

鋼製橋脚—基礎—地盤連成系の大地震時挙動

Seismic behavior of steel bridge piers considering soil-structure interaction

葛西 昭*・河村康文**・宇佐美 勉***

Akira Kasai, Yasufumi Kawamura and Tsutomu Usami

* 正会員 工修 名古屋大学 助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

** 学生会員 名古屋大学大学院工学研究科博士課程 (前期課程) (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

*** フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学 教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

The present study is aimed at grasping the seismic response of steel bridges by considering soil-structure interaction. For this purpose, by using comprehensive hysteresis model for steel bridge piers developed at Nagoya University, four analytical models for estimating the influences of soil-structure interaction are prepared. Still, the soil part is modeled using the plane strain elements, and the physical parameters are calculated by equivalent linearization method. As a result, in case of ground type II, the seismic responses of the steel bridge piers using the proposed model are larger those of analyses ignoring the effects of the soil, when the natural period of the steel bridge pier is close to the natural period of the soil which is calculated from the physical property by equivalent linearization method and the predominant period of earthquake motion.

Key Words : steel bridge pier, soil-structure interaction, equivalent linearization method, elastoplastic seismic response analysis

キーワード : 鋼製橋脚, 構造物と地盤の動的相互作用, 等価線形化手法, 弾塑性地震応答解析

1. 緒言

兵庫県南部地震以後, 土木構造物の耐震設計に関する見直しが急速に展開しつつある。鋼製橋脚に関しては, 文献1)に見られるように, 震度法設計から終局限界状態を考慮した耐震設計への移行を示唆する検討が行われてきている。この中では, 主に橋脚自身にターゲットを絞った形で検討が行われており, 実験的にも解析的にも詳細な検討から, 設計法を提案している。しかし, 終局状態を考える上では, 橋脚自身の性能もさることながら, 橋脚—基礎—地盤からなる全体系において, 耐震性能を評価すべきであることは疑いない。

橋脚の地震時挙動を把握する上で, 橋脚—基礎—地盤全体系を考慮した解析的研究は, 以前より盛んに行われている。例えば, 竹宮ら²⁾は, 直接時間積分境界要素法を適用した解析方法から, 地盤の非線形性を考慮した検討を行っており, また, 若井ら³⁾は, 土の非排水繰り返し載荷モデルを利用して連続ラーメン高架橋の地震時挙動を予測している。これらの検討は, 主に地盤の非線形性に着目している。さらに, 矢部ら^{4),5)}は, コンクリート橋脚と杭基礎の降伏耐力比に着目し, 主に設計に即した検討を行っている。また, 孫ら^{6),7)}

は, 修正 Penzien⁸⁾ モデルを用いるなどの全体解析を通して, コンクリート製橋脚の地震時挙動を求めている。後者の2つの検討は, 地盤の評価を地盤ばねを通して行っている。これらの研究では, 主にコンクリート製橋脚に着目したものがほとんどであり, 鋼製橋脚に関しては研究例が少なく, 強地震時に至っては, 永田ら⁹⁾, 中島ら¹⁰⁾, 矢部ら¹¹⁾に見られる程度である。

そこで, 本研究では, ハイブリッド地震応答実験¹²⁾により精度の確認されている復元力モデル¹³⁾に, 地盤の効果を表現する解析モデルを付与し, 種々の検討から鋼製橋脚の地震時挙動に及ぼす構造物と地盤の動的相互作用の影響度について考察する。

解析を行うにあたって, 地盤部分については, 地盤が比較的小さいひずみ領域から非線形性を呈するのが一般的であることから, この非線形性を考慮するために等価線形化手法¹⁴⁾によって, 地盤の物性値を求めている点, 本研究で特筆すべき点である。

なお, 上記の鋼製橋脚, 地盤を一体化した解析を行う際には, 汎用構造解析ソフト TDAP III¹⁵⁾を用いて行う。使用するにあたって, 鋼製橋脚の復元力モデルをユーザ非線形モデルとして組み込みを行っている。

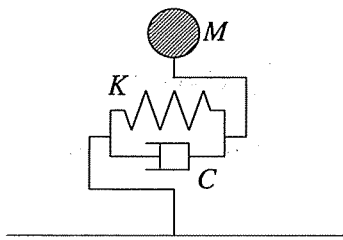


図-1 地盤固定モデル

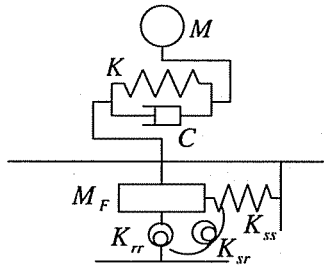


図-2 地盤ばねモデル

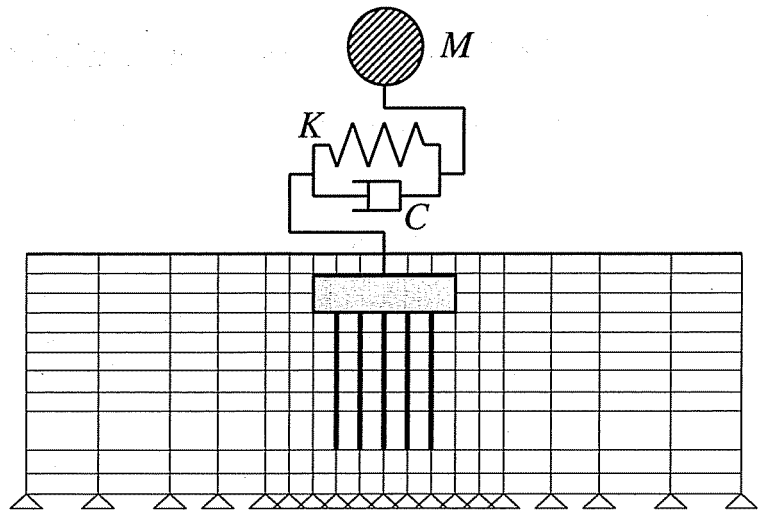


図-3 地盤メッシュモデル

2. 解析手法

2.1 概要

本研究では、基礎および地盤との連成効果を考慮することによる地震時挙動の違いを検討するために、4つの解析モデルを作成した。以下にこれらの概要を示す。

図-1に示されるモデルは、地盤を固定とした場合の解析モデルであり、鋼製橋脚を上部構造を含めた1自由度系の集中質量系に置換したモデルである。ここに、 M = 上部構造の質量、 K = 橋脚の剛性、 C = 減衰係数である。以下、このモデルを地盤固定モデルと呼ぶ。このモデルは、基礎および地盤との連成効果を考慮しない場合の解析モデルである。

図-2に示されるモデルは、橋脚は地盤固定モデルと同様とし、地盤の効果を地盤反力度等を考慮した動的な地盤ばねとして配置した3自由度系のモデルである。ここに、 M_F = フーチングの質量、 K_{ss} = 地盤の水平方向のばね定数、 K_{sr} = 地盤の水平方向と回転方向の連成ばね定数、 K_{rr} = 地盤の回転方向のばね定数である。以下、このモデルを地盤ばねモデルと呼ぶ。このモデルは、地盤の効果を容易に示すことによる簡便な解析モデルである。

