

日本鉄鋼連盟 鋼構造研究・教育助成事業（先導研究，土木分野）

鋼トラス橋のリダンダンシー評価手法の開発と
合理的維持管理への適用

—鋼トラス橋のリダンダンシー評価ガイドライン（案）—

2010年6月

1. 適用の範囲

本ガイドラインでは鋼トラス橋のリダンダンシー評価に関する標準的な手法・モデル化を示す。

【解説】本ガイドラインは鋼トラス橋に限定してリダンダンシー解析の標準的な手法を示す。

2. 用語の定義

(1) **リダンダンシー**：本ガイドラインにおけるリダンダンシーとはいわゆる **after fracture redundancy** を意味し、ある部材もしくは部材の一部の破断等した後の耐荷性能を意味する。

(2) **Fracture Critical Member (FCM)**：引張応力を受ける部材もしくは部材の一部が破断することにより、その橋梁が崩壊もしくは橋梁としての機能を失う場合、その部材を **Fracture Critical Member**（以下 FCM）と定義する。

(3) **Fracture Critical Bridge (FCB)**：FCM を含む橋梁を **Fracture Critical Bridge**（以下 FCB）とよぶ。

【解説】(1) リダンダンシー(redundancy)に関しては文脈によりいくつかの意味があるが、ここでは、部材破断後の耐荷性能をリダンダンシーと定義した。一般的な文脈では、リダンダンシーは余耐力を意味し、例えば設計荷重以上のどれだけ耐荷性能に余裕があるかと言った意味でも用いられている。

(2) **Fracture Critical Member の定義は AASHTO LRFD²⁻¹⁾の定義に従った。AASHTO LRFD では Fracture Critical Member(以下 FCM)を” component in tension whose failure is expected to result in the collapse of the bridge or the inability of the bridge to perform its function.”**のように定義している。ここで、component（要素）となっているのは必ずしも部材(member)で無くてもよく、例えば I 形断面はりの引張フランジのように部材を構成する要素でも FCM と見なしている。また、このような場合、FCM の同意義の用語として **Fracture Critical Details** が用いられることも多い。

(3) FCB においては部材の破断が落橋につながるため、部材の点検、保守には特に注意が必要となる 2-2)。

研究期間：2008年度～2009年度

研究組織：	舘石和雄（とりまとめ）	名古屋大学
	阿部雅人	（株）ビーエムシー
	奥井義昭	埼玉大学
	山口栄輝	九州工業大学
	山口隆司	大阪市立大学

目 次

第 I 部 鋼トラス橋のリダンダンシー評価手法の開発と合理的維持管理への適用

第 1 章	はじめに	1
1-1.	背景と目的	1
1-2.	リダンダンシーと FCM	1
1-3.	部材損傷後の限界状態と要求性能	3
1-4.	本報告書の構成	4
第 2 章	斜材が破断した単純鋼トラス下路橋の変形挙動（ケーススタディ）	6
2-1.	はじめに	6
2-2.	部材破断解析法	6
2-2-1.	部材破断のシミュレーション	6
2-2-2.	解析概要	6
2-2-3.	部材照査法	7
2-2-4.	破断部材	8
2-3.	単純鋼トラス下路橋	10
2-3-1.	概要	10
2-3-2.	有限要素解析モデル	10
2-3-3.	破断部材	11
2-3-4.	腐食した斜材の座屈耐荷力	11
2-3-5.	トラック荷重	12
2-3-6.	減衰	12
2-4.	解析結果と考察	23
2-4-1.	トラック荷重なし	23
2-4-2.	トラック荷重あり	25
2-4-3.	複合非線形解析	25
2-5.	提案するリダンダンシー解析法	34
2-5-1.	概要	34
2-5-2.	提案法	34
2-5-3.	解析結果と考察	34
2-6.	まとめ	40

第3章	リダンダンシー解析における諸課題	41
3-1.	格点部の疲労破壊の可能性	41
3-1-1.	はじめに	41
3-1-2.	疲労照査手法	42
3-1-3.	格点部の局部応力解析	45
3-1-4.	ホットスポット応力による疲労照査	51
3-1-5.	まとめ	53
3-2.	部材破断時の動的効果（衝撃係数）	55
3-2-1.	はじめに	55
3-2-2.	1自由度系振動モデルの衝撃応答	55
3-2-3.	鋼トラス橋における部材破断時の動的応答の算出	56
3-2-4.	まとめ	60
3-3.	高力ボルト摩擦接合継手の終局挙動	61
3-3-1.	はじめに	61
3-3-2.	供試体の設計方針	61
3-3-3.	載荷実験の方法，計測項目および計測方法	63
3-3-4.	材料試験	64
3-3-5.	実験結果と考察	64
3-3-6.	FEM解析による有効幅の検討	68
3-3-7.	解析モデルと解析方法	68
3-3-8.	解析結果と考察	70
3-3-9.	まとめ	88
第4章	リダンダンシーを考慮した橋梁維持管理手法の開発	90
4-1.	はじめに	90
4-2.	米国におけるリダンダンシーの考え方	90
4-2-1.	はじめに	90
4-2-2.	冗長性とFCM	90
4-2-3.	FCMの管理	92
4-2-4.	FCMの課題	93
4-2-5.	まとめ	95
4-3.	橋梁のリスクモデル	96
4-3-1.	鋼橋寿命の統計分析	96
4-3-2.	橋梁事故の統計	103
4-3-3.	確率論的手法によるリスクのモデル化	105
4-4.	リスクベースによるリダンダンシー対策の評価	113
4-5.	まとめ	115

第Ⅱ部 鋼トラス橋のリダンダンシー評価ガイドライン（案）

1. 適用の範囲	119
2. 用語の定義	119
3. リダンダンシー解析の手順	120
4. 荷重	122
5. 線形リダンダンシー解析	125
6. 線形リダンダンシー解析におけるモデル化	125
6.1 弦材, 斜材, 鉛直材	125
6.2 格点部	125
6.3 二次部材	125
6.4 床版	127
6.5 ずれ止め	128
6.6 支承・伸縮装置	129
7. 部材の照査	129
8. 格点部の照査	130
8.1 腹材の軸力と曲げモーメントによるガセットプレートの照査	130
8.2 ガセットプレートの合成応力の照査	132
8.3 ガセットプレートの局部座屈の照査	133
9. リダンダンシーの評価と FCM の同定	134
10. 非線形リダンダンシー解析	135

参考資料

A-1. ガセットプレートの設計基準の現状	140
A-2. トラス格点部の FEM 解析による応力集中の算定	143

第 I 部 鋼トラス橋のリダンダンシー評価手法の開発と
合理的維持管理への適用

第1章 はじめに

1-1. 背景と目的

2007年8月1日に発生した米国ミネアポリスの落橋事故¹⁻¹⁾は死者13人を出すという大惨事となった。当該橋梁は以前から腐食や疲労き裂が発見されていたことから毎年点検が行われていた。直近の2006年に行われた点検報告書¹⁻²⁾によれば、0(Failed)から9(Excellent)の10段階の評価のうち、床版は5(Fair)、上部構造は4(Poor)との評価がなされており、2020年から2025年には架け替えが予定されていた。すなわち、要注意橋梁と認識され、点検が頻繁に行われたにも関わらず、落橋を防ぐことができなかったという点において、これまでの橋梁設計や維持管理手法の限界を見せつけられる事故であったといえる。

折しも2007年には、鋼トラス橋である木曾川大橋や本荘大橋において腐食による斜材の破断が発見された。この損傷は1999年の愛岐大橋に例があり、予見が不可能であったというわけではなかったが、その後に行われた緊急点検において全国の複数の橋梁で著しい腐食が発見されるに至った。点検精度の向上を図ることはもちろん重要ではあるが、現実の維持管理体制において、質・量ともに必ずしも十分な点検結果が得られていないのが実状である¹⁻³⁾。

以上のような事故を契機として、日本においても鋼トラス橋のリダンダンシーに関して重大な関心が寄せられることとなった¹⁻⁴⁾⁵⁾⁶⁾。我が国において、橋梁の部材損傷後の耐力は、レベル2地震動下での耐震設計を除き、議論されることはなかった。しかし、上記のような事故を未然に防げなかったという事実を考えると、損傷の発生は完全には防止できないという前提に立つことが重要であり、損傷が生じた後の橋梁の力学挙動とリスクについて十分に議論しておく必要があるといえる。

本研究は、鋼トラス橋を対象として、橋梁構造の一部が損傷した後の橋梁全体の耐力を解析的に求める手法と、それに基づいたリスク評価手法を確立するための基礎資料を提供することを目的としている。事前に損傷シナリオを想定し、損傷シナリオごとの橋梁全体の危険性やリスクを評価しておくことは、橋梁の維持管理上、極めて有益な情報となり得る。例えば、最も危険な損傷シナリオに関して、橋梁管理者および検査者に注意を促すことで、それを未然に防ぐための点検の重点化、効率化などをはかることができる。

1-2. リダンダンシーとFCM

米国においては橋梁の設計や維持管理において、1970年代からFracture Critical Member(FCM)やリダンダンシーの概念が導入されている。詳細は4-2で述べることとし、ここでは要点のみを示す。

AASHTO の LRFD 基準¹⁻⁷⁾では、リダンダンシーを「橋が、損傷状態において、設計上の機能を維持できる性質」として定義している。また、AASHTO の LRFR マニュアル¹⁻⁸⁾においては、「部材の損傷や破壊後において、橋が荷重を通し続けることのできる能力」とされている。これらの定義においては、部材の破断といった決定的な損傷のみを対象としているわけではなく、また、限界状態として橋梁の崩壊のみを対象としているわけではない。例えば NCHRP レポート¹⁻⁹⁾では、リダンダンシーを失う限界状態として、次の4つを挙げている。

- **Member failure:** 個々の部材の限界状態。従来からチェックされているものであり、設計基準により線形解析と部材耐力から照査される。
- **Ultimate limit failure:** 橋が終局耐力に達するか、崩壊メカニズムが生じる状態。
- **Functional limit state:** 変位が大きくなり通常の交通の走行に危険となる状態。
- **Damaged condition limit state:** 一つの主部材が構造系からとり除かれた後の橋梁システムが終局耐力に達する状態

このように米国では広い意味でリダンダンシーという用語が用いられている。

リダンダンシーと密接に関連する概念が FCM である。AASHTO の LRFD 基準において、FCM とは「破壊すると橋梁の崩壊や機能不全を招く、引張を受ける部材またはその一部」と定義されている。FCM またはそれを含む FCB(Fracture Critical Bridge)においては、荷重係数の割増、鋼材のじん性要求の割増、近接目視の義務化など、設計、製作、維持管理の各ステージで厳しい条件が与えられ、管理されている。ある部材（またはその一部）が損傷したときに、リダンダンシーが失われる状態に至る場合に、それは FCM と取り扱われることとなる。

リダンダンシーの有無、あるいはその大小を議論するためには、リダンダンシーをより明確に定義し、さらにそれを何らかの指標によって定量化することが望ましい。そのための検討は各所で行われているが、現在までのところ、必ずしも統一的な見解は得られていない。

現在行われている、いわゆるリダンダンシー解析は、構造系からある部材を取り除いた後の、橋梁全体の耐力を求めるために行われることが多い。これは、上記4つの限界状態のうち、**Damaged condition limit state** を明らかにすることを主眼としているものと考えられる。その意味で本報告では、これを狭義のリダンダンシーとして捕らえることとする。また、狭義のリダンダンシーは、部材機能損失後の橋梁の耐荷力を尺度として定量化するものとする。具体的には以下の通りである。

図 1-2-1 は損傷の程度と橋梁全体の耐荷力との関係を模式的に示したものである。縦軸の“設計で想定している状態”とは、死荷重 **D** と活荷重 **L** によって橋梁に生じる応答値を、耐荷力と同じ指標で表したものである。要求性能、あるいは要求される耐荷力と読み替えてもよい。設計においては、この要求レベルよりも大きな耐荷力が得られるように構造決定がなされることから、損傷がない場合には耐荷力は要求レベルを上回る。この、要求レ

ベルからの耐荷力の余裕分をここでは余耐力と呼ぶ。また、斜材の破断など、重大な損傷が生じると橋梁全体の耐荷力は低下し、場合によって設計上の要求レベル(D+L)を下回ることもある。ここでは、ある損傷を受けた場合において、橋梁全体が有している耐荷力の絶対値を残存耐力と呼ぶこととする。

本研究では、(狭義の)リダンダンシーを力学的に評価するための尺度として、残存耐力を用いることとする。残存耐力と、以下に示す要求レベルとの比較によってリダンダンシーを評価する。

部材損傷後の要求レベルについては、当初設計と同じものを要求するのは過剰であるものと考えられる。そこで、係数 α を導入することにより、想定する活荷重のレベルを低減させる。すなわち、荷重を $D+\alpha L$ とし、それによって生じる応答値を要求レベルとする。表現は異なるもののこのような考え方はNCHRP Report 406¹⁻⁹⁾でも取り入れられており、ここでは要求値を $\alpha=0.5$ としている。これは、部材損傷後においても、橋梁全体の残存耐力が、 $D+0.5L$ の荷重による応答値を上回ることを要求するものであり、いいかえれば、 $D+0.5L$ の荷重に対して橋が崩壊しないことを要求していることになる。

このように活荷重係数という形で要求性能を表現することにより、(狭義の)リダンダンシーを力学指標(ここでは耐荷力)によって表現することができる。また、残存耐力が活荷重係数のいくら分に相当するのかを計算することで、リダンダンシーの大小についても示すことができる。

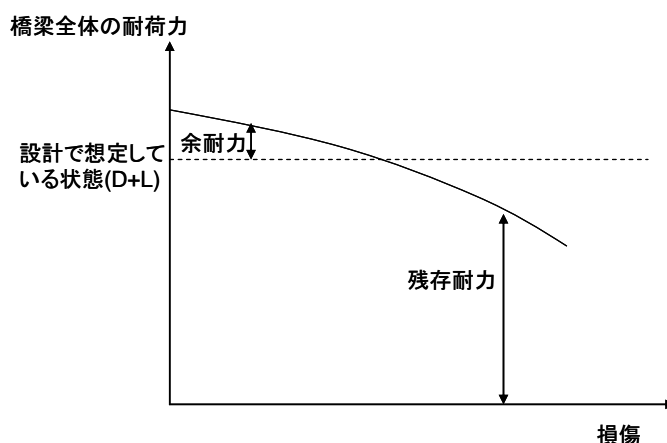


図 1-2-1 余耐力と残存耐力

1-3. 部材損傷後の限界状態と要求性能

前述のように、米国において用いられるリダンダンシーは、部材の破断や橋梁の崩壊のみを想定したものだけではない。その意味で、これを広義のリダンダンシーと呼ぶ。

種類や程度の異なる複数の限界状態と、それを防ぐための要求性能のレベルに対しても、前節で用いた活荷重係数をパラメータとして用いた表現が可能である。表 1-2-1 はその一案であり、想定される限界状態に応じて、目標とする要求性能レベルを提示したものである。

表 1-2-1. ある 1 部材が損傷した後の橋梁全体に要求される耐荷性能

橋梁の状態 想定する荷重 レベル*	軽微な損傷 1)	重大な機能 障害 2)	落橋・崩壊
D	●		
D+0.0~0.5L		●	
D+0.5L以上			●

1) 軽微な損傷（ただし設計上の限界状態（降伏，座屈など）は超えている）：車線規制を要求されるイメージ 2) 重大な機能障害：通行止めを要求されるイメージ

表 1-2-1 のような考え方は，概念的には受け入れやすいものと思われる．また，上記の案でいえば，“重大な機能障害”が 1-2 に示す Functional limit state に対応するものだという解釈もでき，広義のリダンダンシーを確保するための考え方として使うことができる．しかし，活荷重に乗じる係数（0.5 など）の設定についてはその根拠を明確に示すことは困難である．また，限界状態の区分，例えば“軽微な損傷”とはどのようなものかについても曖昧さが残る．さらに，種類の異なる複数の限界状態に応じて複数の余裕度が評価できることとなるが，それらを最終的にどのように統合するのも難しい．よって，複数の限界状態と要求性能レベルを設定したリダンダンシーの評価，すなわち，広義の意味でのリダンダンシーを評価するためには，もう一段上位の評価尺度が必要となるであろう．その一つの案として，本研究では，構造物全体系の性能をリスクとして表示し，それによってリダンダンシーを評価することを試みる．

1-4. 本報告書の構成

本報告書は 2 部構成となっている．

第 I 部では，鋼トラス橋のリダンダンシー評価手法の開発と合理的維持管理への適用を目指して実施した検討結果を報告する．まず，2 章で，実際に斜材の破断を想定して行った一連のリダンダンシー解析の流れを示すとともに，部材破断後の構造系の力学挙動について考察を加えた．このケーススタディによって明らかになった問題点も含め，リダンダンシー解析にあたって留意しなければいけない諸課題について検討した結果を 3 章に示している．以上は狭義のリダンダンシーを対象としたものであるが，4 章においては，リダンダンシーをリスクによって評価する枠組みについて検討し，広義のリダンダンシーの評価のた

めの提案を行っている。

第 II 部では、FCM を同定するためのリダンダンシー解析手法について、ガイドラインを示した。

参考文献

1-1) Owen,E.D.: Minneapolis bridge collapse exposes inspection failures, New Civil Engineering, No.8, 2007

1-2) Minnesota DOT: Bridge Inspection Report, 2006.

1-3) 国土交通省: 道路橋の予防保全に向けた有識者会議

<http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-council/maintenance/index.html>

1-4) 永谷秀樹, 明石直光, 松田岳憲, 安田昌宏, 石井博典, 宮森雅之, 小幡泰弘, 平山博, 奥井義昭, : 我が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, pp410-425, 2008

1-5) 野中哲也, 宇佐美勉, 若村真樹, 廣住敦士, 吉野廣一: 連鎖的な部材破壊を考慮した鋼橋のリダンダンシー解析法の提案, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.779-791, 2010.

1-6) 後藤芳顕, 川西直樹, 本多一成: リダンダンシー解析における鋼トラス橋の引張り斜材破断時の衝撃係数, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.798-805, 2010

1-7) American Association of State Highway and Transportation: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 3rd ed., 2004.

1-8) American Association of State Highway and Transportation: Guide Manual for Condition Evaluation and Load and Resistance Factor Rating (LRFR) of Highway Bridges, 2003.

1-9) Transportation Research Board: Redundancy in Highway Bridge Superstructures, NCHRP Report 406, 1998.

第2章 斜材が破断した単純鋼トラス下路橋のリダンダンシー解析 (振動モードを考慮した解析手法の検討)

2-1. はじめに

2007年、日本では木曾川大橋などでのトラス橋斜材の破断、米国ではミネアポリスでのトラス橋崩壊といった大きな橋梁事故に見舞われた。それ以来、鋼トラス橋のリダンダンシーに関して多くの解析が行われてきている²⁻¹⁾⁻²⁻³⁾。そうした既往の研究を踏まえ、斜材に顕著な腐食が見つかった単純鋼トラス下路橋のリダンダンシー解析を行う。特に解析手法に着目し、静的解析、動的解析の両方を行い、比較検討する。なお、本章では、斜材の耐荷力評価を除くすべての解析をY-FIBER3D²⁻⁴⁾で行う。

2-2. 部材破断解析法

2-2-1. 部材破断のシミュレーション

既往の研究では様々な解析が行われているが、基本的には、部材破断は次のようなステップでシミュレーションされている^{2-1), 2-3)}。

- ①各部材に作用する断面力を求める。
- ②破断部材を想定し、その部材を除去した上で両端の格点に、①で求めた断面力を外力として作用させる。(以下では、この外力を基本断面力と呼ぶ。)
- ③基本断面力と向きが逆の外力を、当該格点に作用させることで、部材破断を模擬する。(以下では、この外力を破断力と呼ぶ。)

②では、部材が1本減るものの、基本断面力を作用させることで、破断前と全く同じ変形状態を保持することになる。そこに破断力を作用させることで、破断想定部材が受け持つ断面力が減少して内力の再配分現象が起こり、部材破断が体現される。

本研究でもこの手順に従い、リダンダンシー解析を行う。図2-2-1に①～③の解析ステップを図示している。後述するように、トラス橋の部材間は剛結である。そのため、断面力は、軸力のみならず、曲げモーメントやせん断力も含む。ただし、煩雑になることを避けるため、この図には軸力と橋軸直角方向まわりの曲げモーメントのみを記載し、せん断力などは割愛している。

2-2-2. 解析概要

破断する部材を特定することは一般に困難であり、リダンダンシー解析では、破断部材を種々想定して解析を行う必要がある。そのため、計算負荷の小さな解析法が望ましく、本研究では、線形の静的解析を基本とする。しかしながら、部材破断に伴いトラス橋は振

動するため、動的解析の方が実橋梁挙動をよりよく再現すると考えられる。そこで、本研究では動的解析も実施し、それとの比較により、静的解析の妥当性を検討する。この動的解析も線形を基本とするが、考察する上での参考に資するため、幾何学的非線形性、材料非線形性の両方を考慮した複合非線形の静的解析、動的解析も併せて行う。

本研究で解析対象とする鋼トラス橋モデルは、次節の **2-3** で詳しく説明するが、すべての斜材がコンクリート床版に埋もれて腐食していた実橋梁をもとに作成している。この橋梁の交通量は多くないものの、腐食がかなり進行していたため、腐食発見後、直ちに交通が規制され、補修された。こうした実態に鑑み、ここでは死荷重のみを考慮した解析と、トラック 1 台を橋上に載せた場合の解析を行う。

以上のような観点から、本研究では次の 4 種類の解析を基本とする。

SN：静的解析 (Static), トラック荷重なし (No Truck)

ST：静的解析 (Static), トラック荷重あり (Truck)

DN：動的解析 (Dynamic), トラック荷重なし (No Truck)

DT：動的解析 (Dynamic), トラック荷重あり (Truck)

なお、動的解析では、基本断面力と大きさが同じ破断力を瞬時 (0.01 秒) に作用させる。

上述の通り、これら基本解析以外にも、材料非線形性、幾何学的非線形性の両方を考慮した複合非線形解析を行う。その際に使用する材料非線形モデルは、2-3-1 c) で説明する。

2-2-3. 部材照査法

安全性の照査は部材レベルで行う。部材照査は、既往の研究²⁻¹⁾を参考にし、下記の 2 式で定義される R_t , R_c 値を用いて行う。いずれかの値が 1.0 以上の場合に、部材が終局状態に達したものと判断する。なお、この照査は、トラス橋の安全性への影響が大きい主構部材 (上下弦材, 斜材) についてのみ行うこととする。

(a) 軸力が引張の場合

$$R_t = \left(\frac{N}{N_y} \right) + \left(\frac{M}{M_p} \right)_i + \left(\frac{M}{M_p} \right)_o \quad (2-2-1)$$

ここで、 N は作用軸力、 M は作用曲げモーメント、 N_y は降伏軸力、 M_p は全塑性曲げモーメントを示す。括弧の下添字 i は括弧内の M が主構面内の曲げモーメント、 o は括弧内の M が主構面外の曲げモーメントであることを示す。

(b) 軸力が圧縮の場合

$$R_c = \left(\frac{N}{N_{cr}} \right) + \frac{1}{1 - (N/P_E)_i} \cdot \left(\frac{M_{eq}}{M_p} \right)_i + \frac{1}{1 - (N/P_E)_o} \cdot \left(\frac{M_{eq}}{M_p} \right)_o \quad (2-2-2)$$

ここで、 N_{cr} は柱としての座屈耐荷力、 P_E は柱としてのオイラー座屈軸力、 M_{eq} は各部材の等価換算曲げモーメントを示す。括弧の下添字 i は括弧内の P_E 、 M が主構面内、 o は括弧内の P_E 、 M が主構面外に対応する量であることを示す。

N_{cr} は、格点間距離を有効座屈長とした上で、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編²⁻⁵⁾の基準耐荷力曲線より算定する。ただし、斜材については、その一部の断面で腐食による板厚減少を想定するため、道路橋示方書の基準耐荷力曲線をそのまま適用できない。そこで、斜材の N_{cr} は、ABAQUS²⁻⁶⁾を用いた有限要素解析により別途算定する。

2-2-4. 破断部材

本研究では、対象構造物のリダンダンシーを評価することが目的ではなく、リダンダンシー解析手法の検討を主目的としている。そのため、多くの部材を順次破断させて複数の解析を行うことはせず、ある特定の斜材1本の破断を想定し、それを複数の手法で解析し、比較検討する。

破断の可能性が大きく、かつ破断の影響も大きいと考えられるのは、最も大きな引張軸力が作用する斜材である。そこで、本研究では、死荷重のみを作用させて求めた基本断面力をもとに、最大引張軸力が作用する斜材を特定し、それを破断部材とする。また、トラック荷重を作用させる際は、この破断部材に作用する軸力が最も大きくなる地点を、トラック荷重載荷位置とする。

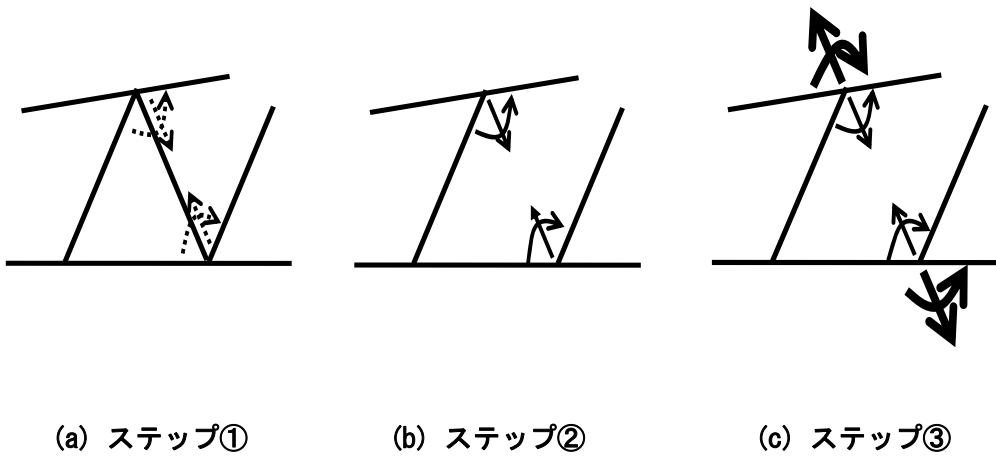


図 2-2-1 部材破断のシミュレーション

2-3. 単純鋼トラス下路橋

2-3-1. 概要

a) 形状・寸法

既存の単純鋼トラス下路橋をもとに作成したトラス橋モデルを解析対象とする。このトラス橋の床版は鉄筋コンクリート製で、すべての斜材が床版に埋もれている。斜材の埋設部はすべてひどく腐食しており、板厚が新設時の半分程度にまで減少した箇所も多い。そこで、解析に用いるトラス橋モデルでは、腐食部の板厚をすべて新設時の半分と仮定する。板厚減を仮定したのは、床版厚に相当する 165mm の区間である。

図 2-3-1 にトラス橋モデルの概略図、表 2-3-1～表 2-3-10 に各部材の断面寸法を示す。鉄筋コンクリート床版のハンチは無視している。これらの図表からわかるように、このトラス橋はスパン中央、幅員中央の 2 軸に関して対称な構造となっている。

図 2-3-2 には、格点の番号を示している。図 2-3-2 (b) の側面図は、上流側格点の番号であり、下流側の格点の番号は、路面を挟んで対称位置にある上流側格点の番号に 100 を足した数値とする。部材は、部材端部の 2 つの格点番号を用いて表記する。

b) 質量

橋軸方向単位長さ当りの質量を表 2-3-11 に示す。表中、コンクリート床版等とあるのは、舗装、高欄など、トラス部以外の質量をすべて含むことを意味している。一方、表中のトラス部には、ガセットプレート、ボルトなども含めている。したがって、部材の断面積から求まる質量よりも大きな値となっている。

c) 応力-ひずみ関係

鋼材の応力-ひずみ関係は図 2-3-3 (a) に示すものとする。すなわち、2 次勾配が $E/100$ となるバイリニア型モデルである。ここに E はヤング率で、 $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とする。この応力-ひずみ関係は文献 2-7) でも採用されている。本橋梁モデルには、SM490、SS400 が使用されている。降伏応力 σ_y は、SM490 が 315 N/mm^2 、SS400 が 235 N/mm^2 である。

コンクリートの応力-ひずみ関係は図 2-3-3 (b) に示すものとする。これは、文献 2-8) で提案された構成則をベースとしている。ここでは、 $\sigma_{ck} = 26.6 \text{ N/mm}^2$ 、 $\epsilon_0 = -2.0 \times 10^{-3}$ 、 $\epsilon_{cu} = -3.5 \times 10^{-3}$ を仮定する。またヤング率は鋼材の $1/7$ とする。

2-3-2. 有限要素解析モデル

各部材には 2 節点梁要素（ファイバーモデル）を適用する。トラス主構の部材は、格点間を 8 要素で分割する。コンクリート床版と縦桁は横桁間、横桁と下横構は主構間を 8 要素で分割する。

トラスの格点は剛結とする。これは、格点で要素の節点を共有することで容易にモデル

化できる。

一方、床版と鋼部材間はスラブアンカーだけによる結合（非合成）であるため、必ずしも剛結にはならない。具体的には、鉛直方向変位、橋軸まわりの回転、橋軸直角方向まわりの回転については、床版と鋼部材にずれが生じないと考えてよいが、他の3自由度については、床版と鋼部材で連続性は保持しないと考えられる。バネ要素を導入することで、この結合条件をモデル化する。すなわち、6自由度を有するバネ要素を床版と鋼部材間に用い、鉛直方向相対変位、橋軸まわりの相対回転、橋軸直角方向まわりの相対回転に対するバネ定数は十分剛となるよう 1×10^{10} kN/m または 1×10^{10} kN・m/rad とし、他の3自由度に対するバネ定数は逆に十分柔となるよう 1 kN/m または 1 kN・m/rad とする。

床版、縦桁、横桁は、本来、床版下面と縦桁、横桁の上フランジ上面で結合されているが、これらの部材を梁要素でモデル化すると、部材間にギャップが生じ、そのままでは結合できない。そこで、本研究ではダミー要素を用いてこのギャップを埋め、各部材を結合する。ダミー要素は、通常の梁要素であるが、ヤング率を鋼の10,000倍とすることで、十分に大きな剛性を有することとなり、部材間距離を保持しつつ部材間を連結する役目を果たす。

本トラス橋モデルの有限要素解析モデル構築に要する要素数は、合計で2020個となる。要素数の内訳は、梁要素（ファイバー要素）1364個、バネ要素236個、ダミー要素（弾性梁要素）420個である。

2-3-3. 破断部材

2-3-1のトラス橋モデルに死荷重を作用させ、2-3-2の要素分割で静的線形解析を行った。結果を図2-3-4に示している。これより、最も大きな引張軸力が作用する部材として、部材1-11を取り上げ、これを本研究での破断部材と想定する。

2-3-4. 腐食した斜材の座屈耐荷力

斜材の腐食状況は2-3-1の記述通りであり、材料非線形と幾何学的非線形の両方を考慮した複合非線形解析をABAQUS²⁻⁶⁾を用いて行うことにより、斜材の座屈耐荷力を算定する。

対称性より、圧縮軸力が作用する斜材は4グループに分けられる。各グループの代表として、部材1-10、部材2-11、部材3-12、部材4-13をここでの解析対象とする。斜材はすべて4節点シェル要素でモデル化する。初期変形は、座屈固有値解析で求めた座屈モードを変形性状とし、製作誤差の許容値（部材長の1/1000）²⁻⁵⁾を最大初期変位とすることで決定する。残留応力は図2-3-5に示すものを仮定し、事前に温度応力解析を実施することで導入する。

解析結果として、 N_{cr} での部材1-10の変形状態を図2-3-6に示す。この図には、腐食がない場合の変形図も示しているが、これはよく知られた柱のオイラー座屈モードとなっている。一方、腐食部を有した斜材は、腐食部で局部座屈が生じ、変形がその部分に集中す

る変形モードとなっている。他の斜材についても全く同様の現象が見られる。

斜材の荷重－変位曲線を図 2-3-7 に示し、最大耐荷力 N_{cr} を表 2-3-12 にまとめている。顕著な腐食の影響が認められる。

2-3-5. トラック荷重

本研究では、死荷重に加え、トラック荷重も作用させた解析を行う。トラック荷重には、図 2-3-8(a) に示す総重量 198.6 kN のトラックを用いる。このトラックは 3 軸を有しており、軸重は前方から 50.4 kN, 73.7 kN, 74.5 kN となっている。3 つの軸重を床版上で移動させつつ線形解析を行い、破断想定部材である部材 1-11 の引張軸力が最大となる 3 軸の位置を求め、そこをトラック荷重載荷点とする。

このように定めたトラック荷重載荷位置が図 2-3-8(b) である。

2-3-6. 減衰

減衰モデルには、レーリー減衰を用いる。減衰定数は 5% とし、レーリー減衰係数は、有効質量が大きな 2 つの固有モードから求める。

表 2-3-1 上弦材断面 (単位 : mm)

断面形状				
部材 No.	1-2, 8-9	2-3, 7-8	3-4, 6-7	4-5, 5-6
材質	SM490	SS400	SS400	SS400
U-Flg	360×13	360×16	360×20	360×22
L-Flg	300×15	300×19	300×22	300×25
Web	320×10	320×12	320×17	320×17

表 2-3-2 下弦材断面 (単位 : mm)

断面形状					
部材 No.	10-11, 18-19	11-12, 17-18	12-13, 16-17	13-14, 15-16	14-15
材質	SM490	SS400	SS400	SS400	SS400
U-Flg	300×9	300×11	300×17	300×19	300×19
L-Flg	350×9	350×10	350×14	350×16	350×16
Web	300×9	300×9	300×9	300×9	300×10

表 2-3-3 斜材断面 (圧縮) (単位 : mm)

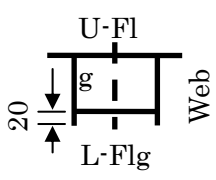
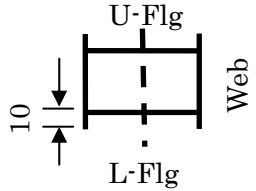
断面形状					
	部材 No.	1-10, 9-19	2-11, 8-18	3-12, 7-17	4-13, 6-16
材質	SM490	SM490	SS400	SS400	SS400
U-Flg	360×17	274×10	278×9	280×9	278×9
L-Flg	300×19	274×10	278×9	280×9	278×9
Web	320×14	280×12	250×10	240×9	250×10

表 2-3-4 斜材の腐食部断面 (圧縮) (単位 : mm)

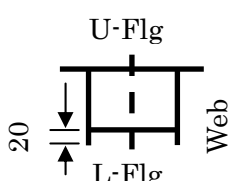
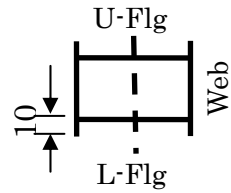
断面形状					
	部材 No.	1-10, 9-19	2-11, 8-18	3-12, 7-17	4-13, 6-16
材質	SM490	SM490	SS400	SS400	SS400
U-Flg	360×8.5	274×5	278×4.5	280×4.5	278×4.5
L-Flg	300×9.5	274×5	278×4.5	280×4.5	278×4.5
Web	320×7	280×6	250×5	240×4.5	250×5

表 2-3-5 斜材断面 (引張) (単位 : mm)

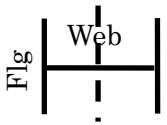
断面形状				
部材 No.	1-11, 9-18	2-12, 8-17	3-13, 7-16	4-14, 6-15
材質	SM490	SS400	SS400	SS400
Flg	250×12	250×10	240×9	240×9
Web	274×9	278×9	280×9	280×9

表 2-3-6 斜材の腐食部断面 (引張) (単位 : mm)

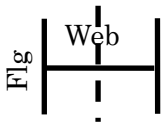
断面形状				
部材 No.	1-11, 9-18	2-12, 8-17	3-13, 7-16	4-14, 6-15
材質	SM490	SS400	SS400	SS400
Flg	250×6	250×5	240×4.5	240×4.5
Web	274×4.5	278×4.5	280×4.5	280×4.5

表 2-3-7 横構断面 (単位 : mm)

	上横構	下横構
断面形状		
材質	SS400	SS400
Flg	130×9	270×14
Web	180×9	190×13

表 2-3-8 横桁断面 (単位 : mm)



	端横桁	中間横桁
断面形状		
材質	SS400	SS400
U-Flg	240×12	260×12
L-Flg	220×12	220×12
Web	1000×9	1000×9

表 2-3-9 縦桁断面 (単位 : mm)



	外桁	内桁
断面形状		
材質	SS400	SS400
U-Flg	210×10	230×12
L-Flg	200×9	220×11
Web	600×9	600×9

表 2-3-10 コンクリート床版断面（単位：mm）

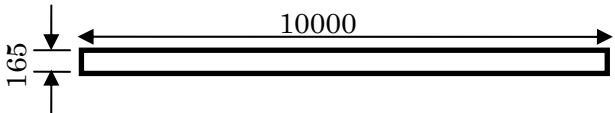
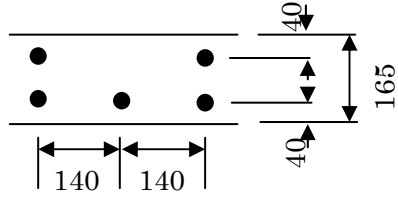
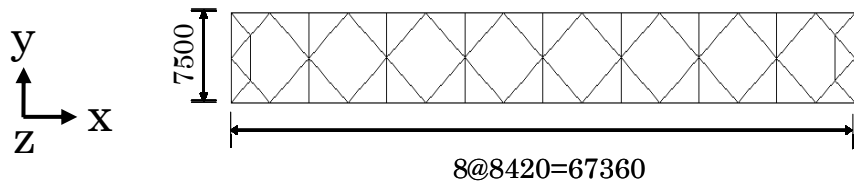
断面形状	
配筋図	
材質	SM490
鉄筋の種類	D16
鉄筋の本数	36（圧縮側） ， 71（引張側）

表 2-3-11 橋軸方向単位長さあたりの質量（単位：t/m）

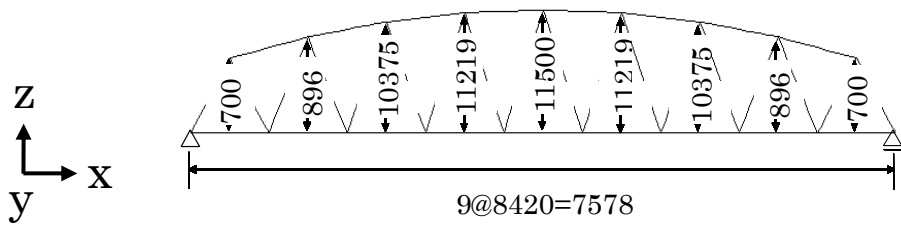
コンクリート床版等	0.57
トラス部	0.40

表 2-3-12 腐食した斜材の座屈耐荷力

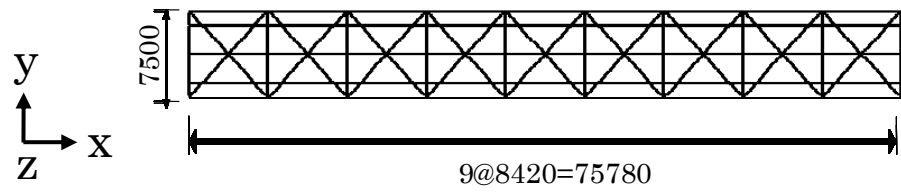
部材	Ncr/Ny
1-10	0.50
2-11	0.36
3-12	0.34
4-13	0.31



(a) 上面図

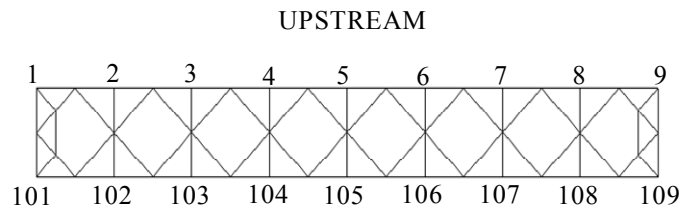


(b) 側面図

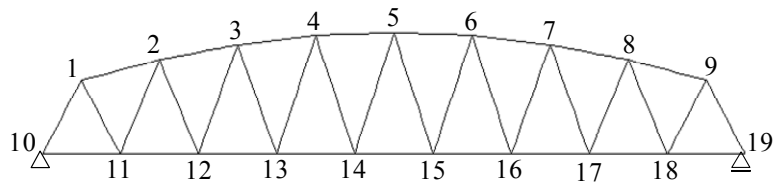


(c) 下面図

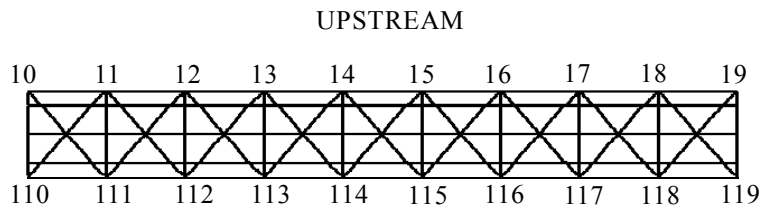
図 2-3-1 トラス橋モデル (単位 : mm)



(a) 上面图



(b) 侧面图 (UPSTREAM)



(c) 下面图

图 2-3-2 格点番号

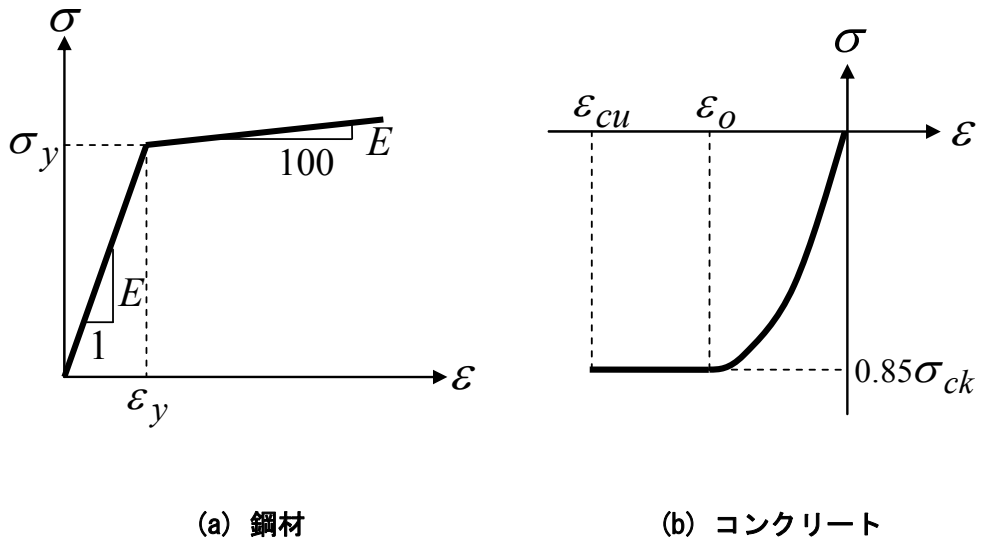


図 2-3-3 応力-ひずみ関係

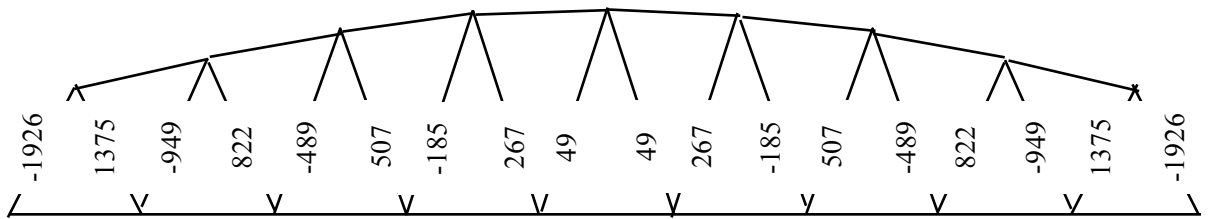


図 2-3-4 死荷重作用時の斜材軸力 (単位 : kN)

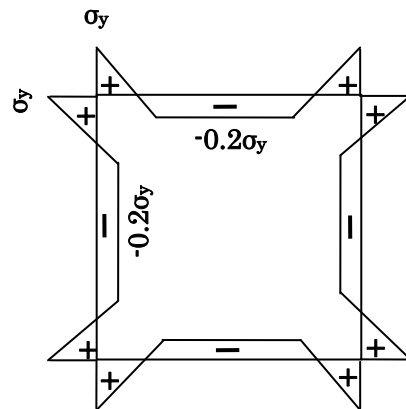


図 2-3-5 斜材断面内残留応力分布

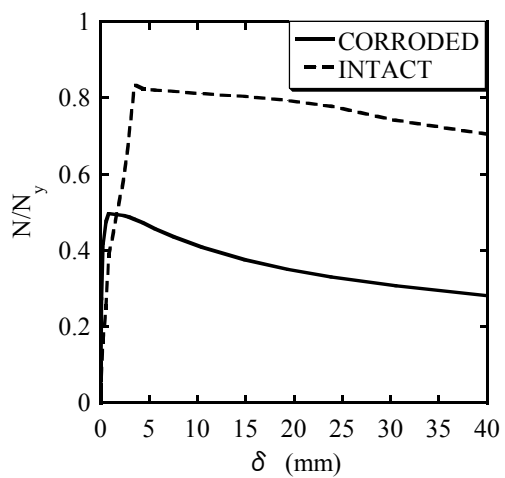


(a) 腐食なし

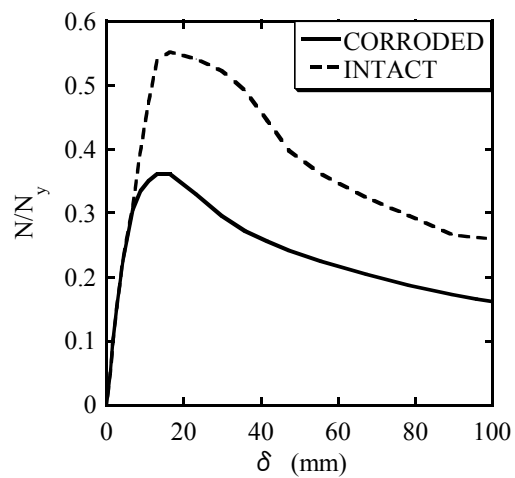


(b) 腐食あり

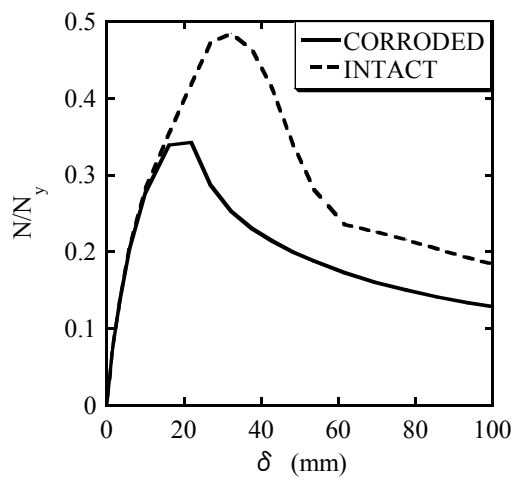
図 2-3-6 軸圧縮力を受けた斜材の変形モード (部材 1-10)



