

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

著者	松井 友希, 星宮 魁人, 千田 知弘, 馬越 一也
雑誌名	東北学院大学工学部研究報告
巻	55
号	1
ページ	11-21
発行年	2021-02
URL	http://id.nii.ac.jp/1204/00024690/

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

ELASTO-PLASTIC ANALYSES OF WARREN TRUSS BRIDGE ASSUMED SLIDING BEARING SUPPORT DUE TO GROUND DEFORMATION DURING EARTHQUAKE

松井 友希* 星宮 魁人** 千田 知弘** 馬越 一也***
Tomoki MATSUI Kaito HOSHINOMIYA Tomohiro CHIDA Magoshi KAZUYA

Abstract: In the Kumamoto earthquake in April 2017, many bridges were seriously damaged due to ground deformation. However, the heavy damage of truss bridges caused by the ground change was not reported because a the large number of truss bridges are located on the important highway. It was thought that verification of the damage at the time of the ground deformation was necessary. However, a design method for ground deformation has not yet been established in the specifications of highway bridges in Japan.

Thus, in this study, we carried out elasto-plastic analyses using the finite element method for the Warren truss bridge at the time of ground deformation and investigated the equivalent stress that occurred at the main truss and then evaluated the deformation behavior.

Keywords: ground deformation, warren truss bridge, elasto-plastic analyses, FEM

1 はじめに

2016年4月に発生した熊本地震においては、多くの橋梁に甚大な損傷が生じたが、その原因は地震動のみならず、断層によって生じた地盤変動によるものであることが多数報告¹⁻¹⁰⁾されている。ただし、断層による橋梁被害報告は、アバットの崩壊といった一目でわかる損傷を除けば、地震から1年以上経過した2017年の秋以降に増えている。その時期に関しては、阿蘇大橋の崩落が、当初言われていた崩落土の堆積によるものではなく、地盤変動によるものであったとの報告²⁾がなされた時期と一致しており、地震直後は橋梁関係者の中で地盤変動による被害の想定が低いものであったと考えられる。それを裏付けるように、道路橋示方書には地盤変動に対する記述は極めて少なく、具体的な対策は現状記されていない。例えば、道路橋示方書・同解説 I 共通編¹¹⁾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

されるところ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¹²⁾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。よって、管理所轄内で多数の橋梁を管理する発注者側の中から、地盤変動が生じた際の挙動を把握しておきたいというニーズが高まり始めている。特にトラス橋に関しては、熊本地震において地盤変動によって甚大な損傷が生じた事例は特に報告されていないため、かえって地盤変動が生じた際のトラス橋の挙動特性を知っておきたいという声が聞かれるようになった。

その事も含め、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 WG2 では、地盤変動時にアーチ橋とトラス橋に生じる挙動の照査を行う取り組みを始めている。小委員会活動内では、Caltrans, ユーロコード, NZ コードといった主な海外の設計手法と道路橋示方書を比較し、最

* 東北学院大学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

*** 株式会社地震工学研究開発センター

最終的に道路橋示方書に得られた知見をフィードバックさせる取り組みを行っているが、地盤変動に対する詳細な対策はいずれのコードにも記されていないため、本取り組みは世界に先駆けたデータベース製作の取り組みといえる。

地盤変動を対象とした解析を行う場合、アバット全体および支承をモデル化して解析する手法が最適であるが、支承構造や遊間の条件は橋梁毎に異なるため、一つの実橋の条件を基にモデル化する解析手法はデータの蓄積としては非効率的であり、汎用性に欠ける。例えば、橋軸方向に圧縮側の地盤変動が生じた場合、遊間や支承の種類によって実際に下弦材に加わる強制変位量は異なってくる。そこでトラス橋の主構に対し、どの方向にどれほどの変位量に加わったときに甚大な損傷が生じるのかを照査し、そのような損傷を生じさせないための下部構条件を提示していくことが出来れば、より現実的であり、効果的な対策を提案することが出来ると考えられる。よって本解析では、支承を強制変位条件が分かりやすい、ピン支承とローラー支承としてモデル化し、解析を進めることとした。

そこで本研究では、橋軸方向、橋軸直角方向、高さ方向のそれぞれに強制変位を単方向に与え、主構に降伏応力となる 235MPa を超える相当応力が生じる変位量を比較した。続いて、主構に座屈が生じ、構造的不安定になるまで強制変位を与え、その際に生じるトラス橋の変形挙動、応力分布を照査した結果を報告する。

2 構造諸元

対象とするワーレントラス橋¹⁰⁾の側面図を図1に、断面図を図2に、上面平面図および下面平面図を図3に、主構の断面図および断面配置図を図4に示す。本研究では既報^{14,15)}を基に、全幅員 6.9m(有効幅員 6.0m)、支間 50m、高さ 6.5m を有する下路式ワーレントラス橋を解析対象とした。また、図1に示す側面図手前側を上流、A1側を右岸、A2側を左岸と仮定し、A2側をピン支承、A1側をローラー支承とし、下弦材に対してA1側を[1]、A2側を[8]とした上で、下弦材の各格点部に[2]~[7]の番号を順に振った。

上弦材は図4の断面配置図に示す通り、幅 370mm×厚さ 9~15mm の上フランジ、幅

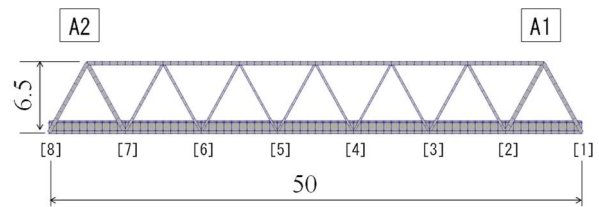


図1 側面図(単位:m)

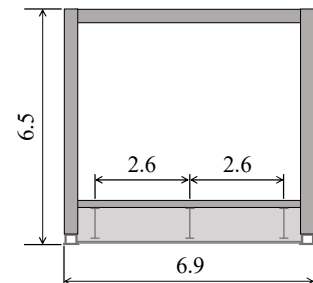


図2 断面図(単位:m)

