

## 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，石田雅博，宇佐美惣，  
高橋実，吉田英二

### 【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、部材レベルの破壊性状を確認するとともに、残存耐荷性能を評価する手法を検討する。また、損傷の部位・程度に応じた、橋全体系の耐荷性能喪失に至る過程の把握および腐食が橋全体系の耐荷力に及ぼす影響について検討する。

キーワード：トラス橋，PC 橋，腐食，耐荷性能，維持管理

### 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 号本庄大橋において、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・アーチ橋および 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。本文では、これまで実施した研究の概要について述べる。

### 2. 腐食劣化の生じた鋼トラス橋部材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部材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、著しい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格点部、弦材および圧縮斜材に対して腐食欠損状況の調査および腐食形状の計測を行った。さらに、静的載荷試験および弾塑性有限変位解析を行い、腐食が破壊性状および残存耐荷力に与える影響を把握するとともに残存耐荷力評価手法を検討した。

また、腐食劣化の生じた鋼トラス橋全体系の耐荷性能を評価手法の開発を目的として、前述の橋梁を対象にして、主構部材が損傷した場合を想定した弾塑性有限変位解析を行い、腐食部材を含む橋全体系の耐荷性能評価手法を検討した。

2.2 対象試験体

対象橋梁の全体一般図および試験体とした部材の位置図を図-2.2.1 に示す。試験体は格点部 (P25d, P25u, P72d, P72u, P73d) の5部材, 圧縮斜材 (D52u, D64d, D68d, D73u) の4部材と上弦材 (U74d) の1部材であり, 鋼種はSS400とSM490材が用いられている。写真-2.2.2 に塗膜除去後の試験体の状況を示す。

解析モデルの作成にあたって, 圧縮耐力に影響を与える斜材のフランジ, ウェブおよ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。

載荷試験は, 図-2.3.1 に示すとおり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, 圧縮側およ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

2.3 格点部の耐力評価法の検討

2.3.1 検討内容

格点部については, 腐食量計測を行い, 腐食の著しい部位や減肉量を定量的に把握した。また, 載荷試験およびFEM解析を行い, 破壊性状およ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。

腐食量計測は, 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行った。格点部の内面については, 石膏により型取りしたものを同様の装置を用いて計測した。



写真-2.2.1 撤去前の対象橋梁(手前)と新橋(奥)

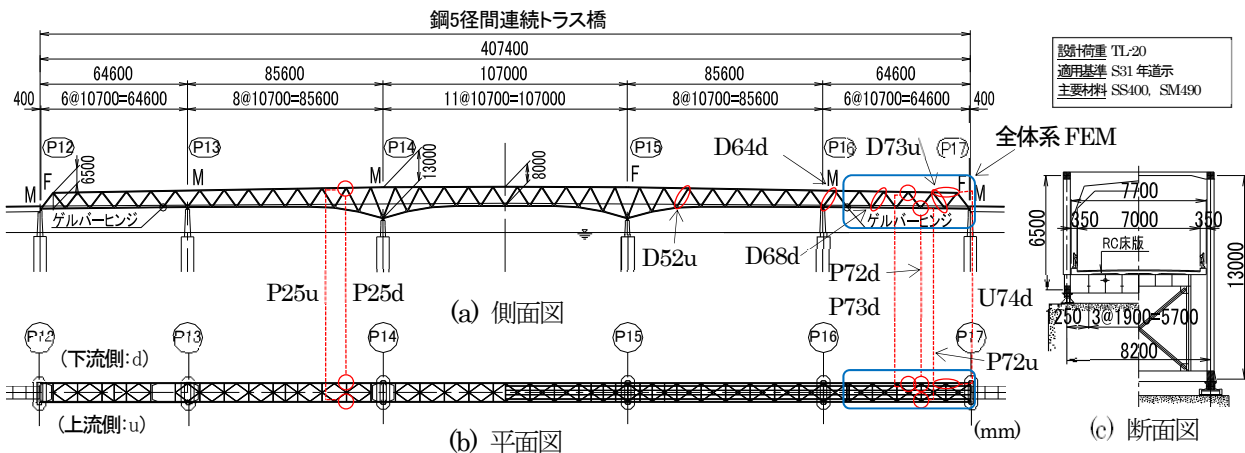


図-2.2.1 対象橋梁の全体図および試験体の位置

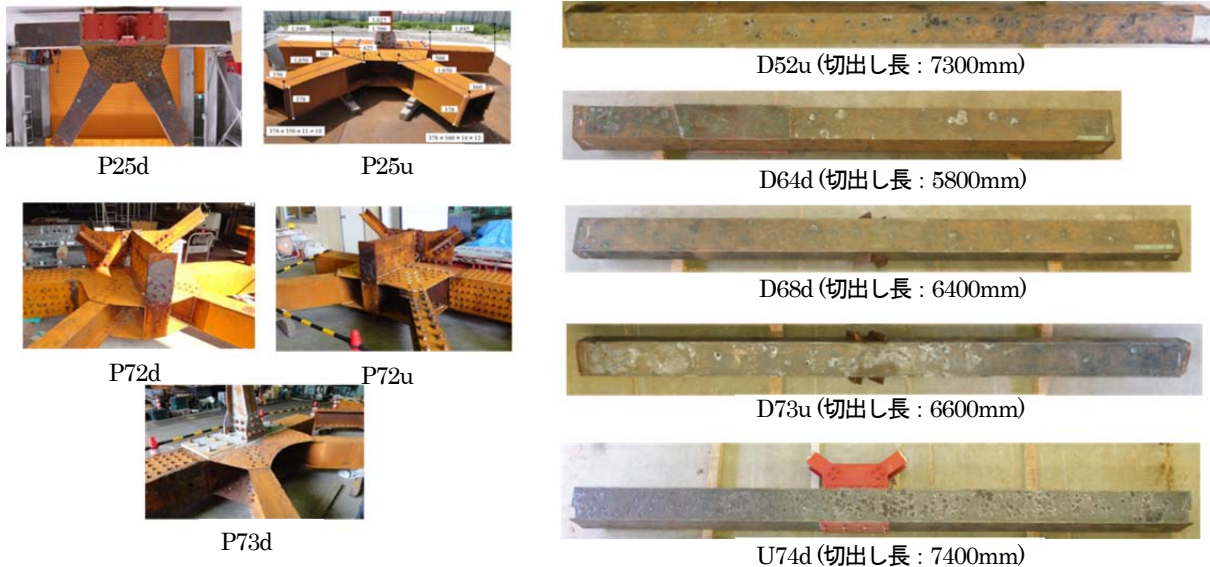


写真-2.2.2 塗膜除去後の試験体

りとした。圧縮側は30MN大型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。

解析はP25uを除く4格点を対象とし、格点部および荷重試験用の取付架台をモデル化して試験条件に合わせて行った。荷重条件は荷重試験と同様に、弦材を取付架台に固定した状態で、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。格点部およ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(要

素サイズ約20mm)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。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影響を与えないことを確認した上で完全剛結合とした。なお、本解析ではガセットの初期たわみは考慮していない。鋼材の応力-ひずみ関係には、斜材およびガセットの材料引張試験により得られたガセットおよび斜材それぞれの応力-ひずみ関係をトリリニア型モデルに近似して用いた。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。降伏条件はvon Misesの降伏条件、等方硬化則とした。

以上の検討を踏まえて、格点部の残存耐荷力評価法について検討を行った。

### 2.3.2 腐食量計測

図-2.3.3にP25dの腐食量分布を例として示す。ガセットの腐食範囲は全面に及ぶが、特に斜材取付き部の境

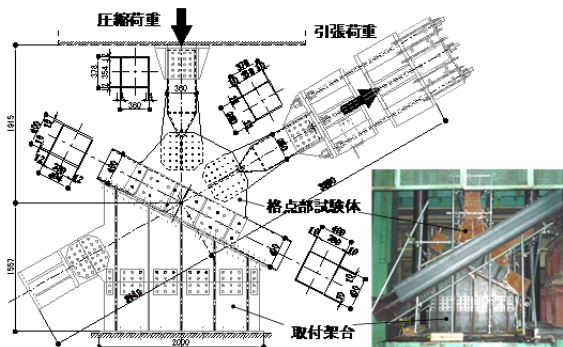


図-2.3.1 試験体(P25dの場合)と試験治具

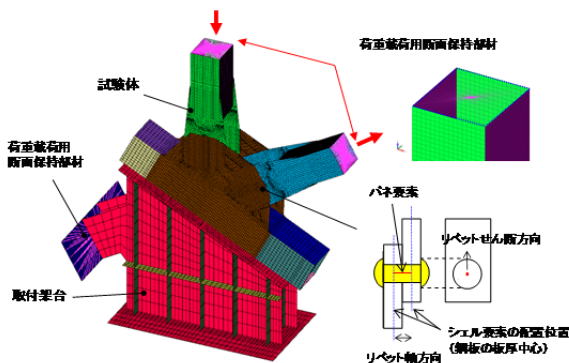


図-2.3.2 解析モデルの概要図 (P25d)

表-2.3.1 荷重条件

	圧縮着目荷重	引張着目荷重
P25d	引張：圧縮=1.1 引張側最大1500kN	1軸荷重 (引張のみ)
P25u		
P72d	引張：圧縮=1.3 引張側最大600kN	1軸荷重 (引張のみ)
P72u		
P73d	引張：圧縮=1.1 引張側最大700kN	

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 $\sigma_y$ (注1) (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ $\sigma_u$ (注1) (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 $E$ (注2) (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> )
P25d	ガセット	255	2.1 × 10 <sup>5</sup>	E/100	E/700
	斜材	274			453
P72d	ガセット	276	2.1 × 10 <sup>5</sup>	E/100	E/1130
	斜材	268			427
P72u	ガセット	283	2.1 × 10 <sup>5</sup>	E/100	E/1340
	斜材	272			429
P73d	ガセット	341	2.1 × 10 <sup>5</sup>	E/100	E/907
	斜材	272			439

注1) 引張試験結果 (3体の試験体の平均値)

注2) 取付架台は弾性材料 (ヤング率  $E=2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ) とする

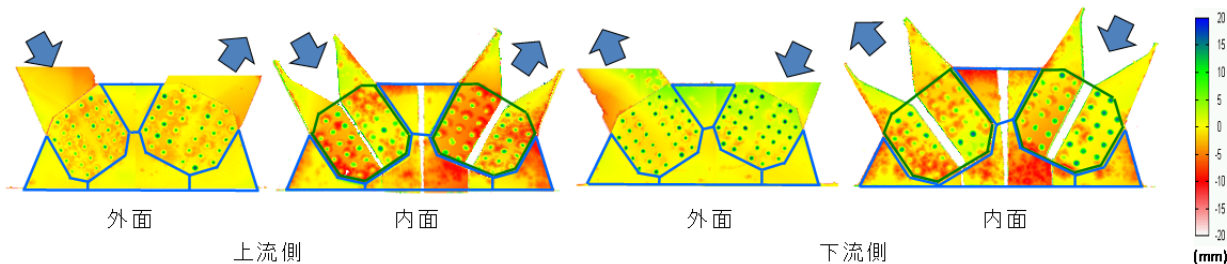


図-2.3.3 腐食量分布の例の例(P25d)

界部周辺に腐食が激しく、外面よりも内面側、特に縁端部の腐食が著しい傾向にある。これは、外面に比べて内面側では雨水により洗い流されにくいいため、海岸近くの厳しい塩害環境下であった本橋においては、特にこの部位の腐食が進行して板厚減少量が著しかったものと推察される。

2.3.3 荷重試験およびFEM解析

図-2.3.4 に圧縮に着目して荷重したときの荷重と荷重方向変位(取付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。ここでは、ガセットの局部座屈により破壊した P25d, P25u の結果について示し、斜材の局部座屈により破壊した P72d, P72u, P73d の詳細な結果については省略する。

P25d と P25u について、荷重荷重が小さい初期の段階では概ね線形性が保たれており、徐々に勾配が緩やかになりながら最大荷重に達し、ガセット先端部および自由辺部の局部座屈により面外変形を起こした。P25d に比べて P25u の耐力力が低下した要因としては、P25u の方が全体的に腐食しており、上流側のガセットでは斜材先端部に直径 1cm 程度の欠損に伴う孔があいていることから、腐食による不均一な減肉が影響しているもの

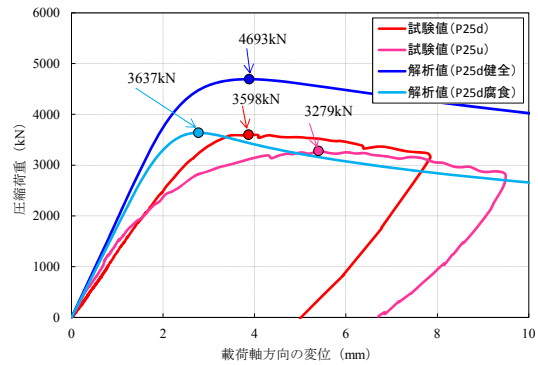
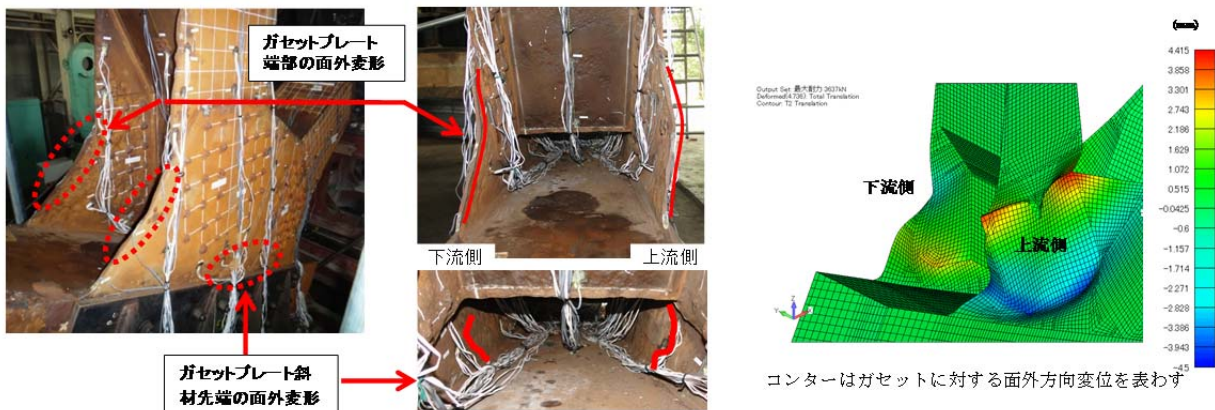


図-2.3.4 荷重-変位関係

と考えられる。なお、P25d, P25u とともに最大荷重以降は、ガセットの変形の進行に伴い荷重は緩やかに低下しており、急激な耐力力の減少は見られなかった。また、図中の P25d の解析結果では、腐食を考慮した解析による耐力力の低下率 (4693kN→3637kN, 約 77%低下) は、ガセットの平均的な減厚の比率 (12mm→9.3mm, 約 78%減厚) に概ね近い値を示していた。また、最大荷重について、試験値と解析値は良く一致している。

図-2.3.5 に試験後の破壊性状と解析における最大荷重時の変形形状を示す。P25d について、上流側は、解析値



(a) P25d 試験後の状況と最大荷重時カウンター



(b) P73d 試験後の状況と最大荷重時カウンター

図-2.3.5 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

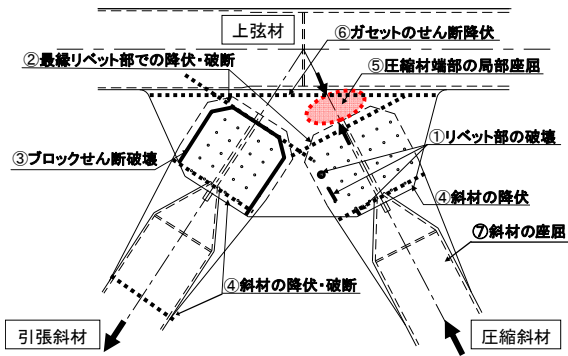


図-2.3.6 格点部において想定される破壊性状

と試験値は概ね一致している。しかし、下流側については、斜材側で試験値と解析値に若干の相違が見られる。解析結果は、初期剛性や下流側ガセットの変形挙動のように一部試験結果と異なる部分が見られるが、最大荷重や全体としての変形挙動を概ね評価できているものと考えられる。P73d の解析におけ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。

### 2.3.4 残存耐荷力評価手法の検討

鋼トラス橋格点部の断面もしくは部位に想定される破壊性状には、図-2.3.6 に示す①～⑦の限界状態が考えられる。この破壊性状に対して、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>22)</sup>に示す。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>23)</sup> (以下、道示 II という。) の両縁支持板の基準耐荷力曲線により局部座屈応力 $\alpha_{cr}$ を求め、 $\alpha_{cr}$ 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。この場合、格点部の耐荷力は、これらの各限界状態により得られる耐荷力の最小値として与えられる。ここでは、トラ

ス格点部を起点とした過去の崩落、損傷事例<sup>2-1)</sup>や腐食が懸念される箇所を考慮し、⑤の圧縮斜材端部におけるガセットの局部座屈を対象に耐荷力評価式<sup>2-4)</sup>を検討した。

過年度に実施した耐荷力試験における破壊後の変形状況や FEM 解析結果によれば、圧縮斜材端部の局部座屈に加えて、図-2.3.7 に示す圧縮斜材端部の両側の 2 つのガセット自由辺部にも変形が生じており、斜材の圧縮力に抵抗していると考えられることから、これらの自由辺部の影響を評価式に考慮することとした。すなわち、本検討では、式(1)に示すような 3 領域の耐荷力の総和をガセットの圧縮耐荷力とした。

$$P_{gr} = P_{gr1} + P_{gsy1} + P_{gsy2} \dots (1)$$

ここで、 $P_{gr1}$ は有効幅を斜材幅として圧縮柱に見立てた台形箇所の圧縮耐荷力とし、部材長 ( $L$ ) を平均値  $((L_1 + L_2 + L_3)/3)$ 、有効座屈長係数 ( $\beta$ ) をガセットの面外方向を拘束したときの道路橋示方書の推奨値である 0.65、基準耐荷力を初期不整等の影響が含まれないオイラー曲線として算出した。また、 $P_{gsy1}$  および  $P_{gsy2}$  の自由端部については破線部を抵抗断面として、この抵抗断面の降伏耐荷力とした。それぞれの評価式は図中に示す。以上の結果から、式(1)を用いて算出した耐荷力と既往の試験・解析結果の関係を図-2.3.8 に示す。両者の相関係数は 0.98 と高く、推定誤差も小さくなっており、構造諸元の違いによる耐荷力の変化を概ね捉えていると考えられる。

## 2.4 圧縮部材の耐荷力評価法の検討

### 2.4.1 検討内容

圧縮部材についても、格点部と同様に腐食量計測、載荷試験および FEM 解析を行い、破壊性状および残存耐

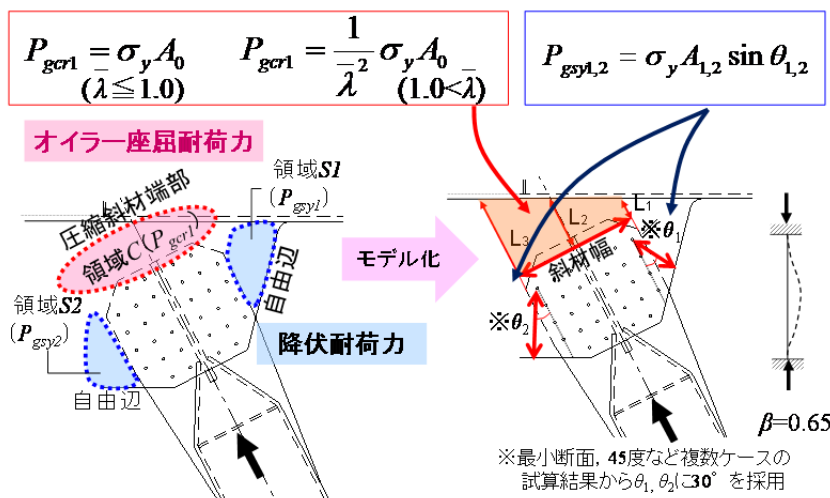


図-2.3.7 ガセットの3領域と耐荷力評価式

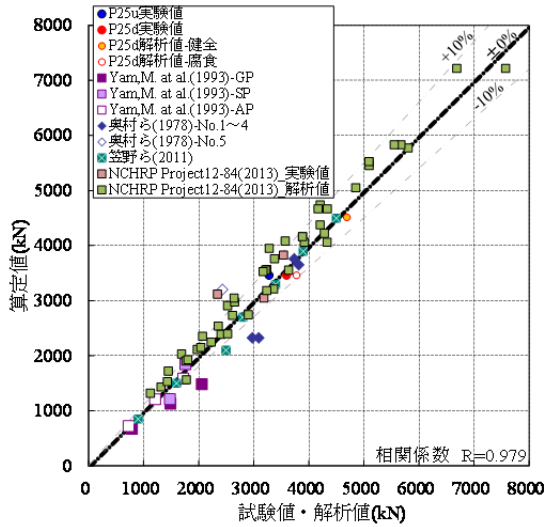


図-2.3.8 試験・解析結果と耐荷力算定値の関係

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。ここでは箱断面柱部材の全体座屈と局部座屈に着目して、圧縮斜材の4部材については全体座屈試験を想定し、試験体A0～A3と、上弦材については局部座屈試験を想定し、試験体B1～B3と呼称する。全体座屈試験体(斜材)は各部材の保管時の長さを最大限担保しながら端部

