

# 上路式鋼アーチ橋を対象とした地盤変動時の アーチ支承および床版の滑動がアーチリブに 与える影響に関する数値解析的研究

千田 知弘<sup>1</sup>・岩本 信太朗<sup>2</sup>・野本 淳也<sup>3</sup>・崔 準祐<sup>4</sup>・  
松井 友希<sup>5</sup>・村上 海翔<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 東北学院大学 工学部環境建設工学科 (〒985-8537 宮城県多賀城市中央 1-13-1)  
E-mail: tchida@mail.tohoku-gakuin.ac.jp

<sup>2</sup>非会員 (前)東北学院大学 工学部環境建設工学科 (研究当時)  
(現)株式会社長大 構造事業本部 第1構造事業部 第3構造技術部  
(東京都台東区元浅草 2-6-6 東京日産台東ビル 6F)  
E-mail: iwamoto-s@chodai.co.jp(Corresponding Author)

<sup>3</sup>正会員 株式会社長大 第1構造事業部 仙台構造技術部  
(〒984-0051 宮城県仙台市若林区新寺一丁目 2-26 小田急仙台東口ビル 4F)  
E-mail: nomoto-j@chodai.co.jp(Corresponding Author)

<sup>4</sup>正会員 (前)九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門 (研究当時)  
(現)西日本高速道路株式会社 九州支社 建設・改築事業部 構造技術課  
(〒812-0013 福岡県福岡市博多区博多駅東 3-13-15)  
E-mail: j.choi.aa@w-nexco.co.jp(Corresponding Author)

<sup>5</sup>学生会員 東北学院大学 工学研究科環境建設工学専攻 1年 (〒985-8537 宮城県多賀城市中央 1-13-1)  
E-mail: s2094408@g.tohoku-gakuin.ac.jp(Corresponding Author)

<sup>6</sup>非会員 東北学院大学 工学部環境建設工学科 4年 (〒985-8537 宮城県多賀城市中央 1-13-1)  
E-mail: s1744212@g.tohoku-gakuin.ac.jp(Corresponding Author)

2016年4月に発生した熊本地震においては、崩落した阿蘇大橋、架け替えが決定した第一白川橋梁といった上路式鋼アーチ橋が甚大な損傷を受けた。それらの損傷を与えた主要因として、地盤変動による支承部の滑動が挙げられている。一方で、地盤変動による影響や対策は、道路橋示方書を始め、NZコードを代表とする海外の示方書にも何ら示されておらず、検証データも少ない。

そこで本研究では、アーチ支承と床版の滑動によって上路式鋼アーチ橋にどのような影響が生じるのかをFEM解析を用いて検証した。橋軸方向、橋軸直角方向、高さ方向、それらを組み合わせた複合方向に強制変位を与え、どの程度の変位がアーチリブに降伏応力が生じさせるのかを比較した。また、代表的な滑動例に対して弾塑性解析を行った結果を報告する。

**Key Words**, ground deformation, upper steel arch bridge, FEM

## 1. はじめに

2016年4月に発生した熊本地震においては、上路式鋼アーチ橋に甚大な損傷が生じた事例として阿蘇大橋と第一白川橋梁の事例が報告<sup>1)</sup>されており、損傷に最も寄与した要因として、地盤変動に伴うアーチアバットの滑動が挙げられている。中でも、南阿蘇鉄道の第一白川橋梁に関しては、A1橋台の0.52m程度の滑動<sup>6)</sup>で架け替え

に至る甚大な損傷がアーチリブに生じたと報告されている。

橋梁設計における地盤変動の影響については、道路橋示方書では現状次のように記されている。道路橋示方書・同解説I共通編<sup>7)</sup>では、「下部構造完成後、地盤の圧密沈下等による地盤変動が予想される場所ではこの影響を適切に考慮しなくてはならない」、同・V耐震設計編<sup>8)</sup>では、「断層変位の影響については、橋の設計に

取り入れるために必要なこれらの事象の予測技術や影響の評価方法等が工学的に確立されておらず、設計計算で評価できる手法として確立されていない」という記述のみに留まる。つまり、これまでも地盤変動対策の必要性は説かれていたものの、具体的な地盤変動対策が施されてこなかったことを示すものであり、これからの課題であることを示唆するものである。事実、上記の2橋とも滑動に対する対策は行われていなかった。なお、Caltrans, ユーロコード, NZ コードといった主だった海外の基準においても地盤変動に対する直接的な対策は書かれておらず、断層の存在が認められる場所には橋梁を架設してはならないことが示されているのみである。

その一方で、地盤変動に伴う橋梁被害の検討自体はこれまでも行われており、2004年～2005年の常田らの研究<sup>8)10)</sup>では、新設の道路橋を横断して発生すると予想される地表地震断層の変位を考慮した対策の検討等が行われている。しかしながら、それ以外では、地震時地盤変動を考慮した設計手法を確立するまでの研究事例が少なく、不明な点が多いのが現状である。

そのような背景の元、土木学会地震工学委員会・性能に基づく橋梁の耐震構造計画・設計法に関する研究小委員会では、熊本地震後に前身の小委員会で行った報告書<sup>1)</sup>を基として、地盤変動時における橋梁被害の検討を継続的に行っており、得られた知見のデータベース化、道路橋示方書へのフィードバックを目標とした活動を行っている。これらの活動の一環として、著者らは、上路式鋼アーチ橋を対象とし、アーチ支承に橋軸方向、橋軸直角方向、高さ方向、それらを組み合わせた複合方向に強制変位を与えたFEM解析を行い、地盤変動時に上路式鋼アーチ橋に生じる挙動の照査を行ってきた<sup>11)12)</sup>。最近の研究成果として、床版の挙動がアーチリブに生じる応力分布に影響を与えている可能性を明らかにした<sup>11)</sup>が、この結果は、運上らの研究グループが、床版にのみ強制変位を与えてもアーチリブに甚大な損傷が生じるとした報告<sup>2)</sup>と一致している。よって、床版の挙動が、地盤変動時に上路式鋼アーチ橋に生じる損傷の重要なキーとなることが明らかになってきたといえる。しかしながら、これまで解析で使用したFEM解析モデルは、上弦材以外、床組を一枚の板として剛性のみを合わせた簡易モデルとしていたため、床版の挙動をよりアーチリブに反映させるためには、床組の詳細なモデル化が必要であることが示唆された。

そこで本研究では、既報<sup>11)</sup>のアーチ橋モデルの構造の内、床版部の構造を実在の上路式アーチ橋を参考として詳細にモデル化し直し、あらためて境界条件をパラメータとして与えたFEM解析による弾塑性解析を行った。具体的には、既報<sup>11)</sup>を基にした境界条件のパラメータとして、橋軸方向、橋軸直角方向、高さ方向にそれぞれ単独

に強制変位を与えてアーチリブの挙動を照査した後、それぞれの方向を組み合わせた複合方向の強制変位を与えて挙動を照査した。それらの解析においては、アーチリブ、床版、アーチリブ+床版といったように強制変位を与える箇所や、アーチ床版の変位拘束の有無等もパラメータ化して解析を行った。弾性解析においては、アーチリブに降伏応力235MPaを超える応力がアーチリブに生じるまで強制変位を与え、その強制変位量を比較することによって、損傷を受けやすい変位方向を推定するとともに、弾性域における各モデルの挙動の違いを比較した。弾塑性解析においては、主要方向である橋軸方向変位、橋軸直角方向、高さ方向に変位を与えたモデルに対して解析を行い、アーチリブ降伏後の挙動を照査した。

