

— 1607 —

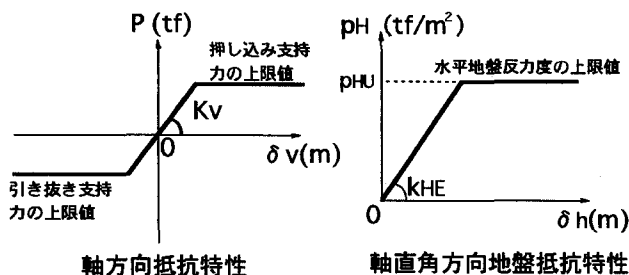


図-2 軸方向抵抗特性および軸直角方向地盤抵抗特性

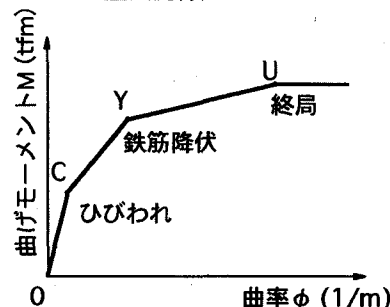


図-3 杭体の曲げモーメント-曲率関係

表-1 杭の鉄筋量及びM-phi関係一覧表

		区間 (杭頭からの距離)	主鉄筋		帯鉄筋	
			Mc (tfm)	phi c (1/m)	Mu (tfm)	phi u (1/m)
押し込み杭	断面1	0.0~2.4m	D29-28本	D16ctc150		
	断面2	2.4~10.0m	D29-28本	D16ctc300		
	断面3	10.0~30.0m	D29-14本	D16ctc300		
引き抜き杭	断面4	0.0~2.4m	D29-28本	D16ctc150		
	断面5	2.4~10.0m	D29-28本	D16ctc300		
	断面6	10.0~30.0m	D29-14本	D16ctc300		
			Mc (tfm)	phi c (1/m)	My (tfm)	phi y (1/m)
	断面1		84.2	0.288E-3	220.0	0.245E-2
	断面2		84.2	0.288E-3	222.6	0.241E-2
	断面3		80.4	0.294E-3	155.7	0.229E-2
	断面4		54.4	0.186E-3	158.8	0.213E-2
	断面5		54.4	0.186E-3	160.4	0.210E-2
	断面6		50.9	0.186E-3	86.7	0.191E-2
					Mu (tfm)	phi u (1/m)
	断面1				319.0	0.211E-1
	断面2				310.9	0.126E-1
	断面3				210.5	0.149E-1
	断面4				247.6	0.264E-1
	断面5				242.6	0.159E-1
	断面6				131.9	0.212E-1

によって生じる曲げモーメントMの作用方向により、押し込まれる杭と引き抜かれる杭に分けられるが、押し込まれる杭の方に初期軸力として、死荷重が作用したときの杭頭反力を作用させ、引き抜き側の杭では軸力は0として作用させた。ここで杭頭反力には鉛直死荷重を全杭本数で除した値を用いた。

また、杭基礎全体をモデル化しているため、軸方向地盤抵抗 K_v (tf/m) に奥行き方向の杭本数を乗じ、軸直角方向地盤抵抗 k_{HE} (tf/m³) には杭径 $D=1.2$ (m) および奥行き方向の杭本数を乗じた。また曲げモーメント-曲率関係においては、曲げモーメント M (tfm) に奥行き方向の杭本数を乗じた。

今回解析を行った地盤の地層構成と土質定数を表-2に示す。道路橋示方書の耐震設計上の地盤種別を求める式によれば $T_c=0.8$ となり、Ⅲ種地盤に区分される。

2.2 解析方法

ここでは壁式橋脚のように、橋脚躯体が十分大きな終局水平体力を有し、基礎-地盤系に主たる非線形性が生じるとして解析を行った。

地震時に作用する上部構造および橋脚の慣性力を、フーチング底面に静的に漸増荷重として作用させる。水

表-2 地層構成表

地層	層厚 (m)	平均N値	ϕ (deg.)	c (tf/m ²)	γ (tf/m ³)
埋土	4.0	4	-	-	1.8
粘性土	10.0	2	0	2	1.7
粘性土	14.0	8	0	8	1.8
砂質土	4.0	16	31	0	1.9
砂質土	2.0	50	42	0	2.0

