

2016年熊本地震における大切畑大橋の被害分析とFEモデル の構築

葛西 昭¹・吉塚 卓史²・牛塚 悠太³

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丁目39番1号）

²学生会員 熊本大学大学院自然科学研究科博士前期課程（〒860-8555熊本市中央区黒髪2丁目39番1号）

³学生会員 熊本大学大学院自然科学研究科博士前期課程（〒860-8555熊本市中央区黒髪2丁目39番1号）

1. 緒言

2016年4月15日21時26分に発生したM6.5の地震及び、4月16日1時25分に発生したM7.3の地震を伴った、熊本県熊本地方から大分県中部にわたる2016年熊本地震の一連の地震活動（以下、2016年熊本地震と称す）では、橋梁や家屋・トンネルなど様々な構造物が被害を受けた。この2016年熊本地震は、日奈久・布田川断層を震源としており、この断層周辺の構造物においては特に大きな被害が見られた¹⁾。

中でも、大切畑大橋、大切畑ダム橋、桑鶴大橋、扇の坂橋、すすきの原橋および俵山大橋の6橋が架橋されている、熊本県の県道28号線（俵山バイパス）は大きな被害を受け、交通網に与えた被害は甚大であった。

この俵山バイパスは布田川断層近傍に沿う形で架橋されており、他地方の橋梁と比べても損傷個所が多い。図-1に俵山バイパスに架かる橋梁の位置と、活断層との位置図を示す²⁾。多くの研究者が、地震直後から被害調査を実施しており、土木学会西部支部熊本地震災害緊急調査団からも複数回にわたり調査を行った⁴⁾。

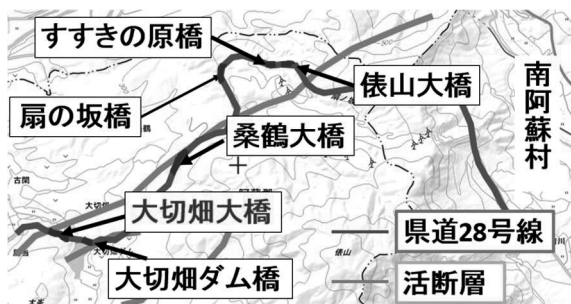


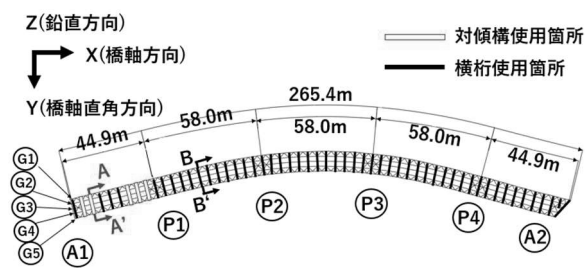
図-1 各橋梁と活断層との位置図（国土地理院地図³⁾に加筆）

本研究では、これらの橋梁のうち、特に支承部の被害に伴い上部構造が大きく移動した大切畑大橋の被害状況についてまとめることとした。また、損傷メカニズムを探る一つ的手段として、有限要素法に基づく数値解析モデルの構築を行った。モデル構築にあたっては、橋台－主桁間の衝突や、落橋防止構造、地盤変状の考慮などを将来的な想定として、主桁部分をシェル要素で、橋脚および橋第部分をソリッド要素で構築することを基本とした。現段階では、同モデルを完成させるまでに至っていないが、固有値解析を通じて振動モードに対する種々の考察を行い、損傷シナリオに適する数値解析モデルの改善点をまとめた。最後に当該箇所における予測地震動の下、弾性状態ではあるが地震応答解析を試験的に実施し、同解析の今後の課題をまとめた。

