

Numerical Analysis on Behavior and Damage of Steel Arch Bridge and Warren Truss Bridge Assumed Sliding Bearing Support due to Ground Deformation

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2023-01-31 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 村上, 海翔, 関昆, 竜太郎, 松井, 友希, 千田, 知弘 メールアドレス: 所属:
URL	https://tohoku-gakuin.repo.nii.ac.jp/records/24924

地盤変動時に生じる鋼アーチ橋およびワーレントラス橋の 挙動と損傷に関する数値解析的検討

Numerical Analysis on Behavior and Damage of Steel Arch Bridge And Warren Truss Bridge Assumed Sliding Bearing Support due to Ground Deformation

村上 海翔* 関昆 竜太郎** 松井 友希* 千田 知弘**
Kaito MURAKAMI Ryotaro SEKIKON Tomoki MATSUI Tomohiro CHIDA

Abstract: The type of behavior and damage that occurs in steel arch bridges and truss bridges during ground deformation due to earthquakes from the Kumamoto earthquake in April 2017 was investigated. The analysis is of significance since the design method for ground deformation has not yet been established in the specifications of highway bridges in Japan. With regard to arch bridges, although many analyses have been conducted assuming various situations of ground deformation with clear damage behaviors, commonality was not found. With regard to truss bridges, since there were additional scenarios than arch bridges due to assumed ground deformation, additional data needs to be collected by FEM. Thus, in this study, the behavior leading to the collapse of the arch due to ground deformation was newly reported, and the deformation behaviors and equivalent stresses of the warren truss for compound directions were investigated.

Keywords: Ground deformation, Arch bridge, Warren truss bridge, FEM, Elasto-plastic analyses

1 はじめに

2016 年 4 月に発生した熊本地震においては、地盤変動そのものによって甚大な損傷を生じた橋梁も複数確認されるとともに、地盤変動と地震動の組み合わせで被害が拡大した事例¹⁻³⁾も多く見られた。このことは熊本地震後に発刊された平成 29 年度版の道路橋示方書に、平成 24 年度版には見られなかった断層変位に関する文言が追加されたことにつながる。例えば道路橋示方書・同解説 I 共通編⁴⁾には「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」と記述されている。しかし、これらの記述は実に曖昧であり、断層変位の影響は考慮されているとする文献⁵⁾が存在する一方で、断層変位に対する定量的な記述が存在せず考慮されているとは言い難いとする文献⁶⁾も存在する状況を生み出している。ただし、どちらの文献にも定量的な評価を試みる研究の重

要性が示されているとともに、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編⁷⁾自体に「断層変位の影響については、橋の設計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」との記述が存在するため、継続的に断層変位による影響を検討していく必要がある。

上記背景の元、著者らは、断層に起因した地盤変動によって橋梁の基礎部が変位した際、橋梁の上部工にどのような挙動および損傷が生じ得るかを FEM 解析でシミュレートし、データベース化する取り組みを行ってきた⁸⁻¹³⁾。対象橋梁は、地盤変動の影響を受け易い軸受部材で成り立つ構造を有し、かつ支間 50m を超える大規模橋梁に分類される橋梁で多く採用される形式であるアーチ橋とトラス橋としている。アーチ橋に関しては、熊本地震で甚大な損傷を受けた鋼アーチ橋の事例が複数報告されたことが主な理由であり、トラス橋に関しては、熊本地震時にトラス橋周辺で地盤変動が生じなかったため、返って管理者から地盤変動による甚大な損傷に対する懸念が生じたためである。

* 東北学院大学院工学研究科環境建設工学専攻

** 東北学院大学工学部環境建設工学科

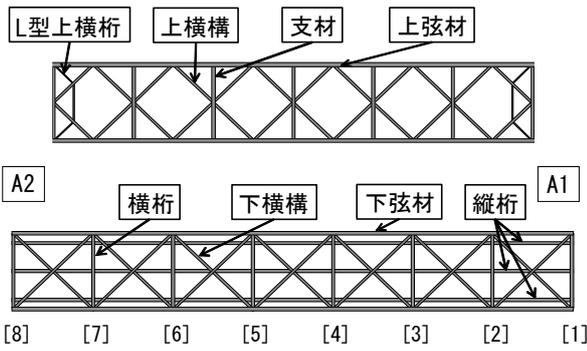


図 6 上面平面図および下面平面図

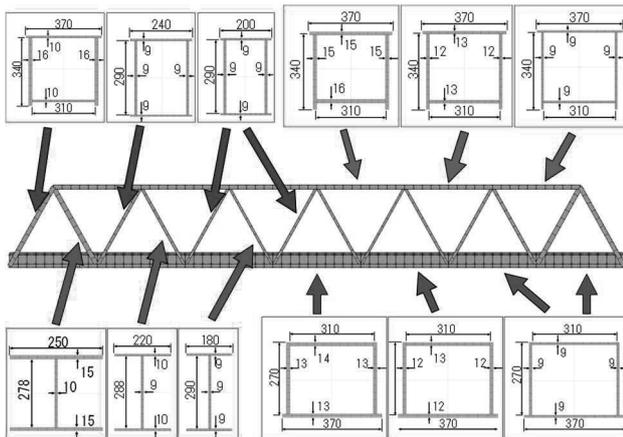


図 7 トラス主構の断面配置図(単位:mm)

3 FEM 解析モデルおよび境界条件パラメータ

3.1 アーチ橋

本研究では、アーチ橋に関しては、汎用 FEM(有限要素法)解析ツール ANSYS(Ver19.2, ANSYS, Inc)を用いて弾塑性解析を行った。FEM 解析モデル作成にあたっては、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。支承部に関しては、鋼製ピン支承と仮定した上で、ピンよりも上部のみをモデル化し、ピン自体はモデル化せず、図面に則しつつ簡易的に 6 面体でモデル化した。

FEM 解析モデルの要素分割全体図を図 8 に、要素分割の詳細の一例を示した図を図 9 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

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 ³)
鋼材	4面体10節点	206.0	0.3	77.0
コンクリート	30自由度	25.0	0.2	24.5

