

大地震時における短杭基礎の耐震設計に対する基礎的考察

A fundamental study on the seismic design of short length piles

岩上 憲一*・大塚 久哲**・竹村 太佐***

Norikazu IWAGAMI, Hisanori OTSUKA, Daisuke TAKEMURA

* (株) 構造技術センター福岡支社 (〒812-0011 福岡市博多区博多駅前 3-5-7)

(九州大学大学院工学部建設システム工学専攻博士後期課程)

**フェロー 九州大学大学院工学部建設デザイン部門 教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

***九州大学大学院工学部建設システム工学専攻修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

Dynamic behavior of short length pile foundation in soft soil is different compared to long pile in relatively stiff soil.

This paper firstly makes an effort to find two parameters distinguish the long and short piles.

In the next place, according to the results of dynamic analysis using the soil spring-pile-pier model, the characteristics of bending moments and deformation of short pile make clear.

Finally the seismic design of short pile using new horizontal force obtained by inertia force and soil displacement is proposed.

Key Words: pile foundation, short length pile, soil displacement effect, dynamic interaction, seismic design

1. まえがき

杭基礎（ここでは橋梁基礎に限定）の耐震設計を行う場合、上部構造の慣性力と地盤変位の影響の2つを考慮する必要があり、軟弱地盤など地盤変位が大きい場合にはその影響を無視できなくなることが以前から言及されていた。これに対し、道路橋示方書^{1),2)}（以下、道示と呼称）では地盤変位の影響が比較的小さい地盤に構築された杭基礎を対象にした数多くの検討結果から上部工構造の慣性力を主体とした設計法が（地盤変位の影響が大きい場合は別途検討）、鉄道構造物等設計標準³⁾（以下、鉄道標準と呼称）では上部構造の慣性力に加え軟弱地盤における地盤変位の影響を考慮できる設計法がそれぞれ提案されている。いずれの基準も動的解析と静的解析の両方が提案されているが、主に、道示は静的な手法（プッシュオーバーアナリシス：ここでは、地震荷重を静的に置き換え漸増荷重する手法を指す。）を主体としており、鉄道標準は動的な手法（地盤と構造物を一体解析する手法を指す。）を主体としている。これらの手法によれば、かなりの範囲において杭基礎を設計することが可能である。

筆者らは、実務設計における実用性の面から慣性力のみを考慮すればよい範囲と、さらに地盤変位の影響を考慮すべき範囲を定量化できれば、前者は静的解析で、後者は動的解析などを導入した詳細解析と区分でき、設計の省力化、合理化につながると考えている。そこで、杭周面地盤や先

端地盤、杭の根入れ比などを広くパラメーター化し、パラメトリック解析にて静的解析と動的解析を比較してみた。その結果、地盤変位の影響範囲を実務設計レベルで定量化することはできなかったが、一般的に言われているように、地盤が軟弱なほど、また厚くなるほど杭基礎に対し地盤変位の影響が大きくなる他に、地盤が薄く（杭長が短く）なるにつれ動的解析と静的解析の結果が大きく異なることを指摘⁴⁾した。

ところが支持層までの中間層が薄く短い杭の場合の挙動については現在までほとんど研究がなされていない現状であることから、本研究では、この短い杭（明確に規定できないがここでは杭長/杭径 ≤ 15 を対象とした。）における大地震時の挙動を把握し、実設計に有用な知見を提供しようとするものである。

本研究では、動的解析による解析結果を基に、荷重を静的に置き換えたプッシュオーバーアナリシスとの比較により、杭の地震時挙動を明らかにしようとするものである。さらに、実務設計の観点から、実際の作用荷重を静的に置き換える手法について考察を行っている。

2. 解析条件およびモデル

2.1 構造および地盤条件

対象とする構造物は橋梁の橋脚-基礎系であり、その形

状は図-1に示すような場所打ち杭を有する一般的な鉄筋コンクリート張り出し式橋脚である。杭は、計算方向に4列、奥行き方向に3列の計12本であり、杭径をφ1200に固定し根入れ長を変化(表-1)させている(根入れ長を変化させることで、地盤の層厚が変化することになる。)。表-2に橋脚柱部の断面特性を、表-3に杭体の断面特性を示す。

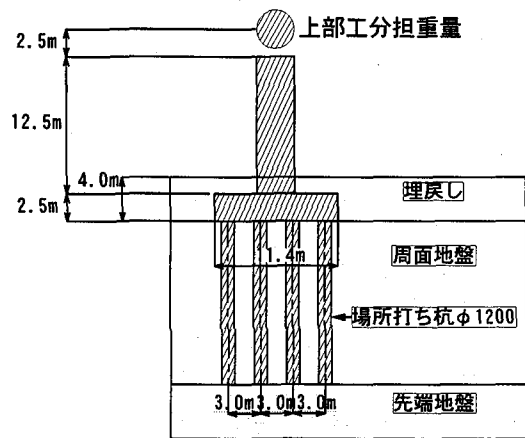


図-1 形状概要図

表-1 杭の根入れ長

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
杭 長	9.0m	12.0m	18.0m	24.0m	30.0m
(L/D)	(7.5)	(10.0)	(15.0)	(20.0)	(25.0)

表-2 橋脚柱部の断面特性

ひび割れ時	Mc(kN・m)	3,013
	Φc(1/m)	0.934E-4
降伏時	My(kN・m)	7,984
	Φy(1/m)	0.785E-3
終局時	Mu(kN・m)	10,373
	Φu(1/m)	0.142E-1

表-3 杭体の断面特性

		断面 1	断面 2	断面 3
杭頭からの区間長(m)		0.0 ～ 2.4	2.4 ～ 10.0	10.0～30.0
ひび割れ時	Mc(kN・m)	842	842	804
	Φc(1/m)	0.288E-3	0.288E-3	0.294E-3
降伏時	My(kN・m)	2,200	2,226	1,557
	Φy(1/m)	0.245E-2	0.241E-2	0.229E-2
終局時	Mu(kN・m)	3,190	3,109	2,105
	Φu(1/m)	0.211E-1	0.126E-1	0.149E-1

地盤条件は適用範囲をできるだけ一般化するため、先の層厚の変化に加え、杭周面と先端地盤に分け、表-4に示すようにそれぞれ弱、中、強の3ケースを想定し、これを

表-4 地盤概要

地盤位置	地盤概要	N 値の目安
周面地盤	軟弱な粘土	2
	緩い砂質土	15
	締まった砂質土	30
先端地盤	抵抗無（摩擦杭）	----
	砂質地盤	>30($q_d=3,000\text{kN/m}^2$)
	風化花崗岩	50

表-5 地盤の組み合わせ

		周面地盤		
		粘性土 N = 2	砂質土 N = 15	砂質土 N = 30
先端	摩擦杭	-----	○	○
	支持杭(N>30)	○	○	○
	支持杭(岩)	○	○	○

表-6 周面地盤の地盤定数

位 置	埋戻し	周面地盤		
N 値	4	2	15	30
土質区分	砂質土	粘土	砂質土	砂質土
単位体積重量 γ(kN/m³)	18	16	17	19
せん断抵抗角 φ(°)	23	10	25	30
粘着力 C(kN/m²)	0	15	0	0
変形係数 E(kN/m²)	2800	1400	10500	21000
摩擦力度 f(kN/m²)	20	15	75	150
すべり係数 Cs(kN/m³)	2.7	1.3	10.0	20.0
せん断弾性波速度 Vs(m/s)	130	130	200	250
動的せん断弾性係数 G₀(MN/m²)	16.6	16.6	43.2	76.7
動的変形係数 Eₐ(MN/m²)	49.8	49.8	129.6	230.1

表-7 先端地盤定数

N 値	30 以下	30 以上	50
土質区分	----	砂質土	風化花崗岩
単位体積重量 γ(kN/m³)	-----	20	20
せん断抵抗角 φ(°)	-----	40	37
粘着力 C(kN/m²)	-----	0	100
変形係数 E(MN/m²)	-----	30	200
樹根支持力度 qd(kN/m²)	-----	3,000	20,000

