

論文 基盤・表層地盤・構造物を全体システムとして考慮した 単一橋脚への地震入力の推定

石黒進也^{*1}・田邊忠顕^{*2}

要旨：阪神大震災において被害を受けた山陽新幹線武庫川橋梁の破壊に焦点を当て、本研究では、構造物に地盤も加えた全体システムの三次元振動解析を行い、単一橋脚へどの程度の地震入力が存在したのかを考察した。地盤と橋脚の連成効果を考慮するために地盤ばねを設けた解析モデルを用いた。また、地盤の地震応答プログラム SHAKE を用いることにより、武庫川橋梁の橋脚ケーソン位置における地盤振動を求め、それを入力波形とした。

キーワード：阪神大震災、武庫川橋梁、地盤ばね、地盤・構造物連成解析

1. はじめに

阪神大震災により多くの土木構造物が(コンクリート構造物も例外ではなく)被害を受けたが、震害の真の原因について今後とも検討を重ねる必要がある。本研究では、特に山陽新幹線武庫川橋梁を対象として解析を行い、一本の橋脚への地震入力をシステム全体、基盤・表層基礎地盤・構造物の解析から同定することを試みた。武庫川橋梁は、南北に流れる武庫川に対して 75° の斜角のある PC 桁を小判型橋脚で支える 11 連の橋梁である。橋脚の中程、水平打継目の約 30 cm 上に鉄筋段落とし部が設けられていたが、被害はその段落とし部において特に顕著であり、その部分に沿って鉄筋の座屈、かぶりコンクリートの剥離が生じていた[1]。

本研究においては、武庫川橋梁の 11 連のうち 2 連(スパン 42.55m) すなわち橋脚 3 本と桁 2 つを対象として 3 次元解析を行うことで全体システム挙動がある程度推測できるとした。この武庫川橋梁を質点系にモデル化し、地盤と構造物の連成効果も考慮するため地質構造を反映した地盤ばねも解析モデルに設けている。また、重複反射理論を用いて基盤振動から橋脚ケーソン位置における地盤振動を推定し、地盤ばねを介して解析モデルに入力した。そして、解析により震災時の橋脚への地震入力を明らかにすることを目的としている。

2. 解析方法

2.1 入力地震波

地震動的解析の際、入力する地震波は、解析対象構造物直下で得られた波形であることが最も望ましいといえる。しかしながら実際には多くの場合、地震計が設置されていないためそのような波形を得ることは不可能である。武庫川橋梁においても同様にその直下における地震波は得られていない。そこで本研究においては、基盤で得られた地震波がその上の軟らかい地盤を通過する際の増幅を計算して武庫川橋梁橋脚位置の地盤振動を推測することにした。基盤振動として武庫川橋梁から約 7.5km 東に位置する関西電力総合研究所において観測された深さ 97m の地震加速

^{*1} 名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (正会員)

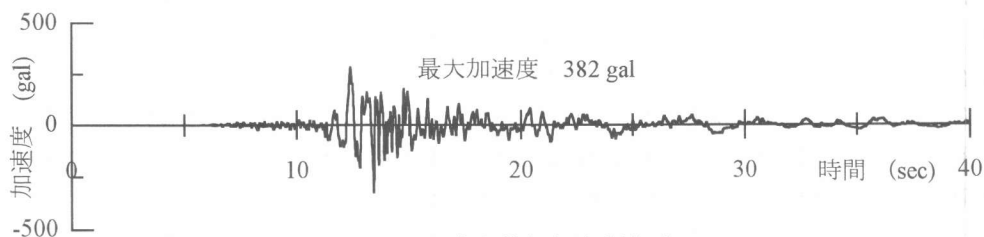
^{*2} 名古屋大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 工博 (正会員)

らによって開発された重複反射理論による地盤の地震応答プログラム)に入力し、地盤の非線形応答解析を行い、武庫川橋梁基礎地盤において解析モデルに入力する地震波形を求めた。それを、地盤ばねを介して地盤層に対応する深さの構造物基礎ケーソン部分の質点に入力した。それぞれの橋脚は、異なる基礎地盤を有するので、それぞれ異なった入力となされることになる。

