山岳地曲線橋の地震時挙動に関する研究

藤倉 修一¹・榊原 優士²・NGUYEN MINH HAI³・中島 章典⁴・高橋 健太郎⁵・ 佐々木 智大⁶

> ¹正会員 Ph.D. 宇都宮大学准教授 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) E-mail: shuichi.fujikura@cc.utsunomiya-u.ac.jp

²正会員 (株) 長大 構造事業本部 (〒104-0054 東京都中央区勝どき 1-13-1) E-mail: sakakibara-y@chodai.co.jp

³正会員 修士(工学) 宇都宮大学助教 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)

E-mail: nguyenminhhai @cc.utsunomiya-u.ac.jp

⁴フェロー会員 工博 宇都宮大学教授 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) E-mail: akinorin@cc.utsunomiya-u.ac.jp

- ⁵非会員 宇都宮大学 工学部 建設学科 建設工学コース (〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東 7-1-2) E-mail: t152825@cc.utsunomiya-u.ac.jp
- ⁶正会員 工博 (株) 大林組 技術研究所(〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640)
 E-mail: sasaki.tomohiro@obayashi.co.jp

本論文は、山岳地に位置する曲線橋が内陸直下型地震を受け水平面内で回転する現象を、桁端部での衝 突を再現することによって、3次元非線形動的解析に基づいて解析的に検討したものである。解析対象橋 梁は、山岳地に位置する橋長 128 m、平面線形半径 250 m を有する3径間連続曲線鋼桁橋であり、桁端部 での衝突を再現するために、桁と橋台および横変位拘束ブロックとの遊間を再現し、桁端部に衝突バネを 設けて解析を行った。解析の結果、曲線橋の回転挙動を再現し、さらに、曲線橋と直線橋との比較から、 桁端部における桁と橋台との橋軸方向の衝突によって、曲線橋の方が直線橋に比べて桁の回転が生じやす いことがわかった。

Key Words: bridge, 3D nonlinear time-history analysis, curved bridge, near-field grand motion, pounding

1. はじめに

熊本県熊本地方において、2016年4月14日のMw6.1, 同4月16日のMw7.1の地震と立て続けにマグニチュー ド6以上の地震が発生し、震源断層沿いの地域に大きな 被害が生じた.特に、阿蘇山の火山灰が斜面に厚く堆積 している山岳地では、地割れや斜面崩壊が起こったこと が分かっており、その影響を受けた橋梁に多くの被害が 見られた^{1,2,3}.中でも、被害の一つの特徴として、扇の 坂橋や大切畑大橋、桑鶴大橋といった山岳地に位置する 曲線橋について見ると、桁の残留移動、支承の残留変形 や破断、橋台パラペット部の損傷および移動制限ブロッ クのせん断破壊などの被害が確認された.特に、扇の坂 橋は、兵庫県南部地震の橋梁被害を受けて大幅に改定され内陸直下型地震に対する設計が行われるようになった 平成8年道路橋示方書に準拠して設計されている.曲線 橋は一般に、複雑な振動特性を有していることが知られ ており、これまでに、曲線橋に対する地震波の入力方向 による影響に関する研究⁴や地震時の曲線橋上部構造の 移動挙動に関する研究⁵が行われており、それらの研究 から、曲線橋は地震動に対する応答により、曲線の法線 方向外側に向かって移動が生じやすいことが指摘されて いる.しかし、熊本地震において、曲線橋である扇の坂 橋では、曲線の法線方向外側への全体移動ではなく、桁 全体が回転することによって桁端部の一方が法線方向外 側、もう一方が内側に残留移動している被害が見られた



(a) 側面図および平面図

図-1 対象橋梁一般図⁶

¹⁾. これは、曲線橋特有の平面形状や桁と橋台との衝突 によるものだと考えられ、曲線の法線方向外側だけでな く内側への桁の移動についても検討する必要がある. さ らに、山岳地に位置する橋梁は縦断および横断勾配を有 している場合が多く, 平面曲率と勾配が組み合わさった 複雑な振動特性によって、今回の曲線橋の被害が生じた 可能性もある.

