

熊本地震における俵山大橋の地震被害メカニズム推定に 向けての一考察

馬越一也¹・甲斐義隆²・葛西昭³・高橋良和⁴・秦吉弥⁵・党紀⁶・
今井隆⁷・佐藤京⁸・原暢彦⁹

¹正会員 株式会社耐震解析研究所（〒810-0003 福岡県福岡市中央区春吉3-21-19）

²正会員 構助解析事務所（〒192-0361 東京都八王子市越野39-53）

³正会員 熊本大学准教授 大学院先端科学研究部（〒860-8555 熊本県熊本市中央区黒髪2-39-1）

⁴正会員 京都大学教授 大学院工学研究科（〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂）

⁵正会員 大阪大学准教授 大学院工学研究科（〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1）

⁶正会員 埼玉大学助教 理工学研究科（〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255）

⁷正会員 株式会社ビービーエム（103-0027 東京都中央区日本橋3-11-1）

⁸正会員 国立研究開発法人土木研究所 寒地土木研究所（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3-1-34）

⁹正会員 東京ファブリック工業株式会社（〒163-0429 東京都新宿区西新宿2-1-1）

1. はじめに

大規模地震発生後には、施設等管理者のみならず専門関係者らによる現地調査を通じて被害状況把握が行なわれている（例えば¹⁾）。この調査から得られる残存状態から地震時挙動などを推定し、復旧のための耐震性評価や被害メカニズムの推定が行われる。しかしながら、平成28年熊本地震では、 $M_j = 6.5$ （ M_j ：気象庁マグニチュード）の前震発生後に再び $M_j = 7.3$ の大規模な地震が発生したため、橋梁被害のメカニズムを個々の地震に対して推定することが困難な状況にある。これらの橋梁が兵庫県南部地震以降に改定された道路橋示方書²⁾に基づいていたにも関わらず、甚大な被害が発生したことを考えると、前震の影響を踏まえ、本震での構造物応答を推定し、被害メカニズムを詳らかにすることは、耐震設計がさらに発展するために極めて重要である。

そこで、「土木学会地震工学委員会 性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会」では、高橋良和教授をワーキンググループ長とする「熊本地震による橋梁被害分析ワーキング」を立ち上げ、様々な検討に入った。本稿では、図-1に示す県道28号に架かる俵山大橋を対象に、本震発生後に得られた残存状態から被害を整理し、地震被害メカニズムを明らかにするために行っている様々な検討について、現在の進捗を報告する。

2. 橋梁全体の被災状況

種々の検討を行うにあたって、まず、対象橋梁の被害をまとめておく。既に多くの報告（例えば³⁾）があるため、ここでは本稿を述べる上で重要な項目に限定して述べることにする。

俵山大橋は、平成13年1月に竣工され、橋長140

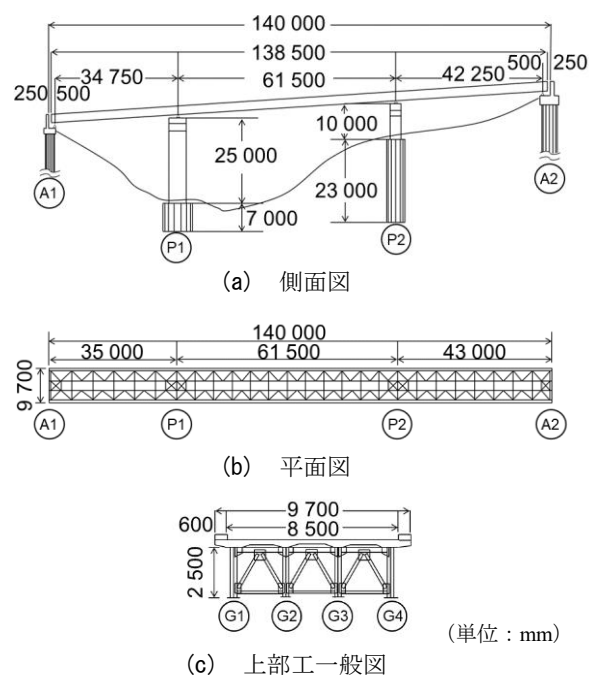


図-1 対象橋梁一般図



写真-1 A1とP1間の主桁の鋼部材座屈



写真-2 変断面部の主桁座屈

m, 有効幅員 8.5 m の鋼 3 径間連続非合成鈹桁橋で、上部構造は主桁 4 本から構成され、天然積層ゴムで支持されている。この橋梁の主要な被害として、橋台背面土の崩落、橋台パラペットの損傷、ゴム支承の逸脱とそれに伴う上部構造の残留変位、橋台パラペットとの桁衝突に伴う主桁端部の座屈、主桁支間部の局所的な座屈、下横構の部材座屈、橋脚のひび割れなどである。

