

橋脚基礎用コンクリート杭の終局耐力予測での2次元有限要素法と 3次元有限要素法との比較

守屋 武海¹、清宮 理²、横井 孝征³

- ¹ 学生会員 早稲田大学大学院理工学研究科建設工学専攻(〒169-8555 新宿区大久保 3-4-1)
- ² フェロー会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科(〒169-8555 新宿区大久保 3-4-1)
- ³ 学生会員 早稲田大学理工学部土木工学科(〒169-8555 新宿区大久保 3-4-1)

After the Hyogo-ken Nanbu earthquake, the input earthquake motion has become large and it has been necessary to take into consideration of the material non-linearity of reinforced concrete piles of the bridge foundation. 2-dimensional FEM is widely used in new seismic design, however effect of 3 dimensional arrangement of the piles and modeling of 2 dimension is obvious. Therefore, in consideration of material nonlinear, time history earthquake response analysis for the reinforced concrete pile of the bridge foundation was carried out to know difference of calculation results between the 2-dimensional FEM and the 3-dimensional FEM.

Key Words : Finite element method, Pile foundation of bridge, Dynamic response analysis, Non-linearity of material, Three dimension analysis

1. 研究目的

兵庫県南部地震以降、入力地震動が大きくなり、橋梁基礎の鉄筋コンクリート杭体の材料非線形域まで考慮した耐震設計を採用する必要が出てきた。橋脚基礎の耐震設計では、現在2次元モデルで行われているが、モデル上基本的な問題を包含している。3次元構造を2次元モデルに置き換える場合の地盤の奥行きを取り扱い、地震外力に対する外側の杭と内側の杭の分担の比率などが不明確である。一方3次元挙動に関してモデル化の複雑化等により計算事例も少なく、かつ計算プログラムの制約から、実際の挙動が十分反映されていない。3次元特有の知見を収集して、実務で広く使われている2次元解析との比較が不可欠となっている。

本研究は、2次元有限要素法と3次元有限要素法で橋脚基礎の鉄筋コンクリート杭を対象に材料非線形性を考慮して動的地震応答計算を実施し、杭の断面照査することにより両者の相違を整理する。

2. 解析方法

2.1 概要

今回の解析で対象とした構造物は、図-1に示すように新設を想定する道路橋基礎で、橋脚はRC製で橋脚の高さは12.5mである。比較的軟弱な地盤に建設されている橋脚基礎は鉄筋コンクリート製の杭形式である。鉄筋コンクリート杭の長さは30m、杭径1.2mで図-2に示すように3×4=12本で構成されている。フーチングの寸法は幅11.4m、奥行き8.4mで、杭間隔は3mである。

表-1 解析ケース

ケース	次元	地盤	杭
ケース1	2次元	線形	非線形
ケース2		等価線形	
ケース3		非線形	
ケース4	3次元	線形	非線形
ケース5		等価線形	

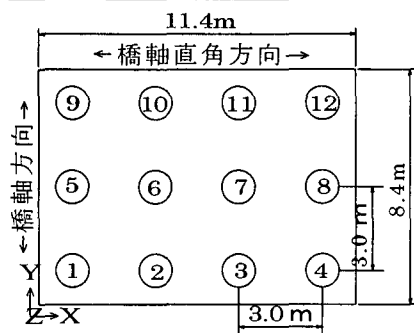


図-2 杭配置図

分方法は Newmark- β 法 ($\beta=1/4$)とし、非線形履歴モデルを用いた逐次応答解析を行う。解析モデルは2次元モデルと3次元モデルとする。2次元モデルでは図-3に示すように橋脚躯体および地盤は平面ひずみ要素、杭ははり要素を用いた。要素数346は(はり要素48個を含む)、節点数は381である。3次元モデルは図-4に示すように橋脚躯体および地盤は8節点6面体要素を用い、杭ははり要素を用いた。要素数は4020(はり要素144個を含む)、節点数は4711である。2次元モデル、3次元モデルとも杭と地盤は共通節点としている。

