

地盤との連成を考慮した 連続高架橋システムの大地震時挙動

葛西 昭¹・河村康文²・宇佐美 勉³

¹ 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)

² 正会員 工修 日本鋼管株式会社 (〒100-8202 東京都千代田区丸の内1-1-2)

³ 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)

本研究は、鋼製橋脚を橋梁システムとしてとらえた観点から、その応答性状を把握しようとしたものである。システムとしてとらえるためには、各橋脚間の相互作用、そして、地盤との相互作用を考慮すべきである。各相互作用を考慮した場合としない場合の解析結果から、それぞれの相互作用が及ぼす影響を解析的に検討した。結果として、応答変位、加速度分布を比較することにより、橋脚間で得られる加速度には周辺と比べて増幅効果があることを確認した。また、地盤のN値の違いによって、同一の地盤種においても橋脚の応答は異なり、不整形を仮定した各橋脚間でN値が異なる場合においては、N値の大きい橋脚の応答性状にシステムの応答は依存することが分かった。

Key Words : steel bridge pier, elasto-plastic seismic response analysis, soil-structure interaction

1. 緒言

鋼製橋脚を使用する際に、終局限界状態に対する耐震安全性および機能保持性が十分であるかを照査することは、今後の耐震設計を行う上で重要である。終局・機能保持耐震設計指針として提案された土木学会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WGの報告書¹⁾では、この点に注目した詳細な検討が行われている。また、文献2)では、橋梁システムの耐震性を評価する際の多くの知見について述べており、構造物をシステムとしてとらえる際の性能評価法の参考となっている。

地盤や基礎の影響を考慮する際には、その簡便性から一般的にSRモデルと呼ばれるモデルを使用する例が多い。例えば、文献3),4)では、SRモデルを用いて、非線形の応答スペクトルをまとめている。また、文献5)のような複数の地盤ばねによってモデル化し、解析を行うケースも見られる。それに対して、文献6)では、地盤部分を有限要素分割したFEMモデルとして、基礎の減衰定数に関する検討を行っている。著者らもSRモデルとFEMモデル、そして地盤特性を考慮しないモデルとの比較検討を行っている⁷⁾。

本研究は、橋梁システムの地震時挙動を把握する手段として有用な解析方法を検討するために行われたものである。鋼製橋脚を対象とし、杭基礎を有する橋脚を想定している。鋼製橋脚-杭基礎系については、文献7)で取り上げられており、種々の検討が行われている。ここでは、さらに橋脚が2本ある連続高架橋を対象とし、主に、周辺地盤の加速度分布性状を確認し、両橋脚の地盤性状が異なる場合の検討を行ったものである。

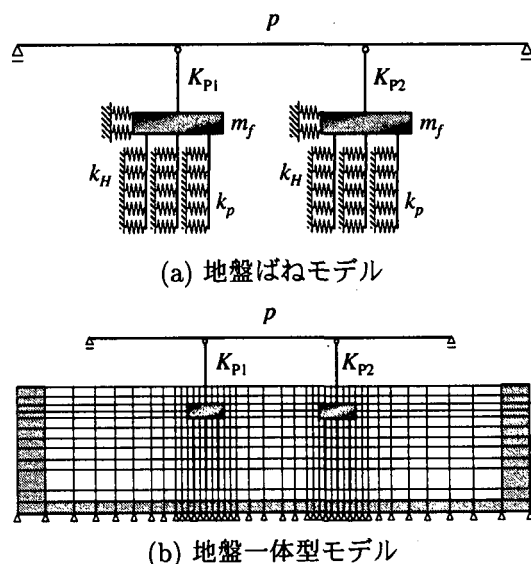


図-1 解析モデル

2. 解析手法

(1) 解析モデル

橋梁部分のみを対象とした解析モデルとして、2本の鋼製橋脚および上部構造から構成される3径間連続橋を考える。鋼製橋脚の鋼材はSM490、断面は正方形補剛箱形断面とし、構成則は名古屋大学で開発された修正2曲面モデル⁸⁾を用いる。橋脚と上部構造は鋼製支承で接続されているものと想定する。以下、この橋梁部分のみを取り上げた解析モデルを地盤固定モデルと呼ぶ。通常、このようなシステムとしてとらえた構造物の地震時挙動を求める際には、地盤との接点に基

