

## 設計者の視点でみた熊本地震における橋梁被害

佐々木達生<sup>1</sup>・田崎賢治<sup>1</sup>・大塚久哲<sup>2</sup>・幸左賢二<sup>3</sup>・川神雅秀<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 博(工) 大日本コンサルタント(株) (〒170-0003 東京都豊島区駒込3-23-1)

<sup>2</sup>フェロー 工博 (株)大塚社会基盤総合研究所 (〒814-0012 福岡市早良区昭代3-6-23-601)

<sup>3</sup>正会員 Ph.D. 九州工業大学工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

<sup>4</sup>フェロー 博(工) 合同会社防災構造工学研究所 (〒811-2202 福岡県糟屋郡志免町志免1-13-5)

### 1. はじめに

2016年熊本地震は、4月14日21:26に発生したM6.5の前震や4月16日1:25に発生したM7.3の本震をはじめ、この地震活動の中で発生した多くの地震の発震機構は、南北方向に張力軸を持つ横ずれ断層型の内陸直下型地震であった<sup>1)</sup>。

前震は日奈久断層帯の北東にある高野-白旗区間の約16kmが、本震は布田川断層帯の北東にある布田川区間を含む27kmが動いたという見解が発表されており<sup>1)</sup>、これらの震源付近は布田川断層帯と日奈久断層帯の交差付近であることから、これらの断層帯が連動することで活発な地震活動を引き起こした可能性が高いとみられている。

著者らは本震発生直後の4月17日-18日と、1ヶ月経過した5月20日-22日の2度に渡って地震被害の調査を実施しており、その結果、道路橋に多数の被害を確認した。これらの道路橋の被害は、阿蘇大橋に代表される大規模な斜面崩壊の影響と考えられる橋梁の崩落、下部構造の沈下等を除けば、支承の破壊を伴った上部構造の変位、移動が目立つ。

道路橋の耐震設計基準は、平成7年兵庫県南部地震による甚大な震災経験を踏まえた道路橋示方書の改定<sup>2)</sup>を皮切りに、その後の地震被害の発生で得られた様々な知見を取り込みながら改定が繰り返され、特に被災後の供用性や復旧性の観点から耐震性能が論じられてきた。一方で、前述のように支承破壊に伴う上部構造の移動や、段差の発生により交通規制がかけられる事態が発生している。

本稿は、2016年熊本地震で生じた道路橋の被害に対して、設計者としての視点でみた際に耐震設計上の問題となる被害を抽出して課題を明らかにする。

### 2. 熊本地震における橋梁被害の概況

図-1に、調査結果より、被害が生じていた道路橋の位置図を示す。同図には前震と本震で動いたとされる日奈久断層帯と布田川断層帯と震源位置を併せて示している。さらに、強震観測点を示す。