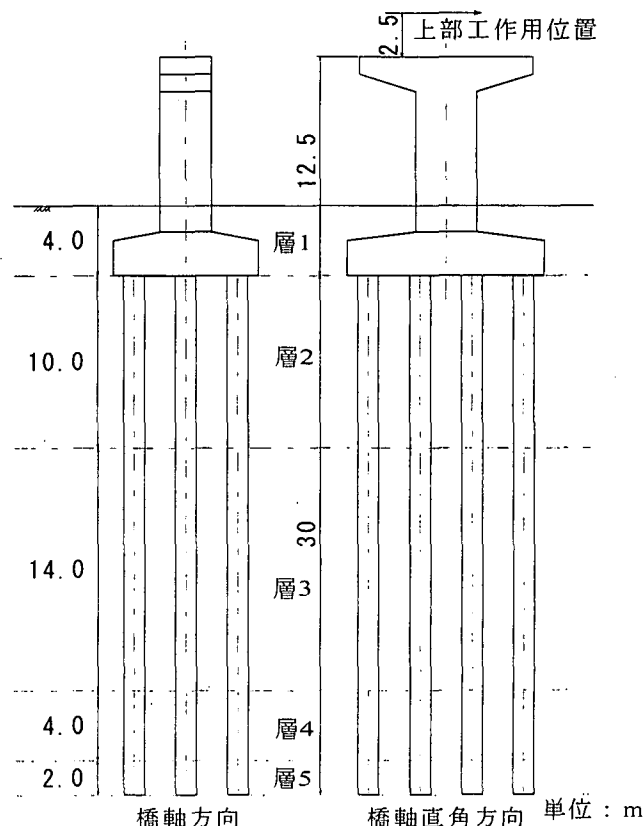


図-1 橋脚と地盤の関係

解析には有限要素法汎用プログラム TDAPIIIを用い、積

表層地盤は長さ150m、厚さ40mであり、3次元モデルの奥行きは35mである。2次元モデルでは平面ひずみ要素の厚さを3mとした。基盤面の境界条件は固定とし、側面は並進方向を自由とした。表層地盤は比較的軟弱で、-40mの箇所を入力地震動の入力基盤面とした。解析ケースは表-1の通りである。地盤は比較のためせん断応力とひずみの関係を線形、等価線形および履歴モデルとした。今回使用したTDAPⅢでは履歴モデルは3次元モデルでは使用できない。杭の曲げモーメントと曲率の関係を非線形とした。

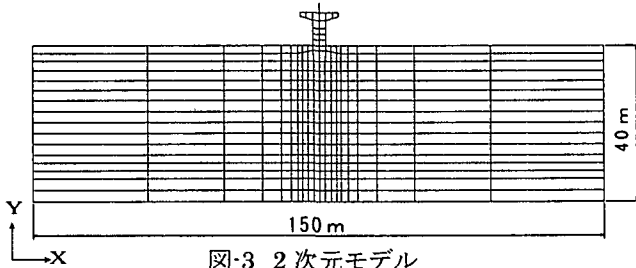


図-3 2次元モデル

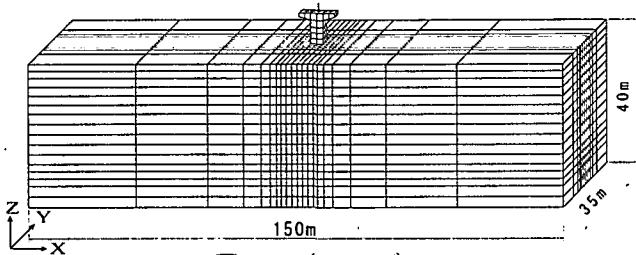


図-4 3次元モデル

2.2 構成部材

(1) 杭: 鉄筋コンクリート製で、深さ方向に3断面で配筋が異なっている。杭頭では主鉄筋はD29で28本、せん断補強筋はD16が15cm間隔で配置されている。杭体の断面変化および M-φ 関係を表-2 に示す。杭の曲げの非線形性は図-5 に示した武田モデル(トリニア)を用いて考慮し、この際の除下の剛性低下を示す係数を α=0.4 とした。杭に用いられた力学定数は以下のとおりである。

- ・コンクリート強度 $f_{ck}=24\text{N/mm}^2$
- ・コンクリートの弾性係数 $E_p=25\text{kN/mm}^2$
- ・鉄筋の降伏応力度 $\sigma_y=295\text{N/mm}^2$
- ・鉄筋の弾性係数 $E_s=210000\text{N/mm}^2$

杭の支持力は次式で計算される。

$$P_{KV} = q_d \cdot A_p + f_i \cdot U \cdot L_{Pi} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 P_{KV} : 杭頭における上限値 (kN), q_d : 杭先端地盤の極限支持力度 (kN/m²), A_p : 杭先端の断面積 (m²), f_i : 基礎周面と地盤との間に働く摩擦力度 (kN/m²), U : 杭の周長 (m), L_{Pi} : 考慮する杭長 (m)

洪積層での支持力と杭の周辺摩擦力は各々 3329kN と 7544kN で合計 10873kN である。

表-2 杭の断面変化(配筋パターン)および断面諸量

断面番号	1	2	3
区間	0.0~2.4m	2.4~10m	10~30m
主鉄筋	D29-28本	D29-28本	D29-14本
帯鉄筋	D16-ctc150	D16-ctc300	D16-ctc300
ひびわれ時	Mc	662.2	635.7
	ϕ_c	2.304×10^{-4}	2.368×10^{-4}
降伏時	My	2157.2	1526.4
	ϕ_y	2.449×10^{-3}	2.295×10^{-3}
終局時	Mu	3129.4	2065.0
	ϕ_u	2.110×10^{-2}	1.493×10^{-2}

