

アバットが滑動した際に生じ得る ワーレントラス橋の損傷に関する 数値解析的検討

千田 知弘¹・中沢 正利²・若槻 直暉³・馬越 一也⁴・松井 友希⁵

¹正会員 東北学院大学准教授 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(Corresponding Author)

²正会員 東北学院大学教授 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: naka@mail.tohoku-gakuin.ac.jp

³学生会員 東北学院大学 4年 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: s1944213@g.tohoku-gakuin.ac.jp

⁴正会員 株式会社地震工学研究開発センター
(〒810-0004 福岡県 福岡市中央区 渡辺通 4-6-20 星野ビル 7F)
E-mail: magoshi@eerc.co.jp

⁵正会員 (前)東北学院大学 工学部環境建設工学専攻 (研究当時)
(現)大日本コンサルタント株式会社 構造耐震技術センター 耐震保全技術室
(〒541-0058 大阪市中央区南久宝寺町 3-1-8 MPR 本町ビル 4F)
E-mail: matsui_tomoki@ne-con.co.jp

2016年4月に発生した熊本地震においては、地盤変動に起因するアバットの滑動によって、崩落や架け替えに至った上路式鋼アーチ橋の事例が報告されたが、同じ軸受部材から構成されるトラス橋に関する崩落等の報告は皆無であった。しかし、ワーレントラス橋を対象とし、地盤変動時に生じ得る挙動をFEM解析で検討した所、下弦材が圧縮方向に強制的に変位させられた場合、甚大な損傷を生じ得ることが分かってきた。

そこで本研究では、地盤変動によってアバットが滑動し、パラペットが下弦材と衝突した後、下弦材を圧縮側となる橋軸方向、橋軸直角方向、それらを組み合わせた複合方向に変位・変形させた場合、どのような損傷がワーレントラス橋に生じ得るのか、構造の安定性が確保されるのかを、FEM解析による弾塑性解析で静的に検討した。

Key Words: warren truss bridge ,ground defomation, seismic response analysis,FEM

1. はじめに

2016年4月に発生した熊本地震においては、断層に起因する地盤変動によってアバットが滑動し、崩落や架け替えに至った事例として上路式鋼アーチ橋の事例¹⁾³⁾が数件報告された一方、同じ軸受部材から構成されるトラス橋に関しては、そもそも被害報告が著しく少なく、中間支点の沈下によって甚大な損傷が生じた事例⁴⁾はあるものの、アバットの滑動に起因する損傷事例は報告されていない。しかし、地盤変動が橋梁に甚大な損傷を与え

得ることが広く認知されたのは、阿蘇大橋が地盤変動によって崩落した可能性が示唆された2017年以降のことであり、2016年当時、土木技術者の地盤変動に対する関心度は極めて低く、地盤変動に着目したトラス橋の被害調査は実施されていないことに留意が必要である。つまり、トラス橋周辺で地盤変動が生じず被害が生じなかったのか、地盤変動が生じていたにもかかわらず、トラス橋の構造自体に地盤変動による影響を減衰させる何らかの効果があったのかは明らかにされておらず、不明なままであるというのが実情である。

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、その前身の小委員会・熊本地震による橋梁の被害分析 WG で阿蘇大橋崩落に対する地盤変動の影響を照査して以来、地盤変動時に各橋梁形式に生じ得る挙動と損傷の照査を継続的に実施している。これは、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編⁹⁾において、「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」とあるように、地盤変動による橋梁への影響が未だ十分に明らかにされておらず、今後明らかにしていかななくてはならない必然性があるためである。

上記背景の元、著者らは、トラス形式の中でも日本国内で最も供用されているワーレントラス橋を対象とし、地盤変動によってワーレントラス橋に生じ得る挙動と損傷に関する照査を、FEM 解析による弾塑性静的解析および地震応答解析で実施してきた⁶⁻¹³⁾。

研究のストラテジーの第一段階としては、トラスの全部材をファイバー要素、床版を弾性はり要素で簡易的にモデル化し計算コストを抑え、支承に与える強制変位量や方向をパラメータ化して与えるといった、より多くのケースを検討することに主眼を当てた研究を進めてきた。これまでの成果として、強制変位の方法によっては、下弦材にわずかに数十 mm オーダーの圧縮側の強制変位が生じただけで降伏する箇所が現れること、降伏後から構造的に不安定になるまでのじん性に大きな差が見られること、強制変位を初期不整として与えた後に地震応答解析を行うと、わずかな強制変位量であっても、構造の安定性に著しく影響することなどが明らかとなってきた。解析上、構造的に不安定となり得る強制変位量は最大でも数百 mm オーダー程度であるが、この値は実橋でも実際に生じる可能性が十分にあり得、地盤変動がトラス橋の損傷、構造不安定性にクリティカルに作用し得ることは明らかであり、より詳細な照査の必要性が認められた。

そこで本研究では、研究のストラテジーの第二段階として、第一段階の解析で大変形が生じた箇所および相当応力の卓越が見られた箇所の部材をシェル要素に変更すると共に、実橋の床版が有する板効果を考慮するため、床版を積層タイプの弾塑性シェル要素に変更し、改めて地盤変動によって生じるアバットの滑動が、ワーレントラス橋に与える損傷を詳しく照査していくこととした。具体的には、橋軸方向、橋軸直角方向のそれぞれ単独方向に強制変位を与えた解析を実施し、それぞれの特徴を把握した上で、実橋で実際に生じ得る橋軸直角方向に対して 30° 、 45° 、 60° となるように複合方向の強制変位を与えた解析を実施し、それぞれのケースで生じる挙動や損傷の傾向や相当応力分布などを照査した。

2. 構造諸元

対象とするワーレントラス橋¹⁴⁾の側面図を図-1に、正面図を図-2に、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⁶⁻¹³⁾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。A1 側をローラー支承、A2 側をピン支承とした。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 [2] ~ [7] の番号を順に振った。

構造諸元および部材断面の諸元は文献⁶⁻¹³⁾に詳しく記されているため、ここでは詳細は省略する。

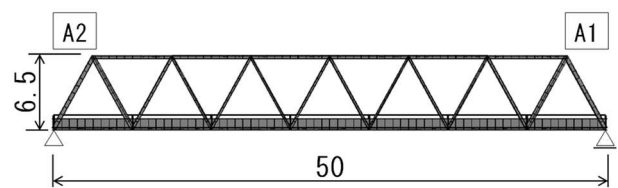


図-1 側面図

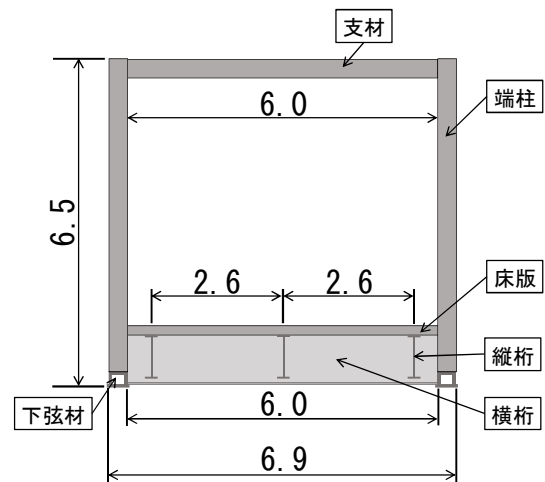


図-2 正面図 (単位 : m)

