

熊本地震における扇の坂橋の被害分析及びその再現解析

佐々木 智大¹・藤倉 修一²・秦 吉弥³

¹正会員 博(工) (株)大林組 技術研究所 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

²正会員 Ph. D 宇都宮大学 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科
(〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東7-1-2)

³正会員 博(工) 大阪大学 工学研究科 地球総合工学専攻 (〒565-0578 大阪府吹田市山田丘2-1)

1. はじめに

熊本県熊本地方において、2016年4月14日のMw6.2の前震、同4月16日のMw7.0の本震と立て続けにマグニチュード6以上の地震が発生した。一連の地震は布田川断層帯および日奈久断層帯の右横ずれ断層によるもので、土木構造物に大きな被害が生じ、特に、橋梁の被害について見ると阿蘇山系を通る県道28号線俵山バイパス沿いの阿蘇郡西原町から南阿蘇村に集中した。大切畑大橋から俵山大橋に至る上り勾配に沿った橋では、主に、地割れや斜面の崩落がみられた¹⁾。中でも扇の坂橋は、同じバイパス沿いに位置する大切畑大橋や俵山大橋と比較して、被害は比較的軽微ではあったが、桁が面外方向へ大きく残留移動し、桁の衝突によって橋台が損傷、移動制限ブロックがせん断破壊した。

扇の坂橋は山岳部に建設された曲線橋であり、かつ勾配を有することから、複雑な振動特性を持つ。また、曲線橋特有の挙動により、桁が回転しやすく、これらの要因が複雑に絡み合って今回の地震被害に至ったと考えられる。そこで、本報告では、被害メカニズムを分析するにあたり、衝突を考慮したファイバー要素解析による挙動の再現を試み、複雑な振動特性を評価するとともに、衝突が与える影響や各種パラメータについて考察する。

2. 橋梁および被害の概要

本橋は県道熊本高森線の山岳部に位置し、3径間連続曲線鋼桁橋である。一般図を図-1に示す²⁾。本橋は橋長128m、平面線形Rは250m、A1橋台からA2橋台にかけて6.000%の上り縦断勾配がある3径間連続

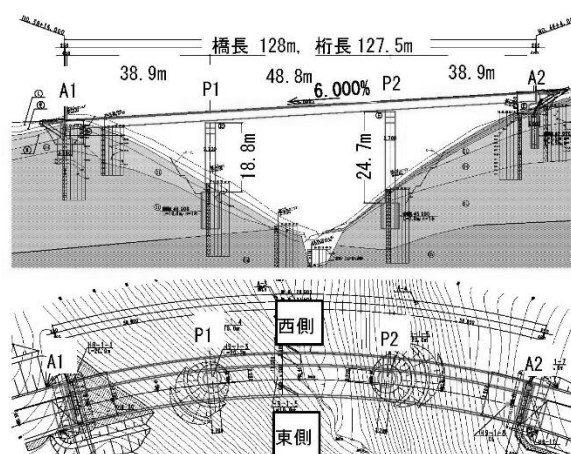


図-1 扇の坂橋一般図

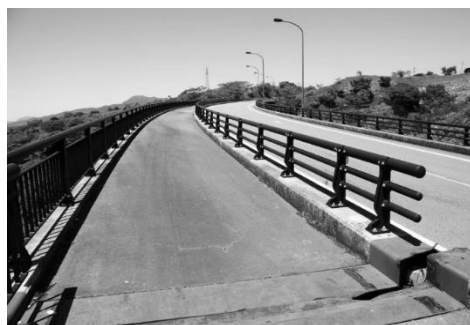


写真-1 A1側からの橋面

曲線鋼桁橋である。写真-1はA1側からの橋面を示し、平面曲率内側に向かい車道部では5.000%、歩道部では2.000%の横断下り勾配を有する。橋脚は斜面上に位置し基礎は深礎杭であり、A1橋台とA2橋台の基礎はそれぞれ、直接基礎及び深礎杭形式となっている。将来の維持費を低減するため、主桁には耐候性鋼材を使用し、各主桁は、円形断面の積層ゴム支承で支持されている。平成8年道路橋示方書に準拠して設計され、地盤種別はI種、地域別補正係数はB地域区分 (Cz=0.85) となっている。



写真-2 A1側パラペットの損傷



写真-3 A1橋台橋軸直角方向への桁移動



写真-4 A1橋台橋軸方向への残留変形



写真-5 A1橋台橋軸直角方向への残留変形



写真-6 A2橋台橋軸直角方向への残留変形

以下の被害状況では、図-1の平面図に示すように、曲線桁曲率内側を東側、曲率外側を西側と定義する。また、被害状況は、2016年5月12日に行った被災調査を基にまとめた¹⁾。A1橋台西側を斜めから見た状況が写真-2である。パラペット前面から側面にかけてひび割れが進展している。これは、桁がパラペットに衝突したことによってパラペットの基部が損傷したと考えられる。A1橋台桁下の全体の状況を写真-3に示す。上部工全体が西側に移動し残留変形が生じている。同じA1橋台西側端部の橋軸方向および橋軸直角方向の支承の残留変位を示したものが、写真-4および写真-5であり、残留変位量はそれぞれ150mm、170mm程度であった。A1橋台東側端部では、橋軸方向の残留変位はP1側に50mm程度、橋軸直角方向については、西側端部とほぼ同程度であった。写真-5に示すように、主桁に取り付けられた変位制限

