

大規模地震を複数回経験する 道路橋の動的挙動評価に関する基礎的検討

尾田 成史¹・馬越 一也²・松田 泰治³・崔 準祐⁴

¹学生会員 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 修士課程
(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

²正会員 博(工) (株)耐震解析研究所 解析技術センター (〒810-0001 福岡市中央区天神1-10-17)

³正会員 博(工) 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門 教授
(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

⁴正会員 博(工) 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門 助教
(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震以降、道路橋の設計基準が改訂され、高速道路や一般国道等の重要路線に存在する道路橋は、大規模地震に対して落橋等の致命的な被害が生じないような耐震性能を有する設計とすることが求められている。しかし、2016年4月に発生した熊本地震は、最大震度7を観測した前震、本震をはじめとした規模の大きな地震が連続して複数回発生するという観測史上類を見ないタイプの地震であった。現行の設計基準に基づく道路橋の設計は、設計地震動に対し道路橋が本来有している耐震性能が十分に発揮されるという前提で行われているが、熊本地震のような本震や強い余震など連続して発生する地震動に対しては設計の段階で考慮されない。しかし、熊本地震のように大規模地震が連続して発生する場合には、先んじて発生した地震の影響により道路橋の一部がすでに損傷した状態で再び規模の大きな地震を経験することも十分に考えられる。その一つの事例として、熊本地震の前震により支承部などが多く損傷した道路橋が修復される間もなく本震を受けていたという報告¹⁾もあり、支承部の破壊状況等から考えると落橋の危険性もあったとされている。今後、こうした大規模地震が連続して発生する可能性は否定できず、複数回の大規模地震により道路橋がこれまでの想定を超える被害を受ける可能性も十分に考えられるが、複数回の大規模地震を想定した道路橋に対する検討事例は見当たらない。

そこで、本研究では、大規模地震を複数回経験する道路橋の地震時挙動を分析することを目的とし、仮定の既設3径間鋼連続橋を対象に支承部の破壊特性を考慮した解析モデルを導入し、2016年4月に発生した熊本地震の観測波（前震および本震）を用いて橋梁全体系動的解析を実施した。前震により損傷する支承部の位置や本数を変化させた検討を行い、前震後の損傷状況の違いにより本震時の橋の挙動がどのように変化するかについて基礎的検討を行った。

2. 解析対象橋梁

解析対象橋梁の一般図を図-1に示す。本橋は、桁長111.8m（支間割：37m+37m+37m）、有効幅員8.5m、RC単柱式橋脚を有する鋼3径間連続鋼桁橋である。本検討では、平成14年道路橋示方書V耐震設計編²⁾に基づいて試設計を行った仮定の既設橋を対象としており、支承はレベル1地震動に対して耐力を有するがレベル2地震動に対して耐力を有しないタイプAの鋼製支承としている。このように既設橋には固有の構造的な与条件があるため、既設橋の構造的な特性を踏まえて目標とする耐震性能を設定する必要がある。本検討では、既設橋の耐震補強設計に関する技術資料³⁾を参考にし、目標とする橋の耐震性能を‘レベル2地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性のレベル’とし、レベル2地震動によって生じる水平力を分担する構造を追加で設置することなく、落橋防止装置を用い