## 2. 構造諸元

対象とするアーチ橋の側面図を図-1に、アーチリブの各断面詳細を図-2に示す。本研究では、既報<sup>11)</sup>を基に、全幅員8.8m(有効幅員8.0m)、アーチ支間124.0mを有する仮想の上路式トラス逆ランガーアーチ橋を対象とした。アーチライズは18.0mとし、内側にそれぞれ6°傾斜したモデルとした。図-1においては、アーチリブに対し、A1側のアーチ支承部を[1]、A2側のアーチ支承部を[16]とした上で、アーチリブ上の各格点に[2]～[15]の番号を順

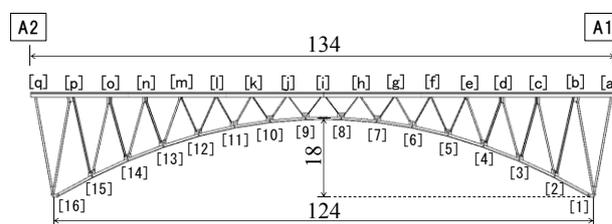


図-1 側面図 (単位: m)

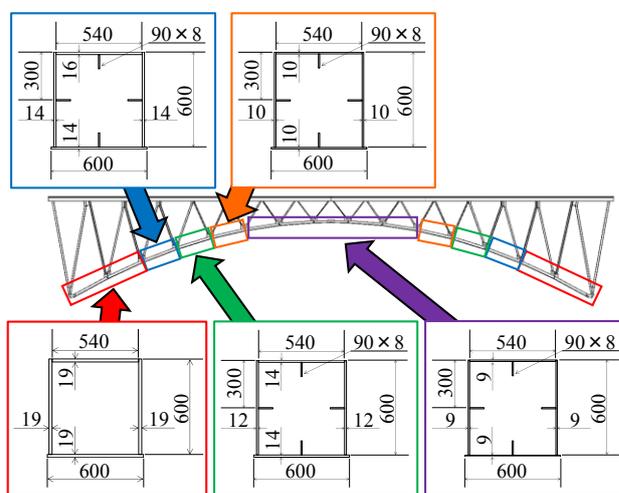


図-2 アーチリブの断面および断面配置図 (単位: mm)

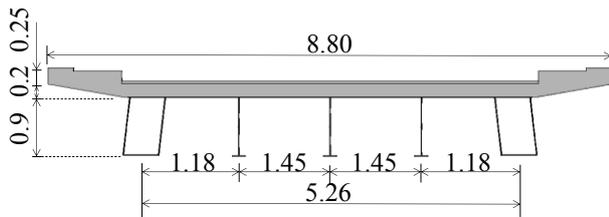


図-3 床版の断面図 (単位 : m)

に振った。同様に、上弦材下面の各格点にA1側から[a]～[q]の記号を順に振った。アーチ床版はアーチリブのみに支持され、A1側、A2側には遊間20mm程度でアプローチ橋が供用されていると仮定した。詳細は次章に示すが、地盤変動によって生じるアプローチ橋とアーチ床版の接触の有無は、境界条件によって近似的に与えることとする。

アーチリブは、図-2に示すように、幅540mm×厚さ9～19mmの上フランジ、幅600mm×厚さ9～19mmの下フランジ、高さ600mm×厚さ9mm～19mmのウェブから成るボックス断面を有し、支承部から支間中央部かけて各部材の厚みが薄くなっていく構造とした。補剛材として、厚さ8mmダイヤフラムを各格点間の中央に取り付け、[3]～[14]間のアーチリブには90mm×8mmの縦リブが上下フランジおよび左右のウェブの中央に計4箇所設置した。[1]～[3]、[14]～[16]のアーチリブには縦リブは設置しない代わりに、アーチリブとアーチ支承の接合部側面に、補剛リブを2箇所ずつ計4箇所それぞれ設置することによって剛性を確保した。

上流側と下流側のアーチリブを連結する下横構の支材は、幅200mm×厚さ9mmの上フランジ・下フランジ、高さ134mm×厚さ9mmのウェブから成るI型断面を有する断面とした。横構は、幅200～204mm×厚さ10～12mmの上フランジ、下フランジ、134mm～200mm×厚さ8～12mmのウェブから成るI型断面もしくはT型断面を有する断面とした。

アーチリブと上弦材を連結するワーレントラスは、ボックス型断面とI型断面の二種類とし、図-1において、[6]～[8]、[10]～[12]の格点で接合されている斜材の内、それぞれ支承側の斜材をI型断面とした。各部材は、幅200mm～460mm×厚さ9mm～14mmの上フランジ・下フランジ、高さ510mm～520mm×厚さ9mm～28mmのウェブから成る断面とした。

床版の断面図を図-3に示す。1.で示したように、本研究では床組に関し、幅5100mm×板厚14mmの鋼板上弦材を接合するモデル<sup>2)</sup>から、以下に示すように、上弦材も含めて詳細にモデル化し直した。上弦材は鋭角72°の平行四辺形となるボックス断面を有し、幅600mm×厚さ9mmの上フランジ、幅540mm×厚さ9mmの下フランジ、高さ900mm(長さ946mm)×厚さ9mmのウェブ

表-1 解析に用いた各材料定数

部材	要素・自由度	ヤング率(GPa)	ポアソン比	単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )
鋼材	4面体10節点30自由度	206	0.3	77.0
コンクリート	4面体10節点30自由度	25	0.2	24.5

から成るボックス断面とした。縦桁はI型断面を有し、幅220mm×厚さ12mmの上フランジ、幅200mm×厚さ10mmの下フランジ、高さ904mm×厚さ9mmのウェブから成り、図-1の(a)～(b)間および(p)～(q)間では図-3の様に3本の縦桁を配置し、(b)～(p)間は断面中央の1本のみを配置した。

横桁は(a)～(q)の各格点位置に8266mm間隔で配置し、(a)、(q)位置の横桁は、幅200mm×厚さ9mmの上下フランジ、高さ520mm×厚さ9mmのウェブから成るI型断面を有し、横桁(b)、(p)位置の横桁は80°の角度の平行四辺形となるボックス断面を有し、幅310mm×厚さ12mmの上フランジ、幅254mm×厚さ12mmの下フランジ、高さ902mm(長さ941mm)×厚さ9mmのウェブから構成される断面とした。残る(c)～(o)位置の横桁は、幅290mm×厚さ14mmの上フランジ、幅260mm×厚さ12mmの下フランジ、高さ900mm×厚さ12mmのウェブから成るI型断面を有する断面とした。

上弦材と横桁を連結する横構の支材は、幅230mm～260mm×厚さ12mm～16mmの上フランジ、高さ180mm～200mm×厚さ12mmのウェブから成るT型断面とした。横構は、幅200mm～260mm×厚さ8mm～14mmの上フランジ、高さ142mm～165mm×厚さ8mm～10mmのウェブから成るT型断面とした。

### 3. FEM解析モデルおよび境界条件パラメータ

本解析では、汎用FEM(有限要素法)解析ツールANSYS(Ver19,ANSYS,Inc)を用いて弾塑性解析を行った。FEM解析モデルの作成にあたっては、図-1～図-3の諸元をソリッド要素で忠実にモデル化した。ただし部材間の接合は全て剛結としてモデル化した。

FEM解析モデルの要素分割全体図を図-4に、要素分割の詳細の一例を示した図を図-5に示す。座標はA1からA2へ向けて正とする橋軸方向にz軸、橋軸直角方向にx軸、高さ方向下向きにy軸を取ることにした。原点Oは、側面から見て、左右のアーチ支承のヒンジ部を繋ぐ軸線上の橋軸方向中央および橋軸直角方向中央となる図-4の位置に原点を取った。

使用した各材料定数を表-1に示す。解析では4面体10節点30自由度のソリッド要素を用い、要素サイズは鋼材を10～50mm、床版のコンクリートを500mmとした。全節点数は4166万4936節点とした。

