

博士論文

鋼トラス橋を対象としたリダンダンシーの 解析評価と向上方法に関する研究

(Study on Analytical Evaluation and Improvement Method
for Redundancy of Steel Truss Bridges)

2023年11月

田島啓司

山口大学大学院創成科学研究科

学位論文の要旨

長支間に対応できる橋梁構造のひとつである鋼トラス橋は、本土と離島を結ぶ離島架橋として広く使用されている。このような鋼トラス橋は架橋場所が海上となることから、飛来塩分の影響による厳しい腐食環境にさらされることに加え、異常を発見するための点検が容易でない箇所が多いため、部材損傷のリスクを排除することが一般的な橋梁より困難な状況にある。一方、離島架橋はいったん建設されると離島の生活に欠かせない設備となるため、島にアクセスする陸上経路がほかに整備されていない場合、離島架橋の維持は離島の生活の維持に直結する重要な課題となる。鋼トラス橋に部材損傷が生じた場合、連鎖的な損傷に発展するかまたは限定的な損傷に止まるかは、耐荷力や荷重支持に対する余裕を意味するリダンダンシー（冗長性）に左右される。リダンダンシーを有する橋梁は部材損傷が生じても連鎖的な損傷に発展せず限定的な損傷に止まるため、補修による復旧が可能となり場合によっては交通制限をしたうえでの車両の通行が可能となる。リダンダンシーは代替の交通経路を有さない離島の生活を維持するための重要な橋梁の性能であるが、離島架橋に使用される長大鋼トラス橋を対象としたリダンダンシーの評価や向上方法に関する研究の事例は少ない。

本研究は長大鋼トラス橋を対象としたリダンダンシーの向上方法の提案を目的とし、この目的を達成するために3つの研究課題を設定した。1つめは鋼トラス橋のリダンダンシーを適切に評価するための研究課題で、トラス格点部のモデル化がリダンダンシー評価に与える影響の調査である。2つめも鋼トラス橋のリダンダンシー評価に関する研究課題で、多自由度系の振動体である鋼トラス橋の振動特性を考慮した動的応答の計算方法の開発である。3つめは長大鋼トラス橋のリダンダンシーを向上させる具体的な方法の提案である。本論文は5つの章で構成される。

第1章の序論では、研究の背景、目的と研究課題の設定および既往の研究について述べた。

第2章では、トラス格点部のモデル化に関する検討を述べた。部材損傷がない健全な状態の鋼トラス橋を対象とする解析では、トラス部材のフレーム要素同士をトラス格点部で単純に剛結合とした解析モデルを使用しても断面力を適切に計算できるが、部材損傷がある鋼トラス橋を対象とするリダンダンシー解析においては、格点部のガセットプレートの形状を解析モデルに反映する必要があることを示した。

第3章では、トラス部材の破断によって生じる振動の動的応答の計算方法に関する検討を述べた。本研究では離島架橋として使用されている長大鋼トラス橋に適用できる計算方法を提案した。部材損傷の振動による動的応答を1自由度系の振動体と同じ取り扱いによって計算する事例もみられるが、部材損傷を有する鋼トラス橋の固有ベクトルを用いることによって、長大鋼トラス橋の振動特性を反映した動的応答の計算方法を開発した。この際、部材損傷によって除荷される損傷部材の断面力が鋼トラス橋に与える仕事量と鋼トラス橋に蓄えられるひずみエネルギーのつり合い式によって、動的応答を表す固有ベクトル

の大きさを決定する手法を考案した。また、累積有効質量比を指標として振動モードの範囲を設定し、各部材の動的応答に最も影響を与える固有ベクトルを部材ごとに選択して動的応答を計算する手法を考案した。提案した計算方法は、1自由度系の振動体と同じ取り扱いによって動的応答を計算する方法よりも時刻歴応答解析に近いリダンダンシー評価を与えることを示した。

第4章では、第3章と同じ長大鋼トラス橋を対象としたリダンダンシーの向上に関する検討を述べた。はじめにリダンダンシーの向上方法の方針を検討するために、対象橋梁のリダンダンシーを2つの視点から評価した。この評価により、部材連鎖損傷のトリガーとなる部材に対して実施する対策と、耐荷力が不足する部材に対して実施する対策の両方を組み合わせる方針とした。部材連鎖損傷のトリガー部材への対策として、補強ブレースをX字型に設置した形状の補強構造であるXブレースが複数の部材損傷のパターンに機能する効率的な補強であることを解析で調査し、この補強構造を有する試験体の載荷試験によって耐荷力を検証した。対象橋梁はXブレースを配置できるトラスパネルを18箇所所有したため、18箇所に対する配置パターンを最適化手法によって検討した。この際、Xブレースに必要な補強材料の重量と耐荷力が不足する部材に施す部材断面の増加に必要な補強材料の重量の合計を評価指標として、合計重量を最小にする最適な配置パターンを求めた。18箇所のトラスパネル全てにXブレースを設置する全配置のパターンより、鋼トラス橋の交番部の4箇所のみに設置する配置パターンのほうが補強材料の重量を低減できることを明らかにした。

第5章では本研究のまとめと今後の展開を述べた。

Abstract

Steel truss bridges, which are one of the bridge structures applicable to long spans, are widely used as marine bridges connecting mainland and remote island. Since such steel truss bridges are built on the sea, they are exposed to severe corrosive environment due to the influence of airborne salt. In addition, there are many parts where it is not easy to inspect to detect abnormalities, so it is more difficult to eliminate the risk of member damage in such steel truss bridges than in general bridges. On the other hand, once the marine bridges are built, they become an indispensable facility for the life of the island. Therefore, if there are no other traffic routes to access an island, the sustainability of the marine bridge is an important issue that is directly linked to the sustainability of the remote island life. When member damage occurs in a steel truss bridge, it depends on redundancy, which means the margin for the load-bearing capacity and load-bearing function, whether the damage develops into chain damage or remains limited damage. Bridges with redundancy could be restored by repairing even if the member damages occurred, because they did not develop into chain damages. In some cases, vehicles could pass through with traffic restrictions. Although redundancy is an important performance for maintaining life on remote islands that have no alternative traffic routes, there are few studies on evaluation and improvement methods of redundancy for long steel truss bridges used for marine bridges.

The purpose of this study is to propose a method for improving the redundancy of long steel truss bridges, and three research subjects are set to achieve this purpose. The first study subject is the investigation of the effect of truss joint modeling on redundancy evaluation, and is the subject to appropriately evaluate the redundancy of steel truss bridges. The second is also the subject related to the redundancy evaluation of steel truss bridges, and is the development of dynamic response calculation method that considers the vibration characteristics of steel truss bridges, which are vibration systems with multiple degrees of freedom. The third study subject is a proposal for methods to improve the redundancy of long steel truss bridges. This paper consists of five chapters.

Chapter 1 is an introduction, and describes the background of the research, the setting of the purpose and research subjects, and the previous studies.

Chapter 2 describes the study on the modeling of the truss joint. In the analysis of healthy steel truss bridges with no member damage, the sectional forces can be calculated appropriately even with analysis modeling in which frame elements of truss members are rigidly connected at the truss joints, simply. On the other hand, in the redundancy analysis of steel truss bridges with member damages, it is shown that it is necessary to consider the shape of the gusset plates at the truss joints in analysis modeling.

Chapter 3 describes the study on the calculation method of dynamic response caused by damage of truss members. There are cases where the dynamic response due to member damage is calculated in the same way as a single-degree-of-freedom vibration system. However, this study develops a dynamic response calculation method considering the vibration characteristics of long steel truss bridges by using the eigenvector of steel truss bridges with member damage. A method is proposed to set the magnitude of the eigenvector using balance equation of the work given to the steel truss bridge by the sectional force unloaded from damaged member and the strain energy stored in the steel truss bridge. In addition, a method is proposed to calculate the dynamic response by setting the range of vibration modes using the sum of effective mass ratio, and selecting the eigenvector that has the greatest effect on the dynamic response for each member. It is shown that the proposed calculation method gives redundancy evaluation closer to time-history-response analysis than the method that calculates the dynamic response in the same way as a single-degree-of-freedom vibration system.

Chapter 4 describes the study on redundancy improvement for a long steel truss bridge. A combination of the countermeasure against members that trigger chain damage and the countermeasure against members with insufficient load-bearing capacity is planned. Analysis clarifies that the X bracing, which is a reinforcing structure in X shape, is an efficient reinforcement that works against multiple member damage cases as the countermeasure against the trigger member of member chain damage. Also, the load-bearing capacity is verified by a loading test of specimens with reinforced structures. Since the subject bridge has 18 truss panels where X bracing can be installed, the placement patterns were examined by the optimization method. It is clarified that the weight of reinforcing material can be reduced by installing X-braces only at four truss panels in the alternating areas, rather than installing at all 18 truss panels.

Chapter 5 describes the summary of this study and future developments.

目次

第1章 序論	1
1.1 背景	1
1.2 本研究の目的と研究課題の設定	2
1.3 既往の研究	3
1.4 本論文の構成	5
第2章 トラス格点部のモデル化	10
2.1 概要	10
2.2 対象橋梁と解析モデル	12
2.3 リダンダンシーの評価方法	15
2.4 解析結果	20
2.5 本章のまとめ	25
第3章 鋼トラス橋の振動特性を考慮した部材破断時の動的応答計算方法の開発	27
3.1 概要	27
3.2 対象橋梁と解析モデル	29
3.3 動的増幅率の計算	33
3.4 フーリエ解析による動的応答の時刻歴の分析	41
3.5 固有ベクトルを用いた動的応答の計算	46
3.6 提案手法と時刻歴応答解析の比較	53
3.7 本章のまとめ	66
第4章 長大鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー向上の検討	68
4.1 概要	68
4.2 対象橋梁と解析モデル	70
4.3 部材損傷時の動的応答の計算	74
4.4 対象橋梁のリダンダンシー評価	75
4.5 補強ブレースによるリダンダンシー向上対策の検討	79
4.5.1 補強ブレースの配置形状	79
4.5.2 Xブレースによる補強を適用した試験体の载荷試験	82
4.5.3 Xブレースの配置パターンの評価指標	96
4.5.4 Xブレースの配置パターンの検討	96
4.6 ケーブル補強によるリダンダンシー向上対策の検討	104
4.7 本章のまとめ	111
第5章 総括	113
5.1 研究のまとめ	113
5.2 今後の課題と展開	117
謝辞	

第1章 序 論

1.1 背景

長支間に対応できる橋梁構造のひとつである鋼トラス橋は、本土と離島を結ぶ離島架橋として広く使用されている。このような鋼トラス橋は架橋場所が海上となることから、飛来塩分の影響による厳しい腐食環境にさらされることに加え、異常を発見するための点検が容易でない箇所が多いため、部材損傷のリスクを排除することが一般的な橋梁より困難な状況にある。一方、離島架橋はいったん建設されると離島の生活に欠かせない設備となるため、島にアクセスする陸上経路がほかに整備されていない場合、離島架橋の維持は離島の生活の維持に直結する重要な課題となる。2018年10月22日に山口県の周防大島と本土を結ぶ大島大橋で発生したタンカーの衝突による部材損傷事故では、大島大橋が離島の生活に直結するライフラインとして欠かせない設備であることが浮き彫りになった¹⁾。また、鋼トラス橋ではないが同じく山口県の長島と本土を結ぶ離島架橋である上関大橋においては、2020年11月14日にPC鋼棒の破断による桁端部の跳ね上がりによって通行止めとなり、離島架橋の寸断が離島の生活を一変させる重大な事態であることが認識された²⁾。

鋼トラス橋は作用曲げモーメントを押し引きの軸力に変換して部材に受け持たせる構造機能によって、自重の軽減を図ることができる橋梁形式である。部材に損傷が生じてトラスの三角形が形成されなくなった場合にはこの構造機能が失われるため、トラス桁に作用する曲げモーメントが軸力に変換されずトラス部材に直接作用する。特に長大鋼トラス橋は部材の間隔を広く確保することによって、曲げモーメントを軸力に変換する機能が高められているため、部材損傷によって構造機能が失われた場合の影響がより深刻であると考えられる。鋼トラス橋に部材損傷が生じた場合、連鎖的な損傷に発展するかまたは限定的な損傷にとどまるかは、耐荷力や荷重支持に対する余裕を示すリダンダンシー（冗長性）に左右される。リダンダンシーを有する橋梁は部材損傷が生じても連鎖的な損傷に発展せず限定的な損傷に止まるため、補修による復旧が可能となり場合によっては交通制限をしたうえでの車両の通行が可能となる。リダンダンシーは代替の交通経路を有さない離島の生活を維持するための重要な橋梁の性能であるが、離島架橋に使用される長大鋼トラス橋を対象としたリダンダンシーの評価や向上方法に関する研究の事例は少ない。

1.2 本研究の目的と研究課題の設定

前項の背景により、本研究は長大鋼トラス橋を対象としたリダンダンシーの向上方法の提案を目的とする。橋梁に深刻な損傷が生じるケースとして、大規模地震によって地震荷重の影響が集中しやすい支点部が損傷するケースが考えられるが、本研究は腐食、疲労または車両や船舶の衝突などを原因とする部材損傷が発端となり、ドミノ倒しのように損傷が進行する連鎖的な損傷を対象とする。2007年8月1日にアメリカミネソタ州ミネアポリス市の鋼トラス橋が崩落した事故も部分的なガセットの座屈が原因となって崩落に至ったと推測される連鎖的な損傷に分類されるものである³⁾。連鎖的な損傷を回避する橋梁の性能としてリダンダンシーに着目し、長大鋼トラス橋のリダンダンシーを調査して、その結果に基づいたリダンダンシーの向上方法を検討する。この研究目的を達成するために、以下に述べる3つの研究課題を設定する。

長大鋼トラス橋を対象としたリダンダンシーの向上方法を提案するためには、そのリダンダンシーを適切に評価する必要がある。リダンダンシー評価の対象は部材が損傷した鋼トラス橋であり、リダンダンシー評価の解析において損傷部材が欠落した解析モデルを取り扱う。一方、鋼トラス橋の設計においてはすべての部材が健全な状態のトラス橋のみを対象としており、橋全体にわたって三角形のトラス構造が構成された解析モデルを取り扱う。つまり、リダンダンシー解析の特徴として、取り扱う解析モデルの作用断面力の性状が従来から設計において使用されてきた解析モデルと異なることが挙げられる。本研究では、部材損傷箇所の周辺の部材に健全な鋼トラス橋の部材には作用しない曲げモーメントが作用することに着目し、当該曲げモーメントが複数のトラス部材に分配されるトラス格点部のモデル化がリダンダンシー評価に与える影響の調査を1つ目の研究課題に設定する。

リダンダンシー解析において引張り方向の軸力が作用する引張部材が損傷するケースでは、部材損傷が破断という形態で発生することが想定される。この場合、部材断面力の内的なつり合いが瞬間的に崩れるため、損傷構造のつり合い状態へと変化する断面力再配分の過程において鋼トラス橋に振動が生じる。この振動による断面力の動的応答を取り扱うことも、リダンダンシー解析の特徴として挙げられる。この動的応答の計算方法として、再配分される断面力に動的増幅率を乗じる方法がある。この際の動的増幅率として、1自由度系における自由振動の動的増幅率を使用する事例があるが、本研究において着目する長大鋼トラス橋は高次多自由度系の振動体であり、1自由度系における動的増幅率を全てのトラス部材に対して使用することは、リダンダンシーを評価するうえで適切でない。よって、高次多自由度系の振動体である鋼トラス橋の振動特性を考慮した部材破断時の動的応答の計算方法の開発を2つ目の研究課題に設定する。

3つ目の研究課題は、長大鋼トラス橋のリダンダンシーを向上させる具体的な方法の提案である。既設の長大鋼トラス橋に適用が可能な補強方法を考案して、その効果を解析と実験の両面から調査する。鋼トラス橋は多数の部材から構成されており、リダンダンシーを向上するための補強を検討する箇所が多数あるため、そのなかから補強箇所を選定する手法の開発も課題となる。

1.3 既往の研究

現行の道路橋示方書においては橋が持つべき性能の一つとして、「構造全体としての補完性又は代替性」が規定されている⁴⁾。これは、アメリカミネソタ州における鋼トラス橋の崩落事故をうけて追加された規定であり、「構造全体としての補完性又は代替性」はリダンダンシーを示すものである。すなわちこの規定が追加された2012年以降に設計された道路橋に対しては、リダンダンシーの観点からの構造設計がなされるが、これ以前の道路橋示方書により設計された鋼トラス橋ではリダンダンシーの観点からの構造設計がなされていないため、リダンダンシーが不足している恐れがある⁵⁾。永谷らは支間長70.0mの単純鋼トラス橋と支間長70.6mの3径間連続鋼トラス橋のリダンダンシー評価を実施し、橋梁部材の連鎖的な損傷の引き金になり得る部材が存在することを報告した⁶⁾。野中らは支間長90.0mの3径間連続鋼トラス橋を対象として、部材の連鎖的な破壊に着目してリダンダンシーを評価した⁷⁾。この研究では、死活荷重により大きなひずみが発生する3つの部材を初期損傷部材に設定した。Hao, LiaoらおよびSalemらは、ガセットプレートの座屈が米国ミネソタ州の支間長140mの鋼トラス橋I-35W橋の崩落の原因と報告した^{3), 8), 9)}。以上のように、鋼トラス橋のリダンダンシーについての研究はなされているが、長大鋼トラス橋について多くの部材を初期損傷の対象とした包括的なリダンダンシー評価は実施されていない。Fiorilloらは、初期損傷が発生する部材が鋼トラス橋のリダンダンシー評価に大きく影響すると報告しており、長大鋼トラス橋を対象とした包括的なリダンダンシー評価が必要である¹⁰⁾。

前項において設定した3つの研究課題に関する既往の研究の状況を以下に述べる。

a) トラス格点部のモデル化

既往の研究では、格点部の斜材と上下弦材の結合条件を剛結合あるいはピン結合とした2つのモデルが比較され、格点部の結合条件がリダンダンシー評価に影響することが示されている⁶⁾。また部材損傷のない通常の構造解析においても、格点部のモデル化が曲げ応力度に影響することが示されており¹¹⁾、格点部についてのモデル化の影響を解明する必要性は高いものと考えられる。また、部材のフレーム要素同士を単純に剛結合した格点部のモデルでは、リダンダンシーを過大に評価するおそれがあることが示されている^{12), 13)}。格点部のモデル化が構造解析に影響をおよぼす事象は、鋼ランガー橋においても示されている¹⁴⁾。

b) 鋼トラス橋の振動特性を考慮した部材破断時の動的応答計算方法の開発

アメリカミネソタ州交通局は、損傷した鋼トラス橋の振動を1自由度系の自由振動に置き換えて、振動による断面力の動的応答を評価する方法を提案した。この方法では、断面力の動的応答を、部材の損傷によって各部材に再配分された断面力に、減衰定数5%の1自由度系自由振動における動的増幅率1.854を乗じて計算する¹⁵⁾。後藤らは、鋼トラス橋の軸方向応力の動的増幅率を調査し、動的増幅率は一律ではなく鋼トラス橋を構成する部材によって異なることを報告している¹⁶⁾。Khuyenらも、動的増幅率が一律ではなく鋼トラス橋を構成する各部材の静的応力の影響を受けることを報告した¹⁷⁾。Chaらは、実橋を計

測して求めた軸方向応力の動的増幅率が時刻歴応答解析で計算した動的増幅率とよく一致すると報告した¹⁸⁾。Cha らの報告により、本研究では時刻歴応答解析で計算した動的増幅率が実際の橋梁の挙動を示すものとする。すなわち、時刻歴応答解析によって計算した動的応答を精度検証の基準として取り扱う。鋼トラス橋の振動モードから断面力の動的応答を算出する方法として、振動モードに刺激係数を乗じて動的応答を算出する方法と、エネルギー収支の概念を使用して動的応答を計算する方法が提案された^{19), 20)}。ただし、これらの研究で対象とした鋼トラス橋は高次の振動モードが動的影響に影響しない小規模のものであった。既往のリダンダンシー解析では、前述のように鋼トラス橋を 1 自由度系の自由振動に置き換えて振動による動的応答を評価している^{6), 15)}。この方法は単純で使用性に優れるが、実際の鋼トラス橋は多自由度系の振動体である。特に離島架橋に使用されるような長大鋼トラス橋の振動特性は複雑であり、1 自由度系の振動体における自由振動に置き換えて動的応答を計算するのは適切でないと考えられる。

c) 長大鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー向上の検討

AASHTO^{21), 22)}がリダンダンシーを有しないとみなす 2 主鈹桁について、依田らは横桁の間隔によってリダンダンシーが改善することを示した²³⁾。同じ 2 主鈹桁について、Park らは下横構が荷重再配分の役割を果たし、リダンダンシーを向上させることを示した²⁴⁾。Abdollahzadeh らは、鋼製モーメントフレーム構造の建物について X ブレースと逆 V ブレースによる補強が進行性破壊に与える影響を調査した²⁵⁾。Abdollahzadeh らの研究では水平配置と鉛直配置の 2 種類のブレースの配置に対して調査がなされた。また、Mirjalali らは V 型と倒立 V 型の偏心ブレースフレームが進行性の崩落に抵抗することを報告した²⁶⁾。2 主鈹桁と鋼製モーメントフレーム構造についてリダンダンシーを向上させる研究事例はみられるが、鋼トラス橋を対象としたリダンダンシーを向上させる研究はみられない。

また、トラス橋を対象とした補強工事の事例として耐震性の向上を目的としたものや、部材の腐食による減肉を補うために当て板補強を施したものはあるが、リダンダンシーの向上を主な目的とした補強工事の事例はあまりみられない^{27)~31)}。日本最大規模のトラス橋である港大橋の補強工事は耐震性の向上を主な目的としたものであるが、ゲルバー桁のヒンジ部に設置されたアイバー支承部の落橋防止システムとして吊り桁落下防止ケーブルが設置されている²⁷⁾。この吊り桁落下防止ケーブルは、想定外の地震力の作用によるアイバー（吊り材）の破損に加えて、点検が困難なアイバーの取り付けピンの腐食による破損を念頭に置いたフェールセーフの観点からの補強であり、リダンダンシーの向上を目的とした補強事例である。

1.4 本論文の構成

本論文は5つの章で構成される。

第1章の序論では、本研究の背景、目的と研究課題の設定、既往の研究および論文の構成を述べる。

第2章では、鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析における課題の一つであるトラス格点部のモデル化に関する検討を述べる。部材損傷がない健全な状態の鋼トラス橋を対象とした解析においては、トラス部材のフレーム要素同士をトラス格点部で単純に剛結合とした解析モデルを使用しても断面力を適切に計算できるが、リダンダンシー解析が対象とする部材損傷がある鋼トラス橋の解析においては、トラス部材のフレーム要素同士をトラス格点部で単純に剛結合とした解析モデルでは曲げモーメントを適切に計算することができず、リダンダンシー評価に影響を及ぼすことを示す。また、トラス格点部のガセットプレート形状によって、鋼トラス橋のリダンダンシーを改善できることを示す。

第3章では、第2章につづいて鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析における課題のひとつであるトラス部材の破断によって生じる動的応答の計算方法に関する検討を述べる。本研究では第4章のリダンダンシー向上に関する研究でも検討対象とした実際に離島架橋として使用されている長大鋼トラス橋に適用できる計算方法を提案する。部材損傷による動的応答を1自由度系の振動体と同じ取り扱いによって計算する事例もみられるが、部材損傷を有する鋼トラス橋の固有ベクトルを用いることによって長大鋼トラス橋の振動特性を反映できる動的応答の計算方法を開発する。この際、部材損傷によって除荷される損傷部材の断面力が鋼トラス橋に与える仕事量と鋼トラス橋に蓄えられるひずみエネルギーのつり合い式によって、動的応答に作用する固有ベクトルの大きさを決定する。また、累積有効質量比を指標として振動モードの範囲を設定し、各部材の動的応答に最も影響を与える固有ベクトルをその振動モードの範囲から各部材ごとに選択して動的応答を計算する手法を考案する。これらの手法に基づいて計算した動的応答を時刻歴応答解析で計算した動的応答と比較することによって、鋼トラス橋のリダンダンシー評価の精度を評価する。

第4章では、実際に離島架橋として使用されている長大鋼トラス橋のリダンダンシー向上に関する検討を述べる。まずは、リダンダンシーの向上方法の検討を決定するために、対象橋梁のリダンダンシーを2つの観点から評価する。この評価結果に基づき、連鎖損傷の引き金となる連鎖損傷トリガー部材に対して実施する対策と、耐荷力不足部材に対して実施する対策の両方を組み合わせ組み合わせを検討する。連鎖損傷トリガー部材への対策としては、補強ブレースをX字型に配置した形状の補強構造(Xブレース)が複数の部材損傷パターンに機能する効率的な補強であることを解析で調査し、この補強構造を模擬した試験体の載荷試験によって耐荷力を検証する。対象橋梁はXブレースを配置できるトラスパネル18箇所を有するため、18箇所に対する配置パターンを最適化手法によって検討する。この際、Xブレースに必要な補強材料の重量と耐荷力不足部材に施す部材断面の増加による対策に必要な補強材料の重量の合計重量を評価指標とし、これを最小にする最適解を求める。部材断面の増加のみによる対策した場合と比較することで、補強重量の低減効果を検証する。

