

2次元フレーム解析による杭基礎の動的挙動について

大塚 久哲¹・岩上 憲一²

¹フェロー 工博 九州大学大学院 工学研究院 教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

²正会員 (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)

本論文は、道路橋示方書の保有水平耐力法により設計された場所打ち杭を有する橋脚を基に、2次元フレームモデルにより地震時動的解析を行った結果を示すものである。本解析は、数種の解析手法による比較の一環として行ったものである。

Key Words : seismic design , pile foundation , frame analysis , dynamic analysis

1. まえがき

本論文は、先に示した場所打ち杭を有する橋脚の耐震設計を行うに当たり、杭基礎について数種の解析手法を用いて比較する一斉解析の一環として行った解析の内、2次元フレーム（はり-ばね）モデルを用いて解析した結果を示すものである。基本となる部材剛性や地盤ばねは、道路橋示方書^{1),2)}（以下道示と呼称）をベースに当解析用に修正・補間を行っている。

なお、本稿は1つの例として行ったものであり、厳密性を追求するものでなく、今後の解析の参考例として示していることをご了承願いたい。

2. 解析モデルの諸元

2.1 解析手順

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、自然地盤の応答変位を別途求め、その変位を相互作用ばねを介して杭体に作用させる方法（図-2.1）としている。

2.2 解析モデル

(1) 構造モデル

2次元フレームモデルを基本とし、橋脚躯体、フーチング、杭を剛性はり部材とし、地盤抵抗をばねに置換したモデルを用いている。

フーチングは、道示に従い剛性はりとしてモデル化しており、橋脚躯体、杭および地盤ばねについては、表-2.2.1に示すように、線形（初期勾配による等価線形）と非線形（弾塑性）の2ケースについて解析を行っている。ただし、地盤の応答変位算定および地盤抵抗は全て非線形としている。

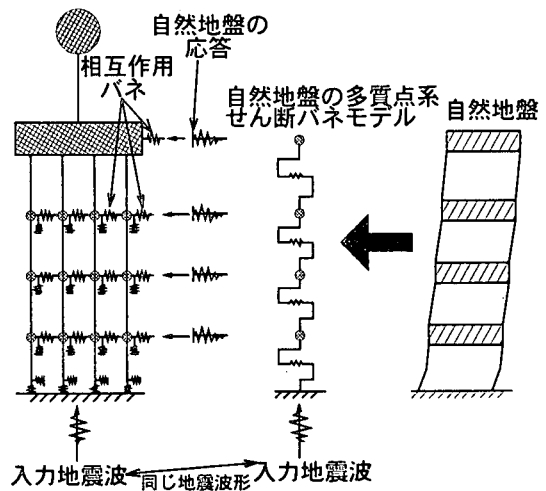


図-2.1 解析概要図

表-2.2.1 解析ケース

		杭 体	
		線 形	非線形
軀 体	線 形	○	----
	非線形	----	○

この時、杭の節点は1mピッチとし、地盤変位を入力するため杭基礎の節点と地盤の節点は一致させている。

(2) 地盤モデル

自由地盤の解析は、単層せん断モデルで応答変位を求めており、地盤の動的特性は今津・福武の値^{3),4)}を基本にR-Oモデル⁵⁾を用いて骨格曲線および履歴特性をモデル化している。適用に際しては、基準

ひずみを $G/G_0=0.5$ の時のひずみ $\gamma_{0.5}$ とし、減衰定数の最大を $\gamma_{max}=10^{0.5}$ の時の値としている。用いた基本諸元を表-2.2.2に示し、今津・福武の値と比較したものを図-2.2に示す。

なお、自由地盤の応答値算定時の動的特性には土被り圧の影響は考慮していない。

$$\gamma = \tau/G_0 \cdot (1.0 + \alpha \cdot |\tau/\tau_y|^\beta) \text{-----} (2.2)$$

ここに、 $\alpha = 2^\beta$, $\beta = 2 \cdot \pi \cdot h_{max} / (2 - \pi \cdot h_{max})$,
 $\tau_y := G_0 \cdot \gamma_y$, γ_y : 基準ひずみ ($G/G_0 = 0.5$ の時のひずみとする)