本研究では、強制変位を含めた境界条件をパラメータ

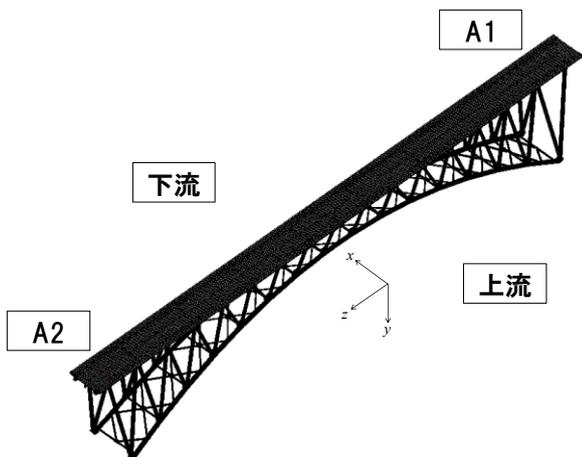


図4 要素分割全体図と座標軸



図5 要素分割の一例

化して与える。パラメータの設定に関しては、以下の4条件を基とした。

- ・既報<sup>2)11)</sup>に倣い、地盤変動はA1側に生じるものとし、A1側の床版およびアーチ支承に強制変位を与えるものとする。
- ・地盤変動の変位は、橋軸方向単独、橋軸直角方向単独、高さ方向単独に生じる場合と、それらが組み合わせられた複合方向に生じると仮定する。橋軸方向変位のみ、アーチリブが圧縮を受ける方向と引張を受ける方向を考慮する。
- ・床版にも地盤変動による滑動が生じるケースを考慮する。ただし、橋軸方向変位のみを対象とし、アーチアバットに生じる変位と同じ値とする。本研究では、参考とした鋼アーチ橋に倣い、兩岸にアプローチ橋が存在し、遊間が20mm程度と想定している。この場合、アプローチ橋の床版に生じた橋軸方向変位は遊間が狭いためアーチ床版にそのまま影響するが、アプローチ橋の床版に生じる橋軸直角方向変位、高さ方向変位は、遊間があるため変位の影響がアーチ床版に伝わらないと仮定したためである。

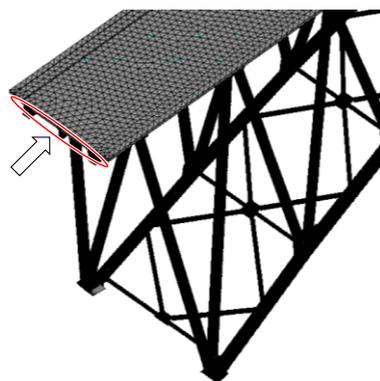


図6 上弦材・床版における強制変位および変位拘束位置

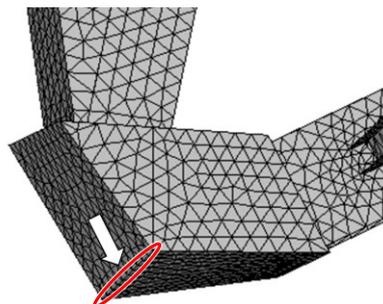


図7 アーチ支承における強制変位および変位拘束位置

・アーチ床版に橋軸方向の滑動が生じた場合、アーチ床版がA2側のアプローチ橋に衝突後、アプローチ橋によってアーチ床版の橋軸方向変位が拘束される場合と拘束されない場合の2ケースを検討する。既報<sup>2)11)</sup>においては、アーチ床版の拘束の有無がアーチリブに生じる相当応力の分布に大きな差を生じさせることが示されており、本研究でも検討事項とする。

上記4条件を基とし、境界条件と強制変位条件をパラメータとして設定した一覧を表-2と表-3に、上弦材・床版に対する境界条件および強制変位入力位置を図-6に、アーチ支承部に対する境界条件および強制変位入力位置を図-7に示す。表-2と表-3の違いは、各表の最右欄に示すA2側上弦材および床版のz方向変位の拘束の有無の違いである。また、表-3には、表-2には無い橋軸方向に引張となるモデル(16)が追加されている点を除けば、全て同じ条件となる。

境界条件はx方向（橋軸直角方向）、y方向（高さ方向）、z方向（橋軸方向）の各変位を拘束することで与え、表-2、表-3中では、拘束を○、フリーを×と表記した。上弦材・床版に対する強制変位および変位拘束は、A1もしくはA2端部の断面全面（図-6）に様に与えた。アーチ支承に対する強制変位および変位拘束は、アーチ支承のエッジ部（図-7）に線状で与えることによって、x軸回りの回転を許容するモデルとした。

弾性解析においては、強制変位は1ステップ0.01mとし、SS400の公称値である235MPaを超える相当応力が

表-2 床版の橋軸方向変位が A2 端部で拘束されるモデルの境界条件と強制変位条件パラメータ

強制変位方向	No.	アーチリブおよび床版への強制変位条件	アーチ支承						上弦材・床版								
			A1			A2			A1			A2					
			x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z			
橋軸方向	(1)	z方向圧縮・リブ+床版	○	○	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(2)	z方向圧縮・リブ	○	○	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(3)	z方向圧縮・床版	○	○	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
橋軸直角方向	(4)	x方向・リブ	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
高さ方向	(5)	y方向・リブ	○	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
複合方向	(6)	xz方向・リブ+床版	強制変位	○	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(7)	xz方向・リブ	強制変位	○	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(8)	yz方向圧縮・リブ+床版	○	強制変位	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(9)	yz方向圧縮・リブ	○	強制変位	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(10)	xy方向・リブ	強制変位	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(11)	xyz方向圧縮・リブ+床版	強制変位	強制変位	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(12)	xyz方向圧縮・リブ	強制変位	強制変位	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

表-3 床版の橋軸方向変位が A2 端部で拘束されないモデルの境界条件と強制変位条件パラメータ

強制変位方向	No.	アーチリブおよび床版への強制変位条件	アーチ支承						上弦材・床版								
			A1			A2			A1			A2					
			x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z			
橋軸方向	(13)	z方向圧縮・リブ+床版	○	○	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(14)	z方向圧縮・リブ	○	○	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(15)	z方向圧縮・床版	○	○	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(16)	z方向引張・リブ	○	○	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
橋軸直角方向	(17)	x方向・リブ	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
高さ方向	(18)	y方向・リブ	○	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
複合方向	(19)	xz方向圧縮・リブ+床版	強制変位	○	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(20)	xz方向圧縮・リブ	強制変位	○	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(21)	yz方向圧縮・リブ+床版	○	強制変位	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(22)	yz方向圧縮・リブ	○	強制変位	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(23)	xy方向・リブ	強制変位	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(24)	xyz方向圧縮・リブ+床版	強制変位	強制変位	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	(25)	xyz方向圧縮・リブ	強制変位	強制変位	強制変位	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

アーチリブに生じるまで与えた。なお、複合方向の変位を与える際は、各方向に同じ量の強制変位量を与えた。

弾塑性解析においては、降伏点を235MPaとし、完全弾塑性でモデル化した。強制変位は、収束しなくなるまで与えた。

自重は、鉛直方向に重力加速度を与えることによって与えた。

#### 4. 解析結果および考察

##### (1) 降伏に達する強制変位量の比較と弾性域における各モデルの挙動

###### a) 降伏に達する強制変位量と最大相当応力が生じる位置

降伏点に達する強制変位量と最大相当応力が生じる位置を示した表として、床版の橋軸方向変位が A2 端部で拘束されるモデルの結果を表-4 に、床版の橋軸方向変位が A2 端部で拘束されないモデルの結果を表-5 に示す。

