

2016年熊本地震における鋼斜張橋被害の被災メカニズムに 対する一考察

葛西 昭¹・上田 智也²・田崎 賢治³・松永 昭吾⁴

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

²学生会員 熊本大学大学院 自然科学研究科社会環境工学専攻（〒860-8555 熊本市中央区黒髪2-39-1）

³正会員 博士(工学) 大日本コンサルタント(株) インフラ技術研究所（〒170-0003 東京都豊島区駒込3-23-1）

⁴正会員 博士(工学) (株) 共同技術コンサルタント 福岡支店（〒813-0044 福岡市東区千早4-15-12-307）

1. 緒言

(1) 地震の概要

2016年4月14日21時26分以降に発生した熊本地方を震源とする一連の地震では、建築構造物、盛土構造物および交通インフラ施設に多くの被害が発生した。今回の一連の地震は、日奈久断層帯および布田川断層帯を起源とする地震であり、大きな地殻変動を伴った地震が観測されている。特に、4月16日1時25分に発生した地震（本震）では、モーメントマグニチュード $M_w=7.0$ という非常に大きな値を記録し¹⁾、KIK-net 益城観測点において、本震による最大加速度は1362gal（三成分合成）であった。

(2) 損傷の発生状況

地震発生後、すぐに関係各所が被災調査を行った。たとえば（一社）日本橋梁建設協会は、損傷が見られた83橋をAs（落橋、倒壊、半倒壊）、A（大被害）、B（中被害）、C（小被害）、D（被害なし）に分類した²⁾。表-1に分類の結果を示す。ただし、As（落橋）について、実際は、落橋防止システムが機能し、落橋には至っていないものもある。また、D（被害なし）について、損傷がないか、あつ

ても耐荷力に影響のないきわめて軽微なものとしている。表-1を見ると、As判定は5橋で、As判定の五橋は、阿蘇大橋、大切畑大橋、桑鶴大橋、俵山大橋、横江大橋であった。

本研究では、中でもAs判定かつ鋼斜張橋である桑鶴大橋の被災の状況をまとめた。また、対象橋梁の構造の特性および、上部構造の挙動とそれに関連する損傷メカニズムの解明の一助とするため、対象橋梁の被災状況に応じた橋梁の状態をあらかじめ構築し、自重解析を行った。それらの結果についてまとめる。

表-1 損傷度合の判定²⁾

	地震による損傷 橋梁	
	橋梁数	割合%
As（落橋、倒壊、半倒壊）	5	6
A（大被害）	6	7
B（中被害）	11	13
C（小被害）	18	22
D（被害なし）	43	52
橋梁数	83	

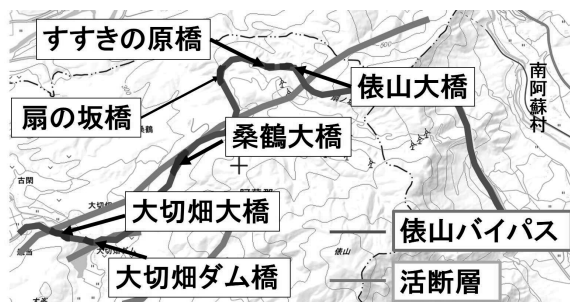
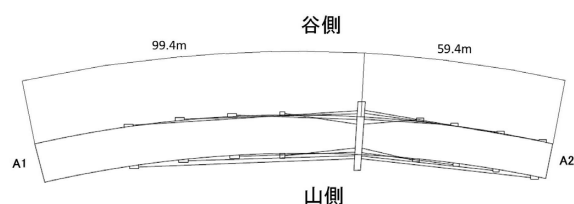
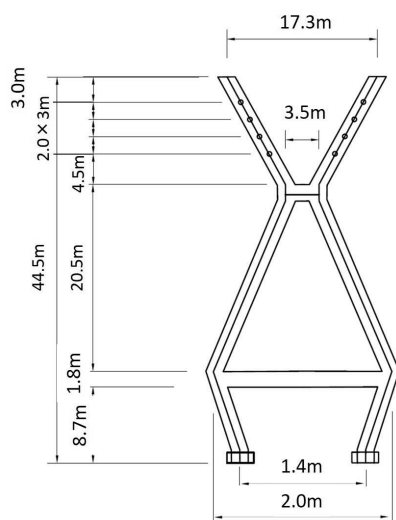