我が国は,国土の多くが山岳地帯であり,複雑な振動 特性を有する山岳地曲線橋が数多くある。また、大きな 地震も発生し易く、活断層も多数存在するため、山岳地 の曲線橋が内陸直下型地震を受けた際の応答を検証する と共に、桁の橋軸直角方向への変位制限策を検討する必 要がある.

そこで、本研究では、2016年熊本地震において橋台や 移動制限ブロックの損傷、桁の残留移動など、曲線橋特 有の被害が確認された扇の坂橋を参考に、桁と橋台との 遊間を再現し, 桁端部に衝突バネを設けた曲線橋モデル に対して3次元非線形動的解析を行った.解析結果から, 勾配や平面曲率が地震時の挙動に及ぼす影響、桁端部の 衝突による曲線橋の水平面内での回転挙動、および桁の 回転防止策に関する検討を行ったのでここに報告する. なお,本検討の対象橋梁は山岳地に位置しているため, 地震動解析には、内陸直下型の地震動を用いた.

2. 解析概要

(1) 解析対象橋

対象橋梁は、図-1 に示すように、山岳地に位置する 3径間連続曲線鋼桁橋であり、熊本地震で被害を受けた 扇の坂橋^{1,6}を参考にした.橋長 128 m, 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. 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. 橋台およ

び橋脚は斜面上に位置し、A1橋台においては支持地盤 が浅いため直接基礎を、A2 橋台は φ 2000 の深礎杭形式 を用いている. P1, P2 はともに φ 5000 の大口径深礎を 用いているが、総じて良好な地盤であるため杭長は比較 的浅く, それぞれの深さは、10mおよび7mである. 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.ここで、図-1(a)の平面図に示すように、上部構 造の曲線の法線方向外側を西側,内側を東側と定義した.

(2) 解析モデル

a) ファイバー要素によるモデル化

解析モデルの概要を図-2 に示す.対象橋梁は,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, 3 次元立体フレームモデル とした.

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^かに,Sakai らの提案する除荷・再載荷履歴⁸を 組み合わせたモデルを与えた.鉄筋には、Menegotto-Pinto のモデル %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 10を与えた. 材料強度は、コンクリート強度24 N/mm²、軸方向鉄筋お よび帯鉄筋の降伏強度 345 N/mm²を用いた.

Al 橋台は工学的基盤上に直接基礎で支持されている ため、下端で剛結されていると仮定した. これに対し、



図-2 解析モデル







P1 橋脚, P2 橋脚, A2 橋台は,工学的基盤に深礎杭で支 持されている. 基礎の相互作用を簡易に評価するため, それぞれ下端に地盤バネを取り付けた.

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.本橋梁は,橋軸方向に勾配のついた曲線橋 であり、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、通常、桁の断面は橋軸線に沿って 一様ではないが、本解析では、この断面の変化は無視し、 同じ断面で仮定した.また,桁の面内方向および面外方 向の曲げ剛性は、床板を考慮して定めた.

支承部では、1 基の橋脚もしくは橋台につき、5 基の 支承を用いてそれぞれの鋼桁を支えている. この支承は, エネルギー減衰のない弾性の積層ゴム支承とし、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(4

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. なお, 解析には非線形時刻歴応答解析プログラム TDAP Ⅲ¹¹を 用いた.

b) 桁端部のモデル化

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¹²⁾,本解析では、この衝 突が桁の回転挙動へ与える影響を評価する. 実際の橋梁 は桁と橋台との間に遊間が設けてあり、地震動を受けて もすぐに衝突は生じない. そこで本研究で用いる解析モ デルでは、その游間を再現し、現実に近い形で地震時の 挙動を検討するために、桁と橋台との相対変位が遊間を 超えたとき衝突が生じるように、桁端部と橋台を衝突ば ねで接続した.