用のブラケットがA1橋台上の変位制限ブロックと衝突し、ブロックがせん断破壊され、斜めひび割れが生じている。

写真-6はA2橋台西側の支承部の残留変形を示す。橋全体として橋軸直角方向へ約200mmの残留変位が生じていた。A1橋台同様に変位制御ブラケットが桁に、橋台にはコンクリートブロックが取り付けられているが、両者には大きなギャップが生じており、設計の想定とは逆の変形が生じた可能性がある。A1橋台およびA2橋台における被害・残留変形から、主桁はA1橋台で衝突した後、平面図で見て反時計回りに回転したものと考えることが出来る。これは、一般的に指摘されている曲線橋特有の回転挙動³⁾であると言える。さらに、本橋周辺地盤の調査から、橋台周辺地盤の移動、傾斜の痕跡はあまりみられなかったことから、被害は主に地震動によるものではないか

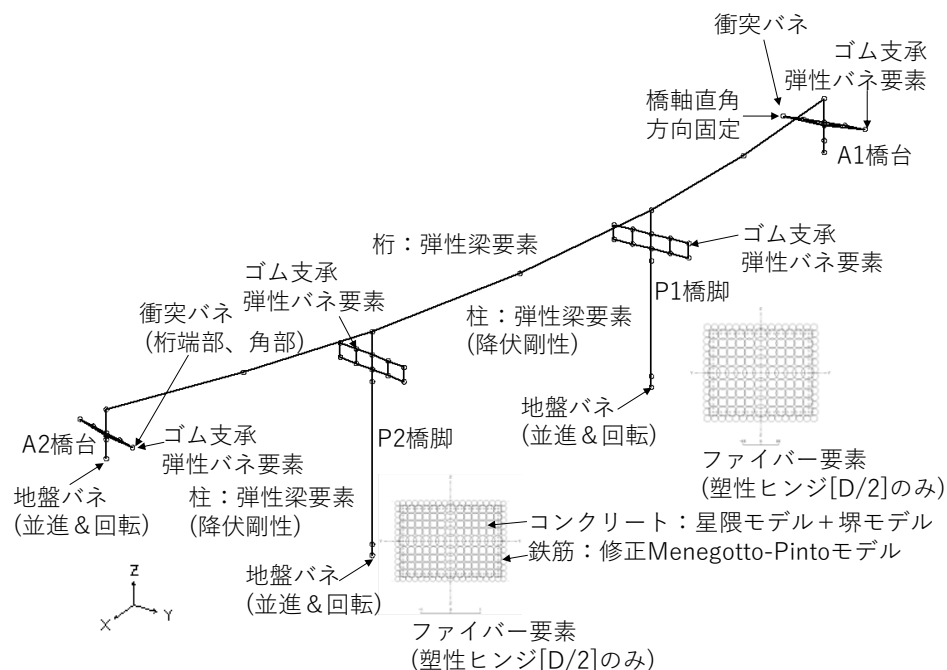
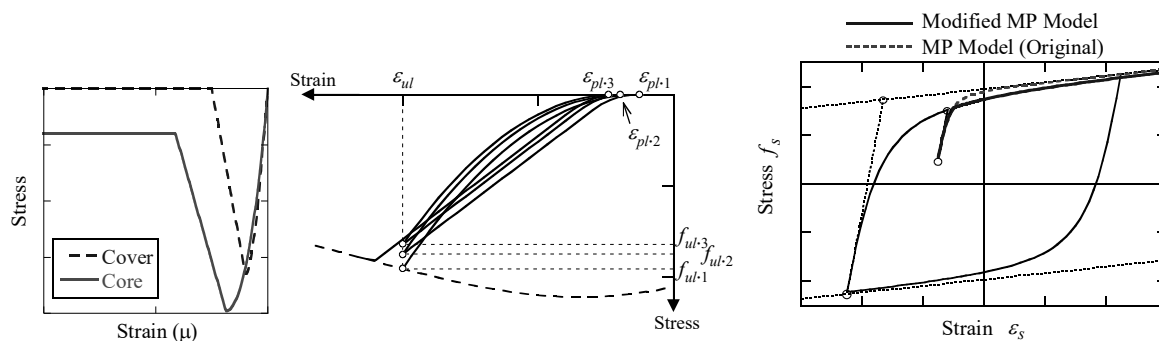