表-2.2.2 R-Oモデルの基本諸元

	$\gamma_{0.5}$	h_{max}	α	β
砂	0.06067	0.2259	2.1436	1.1000
粘性土	0.14063	0.0990	1.2908	0.3683
砂礫	0.03477	0.1340	1.4471	0.5332

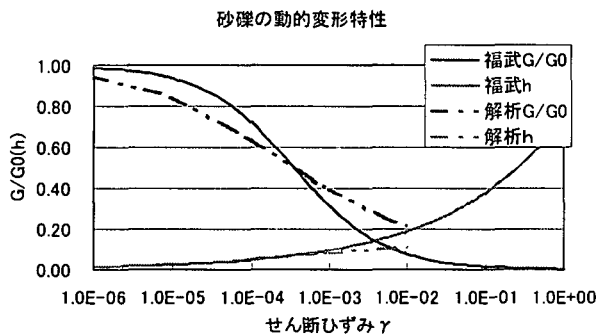
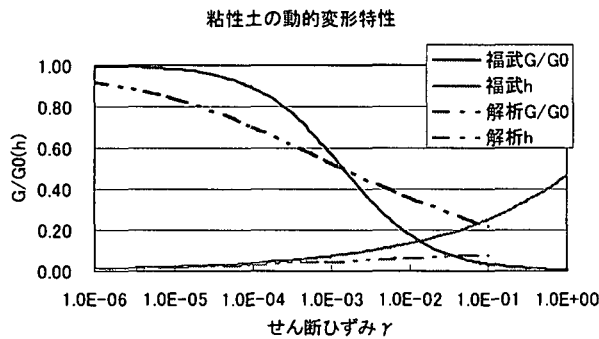
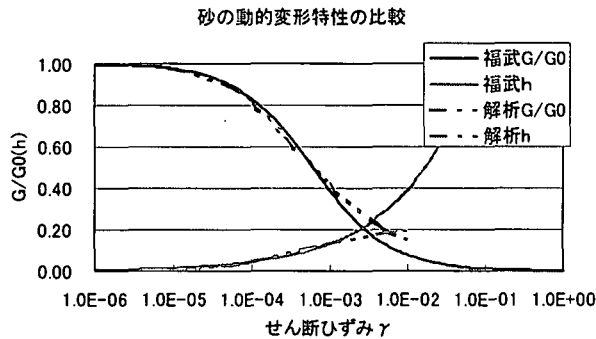


図-2.2 動的変形特性の整合

2.3 地盤抵抗ばねの設定

(1) 基本ばねモデルの概要

道路橋示方書を参考に図-2.3.1に示す2通りのばねを杭軸直角方向および杭先端に設定する。基本的な骨格は、図-2.3.2に示すとおりである。

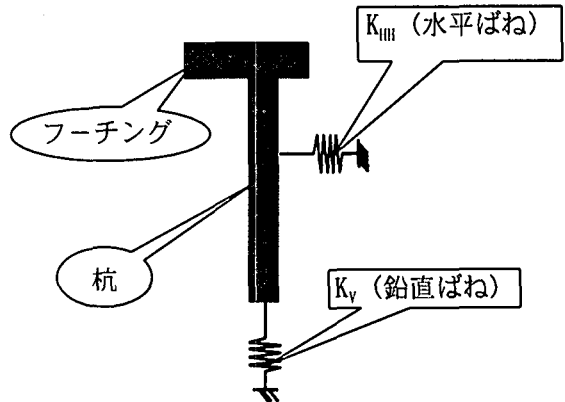
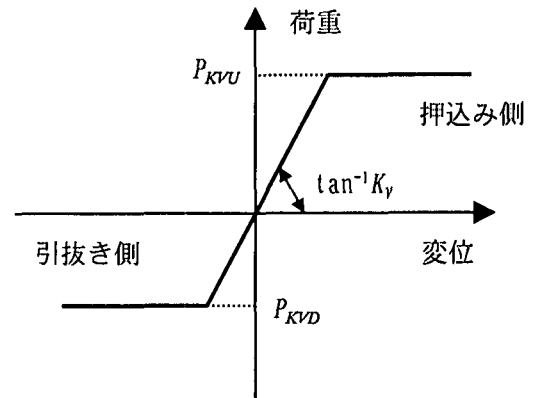
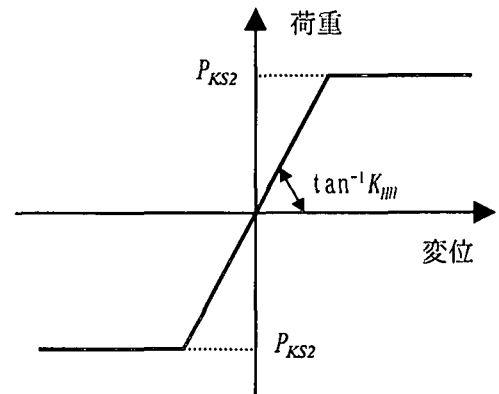