図-3に示されるモデルは、橋脚は地盤固定モデルと同様とし、地盤に対して平面ひずみ要素を用いたモデルである。なお、このモデルに関しては、地盤を構成する要素が弾性的の場合と、非線形性を考慮した等価剛性および等価減衰定数をもつ場合の2つを準備した。前者を弾性地盤メッシュモデル、後者を等価線形地盤

メッシュモデルと呼ぶ。また、弾性地盤メッシュモデルは、主に地盤ばねモデルとの相関を見るために準備した。

2.2 橋脚のモデル化

上部構造を含めて鋼製橋脚を橋脚頂部に集中質量を有する1自由度系を想定する。集中質量 M は、道路橋示方書¹⁶⁾に準じて、上部構造の質量 M_U と橋脚躯体全質量の30%の値 M_P との和とする。補剛箱形断面を仮定し、初期剛性 K は曲げおよびせん断の影響を考慮して式(1)より求める。

$$K = \frac{1}{\left(\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{2GA_w} \right)} \quad (1)$$

ここに、 I = 橋脚断面の中立軸周りの断面2次モーメント、 E = 弾性係数、 G = せん断弾性係数、 h = 橋脚高さ、 A_w = 1枚のウェブ板の断面積である。なお、減衰係数 C については、後述する。

鋼製橋脚の復元力モデルは、名古屋大学で開発された2パラメータモデル¹³⁾を使用する。2パラメータモデルは、鋼製橋脚の繰り返し載荷による除荷域の剛性低下および強度劣化を考慮し、局部座屈および $P-\Delta$ 効果を表した鋼製橋脚の復元力モデルで、図-4に示されるような劣化域剛性を有するトリリニア型の骨格曲線で表される。なお、復元力モデルの詳細については文献¹³⁾を参照されたい。

対象とする鋼製橋脚の断面形状は、フランジ、ウェブともに3本の補剛材を配置した正方形補剛箱形断面で

表-1 鋼製橋脚の設定パラメータ

使用鋼種		SM490
弾性係数	E	206 GPa (2.1×10^7 tf/m ²)
ポアソン比	ν	0.30
降伏応力	σ_y	314 MPa (3.2×10^4 tf/m ²)
フランジ厚	t	20 (mm)
補剛材板厚	l_s	20 (mm)
断面形状		正方形補剛箱形断面
幅厚比パラメータ	R_f	0.35 ($b = 1360$ mm)
細長比パラメータ	$\bar{\lambda}$	0.05 刻みで, 0.20 から 0.50 まで, 0.60, 0.70
補剛材幅	b_s	132 (mm)
縦方向補剛材剛比	γ	γ^* の 3.0 倍以上 ($\gamma^* =$ 最適補剛材剛比)
フランジ板のアスペクト比	l_d/b	0.50 ($l_d =$ ダイアフラム間隔)

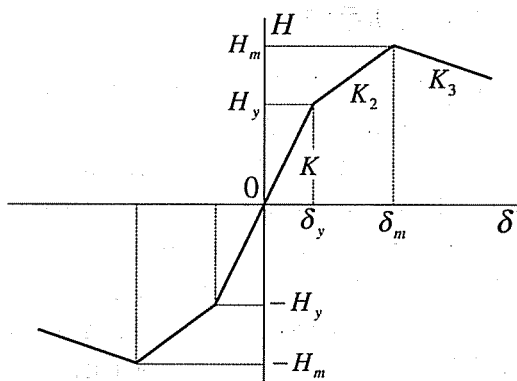


図-4 骨格曲線 (2パラメータモデル)

あり, 断面形状を決定する構造パラメータとして, フランジ板の幅厚比パラメータおよび橋脚の細長比パラメータを考える。これらは, 次式によって定義される。

$$R_f = \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

ここに, b = フランジ幅, t = フランジ厚, n = 補剛材で囲まれたサブパネル数 (= 4), σ_y = 降伏応力, ν = 鋼材のポアソン比, r = フランジに平行な主軸に対する橋脚の断面 2 次半径である。

数値解析を行う上で定めた各種パラメータを表-1 に示す。なお, 表-1 の値をもとに, 現行の道路橋示方書¹⁶⁾における震度法によって橋脚の設計を行い, 集中質量 M の値を決定する。パラメータの設定に関しては, 文献¹⁷⁾に示されるようなハイダクティリティ鋼製橋脚の設計思想に基づいている。ただし, 細長比パラメータに関しては, 橋脚の固有周期による影響を検討するために, その思想を満たさない領域が存在する。

復元力モデルで必要とする骨格曲線は, 初期剛性 K

の他に, 硬化域剛性 K_2 , 劣化域剛性 K_3 である。硬化域剛性 K_2 を求めるためには, 最大荷重 H_m およびそれに対応する変位 δ_m を求める必要がある。 H_m および δ_m は単調載荷実験から得られた値を用いるのが望ましいが, 文献¹⁾に従って, 提案式すなわち式 (4), (5) を利用する。

$$\frac{H_m}{H_y} = 0.101 (R_f \cdot \bar{\lambda})^{-1.0} + 0.880 \quad (4)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = 0.00759 (R_f \cdot \sqrt{\bar{\lambda}})^{-3.5} + 2.59 \quad (5)$$

また, 劣化域剛性 K_3 も同様に, 式 (6) を用いて算出する。

$$K_3 = -0.278 \left(10 - \frac{\gamma}{\gamma^*}\right) R_f^2 \left(0.1 + \frac{P}{P_y} \bar{\lambda}\right) \frac{H_{y0}}{\delta_{y0}} \quad (6)$$

ただし, $\gamma/\gamma^* \geq 3$ のときは $\gamma/\gamma^* = 3$ とおく。ここに, H_y = 橋脚の降伏水平荷重, δ_y = 橋脚の降伏水平変位, γ = 縦方向補剛材剛比, γ^* = 縦方向最適補剛材剛比, P = 軸圧縮力, P_y = 全断面降伏軸圧縮力, H_{y0} = 軸力が考慮されていないときの橋脚の降伏水平荷重, δ_{y0} = 軸力が考慮されていないときの橋脚の降伏水平変位である。

復元力モデルは, 橋脚頂部における水平荷重-水平変位関係を表すモデルである。一般に, 1 自由度系での解析では, 橋脚基部に曲げモーメントを伝達する必要はないが, 本研究で想定するようなフーチングを有するなどの場合には, 曲げモーメントを考慮する必要がある。従って, 橋脚頂部と橋脚基部の間を剛なはり要素で結ぶことにより, 頂部水平力から発生する曲げモーメントを伝達させる。解析上では, 断面積 A および弾性係数 E として鋼製橋脚の値を用い, 断面 2 次モーメント I を 1000 倍することにより, 剛体と見なした。

