

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

星宮 魁人¹・千田 知弘²・馬越 一也³・松井 友希⁴・崔 準祐⁵

¹ 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一丁目 13-1）

² 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一丁目 13-1）

³ 正会員 株式会社地震工学研究開発センター 解析技術センター
（〒810-0003 福岡県福岡市中央区春吉 3-21-19）

⁴ 学生会員 東北学院大学大学院 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一丁目 13-1）

⁵ 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 関西支社 新名神大津事務所 甲賀東工事区
（〒520-0032 滋賀県大津市観音寺 18-1）

1. はじめに

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、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^{1),2)}を比較し、得られた知見を道路橋示方書にフィードバックさせる取り組みを行っている。検討を進める中、熊本地震で多く見られた地盤変動による橋梁被害³⁻¹²⁾の対策に関し、道路橋示方書を含め、いずれのコードにも具体的な記述がなされていないことが分かってきた。これは、断層を避けて架設計画を行うことが前提にあるためと推察されるが、阿蘇大橋が崩落後に、橋直下に断層が存在していたことが示されるなど、上記前提のみの対策では不十分である可能性は否定できない。よって、地盤変動が生じた際に橋梁に生じ得る損傷への対策もまた講じていく必要があるといえる。

一方、熊本地震においては、中間支点の沈下といった特殊な例¹³⁾を除き、地盤変動で甚大な損傷を生じたトラス橋の報告は無い。これは地盤変動に対してトラス橋が強いのではなく、単にトラス橋周辺で地盤変動が生じなかったと考える方が妥当である。逆に言えば、トラス橋周辺で地盤変動が生じた際、どのような挙動を示し、どのような損傷が生じ得るかのデータが得られておらず、また、検証の機会が設けられてこなかったことを意味する。

そこで本研究では、地盤変動が生じた際にトラス橋に生じる損傷を照査する基礎研究として、ワーレントラス橋を対象とし、地盤変動を模した強制変位を支承に与えた FEM 解析による弾塑性解析を行い、地盤変動によるトラス橋の損傷・挙動特性を評価した。具体的には、トラス橋に単独方向変位をそれぞれ組み合わせた複合方向の強制変位を与え、降伏応力が生じるまでの強制変位量および変形挙動、構造的に不安定になった際の変形挙動および靱性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¹²⁾の側面図を図-1 に、正面図を図-2 に、上面平面図および下面平面図を図-3 に、主構の断面配置図を図-4 に示す。本研究では既報¹⁴⁻¹⁶⁾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。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た。また、図-3 に示すように下弦材の A1 側の端部の格点を[1]、A2 側の端部の格点を[8]とした上で、各格点部に[1]～[8]の番号を順に振った。

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

とした。

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した。

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した。I 型断面は幅 180~250mm×厚さ 9~15mm の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した。この断面構成は上弦材や下弦材とは逆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 L 型断面で構成される構造とした。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、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した。

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とした。

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した。

縦桁は図-2 の正面図に示す位置に計 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する構造とした。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した。

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した。横桁は縦桁と同様に床版に合成し、下弦材の各格点部に計 8 本配置した。

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、縦桁および横桁によって支持される構造とした。

3. FEM解析モデルおよび境界条件パラメータ

本研究では、熊本地震の報告書¹⁰⁾でも多く使用された汎用有限要素法解析ツール SeanFEM¹⁷⁾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

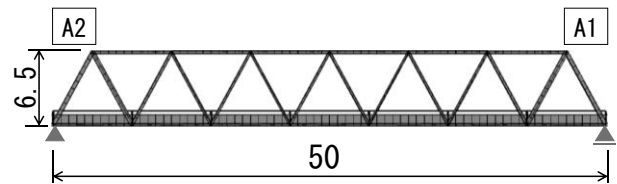


図-1 側面図 (単位 : m)

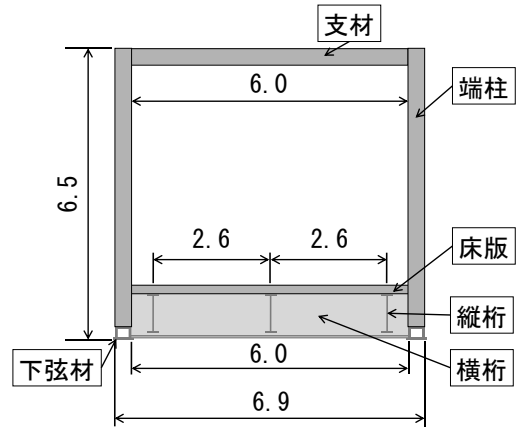


図-2 正面図 (単位 : m)