図-2.3.1 杭にセットするばねモデル



(a) K_V ばねモデル



(b) K_{HH} ばねモデル

図-2.3.2 ばねの基本モデル

(2) K_V ばねモデル

(a) ばね値

杭体、周面の鉛直方向せん断抵抗および杭先端を合成ばねとして評価する。

$$K_V = a \cdot (A_p \cdot E_p) / L \text{-----} (2.3.1)$$

ここに、 K_V : 杭頭ばね定数(kN/m), A_p : 杭の純断面積($=1.131 m^2$), E_p : 杭の弾性係数($=2.5 \cdot 10^4 N/mm^2$), L : 杭長($=30.0m$), $a = 0.031 \cdot (L/D) - 0.15$ (場所打ち杭), D : 杭径($=1.2m$)

表-2.3.1 杭軸方向バネ定数

杭長	$L=30.0m$
杭長/杭径	$L/D=25$
a	0.625
K_V (kN/m)	589

(b) ばねの上限值

地盤から決定される上限値と杭体の圧縮強度から決定される上限値の小さい方とする。

・地盤から決定される上限値(表-2.3.2参照)

$$P_{KV} = q_d \cdot A_p + f_i \cdot U \cdot L_{Pi} \text{ ----- (2.3.2)}$$

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/m^2), A_p : 杭先端の断面積(m^2), f_i : 基礎周面と地盤との間に働く摩擦力度(kN/m^2), U : 杭の周長(m), L_{Pi} : 考慮する杭長(m)

・杭体から決定される上限値

$$\begin{aligned} R_{PU} &= 0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot 10 \cdot A_c + \sigma_y \cdot 10 \cdot A_s \\ &= 0.85 \cdot 24 \cdot 10^3 \cdot 1.131 + 300 \cdot 10^3 \cdot 179.9 \cdot 10^{-4} \\ &= 23,072.4 + 5,397.0 = 28,469.4 \text{ kN} \end{aligned} \text{ ----- (2.3.3)}$$

ここに、 R_{PU} : 杭体から決定される上限値(kN), σ_{ck} : 杭体コンクリートの設計基準強度(N/mm^2), A_c : 杭の断面積(m^2), σ_y : 鉄筋の降伏応力度(N/mm^2), A_s : 鉄筋の断面積(m^2)

表-2.3.2 地盤から決定される上限値

		周面地盤				
層番号		2	3	4	5	
杭径 D	m	1,200				
先端断面積 A	m^2	1.131				
周長 U	m	3.770				
層厚 t	m	10.0	14.0	4.0	2.0	
周面摩擦	摩擦力度	kN/m^2	19.6	78.5	78.5	196.2
	t·f	kN	196	1,099	314	392
	U·t·f	kN	738	4,143	1,184	1,479
		$\Sigma U \cdot t \cdot f$				7,544
先端	支持力度	kN/m^2	2,943			
	支持力	kN	3,329			
杭頭押込み支持力		kN	10,873			

