

地震により桁が落下した橋に対する地震応答解析の再現性に関する一検討

堺 淳一* 運上茂樹**

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震において、落橋等の甚大な被害が多数の橋梁に生じたことをうけて、平成8年に改定された道路橋示方書V耐震設計編¹⁾では、落橋防止のために必要な機能を明確にして落橋防止システムを構成するとともに、その設計法が強化された。平成14年の道路橋示方書V耐震設計編²⁾では、性能設計に対応するために要求性能が示されることになり、落橋防止システムの性能目標としては、設計で想定される以上の地震外力や地盤の変位により過大な上部構造の応答が生じた場合にも、桁の落下を防止することとされている。これに対して、現在、支承を介して上部構造を支持する桁橋等に対して落橋防止システムというみなし仕様が規定されているが、近年多径間連続形式やラーメン形式などの橋も増えてきており、性能という観点でどのような落橋現象に対して、どのような性能を確保するのかを明確にし、合理的な落橋防止システムの設計法を構築することが必要とされている。

以上のような背景から、本研究では落橋防止構造の要求性能を明確にすることを目的とし、その第一ステップとして兵庫県南部地震において落橋被害が生じた橋^{3),4)}を対象に、地震応答解析を行い、その再現性に関する検討を行った。本報ではその結果を報告する。

2. 解析対象橋梁と解析条件

2.1 解析対象橋梁と被災概要

解析対象は、橋脚の崩壊を伴わずに桁が落下した橋梁とすることとし、図-1に示すように3径間連続鋼箱桁橋、4径間単純鋼箱桁橋、5径間ゲルバー鋼箱桁橋から構成される一連の橋梁のうち、写真-1に示すように兵庫県南部地震において単純桁の中央の2つの桁が落下した橋を選定した。本橋を支持する地盤は、道路橋示方書に基づけばII

種地盤に分類される。

本橋梁を支持する橋脚は表-1に示すようにいずれも断面寸法が3.3～3.5mの鉄筋コンクリート(RC)橋脚である。単純桁のけたかかり長は、いずれも1.2mが確保されており、これは現行基準に基づいて算出される値(0.96m)よりも大きい。本論文では、図-1に示すように東側から桁をS34～S43、橋脚をP34～P46と呼ぶこととする。なお、表-1、図-1に示す記号F、Mは支承条件を表しており、F、Mはそれぞれ固定支承、可動支承を示す。

橋脚の損傷は、表-1に示すとおりである^{3),4)}。ここで、被災度のA～Cは文献^{3),4)}に示されるように、被災の程度はAの方が高く、鉄筋の破断や大きな変状が生じているレベルであり、被災度Cはひび割れの発生程度の損傷である。これより、ゲルバー橋および3径間連続橋を固定支承で支持する橋脚は被災度B以上の損傷を受けていることが分かる。特にP39とP45は被災度が高く、橋軸方向に対するせん断破壊が生じた。可動支承および単純桁を支持する橋脚の被災度は、P43、P44橋脚を除いて、曲げひび割れ程度と小さい。

S39～S42桁の被災に関して文献^{3),4)}に報告される内容を以下に簡単にまとめる。

- (1) 落下していないS39桁とS42桁の地震後の橋脚天端に対する上部構造の橋軸方向の残留相対変位はS39桁、S42桁に対して最大でそれぞれ0.51m、0.73mである。



写真-1 解析対象橋の桁落下状況^{3), 4)}

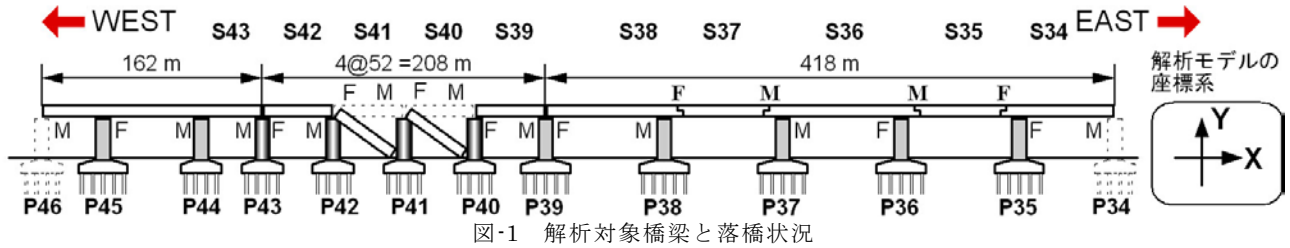
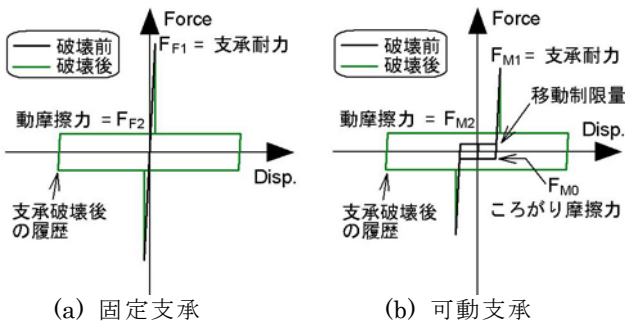


