

10.8 既設鋼橋の致命的損傷を防ぐための状態評価技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 20～平 22

担当チーム：橋梁構造研究グループ（橋梁）

研究担当者：村越 潤，石川 博之，三田村 浩，
梁取 直樹

【要旨】

高度経済成長期に大量に建設された我が国の道路橋が、今後一斉に高齢化を迎えることで、経年変化等に対する維持管理作業の増大が予想される。このような状況の中、近年、国内では鋼トラス橋の斜材の破断事故が相次いで発生し、また、海外でも米国において I-35W 橋（鋼トラス橋）の崩壊事故等の重大損傷が発生しており、橋梁の形式・構造特性等に応じた適切な維持管理手法が求められている。特にトラス橋、アーチ橋の主構造部材においては、部材の腐食損傷が橋全体系の安全性に重大な影響を及ぼす可能性があり、構造物の状態を適切に調査・診断するための方法が求められている。本研究では、鋼トラス橋、アーチ橋等を対象として、橋全体系・部材レベルの耐荷性能評価の方法について検討する。

キーワード：既設鋼橋，トラス，アーチ，腐食，耐荷性能，維持管理，臨床研究，FEM 解析

1. はじめに

高度経済成長期に大量に建設された我が国の道路橋が、今後一斉に高齢化を迎えることで、経年変化等に対する維持管理作業の増大が予想される。このような状況の中、国内の鋼トラス橋において、平成 19 年 6 月には国道 23 号木曾川大橋（図-1）、同年 8 月には国道 7 号本荘大橋の斜材が破断し、補修補強のために数ヶ月におよぶ通行規制を余儀なくされる事態が発生している。また、海外においても、平成 19 年 8 月米国ミネアポリス I-35W 橋の崩壊事故等の重大損傷が発生しており、多数の死傷者を出す重大事故が発生している。このようなトラスやアーチといった橋梁形式の主構造部材においては、部材の損傷が橋全体系の安全性に与える影響が大きく、場合によっては一つの部材の破断が重大損傷につながるおそれがある。そのため、部材損傷が橋全体系に与える影響を適切に評価し、合理的かつ効率的に橋全体系としての安全性を確保するための維持管理手法が望まれる。しかし、現時点では、腐食が生じたトラス主構造部材や格点構造の有する耐荷性能に関する研究事例は少なく、評価手法は確立されていない状況である。

本研究は、鋼トラス、鋼アーチ橋を主な対象として、腐食等の損傷を受けた部材の耐荷性能評価手法、腐食部材を含む橋全体系の耐荷性能評価手法の検討を行うものである。

平成 20 年度は 鋼トラス橋における最近の重大損傷事

例に関する資料収集を行うとともに、橋全体系の挙動把握に向けて、撤去前の鋼橋 2 橋を対象とした臨床研究を開始した。1 橋は床版の劣化等の見られる鋼 I 桁橋であり、荷重車を使った静的・動的荷重載荷時の挙動計測によって、解析モデルの検証等に有用な基礎データ等の蓄積を行った。もう 1 橋は、塩害に伴う著しい腐食欠損により平成 21 年度に撤去予定である鋼トラス橋であり、弾性 3 次元 FEM による全体系解析を行うとともに、今後 2 年間の臨床研究（撤去前後の現地挙動計測、腐食撤去部材載荷試験）の計画を作成した。

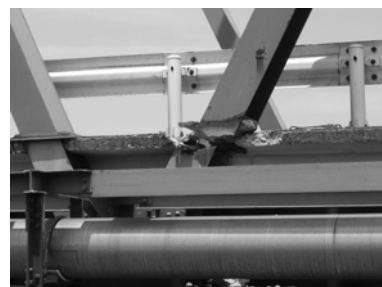


図-1 鋼トラス橋における腐食による斜材破断

2. 鋼 I 桁橋を対象とした挙動計測

2.1 研究概要

長期間供用された非合成鋼桁橋において、活荷重に対する全体挙動の把握及び解析手法の検討を主な目的として、床版損傷状況の調査および静的・動的・振動載荷試験による挙動計測を行った。計測は主にひずみゲージ、

変位計，加速度計を用いて床版，主桁，横桁，縦桁などの挙動に着目した。計測結果については，現在分析中であるが，本文では各種計測のうち，20トン荷重車による，主に合成挙動に着目した静的載荷試験結果，撤去部材の材料試験結果，および振動載荷試験結果の一部を報告する。なお，床版撤去工事の際の足場を利用して，橋の状態の目視調査を実施しており，その結果も示す。

2.2 橋梁概要

2.2.1 橋梁諸元

対象橋梁は北海道芦別市の一般国道452号において空知川に架かる旭橋である(図-2, 図-3)。本橋は，橋長82.7m(支間割: 24.6m+32.8m+24.6m)の3径間連続非合成鋼桁橋である。設計活荷重は14t(昭和14道示)，主要鋼材はSS41である。昭和28年に竣工し，平成14年に別線に新橋が架設され通行止めとなるまでの約50年にわたり供用された。大型車交通量は2,563(平成11年度)台/日である。主な構造的特徴としては，部材間はリベットで接合されていること，非合成桁として設計され，8m間隔毎に床版横断方向に打継ぎ目(コンクリートも鉄筋も不連続)が設けられていること，二主桁構造であること等が挙げられる。



図-2 旭橋全景

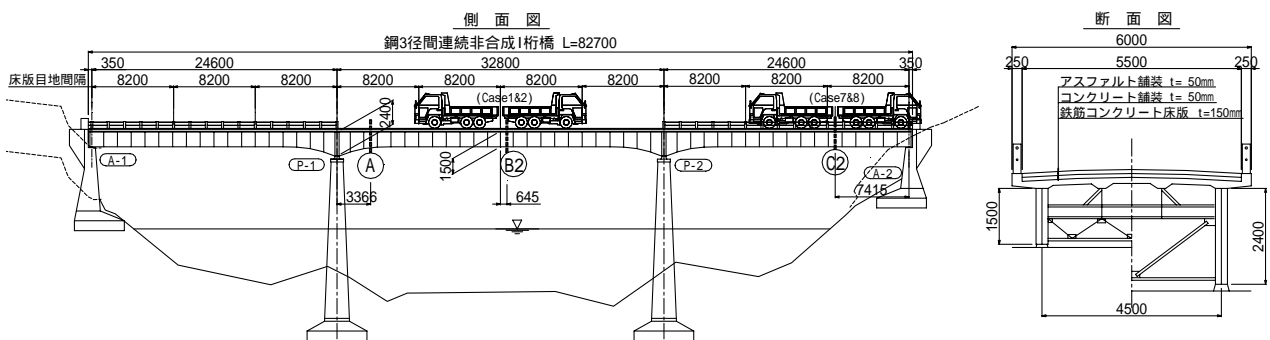


図-3 旭橋全体一般図

2.2.2 劣化損傷状況

(1)床版・地覆

図-4(a)に示すように，寒冷地における長期間の供用のため地覆コンクリート等には顕著な凍害が見られ，剥落・鉄筋の露出が著しかった。床版については図-4(b)に示す局所的なひび割れや図-4(c)のような剥落が見られたほか，図-4(d)のような打継ぎ目部からの浸水による遊離石灰，剥落，漏水が見られた。また，補修の詳細については不明であるが，図-4(e)に示すように，部分打替補修部にて橋軸方向に幅約0.3mmのひび割れが生じていた。図-5に近接目視点検結果の床版損傷概要図を示す。