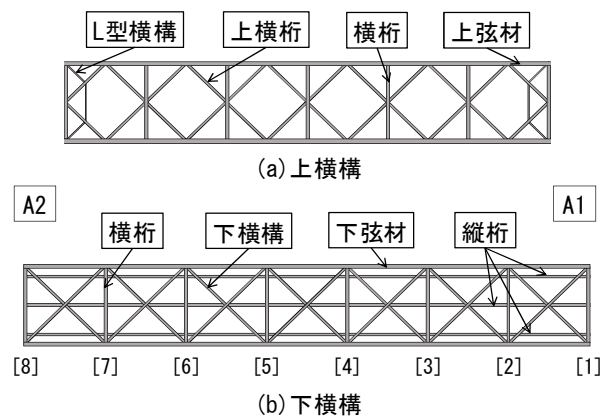


図-3 平面図 (上図 : 上横構配置, 下図 : 下横構配置)

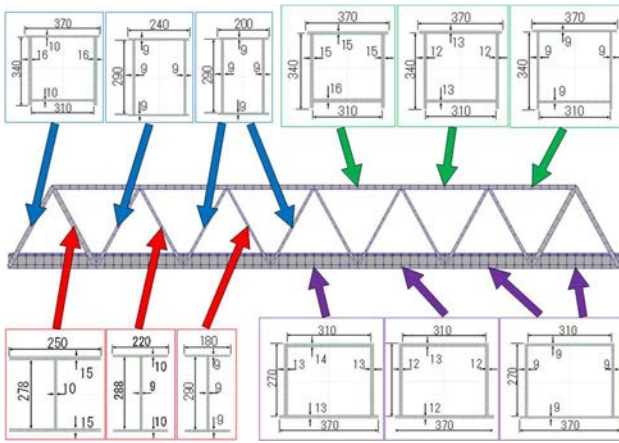


図4 トラス主構の断面配置図 (単位 : m)

3. FEM 解析モデルおよび各解析条件

本研究では、地盤変動によってアバットが滑動し、ワーレントラス橋の下弦材に強制変位が作用する事象を想定しているが、実際にどのように強制変位が作用するかは、各橋梁毎で異なる下弦材と橋台との遊間、鋼製支承かゴム支承かといった支承条件が大きく影響することは容易に推察される。例えば、ゴム支承の場合、変形能が遊間よりも大きい場合、下弦材に強制変位を与える対象はパラペットとなる。一方、鋼製支承の場合、アバットが滑動すれば下弦材に大きな強制変位を与える前にピン部が破壊すると思われるが、既報⁶⁾¹³⁾において、わずかな強制変位量であっても、下弦材に甚大な損傷を与え得ることが示されているため、ピン部が破壊する前に下弦材に損傷が生じる可能性は否定できない。これら橋梁毎に異なる条件を加味して地盤変動がワーレントラス橋に与える影響を検証することは極めて困難であり、効率的とは言えない。

よって本研究では、橋梁毎に異なる条件、つまりトラスの主構に強制変位が作用するまでのプロセスを省略し、トラスの主構に強制変位が作用すること自体の危険性をまず明らかにするとともに、どの方向にどれほどの変位が作用すれば、トラスの主構に損傷や構造的な不安定が生じ得るのかを明らかにしていくこととした。

得られた結果を基に、損傷を軽減、もしくは抑制し得るアバット周りの構造を将来的に検討していくことが、現実的であると判断した。

(1) FEM 解析モデル

本研究では、汎用有限要素法解析ツール Scan FEM^{注1)}を用い、FEM による弾塑性静的解析を行った。

本解析を実施するにあたり、トラス部材のモデル化に際しては、ファイバー要素とシェル要素を組み合わせでモデル化した。シェル要素を使用した部材を赤色の四角

表-1 解析に使用した各材料定数

部材	ヤング率E (GPa)	単位体積重量γ (kN/ m ³)	ポアソン比ν
鋼材+鉄筋	206.00	77.00	0.300
コンクリート	23.50	23.00	0.167

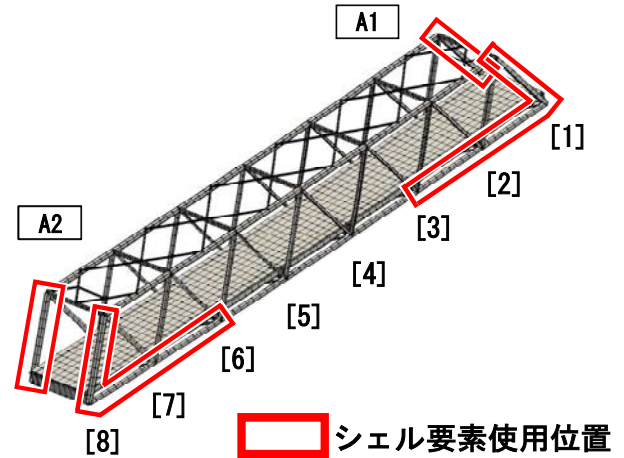


図-5 シェル要素の使用位置 (下弦材, 端柱)

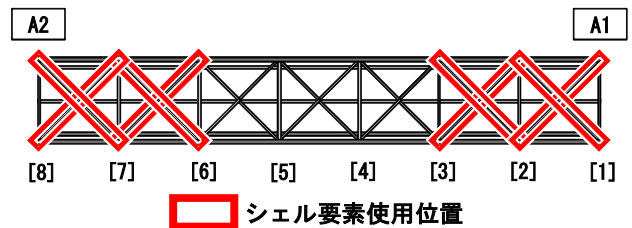


図-6 シェル要素の使用位置 (下横構)

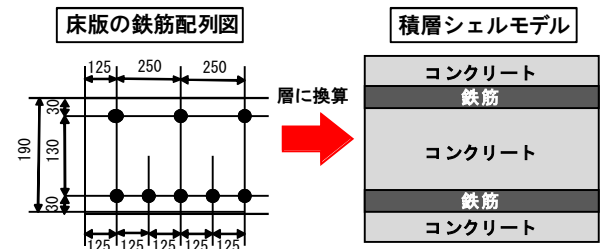


図-7 積層シェル要素のモデル化の一例 (単位 : mm)