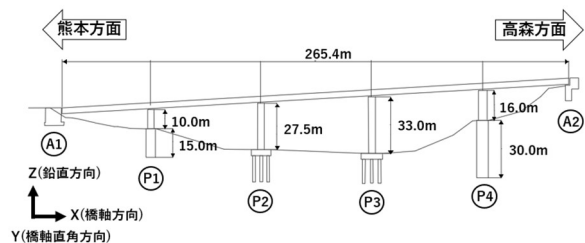
2. 対象橋梁の構造概要

図-2に、大切畑大橋の橋梁一般図を示す。A1橋台からA2橋台を見た方向を橋軸方向としている。大切畑大橋は橋長が265.4mの鋼5径間連続非合成曲線鈑桁橋である。当初、平成6年版道路橋示方書⁵⁾に基づき設計されたが、施工前に発生した兵庫県南部地震を受けて、平成8年版道路橋示方書⁷⁾に基づき修正設計が施され、2003年3月に竣工している。

熊本方面から高森方面に向かって橋脚を、P1、P2、P3、P4、橋台をA1、A2と呼ぶことにする。また、山側から谷側へ向けて主桁を、G1、G2、G3、G4、G5とする。上部構造はA1～P1区間を除き曲線桁となっており、A2橋台側で65度の斜角を有する斜橋となる。

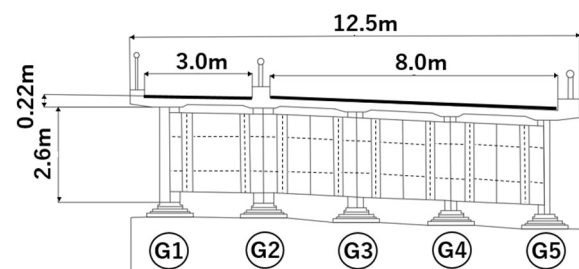


(a) 平面図

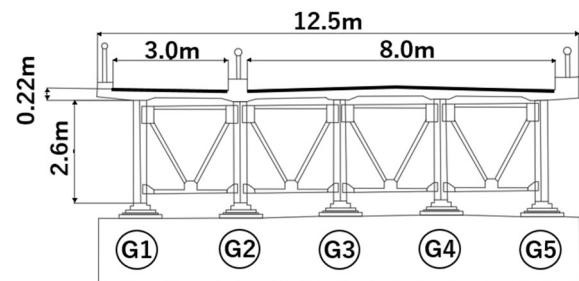


(b) 側面図

図-2 大切畑大橋の橋梁一般図



(a) 支間部 (起点側: A-A'断面)



(b) 支間部及び曲線部 (B-B'断面)

図-3 上部工断面図

P1, P4 橋脚は円形断面を有しており、深礎杭基礎形式である。一方、P2, P3 橋脚は矩形断面を有しており、場所打ち杭基礎形式が用いられている。

図-3に、大切畑大橋の上部構造断面を示す。図-3において、A-A'で示した対傾構使用箇所断面図が(a)、B-B'で示した横桁使用箇所断面図が(b)である。歩道部、車道部の有効幅員はそれぞれ 3.0m, 8.0m であり、全幅員が 12.5m である。鈑桁が積層ゴム支承で支持されており、支承部・曲線部は、上部構造の剛性を高めるために横桁が設置されている。



(a) A1 橋台 G5 支承



(b) P1 橋脚 G5 支承



(c) P2 橋脚 G5 支承



(d) P3 橋脚 G5 支承



(e) P4 橋脚 G5 支承



(f) A2 橋台 G5 支承

図-4 各橋台・橋脚の支承の損傷

3. 対象橋梁の被災状況とその考察

(1) 対象橋梁の被災状況とその考察

a) 支承について

図4は各橋台、橋脚の支承の写真である。P2を除く全ての支承について、何らかの支承としての機能が損傷している。写真では少しわかりづらいが、(a)、(b)、(e)、(f)の支承の破断面に凹凸があり、ゴム支承が破断している。(c)ではせん断変形を保持したまま留まっている。(d)は断面に凹凸がなく、セットボルトの破断面が見えることから、セットボルトが破断して、支承の機能を失ったことがわかる。

あくまでも地震後の状況を把握する限り、最終的に機能を保持している支承は P2 橋脚上部のものだけに見える。しかし、2016 年熊本地震では、非常に大きな外力がかかったことから、地震時にその他のゴム支承がどの程度、機能していたかについては、今後の詳細な検討が待たれる。すなわち、地震応答解析などを通じ