(2)鋼桁

鋼桁については，主桁上フランジと床版との境界部や打継ぎ目直下の横構ガセットプレート周りなどに，図-4(f)，(g)のような床版の遊離石灰を含む漏水による影響と思われる局所的な腐食が数箇所見られたものの，平成8年に塗装塗替が行われたこともあり，その他は桁端部も含め特段の局部腐食も見られず，外観上ほぼ健全な状態であった。

2.3 材料試験結果

撤去鋼材の引張試験結果を表-1に示す。本橋撤去後に，主桁ウェブからJIS-5号試験片を製作し，3体の試験を行い平均値で整理した。表中には当時の規格値を併記するが，引張強さに関しては規格値を若干下回っていた。また，シャルピー衝撃試験の結果を同じく表-1に示す。0における吸収エネルギー値は，試験片採取方向で若干差が見られたものの，両方向とも現在のSM材B種のJIS

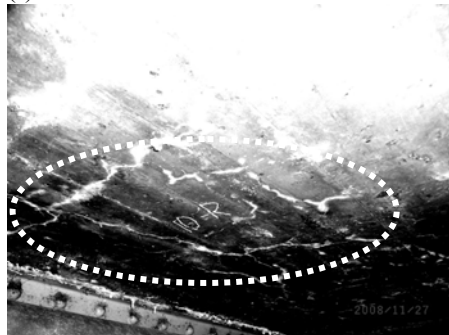
表-1 鋼材料試験結果

	降伏応力 (MPa)	引張強さ (MPa)	伸び (%)	吸収エネルギー (J) (0)
旭橋 (5号試験片)	262	373	21.4	78(L方向) 100(C方向)
SS41 (当時の規格値)	-	400~490	20以上	-

板厚9mm以上 L: 圧延方向 C: 圧延直角方向



(a) 凍害による地覆コンクリートの剥落



(b) 床版のひび割れ



(c) 床版コンクリートの剥落



(e) 床版部分打替え部（ハンチなし）のひび割れ



(f) 漏水による主桁上フランジの腐食



(g) 床版コンクリートの剥落



橋面上



橋面下

(d) 床版打継ぎ目の漏水・遊離石灰

図-4 旭橋の損傷状況

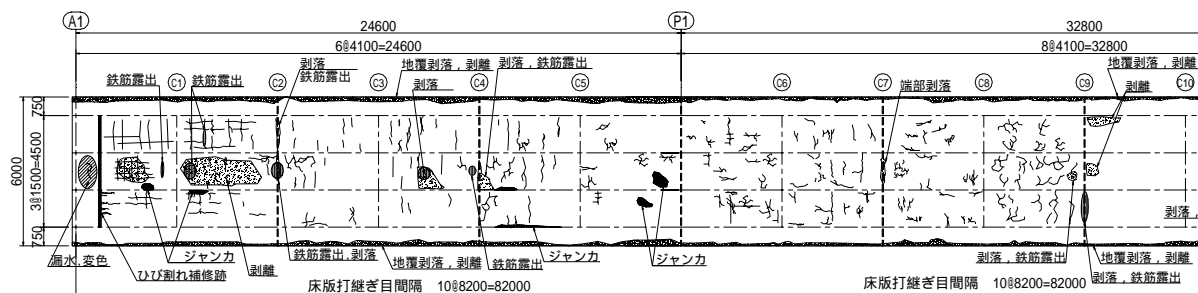
規格値である 27J 以上であった。溶接性の指標である P_{cm} （炭素等量）は、道路橋示方書において予熱が必要ないとされる $P_{cm} 0.21$ を下回っていた。 C_{eq} （溶接割れ感受組成）も小さいことから、溶接性は良いと言える。なお、化学成分については全て当時ならびに現行 JIS の基準値を満足していた。

2.4 静的載荷試験結果

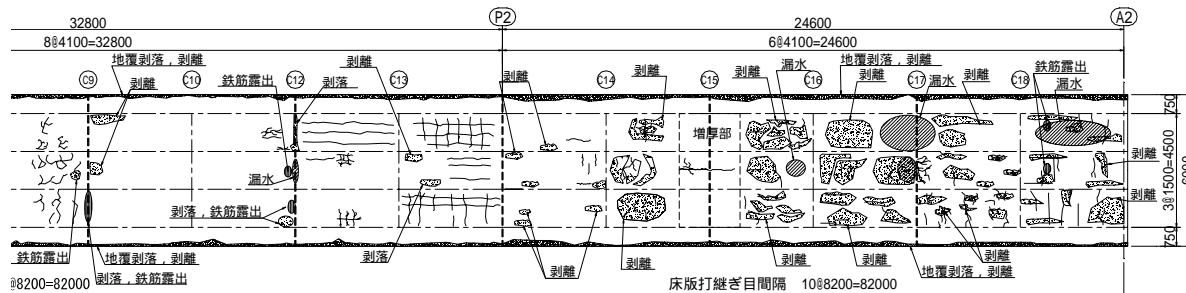
全 12 ケースの静的載荷ケースのうち、図-3 に示す Case1, 2, 7, 8 の載荷ケース（いずれも荷重車 2 台載荷）における断面 A, B2, C2 の計測結果を示す（図-6）。

(1) 主桁と床版の合成作用と荷重分配

図-7 に B2, C2 断面（正曲げ）、A 断面（負曲げ）に着目した荷重車 2 台載荷時の主桁断面の曲げ応力度分布を示す。図中には、非合成桁としての中立軸位置と、合



A1-C10間



C10-A2間

図5 床版下面劣化状況調査結果



図6 静的載荷状況 (Case2)

