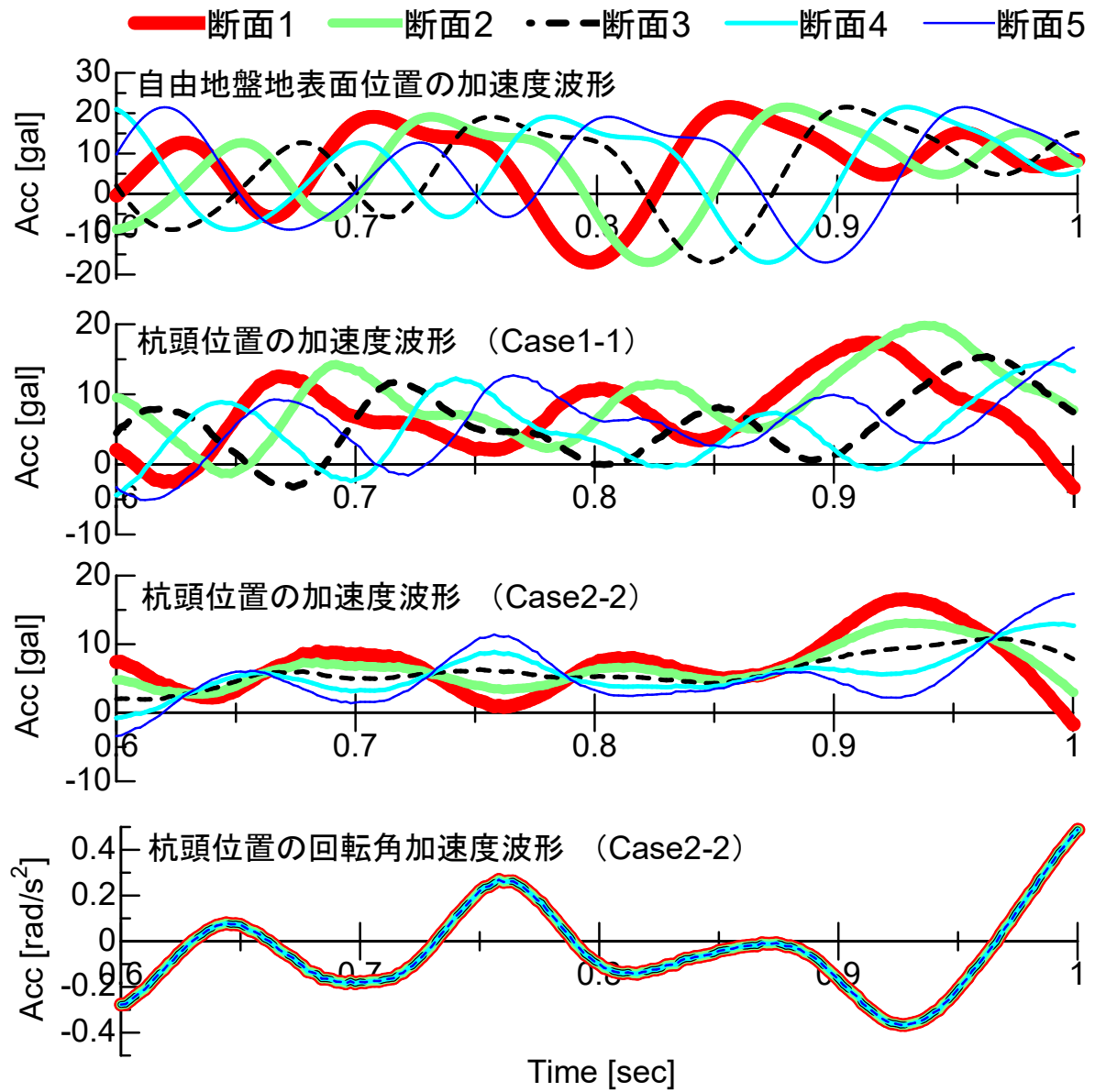


図 4.3.1 加速度波形の比較 (0.6 秒～1 秒)

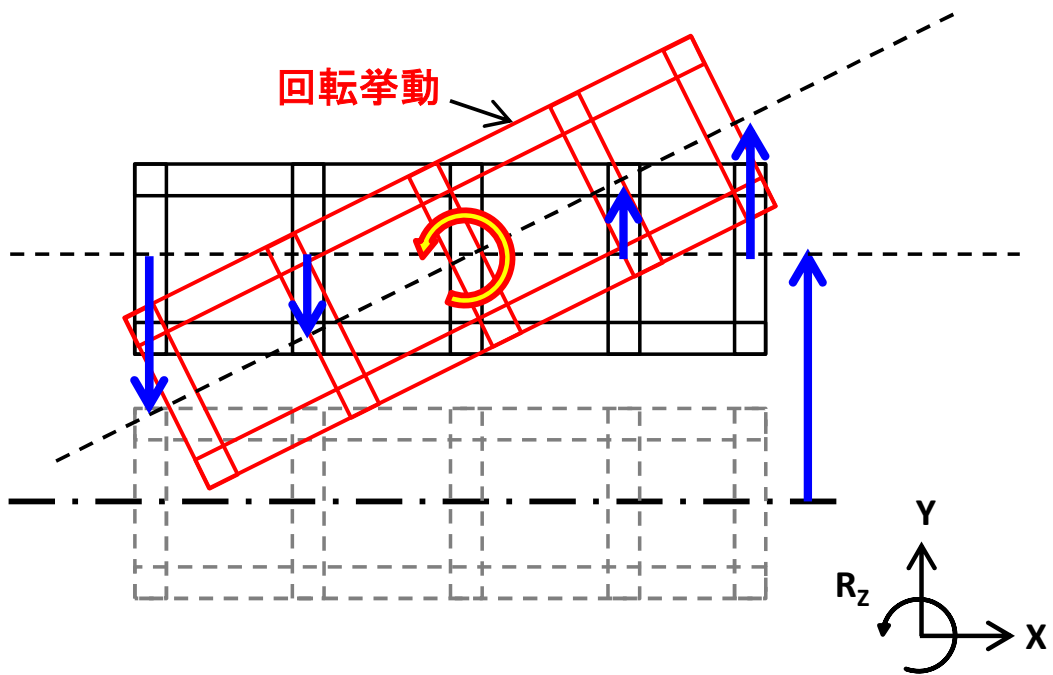
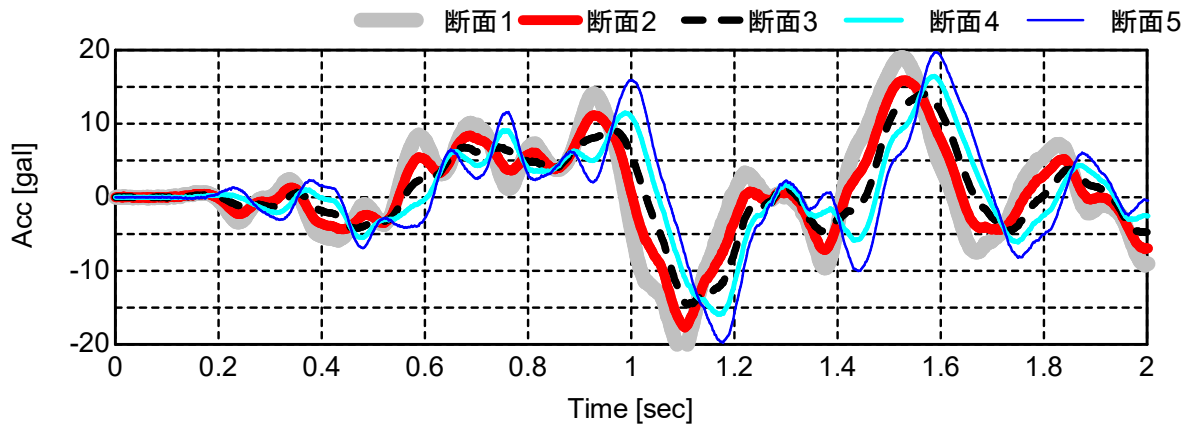
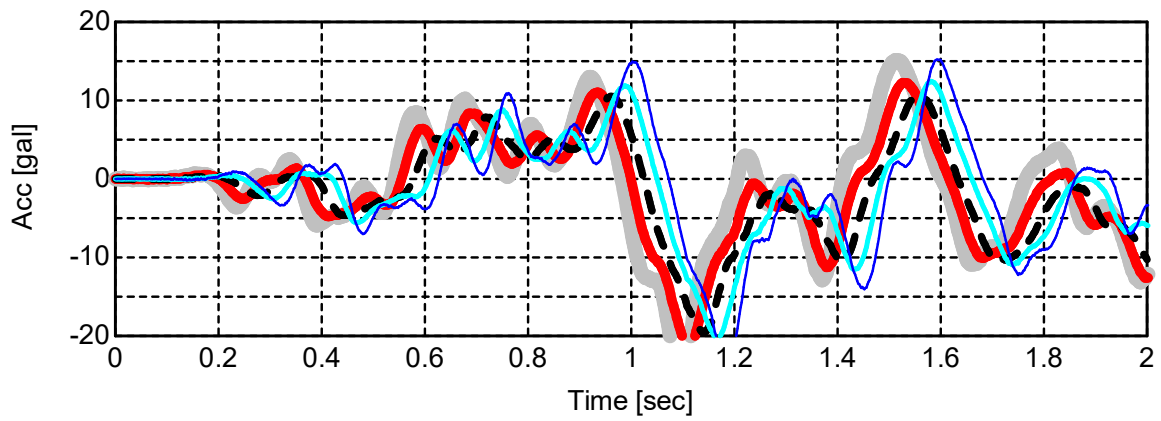


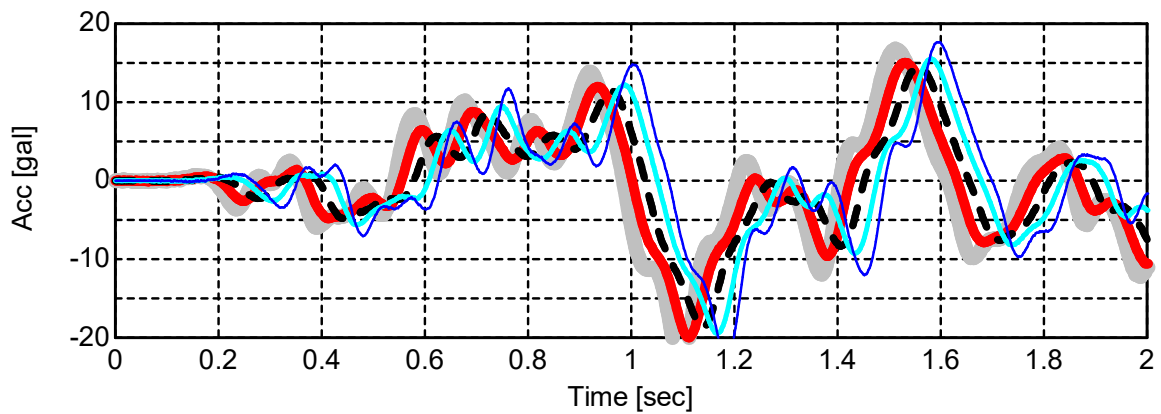
図 4.3.2 高架橋全体の並進，回転挙動



(a) Case2-2 (縦梁, 横梁剛性 ∞)



(b) Case2-5 (縦梁実剛性, 横梁剛性 ∞)



(c) Case2-6 (縦梁, 横梁実剛性)

図 4.3.3 梁剛性を変化させた杭頭加速度波形の比較 (各 Case)

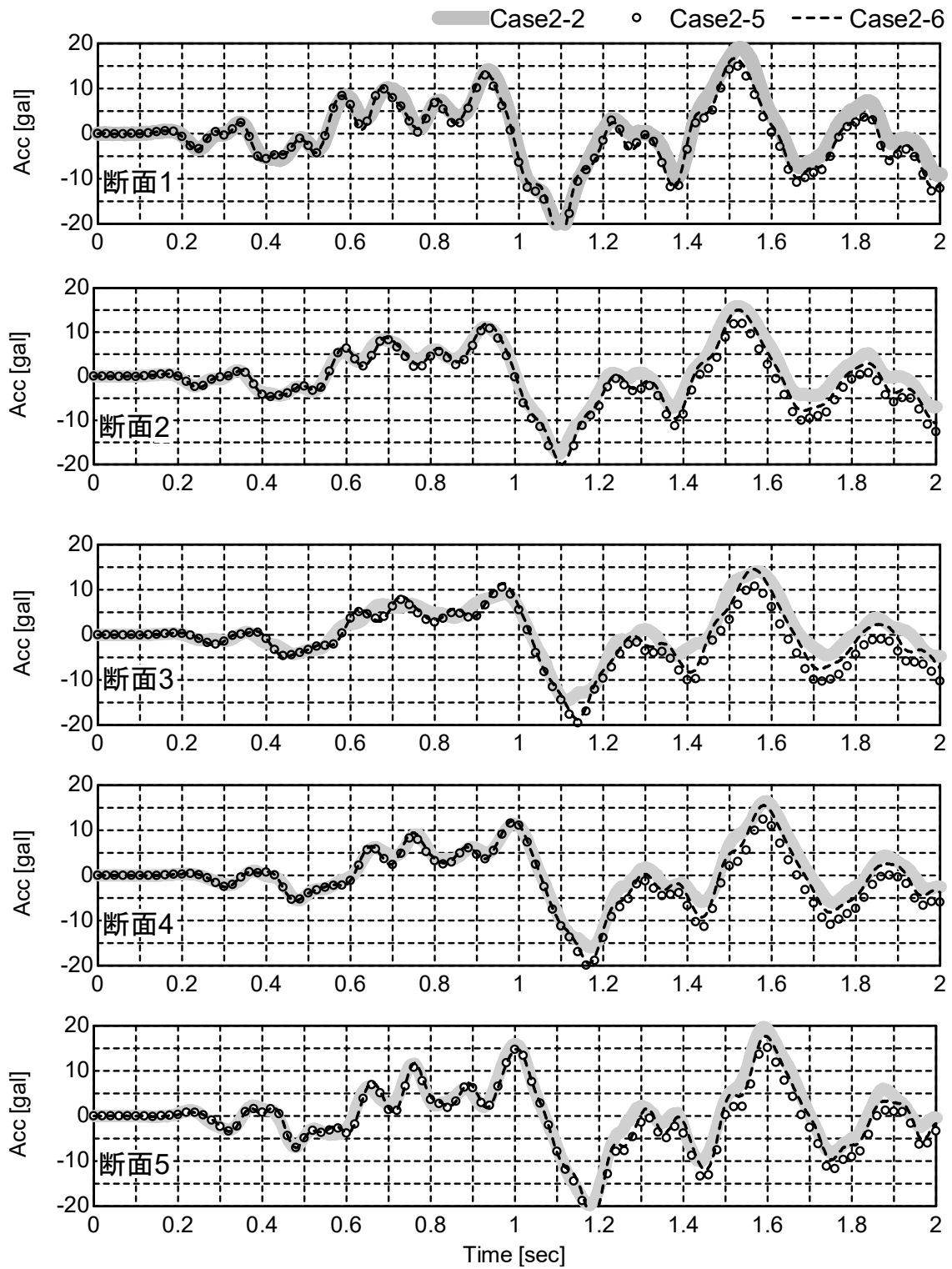


図 4.3.4 梁剛性を変化させた杭頭加速度波形の比較 (各断面)

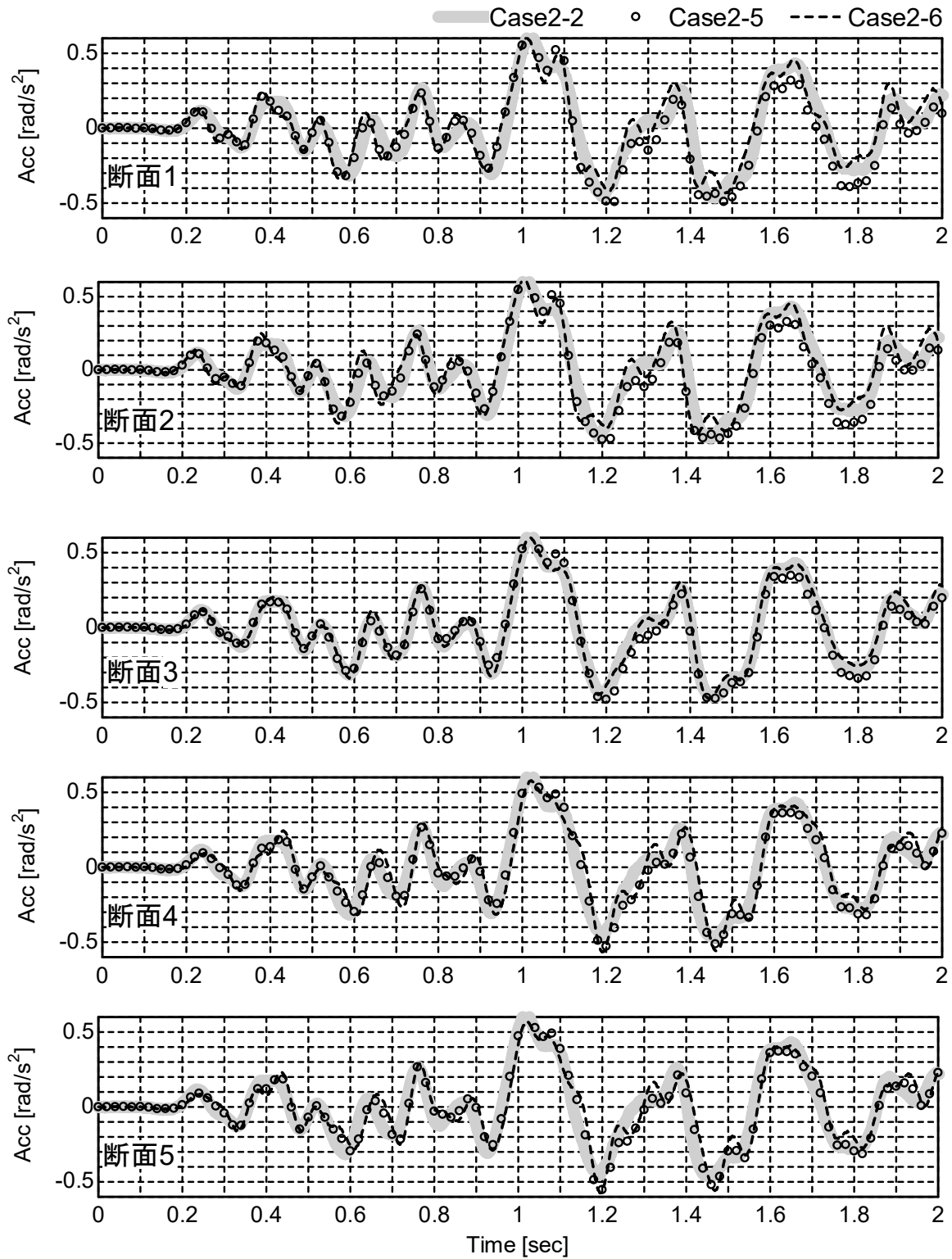


図 4.3.5 梁剛性を変化させた杭頭回転角加速度波形の比較 (各断面)

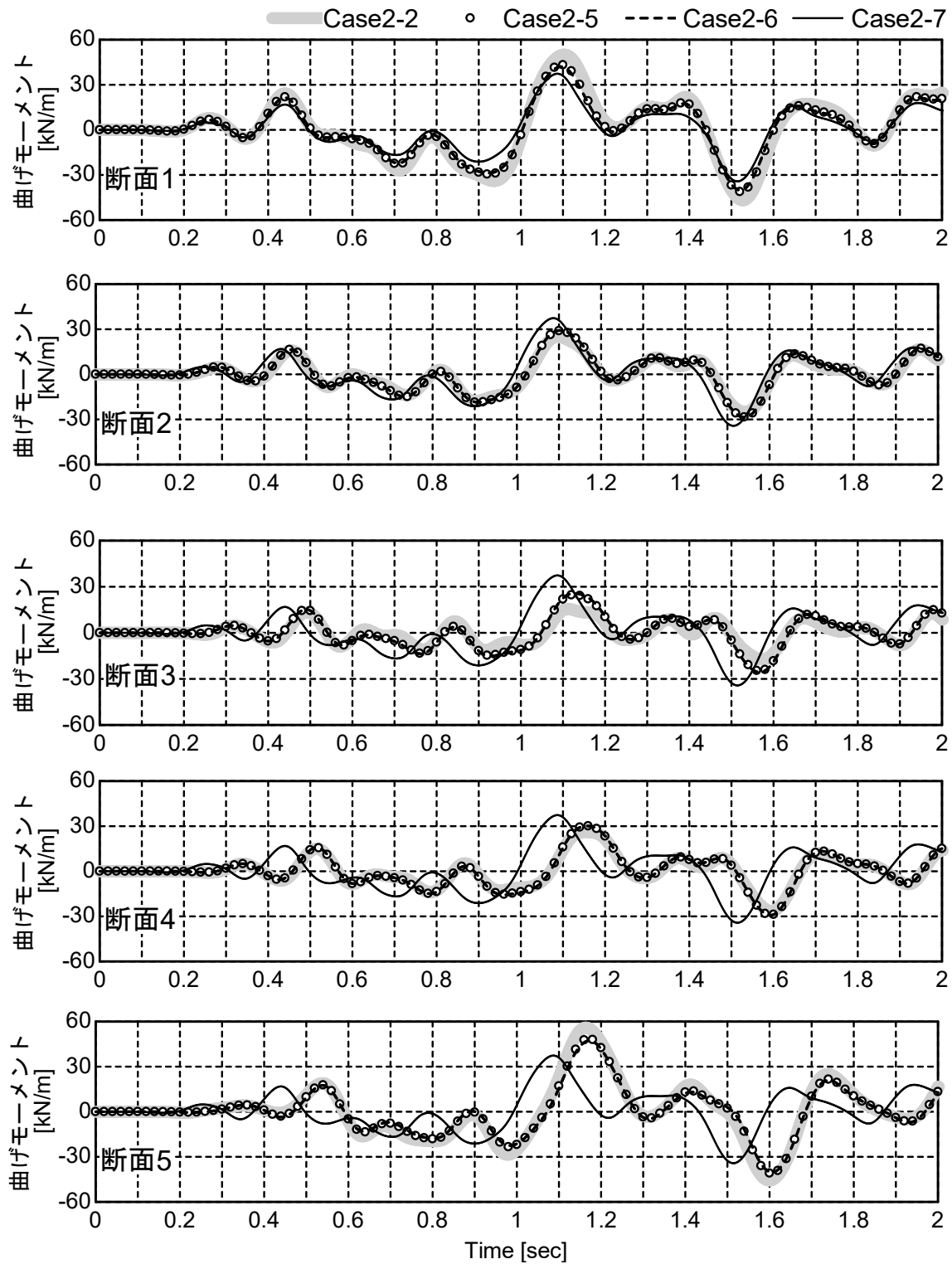


図 4.3.6 杭の断面力の比較

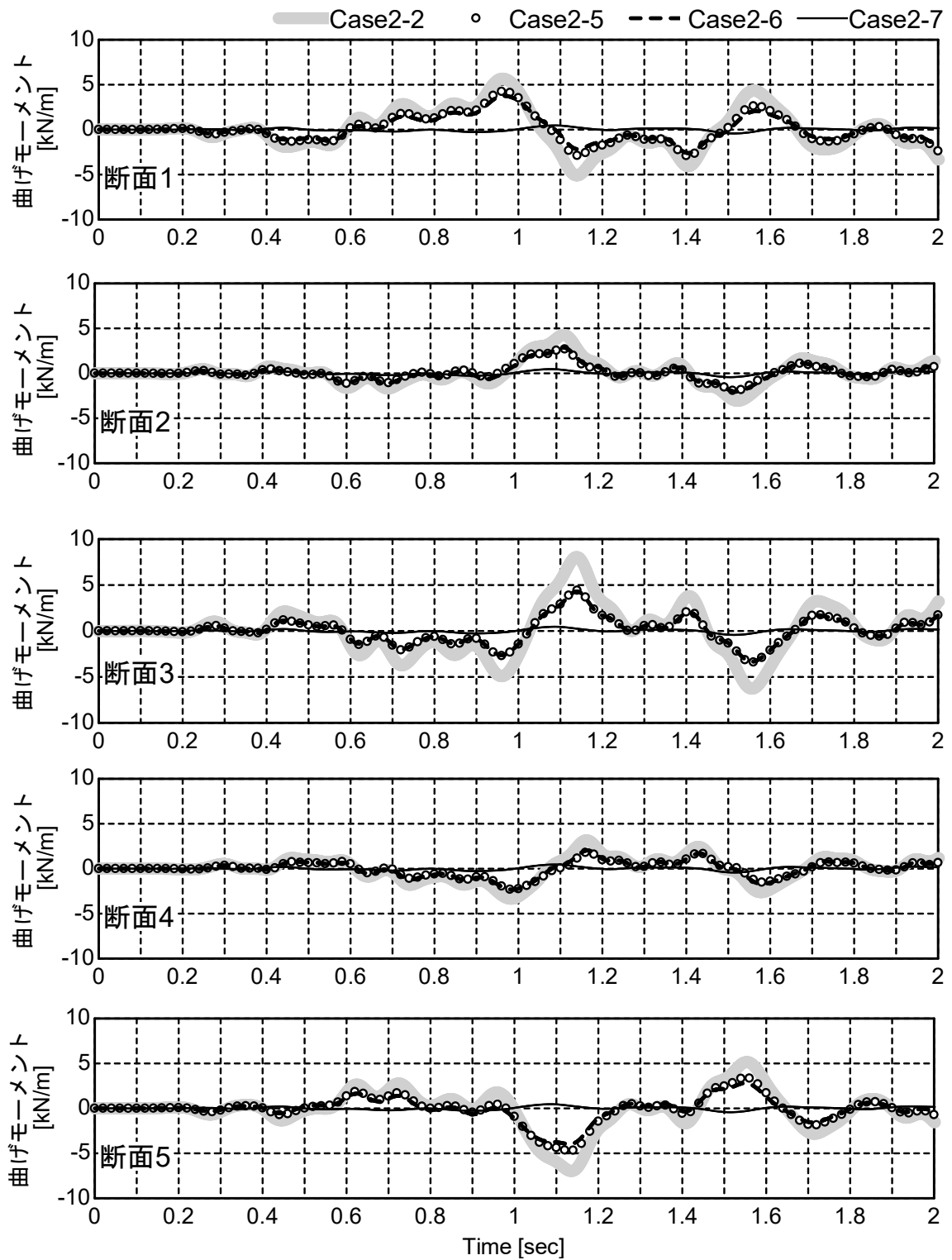


図 4.3.7 柱の断面力の比較

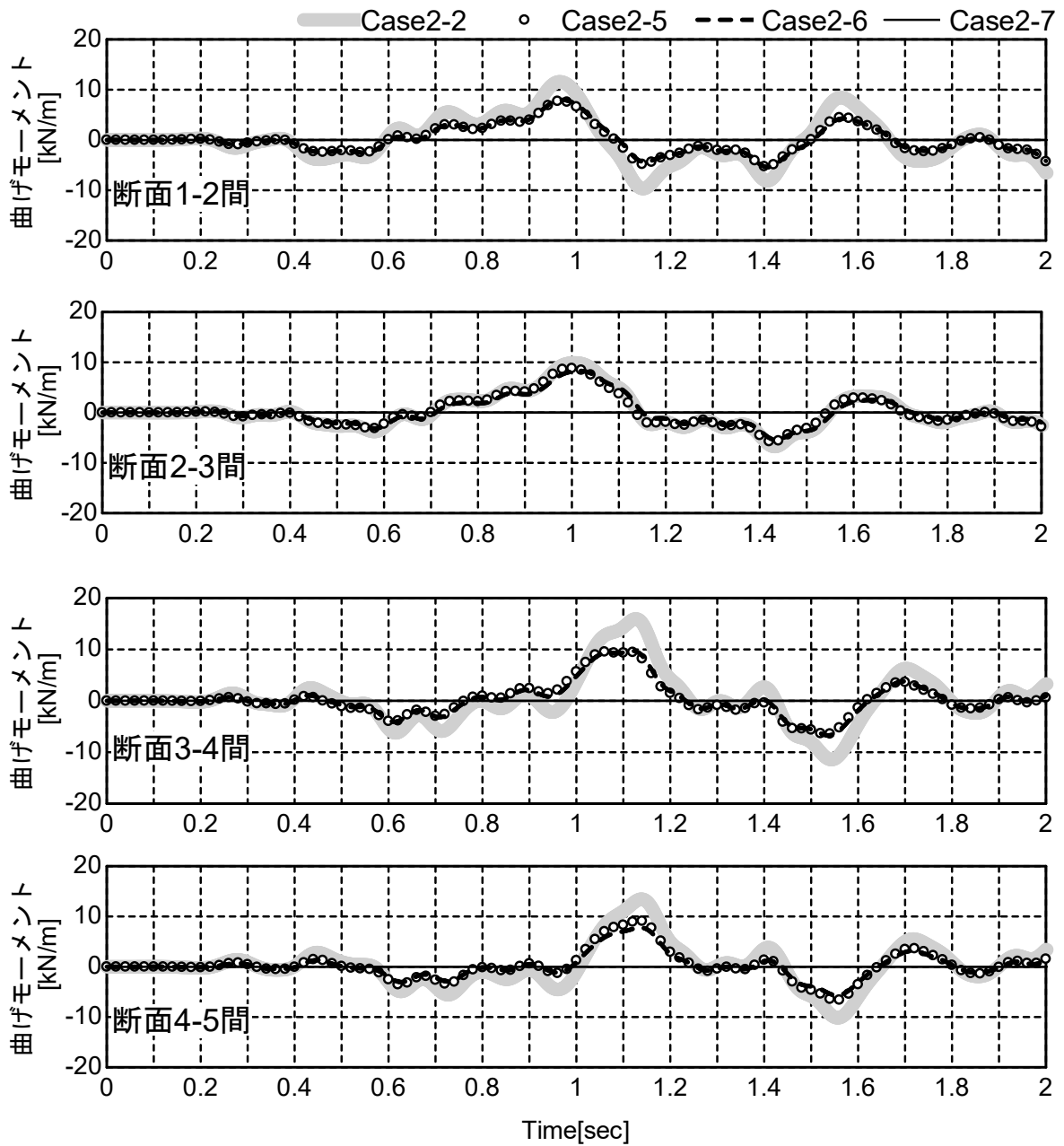


図 4.3.8 上層縦梁の断面力の比較

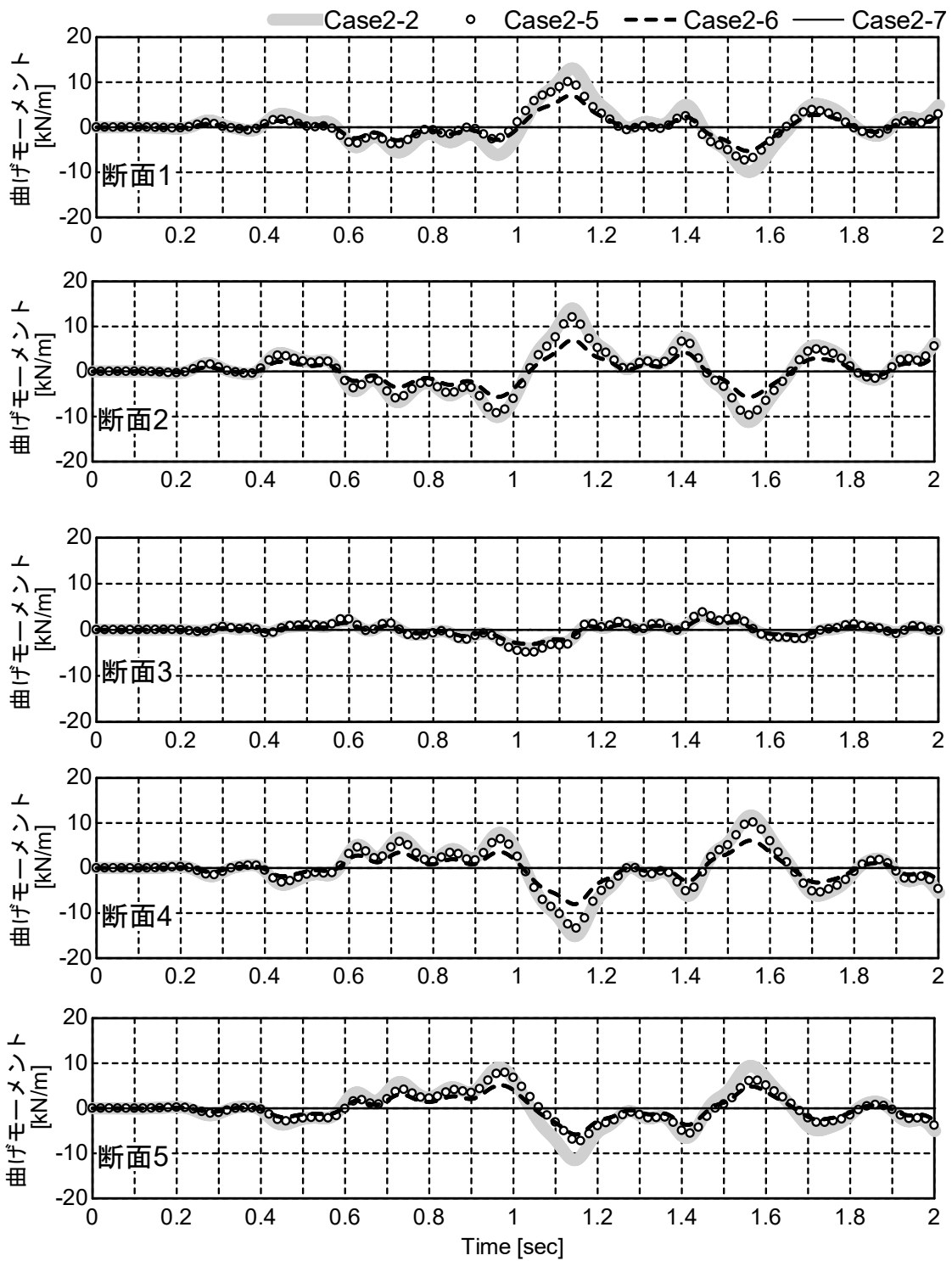


図 4.3.9 上層横梁の断面力の比較

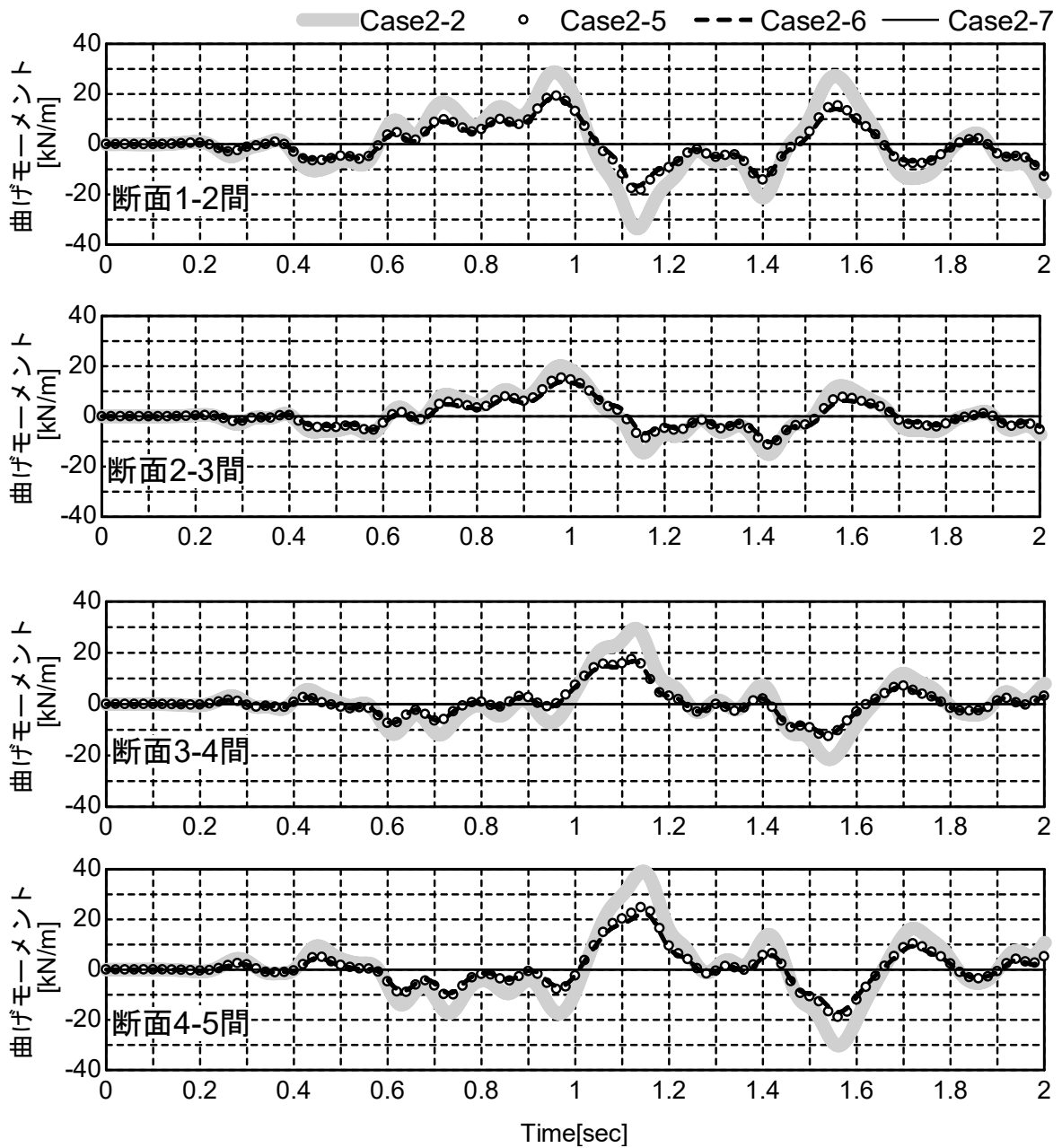


図 4.3.10 地中縦梁の断面力の比較

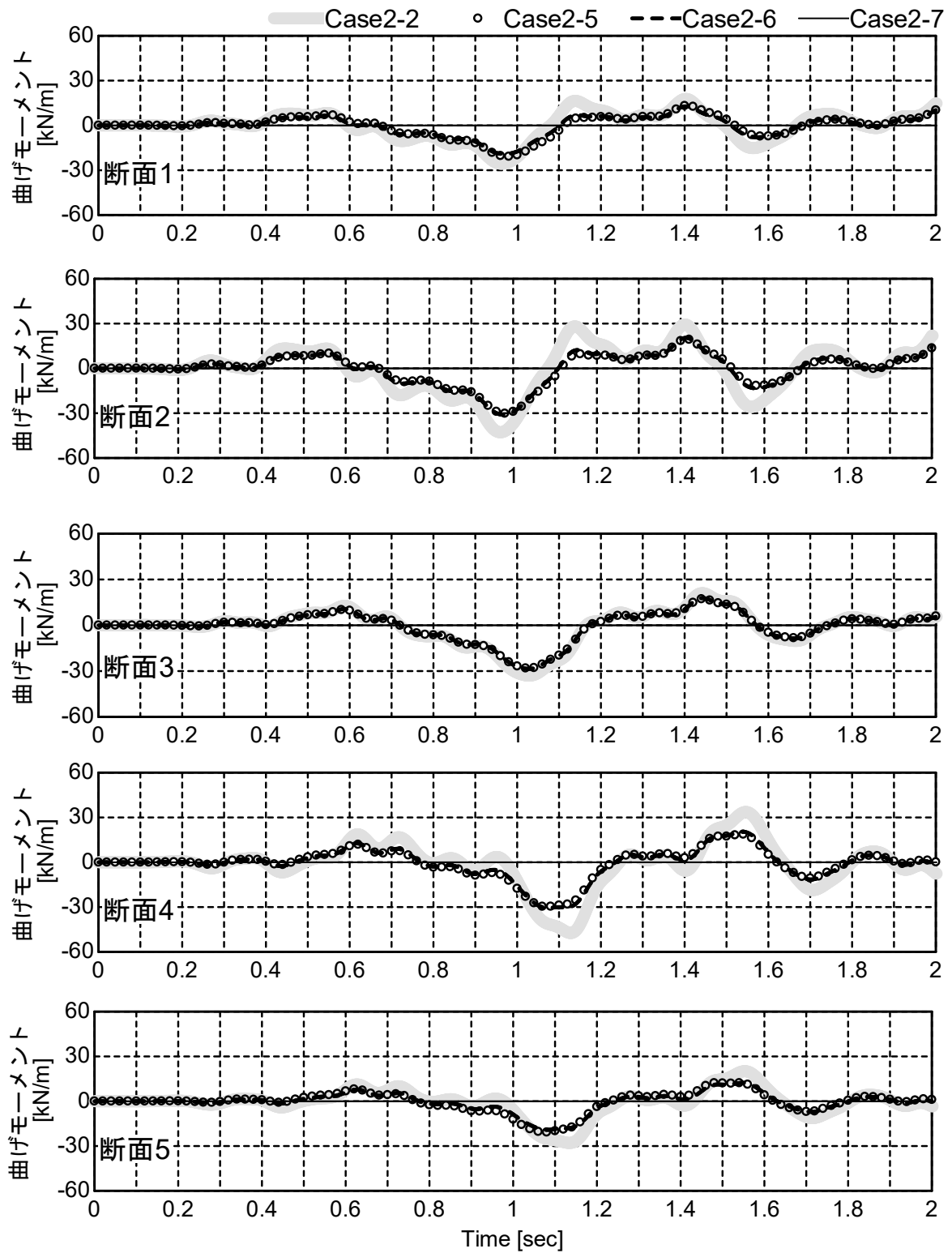


図 4.3.11 地中横梁の断面力の比較

4.4 構造全体系の入力損失効果

ここでは、各解析ケースから算定された有効入力係数 η を比較することで、3次元構造物における入力損失効果を検討する。初めに、梁の剛性を ∞ としたケースにおいて算定された有効入力係数 η の比較を図4.4.1に示す。まず、Case2-2の断面3（4径間）、Case3-2の断面4（6径間）に着目すると、Case1-1の杭による入力損失効果のみを考慮した場合に対して、Case2-2、Case3-2の杭を含めた構造全体の剛性を考慮した場合の方が、有効入力係数 η の低減が大きく、より大きな入力損失効果が発現されている。これは、前述したように杭に加え、橋軸方向の剛性を考慮することで、地動を拘束しようとする効果が生じ、その結果、構造物全体の並進方向の挙動が小さくなるためである。これは、図4.3.1のうちCase2-2の杭頭位置の加速度波形からもわかる。一方で、同ケースの断面1に着目するとCase1-1に比べCase2-2、Case3-2の有効入力係数 η の低減は少なく入力損失効果が小さい。これは、前述したとおり橋軸方向の剛性の影響により並進方向の挙動は小さくなるものの、ラーメン高架橋端部に位置する断面1では、高架橋の回転挙動に伴い、水平挙動が大きくなることに起因している。なお、この結果は地盤条件、地震動の入射角が異なる他のケースでも同様であった。

