

## 杭の曲げ耐力と最大応答塑性率の関係

## RELATION BETWEEN BENDING STRENGTH AND MAXIMUM DUCTILITY FACTOR OF PILE

護 雅史\*, 長谷川正幸\*\*

Masafumi MORI, Masayuki HASEGAWA

We propose an estimation function of the bending strength to the ductility factor under the ultimate condition for a steel pipe pile. The estimation function is introduced by the empirical method based on the earthquake response analysis. That is the same way as some researches applied to estimate the relation between the shear strength and the story deformation of buildings. We select the structural characteristic factors of a building as analysis parameters, as well as several shear wave velocity of soil and some geometrical moment of inertia of a pile. We use five artificial seismic motions and four kinds of observed ones as input motions. It is found that structural characteristic factor dose not give effects on the estimation function, and that the shear wave velocity of soil influences it. Finally, we indicate the applicability of the estimation function to the ultimate design for piles considering their tenacity by using the static incremental analysis and the theoretical solution for beams on elastic foundation.

**Keywords:** Pile, Bending Ultimate Strength, Structural Characteristic Factor, Curvature, Ductility Factor

杭, 曲げ耐力, 構造特性係数, 曲率, 塑性率

## 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震から4年を経て建築基準法が改正された。今回の改正では、仕様規定型の設計から性能規定型の設計へと移行したことが大きな変更点であることは周知のとおりである。ただし、基礎構造に対するいわゆる2次設計については、学会レベルでの議論がなされているが、現時点では具体的な告示等は示されていない。

杭基礎の設計では、基準法上の義務付けがない2次設計(終局時の安全性照査)については、これまで専ら設計者の判断に委ねられてきた。これまでの終局時における杭の安全性照査方法を鑑みると、建物の必要保有水平耐力を終局時に杭頭に作用する水平荷重とし、その水平荷重作用下で、Bromsの式や弾性支承梁による理論解等から算定される個々の杭材の応力(曲げ、せん断)が終局耐力を超えないことを確認する方法が一般的ようである。しかし、このような安全性照査方法では、主として杭を弾性と仮定した上での終局耐力に着目しており、変形性能を考慮した弾塑性応答的な観点からの照査とはなっていない。今後、性能規定型の設計が行われていく中では、基礎構造全体の性能評価ももちろん重要であるが、設計的観点から見れば、個材に対する変形性能を考慮した設計も重要となる。例えば、強度型で設計された上部構造を有する杭基礎を考えると、PC杭に比して靱性に富んだ鋼管杭を用いた場合には、変形性能を考慮することによ

て、現状よりも合理的、かつ経済的な設計が可能となる。つまり、変形性能を考慮することによって、曲げ耐力を低減することができる。

しかし、変形性能を考慮した個材の設計を行うにあたり、問題となるのが、杭の耐力と変形性能との関係、具体的には、杭の曲げ耐力と曲率に関する塑性率との関係である。上部構造では、建物の必要保有水平耐力を算定する場合に、構造特性係数 $D_s$ 値を用いる。これは、弾塑性応答的な観点に基づき、建物の変形性能を考慮することにより、建物の必要保有水平耐力を低減させるための係数で、建物の変形性能に関わる構造種別、構造形式に応じて設定されている<sup>[1]</sup>。構造特性係数は、パラメトリックな地震応答解析により、経験的に導かれた耐力と最大応答変形量(塑性率)の関係に由来している。また、この分野の研究はこれまで盛んに行われてきている(例えば、2~6)。一方、杭の耐力と変形性能との関係についての研究としては、杭に作用する水平荷重と杭頭の変位量に関する研究がある(例えば、7~10)。しかし、これらは主として、杭基礎構造全体の保有耐力や変形性能に着目した研究であり、構造特性係数の考え方に倣って、個材の設計において曲げ耐力を低減させるという観点から、杭の曲げ耐力と塑性率の関係について検討した論文は、著者の知る限りでは見あたらない。

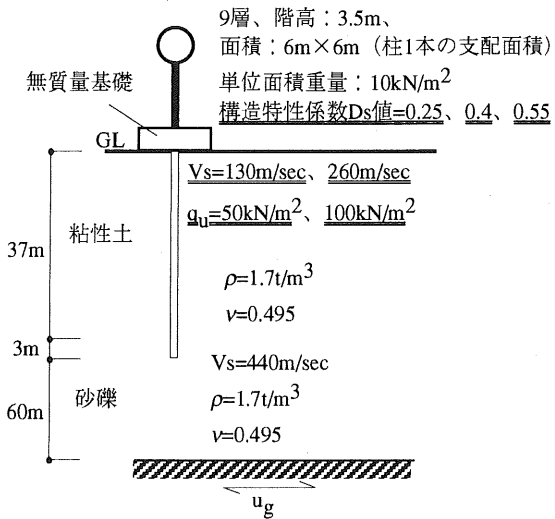
以上の観点から、本研究では、杭の変形性能を考慮した設計法に役立つ資料を提供することを目的として、終局時において、杭が支持機

\* 清水建設(株)和泉研究室

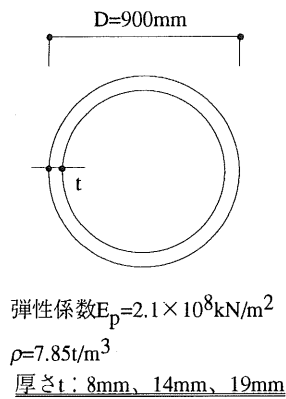
\*\* 清水建設(株)和泉研究室・工博

Izumi Research Institute, Shimizu Corporation

Izumi Research Institute, Shimizu Corporation, Dr. Eng.