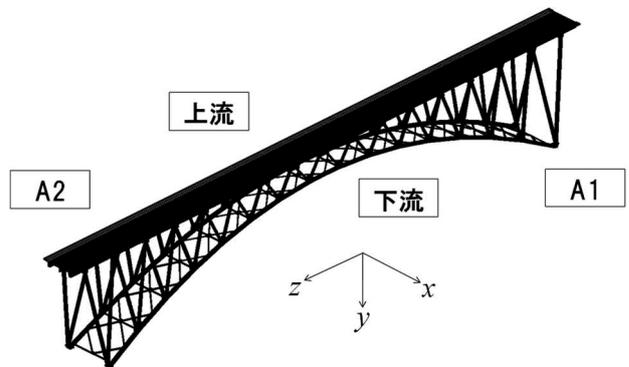


図 8 要素分割全体図と座標軸



図 9 要素分割の一例

中央および橋軸直角方向中央となる図 8 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。

千田ら¹⁴⁾は、25 パターンの地盤変動パラメータを用いて解析を行っているが、最終的に 3 種類のいずれかの変形挙動となることを示している。それらの挙動が現れる境界条件および強制変位条件の代表例を表 2 に示す。表 2 に示した強制変位を与えた場合、解析モデルは構造不安定になる直前の挙動を示す。表 4 中では、拘束を○で表記した。

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 10 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 11 に示す。上弦材・床版に対する強制変位および変位拘束は、

表 2 アーチ橋の 3つの挙動の強制変位条件の代表例

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					
			格点[1]			格点[16]			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	○	○	0.30	○	○	○	x	y	z	x	y	z
	②	z方向圧縮・床版	○	○	○	○	○	○	x	x	0.05	x	x	x
橋軸直角方向	③	x方向・リブ	0.35	○	○	○	○	○	x	x	x	x	x	x

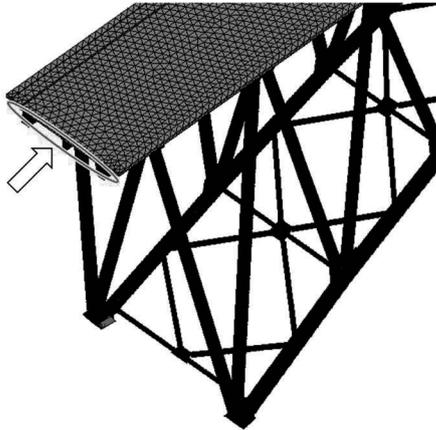


図10 上弦材・床版における強制変位および変位拘束位置

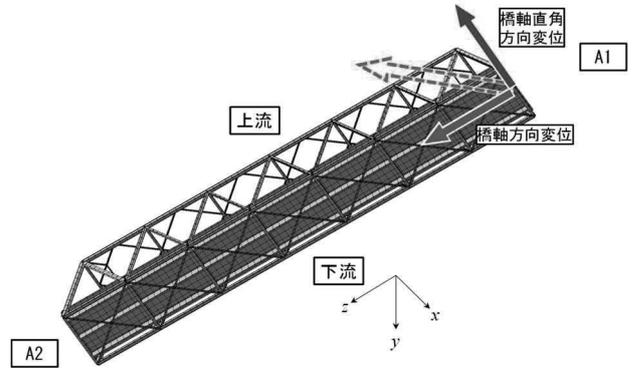


図12 要素分割全体図と座標軸

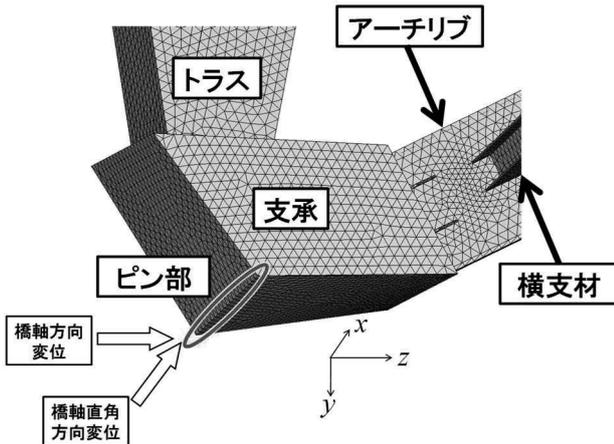


図11 アーチ支承における強制変位および変位拘束位置

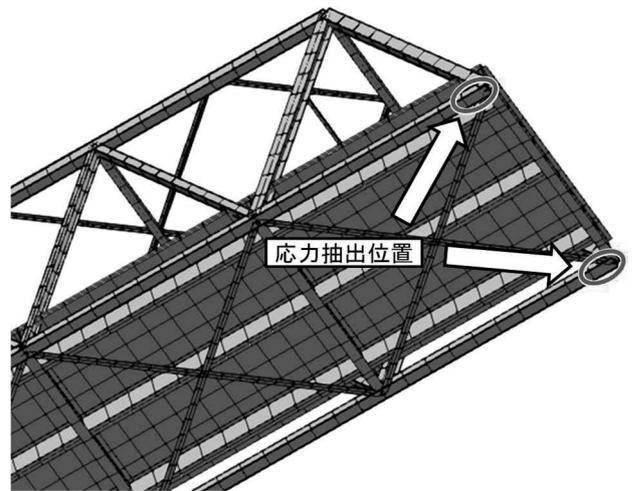


図13 応力抽出位置

整の代替という意図でも与えている。

A1もしくはA2 端部の断面全体(図 10)に一様に与えた。本モデルにおいては、アーチ支承に対する変位拘束を、本来ピンが存在している箇所となる支承を模した6面体のエッジ部(図 11)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。なお、いずれの節点にも回転拘束は与えていない。その他詳細は文献¹⁴⁾を参照されたい。

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。ANSYS における自重とプッシュオーバーによる強制変位の作用に関しては、自重が作用した後、プッシュオーバーによる強制変位が作用する仕様となっている。また、自重は、初期不

3. 2 トラス橋

本研究では、熊本地震の報告書でも多く使用された汎用有限要素法解析ツール SeanFEM¹⁶⁾を用いて弾塑性解析を行った。FEM 解析モデル作成にあたっては、図 4～図 7 の構造諸元を基にトラス部材はファイバー要素でモデル化し、コンクリート床版は幅 6.9m×厚さ 0.19m の矩形断面として簡易モデル化した上で、スラブアンカーで縦桁および横桁と合成することで床版の影響を考慮することとした。

FEM 解析モデルの要素分割全体図を図 12 に、応力抽出位置を図 13 に示す。座標は A1 から A2

表 3 解析に用いた各材料定数

部材	ヤング率 (GPa)	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断弾性係数 (GPa)
鋼材	206.0	77.0	77.0
コンクリート床版	25.0	24.5	10.8

表 4 解析に用いた境界条件と強制変位条件
パラメータ

モデル名	A1		
	x	y	z
30°	強制変位	○	xの強制変位× $\sqrt{3}$
45°	強制変位	○	xの強制変位×1
60°	強制変位	○	xの強制変位/ $\sqrt{3}$

に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 軸を取った. 鋼材は SS400 とし, 鋼材, コンクリートともに公称値を用いた. 節点間距離は 0.3~0.8m とし, 全節点数 2692, 全要素数 2913 とし解析を行った.

