

熊本地震で被災した鋼アーチ橋の地震応答解析

藤田 亮一¹・貞松 昌憲²・傅 斌³

¹正会員 株式会社エイト日本技術開発（〒532-0034 大阪府大阪市淀川区野中北 1-12-39）

²正会員 株式会社エイト日本技術開発（〒164-0012 東京都中野区本町 5-33-11）

³非会員 株式会社エイト日本技術開発（〒532-0034 大阪府大阪市淀川区野中北 1-12-39）

1. 橋梁概要

本文では、2016年の熊本地震で被害を受けた鋼アーチ橋を対象に、数値解析を用いて被害状況を再現することを試みる。対象とする南阿蘇橋は熊本県阿蘇郡南阿蘇村の国道325号上に位置し、黒川支流の濁川に架けられている。橋長は110m、総幅員は9m、構造形式は上落式2ヒンジアーチ橋である。本橋は1971年に完成し、2009年度に耐震補強が実施され、制震ダンパーや座屈拘束ブレースが設置されている。一般図を図-1に示す¹⁾。

2. 被害概要と想定される被災メカニズム

(1) ジョイント部の水平移動と段差

橋梁ジョイント部の損傷状況を写真-1に示す。写真からわかるようにA1橋台側の損傷はA2橋台側と比較して軽微であった。A2橋台側ではジョイント部にずれが生じ、写真-1に示すように橋軸直角方向に約40mmの水平変位と約45mmの段差が生じていた。

(2) ダンパー取付け部(RCブロック)

ダンパー取付け部のRCブロックの損傷状況を写真-2に示す。A1橋台側では、補強時に施工されたRCブロック基部よりひび割れが生じ、上流側においては一部コンクリートが欠け落ちていた。A2橋台側ではA1橋台側よりひび割れが進展しており、ダンパー取付け部のRCブロックが橋座から分離していた。

(3) ピン支承の接合ボルト

ピン支承の接合ボルトの損傷状況を写真-3に示す。A1橋台側の下流側を除いて、ピン支承と端支柱を接合するボルトが写真-3に示すように全て破断していた。一方、ピン支承とアーチリブを接合するボルトは、接合面に隙間は確認されたものの、すべて残存していた。

(4) 想定される被災メカニズム

本橋の構造形式と地震後の状態および被災箇所か

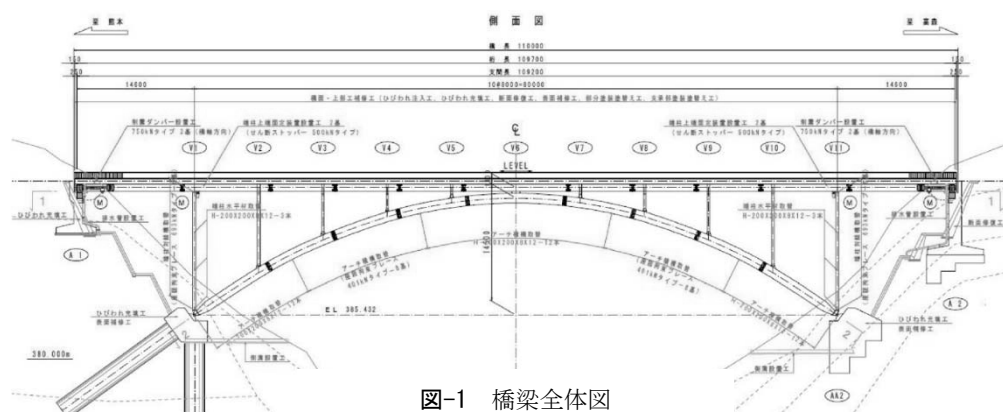
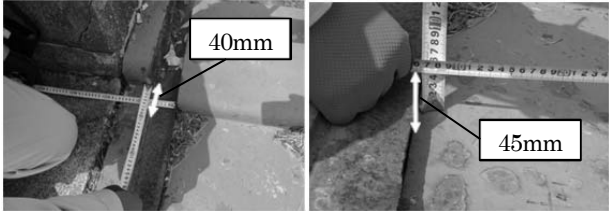