図-2 解析モデル



(a) コンクリート(左: 包絡線, 右: 除荷再載荷履歴)

(b) 鉄筋

図-3 材料構成則

と考えられる。

3. 解析モデルと入力地震動

(1) ファイバー要素によるモデル化

図-2に扇の坂橋の被害再現解析に用いたモデルを示す。本橋は、橋軸方向および横断方向に勾配を持つ曲線橋であることから、各方向の応答が互いに連成し合い、複雑な挙動を示すことが予想できる。そのため、立体フレームモデルとした。

橋台パラペット部などへの衝突や桁の残留変位が主な被害で有り、下部構造の被害は限定的であったことから、作用曲げモーメントの大きくなるP1およびP2橋脚の基部の塑性変形のみを考慮し、橋台や橋脚の塑性ヒンジ部以外は弾性梁要素とした。P1およびP2橋脚基部には、2方向曲げを受けるコンクリートおよび鉄筋の応力～ひずみ履歴を適切に考慮できるようファイバー要素を用いた。本解析で用いた材

料構成則を図-3に示す。コンクリートの応力～ひずみ関係としては、Hoshikumaらの提案する包絡線⁴⁾に、Sakaiらの提案する除荷・再載荷履歴⁵⁾を組み合わせたモデルを与えた。鉄筋には、Menegotto-Pintoのモデル⁶⁾に対し、微小振幅の除荷・再載荷によって応力を過大評価しないよう修正したモデル⁷⁾を与えた。材料の設計基準強度は、コンクリート強度は24MPa、軸方向鉄筋および帯鉄筋の降伏強度は345MPaである。

桁は橋台2基・橋脚2基の直上およびその中間点の合計7点の重心位置に節点を設け、1本の線形梁要素でモデル化した。本橋は、橋軸方向に勾配のついた曲線橋で有り、これらが適切に再現されるよう7点の節点を適切な座標に設定した。桁の断面は一樣ではなく、橋脚上が最も剛性が高く、そこから離れるにつれ曲げ剛性が小さくなっており、橋脚一橋脚間の中間点で最も剛性が低い。本解析では、この断面の変化は無視し、最も曲げ剛性の低い断面と同じ

断面で仮定した。

本橋では、1基の橋脚もしくは橋台につき、5基の支承を用いて桁を支えている。この支承は、エネルギー減衰のない弾性支承で有り、支承の剛性を与えた線形バネ要素でモデル化した。

減衰としては、後述する固有値解析の結果から、水平方向の卓越モード(1次)と鉛直方向の卓越モード(12次)の振動数において、ひずみエネルギー比例減衰と同じ減衰比となる係数を持つRayleigh減衰を与えた。

(2) 桁端部の境界条件

前述した被害状況から、橋台において桁が衝突している。一般的に曲線橋では、桁端部における衝突により、桁が回転することが知られており、今回は、この衝突が桁の回転挙動へ与える影響を評価するため、桁端部の境界条件として、衝突の有無をパラメータとした解析を行った。表-1は、解析を行ったパラメータの組み合わせである。

表-1 境界条件

	桁端部の境界条件	
	橋軸方向	橋軸直角方向
A	自由	自由
B	衝突 遊間250mm	固定
C		衝突 遊間150mm 緩衝ゴム 有り

a) 衝突しないケース（ケースA）

桁と橋台の間に衝突バネを取り付けず、桁端部において、遊間を超える変位が生じても衝突しないとして解析した。

b) 橋軸方向にのみ衝突するケース（ケースB）

桁端部において、桁が橋軸方向に大きく変位すると、桁端部と橋台パラペット部が衝突するよう、衝突バネで桁端部と橋台を接続した。衝突バネの剛性 K_p は次式に基づいて求めた⁸⁾。

$$K_p = \begin{cases} 0 & (u < u_c) \\ n \frac{EA_{Deck}}{L} & (u \geq u_c) \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 EA_{Deck} は桁の軸剛性、 L は桁長、 n は要素分割数、 u_c は遊間である。

一方、橋軸直角方向については、十分剛と見なせるバネ要素で橋台と桁を接続し、橋台に対する桁の相対変位を拘束した。

c) 橋軸・橋軸直角方向ともに衝突する場合（ケースC）

橋軸方向、橋軸直角方向ともに衝突するとして、桁と橋台の間に衝突バネを取り付けた。橋軸方向の衝突バネについては、式(1)に基づいてケースBと同様の剛性を与えた。

橋軸直角方向については、厚さ50mmの緩衝ゴムにまず衝突する。緩衝ゴムの荷重～変形履歴については、潤田らの提案する荷重～変形曲線⁹⁾を概ね再現できる、複数の折れ点を有する非線形弾性モデルを用いた。なお、一般的に緩衝ゴムの除荷時の剛性は載荷時の剛性よりも高く、若干のエネルギー吸収があるが、全体の応答に与える影響は小さいため¹⁰⁾、本解析では無視した。

