

大規模解析による鋼斜張橋の車両荷重および温度変化に対する挙動評価

Large-scale simulation of steel cable-stayed bridge under vehicle load and temperature change

清水暁央†, 久國陽介*, 釘宮哲也*, 渡部一雄*, 久野勝美**, 篠原聖二***, 赤松伸祐****

Akihisa Shimizu, Yousuke Hisakuni, Tetsuya Kugimiya, Kazuo Watabe, Katsumi Hisano, Masatsugu Shinohara, Shinsuke Akamatsu

† (株) 東芝, 生産技術センター (〒235-0017 神奈川県横浜市磯子区新磯子町 33)

* (株) 東芝, 研究開発センター (〒212-8582 神奈川県川崎市幸区小向東芝町 1)

** (株) 東芝, 生産技術センター (〒235-0017 神奈川県横浜市磯子区新磯子町 33)

*** 阪神高速道路 (株), 計画部 (〒530-0005 大阪府大阪市北区中之島 3 丁目)

**** (一財) 阪神高速道路技術センター, 調査研究部 (〒541-0054 大阪府大阪市中央区南本町 4 丁目)

Social infrastructures such as roads, bridges, and tunnels are aging, and its maintenance and management are an urgent issue. The goal of this study was to estimate the deformation, fatigue, and deterioration of bridges, by using digital twin model. To accomplish this, first, we modeled of entire existing long bridge with 3D shell and solid elements. Next, we estimated the deformation of the bridge under vehicle load and daily temperature change by applying linear static analysis. The numerical results were within the 95% confidence interval of the actual measurement, in the case of vehicle load. Further, the model could qualitatively represent the deformation of the bridge under daily temperature change.

Key Words: large-scale simulation, steel cable-stayed bridge, vehicle load, temperature change

キーワード: 大規模解析, 鋼斜張橋, 車両荷重, 温度変化

1. はじめに

道路や、橋梁、トンネル、上下水道などの社会インフラ設備は年々増加している一方で、その高齢化が懸念されている。特に、高度成長期以降に整備されたインフラ設備は建設後 50 年以上経過するものの割合が加速度的に高くなる点が指摘されている¹⁾。例えば、建設年度が明らかな道路橋のうち、建設後 50 年以上を経過するものの割合は、2018 年では 25%、2023 年では 39%、2033 年では 63%にものぼる。このように、一斉に高齢化を迎える社会インフラ設備に対する効率的な維持管理手法の確立が喫緊の課題となっている。

一方で、計算機やネットワーク技術の発展に伴い、実世界から得られたデータを分析・解析し、その結果を再び実世界にフィードバックするというサイバーフィジカルシステム(Cyber-Physical System: CPS)²⁾。また、同システムを用いて経済発展と社会的課題の解決を両立する、人

間中心の社会を目指す Society 5.0³⁾といった概念が広まりつつある。これらは、社会インフラ設備の効率的な維持管理を実現する一つの方法と考えられる。

同様の概念に、実世界からのデータを仮想空間上にて分析・解析する、デジタルツイン⁴⁾が挙げられる。デジタルツインは、実世界にある製品や工場に対して全く同じ性質・挙動を示す“双子”のようなモデルを仮想空間上に構築する。センサで捉えた実世界のデータも活用し、仮想空間上のモデルに実世界の状態を再現することで、故障予知や、設計の最適化といった付加価値を見出すものである。

デジタルツインの概念を橋梁へ適用するためには、活荷重や温度日変動、地震動などの様々な負荷に対する応答を再現し、疲労・損傷の重量を推定できるモデルを構築しなければならない。また、負荷形態によって橋梁の変形や損傷が生じる位置は異なるため、部分的ではなく橋梁全体を精緻にモデル化する必要がある。このモデルの適用によって、図-1 に示すような効率的な維持管理が実現できると考えられる。

† 連絡著者 / Corresponding author

E-mail: akihisa.shimizu@toshiba.co.jp

計算機の性能向上を背景に、有限要素法を用いた構造解析モデルの精緻化あるいは高度化が進んでいる。既往の研究では長大橋全体をモデル化し、スーパーコンピュータの利用などにより、現象解明で成果を上げている⁵⁻⁷⁾。これらは着目する現象や箇所を限定することにより、長大橋全体の一部を詳細な3次元シェル要素で、それ以外をファイバー要素でモデル化することによりモデル規模を削減している。

そこで本研究では、既設の長大橋全体を3次元シェルおよびソリッド要素で精緻にモデル化する。さらに線形静解析を実施し、実測可能な応答と計算結果を比較することで、モデルの妥当性を検証する。実測可能な応答として、車両荷重による橋梁のたわみ、温度日変動による橋梁の熱伸縮を扱う。線形応答の妥当性を示すことで、車両荷重、温度日変動といった異なる負荷に対して同じモデルで応答が評価できることを確認する。なお、大規模解析を実現するために、解析コードはメモリ分散型並列計算に特化した商用汎用構造解析ソルバであるADVENTUREClusterTM(8)を適用した。同ソルバは高いスケラビリティを有し、電子機器⁹⁾や自動車分野¹⁰⁾で実績がある。表-1に使用する計算環境を示す。

2. 解析モデルの構築

2.1 モデル化方針の検討

対象とした既設橋は図-2に示す橋長885m、中央径間485mの鋼斜張橋である。主桁の橋軸方向はP23・P24の主塔、P22・P25の中間橋脚およびP21・P26の端橋脚全てで可動するオールフリー支持形式となっている。橋軸直角方向は主塔・中間橋脚・端橋脚全てでウインド支承により固定している。また、鉛直方向は2面吊12段のケーブルと主塔でのケーブル支承、中間橋脚および端橋脚でのペンデル支承により固定している。主桁は上・下層に路面を有するワーレントラス桁であり、鋼床版・床組みとトラス弦材とが一体の合成構造となっている。

当該橋梁は主として鋼製部材で構成されており、一部ケーブル定着ブロック等が鋳造品であった。鋼製部材のモデル化に際し、要素種類を3次元ソリッド要素と2次元シェル要素から選択するにあたり、図-3に示すような主構部材の一部を用いた解析モデルによる検証を行った。解析モデルは添接板による部材の接合部を含む範囲を対象とし、ボルトやボルト孔は省略した。ソリッド要素では板厚は形状で表現され、厚さ方向に3層の要素を作成した。シェル要素では板厚を特性値として持つため、各要素に板厚値を設定した。なお、シェルの参照面は板厚中心とした。面内メッシュサイズは40mmとした。添接板部分に関して、ソリッド要素では添接板と鋼板を結合し、シェル要素では添接板と鋼板の重なる領域の板厚を合計厚値に設定した。添接板が鋼板両面を挟むように配置されることから、添接板部分のシェルの参照面は

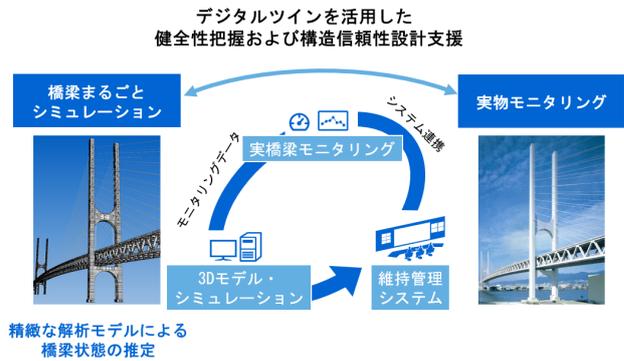


図-1 デジタルツインを活用した橋梁維持管理の概念

表-1 使用した並列計算機

OS	RHEL 6.5
CPU	Xeon E5-2667v3(8core,3.20GHz) Xeon E5-2697v3(14core,2.60GHz)
RAM	128-768GB
ノード間接続	Infiniband FDR(56Gbps)