成桁と仮定した場合の中立軸位置を示す。合成桁として
の中立軸位置は、道示に基づき床版の有効幅=2790mm，
ヤング係数比 $n=7$ と仮定し算出した。実測値の正曲げ・
負曲げ断面全ての平均値の中立軸位置はウェブ中心より
床版側 $h=488\text{mm}$ に位置しており、非合成桁と合成桁の
中立軸の間に位置している。このことから、本橋は非
合成桁として設計され、なおかつ床版継目によって橋軸
方向に床版鉄筋が不連続（隙間あり）の状況であるもの
の、実挙動では正曲げ部、負曲げ部ともに、床版との合
成効果が生じていることが分かる。参考として、B2、C2
断面の断面2次モーメント算出結果を表-2に示す。

図-8に中央径間B2断面（床版健全部）ならびに側径
間C2断面（床版劣化部）の主桁断面の実測応力度と実
験再現解析値（梁モデルとし1-0荷重分配を仮定）との
比較を示す。実測の応力分布は非合成桁と合成桁の解析

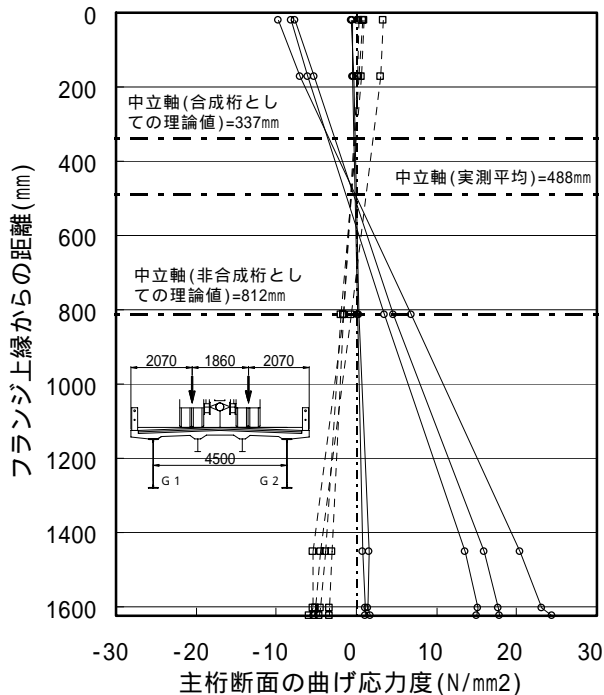


図7 主桁断面の中立軸位置の分布

表-2 断面諸元

	B2断面		C2断面	
	部材寸法	$I(\text{cm}^4)$	部材寸法	$I(\text{cm}^4)$
床版	2790×150	-	2790×150	-
方バーPL	6-330×9	1002375	4-330×9	668250
L形鋼	4-150×90×12	615600	4-150×90×12	615600
ウェブPL	1-1490×10	275662	1-1490×10	275662
$\Sigma A \times \delta y^2$		0		0
ΣI	1893637	3926388	1559512	3429250

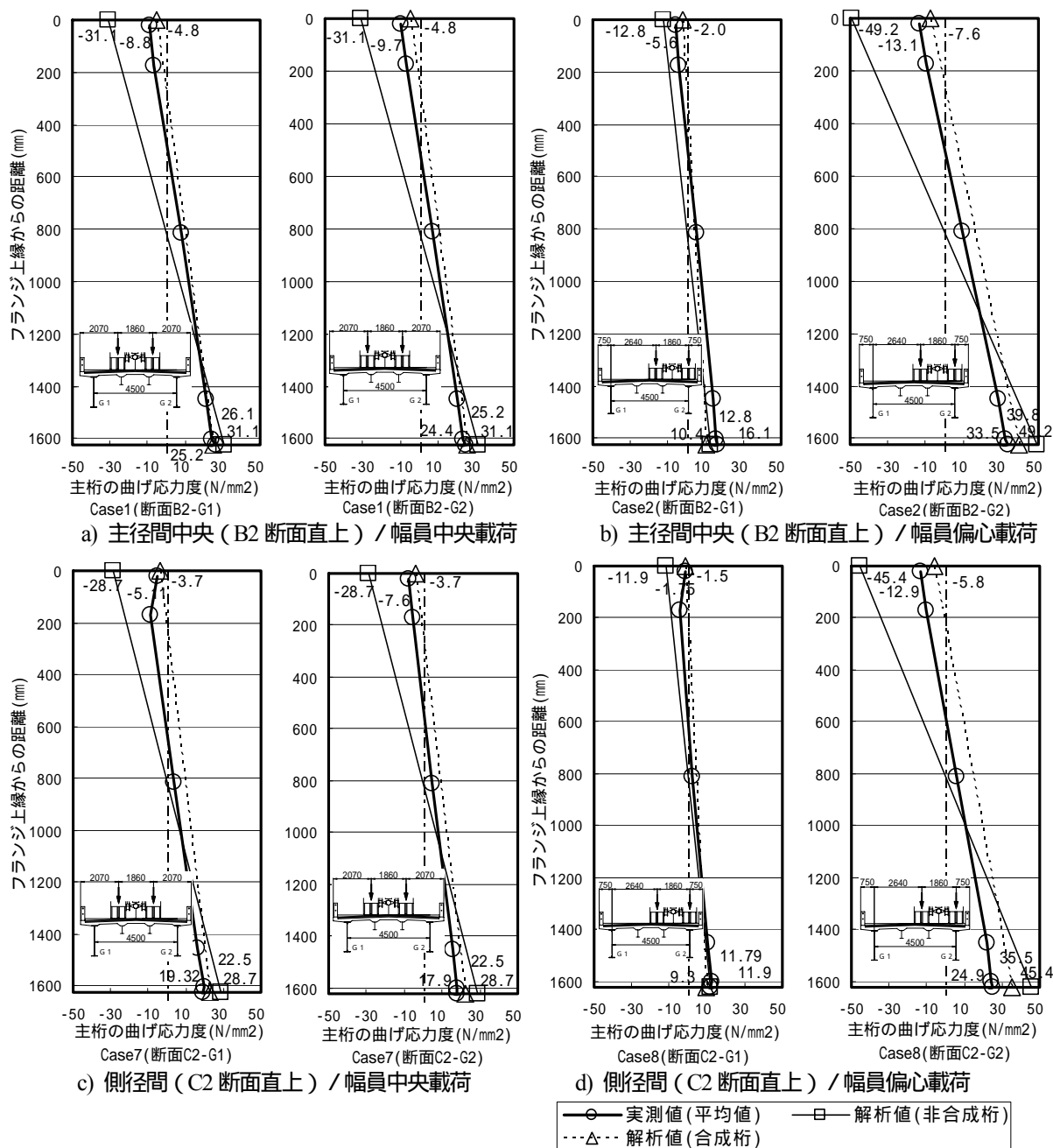


図8 静的載荷時主桁断面曲げ応力度の実測値と解析値の比較

値の中間に位置し、不完全な合成状態を示していることがわかる。また、G2 側偏載時の結果 (図8 の Case2 と Case8) より、G1 桁の実測応力度は 1-0 分配と仮定した解析値よりも値が大きく、1-0 分配の仮定よりも若干の荷重分配効果がみられる。なお、同図では、計測断面 B2、C2 の床版の劣化状況の違いが合成挙動に与える影響については明確ではない。