図-1 橋梁全体図



(a) A1 橋台側

(b) A2 橋台側



(c) 直角方向水平変位(40mm)

(d) 橋台との段差(45mm)

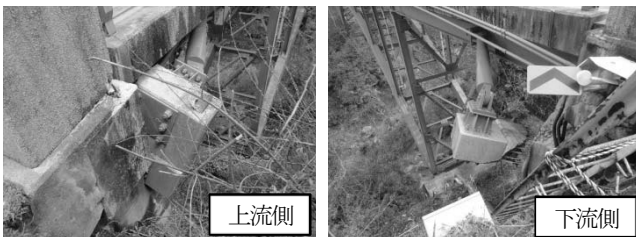
写真-1 ジョイント部の損傷状況



(a) A1 橋台側 (左：上流 右：下流)



桁下



上流側

下流側

(b) A2 橋台側 (上：桁下より 左下：上流 右下：下流)

写真-2 ダンパー取付け部の損傷状況



写真-3 ピン支承の接合ボルトの損傷状況

ら、ピン支承の接合ボルトについては橋梁全体の橋軸直角方向への移動もしくは振動が原因であると予想された。また RC ブロックについては、ダンパーから作用する橋軸方向の荷重もしくは桁から作用する橋軸直角方向の荷重によりひび割れが生じたと予想された。以下ではこの仮説を数値解析を用いて検証する。

3. 全体モデルを用いた被害分析

(1) 解析条件

a) 解析モデル

ピン支承の接合ボルトとダンパー取付部の損傷原因を確認するため、橋梁全体を対象とした骨組みモデルを用いて解析を行った。解析モデルを図-2 に示す。主部材は線形梁要素でモデル化し、RC 床版と補剛桁は個別にモデル化して剛接合で結合した。また、耐震補強時に設置された粘性ダンパーと座屈拘束ブレースは非線形ばね要素でモデル化した。粘性ダンパーについてはバイリニア型の荷重～変位関係を有するばねとしてモデル化するケースと、速度依存型の抵抗力を発揮するばねとしてモデル化するケースの両方を計算した(図-3)。座屈拘束ブレースについては、端支柱とアーチに設置されたものをそれぞれ図-4 に示すバイリニア型の荷重～変位関係を有するばねとしてモデル化した。