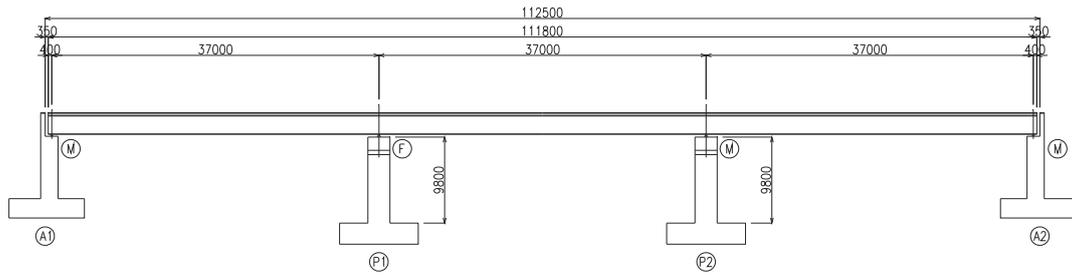


図-1 対象橋梁の一般図（単位：mm）

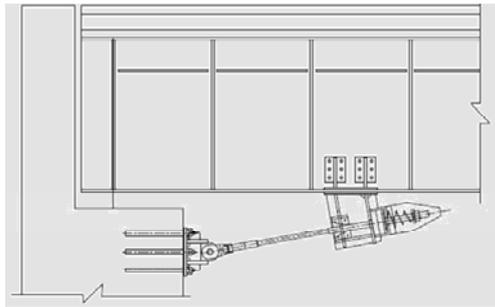


図-2 落橋防止装置の設置イメージ図

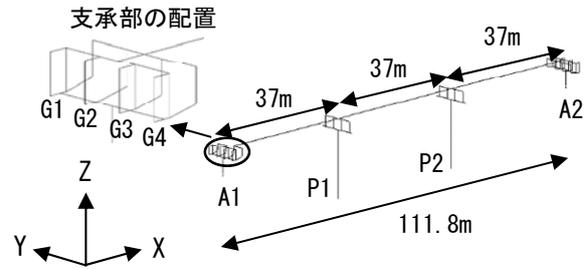


図-3 解析モデル

て上部構造の落橋防止対策を施すこととした。

支承部の条件としては、P1橋脚のみ固定、他は可動とした。また、レベル2地震動に対する落橋防止システムとして、PCケーブルを用いた落橋防止装置を各桁端部と橋台の間に各4基ずつ設置することで、目標とする耐震性能を満足させることとした。落橋防止装置については実製品⁴⁾を参考にしており、本検討で想定した落橋防止装置の設置イメージ図を図-2に示す。地盤はⅡ種地盤である。

3. 解析モデルおよび解析条件

(1) 解析モデル

対象橋梁に対し、本解析検討では3次元骨組みモデルによりモデル化を行った。解析モデルを図-3に示す。上部構造においては、主桁、横桁、床板等に対してシンプルな1本の線形はり要素でモデル化し、剛性や質量を与えることとした。橋脚柱部に対しては、ファイバーモデルを用いて非線形特性を考慮することとし、コンクリートと鉄筋の材料構成則については道路橋示方書V耐震設計編⁵⁾に基づき、帯鉄筋による拘束効果が考慮できるコンクリートの応力-ひずみ関係と二次勾配を初期勾配の1/100としたバイリニアモデルを用いた。また、基礎-地盤については、道路橋示方書V耐震設計編⁵⁾を参考にし、線形バネ要素を用いてモデル化を行った。支承部に対しては、道路橋示方書V耐震設計編⁵⁾に基づいて拘

束条件を与えた。ただし、本研究では落橋防止装置の地震時挙動および地震荷重を精度よく評価するため、支承部および落橋防止装置に対して詳細にモデル化を行っている。それぞれのモデル化については、(2)、(3)にて詳述する。

なお、隣接橋による付加慣性力については、橋全体の振動特性への寄与する部分が小さいと仮定しており、本検討では考慮していない。また、隣接橋との振動特性が異なる可能性があるため、桁端同士の衝突も考えられるが、地震時の上部構造同士の衝突については不明な点が多く、モデル化が確認されていないこともあるため、本検討では上部構造同士の衝突も考慮していない。

(2) 落橋防止装置のモデル化

落橋防止装置のモデル化においては非線形バネ要素を用いることとし、図-4に示すようにPCケーブルの圧縮側に対しては抵抗できないように設定した非対称モデルを用いた。このモデルでは、固定支承部や可動支承部が完全に破壊した後に落橋防止装置が作動するように設定するため、落橋防止装置が作動するまでの遊間 S_F を設けている。落橋防止装置の遊間 S_F については、道路橋示方書V耐震設計編²⁾に基づき、桁かかり長やレベル2地震動により生じる支承部の最大変形量などを基に、0.66375mと設定した。なお、落橋防止装置が作動し始めるときの初期剛性は、実製品の規格⁴⁾を参考にして76495kN/mと設定した。