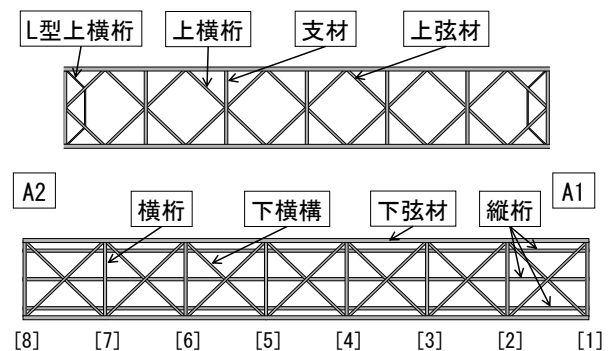


図-3 上面平面図および下面平面図

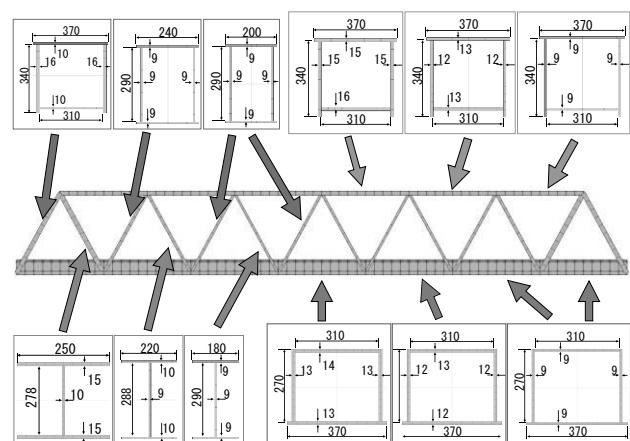


表-1 解析に用いた各材料定数

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

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	(1)	○	○	強制変位	○	○	○
橋軸直角方向	x方向	(2)	強制変位	○	○	○	○	○
高さ方向	y方向	(3)	○	強制変位	○	○	○	○
複合方向	x方向+z方向圧縮	(4)	強制変位	○	強制変位	○	○	○
	y方向+z方向圧縮	(5)	○	強制変位	強制変位	○	○	○
	xy方向	(6)	強制変位	強制変位	○	○	○	○
	xy方向+z方向圧縮	(7)	強制変位	強制変位	強制変位	○	○	○

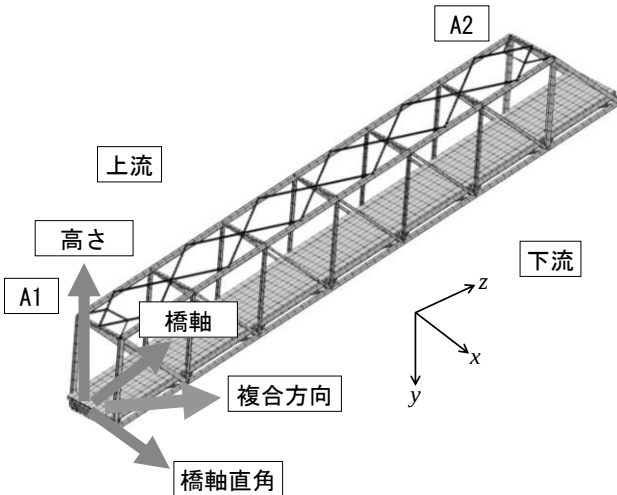


図-5 要素分割図と座標軸および強制変位の方法

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-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 軸を取った。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 0.3~0.8m とし、全節点数 2692、全要素数 2913 として解析を行った。

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た。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¹⁴⁻¹⁶⁾に倣い、支承に与える強制変位は A1 側の支承のみとした。
- ・地盤変動による変位は、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した（図-5）。
- ・複合方向変位の組み合わせは無限に存在するため、本研究では二つ以上の変位を組み合わせた場合は、各方向に同じ変位量が加わると仮定して解析を行った。
- ・高さ方向変位を含む複合方向変位に関しては、A2 側の支承の橋軸方向変位を拘束していないモデルは

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	(1)	0.040	上下流[1], [8]
橋軸直角方向	x方向	(2)	0.200	上流[1], 下流[8]
高さ方向	y方向	(3)	2.000	上下流[1], [8]

回転挙動を示すために応力が生じないことが既報¹⁶⁾より分かったため、本研究では橋軸方向の変位を拘束した場合のみを検討した。

上記の 4 条件を基とし、支承に対しての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。表-2 中では、拘束を○で表記した。