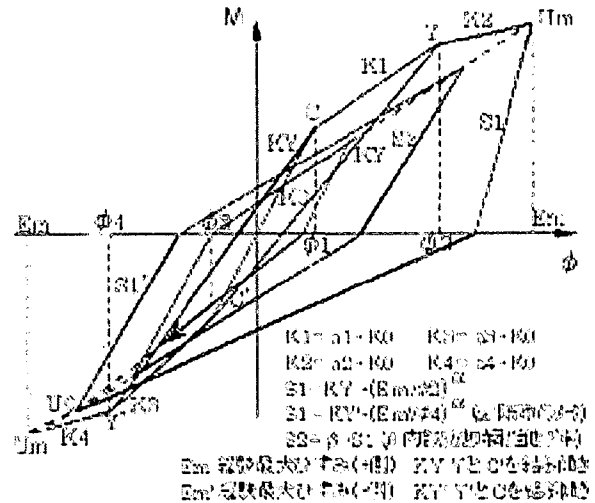


図-5 武田モデル

(2) 地盤: 地盤の基本諸元は表-3 に示す通りである。表層地盤は、N値10未満の比較的軟弱な粘性土で構成されており層厚が24mである。表層は埋め立て砂層である。ここでGは1次元地盤応答解析プログラムSHAKEを用いて等価線形化を行ったあとのせん断弾性係数である。2次元モデルでのケース3での表層地盤の非線形性は図-6に示すR-Oモデルを用いて考慮した。基準ひずみは道路橋示方書などで示される一般的な剛性低下とひずみとの関係で剛性低下率が50%のときのひずみとした。また4層目の砂質土での液状化については考慮していない。

表-3 地盤の基本諸元

層番号	1	2	3	4	5
土質区分	埋め土	粘性土	粘性土	砂質土	砂質土
層厚(m)	4.0	10.0	14.0	4.0	-
N値	4	2	8	16	50
γ (kN/m ³)	18.0	17.0	18.0	19.0	20.0
G_0 (kN/m ²)	29620	27540	73470	79110	177600
*G (kN/m ²)	5640	11140	40140	42590	177600
ポアソン比	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49

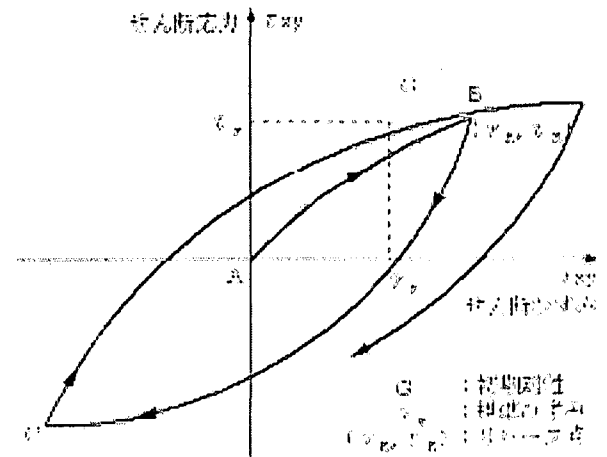


図-6 R-Oモデル

(3) 橋脚躯体: 鉄筋コンクリート製で材料非線形性は、杭の破壊性状の把握を主目的にしたので今回考慮しなかった。

また、上部工重量 $W_{up}=12000\text{kN}$ で図-1 に示した橋脚上端に鉛直下方向に作用させた。

2.3 入力地震動

本検討に用いる入力地震動として、1995年兵庫県南部地震の際に神戸ポートアイランドのアレー地震観測で取得された記録の-83m(NS成分)の加速度波形とした。記録波形を図-7に示す。入力地震動の加速度は679Galで、ステップ数2000、ステップ間隔0.01秒を水平方向に基盤入力する。

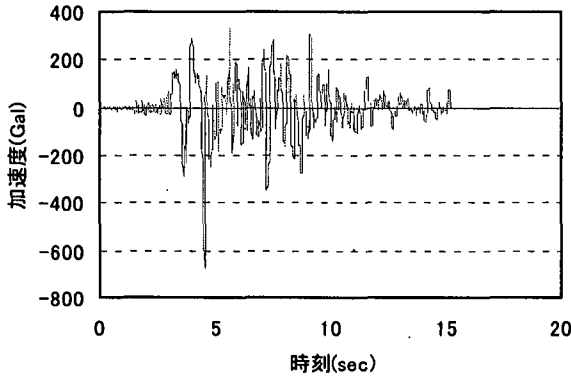


図-7 入力地震波形

3. 固有値解析

表層地盤を弾性と等価線形としたときの固有値解析の各計算ケースでの結果を表-4に示す。2次元モデルと3次元モデルとでは、平面内で1次の振動数が1.3Hz、2次の振動数で1.8Hzとほぼ同じであった。ただし3次元モデルでは奥行き方向の振動数も計算されるので、そちらの方が低次のモードが卓越する。入力地震動に対してSHAKEによる等価線形の計算からの地盤定数から得られた1次の振動数は0.9Hzに低下した。

表-4 固有値解析結果

固有振動数 (Hz)	2次元		3次元	
	線形	等価線形	線形	等価線形
1次モード	1.3135	0.96096	1.2771	0.92536
2次モード	1.8230	1.2130	1.7790	1.1447

構造系全体の減衰はRayleigh減衰とし、有効質量率より最も卓越している1次モードと、2次モードの影響も考慮し、各モードで減衰定数が10%になるように設定した。

4. 解析結果

4.1 応答変位

図-8に2次元モデルでのNo.5杭の水平変位の深さ方向の分布を示す。表層に近づくにつれ変位量は増大し、およそ16~23cmの最大杭頭変位が計算された。最大変位は、線形計算、R-Oモデル、等価線形の順で大きくなった。

