

## 13.7 落橋等の重大事故を防止するための調査・診断技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：村越潤，木村嘉富，遠山直樹，  
本間英貴，澤田守

### 【要旨】

高度経済成長期に建設された膨大な道路橋ストックの高齢化が急速に進む中で、近年、国内ではトラス橋斜材の腐食欠損に伴う破断や PC 橋の PC 鋼材の腐食・破断等が発生している。これらの橋梁形式における主部材の腐食損傷については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・診断するための技術が求められている。本研究では、鋼トラス橋や PC 橋を主な対象として、損傷部位・程度に応じた、橋全体系の安全余裕を把握するとともに、耐荷性能喪失に至る過程を検討する。また、部材レベルの残存耐荷性能を評価する手法と詳細調査から措置判断に至るまでの考え方、手法を検討する。

キーワード：トラス橋，PC 橋，維持管理，腐食，耐荷性能

### 1. はじめに

高度経済成長期に建設された膨大な道路橋ストックの高齢化が急速に進む中で、近年、落橋等の重大事故につながりかねない損傷事例が顕在化している。

鋼橋では、鋼トラス橋において重大損傷が報告されている。平成 19 年に国道 23 号木曾川大橋、国道 7 号本荘大橋において、コンクリート埋込部の腐食による斜材の破断が発生している。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、一部材の破断が重大損傷につながるおそれがある。

一方、コンクリート橋では、塩害による鋼材の腐食や破断が報告されている。平成 21 年に国道 18 号妙高大橋において、一部の PC 鋼材の腐食・破断が確認された。これらの損傷についても、損傷部位によっては落橋や重大損傷につながるおそれがある。

いずれも、設計計算上、構造系が成立する上で不可欠な部材の損傷事例であり、このような重大事故を起こす可能性のある損傷については、早期に把握し、状態に応じて通行規制等の適切な措置を行う必要がある。また、前述した国内の損傷事例は、橋全体の構造的冗長性（リダンダンシー）等により、部材損傷が発見された時点では落橋に至っていないものと考えられるが、今後、重大事故を未然に防ぐためには、部材損傷が橋全体の崩壊に及ぼす影響や崩壊メカニズムについて明らかにしていく必要がある。

このような背景から、本研究では、鋼トラス・アーチ橋及び PC 橋を主な対象として、損傷部位・程度に応じた、橋全体系の安全余裕（構造的冗長性）を把握するとともに、耐荷性能喪失に至る過程（崩壊メカニズム）について検討する。また、部材レベルの残存耐荷性能を評価する手法と構造的冗長性を踏まえた詳細調査から措置判断に至るまでの考え方、手法について検討する。

平成 24 年度は、平成 23 年度に引き続き、腐食劣化の生じた鋼トラス橋格点部を対象に載荷試験及び FEM 解析を行い、破壊性状及び残存耐荷力を把握するとともに、腐食した橋梁部材の耐荷力評価手法について検討した。また、塩害により劣化したポストテンション PC 桁を対象として、載荷試験により破壊性状や残存耐荷力について把握するとともに、せん断耐荷力評価手法や非破壊検査手法の適用性について検討した。

研究を進めるにあたり、鋼トラス・アーチ橋を対象とした検討については、早稲田大学、首都大学東京との共同研究「腐食劣化の生じた橋梁部材の耐荷性能の評価手法に関する研究」（平成 21～25 年度）を実施している。

## 2. 腐食劣化の生じた鋼トラス橋格点部の残存耐荷力に関する検討

### 2.1 検討概要

腐食劣化の生じた鋼トラス橋の斜材を含む格点部の耐荷力評価手法の開発を目的として、約 50 年間供用され腐食損傷により架け替えに至った鋼トラス橋の撤去部材

から切り出したトラス格点部を用いて、昨年度実施の P25d に引き続き、3 体の格点部 (P73d, P72d, P72u) の腐食量計測、載荷試験及び弾塑性有限変位解析を行い、破壊性状及び残存耐荷力を把握するとともに残存耐荷力評価手法を検討した。

## 2.2 対象格点部

対象とした橋梁は、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銚子大橋であり、橋長 407m の側径間にゲルバー吊構造を有する鋼 5 径間連続下路式トラス橋である。図-2.2.1 に対象橋梁を示す。1962 年に建造され、2000 年の調査結果では、交通量は 21,251 台/12h、大型車混入率は 8.5%であった。本橋は、塩害による部材の腐食損傷が著しく、過去に上下横構の交換、主構、床組の当板添接等の大規模な補修補強を繰り返してきた。供用停止前には、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 トン以下検討対象とした格点部は、下流側の上弦材格点部 (P73d)、下流側の下弦材格点部 (P72d)、下流側の下に制限されており、2009 年に新橋の供用開始に合わせて撤去されている。

弦材格点部 でガセットと引張斜材が当て板補強され

ている (P72u) である (図-2.2.1)。図-2.2.2 に塗膜除去後の試験体を示す。使用鋼材は、P73d のガセットが SM490、P72u の補強に用いられている当て板が SS400、その他は SM400 となっている。鋼材の機械的性質については、格点部 3 体それぞれのガセット及び塗材から試験片を切り出し、引張試験を行い把握した。試験結果については、解析における応力ひずみ関係のモデル化とあわせて後述する (表-2.3.2)。斜材とガセットは、リベット (SV330) によって接合され、P72u の当て板補強については、高力ボルトにより接合されている。

載荷試験前に、レーザー変位計を組み込んだ腐食形状計測装置を用いて対象格点部の腐食量計測を行った (図-2.2.3)。格点部の内面については、石膏により型取りを行い、同様の装置を用いて計測した。

解析モデルの作成にあたって、圧縮耐荷力に影響を与える斜材のフランジ、ウェブ及びガセットの各部の残存板厚をシェル要素に考慮している。図-2.2.4 に腐食量分布と、後述する弾塑性有限変位解析で用いた各部の平均残存板厚を示す。

以下、解析における各部位の腐食のモデル化と、腐食減肉の主な傾向について説明する。

ガセットについて、P73d では、上下流それぞれの平

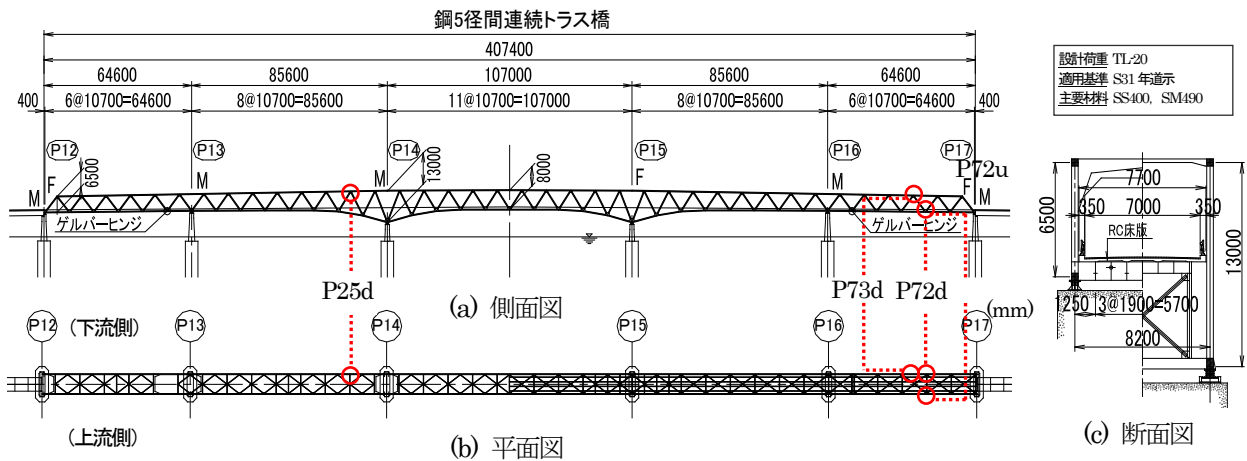
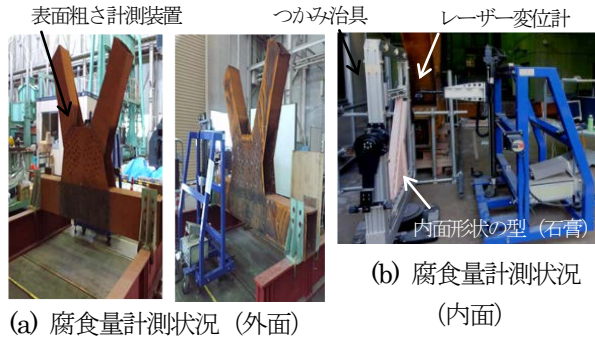


図-2.2.1 対象橋梁及び格点部



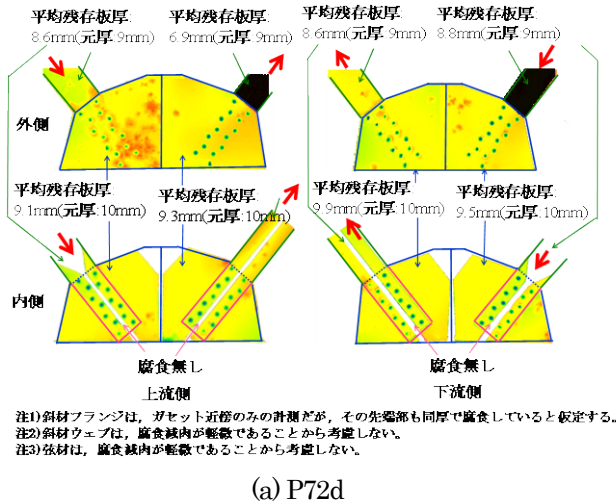
図-2.2.2 塗膜除去後の試験体



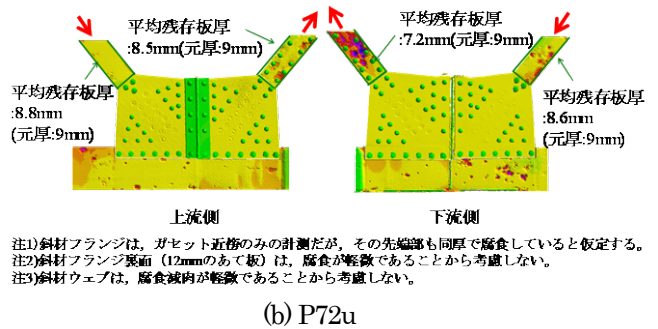
(a) 腐食量計測状況 (外面)

(b) 腐食量計測状況 (内面)

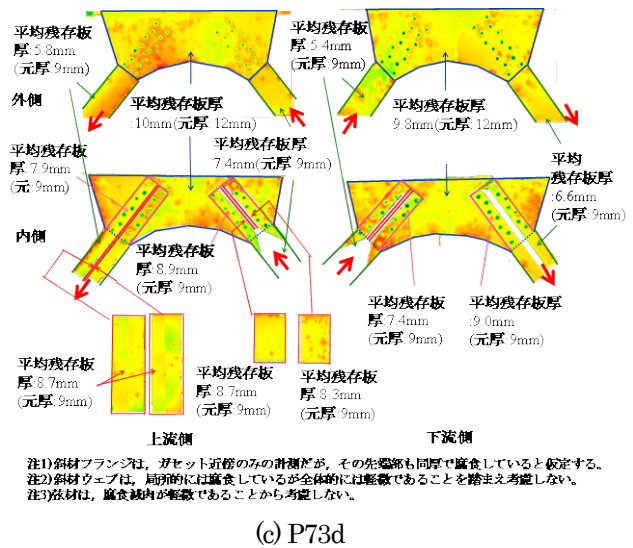
図-2.2.3 腐食量計測状況及び計測装置



(a) P72d



(b) P72u



(c) P73d

図-2.2.4 腐食量分布と平均残存板厚のモデル化

均残存板厚を考慮した。上下流で平均すると平均残存板厚は 9.9mm であり、元厚 12mm に対して約 83%に減肉している。P72d では、床桁を挟んで腐食の傾向が大きく異なっていたことから、ガセットを 2 分割して上下流それぞれで平均残存板厚を考慮した。上下流及びガセット全面で平均すると 9.5mm であり、元厚 10mm に対して約 95%に減肉している。P73d と比べると腐食減肉は小さい。P73d では、ガセット表面の補強当て板と内面のガセットについて、目視で腐食減肉は確認されなかったため、腐食計測は実施していない。また、補強当て板とガセットの隙間腐食についても計測していない。