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 Kp は次式に



図-4 入力地震動

基づいて求めた 12).

$$K_{P} = \begin{cases} 0 & (u < u_{c}) \\ n \frac{EA_{Deck}}{L} & (u \ge u_{c}) \end{cases}$$
(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.

橋軸直角方向については、横変位拘束構造として、各 橋台に横変位制限ブロックおよび桁にブラケットを設置 し、橋軸直角方向の桁の移動を制限するものとした.地 震動に対する曲線橋の応答性状の特徴として、曲線の法 線方向外側に向かって移動が生じやすいことが指摘され ているため、横変位拘束構造は、曲線の法線方向外側の 変位だけを拘束する場合が一般的である.しかしながら、 桁が回転する場合は、桁端部の一方が法線方向外側、も う一方が内側に移動するので、法線方向外側と内側の両 方の変位を拘束するものとした.また、衝突による衝撃 的な力を緩和するために、厚さ50mmの緩衝ゴムをブラ

ケース	縦断勾配	横断勾配
Case I	有り	有り
Case II	有り	無し
Case III	無し	無し

表-1 勾配の検討条件



図-5 橋脚天端の応答変位

ケットに取り付けた. 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¹³⁾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¹⁴,本解析では無視するこ ととした.

(3) 入力地震動

本解析で用いた入力地震波には、内陸直下型地震の代 表的なものとして、2016年熊本地震より、防災科学技術 研究所が公開している KiK-net 益城(KMMH16)地表地 点と気象庁による西原村小森 93048 地点の観測波および 本橋らが提案する扇の坂橋の各橋台および橋脚ごとの再 現地震波¹⁵⁾を用いた.また、1995年兵庫県南部地震より、 JMA 神戸および JR 鷹取の観測波を用いた.地震動ごと の加速度波形及び加速度応答スペクトルを図-4 にそれ ぞれ示す.ここで、タイプ I、タイプ II は道路橋示方書 による標準加速度応答スペクトルである.それぞれの地 震波に対して、東西南北方向をそのまま入力した場合 (ケース 1)、南北方向と東西方向を入れ替えた場合 (ケース 2) の2ケースについて解析を行った.

3. 解析結果および考察

(1) 固有值解析結果

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であり、 固有周期は、それぞれ1.567秒、1.504秒である.3次モ ードの固有周期は1.386秒で鉛直軸周りに桁が回転する モードであり、橋軸直角方向桁端部での衝突が生じやす いと考えられる.4次モードは桁が上下方向に振動する モードであり、固有周期は1.345秒であった.

(2) 勾配が応答に与える影響

対象橋梁は山岳地に位置しているため,前述したよう にA1橋台からA2橋台にかけて6.000%の上り縦断勾配, 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.これらの勾配が曲線 橋の地震時挙動に与える影響について検討するために, 橋梁の縦断および横断勾配の有無を変えた3ケースに対 して,非線形動的解析を実施した.勾配の条件を変えた 検討ケースを表-1に示す.

まず,表-1に示した3ケースに対して解析を行った場合のPI橋脚およびP2橋脚天端における応答変位を比較したものが図-5である.入力地震動は、本橋らの熊本地震時の扇の坂橋の再現地震波である.PI橋脚,P2橋脚ともに縦断および横断勾配を取り除いた Case IIIの変位が他のケースに比べて若干大きくなっている部分があるが、全体として、3ケースは同じような応答変位であ



図-6 橋脚基部の曲げモーメント〜曲率履歴





る. 次に, Pl 橋脚および P2 橋脚基部における曲げモー メント〜曲率履歴の比較を図-6 に示す. 図-6 には比較 のため, 道路橋示方書による曲げモーメント〜曲率関係 も示している. 天端の応答変位と同様に, Case IIIの曲率 が他のケースと比べて若干大きくなっているところがあ るが, ほぼ同様の応答履歴である.