同図より、被害が生じた橋梁の多くは日奈久断層帯と布田川断層帯に沿っていることがわかる。

#### (1) 地震動の特徴

2016年熊本地震は、前述のとおり本震と前震のいずれも、南北方向に張力軸を持つ横ずれ断層型の内陸直下型地震であった<sup>1)</sup>。

図-1に示したように、概ね東西方向へ分布している断層帯が横ずれ断層で挙動するため、NS成分よりもEW成分が卓越すると考えられる。

図-2、図-3にそれぞれ、前震と本震の震源に近傍するKiK-net益城 (KMMH16)<sup>3)</sup>で観測された加速度

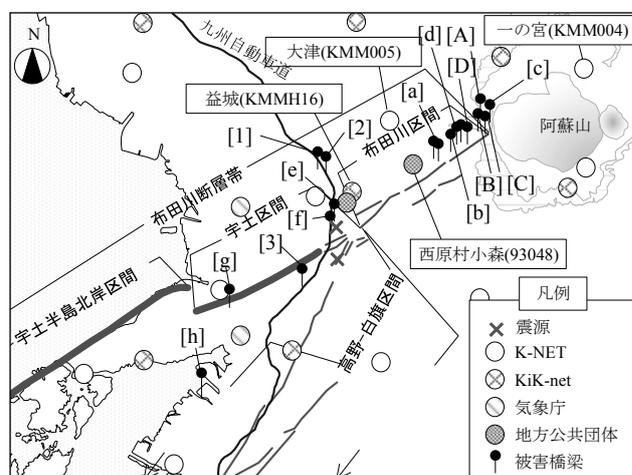


図-1 被害橋梁と断層、観測点の位置関係

波形を示す。

図-2に示すのは、4月14日21:26発生の前震におけるKiK-net益城 (KMMH16) <sup>3)</sup>の加速度波形である。同図(a), (b), (c)は、それぞれNS成分, EW成分, UD成分を示している。水平方向の最大加速度は、NS成分, EW成分でそれぞれ760gal, 925galであり、比較的大きな地表面加速度が発生したことがわかる。特に同図(c)に示すUD方向の最大加速度は1399galと非常に大きい。

次に図-3に示すのは、4月16日1:25発生の本震におけるKiK-net益城 (KMMH16) <sup>3)</sup>の加速度波形である。同図(a), (b), (c)は図-2と同様である。水平方向の最大加速度は、NS成分, EW成分でそれぞれ633gal, 1157galであり、前震と比較すると本震の水平方向の地表面加速度はNS成分小さく、EW方向が大きい。このことから、本震ではEW成分の加速度の影響が大きいといえる。また、同図(c)に示すUD方向の最大加速度は873galと、前震の1399galに比して6割程度の加速度である。

図-2, 図-3に示したいずれの加速度波形も、NS成分に比してEW成分の最大加速度が大きく、前述のように、東西方向に分布する断層帯が横ずれ断層で挙動したとする見解に一致する傾向である一方で、大きな鉛直方向の加速度が生じていることが特徴的といえる。なお、初期微動を含めた主要動の継続時間は20~25sec程度と、2011年東日本大震災と比較すると非常に短いものであったが、これは内陸直下型地震であったことと、震源深さが11~12km程度と浅かったためと考えられる。

図-4に4/16本震の加速度応答スペクトルを示す。対象とした加速度波形は、図-1に示した被害橋梁群の近傍に位置するK-NET一の宮 (KMM04), K-NET大津 (KMM005), KiK-net益城 (KMMH16), 地方公共団体の西原村小森 (93048) <sup>4)</sup>の4観測点であり、図中に示す加速度応答スペクトルは減衰h=5%として計算した曲線である。同図には道示<sup>2)</sup>に示されるタイプIIの加速度応答スペクトル (II種地盤、かつ地域係数0.85を考慮) を併せて示している。

同図より、KiK-net益城 (KMMH16) や西原村小森 (93048) では、NS成分, EW成分ともに、道示の加速度応答スペクトルを大きく超えていることがわかる。特に西原村小森 (93048) に着目すれば、概ね固有周期が0.5~1.0secに3,000程度の加速度応答スペクトルが発生する。1.0secを超える場合でも、道示の加速度応答スペクトル相当であり、一般的に概ね可動固定支承を有する橋梁の場合で0.5~1.0sec程度、ゴム支承を用いた分散構造で1.0~1.5sec程度