斜材において、ガセットと重なる領域については、片面は鋼材面と接触しているため、その他の領域とは残存板厚の傾向が異なるものと考えられる。このため、圧縮斜材と引張斜材ともに、ガセットと重なる領域とその他の領域で区分し、上下流それぞれでモデル化した。斜材の圧縮側の斜材フランジ (ガセットと重ならない箇所) について、P73d では、6.4mm であり元厚 9mm に対して 71%に減肉している。また、P72d 及び P72u では、8.7mm であり元厚 9mm に対して 97%に減肉している。

3 体と比較すると、P73d が最も腐食減肉が著しい傾向となっており、引張側の斜材フランジも同様の傾向となっている。なお、斜材フランジはガセット近傍の計測であるが、解析ではその先端部も平均的に腐食していると仮定して同じ平均残存板厚を適用した。

斜材のウェブについては、目視で腐食減肉が著しい箇所を計測し、平均残存板厚を解析で考慮した。なお、圧縮斜材箱断面部のウェブについて、P72d 及び P72u では、目視でほとんど腐食減肉が確認されなかった。P73d では局所的に腐食減肉が見られたが、平均残存板厚としては健全時との差は小さいものと仮定し、解析では考慮していない。

## 2.3 試験方法

### 2.3.1 載荷試験

図-2.3.1 に試験体と試験治具の概要を示す。載荷試験は、それぞれの斜材に圧縮荷重および引張荷重を漸増載荷する 2 軸載荷とした。載荷試験における両者の荷重増分は、圧縮及側及び引張側の斜材の設計応力度の比率とし、表-2.3.1 に示すとおりとした。圧縮側は 30MN 大型

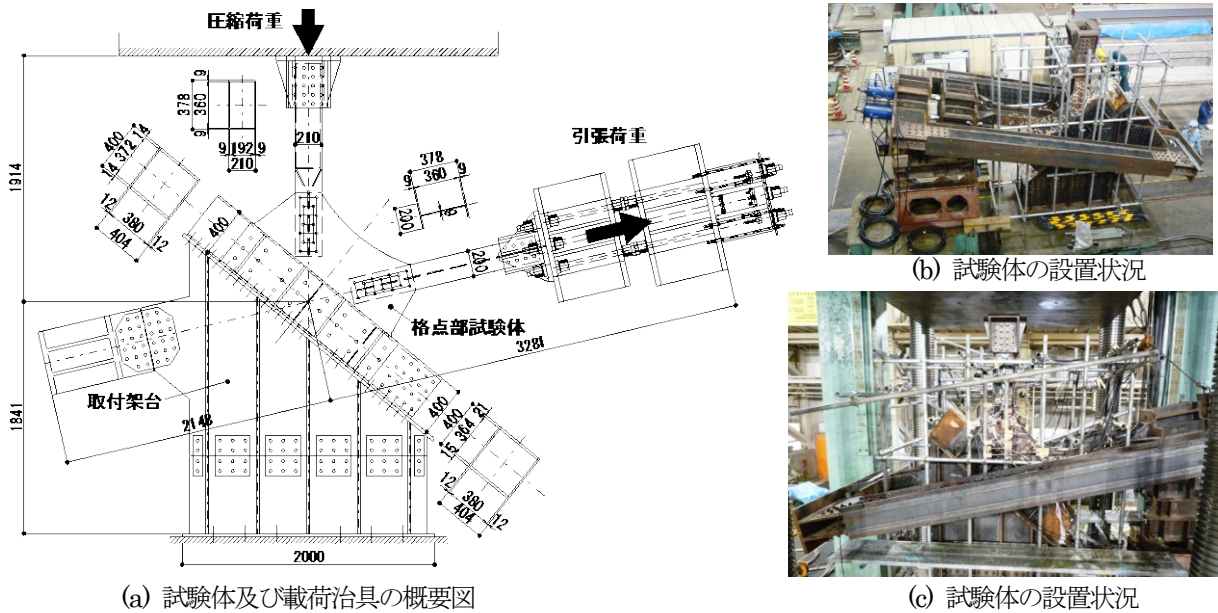


図-2.3.1 試験体及び荷重治具の概要図，組立状況，設置状況 (P73d)

表-2.3.1 荷重条件

	圧縮着目荷重	引張着目荷重
P73d	引張：圧縮=1.1 引張側最大700KN	
P72u	2軸荷重 引張：圧縮=1.3 引張側最大600KN	1軸荷重 (引張のみ)
P72d		

構造部材万能試験機にて、引張側は取付架台に引張用荷重フレームを取付け、センターホールジャッキにより荷重した。なお、圧縮荷重側の試験機の荷重板と試験体の間は固定していない。なお、自定式フレームは死荷重が試験体に作用しないように支保工で支持した。また、試験時には、荷重点および試験体の面外・面内の変位について接触型変位計で、試験体の斜材及びガセットのひずみについて1軸及び3軸方向ひずみゲージで、ガセットと斜材間の相対変位についてクリップゲージで計測を行った。

### 2.3.2 弾塑性有限変位解析

解析は試験条件に合わせて行うことを基本とし、図-2.3.1 に示す格点部及び荷重試験用の取付架台をモデル化の対象とした。荷重条件は荷重試験と同様に、下弦材を固定した状態で、圧縮・引張斜材両方の2軸荷重とした。ただし、解析モデルでは自定式フレームはモデル化せず、引張荷重側の反対側にも引張荷重側と同じ引張力を作用させて荷重試験時の荷重状態を表現した。

解析は弾塑性有限変位解析とし、非線形解析手法には弧長増分法とNewton-Raphson法を併用した。解析ソ

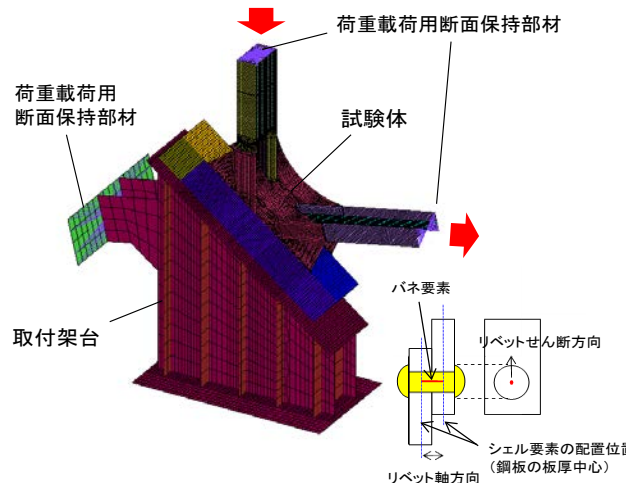


図-2.3.2 解析モデルの概要図 (P73d)

フトは汎用ソフトのLS-DYNA (米国LSTC社)である。図-2.3.2 に解析モデルの概要を示す。格点部及び荷重試験用の取付架台の鋼部材はシェル要素でモデル化した。斜材とガセットは板厚中心位置にシェル要素を配置し、リベット中心位置に線形バネ要素を配置して両者を結合した。ただし、リベットと鋼部材間はバネの剛性のモデル化が最大荷重にほとんど影響を与えないことを確認した上で完全剛結合とした。シェル要素は、試験体部分は最大でも20mm×20mm程度の要素サイズに分割した。なお、シェル要素について、面内の積分点数は4、板厚方向は8である。荷重の荷重断面については、荷重により断面の縁部分に局所変形が発生するため、荷重断面に剛体梁要素を設置して断面保持を図った。なお、本解析ではガセットの初期たわみ及び溶接残留応力は考慮

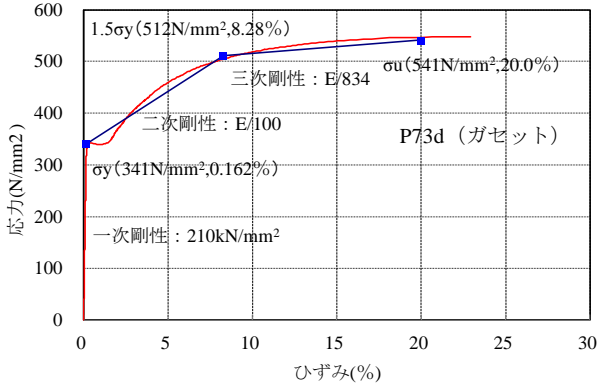


図-2.3.3 解析で用いた応力ひずみ関係 (P73d ガゼット)

表-2.3.2 引張試験結果と解析で用いた応力ひずみ関係

部材		降伏点 <sup>注)</sup> σ <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ <sup>注)</sup> σ <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 E (N/mm <sup>2</sup> )	二次 剛性 E' (N/mm <sup>2</sup> )	三次 剛性 E'' (N/mm <sup>2</sup> )
P73d 格点部	ガゼット	341	541	2.1 × 10 <sup>5</sup>	E/100	E/834
	斜材	272	439			E/907
P72d 格点部	ガゼット	276	448			E/799
	斜材	268	427			E/1130
P72u 格点部	ガゼット	283	459			E/821
	斜材	272	429			E/1340
取付け架台 (弾性材料)		—	—	2.05 × 10 <sup>5</sup>	—	—

注) 引張試験結果 (3体の試験体の平均値)

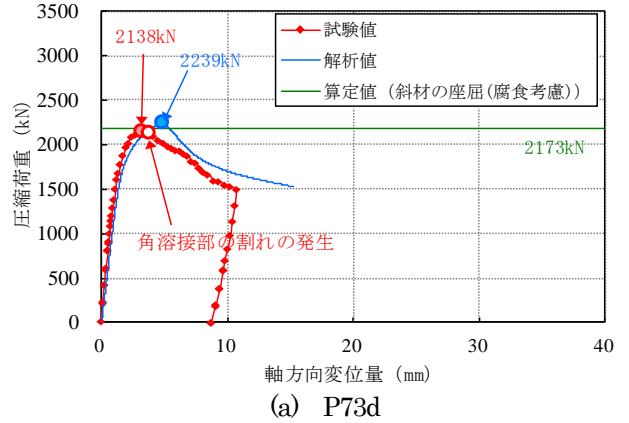
していない。

鋼材の応力-ひずみ関係には、斜材及びガゼットの材料引張試験により得られたガゼット及び斜材それぞれの応力-ひずみ関係を用いた。図-2.3.3 に P73d 格点部のガゼットから切り出した鋼材の引張試験結果と解析で用いた応力-ひずみ関係を示す。解析の応力-ひずみ関係は、トリリニア型モデルで表現した。表-2.3.2 に引張試験結果と解析で用いた応力ひずみ関係を示す。ここでは、全体挙動や耐荷力の把握を主な目的としており、応力-ひずみ関係を平均的にモデル化した方法を採用した。降伏条件は von Mises の降伏条件、等方硬化則とした。また、解析では、1 ステップあたり 15kN ごとに増分させる荷重増分法を適用し、解が収束しない場合には荷重増分を低減させて再度同ステップでの収束計算を行った。