図-1 解析対象橋梁と落橋状況

表-1 RC橋脚の被災状況

橋脚	支承	形状と寸法	被災状況	被災度
P35	F	□ 3.5 m	基部に曲げ破壊	B
P36	F	□ 3.5 m	基部に曲げ破壊	B
P37	M	□ 3.5 m	基部に曲げひび割れ	C
P38	M	□ 3.5 m	基部に曲げひび割れ	C
P39	FM	□ 3.5 m	橋軸方向の曲げせん断破壊	A
P40	FM	○ 3.5 m	基部に曲げひび割れ	C
P41	FM	○ 3.5 m	基部に曲げひび割れ	C
P42	FM	○ 3.5 m	基部に曲げひび割れ	C
P43	FM	○ 3.5 m	基部に曲げ破壊	B
P44	M	□ 3.3 m	基部に曲げ破壊	B
P45	F	□ 3.3 m	橋軸方向のせん断破壊	A

写真-2 S42桁の状況^{3), 4)}

(a) 固定支承 (b) 可動支承

図-2 支承の履歴モデル

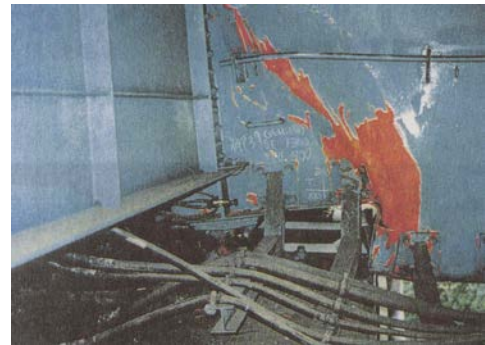
写真-3 P39橋脚側の桁端部の切欠き部の座屈^{3), 4)}

表-2 固定支承の耐力のRC橋脚の曲げ耐力との比

	P35	P36	P39	P40	P41	P42	P43	P45
支承の耐力	0.88	0.98	0.91	0.45	0.46	0.46	0.68	1.05
支承の耐力×1.2 倍	1.06	1.17	1.09	0.54	0.55	0.55	0.81	1.26
支承の耐力×1.5 倍	1.32	1.46	1.37	0.68	0.69	0.69	1.02	1.57

- (2) 桁端に残された痕跡から、S38桁とS39桁の間およびS42桁とS43桁の間に衝突が生じた。
- (3) 単純桁を支持する橋脚上のすべての支承において、上沓の逸脱、破壊等の損傷が生じた。
- (4) P39橋脚上の固定支承は破損した。
- (5) 5径間ゲルバー鋼箱桁の西側の固定桁（S38桁）の桁端部の切欠き部がP39橋脚との衝突により座屈した。

なお、S42桁の残留相対変位は0.73mとけたかかり長の60%程度であるが、写真-2に示すように桁端部が衝突等により大きく損傷し、落下まで余裕の少ない状態であった。また、(5)については、写真-3に示すような桁の座屈状況からP39橋脚上の固定支承が損傷する前に支承部から桁に大きな

力が伝わったことにより座屈が生じたと推測される。また、P35、P36橋脚上の固定支承は破損しなかったことが報告されている⁵⁾。なお、P45橋脚上の支承は破損していたが、橋脚の被災度が高かったことから、支承はある程度の段階までは地震力を橋脚に伝達していた可能性がある。

2.2 解析モデル化と入力地震動

本橋梁の橋軸方向の応答を解析対象とすることとし、図-1に示すP35～P45橋脚とS34～S43桁の橋梁全体系を非線形のばね要素、はり要素を用いて、桁間の衝突、支承の破壊、RC橋脚の損傷を考慮した2次元骨組みモデルにモデル化した。