組み合わせることにより表-5に示す8ケースの地盤を想定した。これで、地盤状態としては、層厚を考慮して計40ケースを想定したことになる。各地盤定数は、表-6,7に示すようにN値をベースに文献5)の手法で定量化している。なお、周面地盤がN=2の摩擦杭は実際の設計ではほとんどあり得ないため検討ケース

からはずした。(地盤定数の詳細は、文献5)参照)また、上部構造の固有周期と密接な関係にあるといわれる地盤の固有周期は、周面地盤の地盤状態と層厚により、表-8のように与えられる。実際には、上部構造の固有周期と地盤の固有周期の両方を変化させる必要があるが、本研究では上部構造の固有周期を柱の降伏剛性により算定した $T_s = 0.595s$ とし、想定した地盤の固有周期がこの固有周期の短周期側と長周期側($T_g = 0.2 \sim 1.1s$ 程度)になるように設定することで両者の影響を考慮することにした。表-8でわかるとおり、上部構造の固有周期は、地盤の固有周期分布の中心付近に位置している。

表-8 地盤の固有周期 (s)

杭長 Case		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
L/D		7.5	10	15	20	25
層厚 (m)		9.0	12.0	18.0	24.0	30.0
周面 地盤	N=2	0.41	0.51	0.63	0.89	1.08
	N=15	0.26	0.32	0.41	0.57	0.69
	N=30	0.21	0.26	0.32	0.45	0.55

2.2 入力地震動

入力地震動は、基盤とみなせる地点で観測された、東神戸大橋(EW)-33m、神戸ポートアイランド(EW)-32m、及び(EW)-83mの3波とした。最大加速度と地震波形の概要を以下に示す。

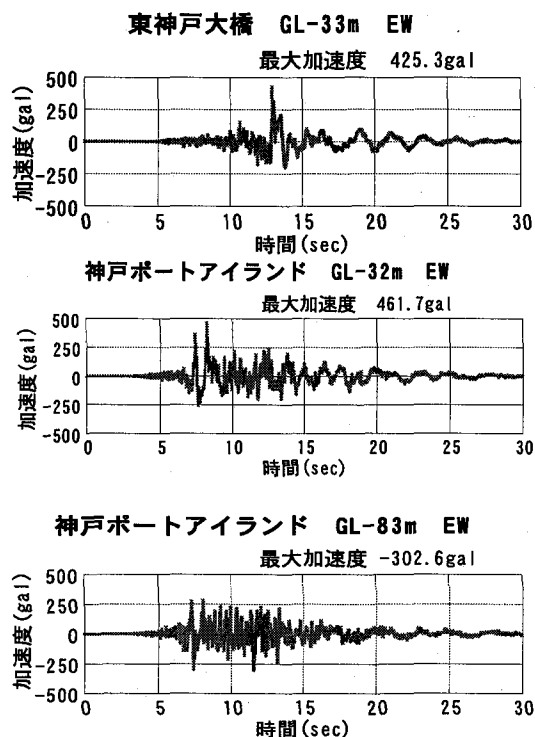


図-2 使用した地震波形

2.3 解析手法

先述の地震動3波を用い、支持地盤を工学的な基盤面として入力し、動的解析と静的解析を行い杭頭変位の分布により全体の現象を把握する。

動的解析では構造系の慣性力による相互作用と、基礎の

剛性と地盤変位による相互作用を同時に考慮できるように、自然地盤の変位を別途求め、その変位を相互作用バネを介して杭体に作用させる方法(図-3)としている。

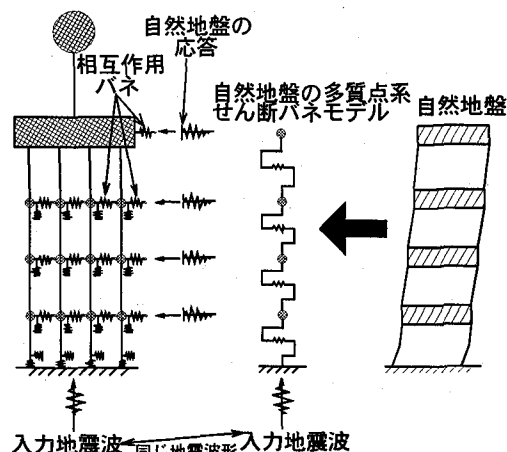


図-3 動的解析モデル

静的解析に用いる設計水平震度は、地盤や杭の形状により変化するが、ここでは、それぞれの震度を用いると解析結果が煩雑になると考え、道示の設計手法の1つを参考に柱より上部に対しては柱下端の降伏震度($khP=0.67$)を用い、フーチングにはⅡ種地盤相当とし $khF=0.7$ として一定とした。これらの震度を用いフーチング底面位置に生じる水平力 H 、曲げモーメント M を漸増荷重⁹⁾として作用させるプッシュオーバー解析としている。

2.4 解析モデル

(1)基本モデル

静的解析および動的解析とも同じモデルを用いており、図-4に示すように杭基礎設計における地盤バネは、鉛直抵抗分離モデルを基本とした。この地盤バネ、橋脚躯体および杭体は静的解析において非線形を考慮した骨格曲線を用い、動的解析ではこの骨格曲線を基本に次項に示す復元力特性を与えている。

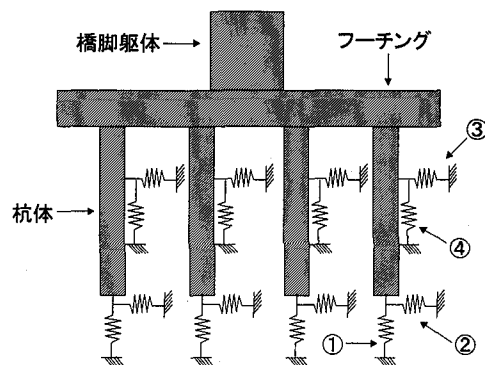


図-4 杭-地盤のバネモデル

(2) 復元力特性

動的解析における自然地盤（ここでは周面地盤に当たる）の応答変位を求める場合と静的解析の水平震度を求める場合の地盤の復元力特性は、表-4.6 に示した地盤定数を基に、文献 7) に示される実験結果を基に整理された $G/G_0, h-\gamma$ 曲線を地盤種別ごとに適用し、修正 Ramberg-Osgood モデル⁸⁾により復元力特性を与えている。図-4 に示す杭-地盤の各バネについては、図-5 に示す骨格曲線を基本とし、相互作用バネ及び③、④バネの復元力特性は双曲モデル⁹⁾におけるせん断応力 τ を荷重に、せん断ひずみ γ を変位に読み換え初期バネと地盤耐力の