(3) 作用した地震動の推定

図-4に解析に用いた入力地震動およびその応答ス

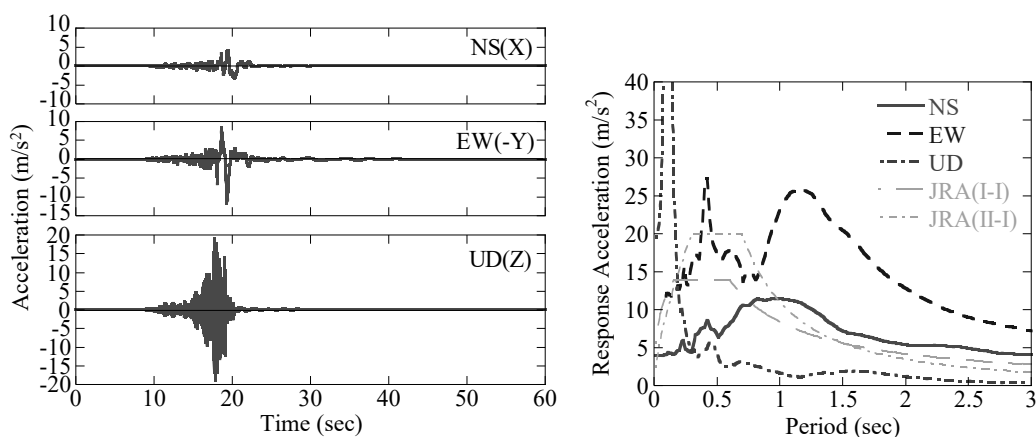


図-4 入力地震動

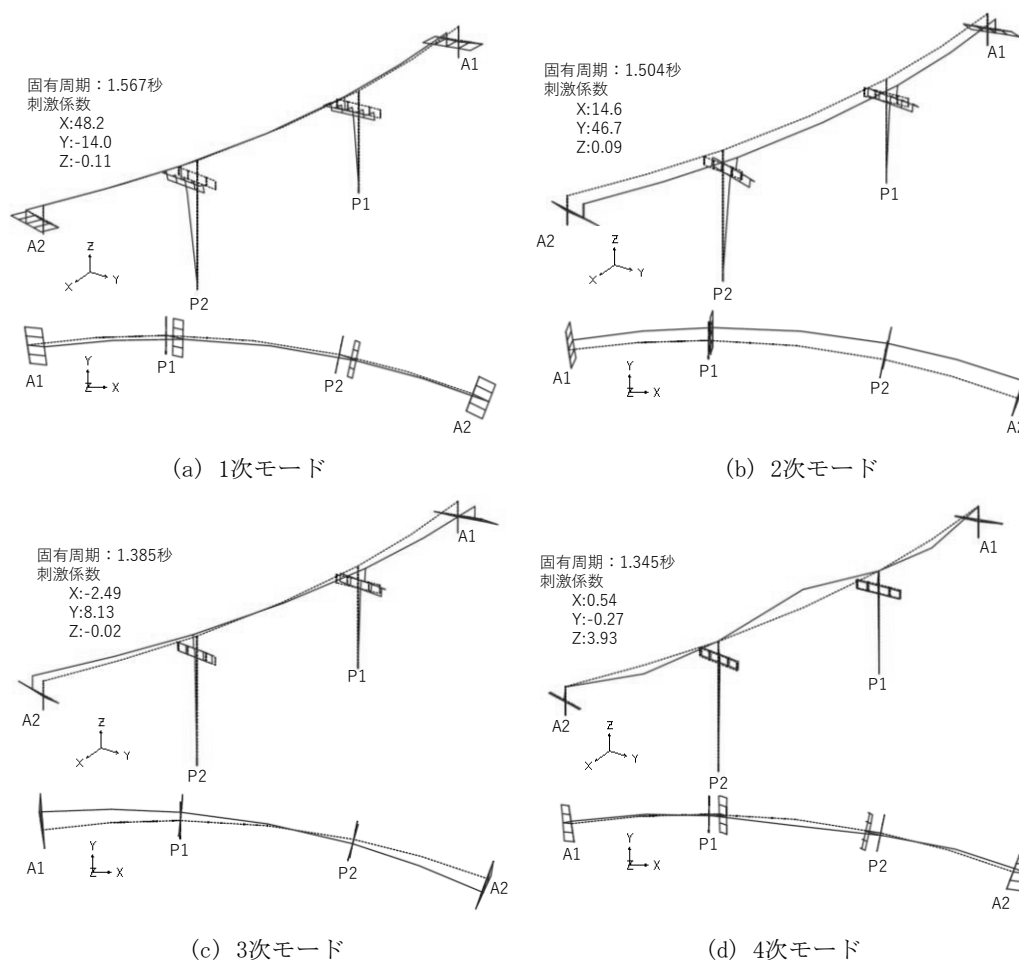


図-5 主要な固有モード

ペクトルを示す。ここでは比較のため、道路橋示方書で規定されている1種地盤の設計スペクトルも示している。解析には、秦らが扇の坂橋のA1橋台において測定した余震観測結果から求めた地盤の動特性を考慮し推定された地震動¹¹⁾を用いた。ただし、秦らが求めた地震動はA1橋台位置での推定であることから、A1橋台位置およびP1橋脚位置におけるボーリング結果等から変形係数の深さ方向分布を仮定し、線形の重複反射理論¹²⁾を用いてP1橋脚位置における地震波を評価した。

構造物の杭基礎が地盤の動きを拘束する結果、構造物に作用する入力地震動が低減することが知られている。この影響を原田らの提案する式を用いて補正した¹³⁾。

4. 解析結果

(1) 固有値解析結果

図-5にケースAのモデルに対して行った固有値解析の結果得られた主要な固有モードを示す。1次モードおよび2次モードは、それぞれ橋軸方向、橋軸直角方向の水平2方向の振動を表すモードと考えら

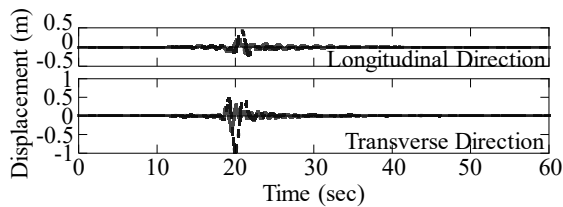
れる。固有周期は1.567～1.504秒である。