以上より、杭体から決まる上限値より地盤から決まる上限値の方が小さいため、解析には地盤から決まる上限値を使用する。

表-2.3.4 K_V の上限值

P_{KV} (kN)	
押込み側 P_{KVU}	引抜き側 P_{KVD}
10,873	7,544

(3) K_{HH} ばねモデル

(a) バネ値

$$K_{HH} = k_{HE} \cdot D \cdot L_{Pi} \text{ ----- (2.3.4)}$$

$$k_{HE} = \eta_k \cdot \alpha_k \cdot k_H \text{ ----- (2.3.5)}$$

$$k_H = k_{H0} \cdot (B_H/30)^{3/4} \text{ ----- (2.3.6)}$$

$$k_{H0} = 1/30 \cdot \alpha \cdot E_{OH} \text{ ----- (2.3.7)}$$

ここに、 K_{HH} : 杭底面の鉛直方向ばね定数 (kN/m), k_{HE} : 杭先端の地盤反力係数(kN/m^2), D : 杭径 ($=1.20 m$), L_{Pi} : 考慮する杭長 (接点間隔) ($=1.0 m$), η_k : 群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数($=2/3$), α_k : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数($=1.5$), k_H : 地震時(震度法)の水平方向地盤反力係数(kN/m^2), k_{H0} : 実測値に相当する杭先端の地盤反力係数(kN/m^3), B_H : 換算載荷幅(m) ($=\sqrt{D/\beta}$), α : E_{OV} の推定精度に対する補正係数($=8$:地震時), E_{OH} : 杭前面地盤の変形係数(kN/m^2), β : 杭の特性値(m^{-1}) ($=\sqrt{k_H \cdot D/4E_p I_p}$), E_p : 杭の弾性係数(kN/m^2), I_p : 杭の断面2次モーメント(m^4)

(b) ばねの上限值

水平地盤反力度の上限值は、受働土圧とする。

$$P_{KS2} = P_U \cdot D \cdot L_{Pi} \text{ ----- (2.3.8)}$$

$$P_U = \eta_p \cdot \alpha_p \cdot p_U \text{ ----- (2.3.9)}$$

ここに、 P_{KS2} : 杭水平地盤反力度の上限值(kN), P_U : 受働土圧強度(kN/m^2), D : 載荷幅(m) (= 杭径), L_{Pi} : 考慮する杭長 (接点間隔) ($=1.0 m$), η_p : 群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の上限値の補正係数 (粘性土地盤 $\eta_p = 1.0$, 砂質地盤 $\eta_p \cdot \alpha_p =$ 荷重載荷直角方向の杭の中心間隔/杭径 ($\leq \alpha_p$)), α_p : 単杭における水平方向地盤反力係数の上限値の補正係数 (粘性土地盤 $\alpha_p = 1.5$, 砂質地盤 $\alpha_p = 3.0$), p_U : 地震時の受働土圧強度(kN/m^2) (砂質土 $p_U = K_{EP} \cdot \gamma_i \cdot x_i$, 粘性土 $p_U = K_{EP} \cdot \gamma_i \cdot x_i + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_{EP}}$), γ_i : 単位体積重量(kN/m^3), x_i : 求める位置までの基準位置からの距離(m), C : 土の粘着力(kN/m^2), K_{EP} : 受働土圧係数

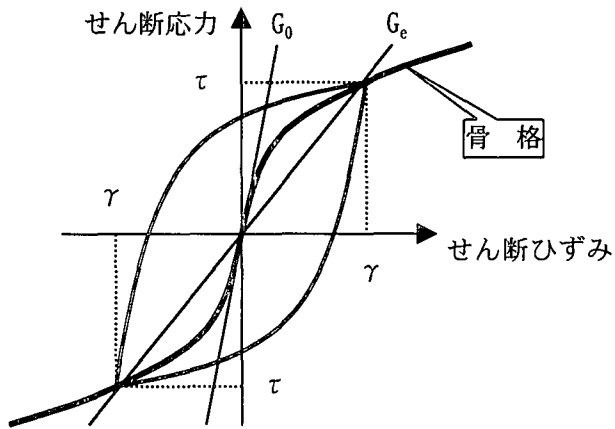
$$K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 + \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta - \theta_0 + \delta_e) \left[1 - \frac{\sin(\phi - \delta_e) \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta - \theta_0 + \delta_e) \cos(\theta - \alpha)} \right]^2} \text{ ----- (2.3.10)}$$

ϕ : 土のせん断抵抗角($^{\circ}$), δ_E : 地震時(保耐レベル)の壁面摩擦角($^{\circ}$)($= -\phi/6$), α : 地表面と水平面とのなす角($^{\circ}$)
 なお, 算定結果は省略する.

