

## 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

吉沢 美香<sup>1</sup>・千田 知弘<sup>2</sup>・馬越 一也<sup>3</sup>・松井 友希<sup>4</sup>・庄司 舞人<sup>5</sup>  
村上 海翔<sup>6</sup>・若槻 直暉<sup>7</sup>・荒川 弦太郎<sup>7</sup>・中沢 正利<sup>8</sup>

<sup>1</sup>学生会員 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)

<sup>2</sup>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)

<sup>3</sup>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)

<sup>4</sup>正会員 (現) 大日本コンサルタント株式会社 大阪支社 構造耐震技術センター

(〒541-0058 大阪市中央区南久宝寺町3-1-8 MPR本町ビル4F)

東北学院大学 工学部環境建設工学科(研究当時)

<sup>5</sup>非会員 (現) 川田建設株式会社 東京支店 技術部保全技術課(〒114-8580 東京都北区滝野川 6-3-1)

東北学院大学 工学部環境建設工学科(研究当時)

<sup>6</sup>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2年(〒985-8537 宮城県多賀城市中央1-13-1)

<sup>7</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)

<sup>8</sup>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)

### 1. はじめに

近年の耐震系の構造解析では、一旦ファイバー要素で橋梁の全体系を解析し、変形や損傷が大きい箇所を明らかにした後、適宜シェル要素、ソリッド要素に置き換えた上で再度解析を実行し、解析精度を高めていく手法が多く取られる。このように2段階を経る解析手法を採用する理由は、ファイバー要素の特徴に大きく依存しており、ある一定の状況までは少ない計算コストで詳細かつ精度の高い解析が可能である一方で、平面保持の仮定により局部座屈を直接的に表現することができないため、その影響が大きくなる損傷状況においては解析精度は低くなるためである。

著者らは、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 の活動の一環として、トラス橋のアバットが地盤変動によって滑動し、パラペットが下弦材に衝突した後に、下弦材を橋軸圧縮方向、橋軸直角方向、高さ方向に強制的に変位させるように滑動し続けた場合、トラス橋にどのような挙動、損傷を生じさせるかの検討を2020年より行ってきた<sup>1)9)</sup>。

研究のストラテジーとして、一つのケースに対しより詳細な解析を実施していくのではなく、下弦材に与える強制変位量や方向をパラメータ化し、より多くのケースに対し解析を実施し、挙動の特徴や傾

向をまず明らかにしていくことを優先してきた。よって、これまでの解析ではファイバー要素を用いた解析を実施してきたが、これまでに十分なデータの蓄積、知見が得られたため、今後、損傷が大きい箇所をシェル要素に変更し、再度同じ強制変位量、方向のパラメータを用いた解析を実施し、より詳細な検討を行うこととした。加えて、床版のモデル化に関し、これまで弾性はり要素でモデル化しており、床版の板効果を考慮できていないといった課題が残っていた。そこで、より床版の挙動を実構造に近付けるため、コンクリート層と鉄筋層からなる積層タイプの弾塑性シェル要素に変更することとした。

そこで本研究では、これまでに実施してきたワーレントラス橋の下弦材に強制変位が生じた場合の解析に対し、床版を積層シェル床版に変更した場合の解析、床版を積層シェル床版にした上で損傷が大きい箇所をシェル要素に変更した場合の解析を実施し、構造安定性、応力分布等にどのような挙動の違いが現れるのかを比較した。

### 2. 構造諸元

対象とするワーレントラス橋<sup>12)</sup>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<sup>6-8)</sup>を基に、全幅員6.9m(有効幅員6.0m)、

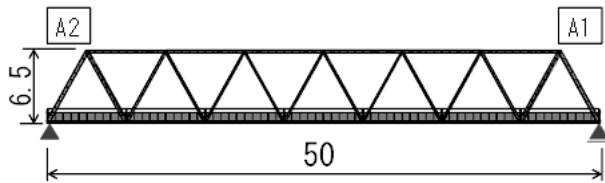


図-1 側面図 (単位: m)