上部建物・地盤の諸元



杭の諸元

杭と地盤の剛性比 kp

杭径 B(mm)	厚さ t(mm)	せん断波速度 Vs(m/sec)	剛性比 kp
900	8	130	8.11
		260	2.03
	14	130	13.95
		260	3.49
	19	130	18.62
		260	4.66

図1 検討対象とする地盤、杭、建物の諸元 (二重下線部は検討時に考慮したパラメータ)

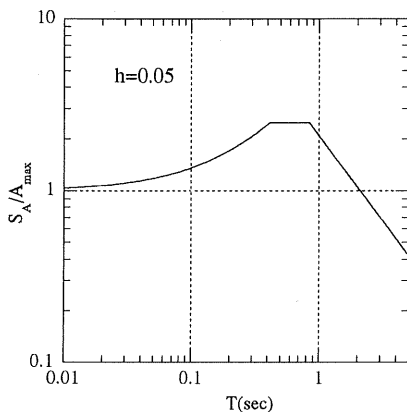


図2 検討に用いた人工地震波の標準化加速度応答スペクトル (建築物荷重指針・同解説、1993)

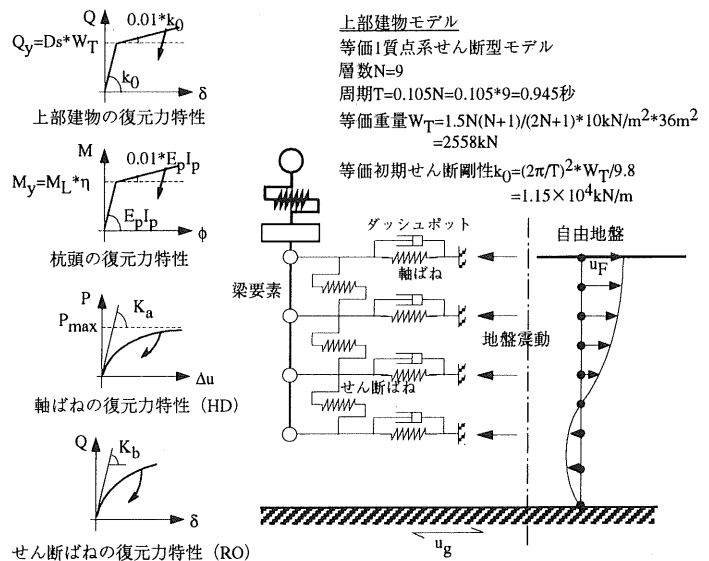


図3 解析モデルの概略

能を喪失しないこと、つまり、杭のせん断耐力は十分にあり、かつ塑性ヒンジは杭頭部だけに許容し、地中部は降伏耐力内であることを前提に、杭頭における曲げ耐力と曲率に関する塑性率との関係式を、地震応答解析による経験的な手法に基づいて推定することを試みる。本報告では、鋼管杭に着目し、杭頭の曲げ耐力と曲率に関する塑性率の関係を、ばね-質点系モデルによる地盤-杭-建物連成系の地震応答解析から推定する。検討では、まず人工地震波を用いて関係式を推定する。次に、得られた推定式と、実地震波を用いた場合の結果を比較することにより、推定式の妥当性を検討する。また、本推定式を設計に用いることを想定し、ある塑性率を設定した場合の杭の曲げモーメント分布を、弾性支承梁モデルによる静的増分解析、および理論解により算定し、これを実地震波による地震応答解析結果と比較することにより、設計への適用性について検討する。

## 2. 解析手法と解析モデルおよびその諸元

### 2.1 解析手法

上部建物における耐力と最大塑性応答変形量との関係は、前章でも述べたとおり、動的解析によって経験的に導かれている。本論ではこれに倣って、杭-地盤-建物連成系の地震応答解析をパラメトリックに行うことによって、杭頭の曲げ耐力と曲率に対する塑性率(以降で

は、「曲げ耐力」、「塑性率」とする)の関係を導出することを試みる。はじめに、曲げ耐力に対する耐力低減係数 $\eta$ を設定する。耐力低減係数 $\eta$ は、杭頭の最大弾性応答曲げモーメント $M_L$ に対する曲げ耐力 $M_y$ の比として(1)式で定義する。最大弾性応答曲げモーメント $M_L$ は、別の見方をすれば、杭応答が弾性限内となるために必要な曲げ耐力と捉えることができる。

$$\eta = M_y / M_L \quad (1)$$

検討では、想定した解析対象に対して、地震応答解析により杭頭の最大弾性応答曲げモーメント $M_L$ をまず算定する。このとき、地盤の非線形性は考慮しておく。次に、耐力低減係数 $\eta$ をパラメータとして、曲げ耐力 $M_y$ を(1)式により設定し、曲げモーメント-曲率関係に非線形性を考慮した地震応答解析を行い、各耐力低減係数 $\eta$ に対する塑性率 $\mu$ を求める。最後にその結果から、耐力低減係数 $\eta$ と塑性率 $\mu$ の関係式の導出を行う。

## 2.2 解析対象と解析モデル

本論では、個材に対する検討を行うため、単杭を扱うこととする。したがって、対象建物は、1柱1杭の杭基礎構造を有するものとし、柱1本の負担領域(6m×6m)を取り出した部分を解析対象とする。また、解析時に考慮したパラメータは、上部建物の構造特性係数Ds値、杭の曲げ剛性としての厚さt、および地盤のせん断波速度Vsである。図1に建物・杭・地盤の諸元及び解析の諸パラメータ(図中の二重下線部)を示す。

### (a) 地盤

地盤は2層地盤を想定し、GL-100mを工学的基盤とする。第1層を粘性土、第2層を砂礫とし、ともに液状化は考慮しない。第1層のせん断波速度には、Vs=130m/secとVs=260m/secの2ケースを設定する。極限地盤反力の算定に必要な粘性土のqu値は、Vs=130m/sec、Vs=260m/secに対して、それぞれ、qu=50kN/m<sup>2</sup>、qu=100kN/m<sup>2</sup>とする。第2層のせん断波速度はVs=440m/secとする。また、工学的基盤の物性値は第2層と同様とする。

