

# 地盤-構造物系の相互作用を考慮した 杭基礎構造物の必要強度スペクトル

土岐憲三<sup>1</sup>, 清野純史<sup>2</sup>, 小野祐輔<sup>3</sup>

<sup>1</sup> フェロー 工博 京都大学教授 工学研究科土木システム工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

<sup>2</sup> 正会員 博士(工学) 京都大学助教授 工学研究科土木システム工学専攻 (同上)

<sup>3</sup> 学生員 修士(工学) 京都大学大学院博士後期課程 工学研究科土木システム工学専攻 (同上)

地盤-構造物系における動的相互作用が上部構造物の応答に与える影響の大きさは、数多くの研究者たちによって指摘されている。しかし、一般にその取り扱い是非常に複雑なものであるため、未だ通常規模の構造物の耐震設計に組み込むに至っていない。本研究では、1自由度の上部工を含む簡便な3自由度系のスウェイ-ロッキングモデルによって相互作用系を表現する。この系の相互作用ばねを3次元弾塑性有限要素法による解析に基づいて評価し、この値を用いて杭基礎を持つ道路橋の必要強度スペクトルを求め、基礎固定1自由度モデルに対する必要強度スペクトルとの比較を行った。

**Key Words :** soil-structure interaction, strength demand spectrum, pile foundation, sway-rocking model

## 1 はじめに

1995年兵庫県南部地震のような都市直下型の地震を想定して構造物の耐震設計を行うにあたって、構造物の変形を弾性域で抑えようとするれば、極めて大きな強度が求められる。しかし、構造物の塑性変形を許容し、むしろ積極的に評価することで、安全性と経済性を両立させた耐震設計を行うことができる。近年、こうした観点から必要強度スペクトルが注目されている。一方、構造物の耐震性に及ぼす地盤と構造物の間の相互作用は、主として線形としてその影響を考慮されてきた。しかし、強震動を受けた際には、相互作用の効果も非線形になっていることが予想される。本研究では、以上の点に着目し、土木構造物に対して、地盤と構造物の動的相互作用の影響を採り入れた必要強度スペクトルを算出し、1自由度系の必要強度スペクトルとの比較を行った。

## 2 解析モデル

本研究では、相互作用を考慮した地盤-構造物系を、3自由度 Sway-Rocking モデル (以下 SR モデル) として取り扱う (図-1)。また、構造物の周辺の地盤として、図-2に示すような A, B の2つのモデルを用いる。地盤モデル A は、支持層の上に 20m の軟弱な粘土層が存在する。一方、地盤モデル B は、支持層の上に 15(m) の軟弱な粘土層があり、さらにその上に比較的堅固な

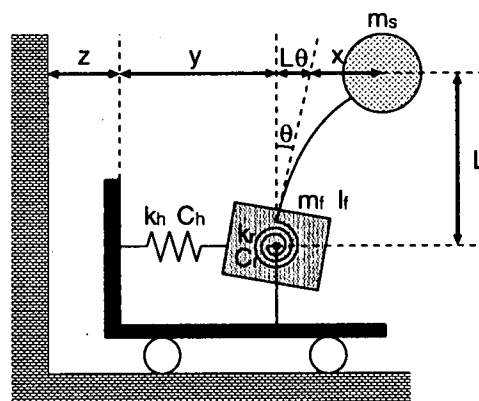


図-1 3自由度 SR モデル

砂層があるモデルである。

杭体に関しては、周辺地盤に比べてはるかに降伏強度が大きいと考えられるため、弾性範囲にとどまるものとしてモデル化した。なお、地盤及び杭の物理定数は、表1に示した値を用いた。

上部構造の復元力特性は、バイリニア型履歴特性を仮定し、降伏後の剛性は初期剛性の0.10倍とする。また、減衰定数は5%とする。並進及び回転のばねは、杭頭における挙動を杭の弾性変形分及び地盤の寄与分の非線形変形分に分離して考える<sup>1)</sup>。後者の骨格曲線を修正 Hardin-Drnevich 型モデルとすると、相互作用

表-1 材料の物理定数

| 要素 | $E(kN/m^2)$        | $\gamma(kN/m^3)$ | $\nu$ | $\phi(deg.)$ | $c(kN/m^2)$ | $K_0$ |
|----|--------------------|------------------|-------|--------------|-------------|-------|
| 粘土 | $5.49 \times 10^3$ | 15.68            | 0.400 | 4.0          | 12.25       | 1.0   |
| 砂  | $5.00 \times 10^4$ | 18.00            | 0.300 | 30.0         | 0.00        | 1.0   |
| 杭  | $2.45 \times 10^7$ | —                | 0.167 | —            | —           | —     |