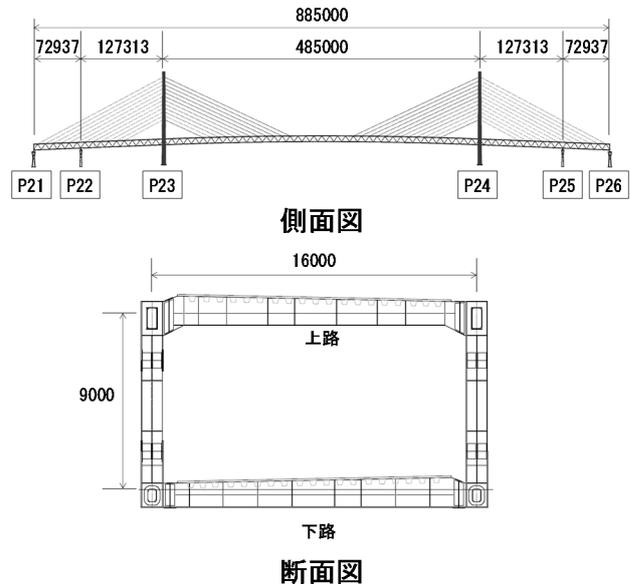


図-2 対象とした既設橋 (単位: mm)

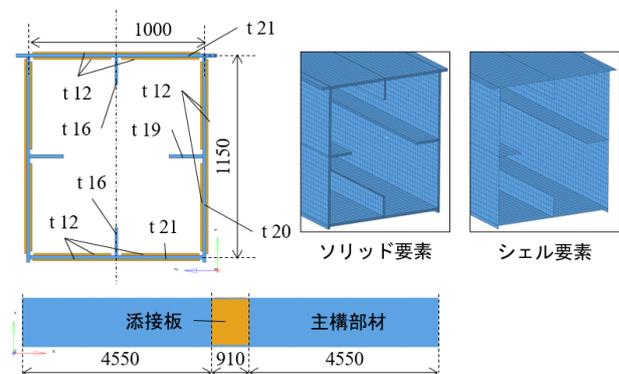


図-3 鋼製部材要素種類の検討 (単位: mm)

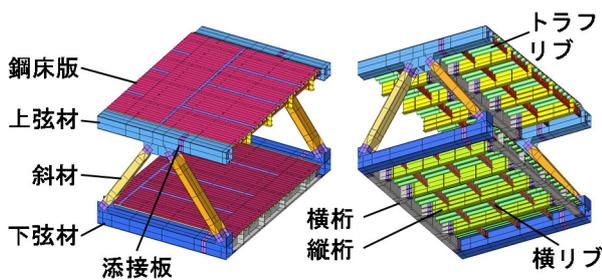


図-4 作成した主桁モデルの一部

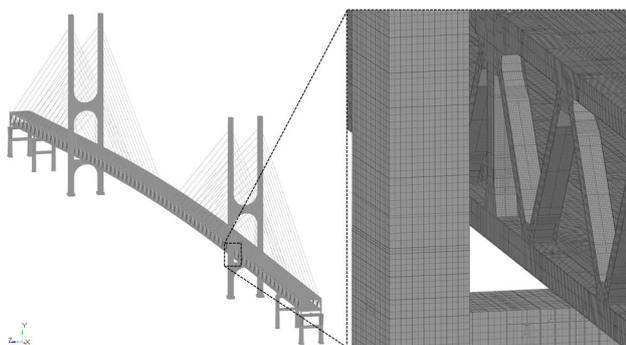


図-5 作成した橋梁大規模解析モデル

表-2 橋梁大規模解析モデル規模

節点数	33,659,364
要素数	33,668,579
自由度数 (車両荷重応答・熱変形)	190,816,902
自由度数 (熱伝導)	33,668,579

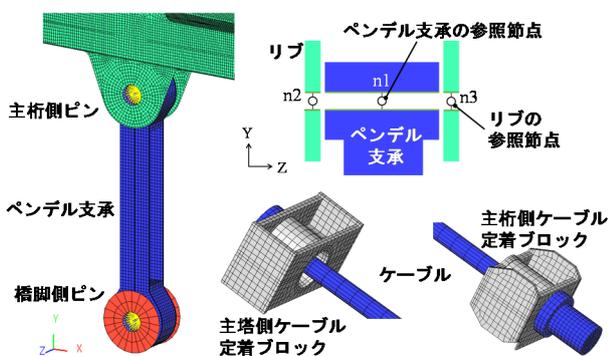


図-6 部材支持条件

鋼板の板厚中心と仮定した。モデルに線形解析の範囲で曲げおよびねじりを負荷し、結果を比較したところ、シェル・ソリッド間の剛性差は曲げ剛性で2%、ねじり剛性で1%となった。また、シェル要素の計算時間はソリッド要素の5%であった。計算効率を考慮し、構造の大半を占める鋼製部材はシェル要素でモデル化する方針とし、鋳造品であるケーブル定着ブロックはソリッド要素にてモデル化した。ケーブルは、計算効率の観点から1次元要素によるモデル化も考えられるが、モデル全体に対してケーブルが占める要素数の割合が小さかったため、ソリ

ッド要素でモデル化を行った。

2.2 橋梁全体モデルの作成

主桁を構成する上弦材・斜材・下弦材・縦桁・横桁・横リブ・鋼床版およびトラフリブの各部材について、それぞれ製作図面を参照し図-4のように作成した。水平あるいは垂直補剛材も作成されている。厚さの異なる鋼板が同一面内で溶接されている箇所については、解析モデルにおいても要素を区切り、図面通りの板厚値を各要素に設定した。添接板およびトラフリブ、桁形状を再現するように要素分割を行った結果、主桁の基本メッシュサイズは80mmとした。一方、主塔及び橋脚は、本論文では直接の測定対象ではないため、板厚変化および添接板形状が捉えられる範囲で、メッシュ数を削減した。この結果、主塔および橋脚の基本メッシュサイズは400mmとした。

解析モデルの全景および主塔近傍の要素分割状況を図-5に示す。溶接箇所は要素同士を共有節点で剛結し、添接箇所は添接面の板厚を添接板厚分増加させることで表現した(ボルト、ボルト孔は2.1節のモデル同様、省略した)。したがって、各構造材間は剛結で表現されている。解析モデル規模は表-2に示す通り、節点数並びに要素数は約34百万、自由度数は応力解析では約1億9千万、熱伝導解析では約34百万となった。本論文では、静的な微小変形の範囲内で、負荷前後の変位の差分に注目する。そこで、死荷重やプレストレスによる残留応力は考慮せず、主桁・主塔・橋脚形状は設計上の出来形を無応力状態とし、ケーブルは直線でケーブル定着ブロック間を接続するようモデル化した。

2.3 部材の支持条件

作成した橋梁全体モデルの主塔・橋脚の基礎部分にあたる底面に完全拘束を設定した。また、実橋梁では、主桁は橋脚に対して、橋軸直角方向両端に配置されたペンデル支承によって支持されている。ペンデル支承は主桁側リブと橋脚側リブ双方においてピンで結合されており、橋軸方向の移動に対して回転可能な機構となっている。