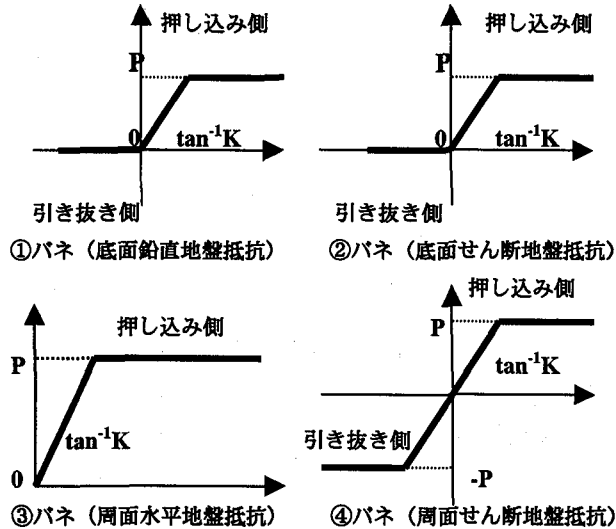


図-5 バネの非線形特性（骨格部）

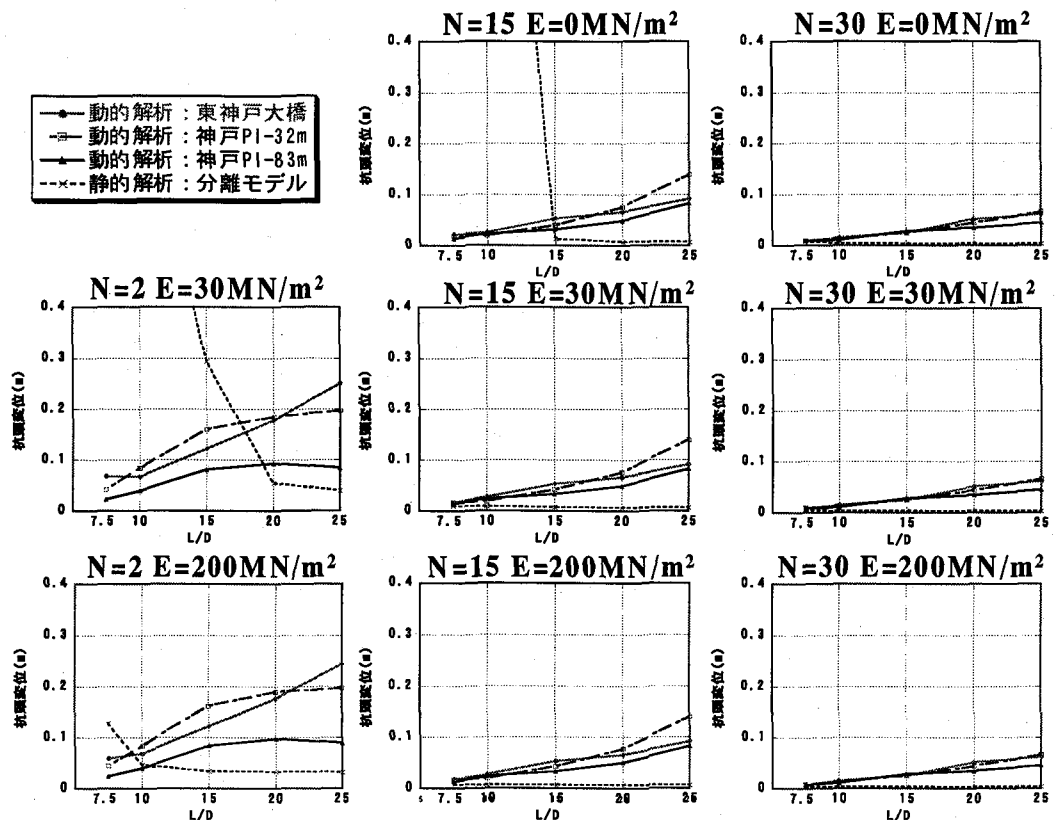
上限値が考慮できるようにし、①、②バネは引き抜きの影響を考慮できるバイリニアモデルを使用している。また、杭体及び橋脚躯体は曲げ破壊先行型のトリリニア型（武藤モデル）とし、 $M-\phi$ 曲線（表-2,3）で定義している。

3. 全地盤における基礎の挙動把握

まず、基礎の一般的な挙動を把握するため、第2項に示した 8（地盤の種類） $\times$ 5（層の厚さ）= 全 40 ケースの地盤において動的解析と静的解析を実施した。杭基礎への影響をみるため、解析結果を地盤ごとに杭長(L)/杭径(D)を指標として杭頭の水平変位で整理した結果を図-6 に示す。この図より以下のことが認識できる。

- (1) いずれの地盤においても、動的解析における基礎の水平変位は、地震の種類に関係なく、層厚が増すにつれ増大している。
- (2) 動的解析の結果においては、先端地盤の影響はあまり見られないが、周面地盤が弱くなるにつれ基礎の水平変位が増大している。
- (3) 静的解析においては、地盤の変形を考慮していないため、大半の地盤において動的解析の結果より小さい水平変位を示しているが、周面地盤が弱くかつ杭長(L)/杭径(D)が小さくなる場合に動的解析の結果を大きく上回っている。

(1)・(2)・(3)の結果をイメージであらわすと、図-7 のようになる。



注) Nは周面地盤のN値を、Eは先端地盤の変形係数を示す。

図-6 地盤別 杭頭変位～L/D曲線

杭頭水平変位

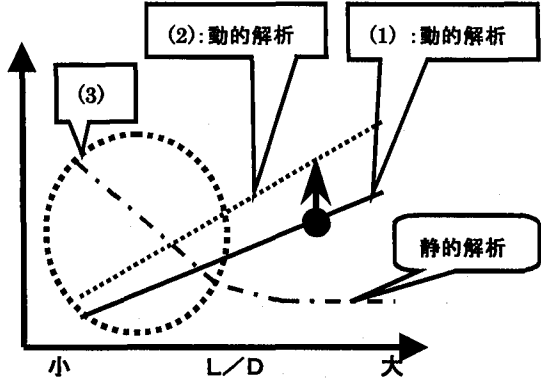


図-7 解析結果の説明図

(1)・(2)の結果については、層厚が増すにつれ地盤変位の影響が卓越し基礎の水平変位が増大しているためだと推定できるが、(3)の結果については ①静的解析においては上部構造からの外力を一定（震度 kh_P, kh_F が一定）としているため動的解析より過大な入力となっているのではないかと、②杭長が短い部分であるため一般の長杭と違う挙動を示しているのではないかと、などの理由が考えられるが、この結果だけでは不十分である。

表-9 解析ケース

Case 名	L/D	周面 地盤	先端 地盤	備 考
Case A	15	15	30	比較用一般杭
Case B	15	2	30	研究対象杭
Case C	10	2	30	研究対象杭

注) 周面地盤の値はN値を示し、先端地盤の値は変形係数 (MN/m^3)を示す。

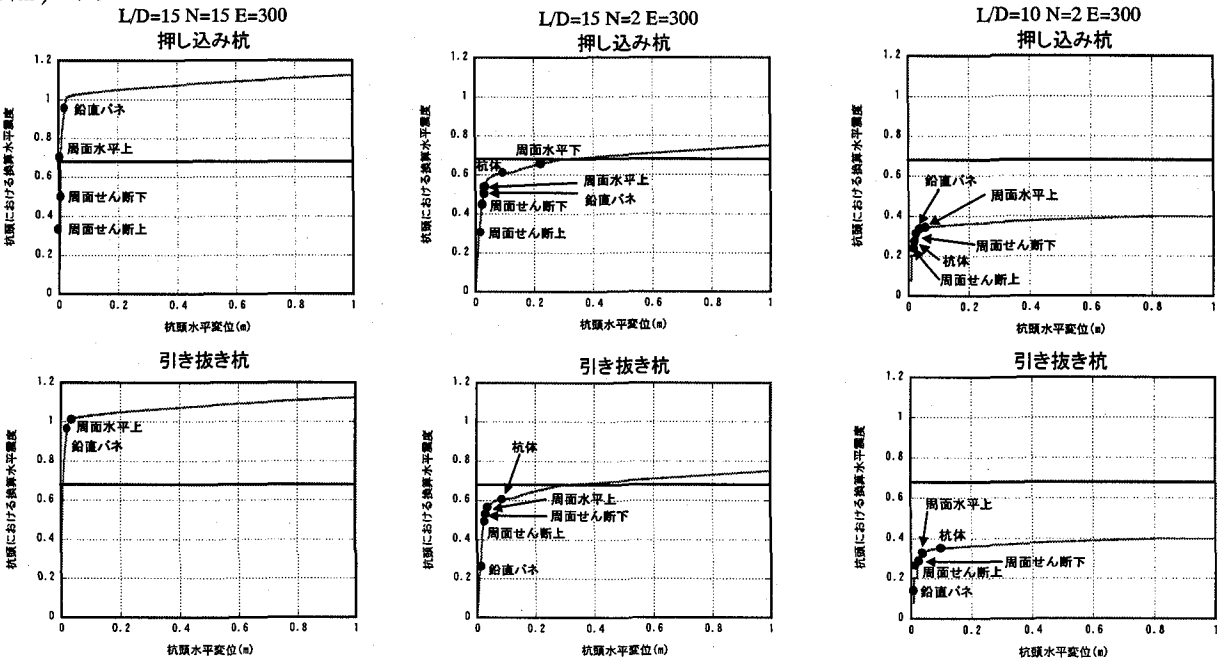
そこで、以下、この(3)の結果について静的解析と動的解析を詳細に比較しながら杭の挙動を明らかにする。
以下の検討においては、動的解析における傾向は地震の種類によらず同じであるため地震波としては東神戸大橋の波形に限定し、杭基礎と地盤の組合せは上記(3)の結果を明確に示す(表-9に示す CaseB, CaseC) ケースを選定する。なお、比較用として一般的な傾向を示す CaseA を検討に加えている。