(a) A1, A2 橋台側面からみたケーブル



(b) ケーブルの破断部

図-5 落橋防止構造（ケーブル）

て、損傷に至るメカニズムを検討する必要があると考えられる。

b) 落橋防止構造について

図-5は、橋台に取り付けられた落橋防止構造であるケーブルが破断している状況を示す写真である。A1 側、A2 側どちらも、現地調査では、緊張した状態で残留しているケーブルは確認できなかった。一方、A2 橋台側でケーブルが主桁のウェブ面に衝突した形跡がみられる。この衝突の形跡などから、地震時にケーブルが橋軸直角方向への移動量を少なからず制限したことが考えられる。

この落橋防止構造は、主に橋桁が橋軸方向への移動量を制限し、落橋を防止するために取り付けられている⁹⁾。橋軸直角方向への移動に対しては、サイドブロック等、その他の部材で防止する機構を持たせるが、結果的に本ケーブルの変形とともに、現状で緊張力が働いている形跡があること、ケーブル貫通孔に引きずった痕跡があること、それに応じてケーブルが破断していることから、橋軸直角方向の変位制限にも何らかの寄与が考えられる。これらの積極的活用を考えるかどうかはさておき、ケーブルによる寄与の有無によって、今回の被害がどの程度異なるのかを検討することは非常に重要である。

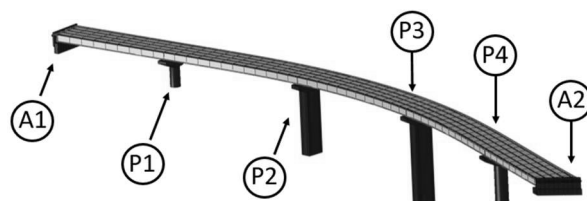


図-6 解析モデルの全体図

4. FEMモデルの構築

本研究は、最終的には、落橋防止構造のあり方について再度検討することや、支承と落橋防止システムの挙動について明らかにすることを目標としている。その第1段階として、5 径間連続合成鉄桁橋の固有値解析を実施し、また、試験的に地震応答解析を行った。以下に、解析手法の概要、境界条件などをまとめる。

(1) FEMによる解析対象のモデル化

解析には、有限要素解析ソフト ABAQUS¹⁰⁾を利用した。このソフトによって作成した数値解析モデルの全体図を図-6に示す。本モデルは、構築が現在進行形であるため、今のところ、支承部や落橋防止構造の損傷について解析できる状況にはないが、これらの詳細を解明するために、主桁や横桁に局部変形を考慮するシェル要素を適用するなど、モデルの詳細化を検討している。例えば、橋脚、橋台については、支承への荷重伝達メカニズムを把握するために、ソリッド要素を利用することとした。

(2) 支承部のモデル化

前述の通り、本モデルは現在進行形である。支承部については、今現在では簡略的に表現することとした。すなわち、線形バネ要素を用いることとした。支承が取り付けられている主桁下フランジの上査と橋脚頂部のベッドプレートの設置部に剛板に相当する剛体要素を導入し、剛体要素間に支承剛性を示すバネ要素を配置した。表-1に、バネ要素のバネ係数を示す。

なお、鉛直方向のバネ定数の値を大きく設定して、上部構造支承部が主に水平方向に変位し、鉛直方向の変位が制限されるように設定している（図-7）。

(3) 地盤バネのバネ定数

橋脚・橋台の底面部分に、地盤バネを設置した。そのモデル図を図-8に、バネ定数を表-2に示す。

今回のモデル化では、連成成分を除去するために、橋脚底面から橋脚下部方向に延びる剛な仮想部材を作成して、バネモデルを取り付けた。仮想部材の長さについては、それぞれのバネ定数から計算によって求め

表-1 バネ要素のバネ定数

	A1	P1	P2	P3	P4	A2
水平方向 (N/mm)	1653.8	2760.3	4871.2	4871.2	2957.5	2041.7
鉛直方向 (N/mm)	10,000	10,000	10,000	10,000	10,000	10,000