さらに、縦梁、横梁に実剛性を用いたCase2-5、Case2-6と同地盤、同径間であるCase2-2から算定された有効入力係数 η の比較結果を図4.4.2に示す。同図からCase2-5、Case2-6のうち構造物中心位置である断面3の有効入力係数 η は、Case2-2の断面3に比べ有効入力係数 η の低減が、高振動領域で生じており入力損失効果が小さい。一方で、断面1ではCase2-2に比べCase2-5、Case2-6では有効入力係数 η の低減が低振動領域で生じ入力損失効果が大きくなっている。これは、断面3では梁を実剛性とすることでCase2-2に比べ構造全体のみかけの剛性が低下し、その結果、地盤を拘束する効果が弱まり入力損失効果が小さくなったと考えられる。ただし、梁の実剛性を考慮したCase2-5、Case2-6における入力損失効果の減少は僅かであり、構造物応答への影響は無視できると考えられる。一方で、断面1においては、Case2-5、Case2-6の有効入力係数 η はCase2-2に比べ低振動領域で低減が始まり入力損失効果が大きい。これは、回転挙動時に実剛性を考慮した縦梁がたわむことで構造物端部の応答が鈍化し、水平方向の挙動が減少した結果、入力損失効果が大きくなったと考えられる。

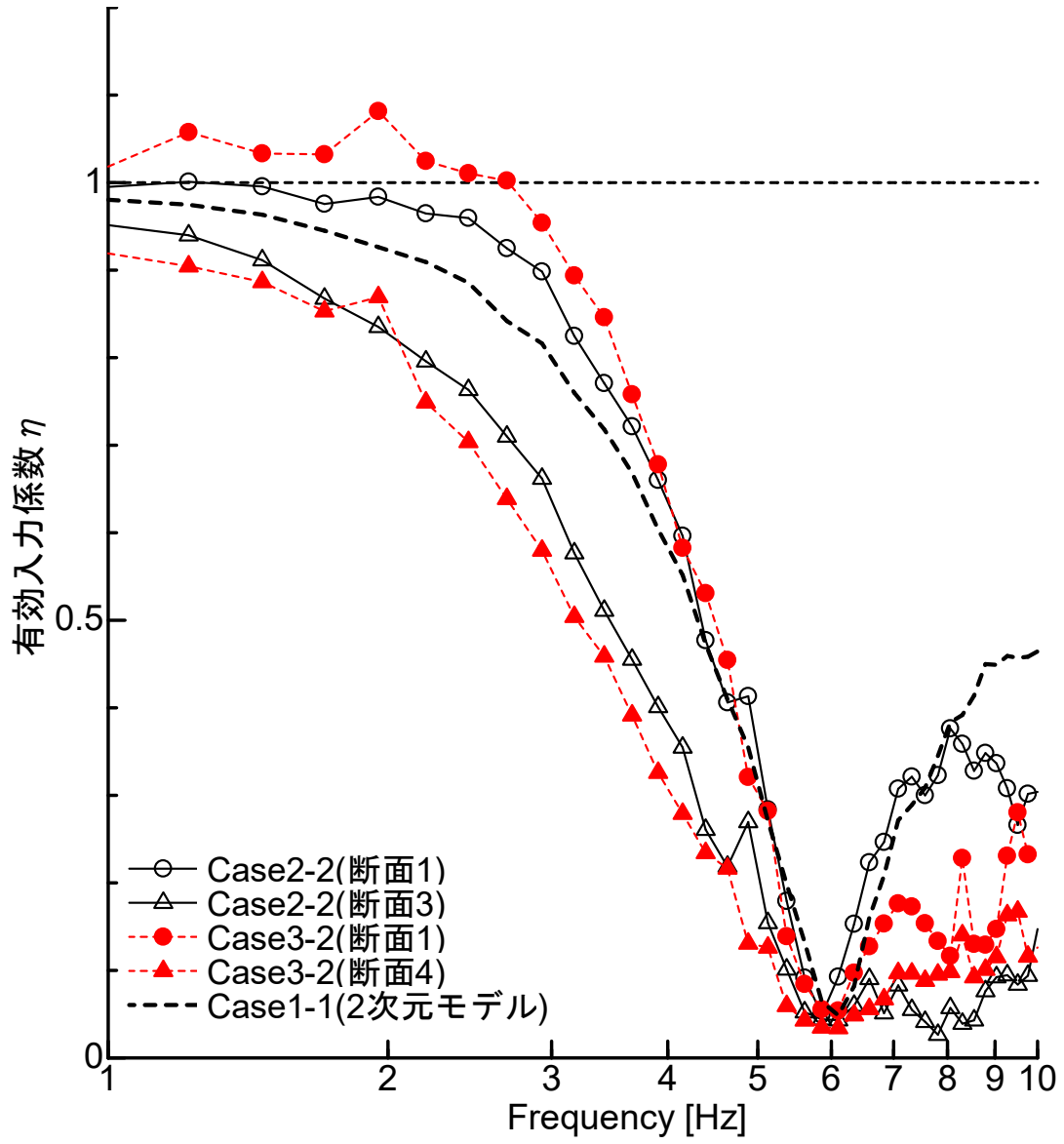


図 4.4.1 有効入力係数 η の比較 (梁剛性 ∞ の場合)

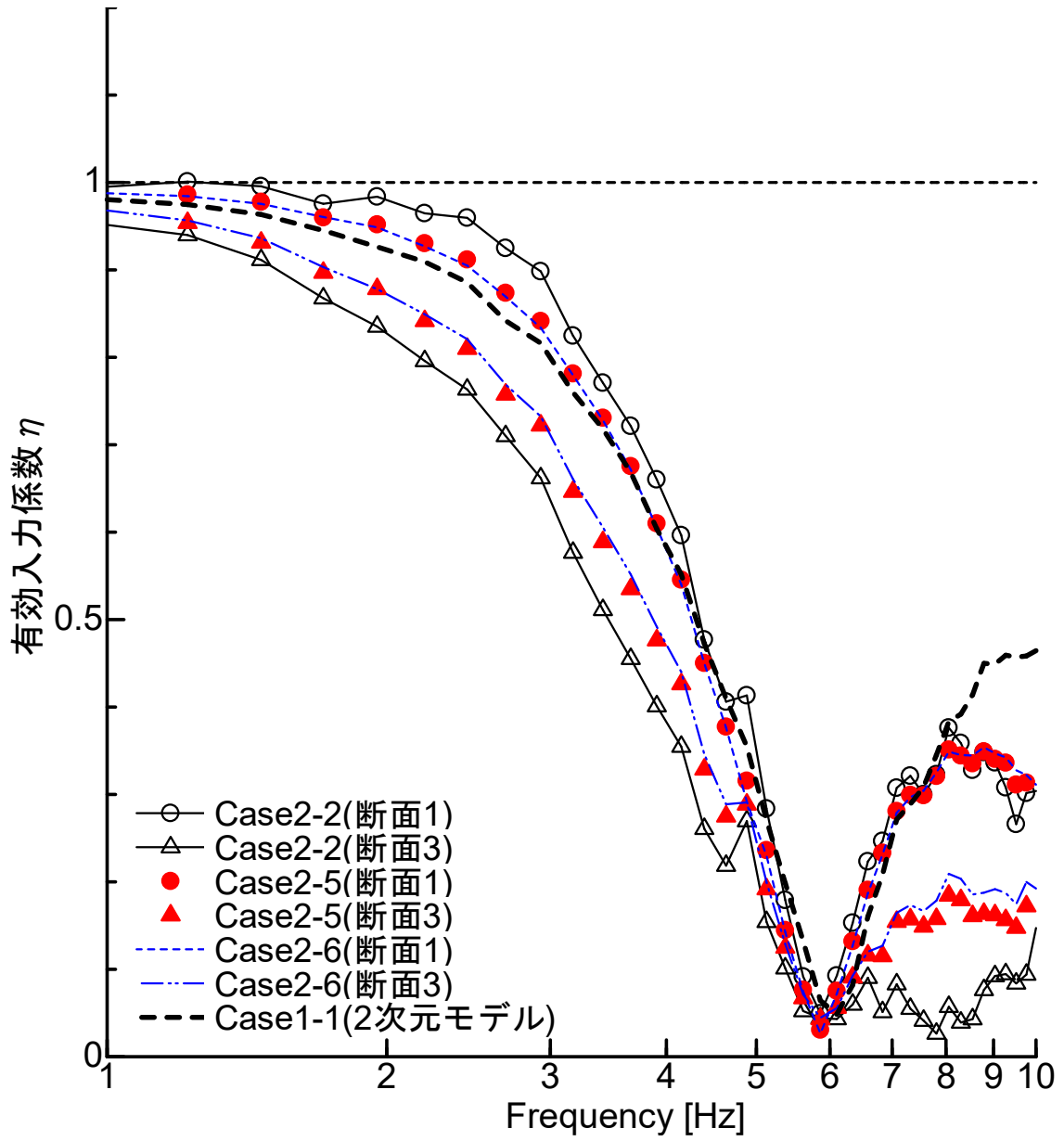


図 4.4.2 有効入力係数 η の比較 (梁実剛性の場合)

4.5 第4章のまとめ

本章では、橋軸方向も含めた3次元による質点系モデルを用いて構造全体系（立体構造）から発現される入力損失効果について検討を行った。検討は1柱1杭形式のラーメン高架橋を対象に2次元、3次元モデルによる動的解析を行い、初めに3次元解析モデルによる構造全体系の応答特性から入力損失の発現メカニズムを明らかにするとともに、梁の剛性が構造物応答に与える影響について検討した。次に、2次元、3次元の結果を比較することで、構造全体系から生じる入力損失効果について定量的に評価した。本検討で得られた成果は以下のとおりである。

1. 構造全体系の応答特性

- 構造全体系の挙動に伴う入力損失は、杭基礎（杭基礎の曲げ剛性および相互作用ばねを介した杭周辺地盤の水平抵抗）及び構造物全体系が有する橋軸方向の水平剛性（梁剛性）により生じることが明らかとなった。
- 梁部材の剛性を ∞ とした場合は、地中縦・横梁が地震作用に対して構造全体の応答を制御し、あたかも剛なフーチングのように幾何学的な応答を示す。一方で、梁部材に実剛性を用いた場合は、上層梁、地中梁、柱の各部材がフレーム構造として応答し、各断面の加速度波形に位相差が生じる。さらに、構造全体系の剛性が梁部材の剛性を ∞ とした場合に比べ、相対的に低減することで構造物中心位置における加速度振幅が増加する。

2. 構造全体系の入力損失効果

- 構造物の中心断面では、杭に加え橋軸方向の剛性を考慮することで杭基礎のみから発現される入力損失効果に比べ、より大きな入力損失効果が生じる。一方、構造物端部では回転挙動の影響により杭基礎のみと比べ入力損失効果は小さい。
- 梁部材に実剛性を用いることで、梁剛性を ∞ とした場合に比べ、構造全体系の剛性が相対的に低下し、その結果、構造物中心位置では地盤を拘束する効果が低下し入力損失効果は小さくなる。一方で、構造物端部では剛性が低下することで地盤変位に対して、縦梁がたわむことで応答が鈍化する。その結果、構造物端部の挙動が減少し、梁剛性を ∞ とした場合に比べ入力損失効果が大きくなる。

付録（第4章）

付録 4.1 3次元質点系モデルの固有値解析結果

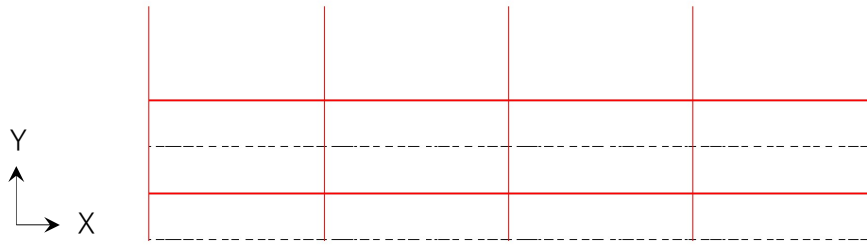
ここでは、本章の検討で用いた3次元質点系モデルの固有値解析結果を示す。ここで示す解析結果は、検討ケースのうち地盤条件は $V_{s0}=100\text{m/s}$ 、地震動の入射角 $\theta=14^\circ$ 、構造物の径間数4径間のうち、梁の剛性を ∞ とした Case2-2、縦梁を実剛性、横梁剛性を ∞ とした Case2-5、縦・横梁に実剛性を用いた Case2-6 の結果を示す。

付表 4.1.1 に固有値解析の結果を示す。同表より各ケースの地盤1次モードの固有振動数は1.136Hz程度であり、地盤2次モードの固有振動数は3.402Hz程度である。本解析では、Kinematic相互作用の影響を検討することを目的とし、慣性の相互作用の影響を排除するために構造物の質量を無視している。そのため、質量を有しているのは、自由地盤を表現している土柱モデルのみであり、この土柱モデルは構造物の応答の影響を受けないうような大きな質量を有している。そのため、固有値解析結果においても地盤の卓越モードのみが算定される結果となる。

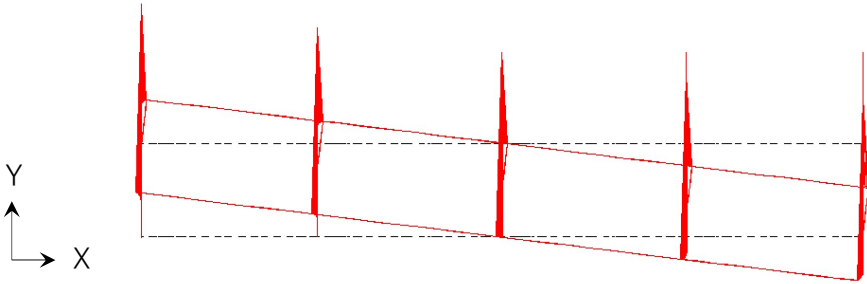
次に、各ケースの地盤1次モードにおける主要な固有モード図を Case2-2 については付図 4.1.1、付図 4.1.2 に、Case2-5 については付図 4.1.3、付図 4.1.4 に、Case2-6 については付図 4.1.5、付図 4.1.6 に示す。付図 4.1.1～付図 4.1.6 は X-Y 軸、X-Y-Z 軸のモード図を示している。各 Case のうち固有モード1, 2は、地盤と構造物の並進挙動と回転挙動モードが表れている。また、付図 4.1.3～付図 4.1.6 の(c), (d)では縦梁剛性を実剛性とすることで、縦梁に変形が生じていることが分かる。この変形は主として地中縦梁の変形が支配的であり、地中梁の変形に伴い柱、上層縦梁が僅かに変形している。

付表 4.1.1 各ケースの固有値解析結果

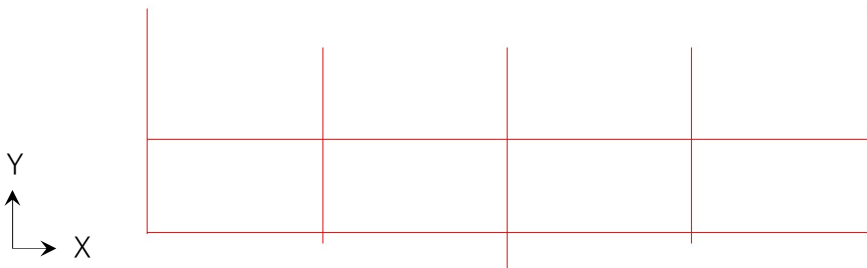
Case2-2 (縦・横梁剛)					
固有モード	振動数(Hz)	周期(sec)	刺激係数	有効質量比	備考
1	1.136	0.880	3.00E+03	0.792	地盤1次
2	1.136	0.880	3.42E-03	0.000	
3	1.138	0.879	-3.16E-07	0.000	
4	1.138	0.879	-1.36E-07	0.000	
5	1.138	0.879	7.34E-08	0.000	
6	3.402	0.294	9.99E+02	0.088	地盤2次
7	3.402	0.294	6.27E-04	0.000	
8	3.403	0.294	-8.72E-04	0.000	
9	3.403	0.294	-3.29E-03	0.000	
10	3.403	0.294	-8.11E-03	0.000	
Case2-5 (縦梁1.0倍・横梁剛)					
固有モード	振動数(Hz)	周期(sec)	刺激係数	有効質量比	備考
1	1.136	0.880	3.00E+03	0.792	地盤1次
2	1.136	0.880	-1.96E-02	0.000	
3	1.137	0.879	1.94E-05	0.000	
4	1.138	0.879	8.84E-05	0.000	
5	1.138	0.879	-8.27E-05	0.000	
6	3.402	0.294	-9.99E+02	0.088	地盤2次
7	3.402	0.294	4.29E-03	0.000	
8	3.403	0.294	8.29E-06	0.000	
9	3.403	0.294	-4.45E-05	0.000	
10	3.403	0.294	4.35E-05	0.000	
Case2-6 (縦・横梁1.0倍)					
固有モード	振動数(Hz)	周期(sec)	刺激係数	有効質量比	備考
1	1.136	0.880	3.00E+03	0.792	地盤1次
2	1.136	0.880	3.05E-06	0.000	
3	1.137	0.879	1.69E-07	0.000	
4	1.138	0.879	-4.32E-08	0.000	
5	1.138	0.879	-2.45E-08	0.000	
6	3.402	0.294	9.99E+02	0.088	地盤2次
7	3.402	0.294	-1.74E-06	0.000	
8	3.402	0.294	-1.89E-06	0.000	
9	3.403	0.294	-7.75E-06	0.000	
10	3.403	0.294	8.83E-06	0.000	



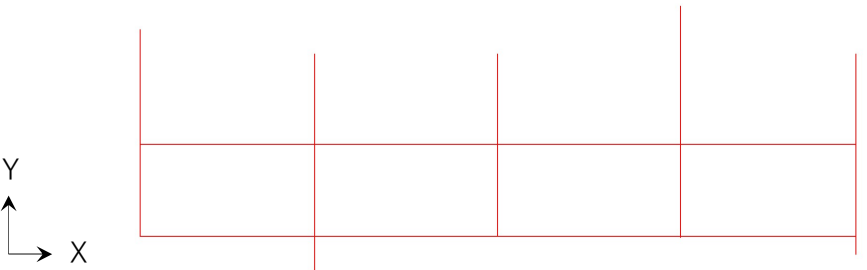
(a) 固有モード1



(b) 固有モード2

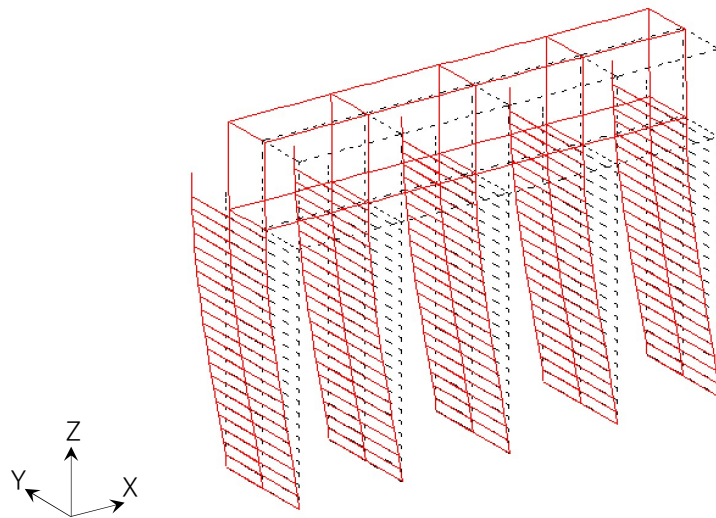


(c) 固有モード3

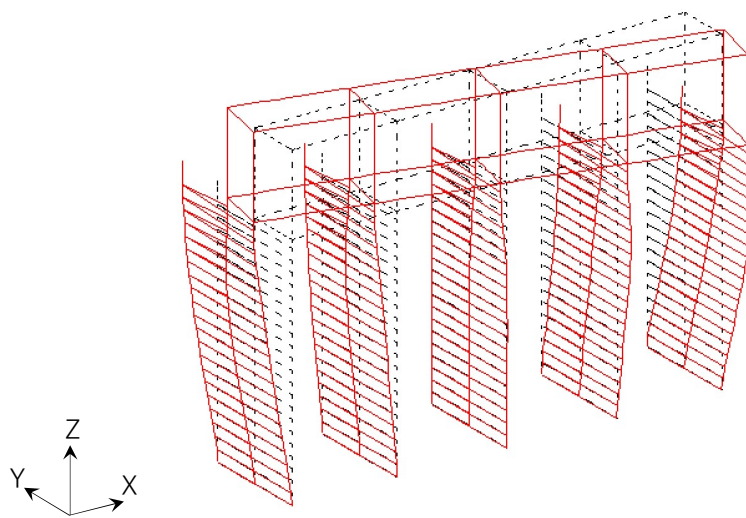


(d) 固有モード4

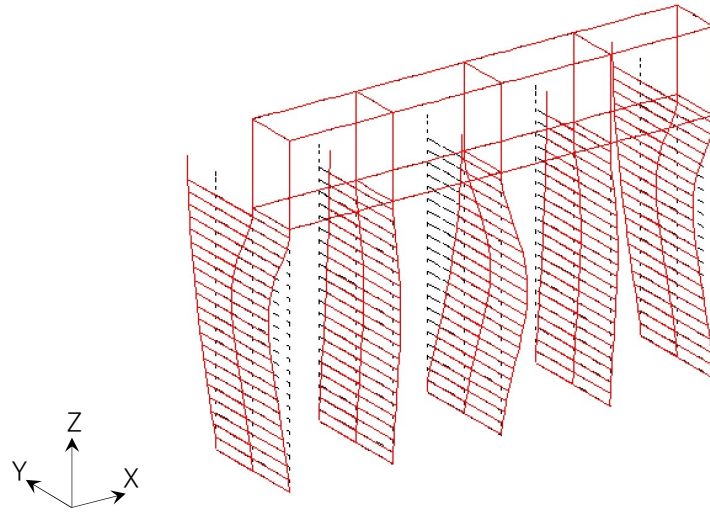
付図 4.1.1 Case2-2 地盤1次の固有モード図 (X-Y 軸)



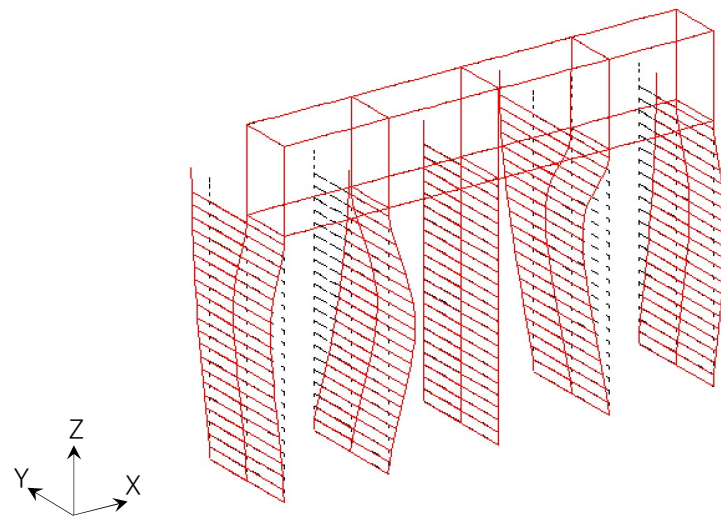
(a) 固有モード1



(b) 固有モード2



(c) 固有モード3

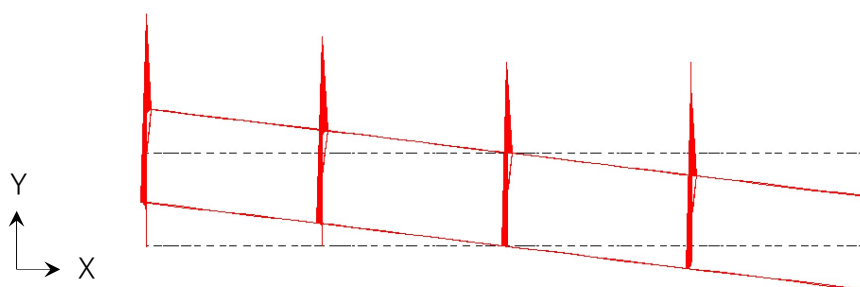


(d) 固有モード4

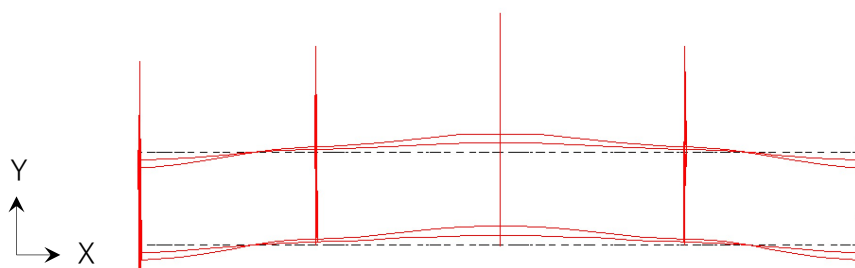
付図 4.1.2 Case2-2 地盤1次の固有モード図 (X-Y-Z 軸)



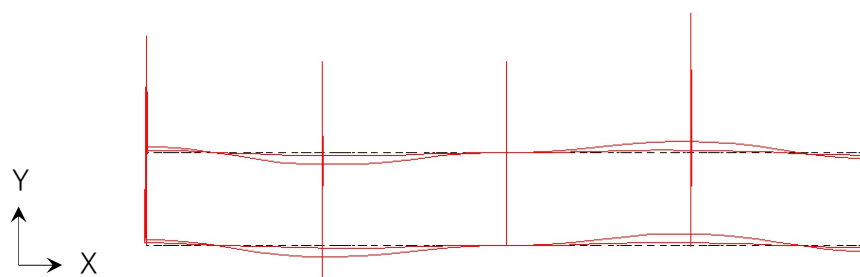
(a) 固有モード1



(b) 固有モード2

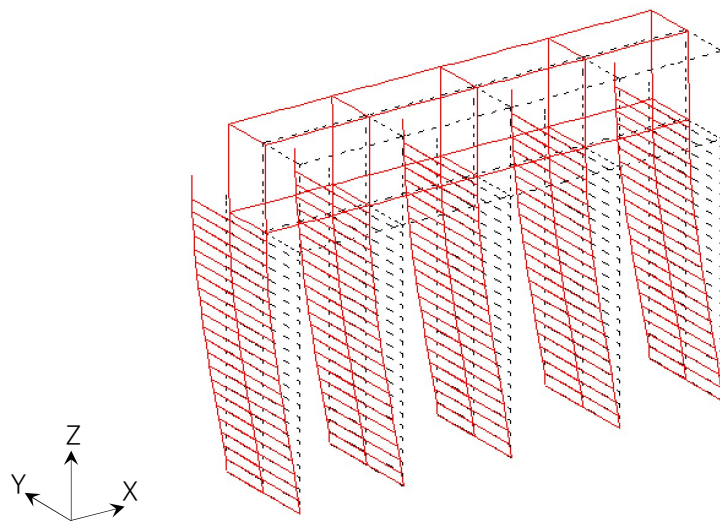


(c) 固有モード3

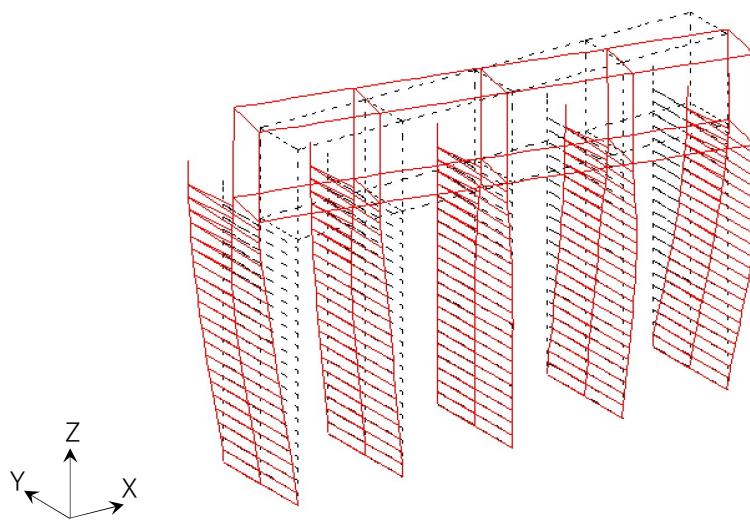


(d) 固有モード4

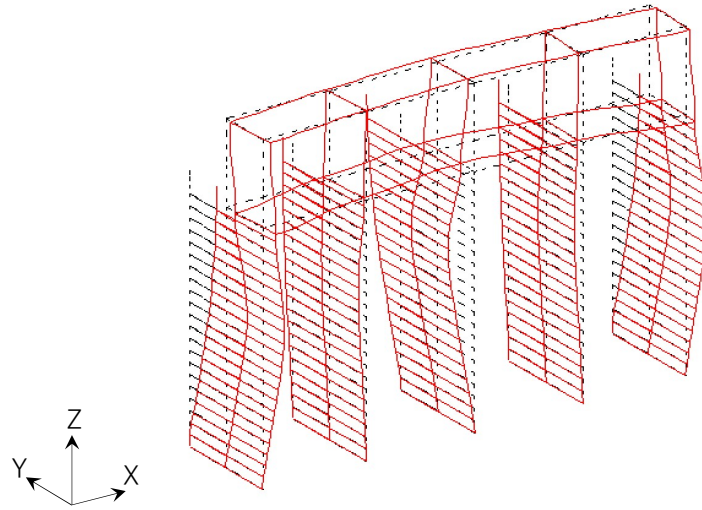
付図 4.1.3 Case2-5 地盤1次の固有モード図 (X-Y 軸)



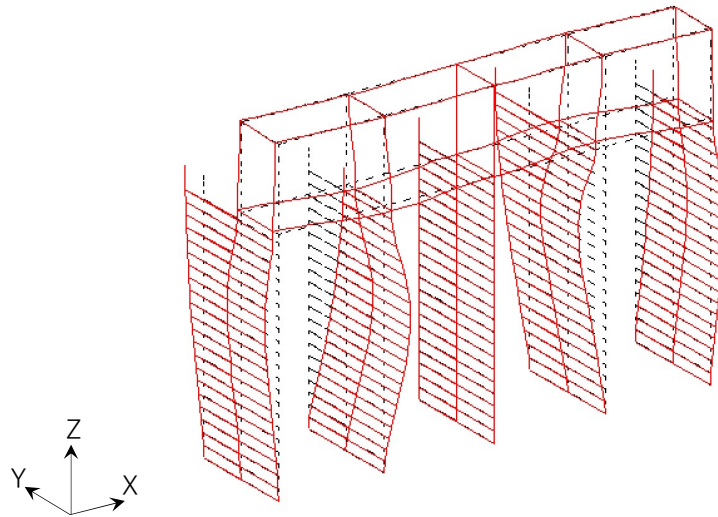
(a) 固有モード1



(b) 固有モード2

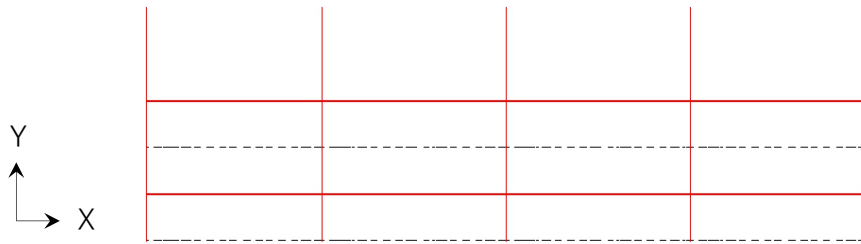


(c) 固有モード3

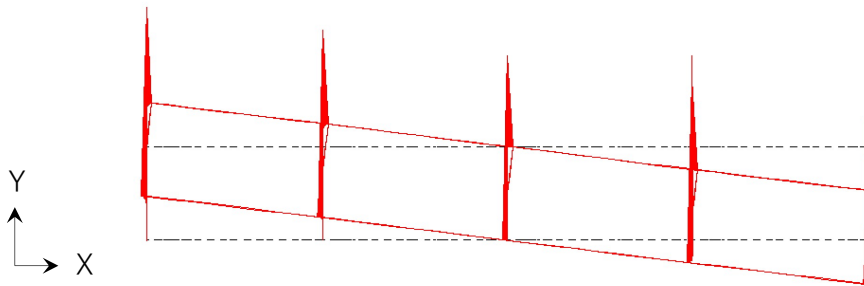


(d) 固有モード4

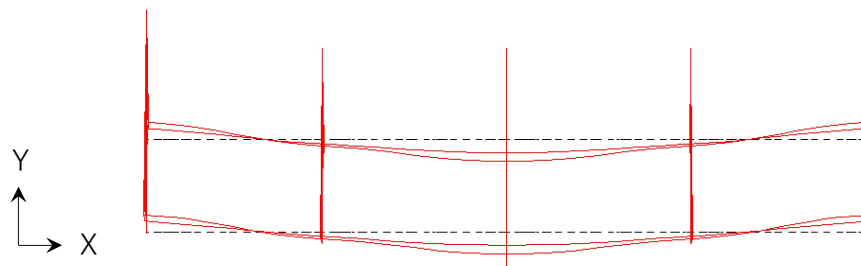
付図 4.1.4 Case2-5 地盤1次の固有モード図 (X-Y-Z 軸)