解析に用いた各材料定数を表 3 に, 解析に用いた境界条件と強制変位条件を表 4 に示す. 表 4 中では, 拘束を○で表記した.

境界条件および強制変位条件は, 支承部に与えた. 支承のモデルに関しては, ばね要素でモデル化した. ばね定数に関しては, 変位を拘束する場合は剛性を極めて高く設定するため 1×10^4 GPa とし, 拘束しない場合は 0 とするのが理想だが 0 と入力すると解析ソフトの仕様上エラーが生じるため極めて 0 に近い 1×10^{-12} GPa としている. なお, 両端の z 軸変位を拘束した方がより高い応力が下弦材に生じるため, あえて安全側の解析を実施した. 強制変位は複合方向の角度がそれぞれ 30°, 45°, 60° となるように, 橋軸方向と橋軸直角方向にそれぞれ与えた.

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, 構造的に不安定となり解析が収束しなくなるまで与えた. また, 自重を考慮して解析を実施した.

4 解析結果および考察

4.1 地盤変動を受けたアーチ橋の崩落要因に関する再検討

千田ら^{6),14)}は, 上路式鋼アーチ橋を対象とし, 地盤変動を模した強制変位をパラメータとした FEM 解析を複数実施し, 地盤変動の方向, 地盤変動量によって様々な変形挙動が生じることを示す一方で, アーチリブの変形形状, 応力分布に焦点を絞ると, 最終的には大きく分けて以下の 3 種

類の挙動のいずれかになっている.

①右岸側, 左岸側とで左右対称変形挙動を示し, アーチクラウン部に高い相当応力が生じる. アーチクラウン部に降伏が生じると, 徐々に左右の支承側に降伏領域が広がり, 最終的に構造的に不安定となる(図 14).

②アーチスパンの支承側から 1/4 の位置(格点番号[5], [6]もしくは[11], [12])の変形が大きく, その周辺に高い相当応力が生じる. 降伏に至るまでに許容される変位量は比較的に大きい, 一旦塑性化すると, すぐに構造不安定となる. アーチ構造が上記 1/4 の箇所が弱点となることは周知の挙動であるので, 最も理論と整合する破壊パターンである(図 15).

③アーチ全体がねじれるような挙動を示し, 相当応力分布が点対称に分布する. 特に高い相当応力が生じるのは格点部であり, 支承側の格点に生じる相当応力が最も高く, アーチクラウン側の格点側へと行くにつれ, 徐々に値が小さくなる(図 16). 支承側の格点が降伏すると, 隣の格点が降伏していくという挙動を示すが, 格点間のアーチリブに高い相当応力が生じない.

以上から分かるように, 各挙動の詳細は論じられているが, 最終的な破壊挙動に共通性を見出していない.

一方, 松井, 星宮⁸⁻¹³⁾らは, アーチ橋と同じ軸受け部材で構成されるトラス橋を対象とした解析において, 地盤変動が生じた際に生じる挙動に関し, アーチ橋とトラス橋とで多くの部分で一致することを指摘している. また, アーチ橋の FEM 解析は, 4000 万を超えるソリッド要素を用いた解析であり, 収束性と計算コストに難が有るため, 構造不安定になった時点の挙動までは追い切れなかったのに対し, トラス橋の FEM 解析は, ファイバー要素を使用しているため, 収束性と計算コストが改善され, 構造不安定になった時点までの解析が実施することが可能であった. よって, トラス橋の解析で得られた知見をアーチ橋の解析結果に照らし合わせるにより, アーチ橋の崩落原因をあらためて推察することとした.

トラス橋の解析においては, 上記①のケースのような降伏領域が徐々に広範囲に広がっていく挙動の場合, つり合いが取れなくなる箇所まで降伏すると構造不安定となる. つまり, それまでに降伏していた箇所が構造不安定の直接的な原因となるのではなく, 弱点となり得る箇所まで降伏領域が広がっ