橋軸方向変位、橋軸直角方向変位、鉛直方向変位のそれぞれ単独方向に変位を与えたモデルどうしの変位を表-4 ((1)~(5)) と表-5 ((13)~(18)) とで比較すると、表-4、表-5 とともに、橋軸方向変位モデルの降伏までに許容さ

れる変位量（以後、許容変位）が総じて小さい。降伏するかどうかの観点で言えば、アーチ橋周辺に地盤変動が生じた場合、橋軸方向変位が最もアーチリブに損傷を与えることがあらためて示された。

橋軸方向変位のみ与えたモデルに生じる変形と相当応力分布を斜め方向（x 軸回りに 30°，y 軸回りに 45° 回転）から示した図として、モデル(1)の図を図-8 に、モデル(2)の図を図-9 に、モデル(3)の図を図-10 に、モデル(13)の図を図-11 に、モデル(14)の図を図-12 に、モデル(15)の図を図-13 に、モデル(16)の図を図-14 に示す。なお、本研究で示す応力分布図は、視認性を向上させるため、アンシスに備わる自動計算機能を用いて変形倍率を拡大して表示している。

各図を踏まえ、表-4 と表-5 の橋軸方向変位のみ与えたモデルどうしを比較すると、床版の橋軸方向変位が A2 端部で拘束される表-4 の(1)~(3)のモデルでは許容変位に大きな差は無いが、床版の橋軸方向変位が拘束されない表-4 の(13)~(16)のモデルでは許容変位に大きな差が生じている。表-4 と表-5 において、異なる傾向が示された理由として、床版の変位拘束の有無、床版自体に変形が加わるかどうかの違いが挙げられる。表-5 において、(14)と(15)の違いは、強制変位がアーチ支承のみに与えられるか、床版のみに与えられるかの違いだが、床

表4 床版の橋軸方向変位が A2 端部で拘束されるモデルにおける降伏点に達する変位量と最大相当応力が生じる位置  
(単位：m)

強制変位方向	No.	アーチリブおよび床版への強制変位条件	降伏応力に達する変位量	最大相当応力位置
橋軸方向	(1)	z方向圧縮・リブ+床版	0.07	上下流 クラウン部
	(2)	z方向圧縮・リブ	0.06	上下流 [6]
	(3)	z方向圧縮・床版	0.06	上下流 [11]
橋軸直角方向	(4)	x方向・リブ	0.34	上流 [3], 下流[14]
高さ方向	(5)	y方向・リブ	0.19	上下流 [5]
複合方向	(6)	xz方向・リブ+床版	0.10	クラウン部 上下流
	(7)	xz方向・リブ	0.09	上下流 [5]
	(8)	yz方向圧縮・リブ+床版	0.10	上流 [6]
	(9)	yz方向圧縮・リブ	0.07	上流 [6]
	(10)	xv方向・リブ	0.20	上流 [5]
	(11)	xv方向圧縮・リブ+床版	0.11	上流 [6]
	(12)	xv方向圧縮・リブ	0.08	上流 [5]

表5 床版の橋軸方向変位が A2 端部で拘束されないモデルにおける降伏点に達する変位量と最大相当応力が生じる位置  
(単位：m)

強制変位方向	No.	アーチリブおよび床版への強制変位条件	降伏応力に達する変位量	最大相当応力位置
橋軸方向	(13)	z方向圧縮・リブ+床版	0.07	上下流 [11]
	(14)	z方向圧縮・リブ	0.18	上下流 クラウン部
	(15)	z方向圧縮・床版	0.05	上下流 [12]
	(16)	z方向引張・リブ	0.18	上下流 クラウン部
	橋軸直角方向	(17)	x方向・リブ	0.33
高さ方向	(18)	y方向・リブ	0.49	上下流 [2],[15]
複合方向	(19)	xz方向圧縮・リブ+床版	0.09	下流 [11]
	(20)	xz方向圧縮・リブ	0.23	上流 [5]
	(21)	yz方向圧縮・リブ+床版	0.09	上流 [11]
	(22)	yz方向圧縮・リブ	0.24	下流 [10]
	(23)	xv方向・リブ	0.23	上流 [2], 下流 [15]
	(24)	xv方向圧縮・リブ+床版	0.10	上下流 [6]
	(25)	xv方向圧縮・リブ	0.25	上流 [6]

版のみに強制変位が与えられた(15)のモデルの許容変位は(14)の 1/3.6 程度しかない。これは、阿蘇大橋のモデルに対し床版にのみ強制変位を与えても落橋し得るとした運上らの結果<sup>9)</sup>と傾向が同じである。図-12 と図-13 で確認を取ると、図-12 ではアーチリブがアーチ形状を維持したままアーチクラウン部周辺にのみ高い応力が生じているのに対し、図-13 では、床版の変位に伴ってアーチリブが大きく変形してしまっており、この変形挙動の差が許容変位の差に表れたといえる。なお、全てのモデルにおいて、床版の変形とアーチリブの変形との間には高い相関がみられる。床版の変形と変位が大きい場合、ガセットプレートに高い相当応力が生じ得るが、いずれの図でも、アーチリブに生じる最大相当応力の半分程度の相当応力しか生じておらず、先にガセットプレートが破損することは無いといえる。

一方、アーチ形状を維持した変形形状を示すモデルには、モデル(1) (図-8) も当てはまるが、許容変位が著しく小さい。モデル(1)は、床版に境界条件が一切与えられていないモデル(14)とは異なり、A2 端部で床版の変位が拘束された上で A1 側から床版にも強制変位が与えられているので変形形状は同じでも強い圧縮力が加わっている。これは、図-8 では上弦材に比較的高い相当応力が生じているのに対し、図-12 ではほとんど生じていないことから明らかである。よって、モデル(1)に関