枠で示した図を図-5 と図-6 に示す。各部材は、既報⁶⁾¹³⁾において、大変形が生じることが認められた部材である。床版のモデル化に際しては、図-7 に示すように、コンクリート層と鉄筋層から成る積層タイプの弾塑性シェル要素 (以後、積層シェル要素) でモデル化し、床版が有する板効果を考慮できるようにした。節点間距離は、変形量に応じて 0.08~0.8m と適宜調整し、全節点数 32164、要素数 3620 として解析を実施した。

支承のモデル化に際しては、ばね要素でモデル化し、変位を拘束する場合にはばね定数を 1×10^{10} kN/m とし、拘束しない場合には 1×10^6 kN/m とした。

使用した各材料の材料定数を表-1 に示す。鋼材は公称値を用い、コンクリートの材料定数は文献¹⁵⁾の値を参

考とした。鋼材の塑性に関しては、降伏点を 235MPa とする完全弾塑性でモデル化した。床版は、積層シェル要素の各層に Drucker-Prager のコンクリートおよび完全弾塑性型移動硬化則の鉄筋を考慮して非線形性を評価している。なお、Sean FEM では、自動で幾何学的非線形が考慮される設定となっている。

(2) 境界条件パラメータ

座標軸および強制変位方向を示した図を図-8 に示す。図-8 中に O で示した A1 側の支承間の中央位置に原点を取り、A1 側から A2 側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。また、A1 側を右岸、A2 側を左岸と仮定し、上流と下流を定義した。これは、橋軸直角方向に強制変位を与えたモデルの場合、橋梁全体にねじれが生じ、点対称の挙動を示すため、例えば、「A1 側下流と A2 側上流の下弦材が同じ挙動」といった説明が必要になってくるためである。

本研究では、境界条件および地盤変動を模した強制変位をパラメータとして支承に与えた。橋軸方向、橋軸直角方向にそれぞれ単独に強制変位を与えたモデルの境界条件と強制変位条件を表-2 に、橋軸方向変位と橋軸直角方向の変位が複合方向として x 軸に対して 30° 、 45° 、 60° となるように強制変位を与えたモデルの境界条件と強制変位条件を表-3 に示す。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た。表-2、表-3 中では、拘束箇所を○として表記した。表-3 においては、スペースの関係で A2 側の境界条件を省略しているが、表-2 中の A2 側の条件と同じである。回転拘束については、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拘束した。強制変位は、0.05~0.25mm を 1 ステップとして、解析が収束しなくなるまで与えた。なお、単独方向の変位は、橋軸直角方向に平行した断層が、橋軸方向の場合は逆断層型、橋軸直角方向の場合は

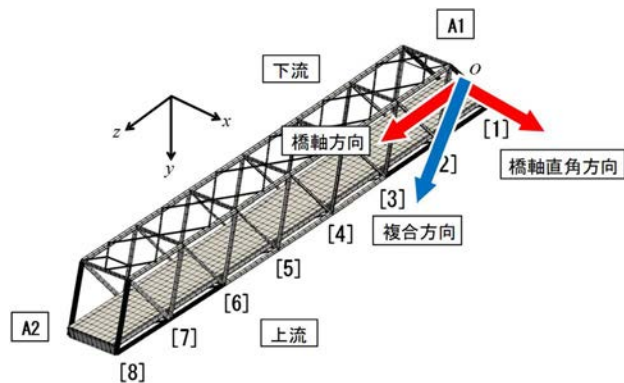


図-8 トラス主構の断面配置図 (単位 : m)

表-2 境界条件と強制変位条件 (単独方向モデル)

境界条件								
強制変位条件	強制変位付与方向	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	○	○	○	○	○

表-3 境界条件と強制変位条件 (複合方向モデル)

橋軸直角方向からの角度	A1		
	x	y	z
30°	強制変位	○	x の強制変位 $\times \sqrt{3}$
45°	強制変位	○	x の強制変位 $\times 1$
60°	強制変位	○	x の強制変位 $/\sqrt{3}$

ずれ断層型で生じ得るが、それらを想定した解析では無く、複合方向の変位によって生じる挙動が、どの方向の変位の影響を強く受けているのかを確認するために実施した。また、高さ方向の強制変位のモデルの解析を本研究では実施していないが、支承部が回転することによって、トラスの主構に大きな損傷が生じないことが明らかになっているためである⁹⁾。

本研究では、解析が収束しなくなった時点を構造的に不安定になったと位置づけた。ただし、解析が収束しなくなる直前のステップの挙動を照査し、降伏箇所が塑性ヒンジとなり、その箇所を起点としてねじれや回転挙動が生じ、構造工学的に十分に構造的に不安定であると判断できた場合のみとした。判断できなかった場合は、ステップ数や与える変位量を調整し、計算を繰り返した。

4. 解析結果および考察

(1) 単独方向に強制変位を与えたモデルの弾塑性解析結果

橋軸方向にのみ強制変位を与えたモデル（以後、橋軸方向モデル）と橋軸直角方向にのみ強制変位を与えたモデル（以後、橋軸直角方向モデル）における、主部材に降伏が生じた変位量と降伏が生じた部材を記した表を表-4 に示す。

降伏時の変位量を見ると、橋軸方向モデルでは 0.040m、橋軸直角方向モデルでは 0.200m と、極めて小さい強制変位量で降伏する部材が現れている。この特徴は、同じ軸受部材で構成される上路式鋼アーチ橋に強制変位を与えた解析結果¹⁰⁾の特徴と一致する。また、橋軸方向モデルよりも橋軸直角方向モデルの方が降伏に至るまでに許容される強制変位量（以後、許容変位）が数倍大きいという点も上路式鋼アーチ橋の特徴と一致する。

降伏が生じた部材位置を見ると、橋軸方向モデルでは A1、A2 のアバットからそれぞれ 1 径間目の下弦材に降

表-4 降伏時の変位量と降伏が生じた部材 (単位 : m)

強制変位方向	降伏時の変位量	降伏が生じた部材
橋軸方向	0.040	上下流 [1], [2]間の下弦材 上下流 [7], [8]間の下弦材
橋軸直角方向	0.200	上流 [7], [8]間の下弦材 下流 [1], [2]間の下弦材

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	強制変位量		構造不安定/降伏
	降伏	構造不安定	
橋軸方向	0.040	0.054	1.350
橋軸直角方向	0.200	0.220	1.100

伏箇所が現れ、A1, A2, 上流, 下流それぞれで対称となる挙動を示すのに対し、橋軸直角方向モデルでは、1径間目の下弦材に降伏箇所が現れるのは橋軸方向モデルと同じであるが、支間中央から点対称となる位置に降伏箇所が現れている。これらの挙動の特徴もまた上路式鋼アーチ橋の特徴と一致する。