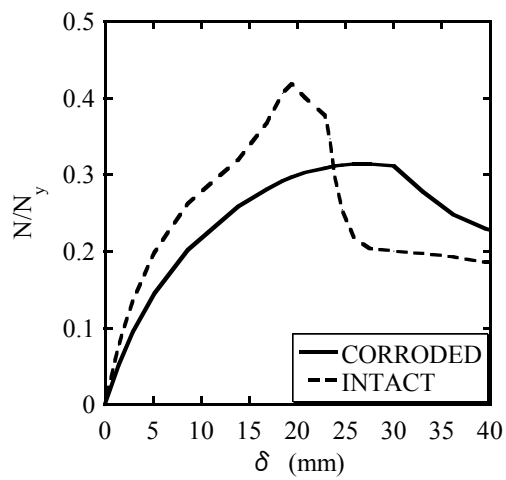
(a) 部材 1-10



(b) 部材 2-11

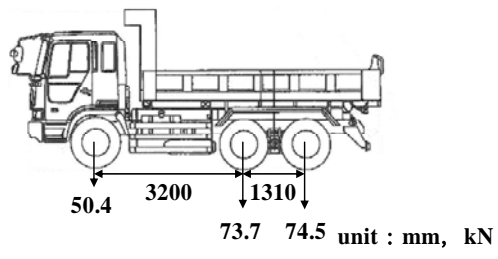


(c) 部材 3-12

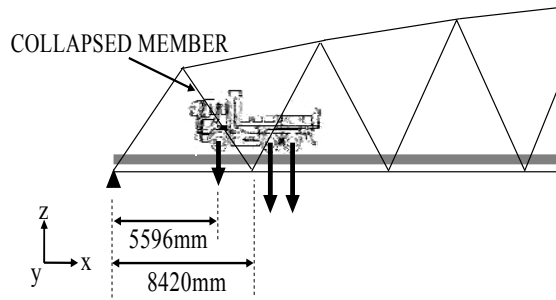


(d) 部材 4-13

図 2-3-7 軸圧縮力を受けた斜材の荷重-たわみ関係



(a) 概要



(b) 載荷位置

図 2-3-8 トラック荷重

2-4. 解析結果と考察

2-4-1. トラック荷重なし

表 2-4-1 に解析結果をまとめている。表中の I は次式で定義される。

$$I = \frac{V - V_0}{V_1 - V_0} \quad (2-4-1)$$

右辺の V , V_0 , V_1 は、いずれも格点 1 の垂直方向位置を表す。 V は着目した変形状態、 V_0 は破断前の静的つり合い状態、 V_1 は破断後の静的つり合い状態（破断に伴う損傷は無視）における垂直方向位置である。 $V - V_0$ の定義を図 2-4-1 に示している。したがって、 I はトラス橋モデルの格点 1 の動きを示す目安となる。なお、動的解析における積分時間間隔は 1.0×10^{-2} 秒としている。Courant 条件を満足する積分時間間隔 1.0×10^{-4} 秒を用いた動的解析も行い、結果に有意な差が生じないことは確認済みである。

各解析において、式 (2-2-1)、式 (2-2-2) を用いて損傷発生の有無を判定した。表 2-4-1 の損傷部材とは、 R_t , R_c のいずれかが 1.0 に達した部材である。損傷タイプは、軸力が引張、圧縮のいずれに係る損傷であるかを示すものである。

表 2-4-1 では、各解析法において 3 つの I の値における解析結果が示されている。1 番目の結果は、破断後、最初に部材損傷が認められた時の I 、破断部材、その損傷タイプである。破断によりトラス橋は自由振動を始め、格点 1 は上方に動き始めるが、ある時点から下方へと振動の向きを変える。2 番目の I は、この折り返し点（最上方位置）、すなわち最大振幅時に対応した値である。この I がいわゆる衝撃係数であり、文献 2-9) では 1.854 とされている。3 番目は、振動が収まり、破断後の静的つり合い状態に至った時点の結果である。動的解析では、十分に時間が経った時の結果を取り出している。最大振幅時 ($I=1.41$)、破断後の静的つり合い状態 ($I=1.0$) の損傷部材は数が多いため、表には記入せず、図 2-4-2 ~ 図 2-4-5 に図示している。

この解析結果より、静的解析と動的解析では損傷状況が大きく異なることが理解される。部材破断に伴って生じる部材損傷は、静的解析では上弦材の部材 102-103 が最初であるのに対し、動的解析では隣り合う斜材の部材 2-11 が最初である。動的解析での最大振幅時 ($I=1.41$) における損傷状況も、静的解析と動的解析では大きく異なっている（図 2-4-2, 図 2-4-4）。なお、文献 2-2) の動的解析結果を見ると、部材破断に伴って生じる部材損傷は、3 ケースすべてで破断部材に連結した部材となっており、ここでの動的解析の結果と一致している。

一方、破断後の静的つり合い状態 ($I=1.0$) での静的解析と動的解析の結果は一致している（図 2-4-3, 図 2-4-5）。ここでの解析は線形であり、部材損傷に伴う剛性低下などは考慮していない。そのため、十分に時間が経ち、振動が収まった時点では動的解析でも静的

つり合い状態に達し、その結果は静的解析と一致しなければならない。この点を確認できるのが**図 2-4-3**, **図 2-4-5**の解析結果であり、これより本研究の解析の妥当性が理解される。

以上の結果は、静的解析と動的解析では大きく異なった変形性状になることを示唆している。このことは、通常用いられる部材破断のモデル化(2-2)では、振動を伴う部材破断後の変形性状を解明するには限界があることを意味している。

2-4-2. トラック荷重あり

トラック荷重なしの場合と同様に、**表 2-4-2**, **図 2-4-6**~**図 2-4-9**にトラック荷重がある場合の解析結果を示している。

ここでも、静的解析と動的解析では大きく異なった結果となっている。通常の部材破断のモデル化では、部材破断後の変形性状解明には限界があることが確認される。

2-4-3. 複合非線形解析

以上で述べた線形解析に加え、本研究ではさらに材料非線形性、幾何学的非線形性の両方を考慮した複合非線形解析も行った。非線形性を取り込んだ以外、線形解析と特に違うところはない。

a) トラック荷重なし

静的解析で破断力を増加させていったところ、 $I=1.29$ で、解が得られなくなった。その時点での変形状態を示すのが**図 2-4-10**である。部材 6-15 ならびに右端部の上支材に大きな変形が見られる。破断前、これらの部材には引張軸力が作用しており、破断力の作用に伴い軸力は減少し、ついには圧縮力が作用し始める(**図 2-4-11**)。その結果、まず上支材が座屈、ついで斜材(部材 6-15)が座屈して最大荷重に達している(**図 2-4-12**)。

一方、動的解析においては、 $I=1.39$ に達した後、振動の向きが変わる。**図 2-4-13**はこの最大振幅時の変形図である。静的解析の結果とは異なり、一部の部材が大きく変形するような現象は見られない。**図 2-4-14**は十分に時間が経過した時の変形図である。部材破断の影響は鉛直方向に顕著である。橋軸直角方向の変位は、最大振幅時よりもかなり減少している。

非線形解析においても、静的解析と動的解析の結果には大きな隔りがある。

b) トラック荷重あり

静的解析で破断力を増加させていったところ、 $I=1.42$ で、解が得られなくなった。その時点での変形状態を示すのが**図 2-4-15**である。部材 102-103 に大きな変形が見られる。破断前からこの上弦材には圧縮軸力が作用しており、破断力の作用に伴い圧縮軸力、たわみが増加し、最大荷重に達している(**図 2-4-16**, **図 2-4-17**)。

動的解析においては、 $I=1.41$ に達した後、振動の向きが変わる。**図 2-4-18**はこの最大振

幅時の変形図である。静的解析の結果とは異なり、一部の部材が大きく変形するような現象は見られない。図 2-4-19 は十分に時間が経過した際の変形図である。部材破断の影響は鉛直方向に顕著であり、最大振幅時とほぼ同程度にたわんでいる。橋軸直角方向の変位は、最大振幅時よりもかなり減少している。

この解析においても、静的解析と動的解析の結果には大きな違いが認められる。

表 2-4-1 線形解析結果（トラック荷重なし）

(a) 静的解析 (SN)

I	損傷部材	損傷タイプ
0.41	部材 102-103	$Rc \geq 1.0$
1.41	図 2-4-2	図 2-4-2
1.0	図 2-4-3	図 2-4-3

(b) 動的解析 (DN)

I	損傷部材	損傷タイプ
0.65	部材 2-11	$Rc \geq 1.0$
1.41	図 2-4-4	図 2-4-4
1.0	図 2-4-5	図 2-4-5

表 2-4-2 線形解析結果（トラック荷重あり）

(a) 静的解析 (ST)

I	損傷部材	損傷タイプ
0.36	部材 102-103	$Rc \geq 1.0$
1.45	図 2-4-6	図 2-4-6
1.0	図 2-4-7	図 2-4-7

(b) 動的解析 (DT)

I	損傷部材	損傷タイプ
0.67	部材 2-11	$Rc \geq 1.0$
1.45	図 2-4-8	図 2-4-8
1.0	図 2-4-9	図 2-4-9

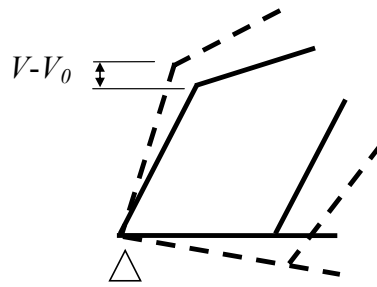


図 2-4-1 $V-V_0$ の定義

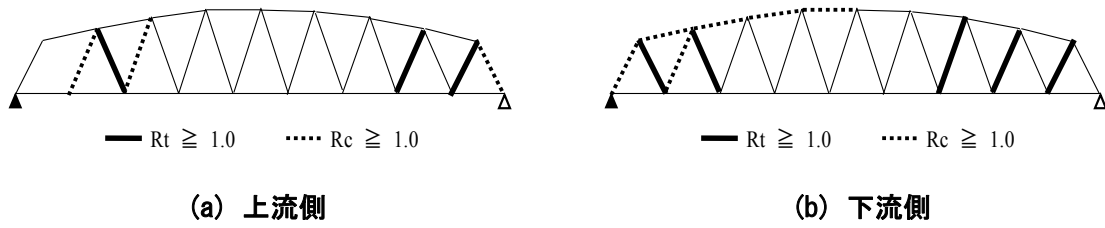


図 2-4-2 SN での損傷部材 ($l=1.41$)

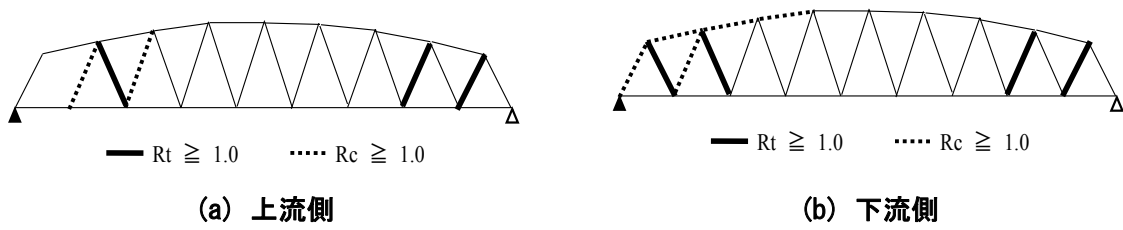


図 2-4-3 SN での損傷部材 ($l=1.0$)

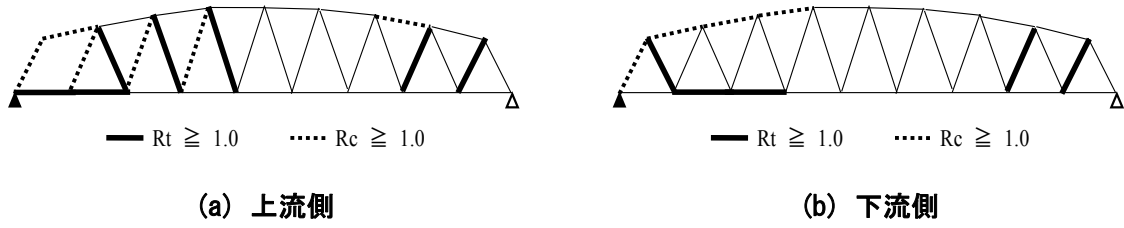


図 2-4-4 DN での損傷部材 (l=1.41)

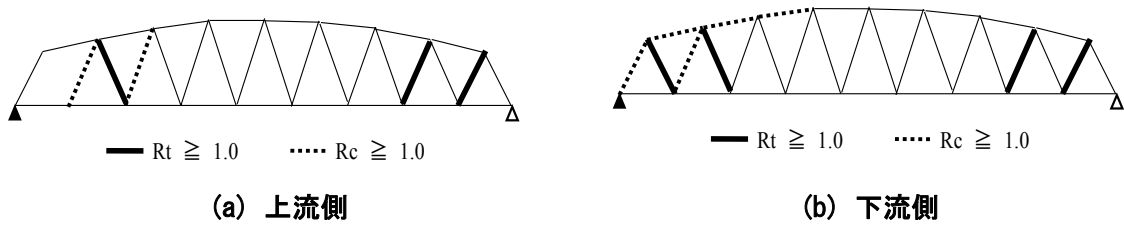


図 2-4-5 DN での損傷部材 (l=1.0)

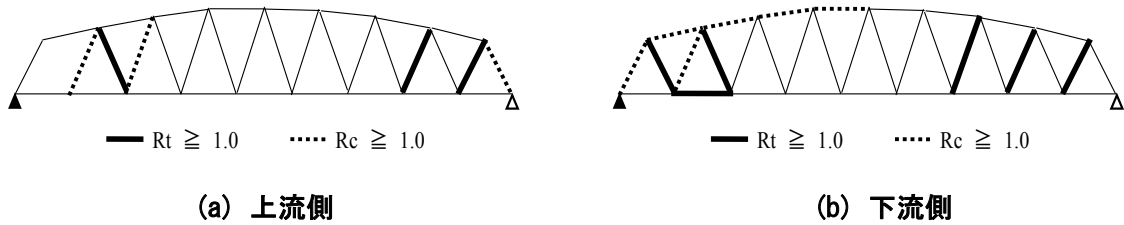


図 2-4-6 ST での損傷部材 (l=1.45)

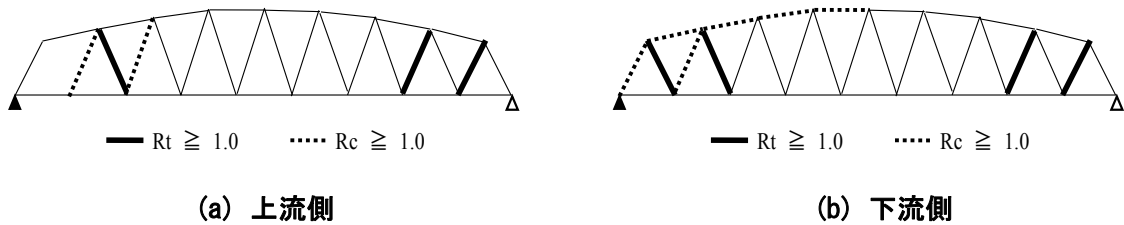


図 2-4-7 ST での損傷部材 (l=1.0)

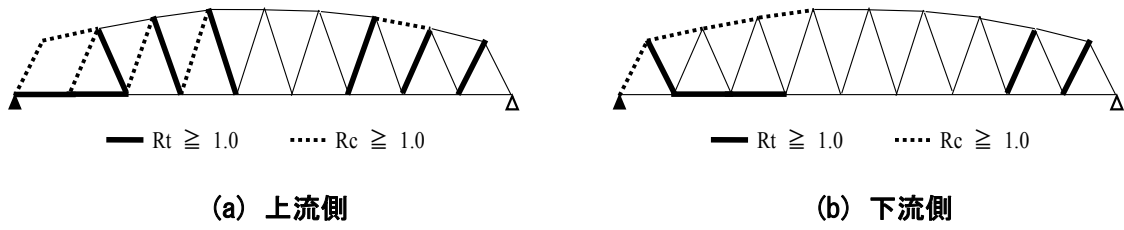


図 2-4-8 DT での損傷部材 (l=1.45)

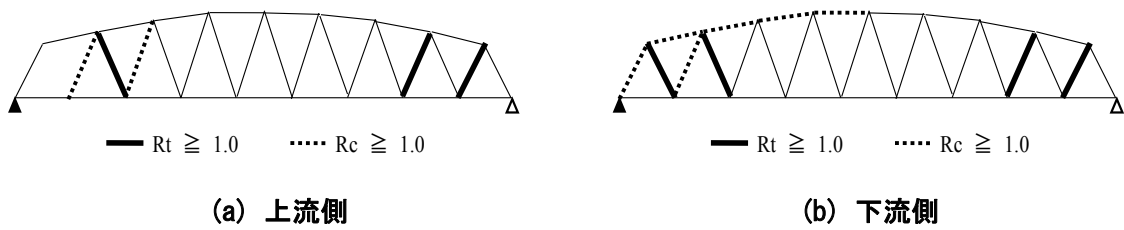


図 2-4-9 DT での損傷部材 (l=1.0)

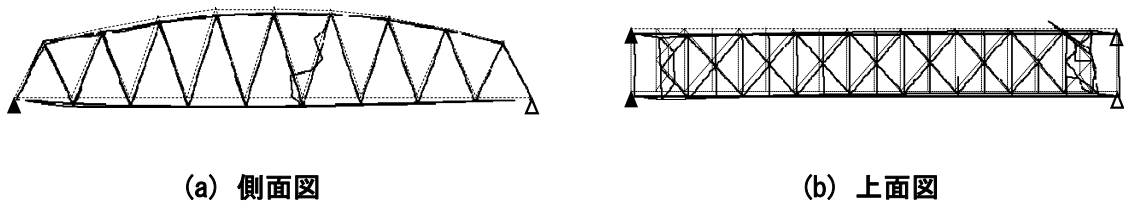
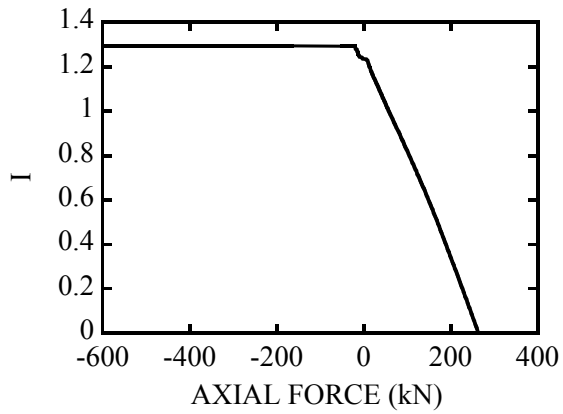
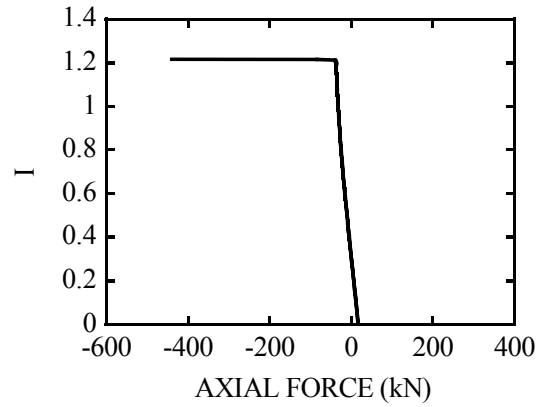


図 2-4-10 複合非線形 SN での変形図 (l=1.29 ; 変形倍率 5 倍)

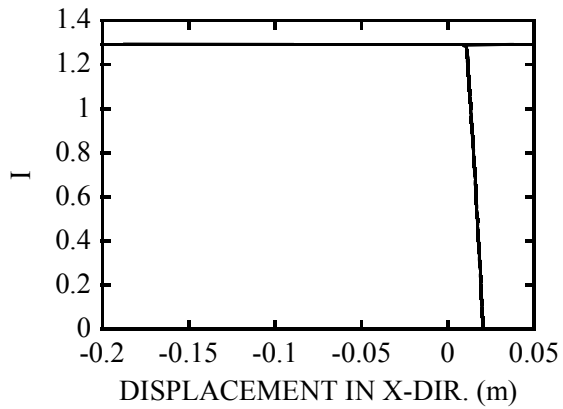


(a) 部材 6-15

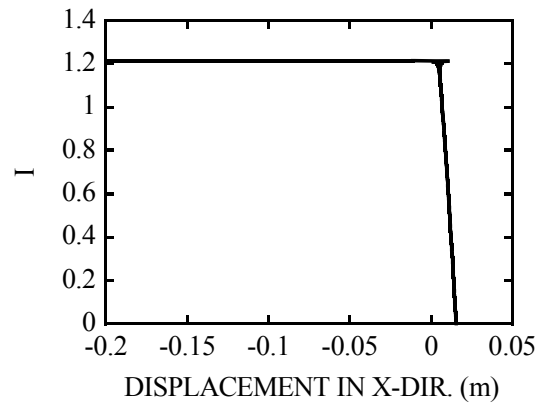


(b) 部材 9-109

図 2-4-11 複合非線形 SN での衝撃係数 I-軸力関係

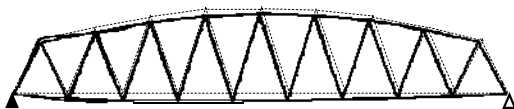


(a) 部材 6-15

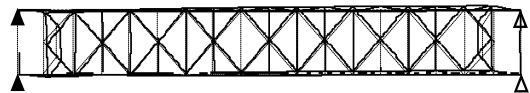


(b) 部材 9-109

図 2-4-12 複合非線形 SN での衝撃係数 I-変位関係



(a) 側面図



(b) 上面図

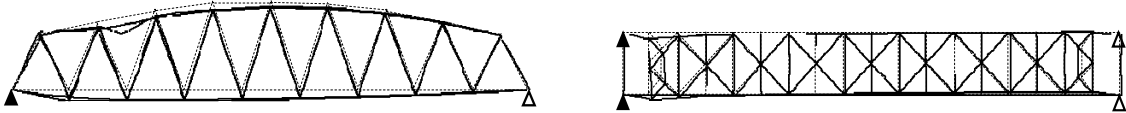
図 2-4-13 複合非線形 DN での変形図 (I=1.39 ; 変形倍率 5倍)



(a) 側面図

(b) 上面図

図 2-4-14 複合非線形 DN での変形図 ($l=1.0$; 変形倍率 5 倍)



(a) 側面図

(b) 上面図

図 2-4-15 複合非線形 ST での変形図 ($l=1.42$; 変形倍率 5 倍)

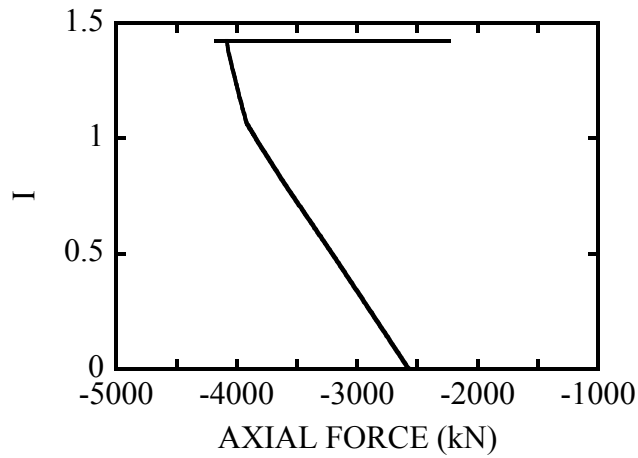


図 2-4-16 複合非線形 ST での衝撃係数 I-軸力関係 (部材 102-103)

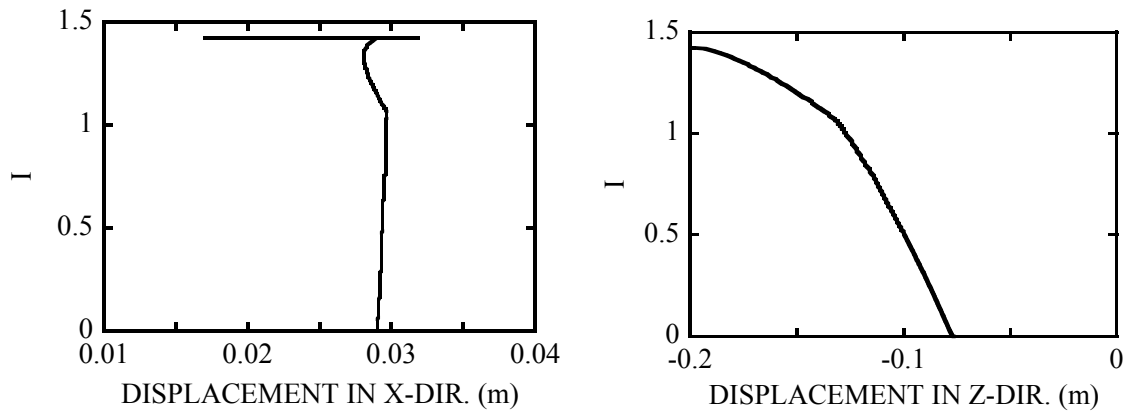


図 2-4-17 複合非線形 ST での衝撃係数 I-変位関係 (部材 102-103)

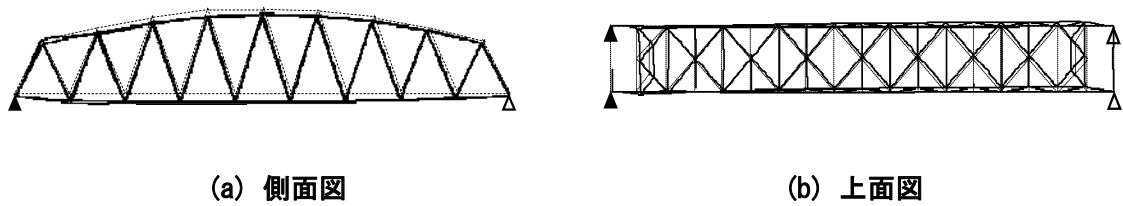


図 2-4-18 複合非線形 DT での変形図 (I=1.41 ; 変形倍率 5倍)

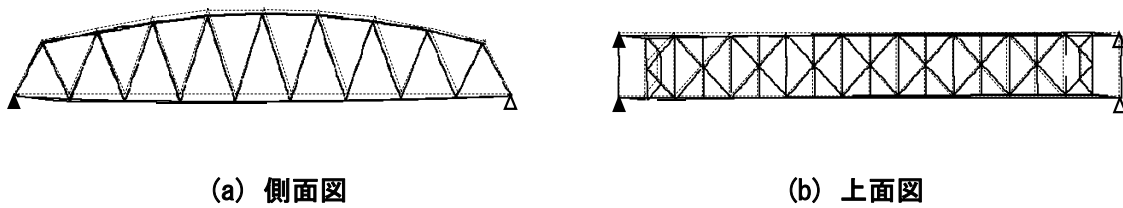


図 2-4-19 複合非線形 DT での変形図 (I=1.0 ; 変形倍率 5倍)

2-5. 提案するリダンダンシー解析法

2-5-1. 概要

2-4 では、静的解析と動的解析の結果に大きな違いのあることが明らかとなった。これは、破断部材の端部に破断力を作用させて静的解析を行って得られる変形性状が、動的解析における変形性状と異なることに起因していると考えられる。

2007 年のミネソタ州ミネアポリスの落橋時のビデオ映像を引き合いに出すまでもなく、現実のトラス橋で部材破断が生じた際、一般に、トラス橋は振動する。したがって、静的解析と動的解析では、後者の方が望ましく、破断力を用いた静的解析で妥当な損傷評価を得るのは難しいと考えられる。

そこで、本研究では、トラス橋の変形性状はその振動モードに支配されると仮定し、それをもとに部材破断後の損傷を評価する方法を提案する。

2-5-2. 提案法

提案する解析法は、次の通りである。

- ①破断想定部材を除去した橋梁の固有値解析を実施し、固有振動モード、有効質量、刺激係数を求める。
- ②有効質量が大きな固有振動モードを取り出し、重ね合わせにより、変形モードを構築する。固有振動モードは、有効質量が大きなものから順に、有効質量比の和が 90% を超えるまで取り出す。重ね合わせは重みを付けて行う。重みは刺激係数とする。
- ③ 1 個の変位成分が定まれば、構築した変形モードから定量的な変形が決まり、各節点の変位、たわみ角が求まる。
- ④梁要素の形状関数を用いれば、各節点の変位、たわみ角から、断面力が算出される。

本研究では、2-4-1 で定義した I により、③で必要となる、変形を決めるための変位成分を与える。

この手法を用い、次の 2 種類の解析を行う。

PN：提案する解析 (Proposed)，トラック荷重なし (No Truck)

PT：提案する解析 (Proposed)，トラック荷重あり (Truck)

2-5-3. 解析結果と考察

表 2-5-1 に解析結果をまとめている。トラック荷重のない場合、トラック荷重のある場合のいずれにおいても、最初に部材が損傷する I の値に若干の違いが見られるものの、損傷部材、損傷タイプともに、提案手法の解析結果と動的解析の結果 (表 2-4-1, 表 2-4-2) は完全に一致している。

この解析では、有効質量比の和が90%を超えるよう有効質量の大きい方から20番目までの固有振動モードを用いて変形モードを構築した。20個の固有モードの有効質量比の和は90.1%である。念のため、50番目までの固有振動モードを用いて変形モードを構築して、解析を行った。この場合は、有効質量比の和は97.9%となる。解析結果は、最初に部材が損傷するIの値が若干異なるものの、損傷部材等は完全に一致した。これより、有効質量比の和が90%の固有振動モードを用いれば、十分であると判断される。

図 2-5-3～**図 2-5-6** に、20個の固有振動モードを重ね合わせた変形モードと、破断力を作用させ、変形が動的解析の最大振幅時相当になった際の線形静的解析の変形図を示している。両者には大きな開きのあることが確認される。

表 2-5-1 提案解析法による解析結果

(a) トラック荷重なし (PN)

I	損傷部材	損傷タイプ
0.69 (0.67)	部材 2-11	$Rc \geq 1.0$
1.41	図 2-5-1	図 2-5-1

() : 50 個の固有振動モード使用

(b) トラック荷重あり (PT)

I	損傷部材	損傷タイプ
0.63 (0.65)	部材 2-11	$Rc \geq 1.0$
1.45	図 2-5-2	図 2-5-2

() : 50 個の固有振動モード使用

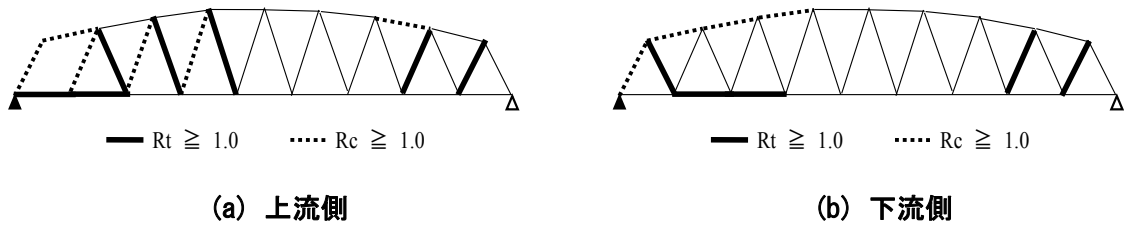


図 2-5-1 PN での損傷部材 (l=1.41)

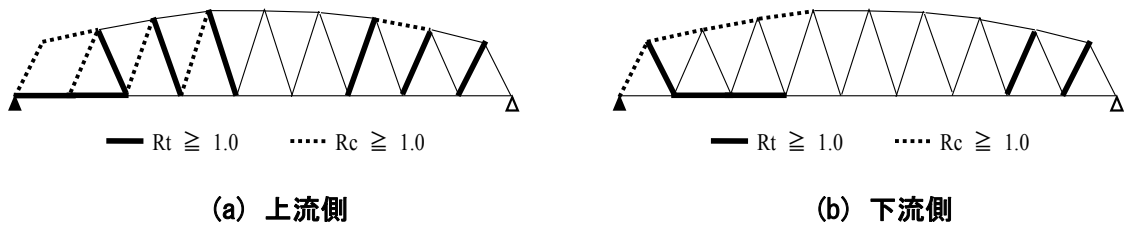
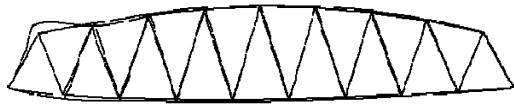
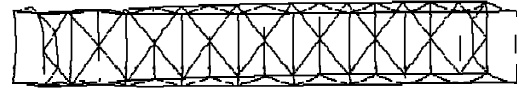


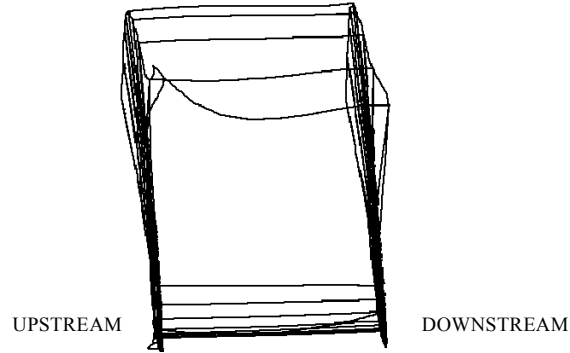
図 2-5-2 PT での損傷部材 (l=1.45)



(a) 側面図

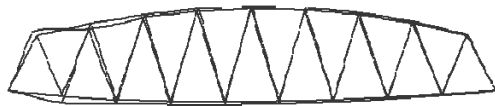


(b) 上面図

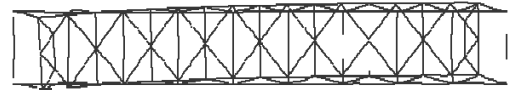


(c) 正面図

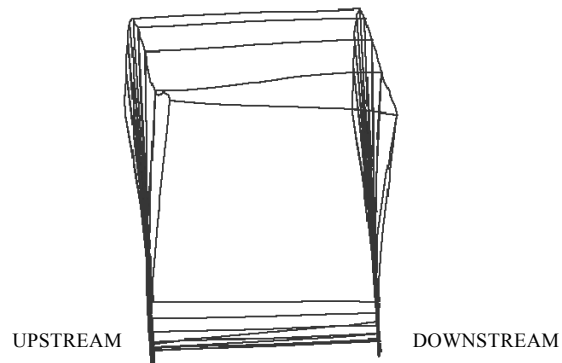
図 2-5-3 PN の変形モード図



(a) 側面図

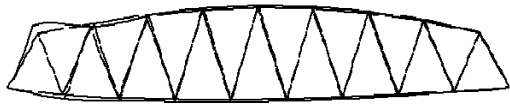


(b) 上面図

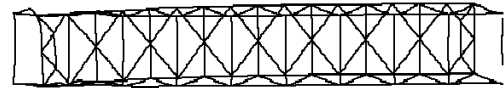


(c) 正面図

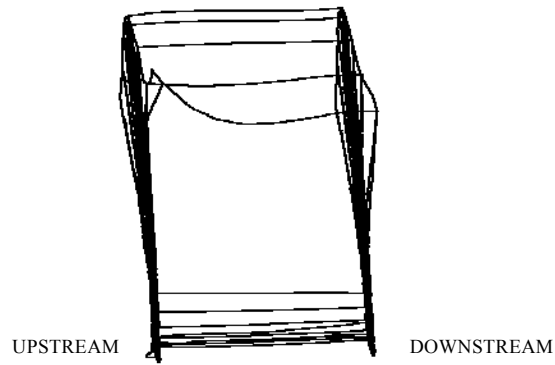
図 2-5-4 SN での変形図 ($l=1.41$; 変形倍率 10 倍)



(a) 側面図

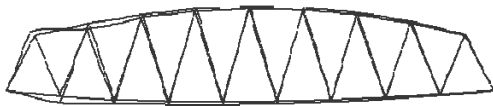


(b) 上面図

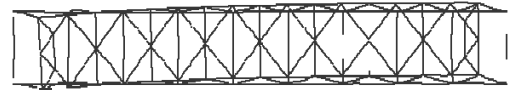


(c) 正面図

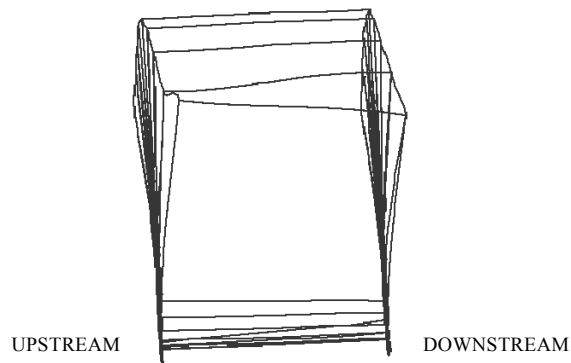
図 2-5-5 PT の変形モード図



(a) 側面図



(b) 上面図



(c) 正面図

図 2-5-6 ST での変形図 ($l=1.45$; 変形倍率 10 倍)

2-6. まとめ

斜材に腐食が見つかった既存の単純鋼トラス下路橋をもとに作成した橋梁モデルを解析対象とし、斜材破断に伴うリダンダンシー解析を行った。2つの荷重条件を考えたが、いずれにおいても、静的解析と動的解析の結果は大きく異なった。その要因は静的変形モードと動的モード（振動モード）の差に起因していると考えられたため、固有振動モードを用いた解析法を提案した。この手法で同じトラス橋モデルを解析したところ、2つの荷重条件のいずれにおいても、動的解析とほぼ一致する結果を得ることができた。提案するリダンダンシー解析法は線形計算に基づくものであり、十分に簡便である。したがって、複数の破断想定部材について計算を行っても、大きな労力は要するものではない。

本研究では、解析手法を中心に検討した。リダンダンシー解析で考慮すべき変位量や部材損傷の判定法などが、今後の検討課題と考えている。

参考文献

- 2-1) 永谷秀樹, 明石直光, 松田岳憲, 安田昌宏, 石井博典, 宮森雅之, 小幡泰弘, 平山博, 奥井義昭, : 我が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, pp410-425, 2008.
- 2-2) 野中哲也, 宇佐美勉, 岩村真樹, 廣住敦士, 吉野廣一: 連鎖的な部材破壊を考慮した鋼橋のリダンダンシー解析法の提案, 構造工学論文集, Vol. 56A, pp. 779-790, 2010.
- 2-3) 後藤芳顕, 川西直樹, 本多一成: リダンダンシー解析における鋼トラス橋の引張り斜材破断時の衝撃係数, 構造工学論文集, Vol. 56A, pp. 792-805, 2010.
- 2-4) 大和設計株式会社: 3次元ファイバーモデルによる鋼構造物の耐震解析システム Y-FIBER3D ユーザーマニュアル, 2000.
- 2-5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編, 丸善, 2002.
- 2-6) ABAQUS: Analysis User's Manual, ABAQUS Ver. 6.6, Dassault Systemes Simulia Corp., 2006.
- 2-7) 土木学会鋼構造委員会: 鋼・合成構造標準示方書 総則編・構造計画編・設計編, 2007.
- 2-8) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究 WG: 鋼橋の耐震設計指針と震設計のための新技術, 土木学会鋼構造委員会, 1996.
- 2-9) URS corporation: Fatigue evaluation and redundancy analysis, Bridge No.9340, I-35W over Mississippi river, Draft report, 2006.