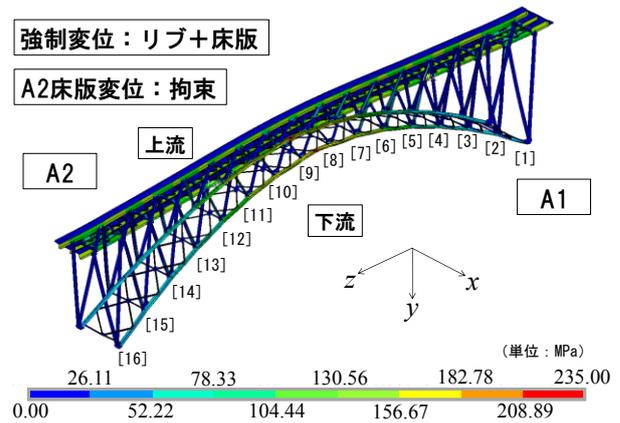


図-8 斜め方向から見たモデル(1)の相当応力分布

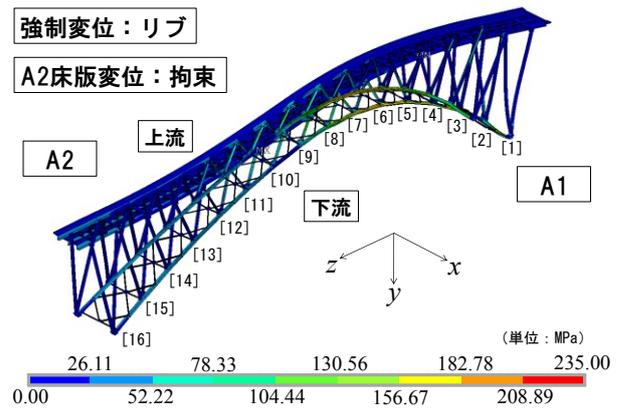


図-9 斜め方向から見たモデル(2)の相当応力分布

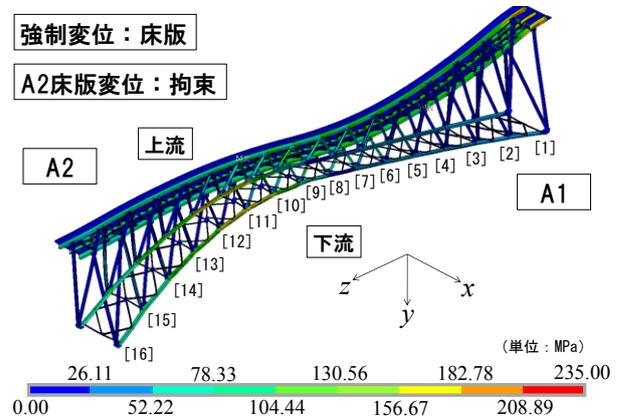


図-10 斜め方向から見たモデル(3)の相当応力分布

しては、床版の圧縮変形がワーレントラスを介してアーチリブの変形に影響を与え、高い応力を生じさせたと考えられる。

以上より、橋軸方向変位によって生じるアーチリブの相当応力は、アーチリブにのみ作用した場合でも高い値を示すのに加え、床版の変形および変位に著しく影響を受けることが示された。近年では、集中豪雨による土砂災害が頻発しており、崩落した土砂が床版を直撃して生じる変位によってアーチリブに損傷を生じさせる可能性も否定できず、対策が必要な可能性がある。

橋軸直角方向変位のみ与えたモデルに生じる変形と相

強制変位：リブ+床版

A2床版変位：フリー

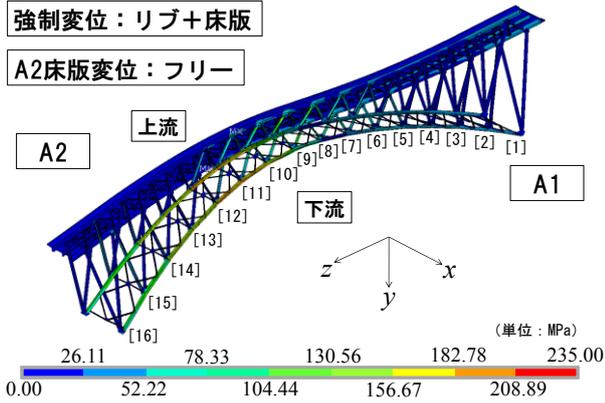


図-11 斜め方向から見たモデル(13)の相当応力分布

強制変位：リブ

A2床版変位：拘束

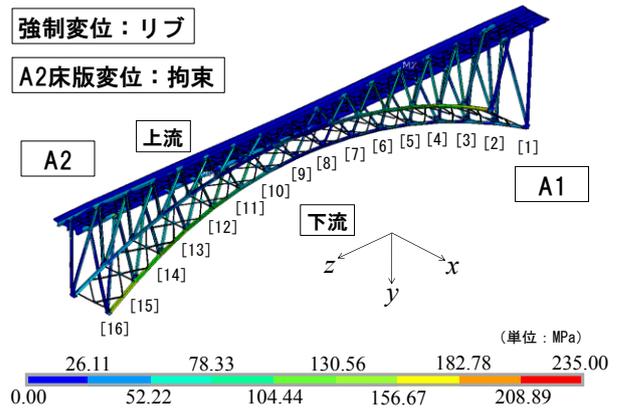


図-15 斜め方向から見たモデル(4)の相当応力分布

強制変位：リブ

A2床版変位：フリー

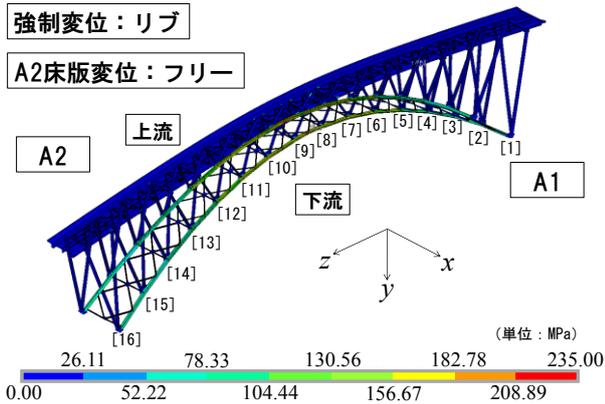


図-12 斜め方向から見たモデル(14)の相当応力分布

強制変位：リブ

A2床版変位：フリー

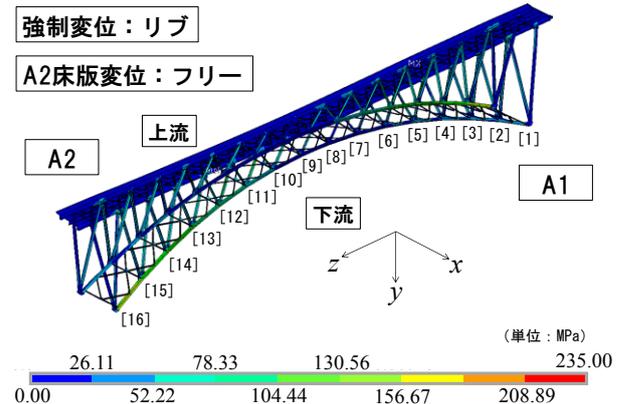


図-16 斜め方向から見たモデル(17)の相当応力分布

強制変位：床版

A2床版変位：フリー

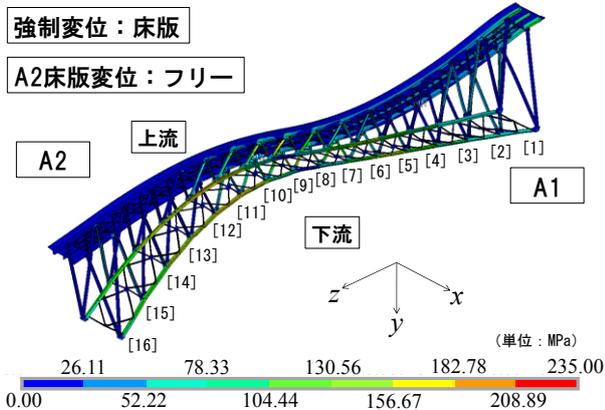


図-13 斜め方向から見たモデル(15)の相当応力分布

強制変位：リブ

A2床版変位：フリー

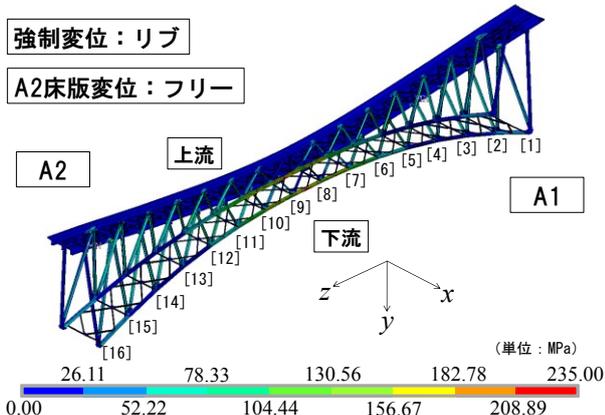


図-14 斜め方向から見たモデル(16)の相当応力分布

当応力分布を斜め方向 ( $x$  軸回りに  $30^\circ$  ,  $y$  軸回りに  $45^\circ$  回転) から示した図として、モデル(4)の図を図-15に、モデル(17)の図を図-16に示す。各図を踏まえ、表-4と表-5の橋軸直角方向変位のみ与えたモデルどうしを比較すると、許容変位、最大相当応力が生じる位置に大きな差は見られない。図-15、図-16ともに、支間中央部から点対象となるように、右岸上流側、左岸下流側の支承部付近に高い相当応力の分布が見られ、格点[3]の継手の下フランジに局所的に降伏点を超越する相当応力が生じている。しかし、2%ほどではあるが、モデル(4)の支承部付近に生じる相当応力が高めに生じている。橋軸方向に変位を与えたモデル場合、床版にはわずかに回転する挙動が生じるが、A2 端部で床版の変位が拘束されるモデル(4)の場合、回転挙動が拘束されるため、その影響がアーチリブに表れたと推察される。他のモデルと比較しても、許容変位が総じて大きく、また床版の変位の影響を大きく受けないことから、降伏するかどうかの観点で言えば、橋軸直角方向モデルは最も耐性のあるモデルであるといえる。