表- 1 地盤データ (N 値=1)

層番号	1	2
地盤の種類	粘性土	砂質土
層厚 $H(\text{m})$	18.0	2.0
単位体積重量 $\gamma_s(\text{kN/m}^3)$	17.6	19.6
せん断波速度 $V_s(\text{m/s})$	100	400
せん断弾性係数 $G(\text{MN/m}^2)$	18.0	32.0
ポアソン比 ν	0.47	0.47
減衰定数 h	0.02	0.02
粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	29.4	0.0
せん断抵抗角 ϕ	0.0	30.0

礎や地盤の効果を集約した地盤ばねをつけるが、このモデルでは、そのような効果を全く無視し、地盤の効果を考慮した場合と比較するために行うものである。

図- 1(a) に示すモデルは、上部構造および橋脚は地盤固定モデルと同様であり、さらに地盤の効果を簡易に考慮したモデルである。道路橋示方書^{V9)}によれば、フーチング底面に基礎および地盤の効果を模擬した集約ばねを導入するモデルと杭周辺に地盤反力度等を考慮したいくつかの動的地盤ばねを導入するモデルが考えられる。本論文では、後者の方を採用した。以下、このモデルを地盤ばねモデルと呼ぶ。ここで、 p = 上部構造の単位長さあたりの重量、 K_{P1} , K_{P2} = 橋脚の剛性、 m_F = フーチングの質量、 k_p = 杭の剛性、 k_H = 地盤ばね定数である。基礎は杭基礎を仮定し、はり要素を用いる。また、フーチングは剛体として挙動するものとして剛体要素を用いた。地盤ばね定数に関しては、想定する地盤条件に対して、道路橋示方書 IV¹⁰⁾, V⁹⁾ に準拠するように算定し、地盤ばねは弾性ばねとした。

図- 1(b) に示すモデルは、地盤ばねモデルに対して、地盤ばね部分を有限要素分割によって模擬した地盤部分をもつ解析モデルである。このモデルを地盤一体型モデルと呼ぶことにする。地盤一体型モデルでは、地盤要素に平面ひずみ要素を用い、側面および底面には ABAQUS¹¹⁾ に準備されている無限要素で無限性を模擬した。地盤は、表- 1 に示す表層地盤と基礎の 2 層地盤を仮定し、表層地盤は N 値=1,5,10 を仮定して地盤物性値を算出し、材料非線形として Mohr-Coulomb 則を適用した。基礎は砂層とし、材料非線形性は考慮しなかった。また、本研究では、各橋脚直下の地盤の物性が異なった場合の応答性状を見るために、各橋脚が支持する地盤の N 値が 5,10 である不整形地盤も準備した。

(2) 数値解析方法

解析には、汎用構造解析用プログラム ABAQUS¹¹⁾ を用いた。直接時間積分法で線形加速度法を適用し、時

表- 2 最大応答変位 $\delta_{\max}/\delta_y$

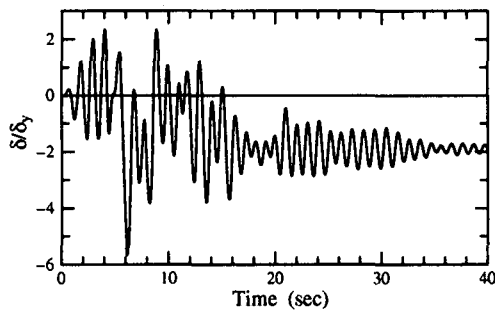
モデル	橋脚	地盤の N 値			
		1	5	10	5,10
地盤固定モデル	P1	5.66	7.41		
	P2	5.66	7.41		
地盤ばねモデル	P1	5.40	6.43	6.79	6.55
	P2	5.40	6.43	6.79	6.81
地盤一体型モデル	P1	3.07	2.61	3.38	3.41
	P2	3.10	2.65	3.40	3.20