橋軸方向モデルと橋軸直角方向モデルにおける、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強制変位量を主部材に降伏が生じた時の強制変位量で除した値 (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、主部材が降伏後にワーレントラス橋全体が構造的に不安定となるまでのじん性の度合いを示す。

構造不安定/降伏の値を比較すると、値そのものは橋軸方向モデルの方が大きく、橋軸直角方向モデルよりもじん性が大きいといえる。しかし、構造的に不安定となる強制変位量自体が 0.054m しかなく、じん性を考慮したとしても、ワーレントラス橋にとって橋軸方向の強制変位が大きな弱点となり得ることが分かる。また、橋軸直角方向モデルに関しても、構造不安定/降伏の値が 1.100 しかない。よって、下弦材に強制変位が加わるような条件下では、じん性による構造安定性への寄与を期待することは極めて困難であることが示された。

本来、橋梁に点対称となる挙動が生じた場合、橋梁全体にねじれ挙動が生じ、構造的に不安定となり易いはずであるが、各値が著しく小さい橋軸方向モデルの挙動もあり、表-4, 表-5 からは読み取れない。そこで各モデルに関し、降伏時、構造的に不安定となる1ステップ前の時点、構造的に不安定となる時点での挙動を応力分布図で見ていくこととする。

橋軸方向モデルおよび橋軸直角方向モデルの、降伏した時点、構造的に不安定となる1ステップ前の時点、構造的に不安定となる時点で生じる相当応力分布図をそれ

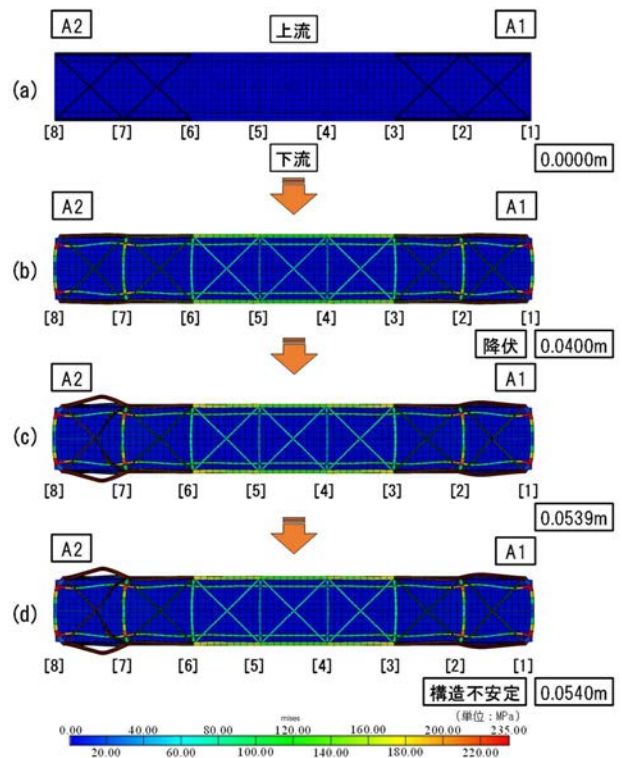


図-9 橋軸方向モデルに各時点で生じる相当応力分布

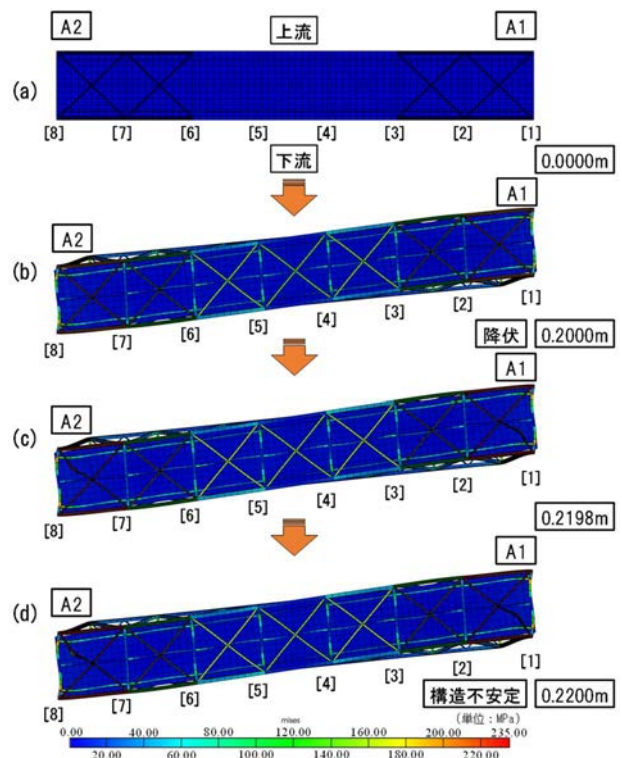


図-10 橋軸直角方向モデルに各時点で生じる相当応力分布

ぞれ図-9, 図-10 に示す。各図においては、(a)が載荷前、(b)が降伏時、(c)が構造的に不安定となる1ステップ前の時点、(d)が構造的に不安定となる時点となる。また、変形を視認しやすくするため、変形量を倍率 30 倍で表示している。

図-9, 図-10 を見ると、両モデルとも、変形挙動の違

いが大きいにもかかわらず、高い応力は A1, A2 側から 1, 2 径間分の下弦材に集中し、支間中央の[3]~[6]の下弦材には高い応力が生じていないことが分かる。この挙動は、降伏時も、降伏後も変わらず、降伏後の応力分配が他の部材になされず、損傷が一部の部材だけに集中的に生じていくことが見て取れる。よって、表-4, 表-5 に示した、降伏までに許容される強制変位量、降伏後のじん性の値が著しく小さい理由は、この挙動によるものと考えられる。なお、上路式鋼アーチ橋にはこのような挙動は見られず、トラス橋特有の挙動だと言える。

相当応力が集中し、変形が大きいアバットから 2 径間分の箇所を拡大し、降伏時と構造的に不安定となった時点を比較した図として、橋軸モデルの図を図-11 に、橋軸直角方向モデルの図を図-12 に示す。

図-11 を見ると、橋軸方向モデルにおいては、降伏時に、アバットから 1 径間目の下弦材全体に大きい相当応力が分布し、2 径間目の下弦材にも部分的に大きい相当応力が生じている。この時、下横構には大きい応力は生じていない。1 径間目の下弦材に降伏箇所が現れると、1 径間目の下弦材の中央付近で面外変形が生じると同時に下横構に変形が生じ始め、2 径間目の下弦材にも相当応力が分散していき、最終的に図-11 の下図および図-9 中の(c)と(d)に見られる変形挙動と相当応力の分布を示す。(c)と(d)の違いは、変形が大きい箇所の下横構が(c)では降伏しておらず、(d)では降伏していることにある。