(1) 上部構造の被害

これまでの橋梁上部構造の被害は、例えば、兵庫県南部地震のときに代表されるように橋脚の破壊に伴って、2 次的に主桁等の被害が生じている場合が多かった。しかし、今回の地震では、後述する RC 橋脚基部のひび割れが見られるなどの被害はあるものの、著しい鉛直支持の低下はないものと見られ、主桁の被害は 2 次的とは考えにくい。対象橋梁は、支持点の数 m に及ぶ移動に伴い、相対的に主桁の両端から圧縮力が作用する形となり、写真-1 に示すように、下フランジや下横構の面外変形が発生した。一方、写真-2 に示すように、特に断面変化点において、下フランジが大きく変状している。

桁端部において、写真-3 に見えるように、A1 橋台側のゴム支承は大きな残留変形が残り、A2 橋台側のゴム支承は橋台－桁間の衝突などに伴い逸脱してしまっている。A1 橋台と A2 橋台ともに、主桁と衝突が見られ、衝突による主桁の座屈や、橋台側のコンクリートの大きなひび割れが生じていた。



(a) A2G1



(b) A1G1

写真-3 桁端部の損傷



写真-4 逸脱した支承とサイドブロック



(a) P1橋脚

(b) P2橋脚

写真-5 支承部現状 (UAV撮影)

(提供元：NME研究所, (株)栄泉測量, 熊本大学構造力学研究室)

(2) ゴム支承の破壊

対象橋梁の被害のもう一つの特徴は、ゴム支承の被害である。特に P2 橋脚と A2 橋台におけるゴム支承が接続部から外れ、一部が逸脱して橋梁周辺で見つかった (写真-4, 写真-5)。逸脱したゴム支承周辺では破断したセットボルトも発見され、橋軸直角方向への変形を抑制するサイドブロックについても、削り跡とともに塑性変形の残留変形が見られた。

本稿では、このゴム支承の被害状況についても、



写真-6 橋台の被害状況

現在、分かっていることをまとめることとした。詳しくは後述する。

(3) 下部構造の損傷

橋台の損傷は、周辺地盤の大きな変状とともに、橋桁との衝突があったことに伴うものである。その他、橋台背面および周辺道路の盛土も崩壊している（写真-6）。踏みかけ板についても露呈しており、このような大きな地震の際には、どこまでの機能を有するべきか、今後の検討が待たれる。

RC 橋脚の地震被害については 5 章において RC 橋脚単体のサブモデルを用いた詳細検討とともに述べる。

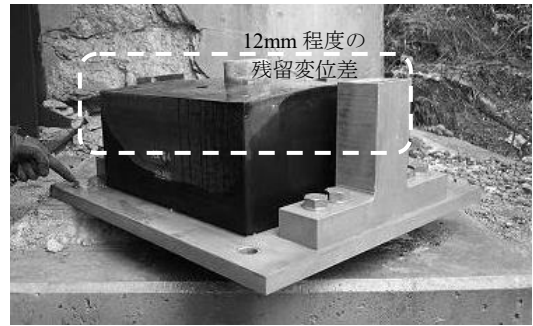


写真-7 地震後橋台上のA2-G4支承

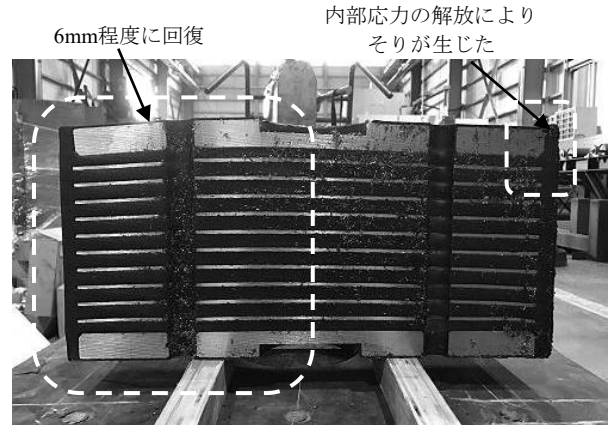


写真-8 A2-G4橋軸方向中心部の切断面

表-1 俵山大橋回収ゴム支承の積層から切り出した材料試験結果

試験項目	基準値(出荷時)	試験結果		
		出荷時	A1-G3	A1-G4
ゴムの硬さ(デュロメータ)	50±5	記録無し	52	56
伸び	550%以上	記録無し	510	490
引張り強さ	150kgf/cm ² 以上	記録無し	239	230
静的せん断弾性係数	8 ^{±1} kgf/cm ²	記録無し	8.8	9.5