解析モデルで同機構を表現するにあたり、図-6に示すようにリブ穴中心に参照節点n2、n3を作成し、リブ穴縁の節点と剛体梁で結合した。同様にペンデル支承の開口中心にも参照節点n1を作成し、開口内の節点と剛体梁で結合した。リブとペンデル支承の参照節点には、並進・回転成分が等しくなるように線形拘束式を与え、ペンデル支承の軸回転の成分のみ拘束式から除外することで、上記の回転機構を表現した。また、ケーブル定着ブロック開口中心に参照節点を作成し、開口面の節点と剛体梁で結合した。一方、ケーブル端面中央にも参照節点を作成し、ケーブル端面の節点と剛体梁で結合した。ケーブル定着ブロックとケーブルの参照節点には、並進・回転成分が等しくなるように線形拘束式を与え、ケーブルと

定着ブロックが剛結合されるように設定した。これらのモデル化に関し、本論文で着目した主桁の変位を再現するには十分と考えた。

本論文で扱う解析および実測は、静的微小変形の範囲内と考え、摩擦をはじめとする部材間のすべり接触やピンの変形は考慮しなかった。また、主塔部に配置される耐震デバイス（ゴムダンパー）¹¹⁾は、静解析において減衰効果を見做できると考え、モデル化の対象外とした。

3. 車両荷重に対する応答解析

作成したモデルの解析精度を検証するため、車両荷重に対する有限要素解析と、実際の橋体に荷重を加えて得られた変位実測値とを比較した結果について述べる。解析モデルは前章で作成したものを適用した。

3.1 車両荷重の条件設定

実測試験には荷重車を複数台用いた。試験前に各荷重車の重量を計測し、得られた総載荷重量を表-3に示す。なお、試験は2018年3月と2019年3月の2回実施した。載荷位置は図-7に示すように(a)端橋脚-中間橋脚間、(b)中間橋脚-主塔間、(c)主塔間（支間中央）と、橋軸方向に3か所設けた。載荷位置と荷重車の位置関係を図-8に示す。また、各載荷条件で生じる鉛直方向の変位を次の方法で測定した。載荷位置(a)~(c)それぞれにおける評価位置を図-9に示す。載荷位置(a)では下弦材の評点、(b)では上弦材の評点を地上からレーザー変位計を用いて測定した。載荷位置(c)は海上にあるため、上弦材の上にリフレクタを設置し沿岸よりトランシットを用いて測定した。

解析は、試験を模擬するよう荷重車のタイヤ接地面に位置する舗装・鋼床版の要素表面に車両重量相当の表面力を与え、線形静解析により橋梁全体の変位分布を求めた。解析に用いた材料物性値を表-4に示す。鋼板とケーブルは一般的な鋼の値を用い、アスファルト混合物の弾性係数およびポアソン比は文献値^{12), 13)}を参考に 5kN/mm^2 とした。測定時の気温は2018年3月実施時が 5°C 、2019年3月実施時が 3°C であったため、弾性係数は妥当な範囲の値と考える。鋼床版は要素種類を積層シェルとし、鋼床版（材料：鋼板）と舗装（材料：アスファルト混合物）それぞれの物性と厚さを設定し剛性を考慮した。本論文で扱う車両荷重に対する橋梁の変形は微小変形の範囲内と考え、幾何学線形および線形弾性を仮定した。なお、車両配置により異なる荷重点位置の測定変位への影響を検討するため、図-8の196kNの荷重車1台と196kNの荷重車2台の2条件を解析した。

3.2 車両荷重の解析結果と実測結果

解析で得られた196kNの荷重車2台載荷時の変形図と鉛直方向の変位を図-10に示す。載荷位置(a)に載荷した

表-3 各試験の載荷重量

試験日	車両配置数	総載荷重量 (kN)
2018年 3月8日	1台	196
	2台	391
2019年 3月9日	1台	116
	2台	202
	3台	319
	2台	408
	3台	524

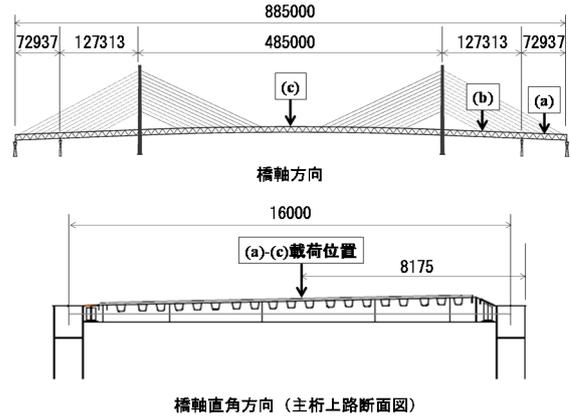


図-7 主桁への載荷位置（単位：mm）

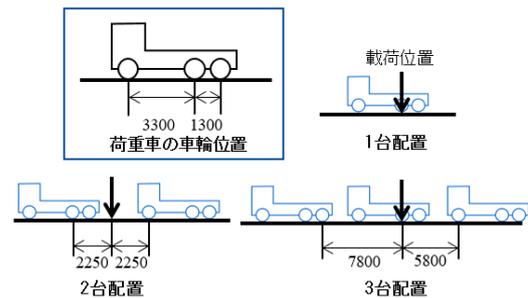


図-8 載荷位置と荷重車の位置関係（単位：mm）

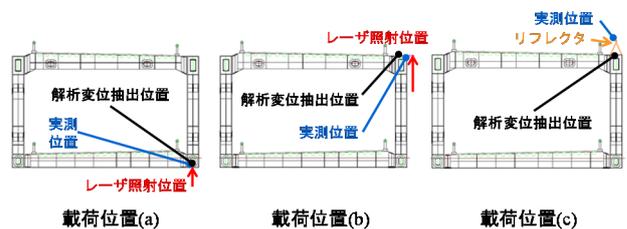


図-9 各載荷位置における変位評価位置

表-4 車両荷重応答解析に用いた材料物性値

	弾性係数 (kN/mm^2)	ポアソン比 (-)
鋼板	205	0.3
ケーブル	205	0.3
アスファルト混合物	5	0.35

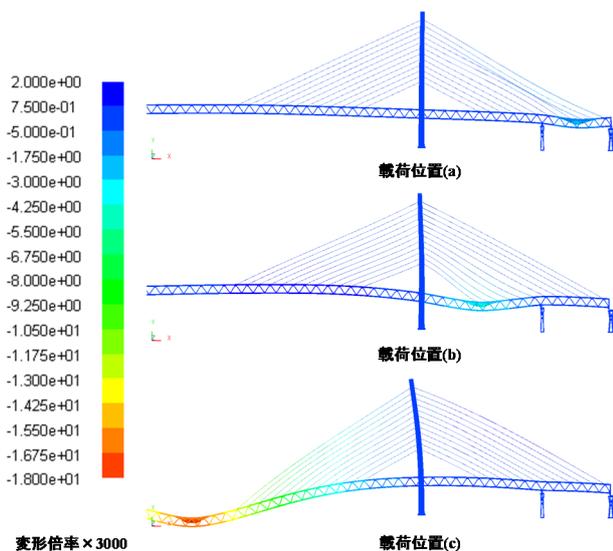


図-10 鉛直方向の変形図 (単位: mm)