以上より,橋梁の縦断および横断勾配が曲線橋の地震 時挙動に与える影響はほとんどなく,無視できる程度で あると言える.

(3) 桁端部の衝突による曲線橋の回転挙動

上記の勾配に関する検討結果を踏まえ、以降の解析では、解析モデルから縦断勾配及び横断勾配を取り除いた 曲線橋モデルを用いるものとする.さらに桁の平面曲線 形状が地震時挙動に影響を与えるか調べるために、平面 曲率を取り除いた直線橋モデルを用いて比較を行った. 桁端部には、橋軸方向および直角方向に衝突バネを用い、 遊間はそれぞれ 250 mm とした.

a) 桁端部における衝突

曲線橋モデルおよび直線橋モデルに対して,KiK-net 益城ケース1の地震動を入力して解析を行った.A1 側 橋台における桁端部での衝突バネに作用した衝突力を橋 軸方向と橋軸直角方向に分けて,曲線橋モデルの結果お よび直線橋モデルの結果を図-7 に示す.ここで,G1 は 西側の端,G5 は東側の端の支承位置における衝突力を 表している.なお,図-7 では18 秒からの衝突力の時刻 歴応答を示しているが,それ以前では,衝突は生じてい なかった.また,桁の総重量は2.0MNである.

まず,橋軸直角方向について見ると,橋軸方向に衝突 する約 21 秒までに,曲線橋モデル,直線橋モデルとも





に、ほぼ同じ時刻に4回の衝突がそれぞれ生じている. これらの衝突は、KiK-net益城ケース1の東西方向加速度 に対する橋軸直角方向への桁の応答によるものであると 考えられる.その後、橋軸方向において、曲線橋モデル、 直線橋モデルいずれも3回の衝突が起こっており、GI 側でより大きな衝突力が作用していることが分かる.1 回目と2回目の橋軸方向における衝突では曲線橋モデル の方が若干大きい衝突力となっているが、3回目の衝突 について見ると、曲線橋モデルのGI側では衝突は起こ らず、直線橋モデルの衝突力の方が大きくなっている. 橋軸方向における1回目の衝突の約23秒以降、直線橋 モデルでは、橋軸直角方向に大きな衝突が見られないの に対し、曲線橋モデルでは、西側に3回、東側に1回の 衝突が生じている.これは、曲線橋では桁端部における 橋軸方向の衝突により、桁の回転が生じたことによって、 橋軸直角方向へ桁が移動したため、橋軸方向3回目の衝突においては、G1 側で衝突が起こらなかったと考えられる.

b) 桁の回転挙動

KiK-net益城ケース1を入力地震動とした場合の桁の回 転角の時刻歴応答を図-8 に示す.ここで,桁の回転角 θは桁全体の回転角を求めるために,桁の両端部の橋軸 直角方向変位を基に,次式により求めた.

$$\theta = \tan^{-1}(\frac{u_{A1} - u_{A2}}{L_{Deck}}) \tag{1}$$

ここで, ил, и2は A1 橋台側および A2 橋台側桁端部に おける桁の橋軸直角方向変位, LDat は A1 橋台側桁端部 と A2 橋台側桁端部の直線距離である. 図-8 より, 直線 橋モデルと比べて, 曲線橋モデルの方が全体として大き く桁が回転していることが分かる.また, 回転角の絶対





