

# 我国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討

永谷 秀樹<sup>1</sup>・明石 直光<sup>2</sup>・松田 岳憲<sup>3</sup>・安田 昌宏<sup>4</sup>・石井 博典<sup>5</sup>・宮森 雅之<sup>6</sup>・  
小幡 泰弘<sup>7</sup>・平山 博<sup>8</sup>・奥井 義昭<sup>9</sup>

<sup>1</sup>正会員 株式会社宮地鐵工所 技術本部 (〒 290-8580 千葉県市原市八幡海岸通 3 番地)  
E-mail: nagatani@miyaji-iron.com

<sup>2</sup>正会員 株式会社総合技術コンサルタント 技術部 (〒 101-0048 東京都千代田区神田司町 2-7)  
E-mail: n-akashi@sogo-eng.co.jp

<sup>3</sup>正会員 株式会社サクラダ 設計部 (〒 272-0002 千葉県市川市二俣新町 21 番地)  
E-mail: t-matsuda@sakurada.co.jp

<sup>4</sup>正会員 伊藤忠テクノソリューションズ株式会社 科学システム事業部  
(〒 100-6080 東京都千代田区霞が関 3-2-5 霞が関ビル)

E-mail: masahiro.yasuda@ctc-g.co.jp

<sup>5</sup>正会員 株式会社横河ブリッジ 技術研究所 (〒 273-0026 千葉県船橋市山野町 27 番地)  
E-mail: h.ishii@yokogawa-bridge.co.jp

<sup>6</sup>正会員 川田工業株式会社 橋梁事業部 (〒 114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11)  
E-mail: masayuki.miyamori@kawada.co.jp

<sup>7</sup>伊藤忠テクノソリューションズ株式会社 科学システム事業部  
(〒 100-6080 東京都千代田区霞が関 3-2-5 霞が関ビル)

E-mail: yasuihiro.obata@ctc-g.co.jp

<sup>8</sup>正会員 大日本コンサルタント株式会社 構造事業部 解析技術室 (〒 343-0851 埼玉県越谷市七左町 5-1)  
E-mail: hirayama@ne-con.co.jp

<sup>9</sup>正会員 埼玉大学 大学院理工学研究科 (〒 338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保 255)  
E-mail: okui@mail.saitama-u.ac.jp

鋼トラス橋梁を対象としてリダンダンシー (構造冗長性) 評価の検討を行った。ここでリダンダンシーとは、橋梁の 1 部材もしくは一部が破断した場合における、橋梁全体系の余耐力を意味する。ケーススタディとして実際に斜材の破断が生じた木曾川大橋 (単純下路トラス 1960 年設計) と、3 径間連続上路トラス (1980 年設計) を取り上げた。線形解析に基づくリダンダンシー評価を検討の基本としたが、別に行った橋梁全体の非線形解析結果と比較することで、線形リダンダンシー解析の妥当性を検証した。さらに格点部のみを詳細にモデル化した弾塑性解析を実施し、リダンダンシー解析における格点部の影響を検討した。最後に今回行ったリダンダンシー解析の結果を受けて、合理的な維持管理への提言をまとめた。

**Key Words :** *truss bridge, structural redundancy, damage scenario, maintenance management, structural redundancy analysis*

## 1. はじめに

2007 年 8 月 1 日に起こった米ミネアポリスの落橋事故<sup>1)</sup>を契機に鋼トラス橋梁の構造冗長性 (以下、本文ではリダンダンシーと呼ぶ) に関して重大な関心が寄せられるようになった。ここで、リダンダンシーとは構造系の一部材もしくは一部が破壊した場合でも、その構造系がある程度の余耐力を維持し崩壊しない性能を意味する。ほぼ、同時期に国内でも木曾川大橋および本荘大橋において腐食による斜材の破断が見つかった。幸い、ミネアポリスの落橋事故の場合と異なり、両橋梁とも落橋には至らなかったが、その理由は、破断した斜材が、橋梁全体系の安定性にとってクリティカルな部材で無かったのかもしれないし、本来両橋梁にリダ

ンダンダンシーがあったためか、もしくは単に部材破断時の交通荷重が小さく落橋を免れたのか分からない状況にある。

我国において、橋梁の部材損傷後の余耐力を議論することは、レベル 2 地震時の耐震設計を除き、今まで無かった。しかし、将来的には多くの橋梁が老朽化する状況を考えると、起こりうる損傷シナリオを想定し、損傷シナリオ毎の危険度を事前に評価することは非常に重要である。また、最も危険な損傷シナリオに関して、橋梁管理者および点検者に注意を促すことで、クリティカルな損傷シナリオを重点的に点検および補修を行う様な維持管理も可能になると考えられ、実際、米国において、そのような報告書<sup>2)</sup>が公開されている。

以上の背景から、本文ではリダンダンシーの評価手

法を検討する目的で、2つの鋼トラス橋についてリダンダンシー評価のケーススタディを行った。また、本ケーススタディによって国内の鋼トラス橋がどの程度のリダンダンシーを有しているか、さらに鋼トラス橋において最も危険な損傷シナリオとは何かを明らかにすることを副次的な目的とした。ケーススタディでは木曽川大橋と旧道路公園の標準図集の橋梁を用いた。前者は1960年に設計された単純下路トラス橋で、後者は1980年に設計された3径間連続上路トラス橋であり、設計年次の新旧、下路形式と上路形式、単純桁と連続桁形式といった点において対照的な鋼トラス橋を選択した。

リダンダンシーの評価手法については、確率論によるもの<sup>3)</sup>、非線形構造構造解析によるもの<sup>4),5)</sup>が考えられ、リダンダンシーの定量的定義も様々な提案<sup>3),6)</sup>があるが、本文では線形解析によって断面力を求め、設計照査式に基づき部材耐力照査する方法を基本とした。その理由は合理的な維持管理のためのリダンダンシー評価においては、多くの設計者が用いることが出来る標準的な手法を開発することが重要と考えたためである。落橋事故のあったミネソタ州 I-35W の鋼連続トラス橋の検討（以下 URS レポート<sup>7)</sup>と表す）でも、ほぼ同様な手法が用いられており、これを参考にした。しかし、URS レポートにおいては、部材の照査は行われているが、格点部の照査が行われていないこと、さらに、線形解析の妥当性が示されていないことから、本文では、これらを検討することとした。具体的には、木曽川大橋のケーススタディについては、格点部のみを取り出した非線形 FEM 解析を実施し、格点部の耐力の検討を行い、旧道路公園の橋梁のケーススタディでは、材料および幾何学的非線形性を考慮した全体系の解析を実施し、線形解析結果と比較することで、線形解析の妥当性を検証することとした。

## 2. リダンダンシー解析手法

### (1) 基本方針

本検討でのリダンダンシー解析では、線形解析により着目部材破断時における他の部材断面力を算出し、その断面力を用いて各部材が終局状態であるかを判定した。さらに、この結果を用いて、着目した破断部材が橋梁崩壊に至らしめる決定的な部材 Fracture Critical Member (以下 FCM と表す) であるかを検討した。

### (2) 断面力解析

解析は立体 FEM によるものとし、上下弦材、斜材、横桁、縦桁、対傾構、横構は梁要素、RC 床版はシェル要素でモデル化した。モデル化の詳細は各ケーススタディにおいて詳述する。

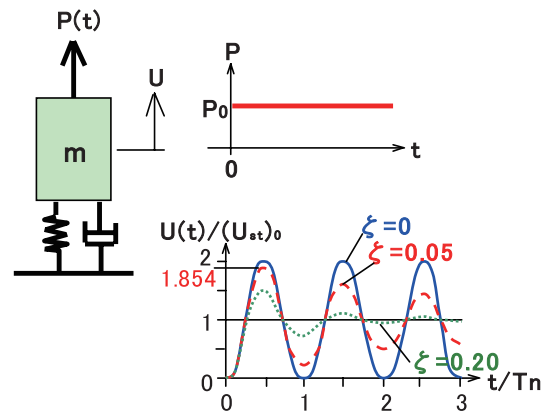


図-1 部材破断に伴う衝撃係数算定モデル

		解析モデル及び荷重状態
解析A	健全状態 (死荷重、活荷重 載荷)	
解析B	部材破断状態 (解析Aの断面力を 破断部材に逆方向 に載荷)	
部材破断時の断面力 (解析A + 解析B)		

図-2 部材破断時の断面力算定法

載荷する荷重は、死荷重、活荷重（着目する破断部材の軸力が最大となる範囲に B 活荷重を固定載荷）、および破断に伴う衝撃力とした。衝撃力は URS レポート<sup>7)</sup>で検討された衝撃係数 1.854 を採用した。この衝撃係数は図-1 に示すとおり、構造全体を 1 自由度系振動モデルに近似し、瞬間的に荷重  $P$  が作用したときの最大応答値（減衰定数  $\zeta$  を 5% と仮定）より算定したものである。算出過程からも明らかなように、この URS レポートに記載の衝撃係数は、大胆なモデル化の基に導かれた値であるが、他に有効な算定方法も見あたらないためこの値を用いることとした。なお、比較のため、以下では衝撃を考慮しない場合の解析結果も示している。

図-2 に部材破断時の断面力算定法を示す。部材破断時の断面力は、図-2 の解析 A と解析 B を重ね合わせるにより求めた。ここで、解析 A は健全状態（死荷重、活荷重載荷）の断面力を表す。一方、解析 B は破断想定部材を取り除いた構造系に、解析 A より得られた破断想定部材の断面力（軸力、曲げモーメント等）を逆向きに作用し、部材破断による急激な応力開放に伴う衝撃を考慮するため、解析結果を前述の衝撃係数 1.854 倍したものである。