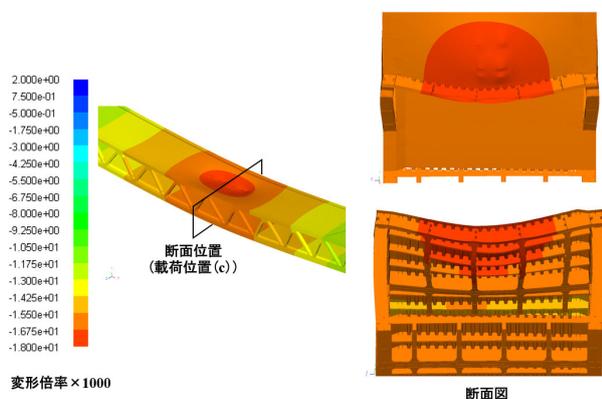


図-11 載荷位置近傍の変形の様子 (単位: mm)

表-5 解析値と実測値から得た荷重-変位関係

載荷位置	解析	実測					
		回帰式係数	回帰式係数 95%信頼区間		相関係数	決定係数	自由度 調整済み 決定係数
			上限	下限			
(a)	2.96×10^{-3}	3.06×10^{-3}	3.77×10^{-3}	2.35×10^{-3}	0.97	0.95	0.78
(b)	7.65×10^{-3}	6.63×10^{-3}	7.75×10^{-3}	5.61×10^{-3}	0.99	0.98	0.78
(c)	4.12×10^{-2}	4.29×10^{-2}	4.96×10^{-2}	3.63×10^{-2}	0.99	0.98	0.78

場合が最も変形が小さく、(b)、(c)の順に変形が大きくなった。(c)においては中央径間側への主塔の傾きも顕著であり、主桁の変形がケーブルと主塔を介して側径間側の主桁を引き上げる挙動が再現できた。

次に同条件の載荷位置(c)において、載荷位置断面の変形図を図-11に示す。上路の鋼床版には荷重車の車輪位置に局所的なたわみが生じたが、鋼床版全体では載荷位置を中心にしたわみが分布した。鋼床版の面変形に伴ってトラフリブや横桁・横リブが変形し、上弦材の変形に至る様子が表現できた。

測定点における解析値と実測値の比較について述べる。解析値は、荷重車1台の196kN条件と荷重車2台の391kN

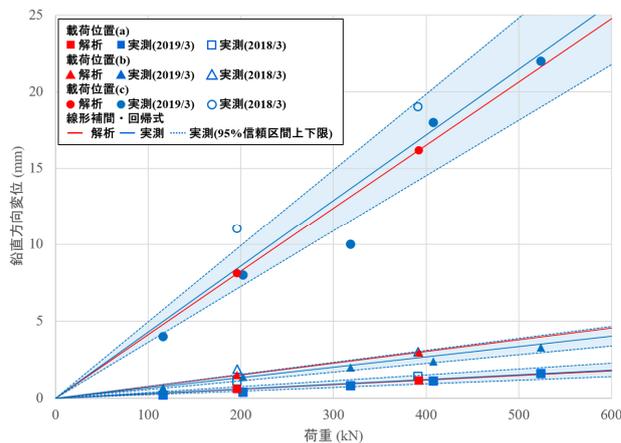


図-12 鉛直方向変位の実測値と解析結果の比較

条件で得られた変位が比例関係にあったため、車両配置によって異なる荷重点位置の影響はないといえる。荷重車直下の鋼床版の変形量は、車両配置による影響を受けるが、測定点である上弦材・下弦材の変位への影響は小さかったと考えられる。一方、実測値は2018年3月実施分と2019年3月実施分を得た。解析値と合わせてプロットしたものを図-12に示す。例えば、載荷位置(c)の荷重196kN付近の変位で見られるように、近い荷重でも測定日によって変位が異なることが分かった。そこで、両日の測定結果を合わせて、各載荷位置で最小二乗法による回帰を行った。回帰式は直線で切片をゼロと仮定した。得られた結果を表-5及び図-12に示す。実測の実験点が少ないことから、自由度調整済みの決定係数を求め、回帰式の当てはまりを評価した。自由度調整済み決定係数は各載荷位置で0.78前後となっており、実測値に対する回帰式の当てはまりは妥当と考える。

解析値と実測値の比較を回帰直線の傾きで行うと、実測値を基準とした場合の解析値の残差および誤差は、載荷位置(a)で -1.02×10^{-4} (誤差-3.33%)、(b)で 1.02×10^{-3} (誤差15.4%)、(c)で -1.73×10^{-3} (誤差-4.04%)となった。また、解析値の傾きは実測値の傾きの95%信頼区間内に収まった。解析値と実測値の乖離傾向は一定ではなく、載荷位置(a)と(c)では解析は実測よりも剛性を高く、(b)では剛性を低く見積もっており複数の誤差要因が関係していると考えられる。解析で得られた相当応力の大きさから弾性範囲内の変形であることを確認した。変形量に関してもスパンに対して微小変形の範囲内と考えられる。ただし、ケーブルのサグによる見かけの剛性低下、耐震デバイスであるゴムダンパーの拘束作用は本モデルで考慮していない部分であり誤差要因の一部と考え、今後の課題である。

4. 温度日変動に対する応答解析

日射および外気温の変化により橋梁各部材の温度および橋梁全体の温度分布が変化することで、橋梁に変形が生じる。ここでは、測定された主桁の温度を入力値とし

た有限要素解析を行い、得られた橋梁の熱変形を実測値と比較した結果について述べる。解析モデルは車両荷重応答解析に用いたものと同様 2 章で作成したものを適用し、幾何学線形および線形弾性を仮定して計算を行った。

4.1 橋梁温度分布の算出

主桁の複数点での温度測定値を解析モデルに与え、定常熱伝導解析により橋梁全体の温度分布を求めた。

(1) 温度測定

主桁の温度は熱電対を用いて測定した。熱電対の設置位置を図-13 に示す。高さ方向については側面図に示すように上路および下路、橋軸方向については平面図に示すように主塔および各橋脚の直上 6 点、橋軸直角方向については断面図に示すように上路 3 点、下路 3 点の計 6 点である。また、上路舗装の P24 主塔近傍 1 か所において、舗装に開けた穴に熱電対が厚さ方向に 37.5mm 間隔で 3 点埋め込まれ、モルタルの充填により封止された。熱電対の設置状態を写真-1 に示す。

2018 年の 1 年間を通して 1 時間おきに 1 回行われた測定結果を図-14 に示す。晴天時は温度変化の大きい 5 月 20 日 6 時から翌 21 日 6 時まで、雨天時は温度変化の小さい 7 月 5 日 6 時から翌 6 日 6 時までを温度変化挙動確認の対象とした。鋼床版温度は上下路それぞれにおいて橋軸方向 6 点の平均値とし、横桁温度は橋軸方向 6 点に橋軸直角方向の両端 2 点を加えた計 12 点の平均値とした。上路と下路については特に(a)晴天時において約 15°C の温度差が生じたため、平均化せず個別に考慮することとした。(b)雨天時には部位ごとに大きな温度差は生じなかった。

(2) 熱伝導解析

熱伝導解析を行うにあたり、材料物性値としてモデル全体に一般的な鋼の熱伝導率 53.5W/mK を設定した。上下路の鋼床版と横桁および縦桁底面の節点集合を作成し、各節点集合に温度測定値を付与した。シェル要素でモデル化した鋼床版は厚さ方向の節点数が 1 点であることから、舗装か鋼床版底面のいずれかの温度を入力せざるを得ず、本論文では鋼床版温度を与え、舗装は評価対象外とした。