値の最大は曲線橋で 0.166°, 直線橋で 0.096°であった. 直線橋モデルおよび曲線橋モデルの代表的な時刻にお ける桁の動きを図-9 および図-10 にそれぞれ示す. これ らは主に,桁と橋台パラペットまたは横変位制限ブロッ クとの衝突時の時刻および桁の状況を示しているが,そ れぞれの時間における桁の回転角も合わせて示し,回転 角は時計回りを正としている.なお,分かりやすくする ため,ここでは桁と橋台パラペット部および横変位制限 ブロックとの遊間を拡大して示しており,実際の寸法と は異なる.まず,直線桁の移動についてみると,図-9 に示すように,時刻(1)20.53 秒,(2)21.00 秒,(3)21.23 秒, (4)21.59 秒で橋軸直角方向の桁と横変位制限ブロックと の衝突が起きている.ここで,A2 橋台においても橋軸 直角方向の衝突がほぼ同時に起きており,桁を回転させ るような力は作用していない.その後,橋軸方向の衝突 が、A1 橋台では時刻(5)22.75 秒、(7)23.86 秒、(9)25.11 秒、 A2 橋台では時刻(6)23.17 秒、(8)24.45 秒で橋軸方向の衝 突が起きているが、これらの衝突でも桁の回転は大きく は生じてはいない.次に、図-10 に示す曲線桁の移動に ついてみる.時刻(1)20.53 秒、(3)21.00 秒、(5)21.27 秒、 (6)21.59 秒における橋軸直角方向の衝突では、A1 橋台側 と A2 橋台側の桁端部がほぼ同時に衝突しており、回転 角はそれ程大きくはない.しかし、時刻(8)22.75 秒の橋 軸方向 1 回目の A1 橋台側における衝突以降、桁の回転 角が大きくなり始め、橋軸直角方向において、A1 橋台 側と A2 橋台側の桁端部が同時に衝突することがなくな り、桁を回転させるようなモーメントが生じるようにな った.さらに、桁が回転することにより、例えば、時刻 (12)24.13 秒時に示すような A1 橋台側のみで橋軸直角方 向の衝突が起こることにより、桁をさらに回転させるモ



図-13 桁の回転角(KiK-net 益城)

ーメントが生じている.以上より,直線桁と曲線桁の挙 動を比べると直線桁が主に桁の並進運動が生じているの に対して,曲線桁では桁端部における橋軸方向および橋 軸直角方向の衝突によって,並進運動と回転運動が同時 に生じており,曲線桁の方が桁が回転しやすい構造であ ることが分かる.

さらに、他の地震動においても、曲線橋の回転挙動が 生じるかどうか調べるために、KiK-net 益城ケース1に加 えて、前述した内陸直下型の地震動を入力して解析を行 った.図-11 は桁の回転角の最大値を曲線橋モデルと直 線橋モデルで比較した図である.縦軸は桁の最大回転角、 横軸はそれぞれの地震動を表し、横軸の同じ位置におい て、曲線橋モデルと直線橋モデルの最大回転角を比較し ている.また、色塗りが曲線橋モデル,白抜きが直線橋 モデルの結果である.図-11より、JMA 神戸ケース2以 外の地震動で直線橋モデルよりも曲線橋モデルの最大回 転角が大きくなっていることが分かる.曲線橋モデルと 直線橋モデルの平均最大回転角はそれぞれ 0.168°, 0.060°で、曲線橋は直線橋よりも平均で3倍近い最大回 転角が生じており、内陸直下型地震を受けた場合、曲線 橋の桁は回転しやすいことを示している.これは、前述

した桁端部における桁と橋台との橋軸方向の衝突により

生じたものと考えられる.ここで,JMA神戸ケース2で は、直線橋モデルと曲線橋モデルで同程度の最大回転角 となっているが、これは、この地震動の南北方向の加速 度応答スペクトルが解析モデルにおける橋軸方向応答の 卓越周期付近で小さくなっており、橋軸方向の衝突に起 因する桁の付加的な回転が生じなかったためと考えられ る.