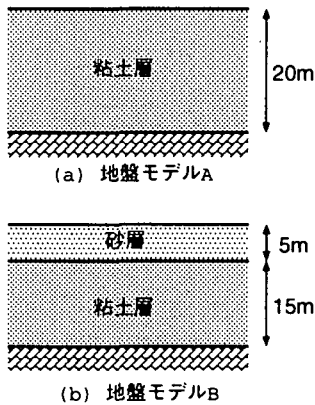


図-2 地盤モデル

ばねは次式のように表すことができる。

$$Q(x) = \frac{K_0 \cdot x}{1 + |\frac{x}{x_f}|} + K_P \cdot x \quad (1)$$

$$x_f = \frac{Q_u}{K_0} \quad (2)$$

ここで、 $K_P$ は杭体の水平または回転ばねの値、 $K_0$ は相互作用における地盤の寄与分の初期剛性である。 $x_f$ は、規準化変位(回転角)である。加・減曲線については、骨格曲線を2倍に相似拡大したものを用いる。

検討の対象とした構造物は、図-3のような都市内高架橋に多く見られる鉄筋コンクリート製のT型道路橋橋脚であり、図-4に示すような9本杭からなる基礎を持つものとする。

### 3 有限要素法による相互作用ばねの算定

地盤-杭基礎系の相互作用ばねを求めるため、木村他<sup>2)</sup>によって開発されたDGPPILE-3Dを用いて、3次元弾塑性有限要素法解析を行った。杭頭での反力(モーメント)-変位(回転)関係を描いたものが図-5である。通常、杭自体の剛性は容易に知りうることを考慮して、この曲線の骨格曲線部分から杭自体の剛性の寄与分(式(1)右辺第2項)を引いた式(1)右辺第1項を用いて、パラメータ $K_0$ 及び $x_f$ の同定を行なった。この結果を表-2、表-3に示す。地盤モデルBにおいて杭径

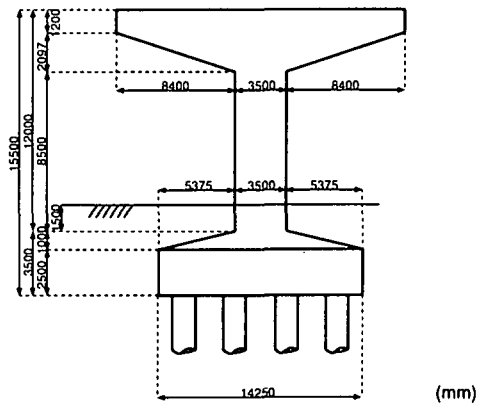


図-3 解析対象橋脚

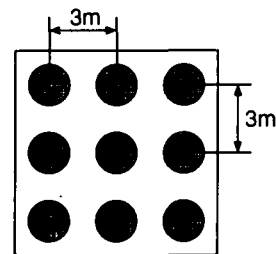


図-4 9本杭基礎

$D$ が1.0mのロッキング運動のケースでは、モーメント-回転角関係がほぼ直線関係にあったため、規準化回転角 $x_r$ を同定することができなかった。そのため後に必要強度スペクトルを求める際に、このケースについては解析を行っていない。

### 4 相互作用を考慮した必要強度スペクトル

塑性率 $\mu$ は、地震動による構造物の損傷の程度を表す指標であり、 $\delta_{max}$ を構造物の最大応答変形、 $\delta_Y$ を降伏変形として、次のように定義される。

$$\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_Y} \quad (3)$$

1自由度モデルに対する必要強度スペクトルは、以下のようにして求めることができる。構造物の固有周期

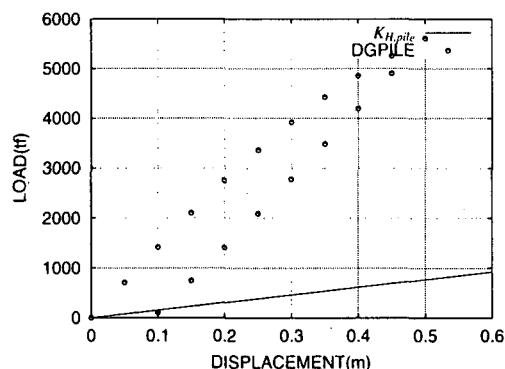


図-5 有限要素法解析により求めた杭頭における反力-変位関係

表-2 水平ばねの同定結果

| 地盤 | 杭径 (m) | $K_h (kN/m)$ | $x_h (m)$ |
|----|--------|--------------|-----------|
| A  | 1.0    | 143992.4     | 1.01392   |
|    | 1.2    | 159560.7     | 1.12293   |
|    | 1.5    | 190358.1     | 1.40659   |
|    | 1.8    | 239467.9     | 1.93034   |
| B  | 1.0    | 254854.9     | 3.18372   |
|    | 1.2    | 268577.8     | 3.24047   |
|    | 1.5    | 298437.4     | 3.60218   |
|    | 1.8    | 347720.7     | 4.29104   |

