

既設鋼トラス橋のガセットプレートの  
終局強度照査に関する研究

STUDY ON ULTIMATE STRENGTH  
VERIFICATION OF GUSSET PLATES IN  
EXISTING STEEL TRUSS BRIDGES

2011年2月

笠野 英行

既設鋼トラス橋のガセットプレートの  
終局強度照査に関する研究

STUDY ON ULTIMATE STRENGTH  
VERIFICATION OF GUSSET PLATES IN  
EXISTING STEEL TRUSS BRIDGES

2011年2月

早稲田大学大学院 理工学研究科  
建設工学専攻 構造力学研究

笠野 英行

<b>1 章</b>	<b>序論</b>	<b>1</b>
1.1	研究の背景	1
1.1.1	現在の日本の橋梁の維持管理状況	2
1.1.2	我が国における橋梁点検	2
1.1.3	米国における橋梁点検	3
1.1.4	米国ミネソタ州における落橋事故	4
1.2	研究の目的および構成	7
1.2.1	研究の目的	7
1.2.2	本論文の構成	8
<b>2 章</b>	<b>トラス構造の特徴</b>	<b>11</b>
2.1	トラス構造の構成	11
2.2	2次応力	13
2.3	格点部	14
2.3.1	ガセットプレートの形状	14
<b>3 章</b>	<b>ガセットプレートに関する従来の研究および設計法</b>	<b>17</b>
3.1	ガセットプレートの耐荷力に関する研究	17
3.1.1	トラス格点部の実験的研究	17
3.1.2	トラス格点部の数値解析的研究	20
3.1.3	課題	21
3.2	従来の格点部の設計法	22
3.2.1	道路橋示方書の基準	22
3.2.2	本州四国連絡橋建設における格点部の設計基準	23
3.3	FHWA によるガセットプレートの設計基準	26
3.4	Eurocode でのガセットプレートの設計基準	28
3.5	ブロックせん断破壊	31
3.5.1	ブロックせん断破壊に対する設計強度の算定式	33
<b>4 章</b>	<b>米国ミネアポリス I-35W 橋の崩壊メカニズムと格点部の損傷評価</b>	<b>39</b>
4.1	I-35W 橋の概要	39
4.1.1	崩落事故の概要	39
4.1.2	橋梁の概要	41
4.1.3	橋梁の構造概要	42
4.2	I-35W の崩壊モード	46

4.3	崩壊のメカニズム解析	48
4.3.1	解析モデル	48
4.3.2	解析方法	50
4.3.3	崩壊のメカニズム	53
4.4	U10格点部の応力状態の評価	56
4.4.1	U10格点部の解析モデル	56
4.4.2	解析条件	57
4.4.3	解析結果	59
4.5	リベットホールを考慮したガセットプレートの応力解析	62
4.5.1	リベットホールのモデル化の必要性について	62
4.5.2	解析モデルの妥当性	63
4.5.3	解析条件	66
4.5.4	解析結果	66
4.5.5	破断曲線	68
4.5.6	終局基準の検討	68
4.6	ガセットプレートの耐荷力向上の可能性について	69
4.6.1	補剛材の取り付けによる耐荷力向上	69
4.6.2	解析結果	71
4.7	I-35W橋崩壊原因の考察および崩壊回避の可能性について	71
<b>5 章</b>	<b>鋼トラス橋におけるガセットプレートの設計強度照査方法の提案</b>	<b>75</b>
5.1	I-35W 橋の格点部の破壊性状	75
5.2	U10 格点部のガセットプレートの強度照査	81
5.3	ガセットプレートの強度照査方法の提案	92
<b>6 章</b>	<b>結論</b>	<b>105</b>
	<b>謝辞</b>	<b>110</b>

# 第 1 章

## 序論

### 1. 1 研究の背景

#### 1. 1. 1 現在の日本の橋梁の維持管理状況<sup>1.1)~1.3)</sup>

第二次世界大戦後の国土復興とその後の高度経済成長期に整備された橋梁が、現在その更新時期を迎えている。国土交通省は、アセットマネジメントの手法を導入して、これらの橋梁の更新時期の平準化、トータルコストの縮減など、効率的・効果的な維持管理を重要施策の一つとしている。このようにわが国では、橋梁の安全性を損なうことのないよう、橋梁の維持管理への取り組みが始まっている。

現在わが国は、道路橋を橋長が 15m 以上のものだけでも約 15 万橋の道路橋を抱えている。これらは毎年着実に高齢化し、たとえば 2006 年には約 6%の 50 歳以上の橋の比率が 20 年後には約 47%に急増するとも試算されている。これら的高齢化する膨大な道路資産の健全性を維持し、道路ネットワークの良好なサービス水準を維持していくためには個々の橋梁について万全の保全対策とライフサイクルコストの抑制策の両立が不可欠となっている。

わが国の橋梁の約 9 割は地方自治体が管理しているものである。2007 年に国土交通省道路局が実施した地方公共団体へのアンケート調査では、約 8 割の市区村町で橋梁の定期点検がなされていない実態が明らかとなった<sup>3)</sup>。特に、橋梁台帳はあるものの、補修履歴が残っていない橋梁も数多くある。各橋梁の維持管理に必要なデータが紙ベースであると、ほとんどが利用できない。そのために、現在いくつかの自治体で橋梁台帳のデータベース化に向けた取り組みがなされている。さらに、いくつかの自治体では、ブリッジマネジメントシステム、アセットマネジメントシステムの構築が行われ始めており、橋梁の維持管理に関する情報交換などを通じ、技術の向上なども図られている。旧 4 公団（日本道路公団、首都高速道路公団、

阪神高速道路公団及び本州四国連絡橋公団)では、有料道路ということもあり、従来、維持管理に関しては十分な取り組みが行われてきた。しかしながら、民営化に伴いより合理的、経済的な維持管理が急務となり、独自の活動を基に豊富なデータを用いて独自のブリッジマネジメントシステムが構築されているところである。

一方、直轄道路橋は約 2 万橋、橋長 15m 以上の橋梁に限っても 1.1 万橋あり、これらの橋梁に対しては、定期的な点検が実施されている。定期点検結果による橋梁の健全度の状況を建設年ごとに比較したものを図-1.1 に示す。構造や架橋環境にも左右される橋梁の複雑な劣化特性にもかかわらず、経年に従って異常が現れる可能性が増大する傾向が顕著である。

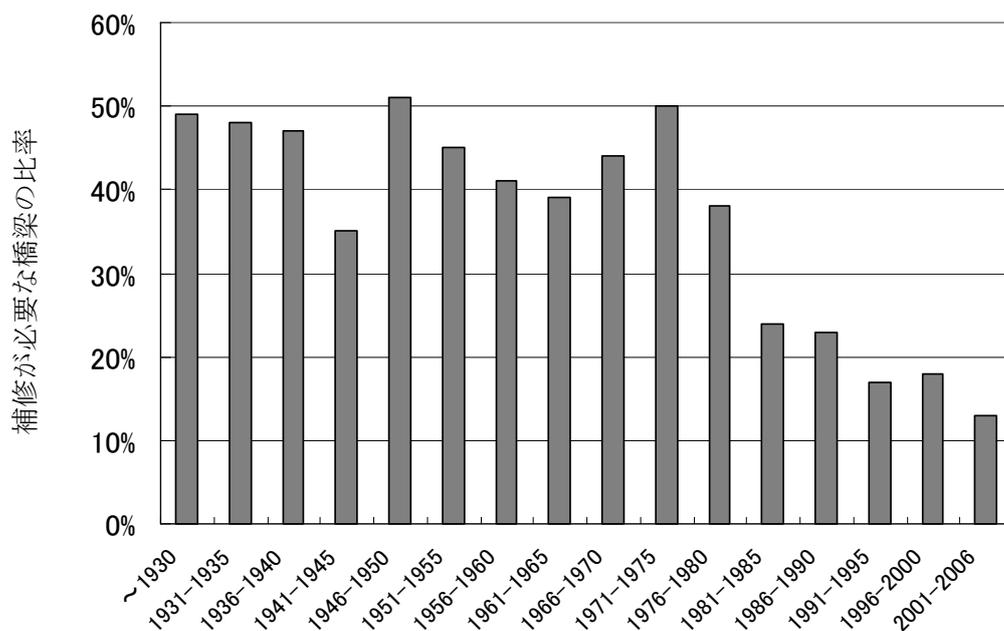


図-1.1 架設年毎の補修が必要な橋梁比率<sup>1.5)</sup>

### 1. 1. 2 我が国における橋梁点検

橋梁の点検には大きく分けて定期点検と詳細点検がある。定期点検の手法は、基本的に近接目視によって全部材を対象に損傷種別のすべてに着目して評価する方法がとられている、詳細点検では簡単な試験、例えば非破

壊試験等も行っている。目視点検は管理団体によって異なるが、5段階評価を用いているものが多い。この結果を基に、劣化曲線等を仮定して将来予測を行い、中長期的維持管理計画を立てるという手順をとっている。表-1.1に日本および諸外国で行われている定期点検の概要を示す。

表-1.1 定期点検の比較<sup>1.4)</sup>

	直轄国道	高速道路3社	東京都	米国	英国	仏国
点検頻度	5年毎	5年毎	5年毎	2年毎	6年毎	3年毎・6年毎
点検方法	近接目視	近接目視・打音	近接目視	近接目視	近接目視	近接目視
点検範囲	全部材	全部材	全部材	全部材	全部材	全部材
点検者の 資格要件	実務経験等	実務経験等	実務経験等	法で規定	交通省基準で規定	面接合格者
損傷程度 の評価	部材の最小 要素毎、損傷 毎に5段階	部材の最小 要素毎、損傷 毎に5段階	部材の最小 要素毎、損傷 毎に5段階	部材毎、損傷 毎に3段階	部材毎、損傷 毎に 範囲(4階)、 重大度(4段階)、 対策(7区分)、 優先度(3区分)	部材毎、損傷毎 に5段階
健全度の 評価	構造上の部 材毎、損傷毎 に7区分		径間毎に 5段階	床版、 上部構造、 下部構造、 水路、カル バート毎に 10段階		

### 1. 1. 3 米国における橋梁点検

米国では1967年に起こったシルバークリッジの落橋事故直後にアメリカ合衆国議会は連邦補助高速道路法（the Federal-Aid Highway Act）を制定し、国家橋梁点検基準（the National Bridge Inspection Standards, NBIS）の制定と橋梁点検員の訓練（training for bridge inspectors）計画の策定を同時に行うこととなった。

日本と比較して米国の点検の特徴の一つは、特定の部材の損傷が橋全体に深刻な悪影響を及ぼすような場合にはその橋梁（Fracture Critical Bridge）に対して詳細な点検が課されているところである。平成19年のミネソタ州における鋼上路トラス橋の崩壊事故の例を見てもリダンダンシーなど橋梁全体の構造特性の相違と対応して、点検内容を差別化する考えは、点検の合理化・高度化の面から参考になる。また、米国では点検従事者の法的資格制度があり、点検の品質確保の点でもわが国の参考となると考えられる。表-1.2に日本の直轄道路橋の点検体系を、また表1-3に国道路橋の点検体系を示す。

表-1.2 直轄道路橋の点検体系<sup>1.5)</sup>

通常点検	通常点検とは、損傷の早期発見を図るために、道路の通常巡回として実施するもので、道路パトロールカー内からの目視を主体とした点検である
定期点検	定期点検とは橋梁の損傷状況を把握し損傷の判定を行うために頻度を定めて定期的を実施するもので、近接目視を基本としながら目的に応じて必要な点検機械・器具を用いて実施する点検である。
中間点検	中間点検は、定期点検を補うために、定期点検の中間年に実施するもので、既設の点検設備や路上・路下からの目視を基本とした点検である
特定点検	特定点検は塩害等の特定の事象を体操に、あらかじめ頻度を定めて実施する点検である。
異常点検	異常点検は、地震、台風、集中豪雨、豪雪等の災害や大きな事故が発生した場合、橋梁に予期していなかった異常が発見された場合などに行う点検である。
詳細調査	詳細調査は、補修等の必要性の判定や、補修等の方法を決定するに際して、損傷原因や、損傷の程度をより詳細に把握するために実施するちょうさである。
追跡調査	追跡調査とは、詳細調査などにより把握した損傷に対してその進行状況を把握するために、損傷に応じて頻度を定めて継続的に実施する調査である。

表-1.3 米道路橋の点検体系<sup>1.4)</sup>

Initial Inspection	橋梁に関する最初の点検であり、全ての構造台帳と評価データおよびその他の関係データを提供すると共に、基本の構造状態を確認するためのファイルの一部となる
Routine Inspection	定期的に予定された点検であり、橋梁の物理的状態を判断すると共に、初期状態、または以前に記録された状態からの変化を確認し、構造物が目下の供用要件を引き続き満たしていることを保証するのに必要な観察と測定からなる。(通常 24 月を越えない間隔での点検が必要)
Underwater Inspection	水面下にあり、目視での点検ができず、一般的に潜水やその他の方法が必要な橋梁構造物および周辺水路の水面下部分の点検 (通常、60 月を越えない間隔での点検が必要)
Fracture Critical Inspection	破損危険部材の近接目点検であり、目視点検、または非破壊検査を含む。(24 月を越えない間隔での点検が必要)
Damage Inspection	環境要因や、人的行為による構造的損傷を評価する予定外の点検。
In-Depth Inspection	水面下、または水面上の部材のクローズアップ点検であり、定期点検の方法では検知が困難な欠陥を確認するためのもの。場所により近接目視が必要な場合もある。
Special Interim Inspection	橋梁管理者の裁量で予定される点検であり、ある種の判明した欠陥や疑われる欠陥をモニターするためにおこなわれる。

### 1. 1. 4 米国ミネソタ州における落橋事故

2007年8月1日、米国ミネソタ州ミネアポリス郊外のミシシッピ川に架かるI-35W橋が崩落した<sup>1.6)</sup>(図-1.2)。この崩落事故以降、鋼トラス橋の構造冗長性（以下、本文ではリダンダンシーとよぶ）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剰耐力を保持し崩壊しない性能を意味する。これと同時に日本では大学、研究所等の各機関において鋼トラス橋のリダンダンシーの評価に関する研究が行われるようになった。

米国においてリダンダンシーの評価は、橋梁のFCM(Fracture Critical Member)を解析等によって選定することにより行われている。また、このFCMに対しては、重点的な点検が実施されている。後述のNTSB(米国

運輸安全委員会)の中間報告によると、過小サイズのガセットプレートの破損が崩落の引き金となった可能性が高いとのことであった。

一方、日本においても、国道23号の木曾川大橋と国道7号の本荘大橋(どちらも単径間下路式平行弦ワーレントラス橋、前者1963年竣工、後者1966年竣工)において、コンクリートと接した斜材が腐食により破断するという事故が相次いで発生した(図-1.3, 図-1.4)。幸いにも橋梁全体が崩壊するというような災害には至らなかったが、いずれの事故も1960年代に建設された鋼トラス橋であり、構造的リダンダンシーが低いと考えられている鋼トラス橋に対して、信頼性が高く合理的な健全度評価手法を確立することは急務であるといえる<sup>1.7)-1.10)</sup>。



図-1.2 米国ミネソタ州のI-35W橋崩落事故<sup>1.11)</sup>



図-1.3 木曽川大橋の斜材の破断状況（出典:国土交通省）



図-1.4 木曽川大橋の斜材の破断状況（出典:国土交通省）

## 1. 2 研究の目的および方針

### 1. 2. 1 研究の目的

前節に述べたミネソタ州 I-35W の崩落事故が、脆弱な格点部の損傷に起因していたことから分かるように、鋼トラス橋において複数の部材を結び付けている格点部が損傷することは、部材が単体で損傷する場合に比べて、橋梁全体の崩壊へとつながる可能性が大きい。本来であれば、ガセットプレートは十分な強度を有し、崩壊の起点となるとは考えにくい部材である。それゆえに、日本においても、また、米国においてもガセットプレートの詳細な強度照査がなされていなかったことが事実である。よって、現在米国の橋梁管理の一つとして実施されている、\*FCM (Fracture Critical Member) の点検および照査に加えて、鋼トラス橋に関しては格点部の強度照査にも重点をおくことが重要である。

しかしながら、国内に多数存在する鋼トラス橋のすべての格点部の強度を照査する場合、その照査方法の内容によっては膨大な時間とコストが必要となることが予想される。したがって、格点部の強度照査の方法としては、梁要素のみを用いた骨組み解析レベルの計算から得られる断面力等の結果から算定できる、なるべく簡便なものが望ましいと考えられる。

よって、本研究の目的は数多くある橋梁の中でも代表的な橋梁形態の一つである鋼トラス橋を対象にして、格点部の破壊性状に即した定量的かつ簡便なガセットプレートの強度照査方法を提案することである。

ただし、格点部の形式としては、主構部材とガセットプレートがリベット、または高力ボルトにより支圧接合されているものを対象とする。現在多くのトラス橋の格点部には高力ボルトが使用されているが、本研究の対象には高力ボルトを用いて母材とガセットプレートを接合している格点部は含めないものとする。この理由としては、高力ボルトを用いた摩擦接合による接合部の力学的挙動はリベット等による支圧接合による接合部の力学的挙動と大きく異なるためである。

\*FCM：橋梁を構成する部材のうち、その部材の欠損が橋梁全体の崩壊へと結びつく可能性のある部材

## 1. 2. 2 本論文の構成

1章では、現在の日本における橋梁の維持管理状況を、米国における橋梁の維持管理体制を交え述べる。そして、近年起こった鋼トラス橋の事故事例などを踏まえ、鋼トラス橋の格点部に関する研究の必要性および目的を述べる。

2章では、一般的な鋼トラス橋の構造と力学的な挙動について説明する。これにより鋼トラス橋においては、格点部が構造的に重要となる部位であることを示す。

3章では、鋼トラス橋の格点部について、これまでの研究で実施された実験または解析から得られた知見を述べる。また、現在トラス橋において格点部のガセットプレートに適用されている設計基準等（道路橋示方書の設計基準、本州四国連絡橋設計基準、米国 FHWA の設計照査式および欧州の Eurocode の設計基準）を示す。さらに、日本の設計基準では考慮されていない、ブロックせん断破壊のメカニズムについて説明し、諸外国のブロックせん断破壊に対する強度照査式の比較対照を行う。

4章では、FEM の汎用プログラムを用いて崩落した I-35W 橋のはり要素モデルを作製し、崩壊のメカニズムを解析する。この解析により、U10 格点部の損傷が崩壊の起点となったことを確認するとともに、また、U10 格点部の詳細なシェル要素モデルを作製し、I-35W 橋全体のはり要素モデルの中に組み込んだブリーディング解析の手法を用いて、弾塑性有限変位解析を実施する。これにより、I-35W 橋崩落時の U10 格点部の損傷状態を定量的に評価し、終局限界状態での格点部の力学的挙動を把握する。

5章では、I-35W 橋の格点部において、実際に生じたガセットプレートの破壊性状について検証する。そして、3章で示した格点部の現行の設計基準を見直し、4章で得られた終局限界状態における格点部のガセットプレートの挙動を基にして、実際のガセットプレートの破壊性状に対応した強度照査の方法を提案する。

6章では、本研究によって得られた成果を総括し、今後の研究の展開等について述べる。

## 参考文献

- 1.1) 多田宏行：橋梁構造の基礎知識，鹿島出版，pp.1-8，2005
- 1.2) 古田 均：橋梁の維持管理の課題と展望，土木学会平成 20 年度全国大会研究討論会資料「我が国の橋梁の維持・管理を考える」pp.1-5,2007
- 1.3) 玉越隆史：国土交通省における道路橋の維持管理の現状と問題点及び将来の展望，土木学会平成 20 年度全国大会研究討論会資料「我が国の橋梁の維持・管理を考える」pp.6-13,2007
- 1.4) 国土交通省道路局 HP：道路橋の予防保全に向けた有識者会議（第 1 回）（第 2 回）資料，参考資料
- 1.5) 国土交通省道路局・防災課：橋梁の維持管理の体系と橋梁管理カルテ作成要領（案），2004
- 1.6) 米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術調査団：米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術調査報告，2007
- 1.7) 永谷秀樹，明石直光，松田岳憲，安田昌宏，石井博典，宮森雅之，小幡泰博，平山博，奥井義昭：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，土木学会論文集 A，Vol.65，No.2，pp.410-425，2009
- 1.8) 吉岡勉，原田政彦，山口宏樹，伊藤信：斜材の実損傷による鋼トラス橋の振動特性変化に関する一検討，構造工学論文集，Vol.54A，pp. 199-208，2008
- 1.9) 日経コンストラクション：2007 年 7 月 27 日号 pp.64-67
- 1.10) 日経コンストラクション：2007 年 9 月 14 日号 pp.14-15
- 1.11) MN/DOT：Minnesota Department of Transportation, Interstate 35W Bridge Photos, <http://www.dot.state.mn.us/i35wbridge/photos/>



## 第 2 章

### トラス構造の特徴

本章では、一般的なトラス橋の構造について説明する。トラス橋を構成する各部材の役割および、ガセットプレートの形状の規定について言及する。

#### 2. 1 トラス構造の構成<sup>2.1)-2.2)</sup>

トラスは三本の棒部材を連結してできる三角形を基本とする骨組構造をいい、古くから橋梁に適用されてきた。このトラスを構造とする部材からなる橋梁をトラス橋という。

トラス橋はトラス各部材が主に軸力のみを負担することにより力を伝達するため、曲げを負担する部材から構成されるプレートガーター橋に比べて、支間が長くなると使用する部材がすくなくなり経済的になるといわれている。したがってトラス構造は 60m 以上の比較的支間の長い橋梁に採用されることが多い。

トラス橋を構成する各部材の名称を図-2.1 に示す。橋梁の主体を成すトラスを主構といい、主構は上弦材および下弦材と、これを連結する垂直材、斜材等の腹材とで構成される。腹材は、プレートガーター橋の腹材と同様に上・下弦材間の距離を保つとともに、せん断力に抵抗する。これらのトラスを構成する部材の接点を格点という。弦材と腹材の交点はガセットプレートという接合用の鋼板を介して接合される。

その他、橋梁は車両による鉛直荷重のほか、風あるいは地震等によって横方向にも荷重を受けるが、この荷重によってトラスが水平方向に曲がらないようにするため、上弦材間および下弦材間のそれぞれに横構を設ける。横構は、主構の上面または下面のみに入れる単横構と、上下面ともに入れる二重横構とがある。単横構の場合、横構のない面に働く水平力は断面内に入れられた剛な枠（対傾構）により、横構に伝えられる。

平行弦トラスでは二重横構にすると、上下面に働く水平力は、それぞれの面にある横構により橋梁端部に設けられた橋門構を通して支点到に伝えられる。

なお、二重横構と橋門構のみの場合、トラスは全体として立体的に静定構造である。しかし、対傾構を入れると立体的に不静定構造となるため、全部材が一体として働くようになる。そのため橋梁全体としての剛度は大きくなるが、力の伝達作用は複雑となる。また、車両等による荷重が上弦材上にかかるか、下弦材上にかかるかによって上路トラスあるいは下路トラスに分類されるが、載荷弦側には横桁と縦桁から構成される床組を設ける。

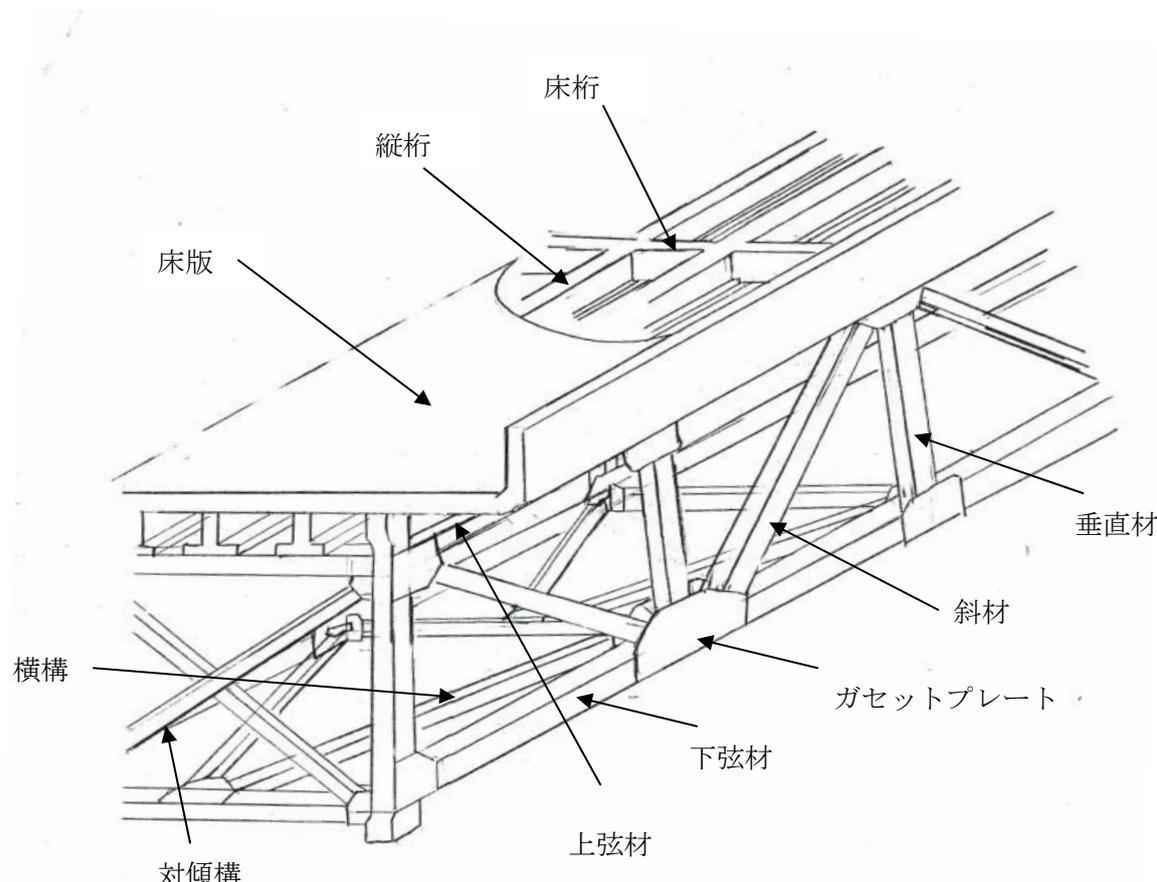


図-2.1 一般的なトラス橋の構造

## 2. 2 2次応力

従来、トラス部材は互いにピンで結合されており、軸力のみを伝達する構造であった。これは設計時における部材力の計算を簡便にするとともに、2次応力を発生させないためにも有効であった。しかしながら、ピン部は長年使用していると、磨耗することや、変形することがあるため、格点部の結合に脆弱性をきたすという欠点がある。

部材の伸縮が微少であれば部材間の角度はほとんど変わらないので、軸力に関しては、格点部はピン結合でも剛結合でもほとんど差異はない。さらに、部材が互いに剛結合されることにより強度および剛度の増加、また振動の減少等の利点が挙げられるため、現在のトラス橋の格点部はガセットプレート等による剛結合でつくられる。

しかし、部材が大きな軸力を受け、部材の伸縮により図-2.2のように部材間のなす角度に大きな変化が生じるとき、各部材の曲げによる2次応力が生じる。2次応力は、主として部材の伸縮による構造全体のたわみによって生じる。そのたわみによって生じる全体構造の曲率と、各部材に生じる曲率とはほぼ等しいので、2次応力は部材高に比例して大きくなる性質を有している<sup>2.1)</sup>よって、部材高はなるべく低く設計することが望ましい。特に2次応力による格点部付近の応力状態は複雑であるため、必要があればコンピューターシミュレーション等を実施することがある。

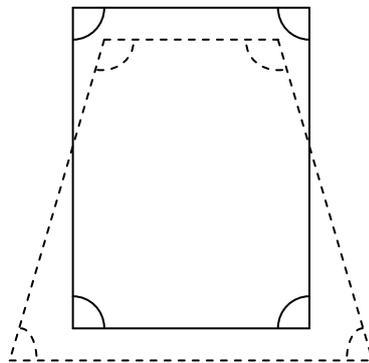


図-2.2 部材の伸縮による部材角の変化

## 2. 3 格点部

### 2. 3. 1 ガセットプレートの形状

ガセットの寸法は、部材を連結するリベットあるいは高力ボルトが十分に配置でき、応力を伝えうるものでなければならない。また、形状は応力の流れが円滑であり、応力集中などが生じないようなものであることが望ましい。構造は複雑なものをなるべく避け、各部材の架設連結作業が容易であり、排水・検査・清掃といった維持管理に支障のないようにしなければならない。溶接構造の場合はガセット部を1枚の板で構成するようになければならない。

ガセットの寸法は、連結する部材の寸法、応力により大体定まってくるので、道路橋示方書などでは必要板厚のみが規定されている。

道路橋では、図-2.3のように両側から挟んで弦材のウェブにガセットを取り付ける構造のもの、あるいは図-2.4に示したようにウェブと一体構造とし、 $r_f \geq h/5$ としたものでは、鋼材の種類にかかわらず、板厚 $t$ は式(2.1)で定められる値より厚くしなければならない。弦材または端柱のウェブと一体構造となっているガセットでは、板厚はそれらの部材の板厚より薄くせず、式(2.1)以上とし、図-2.4のフィレット半径 $r_f$ はウェブ高さの $h$ の $1/5$ 以上とする。また最小板厚は9mmとする。ここで $P$ はそのガセットで連結される端柱または腹材に作用する最大部材力(kN)、 $b$ はそれらの部材のガセットに接する部分の幅(mm)である。

$$t = 2 \frac{P}{b} \quad (\text{mm}) \quad (2.1)$$

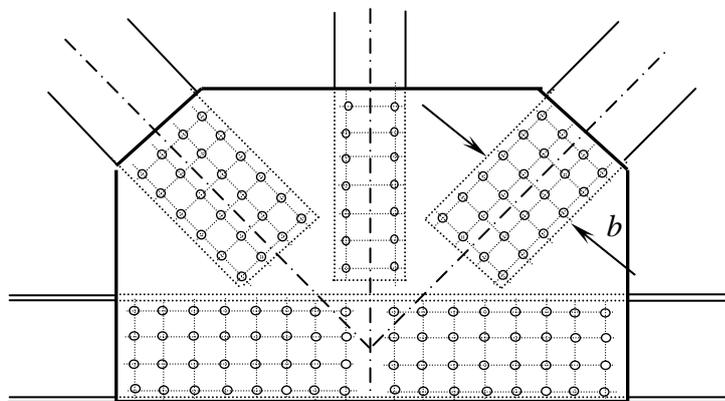


図-2.3 一般的なガセットプレート

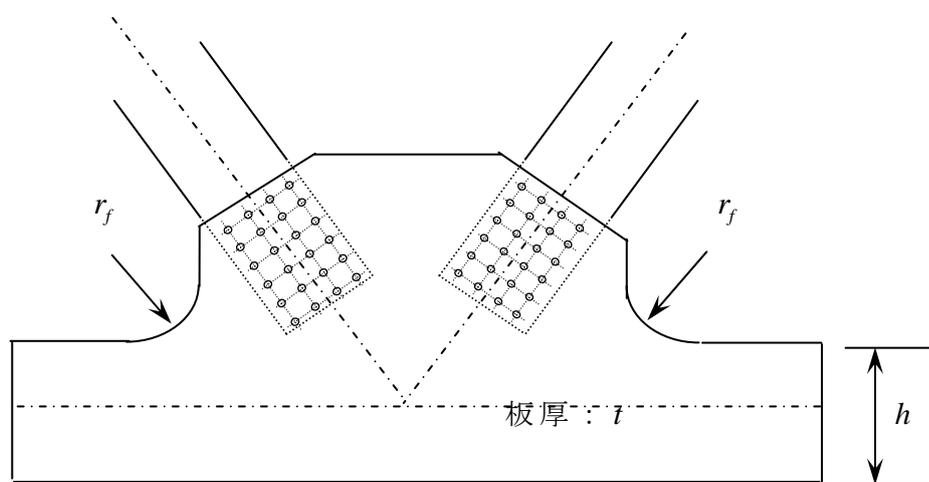


図-2.4 フィレットの形状

## 参考文献

- 2.1) 倉西茂：鋼構造（第四版），技報堂出版，pp.179-pp.200，1999.
- 2.2) 三木千壽：鋼構造，共立出版，PP.265-pp.267，2000.

