

地盤—構造物連成系を考慮した 隣接RC橋脚の相互作用に関する研究

孫 利民¹・藤野陽三²・菊池敏男¹・後藤洋三¹

¹正会員 工博 (株)大林組技術研究所 土木第五研究室 (〒204 東京都清瀬市下清戸4-640)

²フェロー Ph.D. 東京大学教授 工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113 東京都文京区本郷7-3-1)

隣接RC橋脚の立地条件、基礎形式、橋脚剛性と耐力、支承種類など諸要素の差異による橋脚間の相互作用は橋梁被害形態の重要影響要因と考えられる。本論文では、地盤—構造系モデルを用いてこの相互作用について静的及び動的的非線形解析により検討した。阪神・淡路大震災において被害があった3径間の連続桁高架橋を対象として用い、地盤バネ係数、橋脚耐力、支承被害状況など諸パラメータを工学的に合理的と思われる範囲内で変化して検討を行った。但し、検討方向は橋軸方向に限定した。検討例は立地条件が良い地盤であるため、地盤と上部構造物の相互作用による影響が少なかったが、隣接橋脚の変形性能の差異による影響、支承と橋脚の被害関連性については解析結果よりある程度説明出来た。

Key Words : RC Bridge, Foundation, Bearing, Damage Mechanism, Nonlinear Analysis

1. はじめに

橋梁は基礎、橋脚、桁の構造諸元及びこれらを連結する支承、桁連結装置等により構成された一つのシステムである¹⁾。この構造システムは地盤により支持される。地震時、橋梁システム内部の諸構造要素と連結要素及びそれを支持する地盤の特性（剛性、強度、減衰性能など）により構造系の被害形態が決められる²⁾。諸要素の特性と相互関係を分析することは橋梁構造物の被害メカニズムの解明、既存橋梁の耐震性検討及び新設橋梁の設計などに意義がある。

本研究では、阪神・淡路大震災に被災した3径間連続桁高架道路橋の橋軸方向の地震応答を注目し、地盤特性（地盤バネ係数）、橋脚耐力と剛性、支承の強度など諸要因と橋梁破壊形態との関連性に絞って考察した。

解析手法としては、静的非線形と動的非線形両方を用いた。静的解析は地盤バネ係数の影響、橋脚剛性及び耐力を検討する際に用いた。隣接橋脚間、橋脚と支承間の相互影響を検討する際には非線形動的解析手法を用いた。また、地盤特性についての考察は一次元重複反射理論による非線形解析（等価線形化法）手法を用いて行った³⁾。

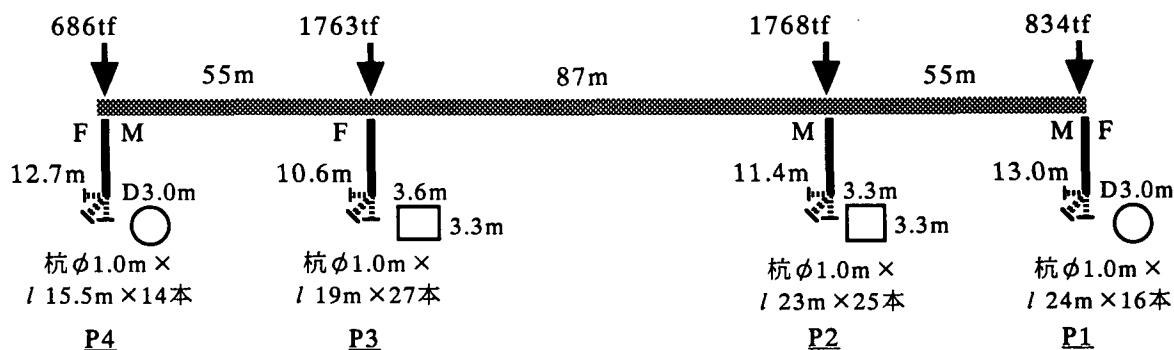


図-1 対象橋梁のモデル図

2. 橋のモデル化

図-1に示したモデル橋を対象とした。モデル橋は中央スパン87m、両側スパン55mの3径間連続桁高架道路橋で、橋脚はRC製である。両側橋脚P1、P4は円断面、中央の2本橋脚P2、P3は四角断面で、断面寸法及び高さは図-1に示す通りである。P3の支承は固定で、他の3橋脚は可動支承である。両側の橋脚（P1、P4）の外側の隣接スパンは固定支承による支持されている。各橋脚の基礎は杭基礎であり、杭径、杭長及び本数は図-1に明記されている。