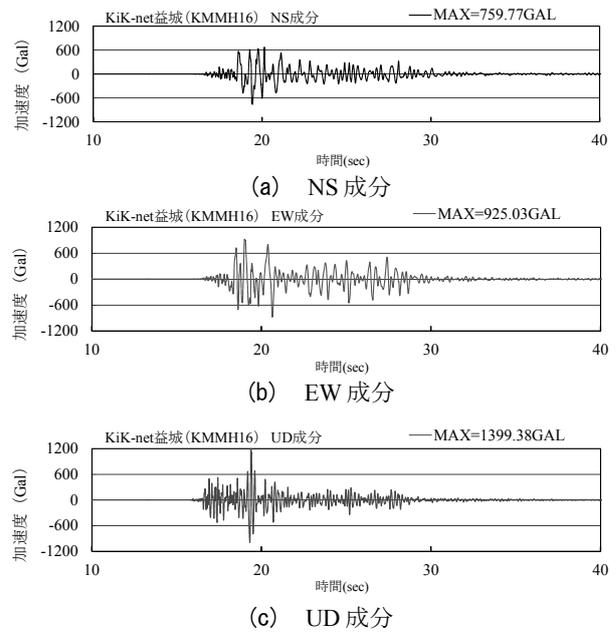


図-2 4/14, 21:26, 益城(KMMH16)の加速度波形

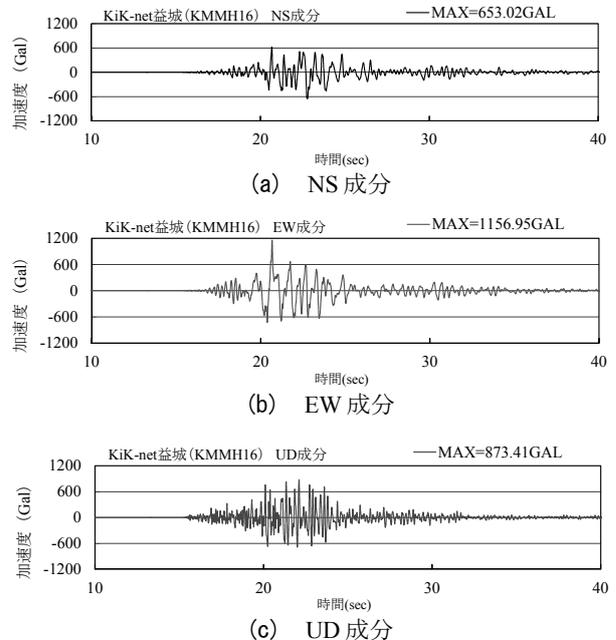


図-3 4/16, 1:25, 益城(KMMH16)の加速度波形

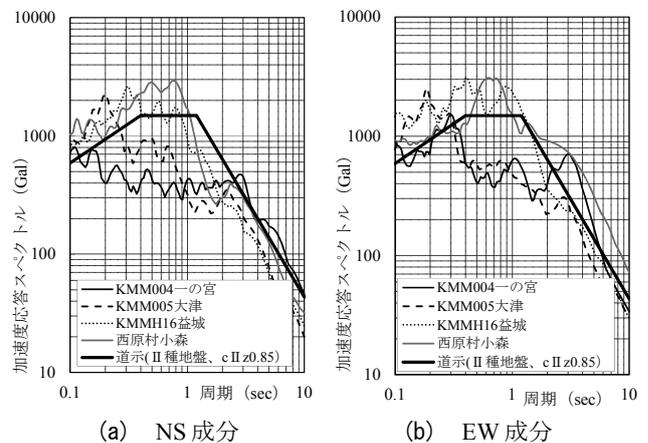


図-4 4/16, 1:25, 加速度応答スペクトル(h=5%)

の固有周期となることを踏まえれば、被害が生じた橋梁群には、レベル2地震動で規定する応答を超える応答が生じた可能性が示唆される。

## (2) 橋梁被害の概況

表-1に、図-1に示す著者らが現地で確認した被害橋梁群の橋梁名、ならびに被害の概況を示した。

表中[A]～[D]に示す4橋梁は、下記に示す現地の被害状況から主に地盤変位による被害に分類した。

- ・[A] 橋：崩壊土砂によって斜面中腹の架橋が崩落した。
- ・[B] 橋：A1橋台側の斜面が崩落、地盤が沈下したことでA1橋台が沈下した。また橋梁形式がPC連続ラーメン橋で橋体そのものの横方向変形が生じていないため、A2橋台位置での横ずれも橋台が地盤変位で横移動したことで生じたと推定した。
- ・[C] 橋：崩落した上部構造、橋脚の上面に落石や土砂の崩落跡が確認される。落橋していない上部構造に崩落した落石土砂が残る。
- ・[D] 橋：地震動による橋軸方向の上部構造移動、桁衝突のみで主桁が座屈するとは考えにくく、A1橋台が地盤変位で終点側に移動したと推定した。

一方で、表中の[a]～[h]に示す8橋梁と、[1]～[3]に示す3橋梁は、主に支承の破壊、破断に伴う上部構造の移動や橋脚柱の段落し部の損傷であるため、地震動を主体とする振動で発生した被害と考えられる。ただし、[h]に示した横江大橋の橋脚の沈下は原因が不明である。なお[1]～[3]に示す3橋梁はロッキングピアを有する橋梁である。