間隔は初期時間増分を 0.001s とし、自動時間増分法により、収束性の向上に努めた。減衰定数は、橋脚部分に 0.05、基礎部分に 0.10 とした。入力地震動はレベル 2 タイプ II 地震動のうち、JRT-NS-M を用いた。その際に、モデル間で地震動の入力深度が異なるため、同一の地震動であっても、それぞれの基準面での入力地震動を必要とする。従って、本研究では、プログラム FDEL¹²⁾ を利用して、地表面における地震動から各モデルの入力地震動を推定した。

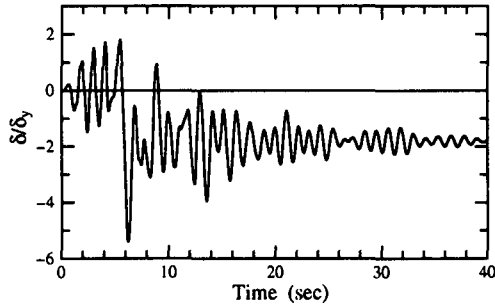
3. 解析結果

図- 2 は、地盤条件を N 値=1 とした場合における各モデルの地震応答解析結果をまとめたものである。(a)~(c) は橋脚の時刻歴応答を示している。両橋脚下において N 値が等しい場合には、左右の橋脚で応答に大きな変化は見られない。ここでは、左側橋脚の応答をまとめた。横軸は時間、縦軸は橋脚頂部の水平方向変位 δ を橋脚の降伏変位 δ_y で無次元化した。また、(d)~(f) は橋脚頂部における水平方向の復元力-変位関係であり、横軸は δ/δ_y 、縦軸は復元力 H を降伏荷重 H_y で無次元化した。さらに、N 値=5 および 10 の地盤における最大応答変位 $\delta_{\max}/\delta_y$ を表- 2 にまとめる。なお、地盤ばねモデルおよび地盤一体型モデルでは、橋脚の弾塑性状態を地盤固定モデルと比較するために、橋脚頂部変位から橋脚基部の剛体的な回転成分を除去している。

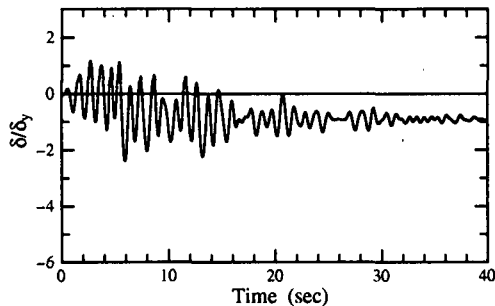
図- 2 より、まず、地盤固定モデルと地盤ばねモデルの比較を行う。図- 2(a),(b) より 6 秒付近においてどちらも最大応答変位を示しており、地盤ばねモデルの応答性状は、地盤固定モデルに比べて、若干小さくなっているが、その性状は非常に似通ったものであることが分かる。小さくなっている原因の 1 つは、橋脚基部における回転動の効果が上げられる。地盤固定モデルでは、橋脚基部に直接地震動を入力するため、基部回転の影響を考慮することができない。従って、基部回転による粘性的な減衰効果を考慮した地盤ばねモデルでは、応答値が若干減少する傾向にある。図- 2(c),(d) によれば、地盤固定モデルがより多くエネルギーを履



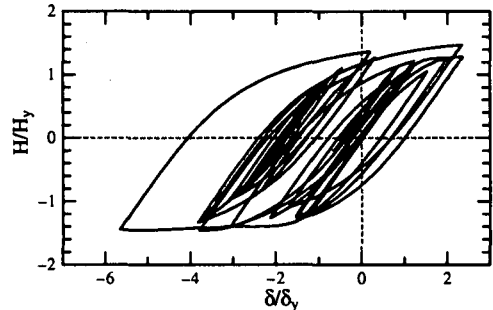
(a) 時刻歴 (地盤固定)