3次モードは鉛直軸周りで桁が回転するモードで有り、桁端部での衝突が生じやすいと言える。特に固有周期が約1.4秒と、図-4に示したEW成分の加速度応答スペクトルにおいて、ちょうどピークを示す固有周期帯のため、この振動モードで共振しやすい。このモードでの振動が大きくなると、桁端部では衝突が起こりやすいと考えられる。

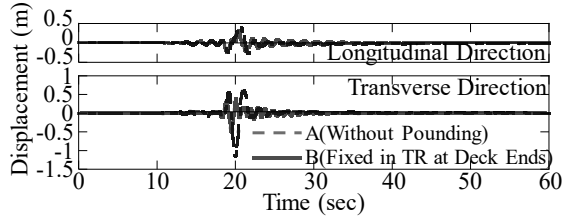
(2) 衝突しない場合（ケースA）と桁端部で橋軸直角方向の変位を拘束した場合（ケースB）

衝突しないとした解析ケースAにおける橋脚変位および桁加速度を図-6に示す。である。また、図-7にP1、P2橋脚基部における曲率～曲げモーメント関係を示す。ここでは、比較のため、後述する橋台部で橋軸直角方向の桁変位を拘束したケースBの結果も合わせて示す。

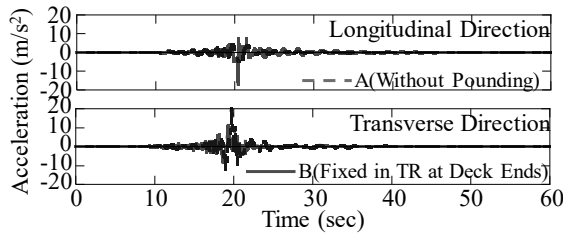
図-6に示したとおり、特に橋軸直角方向に大きな応答が生じており、約20秒付近において、約1mの応答変位が生じている。図-7にあるとおり、橋脚は基部で大きく塑性化し、塑性ヒンジが形成されている。P1橋脚、P2橋脚とも、道路橋示方書で規定され



(a) P1橋脚天端の応答変位

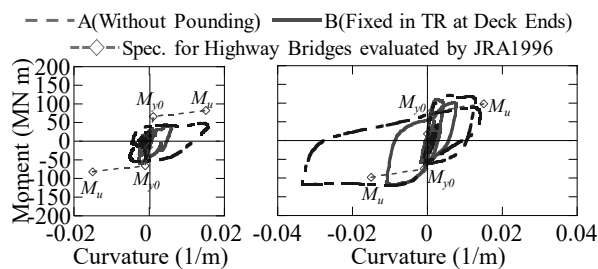


(b) P2橋脚天端の応答変位

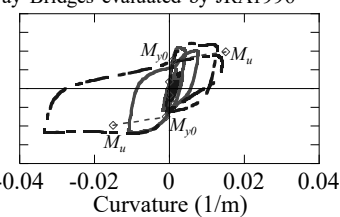


(c) A1橋台側の桁端部における応答加速度

図-6 時刻歴応答(ケースA・B)