### (3) 部材照査

各部材の照査は、橋梁崩壊への影響度が高いと考えられる上下弦材および斜材について行うものとし、横桁、縦桁等の床組、横構、床版については本検討では対象外とした。

部材照査は、以下の算定式<sup>7),8)</sup>より得られる  $R$  値を用いて行い、 $R \geq 1.0$  の場合に部材が終局に達したものと判断した。

#### a) 軸力が引張の場合

軸力が引張の場合は、軸力と2軸曲げが作用する場合の相関強度式を表し、 $R = 1$  において全塑性状態となり、この状態を終局状態と仮定した。

$$R = \left( \frac{P}{F_p} \right) + \left( \frac{M}{M_p} \right)_{ip} + \left( \frac{M}{M_p} \right)_{op} \quad (1)$$

ここで、添字の ip は面内、op は面外を示す。また、 $P$ 、 $M$  は作用軸力、作用曲げモーメント、 $F_p$ 、 $M_p$  は全塑性軸力、全塑性曲げモーメントを示す。

#### b) 軸力が圧縮の場合

一方、軸力が圧縮の場合は、付加曲げモーメントの影響を考慮した圧縮と2軸曲げモーメントを受ける部材の部材レベルでの座屈強度相関式を用いた。

$$R = \left( \frac{P}{P_u} \right) + \frac{1}{1 - (P/P_E)_{ip}} \left( \frac{M_{eq}}{M_p} \right)_{ip} + \frac{1}{1 - (P/P_E)_{op}} \left( \frac{M_{eq}}{M_p} \right)_{op} \quad (2)$$

ここで、 $P_u$  は道路橋示方書<sup>9)</sup> II 3.2.1 に基づく座屈を考慮した終局圧縮強度、 $P_E$  はオイラー座屈軸力、 $M_{eq}$  は換算曲げモーメントを示す。ただし、換算曲げモーメントについては、次節で示す下路トラスのケーススタディ1では格点間で曲げモーメントが直線的に変化するため道路橋示方書<sup>9)</sup> II 3.2.1 に規定の定義を用いたが、上路トラスのケーススタディ2では、上弦材に荷重が直接載荷され上弦材の曲げモーメントが放物線分布するため、発生曲げモーメントそのものを用いて計算を行った。なお、式(2)では局部座屈による強度低減は考慮出来ないものの、今回検討の用いた橋梁では部材を構成する板要素の幅厚比から局部座屈の影響がないものと判断し、式(2)を用いることとした。

## 3. ケーススタディ1：木曾川大橋

### (1) 対象橋梁の概要

最初のケーススタディにおける対象橋梁として、斜材の破断損傷事例が報告されている木曾川大橋を選定した。木曾川大橋は、**図-3**に示す支間長 70.63m の二主構の単純下路トラスであり、一等橋として1960年に設計されており<sup>10)</sup>、設計活荷重は TL-20 を適用している。なお、解析対象とした構造は建設当初のものであ

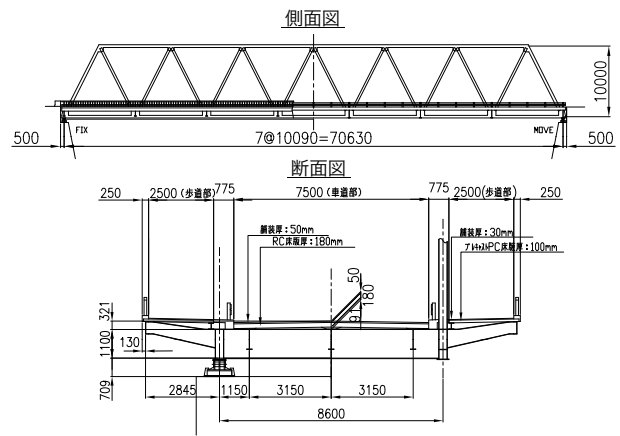


図-3 木曾川大橋の構造図

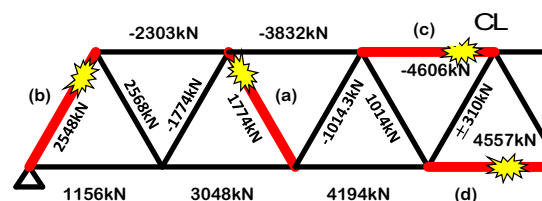


図-4 ケーススタディ1で想定した損傷シナリオ (図中の数値は部材の死活荷重載荷時における設計軸力を示す)

表-1 荷重ケース

荷重ケース No.	破断時の 衝撃考慮	荷重荷重	
		死荷重 (D)	活荷重 (L)
1	○	○	○
2	○	○	×
3	×	○	○
4	×	○	×

り、現在は追越し車線側の歩道コンクリートが撤去されている。

### (2) 破断想定部材と解析モデル

#### a) 破断想定部材

リダンダンシー解析における損傷シナリオとして想定する破断部材は、実際に腐食により破断した斜材と上・下弦材および斜材(端柱含む)において死活荷重載荷時における設計軸力が最大となる部材とした。これより、損傷シナリオとして、**図-4**に示す以下の4ケースの部材破断を想定した。

- (a) 実際に腐食により破断した斜材(引張 1774kN)
- (b) 設計軸力が最大となる斜材【端柱】(圧縮 2548kN)
- (c) 設計軸力が最大となる上弦材(圧縮 4606kN)
- (d) 設計軸力が最大となる下弦材(引張 4557kN)

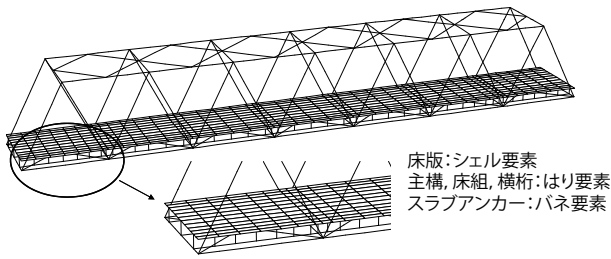


図-5 解析モデル

## b) 解析モデル

リダンダンシー解析において用いた解析モデルを図-5に示す。主構、横構および床組部材(縦桁、横桁)は梁要素、床版はシェル要素によりモデル化を行っている。本橋は桁と床版は非合成と設計されており、床版と床組はスラブアンカーで結合されている。しかし、実際には多少なりともスラブアンカーによる合成効果があるものと思われるため、床版と床組および下弦材を結合するスラブアンカーを線形バネ要素を用いてモデル化することとした。なお、そのバネ定数は実験結果<sup>11)</sup>を基に、実験と実橋で適用されたスラブアンカー径の比率を乗じて算定し、スラブアンカー1本当たり  $K = 659\text{kN/mm}$  とした。コンクリート床版と床組間の付着作用を考慮する場合、バネ定数を大きくする考えもあるが、くり返し荷重による経年劣化や、終局状態では付着が切れてしまうことが考えられ、ここでは安全側の仮定から付着による影響は考慮しないこととした。

荷重は部材破断の衝撃の影響(衝撃係数として1.854を適用)、死荷重(D)、活荷重(L)を考慮し、荷重ケースとして表-1に示す4種類の組合せケースを考慮した。ここで、活荷重は、道路橋示方書・同解説、I共通編に示されるL荷重のB活荷重を破断部材に最大軸力が発生するように荷重した。なお、床版硬化前の死荷重については床版の合成効果が期待できないため、鋼重と床版自重については床版をモデル化しない解析モデルに対して荷重を行い合成前状態の断面力を求め、その後、床版合成後(床版をモデル化)の解析結果との重ね合わせることで、健全状態を再現している。

## c) 格点部のモデル化

設計ではトラスの格点部はピン結合して断面力を算出しており、実橋格点部における斜材の取付け構造はピン結合に近い接合条件となるように配慮されている。しかし、実構造物における格点部の結合条件は単純にピン結合として挙動しないものと考えられる。したがって、格点部のモデル化は図-6に示すように、上・下弦材は剛結とし、斜材の結合条件をピン結合と剛結の2種類でモデル化した。したがって、損傷シナリオの破

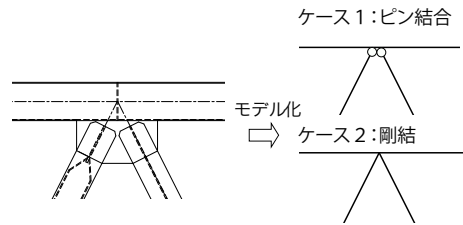


図-6 格点部のモデル化

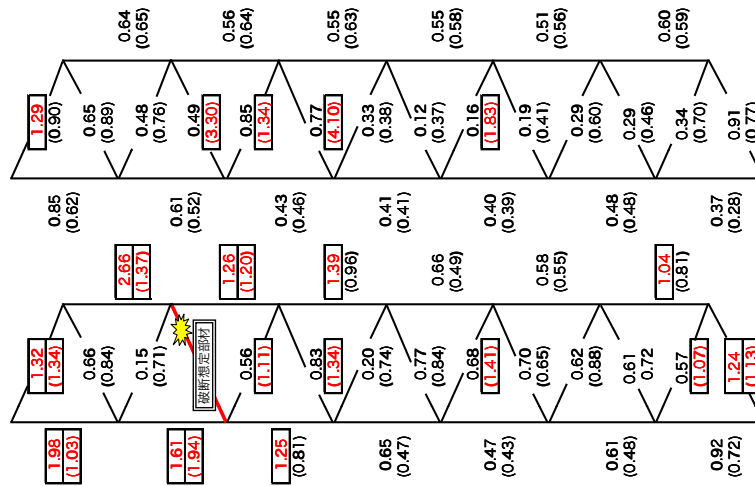
断想定部材4ケース、荷重4ケースおよび格点のモデル化2ケースの組合せで合計32ケースについてリダンダンシー解析を行った。