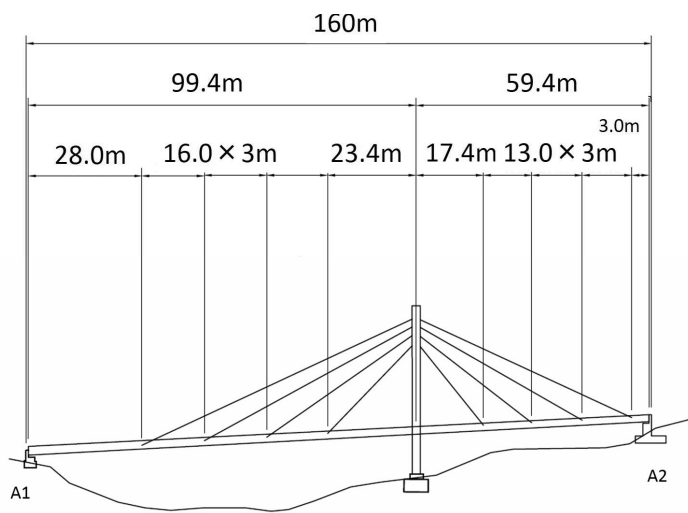
図-1 俵山バイパス周辺の位置図
(国土地理院の電子地形図 25000 に加筆)



(a) 平面図



(b) P1(主塔)正面図



(c) 側面図

図-2 橋梁一般図

2. 対象路線・橋梁の概要

(1) 俵山バイパス

熊本県の県道 28 号線は、熊本市街地と高森を結ぶ重要な道路のうちの一つである。その途中、阿蘇外輪山の一つである俵山付近を通るルートとして、俵山バイパスが存在する。このバイパスは布田川断層帯にほぼ並行して走っており、図-1 に示すように 6 橋が架橋されている。

(2) 桑鶴大橋

本研究で対象とする桑鶴大橋について、その橋梁一般図を図-2 に示す。本橋は、橋長 160m の鋼主塔で支持された 2 径間連続鋼斜張橋である平成 2 年版道路橋示方書^{3), 4)}によって設計され 1998 年に竣工した。ケーブルは片側 4 段の計 16 本。A1 と P1 は支承板支承、A2 は鋼製支

承を用いている。また平成 14 年版道路橋示方書^{5), 6)}に基づいて 22 年度耐震補強工事が行われ、A1 橋台、P1 橋脚と A2 橋台で変位制限構造が増設された。

3. 対象橋梁の被災概要

本橋梁での被害については、調査結果と他の文献^{7) 8), 9)}の結果から特に、被災が見られた P1 橋脚、A2 橋台、上部構造にわけてまとめる。

(1) P1 橋脚

a) 橋座・支承部の損傷

桁の谷側への約 1m 移動が見られた(写真-1)。写真-1 は A2 側から撮られたものである。また、谷側、山側共に、支承が沓座から逸脱していた。



写真-1 桁の谷側への移動



写真-2 変位制限構造の鉛直ボルト破断



写真-3 A2 パラペットの破壊



写真-4 A2 山側支承の破壊



写真-5 A2 山側の変位制限構造の破壊



写真-6 A1 伸縮装置のずれ



写真-7 A2 伸縮装置の破壊

b) 変位制限構造の損傷

変位制限構造の鉛直ボルトが破断していた（写真-2）。このことから橋軸直角方向への揺れによって P1 橋脚部は被災し、支承が橋座から逸脱したと推測できる。

(2) A2 橋台

a) パラペットの損傷

桁がパラペット背面部に接触しており、パラペットが破壊していた（写真-3）。このことから桁はパラペットへ衝突したことがわかる。

b) 沓座・支承部の損傷

パラペットの破壊によって山側の支承がパラペットから外れ、破壊されていた（写真-4）。このことから A2 橋台では上部構造が橋軸方向へ揺れたことがわかる。また山側、谷側共に支承は桁から逸脱していた。