第3章 リダンダンシー解析における諸課題

3-1. 格点部の疲労破壊の可能性

3-1-1. はじめに

鋼トラス橋格点部の構造例を図3-1-1に示す。これまで鋼トラス橋の格点部には疲労損傷は発生しないであろうと考えられており、設計時にも疲労照査は行われていない。しかし、トラス格点部は鋼製橋脚隅角部と同じように様々な部材を複雑に接合して構成されており、溶接線が交差する箇所がいくつか存在する。鋼製橋脚にて報告されている疲労損傷事例を考えると、格点部に疲労損傷が生じる可能性は否定できない。さらに米国ミネソタ州の落橋事故から、トラス橋格点部はFCMになり得ることが明らかにされたことから、格点部の破断は必ず避けなければならない。改めて格点部の疲労強度を確認する必要があると考えられる。そこでトラス格点部の溶接部に着目し、有限要素解析により格点部の溶接部周辺に生じる応力場を解明し、その結果をもとに疲労照査を行う。

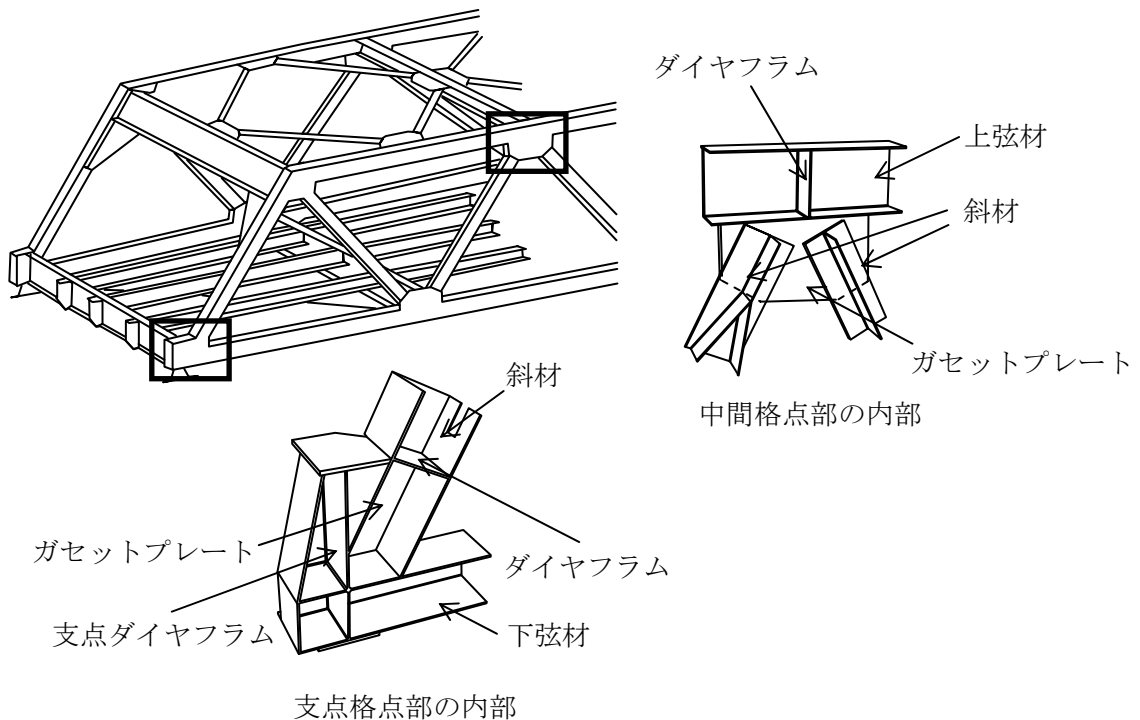


図3-1-1 鋼トラス橋格点部の構造例

トラス格点部における部材の連結は、一般にはガセットプレートを介して行われる。トラス格点における構造としては図3-1-2に示すように、弦材のウェブに重ねてガセットプレートをあてる構造や、ガセットプレートと弦材のウェブを一体とする構造が用いられている。また、格点部には力の伝達を確実に行われるようにする目的でダイヤフラムが設け

られる。ダイヤフラムの取り付けは一般にすみ肉溶接で行われる。トラス格点部にはガセットプレートと弦材、斜材の連結に加え、ダイヤフラムも取り付けられているため、溶接欠陥が生じやすいとされる溶接線の交差部が存在し、さらに、さまざまな方向からの力が組み合わさった複雑な応力場である可能性がある。

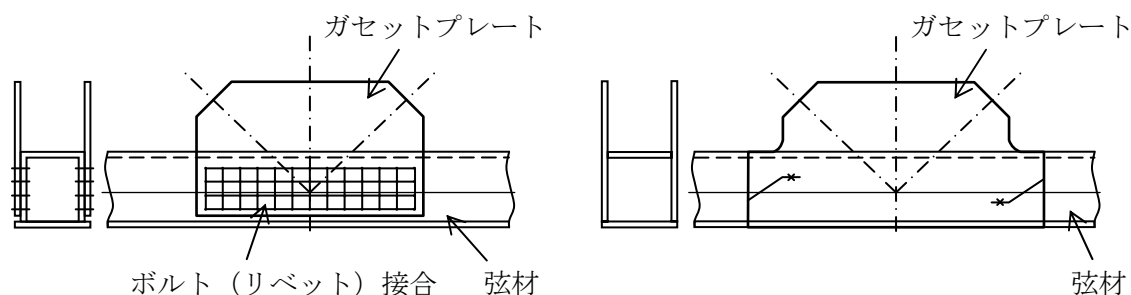


図 3-1-2 格点部のガセットプレート

鋼トラス橋の設計では一般に複雑な立体的構造解析は行わず、平面トラスの解析に基づき、格点部は摩擦のないピンで結合されているものとして応力計算が行われている。しかし、実際には格点部はガセットプレートにより剛結されており、その結果として部材に二次曲げモーメントが発生するため、格点部には剛結の影響による二次応力が生じる。さらに、格点部にはトラスの骨組線と部材重心線との偏心に起因する二次応力も発生する。これら二次応力に対して道路橋示方書・同解説³⁻¹⁾では、トラスの設計にあたっては二次応力をできるだけ小さくするように配慮するものと記述されており、主トラス部材の部材高 h は部材の長さ l の $1/10$ より小さくするのがよいとされている。実際の計算例から、 $h/l < 1/10$ を用いた普通のトラスでは、格点を剛結と考えると、二次応力は一次応力の 5% から 25% 程度であるといわれており、一般にはこれらの値について無視している³⁻²⁾。

しかし、トラス格点部を対象に疲労照査を行う場合、部材交差部における応力集中や二次応力の影響が無視できるかどうかは定かでなく、格点部の構造を忠実に再現した 3 次元モデルによる構造計算が必要となる。

3-1-2 疲労照査手法

溶接構造物の疲労照査は、通常的设计計算で求められる公称応力の変動範囲と継手形状ごとに定められた疲労強度曲線を用いて行われることが多い。この照査方法は公称応力が明確に定義できる溶接継手に適用することができるが、ここで対象とするトラス格点部のように、構造が複雑で公称応力が容易に求められない場合には用いることができない。このような場合には、疲労き裂の発生が予想される位置の応力（以下、ホットスポット応力と呼ぶ）を用いることで疲労照査を行うことができる³⁻³⁾³⁻⁴⁾。ホットスポット応力法では、有限要素法や実験によりホットスポット応力を求め、それとホットスポット応力に対して

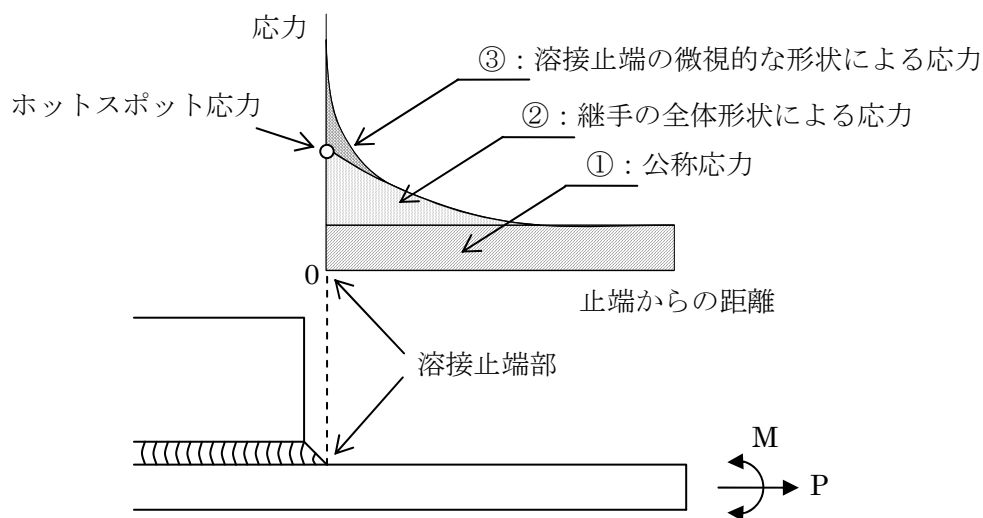
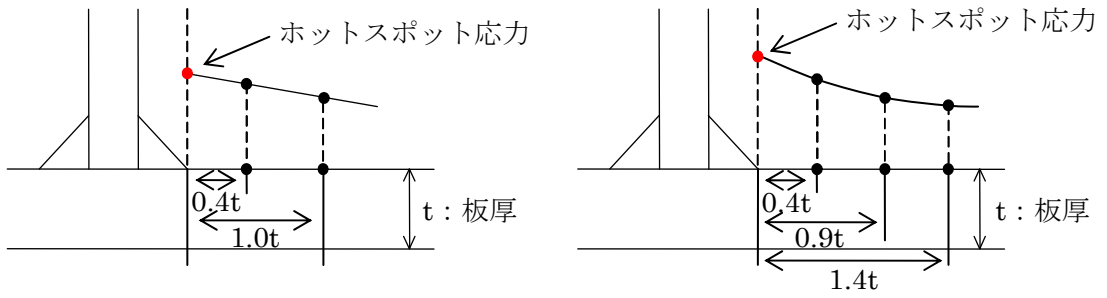


図 3-1-3 溶接止端部の応力

定義された設計曲線を用いて疲労照査を行う。

溶接止端部に作用する応力は図 3-1-3 に示すように、①溶接部から十分離れた位置での応力（公称応力）、②継手の全体形状から発生する応力、③溶接止端部の微視的な形状による応力に分けられる。ホットスポット応力は、溶接止端部の微視的な形状による応力集中は含まない。すなわち、図 3-1-3 において①+②の応力をホットスポット応力と定義する。ホットスポット応力の算出方法例を図 3-1-4 に示す。ホットスポット応力の求め方はいくつかの方法が提案されており、統一的な見解はないが、国際溶接学会（IIW）の疲労設計指針³⁻⁴⁾は、溶接止端部の近傍の 2 点もしくは 3 点の応力から外挿して求める方法を推奨している。2 点外挿法では、溶接止端位置から板厚の 0.4 倍と 1.0 倍離れた位置での応力から直線外挿する方法が、3 点外挿法では、板厚の 0.4 倍、0.9 倍、1.4 倍の位置の応力から 2 次曲線外挿する方法が紹介されている。応力が主として膜応力の場合には 2 点外挿法を、板曲げ応力が生じるような場合には 3 点外挿法を適用することとしている。本研究にて対象とするトラス格点部では主として軸力が作用していることから、今回は IIW の 2 点外挿法を用いてホットスポット応力を算出した。ホットスポット応力に対する設計曲線として、日本鋼構造協会（JSSC）の疲労設計指針では、溶接部が非仕上げの継手に対しては E 等級、荷重伝達型すみ肉溶接あるいは部分溶け込み溶接継手については、非仕上げで F 等級としている。



(a) 2点外挿法

(b) 3点外挿法

図 3-1-4 国際溶接学会 (IIW) にて推奨されているホットスポット応力の求め方

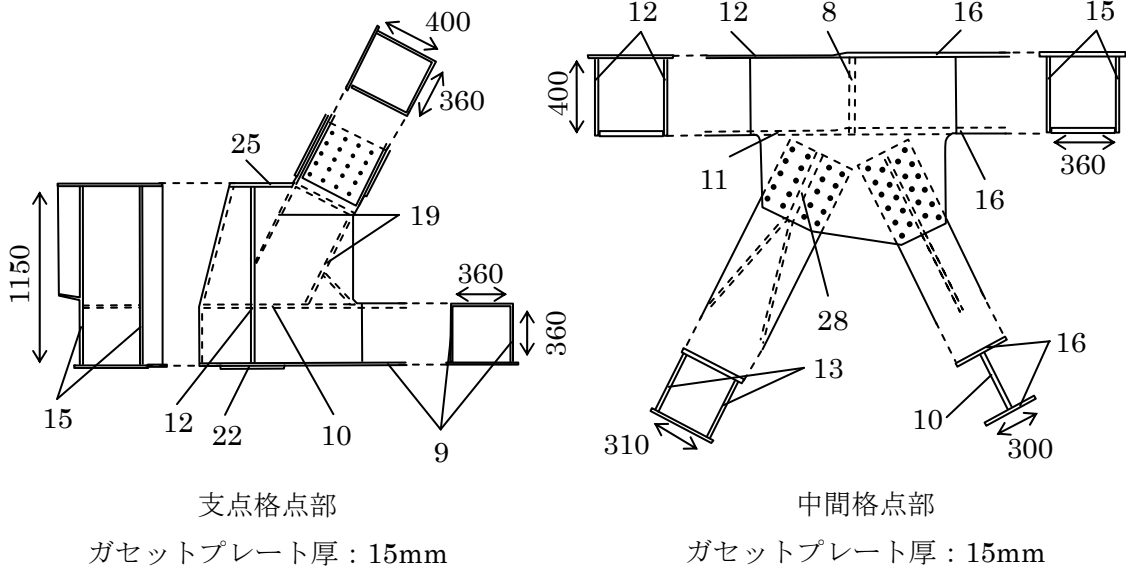
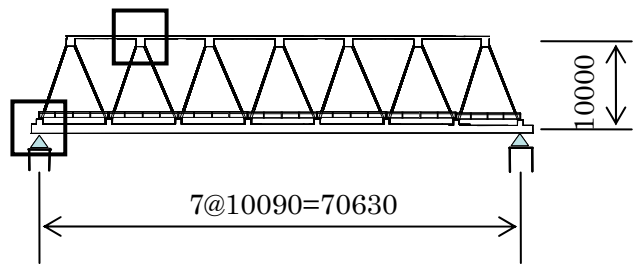


図 3-1-5 対象橋梁 (unit: mm)

3-1-3 格点部の局部応力解析

a) 対象橋梁の概要

対象橋梁は国道 23 号線に架かる木曾川大橋とした。対象橋梁の概要を図 3-1-5 に示す。支間長 70.63m, 2 主構の単純トラス橋であり, 供用開始から 40 年以上が経過している。当時建設されたトラス, アーチ橋によくみられる, 斜材がコンクリート床版を貫通する構造となっており, コンクリート接触部において斜材が腐食し, 2007 年 6 月に斜材の破断がみつかった橋梁である。建設当初は両側に歩道が設置されていたが, 現在は追い越し車線側の歩道コンクリートが撤去されている。

b) 解析方法

本研究では二段階の応力解析により格点部におけるホットスポット応力を算出した。まず単位荷重 (1kN) を用いて骨組み解析を行い, それぞれの部材に生じる断面力を計算し, 影響線を求めた。次に対象橋梁から格点部のみを取り出し, 格点部の板組みを忠実に再現した FEM 解析モデル (以下, 詳細モデルと呼ぶ) を作成した。解析コードには Abaqus を用いた。この解析モデルに単位荷重を載荷させることで, 格点内部の局部応力を求めた。最後に T 荷重 (200kN) が移動載荷することを想定した局部応力解析を行った。対象橋梁が 2 主構であるため, 等分に荷重が分配されていることを仮定して, T 荷重 (200kN) の半分の値である 100kN が作用するものとした。骨組み解析により得られた断面力を 100 倍 (200kN の半分) した値を詳細モデルの切り取り面における境界条件として与え, 詳細モデルにて求めた部材交差部近傍の応力からホットスポット応力を算定した。

c) 部材力の影響線の算出

格点部をピン結合とした一般的なトラス橋の骨組み解析を行い, 上弦材, 下弦材, 斜材それぞれの部材力の影響線を求めた。境界条件は単純支持とし, 単位荷重 (1kN) を移動載荷させた。骨組み解析より求めた各部材の影響線を図 3-1-6 に示す。

d) 局部応力の解析

詳細モデルを図 3-1-7 に示す。支承上にある支点格点部近傍を取り出したモデルと中間格点部近傍を取り出したモデルを構築した。要素には 4 節点シェル要素を用い, 部材が重なり合っている部分は板厚を変化させることにより表現した。またリベット接合部において, ガセットプレートの板厚は忠実に考慮したが, 接合している個々のリベットは考慮せず, リベット接合部において全ての接点が共有されているものとした。また, 溶接部のモデル化は行っていない。IIW 疲労設計指針によれば, 溶接部をモデル化していない場合は部材交差部から 0.4t と 1.0t 離れた位置の応力からホットスポット応力を求めることが推奨されていることから, それに習った。弾性係数は 200GPa, ポアソン比は 0.3 とした。

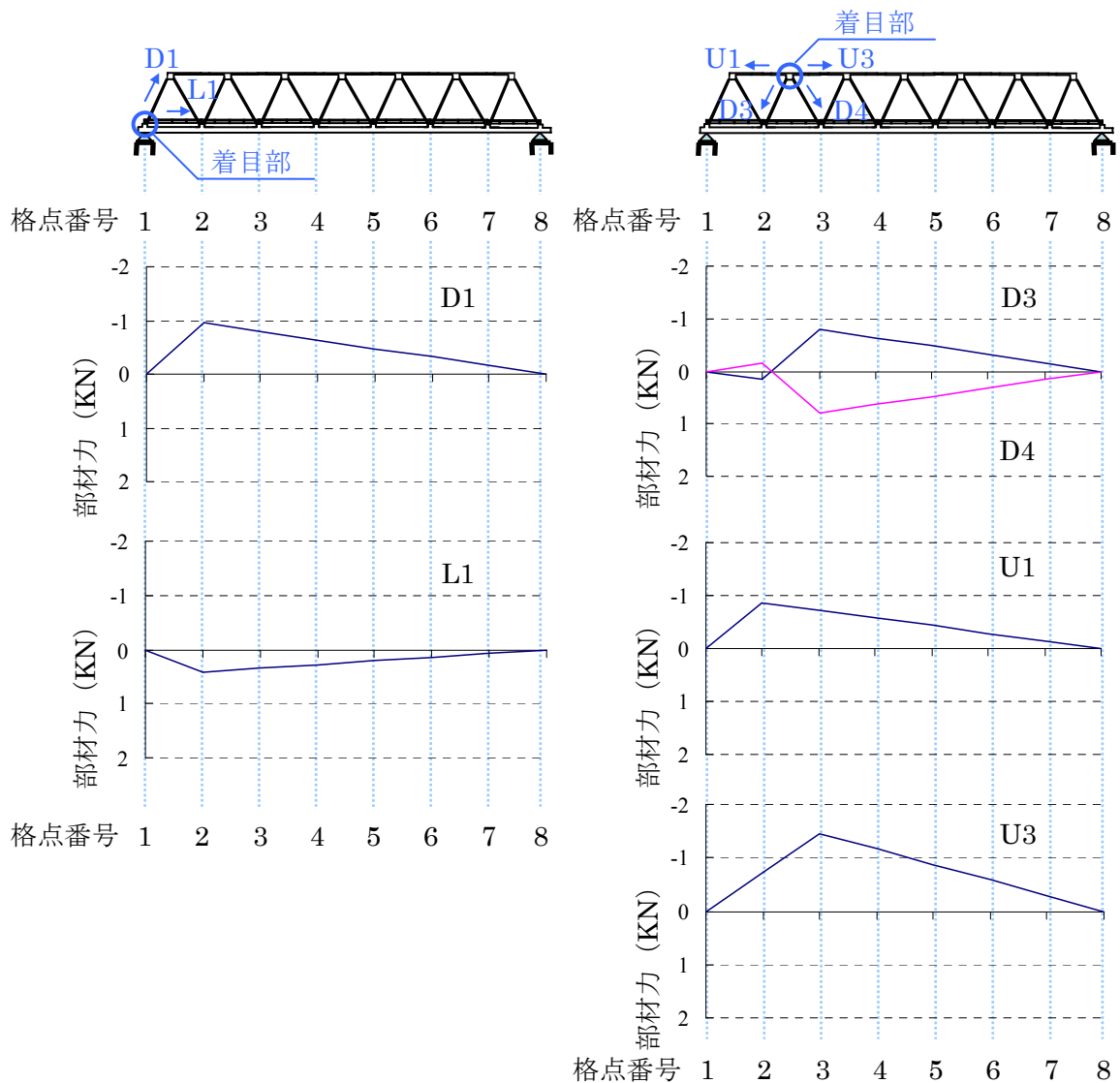
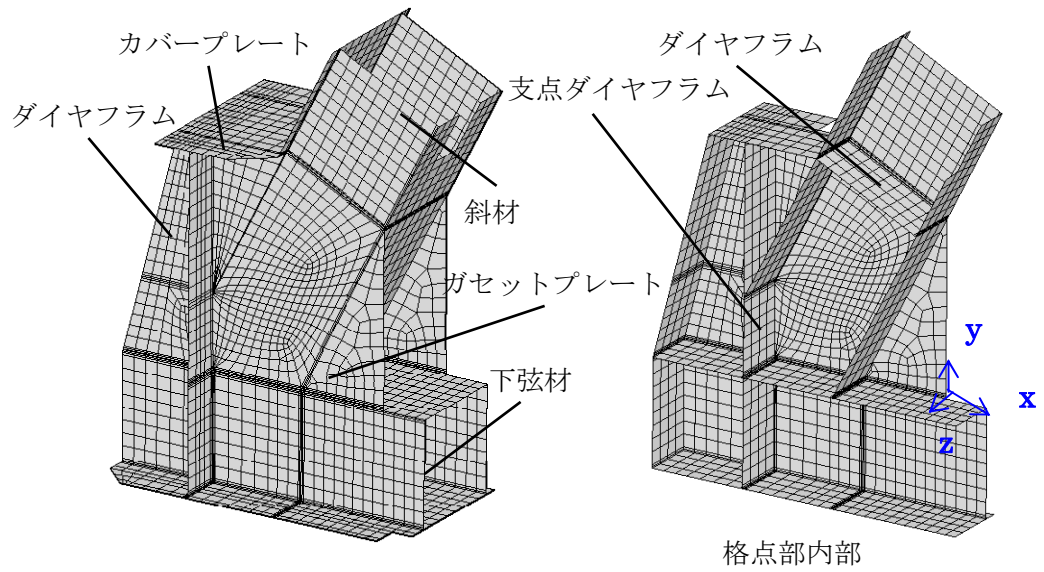


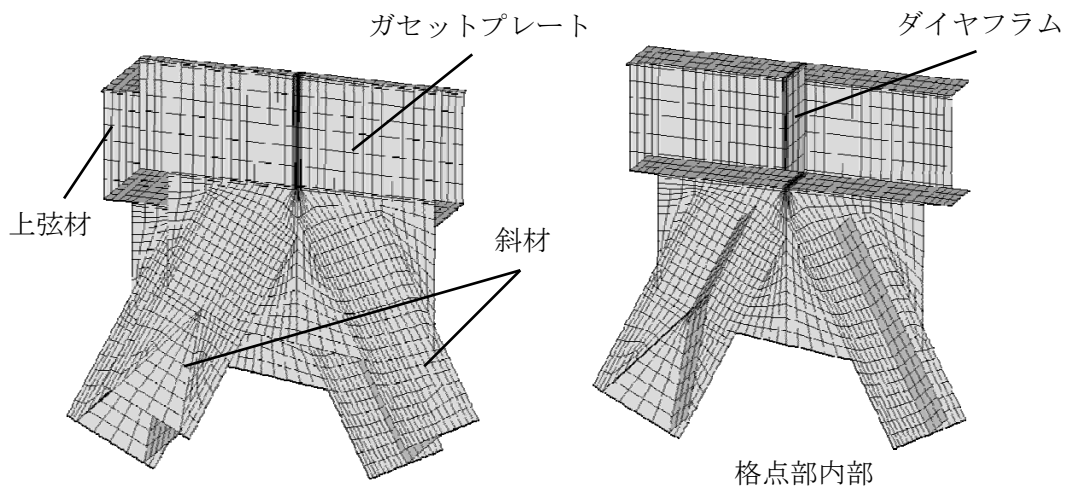
図 3-1-6 上弦材，下弦材，斜材の部材力の影響線（単位荷重載荷時）

詳細モデルにおける境界条件を図 3-1-8 に示す。支点格点部では，ソールプレート下面において単純支持とし，ソールプレート中心軸上でy方向とz方向の変位を拘束した。また，下弦材の切り出し面にて x 軸方向の変位を拘束し，斜材にて骨組み解析から算出した影響線を作用させた。中間格点部では，上弦材の左端にて全方向の変位を拘束し，上弦材の右端および斜材に骨組み解析より求めた影響線を作用させた。どちらの詳細モデルにおいても，影響線載荷した際に得られた支点反力が骨組み解析から得られたものと等しくなることを事前に確認した。

詳細モデルの各部材に引張の単位荷重を与え，局部応力を求めた。図 3-1-9 に von Mises の相当応力を用いたコンター図を示す。部材の交差部にて応力集中が生じていることが確認できる。

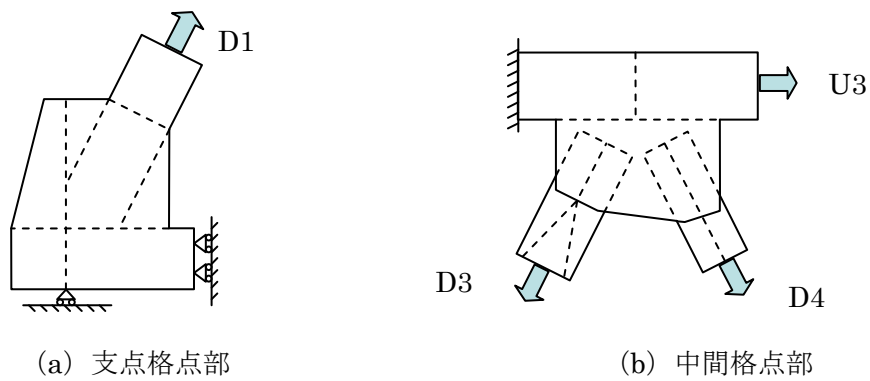


(a) 支点格点部



(b) 中間格点部

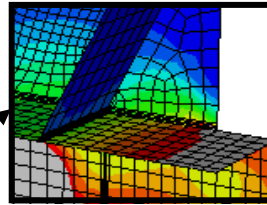
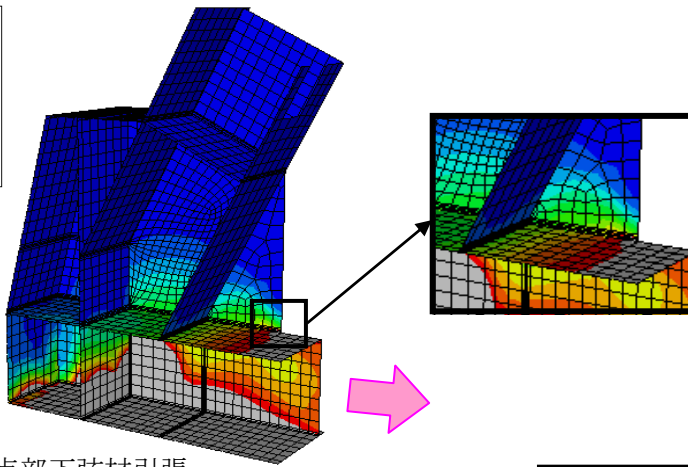
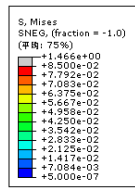
図 3-1-7 解析モデル



(a) 支点格点部

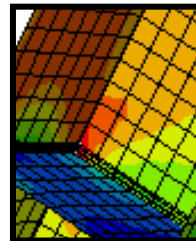
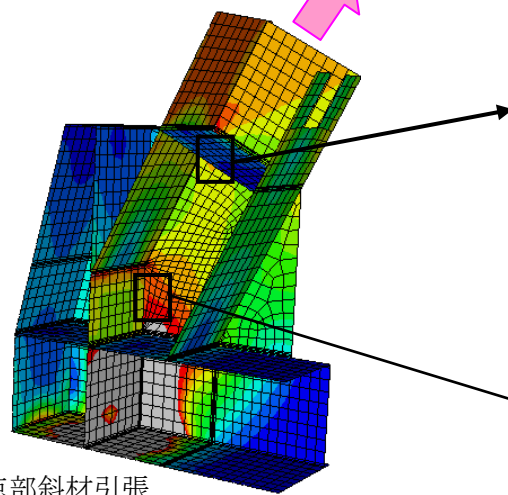
(b) 中間格点部

図 3-1-8 境界条件の模式図

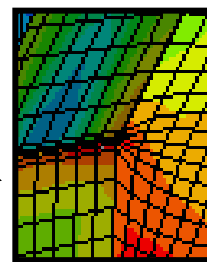


下弦材上フランジ
と
支点ダイヤフラム

a) 支点格点部下弦材引張

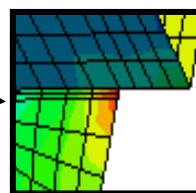
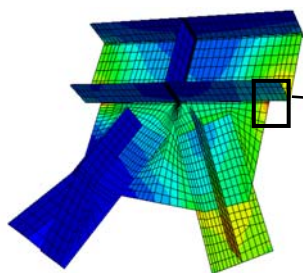


斜材上フランジ
と
ダイヤフラム

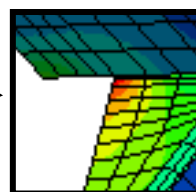
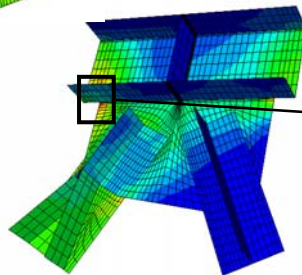


斜材上フランジ
と
支点ダイヤフラム

b) 支点格点部斜材引張



ガセットプレート
と
上弦材下フランジ



ガセットプレート
と
上弦材下フランジ

c) 中間格点部斜材引張

図 3-1-9 Mises 応力のコンター図

e) ホットスポット応力の算出

詳細モデルの解析から部材交差部におけるホットスポット応力の分布を求め、ホットスポット応力が大きくなる位置を洗い出した。ホットスポット応力は着目した溶接線に対し直交する方向の応力成分から 2 点外挿法により求めた。参照点は部材交差部から 0.4t と 1.0t 離れた位置とした。

例として、**図 3-1-10** に下弦材の上フランジと支点ダイヤフラムの交差部における上フランジ上面側の溶接止端部のホットスポット応力の幅方向分布（図中の赤線位置の分布）を示す。これは、**図 3-1-6** に示す影響線が最大となるとき（荷重 100kN が格点 2 に載ったとき）の応力分布である。**図 3-1-10** の横軸はフランジの板幅中央からの幅方向の距離であり、両側のガセットプレートで挟まれた領域内の応力分布を示した。フランジの板幅中央からガセットプレートまでの距離は 180mm である。図より、ガセットプレートとの交差部にてホットスポット応力が大きいことがわかる。このホットスポット応力が大きい箇所は、下弦材上フランジ、支点ダイヤフラム、ガセットプレートが交差しているところであり、実構造物では溶接線が交差していることから溶接欠陥などが生じやすいと考えられる位置である。このようにして、荷重作用軸に対して直交する溶接線に対してホットスポット応力の分布を求め、ホットスポット応力が大きくなる位置を明らかにし、その位置におけるホットスポット応力の影響線を求めた。

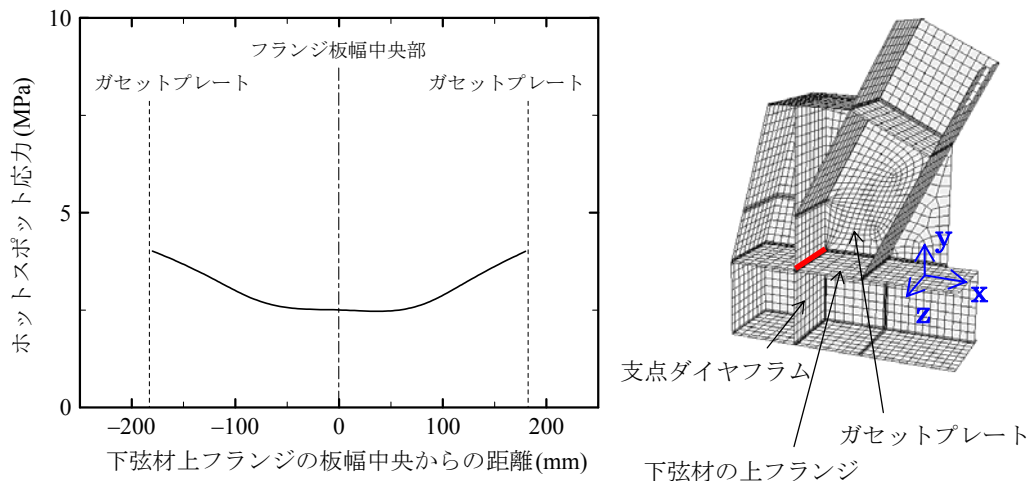
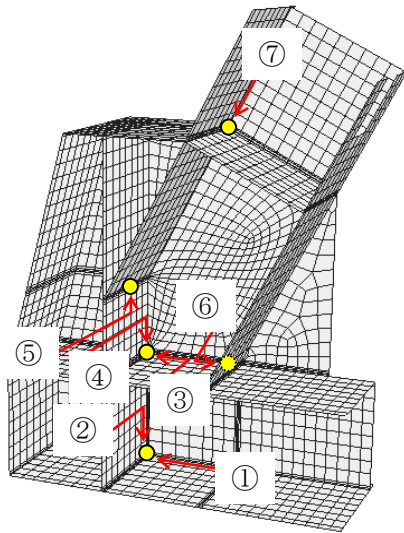


図 3-1-10 ホットスポット応力（100KN 載荷時）の分布の例

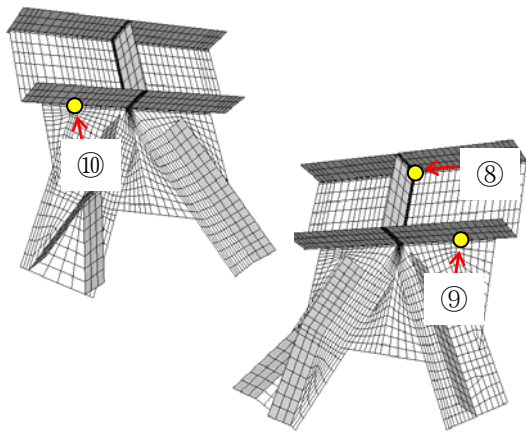
ホットスポット応力の影響線を求めた位置を**図 3-1-11** にまとめる。**図 3-1-9** の結果を参考に、高い応力が発生する位置として、支点格点部で 7 箇所、中間格点部で 3 箇所に着目した。得られた影響線を**図 3-1-12** に示す。支点格点部においては格点 2 に荷重が載ったときに最大値（もしくは最小値）となり、当然ではあるが、格点 1 または 8 のときは 0 となる。中間格点部においては格点 3 で最大値（もしくは最小値）となることを確認できる。



- 下弦材下フランジと支点ダイヤフラムの交差部
 ①：下弦材下フランジ側の溶接止端部
 ②：ダイヤフラム側の溶接止端部
 下弦材上フランジと支点ダイヤフラムの交差部
 ③：下弦材上フランジ側の溶接止端部
 ④：ダイヤフラム側の溶接止端部
 斜材上フランジと支点ダイヤフラムの交差部
 ⑤：ダイヤフラム側の溶接止端部
 斜材下フランジと下弦材上フランジの交差部
 ⑥：下弦材上フランジ側の溶接止端部
 斜材とダイヤフラムの交差部
 ⑦：斜材ウェブ側の溶接止端部

注：矢印の向き（溶接線に直交方向）から外挿

(a) 支点格点部の着目位置

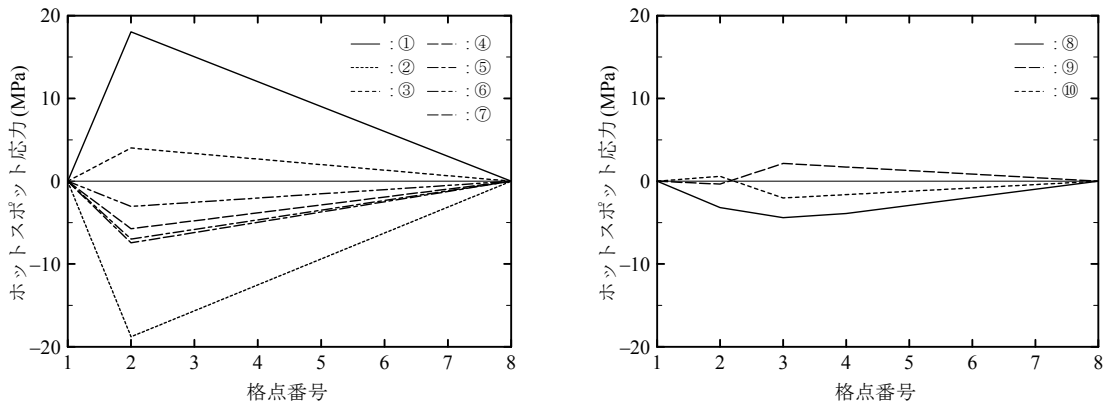


- 上弦材上フランジとダイヤフラムの交差部
 ⑧：上弦材上フランジ側の溶接止端部
 ガセットプレートと上弦材下フランジの交差部
 ⑨, ⑩：ガセットプレート側の溶接止端部
 （ガセット端部から約 170mm 位置）

注：矢印の向き（溶接線に直交方向）から外挿

(b) 中間格点部の着目位置

図 3-1-11 ホットスポット応力の影響線を求めた位置



(a) 支点格点部

(b) 中間格点部

図 3-1-12 ホットスポット応 (100kN 載荷時) 力の影響線

3-1-4 ホットスポット応力による疲労照査

疲労照査は鋼道路橋の疲労設計指針³⁻⁵⁾にしたがって行った。まず、一定振幅応力に対する応力の打ち切り限界を用いた簡便な照査を実施した。この照査でさらに詳しい照査が必要と判定された場合には、変動応力下での詳細な疲労照査を行った。

a) ホットスポット応力による簡易な疲労照査

着目とした位置に対して得られた影響線からホットスポット応力の変動範囲（最大値と最小値の差）を求めた。その際の荷重としては、設計寿命中に構造部材に作用する最大の応力範囲を生じさせる荷重として T-60 荷重（600kN）を用い、2 主構が等分にそれを分担するものとし、その半分を載荷したときのホットスポット応力範囲を算出した。ホットスポット応力範囲の算出にあたって、同時載荷係数および衝撃の影響も考慮に入れた。

JSSC 疲労設計指針では、ホットスポット応力の設計線として E 等級の強度曲線を用いると規定しているが、着目する部位が荷重伝達型すみ肉溶接あるいは部分溶け込み溶接部とみなせる継手の場合は F 等級を用いるとしている。本研究にて対象としたトラス格点部のように溶接線が交差している箇所では、溶接施工性の悪さなどにより溶接欠陥が含まれる可能性がある。そこでそのような場合を想定し、E、F 等級に加えて G、H 等級についても照査を行なった。

ホットスポット応力範囲と各等級を用いた簡易な疲労照査の算出結果を表 3-1-1 にまとめる。下弦材下フランジと支点ダイヤフラムの交差部（図 3-1-11 中の①と②位置）にて 60MPa 以上の応力が生じているが、その他の位置では大きくても 27MPa 程度である。

簡易照査では、各等級における一定振幅応力下の応力打ち切り限界よりもホットスポット応力範囲が小さい継手部は、疲労に対する安全性が確保されているとみなせる。よって、

今回着目した中で下フランジとダイヤフラムの交差部（①と②位置），斜材上フランジと支点ダイヤフラムの交差部（⑤位置），斜材とダイヤフラムの交差部（⑦位置）（斜材ウェブ側の溶接止端部）以外の継手部は十分な疲労強度を有していると考えられる。しかし，斜材上フランジと支点ダイヤフラムの交差部，斜材とダイヤフラムの交差部，下フランジとダイヤフラムの交差部では，詳細な疲労照査を行う必要がある。

表 3-1-1 簡易な疲労照査結果

疲労照査位置		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
ホットスポット応力範囲 (T-60) MPa		64.5	67.1	14.3	20.5	25.0	10.9	26.6	15.7	8.1	8.5
詳細な疲労 照査の要否	等級 打切り限 界 MPa										
	E 62	要	要	否	否	否	否	否	否	否	否
	F 46	要	要	否	否	否	否	否	否	否	否
	G 32	要	要	否	否	否	否	否	否	否	否
	H 23	要	要	否	否	要	否	要	否	否	否

b) ホットスポット応力による詳細な疲労照査

木曽川大橋を例として，1年間に載荷される疲労設計荷重の回数を算出する。木曽川大橋が位置する国道 23 号線の日大型車交通量は約 3 万台/日を越えるといわれていることから，一車線あたりの日大型車交通量を 1.5 万台/日 (3 万台 / 2 車線) とした。これらの値により，1 年あたりの疲労設計荷重の載荷回数は約 1.64×10^5 回となる。

疲労照査に用いた荷重は T-20 荷重であり，T-20 荷重を載荷したときの下弦材下フランジと支点ダイヤフラムの交差部 (□と□)，斜材上フランジと支点ダイヤフラムの交差部 (□)，斜材とダイヤフラムの交差部 (□) に生じるホットスポット応力を基に寿命を求めた。前述のように，ホットスポット応力に対する設計線には安全側を考え，E, F, G, H 等級の疲労強度曲線を用いた。

計算された疲労寿命を表 3-1-2 に示す。H 等級で照査を行なった下弦材下フランジとダイヤフラムの交差部以外の継手部では，疲労寿命が 100 年を超える結果となった。下弦材下フランジとダイヤフラムの交差部の疲労寿命は，仮に H 等級とした場合には，下弦材下フランジ側の溶接止端部で約 78 年，ダイヤフラム側の溶接止端部で約 70 年と比較的短い疲労寿命となった。このことから，木曽川大橋は供用開始から約 40 年経過しているが，仮に H 等級に相当する継手部が存在する場合，その継手部に今後疲労損傷が発生する可能性があることがわかった。

表 3-1-2 詳細な疲労照査結果

疲労照査位置 (図 3-1-11)		①			
疲労強度等級		E	F	G	H
ホットスポット応力範囲	$\Delta\sigma_{hs}$ (MPa)	21.5	21.5	21.5	21.5
2×10^6 回基本許容応力範囲	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	80	65	50	40
疲労寿命	N($\times 10^6$ 回)	103.0	55.3	25.2	12.9
年数	年	628	337	153	78

疲労照査位置 (図 3-1-11)		②			
疲労強度等級		E	F	G	H
ホットスポット応力範囲	$\Delta\sigma_{hs}$ (MPa)	22.4	22.4	22.4	22.4
2×10^6 回基本許容応力範囲	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	80	65	50	40
疲労寿命	N($\times 10^6$ 回)	91.1	48.9	22.2	11.4
年数	年	555	298	135	70

疲労照査位置 (図 3-1-11)		⑤	⑦
疲労強度等級		H	H
ホットスポット応力範囲	$\Delta\sigma_{hs}$ (MPa)	8.3	3.6
2×10^6 回基本許容応力範囲	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	40	40
疲労寿命	N($\times 10^6$ 回)	221.2	2668.7
年数	年	1347	16268

全体的に疲労寿命は長く、鋼トラス格点部に疲労損傷が生じる可能性は高くないものと判断される。ただし、今回検討の対象としたのは溶接止端部から発生する疲労き裂のみである。トラス格点部は非常に板組が複雑であることから、内在欠陥の存在と、それや溶接ルート部から疲労き裂が発生する可能性についても留意する必要があるものと考えられる。これらのき裂を対象とした検討は今後の課題である。

3-1-5 まとめ

鋼トラス橋における支点格点部、中間格点部の溶接部に着目し、その疲労照査を行なった。まず T 荷重を想定した対象橋梁の骨組み解析を行い、実際に発生している部材の断面力を計算した。次に着目した格点部の切り出しモデルを作成し、骨組み解析により得られた断面力を境界条件として与え有限要素解析を行うことで、格点部の溶接部周辺に生じる

応力場を明らかにした。さらに、解析結果をもとにホットスポット応力を用いた疲労照査を行なった。以下に得られた成果をまとめる。

- 1) 支点格点部では、フランジ板幅中央よりガセットプレートとの交差部でホットスポット応力が大きくなる。中でも、実構造物では溶接線が3線交差する下弦材下フランジ、支点ダイヤフラム、ガセットプレートの交差部で最大となった。
- 2) 中間格点部では、上弦材下フランジとガセットプレートの交差部におけるガセットプレート側の溶接止端部、上弦材上フランジとダイヤフラムの交差部における上弦材上フランジ側の溶接止端部で、ホットスポット応力が大きくなる。
- 3) E, F, G, H 等級を用いた簡易な疲労照査を行なったところ、支点格点部の下弦材下フランジと支点ダイヤフラム交差部、斜材上フランジと支点ダイヤフラムの交差部、斜材とダイヤフラムの交差部以外の継手部は、疲労に対する安全性が確保されていることがわかった。
- 4) 支点格点部の下弦材下フランジと支点ダイヤフラム交差部において H 等級を用いた詳細な疲労照査を行なったところ、疲労寿命は 100 年以内となった。それ以外の場合については疲労寿命は 100 年を超えている。全体的に、トラス格点部に溶接止端から生じる疲労損傷が発生する可能性は高くないといえる。ただし、ルート部や内在欠陥からの疲労損傷についての検討は今後の課題である。

3-2. 部材破断時の動的効果（衝撃係数）

3-2-1. はじめに

リダンダンシー解析では、着目する破断部材を取り除いた上で構造解析を行い、部材破断時の全部材の断面力を算出し、耐力と比較することで部材が終局状態に至っているか否かを判断するというプロセスが繰り返される。この際、部材破断は比較的短い時間で起こる動的な現象であると考えられることから、その効果を取り入れる必要がある。静的解析を用いたリダンダンシー解析においては、部材破断によって生じる動的効果は、衝撃係数によって考慮される。すなわち、部材破断によって生じる断面力の損失分を衝撃係数によって割増す。この際の衝撃係数としては、橋梁の構造全体を1自由度系振動モデルと仮定し、減衰5%を考慮した振動モデルに対して、瞬間的に力が作用した時の最大応答値から算出される1.854が採用されている³⁻⁶⁾。

しかし、部材が複雑に構成されている構造系において、1部材が失われた際の全体挙動を、このような簡単なモデルより導かれた衝撃係数で評価できるかについては議論のあるところである。衝撃係数がリダンダンシー解析結果に与える影響は大きく、どのような値を用いるかについては慎重な検討が必要である。この点について後藤ら³⁻⁷⁾は、部材破断直後のトラス橋の全体挙動を動的解析によって明らかにすることにより、衝撃係数としては1.2～1.8の範囲におさまることなどを報告している。

後藤らの研究においては、部材の破断は瞬時に生じるものと仮定され、それによって安全側の評価となっているとされる。しかし、実際の破断は瞬時に生じる場合のみとは限らず、部材の損失による力が作用してから定常状態になるまでに要する時間(以下、立ち上がり時間)があるものと考えられる。力が瞬時に加わる場合の方が、立ち上がり時間がある場合よりも大きな衝撃効果となることは明らかであるが、衝撃係数に与える立ち上がり時間の影響を調べておくことは興味のあるところである。

そこで、はじめに減衰系の1自由度系振動モデルに対して立ち上がり時間を有するステップ型の外力が作用した場合の衝撃応答を算出する理論式を導出し、立ち上がり時間が衝撃係数に与える影響について考察する。次に鋼トラス橋をモデル化した有限要素解析を行い、部材破断時の動的応答を、立ち上がり時間をパラメータとして算出する。この結果を用いて、現在採用されている衝撃係数1.854の妥当性を検討し、リダンダンシー解析に用いるべき衝撃係数について考察を行う。

3-2-2. 1自由度系振動モデルの衝撃応答

a) ステップ型外力に対する減衰系の応答式

衝撃による最大応答値から算出される衝撃係数は、減衰および立ち上がり時間により変化することがわかっている。そのため、部材破断時の衝撃をより正確に評価するためには、

減衰と立ち上がり時間の両方をパラメータとした衝撃応答を求める式が必要である。そこで、運動方程式を用いて**図3-2-1**に示すようなステップ型外力に対する減衰系の応答式を次のように導出した。

$$x(t) = \frac{F_0}{k} \left[\frac{t}{t_0} + \frac{1}{\omega_0 t_0} \{ e^{-\zeta \omega_0 t} (2\zeta \cos \sqrt{1-\zeta^2} \omega_0 t + \frac{2\zeta^2-1}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin \sqrt{1-\zeta^2} \omega_0 t - 2\zeta) \} \right] \quad (3-2-1)$$

$$x(t) = \frac{F_0}{k} \left[1 + \frac{1}{\omega_0 t_0} \{ e^{-\zeta \omega_0 t} (2\zeta \cos \sqrt{1-\zeta^2} \omega_0 t + \frac{2\zeta^2-1}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin \sqrt{1-\zeta^2} \omega_0 t) - e^{-\zeta \omega_0 (t-t_0)} \right. \quad (3-2-2)$$

$$\left. \{ (2\zeta \cos \sqrt{1-\zeta^2} \omega_0 (t-t_0) + \frac{2\zeta^2-1}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin \sqrt{1-\zeta^2} \omega_0 (t-t_0)) \} \right]$$

式(3-2-1)は $0 \leq t \leq t_0$ の範囲における応答式であり、式(3-2-2)は $t_0 \leq t$ の範囲における応答式である。また、 F_0 : 質点に作用する外力、 k : バネ定数、 ω_0 : 固有円振動数、 ζ : 減衰定数、 t_0 : 立ち上がり時間である。

b) 衝撃係数と立ち上がり時間の関係

式(3-2-1)、(3-2-2)を用いて、減衰と立ち上がり時間をパラメータとした場合の1自由度系振動モデルの衝撃応答における最大応答値から衝撃係数を算出した。

図3-2-2に衝撃係数と立ち上がり時間の関係を示す。減衰の値は、現在採用されている衝撃係数の値を算出する際に仮定されている5%と、さらに10%および20%の場合についても算出した。図より、減衰5%を仮定した場合に立ち上がり時間を考慮すると、立ち上がり時間が大きくなるにつれて、衝撃係数は現在採用されている1.854よりも急速に小さくなることがわかる。

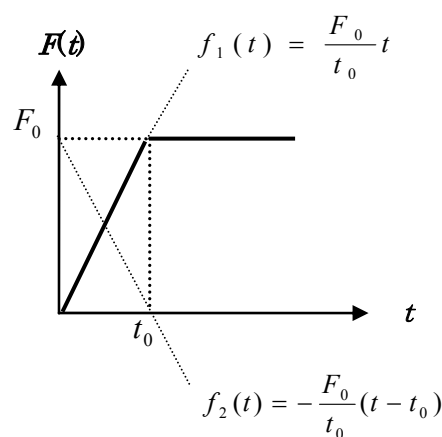


図 3-2-1 ステップ型の外力

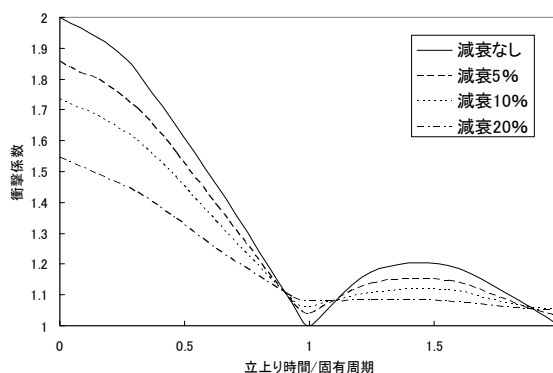


図 3-2-2 衝撃係数と立ち上がり時間

3-2-3 鋼トラス橋における部材破断時の動的応答の算出

a) 対象橋梁

本研究では国道23号線に架かる木曾川大橋を解析対象橋梁とした。**図3-2-3**に対象橋梁の概要を示す。木曾川大橋は、支間長70.63m、主構高10.00m、主構間隔8.60m、2主構の単純下路トラス橋であり、供用開始から40年以上が経過している。当時建設されたトラス、