## 3 章

### ガセットプレートに関する従来の研究および設計法

本章では，鋼トラス橋の格点部について，これまでの研究で実施された実験または解析から得られた知見を述べる．また，現在トラス橋の格点部に適用されている設計基準等（道路橋示方書の設計基準，本州四国連絡橋設計基準，米国 FHWA の設計照査式）を示す．さらに，日本の設計基準では考慮されていない，ブロックせん断破壊の概念について述べる．

#### 3. 1 ガセットプレートの耐荷力に関する研究<sup>3.1)-3.10)</sup>

##### 3. 1. 1 トラス格点部の実験的研究

日本では本州四国連絡橋の建設時にトラス格点部の耐荷力に関する試験が行われた．しかしながら，その多くは弾性域内での性能の評価であり，塑性域または終局状態における耐荷性能を評価した研究例は少ない．その後，数多くはないが図-3.1 に示すような試験装置により，フルサイズのトラス格点部を用いてガセットプレートの局部座屈強度および終局強度に関する研究が行われた．また，フルサイズのトラス格点部の載荷試験を行うためには非常に大掛かりな試験装置が必要であるため，米国などでは，図-3.2 に示すような部分サイズのトラス格点部を模擬して，ガセットプレートの耐荷性能を評価する試験が実施された．

斜材に圧縮の軸力を与えた載荷試験においては，ガセットプレート厚が比較的薄い場合，荷重の増加にともない圧縮領域において局部座屈が生じる．局部座屈は図-3.3 に示す位置にみられ，ガセットプレートの自由辺長が大きいほど座屈しやすくなる．座屈後には後座屈強度が生じるため，座屈強度  $P_{cr}$  に対する終局強度  $P_u$  の比は 1.2 から 1.7 程度である．一方，

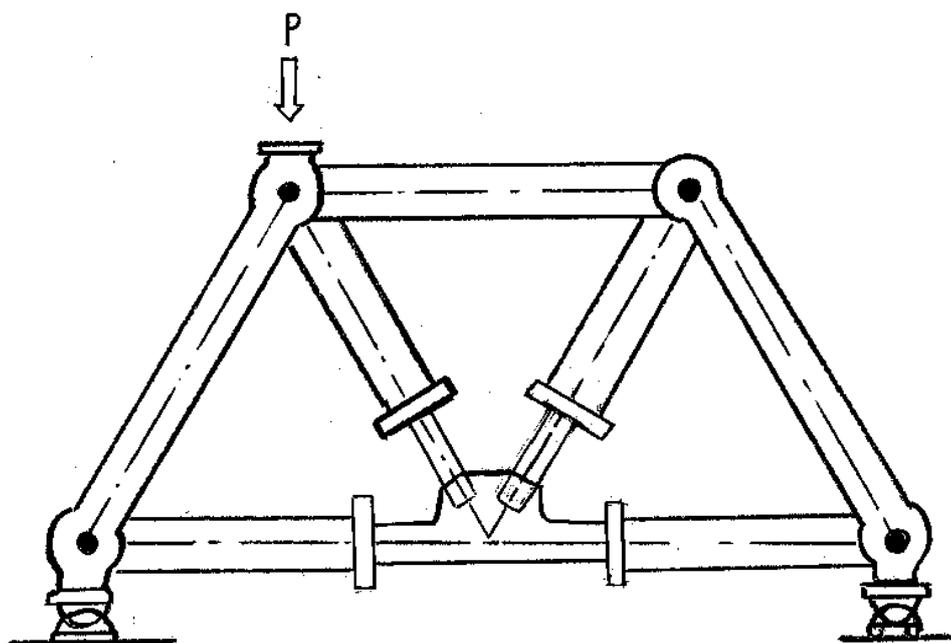


図-3.1 格点部全体を用いた載荷試験方法の例<sup>3.4)</sup>

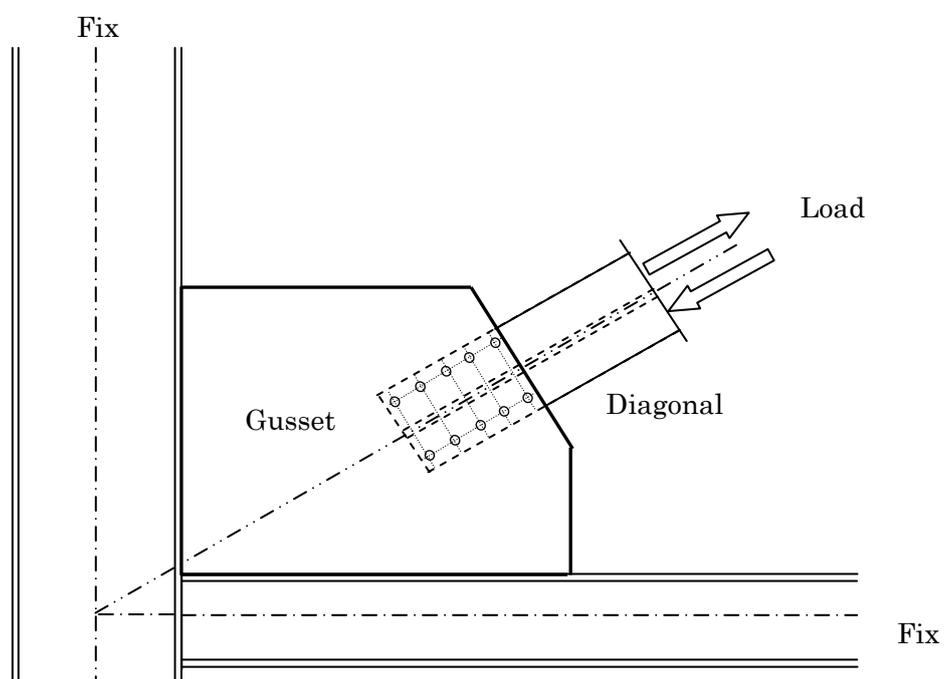


図-3.2 ガセットプレートの一部を用いた載荷試験の例<sup>3.5)</sup>

ガセットプレート厚が比較的小さい場合は、斜材の先端に配置されたリベットまたはボトルの列の周辺が塑性域に達する。また、斜材に引張の軸力を与えた場合の載荷試験においても同様に、荷重の増加にともない斜材の先端に配置されたリベットまたはボトルの列の周辺がまず初めに塑性域に達し、その後、外側のリベット(ボルト)ホールに沿って塑性ひずみが行進する。この塑性ひずみ進行にともない、ガセットプレートは面外方向に曲がりが生じ、終局状態では引き裂きにより破壊に至る。また、ガセットプレートと柱および梁の境界にも塑性化が生じやすく、境界面に沿って引き裂きによる破壊が生じる場合もある。これらの現象は斜材の取付け角度が一般的な設計で用いられる範囲内であれば、取付け角度によって大きな差異はないことも確認されている<sup>3.3)</sup>。

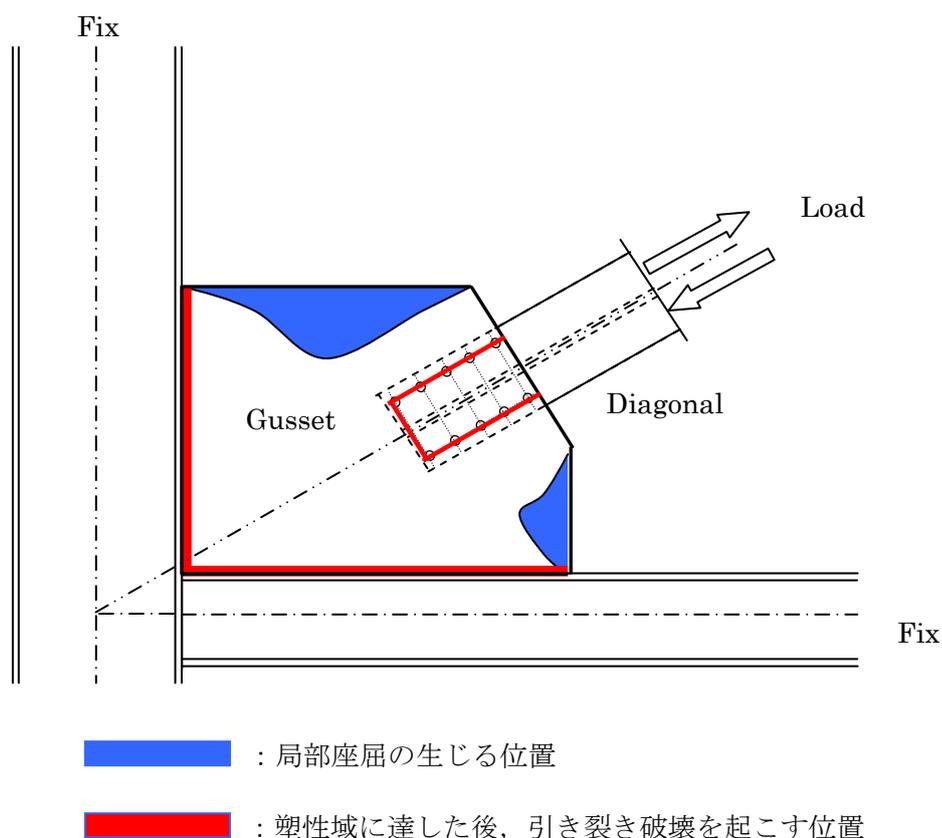


図-3.3 載荷試験におけるガセットプレートの終局挙動

### 3. 1. 2 トラス格点部の数値解析的研究

格点部の載荷試験と同時に数値解析的な研究も行われてきた。解析手法としては主に有限要素法のプログラムが用いられている。一般的に部材およびガセットプレートはシェル要素によりモデル化されるが、部材とガセットプレートを接続するリベットやボルトには、剛体要素、ばね要素、汎用プログラム独自の接続要素等の様々な種類の要素が使用された事例がある。しかしながら、接続要素の種類にかかわらず、解析結果と実験結果は比較的良好に一致する傾向にある。1980年代には主に弾性解析が行われていたが、1990年代以降になると幾何学的非線形を考慮した弾塑性解析も実施されるようになり、数値解析により載荷試験から得られるガセットプレートの挙動も比較的に正確に再現できるようになった。数値解析においても載荷試験による結果と同様に、ガセットプレートの板厚が比較的に小さい場合は、斜材に圧縮軸力を与えることによりガセットプレートは座屈をおこし、また、ガセットプレートの板厚が大きい場合および斜材に引張の軸力を与えた場合は斜材先端のリベット(ボルト)列の周辺に最も大きな応力が生じ、外側のリベット(ボルト)ホールに沿って大きな応力が生じる結果が得られている(図-3.4)。

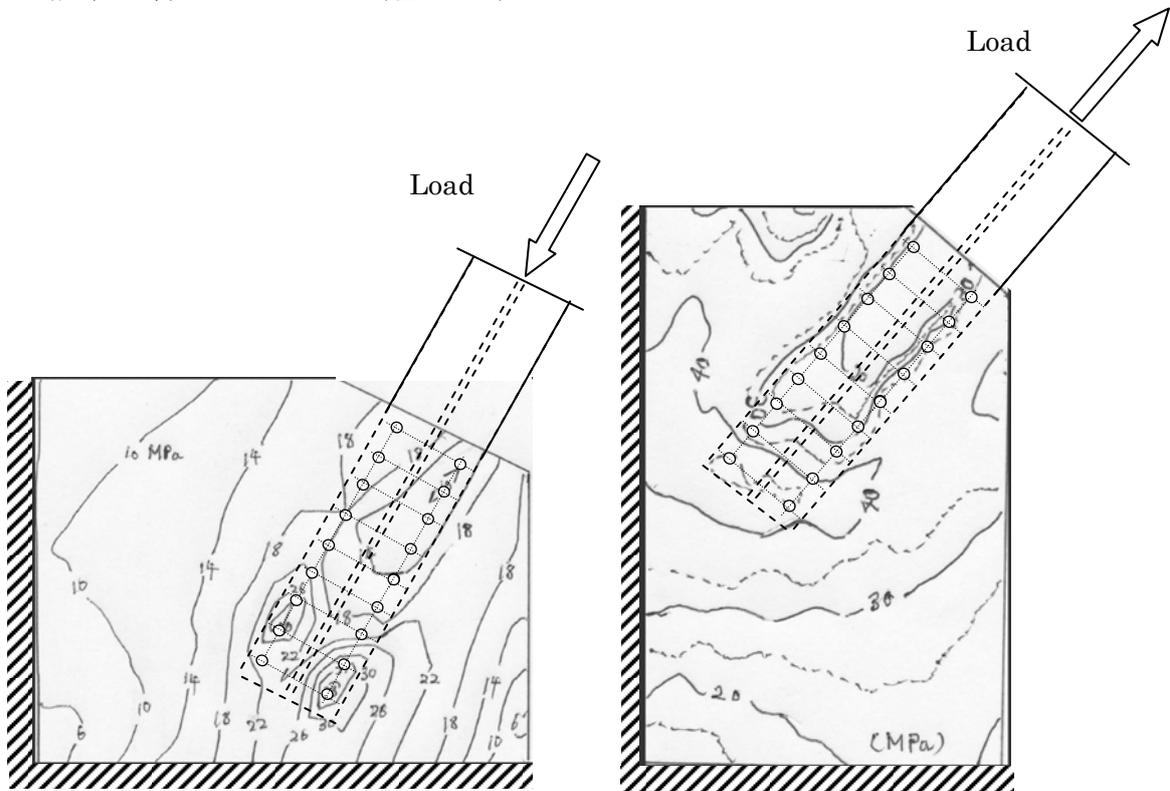


図-3.4 数値解析の結果例 (応力コンター図) 3.4)-3.5)

### 3. 1. 3 課題

前節において述べたように既往の格点部の載荷試験の方法には、大別してフルサイズの格点部を用いた試験と部分サイズの格点部を用いた試験とがある。部分サイズの格点部を用いた載荷試験は比較的簡易な試験装置で実施できるため、複数の研究例がある。それに対して、フルサイズの格点部を用いた載荷試験は大掛かりな試験装置が必要なこともあり、その実施例は数多くはない。周知のとおり米国ミネソタ州の I-35W 橋の崩壊は脆弱な格点部(ガセットプレート)に起因しているということからも、鋼トラス橋の格点部の耐荷力は、橋梁全体のリダンダンシーに密接に関連している。

日本においても供用開始から 50 年近くが経過した鋼トラス橋の数は増加の一途である。よって今後の課題としては、フルサイズの格点部を用いた載荷試験の実施例を増やし、トラス格点部の終局状態までの挙動を把握することにより格点部の耐荷性能をできる限り正確に評価することが望ましい。また、数値解析においても同様に、ガセットプレートが降伏し最終的に破壊に至るまでの挙動を追跡し、再現できることが必要とされる。

### 3. 2 現在の格点部の設計法

#### 3. 2. 1 道路橋示方書の基準<sup>3.11)</sup>

道路橋示方書（鋼橋編）に規定されているガセットプレートの設計基準を述べる。

ガセットプレートの寸法は、道路橋示方書では必要板厚のみが規定されている。道路橋においては、図-3.5 に示すように、ガセットプレートに接する腹材のフランジ部分の幅を  $b$ (mm) とすると、板厚  $t$ (mm) は式(3.1) で定められる値より厚くしなければならない。また、最小板厚は 9mm と規定されている。ここで  $P$  はそのガセットで連結される端柱または腹材に作用する最大部材力(kN)であり、引張力か圧縮力かの種別にはよらない。

$$t = 2 \frac{P}{b} \quad (\text{mm}) \quad (3.1)$$

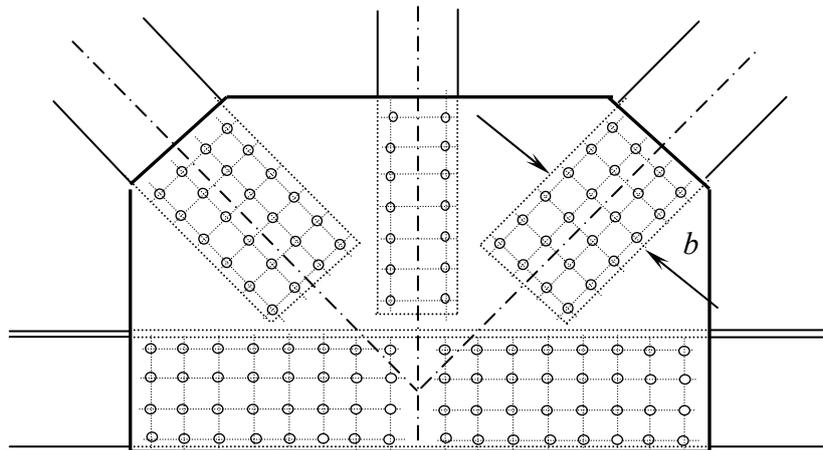


図-3.5 ガセットプレート厚の規定

### 3. 2. 2 本州四国連絡橋建設における格点部の設計基準<sup>3.12)</sup>

本州四国連絡橋の建設に際して、それ以前はあまり検討されることのなかった格点部の設計法の見直しが行われた。従来ガセットプレートの力学的挙動については文献に乏しく、不明確であった。しかし、港大橋にともなう検討<sup>3.13)</sup>および東京大学で行われた研究<sup>3.14)</sup>により、ガセットプレートの力学的挙動が比較的明確になった。このため、本州四国連絡橋公団においてガセットプレートの板厚に関する指針がまとめられた。ガセットの形式は、添接ガセット形式および一体構造形式の2種類に大別され、両形式ともにガセットプレートの板厚は11mm以上とし、かつ式(3.2)を満足する板厚を確保することとしている。さらに同指針では、添接ガセット形式においては式(3.3)で算出される値以上の板厚を、また、一体構造形式においては式(3.4)で算出される値以上の板厚を要求している。

a) 腹材力を伝達するのに必要とする板厚

(添接ガセット形式および一体構造形式)

添接ガセット形式および一体構造形式の両形式において、部材の両面にガセットプレートを使用する場合にはガセットプレートの板厚は式(3.2)を満足しなくてはならない。

$$t \geq \frac{P_i \times 10^2}{b_e \times \sigma_a} \left( \frac{1}{2} + \frac{I_w}{A_w} \times \frac{1}{b^2 + d^2} \right) \quad (3.2)$$

ここで、

$t$  : ガセットの板厚(cm)

$P_i$  : 腹材軸力 (kN)

$b_e$  : ガセット有効幅(cm)

$b_e = b + 0.8d$

$b$  : ボルト群の幅(cm)

$d$  : ボルト群の長さ(cm)

$I_w$  : トラス面内についての腹材の断面2次モーメント(cm<sup>4</sup>)

$A_w$  : 腹材断面積(cm<sup>2</sup>)

$\sigma_a$  : ガセットの引張許容応力度(N/cm<sup>2</sup>)

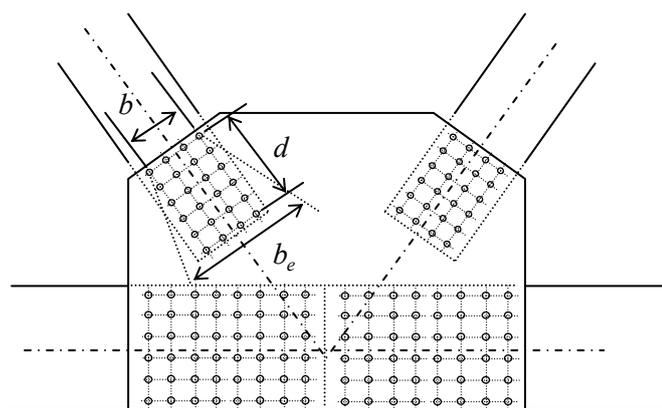


図-3.6 添接ガセット形式および一体構造形式

である。

ここで示した式(3.2)は腹材から伝達される軸力および曲げモーメントに対する耐力の設計照査式である。

- b) 弦材軸方向のせん断力を伝達するのに必要とされる板厚  
(添接ガセット形式)

図-3.8のような格点構造において、最大圧縮応力、最大引張応力の分布は、各々圧縮、引張腹材端部上のガセットプレートに最大となる箇所がある。また、せん断応力と相当応力の分布は類似しており、それらの応力が最大となる箇所は弦材直上のガセットプレート部である。

したがって、各部材の合力としての検討は、弦材直上のガセットプレート部に弦材と平行な断面を危険断面として設定し、この断面において行う必要がある。

添接ガセット形式格点のガセットプレートの板厚は式(3.2)を満足するほかに、次の式(3.3)を満足しなくてはならない。

$$t \geq \frac{3 \times 10^2}{4} \times \frac{\sum_{i=1}^n P_i \times \cos \theta_i}{B \times \tau_a} = \frac{3 \times 10^2}{4} \times \frac{|P_R - P_L|}{B \times \tau_a} \quad (3.3)$$

ここで

$t$  : ガセットの板厚(cm)

$P_i$  : 腹材軸力(kN)

$P_R, P_L$  : 弦材軸力(kN)

(図-示の方向を正とする)

$\theta_i$  : 弦材と腹材のなす角度

$n$  : 一格点に集まる腹材の数

$B$  : ガセット幅(cm)

$\tau_a$  : ガセットの許容せん断応力度(N/cm<sup>2</sup>)

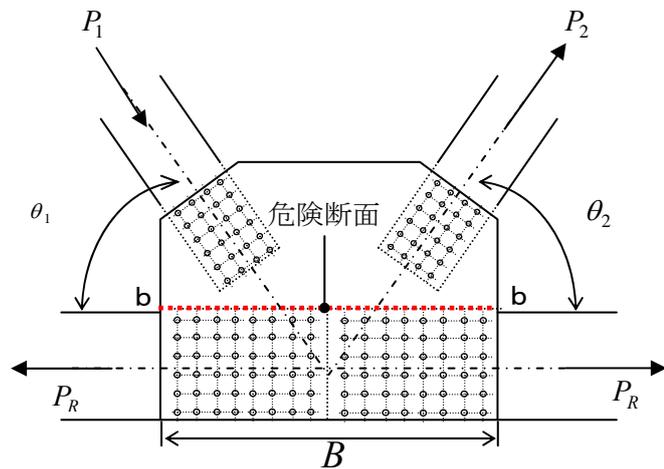


図-3.7 添接ガセット形式

ここで示した式(3.3)は、ガセットプレートの危険断面 b-b について、各部材の軸力から算出される、せん断力に対する耐力の設計照査式である。

c) 合応力に対する検討

(一体構造形式)

ガセットプレートを弦材腹板と一体構造 (図-3.9) とすると, 格点部で弦材は片断面部材となる. これにともなう応力集中に対する耐力を検討するため, 応力集中係数を用いた合応力の照査式 (3.4) を用いて行う. 対象とする断面は, (b) と同様にして, 弦材とガセットプレートの境界線近傍の危険断面 b-b である. 弦材の軸力の大小に関わらず, この位置において合応力が最大となることは知られている.

$$\sqrt{3(k \times \tau)^2 + \sigma_o^2} \leq 1.2\sigma_a \quad (3.4)$$

ただし,

$$\tau = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cos \theta_i \times 10^2}{2 \times B \times t} = \frac{|P_R - P_L| \times 10^2}{2 \times B \times t}$$

$$\sigma_o = \frac{P_R \times 10^2}{A_c + A_G} \therefore (P_R > P_L \text{ のとき})$$

$A_c$ : 弦材総断面積 (cm<sup>2</sup>)

$A_G$ : a-a断面のガセット断面積 (cm<sup>2</sup>)

$P_R, P_L$ : 弦材軸力 (kN)

$P_i$ : 腹材軸力 (kN)

$k$ : 表 1 に示す値とする.

$\sigma_a$ : ガセットの引張許容応力度 (N/cm<sup>2</sup>)

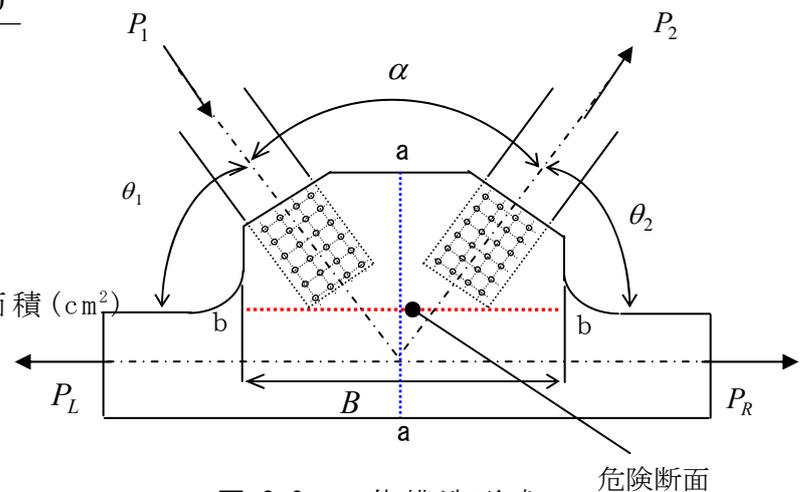


図-3.9 一体構造形式

表 1 応力集中係数

プラットトラス格点		ワーレントラス格点	
$\alpha$ (度)	$k$	$\alpha$ (度)	$k$
30	2.0	60	1.8
45	1.8	90	1.6
60	1.6	120	1.4

ここで示した式 (3.4) はガセットプレートの危険断面 B について, 各部分の軸力から算出される合応力 (相当応力) に対する設計照査式である.

### 3.3 FHWAによるガセットプレートの強度照査

米国のAASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) は主構トラスを接続するガセットプレートの設計法に関して「ガセットプレートはそのクリティカルな断面に作用するせん断, 直応力および曲げに抵抗できる十分な板厚を要する<sup>3.15)</sup>。」と規定している. FHWA (Federal Highway Administration) が崩落したミネアポリスI-35W橋の主構に使用されたガセットプレートの耐荷性能を照査<sup>3.16)</sup>した際には, 同橋の設計当時の計算書はすでに存在していなかったため, AASHTOの規定に準ずる最も一般的な設計照査式が用いられた. このガセットプレートの設計照査式は過去にもFHWAの橋梁調査チームによって次に示すような橋梁の調査に使用された実績があった.

- ・ Sewickley Bridge over the Ohio River Pennsylvania,1979
- ・ Chelyan Bridge over the Kanawha River,West Virginia,1993
- ・ I-90 over the Grand River (condition evaluation calculations),Ohio,1996

また, これ以外にも複数のトラス橋のガセットプレートの耐荷力照査においてほぼ同様の設計照査式が使用されている. これらの例が示すように, ガセットプレートの耐荷力照査には数十年前から現在にいたるまで, 同様の照査式を用いて実施されているのが事実である.

この照査式は一般的な梁理論の構造力学をもとに, ガセットプレートのクリティカル断面に作用する設計応力を算定するものである. 具体的な照査方法を以下に示す.