下横構の大変形と降伏は、下弦材の変形挙動に大きく影響し、下横構が降伏すると、下弦材の面外変形が加速し、降伏箇所が塑性ヒンジとなることで、トラス橋全体の構造的な安定性を大きく失わせることが分かっており⁷⁾¹³⁾、本研究でも同様の知見が得られた。

図-12 を見ると、橋軸直角方向モデルにおいては、降伏時に、アバットから 1 径間目のみの下弦材全体に大きい相当応力が生じている。加えて、上弦材と斜材が視認できるように、橋梁全体にねじれが生じているため、1 径間目の下横構にも大きい相当応力が生じている。下弦材に降伏箇所が現れると、下横構の変形がより大きくなっていく点は橋軸方向モデルと一致しており、図-10 中の(c)と(d)の違いが、下横構が(c)では降伏しておらず、(d)では降伏していることにあることもまた一致している。よって、橋軸直角方向モデルもまた、下横構の降伏によって、構造的に不安定となることが示された。なお、下弦材降伏時には下横構には既に大きい相当応力が生じているため、橋軸方向モデルよりも下横構が降伏しやすく、表-5 に示すようにじん性が小さくなると考えられる。

また、強制変位が増加するにつれて、橋軸方向モデルの下弦材には面外変形が見られたが、橋軸直角方向モデルにはそのような変形は見られない。ねじれが生じる橋軸直角方向モデルよりも橋軸方向モデルの構造的安定性

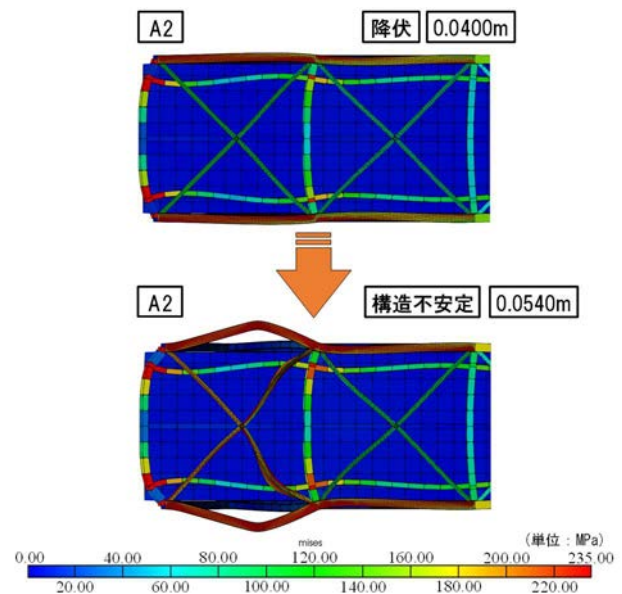


図-11 橋軸方向モデルにおける降伏時と構造的に不安定となる時点の変形と相当応力分布の比較

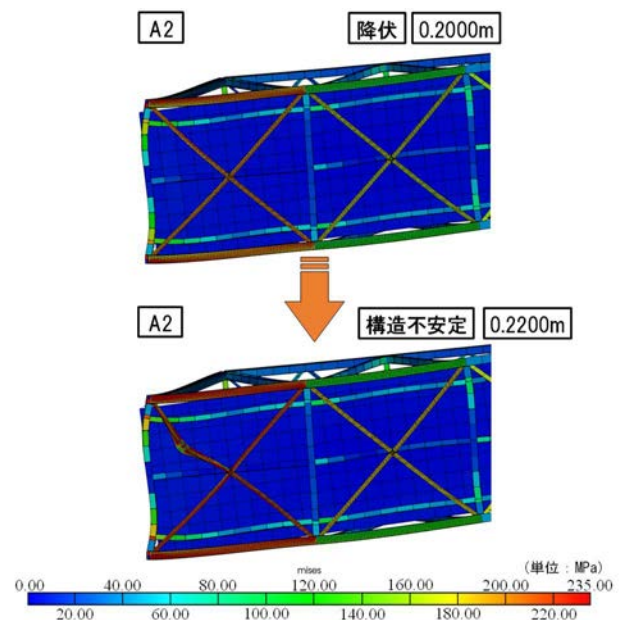


図-12 橋軸直角方向モデルにおける降伏時と構造的に不安定となる時点の変形と相当応力分布の比較

が小さい理由は、構造的安定性に寄与する下横構が、下弦材の面外変形によって大きく変形してしまうためであり、この挙動がトラス橋全体に生じるねじれ挙動よりも、著しく構造的安定性に影響してしまうことが認められる。

以上より、ワーレントラス橋の下弦材に強制変位が生じると、アバットから 1, 2 径間分の下弦材および下横構にのみ集中して変形が生じるため、わずかな強制変位量で降伏や大変形が生じやすく、構造的に不安定になり易い挙動が認められ、強制変位が、ワーレントラス橋にとって著しく弱点となることが示された。本節の知見を基に、次節からは、実際の橋梁に生じることが想定され

表-6 降伏時の変位量と降伏が生じた部材 (単位 : m)

強制変位方向		強制変位量	降伏応力位置
複合方向	30°	0.068	上流 [7], [8]間の下弦材 下流 [1], [2]間の下弦材
	45°	0.054	上流 [7], [8]間の下弦材 下流 [1], [2]間の下弦材
	60°	0.048	上流 [7], [8]間の下弦材 下流 [1], [2]間の下弦材

表-7 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		強制変位量		構造不安定/降伏
		降伏	構造不安定	
複合方向	30°	0.068	0.101	1.484
	45°	0.054	0.081	1.491
	60°	0.048	0.066	1.371

る斜め方向の強制変位に関してシミュレーションを行っていくこととする。

(2) 橋軸直角方向に対し 30° , 45° , 60° 方向に強制変位を与えたモデルの弾塑性解析結果

橋軸直角方向に対し, 30° の方向に強制変位を与えたモデル (以後, 30° モデル), 橋軸直角方向に対し, 45° の方向に強制変位を与えたモデル (以後, 45° モデル), 橋軸直角方向に対し, 60° の方向に強制変位を与えたモデル (以後, 60° モデル) において, 主部材に降伏が生じた変位量と降伏が生じた部材を記した表を表-6 に, 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強制変位量を主部材に降伏が生じた時の強制変位量で除した値を表-7 示す。

前節において, 橋軸方向への強制変位が, ワーレントラス橋にとって著しく弱点となることを示したが, その知見を基にすると, 降伏するまでに許容される強制変位量とワーレントラス橋が構造的に不安定となる強制変位量とともに, 橋軸方向変位成分が最も大きい 60° モデルで最も小さくなり, 45° , 30° の順で大きくなっていくと推察された。表-6, 表-7 を見ると, いずれの強制変位も 60° モデルが最も小さく, 30° モデルが最も大きい値となっており, 上記推察を裏付ける結果が得られた。