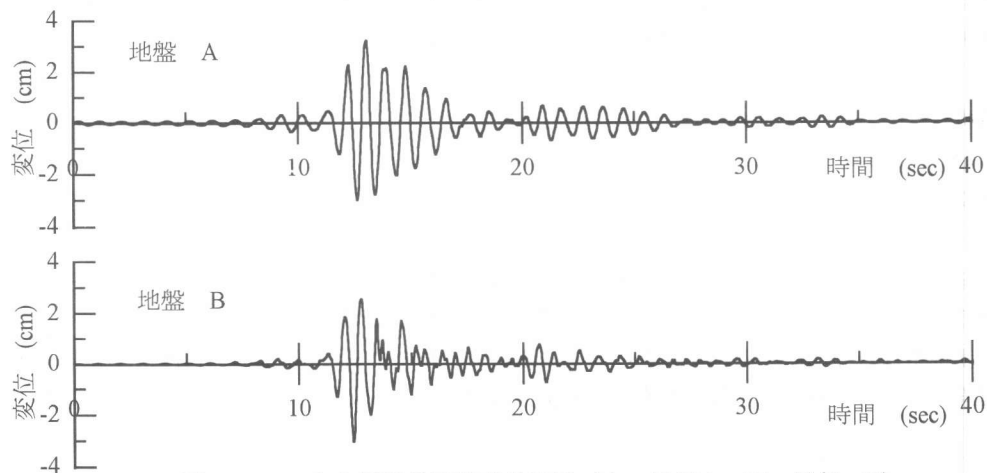
ここに、NS 方向の基盤振動として用いた加速度波形（図－１）と解析モデル最下部に入力する変位波形（図－２）に示す。今回は、基礎地盤を２種類と考えているので、橋脚ケーソンに入力する波形も同位置同一方向でも２種類異なった波形が得られる。また、用いた基盤振動の最大加速度と、「SHAKE」により計算された２種類の武庫川橋梁基礎地盤の地表の最大加速度を表－１に示す。図－１、図－２、表－１を見ると、地盤の性質に地盤応答加速度は非常に敏感であることがわかる。互いの距離がごく近くの武庫川橋梁の各橋脚の地盤表層における地震波形でさえ、最大加速度に２倍近い差が生じているものもある。このことは動的解析を行う際には、構造物ばかりではなく地盤の情報も非常に重要であることを示している。

表－１ 最大加速度(単位:gal、カッコ内は単位:G)

	N-S(南北方向)	E-W(東西方向)	U-D(上下方向)
基盤振動(G1-97.0m)	294(0.30)	320(0.33)	199(0.20)
武庫川橋梁地表(地盤 A)	388(0.40)	310(0.32)	196(0.20)
武庫川橋梁地表(地盤 B)	509(0.52)	590(0.60)	403(0.41)



図－１ NS方向基盤加速度波形



図－２ NS方向橋脚最下部変位波形（上：地盤 A 下：地盤 B）

2.2 地盤ばね

構造物の剛性と比較して地盤の剛性が相対的に小さい場合には、地盤の変形によって生ずる構造物基礎の移動の影響は、構造物の地震応答に大きな影響を及ぼす。こういった影響を考慮するため構造物と基礎地盤とをつなぐものとして地盤ばねを用いる。その算定に必要な橋梁基礎地盤のデータとして鉄道総合研究所のボーリングデータの柱状図を用いた。また、解析では橋脚が3本であるため地盤データも3種用意するべきであるが、橋脚3本のうち2本は似た基礎地盤構成と考え、2つの柱状図を基に地下30mまでの多層平行層モデルを作成した。2種の地盤モデルから、道路橋示方書[2][3]を参考にし地盤反力係数を求め、それに解析モデルのケーソン部にあたる質点が受け持つ部分の面積を掛けることで地盤ばね定数を求めた。そのばね定数を持った地盤ばねが本解析の2連モデルの橋脚ケーソン質点に結ばれることとなる。

2.3 解析モデル

地盤振動はNS(南北方向)、EW(東西方向)、そしてUD(上下方向)の3方向の成分で与えられる。そのため対象とする橋梁区間を3自由度(橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向)を持つ質点系にモデル化し、地盤振動の各成分を考慮することとした。なお、簡単のためX、Y、Z軸はそれぞれEW、NS、UD方向に等しいとした。次に、先に述べた地盤ばねを、地震波を入力するケーソン部分質点には2つの水平方向(橋軸方向、橋軸直角方向)に、ケーソン最下部質点にはさらに鉛直方向に設けることとした。そうすることで地盤と構造物の連成を考慮している。