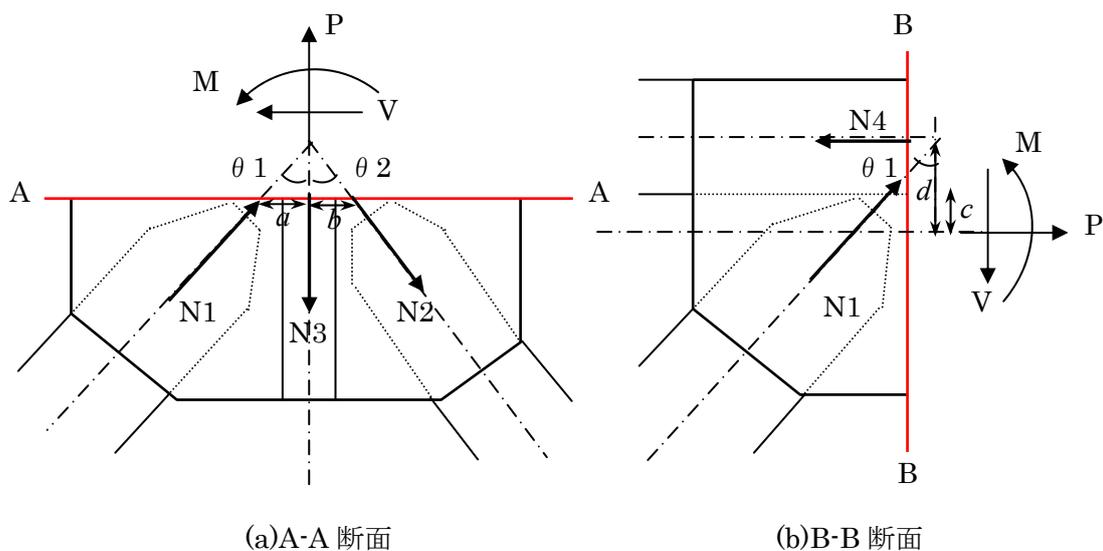


図-3.10 ガセットプレートの設計断面

(a) A-A 断面について

図-3.15 (a) に示しめす A-A 断面に作用する力,  $P, V$  および  $M$  をトラス部材の軸力  $N_1, N_2$  および  $N_3$  を用いて算出する.

$$P = N_1 \cos \theta_1 - N_3 - N_2 \cos \theta_2 \quad (3.5)$$

$$V = N_1 \sin \theta_1 + N_2 \sin \theta_2 \quad (3.6)$$

$$M = N_1 \cos \theta_1 \times a + N_2 \cos \theta_2 \times b \quad (3.7)$$

$P, V$  および  $M$  を用いて A-A 断面に作用する直応力  $f_a$ , 曲げ応力  $f_b$ , 平均せん断応力  $f_{v-ave}$ , および最大せん断応力  $f_v$  を算出する.

$$f_a = P/A \quad (3.8)$$

$$f_b = M/S \quad (3.9)$$

$$f_{v-ave} = V/A \quad (3.10)$$

$$f_v = \frac{3}{2} f_{v-ave} \quad (3.11)$$

$A$ : A-A 断面の断面積(ガセット 2 枚分),  $S$ : A-A 断面の断面係数

また, 必要に応じて最大主応力  $f_{ten}$ , 最小主応力  $f_{comp}$  を算出する.

$$f_{ten} = \frac{f_a}{2} + R \quad (3.12)$$

$$f_{comp} = \frac{f_a}{2} - R \quad (3.13)$$

ただし,

$$R = \sqrt{\left(\frac{f_a}{2}\right)^2 + (f_v)^2} \quad (3.14)$$

(b) B-B 断面について

図-3.15 (b) に示しめす B-B 断面に作用する力,  $P, V$  および  $M$  をトラス部材の軸力  $N_1$  および  $N_4$  を用いて算出する.

$$P = N_1 \sin \theta_1 - N_4 \quad (3.15)$$

$$V = N_1 \cos \theta_1 \quad (3.16)$$

$$M = N_1 \sin \theta_1 \times c - N_4 \times d \quad (3.17)$$

以降は A-A 断面に関する算定式と全く同様である。

このようにして算出した A-A 断面および B-B 断面に作用する設計応力が、AASHO の定める許容応力以下となるように、ガセットプレートの板厚および形状を決定する。しかしながら、この設計照査方法は先にも述べたように数十年前から用いられているものであり、さらなる改善が見込めるとともに、終局限界状態での使用に検討の余地がある。

### 3. 4 Eurocodeでのガセットプレートの設計基準<sup>3.17) - 3.18)</sup>

ヨーロッパで一般的に用いられている構造物の設計規格である Eurocode において、鋼トラス橋のガセットプレートに関する規定は次のようである。

- (a) ガセットプレートはそれに生じる力に対して、応力分布の適切な仮定により、各断面で十分な抵抗が検証されるように形状を決定する。これらのガセットプレートの局部偏心には十分配慮しなければならない。
- (b) ガセットプレートは局部座屈が防止されるような形状を決めなければならない。

Eurocode の鋼構造物の設計編には上記の 2 項が記述されているのみであり、これに比べて比較的詳細な基準が示されている英国の British Standard 5400 において、ガセットプレートの設計基準は次のように定められている。

(a) 強度について

ガセットプレートに生じる相当応力の最大値は次の値を上回ってはならない。

$$\frac{\sigma_y}{\gamma_m \gamma_{f3}} \quad (3.18)$$

ここで、

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

$\gamma_m$  : 部分安全係数 (1.20)

$\gamma_{f3}$  : 荷重のばらつきを考慮した部分係数

である。

(b) 形状について

ガセットプレートの補強されていない自由辺長  $b_g$  は、以下の不等式を満たさなくてはならない。

$$\frac{b_g}{t} \leq 50 \sqrt{\frac{355}{\sigma_y}} \quad (3.19)$$

ここで、

$t$  : ガセットプレートの板厚(mm)

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

である。

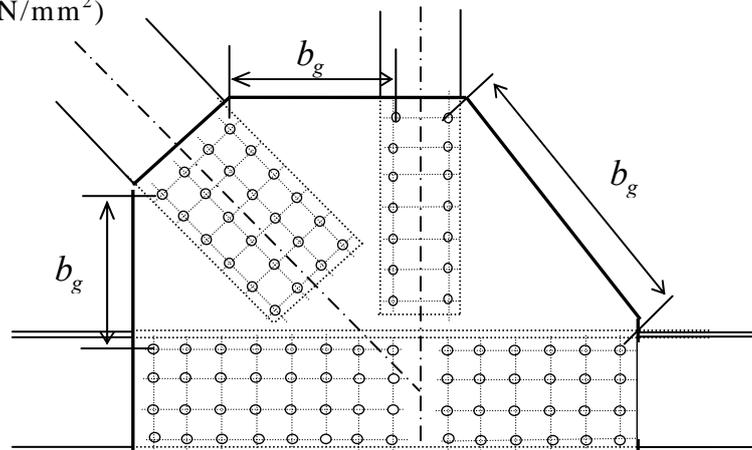


図-3.11 ガセットプレートの自由端

このように、British Standard 5400 ではガセットプレートの自由端での座屈を防止する形状に関しては比較的の詳細な基準を設けているが、設計強度の具体的な照査式、または照査方法が示されているわけではない。この点において、ガセットプレートの強度に対する信頼性が十分にあるとはいえない。

### 3.5 ブロックせん断破壊 (Block Shear Failure)<sup>3.19) - 3.20)</sup>

ガセットプレート等を含む接続部における終局状態の形式の一つとしてブロックせん断破壊 (block shear failure) と呼ばれるものがある。ブロックせん断破壊とは図-3.16に示すような接続部材の破断の形式であり、そのメカニズムは一つの断面の引張による破断と、それに垂直な断面のせん断による破断の相互作用により生じるとされる。ブロックせん断破壊に対する設計照査式は IS800:2007, AISC2005, および Eurocode3 等の設計基準の中で取り扱われており、ブロックせん断破壊の概念は一般的な接続部材の終局挙動の一つとして定着している。

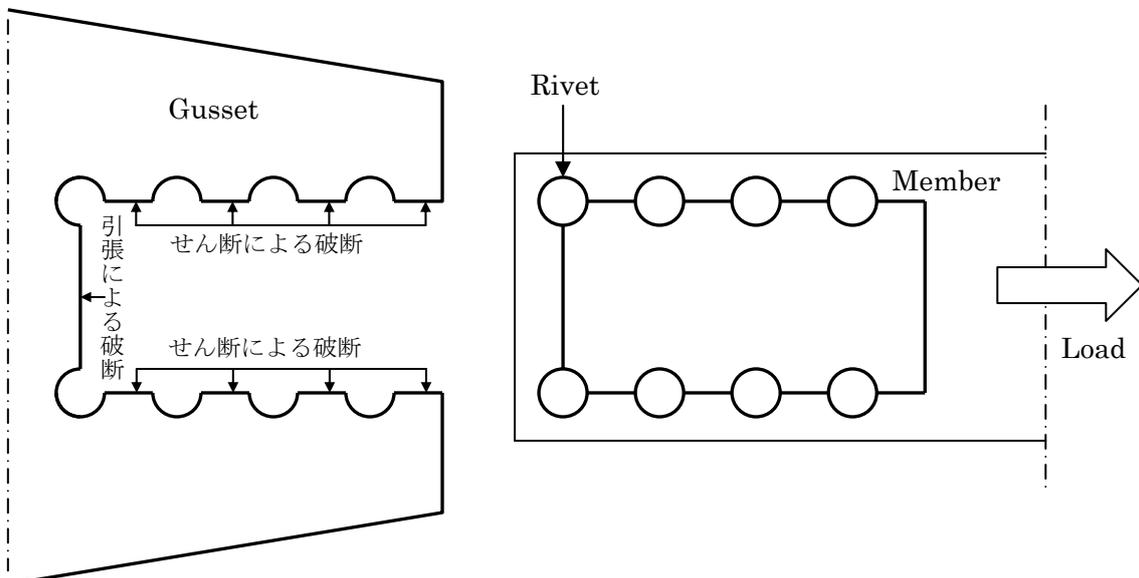


図-3.12 一般的なブロックせん断破壊の破壊性状

ブロックせん断破壊に対する設計強度の算定式は、図-3.12のそれぞれの破断断面についての終局強度を以下のいずれか2つの設計強度とみなし、それらの線形結合であらわされる。

- ・リベット列に沿った全断面の降伏に対する設計強度
- ・リベット列に沿った有効断面の破断に対する設計強度
- ・リベット列に沿った有効断面の降伏に対する設計強度

各々の設計強度に対する考え方は次のようである。

(a) リベット列に沿った全断面の降伏に対する設計強度

鋼部材は引張力が作用する場合、引張応力が終局強度に達するまで破断することなく、力を受け持つことができる。しかしながら、部材の最終的なひずみは20%近くまで達するため、不静定構造であればこの部材はもはや力を伝達することはできない。したがって、鋼部材の限界強度は降伏強度とみなせる。よって部材の全断面降伏による設計強度は、

$$T_{dg} = A_g f_y \quad (3.20)$$

となる。ここで

$f_y$  : 鋼材の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$A_g$  : リベット列に沿った全断面の断面積(mm<sup>2</sup>)

である。

(b) リベット列に沿った有効断面の破断(降伏)に対する設計強度

部材の接続部にはボルトやリベットが用いられていることが多い。このため部材には円孔が設けられることになり、部材の有効断面積は減少する。また、円孔付近において応力分布は一様ではなく、図-3.13(a)に示すような応力集中が生じる。部材に作用する荷重が徐々に増加していくと、まず円孔の両サイドの応力が降伏点に達する。(図-3.13(b))。さらに荷重が増加すると、有効断面には一様に降伏応力が作用する(図-3.13(c))。しかし、この時点で降伏している領域が有効断面付近のみであり、部材の大部分は弾性域にある場合、部材全体としてのひずみは小さい。よってこの部材はまだ力を伝達することが可能であるため、さらなる荷重の増加により円孔の両サイドの応力は終局強度まで達し、破断に至る。(図-3.13(d))。したがって、有効断面における部材の破断(降伏)に対する設計強度は

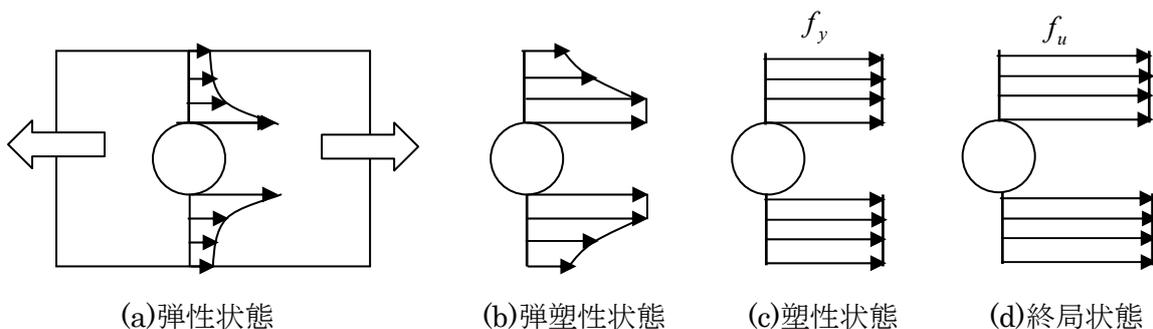


図-3.13 円孔付近に生じる応力の推移

$$T_{dn} = A_n f_u \quad (A_n f_y \text{ の場合もあり}) \quad (3.21)$$

となる。ここで、

$f_u$  : 鋼材の終局強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_n$  : リベット列に沿った有効断面の断面積 (mm<sup>2</sup>)

である。

### 3.5.1 ブロックせん断破壊に対する設計強度の算定式

ブロックせん断破壊に対する設計強度の算定式は、IS800:2007、AISC2005、Eurocode3 および、日本建築学会では、次のように規定されている。

#### (a) IS800:2007

ブロックせん断破壊に対する設計強度  $T_{db}$  は、式 (3.22) と式 (3.23) により算定し、 $T_{db}$  の値の小さい方の式を採用する。

$$T_{db} = A_{vg} f_y / \sqrt{3} \gamma_{m0} + 0.9 A_{tn} f_u / \gamma_{m1} \quad (3.22)$$

$$T_{db} = 0.9 A_{vn} f_u / \sqrt{3} \gamma_{m1} + A_{tg} f_y / \gamma_{m0} \quad (3.23)$$

ここで

$A_{vg}$  : せん断を受ける断面の全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_{vn}$  : せん断を受ける断面の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_{tg}$  : 引張を受ける断面の全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_{tn}$  : 引張を受ける断面の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\gamma_{m0}$  : 降伏強度に対する部分安全係数

$\gamma_{m1}$  : 終局強度に対する部分安全係数

つまり、IS800:2007 においてブロックせん断破壊は、せん断による降伏と引張による破断、もしくは、せん断による破断と引張による降伏のいずれかによって生じるとされている。

### (b) AISC2005

AISC ではブロックせん断破壊に対する設計強度  $R_n$  を式 (3.22) のように規定し、 $0.6f_u A_{nv}$  は最大で  $0.6f_y A_{gv}$  となるように制限している。

$$R_n = 0.6f_u A_{nv} + U_{bs} f_u A_{tn} \leq 0.6f_y A_{gv} + U_{bs} f_u A_{tn} \quad (3.24)$$

ここで

$U_{bs} = 1.0$  : 引張応力が均一の場合

$U_{bs} = 0.5$  : 引張応力が不均一の場合

つまり、AISC の設計基準においてブロックせん断破壊は、せん断による有効断面の破断と引張による有効断面の破断によって生じるとされている。さらに、せん断を受ける断面は、有効断面の破断が全断面の降伏より先に生じるように制限を設けている。

### (c) Eurocode3

Eurocode3 においてブロックせん断破壊はブロックティアリング (block tearing) との名称で記述されており、その設計強度  $V_{eff,1,Rd}$  は式 (3.25) で表される。

$$V_{eff,1,Rd} = f_u A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) f_y A_{nt} / \gamma_{M0} \quad (3.25)$$

ここで

$\gamma_{M2} = 1.25$  : 引張を受ける断面の破断に対する抵抗に関する部分係数

$\gamma_{M0} = 1.00$  : 断面の抵抗に関する部分係数

ただし、ボルトの配置が非対称であり、せん断力が部材軸に対して非対称に作用する場合は式 (3.26) で表される。

$$V_{eff,1,Rd} = 0.5 f_u A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) f_y A_{nt} / \gamma_{M0} \quad (3.26)$$

いずれにせよ、Eurocode3 においてブロックせん断破壊は引張による破断とせん断による降伏によって生じるとされる。

(d) 日本建築学会

日本建築学会の定める鋼構造限界状態設計指針・同解説では、ブロックせん断破壊に対する強度式を式(3.27)のように与えている。

$$R = f_u A_{nt} + 0.5 f_u A_{nv} \quad (3.27)$$

日本建築学会の定めるブロックせん断破壊に対する強度式は、引張に抵抗する断面と、せん断に抵抗する断面を、ともに有効断面とし、ともに破断するとしている。また、せん断による破断強度を引張強度の0.5倍としている。

このように、ブロックせん断破壊に対して IS800:2007, AISC2005, および Eurocode3 はそれぞれ異なった設計強度の算定式を採用しているのが現状である。このブロックせん断破壊に対する強度式を後述のガセットプレートの破断に対する強度照査にも適用する。

## 参考文献

3. 1) Kazuyoshi Yamamoto, Narioki Akiyama, Toshie Okumura: Buckling Strengths of Gusseted Truss Joints, Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 114, No. 3, March, 1988
3. 2) N. Sheng, C.H. Yam, V.P. Iu: Analytical investigation and the design of the compressive strength of steel gusset plate connections, Journal of Constructional Steel Research, 58(2002), pp. 1473-1493
3. 3) Kazuyoshi Yamamoto, Narioki Akiyama, Toshie Okumura: Elastic Analysis of Gusseted Truss Joint, Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 111, No. 12, December, 1985.
3. 4) Reidar Bjorhovde, S.K. Chakrabarti: Test of Full-Size Gusset Plate Connections, Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 111, No. 3, March, 1985.
3. 5) J. J. Roger Cheng, Michael C. H. Yam, S. Z. Hu: Elastic Buckling Strength of Gusset Plate Connections, Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 120, No. 2, February, 1994.
3. 6) 北沢正彦, 金治英貞, 大南亮一, 古川満男: 東神戸大橋の主構トラス格点部の設計, 土木学会論文集, No. 489, I-27, pp. 269-276, 1994.
3. 7) 二井谷教治, 江口信三, 関口信雄, 野呂直似: 鋼トラスウェブ PC 橋格点部の実験的研究, 土木学会構造工学論文集, Vol. 46A, 2000.
3. 8) Chung-Che Chou, Pei-Jin Chen: Compressive behavior of central gusset plate connections for a buckling-restrained braced frame, Journal of Construction Steel Research 65, 2009, pp. 1138-1148.
3. 9) 三輪寛, 長澤徹, 依田照彦, 鈴木俊光, 熊谷洋司: ガセットプレートとスタッドを用いた複合トラス橋の格点構造に関する実験的研究, 土木学会構造工学論文集, Vol. 44A, 1998.
3. 10) Roger L. Brockenbrough, Frederick S. Merritt: Structural Steel Designer's Handbook Forth Edition, AISC, AASHTO, AISI, ASTM, AREMA, and ASCE-7 Design Standeards, 2006.
3. 11) 社団法人に本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 平成 14 年 3 月
3. 12) 本州四国連絡橋公団偏: トラス格点構造設計指針(案), 昭和 51 年 3 月
3. 13) 阪神高速道路公団偏: 港大橋工事誌, 土木学会, 昭和 50 年 3 月
3. 14) 山本一之: トラス格点部の力学的挙動に関する研究, 東京大学学位請求論文,

1975

- 3.15) American Association of States Highway and Transportation Officials: ASSHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4<sup>th</sup> Edition, 2007.
- 3.16) Reggie Holt, Joseph Hartmann: FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION TUNER-FAIRBANK HIGHWAY RESEARCH CENTER REPORT, Adequacy of the U10 and L11 Gusset Plate Design for the Minnesota Bridge No. 9340, INTERIM REPORT, January11, 2008.
- 3.17) EUROPIAN COMITTEE FOR STANDIZATION:ユーロコード3:鋼構造物の設計, 第2章:鋼橋, 1997.
- 3.18) BSi: BRITISH STANDARD 5400, Steel, concrete and composite bridges-, Part 3:Code of practice for design of steel bridges,2000.
- 3.19) T.Bartlett Quimby: ABeginner`s Guide to the Steel Construction Manual, Chapter3-Tension Members, Section3.7-Block Shear Rupture, 2008.
- 3.20) Prakash Agarwal, A.J.Shan: Block Shear Failure in Tension Member, Department of Applied Mechanics S V National Institute of Technology ,Surat-395007 Gujarat, December,2009.



## 4 章

### 米国ミネアポリス I-35W 橋の崩壊メカニズムと 格点部の損傷評価

本章では，近年，米国で起きた鋼トラス橋(I-35W 橋)の崩落事故について，崩落の起点であったとされる格点部の損傷度合いを評価する．これにより，実橋梁における格点部の終局時の力学的挙動を把握する．

#### 4. 1 I-35W 橋の概要

##### 4. 1. 1 崩落事故の概要

2007年8月1日午後6時5分(日本時間2日午前8時5分)，米国中西部ミネソタ州ミネアポリス郊外のミシシッピ川に架かるI-35W橋(鋼上路トラス橋)が崩落した．崩落延長は300mを超え，死者13名，負傷者約145名という歴史的にもまれな大事故であった．このI-35W橋の点検は1967年の供用開始以来，1992年以前は2年に1回，1993年以降は毎年行われてきた．2006年に実施された詳細点検では橋梁評価としては構造的欠陥あり(Structurally Deficient)とされ，上部構造は0～9までの10段階評価で4(Poor)であった．このような低い評点を受けた原因としては，塗膜が劣化している箇所における鋼材の腐食，鋼トラスや床組にみられる溶接不良，可動支承の機能不全，およびトラス横ばりや，取付け橋に存知された疲労亀裂の補修等が挙げられる．2020年～2025年頃に橋の架け替えが計画されていたため，当面の処置として補修および補強をすべきとの提言を得ていた<sup>4.1)</sup>．これをうけてMN/DOTは目視によるFCMの溶接ディテールの点検を開始したが，溶接部の亀裂は発見されず，当初予定されていたFCMのあて板補強を行うには至らなかった．このように比較的詳細な維持管理が行われていたにもかかわらず，この橋梁は突然崩落するに至った．本論文・本章で，この事故の原因を解明することは，我が国にも多数存在する老朽化した橋梁の安全性を検討し，健全性を維持していく上で非常に有用であると考えられる．



北東の方角からみた I-35W 橋



北西の方角からみた I-35W 橋

図-4.1 崩落する前の I-35W 橋



図-4.2 崩落した後の I-35W 橋

#### 4. 1. 2 橋梁の概要

1) 連邦識別番号

# 9340

2) 設計者

Sverdrup and Parcel

3) 架設経緯

1964年, 架設開始(Hurcon Inc. and Industrial Construction Company)

1965年, 鋼トラスとデッキを施工

1967年, 供用開始

1977年, 床版コンクリートの増設

4) 工費

橋脚建設費 440,740 ドル

橋梁建設費 4,828,262 ドル

5) 日交通量

140,000台 (うち商用車 5,700台)

#### 6) 共用形態

8車線であるが、1967年の共用当時は6車線。1988年に双方向とも路肩部分を使って1車線追加された。

#### 7) 計画

2020年から2025年の間に架け替えが計画されていた。

### 4. 1. 3 橋梁の構造概要

図-4.3にI-35W橋の一般図を示す。I-35W橋の橋長は581m(14径間)、中央部は3径間連続の鋼上路トラス橋であり、南側および北側の取付け橋は14主桁のプレートガーター橋である。南側取付け橋は5径間、北側取付け橋は6径間であり、第6、7および8径間の川を渡るメインスパンが鋼トラス橋である。鋼トラスは対称な2主構であり、中央径間長は139.0m、両側の側径間長81.0m、桁下高19.5m、幅員34.5mである。崩落したのは、この3径間の鋼トラス部である。

図-4.4に鋼トラス部の側面図を示す。格点部には南側から順に番号を付け、上弦材を結ぶ格点の番号の前にはUを添え、下弦材を結ぶ格点の番号の前にはLを添えるものとする。また、南側と北側は対称であるため、南側は'をつけて表わす。

トラス主構の格点部はガセットプレートによる添接構造となっており、部材の接続にはリベットが用いられている。トラス主構上には床組(図-4.5)が形成されており、さらに床組上には14本の縦桁が等間隔に配置されている(図-4.5)。一般部においてコンクリート床版と縦桁は非合成であるが、図-4.4に示す破線の区間にはスタッドによる合成構造となっている(図-4.6)。また、図に示す5箇所のエクスパンションジョイントの位置では、コンクリート床版と縦桁は共に不連続である。支承は、橋脚7上のものが固定支承であり、橋脚5、橋脚6、および橋脚8上は図-4.7に示すようなローラーによる可動支承となっている。

なお、崩落事故後、2008年1月に米国運輸安全委員会(NTSB)が発表した調査報告によると、図-4.4の格点U10、L11、U10'およびL11'(西側、東側で計8箇所)におけるガセットプレートの厚さが必要な板厚の半分以下であったとされている。

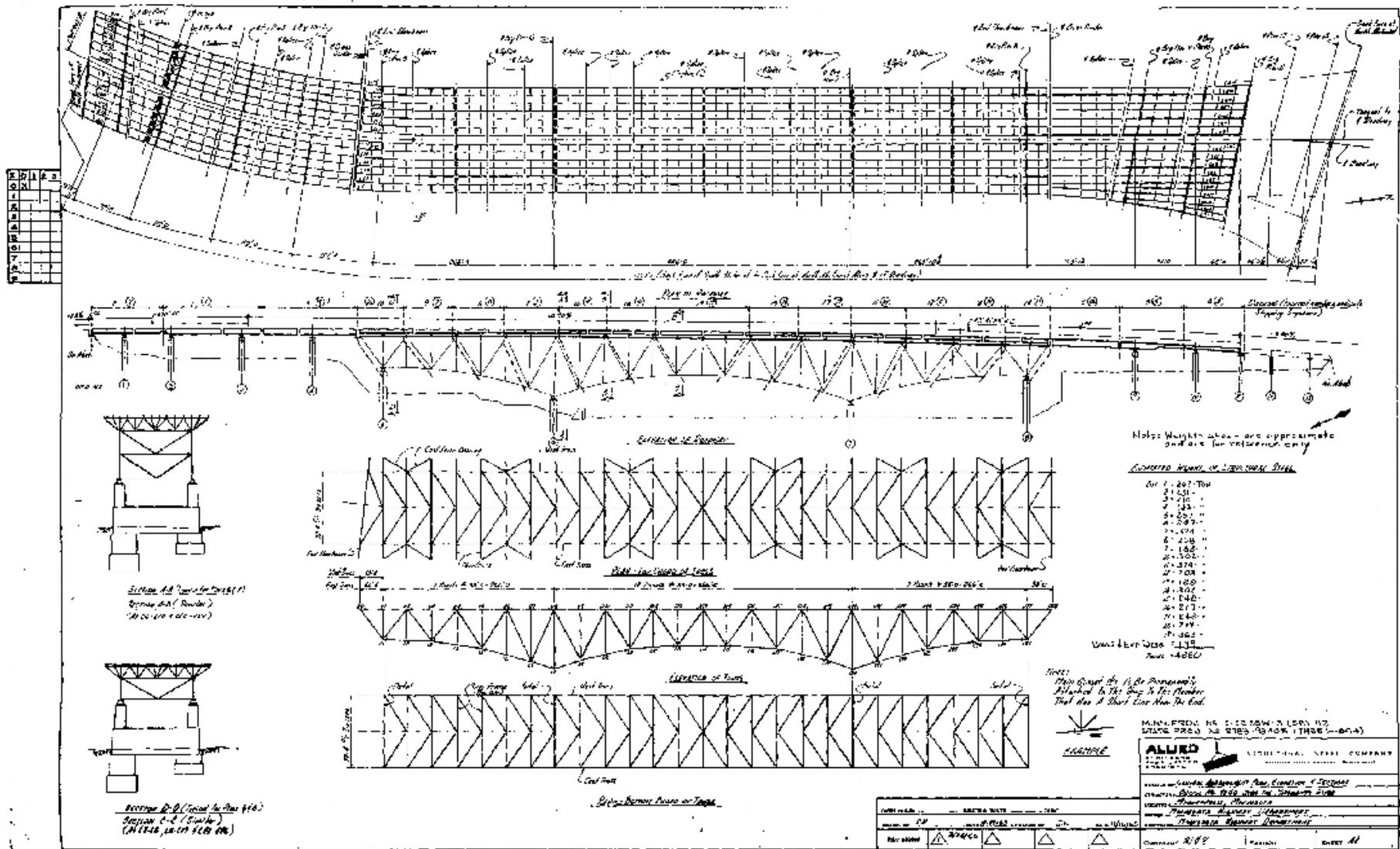


図-4.3 I-35W 橋の一般図 (出典:NTSB)

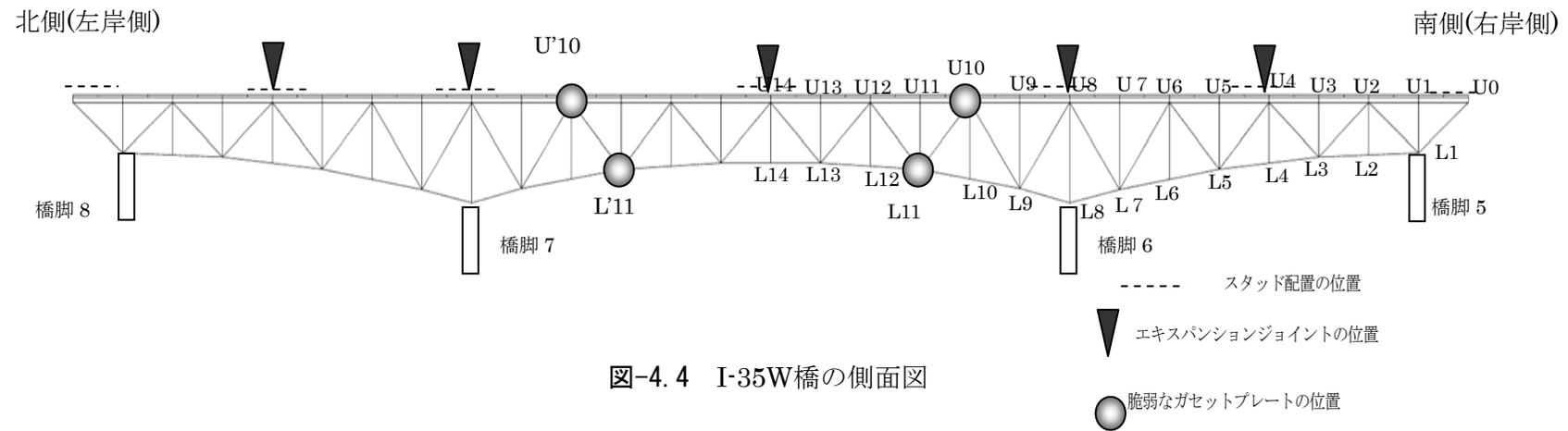


図-4.4 I-35W橋の側面図

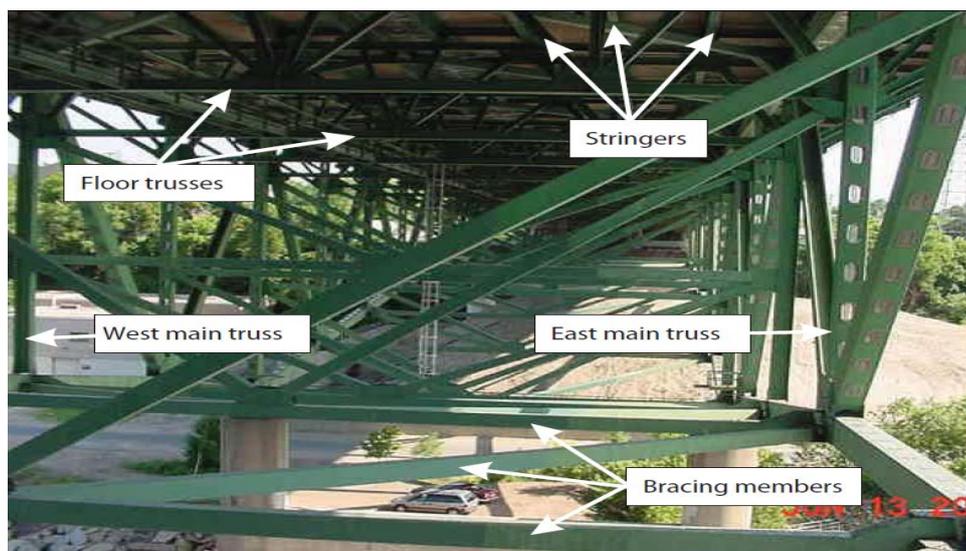


図-4.5 I-35W 橋の構造(下方からの視点)