橋梁全体の温度分布を得るにあたり、熱伝導解析を 2 回行った。温度測定対象外とした主塔と橋脚の温度を求めるにあたり、主塔と橋脚の側面 (Z 軸方向に垂直な面) の温度は日射によって温度が上昇する上路と、日陰となる下路を結ぶ斜材中央部の温度が最も近いと仮定し、1 回目の熱伝導解析でまず同値を求めた。次に 2 回目の熱伝導解析では主桁に与える温度は 1 回目と同一とし、主塔と橋脚の側面に 1 回目の熱伝導解析で求めた斜材中央部の値を与えて橋全体の温度分布を求めた。主塔と橋脚に温度を設定せず一度の解析で温度分布を求めようとした場合、主桁に設定した温度がケーブルやペンデ

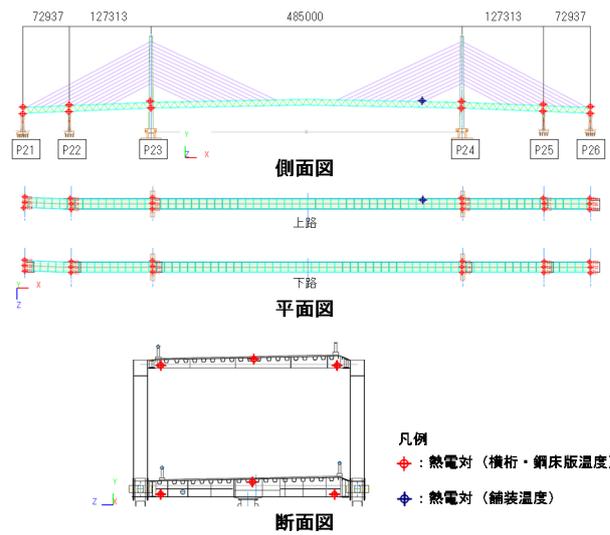


図-13 温度測定における熱電対配置位置



写真-1 熱電対設置状態

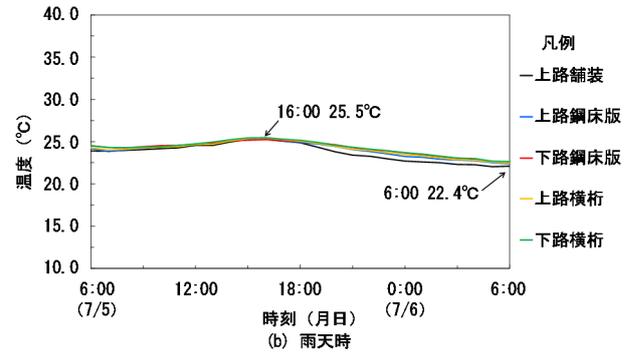
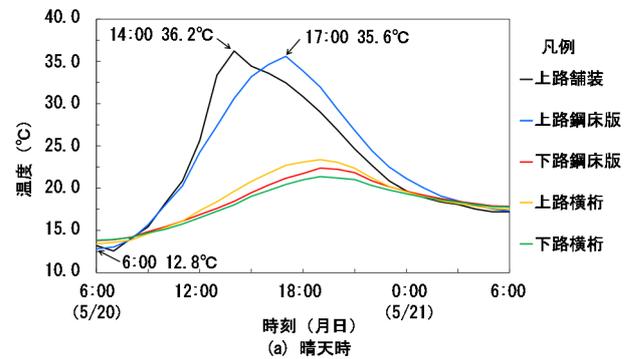
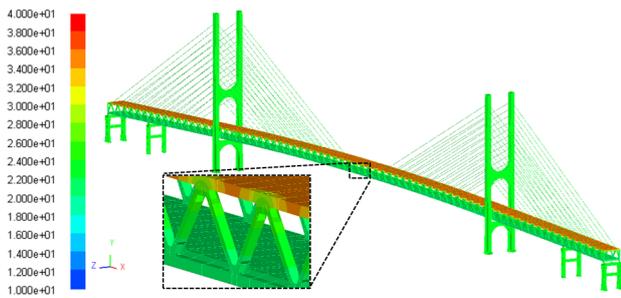
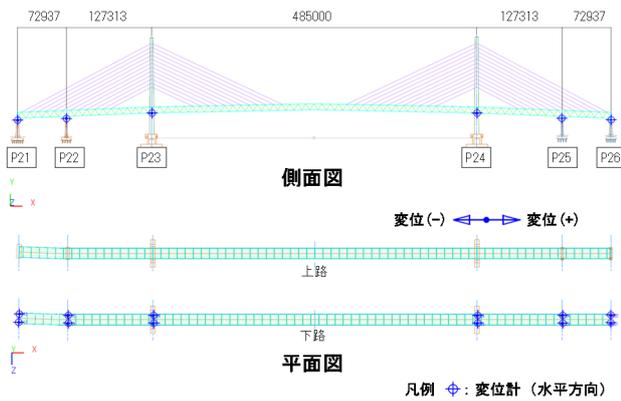


図-14 晴天時・雨天時の温度変化

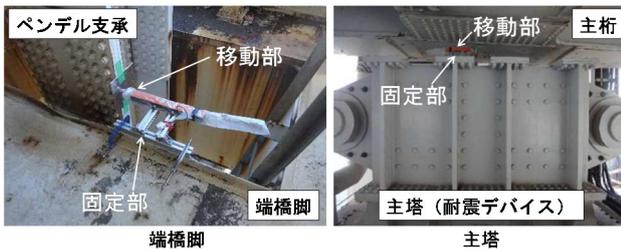
ル支承を通じて主塔と橋脚に伝わるという非現実的な結果が得られる。主桁に関しては 1 回目と 2 回目とで同じ温度を与えているため、主桁自体の伸長についての影響はほぼ無いと考える。1 時間おきに測定された実測結



図一15 5月20日17時の橋梁温度分布（単位：℃）



図一16 変位測定における変位計配置位置



写真一2 変位計設置状態

果に準じ、解析も同様に1時間ごとに実施した。図一15に一例として晴天時に上路鋼床版温度が最も高くなる5月20日17時の温度分布を示す。上下路に異なる温度を入力した結果、主桁および斜材に温度差が生じている。

4.2 熱変形の算出

次に、熱伝導解析で得られた温度分布を熱荷重とした線形静解析を行い、橋梁全体の変位を求めた。解析結果検証のための変位測定も合わせて行った。

(1) 変位測定

主塔もしくは橋脚に対する主桁の橋軸方向の伸縮は、変位計を用いて測定した。変位計の設置位置は図一16に示すように、主塔・中間橋脚・端橋脚それぞれにおいて橋軸直角方向両端2か所の計12点であり、代表的な設置状態を写真一2に示す。変位計の固定部を主塔および橋脚側に、移動部を主桁あるいはペンデル支承側に設置し、相対変位を測定した。全ての変位計の正方向は図一

16に示すように+X方向である。

測定は温度同様1年間を通して1時間おきに1回行われ、確認対象範囲も温度同様、晴天時の5月20日6時から翌21日6時まで、雨天時の7月5日6時から翌6日6時までとした。変位計は5月3日の14時（以降、基準日時と呼称）にリセットされ、基準日時以降に記録された変位は同日時からの差分である。

晴雨両日の変位を図一17(a)(b)に示す。(a)晴天時実測変位において5月20日の朝6時にP21-23は正、P24-26は負の値を示しているが、これは基準日時に比べて橋梁全体の温度が低いため、主塔・橋脚に対して主桁が縮み、P21-23は+X方向に、P24-26は-X方向に移動したことを表す。基準日時に対して温度が高い17時付近では主桁が伸びたため、変位計の値の正負が入れ替わっている。それに対し(b)雨天時実測変位は図一14に示すように1日の中で温度変化が少なく、基準日時に対して常に温度が高いため、正負の逆転は生じずP24-26は+X方向に、P21-23は-X方向に移動した。