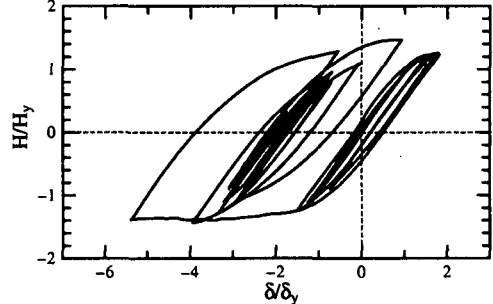
(b) 時刻歴 (地盤ばね)



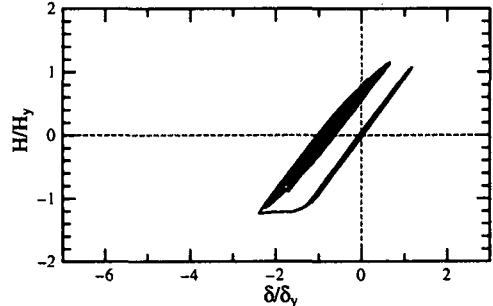
(c) 時刻歴 (地盤一体型)



(d) 変位-復元力 (地盤固定)



(e) 変位-復元力 (地盤ばね)



(f) 変位-復元力 (地盤一体型)

図-2 時刻歴応答および変位-復元力関係 (N 値=1)

歴吸収していることが分かる。この傾向は、表-2より、N 値が大きくなるにつれて顕著に現れる。本研究では、地盤ばね部分を線形としたため、地盤部分の履歴によるエネルギー吸収が考慮されていない。従って、これらを考慮することによって、さらに橋脚部分の応答は小さく評価される傾向にあると思われるが、地盤ばね等で比較的良好に知られている H-D モデルあるいは R-O モデルを導入した場合の応答については現在検討中であるので、今後の課題とし結果がまとまり次第報告させていただきたい。

一方、地盤一体型モデルにおける応答性状は、最大応答変位で比較すると、地盤固定モデルよりも小さくなる。これは、地盤を考慮することにより、各橋脚付近の地盤にかかる加速度が小さくなったためである。橋脚基部付近における最大加速度をまとめたものを、表-3に示す。地表面で仮定している入力地震動は $0.70g$ 程度であることを考えると、N 値=1 の地盤の場合には、30%程度加速度が低減している。低減しているのは、表層地盤に材料非線形性を考慮したことによる。本

表-3 最大加速度の比較

参照地点	最大加速度 A_{max}/g
	N 値=1
P1(左側) 橋脚基部付近	0.51
P2(右側) 橋脚基部付近	0.51
橋脚間中央部	1.19

研究で適用した Mohr-Coulumb 則で、せん断抵抗角のない場合は、完全弾塑性型の応力-ひずみ関係と等価であり、地盤材料が塑性域に達した後は、硬化することなくひずみが進展するため、地盤の変形が急激に進むことになる。構造物-地盤の動的相互作用により、構造物の振動が地盤の振動を励起するため、自由地盤時の変形に比べて、構造物がある場合の方が地盤自身の変形も大きくなる。その結果、地盤内を伝播する地震動は、減衰を受け、橋脚基部付近での加速度の減少につながる。なお、参考のために橋脚が最大応答を示す時刻 (6 秒付近) の変形状態を図-3 に示す。

次に、N 値=5, 10 の不整形地盤を仮定した場合につ

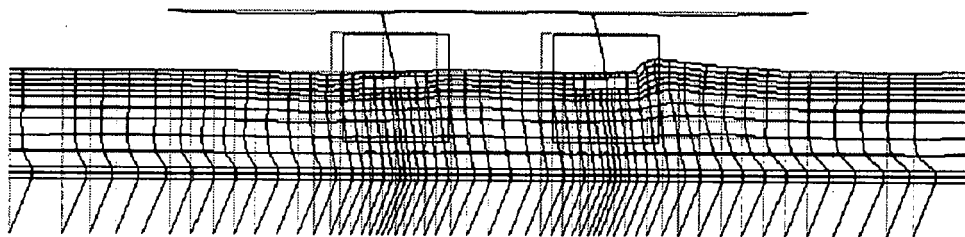


図-3 橋脚の最大応答時における変形状態 (N 値=1)