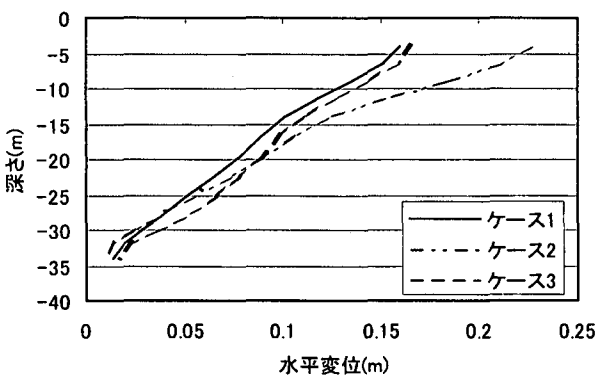


図-8 2次元最大水平変位の分布

図-9に3次元モデルでの杭の水平変位の深さ方向の分

布を示す。2次元モデルと比較して杭頭の変位量はやや小さく計算された。

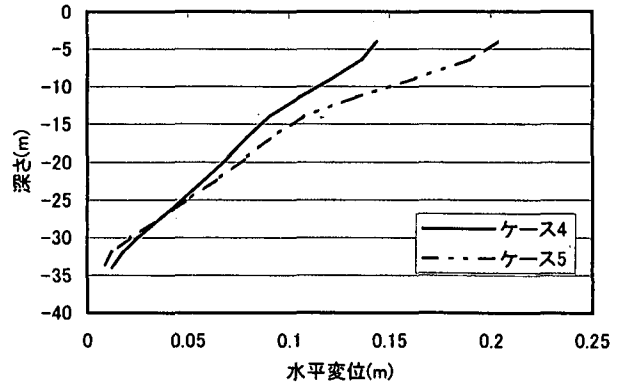


図-9 3次元最大水平変位の分布

図-10にNo.5杭の杭頭での応答変位の時刻歴波形を示す。線形計算ではやや震動周期の短い波形が卓越しているが、非線形計算では主要動付近から周期成分がやや長くなり、材料非線形性の影響が見られた。

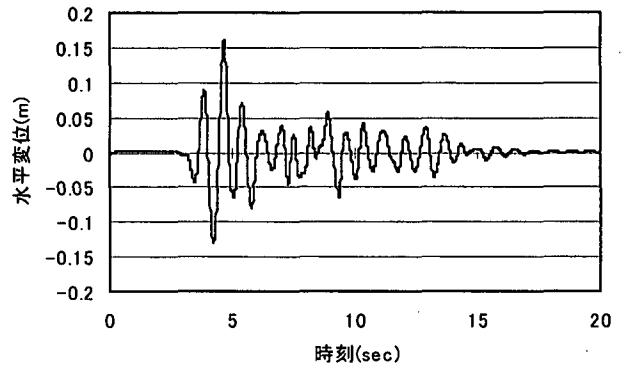


図-10(a) ケース1

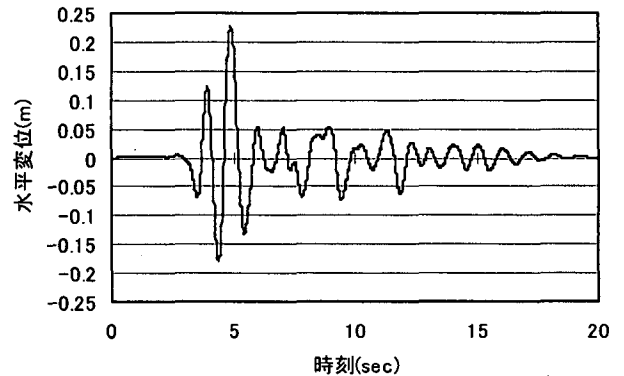


図-10(b) ケース2

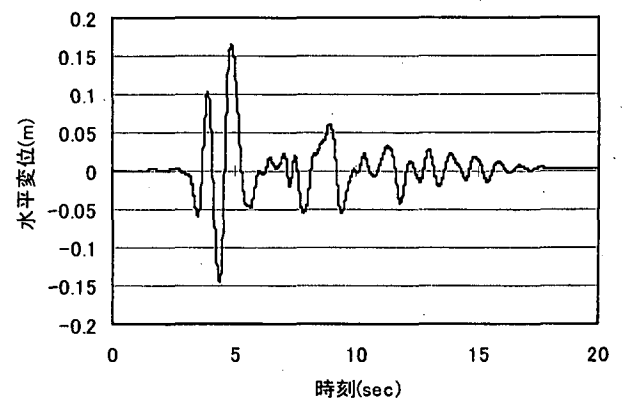


図-10 杭頭での水平変位の時刻歴 (c) ケース3

4.2 曲げモーメント

4.2.1 深さ方向の分布

図-11(a-e)にNo.5とNo.6杭の曲げモーメントの深さ方向の分布を示す。曲げモーメントはいずれの計算ケースでも杭頭と2層と3層の粘性土層間の境界部と、4層と5層の砂質土層間の境界部で大きな値となった、この3ヶ所ではいずれの計算ケースも杭は非線形領域に入り、ケース1とケース2では、杭頭と粘性土層間で終局曲げモーメントに達していた。ケース3では、杭頭は終局曲げモーメントに達していなかったものの砂質土層間で終局曲げモーメントを超える値が計算された。杭基礎は今回の入力波形に対してかなりの被害を受けると計算された。3次元モデルでも同様な曲げモーメントの分布傾向が計算されたが、終局曲げモーメントにはわずかながら達していなかった。図-12に曲げモーメントの杭頭での時刻歴波形を示す。1.3Hz程度の振動数が卓越しており、表層地盤の非線形性を考慮しているケースではやや低い振動数になっている。