ここで、橋軸方向の応答を注目し、対象橋梁を橋軸方向に面内2次元でモデル化した。橋桁は剛性が高く、震災被害も少ないため剛性梁でモデル化した。橋脚は多質点系でモデル化し、梁要素の材料特性に関しては曲げを武田トリリニア復元力モデルで、せん断を弾性でモデル化した（詳細は4節を参照）。地盤バネ（上下、水平、回転）係数はH2年版道路橋示方書の規定に従って計算したが⁴⁾、3節で検討した地盤の特性を考慮して、工学的に合理的範囲内にバネ値の幅を変動して上部工に対する影響を検討した。支承のモデルは基本的には固定の場合には弾性バネを、可動の場合にはバイリニアの弾塑性バネを用いた。破壊された後の支承の挙動は実に複雑であり、詳細については7節で検討した。

3. 地盤特性

対象橋脚付近の表層地盤柱状図及び一次元重複反射理論（SHAKE）による計算した地盤特性を図-2

に示す。基盤入力波は神戸ポートアイランドN22W成分を用いた。地盤各層の剛性、減衰の歪み依存性を図-3に示す。地中の最大歪みは0.3%達しており、強震を受けた地盤の収束剛性は初期値の約1/5に低下したことが示された。地表／基盤の伝達関数（図-4）によると地盤の増幅率は約1.6倍で、一次固有振動数は1.95Hz、即ち、固有周期は0.513Sec、II種地盤であることが分かる。地表加速度は最大値が741galに達し、応答スペクトルは図-5に示す。