RC橋脚は、Takeda型の履歴特性を有する非線形はり要素でモデル化した。杭基礎の変形の影響

表-3 解析ケース

	動摩擦係数	支承耐力の倍率
CASE 1	0.20	可動支承, 固定支承ともに 1.0 倍
CASE 2	0.15	可動支承, 固定支承ともに 1.0 倍
CASE 3	0.10	可動支承, 固定支承ともに 1.0 倍
CASE 4	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.0 倍
CASE 5	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.1 倍
CASE 6	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.2 倍
CASE 7	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.3 倍
CASE 8	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.4 倍
CASE 9	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.5 倍
CASE 10	0.05	P35, P36, P39, P45 の固定支承の耐力のみ 1.5 倍, その他の支承耐力は 1.0 倍
CASE 11	0.05	P35, P36, P39 の固定支承の耐力のみ 1.5 倍, その他の支承耐力は 1.0 倍

表-4 桁と橋脚の最大相対応答変位と固定支承を有する橋脚の最大応答曲率の終局曲率に対する比

	桁と橋脚の最大相対変位 (m)					橋脚の最大応答曲率／終局曲率				
	P39-S39	P40-S40	P41-S41	P42-S42	P43-S43	P35	P36	P39	P43	P45
被災状況	0.51 m	落橋	落橋	0.73 m	----	B	B	A	B	A
CASE 1	0.35	0.35	0.36	0.36	0.37	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2
CASE 2	0.47	0.47	0.48	0.48	0.48	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2
CASE 3	0.54	0.55	0.56	0.55	0.53	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2
CASE 4	0.89	0.92	0.91	0.85	0.84	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2
CASE 5	0.90	0.87	0.86	0.78	0.75	0.2	0.6	0.2	0.2	0.3
CASE 6	0.45	0.40	0.34	0.25	0.10	0.3	0.6	0.2	0.2	0.8
CASE 7	0.43	0.38	0.33	0.23	0.16	2.7	0.6	0.2	0.3	2.2
CASE 8	0.47	0.44	0.36	0.25	0.16	2.7	1.1	1.1	0.3	3.1
CASE 9	0.72	0.51	0.41	0.30	0.16	2.7	1.1	2.4	0.3	3.3
CASE 10	0.65	0.49	0.45	0.35	0.20	2.7	1.0	2.4	0.2	2.7
CASE 11	1.05	0.92	0.91	0.85	0.84	2.7	1.0	2.4	0.2	0.2

はフーチング底面で定義した基礎の抵抗を表す線形の水平および回転ばねでモデル化した。桁は線形はり要素によりモデル化した。

桁間の衝突は、衝突ばね⁶⁾によってモデル化することとした。衝突ばねの剛性は、隣接する桁の軸方向剛性とした。桁遊間は、実際の遊間量(0.1～0.15m)を設定した。なお、本橋には桁間連結装置が設置されていたが、本解析では簡単のためこれを考慮していない。

支承のモデル化には、図-2に示すような履歴モデル⁹⁾を用いた。固定支承の耐力は、設計時に考慮された慣性力によって生じる応力が許容応力度に等しいとの考え方をもとに推定した。可動支承の耐力は、移動制限装置の設計水平力に等しいと仮定した。固定・可動支承ともに耐力を超えると支承が破壊し、その後は動摩擦係数の耐力を有すると仮定した。支承耐力の影響を調べるために、これをパラメータとして解析することとし、本研究では、支承の耐力は上記の仮定により求めた場合に加えて、その1.1～1.5倍とするケースも解析した。同様に、支承破壊後の動摩擦係数の影響も検討することとし、これを0.05～0.2の間で変化させた。

表-2は、支承耐力を1、1.2、1.5倍とする場合を例として橋脚の曲げ耐力との比を示した結果であるが、P45橋脚以外の橋脚では、上記の仮定より求めた固定支承の耐力は橋脚の耐力よりも小さく、解析上、支承の破壊が先行し、橋脚の損傷が生じないこととなり、表-1に示す橋脚の損傷を再現することはできない。支承の耐力を大きくするケースは、橋脚の損傷を再現することを目的としたものである。なお、可動支承の耐力は、いずれも固定支承の50%以下の耐力である。また、ゲルバー桁の可動支承、固定支承の損傷は報告されていないため、弾性としてモデル化した。