3. ゴム支承の被災状況

今回の被災の特徴として、ゴム支承そのものを含めた支承周囲の損傷も特筆すべき事項である。そこで、ゴム支承について、被災状況を種々の観点から検討した成果を概説する。特に、地震後、回収することができたゴム支承（写真-7）から、多くの知見が得られた。

橋台に桁追突痕が残り、大きく橋軸方向に移動追突したことが推測されるが、その損傷の割に俵山大橋の A2 G1～G4 に設置されている 4 個の地震時水平力分散型支承ゴム本体には、外傷や破断は見られない。すなわち、

- ① 橋軸方向、橋軸直角方向に対してゴム支承本体に水平動に伴うせん断方向の損傷は見られない。
- ② 橋軸直角方向の変位を拘束（変位制限装置かジョイントプロテクターかは不明）する T 型の鋼ブロックの損傷が少なく健全なものもある。
- ③ それに対して上下沓などの取付けボルトの全てが損傷（せん断と引張り）している。
- ④ ゴム支承本体が損傷しないで、上沓部又は下沓部から切り離されて大きく水平方向に移動している。

以上により、ゴム支承本体には設計で考えていたような地震動による水平力が作用する前に上下部構造と支承を繋ぐボルトが破断したために、ゴム支承

が機能しなかった。しかし、ゴム支承は写真-8 のように鉛直方向に塑性変形していたことを考えると、地震動の上下動は衝撃力を伴うような鉛直力がゴム支承に偏載荷したことによって、鋼板を曲げたものと思われる。G4 ゴム支承の厚さの差は最大 12 mm あった。写真-8 に示すように、切断後はゴムの内部応力の解放により 6 mm 程度に回復した。

写真-7 に示すように、G4 ゴム支承の回収品は橋軸方向の高さに 12 mm 程度の差があったため、2 軸載荷試験機に支承を据付けことが困難であるため、水平剛性・圧縮剛性の確認試験が出来なかった。そこで、ゴム材料の変化についてのみ比較することとした。ゴム支承本体を複数箇所切断し、内部ゴム材料の物理的特性の基本特性について、納入時の値と比較し地震による影響が材料レベルでの考察を行った。

表-1 に試験結果を示す。出荷時の記録が無いため、初期値との変化を見ることは出来ないが、少なくとも出荷時は基準値を満足していると考えられるので、①支承個別にバラツキが見られるがゴムの伸びが大きく基準値を下回っている②静的せん断弾性係数も基準値を超える。

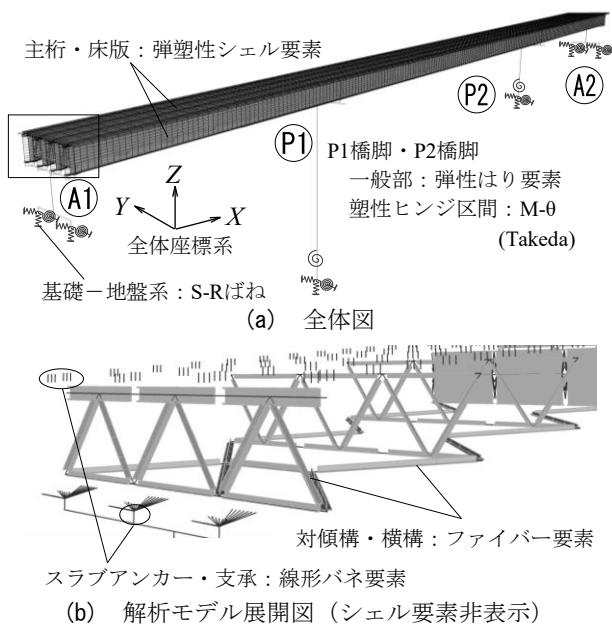


図-2 解析モデル図

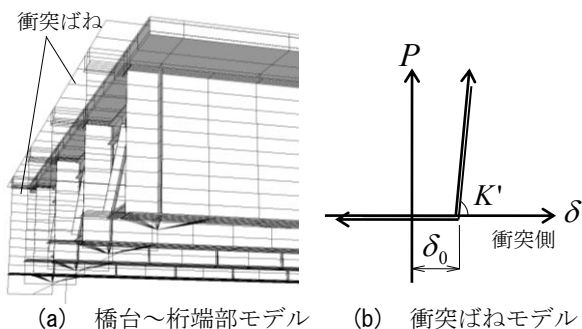


図-3 橋台～桁端部モデル

十数年から二十数年供用している橋から回収したゴム支承においてゴム材料の物理的性質の変化は数パーセント程度と少ない。俵山大橋のゴム支承が圧縮方向に塑性したため材料に影響がでた可能性がある。