第5章では本研究のまとめおよび今後の課題と展開を述べる。

図-1.1 に研究フローを示す。

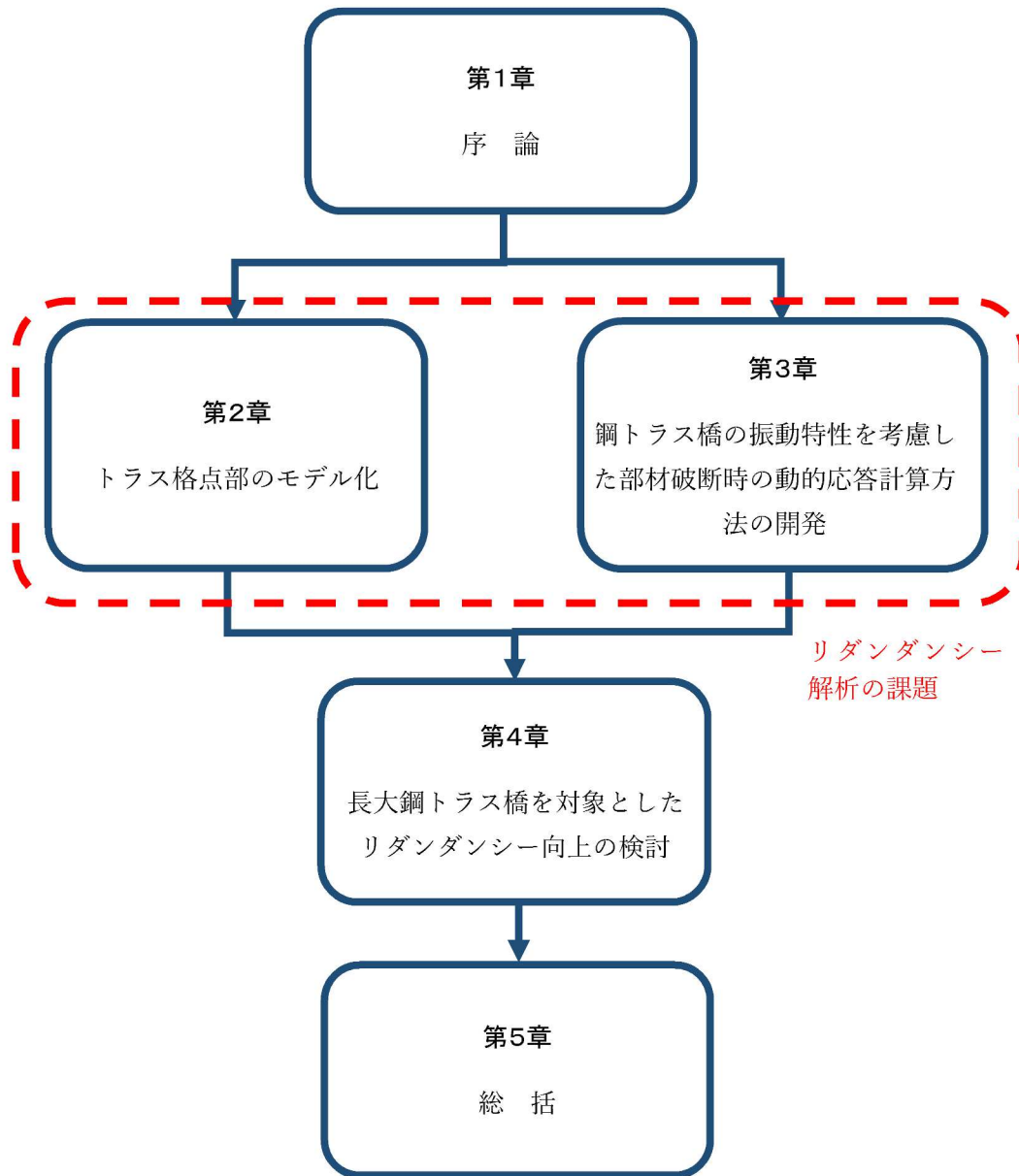


図-1.1 研究フロー

参考文献

- 1) 周防大島、橋の通行止め一部解除 船衝突、断水は続く. 朝日新聞. 2018.10.24, 朝日新聞デジタル, <https://www.asahi.com/articles/ASLBS32Y9LBSTZNB00F.html> (参照 2023-04-18)
- 2) 突然 20 cm ずれた上関大橋 通行止めで島民の暮らし一変 原発できれば逃げ場ない現実. 長周新聞. 2020.11.19, <https://www.chosyu-journal.jp/yamaguchi/19200> (参照 2023-04-18)
- 3) S. Hao: I-35W Bridge Collapse, Journal of Bridge Engineering, 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000090, 608-614, 2009.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 2012.
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 2002.
- 6) 永谷秀樹, 明石直光, 松田岳憲, 安田昌宏, 石井博典, 宮森雅之, 小幡泰弘, 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.
- 7) 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.779-791, 2010.
- 8) Minmao Liao, Taichiro Okazaki, Roberto Ballarini, Arturo E. Schultz, Theodore V. Galambos: Nonlinear Finite-Element Analysis of Critical Gusset Plates in the I-35W Bridge in Minnesota, Journal of Structural Engineering, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000269, 59-68, 2010.
- 9) H.M. Salem, H.M. Helmy: Numerical investigation of collapse of the Minnesota I-35W bridge, Engineering Structures, 59, 635-645, 2014.
- 10) Graziano Fiorillo, Feng Miao, Michel Ghosn: Direct Redundancy Evaluation of Bridges Designated as Fracture-Critical, Journal of Performance of Constructed Facilities, 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000798, 04015045, 2016.
- 11) 玉越隆史：道路橋設計におけるリダンダンシーの評価に向けた取り組み, 第 17 回 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp.1-14, 2014.
- 12) KEIJI TAJIMA, NAOYUKI OKA, KAZUAKI UCHIYAMA, and TOSHIHIKO ASO : INFLUENCE OF MEMBER CONNECTION MODELING FOR REDUNDANCY ANALYSIS OF TRUSS BRIDGES, Proceedings of ISEC9, Volume 4, issue 1, BRIDGE STRUCTURES, Pages: 1 – 6, 2017.
- 13) 岡直幸, 内山和昭, 田島啓司, 麻生稔彦：鋼トラス橋の格点部モデル化方法がリダンダンシー解析におよぼす影響, 土木学会第 72 回年次学術講演会, I-036, pp.71-72, 2017.
- 14) 斉木功, 川村航太, 岩坪要, 岩熊哲夫：非線形有限要素解析による鋼ランガー橋の冗長性に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.62A, pp.61-71, 2016.
- 15) URS Corporation: Fatigue evaluation and redundancy analysis, Bridge No. 9340, I-35W over Mississippi River, Draft Report, Prepared for Minnesota Department of Transportation, Minneapolis, 2006.

- 16) Yoshiaki Goto, Naoki Kawanishi, Issei Honda: Dynamic Stress Amplification Caused by Sudden Failure of Tension Members in Steel Truss Bridges, *Journal of Structural Engineering*, 137(8), 2010.
- 17) Hoang Trong Khuyen, Eiji Iwasaki: An approximate method of dynamic amplification factor for alternate load path in redundancy and progressive collapse linear static analysis for steel truss bridges, *Case Studies in Structural Engineering*, 6, 53–62, 2016.
- 18) Hun Cha, Lindsey Lyrenmann, Robert J. Connor, Amit H. Varma: Experimental and Numerical Evaluation of the Postfracture Redundancy of a Simple Span Truss Bridge, *Journal of Bridge Engineering*, 19(11):04014048, 2014.
- 19) E. Yamaguchi, R. Okamoto, K. Yamada: Post-Member-Failure Analysis Method of Steel Truss Bridge, *Procedia Engineering*, 14, 656–661, 2011.
- 20) 後藤芳顕, 水野剛規, 山田忠信: トラスの部材破断時の衝撃と非弾性挙動を考慮したエネルギーによるリダンダンシー評価, *土木学会論文集 A1(構造・地震工学)*, Vol.71, No.3, 367-386, 2015.
- 21) AASHTO : AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2002.
- 22) AASHTO : AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2007.
- 23) Weiwei Lin, Teruhiko Yoda, Yoji Kumagai, Takeshi Saigyo: Numerical Study on Post-Fracture Redundancy of the Two-girder Steel-Concrete Composite Highway Bridges, *International Journal of Steel Structures*, Vol 13, No 4, pp. 671-681, 2013.
- 24) Yongmyung Park, Woomdoji Joe, Jaebong Park, Minoh Hwang, Byung H. Choi: An Experimental Study on After-fracture Redundancy of Continuous Span Two-girder Bridges, *International Journal of Steel Structures*, Vol 12, No 1, pp. 1-13, 2012.
- 25) Gholamreza Abdollahzadeh, Reza Shalikh: Retrofitting of Steel Moment-Resisting Frames under Fire Loading against Progressive Collapse, *International Journal of Steel Structures*, 17(4), pp. 1597-1611, 2017.
- 26) H. Mirjalali, M. Ghasemi, M. S. Labbafzadeh: Effect of Bracing Type and Topology on Progressive Collapse Resistance of Eccentrically Braced Frames, *International Journal of Steel Structures*, 19(5), pp. 1497-1510, 2019.
- 27) 金治英貞: 港大橋の構造再生—耐震から対震へ—, 第12回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp.39-50, 2009.
- 28) 塩畑英俊, 山口恭平, 鈴木雄吾, 金田和男: 関越自動車道 片品川橋 鋼トラス上部工の耐震補強, *土木学会第68回年次学術講演会*, I-074, pp.147-148, 2013.
- 29) 辻丈彰, 山下直樹: 長大連続トラス橋の耐震補強工事の施工～境水道大橋～, *Hitz 技報*, Vol.77 No.1, pp.39-45, 2016.
- 30) 小河正次, 七條哲彰, 猪瀬研一, 第14回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, A7-3, pp.451-456, 2011.

- 31) 栗山浩, 額谷啓司, 岩元泰也, 福岡聡: 清水谷橋補強工事の施工報告～凍結防止剤により腐食した鋼トラス橋の補修～, 川田技報, Vol.40, pp.4-2-4-6, 2021

第2章 トラス格点部のモデル化

2.1 概要

本章では、鋼トラス橋のリダンダンシーを適切に評価するための課題として設定したトラス格点部のモデル化がリダンダンシー評価に与える影響の調査について述べる。長大鋼トラス橋を対象として検討するリダンダンシー向上方法の信頼性を確保するために、本研究課題の解決が必要である。

橋梁の部材連鎖損傷に対するリスクを評価する際にリダンダンシーが重要な役割を果たす。鋼トラス橋のリダンダンシーはリダンダンシー解析によって評価することが可能である。はじめに損傷部材を想定し、その部材が欠落した解析モデルを使用して断面力を計算する。この損傷想定部材以外の部材にも損傷するレベルの断面力が生じる場合には、部材損傷の連鎖に発展するリダンダンシーのない鋼トラス橋と判定する。そうでない場合には、損傷を想定した部材の損傷で留まるリダンダンシーのある鋼トラス橋と判定する。

リダンダンシー解析は解析要素の結合条件や、部材破断時に生じる動的応答の解析方法および床版と鋼部材の合成効果に関する取り扱い等、解析条件の影響を受ける^{1), 2)}。トラスは細長い部材を三角形に組立てた骨組の構造で、この構造を主構として用いたものが鋼トラス橋である³⁾。部材同士を結合する格点部は、構造解析においてピンの結合条件とするが、リベットや高力ボルトによる接合方法が開発されて以降、ガセットによって部材同士を剛に結合する構造が一般的である。このように、鋼トラス橋は格点部における実際の構造が解析モデルに反映されないため、実際と異なる断面力が設計に反映される懸念がある。特にピンの結合条件とした解析モデルでは算出されない曲げモーメントが問題となるが、部材高を部材長さの1/10より小さくする制限を設けることで、曲げモーメントの発生を抑制している⁴⁾。この制限のもと構造解析では格点部をピンの結合条件とした骨組み解析のモデルを用いることが一般的である。しかし、部材に損傷を仮定するリダンダンシー解析では構造が不安定となるため、ピン結合の解析モデルを用いることはできない。このため、格点部の一部またはすべての結合条件を、剛結合または弾性結合の結合条件とした解析モデルを用いる必要がある。格点部をピンの結合条件としない鋼トラス橋のリダンダンシー解析では、部材に軸力だけでなく曲げモーメントが作用する。特に損傷を仮定した部材付近ではトラスの三角形の構造が形成されないため、無視できない曲げモーメントが部材に作用する。また、軸力のみを考慮して断面を設計するトラス部材は抵抗曲げモーメントが小さく、曲げモーメントが部材損傷の判定に大きく影響する。このため、曲げモーメントを精度よく算出することが、リダンダンシーを適切に評価する上で重要になると考えられる。既往の研究では、格点部の斜材と上下弦材の結合条件を剛結合あるいはピン結合とした2つのモデルが比較され、格点部の結合条件がリダンダンシーの評価に大きく影響することが示された¹⁾。部材損傷のない通常の構造解析においても、格点部のモデル化が曲げ応力度に影響することが示されており、当該モデル化の影響を解明する必要性は高いものと考えられる²⁾。部材のフレーム要素同士を格点部で単純に剛結合した解析モデルでは、リダンダンシーを過大に評価する恐れがあることが示されている^{5), 6)}。また、格点部のモデル化が構造解析に影響をおよぼす事象は、鋼ランガー橋でも示された⁷⁾。

本章では鋼トラス橋のリダンダンシー解析におけるトラス部材の接合部のモデル化の影響を明らかにすることを目的とする。また、鋼トラス鉄道橋において使用されている格点部におけるトラス部材の分岐部を円弧状に切り欠いたガセットの格点部がリダンダンシーに与える影響も併せて調査する⁸⁾。トラス格点部のモデル化の方法と形状が異なる3つの解析モデルを使用して、格点部のモデル化とガセットプレートの形状が異なる場合のリダンダンシーを比較する。

検討の手順として、まず解析モデルを作成する。トラス部材のフレーム要素同士をトラス格点部で剛結合としたフレームモデルであるモデルAと、トラス格点部のガセットプレートの形状をシェル要素で構成したフレーム要素とシェル要素を組み合わせたモデルBおよびモデルCを作成する。モデルBはトラス格点部を従来型のガセットプレートとしたもの、モデルCはトラス格点部をトラス部材の分岐部を円弧状に切り欠いた合理化格点構造のガセットプレートとしたものである。つぎに、解析モデルA、BおよびモデルCによるリダンダンシー解析を実施する。リダンダンシー解析によって計算したトラス部材の断面力を用いて解析モデルA、BおよびモデルCのリダンダンシーを評価する。リダンダンシーの評価指標としては部材耐荷力に対する作用断面力の比の和によって計算する損傷度を採用する。最後に、解析モデルA、BおよびモデルCのリダンダンシー評価指標を比較して、トラス格点部のモデル化がリダンダンシー解析に与える影響と合理化格点構造がリダンダンシーに与える影響を調査する。

2.2 対象橋梁と解析モデル

本研究では、ワーレントラス形式の鋼トラス鉄道橋を対象橋梁とした。図-2.1 に鋼トラス橋の概要と断面図を示す。支間長 107.4(m)の単純鋼トラス橋で、左右の主構間隔は 8.0(m)、上下弦材の間隔は 14.0(m)である。床版は鉄筋コンクリート製である。

トラス格点部のモデル化がリダンダンシー解析に与える影響とトラス格点部の形状がリダンダンシー解析に与える影響を検討するために、3つの3次元解析モデル(モデル A、B および C)を作成して、微小変形理論による線形解析により断面力を計算した。図-2.2 は、トラス部材のフレーム要素同士をトラス格点部で剛結合としたフレームモデルのモデル A を示す。モデル A の解析要素の物性を表-2.1 に示す。このモデルのトラス部材のフレーム要素はトラス格点部において剛結合している。モデル B とモデル C では、トラス格点部をシェル要素でモデル化した。図-2.3 および図-2.4 に示すように、モデル B のガセットプレートは長方形であり、モデル C のガセットプレートはトラス部材の分岐部を円弧状に切り欠いた形状である⁸⁾。モデル B とモデル C を比較することによって、鋼トラス鉄道橋において使用されているトラス部材の分岐部を円弧状に切り欠いたガセットの格点部がリダンダンシーに与える影響を調査する。モデル A およびモデル B の解析要素の物性を表-2.2 に示す。3 モデルすべてにおいて、コンクリート床版はシェル要素によってモデル化している。

本章の目的はトラス格点部のモデル化がリダンダンシー解析に与える影響の検討であり、死荷重のみによってリダンダンシー評価に使用する入力パラメータである軸力、面内曲げモーメントおよび面外曲げモーメントの各部材断面力が発生するため、本章の解析には活荷重と部材損傷時の衝撃を考慮していない。リダンダンシー解析では 3 ケースの損傷(Case-1、2 および 3)を考慮した。図-2.5 に 3 つの損傷ケースの初期損傷部材を示す。鋼トラス橋の主構面を構成する斜材、上弦材および下弦材からそれぞれ絶対値が最も大きい軸力が生じる部材を選定して損傷ケースを設定した。斜材については端部の部材、上弦材および下弦材については支間中央の部材において軸力が最大であった。各損傷ケースでは、それぞれ 1 トラス部材を初期損傷部材に設定して当該部材を取り除いた解析モデルに死荷重を載荷した。比較のために初期損傷部材がない健全な鋼トラス橋のモデルの解析(無損傷ケース)も実施した。

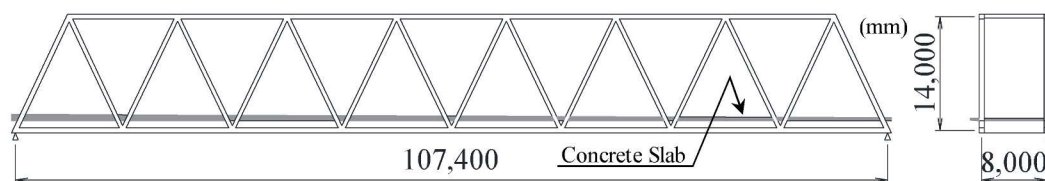


図-2.1 検討対象の鋼トラス橋の一般図および断面図

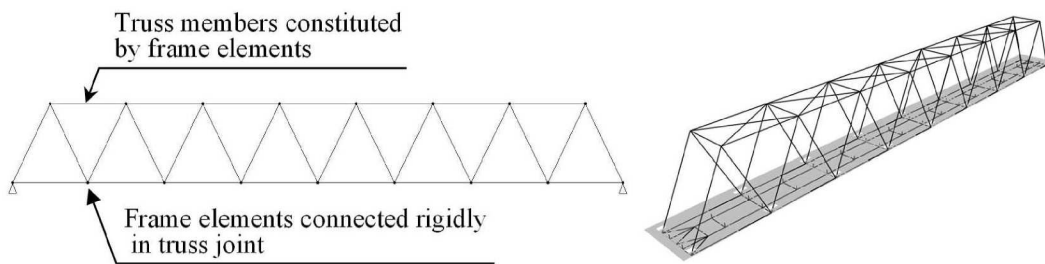


図-2.2 フレームモデル モデル A

表-2.1 モデル A における解析要素の物性

	Element type	Material	Elastic modulus (MPa)	Stress-strain curve
Truss member	Beam element	Steel	200,000	Linear
Floor slab	Shell element	Concrete	25,000	Linear

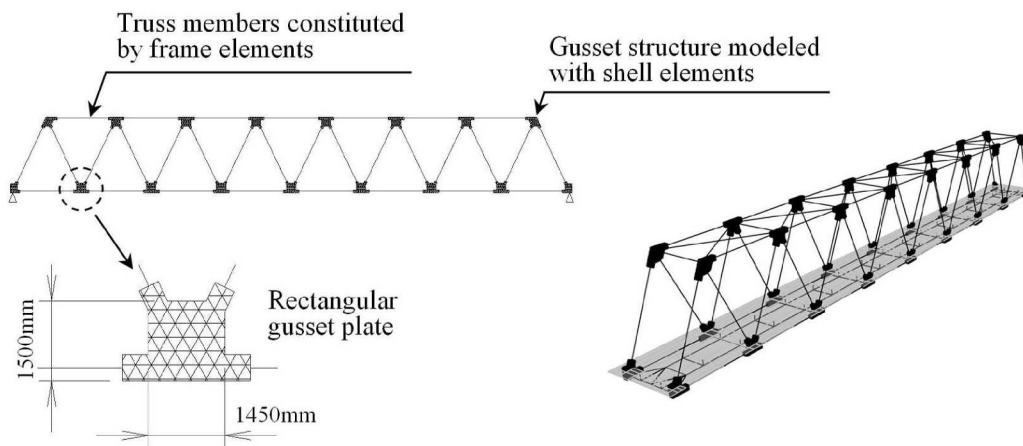


図-2.3 フレーム要素とシェル要素の合成モデル モデル B

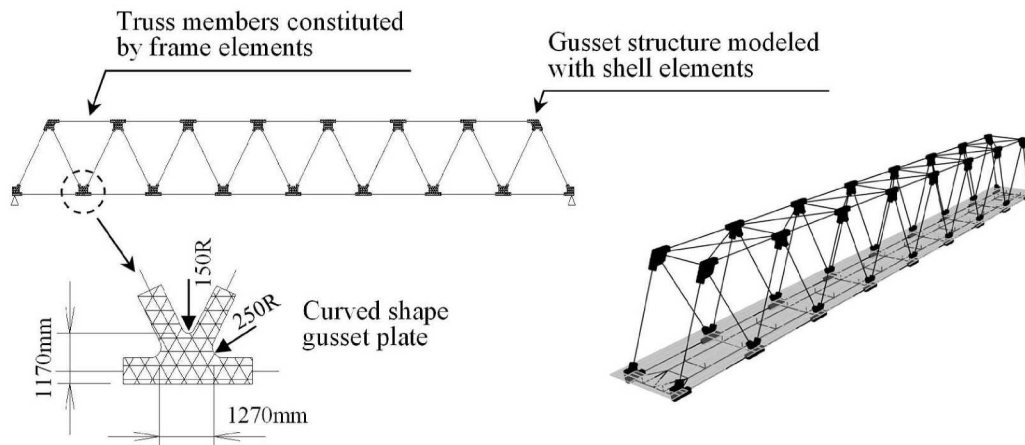


図-2.4 フレーム要素とシェル要素の合成モデル モデル C

表-2.2 モデル B および C における解析要素の物性

	Element type	Material	Elastic modulus (MPa)	Stress-strain curve
Truss member	Beam element	Steel	200,000	Linear
Gusset structure	Shell element	Steel	200,000	Linear
Floor slab	Shell element	Concrete	25,000	Linear

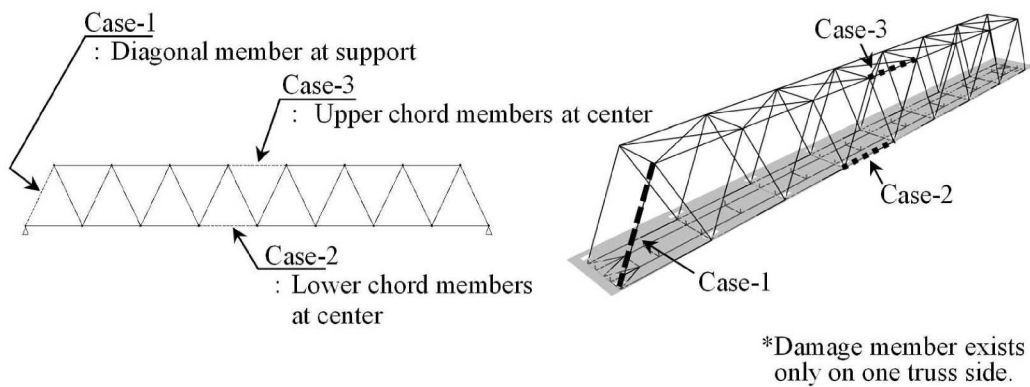


図-2.5 損傷ケース

2.3 リダンダンシーの評価方法

既往の研究と同様に、1つの初期損傷部材を取り除いた鋼トラス橋における初期損傷部材以外の損傷度を指標として鋼トラス橋のリダンダンシーを評価する^{1), 9), 10), 11), 12)}。損傷度は軸力と曲げモーメントが作用する部材の損傷を判定する指標であり、解析によって算出するトラス部材の断面力を式(2.1)または式(2.2)に入力して計算する。作用軸力が引張力の場合は式(2.1)を、圧縮力の場合は座屈の影響等を考慮した式(2.2)を使用する^{1), 13)}。初期損傷部材以外の部材の損傷度が1.00以下になった場合、初期損傷部材のみの限定的な損傷にとどまるため、連鎖的な損傷に発展しないと判定する。初期損傷部材以外の部材の損傷度が1.00を超過した場合、初期損傷部材以外の部材が損傷に至り部材損傷の連鎖に発展するおそれがあると判定する¹⁾。

$$R = R(N) + R(M_{\text{IN}}) + R(M_{\text{OUT}}) = \frac{N}{N_P} + \left(\frac{M}{M_P}\right)_{\text{IN}} + \left(\frac{M}{M_P}\right)_{\text{OUT}} \quad (2.1)$$

$$\begin{aligned} R &= R(N) + R(M_{\text{IN}}) + R(M_{\text{OUT}}) \\ &= \frac{N}{N_U} + \frac{1}{1 - \left(\frac{N}{N_E}\right)_{\text{IN}}} \left(\frac{M}{M_P}\right)_{\text{IN}} + \frac{1}{1 - \left(\frac{N}{N_E}\right)_{\text{OUT}}} \left(\frac{M}{M_P}\right)_{\text{OUT}} \end{aligned} \quad (2.2)$$