を切り落とし、かつ材料試験片を切り出せる範囲を部材長として設定した。局部座屈試験体(上弦材)は、長さ1,000mmの試験体3体および材料試験片を切り出した。

腐食量計測は、格点部と同様の方法により行った。なお、箱断面の内面には、赤さびが発生しているものの断面欠損はみられなかったことから、健全部の板厚から外面の腐食量(外面からの腐食深さ)を差し引くことにより残存板厚を算出している。

対象部材には、扁平な円錐状の局部的な断面欠損(以下、局部腐食)が多数点在しているものの、部材断面としての減少量は著しいものではなかった。そこで、部材の断面欠損の圧縮耐荷力への影響を把握するため、一部の試験体(A2, A3, B2, B3)には、機械切削加工により人工的な欠損(以下、模擬腐食)を導入した。図-2.4.1に部材毎の模擬腐食の寸法形状および導入位置(赤色の領域)を示す。

載荷試験は、土研所有の30MN大型構造物万能試験機にて実施した。全体座屈を想定したケースAの境界条件は、両端ピン支持とするために、図-2.4.2に示すように対象部材の両端に載荷板を溶接して球座を配置した。ま

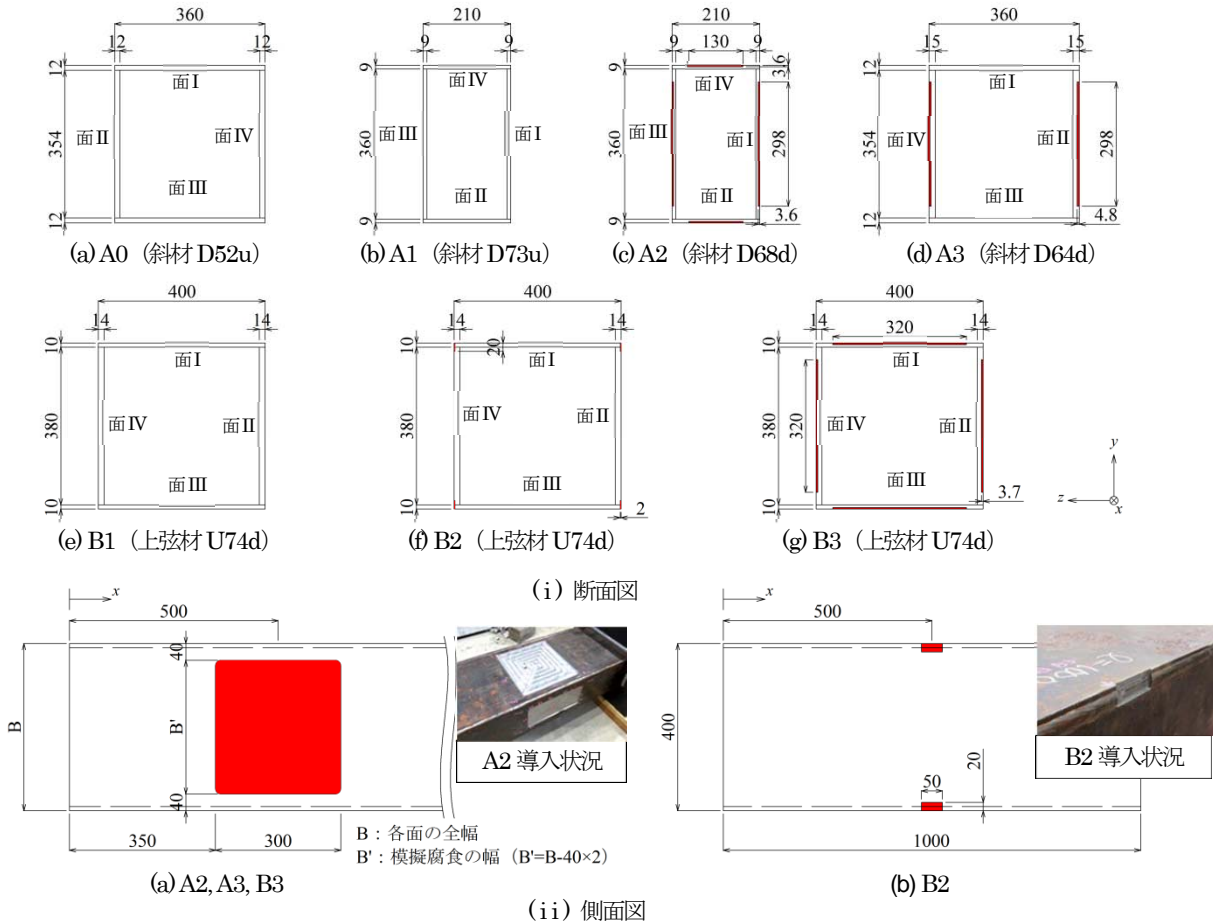


図-2.4.1 試験体の寸法諸元と模擬腐食の導入位置

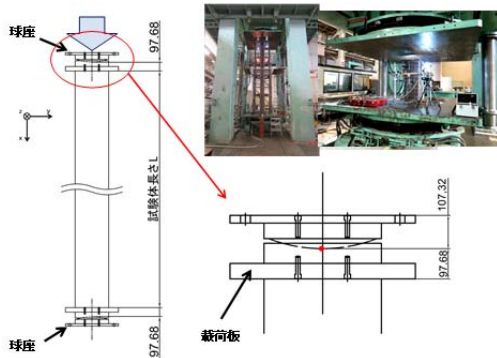


図-2.4.2 球座と載荷板

た、局部座屈を想定したケース B の境界条件は両端固定支持とするために、両端は載荷板を介して耐圧盤とメタルタッチとした。載荷方法は、弾性変形域では荷重制御（載荷速度：0.01mm/s）による 50kN ピッチとし、非線形性が見られ始めた段階で変位制御に切替えて 0.1～3.0mm ピッチで載荷した。

解析は、腐食減肉を伴う部材の残存耐荷力を解析的に検証するために、腐食計測データを FEM モデルに反映した弾塑性有限変位解析を実施した。実験装置と試験体の FEM モデルを図-2.4.3 に示す。ケース A における試験体の両端部はピン支持であるため、試験体両端から球座中心までの距離を考慮するために剛な梁要素（ $E=1.0 \times 10^{10}$ ）を配置した。また、試験体の両端部の載荷板にはシェル要素（ $E=1.0 \times 10^{10}$ ）を、試験体にはソリッド要素を用いた。

部材または板としての初期たわみについては、最大たわみ  $L/5000$  を有する正弦波を仮定してモデル化した。また、各面の板としての初期たわみは考慮していない。残留応力については、道示の箱断面部材に対する基準耐荷力曲線の前提条件として考慮されている最大引張応力  $1.0\sigma_y$ 、最大圧縮応力  $0.25\sigma_y$  の理想的三角形分布を仮定してモデル化を行った。鋼材の応力-ひずみ関係には、格点部と同様に材料引張試験結果からのトリリニア型で近似してモデルを用いた。表-2.4.1 に引張試験結果と解析で用いた応力ひずみ関係を示す。降伏条件は von Mises の降伏条件、等方硬化則とした。

以上の検討を踏まえて、圧縮部材の残存耐荷力評価法について検討を行った。

### 2.4.2 模擬腐食

試験体 A2, A3 については、格点部近傍に著しい腐食が生じた状態を想定し、端部付近に面の幅全体に模擬腐食を導入した。導入に際して、載荷時に端部境界条件の影響を受けないように、端部から 500mm 離れた位置を中心とし、模擬腐食部分のアスペクト比が 1 程度となる

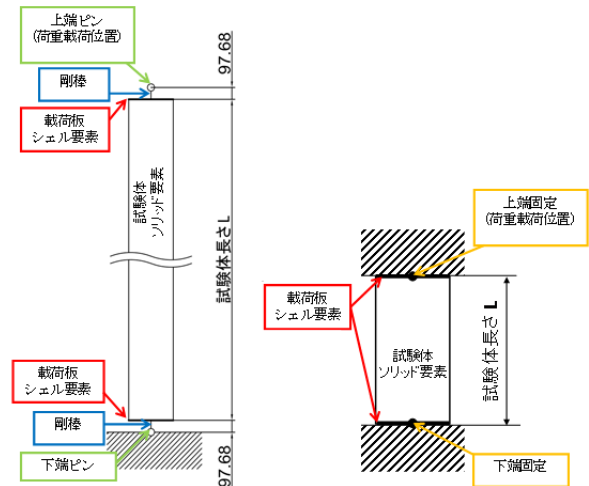


図-2.4.3 解析モデルの概要図

表-2.4.1 引張試験結果と解析で用いた応力ひずみ関係

試験体	降伏点 $\sigma_y$ 注1) (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ $\sigma_u$ 注1) (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 $E$ 注2) (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> )
A0	274	438	206870	E/248	E/79
A1	284	453	205280	E/1493	E/165
A2	288	448	208490	E/451	E/234
A3	261	427	205130	E/50221	E/191
B1～B3	263	459	205460	E/989	E/248

注1) 引張試験結果（6体の試験体の平均値）

注2) 球座と載荷板は弾性材料（ヤング率  $E=1.0 \times 10^{10}$  N/mm<sup>2</sup>）とする

ように長さ 300mm、深さ 3.6～4.8mm の均一深さの腐食とした。以上の模擬腐食は部材面の一定範囲を均一に切削したものであり、当然ながら実際の腐食とは性状は異なる。深さも広がりも不均一な実腐食に対して精度の高い強度推定法を提示するには、耐荷力に影響を与える各種条件を反映した試験を行う必要があるが、多数の試験データを取得するにも限界がある。そのため、ここでは、安全側の強度推定につなげられるように、厳しい腐食条件下で試験を行うことを意図した。また、試験体 B2 については、図-2.4.1(ii)-(b)のように角部の溶接による接合部の腐食を想定し、長さ 50mm で深さ 2mm の切削加工（赤色の領域）を行った。

耐荷力への影響を評価するための腐食程度の指標として、過年度の研究<sup>2-1)</sup>において、次式で表される最大断面欠損率  $R_A$  と圧縮強度の相関性を明らかにしており、耐荷力の推定に際してこの指標を用いることとした。

$$R_A = \frac{A_0 - A_{min}}{A_0} \quad (2)$$

ここに、

$R_A$  : 最大断面欠損率 (%)

$A_0$  : 健全部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_{min}$  : 最小断面積 (mm<sup>2</sup>)

表-2.4.2 に各試験体の模擬腐食の条件をまとめる。試験体 A2 では4面を3.6mm 切削, 試験体 A3 では2面を4.8mm 切削し, 試験体 A2, A3, B3 では最大断面欠損率  $R_A$  をそれぞれ 30, 15, 25% に調整した。試験体 B2 は, 断面としての欠損量が少ないため,  $R_A$  を算出すると 0.9% であった。

2.4.3 腐食量計測

圧縮部材の腐食形状は, 全体的に局部腐食が散在しているが, 最大断面欠損率  $R_A$  でみると, 2.7~5.0% と小さい。弦材および斜材の腐食状況は, 広がりをもって腐食が重度に進行している格点部と比較してそれほど厳しいものではなかった。

しかし, 角部の腐食欠損について, 最も腐食の大きい試験体 A1 の例を図-2.4.4 に示す。角溶接の接合位置では, 約 6mm 腐食しており, 部分溶込み溶接の状況から接合部の残存厚がほとんど残っていない状況であった。角部は, 塗膜厚が薄くなることから防食上の弱点となりやすい。また, 実質接合部の断面溶接溶込み量に依存することから, 局部的に内面まで貫通し, 内部への水の侵入や耐荷力低下につながるおそれがあり, 箱断面部材を有する既設橋の維持管理においては留意する必要があると考えられる。

2.4.4 載荷試験と FEM 解析

各試験体の柱部材としての全体座屈強度  $\sigma_{crG}$  と, 各辺の両縁支持板としての局部座屈強度  $\sigma_{crL}$  を, 道示の許容応力度の根拠となる各基準耐荷力曲線より算出し, 各部材の構造パラメータと併せて表-2.4.3 に示す。ここで, 有効座屈長  $L_e$  については試験時の境界条件を考慮して, ケース A では球座中心間の距離とし, ケース B では両端固定として試験体長さ  $L$  の 1/2 としている。

試験体は, 柱部材としての換算細長比  $\lambda$  が 0.04~0.81, 模擬腐食を考慮した両縁支持板としての換算幅厚比  $R$  は 0.55~1.07 の領域にある。なお, 腐食を考慮しない場合の換算幅厚比は 0.52~0.78 であり, 局部座屈強度  $\sigma_{crL}/\sigma_y$  としては 0.82~1.00 を有する断面である。ケース A では試験体 A2 を除き全体座屈が支配的な断面となっている。

表-2.4.2 試験体の模擬腐食の条件

試験体	断面寸法 (mm)	模擬腐食条件		
		対象部位	欠損深さ (mm)	断面欠損率 (%)
A0	378×360×12×12	—		0.0
A1	378×210×9×9	—		0.0
A2		4面	3.6	30.0
A3	378×360×15×12	2面	4.8	15.0
B1	400×400×14×10	—		0.0
B2		4角	2.0	0.9
B3		4面	3.7	25.0

表-2.4.3 試験体の構造パラメータと道示に基づく強度計算値

構造パラメータ		試験体	ケース A				ケース B		
			A0	A1	A2	A3	B1	B2	B3
断面諸元 (mm)			378×360×12×12	378×210×9×9		378×360×15×12	400×400×14×10		
柱部材	有効座屈長 (mm)	$L_e$	6195	5995		5195	500		
	断面積 (健全部) (mm <sup>2</sup> )	$A$	17136	10260		19260	18640		
	断面2次モーメント (健全部) (mm <sup>4</sup> )	$I_y$	378172368	198681660		400353300	432301333		
		$I_z$	350638848	79384860		409522500	503169813		
	断面2次半径 (mm)	$r_y$	148.56	139.16		144.18	152.29		
		$r_z$	143.05	87.96		145.82	164.30		
	細長比	$L_e/r_y$	41.70	43.08		36.03	3.28		
		$L_e/r_z$	43.31	68.16		35.63	3.04		
	換算細長比 <sup>注1)</sup>	$\lambda_y$	0.48	0.51	0.51	0.41	0.04		
		$\lambda_z$	0.50	0.81	0.80	0.40	0.03		
全体座屈強度	$\sigma_{crG}/\sigma_y$	0.88	0.73	0.73	0.92	1.00			
耐荷力 (kN)	$P_{crG}$	3996	2127	2135	4625	4884			
両縁支持板	板厚 (模擬腐食部)	$t_{min_y}$	12.0	9.0	5.4	12.0	10.0	10.0	6.3
		$t_{min_z}$	12.0	9.0	5.4	10.2	14.0	14.0	10.3
	幅厚比	$(b/t)_{min_y}$	28.00	21.33	24.07	27.50	37.20	37.20	50.79
		$(b/t)_{min_z}$	29.50	40.00	55.19	29.22	27.14	27.14	31.07
	換算幅厚比 <sup>注2)</sup>	$R_y$	0.53	0.42	0.47	0.52	0.70	0.70	0.95
		$R_z$	0.56	0.78	1.07	0.55	0.51	0.51	0.58
	局部座屈強度	$\sigma_{crL}/\sigma_y$	1.00	0.82	0.44	1.00	1.00	1.00	0.55
	耐荷力 (kN)	$P_{crL}$	4541	2389	1287	5027	4884	4884	2686
連成座屈強度	$\sigma_{cr}/\sigma_y$	0.88	0.60	0.32	0.92	1.00	1.00	0.55	
連成耐荷力 (kN)	$P_{cr}$	3996	1744	939	4625	4884	4884	2686	

注1) 換算細長比: 腐食及び模擬腐食を考慮せず, 健全断面の柱として試験の支持条件を考慮し計算した値。

注2) 換算幅厚比: 各辺のうち内側寸法を幅として計算した値。ただし, 試験体 A2, A3, B3 の模擬腐食の場合には, 模擬腐食部の幅と板厚を適用。



表-2.4.4 試験体の構造パラメータと道示に基づく強度計算値

試験体	ケースA				ケースB		
	A0	A1	A2	A3	B1	B2	B3
試験値 (kN)	4461	2421	1666	4232	4672	4560	3173
解析値 (kN)	4316	2215	2078	4227	4642	4458	3386
試験値/解析値	1.03	1.09	0.80	1.00	1.01	1.02	0.94
模擬腐食の有無 $R_A$ (%)	無し	無し	有り (30.0%)	有り (15.0%)	無し	有り(角部) (0.9%)	有り (25.0%)
座屈性状	全体座屈	初期のへこみ部からの局部座屈, 全体座屈の連成	模擬腐食部からの局部座屈	模擬腐食部からの局部座屈	試験体中央付近からの局部座屈	試験体中央付近からの局部座屈	試験体中央(模擬腐食)付近からの局部座屈

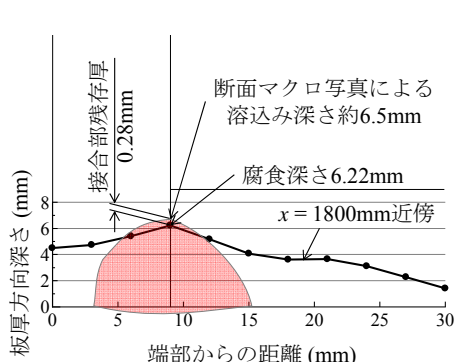


図-2.4.4 角部の腐食欠損の例 (試験体 A1)

(1) ケース A の荷重試験および解析結果

表-2.4.4 に各試験体の耐荷力試験値と解析値および座屈性状をまとめる。図-2.4.5 にケース A の試験体の荷重荷重と軸方向変位の関係を示す。ここで、図中の変位  $u$ ,  $v$ ,  $w$  の正負の符号は、図-2.4.1 中の  $x$ ,  $y$ ,  $z$  軸方向と対応している。

最大荷重時の状況として、試験体 A0, A1 では全体座屈が発生したが、試験体 A2, A3 では全体座屈は発生せず、模擬腐食部からの局部座屈の発生により最大荷重を迎えた。以下に各試験体の状態について説明する。

a) 試験体 A0 (模擬腐食なし)

A0 の荷重試験では、荷重 3500kN 付近まで概ね線形性がみられ、その後塑性化が進み始め勾配が緩やかになり最大荷重 4461kN に至った。一方、解析結果では最大荷重が 4382kN であった。試験結果との誤差としては、荷重で 3% であり、荷重についてはよく再現できている。しかし、軸方向変位量の誤差が大きく、その要因として、残留応力等初期不整のモデル化の影響や両端部の境界条件の影響などが考えられる。局部座屈は発生せず、弱軸周りで局部腐食が多くみられる面 IV が圧縮側となり、全体座屈により最大荷重を迎えた。

b) 試験体 A1 (模擬腐食なし)

長方形断面の A1 では、荷重 1700kN 付近まで概ね線形性がみられ、その後、塑性化が進み始めた。面外変形としては、面 I に 2mm 弱程度の局所的なへこみのみら

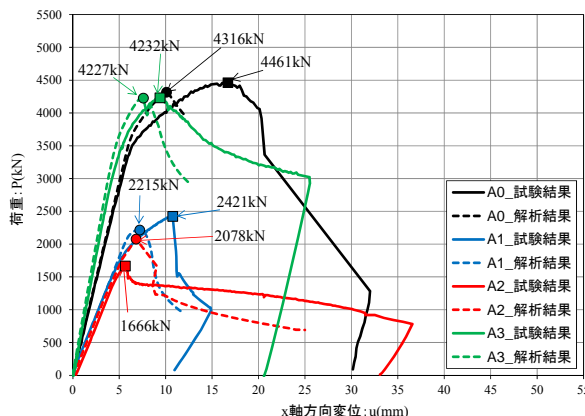


図-2.4.5 荷重-変位関係

れた箇所から、局部変形が進行していった。最大荷重 2421kN に達した後、荷重が急激に低下するとともに、同箇所を中心に柱として全体的にはらみ出すように変形が発生した。初期の変形箇所から面 I の局部座屈が発生し、全体剛性が低下し始め、その影響により同部位を起点とした全体座屈が発生したものと推測される。

解析結果は弾性範囲内での曲線勾配、最大荷重および最大荷重後の挙動は一致しており、概ね試験挙動を再現できている。さらに、面 I 端部から 700mm の位置での板としての局部座屈が発生しており、試験結果と同様の挙動を示している。荷重試験では軸方向変位  $u=5.0\text{mm}$ 、荷重 1700kN 付近から初期降伏が始まり、 $u=10.8\text{mm}$  において  $P_u=2421\text{kN}$  に達したのに対して、解析では初期降伏は 2000kN まで発生せず、その後の変位が増大して  $P_u=2215\text{kN}$  に達しており、最大荷重の誤差は 9% であった。一方、最大荷重時の軸方向変位については、解析では  $u=7.3\text{mm}$  となり、試験結果に比べて 32.4% 小さくなっている。

c) 試験体 A2 (全面に模擬腐食あり)

A2 においても、荷重初期には同一断面の A1 と同様に弱軸周りに正弦半波の面外変形が発生したが、荷重 1400kN 付近より模擬腐食部の面外変形が発生、進行し、1666kN で最大荷重 (A1 に対して約 30% 減少) を迎えた。模擬腐食部では、面 I および III は、はらみ出し、