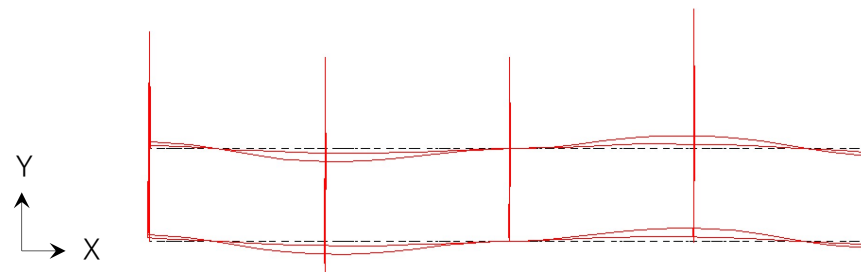
(a) 固有モード1



(b) 固有モード2

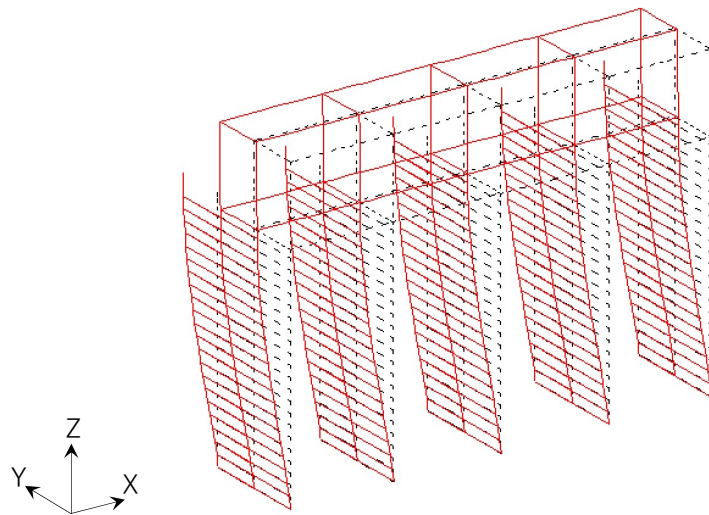


(c) 固有モード3

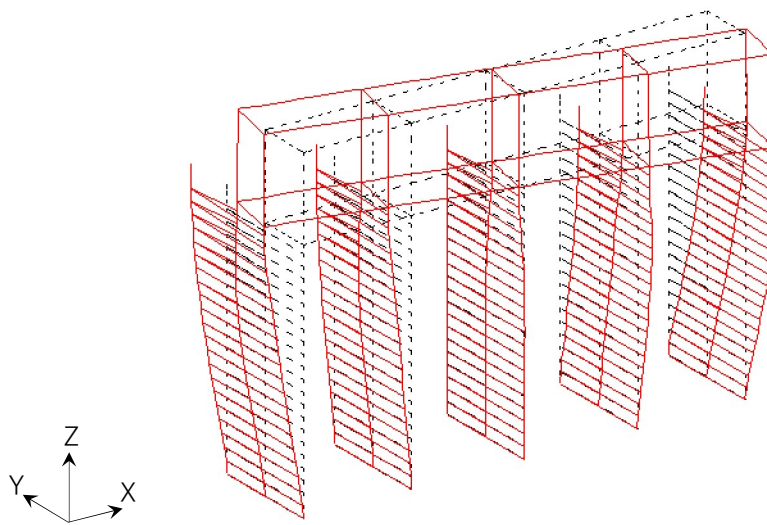


(d) 固有モード4

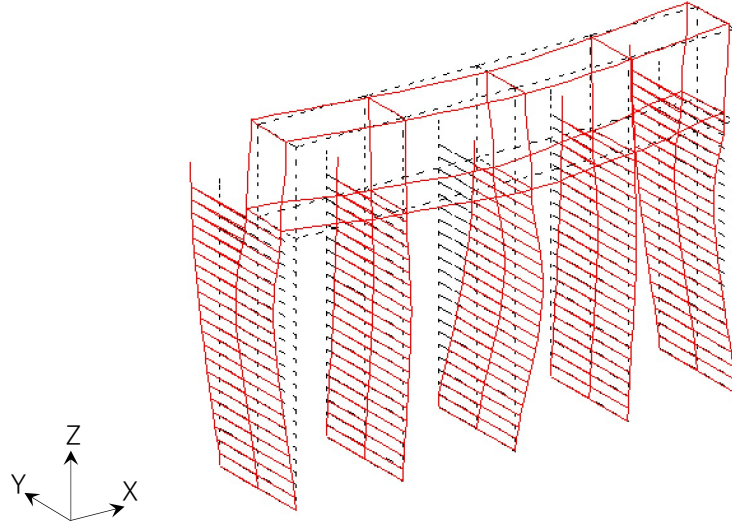
付図 4.1.5 Case2-6 地盤1次の固有モード図 (X-Y 軸)



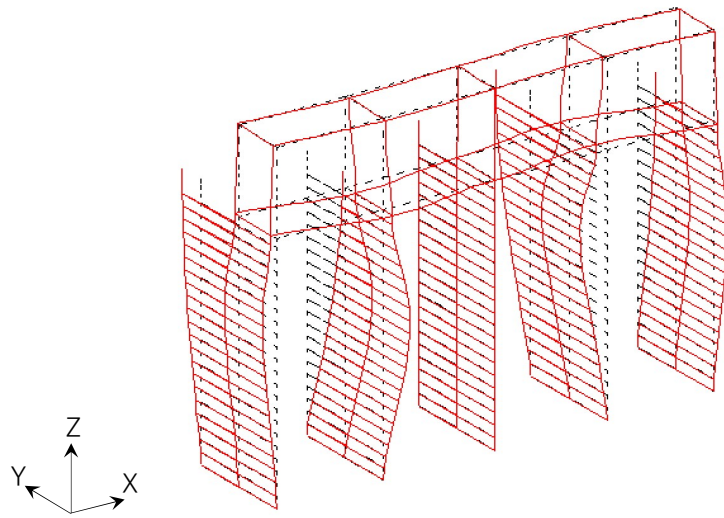
(a) 固有モード1



(b) 固有モード2



(c) 固有モード3



(d) 固有モード4

付図 4.1.6 Case2-6 地盤1次の固有モード図 (X-Y-Z 軸)

参考文献 (第4章)

- [1] 齊藤正人, 西村昭彦, 渡邊啓行, “曲げ柔性の影響を考慮した大型基礎の入力損失効果に関する理論的評価,” *土木学会論文集*, 第 731 号/I-63, pp. 317-330, 2003.
- [2] 田蔵隆, 若林敏裕, 清水勝美, 松崎雅彦, “群杭基礎の有効入力動と動的相互作用を考慮した加速度応答スペクトル,” *清水建設研究報告*, 第 46 巻, pp. 25-34, 1987.
- [3] Nikolaou, A. and Gazetas, G., "Seismic design procedure for kinematically stressed piles," *Proc. of 14th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, pp. 253-260, 1997.
- [4] Mylonakis, G., Nikolaou, A. and Gazetas, G., "Soil-pile-bridge seismic interaction: Kinematic and inertial effects. Part I: soft soil," *Int. J. Earthquake Engrg. and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 337-359, 1997.
- [5] 原口圭, 神田順, 稲垣光剛, “常時微動測定による中低層建物を対象とした地盤・建物相互作用系の同定手法,” *日本建築学会論文集*, 第 564 号, pp. 31-37, 2003.
- [6] 飯場正紀, 田守伸一郎, 鹿嶋俊英, “2011 年東北地方太平洋沖地震における建物と地盤の地震観測に基づく相互作用特性,” *第9回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム*, 2013.
- [7] 星谷勝, 石井清, “RC 4 階校舎の実測資料による地震波の入力損失の効果の検討,” *土木学会論文集*, 第 327 号, pp. 13-20, 1982.
- [8] 岡野創, 小豆畑達哉, 井上波彦, 飯場正紀, 鹿嶋俊英, 酒向裕司, “観測記録から推定される地盤-構造物の動的相互作用による建物応答低減効果,” *日本建築学会構造系論文集*, 第 79 巻, 第 696, pp. 237-246, 2014.
- [9] 天竺貴仁, 護雅史, 福和伸夫, 飛田潤, “微動記録・地震記録に基づく基礎入力動の推定,” *日本建築学会技術報告集*, 第 20 巻, 第 46, pp. 885-890, 2014.
- [10] 木村匠, “杭基礎構造物の動的相互作用を考慮した立体振動性状に関する研究,” *千葉大学学位論文*, 2009.
- [11] 鉄道総合技術研究所, “鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物,” *丸善出版*, 2004.
- [12] 鉄道総合技術研究所, “鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計,” *丸善出版*, 2012.

- [13] Vesic A.B., "Bending of Beams Resting On Isotropic Elastic Solid," *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, pp. 35-53, 1961.
- [14] 鉄道総合技術研究所, “鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物,” 丸善出版, 2012.

第5章 杭基礎ラーメン高架橋構造全体系の 入力損失効果の耐震設計への実装

5.1 概説

杭基礎構造物の入力損失効果に関して、第2章では群杭基礎を対象に入力損失効果の特性を明らかにした。また、柔な梁に接続される杭基礎の入力損失効果に関して、1柱1杭、パイルベントを対象に検討を行い、群杭基礎と同様に入力損失効果を期待できることが明らかになった。第3章では地盤杭の非線形性が入力損失効果に与える影響を検討し、地盤が非線形化することで、地盤の剛性に対して杭の剛性が相対的に増し、その結果、入力損失効果が大きくなる反面、杭の非線形化に伴い、入力損失効果が減少することが明らかになった。第4章では、杭基礎に梁・柱の上部構造物を含めた構造全体系の入力損失効果について検討を行った。その結果、構造全体系の入力損失効果は、上部構造物の剛性、挙動の影響により構造物中心断面では杭基礎のみに比べ入力損失効果が大きくなる。一方で、構造物端部断面では回転挙動の影響により、杭基礎のみに比べ入力損失効果が小さくなることが明らかになった。

これまで行ってきた第2章から第4章の検討結果を踏まえて、杭基礎構造物による入力損失効果を耐震設計に実装することで、実現象に即した合理的な設計が可能になる。この入力損失効果を耐震設計に実装する試みは、これまでいくつかの検討が行われ、耐震設計への適用を念頭に置いた簡易的な手法が提案されている。田蔵ら [1]は、弾性理論による群杭基礎の地震時応答解を1自由度系の応答モデルに適用することで、地盤-基礎系の動的相互作用を考慮した弾性加速度応答スペクトルの算定法を提案した。また、Di Laora and Sanctis [2]は、観測された9つの地震記録を基にした杭基礎の有効入力動の検討を行い、縦軸に有効入力係数 η 、横軸に構造物の周期を取ったスペクトル比において、スペクトル比の形状は周期0秒、スペクトル比が最小、1.0に収束する周期のそれぞれのスペクトル比の値を結んだ平方根形状になることを明らかにした。そして、この特性を利用して弾性加速度応答スペクトルの補正方法を提案した。これら弾性加速度応答スペクトルへの反映に対して、齊藤、西村 [3]は、弾性波動理論に基づく大型基礎の有効入力動の理論解を導くとともに、応答塑性率を用いて非線形スペクトル法への導入手法を提案した。しかし、杭基礎を対象とした既往の評価手法は、弾性領域かつ一層地盤や2層地盤を前提としているため、実際の地盤や構造条件へ適用可能な汎用的な評価手法の開発が必要である。

一方で、近年、短周期側が卓越する地震動が多く発生しており、2011年に発生した東北地方

太平洋沖地震では、5%減衰条件の弾性加速度応答スペクトルが短周期側で 10000gal に及んでいる。このような大地震にも関わらず、鉄道や道路の構造物の被災は限定的であった。この要因の一つに入力損失効果が考えられ、短周期卓越地震動に対する入力損失効果の解明は、今後の耐震設計における一つの課題である。

そこで、本章では杭基礎ラーメン高架橋の入力損失効果を耐震設計に実装するための評価手法を検討する。初めに、5.2 では現在の耐震設計で主流となっている静的解析法に入力損失効果を実装する上での課題を明確にする。次に、5.2 の課題を踏まえ、5.3 では杭基礎による入力損失効果の評価手法を、5.4 では柱、梁から構成される上部構造物による入力損失効果および杭基礎、上部構造物の両者の効果の重ね合わせによって、構造全体系の入力損失効果を評価する手法を提案し、動的解析の結果と有効入力係数 η を比較することで、評価手法の妥当性を検証する。そして、5.5 では 5.3, 5.4 で開発した評価手法によって算定された入力損失効果を静的解析法で用いる非線形応答スペクトルに反映する簡易な手法を開発し、評価手法と逐次積分法によって算定した非線形応答スペクトルを比較することで評価手法の妥当性を検証する。

さらに、5.6 では近年多く発生している短周期卓越地震動に対する入力損失効果の影響を検討する。検討は、杭基礎および上部構造物を含めた構造全体系の有効入力係数 η を算定し、入力損失効果を考慮した場合としない場合の非線形応答スペクトルを比較することで、短周期卓越地震動に対する入力損失効果を定量的に評価する。

5.2 入力損失を耐震設計実務に考慮する上での課題

入力損失効果を導入する上では、現在の耐震設計体系を十分に理解し、汎用性のある手法を開発する必要がある。第1章で述べたように、土木構造物の耐震設計における地震応答解析法は、動的解析法と静的解析法に大別され、耐震設計に入力損失を考慮するには、この2つの解析法を念頭に導入を考える必要がある。動的解析法は、地盤 - 基礎系の動的相互作用効果を表現できる地盤・構造物一体型の解析モデルを用いることで、動的相互作用による入力損失効果は自動的に反映される。この手法は、複雑な地震時挙動を表現できる反面、設計技術者には動的解析に関する多くの知識や経験が要求されるとともに、一般には時間と労力がかかる。また、鉄道や道路で採用される高架橋や橋梁は比較的単純な形状、振動モードものが多いため、長大橋梁や斜角を有する橋梁など、特殊な条件を伴う場合を除き、動的解析法は一般的に設計実務には用いられない。もう一方の手法である静的解析法は、地震による影響を慣性力や地盤変位といった静的な荷重に置き換えて、応答値を算定することになる。例えば、鉄道 [4]において所要降伏震度スペクトル（非線形応答スペクトル）を用いることで、構造物の非線形応答値を算定している。また、道路 [5]では弾性加速度応答スペクトルとエネルギー一定則を組合せることで非線形応答値を算定している。いずれも、予め与えられた設計応答スペクトルから応答値を算定しており、このような静的解析法は、1次モードが卓越するような比較的単純な構造物について適用性が高い。そのため、静的解析法は、現在の設計実務において主流となっており、鉄道分野では地震応答を所要降伏震度スペクトルにより算定し、その結果をプッシュ・オーバー解析や応答変位法による解析にフィードバックすることで各部材の損傷レベルや基礎の安定レベルを照査している。

このような静的解析法を基本とした設計体系の中に、入力損失効果を導入するためには、何らかの工夫が必要であり、具体的には、以下の2点が必要となる。

- ① 有効入力係数 η を薄層要素法や多質点系の動的解析を行わずに、静的解析の枠組みの中で算定可能とする
- ② 上記①で算定された有効入力係数 η を非線形応答スペクトルに反映させる

そこで、本章では、上記2点を念頭に入力損失を耐震設計に簡易に考慮可能な評価手法を構築する。

5.3 杭基礎による入力損失効果の評価

5.3.1 評価手法の概要

地震時の地盤 - 杭基礎系の動的相互作用であるKinematic相互作用は、自然地盤の振動による地盤と杭基礎の相互作用と解釈することができる。そこで、自然地盤の各モードの固有値から得られる固有モードを地盤変位と解釈し、基礎構造物に作用させることで得られる基礎の変位と地盤変位の比から入力損失を評価できると考えた。その際には、“応答変位法”を適用することとする。応答変位法 [6]は、地盤変位を基礎構造物に静的に作用させて基礎の変位や断面力を求める静的解析法の1つであり、鉄道構造物の耐震設計においては、杭基礎やケーソン基礎などの深い基礎の設計では、基本的な手法として従来から採用されている。また、本手法は鉄道に限らず、土木・建築の設計実務において親しみのある手法である。

提案手法の詳細な手順は下記のとおりであり、その概要を図 5.3.1 に示す。

- Step1：自由地盤をモデル化し、固有値解析を実施することで、各モード次数における固有振動数および各固有モード形状を算出する。
- Step2：応答変位法において、固有値解析から算出した各固有モード形状を線形・等価線形条件の基、地盤変位として構造物に作用させることで、基礎構造物の変位応答を算出する。この時、各固有モードの振幅の最大を 1.0 として作用させる。
- Step3：応答変位法から算出した基礎構造物の杭頭位置での変位を作用させた自由地盤の変位で除すことで、各モード次数の固有振動数に対する有効入力係数 η を算出する。
- Step4：各固有振動数で得られた有効入力係数 η を直線補間し、振動数領域における有効入力係数 η を算定する。

なお、Step1 で行う固有値解析では 3 次モードまで算定すればよい。これは、鉄道の耐震設計 [4]で取扱う構造物の振動数帯域は 10Hz までを対象としており、杭が用いられる一般的な地盤条件であれば、3 次モードまで有効入力係数 η を算定することで概ね振動数帯域を網羅できる。また、これにより、網羅できない場合は、3 次モードで得られた有効入力係数 η を一定とし 10Hz まで補間すればよい。これは、第 2 章の詳細な薄層要素法の解析結果 (図 2.3.4) から分かるように有効入力係数 η は、その値が低減しきった以降の高振動領域では一定の低い値を上下する傾向があり、平均的にみると値を一定とみなすことができるためである。

5.3.2 評価手法の有効性の検証

本検討では、第2章2.5の検討で用いた対象構造物のうち、図5.3.2に示す群杭形式の基礎構造物を対象に、提案手法の有効性を検証する。対象構造物は、9本(3×3)の完全支持杭であり、杭頭はフーチングに剛結されている条件とした。また、地盤条件は、構造物と同様に第2章2.5の検討で用いた地盤を対象としている。対象地盤は、鉄道の耐震設計におけるG3地盤(普通地盤)相当のTypeA地盤(多層地盤)およびG4地盤(普通～軟弱地盤)相当のTypeB地盤(一層地盤)の2種類の地盤を想定した。図5.3.3に想定した地盤の土質柱状図および両地盤の初期せん断波速度 V_{s0} 値の深度方向分布を示す。なお、比較対象である動的解析では、質点系モデルにより自由地盤と構造物のモデル化を行った。また、相互作用ばねも第2章～第4章同様に、水平ばねはVesic [7]が提案した式を用い、鉛直方向の周面、杭先端のばねは鉄道の基準 [8]に基づき算定している。

Type A, Type B 地盤において前述のStep1, Step2により算出した1～3次モードの自由地盤と構造物(杭頭)の変位を図5.3.4に、提案手法および動的解析から算出した有効入力係数 η を図5.3.5に示す。図5.3.4より入力損失は、地盤の変位に対して基礎の変位が追随しなくなることによって生じており、地表面付近の地盤が軟らかいType A 地盤ではこの現象が顕著に表れている。これは、第2章で述べたように地盤の剛性に対する杭の剛性が相対的に大きくなったことに起因している。そのため、図5.3.5に示す有効入力係数 η は、Type B に比べType A の方が低振動領域で低減し、より大きな入力損失効果が生じている。また、変形の波長が短くなる高次モードほど、地盤の変位に対して杭基礎が変形しづらくなることで地盤の変位に比べ杭基礎の変位が小さくなり、その結果、有効入力係数 η が低減している。

次に、図5.3.5から提案手法を用いて算出した有効入力係数 η は、TypeA, TypeBの両地盤において、動的解析の結果と概ね良好に近似しており、本評価手法を用いて精度良く入力損失を評価できることが確認できる。

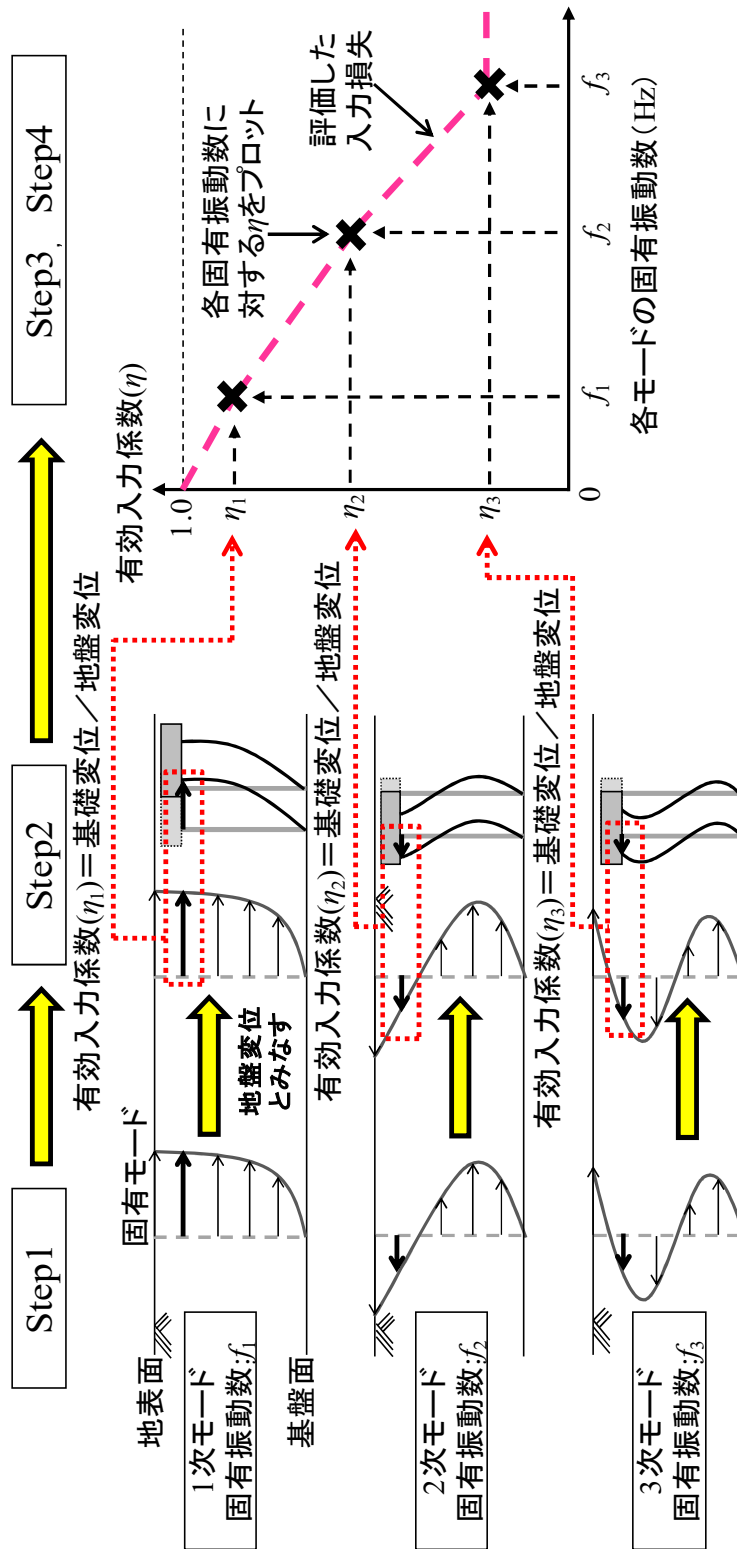


図 5.3.1 杭基礎による入力損失効果の評価手法の概要

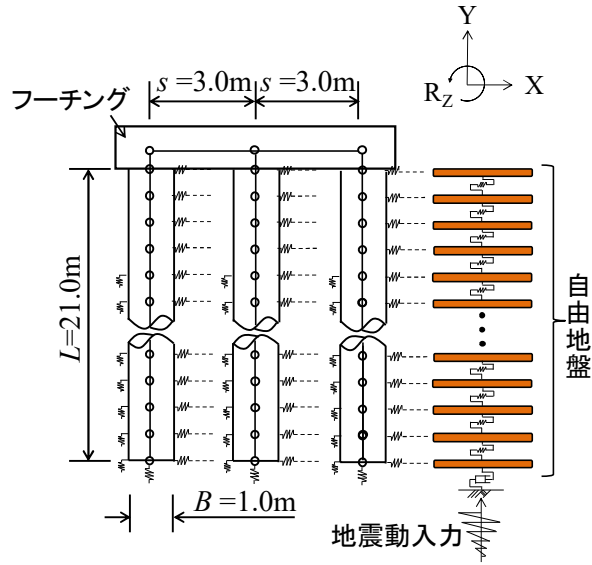


図 5.3.2 対象構造物の概要

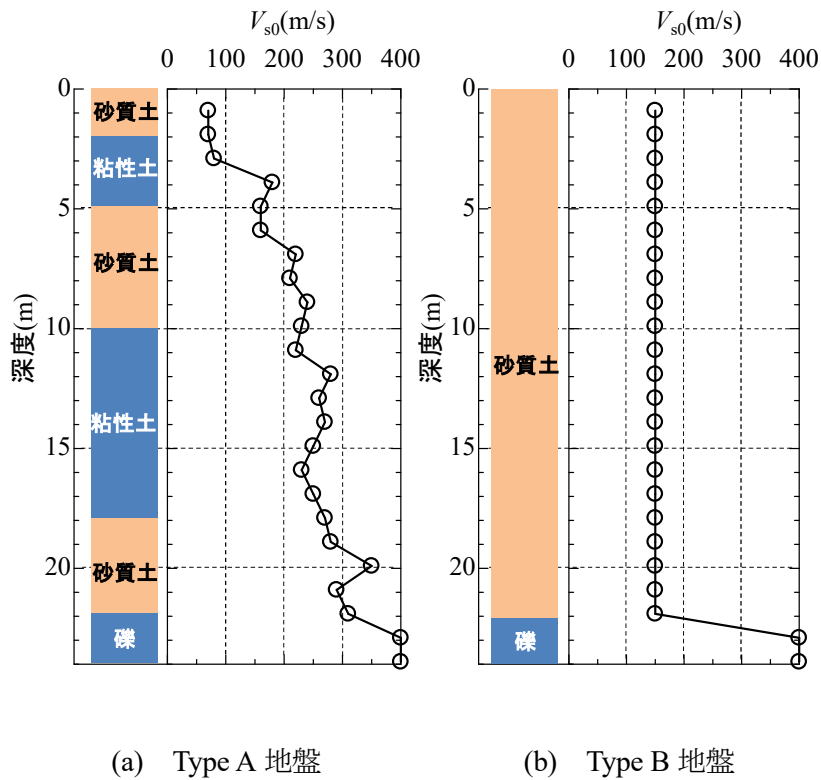


図 5.3.3 柱状図

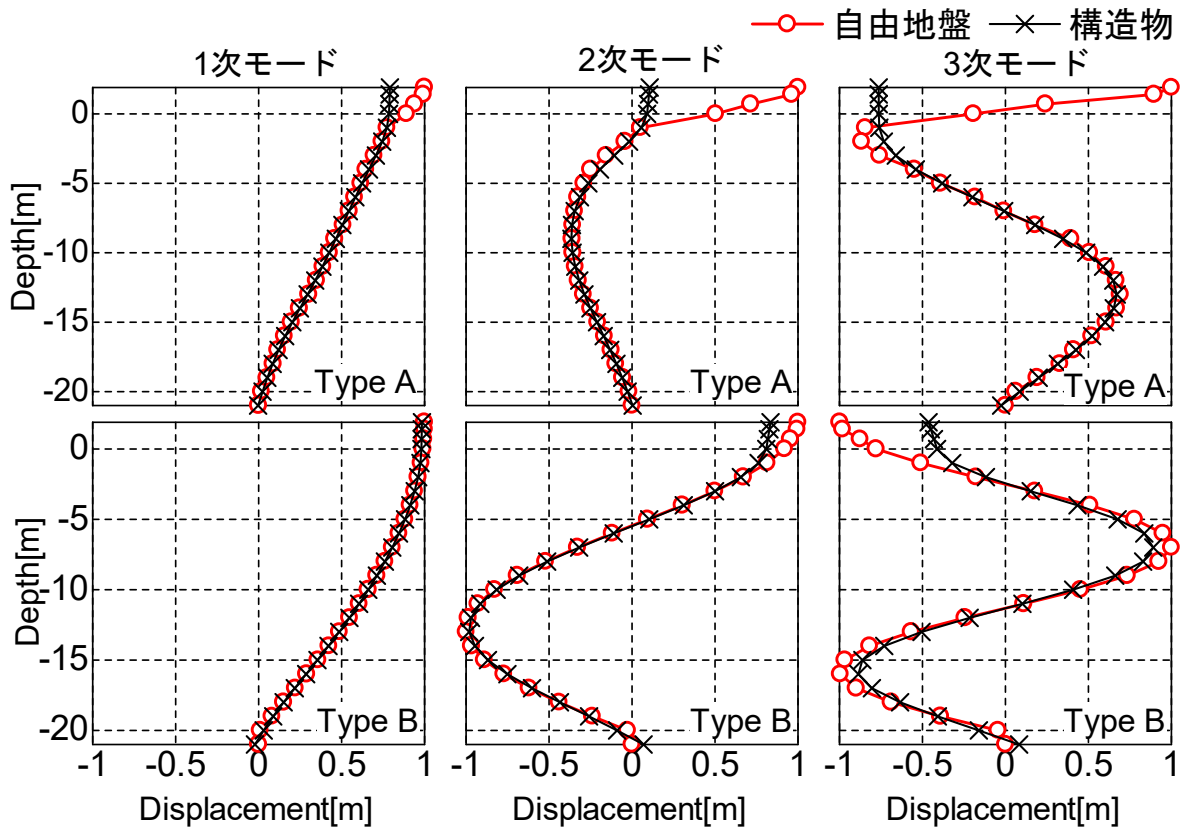


図 5.3.4 自由地盤の変位分布と応答変位法により求めた杭基礎の変位

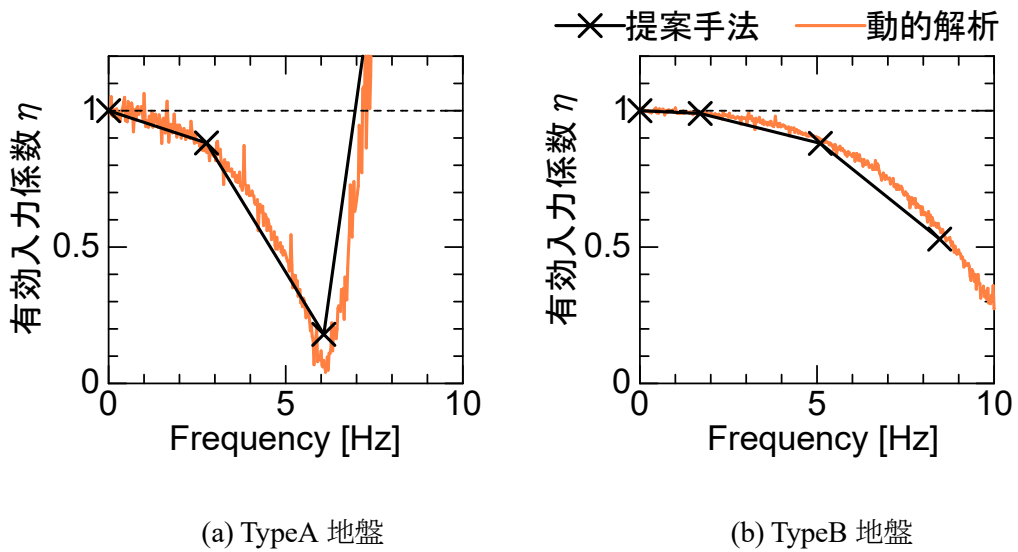


図 5.3.5 有効入力係数 η の比較

5.4 杭基礎ラーメン高架橋構造全体系の入力損失の簡易な評価

第4章の検討により、杭のみを対象とした場合に比べ、構造全体としての剛性を考慮することで、より大きな入力損失効果が発現されることが明らかとなった。この構造全体系による入力損失効果を地震時における構造物の応答値算定に考慮することで、実現象に即した耐震設計が可能になる。そのため、ここでは構造全体系における入力損失効果を簡易に評価する手法を提案し、その妥当性を検討する。

5.4.1 評価手法の概要

第4章の検討から明らかなように、構造全体系の入力損失は、地盤 - 杭基礎系の動的相互作用により発現される効果（以下、「杭基礎による効果」と呼ぶ）と杭基礎を除く地中梁、柱、上層梁が連結された構造体が地動に対して一体となって挙動することで発現される効果（以下、「上部構造物による効果」と呼ぶ）の2つの組合せで評価できる。前者は、第4章の検討のうち橋軸方向の影響を考慮せず杭基礎のみをモデル化した Case1 の結果が該当する。また、前者と後者の効果を含んだ入力損失は、第4章の検討のうち橋軸方向についてもモデル化した Case2 と Case3 が該当する。よって、後者は Case2 または Case3 の効果と Case1 の効果の差分といえよう。そこで、本提案手法では図 5.4.1 に示すように構造全体系の入力損失効果を杭基礎による効果 $\eta_1(\omega)$ と上部構造物による効果 $\eta_2(\omega)$ の重ね合わせにより表現する。具体的には、杭基礎による Kinematic 相互作用の効果を含んだ有効入力動 $\ddot{z}(\omega) \cdot \eta_1(\omega)$ が質量のない剛性のみを考慮した上部構造物に入射されることで、上部構造物による効果が発揮されると考えると、2つの効果の重ね合わせの解は、周波数領域で解くことで両者の積によって求めることができる。また、それぞれの効果の算定について、杭基礎による効果である $\eta_1(\omega)$ は、5.3 で提案した応答変位法を用いた評価によって算定することができる。そのため、以降では上部構造物による効果である $\eta_2(\omega)$ に着目し、その評価手法を述べる。

5.4.2 上部構造物による効果の評価

5.4.2.1 評価式

評価にあたって、ここでは表層地盤は一層地盤とした。また、地中梁を含めた上部構造物全体の剛性効果を剛な無質量基礎で表現できると仮定し、図 5.4.2 に示すように地震動が θ の角度で入射すると考えた。なお、ここでの仮定の妥当性については後述する 5.4.4 で検証を行う。ここで、基礎は無質量であるため地震動を受けた際に慣性効果がなく、その動きは地盤の動きに支配される。そこで、基礎の挙動は地動変位との差が最も小さくなるように挙動すると考えることができ、Iguchi [9]は次のように最小2乗法により基礎挙動の近似解法を示した。

ここに、自由地盤の地表面位置 ($z=0$) での変位を U_g とする.

$$U_g = \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} \quad (5.4.1)$$

一方、基礎の水平変位および回轉變位をそれぞれ U^* 、 Φ^* とする.

$$U^* = \begin{Bmatrix} u_x^* \\ u_y^* \\ u_z^* \end{Bmatrix}, \quad \Phi^* = \begin{Bmatrix} \varphi_x^* \\ \varphi_y^* \\ \varphi_z^* \end{Bmatrix} \quad (5.4.2)$$

地動と無質量基礎の変位との差分の2乗和 W は,

$$\begin{aligned} W = & \int_A \left\{ (u_x^* - y\varphi_z^*) - u(x,y) \right\}^2 dA \\ & + \int_A \left\{ (u_y^* + x\varphi_z^*) - v(x,y) \right\}^2 dA \\ & + \int_A \left\{ (u_z^* + y\varphi_x^* - x\varphi_y^*) - w(x,y) \right\}^2 dA \end{aligned} \quad (5.4.3)$$

と表わすことができる. ここで、 A は基礎面積であり地中梁で囲まれた投影面積とした (図 5.4.2 のうち b, c の範囲). 式(5.4.3)の右辺第1項は x 方向に関する基礎と地動の変位差の2乗和を、第2項、第3項は y 方向および z 方向の変位差の2乗和を表している. ここで、後述する検討において必要となる y 成分および φ_z 成分に関して W が最小となる事を考え並進・回転成分について偏微分を行う. まず、 y 方向についておこなうと、

$$\frac{\partial W}{\partial u_y^*} = 0 \quad (5.4.4)$$

とし、式(5.4.3)に式(5.4.4)を代入すると

$$u_y^* = \frac{1}{A} \int_A v(x,y) dA \quad (5.4.5)$$

となる. 一方、 φ_z に関しても同様に偏微分を行うと、

$$\varphi_z^* = \frac{1}{\int_A (x^2 + y^2) dA} \cdot \int_A \{ x \cdot v(x,y) - y \cdot u(x,y) \} dA \quad (5.4.6)$$

となる.

次に、実体波が入射したときの基礎応答を考える。これに関する既往研究 [10],[11],[12]はいくつかあるが、ここでは、図 5.4.3 に示すような SH 波が斜め入射する場合を想定する。ここで、入射角が θ の場合、水平方向の見かけの伝播速度 V は、

$$V = \frac{V_s}{\sin\theta} \quad (5.4.7)$$

となる。このとき、自由地盤の地表面 ($z=0$) における y 方向変位は、

$$v(x,y) = v_0 \cdot \exp\left(-i \frac{2\pi}{\lambda} x\right) \quad (5.4.8)$$

と表わされる。ここに、 v_0 は入射波の振幅を表す。また、波長 λ は、

$$\lambda = \frac{V}{f} = 2\pi \frac{V}{\omega} \quad (5.4.9)$$

であるため、式(5.4.8)は式(5.4.10)となる。

$$v(x,y) = v_0 \cdot \exp\left(-i \frac{2\pi}{2\pi(V/\omega)} x\right) = v_0 \cdot \exp\left(-i \frac{\omega}{V} x\right) \quad (5.4.10)$$

次に、式(5.4.10)に式(5.4.7)を代入すると、

$$v(x,y) = v_0 \cdot \exp\left(-i \frac{\omega}{\left(\frac{V_s}{\sin\theta}\right)} x\right) = v_0 \cdot \exp\left(-i \frac{\omega \sin\theta}{V_s} x\right) \quad (5.4.11)$$

となる。式(5.4.11)は SH 波における y 方向の地動変位を表しており、式(5.4.5)に式(5.4.11)を代入することで、 y 方向における基礎入力動が式(5.4.12)となる。また、式(5.4.6)に式(5.4.11)を代入することで、 φ_z 方向における基礎入力動が式(5.4.13)のように求められる。

$$u_y^* = \frac{1}{A} \int_A v_0 \cdot \exp\left(-i \frac{\omega \sin\theta}{V_s} x\right) dA \quad (5.4.12)$$

$$\varphi_z^* = \frac{1}{\int_A (x^2 + y^2) dA} \cdot v_0 \cdot \int_A x \cdot \exp\left(-i \frac{\omega \sin\theta}{V_s} x\right) dA \quad (5.4.13)$$

式(5.4.12), 式(5.4.13)について積分を実行すると, y 方向, φ_z 方向の基礎入力動は式(5.4.14), 式(5.4.15) [9]となる.

$$u_y^* = v_0 \cdot \frac{\sin(a_0 \sin \theta)}{a_0 \sin \theta} \quad (5.4.14)$$

$$\varphi_z^* = i \cdot v_0 \cdot \frac{6c}{(b^2 + c^2)} \left\{ \frac{\cos(a_0 \sin \theta)}{a_0 \sin \theta} - \frac{\sin(a_0 \sin \theta)}{(a_0 \sin \theta)^2} \right\} \quad (5.4.15)$$

ここで, a_0 は無次元化振動数であり式(5.4.16)で表わされる.

$$a_0 = \frac{c\omega}{2V_s} \quad (5.4.16)$$

また, 式(5.4.15)の φ_z 方向成分には虚数が含まれている. これは, y 方向成分は地動と同位相で挙動するのに対して, φ_z 方向成分は地動と $\pi/2$ だけ位相がずれていることを意味している. そして, 式(5.4.14), 式(5.4.15)から算定される基礎入力動を入射波の振幅で除すことで, 上部構造物による効果 $\eta_2(\omega)$ は, 式(5.4.17)となる.

$$\eta_{2i} = \frac{u_y^* + |\varphi_z^*| \cdot x_i}{v_0} \quad (5.4.17)$$

ここで, i は断面番号, x_i は回転中心となる断面 (ラーメン高架橋が4径間の場合は断面3, 6径間の場合は断面4) から η_{2i} を算定する当該断面までの距離を表わす. 式(5.4.17)では, 回転挙動に当該断面までの距離を乗じることで水平方向の挙動に変換していることがわかる. ただし, 回転中心である断面は距離が0であるため並進成分だけが残ることとなる.