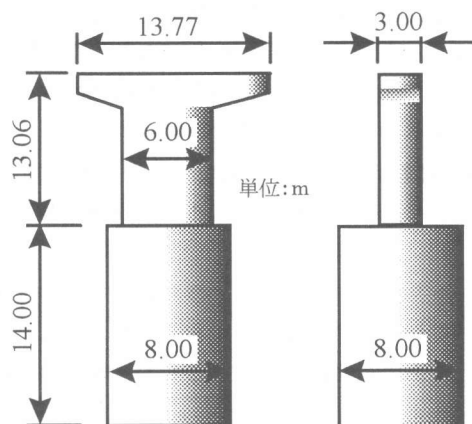


図-3 橋脚寸法 (左:正面図、右:側面図)

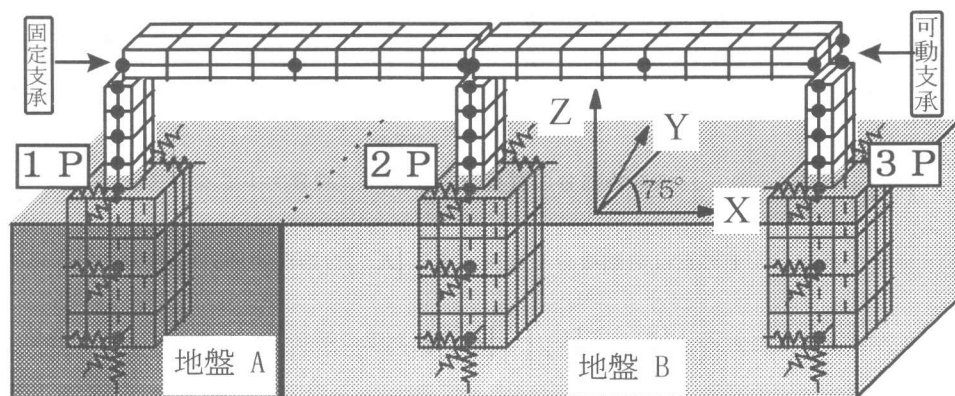


図-4 解析モデル(2連モデル)概念図

2.4 構造物応答解析

2.4.1 剛性マトリクス

構造物質点系の剛性マトリクスは3次元有限要素解析プログラムを用いて求める。具体的には以下のとおりである。まず、橋脚部分と橋桁部分をそれぞれ別に3次元メッシュ分割する。次に、今回のモデルの各質点に対応する3次元メッシュ内における各節点、すなわち図-4における黒丸に注目し、その中の1つの節点に強制単位変位を与える。この時、その他の各質点に対応する各節点は拘束しておく。3次元有限要素解析の結果、この拘束節点に発生する反力が求められる。この操作を繰り返し反力を合成することで橋脚、橋桁部分のそれぞれの剛性マトリクスを求めた。そして、それらの剛性マトリクスを合成し構造物部分の剛性マトリクスとした。なお、橋桁と橋脚は、各橋桁の図-4の左側が固定支承、右側が可動支承で接続されている。そこで剛性マトリクスを合成する際に、固定支承に対応する質点には他の部分の剛性に比して大きめの値(約1万倍)を、可動支承には小さめの値(約1万分の1)を仮定して与えた。また、地盤ばねが構造物に設けられているため、地盤ばねの剛性も、構造物部分の剛性に重ね合わせて解析モデルの剛性マトリクスとした。ここでは、橋脚断面の鉄筋比がとても小さいので、鉄筋を無視しコンクリートのみで剛性マトリクスを考えている。コンクリートのヤング率は20000MPaとした。

2.4.2 質量マトリクス、減衰マトリクス

質量マトリクスは、質点に構造物の質量を振り分けることによって決定し、対角マトリクスとした。

減衰マトリクスは、レーリー減衰、すなわち減衰マトリクスは質量マトリクスと剛性マトリクスのそれぞれに比例したものの和となる、を仮定し求めた[4]。また、本研究では減衰定数を、コンクリート構造物に対する値として一般的に言われている値0.05(=5%)を1次、2次ともに仮定した。