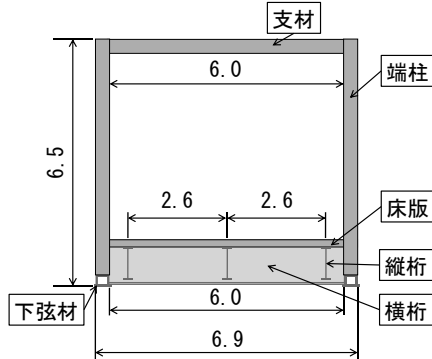


図-2 正面図 (単位: m)

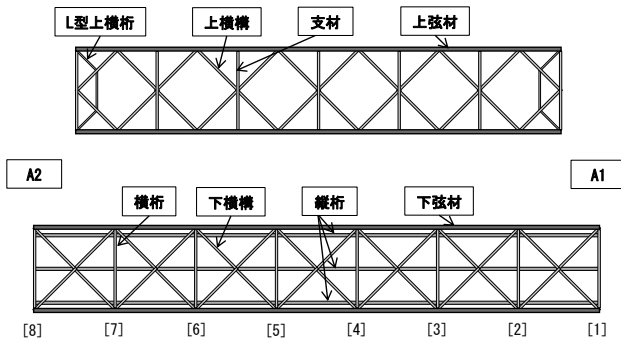


図-3 上面平面図および下面平面図

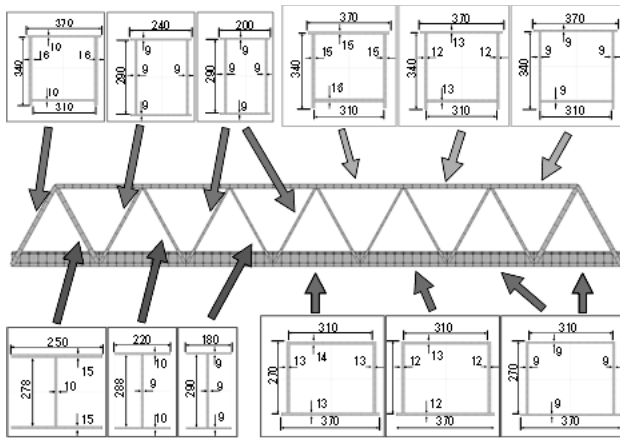


図-4 トラス主構の断面配置図 (単位: mm)

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[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<sup>6-8)</sup>に詳しく記されているため, ここでは詳細は省略する。

表-1 解析モデルの種類と概要

簡易モデル	・トラス部材: ファイバー要素でモデル化 ・コンクリート床版: 幅6.9m×厚さ0.19mの矩形断面として弾性はり要素で簡易的にモデル化
積層シェル床版モデル	・既報モデルのコンクリート床版を積層シェル床版に変更
最終モデル	・積層シェル床版モデルの下弦材の両端部2径間、下横構の各点[1]~[3], [6]~[8]、端柱をシェル要素化