(2)主桁下フランジの実応力比

図8 に示す主桁下フランジの曲げ引張応力度について、図9 に実応力比 (=実測値 / 合成桁と仮定した場合の解析値) を示す。G2 桁側偏載時の G1 桁の実応力比を除け

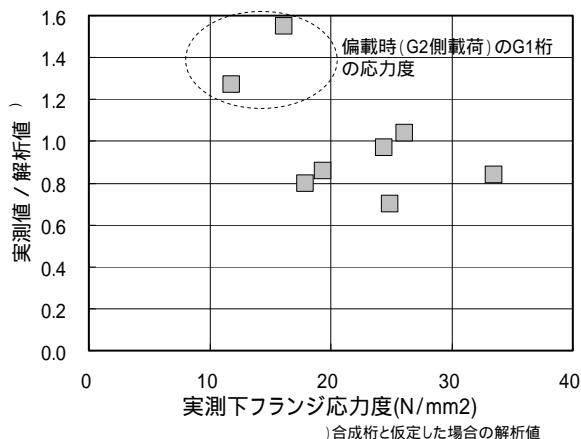


図9 主桁下フランジの実応力比 (Case1,2,7,8)

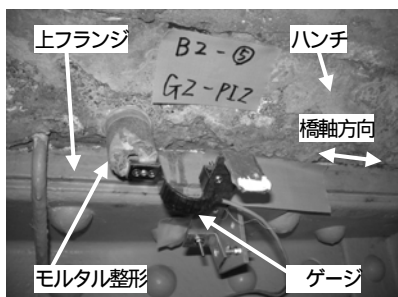
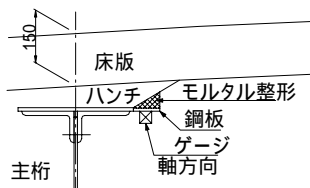


図10 床版 - 主桁間ずれ量の計測概要



(a)段差加振



(b)人力加振

図13 振動試験の実施状況

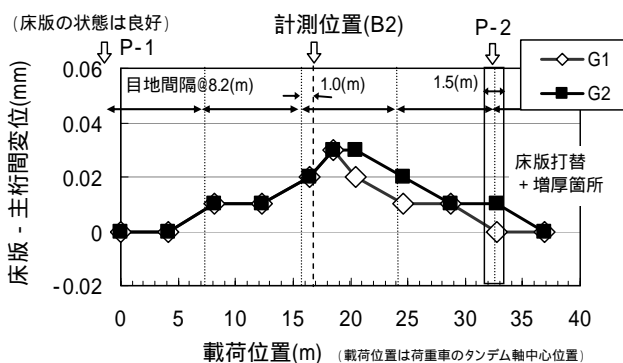


図11 床版 - 主桁間変位（中央径間）

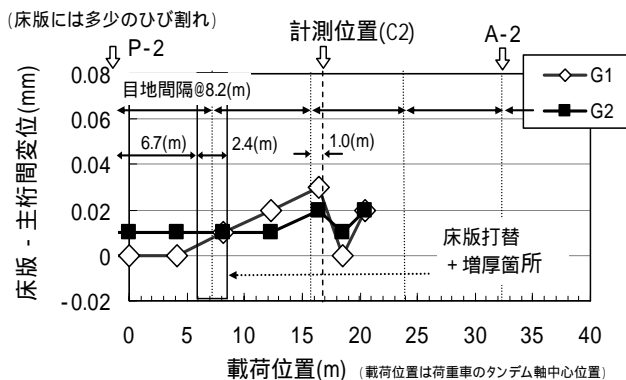


図12 床版 - 主桁間変位（側径間）

ば、その他の実応力比はおよそ0.7~1.1程度である。対象荷重ケースの総荷重重量約40tに対する下フランジの曲げ引張応力度は20~30N/mm²程度であり、これは、単純に荷重-応力度を線形関係と考えれば、下フランジが引張降伏点に至るまでに約230tの荷重が荷重可能であったと考えられる（但し、死荷重応力度は設計計算どおりに発生し、主桁は完全合成桁として挙動すると仮定した場合の耐荷力）。また、現行の疲労設計指針の活荷重に対

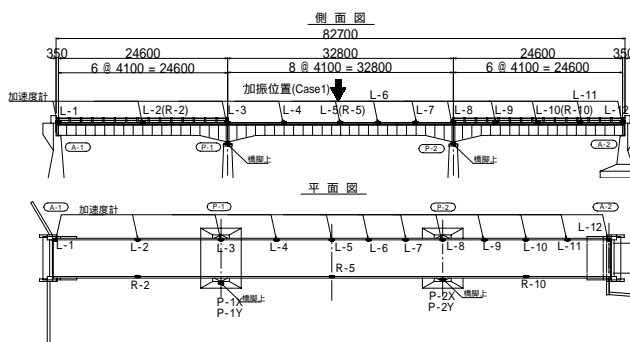
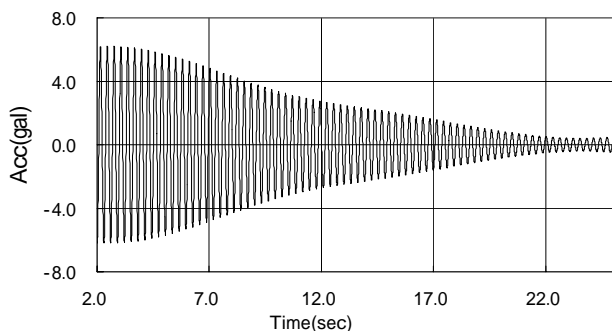


図14 加速度計設置位置と人力加振位置

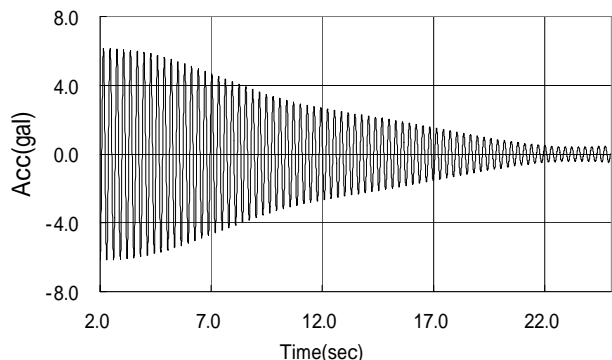
する解析結果によれば、B2断面の最大応力範囲は $\sigma_{max}=109\text{N/mm}^2$ と、疲労等級C等級（非溶接継手）の一定振幅応力度に対する応力範囲の打ち切り限界 $\sigma_c=115\text{N/mm}^2$ 以下であり、疲労耐久性については問題になる可能性は低い状況であったと考えられる。