(4) 履歴モデル

・ K_V ばねモデル: 初期勾配は, 押し込み側も引抜き側も同じとし, 押し込み側と引抜き側で上限値が異なる非対象のバイリニアモデルを適用する.

・ K_{HH} ばねモデル: 非線形性が強いため, 完全バイリニア型にはならない. そこで, 初期勾配と上限値を有する非線形性を考慮するものとし, 地盤解析の復元力特性で用いられる *Hardin-Drnevich*⁶⁾モデルの適用を考える. このモデルは, 初期の勾配と上限値を有しているため, 都合がよい. *Hardin-Drnevich*モデルの初期剛性 G_0 , せん断力の上限值 τ_{max} をそれぞれ地盤抵抗バネの初期勾配と上限値に読み替えて適用する.



図一2.3.3 *Hardin-Drnevich* モデル

2.4 減衰定数

(1) 構造部材

全体の減衰はひずみ比例型とし, *Newmark*の β 法を用い, 積分間隔は $\beta=0.25$ としている. 各部材の減衰は, 橋脚躯体, フーチングおよび杭体とも鉄筋コンクリート部材のため, 2.0%の減衰を与えている.

(2) ばね定数

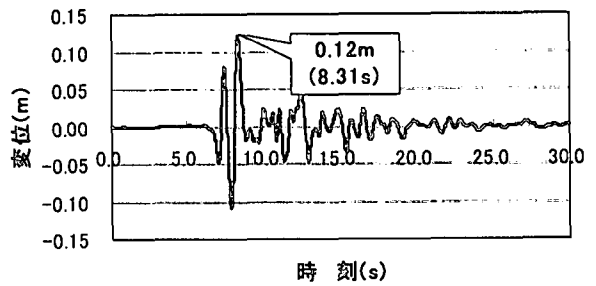
相互作用ばねについては, 明確なものはないため地盤と同程度の値とし, 5%の減衰を与えている.

3. 解析結果

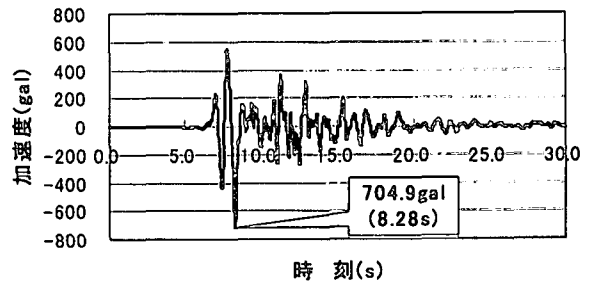
3.1 自由地盤の応答

図一3.1に自由地盤の応答変位と加速度を示す. いずれも地表面の応答値である.

この結果より, 自由地盤の変位のピークは0.12m(8.31s), 加速度のピークは704.9gal(8.28s)となっている. 基盤入力波のピークは679gal(8.06s)であり, 基盤 \Rightarrow 地表面加速度 \Rightarrow 地表面変位の順にピークが発現していることがわかる.



(a) 応答変位の時刻歴



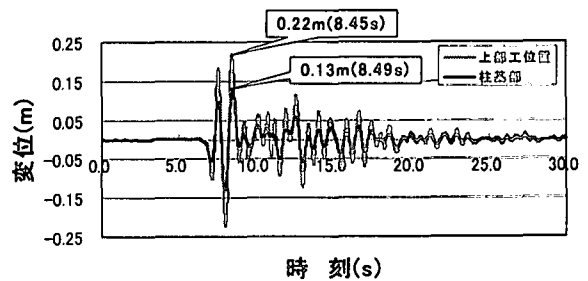
(b) 応答加速度の時刻歴

図一3.1 自由地盤の時刻歴応答値

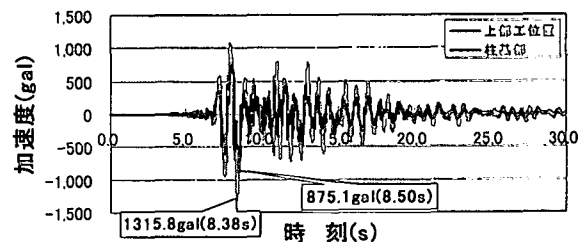
3.2 構造物応答値の比較

3.2.1 線形解析結果

図一3.2.1には, 構造物を線形部とした時の上部工慣性力作用位置および柱基部の応答変位ならびに応答加速度の時刻歴を示す. 変位・加速度とも, 自由地盤のピークに比べ若干遅れて発生しているのがわかる. また, 応答変位については, ピークを示す時刻が2度発現するのが特徴である. おそらく, 自由地盤の2番目に大きいピークに対応していると思われる.