### (b) 上部建物

9階建物(階高3.5m、1次固有周期0.945秒)とする。単位面積当たりの重量を10kN/m<sup>2</sup>とする。建物のせん断耐力には、構造特性係数Ds値として、0.25,0.4,0.55の3ケースを考慮する。

### (c) 杭

杭は、鋼管杭とする。杭先端はGL-40mとし、第2層に3m根入れされている。杭径Dは900mmとし、地盤と杭の剛性比による応答の違いを検討するために、3種類の厚さ(t=8mm、t=14mm、t=19mm)を設定する。図1には、以降の検討のために、杭と地盤の剛性比kpを示しておく。杭と地盤の剛性比kpは以下の式で与えられる。

$$kp = E_p I_p / E_s D^4 \quad (2)$$

ここに、Ep:杭の弾性係数(=2.1×10<sup>8</sup>kN/m<sup>2</sup>)、Ip:杭の断面2次モーメント、Es:地盤の弾性係数、D:杭径。

### (d) 入力地震動

入力地震動には、図2に示した建築物荷重指針・同解説(1993)<sup>[11]</sup>による加速度応答スペクトルに適合するように位相を変えて作成された人工地震波を用いる。人工地震波の数は、文献[4]に倣って5波とした。また、入力は工学的基盤における路頭波(2E波)とし、最大加速度を400Galとする。

解析モデルの概略図を図3に示す。地盤は適当な層厚(本検討では1~3m程度)に要素分割し、それぞれの要素を地盤ばねに置換する。地盤ばねは、水平方向の軸ばねとダッシュポット、およびせん断ばねとし、軸ばねとせん断ばねの非線形性をそれぞれ、双曲線モデル、ROモデルにより考慮する。杭は地盤の分割に対応するように分割し、梁要素に置換する。杭頭については、曲げモーメント-曲率関係の非線形性を考慮するために、材端部に非線形回転バネを有する材端バネモデルでモデル化する。復元力特性には移動硬化型のバイリニアモデルを用いる。杭頭は基礎に剛接合とし、回転は考慮しない。また、基礎底面からの波動逸散を無視するために、杭頭を地表より50cm突出させている。上部建物は、等価1質点系せん断型モデルに置換する。層せん断力-層間変形角関係に非線形性を考慮し、復元力特性には移動硬化型のバイリニアモデルを用いる。減衰は、一次固有周期に対して、建物2%、杭1%の剛性比例型とする。ばね-質点系モデルによる地盤-杭-建物連成系の詳細な解析手法については、文献[12]を参

照されたい。

## 3. 解析結果

### 3.1 人工地震波による耐力低減係数ηと塑性率μに関する推定式

人工地震波による検討結果について示す。結果は、人工地震波5波の平均値として示す。

耐力低減係数ηを変化させた場合の、杭頭の曲げ耐力Myと最大応答曲率φmaxの関係を各kpごとに図4に示す。図には、参考のため、塑性率μが5、10となる直線(3式)を示しておく。

$$M_y = \frac{E_p I_p}{\mu} \phi_{\max} \quad (3)$$

上部建物のDs値が小さいほど、建物に生じる層せん断力が頭打ちとなり、したがって、杭頭に作用するせん断力が小さくなるため、曲げ耐力Myの初期値(η=1の時のMy)も小さくなる。図5に、各kpごとでの上部建物のDs値による耐力低減係数ηと塑性率μの関係を示す。この結果から、耐力低減係数ηと塑性率μの関係は、上部建物のDs値には大きく影響されないことが分かる。図6は、耐力低減係数ηと塑性率μの関係を剛性比kpで比較した結果である。塑性率μは、3つのDs値での平均値を用いている。これより、塑性率μが10程度までは、kpによらずほぼ同様な傾向を示し、塑性率μが10を超えるあたりからは、kpが小さくなる、つまり杭剛性が地盤剛性に対して小さくなるほど、耐力低減率も小さくなる傾向にあることが分かる。

次に、図6で示した結果を、各剛性比kpごとに(4)式により回帰する。

$$\eta = \frac{1}{\{1 + m_1 \cdot (\mu - 1)\}^{m_2}} \quad (4)$$

(4)式において、m1=m2=1とすれば、いわゆる変位一定則の関係式に、m1=2、m2=0.5とすれば、いわゆるエネルギー一定則の関係式となる<sup>[13]</sup>。図7に、剛性比kpと回帰係数m1、m2の関係を示す。図より、m1(実線)については、kpによらずほぼ一定であることが分かる。一方、m2(破線)については、kpによって値が2分化している。ここで、m2を地盤のせん断波速度Vsで分類してみると、図中に○で示したように、m2はVsごとに一定値をとるように見える。これより、m2には、剛性比kpより地盤のせん断剛性の関与が大きいと解釈できる。ここでは、せん断波速度としては2ケースだけの検討であるため明言はできないが、m2は、自由地盤の歪みレベルと関係があるのではないかと推察される。この点については、今後の検討課題としよう。ここで、ここではやや強引ではあるが、m2もkpによらず一定とみなすこととする。以上より、回帰係数m1、m2は、平均値、標準偏差として、それぞれ、m1=0.079±0.007、m2=0.959±0.112となる。