4. 静的解析による変形挙動の把握

4.1 変形挙動と耐力曲線

ここでは、杭基礎の破壊形態を把握する必要があると考え、静的解析のモデルを用いプッシュオーバー方式にて荷重を増加させ、杭頭に作用する水平力を震度に換算（作用全水平力/慣性力に寄与する上部構造の全重量）したものを縦軸に、杭頭の水平変位を横軸に震度—水平変位曲線（当論文内では、この曲線を耐力曲線と呼ぶ。）を作成し、杭体、バネ等各要素の降伏イベントを曲線上にプロットした。（図-8 杭基礎の耐力曲線）これによれば、CaseA→B→Cの順に耐力曲線が低下（水平変位増大点の震度が下がる）しているのがわかる。なお、同図中の水平実線は、橋脚が降伏する時の換算震度 ($kh=0.68$)を示している。

また、水平変位が増大する点を基礎の降伏点とするならば、CaseA では杭先端の鉛直方向バネが降伏域に入った時であり、CaseB は杭先端の鉛直バネが降伏する他に杭体が降伏した時、CaseC は杭先端の鉛直バネが降伏する他に水平地盤の上端が降伏した時といえる。



注) 鉛直バネ：杭先端バネ，周面せん断：鉛直方向，周面水平：水平方向，上・下：杭の最上部，最下

図-8 杭基礎の曲げ耐力

この耐力曲線が低下する理由として以下のことが言える。

- ① 周面地盤の水平抵抗が弱い場合。
- ② 杭が短くなった場合。(杭が曲げ卓越型からせん断卓越型へ移行したためではないか？)

4.2 荷重の割合と挙動への影響

曲げモーメントは主に上部構造の慣性力によるものと考えられ、水平力は地盤変位によるものと上部構造の慣性力によるものとが考えられる。これらの相互作用を考える時、基礎への影響はそれぞれの現象の代表として曲げモーメントによる影響度合いと水平力による影響度合いを把握する必要があるため、ここでは曲げモーメントと水平力を別々に作用させその影響度をみた。

図-9 に各変形図を、表-10 に変位の数値を示す。

これによれば、CaseA は水平地盤が比較的強いいため基礎の耐力が大きく、曲げモーメント、水平力それぞれが作用した場合も、両方が同時に作用した場合も基礎の変形が線形領域にあり、水平変位が小さく、重ね合わせが可能な範囲にある。

これに対して、今回対象としている CaseB,C においては、耐力が小さいため、曲げモーメント、水平力を別々に載荷した時はそれぞれ線形内にあるが両方同時に載荷すると降伏点（ここでは杭頭水平変位が急増する点）を過ぎるため変形が急増する結果となっている。

また、全ケースにおいて基礎の水平変位に及ぼす影響は、曲げモーメントよりも水平力の方が大きくなっている。さらに、CaseB と CaseC を比較した場合、水平力による変位量は変わっていないが、曲げモーメントによる水平変位は CaseC の方がかなり大きく約3倍にもなっている。これは、曲げモーメントによる変形の場合、

③引抜き側の杭が浮き上がり基礎全体が回転している。ためだとわかる。

4.3 静的解析結果における考察

以上の静的解析の結果より、4.1 項に示した①、②の現象を判断する手法として、水平地盤の強度と杭体の剛性に着目し、Chang の杭の解析¹⁰⁾において使用される特性値 β を用いて判定すると、表-11 のようになり CaseB,C の属する地盤全体での $\beta \cdot L$ の変化を杭頭水平変位の図にプロットしたものを図-10 に示す。これによると概ね $\beta L=10$ を境に静的解析の結果に変化が現れることがわかる。また、4.2 項の③に対しては、回転変形に寄与する押し込み側の杭頭における鉛直バネ定数(表-12)と引き抜き抵抗の上限値となる周面摩擦力(表-13)を算定し、プロットした図-11 より判断すると、CaseB, CaseC とも押し込み側のバネ値は、地盤がおなじであるため層厚と杭長に依存しており、層厚が薄くなると地盤バネがちいさくなるが、杭体のバネが上昇するためほぼ一定値を示す。これに対し、引き抜き側の摩擦抵抗は地盤の厚さのみで抵抗値が決定されるため短い杭

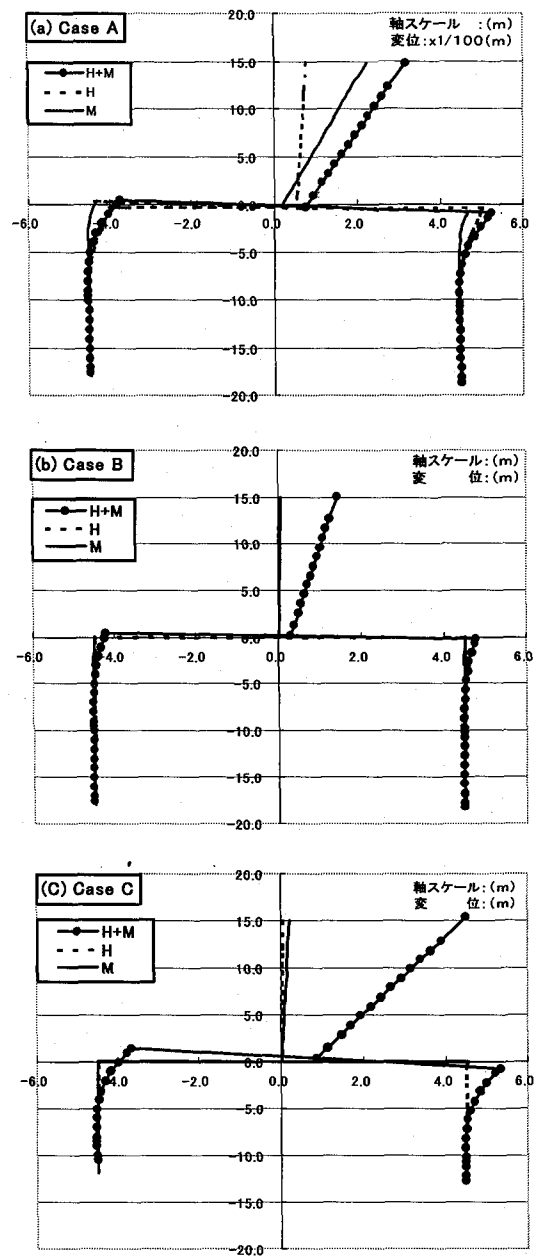


図-9 変形図

表-10 変位の数値整理結果

		全荷重	荷重分離		
		H+M	H	M	合計
Case A	δ_H	0.0075	0.0053	0.0017	0.0070
	θ_F	0.00162	0.00016	0.00137	0.00153
Case B	δ_H	0.2933	0.0278	0.0057	0.0335
	θ_F	0.07505	0.00047	0.0044	0.00487
Case C	δ_H	0.8544	0.0280	0.0157	0.0437
	θ_F	0.24245	0.00047	0.01324	0.01371

注 1) H: 水平力, M: 曲げモーメントを示す。

2) δ_H : 杭頭天端の水平変位(m), θ_F : フーチングの回転角(rad)

(層厚が薄い) ほど抵抗値が減少しており、押し込み側の杭を支点に引き抜き側の杭が浮き上がり基礎の回転変形が大きくなる原因となっていると考えることができる。

以上より、短い杭の挙動を示すパラメータとして $\beta \cdot L$ 値と引き抜き側の摩擦抵抗を考えることができよう。

表-11 $\beta \cdot L$ の算定結果

	L (m)	D (m)	k_H (MN/m ³)	EI (MN・m ²)	β (m ⁻¹)	$\beta \cdot L$
CaseA	18	1.2	95.2	89.8	0.751	13.5
CaseB	18	1.2	10.3	89.8	0.431	7.8
CaseC	12	1.2	10.3	89.8	0.431	5.2