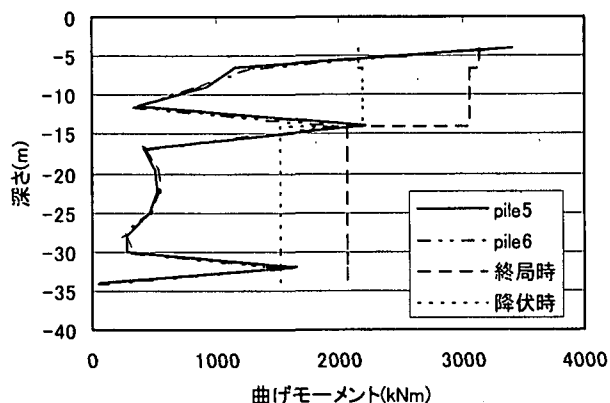


図-11(a) ケース1

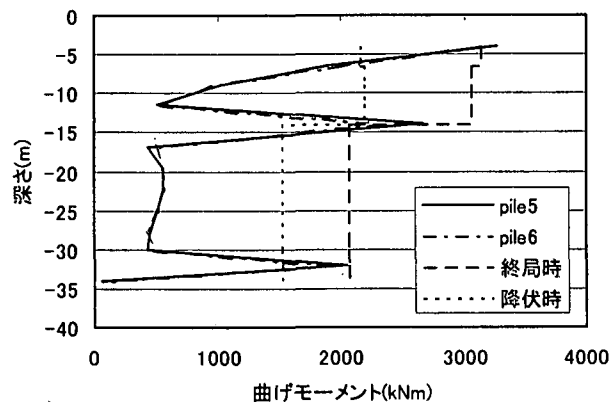


図-11(b) ケース2

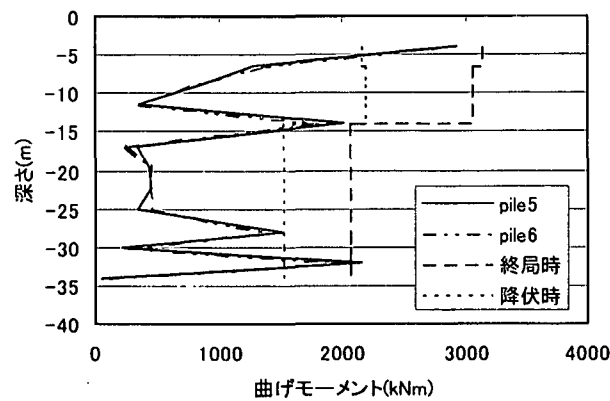


図-11(c) ケース3

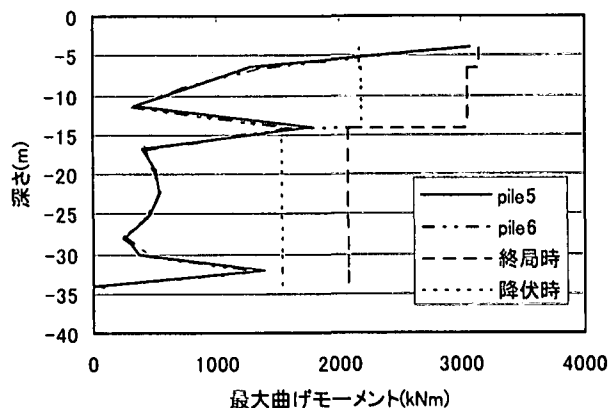


図-11(d) ケース4

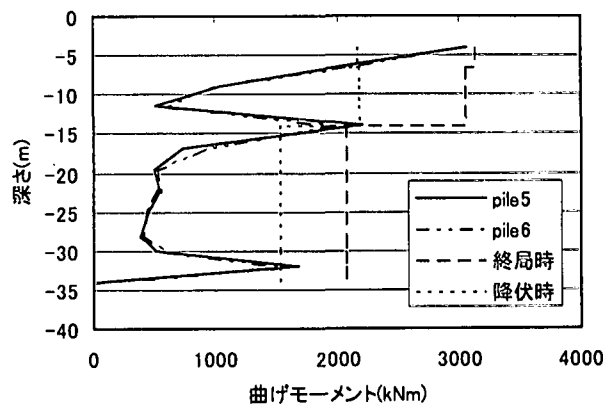


図-11 深さ方向の最大曲げモーメント分布
(e) ケース5

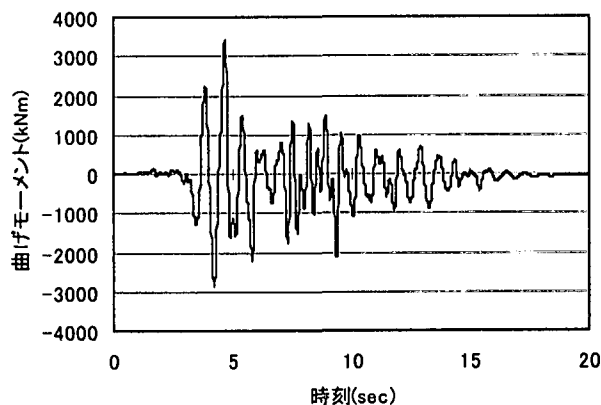


図-12(a) ケース1

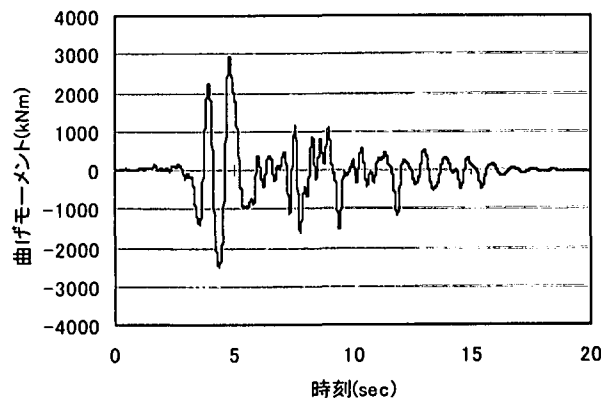


図-12(b) ケース3