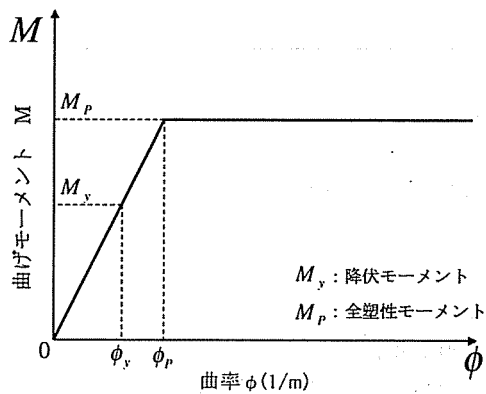


図-5 杭の骨格曲線

2.3 基礎のモデル化

本研究では、II種地盤を想定し、基礎形式として杭基礎を仮定する。以下にこれらの概要を示す。

杭基礎は、フーチングを剛体と見なし、杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造としてモデル化する。また、杭体の曲げモーメント-曲率関係は、道路橋示方書を参考に、鋼管杭である場合を想定し、図-5に示されるようなバイリニア型とする。本解析では、材質がSKK400 ($\sigma_y = 235\text{MPa}$)で、外径 $D = 800\text{mm}$ 、板厚 $t = 12\text{mm}$ の鋼管杭を使用した。従って、全塑性モーメント $M_p = 1.75(\text{MN}\cdot\text{m})$ 、全塑性モーメント時の曲率 $\phi_p = 3.69 \times 10^{-3}(1/\text{m})$ である。また、地盤メッシュモデルでは、2次元解析を行うため、断面積および断面2次モーメントを奥行き方向にある本数分だけ乗じて解析した。杭の配置等は文献18)を参考に定め、本数は19本、長さは12mとした。

2.4 地盤のモデル化

対象とする地盤は、文献18)に掲載のII種地盤用と与えられた物性値を用いる。主な物性値を表-2に示す。

地盤ばねモデルでは、地盤の効果を並進方向と回転方向およびその連成のばねによってモデル化を行った。地盤ばねモデルのばね定数は、道路橋示方書IV(下部構造編)、V(耐震設計編)に準じて算定する。なお、ばね定数は、 $K_{ss} = 3.42(\text{GN}/\text{m})$ 、 $K_{sr} = -3.65(\text{GN}/\text{rad})$ 、 $K_{rr} = 64.8(\text{GN}\cdot\text{m}/\text{rad})$ である¹⁸⁾。

地盤メッシュモデルでは、解析領域として、水平方向に $\pm 30(\text{m})$ 、鉛直方向に $20(\text{m})$ とし、奥行き方向に $20(\text{m})$ とした。また、地盤要素としては平面ひずみ要素を用いる。メッシュサイズは、基礎の周辺は約 $1(\text{m}) \times 1(\text{m})$ とし、側面および底面に広がるにつれてメッシュサイズを大きくした。側面および底面には、逸散

波を吸収し反射波の出現を抑える粘性境界を設け、半無限弾性地盤を模擬する。なお、総要素数は469、総節点数は433となった。

地盤メッシュモデルにおける解析は、地盤材料に対して弾性、等価線形の2種類を考慮して行う。地盤を弾性とする場合は、表-2により、せん断剛性、単位体積重量、ポアソン比を用いる。地盤を等価線形化する場合は、表-2のデータを用いて、文献19)に記載の方法により、せん断剛性-せん断ひずみ関係、および、減衰定数-せん断ひずみ関係を求め、これらの値から等価線形化手法¹⁴⁾により得られる等価剛性、等価減衰定数を用いる。詳細は後述する。

2.5 数値解析手法

数値解析は直接時間積分法によって行い、数値積分法としてNewmarkの β 法において $\beta = 0.25$ の平均加速度法を用いた。時間間隔 Δt は、地盤固定モデル： $\Delta t = 0.002(\text{sec})$ 、地盤ばねモデル： $\Delta t = 0.002(\text{sec})$ 、地盤メッシュモデル： $\Delta t = 0.001(\text{sec})$ とした。

減衰定数は、橋脚に対しては0.05、基礎に対して0.10、弾性地盤に対しては0.02とし、等価線形地盤では後述の等価減衰定数を使用する。なお、弾性地盤に対する減衰定数は、文献20)を参考にした。

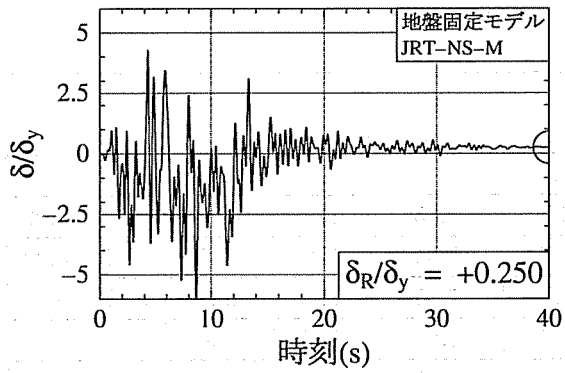
減衰定数 h から減衰係数 C を求める際には、地盤固定モデルでは式(7)によって求めることができる。

$$C = 2h\sqrt{KM} \quad (7)$$

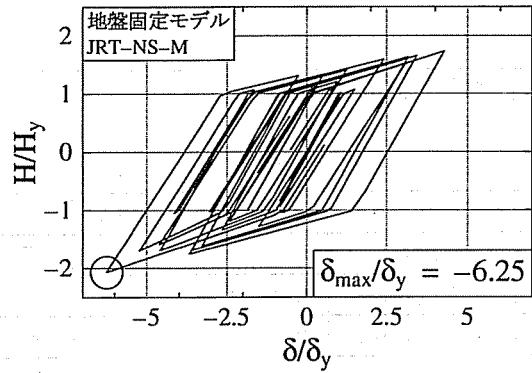
一方、地盤ばねモデルおよび地盤メッシュモデルは多自由度であるため、マトリクス表示をする必要がある。減衰マトリクスとしては、質量比例型、剛性比例型、レーリー型などがあるが、これらのマトリクスを作成するには、各次モードに対応した減衰定数、すなわちモード減衰定数を必要とする。本研究では、このモード減衰定数をひずみエネルギー比例型を仮定することで算定した。なお、モード減衰定数は式(8)で示される。

$$h = \frac{\sum_{i=1}^n h_i \cdot \frac{1}{2} \{s\phi_i\}^T [K_i] \{s\phi_i\}}{\frac{1}{2} \{s\phi\}^T [K] \{s\phi\}} \quad (8)$$