平力をH、鉛直力をV、曲げモーメントをMとすると、それぞれ次式で表される。

$$\begin{aligned} H &= k_{hc} (W_U + W_P + W_F) \\ V &= W_U + W_P + W_F + R_D \quad \dots \dots \dots (1) \\ M &= k_{hc} (W_U h_U + W_P h_P + W_F h_F) \end{aligned}$$

ここでWは重量 (tf)、 h_U は上部構造、 h_P は橋脚躯体、 h_F はフーチングの重心位置までの高さで、それぞれフーチング底面位置からの高さが $h_U=15.0$ 、 $h_P=8.4$ 、 $h_F=1.1$ (m)、また、 R_D は上載土砂重量で $R_D=275.0$ (tf)、 k_{hc} は地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度を表し、タイプⅠ地震動に対し1.0、タイプⅡ地震動に対し1.5とする。¹⁾これらの荷重を作用させたときの杭頭位置での応答を計算する。

また、杭基礎の降伏状態の判定は、文献1)の規定に従いすべての杭体が降伏する場合とした。杭体の降伏状態の判定は杭体の曲げモーメント-曲率関係より判断した。

3. 動的解析

3.1 動的解析モデル

動的解析のモデルは、杭先端をピン結合することにより、鉛直方向の杭体の抵抗を考慮して、鉛直バネをはずしたモデルを基本形とした。その理由として、杭先端から地震波の入力を行うため、拘束条件がフリーでは地震波の入力が行えないからである。そのモデルを図-4に示す。

杭体の曲げ特性には静的解析と同じく非線形性を考慮し、トリリニア型の曲げモーメント-曲率関係を用いた。橋脚およびフーチングは剛体とし、基礎-地盤系に主たる非線形性が生じるとして解析を行った。

地盤の相互作用バネは文献5)より次式で求めた。

$$\left. \begin{aligned} k_H &= k_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3} \\ B_H &= \sqrt{\left(\frac{1}{\beta} \right) D} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \end{aligned} \right\} \dots \dots (2)$$

ここで B_H は荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅、 β は杭の特性値、Dは杭径である。まず地盤のせん断弾性波速度(N値より求める)から、杭基礎の水平方向地盤反力係数の基準値 k_{H0} を求め、 B_H の仮定値から水平方向地盤反力係数 k_H を算出し、その値から再び B_H を求め、最終的に k_H が収束するまで繰り返し計算を行って求めた値を相互作用バネ定数として用いた。その上限値は文献1)の地震時受働土圧とした。また減衰定数は杭体では逸散減衰を考慮して0.2とした。相互作用バネは0.1、橋脚およびフーチングは0.02とした。¹⁾