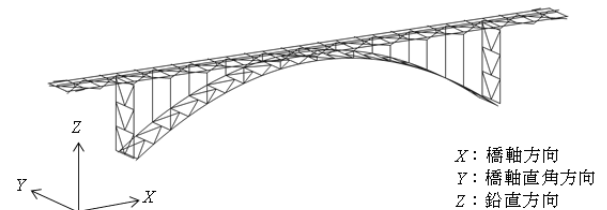


図-2 解析モデル

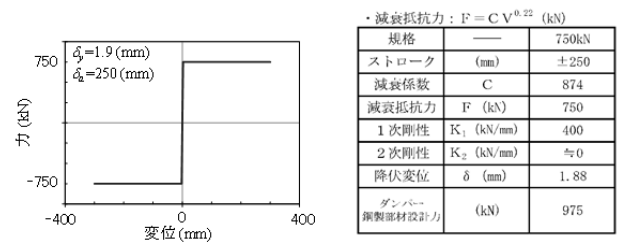


図-3 粘性ダンパーの特性

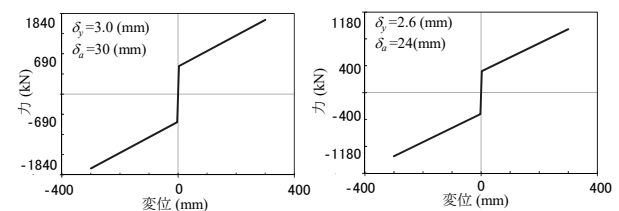


図-4 座屈拘束ブレースの特性

b) 入力地震動

入力地震動としては、近傍の観測記録(K-NET大津)を周波数依存性を考慮した地盤応答解析によりN値50の基盤相当の位置まで引き戻した波を、当該地点における推定波として用いた。観測記録と観測点の地盤条件、および地盤応答解析で得られた推定波を以下に示す。なお、南阿蘇橋は橋軸方向がほぼ南北方向と一致していることから、NS成分を橋軸方向、EW成分を橋軸直角方向の地震動として用いた。また比較のために道路橋示方書²⁾に示される加速度波形Ⅱ－Ⅰ－Ⅰ(レベル2地震動、タイプⅡ地震、Ⅰ種地盤、以下「道示波」)を用いた計算も実施した。

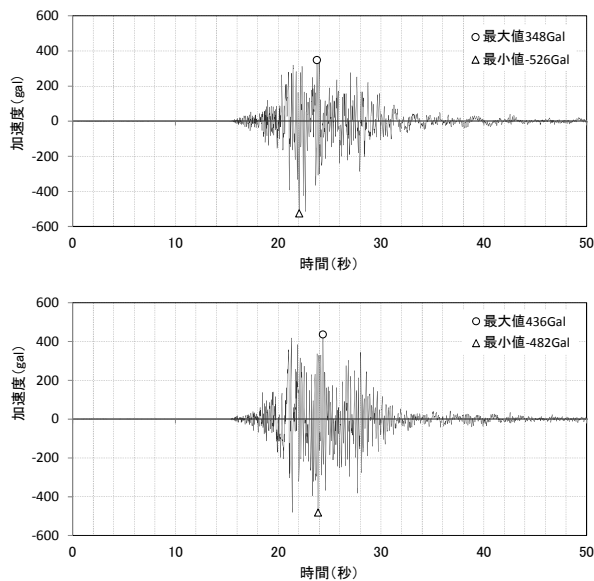


図-5 K-NET大津観測記録(上：NS成分(橋軸方向)、下：EW成分(橋軸直角方向))