注) β の算定は、下式による。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} \quad (m^{-1}) \quad (1)$$

ここに、 k_H ：水平方向地盤反力係数(kN/m³)、 D ：杭径(m)、 EI ：杭の曲げ剛性(降伏剛性とする)(kN・m²)

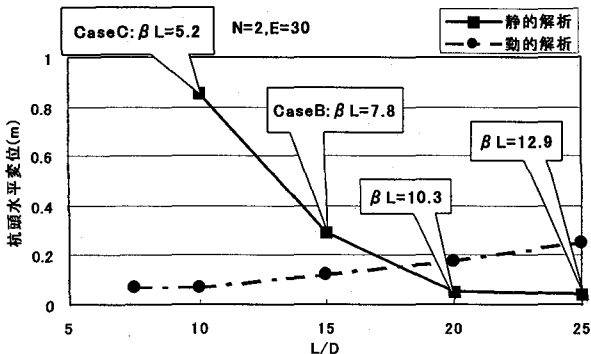


図-10 杭頭水平変位-L/Dと $\beta \cdot L$ の関係

表-12 杭頭換算バネ定数

	L (m)	C_s (MN/m ³)	a	K_v (kN/m)
CaseA	18.0	10.0	0.49428	77,643
CaseB	18.0	1.33	0.21670	34,040
CaseC	12.0	1.33	0.14195	33,447

注) k_v の算定は、下式による。

$$\left. \begin{aligned} K_v &= a \cdot \frac{A_p E_p}{L} \\ a &= \frac{\lambda \tanh \lambda + \gamma}{\gamma \tanh \lambda + \lambda} \cdot \lambda \\ \gamma &= \frac{A_i k_v L}{A_p E_p} \end{aligned} \right\} \quad \lambda = L \cdot \sqrt{\frac{C_s \cdot U}{A_p \cdot E_p}} \quad (2)$$

ここに、 K_v ：杭の軸方向バネ定数(kN/m)、 A_p ：杭の純断面積(m²)、 E_p ：杭体のヤング係数(N/mm²)、 $A_p \cdot E_p = 28.28 \cdot 10^6$ (m²・kN/m²)、 L ：杭長(m)、 A_i ：杭の先端閉塞面積(m²) (= 1.131m²)、 U ：杭の周長(m) (= 3.770m)、 k_v ：杭先端地盤の鉛直方向地盤反力係数(kN/m³) (= 28.28・104kN/m³)、 C_s ：杭と周面地盤のすべり係数(kN/m³)

表-13 周面摩擦力

	L (m)	U (m)	f (kN/m ²)	$\Sigma f \cdot L \cdot U$ (kN)
CaseA	18.0	3.770	75	5,090
CaseB	18.0	3.770	15	1,018
CaseC	12.0	3.770	15	679

注) L ：杭長、 U ：杭の周長、 f ：周面摩擦力度

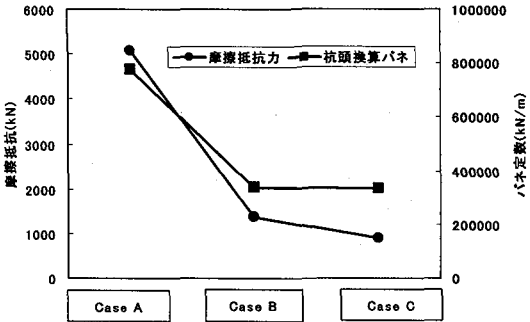


図-11 杭頭バネと摩擦抵抗

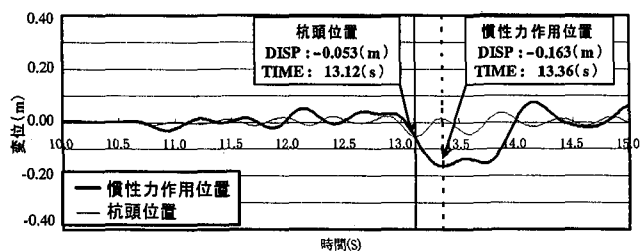
5. 動的解析の結果の考察

動的解析において地盤・杭・橋脚の相互関係を考慮した過去の研究には、室野・西村他¹¹⁾や武宮他¹²⁾などの研究がある。これらは、橋脚や杭体は非線形としているが地盤と杭の関係は(当研究では相互作用バネ)線形または等価線形扱いとなっている。この場合、地盤の固有周期と橋脚の固有周期は文献^{11),12)}に示されるように地盤の固有周期と橋脚の固有周期により挙動を明確に区分できる。しかし、地盤と杭の関係は、杭が短くなり、あるいは地盤が弱くなると杭の剛性が支配的になり、ケーソン基礎における地盤と基礎のような関係と同様または近くなると考えられる。このような場合、杭と地盤の関係において非線形を考慮することが必要であり、ここでは、非線形を考慮した解析から地盤・杭・橋脚の相互関係を見出そうとするものである。1つの方法として杭頭部の変位・上部工慣性力作用位置の変位とその時の発生断面力などを抽出し考察を行なった。以下にその結果を示す。

5.1 発生時刻と変形モード

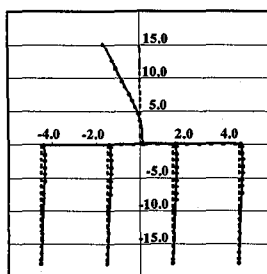
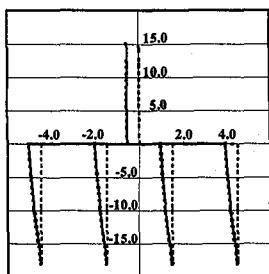
図-6 においては、杭頭の最大水平変位のみを示したが、ここでは、さらに水平変位の発現時刻や杭基礎全体の変形について詳細に検討を行った結果を示す。

杭基礎の挙動を支配するのは、外力としての曲げモーメントと水平力である。曲げモーメントは主として上部構造の慣性力により発生し上部構造慣性力作用位置の基礎天端との相対変位が最大となった時に最大になり、水平力は地盤の変位が最大になった時または先述の曲げモーメントが最大になった時のいずれかの時最大となり、これらの時刻で杭頭の変位も最大となると考えられる。

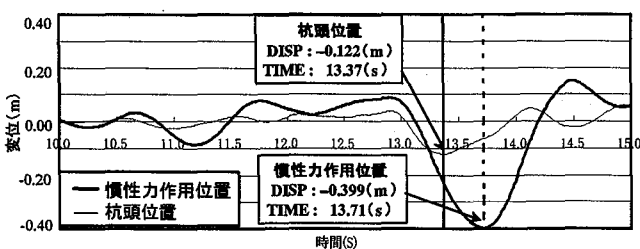
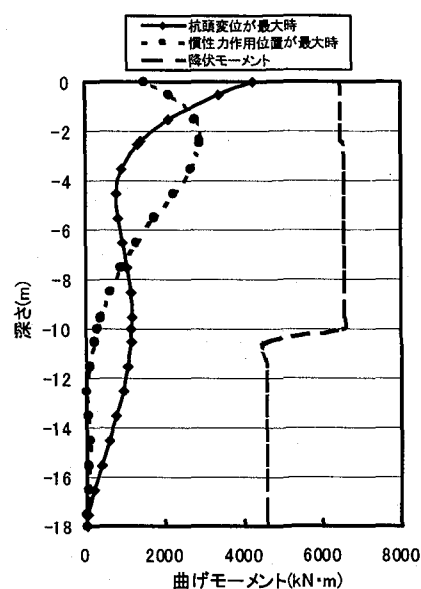


杭頭の変位が最大時

慣性力作用位置の変位が最大時

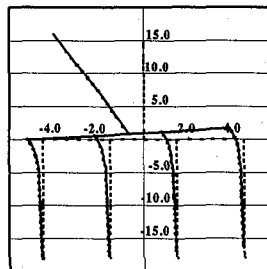
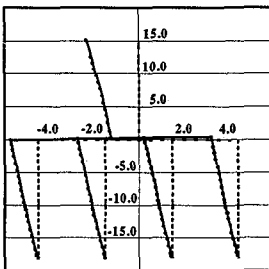