表-2 地盤バネのバネ定数

	鉛直バネ $K_v(\times 10^6 \text{N/mm})$	水平バネ $K_H(\times 10^6 \text{N/mm})$	回転バネ $K_M(\times 10^3 \text{Nm/rad})$
A1 橋台	3.78	2.39	1.52
P1 橋脚	4.16	2.75	6.13
P2 橋脚	6.19	2.70	7.99
P3 橋脚	6.44	12.2	10.3
P4 橋脚	4.26	3.21	10.9
A2 橋台	3.52	1.77	0.974

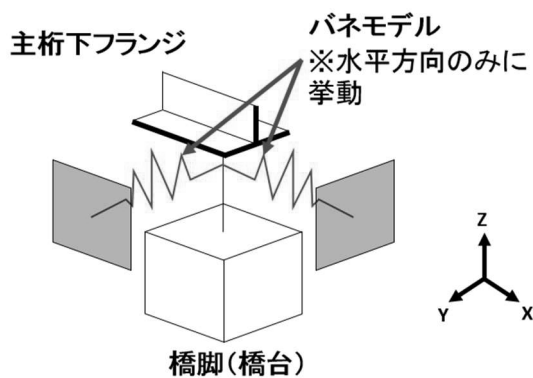


図-7 バネモデルの簡略図

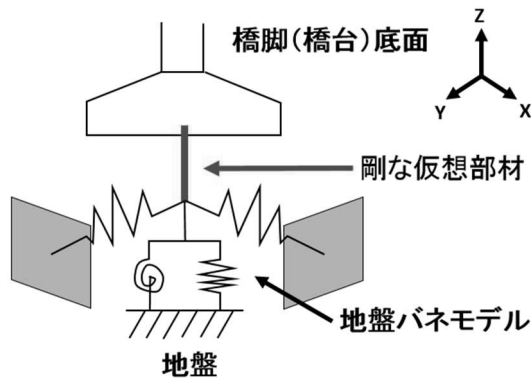


図-8 地盤モデルの簡略図

た¹¹⁾。仮想部材バネは支承部とは違い、水平、鉛直、回転バネそれぞれのバネ定数を与えている。

(4) 使用材料

使用した材料特性について、表-3にまとめる。主桁、横桁、対傾構、横構は、大畑大橋の設計に使用されている鋼材「SMA490」の特性を適用した。現在は、ヤング率のみを考慮し、弾塑性状態は、今後、検討することとした。

また、床版、橋脚、橋台に用いられているコンクリートには、橋梁一般図に記載されている設計強度をも

表-3 使用した材料特性

	SMA490	コンクリート
ヤング (MPa)	2.05×10^5	2.50×10^4
ポアソン比	0.3	0.2
降伏応力 (MPa)	315	
質量密度 (g/mm^3)	2.4×10^{-2}	7.58×10^{-2}

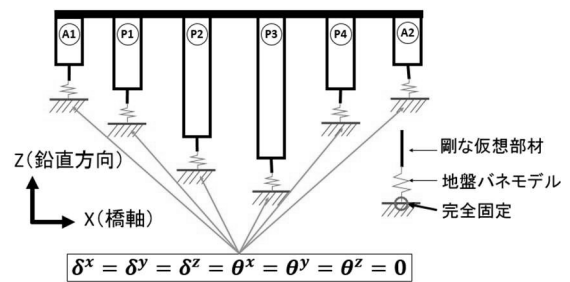


図-9 境界条件

とにヤング率を算定し導入した。コンクリートについても、現段階の解析では弾性とした。

なお今回の解析では、橋脚や橋台に鉄筋の導入を検討中であり、より詳細に再現するため、今後鉄筋の考慮に取り組んでいく必要がある。

(5) 解析対象の境界条件

境界条件を図-9にまとめる。本橋は、曲線橋のため、本来は、橋軸方向および橋軸直角方向に即して、境界条件を設定すべきところであるが、現段階では、A1 橋台からA2橋台に向かう方向をx方向とし、x方向に垂直かつ水平な方向をy軸とする。図中において、 $\delta_x, \delta_y, \delta_z$ は並進方向自由度を表し、 $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ は各軸周りの回転を表している。