(a) 応答変位の時刻歴

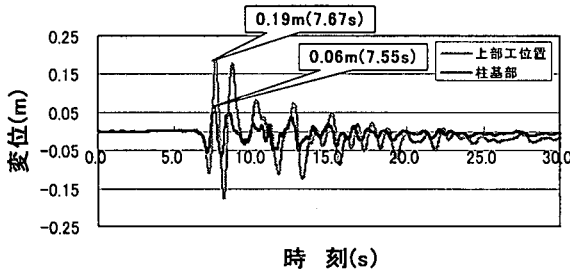


(b) 応答加速度の時刻歴

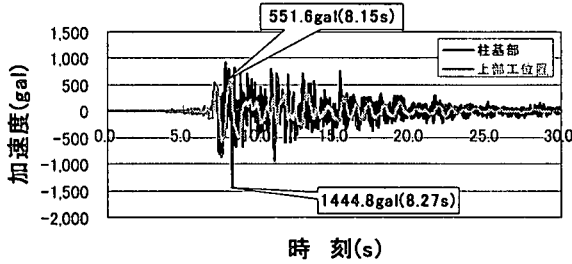
図一3.2.1 構造物の時刻歴応答値 (線形の場合)

3.2.2 非線形解析結果

図-3.2.2には、構造物を非線形部材とした時の上部工慣性力作用位置および柱基部の応答変位ならびに応答加速度の時刻歴を示す。変位においては、線形時に比べ傾向は変わっていないが、上部構造と柱基部の変位差が大きくなっている。加速度については、線形時と比べ上部工慣性力作用位置よりも柱基部のほうが大きくなっているのがわかる。また、加速度は自由地盤の応答加速度(図-3.1)が最大となる時刻付近で最大値を示しているが、変位については、かなり早くピークの発現が見られる。



(a) 応答変位の時刻歴



(b) 応答加速度の時刻歴

図-3.2.2 構造物の時刻歴応答値 (非線形の場合)

3.3 杭体の応答

3.3.1 線形解析結果

(1) 時刻歴曲げモーメント

図-3.3.1には、構造部材が線形の場合の杭頭および地中部で最大曲げモーメントを示す位置の時刻歴曲げモーメントを示す。

これによると、杭頭のピークは8.12sに発現し、地中部の最大もほぼ同時刻の8.13sに発現している。自由地盤や上部構造において変位や加速度のピークを示す時刻より、若干早い時刻にピークが発現しているのがわかる。

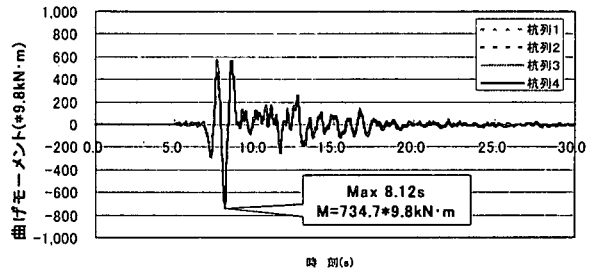
なお、杭体に発生する曲げモーメントは、この場合には杭頭が支配的となっている。

(2) 最大曲げモーメント時の分布

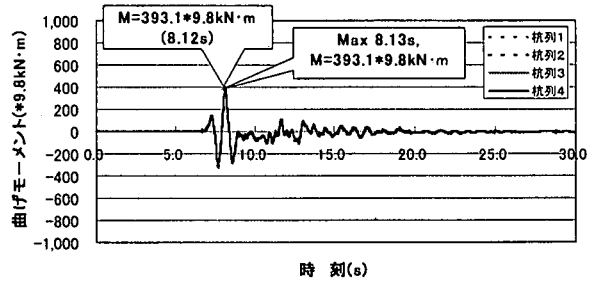
構造部材を線形とした場合、前項の時刻歴より、杭体に生じる曲げモーメントは杭頭部が最大となり、ほぼ同時刻に地中部の曲げモーメントも最大となっている。