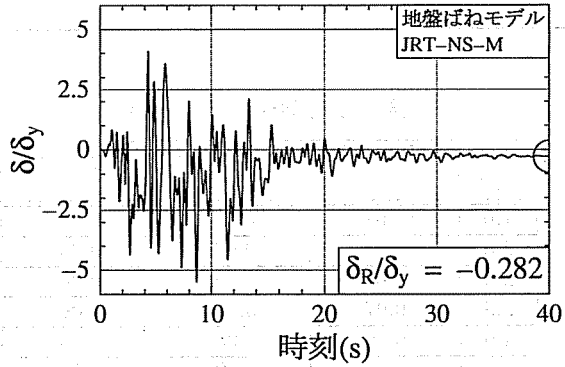
ここに、 $\{s\phi_i\}$ = s 次振動モードにおける要素 i でのモードベクトル、 h_i = 要素 i の減衰定数、 $[K_i]$ = 要素 i の剛性マトリクス、 $\{s\phi\}$ = s 次振動モードでの構造物全体のモードベクトル、 $[K]$ = 構造物全体の剛性マトリクスである。また、減衰マトリクスとしては、高次モードまで考慮するために、式(9)、(10)を使用し



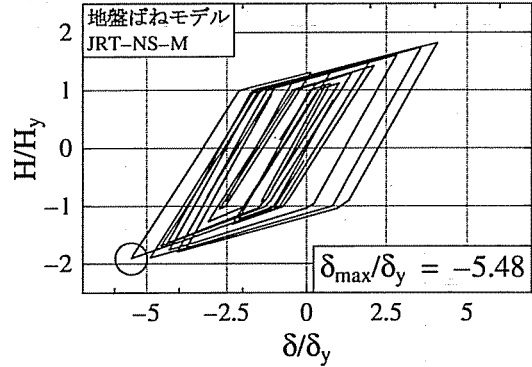
(a) 地盤固定モデル (応答時刻歴)



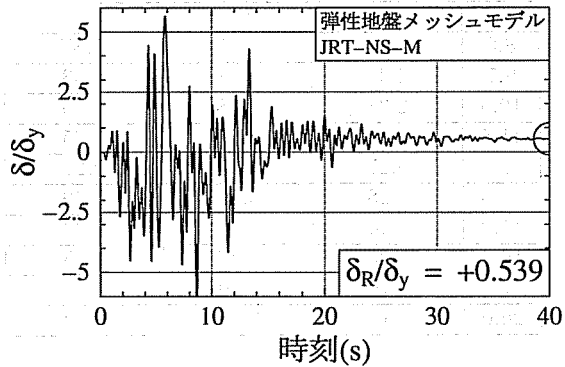
(b) 地盤固定モデル (復元カループ)



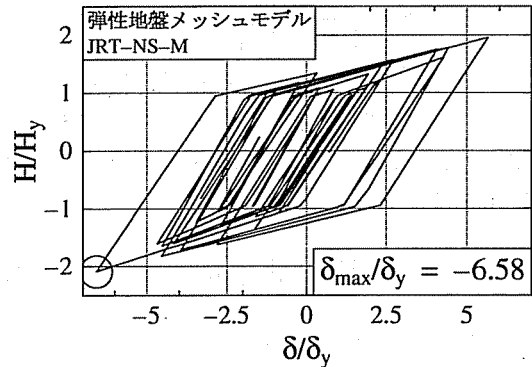
(c) 地盤ばねモデル (応答時刻歴)



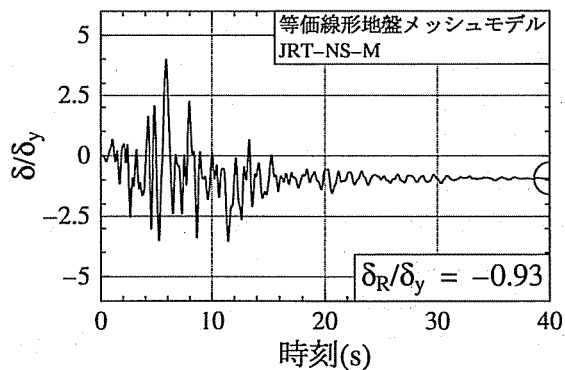
(d) 地盤ばねモデル (復元カループ)



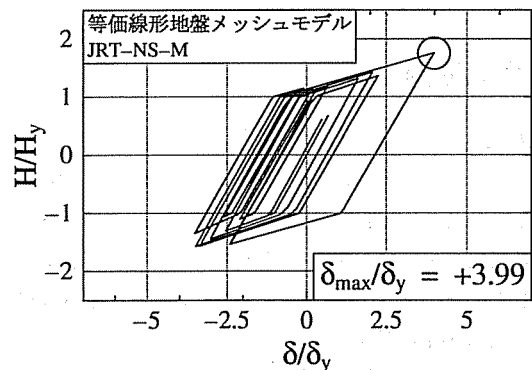
(e) 弾性地盤メッシュモデル (応答時刻歴)



(f) 弾性地盤メッシュモデル (復元カループ)

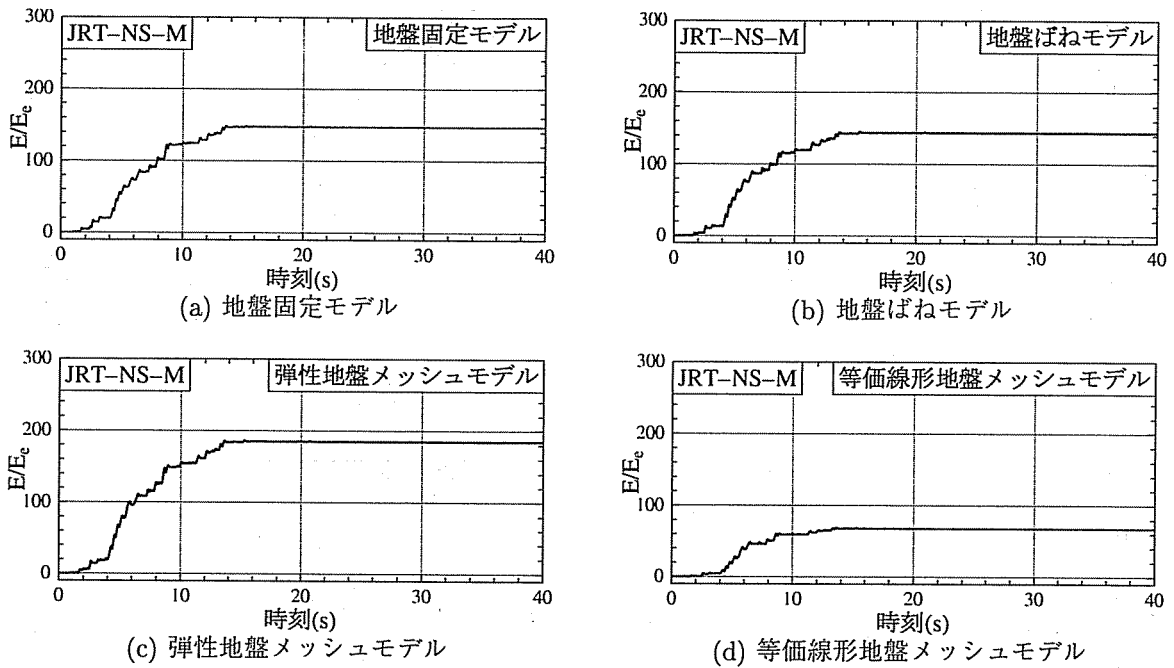


(g) 等価線形地盤メッシュモデル (応答時刻歴)