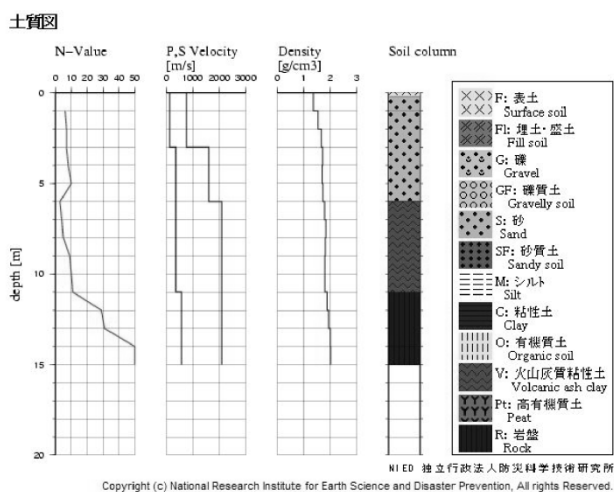


図-6 K-NET大津観測点の地盤条件

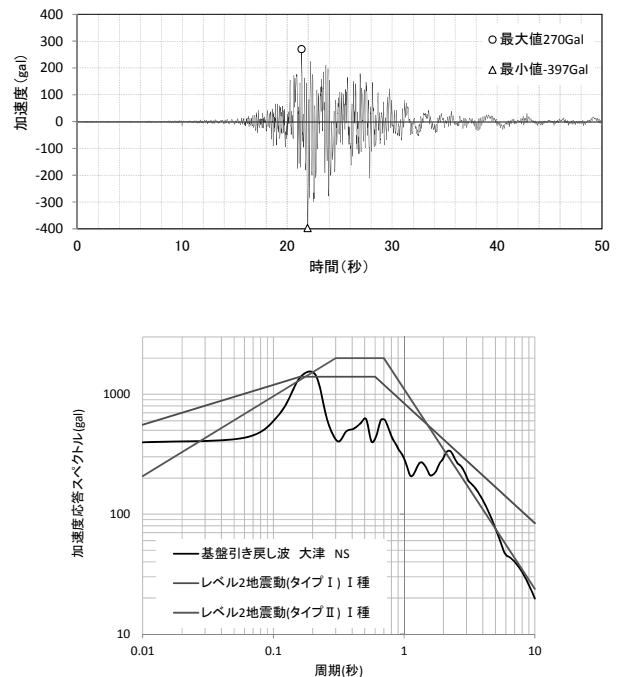


図-7 K-NET大津観測記録の基盤引き戻し波(橋軸方向)

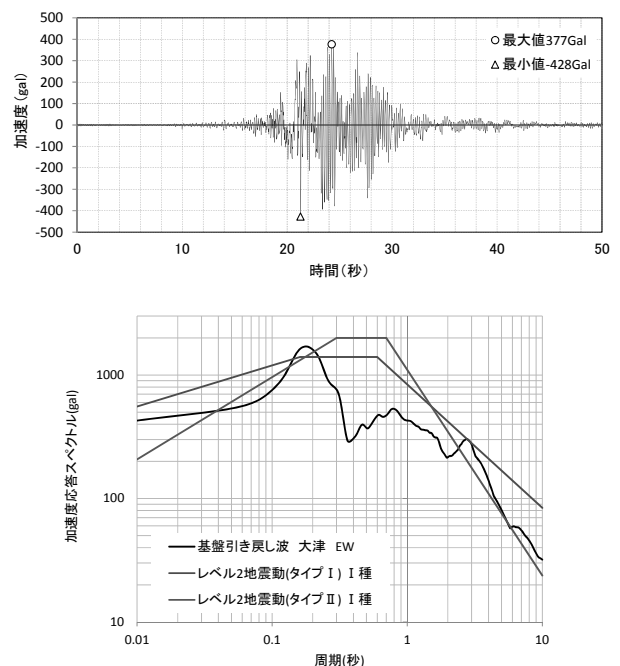


図-8 K-NET大津観測記録の基盤引き戻し波(橋軸直角方向)

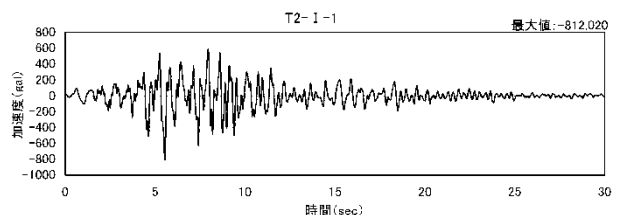


図-9 加速度波形Ⅱ－Ⅰ－Ⅰ

c) 数値解析条件

本検討では地震動を入力した動的解析と強制変位を作用させた静的解析を実施したが、いずれも自重作用状態を初期状態として地震荷重を作用させた。動的解析時の数値積分法にはNewmark- β 法($\beta=0.25$)を用い、積分時間間隔は0.01秒とした。また、地震力作用方向は橋軸方向と橋軸直角方向の2方向とし、減衰特性のモデル化にはRayleigh減衰を用いた。

d) 固有値解析とRayleigh減衰

粘性ダンパーの初期剛性が橋梁の固有周期に影響を及ぼさないよう、粘性ダンパーを取り外した状態で固有値解析を実施した。図-10に固有値解析から得られた橋軸方向および直角方向の1次モードを示す。また、表-1にRayleigh減衰の比例係数を示す。