$T$ と降伏応力 $\delta_Y$ の組合わせの異なる多数のモデルに対して、地震波を入力として地震応答計算を行う。その結果から塑性率 $\mu$ を求めれば、 $T$ 、 $\delta_Y$ 、 $\mu$ の3軸からなる3次元空間において、多数の点群がプロットできる。塑性率 $\mu$ が等しい値をとる点を互いに結んでできる曲線を $T$ - $\delta_Y$ 平面上に投影したものが、その塑性率に対応する必要強度スペクトルである<sup>3)</sup>。

本研究では、1自由度質点系モデルに対し、スウェー及びロッキング運動を加えた3自由度モデルに対して、地震応答計算を行い、上部構造に対する塑性率をパラメータとしたものを、地盤-構造物系の相互作用を考慮した3自由度系の必要強度スペクトルと定義する。ただし、相互作用を考慮した場合、構造物の固有周期は1自由度系によるものよりも若干長周期化するが、その程度は構造物の塑性変形の進行の程度と複雑に関係しており、正確な算定をすることが困難であるため、3自由度系の必要強度スペクトルを求める際には、基礎固定1自由度モデルに換算した場合の固有周期を軸として用いるものとする。

なお、必要強度スペクトルを求めるには、上述したように極めて多数の地震応答計算を行う必要がある。そこで解析に要する総時間を短縮するため、荷重伝達法

表-3 回転ばねの同定結果

| 地盤 | 杭径 (m) | $K_r (kN \cdot /rad)$ | $x_r (rad)$ |
|----|--------|-----------------------|-------------|
| A  | 1.0    | 1570930.2             | 1.21152     |
|    | 1.2    | 2535132.6             | 1.23501     |
|    | 1.5    | 4805283.0             | 1.97161     |
|    | 1.8    | 8146945.8             | 3.29133     |
| B  | 1.0    | 1970946.6             | -           |
|    | 1.2    | 3052425.6             | 3.87229     |
|    | 1.5    | 5503307.6             | 3.00065     |
|    | 1.8    | 8889727.0             | 4.20312     |

表-4 3自由度SRモデルの諸元

|                       |            |
|-----------------------|------------|
| $m_s (ton)$           | 1069.005   |
| $m_f (ton)$           | 2107.030   |
| $I_f (ton \cdot m^2)$ | 445124.070 |
| $L (m)$               | 12.000     |

と中央差分法を組み合わせることで、非線形系の取り扱いにも収束計算を必要としない酒井ら<sup>4)</sup>の開発した手法を用いて積分を行った。

前節で求めた相互作用ばねと、表-3に示した諸元を持つSRモデルを用いて求めた3自由度系の必要強度スペクトルを図-6及び図-7に示す。この際、入力地震動としては1995年兵庫県南部地震で神戸海洋気象台において記録された地震波のNS成分を用い、上部構造に対応する運動の減衰定数は5%、スウェー、ロッキングの運動の減衰定数はいずれも20%としている。

これらの図によると、杭径が $D = 1.0m, 1.2m$ の2ケースについてはSDOFのピークを大幅に低減させていることが分かる。これは、相互作用ばねが十分に柔らかく、免震効果が働くためであると考えられる。上部構造物の塑性率 $\mu_s$ が1, 2のケースでは地盤A,Bともに長周期側ではほぼSDOFと等しい値をとっているが、 $\mu_s = 5$ では逆に上回る部分がある。また、SDOFのスペクトルが単周期側で平坦となる周期帯では、いずれの $\mu_s$ の場合もSDOFとほぼ同じ値となっている。

一方、 $D = 1.5m, 1.8m$ のケースでは、スペクトルに明白なピークは認められないものの、広い周期帯域に渡って、SDOFの場合を上回っていることが分かる。これは、これらの領域では基礎の長周期化による免震効果が期待できないためである。また、上部の塑性率が1,2程度と小さい場合は、スペクトルの最大値はSDOFとほぼ等しいが、塑性率が5では大きく上回っている。