単位: 軸スケール(m), 変位 1/100(m) (a) Case A

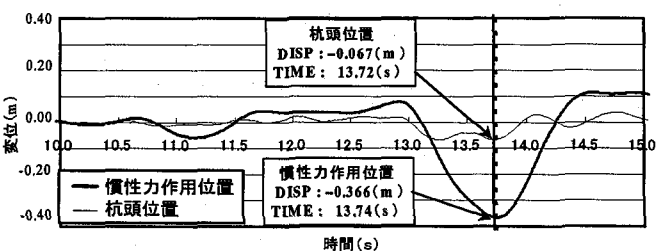
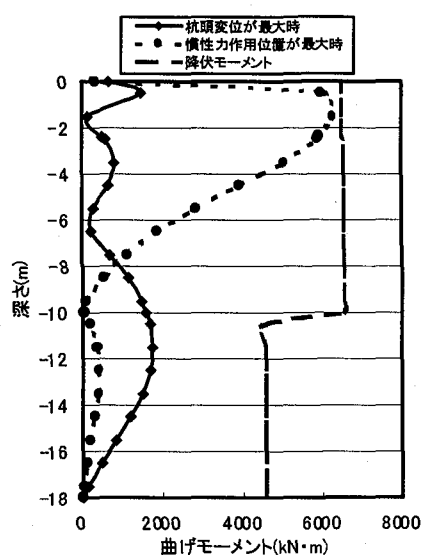


杭頭の変位が最大時

慣性力作用位置の変位が最大時

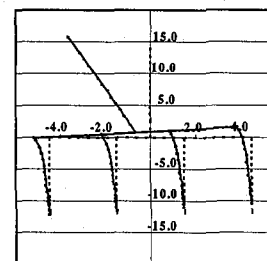
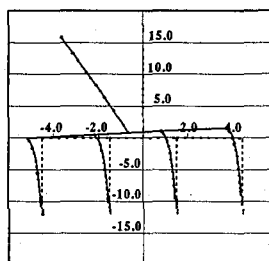


単位: 軸スケール(m), 変位 1/100(m) (b) Case B



杭頭の変位が最大時

慣性力作用位置の変位が最大時



単位: 軸スケール(m), 変位 1/100(m) (c) Case C

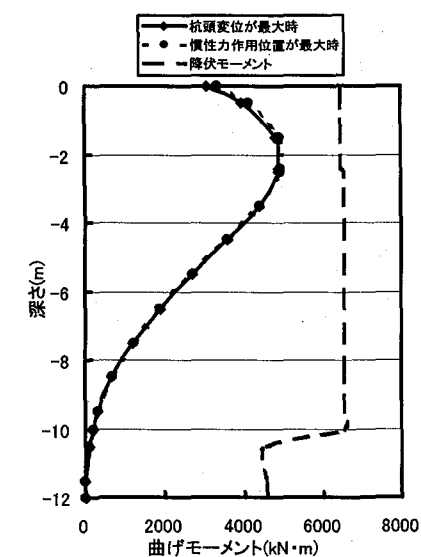


図-12 動的解析による変位時刻歴, 変形モードおよび杭体曲げモーメント

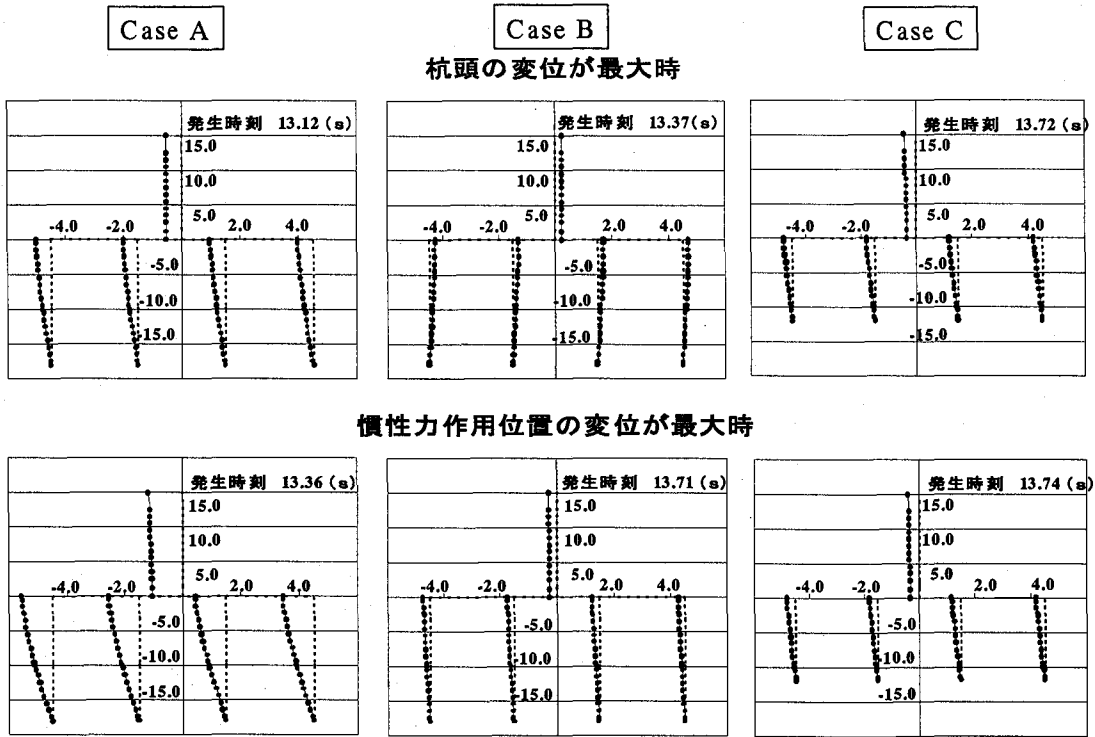


図-13 質量無しの場合の変形図 (単位: 軸スケール(m), 変位 1/100(m))

そこで、上部構造慣性力作用位置と杭基礎の天端の水平変位に着目し、両者の最大値発生時刻やその時の水平変位、発生断面力を算定した。図-12 に着目位置の水平変位の時刻歴、最大水平変位を示す時刻の変形図およびその時刻に杭体に発生した曲げモーメントの分布を、表-14 に各変形最大時の断面力を算定した結果を示す。

表-14 断面力算定結果一覧

Case	時刻	断面力記号	杭頭部 (全作用力)	柱基部
Case A	杭頭最大時	M	16,329	6,422
		S	7,147	1,353
	上部工最大時	M	93,200	78,451
		S	5,178	6,491
Case B	杭頭最大時	M	74,271	57,509
		S	8,417	5,301
	上部工最大時	M	76,893	64,162
		S	4,818	5,317
Case C	杭頭最大時	M	65,187	50,933
		S	7,047	4,600
	上部工最大時	M	64,525	50,971
		S	6,497	4,540

注 1) M はモーメント(kN・m), S はせん断力(kN)

2) 柱の降伏モーメント $M_y = 7,984 \text{ kN} \cdot \text{m}$, ひび割れモーメント $M_c = 3,013 \text{ kN} \cdot \text{m}$

また、慣性力による影響と地盤変位による影響を分離

する試みとして、非線形解析においては厳密とは言えないが一手段として質量を無視した構造系において先述と同じ解析を行い図-12 に示す上部慣性力作用位置と杭頭部の変位が最大となる時刻の変形図を図-13 に、変形量について整理した結果を表-15 に示している。

表-15 変位量算定結果一覧 (m)

	質量	着目点	Case A	Case B	Case C
杭頭位置最大	発生時刻 (s)		13.1	13.4	13.7
	有	δ_U	0.055	0.233	0.395
		δ_K	0.053	0.122	0.067
	無	δ_K	0.050	0.104	0.030
上部工位置最大	発生時刻 (s)		13.4	13.7	13.7
	有	δ_U	0.163	0.399	0.366
		δ_K	-0.015	0.066	0.066
	無	δ_K	-0.021	0.023	0.030