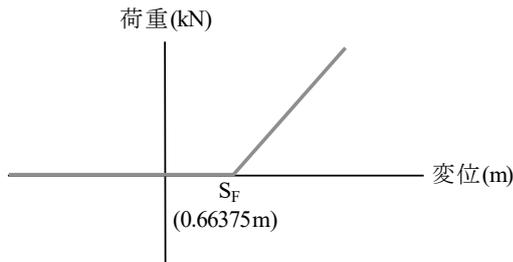


図-4 落橋防止装置の非線形特性

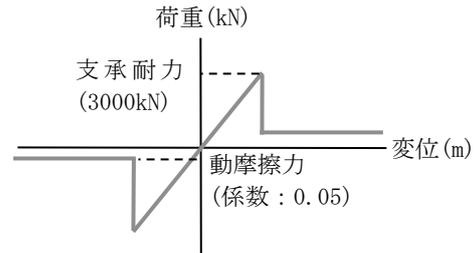


図-5 固定支承部の橋軸および全支承の橋軸直角方向モデル

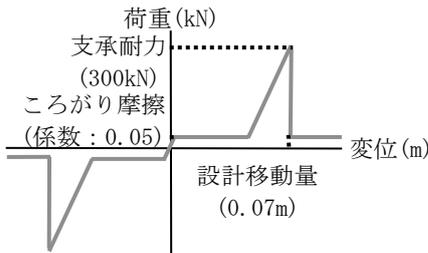


図-6 可動支承部の橋軸方向モデル

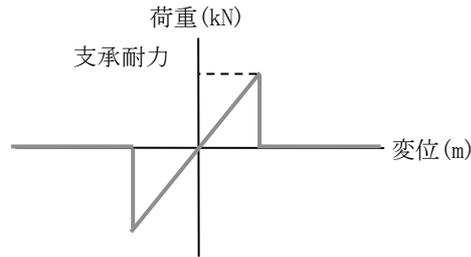


図-7 各支承部の鉛直方向モデル

(3) 支承部のモデル化

本研究では、複数回地震による道路橋の地震時挙動への影響をとらえることを目的としており、支承部のモデル化においては図-5～図-7に示すように破壊特性を考慮できる非線形バネ要素を用いている。支承部の破壊特性については、宇佐美ら⁶⁾が過去に実施した鋼製支承の破壊実験より明らかにしているが、そこには最大荷重後に上沓ストッパーが塑性変形を起こしながら延性破壊の様相を呈しているとされている。しかし、支承部の破壊箇所は支承形式や橋梁構造によって異なる可能性もあり、本検討では文献⁷⁾を参考にして鋼製支承が脆性的な破壊に至ることを想定したモデルを採用した。対象橋梁に用いた橋軸方向の固定支承部と可動支承部のモデル化の詳細について以下に述べる。

a) 固定支承部（橋軸方向）および橋軸直角方向モデル

固定支承部については、固定支承部が破壊するまでは弾性挙動を行うとし、支承部破壊後には耐力を有しないモデルとした。図-5に固定支承部の非線形特性を示す。固定支承部の水平耐力は、上述のようにレベル1地震動では破壊せず、レベル2地震動で破壊するように設定する必要がある。事前に行ったレベル1、レベル2地震動に対する検討より3000kNと設定した。また、支承部破壊後の動摩擦力については、摩擦係数を0.05と仮定して算定した。なお、全支承の橋軸直角方向モデルについては、固定支承部の橋

軸方向モデルと同様に設定した。

b) 可動支承部（橋軸方向）のモデル

可動支承部については、支承部の移動量が設計移動量に達するまでは初期ころがり摩擦が働くものとし、設計移動量に達するとストッパーより抵抗するモデルとした。図-6に可動支承部の非線形特性を示す。初期ころがり摩擦係数については、道路橋示方書Ⅱ共通編⁸⁾を参考に0.05とした。また、設計移動量については、事前に行ったレベル1地震動に対する検討により設定した。また、可動支承部の水平耐力については、一般に橋軸方向地震力に対して可動の条件で設計を行っており、可動方向に設置するストッパー等の耐力照査基準が明確になっていないため、その水平耐力を仮定する必要がある。本検討では、可動方向に設置するストッパーを止めるボルト等の引張耐力が固定支承部の支承耐力の0.1倍の値と仮定した。また、支承部破壊後の動摩擦力については、固定支承部と同様に設定した。

c) 鉛直方向モデル

各支承部の鉛直方向モデルを図-7に示す。固定支承部と同様に道路橋示方書Ⅴ耐震設計編²⁾を参考に耐力を設定し、破壊後は固定支承部と同様に耐力を有しないモデルとした。

(4) 解析条件および解析手法

計算方法として、Newmark β 法 ($\beta=0.25$) により数値積分を行った。また、本解析では支承部や落橋

防止装置のモデルにおいて剛性変化点が多いため、解の安定性の観点から積分時間間隔を短く設定する必要があるが、積分時間間隔0.001秒でも安定した解が得られたため、積分時間間隔0.001秒とした。

減衰は剛性比例型減衰により評価した。ひずみエネルギー比例型減衰で計算する際に用いた各部材の減衰定数は、道路橋示方書V耐震設計編⁹⁾を参考に、上部構造を0.02、橋脚を0.02、橋台を0.05、基礎を0.1とした。また、本検討では、支承部の破壊状況を解析に反映するため、支承部がある方向に破壊した段階で一旦解析を中断し、破壊した支承部に対し、鉛直圧縮方向を除いた全方向に抵抗しないモデルに変更してから、中断時の変形や応力状態を引き継がせた解析を支承部が破壊する度に実施した。

なお、本解析では、非線形有限要素解析ソフトSeanFEM (Ver.1.2) を用いた。

4. 解析モデルおよび解析条件

(1) 検討ケースおよび入力地震動

ここでは、2016年熊本地震の4月14日に発生した前震と4月16日に発生した本震の観測波を用いた橋梁全体系動的解析を行い、前震の検討により確認された支承部の損傷状況を基に、支承部の損傷箇所をパラメータとした本震の解析検討を行った。本研究における検討ケースを表-1に示す。まず、基本ケースとして前震の観測波（橋軸方向：最大加速度 9.25m/s^2 （EW成分）、橋軸直角方向：最大加速度 7.60m/s^2 （NS成分）、鉛直方向：最大加速度 14.0m/s^2 ）のみ加震したケースをCase0、本震の観測波（橋軸方向：最大加速度 11.6m/s^2 （EW成分）、橋軸直角方向：最大加速度 6.53m/s^2 （NS成分）、鉛直方向：最大加速度 8.73m/s^2 ）のみ加震したケースをCase1とした。また、Case0の前震を用いた検討で全支承部が破壊する結果となったが（次節にて詳述）、本検討では前震の観測波により支承部の一部が破壊するものと想定し、本震加震前の時点で支承部および橋脚の損傷状況が異なる2つの検討ケースを設定した。その損傷状況の仮定は、Case0の検討結果を