ここで、 R ：損傷度

$R(N)$ ：損傷度の軸力成分の項

$R(M_{\text{IN}})$ ：損傷度の面内曲げモーメント成分の項

$R(M_{\text{OUT}})$ ：損傷度の面外曲げモーメント成分の項

N ：作用軸力

M ：作用曲げモーメント

N_P ：全塑性軸力

M_P ：全塑性曲げモーメント

N_U ：座屈強度

N_E ：オイラー座屈強度

添え字の IN：面内方向

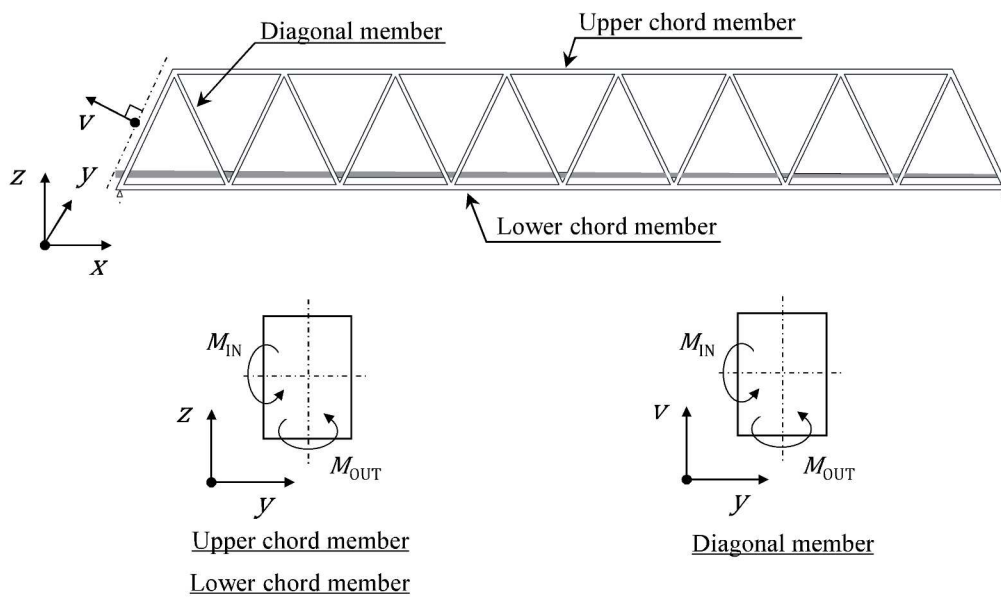
添え字の OUT：面外方向

初期損傷部材に損傷が生じた鋼トラス橋にはトラスの三角形が形成されない箇所が生じるため、初期損傷部材以外の部材には曲げモーメントが生じる。したがって、軸力に加えて通常のトラス部材の設計には考慮しない曲げモーメントを損傷度の計算に考慮する必要がある。曲げモーメントは面内方向に作用する面内曲げモーメントと面外方向に作用する面外曲げモーメントの両方を考慮する。面内曲げモーメントおよび面外曲げモーメントの作用方向を図-2.6 に示す。それぞれの部材の水平軸周りに作用する曲げモーメントを面内曲げモーメント、水平軸から 90° 回転した軸の周りに作用する曲げモーメントを面外曲げモーメントと定義する。

ここで、損傷度による部材評価について説明する。理解が容易となるように、面内曲げモーメントの成分のみを考慮すればよい面外曲げモーメントが 0 の場合を考える。まずは、作用軸力が引張力（正の符号）の場合を対象とする式(2.1)を説明する。図-2.7(a)および(b)はそれぞれ全塑性軸力、全塑性曲げモーメントの応力分布を示す。全塑性軸力では部材断面一様に引張方向の降伏応力が生じ、全塑性曲げモーメントでは中立軸を境に上側では引張方向の降伏応力が、下側では圧縮方向の降伏応力が生じる。図-2.7(c)は全塑性状態の任意の応力分布を軸力成分と曲げモーメント成分に分解したものである。任意の全塑性状態の応力分布は応力の合力の作用点が中立軸を通る軸力成分 N_1 と応力の合力が偶力となる曲げモーメント成分 M_1 に分解できる。全塑性状態の応力分布を変化させ、それを軸力成分と曲げモーメント成分に分解してプロットすると図-2.7(d)の $N \geq 0$ のエリアにおける実線を描く。この実線は曲線となり部材断面の形状（箱断面、H断面、I断面など）や板厚に依存する¹⁵⁾。作用軸力が引張力の場合を対象とする式(2.1)が部材損傷判定のしきい値である 1.00 と等しいとすると、 N と M は $(0, M_p)$ と $(M_p, 0)$ あるいは $(0, M_p)$ と $(-M_p, 0)$ を結ぶ直線を描く。これら直線の内側のエリアである図-2.7(d)の着色部に作用軸力と作用曲げモーメントがあればその部材は損傷しないと判定する。着色部は全塑性断面に作用する軸力と曲げモーメントの組み合わせを示す曲線より内側にあるため、損傷度による判定は安全側の評価といえる。

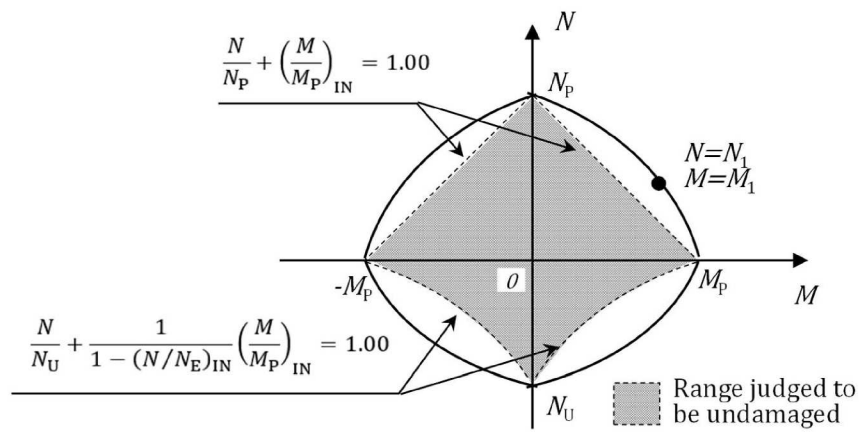
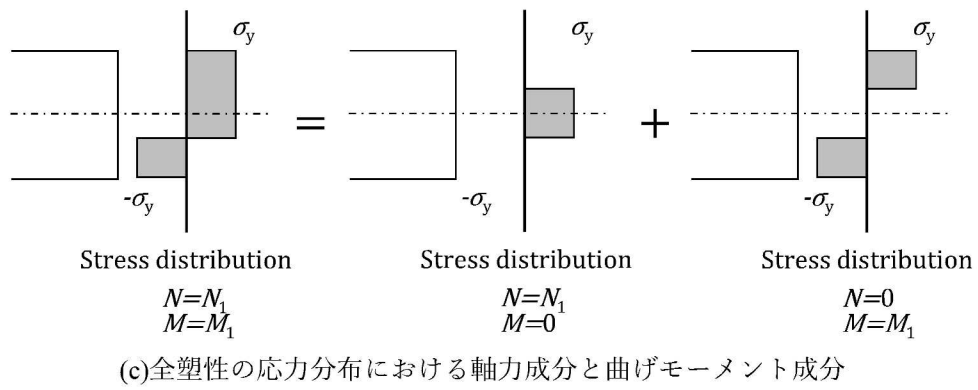
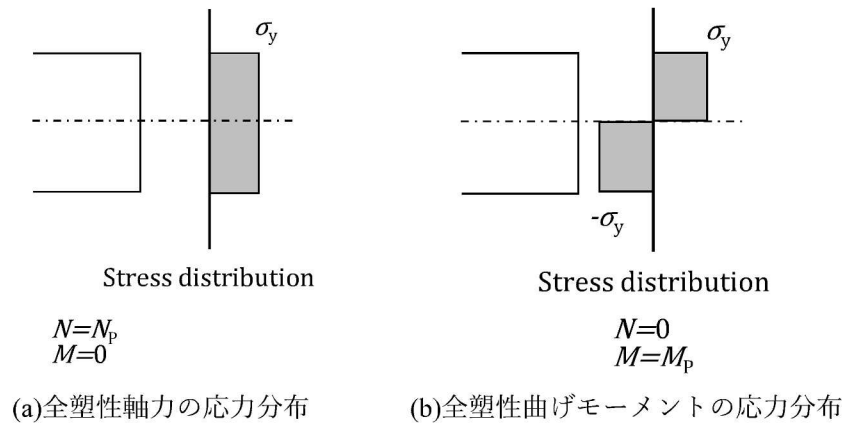
つぎに、作用軸力が圧縮力（負の符号）の場合を対象とする式(2.2)を説明する。作用軸力が圧縮力の場合、全塑性軸力 M_p のかわりに座屈強度 N_0 を軸力の限界耐荷力に設定する。この時、曲げモーメント成分の計算項に作用軸力による付加曲げモーメントの影響を考慮する。これにより、作用軸力が圧縮力の場合を対象とする式(2.2)が部材損傷判定のしきい値である 1.00 と等しいとき、 N と M は $(0, N_0)$ と $(M_p, 0)$ あるいは $(0, N_0)$ と $(-M_p, 0)$ を結ぶ直線に対して原点寄りに湾曲した曲線を描く。これら曲線より内側のエリアである図-2.7(d)の着色部に作用軸力と作用曲げモーメントがあればその部材は損傷しないと判定する。

式(2.1)および式(2.2)は軸力と曲げモーメントが主な作用断面力となる部材の損傷判定に適用できるため、例えば 2022 年 1 月 30 日に落橋事故があった米国ピッツバーグ州のフェーンフォロー橋のような方杖ラーメン橋の脚部分の損傷判定にも適用できる³²⁾。ただし、方杖ラーメン橋の桁部分については、床版と鋼桁の合成断面として耐荷力を評価したほうが実際の耐荷力に近い評価となるため、鋼単一断面への適用を前提とする式(2.1)および式(2.2)により損傷を判定することは適切でないと考えられる。



M_{IN} : In plane bending moment, M_{OUT} : Out plane bending moment

図-2.6 面内曲げモーメントと面外曲げモーメント



(d)損傷度による部材評価

図-2.7 全塑性状態の応力分布と損傷度による部材評価

なお、せん断力が作用する部材に対するせん断応力度の極限耐力は式(2.3)～式(2.6)により計算するが¹⁵⁾、本研究が対象とする鋼トラス橋ではせん断力が部材耐荷力に及ぼす影響は軸力や曲げモーメントと比べて小さいため、せん断力の影響は考慮しない。例えば、本章の解析において最大のせん断力 428(kN)が生じる解析ケースと部材は損傷ケース1のLC-1部材であるが、せん断応力度の極限耐力に対する作用せん断応力度の比率は 0.20 であり、作用軸力と作用曲げモーメントから式(2.1)によって計算する損傷度 2.13 と比較して小さい。

$$\frac{\bar{\tau}_{\max}}{\tau_Y} = \left(\frac{0.486}{R_\tau} \right)^{0.333} \leq 1, \quad 0.486 \leq R_\tau \leq 2 \quad (2.3)$$

$$R_\tau = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\tau_Y 12(1-\nu^2)}{E\pi^2 k}} \quad (2.4)$$

$$k = \begin{cases} 5.34 + 4.0/\alpha^2 (\alpha \geq 1) \\ 4.0 + 5.34/\alpha^2 (\alpha < 1) \end{cases} \quad (2.5)$$

$$\alpha = a/b \quad (2.6)$$

ここで、 $\bar{\tau}_{\max}$ ：せん断応力度の極限耐力

τ_Y ：降伏せん断能力度

b ：板幅

t ：板厚

ν ：ポアソン比

E ：弾性係数

α ：縦横比

a ：パネル長さ

2.4 解析結果

表-2.3 にモデル A における初期損傷部材を設定した主構面側（図-2.5 参照）の部材の損傷度を示す。表の 1 列目の部材番号は図-2.8 に示した部材番号に対応している。トラス部材のうち下弦材 LC-4 を初期損傷部材とした解析ケースである損傷ケース 2 と健全な鋼トラス橋の解析ケースである無損傷ケースはすべてのトラス部材の損傷度が 1.00 以下であるため連鎖的な損傷に発展することはないと判定する。トラス部材のうち斜材 D-1 を初期損傷部材とした解析ケースである損傷ケース 1 では下弦材 LC-1 において損傷度が最大値の 2.13 となっている。トラス部材のうち上弦材 UC-4 を初期損傷部材とした解析ケースである損傷ケース 3 では斜材 D-8 および斜材 D-9 において損傷度が最大値の 1.00 となっている。

表-2.3 モデル A における 3 つの損傷ケースと無損傷の損傷度

Member Number	Damage Case-1				Damage Case-2				Damage Case-3				Non-damage			
	UC-#	LC-#	D-#	D2-#	UC-#	LC-#	D-#	D2-#	UC-#	LC-#	D-#	D2-#	UC-#	LC-#	D-#	D2-#
1	0.30	2.13	DM	0.64	0.43	0.82	0.40	0.22	0.37	0.25	0.41	1.00	0.45	0.25	0.37	0.35
2	0.25	0.87	1.37	0.65	0.39	0.21	0.74	0.21	0.34	0.31	0.75	0.21	0.43	0.37	0.65	0.29
3	0.34	0.51	0.75	1.05	0.41	0.45	0.44	0.51	0.40	0.33	0.43	0.59	0.45	0.41	0.46	0.64
4	0.40	0.49	0.78	0.81	0.41	DM	0.58	0.39	DM	0.41	0.53	0.32	0.44	0.39	0.63	0.47
5	0.46	0.52	0.40	1.06	0.40	0.45	0.39	0.64	0.40	0.41	0.32	0.54	0.44	0.39	0.47	0.64
6	0.52	0.58	0.45	0.79	0.39	0.31	0.49	0.45	0.34	0.33	0.59	0.43	0.43	0.41	0.64	0.47
7	0.58	0.49	0.13	1.26	0.44	0.25	0.38	0.72	0.37	0.31	0.21	0.75	0.45	0.37	0.29	0.65
8	-	0.60	0.26	0.68	-	0.68	0.72	0.39	-	0.25	1.00	0.41	-	0.25	0.35	0.37

DM: Damaged member

#: Member Number

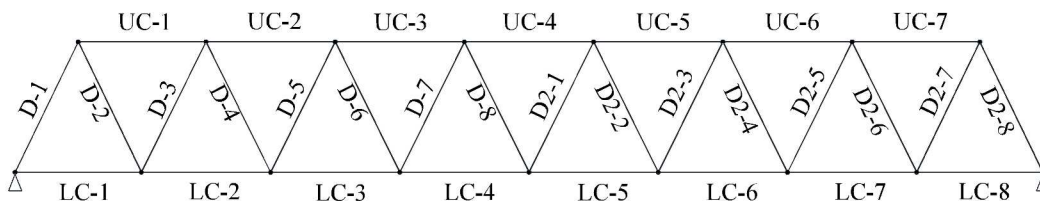


図-2.8 部材番号図

表-2.4 にモデル B における初期損傷部材側の部材の損傷度を示す。トラス部材のうち下弦材 LC-4 を初期損傷部材とした解析ケースである損傷ケース 2 と健全な鋼トラス橋の解析ケースである無損傷ケースはすべてのトラス部材の損傷度が 1.00 以下であることはモデル A と同様の結果である。トラス部材のうち斜材 D-1 を初期損傷部材とした解析ケースである損傷ケース 1 では下弦材 LC-1 において損傷度が最大値の 2.55 となっている。トラス部材のうち上弦材 UC-4 を初期損傷部材とした解析ケースである損傷ケース 3 では斜材 D-8 および斜材 D-9 において損傷度が最大値の 1.19 となっている。損傷度が最大となるトラス部材はモデル A と同じであるが、損傷度の最大値がモデル A より大きくなっている。

表-2.4 モデル B における 3 つの損傷ケースと無損傷の損傷度 R

Member Number	Damage Case-1				Damage Case-2				Damage Case-3				Non-damage			
	UC-#	LC-#	D-#	D2-#	UC-#	LC-#	D-#	D2-#	UC-#	LC-#	D-#	D2-#	UC-#	LC-#	D-#	D2-#
1	0.36	2.55	DM	0.68	0.44	0.89	0.40	0.18	0.38	0.30	0.42	1.19	0.46	0.29	0.39	0.36
2	0.25	0.92	1.60	0.67	0.38	0.20	0.76	0.21	0.33	0.31	0.75	0.21	0.44	0.38	0.65	0.31
3	0.35	0.53	0.79	1.09	0.41	0.43	0.46	0.51	0.38	0.33	0.44	0.60	0.45	0.41	0.48	0.67
4	0.40	0.49	0.79	0.82	0.41	DM	0.59	0.41	DM	0.41	0.56	0.31	0.44	0.39	0.67	0.48
5	0.47	0.51	0.40	1.09	0.39	0.42	0.40	0.67	0.38	0.41	0.31	0.56	0.45	0.39	0.48	0.67
6	0.52	0.58	0.44	0.80	0.40	0.30	0.50	0.47	0.33	0.33	0.60	0.45	0.44	0.41	0.67	0.48
7	0.59	0.49	0.05	1.25	0.45	0.10	0.40	0.74	0.38	0.31	0.21	0.76	0.46	0.38	0.30	0.65
8	-	0.69	0.23	0.68	-	0.75	0.82	0.39	-	0.30	1.19	0.42	-	0.29	0.35	0.39

DM: Damaged member

#: Member Number

モデル A の損傷度に対するモデル B の損傷度の変化率を表-2.5 に示す。変化率は式(2.7)により計算する。

$$ROC = \frac{(R_{(\text{Model B})} - R_{(\text{Model A})})}{R_{(\text{Model A})}} \quad (2.7)$$

ここで、 ROC : $R_{(\text{Model A})}$ に対する $R_{(\text{Model B})}$ の変化率

$R_{(\text{Model A})}$: モデル A の損傷度

$R_{(\text{Model B})}$: モデル B の損傷度

表-2.5 モデル A の損傷度に対するモデル B の損傷度の変化率 ROC

Member Number	Damage Case-1				Damage Case-2				Damage Case-3				Non-damage			
	UC-#	LC-#	D-#	D2-#	UC-#	LC-#	D-#	D2-#	UC-#	LC-#	D-#	D2-#	UC-#	LC-#	D-#	D2-#
1	21%	20%	DM	6%	2%	9%	1%	-17%	1%	20%	1%	19%	3%	15%	5%	2%
2	1%	6%	17%	3%	-3%	-3%	2%	-1%	-3%	0%	1%	-2%	2%	3%	1%	6%
3	2%	3%	5%	4%	-1%	-5%	4%	0%	-5%	-1%	3%	2%	-1%	1%	3%	4%
4	0%	0%	1%	2%	-1%	DM	2%	4%	DM	1%	6%	-3%	0%	0%	6%	2%
5	1%	-2%	0%	3%	-2%	-6%	2%	4%	-5%	1%	-4%	4%	1%	0%	2%	5%
6	1%	-1%	-1%	2%	1%	-2%	3%	4%	-3%	-1%	2%	4%	2%	1%	4%	1%
7	2%	-1%	-63%	-1%	2%	-58%	4%	3%	2%	0%	-1%	1%	3%	3%	5%	1%
8	-	16%	-10%	0%	-	11%	14%	0%	-	21%	19%	1%	-	16%	1%	5%

DM: Damaged member

#: Member Number

損傷ケース 1 では上弦材 UC-1 において変化率が 21%と全部材の最大値となっている。また損傷度が最大であった下弦材 LC-1 の変化率は 20%であり、全部材のなかで 2 番目に大きい変化率を示している。下弦材 LC-1 は初期損傷部材の D-1 と結合した部材でトラスの三角形が形成されない箇所に位置する。リダンダンシー解析においては、表-2.4 に示した部材の損傷度のうちどれか 1 つでも 1.00 を超過する場合には連鎖的な損傷に発展するリダンダンシーを有さない橋梁であると判定し、すべての損傷度が 1.00 以下となる場合には連鎖的な損傷に発展しないリダンダンシーを有する橋梁であると判定する。つまり、損傷度の最大値が 1.00 を超過するか否かによって鋼トラス橋のリダンダンシーを判定するため、損傷度の最大値の変化率が大きいことは、鋼トラス橋のリダンダンシーの判定にトラス格点部のモデル化が影響することにつながる。損傷ケース 3 に着目すると、モデル A の損傷度の最大値は 1.00 (部材 D-8 および D2-1) で 1.00 以下であるためリダンダンシーを有する判定となる一方、モデル B における損傷度の最大値の変化率が 19%と大きく損傷度の最大値が 1.19 になるため、リダンダンシーを有さない判定になる。つまり、トラス格点部のモデル化の違いが異なるリダンダンシーの判定を導く。

損傷ケース 3 では下弦材 LC-8 において変化率が 21%と全部材の最大値となっている。また損傷度が最大であった斜材 D-8 および斜材 D-9 の変化率は 19%であり、全部材のなかで 3 番目に大きい変化率を示している。損傷度が最大となる部材の変化率が大きいことは損傷ケース 1 と同じ傾向である。一方、無損傷ケースでは損傷度が最大であった斜材 D-2 および斜材 D-15 の変化率は 1%と小さい。これは健全な鋼トラス橋を対象とする新設設計にはトラス格点部のモデル化が比較的影響しにくいことを示している。

表-2.6 にモデル C における初期損傷部材側の部材の損傷度を示す。表-2.4 のモデル B の損傷度と比較すると損傷度が 1.00 を超過したトラス部材 (ハッチング部) の損傷度がいずれも小さくなっている。モデル C のガセットプレートのサイズはモデル B より小さく、曲げによるトラス格点部の回転変形に対する拘束が小さいため発生曲げモーメントが小さくなり、損傷度も小さくなったと考えられる。

モデル A の損傷度に対するモデル C の損傷度の変化率を表-2.7 に示す。

表-2.6 モデル C における 3 つの損傷ケースと無損傷の損傷度

Member Number	Damage Case-1				Damage Case-2				Damage Case-3				Non-damage			
	UC-#	LC-#	D-#	D2-#	UC-#	LC-#	D-#	D2-#	UC-#	LC-#	D-#	D2-#	UC-#	LC-#	D-#	D2-#
1	0.34	2.53	DM	0.66	0.43	0.89	0.40	0.18	0.37	0.30	0.42	1.14	0.46	0.29	0.39	0.34
2	0.25	0.95	1.54	0.65	0.38	0.20	0.74	0.21	0.33	0.31	0.74	0.20	0.44	0.38	0.64	0.30
3	0.35	0.53	0.76	1.06	0.41	0.43	0.45	0.50	0.38	0.33	0.44	0.59	0.45	0.41	0.47	0.65
4	0.40	0.49	0.79	0.81	0.41	DM	0.58	0.40	DM	0.42	0.55	0.31	0.44	0.39	0.66	0.47
5	0.46	0.51	0.40	1.07	0.39	0.43	0.39	0.65	0.38	0.42	0.31	0.55	0.45	0.39	0.47	0.66
6	0.52	0.57	0.45	0.79	0.40	0.30	0.49	0.46	0.33	0.33	0.59	0.44	0.44	0.41	0.65	0.47
7	0.58	0.49	0.05	1.22	0.44	0.11	0.39	0.72	0.37	0.31	0.21	0.74	0.46	0.38	0.30	0.64
8	-	0.69	0.23	0.68	-	0.75	0.78	0.39	-	0.30	1.14	0.42	-	0.29	0.34	0.39

DM: Damaged member

#: Member Number

表-2.7 モデル A の損傷度に対するモデル C の損傷度の変化率 ROC

Member Number	Damage Case-1				Damage Case-2				Damage Case-3				Non-damage			
	UC-#	LC-#	D-#	D2-#	UC-#	LC-#	D-#	D2-#	UC-#	LC-#	D-#	D2-#	UC-#	LC-#	D-#	D2-#
1	14%	19%	DM	3%	0%	9%	1%	-19%	0%	19%	2%	14%	1%	15%	6%	-2%
2	-1%	10%	12%	1%	-2%	-2%	0%	-1%	-2%	1%	-2%	-3%	2%	3%	-1%	4%
3	2%	4%	2%	1%	0%	-5%	2%	-2%	-4%	0%	2%	1%	-1%	1%	3%	1%
4	0%	1%	2%	0%	-1%	DM	1%	3%	DM	1%	4%	-4%	0%	0%	4%	1%
5	1%	-2%	-1%	1%	-2%	-5%	1%	2%	-4%	1%	-4%	2%	1%	0%	1%	3%
6	0%	-1%	0%	0%	1%	-2%	1%	3%	-2%	0%	0%	2%	1%	0%	1%	1%
7	0%	-1%	-63%	-3%	0%	-58%	1%	0%	0%	1%	-2%	-2%	2%	3%	3%	-1%
8		16%	-12%	0%		10%	8%	0%		20%	14%	2%		15%	-3%	5%

DM: Damaged member

#: Member Number

表-2.5 に示すモデル B の変化率と表-2.7 に示すモデル C の変化率の差は、最も差が大きい損傷ケース 1 の上弦材 UC-1 において 7% である。この結果は、ガセットプレートの形状の違いによりリダンダンシーが向上することを示しており、鋼トラス鉄道橋において使用されているトラス部材の分岐部を円弧状に切り欠いたガセットの格点部⁸⁾がリダンダンシーにおいて優位となる可能性がある。本解析では死荷重のみを考慮したが、活荷重と部材損傷時の衝撃の影響も考慮した解析によって、ガセットプレートの形状によるリダンダンシーの向上効果の検証がのぞまれる。