(6) 主桁、横桁の接続部について

図-10, 11に主桁と横桁の接続部を示す。この部分では、主桁ウェブ面に直接横桁が接続するように作成してモデルを簡略化しており、ガセットプレートはモデ

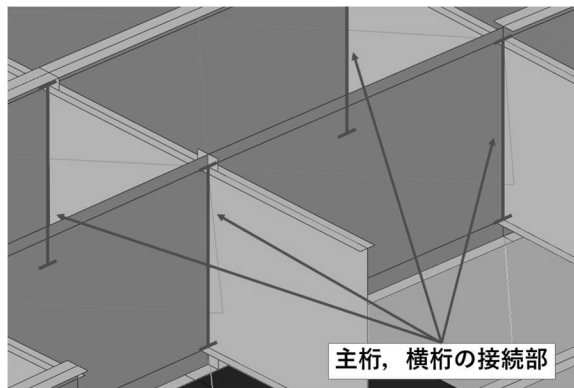


図-10 主桁ウェブ・横桁の接続

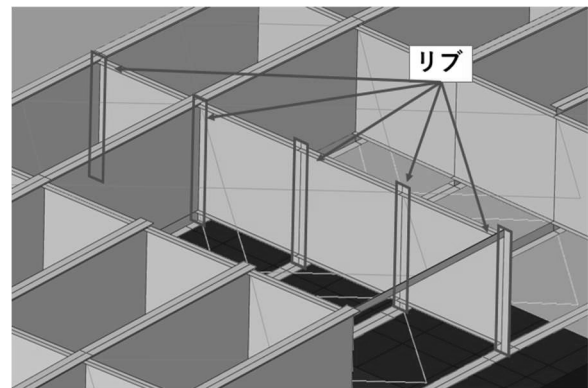


図-11 リブのモデル化

表-4 固有値解析結果

モード	周期 (s)	有効質量比					
		X 方向	Y 方向	Z 方向	X 回転方向	Y 回転方向	Z 回転方向
1	1.20	0.02	0.84	0.00	0.00	0.00	0.57
2	1.19	0.82	0.03	0.00	0.00	0.00	0.07
3	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.23
4	0.84	0.00	0.01	0.01	0.07	0.00	0.01
5	0.63	0.00	0.00	0.60	0.00	0.13	0.00
6	0.52	0.04	0.00	0.03	0.00	0.43	0.00
7	0.51	0.02	0.01	0.02	0.13	0.01	0.01
8	0.51	0.01	0.00	0.00	0.01	0.13	0.00
9	0.45	0.08	0.00	0.27	0.00	0.30	0.01
10	0.44	0.01	0.11	0.06	0.78	0.00	0.10

ル化していない（図-10）。

また、主桁下フランジの支承部が取り付けられた部分において、他の下フランジ部分に比べ、非常に変位が大きくなるため、変位を制限するため、リブを導入している（図-11）。

5. 固有値解析の結果とその考察

固有値解析の結果について、表4にまとめる。また、本解析モデルの第1, 2, 5, 次モードを図12～14にまとめる。黒で示したものが原形図、緑で示したものが変形図である。座標系は、前述の通りである。

図-12 は、解析モデルの第1次モードを示している。固有周期は約1.20秒である。上部構造が鉛直回りに傾き、更に橋軸直角方向へ動いている。表4を見ると、X軸回転方向とY軸方向への有効質量比が卓越している。よって、橋軸直角方向の1次モードと考えられる。

図-13 は、解析モデルの第2次モードを示している。固有周期は約1.19秒で、上部構造は傾くことなく、地面と平行を保ったまま橋軸方向へ動いている。表4を見ると、X軸方向への有効質量比が大きい。よって、これは