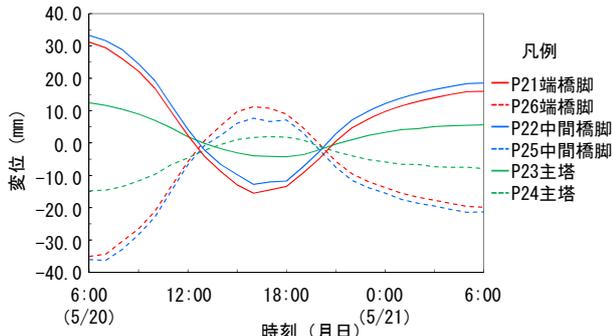
なお、車両荷重応答解析結果から鉛直方向荷重に対するペンデル支承の橋軸方向変位量は1mm以下であったため、本測定における交通荷重の影響を考慮する必要は無いと考えた。

(2) 熱変形解析

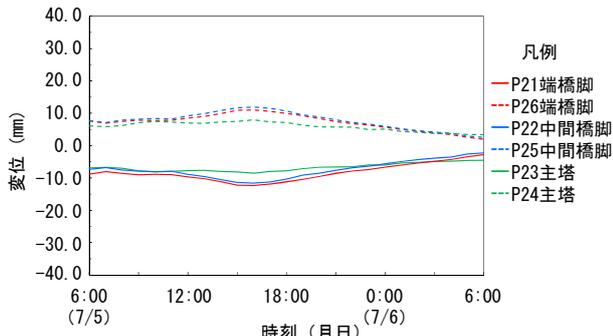
熱変形解析を行うにあたり、材料物性値としてモデル全体に一般的な鋼の線膨張係数 $11.5E-06/^\circ\text{C}$ を設定した。前節の熱伝導解析で得られた全体の温度分布である各節点の温度値を入力とし、橋梁全体の変形を求めた。解析は測定同様1時間ごとに行い、初期温度を基準日時の温度分布、参照温度を各時刻の温度分布とした。得られた結果の代表例として晴天時17時の橋軸方向変位を図一18に示す。同図において変形倍率を100倍としており、黒線で表示した変形前形状と重ね合わせている。支間中央を中心に橋軸方向に対称となるよう伸長しており、拡大図に示す通り、主桁の伸長に対してペンデル支承に回転が生じた。

4.3 熱変形に対する解析結果と実測結果

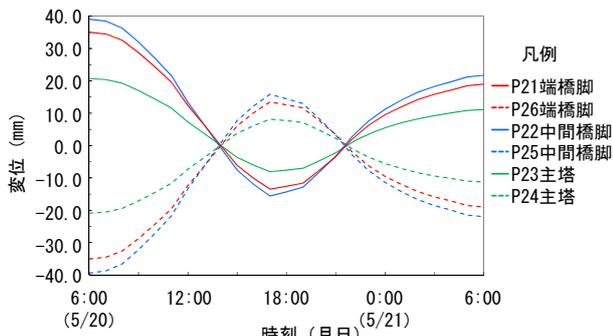
図一19に示すように、解析結果において変位計設置位置に対応するよう、移動側節点値と固定側節点値の変位差分を取得し、晴雨両日の時間変化を図一17(c)(d)のようにまとめた。図一17(a)(b)の実測結果と比較し、実測と解析のいずれも晴天時において全変位がほぼ0mmとなる時刻が2回あり、5月20日の朝6時にP22中間橋脚の変位が最大となるなど、傾向が一致し現象が再現できていることが明らかになった。雨天時についても7月5日の朝6時から16時にかけて徐々に変位が増大し、その後翌朝6時に向かって変位が低減していく傾向が一致した。晴天時に現れた全変位計の値が0mmとなる事象は、変位計をリセットした基準日時と該当時刻で変位計設置位置での変位が同一であることを意味する。



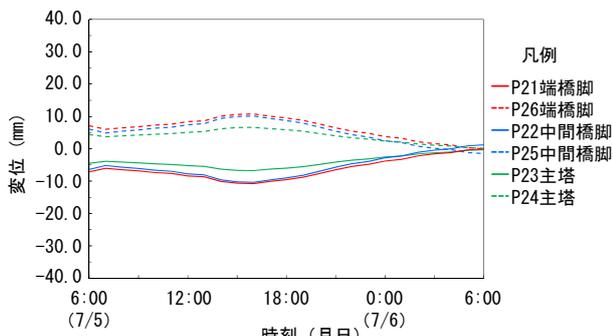
(a) 晴天時実測変位



(b) 雨天時実測変位

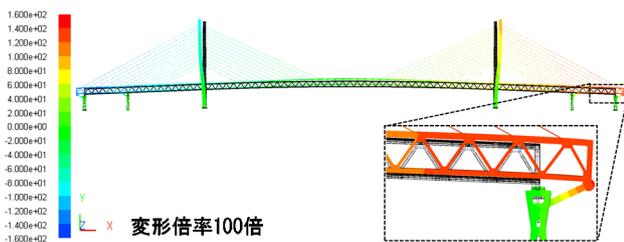


(c) 晴天時解析変位

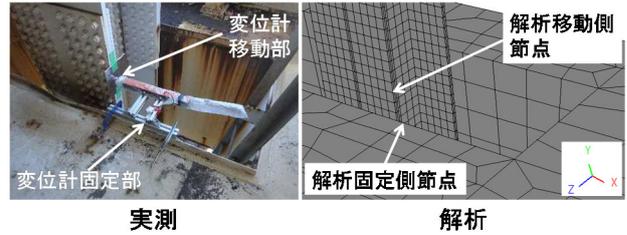


(d) 雨天時解析変位

図一七 晴天時・雨天時の実測および解析変位



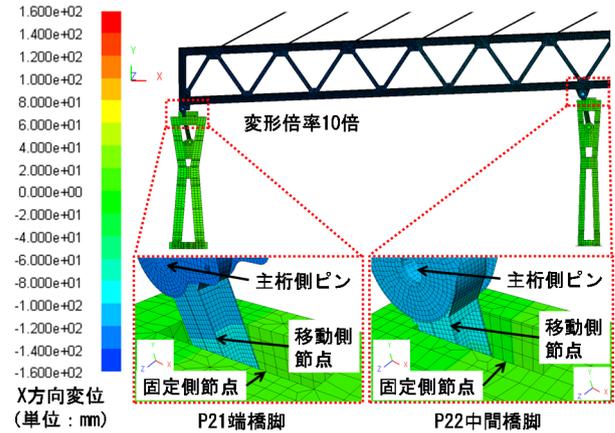
図一八 5月20日17時のX方向変位 (単位: mm)



図一九 変位実測に対する解析結果取得位置

表一六 各部位各時間の温度 (単位: °C)

	基準日時	5月20日 14時	5月20日 21時
上路鋼床版	27.7	30.6	26.8
下路鋼床版	20.2	18.4	21.8
上路横桁	20.2	19.6	22.4
下路横桁	19.1	18.0	21.0