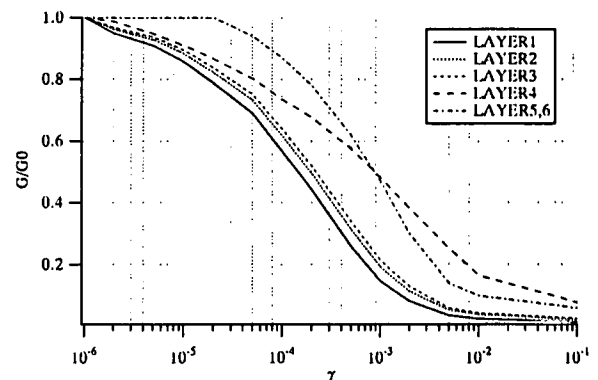


図-3 地層剛性の歪み依存性

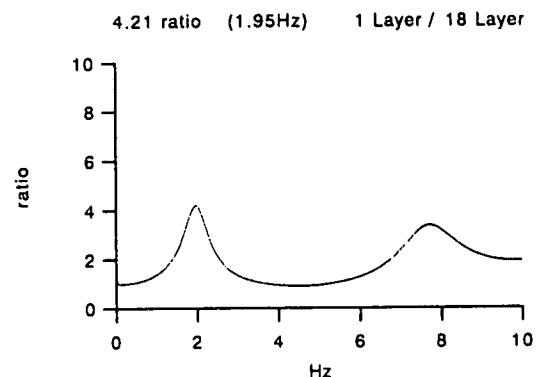


図-4 地表／基盤伝達関数

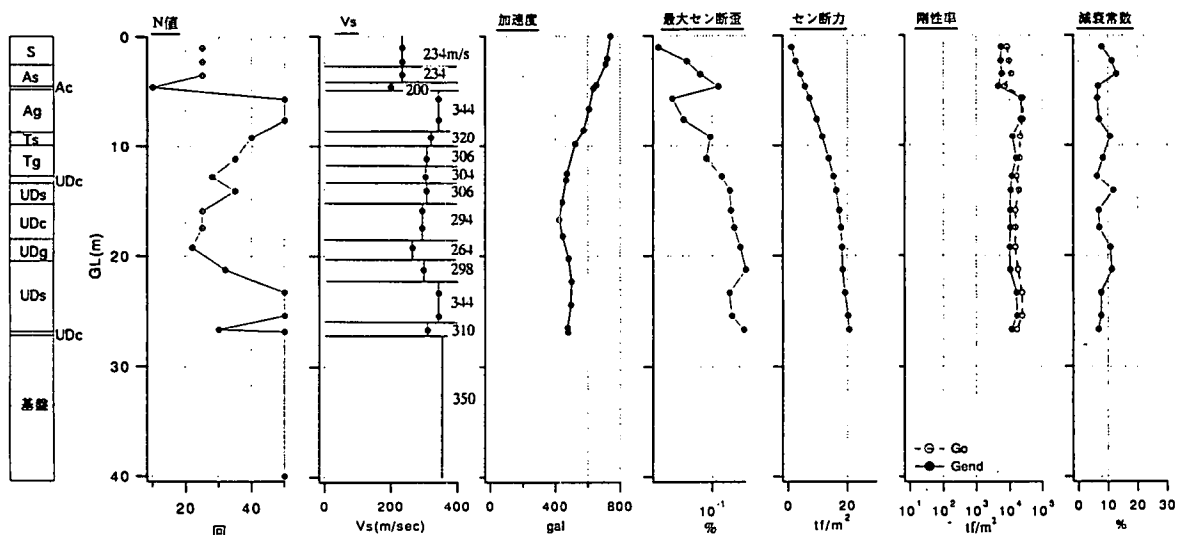


図-2 対象橋梁付近の地盤特性

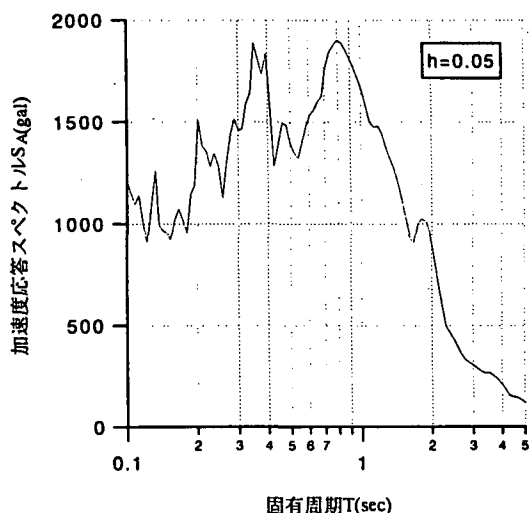


図-5 地表加速度の応答スペクトル

4. 橋脚のM～ ϕ 関係曲線

各橋脚の断面寸法と配筋から計算した曲げモーメント～曲率関係は図-6に示す。4本の橋脚とも主筋の段落としがなく、全橋脚断面に同じ計算値に基づいて設定した武田トリニアモデルを用いた。M～ ϕ 関係を計算する際、H2道示書のコンクリート、鉄筋材料特性曲線を用いた。