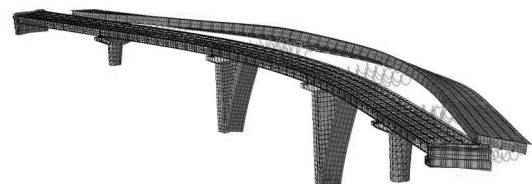


図-12 第1次モード

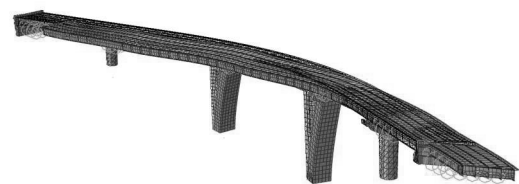


図-13 第2次モード

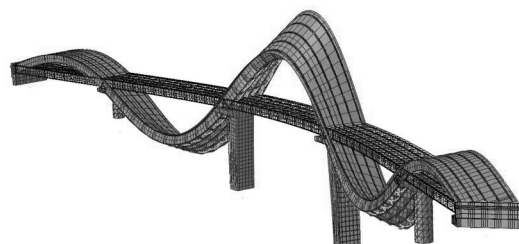


図-14 第5次モード

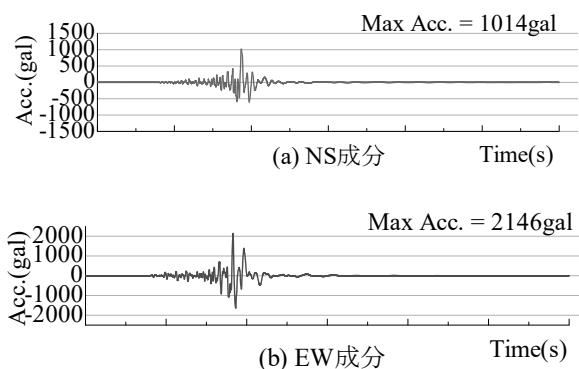


図-15 大切畑大橋直下の予測地震動

橋軸方向の1次モードと考えられる。

図-14 は、解析モデルの第 5 次モードを示している。固有周期は約 0.63 秒である。橋梁中央で上部構造が、鉛直方向へ大きく動いており、表 4 を見ると、鉛直方向への有効質量比が大きい。よって、これは鉛直方向の 1 次モードと考えられる。

図-13 で示しているモード図は、モデルの変形を見やすくするため変形倍率を 1 万倍にしている。そのため、モード図から読み取ることはできないが、実際に第 2 次モードにおいて、上部構造が橋台に貫入している。これは、今回の解析では橋桁と橋台との衝突を考えていないためである。また、落橋防止システムであるケーブルもモデルに取り付けていないため、本来ならば橋台付近の桁の動きも現在の結果より小さくなるはずである。今後動的解析を行っていく中で、橋桁と橋台の衝突、ケーブルのモデル化の 2 点について考えていく必要がある。

6. 地震応答解析

臨時余震観測に基づく 2016 年熊本地震における西原村及び南阿蘇村の被災橋梁に作用した地震動の評価¹²⁾を参照した大切畑大橋の予測直下地震動を使用し、試験

的に地震応答解析を行った。この解析で使用した地震波を図-15 に、その結果の一部を図-16 に示す。

(1) 入力地震動

地震動は、本来ならば橋脚、橋台ごとにそれぞれ観測された地震波を入力するべきであるが、今回は試験的な実施のため、全ての橋脚、橋台に同じ地震動を入力している。また、同じ理由で、本来ならば地震動全てを入力して結果を得るべきであるが、今回は、60 秒中最大の加速度が観測された、18.3 秒 (E-W 方向)、18.7 秒 (N-S 方向) を含む 17~22 秒間の地震動を入力している。

(2) 支承変位

図-16 では、地震応答解析の結果、P2 橋脚付近の G5 側主桁ウェブ面において応力が最大値を示した 20.65 秒時の変形図を示している。また同図は、応力の状態をコンターで示しており、応力としては、Mises 応力を表している。青色ほど、その部分に発生する応力は小さく、赤い色になるほど大きくなっており、この対応関係については、図中に記載する。図-16 を見ると、支承設置部に応力が集中していることが読み取れる。