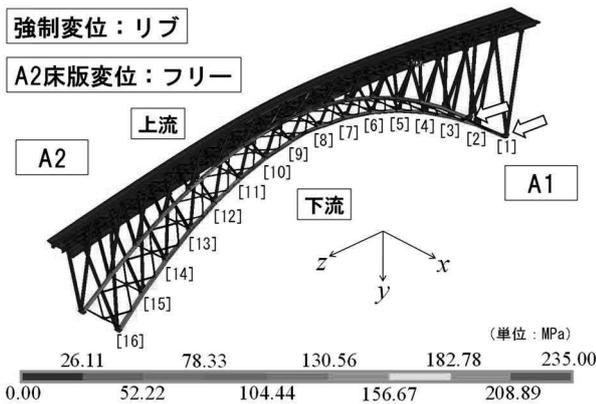


図 14 代表的な挙動①の相当応力分布

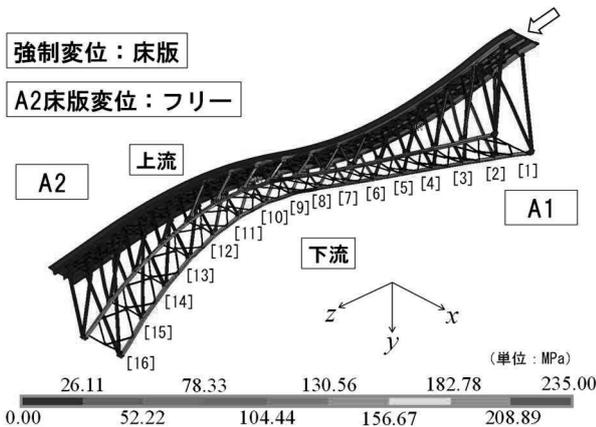


図 15 代表的な挙動②の相当応力分布

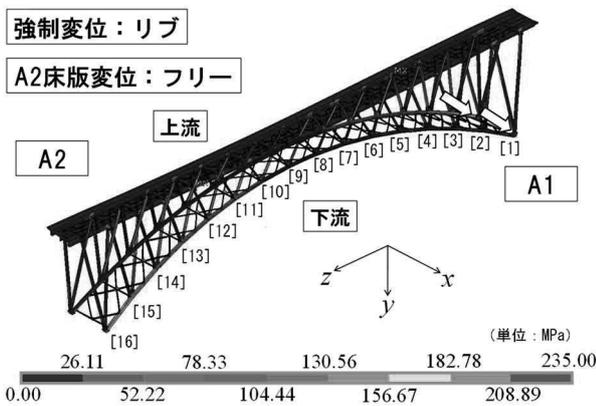


図 16 代表的な挙動③の相当応力分布

た時点で構造不安定となることが示唆されている。アーチ橋の解析においては、アーチクラウン部の損傷が顕著で見落とされていたが、図 14 において、アーチ構造の弱点となる 1/4 の位置の格点[11]、[12]にすでに 200MPa を超える相当応力が生じており、塑性領域の広がりによって、格点[11]、[12]がすぐに降伏に至ったと考えられる。この場合、②で記した構造的に不安定となる要因が一致する。

③のケースの場合、[2]の格点周辺が降伏した後、

[3]の格点周辺が降伏し、[3]の格点周辺が降伏した後には格点[4]の周辺の格点が降伏していくが、これ以上の解析は収束していない。しかしながら、[4]の周辺の格点が降伏後には格点[5]周辺が降伏に至ったであろうことは容易に推察できる。降伏箇所が格点周辺に局所的に生じていたため見落とされていたが、アーチの弱点となる 1/4 の位置、かつ接合点として重要な役割を担う格点の塑性化は、アーチの構造不安定性をもたらすには十分な理由となる。

以上より、アーチ橋の場合、生じる地盤変動の方向、変位量の違いによって変形挙動や、最初に降伏する部材の位置は異なってくるものの、塑性領域の広がりによって、アーチスパンの支承側から 1/4 の位置のアーチリブが塑性化することによって、構造不安定、引いては崩落に繋がる可能性が高いことが改めて明らかとなった。

4.2 トラス橋の解析結果および考察

4.2.1 下弦材に生じる軸方向応力と複合方向変位関係

アーチ橋の解析においては、地盤変動を模した強制変位を橋軸方向、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入力して解析を行ったが、複合方向モデルの解析結果がそれぞれの単独方向モデルの解析結果のほぼ重ね合わせとなることが示されている¹⁴⁾。また、設計面では、角度の異なる無数の複合方向モデルを検討するよりも、橋軸方向、橋軸直角方向に生じる挙動を適宜重ね合わせて検討する方が効率が良い。

しかしながら、ワーレントラスを対象とした解析¹²⁾においては、複合方向モデルの解析結果が、それぞれの単独方向のモデルの重ね合わせにならないことが示唆された。例えば、橋軸方向モデルの場合、構造不安定になる強制変位量は 0.04m であったのに対し、複合方向モデルの構造不安定になった際の強制変位量の橋軸方向成分が、0.04m よりも 10%以上大きくなるといった挙動である。そこで既報¹³⁾では、その原因の検証を行ったが、上述のように、複合方向の角度は無数に存在し、また、使用した SeanFEM は角度で強制変位を入力できないので、橋軸方向変位を初期不整として先に与え、その後橋軸直角方向変位を加えていく解析を試行した。

初期不整として橋軸方向変位を加えた後、橋軸

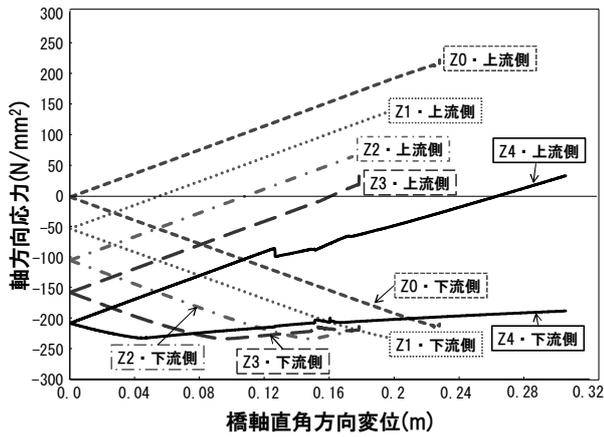


図 17 橋軸方向に初期不整を与えた後橋軸直角方向変位を与えた解析モデルの下弦材に生じる軸方向応力と橋軸直角方向変位の関係

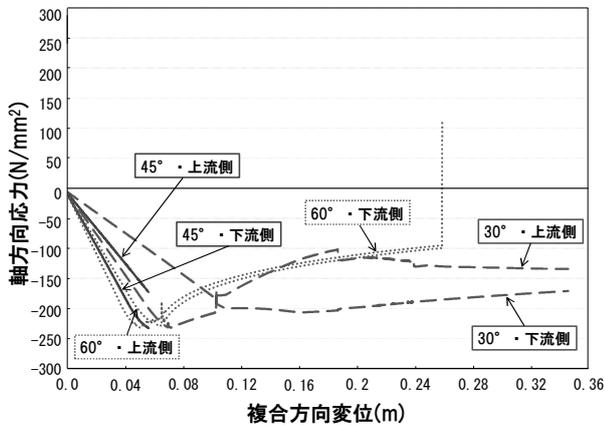


図 18 複合方向変位を横桁に対し 30° , 40° , 60° で与えた解析モデルの下弦材に生じる軸方向応力と複合方向変位関係

直角方向変位を 1 ステップ 0.1mm 増加させた FEM 解析結果を図 17 に示す. 図中の Z0, Z1, Z2, Z3, Z4 は初期不整として橋軸方向変位をそれぞれ 0.00m, 0.01m, 0.02m, 0.03m, 0.04m として与えたものの呼称である. 図を見て明らかのように, 強制変位は全て圧縮側に作用させているにもかかわらず, 変位量が増加するにつれ引張領域が現れる等, あくまで異なる方向に 2 段階で強制変位が加わった際の挙動が得られただけで, 上述の検討はできていない. これは, 加えられる橋軸直角方向変位の量によって, 橋軸方向と橋軸直角方向の合力のベクトルの角度が, 変位毎に変わることによる. よって, 本研究では, 複合方向の角度を, 支承部の横桁から 30° , 45° , 60° となるように, 橋軸方向と橋軸直角方向の増分を定め, 同時に作用するように設定し直し解析を行った.