(3)主桁と床版とのずれ挙動

荷重車1台を幅員中央位置に配置し橋軸方向に順次移動荷重させた場合の床版と主桁上フランジ間のずれ挙動を計測した。計測方法は図10に示すように床版ハンチをモルタルによって上フランジと同じ高さに整形し、モルタル整形部と上フランジ間に設置したゲージで橋軸方向のずれ量を計測した。図11、図12に断面B2、C2での床版 - 主桁上フランジ間の橋軸方向ずれ変位の計測結果を示す。図11に示すように荷重荷重位置（タンデム軸中心位置）がP-1支点からP-2支点方向に移動するにともない、床版-主桁上フランジ間ずれ量は増加し、計測位置直上付近に荷重荷重された時点でずれ量はピーク



(a) 計測位置：L5



(b) 計測位置：R5

図-15 自由減衰波形(人力加振 Case1)

となり、その後、荷重位置が遠ざかるにつれ、ずれ量は再び零に戻る弾性的な挙動を示した。このことから約50年経過した本橋においても、断面B2では、床版と主桁とが比較的良好に一体挙動していると考えられる。一方、断面C2については、図-12に示すように荷重位置とずれ量の関係は断面B2ほど明確ではないものの弾性挙動が見られた。

2.5 振動試験結果

振動試験については、車両走行振動試験、段差加振、人力加振を実施した。実験状況を図-13に示す。ここでは、主に人力加振による本橋の振動計測結果を示す。

(1)固有振動数

図-14に本計測における加速度計設置位置を示す。加速度計は床版上に15箇所(鉛直方向計測)、橋脚上に2箇所(水平2方向計測)設置した。

図-14に示す位置で加振した人力加振 Case1(主径間中央：鉛直たわみ加振)の自由減衰波形を図-15に示す。固有振動数を、既往研究にて整理された実橋振動実験結果および固有振動数推定式¹⁾と比較してプロットした結果を図-16に示す。固有振動数測定結果は既往の推定式と概ね一致しており、供用後約50年経った現在でも、固有振動数は健全状態の同支間の橋梁の固有振動数と大きく変わらないことが分かる。

(2)構造減衰

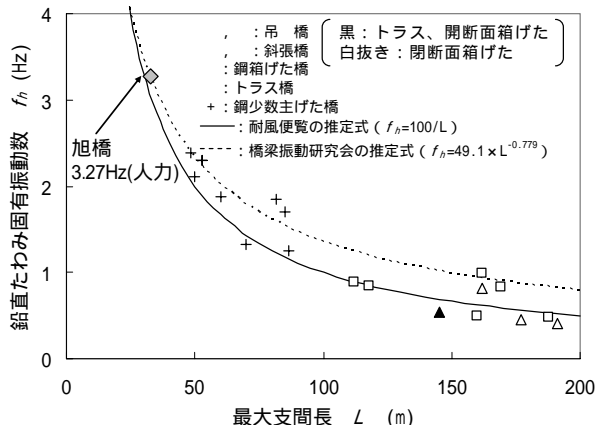


図-16 鉛直1次モードの固有振動数の既往計測事例との比較

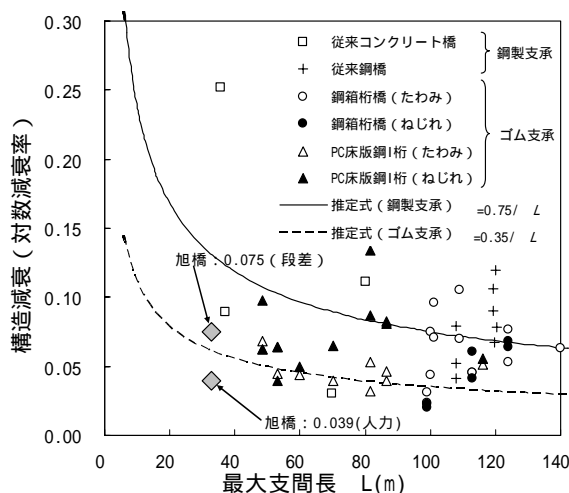


図-17 構造減衰の既往計測事例との比較

人力加振 Case1 と、同位置での段差加振による構造減衰測定結果を(1)同様、既往計測事例と比較してプロットしたものを図-17に示す。当該橋の支承は鋼製支承であるが、構造減衰の計測結果は、他の計測事例同様、比較的、既往推定式に対してばらついた計測結果となった。また、今回の計測結果では、人力加振と段差加振との加振方法の違いによっても計測される構造減衰が大きく異なる結果となった。強制加振時の支間中央の鉛直方向最大加速度は、段差加振では5gal前後、人力加振では6gal前後と、同程度の振動であり、両者の構造減衰の違いには、振幅依存性よりもダンブラックのリーフサスペンションのバネ振動との連成挙動が影響しているものと推測される。

3. 鋼トラス橋を対象とした全体解析

3.1 研究概要

鋼トラス、アーチ等を対象とした腐食部材の耐荷力評価手法、橋全体系の状態評価手法の開発を目的として、

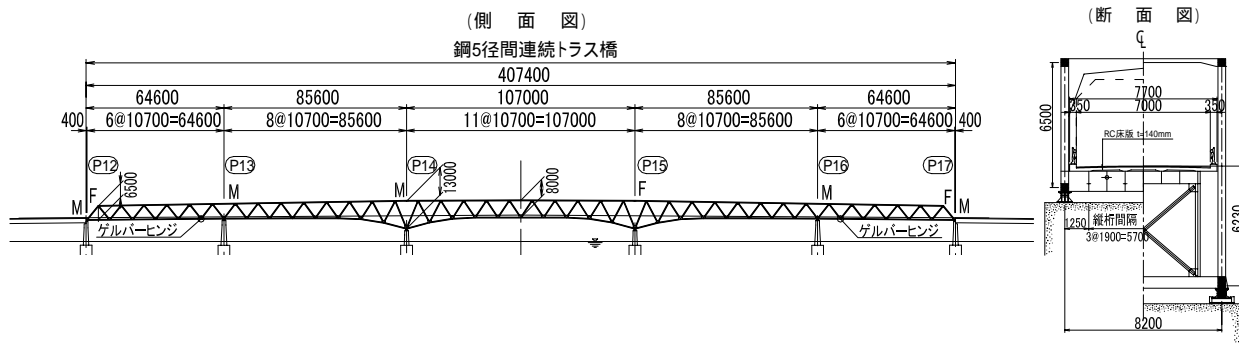


図-18 銚子大橋全体一般図



図-19 撤去予定の鋼トラス橋（手前）と新橋（奥）

平成 20 年度は撤去予定の銚子大橋を対象とした全体系解析手法の検討，実橋供用下計測を実施した。平成 21 年度以降は同橋の実橋挙動計測，撤去された腐食部材の載荷試験等を実施する予定である。