4. 全体系地震応答解析から見る被災シナリオ

対象橋梁の被災状況を鑑みて、橋台パラペットとの桁衝突、主桁の座屈等の特徴的な損傷を解析的に分析するため、それらが再現できる数値解析モデルを構築し、シナリオの推定を試みてみた。本章では、橋梁全体の地震応答解析を実施し、被災メカニズムとの関係性を述べることにする。

(1) 橋梁全体系解析モデルの構築

文献 4)を参考に、橋梁全体系の解析モデルを構築した。本橋梁のような鈑桁橋に対し、一般的な全体系耐震解析モデルとして主桁、床版等の床組み上部構造を一本のはり要素でモデル化されることが多い

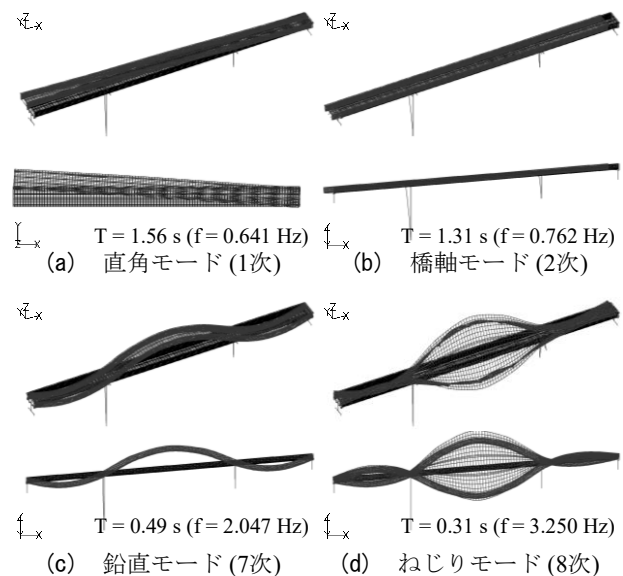
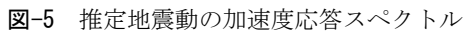


図-4 固有振動モード

が、本解析では被災状況の再現を目的としているため、地震時の振動特性を適切に評価し、損傷状態をできるだけ表現できるようなモデル化を目指した。解析モデルを構造要素のモデル化とともに図-2に示す。例えば、一般的には集約する上部構造に対して床版、主桁、対傾構等の構造部材を個別に非線形でモデル化することで、構造部材の損傷や個々の支承応答の精度向上を図ったり、桁衝突による桁端部の損傷や、桁衝突から主桁への高軸力作用による支間部の主桁損傷を評価するために、図-3に示す衝突ばねモデルを組み込むことでその影響を考慮している。床版は積層シェル要素の各層に Drucker Prager のコンクリート及び完全弾塑性型移動硬化則の鉄筋を組み込むことで RC 床版としての合成された非線形の板効果を考慮し、これを同じく 2 次勾配が $E/100$ のバイリニア型移動硬化則の弾塑性シェル要素でモデル化した主桁と線形ばねのスラブアンカーによって接続する。これら構造要素モデルの詳細は文献 4)を参照されたいが、本解析では後述するように P2 橋脚の損傷に着目した詳細な検討を実施するため、ここでは上部構造に対して橋脚のある程度の非線形性を評価できるように、中間橋脚の塑性ヒンジ区間を M- θ (Takeda)の非線形ばねでモデル化した。なお、解析には ScanFEM⁵⁾を用いて、解析の種類としては弾塑性有限変位解析である。

(2) 固有値解析と減衰モデル

対象橋梁の固有値解析結果より得られた主要な固有振動モードを図-4に示す。低次の固有振動モードに着目すると、1次は 1.56 s の橋軸直角方向、2次は 1.31 s で橋軸方向のモードであり、同橋梁規模の一般的な分散支持構造の鈑桁橋にしては多少長周期



地震応答解析には水平 2 方向と上下方向のモード寄与率のベクトル和を重み係数として最小二乗法で係数 α , β を決定するレーリー型減衰モデル⁶⁾を用いた.