下弦材に生じる軸方向応力と複合方向への強制

変位量の関係を示した図を図 18 に示す. 各応力は, 図 13 に示すように, A1 側の下流の下弦材の端部, A1 側の下流の下弦材の端部にそれぞれに生じる軸方向応力を抽出した. なお, 線形領域においては, 例えば, 図 17 の z4 モデルの橋軸直角方向変位が 0.04m の時の挙動が, 図 18 の 45° のモデルの 0.056m の時の挙動に相当するが, ほぼ同じ値となり, 線形域では重ね合わせ原理が成り立っている.

図 18 の弾性域における各モデルを比較すると, 横桁との角度が小さくなる程, 上流側と下流側の下弦材に生じる応力に差が生じていることが分かる. 角度が小さいほど, 橋軸直角方向の変位が大きいことを示すが, 橋軸直角方向に単独で強制変位を与えたモデルの場合, 変位を与えた側 (A1) とは反対の側 (A2) の支承部を固定端とする片持ち梁のような変形挙動を示すため, 上流側に引張が生じる. 本研究では, 上流側から下流側へ変位するので, 上流側が曲げ引張となり, 30° のモデルの引張応力が最も大きくなるが, 橋軸方向成分で生じた圧縮応力成分がより大きいので, 圧縮応力が減少するような挙動を示す.

線形性を失う複合変位を比較すると, 60° , 45° , 30° の順で変位量が小さく, 橋軸方向の強制変位の影響を強く受けるモデルほど降伏しやすいことが示された. これは, 松井, 星宮ら⁸⁻¹³⁾の研究で単独方向に強制変位を与えた際, 橋軸方向に変位を与えたモデルが最も降伏しやすいという結果と一致している. 一方, 構造的に不安定となる複合方向変位を比較すると, 45° のモデルが最も早く構造的に不安定となり, 続いて 60° , 30° の順で構造的に不安定になり易いことが分かる. つまり, 降伏後に構造的に不安定になるまでの靱性に, 大きな差が生じていることが示唆される. よって, 次節では, 降伏後のどのような挙動が, どのように靱性に作用しているかを, 各モデルに生じる変形挙動, 応力分布を比較することで検証していく.

4.2.2 各部材に生じる軸方向応力分布と構造不安定になるまでの挙動の比較

各モデルに関し, 下弦材の降伏時の変位, 下横構に大変形が生じた時の変位, 構造不安定が生じる直前の変位を表 5 に示す.

30° モデルと 60° モデルに関しては, 下弦材が降伏後, 下横構の大変形を経由して構造的に

表 5 各モデルの降伏時の変位, 下横構大変形時の変位, 構造不安定になる直前の変位

モデル名	降伏時の複合方向変位 (単位: m)	下横構大変形時の複合方向変位 (単位: m)	A1-A2 (単位: m)	構造的に不安定となる直前の変位 (単位: m)
30°	0.0708	A1: 0.1878 A2: 0.1040	0.0838	0.3464
45°	0.0572	A1: — A2: —	—	0.0573
60°	0.0509	A1: 0.0681 A2: 0.2596	0.1915	0.2596

不安定に至っているのに対し, 45° モデルに関しては, 下弦材が降伏後, すぐに構造的に不安定になっていることが分かる. 構造的に不安定に至るまでのメカニズムは, 30° モデルと 60° モデルが近く, 45° のモデルのみ異なるメカニズムで構造的に不安定となることが示唆される. そこでまず, 30° モデルと 60° モデルの変形状, 応力分布