図-4.6 合成区間と非合成区間(北側スパン)



図-4.7 橋脚 5 上の可動支承

#### 4. 2 I-35Wの崩壊モード

図-4.8に示した写真がI-35W橋の崩壊後の状況である。南側の側径間部は支承が破壊され、東側に大きく変位すると共に北側へも約6mほど移動していることがわかる。これに対して、中央径間部はほぼ真下に落下している。また、U10およびU' 10付近上部のコンクリート床版が破壊されている。北側の側径間部はUの字型に反り上がりコンクリート床版の損傷は比較的少ない。さらに図 に崩壊事故現場近隣に設置されていた防犯ビデオカメラに収められたI-35W橋の崩壊の様子を示す。



(a) 全体の写真



(b) 南側側径間の拡大写真

図-4.8 I-35W橋の崩壊後の状況(出展：MN/DOT<sup>4,12)</sup>)



(1)



(2)



(3)



(4)



(5)



(6)

図-4.9 I-35W の崩壊映像：路上監視カメラ(CNN)

#### 4. 3 崩壊のメカニズム解析

I-35W橋の崩壊メカニズムを明らかにするために、同橋の有限要素モデルを作成し、崩壊プロセスの追跡を試みた。本来であれば、非線形解析により崩壊のプロセスを追跡するのが最も適切であると考えられる。しかしながら、汎用のFEMプログラムにおいて、破壊のような非線形性の強い挙動の解を求めることは非常に困難である。よって本解析では、割線剛性を用いた一連の線形解析により橋梁の剛性を低下させ崩壊のプロセスを追跡した。

##### 4. 3. 1 解析モデル

解析モデルを図-4.10に示す。解析モデルは実際のI-35W橋の構造条件をなるべく満足するように作成した。鋼トラスおよび床組、縦桁、その他の2次部材は2節点の一般梁要素でモデル化し、コンクリート床版は4節点のシェル要素を用いてモデル化した。各部材要素の中心軸は、実橋での各部材の中立軸の位置と一致するように配置した。トラスの格点部は実際の結合条件を考え、剛結合とした。また、縦桁とコンクリート床版の結合方法に関して、非合成構造の区間においては鉛直荷重を主として伝達できるように、曲げ剛性を極端に小さくした梁要素を介して結合した。一方、合成構造の区間ではスタッドのせん断剛性と等価なせん断剛性を与えた梁要素を用いて結合した。荷重条件については、橋梁の自重8051tfに加え、隣接上部工の荷重280tf(南側)、500tf(北側)、さらにNTSBの中間報告に従い、表-4.1に示した工事資材および車両の重量(総重量約260tf)を図-4.11に示す位置に載荷した。

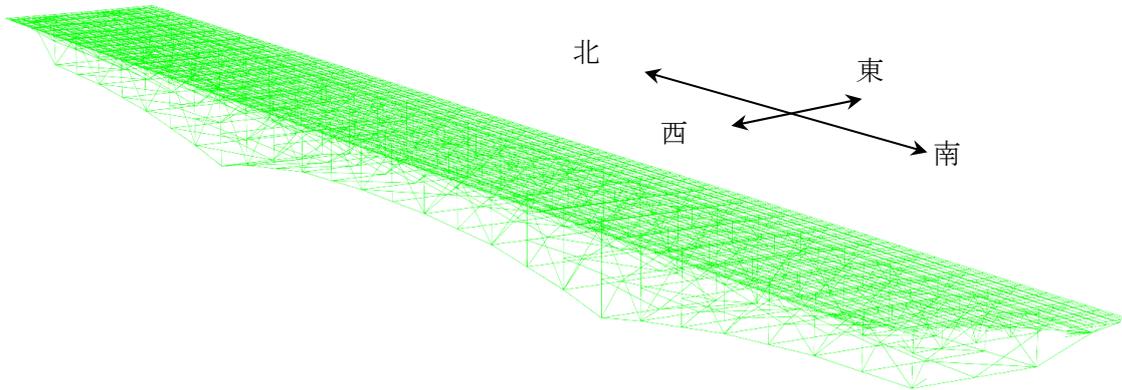


図-4.10 解析モデル

表-4.1 工事資材および車両の重量

工事資材及び車両名称	重量 (tf)
Rock	85.3
Sand	92.0
B15	23.8
B16	33.7
D16	22.2

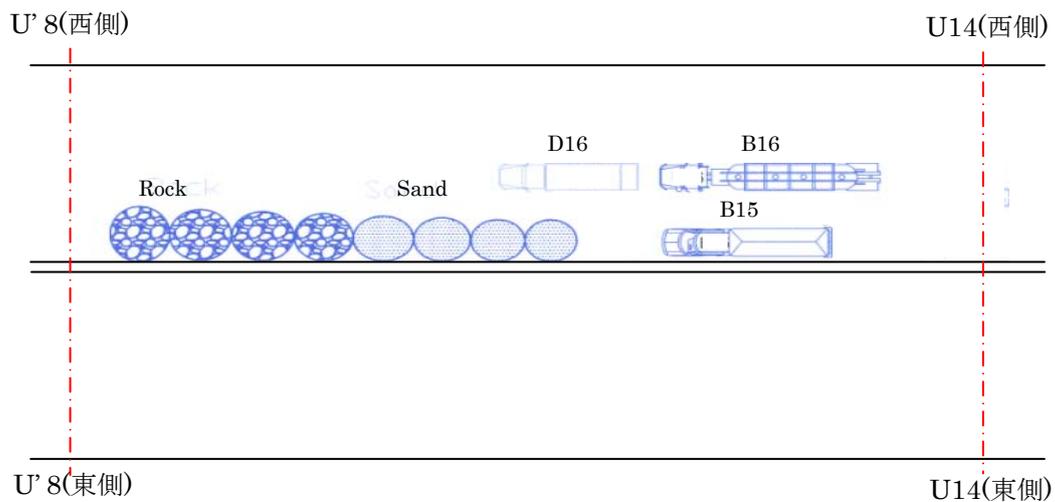


図-4.11 工事資材および車両の位置  
(車両 No は NTSB の中間報告による)

#### 4. 3. 2 解析方法

本解析では次のような手順で部材(要素)を逐次消去することにより、I-35W橋の崩壊過程の追跡を行った。

まず始めに、ある1つの部材の欠損が崩壊の起点となったと仮定し、その部材を構成する要素を消去する。この状態で線形自重解析を行ない、その結果他の部材に生じる上縁応力 $\sigma_1$ および下縁応力 $\sigma_2$ が以下の条件式を満たすとき、部材の終局状態とみなす。

a) 軸力が引張の場合

$$\sigma_1 \geq \sigma_u \quad \text{または} \quad \sigma_2 \geq \sigma_u \quad (4.1)$$

$\sigma_u$  : 引張強度 (552N/mm<sup>2</sup>)

このとき部材要素を消去する。

b) 軸力が圧縮の場合

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \geq \sigma_y \quad (4.2)$$

$\sigma_y$  : 降伏応力 (355 N/mm<sup>2</sup>)

このとき部材要素の剛性を1/1000に下げる。

式(4.1)および式(4.2)と式(4.3)から得られる条件を一般的な軸力と1軸曲げの終局強度相関式<sup>4.11)</sup>と比較すると図-4.12のようになる。一般的な終局基準に比べて本解析の終局条件は高く設定してある。これは引張部材の終局状態に関しては、部材の破断を想定し、また、圧縮部材の終局状態に関しては、部材の軸力による全断面降伏を想定したためである。また、通常のトラスの設計では、縦軸に近い部分に終局限界状態があるように設計されていることにも配慮している。

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I} y \quad (4.3)$$

A : 部材断面積(mm<sup>2</sup>)

y : 部材中立軸からの距離(mm)

$I$  : 部材断面2次モーメント(mm<sup>4</sup>)

なお, 図-1の脆弱な格点部近傍に関しては応力が引張, 圧縮ともに200N/mm<sup>2</sup>に達した時点で部材を消去した. この格点での部材消去の基準を200N/mm<sup>2</sup>としたのは, ガセットプレート部の解析において接合している各主部材の応力が200N/mm<sup>2</sup>程度に達するとその部材の接合部のガセットプレートが破壊に至ることを確認したためである. このような部材が欠損または座屈するかの判定法が正しいことを確認するため, NTSB等から公表されている文献や写真等を参照した.

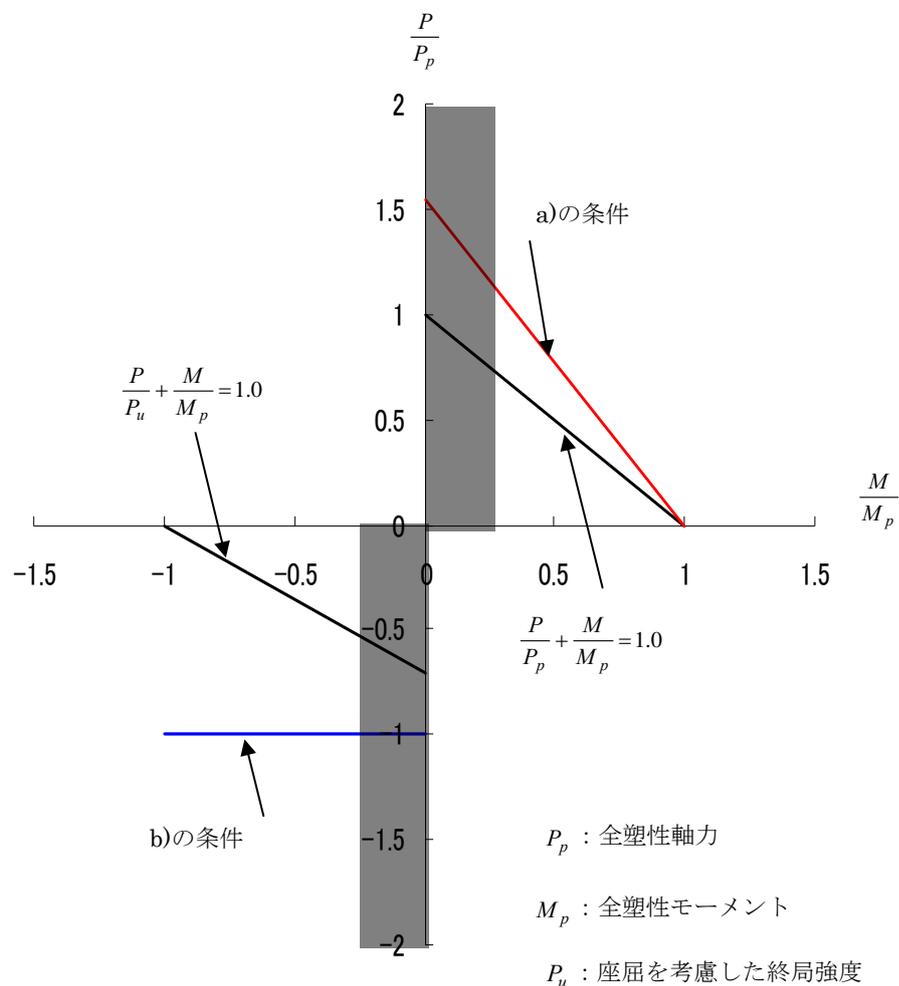


図-4.12 終局強度相関図

この状態で再び線形自重解析を行い、その結果をもとに上記と同様の欠損判定を行う。この方法により筆者らは既報<sup>4.13),414)</sup>において実際のI-35W橋の崩壊モードと一致する崩壊パターンを求め、その結果、崩壊の起点である可能性が高いと考えられる部材はL9-U10の圧縮部材であることを特定した。L9-U10斜材が崩壊の起点であると判断した理由は、図-4.8の写真に見られる崩壊モードの特徴の一つとして、P8橋脚上の支点L8が橋梁中央方向に大きく移動しており、解析においても同様に支点L8が橋梁中央方向へ変位する崩壊モード(図-4.13)はL9-U10斜材を最初に消去した場合のみであったからである。よって、本論文ではL9-U10斜材が初めに欠損した場合の崩壊のメカニズムを示す。ただし、本解析では衝撃を含む動的な作用は考慮していない。

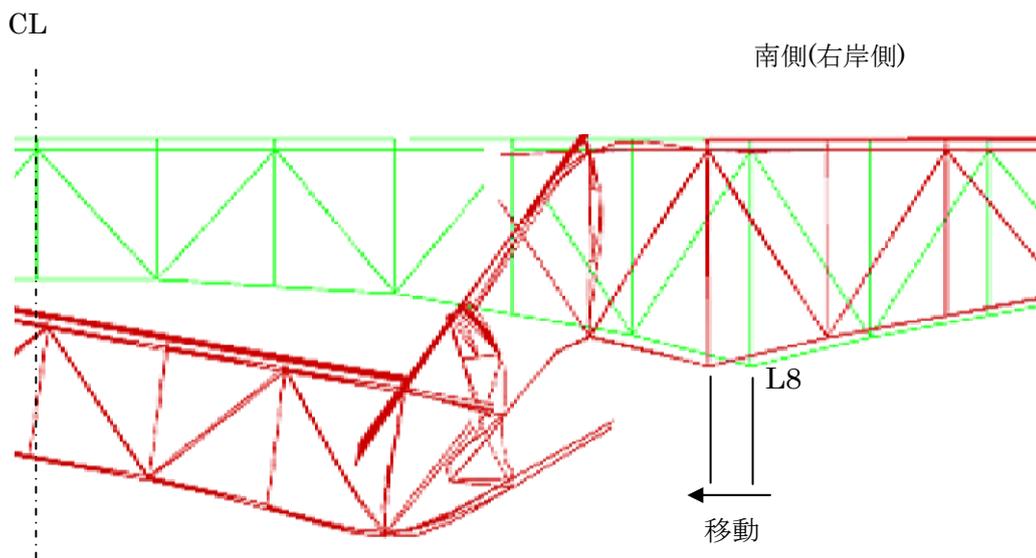


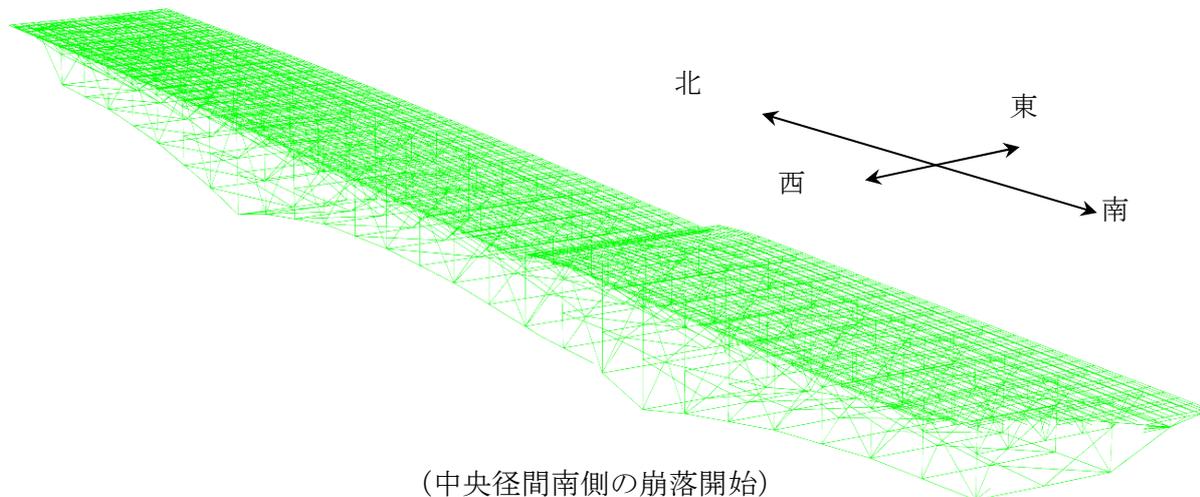
図-4.13 支点の変位方向

### 4. 3. 3 崩壊のメカニズム

図-4.14 に解析で再現した I-35W 橋の崩壊メカニズムを、崩壊の特徴がみられる step1 から step5 の 5 段階に分けて示す。

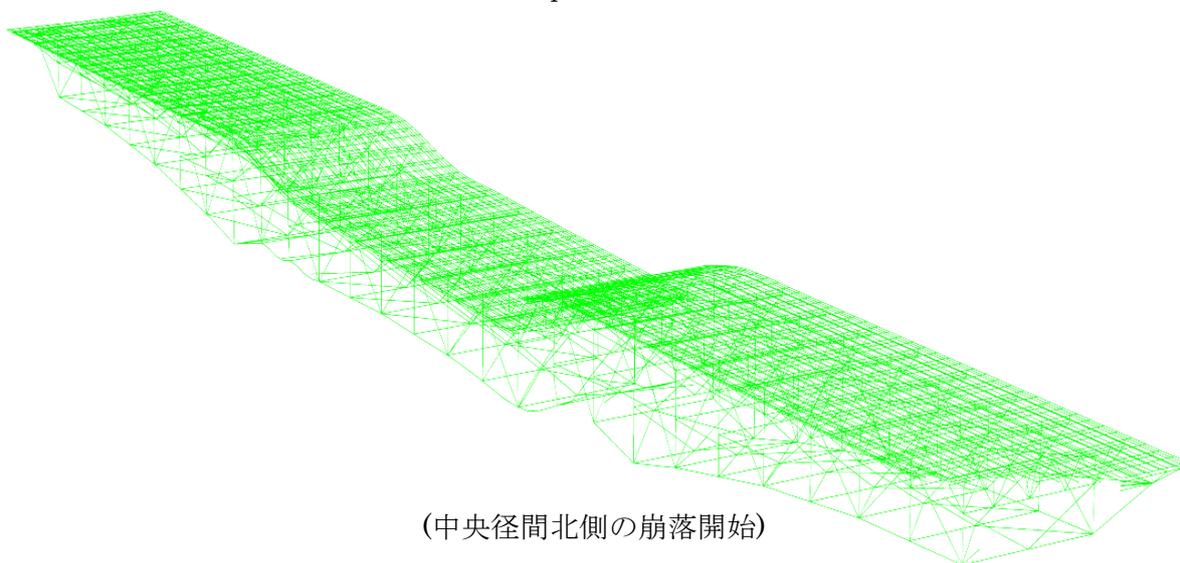
まず始めに、崩壊の起点として西側の L9-U10 斜材を欠損させる。これにより、西側 U10 格点部付近の部材に続いて東側 U10 格点部付近の部材が終局状態に達する。これらの部材の欠損により中央径間部南側がたわみ始めたのが Step-1 である。終局状態に達した部材の逐次消去により橋梁の剛性が低下し、このたわみが進行すると、北側の U'10 付近の部材も終局状態に達し、中央径間部全体が Step-2 のように落下し始める。Step-3 では中央径間部が落下すると南側側径間が中央に向かって変位し、橋脚 6 上の支点部の変位量が沓座の 1/2 の長さを超えるため、可動支承が沓座からはずれることになる。これにより下弦材 L7-L8 が橋脚 6 上に乗ることになり、東側の下弦材 L7-L8 が終局状態に至ったため、バランスを失った南側側径間が大きく東側に倒れ始めたのが Step-4 である。最後に一連の動作により大きな曲げモーメントを受けた北側側径間の部材が終局状態に達する。また、橋脚 8 上の支点部がいったん上方へ変位するため、支承が沓座からはずれ、落下することになり Step-5 のような崩壊モードとなる。

このように、解析によって示した崩壊モードが実際の崩壊映像や崩壊後の写真とほぼ一致していることから、今回の解析方法で実施した崩壊メカニズムの解析は概ね実際の I-35W 橋の崩壊過程を追跡している。また、L9-U10 斜材以外の部材を最初に欠損させても実際の崩壊モードとは一致しないため、L9-U10 斜材が初めに欠損したことが I-35W 橋の崩壊の引き金になった可能性が高いと考えられる。



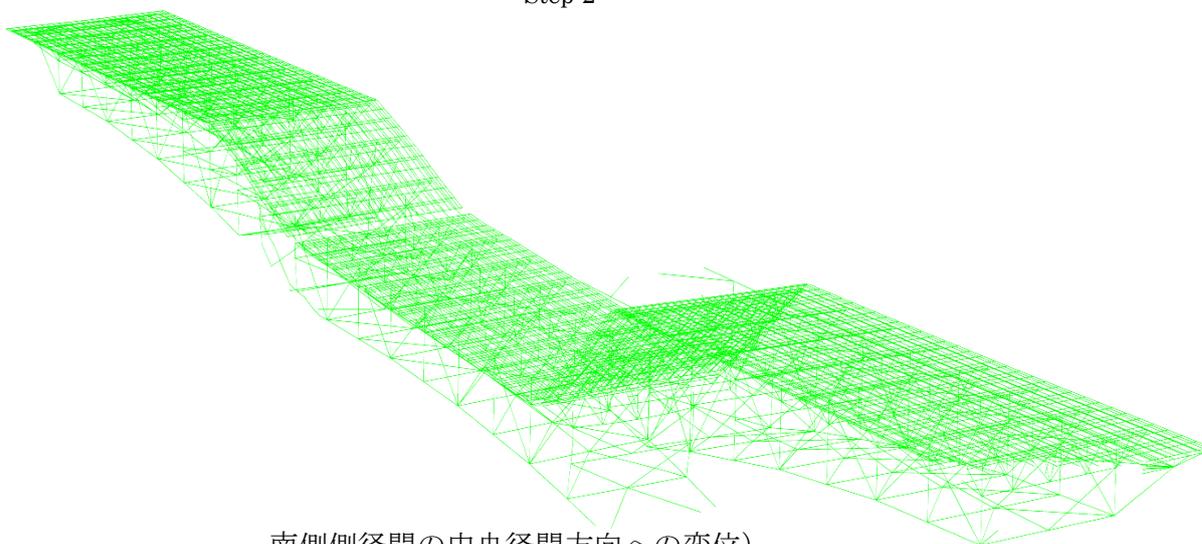
(中央径間南側の崩落開始)

Step-1



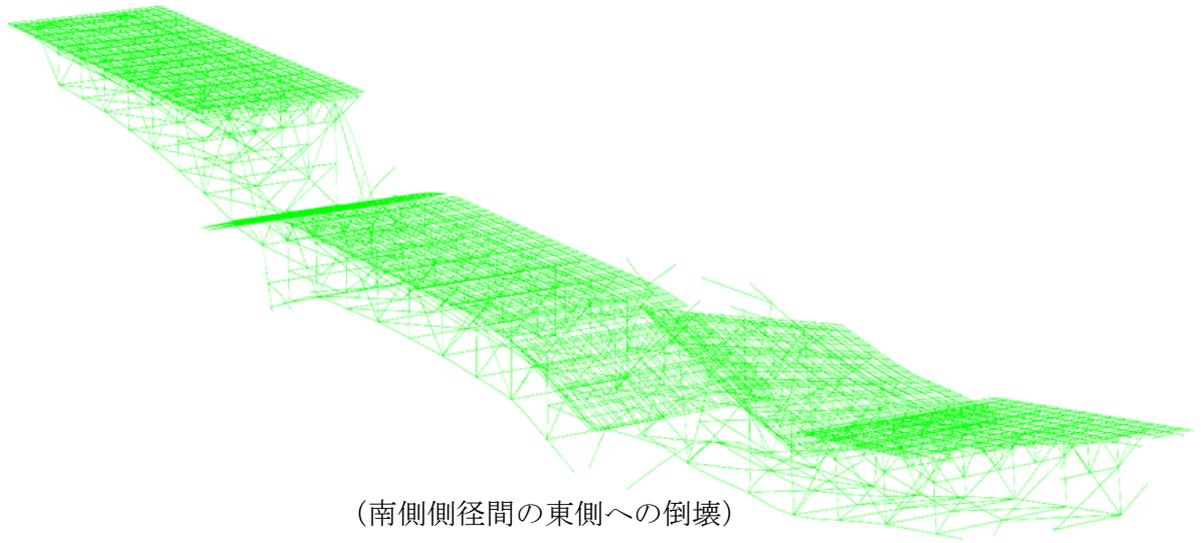
(中央径間北側の崩落開始)

Step-2



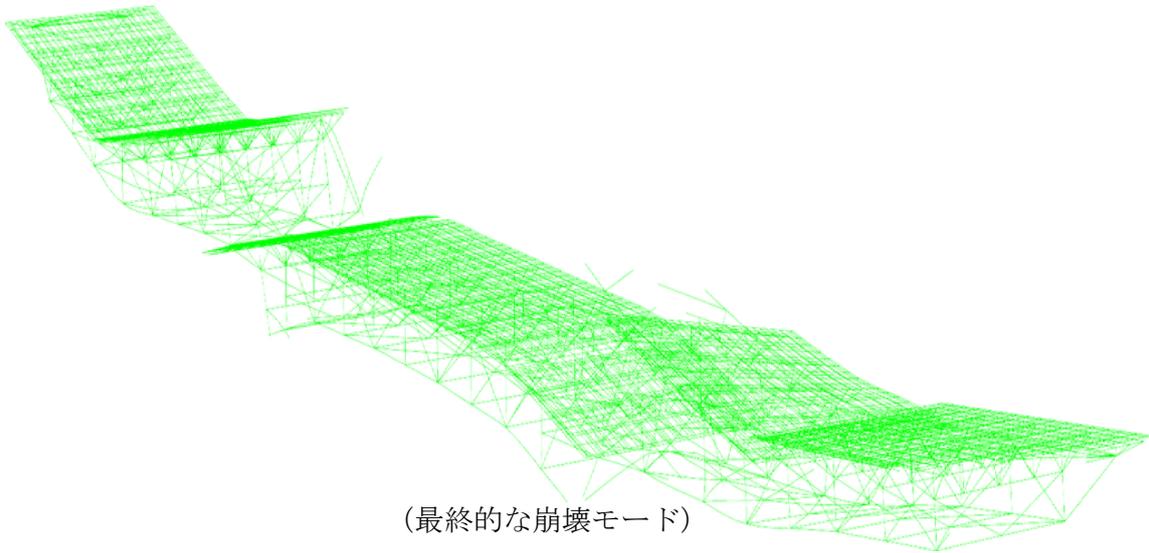
南側側径間の中央径間方向への変位

Step-3



(南側側径間の東側への倒壊)

Step-4



(最終的な崩壊モード)

Step-5



実際の崩壊写真(出典：NTSB<sup>4,12)</sup>)

## 4. 4 U10格点部の応力状態の評価

### 4. 4. 1 U10格点部の解析モデル

L9-U10斜材が崩壊の起点であるとしても，健全な斜材自体に突然損傷が生じる可能性は低い．このL9-U10斜材が脆弱なガセットプレートを有する格点U10に接合されていることを考えれば，U10格点部のガセットプレートとの接合部に初期の損傷が生じたことが推測できる．そこで，**図-4.15**に示すようなU10格点部の有限要素モデル<sup>4.15),4.16)</sup>を作成し，この部分モデルをI-35W橋全体の有限要素全体モデルの対応する格点部に取り付ける．このようにして，I-35W橋の全体挙動の中でのU10格点部の応力状態を把握した．格点のモデル化において，ガセットプレートでは4節点の曲面シェル要素を用いた．また，リベットの結合条件に関しては，リベットの軸剛性，せん断剛性および曲げ剛性を並進バネ要素および回転バネ要素を用いて近似した．

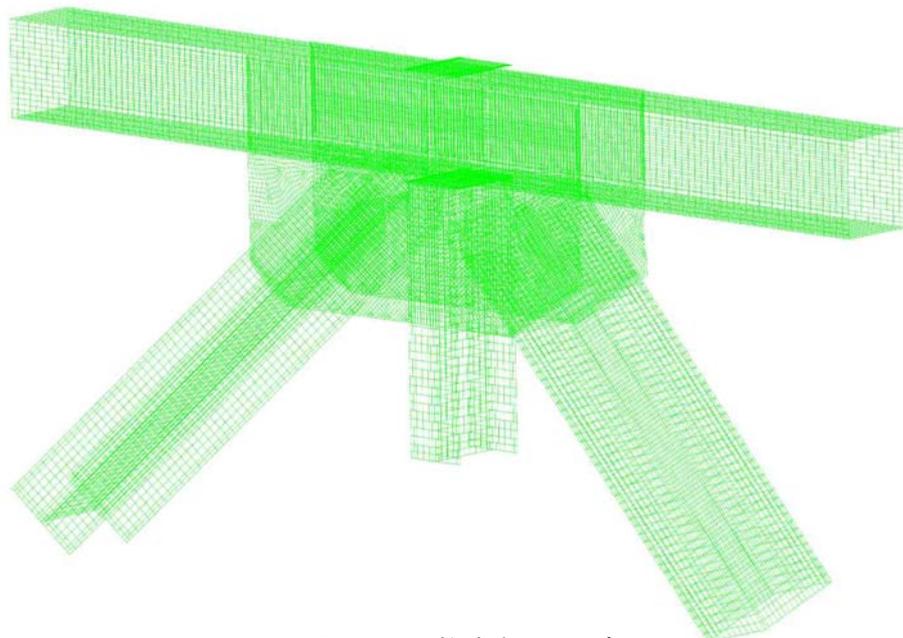


図-4.15 U10 格点部のモデル

#### 4. 4. 2 解析条件

U10格点部はガセットプレートの厚さが必要な板厚の半分以下である1.27cm (0.5インチ)であったことに加え、ガセットプレートが図-4.16に示すように、面外方向に最大で約1.27cm (0.5インチ)変位していたことも確認されている。これらの事実がU10 格点部の構造的な脆弱性にどの程度寄与していたかを確認するため、表-2に示すCASE-1からCASE-3の3パターンのモデルを主な解析の対象とした。

前述のとおり、I-35W橋が崩落した当時、U10格点部の上方において床版の補修工事が行われていた。このため、工事車両および工事資材等の重量を合わせた総重量約260tfの荷重が床版に乗っていたことになる。この荷重がU10格点部に及ぼす影響は非常に大きいと考えられるため、解析においてもこれを考慮し、自重に加え260tfの工事荷重を載荷した。なお、この工事荷重の影響の大きさを確認するため、工事荷重を載荷しない場合の解析もCASE-4として行った。