## (3) リダンダンシー解析結果および考察

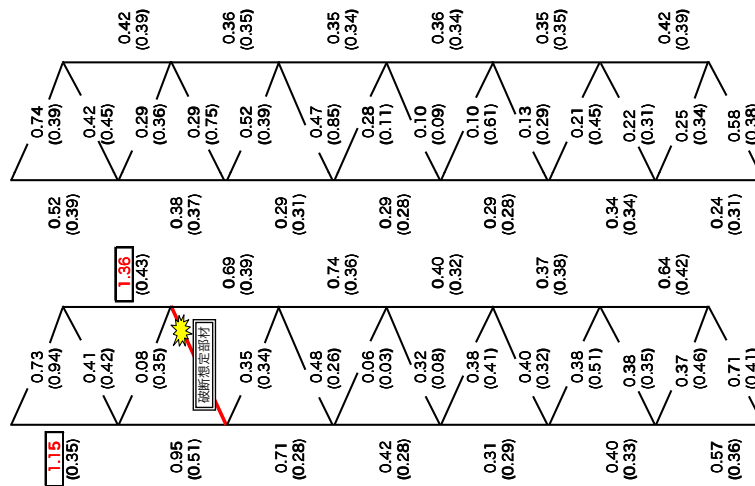
### a) 斜材破断ケースにおける部材照査結果

リダンダンシー解析結果の一例として、実際に腐食により破断した斜材破断のケースにおける全部材の  $R$  値を図-7に示す。同図において、上段は右側、下段は左側の構面を表し、 $R > 1$  となり終局状態と判断される部材の  $R$  値は赤字で示されている。( ) 外の数値は図-6に示す格点部のモデル化において斜材をピン結合とした場合の  $R$  値を、( ) 内の数値は斜材の結合条件を剛結とした場合の  $R$  値を示す。さらに、図-7(a)は死荷重+活荷重+部材破断による衝撃の荷重ケース、図-7(b)は死荷重+部材破断による衝撃の荷重ケースの解析結果を示す。

最も厳しい荷重条件を考慮した図-7(a)において、格点部をピン結合でモデル化した場合では、破断想定部材と同一構面での9部材が終局状態になると判断され、 $R$  の最大値は破断想定部材の直近の上弦材で2.66となっている。したがって、斜材の破断により橋梁全体がほぼ崩壊するような状態を表しているものと考えられる。一方、活荷重を考慮していない図-7(b)の場合で、格点部がピン結合とモデル化したケースでは、終局状態となる部材は破断想定斜材と同一構面上・下弦材の各1部材のみであり、 $R$  の最大値は1.36と比較的小さなものとなっている。さらに格点部を剛結とした場合では、斜材が破断した後も終局に達する部材はない。現実には活荷重が満載されている状態はほとんど生じず、格点部もピン結合と剛結の中間的な状態であること、さらに破断による衝撃についても、最終的な破断の状況が延性的か脆性的かによって、大きく異なるものと考えられる。リダンダンシー評価結果は、以上の様な要因に依存するため、部材破断後のリダンダンシーを現実的な範囲で評価するためには、想定する荷重、格点部のモデル化、部材破断にともなう衝撃等が重要であると言える。そのため、次節では荷重ケース、格点



(a) 死荷重+活荷重+部材破断による衝撃の荷重ケース (上段は右側, 下段は左側の構面を示す)



(b) 死荷重+部材破断による衝撃の荷重ケース (上段は右側, 下段は左側の構面を示す)

図-7 ケーススタディ1における部材照査結果 ( $R$  値): 実際に腐食により破断した斜材破断ケース, ( ) 内数値は格点部のモデル化において斜材の結合条件を剛結とした場合の  $R$  値を示す

部のモデル化等を変化させた全ての解析結果について検討することとした。

### b) 部材照査結果のまとめと考察

前節では代表的な2ケースについて部材照査結果を示したが、全32ケースについてこのような形で検討結果を示すのは冗長であるため、表-2, 3の形で全ての結果をまとめて示すこととした。この表は、想定される部材の破断により  $R$  が1.0を超えた部材数と  $R$  の最大値を示している。ここで、表-2には、部材破断時の発生曲げモーメントの照査結果への影響を確認するため、 $R$  算出時に曲げモーメントを無視した結果も示している。

これらの表より、損傷シナリオで想定する破断部材が異なることにより、 $R$  が1.0を超える部材数および  $R$  の最大値には明確な差異が生じている。したがって、リダンダンシー解析による部材照査結果は破断想定部

材の構造全体の安定性に対する影響度を示しているものと判断され、FCMの選定に有効と考えられる。ここで、設計軸力が大きな端柱、支間中央の上弦材が破断を想定した場合には、多くの部材において  $R$  が1.0を超える結果となっている。一方、比較的設計軸力が小さい斜材の破断を想定した場合には、 $R$  が1.0を超える部材は少なく死荷重のみの荷重ケースでは  $R$  が1.0を超える部材は生じておらず、構造全体の安定性に対する影響が小さいと判断される。

さらに、載荷荷重の違いにより終局に達する部材数は大きく異なる。特に、衝撃を考慮して死荷重および活荷重を載荷した最大荷重ケースにおいては、全ての想定した部材破断ケースにおいて部材の終局状態が生じて、終局部材数も他の荷重ケースに比べて多くなる。斜材破断が生じた実橋において、他の部材が終局状態に

表-2 終局状態に達した部材数と R 値の最大値 (その 1) : 曲げモーメント影響

		軸力, 曲げモーメントを考慮				軸力のみ考慮			
		斜材 破断	端柱 破断	上弦材 破断	下弦材 破断	斜材 破断	端柱 破断	上弦材 破断	下弦材 破断
衝撃 あり	R(max)	2.66	3.07	3.36	1.28	$R < 1$	2.15	3.15	$R < 1$
	D+L 上弦材	4	1	11	1	0	0	1	0
	下弦材	3	4	3	0	0	0	0	0
	斜材	0	6	3	0	0	6	3	0
	端柱	3	3	3	0	0	0	0	0
	D 上弦材	1.36	1.61	2.19	$R < 1$	$R < 1$	$R < 1$	2.19	$R < 1$
	下弦材	1	1	10	0	0	0	0	0
	斜材	0	0	2	0	0	0	2	0
端柱	0	2	0	0	0	0	0	0	
衝撃 なし	R(max)	1.63	1.71	1.86	$R < 1$	$R < 1$	$R < 1$	1.55	$R < 1$
	D+L 上弦材	2	1	10	0	0	0	0	0
	下弦材	2	3	2	0	0	0	0	0
	斜材	0	0	1	0	0	0	1	0
	端柱	0	2	0	0	0	0	0	0
	D 上弦材	$R < 1$	$R < 1$	1.16	$R < 1$	$R < 1$	$R < 1$	$R < 1$	$R < 1$
	下弦材	0	0	2	0	0	0	0	0
	斜材	0	0	0	0	0	0	0	0
端柱	0	0	0	0	0	0	0	0	

表-3 終局状態に達した部材数と R 値の最大値 (その 2) : 格点部のモデル化の影響

		(a) 斜材破断		(b) 端柱破断		(c) 上弦材破断		(d) 下弦材破断	
		ピン モデル	剛結 モデル	ピン モデル	剛結 モデル	ピン モデル	剛結 モデル	ピン モデル	剛結 モデル
衝撃 あり	R(max)	2.66	4.10	3.07	3.15	3.36	18.16	1.28	1.70
	D+L 上弦材	4	2	1	1	11	9	0	0
	下弦材	3	2	4	2	3	3	1	1
	斜材	0	8	6	12	3	19	0	4
	端柱	3	2	3	2	3	4	0	0
	D 上弦材	1.36	$R < 1$	1.61	$R < 1$	2.19	11.07	$R < 1$	$R < 1$
	下弦材	1	0	1	0	10	5	0	0
	斜材	0	0	3	0	2	16	0	0
端柱	0	0	0	0	2	2	0	0	
衝撃 なし	R(max)	1.63	2.69	1.71	2.09	1.86	10.29	$R < 1$	1.42
	D+L 上弦材	2	0	1	0	10	6	0	0
	下弦材	2	1	3	1	2	1	0	0
	斜材	0	4	0	7	1	14	0	3
	端柱	0	0	2	1	0	3	0	0
	D 上弦材	$R < 1$	$R < 1$	$R < 1$	$R < 1$	1.16	6.21	$R < 1$	$R < 1$
	下弦材	0	0	0	0	2	0	0	0
	斜材	0	0	0	0	0	11	0	0
端柱	0	0	0	0	0	0	0	0	

は至らなかった事実を考え合わせると、部材照査で曲げモーメントを考慮し、死荷重+部材破断による衝撃なしのケースが木曾川大橋の実情に即しているように思われる。したがって、最も厳しい活荷重載荷状態を想定しここで用いた部材破断による衝撃係数を考慮した場合、過度に安全側の評価となる恐れがあり、リダンダンシー評価における載荷荷重をどのレベルに設定す

るかについて、検討する必要があると考える。

下弦材を破断想定部材とした場合、 $R$  が 1.0 を超える部材は他の破断想定部材に比べて少ない。これは破断した下弦材に作用していた軸力を床版および床組が負担するため、主構への影響が小さくなったと考えられる。したがって、床版は構造全体の冗長性に大きく寄与していると考えられる。今回のリダンダンシー解