アーチ橋によくみられる，斜材がコンクリート床版を貫通する構造となっており，コンクリート接触部において斜材が腐食し，2007年6月に腐食した斜材の破断がみつかった橋梁である．この橋梁を対象として有限要素解析を行い，着目する部材が破断する際の動的応答について検討を行った．

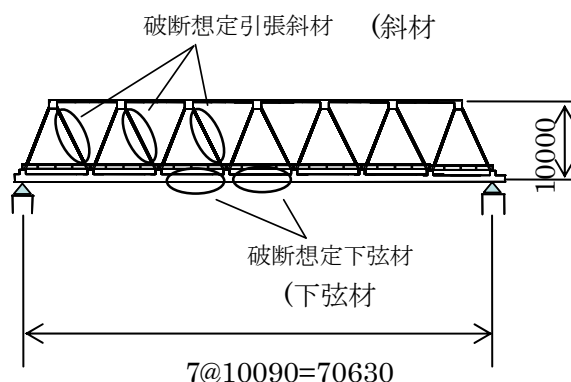


図 3-2-3 対象橋梁

b) 解析方法

着目する破断部材の位置を変えて解析を行い，破断部材位置が動的応答におよぼす影響について確認した．想定する破断部材は引張部材とし，図3-2-3に楕円で囲った3つの引張斜材および2つの下弦材を対象とした．図3-2-3に示す引張斜材を左から斜材1～3と定義し，下弦材を左から下弦材1～2と定義する．

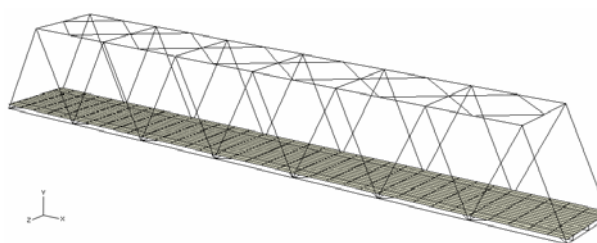


図 3-2-4 解析モデル

解析は汎用構造解析ソフトAbaqusを用いた．図3-2-4に示すように，橋梁の主構・横構および床組部材（縦桁・横桁）はすべて梁要素を用いた3次元の立体骨組とし，床版はシェル要素を用い，床版と床組を連結するスラブアンカーは合成効果を考慮して線形バネ要素を用いてモデル化を行った．また，永谷ら³⁻⁸⁾の研究を参考に，スラブアンカー1本当たりのバネ定数を659kN/mmとした．鋼材の材料特性値は，弾性係数200GPa，ポアソン比0.3，質量密度7800kg/m³とし，床版のコンクリートは弾性係数26.5GPa，ポアソン比0.17を採用した．トラス部材の格点はすべて剛結合とし，構造減衰として5%を仮定した．

荷重については，死荷重および活荷重を載荷した．活荷重は，L荷重のB活荷重を，着目する破断部材の軸力が最大となるように影響線載荷した状態で，シェル要素を用いてモデル化した床版上に，圧力として載荷した．この計算モデルを用いて，部材破断時の動的応答を弾性時刻歴応答解析により算定した．

部材破断の再現方法は，本多ら³⁻⁹⁾の研究で行われている方法を参考に行った．着目する破断部材の破断位置に相当する節点を分離し，破断前の断面力を外力として作用させることで，破断前の健全状態を再現する．そして，次の破断ステップでは，破断前の健全状態における断面力と大きさの等しい外力を逆方向に載荷する．大きさの等しい外力を逆方向に載荷することで，破断前の健全状態を再現するための外力を打ち消し，部材の破断を再現した．この破断ステップで外力を逆方向に載荷する際に，立ち上がり時間を変化させて解析を行った．そして，部材破断の開始から，部材が荷重を受け持たなくなるまでに要す

る立ち上がり時間の変化が、部材破断時の動的応答に及ぼす影響について検討した。

c) 解析結果

荷重を比較的短時間に解放した場合は図3-2-5に示すように1波目で衝撃による応答の最大応答値が現れ、その後、時間の経過と共に収束していく。ここでは、荷重を作用させたことにより生じる初期値を A_0 、荷重が急激に解放されたことによる衝撃の最大応答値の変位を A_{max} とし、最大応答値の比率として衝撃係数を式(3-2-3)により算出した。

$$\text{衝撃係数} = \frac{A_0 + A_{max}}{A_0} \quad (3-2-3)$$

図3-2-6に示す格点①～⑤において、木曾川大橋で実際に破断した、斜材2を着目破断部材とした際の部材の破断による鉛直変位の応答を調べた。図3-2-6に立ち上がり時間と衝撃係数の関係について示す。斜材2を破断させた際の固有周期は、およそ0.62 sである。

この結果より、各格点における鉛直変位の衝撃係数は一定ではなく、それぞれ異なっていることがわかる。また、破断部材から離れた位置の格点における衝撃係数は大きく、破断部材に近づくにつれて衝撃係数の値は小さくなっていくことがわかる。

部材破断後の静的釣り合い状態において発生応力が小さい部材は、部材破断による動的応答の大きさによらず、構造全体に与える影響は小さいと考えられる。よって部材を破断させた際のそれぞれの破断部材位置における、部材破断後に最も終局状態に近づく部材に着目して(以下、着目部材と称する)、衝撃係数を算出した。着目部材は、引張部材に関しては部材に使用される鋼材の降伏応力と部材破断後の静的釣り合い状態における応力との比が、圧縮部材は座屈応力と部材破断後の静的釣り合い状態における応力との比が最も大きいものとして抽出した。使用されている鋼材はSM490およびSS400であり、降伏応力はそれ

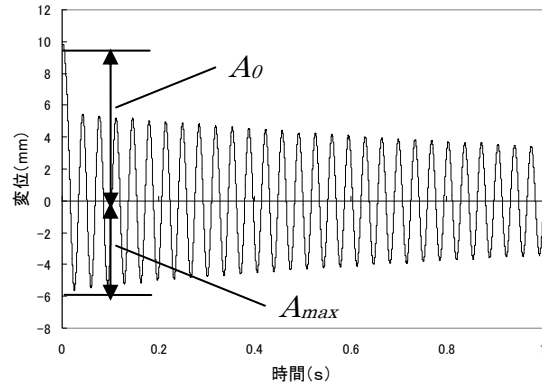


図3-2-5 荷重解放後の応答のイメージ

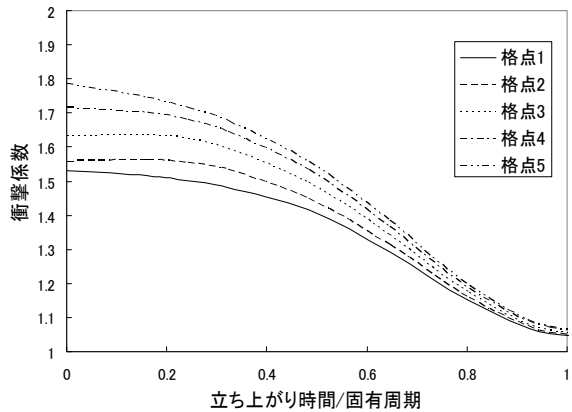
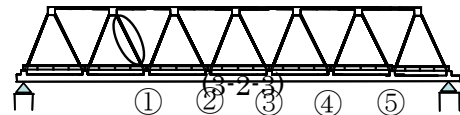


図3-2-6 鉛直変位に関する衝撃係数と立ち上がり時間の関係

ぞれ315MPa, 235MPaとした。また、座屈応力は各圧縮部材で値を算出した。ここで、着目部材における部材破断後の静的釣り合い状態における発生応力を σ とし、鋼材の降伏応力を σ_y 、座屈応力を σ_{cr} した。

図3-2-7にそれぞれの破断位置における着目部材および比を示す。また、図3-2-8に、部材破断時の衝撃による発生断面力の衝撃係数と立ち上がり時間の関係を示す。図3-2-8に示すように、破断部材位置によって衝撃係数の値はそれぞれ異なっている。下弦材を破断させた場合の結果に着目すると、現在採用されている1.854と比較してかなり小さな値となっている。また、3本の引張斜材で比較を行うと、死荷重載荷時に軸力が最大になる斜材1を破断想定部材とした場合に、衝撃係数は最大となった。本研究で想定した破断部材の結果では、立ち上がり時間を考慮しない場合で評価を行うと、衝撃係数は最大で1.477となり、現在採用されている1.854よりも小さい値となった。また、部材破断時には破断が発生してから、部材が軸力を受け持たなくなるまでに要する立ち上がり時間が存在する。よって、立ち上がり時間を考慮すると衝撃係数の値はさらに小さくなる。

以上より、立ち上がり時間を考えると、衝撃係数が著しく低下することが明らかとなった。よって、橋梁の構造全体を1自由度系振動モデルと仮定して衝撃係数の算出を行い、また立ち上がり時間の影響を考慮していない現在の衝撃係数の値では、鋼トラス橋の部材破断による衝撃を正しく評価できていないと考えられる。実際の部材に破断が生じる際の立ち上がり時間を、適切に見積もることが今後の課題である。

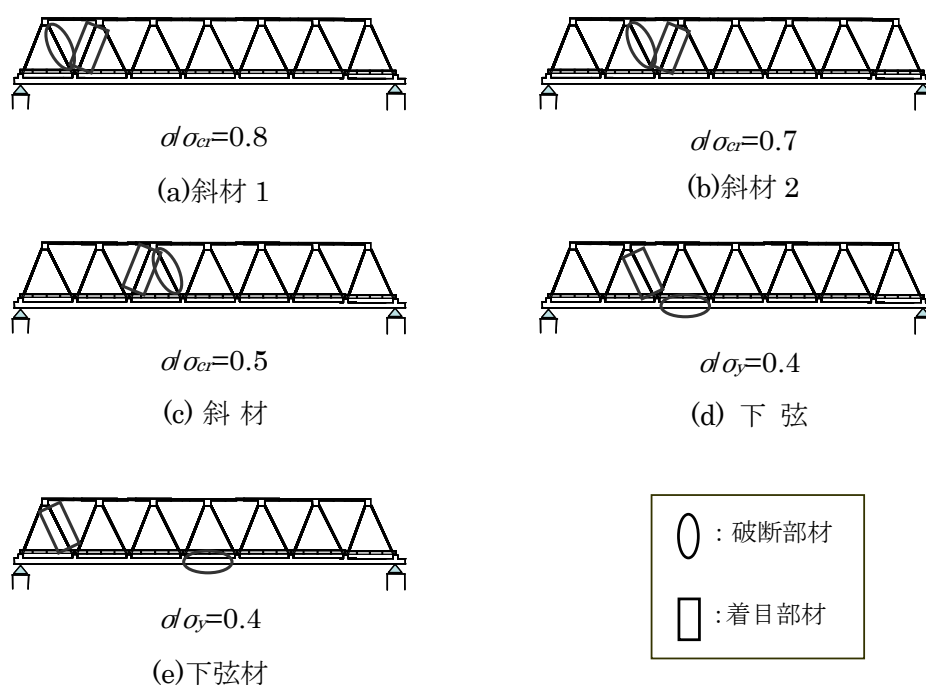


図 3-2-7 各破断位置に対する着目部材

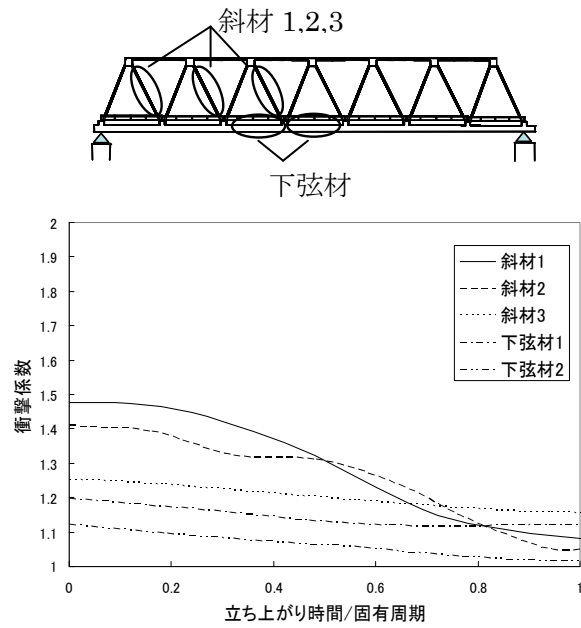


図 3-2-8 断面力に関する衝撃係数と立ち上がり時間の関係

3-2-4. まとめ

鋼トラス橋のリダンダンシー解析を実施した結果、部材破断時の衝撃係数は、現在用いられている1.854よりも小さな値となった。また、部材破断時において、破壊はある程度の時間（立ち上がり時間）をかけて生じるものと考えられ、これを考慮すると、衝撃係数はさらに小さな値となる。ただし実際の立ち上がり時間を、適切に見積もることは今後の課題である。

3-3. 高力ボルト摩擦接合継手の終局挙動

3-3-1. はじめに

本節では，トラス橋における代表的な継手である，格点部のガセットプレートと腹材の継手を取り上げ，ガセットプレートの有効幅に着目して，高力ボルト継手の終局挙動について検討している。

具体的には，まず，トラス橋の格点部の構造詳細を調査し，一般的な構造詳細，および断面構成を特定した後，対象とする格点部モデルを決定する．そして，これに対して，載荷実験および FEM 解析を行い，終局状態に至るまでの挙動の解明と適切な有効幅について検討する．このとき，腐食を想定し，ガセットプレートの板厚を減厚したモデルについても検討する。

3-3-2. 供試体の設計方針

実橋梁における標準的な断面構成を供試体の形状寸法として再現することとし，縮小などは行わない。

ガセットプレートの最小板厚は，各種設計基準類^{3-1),3-10~13)}において数値の理論的根拠が明確に記されていない．しかしながら，実際の格点部では，この最小板厚で決まっていることが多いと言われている．したがって，ガセットプレートの板厚については，最小板厚を基準（標準寸法）に，さらに板を厚くしたものと薄くしたものを設定した。

道路橋示方書ではガセットプレートの最小板厚は 9mm に規定されている．したがって，これよりもさらに薄い板厚で同様の実験を行い，標準寸法の場合と比較し，最小板厚を下回った場合，荷重伝達メカニズム，格点部の剛性などの構造特性にどのような影響が生ずるのかについて議論する．なお，板厚は，市中で容易に入手できることを考慮して，6mm とした。

鉄道橋の設計指針である鉄道構造物等設計指針ではガセットプレートの最小板厚は 11mm に規定されている．したがって，標準寸法よりも厚い板厚で同様の実験を行い，最小板厚を上回った板厚では構造上どのような利点があるかなどについて検討する．なお，板厚は，標準モデルの 9mm を上回りかつ容易に入手可能な中で最小のものとして 12mm とした。

供試体の形状の概要を図 3-3-1 に，構造詳細を図 3-3-2 に，供試体の内訳を表 3-3-1 に示す。

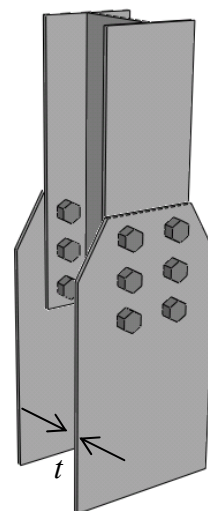
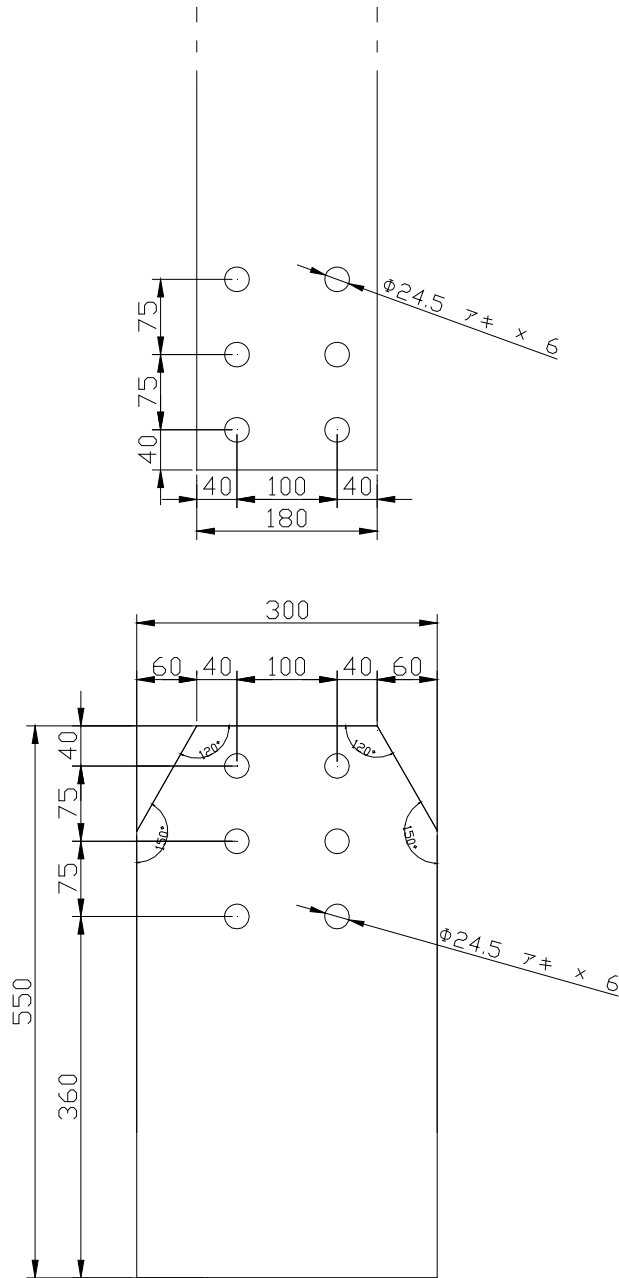


図 3-3-1 供試体の形状

表 3-3-1 供試体のガセットプレート板厚 (mm)

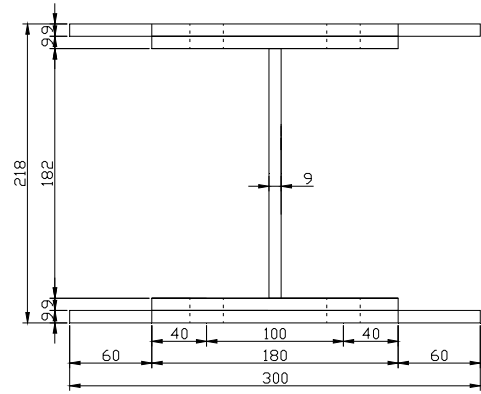
t (mm)	供試体 A	供試体 B	供試体 C
ガセットプレート板厚	9	6	12

実験供試体設計図

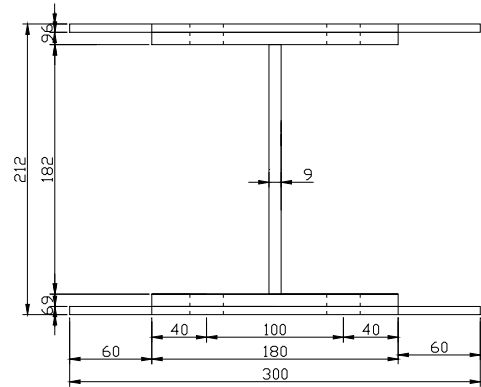


接合部断面図

供試体 A
(ガゼット 9 mm)



供試体 B
(ガゼット 6 mm)



供試体 C
(ガゼット 12 mm)

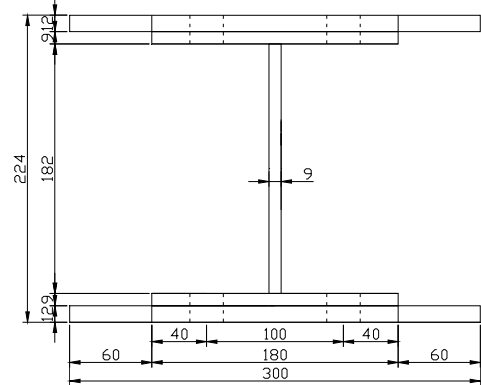
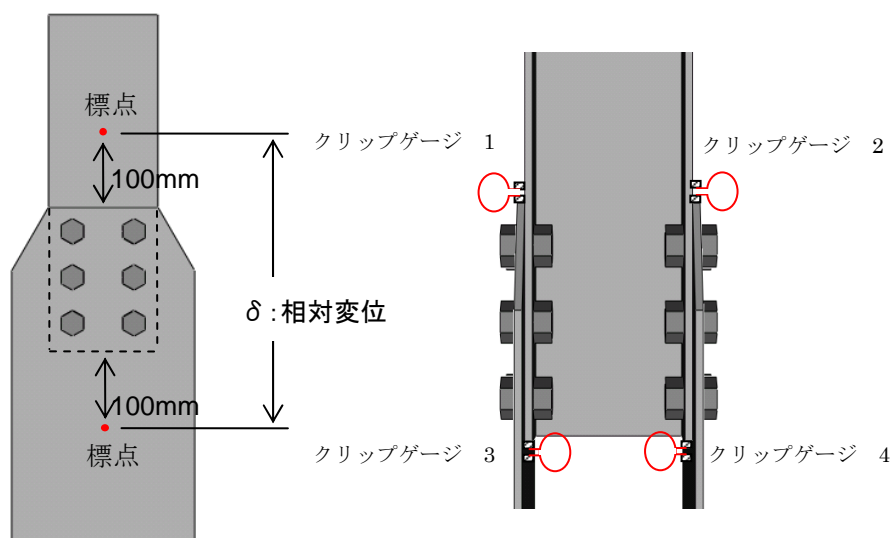


図 3-3-2 供試体形状 (寸法単位:mm)

3-3-3. 載荷実験の方法, 計測項目および計測方法

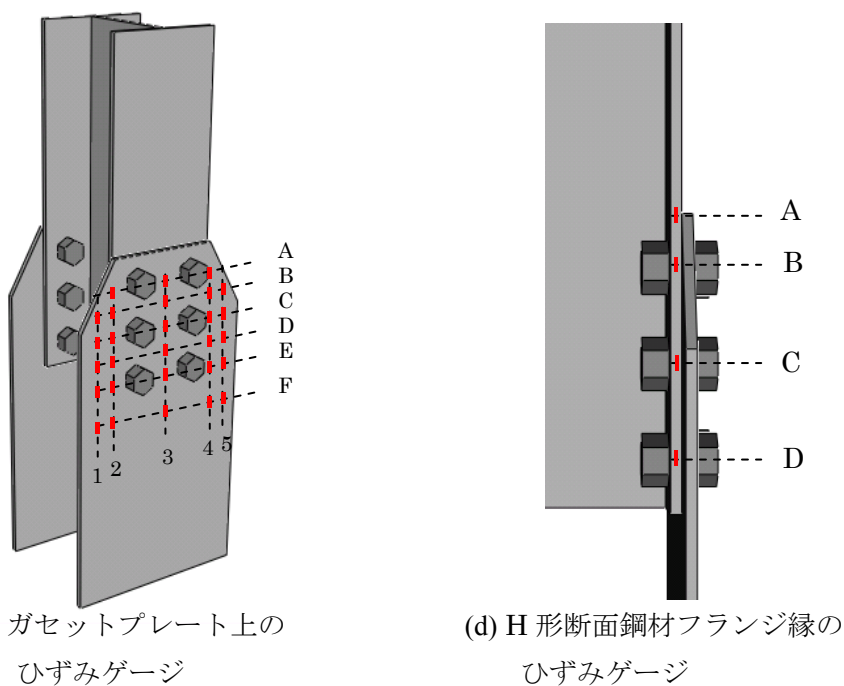
実験は、ガセットプレートと H 形鋼（腹材）を高力ボルト摩擦接合で締結し、格点部を構成した後、治具を介して載荷装置に接続し、引張力を載荷する。高力ボルトの締め付けは、トルクレンチを用い、所定のトルクを導入することで標準ボルト軸力である 205kN が導入されるように行っている。

計測は、引張荷重、標点間ののび、ガセットプレートと H 形鋼間の相対変位、ガセットプレートのひずみ分布を計測する。相対変位およびひずみの測定箇所の詳細を図 3-3-3 に示す。



(a) 相対変位計

(b) クリップ変位計



(c) ガセットプレート上のひずみゲージ

(d) H 形断面鋼材フランジ縁のひずみゲージ

図 3-3-3 変位計設置およびひずみゲージ貼付位置

実験では高力ボルト摩擦接合がすべりを起こし、支圧状態に移行し、最大荷重が得られた後、H型钢もしくはガセットプレートが破断するまで載荷する。

3-3-4. 材料試験

供試体に使用した SS400 鋼板からそれぞれの板厚 ($t = 6\text{mm}, 9\text{mm}, 12\text{mm}$) につき 5 号試験片を 3 本採取し、材料試験を行った。その結果を表 3-3-2 に示す。また応力-ひずみ曲線の一例を図 3-3-4 に示す。

材料試験の結果より、実験で用いる鋼材の降伏点および引張強度はいずれも JIS 規格を満足している。

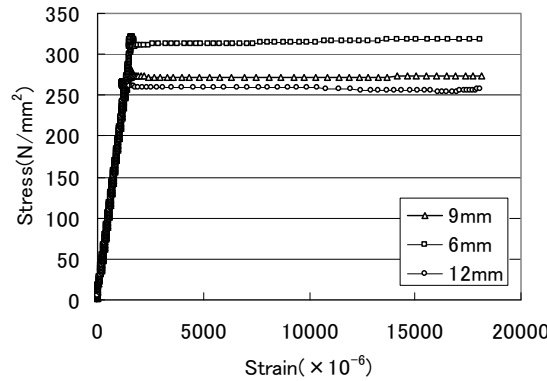


図 3-3-4 応力-ひずみ曲線の一例

表 3-3-2 材料試験結果のまとめ

板厚 (mm)	No.	降伏点		引張強度		弾性係数		ポアソン比	
		σ_y (N/mm^2)	平均 (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	平均 (N/mm^2)	E ($\times 10^5 \text{N}/\text{mm}^2$)	平均 ($\times 10^5 \text{N}/\text{mm}^2$)	μ	平均
9	1	271.5	274.5	420.4	419.4	2.037	1.974	0.29	0.29
	2	276.6		421.7		1.956		0.28	
	3	275.5		416.1		1.931		0.30	
6	1	319.4	320.1	454.8	447.5	1.936	1.930	0.29	0.29
	2	321.3		452.6		1.917		0.31	
	3	319.4		435.3		1.937		0.28	
12	1	254.5	257.1	419.5	419.7	2.071	1.974	0.30	0.29
	2	256.8		421.8		1.915		0.28	
	3	259.9		417.8		1.937		0.29	

3-3-5. 実験結果と考察

a) 荷重-変位関係

実験で得られた荷重-変位関係の例を図 3-3-5 に示す。ここで、変位とは、図 3-3-3(a) 中に示した標点間の変位であり、降伏については、(荷重増分)を(変位増分)で除して求められる曲線の傾きが変わり始めた荷重を供試体の降伏(降伏耐力)と定義している。

供試体の終局状態については、供試体 A および供試体 C は H 形断面鋼材が破断し、供試体 B はガセットプレートが破断した。このように、ガセットプレートの最小板厚を下回る場合、ガセットプレートの破断により終局状態となることがわかる。また、いずれの供試体も、すべりが発生するまでは荷重-変位関係に大きな差異は見られない。

表 3-3-3 に実験結果のまとめを示す。格点部実構造を想定した供試体 A に対し、腐食を考慮し、ガセットプレートを薄くした供試体 B では、降伏耐力は約 23%，すべり耐力は約 16%，最大耐力は約 33%低下した。なお，表中のすべり係数は，実験結果から得られたすべり耐力を設計ボルト軸力(1本あたり 205kN)にボルト本数を乗じた値で除して算出している。また，供試体のすべり/降伏耐力比 β_e の算出には，実験結果のすべり耐力，降伏耐力を使用している。

表 3-3-4 には，参考までに供試体の各種構造パラメータの設計値を示す。設計降伏荷重は，H鋼純断面積とガセットプレート純断面積にそれぞれ，降伏応力を乗じることで降伏荷重を計算し，両者の内，小さい方の値を設計降伏荷重としている。表中の値は，供試体 A および C はH形鋼により設計降伏荷重が決まり，供試体Bはガセットプレートにより設計降伏荷重が決まっている。また，設計すべり荷重の算出には，設計ボルト軸力(1本あたり 205kN)および設計すべり係数（道路橋および鉄道橋 0.4，建築 0.45）を用いている。

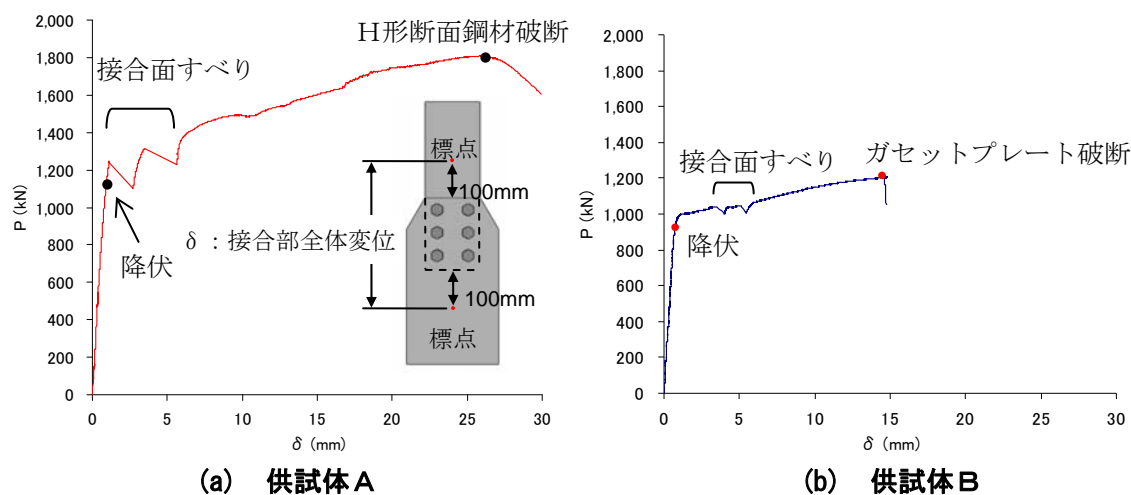


図 3-3-5 荷重-変位曲線

表 3-3-3 実験結果のまとめ

	ガセット板厚 (mm)	降伏耐力 (kN)	最大耐力 (kN)	すべり耐力 (kN)	すべり係数	実験 β_e
供試体 A	9	1,162	1,809	1,244	0.506	1.07
供試体 B	6	969	1,212	1,040	0.423	1.07
供試体 C	12	1,249	1,790	1,249	0.507	1.00

表 3-3-4 供試体の設計値

	設計降伏荷重 (kN)	設計すべり荷重(kN)		設計すべり係数		設計 β	
		道路橋, 鉄道橋	建築	道路橋, 鉄道橋	建築	道路橋, 鉄道橋	建築
供試体 A	1097	984	1107	0.4	0.45	0.89	1.01
供試体 B	964					1.02	1.14
供試体 C	1097					0.89	1.01

設計時においてすべり先行型を選択したとしても、実際のすべり係数が 0.40 を上回ることも多いことから、結果として、降伏先行型の継手挙動を示す場合があることについて注意しなければならない。

b) 実験結果に基づく有効幅の検討

図 3-3-6 は道路橋，鉄道橋，建築構造物における代表的な設計基準で規定されている有効幅を示したものである。有効幅とは，斜材などの軸力がガセットプレートに等分布載荷すると仮定した場合の部材軸直角方向の長さである。この有効幅を用いることで，ガセットプレートの降伏耐力の算定が可能となる。

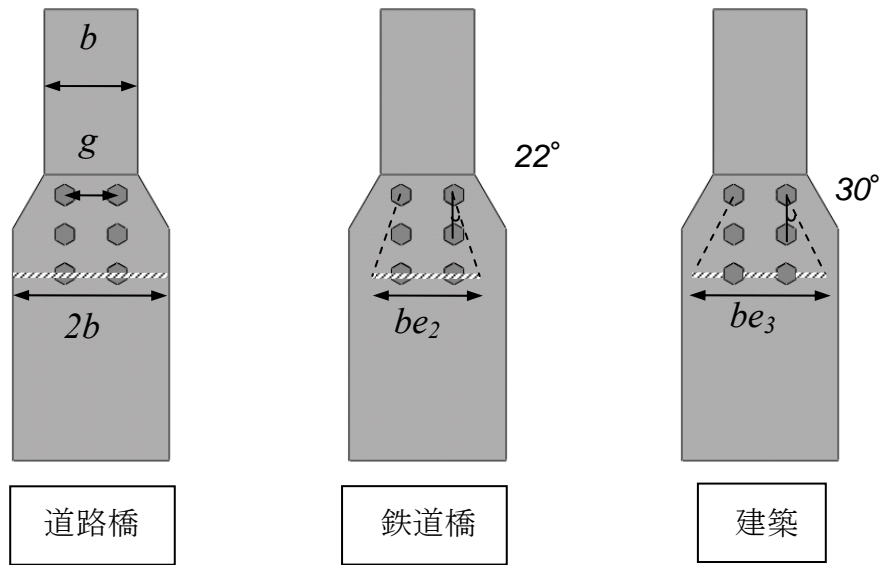
図 3-3-6 に示すように，道路橋では，部材幅の 2 倍の長さを有効幅と定義している。また，鉄道橋では，ボルト最上列から 22 度の角度で広がり，ボルト最下列で定義される。建築分野では，30 度の角度で広がり，ボルト最下列で定義されるが，この長さからボルトの孔引きをしたもの（ボルト孔の直径を引いたもの）を有効幅としている。

検討方法については，**表 3-3-5** に示すように，道路橋のガセットプレート板厚設計式を耐力評価の算定式に用いたものを検討 0，道路橋で用いられる有効幅を基本に部材幅をボルトゲージ間隔に置換えたものを検討 1 とした。また，鉄道橋，建築構造物の設計基準に従って求める場合をそれぞれ検討 2，検討 3 とした。なお，鉄道橋，建築構造物ともに，b はボルトゲージ間隔を基本としている。

道路橋示方書では，摩擦力による荷重伝達を考慮し，母板や連結板の降伏耐力の算定の際に，ボルト接合部の有効断面を 10%増とすることが認められおり，これを採用し，建築分野で用いられる有効幅の 10%増の値とするものを検討 4 とした。これら 5 つの有効幅に対し，ガセットプレート板厚，材料試験における降伏点を用いて設計降伏荷重を算出し，設計降伏荷重を実験結果の降伏耐力で除すことで評価している。これらの結果を**表 3-3-5** にまとめている。

検討 3 および検討 4 の値が降伏耐力に近い値を示しており，ガセットプレートの設計降伏荷重の評価については，建築分野で用いられる有効幅を用いた評価方法あるいはその有効幅に対し孔引きを考慮して 10%程度の荷重の増加を見込んだ評価方法が妥当であると考えられる。

表 3-3-6 はガセットプレートの最大荷重時に対して有効幅の検討を行った結果である。ここで，供試体 A の終局状態は H 形鋼の破断であり，ガセットプレートは破断に至らなかった。そのため，供試体 B の結果のみを検討している。表より検討 2 および検討 3 の値が実験結果と近く，ガセットプレートの設計破断荷重の評価には，鉄道橋で用いられる有効幅および建築分野で用いられる有効幅による評価が妥当であると考えられる。



g : ボルトゲージ間隔 (mm) be_3 : 建築分野に用いられる有効幅 (mm)
 b : 斜材幅 (mm) σ_a : 許容応力 (N/mm²)
 be_2 : 鉄道橋に用いられる有効幅 (mm) σ_y : 降伏応力 (N/mm²)

図 3-3-6 各種設計基準における有効幅の定義の比較

表 3-3-5 ガセットの降伏状態に対する有効幅の検討結果

	ガセット板厚 t (mm)	実験結果 P_y (kN/mm ²)	P/P_y (P (kN/mm ²))				
			検討 0	検討 1	検討 2	検討 3	検討 4
供試体 A	9	1162.3	1.53 (1778.8)	0.85 (988.2)	0.94 (1093.0)	0.95 (1107.8)	1.05 (1218.6)
供試体 B	6	968.6	1.43 (1382.8)	0.79 (768.2)	0.87 (849.7)	0.88 (861.2)	0.98 (947.3)
供試体 C	12	1249.0	1.78 (2221.3)	0.99 (1234.1)	1.09 (1364.9)	1.11 (1383.4)	1.22 (1521.8)
算定式			$P = 2bt \times \sigma_y$	$P = 2gt \times \sigma_y$	$P = b_{e2}t \times \sigma_y$	$P = b_{e3}t \times \sigma_y$	$P = 1.1 \times b_{e3}t \times \sigma_y$

表 3-3-6 ガセットの最大荷重時に対する有効幅の検討結果

	ガセット板厚 t (mm)	実験結果 P_u (kN/mm ²)	P'/P_u (P' (kN/mm ²))				
			検討 0	検討 1	検討 2	検討 3	検討 4
供試体 A	9						
供試体 B	6	1212.4	1.59 (1933.2)	0.86 (1074.0)	0.98 (1187.8)	0.99 (1204.0)	1.09 (1324.4)
供試体 C	12	1790.0	2.02 (3626.2)	1.13 (2014.6)	1.24 (2228.2)	1.26 (2258.4)	1.39 (2484.2)
算定式			$P' = 2bt \times \sigma_u$	$P' = 2gt \times \sigma_u$	$P' = b_{e2}t \times \sigma_u$	$P' = b_{e3}t \times \sigma_u$	$P' = 1.1 \times b_{e3}t \times \sigma_u$

3-3-6. FEM 解析による有効幅の検討

載荷実験では、実橋梁の標準的な断面構成を有する供試体を対象に静的引張実験を行った。本解析では、実験供試体を解析モデルとし、力学的挙動の詳細な解明と有効幅の検討を行う。解析には有限要素解析コードは、ABAQUS/CAE Ver6.7 を用いる。

3-3-7. 解析モデルと解析方法

図 3-3-7 に解析モデルの形状とメッシュ分割を示す。解析モデルは、対称性を考慮し、図 3-3-2 に示す載荷実験供試体の 1/4 を対象にモデル作成を行った。高力ボルトのモデル化は、図 3-3-8 に示すように、簡単のため、ボルトヘッドおよびナットを円形状に置換えている。ねじ部については、高力ボルトが接触圧力を生じさせることが目的であることから、その形状を再現していない。解析モデルの要素数は 26,420、節点総数は 46,565 である。

材料特性については、供試体に用いた鋼材の材料試験結果を用いている。本解析で設定した材料特性および鋼材の摩擦係数を表 3-3-7 に、用いた応力-ひずみ曲線を図 3-3-9 にそれぞれ示す。



図 3-3-7 解析モデル

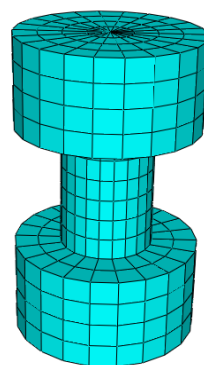


図 3-3-8 高力ボルトモデル

表 3-3-7 解析に用いた材料特性値

	9mm	6mm
降伏応力(N/mm ²)	274.5	320.1
引張強度(N/mm ²)	450	447.5
弾性係数(N/mm ²)	200000	200000
ポアソン比	0.3	0.3
摩擦係数	鋼板-鋼板	0.47
	鋼板-座金	0.08

本解析で設定した摩擦係数は、各種設計基準で定められるすべり係数を参考に、すべり先行型の摩擦接合引張試験の結果をもとに、実験結果におけるすべり耐力を再現できるように設定している。

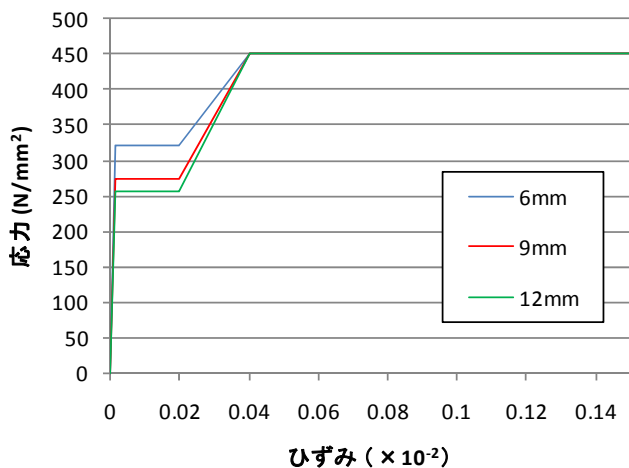


図 3-3-9 解析に用いた応力-ひずみ曲線

表 3-3-8 境界条件

境界条件		断面1	断面2
変位	X	拘束	自由
	Y	自由	拘束
	Z	自由	自由
回転	X	自由	拘束
	Y	拘束	自由
	Z	拘束	拘束

STEP1 : ボルト軸力

205 kN 導入

STEP2 : 部材軸方向変位

30 mm 導入

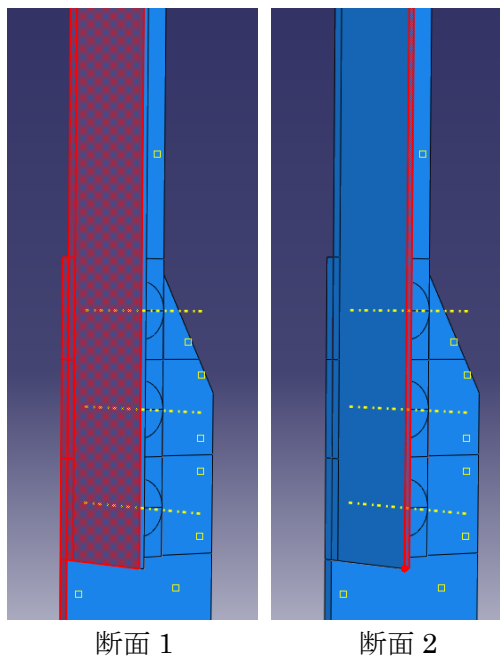
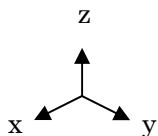


図 3-3-10 対象条件の境界条件を適用した断面

解析における引張荷重の载荷は、STEP1 において設計ボルト軸力(205kN)を導入し、STEP2 において上部に部材軸方向変位(30mm)を与える 2 段階で行っている。

解析における境界条件は、解析モデル下部を固定している。図 3-3-10 に示す対称性を

考慮する断面 1,2 については表 3-3-8 に示すように設定している。

3-3-8. 解析結果と考察

(a) FEM 解析の妥当性の検証

解析より得られた荷重-変位曲線を、ガセットプレートの板厚が 9mm と 6mm の場合を例に図 3-3-11 と図 3-3-12 にそれぞれ示す。

解析結果と実験結果とを比較すると、初期剛性およびすべり荷重はおおよそ一致し、接合部全体変位が 15mm 程度までの挙動は再現できていることから、本解析モデルおよび解析手法は妥当であると判断した。

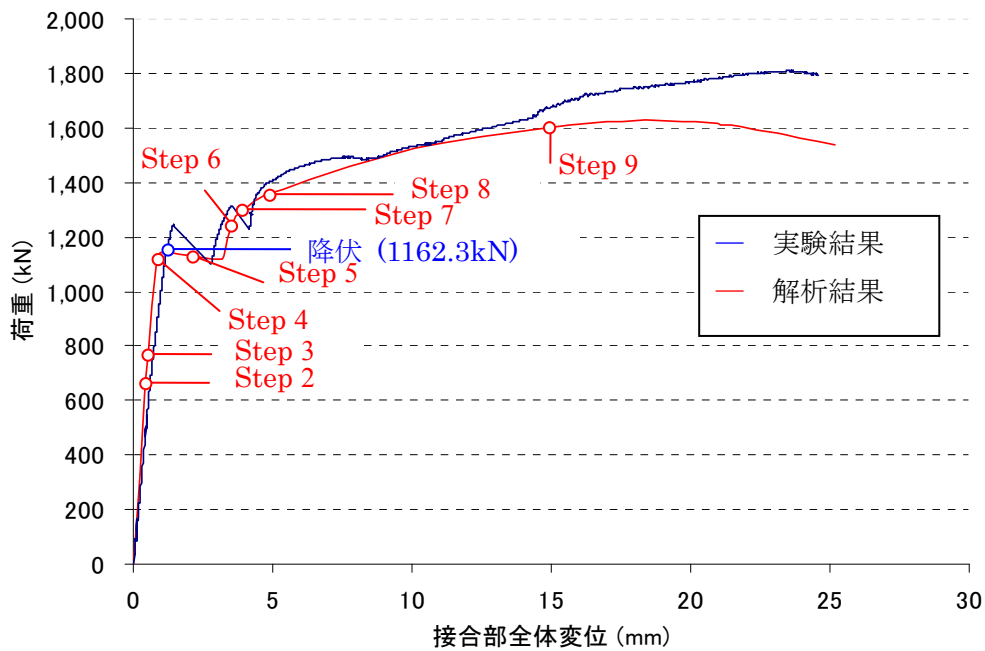


図. 3-3-11 荷重-変位曲線 (ガセットプレート 9mm)

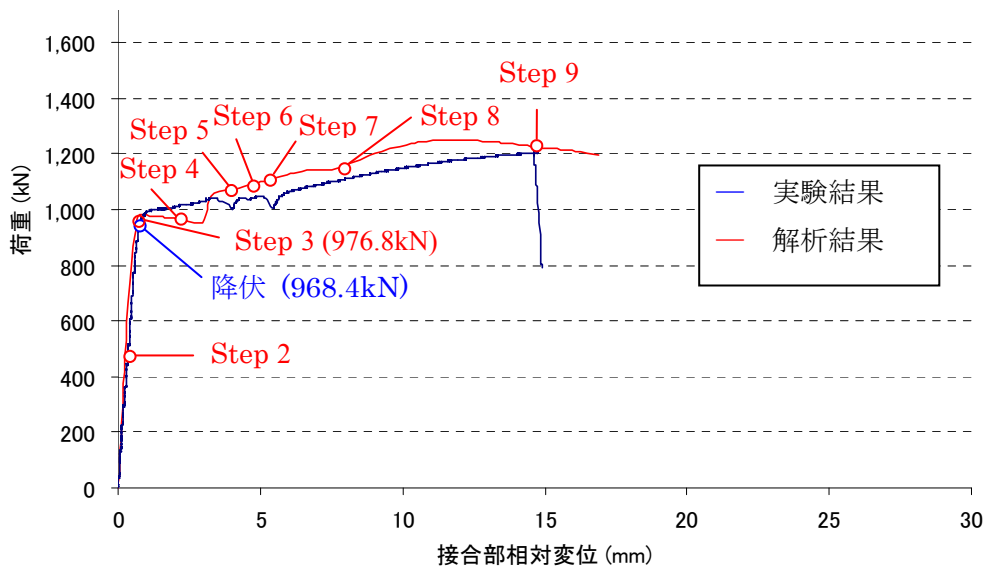


図 3-3-12 荷重-変位曲線 (ガセットプレート 6mm)