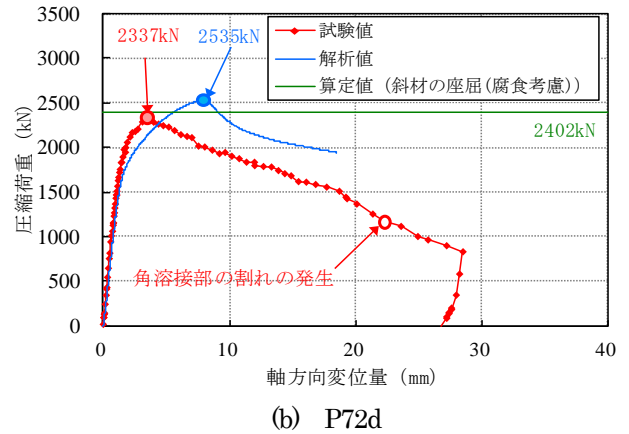
## 2.4 試験結果

### 2.4.1 圧縮着目載荷

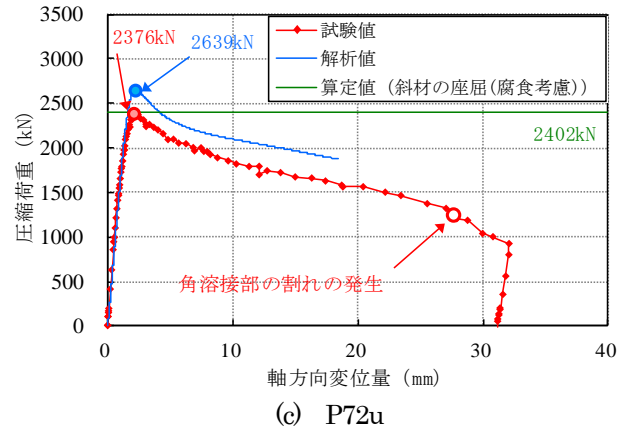
図-2.4.1 に試験と解析で得られた荷重と荷重方向変位 (取付け架台の弾性変位に伴う変位を除いた鉛直方向変位) の関係を示す。また、図中には、図-2.4.2 に示す格点部において想定される破壊性状に対して算出した耐荷力算定値のうち、試験の破壊性状となっている斜材の局部座



(a) P73d



(b) P72d



(c) P72u

図-2.4.1 荷重と荷重方向変位の関係

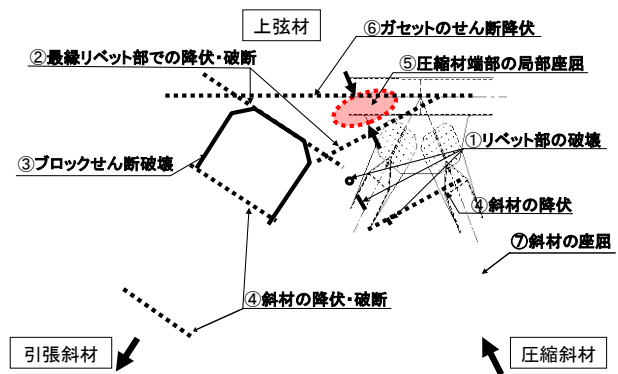


図-2.4.2 格点部において想定される破壊性状

表-2.4.1 耐荷力算定結果 (圧縮側)

耐荷力算定値 (圧縮側)	諸元	P73d		P72d		P73u <sup>2)</sup>	
		健全	腐食考慮	健全	腐食考慮	健全	腐食考慮
リベットのせん断破壊	リベットの引張強度 (公称値)(N/mm <sup>2</sup> )	330	330	330	330	-	-
	せん断断面数	2	2	2	2	-	-
	リベットの本数	14	14	14	14	-	-
	リベットの断面積(mm <sup>2</sup> )	363	363	363	363	-	-
	せん断耐荷力(kN)	1936	1936	1936	1936	-	-
	算定値/試験値	0.91	0.91	0.83	0.83	-	-
最縁リベット部におけるガセットの降伏	Whitmore有効幅(mm)	615	615	615	615	615	615
	ガセットの降伏点 (計測値)(N/mm <sup>2</sup> )	341	341	276	276	283	283
	ガセットの板厚 <sup>1)</sup> (mm)	12.0	9.9	10.0	9.3	21.0	21.0
	降伏耐荷力 <sup>2)</sup> (kN)	5033	4152	3395	3157	7310	7310
斜材の降伏 (孔引き断面)	算定値/試験値	2.35	1.94	1.45	1.35	3.08	3.08
	斜材フランジ板厚 <sup>1)</sup> (mm)	9.0	6.4	9.0	8.7	9.0	8.7
	斜材ウェブ板厚 <sup>1)</sup> (mm)	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0
	斜材の断面積 (孔引き断面)	9468	8605	9468	9368	9468	9368
	斜材の降伏点 (計測値)(N/mm <sup>2</sup> )	272	272	268	268	272	272
	降伏耐荷力(kN)	2575	2341	2537	2511	2575	2548
圧縮斜材端部におけるガセットの局部座屈	算定値/試験値	1.20	1.09	1.09	1.07	1.08	1.07
	Whitmore有効幅(mm)	615	615	615	615	615	615
	仮定圧縮柱の長さ(mm)	133	133	140	140	140	140
	有効座屈長さ係数	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	ガセットの板厚 <sup>1)</sup> (mm)	12.0	9.9	10.0	9.3	21.0	21.0
	断面2次半径(mm)	3.5	2.9	2.9	2.7	6.1	6.1
	細長比	0.59	0.72	0.67	0.72	0.32	0.32
	局部座屈耐荷力 <sup>3)</sup> (kN)	3960	2983	2522	2258	6816	6816
	算定値/試験値	1.85	1.40	1.08	0.97	2.87	2.87
	弦材との境界部におけるガセットのせん断降伏	ガセット水平方向長さ(mm)	1221	1221	1219	1219	1221
斜材の座屈	せん断抵抗断面の総断面積(mm <sup>2</sup> )	14652	12088	12190	11337	25641	25641
	せん断降伏耐荷力(kN)	5769	4760	3885	3613	8379	8379
	算定値/試験値	2.70	2.23	1.66	1.55	3.53	3.53
	断面積(mm <sup>2</sup> )	10260	9168	10260	10134	10260	10134
	幅厚比パラメータ	0.76	0.76	0.75	0.75	0.76	0.76
	断面2次半径(mm)	62.2	64.4	62.2	62.4	62.2	64.4
	有効座屈長さ <sup>4)</sup>	900	900	900	900	900	900
	細長比	0.17	0.16	0.16	0.16	0.17	0.16
	$\sigma_c/\sigma_y$	0.87	0.87	0.88	0.88	0.87	0.87
	座屈耐荷力(kN)	2432	2173	2432	2402	2432	2402
試験値(最大値)(kN)	1.14	1.02	1.04	1.03	1.02	1.01	
		2138	-	2337	-	2376	

注1)腐食計測箇所(図-2.2.4)を用いた。  
 注2)Whitmore有効幅断面の降伏を考慮した。  
 注3)Whitmore有効幅断面の局部座屈を考慮した(FHWAガイダンスを参考)。  
 注4)載荷点治具の下端からリベット群の中心位置までの距離とした。  
 注5)P72uにおいては、ガセット及び斜材それぞれの板厚に補強材の板厚を加えて試算した。なお、補強材間のガセットの板厚は減肉していないものと仮定した。リベットのせん断破壊については補強板とリベットの荷重分担が不明のため算出していない。

屈の腐食を考慮した値を併記している。図-2.4.2 の破壊性状に対するそれぞれの算定値については、表-2.4.1 に示す。①～⑥の耐荷力算定値の算出方法の詳細については、文献<sup>1)</sup>に示す。鋼トラス格点構造の腐食欠損が橋の耐荷性能に与える影響について、米国ではI-35W橋の崩落事故以降、指摘され重要視されており、2009年2月には、米国連邦道路庁 (Federal Highway Administration: FHWA) から、鋼トラス橋におけるリベット接合された格点構造の耐荷力評価のガイダンス<sup>2)</sup>が出されている。文献<sup>1)</sup>の耐荷力算定式は、同指針や既往の研究例を参考にしつつ、実腐食の状況を考慮して、ガセットと斜材に想定される破壊性状と耐荷力評価式を検討したものである。

⑦の斜材の座屈については、柱としての座屈長が小さく降伏領域であることから、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編<sup>3)</sup> (以下、道示Ⅱという。)の局部座屈に対する基準耐荷力曲線 (式 (1)) により座屈応力 $\sigma_{cr}$ を求め、 $\sigma_{cr}$ と健全時また

は腐食を考慮した斜材の全断面積の積により座屈耐荷力を求めた。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cr}/\sigma_y &= 1.0 \quad (R \leq 0.7) \\ \sigma_{cr}/\sigma_y &= 0.5/R^2 \quad (R \geq 0.7) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \quad (2)$$

ここに、

$\sigma_{cr}$  : 座屈応力(N/mm<sup>2</sup>)

$b$  : 板幅 (mm)

$t$  : 板厚 (mm)

$\sigma_y$  : 鋼材の降伏点(N/mm<sup>2</sup>)

$E$  : ヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$\mu$  : ポアソン比

$k$  : 座屈係数 (両縁支持板の場合 4.0)

また、図-2.4.3 に載荷試験における各試験体の破壊性状と解析結果との比較を示す。いずれの試験体も実験及び解析とともに斜材で局部座屈が生じ、P73dとP72dでは、斜材フランジのガセット近傍で局所的な座屈が生じた。最大荷重は、P72dとP72uは、2300～2400kNでほぼ同程度であった。P73dの最大荷重は、約2100kNであり、P72dとP72uと比較すると低くなっている。P73dが最も圧縮斜材の腐食減肉が生じており、最大荷重の差は腐食による影響と考えられる。載荷試験は、角溶接部の割れ (以下、角割れという。)が生じるまで行っており、図-2.4.1に角割れ発生時点を併記する。P72d及びP72uと比べP73dについては、最大荷重後ではあるものの比較的早い段階で発生した。P72dの角割れ発生箇所を目視で確認すると、一部で破面が見られない箇所が見られ、局所的に腐食減肉が生じていたことから、腐食によって溶接部のど厚が減少していた可能性が考えられる。なお、いずれの試験体も角割れ発生後に極端な荷重低下は見られなかった。

解析及び試験結果の比較について、P73dの解析における最大荷重は2239kNであり試験値に対して1.05倍であった。また、初期勾配やその後の勾配も試験結果に近く、概ね試験結果と一致している。最大荷重時の変形に関して、斜材ウェブの凹となる変形やガセット近傍の座屈変形も傾向としては一致している。P72dの解析における最大荷重は、2535kNであり試験値に対して1.08倍であった。また、初期勾配は試験結果と一致しているが、試験結果よりも早い段階で勾配がゆるやかになり、最大荷重時の変位が大きくなっている。最大荷重時の変