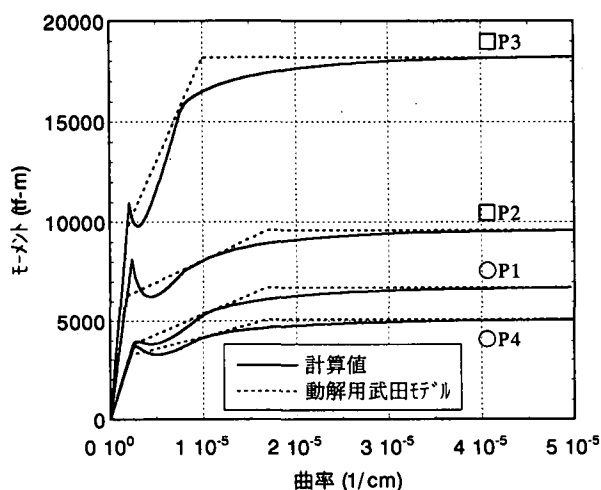


図-6 橋脚断面のM～ ϕ 関係

5. 橋脚のP～ Δ 関係曲線

各橋脚頂部に水平力を作用し、求めた水平力～変位（P～ Δ ）関係を図-7に示す。橋脚せん断特性が弾性であるため、頂部の水平変形は殆ど橋脚の曲げ変形によるものである。文献5)による各橋脚のせん断耐力も図-7に示されている。円柱（P1、P4）

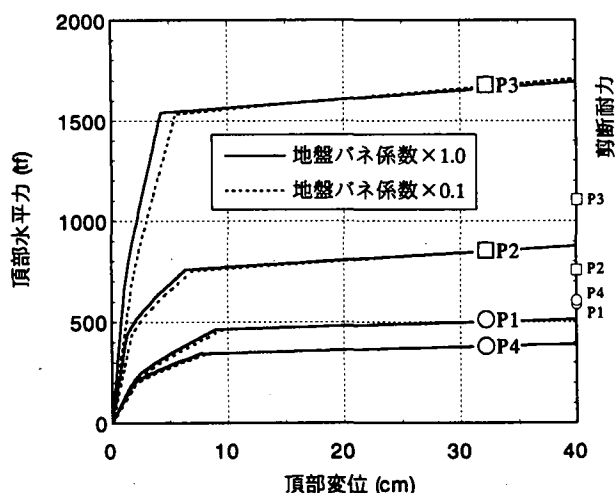


図-7 橋脚頂部のP～ Δ 関係

の場合は、曲げ耐力が低く（曲げ先行破壊）、角柱（P2、P3）の場合は、せん断耐力が低い（せん断先行破壊）ことが分かる。橋脚の初期剛性（弾性剛性）は $P3 > P2 > P4 = P1$ となっており、角柱のP2、P3に地震荷重が集中し易いシステムとなっているのが分かる。

6. 地盤バネ係数の影響

3節の検討から、阪神・淡路規模の地震を受けた場合、地盤剛性が初期値の約1/5に低減する可能性がある。また、杭基礎の杭頭にひび割れが発生する場合、地盤バネ係数が半減することがH2道示書の計算式から分かる。ここで、工学的な意味で、橋脚基部の水平地盤バネ係数を道示書計算値の1/10に低減してP～ Δ を計算した（図-7点線）。P～ Δ 曲線から、水平地盤バネ係数の低減により同レベルの水平力に対して頂部変位が増大したが、増加量が小さく、ここで検討したII種地盤の場合は影響が軽微であることがいえる。

7. 支承の被害形態及びモデル化

橋軸方向の支承の破壊は次の形態が考えられる。固定支承の破壊は作用力が設計耐力を超え、いわゆる、力により破壊される。一方、可動支承の破壊は応答変位が設計変位量を超え、いわゆる変位により破壊される。

支承破壊されたあとの挙動は複雑であり、単純な力学モデルで表現するのは極めて困難である。しか

し、工学的な判断から、破壊後の支承の挙動は下記の2つの極端の状態の間に存在すると推測出来る。即ち、状態1) 破壊後の支承が橋脚天端にある構造部材等に喰い込んで相対変位取れなくなり、固定になる；または、状態2) 破壊後スムーズに滑り、大まかにバイリニアの弾塑性モデルで表現できる。図-8は対象橋梁のP3固定支承とP2の可動支承の破壊状態を表現するものである。

表-1 動的解析結果

		P1	P2	P3	P4
脚せん断力 (tf)	ケース1	469.0	331.0	837.0	382.0
	ケース2	556.0	985.0	1970.0	446.0
脚頂部変位 (cm)	ケース1	14.2	0.8	1.6	19.8
	ケース2	40.0	40.0	40.0	40.0
脚基部曲率の 応答塑性率	ケース1	2.6	< 1.0	< 1.0	5.3
	ケース2	10.4	10.1	21.1	9.8