また, 式(5.4.17)から算定される上部構造物による効果と杭基礎による効果の重ね合わせを式(5.4.18)で表現することで, 構造全体の入力損失効果を評価する.

$$\eta_i(\omega) = \eta_1(\omega) \cdot \eta_{2i}(\omega) \quad (5.4.18)$$

5.4.3 評価手法の妥当性の検証

ここでは, 5.4.2で提案した手法により上部構造物による効果を算定し, その特徴を概観する. また, 第4章で行った3次元動的解析結果と比較することで, 提案手法の妥当性を検証する.

5.4.3.1 提案手法による入力損失効果の算定

ここでは、上述の算定式から y 方向（並進）および φ_z 方向（回転）の基礎入力動を算定することで、上部構造物による入力損失効果について概観する。なお、地震動や構造物の条件は、第4章の条件を用いて検討を行っている。構造物の概要は第4章の図 4.2.2(a)、地震動の入射角は表 4.2.1、表 4.2.2、解析ケースは表 4.2.3 を参照されたい。なお、算定においては、基礎長 c はラーメン高架橋の全長とし、第4章での検討条件と同様に Case2 (4 径間) の場合は 39.130m、Case3 (6 径間) の場合は 59.130m を用いている。また、基礎幅 b については、杭間隔 s とし 5.0m としている。

式(5.4.14)、式(5.4.15)より算定した基礎入力動を y 方向については図 5.4.4 に、 φ_z 方向については図 5.4.5、図 5.4.6 に示す。同図では縦軸に基礎入力動を入射波の振幅で除した値、すなわち有効入力係数 η (η_y , η_{φ_z}) を表し、横軸に振動数と無次元化振動数 a_0 に $\sin\theta$ を乗じた場合の2つの図を示している。ここで、 $a_0 \sin\theta$ は $a_0 \sin\theta = c \omega \sin\theta / (2V_s)$ であることから、 $a_0 \sin\theta$ の増加は振動数 $f = \omega / 2\pi$ の増加を表わしている。また、地表面位置における見かけの波長 ($\lambda = V_s / f \sin\theta$) の減少を表わしている。さらに、 a_0 は振動数を $f = \omega / 2\pi$ 、地表面位置における見かけの波長 $\lambda = V_s / f \sin\theta$ とすれば、 $a_0 \sin\theta = \pi c / \lambda$ で表わすことができる。したがって、 $a_0 \sin\theta$ は見かけの波長 λ と上部構造物の長さ c との比に関するパラメータと考えることができる。

初めに、図 5.4.4 より y 方向についてみると、地表面の V_s が小さく地盤が柔らかいほど、地震動の入射角が大きいほど、基礎長 c が大きいほど低振動領域において η_y の低減が大きく入力損失効果大きい。また、振動数および $a_0 \sin\theta$ が大きくなるにつれて η_y が低減している。これは、高振動数になるにつれて上部構造物の長さ c に対して、地動の波長が短くなり上部構造物による地動を拘束する効果が大きくなり、その結果、入力損失効果が大きくなったと考えられる。さらに、 $a_0 \sin\theta$ によって正規化することで地盤条件、入射角 θ 、基礎長 c によらず η_y を評価できることがわかる。また、 $a_0 \sin\theta$ で正規化した図では π の倍数で η_y の値が 0 となっている。これは、 $a_0 \sin\theta = \pi c / \lambda$ のうち、 $c / \lambda = 1, 2, 3, \dots$ の状態である。したがって、図 5.4.7 に示すとおり上部構造物の長さ c に対して地表面位置における見かけの波長 λ が c の倍数となっていることを表わしており、地動の作用が正負で相殺され上部構造物が動かない状態を意味している。

次に、図 5.4.5、図 5.4.6 から φ_z 方向についてみると、地表面の V_s が小さく地盤が柔らかいほど、回転中心からの距離 x が大きいラーメン高架橋端部の断面ほど、入射角 θ が大きいほど低振動数帯において η_{φ_z} が大きくなり、入力損失効果が小さい。また、 y 方向と同様に $a_0 \sin\theta$ によって正規化することで地盤条件、入射角 θ 、基礎長 c によらず η_{φ_z} を評価できることがわかる。さらに、 φ_z 方向における η_{φ_z} のピークは $a_0 \sin\theta \approx 2$ の時に生じている。これは、図 5.4.8 に示すように地表面の見かけの λ が上部構造物の長さ c の約 $1.57(\pi/2)$ 倍の場合に相当する状態であり、このとき、 η_{φ_z} は 1.3 程度まで達していることがわかる。また、 η_{φ_z} が 0 となるときの $a_0 \sin\theta$ は $\pi + \pi/2, 2\pi + \pi/2, \dots$ と y 方向において η_y の値が 0 となる $a_0 \sin\theta$ が π の倍数であったのに対して、 $\pi/2$ だけ位相がずれている。これは、並進挙動が最大となる状態において回転挙動は生じておらず、それとは逆に回転挙動が卓越する状態において並進挙動は生じていないことを意味

している。これは、前述した式(5.4.15)中に虚数が含まれていることから分かる。

5.4.3.2 提案手法の妥当性の検証

5.4.2で提案した評価手法の妥当性を検証するために、第4章で得られた動的解析と式(5.4.18)から得られた有効入力係数 η を比較する。なお、ここでは、4, 6径間ラーメン高架橋のうち $V_{s0}=100\text{m/s}$ の場合の結果を示すが、他の検討ケースでも検討を行った結果、同様の傾向が得られることを確認している。

動的解析および式(5.4.18)から得られた有効入力係数 η の比較を図5.4.9～図5.4.12に示す。図中には杭基礎による効果 η_1 と上部構造物による効果 η_2 (式(5.4.17))の結果を併せて示す。なお、 η_1 については、第4章の検討におけるCase1-1の結果(図4.4.1, 図4.4.2参照)を用いている。図5.4.9～図5.4.12より、提案手法から算定した有効入力係数 η は、1Hz付近まではその低減がなく単調に推移する。そして、1Hzより低減が始まり6Hzまで緩やかに減少し、6Hz以上の高振動数帯では低い値を維持している。また、 η_2 に着目すると断面1では1.0を超える値を示している。これは、第4章で述べたとおり断面1は構造物端部であり、回転中心である断面(Case2: 断面3, Case3: 断面4)からの距離が大きく回転による水平挙動が他の断面に比べ大きくなることに起因している。このため、回転中心からの距離が大きくなると、並進成分に比べ回転成分の影響が支配的になると言える。一方で、回転挙動の影響を受けない断面3では、構造全体系の入力損失効果を表す η が、 η_2 (上部構造物による効果)の影響により η_1 (杭基礎による効果)を下回っている。

次に、提案手法と動的解析の結果を比較すると、提案手法と動的解析の結果は、良好に一致しており、本手法により精度良く橋軸方向の影響を考慮した構造全体系の入力損失効果の評価ができることがわかる。また、この結果から5.4.2で述べた上部構造物による効果の評価における仮定の妥当性が確認できる。

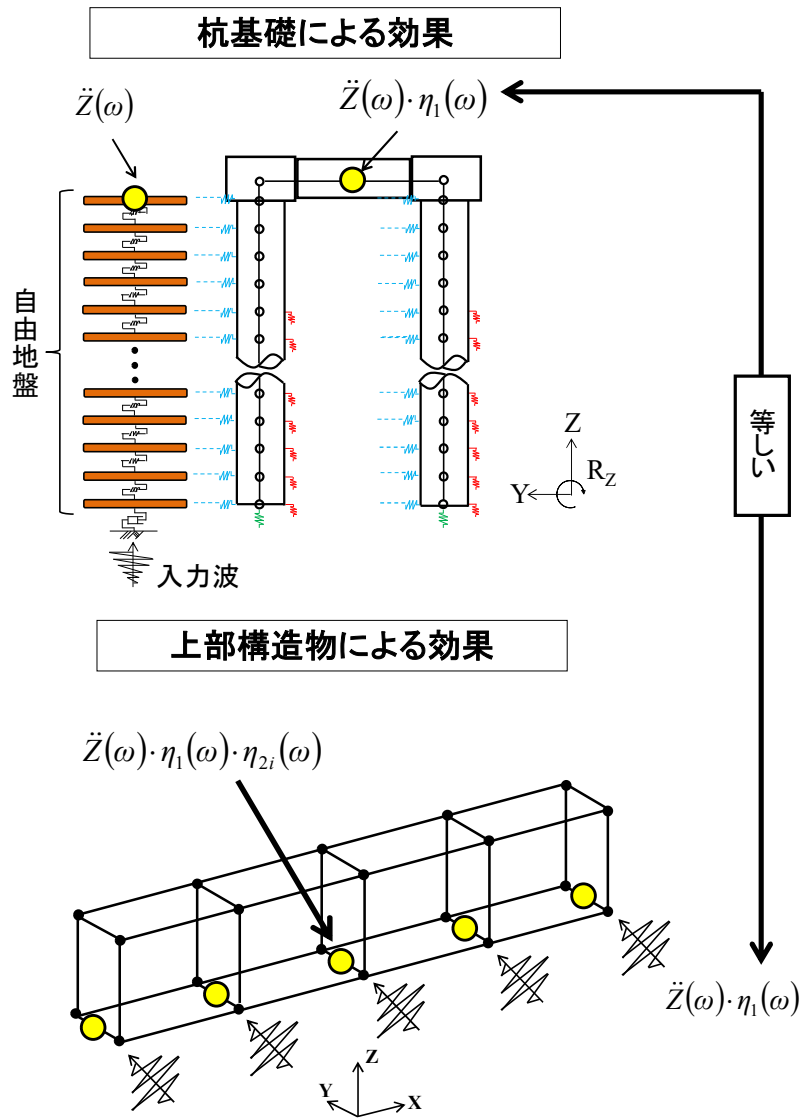


図 5.4.1 提案手法の概要

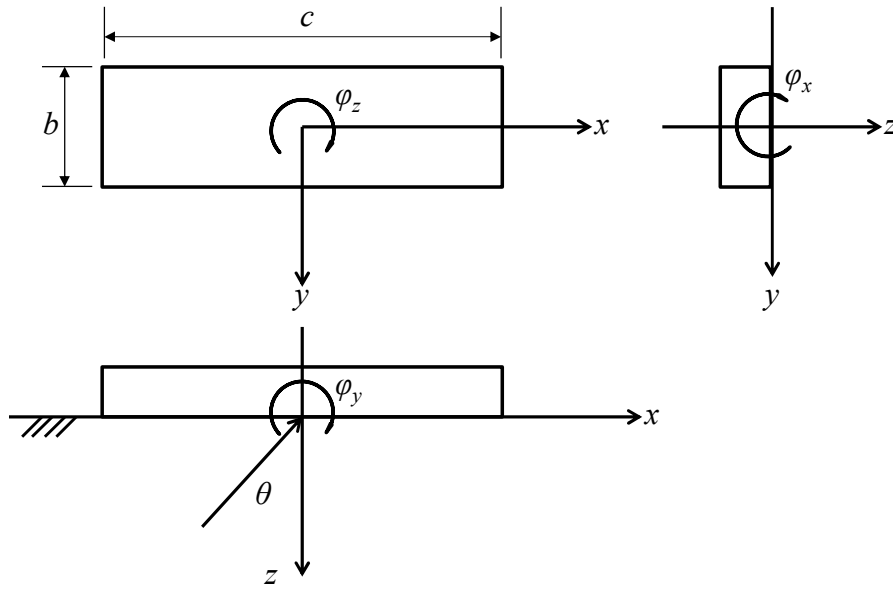


図 5.4.2 地震動を受ける無質量基礎

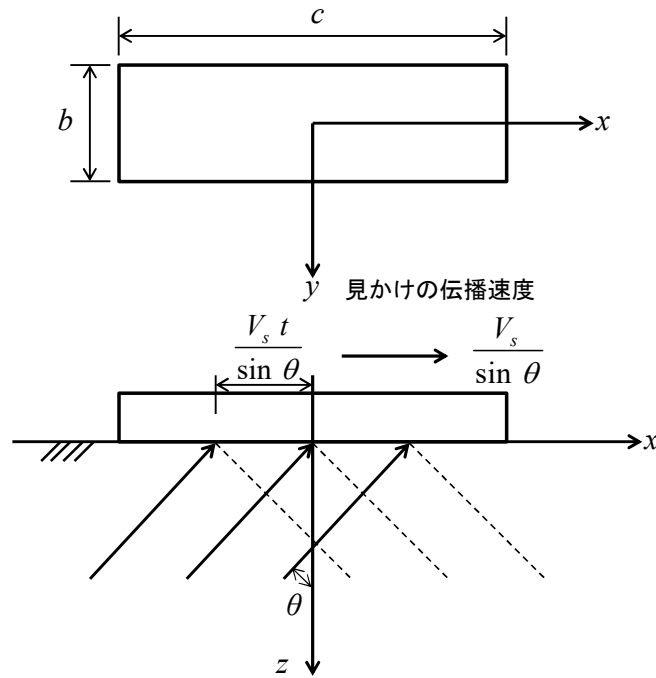


図 5.4.3 SH波を受ける無質量基礎

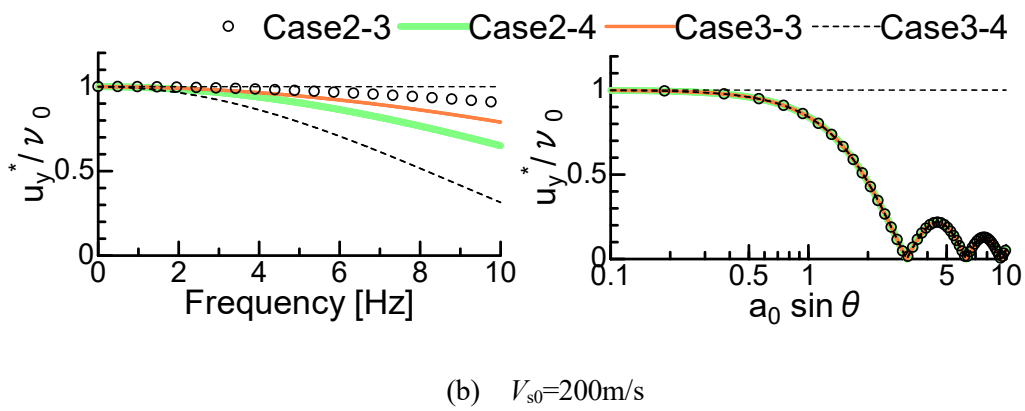
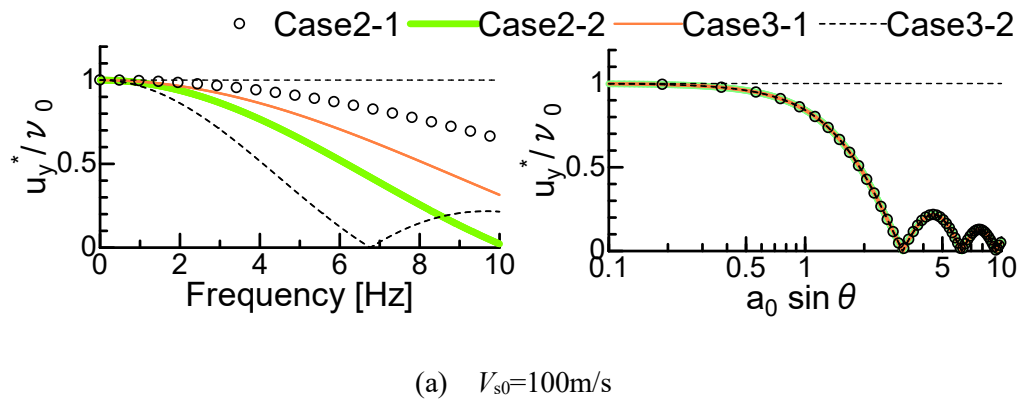


図 5.4.4 y 方向の入力損失効果

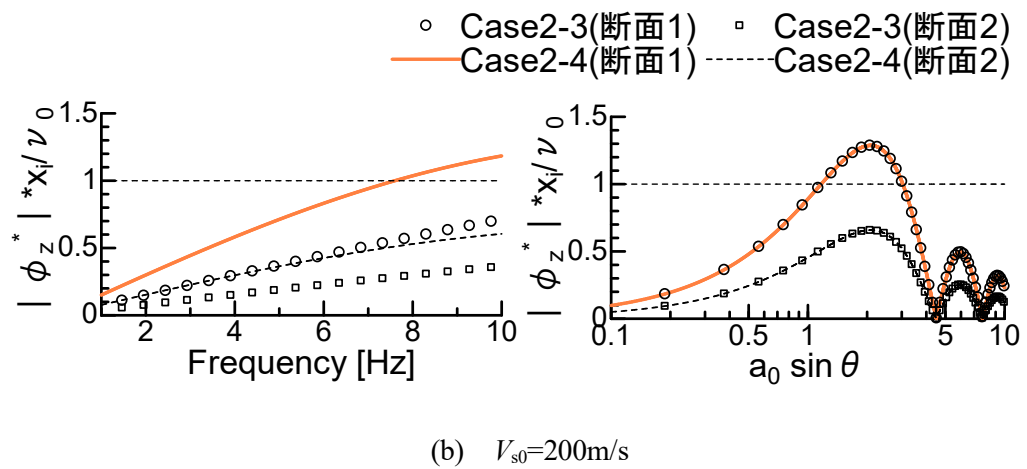
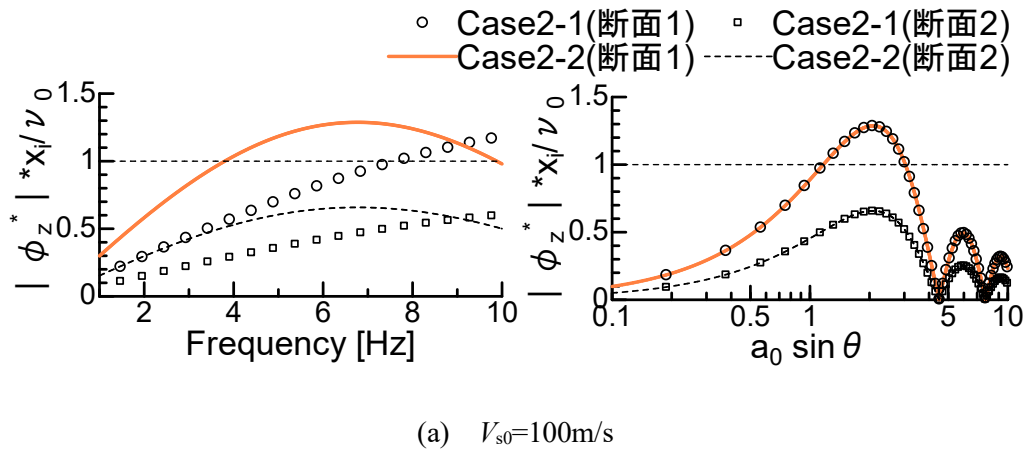


図 5.4.5 ϕ_z 方向の入力損失効果 (4 径間ラーメン高架橋)

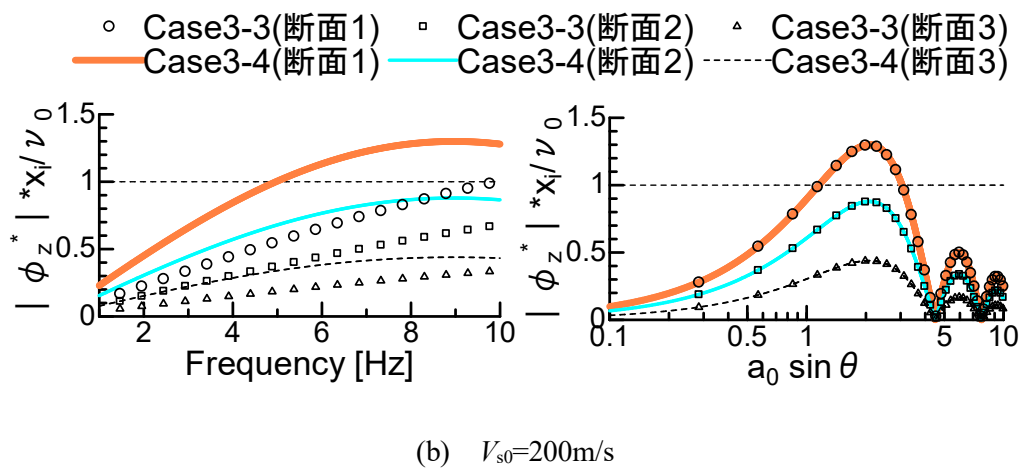
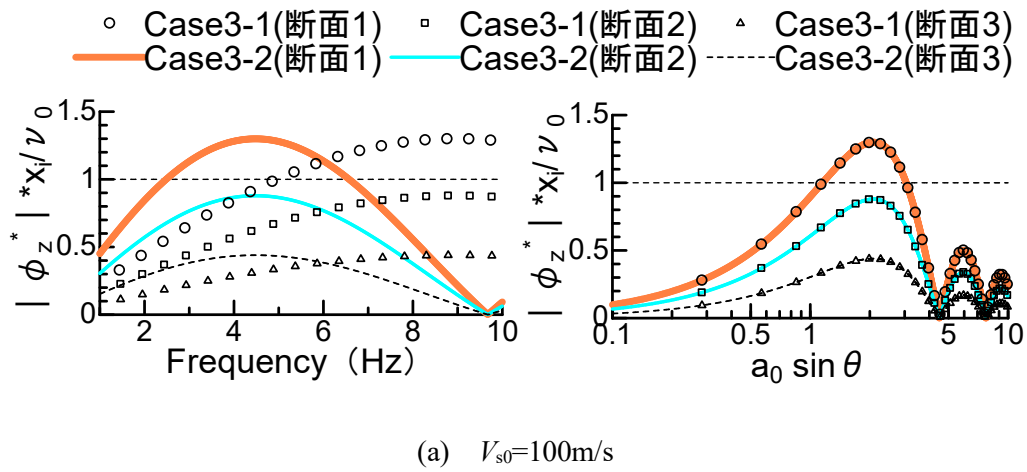


図 5.4.6 ϕ_z 方向の入力損失効果 (6 径間ラーメン高架橋)

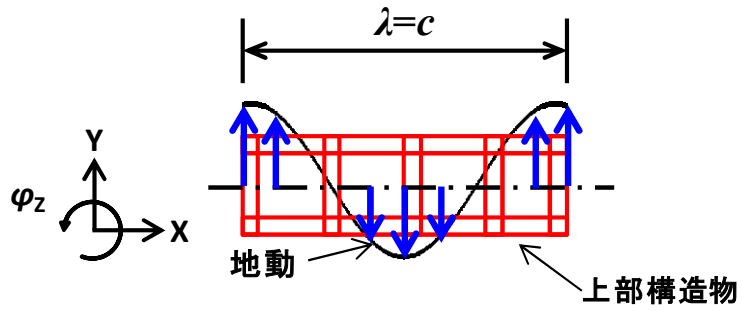


図 5.4.7 y 方向の入力損失効果が最大となる状態における地動と構造物の関係

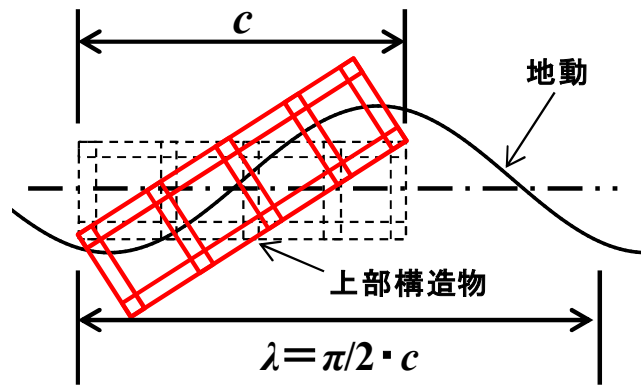


図 5.4.8 φ_z 方向の回転振幅が最大となる状態における地動と構造物の関係

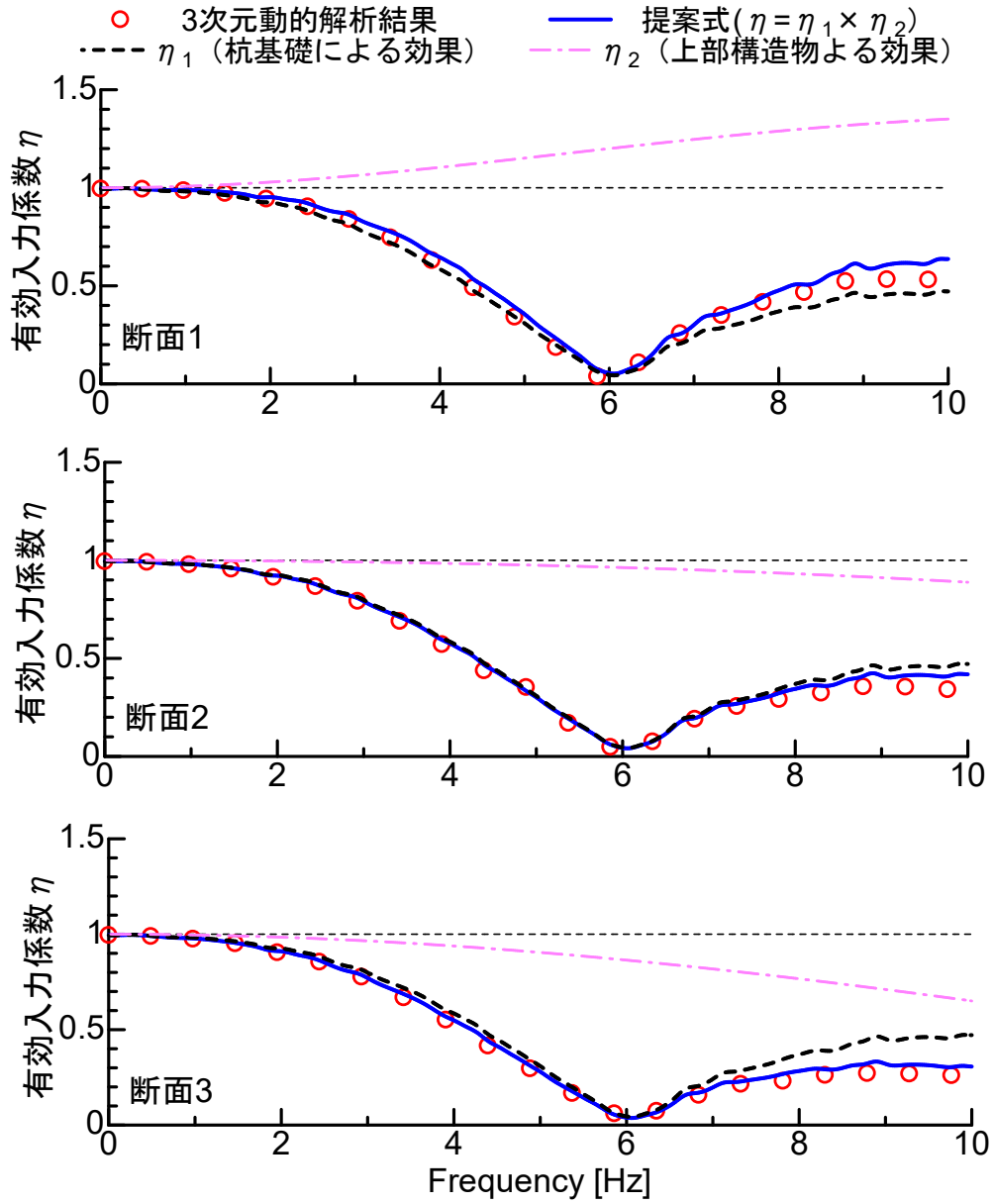


図 5.4.9 4 径間ラーメン高架橋における提案手法と動的解析結果の比較

(Case2-1 (入射角 $\theta=7^\circ$))

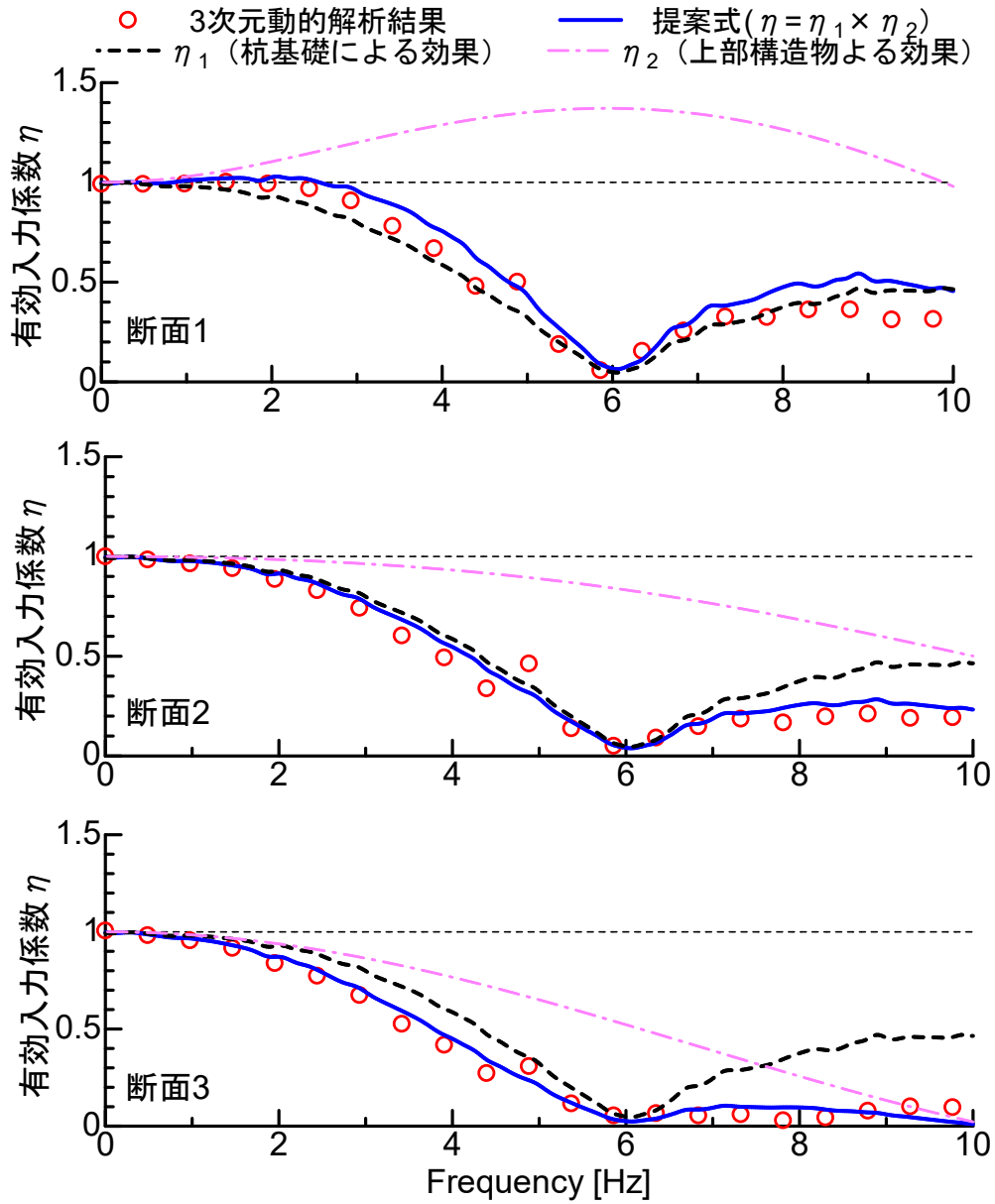


図 5.4.10 4 径間ラーメン高架橋における提案手法と動的解析結果の比較

(Case2-2 (入射角 $\theta=14^\circ$))

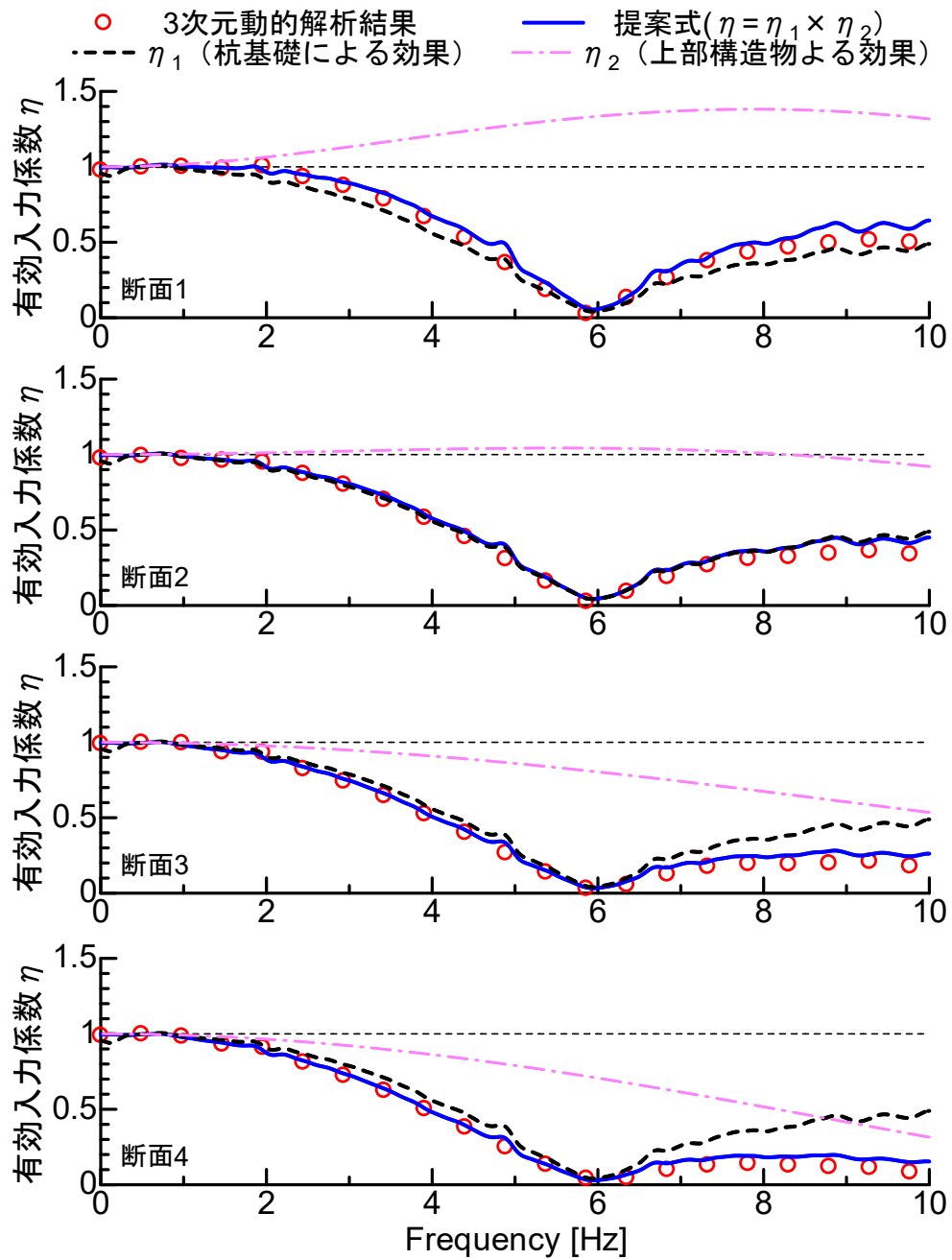


図 5.4.11 6 径間ラーメン高架橋における提案手法と動的解析結果の比較

(Case3-1 (入射角 $\theta=7^\circ$)

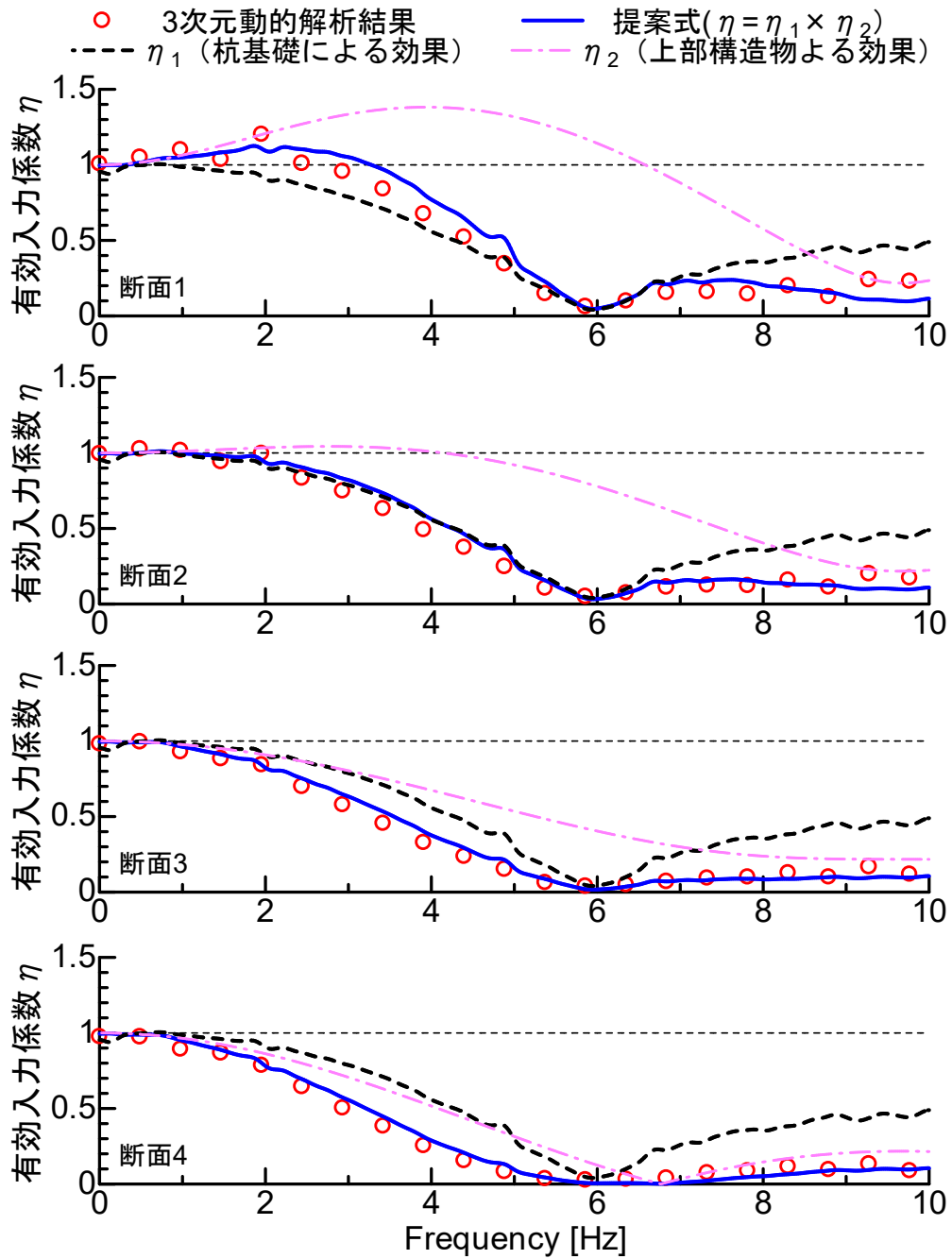


図 5.4.12 6 径間ラーメン高架橋における提案手法と動的解析結果の比較

(Case3-2 (入射角 $\theta=14^\circ$))

5.5 入力損失を考慮した簡易な非線形応答スペクトルの低減

5.3, 5.4 で提案した手法を用いて算定した有効入力係数 η を使用して非線形応答スペクトルを補正することを考える. 一般的には, 図 5.5.1 に示すように地表面地震動のフーリエスペクトルに有効入力係数 η を乗じ, これを逆フーリエ変換することで有効入力動を算定し, 1 自由度系の非線形動的解析を実施することで非線形応答スペクトルを算出すれば良い. しかし, この手法は, 周波数領域において入力損失を考慮し, 時間領域で有効入力動に応じた応答スペクトルを算定するため, 一般的な設計実務においては馴染まない.