表-2.8 に損傷ケース 1 と無損傷ケースの 2 ケースにおけるモデル A の損傷度とモデル A の損傷度に対するモデル B の損傷度の変化率を示す。損傷度と変化率には、それらの軸力成分の項、面内曲げモーメント成分の項および面外曲げモーメント成分の項を内訳として [] に併記している。モデル A の損傷度とモデル B の変化率がともに大きい部材が損傷ケース 1 の上弦材 LC-1 であり、変化率が小さい部材が無損傷ケースの上弦材 UC-1 である。表-2.8 に示す $R(N)$ 、 $R(M_N)$ および $R(M_{OUT})$ は、式(2.1)および式(2.2)に示している。損傷ケース 1 の上弦材 LC-1 では、損傷度 R に対して面内曲げモーメント $R(M_N)$ が支配的である。一方、無損傷ケースの上弦材 UC-1 では、 $R(N)$ が支配的である。損傷ケース 1 の鋼トラス橋は斜材 D-1 の損傷によって部分的に三角形のトラス構造を構成していないため、部材に面内曲げモーメントが発生しやすく損傷ケース 1 の $R(M_N)$ が無損傷ケースとくらべて大き

くなり、トラス格点部の回転変形をより拘束するモデル B ではこの面内曲げモーメントが大きくなることによって $R(M_{IN})$ の変化率が 17% となっているため、損傷度の変化率が無損傷ケースより大きくなる。

鋼トラス橋の支間中央の鉛直変位についてモデル A、モデル B およびモデル C を比較したものを表-2.9 に示す。損傷ケース 1、損傷ケース 2、損傷ケース 3 および無損傷ケースのいずれにおいても、鉛直変位の大きさはモデル A、モデル C、モデル B の順となっている。これは、トラス格点部のガセットプレートを反映しないモデル（モデル A）より、ガセットプレートを反映したモデル（モデル B およびモデル C）のほうがトラス格点部で変形を拘束すること、またモデル B とモデル C を比較した場合、モデル B のほうがトラス格点の拘束度がより大きいことを示している。

表-2.8 モデル A の損傷度とモデル B の変化率の内訳

Damage Case	Member Number	Damage ratio: R [breakdown] by Model A				Rate of Change: ROC [breakdown]			
		R	$R(N)$	$R(M_{IN})$	$R(M_{OUT})$	R	$R(N)$	$R(M_{IN})$	$R(M_{OUT})$
Damage Case-1	LC-1	2.13	[0.16]	[1.68]	[0.29]	20%	[0%]	[17%]	[3%]
Non-damage	UC-1	0.45	[0.39]	[0.04]	[0.02]	2%	[0%]	[2%]	[0%]

表-2.9 支間中央における死荷重たわみの比較

MODEL	Displacement at center of damaged truss side (mm) [Ratio:compare with FRAME MODEL]			
	Damage Case-1	Damage Case-2	Damage Case-3	Non-damage
Model A	43 [1.00]	81 [1.00]	30.6 [1.00]	42 [1.00]
Model B	41.8 [0.97]	80 [0.99]	29.4 [0.96]	41.2 [0.98]
Model C	41.9 [0.97]	80.3 [0.99]	29.5 [0.96]	41.2 [0.98]

2.5 本章のまとめ

本章ではトラス格点部のモデル化の方法がリダンダンシー解析の評価にあたる影響を明らかにすることを目的とした。また、鋼トラス鉄道橋において使用されているトラス部材の分岐部を円弧状に切り欠いたガセットの格点部がリダンダンシーに与える影響を調査した⁸⁾。

トラス格点部のモデル化の方法がリダンダンシー解析の評価にあたる影響を明らかにするために、トラス格点部のガセットプレートを考慮しない解析モデルとシェル要素で構成した解析モデルを用いてリダンダンシー解析をおこないその評価を比較した。トラス部材の分岐部を円弧状に切り欠いたガセットの格点部がリダンダンシーに与える影響を調査するために、円弧状の形状をシェル要素で構成した解析モデルと従来型の長方形のガセットプレートをシェル要素で構成した解析モデルのリダンダンシー評価を比較した。またこれらの比較においては、リダンダンシー解析に加えて部材損傷がない無損傷状態の鋼トラス橋モデルを用いた一般的な構造解析をあわせて実施し、無損傷状態の鋼トラス橋の構造解析への影響も調査した。

本章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) トラス格点部のガセットプレートを無視してトラス部材のフレーム要素同士を単純に剛結合した解析モデルは、トラス格点部のガセットプレートをシェル要素でモデル化した解析モデルよりリダンダンシーの指標となる損傷度を低く計算した。鋼トラス橋のリダンダンシーの判定を左右する損傷度の最大値に着目した場合、モデル化の違いによる損傷度の変化率が20%に及ぶことが明らかになった。また、トラス格点部のモデル化の違いが異なるリダンダンシーの判定を導く解析ケースがあった。
- (2) 損傷度の変化率を、損傷度を構成する軸力成分の項、面内曲げモーメント成分の項および面外曲げモーメント成分の項の3項にわけて分析すると、面内曲げモーメント成分の変化率が大きいことがわかった。部材損傷がある鋼トラス橋を対象とするリダンダンシー解析では、三角形のトラス構造が構成されない損傷部材の周辺においてトラス部材に面内曲げモーメントが発生するため、この面内曲げモーメントの変化がリダンダンシー評価に影響することが明らかになった。
- (3) 部材損傷がない健全な状態の鋼トラス橋を対象とする一般的な解析では、面内曲げモーメントがトラス部材に発生しにくいいため、格点部のモデル化が解析結果に与える影響が小さいことがわかった。これにより、トラス格点部のモデル化がリダンダンシー解析においてのみ重要であることが明らかになった。
- (4) 鉄道橋において採用実績があるトラス部材の分岐部を円弧状に切り欠いたガセットプレートの格点部構造を採用することによって、従来型の長方形のガセットプレートの格点部構造よりリダンダンシーが向上する可能性が示された。

参考文献

- 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.
- 2) 玉越隆史: 道路橋設計におけるリダンダンシーの評価に向けた取り組み, 第 17 回 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp.1-14, 2014.
- 3) 成瀬勝武, 鈴木俊男: 橋梁工学 (鋼橋編), p.254, 森北出版社, 1995.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I, 2017.
- 5) KEIJI TAJIMA, NAOYUKI OKA, KAZUAKI UCHIYAMA, and TOSHIHIKO ASO : INFLUENCE OF MEMBER CONNECTION MODELING FOR REDUNDANCY ANALYSIS OF TRUSS BRIDGES, Proceedings of ISEC9, Volume 4, issue 1, BRIDGE STRUCTURES, Pages: 1 – 6, 2017.
- 6) 岡直幸, 内山和昭, 田島啓司, 麻生稔彦: 鋼トラス橋の格点部モデル化方法がリダンダンシー解析におよぼす影響, 土木学会第 72 回年次学術講演会, I-036, pp.71-72, 2017.
- 7) 斉木功, 川村航太, 岩坪要, 岩熊哲夫: 非線形有限要素解析による鋼ランガー橋の冗長性に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.62A, pp.61-71, 2016.
- 8) 保坂鐵矢, 谷口正嗣, 磯江暁, 作川孝一, 増田陳紀: トラス格点構造の合理化に関する一手法, 土木学会第 56 回年次学術講演会, I-A204, pp.408-409, 2001.
- 9) 吉岡勉, 奥井義昭, 岩崎英治: リダンダンシー評価ガイドラインと今後の展望, 第 17 回 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp.97-101, 2014.
- 10) 笠野英行, 依田照彦: 米国ミネアポリス I-35W 橋の崩壊メカニズムと格点部の損傷評価, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.2, pp.312-323, 2010.
- 11) 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.779-791, 2010.
- 12) 岩崎英治: 線形解析による鋼トラス橋のリダンダンシー評価に関するケーススタディ, 第 17 回 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp.21-37, 2014.
- 13) 福本嘯士, 座屈設計のガイドライン, 土木学会, 1987.
- 14) 米で 140m の道路橋が崩落、点検結果は「Poor」. 日経 XTECH. 2022.02.03, 日経クロステック, <https://xtech.nikkei.com/atcl/nxt/column/18/00142/01203/> (参照 2023-07-02)
- 15) 倉西茂, 鋼構造物の終局強度と設計, 土木学会, 1994.

第3章 鋼トラス橋の振動特性を考慮した部材破断時の動的応答計算 方法の開発

3.1 概要

鋼構造物の部材は疲労、腐食、衝突等により損傷することがある。鋼構造物の部材が損傷すると、損傷した部材が受け持っていた断面力は他の部材に再配分される。損傷部材の作用荷重が圧縮力の場合、損傷形態が座屈となり瞬間的に耐荷力を失うことがないため断面力の再配分に伴う振動は発生しない。一方、損傷部材の作用荷重が引張力の場合、損傷形態が脆性破壊になると、断面力が極めて短い時間に再配分されて振動が発生する。部材損傷後の構造物の安全性を評価するリダンダンシー解析では、再配分される断面力の大きさのみでなく、振動による動的応答を精度よく計算する必要がある。特に長大鋼トラス橋は高次多自由度系の振動体であるため、その複雑な振動特性を考慮した動的応答の計算が必要とされる。実際の部材損傷では、疲労による亀裂の進展、腐食による減肉および部材破断前の鋼材の塑性変形によって、断面力の再配分が徐々に進行して振動の影響が低減する場合もあるが、本研究では健全な状態において受け持っていた断面力が瞬間的に再配分される最も振動の影響が大きい状況を想定して動的応答を計算する。

本章では、長大鋼トラス橋の複雑な振動特性を動的応答に考慮するために固有ベクトルを利用する計算方法を開発する。部材の損傷による動的応答の計算において、1自由度系の振動体における動的増幅率を利用する事例が複数みられるが^{1), 2)}、この計算方法では長大鋼トラス橋の複雑な振動特性を動的応答に考慮することができないため、これにかわる計算方法が必要とされる。部材損傷による振動に影響する振動モードを複数有する3径間連続構造で長支間を有する鋼プラットトラス橋を検討対象に選定する。フーリエ解析によって部材損傷の際に生じる部材軸力の変動の時刻歴を分析したところ、部材損傷がある鋼トラス橋の固有振動数に近い周波数のピークが複数存在すること、フーリエ変換の定数項が部材損傷によって作用する荷重を静的に載荷した解析の解と同じであることが明らかになった。この結果に基づき、静的解析によって得られた断面力と固有ベクトルを足し合わせて動的応答を計算する方法を提案する。累積有効質量比を指標として振動モードの範囲を設定し、各部材の動的応答に最も影響を与える固有ベクトルを各部材ごとに選択して動的応答を計算する。提案手法を用いて断面力の動的応答を計算することによって、時刻歴応答解析に近いリダンダンシー評価が得られることを示す。

検討の手順として、まずは解析モデルを作成する。実際に離島架橋として使用されている支間長240mの3径間連続鋼トラス橋を対象として3次元フレームモデルを作成する。供用下における鋼トラス橋の断面力を計算するために、鋼トラス橋の建設の進行に伴う構造系の変化を反映したステップ解析を実施する。つぎに、部材種類や設置場所が異なる6つの引張部材を初期損傷部材に設定したりダンダンシー解析を実施する。この際、時刻歴応答解析によって部材破断時の動的応答を計算する。つぎに、前述のりダンダンシー解析において計算した部材軸力の時刻歴をフーリエ解析で分析して振動数の特性を調査する。つぎに、振動数特性の分析結果を踏まえた部材断面力の動的応答の計算方法を提案する。

鋼トラス橋の振動特性を部材断面力の動的応答の計算に反映できるように，部材損傷がある鋼トラス橋の固有ベクトルを利用する．このとき固有値解析における累積有効質量比を指標として振動モードの範囲を設定し，その範囲に含まれる複数の固有ベクトルを動的応答の計算に使用する．最後に，提案した方法によって計算した動的応答の動的増幅率およびリダンダンシー評価指標を時刻歴応答解析によって計算した動的増幅率およびリダンダンシー評価指標と比較することによって計算精度を検証する．

3.2 対象橋梁と解析モデル

図-3.1 に検討の対象とした 3 径間連続鋼プラットトラス橋を示す。この鋼トラス橋は離島架橋として現在も使用されており、昭和 55 年（1980 年）の道路橋示方書を適用して 1991 年に建設された³⁾。床版は鉄筋コンクリート製で、上部構造の総自重は 54400kN である。鋼製のトラス部材はフレーム要素でモデル化し、鉄筋コンクリート製の床版は 500～750mm の寸法に分割したシェル要素でモデル化した。断面力は 3次元解析モデルを用いた微小変形理論による線形解析により計算した。図-3.1 に示す 6 つの引張部材を初期損傷部材に設定したリダンダンシー解析を実施した。トラス部材とコンクリート床版の物性と比重を表-3.1 に、6 つの引張部材の部材種類と死荷重による作用軸力を表-3.2 に示す。

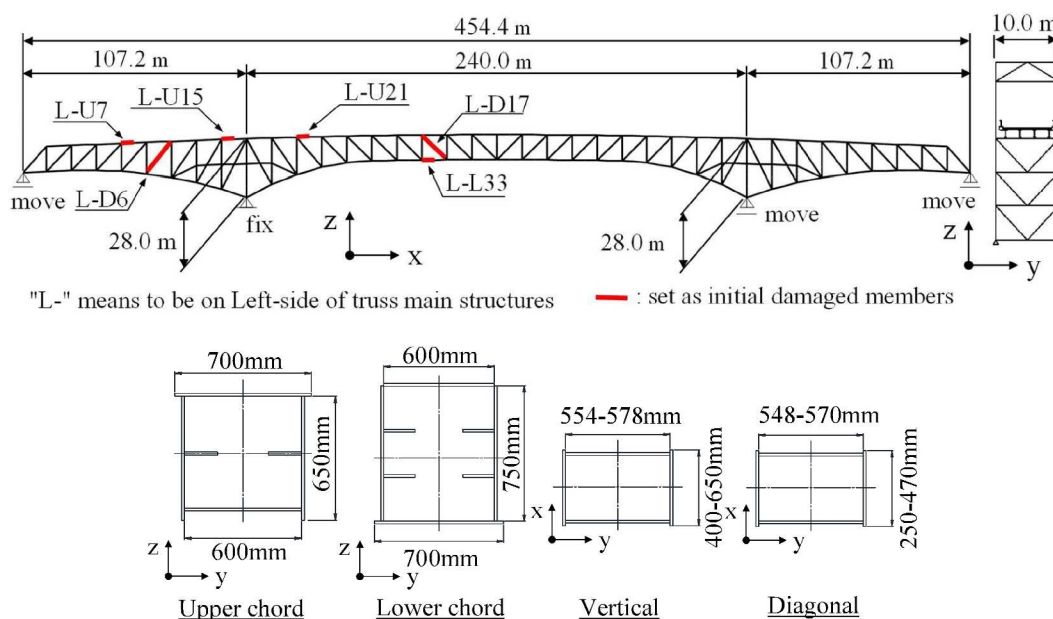


図-3.1 検討対象の鋼トラス橋

表-3.1 トラス部材とコンクリート床版の物性と比重

	Element type	Material	Elastic modulus (MPa)	Stress-strain curve	Unit weight (kN/m ³)
Truss member	Beam element	Steel	200,000	Linear	77.0
Concrete slab	Shell element	Concrete	25,000	Linear	24.5

表-3.2 初期損傷部材に設定した6つの引張部材

Initial damaged members	Member types	Axial force by dead load (kN)
L-D6	Diagonal	2574
L-D7	Diagonal	2442
L-U7	Upper chord	3445
L-U15	Upper chord	8898
L-U21	Upper chord	5169
L-L33	Lower chord	4229

損傷を受けた鋼トラス橋の断面力は、図-3.2における(a)~(d)の4ステップの解析結果を足し合わせて計算する。4ステップのうち(a)~(c)の3ステップは鋼トラス橋の建設の進捗による構造系の変化を反映したステップである。トラス部材の死荷重をステップ(a)で、鉄筋コンクリート製床版の死荷重をステップ(b)で、舗装の死荷重をステップ(c)で載荷する。ステップ(a)では左右両方の側径間の張り出しによって中央径間の大ブロックが支持されるカンチレバー架設の構造系を反映した。ステップ(b)ではトラス構造は完成状態となっているが、鉄筋コンクリート製の床版はコンクリートが硬化する前で剛性を持たない構造系を反映した。ステップ(d)は部材損傷を反映したステップ（初期損傷部材を取り除いた解析モデル）である。本研究における断面力解析は線形解析に基づくため、(a)~(d)の4ステップの解析結果の足し合わせによって損傷を受けた鋼トラス橋の断面力を計算できる。なお、対象橋梁の建設時の設計では部材損傷を反映したステップ(d)は実施していないが、死荷重断面力を(a)~(c)の3ステップの解析結果の足し合わせによって計算しており、本研究による断面力の計算方法は建設時と同じ解析方法である。なお、建設時は床版コンクリートと鋼トラス構造の合成効果を見込んでいないため、ステップ(c)は床版部材を解析モデルに考慮しないステップ(b)と同じ解析モデルとなる。ステップ(d)において鋼トラス橋に作用する断面力は図-3.3に示すように、初期損傷部材に作用する断面力の反力 \vec{F}_a および \vec{F}_b であり、以後損傷力と記述する。部材の損傷が鋼トラス橋に与える影響を図-3.4で説明する。まず、部材損傷前の図-3.4(a)の状況を図-3.4(b)に置き換える。鋼トラス橋への作用力は図-3.4(a)と図-3.4(b)で同じであるため、静的荷重作用の条件下では図-3.4(a)と図-3.4(b)は同じ解析結果を与える。次に部材損傷が生じると損傷部材の荷重支持機能がなくなり、鋼トラス橋に作用していた損傷部材の反作用力 $-\vec{F}_a$ および $-\vec{F}_b$ が図-3.4(c)のようにゼロになる。部材損傷が鋼トラス橋に与える影響は部材損傷後の状況を示す図-3.4(c)と部材損傷前の状況を示す図-3.4(b)の差となり、この差を示す図-3.4(d)が部材の損傷が鋼トラス橋に与える状況となる。部材損傷による振動は活荷重の有無によらず発生するため本研究では活荷重を考慮していないが、活荷重が作用した鋼トラス橋のリダンダンシー解析も可能である。その場合は鋼トラス橋の振動特性を適切に評価するために、固有値解析と時刻歴応答解析における解析モデルに活荷重の質量を考慮する必要がある。

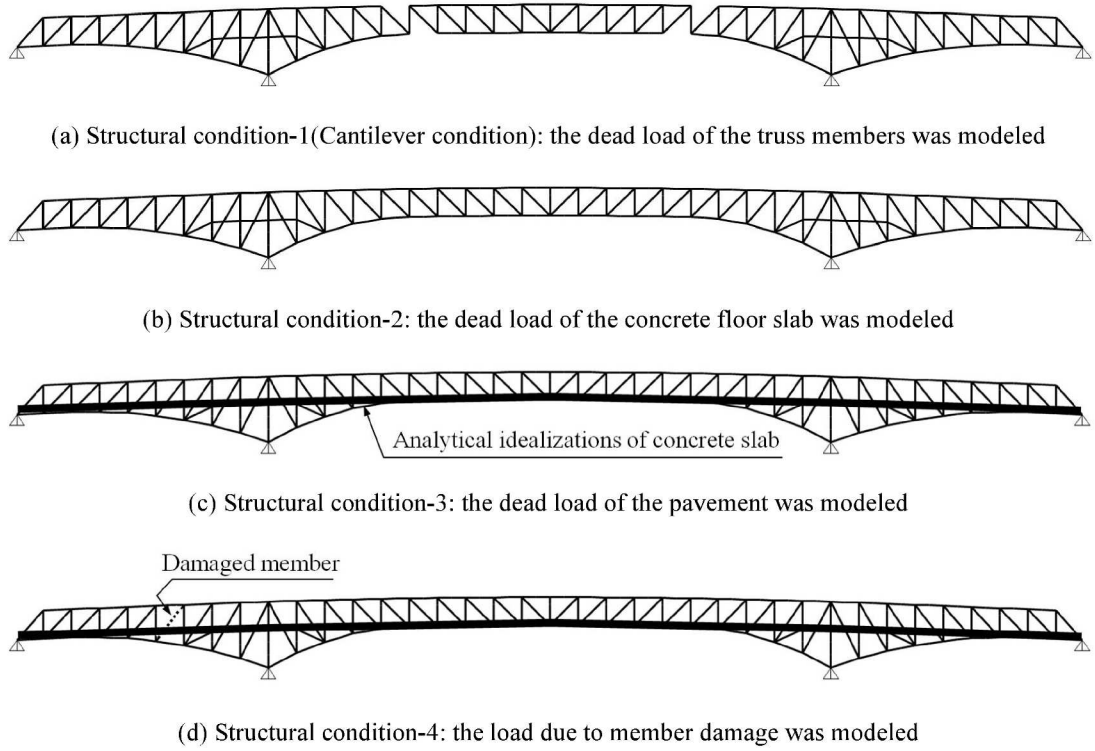


図-3.2 鋼トラス橋の解析モデル

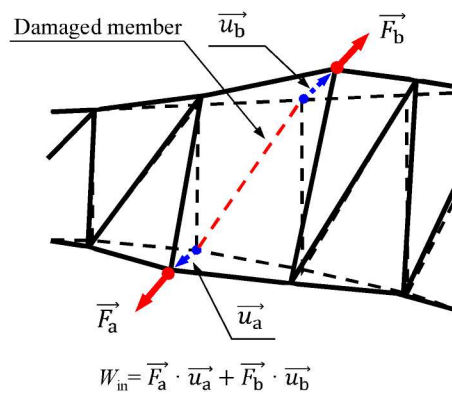
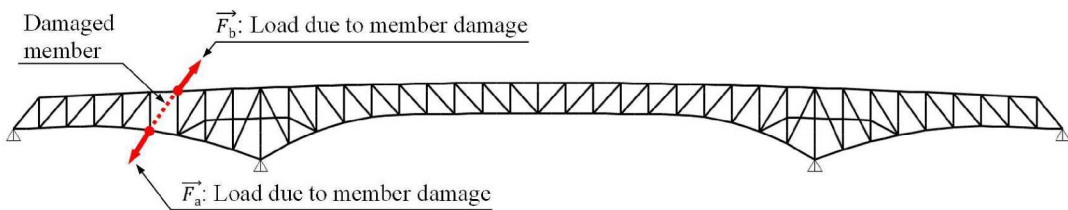


図-3.3 部材損傷による作用断面力

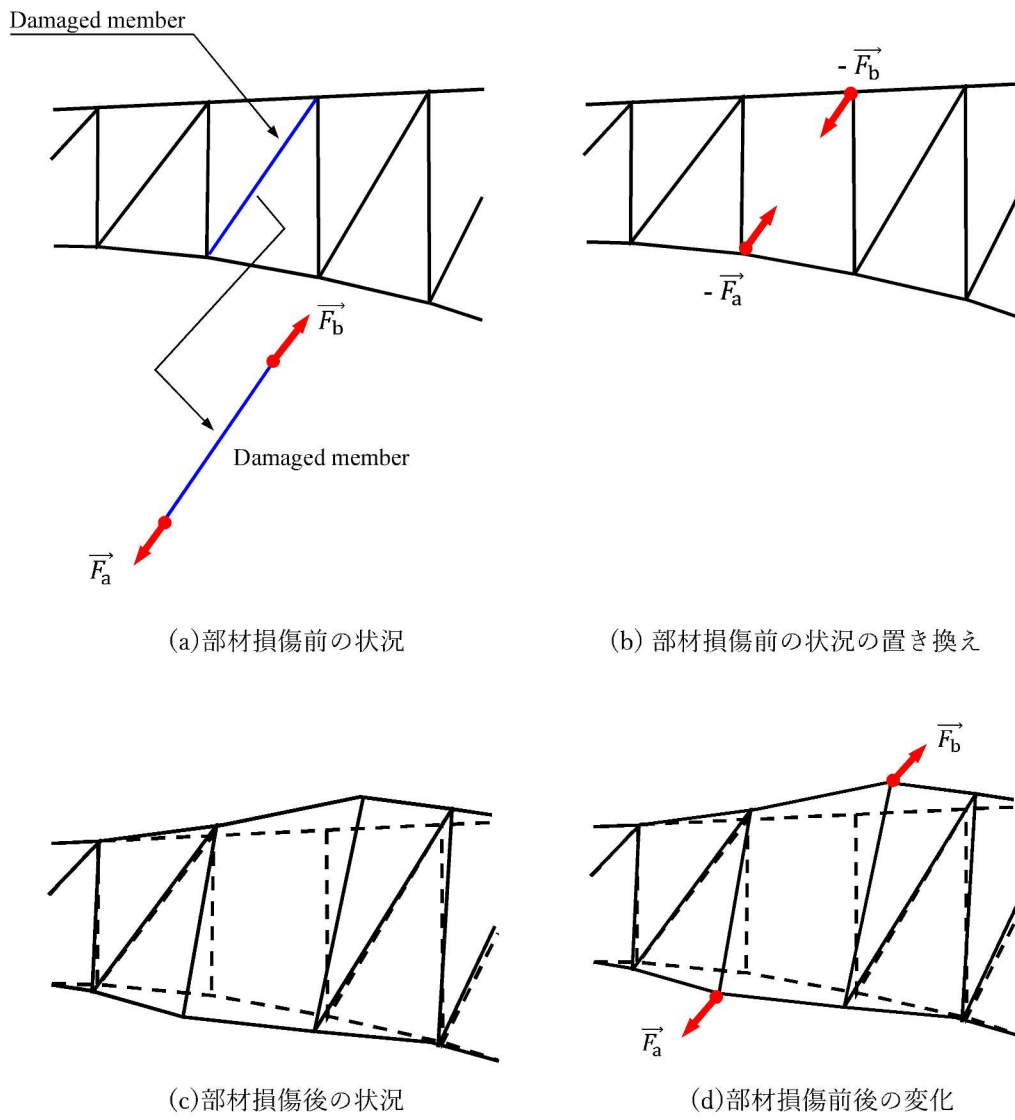


図-3.4 部材の損傷が鋼トラス橋に与える影響の説明図

3.3 動的増幅率の計算

動的増幅率は、一定の損傷力を作用させた静的解析と時刻歴応答解析の2つのリダンダンシー解析から求められる断面力の比によって計算する。減衰定数を0%とした時間間隔0.01秒のNewmark β 法 ($\beta=0.25$)によって時刻歴応答解析を実施した。部材損傷が発生すると、損傷した部材の断面力の反力が損傷力として部材の両端に作用する。部材両端の作用力がゼロから損傷力に達するまでの時間 t_f が短いほど、鋼トラス橋に作用する衝撃は大きくなる。部材損傷が生じる際の t_f は短い時間であるため、損傷力の変化は線形方程式で計算して問題ないと考えられる⁴⁾。このとき、時刻歴応答解析では0秒から t_f までの時間ステップごとに損傷力を線形的に変化させた逐次解析を実施する。本研究の時刻歴応答解析では t_f を0秒に設定し、動的作用の影響が最も大きく発生する危険な状況を想定した。アメリカミネソタ州交通局が使用する1.854の動的増幅率も、 t_f を0秒に設定した条件下の1自由度系の自由振動における動的増幅率である。1自由度系の自由振動における動的増幅率1.854の説明を図-3.5に示す。この自由振動には5.0%の減衰が考慮され、固有周期は T_n である。時刻 $T=0.0$ 秒から一定の力 F が作用したときの振幅の変化 x を F を静的に作用させたときに生じる変位 x_s で除して無次元化した x/x_s を縦軸に示す。この自由振動は $x=x_s$ を中心に振動し、 x/x_s が最大となるのは $T/T_n=0.5$ のときである。このとき0.5周期分の減衰の影響をうけるため、最初の振幅に対して振幅の比が $1/(e^{2\pi h})^{T=0.5} = 0.854$ となる。 $x/x_s=1.0$ を中心に振動するため、減衰5.0%の動的増幅率は $1+0.854=1.854$ となる。これは、 F を瞬間的に作用させて振動が生じたときの変位の最大値が、 F を静的に作用させたときの変位の1.854倍になることを意味する。