支承のモデル化に際しては、ばね要素を用いてモデル化した。ばね定数に関しては、変位拘束する場合は $1 \times 10^4 \text{GPa}$ とし、拘束しない場合は $1 \times 10^{-12} \text{GPa}$ とした。なお、橋軸直角方向に強制変位が入るモデルに関しては、A1 側の z 変位を拘束した方がより下弦材に高い応力が生じるため、本論文では A1 側の z 変位も拘束した。また、本研究では本来ローラー支承である A1 側の支承の橋軸方向変位を拘束したモデルを全てピン支承と仮定し検討した。

支承に与える境界条件は、x 方向（橋軸直角方向）、y 方向（高さ方向）、z 方向（橋軸方向）の各方向の変位を拘束することで与えることとした。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。

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。

4. 解析結果および考察

(1) 降伏応力に達する強制変位量の比較

a) 単独方向モデル

単独方向モデルに関して、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）と最大相当応力位置を示した表を表-3 に、橋軸方向モデルであるモデル(1)の相当応力分布図を図-6 に、軸方向応力分布図を図-7 に、橋軸直角方向モデルであるモデル(2)の相当応力分布図を図-8 に、軸方向応力分布図を図-9 に、高さ方向モデルであるモデル(3)の相当応力分布図を図-10 に、軸方向応力分布図を図-11 に示す。以降、本論文の図に関しては、高さ方向モデルに関しては変形倍率を 10 倍、その他のモデルに関しては 100 倍として表示し、視認性を高めている。