この整理結果から、地盤変位に伴う落橋、崩落を除けば、地震動で落橋に至った橋梁は[3] 橋の1橋のみであることがわかる。

## 3. 損傷箇所と耐震性能

### (1) 支承破壊と復旧性、供用性

前章の表-1に整理した被害橋梁群の被害概況において、地震動による被害では代表橋梁の被害状況で述べた通り、支承の破断、または破壊によって上部構造が横に移動する被害の発生が多い。

本節では、支承破壊に伴う上部構造の横移動の被害について復旧性の観点から課題を述べる。

#### a) 支承の破断、破壊

[a] 橋に発生した支承被害は、ゴム支承の破断である。このゴム支承の破断の状況を写真-1に示して

表-1 橋梁の被害概況

被害の状況	
[A]	落橋（崩落）
[B]	橋台の沈下(1.7m)、移動
[C]	上部構造と橋脚の崩落
[D]	主桁座屈、ゴム支承破断、橋台移動、橋脚柱ひび割れ
[a]	ゴム鋼製支承破断、上部構造移動、橋脚柱ひび割れ
[b]	鋼製支承破壊、上部構造移動
[c]	制震ダンパー取付部破壊
[d]	上部構造移動、ゴム支承の残留変形、橋脚柱ひび割れ
[e]	鋼製支承破壊、上部構造移動
[f]	鋼製支承破壊、上部構造移動
[g]	橋脚柱の段落し損傷
[h]	橋脚の沈下(2m)
[1]	ロッキングピア傾斜、変位制限構造取付部破壊
[2]	ロッキングピア傾斜
[3]	落橋



写真-1 [a] 橋のゴム支承被害



写真-2 [f] 橋のピン支承被害

りお、主に、同写真(a)に示すように、ゴム本体が破断したものと、同写真(b)に示すようにゴム本体と上沓、または下沓を繋ぐボルトが破断したものに分けられる。ここで注目すべきは、ゴム支承が破断して横移動した主桁が橋座に着地した状態である。写真中の[1]では、桁下にゴム支承が残ったまま橋座に着地していることから、桁下面に空間があるのに対して、[2]では桁下面に空間無いことがわかる。こ

の[2]の場合では復旧時に、移動した主桁を元の位置に戻す際のジャッキアップのためのジャッキを設置する空間が無いのである。

同様に、写真-2に鋼製支承の上沓上面でセットボルトが破断して主桁が橋座に着地した状況を示すが、この場合も同様に桁下と橋座の間にはジャッキを設置する空間がないため、橋脚の前面にベントを設置する等、復旧のための仮設備が必要になるなどの対策が必要となる。

このことを踏まえれば、復旧性の観点から設計で想定した以上の変位が生じた場合や荷重が作用した場合の支承の破壊形態としては支承の下面で破断するのが望ましいといえる。

#### b) 吊構造における鋼製支承の損傷

前述のように、[b]橋では地震動の影響で橋軸方向に上部構造が変位した結果、写真-3に示すようにA2支承の上沓セットボルトが破断して、支承の上揚力止としての機能が喪失した結果ケーブル張力のバランスから上部構造が横方向に移動するとともに、A2桁端の路面に段差が生じた。

写真-4に路面の段差状況を示す。同写真はA2橋台背面側からA1橋台側に向かって撮影しているが、同写真の方向で左側地覆端で39cm、右側地覆端で64cm、道路中心で約50cmの段差が生じている。このことが原因で、現地では車両が通過出来ない事態に陥っている。

前述の様に、本橋梁は不等径間であり、その構造特性から、常にA2橋台の支承に負反力（上揚力）が作用する状態であった。その上揚力を抑える機能を持った唯一のデバイス、ここではA2のピン支承がそれに該当しており、補剛桁とは上沓のセットボルトが、下部構造とは下沓のアンカーフレームを介する支持機構であるが、その支持機構のうち、上沓のセットボルトが水平方向の地震力で破断したことによって鉛直方向の支持機構を喪失したと考えられる。

従って、ここでの問題は補剛桁と支承が分離した後に代替となる機構が存在しなかったことが挙げられ、本橋梁のような構造特性を有する構造の場合は、想定以上の地震力が加わった場合に支承は破壊するという前提のもと、支承とは別の構造で上揚力止めの代替機構を設置することが望ましいといえる。