c) 変位制限構造の損傷

山側の変位制限構造用コンクリートブロックがせん断破壊していた（写真-5）。このことから A2 橋台側では上部構造が橋軸直角方向にも揺れ、箱桁部分が変位制限構造用コンクリートブロックに接触したことがわかる。

(3) 上部構造

a) 伸縮装置の損傷

A1 谷側の伸縮装置、A1 山側の伸縮装置ともに A2 へ

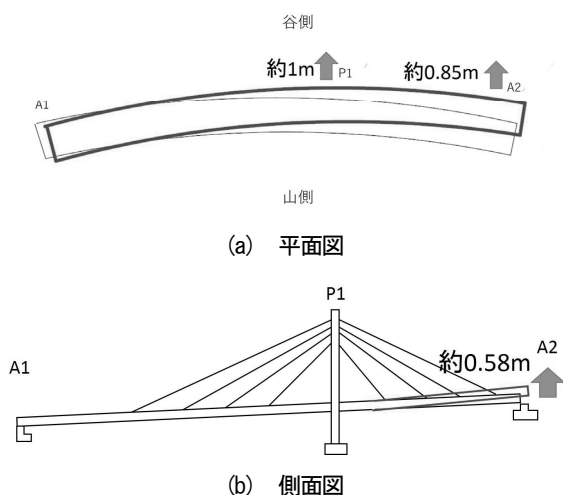


図-3 上部構造の移動図

ずれていた（写真-6）． A2 の伸縮装置は押されて破壊していた（写真-7）．

b) 上部構造の移動

被災後の上部構造の移動を図-3 に示す． 上部構造全体が橋軸角方向には谷側へ移動しており，各支点の移動量は，P1, A2 で，谷側へ約 1m, 0.85m であった． 上部構造全体の動きで見ると谷側へ回転していることになる． また，A2 桁端部で見ると約 0.58m 上昇していた（写真-8）． A2 支承では，上揚力を止める機能があり，A2 橋台，ピン支承の破壊によって上揚力止め機能が失われ，A2 桁端部が上昇したと推測できる．

4. 対象橋梁の FEM モデル構築

有限要素解析ソフト ABAQUS¹⁰を用いて，FEM モデルを構築した（図-4）． 3. に示す被災概要から，本橋梁の桁端部の局所的な損傷と桁の移動を再現することを目的とした． そのため，各部材に対して再現に有効な要素を用いた．

(1) 上部構造

上部構造の解析モデルは，実現象で確認した支点部における局所的な損傷を再現するために，床版，箱桁，U リブ，横桁，横リブ，ダイヤフラムをシェル要素にてモデル化した． また，床版と他の部材の定着部はすべて剛結とした．