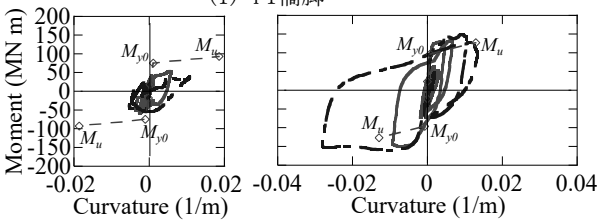


(a) 橋軸方向

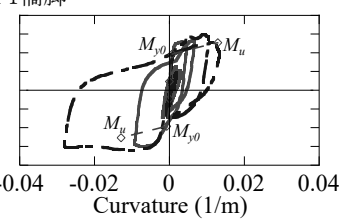


(b) 橋軸直角方向

(1) P1橋脚



(a) 橋軸方向



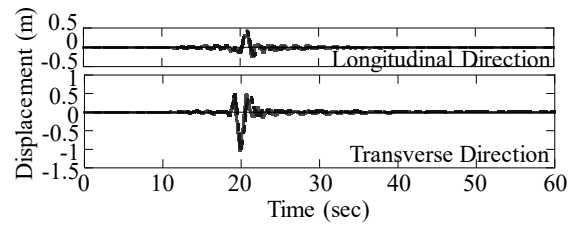
(b) 橋軸直角方向

(2) P2橋脚

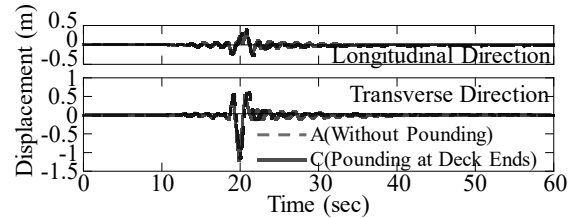
図-7 曲げモーメント～曲率履歴(ケースA・B)

ている終局曲率を大きく超えた。

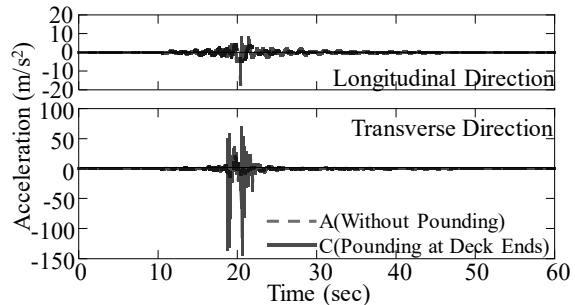
一方、橋台部において橋軸直角方向の桁変位を拘束した場合(ケースB)は、桁全体の変位が小さくなり橋脚の変形が抑えられる。図-6に示した橋脚変位および桁加速度では、特に橋軸直角方向において、変形が拘束され、橋脚の応答が小さくなった。図-7に示した曲率～曲げモーメント関係においても、橋軸直角方向の応答曲率は終局曲率に達していない。



(a) P1橋脚天端の応答変位

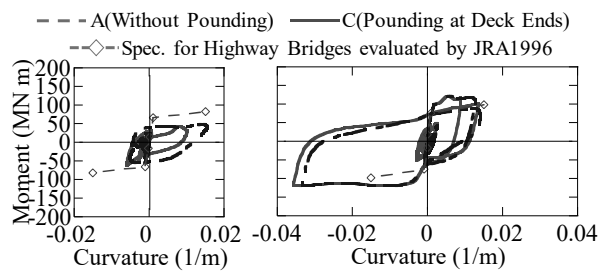


(b) P2橋脚天端の応答変位

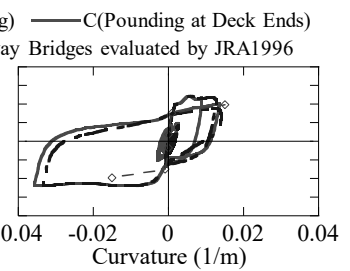


(c) A1橋台側の桁端部における応答加速度

図-8 時刻歴応答(ケースA・C)

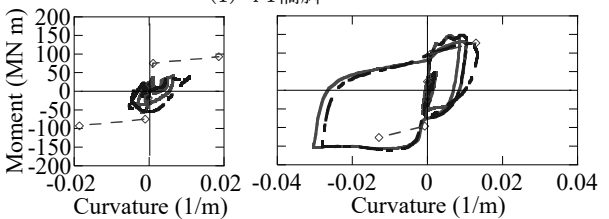


(a) 橋軸方向

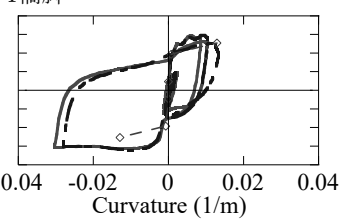


(b) 橋軸直角方向

(1) P1橋脚



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

(2) P2橋脚

図-9 曲げモーメント～曲率履歴(ケースA・C)

(3) 衝突する場合(ケースC)