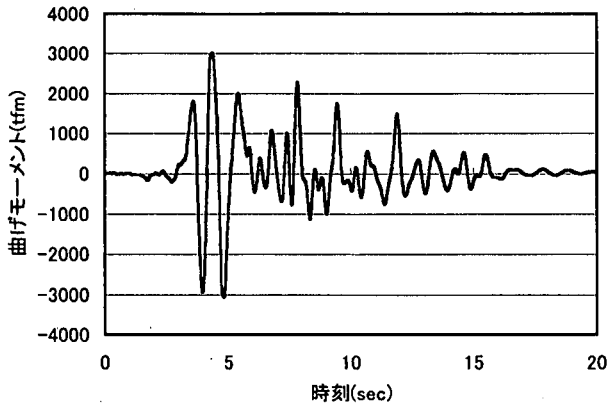


図-11 杭頭での曲げモーメント時刻歴
(c) ケース 5

4.2.2 フーチング下部の杭頭での分布

図-13(a-e)に各杭での杭頭の最大曲げモーメントの値を示す。2次元モデルではいずれの計算ケースでも外側の杭が5%程度内側の杭より大きな曲げモーメントとなっていた。3次元モデルで表層地盤が線形としたケース4では、フーチングの四隅に配置された杭で最大曲げモーメントとなり、3152.3kNmであった。橋軸直角方向に関して約3000kNmと前列と後列ではほぼ同じ値だが、中間の杭は最大曲げモーメントが低下した。橋軸方向(奥行き方向)には各杭で大きな差はなかった。前列と後列で中央の杭の方がやや大きな曲げモーメントとなり、逆に中間の杭では、中央部が小さな曲げモーメントとなった。表層地盤を等価線形としたケース5でも杭頭の最大曲げモーメントは似たような分布形状となったが、ケース4に比べて12本の杭に平均して断面力がかかっていた。