高さ方向変位のみ与えたモデルに生じる変形と相当応力分布を斜め方向 ( $x$  軸回りに  $30^\circ$  ,  $y$  軸回りに  $45^\circ$  回転) から示した図として、モデル(5)の図を図-17に、モデル(18)の図を図-18に示す。各図を踏まえ、表-4と表-5

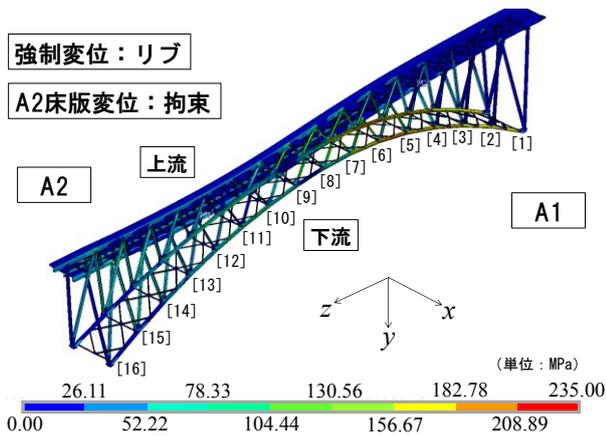


図-17 斜め方向から見たモデル(5)の相当応力分布

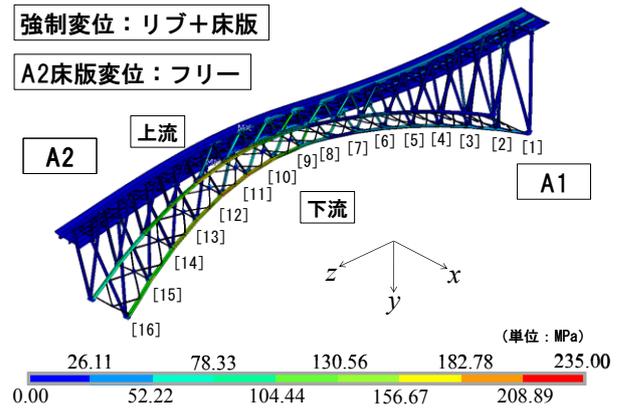


図-19 斜め方向から見たモデル(19)の相当応力分布

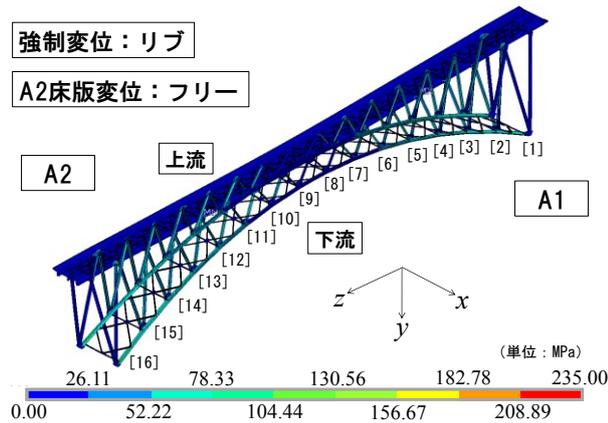


図-18 斜め方向から見たモデル(18)の相当応力分布

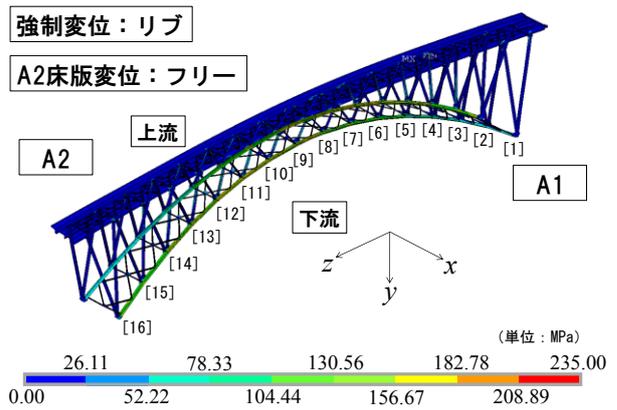


図-20 斜め方向から見たモデル(20)の相当応力分布

の鉛直変位のみを与えたモデルどうしを比較すると、許容変位の差が大きいことが分かる。本来、鉛直変位がアーチ支承に加わると、アーチは全体的に回転し図-18のようにアーチリブ自体に大きな変形は生じないが、アーチ支承の橋軸方向変位が拘束されているため、若干の引張力がアーチリブに生じる。これに対し、(5)の場合、A2 端部で床版が拘束されるため、ワーレントラス部材を通じて A2 側の支承の回転が制限され、アーチリブに変形が生じ高い相当応力が生じている。鉛直変位に関しても床版の変位挙動がアーチリブに生じる相当応力分布に影響を与えることが示された。なお、モデル(18)の場合、格点[2]と格点[15]に極めて局所的に降伏応力が生じる。モデル(18)で弾塑性解析を行った場合、1.5m を超える鉛直変位を与えても、降伏応力の分布は広がらない。床版が拘束されなければ、高さ方向への地盤変動は、アーチ橋に損傷をほぼ与えない可能性が示唆される。

複合方向に強制変位を与えたモデルに生じる変形と相当応力分布を斜め方向 ( $x$  軸回りに  $30^\circ$  ,  $y$  軸回りに  $45^\circ$  回転) から示した図として、モデル(19)の図を図-19 に、モデル(20)の図を図-20 に、モデル(21)の図を図-21 に、モデル(22)の図を図-22 に、モデル(23)の図を図-23 に、モデル(24)の図を図-24 に、モデル(25)の図を図-25 に示す。複合方向に強制変位を与えたモデルに関しては、