図二〇 端橋脚と中間橋脚の変位取得位置の差異

図一七(c)で全変位がほぼ0mmとなる5月20日14時および21時と、基準日時における各部位の温度測定値を表一六に示す。変位計設置位置での変位は等しいが、各部位の温度はそれぞれ異なる。基準日時と比べ5月20日14時では、上路鋼床版温度は高いがそれ以外は低い。逆に21時では上路鋼床版温度は低いですがそれ以外は高い。部位ごとの温度が異なれば橋梁全体の変形形状も同一にはならないが、変位計設置位置の変位がちょうど等しくなる温度の組み合わせであったと考えられる。これは橋梁全体の温度分布を求めた上で行った熱変形解析から明らかになったものであり、橋梁全体温度を均一に昇降させた場合には得ることができない。事前に橋梁全体に上路鋼床版の測定温度を均一に与える解析も行ったが、基準日時の温度27.7°Cを初期温度、5月20日17時の温度35.6°Cを参照温度とした際の端橋脚での変位は30.9mmと、温度分布を考慮した際の13.5mmに比べて倍以上大

きな値となった。なお、同時刻同位置の実測値は 10.7mm であった。

図-18 では支間中央から離れるほど変位が増大しているが、図-17(c)晴天時において中間橋脚での変位が端橋脚の値より大きい。その理由を記す。図-20 は 5 月 20 日 17 時の X 方向変位、変形倍率 10 倍の解析結果である。主桁の伸縮に合わせてペンデル支承がピン部分で回転するが、ペンデル支承のリンク部分の長さが端橋脚と中間橋脚とで異なるため、主桁側のピン部分と端橋脚の移動側節点は離れているが中間橋脚との距離は近い。そのため橋軸方向の変位は主桁側ピン部分では端橋脚の方が大きいものの、移動側節点位置で比べると中間橋脚の方が大きくなる逆転現象が生じる。図-20 では主桁が伸びる場合を示しているが、縮む場合も同様の理由で中間橋脚の変位が端橋脚よりも大きい値を示す。

次に、端橋脚変位の実測値と解析結果の重ね合わせおよび橋梁温度変化について、晴天時を図-21 に、雨天時を図-22 にそれぞれ示す。図中の主桁温度グラフは端橋脚変位の変化と主桁温度変化の比較を行う目的で再掲した。図-21 において、(a)端橋脚変位は 5 月 20 日の朝 6 時と翌 21 日の朝 6 時で実測値と解析結果がほぼ一致したものの、ピーク値とピーク時刻に差が生じており、実測値の方がピーク時刻が 1 時間早く、最大変位量の差は 2.1mm であった。さらに(b)温度変化を参照すると、上路鋼床版温度ピークが 17 時であるのに対し、上路舗装温度のピークは 14 時と 3 時間早い。一方、雨天時の図-22 では、(a)端橋脚変位において実測値と解析結果のピーク時刻が 16 時と一致し、(b)温度変化についても上路舗装を含め全ての測定点温度ピークが 16 時であり、ピーク時刻のずれは見られなかった。中間橋脚と主塔においても同様の傾向が見られた。各箇所の最大変位量を表-7 にまとめたところ、実測値と解析結果の最大差は晴天時中間橋脚における 7.9mm であった。なお、晴天時ピーク 17 時における主桁の橋軸方向最大変位量は約 145mm であり、支間中央から端までの距離 442.5m に対して十分小さく、温度日変動に関しても線形解析の仮定は妥当だと考えた。

以上の結果と 4.1(2)項で述べたように、本章の熱変形解析では舗装をモデル化対象外としたことを合わせ、晴天時においてピーク時刻に差が生じた要因を考察する。先に舗装温度は上路のみ厚さ方向に 3 か所熱電対を用いて測定されたと記したが、厚さ方向の断面図を用いて配置を表すと図-23 となる。80mm 厚の舗装に対して 37.5mm 間隔で配置された熱電対の内、最下(舗装下と呼称)のものは鋼床版上面との距離が 2.5mm であるため、鋼床版上面温度に近い値を示すと考えられる。鋼床版底面の温度測定位置のずれは、舗装とは異なる場所で測定されたことを表す。晴天時における舗装 3 か所それぞれの温度と上路鋼床版底面温度を図-24 に示す。鋼床版底

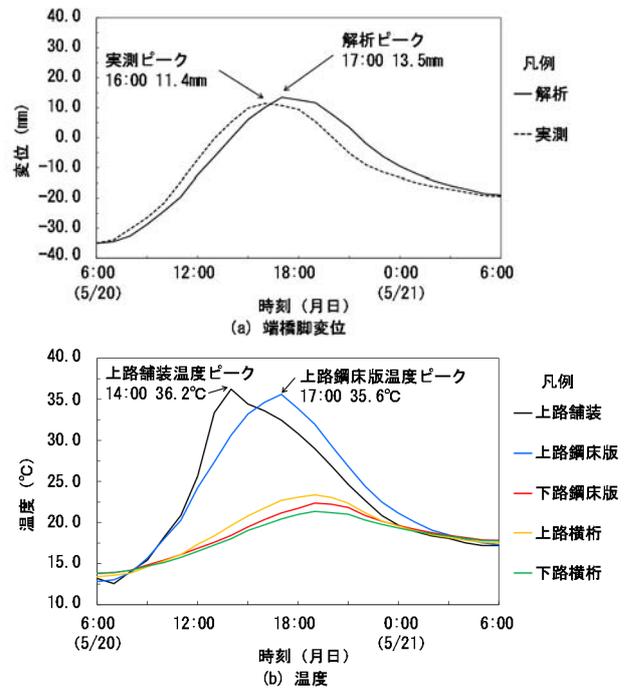


図-21 晴天時端橋脚変位と主桁温度の比較

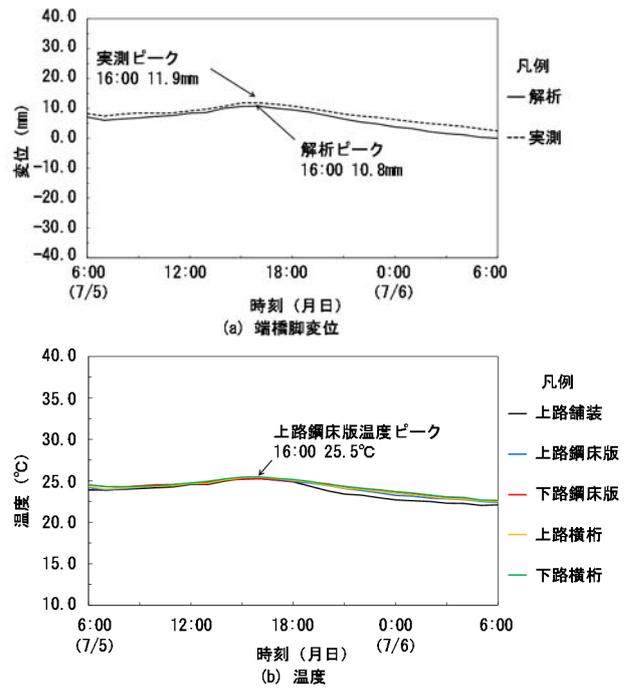


図-22 雨天時端橋脚変位と主桁温度の比較

表-7 各測定箇所での最大変位量 (単位: mm)

		端橋脚	中間橋脚	主塔
晴天時	実測	11.4	7.9	2.0
	解析	13.5	15.8	8.2
雨天時	実測	11.9	11.8	7.5
	解析	10.8	10.1	6.6