地盤モデルA,Bいずれの場合も、杭径の違いに対し

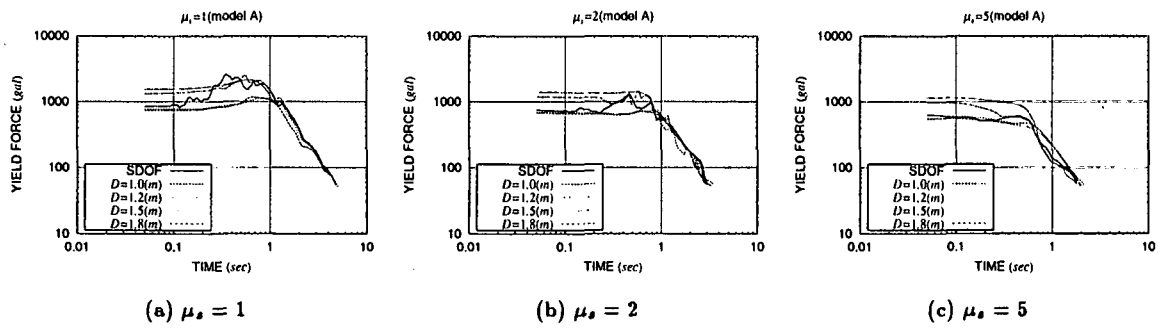


図-6 9 本杭モデルの必要強度スペクトル（地盤モデル A）

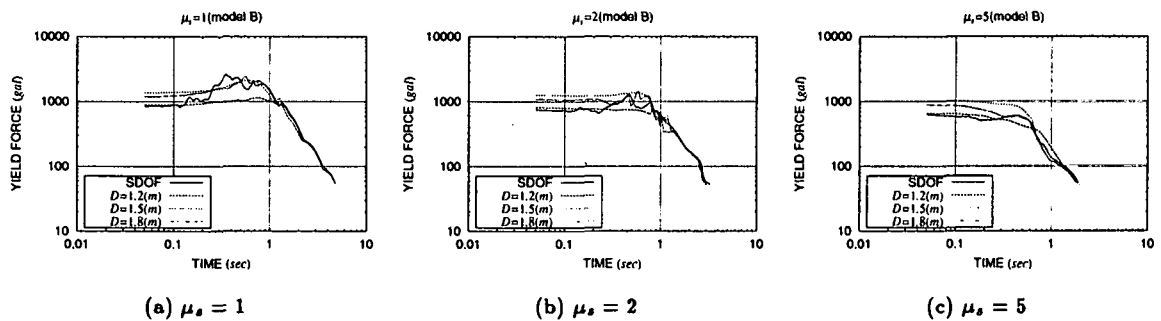


図-7 9 本杭モデルの必要強度スペクトル（地盤モデル B）

て得られる必要強度スペクトルは、同様な傾向を示している。このことから、上部構造の必要強度には、杭体の変形性能が大きく影響を及ぼすことが分かる。

## 5 結論

相互作用を考慮した必要強度スペクトルは、相互作用のばねによる免震効果、並びに塑性変形によるエネルギー吸収効果によって、基礎固定の場合と比較して、必要強度が低減できるものと考えられた。しかし、実際に有限要素法解析から求めた相互作用ばねを用いて求めた必要強度スペクトルでは、基礎固定のスペクトルを上回るような結果も得られた。これは、杭径の大きい基礎は剛な基礎となるため免震効果が期待できないので、基礎の運動を考慮したからといって、必ずしも上部工の必要強度を低減できない場合も生じることを示唆している。この点については、入力ケースを増やすとともに、さらに詳細な解析を行って、十分な検討を行う必要がある。また、相互作用を考慮した必要強度スペクトルでは、杭自体の剛性や降伏強度などにも大きく影響をうけることが分かったので、杭の非弾性挙動も考慮した検討をする必要があると考えてい

る。さらには、逸散減衰の影響についても検討することが不可欠である。

謝辞：本研究で、杭基礎-地盤系の有限要素法解析を行うにあたり、京都大学木村亮助教授に有益なコメントを頂きました。ここに記して厚く感謝の意を表します。

## 参考文献

- [1] 佐藤忠信, 土岐憲三, 吉澤睦博: 杭基礎-地盤系の動的相互作用解析における SR モデル構築, 構造物と地盤の動的相互作用における終局安全性の評価とその耐震設計への適用, 平成 3 年度科学研究費補助金 (総合研究 (A) 01302039) 研究成果報告書, pp.101-112, 1992.
- [2] 木村亮他: 3 次元弾塑性有限要素法による杭基礎構造物の耐震性能評価について, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.637-640, 1997.
- [3] 家村浩和, 五十嵐晃, 伊藤彰浩: 直下地震の必要強度スペクトルに関する考察, 第 1 回都市直下地震災害総合シンポジウム, pp.115-116, 1996.
- [4] 酒井久和, 澤田純男, 土岐憲三: 収束計算を行わない動的的非線形 FEM のための時間積分法, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp.137-147, 1995.
- [5] 土岐憲三, 清野純史, 石崎浩, 小野祐輔: 地盤と構造物の相互作用を考慮した必要強度スペクトル, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1861-1866, 1998.