(b) 荷重伝達メカニズム

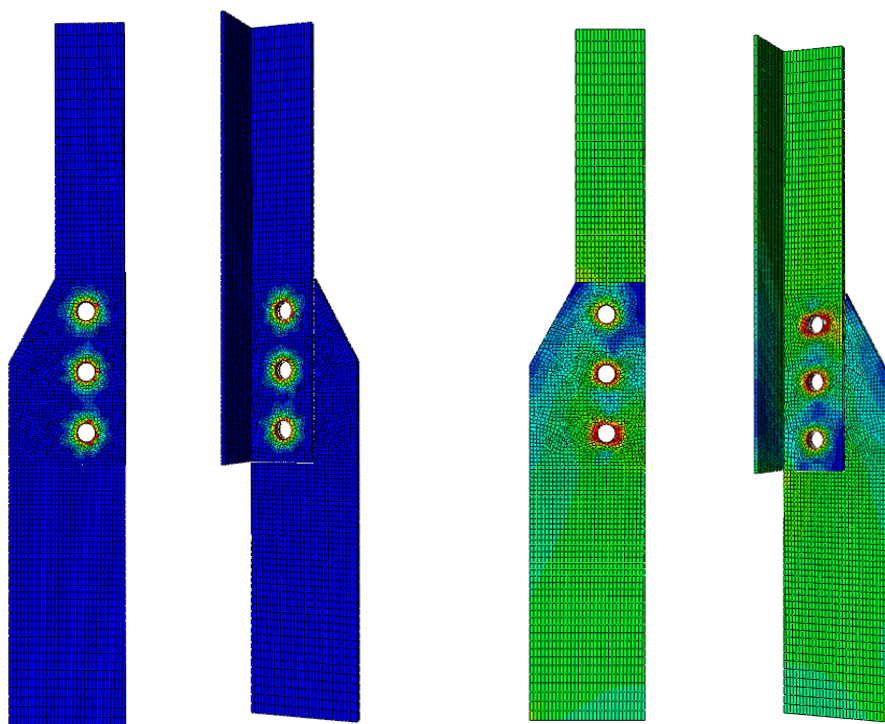
図 3-3-13 は、ガセットプレートの板厚が 9mm の場合のミーゼス応力のコンター図を、Step1 から Step9 に分けてガセットプレートの荷重伝達の様子がわかるように示している。なお、Step1 から Step9 は、図 3-3-11 に対応している。

Step1 は、ボルト軸力を導入した直後のコンター図であり、ボルト周辺に高い応力が発生し、一部では局所的に降伏していることがわかる。Step2 は、H形鋼断面に変位を与え、荷重が作用し始めた段階のものである。Step3 は、ガセットプレートの初期降伏時のものである。ここで、初期降伏とは、引張荷重載荷中に降伏点以上の応力が最初に生じた時としている。引張荷重が徐々に増加すると、最初にH形鋼の最下に位置する第 1 ボルト近傍が降伏し始め、次にガセットプレートの第 3 ボルト近傍が降伏した。Step4 は、接合面でのすべりが発生する直前のものである。この時、すでに降伏し始めていたH形鋼の第 1 ボルト近傍およびガセットプレートの第 3 ボルト近傍はさらに降伏域が広がっている。特に、H形鋼の降伏域の広がりの方がやや大きくなっている。また、第 3 ボルト近傍の降伏域は、ガセットプレートの中心位置まで到達していることから、この時点で、第 3 ボルト間が一樣に降伏していると考えられる。Step5 は、接合面でのすべりが発生している時のものであり、全てのボルト軸平行部表面と鋼材のボルト孔壁が接触し、支圧状態に移行している。Step4 と Step5 とを比較すると、接合面でのすべりが発生すると、H形鋼およびガセットプレートの降伏域が狭まると同時に応力も減少している。その後は、支圧状態に入り、再び応力が増加している。Step6、および Step7 は、ガセットプレートの第 2 ボルト近傍が降伏し始め、その後ガセットプレートの第 1 ボルト近傍が降伏した時のものである。これらの段階においてもH形鋼の降伏域の広がりがガセットプレートの降伏域の広がりをやや上回っており、H形鋼の降伏が先行している。Step8 は、H形鋼全体が降伏に至った時のものである。図より、ガセットプレート内に応力がほとんど伝達されない領域が存在しており、その角度を計算すると、第 1 ボルトからおおよそ 30° の領域であった。Step8 において、H形鋼が破断したと想定すると、終局状態においては、鉄道橋標準が示す 22 度ではなく、建築基準が示す 30 度で降伏域が広がっていると言える。

図 3-3-14 は、解析から得られた、ガセットプレートの板厚が 6mm の場合のミーゼス応力のコンター図である。図中の Step は、図 3-3-12 に対応している。Step1 および Step2 は、ボルト軸力導入時および引張軸力が作用し始めた時のものである。Step3 は、接合面にすべりが発生する直前のものである。この図より、ガセットプレート 9mm の場合とは異なり、解析モデルに降伏している箇所は見当たらない。これは、実験結果と解析結果を比較した図 3-3-12 からもわかるように、実験では降伏先行型の挙動を呈しているのに対し、解析結果ではすべり先行の挙動になっている。解析結果と実験結果における両者の差異は、実験におけるボルト導入軸力のばらつきなどが原因と考えられる。Step4 は、接合面にすべりが発生しているときのコンター図である。すべり発生時は、ガセットプレートの板厚が 9mm の場合と同様、すべり直前と比較し、継手に作用する応力が全体的に減少していることが

わかる。Step5 は、すべり発生後、支圧状態に入り、第3ボルト近傍が降伏し始めた時のものである。このとき、全てのボルト軸平行部の表面と鋼材の孔壁が接触し、完全に支圧状態に移行している。図より、ガセットプレート9mmの場合とは異なり、H形鋼で降伏している箇所は見当たらず、ガセットプレートだけが降伏している。また、Step4 において、すべりが発生しているにもかかわらず降伏応力に達している領域がないことから、すべり先行であることがわかる。Step6 および Step7 は、ガセットプレートの第3ボルト近傍が降伏した後、第3ボルトに続いて第1ボルト、第2ボルト近傍が降伏し始める様子を表している。これらのコンター図からわかるように、ガセットプレートが降伏する順番は、ガセットプレートの板厚が9mmの場合、第3ボルト近傍の次に第2ボルト近傍であったのに対し、ガセットプレートの板厚が6mmの場合、第3ボルト近傍の次に第1ボルト近傍であった。その後、Step8、Step9 に示すように、ガセットプレートのみで降伏が進展する。Step9 のコンター図は、実験結果におけるガセットプレート破断時に最も近い状態のものであり、ガセットプレートのほぼ全域が降伏に至っていることがわかる。また、H形鋼の第2ボルト近傍にわずかに降伏が見られるものの、H形鋼はほとんど降伏しておらず、終始ガセットプレートの降伏が進展していったことがわかる。

ガセットプレートの板厚が6mmの場合、ガセットプレートの降伏域が広がる角度を計算した結果は約 57° である。

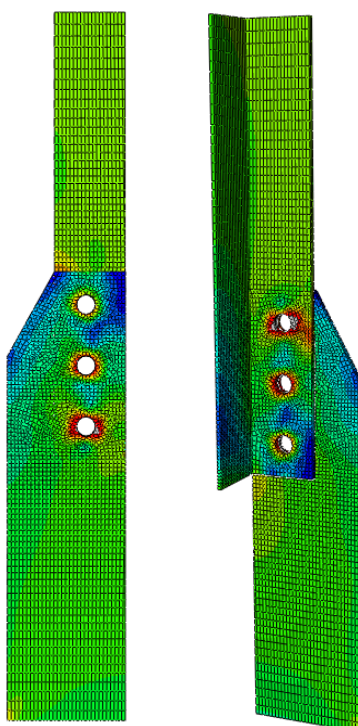


Step 1

< ボルト軸力導入終了時 >

Step 2

< 載荷開始時 >



Step 3

< 初期降伏時 >

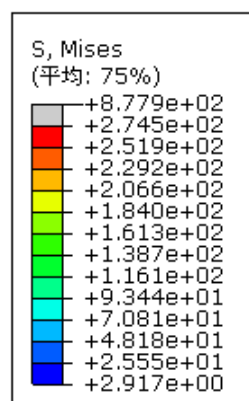
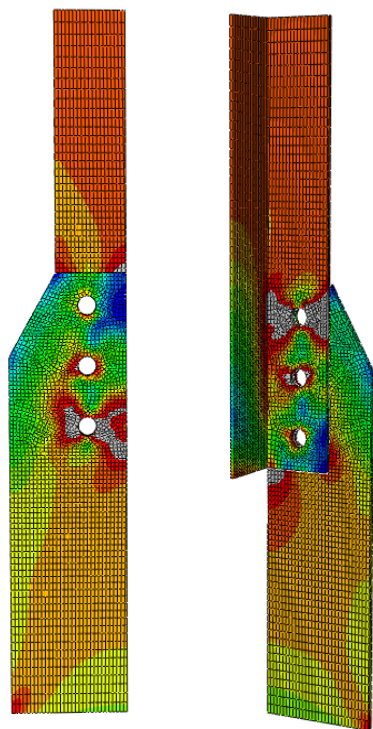
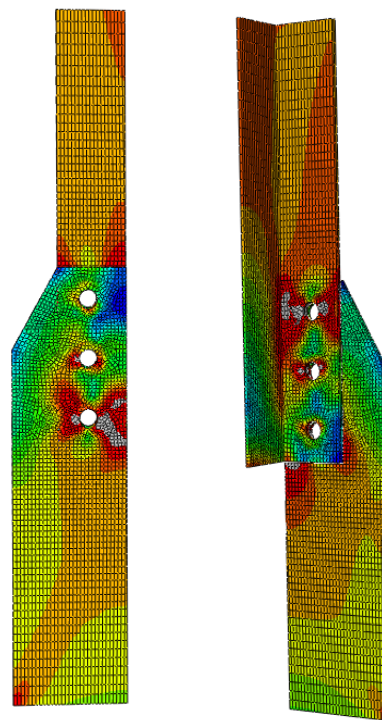


図. 3-3-13 荷重伝達メカニズムーガセットプレート 9mm



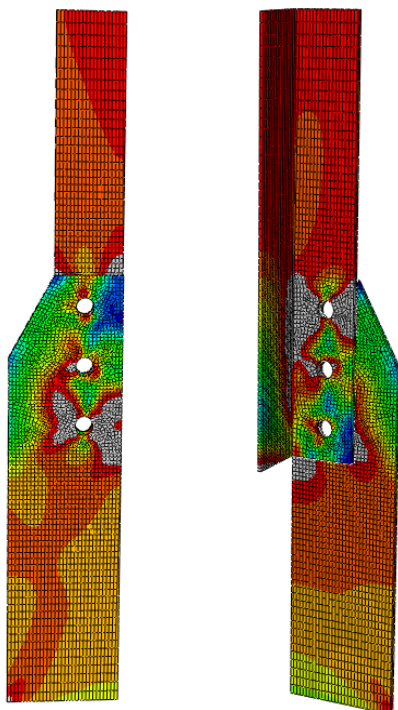
Step 4

<接合部すべり直前>



Step 5

<接合部すべり時>



Step 6

<第2 ボルト近郊降伏>

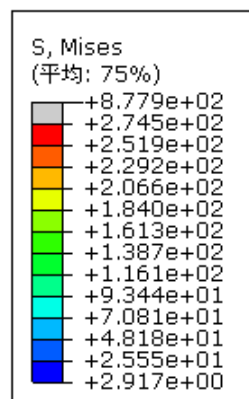
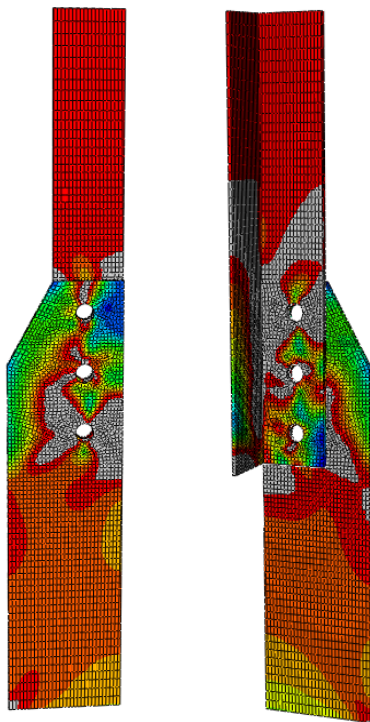
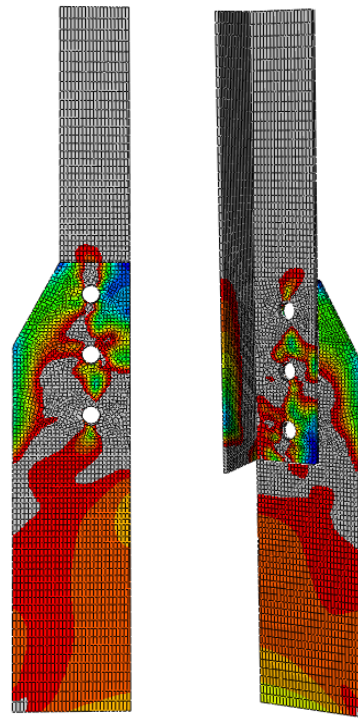


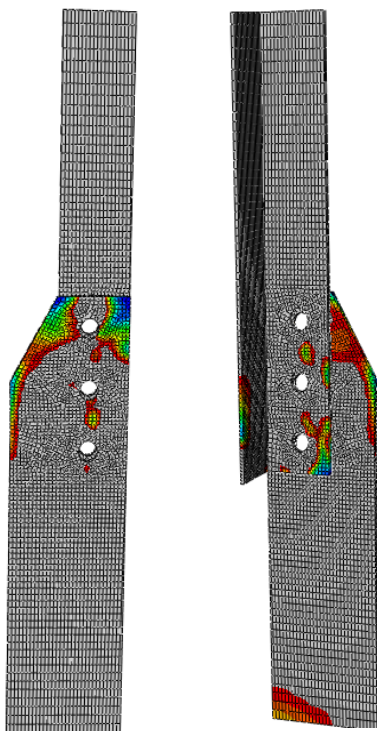
図 3-3-13 荷重伝達メカニズムーガセットプレート 9mm (つづき)



Step 7
 <第1 ボルト近郊降伏>



Step 8
 <H鋼全域降伏>



Step 9
 <ガセット全域降伏>

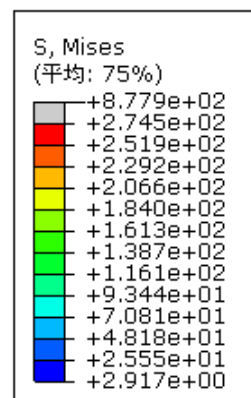
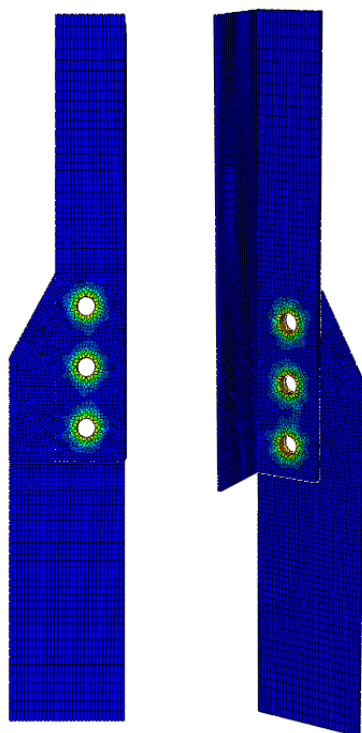
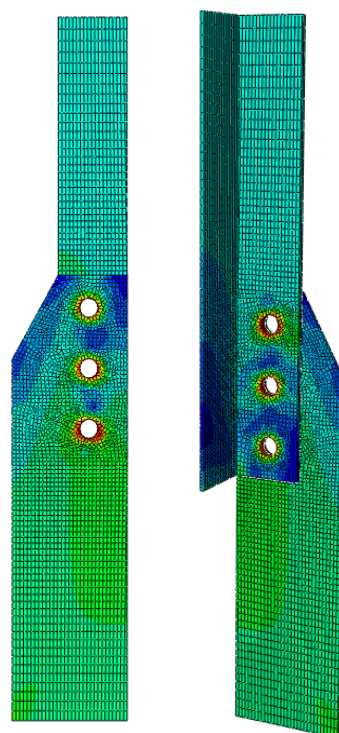


図 3-3-13 荷重伝達メカニズム-ガセットプレート 9mm (つづき)



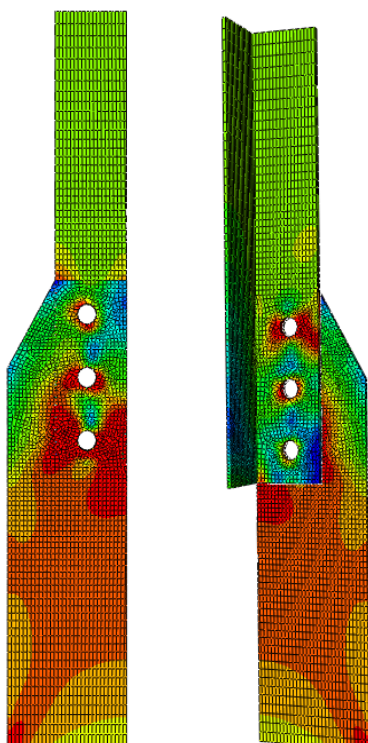
Step 1

<ボルト軸力導入終了時>



Step 2

<载荷開始時>



Step 3

<接合面すべり直前>

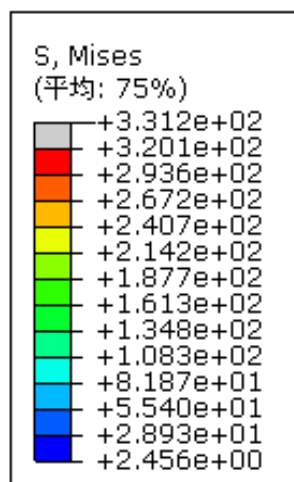
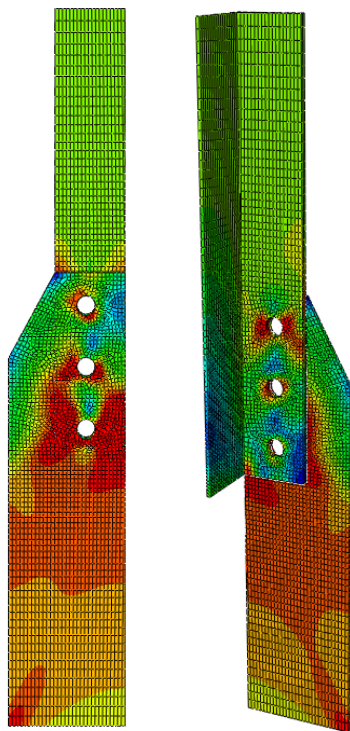
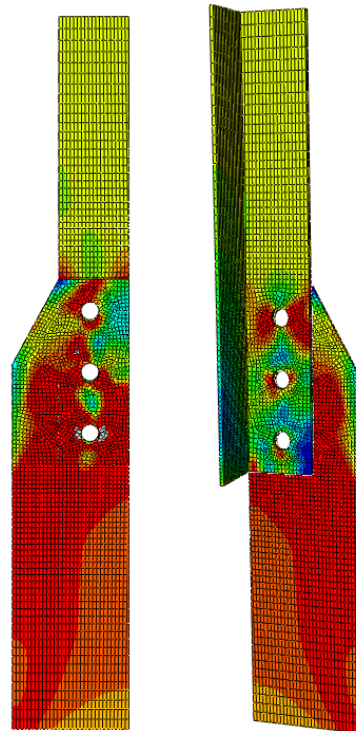


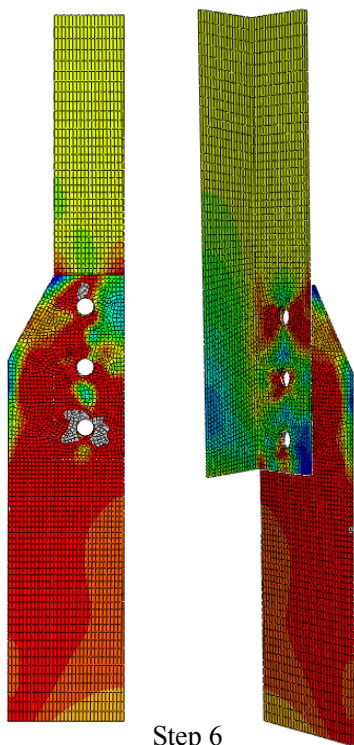
図 3-3-14 荷重伝達メカニズムーガセットプレート 6mm



Step 4
 <接合面すべり時>



Step 5
 <初期降伏時>



Step 6
 <第1 ボルト近郊降伏>

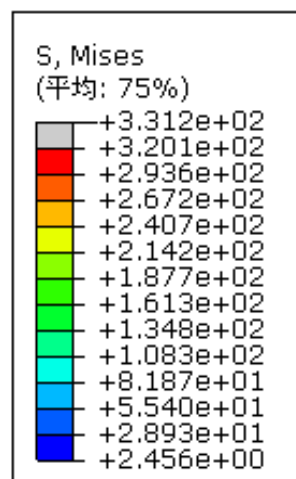
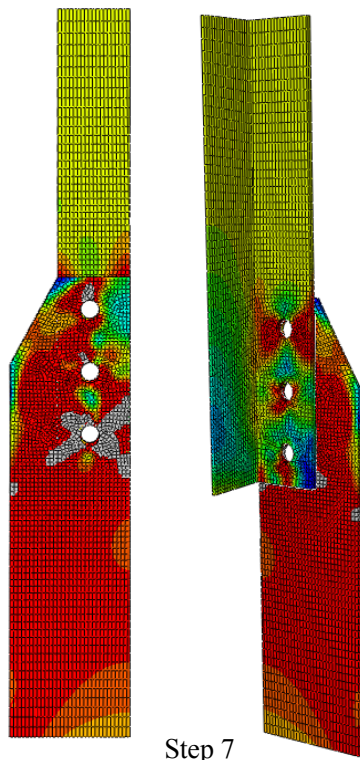
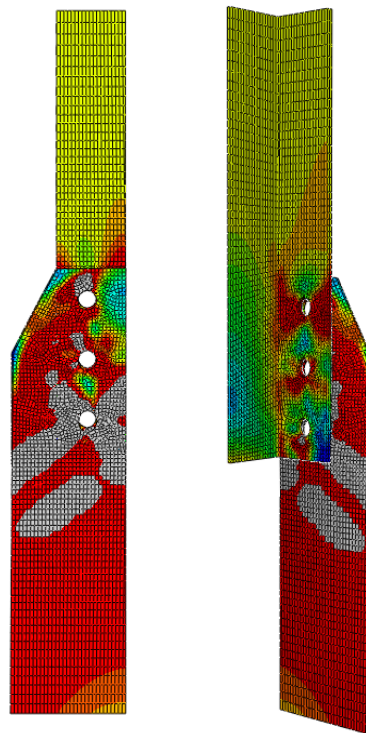


図 3-3-14 荷重伝達メカニズムーガセットプレート 6mm (つづき)

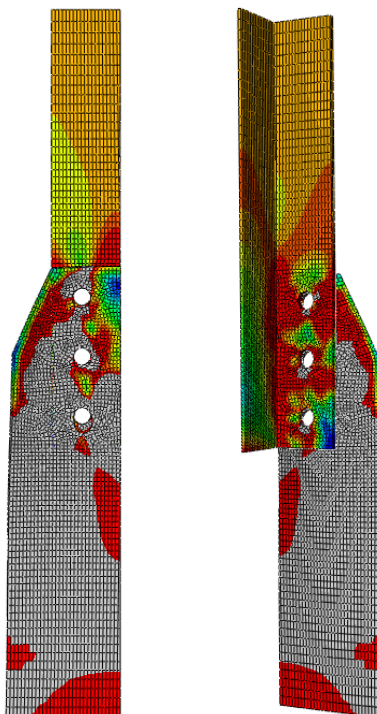


Step 7

<第2 ボルト近郊降伏>



Step 8



Step 9

<ガセット破断相当時>

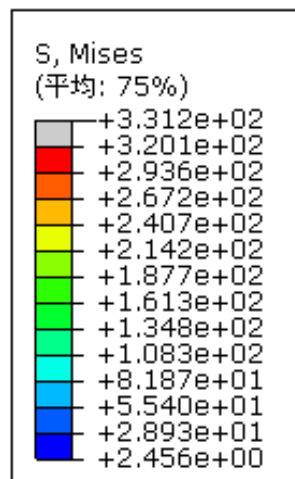


図 3-3-14 荷重伝達メカニズム-ガセットプレート 6mm (つづき)

(c) 接合面のすべり挙動

図 3-3-15 は、接合面にすべりが発生した後、支圧状態に移行し始めたときのガセットプレート
の板厚が 9mm の場合のミーゼス応力のコンター図である。図より、3 つのボルトの
うち最初に鋼材に接触するのは、ガセットプレート側では第 1 ボルト、H 形鋼側では第 3
ボルトであり、その他のボルトと鋼材との間にはわずかに空隙があり、未だ支圧状態に移
行していない。その後の支圧状態に移行する順番は、ガセットプレート側は第 2 ボルトの
次に第 3 ボルト、H 形鋼側は第 2 ボルトの次に第 1 ボルトである。また、図 3-3-13 の Step6
の段階で、完全に支圧状態に移行している。

図 3-3-16 は、接合面にすべりが発生した後、支圧状態に移行し始めたときのガセット
プレートの板厚が 6mm の場合のミーゼス応力のコンター図である。ガセットプレートの板
厚が 6mm の場合、ガセットプレート側は第 1 ボルトおよび第 2 ボルトがほぼ同時に支圧状
態に移行し、その後、第 3 ボルトが移行した。H 形鋼側は第 3 ボルト、第 2 ボルト、第 1
ボルトの順番であった。また、図 3-3-14 の Step5 の段階で、完全に支圧状態に移行してい
る。

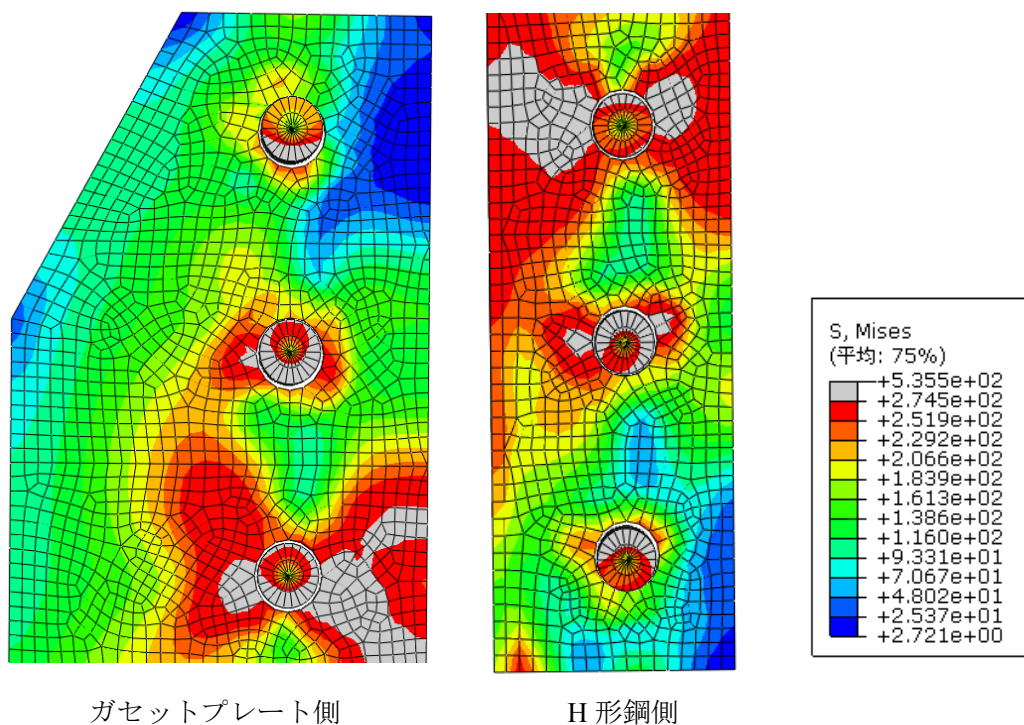


図 3-3-15 接合面のすべりメカニズム (ガセットプレート 9mm) (step5)

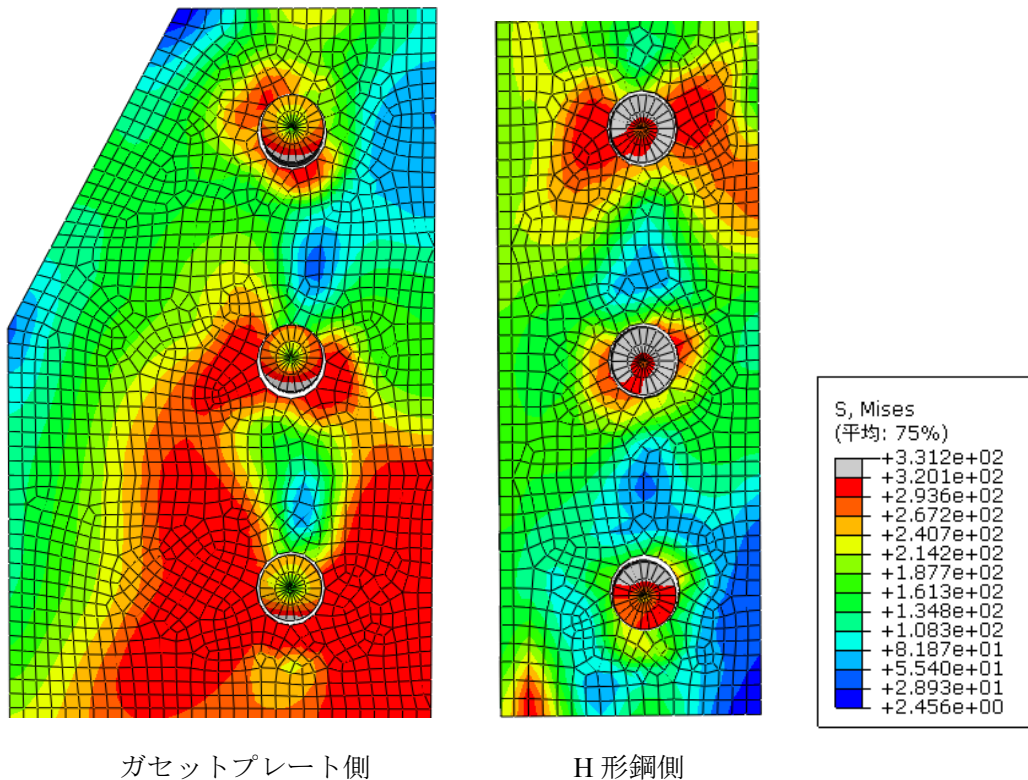


図 3-3-16 接合面のすべりメカニズム (ガセットプレート 6mm) (step4 と 5 の間)

(d) 荷重分担率の変化

解析結果をもとに，図 3-3-17 に示す断面に作用する断面力を算出した．断面力の算出方法には，図 3-3-17(c) に示す各断面における要素節点の平均応力とその断面積を用いている．図 3-3-18 は，解析モデル上端部に作用する反力と H 形鋼断面およびガセット断面に作用する断面力を比較したものある．図より各断面力とも反力とほぼ等しい値を示しており，各断面の平均応力と断面積を用いて解析モデル内部の断面力を評価することができると考えられる．

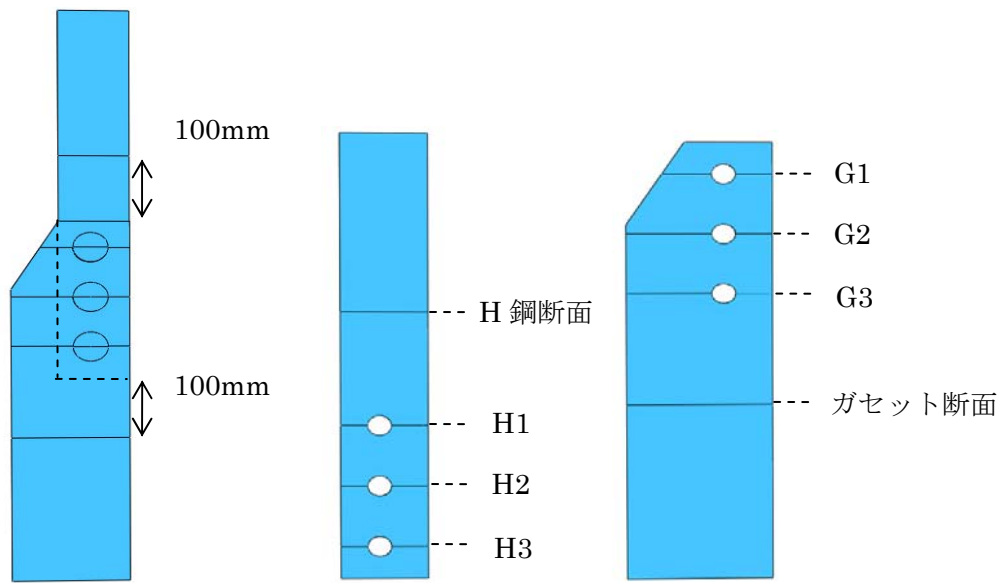


図 3-3-17(a) 解析モデル

図 3-3-17(b) 断面力算出位置

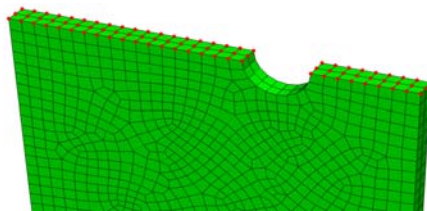


図 3-3-17(c) 応力を出力した節点 (G3)

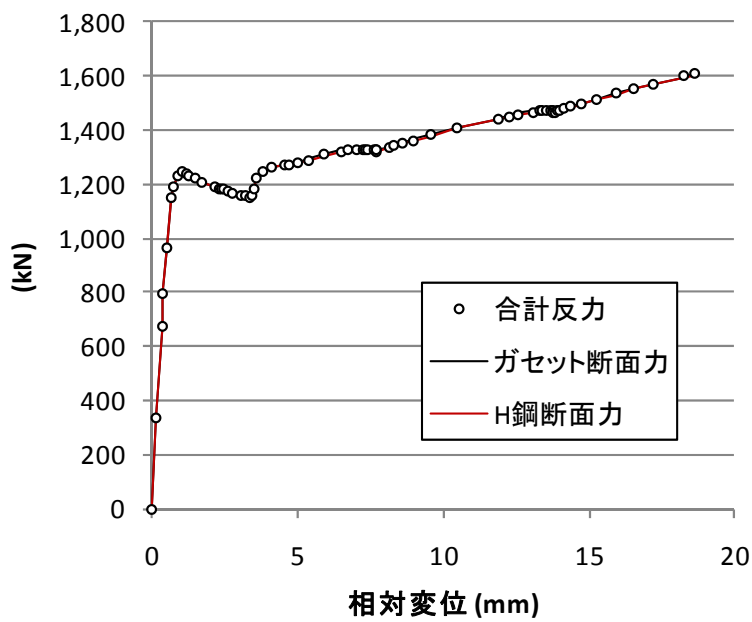


図 3-3-18 合計反力と各断面力の比較

ガセットプレートのそれぞれの部位における断面力を表 3-3-9 に示す。表中の断面力は図 3-3-19 における P：弾性域，Q：弾性域ピーク，R：接合面すべり時，S：相対変位 5mm 時の 4 つの異なる荷重レベルにおけるガセットプレートの断面力を，ガセット断面力を 1 とした時の割合で示している。表 3-3-10 から表 3-3-13 はその他の部位における断面力を表している。なお，表 3-3-10 から表 3-3-13 の値は，各ボルト列におけるそれぞれの部材の断面力を，合計反力を 1 とした時の割合で表している。

表 3-3-9 ガセットプレートの各部位における断面力

	P	Q	R	S
ガセット断面力	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	0.23	0.14	0.16	0.25
G2	0.48	0.45	0.49	0.55
G3	0.76	0.82	0.83	0.90

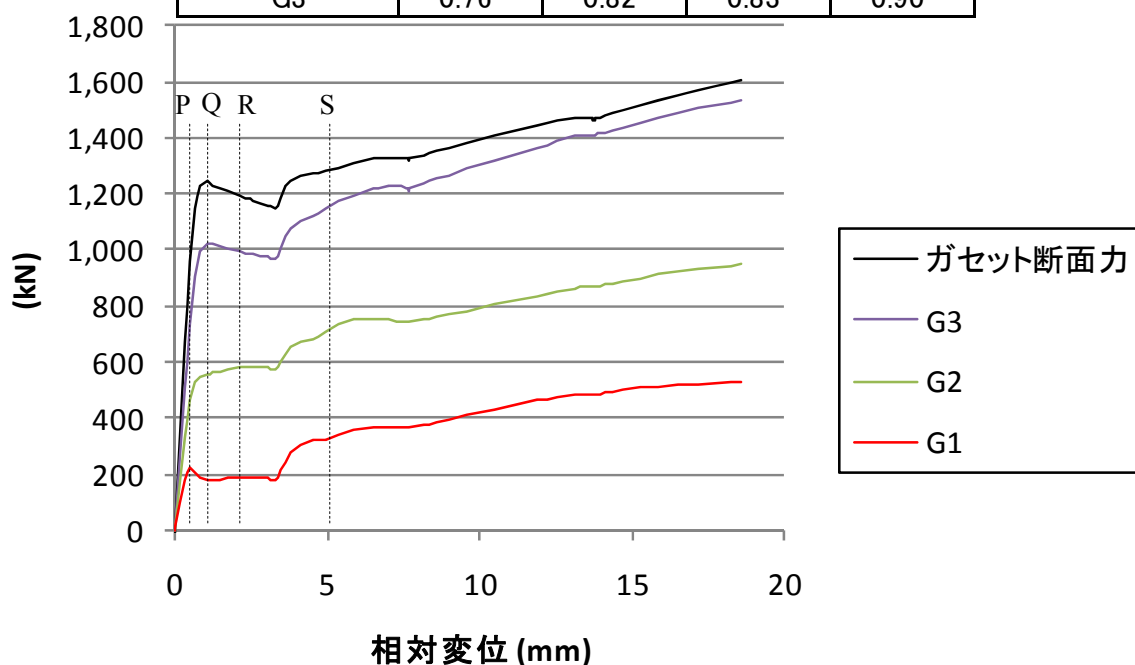


図 3-3-19 ガセットプレートの断面力の算出荷重レベル

表 3-3-10 H鋼の各部位における断面力

	P	Q	R	S
H鋼断面力	1.00	1.00	1.00	1.00
H1	0.90	0.88	0.86	0.95
H2	0.48	0.53	0.50	0.58
H3	0.20	0.16	0.15	0.20

表 3-3-11 第 1 ボルト列における断面力配分

	P	Q	R	S
合計反力	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	0.23	0.14	0.16	0.25
H1	0.90	0.88	0.86	0.95
B1	-0.02	-0.01	-0.01	-0.03
G1+H1+B1	1.12	1.00	1.00	1.16

表 3-3-12 第 2 ボルト列における断面力配分

	P	Q	R	S
合計反力	1.00	1.00	1.00	1.00
G2	0.48	0.45	0.49	0.55
H2	0.48	0.53	0.50	0.58
B2	-0.01	-0.01	-0.01	-0.04
G2+H2+B2	0.95	0.97	0.98	1.09

表 3-3-13 第 3 ボルト列における断面力配分

	P	Q	R	S
合計反力	1.00	1.00	1.00	1.00
G3	0.76	0.82	0.83	0.90
H3	0.20	0.16	0.15	0.20
B3	-0.01	-0.01	-0.01	-0.03
G3+H3+B3	0.95	0.97	0.97	1.06

表 3-3-10 より、ガセット断面からボルト最上列に向かうに従って、ガセットにおける断面力は、ガセット断面力に対する割合が減少している。一方、表 3-3-11 より、H 形鋼断面からボルト最下列に向かうに従って、H 形鋼断面力に対する割合が減少している。これらのことから、ガセットプレートと H 形鋼ともに部材端部に向かうにつれて部材断面力が低下していることが確認できる。表 3-3-10 から表 3-3-13 を図にまとめたものが図 3-3-20 である。

P～S のいずれの荷重レベルにおいても、H 形鋼の断面力の数値が高くなっている。このことから、第 1 ボルト上では、軸力の大半が H 形鋼部材に作用していることがわかる。一方、第 2 ボルト列上では、ガセットプレートの断面力と H 鋼の断面力は P～S のいずれの荷重レベルにおいてもほぼ同じ数値となっており、ガセットプレートと H 鋼部材にはほぼ同等の荷重が作用している。第 3 ボルト上では、P～S のいずれの荷重レベルにおいても、ガセットプレートの断面力の数値が高く、軸力の大半がガセットプレートに作用していることがわかる。

また、ボルトが分担する荷重についてはどの値も低い負の値を示している。このことから、載荷軸力は、ボルトそのものに分担されることなく、多くは摩擦によって伝達されていることが確認できる。

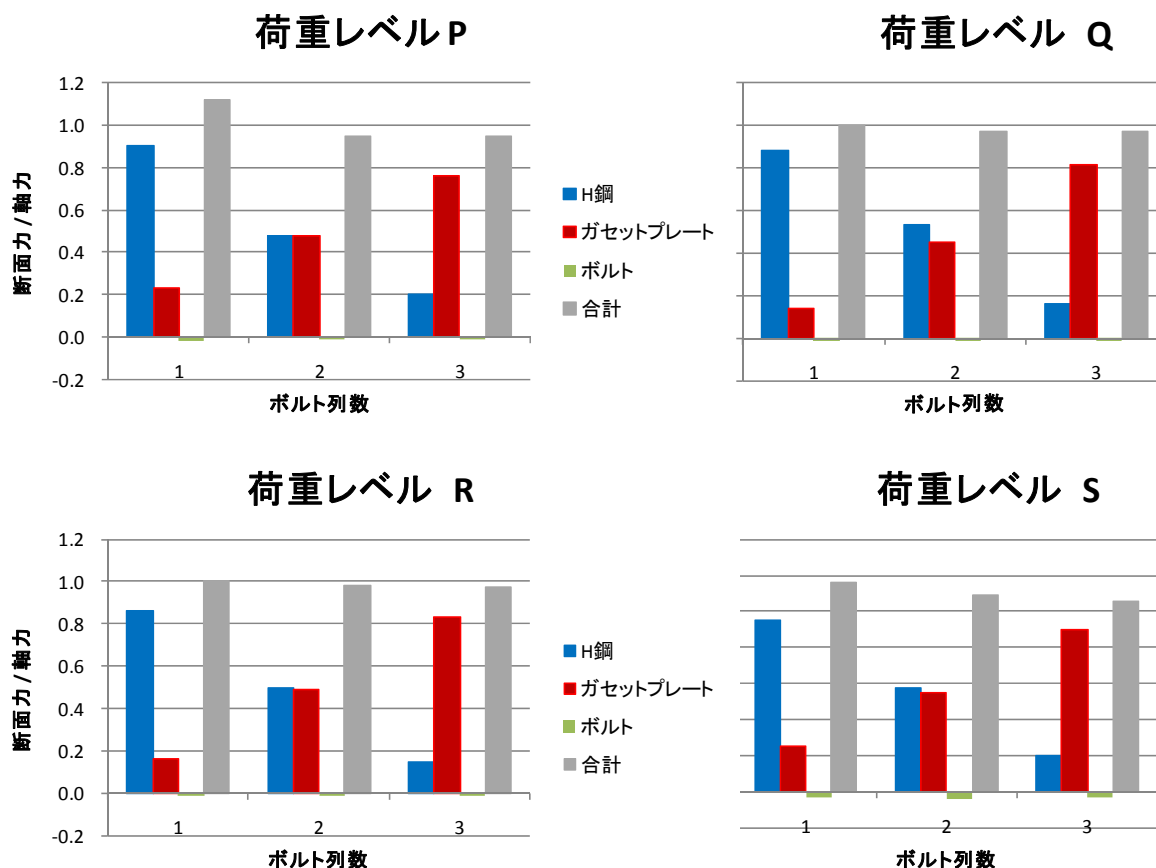


図 3-3-20 荷重分担率の変化

(e) ガセットプレートの有効幅の検討

解析結果により算出したガセットプレートの断面力を用いて、ガセットプレートの有効幅の算定を行った。有効幅の算定には、式 (3.3.1) を用いた。

$$b_e = \frac{P_{G3}}{\sigma_{max} \cdot t} \dots\dots\dots (3.3.1)$$

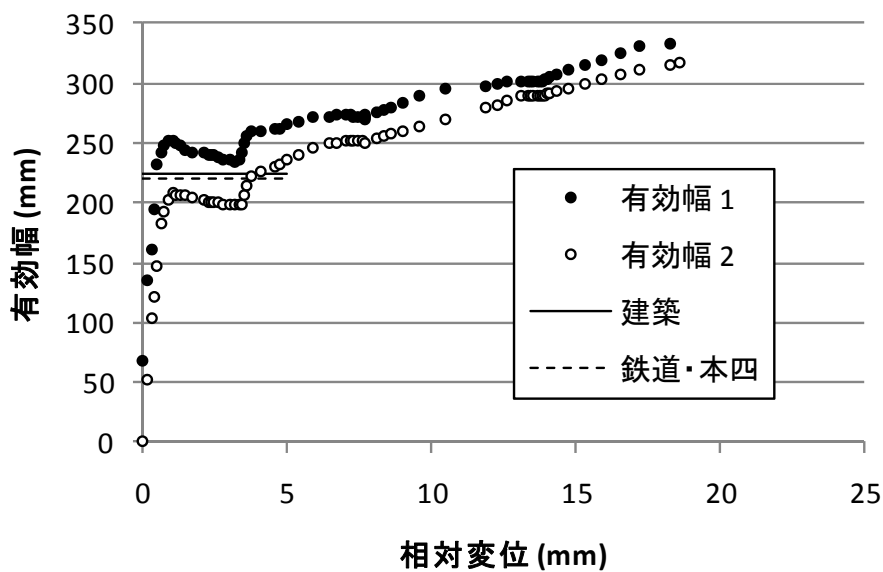
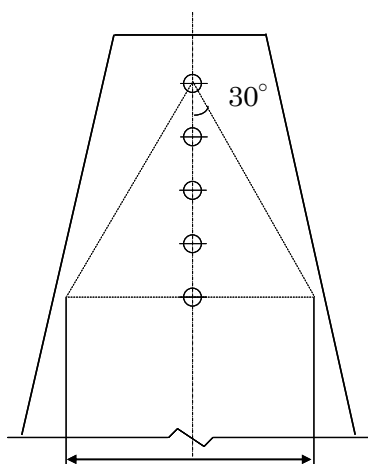
ただし、 b_e : 有効幅、 P_{G3} : 作用軸力(有効幅 1)、第 3 ボルト列上のガセットプレートに作用する断面力(有効幅 2)、 σ_{max} : G3 断面内の最大応力、 t : ガセットプレート板厚である。