図8は、得られた回帰係数を用いた回帰曲線を、図6に重ね描いた結果である。細線が地震応答解析結果、太い実線が平均、太い点線が平均±標準偏差の結果である。解析結果は全て平均±標準偏差の範囲内にある。このことから、耐力低減係数ηと塑性率μの関係は、安全側を考慮すれば、次の推定式で近似できよう。

$$\eta = \frac{1}{\{1 + 0.07 \cdot (\mu - 1)\}^{0.85}} \quad (5)$$

### 3.2 実地震波による検討

実地震波を用いた場合の耐力低減係数ηと塑性率μの関係を、人工

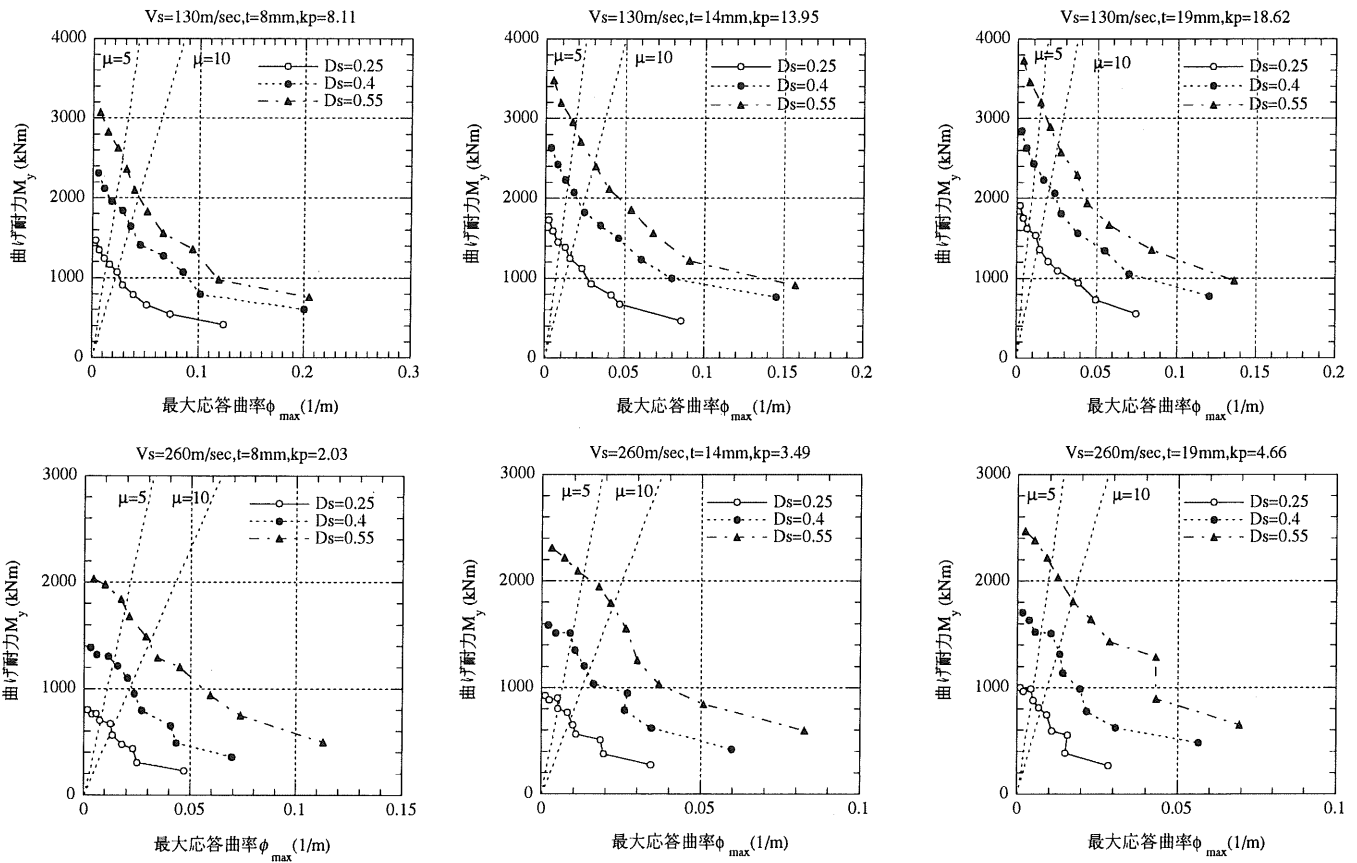


図4 曲げ耐力  $M_y$  と最大応答曲率  $\phi_{max}$  の関係 (人工地震波5波の平均値、上部建物の  $D_s$  値での比較)