面 II および IV は、へこむように局部変形が発生した。

最大荷重の解析結果は、試験結果と比較して誤差が 20% となっている。また、解析による板の変形モードは、面 I および III の模擬腐食領域が面外方向に凹み、面 II および IV の模擬腐食領域が面外方向にはらみ出す結果となっている。これは試験結果と真逆の挙動を示しており、全体の変形モードも初期たわみを導入した面 IV の方向にはらむ形状となっている。

#### d) 試験体 A3 (2面に模擬腐食あり)

A3 では、荷重 3000kN 付近まで概ね線形性がみられ、その後模擬腐食部の面外変形が進行し、局部座屈が発生し最大荷重 4232kN を迎えた。最大荷重時には、面 II および IV の模擬腐食部では面外方向にはらみ出すように変形が発生した。

A3 の解析結果と試験結果は良い一致を示しており、試験挙動を再現できている。試験および解析のどちらについても、 $u=5\text{mm}$ 、 $P=3500\text{kN}$  付近から初期降伏が始まり、載荷試験では  $u=9.4\text{mm}$  において  $P_u=4232\text{kN}$ 、解析では  $u=7.6\text{mm}$  において  $P_u=4232\text{kN}$  に達している。最大荷重は良く一致しているが、軸方向変位の誤差は 19.1% であり、解析での初期勾配および二次勾配の方が大きくなっている。また、解析での変形挙動は、A2 と同様に載荷試験の変形モードの逆モードを示した。

#### (2) ケース B の載荷試験および解析結果

ケース B の試験体について、図-2.4.6 に載荷荷重と軸方向変位の関係を、図-2.4.7 に試験後の変形状況を示す。

3 試験体ともにフランジ・ウェブ面の局部座屈により最大荷重を迎えた後、荷重の大幅な低下がみられた。その後、面外変形の増加とともに徐々に荷重が低下していった。

試験結果について、角部の 4 箇所にも模擬腐食を導入した B2 では、B1 と比較して最大荷重が若干小さいものの、ほぼ同様の挙動を示している。試験体 B3 については、模擬腐食を導入した部分の局部座屈の影響により、試験体 B1 に比べて最大荷重は約 30% 低下している。面 II 側の変形は B1、B3 のような正弦半波や B2 のような正弦一波で現れているが、波長の大きさや発生箇所には相違がみられている。

角割れに関して、3 試験体ともに、荷重が 60% 程度低下した時点で、金属音が発生したため、試験体を観察したところ、中央付近の角部の溶接線に沿った割れが確認できた。試験体 B1 および B3 の角割れの発生位置は局部座屈による変形の大きい部位であったが、腐食の厳しい部位というわけではなかった。また、角部に模擬腐食

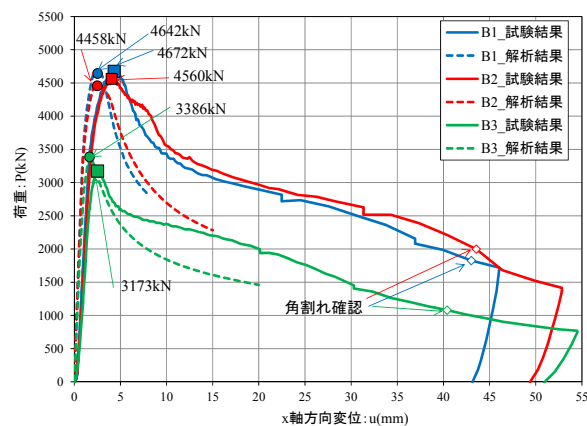


図-2.4.6 荷重—変位関係

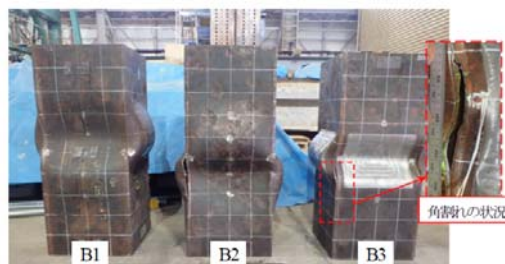


図-2.4.7 ケース B の試験後の変形状況 (正面：面 II)

を導入した試験体 B2 では、角部 4 箇所のうち 3 箇所でも割れが発生したが、うち 2 箇所は模擬腐食部が角割れの起点となっていた。ただし、いずれの角割れも面外変形が相当程度進行した時点で発生しており、耐荷力への影響は小さかったものと考えられる。

解析結果は全体的に試験結果と良い一致を示しており、試験結果を再現できている。B1 では、試験および解析のどちらも、載荷荷重 3500kN 付近から初期降伏が始まり、試験では  $u=4.3\text{mm}$  において  $P_u=4672\text{kN}$ 、解析では  $u=2.5\text{mm}$  において  $P_u=4642\text{kN}$  に達しており、最大荷重の誤差は 1% と非常に高い精度を示している。変形挙動については、載荷試験では面 I および III が面外の凸方向に大きくはらみ出し、逆に面 II および IV が面外方向に凹む挙動を示し、全ての面で正弦一波のモードとなっている。これに対して解析では、面 I および III が面外の凸方向、面 II が面外の凹方向に変形する正弦半波モードの挙動を示し、さらに面 IV はほとんど変形しない結果となった。

B2 では、試験および解析のどちらも、載荷荷重 3500kN 付近から初期降伏が始まり、試験では  $u=4.0\text{mm}$  において  $P_u=4560\text{kN}$ 、解析では  $u=2.5\text{mm}$  において  $P_u=4458\text{kN}$  に達しており、最大荷重の誤差は 2% と非常に高い精度を示している。変形挙動については、載荷試験では Case B1 と同様に面 I および III が凸方向、面 II

および IV が凹方向に面外変形する挙動を示し、全ての面で正弦一波のモードとなっているのに対して、解析では面 I および III が面外の凹方向、面 II および IV が面外の凸方向に変形する正弦半波の挙動を示した。

B3 では、試験および解析のどちらも、載荷荷重 2500kN 付近から初期降伏が始まり、試験では  $u=2.5\text{mm}$  において  $P_u=3173\text{kN}$ 、解析では  $u=1.7\text{mm}$  において  $P_u=3386\text{kN}$  に達しており、最大荷重の誤差は 6% であり比較的良い精度を示している。変形挙動については、載荷試験と解析結果共に、面 I および III が凸方向、面 II および IV が凹方向に面外変形する挙動を示し、全ての面で正弦半波のモードとなった。

以上の弾塑性有限変位解析と載荷試験および過年度の結果を整理すると図-2.4.8 のようになる。図より、実験結果と解析結果の誤差は概ね 10% 以内となっており、全体的に精度が高い結果が得られている。

2.4.5 残存耐荷力の評価法に関する検討

ケース A, B の試験結果を踏まえて、模擬腐食の状況と残存耐荷力の関係について以下に考察する。ここで、今回の試験結果に加えて、著者らが過年度に実施した実橋の箱断面斜材（今回の試験と同様に模擬腐食を導入）を用いた圧縮載荷試験の結果<sup>21)</sup>と、局部座屈で破壊した格点部の圧縮載荷試験の結果<sup>26)</sup>も併せて比較した。また、耐荷力のばらつきを論じるほどの十分なデータが得られているわけではないことから、併せて既往の座屈試験の統計データ<sup>27),28)</sup>との比較を行い考察した。

(1) 既存の耐荷力曲線による算定値との比較

a) 換算細長比と耐荷力の関係

図-2.4.9 に、ケース A の試験体について、降伏強度（材料引張試験値より算出）により無次元化した耐荷力と換算細長比の関係を示す。図中には過年度に実施した箱断面柱の試験結果<sup>21)</sup>についても断面欠損率に応じて色分けして併せてプロットしている。また、箱断面柱について、道示の耐荷力曲線と土木学会の鋼・合成構造標準示方書<sup>29)</sup>中の耐荷力曲線の根拠とされる既往の座屈試験データの平均値（式(3)）と下限値（平均値-2×標準偏差）に相当する耐荷力曲線<sup>27)</sup>を併せて示す。

$$\frac{\sigma_{erg}}{\sigma_y} = \begin{cases} 1.0 & (\lambda \leq 0.2) \\ \frac{1}{2\lambda^2} \left[ S - \sqrt{S^2 - 4\lambda^2} \right] & (0.2 < \lambda) \end{cases} \quad (3)$$

$$S = 1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2 \quad (4)$$

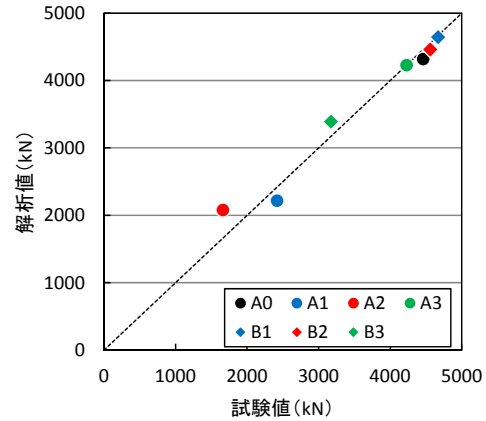


図-2.4.8 試験値と解析値の比較

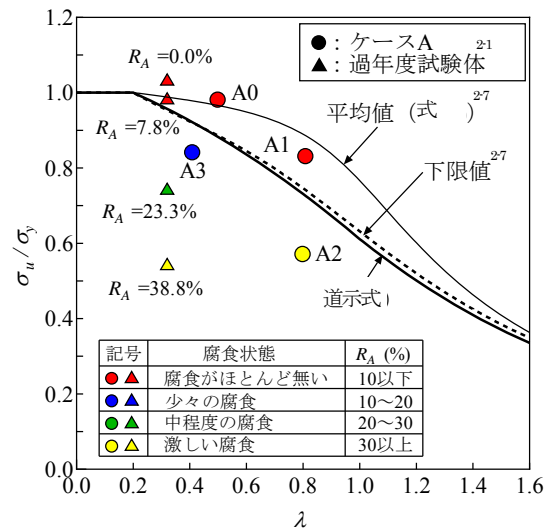


図-2.4.9 柱の換算細長比と耐荷力の関係

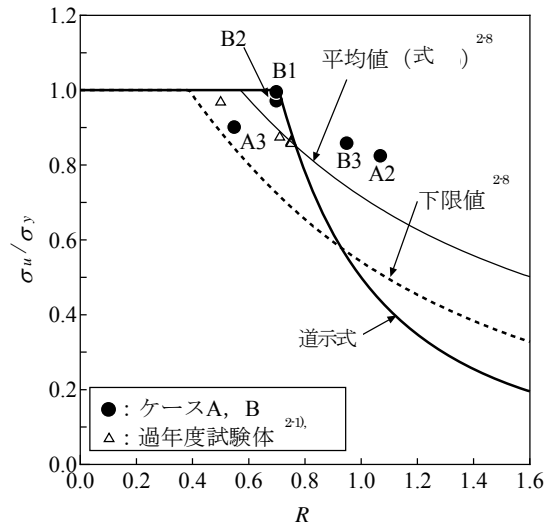


図-2.4.10 両縁支持板としての換算幅厚比と耐荷力の関係

ここで、式(4)中の係数 $\alpha$ は、断面形状による係数で箱断面の場合0.089である<sup>27)</sup>。 $R_A < 10\%$ の試験体では全体座屈で終局に至っており、また、耐荷力は道示式を上回り、既存の試験結果のばらつき範囲におさまっている。一方、 $R_A > 20\%$ の試験体では模擬腐食部の局部座屈の影響により、耐荷力は道示式に対して22~44%下回っている。

b) 模擬腐食を考慮した換算幅厚比と耐荷力の関係

図-2.4.10に、ケースBの局部座屈用の試験体と、ケースAで模擬腐食部の局部座屈で終局に至った試験体A2, A3について、無次元化した耐荷力と換算幅厚比の関係を示す。図中には過年度の著者らの試験結果<sup>21)</sup>のうち、模擬腐食部の局部座屈で終局に至った結果についてもプロットしている。また、道示の両縁支持板の耐荷力曲線と、鋼・合成標準示方書の耐荷力曲線の根拠に用いられた既往の座屈試験データの平均値(式(5))と下限値(平均値 $-2 \times$ 標準偏差)に相当する耐荷力曲線<sup>28)</sup>も示す。

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.571) \\ \frac{0.968}{R} - \frac{0.286}{R^2} + \frac{0.0338}{R^3} & (0.571 < R) \end{cases} \quad (5)$$

各試験体ともに、模擬腐食部の幅を用いて算出した座屈パラメータによりプロットしているが、平均値と下限値に対して概ねばらつき範囲内におさまっている。一方、道示式に対しては、換算幅厚比 $R$ の大きい領域では試験値は大きく上回っている。道示式では換算幅厚比 $R$ の大きい領域において、終局強度以降のねばり強さを考慮して安全余裕を大きく設定しており、これが試験結果との乖離がみられる主な理由と考えられる。

c) 模擬腐食を考慮した連成座屈強度と耐荷力の関係

連成座屈強度に関して、道示では柱の耐荷力を降伏強度に対する板の局部座屈強度の割合で低減する、いわゆる次式(6)で表される積公式を採用している。

$$\sigma_{cr} = \sigma_{crg} \times \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} \quad (6)$$

式(6)中の $\sigma_{crg}$ は柱の全体座屈強度、 $\sigma_{cr}$ は両縁支持板の終局強度である。ここで、 $\sigma_{crg}$ および $\sigma_{cr}$ には式(3)および式(5)による計算値を用いた。図-2.4.11に、式(6)により全体座屈と局部座屈の連成を考慮した場合の計算値と試験値を比較して示す。耐荷力の算出には最小断面積 $A_{min}$ を用いた。試験データは少ないが、計算値は試験値と比較的良く一致しており、計算値は試験値より低めの安全側の値を示した。

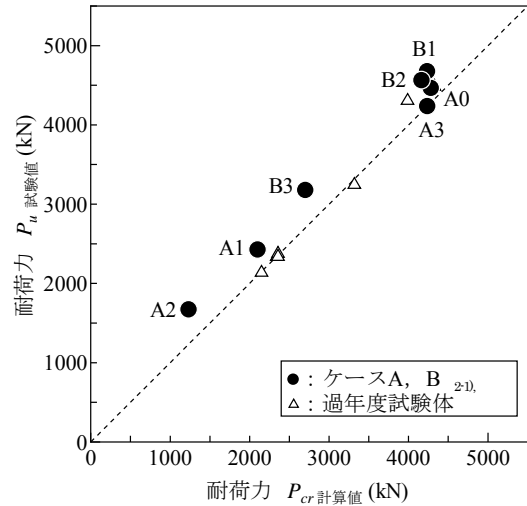


図-2.4.11 載荷試験結果と積公式による計算値の比較

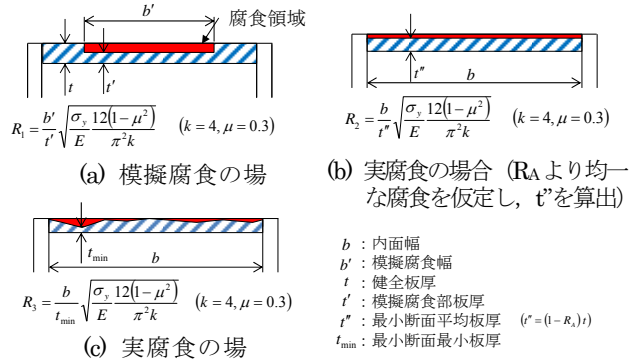


図-2.4.12 換算幅厚比の設定例

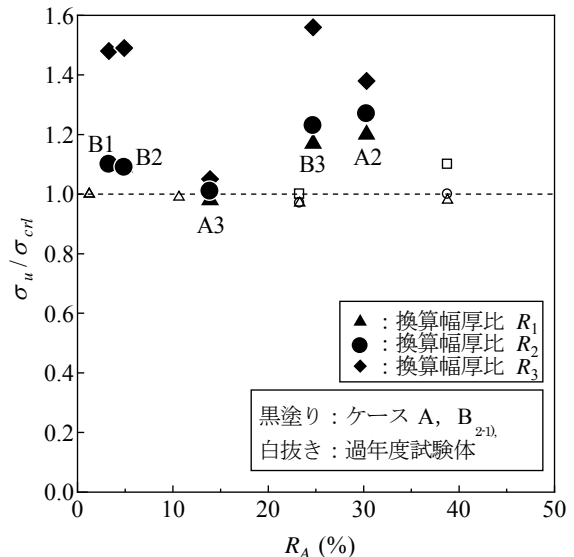


図-2.4.13 各方法で計算した局部座屈強度により無次元した終局強度の比較

(2) 最大断面欠損率 $R_A$ による局部座屈強度の評価

前節までの結果を踏まえ、実腐食部材の場合を想定し、最大断面欠損率 $R_A$ から局部座屈強度を推定する方法について検討を行う。腐食量を計測した場合の、局部座屈強度を推定するための有効残存板厚および換算幅厚比の

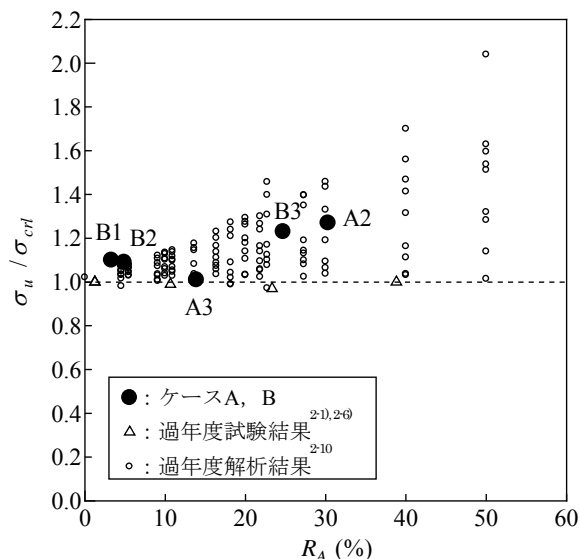
設定方法として、図-2.4.12 に示す方法を考えることとした。図-2.4.12 (a)は、模擬腐食の場合には適用できるが、当然ながら実腐食には適用できない。そこで、図-2.4.12 (b)に示すとおり、 $R_A$ から算出される最小断面平均板厚 $t^*$ より換算幅厚比を設定する方法が考えられる。なお、図-2.4.12 (c)に示すとおり、 $R_A$ の計測が難しい場合や計測情報の多寡の信頼性によっては、最小板厚を基本に換算幅厚比を設定する方法が考えられる。

図-2.4.13 に各方法で計算した局部座屈強度 $\sigma_{cr1}$ により無次元化した終局強度の比較結果を示す。換算幅厚比  $R_3$  では、当然ながら、最小断面位置に深さが大きい局部腐食が存在するような場合にばらつきが大きくなる。 $R_A$ から求まる幅厚比  $R_2$  の場合、 $R_1$ と比較してばらつきは安全側に多少大きくなるが、残存強度の実用的な評価は可能と考えられる。

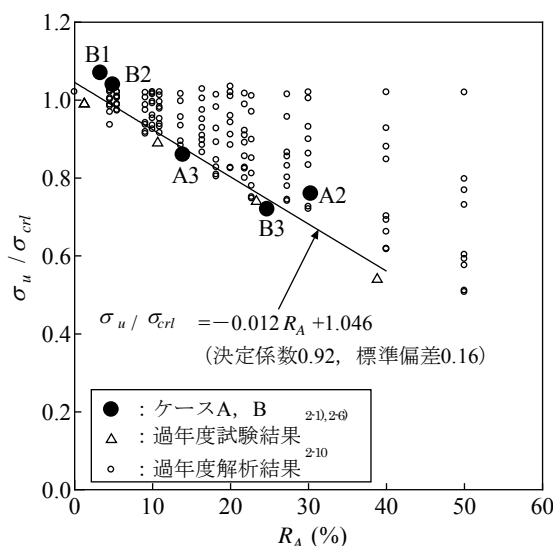
図-2.4.14 に、無次元終局強度と最大断面欠損率  $R_A$  の関係を示す。終局強度 $\sigma_{cr1}$ として、図-2.4.14 (a)は  $R_A$ を考慮した換算幅厚比  $R_2$ により終局強度を算出した場合であり、図-2.4.14 (b)は健全断面と仮定して終局強度を算出した場合（図中の直線は試験結果の一次回帰式）である。図中には、著者らによる、箱断面斜材の構造諸元（換算細長比 $\lambda=0.29$ ）に対して模擬腐食の位置や範囲をパラメータとした解析結果<sup>2-10</sup>についてもプロットしている。解析結果は、応力ひずみ関係を折れ線近似し、初期たわみ（正弦半波形状で、部材長の 1/10000 と仮定）および残留応力（圧縮側で  $0.2\sigma_y$ ）を考慮し、ソリッド要素を用いた弾塑性有限変位解析によるものである。模擬腐食については、幅は部材幅とし、腐食面数、欠損位置（部材の端部、1/4 部、1/2 部）、欠損長（50~300mm）、および  $R_A$ （10~50%）をパラメータとしている。

図-2.4.14 (a), (b)より、模擬腐食を想定した場合においても、同一の  $R_A$ に対して腐食条件が異なれば終局強度は大きく異なることがわかる。ただし、図-2.4.18 (a)に示すように、解析値は  $R_A$ の増加とともにばらつきは大きくなるが、概ね 1 を上まわっており、換算幅厚比  $R_2$ に基づき終局強度を安全側には評価できるものと考えられる。図-2.4.14 (b)は、実務的な評価を意図した整理であるが、今回の試験結果は  $R_A$ に対して線形的に低下する傾向が伺える。また、図-2.4.14 (a)と同様に、解析値は  $R_A$ の増加とともにばらつきは大きくなるが、今回の試験結果に基づく一次回帰式が概ね下限値となっており、同回帰式による終局強度の概略評価は可能と考えられる。