(h) 等価線形地盤メッシュモデル (復元カループ)

図-6 橋脚の水平変位時刻歴および水平荷重-水平変位関係 ($\bar{\lambda} = 0.20$)



図一 7 橋脚の履歴吸収エネルギー ($\bar{\lambda} = 0.20$ のとき)

4. 各モデルによる応答性状の違い

4.1 短周期橋脚 ($\bar{\lambda} = 0.20$) の場合

図一 6 は、幅厚比パラメータ $R_f=0.35$ 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.20$ 、入力地震動を JRT-NS-M とした解析結果について、変位応答時刻歴と水平荷重-水平変位関係を示したものである。(a), (c), (e), (g) は橋脚頂部の橋脚基部に対する相対的な水平変位の応答時刻歴を示し、(b), (d), (f), (h) は、橋脚頂部における水平荷重-水平変位関係を描いたものである。また、上から順に地盤固定モデル、地盤ばねモデル、弾性地盤メッシュモデル、等価線形地盤メッシュモデルによる解析結果を示す。なお、応答時刻歴については、縦軸を橋脚の降伏変位で、水平荷重-水平変位関係については、縦軸を橋脚の降伏荷重、横軸を橋脚の降伏変位で、それぞれ無次元化されている。また、図中の丸印は、応答時刻歴に関しては、残留変位 (δ_R/δ_y) を、復元ループに関しては、最大応答変位 (δ_{max}/δ_y) を示しており、図中には具体的な数値を示しておいた。

これらの図より、等価線形地盤メッシュモデルを除いて、目立った差異は確認できないことが分かる。若干、弾性地盤メッシュモデルの応答値が地盤固定モデル、地盤ばねモデルに比べて大きくなっている。これは、地盤の減衰定数を 2% としたためである。逆に等価線形地盤メッシュモデルでは、地盤の減衰定数も弾性に比べて大きいため、応答値がかなり小さくなっている。

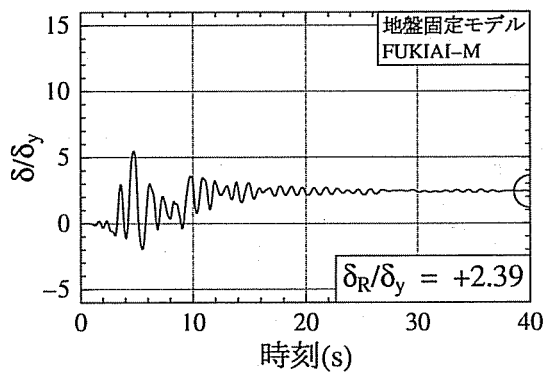
これらを履歴吸収エネルギーという観点から考察するために図一 7 を準備した。この図において、縦軸は

履歴吸収エネルギーを示し、横軸は時刻を示す。ただし、縦軸は橋脚の弾性吸収エネルギー $E_e = H_y \cdot \delta_y / 2$ で無次元化されている。この図から、明らかに等価線形地盤メッシュモデルにおける履歴吸収エネルギー量が小さいのが分かる。これは、地盤の減衰定数が等価線形地盤メッシュモデルにおいて最も大きい点、粘性境界による反射波の除去がされている点が理由として考えられる。

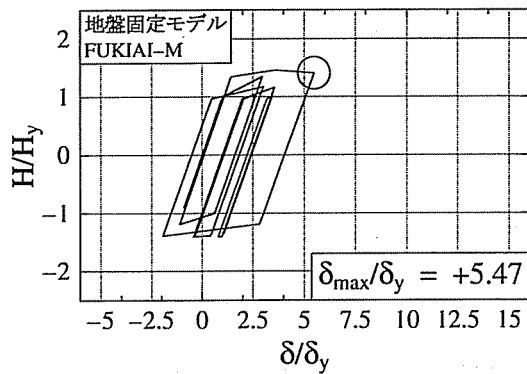
現段階では、地盤の減衰定数に代表される物性値に不確定性が大きいため、これら 4 モデルにおいて、どれを正解とするかは明確には決めることはできない。これは、大塚ら²²⁾も指摘しており、特に地盤ばねを利用する際の減衰定数の設定に適切な配慮をする必要があるとされている。そこで、現状では、上から徐々に実現象に近い挙動を示すモデルに近づいていると仮定すると、等価線形化された地盤による固有周期と橋脚の固有周期とが一致していない場合、橋脚部分については、地盤を考慮しないことを想定した検討結果は安全側を呈しているといえる。

4.2 長周期橋脚 ($\bar{\lambda} = 0.50$) の場合

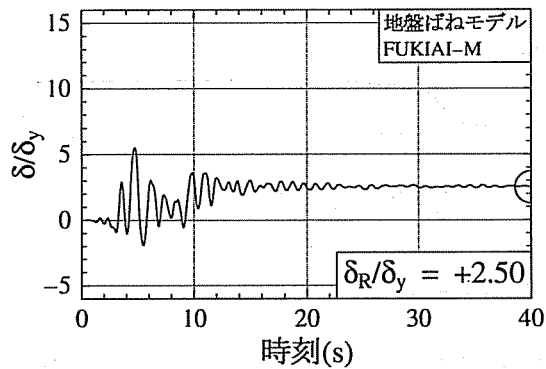
前節では、 $\bar{\lambda} = 0.20$ と、やや短周期である鋼製橋脚について検討した。ここでは、やや長周期となる鋼製橋脚を想定し、等価線形化された地盤の固有周期と橋脚の固有周期が一致する際の地震時挙動について検討する。



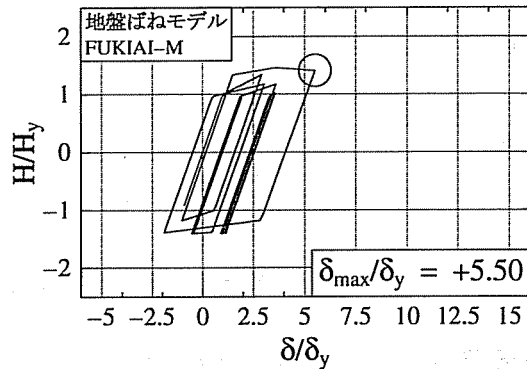
(a) 地盤固定モデル (応答時刻歴)



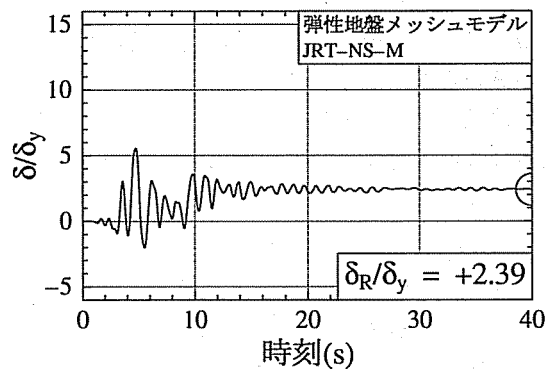
(b) 地盤固定モデル (復元カループ)