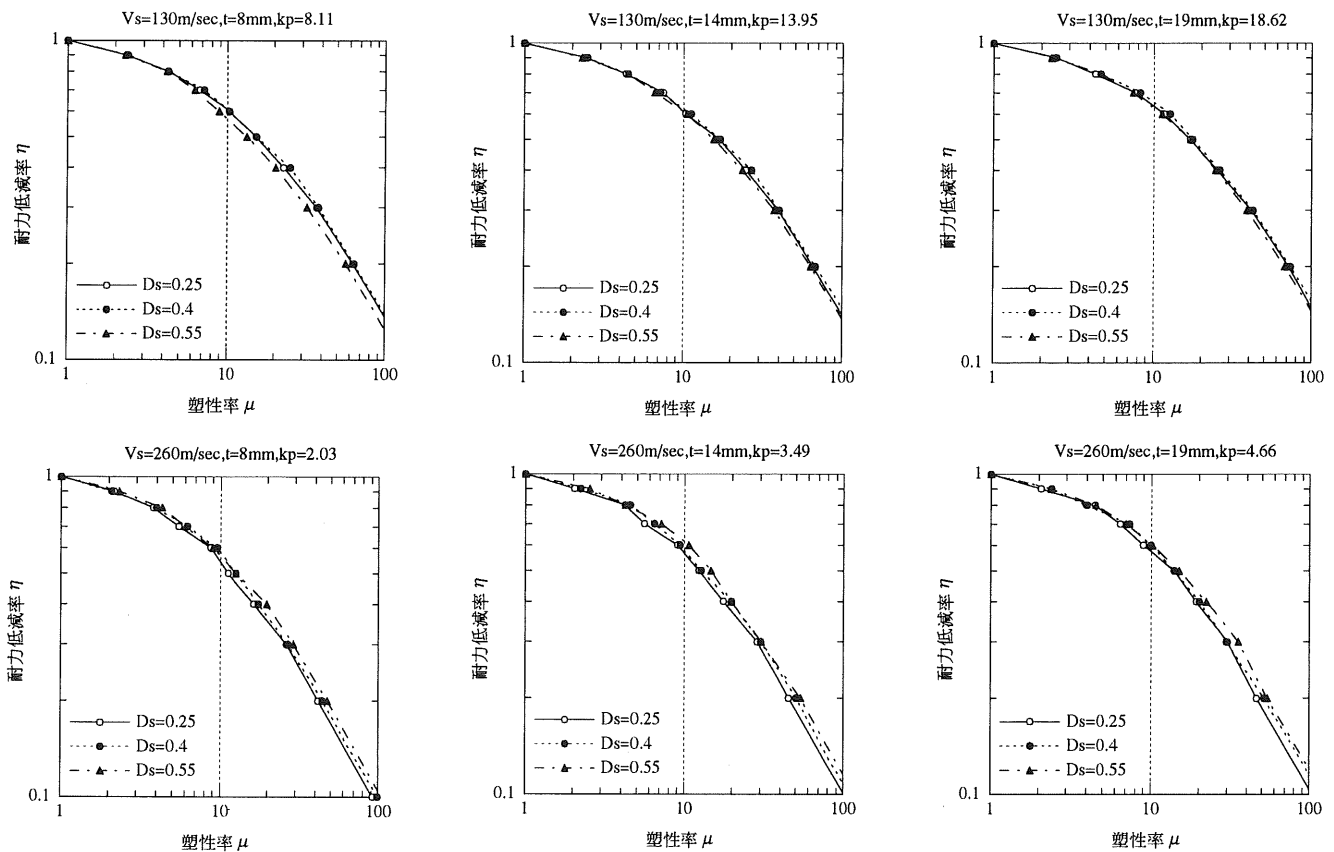


図5 人工地震波を用いた場合の耐力低減係数  $\eta$  と塑性率  $\mu$  の関係 (上部建物の  $D_s$  値での比較)

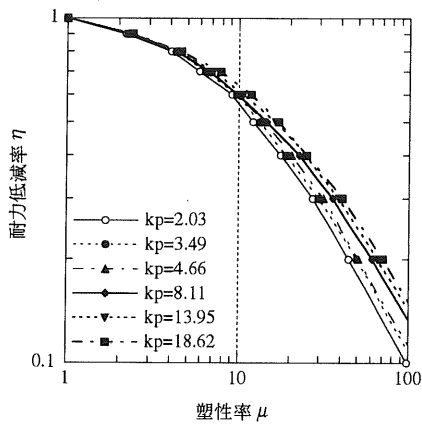


図6 人工地震波を用いた場合の耐力低減係数  $\eta$  と塑性率  $\mu$  の関係 (剛性比  $k_p$  での比較)

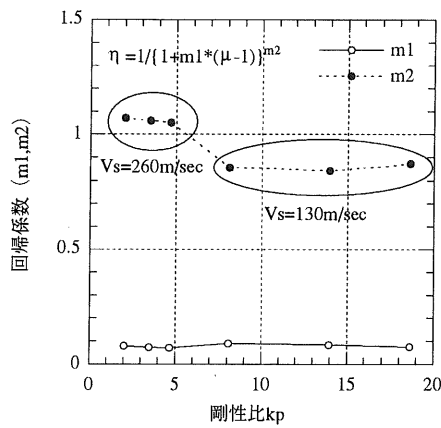


図7 剛性比  $k_p$  に対する回帰係数

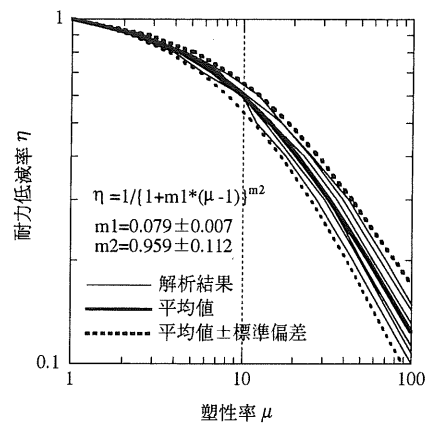


図8 解析結果と回帰曲線の比較

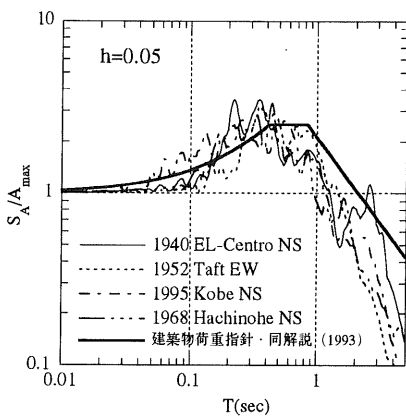
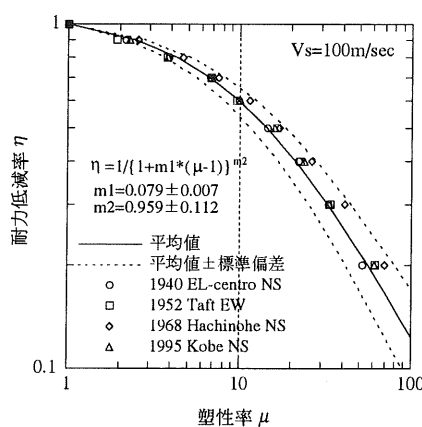
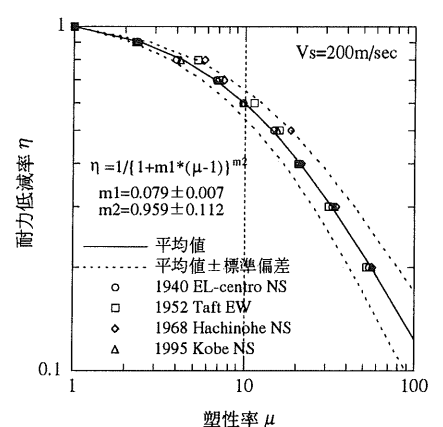