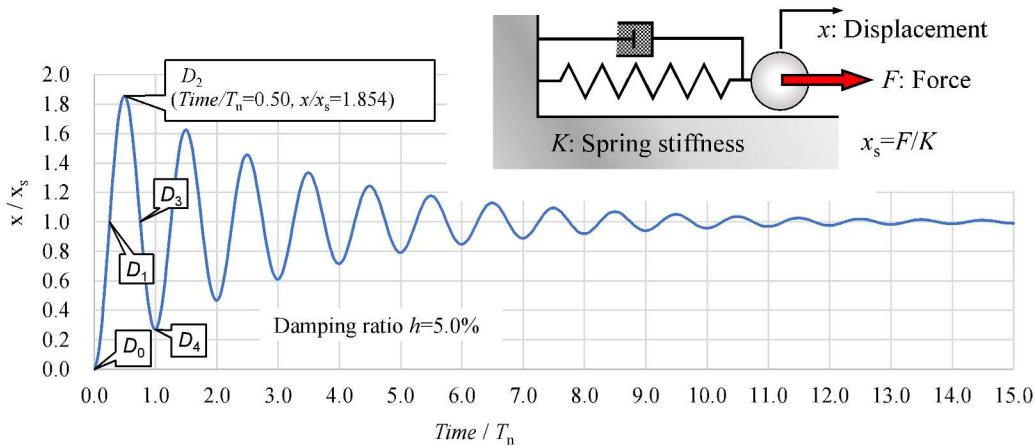


図-3.5 1自由度系の自由振動における変位と動的増幅係数

時刻歴解析において一般的に用いられるレイリー減衰によって減衰定数を設定した場合、振動モードによって減衰定数が変化するため、算出した動的応答に対する減衰の評価が困難となる。そこで、振動モードによって減衰定数が変化しないよう、時刻歴応答解析における減衰定数を0%に設定した。減衰定数を0%に設定した時刻歴応答解析によって算出した動的応答の最大値を式(3.1)により減衰定数5.0%に相当する動的応答に換算した⁵⁾。減衰

定数を0%に設定した時刻歴応答解析によって算出した動的応答 f_d が静的解析によって計算した解 f_s の2.0倍のとき、式(3.1)により減衰定数5.0%に変換した動的応答 f_m は f_s の1.854倍となり、式(3.2)により動的増幅率 α が1.854になる。これは図-3.5に示した減衰定数5.0%の1自由度系における自由振動の動的増幅率と同じ動的増幅率である。

本研究では、式(3.1)により減衰定数5.0%に変換した動的応答 f_m を用いて、式(3.2)により動的増幅率 α を計算する。これにより減衰定数5.0%の1自由度系における自由振動の動的増幅率 $\alpha=1.854$ との比較が可能になる。

$$f_m = f_s + (f_d - f_s) \times 0.854 \quad (3.1)$$

ここで、 f_m ：減衰定数5.0%に変換した動的応答

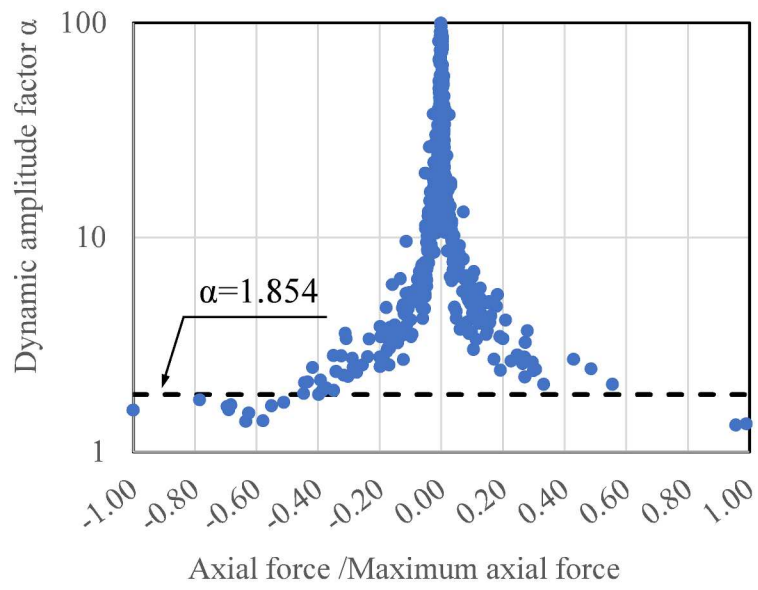
f_s ：静的解析によって計算した解

f_d ：減衰定数を0%に設定した時刻歴応答解析によって算出した動的応答

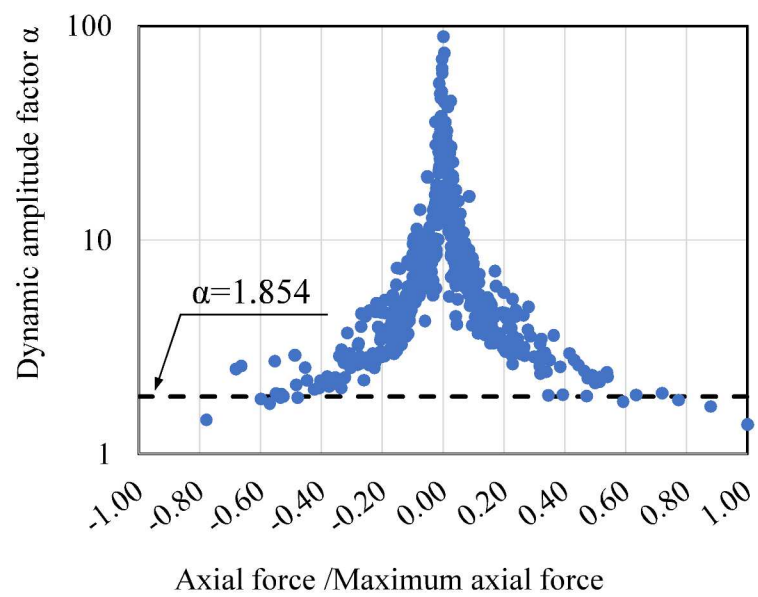
$$\alpha = \frac{f_m}{f_s} \quad (3.2)$$

ここで、 α ：動的増幅率

図-3.6～図-3.8は、図-3.1の6部材を初期損傷部材に設定したリダンダンシー解析における主トラス構造の全部材(559部材)についての軸力の動的増幅率をプロットしたものである。横軸は各部材の軸力を全部材の最大軸力で除して無次元化した軸力である。図-3.6～図-3.8のいずれにおいても、無次元化軸力が0に近づくと動的増幅率 α が増加している。これは静的解析による解が小さいほど動的増幅率が大きいことを示しており、後藤らの報告と同じ傾向である⁴⁾。無次元化軸力が0に近い部材は発生軸力が小さいため、鋼トラス橋のリダンダンシーへの影響が小さい部材と考えられる。1自由度系における自由振動の動的増幅率である $\alpha=1.854$ と異なる動的増幅率 α の部材が多くみられ、これは検討対象とした鋼トラス橋の振動が1自由度系の振動とは異なることを示している。例えばL-D6損傷ケースでは、559部材の平均値は96.7で最小値は1.30である。この結果は動的増幅率1.854を用いて長大鋼トラス橋の動的応答を計算することが適切ではないことを示している。

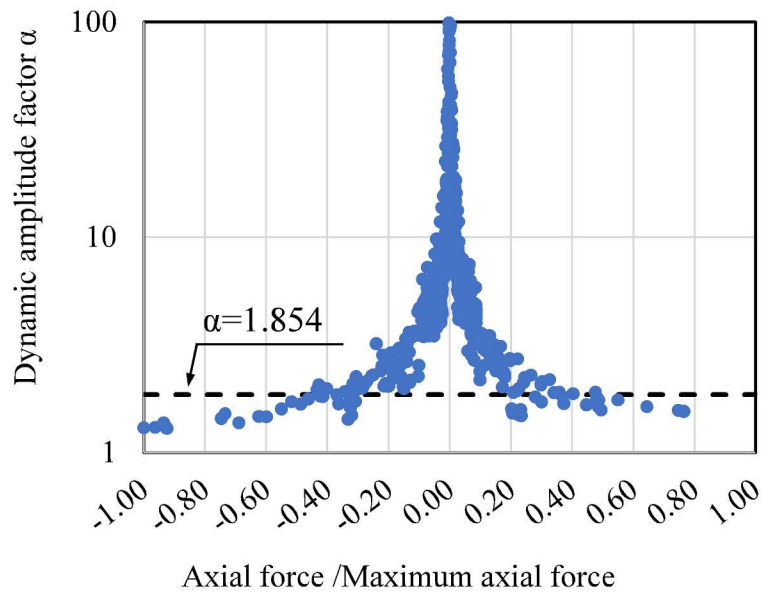


(a) L-D6 損傷ケース

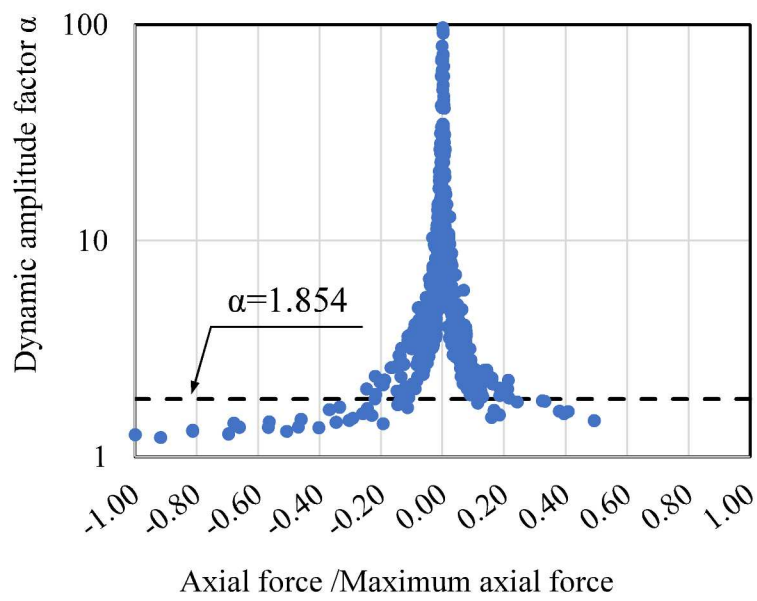


(b) L-D17 損傷ケース

図-3.6 無次元化した軸力と動的増幅率の関係 L-D6, L-D7 損傷ケース

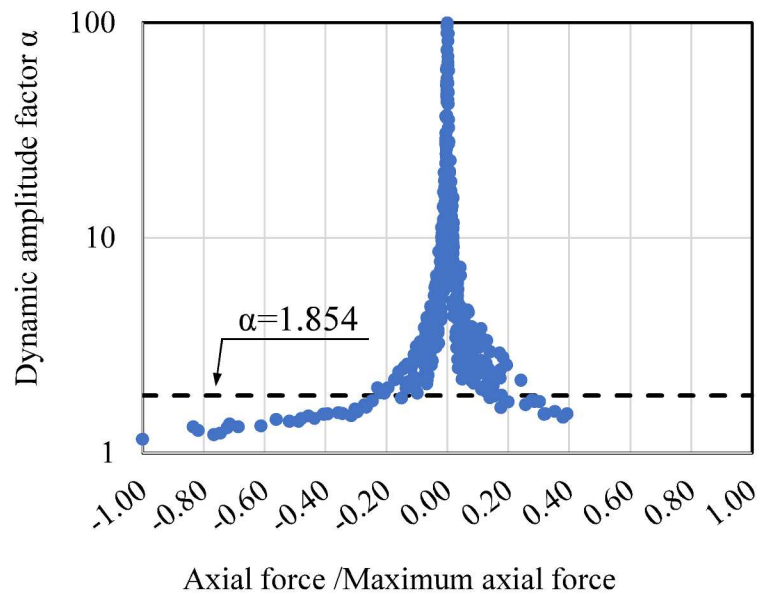


(a) L-U7 損傷ケース

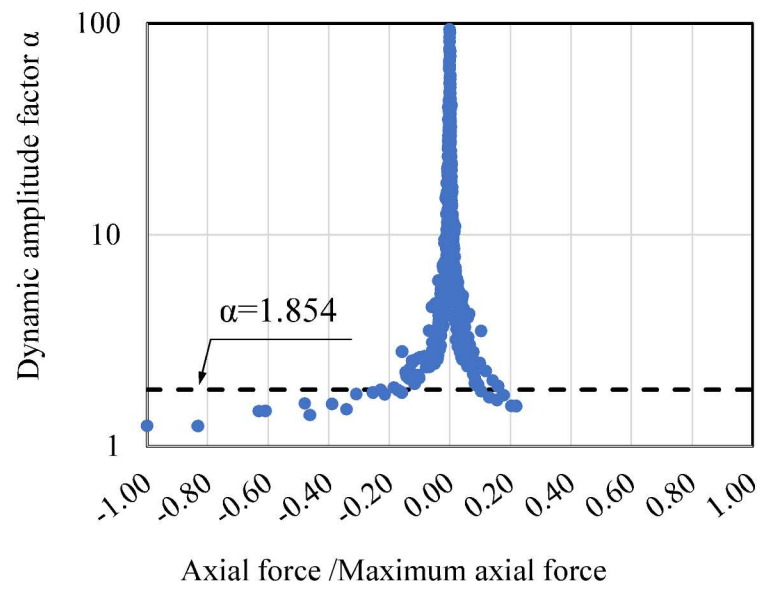


(b) L-U15 損傷ケース

図-3.7 無次元化した軸力と動的増幅率の関係 L-U7, L-U15 損傷ケース



(a) L-U21 損傷ケース



(b) L-L33 損傷ケース

図-3.8 無次元化した軸力と動的増幅率の関係 L-U21, L-L33 損傷ケース

ここで、動的増幅率 α を 1.854 として損傷力による動的応答を計算した場合と、時刻歴応答解析によって損傷力による動的応答を計算した場合でリダンダンシー評価にどの程度の違いが生じるかを調査する。鋼トラス橋のリダンダンシーは第2章のトラス格点部のモデル化と同様に式(3.3)および式(3.4)により計算する損傷度によって評価する^{1), 6)}。部材の作用軸力が引張の時は式(3.3)を、圧縮の時は式(3.4)を使用する。損傷度が 1.00 を超過する部材があった場合に連鎖的な損傷に発展すると判定する。

$$R = \frac{N}{N_p} + \left(\frac{M}{M_p} \right)_{\text{IN}} + \left(\frac{M}{M_p} \right)_{\text{OUT}} \quad (3.3)$$

ここで、 R ：損傷度

N ：部材に作用する軸引張力

M ：部材に作用する曲げモーメント

N_p ：全塑性軸力

M_p ：全塑性曲げモーメント

添え字の IN：面内方向

添え字の OUT：面外方向

$$R = \frac{P}{P_u} + \left(\frac{1}{1 - \frac{P}{P_e}} \frac{M_{\text{eq}}}{M_p} \right)_{\text{IN}} + \left(\frac{1}{1 - \frac{P}{P_e}} \frac{M_{\text{eq}}}{M_p} \right)_{\text{OUT}} \quad (3.4)$$

ここで、 P ：部材に作用する軸圧縮力

P_u ：道路協会の規定によって計算した座屈強度⁷⁾

P_e ：オイラー座屈強度

M_{eq} ：等価曲げモーメント

$$M_{\text{eq}} = \max(0.6M_1 + 0.4M_2, 0.4M_1) \quad (3.5)$$

ここで、 M_1 および M_2 ：部材の両端における曲げモーメント (ただし $|M_1| \geq |M_2|$)

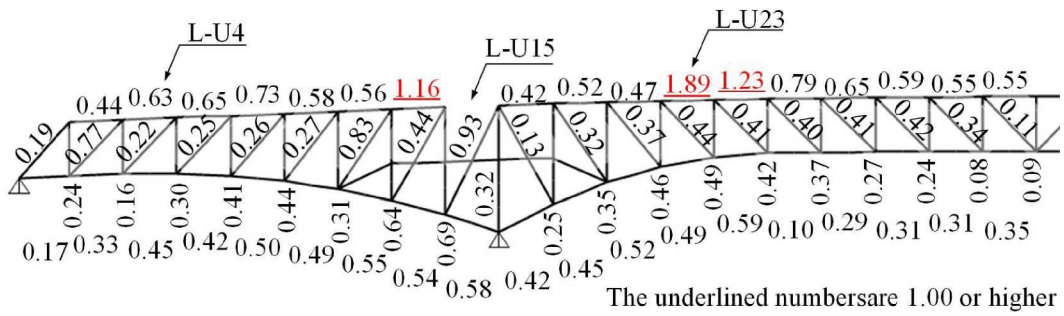
部材 L-U15 を初期損傷部材とした解析ケースにおける、動的増幅率 α を 1.854 として動的応答を計算したときの損傷度（本項では以後“ $\alpha=1.854$ の損傷度”と記述）を図-3.9(a)に、時刻歴応答解析によって動的応答を計算したときの損傷度（本項では以後“時刻歴応答解析の損傷度”と記述）を図-3.9(b)に、“時刻歴応答解析の損傷度”の損傷度に対する“ $\alpha=1.854$ の損傷度”の損傷度の比率を図-3.9(c)に示す。上弦材 L-U23 に着目すると、“ $\alpha=1.854$ の損傷度”の損傷度は 1.89，“時刻歴応答解析の損傷度”の損傷度は 1.29 であり“ $\alpha=1.854$ の損傷度”は“時刻歴応答解析の損傷度”の 1.47 倍となっている。一方、上弦材 L-U4 に着目すると、“ $\alpha=1.854$ の損傷度”は 0.63，“時刻歴応答解析の損傷度”は 1.03 であり“ $\alpha=1.854$ の損傷度”は“時刻歴応答解析の損傷度”の 0.61 倍となっている。“時刻歴応答解析の損傷度”に対する“ $\alpha=1.854$ の損傷度”の比率は部材によって異なり（最大で 2.76 倍，最小で 0.15 倍），動的応答の計算方法がリダンダンシーの判定にも影響することがわかる。表-3.3 に L-U15 を初期損傷部材とした解析ケースにおける上弦材 L-U4 と上弦材 L-U23 の損傷度と軸力について“ $\alpha=1.854$ の損傷度”と“時刻歴応答解析の損傷度”の比較を示す。“ $\alpha=1.854$ の損傷度”と“時刻歴応答解析の損傷度”の違いは動的応答の計算方法の違いであるが，その違いがリダンダンシーの評価に大きく影響している。

Cha らは，実橋を計測して求めた軸方向応力の動的増幅率が時刻歴応答解析で計算した動的増幅率とよく一致すると報告⁸⁾していることから，本研究では時刻歴応答解析が実際の橋梁の動的応答を示すものとして取り扱う。図-3.9 と表-3.3 の結果は，動的増幅率 α を 1.854 として動的応答を計算すると損傷度を適切に評価することができないこと，リダンダンシー解析において部材損傷による動的応答の計算が重要であることを示す。

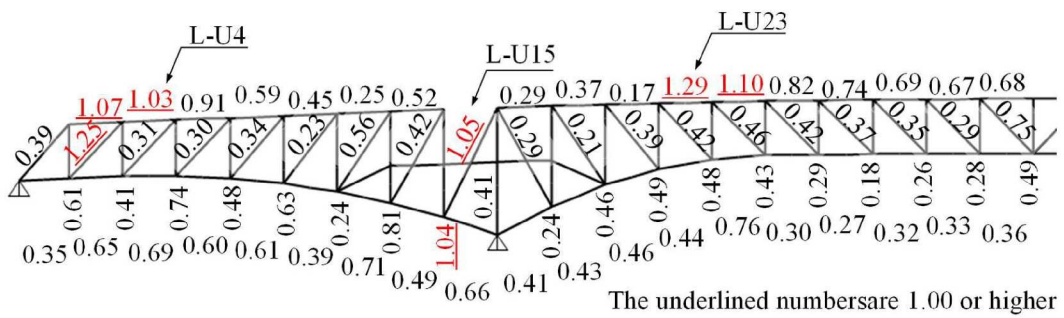
表-3.3 L-U15 損傷ケースにおける損傷度の比較

Checked member	Method	Damage ratio				Axial force (kN)		Dynamic Amplification Factor for Axial force
		Sum	Axial Force	In-plane Moment	Out-of-plane Moment	By Dead Load	By Member Damage	
L-U4	DAM of 1.854	0.63	0.59	0.01	0.03	628	-2,049	1.854
	Time-history analysis	1.03	0.74	0.21	0.08	628	-2,604	2.356
L-U23	DAM of 1.854	1.89	1.79	0.03	0.07	1,821	-6,105	1.854
	Time-history analysis	1.29	1.08	0.16	0.06	1,821	-4,500	1.367

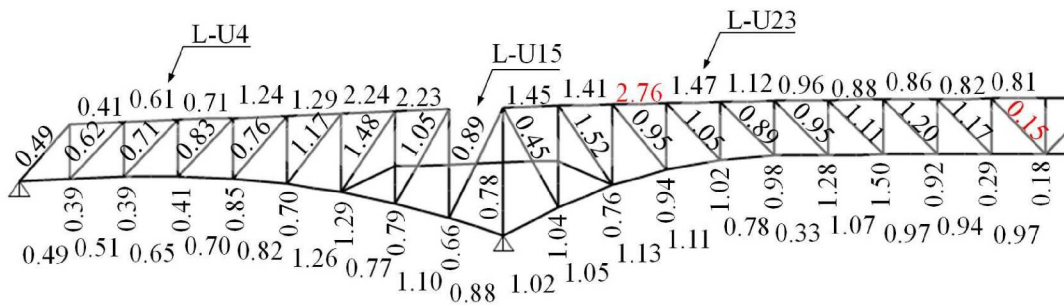
DAM is Dynamic amplification factor



(a) 動的増幅率 α を一律に 1.854 として動的応答を計算したときの損傷度



(b) 時刻歴応答解析によって動的応答を計算したときの損傷度



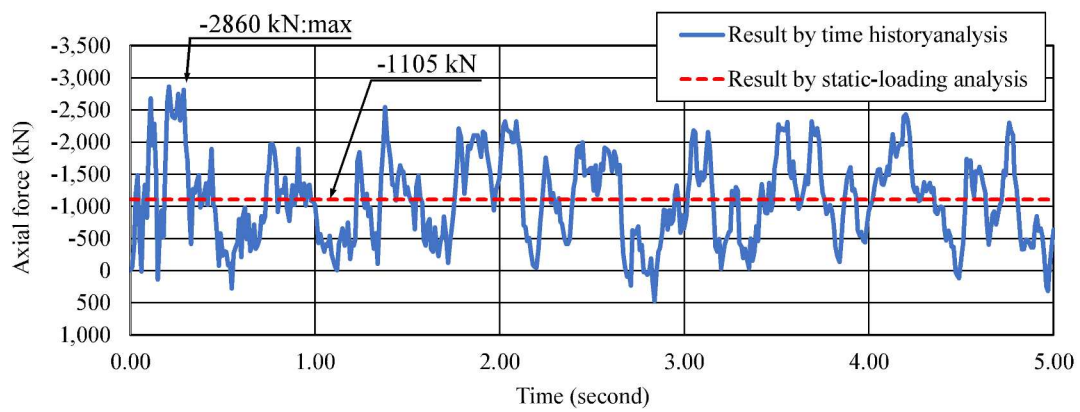
(c) “ $\alpha=1.854$ の損傷度”に対する”時刻歴応答解析の損傷度”の比率