鋼材の応力-ひずみ関係にはNTSBより公表されている引張試験の結果17)を用いて1次剛性を $2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とし、2次剛性を図-10のように、降伏応力を $355 \text{ N/mm}^2$ 、塑性ひずみ20%のときの引張強度を $552 \text{ N/mm}^2$ とするバイリニア型を用いた。非線形解析はvon Misesの降伏条件、関連流れ則、等方硬化則を用いた。



図-4.16 U10 ガセットプレートの面外変形(出典：NTSB<sup>4,18)</sup>)

表-4.2 U10 格点部の解析ケース

	ガセットプレートの板厚	面外変形	工事荷重
CASE-1	1.27cm (0.5 インチ)	あり	あり
CASE-2	1.27cm (0.5 インチ)	なし	あり
CASE-3	2.54cm (1.0 インチ)	あり	あり
CASE-4	1.27cm (0.5 インチ)	あり	なし

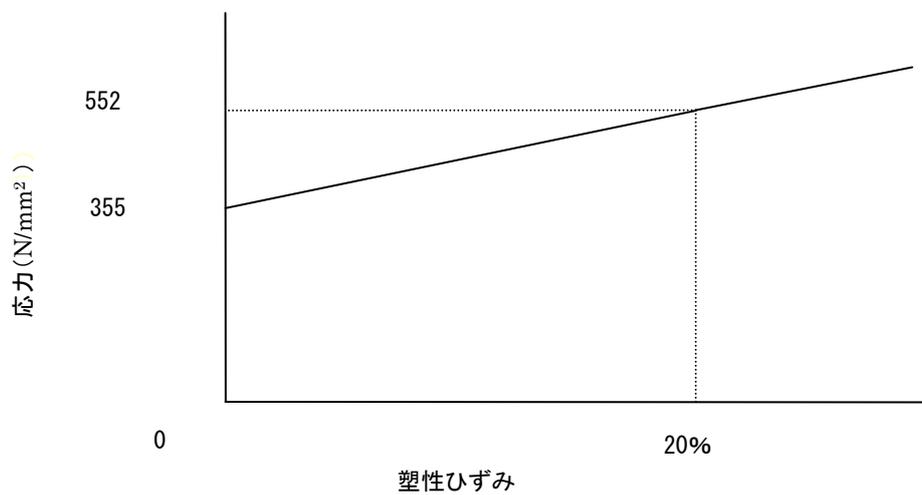


図-4.17 鋼材の応力-塑性ひずみ関係

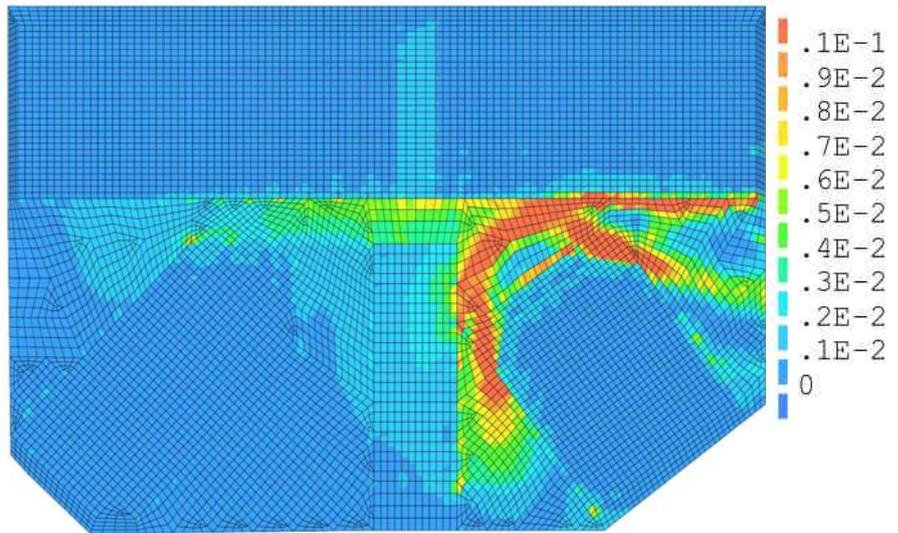
#### 4. 4. 3 解析結果

図-4.18 に最も大きなひずみが生じた U10 格点部西側のガセットプレート表面の相当塑性ひずみ分布図を示す。また、表-3 に同ひずみの最大値を示す。CASE-1 が実際の条件下でのモデルであるが、L9-U10 斜材の接合部付近のガセットプレートが塑性域に達していることが確認できる。また、図-4.19 に示すように L9-U10 斜材が西側のガセットプレートを面外に押し出すような変形を観察することができる。面外変形の生じていないガセットプレート(CASE-2)でも比較的大きな塑性ひずみが生じているが、その最大値は CASE-1 の 1/3 程度である。ガセットプレートの板厚が 2.54cm (1 インチ)確保されている場合(CASE-3)に関しては、わずかに塑性化する部位が見られるものの、その最大値は 0.39%であり、ほぼ弾性域内にあるといえる。一方、工事荷重を載荷しない場合(CASE-4)でも、一部塑性域に達しているが、値は小さい。

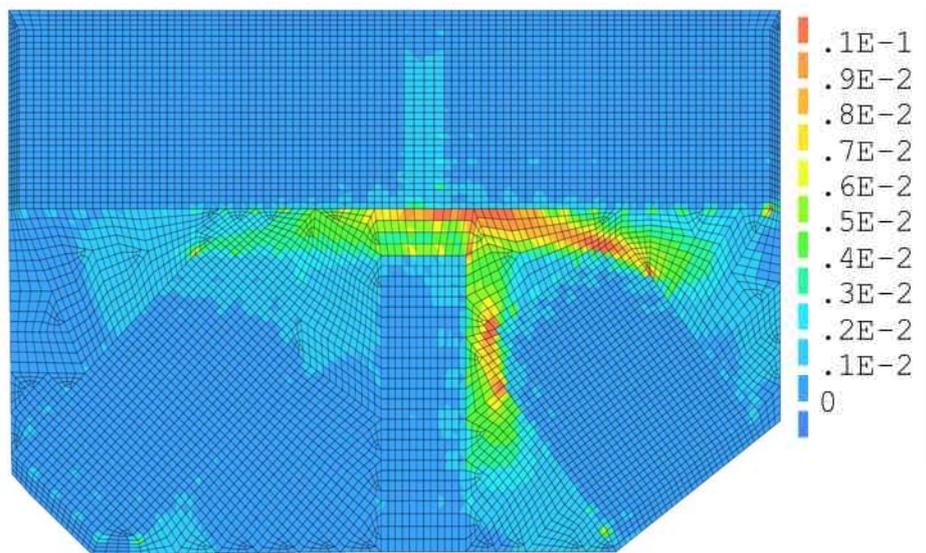
以上より、ガセットプレートの板厚が過小であったこと、またガセットプレートが面外に変形していたことが U10 格点部の構造的な脆弱性に大きく影響していたことが確認できた。さらに、工事車両および工事資材の重量が、L9-U10 斜材の接合部付近のガセットプレートの降伏を加速させたことも確認できた。

表-4.3 相当塑性ひずみの最大値(西側表面のひずみ)

	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4
相当塑性 ひずみ(%)	9.1	3.1	0.39	0.68

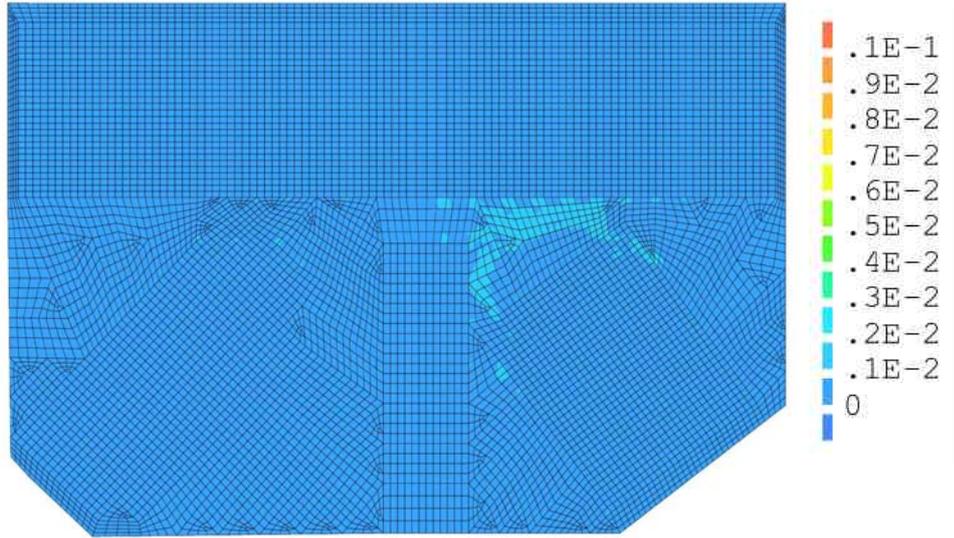


CASE-1 (実際の条件)

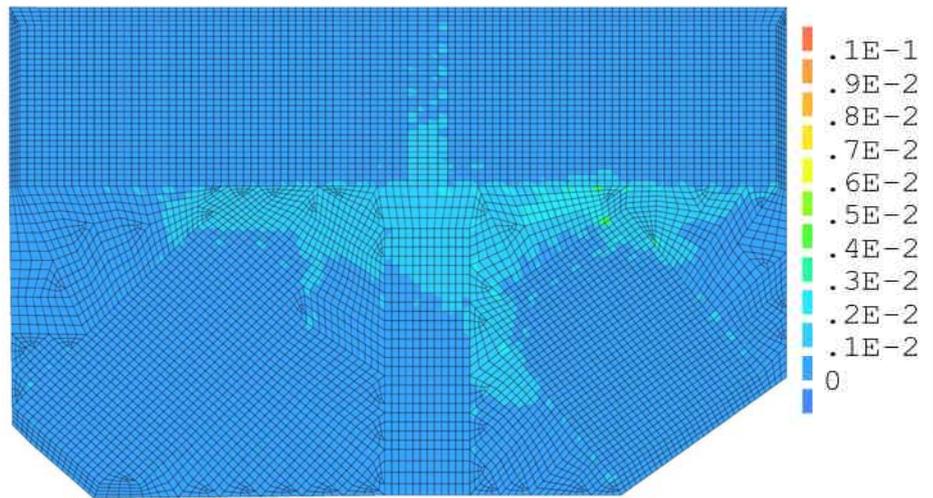


CASE-2 (面外変形なし)

図-4.18 相当塑性ひずみ分布図 (その1)



CASE-3 (板厚 2 倍)



CASE-4 (工事荷重なし)

図-4.18 相当塑性ひずみ分布図 (その2)

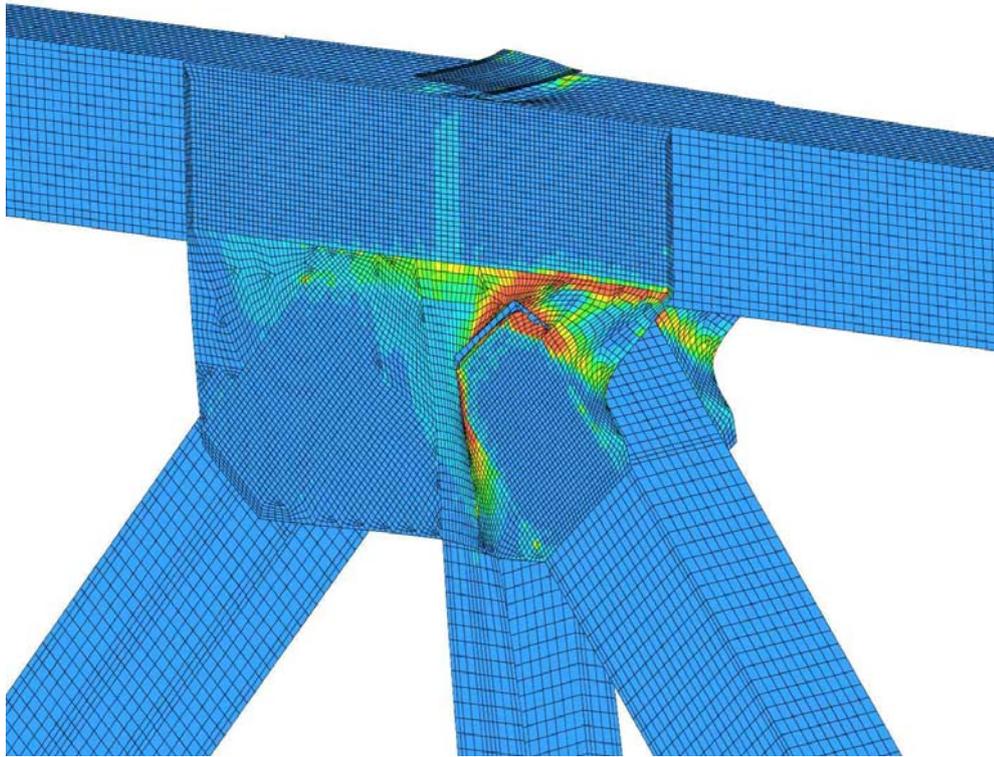


図-4.19 ガセットプレートの変形 (5倍)

#### 4. 5 リベットホールを考慮したガセットプレートの応力解析

##### 4. 5. 1 リベットホールのモデル化の必要性について

前章の解析によってL9-U10斜材の接合部のガセットプレートが実際の条件下で降伏することを示した。しかしながら降伏後の相当塑性ひずみの値は最大で 9.1%であり、一般的にこの程度の値で鋼材が破断する可能性は小さい。これは解析に用いたガセットプレートのモデルではリベットホールをモデル化していなかったため、ガセットプレートに生じる応力がある程度緩和されていたためと考えられる。つまり、リベットホールをモデル化した場合、ガセットプレートの有効断面積の減少による応力の増加や応力集中が見込まれるため、より大きなひずみが生じることが予想される。そこでリベットホールをモデル化したガセットプレートの有限要素モデルを作成し、ガセットプレートの損傷の程度の違いを検討する。

#### 4. 5. 2 解析モデルの妥当性

リベットホールをモデル化するためには，1要素の寸法を非常に小さくしなければならぬため，前章と同様にU10格点部全体をモデル化する場合，数十万要素を必要とする．このためモデル化するガセットプレートの範囲を図-4.20の(a)に示すL9-U10斜材の接合部付近のみとした．図-4.21の(a)に示すように，斜材を梁要素でモデル化し，その下端に外力を加えた．外力は5章の解析で得られた斜材の軸力と面内曲げモーメント（偶力）の和である．また，境界条件は青の破線で示した部分の変位および回転を拘束した．斜材からガセットプレートへの力の伝達に関しては，図-4.21(b)に示すように中心の節点から，16本のばね要素を配し，これらのばね要素にリベットの軸剛性およびせん断剛性をばね定数として与えた<sup>19)</sup>．1つのばね要素に割り当てるばね定数は，リベット1本のせん断ばね乗数を  $K$  とし，1つのばね要素のばね定数を  $k$  とすると，図-4.22により式(4.4)が得られる．

$$K = 2k \sin^2 \frac{\pi}{8} + 2k \sin^2 \frac{2\pi}{8} + 2k \sin^2 \frac{3\pi}{8} + k \sin \frac{4\pi}{8} \quad (4.4)$$

式(4.4)からばね要素のばね定数  $k$  を求め，ばね要素が圧縮力を受ける場合に適用し，ばね要素が引張力を受ける場合のばね定数は限りなく0に近い値とした．

また，図-4.20の(b)に示すガセットプレートのL9-U10斜材の接合部のみを対象としたリベットホール付き部分モデルがU10格点部全体のモデルと力学的に等価であることを示すために，予備解析を行った．U10格点部全体のモデルがL9-U10斜材から受ける力と等価な外力をリベットホール付き部分モデルに入力し，その解析結果の妥当性を検討する．本論文を通して，ひずみ量により損傷の評価を行っているため，両モデルの等価性の判定は予備解析の解析結果から得られる，ひずみのコンター図を比較して行った．これを図-15に示す．図-4.23の(a)および(b)の両者を比較すると，ひずみの分布状態は多少の差異はあるものの，ほぼ一致した結果であることが確認できる．よって，このリベットホール付き部分モデルが全体のモデルの代替として利用できるものとみなし以降の解析を行う．

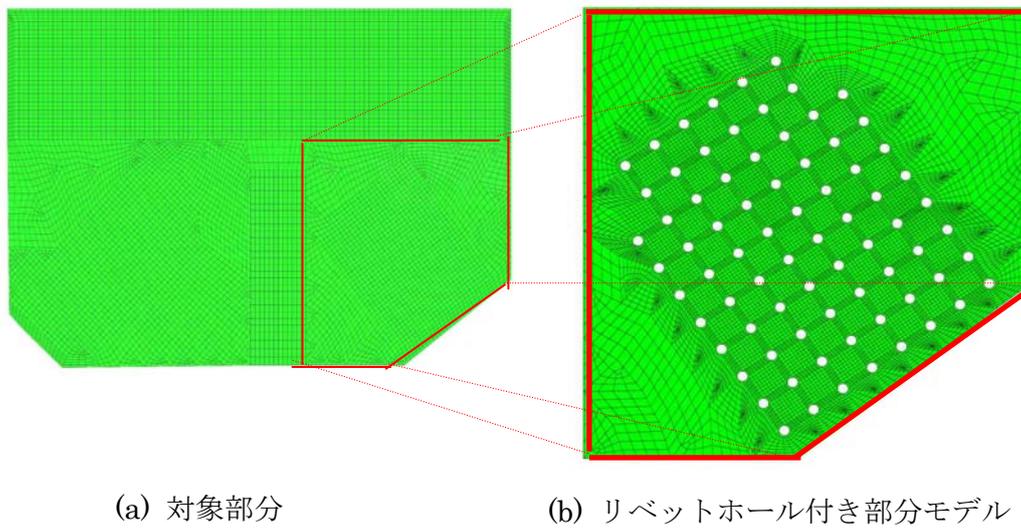


図-4.20 解析対象

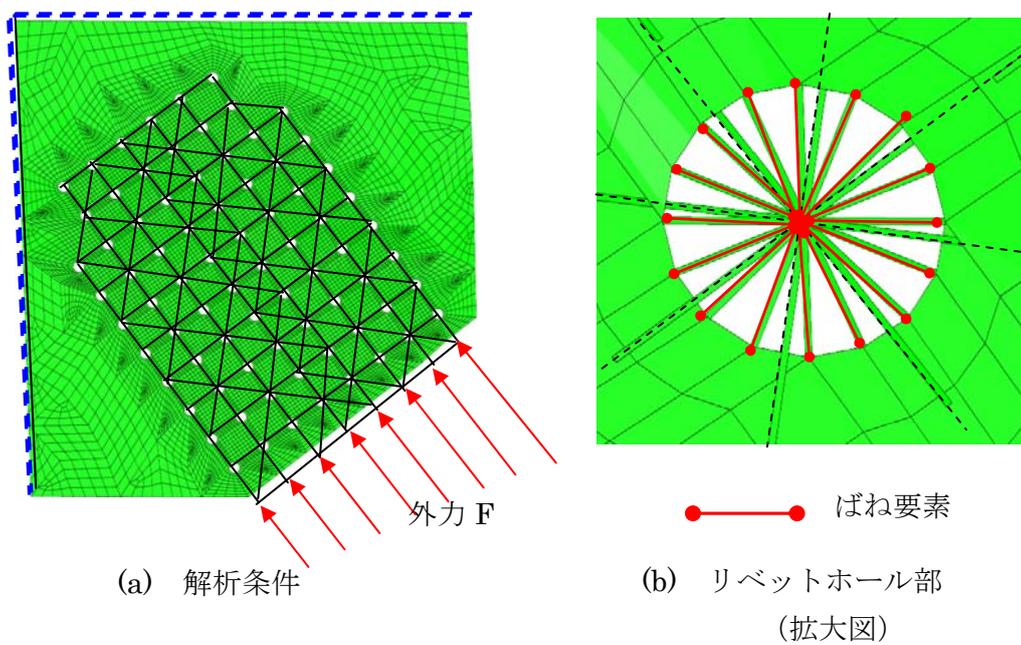


図-4.21 解析モデル

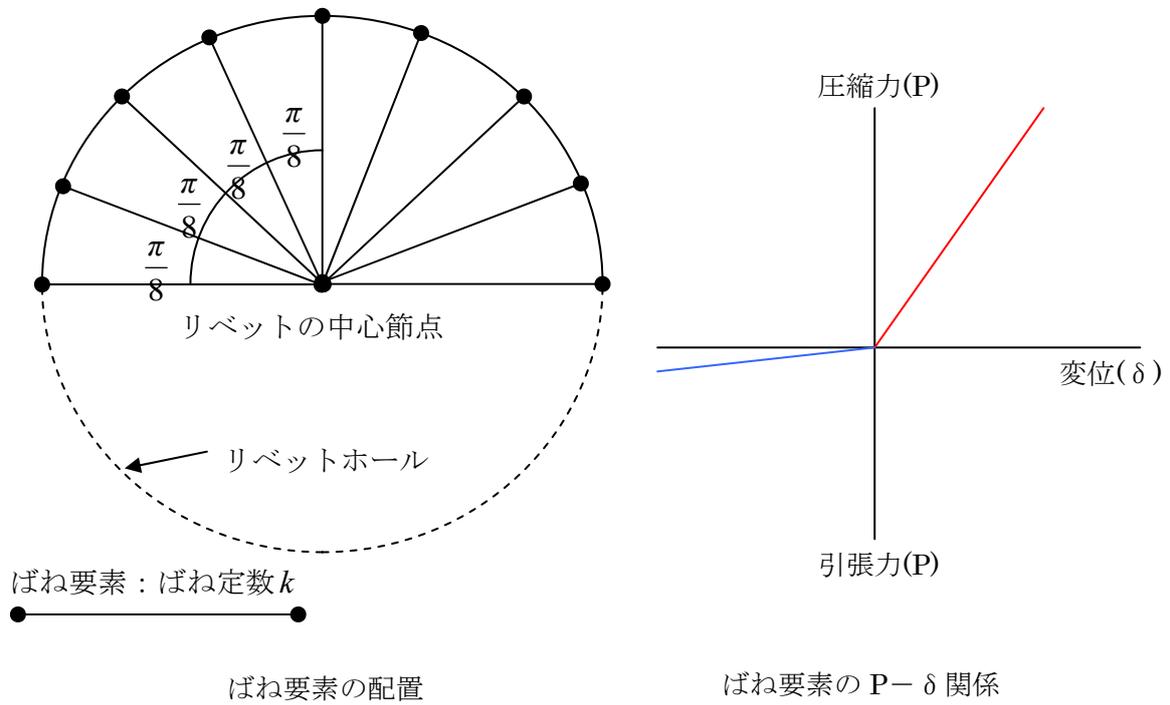


図-4.22 ばね定数  $k$  の決定

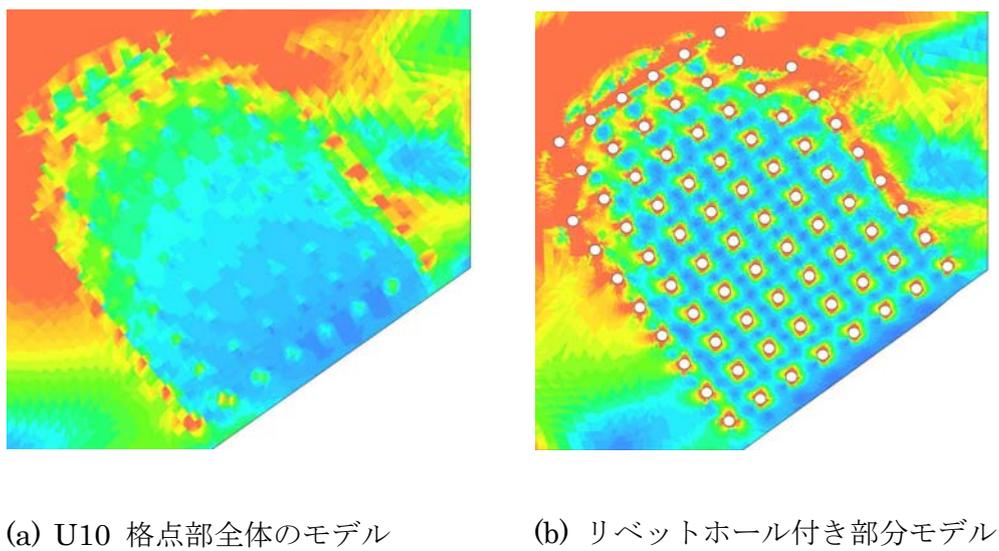


図-4.23 相当塑性ひずみの分布状態の比較

#### 4. 5. 3 解析条件

解析条件は、前章の解析におけるCASE-1, CASE-2, CASE-3, CASE-4に対応するものを、それぞれCASE-1', CASE-2', CASE-3', CASE-4'とした、構成則は図-10と同様とし、von Misesの降伏条件、関連流れ則、等方硬化則を用いて非線形解析を行った。

#### 4. 5. 4 解析結果

図-4.24に相当塑性ひずみの分布図を示す。また表-4.4に各CASEで生じた最大ひずみの値を示す。全てのCASEにおいて、リベットホール付き部分モデルの方がU10格点部全体のモデルよりも大きな相当塑性ひずみを生じさせる結果となった。特に最上段のリベットホールの周辺の塑性ひずみが大きな値を示すことが確認できた。

実際の条件を用いて解析したCASE-1'では、全載荷荷重の85%の荷重を載荷した時点で相当塑性ひずみが20.9%となり、それ以降の荷重の増分に対しては、急激なひずみの増加により計算が収束せず解を得ることができなかった。このことは実際の挙動においては、ガセットプレートが破断に至ることを意味すると考えられる。一方、CASE-2'～CASE-4'においてはCASE-2～CASE-4と比較して大きな相当塑性ひずみを生じる結果となったが、ガセットプレートが破断に至る可能性は小さいと考えられる。

表-4.4 相当塑性ひずみの最大値

	CASE-1'	CASE-2'	CASE-3'	CASE-4'
相当塑性 ひずみ (%)	20.9 以上	4.5	1.7	9.6

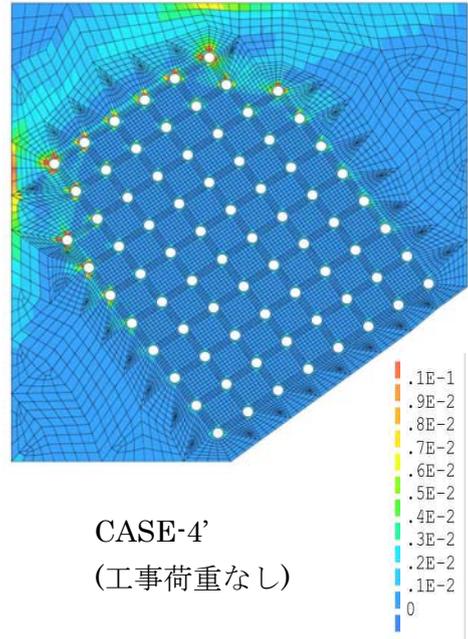
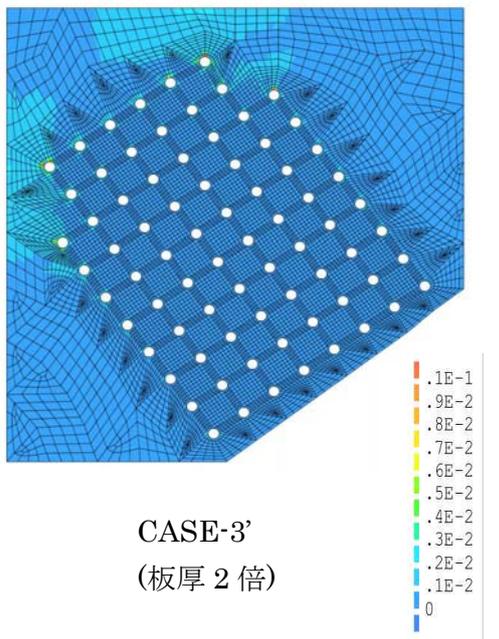
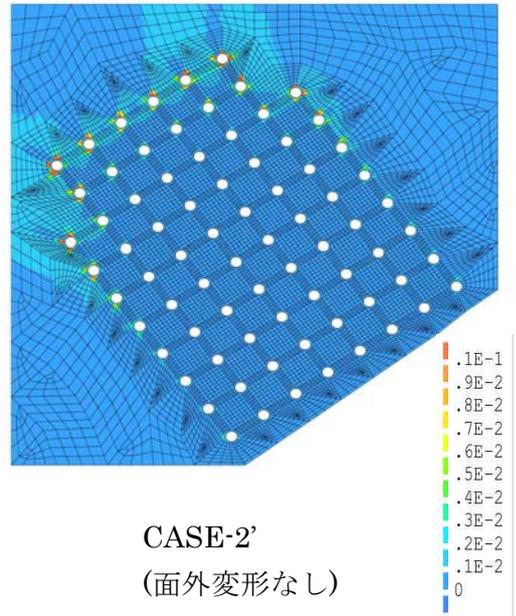
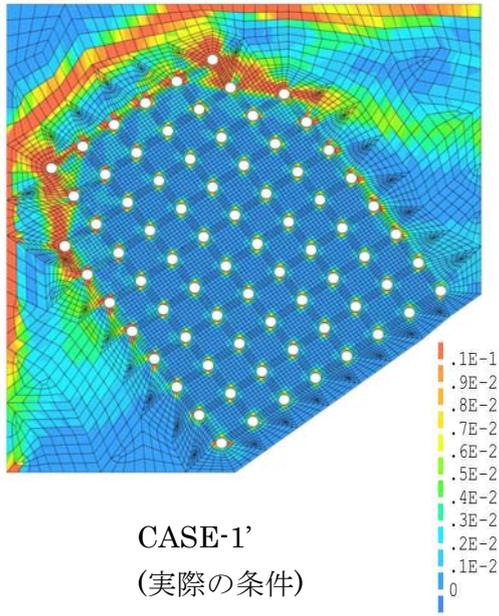


図-4.24 相当塑性ひずみ

#### 4. 5. 5 破断曲線

図-4.25に示すように、CASE-1'において、ガセットプレートに見られる相当塑性ひずみの最大値の分布形状と、実際に破断したガセットプレートの破断曲線の形状がよく一致している。このことから、この部分モデルによって比較的高い精度で解析が行われたことが確認できる。