図10 検討に用いた実地震波の基準化加速度応答スペクトル (減衰5%)



(a)  $V_s=100\text{m/sec}$



(b)  $V_s=200\text{m/sec}$

図11 実地震波を用いた場合の耐力低減係数  $\eta$  と塑性率  $\mu$  の関係 (推定式との比較)

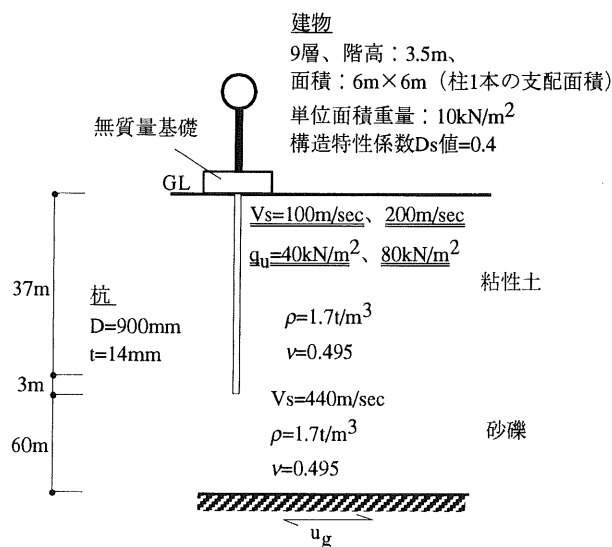


図9 実地震波による検討の対象とした建物・杭・地盤の諸元

地震波の場合と同様にして算定し、これと先に得られた推定式(5)式とを比較する。解析対象とした地盤・杭・建物の諸元を図9に示す。建物のDs値は0.4とすること、第1層のせん断波速度を  $V_s=100\text{m/sec}$ 、 $V_s=200\text{m/sec}$ 、これに伴い、 $q_0$  値を  $q_0=40\text{kN/m}^2$ 、 $q_0=80\text{kN/m}^2$  とするこ

と以外は、人工地震波の場合と同様である。実地震波には、1940 EL-Centro NS、1952 Taft EW、1968 Hachinohe NS、1995 Kobe NS の5地震を用いる。いずれも、人工地震波の場合と同様、工学的基盤に最大加速度400Galの路頭波として入力する。図10に最大加速度で基準化した加速度応答スペクトル ( $S_a/A_{\max}$ 、減衰5%)を建築物荷重指針・同解説(1993)の加速度応答スペクトルと併せて示す。

図11に実地震波を用いた場合の、耐力低減係数  $\eta$  と塑性率  $\mu$  の関係を、地盤のせん断波速度  $V_s=100\text{m/sec}$ 、 $V_s=200\text{m/sec}$  ごとに推定式と比較して示す。この図より、実地震波を用いた結果のほとんどが推定式の平均値±標準偏差内にあり、本推定式は実地震波に対しても有効であることが分かる。

### 3.3 設計的観点からの検討

1.はじめにでも述べたが、設計における終局時の杭の安全性照査では、建物の必要保有水平耐力を杭頭に作用する水平荷重とし、その水平荷重作用下で個々の杭材の応力(曲げ、せん断)が終局耐力を超えないことを確認する。このとき、杭材の応力算定には、弾性支承梁モデルやBromsの式が用いられるのが一般的である。ただし、弾性支承梁モデルを用いる場合には、地盤ばねの評価が重要で、地盤ばねの骨格曲線を設定して静的増分解析を行う方法や、等価なばね剛性を用いて理論解により算定する方法が採られる場合もある。

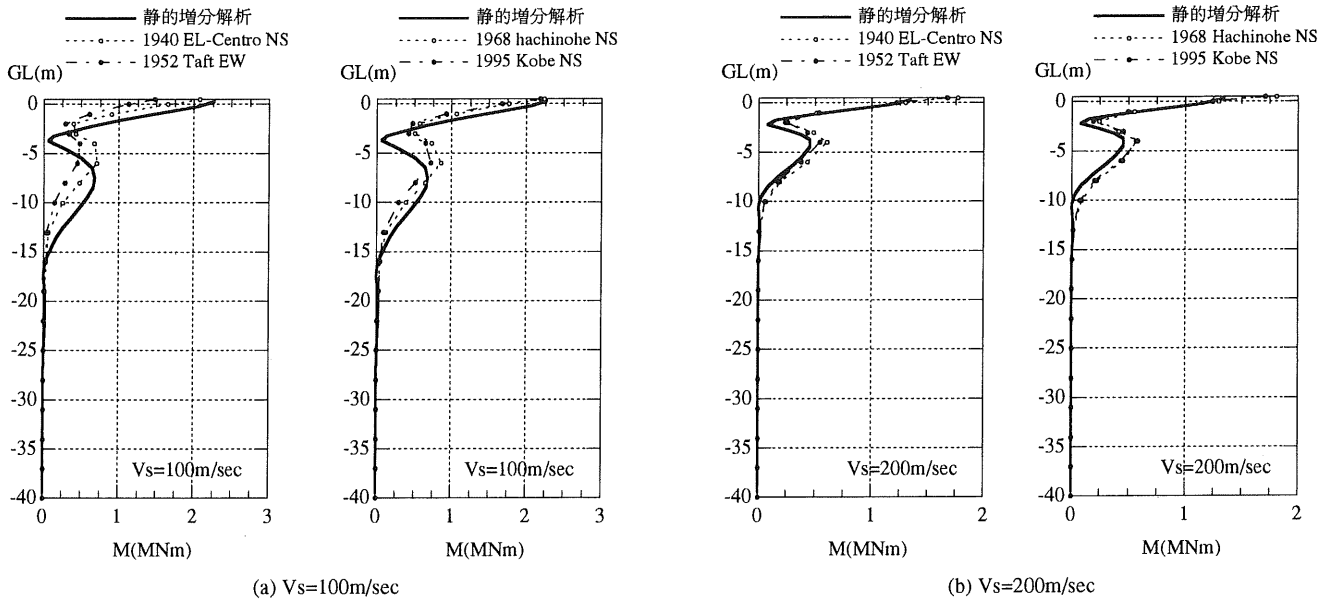


図13 静的増分解析と地震応答解析での杭の曲げモーメント分布の比較 ( $\mu=5$ ,  $\eta=0.81$ )