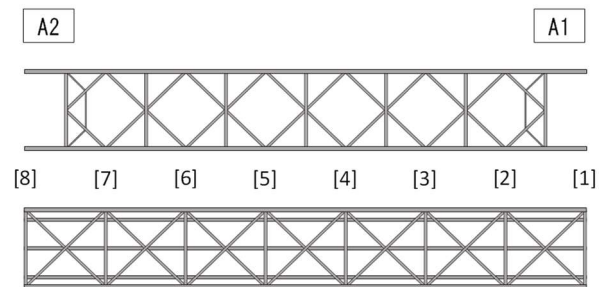


図3 上面平面図および下面平面図

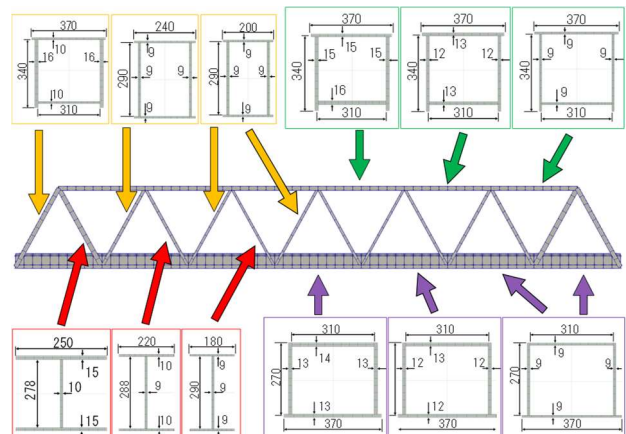


図4 トラス主構の断面および断面配置図
(単位 mm)

310mm×厚さ 9~16mm の下フランジ、幅 340mm×厚さ 9~15mm のウェブから成るボックス断面を有し、支点部から支間中央かけて断面が大きくなっていく構造となる。

下弦材は、幅 310mm×厚さ 9~14mm の上フランジ、幅 370mm×厚さ 9~13mm の下フランジ、幅 270mm×厚さ 9~13mm のウェブから成るボックス断面を有し、上弦材と同様に支点部から支間中央部にかけて断面が大きくなって

いく構造となる。

斜材は上フランジ，下フランジ，ウェブから成る I 型断面とボックス断面で構成される。I 型断面は幅 180～250mm×厚さ 9～15mm 上フランジと下フランジ，幅 278～290mm×厚さ 9～10mm のウェブから成り，ボックス断面は幅 200～370mm，厚さ 9～10mm の上フランジ，幅 200～310mm×厚さ 9～10mm の下フランジ，幅 290～340mm×厚さ 9～16mm のウェブから成る断面となる。この断面構成は上弦材や下弦材とは反対に支点部から支間中央部にかけて断面が小さくなっていく構造となる。また，自重を考慮した場合，圧縮側となる斜材がボックス断面，引張側となる斜材が I 型断面となる。

上横構は上フランジ，ウェブから成る T 型断面と上フランジ，ウェブから成る L 型断面で構成される。T 型断面は幅 160mm×厚さ 9mm の上フランジ，幅 110mm×厚さ 9mm のウェブから成り，L 型断面は幅 100mm×厚さ 10mm の上フランジ，幅 100mm×厚さ 10mm のウェブから成る断面となる。

上横構支材は上フランジ，下フランジ，ウェブから成る I 型断面を有し，幅 220mm×厚さ 9mm の上フランジと下フランジ，幅 282mm×厚さ 9mm のウェブから成る断面を有し，幅 180mm×厚さ 9mm の下フランジ，幅 130mm×厚さ 9mm のウェブから成る断面となる。

下横構は下フランジ，ウェブから成る逆 T 型断面を有し，幅 180mm×厚さ 9mm の下フランジ，幅 130mm×厚さ 9mm のウェブから成る断面となる。

縦桁は上フランジ，下フランジ，ウェブから成る I 型断面を有し，幅 220～250mm×厚さ 12～14mm の上フランジと下フランジ，幅 800mm×厚さ 9mm のウェブから成る断面となる。縦桁は図 2 の断面図示す位置に計 3 本配置されており，床版とスラブアンカーによって合成されている。

横桁は上フランジ，下フランジ，ウェブから成る I 型断面を有し，幅 260～290mm×厚さ 14～15mm の上フランジと下フランジ，高さ 1000～1001mm×幅 9～15mm のウェブから成る断面となる。横桁は縦桁と同様に床版に合成されており，下弦材の各格点部に計 8 本配置されている。

なお，床版に関してのみ幅 6.9m，厚さ 0.19m の簡易的な矩形断面と仮定し，縦桁および横桁

表 1 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

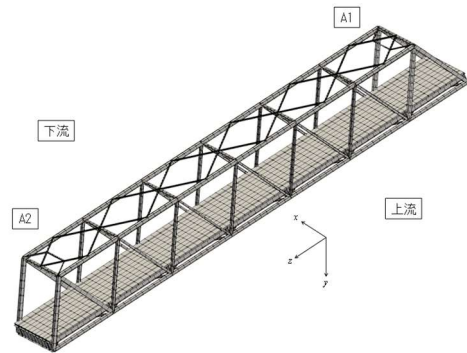


図 5 要素分割全体図と座標軸

によって支持されている構造とした。

3 FEM 解析モデルおよび境界条件パラメータ

本研究では，汎用有限要素法解析ツール SeanFEM¹³⁾を用いて弾塑性解析を行なった。

FEM 解析モデルの作成にあたっては，図 1～図 4 の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シェル要素でモデル化した。なお，本研究では，コンクリート床版の鉄筋は個々にモデル化せず，鉄筋を考慮したヤング率をコンクリート床版に与えることで鉄筋を考慮している。

FEM 解析モデルの要素分割全体図を図 5 に示す。座標は A1 から A2 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 軸を取ることにした。解析に使用した各材料定数を表 1 に示す。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 3000～8000mm とし，全節点数 2692，全要素数 2913 として解析を行った。

支承のモデル化に際しては，前章でも述べた通り，ピン支承とローラー支承に設定した。ピン支承，ローラー支承の違いは，異なるばね定数を与えることでモデル化した。例えば，ローラー支承の場合，橋軸方向のばね定数の値を極小の値にすることで橋軸方向変位の拘束がフリーとなる支持条件を与えている。

本研究では，強制変位を含めた境界条件をパラメータ化して与える。パラメータの設定に関

表2 解析に用いた境界条件と強制変位条件パラメータ

強制変位方向	強制変位付与方向および 支承条件	No.	A1			A2		
			x	y	z	x	y	z
橋軸方向	z方向圧縮・z変位拘束	(1)	○	○	○	○	○	強制変位
橋軸直角方向	x方向・z変位拘束	(2)	○	○	○	強制変位	○	○
	x方向・z変位フリー	(3)	○	○	○	強制変位	○	×
高さ方向	y方向・z変位拘束	(4)	○	○	○	○	強制変位	○
	y方向・z変位フリー	(5)	○	○	○	○	強制変位	×