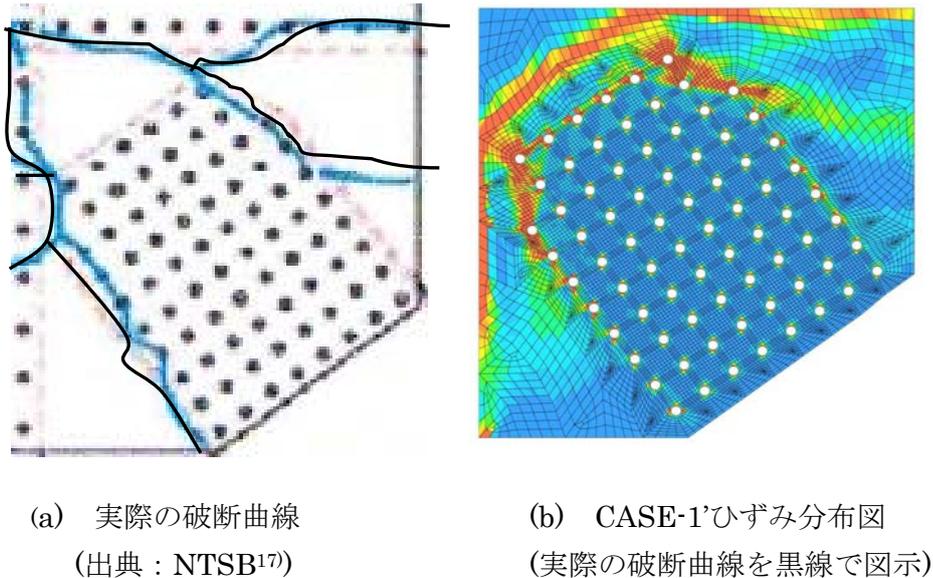


図-4.25 破断曲線

#### 4. 5. 6 終局基準の検討

崩壊のメカニズム解析の「4. 3. 2 解析方法」において、脆弱な格点部付近の主構部材の終局基準を部材の応力が圧縮，引張ともに $200\text{N/mm}^2$ に達した時点であると定めた。この基準についての検討を実際の板厚0.5インチを有し，曲げ変形のないガセットプレートの部分モデルを用いて行った。斜材の軸力を徐々に増加させていった場合の応力（軸力を斜材の断面積で除した）とガセットプレートに生じる相当塑性ひずみの関係は図-4.26のとおりである。圧縮，引張ともに応力が概ね $200\text{N/mm}^2$ に近づくにつれてひずみの値が発散していく結果となった。このことから「4. 3. 2 解析方法」に定めた脆弱な格点部付近の部材の終局基準は適当であるといえる。

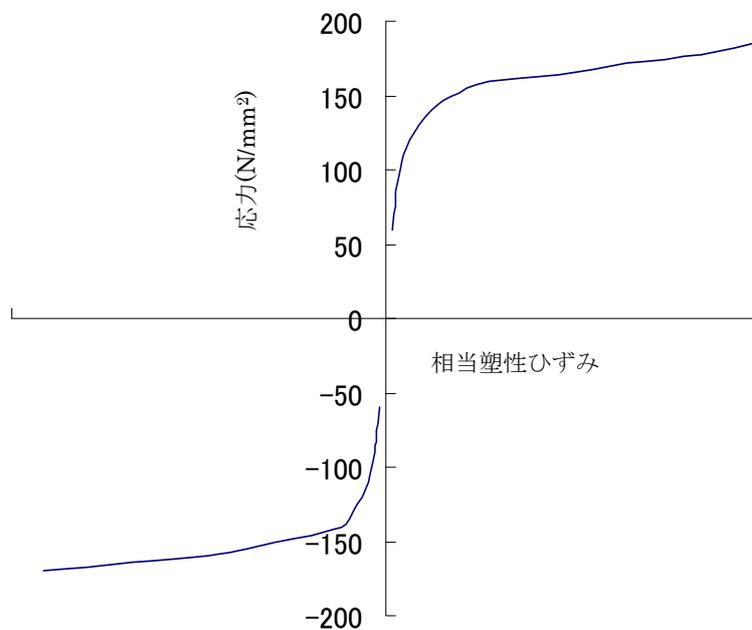


図-4.26 斜材の応力とガセットプレートの相当塑性ひずみの関係

#### 4.6 ガセットプレートの耐荷力向上の可能性について

##### 4.6.1 補剛材の取り付けによる耐荷力向上

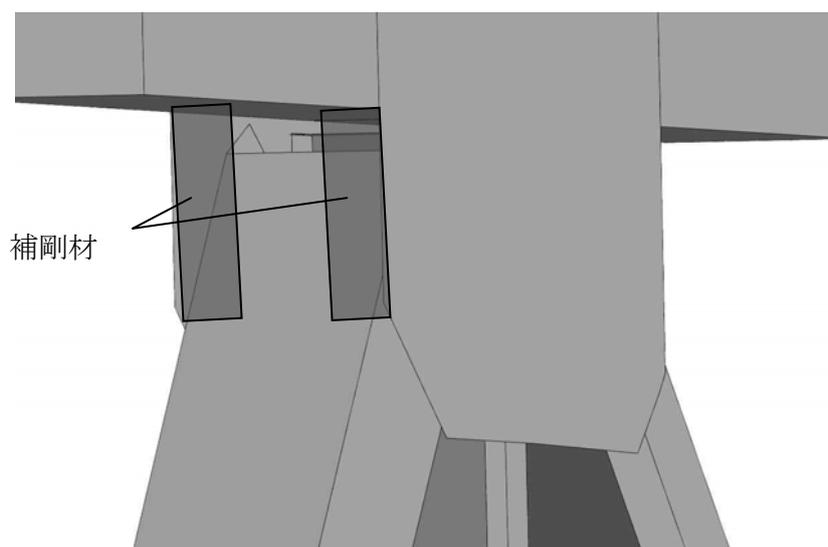
AASHTOではガセットプレートの自由辺長  $L$  を式(4)により制限している(4.11)。式(4.5)にU10ガセットプレートの自由辺長  $L=69\text{cm}$ 、板厚  $t=1.27\text{cm}$  を代入すると  $L/t=54.3$  となり、この式を満たしていないことになる。

$$\frac{L}{t} \leq 50 \sqrt{\frac{355}{\sigma_y}} \quad (4.5)$$

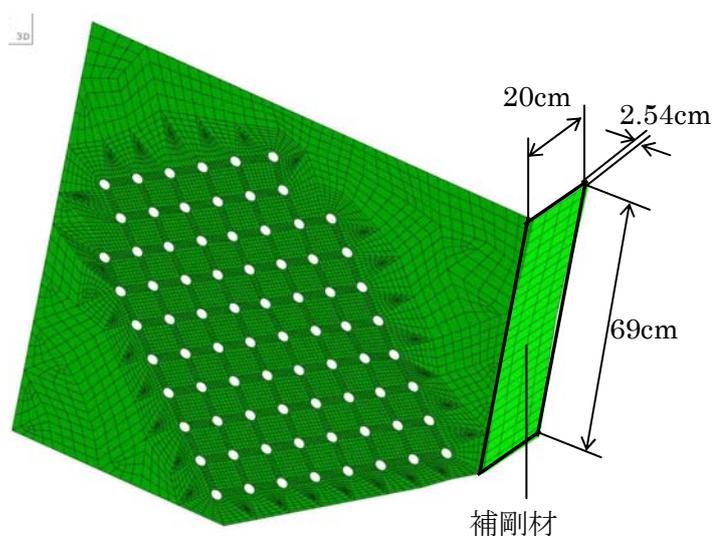
$\sigma_y$  : 降伏応力 (355 N/mm<sup>2</sup>)

そこで今回のような事故を未然に防止する方策の一つとして、なるべく簡便な補強方法を検討する。U10ガセットプレートの破壊は図-4.19に示し

たように L9-U10 斜材の上端が、ガセットプレートに面外に押し出すようにして生じた。このときのガセットプレートの面外変形を拘束するために、**図-4.27**に示すような鉛直補剛材をガセットプレートの内側に取り付けることにする。これを**図-4.28**のように CASE-1'のモデルを用いてモデル化し、ガセットプレートに生じる相当塑性ひずみが低減されることを前章と同様の解析を行い確認する。



**図-4.27** 補剛材の取り付け位置



**図-4.28** 補剛材付き解析モデル

#### 4. 6. 2 解析結果

補剛材を取り付けることにより面外方向の剛性を向上させた結果、解析によって生じた相当塑性ひずみの最大値は7.4%にとどまった。図-4.29に示した相当塑性ひずみの分布状態が工事荷重の載荷されていない場合である図-4.24のCASE-4'の塑性ひずみの分布状態に近いことから示されるように、ガセットプレートの変形は補剛材により抑制され、ガセットプレートの応力状態は工事荷重が載荷される以前の状態にまで低減される。つまり補剛材を適切に取り付けることによりU10格点部の耐荷力を向上させることが可能である。

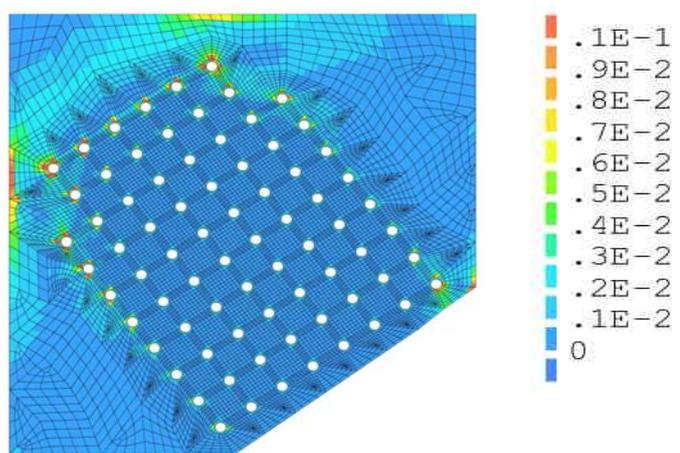


図-4.29 相当塑性ひずみ図

#### 4. 7 I-35W橋崩壊原因の考察および崩壊回避の可能性について

I-35W橋全体を対象にした梁要素モデルを用いた崩壊のメカニズム解析により、崩壊の起点がU10格点部付近であることを特定した。U10格点部のガセットプレートの板厚が必要な板厚の半分以下であったこと、またガセットプレートが面外変形を起こしていたこと、そしてU10格点部の上方に約260tfの工事資材等の荷重が載荷されていたことの3つの条件を考慮し、U10格点部の解析を行った。その結果、U10格点部のガセットプレートがL9-U10斜材から西側へ面外方向の力を受けることにより変形し、降伏することを確認した。さらにリベットホールをモデル化したガセット

プレートモデルを用いて解析することによって最上段のリベットホール周辺に、極めて大きな相当塑性ひずみが生じることを確認した。この相当塑性ひずみはガセットプレートを破断させるために十分な大きさであった。つまり、応力の集中するリベットホール周辺を起点として破断が生じ、それがガセットプレート全体に広がったと推測される。したがって、I-35W橋はU10格点部のガセットプレートが破断することによりL9-U10斜材が格点部からはずれ、崩壊のメカニズム解析で示した過程で橋梁全体の崩壊に至ったと考えられる。

また、今回の解析ではU10格点部の脆弱性に関連すると考えられる上記の3つの条件を場合分けして行ったが、3つの条件うち、いずれか1つの条件が回避できると仮定した場合（CASE-2～CASE-4）では、ガセットプレートの破断は起きない結果となった。すなわち、I-35W橋の崩壊は3つの条件が全て重なったため引き起こされたものと考えられる。

一方、崩壊回避の可能性については、崩壊以前にU10格点部のガセットプレートに補剛材を取り付けることを想定して、補剛材を取り付けた場合、解析によってガセットプレートに生じる相当塑性ひずみの分布状態は、工事荷重を載荷していない場合のひずみの分布状態とよく一致していた。さらに、相当塑性ひずみの最大値は工事荷重を載荷していない場合の値より小さい。この結果と実際に工事荷重が載荷される以前はガセットプレートは破断していなかったという事実から、補剛材を取り付けていればU10格点部のガセットプレートは破断していなかったと推察される。つまり、事前にこのような補強が実施されていれば、I-35W橋の崩壊は回避できた可能性があると言える。

## 参考文献

- 4.1) 依田照彦, 笠野英行: 米国ミネソタ州高速道路(I-35W)の崩落について, 土木施工 Journal for Civil Engineers 1, Vol.50, No.1, pp.30-33, 2009.
- 4.2) Astaneh-Asl, A.: Progressive collapse of steel truss bridge, the case of I-35W collapse, 7<sup>th</sup> International Conference on Steel Bridges, I84-I94, 2008.
- 4.3) 永谷秀樹, 明石直光, 松田岳憲, 安田昌宏, 石井博典, 宮森雅之, 小幡泰博, 平山博, 奥井義昭: 鋼トラス橋のリダンダンシー評価手法の検討(その1), 土木学会第63回年次学術講演会, 2008.
- 4.4) 永谷秀樹, 明石直光, 松田岳憲, 安田昌宏, 石井博典, 宮森雅之, 小幡泰博, 平山博, 奥井義昭: 鋼トラス橋のリダンダンシー評価手法の検討(その2), 土木学会第63回年次学術講演会, 2008.
- 4.5) 永谷秀樹, 明石直光, 松田岳憲, 安田昌宏, 石井博典, 宮森雅之, 小幡泰博, 平山博, 奥井義昭: 鋼トラス橋のリダンダンシー評価手法の検討(その3), 土木学会第63回年次学術講演会, 2008.
- 4.6) 永谷秀樹, 明石直光, 松田岳憲, 安田昌宏, 石井博典, 宮森雅之, 小幡泰博, 平山博, 奥井義昭: 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, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.2, pp.410-425, 2009.
- 4.7) 鋼橋技術研究会特別検討チーム: なぜ日本の橋は落ちていないのか?—リダンダンシーが橋をすくう—, 鋼橋技術研究会緊急企画“トークイン日本の橋を考える”予稿集, pp.95-116, 2007.
- 4.8) 金治英貞, 鈴木直人, 香川敬生, 渡邊英一: 長大トラス橋の耐震性向上における設計入力地震動と損傷制御構造, 土木学会論文集, No.787/I-71, pp.1-19, 2003.
- 4.9) 吉岡勉, 原田政彦, 山口宏樹, 伊藤信: 斜材の実損傷による鋼トラス橋の振動特性変化に関する一検討, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.199-208, 2008.
- 4.10) 野上邦栄, 山本一之, 成田信之: 鋼骨組構造物の簡易耐荷力算出法の提案, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.83-90, 1996.

- 4.11) 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，改定第2版，土木学会，2005.
- 4.12) Minnesota Department of Transportation, Interstate 35W Bridge Photos, <http://www.dot.state.mn.us/i35wbridge/photos/>
- 4.13) 山本壘，笠野英行，古川貴之，依田照彦：鋼トラス橋のリダンダンシーに関する考察，土木学会第35回関東支部技術研究発表会，2008.
- 4.14) 古川貴之，笠野英行，山本壘，依田照彦：鋼トラス橋のリダンダンシーに関する研究，土木学会第63回年次学術講演会，2008.
- 4.15) 保坂鐵矢，堀地紀行，磯江暁：トラス格点部合理化構造の検討構造工学論文集，Vol.46A，pp.1353-1364，2000.
- 4.16) 保坂鐵矢，増田陳紀，磯江暁：トラス格点合理化構造の強度に関する一検討，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1177-1184，2001.
- 4.17) NTSB: Structural and Local Failure Study of Gusset Plate in Minneapolis Bridge Collapse, Interim Report, February 14, 2008.
- 4.18) NTSB: Highway Accident Report: Collapse of I-35W Highway bridge Minneapolis, Minnesota August 1, 2007, November 14, 2008.
- 4.19) 日本鋼構造協会 接合小委員会：鋼構造接合資料集成，技報堂出版，pp.173-175，1977.

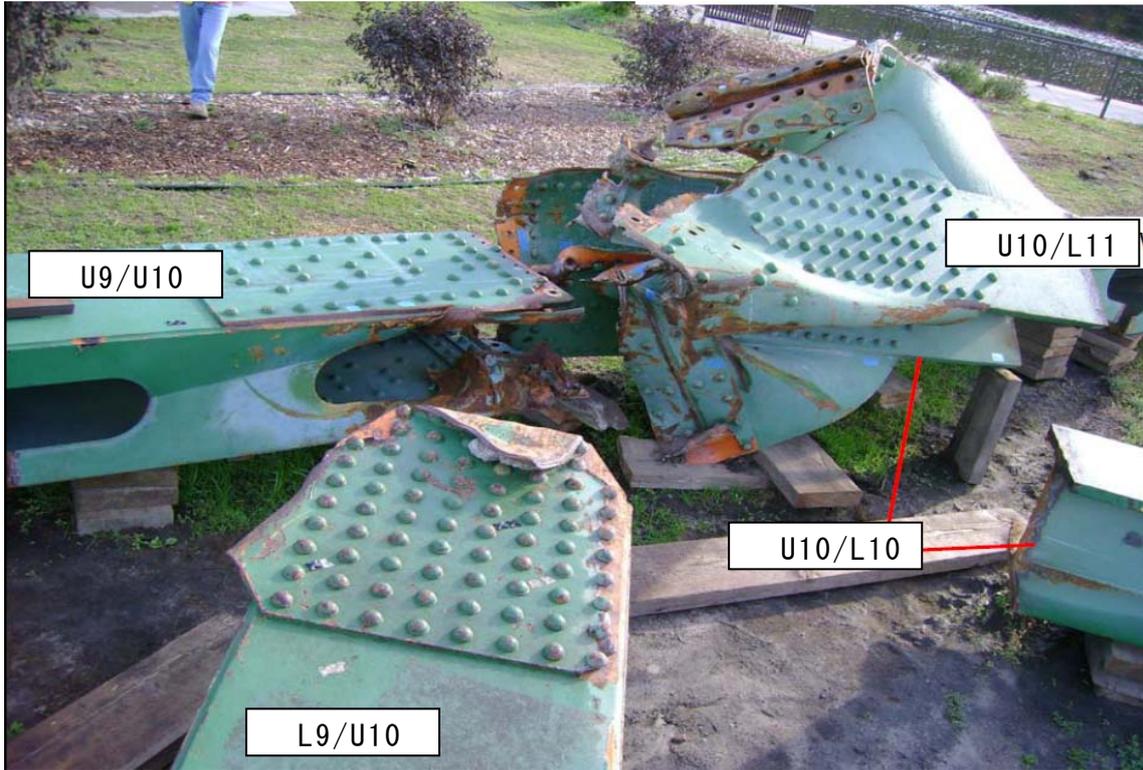
## 5 章

### 鋼トラス橋格点部の強度照査方法の提案

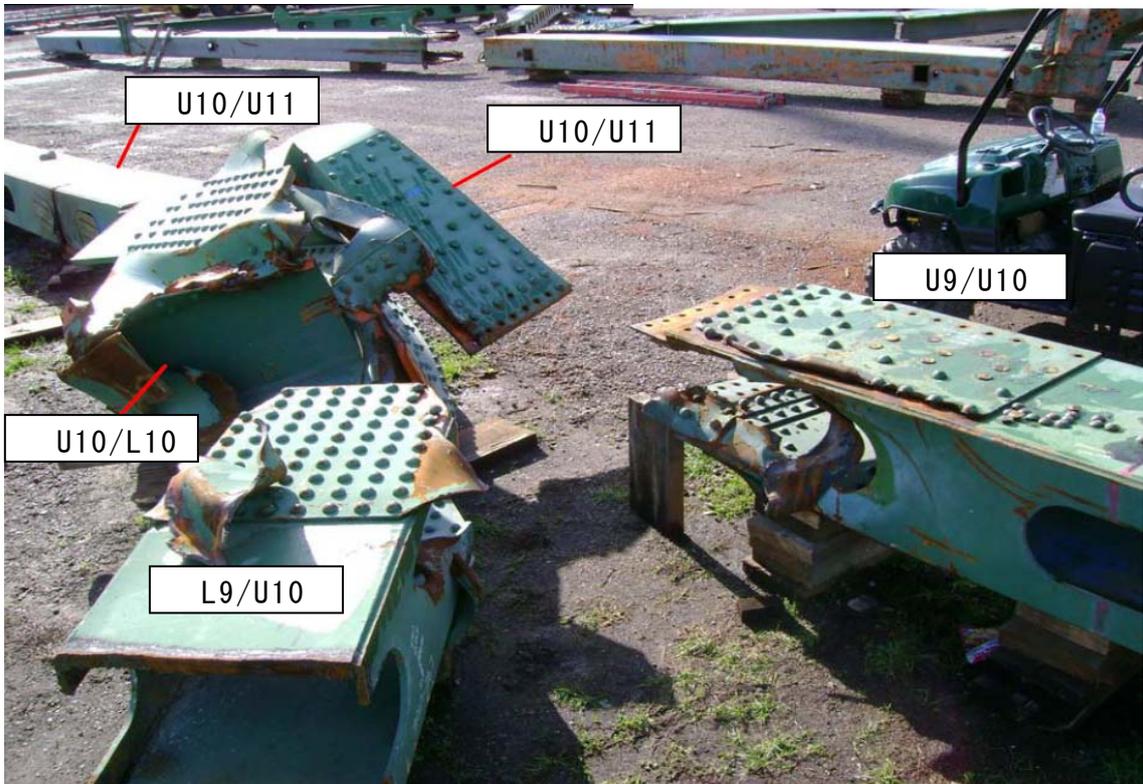
前章で示したように，鋼トラス橋の格点部の設計基準は，日本の道路橋示方書の設計基準，本州四国連絡橋設計基準，あるいは米国の FHWA の設計基準のそれぞれの間で大きく異なっている．これは，それぞれの設計基準で想定されているガセットプレートの終局挙動が異なるためである．そこで，本章では崩落した I-35W 橋の格点部の実際の破壊性状を検証することにより，実状に即した格点部の強度照査の方法を提案する．

#### 5. 1 I-35W 橋の格点部の破壊性状

図 5-1(a)は I-35W 橋の崩壊の起点となったと考えられる西側 U10 格点部の破壊状況であり，図 5-1(b)は西側 U10 格点部が破壊したことにより，続いて破壊したと考えられる東側 U10 格点部の破壊状況である．図中に標記した U9/U10 は上弦材(引張部材)，U10/U11 は上弦材(圧縮部材)また，L9/U10 は斜材(圧縮部材)，U10/L11 は斜材(引張部材)であり，U10/L10 は垂直材(引張部材)である．両格点部にいて，上弦材 U9/U10 と斜材 L9/U10 は格点部のガセットプレートから完全に断絶しているが，上弦材 U10/U11，斜材 U10/L11 および垂直材 U10/L10 はガセットプレートにより一部連結したままの状態である．また，図-5.2 にこれらの格点部のガセットプレートに見られる破断状況を破断曲線として図示する．

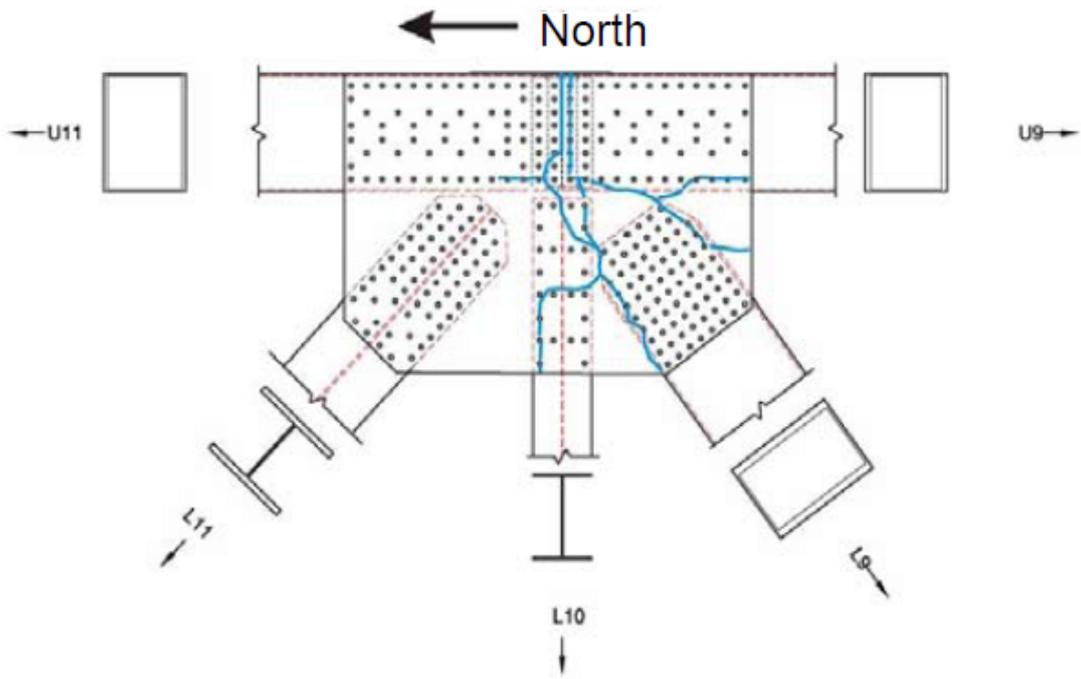


(a) 西側 U10 格点部

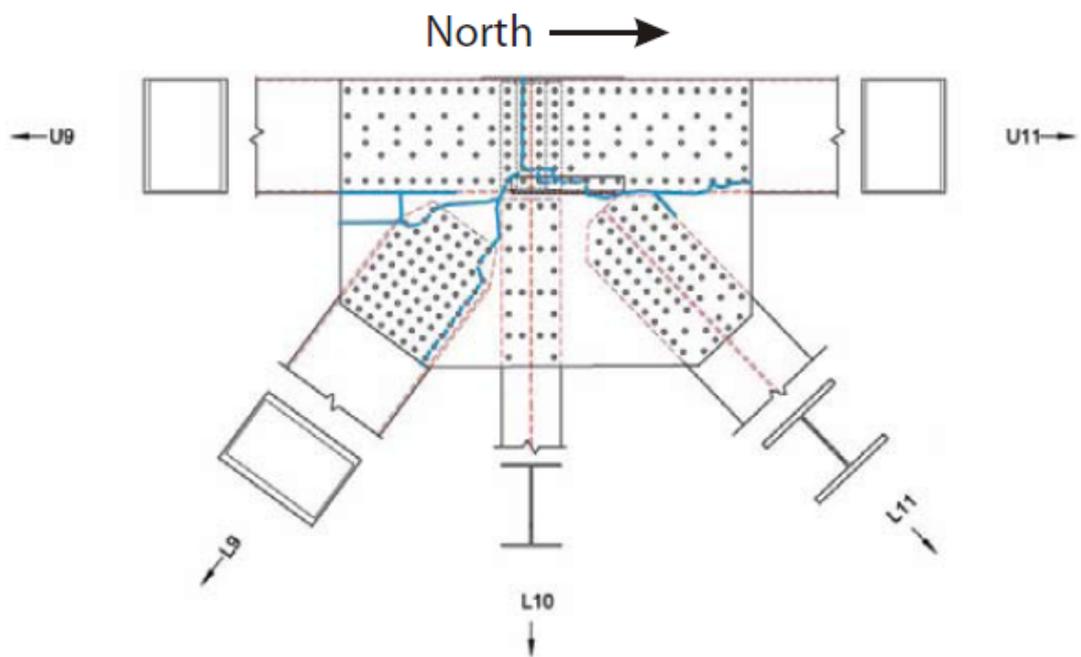


(b) 東側 U10 格点部

図-5.1 格点部の破壊状況<sup>5.1)</sup>

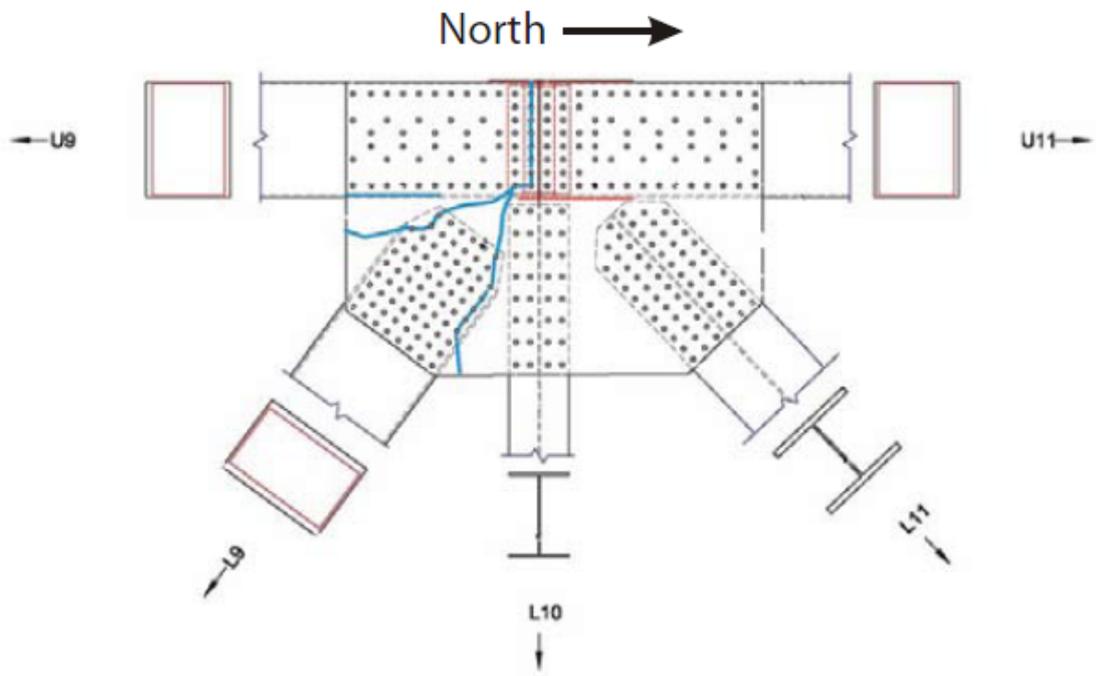


(a) 西側 U10 格点部のガセットプレート(外側)