#### (2) 耐震デバイスの取付部被害

写真-5に示す[c]橋は鋼逆ローゼ桁で、レベル2地震時の耐震性能向上を目的とした耐震補強が施されていた。

本橋梁は2016年熊本地震の被災により、橋梁本体



写真-3 [b] 橋のピン支承被害



写真-4 [b] 上揚力止の機能喪失で生じた段差 (50cm)



写真-5 [c] 橋

には被害は発生せず、最も応力が集中するアーチスプリング部のピン支承にも損傷は確認されなかったものの、写真-6に示すように、耐震性能向上を目的に設置された桁端の制震ダンパーの取付側である橋台に損傷が生じている。

写真-5に示した、A1橋台側の制震ダンパー取付部

にひび割れが確認されるものの、写真-9に示したA2橋台側では、制震ダンパー本体とそれを取り付けたRC壁に損傷はみられず、それらを取り付けた既設橋台の橋座から堅壁にかけて破壊面が確認され、その破壊面はあたかも直角方向に力が作用したかのようである。

写真-7にA1側の桁端と制震ダンパー取付部の状況を示すが、制震ダンパーを取り付けたRC壁は橋軸直角方向の変位制限構造を兼ねていたと思われる一方、写真-8に示すようにA1桁端の線支承には、サイドブロックの変形などの橋軸直角方向に補剛桁が移動した痕跡は確認できないことや、破壊したRC壁の側面にブラケットが衝突した痕跡が確認出来ないこと、さらにはダンパー本体に伸縮痕を確認することが出来ることから、取付部の破壊は橋軸方向に伸縮した後に、橋軸方向で補剛桁が橋台から離れる際にダンパーを介して取付部に水平反力が発生して破壊したと考えられる。

制震ダンパーの取付部に損傷が生じた事例は2011年東日本大震災にも存在するが、この損傷事例は下記の2点において、課題が生じる。

- ・耐震性能を確保すべく主たるエネルギー吸収を図る制震ダンパーを取付けた側で破壊しており、最悪は制震ダンパーが機能を発揮せずに破壊したとすれば、制震ダンパーは耐震性能の向上に寄与しないことになる。
- ・直角方向の変位制限構造が、RC壁の喪失とともに機能を喪失している。

今一度、耐震デバイスの取付側の耐荷力の評価を、その破壊面の想定を含めて見直す必要があると考えられる。

#### 4. 落橋に対するフェールセーフ

今回の熊本地震では、落橋防止構造のPCケーブルが破断する被害が大切畑大橋で生じている。この被害は、著者らの知りうる限り初めての被害である。本橋梁の落橋防止構造は、桁端部Web側面に取付けた鋼製ブラケットから橋台パラペット背面のブラケットをPCケーブルで繋ぐことで、支承が破壊した後に上部構造の橋軸方向の落橋を防ぐ構造であり、PCケーブルは主桁間の端横桁と橋台のパラペットを孔を介して貫通している。

PCケーブル破断の被害は、A1橋台でのみ生じており、A2橋台では破断は生じていない。

写真-9にPCケーブルの破断状況を示すが、PCケーブルの破断はA1橋台側の全数10本が全て破断して



写真-6 [c] A2桁端の制震ダンパー取付部の被害

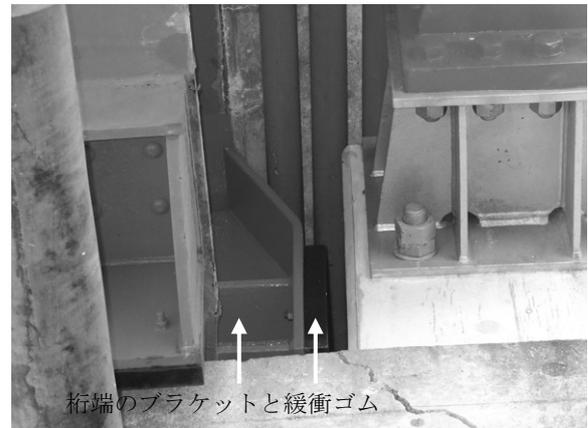


写真-7 [c] A1桁端、直角方向の変位制限構造  
制震ダンパー取付用のRC壁を兼用



写真-8 [c] A1の支承の状況

おり、同写真の最も手前側となるG5外側のみがパラペットから引きぬかれた状態で、それ以外は端横桁位置で切断されている。これは、同写真[10]に示すように、端横桁の孔にPCケーブルの傷跡が確認されることから、ゴム支承が破断したのちに直角方向に上部構造が移動したことで、端横桁の孔で切断されたと考えられる。