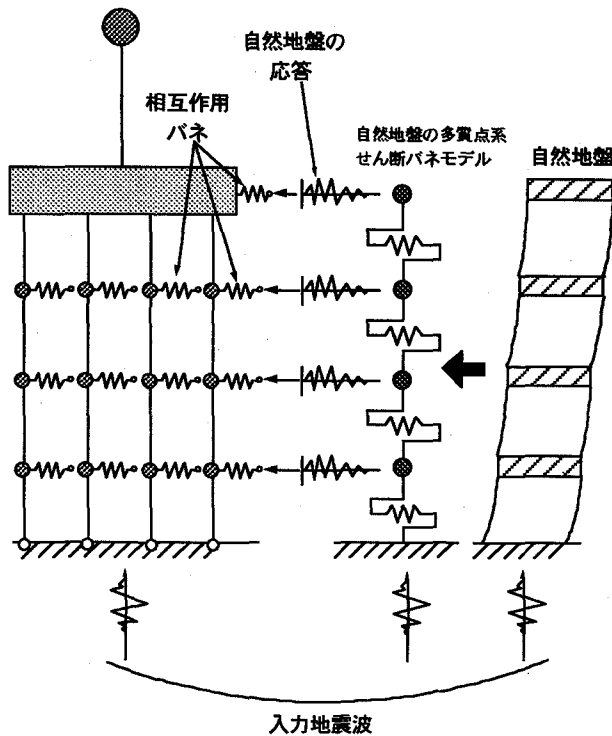


図-4 動的解析モデル

3.2 入力地震波

検討対象地盤がⅢ種地盤であるので、道路橋示方書で用いるのが適当とされている地震波形を、SHAKEを用いて基盤波形に近似させたものを用いた。重複反射理論によれば、基盤面での地震波は、下方の震源より到来した上昇波と表層地盤内で多重反射し下方に逸散していく下降波の合成である。よって図-5のように標準波形の1/2を対象地盤内での上昇波とし、SHAKEにより下降波を算定しその合成波を基盤波形として用いた。このようにして得られた基盤での地震波形を図-6、7に示す。ここで用いた波形は、タイプⅠでは[1983 TSUGARU BRG.LG]、タイプⅡでは[1995 KOBE PORT ISLAND N-S]である。さらに上記の2波形の他に、元々基盤波形とみなせる[HIGASHI KOBE BR.N78E]を比較のために使用した。その波形を図-8に示す。

3.3 解析方法

まず解析の対象となる地盤を多質点系せん断パネモデルに置き換え、基盤での地震波形を作用させ、その時の各質点位置での応答を時刻歴の変位として求める。このせん断パネの非線形特性にはR-O (Ramberg-Osgood) モデルを用いた。R-Oモデルに必要なパラメータ α 、 β などは文献6)より求めた。

このとき得られた変位を自然地震の応答変位として、動的解析モデルの各節点に相互作用パネを介して入力する。また相互作用パネの非線形特性にはH-D (Hardin-Drnevic) モデルを用いた。ここで杭中心間隔 L (m)が杭径 D (m)の2.5倍よりも小さいため、次式により求めた群杭の補正係数 μ を相互作用パネ定数に乗じた。