析において床版は照査対象外としたが、前述のモデル化も含め照査方法も今後の検討課題と考える。

一方、 $R$  算出時に曲げモーメントを無視し、軸力のみを考慮した場合には、 $R$  が 1.0 を超える部材は大きく減少する。実際の橋梁では、断面の塑性化に伴う剛性低下により発生曲げモーメントは小さくなるのが想定され、実際の挙動はここで示した曲げモーメントを無視した場合と考慮した場合の中間にあるものと思われる。

表-3 に、格点部のモデル化における斜材接合条件の違いによる照査結果の比較を示す。格点部の斜材接合条件を剛結とした場合、終局状態に達する斜材は増加し、上下弦材は減少するが終局部材の合計は概して増加する。これは、剛結の場合、部材破断によって斜材に非常に大きな曲げモーメントが発生することに起因する。木曾川大橋では、上下弦材および斜材はピントラスとして軸力に対してのみ設計されている。健全状態ではもちろんこの仮定は問題ないものの、部材破断時においては曲げモーメントが作用するため  $R$  値が非常に大きくなるものと思われる。以上のように、リダダンシー解析結果における格点部のモデル化の影響は大きく、実際の構造を反映した格点部のモデル化も今後の検討課題と考える。

### c) 部材破断による断面力および床版応力の変化

本節では健全時と部材破断時の断面力および床版発生応力を比較することで、部材破断の断面力への影響と線形解析の適用性について検討した。他の解析ケースにおいても同様の傾向を示すことが確認されているため、代表して、実橋で破断した斜材を破断想定部材とし衝撃を考慮した死荷重載荷ケースにおける発生断面力の解析結果を図-8 に示す。なお、格点部の斜材接合条件はピン結合である。

図-8(a) に示すように想定した部材破断による主構の軸力増加は全体的に小さなものとなっている。これに対し、図-8(b) に示すように主構面内の曲げモーメントは破断想定部材近傍の上弦材において著しく増加している。図-8(c) は床版に発生する主応力を示している。上弦材の曲げモーメント同様に破断想定斜材近傍の応力が著しく増加し、最大  $7.99\text{N/mm}^2$  の引張応力が発生している。

今回実施したリダダンシー解析は線形解析であるため、鋼部材においては過大な曲げモーメントが作用した場合の塑性ヒンジ化やそれに伴う発生曲げモーメントの低減と再分配、床版においてはひび割れ、鉄筋降伏は考慮できていない。そのため線形性を仮定したリダダンシー解析では鋼部材の曲げモーメントや床版剛性を過大評価しているものと思われる。線形解析のリダダンシー解析への適用性についてはケースス

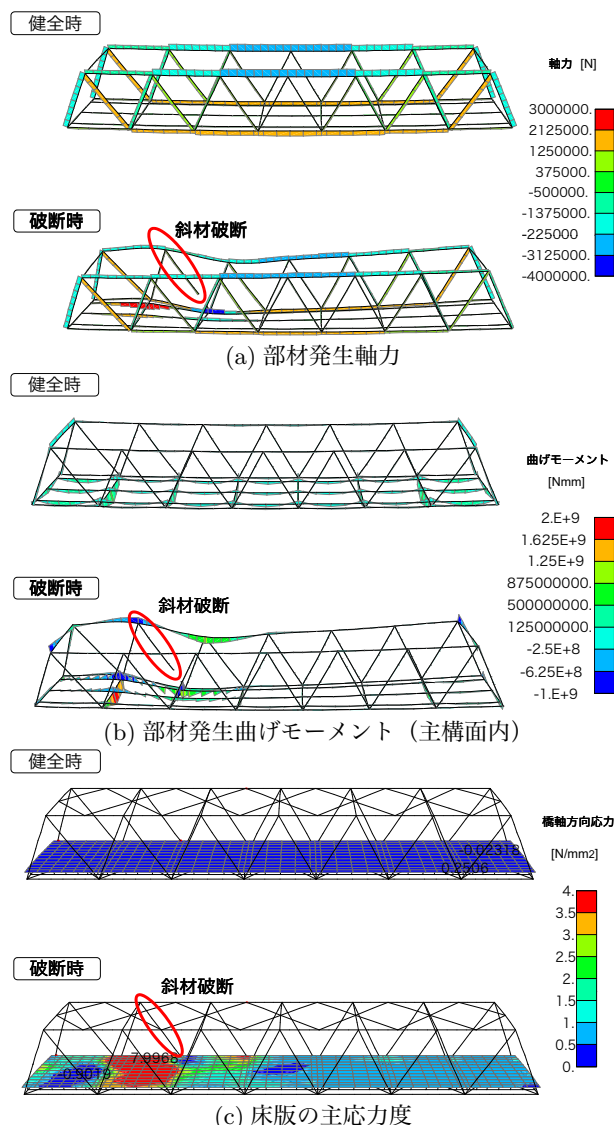


図-8 発生断面力の健全時と破断時の比較

タダイ2の3径間連続トラスにおいて鋼部材の降伏と床版ひび割れを考慮した非線形解析を実施し検討することとした。

### (4) 格点部の終局強度の検討

前節のリダダンシー解析では、部材の耐力の照査を行ったが、格点部の耐荷力の評価はできていない。部材破断時に格点部が終局状態となった場合には、格点部の損傷から全体系へ伝播するような崩壊が生じて、前節の解析結果とは異なる破壊性状となる可能性がある。実際、ミネアポリスの落橋事故においても設計ミスによりガセットプレートの板厚が所要の板厚の半分程度しかなかったことが、橋梁崩壊の主原因と報告されている<sup>12)</sup>。

そこで、今回の木曾川の検討においても、部材破断時の格点部の安全性を検証するため格点部近傍のみを

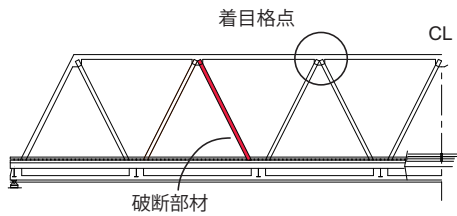


図-9 着目した格点部

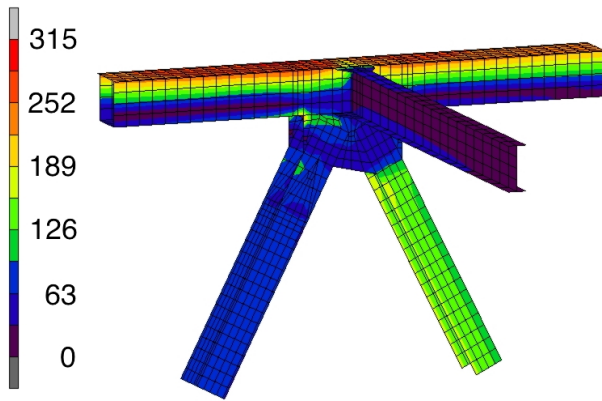


図-10 格点部弾塑性解析結果：Mises の相当応力分布 (単位: MPa), ピン結合時の断面力を作用させた場合

取り出した3次元弾塑性FEM解析を実施した。本解析では、図-9に示す斜材が破断した際に断面力が最大となる格点部を解析対象とした。FEM解析では格点部近傍を薄肉シェル要素を用いてモデル化し、弾塑性モデルとしては von Mises の降伏条件、Prandtl-Reuss 式を用い、降伏応力は  $315\text{N/mm}^2$ 、降伏後の2次勾配は初期弾性率の  $1/100$  と仮定した。また、本橋のガセットはリベットで接合されているが、添接板の板厚はFEMモデルで忠実に考慮したが、個々のリベットは考慮せず、リベット接合部においても全ての節点が共有されているものとしてモデル化した。

境界条件については、図-10示す格点部近傍のみを取り出したモデルにおいて、上弦材の左端を固定し、他の部材の部材端に前節のフレーム解析結果の断面力を作用させた。フレーム解析の荷重条件は図-9に示す斜材破断時の死活荷重（衝撃なし）状態を考慮した。さらに、実構造物における格点部の結合条件は健全な状態では剛結に近い挙動であるのに対して、図-9の破断部材の破断後に塑性変形が増加するとピン結合へ推移することが予想されるため、フレーム解析における斜材の結合条件が(a)ピン結合の場合の断面力と、(b)剛結の場合の断面力を用いてそれぞれFEM解析を行い比較した。なお、幾何学的非線形性については、ピン結合の場合は作用断面力が小さいため無視し、剛結の場合のみ考慮した。

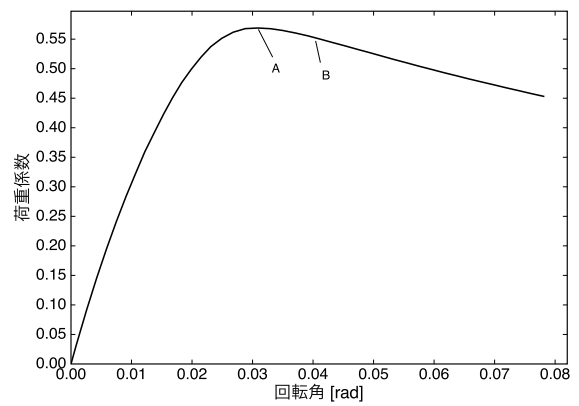


図-11 剛結時の断面力を作用させた場合の荷重係数と斜材回転角の関係（荷重係数=1が剛結時の断面力に相当）

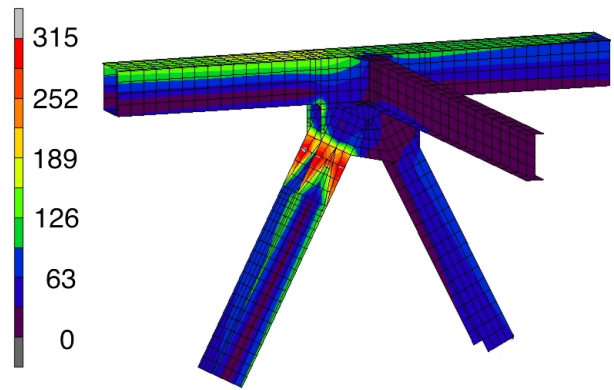


図-12 格点部弾塑性解析結果：Mises の相当応力分布 (単位: MPa), 剛結時の断面力を作用させた場合 (荷重係数=0.57時, ピーク荷重時)