いて述べる。まず、それぞれ両橋脚直下とも、N 値が 5 の場合と 10 の場合についての応答を求めておくと、表-2 のようになる。N 値が大きくなるにつれて、橋脚の応答変位が大きくなっており、また、各モデル間の相違も同様な傾向を有している。すなわち、地盤一体型モデルにおける推定応答値が最も小さく評価される。これに対して、P1(左側) 橋脚の直下を N 値=5、P2(右側) 橋脚の直下を N 値=10 とした場合、橋脚の最大応答変位は両橋脚直下とも N 値=10 とした場合に非常に近い結果を示している。

4. 結言

本研究は、多径間連続橋の地震時挙動を見る際に、地盤および基礎の効果を考慮することによる影響を調べるため、地盤固定モデル、地盤ばねモデル、地盤一体型モデルを用いて検討したものである。以下に結果をまとめる。

1. 地盤の効果を考慮することにより、橋脚基礎の回転を考慮しない地盤固定モデルでは、橋脚の応答を若干過大に評価している。さらに、地盤に非線形性を導入すると、その効果はより大きくなる。これは、地盤の変形が大きいため、橋脚基部に入力される加速度が小さくなるためである。
2. 各橋脚を支持する地盤の N 値が異なる不整形地盤の場合、橋脚の応答は比較的堅い地盤の応答に依存し、それによる慣性力および基盤より伝わる地震力の相互作用により、応答変位が大きくなる。

橋梁システム全体として、地震時挙動を推定した場合、本論文のような橋脚の要求性能（ここでは、最大応答変位）の推定値は、地盤部分の取り扱いの方法によって異なってくる。本論文では、特に地盤部分の非線形性として Mohr-Coulomb 則を適用したが、構成則の違いによってさらに橋脚の応答値は変化することが予想できる。本研究は、構成則の違いによる影響および橋梁部分の固有周期に関するパラメトリックスタディ

を必要とする。

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と耐震設計のための新技術，1996.7.
- [2] 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会：橋梁システムの動的解析と耐震性，2000.4.
- [3] 山下典彦，原田隆典：基礎-地盤-構造物系の非線形動的相互作用を考慮した応答スペクトルに関する研究，土木学会構造工学論文集，Vol.47A，pp.591-598，2001.3.
- [4] 木村至伸，河野健二：非線形性を有する地盤-構造物系の地震応答解析に関する基礎的研究，土木学会構造工学論文集，Vol.47A，pp.599-606，2001.3.
- [5] 福山則行，荒巻博志，中野聡：2 次元骨組み解析による杭基礎の連成解析と地震時保有耐力法の比較，第 3 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.27-32，1999.12.
- [6] 大塚久哲，高野道直，小山保郎，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，土木学会構造工学論文集，Vol.46A，pp.729-736，2000.3.
- [7] 葛西昭，河村康文，宇佐美勉：鋼製橋脚-基礎-地盤連成系の大地震時挙動，土木学会構造工学論文集，Vol.46A，pp.745-756，2000.3.
- [8] 坂野茂，宇佐美勉，水野英二：修正二曲面モデルによる板要素の繰返し圧縮・引張弾塑性有限変位解析，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.1-15，1995.
- [9] 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.
- [10] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編)，丸善，1990.2.
- [11] Habbitt, Karlsson & Sorensen, Inc : ABAQUS User's Manual, version 5.8, Vol.2, 1999.
- [12] 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法に関する一考察，土木学会論文集，No.493/III-27，pp.49-58，1994.

(2001.5.25 受付)