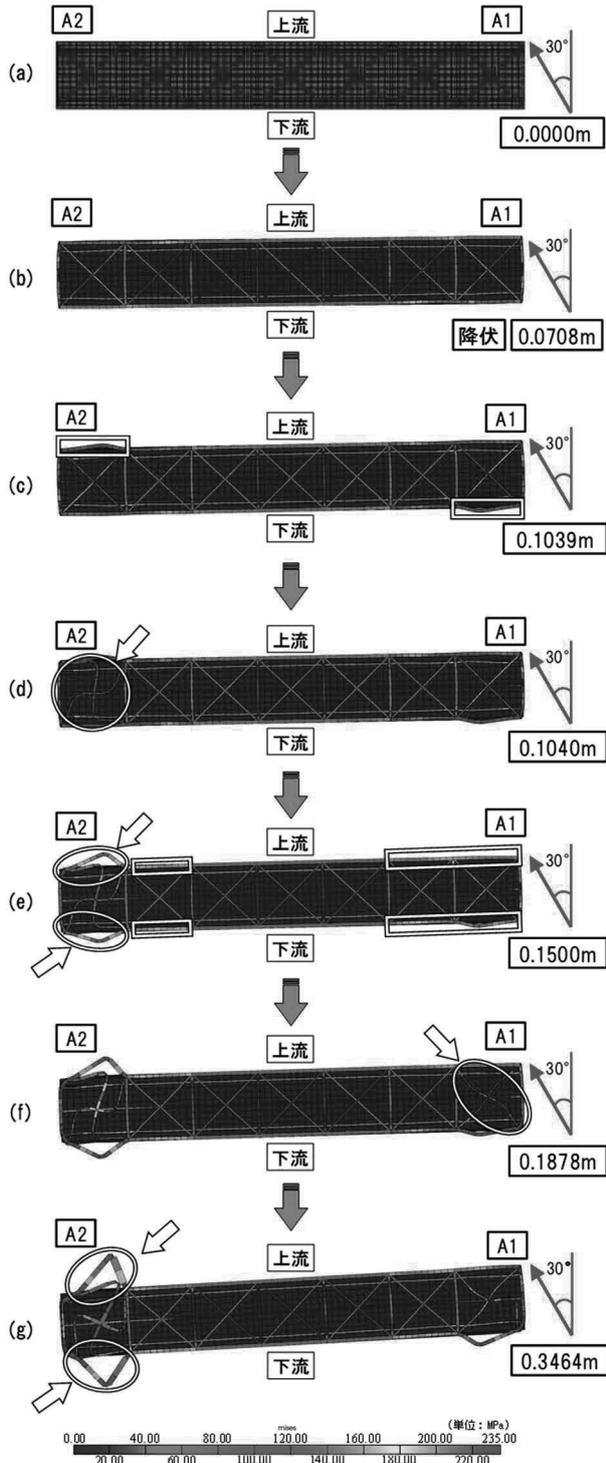


図 19 30° モデルの構造的に不安定になるまでの挙動を示した平面図

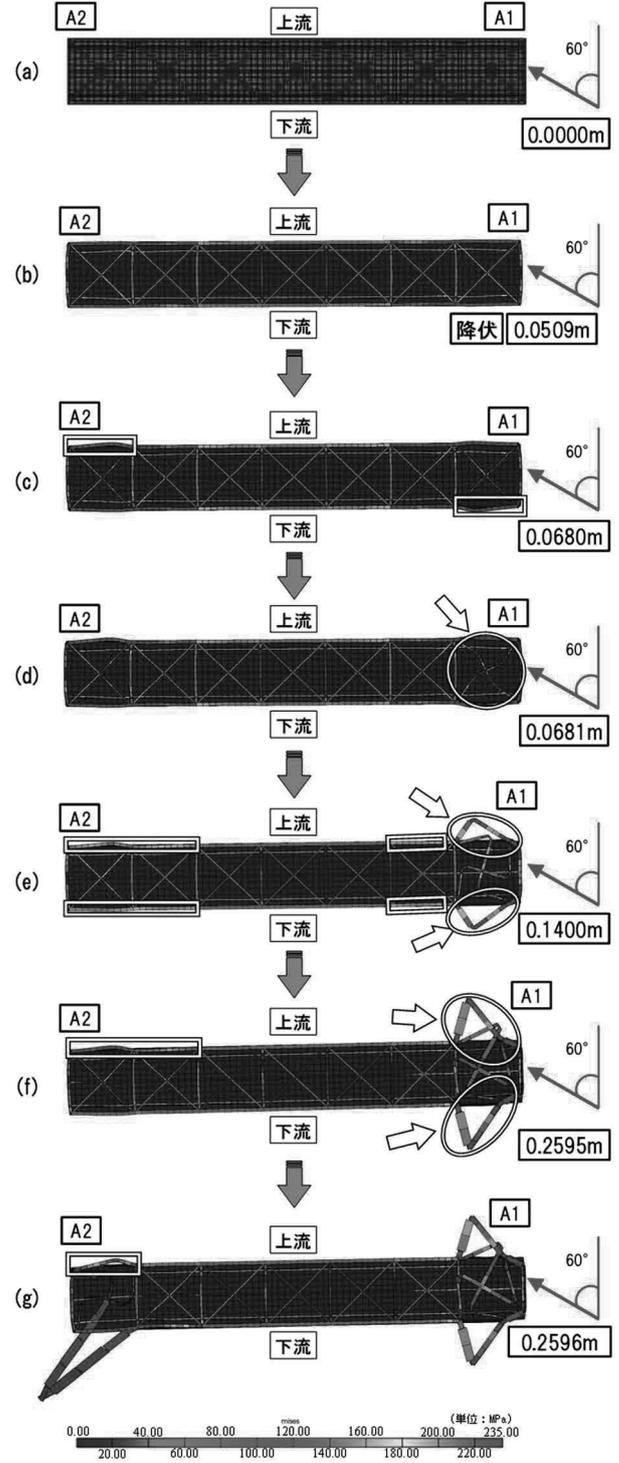


図 20 60° モデルの構造的に不安定になるまでの挙動を示した平面図

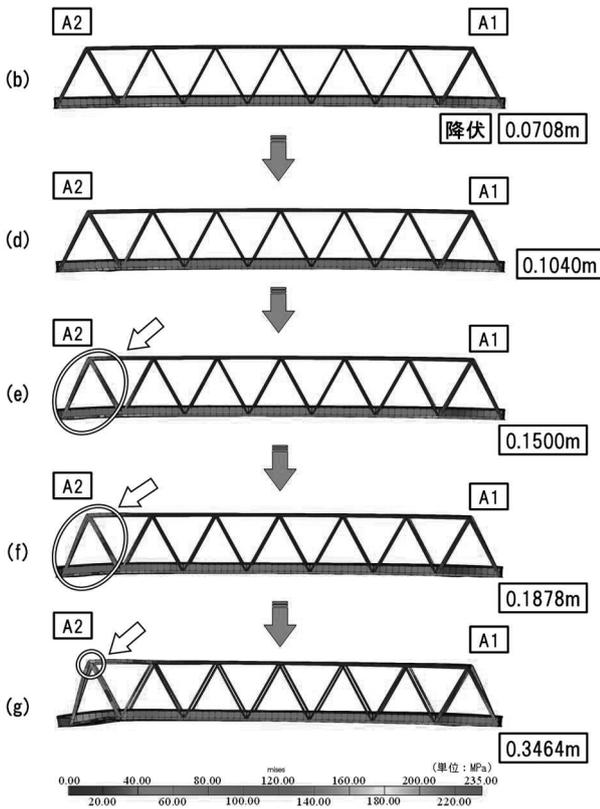


図 21 図 19 の(b), (d), (e), (f), (g)時の側面図

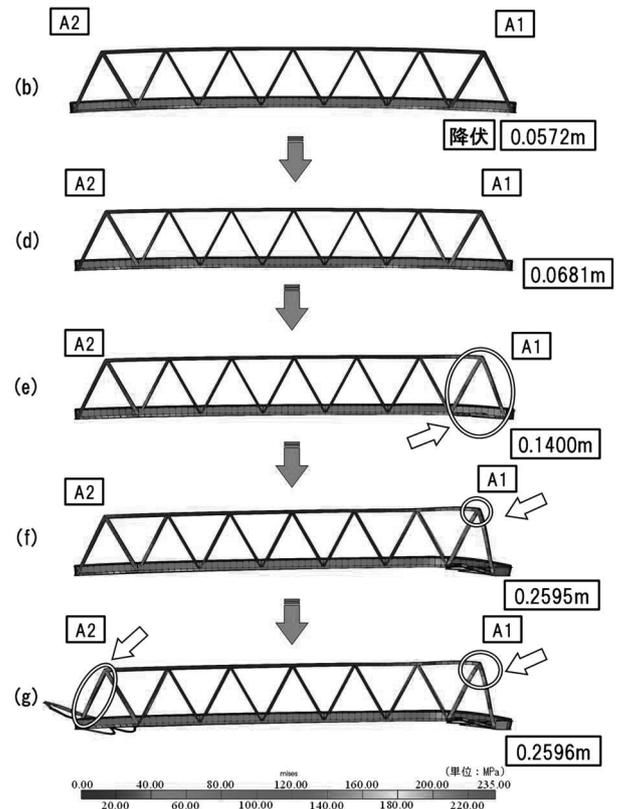


図 22 図 20 の(b), (d), (e), (f), (g)時の側面図

をコンター図で比較し、構造的に不安定になるまでのメカニズムを明らかにした上で、同様に 45°モデルを照査し、なぜ30°モデルと60°モデルの挙動が近いものとなるのか、45°のモデルだけ挙動が異なるのかを明らかにしていくこととする。