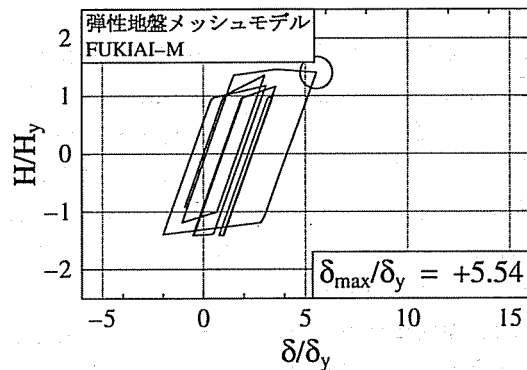
(c) 地盤ばねモデル (応答時刻歴)



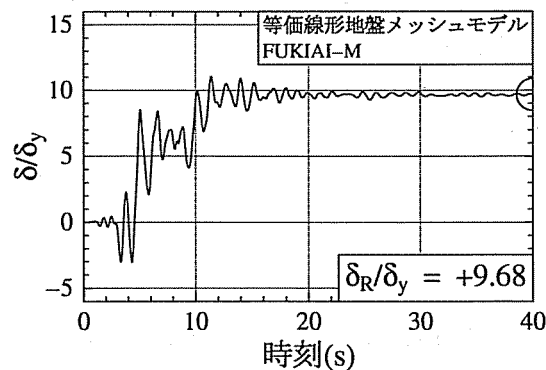
(d) 地盤ばねモデル (復元カループ)



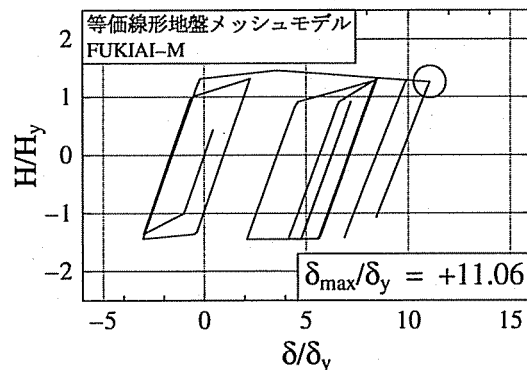
(e) 弾性地盤メッシュモデル (応答時刻歴)



(f) 弾性地盤メッシュモデル (復元カループ)



(g) 等価線形地盤メッシュモデル (応答時刻歴)



(h) 等価線形地盤メッシュモデル (復元カループ)

図-8 橋脚の水平変位時刻歴および水平荷重-水平変位関係 ($\bar{\lambda} = 0.50$)

表一 4 各次モードにおける固有周期および減衰定数

	地盤のみ							
	弾性地盤		等価線形地盤					
	周期 $T(\text{sec})$	減衰定数 h	周期 $T(\text{sec})$	減衰定数 h				
1次	0.424	0.020	1.150	0.253				
2次	0.387	0.020	1.090	0.259				
3次	0.387	0.020	1.090	0.259				
4次	0.270	0.020	0.469	0.187				
5次	0.203	0.020	0.441	0.204				
地盤+橋脚 ($\bar{\lambda} = 0.20$)								
	地盤固定		地盤ばね		弾性地盤		等価線形地盤	
	周期 $T(\text{sec})$	減衰定数 h	周期 $T(\text{sec})$	減衰定数 h	周期 $T(\text{sec})$	減衰定数 h	周期 $T(\text{sec})$	減衰定数 h
1次	0.418	0.050	0.471	0.061	0.463	0.037	1.086	0.259
2次			0.109	0.100	0.374	0.020	1.086	0.259
3次			0.108	0.000	0.374	0.020	0.940	0.184
4次					0.359	0.031	0.416	0.065
5次					0.225	0.020	0.406	0.181
地盤+橋脚 ($\bar{\lambda} = 0.50$)								
	地盤固定		地盤ばね		弾性地盤		等価線形地盤	
	周期 $T(\text{sec})$	減衰定数 h	周期 $T(\text{sec})$	減衰定数 h	周期 $T(\text{sec})$	減衰定数 h	周期 $T(\text{sec})$	減衰定数 h
1次	1.050	0.050	1.080	0.053	1.055	0.050	1.099	0.081
2次			0.109	0.100	0.390	0.019	1.086	0.259
3次			0.102	0.000	0.374	0.020	1.085	0.257
4次					0.373	0.020	0.867	0.158
5次					0.225	0.020	0.409	0.181

図一 8 は、幅厚比パラメータ $R_f=0.35$ ，細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.50$ ，入力地震動を FUKIAI-M とした解析結果についてまとめたものであり，図の並びおよび無次元化については図一 6 と同様である。

前節と同様，地盤固定モデル，地盤ばねモデルおよび弾性地盤メッシュモデルにおける橋脚頂部の水平変位時刻歴は，ほぼ同様の傾向を示しており，弾性地盤メッシュモデルが若干大きな応答を示している。これに対して，等価線形地盤メッシュモデルによる解析結果は，前節までの結果とは異なり，他のモデルに比べて大きな応答を示している。そこで，モード解析により，この理由について考察を加える。

表一 4 は，各解析モデルにおけるモード解析結果のうち，周期とモード減衰定数について示したものである。なお，参考のために地盤のみのモード解析を行った際の結果も載せており， $\bar{\lambda} = 0.20$ と $\bar{\lambda} = 0.50$ の場合について示した。

どちらの橋脚においても，第 1 次モードの固有周期は，1.09 秒程度である。ただし，モード減衰定数は， $\bar{\lambda} = 0.50$ の場合には，0.081 と小さい。これは，橋脚部の変形が卓越的なモードがでていていることを示している。 $\bar{\lambda} = 0.20$ の場合には，このような減衰定数の小さいモードは，第 4 次出現する。すなわち， $\bar{\lambda} = 0.20$ の場合の主要なモードは地盤の変形が卓越的なモードと考えられる。そこで，変形モードを図一 9 に示す。なお，図一 9 において，橋脚の変形量は，橋脚上部に存在するばねにおいて集約させているため，図中では橋脚頂部における水平にのびた線分が橋脚の変形量を表している。従って，例えば，図一 9(b)(g) では，地盤部分に比べて，橋脚が非常に大きく振動するモードであることを示している。モード図においても，橋脚の変形が卓越的となるモードが $\bar{\lambda} = 0.20$ のときは，第 4 次モードであり， $\bar{\lambda} = 0.50$ のときは，第 1 次モードであることが分かる。