※(a)に対する(b)の比率

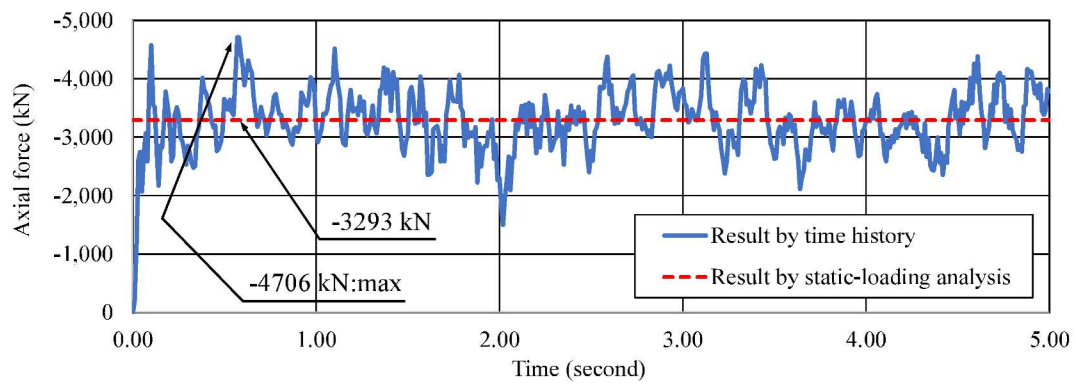
図-3.9 L-U15 損傷ケースにおける損傷度の比較

3.4 フーリエ解析による動的応答の時刻歴の分析

ここで時刻歴応答解析によって得られる時刻歴の周波数特性をフーリエ解析によって調査する。時刻歴には節点変位と部材断面力があり、変位には x , y および z 方向の移動と x , y および z 軸回りの回転の 6 成分が、断面力には軸力、面内せん断力、面外せん断力、面内曲げモーメント、面外曲げモーメント、ねじりの 6 成分があるが、調査の対象とする時刻歴は損傷度の算定式のパラメータのひとつである軸力とする。面内曲げモーメントおよび面外曲げモーメントも損傷度の算定式のパラメータであるが、これらが発生しやすい箇所は三角形のトラス構造が構成されない初期損傷部材の周辺に限られるため、軸力を調査の対象とする。図-3.10 に部材 L-U15 を初期損傷部材とした時刻歴応答解析における部材 L-U4 および L-U23 に発生する軸力の時刻歴を示す。図-3.10 の時刻歴には、動的応答の軸力の最大値 (L-U4 において-2860kN, L-U23 において-4706kN) と損傷力を作用させた静的解析で計算した軸力解 (L-U4 において-1105kN, L-U23 において-3293kN) が示されており、静的解析の軸力解は振動波形と比較できるように赤の点線でグラフに描き入れている。動的応答の最大値と静的解析による解を式(3.1)および式(3.2)に入力して求まる動的増幅率 α は L-U4 において 2.356, L-U23 において 1.367 である。



(a) 部材 L-U4 に発生する軸力の時刻歴



(b) 部材 L-U23 に発生する軸力の時刻歴

図-3.10 L-U15 損傷ケースにおける部材軸力の時刻歴

図-3.11 に部材 L-U4 に発生する軸力の時刻歴に対するフーリエスペクトルを示す。部材 L-U4 のフーリエスペクトルにおいて、固有値解析により算出した対象橋梁の 2 次モードの固有振動数 0.51(Hz)と 9 次モードの固有振動数 1.78(Hz)に近い振動数の周波数成分にピークがみられる。固有値解析によって得られる 1 次から 40 次モードまでの固有振動数と x, y および z 方向の有効質量比を表-3.4 に示す。

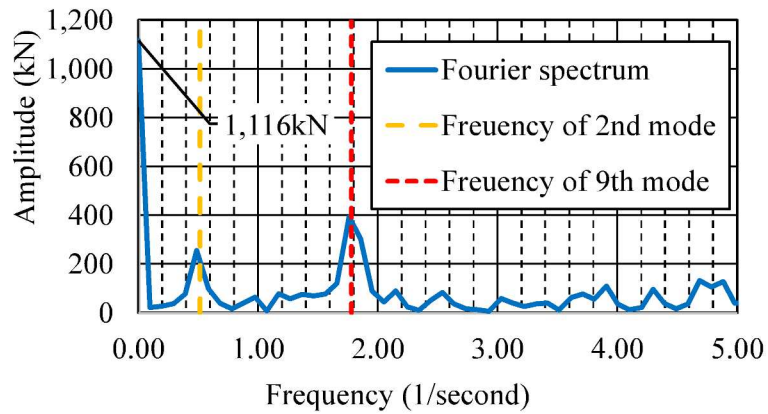


図-3.11 L-U15 損傷ケースにおける部材 L-U4 軸力のフーリエスペクトル

表-3.4 L-U15 損傷ケースにおける固有値解析の結果

Mode No.	Frequency (1/second)	Modal participating mass ratio			Mode No.	Frequency (1/second)	Modal participating mass ratio		
		x	y	z			x	y	z
1	0.42	0%	34%	0%	21	3.48	0%	0%	0%
2	0.51	20%	1%	15%	22	3.64	0%	0%	0%
3	0.92	34%	0%	5%	23	3.67	5%	0%	4%
4	1.00	0%	9%	0%	24	3.82	0%	2%	0%
5	1.06	0%	28%	0%	25	3.92	0%	0%	0%
6	1.11	0%	13%	0%	26	3.96	0%	0%	0%
7	1.37	11%	0%	21%	27	4.08	3%	0%	3%
8	1.50	0%	1%	0%	28	4.35	0%	0%	0%
9	1.78	16%	0%	15%	29	4.39	0%	0%	0%
10	1.81	0%	3%	0%	30	4.60	1%	0%	0%
11	1.82	1%	2%	1%	31	4.65	0%	0%	0%
12	2.13	0%	0%	0%	32	4.74	0%	0%	0%
13	2.49	0%	1%	1%	33	4.80	0%	0%	0%
14	2.52	1%	0%	18%	34	4.88	0%	0%	3%
15	2.59	0%	0%	0%	35	4.91	0%	0%	2%
16	2.67	0%	0%	0%	36	4.96	0%	0%	0%
17	2.93	0%	0%	0%	37	5.01	0%	1%	0%
18	3.00	2%	0%	0%	38	5.08	0%	0%	1%
19	3.12	0%	0%	0%	39	5.18	0%	0%	0%
20	3.40	2%	0%	0%	40	5.29	0%	0%	0%

モーダル解析では、部材の損傷による振動を橋梁の固有ベクトルの和として計算する。このとき鋼トラス橋に損傷力を静的に作用させた変形に近い振動形状を示す固有ベクトルが強く現れる⁴⁾。図-3.12 に損傷力を静的に作用させた変形を、図-3.13 に 2 次と 9 次の振動モード図を示す。鋼トラス橋に損傷力が静的に作用したときの変形に近い振動形状を示す固有ベクトルが 2 次と 9 次の振動モードに対応したため、2 次と 9 次の固有振動数に対応する振幅が大きかったものと思われる。L-U4 に発生する軸力の動的応答が 2 次および 9 次の振動モードにおいて卓越する断面力であったことも、2 次と 9 次の固有振動数に対応する振幅が大きかった理由と考えられる。振動モードによって断面力の分布が変わるため、フーリエ解析の対象とする部材や断面力が変わると、ピークを示す振動数も変化する。振動数 0.0Hz における振幅(1116 kN)はフーリエスペクトルの定数項で、静的解析で計算した軸力(1105 kN)とほぼ一致する。

以上の分析結果は、固有ベクトルに対応する断面力と静解析で算出した断面力の足し合わせによって動的応答を計算できる可能性を示唆する。

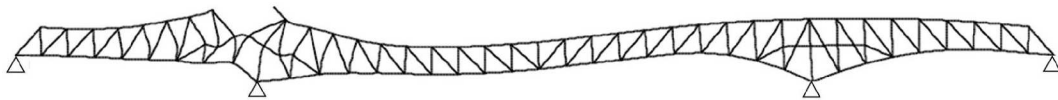
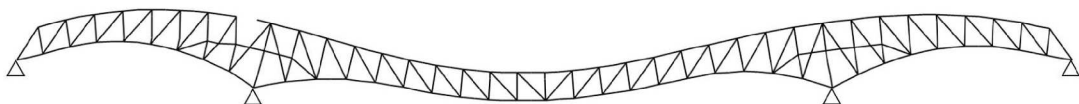
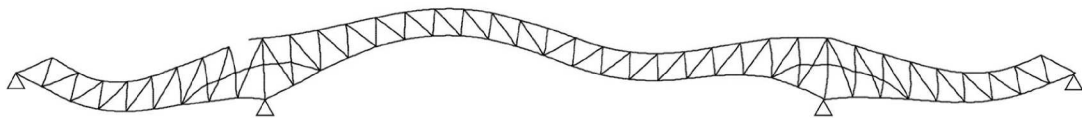


図-3.12 鋼トラス橋に損傷力を静的に作用させた変形



(a) 2 次振動モード図



(b) 9 次振動モード図

図-3.13 L-U15 損傷ケースの解析モデルの振動モード図

3.5 固有ベクトルを用いた動的応答の計算

固有ベクトルを用いた動的応答は、以下に示す 8 ステップによって計算する。ステップ 1～5 は図-3.2(d)に示した鋼トラス橋の全体解析モデル全体に対して実施し、ステップ 6～8 は鋼トラス橋の解析モデルを構成する各部材に対して実施する。8 つの計算ステップは、前節 3.4 の分析結果が示唆した固有ベクトルに対応する断面力と静解析で算出した断面力の足し合わせによって動的応答を計算できる可能性を具現化したものである。

【ステップ 1】初期損傷部材の設定

鋼トラス橋解析モデルの部材フレーム要素から初期損傷部材を 1 つ設定する。

【ステップ 2】静的解析

初期損傷部材のフレーム要素を除去した鋼トラス橋解析モデルに損傷力を作用させた静的解析を実施する。

【ステップ 3】固有値解析

初期損傷部材のフレーム要素を除去した鋼トラス橋解析モデルについて固有値解析を実施する。このとき累積有効質量比を計算する。

【ステップ 4】振動モードの範囲の設定

鋼トラス橋解析モデルの自由度の数だけ存在する振動モードの中から動的応答を計算するときに考慮する範囲を設定する。既往の研究⁹⁾と同様に、累積有効質量比を指標として振動モードの範囲を設定する。説明の都合上、振動モードの範囲の設定方法はステップ 8 で説明する。以降のステップ 5～7 はステップ 4 で設定した範囲の振動モードの数だけ計算する。

【ステップ 5】固有ベクトル拡大係数の計算

固有ベクトルは振動体の振動形を表すものであり大きさを持たないため、固有ベクトルを用いた動的応答の計算では、固有ベクトルの倍率を設定する必要がある。本研究では、固有ベクトルとして正規化振動モードを使用し、これに固有ベクトル拡大係数 ζ を乗じて倍率を設定した。固有ベクトル拡大係数 ζ は、仕事とエネルギーのつり合いから導き出した式(3.6)～式(3.8)を使用して計算する。この時固有ベクトル拡大係数 ζ は、ステップ 4 で設定した範囲の振動モードの数だけ計算できる。

式(3.6)は、部材損傷による振動によって橋梁全体の解析モデルに蓄えられるひずみエネルギーが、橋梁全体の解析モデルに損傷力が与える仕事量とつり合う状態を表す。ひずみエネルギーと仕事がつり合うときに運動エネルギーがゼロとなるため、解析モデルの振動が停止し、その時に動的応答が最大になる。

$$W_{in} = E_{st} \quad (3.6)$$

ここで、 W_{in} ：損傷力 \vec{F}_a および \vec{F}_b が解析モデルに与える仕事量

E_{st} ：解析モデルに蓄えらえるひずみエネルギー

式(3.7)は損傷力 \vec{F}_a および \vec{F}_b が解析モデルに与える仕事量の計算式である。

$$W_{in} = \vec{F}_a \cdot \vec{u}_a + \vec{F}_b \cdot \vec{u}_b \quad (3.7)$$

ここで、 \vec{F}_a と \vec{F}_b ：損傷力

\vec{u}_a と \vec{u}_b ：損傷力が作用する初期損傷部材両端のトラス格点部 a, b の変位

式(3.8)は解析モデル全体のひずみエネルギーの計算式である。ひずみエネルギーは、変位 \vec{u}_k と反力 \vec{R}_k の積の半分の和によって計算できる。変位 \vec{u}_k は式(3.9)により計算し、反力 \vec{R}_k は、 \vec{u}_k を強制変位としてトラス格点部 k に与えた強制変位解析によって計算する。ひずみエネルギーは、トラス部材のフレーム要素と鉄筋コンクリート製床版のシェル要素の変形と断面力から計算することも可能である。

$$E_{st} = \sum_k \left(\frac{1}{2} \vec{R}_k \cdot \vec{u}_k \right) \quad (3.8)$$

ここで、 \vec{R}_k ：強制変位解析においてトラス格点部 k に生じる反力

\vec{u}_k ：強制変位解析においてトラス格点部 k に与える強制変位

式(3.9)はトラス格点部 k の変位を算出する式である。 \vec{u}_k は、損傷力を作用させた静的解析によって得た解と固有ベクトルに固有ベクトル拡大係数 ζ を乗じた和によって計算する。3.4 の分析によって、フーリエ解析によって得られる定数項が損傷力を作用させた静的解析によって計算される解がとほぼ一致することと、部材損傷による動的応答には固有振動数に近い周波数成分においてピークがみられることが明らかになった。この結果をもとに、部材損傷による変位を式(3.9)に示すように、損傷力を作用させた静的解析によって得られた解と固有ベクトルに固有ベクトル拡大係数 ζ を乗じた和として計算する。式(3.9)によって計算した変位に基づき式(3.6)で仕事量とひずみエネルギーのつり合い式を解くと、部材の損傷による動的応答を最大化する固有ベクトル拡大係数 ζ が求まる。これにより、式(3.9)で計算する \vec{u}_k を仕事量の計算式である式(3.7)の \vec{u}_a および \vec{u}_b に入力するとともに、ひずみエネルギーの計算式である式(3.8)の \vec{u}_k にも入力する。

$$\vec{u}_k = \vec{u}_{s-k} + \zeta \vec{u}_{e-k} \quad (3.9)$$

ここで、 \vec{u}_{s-k} ：損傷力を作用させた静的解析によって求まるトラス格点部 k の変位

\vec{u}_{e-k} ：トラス格点部 k における固有ベクトルの変位

ζ ：固有ベクトル拡大係数

図-3.14 に部材 L-U15 を初期損傷部材に設定して当該部材のフレーム要素を取り除いた解析モデルにおける 1 次振動モードを対象としたときの仕事量 W_{in} およびひずみエネルギー E_{st} と固有ベクトル拡大係数 ζ の関係を示す。図-3.14 における横軸の固有ベクトル拡大係数 ζ は、式(3.6)を満たす 2 つの解の ζ のうち大きい方で除して無次元化している。式(3.6)を満たす 2 つの解の ζ は絶対値が同じで正負が異なる符号を持つ。すなわち、大きい方の ζ は正の符号をもつほうの解である。 ζ の変化に対して、仕事量 W_{in} は直線的に変化し、ひずみエネルギー E_{st} は放物線状に変化する。 ζ が 0 のとき、仕事量 W_{in} はひずみエネルギー E_{st} の 2 倍になり、 ζ が 1 または -1 のとき、仕事量 W_{in} とひずみエネルギー E_{st} は等しくなる。ステップ 4 で設定した範囲に該当する振動モードごとに、絶対値が同じで正負が異なる 2 つの ζ の解が得られる。

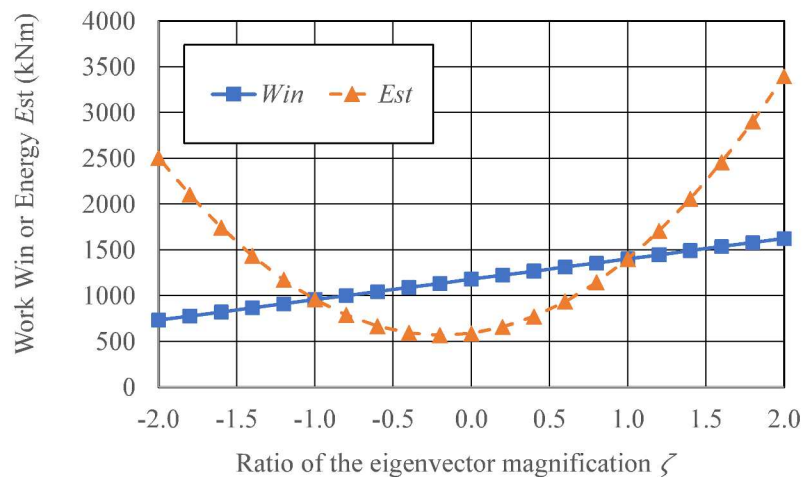


図-3.14 固有ベクトル拡大係数 ζ の変化にともなう仕事量とひずみエネルギーの関係

【ステップ6】動的応答の計算

ステップ5で得られた2つの ζ の解を式(3.10)に入力して、それぞれの部材に作用する断面力の動的応答を計算する。そして絶対値が大きい f_d を照査断面力として選択する。 f_d はステップ4において設定した範囲の振動モードそれぞれについて計算する。計算した f_d と f_s は式(3.1)に入力して減衰定数5.0%の断面力 f_m に変換する。

$$f_d = f_s + \zeta f_e \quad (3.10)$$

ここで、 f_d ：断面力の動的応答

f_s ：損傷力を作用させた静的解析によって求まる断面力の解

f_e ：固有ベクトルによる断面力

【ステップ7】損傷度の計算

鋼トラス橋のリダンダンシーは部材に作用する軸力および曲げモーメントの複数の断面力をパラメータとして算定するため、振動モードごとに計算した軸力と曲げモーメントの組み合わせのなかから適切な組み合わせを選択する必要がある。当該選択の指標として、式(3.3)または式(3.4)によって計算する損傷度 R を使用する。損傷度 R は鋼トラス橋のリダンダンシーを評価する指標として使用するものであり、損傷度が1.00を超える部材が存在する場合、連鎖的な損傷に発展すると判断する。ステップ4で設定した範囲の振動モードの数だけ部材ごとに損傷度 R を計算する。

【ステップ8】振動モードと損傷度の選択

本研究では複数の振動モードに対応する損傷度 R から最大の損傷度 R を選択することで、複数の振動モードを考慮したリダンダンシー評価を実施する。動的応答に影響を与える振動モードがどの部材も同じになるとは限らないため、部材ごとに最大の損傷度 R を与える振動モードを選択するものとした。上弦材 L-U15 を初期損傷部材とした損傷ケースの上弦材 L-U4 と斜材 L-D6 を例として取り上げ、1次～15次モードの固有ベクトル拡大係数 ζ および損傷度 R を表-3.5に示す。損傷度が最大になる振動モードとして、L-U4は9モードの損傷度を、L-D6は14モードの損傷度を選択した。

表-3.5 L-U15 損傷ケースにおける部材 L-U4 と部材 L-D6 の損傷度の選択

Mode No.	1st	2nd	3rd	4th	5th	6th	7th	8th
ζ	11351	9362	5247	4826	4556	4319	3525	3216
R_{L-U4}	0.262	0.633	0.645	0.262	0.221	0.466	0.442	0.448
R_{L-D6}	0.372	0.341	0.297	0.371	0.364	0.319	0.314	0.331

Mode No.	9th	10th	11th	12th	13th	14th	15th	Selected
ζ	2711	2669	2655	2258	1940	1920	1858	-
R_{L-U4}	0.857	0.764	0.795	0.476	0.568	0.276	0.466	9th
R_{L-D6}	0.218	0.266	0.210	0.352	0.283	0.390	0.205	14th

本解析では累積有効質量比を指標として振動モードの範囲を1次～15次モードに設定した。ここで、振動モード範囲の設定方法について説明する。本論文では、既往の研究結果に基づき¹⁾、時刻歴応答解析によって計算した損傷度 R を基準としてリダンダンシー評価の精度を評価する。つまり、本研究が提案する手法で計算した損傷度 R が時刻歴応答解析によって計算した損傷度 R に近い場合、計算精度が高いと評価する。図-3.15 に提案手法と時刻歴応答解析の損傷度の差が10%以内である部材の割合と振動モードの範囲の関係を示す。損傷度の大きい部材が橋梁のリダンダンシーの評価に影響するため、損傷度の大きい上位半分を対象にした部材の割合を示している。振動モードの範囲が1次モードから広がるとともに、損傷度の差が10%以内である部材の割合が増加する。10次モードまで範囲が広がると損傷度の差が10%以内である部材の割合は最大の69%に達して、15次モードまでの範囲、20次モードまでの範囲ではほぼ横ばいとなり、以降は振動モードの範囲を広げるとともに減少する。振動モードの範囲が40次モードまでの範囲になると損傷度の差が10%以内である部材の割合は56%まで減少する。図-3.15には累積有効質量比も示している。x方向およびy方向は10次モード以降、z方向は15次モード以降において累積有効質量比の傾き（増加率）が小さくなっている。損傷度の差が10%以内である部材の割合が振動モードの範囲を広げるとともに減少する20次モード以降において、x方向、y方向およびz方向のいずれの方向でも累積有効質量比の増加の傾きは小さく、これは20次以降の振動モードの有効質量が小さいことを示す。実際の振動として生じにくい有効質量の小さい振動モードを考慮すると、時刻歴応答解析から求めた損傷度との差が広がるものと思われる。本研究では、振動モードの範囲として、第1振動モードからx方向、y方向およびz方向のすべての方向における累積有効質量比の傾きが小さくなる振動モードまでを、固有ベクトルを用いた動的応答の計算における振動モードの範囲に設定することを提案する。この要領により振動モードの範囲は15次モー

ドまでとなり，損傷度の差が 10%以内となる部材の割合は 67%となる．これは 10 次モードまでを振動モードの範囲に設定したときの比率 69%とほぼ同じである．

ステップ 1～ステップ 8 をフローにまとめたものを図-3.16 に示す．

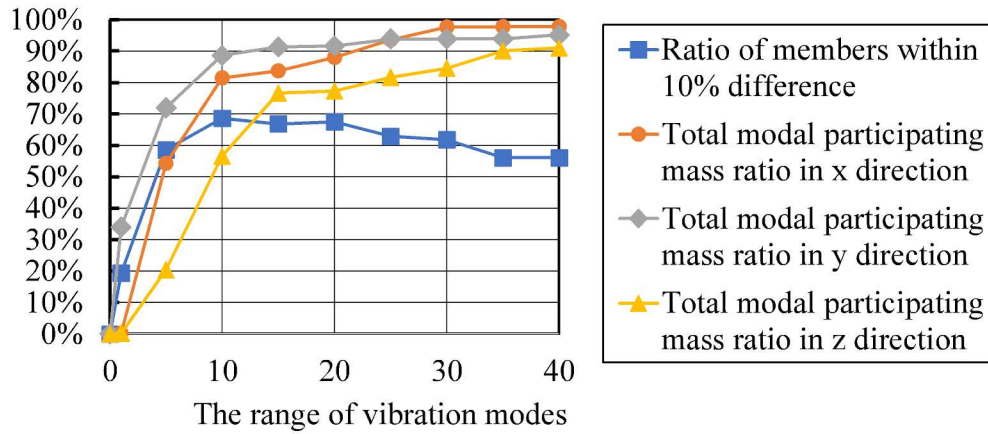


図-3.15 振動モードの範囲と誤差 10%以内の部材割合

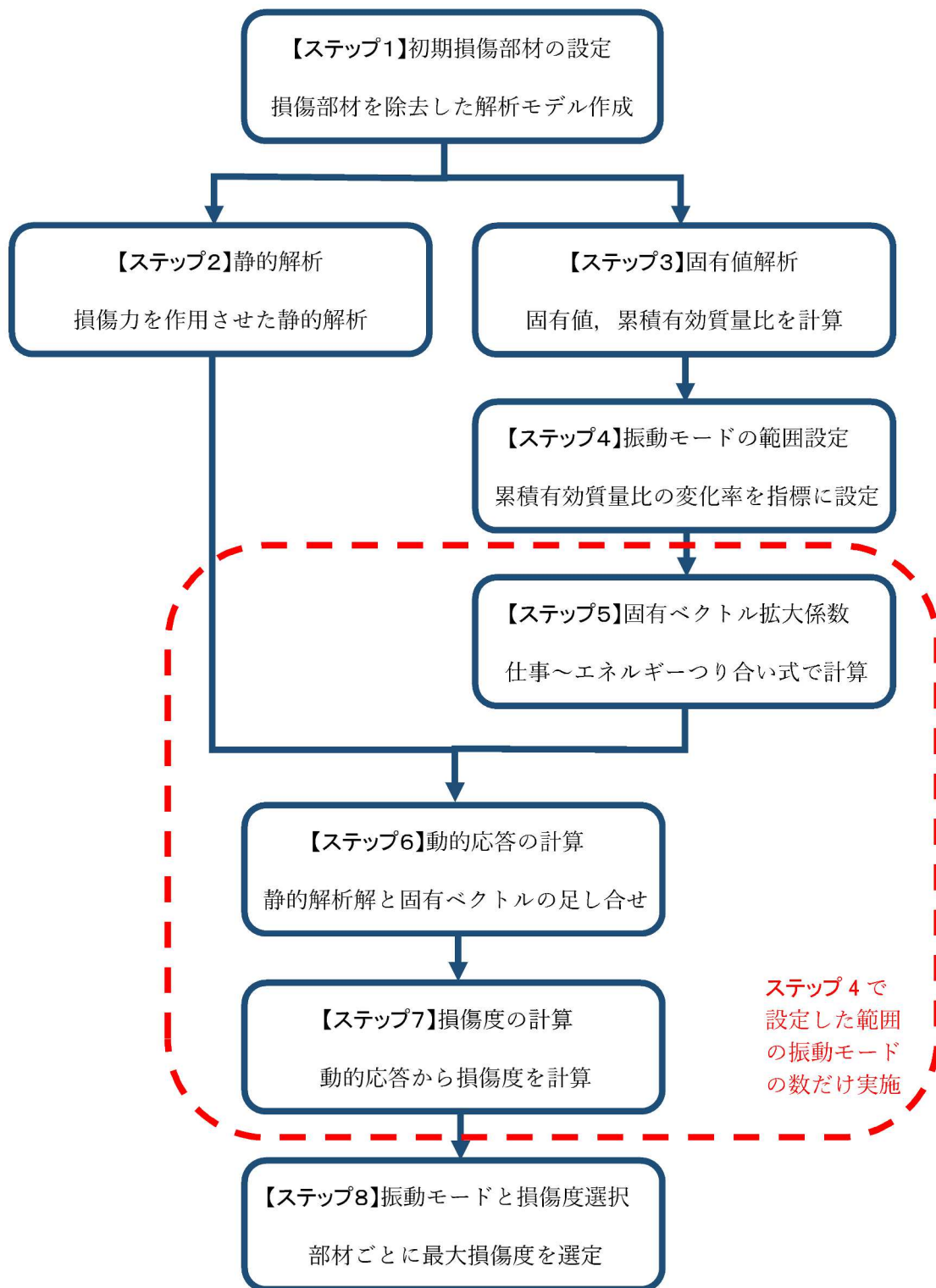


図-3.16 固有ベクトルを用いた部材破断による動的応答の計算フロー

3.6 提案手法と時刻歴応答解析の比較

図-3.17～図-3.20は、図-3.1に示した6部材を初期損傷部材としたリダンダンシー解析について、固有ベクトルを用いて動的応答を計算したときの動的増幅率と時刻歴応答解析を用いて計算したときの動的増幅率の比較である。対象橋梁の主構560部材（それぞれの損傷ケースの初期損傷部材は除く）をプロットしている。全体的に見ると、固有ベクトルを用いた方法は時刻歴応答解析を用いた方法よりも動的増幅率を大きく計算しているが、両者の間には明確な正の相関がみられる。本研究で提案した固有ベクトルを用いた方法の動的増幅率は時刻歴応答解析を用いた方法の動的増幅率より大きいものが多いため、提案した方法は時刻歴応答解析を用いた方法よりリダンダンシーを低く、つまり安全側に評価する。反対に固有ベクトルを用いた方法の動的増幅率が時刻歴応答解析を用いた方法の動的増幅率より小さいものもあり、このような部材ではリダンダンシーを高く、危険側に評価する。つぎにこの動的増幅率の違いがリダンダンシー評価にどの程度影響するかを確認する。