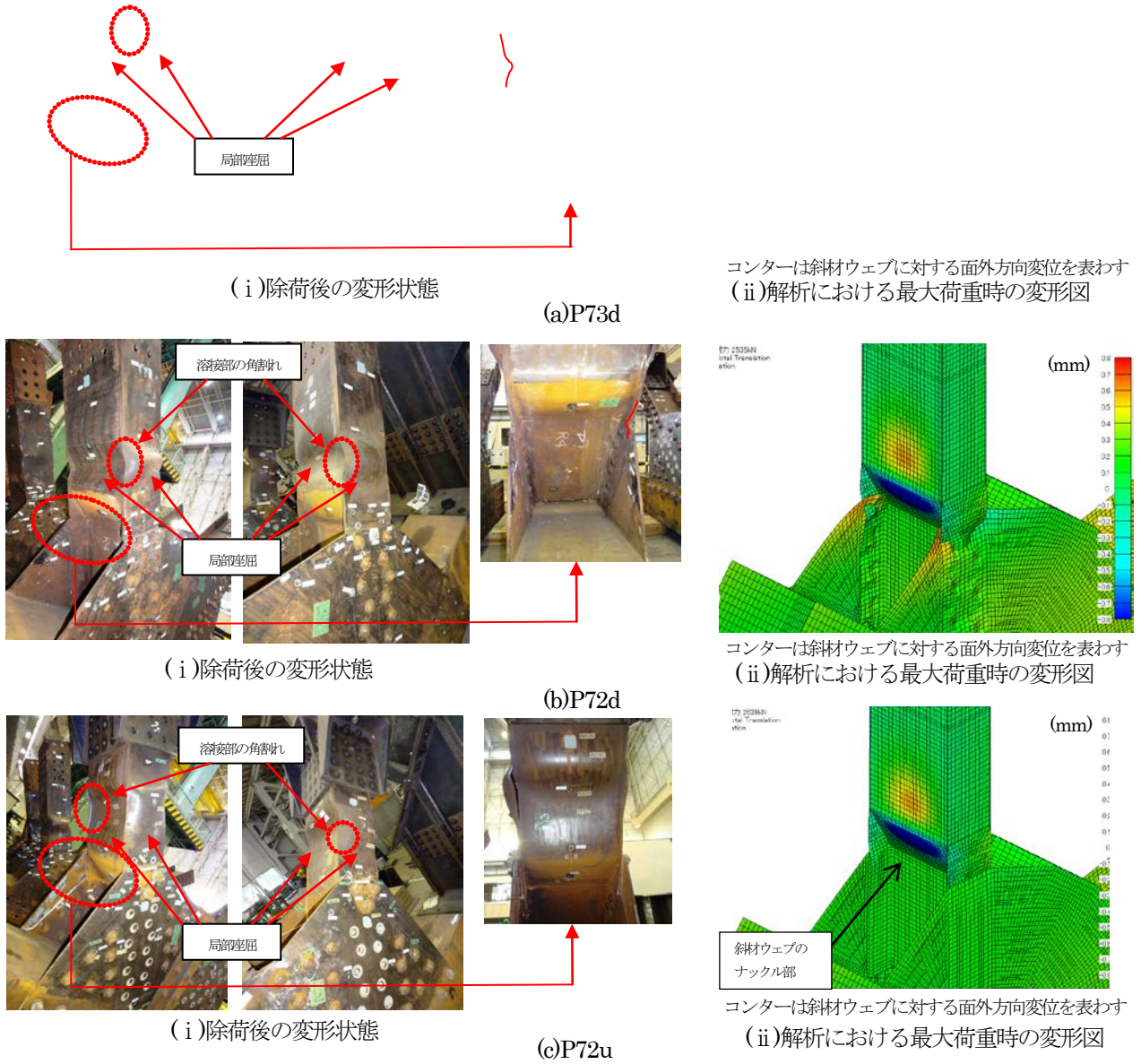


図-2.4.3 荷重試験における各試験体の破壊性状と解析結果との比較

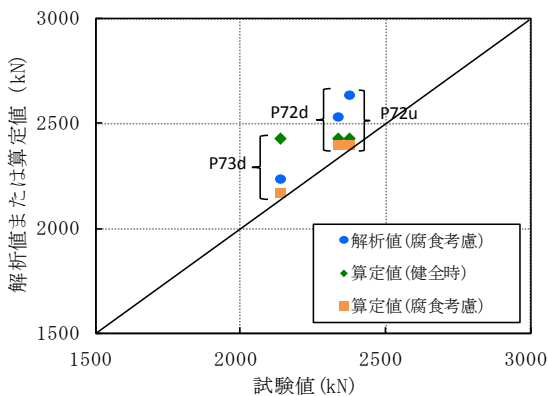


図-2.4.4 試験値と解析値及び算定値の比較

形に関して、斜材ウェブの凹となる変形が P73d より小さくなり、斜材フランジのガセット近傍の座屈変形が

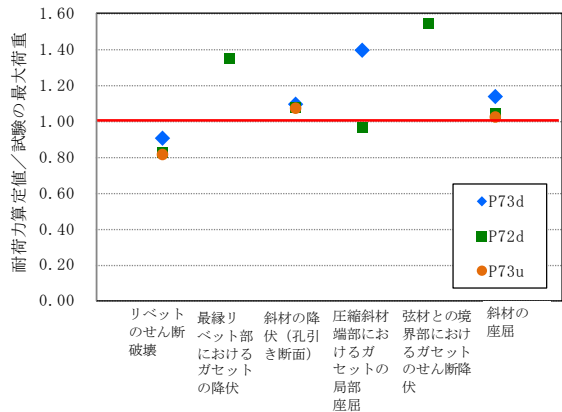
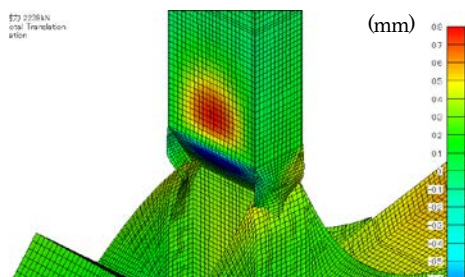


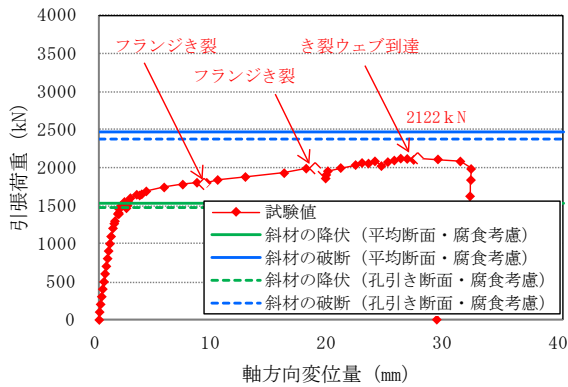
図-2.4.5 各算定値と試験値との比較

P73d よりも大きくなっている。斜材箱断面部のフランジの腐食減肉が P73d よりも小さいため、この部位の変形が相対的に大きくなっていると考えられる。P72u の

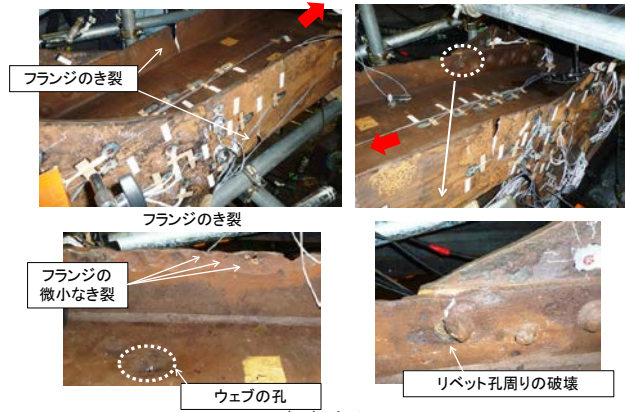
解析における最大荷重は、2639kN で試験値に対して1.11倍であった。また、初期から最大荷重に至るまでの勾配は試験及び解析ともに一定となっており、両者の結果はよく一致している。最大荷重時の変形に関して、斜材の箱断面部のウェブの凹となる変形よりもナックル部（図-2.4.3 参照）の凸となる変形のほうが大きくなっており、試験結果と異なっている。図-2.4.4 に試験値と解析値及び算定値の比較を示す。腐食を考慮した解析値は、いずれの試験体も試験値に比べて若干高め傾向にあり、初期変形や溶接残留応力、腐食を平均的にモデル化して

ついて、健全時と腐食考慮を比較すると、腐食を考慮することにより試験値に近づき、試験値と概ね一致している。

図-2.4.5 に各算定値と試験値との比較を示す。縦軸は、耐荷力算定値と試験の最大荷重の比率である。1.0 を下回るものの試験で破壊挙動が確認されなかった、リベットのせん断破壊、圧縮斜材端部におけるガセット部の局部座屈の算定式については、式の妥当性や推定精度向上のため、引き続き検討が必要と考えられる。

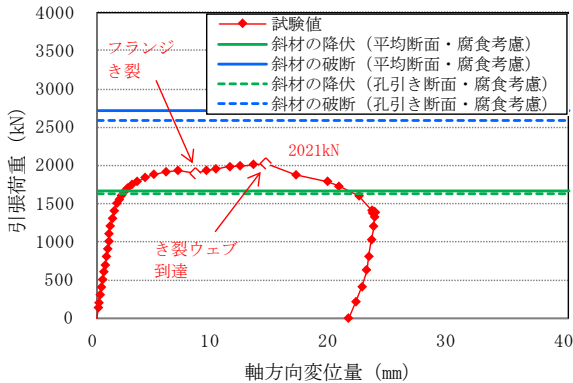


(i) 荷重と載荷方向変位の関係



(ii)破壊性状

(a)P73d

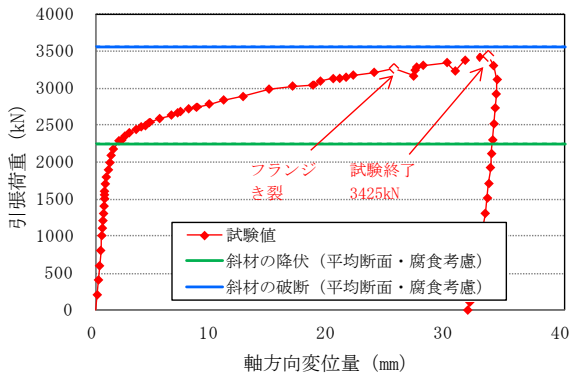


(i)荷重と載荷方向変位の関係

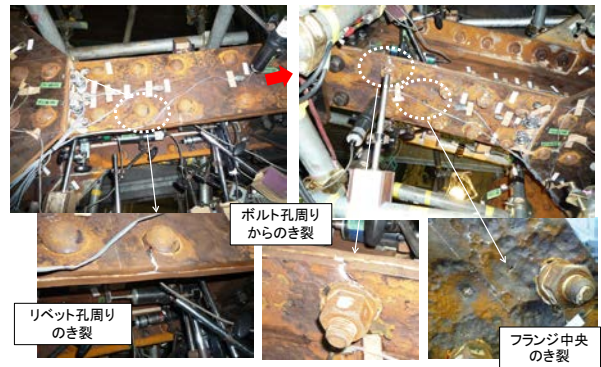


(ii)破壊性状

(b)P72d



(i)荷重と載荷方向変位の関係



(ii)破壊性状

(c)P72u

図-2.4.6 荷重変位関係と破壊性状

いること等が影響しているものと考えられる。算定値に

2.4.2 引張着目載荷



13.7 落橋等の重大事故を防止するための調査・診断技術に関する研究

図-2.4.6に試験で得られた荷重と載荷方向変位(取付架台の弾性変位に伴う変位を除いた軸方向変位)と破壊性状を示す。また、図中には、図-2.4.2に示す格点部において想定される破壊性状に対して算出した耐荷力算定値のうち、試験の破壊性状と対応する斜材の降伏・破断について、リベットの孔引き断面で腐食を考慮した算定値(以下、斜材の降伏・破断(孔引き断面・腐食考慮)という。)と、斜材のガセットと重ならない箇所の断面で腐食を考慮した算定値(以下、斜材の降伏・破断(腐食考慮)という。)を併記している。図-2.4.2の破壊性状に対するそれぞれの算定値については、表-2.4.2に示す。