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) \cdots \cdots (3)$$

自然地震の応答変位をモデルに作用させると同時に、基盤での地震波形を解析モデルの下端から作用させ、そ

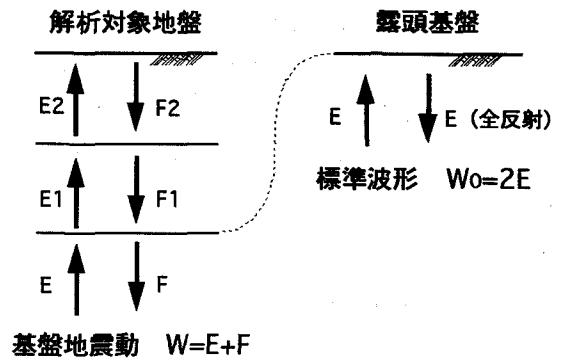


図-5 基盤地震動の概念図

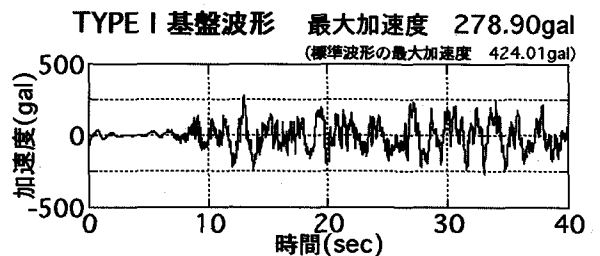


図-6 [1983 TSUGARU BRG.LG]の修正基盤波形

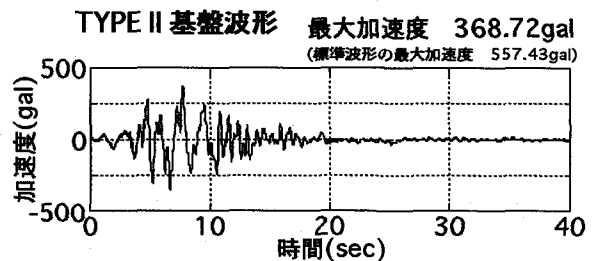


図-7 [1995 KOBE PORT ISLAND N-S]の修正基盤波形

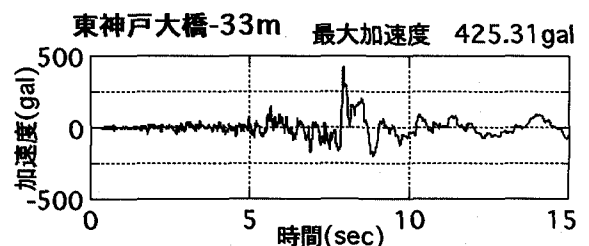


図-8 [HIGASHI KOBE BR.N78E]の基盤波形

の時の杭体の応答および杭頭位置での変位を計算する。杭体の降伏状態の判定には曲げモーメント-曲率関係より判断した。

3.4 モデル化の差異に関する考察

杭基礎について動的解析を行うときのモデル化には現在のところ確定した方法がないようである。そこで今回は動的解析のモデル化について、いくつかの例に対して計算し、その結果について比較を行う。

フーチングのロッキング運動に対する抵抗は、杭体ばかりではなく、フーチング底面に接している地盤によってもなされていると考えられる。よってフーチングに地盤の抵抗を表すパネを考慮したモデルを例1として解析を行った。そのパネ定数は文献7)に示されている次式に

表-3 モデル化の差異に関する比較

解析ケース		フーチングのロッキング運動に対する地盤の抵抗
基本形	群杭	考慮しない
例1	群杭	考慮する
例2	単杭	考慮する

より算出した。

$$K_{\varphi} = \frac{G}{1-\nu} b_{\varphi} B L^2 \dots \dots \dots (4)$$

ここで、Gは地盤のせん断弾性係数 (tf/m²)、νは地盤のポアソン比、Bは基礎の奥行 (m)、Lは基礎の幅 (m)、b_φは補正係数である。ただし基礎の幅Lは杭径を除いた基礎の幅とした。

次に例2として群杭モデルを、単杭モデルに置き換えた時の結果と比較し、モデルの簡略化の合理性を検証した。単杭の位置はフーチングの中心位置とした。ここで上部構造、橋脚躯体、フーチング、上載土砂は重量を1/4にして単杭あたりの値とした。表-3は以上のモデル化をまとめたものである。

4. 結果の比較

4.1 静的解析の結果

図-9に杭頭位置での水平震度k_h-水平変位δ曲線を表す。図中○印は文献1)の定義による降伏点を示しており、δ_y=0.084 (m)であった。文献1)では全杭降伏状態を基礎の降伏とみなしているため、それ以前に杭体の降伏が生じ始め、剛性が低下していることがわかる。最初に降伏するのはすべての杭体において杭頭部であった。

4.2 動的解析の結果

図-10に基本形に対して、基盤での地震波形を作用させた時の杭頭位置における応答変位を示す。ここで最大応答変位は、タイプIで0.07m、タイプIIで0.13m、東神戸大橋-33mで0.09mとなった。

東神戸大橋-33mの加速度は、3波形中最も大きい、大きな加速度を生じている波が1波のみであり、変位はタイプI地震動と同じ程度しか生じなかった。

4.3 杭頭変位による両結果の比較

表-4に基本形における杭頭変位および応答塑性率での比較を示す。ここで、静的解析における杭頭変位をエネルギー一定則を用いて表せば次式のようにになる。¹⁾

$$\mu_{FR} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{k_{hcf}}{k_{hyf}} \right)^2 \right\} \dots \dots \dots (5)$$

$$\delta_{FR} = \mu_{FR} \delta_{FY}$$

ここでμ_{FR}は基礎の応答塑性率、k_{hcf}は基礎の地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度、k_{hyf}は基礎が降伏に達するときの水平震度、δ_{FR}は杭頭位置での応答変位、δ_{FY}は杭頭位置での降伏変位である。

基礎が降伏に達するときの水平震度は図-9より0.69で、基礎の応答塑性率を算出する場合のタイプIの設計水平震度k_{hcf}=0.67 (減衰定数別補正係数c_D=2/3)¹⁾より大きく、基礎は弾性域にあると判断され、応答塑性率は算出できないが、杭頭位置での応答変位は0.08mである。