表-2 検討ケース

ケース	入力 加速度	入力方向	作用方法
Case1	Wave1 秦ら ⁷⁾	水平 2 方向	慣性力作用
Case2	Wave2 本橋ら ⁴⁾	3 方向 (各基礎)	地動 (位相差考慮)

- 235 -

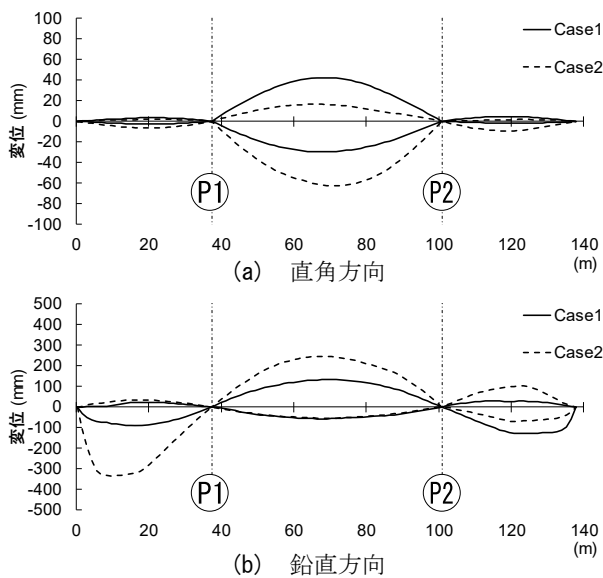


図-6 桁の最大変位分布

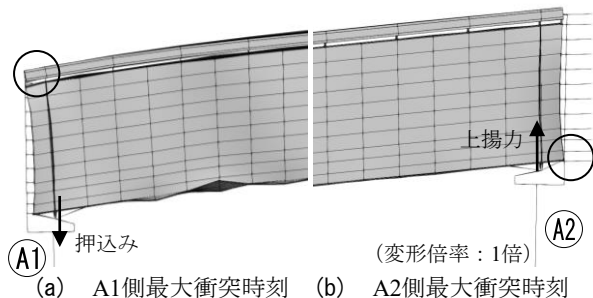


図-7 衝突力最大時刻桁端変位 (Case2)

対称構造であるため、Case2 の最大変位の偏りは地盤変位の影響と見られる。鉛直方向の最大変位については、第 1 径間では Case2、第 3 径間では Case1 の一側変位が大きく、いずれも橋台側でモードの変化点があり、これは桁端部付近の橋台と主桁の衝突による影響であると考えられる。

Case2 において桁衝突最大時刻の桁端部付近変形状態を図-7 に示す。桁端の衝突面に分散配置した衝突ばねの衝突力は、A1 側では床版位置が大きく、A2 側は下フランジ位置が大きい挙動が見られた。対象橋梁は 6% の縦断勾配を有しているが桁端は垂直であるため、このような桁端の衝突位置に違いが見られるのは支間部の鉛直振動による影響と考えられる。なお、同図 A1 側の下フランジ付近で大きな座屈が見られるのは橋台パラペットやゴム支承の損傷を本解析では考慮していないためであると考えられる。

桁衝突と支承鉛直反力の関係を確認するため、A1 側の Case1 と Case2 の支承鉛直反力及び桁端衝突力の時刻歴を図-8、図-9 にそれぞれ示す。Case1 及び Case2 のいずれも支承の鉛直反力は衝突力に連動するように軸力変動の様子を示しており、桁衝突時には大きな押込み力が生じている。紙面の都合上し

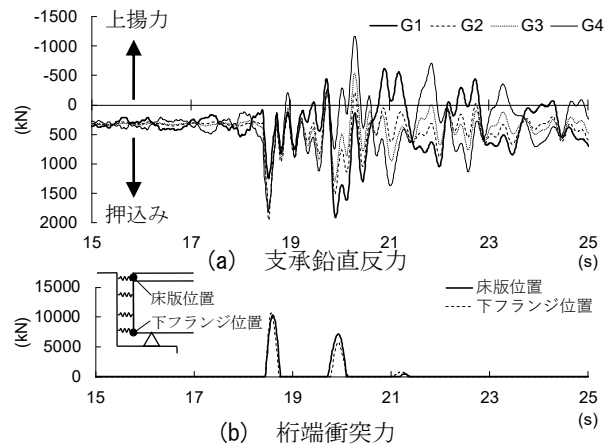


図-8 桁衝突と支承応答時刻歴図 (Case1, A1側)