以下では弾性 3 次元 FEM 解析による橋全体系モデル化手法の影響解析および破断時の全体挙動解析結果について報告する。

3.2 橋梁概要

対象となる銚子大橋は，一般国道 124 号線にて千葉県と茨城県との県境の利根川に架かる橋長 407m の鋼 5 径間連続下路式トラス橋であり，側径間がゲルバー吊構となっている。図-18 に全体一般図，図-19 に銚子大橋の全景を示す。設計活荷重は L-20（昭和 31 年道示），主要鋼材は SS400，SM490 である。昭和 37 年に竣工したが，厳しい塩害環境のために部材の腐食損傷が著しく（図-20），現在までに大規模な補修補強を繰り返してきた。特に，供用末期には，腐食欠損による部材耐荷力の低下により，通行車両の車重が 20 トン以下に制限されたほか，架橋地点にて震度 5 以上の地震が観測された場合には通行止めとする措置がとられていた。図-21 は，塗装塗替や腐食鋼部材の補修など，腐食損傷に関わる銚子大橋の累積補修工事費を示したものであり 約 50 年の間に 3 度の塗装塗替や，腐食した上下横構や主構部材の取替・当板補強が実施されてきた。



(a)端横桁下フランジの腐食欠損



(b)支点上格点部周りの腐食

図-20 銚子大橋の損傷状況

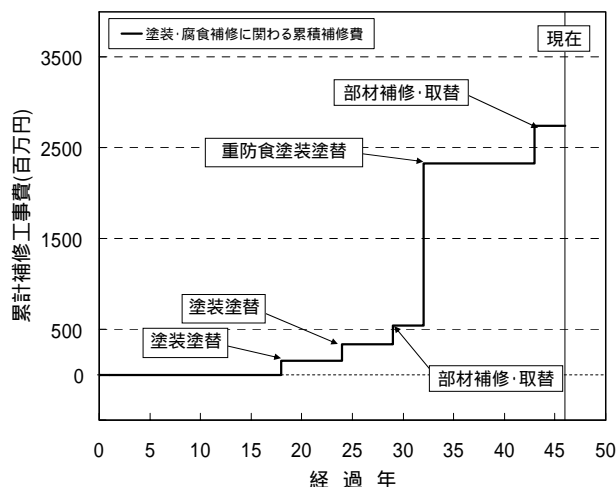


図-21 銚子大橋の腐食損傷に関わる累積補修工事費

（出典：千葉県銚子整備事務所提供資料）

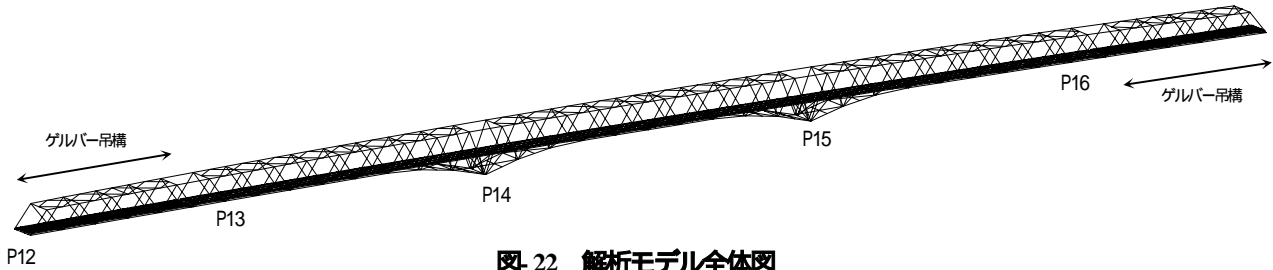


図-22 解析モデル全体図

表-3 解析モデル概要

項目	内容	
解析手法	弾性3次元FEM解析(微小変形解析)	
要素モデル	主構, 横構, 床組	線形はり要素
	床版	線形シェル要素
	スラブアンカー	線形バネ要素
	格点部	主構面内: 剛結もしくはピン 主構面外: 全て剛結
材料特性	鋼部材	$E_s=2.0 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ $\nu=0.3$
	コンクリート部材	$E_c=2.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ ($\nu_c=0.24$) $\nu=0.166$

表-4 モデル化の影響解析ケース

対象モデル	モデル化手法	概要
床版合成	非合成	スラブアンカーバネなし
	完全合成	スラブアンカーバネあり (鋼桁との付着あり)
	不完全合成	スラブアンカーバネあり (鋼桁との付着なし)
格点モデル (主構面内)	ピン+ピン	上下弦材, 斜材ともピン
	剛結+ピン	上下弦材: 剛結, 斜材: ピン
	剛結+剛結	上下弦材, 斜材とも剛結
床版弾性係数	設計値	設計で用いられる弾性係数
	実測値	実測データから 推定した弾性係数

表-5 解析項目と解析モデル

項目	解析モデル	
	着眼点	モデル数
1. 当初設計復元モデルの解析	設計時の解析を再現	1
2. モデル化手法の影響評価の解析	主構格点部のモデル化が橋全体挙動解析結果に与える影響の把握	3
	床版コンクリートの弾性係数の違い(設計用値, 実測値)が橋全体挙動解析結果に与える影響の把握	1
3. 腐食・劣化の影響評価解析	床版コンクリートと鋼桁の付着劣化が橋全体挙動解析結果に与える影響の把握	2
	支承機能の劣化が橋全体挙動解析結果に与える影響の把握	2
	腐食による部材断面減少が橋全体挙動解析結果に与える影響の把握	6
4-1. 部材破壊時の全体系挙動解析(1)	各部材の破壊が橋全体の耐力に与える影響の把握	10
4-2. 部材破壊時の全体系挙動解析(2)	主構格点部のモデル化が部材破壊時の橋全体挙動解析結果に与える影響の把握	8
	床版コンクリート弾性係数の違いが部材破壊時の全体系挙動解析結果に与える影響の把握	4
	床版コンクリートと鋼桁の付着劣化が部材破壊時の全体系挙動解析結果に与える影響の把握	8
	支承機能の劣化が部材破壊時の全体系挙動解析結果に与える影響の把握	4
	一つの部材破壊時に起因する他部材への破壊連成の危険性の把握	3
モデル数合計		52