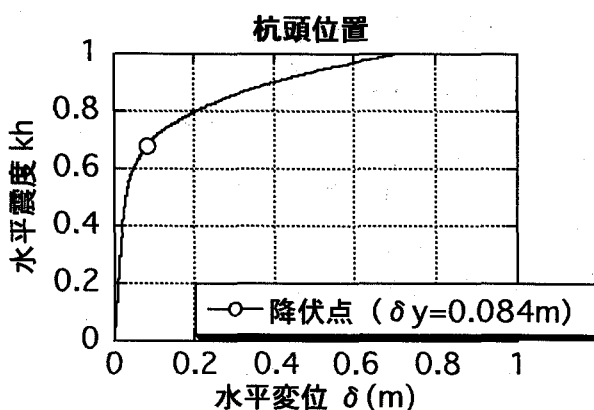


図-9 静的解析による水平震度k_h-水平変位δ

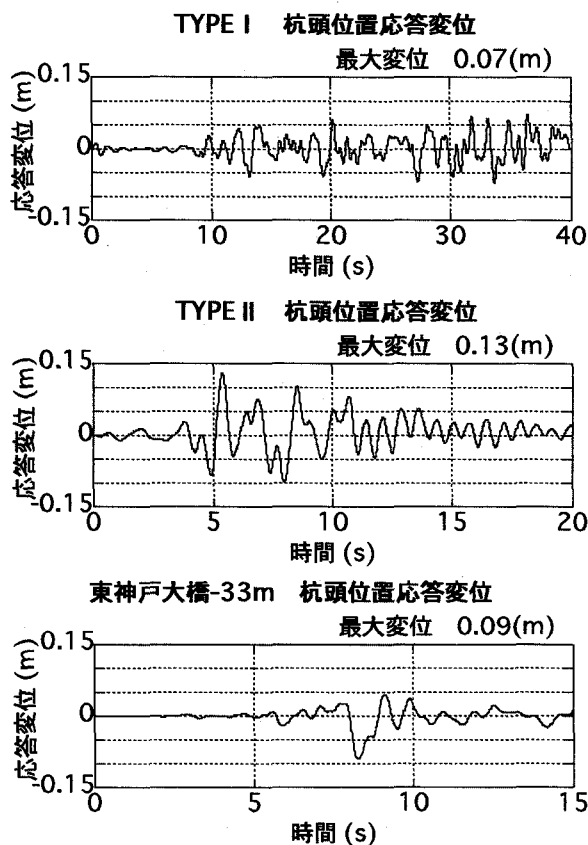


図-10 杭頭位置における応答変位

タイプIIの設計水平震度k_{hcf}=1.0 (c_D=2/3) に対しては降伏震度より大きい、基礎が塑性域にあり、応答塑性率が1.55と計算される。杭頭位置での応答変位は0.13mである。

基本形に対する動的解析での最大変位は図-10に示してある。これらの結果をまとめると、表-4を得る。ここで動的解析における応答塑性率は、杭頭位置での最大変位を静的解析で求めた降伏変位で除した値である。表-4に見られるように静的解析による最大応答変位と動的解析による最大応答変位はほぼ等しいことがわかる。一方、東神戸大橋-33mの結果では最大変位が0.09mと小さく、加速度波形の特性により最大変位が大きく異なる結果となった。

図-11は静的解析と動的解析による水平震度と変位の関係を比較したものである。実線は動的解析結果、破線は

表-4 杭頭での最大応答変位の比較

方法		応答塑性率	最大応答変位 (m)
静的解析	TYPE I	-	0.08
	TYPE II	1.55	0.13
動的解析	TYPE I	-	0.07
	TYPE II	{1.55}	0.13
	東神戸大橋-33m	{1.07}	0.09