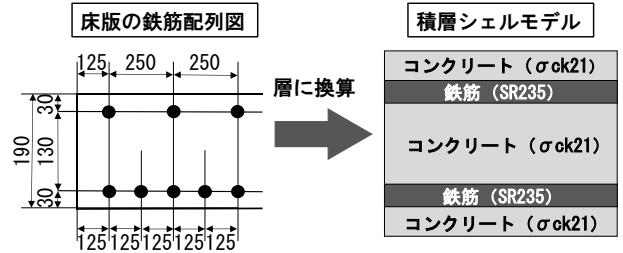


図-5 積層シェルモデル

### 3. FEM 解析モデルと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 Sean FEM<sup>11)</sup>を用いて FEM 解析を行なった。

本研究で解析した解析モデルの種類と各モデルの概要を表-1に示す。既報<sup>4)</sup>までは, トラス部材をファイバー要素, コンクリート床版を弾性はり要素として簡易的にモデル化したモデル(以後, 簡易モデル)を用いてきたが, 下弦材等の大変形が生じる箇所の詳細検討がファイバー要素では限界がある点, 床版を弾性はり要素でモデル化することによって板効果を著しく低く評価してしまう点など, 課題が残されていた。そこで本研究では, 床版に生じる挙動をより実構造に近付けるため, 簡易モデルのコンクリート床版を, 図-5に示すようなコンクリート層と鉄筋層からなる積層タイプの弾塑性シェル要素に変更した。加えて, 簡易モデルで検討した既報<sup>4)</sup>において, 大変形が生じた下弦材, 端柱, 下横構をファイバー要素からシェル要素に変更した。ファイバー要素からシェル要素に変更した具体的な部材位置を図-6, 図-7に示す。簡易モデルのコンクリート床版を積層シェル床版に変更したモデルを積層シェル床版モデル, 積層シェル床版モデルのトラス部材の内, 図-6, 図-7に示した位置の各部材をシェル要素に変更したモデルを最終モデルと以後呼称する。本研究では, モデル化の違いによって, 構造安定性, 応力分布等にどのような挙動の違いが生じるのかを見ていくこととする。

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 $1 \times 10^{10}$  kN/mとし, 拘束しない場合は $1 \times 10^6$  kN/mとした。

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で示した位置に原点を取り, A1か

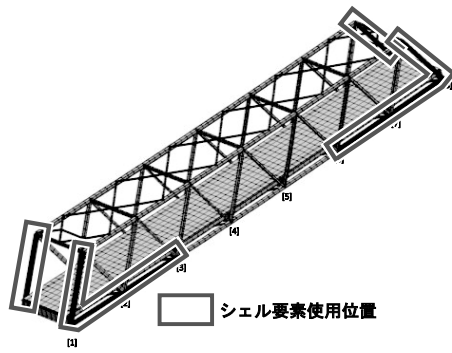


図-6 シェル要素使用位置（下弦材、端柱）

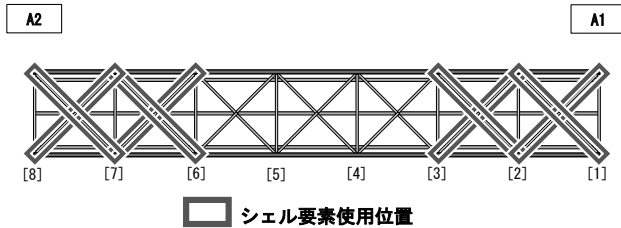


図-7 シェル要素使用位置（下横構）

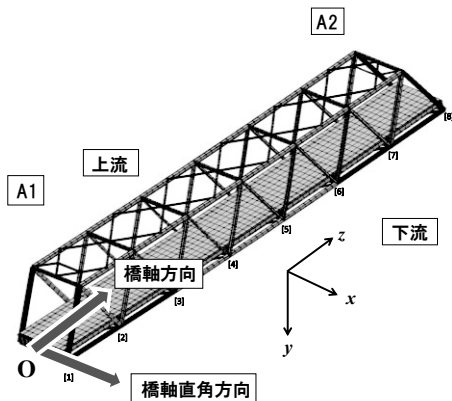


図-8 座標軸および強制変位入力方向

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。また，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，支間中央から点対称となる変形挙動を示すため，同じ A1 側の下弦材でも異なる変形挙動を示す。よって，例えば，上流側・A1 から 2 径間目の下弦材，というように説明を容易にするため，図-8 に示すように，上流，下流を便宜上定めた。

解析に使用した各材料定数の内，簡易モデルで使用した材料定数を表-2 に，積層シェル床版モデルおよび最終モデルで使用した材料定数を表-3 に示す。鋼材，コンクリートともに公称値を用いた。なお，鋼材に関しては，降伏点を 235MPa とし，完全弾塑性でモデル化した。表-2 のコンクリート床版および表-3 のコンクリートに関しては，予備解析において，コンクリート要素に割裂や圧壊が生じ得る引張応力

表-2 簡易モデルの材料定数

部材	ヤング率 $E$ (GPa)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$
鋼材	206.00	77.00	0.300
コンクリート床版	25.00	24.50	0.167