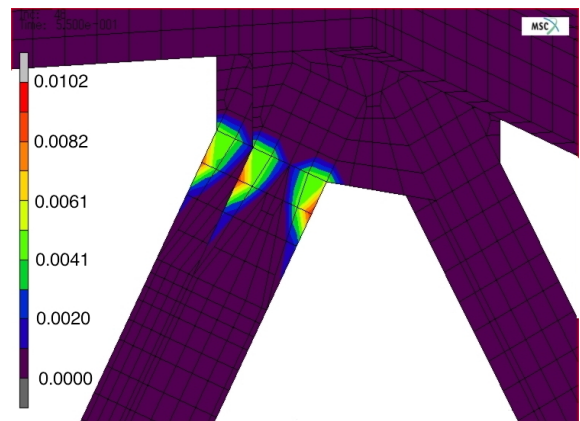


図-13 相当塑性ひずみの分布図：剛結時の断面力を作用させた場合 (荷重係数=0.55時, ピーク荷重以後)

格点部にピン結合の場合断面力を作用させた場合の von Mises の相当応力を図-10に示す。これによれば、格点部のガセット内部は弾性状態であることが分かる。一方、格点部に剛結の場合の断面力を作用させた場合の荷重係数と斜材の塑性ヒンジ回りの回転角の関係を図-11に示す。同図において荷重係数=1が前節のフレー



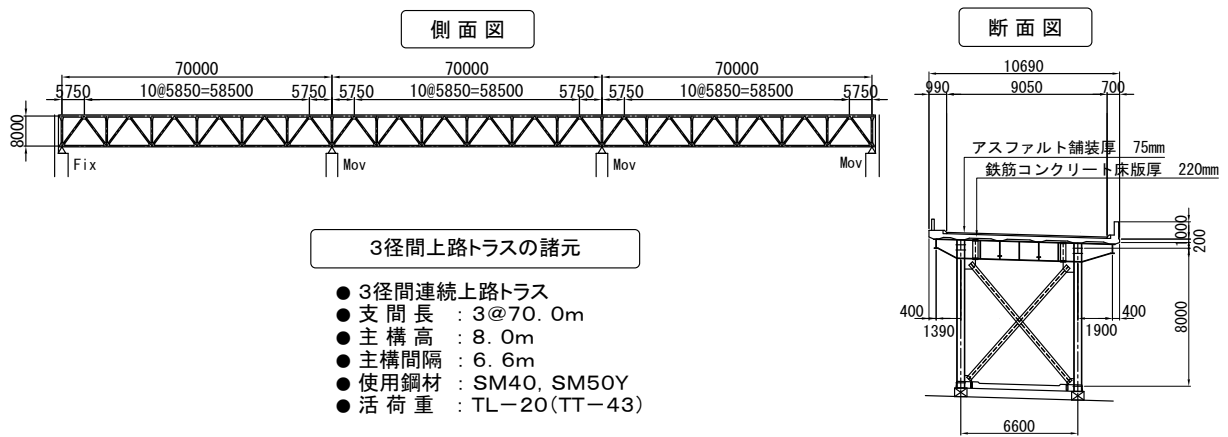


図-14 3径間連続上路トラス橋

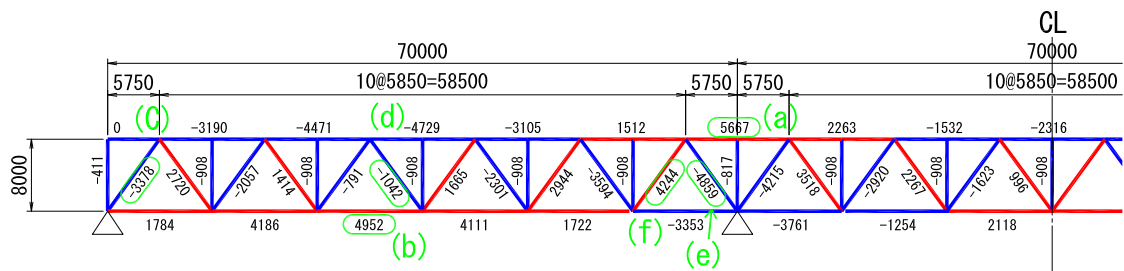


図-15 ケーススタディ2における想定した損傷シナリオ (図中の数値は設計荷重時における軸力を表す。赤=引張部材, 青=圧縮部材)

ム解析において格点部を剛結とした場合の断面力が作用している場合に相当する。解析では荷重係数が0.57をピークとして、格点部近傍の斜材の塑性化と局部座屈によって、荷重が減少し、回転角が増加する。最大荷重時(図中A点)における von Mises の相当応力の分布図を図-12に示す。同じくガセット内部は弾性状態であるが、斜材の取付け部(箱断面のウェブを絞っている箇所)のみ応力が集中していることが分かる。さらに、ピークを少し過ぎたB点における相当塑性ひずみの分布図を図-13に示す。ピークを過ぎた地点においても斜材取り付け部の相当塑性ひずみの最大値は1%以下であり、回転変形性能を保持していることが推察される。これらより、部材破断時には格点部近傍の斜材に塑性ヒンジが形成され、今回のケーススタディ1では格点部はクリティカルとはならず、構造全体の崩壊に繋がるような損傷は生じないことが判った。このことからリダンダンシー解析の結果から得られたFCMが部材破断時の評価に有効であることが確認できた。しかしながら、今回の3次元FEM解析のモデル化で省略した添接部のリベットの耐荷力や、回転変形性能の評価を今後実施する必要がある。

#### 4. ケーススタディ2:3径間連続上路トラス橋

##### (1) 対象橋梁の概要

第2のケーススタディとして、図-14に示す3径間連続上路トラス橋を解析対象とした。このモデル橋梁は、支間長3 @ 70.0 m、設計活荷重TT-43考慮の二主構トラスであり、旧日本道路公団の標準図集<sup>13)</sup>を参考にして解析モデルを設定した。設計年次は1980年と、前章の単径間下路トラスよりも新しいトラス橋梁である。

##### (2) 破断想定部材と解析モデル

破断を想定した部材は2主構のうちの1主構の1部材のみとし、図-15に示すように、設計荷重時(死活荷重載荷時)の軸力を元に、

- (a) 引張軸力が5667kNと最も大きい中間支点部の上弦材
  - (b) 下弦材では引張軸力が4952kNと最大の支間中央部材
  - (c) 端支点部の軸力の大きい斜材(圧縮3378kN)
  - (d) 支間中央部の軸力の大きい斜材(圧縮1042kN)
  - (e) 中間支点部の圧縮軸力の大きい斜材(圧縮4859kN)
  - (f) 中間支点部の引張軸力の大きい斜材(引張4244kN)
- という6ケースとした。ここで、鉛直材は、破断しても不安定構造とならないため今回の検討対象から外す