c) 桁の回転が橋脚に及ぼす影響

一般的に上部構造に回転が生じると、橋脚にねじりモ ーメントが生じる等の下部構造への影響が考えられる. そこで、各地震動を入力した際の Pl 橋脚のねじりモー メントを調べた. 図-12 は Pl 橋脚のねじりモーメントの 最大値を比較したものである. これより、最大ねじりモ ーメントは、JMA神戸ケース2以外の地震動で直線橋モ デルよりも曲線橋モデルの方が大きな値となっている. 曲線橋モデルと直線橋モデルの平均最大ねじりモーメン トはそれぞれ 30.3 kNm、15.1 kNm と、曲線橋モデルでは 直線橋モデルと比較すると平均で約2倍の最大ねじりモ ーメントが生じていることが分かる. 図-11 と図-12 を 比較すると曲線橋と直線橋の差は同じような傾向であり、 桁の回転が橋脚のねじりモーメントに影響を及ぼしてい ることが分かる. JMA神戸ケース2においては、曲線橋



図-15 橋脚基部の曲げモーメント〜曲率履歴(KiK-net 益城ケース1)

モデルと直線橋モデルの最大ねじりモーメントはほぼ同じ値であったが、この理由については、桁の回転角のところで述べた通りである.

(4) 回転防止策に関する検討

本研究では、曲線橋桁の回転防止策として、各橋台に 横変位制限ブロックおよび桁にブラケットを設置し、橋 軸直角方向の桁の移動を制限する横変位拘束構造を用い ている.横変位制限ブロックの有効性を検討するために、 桁端部に設けた橋軸直角方向の衝突バネの遊間を変化さ せて、桁の回転挙動と橋脚に及ぼす影響について検討を 行った.遊間は0mm(固定)、150mm、300mmの3ケ ースとし、橋軸方向の遊間はいずれのケースも250mm とした.入力地震波は KiK-net 益城ケース1 およびケー ス2とした.

桁の回転角の時刻歴応答を図-13 に示す. ここで, 遊間がない場合は, 当然のことながら, 桁端部の橋軸直角 方向の変位が拘束されているため, 回転角は生じていない. KiK-net 益城ケース1, ケース2ともに, 桁と横変位 制限ブロックの遊間が大きいほど最大回転角が大きくなる結果が得られた.

A1 橋台側桁端部における橋軸方向および橋軸直角方 向の応答加速度を図-14 に示す.ここでは、加速度応答 が大きい 20 秒から 25 秒までを示している.橋軸方向の 応答加速度は、いずれの遊間においても、同じような傾 向である.これは、橋軸方向の遊間はいずれのケースで も 250 mm と一定であり、橋軸直角方向の遊間は橋軸方 向の応答加速度にはそれ程影響しないことを示している. 一方,橋軸直角方向の応答加速度をみると,橋軸直角方向の遊間がない場合は,橋軸直角方向の衝突がないため, ケース1およびケース2ともに,最大応答加速度は 46 m/s²程度であった.一方,橋軸直角方向に遊間がある ケースは,橋軸直角方向に衝突するため,遊間がない場 合に比べて大きな応答加速度が生じている.遊間 150 mm,300 mmにおける絶対値の最大応答加速度は,

ケース1の場合,それぞれ,299.0 m/s²,204.0 m/s²,ケース2の場合,それぞれ,213.0 m/s²,290.0 m/s²であり,衝突により非常に大きな応答加速度が生じている.遊間がある場合において,遊間の大きさによる最大応答加速度への影響は特に見られなかった.

KiK-net 益城ケース1における P1 橋脚および P2 橋脚基 部の曲げモーメント〜曲率履歴を図-15 に示す.橋軸方 向の橋脚基部の曲げモーメント〜曲率履歴を見ると,橋 軸方向の遊間が同じであるため,橋軸直角方向の遊間に 関わらずほぼ同じ傾向であった.橋軸直角方向の履歴に ついては,桁と横変位制限ブロックとの遊間をなくして 固定すると,他の遊間に比べて大きな曲率が生じている. また,遊間 150 mm と 300 mm の履歴を比べると若干遊間 150 mm の方が大きな曲率が生じている.