また, 表-6, 表-7 で示した各強制変位量と, 表-4, 表-5 で示した各強制変位量とを比較すると, 降伏するまでに許容される強制変位量の最小値は, 表-6 では 60° モデルの 0.048m となり, 表-4 で最小値となる橋軸方向モデルの変位量 0.040m よりも大きい。構造的に不安定となる強制変位量の最小値は, 表-7 では 60° モデルの 0.066m となり, 表-5 で最小値となる橋軸方向モデルの変位量 0.054m よりも大きい。よって, 本研究で対象とした全モデルの中で, 橋軸方向モデルが, 地盤変動に対

して最も耐力が小さいモデルであることが示され, あらためて橋軸方向変位がワーレントラス橋にとって弱点となることが示された。

表-7 において, 構造不安定/降伏の値を比較すると, いずれのモデルの値も, 表-5 に示した値よりも大きく, 単方向モデルよりも, 複合方向モデルの方がじん性が大きくはなっているが, 構造的に不安定になる時の強制変位量が, 最大でも 0.101m 程度であるので, 前節の単方向モデル同様, じん性による構造安定性への寄与を期待することできない。

表-6 において, 降伏応力が最初に生じる部材位置に関し, 全てのモデルで一致しており, 強制変位の方向に関わらず, 似たような変形, 応力分布挙動を示す可能性が示唆されるが, 実際にどのような変形, 応力分布挙動を示すのかを検討していく。30° モデル, 45° モデル, 60° モデルの, 降伏した時点, 構造的に不安定となる 1 ステップ前の時点, 構造的に不安定となる時点で生じる相当応力分布図を図-13~図-15 にそれぞれ示す。各図においては, (a)が載荷前, (b)が降伏時, (c)が構造的に不安定となる 1 ステップ前の時点, (d)が構造的に不安定となる時点となる。変形倍率は前節同様, 30 倍とした。

図-13~図-15 に見ると, 各アバットから 1 径間の下弦材に大きい変形と相当応力が集中している点, 逆に[3]~[6]の間の下弦材および下横構に大きい変形と相当応力が生じない点, 上流側[7]~[8]の間と下流側[1]~[2]の間の下弦材が降伏後に面外に大きく変形する点など, 変

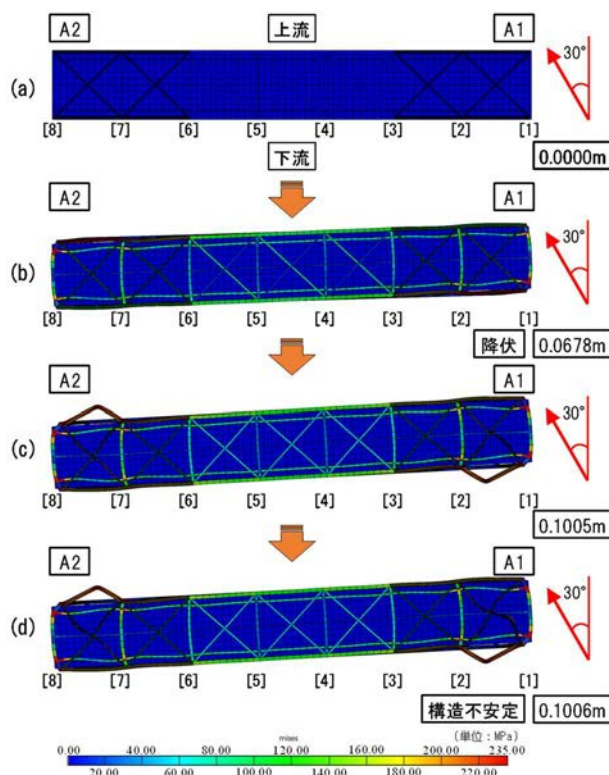


図-13 30° モデルに各時点で生じる相当応力分布

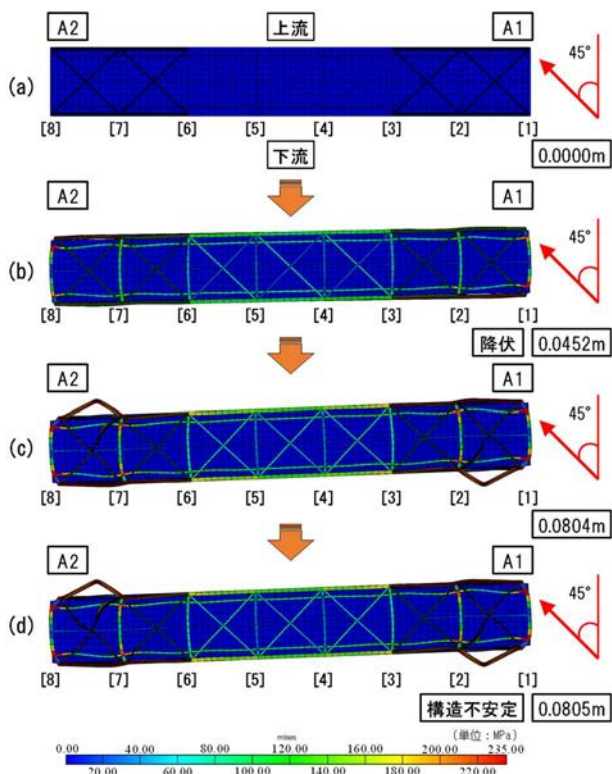


図-14 45°モデルに各時点で生じる相当応力分布

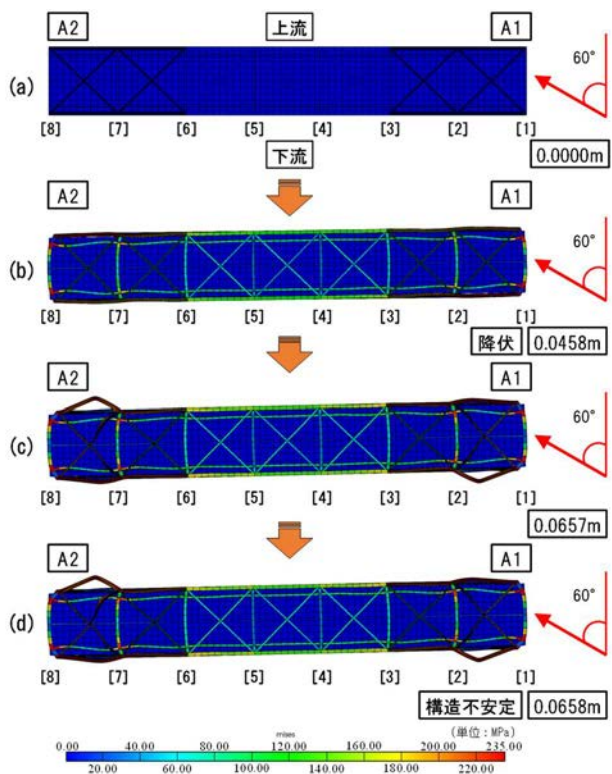


図-15 60°モデルに各時点で生じる相当応力分布

形、相当応力の分布がよく似ていることが分かる。また、前節で示した、橋軸方向モデルと橋軸直角方向モデルの変形と相当応力分布が組み合わさった変形、相当応力分布挙動を示している。