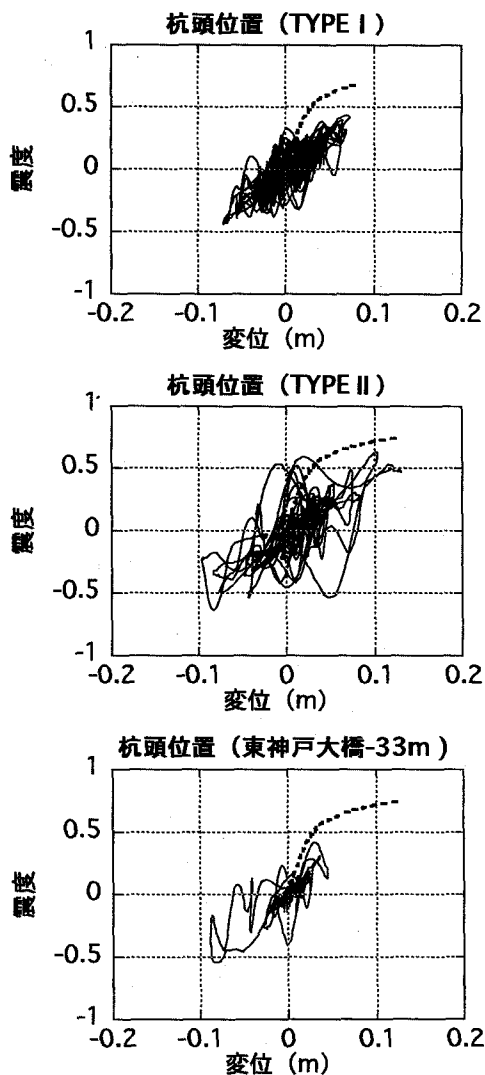


図-11 震度—変位関係

静的解析結果であり、静的解析結果はそれぞれの最大応答変位までの結果を示す。ここに動的解析における震度は杭頭位置での加速度を重力加速度で除した値である。

これにより地震動作用時の杭の動的挙動が複雑な挙動をすることがわかる。

4.4 曲げモーメントによる両結果の比較

図-12、13、14に、基本形に対してそれぞれタイプI、タイプII及び東神戸大橋-33mの地震力を作用させたときの、杭の深さ方向曲げモーメント分布の比較を示す。これらの図の左側には、杭体に作用させた地盤変位の最大値の深さ方向分布を示している。静的解析においてタイプI、タイプIIの地震力とは、基礎の地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度でそれぞれ $k_{hcf}=0.67$ 、 1.0 である。静的解析では押し込み杭の応答が引き抜き杭に比べて大きいいため、押し込み杭で静的解析の杭体の応答を代表さ

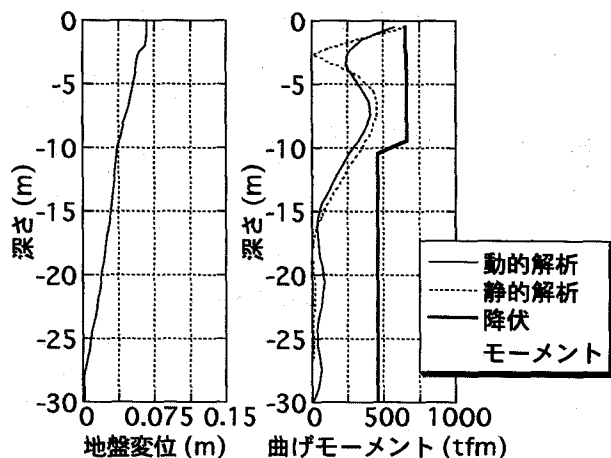


図-12 杭の深さ方向曲げモーメント分布の比較 (タイプI)

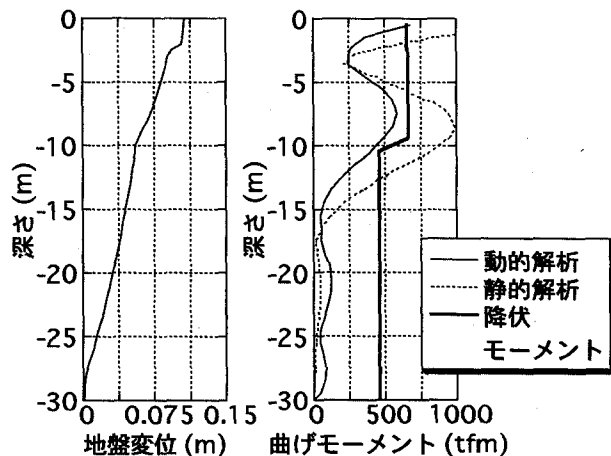


図-13 杭の深さ方向曲げモーメント分布の比較 (タイプII)