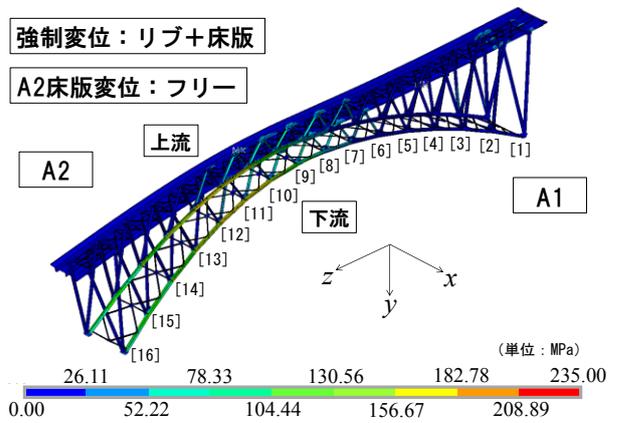


図-21 斜め方向から見たモデル(21)の相当応力分布

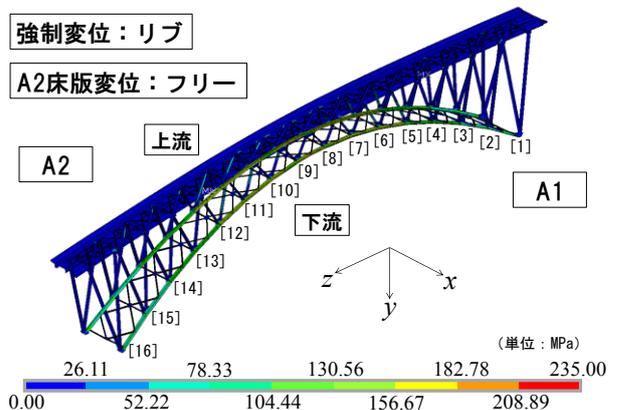


図-22 斜め方向から見たモデル(22)の相当応力分布

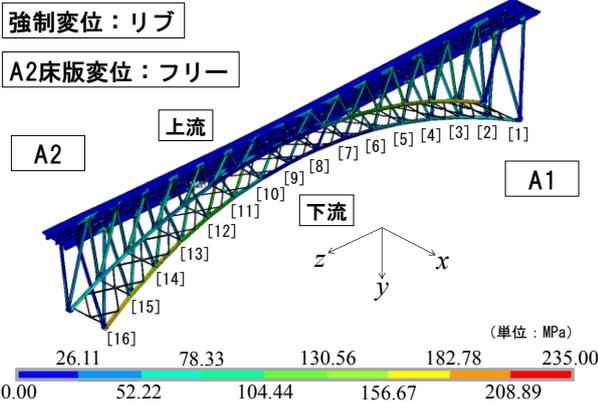


図-23 斜め方向から見たモデル(23)の相当応力分布

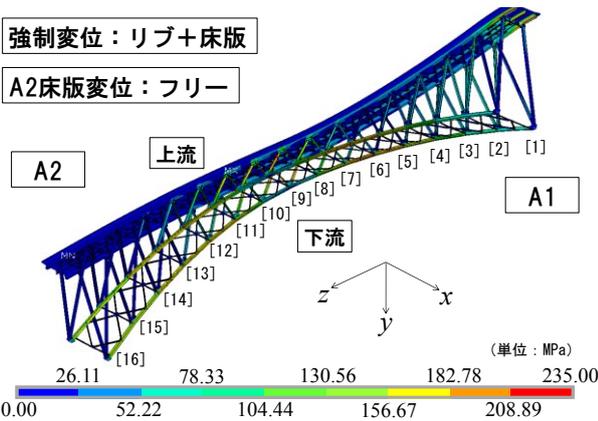


図-24 斜め方向から見たモデル(24)の相当応力分布

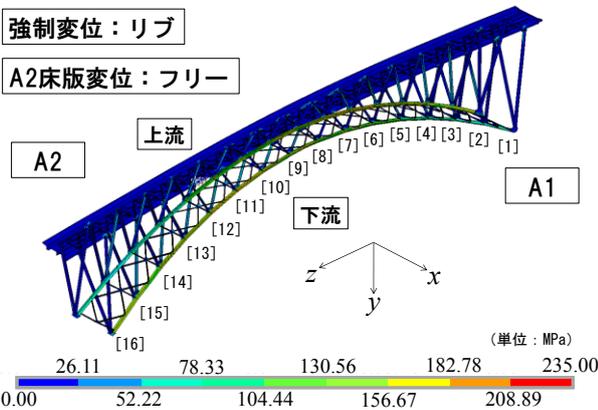


図-25 斜め方向から見たモデル(25)の相当応力分布

それぞれの単独方向に強制変位を与えたモデルの重ね合わせの挙動を示した。降伏に至るまでの微小変位の領域では当然の挙動であるので、ここでは詳細を割愛し、応力分布の紹介に留める。

本節の最後として、本研究を遂行するに当たって、床版の床組を詳細にモデル化したが、本節の結果としてしばしば見られた、床版の変形と変位挙動によるアーチリブへの影響を詳細に検討できたため、床版のモデルの詳細化は効果が高かったと考えられる。

## (2) 塑性域における各モデルの挙動

塑性域における各モデルの挙動の代表例として、アーチリブにのみ橋軸方向強制変位を与えた(14)のモデル(表-3)の相当応力分布を図-26に、橋軸直角方向強制変位を与えた(17)のモデルの相当応力分布を図-27に示す。図-26に関しては、橋軸方向に0.3mの強制変位を与えた際の挙動であり、図-27に関しては、橋軸直角方向に0.35mの強制変位を与えた際の挙動である。なお、図-26においては、橋軸方向に0.31mの強制変位を与えた場合に、図-27においては、橋軸直角方向に0.36mの強制変位を与えた場合に剛体回転を生じ、解析が収束しなくなるため、各図の挙動が終局状態時の挙動に限りなく近いものといえる。

橋軸方向変位モデルである(14)のモデルに関し、弾性域である図-12と塑性域である図-26を比較すると、支承部に近い[1]~[5]、[12]~[16]間のアーチリブには、弾性域と塑性域とで相当応力の分布に大きな差が見られないのに対し、図-26のアーチクラウン部周辺の[6]~[11]のアーチリブには、弾性域には見られなかった大きな相当応力が生じている。図-26のアーチクラウン部周辺の拡大図を図-28に示す。弾性域(図-12)においても、アーチクラウン部のダイヤフラム挿入位置に応力の卓越が見られたが、図-28ではより顕著となり、下フランジがダイヤフラム挿入位置で局所的に折れ曲がるような座屈挙動を示している。最終的には、この位置で塑性ヒンジが生じ、構造的に不安定なるものと推察される。

橋軸直角方向モデルである(17)のモデルに関し、弾性域である図-16と塑性域である図-27を比較すると、全体的な相当応力の分布に大きな差が見られない。しかし、格点部[3]周辺を拡大した図-29に示すように、格点部[2]と[3]に局所的な相当応力の卓越が見られ、周辺部にも高い応力が生じている。これは弾性域の図-16の同じ箇所と比べより高い応力の分布が広がっている状態となる。図-2に示すように、格点部[3]では、アーチリブの断面が変わる場所であり、また、各格点部にはダイヤフラムが取り付けられておらず、面外の変位に対して断面変形が生じやすい箇所となる。さらに、橋軸直角方向変位モデルは、左岸右岸で点対象となるように支承部付近の上下流のどちらか一方のアーチリブに著しく大きな変形が生じるため、元々構造的な不安定を招きやすい挙動を示す。よって、元々不安定になり易い状態で、支承部に近い隣接する格点どうしが塑性化することにより、最終的に、構造的に不安定になると推察される。なお、橋軸方向モデルの場合、降伏するまでの変位量と降伏してから構造的に不安定になるまでの変位量とでは1.6倍ほどの差があるが、橋軸直角方向モデルの場合、1.1倍程度の差しかなく、降伏後に急速に不安定さを増すことが如実に表れている。