表3 降伏応力に達する強制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	強制変位付与方向および支承条件	No.	強制変位量	最大相当応力位置
橋軸方向	z方向圧縮・z変位拘束	(1)	0.040	上下流[1], [8]
橋軸直角方向	x方向・z変位拘束	(2)	0.200	上流[1], 下流[8]
	x方向・z変位フリー	(3)	0.220	上下流[8]
高さ方向	y方向・z変位拘束	(4)	2.000	上下流[1], [8]
	y方向・z変位フリー	(5)	—	—

しては以下の4条件を基とした。

- ・既報^{14,15)}に倣い、支承に与える強制変位はA1側の支承のみとする。

- ・地盤変動による変位は、通常、橋軸方向、橋軸直角方向、高さ方向の変位が組み合わせられた複合方向に生じると考えられるが、初めから特定の複合方向を対象として解析した場合、どのような挙動がトラス橋に甚大な損傷を与え得るのかを体系的に把握することは難しい。そこで本研究では、研究の基礎段階として各単独方向の変位によって生じる損傷状態を確認することとした。

- ・地盤変動で橋軸方向に圧縮側の滑動が生じる場合、ローラー支承の可動域が限界を迎え、遊間を押しつぶしてパラペットに衝突し、橋軸方向の変位が拘束されると仮定して検討する。

- ・高さ方向に関しては、支持条件の違いによって異なる挙動を示すことが予備解析で分かったため、橋軸方向の変位の拘束をする場合としない場合の2通りについて検討する。

上記の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に示す。

境界条件として、x方向(橋軸直角方向)、y方向(高さ方向)、z方向(橋軸方向)の各方向の変位を拘束した。回転の拘束についても、橋軸直角方向の軸回転をフリーとし、他の方向の軸回転を全て拘束した。表2中では、拘束を○、フリー

を×と表記した。

弾性解析においては、強制変位はSS400の公称値である235MPaを超える相当応力が主構に生じるまで与え、降伏するまでの変位量を比較した。

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、トラス主構に座屈が生じ、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。

本研究においては、応力分布図の作成には、2種類のツールを用いた。相当応力分布図に関しては、SeanFEMのポストプリセッサではなく、グラフィック性能の高い可視化アプリケーションParaViewに解析データを転送して作成した。軸方向応力図に関してはParaViewの仕様上表示できなかったため、SeanFEMのポストプリセッサを用いて作成した。各図の作成においては、視認性を向上させるため、変形倍率を鉛直方向変位モデルのみ10倍、その他の方向変位モデルは全て100倍に拡大して表示した。

4 解析結果および考察

4.1 降伏応力に達する強制変位量の比較

降伏応力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を表3に示す。表3においては、高さ方向のモデルの一つであるモ

デル(5)の欄に数値が入力されていないが、これはモデル(5)の支承部で剛体回転が生じるため、トラス橋本体に応力が生じないためである。この挙動の詳細は4.1.3で述べる。

強制変位によって主部材に応力が生じるモデル(1)～(4)の強制変位量を比較すると、降伏応力に達するまでに許容される変位量(以後、許容変位)は高さ方向モデルであるモデル(4)が最も大きく、橋軸直角方向モデルであるモデル(3)、モデル(2)、橋軸方向モデルであるモデル(1)の順に低くなっている。特筆すべきは、橋軸方向モデルであるモデル(1)の許容変位は僅か 0.040m 程度と他のモデルと比較しても極めて小さい値であり、橋軸直角方向モデルの許容変位の約 1/5、高さ方向モデルの許容変位の 1/50 程度にしかない。また、50m スパンのトラス橋に許容される変位量と考えても著しく小さい値といえる。

各モデルの許容変位に、ここまでの大きな差が生じた理由を、各モデルの変形挙動、相当応力分布を基に次節より検討していく。

4.1.1 橋軸方向

橋軸方向に強制変位を加えたモデル(1)の相当応力分布図を斜め下方向から見た図を図6に、図6の赤枠で示した箇所の拡大図を図7に、軸方向応力分布図を図8に示す。

図6を見ると、A1側とA2側とで左右対称となる変形を示し、大きな変形は下弦材、中央を除く縦桁、端部付近の横桁に集中し、上弦材や端柱を含む斜材に変形はほぼ見られない。変形の大きい下弦材に着目すると、下弦材全体が一樣に変形するのではなく、支点部付近の[1]～[3]および[6]～[8]の間の下弦材にのみ大きな変形挙動と高い相当応力が生じている一方で、支間中央の[3]～[6]の間の下弦材には大きな変形挙動がほとんど見られず、下弦材の端部に生じる相当応力の半分程の低い相当応力しか生じていないのが分かる。

変形が大きい支承部付近を拡大した図7を見ると、伸び縮み変形のみ許容する軸部材である下弦材に曲げ変形挙動が生じていることが分かる。軸方向応力分布図である図8に示すように、モデル(1)の下弦材には圧縮力しか生じておらず、図6、図7に見られる曲げ変形挙動は座屈挙動となる。モデル(1)の許容変位が 0.04m と