2.4.3 運動方程式

この質点系に対する運動方程式は以下のようである。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X} \\ \ddot{X}_0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X} \\ \dot{X}_0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X \\ X_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ f \end{Bmatrix} \quad (1)$$

ここで、 $[M]$ 、 $[C]$ はそれぞれ構造物部分の質量マトリクス、減衰マトリクスである。また、添字の0は地盤を意味し、上の点は時間微分を意味する。 $[K_{11}]$ は構造物部分の剛性マトリクスに地盤ばねの剛性を加えたもの、 $[K_{12}]$ 、 $[K_{21}]$ 、 $[K_{22}]$ は地盤の剛性マトリクスである。各値の求めかたは既を示したとおりである。

この運動方程式の $\{X_0\}$ にSHAKEにより求めた地盤変位波形を入力する。このとき $\{\ddot{X}_0\}$ 、 $\{\dot{X}_0\}$ はともに $\{0\}$ と置く。すると式(1)は

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K_{11}]\{X\} = -[K_{12}]\{X_0\} \quad (2)$$

となる。この式が実際の計算に用いる運動方程式で、地盤変位による外力が構造物に作用した形となっている。

この運動方程式を前に述べた質量マトリクス、減衰マトリクス、剛性マトリクス、そして入力地震波形を用い、解く。この際の数値積分には、無条件に安定することから多自由度系の地震応答解析には適した方法といわれる Newmark の β 法 ($\beta=1/4$ 、平均加速度法)を用いて計算を行った。

3. 解析結果

以上より得られた各質点の加速度・変位を見てゆくが、まずここでは、3本の橋脚のうち真ん中の実構造系にもっとも近い図-4の橋脚2Pに着目する。図-5に橋脚最下部、中位置、天端の橋軸(EW)方向加速度波形(5秒から30秒まで)を、また表-2に最大加速度を示す。まず、波形を見ると周期は似通っているが、橋梁上部へ向かうにつれなめらかな波形となる。また表-2から、最大加速度は、橋梁上部へ向かうにつれ単純に増幅せず、橋軸方向では天端で最大587galとなるが、橋軸直角方向では最下部で最大となり上部に向かい減少している。橋脚中位置質点は地表に近いので、表-1の地表(地盤B)と比較すると橋軸直角方向では2倍以上もの差がある。これから、必ずしも構造物への入力地震動は地盤のものと同じであるとは考え難い。

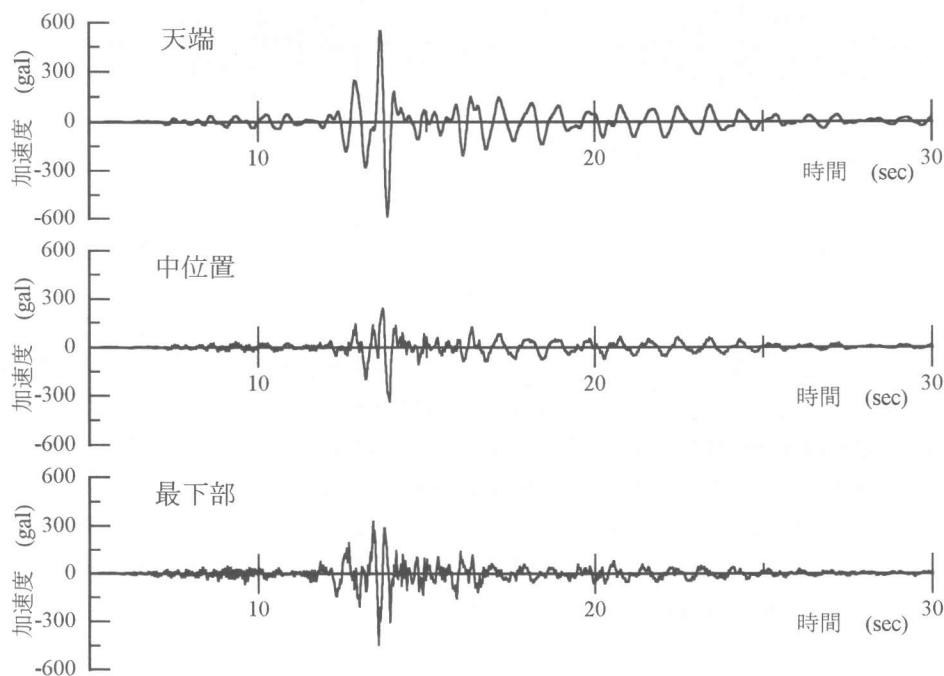
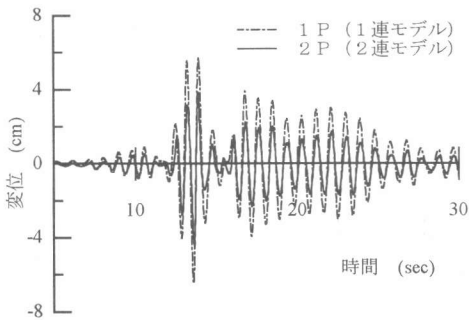