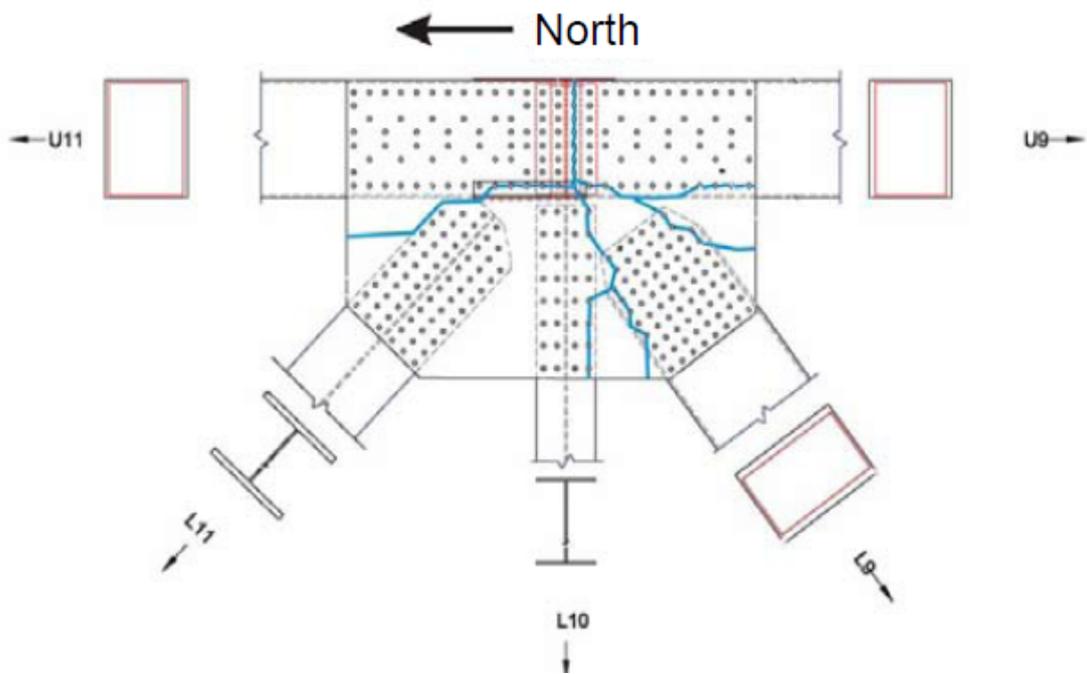


(b) 西側 U10 格点部のガセットプレート(内側)

図-5.2 ガセットプレートの破断曲線 (その1)



(c) 東側 U10 格点部のガセットプレート(外側)



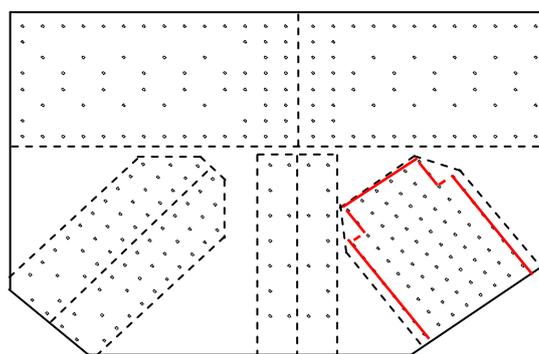
(d) 東側 U10 格点部のガセットプレート(内側)

図-5.2 ガセットプレートの破断曲線<sup>5.2)</sup> (その 2)

東西の U10 格点部の各ガセットプレートに見られる破壊性状を，図-5.2の破断曲線をもとに区別すると，次の4種類の破壊性状に分けることができる。

### 破壊性状①

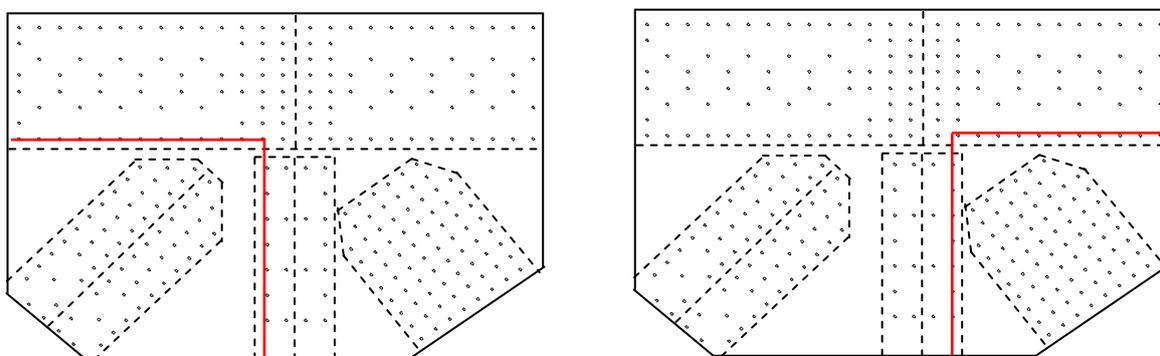
図-5.3(a)に示す位置近傍において斜材の軸力によりブロックせん断破壊が生じている



(a) 破壊性状①

### 破壊性状②

図-5.3(b)に示す位置近傍のリベットホールに沿った有効断面もしくは全断面において，斜材の軸力の水平方向分力により，ガセットプレートが降伏しているか，もしくは破断している。

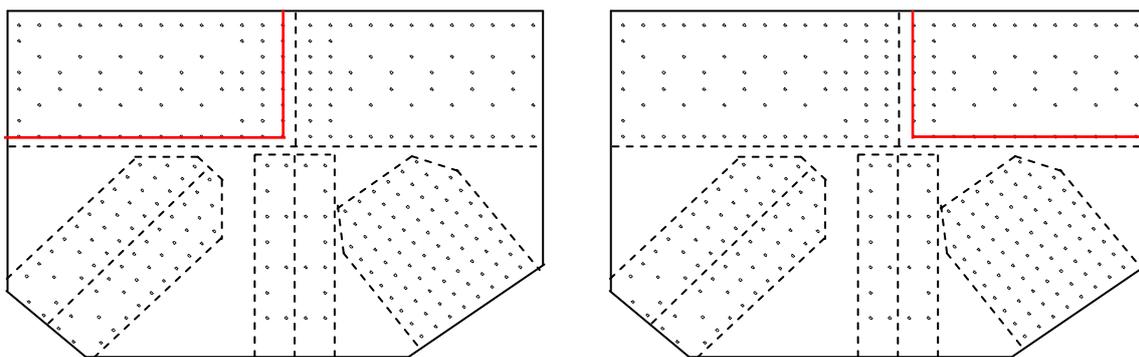


(b) 破壊性状②

図-5.3 U10 格点部のガセットプレートの破壊性状 (その1)

### 破壊性状③

図-5.3(d)に示す位置近傍のリベットホールに沿った有効断面もしくは全断面において，上弦材の軸力によりガセットプレートが降伏しているか，もしくは破断している。



(c) 破壊性状③

図-5.3 U10 格点部のガセットプレートの破壊性状 (その2)

## 5. 2 U10 格点部のガセットプレートの強度照査

I-35W 橋の崩落の起点であるとされる西側 U10 格点部の圧縮斜材側のガセットプレートに着目し，ガセットプレートに作用していた弦材および腹材の軸力に対して，前節で示した破壊性状①，破壊性状②および破壊性状③が生じるかどうかを，以下に提案する強度照査式により検証する．事故当時にガセットプレートに作用していたと考えられる斜材の軸力は，4 章で FEM の解析結果から得たものを用いる．図-5.4 に照査の対象とする西側 U10 格点部のガセットプレートの破壊性状を示す．

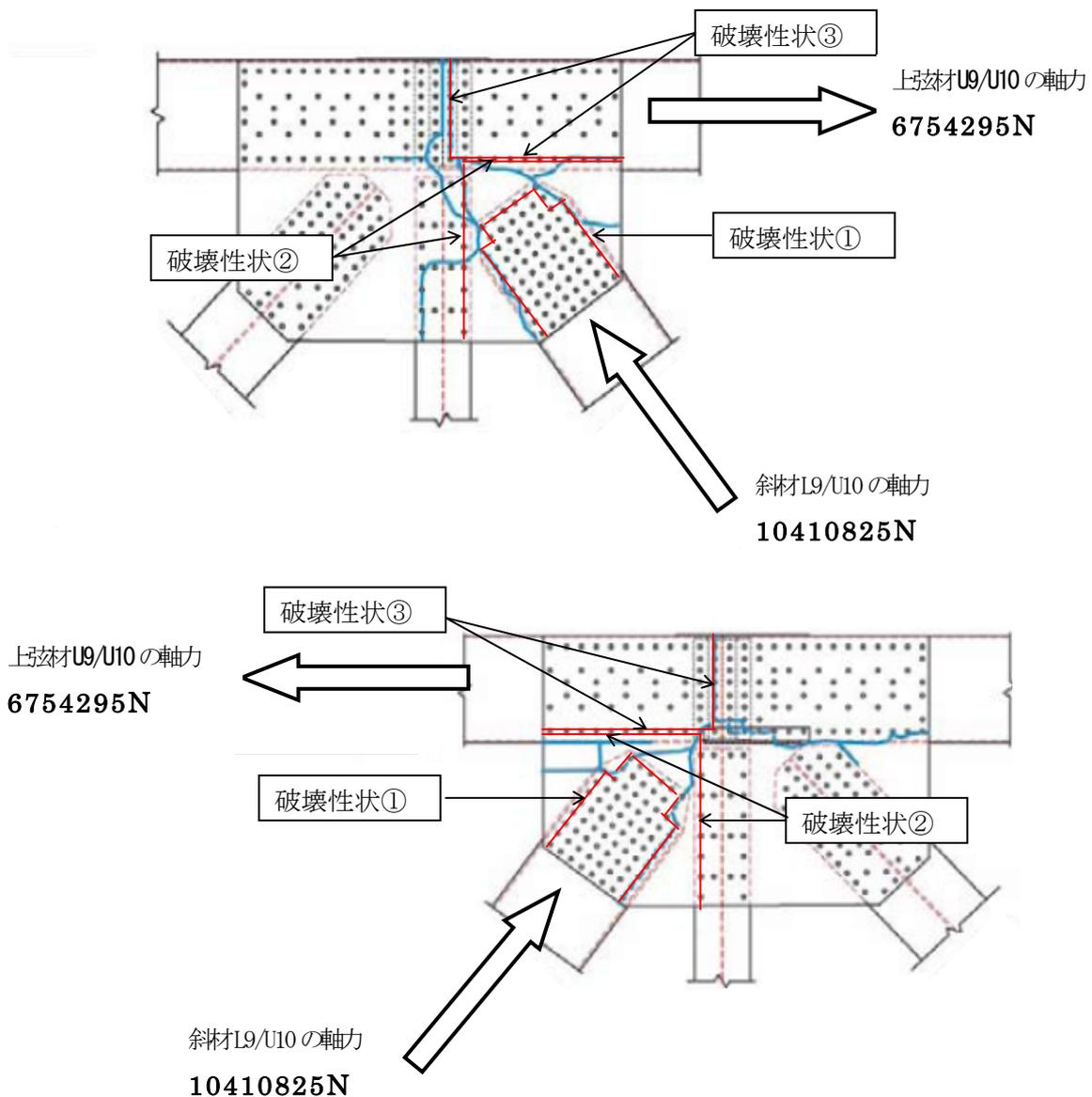


図-5.4 西側 U10 格点部のガセットプレート (上:外側, 下:内側)

(a) 破壊性状①の検証

破壊性状①をブロックせん断破壊に対する強度照査式と関連させて検証する。図-5.5(a)の破線①で示す位置のリベット列に沿った有効断面にせん断破壊が生じ、破線②で示す位置の全断面が降伏するとする。図-5.5の破線①に沿った有効断面のせん断破壊に対する強度を $R_{su}$ とすると、

$$R_{su} = 1/\sqrt{3} f_u A_n \quad (5.1)$$

$f_u$  : 引張強度 (552N/mm<sup>2</sup>)

$A_n$  : 有効断面積 (ここでは図-5.5の破線①に沿った断面積) (mm<sup>2</sup>)

また、図-5.5(a)の破線②に沿った全断面の圧縮降伏に対する強度を $R_y$ とすると、

$$R_y = f_y A_g \quad (5.2)$$

$f_y$  : 降伏応力 (355 N/mm<sup>2</sup>)

$A_g$  : 全断面積 (ここでは図-5.5(a)の破線②に沿った断面積) (mm<sup>2</sup>)

ただし、今回のU10格点部の強度照査では、式(5.2)に替えて式(5.3)を用いる。図-5.6に示すように、ガセットプレートの中立面と斜材の中立面には偏心している。ガセットプレートは軸力に加えて、この偏心から生じる曲げモーメントを受けることになる。特に接続されている斜材が圧縮軸力を有する場合、終局時にガセットプレートは、この曲げモーメントの作用による面外方向の変形が卓越する。接続されている斜材が圧縮部材の場合、式(5.3)を用いる理由はこの挙動を考慮に入れるためである。

$$\frac{R_{cy}e}{M_p} + \frac{R_{cy}}{N_u} = 1 \quad (5.3)$$

$M_p$  : 全塑性モーメント (N・mm)

$N_u$  : 圧縮力が作用する部位の座屈を考慮した圧縮耐力 (N)

$e$  : ガセットプレートと接続部材の中立面の偏心量 (mm)

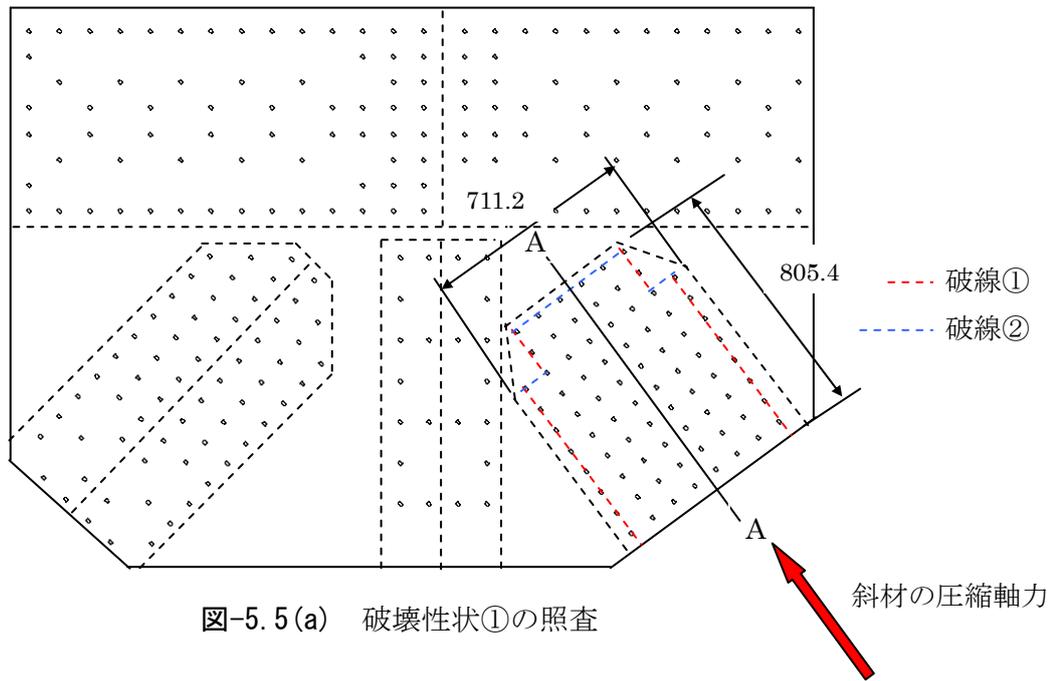


図-5.5(a) 破壊性状①の照査

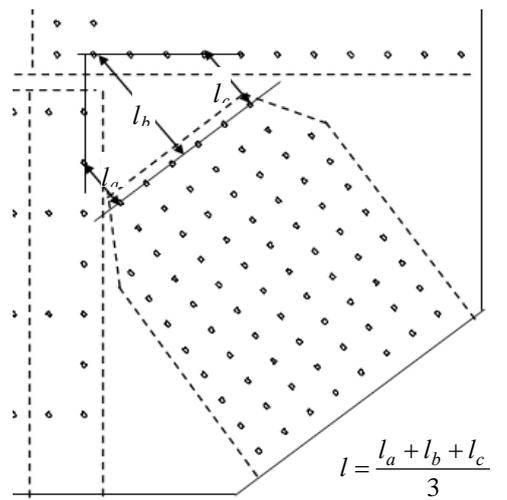


図-5.5 (b) 部材長  $l$  の算出

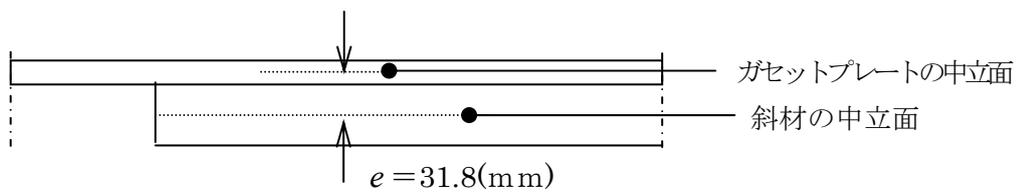


図-5.6 A—A 断面

以上に定義した強度式をもとに、破壊性状①に対する強度照査を行う。

①  $R_{su}$  の算出

式(5.1)において、

$$f_u = 552(N/mm^2)$$
$$A_n = 2 \times (805.4 - 25.4 \times 10) \times 12.7 = 14005.6(mm^2)$$

であるから、

$$R_{su} = 2 \times 1/\sqrt{3} \times 552 \times 14005.6 = 8937652(N)$$

②  $R_{ty}$  の算出

式(5.3)において、

$$M_p = 2 \times \frac{711.2 \times 12.7^2}{4} \times 355 = 20360927(N \cdot mm)$$

$N_u$ は道路橋示方書の圧縮部材の耐荷力曲線より求める。

このとき部材長  $l$  は図-5.5(b)より、以下のように定める。

$$l = \frac{l_a + l_b + l_c}{3}$$

$$l_a = 155(mm), \quad l_b = 340(mm), \quad l_c = 200(mm)$$

$$l = \frac{155 + 340 + 200}{3} = 232(mm)$$

よって、無次元化細長比 $\lambda$ と道路橋示方書の耐荷力曲線<sup>5.4)</sup>を利用して、

$$\lambda = 0.827 \text{ より } \sigma_{cr} = 233(N/mm^2)$$

が得られる。その結果、圧縮耐力は

$$N_u = 2 \times 711.2 \times 12.7 \times 233 = 4209024(N)$$

また、 $e$ はガセットプレートの中立面と、斜材のフランジの中立面との偏心量であるが、ここではさらにガセットプレートの初期たわみ量も加えることにより、

$$e = 31.8 + 12.7 = 44.5(\text{mm})$$

となる。ここで式(5.3)より

$$\frac{R_{cy} \times 44.5}{20360927} + \frac{R_{cy}}{4209024} = 1$$

$$\therefore R_{cy} = 413000(\text{N})$$

以上より破壊性状①に対する終局強度  $R_1$  は

$$R_1 = R_{su} + R_{cy} = 9350652(\text{N}) \quad \because \text{斜材 L9/U10 の軸力 : } 10410825(\text{N})$$

となり、U10 格点部が破壊した時点で圧縮斜材側のガセットプレートに作用していた斜材 L9/U10 の軸力と比較的よく一致する。

(b) 破壊性状②の検証

破壊性状②についても，破壊性状①の場合と同様にして終局強度の照査を行う．斜材 L9/U10 の軸力の水平方向分力によって，**図-5.7**の破線①で示す位置のリベット列に沿った有効断面にせん断破壊が生じ，破線②で示す位置の全断面が降伏とする．この場合もガセットプレートの対象とする部分は水平方向の圧縮力を受けるため，式(5.1)および式(5.3)をもちいる．

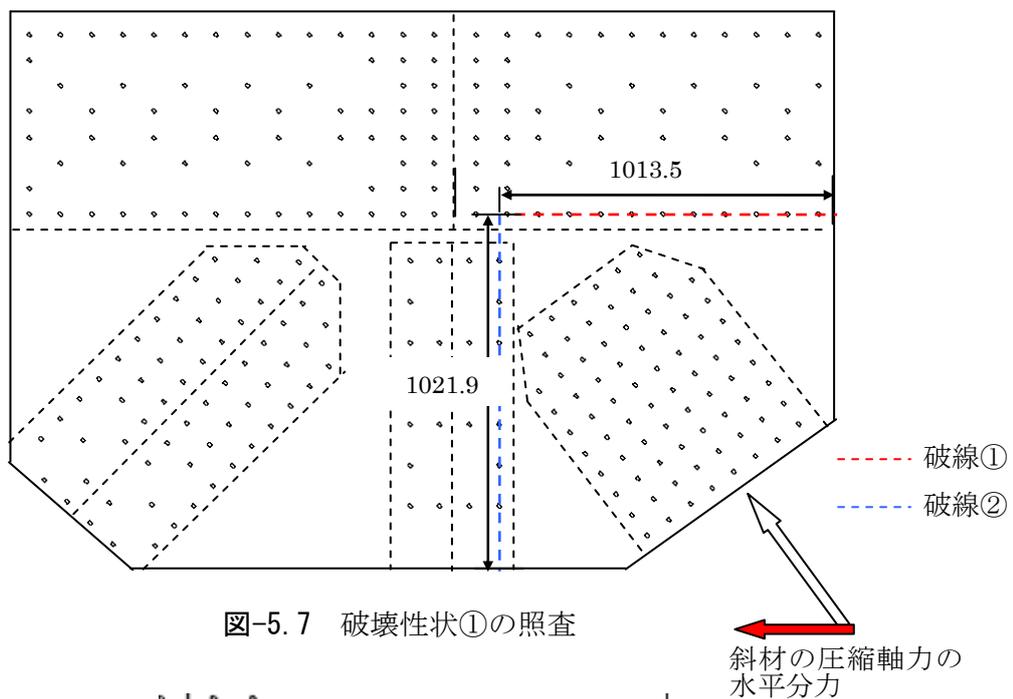


図-5.7 破壊性状①の照査

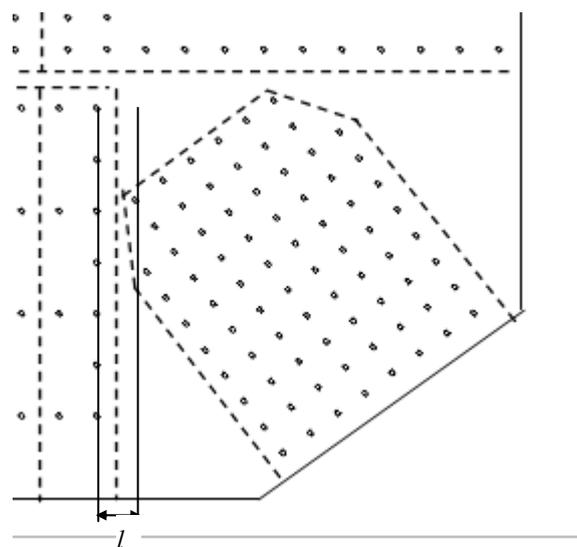


図-5.7 (b) 部材長  $l$

①  $R_{su}$  の算出

式(5.1)において,

$$f_u = 552(N/mm^2)$$
$$A_n = (1013.5 - 25.4 \times 12) \times 12.7 = 9000.5(mm^2)$$

であるから,

$$R_{su} = 2 \times 1/\sqrt{3} \times 552 \times 9000.5 = 5737039(N)$$

②  $R_{cy}$  の算出

式(5.3)において,

$$M_p = 2 \times \frac{1021.9 \times 12.7^2}{4} \times 355 = 29255949(N \cdot mm)$$

また,(a)と同様にして, $N_u$ は道路橋示方書の圧縮部材の耐荷力曲線より求める. このとき部材長 $l$ は図-5.7(b)より

$$l = 95(mm)$$

よって, 無次元化細長比 $\lambda$ と道路橋示方書の耐荷力曲線<sup>5.4)</sup>を利用して,

$$\lambda = 0.337 \text{ より } \sigma_{cr} = 328(N/mm^2)$$

が得られる. その結果, 圧縮耐力は

$$N_u = 2 \times 1021.9 \times 12.7 \times 328 = 8513653(N)$$

となるから, 式(5.3)は

$$\frac{R_{cy} \times 44.5}{29255949} + \frac{R_{cy}}{8513653} = 1$$

となり,

$$\therefore R_{cy} = 610771(N)$$

以上より破壊性状②に対する終局強度  $R_2$  は

$$R_2 = R_{su} + R_{cy} = 6347810(N)$$

∴ 斜材 L9/U10 の軸力の水平方向分力 : 6320858(N)

となり, 破壊性状②に対する終局強度は, 斜材 L9/U10 の軸力の水平方向分力とほぼ一致している.

(c) 破壊性状③の検証

破壊性状③について，終局強度の照査を行う．上弦材 U9/U10 の軸力により，図-5.8 の破線①で示す位置のリベットホールに沿った有効断面に引張破壊が生じ，破線②で示す位置の全断面が降伏するとする．

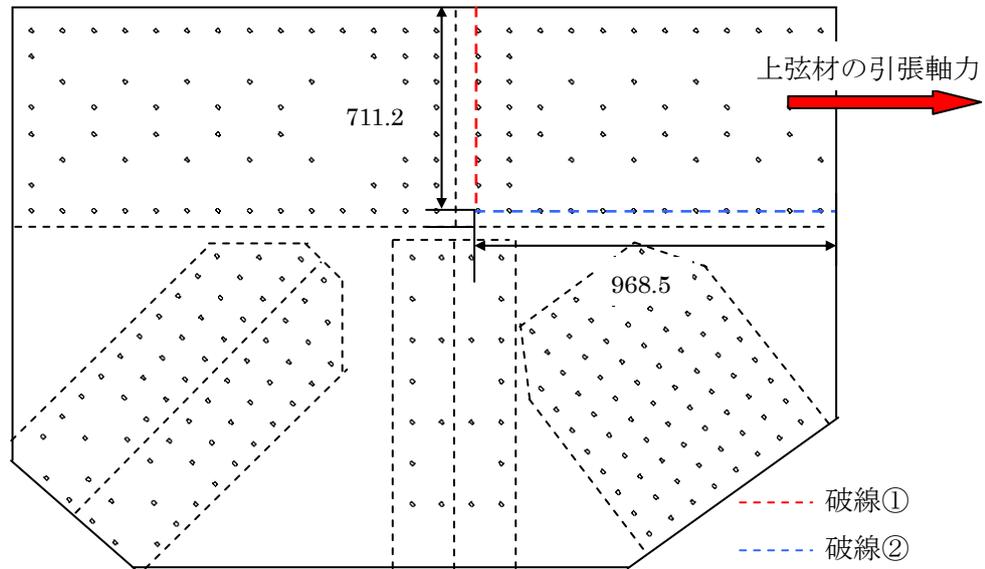


図-5.8 破壊性状③の照査

図-5.8 の破線①に沿った有効断面の引張破壊に対する強度を  $R_u$  とすると，

$$R_u = f_u A_n \quad (5.4)$$

$f_u$  : 引張強度 (552 N/mm<sup>2</sup>)

$A_n$  : 有効断面積 (ここでは図-5.8 の破線①に沿った断面積) (mm<sup>2</sup>)

また，図-5.8 の破線②に沿った全断面のせん断降伏に対する強度を  $R_{sy}$  とすると

$$R_{sy} = 1/\sqrt{3} f_y A_g \quad (5.5)$$

$f_y$  : 降伏応力 (355 N/mm<sup>2</sup>)

$A_g$  : 全断面積 (ここでは図-5.8 の破線②に沿った断面積) (mm<sup>2</sup>)

以上に定義した強度式をもとに、破壊性状③に対する強度照査を行う。

①  $R_{su}$  の算出

式(5.4)において、

$$f_u = 552(N/mm^2)$$

$$A_n = (711.2 - 25.4 \times 8) \times 12.7 = 6451.6(mm^2)$$

であるから、

$$R_{su} = 2 \times 552 \times 6451.6 = 7122566(N)$$

②  $R_{sy}$  の算出

式(5.5)において、

$$f_y = 355(N)$$

$$A_g = 968.5 \times 12.7 = 12299.9(mm)$$

であるから、

$$R_{sy} = 2 \times 1/\sqrt{3} \times 355 \times 12299.9 = 5042106(N)$$

よって、破壊性状③に対する終局強度  $R_3$  は

$$R_3 = R_{su} + R_{sy} = 12164672(N)$$

∴ 上弦材 U9/U10 の軸力：6754295N)

となり、破壊性状③に対する終局強度  $R_3$  は、上弦材 U9/U10 の軸力を大幅に上回っている。

以上で検証を行った、破壊性状①～③について、提案した強度照査式から算出された終局強度と、その破壊性状を生じさせたとする荷重との関係を

表-5.1 に示す。この表から分かるように、破壊性状①および破壊性状②については、提案した強度照査式から得られた終局強度と荷重の値は比較的良好に一致している。また、破壊性状②の照査で用いた強度照査式は、本論文において初めて提案したガセットプレートの危険断面についての強度照査式であるが、この強度照査式から得られた値と、荷重の値との誤差は 0.4% であり、FWHA の定める危険断面に対する強度照査式による誤差 (32.7%)<sup>5.3)</sup> に比べても良い精度で強度が求められていることから、実状に即した強度照査式であると言える。しかしながら、破壊性状③の照査に用いた強度照査方法は、強度照査式から得られた値と、荷重の値に非常に大きな誤差があるため、実状を反映したものではないと思われる。つまり、破壊性状③は橋梁の崩壊初期の U10 格点部の荷重状態で生じたものではなく、橋梁が崩壊する過程の形状変化により弦材の断面力が極端に増加した際に生じたものと考えられる。

表-5.1 終局強度と荷重の関係

破壊性状	強度照査式から算出した終局強度 (N)	破壊性状を生じさせたとする荷重 (N)	荷重の種類	誤差 (%)
①	9519891	10410825	斜材L9/U10の軸力	-10.2
②	6573640	6320858	斜材L9/U10の軸力の水平方向分力	+0.4
③	12164672	6754295	上弦材U9/U10の軸力	+80.1

### 5. 3 ガセットプレートの強度照査方法の提案

既存のガセットプレートの強度照査方法の中から有用であると考えられるものに加え、本論文で提案するガセットプレートの強度照査方法をまとめて示す。なお、ここに示す強度照査式は、ガセットプレートに生じる各破壊性状に対する終局強度の照査式であり、安全率や部分安全係数等は用いて表示はしないこととする。

#### (a) 引張破断に対する終局強度

引張破断に対する終局強度(図-5.9)は次式により算出する。

$$R = f_u b_e t \quad (5.6)$$

ここで、

$f_u$  : 引張強度(N/mm<sup>2</sup>)

$b_e$  : 有効幅<sup>5.6)</sup> ( $b_e = b + 0.8d$   $b$ :ボルト群の幅  $d$ :ボルト群の長さ) (mm)

$t$  : ガセットプレートの板厚(mm)

であり、

$$2R > P_2 \quad , \quad 2R > P_3 \quad , \quad 2R > P_L \quad (5.7)$$

であることを照査する。

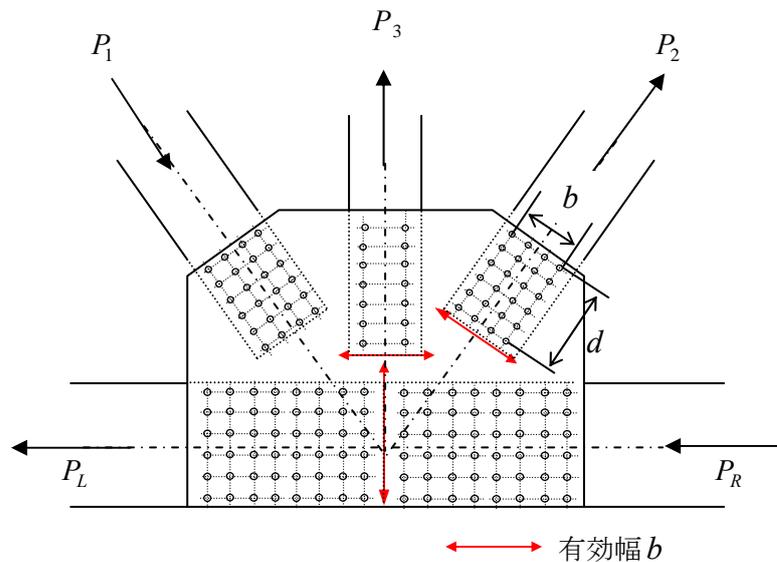


図-5.9 引張破断位置と有効幅

(b) ブロックせん断破壊に対する終局強度 (図-5.10)

b-1) ガセットプレートに連結される部材が引張部材の場合, 式(5.8), 式(5.9)から算出する  $R$  のうち, の小さいものを採択する.

$$R = 1/\sqrt{3} f_u A_{sn} + f_y A_{tg} \quad (5.8)$$

$$R = 1/\sqrt{3} f_y A_{sg} + f_u A_{tm} \quad (5.9)$$

ここで,

$A_{sn}$  : せん断力が作用する断面の有効断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_{tg}$  : 引張力が作用する断面の全断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_{sg}$  : せん断力が作用する断面の全断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_{tm}$  : 引張力が作用する断面の有効断面積(mm<sup>2</sup>)

であり,

$$2R > P_2 \quad , \quad 2R > P_3 \quad , \quad 2R > P_L \quad (5.10)$$

であることを照査する.

b-2) ガセットプレートに連結される部材が圧縮部材の場合の終局強度は, 次式により算出する

$$R = 1/\sqrt{3} f_u A_{sn} + R_{cy} \quad (5.11)$$

$$\therefore \frac{R_{cy} e}{M_p} + \frac{R_{cy}}{N_u} = 1 \quad (5.12)$$

ここで,

$M_p$  : 圧縮力が作用する断面の全塑性モーメント(N・mm)

$N_u$  : 圧縮力が作用する部位の座屈を考慮した圧縮耐力(N)

$e$  : ガセットプレートと接続部材の中立面の偏心量(mm)

であり,

$$2R > P_1 \quad , \quad 2R > P_R \quad (5.13)$$

であることを照査する.