相当応力が集中し、変形が大きいアバットから2径間

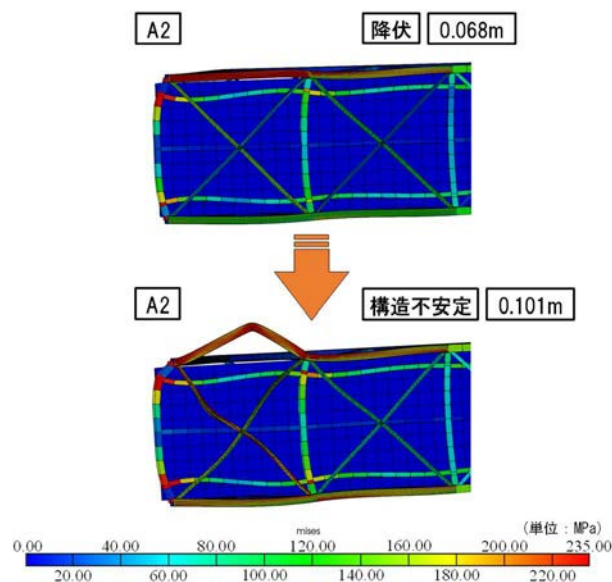


図-16 図-13のA2側2径間分の拡大図(30°モデル)

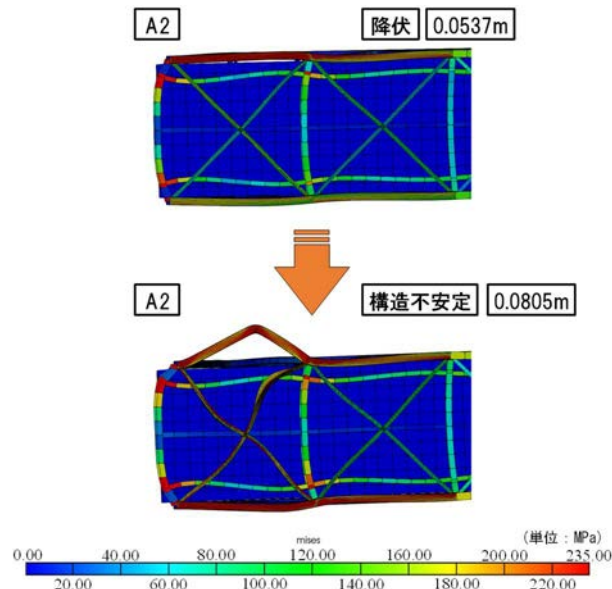


図-17 図-14のA2側2径間分の拡大図(45°モデル)

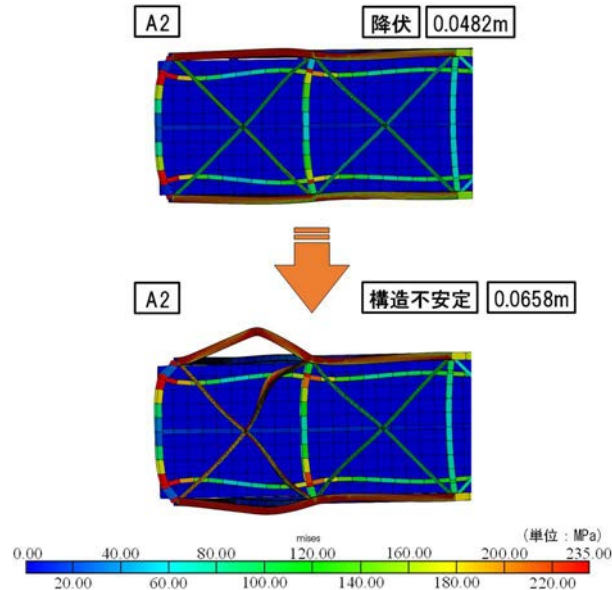


図-18 図-15のA2側2径間分の拡大図(60°モデル)

分の箇所を拡大し、降伏時と構造的に不安定となった時点を比較した図として、30°モデルの図を図-16に、45°モデルの図を図-17に、60°モデルの図を図-18に、示す。

降伏時の変形挙動を見ると、図-18の60°モデルにおいて、下流側の1径間目の下弦材に比較的大きな相当応力が生じている以外、変形挙動、相当応力の分布に大きな差は見られない。よって、単純に橋軸方向変位成分の大小で、降伏に至るまでの許容変位が変わってくることを示唆される。

降伏後も、全てのモデルでほぼ同じ挙動を示し、図-11と図-12が組み合わさった挙動となり、片方の下弦材の1径間目だけが中央部付近で面外に大きく変形していくとともに、下横構に変形が生じ、相当応力が大きくなっていく。最終的に、下横構が降伏し、大変形が生じることで下弦材に塑性ヒンジが生じ、構造的に不安定になっていくことが示唆される。なお、60°モデルにおいては、下流側の下弦材にも変形していく挙動が見られ、この挙動が、表-7において、60°モデルの構造不安定/降伏の値が他のモデルよりも低い理由と言える。

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、パラペットによって下弦材に強制変位が生じた場合に、ワーレントラス橋にどのような変形挙動、損傷が生じ得るのか、構造の安定性は確保されるのかを、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。

- 橋軸方向、橋軸直角方向に強制変位を与えた場合、降伏するまでに許容される変位量は、橋軸方向モデルで0.040m、橋軸直角方向モデルで0.200mと、極めて小さい値となった。構造的に不安定となる強制変位量もまた、橋軸方向モデルで0.054m、橋軸直角方向モデルで0.220mと極めて小さい値となった。ワーレントラス橋にとって、下弦材に強制変位が入る条件は、極めて弱点となることが明らかになった。特に、橋軸方向の強制変位が大きく影響することが示された。

- ワーレントラス橋に強制変位が生じた場合、強制変位の方向に関わらず、両端のアバットから1径間目の下弦材と下横構に集中して変形と相当応力が生じるため、降伏までに許容される変位量、構造的に不安定となる強制変位量が著しく小さくなることが示された。

- 構造的に不安定となる原因は全てのモデルで一致し、

下横構が降伏し大変形が生じることで下弦材の変形が進み、塑性ヒンジが生じることで構造的に不安定となることが示された。

- 複合方向モデルにおいては、強制変位の方向に関わらず、よく一致する変形挙動、応力分布を示し、橋軸方向モデルと橋軸直角方向モデルを組み合わせた挙動となる。橋軸方向変位の成分が大きいモデルほど、降伏するまでに許容される変位量、構造的に不安定となる変位量は小さくなることが示された。