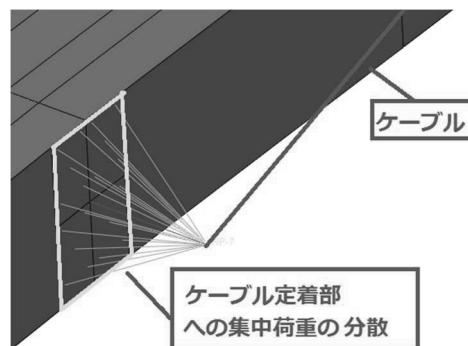


図-5 ケーブル定着点

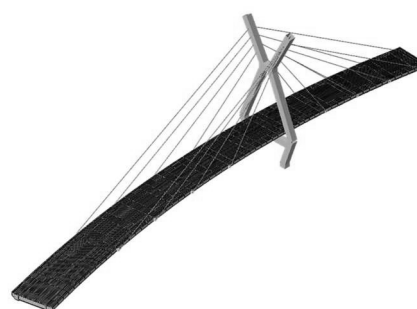


図-4 FEM モデル

(2) 主塔

主塔は，上部構造接合部の挙動や主塔の傾斜のメカニズムを明らかにする必要がある． そのため，主塔はビーム要素でモデルを構築した．

(3) ケーブル

a) 要素

ケーブルの高次モードは全体の地震時挙動に影響は小さいと考え，トラス要素を用いた．

b) ケーブル定着点

ケーブル定着部は主桁側がシェル要素であるため，節点結合のままだと過度な応力集中が発生する可能性がある，そのため，剛結である主桁側ケーブル定着部の 750mm×600mm に荷重が分散するように設定した（図-5）．

c) ケーブル張力

対象橋梁は，竣工時に設計張力が与えられている． この設計張力を再現するため，今回の FEM モデル構築では，熱膨張による張力の導入を検討した． ケーブルの温度を 1℃下げた際に発生する張力を設計張力と同等の値にな

表-2 ケーブル張力、寸法、熱膨張係数

ケーブル位置	設計張力(kN)	長さ(m)	断面積($\times 10^6 \text{m}^2$)	熱膨張係数($\times 10^4 / ^\circ\text{C}$)
1 段目 (A1 谷側)	1616.1	59.905	9.4985	8.6807
2 段目 (A1 谷側)	1697.5	47.747	9.4985	9.1180
3 段目 (A1 谷側)	1439.6	36.011	9.4985	7.7327
4 段目 (A1 谷側)	1248.4	25.555	7.8500	8.1139
1 段目 (A1 山側)	1472	58.387	9.4985	7.9067
2 段目 (A1 山側)	1543.6	46.763	9.4985	8.2913
3 段目 (A1 山側)	1331.7	35.477	9.4985	7.1531
4 段目 (A1 山側)	1169	25.700	7.8500	7.5978
1 段目 (A2 谷側)	1559.5	76.073	9.4985	8.3767
2 段目 (A2 谷側)	1663.2	60.305	9.4985	8.9337
3 段目 (A2 谷側)	1372	45.182	9.4985	7.3696
4 段目 (A2 谷側)	1104.2	31.063	7.8500	7.1767
1 段目 (A2 山側)	1462.2	73.713	9.4985	7.8541
2 段目 (A2 山側)	1514.2	58.971	9.4985	8.1334
3 段目 (A2 山側)	1265.1	44.389	9.4985	6.7954
4 段目 (A2 山側)	1024.8	30.926	7.8500	6.6606

るように、設計張力と各ケーブルの長さ、断面積、ヤング係数から、熱膨張係数を算出した。表-2 にそれらの算出結果を示す。

(4) 材料特性

材料特性を表-3 に示す。今回の解析では本橋梁の設計条件にある SM490Y を上部構造と主塔に用いた。ケーブルは、被覆平行線ケーブルが用いられている¹⁰⁾。

(5) 境界条件

表-3 材料特性

	ヤング率 (GPa)	ポア ソン 比	質量密度 ($\times 10^3 \text{kg/m}^3$)	板厚 (m)
SM490Y	200	0.3	7.85	0.012
被覆平行線 ケーブル	196	0.3	7.85	

主塔基部は完全固定とした。また、A1、P1 支承板支承と A2 ピン支承の境界条件を表-4 に示す。ただし、回転については、各軸周りの回転である。

5. A2 支承の上揚力止め機能の検証

図-6 は鉛直下向きへ重力加速度 9.81m/s^2 をモデル全体に与え、自重解析を行った際の変形図である。図中の緑色のモデルが変形図で、灰色のモデルが原形図である。変形倍率は 10 倍である。