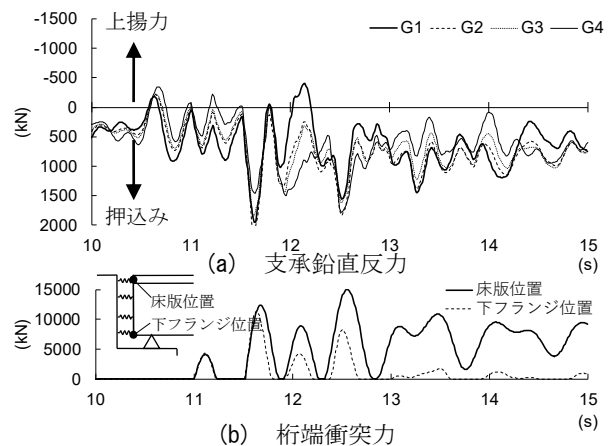


図-9 桁衝突と支承応答時刻歴図 (Case2, A1側)

ていないが、A2 側でも同様に桁衝突と連動して支承の鉛直方向反力の変動が見られたが、最大の桁衝突時には A1 とは逆の下フランジ面で最大衝突力が生じ、その影響で上揚力が生じていた。以上のことから、支承の損傷には桁衝突の影響が関与していることが想像できる。桁端衝突力の時刻歴に着目すると、Case1 では 18.6 s 付近と 20 s 付近で大きく 2 度桁衝突していることが確認できる。一方 Case2 では 13 s 付近から継続的な桁衝突（主桁と橋台パラペットが接触）が見られる。これは A2 側でも同じような応答が生じており、Case1 では生じていない。Case2 における地盤変位は 10 s を過ぎたあたりから 13 s 付近まで漸増して大きくなっていることから、この継続的な桁衝突は地盤変位の影響と考えられる。

最終時刻の A1-P1 間にある主桁下フランジの断面変化位置の変形状況を図-10 に示す。Case2 では実際の被災状況（写真-2）と同じように主桁下フランジの断面変化位置付近およびウェブで座屈変形が確認できるが、Case1 には主桁の座屈変形を明確に確認することはできなかった。最大の桁衝突力は Case1, Case2 でほぼ同程度であることから、主桁の座屈に寄与する現象は地盤変位による継続的な桁衝突の影響が大きいと考えられる。