そこで, ここでは入力損失を考慮した構造物の応答評価をランダム振動論を用いることで, 直接的に非線形応答スペクトルを低減する手法を提案する. また, 本手法と逐次積分法を用いて得られた結果を比較することで, 提案手法の適用性を検証する.

5.5.1 ランダム振動論に基づくスペクトル比の算定

ランダム振動論では, パワースペクトルや実効値(RMS)を用いて振動を取扱うと共に, 確率論的応答評価に基づきピークファクター p を求めることで構造物の最大応答を評価する [13]. 実効値とは, 平均的な大きさを表す指標であり, 1 自由度系の絶対加速度の伝達関数の二乗と地震動の加速度パワースペクトル密度の積の平方根である式(5.5.1)で表わされる.

$$\sigma_a(\omega_0, h) = \sqrt{\int_{-\infty}^{\infty} |H_a(\omega_0, h, \omega)|^2 \cdot G_a(\omega) d\omega} \quad (5.5.1)$$

ここに, $G_a(\omega)d\omega$ は, 地震動の加速度パワースペクトル密度, $H_a(\omega_0, h, \omega)$ は 1 自由度系の絶対加速度の伝達関数であり,

$$|H_a(\omega_0, h, \omega)|^2 = \frac{1 + 4h^2(\omega/\omega_0)^2}{\{1 - (\omega/\omega_0)^2\}^2 + 4h^2(\omega/\omega_0)^2} \quad (5.5.2)$$

である. ここで, 式(5.5.2)中の ω_0 は構造物の固有円振動数, h は構造物の減衰定数を示す. 1 自由度系の構造物の加速度応答の実効値から最大加速度応答を求めるためには, ピークファクター p が必要となる. 岡野, 酒向 [14]は, 1 自由度系の加速度伝達関数から実効値を求め, Rosenblueth [15]のピークファクター p を用いて応答スペクトルを推定する手法を提案している. ここで, Rosenblueth によれば, 1 自由度系のパワースペクトル密度 $G_a(\omega)$ のホワイトノイズが地震動として作用した場合の加振初期段階における構造物の過渡応答を考慮した最大応答値 $S_a(\omega_0, h)$ は次式で与えられる.

$$S_a(\omega_0, h) = \omega_0 \sqrt{\frac{\pi G_a}{2h\omega_0}} \cdot \sqrt{1 - \exp(-2h\omega_0 t_d)} \cdot \sqrt{2} \sqrt{0.424 + \ln(2h\omega_0 t_d + 1.78)} \quad (5.5.3)$$

ここに、 t_d は地震動継続時間(主要動部)である。一方、ホワイトノイズの地震動を考えた場合、式(5.5.1)の積分を実行すると、式(5.5.4)が得られる。

$$\sigma_a(\omega_0, h) = \sqrt{\frac{\omega_0 \pi G_a}{2h}} \quad (5.5.4)$$

また、式(5.5.3)と(5.5.4)から $G_a(\omega)$ を消去すると、式(5.5.5)となる。

$$S_a(\omega_0, h) = \sigma_a(\omega_0, h) \cdot \sqrt{1 - \exp(-2h\omega_0 t_d)} \cdot \sqrt{2} \sqrt{0.424 + \ln(2h\omega_0 t_d + 1.78)} \quad (5.5.5)$$

この場合、ピークファクター p は、式(5.5.6)を採用していることになる。

$$p = \sqrt{2} \sqrt{0.424 + \ln(2h\omega_0 t_d + 1.78)} \quad (5.5.6)$$

式(5.5.5)を用いる場合、 $\sigma_a(\omega_0, h)$ は、式(5.5.4)ではなく式(5.5.1)から計算されることで、実行値は地震動をホワイトノイズと仮定する必要がなくなる。ただし、式(5.5.5)のうち右辺第2項および第3項のピークファクター p は、ホワイトノイズ地震動の入力を前提としている。そこで、これらの影響を解消するために、応答スペクトルの補正は倍率を用いて評価する。これにより、右辺第2項、ピークファクター p が消去され、また、倍率を用いることで応答スペクトルを直接的に補正することが出来る。本評価手法の具体的な方法は次の通りである。オリジナルの応答スペクトルを $S_a^{org}(\omega_0, h)$ 、入力損失効果を考慮した応答スペクトルを $S_a^{mod}(\omega_0, h)$ とすると式(5.5.7)、(5.5.8)となる。

$$S_a^{org}(\omega_0, h) = \sigma_a^{org}(\omega_0, h) \cdot \sqrt{1 - \exp(-2h\omega_0 t_d)} \cdot \sqrt{2} \sqrt{0.424 + \ln(2h\omega_0 t_d + 1.78)} \quad (5.5.7)$$

$$S_a^{mod}(\omega_0, h) = \sigma_a^{mod}(\omega_0, h) \cdot \sqrt{1 - \exp(-2h\omega_0 t_d)} \cdot \sqrt{2} \sqrt{0.424 + \ln(2h\omega_0 t_d + 1.78)} \quad (5.5.8)$$

これにより、式(5.5.7)と式(5.5.8)から構造物の応答スペクトル比は式(5.5.9)となり、式(5.5.1)を用いると式(5.5.10)で表わすことができる。

$$R = \frac{S_a^{\text{mod}}(\omega_0, h)}{S_a^{\text{org}}(\omega_0, h)} = \frac{\sigma_a^{\text{mod}}(\omega_0, h)}{\sigma_a^{\text{org}}(\omega_0, h)} \quad (5.5.9)$$

$$R = \sqrt{\frac{\int_{-\infty}^{\infty} |H_a(\omega_0, h, \omega)|^2 \cdot \{\eta(\omega)\}^2 \cdot G_a(\omega) d\omega}{\int_{-\infty}^{\infty} |H_a(\omega_0, h, \omega)|^2 \cdot G_a(\omega) d\omega}} \quad (5.5.10)$$

ここで、 $\eta(\omega)$ は有効入力係数である。

さて、式(5.5.10)は線形応答スペクトルの比になるが、現在の鉄道の耐震設計 [4]では L2 地震動に対して構造物の性能評価を行う場合、非線形領域に立ち入った照査を行うことが前提となっている。そのため、非線形応答スペクトルを低減するためには、式(5.5.10)において構造物の非線形性を考慮する必要がある。そこで、ある塑性率 μ に対する非線形応答スペクトルを最大点剛性により算定される等価線形化法 [16]を用いて、式(5.5.10)における構造物の固有円振動数 ω_0 および減衰定数 h の代わりに式(5.5.11)、式(5.5.12)で表わされる構造物の等価円振動数 ω_{eq} および等価減衰定数 h_{eq} を用いる。

$$\omega_{eq} = \frac{\omega_0}{\sqrt{\mu}} \quad (5.5.11)$$

$$h_{eq} = h_0 + \frac{1}{\pi} \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right] \quad (5.5.12)$$

ここで、 h_0 は初期減衰であり、ここでは5%としている。以上より、構造物の非線形性を考慮した場合、式(5.5.10)は式(5.5.13)となる。

$$R = \sqrt{\frac{\int_{-\infty}^{\infty} |H_a(\omega_{eq}, h_{eq}, \omega)|^2 \cdot \{\eta(\omega)\}^2 \cdot G_a(\omega) d\omega}{\int_{-\infty}^{\infty} |H_a(\omega_{eq}, h_{eq}, \omega)|^2 \cdot G_a(\omega) d\omega}} \quad (5.5.13)$$

本提案手法では、式(5.5.13)を用いることで入力損失を考慮した場合の非線形応答スペクトルの低減を評価する。

5.5.2 提案手法の適用性の検討

ここでは、鉄道の耐震基準 [4]で用いられる所要降伏震度スペクトル（非線形応答スペクトル）を提案手法と有効入力動から逐次積分法により求めた結果を比較する。対象とした構造物は、5.3の検討で用いた群杭基礎とし、地盤も同様に図 5.3.3 に示される Type A および Type B

の2タイプを対象としている。地震動は、図 5.5.2 に示す鉄道の耐震基準に示される設計地震動とし、TypeA 地盤では G3 地盤、TypeB 地盤では G4 地盤の地震動を適用している。比較対象である逐次積分法による所要降伏震度スペクトルの算定条件は、現行の耐震基準 [4]と同条件とし、1 自由度系の非線形特性は Clough モデルを使用し、減衰定数 h を $0.04 / T$ で与え、上限を 20%、下限を 10%と設定した。一方、提案手法における初期減衰定数 h_0 は 5%とした。考慮する入力損失は、図 5.3.3 のうち応答変位法を用いて算出した TypeA および TypeB 地盤の有効入力係数 η を用いた。

上記の条件により算出した応答塑性率 μ が 2, 4 となる場合の所要降伏震度スペクトルを図 5.5.3 に示す。同図には、入力損失を考慮しない場合の所要降伏震度スペクトルを併せて示す。入力損失効果が構造物応答に与える影響として、図 5.5.3 に示すように入力損失効果を考慮した所要降伏震度スペクトルは、短周期側で低減がみられ長周期側では設計地震動のスペクトルと一致している。また、応答塑性率 μ が 4 の場合に比べ、応答塑性率 μ が 2 の場合の方が構造物の応答低減が大きい。これは、式 (5.5.11) ~ 式 (5.5.13) から分かるように、応答塑性率 μ が大きくなることで構造物の見かけの周期が長周期化し、これに伴いスペクトルの低減倍率 R の値が小さくなったためと考えられる。さらに、TypeA 地盤では TypeB 地盤に比べスペクトルの低減が大きい。これは、図 5.3.5 の両者の有効入力係数 η から分かるように、TypeA 地盤では TypeB 地盤に比べ、有効入力係数 η の低減が低振動数で生じており、この低減した振動数帯において図 5.5.2(a)に示す地震動の加速度振幅をカットすることで構造物応答の低減が大きくなったと考えられる。最後に、同図より TypeA 地盤、TypeB 地盤の両者において、提案手法は逐次積分法による結果の特徴を良好に捉えている。以上より、提案手法である式(5.5.13)の妥当性が確認できる。

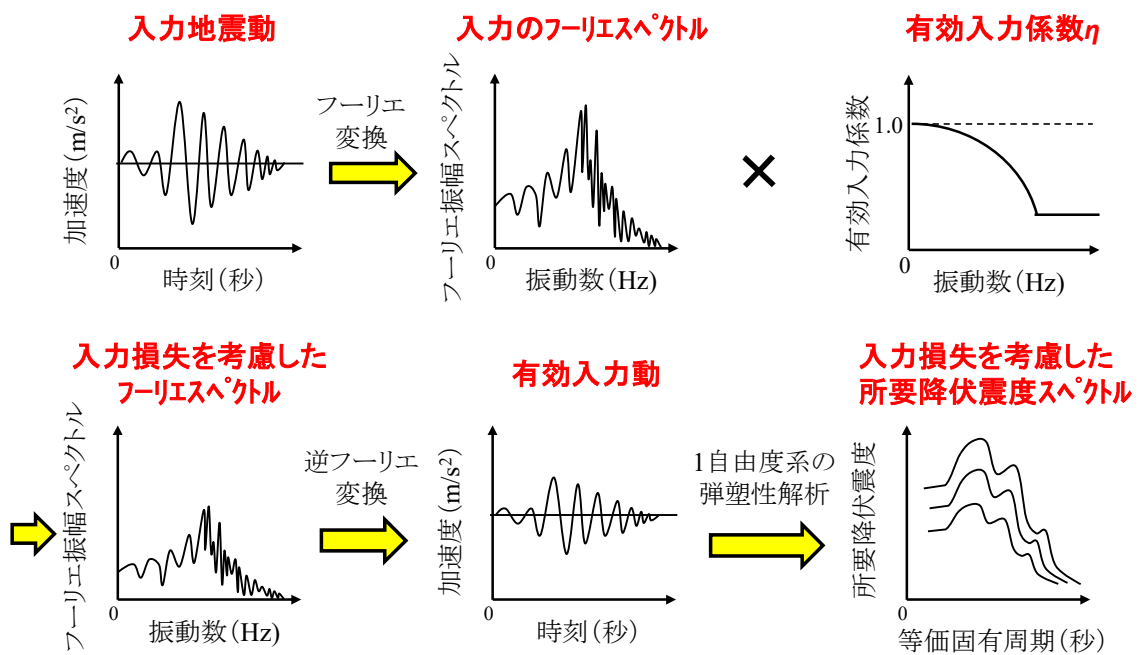
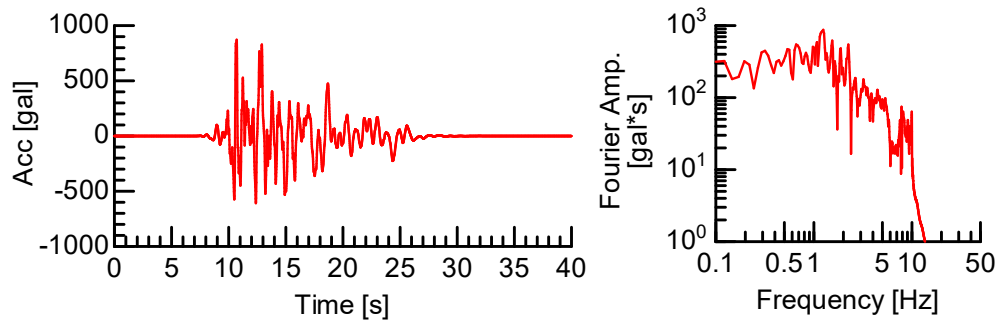
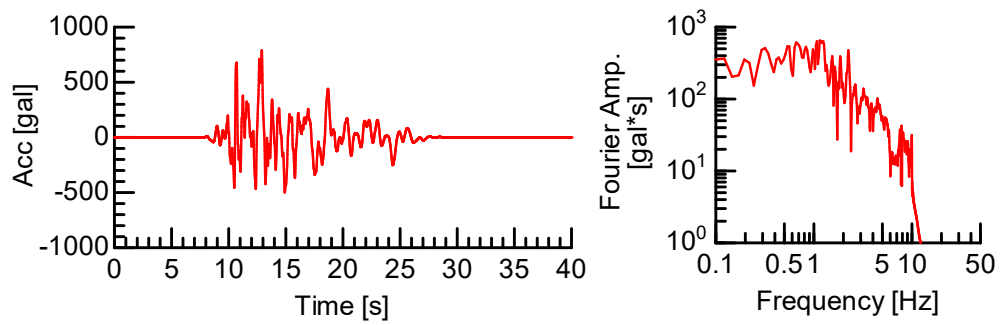


図 5.5.1 周波数領域における入力損失効果の考慮と所要降伏震度スペクトルへの適用概要

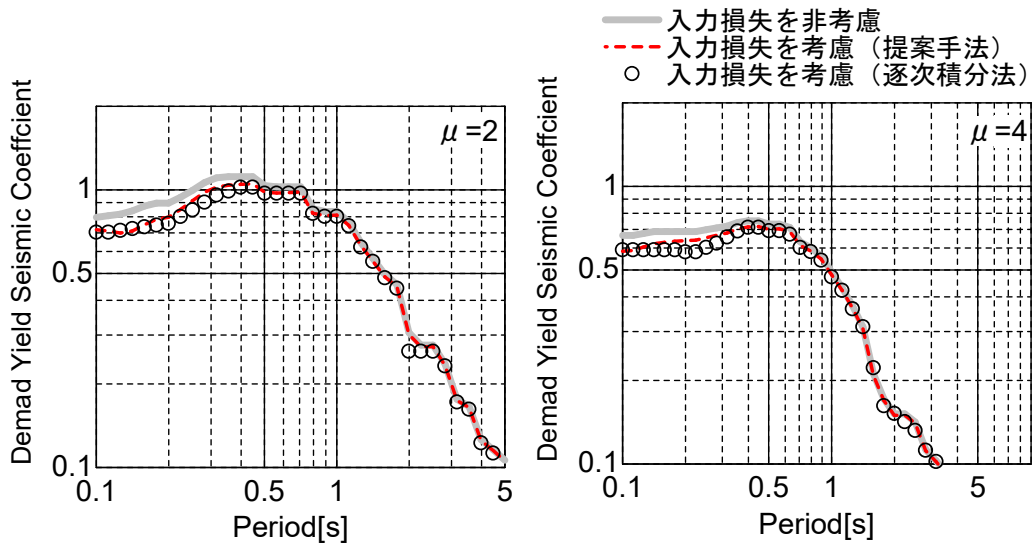


(a) L2 地震動スペクトル II (G3 地盤)

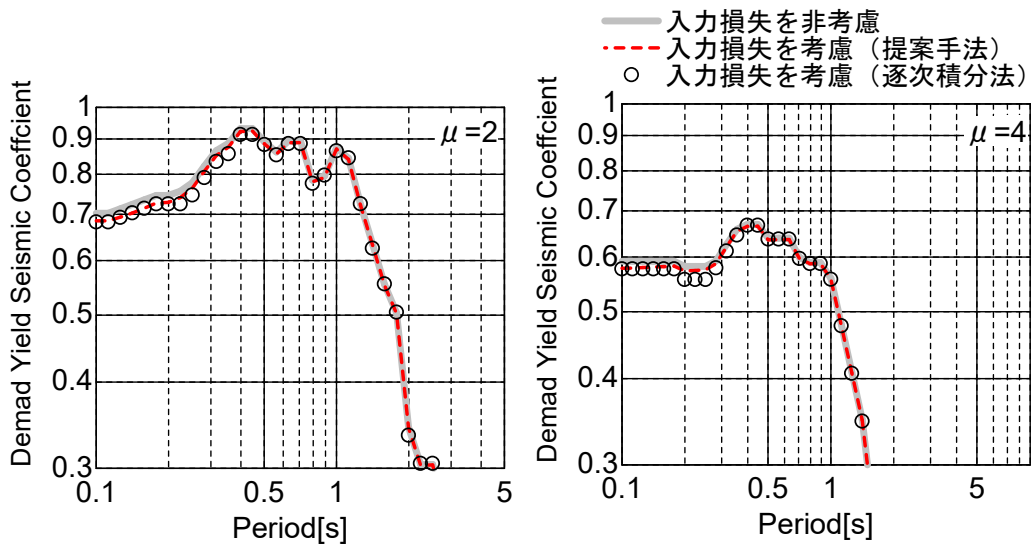


(b) L2 地震動スペクトル II (G4 地盤)

図 5.5.2 設計地震動の時刻歴波形およびフーリエ振幅スペクトル



(a) L2 地震動スペクトル II (G3 地盤) TypeA 地盤



(b) L2 地震動スペクトル II (G4 地盤) TypeB 地盤

図 5.5.3 入力損失を考慮した場合の所要降伏震度スペクトル

5.6 短周期卓越地震動に入力損失が与える影響

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では、短周期側で設計地震動を大きく上回る強震記録が多く観測された。そのうちの一つであるK-NET 築館の記録では、周期0.2秒における5%減衰条件における弾性加速度応答スペクトルは10000galにも及んでいた。一方で、このような大地震を受けた構造物の被害は限定的であり、その一つの原因として地盤-杭基礎系の動的相互作用による入力損失が考えられる。そのため、ここでは近年多く発生している短周期が卓越する地震動に対して、入力損失効果が構造物応答に与える影響を検討する。

5.6.1 検討条件と地震動

ここで対象とする地盤および構造物は、4章及び5.4での検討ケースのうちCase2-2、Case3-2を対象とした。構造物は、1柱1杭形式のラーメン高架橋（Case2-2は4径間、Case3-2は6径間）であり、直径1.0m、長さ21.0mのRC杭を有している。また、地盤条件は $V_{s0}=100\text{m/s}$ の一層地盤で、地震波の入射角は地表面位置において 14° の条件である。なお、条件の詳細については、第4章を参照されたい。また、ここでの検討で対象する地震動は、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震において築館で観測された地震動とした。対象とする地震動の時刻歴波形およびフーリエ振幅スペクトルを図5.6.1に示す。

また、杭基礎、上部構造物、そしてこれら2つの影響を考慮した構造物全体系の入力損失効果については、5.4の図5.4.10および図5.4.12の有効入力係数 η を用いた。なお、構造全体系の有効入力係数 η は、提案手法により算定した結果を用いている。また、対象とする構造物断面はCase2-2では断面1、断面3、Case3-2では断面1、断面4の構造物端部断面と構造物中心断面とした。

5.6.2 入力損失による構造物の応答低減効果

ここでは、入力損失効果を考慮した所要降伏震度スペクトルを算定することで、短周期卓越地震動に入力損失効果が与える影響を検討する。所要降伏震度スペクトルは、5.5で開発した評価手法を用いて初期減衰 h_0 を5%として算定した。

上記条件において算定したCase2-2、Case3-2の所要降伏震度スペクトルを図5.6.2、図5.6.3に示す。同図には応答塑性率 μ が2となる場合の結果と入力損失効果を考慮しない場合の結果および入力損失効果を考慮しない場合に対するスペクトル比を併せて示す。初めに、全体的な傾向として、杭基礎、構造全体系の入力損失効果を考慮することで、短周期側の応答スペクトルが大幅に低減されている。これは、設計地震動のように地震波の短周期成分が少ない場合に比べ、東北地方太平洋沖地震のように短周期が非常に卓越した地震動では、入力損失効果によ

り短周期成分がカットされることで、地震波形全体に与える影響が大きくなる。その結果、短周期の構造物の応答を大幅に低減させていることが分かる。次に、杭基礎による入力損失効果を考慮した場合には、周期 0.1～1 秒において最大 50%の構造物の応答が低減している。また、構造全体系の入力損失効果を考慮した場合には、構造物中心の断面 (Case2-2 では断面 3, Case3-2 では断面 4) では、周期 0.1～1 秒において最大 70%の構造物応答の低減が生じており、杭基礎による入力損失効果を考慮した場合に比べ、より低減が大きい。一方で、構造物端部の断面 1 では、第 4 章, 5.4.3 で述べたように上部構造物の回転成分の影響により、杭基礎に比べ入力損失効果が低減するが、構造物の応答は最大で 40%程度低減している。このことから、東北地方太平洋沖地震のような短周期側で設計地震動を大きく上回る巨大地震に対して、構造物の被害が限定だった要因として、やはり入力損失効果による構造物の応答低減があったと考えられる。

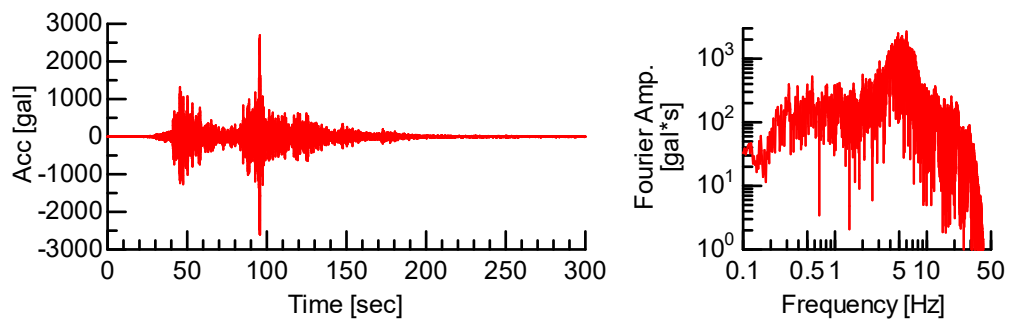
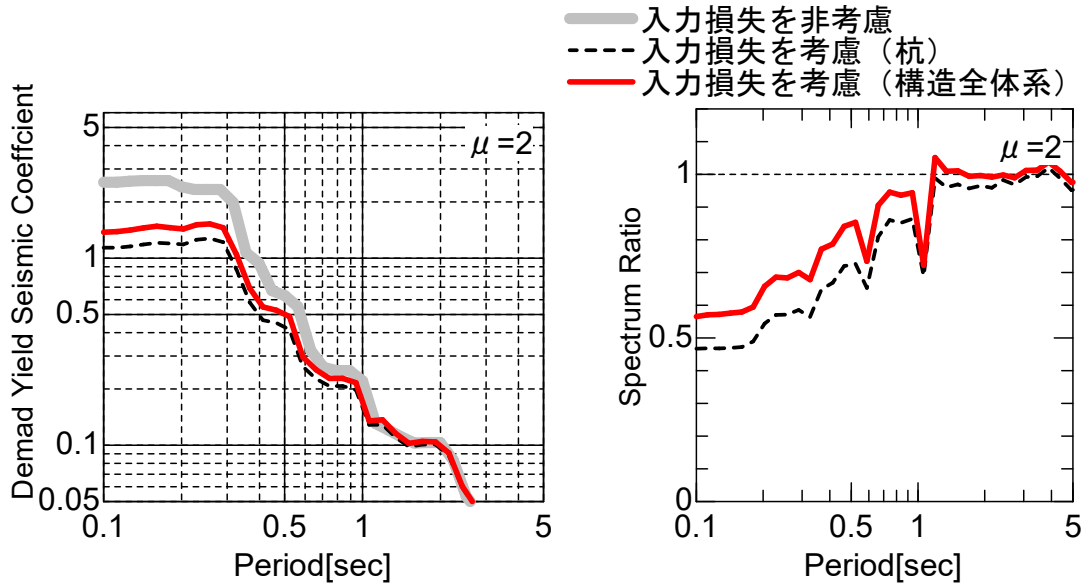
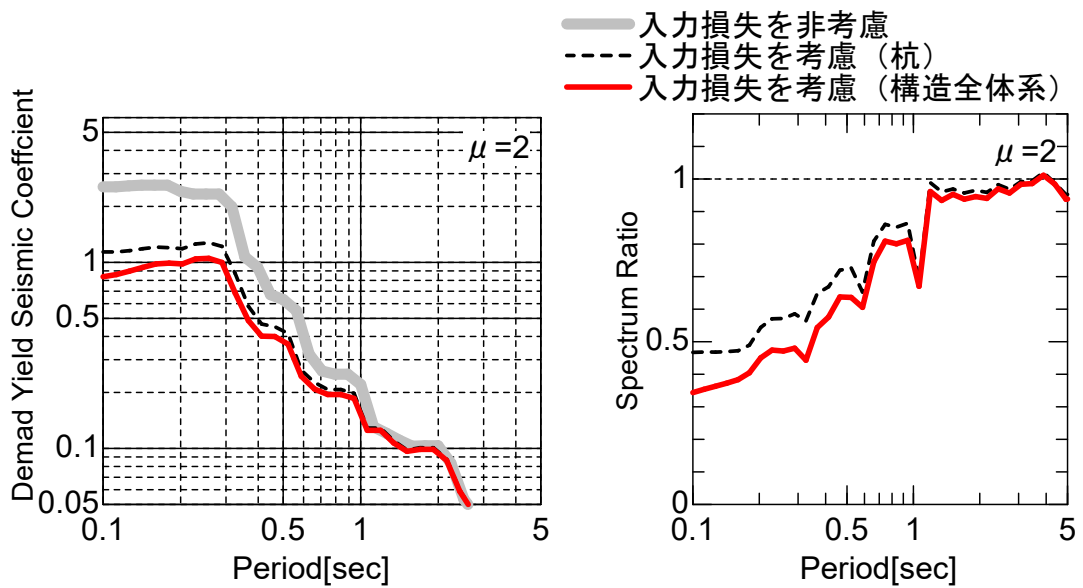


図 5.6.1 東北地方太平洋沖地震（築館）の時刻歴波形およびフーリエ振幅スペクトル

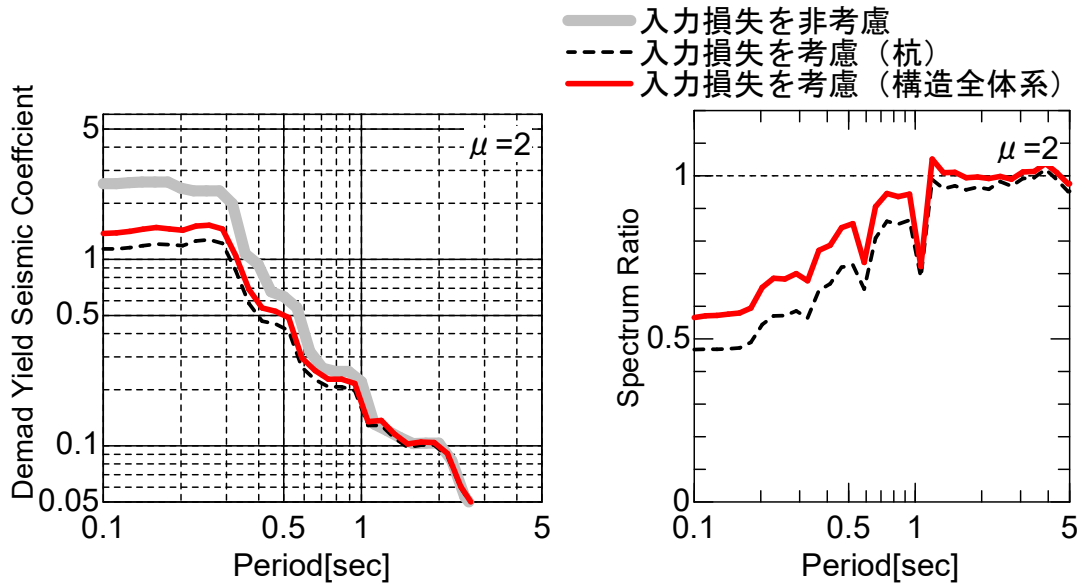


(a) 断面1 (構造物端部断面)

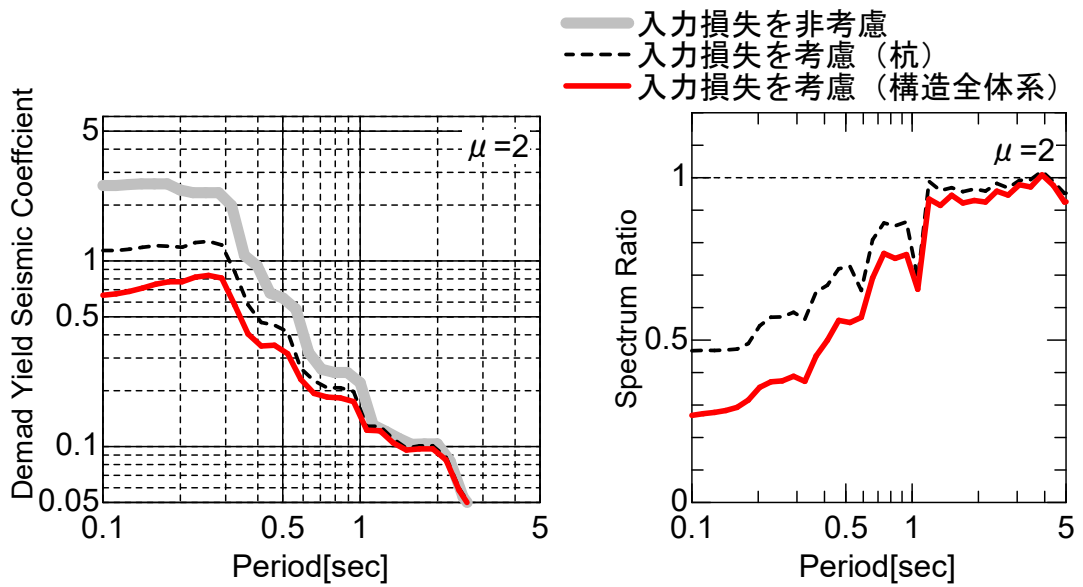


(b) 断面3 (構造物中心断面)

図 5.6.2 入力損失効果を考慮した所要降伏震度スペクトルおよびスペクトル比 (Case2-2)



(a) 断面1 (構造物端部断面)



(b) 断面4 (構造物中心断面)

図 5.6.3 入力損失効果を考慮した所要降伏震度スペクトルおよびスペクトル比 (Case3-2)

5.7 第5章のまとめ

第5章では、杭基礎構造物による入力損失効果を耐震設計において主流となっている静的解析法に実装するための手法を検討するとともに、短周期卓越地震動に入力損失効果が与える影響を検討した。検討は、初めに入力損失効果の評価手法の開発を行った。入力損失効果の評価は、杭基礎による効果と上部構造物による効果のそれぞれを評価するとともに、両者の重ね合わせにより構造全体系の入力損失効果を表現する手法を開発した。また、評価手法と動的解析の結果を比較することでその妥当性を検証した。次に、入力損失を考慮した地震作用を評価するために、ランダム振動論を用いて簡易に非線形応答スペクトルを補正する手法を提案し、逐次積分法により算定したスペクトルと比較することでその妥当性を検証した。最後に、短周期が卓越する地震動として東北地方太平洋沖地震において観測された記録を基に、入力損失効果を考慮した所要降伏震度スペクトルを算定することで、入力損失効果による構造物応答の低減を定量的に評価した。本章の検討で得られた成果は以下のとおりである。

1. 入力損失効果の評価手法

(1) 杭基礎による入力損失効果

- 有効入力係数 η は、地盤の固有モードを地盤変位と解釈して、それによる杭頭変位を応答変位法により求め、地盤変位と杭頭変位の比を算出する手法を提案した。
- 提案手法により算定した有効入力係数 η は、動的解析結果を精度よく再現していたことから、本手法を用いて杭基礎による入力損失効果を精度よく評価することができる。

(2) 上部構造物による入力損失効果

- 上部構造物の効果について、並進方向成分は、高振動数になるほど上部構造物の長さ c に対して、地動の波長が短くなり、入力損失効果が大きくなる。また、上部構造物の長さ c に対して地動の見かけの波長 λ が c の正の整数倍となる場合に最も入力損失効果が大きくなる。
- 回転方向成分は、地動の見かけの波長 λ が上部構造物の長さ c に対して $\pi/2$ 倍の場合に $\eta_{\theta z}$ が最大となる。
- 並進成分は地動に対して同位相で挙動するのに対し、回転成分は地動に対して $\pi/2$ 位相がずれた挙動となる。このため、並進挙動が最大となる状態において回転挙動は生じておらず、それとは逆に回転挙動が卓越する状態において並進挙動は生じない。

(3) 杭基礎ラーメン高架橋構造全体系による入力損失効果

- 構造全体系の入力損失効果は、杭基礎による入力損失効果と上部構造物による入力損失効果の両者の重ね合わせによって表現する手法とした。
- 提案手法と動的解析の結果は精度よく一致しており、本手法を用いて構造全体系の入力損失効果を精度よく評価できる。

2. 入力損失による簡易な非線形応答スペクトルの低減

- ランダム振動論を採用することで、周波数領域において直接的にスペクトルの低減倍率を算定する手法を提案した。提案手法を用いることで、有効入力係数 η を設計用の応答スペクトルに簡易かつ精度よく考慮出来ることを示した。

3. 短周期卓越地震動に入力損失効果が与える影響

- 入力損失の効果により、短周期領域において応答スペクトルが低減される。特に短周期成分が多く含まれる地震動に対しては、低減が顕著であり周期 0.1 秒において、杭基礎による入力損失効果を考慮した場合は、最大 50%程度、構造全体系の入力損失効果を考慮した場合は、構造物中心断面で最大 70%程度、構造物端部断面で最大 40%程度、構造物の応答が低減することが明らかとなった。

構造全体系から発現される入力損失は高振動数ほど効果が大きく、これにより構造物に入射する地震動の高振動成分が低減する。これは、2003年の三陸南地震や2008年の岩手・宮城内陸地震、そして、2011年の東北地方太平洋沖地震などに見られるような短周期成分が卓越した大加速度地震動に対して、特に構造物応答の低減効果が大きい。このような短周期が非常に卓越した地震動は、稀な地震ではなく、地震基盤の深さと関連しており地震基盤が200~500m程度よりも浅い場合は、短周期側で応答スペクトルが大きくなることが明らかになっている [17]。短周期成分が卓越する地震動を考慮した耐震設計 [4]に、本章で提案した評価手法を用いて構造全体系の入力損失効果を考慮することで、実現象に即した合理的な設計が期待できる。

参考文献 (第5章)

- [1] 田蔵隆, 若林敏裕, 清水勝美, 松崎雅彦, “群杭基礎の有効入力動と動的相互作用を考慮した加速度応答スペクトルに関する研究,” *清水建設研究報告*, 第46巻, pp. 25-34, 1987.
- [2] R. Di Laora, L. de Sanctis, "Piles-induced filtering effect on the foundation input motion," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 46, pp. 52-63, 2013.
- [3] 齊藤正人, 西村昭彦, “基礎の入力損失効果を考慮した所要降伏震度スペクトルに関する研究,” *地震工学研究発表会講演論文集*, pp. 541-544, 1999.
- [4] 鉄道総合技術研究所, “鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計,” *丸善出版*, 2012.
- [5] 日本道路協会, “道路橋示方書・同解説 耐震設計編,” 2017.
- [6] 西村昭彦, “応答変位法,” *土と基礎* 8月号, pp. 96-97, 1989.
- [7] Vesic A.B., "Bending of Beams Resting On Isotropic Elastic Solid," *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, pp. 35-53, 1961.
- [8] 鉄道総合技術研究所, “鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物,” *丸善出版*, 2012.
- [9] Iguchi, M., "Seismic Response with Consideration of Both Phase Differences of Ground Motion and Soil-Structure Interaction," *JEES, Japan*, pp. 211-218, 1973.
- [10] 山原浩, “地震時の地動と地震波の入力損失(第1報),” *日本建築学会論文報告集*, 第165号, pp. 61-66, 1969.
- [11] 星谷勝, 石井清, “RC 4階校舎の実測資料による地震波の入力損失の効果の検討,” *土木学会論文集*, 第327号, pp. 13-20, 1982.
- [12] 石井清, “確率論手法による地震波の入力損失の検討,” *第16回土木学会地震工学研究発表会概要集*, 1981.
- [13] Kiureghian, A., D., "A response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 9, pp. 419-435, 1981.
- [14] 岡野創, 酒向裕司, “表層地盤による応答スペクトルの増幅率の評価手法の提案,” *日本建築学会技術報告集*, 第19巻, 第41号, pp. 47-52, 2013.