表 3-3-14、および図 3-3-21 に算出した有効幅を示す。図 3-3-21 に示す有効幅 1 は、載荷軸力をもとに算出した有効幅であり、有効幅 2 は、ボルト最下列のガセットプレート断面における作用断面力をもとに算出した有効幅である。有効幅 1 および有効幅 2 の結果は、

ボルト孔長さを含んだ幅である。また、表中の α 値は、有効幅を $be=b+\alpha d$ とした時の係数値である。現行の各種設計式では α 値は0.8、有効角度は、鉄道橋では 22° 、建築では 30° （ただし、ボルト孔長さを有効幅から差し引く）が用いられている。

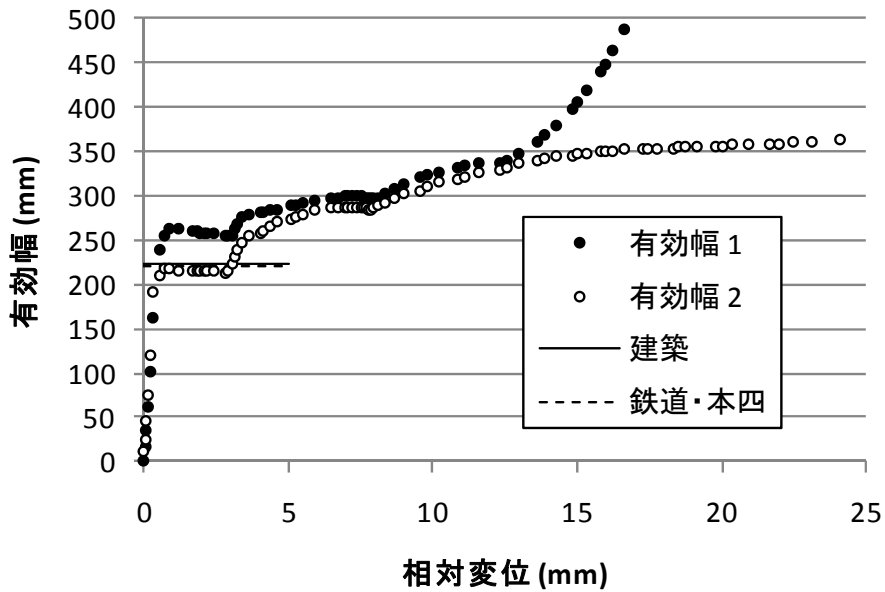
表 3-3-14 有効幅算定結果のまとめ

	ガゼット9mm		ガゼット6mm		ガゼット12mm	
	降伏時	最大荷重時	降伏時	最大荷重時	降伏時(すべり)	最大荷重時
有効幅 1 (mm)	251.8	332.3	262.4		202.0	275.9
α 値	1.01	1.55	1.08		0.68	1.17
有効角度 ($^\circ$)	26.8	37.8	28.4		18.8	30.3
有効幅 2 (mm)	207.6	317.5	218.2	363.2	154.3	261.1
α 値	0.72	1.45	0.79	1.75	0.36	1.07
有効角度 ($^\circ$)	19.8	35.9	21.6	41.2	10.2	28.1



(a) ガゼットプレート 9mm

図 3-3-21 有効幅 - 相対変位曲線



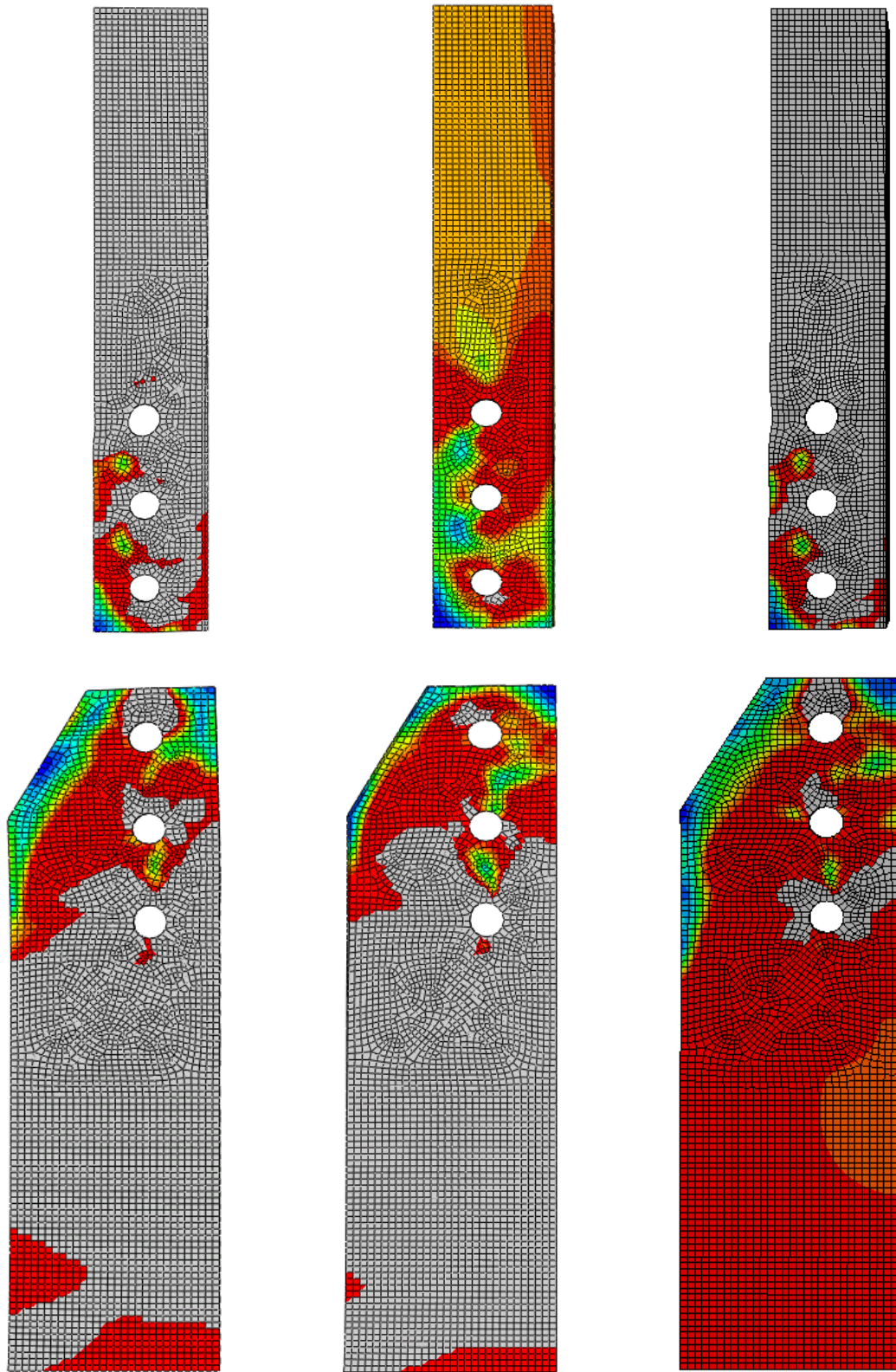
(b) ガセットプレート 6mm

図 3-3-21 有効幅 - 相対変位曲線 (続き)

本解析の結果から、ガセットプレートの板厚の設計に関して、降伏先行型の継手に対して、部材軸力を基本とする場合は、荷重軸力を用いる有効幅 1 を採用する。そのときの係数は、降伏時に対して安全側の判断を行い、現行の基準が採用している 0.8 (22 度に相当) とする。ただし、解析結果では 1.0 も採用は可能である。

最大荷重時の有効幅については、図 3-3-22 を参考に 30 度分布を採用する。

また、ガセットプレートのボルト位置での断面力がわかる場合は、有効幅 2 を採用し、そのときの係数は、降伏時に対して 0.7 を採用する。また、最大荷重時は解析結果を参考に 30 度分布を採用する。



(a) ガセット 9mm

(b) ガセット 6mm

(c) ガセット 12mm

図 3-3-22 最大荷重時のミーゼス応力コンター図

3-3-9 まとめ

本節では、トラス橋における代表的な継手である、格点部のガセットプレートと腹材の継手を取り上げ、ガセットプレートの有効幅に着目して、高力ボルト継手の終局挙動について検討した。以下に得られた結論を示す。

- 1) 道路橋示方書で決められているガセットプレートの最小板厚をガセットプレートとして採用した場合、高力ボルト摩擦接合継手部は、降伏先行型となり、ガセットプレートが破断して終局状態となる。腐食を想定し、さらにガセットプレートが薄い場合も同様である。
- 2) 載荷実験の結果からガセットプレートの設計降伏荷重の評価については、建築分野で用いられる有効幅を用いた評価方法あるいはその有効幅に対し孔引きを考慮して 10%程度の荷重の増加を見込んだ評価方法が妥当であると考えられる。
- 3) 載荷実験の結果からガセットプレートの設計破断荷重の評価には、鉄道橋で用いられる有効幅および建築分野で用いられる有効幅による評価が妥当であると考えられる。
- 4) 有限要素解析の結果から、降伏先行型の継手に対して、有効幅は安全側の評価で $b_e = b + \alpha d$ において $\alpha = 0.8 \sim 1.0$ とすることができる。また、最大荷重時の有効幅については、30度分布とすることができる。
- 5) 今後は、本節で得られた有効幅を様々な構造諸元を有するトラス橋格点部構造に適用し、その適用性についてパラメトリックな有限要素解析を行い、検証する必要がある。

参考文献

- 3-1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，2002.
- 3-2) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，丸善，1980.
- 3-3) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，技報堂出版，1993.
- 3-4) A.Hobbacher (2007)：Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components, International Institute of Welding, XIII-2151r1-07 / XV-1254r1-07.
- 3-5) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，丸善，2002.
- 3-6) USR Corporation: Fatigue Evaluation and Redundancy Analysis, Bridge No.9340, I-35W over Mississippi river, Draft report, 2006.
- 3-7) 後藤芳顕，川西直樹，本多一成：リダンダンシー解析における鋼トラス橋の引張り斜材破断時の衝撃係数，構造工学論文集，Vol.56A, pp.798-805, 2010
- 3-8) 永谷秀樹，明石直光，松田岳憲，安田昌宏，石井博典，宮森雅之，小幡泰弘，平山博，奥井義昭，：我が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, pp410-425, 2008
- 3-9) 本多一成・後藤芳顕・川西直樹：リダンダンシー解析における鋼トラス橋の部材破断時の衝撃係数に関する一考察，第64回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-113, pp.225-226, 2009.

- 3-10) 国土交通省鉄道局, 鉄道総合技術研究所鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物, 2002
- 3-11) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋調査報告書
- 3-12) 日本建築学会: 高力ボルト接合設計施工ガイドブック, 1993.3
- 3-13) 日本土木学会: 高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針 (案), 2006.12

第4章 リダンダンシーを考慮した橋梁の維持管理

4-1. はじめに

2007年の米国ミネソタ州の橋梁事故では、構造系がリダンダンシーに欠けていたことが大事故を惹起したとの指摘がなされている。従来、橋のライフサイクルマネジメントでは、リダンダンシーが重要であることは認識されていたが、実際の設計や維持管理では、その取り扱いが確立されておらず、また、リダンダンシー効果の定量化も確立されていない。特に、既設構造物の検査・性能評価においては、部材毎の損傷の発生ならびにその進展に着目した点検手法が基盤となっているため、リダンダンシーをはじめとした構造系全体の性能を評価する枠組みとなっていない。

そこで、本章では、リダンダンシーを考慮した橋梁の維持管理に向けた研究として、米国の規定でのリダンダンシーの考え方を整理した後、構造物全体系の性能をリスクとして表示しリダンダンシーを評価する枠組みを提示する。性能の指標としてリスクを採用した理由は、リダンダンシーは部材破壊後の構造物全体系への影響を表すものであるから、その定量的な評価には、破壊後の挙動や被害の程度を明示的に把握する必要があることによる。

4-2. 米国におけるリダンダンシーの考え方

4-2-1. はじめに

2007年8月の米国ミネソタ州におけるI-35W ミシシッピ川橋梁の崩壊⁴⁻¹⁾を受けて、米国における維持管理体制、特に、崩壊を招くような重要部材である Fracture Critical Member : FCM の管理に関する関心が高まっている。そこで、本稿は、NCHRP Synthesis 354⁴⁻²⁾に基づいて、FCMの管理の実際について整理をした。

なお、I-35W 橋も、FCMを有する橋梁、Fracture Critical Bridge:FCBとしての管理を行っていたものが崩壊したものであることに留意されたい。今後、米国においては、FCMの概念や管理手法が見直され、改善されていくものと予想される⁴⁻³⁾。

4-2-2. 冗長性と FCM (Fracture Critical Member : 重要破壊部材)

FCMは、AASHTOのLRFD基準によれば「破壊すると橋梁の崩壊や機能不全を招く引張部材」と定義されている^{4-2),4-4)}。ここで、FCMの概念は引張だけに限定されていることが注目される。米国で発生した1967年のシルバー橋落橋(図4-2-1)や1983年のマイアナス橋の落橋(図4-2-2)の大惨事が、いずれも冗長性のない引張部材の破断が崩壊につながったことが背景となってFCMの概念が導入されたため、引張部材が特に対象とされている。



図 4-2-1 シルバー橋



図 4-2-2 マイナス橋



図 4-2-3 ホーン橋



図 4-2-4 連続鋼板の付加

それに対して、AASHTO 基準では、冗長性 (Redundancy) は、より幅広い概念として捉えられており、「橋が、損傷状態において、設計上の機能を維持できる性質」であるとされている。冗長性に欠ける (Non Redundant) 部材としては、

- ・ FCM
- ・ 下部構造
- ・ 圧縮部材で崩壊を招くおそれがあるもの
- ・ 鋼材以外の部材

などが挙げられる。

冗長性は、以下の 3 類型によって議論されることが多い。

- ・ 内的冗長性 (Internal redundancy)
- ・ 構造冗長性 (Structural redundancy)
- ・ 荷重経路冗長性 (Load-path redundancy)

内的冗長性は、部材冗長性とも呼ばれ、部材が複数の要素からなり、一つの要素の破壊

が他の要素に波及しない部材が有する冗長性である。例えば、**図 4-2-3** に示すように、桁が破断しても床版は破壊しない複合構造や、リベットあるいはボルトによる集成断面、橋軸方向にボルト接合された箱断面などが挙げられる。**図 4-2-4** は、連続鋼板を設置することで、内的冗長性を高めた例である。

構造冗長性は、連続桁に典型的に見られる外部的な構造不静定を指す。

荷重経路冗長性は、3主桁以上の橋で見られる内部的な構造不静定である。

なお、LRFR (Load and Resistance Factor Rating:荷重抵抗係数評価) マニュアルや検査マニュアルなどの維持管理に用いられるマニュアル類では、現状では荷重経路冗長性のみが考慮されている。

また、冗長性の定量的評価に関する研究も進められているが、損傷後に考えるべき荷重をどうするべきかなどの基本的な考え方が定まっておらず、一般化されるには至っていない。先進事例として、ウィスコンシン州マーケットインターチェンジ橋では、NCHRP 406で提案されている手法を用いた冗長性解析を行って、点検上のFCM指定の免除の合理性を示している。また、今回崩落したI-35W橋で行われていた、FCMを取り除いた有限要素解析も、先進的事例として捉えられていたことは興味深い。

4-2-3. FCMの管理

1967年のシルバー橋の落橋は、その後の鋼橋の、材料、設計、製作、工場検査、供用中の検査、メンテナンスの多岐にわたる技術基準に大きな影響を与えている^{44),45)}。

この崩壊は、主径間を支持する冗長性に欠けたアイバー部材の脆性破壊によるものである。破壊は、アイバー中に微細な欠陥が応力腐食割れによって発生し、アイバー材料の破壊靱性値にゆとりがなかったためアイバーが破断したことによると考えられている。

1974年には、材料面から、シャルピー試験が義務付けられるようになった。また、設計・製作基準上も、構造ディテールの制限や、溶接欠陥や他の亀裂状欠陥に制限が設けられるようになった。しかし、それ以前の橋は、破壊靱性に欠ける、ディテール形状や製作品質が低い、腐食が激しい、当初設計よりも交通荷重が超過している、などの条件を有していることには変わりはないことから、定期検査がきわめて重要となる。そこで、20フィート以上の橋に対する2年に一度の全米橋梁検査基準(NBIS)が制定されることになる。その後、変形による疲労亀裂に関する基準が、1985年に取り入れられた。したがって、アメリカの鋼橋は大きく分けて以下の3つの時代区分で理解される。

1. 1970年代中期の近代的疲労設計規定が導入される前の橋
2. 1985年の変形による疲労亀裂規定以前の橋
3. 1985年以降の疲労問題を有しないと考えられる橋

現状では、全ストックに対して同様な検査基準が用いられているが、時代によってこのようにリスクが大きく異なると考えられることから、評価にも反映させることが有効であると考えられている。

FHWA は、FCB の安全性を向上させるため、Fracture Control Plan (FCP : 破壊管理計画) を開発してきている。FCP は、点検やメンテナンスのみならず、設計や製作、工場検査を含む広範な概念である。例えば、高い破壊靱性があれば、限界亀裂長が大きくなるため遠望目視でも検知が可能となることから、点検の規定を緩和できるなどのトレードオフ効果が期待される。現状では、製作に関する FCP と厳格なシャルピー試験規定が FCB に課せられている。その結果として、FCM の初期費用は FCM 以外の部材の 8% 増程度となることが報告されている。

1983 年のマイアナス橋の崩壊は、ピンによる吊構造の腐食が原因であった。1988 年には、事故を受けて検査基準が改定され、FCM には、近接目視 (Hands-On Inspection) が義務付けられるようになった。そのため、FCM の検査費用、そしてライフサイクルコストが大幅に増加することとなった。検査費用は通常の 200% から 500% となるという調査結果が得られている。

このように、FCP ならびに検査基準によってライフサイクル費用が増大していることから、FCB が新規に設計されることは少なくなっている。そのため、ヨーロッパで盛んな合理化少主桁構造は米国においては建設されにくいなど、効率化、合理化に向けた妨げとなっているとの指摘もなされている。

4-2-4. FCM の課題

このように、FCM 概念は、実際に発生した大事故の具体例によって経験的に、また、事後的に形成されてきたものであって、必ずしも冗長性や信頼性の理論に裏打ちされてきたものではない。そのため、FCP や点検基準などの仕様の規定は整備されているものの、その信頼性評価や定量的評価は現段階で確立されていない。また、どのような橋が具体的に FCB 分類されるかについては、AASHTO 基準では明確にされておらず、実務においても必ずしも統一されていない。表 4-2-1 に、各文献における分類を示した。

FCM の今後の課題としては、FCM や FCB の一般的規定の方法、FCB の冗長性増加の方策、FCM の破壊後を含めた評価のための荷重、損傷基準、構造解析、FCB で亀裂が見られない場合の寿命評価、FCB の実橋モニタリング、交通量・建設年・材料・疲労等級などに基づいたリスクベースの点検基準、信号や照明柱などの Fracture Critical 問題などが挙げられている。

表 4-2-1 FCB の分類例

Park, 1980	LRFR マニュアル	FHWA 報告, 1986	FHWA マニュアル, 2002
<p>2 主桁 (単純および連続)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ピンやハンガーによる吊桁 ・吊桁 ・溶接鉋桁 ・リベットあるいはボルトの鉋桁 	<p>溶接 1 箱桁を含む 1 あるいは 2 主桁構造</p> <p>2 主桁で吊桁を含むもの</p>	<p>2 主桁 (単純および連続桁の端桁)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・固定ハンガーによる吊径間 ・吊径間 ・溶接鉋桁 ・リベットあるいはボルトの鉋桁 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 2 主桁の吊径間 ・ 下フランジに部分的な溶接カバープレートを有する単純 2 主桁 ・ 張出・吊構造と部分的な溶接カバープレートを有する連続単純 2 主桁 ・ ウェブに設置された水平ガセットプレートを通じて横構が設置されている単純 2 主桁
<p>トラス構造 (単純および連続)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・アイバートラス ・溶接トラス ・リベットトラス ・ピンやハンガーによる 3 径間トラス 	<p>2 主構トラス構造</p>	<p>トラス構造 (単純および連続)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・アイバートラス ・溶接トラス ・吊径間を含むトラス ・リベットトラス 	<p>2 アイバーあるいはパネル間単一部材となっている単純トラス</p>
<p>吊橋</p> <ul style="list-style-type: none"> ・アイバーチェーン ・ケーブル 	<p>2 アイバーからなる吊橋構造</p>	<p>吊橋</p> <ul style="list-style-type: none"> ・アイバーチェーン ・ケーブル 	<p>パネル毎 2 アイバーからなるチェーン吊橋</p>
<p>タイ・アーチ</p> <ul style="list-style-type: none"> ・溶接タイ箱桁 ・リベットタイ箱桁 	<p>溶接タイアーチ</p>	<p>タイ・アーチ</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 2 主溶接タイ箱桁 ・ 2 主リベットタイ箱桁 	<p>箱形タイ桁を有する溶接タイアーチ</p>
<p>鋼製橋脚上端</p> <ul style="list-style-type: none"> ・溶接箱桁あるいは鉋桁 ・リベット箱桁あるいは鉋桁 ・ 2 鋼柱ベント 	<p>鋼製橋脚上端および横梁</p>	<p>鋼製橋脚上端</p> <ul style="list-style-type: none"> ・溶接箱桁あるいは鉋桁 ・リベット箱桁あるいは鉋桁 	<p>単一溶接 I 桁あるいは箱桁からなる鋼製橋脚上端で、橋桁や縦桁が溶接されているもの</p>
<p>橋軸方向箱梁</p> <ul style="list-style-type: none"> ・単一溶接箱構造 ・単一リベット箱構造 	<p>溶接単一箱構造</p>	<p>橋軸方向箱梁</p> <ul style="list-style-type: none"> ・単一溶接箱構造 ・単一リベット箱構造 	<p>単純単一溶接箱桁で、途中までの鉛直補剛材やガセットプレートなどのディテールを有するもの</p>

斜張橋アンカー			
ピン・ハンガー接合を吊 径間に用いた冗長性のな い構造	2 あるいは 3 主桁で、 ピン・ハンガー接合を 有するもの		
2 主桁以下の箱桁			
3 主桁以上の箱桁で、間 隔が広いもの（構造技術 者が決定）			

4-2-5. まとめ

今回ミネソタ州で崩落した I-35W 橋は、維持管理上 FCB として分類されていた橋が崩落したものであり、これまでのシルバー橋ならびにマイアナス橋の経験から策定された FCM 概念自体の抜本的見直しが求められている。直接的・短期的には、今回の橋の崩落の原因が格点にあることから、FCM が、接合にも拡張されると考えられる。

本文献は事故以前のものであるが、FCB に対して一律の点検基準を適用する問題点を、主に費用効率面から指摘して、より定量的な、リスクベースの手法への移行の有効性を議論している。今回の事故は、安全面からもリスクベースの手法が求められることを強く示唆していると考えられる。したがって、長期的には、リスクベースの手法を形成していく中で、FCM 概念も発展していくものと考えられる。

技術的には、冗長性や信頼性の概念や前提条件を整理して、橋に求められる安全性の議論を深めるとともに、よりきめ細かく個別に定量的な評価が可能な手法を確立することが求められていると考えられる。

4-3. 橋梁のリスクモデル

この節では、橋梁の寿命および事故の統計的分析⁴⁻⁶⁾を通して、橋梁のリスク特性を明らかにすると共に、リダンダンシー評価に向けたリスクモデルを検討する。

4-3-1. 鋼橋寿命の統計分析

a) はじめに

1966年に、日本鋼構造協会技術委員会耐久性分科会に設置された耐用性調査小委員会（委員長西村俊夫）では、1964年度、1965年度、1966年度に取替あるいは使用停止された鋼鉄道橋2325橋の詳細な調査を行っている⁴⁻⁷⁾。その結果、取替要因や構造形式別の問題点など、技術的に多くの貴重な知見が得られている。その取替要因は図4-3-1の通りである。

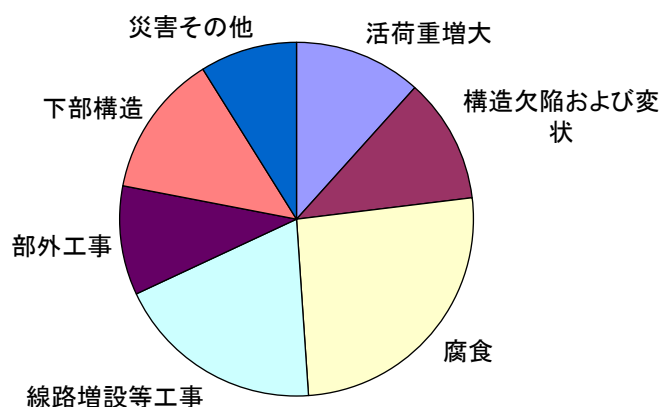


図 4-3-1 取替要因

ここでは、このデータを、現代的なストックマネジメントの観点から見なおして、橋の寿命と取替時期について有用な知見を得、統計的なリスク評価に結びつけることを目指す。なお、上記要因には、劣化のみならず陳腐化の影響も含まれているが、現実には複合的な要因で取替がなされる場合が多くその分離は容易ではない。また、寿命は、劣化および陳腐化などどのような要因であっても、一つの構造物に対して一意に定まることから、本研究では、要因の詳細には立ち入らず、統計的な見地から寿命と取替需要に焦点をあてた分析を行った。

b) 統計分析結果

データを整理しなおすと、1965年ストックを基準とした年あたり取替比率が、経年別に **図 4-3-2** のようにプロットできる。なお、集計にあたって、橋数（連数＝スパン数）で整理した場合と、鋼重で整理した場合で結果が多少異なるので、その両者について平行して検討する。

橋数ベースと鋼重ベースで指数が異なるが、いずれも、ワイブル分布と対応するべき乗の故障率関数

$$p = p_0 \tau^\lambda \quad (4.3.1)$$

で表現可能であることがわかる。経年 10 から 20 年にかけての取替比率が特異的に高いが、それは、この時期が終戦直後にあたり、ストックの質が低下していたのではないかと考えられる。

対応するワイブル分布を

$$f(\tau) = \frac{m}{\alpha} \tau^{m-1} \exp\left(-\frac{\tau^m}{\alpha}\right) \quad (4.3.2)$$

で表すと、そのパラメータは

$$m = \lambda + 1 \quad (4.3.3a)$$

$$\alpha = \frac{\lambda + 1}{p_0} \quad (4.3.3b)$$

で与えられる。ワイブル分布のパラメータおよび算定される寿命の平均値と標準偏差は **表 4-3-1** のとおりになる。

表 4-3-1 ワイブル分布の統計量

	m	α	平均寿命 (年)	寿命の標準偏差 (年)
橋数ベース	1.6117	900.4	61.0	38.8
鋼重ベース	2.0661	6023.6	59.8	30.4

また、それぞれのワイブル分布を **図 4-3-3** に示した。鋼重と橋数でパラメータが異なる理由としては、**図 4-3-4** に示したとおり、取替における一連あたりのトン数は経年に依存しないが、ストックの連あたりトン数が、経年が低い方が大きいことによる。おそらく、技術進歩によってスパンが増大していることを反映していると考えられる。その影響がまだ取替には反映されていないものと考えられる。定常的な状態を想定すれば、両者は一致すると思われる。

実際には、**図 4-3-5** に示したように、経年分布は均等ではないため、単に全体ストックで全経年に対して劣化率を求めると、ワイブル分布の値と厳密には一致せず、橋数ベースで平均劣化率 1.55%（寿命平均 64.5）、鋼重ベースで 1.40%（寿命平均 71.4）となる。

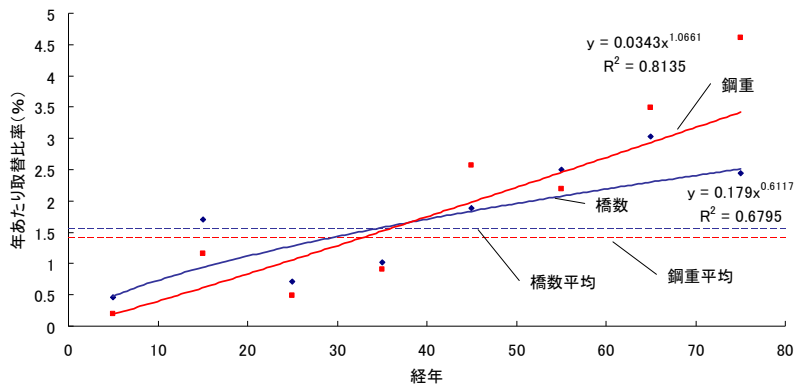


図 4-3-2 経年と取替比率

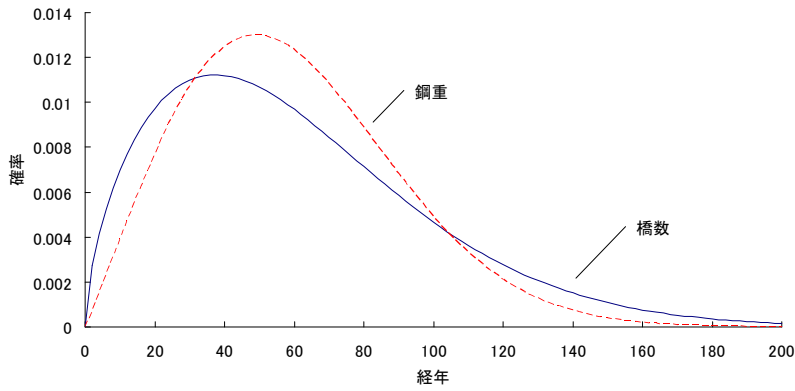


図 4-3-3 推定されるワイブル分布

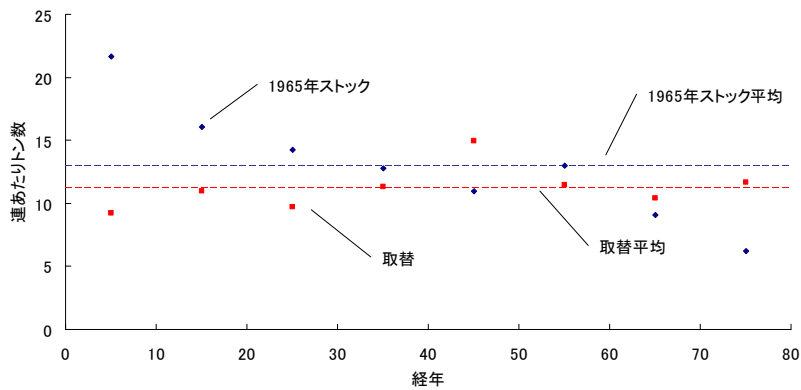


図 4-3-4 連あたり鋼重

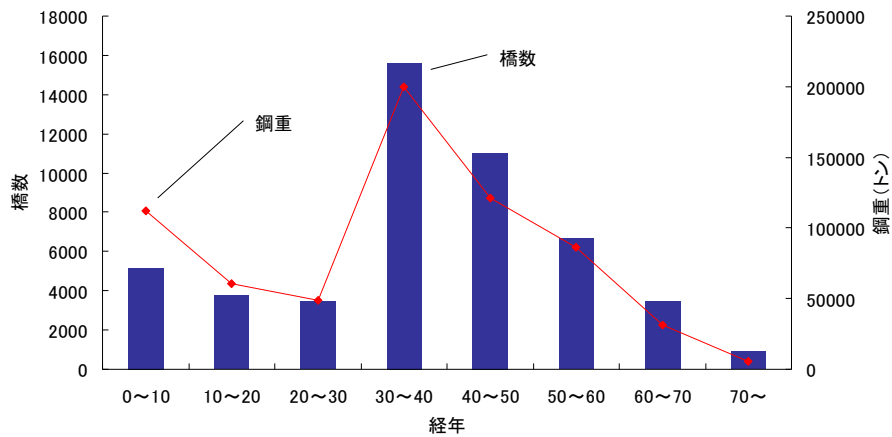


図 4-3-5 1965 年におけるストックの分布

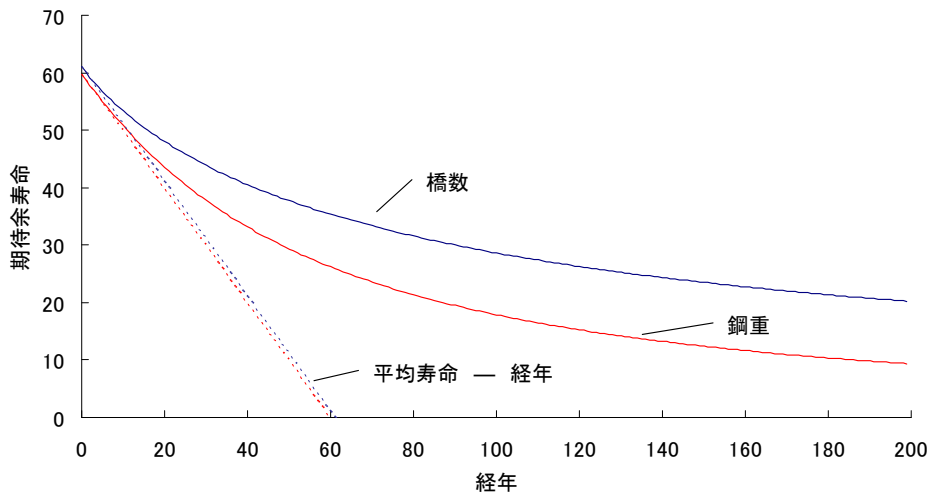


図 4-3-6 平均期待余命

経年 t における期待余寿命は

$$T(\tau) = \frac{\int_{\tau}^{\infty} t f(t) dt}{\int_{\tau}^{\infty} f(t) dt} - \tau \quad (4.3.4)$$

で表される。これにワイブル分布を代入してプロットしたのが図 4-3-6 である。経年 0 のときの期待余寿命が平均寿命となる。あわせて、よく余寿命として想定される（平均寿命—経年）を図示したが、とくに寿命が延伸するに連れて、この値は実際の値と乖離する。したがって、将来予測にあたっては、統計的な取り扱いが必要となることがわかる。

c) スtock動態のシミュレーション

ある時点 t における経年 τ のStockを

$$x(t, \tau) \quad (4.3.5)$$

と表す。すなわち、時間 t における経年 τ のStockの数量である。時間 0 を初期と考えると、解析領域は、 $t, \tau > 0$ となる。

時間 t の経過に伴って、 τ は線形に増加する。したがって、この両者は独立ではなく、時間 0 における経年を τ_0 とすれば、

$$x(t, \tau) = x(t, \tau_0 + t) \quad (4.3.6)$$

と表される。

それに対して、劣化によるStockの減少を表す微分方程式は、

$$\frac{dx(t, \tau)}{dt} = -p(t, \tau)x(t, \tau) \quad (4.3.7)$$

となる。

この微分方程式の境界条件は、

$$\text{初期の経年分布： } x(0, \tau) = x_0(\tau_0)$$

この境界条件は、 $\tau > t$ のStockの分布に影響を与える

$$\text{解析対象期間内における新設： } x(t, 0) = x_1(t_0)$$

この境界条件は、 $\tau < t$ のStockの分布に影響を与える

となる。

ここで、前章の結果より、

$$p(t, \tau) = p_0 \tau^\lambda = p_0 (\tau_0 + t)^\lambda \quad (4.3.8)$$

であるから、これを代入して微分方程式を解くと、積分定数を c として、一般解は、

$$x(t, \tau) = c \exp \left[-\frac{p_0 (t + \tau_0)^{1+\lambda}}{1+\lambda} \right] \quad (4.3.9)$$

となる。

与えられた境界条件のもとでの解を求めると、

$\tau > t$ で

$$x(t, \tau) = x_0(\tau_0) \exp \left[\frac{\tau_0^{1+\lambda} - (t + \tau_0)^{1+\lambda}}{1+\lambda} \right] \quad (4.3.10a)$$

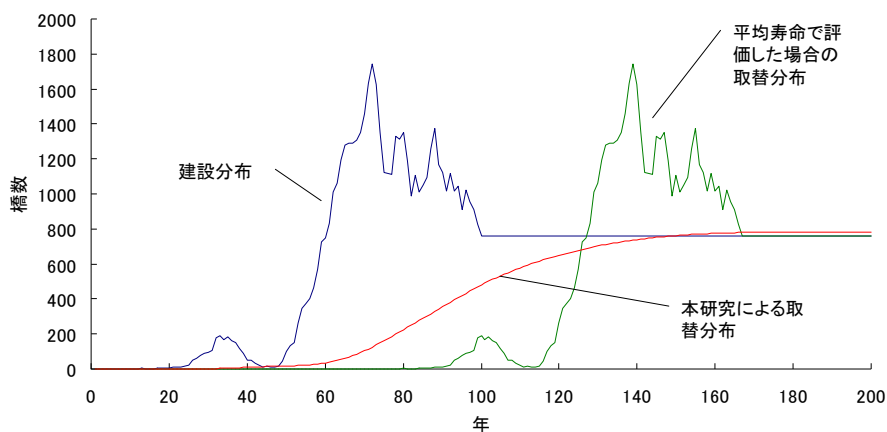
$\tau < t$ で

$$x(t, \tau) = x_1(t_0) \exp \left[-\frac{(t - t_0)^{1+\lambda}}{1+\lambda} \right] \quad (4.3.10a)$$

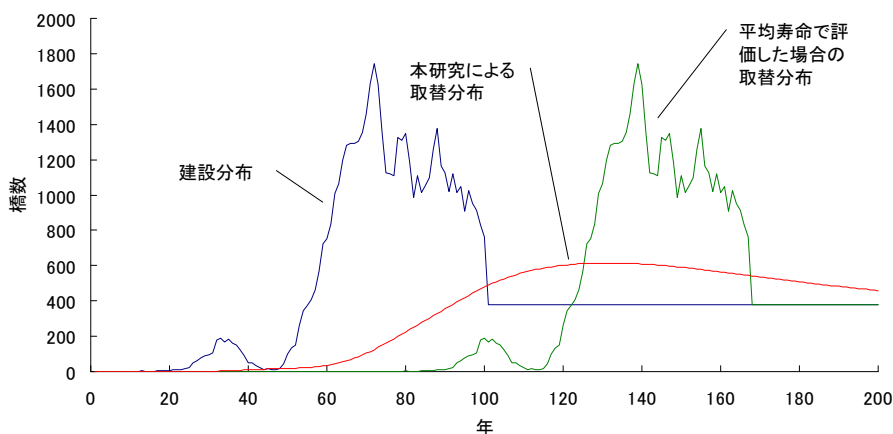
と与えられる。この式と、前章の確率モデルを用いて、取替のシミュレーションを行ったのが、について**図 4-3-7** (橋数ベースの確率モデル)、**図 4-3-8** (鋼重ベースの確率モデル)である。初期のストック分布としては、1901年から2000年までの100年間の建設橋数を用い、2000年以降については、2000年水準の建設が維持される場合とその半分となる場合の2通りを計算した。

同じ図に、全体ストックから算定される平均寿命(橋数で65年、鋼重で71年)で、ばらつきなく One Hoss Shay 型の取替が生じると考えた場合の取替分布もあわせて示した。

これより、ばらつきを考慮することで、平均寿命での取替を想定する場合と比べて、立ち上がりは早い、ピークは低下することがわかった。

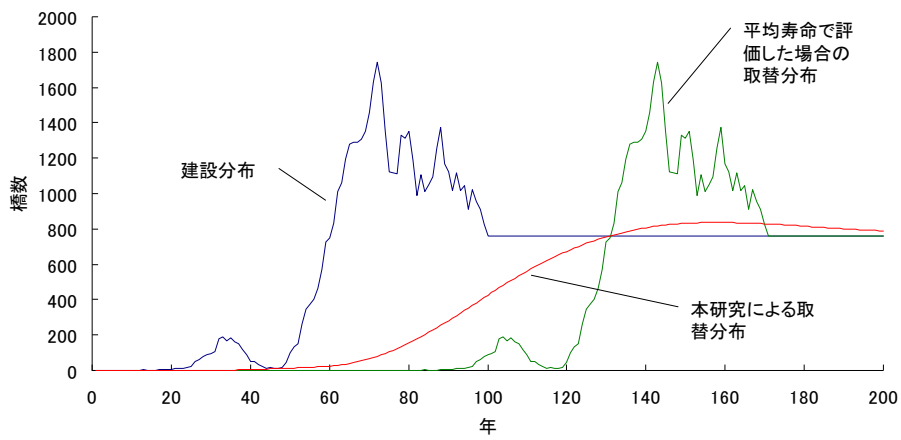


(a) 2000年の建設ペースが維持される場合

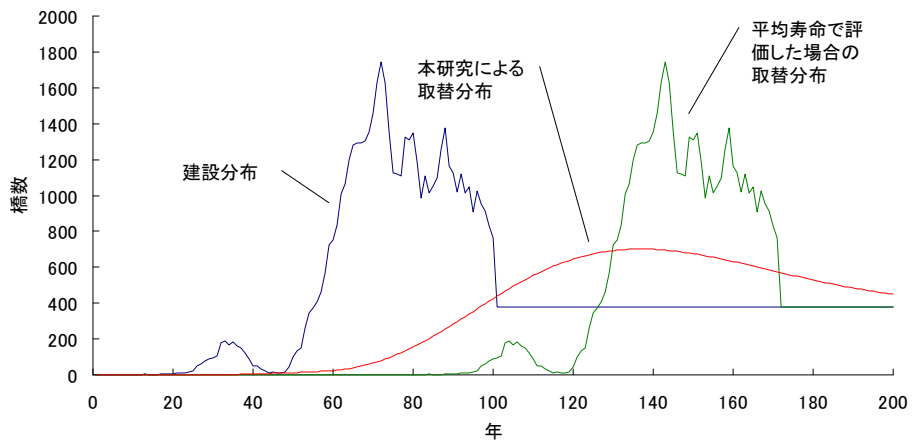


(b) 2000年の半分の建設ペースが維持される場合

図 4-3-7 取替需要 (橋数ベース)



(a) 2000年の建設ペースが維持される場合



(b) 2000年の半分の建設ペースが維持される場合

図 4-3-8 取替需要（鋼重ベース）

d) まとめ

既存の鋼橋の寿命に関する統計から、橋の寿命がワイブル分布で与えられることがわかった。また、ワイブル分布と整合的なストック動態を表す偏微分方程式を構築して、将来にわたって寿命に達する橋梁ストックすなわち取替需要の推定を行った。

4-3-2. 橋梁事故の統計

リスクマネジメント的な観点からの橋梁事故の統計的な分析は、近年多く行われるようになっており、米国の道路橋では、1989-2000年における503橋の事故事例を分析している⁴⁻⁸⁾。この当時の米国の道路橋数が691,060橋であるため、年間 6.7×10^{-5} の確率で落橋が生じていたと言える。これらの分析は、例えば落橋の第一要因について示した図4-3-9のように、どのような原因で落橋が生じているかを知ることには力点が置かれている。洪水（洗掘を含む）といった基礎の損傷による落橋が半数以上となっており、災害が生じれば集中的に落橋が発生することがわかる。その他の原因で大きいものは過積載や衝撃事故であり、想定外の外力による事故が多いことがわかる。

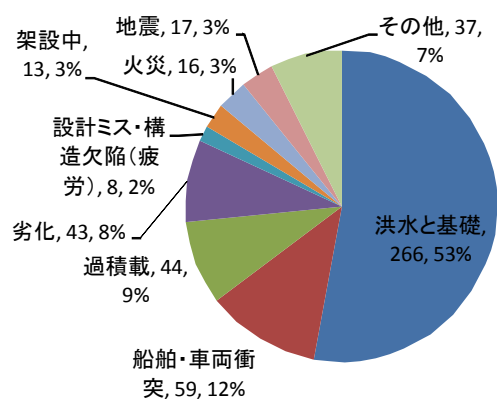


図 4-3-9 米国の橋梁事故の原因分析結果⁴⁻⁸⁾

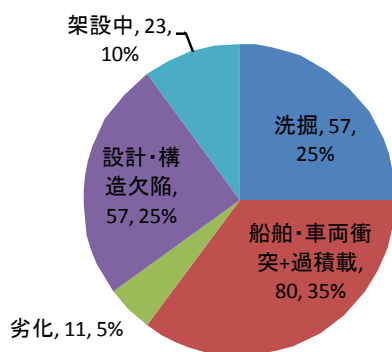


図 4-3-10 鋼橋の事故原因分析結果⁴⁻⁹⁾

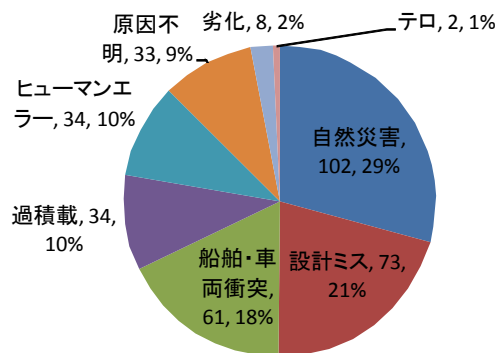


図 4-3-11 橋梁事故の原因分析結果⁴⁻¹⁰⁾
(架設中 111 橋 供用中 236 橋)