表-3 積層シェル床版モデルおよび最終モデルの材料定数

部材	ヤング率 $E$ (GPa)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$
鋼材+鉄筋	206.00	77.00	0.300
コンクリート	23.50	23.00	0.167

表-4 境界条件と強制変位条件

強制変位条件		強制変位付与方向		No.		境界条件					
						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	○	○	○	○	○	○	○	○

は生じないことが確認されたため，弾性とした。

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，境界条件および地盤変動を模した強制変位は支承に与えた。境界条件と強制変位条件を表-4 に示す。表-4 では拘束を○と表記した。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，橋軸方向変位は圧縮となる方向に加えた。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。強制変位は，0.06~0.25mm を 1 ステップとし，解析が収束しなくなるまで与えた。なお，本研究では，解析が収束しなくなった時点を経過的に不安定になったと便宜上位置づけることとする。

#### 4. 解析結果および考察

##### (1) 橋軸方向に強制変位を与えた場合の解析結果

各モデルにおいて，解析が収束しなくなる直前のステップ（以後，最終ステップ）における橋軸方向の強制変位量を表-5 に，強制変位量 0.045m 時における簡易モデルに生じる相当応力分布を図-9 に，積層シェル床版モデルに生じる相当応力分布を図-10 に，最終モデルに生じる相当応力分布を図-11 にそれぞれ示す。

表-5 における各モデルの値を比較すると，簡易モデルに対し，積層シェル床版モデルで 33.3%，最終モデルで 20.0%，じん性が向上していることが分かるとともに，床版を積層シェルでモデル化したことによる効果が確認できる。しかし，簡易モデルが構造的に不安定となる直前の値である 0.045m 時の挙動と，同じ強制変位量時の他のモデルの挙動を図-9 ~ 図-11 で比較すると，変形形状，相当応力分布に

差が見られない。よって、床版の有する板効果は、始めからトラスの変形の抑制や構造的安定性に寄与しているのでは無く、トラス部材が耐力を失った後に初めて発現し、構造安定性およびじん性に大きく寄与することが示唆される。

一方、表-5 においては、積層シェル床版モデルと最終モデルとで、強制変位量に差が生じている。この差がどのように生じたかを、最終モデルの最終ステップ時の値となる 0.054m 時の挙動と比較していく。

強制変位量 0.054m 時における、積層シェル床版モデルに生じる相当応力分布を図-12 に、最終モデルに生じる相当応力分布を図-13 に、図-12 と図-13 を重ね合わせ A2 側を拡大した図を図-14 に示す。

まず、図-12 と図-13 に共通して見られる挙動として、A2 側と A1 側の変形に大きな差が見られ、A2 側の変形が明らかに大きいことが見て取れる。この挙動は、簡易モデルで実施してきたこれまでの解析では見られなかった挙動である。よって、コンクリート床版を積層シェルモデルでモデル化した効果は、左右のどちらか（本論文では A2）で大変形が生じた際に生じ得る構造的な不安定を抑制することにより、実構造でも同等の寄与をコンクリート床版が有する可能性が示唆される。

あらためて図-12 と図-13 を比較すると、格点[2]～[7]にかけての下弦材、下横構の変形および相当応力分布に差は見られないのに対し、A2 側から 1 径間分の下弦材と下横構の変形に差が見られる。図-14 で詳細に見ていくと、最終ステップ時の強制変位量が小さい最終モデルの方が、下弦材および下横構の変形が大きい。この挙動の差が積層シェル床版モデルと最終モデルの最終ステップ時の強制変位量の差になって現れたと推察される。

以上より、橋軸方向に強制変位を与えられた場合、最終モデルに対して、簡易モデルは 17%安全側に評価し、積層シェル床版モデルは 11%危険側の評価をすることが示された。10%を超える差は無視できない差であり、最終モデルを用いた解析が詳細な解析には必須であることが認められた。つまり、部材をシェル要素でモデル化したことによって、ファイバー要素では評価出来なかった局部座屈を表現出来ていると言える。