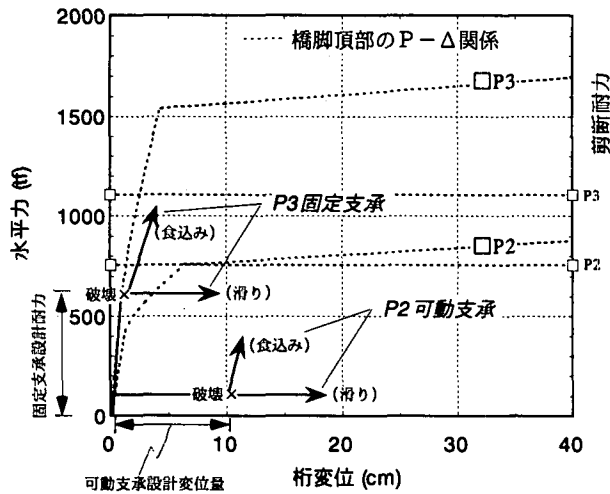


図-8 支承の破壊形態

8. 動的解析による支承、橋脚被害関連の考察

支承の破壊状態によって、下部橋脚に作用する水平力は変化する。ここで、支承、橋脚被害の関連性について動的解析により考察した。入力地震波はH8年道示書耐震編⁶⁾のII種地盤タイプ2修正茸合波を用いた。動的解析は2つの極端なケースを行った。ケース1：可動支承は破壊しない（設計移動量が十分、動的摩擦係数0.05）⁷⁾；固定支承が設計耐力（震動0.2、安全率1.7）で破壊され、その後スムーズに滑ると仮定する。従って、両方ともバイリニア弾塑性モデルで表現できる（7節の状態1）に近い）；ケース2：全ての支承を固定とし、しかも破壊しない（耐力が十分）と仮定する（7節の状態2）に近い）。両ケースの最大応答値結果を表-1に示す。ケース2（支承固定）と比べると、ケース1（支承滑り）の場合が橋脚せん断力、頂部変位、基部曲率塑性率が小さくなり、即ち、橋脚の被害が低減される傾向になると分かる。

9. まとめ

・本研究で検討したII種地盤の場合、地盤バネ係数による上部工への影響が軽微であると思われる。

・隣接橋脚の剛性の違いが大きい場合には、水平地震力が剛性の大きい橋脚に集中し易い。但し、橋脚に作用する力の大きさは支承の種類と耐力も考慮して総合的に判断すべき。

・支承の破壊状態が複雑ではあるが、大まかに破壊後滑る、滑らない（喰い込み）、またはその中間状態と定性的に分類できる。破壊状態によって、下部橋脚への影響が変わってくる。

・理論的に、支承破壊後滑ると、下部橋脚の被害が低減される傾向になるが、実被害と対応して考察する場合には支承の被害状態を正しく判断するのが前提である。今後、同様な分析手法を用いて、解析により被災橋梁の被害メカニズムの解明を試す予定である。

謝辞 本研究にあたって、阪神高速道路公団から貴重な助言を頂いた。また、東京大学大学院阿部哲子氏、大林組技術研究所江尻譲嗣氏、東京大学阿部正人講師、東京工業大学川島一彦教授から多くの有用な意見とアドバイスを頂いた。ここに記して感謝の意を表したい。

参考文献 1) 庄司、藤野ら：高架道路橋システムにおける地震時損傷配分の最適化の試み、土木学会論文集No.563/I-39,79-94,94.4。2) 土木学会：阪神・淡路大震災報告、土木構造物の被害、H8。3) 土木学会：動的解析の方法、技報堂、89。4) 日本道路協会：道路橋示方書・V耐震設計編、H2。5) 阿部：1995年兵庫県南部地震による高架橋被害に関する総合的分析。東京大学修士論文、93.3。6) 日本道路協会：道示書・V耐震編、H8。7) 日本道路協会：道路橋支承便覧、H3.7。