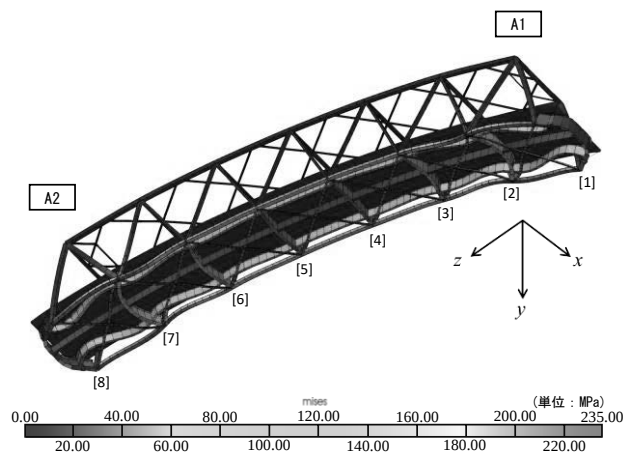


図-6 モデル(1)の相当応力分布

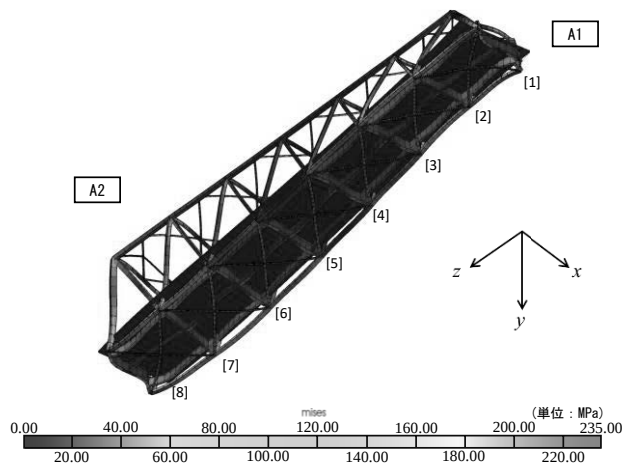


図-8 モデル(2)の相当応力分布

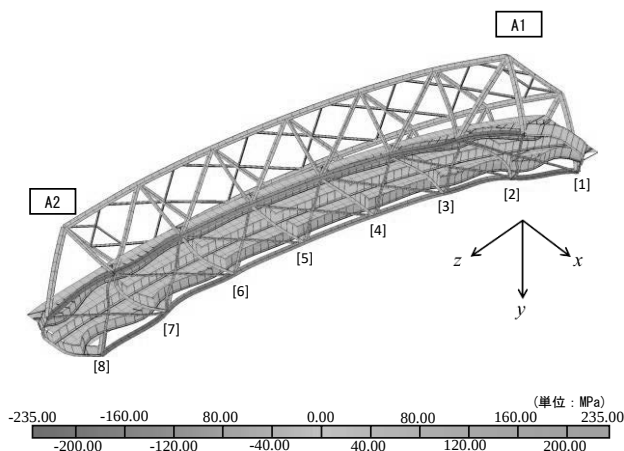


図-7 モデル(1)の軸方向応力

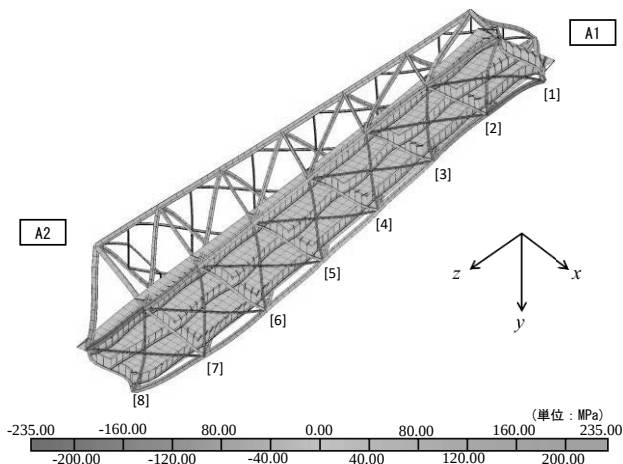


図-9 モデル(2)の軸方向応力

単独方向モデルの詳細は、既報¹⁶⁾に記されているためここでは詳細は省くが、以下のような知見が得られた。

- ・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、表-3に示すように橋軸方向モデル>橋軸直角方向モデル>高さ方向モデルの順で降伏した。特に、橋軸方向モデルの許容変位は0.04mと極めて小さいことが示された。
- ・橋軸方向モデルの許容変位が僅か0.04mとなった理由として、図-6に示すように支点部付近の2径間分の下弦材の局所座屈が挙げられる。本モデルの場合、図-7に示すように、下弦材には単純圧縮のみが加わるが、断面に対して軸長が長いために座屈が生じやすい。加えて、図-2に示すように支点付近の断面が支間中央より小さいため、支点部付近により局所座屈が生じやすい構造となっている。よって、橋軸モデルの許容変位が著しく小さいものとなることが示された。

- ・橋軸直角方向モデルは、橋軸方向モデルの許容変位量より5倍程度大きい0.20mとなった。本モデルの場合、トラス橋全体に曲げ変形が生じるが、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(図-8)、橋軸方向モデルに比べ許容変位が大きくなったと推察される。しかし、図-9に示すようにA1側上流、A2側下流に圧縮応力生じ、逆にA1側下流、A2側上流に引張応力が生じるため、点対称となる挙動となり、ねじれ挙動が生じることで、構造的に不安定になり易い挙動につながることを示された。

- ・高さ方向モデルは、全モデルの許容変位で最も大きい2.0mとなった。本モデルの場合、橋全体が回転挙動を示し曲げ挙動が生じない(図-10)ことに加え、下弦材には引張挙動のみが生じる(図-11)ため、座屈挙動が生じず許容変位が大きくなることを示された。

b) 複合方向モデル

表-3に複合方向のデータを加えた表を表-4示す。表-4を見ると、モデル(1)とモデル(5)、モデル(2)とモデル(6)、モデル(4)とモデル(7)の許容変位がそれぞれ同じ値となっている。これは、前節で示したように、高さ方向のモデルの場合、橋全体が回転挙動を示すため、許容変位が0.1m程度であれば殆ど応

表-4 単方向モデルと複合方向モデルの比較
(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	(1)	0.040	上下流[1], [8]
橋軸直角方向	x方向	(2)	0.200	上流[1], 下流[8]
高さ方向	y方向	(3)	2.000	上下流[1], [8]
複合方向	x+z方向圧縮	(4)	0.031	上流[1], 下流[8]
	yz方向	(5)	0.040	上下流[1], [8]
	xy方向	(6)	0.200	上流[1], 下流[8]
	xy+z方向圧縮	(7)	0.031	上流[1], 下流[8]