注) δ_U は上部工慣性力作用位置を, δ_K は杭頭天端位置を示す。

これによると以下のことが判る。

- (1) 杭頭位置の水平変位の最大と上部構造慣性力作用位置の水平変位の最大は、いずれのケースも異なる時刻において発生している。ただし、Case C においてはかなり近接している。
- (2) Case A, B では、杭頭位置の水平変位が最大になる時はせん断変形モードで、上部構造慣性力作用位置の水平変位が最大になる時は曲げ変形モードとなっているが、Case C ではいずれも曲げ変形モ

ードとなっている。

- (3) 杭体に生じる曲げモーメントは、CaseA では基礎天端の水平変位が最大の時と上部構造慣性力作用位置の水平変位が最大の時の両方でほぼ同じ程度発生し、CaseB の場合では上部構造慣性力作用位置の変位が最大の時に大きく、CaseC では両者がほぼ同時に生じている。すなわち、CaseA と B の比較から周辺地盤が柔らかくなると、慣性力による曲げモーメントが卓越してくることが、また、CaseB と CaseC の比較から軟弱地盤中の短杭では慣性力による曲げ変形のみが生じることがわかる。
- (4) 質量無しと質量有りの場合を比べると、杭基礎天端の水平変位が最大時において、変形モードは同じであるが、変形量は Case A⇒B⇒C の順に差が明瞭になっており質量無しの方が小さい。上部工慣性力作用位置の水平変位が最大時においては、質量がなければせん断変形モードとなっており、変形量も質量を考慮した場合と異なっている。

5.2 動的解析結果における考察

5.2.1 地盤変位と慣性力の影響度

時刻歴波形の形状をみると、いずれのケースにおいても上部構造慣性力作用位置の水平変位が最大になっている時、杭頭の水平変位は逆向きあるいは逆を向こうとしている。これを模式的に示すと図-14 のようになる。

なお、CaseA については上部工慣性力位置の水平変位が最大の場合に着目すると表-15 より δ_U と δ_K の符号が異なるため明確に判断できる。

これより、本解析においては慣性力に対して、地盤変位が抑制方向に働いていると見ることができる。ただし、その度合いはケースによって違うので、ここでは定量的な判断は困難である。

5.2.2 地盤変位の影響度

地盤変位が構造物にどれだけ影響しているのかか見てみると以下のようにになっている。

図-15 は、動的解析における杭頭部直下と杭先端直上の節点位置における各ケースの地盤変位をプロットしたものである。

これらの図から次のような傾向をとらえることができる。

○ CaseA と CaseB の比較で

杭の形状や地盤の厚さは同じであるため、入力地震動の増幅量とバネを介した杭への入力外力が変化する。変位としては、CaseB の方が大きく、一般にいわれているように地盤が弱いほど地盤変位の影響が大きいことを示している。

○ CaseB と CaseC の比較で

地盤の厚さは違うが地盤と杭の間の相互作用バネ

は同じである。この場合、変位としては増幅の小さい Case C の方が小さく、これも同じ地盤強度であれば地盤が薄くなるほど地盤変位の影響が小さいことを示している。

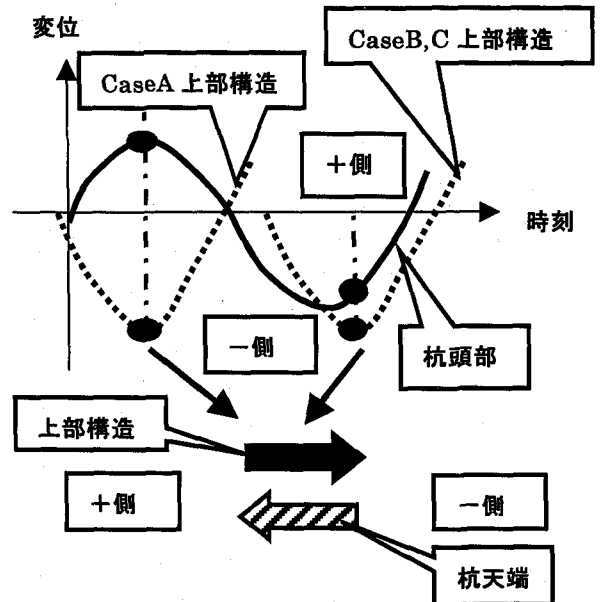


図-14 上部構造と基礎の変形イメージ

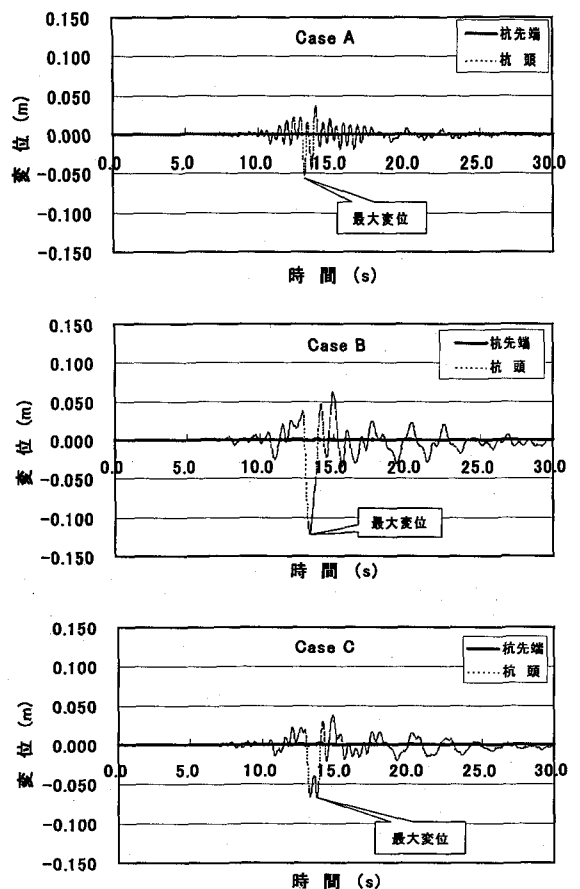


図-15 地盤変位の増幅

これを、実際の入力外力に換算してみると表-16 のようになる。

表-16 入力外力の算定

	地盤最大水平変位 (m)	パネ定数 (MN//m)	外力 (MN)
CaseA	0.052	80,935	4,209
CaseB	0.120	8,750	1,050
CaseC	0.065	8,750	569

注) 最上段位置に設定したパネ部における定数とその位置の入力水平変位を示す。

この結果より、地盤変位の影響を最も受けているのは Case A の杭であり、ついで Case B、Case C の順となっている。これは、5.2.2 で述べた、「Case C の場合は地盤変位の影響が非常に小さい。」ことの裏付けとなっている。

以上より、動的解析の結果においては、一般の杭基礎の動的挙動で言われているように、地盤が弱くなるほど、地盤が厚くなるほど地盤変位の影響が大きくなっていることが確認できた。

6. 動的解析と静的解析の比較

ここでは、前項までに示した静的解析と動的解析の結果より得られた知見を示す。

6.1 入力地震動の大きさ

静的解析による入力地震の値は柱下端の降伏震度を用いて地震動や地盤の種類に関係無く一定としているのに対して、動的解析は実際の地震動による応答となっている。そこで、まず入力地震動の大きさを比較してみた。

動的解析における地震力を静的解析と比較するため震度に置き換えることを試みた。1つは、実際の動的解析において発生したフーチング下面位置での応答加速度より応答スペクトルを算定し、橋脚の降伏剛性に対応する固有周期(0.595s)及び構造物を降伏剛性に置き換えた時の全体の一次固有周期(曲げ変形)における応答スペクトルにより震度を求めた。もう1つは、動的解析において算定した表-14に示す柱下端及びフーチング下面(杭頭部)の断面力を等価重量で割り戻して震度を求めた。

図-16に応答スペクトルにより算定した水平震度を、図-17に断面力より算定した水平震度の比較を示す。

この結果より以下のことがわかる。

- (1) 応答スペクトルからの算定結果を見ると、CaseBが最も小さくなる傾向は固有周期によらず同じであるが、バラツキが大きく上部構造の設計震度を一義的に定めるのは難しい。
- (2) 動的解析結果の水平力による震度と橋脚の降伏震度($k_h=0.67$)を比較した場合、動的解析による震度の方が小さくなっている。これは、動的解析の結果が実際に近いとするならば設計で用いられる橋脚の降伏震度は過大であるといえる。