こうした破壊挙動の解析に用いる減衰モデルについては不明確な点が多いが、本解析では支承部において摩擦型の力学モデルを設定したので、可動支承の破壊前に剛塑性型として大きく設定した初期剛性に比例する過大な減衰を考慮しないようにすること、および固定・可動支承が破壊後に上下部構造が分離され、上下部構造間に摩擦力のみが作用するような系の挙動を解析するために、本解析では支承部の減衰を0に設定できる要素別剛性比例型減衰を用いた。減衰定数は、設計振動単位ごとに1次の固有振動数に対して、桁、橋脚に

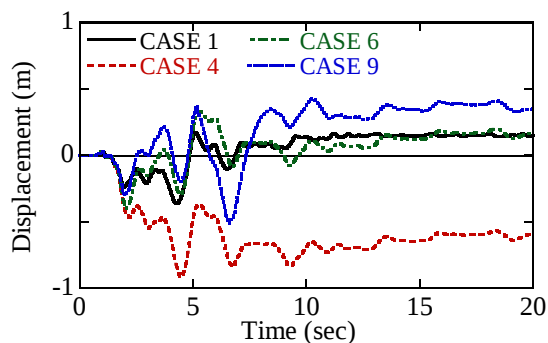


図-3 S40桁の応答変位

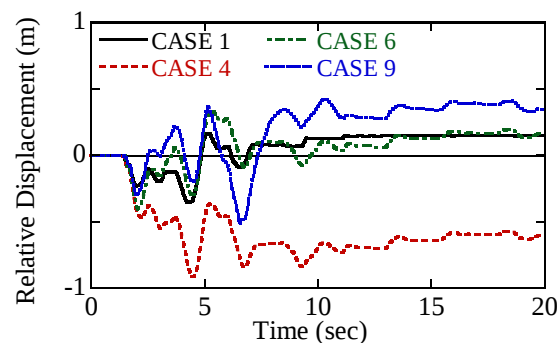


図-4 S40桁-P40橋脚間の相対変位

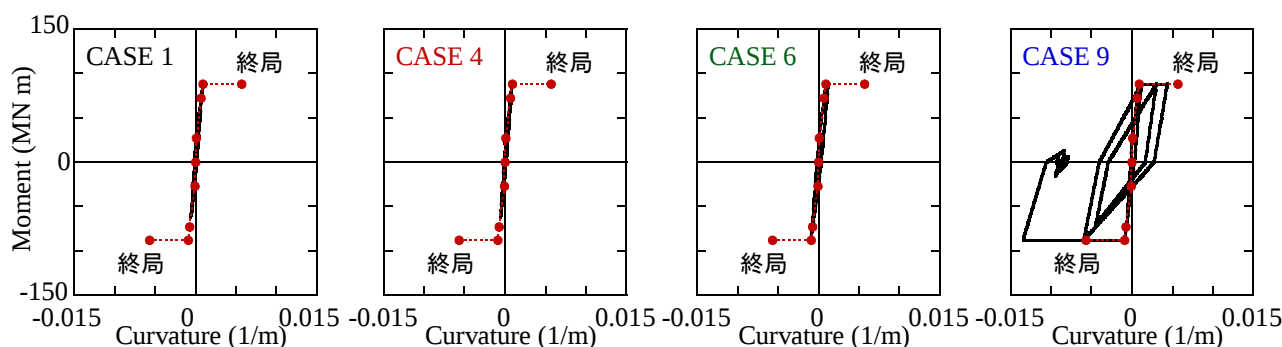


図-5 P39橋脚基部の曲げモーメントー曲率の履歴

は2%、支承には0%、基礎の抵抗を表すばねには20%をそれぞれ仮定した。

単純桁橋の1次固有周期は、地盤条件によって若干異なるが0.61～0.62秒の範囲にある。3径間連続桁橋の1次固有周期は0.55秒である。また、5径間ゲルバー桁橋の1次固有周期は、桁の東側中央部、西側においてそれぞれ0.49秒、0.47秒、0.56秒である。

解析対象橋がII種地盤上にあることから、入力地震動には兵庫県南部地震においてII種地盤上で観測されたJR鷹取駅の記録⁷⁾を用いることとした。また、解析対象橋の橋軸方向が東西に向いているため、EW成分の記録を用い、実際の観測記録の向きにあわせて入力することとした。