表-1 検討ケース

| ケース | 損傷状況 | 入力地震動 | 加震方法 |
|-------|------------|-------|---------|
| Case0 | 損傷無し | 前震 | 3方向同時加震 |
| Case1 | 損傷無し | 本震 | 3方向同時加震 |
| Case2 | P1支承部損傷 | 本震 | 3方向同時加震 |
| Case3 | P1・P2支承部損傷 | 本震 | 3方向同時加震 |

基に設定しており、前震でP1橋脚の支承部が損傷した状態で本震を加震したケースをCase2、P1橋脚およびP2橋脚の支承部が損傷した状態で本震を加震したケースをCase3とした。またCase0の支承部破壊状況についても次節にて詳述するが、P1支承部やP2支承部では同一支承線上の支承すべてがほぼ同時刻で破壊する結果となったため、本検討では同一支承線上の支承部すべてが破壊するものと想定した。

観測波については、前震、本震ともに防災科学技術研究所の強震観測網（KiK-net）⁹⁾の益城町における観測波を用いることとし、加震方向は全てのケースにおいて3方向同時加震とした。入力地震動としては、300秒間の観測波のうち加速度成分が卓越する40秒間のデータ（15秒から55秒）を用いた。

(2) 解析結果

各ケースに対して橋梁全体系動的解析を行い、各支承部の破壊時刻や破壊順序、上部構造の変位応答、また落橋防止装置の挙動について比較検討を行った。これらの結果について順に述べる。

a) 支承部破壊状況の比較

各ケースの全支承部の破壊時刻を表-2に示す。まず、Case0の結果をみると、すべてのケースにおいて全16基の支承部が破壊する結果となった。その破壊順序をみてみると、P1、P2支承部が1.96秒～1.97秒あたりですべて破壊し、その後A2支承部、A1支承部が順に破壊することが確認された。破壊方向は、P1、P2支承部で鉛直圧縮方向、A1、A2支承部で橋軸方向である。また、本震を加震したCase1では、P1、P2支承部が4.37秒～4.38秒付近で破壊、その後A1支承部、A2支承部が破壊していく順であったが、破壊方向はA2G4支承部を除いてCase0と変わらないことがわかった。一方、支承部の損傷を考慮したCase2、Case3についてCase1と比較してみると、P1支承部が損傷していたCase2ではP2支承部やA1、A2支承部が破壊する時刻がCase1に比べわずかに早い。P1、P2支承部が損傷していたCase3でも同様な結果が得られており、本震加震前の支承部損傷状況が本震加震時の地震時挙動に大きな影響を及ぼさない結果となった。これは、支承部損傷の仮定においてP1やP2橋脚の同一支承線上の支承部をすべて損傷していると想定していたため、本震により本橋が卓越する方向において大きな影響を受けにくかったこと、またP1とP2支承部がほぼ同時刻で破壊していることからP1、P2支承部の破壊状況の違いが橋全体に及ぼす影響は小さかったことが原因として考えられる。

表-2 支承部破壊時刻の比較

※P1, P2 支承部と A2G4 支承部は鉛直圧縮方向に破壊（全ケース）
 他の支承部は橋軸方向に破壊（Case0 除く）

(a) Case0（※A2G4 支承部は橋軸方向に破壊）

| | A1 | P1 | P2 | A2 |
|----|-------|-------|-------|-------|
| G1 | 3.372 | 1.967 | 1.969 | 3.340 |
| G2 | 3.373 | 1.968 | 1.971 | 3.338 |
| G3 | 3.374 | 1.968 | 1.973 | 3.336 |
| G4 | 3.376 | 1.969 | 1.974 | 3.334 |

(b) Case1（健全モデル）

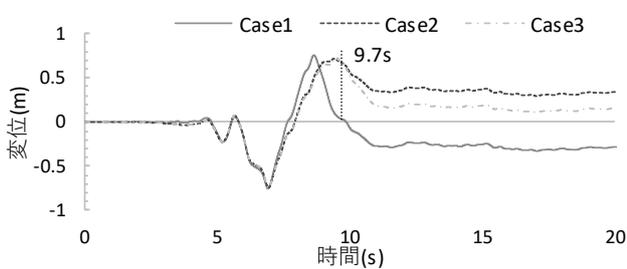
| | A1 | P1 | P2 | A2 |
|----|-------|-------|-------|-------|
| G1 | 4.901 | 4.373 | 4.381 | 4.926 |
| G2 | 4.899 | 4.373 | 4.381 | 4.928 |
| G3 | 4.897 | 4.373 | 4.380 | 4.930 |
| G4 | 4.895 | 4.372 | 4.380 | 4.876 |