- (3) 動的解析において、柱基部の結果では曲げモーメントによるものと水平力(せん断力)の傾向は同じであるが、フーチング下面位置では曲げモーメントが柱基部とほぼ同じ値を示すのに対し、水平力はこれと異なり一定の値を示している。

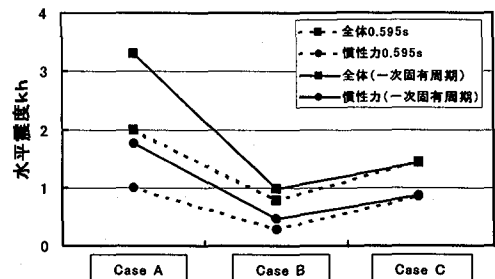


図-16 応答スペクトルより算定した水平震度

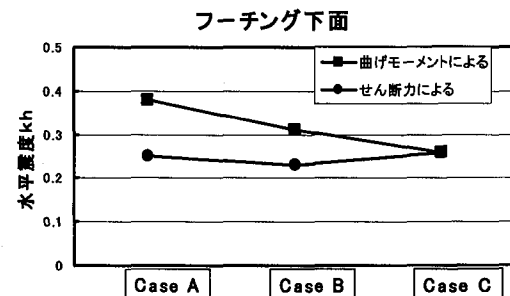
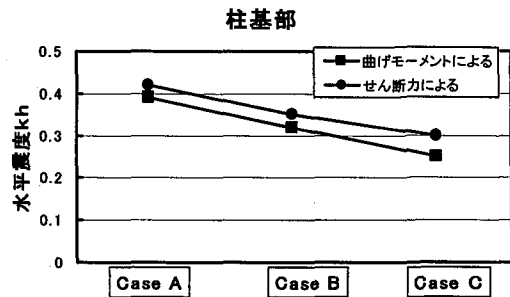


図-17 断面力により換算した水平震度

6.2 静的解析における外力算定に関する考察

動的解析においては、地盤変位による影響と慣性力による影響が共に考慮されており、慣性力のみを作用させる静的解析とは明らかに異なっている。地盤変位を考慮するとしても地盤変位の影響が大きい長い杭や軟弱地盤が厚い場合には寄与率の問題はあるが足し合わせが可能であるが、今回の検討ケースの場合、

- ① 地盤変位による影響は、基礎のみが水平方向に変形し、上部構造には曲げ変形がほとんど発生していない。(5.1項の質量無しの場合より)
- ② 基礎に入力される曲げモーメントと水平力の傾向は一定でなく、曲げモーメントが増えても地盤変位が大きい場合、水平力はあまり増加しない。(6.1項の図-17における水平震度の算定より)

となっており、一律に足し算できない結果となっている。

そこで、この現象を考えてみると、実際に基礎に入力される外力は、地盤変位による水平力と上部構造の慣性

力による曲げモーメントと水平力に分けることができる。静止の状態から地盤が右へ動いたとすると、上部構造には左向きのモーメントと水平力が発生する。この時、基礎には右向きの水平力が作用する。慣性力による外力は上部構造の重量を W_i 、その重心までの高さを h_i 、水平震度を kh とおくとフーチング下端（杭頭）において $M_1 = W_i \cdot h_i \cdot kh$ 、 $H_1 = W_i \cdot kh$ であり、一方地盤変位が杭にあたえる水平力を杭頭で H_2 とすると、全入力値は $M_0 = M_1$ 、 $H_0 = H_1 - H_2$ となり、曲げモーメントは慣性力により生じた分がそのまま残り、水平力のみ小さくなる。これは、数値的に押さえることは難しいが、上記②の結果を明確に表している。

以上より、動的解析と同等の静的解析を行う場合、慣性力による曲げモーメントと水平力を同時に低減するのではなく、水平力のみを地盤変位により生じた水平力により低減させればよい。

なお、ここで考えるのは、地盤の変位が地中部で一様分布となる場合のみを前提としている。

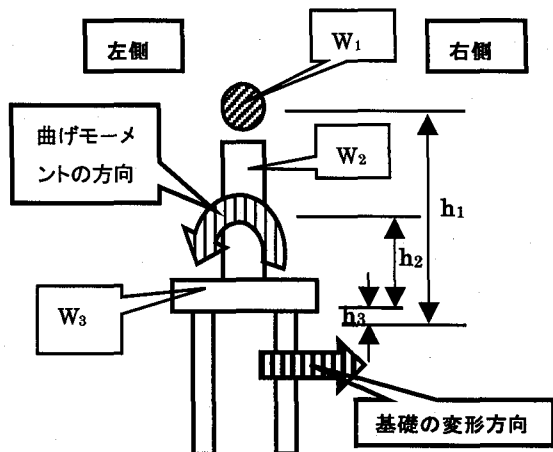


図-18 作用荷重のイメージ図

7. 結 論

今回、短い杭を対象に検討を行ってみた結果、以下のことが判明した。

- (1) 動的解析の結果から、短い杭においても一般の杭と同じく上部構造の慣性力と地盤変位の影響が相互に関係しており、層厚が厚くなるほど、地盤が弱くなるほど地盤の影響が大きくなることが判った。
- (2) ただし、上記の結果において、杭に入力される外力としては、地盤変位の増幅と相互作用バネの大きさの2つが関係するため、一概に地盤変位の増幅のみでは判断できない。
- (3) 上記の結果より、短い杭で静的解析を実施した場合、地盤変位の影響の他に、杭と地盤の相対的な剛性に関係する変形挙動が関係していることが考えられる。
- (4) この短い杭を一般杭と区別するための指標として、杭体の降伏剛性による特性値を用いた $\beta \cdot L$ と引き抜き抵抗が考えられるが、本研究では定量的に判断できていない。

- (5) 静的解析を上部構造と基礎構造に分離して行う場合、上部構造の水平震度を決定するのが難しいことが判明した。
- (6) 今後更に検討の余地はあるが、動的解析結果とを静的解析結果の整合性を保つためには、静的解析において慣性力による荷重（水平力、曲げモーメント）を一律に増減するのではなく、水平力のみを増減することが効果的であることを示した。

応答スペクトルなどを用いた静的な解析は、実務設計においては時間の省力化、設計過程の把握などにおいて非常に有効な手法であるが、地盤や基礎（ここでは杭基礎）によって地震時の挙動は明確に異なっている。今回検討した地盤が弱い場合、短い杭の場合などの特殊な場合、過大や過小設計になる可能性が高く上部構造と基礎構造を分離して静的設計を行うことは必ずしも合理的ではないということを示している。このような場合、動的解析による設計が望ましく、かつ上部構造と下部・基礎構造を一体とした解析が必要であると思われる。

本研究では、短い杭の一例を示したが、実設計を考えた場合、静的解析と動的解析を使い分ける定量的な指標の提示が必要であり、設計合理化の促進のための今後の課題としたい。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編,1996.12
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編,1996.12
- 3) (財)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,1999.10
- 4) 岩上・大塚・竹村：杭基礎の耐震設計に関する研究,第55回年次学術講演会, I-B451, 平成12年9月
- 5) 大塚・久納・岩上：地盤の鉛直方向抵抗力のモデル化が杭基礎の水平抵抗力に及ぼす影響, 構造工学論文集 Vol.45A, pp.1583-pp.1590, 1999.3
- 6) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3
- 7) 土木研究所資料第1778号, pp.15-pp.23, 昭和57年2月
- 8) 龍岡, 福島：砂のランダム繰り返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について, 生産研究 30 巻 9, 10 号, 1978
- 9) 例えば, 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用, pp.249, 245, 1996.4.15
- 10) (社)日本道路協会：杭基礎設計便覧, 平成4年10月
- 11) 室野・西村・永妻：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-pp.640, 1998.3
- 12) 竹宮・片山：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 No.489/-27, pp.207-pp.215, 1994.4

(2000年9月14日受付)