現行の耐震基準<sup>6)</sup>では、橋軸方向に4基以上の下部構造において弾性支持又は固定支持される一連の上部構造を有する橋として、落橋防止構造は省略することが可能な橋に分類されるものの、このPCケーブルの損傷形態は、掛け違い橋脚がある場合などで同様の上部構造の変位が生じた場合に問題があると考えられる。また、現行の耐震基準<sup>6)</sup>では、直角方向の遊間量を如何に設定するかを決めが無いため、今後の対応が必要である。

以上より、2016年熊本地震における道路橋の被害について課題と考えられる被害を主に述べた。

第2章で述べたように、2016年熊本地震では設計で想定する設計外力を超える応答があったことが示唆されるものの、これまでに述べた被害の状況は、設計地震動を超える地震動や、さらには設計で考慮していない地盤変位が生じた場合に、支承が壊れることを踏まえて、次にどこが壊れるか、また落橋を防ぐことはもちろんのこと、被災後に道路としての機能を復活させるために、復旧しやすい損傷をどこに誘導するのか、例えば図-5に示すように超過外力に対して損傷後の挙動をイメージしつつ、復旧方法を踏まえて落橋を防止することが重要と考える。

## 5. まとめ

2016年熊本地震によって発生した道路橋の被害について、耐震設計上の課題を明らかにするために、被害分析を実施した結果得られた知見を以下に示す。

- (1) 4/14前震、4/16本震のいずれもEW成分の最大加速度が大きく、特に本震の減衰を5%として評価した加速度応答スペクトルは0.5~1.0secで3,000 galとなるなど、被害が生じた橋梁群にはレベル2地震動を超える応答が生じた可能性がある。
- (2) 地震動による被害では、支承の破壊に伴って上部構造が直角方向に移動するなどの被害が生じており、落橋に至った橋梁は1橋のみである。
- (3) 耐震性能の観点から、上沓のセットボルト破断で主桁が橋座に直接着地して復旧時のジャッキアップ空間が確保できない被害が生じた。また、上揚力止めの機能が喪失したことで路面に段差が生じるなど、復旧性や供用性に問題のある被害が生じている。この他、制震ダンパーの取付部の破壊や、PCケーブルの破断も発生している。
- (4) 復旧性や供用性について、超過外力が作用した際にどのような挙動、状態となるのかを踏まえた耐震設計が重要である。



写真-9 [a] A1側のPCケーブルの破断

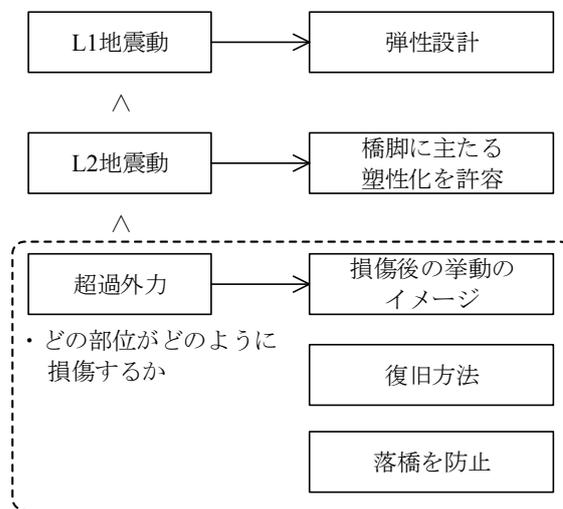


図-5 耐震設計上の損傷制御のイメージ

## 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，2016.5.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996.12.
- 3) 防災科学技術研究所：強震観測網（K-NET，KiK-net），<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>，参照2016.4.28.
- 4) 気象庁：地方公共団体震度計の波形データ，[http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/160416\\_kumamoto/index2.html](http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/160416_kumamoto/index2.html)，参照2016.5.16.
- 5) 東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会最終報告書，（公社）土木学会地震工学委員会東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会，pp.I-98-I-100，2015.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012.3.