なお、これらの換算幅厚比  $R_2$ や  $R_A$ による一次回帰式



(a)  $R_A$ を考慮して $\sigma_{cr1}$ を算出した場合



(b) 健全断面として $\sigma_{cr1}$ を算出した場合

図-2.4.14 無次元終局強度と最大断面欠損率  $R_A$ の関係

による概略評価は実務的には有用と考えるが、過度に安全側評価となる可能性があることは否めない。実腐食に対して高い精度でより合理的に耐荷力を推定するには、 $R_A$ 等の腐食評価指標と耐荷力との関連付けについて、より詳細な実験的・解析的検討による知見の蓄積が必要である。一方で、耐荷力に影響する様々な不確実な要因がある中で、耐荷力評価法を考える上で実務的な観点から、現場での腐食状況調査の程度と求められる評価の精度・信頼性の関係性についても併せて検討していくことが重要と考えられる。

以上の結果を踏まえ、箱断面圧縮部材の残存強度を推定するには、腐食量の統計データを用いて、以下の手順が考えられる。まず、最も腐食の厳しい部位を探して最

小断面を特定し、その断面の板厚を計測することにより、統計量 (RA 等) を求める。RA を基に、両縁支持板としての局部座屈強度を推定し、柱としての全体座屈強度との連成座屈強度により耐荷力を評価する。なお、本論文の検討では平均値曲線を適用しているが、実務では設計基準に基づく耐荷力曲線を用いる必要がある。少なくとも、このような方法によれば、実用的かつ安全側の圧縮強度の評価が可能と考えられる。

## 2.5 全体系 FEM 解析

### 2.5.1 検討内容

腐食損傷による橋梁全体系の耐荷性能に及ぼす影響を解明することを目的として、比較的厳しい腐食状況であった格点部の損傷をパラメータとして与え、ゲルバーヒンジ区間を対象に弾塑性有限変位解析による検討を行った。

### 2.5.2 解析モデル

図-2.5.1 に解析モデルを示す。格点部の腐食が全体系の耐荷性能に与える影響をみるために、着目格点部をシェル要素、その他主構部材をはり要素とした。はり要素同士は剛結合とし、格点部のリベット部については、孔やリベットはモデル化せず、シェル要素同士を 6 自由度拘束のタイピング結合とした。要素サイズは、格点部シェル要素を 20mm×20mm 程度とした。

図-2.5.2 に格点部の腐食領域を示す。ガセットプレートを力学的特性の異なる 4 領域に分割し、3, 4, 5mm

の腐食量をすべての組合せに導入して腐食領域の違いによる耐荷力への影響を調べた。図-2.5.3 には、荷重条件を示す。死荷重に加え支間中央に 2 台のトラックを背中合わせした状態を基本としたトラック荷重を、荷重倍率  $\alpha$  として漸増载荷した。表-2.5.1 には構成則を示す。鋼材は材料試験の結果を用いたトリリニアモデルとし、RC 床版とはり要素とシェル要素を結ぶ仮想的な剛板は簡単のため弾性体としてモデル化した。

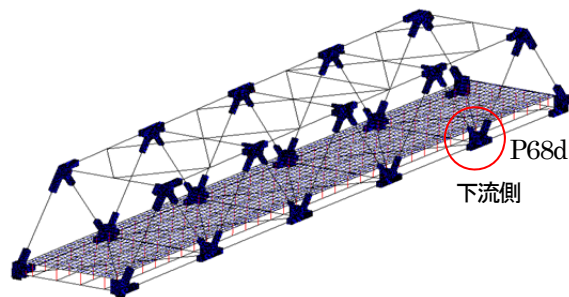


図-2.5.1 解析モデル(はり+シェル全格点)

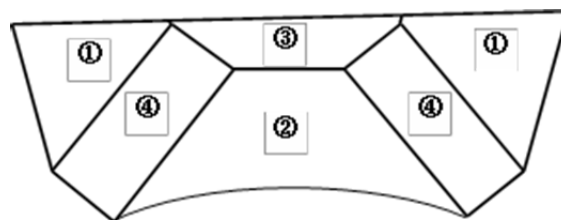


図-2.5.2 ガセット腐食領域

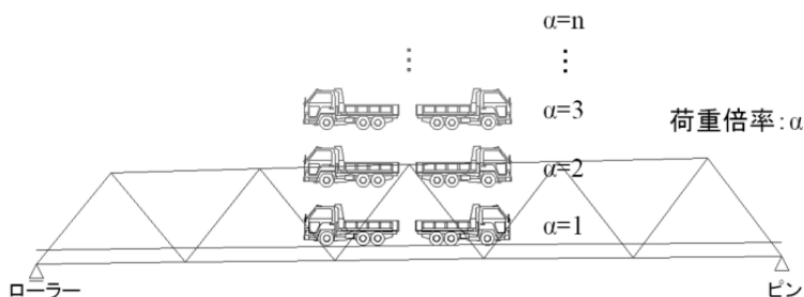


図-2.5.3 荷重条件

表-2.5.1 構成則

部材	降伏点 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	一次剛性 $E$ (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> )	ポアソン比 $\nu$	
仮想剛板			$1.0 \times 10^{11}$			0.1	
コンクリート床版			$2.35 \times 10^4$			0.1667	
SS400	ガセット・弦材・横構等	280	450	$2.1 \times 10^5$	E/100	E/800	0.3
	斜材	270	430			E/1000	
SM490	ガセット・弦材・横構等	340	540		E/800		
			$0 \sim \sigma_y$	$\sigma_y \sim 1.5 \sigma_y$	$1.5 \sigma_y \sim \sigma_u$		

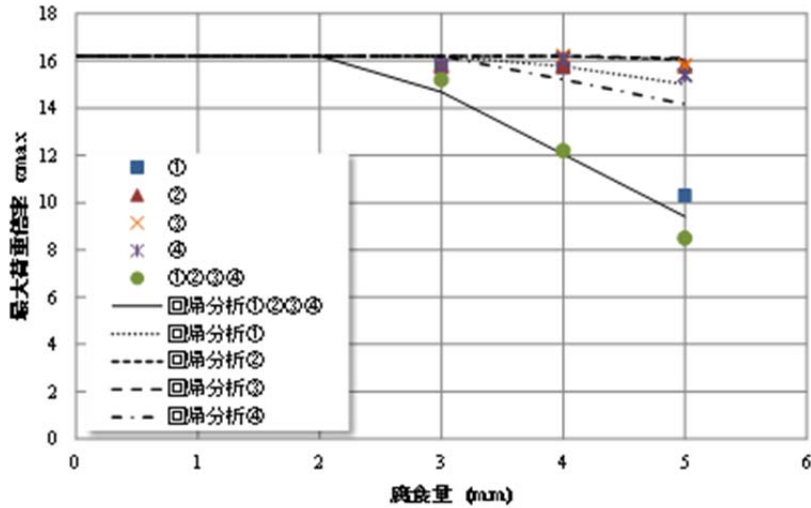


図-2.5.4 耐荷力-腐食量関係

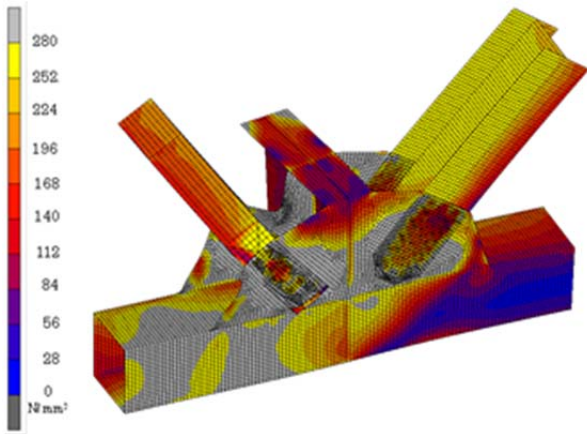


図-2.5.5 ピーク時ミーゼス応力(①②③④3mm)

### 2.5.3 解析結果

図-2.5.4 に耐荷力-腐食量関係を示す。縦軸に最大荷重倍率、横軸に腐食量を表している。①のプロットは①の領域のみ、①②③④のプロットは①②③④すべての領域に腐食を導入していることを意味している。腐食量が大きくなるにつれて、また、腐食領域が多くなるにつれて耐荷力が低下しているのが読み取れる。これらのプロット点を踏まえて、図中には、腐食量が2mmを超えると耐荷力が低下し始めると仮定した回帰式を併せて示す。

回帰分析の結果より、耐荷力（最大荷重倍率）に対して腐食量が最も影響する領域は④、次いで①、②、③であることが明らかになった。④の領域はガセットプレートと斜材が接触している領域であり、斜材からの軸力が直接伝わるため、耐荷力に大きく影響したと考えられる。

図-2.5.5 には橋梁全体系の耐荷力に対して支配的となった格点(P68d)の領域①②③④3mm 腐食の最大荷重時

の変形モードを示している。灰色の部分は塑性域に達した部分を表している。ガセットプレートのほぼ全域と下弦材の一部で塑性化が確認できた。また、図中左側の斜材(圧縮材)側のガセットプレートに局部座屈が発生し、圧縮材が面外方向に飛び出すように変形し最大荷重となった。一方、図中右側(引張領域)のガセットプレートを見ると、こちらもほぼ全域に塑性領域が広がっており、ブロックせん断破壊時に見られるような応力状態を確認することができる。本解析においては引張側のガセットプレートに破断レベルのひずみ量が確認できなかったため、圧縮側のガセットプレートの局部座屈によって終局を迎えたものと判断した。

### 2.6 まとめ

撤去された鋼トラス橋より切り出したトラス格点部と弦材および圧縮斜材を対象として、腐食量計測、載荷試験および弾塑性有限変位解析を行い、破壊性状を把握するとともに、残存耐荷力を評価する手法および腐食状態のモデル化手法について検討を行った。また、橋全体系の耐荷性能喪失に至る過程の把握および橋全体系の耐荷力に腐食が及ぼす影響についての検討を行った。主な結果を以下にまとめる。

- 1) 格点部の腐食性状のうちガセットは、腐食範囲はガセット全面に及ぶが、特に斜材取り付け部の境界部周辺に腐食が激しく、外面よりも内面側の腐食が著しい傾向にある。これは、外面に比べて内面側では雨水により洗い流されにくいいため、海岸近くの厳しい塩害環境下であった本橋においては、特にこの部位

の腐食が進行して板厚減少量が著しかったものと推察される。

- 2) 格点部の載荷試験では、ガセットの座屈による破壊と斜材の座屈による破壊の2パターンがみられた。同一諸元であるP25dに比べてP25uの耐荷力が低下した要因としては、P25uの方が全体的に腐食しており、上流側のガセットでは斜材先端部に直径1cm程度の欠損に伴う孔があいていることから、腐食による不均一な減肉が影響していると考えられる。
- 3) ガセットの圧縮耐荷力に着目した評価式として、既往研究で考慮されている圧縮斜材端部の局部座屈に加えて、圧縮斜材端部の両側の2つのガセット自由辺部の影響を考慮した評価式を提案した。同評価式による算定値と既往の試験・解析値との比較を行い、両者の相関が高く、構造諸元の違いによる耐荷力の変化を概ね捉えていることを確認した。
- 4) 局部座屈で終局に至った試験体については、試験結果を模擬腐食部の換算幅厚比を用いて整理することにより、既往の局部座屈の耐荷力曲線のばらつきの範囲におさまることを確認した。また、耐荷力の試験値は、柱としての全体座屈強度と両縁支持板としての局部座屈強度のそれぞれの平均値式を用いた、連成座屈強度式により概略推定できることを確認した。
- 5) 全体系解析により、ガセットプレートの腐食の位置や腐食量が全体系の耐荷力に対して影響を及ぼす過程を把握した。また、橋全体系の耐荷力に影響を及ぼすガセットプレートの腐食量の一例を示した。トラス橋の点検の際には、ガセットプレートの腐食に注意する必要があることを示した。

### 3. 撤去PC橋部材の曲げせん断耐荷特性に関する検討

#### 3.1 載荷試験の検討概要

鋼材腐食の生じたPC橋の曲げ耐荷性状は、撤去PC橋の載荷試験<sup>3-1)~3-3)</sup>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、せん断に関する耐荷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。既往のせん断耐荷力評価手法に関する研究<sup>3-4)</sup>においては、人工的に腐食を促進させた供試体を用いた載荷実験により、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で比較的精度よくせん断耐荷力を推定できる可能性が示されている。

せん断に起因する崩壊過程は急激な破壊を伴うため、

その破壊の予兆である斜めひび割れ発生荷重を把握することは非常に重要であり、かつ重大損傷の防止という観点でも有用である。その研究の一環として、塩害により撤去されたポストテンションPC桁の載荷試験<sup>3-5)</sup>を実施し、残存耐荷力の把握をするとともに、前述の既往研究に関して実橋への適用性について検討を行った。

#### 3.2 試験体概要

試験に用いた撤去桁の橋梁概要を表-3.1に示す。本橋は能登有料道路の本線に隣接して架設された自転車道橋である(写真-3.1)。橋梁形式はポストテンション方式の2径間単純PCT桁橋であり、北陸地方で昭和47年に竣工されて以来、供用後38年経過したのち撤去された。供用中の調査において、塩害による鋼材腐食により剥落や浮きが桁全体に確認され、全PC鋼材8本のうち、2本に素線破断が確認された(写真-3.2)。なお、本載荷試験は第一径間の支間長19.2mのG1桁を用いて実施した。本試験体の標準断面図を図-3.1に示す。

表-3.1 橋梁概要

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) <small>ほうだつしみず</small>
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



写真-3.1 撤去前の対象橋梁



写真-3.2 損傷状況



### 3.3 試験項目

表-3.2 に実施した調査及び試験項目を示す。損傷状況調査は載荷試験前、材料試験は載荷試験後に実施した。

### 3.4 損傷状況調査

損傷状況調査は外観目視により実施した。図-3.2 に損傷図を示す。なお、浮きや剥離については点検用ハンマーによる打音検査にて確認を行った。

### 3.5 材料試験

#### 3.5.1 材料試験方法

コンクリート及び鋼材（鉄筋，PC 鋼材）の材料強度試験は、健全と思われる箇所から試験体を採取し実施した。中性化深さ測定は強度試験用の試験体（圧縮強度試験：3 体，割裂引張強度試験：3 体）を用いて行った。塩化物イオン測定は、比較的健全な起点側と損傷が顕著な終点側のウェブ側面及び桁下面から試験体を採取した。ウェブ側面の試験体は貫通させてコアを採取した。鋼材の断面減少率及び質量減少率は、鋼材が破断した箇所や腐食が著しい箇所から採取した試験体を用いて、JCI-SC1 に準拠した除錆処理後に計測した。断面減少率における断面積は、50mm ピッチにて計測した断面にて最小径とそれに直行する径の平均値から算出した。なお、減少率算出における基準値は健全部から採取した試験体を用いることとした。

#### 3.5.2 材料試験結果及び考察

載荷試験後に実施したコンクリート及び鋼材の材料試験結果を表-3.3 に示す。当時の設計資料によるコンクリートの設計基準強度  $40\text{N/mm}^2$  に対し、圧縮強度試験の平均値は  $58.9\text{N/mm}^2$  であった反面、静弾性係数は道路橋示方書<sup>3-6)</sup> に示されている値に対し低い値となった。鋼材は、規格値以上であった。

中性化深さは表-3.4 に示すとおり、海側では中性化は確認されず、山側は部分的に 26mm まで進行している箇所もあるが、平均値は 10mm 程度であった。

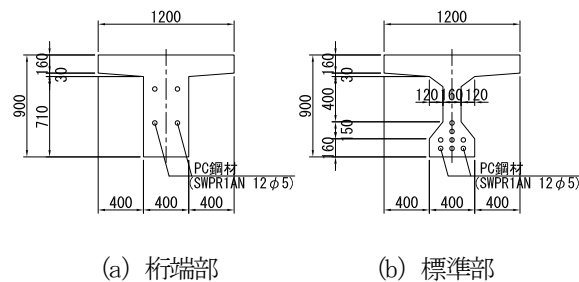


図-3.1 標準断面図

表-3.2 調査及び試験項目

損傷状況調査	外観目視	
材料試験	コンクリート	圧縮強度試験
		割裂引張強度試験
		中性化深さ測定
		塩化物イオン測定
	鋼材	引張強度試験
		断面減少率
		質量減少率
載荷試験	中央：曲げ載荷，桁端：せん断載荷	

表-3.3 材料強度試験結果

	(a) コンクリート			
	試験値	標準値 (道路橋示方書)		
圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	58.9	40	60	
引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	3.16	2.69	3.53	
静弾性係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )	21.6	31.0	35.0	
	(b) 鋼材			
	鉄筋 (SD295)		PC 鋼材 (SWPR1AN 12φ5)	
	試験値	規格値	試験値	規格値
降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	373	295	1,675	1,400
引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	553	440	1,806	1,600
静弾性係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )	213	200	203	200

表-3.4 中性化深さ測定結果 (mm)

	圧① (海側)	圧② (山側)	圧③ (海側)	割① (海側)	割② (山側)	割③ (海側)
最大	0	26	0	0	13	0
最小	0	6	0	0	4	0
平均値	0	11	0	0	8	0

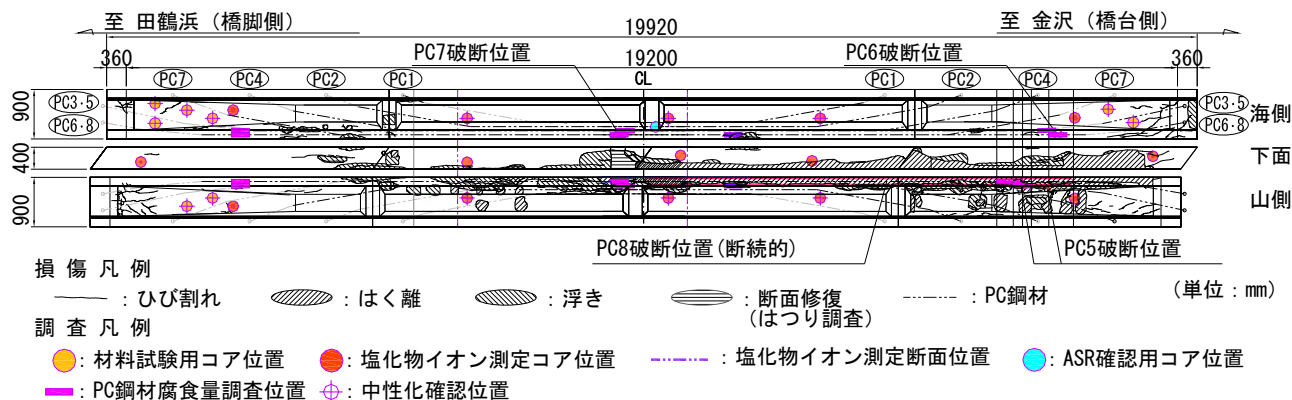


図-3.2 載荷試験前の損傷図

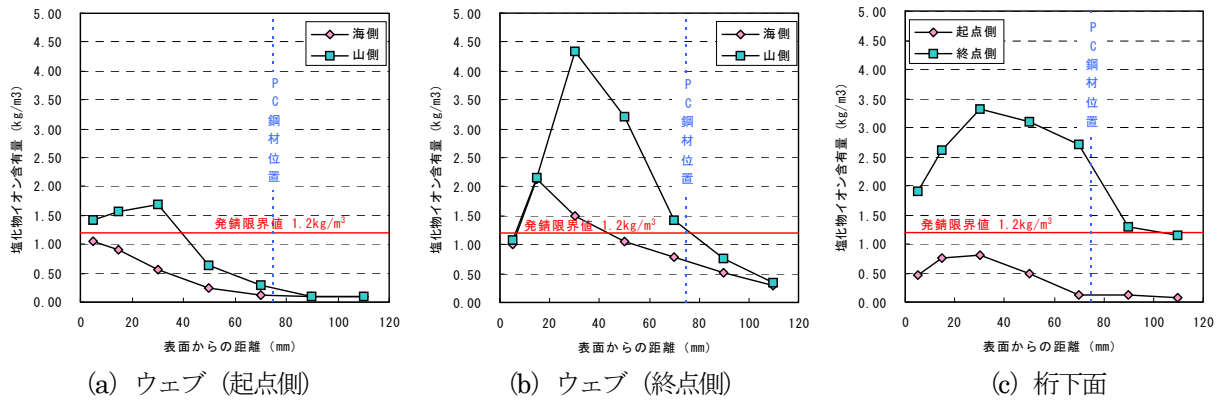


図-3.3 塩化物イオン濃度分布

図-3.3に塩化物イオン濃度分布を示す。PC鋼材位置における塩化物イオン濃度は、損傷の顕著な終点側の下面が最も高く、 $2.5\text{kg/m}^3$ であった。比較的健全な起点側のウェブ(山側の側面)では、PC鋼材位置では最大でも $0.3\text{kg/m}^3$ 程度であった。特に山側や終点側では表面付近の濃度が小さい傾向にあり、中性化による塩分濃縮が生じたと考えられる。