ここでは、本推定式を用いて曲げ耐力を設定した場合の、終局時における杭の曲げモーメント分布を、弾性支承梁モデルによる静的増分解析および理論解と、3.2節で用いた実地震波による地震応答解析結果とで比較することにより、本推定式への適用性について検討する。地盤・杭・建物の諸元は、3.2節で示した図9と同様とする。耐力低減係数  $\eta$  は、塑性率  $\mu=5$  を仮定して、(5) 式より  $\eta=0.81$  とした。杭頭の水平荷重  $Q_B$  は、建物の総重量を  $W_T$  として次式で与える。

$$Q_B = W_T \cdot D_s \cdot \eta \quad (6)$$

まず、静的増分解析による検討結果について示す。解析モデルを図12に示す。杭は弾性、杭頭は基礎に剛接合とし、回転は拘束している。また、地盤ばねの局所的な非線形性を表す骨格曲線には双曲線モデルを用いる。初期剛性には、図中にも示したが、自由地盤の非線形化を考慮するために、地震応答解析で用いた軸ばねの初期剛性  $K_a$  に、人工地震波による自由地盤解析で得られた地盤の剛性低下率 ( $G/G_0$ ) を乗じた値を用いる。 $G/G_0$  は、人工地震波5波で平均している。検討では、荷重係数が1.0のときに杭頭せん断力が  $Q_B$  となるように荷重を段階的に増分させていき、荷重係数1.0における杭の曲げモーメント分布を実地震波による地震応答解析結果と比較する。図13に杭の曲げモーメント分布の比較結果を示す。地震応答解析結果は、建物慣性力のみによる曲げモーメント分布である。建物慣性力のみによる曲げモーメントは、地盤-杭-建物連成系の応答結果から、地盤震動のみによる応答結果 (上部建物を除いて基礎を無質量とした場合の応答) を時刻歴で差し引いて求めている。杭頭の曲げモーメントについて見ると、 $V_s=100\text{m/sec}$  の場合は静的解析の方がやや大きめの評価、 $V_s=200\text{m/sec}$  の場合は静的解析の方がやや小さめの評価となっている。曲げモーメント分布では、 $V_s=100\text{m/sec}$  の場合は、モーメント分布形状はおおよそ表現できているが、地中部の最大曲げモーメントの発生する深さが、静的解析の方がやや深くなっている。これらの要因の特定は難しいが、おそらく静的解析における地盤ばねの設定方法や、減衰等の動的効果の影響によると思われる。一方、 $V_s=200\text{m/sec}$  の場合、静的解析結果と地震応答解析結果は概ね対応している。

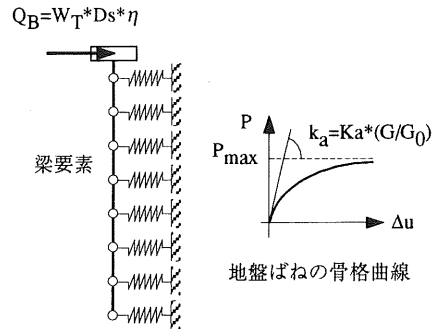


図12 静的増分解析の解析モデル

次に、弾性支承梁による理論解と地震応答解析結果との比較を行う。弾性支承梁による理論解は、杭頭回転拘束の突出杭の場合、(7) 式<sup>[14]</sup>で与えられる。ここで、地盤反力係数  $k_h$  については、(8) 式に示すように、自由地盤の非線形化と、杭近傍地盤の局所的な非線形化を考慮するために、地震応答解析で用いた軸ばねの初期剛性に、自由地盤解析で得られた地盤の剛性低下率  $G/G_0$  と、静的増分解析で得られた地盤ばねの剛性低下率を深さ方向 (GL-15m まで) に平均した値  $R_s$  を乗じる。

$$M_1 = \frac{Q_B}{2\beta} \{-2\beta x + (1 - \beta h)\} \quad (h \geq x \geq 0\text{m})$$

$$M_2 = \frac{Q_B}{2\beta} e^{-\beta x} \{(1 - \beta h) \cos \beta x - (1 + \beta h) \sin \beta x\} \quad (x < 0\text{m}) \quad (7)$$

ここに、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4E_p I_p}}, \quad k_h = 0.8 \cdot 170 \cdot q_u \cdot D^{-\frac{3}{4}} \cdot \frac{G}{G_0} \cdot R_s \quad (8)$$

$h$  は、杭頭の突出長さ (=50cm)。

図14に比較結果を示す。杭頭の曲げモーメントについては、 $V_s=100\text{m/sec}$  の Taft 波の場合は理論解が過小評価となっているが、それ以外では理論解と地震応答解析の結果は大凡対応している。曲げモーメント分布については、 $V_s=100\text{m/sec}$ 、 $V_s=200\text{m/sec}$  のいずれも地中部の最大曲げモーメントの値は、理論解の方が小さく、その発生