桁端部が橋台パラペット部および橋軸直角方向の変位制限装置に衝突する場合の橋脚天端の応答変位と桁の応答加速度を図-8に示す。なお、図-8には比較のため、前述した衝突しないケースAの結果も合わせて示す。図-8(a)および(b)から明らかなように

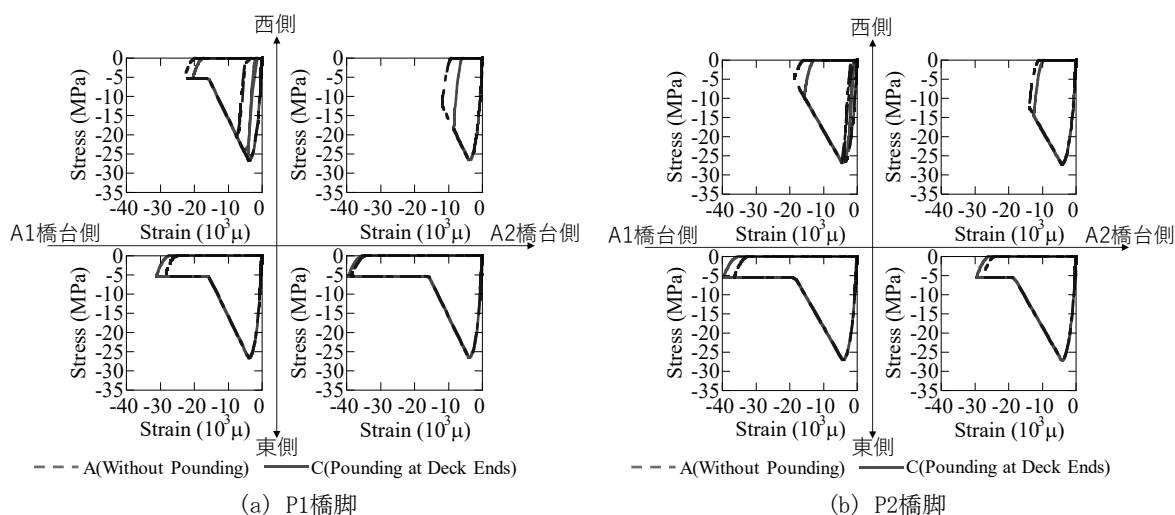


図-10 橋脚基部の角部におけるコアコンクリートの応力～ひずみ履歴(ケースA・C)

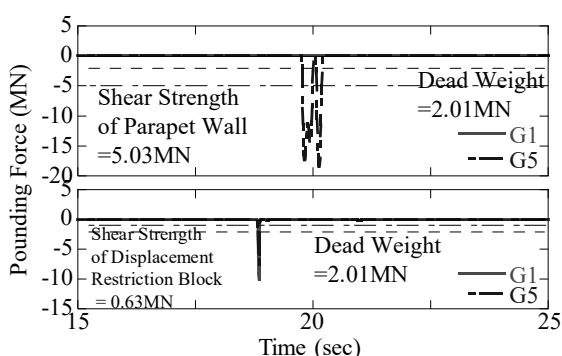


図-11 衝突力(上:橋軸方向,下:橋軸直角方向)

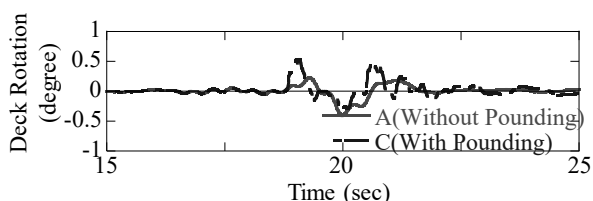


図-12 衝突にともなう桁の回転

橋脚の応答変位は衝突の有無によって変化しない。これに対し、図-8(c)にあるとおり、特に橋軸直角方向では、衝突によって生じる加速度は非常に大きく、最大で 150m/s^2 程度である。図-9に曲げモーメント～曲率履歴を示すが、衝突の有無による応答変位の違いが無い場合、曲げモーメント～曲率履歴にも大きな違いはない。

図-10に解析により求まる橋脚基部の角に作用するコアコンクリートの応力～ひずみ履歴を示す。これによると、P1橋脚、P2橋脚とも、東側に大きなひずみが作用しており、曲線橋の内側に大きく変形したことを示している。応力はすでに大きく低下しており、既往の実験結果とファイバー要素解析結果との対応¹⁴⁾からすれば、かぶりコンクリートの剥落や、鉄筋の座屈など、大きな損傷があってもおかしくない。しかしながら、実際に橋脚の被害はほぼ無く、解析の結果から推定される被害は過大な評価をして