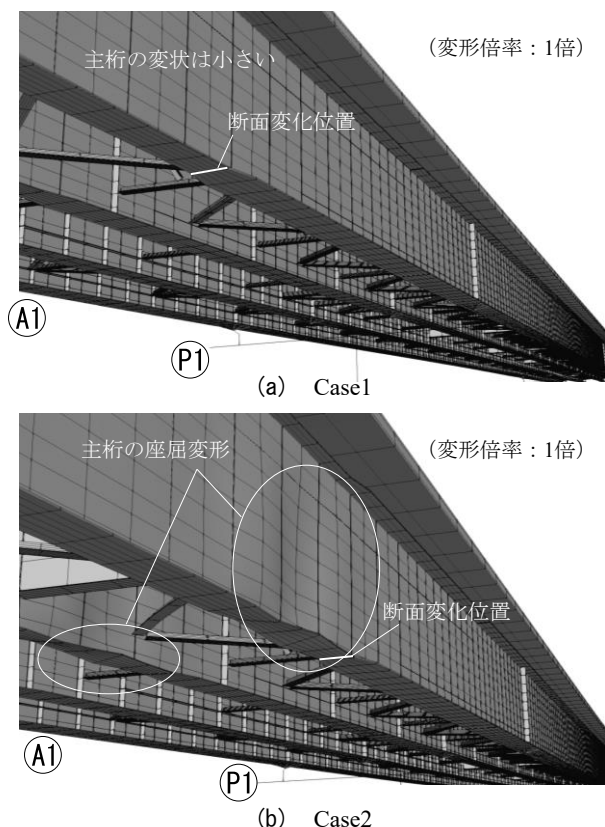


図-10 A1-P1間断面変化位置での主桁変形状況

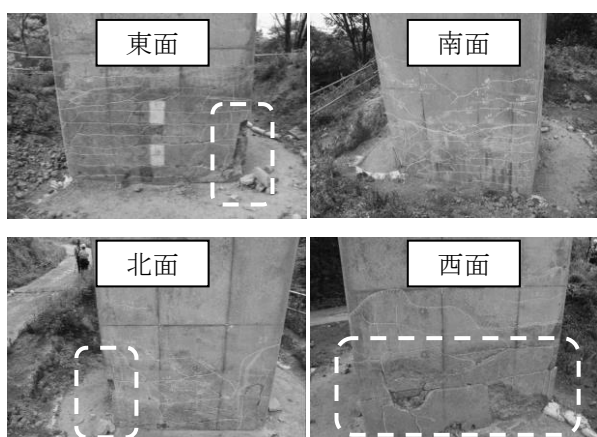


写真-9 P2橋脚の損傷状況

5. RC橋脚に着目した詳細検討

(1) RC橋脚の被害

対象橋梁は布田川断層帯近傍のやや北側に存在し、右横ずれ断層の関係で、橋台部および橋脚基部は、1m～3m 程度、北東方向に移動している。現在のところ、振動そのものなのか、地盤変状によるものかの明確な判断はできないものの、結果として、写真-9 (2017 年 5 月に撮影) に見られるように P2 橋脚基部は、北東隅角部にかぶりコンクリートの剥落があった。また、西面 (P1 側) では全体的にかぶりコンクリートの浮きが見られる。

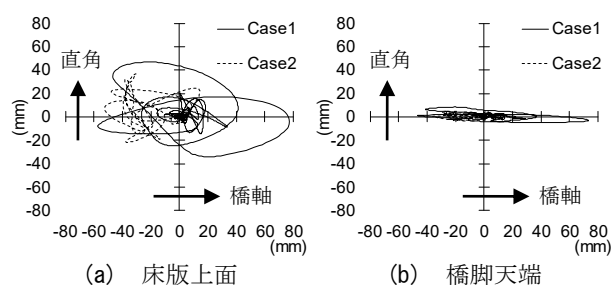


図-11 変位オービット (P2)

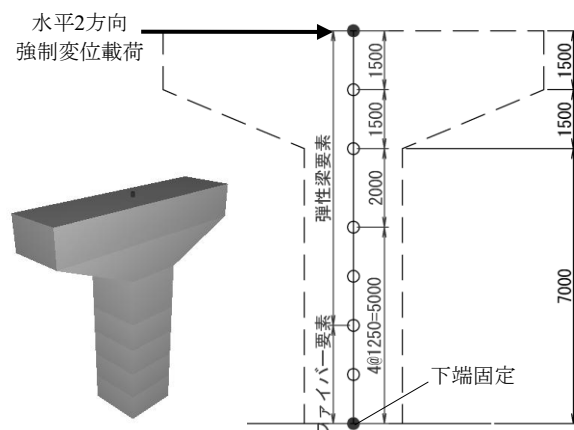


図-12 P2橋脚解析モデル

(2) 橋梁全体系地震応答解析における橋脚の応答

前章の数値解析において、P2 橋脚に着目して、当該橋脚位置の床版上面と橋脚天端位置の応答変位オービットを図-11 に示す。横軸に橋軸方向、縦軸に直角方向変位を採っている。床版上面ではいずれのケースも円を描くような応答を示しているのに対して、橋脚天端では橋軸方向だけが卓越した変形性状を示している。

全体系数数解析モデルでは、橋脚は塑性ヒンジ区間を $M-\theta$ でモデル化しており、地震の 2 方向加振による 2 軸曲げの影響は考慮されていない。そこで本解析で得られた橋脚天端の応答変位を用いて、P2 橋脚についての詳細検討を行った。

(3) 橋脚単体モデルを用いた解析

RC 橋脚の損傷を詳細に検証するために、P2 橋脚を対象として、ファイバー要素を用いた弾塑性解析を実施した。解析モデルを図-12 に示す。コンクリートは横拘束されたコンクリート圧縮載荷実験結果から定式化したモデル⁸⁾を用いて、かぶりコンクリートとコアコンクリートで構成則を変えている。鉄筋は Menegotto-Pinto モデル⁹⁾のヒステリシスを用いている。ファイバー要素は断面 2 方向の载荷に対応するように格子状に分割した。前節の全体系解析により得られた橋脚基部に対する橋脚天端の水平 2 方向時刻歴相対変位を本解析モデルの橋脚天端に強制変位として入力した。