いずれの試験体も斜材でき裂が発生し、斜材での破壊であった。最大荷重は、P72dが約2000kN、P73dが約2100kNであり、若干P73dのほうが高くなっている。P72uは、斜材が当て板補強されており断面積が他と比べ大きいため、最大荷重は大きくなっている。ただし、P72uは、載荷ストロークの限界となった段階で除荷しており、図中では、載荷試験で得られた最大荷重

(3425kN)を記載している。P73dは両側のフランジに、P72dは片側フランジのみにき裂が発生した。これらき裂は荷重の増加に伴い進展し、ウェブに到達する付近で最大荷重となった。いずれの試験体も、載荷開始後ある程度一定の勾配であるが、その後、勾配が変化し変位が増大する挙動となった。この勾配が変化する荷重は、算定値(斜材の降伏(孔引き断面・腐食考慮))、算定値(斜材の降伏(腐食考慮))とほぼ一致している。なお、P72dは、最大荷重後もある程度載荷を継続したが、急激な荷重低下は生じなかった。

図-2.4.7にP73dの試験値と算定値(斜材の破断)の比較について示す。ここでは、P73dについて、算定値(斜材の破断(腐食考慮))のほか、き裂の生じた近傍(き裂を中心に20mm幅の断面)の平均残存板厚に基づく算定値(斜材の破断(き裂位置の腐食考慮))と、腐食を考慮し、かつ、載荷試験後のき裂寸法計測結果から、き裂による断面欠損を考慮した算定値(斜材の破断(腐食とき裂の断面欠損考慮))を示している。図-2.4.8にP73dの載荷試験後の引張側斜材のき裂寸法を示す。P73dについては、最大荷重後に比較的早い段階で除荷したため、試験後のき裂寸法と最大荷重時のき裂寸法は概ね対応しているものと考え算出した。これらの結果を比較すると、算定値(斜材の破断(腐食考慮))及び算定値(斜材の破断(き裂位置の腐食考慮))ともに試験値より大きく差が見られるが、き裂による断面欠損の考慮した算定値(斜

表-2.4.2 耐荷力算定結果(引張側)

耐荷力算定値(引張側)	諸元	P73d		P72d		P73u	
		健全	腐食考慮	健全	腐食考慮	健全	腐食考慮
リベットのせん断破壊	リベットの引張強度(公称値)(N/mm <sup>2</sup> )	330	330	330	330	-	-
	せん断断面数	2	2	2	2	-	-
	リベットの本数	14	14	14	14	-	-
	リベットの断面積(mm <sup>2</sup> )	363	363	363	363	-	-
	せん断耐荷力(kN)	1936	1936	1936	1936	-	-
	算定値/試験値	0.91	0.91	0.96	0.96	-	-
	斜材フランジ板厚 <sup>注1)</sup> (mm)	9.0	7.3	9.0	9.0	21.0	8.7
	当て板の板厚(mm)	-	-	-	-	12.0	12.0
斜材の降伏・破断(リベット孔引き断面)	当て板の板幅(mm)	-	-	-	-	150	150
	斜材ウェブ板厚 <sup>注1)</sup> (mm)	9.0	8.7	9.0	9.0	9.0	9.0
	当て板除く斜材の断面積(孔引き断面)	6048	5394	6048	6048	9792	5954
	当て板の断面積(N/mm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	2544
	斜材の降伏点(N/mm <sup>2</sup> )	272	272	268	268	272	272
	当て板の降伏点(SS400の公称値)(N/mm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	245	245
	当て板の引張強さ(SS400の公称値)(N/mm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	400	400
	引張強さ(N/mm <sup>2</sup> )	439	439	429	429	427	427
	降伏耐荷力(kN)	1645	1467	1621	1621	2663	3560
	破断耐荷力(kN)	2655	2368	2595	2595	4181	2243
算定値/試験値	1.25	1.12	1.28	1.28	1.22	0.65	
斜材の降伏・破断(ガセットと重ならない箇所の平均断面)	斜材フランジ板厚 <sup>注1)</sup>	9.0	6.2	9.0	7.8	-	-
	斜材ウェブ板厚(mm)	9.0	8.7	9.0	9.0	-	-
	斜材の断面積(N/mm <sup>2</sup> )	6840	5612	6840	6340	-	-
	斜材の降伏点(N/mm <sup>2</sup> )	272	272	268	268	-	-
	降伏耐荷力(kN)	1860	1526	1833	1699	-	-
	引張強さ(N/mm <sup>2</sup> )	439	439	429	429	-	-
	破断耐荷力(kN)	3003	2464	2934	2720	-	-
	算定値/試験値(mm)	1.42	1.16	1.45	1.35	-	-
ブロックせん断破壊	ガセットの板厚 <sup>注1)</sup> (kN)	12.0	9.9	10.0	9.3	21.0	21.0
	ガセットの降伏点(N/mm <sup>2</sup> )	341	341	276	276	283	283
	ガセットの引張強さ(N/mm <sup>2</sup> )	541	541	459	459	448	448
	引張抵抗断面の純断面積(N/mm <sup>2</sup> )	1176	970	980	911	2058	2058
	引張抵抗断面の総断面積(N/mm <sup>2</sup> )	1440	1188	1200	1116	2520	2520
	せん断抵抗断面の純断面積(N/mm <sup>2</sup> )	8232	6791	6860	6380	14406	14406
	せん断抵抗断面の純断面積 $\sqrt{3}$	4753	3921	3961	3683	8317	8317
	ブロックせん断破壊耐荷力(kN)	6125	5053	4298	3997	8879	8879
	算定値/試験値	2.89	2.38	2.13	1.98	2.59	2.59
	試験値(最大値)(kN)	-	2122	-	2021	-	3425

注1)腐食計測箇所の平均残存板厚(図-2.2.4)を用いた。

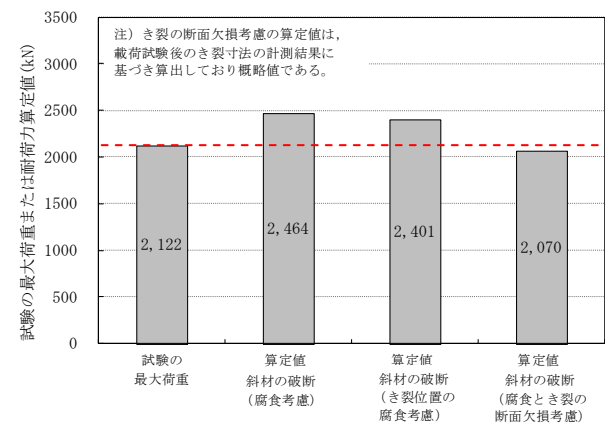


図-2.4.7 P73dの試験値と算定値(斜材の破断)の比較  
斜材の破断(腐食とき裂の断面欠損考慮)は、試験値と概ね一致している。

図-2.4.9に各算定値と試験値との比較を示す。縦軸は、耐荷力算定値と試験の最大荷重の比率である。リベットのせん断破壊については、1.0を下回っているが試験で

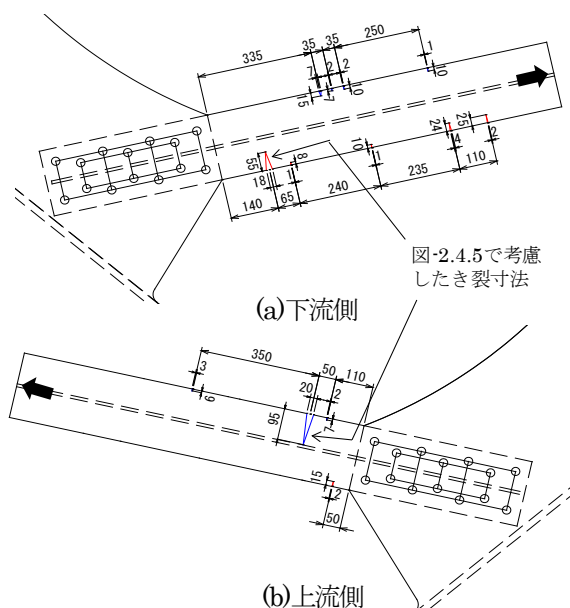


図-2.4.8 P73d の荷重試験後の引張側斜材のき裂寸法

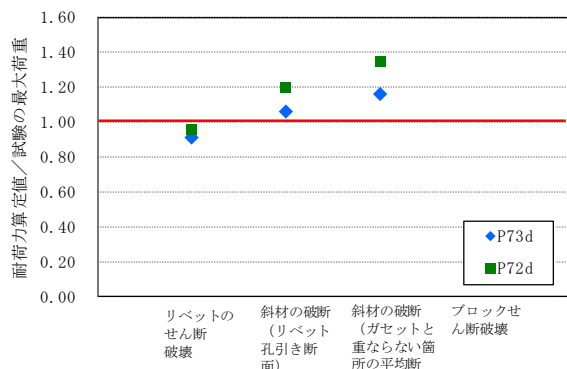


図-2.4.9 各算定値と試験値との比較

は破壊しなかった。リベットは、せん断強度を公称値に基づき算出していること等が影響しているものと考えられる。

## 2.5 まとめ

トラス橋の撤去部材から切り出したトラス格点部を用いて、3体の格点部 (P73d, P72d, P72u) の腐食量計測、荷重試験及び弾塑性有限変位解析を行い、破壊性状及び残存耐力を把握するとともに残存耐力評価手法を検討した。本年度得られた成果を以下にまとめる。

- 1) 圧縮着目の荷重試験では3体とも斜材の局部座屈により最大耐力を迎えた。腐食量計測結果を平均残存板厚としてモデル化した弾塑性有限変位解析を行った結果、P73dについては概ね試験結果と一致したが、P72d, P72uでは最大荷重や変形に差が見られた。一方、解析と同様に腐食減肉を平均残存板厚として考慮し、斜材の座屈に対する算定値を求めた

結果、いずれの試験体においても試験結果と概ね一致した。

- 2) 引張着目の荷重試験では、3体ともに斜材にき裂が発生し、P73d及びP72dはフランジに発生したき裂がウェブに到達した付近で最大荷重となった。いずれの試験体も、荷重開始後ある程度一定の勾配であるが、その後、勾配が変化し、この荷重は、斜材のガセットと重ならない断面またはリベット孔位置の断面に対して腐食量計測から算出した平均断面積と降伏点から求めた算定値と概ね一致した。なお、P72dは、最大荷重後もある程度荷重を継続したが、急激な荷重低下は生じなかった。実施した試験では、荷重の増大に伴い、端部からき裂が発生・進展するような破壊挙動となり、最大荷重については、腐食量計測により求めた断面積と引張強さから求めた算定値よりも小さくなったが、き裂による断面欠損を考慮することで算定値と試験値は概ね一致した。