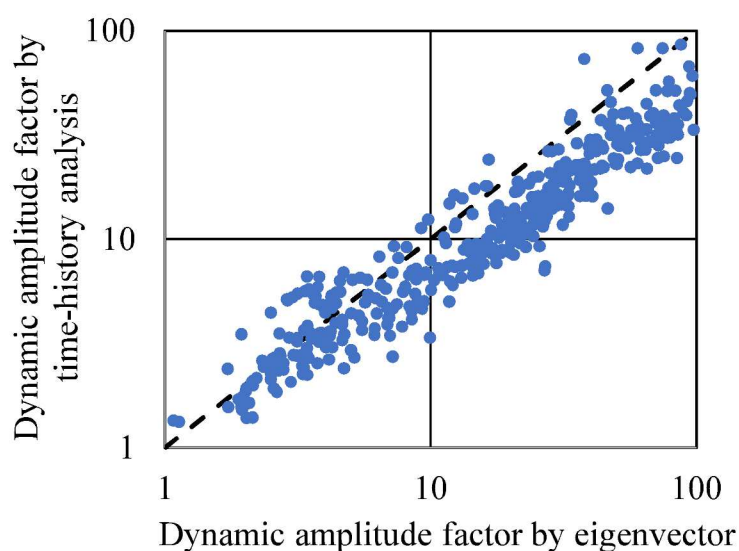
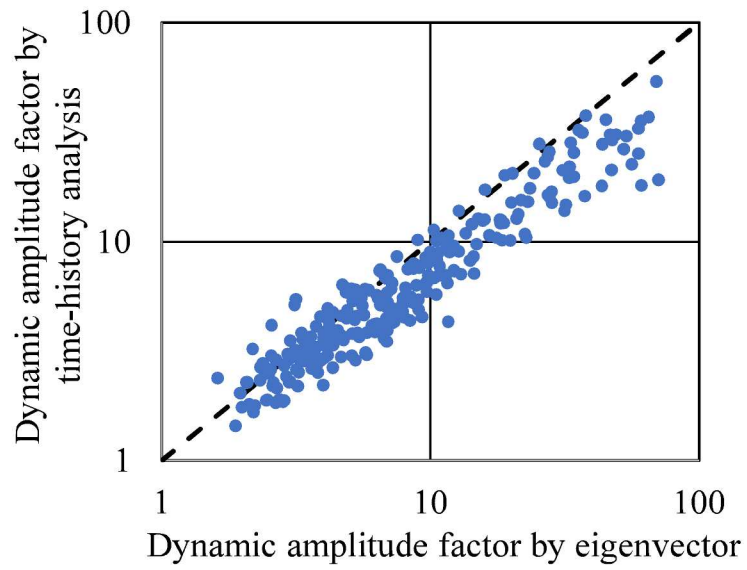
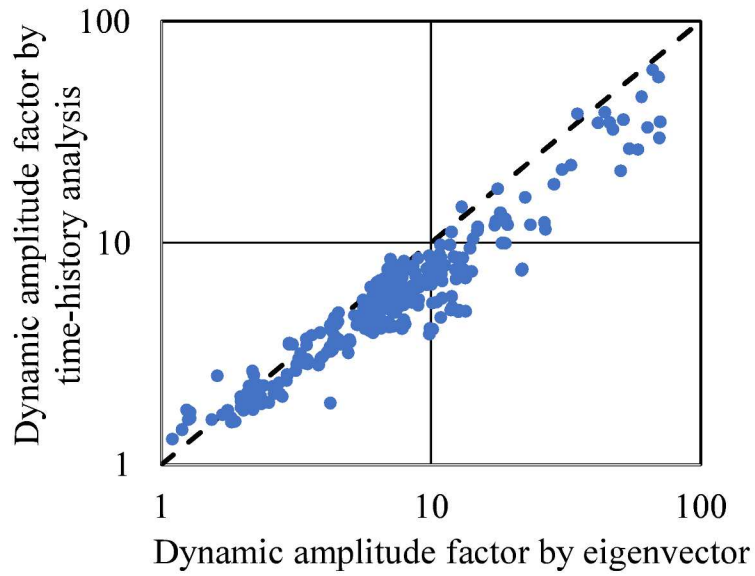


図-3.17 固有ベクトルと時刻歴応答解析の動的増幅率の比較 L-D6 損傷ケース

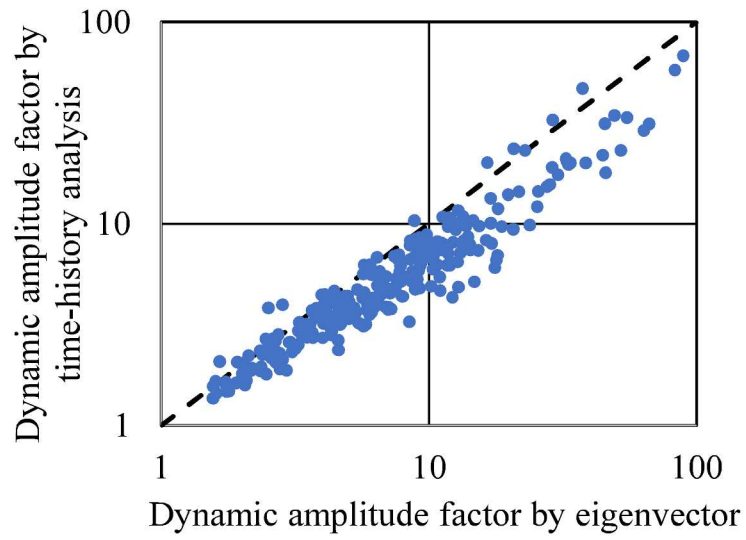


(a) L-D17 損傷ケース

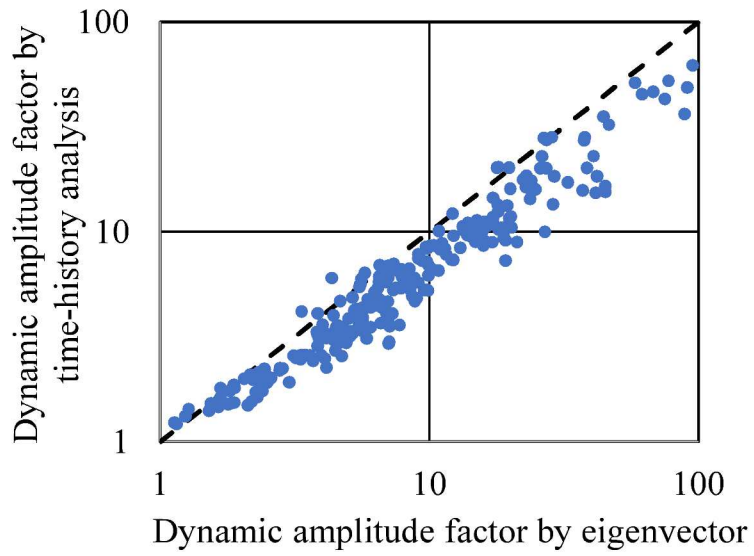


(a) L-U7 損傷ケース

図-3.18 固有ベクトルと時刻歴応答解析の動的増幅率の比較 L-D17, L-U7 損傷ケース



(a) L-U15 損傷ケース



(b) L-U21 損傷ケース

図-3.19 固有ベクトルと時刻歴応答解析の動的増幅率の比較 L-U15, L-U21 損傷ケース

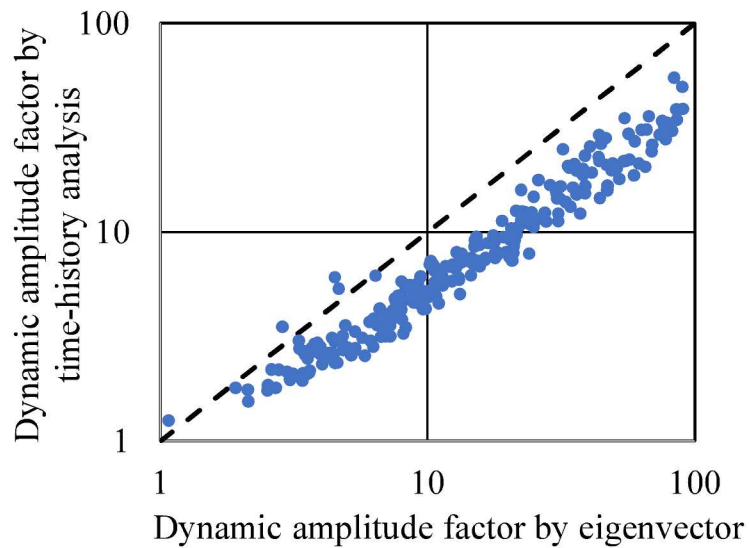
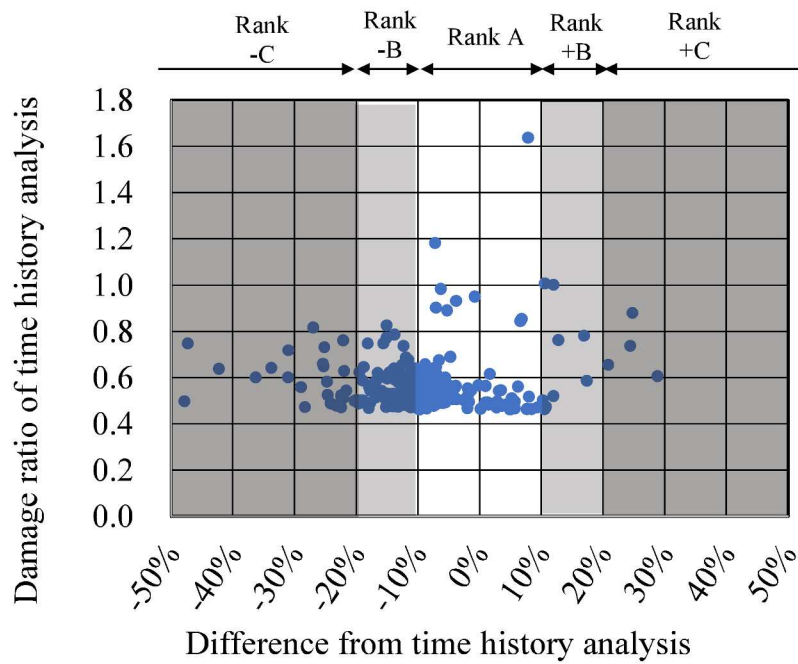
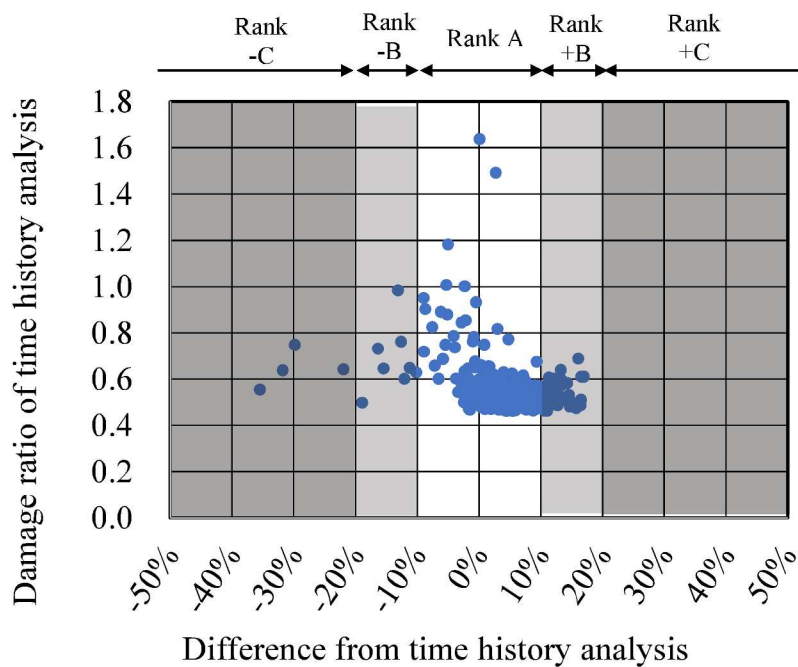


図-3.20 固有ベクトルと時刻歴応答解析の動的増幅率の比較 L-L33 損傷ケース

図-3.21～図-3.26 は、1.854 の動的増幅率を用いて動的応答を計算したときの損傷度と固有ベクトルを用いた方法によって計算した損傷度について、時刻歴応答解析を用いて計算した損傷度との差を横軸に、時刻歴応答解析を用いて計算した損傷度を縦軸にプロットしたグラフである。図-3.15 と同様に、損傷度の大きい部材が橋梁のリダンダンシーの評価に影響するため、損傷度の大きい上位半分をプロットしている。横軸は差の範囲に応じて等級-C (-30%未満)、等級-B (-30%以上, -10%未満)、等級 A (-10%以上, +10%未満)、等級+B (+10%以上, +30%未満)、等級+C (+30%以上) の 5 段階の等級に分類した。D6 損傷ケースを示した図-3.21 をみると、(a)1.854 の動的増幅率を用いた場合は等級-B と等級 A に多くのプロットがあるのに対し、(b)固有ベクトルを用いた場合はややプラス側の差に偏っているものの差が小さい等級 A のプロットが多い。1.854 の動的増幅率を用いた場合がマイナス側の差に偏り、固有ベクトルを用いた場合がプラス側の差に偏る傾向は、図-3.22 の D17 損傷ケース、図-3.23 の U7 損傷ケース、図-3.24 の U15 損傷ケースおよび図-3.25 の U21 損傷ケースでも同様に見られる。図-3.26 の L33 損傷ケースでは 1.854 の動的増幅率を用いた場合も等級 A に多くのプロットがありマイナス側の差への偏りが少ない。