表-4 境界条件

	A1	P1	A2	主塔基部
橋軸方向	自由	自由	固定	固定
橋軸直角方向	固定	固定	固定	固定
橋軸鉛直方向	固定	固定	固定	固定
橋軸回転	固定	固定	固定	固定
橋軸直角回転	固定	固定	自由	固定
橋軸鉛直回転	自由	自由	固定	固定

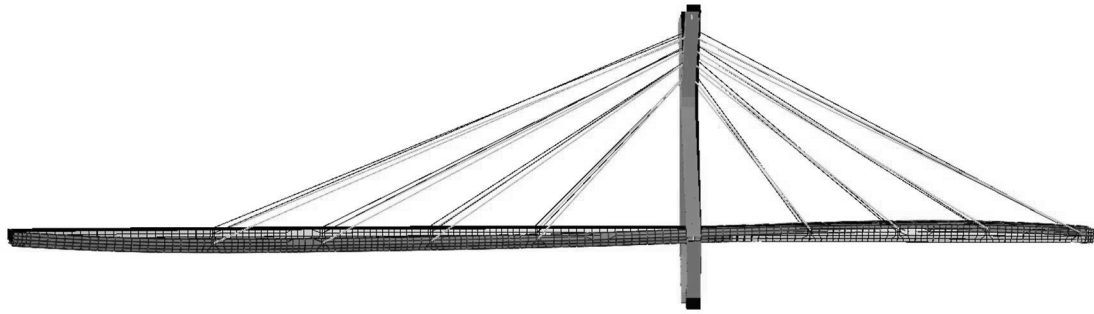


図-6 自重解析結果（側面図）

表-5 各支点反力

反力(kN)	A1	A2	P1
谷側	292.0	-821.9	482.2
山側	418.2	-357.3	614.6

A1・P1 間の上部構造にたわみが発生している一方で、P1・A2 間では上部構造がケーブルに引っ張られている。ここで、A1 支承定着部と A2 支承定着部の反力を表-5 に示す。反力は鉛直方向で正の値が上向きである。A1 支承定着部の反力が正の値であるのに対し、A2 支承定着部では反力が負の値になっており、A2 支承は桁の上揚力止め機能があることが確認できた。このことから、A2 支承が破壊した際には、上部構造は上昇すると推測できる。

6. 被災ケースにおける自重解析

実際の被災状況と同様の状態のモデルを各ケースで作成し、自重解析を行った。以下に 3 ケースを示す。

(1) A2 支承破壊

この被災ケースを FEM モデル上では、A2 支承の拘束条件を全方向自由にすることで再現した。図-7 に変形図を示す。変形倍率は 10 倍である。図-7 を見ると、A2 桁端部の上昇に伴い、主塔が A1 側へ傾斜していることがわかる。ここで、A2 桁端部の変位を表-6 に示す。A2 桁端部は鉛直上向きに 0.473m の変位が発生している。こ