(c) Case2（P1 支承部破壊）

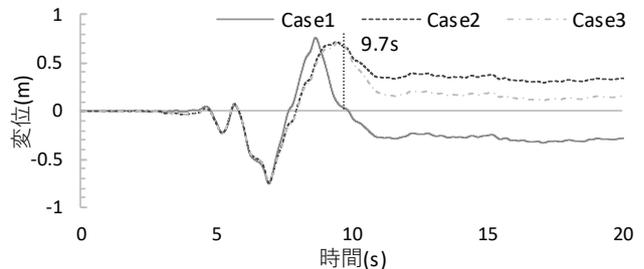
| | A1 | P1 | P2 | A2 |
|----|-------|----|-------|-------|
| G1 | 4.874 | △ | 4.362 | 4.898 |
| G2 | 4.872 | △ | 4.361 | 4.900 |
| G3 | 4.870 | △ | 4.359 | 4.902 |
| G4 | 4.868 | △ | 4.357 | 4.872 |

(d) Case3（P1, P2 支承部破壊）

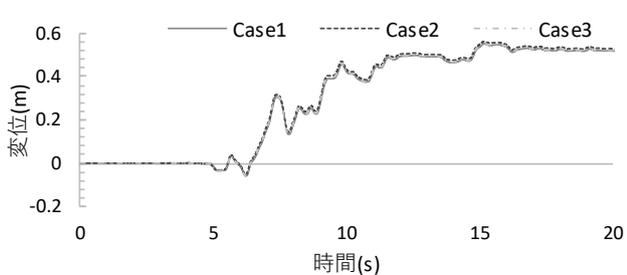
| | A1 | P1 | P2 | A2 |
|----|-------|----|----|-------|
| G1 | 4.877 | △ | △ | 4.900 |
| G2 | 4.874 | △ | △ | 4.902 |
| G3 | 4.872 | △ | △ | 4.905 |
| G4 | 4.869 | △ | △ | 4.606 |



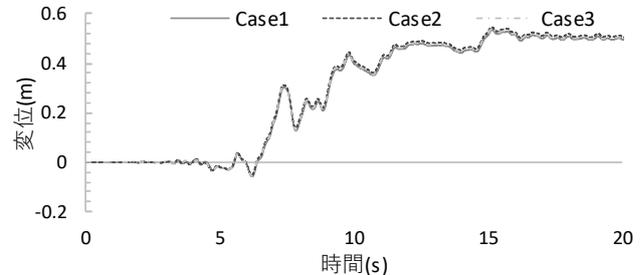
(a) 上部構造(A1)の変位応答（橋軸）



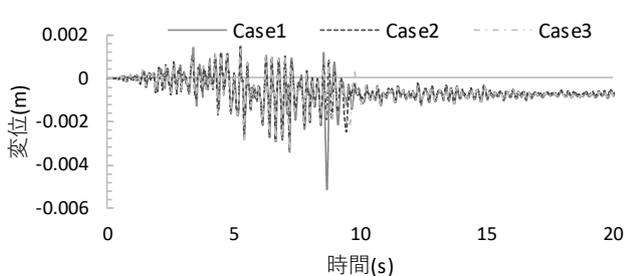
(b) 上部構造(P1)の変位応答（橋軸）



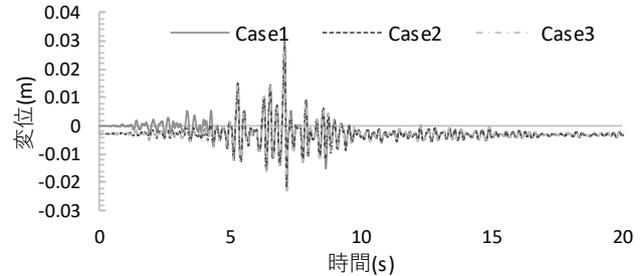
(c) 上部構造(A1)の変位応答（橋軸直角）



(d) 上部構造(P1)の変位応答（橋軸直角）



(e) 上部構造(A1)の変位応答（鉛直）



(f) 上部構造(P1)の変位応答（鉛直）

図-8 上部構造の変位時刻歴応答の比較

b) 上部構造の変位応答の比較 (Case1~Case3)

ここでは、a)にて確認された支承部破壊状況の違いが橋梁の上部構造の挙動にどのような影響を及ぼすかについて調査した。図-8は、Case1~Case3において、A1橋台およびP1橋脚直上に位置する上部構造を構成する節点の橋軸、橋軸直角、鉛直方向の変位応答を時刻歴で現したものである。鉛直方向変位応答の符号については、正は上向き、負は下向きに節点が元の位置より変位していることを示している。