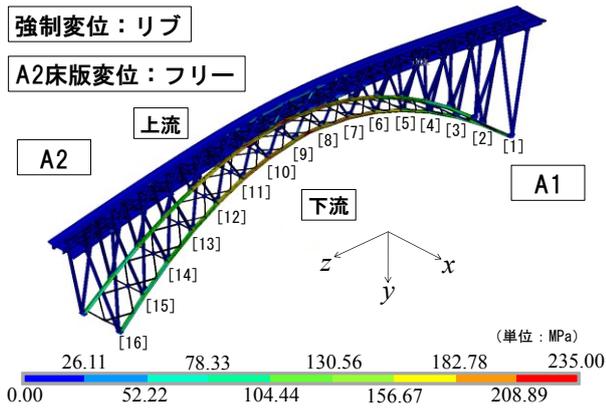


図-26 斜め方向から見た塑性域におけるモデル(14)の相当応力分布

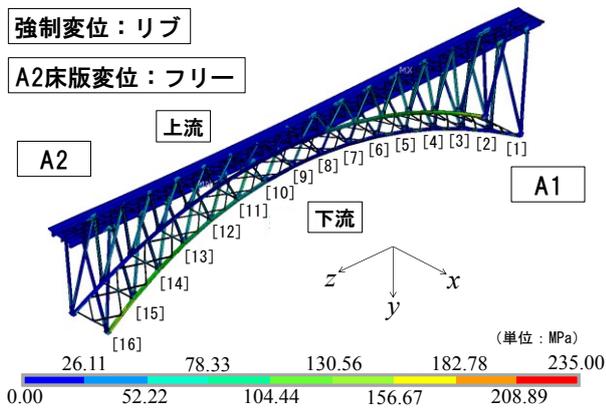


図-27 斜め方向から見た塑性域におけるモデル(17)の相当応力分布

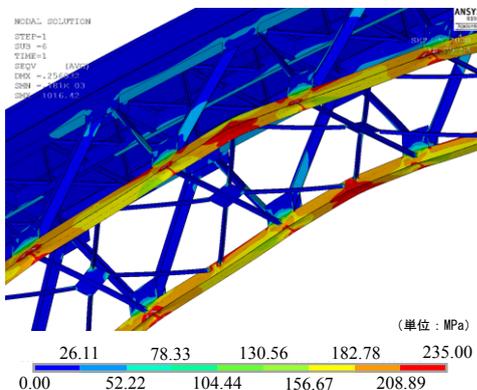


図-28 図-26 中のアーチクラウン部周辺の拡大図

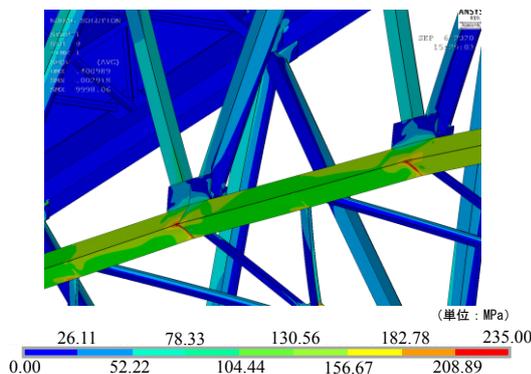


図-29 図-27 中の支承部周辺の拡大図

以上より、橋軸方向へアバットが滑動した場合、塑性化するまでの許容変位は他の方向の変位と比べ著しく小さいが、塑性後の靱性が高く、すぐに構造的に不安定な状態にはならないことが示された。一方で、橋軸直角方向へアバットが滑動した場合、塑性化するまでの許容変位は多方向の滑動に比べ大きい、塑性化した後わずかな変位で、急速に構造的に不安定な状態になることが示された。

## 5. まとめ

本研究では、上路式鋼アーチ橋を対象とし、地盤変動によってアーチアバットが滑動した場合、どのような挙動がアーチリブに生じるのかを FEM 解析による弾塑性解析で照査した。始めに、弾性解析によって、どの程度の変位量でアーチリブが降伏するのかを調べ、その際に生じる変形挙動と相当応力の分布を照査した。続けて、弾塑性解析により、降伏後の挙動や靱性を照査した。以下に得られた知見を示す。

- ・橋軸方向、橋軸直角方向、高さ方向にそれぞれの単方向の変位を与えたモデルどうし比較すると、アーチリブが降伏するまでに許容される変位量（許容変位）は、橋軸方向変位のモデルの値が総じて小さいものとなった。降伏するかどうかの観点で言えば、アーチ橋周辺に地盤変動が生じた場合、橋軸方向変位が最もアーチリブに損傷を与えることがあらためて示された。

- ・床版が変位した際、A2 側の床版の拘束の影響を受けにくい一部の橋軸直角方向変位モデルと高さ方向変位モデルを除く全てのモデルにおいて、床版の変位がアーチリブに生じる相当応力の最大値、分布に直接的に影響を与えることが示された。加えて、床版の変形挙動もまた、アーチリブに大きな影響を与えることが明らかになった。

- ・今回解析を行った全モデル中、最も許容変位が小さいモデルは、床版にのみ強制変位が与えられるモデルであった。近年では、集中豪雨による土砂災害が頻発しており、崩落した土砂がアーチ橋に到達する可能性が高まっている。今後、土砂が床版を直撃して生じる床版変位による損傷を検討しておく必要がある可能性が示唆された。

- ・橋軸方向への滑動と橋軸直角方向への滑動を比較した場合、降伏点に達するまでの許容変位は、橋軸直角方向の方が 2 倍程度以上大きい。しかし、降伏してから構造的に不安定になるまでの靱性を比較すると、橋軸方向変

位モデルは降伏点に達するまでの変位量の約 1.5 倍の変位量で構造的に不安定になるのに対し、橋軸直角方向モデルの場合、1.1 倍の変位量で構造的に不安定になることが示された。

**謝辞：**本研究の解析遂行にあたっては、東北学院大学 4 年、小林賢悟君に多大なる助力を得た。ここに深く謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) (公社)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：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.
- 2) 千田知弘，崔 準祐，平川泰之，川崎巧，渡辺浩：航空レーザ測量に基づく地盤変動と斜面崩壊による崩土を考慮した阿蘇大橋崩落の可能性に関する検討，土木学会論文集，A1（構造・地震工学），Vol.74，No.4，pp.381-394，2018.
- 3) 国土交通省鉄道局：南阿蘇鉄道の鉄道施設災害復旧調査報告概要，p.3，2019.
- 4) 日本 BP 社：日経コンストラクション，2018 年 5 月 28 日号(688 号)，pp.36-39，2016.
- 5) 細川聡一郎，運上茂樹：2016 年熊本地震における阿蘇大橋の破壊メカニズムの推定，第 74 回土木学会年次学術講演会，I -63，2019.
- 6) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，p.131，2017.
- 7) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，p.4，2017.
- 8) 常田賢一，渡邊武，平石浩光：道路橋における活断層変位対策の検討，第 28 回地震工学研究発表会，[https://www.jstage.jst.go.jp/article/proce2005/28/0/28\\_0\\_98/\\_pdf](https://www.jstage.jst.go.jp/article/proce2005/28/0/28_0_98/_pdf)（2019 年 9 月 11 日閲覧），2005.
- 9) 常田賢一：土木構造物における地震断層の工学的対応に関する考察，土木学会論文集，No.752/I -66，pp.63-77，2004.
- 10) 渡邊武，山村直樹，常田賢一，平石浩光：断層変位の影響を考慮した橋梁の耐震設計，土木構造・材料論文集，第 20 号，pp.99-109，2004.
- 11) 千田知弘，細川智孝，崔 準祐：鋼アーチ橋における地盤変動時の挙動に関する数値解析的検討，第 22 回橋梁との耐震設計シンポジウム講演論文集，pp.257-264，2019.
- 12) 千田知弘，渡辺浩，谷口亮太，崔 準祐：アーチアバットの滑動を考慮した阿蘇大橋崩落メカニズムの静的検討，第 20 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.187-192，2017.

## NUMERICAL STUDY ON BEHAVIOR OF STEEL ARCH BRIDGE ASSUMED SLIDING BEARING SUPPORT AND SLAB DUE TO GROUND DEFORMATION DURING EARTHQUAKE

Tomohiro CHIDA, Shintaro IWAMOTO, Jyunya NOMOTO, Joon-Ho CHOI, Tomoki MATSUI and Kaito MURAKAMI

In Kumamoto earthquake in April 2017, two upper steel arch bridges seriously injured at arch ribs due to ground deformation can existed, and it was decided that Daiichi Sirakawa railroad bridge was rebuild due to the ground deformation of only 0.3m. However, the design method for the ground deformation is not yet established in specifications of highway bridges of Japan. Thus in this study, we carried out FE analyses for upper steel arch bridge at the time of ground deformation, and varied equivalent stress occurred at arch ribs and deformation behavior in the whole bridge including arch deck. FE analyses were conducted 25 models considering forced displacement and restraint condition as parameters.