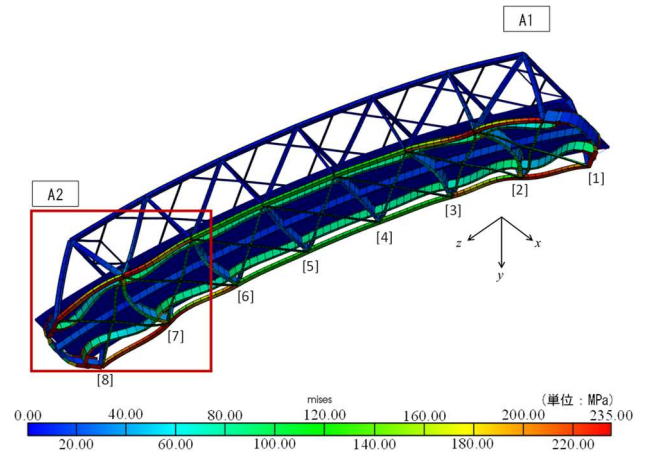


図6 モデル(1)の相当応力分布図

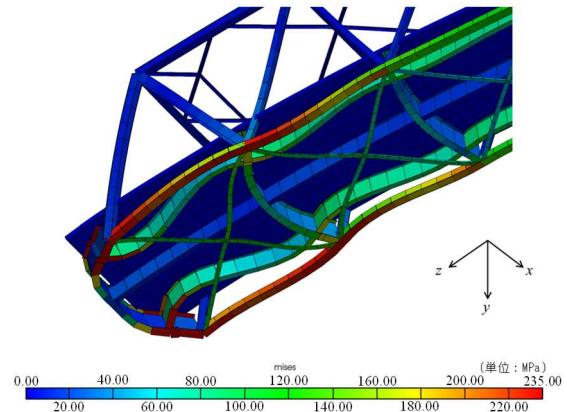


図7 図6の赤枠で示す位置の拡大図

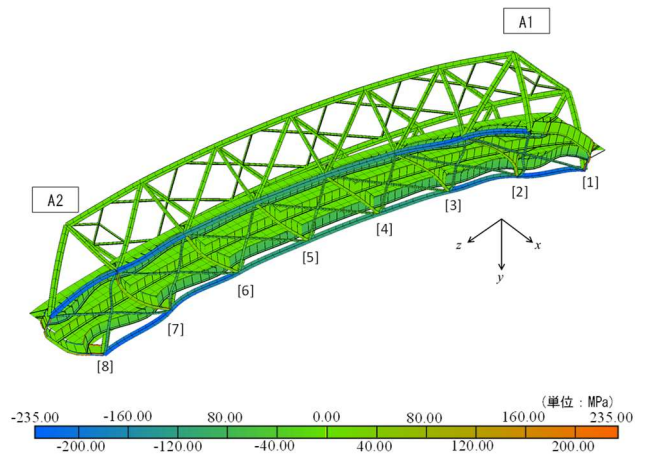


図8 モデル(1)の軸方向応力分布図

著しく小さくなった理由は、この座屈挙動が生じたためであることが示された。なお、仮に50mの鋼材を0.040m圧縮させた場合、164.8MPaの軸方向応力が生じているが、実際は235MPaの相当応力が生じており、単純計算で約30%の剛性低下が見られる。この剛性低下はトラスの構造と部材の断面構成(図4)が場所によって異なることが影響していると考えられる。

支材の接合数について下弦材の支間中央付近と支点部とで比較すると、支点部付近の下弦

材は直上に垂直材や上弦材がないために支材の接合数が少なく、支間中央と比べて剛性が低くなる。また、下弦材は支点部から支間中央にかけて板厚が厚くなり剛性が高くなっていくため、相対的に支点部付近の下弦材の剛性が低く応力が集中しやすい構造となっている。以上より、トラス橋が圧縮されるような橋軸方向の地盤変動が生じた場合、トラス橋には甚大な損傷が生じることが示された。

4.1.2 橋軸直角方向

A1 側のローラー支承の橋軸方向変位を拘束したモデル(2)の相当応力分布図を斜め下方向から見た図を図9に、図9の赤枠で示す位置の拡大図を図10に、正面から見た相当応力分布図を図11に、軸方向応力分布図を図12に、A1側のローラー支承を橋軸方向変位を拘束せずフリーとしたモデル(3)の相当応力分布図を斜め下方向から見た図を図13に、図13の赤枠で示す位置の拡大図を図14に、正面から見た相当応力分布図を図15に、軸方向応力分布図を図16に示す。各図を踏まえ、橋軸直角方向変位を与えたモデルどうしを比較すると、許容変位はモデル(2)の方が小さく、その差は0.02mと僅かであるが、変形挙動と相当応力分布に大きな差が生じることが示された。モデル(2)に関して、図9を見ると、下弦材全体が一様に変形するのではなく、支点部付近の[1]~[3]および[6]~[8]の間の下弦材にのみ大きな変形挙動と高い相当応力が生じている一方で、支間中央の[3]~[6]の間の下弦材には大きな変形挙動が見られず、ほとんど相当応力が生じていないのが分かる。支点部付近に高い相当応力が生じる挙動は軸方向変位モデルである(1)と同じであるが、モデル(2)は剛性の高いラーメン構造のような二次モードの変形挙動を示すため、モデル(1)よりも許容変位が5倍ほど大きくなった理由であると考えられる。また、A1側とA2側とでほぼ左右対称となる変形挙動を示すが、下弦材のA1側の下流とA2側の下流とで、A1側の下流とA2側の下流よりもわずかに高い相当応力が生じている。この挙動は、図11に示すように、xy断面がねじれるような挙動を示すことで、図12に示す圧縮部材で局所座屈が生じ易くなり、相当応力が高めに生じたものと考えられる。この挙動は、図10の円で示した部材に二次の曲