3.3 解析概要

3.3.1 解析モデル

本解析に使用した基本モデルの概要を表-3に示す。本解析は線形微小変形解析とし、解析モデルはトラス部材にはり要素を用いた立体骨組として、5径間全橋をモデル化した。床版にはシェル要素を用いて、ばね要素で床組構造と連結した。なお、スラブアンカーのバネ定数については、既往の実験結果²⁾を基に設定した。図-22に今回解析で使用した解析モデル全体図を示す。

3.3.2 解析ケース

健全時ならびに部材破断時の全体挙動解析を行うにあたって、表-4に示すように各種のモデル化手法が解析に与える影響を比較するものとした。床版合成については、縦桁との付着の程度に応じて、スラブアンカー相当要素のバネ値を変化させた。また、主構格点部の結合条件は図-23に示すように変化させた。その上で、最も実際の構造物に近い挙動を示すと考えられる格点剛結、床版合成のモデルを用いて部材の腐食劣化の影響および部材破断の影響に着目した解析を行った。活荷重の載荷ケースとしては、対象橋梁の設計時に適用した昭和31年道路橋示方書や、部材破断時の交通制限を想定した活荷重の適用も考慮したが、ここでは、活荷重ケースについては現行の平成14年道路橋示方書におけるB活荷重のL荷重

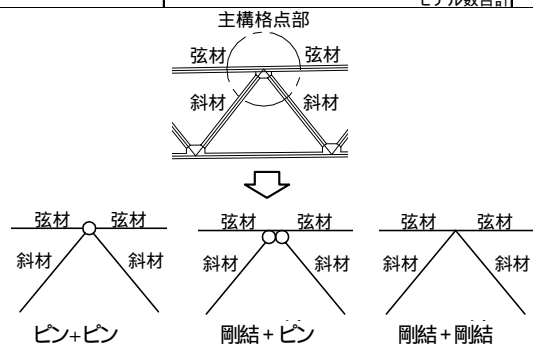
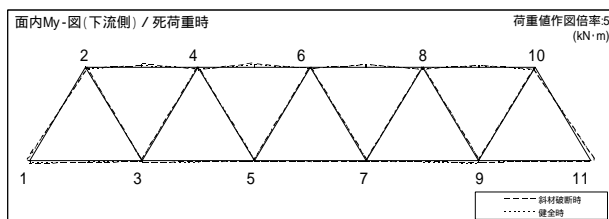
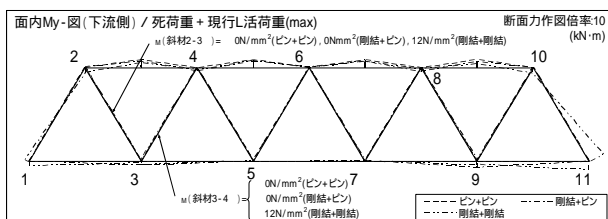
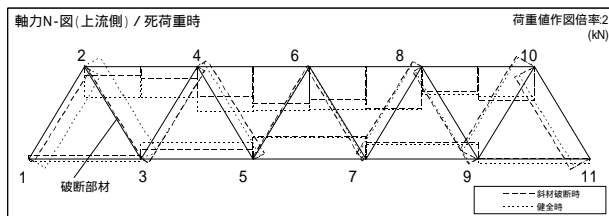
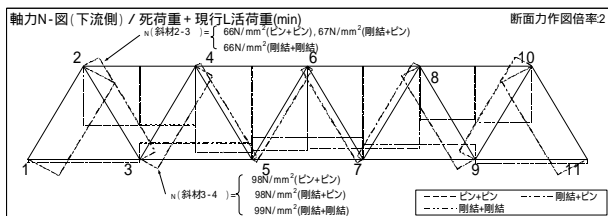
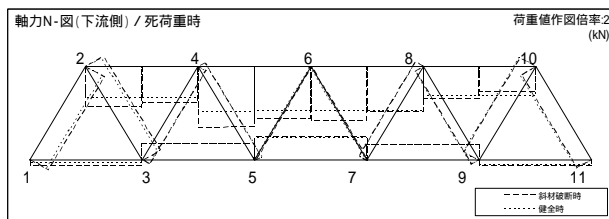
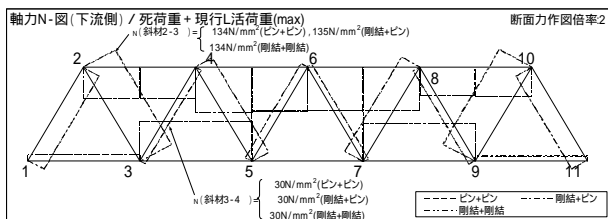


図-23 主構格点部の結合条件



(:SS400材 : $\sigma_s=140\text{N/mm}^2$, $\sigma_c=245\text{N/mm}^2$)

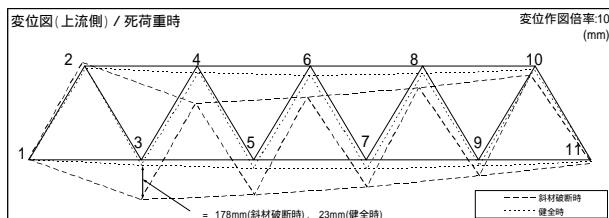
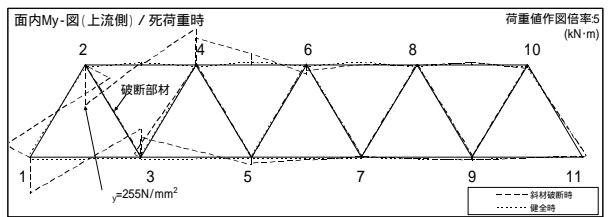
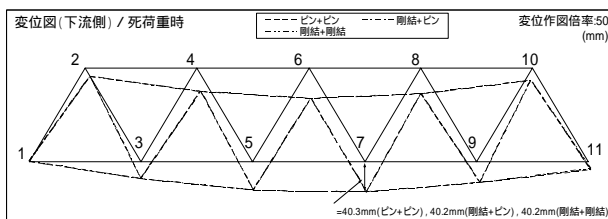