図-3.4に、両桁端及び支間中央部におけるPC鋼材の断面減少率を示す。PC鋼材の断面積の測定は、長さ30cmの12本束の素線を採取し、JCI-SC1に準拠した除錆を行った後、各素線において50mmピッチにて最小径とそれと直行する径をノギスによって計測した。その計測結果から各素線全長30cmにおける断面積の平均値を算出し、同様の方法で計測した健全な素線の測定結果を基準にして断面減少率を算出している。図中の断面減少率は、各素線の断面減少率(平均値)をさらに各シース内の12本において平均した値と、12本中の断面減少率(平均値)の最大値である。橋台側桁端部において最も腐食の程度が顕著であり、山側の最下段のPC8は腐食によりシースが消失し、断続的に12本全ての素線が破断していた。

写真-3.3に、解体調査後の支間中央部における最下段の海側及び山側のPC鋼材の腐食状態を示すが、支間中央部のPC8においても測定箇所では破断していなかったものの、その近傍では橋台側桁端部同様にシースの消失や全素線の破断が生じていた。また、海側最下段のPC鋼材は比較的健全であったが、写真-3.3(a)に示すようにシースの上面が一部腐食している箇所が確認された。当該部位の鋼材配置は曲げ上げ等を行っておらずストレート区間であるが、ブリーディングによるグラウトの一部充填不足の空隙に水が供給されたことが原因と考えられる。

図-3.5に、鉄筋の断面減少率を示す。載荷試験後に主桁を3分割(橋脚側、主桁中央部、橋台側)に切

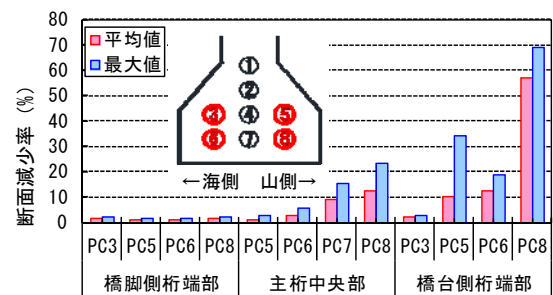
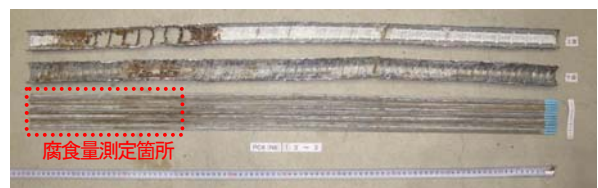


図-3.4 PC鋼材の断面減少率



(a) PC6 (海側最下段)

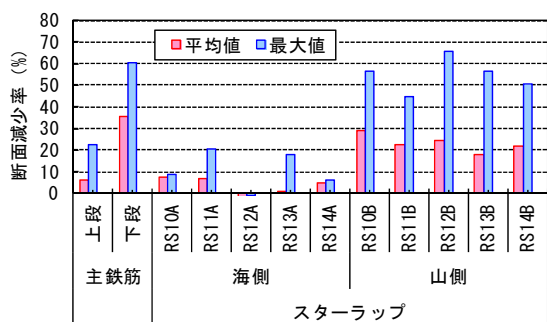


(b) PC8 (山側最下段)

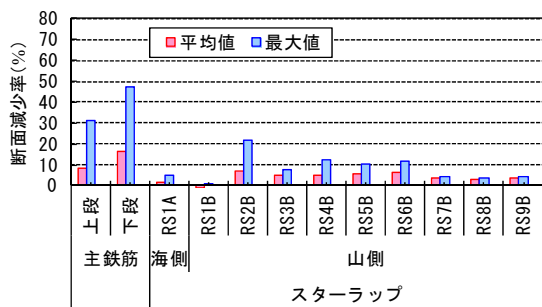
※シースは腐食により消失

写真-3.3 支間中央部のPC鋼材及びシースの腐食状況

断した後、腐食の激しい橋台側及び主桁中央部の主桁を解体し、鉄筋の腐食量を計測した。橋台側について、主鉄筋及びスターラップの腐食量を計測した結果、主鉄筋は下段で0~60%程度、上段で0~20%程度の断面減少率となっていた。スターラップは損傷程度の異なる海側と山側の両面で測定した結果、腐食の著しい山側では0~60%程度、海側では0~20%程度の断面減少率となっていた。一方、中央部について、主鉄筋は下段で0~50%程度、上段で0~30%程度の断面減少率となっていた。スターラ



(a) 主桁橋台側



(b) 主桁中央部

図-3.5 鉄筋の断面減少率

ップは海側と山側で、0~20%程度の断面減少率となっていた。

### 3.6 損傷が耐荷性能に与える影響に着目した荷重試験

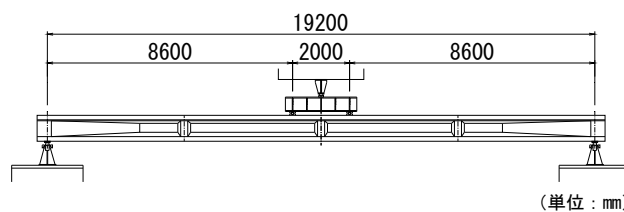
#### 3.6.1 荷重試験方法

荷重試験は、支間中央で曲げ荷重及び各桁端にて1回ずつのせん断荷重（以降、橋脚側桁端部：せん断荷重試験-1、橋台側桁端部：せん断荷重試験-2）の計3回の荷重試験を行った（図-3.6）。曲げ荷重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た。せん断荷重試験のせん断スパン比は、斜めひび割れが確認されるように設定し、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>3-4</sup>と同程度（せん断スパン比  $(a/d) \approx 3.0$ ）とした。主な計測項目は、試験体の変位、ひび割れ幅とした。

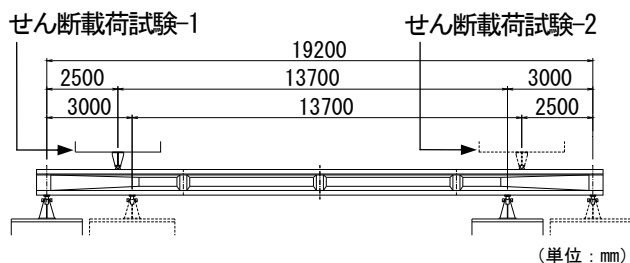
#### 3.6.2 荷重試験結果

##### (1) 曲げ荷重試験結果

図-3.7(a)に、曲げ荷重試験における支間中央部の荷重-変位曲線を示す。荷重60kNにおいて初期ひび割れが確認されたが、ひび割れは山側隅角部にとどまっていたため、さらに荷重を増加してそのひび割れや荷重-変位関係の挙動を確認した。その後、100kNで等曲げ区間以外の劣化による軸方向ひび割れや浮きが生じている箇所新たにひび割れが発生したが、60kNで生じたひび割れは延伸しなかった。100kNで生じたひび割れも隅角部にとど

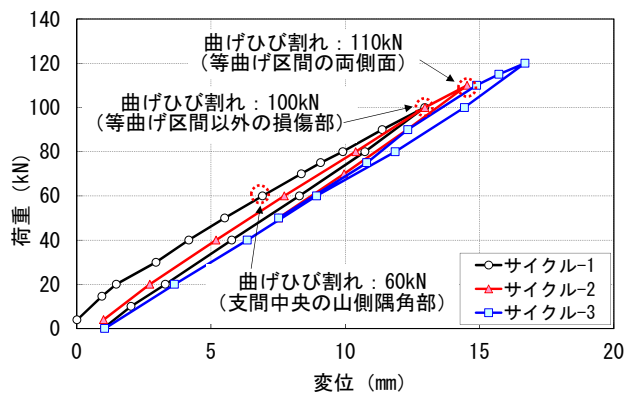


(a) 曲げ荷重試験

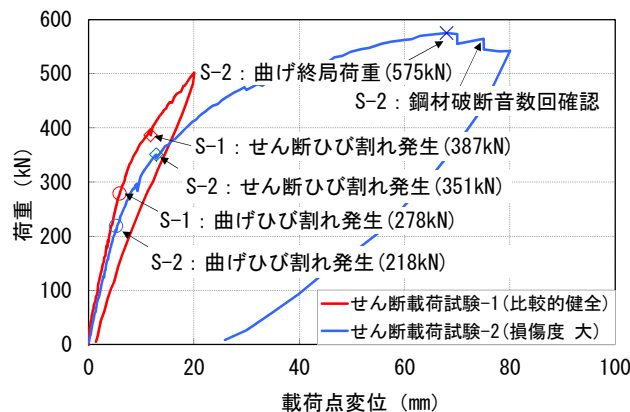


(b) せん断荷重試験

図-3.6 荷重試験方法



(a) 曲げ荷重試験



(b) せん断荷重試験

図-3.7 荷重-変位曲線

まっており、残留変位を確認するために一旦除荷し、その後110kN、120kN毎に再荷重と除荷を繰り返した。110kNで等曲げ区間でひび割れが生じ、120kNでやや荷重-変位曲線の勾配が傾斜したため、荷重を終了した。

(2) せん断載荷試験結果

図-3.7(b)に、せん断載荷試験における荷重-変位曲線を示す。せん断載荷試験-1は、比較的健全な橋脚側桁端部にてせん断載荷を、せん断載荷試験-2は、損傷が顕著な橋台側桁端部にてせん断載荷を行ったものである。

せん断載荷試験-1は、後述する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で除荷した。

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、曲げひび割れ発生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、最大荷重時におい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破壊荷重に相当するものと推察される。

せん断載荷試験-1では、荷重500kN時に約0.4mm幅のひび割れが生じたが、除荷時にはPC鋼材の復元力により目視確認が困難になるほどひび割れが閉口した。一方、せん断載荷試験-2では、最大変位時に約6.5mmのひび割れ幅が除荷時にある程度閉じたものの2.5mm程度残留した。これは、PC鋼材が降伏及び一部の鋼材が破断したためと考えられる。

3.6.3 残存プレストレス量

表-3.5に、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た。ここで、コンクリートの圧縮強度及び引張強度は材料試験結果を用い、弾性係数は試験値が標準値(表-3.3)を大きく下回っていたため、圧縮強度の試験値より道路橋示方書<sup>3-6)</sup>に示されている弾性係数を線形補間した値を用いた。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、せん断載荷試験-1の結果からは、PC鋼材の破断が確認されていない橋脚側の桁端において、プレストレス減少率は比較的小さい傾向が見られた。このことは、良好なグラウトの充填によりコンクリートとPC鋼材との一体性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相関がある程度確認された。

表-3.5 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>※1</sup>			表面損傷度
	健全(計算値)	実験値	減少率	
曲げ載荷試験	1,566 <sup>※2</sup>	1,188	24%	28%
せん断載荷試験-1	1,003	948	5%	0%
せん断載荷試験-2	1,015	772	24%	27%

※1 プレストレス力は各曲げひび割れ発生位置での推定値

※2 主桁両側面に発生した時の曲げひび割れ発生荷重110kNを用いた。

表-3.6 各イベント時における実験値と計算値との比較

		せん断載荷試験-1	せん断載荷試験-2	
計算値 <sup>※1</sup> (kN)	せん断ひび割れ	$V_{crval}$	513	430
	せん断破壊	$V_{ucal}$	707	601 <sup>※2</sup>
	曲げ破壊	$M_{ucal}$	702	572
実験値 (kN)	せん断ひび割れ	$V_{crexp}$	387	351
	最大荷重(曲げ破壊)	$M_{uexp}$	—	575
比率 (実験値/計算値)		$V_{cr}$	0.75	0.82
		$M_u$	—	1.01

※1 計算値は自重による断面力を控除した値

※2 山側のせん断補強鉄筋の断面減少率測定：24% (海側：健全)

3.6.4 各イベント時における実験値と計算値との比較

表-3.6に、各イベント時における実験値と計算値との比較を示す。なお、計算値は曲げひび割れ発生荷重より推定したプレストレス減少率相当に鋼材断面が腐食していたと仮定して算出した。なお、せん断ひび割れ発生荷重については、両せん断試験ともに明確なせん断ひび割れが目視にて確認できなかったため、既往の研究<sup>3-4)</sup>にて概ねせん断ひび割れ発生荷重を抽出できた一手法として、試験体上下に設置した変位計の差が増大する荷重より、せん断ひび割れ発生時のせん断力( $V_{crexp}$ )を推定した。

せん断ひび割れ耐力の計算値( $V_{crval}$ )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>3-7)</sup>( $V_c$ )、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>3-8)</sup>( $V_{ps}$ )及びプレストレスの鉛直分力( $V_m$ )の和とした。また、既往の研究<sup>3-4)</sup>と同様にかぶり部分にもはく離が生じず、一体となって抵抗したとして計算した。せん断ひび割れ発生荷重においては、実験値が計算値の8割程度となった。この結果に対して明確な理由の解明には至っていないが、本来対象とすべきせん断ひび割れ発生荷重より小さい荷重値を抽出した可能性や、せん断スパン内にてウェブ厚が変化していることなどが要因として考えられる。曲げ破壊耐力

( $M_{ucal}$ )の算出に際しては、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>3-6)</sup>とした。斜引張破壊耐力( $V_{ucal}$ )は、前述の $V_{creal}$ を有効高にて算出し、それに圧縮斜材角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>3-6)</sup>( $V_s$ )の和とした。なお、 $V_s$ は該当するせん断補強鉄筋の断面減少率測定結果を考慮した値である。せん断載荷試験-2にて確認された最大荷重は、曲げ破壊耐力の計算値とほぼ一致した。

### 3.7 損傷が耐荷性能に与える影響に着目した載荷試験

#### 3.7.1 載荷試験方法

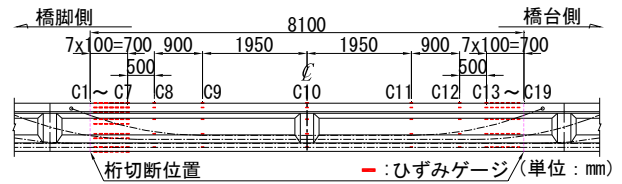
前述の損傷が耐荷性能に与える影響に着目した載荷試験において、曲げひび割れ発生荷重から推定したプレストレスは、桁の損傷度により異なり、腐食や破断が生じた箇所からやや離れた位置では、PC鋼材とコンクリートのプレストレスが確保されていることが確認された。そのため、PC鋼材の破断により付着のみでプレストレスがどの程度残存するか把握するとともに、PC鋼材の付着特性のみが耐荷性能に与える影響について検証するため、PC鋼材の定着部を桁ごと切断した後に載荷試験を実施した。桁切断位置は図-3.8に示す位置とし、桁切断前後にて切断部近傍のプレストレス損失による挙動を計測するためにひずみ計測を実施した。

載荷試験方法は、図-3.9に示すとおり、桁切断前の曲げ載荷試験において確認した曲げひび割れ発生荷重との相違を確認するため、曲げひび割れが生じるようにできるだけ支点と載荷点間の距離を確保し、2点単純支持の1点載荷とした。なお、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に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。

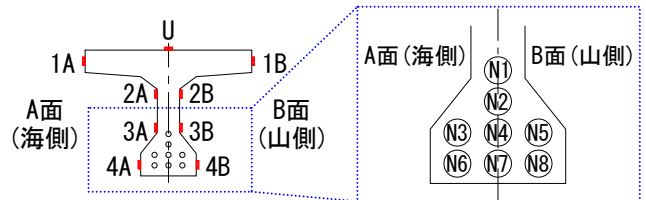
主な計測項目は、試験体の変位、コンクリートの表面ひずみのほか、PC鋼材の付着切れを間接的に計測するために桁端部のPC鋼材の引き込み量を変位計で計測した。なお、引き込み量計測では、接触式の変位計を設置する必要があったため、各シースにつき1本の素線を対象とし、変位計を設置するために端部を10cm程度切断し整形している。

#### 3.7.2 桁切断におけるコンクリート及びPC鋼材の挙動

図-3.10に、桁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、写真-3.4に、切断直後における橋脚側のPC鋼材の引き込み状況を示す。なお、桁下縁のコンクリート表面ひずみは、A面(3A, 4A)及びB面(3B, 4B)に貼り付けたひずみゲージ(図-3.8(b)参照)の平均値を線形補間した値である。桁端部付近の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



(a) 側面図 (A面側)



(b) 断面図 (橋台側から望む)

図-3.8 桁切断位置とコンクリート表面ひずみ計測位置

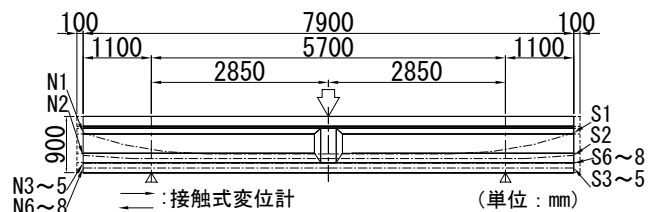


図-3.9 付着特性に関する載荷試験方法

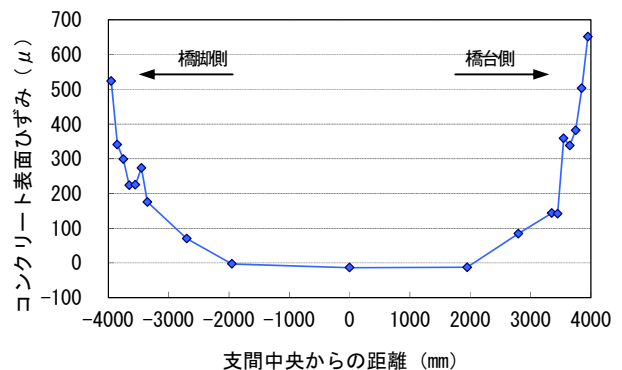


図-3.10 桁切断直後における桁下縁のコンクリート表面ひずみ

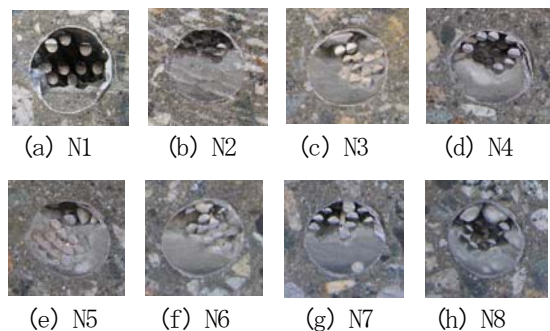


写真-3.4 桁切断直後におけるPC鋼材の引き込み状況 (橋脚側)

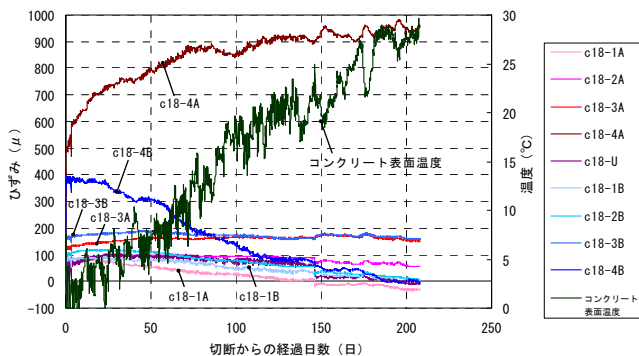


図-3.11 桁切断後のコンクリート表面ひずみの経年変化 (C18計測位置 (南側切断位置から20cmの位置))

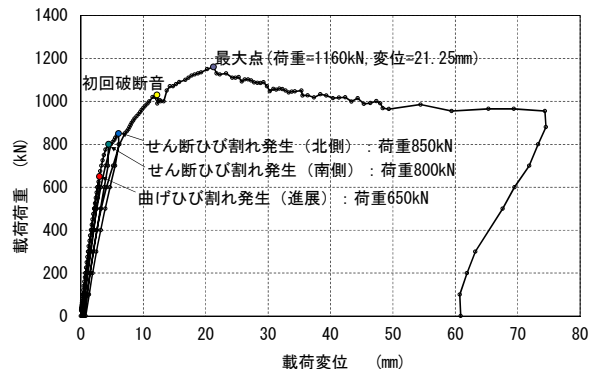


図-3.13 荷重-変位曲線 (付着特性に関する載荷試験)

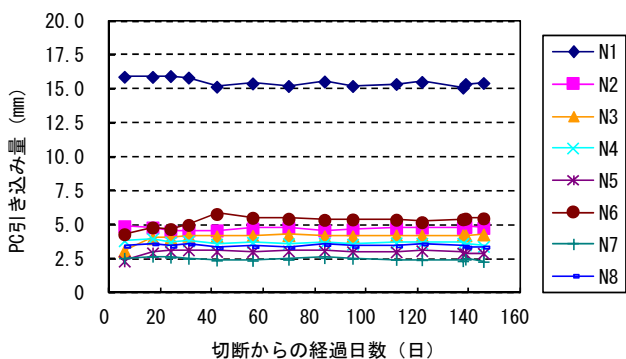


図-3.12 桁切断後におけるPC鋼材の引き込み量 (橋脚側)

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、65φ (φ : 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るとよいことが道路橋示方書<sup>3-6)</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12φ5mm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。

一方、上縁定着付近の曲げ上げ部にて切断したN1(写真-3.4(a))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。

切断後からのコンクリート表面ひずみの経時変化を

図-3.11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。図-3.12に、橋脚側のPC鋼材の引き込み量計測の結果を示す。上縁定着部付近で切断したPC鋼材N1にて最大で15mm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。