図-3.3.2には、杭頭が最大の時(8.12s)の曲げモーメントの分布を示す。この図より、1~4列の杭の曲げモーメントはほぼ一致しているのがわかる。

また、杭頭も地中部も杭の降伏曲げモーメントを大きく超過している。



(a) 杭頭部



(b) 地中部 (深度10.5m)

図-3.3.1 杭に発生する曲げモーメントの時刻歴 (構造部材線形の場合)

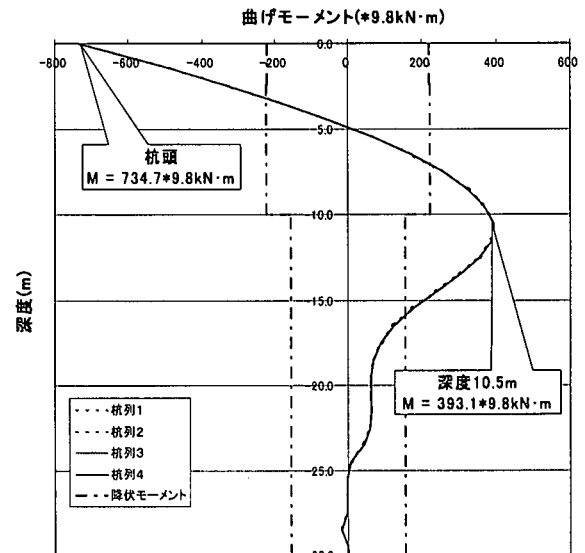


図-3.3.2 杭体曲げモーメントの分布 (杭頭最大時, 8.12s)

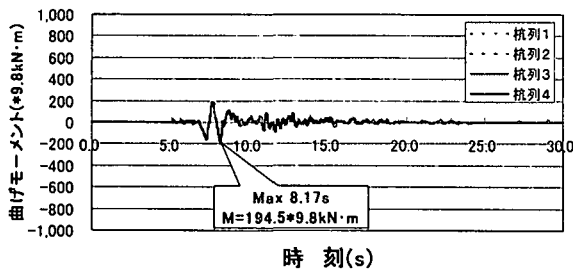
3.3.2 非線形解析結果

(1) 時刻歴曲げモーメント

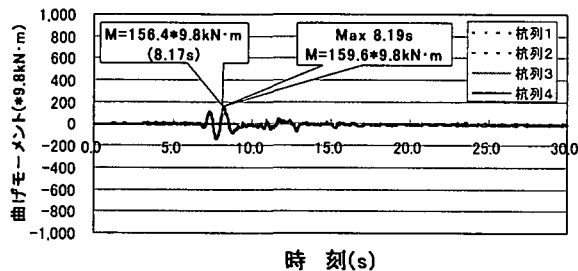
図-3.3.3には、構造部材が非線形の場合の杭頭および地中部で最大曲げモーメントを示す位置の時刻歴曲げモーメントを示す。

これによると、杭頭のピークは8.17sに発現し、地中部の最大もほぼ同時刻の8.19sに発現している。自由地盤や構造部材を線形とした時に比べ、若干遅れてピークが発現しているのがわかる。