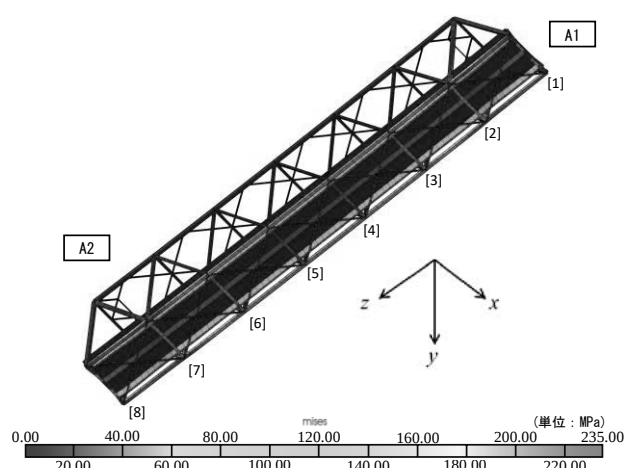


図-10 モデル(3)の相当応力分布

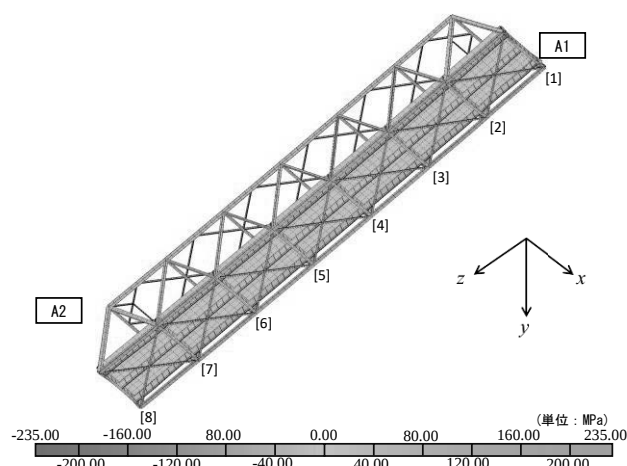


図-11 モデル(3)の相当応力分布

力が生じないため、高さ方向のパラメータのあるモデルに影響がでなかったためである。高さ方向のパラメータの無い橋軸方向と橋軸直角方向の複合方向モデル(4)の相当応力分布図を図-12 に、軸方向応力図を図-13 に、図-13 の四角の枠で示す位置の拡大図を図-14 に示す。