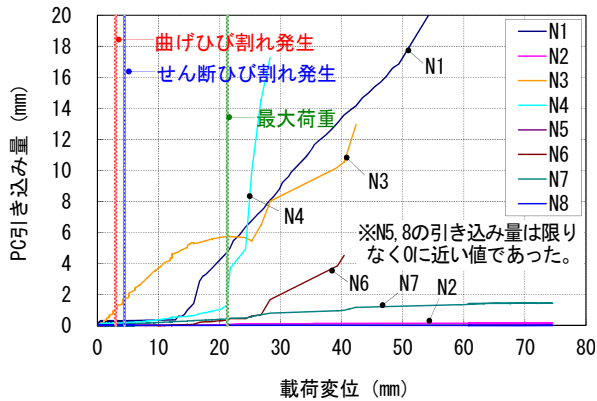
### 3.7.3 PC鋼材の付着に関する検討

図-3.13に、付着特性に着目した載荷試験の荷重-変位曲線を示す。前節の支間中央部における載荷試験時にて発生していたひび割れから荷重650kNにて曲げひび割れの進展が確認された。その後、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1,000kN程度の荷重を保持したまま変位が増加した。

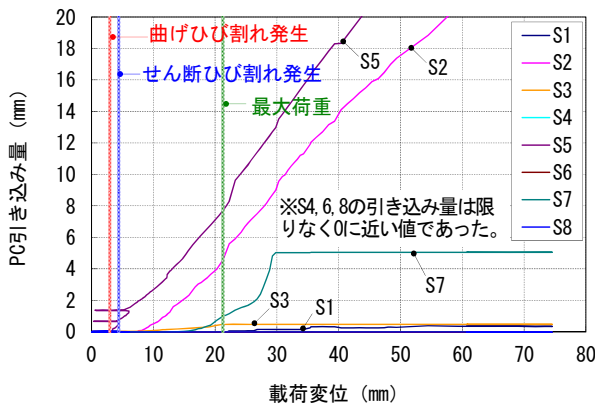
図-3.14には、PC鋼材の付着切れを簡易的に計測するため、桁端部のPC鋼材に変位計を設置し、載荷中の引き込み量を計測した結果を示す。計測した箇所ほとんどが、最大荷重近くまではほぼ引き込み量に変化はなく、最大荷重計測後に荷重が徐々に低下していくとともに、引き込み量も増加する傾向が見られた。

### 3.7.4 各イベント時における実験値と計算値との比較

表-3.7に、各イベント時における実験値と計算値との比較を示す。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、前節の載荷試験にて推定したプレストレス減少率(24%) (表-3.5参照)を鋼材断面減少率と仮定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



(a) 橋脚側端部のPC鋼材引き込み量



(b) 橋台側端部のPC鋼材引き込み量

図-3.14 載荷時の引き込み量

表-3.7 各イベント時の実験値と計算値の比較

	計算値 $V_{cal}$ (kN)		実験値 $V_{exp}$ (kN)	比率 $(V_{exp}/V_{cal})$
	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 (PC1 ~ PC4: 腐食無, PC5: 0.9%, PC6: 2.7%, PC7: 7.4%, PC8: 全素線破断) を用い、かつ付着切れした PC 鋼材 4 本の曲げ破壊耐力の影響を 50%に低減した値

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>3-8)</sup>から上限値を 1.5 とした。曲げひび割れ及びせん断ひび割れ発生時における荷重は、前述の載荷試験により推定し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。一方、最大荷重は、PC 鋼材の断面減少を仮定した場合の

8割程度であった。これは、PC 鋼材の付着切れにより PC 鋼材が引き込まれたためと考えられる。

### 3.8 数値解析の検討概要

前項までは、劣化損傷した PC 橋の撤去桁 1 本を試験体とした載荷試験により、残存耐力の評価を実施した。

しかし、撤去桁を用いた載荷試験を実施することは容易ではない。そのため、出来る限り撤去桁や実橋における載荷試験の計測データを蓄積し、そのデータを数値解析に活用していくことが重要と考えられる。そこで、前項の試験体を対象とした非線形有限要素法解析と簡易解析、別の実橋梁 (上部構造全体系) を対象とした簡易解析を実施し、数値解析による耐力評価手法の適用性について検討した。

### 3.9 非線形有限要素法解析による耐力評価

#### 3.9.1 解析概要

前述の損傷状況調査及び載荷試験後に実施した材料試験結果の情報を基に、非線形有限要素法解析による耐力性状の検証を行った。解析コードは、構造解析用汎用ソフト DIANA9.4.4 を用いた。

#### 3.9.2 解析モデル

図-3.15に、解析モデルの鳥瞰図を示す。解析対象は、試験体が非対称であるため、主桁全体とした。コンクリートは 8 節点 3 次元個体ソリッド要素を用いてモデル化した。鋼材は埋め込み鉄筋要素を用いてモデル化した。この要素は、鉄筋要素と周囲のコンクリート要素との付着を考慮し、鉄筋要素のひずみを周囲のコンクリート母要素から算出するため、節点の位置によらず簡易に鉄筋要素を配置できる特徴を有している。この要素を用いてモデル化すると、PC ケーブルの鉛直曲げや平面曲げの形状変化に容易に対応することができ、緊張力を設定することができる。境界条件については、支点部において節点の鉛直方向変位を拘束した。なお解析は荷重制御による増分解析とした。

#### 3.9.3 材料モデル

##### (1) コンクリート

コンクリートの物性値は、実験による材料試験結果を

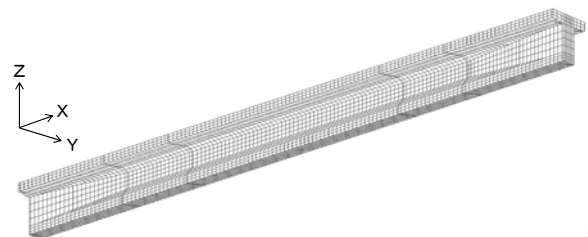
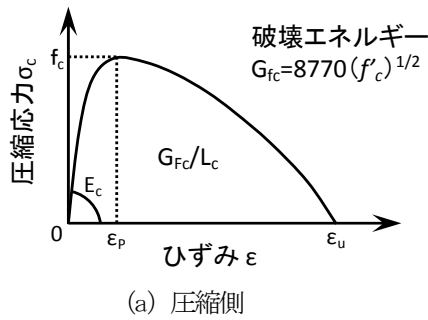
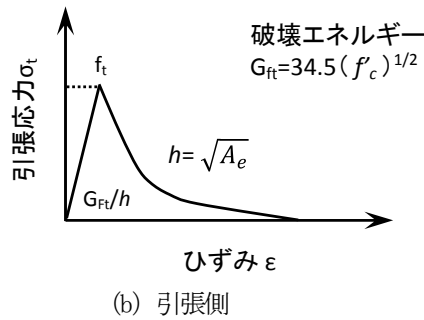


図-3.15 解析モデルの鳥瞰図



(a) 圧縮側



(b) 引張側

図-3.16 コンクリートの応力-ひずみ関係

使用した。コンクリート圧縮側の応力-ひずみ曲線は、図-3.16(a)に示すParabolic 曲線を適用した。このモデルを使用した場合の軟化勾配を定義する際に必要となる破壊エネルギー  $G_{fc}$  は、Nakamura and Higai<sup>3-9)</sup> の検討から  $G_{fc}=8770(f'c)^{1/2}$  N/m とした。但し、 $f'c$  は、コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>) である。破壊エネルギーに用いる要素の特性長さ  $L_c$  は、山谷<sup>3-10)</sup> の研究成果を参考とした。また、コンクリートの側圧の影響は考慮していない。

一方、コンクリートの引張側は、図-3.16(b)に示すHordijk<sup>3-11)</sup> のモデルによる引張軟化特性を考慮したモデルを適用した。軟化勾配を定義する際に必要となる破壊エネルギー  $G_{ft}$  については、山谷<sup>3-12)</sup> の検討から  $G_{ft}=34.5(f'c)^{1/2}$  N/m とした。等価長さ  $h$  は、要素面積  $A_e$  の平方根を仮定して用いた。コンクリートのひび割れモデルには、全ひずみ理論に基づいた回転ひび割れモデルを適用した<sup>3-13)</sup>。

(2) 鋼材

PC鋼材及び鉄筋の物性値は、実験による材料試験結果を使用した。また、PC鋼材及び鉄筋の応力-ひずみ曲線については、道路橋示方書<sup>3-6)</sup>より、それぞれトリニア型及びバイリニア型の特性を適用した。

(3) PC鋼材の付着すべり特性

対象橋梁のPCケーブルはφ5の素線を12本束ねたものであり、一般に使用されている異形棒鋼やPC鋼より線と異なることやPC鋼材がグラウトにより定着していることから、本解析で適用する付着応力度  $\tau$  は既往の研究

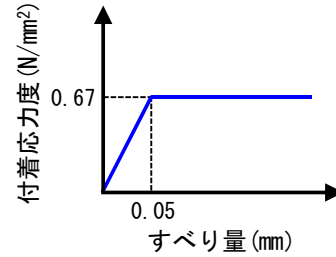


図-3.17 PC鋼材の  $\tau$ -s関係

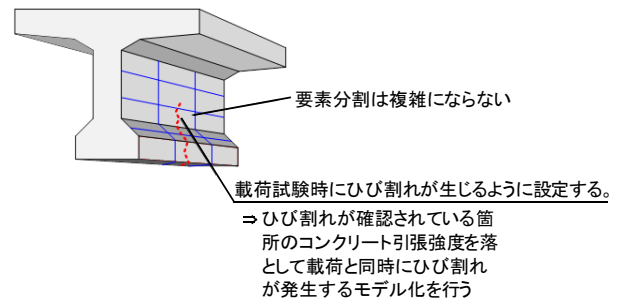


図-3.18 コンクリートのひび割れのモデル化

<sup>3-14)</sup>, <sup>3-15)</sup>を参考に  $\tau=0.3\alpha f'_g$  とした。但し、 $\tau$  はPC鋼より線 (12本) の付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)、 $\alpha$  は丸鋼による付着力の低下の影響を考慮したもので既往の研究<sup>3-15)</sup>を参考に0.5とした。 $f'_g$  は、グラウトの設計基準強度 (=20N/mm<sup>2</sup>) である。上式より算出した付着応力度 (=0.67N/mm<sup>2</sup>) を付着降伏応力としたバイリニア型のモデルを本解析に適用した (図-3.17)。

3.9.4 各損傷のモデル化

(1) コンクリート剥離または浮き

コンクリートの剥離または浮きは、断面測定結果を解析モデルに反映した。解析モデルと損傷箇所を重ね合わせ、要素の50%程度の範囲が損傷している要素は、断面剛性を考慮しないこととした。また、コンクリートの浮きについても主桁の断面部材として剛性を保持しないものとしてモデル化に反映した。なお、コンクリートの剥離または浮きの深さは鉄筋位置までとした。

(2) コンクリートのひび割れ

コンクリートのひび割れのモデルは、①コンクリートのひび割れを予めモデルに再現する方法と②コンクリートの引張強度を低下させる方法が考えられる。①の方法では、載荷試験を行う前からコンクリートのひび割れが確認されている箇所の再現ができるものの、ひび割れを考慮して要素分割を行うため、多数のひび割れを再現するには解析要素の設定が複雑になる。このような解析モデルの複雑化を避けるため、本解析では②の方法でコンクリートのひび割れをモデル化した (図-3.18)。なお、



ひび割れの深さはコンクリートの浮きまたは剥離と同様に鉄筋位置までとした。

**(3) 鋼材腐食**

鋼材 (PC鋼材, 鉄筋) の腐食は, 埋め込み鋼材要素の断面積を減少させることでモデル化した。

**(4) グラウト不良**

PC鋼材のグラウトについては, 完全な充填不足はなく, 桁全体としてのグラウト充填は比較的良好であったため, 耐荷力には大きく影響しないと考え, モデル化に反映しないこととした。

**(5) PC 鋼材の腐食と伸び残存率**

腐食を受けたPC鋼材は, 健全なPC鋼材と比較して伸び能力が減少するという研究結果が報告されている<sup>3-16)</sup>。本解析におけるPC鋼材の腐食を考慮したモデルは, 図-3.19 に示すような断面の減少率に応じた伸び残存率を考慮した。すなわち伸び残存率を考慮した破断ひずみは, PC鋼材の引張試験結果より, PC鋼材の破断ひずみに断面減少率を乗じることで算出した。その結果を解析モデルに反映させた。

**3.9.5 解析ケース**

表-3.8に, 解析ケースを示す。解析ケースは, 各損傷状態が耐荷性能に及ぼす影響を確認するため, 損傷が無いものと仮定した健全モデル (CASE1) に対して, 部分損傷としてコンクリートの剥離, 浮き及びひび割れによる損傷を反映させたモデル (CASE2), また, 鋼材の腐食を反映させたモデルにより解析を実施した。鋼材の腐食については, 鋼材の断面減少率の最大値 (CASE3) 及び平均値 (CASE4) をそれぞれ考慮した。さらに解析ケースとして, コンクリートの断面損傷及び鋼材の腐食による影響を考慮した場合の全損傷モデル (CASE5) についても解析を実施した。これらの解析ケースについては, 最大荷重時まで載荷したせん断載荷試験-2について実施した。

**3.9.6 解析結果**

**(1) コンクリートの断面損傷が耐荷性能に及ぼす影響**

図-3.20には, 健全と仮定した場合 (CASE1) の解析結果及びコンクリートの断面損傷を考慮した場合 (CASE2) の解析結果を示している。図中より, コンクリートの断面損傷を考慮した場合の解析結果の最大荷重は, 健全と仮定した場合の解析結果に概ね一致する傾向が見られ, 本橋をモデルにした解析結果ではコンクリートの浮き, 剥離及びひび割れによる損傷状態が耐荷性能に与える影響は少ないことが確認された。

**(2) 鋼材の腐食が耐荷性能に及ぼす影響**

図-3.21には, 鋼材腐食により断面減少が生じた場合に

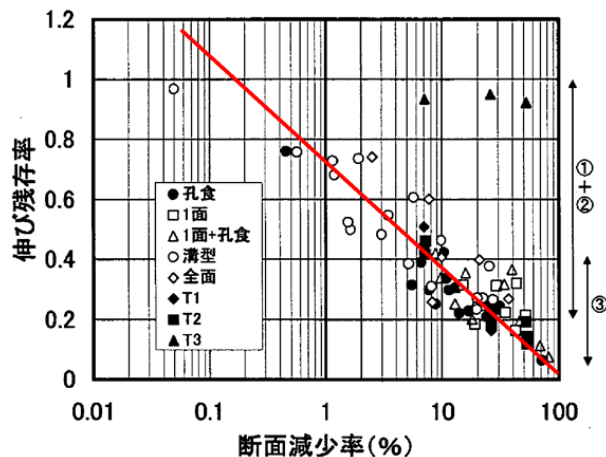


図-3.19 鋼材の断面減少率と伸び残存率の関係<sup>3-16)</sup>

表-3.8 解析ケース

CASE	損傷状態	解析モデル
1	無し	健全モデル
2	コンクリートの断面損傷	健全モデルに主桁コンクリートの剥離, 浮き及びひび割れによる損傷を考慮した場合
3	鋼材腐食 (断面減少率の最大値)	鋼材 (PC 鋼材, 鉄筋) の腐食による断面減少率の最大値を考慮した場合 (図-3.4, 図-3.5 参照)
4	鋼材腐食 (断面減少率の平均値)	鋼材 (PC 鋼材, 鉄筋) の腐食による断面減少率の平均値を考慮した場合 (図-3.4, 図-3.5 参照)
5	全損傷	主桁コンクリートの断面損傷及び鋼材 (PC 鋼材, 鉄筋) の腐食による断面減少率の平均値を考慮した場合

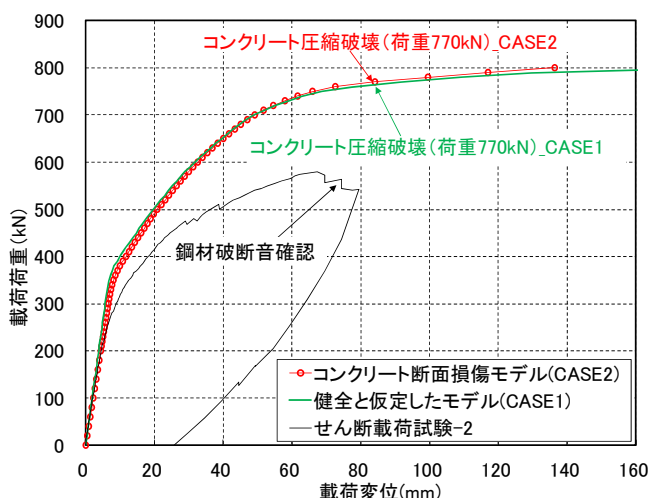


図-3.20 コンクリートの断面損傷が耐荷性能に及ぼす影響

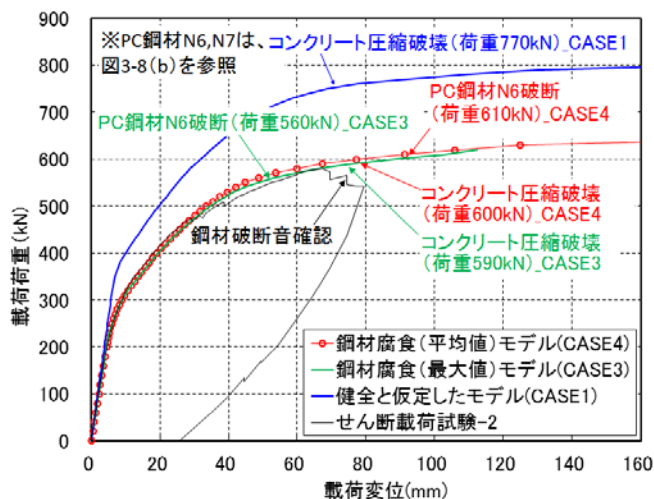


図-3.21 鋼材腐食が耐荷性能に及ぼす影響

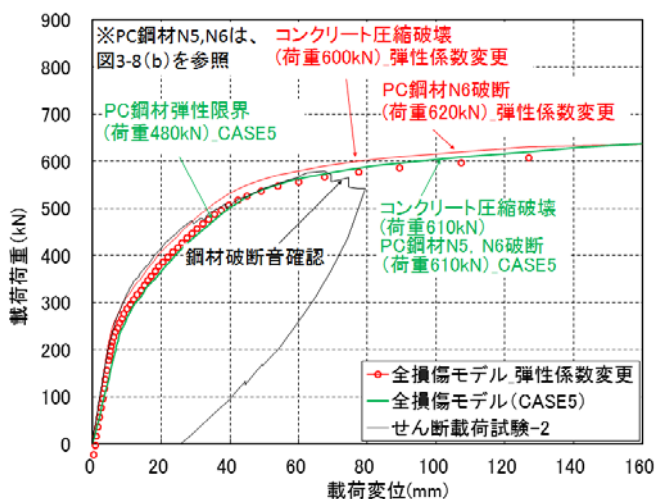


図-3.22 コンクリートの断面損傷及び鋼材腐食が耐荷性能に及ぼす影響

ついて、鋼材腐食による断面減少の平均値 (CASE3) または最大値 (CASE4) を使用した場合の解析結果及び健全と仮定した場合の解析結果 (CASE1) を示している。図中より、鋼材腐食による断面減少の平均値 (CASE3) 及び最大値 (CASE4) を考慮した場合の解析結果を比較すると耐荷力の差はほとんどないものの、鋼材腐食による断面減少の最大値を考慮した解析結果では、コンクリートの圧縮破壊が生じる前にPC鋼材の破断が生じ、脆性的な破壊に至る場合があることを確認された。なお、解析上におけるPC鋼材N6の破断位置は、実験中に破断した位置(図-3.2のPC6破断位置)と概ね一致していた。

### (3) コンクリートの断面損傷及び鋼材の腐食状況が耐荷性能に及ぼす影響

図-3.22 には、コンクリートの断面損傷及び鋼材腐食の影響を考慮した場合の全損傷モデル (CASE5) の解析結

果を示している。解析結果は、実験結果と比較して最大荷重は概ね一致したが、PC鋼材の弾性限界付近までの剛性は1割程度低い傾向が見られた。実験結果については、これまでの既往の研究<sup>3-17)</sup>により報告されているように、鋼材の拘束によるケミカルプレストレスの効果によって、弾性限界付近までの剛性が改善されたものと考えられる。一方で、本橋のようにASRにより損傷を受けたコンクリートコアの弾性係数を用いた解析では、実験結果を再現できないことが確認された。その検証のために、コンクリートの弾性係数を健全な状態の値まで上げて解析を実施した(図中の全損傷モデル\_弾性係数変更)。具体的にはコンクリートの弾性係数を道路橋示方書<sup>3-6)</sup>の設計基準強度から試験結果の圧縮強度を線形補間した値を用いた。その結果、実験結果と良く一致する傾向が見られた。

## 3.10 簡易解析手法を用いたPC橋の主桁の耐荷力評価

### 3.10.1 解析概要

非線形有限要素法解析(以下、FEM再現解析)により載荷試験の試験体(撤去PC主桁1本)の耐荷力を概ね再現できることを確認したが、実橋の耐荷力評価手法として適用するにあたっては、計算コストや計算時間、高度な専門知識等が必要となるため、難しい面がある。そこで、合理的かつ簡易的な耐荷力手法として、簡易解析手法を用いた耐荷力評価手法の適用性について検討した。