また、文献 4-9)は、鋼橋の落橋 350 事例のデータを利用した分析であり、過去の事例や世界各国の事故事例を含んでいる。文献 4-8)では、洪水や地震といった外力による落橋を除いて分類をしているが、このような文献調査的な分析において問題となるのが、落橋の主な原因である洪水や地震等のデータを客観的な観点から収集整理することが困難なことである。図 4-3-10)には、図 4-3-9)との比較として原因別の事故比率を示す。米国のデータにおいては設計・構造欠陥による事故は 3 例で全体の 2%しかないが、図 4-3-10)では 57 例で全体の 25%となっている。このように、原因別の比率はデータの質に大いに依存することは明確である。また、原因については災害等地域性があるとしているが、データの地域ごとの整備率の違いが最も地域差に寄与するとしている。このように過去の事故事例からリスクにおける頻度特性を得ることは可能であるが、利用したデータに大きく依存することに注意が必要である。また、これらの知見からリスク評価を行う上でのより大きな問題点は、被害について整理されていないことである。

被害を捉える方法としては、橋梁事故の被害予測方法が提案されている^{4-11),4-12)}。橋梁の事故では、交通の通行止めによる被害や、補修費用等も被害となるが、死者については数を予測すること、さらにその他の被害と比較するためには、生命の価値を金銭換算する必要も生じる⁴⁻¹³⁾。これらの分析は、様々な仮定のもとに計算がおこなわれるため精度はあまり期待できないが、被害への対応を計画するための重要な指標となる。文献 4-11)では、死者の発生は、「橋梁からの転落」、「崩落した橋梁に潰される」、「崩落した橋梁に衝突する」の 3 つの被害モードから生じ、橋梁の支間、幅員、車線数、交通の平均速度等をパラメータとして死者数を予測している。被害モードの妥当性やパラメータの選定、妥当なパラメータの推定においてある程度の根拠が望まれ、また、頻度との関係が明確でない点が問題と考えられる。

頻度と被害の両者を捉える方法として、性能に目を向けた事故分析が行われている⁴⁻¹⁰⁾。設計の観点から言えば、事故が生じるのは耐荷力（抵抗力）よりも外力が大きくなったときであり、古典的な信頼性工学では、抵抗力と外力の大きさが確率的に評価される⁴⁻¹⁴⁾。事故の頻度を考える場合は、この関係を利用して確率的に求めることが可能である。ただし、被害の大きさについては、この概念を援用することが困難である。設計においては当然落ちること自体が問題となるが、リスク評価においては事故の帰結としての被害の大きさによりリスクが相違することは明白である。維持管理における性能は、設計と相違して、劣化状態や供用環境によりリアルタイムに評価されるべきものである⁴⁻¹⁵⁾。このため、被害の大きさを決めるのは、構造物の耐荷性能だけではなく冗長性能が重要となり、また交通量等の供用環境も重要となる。文献 4-10)では、**図 4-3-11** に示す過去に起きた 354 例の事故事例から、事故後の橋の状態、例えば「全体的に壊れたか」、「部分的に壊れたか」、といった整理により、安全を以下のような観点から評価する必要性を述べている。

- current safety [耐荷性能]
 - future safety [耐久性能]
 - warning level [冗長性能]
 - condition evaluation [供用条件]
- (site-specific loading and deterioration)
- importance(sequences of failure) [重要性]

このように、供用中の橋の事故を分析することで、設計では考慮されないような、維持管理独自のリスクを決める観点を示すことも可能である。ただし、文献 4-10)では、橋自体の壊れ方についての研究であり、機能を喪失することによる被害の観点からは分析されていない。

4-3-3. 確率論的手法によるリスクのモデル化

a) 被害に着目した橋梁リスクの定義

橋梁の機能は、離れたところを掛け渡し、交通を通過させることである。つまり、橋梁事故とは、橋梁の機能が何らかの理由で不能になること、およびそれにより被害が生じることである。ここで被害を橋梁事故により死者が生じることであるとすれば、被害が起きる可能性が生じることも事故であると言える。被害が生じる可能性として考えれば、橋が崩落すること自体は事故である。また、変形による機能の低下で被害が生じることも事故である。ただし、変形がなくても、突風等により橋上を通過中の交通が転落する可能性も考慮しなくてはならない。さらに、交通事故について考えれば、道路サービスの提供において瑕疵があることや、瑕疵がなくとも橋梁の特徴として事故が起きやすいといったことも被害を生じさせることになる⁴⁻¹⁶⁾。橋梁上であるが故に交通の転落という大きな被害が生じると考えられる。また、橋からの落化物は公衆等の第三者被害を誘発する可能性がある。

高力ボルトの遅れ破壊やコンクリートの剥落は橋梁リスクを評価する上で重要となる^{4-17,4-18}。このような観点から橋梁リスクを整理すると、**図 4-3-12**に示すような三次元のマトリックスで表現することができよう。

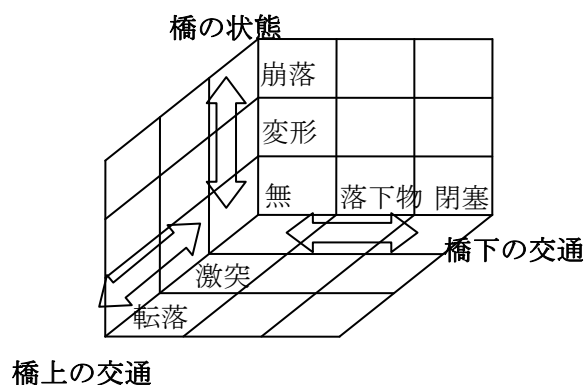


図 4-3-12 橋梁リスクの定義

b) 橋梁リスクに対する PSA シナリオの構築

原子力分野では確率論的リスク評価(PSA)手法が実用化されている^{4-19,4-20}。PSA を利用することで、複雑なシステムに対して個別の危険源を分類し、個々のリスクを積み上げていくことで、システム全体のリスクを評価できる。**図 4-3-12**に示した橋梁リスクに対して PSA 手法を応用することを考えれば、例えば、**図 4-3-13**のようなシナリオが想定できる。このモデルにおいては、以下のような事象およびその確率について考える必要がある。

事象 A : ハザードが発生する確率 $P(A_j)$

事象 B : 橋の機能が低下する確率 $P(B_k)$

事象 C : 橋上の交通に被害が生じる確率 $P(C_l)$

事象 D : 橋下の交通に被害が生じる確率 $P(D_m)$

それぞれの添え字については、事象の要素を示す。事象 A を起点として、 $P(B_k / A_j)$, $P(C_l / B_k)$, $P(D_m / C_l)$ といった条件付き確率を利用することで、ハザードの発生確率を求めることが可能であり、別途被害（例えば、死者数）等を整理することでリスクを求めることができる。**図 4-3-13** は、信頼性工学の枠組みで考えれば、「超過外力」は“荷重”の確率分布と考えられ、「橋の状態」は、荷重の分布と抵抗力の分布の比較により決まる“壊れる確率”を表していると考えられる⁴⁻¹⁴。

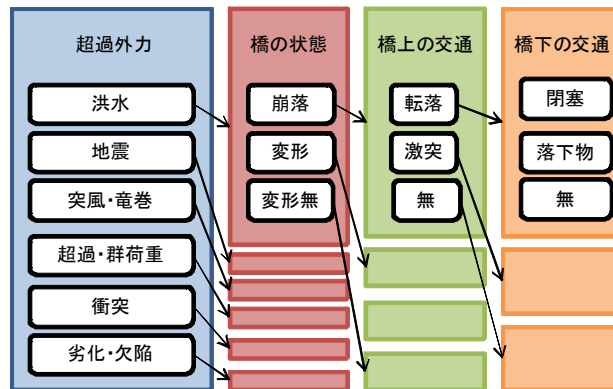


図 4-3-13 橋梁事故の PSA のモデル化例

橋の状態は崩落だけでなく、変形および変形無でもリスクが起こることを想定している。また、「橋上の交通」および「橋下の交通」は信頼性工学では捉えられない事象である。 $P(C_m / B_l)$ は、橋の状態のもとに交通の状態がどのようなようになるかの条件付き確率である。また、リスクは $R = \langle s_i, p_i, c_i \rangle$ で表わされる。

ここで、

s_i : i 番目のシナリオ $i=1,2,\dots,N$

{ $N=j,k,l,m$ }の順列の数

p_i : シナリオ s_i が顕在する確率 $= P(A_j)P(B_k | A_j)P(C_l | B_k)P(D_m | C_l)$

c_i : シナリオ s_i による被害の大きさ

である。最も単純なリスクとして定量化する場合は、以下の式が利用される。

$$R = \sum_{i=1}^N c_i \cdot p_i \quad (4.3.11)$$

それぞれのハザードについての確率の値を設定することができれば、システム全体のリスクをミクロ的に個々のハザードから積み上げることで評価することが可能となる。これにより、どの事象が被害に結び付くかを評価することが可能となる。

c) 統計的リスク評価の意義

PSA の適用に際しては、確率事象およびその確率の妥当性が課題とされる。確率値の求め方としては、過去の発生事例を利用して求めることが行われている。例えば、地震や風であれば再現期間等を決めれば求めることができる⁴⁻²¹⁾。図 4-3-13 のようなモデルにおいては、極端にいえば、橋の状態が変形無で、交通が無いという状態は、通常の状態であり、このような日常的な状態が生じる確率を求めることが困難である。また橋の状態が交通に多少なりとも影響するようなものであるとしても、交通が通過しているインシデント的なものは記録に残らない。事故事例において一般的に問題となるのは、事故になったものしか記録に残っていないことである。また、橋が崩落したとしても、洪水により橋が崩落する事例は多数あるため、海外の事例等も含め、すべての記録を整理することは困難である。

本研究においては、ハザードの発生頻度に関しては可能な限りデータを収集し、その特性を把握するに留める。それに対して、リスクの大きさについては、リスクカーブを作成することで、リスク特性を検討する^{4-22),4-23)}。リスクカーブは死者が発生した事故を対象とすることに特徴がある。事故*i*に対して、死者数 c_i が与えられた際に、横軸を被害の大きさ(死者数)とし、縦軸に死者数以上の死者が生じる超過累積頻度を示すものである。リスクカーブを求める際に重要となるのが、超過累積頻度をどのように基準化するかであるが、本分析では、事故が起きた時点の人口により除し、人口当たりの致死率としてリスクを定義することとする。国内リスク(日本の人口により基準化)と海外リスク(世界の人口により基準化)とに分類して行う。リスクカーブを作成することで、リスクの特性として、1件当たりに死者数が多いのか、1件当たりに死者数は少ないが発生件数が大きいのかといった評価が可能となる。

d)リスクカーブによる橋梁リスク分析

過去において発生した橋梁事故で、50人以上の死者が発生した事故事例を表4-3-2に示す。近年にも死者数が大きな事故があることがわかる。死者数を原因別にみると、図4-3-14のようになる。海外の事例では、死者数合計では、災害が原因で橋が崩落し、交通が巻き込まれる場合が最も被害が大きい。また、群荷重による事故は、海外のみでなく、国内の事例でも大きなものとなっており、特に国内では、橋上の群集による事故が最も大きな被害となっている。また、構造・劣化や船舶・車両の衝突事故による被害も大きい。過積載のような事例では、特に過去においては木橋(道路)などで多く発生していると考えられるが、ローカルなニュースのみで報じられると考えられ、データにはあまり含まれていないと考えられる。これは、国内でのデータにおいて、交通事故の累積死者数が最も大きいのも関連している。

それに対して、1件当たりの死者数で考えることで、被害の大きさを評価できる。例えばテロ等による事故は、我が国での発生事例は無いが、発生すれば大きな被害が生じることが海外のデータから言える。また、群荷重により橋梁が崩落するような事故は、被害が大きくなると考えられる。国内外で大きな被害が生じているものとして、橋梁上で交通が脱線する事故が挙げられる。このように、被害は死者数の合計だけでなく、頻度も含めて評価する必要があり、次節において被害モードごとにリスクカーブを作成し検討を行う。

表4-3-3には、図4-3-13に示した被害モードごとに死者数および発生件数を示し1件当たり死者数を示している。1件当たりの死者数により被害の大きさが評価できる。例えば、橋が崩落しない場合に対して、橋が崩落する場合は大きな被害が生じることがわかる。特に、橋上の交通が転落するモードや下に交通がある場合は閉塞モードを引き起こし、より被害が大きくなる。橋が崩落しても、交通がない場合は死者が発生しない。崩落がない場合でも転落モードを引き起こせば被害が大きくなる。崩落無→転落→閉塞モードの事例は餘部鉄橋の列車転落事故である。崩落無→脱線・激突→無は交通事故により高欄等に激突

する場合だけでなく、橋脚に激突する場合も含んでおくことに注意されたい。

以上のような被害評価に対して頻度を考慮したリスクカーブを図 4-3-15、図 4-3-16、図 4-3-17 に示す。頻度に関しては、前述したように、事故の発生年での人口で除すことで、一人当たりの事故遭遇率となっている。

図 4-3-15 の橋の状態に考察すると、海外のデータでは統計上橋が崩落した事故の頻度が大きくなっていく。頻度は小さいが、橋が崩落しなくても多数の死者が生じる事故が発生している。国内では、交通事故のデータ等を入れているため、橋が崩落しない事故の頻度が大きくなっている。また、被害についても橋が崩落しない場合が大きい。これらは、橋上で、混雑で押しつぶされる事故や、風などに列車が煽られて橋梁から列車が転落する事故が大きなリスクとなっていることを示している。橋の崩落頻度については、国内外で遭遇率は近い値になっている。我が国においても、橋の崩落により多数の死者が出る可能性がある。

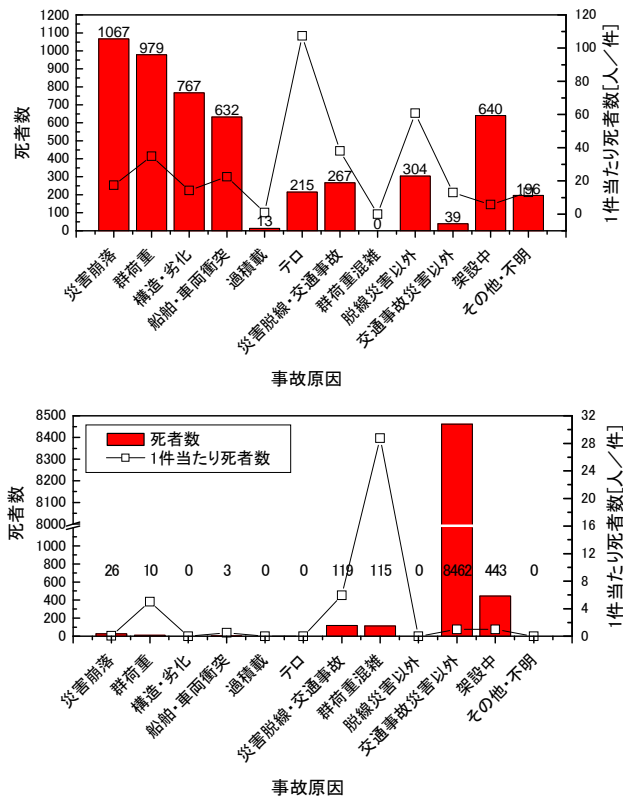


図 4-3-14 原因別事故件数と死者数
(上：海外 下：国内)

表 4-3-2 死者数が 50 人以上の事故

発生年	国名	橋梁名等	事象	死者数
1825	ドイツ	Nienburg Bridge	吊橋が群衆荷重で落橋し河川に転落	55
1845	イギリス	Yarmouth Bridge	群荷重により落橋	80
1850	フランス	バスシェーヌ吊橋	軍隊が通過中に落橋	226
1857	カナダ	The Desjardins Canal Rail Disaster	木のトレススル橋が列車通過時に崩落	70
1876	アメリカ	Ashtabula River Railroad Disaster	列車通過時に鉄橋が崩落し列車炎上	92
1878	イギリス	Tay Rail Bridge	鋳鉄トラスが列車通過中に崩落, 材料欠陥, 風	75
1881	メキシコ	Morelos Bridge	テロで橋が放火され列車が転落	214
1887	アメリカ	Great Chatsworth train wreck	火災で弱体化した木橋に列車が突入し落橋大破	85
1891	スイス	Munchenstein rail disaster	錬鉄の橋, 列車載荷時に川に転落	71
1896	カナダ	Point Ellice Bridge	列車通過時に崩落, 超過荷重	55
1902	インド	bridge near the Mangapatnam station	突発的な雨により橋梁が流出して列車が転落	71
1904	アメリカ	Eden train wreck	通過中の列車が洪水で流される	97
1904	アメリカ	The High Bridge St. Paul	竜巻により橋が崩落	55
1906	アメリカ	Atlantic City, New Jersey	洪水で浸水した橋梁に列車が突入, 乗客が溺れた	51
1938	アメリカ	Custer Creek	洪水で流された橋に列車が突入	60
1953	ニュージーランド	Tangiwai railway bridge	火山によりダムが崩壊して橋上の列車を流した	150
1957	アメリカ	St John's Bridge	霧で衝突して脱線した列車が橋脚に激突, 落ちてきた桁の下敷き	90
1972	アメリカ	Steel-timber bridge in Naga City	群荷重により道路橋が崩落	145
1977	オーストラリア	Granville Railway Bridge	脱線した列車が道路橋の橋脚に衝突して橋が列車に落ちた	83
1981	インド	India, Bihar, near Mansi	牛との衝突を避けようとした列車が脱線し橋梁から河川へ転落	268

1981	アメリカ	Hyatt Regency walkway collapse	ホテルのフロアーがダンス中の群荷重により崩落	114
1983	ロシア	Ulyanovsk railway bridge	船舶が橋に衝突し落橋，通過した列車が船舶に転落	177
1989	インド	Quilon River	台風により橋梁を通過中の列車が転落	107
1989	メキシコ	Los mochis bridge collapse	列車が洪水により橋とともに転落	103
1998	ドイツ	Eschede train disaster	脱線した列車が橋脚に衝突し落ちてきた桁が列車に衝突	101
2001	ポルトガル	Hintze Ribeiro disaster	橋脚が崩壊して橋が崩落，通過中の車が川に転落	70
2001	インド	Kerala, near Kozhikode	劣化した橋梁が崩落，列車が川に転落	52
2001	インド	Kadalundi River train disaster	洗掘により列車通過中に崩落，列車が転落	57
2002	インド	Rafiganj rail bridge	災害で劣化していた橋に列車が載荷し崩壊，脱線して川に転落	130
2005	ナイジェリア	Nukkei Bridge in Jalingo	洪水を橋の上で見ていた群衆が橋とともに転落	60
2005	インド	Veligonda Railway Bridge	洪水で流された橋に列車が突入し転落	114

図 4-3-16 のリスクカーブは、橋の状態を条件として橋上の交通の状態を合わせたリスクカーブである。海外のデータからは、橋が崩落しかつ交通が転落することが大きなリスクとなっている。また、崩落無でも転落が生じれば大きなリスクとなっている。国内のデータでは、崩落無で転落する場合が大きなリスクであると言えよう。これには、群集荷重の混雑による事故が含まれることに注意されたい。なお、崩落無→転落事故は海外に比較して国内のリスクが大きくなっているが、日本特有の事故というよりは、海外におけるデータの制約が大きいと考えられ、海外においても多く発生していると考えられる。海外のデータにおいて、崩落→無によるリスクがあるが、これは船舶や列車が橋桁や橋脚に衝突した際に、崩落した橋の下敷きになった事故である。

図 4-3-17 には橋の状態を条件として橋下の交通の状態を合わせたリスクカーブを示す。閉塞モードが生じる事例は低頻度であることがわかる。ただし、発生した場合は大きな死者がでる可能性がある。

表 4-3-3 リスクモードと被害

橋の状態	橋上の交通	橋下の交通	死者数合計 (人)	発生件数(件)	死者数 (人/件)
変形	転落	無	13	6	2.17
	無	無	0	7,181	0.00
	脱線・激突	無	0	3	0.00
崩落	転落	閉塞	330	9	36.67
		無	3,218	138	23.32
	無	閉塞	292	10	29.20
		無	0	10,106	0.00
	脱線・激突	無	6	4	1.50
崩落無	転落	閉塞	6	1	6.00
		無	1,226	1,360	0.90
	無	0	8	0.00	
	脱線・激突	無	8,123	153,331	0.05
合計			13,214	172,157	0.08

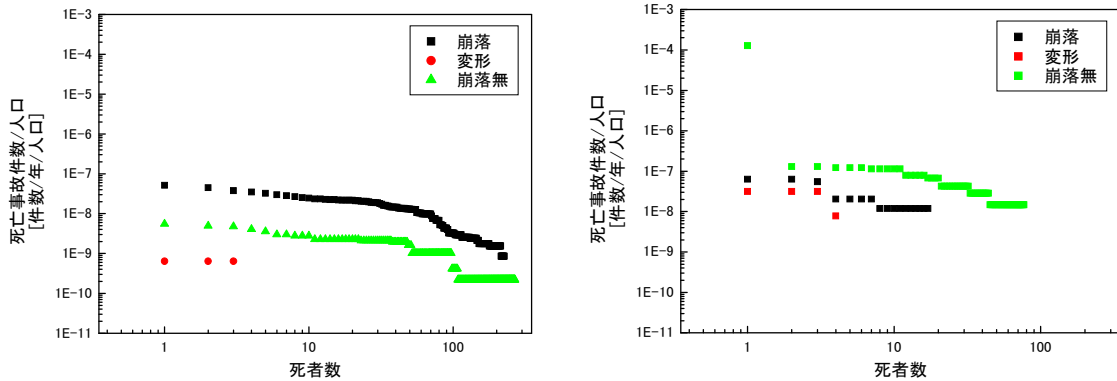


図 4-3-15 リスクカーブ (橋の状態 左: 海外 右: 国内)

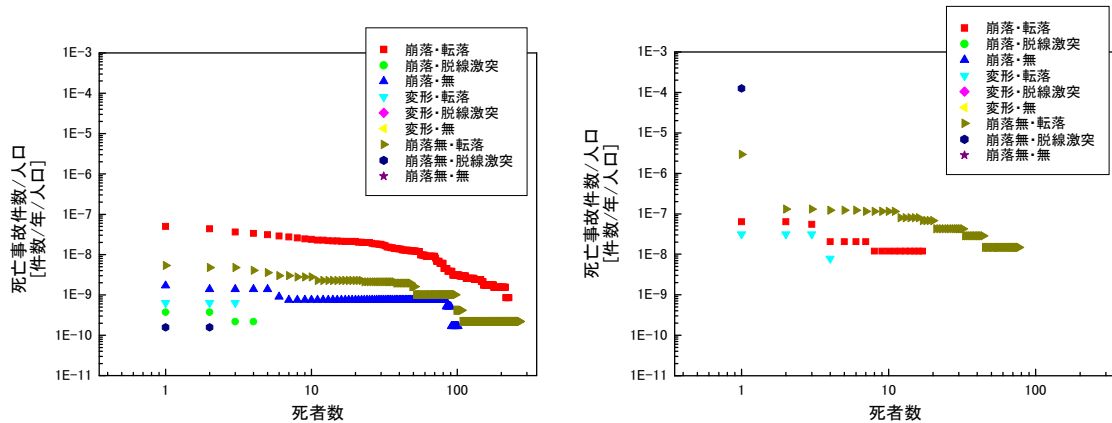


図 4-3-16 リスクカーブ (橋の状態と橋上の交通 左: 海外 右: 国内)

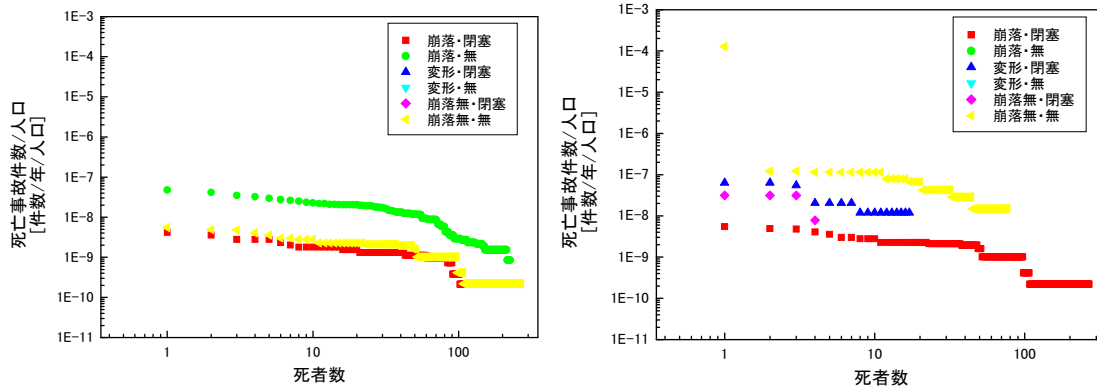


図 4-3-17 リスクカーブ（橋の状態と橋下の交通 左：海外 右：国内）

4-4. リスクベースによるリダンダンシー対策の評価

a) 地震動のレベル分けと落橋防止システム

道路橋の耐震基準⁴⁻²⁴⁾では、地震時に橋がどのように壊れるかを考慮して、じん性設計による設計が行われている。表 4-4-1 に示すようにレベル 1 地震動とレベル 2 地震動による「2 段階設計法」になっている。また、構造部材や地盤の破壊に伴う予期できない構造系の破壊に対して、上部構造の落下を防止する設備として、落橋防止システムの設置を基準化している。液状化等で下部構造が大きく変位することで、上部構造が落下するような事故を、上下部構造間を連結することで防ぐことが目的である。落橋防止装置の開発においては、被災シナリオに即した合理的な検討が行われている⁴⁻²⁵⁾。本分析におけるモードの観点からは、橋の状態については崩落を変形モードに止めることで、交通の転落モードや閉塞モードを生じさせないようにする機能と言えよう。このため、この機能のリスク低減効果は、被害モードの観点から定量的に効果を評価することが可能である。具体的には、図 4-3-16 のリスクカーブにおいて崩落転落→変形転落に下げられる効果がある。

表 4-4-1 道路橋における設計地震動と目標とする橋の耐震性能

設計地震動		A 種の橋	B 種の橋
レベル 1 地震動		地震によって橋としての健全度を損なわない性能	
レベル 2 地震動	タイプ I 地震動	地震による損傷が橋として致命的とならない	地震による損傷が限定的、機能回復が速やかに行える
	タイプ II 地震動		

b) 車両用防護柵の設置による橋梁機能向上

図 4-4-1 は交通事故統計⁴⁻²⁶⁾の事故類型において特に転落について整理したものであるが、橋梁において転落する率が高いこと、また、転落することで死亡事故率が上昇することを示している。近年橋梁における死亡事故比率が減少しており、これは、ただし、転落した場合の事故比率は下がっていないことから、橋梁からの転落率が減少していることによると考えられる。さらに図 4-4-2 では橋脚や橋梁に衝突する場合のリスクを示しており、全事故の死亡事故率に対して、橋梁・橋脚への衝突は死亡事故比率が高いことが見て取れる。統計上は道路形状が橋梁で事故類型が橋梁・橋脚への事故というものがあり、これは高欄等への衝突だと解釈できる。近年は高欄等への事故や橋梁・橋脚への衝突が減少傾向にあり機能向上が見られる。図 4-3-16 のリスクカーブからは、崩落無→転落による事故は多数の死者が生じる可能性があるモードであり、崩落無→激突等のモードでは多数の死者が生じる可能性は低い。崩落無→転落モードを崩落無→激突にする効果は高い。ただし、激突の頻度を減らす対策も重要である。また、激突モードにおいては、火災等が生じ橋梁が崩落した事例がある。この場合、崩落→閉塞モードが誘発されることになる。

c) 鉄道架道橋における自動車の橋桁への衝撃

架道橋において車両の衝突事故が生じた場合、落橋が生じれば大きなリスクとなると考えられる。過去の事例としては、トラックの積荷が衝撃し桁がずれた所へ急行列車が進入し、脱線転覆した事例がある。また、橋脚への車両の衝突により脚が倒壊した事例があるが、柱橋脚へのトレーラーの衝突により、橋脚上端の支承部と桁とを接合しているボルトが脆性的に破断し、下端支承部のアンカーボルトが延性的に破断することで脚が倒壊した事例である⁴⁻²⁷⁾。脚が倒壊することで桁が崩落すれば、大きな事故となる可能性が高かったが、桁が 30mm の垂下、軌道の高低狂いが 7mm のみであった。この理由として、ゲルバーヒンジ部のかけ違い部において、主桁下フランジ間が柱脚上端支承部における連結プレートにより接合されていたこと、および縦桁、下ラテラル、バックルプレートが中央径間桁間で連結されていた等で、設計上は想定していない部材がフェールセーフ機構となり、落橋を防いだと考えられている。このような冗長性を高める部材についても、本分析の枠組みを利用すれば図 4-3-15 における崩落リスクカーブを変形リスクカーブにするという効果で定量化できる。

また、橋脚や橋台と橋桁支承部を間を結ぶ破断センサが開発されており、車両の衝突によって桁が落橋する際の大きな変位を検知する方法が実用化されている。衝撃の際に速やかに列車を抑止できる場合は、たとえ橋桁が崩落したとしても、図 4-3-16 に示す崩落→転落モードの誘発を、崩落→無にすることでリスクを低減することが可能となる。

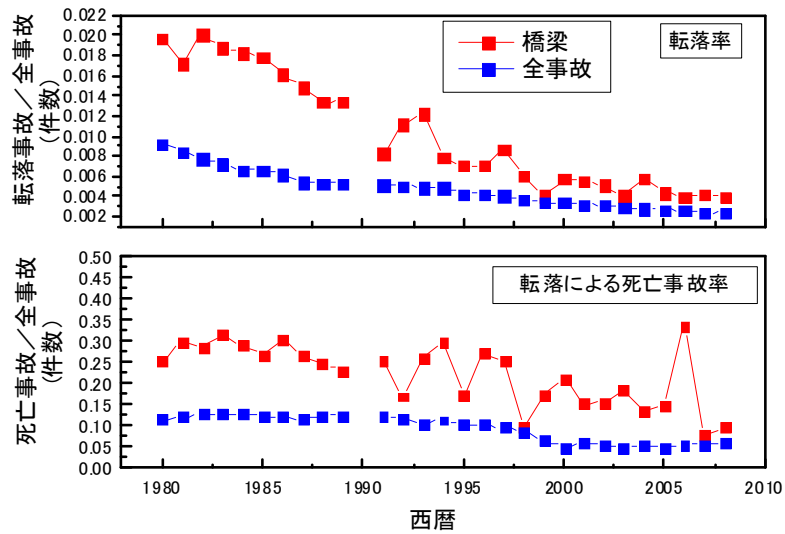


図 4-4-2 交通事故における転落リスク

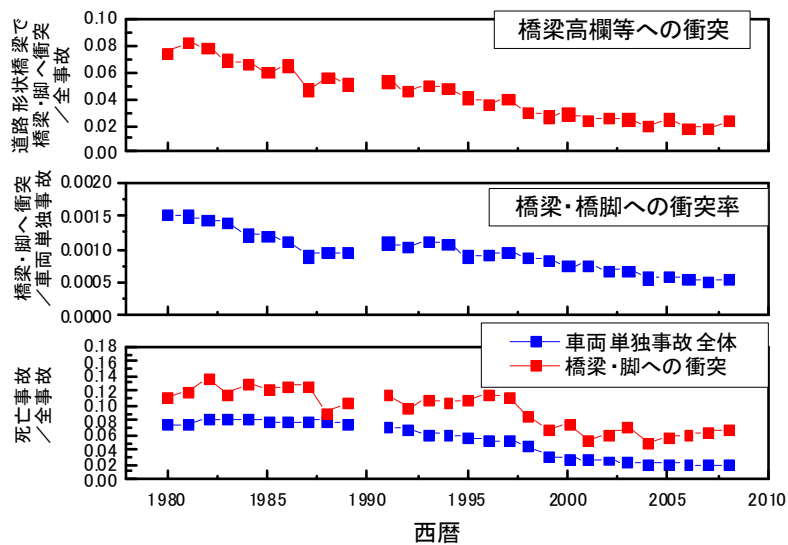


図 4-4-3 橋梁・橋脚への衝突リスク

4-5. まとめ

本章では、リダンダンシーを考慮した橋梁の維持管理に向けて、米国の橋梁のライフサイクルマネジメントにおけるリダンダンシーの考え方を整理した後、確率論的なリスク分析を通したリダンダンシー評価の方法を提案した。主たる結論は以下の通りである。

- ・米国では、過去の事故事例に基づいて、実務的・経験的にリダンダンシー評価が行われているが、リダンダンシーに欠ける Fracture Critical Bridge に分類されて点検が強化されて

いたミネソタ州 I-35W 橋が落橋したことに典型的に見られるように、その限界もまた明らかになっている。そこで、より合理的なリスクベースによるリダンダンシー評価の必要性が指摘されている。

- ・過去の我国の橋の取替記録に基づいて、橋梁の寿命の確率モデルを推定したところ、平均寿命 60 年程度のワイブル分布で概ね表現できることがわかった。

- ・国内外の橋梁事故情報の収集・分析を通して、橋梁の事故リスクを、橋の状態、橋上の交通、橋下の交通の 3 者によって表現する枠組みを提案した。また、確率論的安全性評価 (Probabilistic Safety Assessment: PSA) 手法を援用して、転落・激突・崩落・変形などの被害モードの分類に基づくリスク評価の枠組みを構築し、各モードを構成するリスクカーブを統計的に導出した。

- ・リダンダンシー対策を講じることによって、例えば、崩壊が大変形に留まるなどの被害のモードが変化することに着目して、リダンダンシー対策のリスク低減効果の試算を行った。リスクモードの変化によって、リスクは大きく変化することから、リダンダンシー対策がリスク低減に極めて効果的であることが示唆された。

本研究によって、既存統計を利用しながら実用的な数値として橋梁のリスクを明確化するための基礎的な手法が整理された。また、それによって、具体的なリダンダンシー対策の効果が評価可能となることも明らかとなった。しかし、既存統計を利用しているため、発生頻度が小さい事故やモードの評価が困難であること、また、新技術の評価は不可能であることが課題として挙げられる。そこで、手法面では、解析的な検討結果を取り入れるなどの改良を加え、リスク評価の適用範囲を拡大することが求められる。また、実用面では、具体的な対策におけるリダンダンシーによる信頼性向上を評価し、実務に反映させるプロセスの開発が重要である。

参考文献

- 4-1) 藤野陽三、阿部雅人：米国ミネソタ州での落橋事故、土木学会誌、vol. 92, No. 10, pp. 52-55, 2007
- 4-2) National Cooperative Highway Research Program: Inspection and Management of Bridges with Fracture-Critical Details, NCHRP Synthesis 354, Transportation Research Board, 2005.
- 4-3) 藤野陽三、阿部雅人：橋梁マネジメントにおけるアメリカでの新たな挑戦、土木学会誌、Vol.92, No.6, pp.70-73, 2007.
- 4-4) Yanev, B.: Bridge Management John Wiley & Sons, 2007
- 4-5) 阿部雅人、阿部允、藤野陽三：我国の維持管理の展開とその特徴—橋梁を中心として—、土木学会論文集・第F部門 Vol.63, No.2, 2007
- 4-6) A.H-S.アン, W.H.タン (伊藤学・亀田弘行監訳)：改訂土木建築における確率統計の基礎、丸善, 2007
- 4-7) 日本鋼構造協会技術委員会耐久性分科会耐用性調査小委員会：鋼構造物の耐用性調査報告、鉄道橋編, JSSC 日本鋼構造協会誌, Vol.5, No.39, pp.1-30, 1969
- 4-8) Kumalasari Wardhana1 and Fabian C. Hadipriono: Analysis of Recent Bridge Failures in the United States, Journal of performance of constructed facility, 2003.8
- 4-9) María V. Biezma1 and Frank Schanack: Collapse of Steel Bridges, J. Perf. Constr. Fac. Volume 21, Issue 5, pp. 398-405 (September/October 2007)

- 4-10) Daniel Imhof: Risk Assessment of Existing Bridge Structures, VDM Verlag, 2008.7
- 4-11) S. M. Wong, C. J. Onof, R. E. Hobbs: Models for evaluating the costs of bridge failure , Proceedings of the Institution of Civil Engineers Bridge Engineering 158 2005.9 Issue BE3 Pages 117-128
- 4-12) 清野純史：人的被害に着目した地震防災シミュレーション - 家屋倒壊と列車事故を例にとって -, オペレーションズリサーチ 2002.7
- 4-13) 島村誠, 杉崎光一：防災対策によるリスク低減効果の定量評価に関する考察, 第 14 回鉄道力学シンポジウム 2010.7
- 4-14) 藤野陽三・野口貴文編著：アーバンストックの持続再生 ～ 東京大学講義ノート ～, 技報堂
- 4-15) 阿部雅人：性能の不適合と維持管理 - 橋梁を中心として -, コンクリート工学, Vol.47 No.9, 2009.9
- 4-16) 道路管理瑕疵研究会：道路瑕疵判例ハンドブック, ぎょうせい, 2008.5
- 4-17) 阿部允, 柳沼謙一：高力ボルトの遅れ破壊に対する対策, 日本鉄道施設協会誌, 1992-1
- 4-18) 石橋忠良, 古谷時春, 浜崎直行, 鈴木博人：高架橋からのコンクリート片剥落に関する調査研究, 土木学会論文集 No.711/V-56, 125-134, 2002.8
- 4-19) 日本原子力学会標準：原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全性評価実施基準：2007：社団法人 日本原子力学会, 2007.9
- 4-20) 蛭沢勝三, 高荷道雄, 田中歳明, 阿部清治：確率論的地震危険度の評価手順と感度解析, 土木学会論文集 No.437/I-17, pp.143-152
- 4-21) 亀田弘行, 石川裕, 奥村俊彦, 中島正人：確率論的想定地震の概念と応用, 土木学会論文集, No.577, I-41, 75-87, 1997.10
- 4-22) Kaplan, S. and Garrick, J. : On the Quantitative Definition of Risks, Risk Analysis, Vol.1, No.1 pp.11-21, 1981
- 4-23) 関根和喜, 丹羽雄二, 高木伸夫, 北村正晴, エリック ホルナゲル：技術者のための実践リスクマネジメント, コロナ社, 2008.10
- 4-24) 道路橋示方書V耐震設計編, (社)日本道路協会, 2002.3
- 4-25) 運上茂樹, 塚淳一：被災事例に即した落橋防止システムに関する試験調査, 土木研究所成果報告書, 2007
- 4-26) 交通事故統計, 警察庁交通局交通企画課
- 4-27) 伊藤昭夫, 輿石逸樹, 佐藤清一, 斎藤哲夫：大型車両による東海道線鍛冶橋架道橋衝突事故と復旧工事, 橋梁と基礎, 2001.9

第Ⅱ部 鋼トラス橋のリダンダンシー評価ガイドライン（案）

3. リダンダンシー解析の手順

リダンダンシー解析手法の標準的な手順を図 3.1 に示す。線形リダンダンシー解析を標準とするが、より詳細な余耐力の評価や線形リダンダンシー解析では危険側の判断となる場合は、非線形解析によりリダンダンシーを求めても良い。

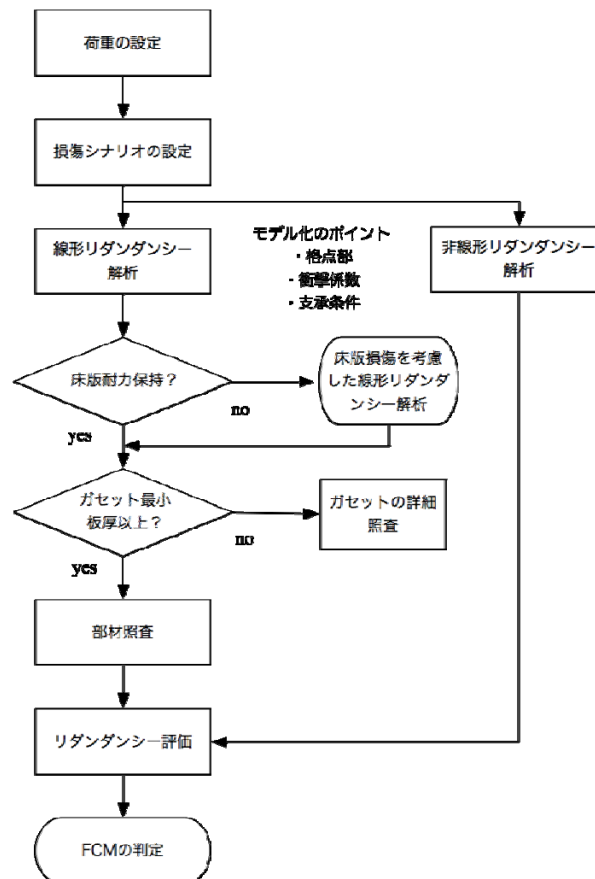


図 3.1 リダンダンシー解析の手順

【解説】橋梁管理者は、まずリダンダンシーの評価において考慮する荷重を設定する。その後、損傷シナリオの設定を行う。ここで、損傷シナリオとは、対象橋梁においてどの部材または部位に破断などの損傷が発生したかを仮定することを意味する。維持管理上の重要部材を見つけ出す目的でリダンダンシー解析を行う場合は、網羅的に全ての部材の破断を検討することも考えられる。一方、対象橋梁において既に損傷が発生し、その損傷に危険度を評価するためにリダンダンシー解析を行う場合は、現在進行中の損傷シナリオについて、リダンダンシー解析を行うことになる。

FCM の定義でも説明したように、通常は引張部材の疲労亀裂や腐食による面積減少から

部材破断が生じる可能性が高いため、破断想定部材として引張部材のみ検討するケースが多い。しかし、ミネソタの I-35W 橋ではトラス格点部のガセットプレートの局部座屈から橋梁が崩壊した 3-1)。そのため、圧縮部材や格点部の局部座屈から橋梁崩壊が生じる場合あり、これらの部材や部位についても十分配慮し、損傷シナリオを決定しなければならない。

損傷シナリオの設定後、具体的リダンダンシー解析となるが、解析手法としては線形解析と非線形解析の 2 つに大別される。線形解析では、破断想定部材を除去した後の断面力を算出し、他の部材の照査を行う。その結果、他の部材が安全率を 1.0 とした部材レベルの照査式で終局状態と判定された場合、構造系全体も終局状態に達したと判定する。厳密には、部材の終局と構造系全体の終局状態は一对一の対応が無いが、線形解析において、構造系全体の終局状態を正確に判定することは不可能であり、便宜上、部材の終局状態をもって全体系の終局状態を判定している。

一方、非線形解析では、破断想定部材の破断時の応力開放による衝撃の影響の考慮が、線形解析のように容易では無いが、部材破断後の構造系全体の耐荷力を直接評価出来る長所がある。

一般に、非線形解析は計算にかかる時間・労力などのコストが大きく、解析結果もモデル化の如何によって大きく異なる等の短所がある。また、文献 3-2)で行われた JH のトラス橋を用いたケーススタディによれば、部材破断を終局状態とする線形リダンダンシー解析と構造系の終局状態を直接評価する非線形リダンダンシー解析との比較では、線形リダンダンシー解析は安全側の評価結果を与えることを示している。

このガイドラインの目的は、FCM のように維持管理上重要な部材を同定することを想定しており、そのためには、標準的な線形リダンダンシー解析を設定することが最も現実的と考え、線形リダンダンシー解析を基本とした。したがって、本ガイドラインでは非線形リダンダンシー解析を適用する場合は、線形解析の適用が危ぶまれるような場合や、線形解析では安全余裕代が大きくなりすぎる場合のみに限定している。もちろん、実際に落橋した橋の原因追及を目的するならば非線形解析を実施すべきであり、解析の目的に応じて解析方法を選択してよい。

4. 荷重

リダンダンシー解析においては、荷重として (1) 死荷重, (2) 活荷重, (3) 部材破断に伴う衝撃を考慮するのが標準とする。

【解説】リダンダンシー解析における荷重としては、いわゆる常時（死荷重＋活荷重）を標準とした。このうち死荷重については、紛れのないものであるが、これ以外の活荷重と部材衝撃に伴う衝撃については、どこまで考慮するかのも明確な指針がなく、最終的には道路管理者との協議により決定するのが望ましい。

(1) 活荷重

活荷重については、リダンダンシー解析において道路橋示方書等の設計基準に規定の活荷重を全て考慮するのは若干、過剰のように思われる。

リダンダンシー解析において考慮する活荷重レベルの参考として、NCHRP Report 406: Redundancy in Highway Bridge Superstructure⁴⁾において定義されている部材損傷時の所要耐荷性能を以下に紹介する。

まず、次の限界状態における活荷重係数 LF を定義する。

$$LF = \frac{R-D}{L} \quad (4.1)$$

ここで、 R : 橋システムとしての限界耐力

D : 死荷重効果

L : 活荷重効果

を表す。すなわち、 $LF=1.0$ は $D+L$ 時に限界状態に達し、 $LF=0.5$ は設計活荷重の 50% で限界状態に達する事を意味する。

さらに、橋梁システムのリダンダンシーの尺度として、次のシステム余耐力比(System reserve ratio)を定義する。

$$R_d = \frac{LF_d}{LF_l} \quad (4.2)$$

ここで、 LF_d : 部材損傷時における限界活荷重係数

LF_l : 健全時における限界活荷重係数

を表す。上式において部材損傷時とは、リダンダンシー解析において一つの部材が破断している想定している状態を指す。

NCHRP Report 406 では所要システム余耐力比として、 $R_{dreq}=0.5$ を要求している。すなわち、部材破断時においても、健全時の限界活荷重係数の 50% は確保するように定めている。

このように、リダンダンシーに関する要求性能を定めた場合、初期の設計においてある部材に過大な余裕がある場合でも、その部材の 50%限界活荷重係数を確保しなければならず、この点に関しては不合理があるように思われる。しかし、健全時の D+L 荷重時においてほぼ限界状態になるように設計された場合、部材破断時（リダンダンシー解析時）においては、D+0.5L の荷重に対して橋が崩壊しないことを要求していることになる。

したがって、リダンダンシー解析時の活荷重レベルについては最終的には道路管理者が決定する事項ではあるが、通常的设计時活荷重の半分、0.5L が妥当であると思われる。

(2) 部材破断による衝撃

部材破断によって破断前の部材に作用していた断面力が急激に開放された場合、動的効果が生じ、静的解析より得られた断面力より大きくなる可能性がある。そのため、衝撃係数を用いて部材破断による動的効果を考慮してもよい。ここでの衝撃係数は、通常の橋梁設計で用いられる活荷重に乗じるものではなく、破断時の断面力の変化に乗じるものである。具体的には、図 4.1 に示す重ね合わせにより、衝撃を考慮した部材破断時の断面力を求める事が出来る。