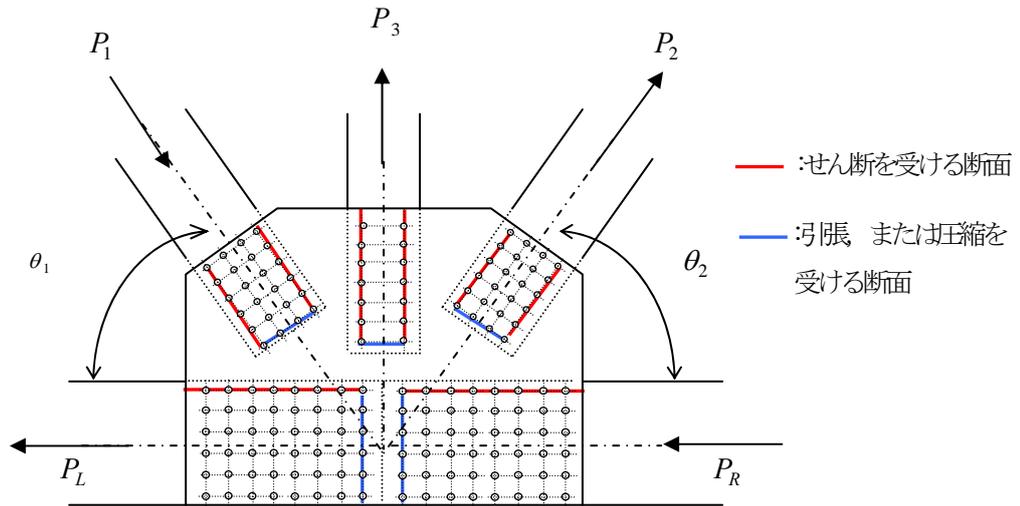


図-5.10 ブロックせん断破壊

(c) 水平方向の危険断面におけるせん断破壊に対する終局強度 (図-5.11)

c-1) 引張斜材が連結される側のガセットプレートの終局強度は式 (5.14), 式 5.15 から算出する  $R$  のうち, の小さいものを採択する.

$$R = 1/\sqrt{3} f_u A_{sn} + f_y A_{tg} \quad (5.14)$$

$$R = 1/\sqrt{3} f_y A_{sg} + f_u A_{tn} \quad (5.15)$$

ここで,

$A_{sn}$  : せん断力が作用する断面の有効断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_{tg}$  : 引張力が作用する断面の全断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_{sg}$  : せん断力が作用する断面の全段面積(mm<sup>2</sup>)

$A_{tn}$  : 引張力が作用する断面の有効断面積(mm<sup>2</sup>)

であり,

$$2R > P_2 \cos \theta \quad (5.16)$$

であることを照査する.

c-2) 圧縮斜材が連結される側のガセットプレートの終局強度は, 次式により算出する

$$R = 1/\sqrt{3} f_u A_{sn} + R_{cy} \quad (5.17)$$

$$\therefore \frac{R_{cy} e}{M_p} + \frac{R_{cy}}{N_u} = 1 \quad (5.18)$$

ここで,

$M_p$  : 圧縮力が作用する断面の全塑性モーメント(N・mm)

$N_p$  : 圧縮力が作用する部位の座屈を考慮した圧縮耐力(N)

$e$  : ガセットプレートと接続部材の中立面の偏心量(mm)

であり,

$$2R > P_1 \cos \theta_1 \quad (5.19)$$

であることを照査する.

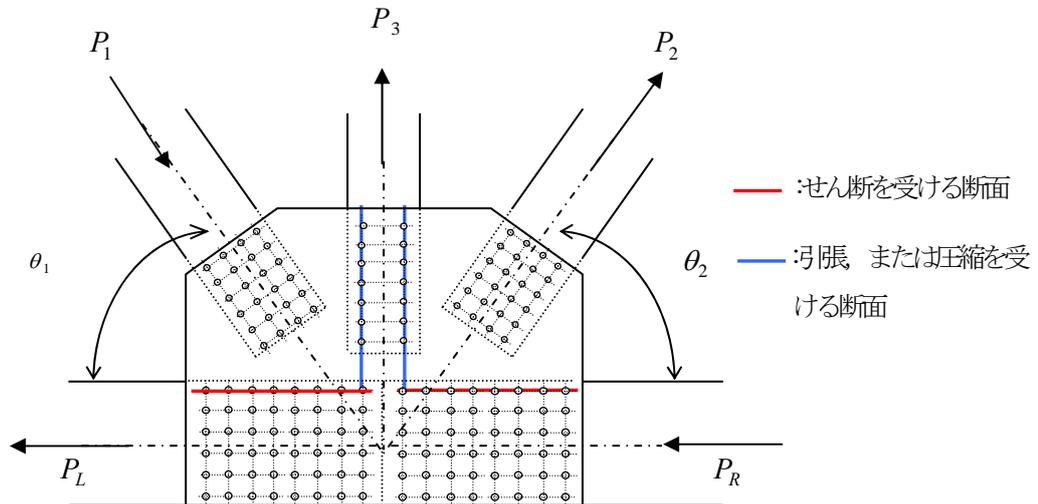


図-5.11 水平方向の危険断面による破断

c-3) 垂直材の連結がないガセットプレートの場合(図-5.12), 危険断面のせん断破壊に対する終局強度は次式により算出する

$$R = 1/\sqrt{3} f_u A_{sn} \quad (5.20)$$

ここで,

$A_{sn}$  :せん断力が作用する断面の有効断面積(mm<sup>2</sup>)

であり,

$$2R > P_1 \cos \theta_1 + P_2 \cos \theta_2 \quad (5.21)$$

であることを照査する.

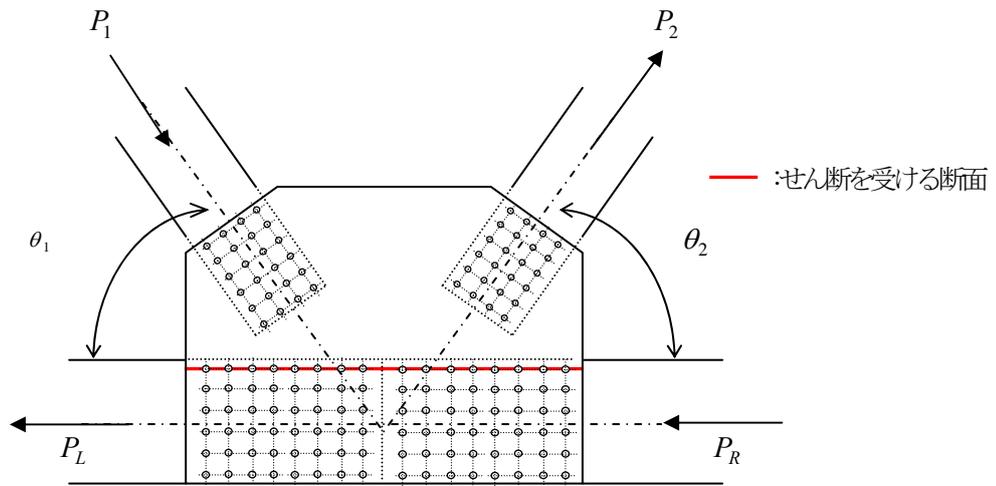


図-5.12 垂直材の連結を有しないガセットプレート

(d) 鉛直方向の危険断面におけるせん断破壊に対する終局強度 (図-5.13)

d-1) 引張斜材が連結される側のガセットプレートの終局強度は式 (5.22), 式 (5.23) から算出する  $R$  のうち, の小さいものを採択する.

$$R = 1/\sqrt{3} f_u A_{sn} + f_y A_{tg} \quad (5.22)$$

$$R = 1/\sqrt{3} f_y A_{sg} + f_u A_{tm} \quad (5.23)$$

ここで,

$A_{sn}$  : せん断力が作用する断面の有効断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_{tg}$  : 引張力が作用する断面の全断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_{sg}$  : せん断力が作用する断面の全断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_{tm}$  : 引張力が作用する断面の有効断面積(mm<sup>2</sup>)

であり,

$$2R > P_2 \sin \theta_2 \quad (5.24)$$

であることを照査する.

d-2) 圧縮斜材が連結される側のガセットプレートの終局強度は, 次式により算出する

$$R = 1/\sqrt{3} f_u A_{sn} + R_{cy} \quad (5.25)$$

$$\therefore \frac{R_{cy} e}{M_p} + \frac{R_{cy}}{N_u} = 1 \quad (5.26)$$

ここで,

$M_p$  : 圧縮力が作用する断面の全塑性モーメント(N・mm)

$N_p$  : 圧縮力が作用する部位の座屈を考慮した圧縮耐力(N)

$e$  : ガセットプレートの面外変形による偏心量(mm)

であり,

$$2R > P_1 \sin \theta_1$$

(5.27)

であることを照査する.

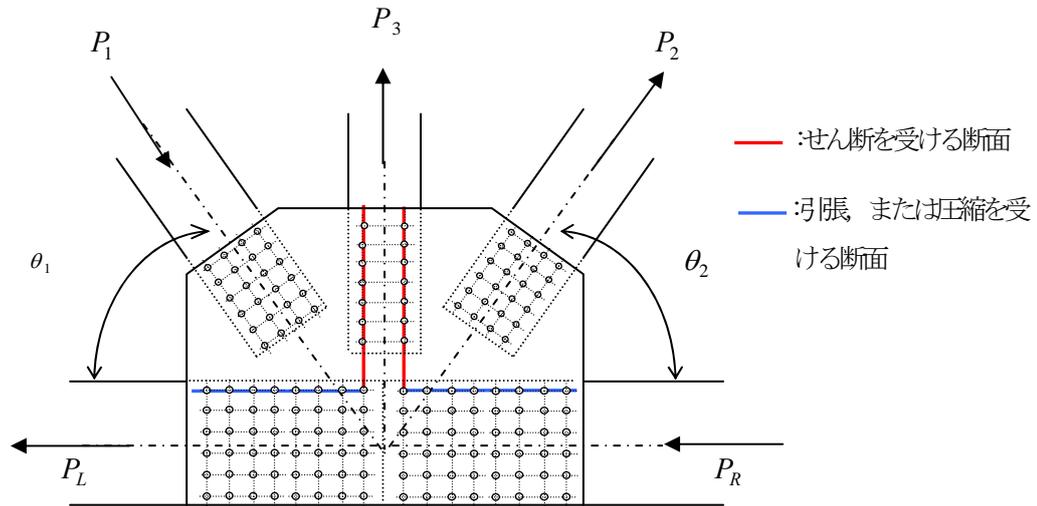


図-5.13 鉛直方向の危険断面による破断

(e) リベットのせん断破壊に対する終局強度<sup>5.5)</sup>

図-5.14の各リベット群のせん断破壊に対する終局強度は次式により算出する。

$$R = nf_s A_r \quad (5.28)$$

ここで、

$n$  : 各リベット群のリベットの本数

$f_s$  : リベットのせん断強度(N/mm<sup>2</sup>)

$A_r$  : リベットの断面積(mm<sup>2</sup>)

であり、各リベット群によって連結されている部材の軸力 $P_l$ に対して、

$$2R > P_l \quad (5.29)$$

であることを照査する。

さらに、端抜けによるガセットプレート破断を防止するために、縁端距離 $h$ および、リベット間隔 $d$ は、リベット1本あたりのせん断強度を

$$R(1) = f_s A_r \quad (5.30)$$

とすると、

$$f_u h t > R(1) \quad \text{かつ} \quad f_u d t > R(1) \quad (5.31)$$

を満たす必要がある。

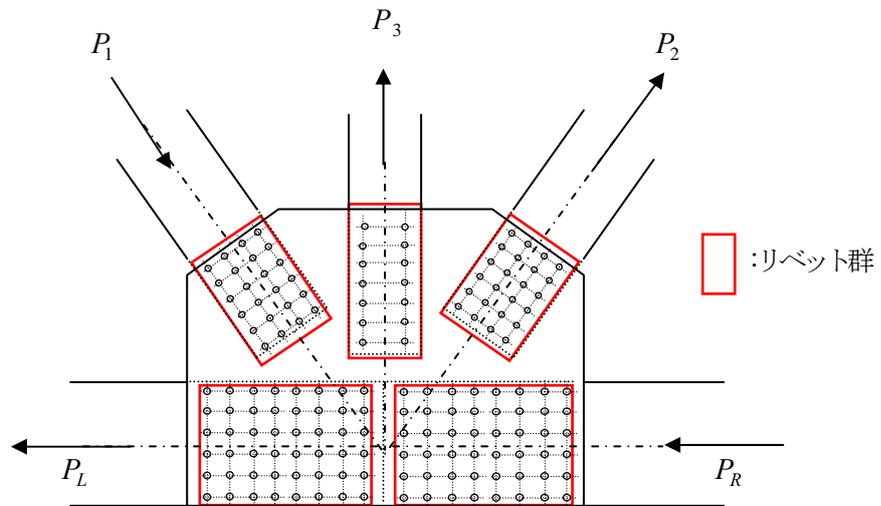


図-5.14 リベットのせん断破壊

(f) 局部座屈に対する検討

ガセットプレートの局部座屈を防止するため、図-5.15 に示すガセットプレートの自由辺長  $l_f$  および、弦材と腹材の連結部の離れ量  $l_1$ ,  $l_2$  および  $l_3$  を制限する

f-1) 自由辺長  $l_f$  は式 (5.32) により規定する<sup>5.7)-5.8)</sup>。

$$\frac{l_f}{t} \leq 50 \sqrt{\frac{355}{\sigma_y}} \quad (5.32)$$

ここで、

$t$  : ガセットプレートの板厚(mm)

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

である。

f-2) 弦材と腹材の連結部の離れ量  $l_1$ ,  $l_2$  および  $l_3$  は式 (5.33) により規定する。これはガセットプレートに単位幅の仮想柱を考え、これが座屈を生じずに、降伏強度まで耐えられる距離を制限するものである。

$$\frac{l_e}{t} \leq \sqrt{\frac{\pi^2 E}{12\sigma_y}} \quad (5.33)$$

ここで、

$$l_e = \frac{l_1 + l_2 + l_3}{3} \text{ (mm)}$$

$t$  : ガセットプレートの板厚(mm)

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

$E$  : 鋼材のヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

である。

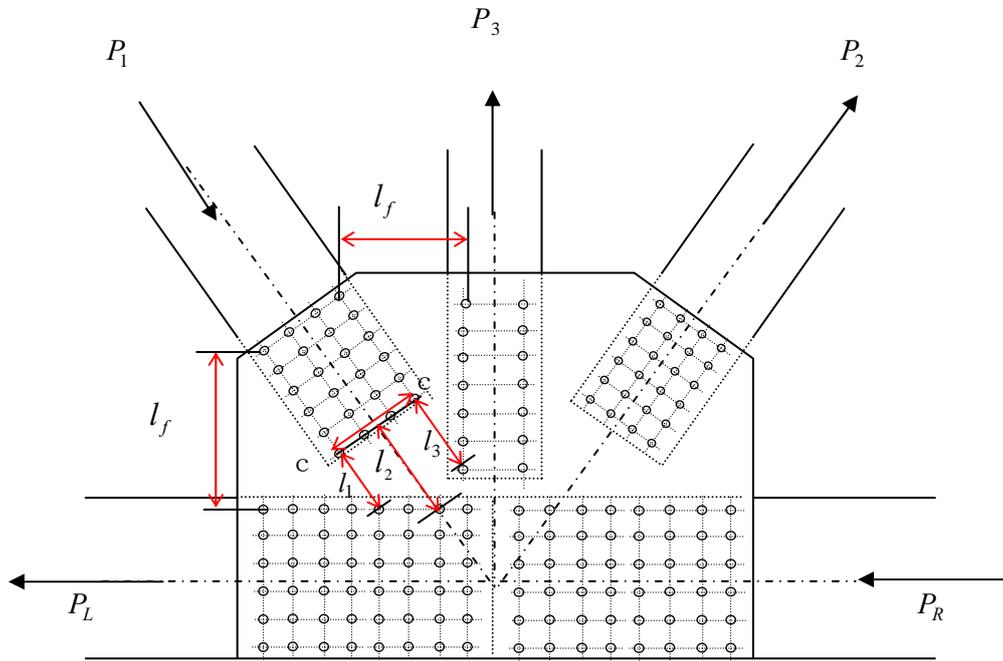


図-5.15 局部座屈に対する検討

## 参考文献

- 5.1) NTSB:Office of Research and Engineering Washington, D.C. 20594 , March 7, 2008
- 5.2) NTSB::Highway Accident Report: Collapse of I-35W Highway bridge Minneapolis, Minnesota August 1, 2007, November 14, 2008
- 5.3) NTSB: Structural and Local Failure Study of Gusset Plate in Minneapolis Bridge Collapse, Interim Report, February 14, 2008.
- 5.4) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，pp.130-131，2002.
- 5.5) FHWA:Load Rating Guidance and Exampmples For Bolted and Riveted Gusset Plates In Truss Bridge,Publication No.FWHA-IF-09-014,February 2009
- 5.6) 本州四国連絡橋公団：トラス格点構造設計指針，pp.2-4，昭和51年3月
- 5.7) 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，改定第2版，土木学会，2005.
- 5.8) BSi: BRITISH STANDARD 5400,Steel,concrete and composite bridges-,Part 3:Code of practice for design of steel bridges,2000.

## 6 章

### 結論

戦後の建設ラッシュから 50 年近くが経た現在，我が国に存在する約 15 万の橋梁のうちの数多くが，その更新または補修を必要とする時期を迎えている．そこで，現在供用下にある橋梁の安全性を損なうことのないように，効率的に維持管理していくことが求められている．しかしながら近年，橋梁の維持管理の点では先進国とされる米国において，鋼トラス橋 (I-35W 橋) が突然崩落するという事故が発生した．後の米国安全運輸委員会の調査報告では，崩落の原因は脆弱なガセットプレートの破壊によるものとされた．本来であれば，ガセットプレートは十分な強度を有し，崩壊の起点となるとは考えにくい部材である．それゆえに，日本においても，また，米国においてもガセットプレートの詳細な強度照査が十分にはなされていなかったことが事実である．そこで本論文では，崩落の原因となった I-35W 橋の格点部の損傷評価を FEM プログラムを用いて行った．これにより，ガセットプレートの終局限界状態での力学的挙動を把握した．さらに，同格点部のガセットプレートの破壊性状を検証することにより，ガセットプレートの強度照査の方法を，既存の強度照査方法に加えて提案するに至った．

1 章では，本研究の背景と目的について述べた．日本に存在する橋梁の多くが適切な維持管理を必要としている実状について述べた．また，日本，米国および諸外国の橋梁の点検体系を示し，それらを比較した．そして近年の鋼トラス橋の事故を踏まえ，トラス格点部の強度照査の必要性を示した．

2章では、一般的な鋼トラス橋の構造と力学的な挙動について説明した。鋼トラス橋は三角形を形成する主構部材から構成される構造であり、これらの主構部材を連結している部材が格点部のガセットプレートであることを述べ、これにより鋼トラス橋においては、格点部が構造的に重要となる部位であることを明示した。

3章では、既往のトラス格点部に関する研究について述べた。現在周知されているガセットプレートの基本的な力学的挙動について説明した。また、既存のガセットプレートの設計基準を示した。具体的には、道路橋示方書の設計基準、本州四国連絡橋建設時の設計基準、米国 FWHA の設計照査式および Eurocode の設計基準の比較対照である。さらに、ブロックせん断破壊と呼ばれる添接部で生じる終局限界状態のメカニズムについて説明し、諸外国で使用されているブロックせん断破壊に対する強度照査式を示した。

4章では、FEMにより崩壊したI-35W橋のメカニズムを解析し、崩壊の起点となったU10格点部の終局時の損傷状態を定量的に評価した。これにより以下のような知見が得られた。

- (1) 本章で示した I-35W橋の崩壊メカニズム解析は実際の崩壊挙動を比較的よく再現している。ただし、有限要素モデルの構築にあたっては、できるだけ現状を反映させる必要がある。
- (2) 有限要素解析によってガセットプレートの詳細な損傷評価を行う際には、リベットホールをモデル化する必要がある。これにより有効断面の減少や応力集中の影響を考慮することができ、より正確な損傷状態を把握することができる。
- (3) 解析から得られる相当塑性ひずみの分布図において、ひずみの値の大きい箇所と実際の破断曲線の位置が符合していることが確認できた。
- (4) 次の3つの要因全てが重複することによってU10格点部が破壊され、I-35W橋は崩壊に至ったと判断できる。

- 1)U10格点部のガセットプレートの板厚が必要な板厚の半分以下であったこと。

2)ガセットプレートが面外変形を起こしていたこと.

3)U10格点部の上方に約260tfの工事資材等の荷重が載荷されていたこと.

(5) U10格点部のガセットプレートに補剛材を取り付けることで,ガセットプレートの面外変形が拘束され, U10格点部の耐荷力が向上する. よって, 事前にこのような補強を実施することによりI-35W橋の崩落は回避できた可能性がある.

5章では, I-35W 橋の U10 格点部のガセットプレートの 3 つの破壊性状に, それぞれ対応する終局強度の照査式を適用した. これらの 3 つの強度照査式のうち, ブロックせん断破壊に対する強度照査式と, 危険断面のせん断破壊に対する強度照査式は, 崩落した I-35W 橋のガセットプレートの終局時の実挙動を比較的よく評価したものであることを確認した. これらの照査方法を, 既存の照査方法と比較・検討することにより, 以下に示す照査項目について, ガセットプレートの強度照査を行うことを提案するに至った.

(a)引張破断に対する終局強度

(b)ブロックせん断破壊に対する終局強度

b-1) ガセットプレートに連結される部材が引張部材の場合

b-2) ガセットプレートに連結される部材が圧縮部材の場合

(c)水平方向の危険断面のせん断破壊に対する終局強度

c-1) 引張斜材が連結される側のガセットプレート

c-2) 圧縮斜材が連結される側のガセットプレート

c-3) 垂直材の連結がないガセットプレート

(d)鉛直方向の危険断面のせん断破壊に対する終局強度

d-1) 引張斜材が連結される側のガセットプレート

d-2) 圧縮斜材が連結される側のガセットプレート

(e) リベットのせん断破壊に対する終局強度

(f) 局部座屈に対する検討

f-1) ガセットプレートの自由辺長の制限

f-2) 弦材と腹材の連結部の離れ量の制限

今後は、上記に提案したガセットプレートの強度照査式に部分安全係数等の乗数を適用することにより、設計基準式として利用できるように加工し、橋梁設計の実務、また、鋼トラス橋の維持管理における安全性の照査に役立てたいと考える。



## 謝辞

本論文を完成させるにあたり，多くの方々からご指導・ご支援を賜りましたことを，ここに厚く御礼申し上げます．

依田照彦先生には，著者が学部の4年次に依田研究室に配属されて以来10年近くにわたり，終始変わることのない熱心なご指導を頂きました．また，研究に関することの他，依田先生のお知恵の深さ，素晴らしいお人柄からは多くを学ばせていただきました．

関博先生，小泉淳先生，清宮理先生を始めとする早稲田大学社会環境工学科の先生方には，論文審査の際に貴重なご意見をいただきました．

榊原豊先生，関根正人先生は，廊下でお会いする度に励ましの言葉をかけてくださいました．

著者の研究室の先輩であり，博士課程の先輩でもある小玉乃理子先生には，研究に行き詰る度に，適切な助言をいただきました．

研究室の先輩方，同期の皆の活躍する姿には，何度も刺激を受け，励まされました．

拓殖大学教授である父には，専門を同じくするところがあり，多くの助言をもらいました．また，著者が博士課程へ進学できたのも父の援助のおかげです．

母は，なかなか一人前にならない私をいつも温かい目で見守ってくれました．

皆様，本当に有り難うございました．

2011年2月 笠野英行

# 研究業績一覧

(

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
査読付論文	<p>① 米国ミネアポリスI-35W橋の崩壊メカニズムと格点部の損傷評価, 土木学会論文集A, Vol.66, No.2, pp.312-323, 2010年6月, <u>笠野英行</u>, 依田照彦.</p> <p>② 大規模トラス橋の地震時動的応答特性に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第15巻, pp.239-244, 2007年11月, <u>笠野英行</u>, 依田照彦.</p>
口頭発表	<p>① 鋼トラス橋ガセットプレートの板厚減少による強度低下に関する研究, 土木学会第65回年次学術講演会, I-617, 2010年9月, 高橋諒, 米津宏行, <u>笠野英行</u>, 依田照彦, 野上邦栄, 村越潤, 梁取直樹, 前田和裕, 澤田守.</p> <p>② 腐食損傷の著しい鋼トラス橋における活荷重載荷時の挙動計測, 土木学会第65回年次学術講演会, I-534, 2010年9月, 有村健太郎, 村越潤, 梁取直樹, 前田和裕, 澤田守, 依田照彦, 野上邦栄, <u>笠野英行</u>.</p> <p>③ 格点部を取り入れた実鋼トラス橋の解析モデルの妥当性について, 第37回土木学会関東支部技術研究発表会, I-60, 2010年3月, 関根正之, <u>笠野英行</u>, 依田照彦, 野上邦栄, 村越潤, 梁取直樹, 前田和裕, 澤田守.</p> <p>④ 腐食劣化したトラス橋斜材の残存耐荷力に関するパラメトリック解析, 第37回土木学会関東支部技術研究発表会, I-05, 2010年3月, 小峰翔一, 野上邦栄, 依田照彦, <u>笠野英行</u>, 村越潤, 梁取直樹, 前田和裕, 澤田守.</p> <p>⑤ 圧縮力を受けるガセットプレートの変形挙動に関する研究, 土木学会第64回年次学術講演会, I-449, 2009年9月, 関根正之, 仁藤健, <u>笠野英行</u>, 依田照彦.</p> <p>⑥ 鋼トラス橋のリダンダンシーに関する研究, 土木学会第63回年次学術講演会, I-378, 2008年9月, 古川貴之, 山本壘, <u>笠野英行</u>, 依田照彦.</p> <p>⑦ 大規模トラス橋の地震時動的応答特性に関する研究, 鋼構造シンポジウム2007 第15回鋼構造年次論文報告発表会, 2007年11月, <u>笠野英行</u>, 依田照彦.</p> <p>⑧ 免震支承を有する大規模トラス橋の地震時動的応答解析に関する研究, 土木学会第62回年次学術講演会, I-123, 2007年9月, <u>笠野英行</u>, 古川貴之, 山本壘, 依田照彦.</p> <p>⑨ 免震支承を有する大規模トラス橋の地震時時刻歴応答解析に関する研究, 早稲田大学・慶応義塾大学・東京工業大学 3大学シンポジウム2007, 2007年3月, <u>笠野英行</u>, 依田照彦.</p> <p>⑩ 大規模トラス橋の地震時動的応答特性に関する研究, 第34回土木学会関東支部技術研</p>

<p>⑪</p> <p>⑫</p> <p>その他</p> <p>①</p>	<p>究発表会， I-059， 2007年3月， <u>笠野英行</u>， 依田照彦.</p> <p>日本橋の構造特性に関する基礎的研究， 第34回土木学会関東支部技術研究発表会， I-057， 2007年3月， 山下哲舎， <u>笠野英行</u>， 中山大介， 依田照彦.</p> <p>展開可能なアルミニウム製応急橋に関する基礎的研究， 土木学会第59回年次学術講演会， I-529， 2004年9月， 和光太郎， <u>笠野英行</u>， 今井里織， 依田照彦.</p> <p>米国ミネソタ州高速道路橋(I-35W)の崩落について， 土木施工 JOURNAL for CIVIL ENGINEERS, Vol. 50, No, 1 pp. 30-34, 2009年1月， 依田照彦， <u>笠野英行</u>.</p>
---------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------