- [15] Rosenblueth, E. and Bustamante, J. I., "Distribution of Structural Response to Earthquakes," *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. EM3, pp. 75-106, 1962.
- [16] 柴田明德, “最新 耐震構造解析,” 森北出版, pp. 127-129, 1981.
- [17] 坂井公俊, 室野剛隆, 佐藤勉, “近年の地震記録に基づいた L2 地震動の考え方とその設定方法,” 鉄道総研報告, 第 25 卷, 第 9 号, pp. 5-12, 2011.

第6章 入力損失を考慮した鉄道構造物の試設計

6.1 概説

杭基礎構造物の入力損失効果を耐震設計実務に実装するために、第5章では入力損失効果の簡易な算定手法とその効果を設計で用いられる地震作用、すなわち、非線形応答スペクトルに適用するための評価手法を提案し、その妥当性の検証を行った。第5章の検討により耐震設計実務において主流となっている静的解析法に簡易に入力損失効果を導入することが可能となった。一方で、入力損失効果を構造物の耐震設計に考慮することで、構造物応答がどの程度低減し、構造物の部材寸法や鉄筋量などの諸条件にどのような影響を与えるのか疑問が残る。このような、入力損失を考慮した構造物応答に関して、長谷川、中井 [1]は、4本(2×2)の群杭基礎を有するRC5階建ての建物を対象にスウェイ・ロッキングモデルによる地震応答解析を行い、杭基礎による入力損失効果を考慮することで建物の応答が低減し、応答を合理的に評価できることを明らかにした。山下、原田 [2]は、ケーソン基礎を対象としたスウェイ・ロッキングモデルを構築し、兵庫県南部地震において観測された地震動を入力波とした動的解析を行うことで、有効入力動を考慮することで加速度応答スペクトルが顕著に低減することを明らかにした。このように、既往の研究では入力損失を考慮した有効入力動を用いて動的解析を実施し、構造物の最大応答に着目して入力損失効果を論じる検討が多く、静的解析法による構造物応答や入力損失効果が構造物の合理化に及ぼす影響について検討された事例は少ない現状がある。

そこで、本章では鉄道構造物で採用が多い杭基礎ラーメン高架橋を対象に静的解析法に入力損失効果を考慮した試設計を行うことで、その効果が構造物の応答値や照査値に及ぼす影響を定量的に検討するとともに、構造物の合理化に関して部材諸元の変化を評価する。検討は、現行の鉄道の耐震基準 [3]に則りプッシュ・オーバー解析による静的解析法により構造物の地震時応答を算定し、性能照査を実施する。また、入力損失効果およびその効果を考慮した応答スペクトルは、第5章で提案した手法を用いて評価する。そして、入力損失を考慮しない通常の耐震設計により算定した応答値を基準として、杭基礎および杭を含めた構造全体系の入力損失効果を考慮した場合の各ケースの構造物の応答値および照査値を比較する。また、入力損失を考慮した場合の部材寸法、鉄筋量の変化を示し合理化の程度を評価する。なお、本検討に当たっては、鉄道構造物等設計標準・同解説 設計計算例 [4]を参考としている。

6.2 鉄道の耐震設計基準と入力損失効果の考慮

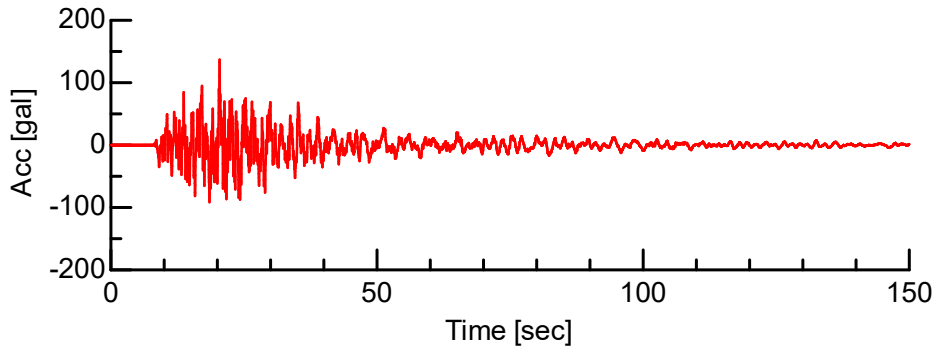
現在の鉄道の耐震基準 [3]は、兵庫県南部地震における被害を契機に見直しが行われ、強震動を想定した2段階設計法が導入されている。また、国際規格や各学会基準等と整合を図るために、性能照査型の設計体系となっている。前者の2段階設計法は、具体的にはL1地震動と断層近傍で発生する極めて強い地震動を想定したL2地震動の2つの地震動(図6.2.1)を用いて構造物の性能照査を行う。また、後者は耐用期間中に構造物が保有すべき性能、すなわち、要求性能を設定し、その性能を満足していることを照査するものである。鉄道の耐震基準 [3]で定められている要求性は表6.2.1に示すように、安全性、復旧性からなり、各要求性能に対して照査する。

構造物の応答値算定は、地盤と構造物の相互作用や非線形性を適切に表現できる動的解析法によるものとされているが、一般的な鉄道構造物は振動モードが比較的単純で、かつ塑性ヒンジの発生箇所が明らかなものが多い。そのため、このような構造物においては静的解析法の適用が可能となっており、設計実務においては静的解析法が主流となっている。静的解析法により構造物の地震時応答を算定する場合には、プッシュ・オーバー解析と非線形応答スペクトル法を併せて用いる。プッシュ・オーバー解析は、広い意味での地震時の応答値を算定する静的解析法の一つであり、構造物の振動形状に対応した地震作用を漸増载荷することにより構造物を終局状態まで押し切る解析である。これにより、構造物全体系が脆性的な破壊を生じないこと、特に部材がせん断破壊形態とならないことや荷重-変位関係を算定することで、地震作用に対する構造物の破壊や損傷を評価することができる。一方で、図6.2.2に示すようにプッシュ・オーバー解析によって得られた荷重-変位関係から、構造物全体系の等価固有周期および降伏震度が算定され、その結果を用いることで、図6.2.3に示す非線形応答スペクトル法(所要降伏震度スペクトル)により構造物の設計応答値を算定することができる。また、地震時の作用は、地盤変位による影響を考慮した設計手法となっており、慣性力と地盤変位を同時にプッシュ・オーバー解析に作用させる照査を行う。この解析では、室野ら [5],[6],[7]の検討により、慣性力と地盤変位が基礎に与える作用は、表層地盤の固有周期と構造物の固有周期の大小関係によって大きく異なり、両者の作用には位相差を伴うことから、必ずしも慣性力と地盤変位の作用が同時に最大にならないことが確認されている。そのため、慣性力を中心とした解析と地盤変位を中心とした解析のそれぞれにおいて、地盤と構造物の固有周期の大小に応じて補正係数を用いて作用を低減している。また、ここでプッシュ・オーバー解析に考慮する地盤変位は応答変位法 [8]を用いて解析モデルに作用させる。

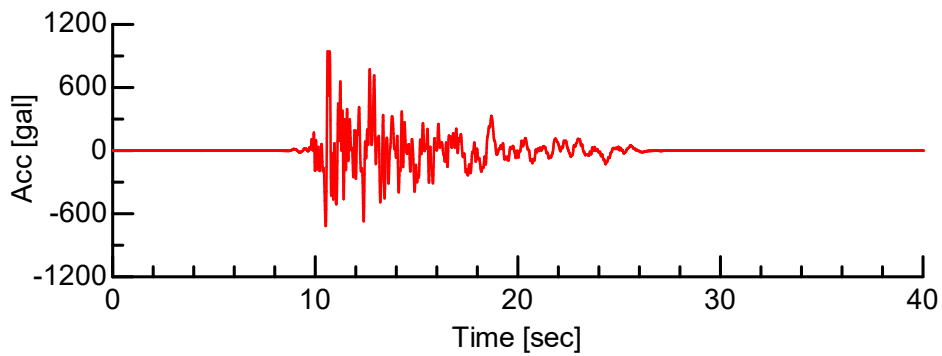
上述のような耐震設計体系の中で、入力損失効果を考慮し構造物の応答値算定、照査を行うことが可能な照査を図6.2.4に示す。入力損失効果は、構造物に入射される地震動が自由地盤の地表面地震動に比べ低減されることから、構造物に作用する慣性力が減少することになる。そのため、照査項目のうち慣性力を考慮した検討および地盤変位を考慮した検討に適用することができる。ここで、地盤変位を考慮した検討においては入力損失効果により、基礎に作用する慣性力は低減するが地盤変位は低減しないことに留意が必要である。一方で、液状化時には

地盤が強い非線形性を示すため、入力損失効果も通常の地盤に比べ大きいと考えられる。そのため、液状化地盤の影響を考慮した検討においても適用が考えられるが、液状化地盤における **Kinematic** 相互作用の現象が十分に解明されていないことから、本検討では適用範囲から除外している。

さて、静的非線形解析において入力損失効果を考慮する具体的な方法は、構造物に作用する慣性力を低減すれば良い。ここで、図 6.2.5 に示すようにプッシュ・オーバー解析による静的解析法では非線形応答スペクトルを用いて構造物の応答値を算定することから、プッシュ・オーバーで算定された荷重 - 変位関係に第 5 章の式 (5.5.13) によって算定されたスペクトルの低減倍率 R によって低減した構造物の応答値をプロットする。すなわち、地震作用に対する構造物の応答塑性率を低減することで照査を行えばよい。



(a) L1 地震動の地表面設計地震動 (G1 地盤)



(b) L2 スペクトル II 地震動の地表面設計地震動 (G1 地盤)

図 6.2.1 鉄道の耐震設計で用いられる地表面地震動 [3]

表 6.2.1 要求性能と性能項目

要求性能	性能項目	照査指標の例
安全性	破壊	力, 変位・変形
	基礎の安定	力, 変位・変形
	走行安全性	変位・変形
復旧性	損傷	力, 変位・変形, 応力度
	残留変位	変位・変形, 力

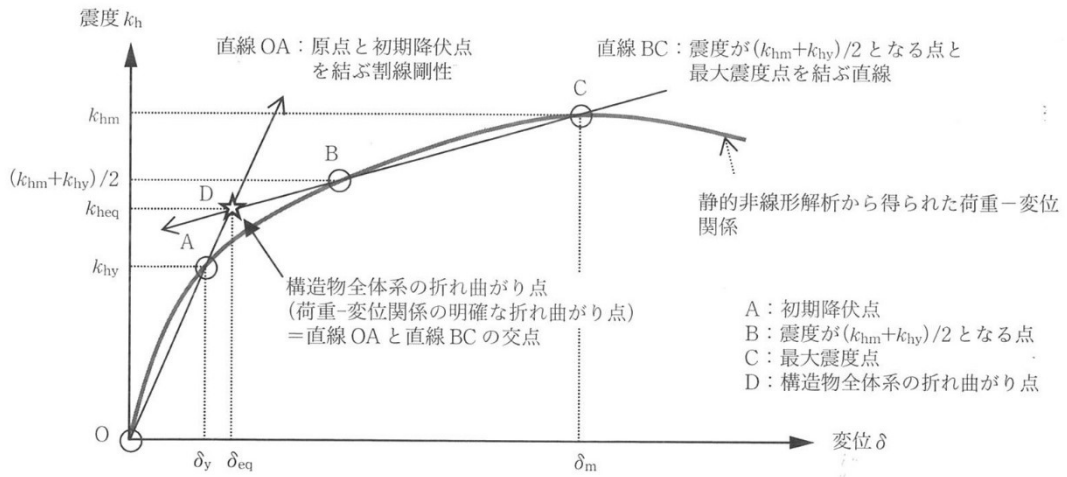


図 6.2.2 プッシュ・オーバー解析による荷重 - 変位と降伏震度の関係 [3]

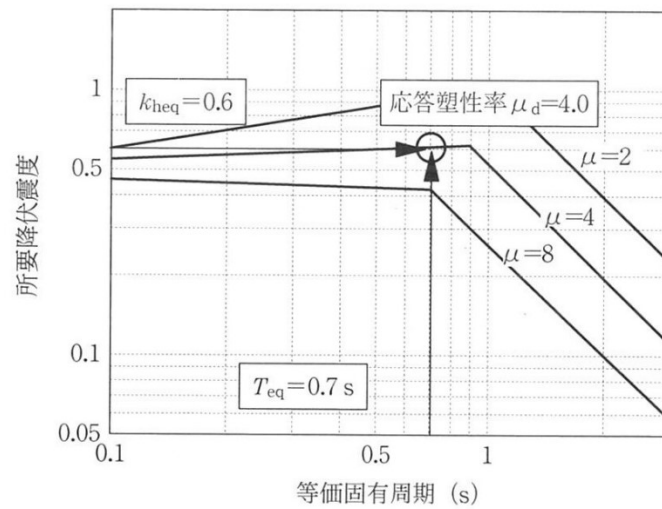


図 6.2.3 等価固有周期，降伏震度と応答塑性率（構造物応答）の関係 [3]

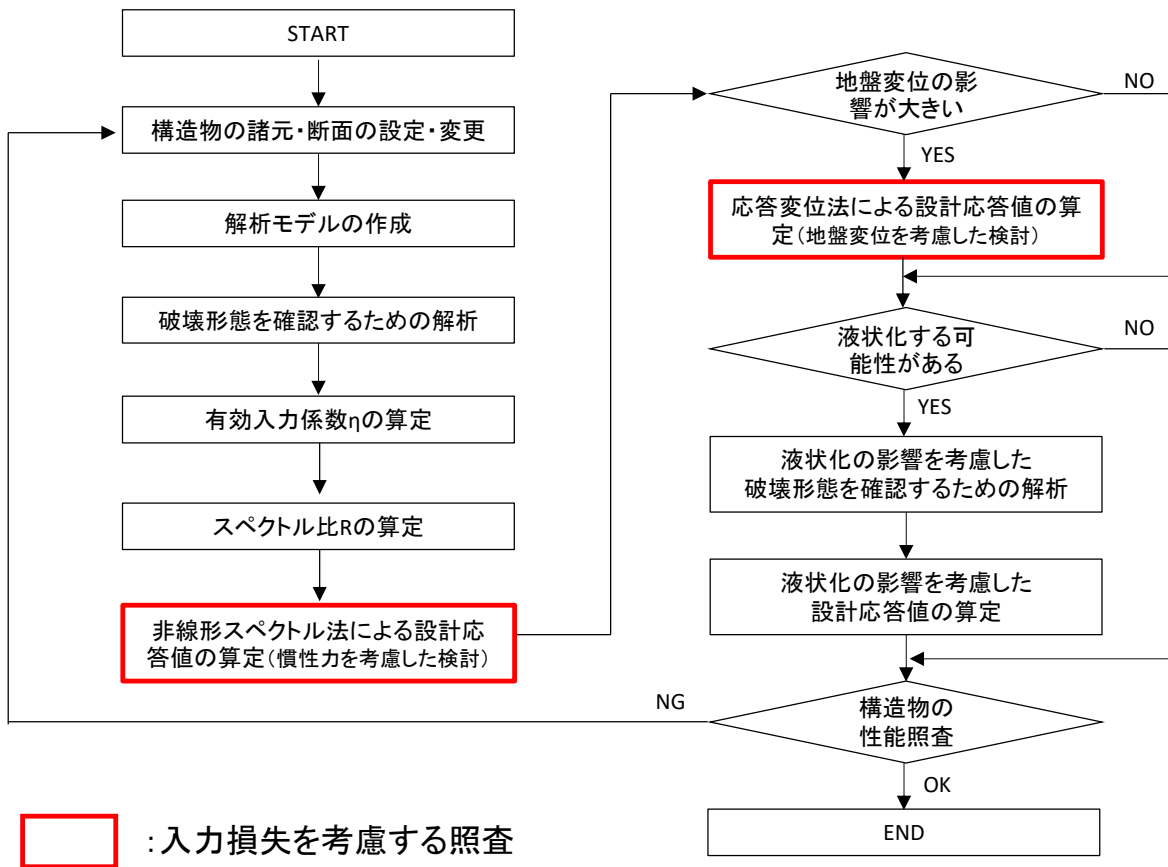


図 6.2.4 耐震設計フローと入力損失の考慮箇所

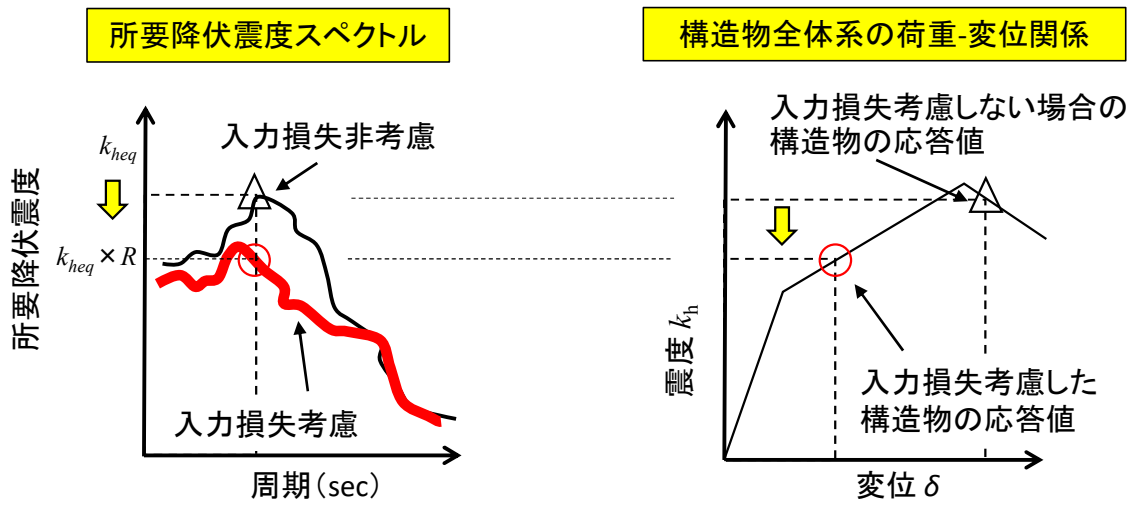


図 6.3.5 静的解析法に入力損失効果を考慮する方法

6.3 設計条件

6.3.1 構造条件

本検討では、鉄道構造物で一般的に用いられる RC ビームスラブ式ラーメン高架橋を対象とした。また、基礎形式は地中梁を有する 1 柱 1 杭形式の基礎とし、基礎杭はオールケーシング工法による RC 場所打ち杭（自然泥水）とする。構造物は、図 6.3.1 に示すように径間数 4 径間の全長が 39.8m の延長を有し、1 径間当たりの径間長は 10m 程度であり、橋脚高さは地中梁天端からスラブ天端間において 7.0m である。各部材の主要寸法を表 6.3.1 に示す。ここで対象とする構造物は、ほぼ等径間であることから構造物の端部と中間部で各部材は同寸法であるが、端部横梁に関しては隣接するゲルバー桁が設置されることを想定し中間部に比べ梁高・幅が大きくなっている。また、杭基礎は直径 1.0m、杭長 21.0m を想定している。

使用材料に関する設計条件は、現行の鉄道基準 [9], [10] に則り設定した。コンクリートに関しては、スラブ、柱、梁については普通骨材コンクリートとし設計基準強度 f'_{ck} を 27N/mm^2 、ヤング率 E_c を 26.5kN/mm^2 としている。次に、杭については設計基準強度 f'_{ck} を 30N/mm^2 とし、ヤング率 E_c は 28.0kN/mm^2 とした。ここで、鉄道基準 [10] では杭基礎の施工上および品質管理上の不確定性を考慮し、設計基準強度 f'_{ck} やヤング率 E_c に施工修正係数 ρ_c を乗じることとなっている。本検討で用いた施工修正係数 ρ_c を表 6.3.2 に示す。次に、鉄筋の条件を表 6.3.3 に示す。鉄筋に関しては、SD345 を想定した。

6.3.2 地盤条件

本検討で用いる地盤条件を表 6.3.4 に示す。地盤は耐震設計上の基盤面 ($V_{s0}=400\text{m/s}$) を含めて、21.0m の深度までを想定した。また、杭先端の耐震設計上の基盤面は砂礫層とし、基盤面以深の地層は砂質土、粘性土の互層地盤とし、本検討では地下水および液状化地盤は想定していない。また、表層地盤の固有周期 T_g は 0.491 秒であり地盤種別は G3 地盤となる。なお、深さ 0m を設計上の地表面と設定するが、深さ 0m~1.9m の範囲は地中梁の施工に伴い掘削、埋戻しを行うことを想定し、深さ 1.9m までの地盤の抵抗は考慮しないこととした。また、表 6.3.4 中の PS 検層による地盤の変形係数 E_{ps} および変形係数の設計用値 E_d は次式で与えられる。

$$E_{ps} = 2G(1 + \nu_d) \quad (6.3.1)$$

ここに、 E_{ps} は PS 検層により求められる地盤の変形係数、 ν_d は動的ポアソン比、 G は動的せん断弾性係数で式(6.3.2)より求められる。

$$E_d = \frac{\rho_{gE} \cdot EPS}{\gamma_{gE}} \quad (6.3.2)$$

ここに、 E_d は基礎の地盤反力係数の算定に用いる地盤の変形係数の設計用値、 ρ_{gE} は、地盤の修正係数であり本検討では0.1を用いている。また、 γ_{gE} は地盤調査係数であり本検討では1.0を用いた。

6.3.3 構造解析モデル

6.3.3.1 構造物のモデル化

構造解析モデルは、鉄道の設計基準 [3], [9], [10]に従い各径間を平面ラーメンに分割し、骨組みモデルにより構築する。なお、ここでの検討は、橋軸直角方向に対してのみ照査を行うこととする。骨組みモデルは、上部構造物と基礎構造物を一体としたモデルとし、部材は線材、地盤はばねとしてモデル化する。

部材のモデル化は、非線形を考慮した要素とし、各部材の軸線は部材断面の図心軸を結ぶ線とする。ただし、ハンチによる図心軸線の曲りは無視することとした。図心位置の計算に当たっては、鉄筋の影響を無視し、コンクリートの全断面を有効として取り扱う。また、部材接合部は、十分な耐力を有していることを前提に、接合部全体を剛域としている。各部材の非線形特性は、地震時の慣性力の影響により曲げモーメント分布が曲線上に変化する杭に関しては、 $M-\phi$ 関係により表現し、その他の梁、柱については曲げモーメントが直線分布することを想定し $M-\theta$ 関係により表現する。その他、柱、杭については地震時の軸力変動の影響を無視できないため、これを考慮した解析モデルとした。

6.3.3.2 地盤のモデル化

杭基礎の地盤抵抗のモデル化は、杭先端の鉛直地盤抵抗、杭周面のせん断地盤抵抗、杭周面の水平地盤抵抗の3種類を考慮し、それぞれを図6.3.2に示すようにバイリニア型でモデル化した。各地盤ばねの地盤反力の折れ曲がり点（降伏、終局）または上限値の関係を表6.3.5に示す。各地盤抵抗の地盤反力係数と降伏支持力、終局支持力の算定は鉄道基準 [10]に基づき行い、その結果を表6.3.6、表6.3.7に示す。表6.3.6に示す値のうち、杭先端の鉛直地盤反力係数は、式(6.3.3)より降伏支持力、終局支持力は式(6.3.5)および式(6.3.6)から求めている。

$$K_{tv} = k_{tv} \cdot A_t \quad (6.3.3)$$

ここで、 A_t は杭先端の面積 (m^2)、 k_{tv} は杭先端の鉛直地盤反力係数で、次式で表せられる。

$$k_{tv}=1.4 \cdot \rho_{gk} \cdot E_d \cdot D^{-3/4} \quad (6.3.4)$$

ここで、 ρ_{gk} は地盤反力係数に関する地盤修正係数 (=1.0)、 D は杭径 (m) である。次に、杭先端の鉛直地盤反力の降伏支持力、終局支持力は次式より求めた。

$$R_{ty} = \rho_{gty} \times R_{tk} \quad (6.3.5)$$

$$R_{tu} = \rho_{gtu} \times R_{tk} \quad (6.3.6)$$

ここに、 R_{ty} は杭先端の鉛直地盤反力の降伏支持力 (kN)、 R_{tu} は杭先端の鉛直地盤反力の終局支持力 (kN)、 ρ_{gty} は先端支持力 (降伏) に関する地盤修正係数 (0.6)、 ρ_{gtu} は先端支持力 (終局) に関する地盤修正係数 (1.4)。 R_{tk} は基準先端支持力 (kN) で次式から求める。

$$R_{tk} = q_{tk} \times A_t \quad (6.3.7)$$

ここで、 q_{tk} は基準先端支持力度 (kN/m²) で次式による。

$$60N \leq 7500 \quad (\text{砂礫}) \quad (6.3.8)$$

次に、杭周面の鉛直せん断地盤反力係数は、式 (6.3.9) より降伏支持力、終局支持力は式 (6.3.11) および式 (6.3.12) から求めている。

$$K_{fv} = k_{fv} \cdot U \cdot \Delta l \quad (6.3.9)$$

ここで、 U は杭の周長 (m)、 Δl は杭周面の鉛直せん断地盤ばね定数を算定する区間の長さ (m)、 k_{fv} は杭先端の鉛直せん断地盤反力係数で、次式で表せられる。

$$k_{fv}=0.2 \cdot \rho_{gk} \cdot E_d \quad (6.3.10)$$

ここで、 ρ_{gk} は地盤反力係数に関する地盤修正係数 (=1.0)、 D は杭径 (m) である。

また、杭周面の鉛直せん断地盤反力の降伏支持力，終局支持力は次式より求めた。

$$R_{fy} = \rho_{gfy} \times R_{fk} \quad (6.3.11)$$

$$R_{fu} = \rho_{gfu} \times R_{fk} \quad (6.3.12)$$

ここに、 R_{fy} は杭周面の鉛直せん断地盤反力の降伏支持力 (kN)， R_{fu} は杭周面の鉛直せん断地盤反力の終局支持力 (kN)， ρ_{fy} は先端支持力 (降伏) に関する地盤修正係数 (1.2)， ρ_{fu} は先端支持力 (終局) に関する地盤修正係数 (1.4)。 R_{fk} は基準先端支持力 (kN) で次式から求める。

$$R_{fk} = \gamma_{rk} \times U \times \Delta l \quad (6.3.13)$$

ここで、 U ， Δl は式 (3.6.9) と同様である。また、 γ_{rk} は各層での基準周面支持力度 (kN/m²) であり次式で求められる。

$$\begin{aligned} 3N \leq 3500 & \quad (\text{砂質土または砂礫}) \\ 6N \leq 7500 & \quad (\text{粘性土}) \end{aligned} \quad (6.3.14)$$

さらに、表 6.3.7 の水平地盤反力係数は、式 (6.3.15) より降伏支持力，終局支持力は式 (6.3.17) から求めている。

$$K_h = k_h \cdot D \cdot \Delta l \quad (6.3.15)$$

ここで、 Δl は杭周面の水平地盤ばね定数を算定する区間の長さ (m)， k_h は杭周面の水平地盤反力係数で、次式で表せられる。

$$k_h = 3.6 \cdot \rho_{gk} \cdot E_d \cdot D^{-3/4} \quad (6.3.16)$$

ここで、 ρ_{gk} は地盤反力係数に関する地盤修正係数 (=1.0)， D は杭径 (m) である。また、杭周面の水平地盤反力の降伏支持力，終局支持力は次式より算定される有効抵抗土圧度 P_e としている。

$$P_e = p_e \times D \times \Delta l \quad (6.3.17)$$

$$\begin{aligned}
 P_e(z) &= \alpha_h \cdot \gamma_e \cdot z \cdot K_p \quad (\text{砂質土}) \\
 P_e(z) &= (1 + z/2D)(\gamma_e \cdot z + 2c) \leq 9c \quad (\text{粘性土})
 \end{aligned}
 \tag{6.3.18}$$

ここに、 $P_e(z)$ は有効抵抗土圧応力度 (kN/m^2)、 α_h は杭前面の形状係数 ($=3.0$)、 γ_e は深さ z までの平均有効単位体積重量 (kN/m^3)、 z は有効抵抗土圧応力度を求める深さ (m)、 K_p は受動土圧係数である。

6.3.4 設計作用

設計作用は、永久作用、変動作用、偶発作用を考慮し設定した。このうち、永久作用は、梁・柱・スラブ等の構造物の死荷重、軌道等の付加死荷重を考慮している。また、構造物端部には、隣接するゲルバー桁の死荷重と支点反力を考慮している。一方で、通常の在来鉄道では電車線が設けられ約 40m に 1 箇所程度の間隔で、電柱が設置されるが本検討では省略することとした。次に、変動荷重は列車荷重を想定した。また、偶発作用は、鉄道の耐震基準 [3]に基づき地震の影響を設定した。耐震基準では、図 6.2.1 に示すように、L1 地震動と L2 地震動の 2 つの地震動を用いて構造物の照査を実施することになっている。このうち、L1 地震動については安全性（走行安全性）の照査に用いられる地震動であり、6.3.5 で述べるとおり本検討では安全性（走行安全性）を省略することから考慮していない。一方で、L2 地震動は主として安全性（走行安全性）を除く、構造物の安全性を照査するための地震動として、その地震動を算定する必要がある。L2 地震動の算定は、①モーメントマグニチュード $M_w=7.0$ よりも大きな震源域が建設地点近傍に確認される場合、②耐震設計上の基盤面より深い地盤構造の影響によって地震動の著しい増幅が想定される場合、の両方またはどちらか一方に該当する場合には、強震動予測手法に基づき地点依存地震動として算定する。ただし、上記①、②に該当しない場合には簡易な手法として、耐震基準に示される標準的な L2 地震動から算定された地表面加速度波形およびこれに対応した弾性加速度応答スペクトルに基づき算定することができる。本検討で想定する建設地点では①、②に該当しないとし、簡易な手法により L2 地震動を算定することとした。また、L2 地震動は海溝型の地震を想定したスペクトル I と内陸活断層による地震を想定したスペクトル II の 2 つの地震動を想定している。このうち、スペクトル I の弾性加速度応答スペクトルは、スペクトル II によって包含されているが、スペクトル I は地震動の継続時間が長いため、液状化地盤中の構造物のように、地震動の繰り返し作用によって損傷の進行が想定される場合には、スペクトル I による照査を行う必要がある。本検討では、地盤の液状化は発生しないこととし、L2 地震動は、図 6.3.3 に示す G3 地盤の地表面加速度波形および地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトルを用いて地震作用を求める。なお、鉄道の標準的な地表面地震動は、表層地盤の固有周期 T_g に基づき地盤種別に応じて設定されている。本検討で想定している地盤の表層地盤の固有周期 T_g は表 6.3.4 に示すとおり $T_g=0.491$ 秒であるため、G3 地盤を採用している。

6.3.5 検討ケース

本検討では、表 6.3.8 に示すように、構造物端部の断面 C1 および構造物中心部の断面 C3 を対象に、入力損失を考慮しない Case1、杭基礎による入力損失を考慮した Case2、杭と上部構造の両方、すなわち、構造全体系の入力損失効果を考慮した Case3 の 3 つの検討ケースを比較することにより入力損失効果の影響を検討する。また、各ケースにおいて地震時の慣性力の影響および地盤変位の影響の 2 項目に対して照査を実施する。なお、検討方向は橋軸直角方向を対象としている。

6.3.6 照査項目と照査指標

本検討の目的は、設計実務に入力損失効果を適用することで、構造物の応答、合理化への影響を検討することである。そのため、ここでは、表 6.2.1 に示す地震時の要求性能のうち安全性（破壊）および復旧性（損傷）に関する照査を行い入力損失の効果を検討する。安全性のうち走行安全性については、地震時において車両が脱線に至る可能性をできるだけ低減するための性能であり、少なくとも L1 地震動に対して構造物の変位を走行安全上定まる一定値以内に留める性能であることから、本件検討では照査を省略することとした。復旧性に関しては想定される地震動に対して短期間で機能回復できる状態に構造物を保つ性能であり、初期費用と地震損失費用などから性能を設定する。この復旧性の性能は、実際に鉄道を営業する運営主体が当該路線の重要度、地震後の復旧計画や復旧期間等を踏まえ決定し、一般的には、安全性から定まる性能より高い性能が設定される。そのため、本検討では、表 6.3.9 に示すとおり、安全性のレベルを「3」、復旧性の性能レベルを「2」に設定する。

照査の方法は式 (6.3.19) の通りとし、安全性（破壊）に関する性能レベルを 3 とする。

$$\gamma_i \cdot I_{Rd} / I_{Ld} \leq 1.0 \quad (6.3.19)$$

ここに、 γ_i は構造物係数で本検討では 1.0 を用いている。また、 I_{Rd} は設計応答値、 I_{Ld} は設計限界値である。また、性能レベルに対する照査指標を表 6.3.10 に示す。同表に示す通り安全性（破壊）では、L2 地震動に対して構造物全体系が崩壊しないための性能とし、すべての部材が破壊しないこと、すなわち、部材耐力の N 点に達しないことを照査する。次に、復旧性（損傷）では構造物が過大な損傷を受けない、または受けた場合に性能回復が容易に行えることを確認する。具体的には、部材耐力の M 点に達しないことを照査する。このように、復旧性は地震時に構造物の損傷を安全性に比べ厳しく制限することで、構造物の早期機能回復を要求する性能である。そのため、復旧性を満足することで安全性が満足されることから、本検討では、地震時の復旧性についてのみ照査を行う。なお、安全性および復旧性では地震時の基礎の安定および基礎の残留変位を照査することで地盤の破壊や構造物の変位を照査することとなっているが、本検討では省略することとした。

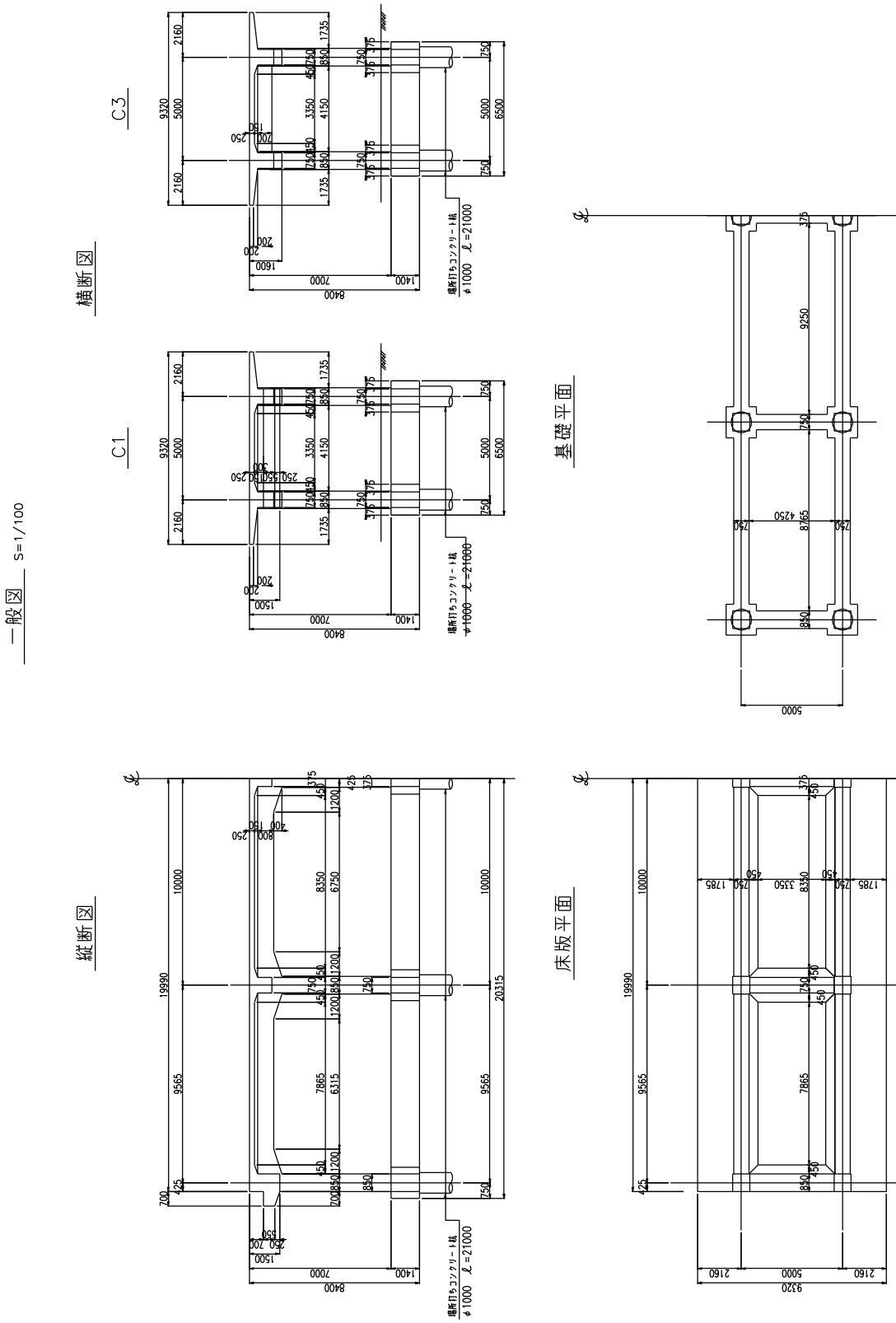


図 6.3.1 対象とする構造物の一般図

表 6.3.1 各部材の主要寸法 (Case1)

部材	高架橋端部		高架橋中間部	
	高さ(mm)	幅(mm)	高さ(mm)	幅(mm)
上層縦梁	1200 (1600)	750	1200 (1600)	750
上層横梁	1500	850	1100	750
地中縦梁	1400	750	1400	750
地中横梁	1400	850	1400	750
柱	850	850	850	850
杭	1000	1000	1000	1000

※ () 内は、ハンチ部の柱接続箇所寸法を示す。

表 6.3.2 杭基礎のコンクリート施工条件に関する施工修正係数 ρ_c および低減係数

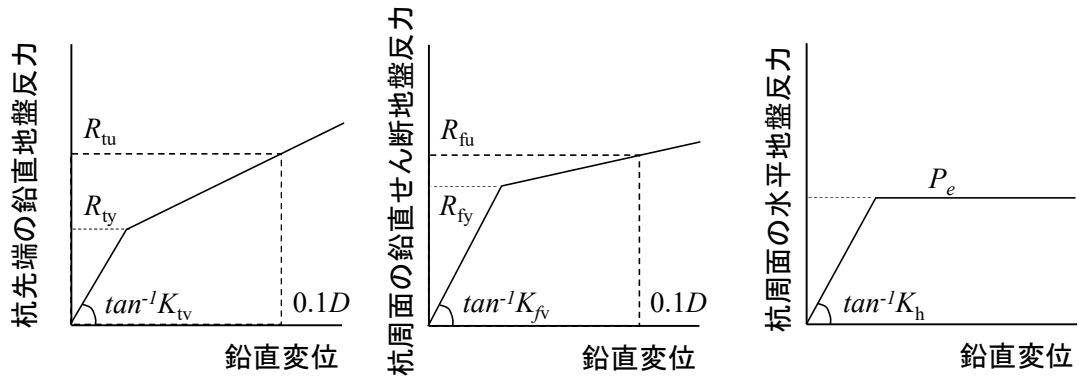
施工条件		施工修正係数 ρ_c				せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力 V_{cd} の低減係数
打ち込み時	施工法	打ち込み時の泥水比重に関する施工管理条件	圧縮強度 引張強度 曲げひび割れ強度 支圧強度	付着強度	コンクリートのヤング係数	
水中施工	オールケーシング工法	なし	0.7	0.6	0.8	0.9