以上から,強震時における曲線橋の桁の回転防止策と して,橋軸直角方向に横変位制限ブロックを設ける場合, 桁と横変位制限ブロックとの遊間が小さいほど桁の回転 を抑えることができ,遊間が大きいほど橋脚の橋軸直角 方向の応答が小さくなる傾向であった.これより,遊間 を適切に設定することで,上部構造と下部構造両方の応 答を低減できる可能性がある.

4. 結論

本研究では、山岳地に位置する曲線橋の地震時挙動を 把握するために、曲線橋モデルおよび直線橋モデルに対 して、内陸直下型地震動を用いて3次元非線形動的解析 を実施し、以下の結論を得た.

- 内陸直下型地震下では曲線橋の方が直線橋に比べて 桁の回転が生じやすく、これは、桁端部における桁 と橋台との橋軸方向の衝突によって生じるものであ る.
- 上部構造の回転によって、下部構造も影響を受け、 橋脚のねじりモーメントも桁の回転角と同様に曲線 橋の方が直線橋に比べて大きい。
- 橋梁の縦断および横断勾配が曲線橋の地震時挙動に 与える影響はほとんどなく、無視できる程度である.
- 4. 曲線橋の桁の回転防止策として、橋軸直角方向に横 変位制限ブロックを設ける場合、桁と横変位制限ブ ロックとの遊間が小さいほど桁の回転を抑えること ができ、遊間が大きいほど橋脚の橋軸直角方向の応

答が小さくなる.

謝辞:防災科学技術研究所の K-NET および KiK-net の強 震観測データを使用させていただいた.また,2016年熊 本地震における扇の坂橋地点での再現地震波は、本橋英 樹氏((株)地震工学研究開発センター)、野中哲也氏 (名古屋工業大学)よりご提供頂いた.ここに記して厚 く御礼申し上げる次第である.

参考文献

- 藤倉修一,佐々木智大,本橋英樹,野中哲也:熊本 地震で被災した山岳部曲線橋の被害分析および再現 解析,構造工学論文集, Vol.64A, 2018.3.
- 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.
- 気象庁地震調査研究推進本部地震調査委員会:平成 28年(2016年)熊本地震の評価(2016.5.13発表), 2016.
- 川神雅秀,岡林隆敏,崎山毅:不規則応答解析による曲線桁橋支承部の地震動最悪入力方向についての 考察,土木学会論文集,No.516/VI-27, pp.99-104, 1995.6.
- 5) 大塚久哲,神田昌幸,鈴木基行,吉澤努:水平地震動による曲線橋上部構造の移動挙動解析,土木学会論文集,No.570/I-40, pp.305-314, 1997.7.
- 6) 熊本県阿蘇地域振興局, 2016.
- 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.
- 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.
- 9) 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.
- 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.
- アーク情報システム: TDAP III, Ver.3.09, 理論説明 書, 2017.
- 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. 675/1-55, pp. 125-139, 2001.
- 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.
- 14) 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.

2017.

15) 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,

SEISMIC BEHAVIOR OF CURVED BRIDGE LOCATED IN MOUNTAIN AREA

Shuichi Fujikura, Yuji Sakakibara, Minh Hai Nguyen, Akinori Nakajima Kentaro Takahashi and Tomohiro Sasaki

During the 2016 Kumamoto earthquake, a lot of structures including bridges suffered significant damages. A superstructure of some curved bridges in mountain area was dislocated horizontally and this damage could be due to the pounding at the deck end because there was an evidence of the pounding from the field investigations. Therefore, this paper presents an analytical investigation of a curved bridge located in mountain area with an emphasis on a deck rotation subjected to a near-field ground motion. A three span continuous bridge having 250 m deck curvature was analysed with a 3D fiber element model considering a deck-butment pounding interaction to simulate the behanior of the curved bridge. The analytical results showed that the curved bridge superstructure tended to rotate horizontally, as compared to the straight bridge, due to the deck-abutment pounding.