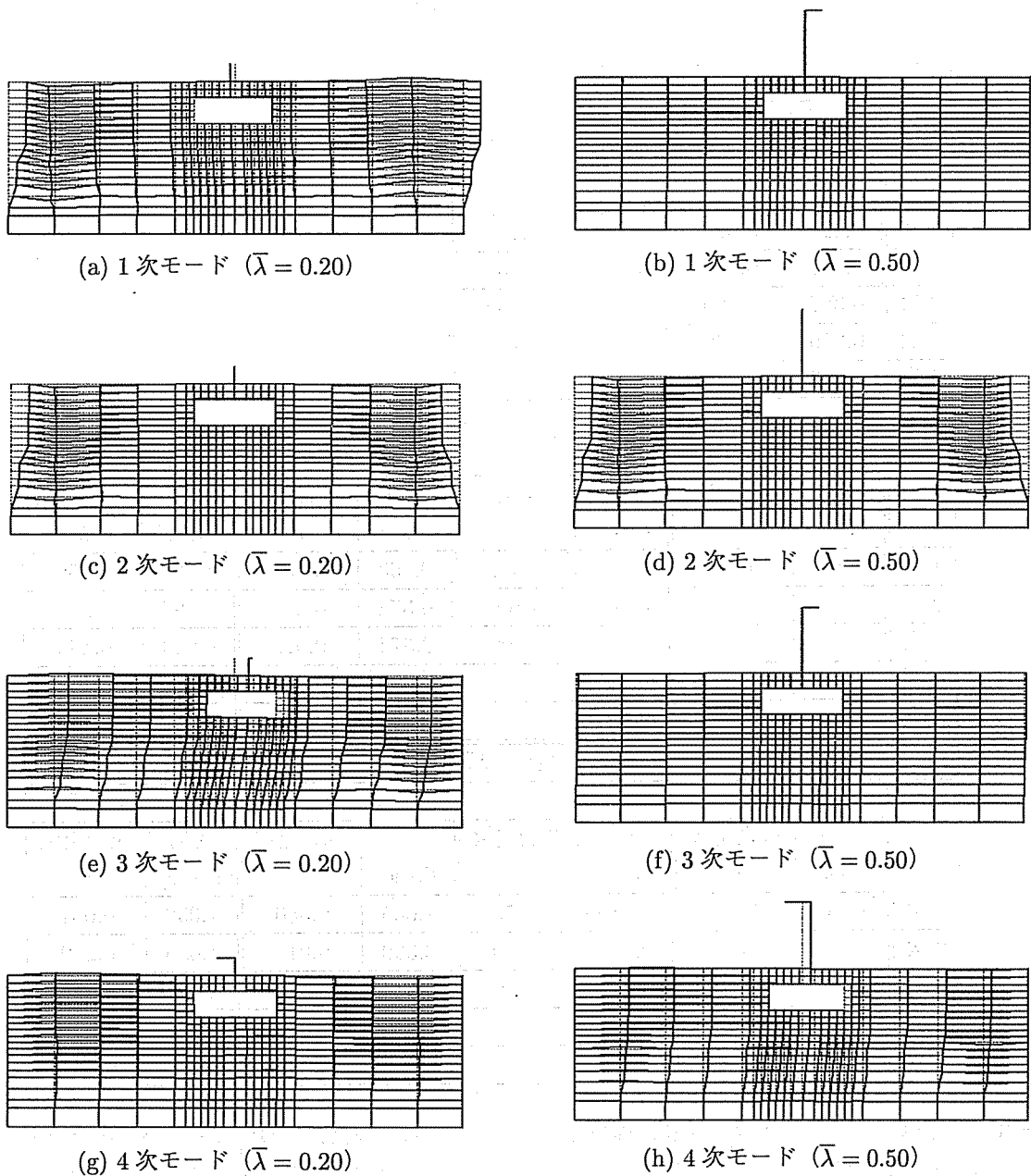


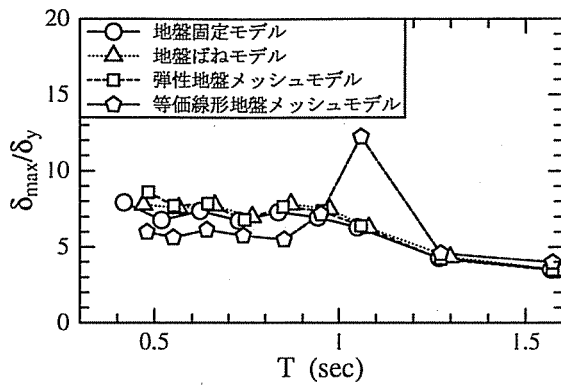
図-9 モード図

第1次モードが、橋脚の変形に集中しているため、地震動のエネルギーを橋脚が吸収すべき割合が高くなり、結果的に、応答値が他の3モデルよりも大きくなったと思われる。すなわち、橋脚の固有周期と等価線形化された地盤の固有周期が一致する場合には、共振現象のような効果により、橋脚の応答値が大きくなる。

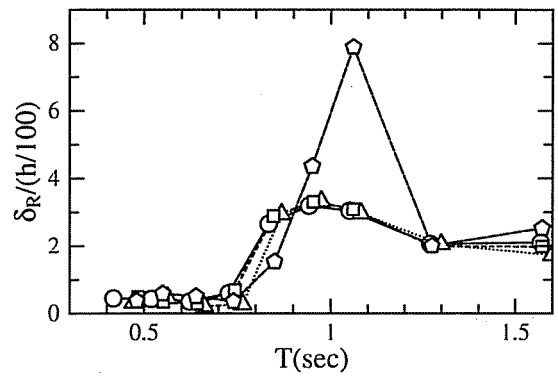
4.3 地震動3波による変位応答スペクトル

前節まででは、やや短周期側の橋脚と、やや長周期側の橋脚に対する応答についてとりまとめた。そこで、ここでは橋脚の細長比パラメータを種々に設定することで、橋脚の固有周期に変化を与え、変位応答スペクトルとしてまとめる。

図-10は、各地震動(FUKIAI-M, JRT-EW-M, JRT-NS-M)を入力した際の、橋脚の最大応答変位および残留応答変位をもとに、変位応答スペクトルを描いたものである。(a)は最大応答変位スペクトルを示し、縦軸は橋脚の最大応答変位を橋脚の降伏変位で無次元化し、横軸は系の固有周期としている。ただし、等価線形地盤メッシュモデルにおいては、系の固有周期として第1次モードを選択すると、前述の通り地盤の固有周期付近に密集するため、ここでは、弾性地盤メッシュモデルの第1次モードの周期を選んだ。また、(b)は残留変位スペクトルを示し、縦軸は橋脚の残留応答変位を橋脚の高さの100分の1で無次元化し、横軸は(a)と同様とした。なお、各モデルによる応答スペクトルは、地震動3波による結果の平均値を示している。こ



(a) 最大応答変位-固有周期



(b) 残留応答変位-固有周期

図-10 変位応答スペクトル (II種地盤)

これは、各地震動の際だった特徴を平均化して耐震性を判断するためであり、道示¹⁶⁾の記述に従っている。

図-10により、地盤固定モデル、地盤ばねモデル、弾性地盤メッシュモデルの3モデルは、ほぼ同じような値をとる。このことは、最大応答変位、残留応答変位の両方について言うことができる。すなわち、地盤を弾性として取り扱う範囲内であれば、地盤固定モデルによる応答値は、地盤との連成を考慮しても、大きな変化が無いことを示している。