表-5 に、G5 主桁下部の支承における、最大変位とせん断ひずみを示す。本橋梁において支承の限界せん断ひずみは 250% となっているが、表を見ると分かるように、どの支承でもこの数値を上回っている。現段階では、落橋防止ケーブル、サイドブロックのモデル化や、橋台と上部構造との衝突など、まだまだ考慮すべき点も多く、今後研究を進める中で数値が変わることが考えられるため、検討を重ねていく必要がある。橋台に比べると、橋脚のせん断ひずみは小さくなっており、地震後唯一機能を保持した P2 橋脚の支承は、他の橋脚のものより大きい値となっている。

また、時刻に着目すると、支承の破損がおきた時刻が 20 秒付近と、20.8 秒付近に集中していることがわか



図-16 地震応答解析のモード図

表-5 主桁 G1 下部における支承の変位

	時刻(s)	最大支承変位(mm)	最大せん断ひずみ	せん断ひずみ
A1	3.83	1365.5	250%	1138%
P1	3.82	1324.5	250%	883%
P2	3.02	842.7	250%	991%
P3	3.06	750.5	250%	883%
P4	3.08	1243.6	250%	888%
A2	3.81	1402.7	250%	1169%

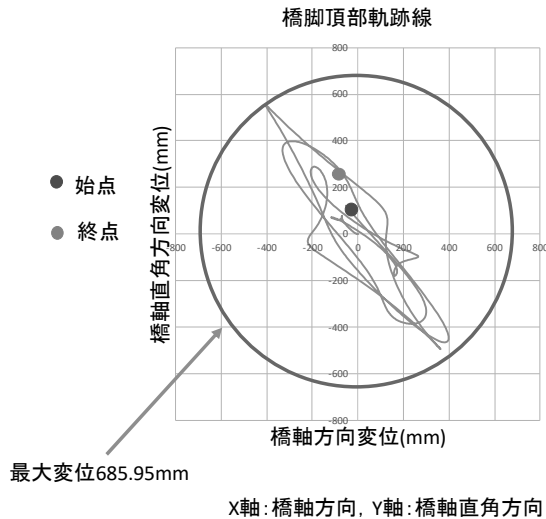


図-17 P2 橋脚頂部の軌跡線

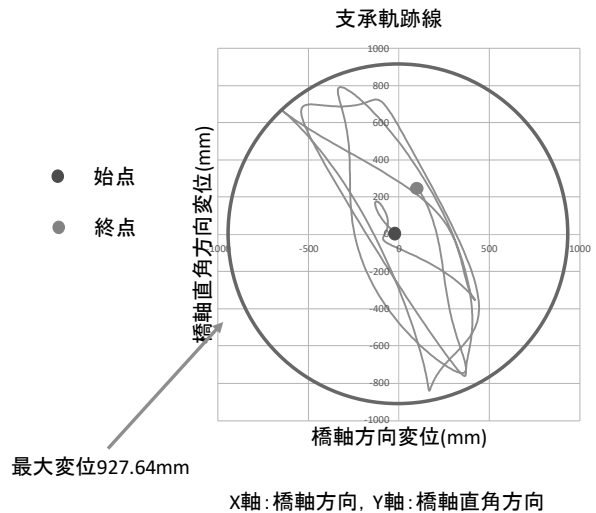


図-18 P2 橋脚頂部+ゴム支承の応答軌跡線

る。あくまで試験的な解析ではあるが、これを見ると、支承の破損は各橋台、橋脚でバラバラに起きたのではなく、数か所は同時に破損していたのではないかということが考えられる。なお、地震において最大の加速度が観測されたのは18.3秒(E-W方向)、18.7秒(N-S方向)であり、支承の破損が集中した時刻とはずれている。

(3) 橋脚・支承の軌跡線について

最後に、弾性解析ではあるもののP2橋脚頂部の基部に対する相対変位を奇跡として表した結果を示す。図-17は、縦軸に橋軸直角方向変位を、横軸に橋軸方向変位を表すこととした。主要動の一部のみを入力したに過ぎないため、すべてを語ることはできないが、おおむねある方向性を有する応答となっている。その方向は、橋軸方向から45度方向に傾く結果となった。最大応答変位は、686mmであった。P2橋脚は、ゴム支承が残留変形を伴って地震応答が終了した橋脚である。そのほかの橋脚は、ゴム支承に何らかの損傷が生じているため、P2橋脚は塑性変形していると思われる。そのため、本解析では、定量的な判断はできないが、塑性化を伴うことで、この応答値よりも大きな変位量になることが予想される。今後の研究を待ちたい。