3. 被災解析

表-3に本解析で対象とした解析ケースを示す。CASE1～4により、支承破壊後の動摩擦係数の影響を調べることにした。また、CASE4～9は、支承耐力の影響を調べるための解析である。CASE10,11は上述の解析ケースにより得られた知見と実際の被災状況を考慮して、被災状況を可能な限り再現するために仮定したものである。

表-4は、解析より得られた桁と橋脚の最大相対応答変位と固定支承を有する橋脚の最大応答曲率

の終局曲率に対する比を示した結果である。なお、解析より得られた単純桁橋区間の橋脚の応答はおおむね同様であり、ここでは実被災度が比較的大きかったP43橋脚の結果を示している。被災状況の欄には、落橋しなかった桁の場合には橋脚天端と桁の橋軸方向の最大相対応答変位を示しており、橋脚の損傷には表-1に示した被災度を示している。

図-3はS40桁の応答変位の時刻歴、図-4はS40桁とP40橋脚の相対変位の時刻歴、図-5はP39橋脚基部の曲げモーメントー曲率の履歴をそれぞれ示した結果である。支承破壊後の動摩擦係数を0.2とし、1倍の支承耐力を仮定する場合(CASE1)には、最大相対応答変位は0.35mとけたかかり長の30%程度の応答変位しか生じない。支承耐力はそのままとして、支承破壊後の動摩擦係数を0.05まで低減する(CASE4)と、CASE1に比べて応答が2.5倍程度増加し、0.92mの相対応答変位が生じる。これは、けたかかり長(1.2m)よりも小さいが、実際の被災状況^{3),4)}から推測すると、桁が落下する際に生じたと考えられる橋脚天端のコンクリートの縁端部の削り取りや衝突等による桁端部の損傷が観察されたこと、桁間衝突による振動の増幅の可能性、地盤の相対変位や振動の位相ずれ等を考慮すると、本解析から求められた相対変位程度から落橋に結びついた