まず、図-8(a)、(b)に示した橋軸方向の変位応答について比較する。P1、P2支承部が破壊する4.37秒~4.38秒付近からその後すべての支承部が破壊する5秒付近までの変位応答に着目してみると、Case1に比べ、Case2とCase3の変位応答に大きな変化はみられていない。これは、前節にて述べたように、本震加震前にP1、P2支承部が鉛直圧縮方向に破壊していたこともあり、その後の橋全体の変形状態を大きく変えるような残留変形が生じていなかったことや、Case2の場合P1支承部の次に破壊が起こるP2支承部の破壊時刻がP1と近似していることから、P1支承部の破壊時刻の違いがその後の橋梁の地震時挙動に及ぼす影響が小さかったことが原因と考えられる。

一方、全ケースにおいて支承部の破壊が終了する5秒以降の挙動を比較してみると、6.8秒付近以降からCase1の変位応答とCase2とCase3のそれに違いが生じていることがわかった。また、Case2とCase3についても9.7秒付近から変位応答の違いが生じており、その後の残留変位も3ケースそれぞれ異なる値を示した。この変位応答の違いは、A1側とA2側に設置した落橋防止装置の作動が原因であり、落橋防止装置の作動状況が各ケースにおいて微小な変化があったため、その後の上部構造の挙動に変化が現れたと考えられる。落橋防止装置の挙動については、次節にて詳述する。

また、橋軸直角方向の変位応答については、図-8(c)、(d)より、3ケース間で終始大きな差異は見られなかった。鉛直方向の変位応答については、図-8(e)、(f)より、Case1とCase2、3の応答が所々でずれていることが確認できる。支承部損傷状況の違いにより上部構造の鉛直挙動に多少変化があったことがわかるが、その差は2~3mm程度とそれほど大きな差は生じていない。

c) 上下部構造間の相対変位および落橋防止装置の作動状況の比較 (Case1~Case3)

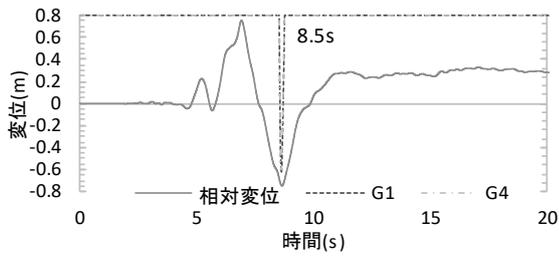
ここでは、支承部破壊後の落橋防止装置の挙動に着目し、A1、A2側の落橋防止装置に作用する軸力と、そのときの上部構造と下部構造の間に生じた橋

軸方向の相対変位について調査した。図-9は落橋防止装置の軸力と上下部構造の相対変位応答を時刻歴で現したものである。相対変位の符号については、A1側の場合正は橋台と上部構造が近づく方向を、負は橋台と上部構造が遠のく方向を示しており、A2側はその逆である。

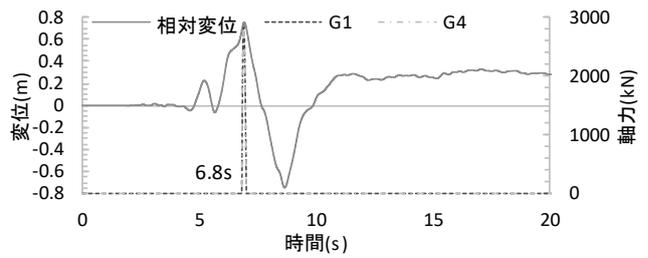
まず、すべてのケースにおいてA1、A2側の落橋防止装置が一回ずつ作動し、その作動順はA2側、A1側の順であった。作動状況を分析すると、図-9より、作動開始時刻はA2側では3ケースとも6.8秒付近で4基同時に作動していることが確認されており、支承部破壊状況の違いによって落橋防止装置の作動状況には大きな差異がないように見受けられる。しかし、落橋防止装置に作用する最大軸力について着目してみると、A2側落橋防止装置の場合、Case1では約2900kNであった一方でCase2およびCase3では約2400kNであり、約500kNの差が生じている。また、A1側落橋防止装置では、作動開始時刻がCase1で8.5秒付近、Case2で9.2秒付近、Case3で9.4秒付近であり、A2側と違って落橋防止装置の作動する時刻がそれぞれ異なっていることがわかった。また、落橋防止装置に作用する最大軸力にも差が現れており、Case1で約3570kN、Case2で約1460kN、Case3で約1950kNとケース間において最大2000kN程度の違いが生じていることが確認された。これはA2側の落橋防止装置に作用する軸力が各ケースで異なり、それ以降の上部構造の挙動が少しずつ変化したためと考えられる。このことは、前節にて述べた上部構造の変位応答からも推察できる。