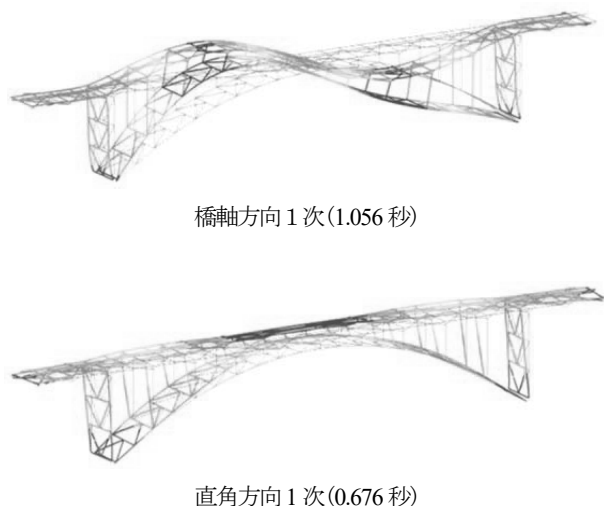


図-10 固有値解析結果

表-1 Rayleigh減衰の比例係数

方向	モード 次数	振動数 (Hz)	固有周期 (秒)	比例係数	
				α (質量M)	β (剛性K)
橋軸	1	0.947	1.056	2.095E-01	1.143E-03
	7	4.182	0.239		
直角	2	1.48	0.676	3.434E-01	5.456E-04
	18	7.084	0.141		

(2) 動的解析

前述した推定波と道示波を用いて動的解析を実施した。各地震波に対する部材とダンパー取付部およびピン支承接合ボルトの応答を以下に示す。

a) 部材の応答

ダンパーを速度依存型でモデル化した場合の主要部材に発生する最大応力と降伏応力の比(超過率=応答値/降伏応力)を表-2に示す。本橋は道路橋示方書のレベル2地震動に対して耐震補強が実施されており、補強設計では主要部材を降伏させない方針であったことから、道示波を入力した場合に主要部材に発生する応力は降伏応力未満であった(超過率が1.0未満)。推定波を入力した場合も同様に主要部材は降伏しなかった。現地での目視確認の範囲では部材に大きな損傷は認められなかったことから、この解析結果は実際の被害状況と整合しているといえる。

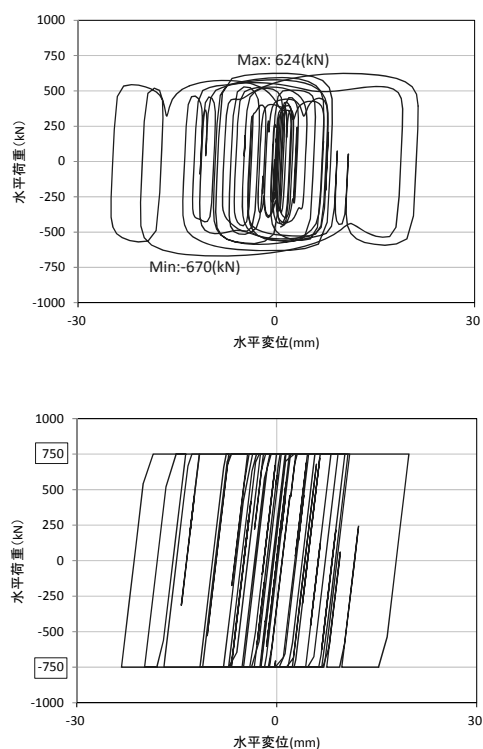


図-11 粘性ダンパーの応答(道示波, 上:速度依存型, 下:バイリニア型)

表-2 部材に発生する応力

部材	Case 1 (道示波・橋軸加振)			Case 2 (道示波・直角加振)			Case 3 (推定波・橋軸加振)			Case 4 (推定波・直角加振)		
	応力 σ (N/mm ²)	降伏 応力 σ_y (N/mm ²)	超過率 (σ/σ_y)	応力 σ (N/mm ²)	降伏 応力 σ_y (N/mm ²)	超過率 (σ/σ_y)	応力 σ (N/mm ²)	降伏 応力 σ_y (N/mm ²)	超過率 (σ/σ_y)	応力 σ (N/mm ²)	降伏 応力 σ_y (N/mm ²)	超過率 (σ/σ_y)
アーチリブ	215	315	0.68	216	235	0.92	131	315	0.42	158	235	0.67
補剛桁	252	315	0.80	134	315	0.43	161	315	0.51	65	315	0.21
端支柱	112	235	0.48	180	235	0.77	90	235	0.38	120	235	0.51
アーチ鉛直材	69	235	0.29	55	235	0.23	79	235	0.33	40	235	0.17
アーチケラウ	197	315	0.62	140	315	0.45	121	315	0.39	93	315	0.30