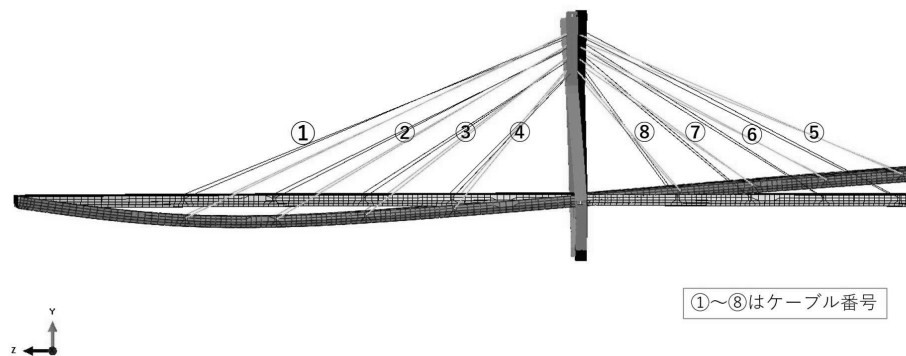


図-7 A2 支承破壊における自重解析結果（側面図）

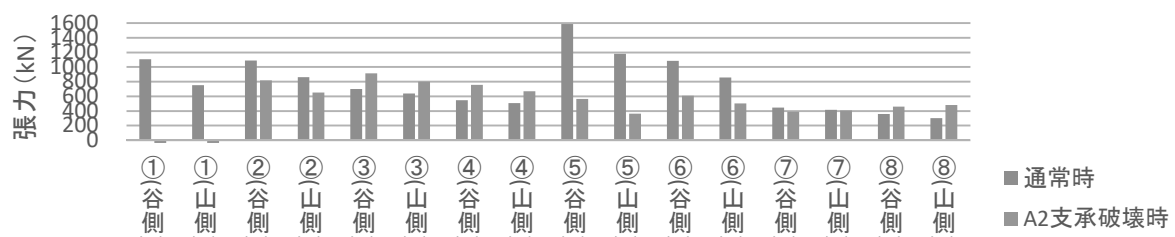


図-8 ケーブル張力解析値

表-6 A2 桁端部の変位 (A2 支承破壊)

	A2 桁端部
橋軸方向変位(m)	-0.038
橋軸直角方向変位(m)	0.000
鉛直変位(m)	0.473

表-7 主塔端部の橋軸方向変位 (A2 支承破壊)

橋軸方向変位(m)	主塔端部
谷側	0.191
山側	0.168

表-8 A2 桁端部の変位 (A2 支承破壊と P1 支承逸脱の場合)

	A2 桁端部	P1 支点
橋軸方向変位(m)	-0.334	-0.289
橋軸直角方向変位(m)	-1.474	-0.936
鉛直変位(m)	0.179	-0.049

表-9 P1 (主塔) 端部の橋軸方向変位 (A2 支承と P1 支承破壊の場合)

橋軸方向変位(m)	主塔端部
谷側	-0.094
山側	-0.270

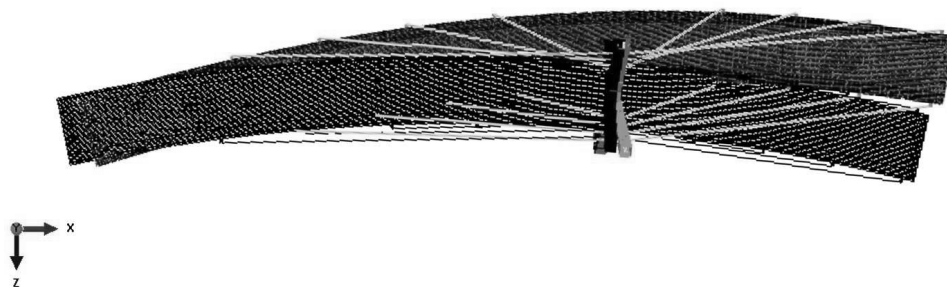


図-9 A2 支承破壊と P1 支承逸脱における自重解析結果 (平面図)



図-10 A2 支承破壊と P1 支承逸脱における自重解析結果 (側面図)

のこより、上部構造の A2 橋台側での上昇は A2 支承の破壊によるものであると言える。また、揺れや地盤変状によって、実際は、0.58m 上昇したと推測できる。また主塔端部の橋軸方向変位を表-7、とケーブル張力を図-8 に示す。ただし、図-8 中の通常時は、5. の自重解析における値である。主塔は、谷側は 0.191m、山側は 0.168m と、両端部ともに、A2 支承が破壊し、A2 桁端部が上昇したことによって、ケーブル張力のバランスが崩れ、A1