### 3.10.2 簡易解析手法の選定

対象桁の載荷試験では、図-3.7のとおり、破壊性状は曲げ破壊先行型(曲げ引張が卓越した)であった。道路橋示方書で設計される主桁は、曲げ引張破壊型(設計では引張鋼材量を終局釣合い鋼材量の75%以下とし、鋼材が先行して降伏に至るように断面を決定することとしている)としているため、せん断補強鋼材の損傷が著しくなければ、曲げ残存耐力評価をすることが主桁の耐荷力評価となる。曲げ残存耐力評価にあたり、設計実務で採用されている簡易解析手法は、非線形梁要素解析が一般的で、非線形特性の考慮方法は①M- $\phi$ モデル、②ファイバーモデルが挙げられる。

本研究で適用する簡易解析手法は、事前解析により曲げ挙動がFEM再現解析結果と簡易かつ良好に一致することを確認できたことから、①M- $\phi$ モデルをとした。

なお、②ファイバーモデルについては、以下の理由により検討から除外することとした。

- ・ファイバーモデルについては、内力であるプレストレスを外力として考慮するため、プレストレス力により圧縮応力が作用することになるが、鉄筋及びコンクリートだけでなく、PC鋼材にも作用してしまう(図-3.23)。こ

の影響を控除するために、特殊な要素（埋め込み鉄筋要素、PC鋼材要素）を用いる必要があり、作業が煩雑かつ解析プログラムが限定される。

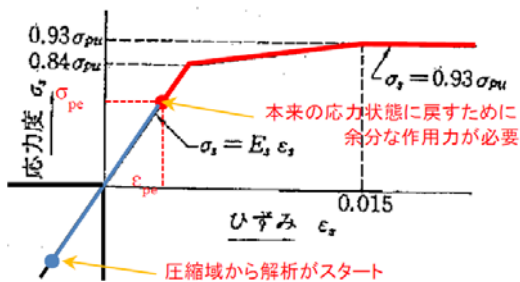


図-3.23 ファイバーモデルによるPC鋼材の構成則

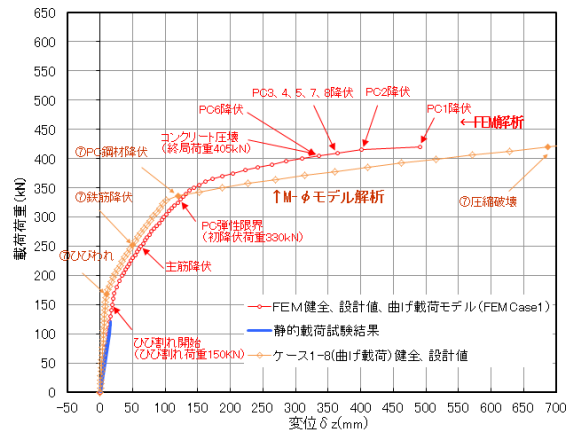


図-3.24 FEM再現解析とM-φモデル解析の比較

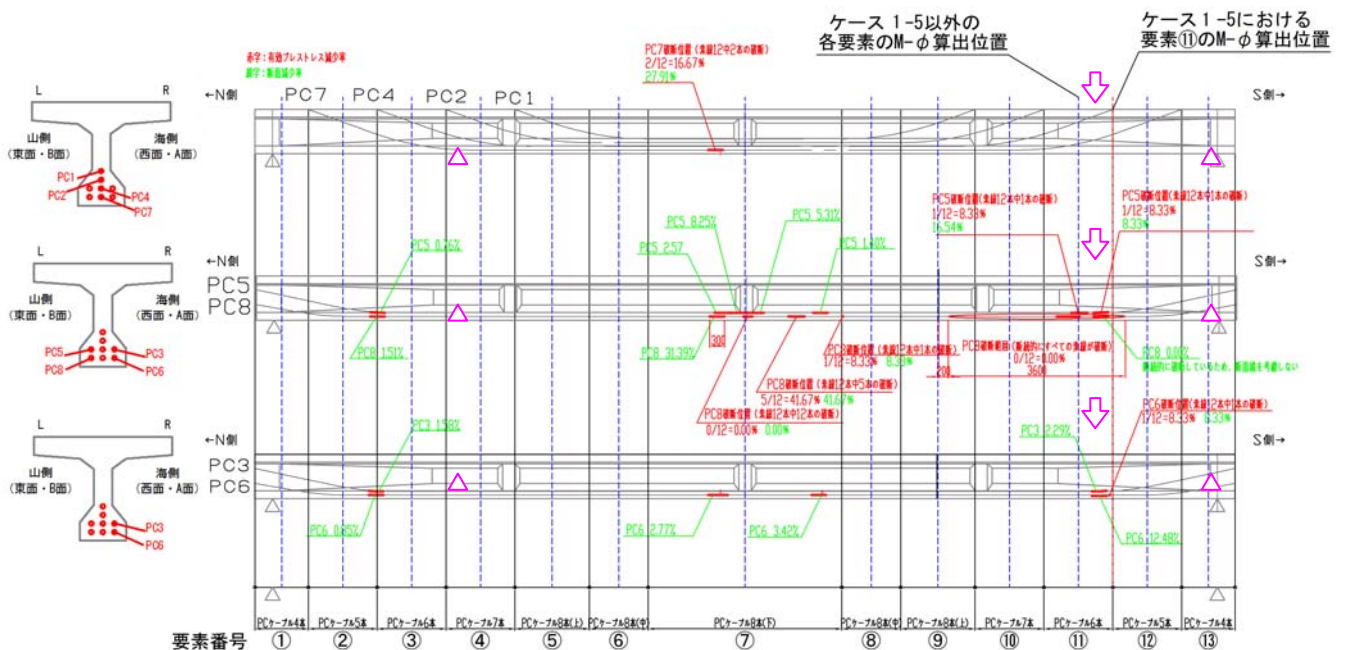


図-3.25 損傷桁の側面図 (PCケーブルの断面減少率)

### 3.10.3 簡易解析手法 (M-φモデル) の概要

簡易解析手法として用いたM-φモデルは、一定軸力下において曲げモーメントに対する変形を解析するモデルである。曲げ挙動は載荷試験及びFEM再現解析と良好に一致することを確認できたが、せん断破壊が曲げ破壊に先行して生じる場合は、せん断耐力を評価する必要がある。そのため、M-φモデルを用いた簡易解析による耐荷力評価では、曲げ挙動が支配的となる場合に限定する必要がある。また、耐荷力評価では前提条件の整理が重要となるため、ここではM-φモデルによる耐荷力評価に影響する条件について整理した。

図-3.24にM-φモデルを用いた簡易解析（事前解析）、曲げ載荷試験、FEM再現解析の比較結果を示す。M-φモ

デルによる解析結果は、FEM再現解析に比べて、弾性域においては2倍程度剛性が高い状態となっているが、鉄筋及びPC鋼材の降伏荷重は1.1倍であり、終局（コンクリートが圧壊するとき）についても、変位は異なるが、荷重は0.9倍程度と概ね同等程度の値となっていることから、耐荷力評価を検討するための簡易解析の精度として十分であることが確認できた。

### 3.10.4 耐荷力評価手法の提案

#### (1) 前提条件の整理

簡易解析手法 (M-φモデル) による耐荷力評価では前提条件の整理が重要となる。ここでは、耐荷力評価に影響する条件の整理について、本研究で確認した傾向と留意点を示す。

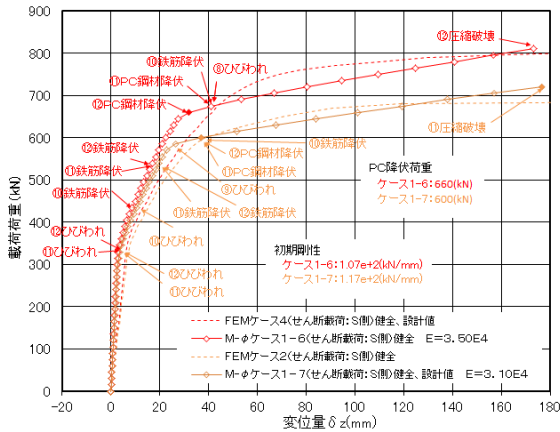


図-3.26 材料特性を変更したP-δ関係の試算  
(ケース1-6, ケース1-7)

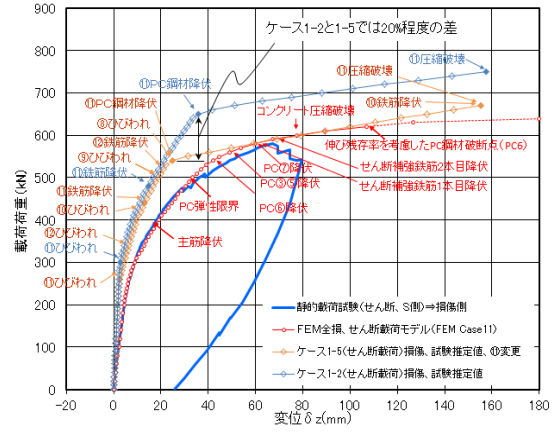


図-3.27 損傷桁でのP-δ関係の検討結果  
(ケース1-2, ケース1-5)

### 1) 損傷の影響を考慮したモデル化

鋼材の腐食による断面減少等は耐荷力に与える影響が大きい。また、損傷のモデル化により推定する耐荷力の精度に影響を及ぼす場合もある。

検討対象とした損傷桁は、断面の曲げ耐力が変化するPCケーブルの曲げ上げ区間でPC鋼材の断面減少が生じていた(図-3.25)ため、モデル化は以下のとおり行った。PCケーブルの断面減少率は、分割した要素内で最も大きい値を適用した。荷点直下の要素のM-φ関係は、解析上のケーブル配置の影響を確認する目的で、図-3.25に示す2ケースを適用した。解析の結果、2ケースの耐荷力には20%程度の差が生じることが明らかとなった(図-3.27)。以上より、M-φモデルにて耐荷力評価を行う際は、対象橋梁の損傷状況を事前に把握し、構造諸元に対して適切なモデル化が必要である。具体的な手法としては、耐荷力への影響が大きいと考えられる箇所(荷点直下等)のモデル化の際に、適切な代表断面を設定すること、部材分割を細分化することなどが挙げられる。

### 2) 材料特性の設定

材料特性を設計基準強度(設計値)から求めた場合と材料試験(試験値)から求めた場合の解析比較(図-3.26)より、設計値ではPC鋼材の降伏応力が試験値より1割程度低く算出された。通常、試験値は設計値より大きいため、設計値を用いたM-φモデルでは実際より耐荷力が低く算出される。これは安全側の評価となるが、実挙動を精度よく再現するためには、事前に材料試験を行い桁の材料特性を把握することが必要である。

#### (2) 耐荷力評価手順の提案

本検討では、主桁1本について、簡易的な条件により、耐荷力評価が可能な解析手法を検討した。

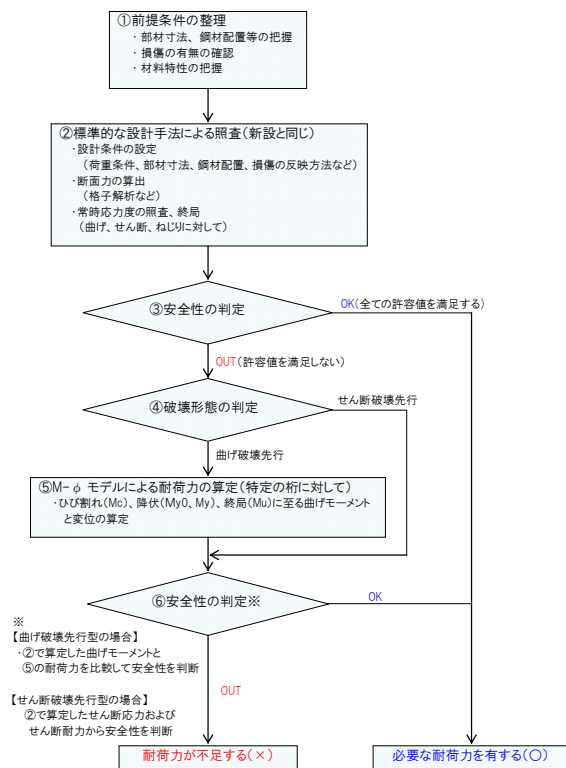


図-3.28 耐荷力評価のフロー

しかし、実際のPC橋の上部構造は、複数の主桁、主桁を連結する横桁、床版などで構成されており、検討した解析手法を実橋梁に適用していくための検討が必要である。現状では、新設と同様に標準的な設計手法で安全性を判定したのち、断面力と耐荷力の比率が最も厳しい箇所を抽出し、常時の許容応力を超える領域での安全性の判定に「M-φモデルを用いた簡易解析手法」を適用するのが妥当と考える。

これらを踏まえた耐荷力評価手順のフローを図-3.28に示す。対象桁の破壊形態の確認として、道路橋示方書

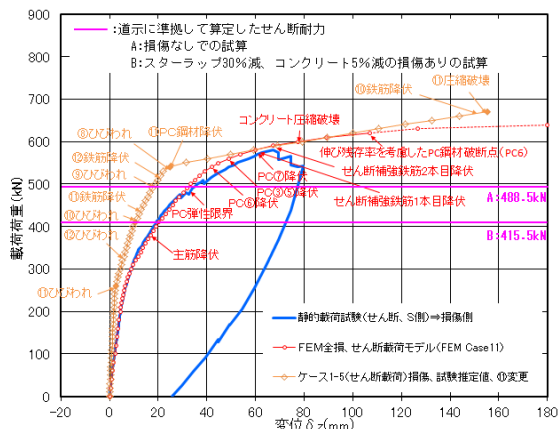


図-3.29 損傷桁のP-δ関係とせん断耐力との関係



写真-3.5 対象橋梁

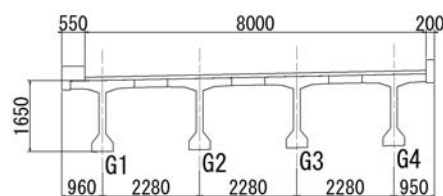


図-3.30 対象橋梁の上部構造断面図

及びコンクリート標準示方書に準拠してせん断耐力を試算し、実際の載荷試験結果及びFEM再現解析結果と比較(図-3.29)したところ、計算上のせん断耐力を超えてもせん断破壊は発生せず、曲げ挙動を示し続けていることがわかった。このことから、設計では、せん断に対する安全率は高いことになるが、設計上のせん断耐力と実態がどの程度乖離するのかは明確でないため、設計上のせん断耐力までを適用範囲としておく必要がある。

### 3.11 簡易解析手法を用いたPC橋の上部構造全体系の耐力評価

#### 3.11.1 解析概要

塩害により損傷したPC橋の上部構造全体系について、再現解析により簡易解析モデルを作成した上で、仮想損傷モデルによる簡易解析を行い<sup>3-18)</sup>、損傷の種類や程度が耐力に及ぼす影響を把握することとした。これにより、損傷程度に応じた実用的な残存耐力の評価手法を提案するものである。

#### 3.11.2 対象橋梁

対象橋梁は、重交通の国道に架かる橋梁で、1978年に竣工されたPC単純ポストテンションT桁橋(橋長30.0m)である(写真-3.5、図-3.30)。架橋位置が海岸線に近く、塩害による損傷が生じたため種々の補修・補強工事が実施されてきたが、健全状態相当への回復が見込まれないことから供用後36年を経た2014年に解体撤去された。本橋では、供用中に試験車両を用いた載荷試験が行われているため、載荷試験結果を解析に反映することで、より再現性の高い解析のモデル化を行った。

#### 3.11.3 簡易解析手法によるモデル化の検討

解析モデルは、主桁と横桁を梁要素とした平面格子モデルとした(図-3.31)。主桁は、曲げモーメントと曲率(以下、M-φ)の関係による非線形特性の梁要素として

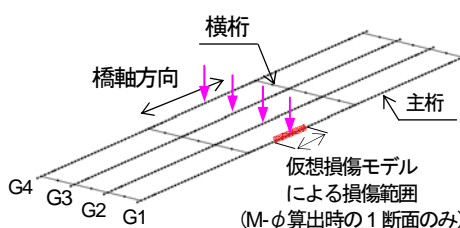


図-3.31 簡易解析モデル

設定した。M-φの算出断面は、PCケーブルの曲げ上げ位置等を考慮し15断面とした。主桁の梁要素の分割は、スターラップの位置に合わせて300mmピッチとした。横桁は、弾性梁部材として設定し、梁要素を2分割とした。床版は、主桁の梁要素の断面剛性に加算することでモデル化した。支承部のモデル化は、固定側はピン、可動側はピン・ローラーとした。なお、地覆や高欄はモデル化していない。

事前検討として、静的載荷試験データが得られている対象橋梁の実測値と簡易解析による解析結果との比較により、解析モデルの妥当性を確認した。その結果、特に主桁断面のM-φ関係の一次剛性に対して、コンクリートのひび割れによる剛性低下の影響を考慮すること、及び実橋では床版と主桁が一体化した構造となっており、独立した断面として剛性を有するものと仮定してモデル化する簡易解析よりも版に近い挙動となる傾向にあることから、主桁のねじり剛性の値を高めることで、載荷試験結果の挙動に近い解析結果が得られることを確認し、解析モデルに反映した。

#### 3.11.4 仮想損傷モデルによる解析検討

事前検討の結果を踏まえ、対象橋梁に対し、損傷による耐力の低下度合いを把握するため、損傷の位置・種類・程度を変化させた場合の仮想の損傷モデルによる解析を実施した(表-3.9)。想定する仮想損傷は、実際の損

表-3.9 仮想損傷モデルによる解析ケース

載荷位置	損傷位置	実施ケース	
		損傷の種類	損傷程度
支間中央	G1桁	コンクリートの断面欠損	下フランジかぶりコンクリート欠損 床版間詰部コンクリート欠損
		鉄筋の断面損傷	断面減少率 25%
		プレストレスの減少	プレストレスの減少率 10%, 50%
		PC鋼材の破断	破断本数 1本, 2本 4本, 6本/10本
	G2桁	PC鋼材の破断	破断本数 6本/10本
全桁	PC鋼材の破断	破断本数 6本/10本	

傷状況を勘案し、コンクリートの断面欠損、鉄筋の断面損傷、PC鋼材の損傷（破断と有効プレストレスの減少）とした。なお、鉄筋やPC鋼材の損傷ケースについては、かぶりコンクリートのはく落等に付随して生じるものであるため、コンクリートの断面欠損も考慮した。また、比較のために健全の場合の解析ケースも実施した。仮想損傷による損傷範囲は、載荷点直下のM-φ算出時の1断面のみとした（図-3.31）。解析は、支間中央にて各桁に荷重を載荷し、主桁が終局に至るまで荷重を漸増させた。

3.11.5 耐力評価手法の提案

仮想損傷モデルの解析結果として、図-3.32と図-3.33を示す。図-3.32によると、コンクリートの断面欠損や鉄筋の断面減少率(25%以下)を想定した解析ケースでは、耐荷性能に与える影響がほとんどなく、主にPC鋼材が損傷した場合の解析ケースにおいて耐荷性能が低下する傾向が見られた。図-3.33によると、全桁のPC鋼材が6本破断した場合には、設計荷重時にPC鋼材が弾性限界を迎える結果となった。主桁1本のみにも損傷が生じていても、他の主桁が荷重を分担するため耐荷力の低下度合は小さいが、全桁に損傷が見られる場合は耐荷力が著しく低下

する傾向が見られた。

これらの結果について、コンクリート、鉄筋、PC鋼材の損傷度を指標としたランク付けを行うことにより、PC主桁の残存耐荷力を簡易的に評価するための損傷度判定フローを整理した（図-3.34）。次に、この結果を荷重-

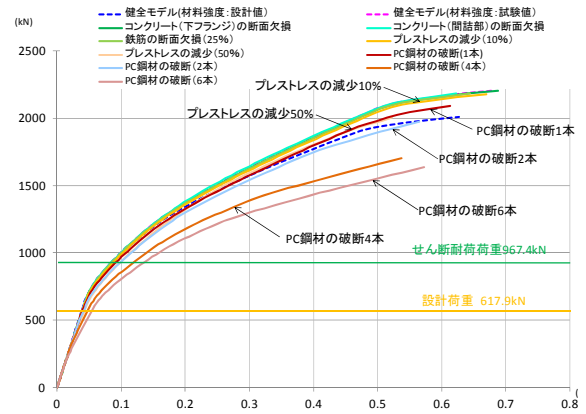


図-3.32 荷重-変位の関係(損傷度判定グラフ)  
G1桁支間中央を損傷させた場合(G1桁)

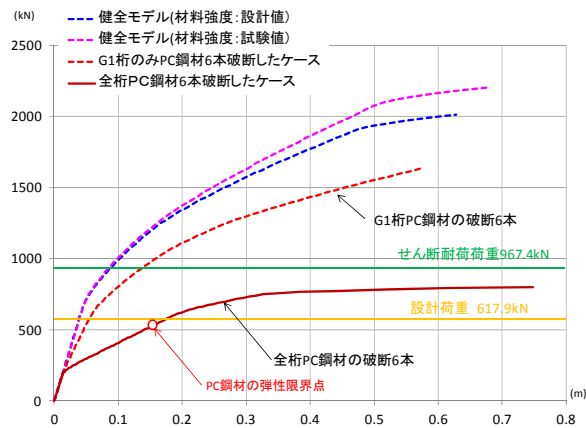


図-3.33 全桁の支間中央を損傷させた場合(G1桁)