なお、橋軸方向と橋軸直角方向を組み合わせた複合方向の解析を行った既報<sup>2)</sup>では、下弦材降伏後に端柱に高い応力が生じていき、構造安定性に寄与する挙動が見られたが、本節の解析では、いずれのモデルのいずれの状態であっても、端柱に高い応力は

表-5 構造不安定となる橋軸方向の強制変位量

	強制変位量 (m)		
	簡易モデル	積層シェル床版モデル	最終モデル
橋軸方向	0.045	0.060	0.054

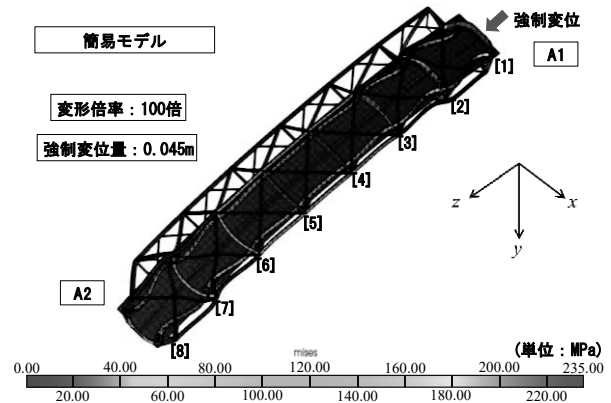


図-9 強制変位量 0.045m 時の簡易モデルに生じる相当応力分布

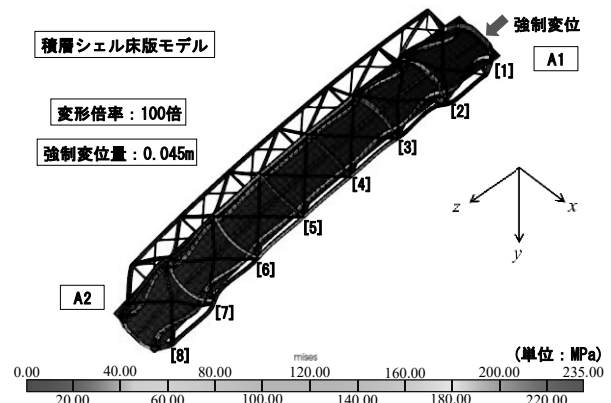


図-10 強制変位量 0.045m 時の積層シェル床版モデルに生じる相当応力分布

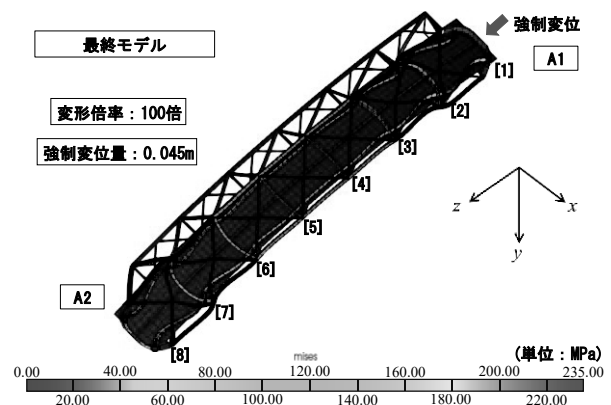


図-11 強制変位量 0.045m 時の最終モデルに生じる相当応力分布

生じず、構造安定性に寄与していないことが示されている。