図-5 2P橋脚加速度波形

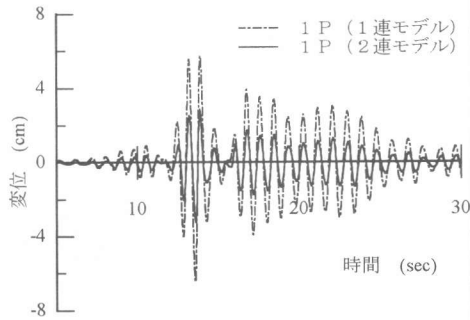
表－2 2 P 橋脚最大加速度と地表加速度 (単位: gal)

	橋軸方向 (EW)	橋軸直角方向 (NS)	鉛直方向 (UD)
2P 橋脚天端	587	128	164
2P 橋脚中位値	334	129	163
2P 橋脚最下部	444	215	163
地表加速度	509	590	403

図－6 は、以前我々が同様な方法で解析を行った橋梁 1 連モデル (1 P と 2 P から成るモデル) の固定支承橋脚天端と、本解析 2 連モデルの 2 P 天端の挙動を橋軸方向について変位を比較したものである。この比較は、耐震設計における耐震 UNIT (1 UNIT を橋梁一連とする) の震動と全体系から影響されるその耐震 UNIT の震動の比較ともいえる。橋軸直角方向は示してはいないが、橋軸方向とともに本研究の方が小さい振幅となったが、鉛直方向については多少大きくなっている。これより、構造物の水平動には、1 連の連なりが影響してくることがわかる。図－7 に 2 連モデルの 1 P 天端と、橋梁 1 連モデルの固定支承橋脚天端の橋軸方向変位を比較してある。本解析では、半分の最大変位となる。しかし、本解析モデルにおける 1 P、また 3 P は、本来もう片方に橋桁が架かるのでその影響をさらに検討する余地がある。



図－6 1 連モデルとの比較 (1)



図－7 1 連モデルとの比較 (2)

4 まとめ

山陽新幹線武庫川橋梁を対象として、基盤から橋脚基礎地盤の地盤振動を推定し、その地盤振動を橋梁 2 連モデルに入力することで、1 本の橋脚への地震入力を求めた。それにより、橋脚への入力地震波と基礎地盤地表振動とは、最大加速度によってではあるが差があることを判明した。2 連、橋脚 3 本によって橋梁全体の挙動を同定し、橋梁 1 連モデル、耐震設計に使われている耐震 UNIT との間に違いがあることがわかり、橋梁の UNIT の連なりは、全体挙動に影響を与えることも判明した。最後に、橋梁橋脚天端での最大加速度が 587gal となり大きな値を示した。これらの値は今後 1 本橋脚の破壊解析に使われることになる。

参考文献

- [1] 岡村 甫ほか: コンクリート橋脚の被害の特徴、土木学会誌、Vol. 80、No4、pp14-15、1995. 4
- [2] (社) 日本道路協会: 道路橋示方書 IV 下部構造編、1990. 2
- [3] (社) 日本道路協会: 道路橋示方書 V 耐震設計編、1990. 2
- [4] 柴田明德: 最新耐震構造解析、森北出版、pp69-71、pp97-106、1981