表-4 においては、モデル(4)の許容変位が最も小さい値となった。弾性領域では、応力分布は各方向

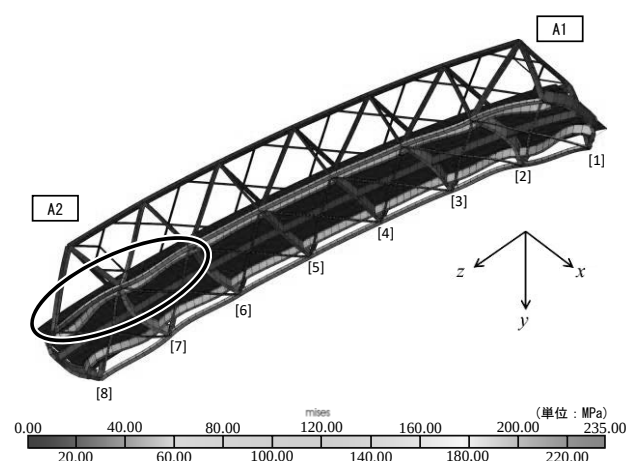


図-12 モデル(4)の相当応力分布

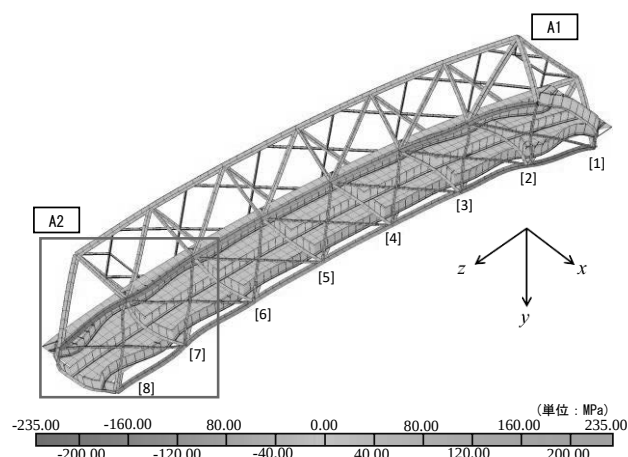


図-13 モデル(4)の軸方向応力

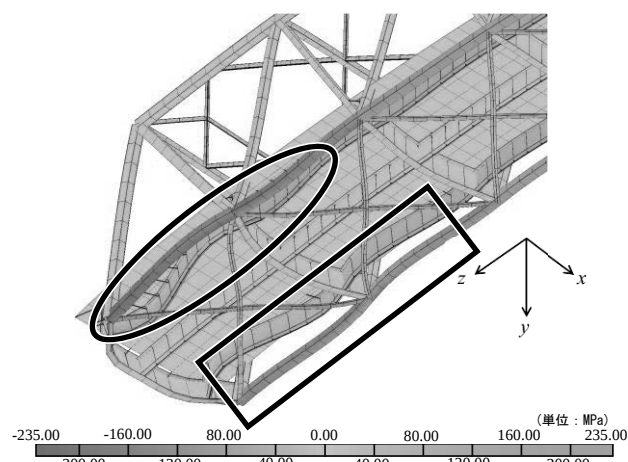


図-14 図-13 の赤枠で示す位置の拡大図

モデルの重ね合わせとなるため、最も許容変位が小さい橋軸方向モデルに橋軸直角方向モデルの応力が加わる分、最も小さい値となるためである。変形挙動は、橋軸方向モデルの影響が強く出ており、例えば、図-12 の円内では外側に面外座屈しているが、この挙動は図-7 と同じであり、内側に面外座屈する図-9 とは逆の挙動となる。また、図-14 の四角内

表-5 降伏後に構造的に不安定となる強制変位量
(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	(1)	0.040	0.045	1.125
橋軸直角方向	x方向	(2)	0.200	0.220	1.100
高さ方向	y方向	(3)	2.000	2.500	1.250

表-6 複合方向における降伏後に構造的に不安定となる強制変位量 (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	
複合方向	x方向+z方向圧縮	(4)	0.031	0.059	1.903
	yz方向	(5)	0.040	0.045	1.125
	xy方向	(6)	0.200	0.210	1.050
	xy方向+z方向圧縮	(7)	0.031	0.059	1.903

では図-7 で圧縮となる箇所、図-9 の引張挙動が加わるので図-13、図-14 に示すように応力が減少し変形も小さくなる。この橋軸方向と橋軸直角方向の複合方向もまた、点対称となる挙動が生じるため、降伏後に構造的に不安定になり易い挙動につながることも可能性が示唆された。

(2) 塑性域における各モデルの挙動

a) 単独方向モデル

単独方向モデルに関して、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-5 に示す。表中の構造不安定/降伏の値は、主部材が塑性後に構造不安定となるまでの靱性の度合いを示す。

4. (1) と同様に既報¹⁶⁾に記されているためここでは詳細は省くが、以下のような知見が得られた。

- ・いずれのモデルも降伏個所の変形が進行し、最終的に構造的に不安定となった。
- ・橋軸方向モデルと橋軸直角方向モデルの、構造不安定/降伏で比較すると、どちらのモデルも 1.1 程度の値となり、靱性はどちらも同程度あり、かつ靱性が極めて低いことが示された。
- ・弾性域において最も靱性が高いモデルの高さ方向モデルの構造不安定/降伏は 1.25 程度であった。

b) 複合方向モデル

複合方向モデルに関して、降伏後に構造的に不安定となる強制変位量と構造不安定/降伏の値を表-6 に示す。

表-6 中の高さ方向が加わる複合方向モデル(5)、(6)と表-5 中の単独方向モデルの(1)、(2)の構造不安定/降伏を比較すると 4. (1) の a) で示した通り、降

伏後も高さ方向変位の影響を受けていないことが示されたため、詳細は割愛する。また、(7)に関しても(4)に高さ方向が加わったモデルであり、同様に高さ方向変位の影響を受けていないため、(4)のモデルについてのみ考察する。

モデル(4)の降伏に至るまでの変位量は、全モデル中最も小さい 0.031m を示した（表-5、表-6）が、構造的に不安定となる変位量は橋軸方向モデル(1)より大きい値（0.059m）を示し、靱性が高くなっている。また、モデル(4)の構造不安定/降伏の値は 1.903 なるが、この値はモデル(1)の約 1.3 倍、モデル(2)の約 1.5 倍にもなる。これらの数値を見る限り、橋軸方向モデルに橋軸直角方向の挙動が加わると靱性が向上するように見える。実際にどのような挙動が生じているのかを、応力分布図で検討していく。

塑性域における橋軸方向と橋軸直角方向の複合方向モデル(4)の構造的に不安定となる直前の相当応力分布図を図-15 に、軸方向応力分布図を図-16 に、図-16 の赤枠で示す位置の拡大図を図-17 に、橋軸方向モデル(1)の軸方向応力分布の A2 側の拡大図を図-18 に、橋軸直角方向モデル(2)の軸方向応力分布の A2 側の拡大図を図-19 に示す。