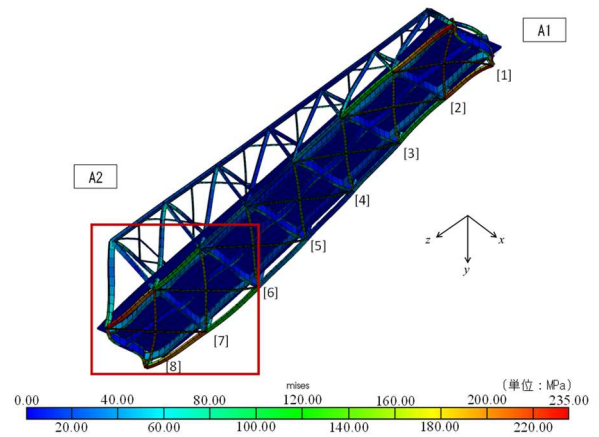


図9 モデル(2)の相当応力分布図

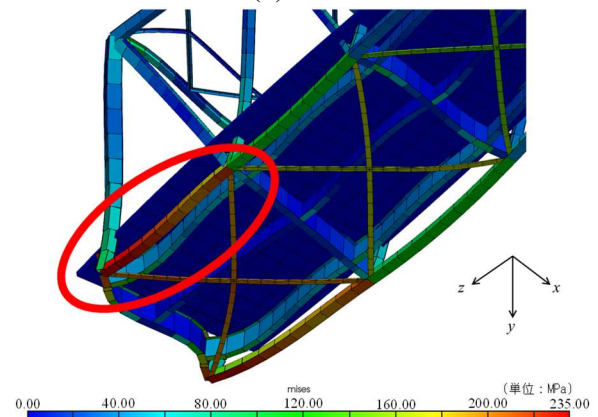


図10 図9の赤枠で示す位置の拡大図

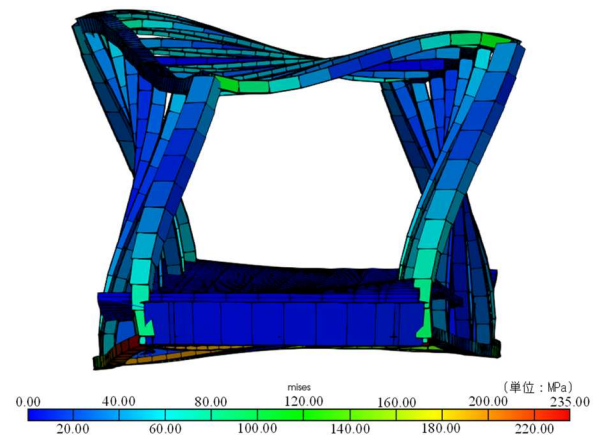


図11 モデル(2)の正面図

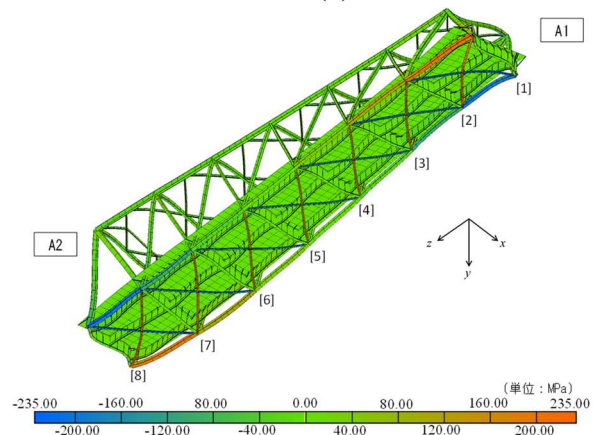


図12 モデル(2)の軸方向応力分布図

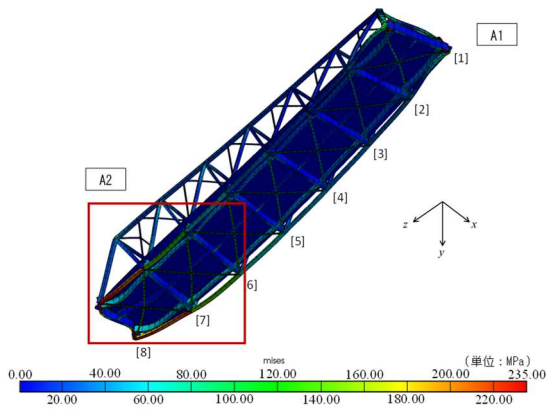


図 13 モデル(3)の相当応力分布図

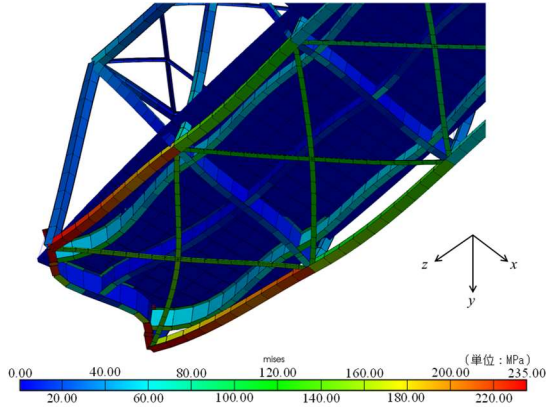


図 14 図 13 の赤枠で示す位置の拡大図

げ挙動が見られることに加え、ねじれ防止のために接合される下横構に高い応力が生じていることから示唆される。

モデル(3)に関して、図 13 を見ると、橋全体が片持ち梁のような一次モードの変形挙動を示し A2 側の下弦材に高い相当応力が生じているが、A1 側の下弦材にはほとんど相当応力が生じていないのが見て取れる。片持ち梁のような挙動を示す場合、固定端となる A2 側の曲げモーメントが最大となり、モデル(2)よりも早い段階で圧縮側の部材に座屈が生じ得るが、図 15 を見ると、図 11 ほどのねじれ挙動が見られず、下横構の応力分布を見てもそれほど大きな相当応力が生じていない。よって、 xy 断面のねじれが小さいことで座屈挙動がモデル(2)よりも生じにくく、許容変位が大きくなったものと推察される。

以上より、橋軸直角方向変位モデルは、橋軸方向変位モデルよりも局所的な座屈が生じにくい変形挙動を示すため、許容変位が橋軸方向変位モデルよりも大きくなることが示された。