一方、等価線形地盤メッシュモデルは、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が0.20~0.40 ($T=0.42s\sim 0.83s$)のとき、他の3モデルよりも最大応答変位が小さくなっている。残留変位に関しては、最大応答変位ほどの明確な差異は確認できないものの、小さくなっている。これは、前節までの考察の通り、橋脚の固有周期と等価線形化された地盤との固有周期が離れているためである。また、 $\bar{\lambda}$ が0.45~0.50 ($T=0.94s\sim 1.05s$)のときは、他の3モデルに比べて大きな応答を示している。特に、残留変位に関しては、非常に大きな応答を示している。このことに関しては、文献²³⁾でも述べているように、2パラメータモデルの履歴法則では、一旦、変位が最大荷重時の変位を越えると、その方向に変位が出やすくなり、反対側には変位が出にくくなるのが指摘されている。特に図-8(g)で見られるように、一方に変位が偏る傾向が見られるため、実橋脚では、この程度の応答を示すことはないと思われるが、前節での考察の通り、主要なモードは橋脚が大きく変形するモードであるため、その傾向は正しく評価されているといえる。

5. 結言

本研究では、鋼製橋脚-基礎-地盤の連成効果を調べるために、地盤固定モデル、地盤ばねモデル、弾性地盤メッシュモデル、等価線形地盤メッシュモデルの

4つのタイプの解析モデルを準備し、弾塑性地震応答解析を行うことにより、地震時挙動の違いを検討した。等価線形地盤メッシュモデルでは、等価線形化手法¹⁴⁾を用いて地盤の物性値を算定した。以下に、本研究で得られた結果をまとめる。

- ① 地盤固定モデル、地盤ばねモデルにおける橋脚の応答は、目立った差異は確認できない。
- ② 弾性地盤メッシュモデルでは、地盤固定モデルに比べて若干橋脚の応答値が大きくなった。これは地盤部の減衰定数が過小に評価されている可能性がある。
- ③ 地盤ばねモデルと弾性地盤メッシュモデルの応答値が近接していることより、地盤の特性値より算出させる地盤ばね定数はおおむね妥当であると判断できる。
- ④ 等価線形地盤メッシュモデルは、細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.50$ ($T=1.05s$)の場合を除き、地盤固定モデルよりも応答値が小さくなった。これは、橋脚と地盤の固有周期が一致せず、主要な振動モードが地盤部に集中していたためである。
- ⑤ 等価線形地盤メッシュモデルは、細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.50$ ($T=1.05s$)の場合、地盤固定モデルよりも応答値が大きくなる。この原因としては、橋脚の固有周期と地盤の固有周期が一致したことにより、主要な振動モードが橋脚部に集中し、また、地震動の卓越周期と合致したためである。

なお、本研究では、杭基礎の合理的な耐震設計にまでは到達していない。従って、杭基礎の種々のパラメータを設定することによる合理的な設計法を確立する上では、課題は多く残されている。また、解析法については、地盤は小さいひずみレベルから非線形性を持つため、非線形性を導入する意義は高いといえる。本研究では、地盤の非線形性を等価線形化手法を取り入れ

た形で行っているが、地盤の残留的な変形状態を考慮するためには、双曲線モデル (H-D モデル)²⁴⁾を導入するなどの非線形解析への移行は必至である。今後は、地盤にも非線形性を導入すること、そして、地盤の物性値の不確定性に対する対処の方法を考案することが、重要な課題となる。

参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究 WG (主査：宇佐美勉)：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996.7.
- 2) 竹宮宏和，祐保芳樹：直接時間領域 BEM による地盤と構造物の動的相互作用場の波動論的考察，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.237-245，1995.10.
- 3) 若井明彦，鶴飼恵三，松田哲夫：動的弾塑性 FEM による地盤-橋梁系の地震時挙動予測，第 2 回都市直下地震災害総合シンポジウム，pp.265-268，1997.
- 4) 矢部正明，川島一彦：降伏耐力比に着目した杭基礎の損傷度に関する検討，第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.47-54，1998.12.
- 5) 矢部正明，川島一彦：橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響，土木学会論文集，No.626/I-48，pp.51-68，1999.7.
- 6) 孫利民，林秀侃，幸左賢二，後藤洋三，大内一：非線形地震応答解析による RC 単柱橋脚の被災要因分析，土木学会，構造工学論文集，Vol.44A，pp.679-688，1998.3.
- 7) 孫利民，後藤洋三：杭基礎を有する RC 橋脚の非線形地震応答解析，土木学会，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.837-840，1999.7.
- 8) 河村壮一：埋立軟弱地盤に建つ杭支持構造物の地震動観測と解析，(その 7) Penzien 型モデルと集約型モデル，日本建築学会，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.415-416，1975.10.
- 9) 永田和寿，渡邊英一，杉浦邦征：基礎-構造物系の非線形動的相互作用に関する研究，土木学会，構造工学論文集，Vol.42A，pp.593-602，1996.3.
- 10) 中島章典，金丸和稔，土岐浩之：橋脚-基礎地盤系の地震時における減衰性状について，土木学会，構造工学論文集，Vol.45A，pp.763-770，1999.3.
- 11) 矢部正明，川島一彦：コンクリート充填鋼製橋脚における降伏耐力比と杭基礎の損傷度の関係，土木学会，構造工学論文集，Vol.45A，pp.771-782，1999.3.
- 12) 才塚邦宏，伊藤義人，木曾英滋，宇佐美勉：ハイブリッド地震応答実験手法に関する考察，土木学会論文集，No.507/I-30，pp.179-190，1995.1.
- 13) 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤努，才塚邦宏：鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No.549/I-37，pp.191-204，1996.10.
- 14) 杉戸真太，合田尚義，増田民夫：周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析に関する一考察，土木学会論文集，No.493/III-27，pp.49-58，1994.6.
- 15) (株)アーク情報システム：TDAP III 理論説明書 Ver.1.73，1997 年 1 月.
- 16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)，丸善，1996.12.
- 17) 宇佐美勉ら：ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.207-218，1998.4.
- 18) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3.
- 19) 建設省土木研究所・地震防災部振動研究室：地盤の地震時応答特性の数値解析 - SHAKE:DESRA -，土研資料第 1778 号，1982.2.
- 20) 林康裕，川瀬博：1995 年兵庫県南部地震における神戸市中央区の地震動評価，日本建築学会構造系論文集 第 481 号，pp.37-46，1996.3.
- 21) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B.: SHAKE a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC 72-12, University of California Berkeley, 1972.
- 22) 大塚久哲，高野道直，田島寛之，川野亮：道路橋橋脚の動的解析における基礎の減衰定数に関する考察，土木学会地震工学委員会，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.901-904，1999.7.
- 23) 金田一智章，宇佐美勉，Satish Kumar：Damage Index に基づく鋼製橋脚の復元力特性，土木学会，構造工学論文集，Vol.44A，pp.667-678，1998.3.
- 24) Kondner, R.L.: Hyperbolic Stress-strain Response; Cohesive Soils, Proc. of ASCE, SM1, pp.115-143, 1963.2.

(1999 年 9 月 17 日 受付)