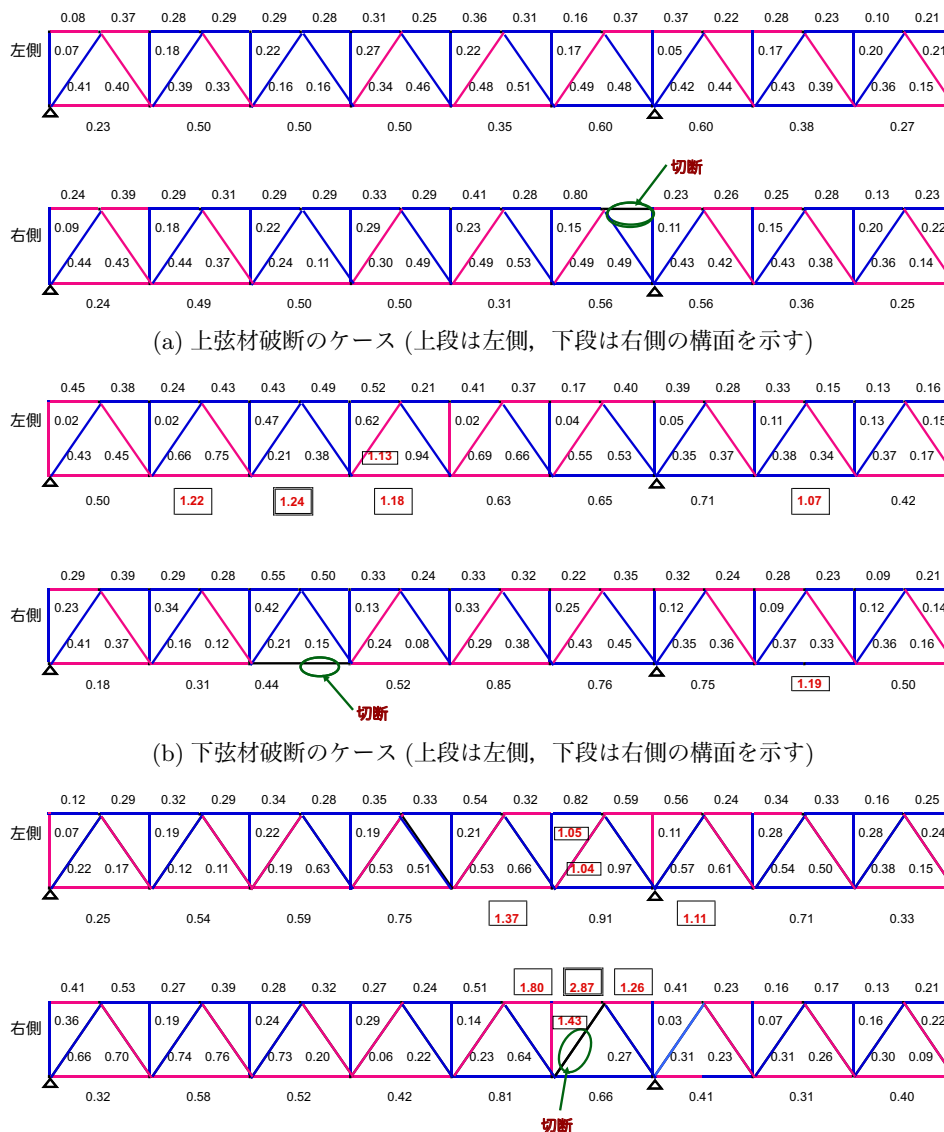


図-16 ケーススタディ2における部材照査結果：D+L [衝撃有り] (赤=引張部材, 青=圧縮部材)

ものとした。

リダンダンシー解析では、前章の単径間下路トラスと同様、主構および床組部材はすべて梁要素でモデル化し、床版はシェル要素とした。スラブアンカーも下路トラスと同様に、実験データ<sup>11)</sup>に基づく線形バネ要素を用いてモデル化した。また、格点部の斜材の結合条件はピン結合とした。荷重ケースは、部材破断による衝撃係数1.854を考慮した場合としない場合の各々について、(死荷重+活荷重)と(死荷重のみ)を行い、計4ケースとした。したがって、荷重4ケースと破断6ケースの組合せで合計24ケースについてリダンダンシー解析を行った。

### (3) リダンダンシー解析結果および考察

#### a) 部材照査結果

図-16 に示す部材照査結果は、傾向がよくわかるように、最も厳しい荷重ケースである部材破断による衝撃の影響を考慮した(死荷重+活荷重)荷重時とした。図に示す数値は、先に述べたR値であり、Rが1.0を超えると、部材が終局状態に達したものと判断した。図(a), (b) 共、上段が左側、下段が右側の構面を示す。

まず、図-16(a) に上弦材が破断した場合の部材照査結果を示す。今回の検討では、最も厳しい荷重ケースにおいても、上弦材破断によって他の部材が終局状態には達しなかった。次に、支間中央の下弦材が破断した場合を図-16(b) に示す。下弦材が破断すると、反対側の主構の下弦材や斜材が終局状態に達した。隣の支

表-4 終局状態に達した部材数と R 値の最大値

		上弦材破断	下弦材破断	斜材破断			
		(a) 中間支点 (引張)	(b) 支間中央 (引張)	(c) 端支点 (圧縮)	(d) 支間中央 (圧縮)	(e) 中間支点 (圧縮)	(f) 中間支点 (引張)
衝撃 あり	R(max)	$R < 1$	1.24	2.66	1.01	3.01	2.87
	D+L	0	0	2	0	4	3
	上弦材	0	5	1	0	3	2
	下弦材	0	0	1	1	2	2
	鉛直材	0	1	2	0	2	1
	斜材						
	R(max)	$R < 1$	$R < 1$	1.52	$R < 1$	1.85	1.77
	D	0	0	1	0	2	2
上弦材	0	0	0	0	0	0	
下弦材	0	0	0	0	1	0	
鉛直材	0	0	0	0	0	0	
斜材	0	0	0	0	0	0	
衝撃 なし	R(max)	$R < 1$	$R < 1$	1.18	$R < 1$	1.49	1.61
	D+L	0	0	1	0	2	1
	上弦材	0	0	0	0	0	0
	下弦材	0	0	0	0	1	0
	鉛直材	0	0	0	0	0	0
	斜材						
	R(max)	$R < 1$	$R < 1$	$R < 1$	$R < 1$	$R < 1$	1.02
	D	0	0	0	0	0	1
上弦材	0	0	0	0	0	0	
下弦材	0	0	0	0	0	0	
鉛直材	0	0	0	0	0	0	
斜材	0	0	0	0	0	0	

間の下弦材にも  $R > 1$  の部材が見られる。したがってこの荷重ケースでは下弦材は FCM となり、破断すると橋全体が崩壊にいたる可能性があると言える。R の最大値は 1.24 であった。図-16(c) には中間支点付近の引張斜材が破断した場合を示す。支点付近の斜材が破断すると、直上の上弦材の R 値が 2.87 と大きく損傷する結果となった。破断部材近傍の斜材や鉛直材、反対側主構の下弦材も終局状態に達した。以上より、支点付近の斜材は FCM となり、破断すると橋全体の安全性が失われると考えられる。

#### b) リダンダンシー解析結果のまとめと考察

全 24 ケースのリダンダンシー解析結果をまとめたものが表-4 である。この表では、各破断ケースにおいて一つの部材が破断した後に R が 1.0 を超えた部材数を整理している。各ケースの最上段の数値は R の最大値を示す。

荷重ケースでみると、表の最上段の最も厳しい荷重ケースでは、上弦材破断を除く、全ての破断ケースで複数の部材が終局状態に達している。一方、最下段の部材破断の衝撃を考慮しない死荷重のみのケースでは、ほぼすべての破断ケースで構造安全性が損なわれない結果となった。

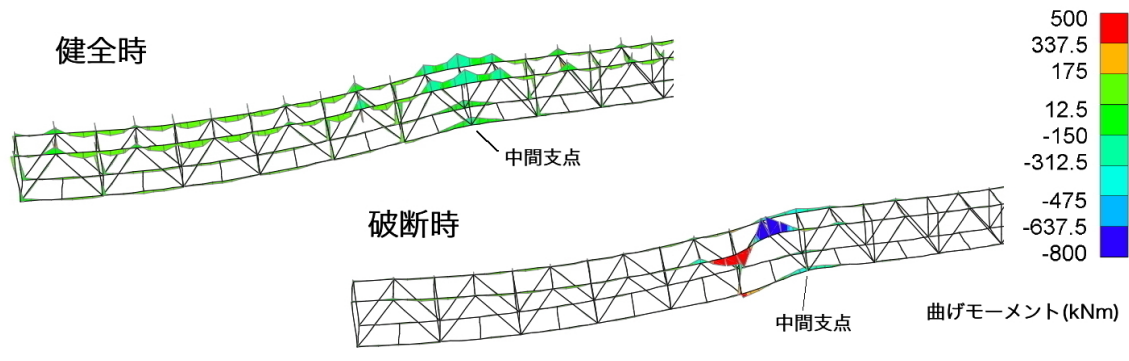
活荷重や部材破断の衝撃の影響は大きく、検討にあたっては注意を要するものと考えられる。破断ケースでみると、(a) の上弦材が破断した場合や、(b) と (d) の支間中央部の下弦材と斜材が破断した場合は、ほとんどの荷重ケースで他の部材は  $R < 1$  の結果となっ

ている。それに比べ、端支点、中間支点とも支点部の斜材が破断した場合 ((c)(e)(f)) は、逆にほとんどの荷重ケースで  $R > 1$  となっている。

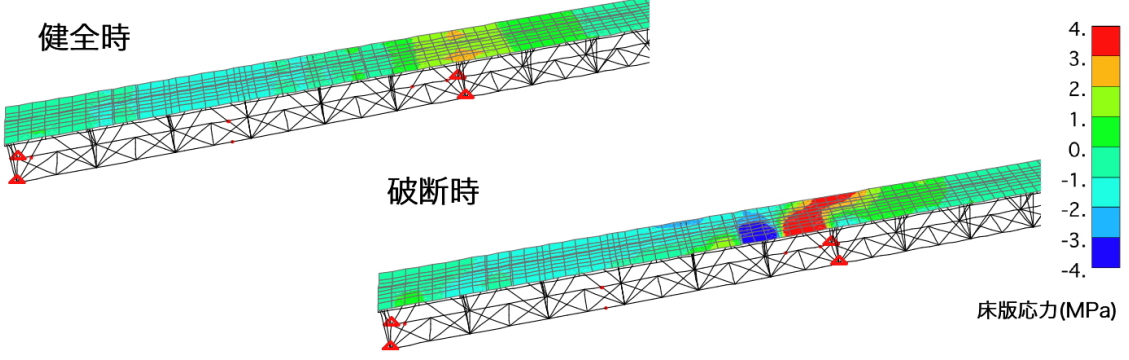
したがって、上下弦材よりも、支点付近の斜材が破断するほうが断面力や変形が大きく、橋全体の安定性を失う危険が大きいため、支点付近の斜材を重点管理する必要があると考えられる。また、今回の解析例で示したように上路トラスでは上弦材が破断すると、非合成設計であっても破断した部材力を床組が負担する。したがって線形性を仮定したリダンダンシー解析では橋全体の安全性は損なわれない結果となった。しかし、上路トラスの損傷事例に照らして考えると、床版のひび割れにともない上弦材が腐食する場合がみられ、床版剛性が失われるような場合には特に注意が必要であると思われる。さらに、床組継手部の疲労損傷を放置しておく、いざというときに床組が有する冗長性が失われていることになるので、十分にメンテナンスしておくことが大切であると考えられる。