## 3. 撤去PC部材のPC鋼材の付着特性に関する検討

### 3.1 検討概要

鋼材腐食の生じたPC橋の曲げ耐力性状は、撤去したPC桁の荷重試験によりPC鋼材の残存率を用いて概ね推定できることが明らかになっているが、せん断に関する耐力評価手法についてはまだ十分な知見が得られていない。既往の研究において、人工的に腐食を促進させた供試体を用いてせん断耐力評価手法に関する研究<sup>9)</sup>を実施し、斜めひび割れ発生荷重に着目して鋼材腐食程度を勘案することにより比較的精度よく耐力を推定できる可能性が示されている。

その研究の一環として、平成23年度は塩害により撤去されたポストテンションPC桁のせん断耐力特性に着目した荷重試験を実施し、残存耐力を把握するとともに、実部材への適用性について検証した<sup>10)</sup>。

このせん断耐力に着目した荷重試験にて、曲げひび割れ発生荷重から推定した残存プレストレスは桁の損傷程度により異なり、腐食や破断が生じた箇所からある程度離れた位置ではコンクリートとPC鋼材の付着によりプレストレスが確保されることが確認された。そのため、平成24年度は同一の桁にて定着部を切断したのち荷重試験を実施し、PC鋼材の付着特性に着目した検討を行った。

### 3.2 試験体概要

本橋は石川県宝達志水町の主要地方道金沢田鶴浜線の

### 13.7 落橋等の重大事故を防止するための調査・診断技術に関する研究

相見川を渡河する自歩道橋（能登海浜自転車道線）である。能登有料道路の本線（上り線）に隣接し、海岸線より約90mの位置に架かる2連の単純ポストテンションPCT桁橋である（写真-3.2.1）。表-3.2.1に本橋の主な橋梁諸元を示す。過去2度の詳細調査にて塩害による鋼材腐食に起因する剥落や浮きが桁全体に確認され、はつり調査において全PC鋼材8本のうち、2本にて一部素線破断が確認された。そのため、ライフサイクルコスト（LCC）比較により架替えが優位と判断され、供用から38年経過した後撤去された。

撤去された主桁のうち、載荷試験は第1 径間の支間長19.2m のG1 桁（海側）を用いて実施した。載荷桁の標準断面を図-3.2.1 に示す。

図-3.2.2に載荷試験前の損傷状況図を示す。桁全体に損傷が確認できるものの、桁の両側面および起終点にて損傷の程度が異なり、山側および終点（橋台側）の損傷が顕著であった。

載荷試験前にX線によるグラウト充填度調査を実施したが、図-3.2.3に示すように上縁定着部付近で一部充填不足が確認されたものの、比較的充填状況は良好であった。

載荷試験後に実施したコンクリートおよび鋼材の材料試験結果は、当時の設計資料によるコンクリートの設計基準強度 40N/mm<sup>2</sup>に対し、圧縮強度試験の平均値は58.9 N/mm<sup>2</sup>であった反面、静弾性係数は道路橋示方書に示されている値に対し低い値となった。鋼材については、鉄筋、PC鋼材ともに規格値以上の値であった。

めひび割れが確認されるように設定するとともに、人工的に鋼材を腐食劣化させた供試体を用いた既往の研究<sup>9)</sup>と同程度（a/d≒3.0）とした。なお、本試験体におけるせん断ひび割れ発生荷重に着目した耐荷特性については、平成23年度の年度報告書を参照されたい。

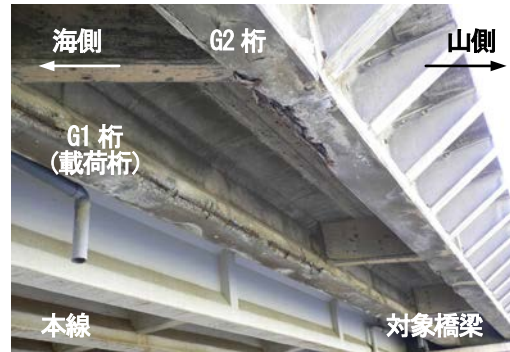


写真-3.2.1 撤去前の状況

表-3.2.1 橋梁諸元

橋 梁 名	相見川海浜橋（自歩道橋）
架 橋 位 置	石川県宝達志水町（海岸線より90m）
路 線 名	主要地方道 金沢田鶴浜線（管理：石川県）
橋長・支間長	44.0m（支間長19.2m+23.24m）
橋 梁 形 式	単純ポストテンションPCT桁橋
適 用 示 方 書	S43 PC 道路橋示方書（竣工年より推定）
竣 工 年	昭和47年（1972年）
補 修 履 歴	なし
点 検 履 歴	平成19年 点検・調査 平成21年 詳細調査
撤 去 年	平成22年（2011年）供用後38年経過

### 3.3 曲げせん断耐荷特性に関する載荷試験

#### 3.3.1 載荷試験概要

載荷方法は図-3.3.1に示すとおり、支間中央にて曲げ載荷および各桁端にて1回ずつのせん断載荷（以降、健全側：せん断載荷試験-1、損傷側：せん断載荷試験-2）の計3回の載荷試験を行った。曲げ載荷試験は支間中央の残存プレストレス量の確認を目的としてひび割れ発生荷重までとし、せん断載荷試験のせん断スパン比は、斜

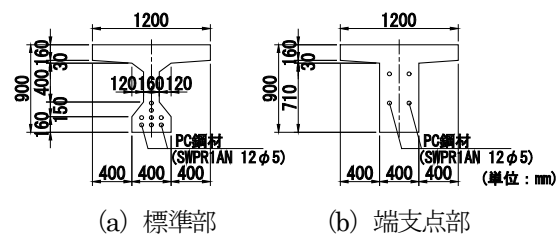


図-3.2.1 標準断面

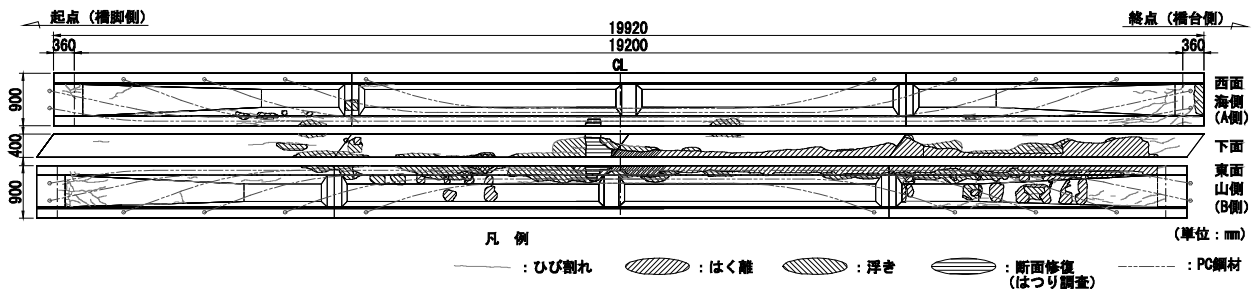
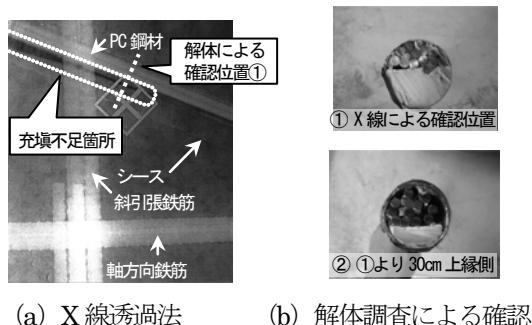


図-3.2.2 載荷試験前の損傷状況



(a) X線透過法 (b) 解体調査による確認  
 図-3.2.3 グラウト充填状況  
 (上縁定着部付近のウェブにて撮影)

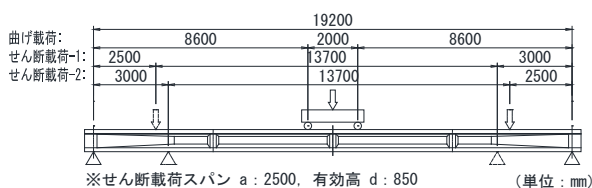


図-3.3.1 曲げせん断耐荷特性に関する載荷試験方法

### 3.3.2 残存プレストレス量に関する検討

各載荷試験の曲げひび割れ発生荷重から推定した残存プレストレスと表面損傷度を表-3.3.1に示す。健全時の計算は、導入緊張力を当時の適用示方書の導入時における許容引張応力度相当(1,260N/mm<sup>2</sup>)として有効プレストレスを算出し、コンクリートの圧縮強度および引張強度は材料試験結果を用いた。また、表面損傷度は各載荷区間(曲げ:等曲げ区間,せん断:せん断スパン内)における上フランジを除いた桁の表面積に対する損傷面積(浮き・剥離のみ)の比率とした。プレストレス減少率は部位により異なり、PC鋼材の破断が確認されていない起点側の桁端ではプレストレス減少率は比較的小さく、良好なグラウトの充填によりコンクリートとPC鋼材との付着が確保されていたためと考えられる。また、プレストレス減少率とコンクリート表面の損傷度との関係にある程度相関が確認された。

表-3.3.1 曲げひび割れ発生荷重による残存プレストレスの推定値と表面損傷度

	プレストレス力 (kN) <sup>※</sup>			表面損傷度
	健全(計算値)	実験値	減少率	
曲げ載荷試験	1,568	1,188	24%	27%
せん断載荷試験-1	958	906	5%	0%
せん断載荷試験-2	970	738	24%	22%

※プレストレス力は各曲げひび割れ発生位置での推定値

### 3.3.3 最大荷重と計算値の比較

図-3.3.2にせん断載荷試験の荷重-変位曲線を示す。せん断載荷試験-1は、せん断ひび割れが確認された後、荷重-変位曲線にてPC鋼材の降伏の予兆が確認されたため、せん断載荷試験-2への影響を勘案し、500kNで除荷している。せん断載荷試験-2は、曲げひび割れ発生荷重まではせん断載荷試験-1と概ね同様の挙動を示したが、それ以降はせん断載荷試験-1より大きな変形を呈しながら、最大荷重575kNを計測した。なお、最大荷重時にて圧縮側コンクリートの圧壊は生じていないが、最大荷重計測以降にPC鋼材の破断音が数回確認されていることから最大荷重は曲げに相当するものと推察される。

せん断載荷試験-2において確認された最大荷重について、計算した曲げ破壊耐力および斜引張破壊耐力から逆算した荷重値との比較を表-3.3.2に示す。なお、曲げひび割れ発生荷重から推定したプレストレス減少率相当に鋼材の断面腐食が進行していたと仮定して算出した。曲げ破壊耐力算出に際しては、各材料試験結果を用い、PC鋼材の降伏強度は引張強度の93%<sup>7)</sup>とした。斜引張破壊耐力は、せん断補強鉄筋を用いていないRCはりのせん断強度<sup>8)</sup>、デコンプレッションモーメントをせん断スパンで除したプレストレスによるせん断耐力増加分<sup>9)</sup>、プレストレスの鉛直分力および圧縮斜材角45度と仮定したトラス理論に基づくせん断補強鉄筋負担分<sup>7)</sup>の和から算出した。実験値は鋼材断面減少を仮定した曲げ破壊耐力の計算値とほぼ一致していたが、今後解体調査により実際の断面減少率を確認する予定である。