また、落橋防止装置に作用する軸力がG1~G4位置においてそれぞれ異なっていることが確認された。図-10は、A2側G1~G4位置に取り付けた落橋防止装置が作動する時刻付近の時刻歴軸力応答を現したものであり、最大軸力が各位置で若干異なっていることが確認できる。上部構造が橋軸方向だけでなく、直角方向にも変形しているためと考えられるが、その後に作動するA1側の落橋防止装置では各桁の位置でさらに大きな差が確認された。図-11にA1側G1とG4位置に取り付けた落橋防止装置が作動する時刻付近の時刻歴軸力応答を示しており、G1位置とG4位置で生じた最大軸力の差は、Case1では約70kN、Case2とCase3では約200kNであり、A2側より差が大きいことがわかる。

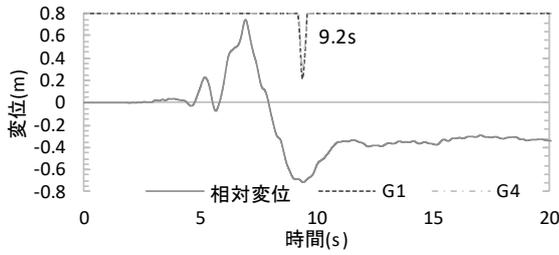
以上のように、すべての支承部破壊が壊れるまでは各ケースにおいて上部構造の挙動に大きな相違はみられなかったが、落橋防止装置が作動し始めてからは上部構造の挙動や落橋防止装置の軸力に大きな



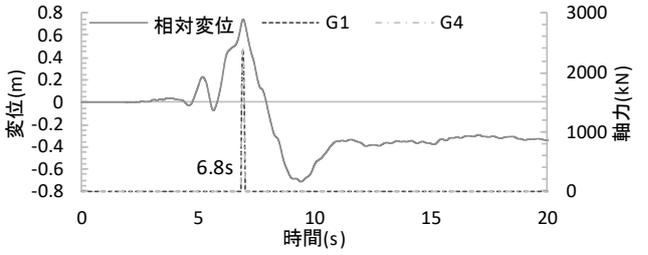
(a) Case1 (A1側)



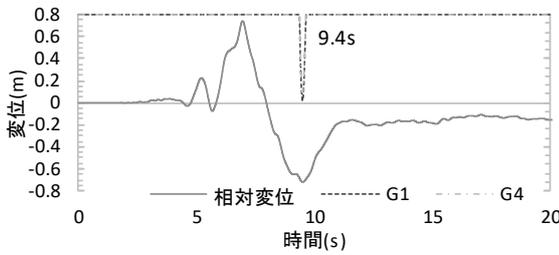
(b) Case1 (A2側)



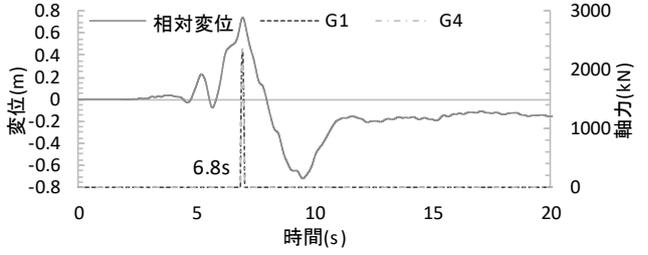
(c) Case2 (A1側)



(d) Case2 (A2側)

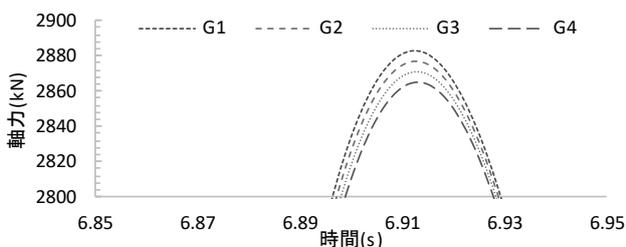


(e) Case3 (A1側)

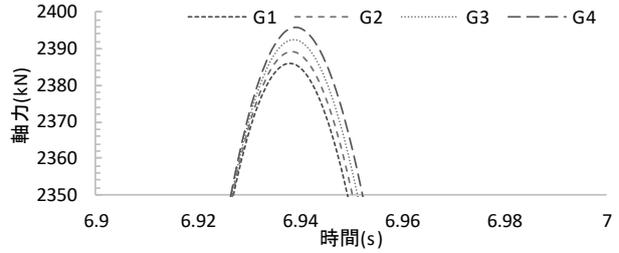


(f) Case3 (A2側)