30°モデルの構造的に不安定になるまでの挙動を示した下平面図を図19に、60°モデルの構造的に不安定になるまでの挙動を示した下平面図を図20に、図19の(b), (e), (f), (g)の状態の時の側面図を図21に、図20の(b), (e), (f), (g)の状態の時の側面図を図22に示す。なお、本研究ではすべての図の変形倍率を10倍として表示した。また、各側面図は手前側が上流、奥側が下流としている。

図19を用いて30°モデルの構造的に不安定になるまでの挙動を見ていくと、(b)で示した塑性化する直前の挙動は、A1側の上流とA2側の下流、A1側の下流とA2側の上流の応力分布が同じとなるように、点対称の応力分布を示す。これは橋軸直角方向の変位成分が大きいモデルに現れる典型的な挙動である¹²⁾。その後、(c)に示すように降伏した下弦材が面外に変形していくとともに、下横構に急激に高い応力が生じている。この時、A1側では下流側、A2側では上流側の下弦材の変形が大きい。(d)の時点では、A2側の下横構が降伏に

伴い面外に大変形し、(e)の時点ではA2側の上下流両方の下弦材が面外に大変形するに至る。また、(e)においては、白い四角枠で示した箇所の下弦材の応力が(d)に比べて著しく低くなっている。支承部付近の4本の下弦材の内、3本が面外に大変形を生じているにもかかわらず、構造的に安定な状態を保っていることに加え、下弦材の応力が著しく低くなっていることから、他の主構で安定性を保っていると考えられる。そこで各状態時の側面図である図21を見てみると、下弦材に最初に降伏が生じた(b)、下横構が降伏して大変形が生じた(d)の時点では応力が生じていなかった端柱に、A2側の下弦材の両方に大変形が生じた(e)の時点で高い応力が生じることが分かる。図20の(f)でA1側の下横構も降伏して大変形が生じると、A1側の端柱にも応力が生じるのではなく、A2側の端柱の変形が大きくなり、A2側の端柱に接合されている上弦材と斜材に大きな応力が生じていく。最終的な構造不安定となる要因は、A2側の端柱が降伏することによって生じる推察される。

同様に、図20を用いて60°モデルの構造的に不安定になるまでの挙動を見ていくと、(b)で示した塑性化する直前の挙動は、全ての下弦材に支承から2径間分の下弦材に高い応力が生じるような応力分布を示す。これは、橋軸方向の変位成分

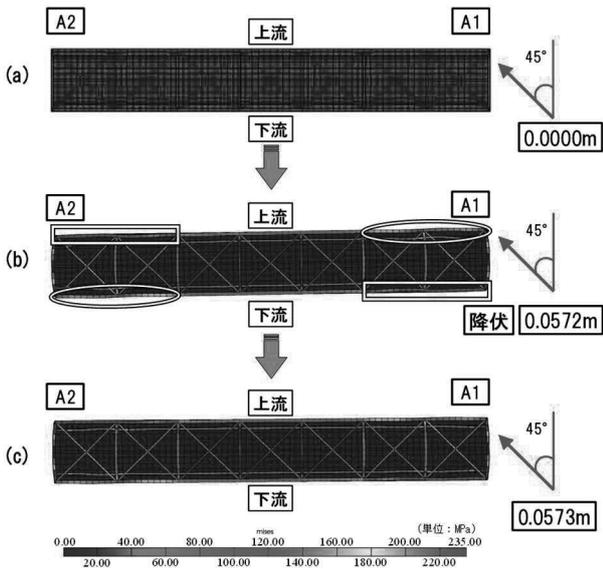


図 23 45° の構造的に不安定となるまでの挙動

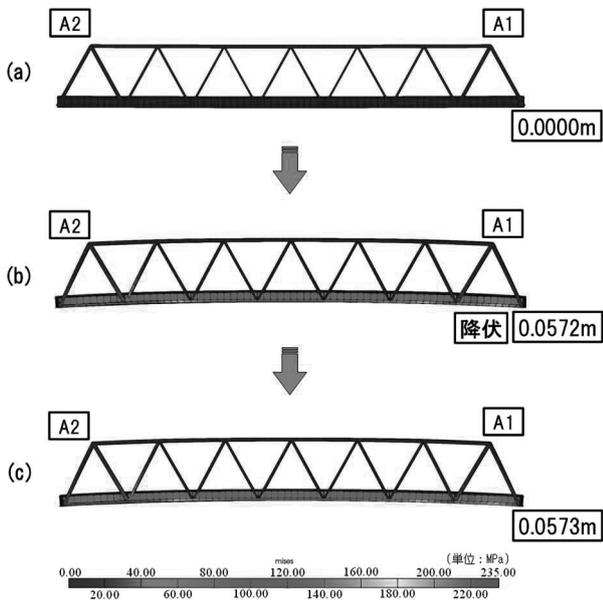


図 24 図 23 の(a), (b), (c)時の側面図

が大きいモデルに現れる典型的な挙動である¹²⁾。その後、橋軸方向の変位成分の影響は強いが、橋軸直角方向成分の変位の影響も受け、(c)に示すように、30°モデルと同じ箇所の下弦材が先に降伏し、面外に変形していく。ここから(e)までの挙動は、A1側とA2側との違いはあれ、30°モデルとはほぼ同じ挙動を示す。端柱に応力が生じるまでの挙動(図22)も同じである。しかしながら、図20の(f)を見ると、図中で白い四角枠で示したように、図19では見られない大変形が生じた下弦材と逆側の下弦材に高い応力が再び生じ、その下弦材に接合された下横構に高い応力が生じている。(e)の時点でその下横構が降伏し大変形するのに伴い、図22に示すように、A2側の上流側の端柱に高い

応力が生じ始める。60°モデルは(f)の挙動後にすぐに構造不安定となっているので、左右岸の端柱に応力が生じる状態になったため、急速に構造的安定性を失ったと推察される。