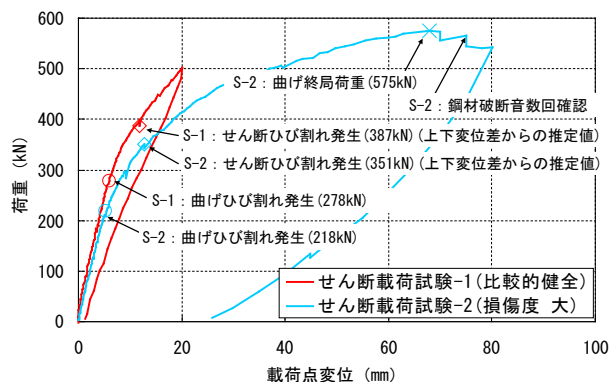


図-3.3.2 荷重-変位曲線(せん断載荷試験)

表-3.3.2 最大荷重時における実験値と計算値の比較

	計算値 P <sub>cal</sub> (kN)		実験値 P <sub>exp</sub> (kN)	比率 (P <sub>exp</sub> /P <sub>cal</sub> )
	曲げ破壊	斜引張破壊		
せん断載荷試験-2	572	601	575	1.01 (0.96)

※( )内は斜引張破壊から逆算した荷重値との比率を示す。

### 3.4 PC鋼材の付着特性に関する载荷試験

#### 3.4.1 载荷試験概要

せん断耐荷特性に着目した载荷試験結果から、良好なグラウトにてコンクリートとPC鋼材との付着が確保されていれば、破断が確認された箇所からある程度距離が離れた箇所ではプレストレスが保持されることがわかった。この付着特性に着目して、前節のせん断耐荷試験後に両端をワイヤソーにてPC鋼材ごと切断し、载荷によるひび割れがほぼ生じていない支間中央部にて定着部がない状態で载荷試験を実施した。桁切断は図-3.4.1に示す位置とし、全てのPC鋼材の定着部が存在しない試験体とした。また、桁切断の前後にてプレストレス損失による挙動を計測するため、同図に示す位置にてコンクリート表面のひずみ計測を実施した。なお、試験装置の都合上、切断後から载荷試験実施まで8ヶ月程度期間を要したため、その間常時ひずみ計測を行なった。同図にて以降に示すひずみゲージ番号およびPC鋼材番号を示す。

载荷試験は図-3.4.2に示すとおり、曲げひび割れを確認するためにできるだけ支点と载荷点の距離を確保し、支間中央の1点载荷とした。また、桁端部のプレストレス損失に対する配慮に加え、桁端部で破壊することを避けるため、定着長を十分に確保し、支点は切断位置から1m程度とした。なお、PC鋼材に引き込み量計測のための変位計を設置するため、端部を10cm程度再度切断し整形している。

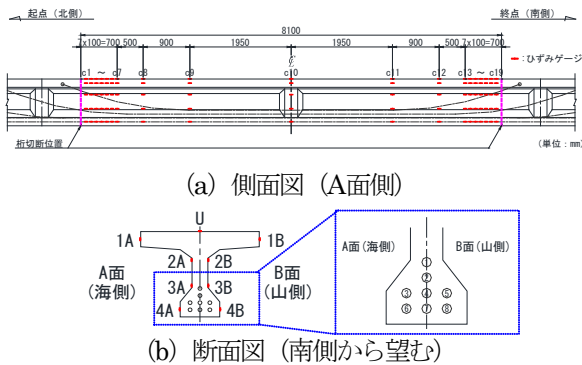


図-3.4.1 切断およびコンクリート表面ひずみ計測位置

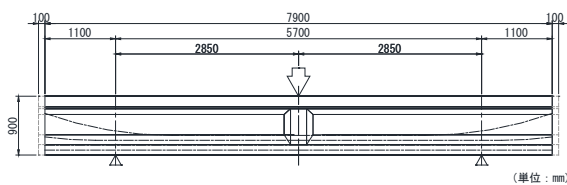


図-3.4.2 付着特性に関する载荷試験方法

#### 3.4.2 桁切断によるコンクリートおよびPC鋼材の挙動

切断直後における桁下縁のコンクリート表面ひずみの挙動を図-3.4.3に示す。桁端部付近にて切断によってプレストレス損失によるコンクリート表面のひずみの挙動が確認された。プレテンション部材のプレストレス分布は、 $65\phi$  ( $\phi$ : 鋼材の直径) の範囲にて部材端で0となる二次放物線と考えてよいことが道路橋示方書<sup>7)</sup>の解説に記されている。このことから、本試験体においてグラウトが確実に充填されていてプレテンション部材と同等と仮定すれば、プレストレス損失の範囲は素線径5mmで評価すると325mm、鋼材束12 $\phi$ 5mmの外接円(約20mm)で評価すると1.3m程度となる。本試験体は支間中央部付近ではひずみがほとんど変動しなかったものの、切断面から2m程度の範囲で比較的大きなひずみの挙動が確認された。これは、写真-3.4.1に示すようにPC鋼材がばらけて外接円が大きくなっていることや部分的なグラウト充填不足、ワイヤソーによる切断時の振動による影響と考えられる。

写真-3.4.1は切断直後における北側のPC鋼材の引き込み状況である。上縁定着付近の曲げ上げ部にて切断したN1(図-6の北側(N)切断面における鋼材1)の断面におけるシース内はグラウトがほぼ充填されておらず、PC鋼材の切断面が鋭角になっており、PC鋼材が引き込まれつつ切断されたことが確認できる。その他のPC鋼材は、シース上縁側にてやや空隙が確認できるが、充填状況はほぼ同程度であった。

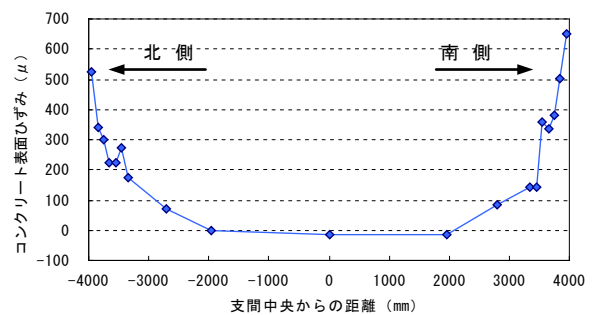


図-3.4.3 切断直後における桁下縁のコンクリート表面ひずみ

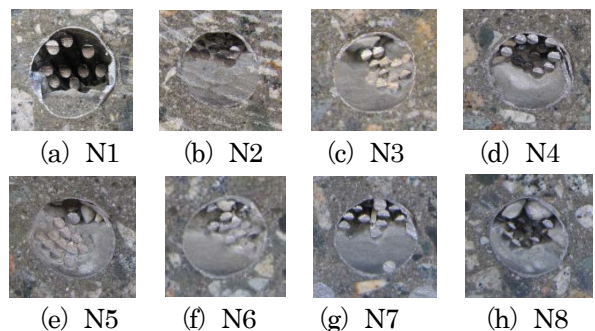


写真-3.4.1 切断直後のPC鋼材の引き込み状況（北側）

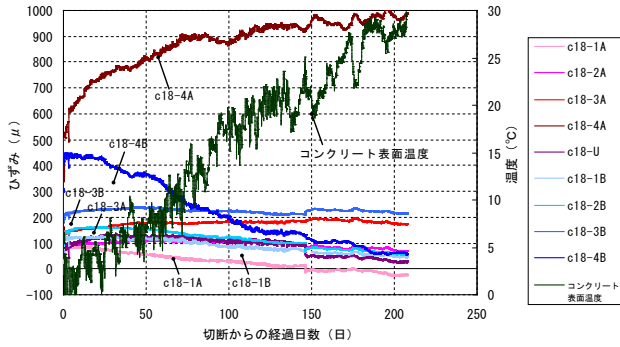


図-3.4.4 桁切断後のコンクリート表面ひずみの経時変化 (C18計測位置 (南側切断位置から20cmの位置))

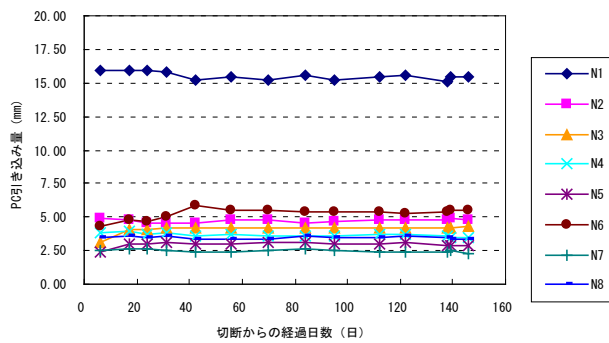


図-3.4.5 桁切断後におけるPC鋼材の引き込み量(北側)

切断後からのコンクリート表面ひずみの経時変化を図-3.4.4に示す。桁端部付近のひずみ計測については、載荷試験準備の都合上、載荷試験40日前に計測を終了している。ひずみの経時変化は切断後も徐々に変化が確認された。北側端部のPC鋼材の引き込み量計測の結果を図-3.4.5に示す。上縁定着部付近で切断したPC鋼材にて最大で15mm程度の引き込みが確認された。なお、引き込み量には切断後から経時的に大きな変化は確認されなかったため、切断から150日にて計測を終了している。

### 3.4.3 PC鋼材の付着に関する検討

付着特性に着目した載荷試験の荷重-変位曲線を図-3.4.6に、載荷試験時に発生したひび割れ図を図-3.4.7に示す。前節の支間中央部における載荷試験時に発生していたひび割れから載荷荷重650kNにて曲げひび割れ

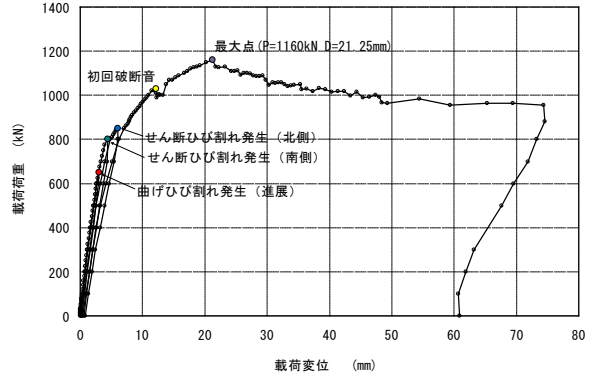


図-3.4.6 荷重-変位曲線 (付着特性に関する載荷試験)

の進展が確認された。その後、載荷荷重800kNでせん断ひび割れが確認され、1,160kNで最大荷重が確認されたのち、荷重は徐々に低下したものの、脆性的な破壊には至らずある程度荷重を保持したまま変位が増加した。

PC鋼材の付着切れを簡易的に計測するため、桁端部のPC鋼材に変位計を設置し、載荷中の引き込み量を計測した結果を図-3.4.8に示す。N1およびN3, S2, S5を除き、最大荷重近くまではほぼ引き込み量に変化はなく、最大荷重計測後に荷重が徐々に低下していくとともに、引き込み量も増加していった。なお、引き込み計測にあたり接触式の変位計を設置する必要があったため、各シースにつき1本の素線を対象に引き込み計測を行ったが、別途デジタルカメラを用いた光学的全視野計測<sup>10)</sup>にてN3およびN4, N6, N7を対象にシース内全ての鋼材にて引き込み計測を実施した。光学的全視野計測による計測状況を写真-3.4.2に、本手法によるN4の計測結果を図-3.4.9に示す。また、写真-3.4.3に載荷試験前後の切断面のPC鋼材の状況を示す。なお、載荷試験後の写真にてスプレーを施しているが、光学的全視野計測による計測精度を上げるための工夫である。図-3.4.9や写真-3.4.3からわかるように、同一シース内のPC鋼材において引き込み量に差が確認されたものがあつた。この要因の特定には至っていないが、解体調査にて各鋼材の位置や腐食破断状況、グラウト充填状況との相関について今後確認する予定である。