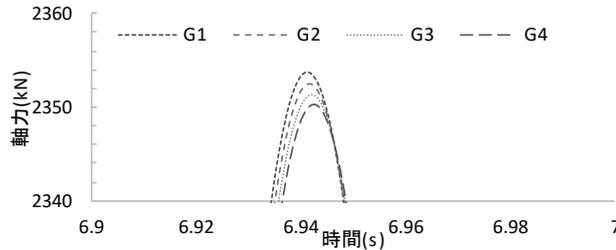
図-9 落橋防止装置の軸力と上部構造と下部構造の相対変位（橋軸）の時刻歴応答



(a) Case1



(b) Case2



(c) Case3

図-10 落橋防止装置の最大軸力の比較（A2側）

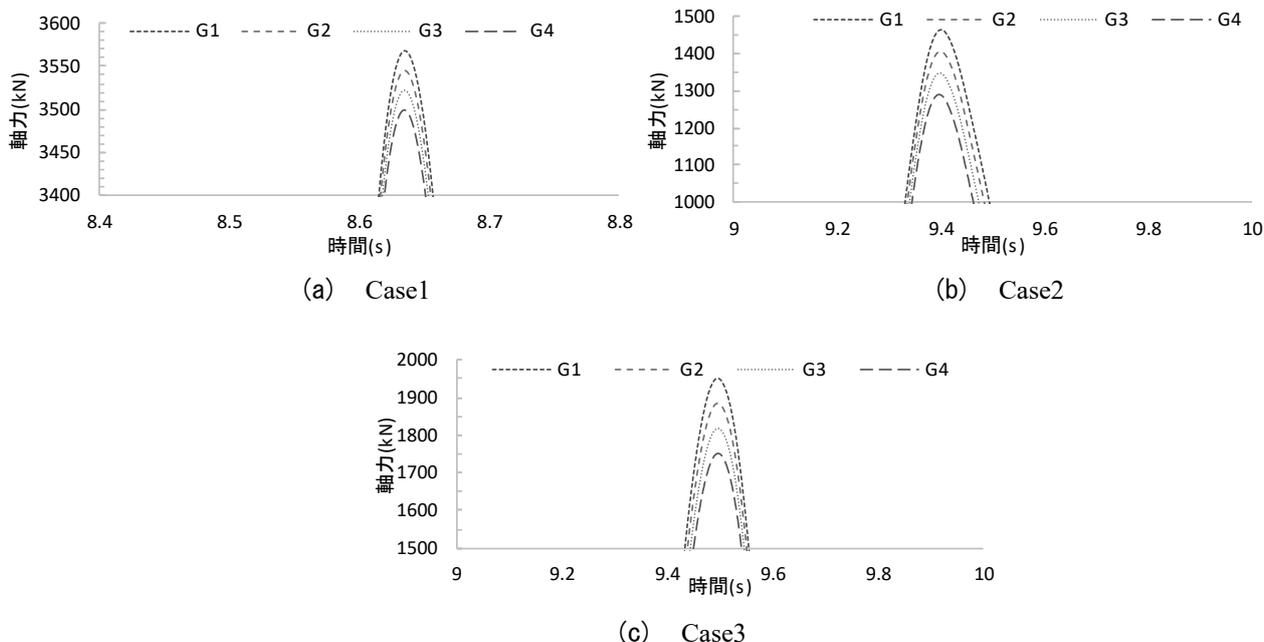


図-11 落橋防止装置の最大軸力の比較 (A1側 G1, G4)

相違がみられた。落橋防止装置が作動し始めるときのケーブルの剛性が高いため、上下部構造間の相対変位応答がケース間で微小な差であっても落橋防止装置の軸力には大きな差が生じることが原因である。本検討のように落橋防止装置が橋梁全体の挙動を左右し得る場合には、落橋防止装置のモデル化が重要であり、現モデルに対する検証が今後必要であると考えられる。

5. まとめ

本研究では、大規模地震を複数回経験する道路橋の地震時挙動を分析することを目的とし、2016年4月に発生した熊本地震（前震，本震）の観測波を用い、既設3径間鋼連続橋を対象に支承部の破壊状況をパラメータとした橋梁全体系動的解析を実施した。その結果、支承部の破壊時刻や破壊順序はケースごとに異なる結果になったが、上部構造の挙動に大きな相違はみられなかった。一方、落橋防止装置が作動し始めてからは上部構造の挙動や落橋防止装置の軸力に大きな差がみられた。本検討では、同一支承線上の支承部がすべて破壊する仮定で行ったが、今後、同一支承線上の一部の支承部が損傷するなど、破壊箇所をさらに変化させた検討を行う予定である。

謝辞：本研究はNEXCO関係会社高速道路防災対策等に関する支援基金を受けたものです。ここに感謝

の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会地震工学委員会ホームページ：平成28年（2016年）熊本地震 地震被害調査結果 速報会 <http://committees.jsce.or.jp/eec2/node/76>
- 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) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人土木研究所：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，2012
- 4) (株)エスイー落橋防止装置製品関連ページ：<http://se-kyoryokozo.jp/prod05-1.html>
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012
- 6) 宇佐美哲，阿部雅人，藤野陽三，森重行雄，鶴野禎史，柳野 和也：金属支承の終局水平挙動に関する実験的研究，地震工学研究発表会講演論文集，Vol.25，pp.853-856，1999
- 7) 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，45A，pp.903-914，1999
- 8) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋編・共通編，2012
- 9) (国研)防災科学技術研究所強震観測網ホームページ：<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>，2015