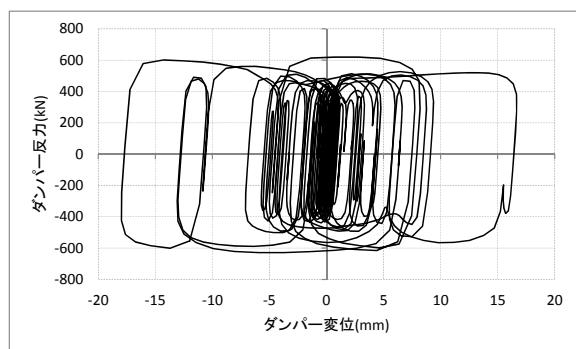


図-12 粘性ダンパーの応答(推定波)

表-3 橋台部における直角方向の反力

入力波	位置	桁端部に生じる 直角方向の 最大水平反力(kN)	RCブロックの せん断耐力 (kN)	超過率	FEM解析で求 めたRCブロッ クの耐力(kN)	超過率
道示波	A1橋台	上流側	1081	0.671	690	1.567
		下流側	1120	0.695		1.623
	A2橋台	上流側	1082	0.671		1.568
		下流側	1120	0.695		1.623
推定波	A1橋台	上流側	820	0.509		1.189
		下流側	889	0.552		1.289
	A2橋台	上流側	820	0.509		1.188
		下流側	891	0.553		1.291

b) ダンパー取付け部の応答

橋軸方向に道示波および推定波を作用させた場合の速度依存型とバイリニア型の粘性ダンパーの荷重-変位関係を図-11, 12に示す。A1, A2橋台の支承はいずれも橋軸方向に可動であり、ダンパー取付け部のRCブロックに働く橋軸方向の力は粘性ダンパーに生じる抵抗力のみである。いずれのケースにおいても粘性ダンパーの最大荷重は750kN以下であり、RCブロックの設計耐力1080kNよりも小さい値に留まった。したがって、RCブロックが粘性ダンパーからの荷重で損傷した可能性は低いと考えられる。なお、粘性ダンパーの変位は道示波の場合で約25mm、推定波の場合で約18mmであり、粘性ダンパーの可動範囲±250mmよりも十分小さいことから、粘性ダンパー本体は損傷しない。これは実際の被害状況と整合している。

次に、ダンパー取付け部のRCブロックに作用した直角方向の水平力を考える。RCブロックは橋軸直角方向の変位制限構造としても機能しているが、桁端とRCブロックの間には遊間があり、支承は直角方向に固定であるため通常の状態では桁とRCブロックは接触しない。しかしながら、後述するようにRCブロックに緩衝ゴムが衝突した痕跡と思われるものが見つかっており、地震時に桁からRCブロックに水平力が作用した可能性が考えられることから、動的解析で得られた桁端部の直角方向の反力がRCブロックに作用したと仮定する。

直角方向に道示波および推定波を作用させた場合の桁端部の橋軸直角方向の反力を表-3に示す。同表からわかるように、道示波を作用させた場合のせん断耐力に対する水平力の超過率は0.7未満であり、推定波を作用させた場合の超過率はさらに小さいことから、RCブロックは損