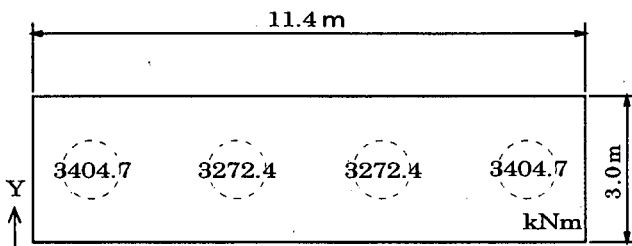


図-13(a) ケース 1

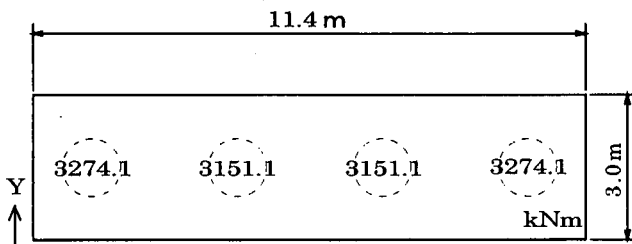


図-13(b) ケース 2

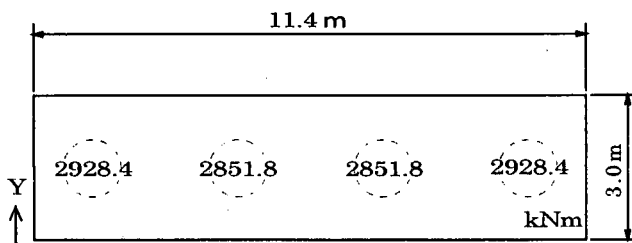


図-13(c) ケース 3

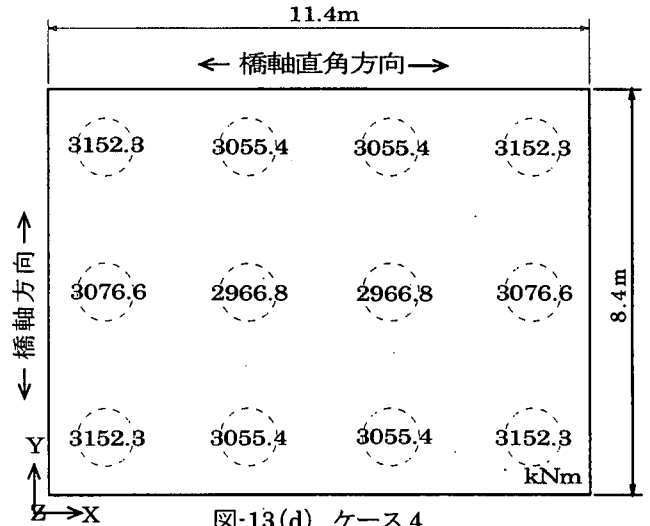


図-13(d) ケース 4

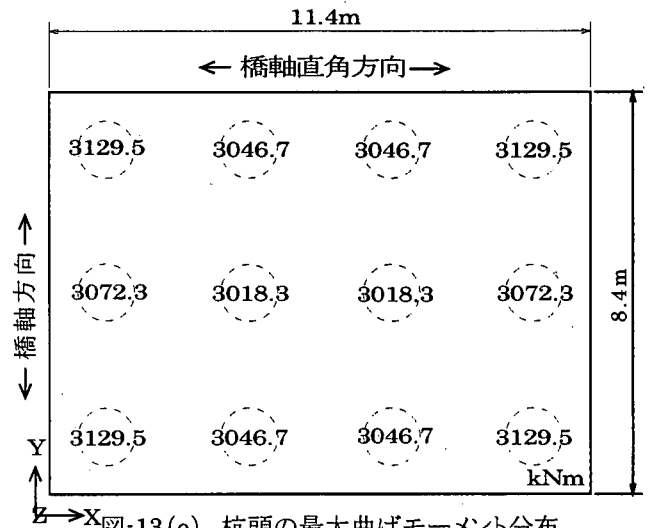


図-13(e) 杭頭の最大曲げモーメント分布
ケース 5

4.3 軸力

2次元モデル、3次元モデルとも軸力の最大値は図-14(a-e)に示すように前列と後列とで引張と圧縮との符号が対称で、ケース1の線形が1910kNで、ケース2の等価線形が1830kNとなり、3次元モデルのケース4の線形で1290kN、ケース5の等価線形が1230kNとなった。2次元モデル、3次元モデルともほぼ同程度となった。R-Oモデルはやや小さな軸力となった。軸力の分布傾向は2次元モデルと3次元モデルと似たような傾向であるといえる。図15に3次元モデルでのNo.5杭の軸力分布を示す。周辺摩擦力の影響で杭頭から杭先端にいくに従って軸力は大きく低減した。今回、地盤と杭とを共通節点を用いてモデル化しているため、周辺摩擦力の影響を十分に表現できていない可能性がある。また杭の支持力の総計は10873kN、周辺摩擦力は7544kNであるので今回の計算では、基礎地盤の押し込みや引抜かれることは無かった計算結果となった。