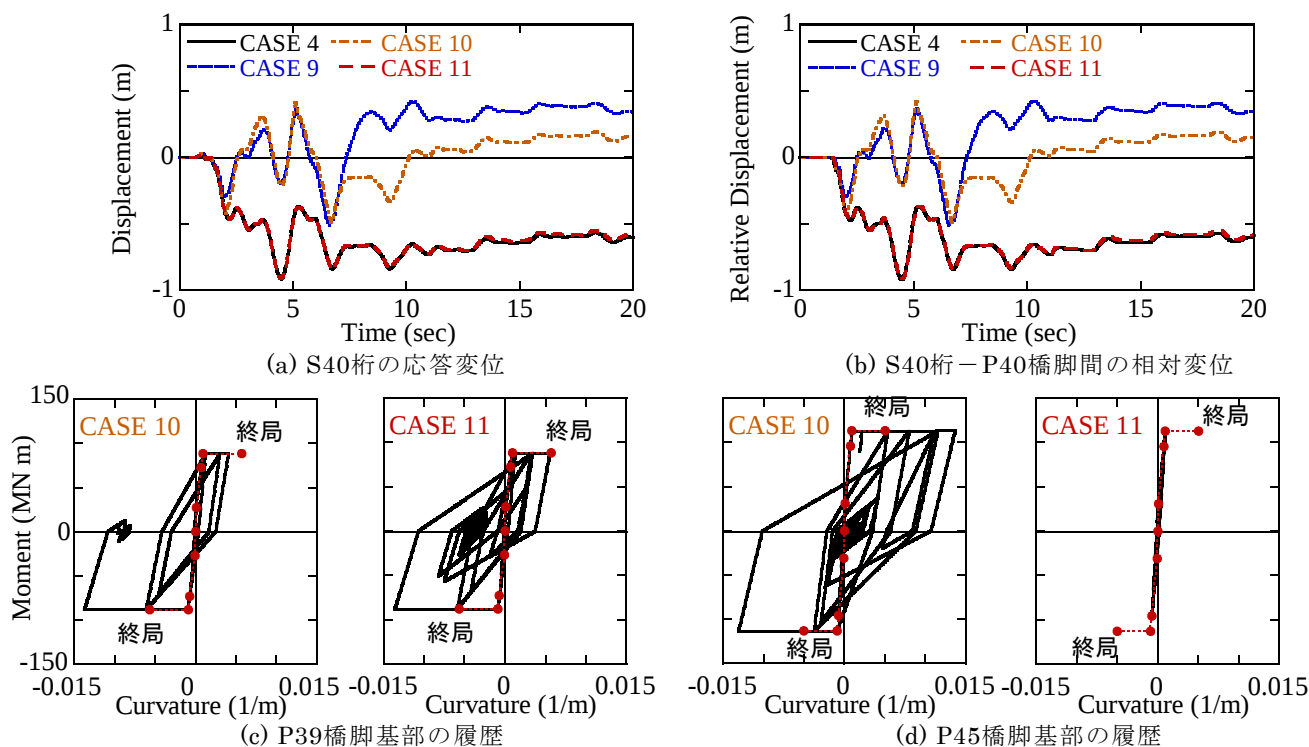


図-6 P35、P36、P39、P45橋脚の固定支承の耐力を変化させた場合の応答

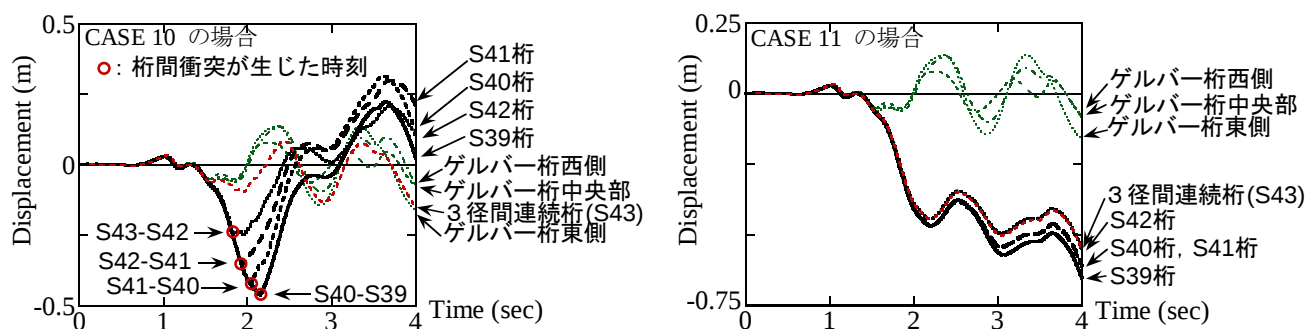


図-7 4秒までの桁の応答変位

可能性もあると考えられる。しかし、これらの場合には、支承破壊が先行し、上部構造の慣性力が橋脚に作用しないため、橋脚基部には初降伏曲率をわずかに上回る程度の曲率しか生じない。

橋脚の損傷を大きくするために支承耐力を大きくする(CASE4~9)と、表-4、図-5からも分かるように橋脚基部の曲率は増加し、例えば1.5倍の支承耐力を用いると被災度がAの橋脚に対して終局曲率の2倍を上回る曲率が生じることとなるが、これにより、桁の応答が小さくなり、落橋を再現できないこととなる。

以上より、桁落下の可能性を示すには、支承破壊後の動摩擦係数を0.05程度と小さく設定し、支承耐力は1倍程度とする条件がよいこと、橋脚の損傷を再現するためには支承耐力を1.5倍程度とする条件がよいことが分かる。また、表-2より橋脚の損傷には、固定支承の耐力が大きな影響を及ぼすことが分かる。

そこで、大きな損傷が生じたP35、P36、P39、P45の4橋脚の固定支承のみ1.5倍の耐力を仮定し、その他の支承の耐力は1倍のままとする条件(CASE10)で解析することとした。これは、P35、P36橋脚上の固定支承が損傷しなかったこと、上述のようにS38桁の座屈状況からP39橋脚上の固定支承の破壊は橋脚に損傷が生じるよりも後だったと推測されることによるものである。なお、P45橋脚上の固定支承は最終的に破損しているが、どの段階で破損したかは分からないため、この耐力を1倍とするケース(CASE11)も解析することとした。なお、いずれのケースでも支承破壊後の動摩擦係数を0.05としている。

図-6にCASE10,11の結果を示す。応答変位の時刻歴には、比較のためにCASE4,9の結果も示している。これより、P35、P36、P39、P45橋脚の固定支承のみ1.5倍の耐力を仮定する場合(CASE10)には、7秒