一方、図-18は、ゴム支承上端の橋脚基部に対する相

対変位を、図-17と同様、軌跡線として表したものである。この図を見ると、橋脚の応答に比べ、大きい軌跡を描きながら運動していることが分かる。

これらの応答は、まだ、考慮すべき諸パラメータが多いため、現在の成果からは何も言えないとみてよい。本報告では、結論を見出すところまでは到底及んでいないが、一定の方向性を見出したといえよう。

本橋は、上部構造に大きな塑性変形が見られたわけではないが、FEM解析にて、どの程度まで応答解析が実施できるのかを検討するために行った。現在のPCレベルで、すでに動的解析を実施するとしても非現実的な時間を必要とはしなくなってきている。今後、使用材料の非線形性や、種々の解析条件を付与し、動的応答に対して、どの程度までFEM解析が実施できるかを検証していきたい。

7. 結論

2016年熊本地震により、熊本県内の多くの構造物が大きな被害を受けた。その中でも、布田川断層に並行して走る県道28号線に架橋された6橋の被害は甚大である。本稿では、その中で支承に特に被害を受けた大

切畑大橋について、被害状況分析と、固有値解析を行い、その結果を分析し、考察を行った。以下にその結果と今後の課題を示す。

- (1) 地震後、P2 橋脚以外の全てのゴム支承が破断したが、地震時にこれらのゴム支承がどの程度機能していたかは、今後の検討が待たれる。
- (2) P2 橋脚のみ支承が破損しなかったことと、P2 橋脚の損傷について、何らかの関係性が考えられるが、現段階では確定的なことは言えないため、今後地震応答解析を行う中で、解明していく必要がある。
- (3) 今回の地震においてケーブル形式の落橋構造が橋軸直角方向への移動量を制限した可能性があり、ケーブルの寄与の有無により被害がどの程度異なるか、今後検討していく必要がある。

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参考に、種々の成果をまとめている。特に、当該橋梁は、多くのメンバーにより、様々な損傷メカニズム解明へのアプローチが施されている。本研究もそれらの一助になれば幸いとの思いから研究を行っている。ただし、あくまでも WG 内の検討を参考にしているため、必ずしも WG の意向と一致しない場合があるかと思われる。その点をご容赦願いたい。今後さらに損傷メカニズムに対する検討を精細に行う予定

としている。

参考文献

- 1) 平成 28 年（2016 年）熊本地震地震被害調査結果速報会、土木学会、2016.4.27：
<http://committees.jsce.or.jp/eec2/node/767>
- 2) 国土交通省国土地理院 電子国土基本図
<http://www.gsi.go.jp/kibanjoho/kibanjoho40025.html>
- 3) 国立研究開発法人産業技術総合研究所：活断層 DB,
https://gbank.gsj.jp/activefault/cgi-bin/segment_param.cgi?SearchTYPE=&fval_type1=218-01&segment_id=218-01&topic_list=2&search_mode=2
- 4) 土木学会西部支部「2016 年熊本地震」地震被害調査報告会～緊急災害調査と応急復旧の取組み～、土木学会西部支部、2016.4.27:
<http://committees.jsce.or.jp/report/node/117>
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅴ耐震設計編，平成 6 年 12 月。
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，平成 6 年 12 月。
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，平成 8 年 12 月。
- 8) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，平成 8 年 12 月。
- 9) 渡邊学歩，葛西昭，松永昭吾，増田諒大：2016 年熊本地震による大切畑大橋の被害分析，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.177-184, 2016.
- 10) DASSAULT SYSTEMS：ABAQUS User's Manual ,Version6.14 ,2016
- 11) 宇佐美勉編著 (社)日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂出版，pp. 213-214, 2006.
- 12) 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及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.