なお、杭体に発生する曲げモーメントは、構造部材線形時と同様に、杭頭が支配的となっている。また、杭頭および地中部とも線形時に比べ、約1/3に減少している。



(a) 杭頭部



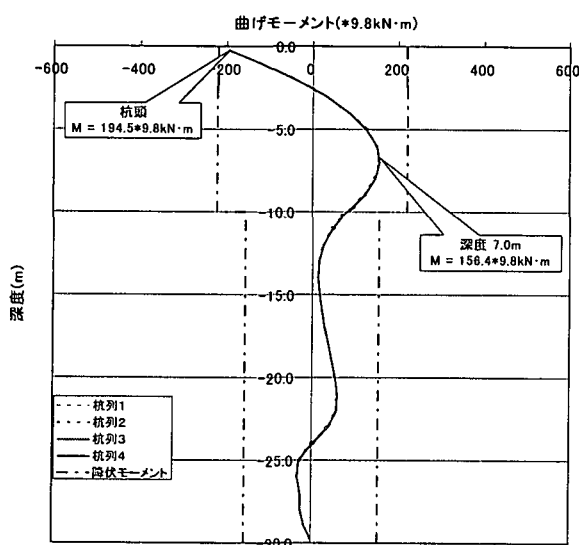
(b) 地中部

図—3.3.3 杭に発生する曲げモーメントの時刻歴 (構造部材非線形の場合)

(2) 最大曲げモーメント時の分布

構造部材が非線形の場合も線形の場合と同様に、杭体に生じる曲げモーメントは杭頭部が最大となる。また、4列の杭の曲げモーメントは微妙に異なっているが、その差はわずかである。

図—3.3.4には、杭頭が最大の時の曲げモーメントの分布を示す。この図より、杭頭も地中部も杭の降伏曲げモーメントを下回っており杭体は降伏していないことがわかる。



図—3.3.4 杭体曲げモーメントの分布 (杭頭最大時, 8.17s)

3.3.3 杭体曲げモーメント最大時の軸力分布

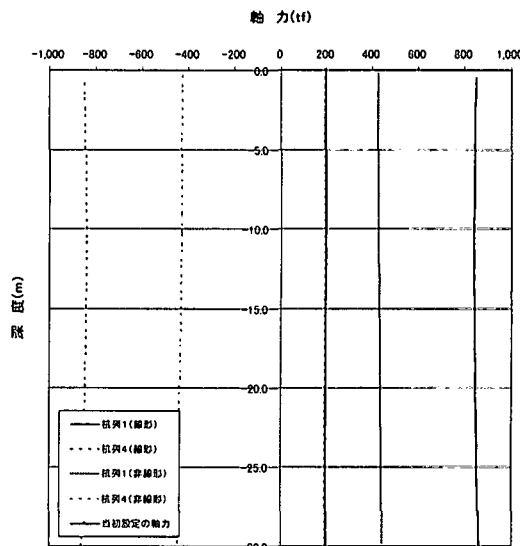
図—3.3.5には、前述までの解析において、構造部材が線形および非線形ごとに杭体（本解析結果で

は杭頭）に最大曲げモーメントが発生した時の軸力分布を示している。

杭列1が押し込み側、杭列4が引き抜き側の軸力を示している。

本モデルにおいては、鉛直方向の地盤抵抗を杭体を含めた1つのバネで評価しているため、深さ方向への軸力の変動はほとんど無いことがわかる。

同図には初期の軸力分布も併記しているが、構造部材が線形でも非線形でも軸力が増しているのがわかる。また、線形時（初期軸力の2倍）よりも非線形時（初期軸力の4倍）の方がエネルギー吸収が大きく増加が抑えられている。



図—3.3.5 杭体曲げモーメント最大時の軸力分布

4. あとがき

ここでは、2次元フレームモデルによる杭基礎の動的解析事例を示してきた。当解析結果のみでは、他の解析手法との比較はできないため、後に譲るものとし、ここでは解析結果のみを提示して終わりとする。モデル化等には、修正や改善等があると思われるが、今後の参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道示橋示方書・同解説 V耐震設計編,平成8年12月
- 2) (社)日本道路協会：道示橋示方書・同解説 IV下部構造編,平成8年12月
- 3) 今津, 福武：砂礫材料の動的変形特性, 第21回土質工学研究発表会pp509-pp512, 昭和61年6月
- 4) 今津, 福武：動的変形特性のデータ処理に関する一考察, 第21回土質工学研究発表会pp533-pp536, 昭和61年6月
- 5) Jennings,P.C.:Periodic response of a general yielding structures,Proc.ASCE,EM Div.,Vol90,Apr.,1964.
- 6) Hardin,B.O. and Drnevich,V.P.:Shear modulus and damping in soils :Dsign equations and curves, J.SMFD, Proc.ASCE, Vol.98, No.SM7 ,pp.667~692 , 1972.