表5において、30°モデル、60°モデルと明らかに異なる挙動を示した45°モデルの構造的に不安定になるまでの挙動を示した下平面図を図23に、図23の(a)~(c)の状態の時の側面図を図24に示す。45°モデルは、橋軸方向変位成分と橋軸直角方向変位成分が同じであるので、図23の(b)で白い四角と円の枠で示したように、4箇所の高い応力が生じるとともに、点对称の応力分布を示すように、それぞれの変位成分の特徴が、その他のモデルよりもはっきりと見て取れる。

図23を用いて45°モデルの構造的に不安定になるまでの挙動を見ていくと、(b)で四角枠で降伏が生じた後、わずか0.1mmで構造不安定となっており、(b)と(c)とで差が無い。30°モデルと60°モデルでは、(c)の時点で下横構に高い応力が生じていたが、図23では見られない。図24を見てみると、特に変わった挙動は見られないが、図21と図22の(b)の状態と比較すると、図24の(b)における下弦材は、他のモデルよりも上方に変位している。仮に、45°モデルの下弦材が、降伏後に上下方向に大変形したと仮定すると、下弦材に接合されている下横構に曲げが加わる。下横構は曲げ部材で無いため、比較的容易に曲げ変形が生じてしまう。軸受部材である下横構に曲げ変形が生じれば、横倒れ等を防止する機能を失うことは自明であり、よって、下横構に曲げ変形が生じるとともに下弦材に急速に大変形と降伏が生じ、構造不安定となる可能性がある。

以上より、下弦材の変形方向によって、降伏後の構造的に不安定になるまでの靱性が異なってくることが示唆されるが、それが本研究の対象モデルの支間長、径間数と入力角度の組み合わせによって生じる固有の挙動であるのかは、今後継続して検討していく必要がある。

5 まとめ

本研究では、鋼アーチ橋とワーレントラス橋を対象とし、支承部に地盤変動による滑動が生じた際に生じる挙動と損傷をFEM解析を用いてシミュレ

ートした。以下に得られた知見を記す。

・ワーレントラス橋の解析から得られた知見を基に、鋼製アーチ橋に生じる損傷を再検討した所、鋼製アーチ橋のアーチリブに生じる特徴的な 3 種類の異なる変形挙動のいずれかが生じた場合であっても、最終的に崩落に繋がりが得る損傷は、アーチスパンの支承側から 1/4 の位置のアーチリブが塑性化した時点で、構造不安定、引いては崩落に繋がる可能性が高いことが改めて明らかとなった。

・ワーレントラス橋の解析において、各モデルの降伏に至る順番と、降伏後に構造的に不安定になるまでの順番が異なることが示された。これは、降伏後の挙動が大きく関係していることが示された。

・ワーレントラス橋の 30° モデルと 60° モデルに関しては、降伏後の挙動にある程度の差は見られたものの、下弦材の一部が降伏し面外変形→下横構に高い応力が生じた後下横構も大変形→端柱に応力が生じる→端柱が降伏し構造的に不安定、といったメカニズムで構造的に不安定になることが分かった。

・ワーレントラス橋の 45° モデルに関しては、降伏するまでの挙動には他のモデルと大きな差は見られなかったが、降伏後の靱性を全く有していないことが示された。その原因として、他のモデルにおいては、降伏後の下弦材は幅方向に変位するのに対し、45° モデルは上下方向に変位するが、この挙動の違いが影響している可能性が示唆された。下弦材が上下方向に変位した場合、軸受部材として横倒れに抵抗する下横構もまた、下弦材に接合されているため曲げ変形してしまい、軸受部材としての機能を失うため、下弦材の大変形に抵抗できない可能性が示唆された。

本論文では、あらたに多くの有用な知見が得られた一方、得られた解析結果が、本論文で使用した対象モデル、変位パラメータの組み合わせ固有の挙動である可能性も示唆され、今後試行数を増やしなが、慎重に検討していく必要があることが示された。

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] 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”，(2019), p.3.
- [3] 日本 BP 社：“日経コンストラクション”，No.688, (2016), pp.36/39.
- [4] (公社)日本道路協会：“道路示方書・同解説 I 共通編”，(2017), p.131
- [5] 横澤直人, 中尾尚史, 大住道生：“材料強度および基礎の塑性の設定方法が地盤変位を考慮した地震時応答解析に与える影響に関する研究”，第 24 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, (2021), pp.157/162.
- [6] 千田知弘, 崔準祐, 平川泰之, 川崎巧, 渡辺浩：“航空レーザー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, (2018), pp.381/394.
- [7] (公社)日本道路協会：“道路示方書・同解説 V 耐震設計編”，(2017), p.4
- [8] 松井友希, 星宮魁人, 千田知弘, 馬越一也：“地震時の地盤変動によって生じるワーレントラス橋の損傷に関する数値解析的検討”，令和 2 年度東北学院大学工学部研究報告, Vol.55, No.1(2021), pp.11/21
- [9] 松井友希, 千田知弘, 崔準祐, 馬越一也：“トラス橋における地盤変動時の挙動に関する基礎的検討”，土木学会東北支部令和元年度技術研究発表会講演概要集 CD-ROM, (2020).
- [10] 松井友希, 千田知弘, 崔準祐, 馬越一也：“地盤変動時におけるトラス橋に生じる変形挙動に関する基礎的検討”，第 75 回土木学会全国大会講演論文集 CD-ROM, (2020).
- [11] 松井友希, 千田知弘, 馬越一也, 星宮魁人, 崔準祐：“地盤変動によって損傷を受けたワーレントラス橋を対象とした地震応答解析に関する基礎的研究”，第 23 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.45/52, (2021).
- [12] 星宮魁人, 千田知弘, 馬越一也, 松井友希,

崔準祐：“地震時のアバットの滑動によって生じるワーレントラス橋の損傷に関する静的研究”，第23回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp.37/44，(2021).

- [13] 関昆竜太郎，千田知弘，馬越一也，松井友希，星宮魁人：“地震時のアバットの滑動によって生じる橋軸方向変位と橋軸直角方向変位の相互関係がワーレントラス橋の全体系に与える影響について”，第24回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp.207/212，(2021).
- [14] 千田知弘，岩本信太朗，野本淳也，崔準祐，松井友希，村上海翔：“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及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検討”，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.77，No.4，(2021)，pp.117/127
- [15] 橘善雄，(中井博改訂)：“橋梁工学”，共立出版株式会社，付録・トラス橋の設計図，(1994).
- [16] “SeanFEM Ver1.22 理論マニュアルと検証”，株式会社耐震解析研究所(現：地震工学研究開発センター)，(2007)