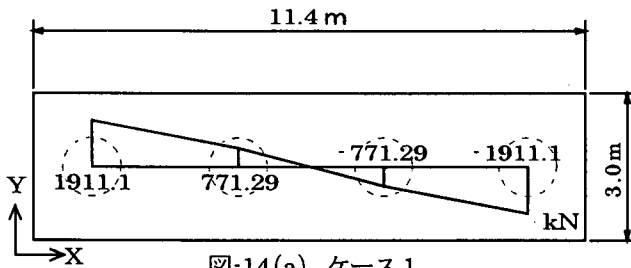


図-14(a) ケース 1

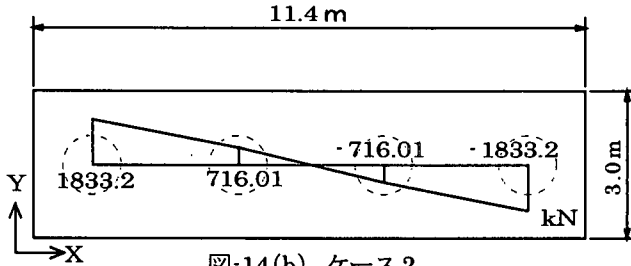


図-14(b) ケース 2

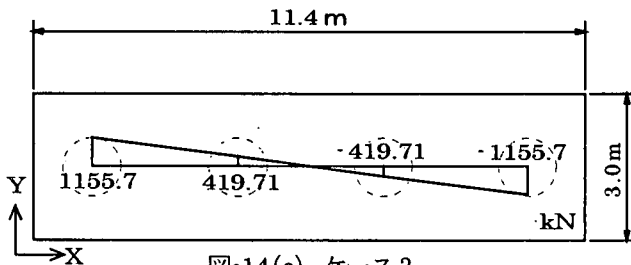


図-14(c) ケース 3

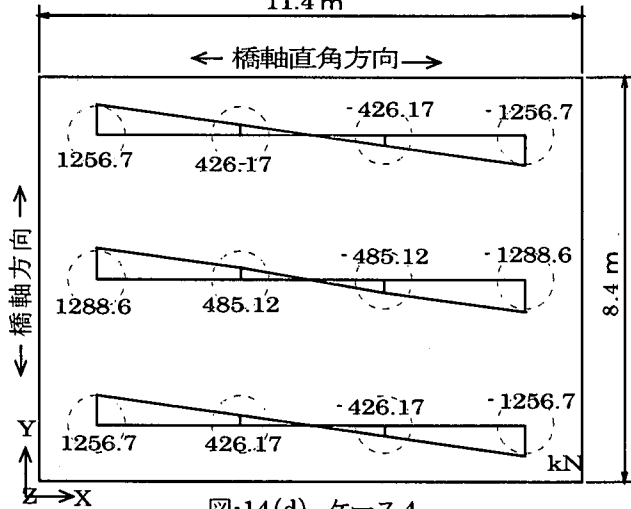


図-14(d) ケース 4

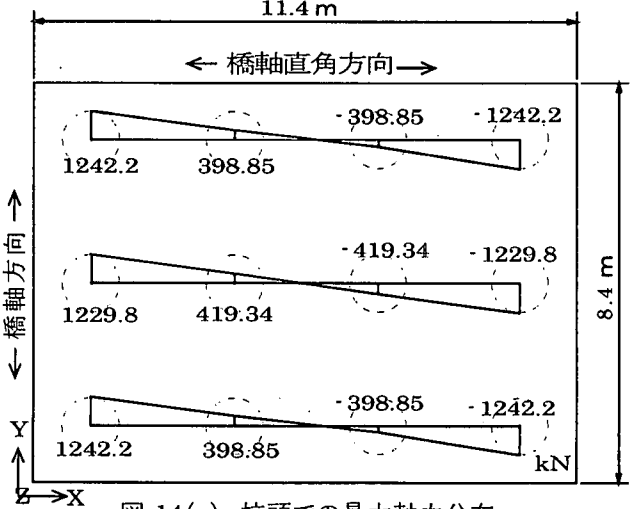


図-14(e) 杭頭での最大軸力分布
ケース 5

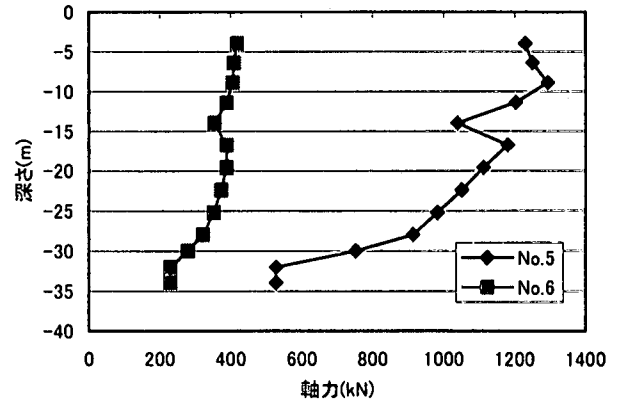


図-15 軸力の深さ方向分布(ケース 5)

5. まとめ

- (1) 今回 2次元モデルと 3次元モデルとで橋梁の鉄筋コンクリート杭に生じる断面力の比較を行ったが、モデル化、地盤の非線形性の取り扱いによってかなり解の傾向が異なることが判明した。
- (2) 曲げモーメントに関しては、地盤条件の変化する位置と杭頭に大きな曲げモーメントが計算された。地盤の非線形性を考慮すると表層地盤の水平変位が大きくなるが、必ずしも曲げモーメントが大きくならなかった。これは地盤の強度が低下することにより杭への拘束が小さくなり曲げモーメントが大きくならなかったと考える。また杭の奥行き方向には曲げモーメントの分布は大きく異ならなかった。
- (3) 軸力については、両モデルで分布が似たような傾向となり、従来言われているように前列と後列で対称な軸力が計算されていた。
- (4) 今回限られた地盤条件、杭基礎構造を対象に比較検討を行ったが、計算結果がモデル、条件の設定によりかなり異なることが判明した。今後地盤条件、杭基礎の構造など計算ケースを増やして今回の計算結果が普遍的な現象を再現しているか検討したい。また今後現場計測、実物大実験などの結果と比較し適正なモデルの構築を図る必要がある。

参考文献

- (1) 土木学会: 杭基礎の耐震設計に関するシンポジウム論文集・報告書, pp.73-118, 2001.9
- (2) 土木学会: 杭基礎の耐震設計に関するワークショップ, pp.1-7, 1999.8
- (3) 守屋武海, 清宮理: 杭式橋梁基礎の地震時応答計算, 土木学会第 56 回年次学術講演会講演概要集, pp.88-89, 2001.10