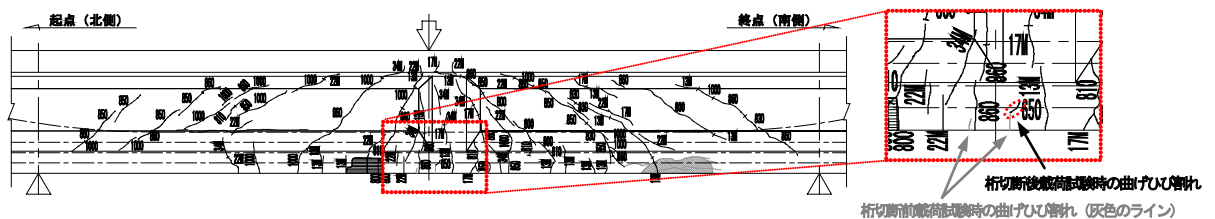
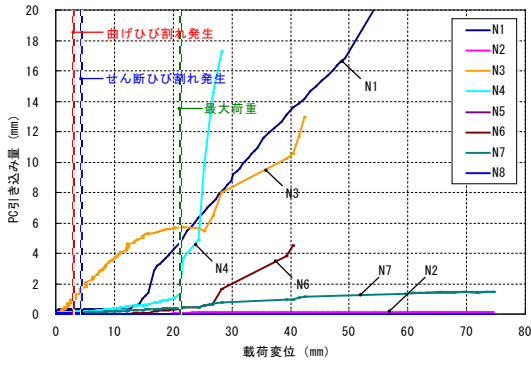
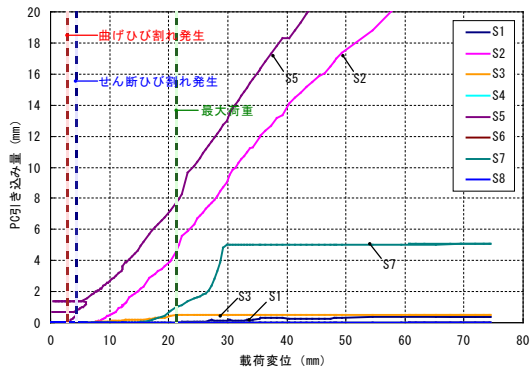


図-3.4.7 載荷試験中のひび割れ図 (A面)



(a) 北側桁端部のPC鋼材引き込み量



(b) 南側桁端部のPC鋼材引き込み量

図-3.4.8 載荷時の引き込み量

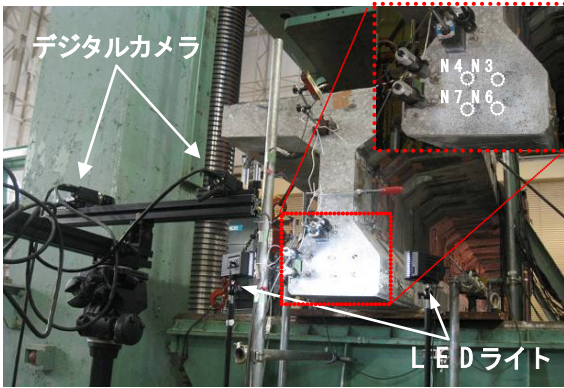


写真-3.4.2 光学的全視野計測による計測状況

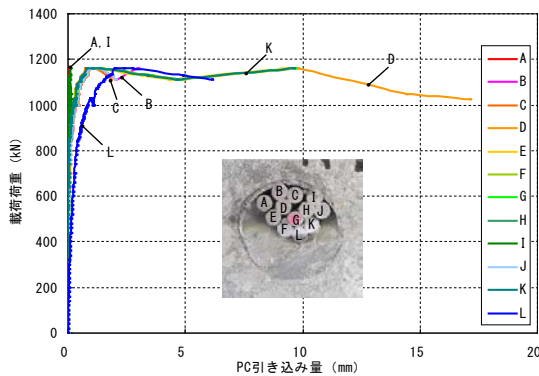
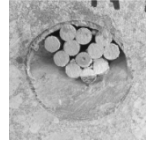
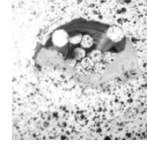


図-3.4.9 光学的全視野計測による載荷時の引き込み量

(N4)



(a) 載荷試験前



(b) 載荷試験後

写真-3.4.3 載荷前後におけるPC鋼材の引き込み状況

(N4)

各イベントにおける計算値と実験時の比較を表-3.4.1に示す。表中の計算値は、鋼材腐食や桁切断によるプレストレスの減少がないと仮定した健全時の場合と前節同様に鋼材腐食による断面減少が24% (表-3.3.1参照)とした場合について示す。また、せん断ひび割れ発生荷重の計算値は、前述の斜引張破壊耐力の計算値におけるせん断補強鉄筋負担分以外の総和として算出した。なお、プレストレスによるせん断耐力増加分は、道路橋示方書や土木学会式では上限値を安全側に評価しコンクリート負担分相当(1.0)としているが、既往の研究成果<sup>9)</sup>から上限値を1.5とした。

表-3.4.1 各イベントの実験値と計算値の比較

	計算値 $P_{cal}$ (kN)		実験値 $P_{exp}$ (kN)	比率 $(P_{exp}/P_{cal})$
	健全時	鋼材減少		
曲げひび割れ発生荷重	785	622	650	0.83 (1.05)
せん断ひび割れ発生荷重	812	762	800	0.98 (1.05)
最大荷重 (曲げ破壊)	1,733	1,360 <1,131>	1,160	0.67 (0.85) <1.03>

※( )内は、鋼材断面減少を仮定した計算値との比率を示す。  
 ※< >内は、実際に計測したPC鋼材の断面減少率を用い、付着切れしたPC鋼材から算出された曲げ破壊耐力を50%に低減した値 (PC1~PC4: 腐食無, PC5: 0.9%, PC6: 2.7%, PC7: 7.4%, PC8: 全素線破壊)

曲げひび割れおよびせん断ひび割れ発生時における荷重は、前節の載荷試験にて確認されたプレストレス減少率を鋼材断面減少率と仮定した場合と概ね一致した。曲げひび割れ発生荷重までは、N3を除きPC鋼材の引き込みが確認されていないことから、曲げひび割れ発生までは少なくともPC鋼材とコンクリートの付着が確保されていたことが窺える。一方、最大荷重は、鋼材断面減少を仮定した場合の8割程度となり、付着切れによりPC鋼材が引き込まれたためと考えられる。そこで、簡便かつ実用的な手法として、実際に計測したPC鋼材の断面減少率を用いて、最大荷重に達する前に何れかの桁端部に

て比較的大きな引き込みが確認されたPC鋼材4本 (N1, N3, S2, S5) から算出された曲げ破壊耐力を低減して曲げ耐力を算出した。その結果, PC鋼材の実断面減少率を用い, かつ上記鋼材から算出された曲げ破壊耐力を50%に低減することにより実験値を再現できた。なお, これは比較的グラウト充填状況が良好な桁を切断した試験体に対して, 切断面から載荷点までの距離を4m程度として得られた実験結果である。したがって, 実橋への適用に際しては, 鋼材腐食や破断が確認された箇所と着目部位の位置関係やグラウト充填状況も含めて検討する必要がある。

### 3.5 まとめ

撤去PC桁を対象として, 載荷試験により残存耐力の把握をするとともに, 主にPC鋼材の付着特性に着目した検討を行った。本年度得られた成果を以下にまとめる。

- 1) 桁切断前の本試験体において, 残存プレストレスは各部位により異なり, 外観の損傷度と残存プレストレスとの関係にある程度の相関が確認された。
- 2) ワイヤソーにより切断した本試験体のプレストレス損失範囲は, 切断面から2m程度であり, 支間中央部におけるプレストレスの損失は確認されなかった。
- 3) 定着を切断した載荷試験の破壊形態は, 脆性的な破壊に至らず, ある程度荷重を保持したまま変位が増加した。
- 4) 曲げひび割れ発生荷重までは, 一部のPC鋼材を除き, 付着切れに起因するPC鋼材の引き込みは確認されず, 付着によりプレストレスが保持されていた。
- 5) 付着に着目した載荷試験における曲げひび割れ発生荷重およびせん断ひび割れ発生荷重は, 切断前の載荷試験にて確認された曲げひび割れ発生荷重から推定したプレストレス減少率を鋼材腐食による断面減少率と仮定した場合の計算値と概ね一致したが, 最大荷重は計算値の8割程度となった。
- 6) 付着に着目した載荷試験の最大荷重は, PC鋼材の実断面減少率を用い, 引き込みが確認されたPC鋼材の曲げ破壊耐力を50%に低減しことで再現することができた。

### 参考文献

- 1) (独)土木研究所, 首都大学東京, 早稲田大学: 共同研究報告書第 429 号腐食劣化の生じた橋梁部材の耐荷性能評価手法に関する共同研究報告書-腐食劣化の生じた鋼トラス橋格点部の FEM 解析, 2012.
- 2) FHWA: Load Rating Guidance and Examples For Bolted and Riveted Gusset Plates In Truss Bridges, 2009.
- 3) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 2012.
- 4) 村越潤, 遠山直樹, 澤田守, 有村健太郎, 郭路, 依田照彦, 笠野英行, 野上邦栄: 腐食劣化の生じた鋼トラス橋格点部の圧縮耐力に着目した載荷試験, 構造工学論文集 Vol.59A, pp.156-168, 2013.
- 5) (独)土木研究所: 既設コンクリート道路橋の健全性評価に関する研究, 重点プロジェクト研究報告書, 2010.
- 6) 松沢政和, 木村嘉富, 花井拓: 塩害を受けたポストテンション PCT 桁の曲げせん断耐荷性状に関する載荷試験, 土木学会第 67 回年次学術講演会, V-262, pp.523~524, 2012.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編, 2012.
- 8) 二羽淳一郎, 山田一宇, 横沢和夫, 岡村 甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, Vol.372/V-5, pp.167-176, 1986.
- 9) 建設省土木研究所, プレストレストコンクリート建設業協会: 高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書, 共同研究報告書第 138 号, 1995.
- 10) 出水亨, 松田浩, 伊藤幸広, 木村嘉富: デジタル画像相関法を用いた撤去 PCT 桁橋の載荷試験時における変位, ひずみ, ひび割れ計測, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.1411-1416, 2012.



## STUDY ON INSPECTION AND ASSESSMENT TECHNIQUE TO PREVENT FATAL ACCIDENTS SUCH AS BRIDGE COLLAPSE

**Budgeted** : Grants for operating expenses

General account

**Research Period** : FY2012-2016

**Research Team** : Bridge and Structural Engineering  
Research Group

**Author** : MURAKOSHI Jun

KIMURA Yoshitomi

TOYAMA Naoki

HOMMA Hidetaka

SAWADA Mamoru

**Abstract** : The majority of highway bridges in Japan were constructed during the 1950s-1970s. With recent rapid increase of aged bridges older than 50 years, effective and proper technique for bridge maintenance is more and more needed to be developed. For the maintenance of existing steel truss and prestressed concrete bridges with damaged component, it is very important to evaluate load carrying capacity to prevent fatal collapse of the entire bridge. In FY2012, in order to develop the strength evaluation of the corroded gusset plate connections in steel truss bridges, loading test and FEA were conducted. Also, using a post-tensioned prestressed concrete girder damaged by chloride-induced deterioration, failure mechanism and remaining strength were observed by loading test focused on adhesion characteristics of prestressed concrete steel.

**Key words** : truss bridge, PC bridge, maintenance, corrosion, load carrying capacity