図-15 を見ると、A1 側、A2 側ともに支点から 2 径間分の下弦材に、大きな相当応力と変形が生じていることが分かる。特に、A2 側上流と A1 側下流の 1 径間分に極めて大きな局所座屈が生じている。この時点で構造的に不安定とならない理由は、比較的変形が小さい A2 側下流と A1 側上流の下弦材で支持されているためである。図-16 と図-17 とで軸方向応力の分布を確認すると、極めて大きい変形が生じている A2 側上流と A1 側下流だけでなく、比較的変形が小さい A2 側下流と A1 側上流にも降伏応力に近い圧縮応力が生じており、0.059 m を超える変位が生じると図-17 の四角で示した位置も降伏に至り構造的に最終的に不安定になると考えられる。このような挙動が生じた理由を図-18 と図-19 で検討すると、橋軸方向の変位が生じた場合には、支点側の 2 径間分の下弦材に局所座屈が生じる（図-18）が、橋軸直角方向の変位が生じた場合、円で示す位置に圧縮応力が生じて、四角で示す位置には引張応力が生じる（図-19）。この挙動が同時に生じる場合、A2 側上流は座屈が進行し、A2 側下流は引張応力が生じる分、圧縮応力は減少し座屈する応力に達するのが抑制されると推察される。

以上より、橋軸方向と橋軸直角方向の複合方向モデルは、重ね合わせで降伏に至るまでの許容変位が低くなるが、点対称の挙動を示す橋軸直角方向モデルの特徴によって靱性は向上する。しかし、構造的