図-24 健全時の格点部モデル化の影響

表-6 部材の腐食の影響

腐食パターン	腐食箇所	荷重ケース：死荷重 + 現行L活重(max)										
		断面力 (斜材2-3における節点3の値)		応力度 (斜材2-3における節点3の値)					支間中央たわみ量 (節点5)			
		軸力N kN	比率	曲げM ₁ (面内) kN・m	曲げM ₂ (面外) kN・m	σ_N N/mm ²	σ_{My} N/mm ²	σ_{Mz} N/mm ²	$\Sigma\sigma$ N/mm ²	比率	mm	比率
健全状態	なし	1603	1.00	-0.17	80.7	134	8	49	191	1.00	-38.6	1.00
断面0.85倍	斜材2-3のみ	1597	1.00	0.08	69.4	157	8	49	214	1.12	-39.0	1.01
	片主橋全て	1598	1.00	-0.70	71.0	157	11	50	218	1.14	-40.6	1.05
	両主橋全て	1601	1.00	-0.75	70.5	157	12	50	219	1.15	-40.7	1.05
断面0.65倍	斜材2-3のみ	1586	0.99	0.46	53.0	204	7	49	260	1.36	-39.7	1.03

を橋面上に作用させたときの結果を示す。解析モデルは各種パラメータを変え計 52 モデル作成し、各荷重ケースについて解析を実施しており、表-5 に解析項目、解析モデルの着眼点と、作成したモデル数について整理する。なお、本文では主にゲルバー区間の単純桁トラスの主構部材を対象に報告を行う。

3.4 解析結果

(1) 健全時のモデル化手法の影響

一例として、格点部のモデルを変化させた場合の主構部材の軸力、曲げモーメント、および変形を図-24 に示す。死荷重に加え、現行の B 活荷重を作用させた場合で

図-25 斜材破断時の軸力・曲げモーメント

あり、変形図のみ死荷重状態である。格点モデルの違いが主構部材の軸力応答値に与える影響は小さく、曲げモーメントについては格点部を剛結とすることで曲げ応力度が発生するが、軸力による応力度に対して微小である。また、死荷重時のたわみも各モデルともほぼ同じである。これらのことから、健全時における格点のモデル化の影響は本解析においては小さかった。なお、図-24 の変位図において節点 11 に鉛直変位が生じているのは、当該節点が隣接径間からの張出主構によってゲルバー支持されているためである。

(2) 部材の腐食の影響

部材の腐食の影響を概略で把握するために、格点部剛結で床版合成のモデルにおいて、斜材の断面積が 0.85 倍

あるいは0.65倍になるように板厚を平均的に減厚させた解析結果を表-6に示す。いずれの腐食パターンについても斜材軸力・曲げモーメントの変化は小さく、断面積の減少に応じた応力度の増加が見られたのみであった。たわみについても腐食量が多いものほど支間中央の鉛直変位が増大する傾向があるものの、増加量は微小である。

(3) 斜材破断時の全体挙動

斜材 2-3 (第一引張斜材) を取り払ったモデルにおける死荷重状態の軸力および曲げモーメント図を図-25に示す。破断時の衝撃を考慮する荷重を付加することはせず、部材を取り払ったモデルに死荷重のみを作用させた。その結果、破断側主構は健全時に比べ 155mm たわみ、上弦材の応力度は最大 255N/mm^2 (対象部材の鋼種: SS400, 許容応力度 $\sigma_a=140\text{N/mm}^2$, 保証降伏点 $\sigma_y=245\text{N/mm}^2$) に達した。このように、斜材破断、上弦材破断のケースにおいては、部材応力度が降伏点を上回る箇所が見られており、本解析で実施した弾性解析では挙動を正確に追えていない可能性がある。一方、下弦材を破断させた場合には、下弦材の断面力は床版縦桁により伝達されるため、その他の主構部材への影響についてはさほど大きくなかった。

4. まとめ

4.1 鋼I桁橋を対象とした挙動計測

床版に打継ぎ目があり、橋軸方向に配力筋が不連続な非合成鋼I桁橋において、約50年にわたり供用された後にも、完全合成ではないが比較的良好に床版との合成効果が得られていることが分かった。また、横組による荷重分配について、1-0分配と仮定した解析値に比べ、実橋における荷重分配効果の方が若干大きいことが分かった。対象橋梁の主桁と床版のずれは、荷重車の載荷・除荷に対して弾性的な挙動を示しており、主桁と床版間の付着が保たれていると考えられる。今後、各種データの分析を行っていくとともに、より詳細な構造解析結果との比較を行う予定である。

4.2 鋼トラス橋を対象とした全体系解析

腐食環境で40年以上にわたり供用された鋼トラス橋の弾性3次元FEM解析を実施した。格点部におけるピン結合あるいは剛結のモデル化の比較をしたところ、断面力及び応力度に与える影響は大きいものではなかった。また、腐食の影響を評価するために部材断面を一様に減じて解析したが、断面力の変化は小さく、断面積の減少に応じて応力が増加する結果となった。斜材破断時の解

析においては、斜材あるいは上弦材を取り払い死荷重解析したところ、降伏応力を超える部材が見られたが、下弦材を取り払った解析においては応力の変動は大きいものではなかった。本研究で用いた解析は線形微小変形挙動であるため、実際の損傷や崩壊挙動を再現するには限界があり、破断時については非線形解析の適用が考えられるが、当初設計に基づく安全性の評価を行う場合は、実務上、同様の解析手法を基本とすることが想定される。

今後、これらの解析手法の適用範囲、前提条件を明らかにしつつ、各種の不確定要因に対して、実務上信頼できる手法を提示していくことが必要と考えられる。

参考文献

- 1) (独) 土木研究所 構造物研究グループ 橋梁構造チーム: 合理化鋼少数主桁橋の耐風照査法に関する検討, 土木研究所資料 第3982号, 2006.3
- 2) 樹田智子, 平城弘一, 渡辺滉, 高田嘉秀, 宮地真一, 牛島祥貴: スラブアンカーの静的ずれ耐荷力特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.47A, 1373-1380, 2001.3

RESEARCH ON EVALUATION TECHNIQUE FOR PREVENTION FROM FATAL DAMAGE OF EXISTING STEEL BRIDGES

Abstract : There are a lot of bridges that were built during Japan's economic growth around 1960'. Since they are aging now, effective and proper technique for bridge maintenance is more and more needed to be developed. For the maintenance of existing steel truss and arch bridges, it is very important to evaluate load carrying capacity of such bridges with damaged member to prevent fatal collapse of the entire bridge. In order to collect basic data to develop such maintenance technique, truck loading test was conducted on Asahi Bridge that was three-continuous-span non-composite steel plate two-girder bridge, and analytical study using FEA was conducted by modeling Chosi Bridge that was a continuous and cantilever type five-span truss bridge.

Key word : existing steel bridge, truss bridge, corrosion, load carrying capacity, maintenance, FEA