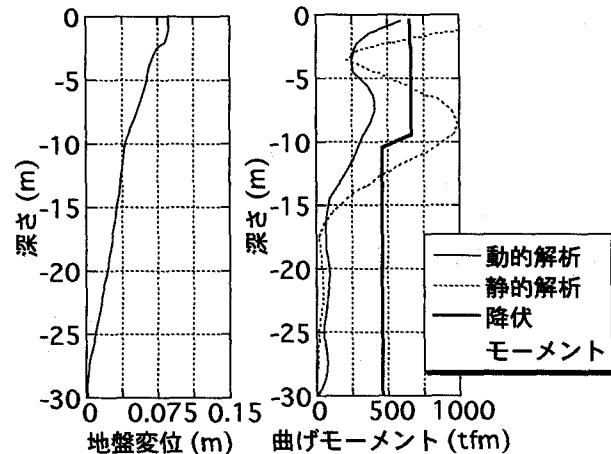


図-14 杭の深さ方向曲げモーメント分布の比較 (東神戸大橋-33m)

せた。また杭体の降伏モーメントは押し込み杭での値を用いた。これは降伏モーメントは押し込み杭の方が大きく、また動的解析においては杭体の条件をすべて押し込み杭としているからである。

これらの図より、地盤の変位が急増している地点において両解析法ともに、曲げモーメントの値が増大しているのがわかる。またタイプIIの地震力を作用させたとき、静的解析では杭頭付近および杭中間付近において大きな

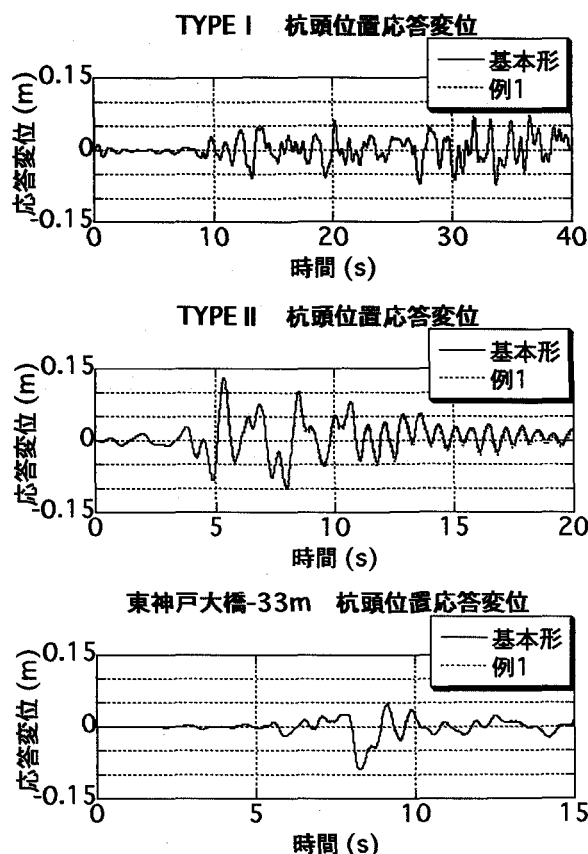


図-15 杭頭位置における応答変位に関する比較

曲げモーメントが発生し、降伏モーメントを越えているが、動的解析の結果では杭中間部で降伏モーメント以下になっている。

4.5 モデル化の差異による影響

図-15にフーチングのロッキング運動に対する、地盤の抵抗を考慮した時としない時の杭頭位置での応答変位比較を示す。この図より、フーチングが地盤に接している面積はわずかであり、地盤がフーチングのロッキング運動に抵抗する量もわずかであることがわかる。また深さ方向曲げモーメントに関する比較は、両モデルでほぼ同じであるため省略した。