側へ傾斜することがわかった。

(2) A2 支承破壊と P1 支承の桁逸脱

この被災ケースを FEM モデル上では A2 支承と P1 支承の拘束条件を全方向自由にすることで再現した。図-9 と図-10 に変形図を示す。変形倍率は 10 倍である。ここで、A2 桁端部、P1 支承定着部の変位を表-8 に示す。図-9 と表-8 を見ると、A2 桁端部、P1 支点共に谷側への移

動と共に、A2 側へ上部構造が移動していることがわかる。P1 支点においては、実際の変位の 1m と同等の解析値を示したが、A2 桁端部は、実際の変位が 0.85m と解析値より 0.6m 小さい。実際の被災では、上部構造内部が塑性変形している可能性があると考えられる。図・10 を見ると、A2 桁端部は上昇している。また、主塔端部は、A2 側へ傾斜している。主塔端部の橋軸方向変位を表-9 に示す。主塔端部は谷側、山側の橋軸方向変位に -0.094m、-0.270m と A2 側へ傾斜している。

7. 結言

本研究では、鋼斜張橋である桑鶴大橋の損傷メカニズムを解明するために、現地調査による被災状況をまとめ、対象橋梁の被災状況に応じた自重解析を行った。以下にその考察を示す。

(1) 上部構造の A2 桁端部での上昇について

自重解析の結果、A2 支承部 は上部構造の上揚力止め機能があることがわかった。さらに、被災状況に応じた自重解析を行った結果、A2 桁端部の上昇は、A2 支承が破壊し、A2 支承の上揚力止め機能が失われたことによるものであるとわかった。このことより、A2 橋台側の変位制限構造は、橋軸直角方向の桁の移動を制限するだけでなく、鉛直方向への桁の移動も制限する機能が必要であると言える。

(2) 上部構造の移動について

実際の被害では、上部構造の谷側への移動によって、P1 橋脚部の桁変位制限構造のボルト破断、A2 変位制限構造用コンクリートブロックのせん断破壊が見られた。また、桁の A2 側パラペットへの衝突も見られた。被災状況に応じた自重解析を行った結果、P1 支承の桁逸脱と A2 支承の破壊が、上部構造の谷側への移動と A2 側パラペットへの衝突の一因であることがわかった。

(3) P1(主塔)の傾斜について

被災状況に応じた自重解析より、主塔の傾斜が被害に考えられた。支承などの被災が起こった順序を明らかにし、

他の部材の被災についても、検討する必要がある。

なお、本研究は、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において設置されている熊本地震被害調査 WG にて、検討している内容を元にまとめている。同 WG では、今後さらに破壊メカニズムに対する検討を行う予定である。まとめ次第、公表したいと考えている。

参考文献

- 1) 土木学会：平成 28 年（2016 年）熊本地震地震被害調査結果報告会、<http://committees.jsce.or.jp/eec2/node/76> , 2016.4.27.
- 2) (一社)日本橋梁建設協会：熊本地震橋梁被害調査報告書,69 p, 2016 .
- 3) (社)日本道路協会：H2 年版道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編,1990.
- 4) (社)日本道路協会：H2 年版道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編,1990.
- 5) (社)日本道路協会：H14 年版道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編,2002.
- 6) (社)日本道路協会：H14 年版道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編,2002.
- 7) 藤倉修一,川島一彦：2016 年熊本地震による道路橋の被害分析,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,土木学会地震工学委員会,pp.161-168, 2016.
- 8) 佐々木達生,田崎賢治,大塚久哲,幸左賢二,川神雅秀：設計者の視点でみた熊本地震における橋梁被害, 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, 土木学会地震工学委員会,pp.231-236,2016.
- 9) 上田智也, 大森貴行, 葛西昭：2016 年熊本地震における鋼斜張橋の損傷メカニズム, 第 4 回九州橋梁・構造工学研究会シンポジウム, 2016
- 10) DASSAUL SYSTEMS：ABAQUS Users Manual,Version 6.14 ,2016.
- 11) 土木学会：H22 年度版 鋼斜張橋 技術とその変遷,丸善出版,273p,2010