表 6.3.3 鉄筋材料の設計条件

種別	引張強度の特性値 f_{suk} (N/mm ²)	引張降伏強度の特性値 f_{syk} (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (kN/mm ²)
SD345	490	345	200

表 6.3.4 地盤条件および設計で用いる特性値

層 No.	層厚 (m)	土質区分	初期せん断弾性波速度 V_{s0} (m/s)	湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν_d	動的せん断弾性係数 G (kN/m ²)	地盤の変形係数 (PS検層) E_{PS} (kN/m ²)	変形係数の設計用値 E_d (kN/m ²)	備考
0	0.90	砂質土	70.00	18.00	0.476	9000	26568	2657	土被り
1	1.00	砂質土	70.00	18.00	0.476	9000	26568	2657	〃
2	1.00	粘性土	80.00	16.00	0.476	10449	30845	3085	杭上端
3	1.00	粘性土	180.00	16.00	0.476	52898	156155	15615	
4	1.00	粘性土	160.00	16.00	0.476	41796	123382	12338	
5	1.00	砂質土	160.00	18.00	0.472	47020	138428	13843	
6	1.00	砂質土	220.00	18.00	0.472	88898	261716	26172	
7	1.00	砂質土	210.00	18.00	0.472	81000	238464	23846	
8	1.00	砂質土	240.00	18.00	0.472	105796	311463	31146	
9	1.00	砂質土	230.00	18.00	0.472	97163	286049	28605	
10	1.00	粘性土	220.00	16.00	0.475	79020	233110	23311	
11	1.00	粘性土	280.00	16.00	0.475	128000	377600	37760	
12	1.00	粘性土	260.00	16.00	0.475	110367	325584	32558	
13	1.00	粘性土	270.00	16.00	0.475	119020	351110	35111	
14	1.00	粘性土	250.00	16.00	0.475	102041	301020	30102	
15	1.00	粘性土	230.00	16.00	0.475	86367	254784	25478	
16	1.00	粘性土	250.00	16.00	0.475	102041	301020	30102	
17	1.00	粘性土	270.00	16.00	0.475	119020	351110	35111	
18	1.00	粘性土	280.00	16.00	0.480	128000	378880	37888	
19	1.00	粘性土	350.00	16.00	0.480	200000	592000	59200	
20	1.00	粘性土	290.00	16.00	0.480	137306	406426	40643	
21	1.00	粘性土	310.00	16.00	0.480	156898	464418	46442	
22	1.00	砂礫	400.00	20.00	0.479	326531	965878	96588	基盤面
地盤の固有周期 T_g (s)			0.491						G3地盤



(a) 杭先端の鉛直地盤抵抗 (b) 杭周面のせん断地盤抵抗 (c) 杭周面の水平地盤抵抗

図 6.3.2 各地盤抵抗の非線形特性

表 6.3.5 地盤反力の限界値

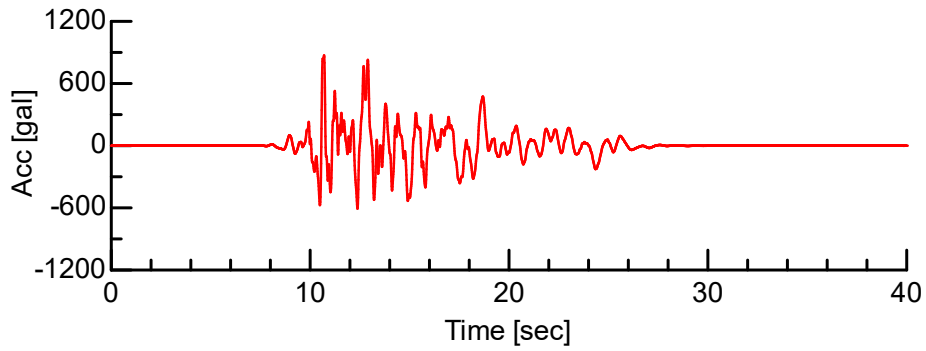
地盤抵抗の種別	地盤反力の折れ曲がり点または上限値
杭先端の鉛直地盤抵抗	降伏先端支持力 終局先端支持力
杭周面の鉛直せん断地盤抵抗	降伏周面支持力 終局周面支持力
杭周面の水平地盤抵抗	有効抵抗土圧力度

表 6.3.6 杭先端の鉛直地盤抵抗および杭周面の鉛直せん断地盤抵抗

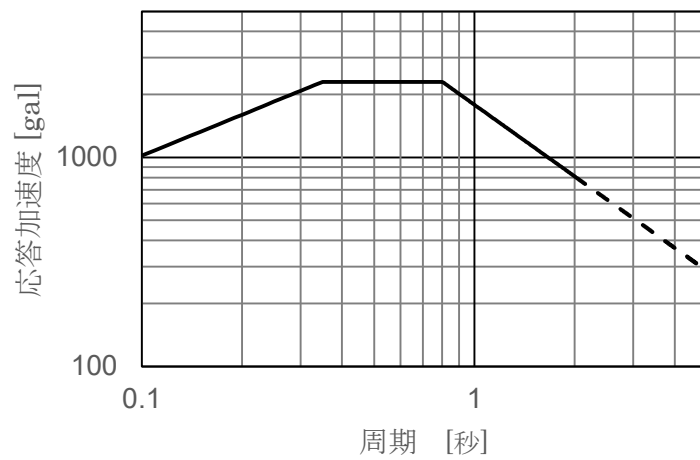
深度 (m)	第1勾配			第2勾配		
	地盤反力 K_{tv}, K_{fv} (kN/m)	R_{ty}, R_{fy} (kN)		ばね定数 (kN/m)	R_{tu}, R_{fu} (kN)	
		+側	-側		+側	-側
-3.0	3963.5	77.3	77.3	160.1	90.2	90.2
-4.0	12570.9	169.6	169.6	326.9	197.9	197.9
-5.0	15713.6	169.6	169.6	317.0	197.9	197.9
-6.0	17276.5	169.6	169.6	313.5	197.9	197.9
-7.0	18771.4	197.9	197.9	368.7	230.9	230.9
-8.0	16309.9	226.2	226.2	437.7	263.9	263.9
-9.0	19186.0	226.2	226.2	427.4	263.9	263.9
-10.0	22091.2	226.2	226.2	420.0	263.9	263.9
-11.0	21259.0	226.2	226.2	421.9	263.9	263.9
-12.0	20487.3	226.2	226.2	423.8	263.9	263.9
-13.0	17461.1	226.2	226.2	433.1	263.9	263.9
-14.0	17461.1	226.2	226.2	433.1	263.9	263.9
-15.0	20487.3	339.3	339.3	677.7	395.8	395.8
-16.0	22933.3	452.4	452.4	939.3	527.8	527.8
-17.0	30501.1	452.4	452.4	885.3	527.8	527.8
-18.0	31366.5	452.4	452.4	881.1	527.8	527.8
-19.0	27358.4	508.9	508.9	1042.1	593.8	593.8
-20.0	14590.1	282.7	282.7	584.5	329.9	329.9
-21.0	106203.8	1979	1979	32433.7	4618	4618

表 6.3.7 杭周面の水平地盤抵抗

深度 (m)	地盤反力 K_h (kN/m)	有効抵抗土圧力度 P_e (kN)	
		始点	終点
0.0			
-1.0	33660	155.4	197.5
-2.0	50317	197.5	239.6
-3.0	47126	239.6	366.3
-4.0	72026	366.3	460.2
-5.0	90032	460.2	554.1
-6.0	98987	554.1	648.0
-7.0	107552	648.0	741.9
-8.0	93449	741.9	562.5
-9.0	109928	562.5	562.5
-10.0	126573	562.5	562.5
-11.0	121805	562.5	562.5
-12.0	117384	562.5	562.5
-13.0	100045	562.5	562.5
-14.0	100045	562.5	562.5
-15.0	117384	562.5	562.5
-16.0	131398	562.5	1125.0
-17.0	174758	1125.0	1125.0
-18.0	179717	1125.0	1125.0
-19.0	156752	1125.0	1125.0
-20.0	257453	1125.0	1980.4
-21.0	173858	1980.4	2101.1



(a) 時刻歴波形 (L2 地震動 G3 地盤)



(b) 弾性加速度応答スペクトル

図 6.3.3 標準的な地表面設計地震動 (L2 地震動 (スペクトル II), G3 地盤) [3]

表 6.3.8 検討ケースと照査項目および入力損失効果の関係

Case	対象断面	照査項目		入力損失効果の考慮	
		慣性力を考慮した検討	地盤変位を考慮した検討	杭の効果	構造全体の効果 (杭+上部構造)
Case1-1	C1	○	-	-	-
Case1-2	C1	-	○	-	-
Case1-3	C3	○	-	-	-
Case1-4	C3	-	○	-	-
Case2-1	C1	○	-	○	-
Case2-2	C1	-	○	○	-
Case2-3	C3	○	-	○	-
Case2-4	C3	-	○	○	-
Case3-1	C1	○	-	-	○
Case3-2	C1	-	○	-	○
Case3-3	C3	○	-	-	○
Case3-4	C3	-	○	-	○

表 6.3.9 構造物の要求性能に対する構造要素の損傷レベル

構造物の要求性能		復旧性	安全性
構造要素の損傷レベル	上層梁 地中梁	2	3
	柱	2	3

表 6.3.10 各性能項目の照査指標

構造物の要求性能		設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}
性能	照査項目		
安全性	破壊 (地震時)	設計曲げモーメント M_d 設計せん断力 V_d 変位 θ_d, φ_d	設計曲げ降伏耐力 M_{yd} 設計せん断耐力 V_{yd} 変位 $\theta_{rd}, \varphi_{rd}$
復旧性	損傷 (地震時)	設計曲げモーメント M_d 設計せん断力 V_d 変位 θ_d, φ_d	設計曲げ降伏耐力 M_{yd} 設計せん断耐力 V_{yd} 変位 $\theta_{rd}, \varphi_{rd}$

6.4 入力損失効果が構造物の応答値, 照査値に及ぼす影響

6.4.1 有効入力係数の算定

入力損失を考慮する Case2, Case3 で用いる有効入力係数 η の算定は, 地盤の非線形性を考慮し算定を行う. ここで, 地盤の非線形性は耐震基準 [3]に示される「地震時のひずみレベルによる地盤の剛性低減係数 α_g (=0.5)」を考慮した地盤剛性を用いる. また, 構造全体系の入力損失効果においても同様に α_g を考慮するが, ここでは α_g を考慮した表層地盤全体の等価せん断弾性波速度 V_{seq} を用いて非線形性を考慮するとともに, 地震動は 30° の角度で構造物に入射されると想定した. なお, 杭部材については線形条件としている. これは, 第3章の検討から杭の非線形化が入力損失に与える影響が小さいことと, 応答変位法による事前の検討により, 上記 α_g を考慮した地盤条件において杭全長に亘って部材が線形であることを確認しているためである.

算定した有効入力係数 η を図 6.4.1 に示す. 同図のうち図 6.4.1(a)は杭基礎による入力損失効果 η_1 であり, 第5章に示した応答変位法により算定している. なお, 図中の折れ点は表層地盤の1次~3次モードに対応する固有振動数とその際の構造物変位と地盤変位の比を表している. また, 図 6.4.1(b)および図 6.4.1(c)は上部構造による入力損失効果 η_2 を考慮した構造全体系の入力損失係数 η_i ($\eta_1 \times \eta_2$) である. 図 6.4.1(b)の有効入力係数 η は, 図 6.4.1(a)の杭のみに比べ $0 \sim 1.5\text{Hz}$ の範囲で η の低減がなく 1.0 を越えている. これは, 第4章で述べた通り構造物端部では上部構造物の回転挙動の影響により η の値が大きくなるためである. 一方で, 構造物中心である C3 断面の結果 (図 6.4.1(c)) では, 杭のみの有効入力係数 η_1 に比べ η の低減が低振動領域で生じており, 入力損失効果が大きい. これは, 上部構造物による入力損失効果 η_2 の影響である.

6.4.2 非線形スペクトル法による応答値の算定

ここでは, プッシュ・オーバー解析により, 図 6.2.2 に示す通り構造物の等価固有周期 T_{eq} および等価固有周期に対応した震度 k_{heq} を算定し, L2 地震動 (スペクトル II) に対する構造物の応答を所要降伏震度スペクトルによって求める. なお, 所要降伏震度スペクトルは, 上部構造物の降伏震度 K_{hys} と基礎構造物の降伏震度 K_{hyf} を比較して小さい方の構造物に対するものを使用するとともに, 地盤種別および設計地震動を基に選定することになる. 本検討では, 全ケースで $K_{hys} \leq K_{hyf}$ となったため図 6.4.2 に示す G3 地盤における上部構造物 (RC) の所要降伏震度スペクトル (スペクトル II) を用いた. なお, 応答値の算定および照査は, 橋軸直角方向のみを行う. ただし, 入力損失を考慮しない Case1 については, 地震時以外の照査を含むすべての照査を満足していることを事前に確認している.

プッシュ・オーバー解析によって算定した各ケースの応答値および構造物の水平震度 - 変位関係図を表 6.4.1 および図 6.4.3～図 6.4.5 に示す。表 6.4.1 に示すとおり入力損失効果を考慮したスペクトル比 R は、Case2 の杭基礎による値は 0.93 程度、Case3 の構造全体系による値は Case3-1 において 1.00、Case3-3 において 0.839 であった。Case3-1 では上部構造の回転挙動の影響により、スペクトル比 R の値が 1.00 であったためここでの検討は省略した。

表 6.4.1 および図 6.4.3～図 6.4.5 から明らかなように、入力損失効果を考慮した Case2, Case3 は、Case1 に比べ降伏震度、等価降伏変位、最大応答震度が低下しているとともに、等価固有周期、応答塑性率が増加している。これは、入力損失を考慮することで地震作用が低減したため、柱部材の寸法、鉄筋量の合理化を図り、その結果、構造物全体系の剛性が低下したことに起因している。これについては、6.5 において詳細を述べる。なお、すべてのケースにおいて初期降伏点、最大震度点は、柱基部において生じていた。

6.4.3 応答変位法による応答値の算定

応答変位法による応答値の算定では、慣性力と地盤変位を組み合わせた地震作用を用いる。ここで、慣性力の影響は 6.4.2 において非線形応答スペクトルによって求めた最大応答点における最大応答震度を用いる。最大応答震度が最大震度点を超えている場合では、最大震度を用いる必要があるが、本検討ではすべてのケースで最大震度点を超えていなかったため最大応答震度を用いている。

次に、地盤変位は表層地盤の固有周期および固有振動モードに基づいて算定した。鉄道の耐震基準 [3]では地震時の地盤の非線形性を考慮した地盤の剛性低減係数 α_g を導入し等価線形的に地盤変位を算定している。本検討においても α_g を考慮し地盤変位を算定した結果を図 6.4.5 に示す。

鉄道の耐震基準 [3]では慣性力と地盤変位の作用の適切な組み合わせは、室野ら [5]、室野・西村 [6]の研究を反映した設計法を取り入れており、式 (6.4.1)、式 (6.4.2) に示す慣性力を中心とした設計 (式 (6.4.1)) と地盤変位を中心とした設計 (式 (6.4.2)) の 2 種類の設計を行うとともに、それぞれの設計においては、慣性力と地盤変位の組み合わせるための補正係数 ν を導入している。補正係数 ν は、慣性力により発生する基礎の断面力と地盤変位により発生する基礎の断面力が打ち消し合うことを回避するために、補正係数 ν の上限値 ν_U と下限値 ν_L を算定し適切に使い分け応答値を算定する。なお、補正係数の上限値 ν_U と下限値 ν_L は、地盤と構造物の固有周期比によって算定する。ただし、構造物全体系の荷重 - 変位曲線が明確な折れ曲り点を有しており、非線形応答スペクトル法より求まる最大応答震度が初期降伏震度を超えている場合には、固有周期の大小に関係なく補正係数の上限値 ν_U を 1.0 とする。そのため、本検討では、①慣性力・地盤変位を中心とした設計において ν_U を用いた場合、②慣性力を中心とした設計において ν_L を用いた場合、③地盤変位を中心とした設計において ν_L を用いた場合の計 3 ケースを対象に設計応答値を算定する。

$$R = 1.0 \times R_a + \nu \times f(z) \quad (6.4.1)$$

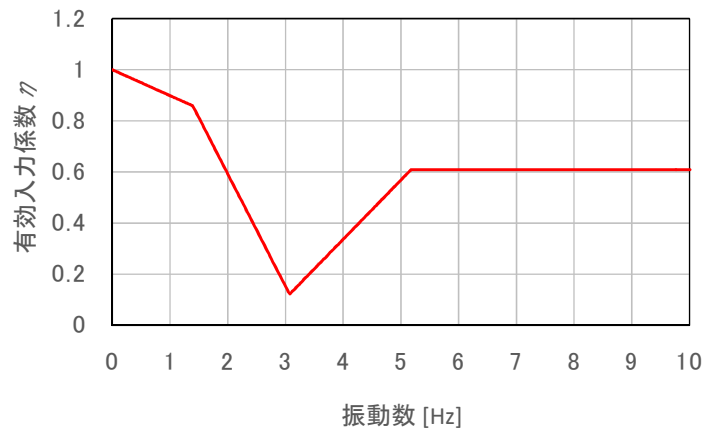
$$R = \nu \times R_a + 1.0 \times f(z) \quad (6.4.2)$$

ここで、 R_t は考慮する地震作用、 R_a は慣性力、 $f(z)$ は地盤変位である。

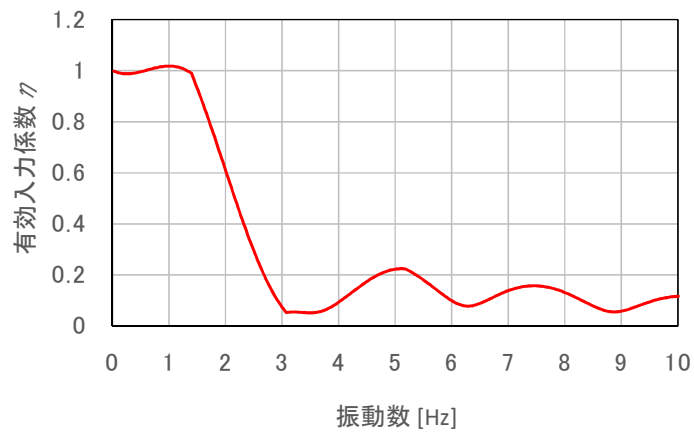
各ケースにおける慣性力と地盤変位を組み合わせるための補正係数を表 6.4.2 に、応答変位法を用いて算定した構造物の水平震度 - 変位関係図を図 6.4.7～図 6.4.11 に示す。同図より、Case1～Case3 の全てのケースで地盤変位を中心とした設計のうち補正係数に下限値 ν_L を用いた場合には、構造物の各部位が降伏せず弾性領域内で応答していることが分かる。その他のケースでは柱上端部において降伏している。

6.4.4 構造物の照査

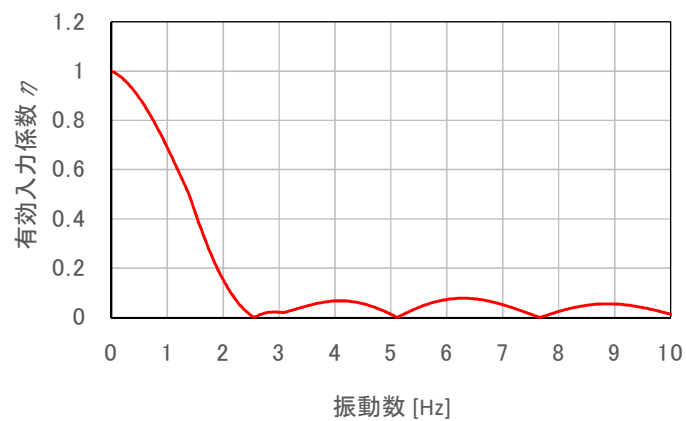
6.4.2, 6.4.3 で算定した各ケースの構造物応答値を用いて要求性能を満足していることを照査する。なお、照査は構造物の最大応答点を用いて照査を行うこととする。復旧性に対する照査結果を表 6.4.3, 表 6.4.4 に示す。なお、同表には上層横梁、柱、地中横梁、杭のうち、最も照査結果が厳しい箇所を抽出し部材毎に示す。また、応答変位法の結果は 6.4.3 で実施した 3 ケースのうち最も照査値が厳しい慣性力・地盤変位 (ν_U) の結果を示す。同表から柱については基部、杭については杭頭が全てのケースで最も厳しい照査値となった。各ケースの決定ケースは、慣性力設計による柱部材で決まっており、照査値が 0.90 を超えている。また、入力損失を考慮した Case2, Case3 の照査においても同様である。これは、以降の 6.5 で述べるように柱断面の合理化を図ったためである。また、C1 断面の照査では応答変位法による照査において杭断面が決定している。これは、慣性力に加え地盤変位を考慮することで杭頭部に慣性力設計を超える曲げモーメントが発生したためである。また、Case1 に比べ Case2, Case3 では、ほとんどの照査において上層横梁、地中横梁、杭の照査値が低下し設計裕度が増している。これは、入力損失を考慮することで地震作用、すなわち、慣性力が低下するとともに、柱断面の合理化に伴い最大応答震度が減少し、その結果、各部材の発生断面力が低下したためである。本検討の全てのケースにおいて復旧性の性能レベルである損傷レベル2を超過する部材は発生しなかったため、照査を満足していた。



(a) 杭による入力損失係数 η_1



(b) 構造全体系の入力損失係数 η_2 (C1 断面)



(c) 構造全体系の入力損失係数 η_2 (C3 断面)

図 6.4.1 設計に考慮する有効入力係数 η

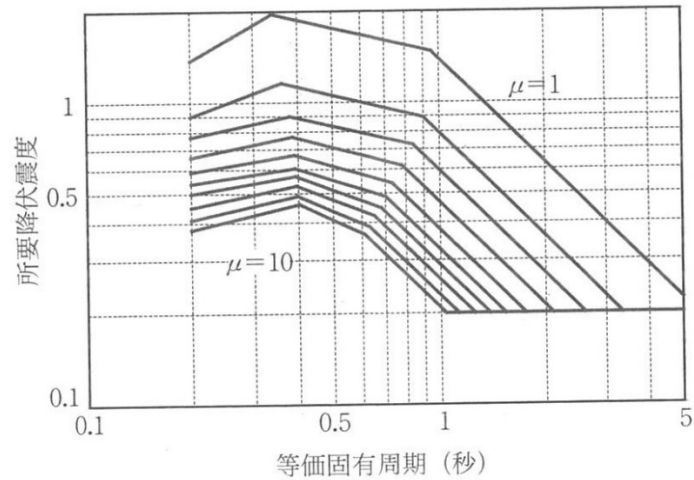
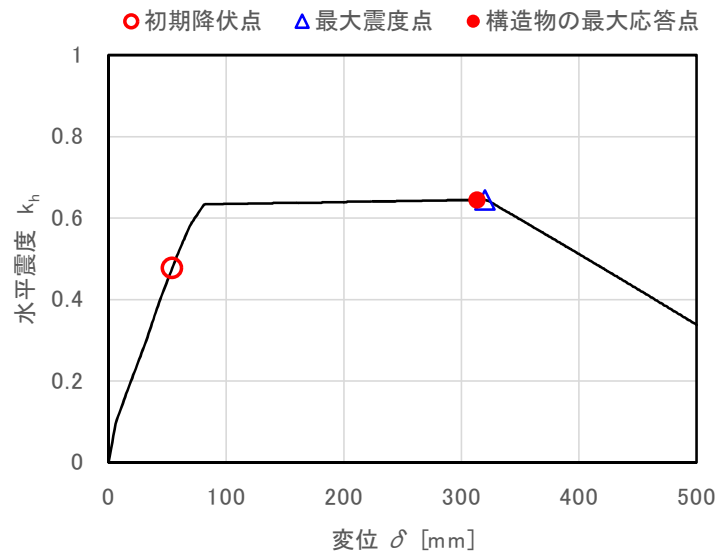


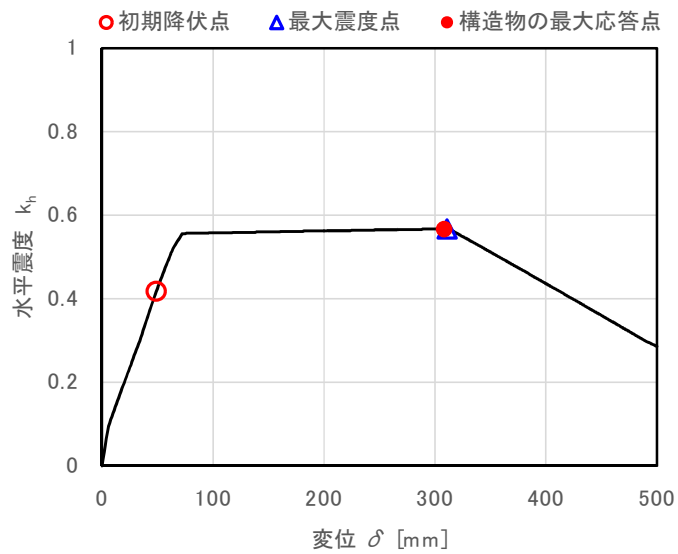
図 6.4.2 所要降伏震度スペクトル（スペクトル II 地震動，RC 上部構造物，G3 地盤） [3]

表 6.4.1 非線形スペクトル法による構造物の応答値

地盤種別	G3					
検討項目	橋軸直角方向					
検討Case	Case1-1	Case1-3	Case2-1	Case2-3	Case3-1	Case3-3
検討断面	C1	C3	C1	C3	C1	C3
降伏震度 k_{hy}	0.477	0.470	0.417	0.397	—	0.361
等価降伏震度 k_{heq}	0.560	0.568	0.492	0.466	—	0.423
降伏変位 δ_y (mm)	54.0	49.0	49.0	45.0	—	45.0
等価降伏変位 δ_{eq} (mm)	63.4	59.2	57.8	52.9	—	52.7
等価固有周期 T_{eq} (s)	0.673	0.646	0.686	0.674	—	0.706
応答塑性率 μ	4.94	4.94	5.33	5.67	—	5.62
最大応答変位 $\mu \cdot \delta_{eq}$ (mm)	313.2	292.4	308.1	299.9	—	296.2
最大応答震度 k_{hm}	0.645	0.668	0.567	0.537	—	0.486
スペクトル比 R	—	—	0.930	0.927	1.000	0.839

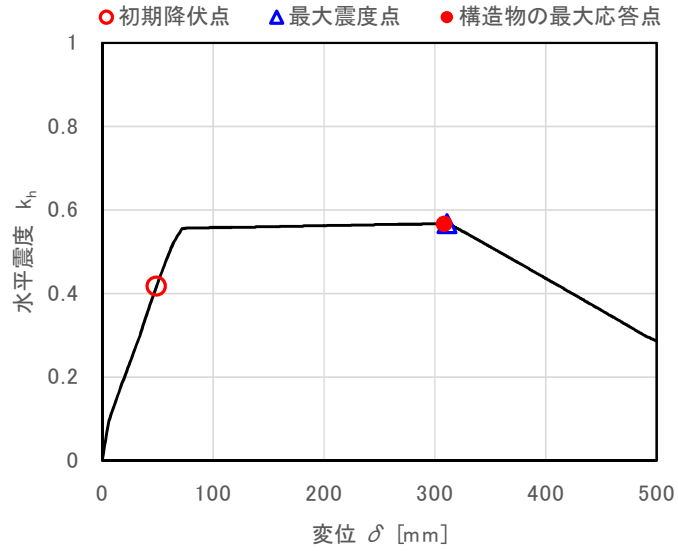


(a) Case1-1 (C1 断面)

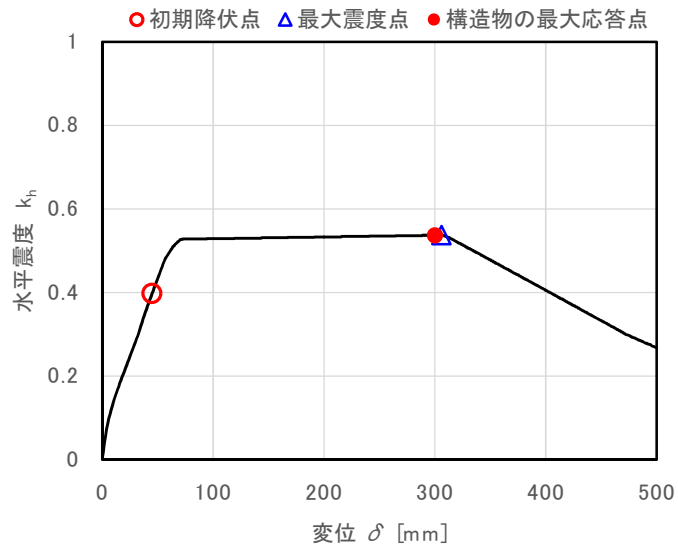


(b) Case1-3 (C3 断面)

図 6.4.3 Case1 の水平震度 - 変位関係



(a) Case2-1 (C1 断面)



(b) Case2-3 (C3 断面)

図 6.4.4 Case2 の水平震度 - 変位関係

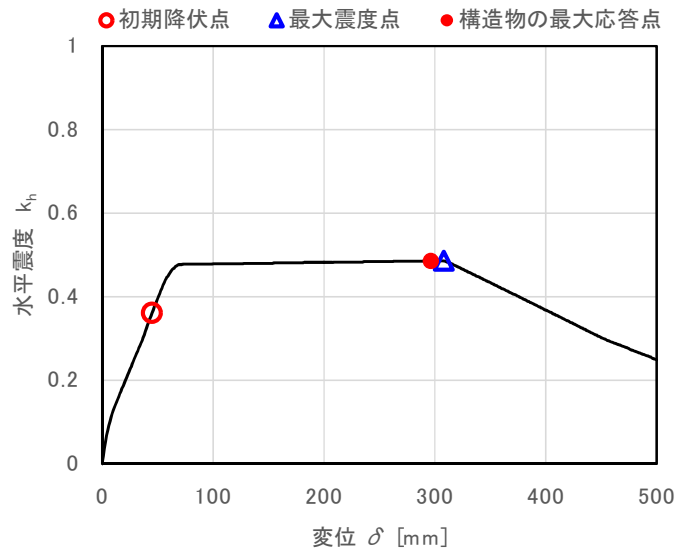


図 6.4.5 Case3-3 (C3 断面) の水平震度 - 変位関係

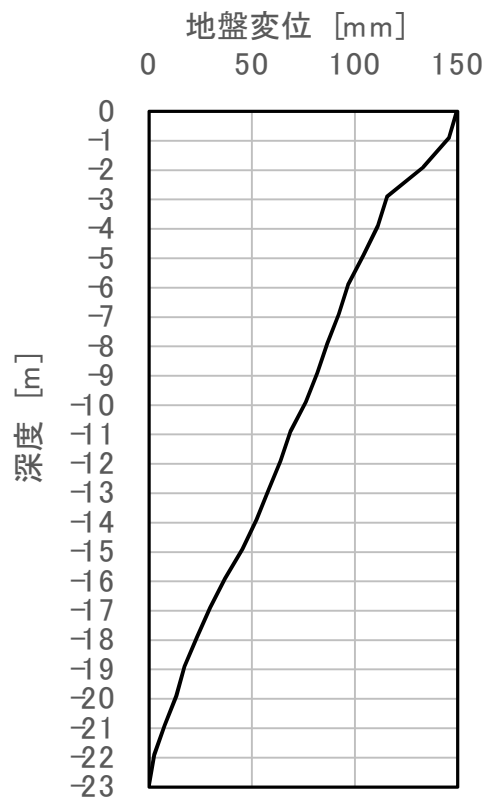
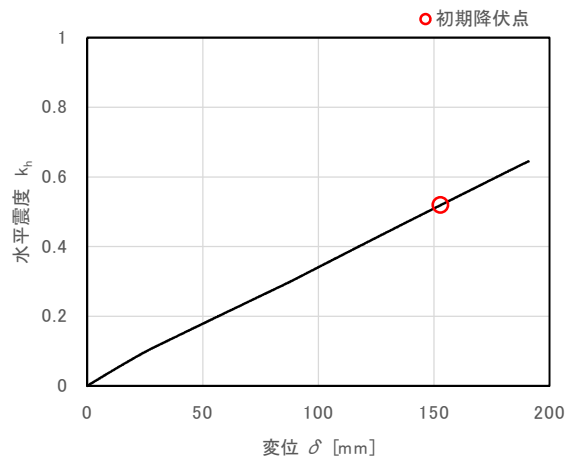


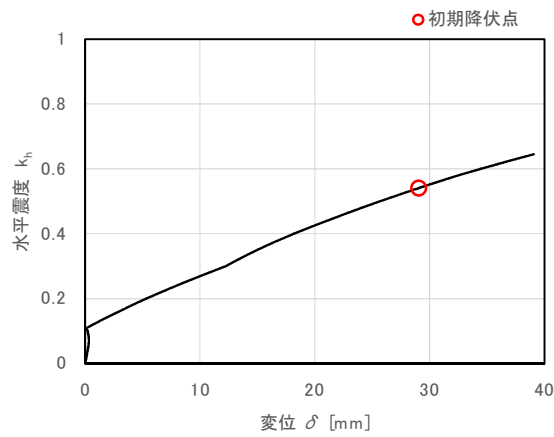
図 6.4.6 地盤変位の深度分布

表 6.4.2 各 Case の補正係数 ν

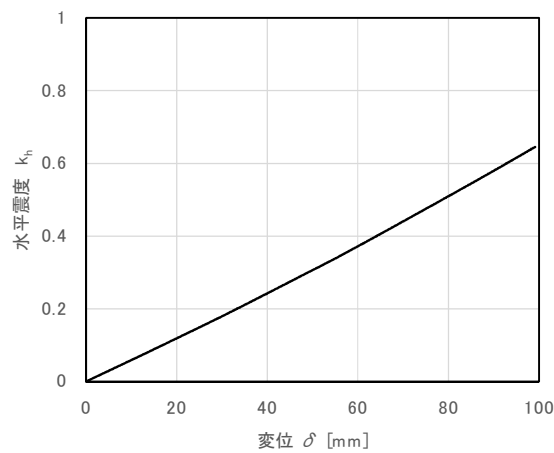
検討Case	Case1-2	Case1-4	Case2-2	Case2-4	Case3-2	Case3-4
検討断面	C1	C3	C1	C3	C1	C3
構造物の固有周期 T_{eq} (s)	0.673	0.646	0.686	0.674	—	0.706
地盤の固有周期 T_g (s)	0.362	0.362	0.362	0.362	—	0.362
固有周期比 α	0.930	0.892	0.948	0.931	—	0.975
補正係数の上限値 ν_U	1.00	1.00	1.00	1.00	—	1.00
補正係数の下限値 ν_L	-0.36	-0.28	-0.40	-0.36	—	-0.45