付近まですべての支承の耐力が1.5倍のケース(CASE9)とほとんど同じ応答を示す。この結果、橋脚の損傷は再現できるが、実際には桁が落下したP40-S40間、P41-S41間の相対応答変位は最大でも0.5m程度と桁落下が生じるレベルにない。一方、P35、P36、P39橋脚の固定支承において1.5倍の耐力を仮定し、P45橋脚の固定支承の耐力を1倍とする場合(CASE11)には、桁の応答はすべての支承耐力を1倍とするケース(CASE4)とほぼ同様の応答を示し、桁-橋脚間の相対応答変位はP39-S39間、P40-S40間、P41-S41間において、0.9mを超える。この場合にも、P35、P36、P39橋脚の基部では終局曲率を超える応答曲率が生じており、橋脚の損傷もおおむね再現することができる。なお、CASE11では、せん断破壊したP45橋脚の損傷は、本解析のモデル化の範囲外のため、小さく評価される。

図-7は、P45橋脚の固定支承の耐力を1.5倍とするか(CASE10)、1倍とするか(CASE11)により桁の応答変位におよぼす影響を示した結果である。CASE10では、P45橋脚の固定支承が破壊しないため3径間連続桁(S43桁)の応答は2秒付近までは0.1m程度と小さい。これに対して、S39～S42の単純桁は、1.4秒付近で固定支承が破壊するために応答が大きく、まず1.8秒付近でS43とS42の桁間に衝突が生じる。3径間連続桁に比べてS42桁は質量が小さいため、西側に変位していたS42桁の応答が反転する。その後、S42-S41桁間、S41-S40桁間、S40-S39桁間において次々と衝突が起こり、いずれの桁も応答が反転する。この結果、S39～S42桁の西側への応答変位は0.5m程度となる。また、S39桁とS38桁には、3.5秒付近で衝突が生じる。

一方、CASE11では、P45橋脚の固定支承が1.4秒付近で破壊する。ほぼ同時に、単純桁を支持する橋脚上の支承も破壊する。この結果、S39～S42の単純桁とS43の3径間連続桁はほぼ同位相で振動するため、桁間衝突は生じず、単純桁の応答が反転しないため単純桁には西側に最大で1mに近い相対応答変位が生じることとなる。なお、実際には桁が落下したP40-S40間、P41-S41間に比べて、P39-S39間の相対変位の方が大きく、桁が落下したS40桁、S41桁だけでなくS39桁の落下の可能性も示されるが、これは本解析で考慮しなかった桁間連結装置が作動した可能性があり、これらの点に関しては今後の検討課題である。

4. 結論

本研究では、地震により桁が落下する現象に関する地震応答解析の再現性を評価した。本研究で得られた結論は以下の通りである。

- (1) 桁落下の再現解析では支承の破壊のモデル化が重要である。支承破壊後の動摩擦係数は、小さくすると桁の応答は大きくなる。0.05程度に小さくすると、桁の落下が生じるレベルの応答変位が桁に生じる。
- (2) 支承の耐力は、橋の応答に大きな影響を及ぼす。特に、固定支承の耐力を正しく設定しないと橋脚の損傷を再現することができない。支承耐力が大きくなれば、桁の応答は低減され、橋脚の損傷が大きくなる傾向にある。
- (3) 支承および橋脚の実被災状況を考慮して、支承耐力を設定すると、CASE11のように桁には桁落下が生じるレベルの応答変位が生じ、橋脚の損傷状況も一定の精度で再現可能である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1996。
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002。
- 3) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、1995。
- 4) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて 震災復旧工事誌、1997。
- 5) 梶田幸秀、渡邊英一、杉浦邦征、丸山忠明、永田和寿：鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震時応答性状と落橋防止装置の有効性の検討、構造工学論文集、Vol.45A、pp.903-914、1999。
- 6) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察、土木学会論文集、Vol.308、pp.123-126、1981。
- 7) Nakamura, Y.: Waveform and its analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, JR Earthquake Information No. 23c, Railway Technical Research Institute, Japan, 1995。

堺 淳一*



独立行政法人土木研究所
構造物メンテナンス研究
センター橋梁構造研究グ
ループ 主任研究員、博
(工)

Dr. Junichi SAKAI

運上茂樹**



国土交通省国土技術政策
総合研究所危機管理技術
研究センター 地震災害
研究官、工博(前独立行
政法人土木研究所構造物
メンテナンス研究セン
ター橋梁構造研究グル
ープ 上席研究員)

Dr. Shigeki UNJOH