4.1.3 高さ方向

図 17 の赤枠で示す位置の拡大図を図 18 に、軸

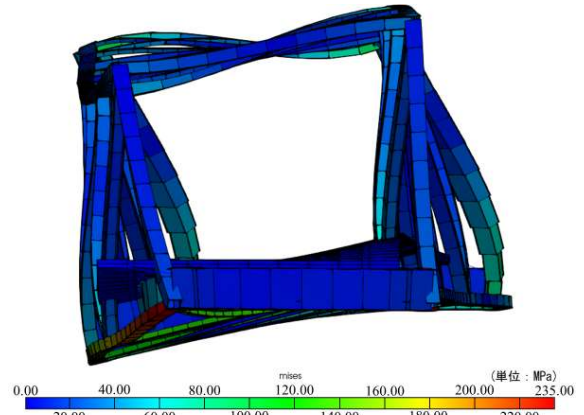


図 15 モデル(3)の正面図

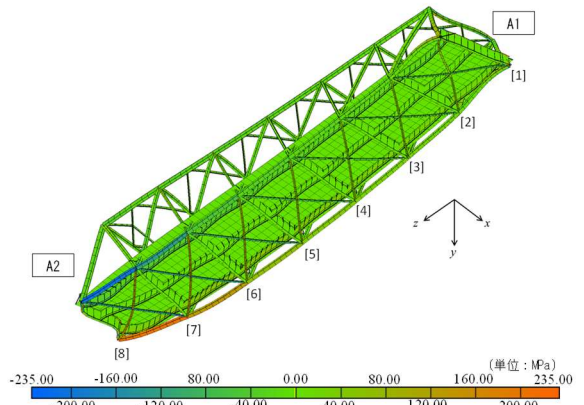


図 16 モデル(3)の軸方向応力分布図

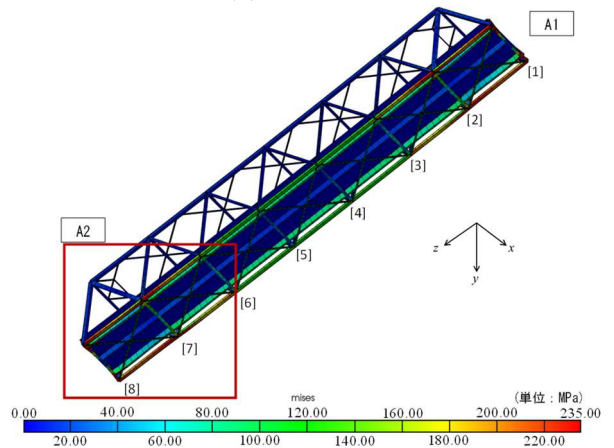


図 17 モデル(4)の相当応力分布図

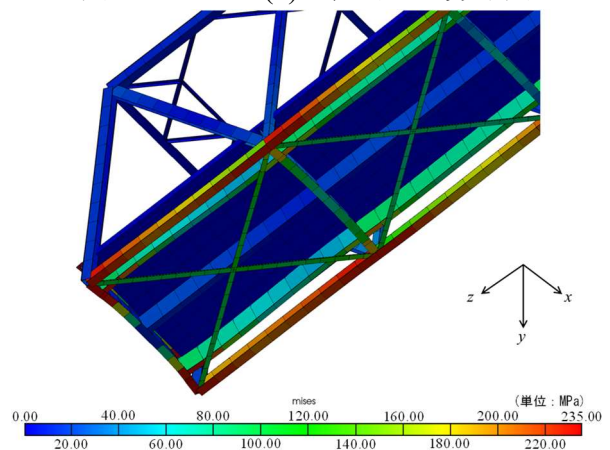


図 18 図 17 の赤枠で示す位置の拡大図

表 4 降伏後構造的に不安定となるまでに与えた強制変位量(単位：m)

強制変位方向	強制変位付与方向および支承条件	No.	強制変位量		構造不安定/降伏
			降伏	構造不安定	
橋軸方向	z 方向圧縮・ z 変位拘束	(1)	0.040	0.045	1.125
橋軸直角方向	x 方向・ z 変位拘束	(2)	0.200	0.220	1.100
	x 方向・ z 変位フリー	(3)	0.220	0.240	1.091
高さ方向	y 方向・ z 変位拘束	(4)	2.000	2.500	1.250
	y 方向・ z 変位フリー	(5)	—	—	—

方向応力分布図を図 19 に示す。モデル(5)は剛体回転をするため、各図はここでは省略する。鉛直方向に強制変位を与えると、どちらのモデルも橋全体が回転挙動を示す。回転挙動を示す場合、橋軸方向変位が拘束されていると橋全体に引張挙動が生じる(図 19)。この引張挙動によって生じる引張応力のみが下弦材に生じるため、許容変位が他のモデルと比べ、著しく小さくなったことが示された。なお、支点部周辺に高い応力が生じている理由は、下弦材の断面が支点部付近で小さい(図 4)ためである。

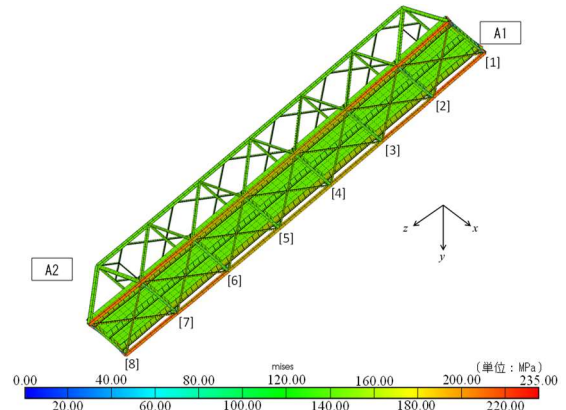


図 19 モデル(4)の軸方向応力分布図

4.2 塑性域における各モデルの挙動と強制変位量の比較

降伏後に構造的に不安定となる強制変位量と、構造的に不安定になる変位量を主部材に降伏応力が生じる時の変位量で除した値(以後、構造不安定/降伏)を表 4 に示す。構造不安定/降伏の値は、主部材が塑性後に構造的に不安定となるまでの靱性の度合いを示すものであるが、橋軸方向と橋軸直角方向で大きな差は見られず 1.1 程度の値となり、靱性が極めて低いことが分かる。高さ方向に関しては、他の方向モデルに比べ 10%程度靱性は高いが、やはり靱性は低い。近年の土木分野では、より高い靱性が求められる設計体系に移行しつつあるため、地盤変動が生じた際のトラス橋への対策は、極めて難しいものとなる可能性が示唆される。

次節からは、全てのモデルが、降伏後に早い段階で構造的に不安定となる原因を、構造不安定となる直前の変形形状と相当応力分布を基に検討していく。

4.2.1 橋軸方向

橋軸方向変位モデル(1)の弾性域における相当応力分布図を斜め下から見た図を図 20 に、図 20 の赤枠で示す位置の拡大図を図 21 に示す。

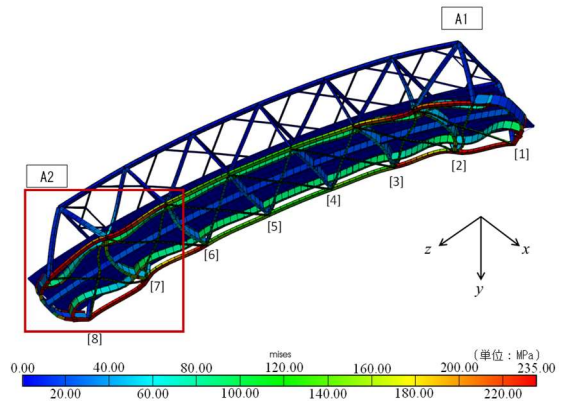


図 20 塑性域におけるモデル(1)の相当応力分布

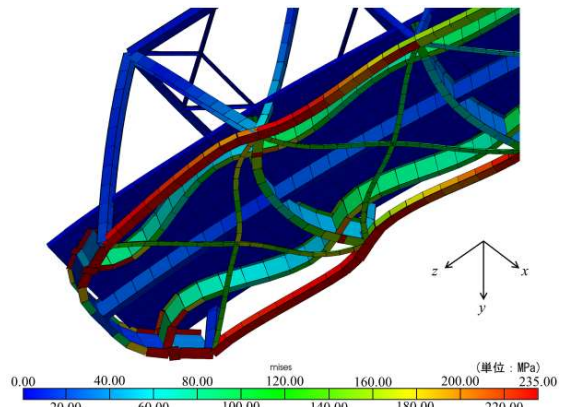


図 21 図 20 の赤枠で示す位置の拡大図

橋軸方向モデルの弾性域の相当応力分布図である図 7 と図 8 を図 20, 図 22 で比較すると、支点部付近の下弦材の変形が進行し、降伏点達

する相当応力の分布が広がっているのが分かる。また、支間中央の下弦材には変形や相当応力の増大はほとんど見られず、塑性後も支点部付近の下弦材に変形と応力が集中する様子が見て取れる。最終的には、支点部付近の局所座屈箇所、塑性ヒンジのような挙動が生じ、構造的に不安定となると考えられる。