(a) 慣性力・地盤変位を中心とした設計（補正係数：上限値 ν_U ）

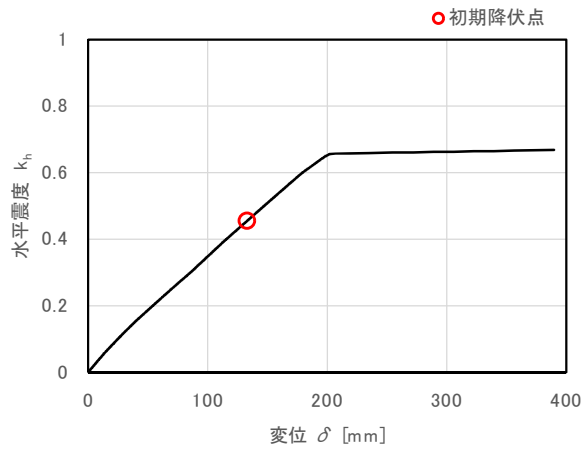


(b) 慣性力を中心とした設計（補正係数：下限値 ν_L ）

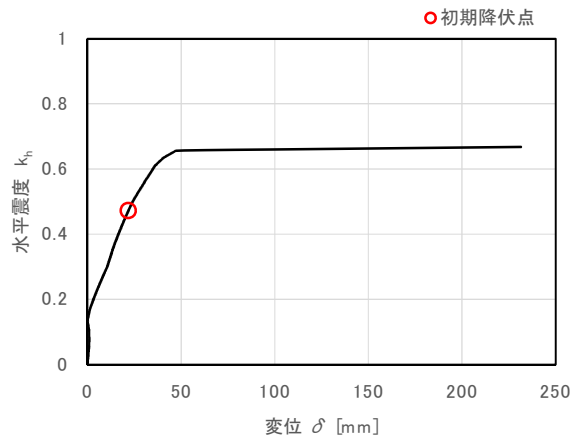


(c) 地盤変位を中心とした設計（補正係数：下限値 ν_L ）

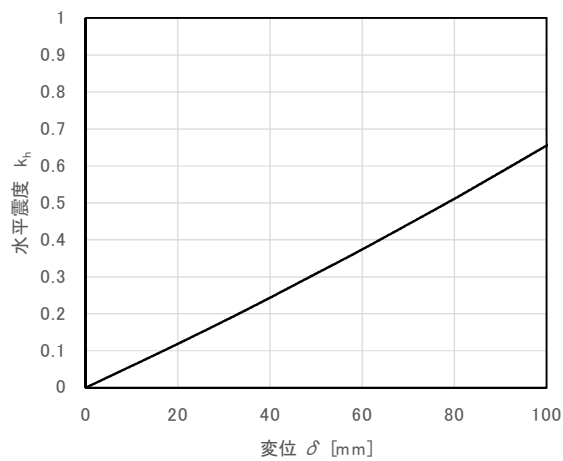
図 6.4.7 Case1-2 (C1 断面) の水平震度 - 変位関係



(a) 慣性力・地盤変位を中心とした設計（補正係数：上限値 v_U ）

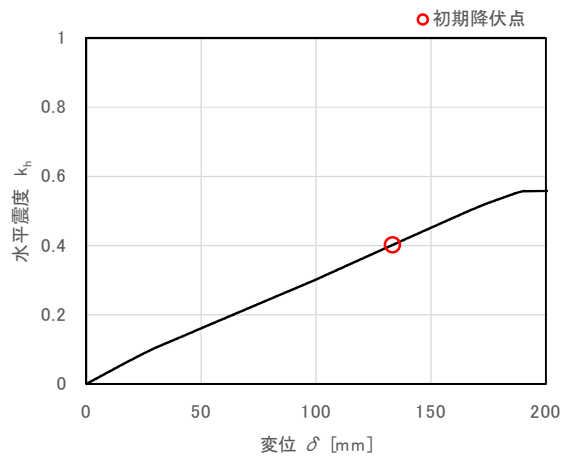


(b) 慣性力を中心とした設計（補正係数：下限値 v_L ）

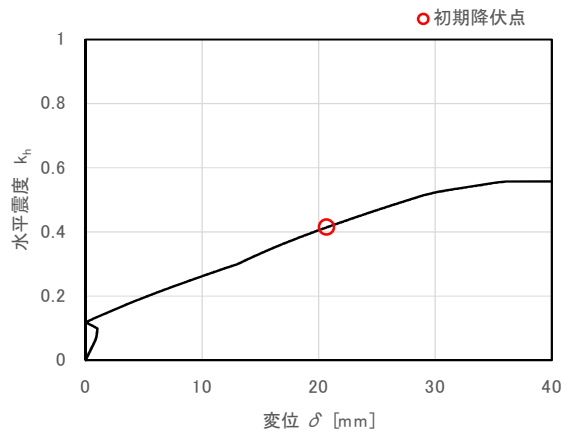


(c) 地盤変位を中心とした設計（補正係数：下限値 v_L ）

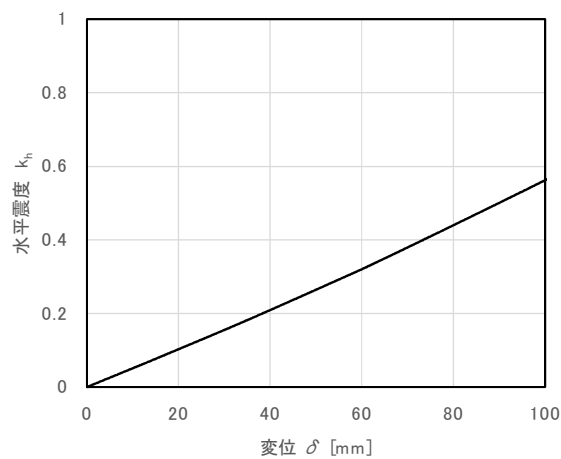
図 6.4.8 Case1-4 (C3 断面) の水平震度 - 変位関係



(a) 慣性力・地盤変位を中心とした設計（補正係数：上限値 ν_U ）

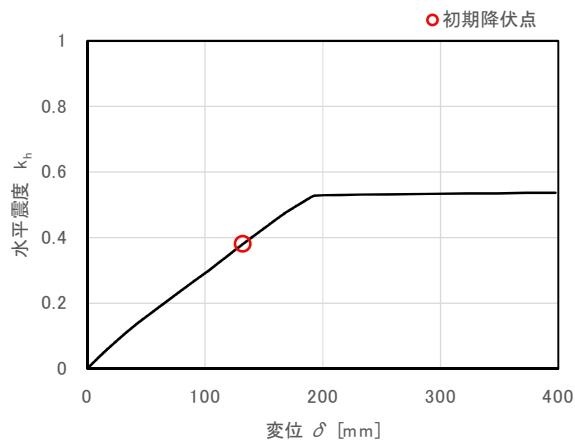


(b) 慣性力を中心とした設計（補正係数：下限値 ν_L ）

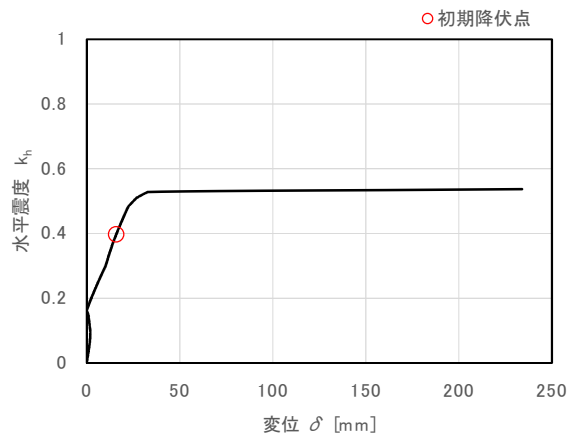


(c) 地盤変位を中心とした設計（補正係数：下限値 ν_L ）

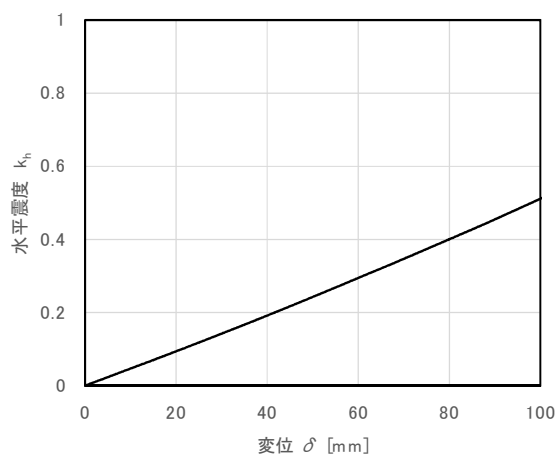
図 6.4.9 Case2-1 (C1 断面) の水平震度 - 変位関係



(a) 慣性力・地盤変位を中心とした設計（補正係数：上限値 v_U ）

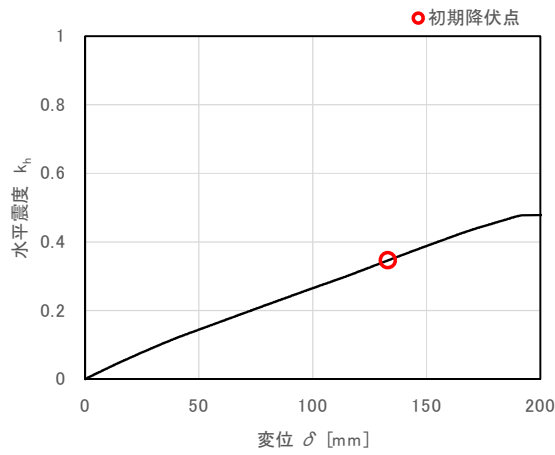


(b) 慣性力を中心とした設計（補正係数：下限値 v_L ）

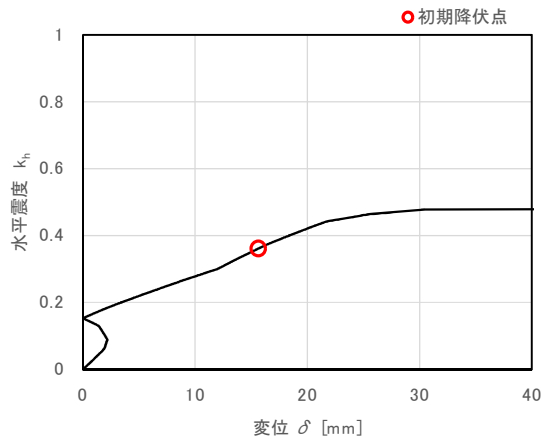


(c) 地盤変位を中心とした設計（補正係数：下限値 v_L ）

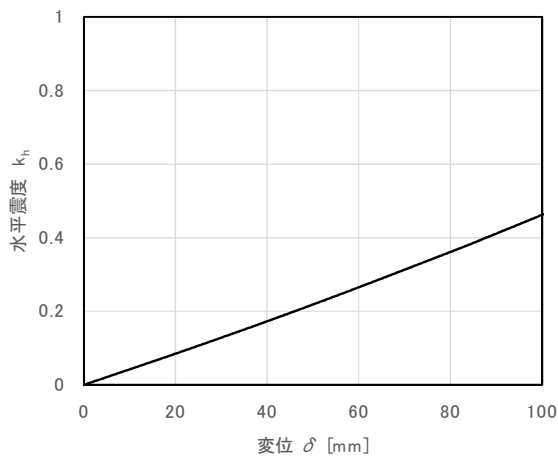
図 6.4.10 Case2-4 (C3 断面) の水平震度 - 変位関係



(a) 慣性力・地盤変位を中心とした設計 (補正係数: 上限値 v_U)



(b) 慣性力を中心とした設計 (補正係数: 下限値 v_L)



(c) 地盤変位を中心とした設計 (補正係数: 下限値 v_L)

図 6.4.11 Case3-4 (C3 断面) の水平震度 - 変位関係

表 6.4.3 C1 断面（構造物端部）の復旧性の照査結果

照査ケース		Case1 (C1断面)							
		Case1-1				Case1-2			
照査項目		慣性力設計				応答変位法 慣性力・地盤変位(v_U)			
照査部材		上層横梁	柱(基部)	地中横梁	杭(杭頭)	上層横梁	柱(基部)	地中横梁	杭(杭頭)
損傷レベルの照査	応答部材回転角: $\theta_d(\text{rad})$	-0.0019	-0.0501	-0.0022	-0.0047	-0.0017	-0.0057	-0.0024	-0.0067
	損傷レベル1制限値: $\theta_1(\text{rad})$	-0.0033	-0.0044	-0.0038	-0.0051	-0.0032	-0.0046	-0.0038	-0.0050
	損傷レベル2制限値: $\theta_2(\text{rad})$	-0.0346	-0.0510	-0.0295	-0.0611	-0.0346	-0.0513	-0.0295	-0.0615
	損傷レベル3制限値: $\theta_3(\text{rad})$	-0.0401	-0.0651	-0.0347	-0.0611	-0.0401	-0.0681	-0.0347	-0.0615
	γ_i	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_1$	0.576	-	0.583	0.927	0.526	1.248	0.621	1.327
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_2$	0.054	0.982	0.075	0.077	0.049	0.111	0.080	0.108
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_3$	0.047	0.769	0.006	0.077	0.042	0.083	0.068	0.108
	損傷レベル	1	2	1	1	1	2	1	2
	損傷レベルの制限	2				2			

照査ケース		Case2 (C1断面)							
		Case2-1				Case2-2			
照査項目		慣性力設計				応答変位法 慣性力・地盤変位(v_U)			
照査部材		上層横梁	柱(基部)	地中横梁	杭(杭頭)	上層横梁	柱(基部)	地中横梁	杭(杭頭)
損傷レベルの照査	応答部材回転角: $\theta_d(\text{rad})$	-0.0016	-0.0506	-0.0019	-0.0034	-0.0016	-0.0443	-0.0023	-0.0067
	損傷レベル1制限値: $\theta_1(\text{rad})$	-0.0033	-0.0043	-0.0038	-0.0053	-0.0033	-0.0043	-0.0038	-0.0051
	損傷レベル2制限値: $\theta_2(\text{rad})$	-0.0346	-0.0508	-0.0295	-0.0382	-0.0346	-0.0508	-0.0295	-0.0382
	損傷レベル3制限値: $\theta_3(\text{rad})$	-0.0401	-0.0664	-0.0347	-0.0586	-0.0401	-0.0663	-0.0347	-0.0603
	γ_i	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_1$	0.502	9.999	0.494	0.642	0.501	9.999	0.608	1.305
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_2$	0.047	0.995	0.063	0.089	0.047	0.871	0.078	0.176
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_3$	0.041	0.762	0.054	0.058	0.041	0.668	0.066	0.111
	損傷レベル	1	2	1	1	1	2	1	2
	損傷レベルの制限	2				2			

表 6.4.4 C3 断面（構造物中心）の復旧性の照査結果

照査ケース		Case1 (C3断面)							
		Case1-3				Case1-4			
照査項目		慣性力設計				応答変位法 慣性力・地盤変位(v_U)			
照査部材		上層横梁	柱(基部)	地中横梁	杭(杭頭)	上層横梁	柱(基部)	地中横梁	杭(杭頭)
損傷レベルの照査	応答部材回転角: $\theta_d(\text{rad})$	-0.0024	-0.0457	-0.0018	-0.0025	-0.0024	-0.0415	-0.0023	-0.0055
	損傷レベル1制限値: $\theta_1(\text{rad})$	-0.0036	-0.0040	-0.0037	-0.0056	-0.0036	-0.0040	-0.0037	-0.0055
	損傷レベル2制限値: $\theta_2(\text{rad})$	-0.0260	-0.0500	-0.0301	-0.0382	-0.0260	-0.0500	-0.0301	-0.0382
	損傷レベル3制限値: $\theta_3(\text{rad})$	-0.0325	-0.0673	-0.0356	-0.0560	-0.0325	-0.0673	-0.0356	-0.0574
	γ_i	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_1$	0.666	9.999	0.481	0.437	0.665	9.999	0.624	0.997
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_2$	0.093	0.915	0.059	0.065	0.093	0.831	0.077	0.143
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_3$	0.074	0.679	0.050	0.044	0.074	0.617	0.065	0.095
	損傷レベル	1	2	1	1	1	2	1	1
損傷レベルの制限	2				2				
照査ケース		Case2 (C3断面)							
		Case2-3				Case2-4			
照査項目		慣性力設計				応答変位法 慣性力・地盤変位(v_U)			
照査部材		上層横梁	柱(基部)	地中横梁	杭(杭頭)	上層横梁	柱(基部)	地中横梁	杭(杭頭)
損傷レベルの照査	応答部材回転角: $\theta_d(\text{rad})$	-0.0020	-0.0497	-0.0013	-0.0013	-0.0020	-0.0450	-0.0020	-0.0052
	損傷レベル1制限値: $\theta_1(\text{rad})$	-0.0036	-0.0043	-0.0037	-0.0059	-0.0036	-0.0043	-0.0037	-0.0057
	損傷レベル2制限値: $\theta_2(\text{rad})$	-0.0260	-0.0508	-0.0301	-0.0382	0.0260	-0.0508	-0.0301	-0.0382
	損傷レベル3制限値: $\theta_3(\text{rad})$	-0.0325	-0.0639	-0.0356	-0.0542	-0.0325	-0.0639	-0.0356	-0.0556
	γ_i	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_1$	0.560	9.999	0.351	0.219	0.559	9.999	0.543	0.908
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_2$	0.078	0.979	0.043	0.034	0.078	0.884	0.067	0.136
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_3$	0.063	0.778	0.036	0.024	0.063	0.703	0.056	0.093
	損傷レベル	1	2	1	1	1	2	1	1
損傷レベルの制限	2				2				
照査ケース		Case3 (C3断面)							
		Case2-3				Case2-4			
照査項目		慣性力設計				応答変位法 慣性力・地盤変位(v_U)			
照査部材		上層横梁	柱(基部)	地中横梁	杭(杭頭)	上層横梁	柱(基部)	地中横梁	杭(杭頭)
損傷レベルの照査	応答部材回転角: $\theta_d(\text{rad})$	-0.0018	-0.0501	-0.0011	-0.0008	-0.0018	-0.0460	-0.0019	-0.0051
	損傷レベル1制限値: $\theta_1(\text{rad})$	-0.0036	-0.0048	-0.0037	-0.0061	-0.0036	-0.0048	-0.0037	-0.0058
	損傷レベル2制限値: $\theta_2(\text{rad})$	-0.0260	-0.0521	-0.0301	-0.0382	-0.0260	-0.0521	-0.0301	-0.0382
	損傷レベル3制限値: $\theta_3(\text{rad})$	-0.0325	-0.0652	-0.0356	-0.0535	-0.0325	-0.0652	-0.0356	-0.0550
	γ_i	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_1$	0.508	9.999	0.298	0.139	0.508	9.621	0.503	0.873
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_2$	0.071	0.962	0.037	0.022	0.071	0.883	0.062	0.133
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_3$	0.057	0.768	0.031	0.016	0.057	0.705	0.052	0.092
	損傷レベル	1	2	1	1	1	2	1	1
損傷レベルの制限	2				2				

6.5 入力損失を考慮した構造物の合理化の評価

これまで、入力損失効果を考慮することで、その効果が構造物の応答値、照査値に与える影響を検討した。その結果、入力損失を考慮することで慣性力が低減し、各部材に発生する断面力が減少することで設計裕度が増すことが明らかとなった。この試設計の過程では、要求性能を満足することを前提に入力損失効果によって低減した地震作用のもと、部材寸法や鉄筋量の低減を行うことで構造物の合理化を図ってきた。そのため、ここでは、入力損失効果を考慮しない通常的设计 (Case1) と入力損失効果を考慮し構造物の合理化を図った場合の両者の構造物諸元および施工数量の比較を行うことで、入力損失を考慮することで可能となった構造物の合理化の程度を定量的に評価する。なお、本検討では主要な損傷箇所が柱部材で発生していることから、柱諸元の合理化を図っている。6.4.4 に示すとおり杭部材については断面耐力に余裕があるものの基礎構造物が損傷した場合には、基礎を修復することは非常に困難であり、復旧性の観点から合理化を図っていない。

各ケースにおける設計結果から得られた柱断面の変化を表 6.5.1、表 6.5.2 に示す。初めに表 6.5.1 に示す構造物端部の C1 断面では入力損失を考慮しない Case1-1、Case1-2 に比べ、杭基礎による入力損失を考慮した Case2-1、Case2-2 では軸方向鉄筋（主鉄筋）の本数が 2 本低減しており、断面積換算で 15%程度低減している。さらに、表 6.5.2 に示す構造物中心の C3 断面では、軸方向鉄筋が Case1-3、Case1-4 に比べ、Case2-3、Case2-4、Case3-3、Case3-4 では 2 本（断面積換算：15%減）、柱寸法が、Case2-3、Case2-4 では 800mm×800mm（断面：12%減）、Case3-3、Case3-4 では 750mm×750mm（断面積：23%減）に減少している。C3 断面では杭の入力損失効果に加え、構造全体の入力損失効果を考慮することで、鉄筋本数、柱断面寸法が大幅に減少していることが分かる。また、柱を合理化することで、部材が有する断面耐力も減少している。なお、通常の構造物設計では一般的に耐震設計において部材諸元が決定されることが多いことから、本検討のうち入力損失効果を考慮した Case2、Case3 では耐震照査のみを行っている。一方で、常時の照査によって部材諸元が決定する可能性がある事に留意が必要である。

表 6.5.1 入力損失を考慮した設計による部材諸元の変化 C1断面（構造物端部）

Case1-1,Case1-2 (C1断面)		Case2-1,Case2-2 (C1断面)	
入力損失非考慮		入力損失（杭のみ）考慮	
b_w (m)	0.85	b_w (m)	0.85
A_s (mm ²)	D32-14=11119	A_s (mm ²)	D32-12=9530
A_w (mm ²)	D19-2=573.0	A_w (mm ²)	D19-2=573.0
C_o (mm ²)	$0.85 \times 0.85 = 0.723$	C_o (mm ²)	$0.85 \times 0.85 = 0.723$
M_c (kN·m)	120.9	M_c (kN·m)	117.9
M_y (kN·m)	1095.4	M_y (kN·m)	917.7
M_m (kN·m)	1365.9	M_m (kN·m)	1177.8
M_n (kN·m)	1095.4	M_n (kN·m)	917.7
θ_c (rad)	0.000082	θ_c (rad)	0.000082
θ_y (rad)	0.004357	θ_y (rad)	0.004255
θ_m (rad)	0.051000	θ_m (rad)	0.050853
θ_n (rad)	0.067446	θ_n (rad)	0.069189

表 6.5.2 入力損失を考慮した設計による部材諸元の変化 C3 断面（構造物中心）

Case1-3,Case1-4 (C3断面) 入力損失非考慮		Case2-3,Case2-4 (C3断面) 入力損失（杭のみ）考慮		Case3-3,Case3-4 (C3断面) 入力損失（構造全体）考慮	
b_w (m)	0.85	b_w (m)	0.80	b_w (m)	0.75
A_s (mm ²)	D32-10=7942	A_s (mm ²)	D32-8=6354	A_s (mm ²)	D32-8=6354
A_w (mm ²)	D19-2= 573.0	A_w (mm ²)	D19-2= 573.0	A_w (mm ²)	D19-2= 573.0
C_o (mm ²)	0.85×0.85=0.723	C_o (mm ²)	0.80×0.80=0.640	C_o (mm ²)	0.75×0.75=0.563
M_c (kN・m)	114.9	M_c (kN・m)	98.0	M_c (kN・m)	83.3
M_y (kN・m)	740.0	M_y (kN・m)	602.0	M_y (kN・m)	555.3
M_m (kN・m)	989.8	M_m (kN・m)	745.4	M_m (kN・m)	687.8
M_n (kN・m)	740.0	M_n (kN・m)	602.0	M_n (kN・m)	555.3
θ_c (rad)	0.000082	θ_c (rad)	0.000089	θ_c (rad)	0.000097
θ_y (rad)	0.003994	θ_y (rad)	0.004223	θ_y (rad)	0.004638
θ_m (rad)	0.050005	θ_m (rad)	0.050872	θ_m (rad)	0.052168
θ_n (rad)	0.070955	θ_n (rad)	0.067002	θ_n (rad)	0.068463

6.6 第6章のまとめ

第6章では、鉄道構造物で採用が多い杭基礎ラーメン高架橋を対象に静的解析法による耐震設計を行うことで、入力損失効果が構造物の応答や部材耐力に及ぼす影響を定量的に検討するとともに、構造物の合理化に関して部材諸元の変化を評価した。検討は、現行の鉄道基準 [3] に則りプッシュ・オーバー解析による静的解析法により構造物の地震時応答を算定し、性能照査を実施することで、入力損失効果を考慮した場合としない場合の設計応答値や照査値の比較を行った。また、入力損失効果を考慮することで合理化を図った部材に関して、鉄筋量や部材寸法の変化を比較することで、構造物の合理化の程度を評価した。本章の検討で得られた成果は以下のとおりである。

1. 入力損失効果が構造物の応答値、照査値に及ぼす影響

- 杭、構造全体系の入力損失効果を算定した結果、地震作用の低減倍率であるスペクトル比 R は、0.84~0.93 であり、入力損失効果を考慮することで最大で 16%地震時の慣性力を低減することができる。なお、構造物端部の C1 断面において構造全体系の入力損失効果を考慮したスペクトル比 R は 1.00 であり、通常の耐震設計と同様の地震作用となった。
- 入力損失効果を考慮することで上部工の慣性力が低下し、その結果、入力損失効果を考慮しない場合に比べ上層横梁、地中横梁、杭において照査値（発生断面力）が低下した。また、柱断面については、要求性能である損傷レベル 2 を満足することを前提に、低下した慣性力に対して柱部材の合理化を図った。その結果、部材剛性が低下することで、降伏震度、最大応答震度が低下するとともに、等価固有周期、応答塑性率が増加した。入力損失効果は、構造物の固有周期、応答塑性率が増加することで小さくなる。そのため、合理化により部材剛性が低下した場合には、入力損失効果を再算定する必要があることに留意が必要である。

2. 入力損失を考慮した構造物の合理化の評価

- 耐震設計に入力損失効果を考慮し柱部材の合理化を図った結果、入力損失効果を考慮しない通常の設計に比べ、軸方向鉄筋の鉄筋量が 15%、柱断面積が 12~23%減少した。この結果から、入力損失効果を考慮することで構造物の合理化を図ることができ、新設構造物の建設費等の圧縮や既設構造物の合理的な補強・改修が可能となる。

参考文献 (第6章)

- [1] 長谷川正幸, 中井正一, “杭基礎の有効入力に関する基礎的研究,” *日本建築学会構造系論文報告集*, 第422号, 1991.
- [2] 山下典彦, 原田隆典, “基礎-地盤-構造物系の非線形動的相互作用を考慮した応答スペクトルに関する研究,” *構造工学論文集*, 第47巻, pp. 591-598, 2001.
- [3] 鉄道総合技術研究所, “鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計,” *丸善出版*, 2012.
- [4] 鉄道総合技術研究所, “鉄道構造物等設計標準・同解説 設計計算例 RC ラーメン高架橋(場所打ち杭),” 2013.
- [5] 室野剛隆, 西村昭彦, 永妻真治, “軟弱地盤中の杭基礎構造物の地震応答特性と耐震設計への応用,” *構造工学論文集*, Vol. 44A, pp. 631-640, 1998.
- [6] 室野剛隆, 西村昭彦, “杭基礎構造物の地震時応力に与える地盤・構造物の非線形性の影響とその評価手法,” *第10回 日本地震地震工学シンポジウム論文集*, pp. 1717-1722, 1998.
- [7] 西村昭彦, 室野剛隆, 永妻真治, “地盤振動を考慮した軟弱地盤中の杭基礎構造物の耐震設計法,” *第24回 地震工学研究発表会*, 1997.
- [8] 西村昭彦, “応答変位法,” *土と基礎* 8月号, pp. 96-97, 1989.
- [9] 鉄道総合技術研究所, “鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物,” *丸善出版*, 2004.
- [10] 鉄道総合技術研究所, “鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物,” *丸善出版*, 2012.

第7章 結論

本論文は、入力損失効果を考慮した構造物の合理的な耐震設計を行うために、鉄道や道路構造物で多く採用されている杭基礎ラーメン高架橋を対象に、入力損失効果の現象解明、耐震設計への実装に関して、研究成果を取り纏めたものである。

第2章では、杭基礎ラーメン高架橋を対象に、①杭基礎による入力損失の特性、②本論文において主として用いる質点系モデルによる入力損失評価の妥当性の検証、③柔な梁に接続される杭基礎の入力損失、の3点について検討を行った。杭基礎による入力損失の特性に関する検討では、薄層要素法と等価梁法を組み合わせた解析手法を用いて、地盤、杭基礎諸元を変化させたパラメトリック解析を行い、各諸元の違いが入力損失効果に与える影響を定量的に評価した。その結果、地盤が軟らかいほど、杭径が大きいほど、杭長が短いほど、杭本数が多いほど地盤に対する杭基礎の相対的な剛性は増し、杭基礎の存在が地盤の挙動を拘束する効果が大きく発揮され、入力損失効果が大きくなることが明らかになった。次に、質点系モデルによる入力損失評価の妥当性の検証では、質点系モデル、Di Laoraの解析手法、薄層要素法の3つの解析手法を用いて有効入力係数 η を算定し、比較を行うことで妥当性の検証を行った。その結果、質点系モデルによる解析結果は、他の詳細な解析法の結果と精度良く一致し、質点系モデルにより入力損失効果を評価できることを示した。最後に、柔な梁に接続される杭基礎の入力損失効果に関する検討では、単杭、群杭、1柱1杭形式、パイルベントの4つの基礎形式を対象に、入力損失効果を検討した。その結果、入力損失効果は、群杭、1柱1杭形式、パイルベント、単杭の順に大きく、柔な梁に接続される1柱1杭、パイルベントでは、群杭基礎に比べ地中梁や上層横梁のように剛性が低い部材によって杭頭挙動を拘束しているにも拘わらず、入力損失効果が期待できることが明らかとなった。

第3章では、自由地盤、周辺地盤、杭基礎の非線形性が入力損失効果に及ぼす影響について定量的な評価を行った。強震動には地盤の非線形性化により地盤のせん断弾性係数 G が低下することで、地盤剛性に対して杭の剛性が相対的に増加する。その結果、杭による地盤を拘束する効果が増し、入力損失効果が大きくなることが明らかになった。一方で、杭が非線形化することで地盤に対する杭の相対的な剛性が低下し、地盤の挙動に対して杭が追従しやすくなることで入力損失効果が小さくなる。ただし、その影響は地盤が非線形化する場合に比べ小さいことが明らかとなった。

第4章では、橋軸方向も含めた3次元による質点系モデルを用いて構造全体系（立体構造）から発現される入力損失効果について検討を行った。検討の結果、構造全体系の挙動に伴う入力損失は、杭基礎（杭基礎の曲げ剛性および相互作用ばねを介した杭周地盤の水平抵抗）およ

び構造物全体系が有する橋軸方向の水平剛性（梁剛性）により生じることが明らかとなった。また、構造全体系の入力損失効果は、構造物の中心断面では、杭に加え橋軸方向の剛性を考慮することで杭基礎のみから発現される入力損失効果に比べ、より大きな入力損失効果が生じる。一方、構造物端部断面では回転挙動の影響により杭基礎のみと比べ入力損失効果は小さくなることが明らかとなった。

第5章では、杭基礎ラーメン高架橋構造全体系の入力損失効果を耐震設計において主流である静的解析法に実装するための手法および短周期卓越地震動に入力損失効果が与える影響を検討した。初めに、入力損失効果の評価手法は、杭基礎による入力損失効果を応答変位法により評価し、上部構造物による入力損失効果を柱、梁からなる上部構造を大きな基礎とみため、地震動が斜め入射すると仮定し入力損失効果を評価した。そして、杭基礎による効果と上部構造物による効果の両者の重ね合わせによって、構造物全体系から発現される入力損失効果を評価する手法を提案した。さらに、評価手法と動的解析の結果を比較することでその妥当性を検証した。次に、入力損失効果を非線形応答スペクトルに簡易に反映ための手法を検討した。入力損失効果を考慮した構造物の応答評価にランダム振動論を用いることで、周波数領域において直接的に応答スペクトルを低減する手法を提案した。また、逐次積分法によって算定した非線形応答スペクトルと比較することで、評価手法の妥当性を検証し、精度よく評価できることを検証した。最後に、短周期が卓越する地震動として、東北地方太平洋沖地震の観測地震記録を基に、杭基礎、構造全体系の入力損失効果を考慮した所要降伏震度スペクトルを算定することで、短周期卓越地震動では、入力損失効果により地震動の短周期成分がカットされることで、構造物の応答が短周期領域において大幅に低減することが明らかになった。

第6章では、杭基礎ラーメン高架橋を対象に入力損失効果を考慮した静的解析法による試設計を行うことで、入力損失効果が構造物の応答、照査値に及ぼす影響および構造物の合理化の程度を定量的に評価した。その結果、入力損失効果を考慮することで構造物の最大応答が最大で16%低減することが明らかになった。また、入力損失効果を考慮することで、軸方向鉄筋の鉄筋量が15%、柱断面積が12~23%減少した。これにより、入力損失効果を耐震設計に考慮することで、合理的な構造物設計が可能になることを示した。

以上のように、杭基礎ラーメン高架橋構造全体系の入力損失効果の現象解明とその効果を静的解析法に実装するための検討を多岐に亘って行ってきた。一方で、入力損失に関する現象解明や評価手法の更なる高度化に向けてはいくつかの課題が残る。

第2章2.3の杭基礎による入力損失の特性では、杭先端が支持層に到達している完全支持杭を想定し検討を行った。一方で、不完全支持杭では杭先端の拘束効果が低く、地盤変位に対して杭基礎が追従しやすいため、入力損失効果が小さいと考えられる。そのため、不完全支持杭を対象とした入力損失の特性の解明は今後の課題である。また、2.5の柔な梁に接続される杭基礎の入力損失効果の検討では、1柱1杭形式、パイルベント構造による入力損失効果を定量的に評価したが、杭や柱が接続される梁剛性の違いが入力損失効果に影響を与えられられるため、部材諸元を変化させた検討によりその感度を分析していくことが必要である。

第4章、第5章では構造全体系の入力損失効果について、その現象解明と評価手法を検討した。しかし、実際のラーメン高架橋には隣接構造物との接続のためにゲルバー桁が配置されることが一般的である。地震時には、構造物の回転挙動をゲルバー桁が拘束することが考えられ、これを考慮した場合、構造物端部での回転挙動が抑制され、中央断面同様に入力損失効果が大きくなる可能性がある。そのため、ゲルバー桁を考慮した地震時の構造全体系の入力損失効果については今後の課題である。

第5章で提案した構造物全体系の入力損失効果の評価手法のうち、上部構造物による効果 η_2 の評価は、静的解析法への適用を前提にしている。そのため、静的解析法の適用が難しいと考えられる「複雑な形状となる構造物、構造物内の荷重に偏りがあるなど、構造物の左右で剛性や地震時の挙動が異なる非対称構造物」は、本論文に示す評価手法を適用することはできない。また、この評価手法は各断面に入射する地震動は同一の位相差条件とし、地表面を伝播する地震動は見かけ上正弦波として評価している。そのため、同一構造物内において地盤、地形条件が急変するような場合で、各断面に入射される地震動の位相差が異なる場合には、上部構造物による効果 η_2 を評価する式(5.4.17)を用いることはできない。上述のような構造・地盤条件に対して評価手法の適用拡大は今後の課題の一つである。

第5章で開発した入力損失効果を考慮した非線形スペクトルの低減手法は、構造物の非線形性を剛性低下型のバイリニアを対象に等価線形化法によって評価している。等価線形化法に関する研究は多くされており、本手法の等価線形化の手法について更なる検討を行うことで、評価手法の精度向上を図ることができる。

第6章では、杭基礎ラーメン高架橋を対象に入力損失効果を考慮した静的設計を行った。ここでは、入力損失効果を考慮することで柱部材に着目して寸法や鉄筋量の低減を図り、構造物の合理化の影響を検討した。一方で、入力損失効果により構造物の慣性力が低減することで、杭頭に発生する断面力が小さくなると考えられる。そのため、入力損失効果を考慮した杭の合理化の程度については検討の余地がある。

発表論文一覧

審査付き論文集

- 1) 寶地雄大, 室野剛隆: 杭基礎による入力損失効果の実務的評価手法の提案, 土木学会論文集, Vol.73, No.2, pp.473-482, 2017.
- 2) 寶地雄大, 室野剛隆, 齊藤正人: 杭基礎ラーメン高架橋の構造全体系による入力損失効果とその簡易な評価手法, 土木学会論文集, Vol.74, No.3, pp.504-515, 2018.
- 3) Hochi Y., Murono Y., Saitoh M., Goit C.S.: Earthquake motion filtering effect by pile foundations considering nonlinearity of soil and piles, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.125, 2019.
- 4) Hochi Y., Murono Y.: Practical evaluation method of input loss effect caused by pile foundation, Journal of JSCE, Vol.7, No.1, pp.112-123, 2019.

国際会議・シンポジウム等

- 5) 寶地雄大, 室野剛隆: 応答変位法を用いた入力損失効果の評価手法の提案, 土木学会第71回年次学術講演会講演概要集, Vol.71, pp.I-264, 2016.
- 6) 寶地雄大, 室野剛隆: 杭基礎ラーメン高架橋の入力損失効果とその実務的評価法の提案, 土木学会第19回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム, Vol.19, pp.325-330, 2016.
- 7) 寶地雄大, 室野剛隆: 入力損失効果を考慮した地震作用の低減手法に関する研究, 電気学会 交通・電気鉄道技術委員会第23回鉄道技術連合シンポジウム, 2016.
- 8) 寶地雄大, 室野剛隆: 1柱1杭形式のラーメン高架橋における入力損失効果の評価, 地盤工学会第51回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1345-1346, 2016.
- 9) 寶地雄大, 室野剛隆: 1柱1杭形式のラーメン高架橋の入力損失効果とその評価手法の提案, 土木学会第36回地震工学研究発表会, Vol.36, pp.954-961, 2016.
- 10) Murono Y., Hochi Y.: Practical Evaluation Method of Input Loss of Rigid-Frame Viaducts with Piles, International Association for Earthquake Engineering 16th World Conference on Earthquake Engineering, 2017.
- 11) 寶地雄大, 室野剛隆, 齊藤正人, 和田一範: ラーメン高架橋全体系の入力損失効果に関する研究, 土木学会第72回年次学術講演会講演概要集, Vol.72, pp.I-552, 2017.

- 12) 寶地雄大, 室野剛隆, 齊藤正人, 和田一範: ラーメン高架橋における構造物全体の入力損失効果に関する基礎的検討, 地盤工学会第52回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1281-1282, 2017.
- 13) 寶地雄大, 室野剛隆, 齊藤正人, 和田一範: 杭基礎を有するラーメン高架橋の構造全体系による入力損失の評価手法に関する研究, 土木学会第20回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム, Vol.20, pp.193-200, 2017.

報告論文

- 14) 寶地雄大, 室野剛隆: 耐震設計の静的解析における入力損失効果の評価手法, 公益財団法人鉄道総合技術研究所鉄道総研報告, Vol.31, No.3, pp.35-40, 2017.
- 15) Hochi Y., Doi T., Murono Y.: Evaluation Method of Input Loss Effect in Seismic Design by Means of Static Analysis Method, Quarterly Report of RTRI, Vol.59, No.2, pp.135-141, 2018.

謝辞

本論文は、筆者が鉄道総合技術研究所へ出向し、鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室に在籍した2年間に取り組んだ研究成果を取り纏めたものです。

筆者が出向した時の上司である室野剛隆氏（鉄道総合技術研究所）には、赴任の際に「出向期間中に今後の自身の技術・研究の柱となるような良い研究ができるように励んでほしい」とお言葉を頂きました。この言葉を胸に日々研究に取り組むことで、博士号取得を目指す決意が出来ました。また、研究を進める上で、知識、経験が至らない筆者に対して、お忙しい中一つ一つ丁寧に、根気強くご指導頂くとともに、仕事や研究に対する姿勢をご教示頂きました。さらに、博士号取得や本論文の執筆に当たって、齊藤正人先生（埼玉大学）をご紹介頂くとともに、論文の構成から内容まで多岐に亘るご指導、ご鞭撻を頂いたことに心より深く感謝申し上げます。

本研究を進め学位論文を纏めるに当たり、動的相互作用に関する多くのご指導、ご助言を賜りました指導教官であり論文審査の主査を務めて頂きました齊藤正人先生（埼玉大学）に心より深く感謝申し上げます。先生の的確なご指導、温かい励ましのお言葉が研究、論文執筆における大きな支えとなりました。改めて感謝申し上げます。

本論文の第3章および海外査読付き論文の執筆に当たり、検証用解析モデルのデータ提供や海外における最新の動的相互作用研究の現状、関連論文の提供および英文に関する校閲など多くのご助言、ご協力を頂きました Goit C.S 先生（埼玉大学）に深く感謝申し上げます。

出向当時の上司、先輩、同僚である鉄道総合技術研究所の豊岡亮洋氏、山田聖治氏、和田一範氏、土井達也氏、坂井公俊氏、田中浩平氏、そして、本山紘希氏（香川大学）、日野 篤志氏（㈱ジェイアール総研エンジニアリング）の皆様には、本研究を進めるうえで多くのご助言、ご指導を頂きました。ここに深く感謝申し上げます。

筆者の博士号取得に対してご支援頂きました東海旅客鉄道㈱の土木技術管理担当課の皆様は心より深謝致します。

最後に、仕事と学位論文の執筆を両立する中で、仕事に家庭・子育てと大変な苦労がある中で、筆者の学位取得を温かく応援してくれた妻の綾子といつも笑顔で元気づけてくれる長女の麗愛、長男の瑛太、そして、これまで筆者の気持ちを尊重し育ててくれた両親、姉妹に心より深い感謝の意を表して謝辞と致します。