傷しないと考えられるが、これは実際の被害とは整合していない。しかしながら、秋山らが実施したFEM解析³⁾によりRCブロックの耐力がより小さい(690kN)ことが確認できており、これを考慮すると推定波を入力した場合でも水平力が耐力を上回ることとなる。したがって、ダンパー取付け部は桁から作用する橋軸直角方向の水平力によって損傷した可能性があるといえる。

c) ピン支承接合ボルトの応答

道示波、推定波を作用させた場合のピン支承とアーチリブおよび端支柱の接合ボルトに作用する引張応力を表-4～表-7にまとめる。接合ボルトの有効径は27.7mm、有効断面積は560.6mm²、材質はSS400である。表中にはボルトに発生した引張応力と降伏応力(許容応力)を記載しており、引張応力が0になっているケースでは引張が生じていない。

道示波を作用させた場合、橋軸方向の加震ではボルトに引張応力はほとんど生じていない。橋軸直角方向の加震ではアーチリブおよび端支柱との接合ボルトがいずれも降伏している。推定波を作用させた場合は、ピン支承とアーチリブの接合ボルトは降伏していないが、ピン支承と端支柱の接合ボルトは降伏している。実際のセットボルトの被害状況は写真-3に示すように、端支柱との接合ボルトのみが破断していて、これは解析で得られたボルトの発生応力の傾向と一致している。

また、推定波を入力したケースでは、粘性ダンパーが機能を喪失したことを想定して粘性ダンパーを除いたモデルで解析を行った。このケースでは粘性ダンパーをモデル化した場合に比べてボルトに発生する応力は大きくなっており、粘性ダンパー取付け部の損傷による機能喪失が接合ボルトの破断の一因になった可能性も考えられる。

表-4 接合ボルトに発生する応力(道示波、橋軸方向)

部材	位置	引抜き力 kN	ボルト 本数	引張応力 N/mm ²	許容応力 N/mm ²	降伏 判定
アーチリブ	A1橋台側	上流側	0	8	0	235 弾性
		下流側	0	8	0	235 弾性
	A2橋台側	上流側	0	8	0	235 弾性
		下流側	0	8	0	235 弾性
支柱	A1橋台側	上流側	0	4	0	235 弾性
		下流側	0	4	0	235 弾性
	A2橋台側	上流側	60	4	27	235 弾性
		下流側	60	4	27	235 弾性

表-5 接合ボルトに発生する応力(道示波、直角方向)

部材	位置	引抜き力 kN	ボルト 本数	引張応力 N/mm ²	許容応力 N/mm ²	降伏 判定
アーチリブ	A1橋台側	上流側	1240	8	276	235 降伏
		下流側	1062	8	237	235 降伏
	A2橋台側	上流側	1237	8	276	235 降伏
		下流側	1050	8	234	235 弾性
支柱	A1橋台側	上流側	1801	4	803	235 降伏
		下流側	1747	4	779	235 降伏
	A2橋台側	上流側	1760	4	785	235 降伏
		下流側	1707	4	761	235 降伏

表-6 接合ボルトに発生する応力(推定波)

部材	位置	引抜き力 kN	ボルト 本数	引張応力 N/mm ²	許容応力 N/mm ²	降伏 判定
アーチリブ	A1橋台側	上流側	0	8	0	235 弾性
		下流側	0	8	0	235 弾性
	A2橋台側	上流側	0	8	0	235 弾性
		下流側	0	8	0	235 弾性
支柱	A1橋台側	上流側	980	4	437	235 降伏
		下流側	654	4	292	235 降伏
	A2橋台側	上流側	849	4	378	235 降伏
		下流側	703	4	313	235 降伏

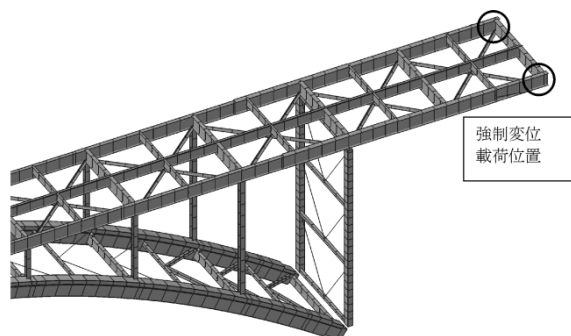


図-13 強制変位解析結果(橋軸方向, アーチリブ側接合ボルト)