次に図-16に群杭モデルと単杭モデルでの杭の深さ方向曲げモーメント分布の比較を示す。この図から判断すると、杭先端位置ではよく一致しているが、杭頭に近づくに従って、大きな差が生じている。このことから単杭モデルでは杭頭付近のモーメントを適切に表現できないことがわかる。

5. おわりに

本文では、杭基礎の静的解析と動的解析の結果の比較と、動的解析におけるモデル化を中心に述べた。動的解析については相互作用バネ定数や解析方法など、様々な方法が存在するためこの結果が唯一であるとはいえないが、定性的な判断材料にはなりうると思われる。動的解析においては波の特性によって杭の応答値がかなり異なることがわかった。今後は、適切な地震波形の決定が課題となる。また、本文でのモデルは橋脚を剛体としているが、今後は橋脚と杭を一体的にモデル化することが望ましく、今後の課題としたい。

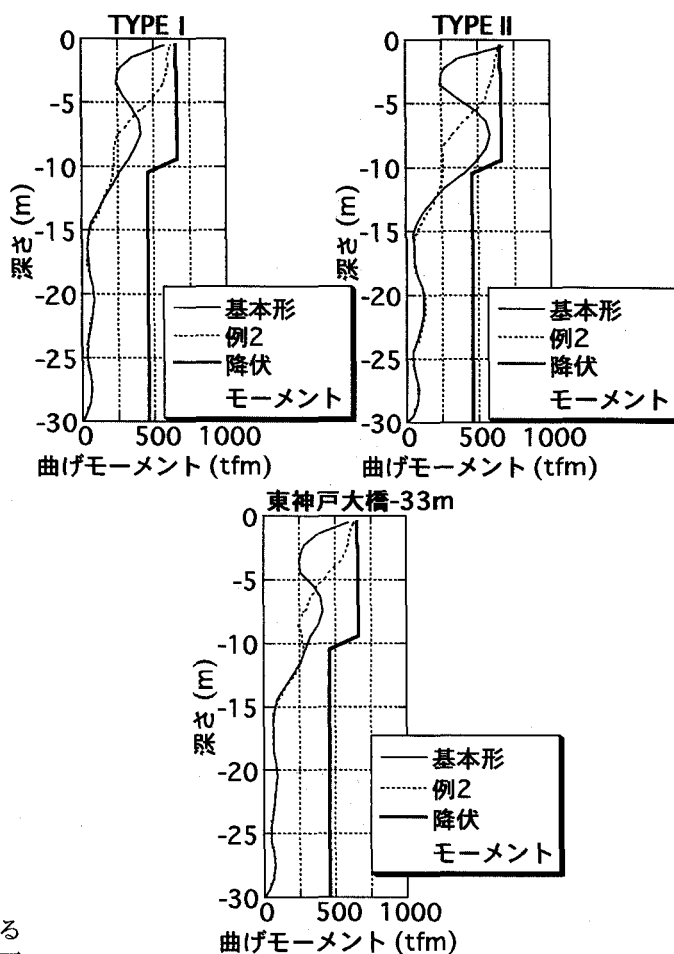


図-16 杭の深さ方向曲げモーメントに関する群杭と単杭の比較

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)
- 2) 田蔵・清水他：地盤の非線形震動特性を考慮した杭基礎構造物の地震応答解析法の提案、土木学会第20回地震工学研究発表会、pp381~384、(1989.7)
- 3) 竹宮・小岩：地盤の非線形履歴性を考慮した杭基礎構造物の地震応答性状、土木学会第20回地震工学研究発表会、pp385~388 (1989.7)
- 4) 宮本・福岡他：液状化地盤における杭基礎の地震時杭応力に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第494号、pp51~58、(1997.4)
- 5) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編、(1996)
- 6) 土木学会：新体系土木工学18 土の力学(Ⅲ)、技報堂出版、pp244~250、(1981)
- 7) 土木学会：動的解析と耐震設計[第2巻] 動的解析の方法、技報堂出版、pp277、(1989)

(1997年9月26日受付)