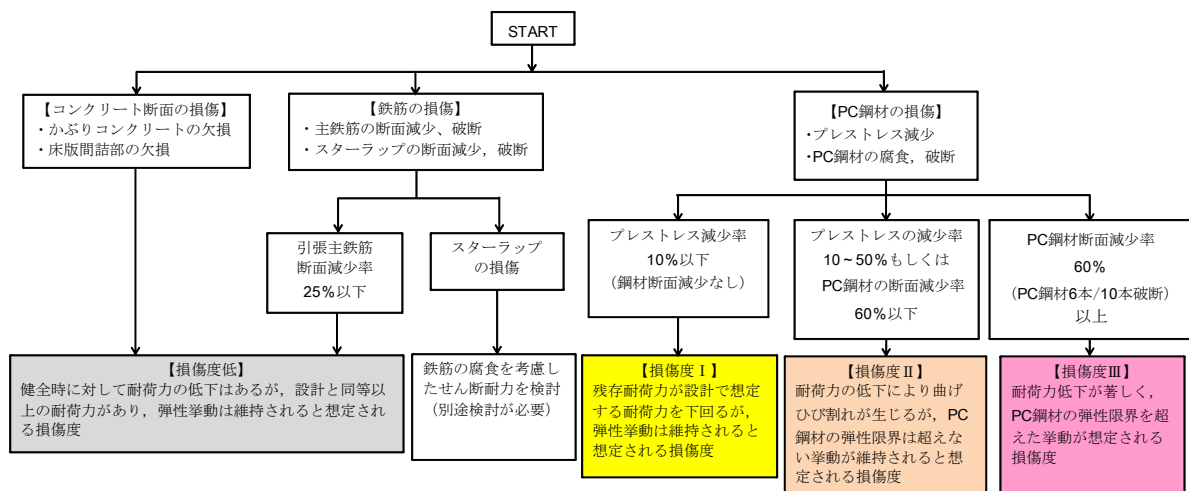


図-3.34 損傷度判定フロー

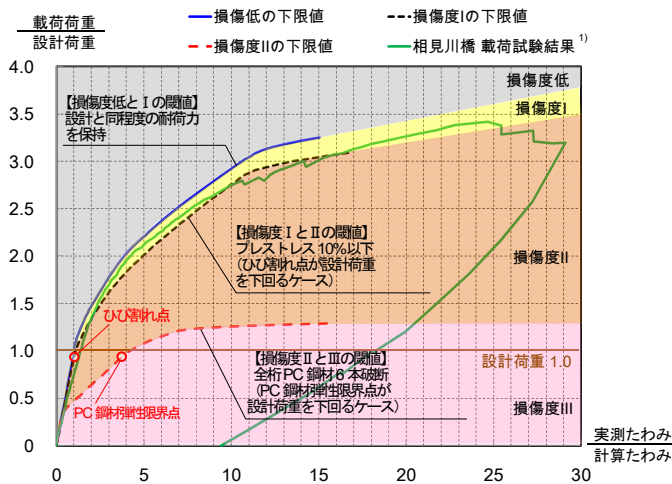


図-3.35 荷重-変位の関係 (損傷度判定グラフ)

変位の関係によりグラフ化した (図-3.35)。図-3.35のグラフは、支間や荷重条件の異なる橋梁にも損傷度判定の適用範囲を広げるために無元化したものである。縦軸は、実橋での荷重試験における荷重の実測値を設計荷重で除した値とし、横軸は、同条件によるたわみの実測値をたわみの計算値により除した値とした。このグラフに、過年度に実施した相見川海浜橋の荷重試験結果<sup>3-19)</sup>をプロットした結果、判定指標として損傷度IIと推定された。当該橋梁は、PC鋼材の破断が生じていること、荷重試験中にひび割れが生じ剛性が低下していることを考慮すると損傷度の判定指標として概ね妥当な結果であることが示された。

### 3.11.6 今後の展望

簡易解析による損傷度判定手法は、PC橋梁の維持管理において、補修・補強対策の要否あるいは落橋等の重大損傷を未然に防ぐための安全性を判断するための一つの指標として有効な手段になり得る可能性が示された。今後は、支間長や主桁本数など条件の異なる橋梁に対して検証ケースを増やし、データを蓄積することで損傷度の判定指標の精度向上が可能になると考えられる。

## 3.12 まとめ

塩害により損傷を受け撤去されたPCT桁を対象に荷重試験や解体調査を行い、曲げやせん断に関する耐荷力評価を行った。また、鋼材破断により定着部が機能せずPC鋼材とグラウトの付着特性のみが寄与する耐荷性状について、荷重試験により検証した。また、解体調査結果の情報を基に、非線形有限要素法解析による耐荷力評価を行い、解析結果と実験結果との比較検証を行った。さらに、簡易解析による耐荷力評価手法の検証を行った。主な結果を以下にまとめる。

- 1) 主桁の外観損傷と各荷重試験における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の関係について、ある程度の相関が確認された。
- 2) せん断荷重試験における最大荷重は、プレストレス減少率相当に鋼材の断面減少が進行していたと仮定した場合の曲げ破壊耐力の計算値に概ね一致した。
- 3) PC鋼材の付着特性に着目した荷重試験では、グラウト充填状況が良好であれば鋼材破断が生じても急激な耐力低下は生じず、PC鋼材とコンクリートの付着が耐荷性能に寄与することが確認された。また、荷重試験における曲げひび割れ発生荷重及びせん断ひび割れ発生荷重は、主桁切断前の荷重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。
- 4) 主桁の各損傷 (コンクリートの断面損傷、鋼材腐食) をパラメータとして有限要素解析を実施した結果、鋼材の腐食による断面減少の影響が耐荷性能に大きく影響を与えることを確認した。鋼材腐食による断面減少の平均値または最大値を考慮した解析結果の比較では、耐荷性能の差はほとんどないものの、鋼材腐食による断面減少の最大値を考慮した解析結果では、コンクリートの圧縮破壊が生じる前にPC鋼材の破断が生じ、脆性的な破壊に至ることがあることが確認された。
- 5) 常時の許容応力を超える領域での安全性の判定方法として、M- $\phi$ モデルを用いた簡易解析手法の妥当性を検証し、耐荷力評価手法として、耐荷力評価のフローと損傷度判定グラフを示した。合理的かつ設計実務を踏まえた簡易解析手法による損傷度判定は、補修・補強対策の要否あるいは落橋等の重大損傷を未然に防ぐための安全性を判断するための一つの指標として有効な手段になり得る可能性を示した。

## 4. 非破壊検査手法の適用性に関する検討

### 4.1 検討概要

荷重試験の試験体を対象に、以下の非破壊検査手法の適用性について検討を行った。

#### 4.1.1 X線透過法

ウェブに配置されたPC鋼材を対象として、X線透過法によるグラウト充填度調査を実施するとともに、供用中の調査により破断が確認された箇所や外観目視により鉄筋腐食が確認された箇所についてもX線透過法による損

影を行い、鋼材の破断や腐食に対する適用性について確認を行った。

#### 4.1.2 振動計測

せん断载荷試験-1の実施前及び载荷試験後に、常時微動及び衝撃加振により振動特性の確認を行った。衝撃による加振方法は砂袋(10kg)による加振とし、計測点8箇所に加速度計(サーボ型)を設置して計測を行い、1~3次モードの固有振動数を把握し、载荷による供試体の損傷状態と固有振動数の変化の関係を確認した。

#### 4.1.3 光学的全視野計測法<sup>3-20)</sup>

長崎大学及び佐賀大学にて技術開発された光学的全視野ひずみ測定装置を用い、载荷点付近における下フランジ側面及びウェブを対象として、载荷時に変位やコンクリートのひずみ分布を計測した。計測システムは、カメラ型及びスキャナ型にて計測を実施したが、ここではせん断载荷試験-2にて実施したカメラ型を用いたデジタル画像相関法(以降、DICM)の計測結果について報告する。

#### 4.1.4 レーザーを用いた計測手法

遠方から試験体に設置したターゲットにレーザーを照射し変位を計測する手法について、別途設置した接触式変位計との比較を行うとともに、振動計測も実施し適用性の検討を行った。



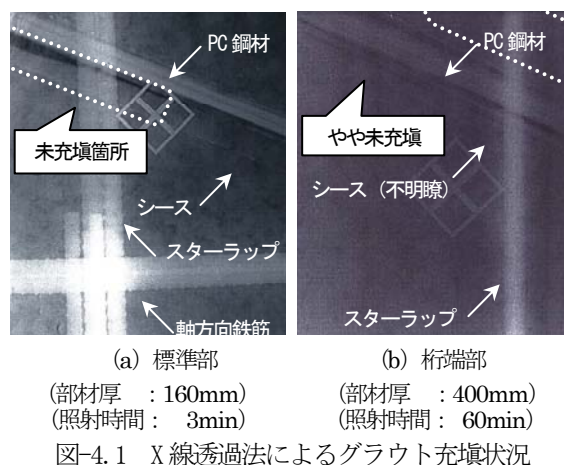
写真-4.1 実施した非破壊検査手法

### 4.2 検討結果

#### 4.2.1 X線透過法

X線透過法によるグラウト充填状況の確認を行った結果を図-4.1に示す。一部グラウトの先流れもしくはブリーディングによるものと思われる未充填が確認されたが、

比較的充填状況は良好であった。なお、部材厚が160mm程度であれば、X線の照射時間は3分程度で鮮明なX線画像が撮影できたものの、部材厚400mmの桁端部においては、1時間程度照射しても鮮明な画像が得ることができなかった。また、鋼材の破断や腐食が確認されている箇所にX線透過法による撮影を試みたが、有意な結果は得られなかった。



#### 4.2.2 振動計測

表-4.1にせん断载荷試験-1の前後に実施した固有振動数計測結果を示す。常時微動についても計測したが、高次モードは検出できなかった。衝撃加振による振動数は、1次及び2次モードではほとんど変化がなかったが、3次モードにて8%程度の低下が確認され、ひび割れ等による剛性低下の影響と考えられる。

#### 4.2.3 光学的全視野計測法

せん断载荷試験-2において、DICMと接触式変位計及びひずみゲージにて計測した結果との比較を図-4.2に示す。また、図-4.3に本計測法により得られたひずみ分布及び目視で確認されたひび割れを黒線で示す。概ね変位やひずみの挙動を捉えており、ひずみゲージではある点でしか計測できないひずみを面的に捉えることができるため、今後更なる展開が期待される。

表-4.1 固有振動数計測結果

モード 次数	载荷試験	固有振動数 (Hz)	
		常時微動	衝撃加振
1	前	6.694	6.378
	後	6.458	6.353
	比率	0.95	1.00
2	前	21.301	21.276
	後	21.130	21.047
	比率	0.99	0.99
3	前	判定不能	57.363
	後	判定不能	52.953
	比率	—	0.92



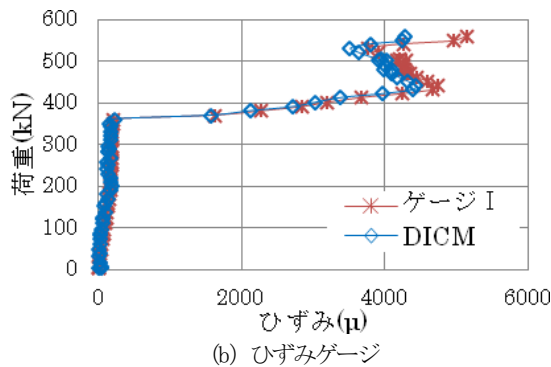
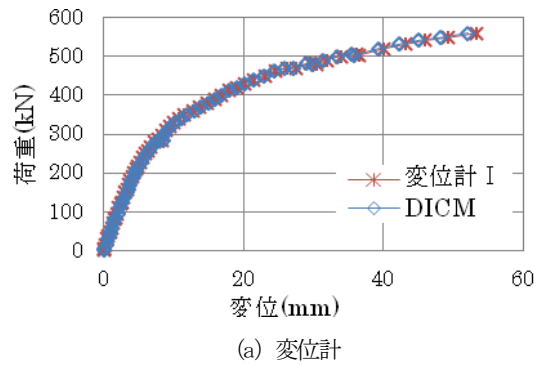


図-4.2 計測結果の比較

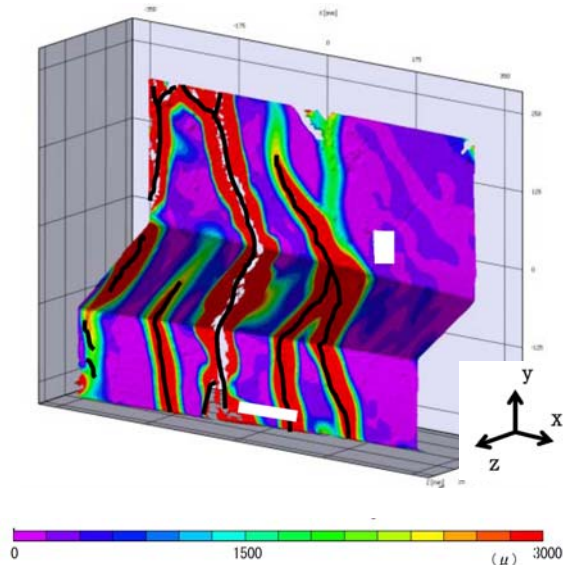


図-4.3 ひずみ分布 (載荷荷重: 520kN)

#### 4.2.4 レーザーを用いた計測手法

せん断載荷試験の際に実施したレーザーによる変位計測と接触式変位計と比較したものを図-4.4 に示す。せん断載荷試験-1 においては、接触式変位計の計測結果と概ね一致しており、比較的精度よく変位の挙動を捉えていた。せん断載荷試験-2 は、最大荷重までは概ね一致しているものの、最大荷重計測後から除荷時にて両者に 3~4mm 程度の差異が生じた。この差異の要因としては、載

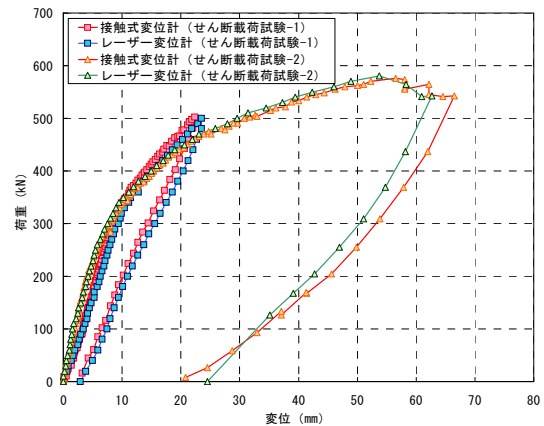


図-4.4 計測結果の比較

荷による損傷により何れかの変位計にずれが生じた可能性などが考えられる。また、曲げ載荷試験の前後に同計測手法により振動計測を試みたが、本来であれば曲げひび割れ発生荷重程度では振動数に変化は生じないと推定されるが、載荷試験前後の振動数に差異が生じた。この要因としては、本振動計測は人力により衝撃加振し、平板ターゲットを用いて実施したが、本計測装置の精度は 0.5mm であり、衝撃加振による変位の挙動が 1mm 以下であったため、分解能の限界によるものと考えられる。

#### 4.3 まとめ

載荷試験の試験体を対象に、非破壊検査手法の適用性について検討を行った結果、得られた知見を以下にまとめる。

- 1) X線透過法は、計測可能な部材厚には限界があることを再確認し、鋼材の破断や腐食への適用性は有意な結果を得ることができなかった。
- 2) 加速度計(サーボ型)を用いた衝撃加振による振動計測において、高次モードにて損傷を検出できる可能性が確認された。
- 3) 光学的全視野計測法は、ひずみゲージでは捉えることができなかった面的なひずみの挙動を計測することが可能であり、今後の展開が期待される。
- 4) レーザーによる計測手法は、最大荷重を迎えるまでは変位の挙動を比較的精度よく捉えることができたものの、振動計測に関しては現状では本手法の分解能に限界があり、計測誤差が生じた。

#### 参考文献

- 2-1) 村越潤, 野上邦栄, 依田照彦: 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 - 腐食劣化の生じた鋼トラス橋を活用した臨床研究 -, (独)土木研究所共同研究報告書, 2013年6月

### 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

- 2-2) (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.
- 2-3) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 2012.
- 2-4) NTSB: Highway Accident Report - Collapse of I-35W Highway Bridge 2007. 8, 2008. 11.
- 2-5) Ocel, J. M.: NCHRP Web-Only Document 197, Guidelines for the Load and Resistance Factor Design and Rating of Riveted and Bolted Gusset-Plate Connections for Steel Bridges, 2013. 2
- 2-6) 遠山直樹, 澤田守, 村越潤, 依田照彦, 笠野英行, 野上邦栄: 腐食した鋼トラス橋格点部の残存耐荷力に関する載荷試験, 土木学会年次学術講演会概要集, 第68回, I-357, pp. 713-714, 2013年9月
- 2-7) 西村宣男, 青木徹彦, 西井学, 福本秀士: 鋼柱部材の基本強度の統一評価, 土木学会論文集, 第410号, I-12, pp. 325-333, 1989年10月
- 2-8) Fukumoto, Y., and Itoh, Y.: Basic Compressive Strength of Steel Plates from Data Base, Proc. JSCE, Structural Eng. /Earthquake Eng., No. 344, pp. 129-139, 1984年4月
- 2-9) 土木学会: 2007年制定 鋼・合成構造標準示方書 総則編・構造計画編・設計編, 2007年3月
- 2-10) 小峰翔一, 野上邦栄, 山沢哲也, 依田照彦, 笠野英行, 村越潤, 遠山直樹, 澤田守, 有村健太郎, 郭路: 模擬腐食を導入したトラス橋斜材の残存耐荷力, 土木学会年次学術講演会概要集, 第66回, I-531, pp. 1061-1062, 2011年9月
- 3-1) 国土交通省土木研究所: 塩害を受けたPC橋の耐荷力評価に関する研究 (I) -プレテンションPC桁の載荷試験-, 土木研究所資料第3808号, 2001
- 3-2) 国土交通省土木研究所: 塩害を受けたPC橋の耐荷力評価に関する研究 (II) -旧暮坪陸橋の載荷試験-, 土木研究所資料第3809号, 2001
- 3-3) 国土交通省土木研究所: 塩害を受けたPC橋の耐荷力評価に関する研究 (IV) -旧芦川橋の載荷試験-, 土木研究所資料第3816号, 2001
- 3-4) (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
- 3-5) 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能に関する載荷試験, 土木学会第67回年次学術講演会, V-262, pp. 523~524, 2012.
- 3-6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, III コンクリート橋編, 2012.
- 3-7) 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.
- 3-8) 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-高強度コンクリートを用いたプレレストコンクリート道路橋の設計指針 (案) -, 共同研究報告書第138号, 1995.
- 3-9) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete, Modeling of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp. 471-487, 2001.
- 3-10) 山谷敦, 中村光, 足立正信, 檜貝勇: 破壊エネルギーを考慮した有限要素法解析における要素形状の検討 コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 19 No. 2 pp. 57-62, 1997.
- 3-11) Hordijk, D. A.: Local approach to fatigue of concrete, PhD thesis, Delft University of Technology, 1991.
- 3-12) 山谷敦, 中村光, 檜貝勇: 回転ひび割れモデルによるRC梁のせん断挙動解析, 土木学会論文集, No. 623/V-43, pp. 187-199, 1995.
- 3-13) Rots, J. G.: Computational Modeling of Concrete Fracture, Dissertation, Delft University of Technology, 1988.
- 3-14) 前田友章, 徳永光宏, 田所敏弥, 谷村幸裕: 鋼材破断時の付着特性に着目したPC梁の曲げ耐力に関する一考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 32, No. 2, pp. 529-534, 2010.
- 3-15) 徳永光弘, 前田友章, 田所敏弥, 谷村幸裕: PC鋼材の付着特性に及ぼす鋼材種別の影響, 土木学会63回年次学術講演会, V-593, pp. 1185-1186, 2008. 9.
- 3-16) 国土交通省土木研究所, 塩害を受けたPC橋の耐荷力評価に関する研究 (III) -塩害により損傷を受けたPC鋼材の機械的性質-, 土木研究所資料第3810号, 2001.
- 3-17) 例えば, 小柳合, 六郷恵哲, 石田裕哉: アルカリ骨材反応によるひび割れとRC部材の性状, セメント技術年報, No. 39, pp. 352-355, 1985.
- 3-18) 石田雅博, 宇佐美惣, 吉田英二, 林克弘, 関口斉治: 塩害による損傷を受けたPC主桁の耐荷力評価手法の提案, 土木学会71回年次学術講演会, 2016. 9. (投稿中)
- 3-19) 木村嘉富, 石田雅博, 宇佐美惣, 花井拓, 本間英貴, 吉田英二, 松沢政和: 塩害により損傷を受けたポストテンションPCT桁の耐荷力評価, 構造工学論文集 Vol. 62A, 2016. 2.
- 3-20) 全視野計測技術研究会, 長崎大学工学部インフラ長寿命化センター: 光学的非接触全視野計測法によるコンクリート構造物のマルチスケール診断法の開発, 国土交通省建設技術研究開発費補助金総合研究報告書, 2010

## 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

ISHIDA Masahiro

USAMI Osamu

TAKAHASHI Minoru

YOSHIDA Eiji

**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 FY2014, As results of the loading test and FEA in steel truss bridges, it is found that remaining capacity could be estimated by using a corrosion parameter. In FY2014, We examined the load bearing capacity evaluation method using a simple analytical model of post-tensioned PC girder that has been removed in the deterioration due to salt damage.

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