#### c) 部材破断による断面力および床版応力の変化

この節では、ケーススタディ 1 と同様に、部材の破断前後で断面力および床版応力の変化を検討する。図-17 に弾性解析より得られた部材破断前後の断面力の比較を示す。荷重ケースは部材破断による衝撃の影響を考慮しない(死荷重+活荷重)の荷重ケースで、破断想定部材は中間支点部の引張斜材 (f) とした。曲げモーメントの変動は、図-17(a) に示すように、破断部材近くの上弦材において著しく増加している。次に、橋軸方



(a) 面内曲げモーメント (単位: kNm)



(b) 床版応力 (単位: MPa)

図-17 健全状態と斜材破断時の比較

向の床版応力を図-17(b)に示す。上弦材の曲げモーメント同様、破断部材近くの床版の応力が著しく増加している。線形解析では床版は際限なく荷重を負担してしまうため、リダンダンシーを過大評価している恐れがあるものと思われる。そのため、次節では床版のひび割れと鋼部材の塑性化を考慮した部材破断時のシミュレーションを実施することとした。

(4) 非線形解析による線形リダンダンシー解析の検証

前節で示した線形解析を用いたリダンダンシー解析(以下、線形リダンダンシー解析と呼ぶ)を検証する目的で、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した非線形解析を実施し、線形解析結果と比較した。特に、前節図-17(b)で示した中間支点近傍の斜材が破断したケースでは、線形解析では床版にコンクリートの引張強度以上の応力が生じ、床版が荷重を分担することで、他の鋼部材の損傷が免れているものと思われ、そのため線形リダンダンシー解析では終局状態に達する部材数が過小評価されている危険性がある。このことを明らかにするため、解析ケースとして中間支点近傍の斜材が破断したケース(f)とし、部材破断の衝撃を考慮しない(死荷重+活荷重)を選定した。このケースは、表-4に示すように、同載荷ケースのなかで  $R_{max}$  が最

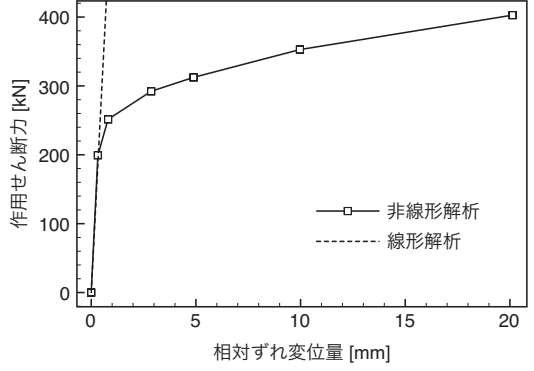
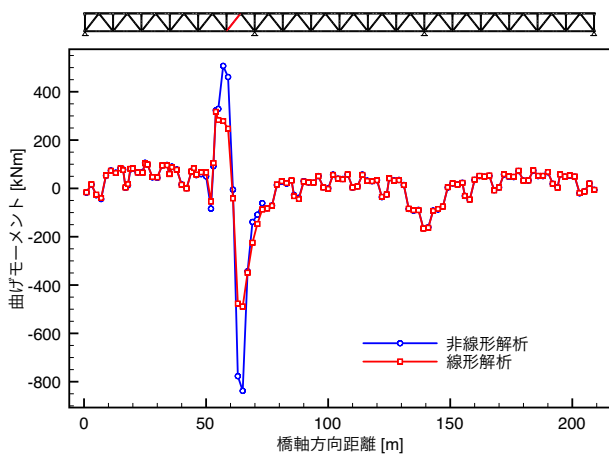


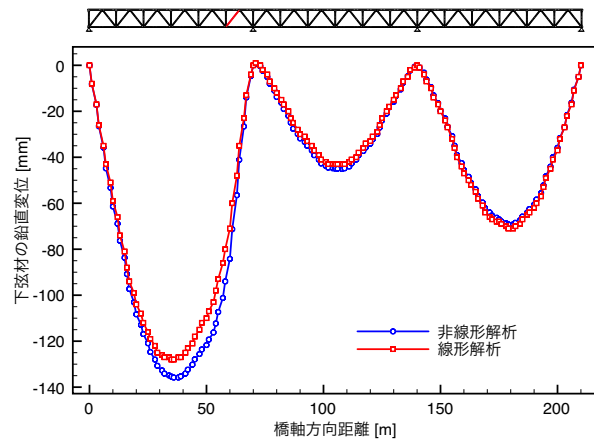
図-18 スラブアンカーの相対ずれ変位量とせん断力の関係

も大きいケースとなっている。

非線形解析モデルは、線形リダンダンシー解析と同様、床版以外の鋼部材は梁要素としたが、床版はソリッド要素を用いた。床版の材料モデルでは、引張に対してひび割れの影響を考慮するため、作用応力が2MPaまでは鉄筋コンクリートとして抵抗し、それ以上はSD345相当の鉄筋のみで抵抗するものとして弾性率を設定した。鋼部材はファイバーモデルを用いて材料非線形を考慮し、弾塑性モデルとしては降伏以降の弾性率を弾性時の弾性率の1/100としたバイリニアモデルを用い



(a) 上弦材の曲げモーメントの分布



(b) 下弦材の鉛直変位の分布

図-19 線形解析結果と非線形解析結果の比較

た。また、非線形解析においてはスラブアンカーも非線形バネ要素でモデル化し、文献<sup>11)</sup>に示された実験より求められた荷重-変位曲線(16φ,45度取付)を基に図-18示す折れ線で非線形バネの荷重-変位関係をモデル化した。なお、参考のため、図中には線形リダダンシー解析で用いた荷重-変位関係(線形バネ、バネ定数は586kN/mm)を破線で示している。線形リダダンシー解析では格点部の塑性ヒンジ化を考慮するため斜材は弦材にピン結合されているものとしたが、非線形解析においては塑性化の影響が解析で追えるため剛結合として解析することとした。無応力状態の形状として設計図面の寸法に対して標準設計図集<sup>13)</sup>に記載のキャンパーをあげ超した形状としてとすることで、鋼部材のみの床版合成前の状態を再現した後、床版を合成し死荷重状態を再現した。

図-19に、線形解析結果と非線形解析結果の比較を示す。ここで示す線形解析は、非線形解析との比較において床版のモデル化の差異による影響を排除するため、床版をソリッド要素としたものであり、前述の線形リダダンシー解析で用いたモデルとは異なるものである。面内曲げモーメントについては、図-19(a)に示すように、破断部材近くの上弦材において、非線形解析では線形解析の約1.5倍大きな曲げモーメントが生じる結果となった。しかし、図-19(b)に示すように変位についての線形解析と非線形解析の差はさほど大きくなく、最大で7%程度である。曲げモーメントおよび変位とも線形解析の方が小さく、線形解析では床版のひび割れによる剛性低下が考慮されず、床版の荷重分担が過大評価されたため、このような結果になったものと考えられる。

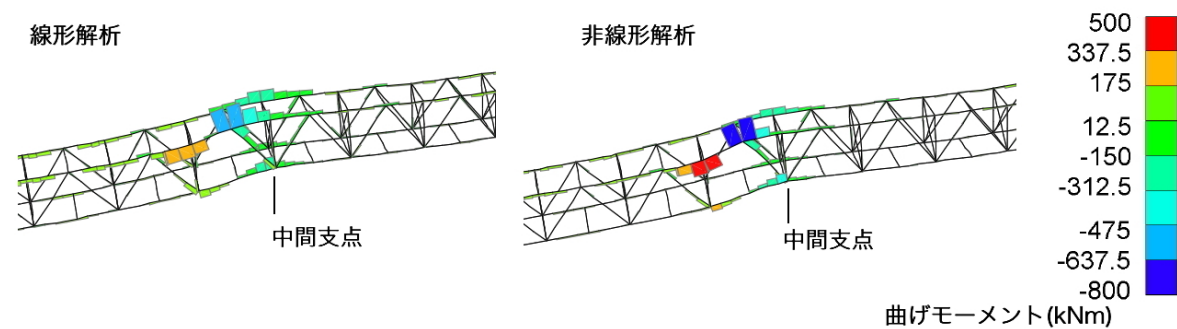
しかし、図-20(a)に示す中間支点近傍の斜材、下弦

材も含めた面内曲げモーメントの分布図からあきらかなように、大きな曲げモーメントが生じる部材は線形解析と非線形解析で差はなく、破断した斜材付近の上弦材に限られている。線形解析ではこのケースにおいて終局状態に達するのは上弦材1部材のみであった。一方、非線形解析においては、全塑性状態に達する部材はなく、構造系全体としては耐荷力を有し安定な状態であった。

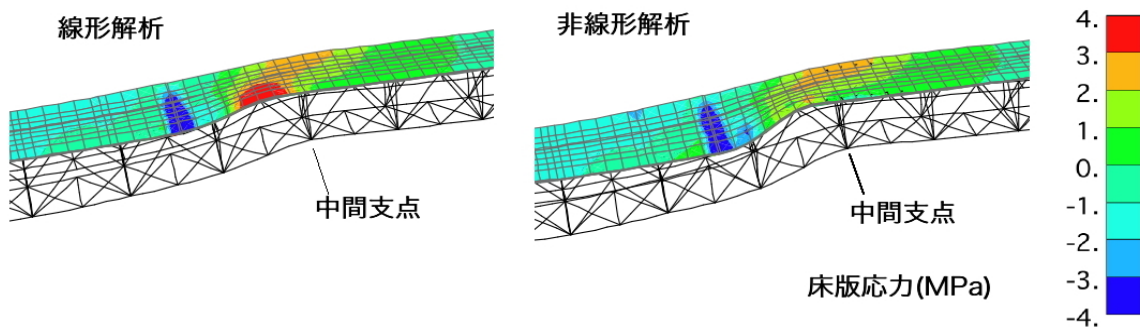
次に橋軸方向の床版応力を図-20(b)に示す。破断部材近くの床版において、線形では10MPaを超える引張応力が発生していたが、非線形では3MPaを超える引張応力は生じない結果となった。これは床版のひび割れに伴う剛性低下による影響と考えられ、終局状態の確認のため、ひずみ分布をプロットし塑性化の範囲を確認することとした。