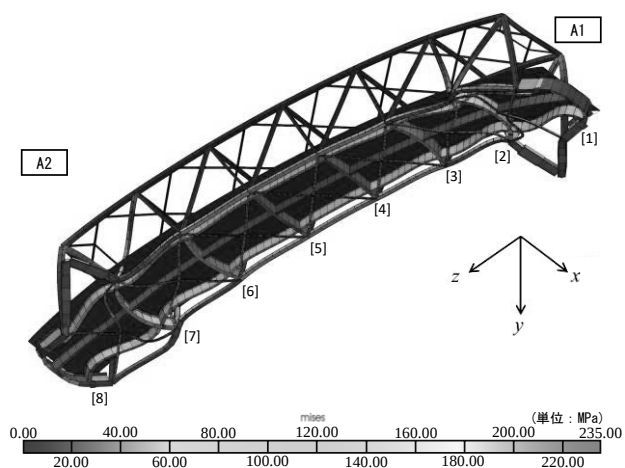


図-15 塑性域におけるモデル(4)の相当応力分布

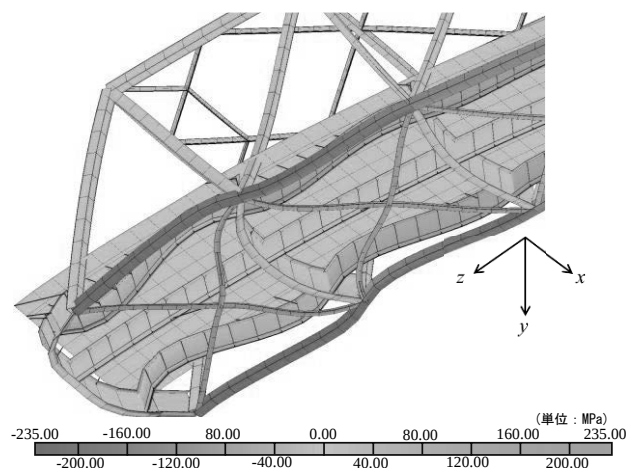


図-18 塑性域におけるモデル(1)の軸方向応力分布の A2 側の拡大図

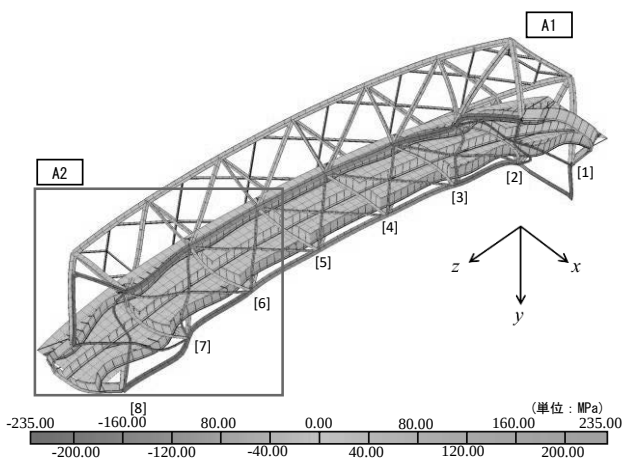


図-16 塑性域におけるモデル(4)の軸方向応力分布

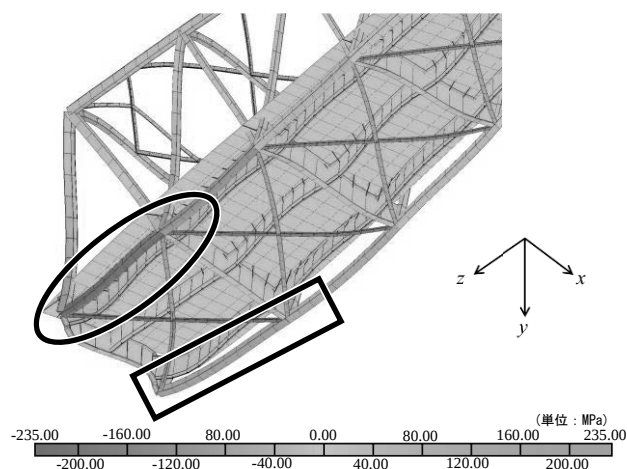


図-19 塑性域におけるモデル(2)の軸方向応力分布の A2 側の拡大図

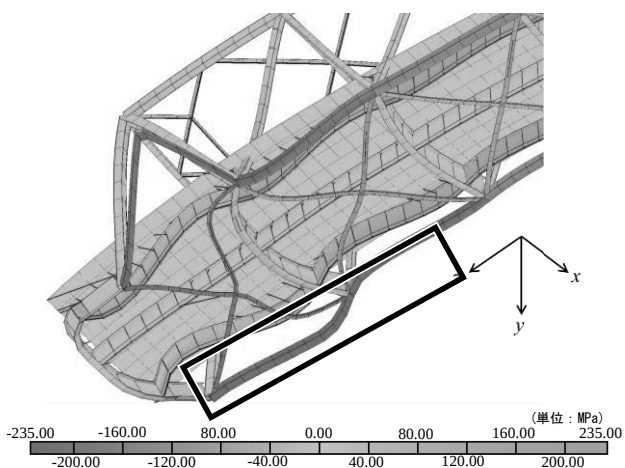


図-17 図-16 の赤枠で示す位置の拡大図

に不安定となるまでの許容変位は、橋軸方向モデルに次いで低い。よって、橋軸方向の強制変位が生じた場合、最もトラス橋に甚大な損傷を与え得ることが示された。

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複合方向へ滑動した場合、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。以下に得られた知見を示す。

- ・高さ方向変位が加わる複合方向モデルは、弾性域、塑性域に関わらず、地盤変動の影響が極めて小さい。よって、高さ方向変位成分が加わる複合方向モデルは、それぞれ高さ方向の変位を除いたモデルの挙動と一致することが示された。

- ・単独方向モデルも含めた全モデルの中で最も早く降伏に至ったのは、橋軸方向と橋軸直角方向の複合方向モデルであった。これは、圧縮応力が重ね合わせになるため、早い段階で座屈が進行するためである。

- ・許容変位が最も小さくなる橋軸方向と橋軸直角方向の複合方向モデルであるが、全モデルの中で降伏してから構造的に不安定になるまでの靱性が最も高いことが示された。これは、橋軸直角方向モデルの

特徴である，引張応力と圧縮応力が点対称に分布することが影響しており，支点部に近い 4 箇所の下弦材の内，2 箇所の下弦材の座屈が引張応力によって抑制され，橋梁全体を 2 か所で支持するためと推察された．しかし，構造的に不安定となる変位量は，橋軸方向モデルの次に低く，極めて小さい値となる．よって，どのような複合方向変位が生じてても，橋軸方向変位成分が加われば，最もトラス橋に甚大な損傷を与えることが示された．

・本研究で用いたモデルに関して，床版が弾性体である点，地盤変動による支承の回転拘束など，今回の解析で検討していないパラメータによって，橋梁全体としての機能を失うことも考えられる点は，今後検討する余地がある．

参考文献

- 1) (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.
- 2) 道路橋示方書・同解説I共通編，(公社) 日本道路協会，p.131，2017.
- 3) (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.
- 4) 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.
- 5) 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，pp.85-90，2019.
- 6) 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.
- 7) (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報告書，2018.
- 8) 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，pp.223-230，2017.
- 9) 葛西昭，吉塚卓史，牛塚悠太：2016 年熊本地震における大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，pp.449-456，2017.
- 10) 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，pp.339-352，2017.
- 11) 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，pp.250-261，2018.
- 12) 橋善雄，（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.
- 13) (社) 日本橋梁建設協会：熊本地震橋梁被害報告書，p.38,39，2016.10.
- 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.
- 16) 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，
- 17) 株式会社耐震解析研究所（現：地震工学研究開発センター）：SeanFEM Ver 1.22 理論マニュアルと検証，2007.