4.2.2 橋軸直角方向

橋軸方向変位モデル(2)の塑性域における相当応力分布図を斜め下から見た図を図 23 に、図 23 の赤枠に示す位置の拡大図を図 24 に、橋軸方向変位モデル(3)の塑性域における相当応力分布図を斜め下から見た図を図 25 に、図 25 の赤枠に示す位置の拡大図を図 26 に示す。

モデル(2)に関し、弾性域である図 9、図 10 と塑性域である図 22、図 23 を比較すると、支点部付近の下弦材の変形が大きくなり、降伏点に達する相当応力の分布が広がっていることが分かる。図 10 の時点で、座屈が生じ始めているのが見て取れるが、降伏後はその箇所周辺で急激に塑性化していくことに加え、ねじれが進行していく過程が見て取れる。塑性化に伴うねじれの進行は、下横構が急激に塑性化していることから示されている。よって、モデル(2)は、圧縮部材の座屈に加え、ねじれ挙動によって塑性後の早い段階で構造的に不安定となると推察される。

モデル(3)に関し、図 13、図 14 と塑性域である図 24、図 25 を比較すると、A2 側の支点部付近の下弦材の相当応力分布が広がっているのが見て取れる。本モデルは片持ち梁のような二次モードの曲げ変形が固定端となる A2 側の支点部付近に生じるが、図 24 を見ると圧縮側(A2 上流側)となる下弦材にのみ座屈が生じおり、最終的に塑性ヒンジのような挙動が片側だけの下弦材に生じてしまうため、構造的に不安定となると推察される。

4.2.3 高さ方向

鉛直方向変位モデル(4)に関し、塑性域における相当応力分布図を斜め下から見た図を図 26 に、図 26 の赤枠に示す位置の拡大図を図 27 に示す。

鉛直方向モデルの弾性域である図 17 と図 18 を塑性域である図 26、図 27 で比較すると、降伏応力に達している箇所が支間中央部へと広がっていく下弦材([1]~[3]、[6]~[8])が、他の変