図-21に床版の主ひずみ分布図を示す。図中、青色の部分が床版ひび割れが生じて無い領域、緑色の部分がひび割れが生じているものの鉄筋は降伏していない領域を表す。この図より、床版の鉄筋は降伏しておらず、剛性はひび割れにより減少しているものの余耐力は有しており、安定な状態といえる。

線形解析では材料非線形性を考慮していないため、部材破断後も床版がいくらでも荷重を分担し、リダダンシーを過大評価する恐れがあるものと思われた。しかし、非線形解析結果から部材破断によって床版のひび割れは発生するものの鉄筋の降伏には達しておらず、床版が荷重を分担することが確認できた。一方で、床版の耐力が橋全体の安全性に与える影響は大きく、リダダンシー解析における床版のモデル化や照査方法は今後さらに検討が必要であると考えられる。



(a) 曲げモーメント (単位: Nmm)



(b) 床版応力 (単位: MPa)

図-20 線形解析結果と非線形解析結果の比較

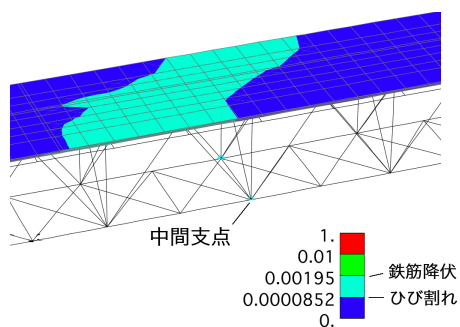


図-21 床版の主ひずみ分布

## 5. まとめと今後の課題

米国ミネアポリスでの鋼トラス落橋事故および木曾川大橋の部材破断をうけて、鋼トラス橋のリダンダンシー解析を国内の新、旧2つの橋梁を対象に実施した。これらの2つのケーススタディから得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- (a) 支点付近の斜材（単純下路トラスでは端柱）が損傷すると、橋全体の崩壊につながる危険性が高い。
- (b) ケーススタディ1で検討した単純下路トラスでは、上弦材は圧縮部材であるため部材破断の可能性は

きわめて低いが、ひとたび破断すると橋梁の他の部材が終局状態に達する割合が他の部材（斜材、下弦材）に比べ最も高い。

- (c) ケーススタディ2で検討した連続上路トラスでは、ケーススタディ1の単純トラス橋よりも不静定次数が高いこともあり、リダンダンシーが高いことが確認できた。
- (d) 床組（縦桁、横桁）および床版の耐力が橋全体の安全性評価に与える影響は大きい。上路トラスの上弦材、下路トラスの下弦材が破断すると、破断した部材力を床組を介して床版が負担しており、今回の弾性解析に基づくリダンダンシー解析では全体の崩壊にはつながらない結果も多く見られた。しかし、床版にかなり大きな応力が生じているケースもあり、今後さらなる検討が必要であると考えられる。
- (e) 線形リダンダンシー解析において、斜材の結合条件として剛結とピン結合を検討したが、部材破断時にピン結合の状態が実現するためには、格点部近傍の斜材が十分な塑性回転性能を有し、塑性化後も破断せず塑性ヒンジの状態になる必要がある。リダンダンシー解析の結果は、斜材の結合条件によって大きく異なることから、塑性時の変形性能も含

めた格点部の性能が全体のリダンダンシーに与える影響が大きい。格点の耐力・変形性能を十分に把握し、リダンダンシー解析においてどのようにモデル化するかは今後の課題と考える。

- (f) リダンダンシー解析における部材破断による衝撃の影響は非常に大きい。木曾川大橋のリダンダンシー解析結果では衝撃を考慮した場合、死荷重状態のみでも終局状態に達する部材があると判定されたため、今回の検討で用いた衝撃係数の値では衝撃の影響を過大評価の可能性がある。

今後、限られた予算の中で膨大な橋梁群の維持管理を効率的に行うには、個々の橋梁の安全性にとって、どの部材が重要かを特定し重点的に点検する必要がある。そのためには、リダンダンシー解析に基づく維持管理手法を検討すべきと考える。さらに、リダンダンシー解析を行うことで、部材損傷が生じた場合には、橋全体の崩壊の危険性についての判断材料となるとともに、交通規制の方法など具体的な対応策を作成する上でも有用であると考えられる。

今後の課題としては、維持管理計画の指標としてリダンダンシー解析結果を用いるためには、標準的な解析手法を確立する必要があるものと考えられる。本文で示したように、鋼トラス橋のリダンダンシーは

- 格点部のモデル化
- 格点部の耐力・変形性能の評価とリダンダンシー解析における取り扱い
- 想定する荷重ケース
- 部材破断に伴う衝撃の影響
- 終局時における材料非線形性の評価手法

といった項目に大きく依存する。リダンダンシーの評価は合理的な維持管理のために有効と考えられるものの、標準的な手法が無い現状では、個々の技術者の判断により評価結果が大きく依存する。本文が標準的なリダンダンシー評価手法確立の一助になれば幸いである。

**謝辞：** 木曾川大橋の図面使用を許諾していただきました国土交通省中部地方整備局道路部道路管理課の方々に謝意を表します。本論文は鋼橋技術研究会（会長：藤野陽三東京大学教授）における特別検討チームの活動内容<sup>14)</sup>をまとめたものです。本研究を進める上で貴重

な助言を頂いた鋼橋技術研究会藤野陽三会長、ならびに越後滋運管幹事、高田和彦技術委員会副委員長に謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) Owen, E.D.: Minneapolis bridge collapse exposes inspection failures, *New Civil Engineer*, No.8, 2007.
- 2) Connor, R.J., Dexter, R., Hussam, Md.: Inspection and Management of Bridges with Fracture-Critical Details, NCHRP SYNTHESIS 354, 2005.
- 3) Frangopol, D.M. and Curley, J.P.: Effects of Damage and Redundancy on Structure Reliability, *Journal of Structural Engineering*, Vol.113, No.7, pp. 1533-1549, 1987.
- 4) The Task Committee on Redundancy of Flexural Systems of the ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members of the Committee on Metals of the Structural Division: State-of-the Art Report on Redundant Bridge Systems, *Journal of Structural Engineering*, Vol.111, No.12, pp. 2517-2531, 1985.
- 5) Razi S. Nagavi, P.E., A. Emin Aktan: Nonlinear Behavior of Heavy Class Steel Truss Bridges, *Journal of Structural Engineering*, Vol.129, No.8, pp.1113-1121, 2003.
- 6) Pandey, P.C. and Barai, S.V.: Structural Sensitivity as a Measure of Redundancy, *Journal of Structural Engineering*, Vol.123, No.3, pp.360-364, 1997.
- 7) URS corporation: *Fatigue evaluation and redundancy analysis*, Bridge No.9340, I-35W over Mississippi river, Draft report, 2006.
- 8) 座屈設計ガイドライン改定小委員会：座屈設計ガイドライン，改訂第2版，土木学会，2005.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，2002.
- 10) 日本道路公団名古屋支社：A068 名四道路 木曾川橋上部工（設計計算書），1960.
- 11) 栢田智子，平城弘一，渡辺滉，高田嘉秀，宮地真一，牛島祥貴：スラブアンカーの静的ずれ耐力特性に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.47A，pp.1373-1380，2001.
- 12) Holt, R., and Hartmann, J. : Federal highway administration Turner-Fairbank highway research center report —Adequacy of the U10 & L11 Gusset Plate Designs for the Minnesota Bridge—, No. 9340 (I-35W over the Mississippi River), *INTERIM REPORT*, 2008.
- 13) 日本道路公団：鋼橋標準設計 鋼 3 径間連続トラス橋，1981.
- 14) 鋼橋技術研究会特別検討チーム：なぜ日本の橋は落ちてないのか？—リダンダンシーが橋を救う—，鋼橋技術研究会 緊急企画 “トークイン日本の鋼橋を考える” 予稿集，pp.95-116，2007.

(2008. 4. 4 受付)

# STRUCTURAL REDUNDANCY ANALYSIS FOR STEEL TRUSS BRIDGES IN JAPAN

Hideki NAGATANI, Naomitsu AKASHI, Takenori, MATSUDA, Masahiro YASUDA, Hironori ISHII, Masayuki MIYAMORI, Yasuhiro OBATA, Hiroshi HIRAYAMA and Yoshiaki OKUI

The structural redundancy for steel truss bridges is investigated through the case studies for a simply supported steel truss bridge constructed in 1960 and a three-span continuous steel truss bridge designed as a standard model bridge in 1980. Here, the structural redundancy means the capability of a bridge to continue to carry loads after the failure of a member or a part of the bridge. To evaluate the redundancy, the linear structural analysis is employed as a standard procedure. The applicability of linear analysis to redundancy evaluation is examined by comparing with the nonlinear analysis results. In addition, detailed nonlinear FE analysis for a joint of truss bridge is carried out to check effect of a joint failure on the redundancy. Finally, on the basis of the study results, some recommendations toward rational bridge maintenance are presented.