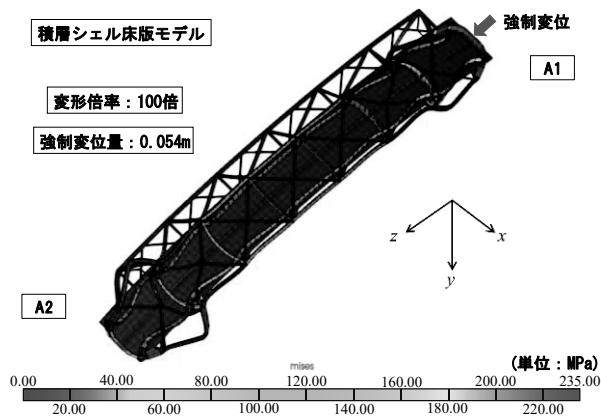


図-12 強制変位量 0.054m 時の積層シェル床版モデルに生じる相当応力分布

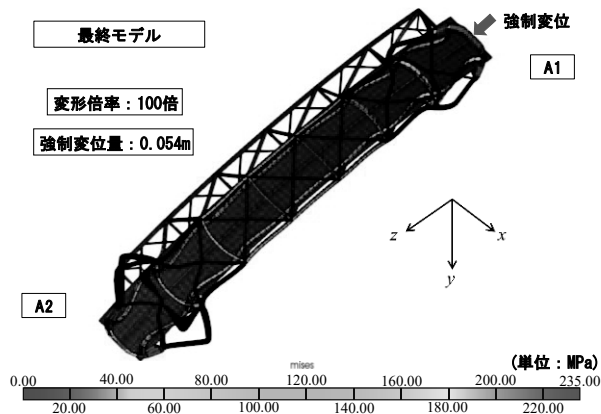


図-13 強制変位量 0.054m 時の最終モデルに生じる相当応力分布

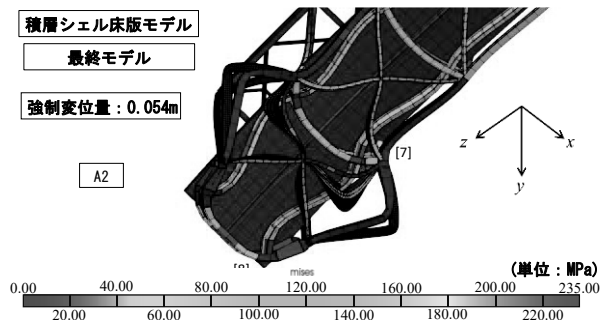


図-14 強制変位量 0.054m 時の積層シェル床版モデルと最終モデルに生じる相当応力分布

## (2) 橋軸直角方向に強制変位を与えた場合の解析結果

各モデルにおいて、最終ステップにおける橋軸直角方向の強制変位量を表-6 に、その時の積層シェル床版モデルの相当応力分布を図-15 に、最終モデルの相当応力分布を図-16 に、最終ステップより 1 ステップ前の相当応力分布の代表例として、最終モデルの相当応力分布を図-17 に示す。なお、最終ステップにおける簡易モデルの相当応力分布は、図-15 と差が無く、また、最終ステップより 1 ステップ前