NOTES

注1) 株式会社耐震解析研究所（現：地震工学研究開発センター）：ScenFEM Ver 1.22 理論マニュアルと検証，2007。

REFERENCES

- 1) 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活動報告書，2018。[Subcommittee on Performance-based Seismic Planning and Design Method for Bridges, The Earthquake Engineering Committee, Japan Society of Civil Engineers: *Report on the activity*, 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，p. 3, 2016。[Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism Railway Bureau: *minami asotetsudo no tetsudoshisetsu saigai fukkyu chosa hokoku gaiyo*, p.3, 2016.]
- 3) 日経 BP 社：日経コンストラクション，No.688，pp. 36-39, 2018。[Nikkei Business Publication, Lnc: *Nikkei Construction*, No.688，pp.36-39.]
- 4) 日本橋梁建設協会：熊本地震橋梁被害報告書，pp. 38-39, 2016。[Japan Bridge Association: *Kumamotojishin-kyouryuhigai-houkokusho*, p. 38, 39, 2016.]
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，p. 4, 2017。[Japan Road Association: *Dorokyo-shihosyo & Doukaisetsu V Taishinsekkei-hen*, p. 4, 2017.]
- 6) 吉沢美香，千田知弘，馬越一也，松井友希，庄司舞人，村上海翔，若槻直暉，荒川弦太郎，中沢正利：積層シェル構造およびファイバー-シェル要素を用いた地盤変動時にワーレントラス橋に生じる損傷の静的評価，第25回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp.61-66, 2022。[Mika YOSHIKAWA, Tomohiro CHIDA, Kazuya MAGOSHI, Tomoki MATSUI, Maito SHOJI, Kaito MURAKAMI, Naoki WAKATSUKI, Gentaro ARAKAWA, Msatoshi NAKAZAWA: *sekisoshieru kozo oyobi fuaiba-shieru kozo wo mochiita jibanhendoji ni warentorasukyo ni shojiru sonsho no seitekihiyoka, Proceedings of the 25th Symposium on Bridge Earthquake Engineering*, pp. 61-66, 2022.]
- 7) 村上海翔，関昆竜太郎，松井友希，千田知弘：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，東北学院大学工学部研究報告第56巻，2022。[Kaito MURAKAMI, Ryutaro SEKIKON, Tomoki MATSUI, Tomohiro CHIDA, Numerical Analysis on Behavior and Damage of Steel Arch Bridge and Warren Truss Bridge Assumed Sliding Bearing Support due to Ground Deformation, *Science and engineering reports of Tohoku Gakuin University*, Vol.56, 2022.]

- 8) 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. [Ryutaro SEKIKON, Tomohiro CHIDA, Kazuya MAGOSHI, Tomoki MATSUI, Kaito HOSHINOMIYA, Jishinji no abatto no katsudo ni yotte shojiru kyojikuhokoheni to kyojikuchokakuhokoheni no sogokankei ga warentorasukyo no zentaikai ni ataru eikyo nitsuite, *Proceedings of the 24th Symposium on Bridge Earthquake Engineering*, pp.207-212, 2021.]
- 9) 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活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. [Kaito HOSHINOMIYA, Tomohiro CHIDA, KAZUYA MAGOSHI, Tomoki MATSUI, Joon-Ho CHOI: jishinji no abatto no katsudo ni yotte shojiru warentorasukyo no sonsho ni kansuru seitekikenkyu, *Proceedings of the 23th Symposium on Bridge Earthquake Engineering*, pp. 37-44, 2021.]
- 10) 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. [Tomoki MATSUI, Tomohiro CHIDA, Joon-Ho CHOI, Kazuya MAGOSHI: jibanhendo niyotte sonsho wo uketa warentorasukyo wo taisho toshita jishinotokaiseki ni kansuru kisotekikenkyu, *Proceedings of the 23th Symposium on Bridge Earthquake Engineering*, pp.45-52, 2021.]
- 11) 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. [Tomoki MATSUI, Tomohiro CHIDA, Joon-Ho CHOI, Kazuya MAGOSHI: jibanhendoji ni okeru torasukyo ni shojiru henkeikyodo ni kansuru kisotekikento, *Japan Society of Civil Engineers*, 2020.]
- 12) 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, p.11-21, 2020. [Tomoki MATSUI, Kaito HOSHINOMIYA, Tomohiro CHIDA, Kazuya MAGOSHI: Elasto-Plastic Analyses of Warren Truss Bridge Assumed Sliding Bearing Support due to Ground Deformation During Earthquake, *Science and engineering reports of Tohoku Gakuin University*, Vol.55, No.1, pp.11-21, 2020.]
- 13) 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. [Tomoki MATSUI, Tomohiro CHIDA, Joon-Ho CHOI, Kazuya MAGOSHI: torasukyo ni okeru jibanhendoji no kyodo ni kansuru kisotekikento, *Japan Society of Civil Engineer Technical research presentation*, I-17 2020]
- 14) 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. [Yoshio TACHIBANA, (Hiroshi NAKAI Revision): *Bridge engineering*, Kyoritsu Shuppan CO.,LTD, *Appendix & Blueprint of Truss Bridge*, 1994.]
- 15) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編, pp. 46-48, 2017. [Japan Road Association: *Dorokyo-shihosyo & Doukaisetsu III konkuritokyou konkuritobuzai-hen*, p. 46-48, 2017.]
- 16) 千田知弘, 岩本信太郎, 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, 土木学会論文集A1, Vol.77, No.4, pp.117-127, 2021. [Tomohiro CHIDA, Shintaro IWAMOTO, Jyunya NOMOTO, Joon-Ho CHOI, Tomoki MATSUI, Kaito MURAKAMI: Numerical Study on Behavior of Steel Arch Bridge Assumed Sliding Bearing Support and Slab due to Ground Deformation During Earthquake, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, Vol.77, No.4, pp.117-127, 2021.]

NUMERICAL ANALYSES OF DAMAGE TO WARREN TRUSS BRIDGE ASSUMED SLIDING THE ABUTMENTS DUE TO GROUND DEFORMATION

Tomohiro CHIDA, Masatoshi NAKAZAWA, Naoki WAKATSUKI,
Kazuya MAGOSHI and Tomoki MATSUI

In the Kumamoto earthquake in April 2016, the heavy damages of truss bridges caused by ground deformation was not reported, although many other types of bridges were seriously damaged due to ground change. However, as a result of continuous analysis of the case that the ground slides near the abutment, it has been found that a small amount of ground deformation can cause severe damage to lower member of truss bridge.

Thus in this study, we carried out elasto-plastic static analyses for Warren truss bridge at the time of ground deformation. Displacements in the compressive direction were applied to the lower members, and the damages and deformation of the truss bridge were investigated by elasto-plastic static analyses.