(3) 静的解析

現地確認の結果、A2橋台にずれが認められたことから、支承位置に強制変位を与えプッシュオーバー解析を行った。橋軸方向、直角方向の2方向に強制変位を与え、アーチリブ、支柱に生じる引張力による接合ボルトの引抜きに着目した。解析結果は図-13~図-14に示すとおりであり、橋軸方向に強制変位を与えてピン支承の接合ボルトが降伏応力に達するには130mm程度の変位が必要であるが、これは現地状況とは整合していない。直角方向については25mm程度の変位が必要であるが、現地計測の結果は約40mmの変位が残っており、桁の変位によりボルトが損傷した可能性が考えられるが、片側への桁の変位では引張側のボルトしか損傷しないため、被害状況とは整合していない。

5. まとめ

本章では鋼アーチ橋である南阿蘇橋を対象に、骨組みモデルを用いて地震動と強制変位を作用させ、被害状況との整合を確認した。主な被害であるピン支承の接合ボルトの破断については、直角方向の地震動に対して橋梁が振動し、端支柱とピン支承の接合ボルトに大きな引張

表-7 接合ボルトに発生する応力(推定波, 粘性ダンパー無し)

部材	位置	引抜き力 kN	ボルト 本数	引張応力 N/mm ²	許容応力 N/mm ²	降伏 判定
アーチリブ	A1橋台側	上流側	92	8	20	235 弾性
		下流側	0	8	0	235 弾性
	A2橋台側	上流側	0	8	0	235 弾性
		下流側	0	8	0	235 弾性
支柱	A1橋台側	上流側	1152	4	514	235 降伏
		下流側	1129	4	503	235 降伏
	A2橋台側	上流側	1067	4	476	235 降伏
		下流側	1024	4	457	235 降伏

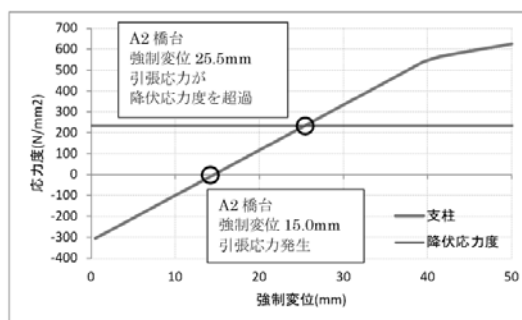
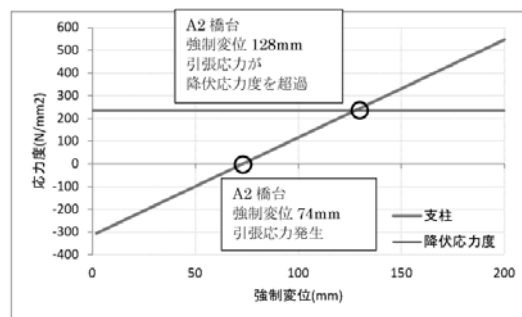


図-14 強制変位解析結果(端支柱側接合ボルト, 上: 橋軸方向, 下: 直角方向)

応力が生じて破断した可能性が考えられ、推定した地震動に対して当該箇所が弱点になることが判明した。またダンパー取付部のRCブロックについては、地震時の桁からの橋軸直角方向の水平力により破損した可能性が考えられた。

謝辞：

本検討の実施にあたっては、対象橋梁の情報を熊本県より御提供いただき、地震動の設定には国立研究開発法人防災科学研究所が運用するK-NET(全国強震観測網)の情報を利用させていただきました。ここに記して各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人土木研究所: 平成28年(2016年)熊本地震土木施設被害調査報告, 国総研資料第967号, 土木研究所資料第4359号, 2017.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2012.
- 3) 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報告書, 2018.