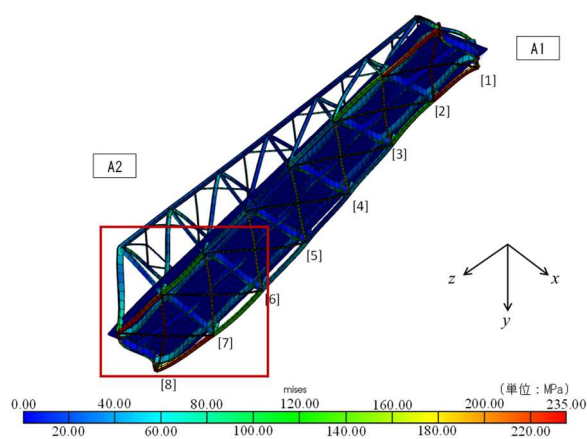


図 22 塑性域におけるモデル(1)の相当応力分布

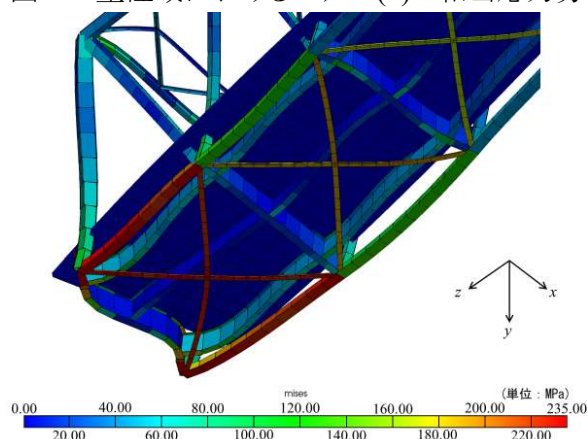


図 23 図 22 の赤枠で示す位置の拡大図

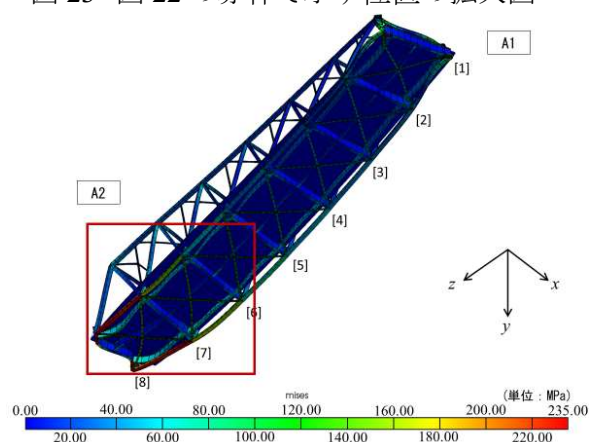


図 24 塑性域におけるモデル(3)の相当応力分布

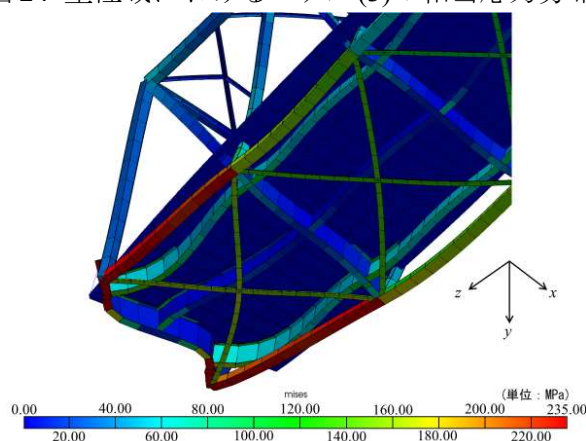


図 25 図 24 の赤枠で示す位置の拡大図

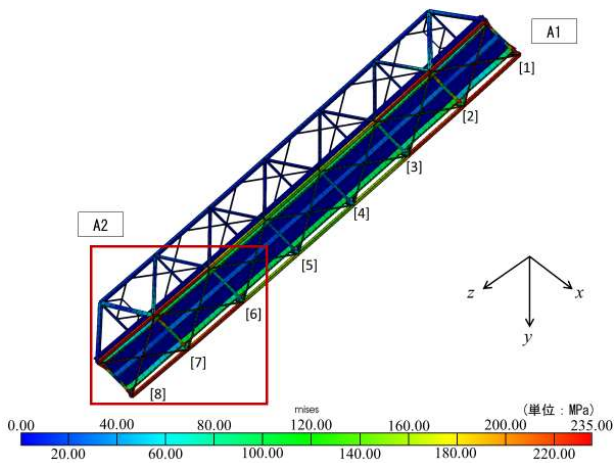


図 26 塑性域におけるモデル(4)の相当応力分布

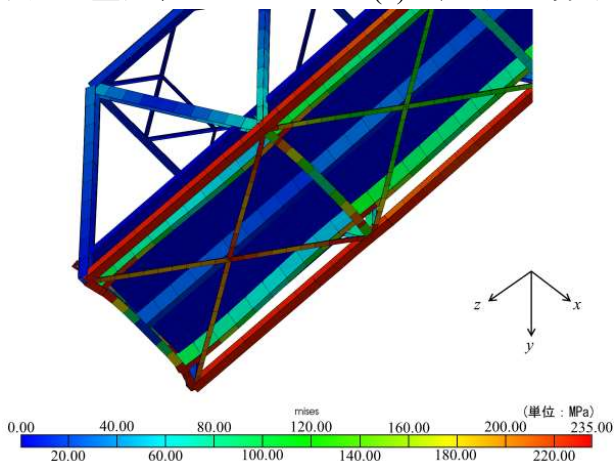


図 27 図 26 の赤枠で示す位置の拡大図

位方向モデルとは異なり、座屈挙動は見られず、構造的に不安定になった原因は他のモデルとは異なる。本モデルの場合、A1 側が上方に変位すると、当然 A2 側が負担する自重が大きくなる。よって、2.5m を超える変位が生じた後、A2 側の下弦材が自重に耐えきれなくなり、最終的に構造的に不安定となると推察される。また、構造的に不安定になるまでは、座屈挙動が生じないので、他のモデルと加えて靱性が高くなったと考えられる。

5 まとめ

本研究では、ワーレントラス橋を対象とし、地盤変動によってアバットが滑動した場合、どのような変形挙動と応力分布が生じるのかを 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、降伏に至るまでの変位量と、降伏する部材を調べ、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、降伏後の変形挙動や靱性を照査した。以下に得られた知見を示す。

- ・変位方向の違いにかかわらず、いずれのモデルも下弦材が最初に降伏に至った。また、橋軸方向、橋軸直角方向、高さ方向のそれぞれに単独方向の変位を与えたモデルどうし比較すると、橋軸方向変位モデル>橋軸直角方向変位モデル>鉛直方向変位モデルの順で降伏した。特に、橋軸方向変位モデルの許容変位は 0.04m と極めて小さいものとなった。鉛直方向変位モデルは、A2 側の支承を支点に回転し、2m を超える変位までトラスの形状を保つため、最も許容変位量が大きくなることが明らかとなった。

- ・降伏する際の変形挙動は、橋軸方向変位モデルは、下弦材の支間中央付近から A1 側と A2 側で対称となる大きな変形が見られ、局所的な座屈挙動を示した。橋軸方向変位を拘束した橋軸直角方向モデルは、橋全体がラーメン構造のような二次モードの変形挙動を示した。橋軸方向変位をフリーとした橋軸直角方向モデルは、橋全体が片持ち梁のような一次モードのような変形挙動を示した。鉛直方向モデルは、トラス橋全体が回転するような挙動を示すが、橋軸方向変位を拘束した場合、支点部付近の下弦材に引張力が生じる変形挙動を示した。

- ・各モデルの弾性域における変形挙動と、塑性域における変形挙動を比較すると、いずれのモデルも降伏箇所の変形が進行し、最終的に構造的に不安定となることが示された。

- ・各モデルの靱性の度合いを示す、構造的に不安定になる変位量を降伏応力が主部材に生じる時の変位量で除した値と比較すると、橋軸方向変位モデルと橋軸直角方向変位モデルは 1.1 程度の値となり、比較的靱性が高い鉛直方向変位モデルであっても 1.25 程度であった。よって、今回解析を行った全てのモデルにおいて、降伏後から構造的に不安定となるまでの許容変位が小さく、地盤変動時のトラス橋は靱性が低いことが明らかとなった。

参考文献

- [1] “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”, (公社)土木学会, 地震工学委員会, (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 (2018), pp.381/394
- [3] 星隈順一, 今村隆浩, 西田秀明: “阿蘇大橋(仮称)の計画及び設計における地盤変状の影響への配慮”, 第22回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, (2019), pp85/90
- [4] “平成28年(2016年)熊本地震土木施設被害調査報告”, 国土技術政策総合研究所資料第967号, 土木研究所資料第4359号, (2017)
- [5] “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”, (公社)土木学会, 地震工学委員会, (2018)
- [6] 佐々木智大, 藤倉修一, 泰吉弥: “熊本地震における扇の坂橋の被害分析及びその再現解析”, 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, (2017), pp223/230
- [7] 葛西昭, 吉塚卓史, 牛塚悠太: “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”, 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, (2017), pp449/456
- [8] 本橋英樹, 野中哲也, 馬越一也, 中村真貴, 原田隆典: “熊本地震の断層近傍における地震動と橋梁被害の再現解析”, 構造工学論文集, Vol.63A(2017), pp339/352
- [9] 藤倉修一, 佐々木智大, 本橋英樹, 野中哲也: “熊本地震で被災した山岳部曲線橋の被害分析および再現解析”, 構造工学論文集, Vol.63A(2018), pp250/261
- [10] 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)
- [11] “道路橋示方書・同解説 I 共通編”, (公社)日本道路協会(2017), p.131
- [12] “道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編”, (公社)日本道路協会(2017), p.4
- [13] “SeanFEM Ver 1.22 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)
- [14] 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”, 令和元年度技術研究発表会, 土木学会東北支部, (2020)
- [15] 松井友希, 千田知弘, 馬越一也, 崔準祐: “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)