表-6 構造不安定となる橋軸直角方向の強制変位量

	強制変位量 (m)		
	簡易モデル	積層シェル床版モデル	最終モデル
橋軸直角方向	0.220	0.220	0.220

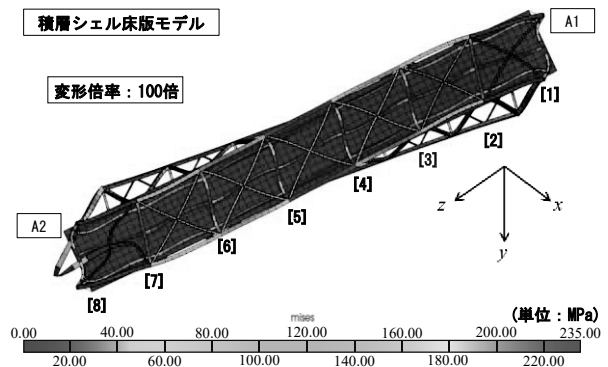


図-15 橋軸直角方向強制変位量 0.220m のときの積層シェルモデルの相当応力分布

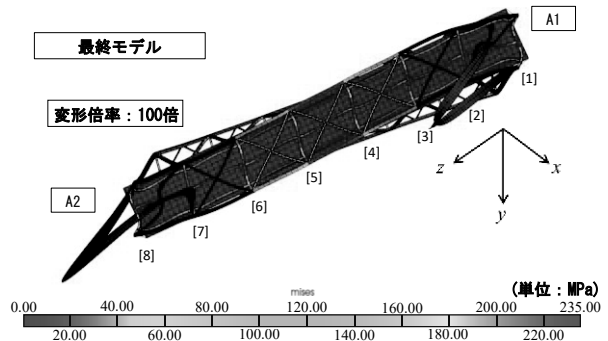


図-16 橋軸直角方向強制変位量 0.220m のときの最終モデルの相当応力分布

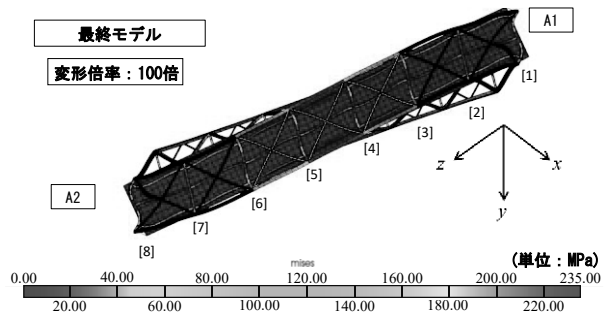


図-17 構造不安定直前の最終モデルの相当応力分布

の簡易モデルと積層シェル床版モデルの相当応力分布は、図-17 と差が無い。

表-6 を見ると、構造的に不安定となる橋軸直角方向の強制変位量は、各モデルで差が生じないことが分かる。よって、橋軸直角方向変位に対しては、コンクリート床版の板効果は構造安定性に寄与しないことが示された。

図-15 と図-16 を比較すると、下横構の変形量に大きな差がある以外、顕著な差は見られない。図-17

は、図-15、図-16よりも1ステップ前の挙動を示すものであるが、全モデルで図-17に示す挙動となる。よって、図-15と図-16の違いは、最終モデルで下横構をシェル化したことによって、より大変形を適切に評価できるようになったことによる差であるといえる。しかし、下横構が大変形を生じるタイミングは同じであり、下横構の大変形が構造的に不安定となる原因となっていることは、既報<sup>2)</sup>と同じ知見となる。また、既報<sup>2)</sup>では、下横構の大変形後に端柱に高い応力が生じ始め、構造安定性に寄与していく様子が確認されたが、本研究ではその挙動は見られない。橋軸方向変位が生じない場合、端柱は構造安定性に寄与しない可能性が示唆される。

## 5. まとめ

本研究では、ワーレントラス橋の下弦材に強制変位が生じた場合の構造安定性、応力分布等の評価を、異なる3種類の解析モデルで比較し、評価した。以下に得られた知見を示す。

- ・橋軸方向変位が支承に生じた場合の解析においては、簡易モデルに対し、積層シェル床版モデルで33.3%、最終モデルで20.0%、じん性が向上するという結果が得られた。しかし、より詳細な検討を実施した所、最終モデルがより実構造に近い評価をしており、簡易モデルが最終モデルよりも17.0%安全側、積層シェル床版モデルが11.0%危険側の評価をしまっている可能性が示唆された。

- ・橋軸方向変位が支承に生じた場合の解析において、ワーレントラス橋が構造不安定となる要因として、強制変位が生じる側と反対側となる方の1径間分の下弦材と下横構により大きな大変形が生じ得るためであることが示唆され、それによって生じ得る構造的な不安定を、床版が抑制することが示された。

- ・橋軸直角方向変位が支承に生じた場合の解析においては、モデルの違いによる差は、下横構の変形量以外見られなかった。よって、コンクリート床版の板効果は、橋軸直角方向変位に対しては効果が無いことが示唆された。

## 参考文献

1) 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.

- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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CDROM, 2020.
- 6) 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.
- 7) 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, 令和元年度技術発表発表会, 土木学会東北支部, 2020.
- 8) 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.
- 9) 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研究報告, Vol.55, 2020
- 10) (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.
- 11) 株式会社耐震解析研究所(現:地震工学研究開発センター): SeenFEM Ver 1.22 理論マニュアルと検証, 2007.
- 12) 橋善雄, (中井博改定): 橋梁工学, 共立出版株式会社, 付録・トラス橋の設計図, 1994.