いると言える。

図-11に、A1橋台と桁との間に取り付けた衝突バネに作用する荷重を示す。まず橋軸直角方向の変位制限装置に1回衝突した後、橋軸方向に衝突を複数回繰り返したことがわかる。橋軸方向にはG5側(東側)のみが衝突しており、G1側には接触していないが、被害状況からは、G1側のパラペット基部が損傷していた。また、橋軸直角方向には最大で 17.6MN (G1端、G5端の2カ所の合計)の衝撃力が、橋軸方向には最大で 18.5MN (G5端側のみ)の衝撃力が作用している。A1橋台が支える死荷重反力は 2.01MN であり、これらの衝撃荷重は死荷重反力の $8.7\sim 9.2$ 倍にあたる。非常に大きな衝撃が作用したことがわかる。設計計算書によると、パラペット部の耐力は約 5MN 、変位制限装置の耐力は約 0.6MN となっており、明らかにこれらが耐えられないほどの衝撃が作用したことがわかる。

図-12はA1橋台側桁端部の回転角度を示したものである。ここで、桁の回転角度 θ は次式で求めた。

$$\theta = \frac{u_{G5} - u_{G1}}{B_{Deck}} \quad (2)$$

ここで、 u_{G1} 、 u_{G5} はG1およびG5支承位置における桁の橋軸方向応答変位、 B_{Deck} はG1支承からG5支承までの距離である。比較のため、衝突を考慮していない解析ケースAの結果も合わせて示す。図-5(c)に示したとおり、扇の坂橋は揺れやすい固有周期帯域の桁が回転する振動モードがあるため、衝突しなくとも最大で 0.4 度の回転が生じている。衝突によりさらに大きな回転が生じており、橋軸直角方向に衝突したときに最大 0.54 度まで桁が回転している。

5. まとめ

2016年4月14日および16日に発生した熊本地震において、扇の坂橋は変位制限装置および橋台パラペット部に桁が衝突し、これらが大きく損傷するとともに、桁には面外方向へ残留変位が残った。

この被害を分析するにあたり、横断方向および縦断方向に勾配を持つ曲線橋という扇の坂橋の複雑な振動特性を把握するため、ファイバー要素を用いた3次元フレームモデルを用いて被害再現解析を実施した。

その結果、桁が鉛直軸周りで回転する振動モードが存在し、桁が回転しやすいことがわかった。また、衝突に伴い生じる衝撃力は、橋台に作用する死荷重反力の約9倍と非常に大きく、パラペット部や変位制限装置の設計想定を遙かに超える非常に大きな衝撃力が作用し壊れたことを改めて確認できた。

ただし、橋脚に生じる応答変位は、実際の橋脚における被害状況からすれば過大な変位が生じており、さらなる検討を進めたい。

謝辞：本報告は、土木学会地震工学委員会の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の熊本地震による橋梁被害分析WGの活動の一環でまとめたものであり、委員長矢部正明氏(株式会社長大)、WG主査高橋良和教授(京都大学)をはじめとする関係各位に多数の助言をいただいた。また、田崎賢治氏(大日本コンサルタント株式会社)には、解析モデル作成にあたり、様々なアドバイスをいただいた。厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 藤倉修一, 川島一彦: 2016年熊本地震による道路橋の被害概要, 第19回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 161-168, 2016.
- 2) 熊本県阿蘇地域振興局, 2016.
- 3) 川島一彦: 地震との戦い, 鹿島出版会, 2014.
- 4) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.W.: Stress-strain model for confined concrete in bridge piers, Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 5,

pp. 624-633, ASCE, 1997.

- 5) Sakai, J. and Kawashima, K.: Unloading and reloading stress-strain model for confined concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 132, No. 1, pp. 112-122, ASCE, 2006.
- 6) Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometricary and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending, Preoc. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on Well Defined Repeated Loads, pp. 15-22, 1973.
- 7) 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.
- 8) 渡邊学歩, 川島一彦: 衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析, 土木学会論文集, No. 675/I-55, pp. 125-139, 2001.
- 9) 潤田久也, 川島一彦, 庄司学, 須藤千秋: 高面圧を受ける直方体ゴム製耐震緩衝装置の圧縮特性の推定法に関する研究, 土木学会論文集, No. 661/I-53, pp. 71-83, 2000.
- 10) 川島一彦, 庄司学: 衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果, 土木学会論文集, No. 612/I-46, pp. 129-142, 1999.
- 11) 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.
- 12) 吉田望: DYNEQ A computer program for DYNamic response analysis of level ground by Equivalent linear method, 東北学院大学工学部, <http://boh0709.ld.infoseek.co.jp/>, 2008.
- 13) 原田隆典, 久保慶三郎, 片山恒雄: 有効地震動の計算式とその実測例による検討, 土木学会論文集, No. 362/I-4, pp. 435-440, 1985.
- 14) 早川涼二, 川島一彦, 渡邊学歩: 水平2方向地震力を受ける単柱式RC橋脚の耐震性, 土木学会論文集, No. 759/I-67, pp. 79-98, 2004.