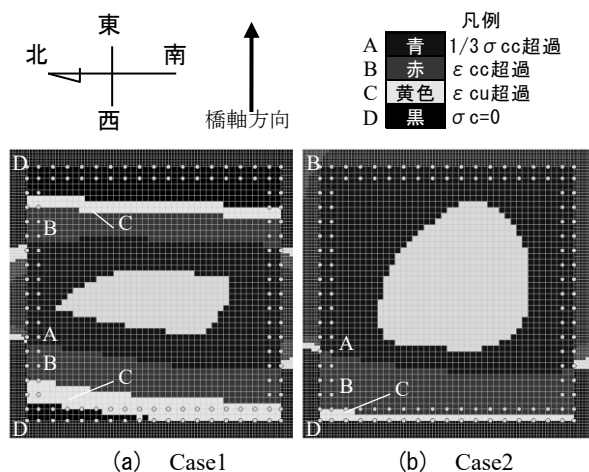


図-13 P2基部損傷区分図

解析の結果得られた柱基部におけるコンクリートのひずみによる損傷区分を図-13に示す。Case1では東西方向に大きく損傷している。一方、Case2では西面にかぶりコンクリートの剥落、北東隅角部に局所的な損傷が生じるなど実際の損傷被害と同様の解析結果を得ることができた。

6. 構造要素の損傷シナリオに関する全貌解明に向けて

俵山大橋を対象に、平成28年熊本地震の被災メカニズム推定のために橋梁全体系及びP2橋脚に着目した応答解析を実施した。橋梁全体系を用いた地震応答解析では異なる2つの機関で推定された地震動を入力地震動として、各構造要素の損傷状態、地盤変位の影響について検証した。結果から次のような知見が得られた。

- ・ 検証に用いた2つの地震波は振動モードの偏りが見られる他は、ほぼ同程度の変位応答を示している。
- ・ 橋台パラペット部と主桁の衝突は地盤変動の影響に関わらず生じる。
- ・ 桁衝突時には支間の鉛直振動によって衝突面の衝突位置が変化し、それによってゴム支承に大きな鉛直反力が生じる。
- ・ 地盤変位の影響を考慮しないCase1は2度の桁衝突が生じていたが、Case2では地盤変位の影響で継続した桁衝突が見られる。
- ・ P2橋脚に着目した強制変位解析では、被害が見られた基部付近で、かぶりコンクリートの剥落、角部の局所的な損傷など、地震被害と同様の損傷分布が得られた。

以上より、橋台部のゴム支承の損傷は、せん断変

形に加え、桁衝突による鉛直方向反力の変動の影響が大きいと考えられる。また、A1-P1間の断面変化位置付近の主桁の座屈はCase1では見られず、Case2で見られることから、地盤変位による継続的な桁衝突の影響と考えられる。

本検討で用いた橋梁全体系の解析モデルには、ゴム支承の破壊、PCケーブルの影響、橋台パラペット背面土の影響、橋台と基礎部の損傷については考慮されていない。また、桁衝突時の衝突剛性についても課題があり、桁端部の損傷は実際の被害以上の応答が生じている。本解析結果はその点を踏まえ、今後の地震被害シナリオ推定に活用したい。

謝辞：本研究は「性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会（矢部委員長）熊本地震による橋梁被害分析WG（高橋主査）俵山大橋SWG」における活動の一環として実施されました。

参考文献

- 1) 平成28年（2016年）熊本地震の評価，地震調査研究推進本部地震調査委員会，2016。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ～Ⅴ，丸善，2012。
- 3) 一般社団法人日本橋梁建設協会：熊本地震橋梁被害調査報告書，2016。
- 4) 本橋英樹，野中哲也，馬越一也，中村真貴，原田隆典：熊本地震の断層近傍における地震動と橋梁被害の再現解析，構造工学論文集，Vol.63A，pp. 339-352，2017。
- 5) 株式会社耐震解析研究所：ScanFEM ver. 1.22 理論マニュアルと検証，2007。
- 6) 臺原直，大月哲，矢部正明：非線形動的解析に用いるRayleigh減衰のモデル化に関する提案，第2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. 371-378，1998。
- 7) 秦吉弥，矢部正明，野津厚，葛西昭，高橋良和，松崎裕，秋山充良：臨時余震観測に基づく2016年熊本地震における西原村および南阿蘇村の被災橋梁に作用した地震動の評価，構造工学論文集，Vol. 63A，pp. 265-278，2017。
- 8) 堺淳一，川島一彦，庄司学：横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度-ひずみ関係の定式化，土木学会論文集，No.654/I-52，pp. 297-316，2000。
- 9) 堺淳一，川島一彦：部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正Menegotto-Pintoモデルの提案，土木学会論文集，No.738/I-64，pp. 159-169，2003。