図 4.1 の解析 A は健全時に死荷重と活荷重が作用している状態を示す。活荷重の大きさについては、前述したようにフル載荷である必要はなく、実情に合わせて大きさを考慮してよい。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 で求められた、破断想定部材の断面力を逆向きに作用させたものである。解析 B ではこれ以外の荷重は作用していない。

衝撃を考慮しない場合、部材破断時における断面力 F_d は次式で求められる。

$$F_d = F_A + F_R \quad (4.3)$$

ここで、 F_A と F_R は各々解析 A と解析 B により求められた断面力を表す。

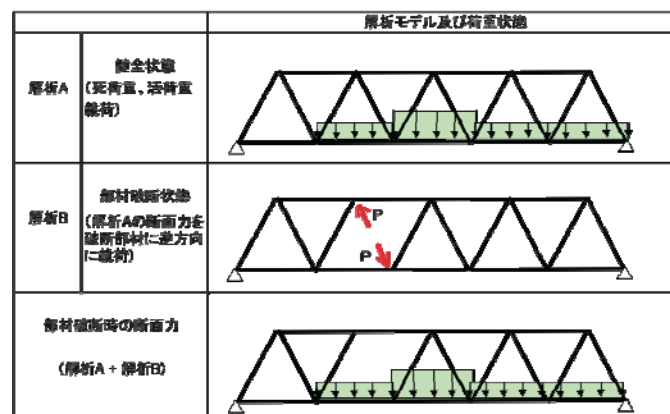


図 4.1 リダンダンシー解析における重ね合わせ[4.2]

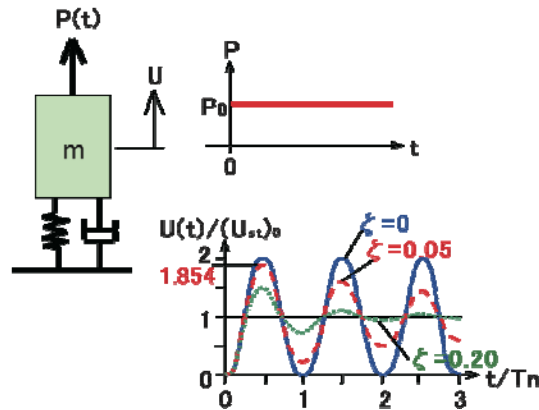


図 4.2 衝撃係数を算出するための 1 自由度モデル[4.1]

部材破断による衝撃の影響を考慮する場合，衝撃係数 α は F_R に乗じるべきものであるから，次式より部材破断時の断面力を求めることが出来る．

$$F_d = F_A + \alpha F_R \quad (4.4)$$

衝撃係数の具体的値については，部材破断の発生から完全に断面力を解放するまでの時間や部材破断に伴い塑性化がどの程度生じるかに大きく依存し，一概に決定するのは難しい．しかし，文献 4-1) では図 4.2 に示す 1 自由度系の動的応答倍率を用いて衝撃係数を求めている．このモデルでは瞬時に大きさ P_0 のステップ荷重が作用する場合の時刻 t における動的応答変位 $u(t)$ は次式で与えられる．

$$\frac{u(t)}{(u_{st})_0} = 1 - e^{-\zeta \omega_D t} \left(\cos \omega_D t + \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin \omega_D t \right) \quad (4.5)$$

ここで， $(u_{st})_0 = P_0/k$ は静的変位， k は 1 自由度系のバネ定数， ζ は減衰定数を表す． $\zeta = 0.05$ のとき，最大の動的応答倍率は 1.854 となり，文献 4-1) ではこの値を衝撃係数 α に用いている．

しかし，この値は 1 自由度系といったかなり大胆な仮定を用いて算出した値であり，かつ瞬時に断面力が解放されるなど，衝撃係数を過大評価している怖れがあるため，文献 4-1) では衝撃を無視した $\alpha = 1.0$ のを用いたリダンダンシー解析も実施している．さらに，トラス橋の引張斜材破断時の動的応答解析に基づく最近の研究⁴⁻³⁾によれば，1 自由度系を仮定した衝撃係数 1.854 は過大な値であることが示されている．

5. 線形リダンダンシー解析

線形リダンダンシー解析では、破断想定部材を除去した後の断面力を算出し、他の部材の照査を行う。その結果、他の部材が終局状態と判定された場合、構造系全体も終局状態に達したと判定する。

【解説】線形リダンダンシー解析では部材破断後の構造系の終局耐力を直接評価出来ないため、破断想定部材以外の部材が終局状態に達した場合を、構造系全体の終局状態とみなしてリダンダンシーを評価することを基本とした。

6. 線形リダンダンシー解析におけるモデル化

6.1 弦材，斜材，鉛直材

弦材，斜材，鉛直材等の線材は、はり要素でモデル化するのが標準とする。

6.2 格点部

ガセットプレートとボルト結合等によって部材が結合されているトラス格点部のモデル化は部材どうしを剛結合することを基本とする。

6.3 二次部材

床組（縦桁，横桁）や横構についても構造解析モデルにおいて、はり要素などを用いてモデル化するのが基本とする。

【解説】格点部のモデル化としては、図 6.1 に示すように、斜材も剛結合とするモデル化とピン結合とするモデル化が考えられる。健全状態におけるトラス構造では斜材に直接荷重が作用しないため、ガセットプレートで結合されている場合でも、ほとんど曲げモーメントが発生しないことが知られている。

しかし、部材が破断した状態では、もはや破断部材近傍の構造はもはやトラス構造ではないため、格点部に大きな曲げモーメントが発生する。そのため、ガセットプレート近傍

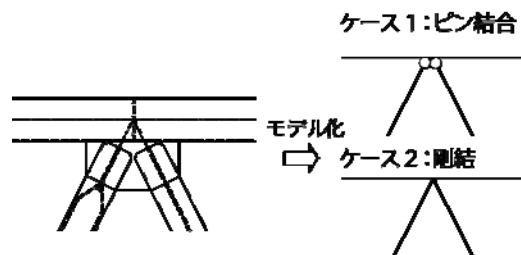


図 6.1 トラス格点部のモデル化³⁻²⁾

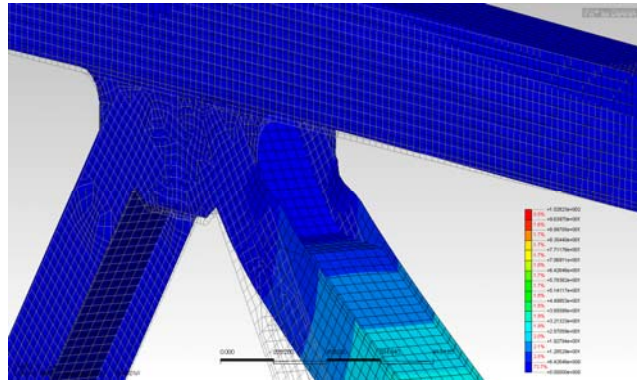


図 6.2 格点部近傍の FEM 解析結果[6.1]

の斜材において、局部座屈が発生し、塑性ヒンジが形成される（図 6.2 参照）。そのため、曲げモーメントの増加と共に、剛結合からピン結合へ移行し、実際の結合条件はピン結合と剛結合の中間的な状態にあるものと考えられる。

文献 3-2)では、木曾川大橋をケーススタディとして、斜材をピン結合とした場合と剛結とした場合について、リダンダンシー解析結果を比較している。図 6.3 はこの比較結果を示す。横軸は破断想定部材を表し、縦軸は終局状態達した部材数を表す。ピン結合と剛結合を比較すると、剛結合のモデルの方が、終局状態に達する部材数が多い。特に、剛結の場合、本来曲げモーメントに対して設計されていない斜材に曲げモーメントが導入されるため、終局状態に達する斜材の部材数が多くなる。一方、弦材に関しては、剛結とモデル化すると斜材が曲げモーメントを分担するため、終局状態に達する部材は減少する。以上の傾向は一般的なものと思われ、剛結構造とすることで、破断する部材数が多くなり安全側の評価となること、さらに全ての部材で軸力と曲げを受ける部材として照査することを基本としていること、ガセット部の照査で斜材に作用する曲げモーメントを算出することが必要であることから、剛結モデルで解析を行うことを基本とした。

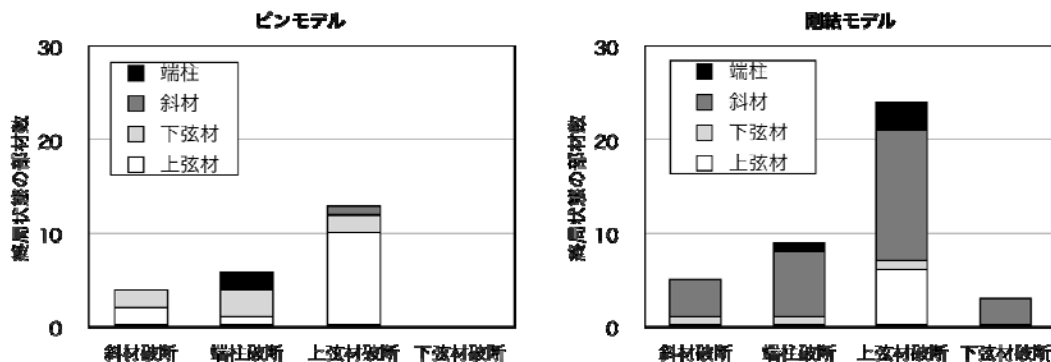


図 6.3 剛結合とピン結合によるリダンダンシー解析結果の違い (6-2)

6.4 床版

床版はシェル要素でモデル化するのが基本とする。また、線形リダダンシー解析においては、床版に発生する応力レベルを考慮して、床版の剛性を定めるのがよい。

【解説】通常の2構面で構成されているトラス橋において、片方の構面の1部材を切断した状態では、ねじれ変形が生じ、床版内の橋軸方向応力は橋軸直角方向に大きく変化する。そのため、これらのことを考慮できる2次元的な広がりを持つ、シェル要素を用いてモデル化することを基本とした。ねじれ変形が発生している解析結果の一例として、3径間連続トラス橋の中間支点近傍の引張斜材を切断した場合の変形図を図6.4に示す。

下路橋の鉄筋コンクリート床版および上路橋の中間支点近傍においては、部材破断によって大きな引張応力が発生する可能性がある。このような解析例を図6.5に示す。この解析例では、前述の解析例と同じJHモデル橋であり、中間支点近傍の引張斜材の破断により、床版にはコンクリートの引張強度より大きい3MPa以上の引張応力が発生している。ちなみに、この解析例ではひび割れによる床版の剛性低下は考慮されていない。

線形解析では床版ひび割れに伴う剛性の低下を自動的に考慮できない。また、ひび割れの無い健全状態で床版の剛性を評価した用いた場合、床版の荷重分担能力を過大評価する可能性がある。そのため、線形リダダンシー解析では、解析より求められた床版応力からひび割れ領域を確定し、ひび割れ領域における床版剛性は内部の鉄筋のみを考慮するなど、適切な床版剛性を用いて解析するのが望ましい。

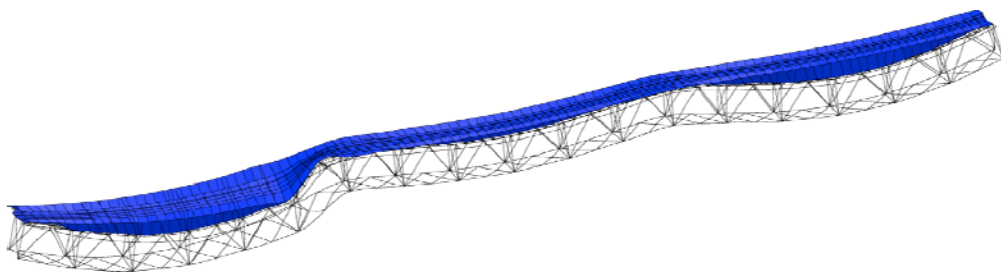


図 6.4 JH モデル橋（3 径間連続鋼上路トラス橋）における中間支点近傍の引張斜材破断時の変形図⁶⁻³⁾

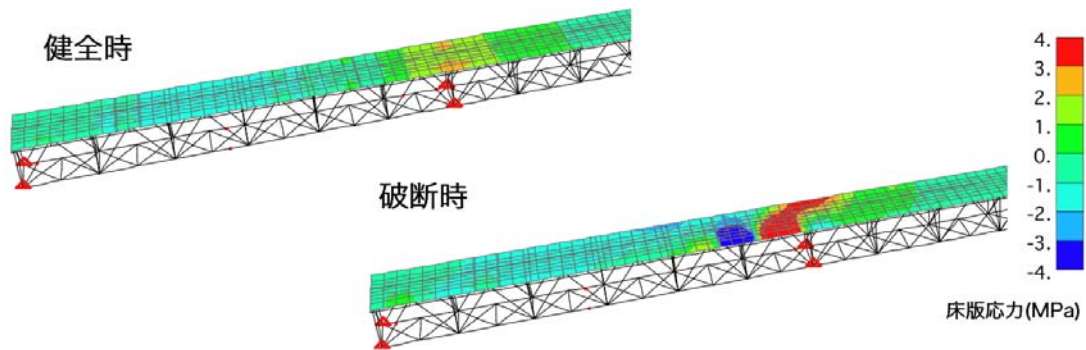


図 6.5 引張斜材破断時におけるコンクリート床版内の応力分布

6.5 ずれ止め

リダンダンシー解析においては、非合成構造として設計されたトラス橋においても床版と主構の合成効果を反映したモデル化を行うことを基本とする。

【解説】国内では、ほとんど全ての鋼トラス橋が非合成設計され、コンクリート床版と主構はスラブアンカー等で結合されている場合が多い。スラブアンカーで結合されている場合でも、合成作用があり合成桁として挙動することが知られている。そのため、リダンダンシー解析においては、非合成構造として設計されている場合でも、合成効果を反映したモデル化を行うことを基本とした。具体的には、スラブアンカーで結合されている場合、スラブアンカーを線形リダンダンシー解析では線形バネとしてモデル化してよい。

図 6.6 にリダンダンシー解析で用いられたスラブアンカーのバネ定数の例を示す。破線が線形バネ（スラブアンカー1 本当たりのバネ定数 659kN/mm）、実線が非線形バネを表す。

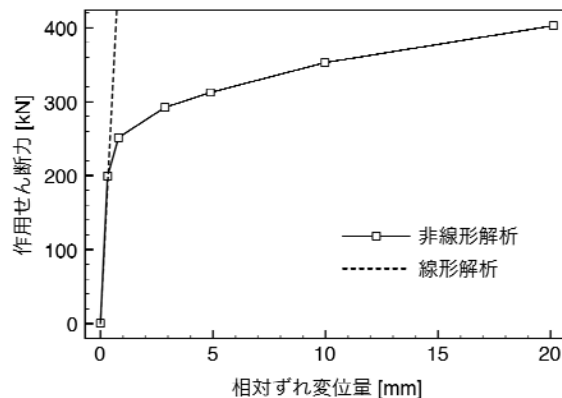


図 6.6 スラブアンカーのせん断力とずれ変形量の関係の一例³⁻²⁾

これらのバネのモデル化はスラブアンカーの押し抜き試験結果 6-4)を参照して決定されたものである。

6.6 支承・伸縮装置

支承および伸縮装置のモデル化においては、実橋の調査により支承および伸縮装置の機能を確認し、モデルに反映することが望ましい。

【解説】可動支承として計画・設計された支承でも、腐食等により実際には固定状態になっているものもある。そのため、支承の機能を現地調査し、モデル化に反映することを基本とした。同様に、伸縮装置についても遊間が確保され伸縮装置の機能が有効か確認し、リダンダンシー解析におけるモデル化に反映することを基本とする。

7. 部材の照査

トラスの主構造を構成する弦材および腹材は軸方向力と曲げを受ける部材として照査する。軸力と曲げを受ける部材の照査は次式を用いて良い。

(1) 軸力が引張の場合

$$R = \frac{P}{P_u} + \left(\frac{M}{M_p} \right)_{ip} + \left(\frac{M}{M_p} \right)_{op} \quad (7.2)$$

ここで、添字の ip は面内、 op は面外を示す。 P は作用軸力、 M は作用曲げモーメント、 P_p は全塑性軸力、 M_p は全塑性曲げモーメントである。添字の ip は面内、 op は面外を表す。

(2) 軸力が圧縮の場合

$$R = \frac{P}{P_u} + \frac{1}{1 - (P/P_E)_{ip}} \left(\frac{M_{eq}}{M_p} \right)_{ip} + \frac{1}{1 - (P/P_E)_{op}} \left(\frac{M_{eq}}{M_p} \right)_{op} \quad (7.3)$$

ここで、 P_u は道路橋示方書 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表す。

【解説】部材の照査に当たっては、部材の断面寸法および使用材料などの情報を竣工図、現地調査、材料試験等により調査することが必要である。過去の伝統的なトラス橋の設計では、各部材はピン結合されていて、軸力部材としてのみ設計されていることが多い。実際、ガセットプレートを介して部材が結合されている場合でも、健全時においては曲げモーメントはほとんど発生しないことが知られている。しかし、部材破断時においては、破

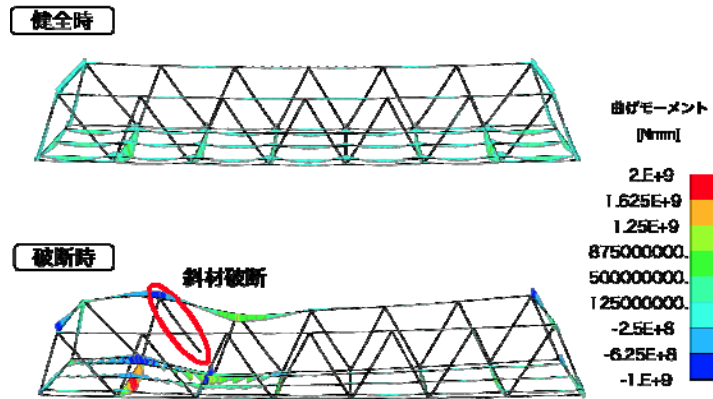


図 7.1 木曾川大橋モデルにおける健全時と部材破断時における
曲げモーメントの比較³⁻²⁾

断部材近傍ではもはやトラス構造で無くなるため、非常に大きな曲げモーメントが発生する（図 7.1 参照）。したがって、リダンダンシー解析においては、トラス部材は軸力と曲げモーメントを受ける部材として照査することを基本とした。

8. 格点部の照査

8.1 腹材の軸力と曲げモーメントによるガセットプレートの照査

添接ガセット形式の格点部において、腹材(斜材もしくは鉛直材)の軸力および曲げモーメントによりガセットプレート内部に生じる応力は次式で照査してよい。

$$\sigma_N + \sigma_B \leq \sigma_y \quad (8.1)$$

ここで、 $\sigma_N = \frac{P}{2b_e t}$ 、 $\sigma_B = \frac{mn}{b_e t} \frac{Mb}{8\Sigma r^2}$

σ_y : 降伏応力

P : 腹材からガセットガセットに作用する軸力,

M : 腹材からガセットガセットに作用する曲げモーメント,

t : ガセットの板厚,

b_e : ガセット有効幅 ($= b + 0.8d$),

b : ボルト群の幅,

d : ボルト群の長さ,

$m \times n$: ガセットプレート 1 枚当たりのボルト総数

Σr^2 : ボルト群の極 2 次モーメント $\left(\Sigma r^2 \approx \frac{mn}{12} (b^2 + d^2) \right)$

【解説】式(8.1)本四公団基準 8-1, 8-2)のガセットプレートの板厚照査式

$$t \geq \frac{P_i}{b_e \cdot \sigma_a} \left(\frac{1}{2} + \frac{I_w}{A_w} \cdot \frac{1}{b^2 + d^2} \right) \quad (8.2)$$

から導いたものである。ここで、 b 、 d の定義については図 8.1 を参照。 σ_a はガセットプレートの許容応力、 I_w はトラス面内についての腹材の断面 2 次モーメント、 A_w は腹材残面積を表す。

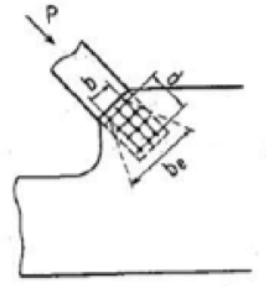


図 8.1 b 、 d の定義と有効幅

式(8.2)では安全率を考慮して許容応力 σ_a に対して所要板厚を計算しているが、式(8.1)では終局状態を照査するため安全率を取り除き降伏応力に対して照査を行っている。さらに、式(8.2)では 2 次応力として、軸応力に対する曲げ応力の比を 1/3 と仮定して導かれている。リダンダンシー解析では腹材から作用する曲げモーメントが、構造解析より求められるため、軸力による応力と曲げモーメントによる応力を分離し、書き直したものである。

式中の b_e は有効幅で、文献 3-3)において、道示、鉄道標準、本四基準等の有効幅の比較と、ボルト継手の終局実験、FEM 解析等を実施し、耐力評価式を検討している。本ガイドラインでは、この結果に基づき、有効幅を定めている。

8.2 ガセットプレートの合成応力の照査

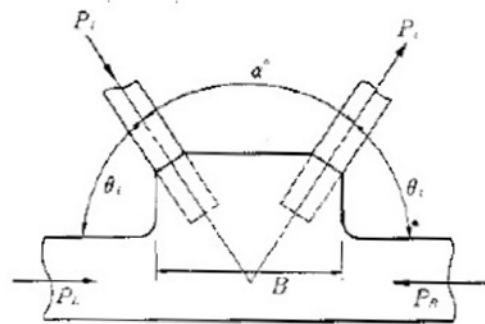
弦材の腹板とガセットプレートを一体とする構造で、かた部材両面にガセットプレートを用いる場合、次式により、ガセットプレートの合成応力度の照査をするものとする。

$$\sqrt{3(k\tau)^2 + \sigma_0^2} \leq \sigma_y \quad (8.3)$$

ここで、

$$\tau = \frac{\sum P_i \cos \theta_i}{2Bt} = \frac{|P_R - P_L|}{2Bt}, \quad \sigma_0 = \frac{P_R}{A_c + A_G}$$

- A_c : 弦材総断面積
- A_G : ガセットプレートの断面積
- P_R, P_L : 弦材軸力
- P_i : 腹材軸力 (図 8.2 の方向を正とする)
- k : 図 8.2 に示す応力集中率



プラット形式格点		ワーレン形式格点	
α°	応力集中率 k	α°	応力集中率 k
30°	2.0	60°	1.8
45°	1.8	90°	1.6
60°	1.6	120°	1.4

図 8.2 応力集中率と記号の定義

【解説】式(8.3)は本四公団基準⁸⁻¹⁾より、安全率を 1.0 とし終局状態の判定式とした。本四公団基準は長大トラス橋の格点部を想定した実験結果および解析結果⁸⁻³⁾に基づき提案されている。そのため、本四式をそのまま通常のトラス橋に適用するのは、想定している剛性が大きく異なり、適用性に問題が無いかが危惧された。そのため、文献 6-1)では格点部の FEM

解析を実施し、式(8.3)の応力集中率がどの程度になるか検討した。木曾川大橋の格点部と旧 JH の標準図集のトラス橋に関して、せん断応力に関する応力集中率を算定したところ、木曾川大橋に関してはかなり安全側の値を、旧 JH の標準図集のトラス橋に関しては、ほぼ本四式と同程度の応力集中率となることが分かった。そのため、本ガイドラインでは本四式そのものを照査式として用いることとした。

8.3 ガセットプレートの局部座屈の照査

(1) ガセットプレートの自由長 l が $l \geq 60t$ の場合の自由縁端部は、自由辺をリブのついた柱として補強し、 l/r が 60 程度に入るような構造にしなければならない。ただし、細長比の計算においてガセットプレートの有効幅は $12t$ とする。このような構造になっていない場合、別途 FEM 解析等により安全性を照査しなければならない。

(2) ガセットプレートの内部において図 8.3 に示すような l' が $\frac{l'}{r} \geq \sqrt{\frac{\pi^2 E}{12\sigma_y}}$ となる場合に

は、別途 FEM 解析等により局部座屈に関する安全性を照査しなければならない。

ここに、 t : ガセットプレートの板厚

σ_y : ガセットプレートの降伏応力

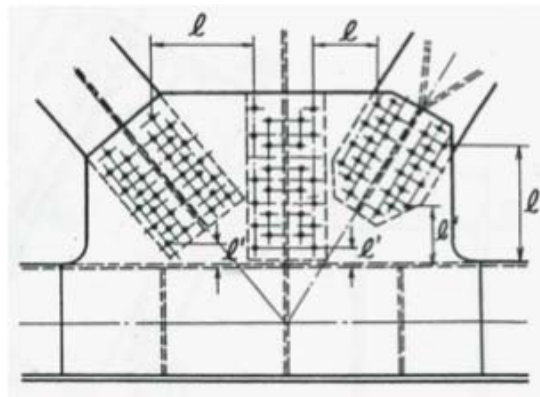


図 8.3 格点部における l, l' の取り方

【解説】本条項も本四基準からの引用である。基となった研究は文献 8-4)で報告されている。この研究では、ガセット部の耐荷力実験および FEM 解析を実施し、ガセットプレートの局部座屈に対する限界板厚を与えている。

ミネソタの I-35W 橋の落橋のように、ガセットプレートの局部座屈は、橋の崩壊につながる恐れがある。そのため、所要の細長比を満足しない場合、別途詳細な FEM 解析等により安全性を照査することとした。

9. リダンダンシーの評価と FCM の同定

線形リダンダンシー解析において、破断想定部材を除去した構造系に荷重を載荷し断面力を求めその結果、他の部材もしくは格点部等が終局状態と判定された場合、構造系全体も終局状態に達したと判定して良い。特に、破断想定部材が引張部材の場合、このような部材を FCM (Fracture Critical Member) と判定してよい。

【解説】 FCM は橋梁を崩壊させないという観点から維持管理上特に重要な部材である。そのため、橋梁点検時においては点検者に、どの部材が FCM かを事前に周知し、特に注意を払った点検を行うことが望ましい。

一般的には、支点近傍の部材が破断すると橋梁全体系の崩壊を招きやすく、支点近傍の引張部材が FCM になることが多い。また、上路橋の上弦材、下路橋の下弦材は、たとえ破断したとしても、床版および床組で力を伝達するため FCM となりにくく、上路橋の下弦材、下路橋の上弦材が FCM となる可能性が高い。

さらに、純然たる引張部材でなくても、その部分が破断するか、もしくは大きな変形が発生すると橋の崩壊につながる部分についても注意が必要で FCM と同様な維持点検時の取り扱いをするのが望ましい。例えば図 9.1 はゲルバートラス橋におけるヒンジ部で、上弦材は擬材で下弦材の掛け違い部がヒンジ構造となっている。このような構造部位は FCD (Fracture Critical Detail) に相当する。



図 9.1 銚子大橋（ゲルバートラス橋）の掛け違い部

10. 非線形リダダンシー解析

線形解析の適用が危ぶまれるような場合や、線形解析では安全余裕代が大きくなりすぎる場合などには、非線形解析によりリダダンシーを求めても良い。ただし、非線形解析結果の信頼度はモデル化に依存する。そのため、モデルの妥当性を検証するなど、十分な検討が必要である。

【解説】線形リダダンシー解析では、弾性状態を仮定し、部材の終局を橋梁全体の終局状態と判定する。したがって、必ずしも正しい構造系としての余耐力を評価していない。材料非線形が卓越する場合など線形リダダンシー解析の適用が疑問視される場合や、線形リダダンシー解析では過度に安全側の評価になる場合などは、非線形解析によってリダダンシー解析を行って良いこととした。

線形リダダンシー解析の妥当性を検討する目的で、文献 6-2)、6-3)では図 10.1 に示す 3 径間上路トラス橋を対象に線形リダダンシー解析と非線形リダダンシー解析の比較検討を行っている。線形リダダンシー解析では、破断想定部材を取り除いた後、他の部材を本ガイドラインの手法で判定し、部材が終局状態に達したら橋梁全体も終局状態に達したと判定した。一方、非線形リダダンシー解析では、有限変位を考慮した幾何学非線形と、鋼材およびコンクリートの材料非線形を考慮し、死荷重と活荷重を荷重増分法で載荷した後、破断想定部材である中間支点近傍の引張斜材を除去し、部材破断時の耐荷力を評価した。なお、非線形解析においてトラス部材はファイバーはり要素を用いて材料非線形性を考慮している。

線形リダダンシー解析では、中間支点近傍の上弦材の R 値 (式(7.2)参照) が 1.61 に達し ($R > 1.0$ で終局)、橋梁全体も終局状態に達していると判定された。一方、非線形解析では線形解析の 1.5 倍の曲げモーメントが局部的には発生し (図 10.2 参照)、最大たわみも 7%

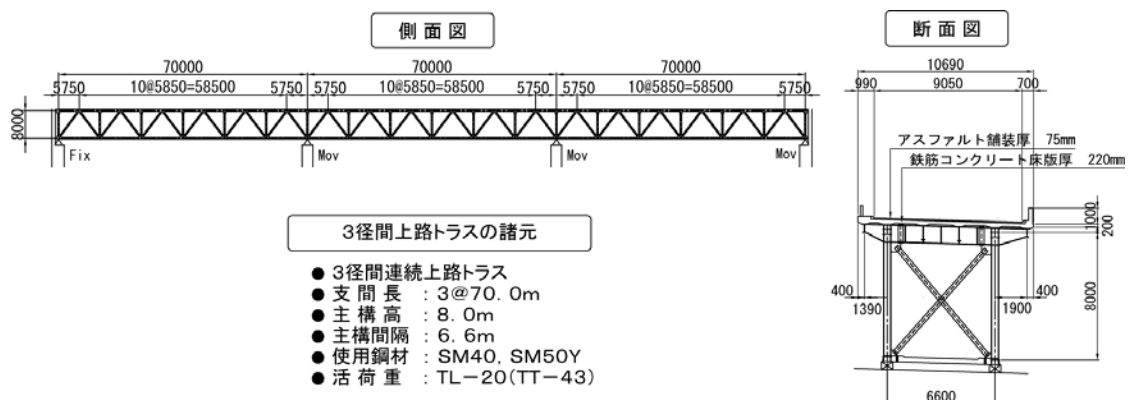


図 10.1 検討に用いた 3 径間連続鋼トラス橋

大きくなったものの、構造系全体としては死荷重と活荷重を支えており、安定な状態であった（図 10.3 参照）。したがって、線形リダンダンシー解析では破断想定部材の中間支点近傍の引張斜材は FCM 部材と判定され、非線形リダンダンシー解析では FCM 部材とは判定されない結果となった。

このケーススタディでも分かるように、線形解析結果と非線形解析結果では FCM の判定結果は異なり、少ないケーススタディの結果ではあるものの、線形リダンダンシー解析は安全側の FCM 判定を与えるようである。

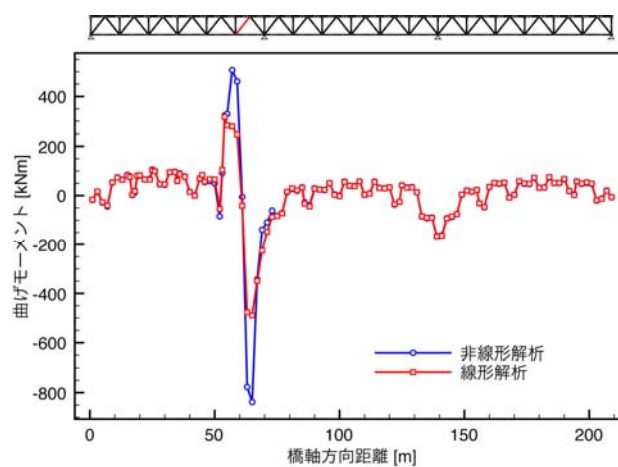


図 10.2 中間支点近傍の斜材（赤色部材）破断時の上弦材曲げモーメント分布の比較

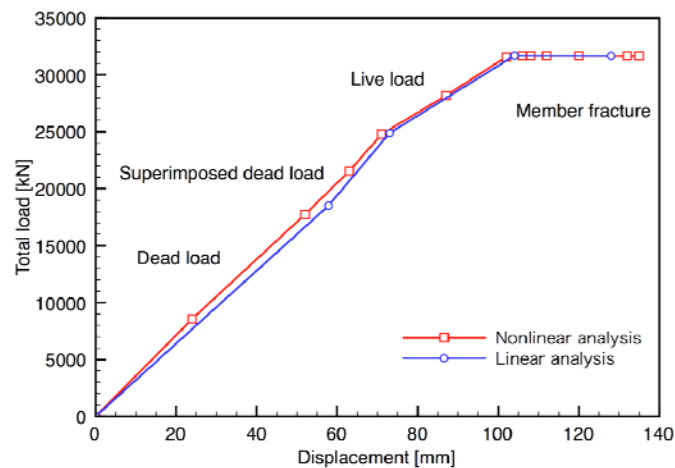


図 10.3 非線形解析と線形解析の荷重-変位関係の比較（縦軸は死荷重と活荷重による総支点反力の合計，横軸は最大たわみ，最初部材を取り除いていない系に荷重載荷し，その後，中間支点近傍の斜材を取り除いている。）

参考文献

- 2-1) AASHTO, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2009.
- 2-2) Connor, R.J., Dexter, R., Hussam, Md., Inspection and Management of Bridges with Fracture-Critical Details, National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) SYNTHESIS 354, 2005.
- 3-1) 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.
- 3-2) 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 泰弘, 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.
- 3-3) 日本鉄鋼連盟, 鋼構造研究・教育助成事業報告書, 鋼トラス橋のリダンダンシー評価手法の開発と合理的維持管理への適用, 2010.
- 4-1) URS corporation, Fatigue evaluation and redundancy analysis, Bridge No.9340, I-35W over Mississippi river, Draft report, 2006.
- 4-3) 後藤芳顕, 川西直樹, 本多一成, リダンダンシー解析における鋼トラス橋の引張り斜材破断時の衝撃係数, 構造工学論文集, Vol. 56A, 2010
- 6-1) 萩原光一, リダンダンシー解析におけるトラス格点部の照査法とモデル化の検討, 埼玉大学卒業研究論文, 2010
- 6-2) 奥井義昭, 永谷秀樹, 明石直光, 松田岳憲, 安田昌宏, 石井博典, 宮森雅之, 小幡泰弘, 平山博, 鋼トラス橋のリダンダンシーに関するケーススタディ, 第11回 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, 土木学会, 2008.
- 6-3) 伊藤潔, 鋼トラス橋のリダンダンシー解析手法の検討, 埼玉大学大学院理工学研究科修士論文, 2010
- 6-4) 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.
- 8-1) 本州四国連絡橋公団, トラス格点構造設計指針(案), 1976.
- 8-2) 奥村敏恵, 鋼構造の研究, 1977.
- 8-3) Yamamoto, K., Akiyama, N., Okamura, T., Elastic analysis of gusseted truss joints, J. of Struct. Eng., ASCE, Vol.111, No.12, pp.2545-2564, 1985.
- 8-4) Yamamoto, K., Akiyama, N., Okamura, T., Buckling strength of gusseted truss joints, J. of Struct. Eng., ASCE, Vol.114, No.3, pp.575-590, 1988.

參考資料

A-1.. ガセットプレートの設計基準の現状

1-1. 各種設計基準の比較

ガセットプレートの板厚は表 1.1 のように基準が設けられている。ガセットプレートの有効幅とは、ガセットプレートに生じる最大引張または圧縮の応力が部材軸に直角な有効幅に板厚をかけた面積に等分布すると仮定する際の斜材軸直角方向の長さであり、ボルト最下列上で算定される。道路橋示方書では、有効幅に関する記述はなく、鉄道構造物等設計標準と本四国連絡橋調査報告書では、同じ有効幅の算定式が用いられている。

表 1-1 ガセットプレートの板厚設計式の比較

	道路橋示方書	鉄道構造物等設計標準	本州四国連絡橋調査報告書
板厚 t の算定式	$t \geq 20 \times \frac{P}{b}$	$t \geq 22 \times \frac{P}{b}$	$t \geq \frac{P_i \times 10^3}{b_e \cdot \sigma_a} \left(\frac{1}{2} + \frac{I_w}{A_w} \cdot \frac{1}{b^2 + d^2} \right)$
有効幅 b_e の算定式	記述なし	$b_e = b + 0.8d$	$b_e = b + 0.8d$
ガセットプレートの最小板厚	9 mm	11 mm	
使用する鋼板の最小板厚	8 mm	9 mm	

1-2. 各基準の板厚設計方法

1-2-1. 道路橋示方書

道路橋示方書では、図 1-2-1 のようなガセットプレートを有する継手部の多くの実験で図の AB 線のようなボルトの最下列を含む断面でガセットプレートが破断している結果から、斜材軸力 P (kg・f) に対して、斜材軸力が斜材幅 b (mm) の 2 倍の長さを持つ AB 線を含む断面に作用するという仮定に基づいてガセットプレートの板厚が決められている。

このとき、仮想破断面に作用する応力 σ (N/mm²) は

$$\sigma = \frac{P/2}{(2b)t} = \frac{P}{4bt} \dots\dots\dots (1.2.1.1)$$

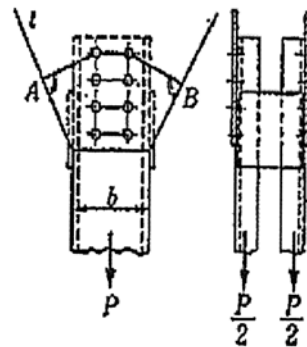


図 1-2-1 道路橋示方書における板厚算定法

になり，この σ に $12(\text{kgf}/\text{mm}^2)$ を許容応力度として代入すれば，板厚 $t(\text{mm})$ は

$$t \geq \frac{P}{48b} \cdots \cdots \cdots (1.2.1.2)$$

になり， P の単位を (t) とすると

$$t \geq 20.8 \times \frac{P}{b} \cdots \cdots \cdots (1.2.1.3)$$

道路橋示方書では上式の係数を丸め，20として，ガセットプレート板厚の設計式としている。

1-2-2. 鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準では，式(1.2.1.3)における係数を22として板厚算定式を決定している。この係数に関しても同様であるが，ガセットプレートの最小板厚，使用する鋼板の最小板厚の値を比較すると，道路橋に比べ鉄道橋の方が大きい値としており，疲労への配慮がうかがえる。

1-2-3. 本州四国連絡橋調査報告書

本州四国連絡橋調査報告書では，斜材軸力の他にも格点部に作用する曲げモーメントが考慮されており，斜材軸力の項と格点部に作用する曲げモーメントの項でガセットプレートの板厚算定式が構成されている。

有効幅の算定方法については，同調査報告書において，各種のボルト配列を考え，連結部近傍の応力を求めた上で，有効幅 b_e で処理した実験結果から得られた近似式により有効幅算定式(図1-2-3a)を与えている。

$$b_e/b = 1.0 + 2.0 \times \sin 22^\circ \times (d/b) \cdots \cdots \cdots (1.2.3.1)$$

$$b_e = b + 2d \times \sin 22^\circ \cong b + 0.8d \cdots \cdots \cdots (1.2.3.2)$$

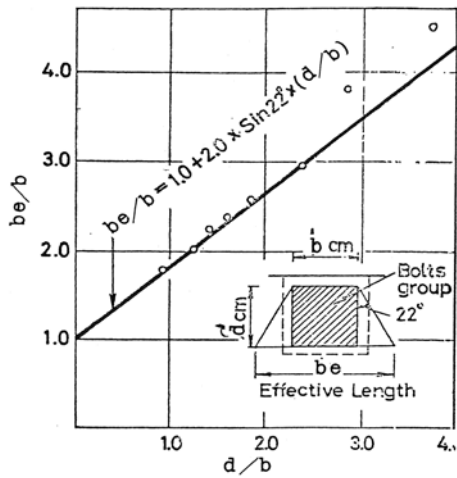


図 1-2-3a 有効幅に関する実験結

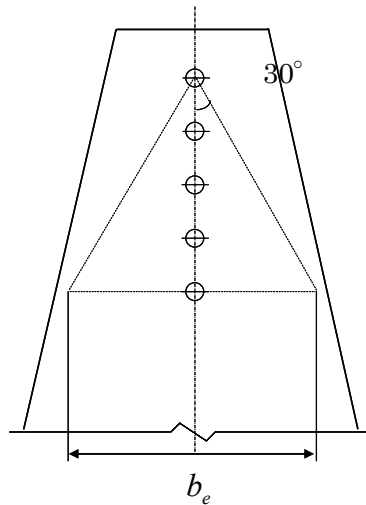


図 1-2-3b 建築分野における有効

道路橋示方書ではガセットプレートにおける有効幅に関する記述がされておらず、有効幅の算出を必要としない設計となっている。鉄道橋では、本州四国連絡橋と同じ有効幅算定式が用いられている。鉄道橋の設計指針では、有効幅算定式の導出部分が解説において明示されていないが、有効幅の算定方法は、本州四国連絡橋と同様であると考えられる。ただし、有効幅が斜材の端のボルト断面まで広がる角度は、本州四国連絡橋の 22° に対し鉄道橋では 30° と異なっている。

建築分野では、降伏に対して、有効幅は、図 1-2-3b に示すようにボルトゲージ線上の最先端のボルト心からそれぞれ両端へ 30° 開いた線と最終位置のボルト心を通るボルトのゲージ線に対する垂線との交点間の断面積からボルト穴による欠損断面積を排除したものとしている。

A-2. トラス格点部の FEM 解析による応力集中率の算定

検討目的：リダンダンシー評価ガイドライン「8.2 ガセットプレートの合成応力の照査」において次式の合成応力の照査式を用いている。

$$\bar{\sigma} = \sqrt{3(k\tau)^2 + \sigma_0^2} \leq \sigma, \quad (8.3)$$

ここで $\bar{\sigma}$ は Mises の相当応力、 k は応力集中率、 τ は平均せん断応力、 σ_0 は平均せん断応力発生位置の直応力を表す。式(8.3)は本州四国連絡橋公団、トラス格点構造設計指針 8-1) で基準化されたものであり、本州四国連絡橋では比較的大規模なトラス橋を対象に検討されたものである。そのため、通常の規模のトラス橋格点部に適用可能であるかが懸念された。そこで、ここでは本照査式の通常規模のトラス橋格点部への妥当性を検討することを目的とした。

検討方法：ガセット部の線形弾性 FEM 解析を実施し、Mises の相当応力を直接計算することで、せん断応力に関する応力集中係数 k の妥当性を検証した。

格点部のモデルとしては、木曾川大橋と旧日本道路公団の標準図集にあるトラス橋（図 10.1 参照）とした。図 A.1 に示すように、シェル要素を用いて分割し格点部近傍のみの FEM モデルを作成した。このモデルでは、ボルト結合は忠実にはモデル化されておらず、剛結されているモデルになっている。

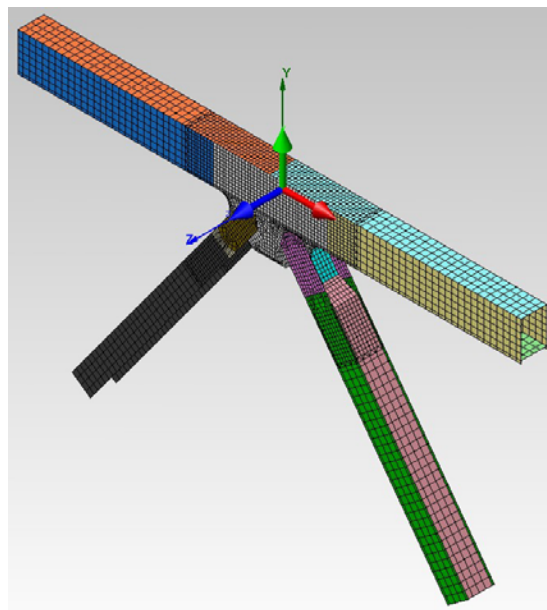


図 A.1 JH モデル橋の FEM メッシュ

このモデルの上弦材の方端を固定し、もう一方の弦材端部と斜材の端部に、リダンダンシー解析解析から得られた、部材破断時の断面力を作用させた。

検討結果：解析結果の一例として旧日本道路公団のモデル橋における Mises の相当応力の分布図を図 A.2 に示す。ガセットプレートと弦材の境界部分および弦材の腹板部分に相当応力が集中する部分があることが分かる。

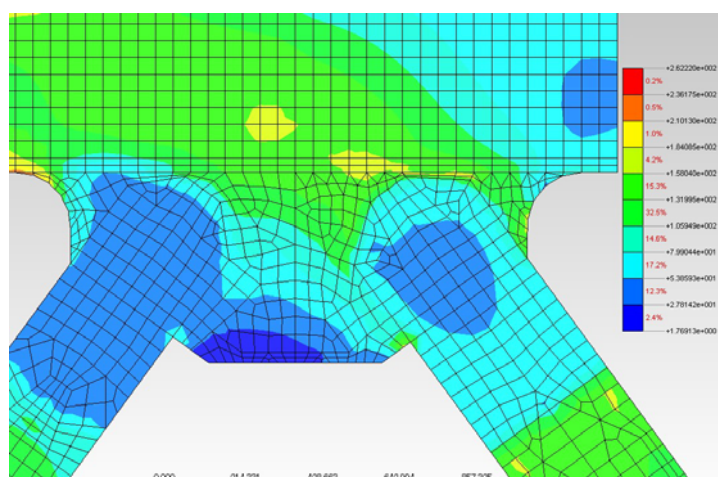


図 A.2 Mises の相当応力の分布(JH トラス橋モデル)

表 A.1 は FEM 解析結果と式(8.3)から得た結果を比較したものである。木曾川大橋の格点部では式(8.3)が大きく安全側となる結果を得た。これは木曾川大橋が 1960 年に設計されたため、かなり安全側に設計されていることが原因だと思われる。旧日本道路公団のモデル橋の格点部ではせん断応力 $k\tau$ では約 7%安全側、相当応力 σ では約 13%安全側となり、応力集中率とともに式(8.3)の妥当性を示す結果となった。

さらに、解析結果のメッシュサイズの依存性を調べるために、JH モデルのメッシュサイズ 50mm と 1.8mm の解析結果の比較を行った。メッシュを細かくしても応力集中率は 0.82%の増加しただけであり、メッシュサイズは 50mm 程度で十分であることが分かった。

表 A.1 FEM 解析結果と照査式(8.3)の比較

		FEM 解析	式(8.3)	
木曾川大橋	せん断応力(MPa)	1.15	23.2	20.2
	相当応力 (MPa)	22.6	66.0	2.92
JH モデル橋	せん断応力(MPa)	91.7	98.1	1.07
	相当応力 (MPa)	160	181	1.13