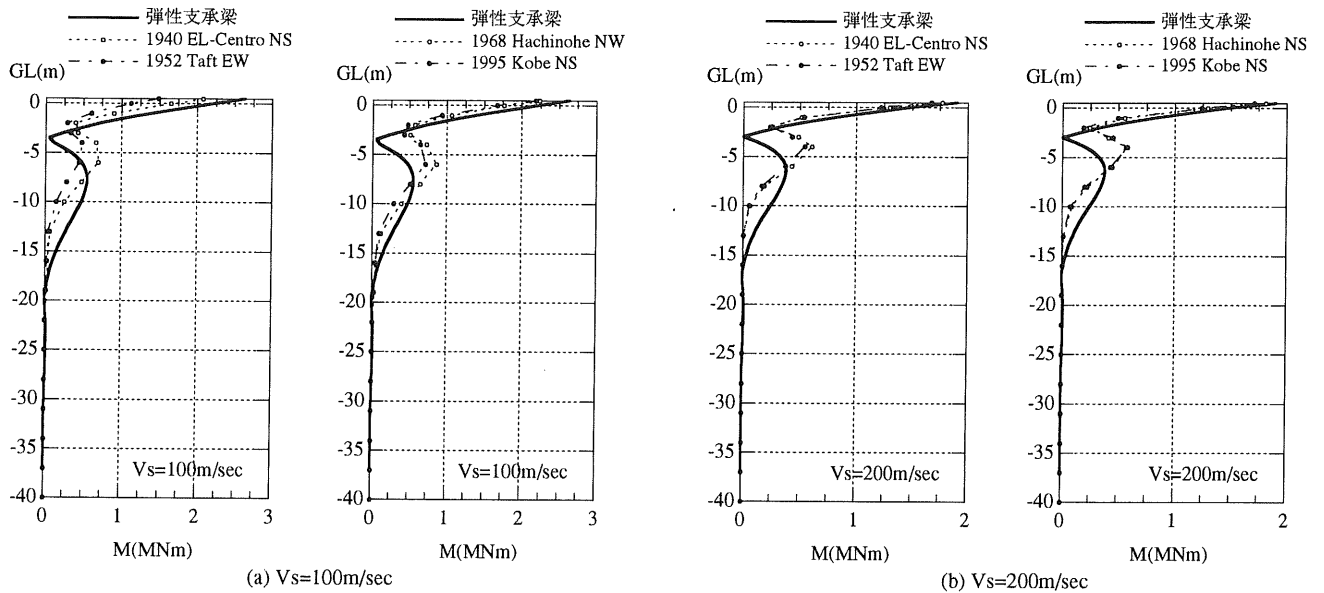


図14 弾性支承梁による理論解と地震応答解析での杭の曲げモーメント分布の比較 ( $\mu=5, \eta=0.81$ )

する深さは、理論解の方が深くなる傾向にある。これは、静的解析の場合と同様、地盤ばねの設定方法や、減衰等の動的効果の影響にあると思われるが、特に静的解析結果との違いから推察すれば、地盤反力係数 $k_n$ の設定方法が大きな要因の一つであると考えられる。

本検討において、杭頭の曲げモーメントは、弾性支承梁モデルによる静的増分解析、理論解のいずれの場合においても、地震応答解析結果とおおよそ対応した結果が得られたことから、本推定式は設計において適用可能であると考えられる。なお、杭の曲げモーメント分布において、弾性支承梁モデルによる静的増分解析、および理論解の方が、地中部の最大曲げモーメントの大きさを地震応答解析結果に比べてやや小さめに評価し、その発生深さが若干深くなる傾向となったことは、地中部の杭応答の評価という観点からは問題となろう。しかし、この点については、杭頭の曲げ耐力の推定・評価という本論旨を超えた議論が必要であると考えられるので、それをここで述べることは差し控えたい。

#### 4. まとめ

本研究では、杭の変形性能を考慮した設計法に役立つ資料を提供することを目的として、鋼管杭の杭頭における曲げ耐力と曲率に関する塑性率との関係を、地盤-杭-建物連成系の地震応答解析による経験的手法に基づいて推定することを試みた。検討は、人工地震波と実地震波の場合について行った。また、得られた推定式の設計への適用可能性についても検討した。その結果、限られた検討範囲内ではあるが、設計への適用も可能である一つの推定式((5)式)を示せた。ただし、地盤の歪みレベルに影響すると思われる回帰係数 $m_2$ のばらつきや、弾性支承梁による静的増分解析や理論解を用いる場合の、地盤ばねの評価方法等の課題が残った。今後は、これらの課題に対する検討を行う予定である。また、本論で得られた推定式は、あくまでも限られたパラメータ内での結果であるので、今後はパラメータを変えた場合の検討を行い、本推定式の信頼性を向上させることも必要であろう。

#### 参考文献

- [1] 日本建築センター：構造計算指針・同解説、1982
- [2] 柴田明德：等価線形系による非線形地震応答に関する一考察、東北大学建築学報、No.16、pp.27-39、1975.3
- [3] A. Veletsos and N. M. Newmark：Effect of Inelastic Behavior on Response of Simple System to Earthquake Motions, *Proc. of 2th WCEE*, 1960
- [4] 鈴木哲夫、武田寿一：建物の最大耐力と強震時の最大塑性変形量との関係、第6回日本地震工学シンポジウム、pp. 27-35、1975.3
- [5] 石丸辰治：構造物の動的解析、建築技術、No.375, No.377、1982.11, 1983.1
- [6] 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)、丸善、1999
- [7] 吉沢 他：鋼管杭の保有水平耐力に関する研究(その2)～(その5)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)、1995.8
- [8] 山本、小林、松井、吉田：地盤条件をパラメータとした杭基礎の2次設計に関する検討(その1)～(その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、1996.9
- [9] 山下 他：既存建物基礎の耐震診断に関する一提案(その1)～(その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、1997.9
- [10] 大西、小林、中川：変動軸力を受ける場所打ち杭の終局水平耐力と変形性能に関する一考察(その1)、(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)、1998.9
- [11] 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、丸善、1993
- [12] 護雅史、長谷川正幸：地盤と杭の非線形性を考慮した杭支持建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、1998.11
- [13] 柴田明德：最新 耐震構造解析、森北出版、1994
- [14] 土質工学会：杭基礎の設計法とその解説、1989