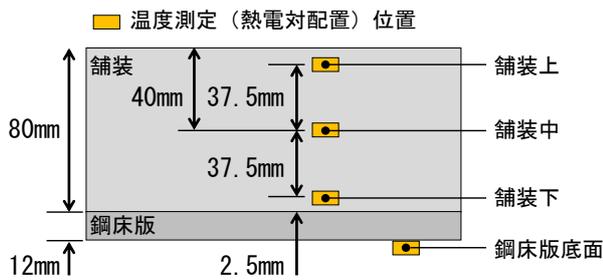


図-23 厚さ方向の舗装温度測定位置

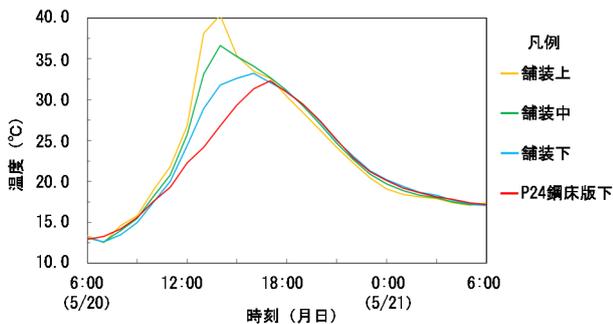


図-24 上路舗装および鋼床版底面温度

面の温度は橋軸方向 6 か所の平均の場合、ピーク温度が舗装下のピーク温度を超えたため、舗装温度測定位置に近い P24 主塔直下で測定された 1 か所の値のみを用いた。同図において 17 時以降は鋼床版上面に近い舗装下と鋼床版底面の温度が概ね一致するものの、11 時から 17 時の間は一致しないことから、その間は鋼床版の厚さ方向に温度差が生じていた可能性が高い。解析では舗装をモデル化の対象外としたため、鋼床版厚さ方向の温度差を考慮しなかったことがピーク時刻差の要因であったと考えられる。雨天時は上路への日射が無かったため舗装温度が上がらず、舗装をモデル化対象外とした影響が表れなかった。舗装の弾性係数は鋼製部材に比べて 2 桁小さいため変形に与える影響は少ないが、舗装をモデル化することで鋼製部材の温度分布をより正確に求めることができるため、現象の再現度が向上すると考えられる。

5. まとめ

本論文では、既設の長大橋全体を 3 次元シェルおよびソリッド要素で精緻にモデル化した。さらに車両荷重による橋梁のたわみ、温度日変動による橋梁の熱伸縮を対象に線形静解析を実施した。得られた解析値と実測値の比較を行い、モデルの妥当性を検証した。以下に得られた知見をまとめる。

表-8 各解析の 1 条件あたりの解析時間

解析種類	1 条件あたりの解析時間
車両荷重変形 (応力解析)	2.5 時間
橋梁温度分布 (熱伝導解析)	0.2 時間
熱変形 (応力解析)	2.0 時間

- 製作図面を参照して、橋梁各部位の鋼板厚さ、添接板を考慮した精緻なモデルを構築した。モデルの自由度は応力解析で約 1 億 9 千万、熱伝導解析で約 34 百万となった。各解析の 1 条件あたりの解析時間を表-8 に示す。いずれの解析も 192 並列コア計算で実施した。線形静解析の範囲であるが、民間企業が保有しうる計算環境で現実的な解析時間と考える。なお、熱伝導解析の解析時間が応力解析に対して短いのは、自由度が少ないためである。
- 車両荷重に対する橋梁のたわみを解析した。線形静解析で得られた荷重に対する変位の傾きは、実測値の最小二乗近似で得られた線形式の傾きの 95% 信頼区間内に収まることを示した。ただし、載荷位置によって実測値を基準とした解析値の誤差は異なった。
- 温度日変動による熱変形を解析した。少ない点数で測定した温度から熱伝導解析によって全体の温度分布を補完し、その温度分布に基づく熱変形解析から実現象の主桁変形メカニズムを再現できた。舗装をモデル化し鋼床版厚さ方向の温度差を表現することで、より再現度が高まると考えられる。
- 車両荷重と温度日変動といった異なる負荷に対して同じモデルで評価できることを示した。ただし、耐震デバイスやケーブルサグ、舗装の温度分布は、精緻なモデリングとして不足している要素と考えており、今後モデルに導入する必要がある。

なお、最終目標である疲労・損傷を推定するうえで、直近では死荷重状態の再現方法と定量的な検証が必要と考えている。そのうえで、疲労・損傷を考慮できる材料非線形の導入、地震動などの動的な現象を扱える動解析の適用を目指す。非線形性によって計算負荷の増加は避けられない。したがって、実用可能な計算規模の範囲内で全体を精緻にモデル化しうる最適な粒度および維持管理に必要な精度を併せて検証していく。

謝辞

本論文の内容は阪神高速道路(株)と(株)東芝の「大規模解析モデルによる挙動シミュレーションに関する共同研究」の成果の一部である。ここに記して関係各位に御礼申し上げます。

ADVENTURECluster™は(株)アライドエンジニアリング社の日本登録商標です。

参考文献

- 1) 国土交通省：令和元年版 交通白書, 国土交通省,2019.
- 2) 産業構造審議会商務流通情報分科会情報経済小委員会：中間とりまとめ～CPSによるデータ駆動型社会の到来を見据えた変革～, 2015.5.
- 3) 内閣府：科学技術政策, Society5.0,
https://www8.cao.go.jp/cstp/society5_0/index.html
(2019.8.26)
- 4) Elisa N. , Luca F. and Marco M.: A Review of the Roles of Digital Twin in CPS-based Production Systems, *Procedia Manufacturing*, Vol.11, pp.939-948, 2017.
- 5) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明：首都高速道路における長大橋耐震補強検討, 土木学会論文集, No.801/I-73, pp.801_1-801_20, 2005.
- 6) 山本泰幹, 半野久光, 藤野陽三, 矢部正明:横浜ベイブリッジの耐震設計における鋼上部構造を対象とした性能照査, 土木学会論文集, Vol.66, No.1, pp.13-20, 2010.
- 7) 八ツ元仁, 馬越一也, 金治英貞, 中村真貴, 野中哲也：大規模計算による長大橋地震応答解析の構造要素モデルの高度化に関する検討, 土木学会論文集, Vol.73, No.2, I_769-I_780, 2017.
- 8) 株式会社アライドエンジニアリング：
ADVENTURECluster Solver 2018 R1.3 入力データリファレンスマニュアル 入出力フォーマット Ver.2 編, 2018
- 9) 山寄優, 釘宮哲也, 廣畑賢治, 八甫谷明彦, 大野信忠, 坂根政男：めっき銅薄膜の機械的特性と基板繊維構造を考慮した実装基板スルーホール熱疲労寿命評価, 日本機械学会論文集, vol.81, No.821, pp.14-00382, 2015.
- 10)秋葉博, 栗栖徹, 中西浩一, 吉村忍:新しい並列処理固有値解析ソルバによる自動車エンジンの大規模振動解析, 日本機械学会 第12回設計工学・システム部門講演会講演論文集, No.02-31, pp.368-371, 2002.
- 11)長澤光弥, 角和夫, 上見範彦：東神戸大橋の耐震補強, 阪神高速道路株式会社「技報」, Vol.25, pp.52-59, 2011.
- 12)西澤辰男, 姫野賢治, 佐藤亮一, 佐藤育成:鋼床版舗装の構造解析に関する研究, 土木学会論文集, Vol.44, No.627, pp.103-112, 1999.
- 13)堀内智司, 久保和幸, 寺田剛：アスファルト混合物の弾性係数の範囲に関する一考察, 土木学会論文集, Vol.68, No.3, I_1-I_4, 2012.

(2019年9月20日受付)

(2020年2月1日受理)