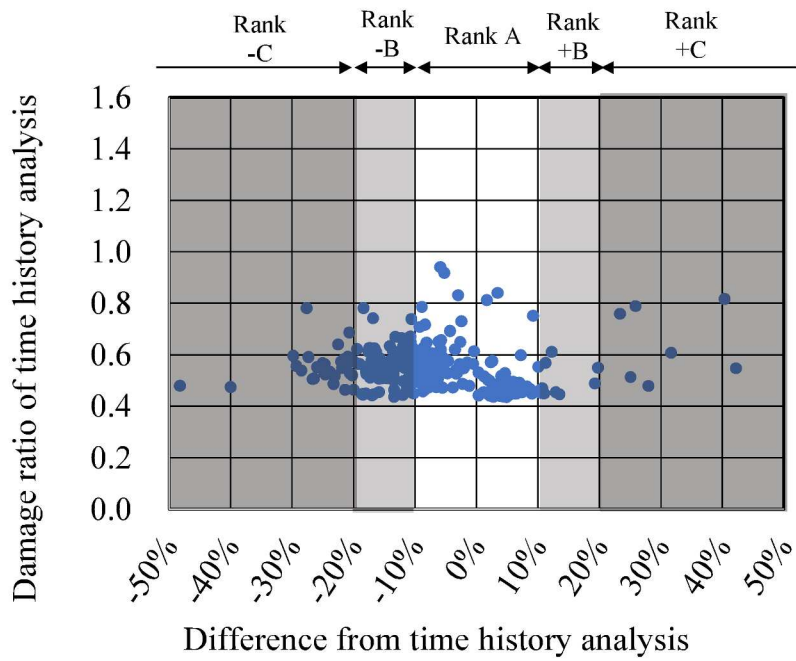


(a) 1.854 の動的増幅率を用いて動的応答を計算した場合

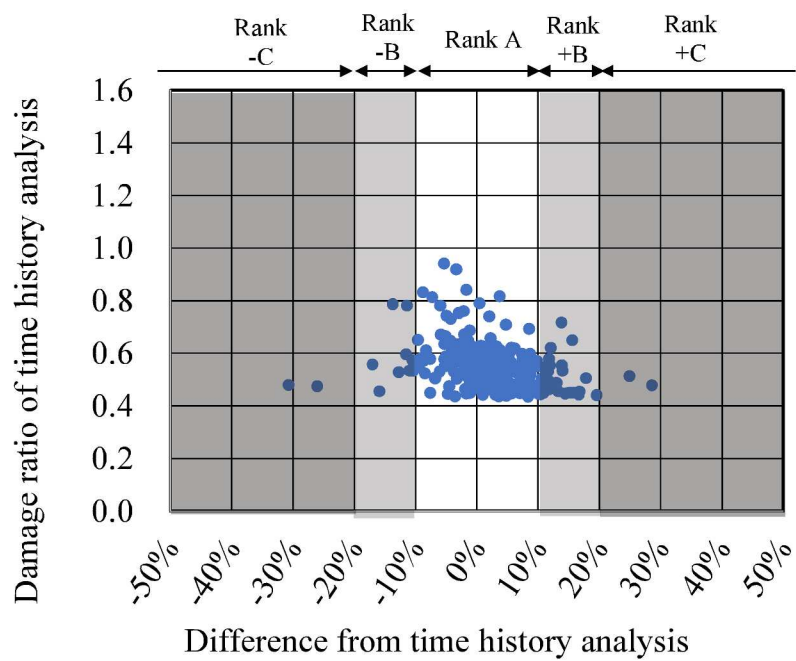


(b) 固有ベクトルを用いて動的応答を計算した場合

図-3.21 時刻歴応答解析を基準とした損傷度の誤差 D6 損傷ケース

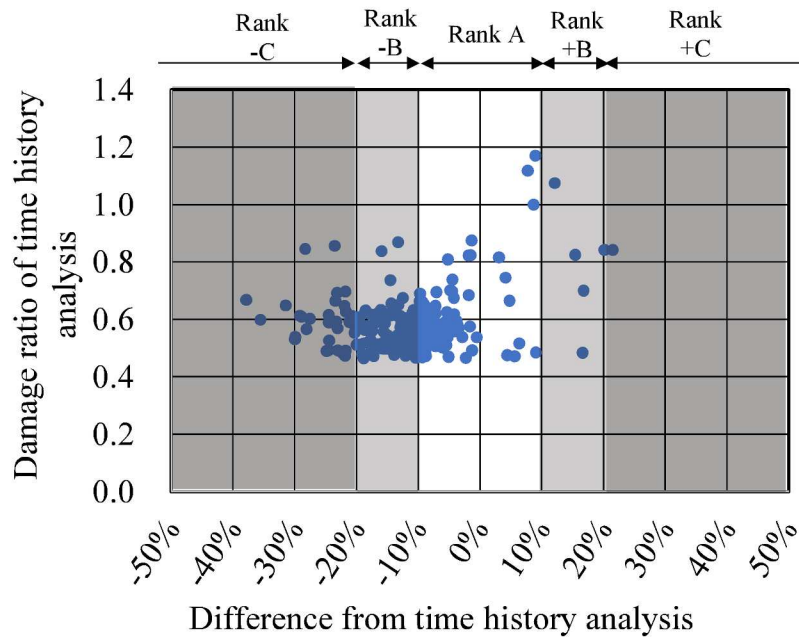


(a) 1.854 の動的増幅率を用いて動的応答を計算した場合

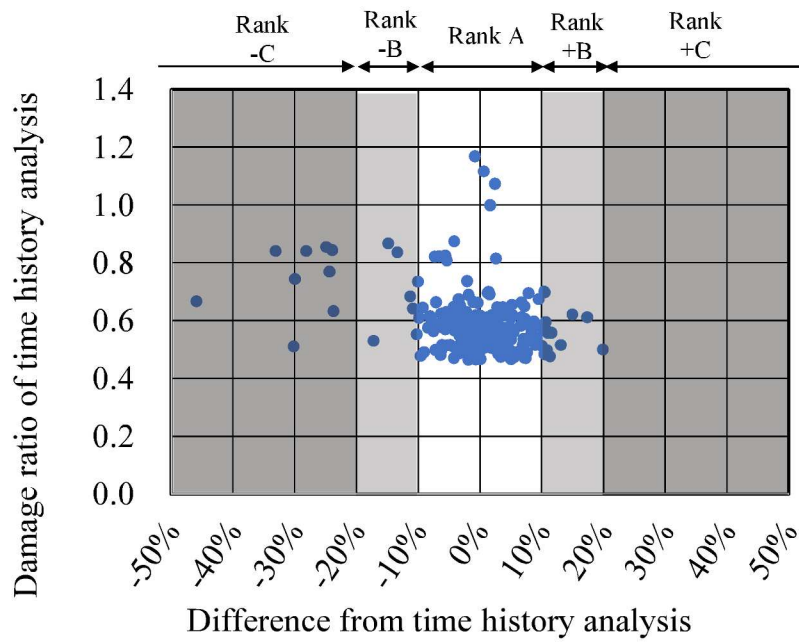


(b) 固有ベクトルを用いて動的応答を計算した場合

図-3.22 時刻歴応答解析を基準とした損傷度の誤差 D17 損傷ケース

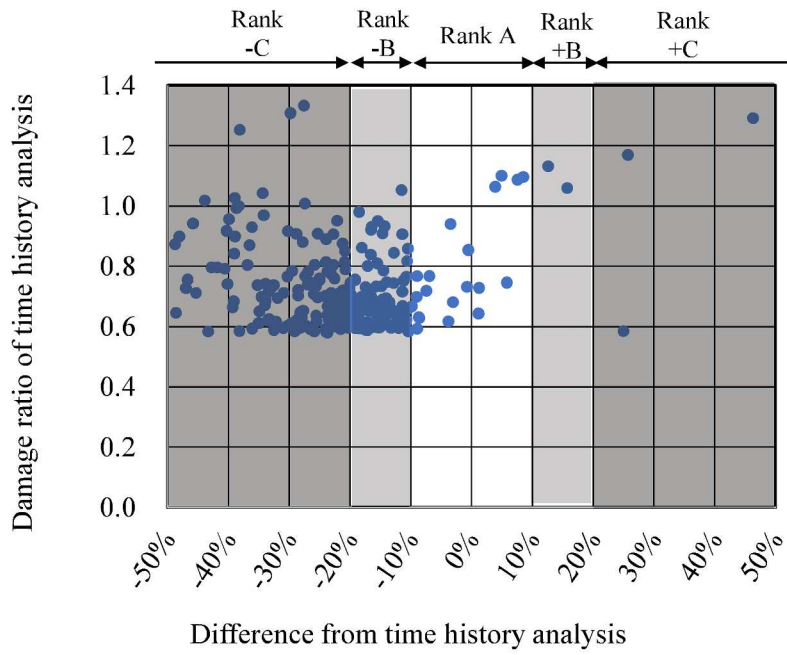


(a) 1.854 の動的増幅率を用いて動的応答を計算した場合

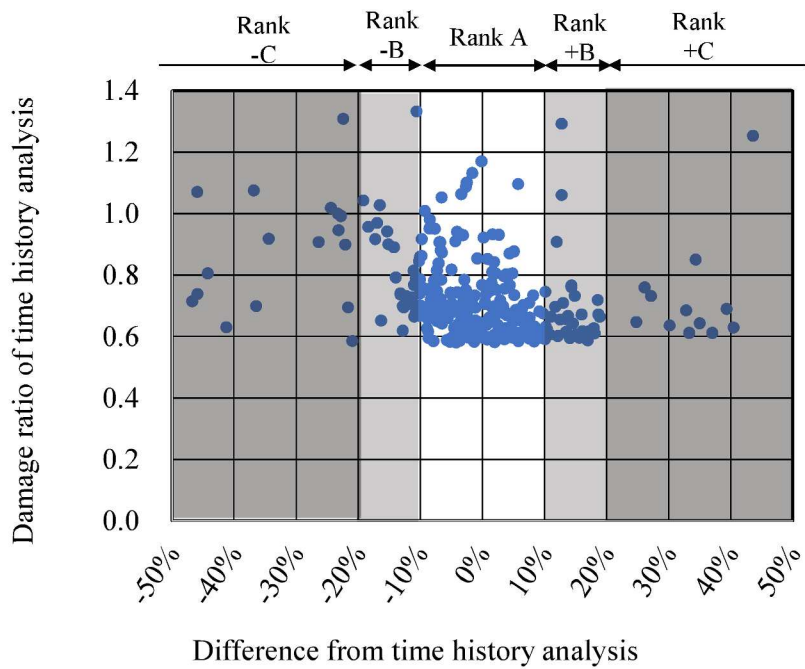


(b) 固有ベクトルを用いて動的応答を計算した場合

図-3.23 時刻歴応答解析を基準とした損傷度の誤差 U7 損傷ケース

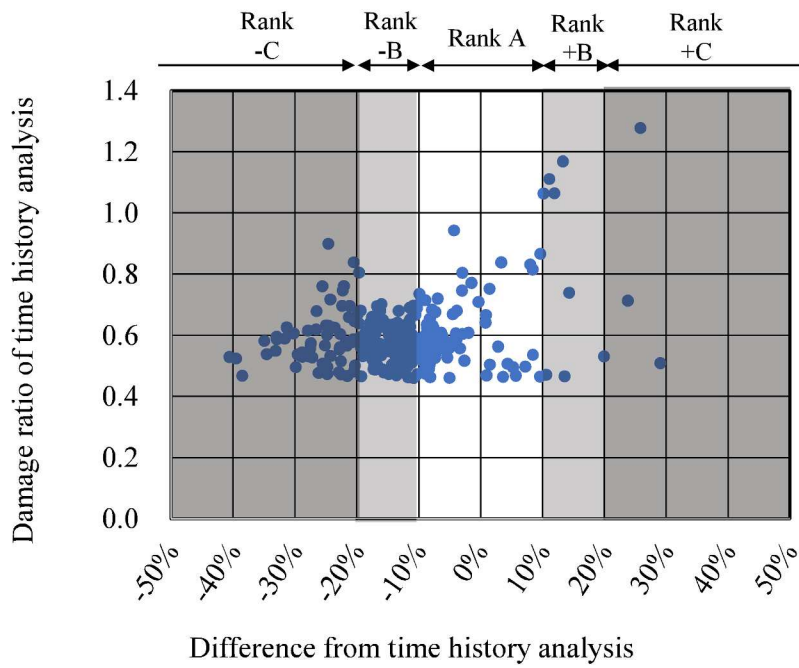


(a) 1.854 の動的増幅率を用いて動的応答を計算した場合

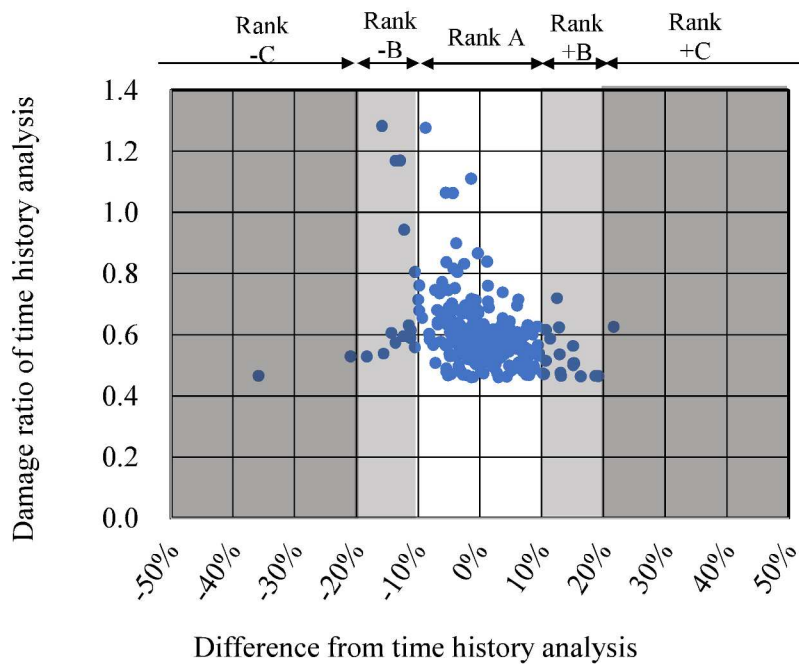


(b) 固有ベクトルを用いて動的応答を計算した場合

図-3.24 時刻歴応答解析を基準とした損傷度の誤差 U15 損傷ケース

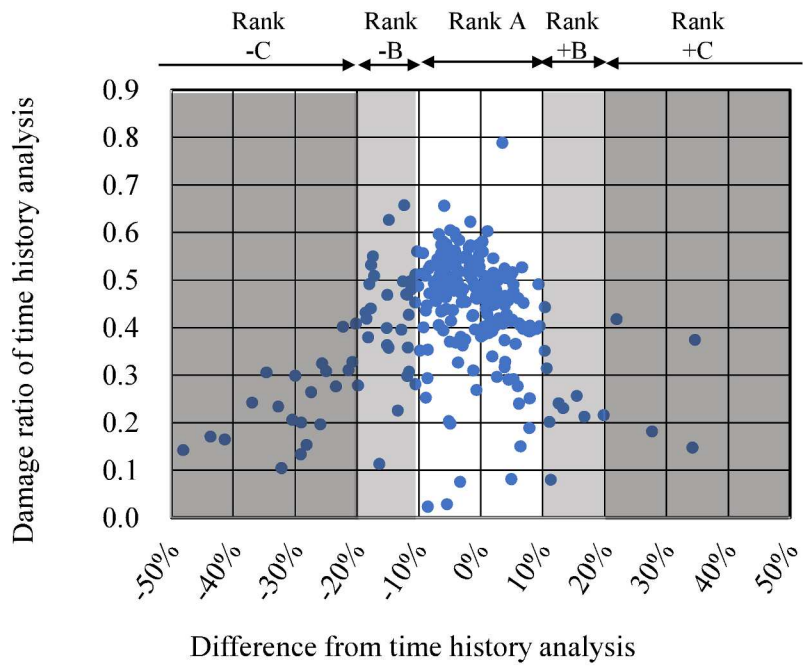


(a) 1.854 の動的増幅率を用いて動的応答を計算した場合

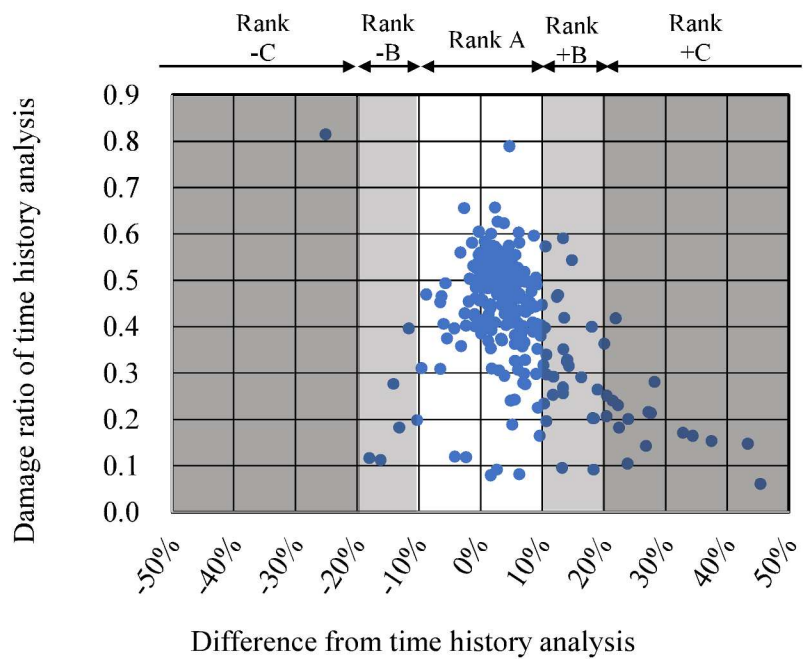


(b) 固有ベクトルを用いて動的応答を計算した場合

図-3.25 時刻歴応答解析を基準とした損傷度の誤差 U21 損傷ケース



(a) 1.854 の動的増幅率を用いて動的応答を計算した場合



(b) 固有ベクトルを用いて動的応答を計算した場合

図-3.26 時刻歴応答解析を基準とした損傷度の誤差 L33 損傷ケース

図-3.21～図-3.26 に示した損傷度の誤差に関する 5 段階の等級（等級-C, 等級-B, 等級 A, 等級+B および等級+C）に分類される部材の比率を表-3.6 に示す。6 部材を初期損傷部材としたリダンダンシー解析の平均では、誤差 10%以下の等級 A に区分した部材の割合が、1.854 の動的増幅率を用いて動的応答を計算したときは 44%であるのに対して、固有ベクトルを用いた方法によって動的応答を計算したときは 83%である。本研究が提案する固有ベクトルを使用する方法は、1.854 の動的増幅率を使用する方法と比較して時刻歴応答解析に近いリダンダンシー評価を与えることがわかる。

表-3.6 で固有ベクトルを用いた方法でも損傷度の誤差が大きい等級-C または等級 C に区分した部材について、その種別毎に部材数を整理したものを表-3.7 に示す。上弦材と垂直材の部材数が比較的多いが特定の部材種別に集中している状況ではない。6 部材を初期損傷部材としたリダンダンシー解析のなかで誤差 10%以下の等級 A に区分した部材の割合が最も低い損傷ケースが L-U15 損傷ケースであることが表-3.6 でわかる。この状況は固有ベクトルを使用する提案方法と 1.854 の動的増幅率を使用する方法の両方に共通している。表-3.2 に示すように、L-U15 は作用軸力が 6 つの初期損傷部材のなかで最も大きく、これが損傷したときに鋼トラス橋に与える動的な影響も比較的大きいと思われるため、損傷度の一致度がほかの損傷ケースとくらべて低くなっている可能性がある。

表-3.6 固有ベクトルの損傷度と時刻歴応答解析の損傷度の一致度

Rank of Matching Degree	Difference from time-history analysis	Average of six cases		L-D6 Damage case		L-D17 Damage case		L-U7 Damage case	
		Eigen-vector	DAM of 1.854	Eigen-vector	DAM of 1.854	Eigen-vector	DAM of 1.854	Eigen-vector	DAM of 1.854
-C	< -30%	1%	6%	1%	3%	1%	1%	2%	1%
-B	$\geq -30\%$, < -10%	5%	47%	4%	42%	4%	43%	4%	55%
A	$\geq -10\%$, < +10%	83%	44%	81%	50%	84%	50%	88%	41%
+B	$\geq +10\%$, < +30%	10%	3%	14%	5%	12%	5%	6%	2%
+C	$\geq +30\%$	1%	1%	0%	0%	0%	1%	0%	1%

Rank of Matching Degree	Difference from time-history analysis	L-U15 Damage case		L-U21 Damage case		L-L33 Damage case	
		Eigen-vector	DAM of 1.854	Eigen-vector	DAM of 1.854	Eigen-vector	DAM of 1.854
-C	< -30%	3%	24%	0%	5%	0%	0%
-B	$\geq -30\%$, < -10%	14%	67%	5%	61%	0%	14%
A	$\geq -10\%$, < +10%	67%	7%	88%	29%	91%	85%
+B	$\geq +10\%$, < +30%	13%	1%	6%	4%	9%	1%
+C	$\geq +30\%$	4%	0%	0%	1%	0%	0%

表-3.7 固有ベクトルの損傷度の一致度が等級-C または C である部材の種別毎部材数

Member Type	Sum of six cases		L-D6 Damage case		L-D17 Damage case		L-U7 Damage case	
	-C	C	-C	C	-C	C	-C	C
Upper chord member	10	1	1				4	
Lower chord member		4						
Diagonal member	2	3			1	0	1	
Vertical member	7	2	2		1	0		

Member Type	L-U15 Damage case		L-U21 Damage case		L-L33 Damage case	
	-C	C	-C	C	-C	C
Upper chord member	4	1	1			
Lower chord member		4				
Diagonal member		3				
Vertical member	4	2				

3.7 本章のまとめ

本章では多自由度系の振動体である長大鋼トラス橋の振動特性を考慮した動的応答の計算方法の開発を目的として、長大鋼トラス橋の振動特性を分析するために全部材の動的増幅率を調査するとともに、部材軸力の時刻歴をフーリエ解析によって分析した。これらの調査・分析結果をもとに部材損傷のある鋼トラス橋の解析モデルにおける固有ベクトルを用いて動的応答を計算する方法を考案し、固有ベクトルの倍率の設定方法および複数の振動モードを計算に反映する要領の課題を解決して計算方法を開発した。また、開発した方法と時刻歴応答解析の一致度を従来の方法（1.854 の動的増幅率を使用する方法）と比較することによって、開発した方法の有効性を検証した。

本章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 部材損傷によって生じる鋼トラス橋の部材軸力の動的応答の時刻歴には、鋼トラス橋の固有振動数の成分に近い振動数のピークが複数含まれた。また、フーリエ解析における定数項は、損傷した鋼トラス橋に損傷力を作用させた静的解析によって得られる部材軸力の解とほぼ一致した。
- (2) フーリエ解析による動的応答の調査結果を踏まえ、損傷した鋼トラス橋に損傷力を作用させた静的解析で計算した断面力と固有ベクトルの断面力を足し合わせることで、部材損傷による鋼トラス橋の動的応答を計算する方法を提案した。この足し合わせにおいては、固有ベクトルに乗じる係数を損傷力によって鋼トラス橋に与えられる仕事量と鋼トラス橋のひずみエネルギーのつり合い式によって算定した。鋼トラス橋の複数の振動モードを計算に反映するために、累積有効質量比を指標として振動モードの範囲を設定し、その範囲内の固有ベクトルを用いて計算した損傷度が最大になる振動モードを部材単位に採用した。
- (3) 長大鋼トラス橋を対象とした場合においても、固有ベクトルを使用する提案手法は動的増幅率 1.854 を使用する手法に比べて、時刻歴応答解析を使用する手法に近いリダンダンシー評価を与えた。
- (4) 本研究が提案した方法は、時刻歴応答解析に近いリダンダンシー評価を与えるだけでなく、鋼トラス橋のリダンダンシーに影響する振動モードを明らかにする。この情報をもとに補強部材や制振ダンパーなどリダンダンシー向上デバイスの効果的な配置を検討するためのツールとして使用するなどリダンダンシー向上対策の検討への活用も期待できる。

参考文献

- 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.
- 2) URS Corporation: Fatigue evaluation and redundancy analysis, Bridge No. 9340, I-35W over Mississippi River, Draft Report, Prepared for Minnesota Department of Transportation, Minneapolis, 2006.
- 3) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1980.
- 4) 16) Yoshiaki Goto, Naoki Kawanishi, Issei Honda: Dynamic Stress Amplification Caused by Sudden Failure of Tension Members in Steel Truss Bridges, Journal of Structural Engineering, 137(8), 2010.
- 5) Keiji. Tajima, Hirokazu. Ishiguro, Toshihiko. Aso: Study on Redundancy Improvement for Truss Bridges Focusing on the Geometry and Placement Pattern of Additional Braces, International Journal of Steel Structures, Vol 21, No 4, pp. 1145-1158, 2021.
- 6) 福本昤士, 座屈設計のガイドライン, 土木学会, 1987.
- 7) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2012.
- 8) Hun Cha, Lindsey Lyrenmann, Robert J. Connor, Amit H. Varma: Experimental and Numerical Evaluation of the Postfracture Redundancy of a Simple Span Truss Bridge, Journal of Bridge Engineering, 19(11):04014048, 2014.
- 9) E. Yamaguchi, R. Okamoto, K. Yamada: Post-Member-Failure Analysis Method of Steel Truss Bridge, Procedia Engineering, 14, 656-661, 2011.

第4章 長大鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー向上の検討

4.1 概要

本章では、図-4.1 に示す実際に離島架橋として使用されている支間長 240m の 3 径間連続鋼プラットトラス橋を対象としてリダンダンシーを向上させる方法を検討する。まずリダンダンシー向上方法の方向性を定めるために、対象橋梁のリダンダンシーを 2 つの観点から評価する。一つめはその損傷が連鎖的な損傷の引き金となる連鎖損傷トリガー部材に該当する部材が全部材のどの程度を占めるのかという観点であり、もう一つは他の部材が損傷した場合にその影響で損傷する耐荷力不足部材が全部材のどの程度を占めるのかという観点である。リダンダンシーを向上させる方法として、連鎖損傷トリガー部材に対して実施する対策と耐荷力不足部材に対して実施する対策の 2 つを挙げることができるが、対象とした鋼トラス橋にはどちらの部材も多く存在する結果が得られたため、両方の対策の組み合わせを検討する方針とした。

連鎖損傷トリガー部材への対策として、代替の荷重伝達経路として機能させる補強ブレースを設置することで、連鎖損傷トリガー部材が損傷した場合にその影響がほかの部材に広がることを防ぐ方法を検討する。Xブレースと名付けた補強構造は、1 つの補強構造が上弦材を除く下弦材、斜材および垂直材の 3 パターンの部材損傷に機能する効率的な補強であることが明らかになった。また、上弦材の損傷ケースにはケーブルを使用したフェールセーフ構造が有効に機能することがわかった。

耐荷力不足部材への対策として、部材の表面に鋼板を取り付け、断面積を増加させる方



図-4.1 検討対象の鋼トラス橋

法を検討する。連鎖損傷トリガー部材への対策を使わずに耐荷力に余裕がないすべての部材の断面積を増加させて対策する場合に、どの程度の補強重量が必要であるかを試算する。

最適化手法を用いて、Xブレースとケーブルによる連鎖損傷トリガー部材への対策と、耐荷力不足部材に鋼板を取り付けて断面積を増加させる補強の組み合わせを検討し、連鎖損傷トリガー部材への対策を使わない方法と比べて補強重量をどの程度低減できるかを定量的に効果を確認する。

検討の手順として、まず解析モデルを作成して解析ケースを設定する。実際に離島架橋として使用されている支間長 240m の 3 径間連続鋼トラス橋を対象として 3 次元フレームモデルを作成する。この解析モデルは第 3 章で使用した解析モデルと同じ解析モデルである。解析ケースとしては、トラスの片側主構面に配置した 90 部材を初期損傷部材とした 90 の損傷ケースを検討した。対象鋼トラス橋の対称性により、90 の損傷ケースを検討することで、すべての主構部材の損傷ケースを検討することになる。つぎに、リダンダンシー向上対策を適用していない解析モデルを用いて、90 部材を初期損傷部材に設定したリダンダンシー解析を実施する。この際、部材損傷によって生じる動的応答を時刻歴応答解析によって計算する。つぎに、リダンダンシー向上対策を適用していない鋼トラス橋のリダンダンシーを評価する。トラス主構造の全 90 部材について、その部材損傷が鋼トラス橋の連鎖的な損傷を招くトリガー部材がどの程度あるのか、他の部材に損傷が生じた影響によって損傷する耐荷力不足部材がどの程度あるかを調査する。つぎに、補強ブレースによるリダンダンシー向上方法の検討を実施する。リダンダンシーの向上方法としてブレースによる補強に着目して、ブレースの配置形状が異なる 3 パターンについてリダンダンシーの向上効果を解析で比較する。つぎに、3 パターンのブレース配置形状のなかで最も効率的にリダンダンシー向上効果が得られた X ブレースの性能確認試験を実施する。X ブレースで補強した鋼トラス橋試験体の載荷試験を行い、耐荷力を検証する。つぎに、X ブレースの配置パターンを検討する。検討対象の鋼トラス橋に対して X ブレースを配置できる 18 のトラスパネルについて、どのトラスパネルに X ブレースを配置するのが効果的であるかを解析によって調査する。最後に、ケーブルを用いた更なるリダンダンシー向上対策を検討する。

4.2 対象橋梁と解析モデル

図-4.2 に検討の対象とした 3 径間連続鋼プラットトラス橋を示す。この鋼トラス橋は離島架橋として現在も使用されており、昭和 55 年（1980 年）の道路橋示方書を適用して 1991 年に建設された¹⁾。床版は鉄筋コンクリート製で、上部構造の総自重は 54400kN である。鋼製のトラス部材をフレーム要素で、鉄筋コンクリート製の床版を 500~750mm の寸法に分割したシェル要素でモデル化し、トラス格点部でフレーム要素同士を剛に結合する解析モデルとした。トラス部材とコンクリート床版の物性と比重を表-4.1 に示す。断面力は第 2 章および第 3 章と同じく、3 次元解析モデルを用いた微小変形理論による線形解析により、死荷重、活荷重および部材損傷によって鋼トラス橋に生じる断面力を計算した。

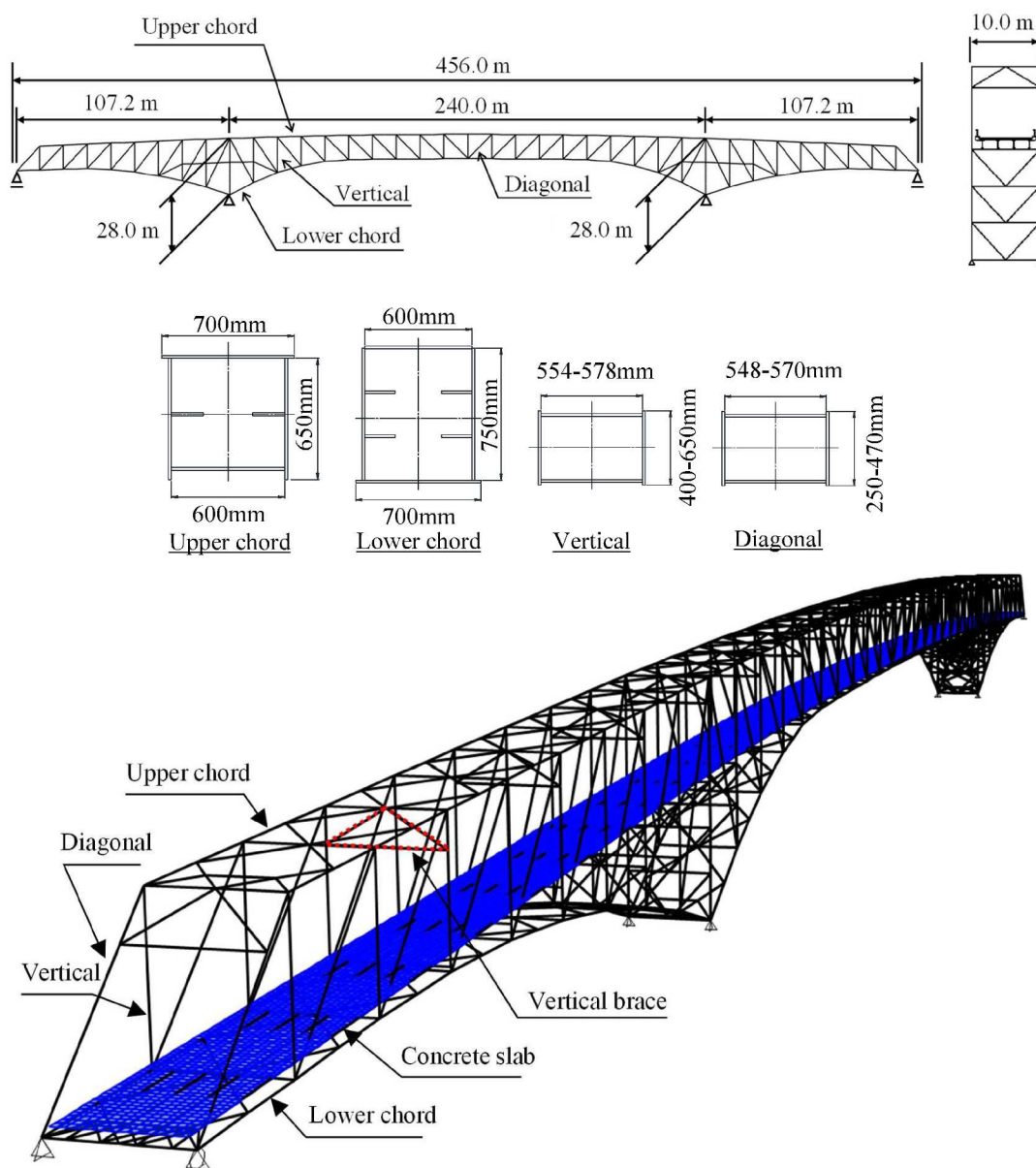


図-4.2 検討対象の鋼トラス橋

表-4.1 トラス部材とコンクリート床版の物性と比重

	Element type	Material	Elastic modulus (MPa)	Stress-strain curve	Unit weight (kN/m ³)
Truss member	Beam element	Steel	200,000	Linear	77.0
Concrete slab	Shell element	Concrete	25,000	Linear	24.5

図-4.3 は部材断面力を計算するための4つの解析モデルの構造系を示している。鋼トラス橋の構造条件は建設時の施工段階によって変化するため、それぞれの施工段階の解析モデルに対応した荷重を作用させて断面力を算定した。この橋の施工方法を考慮し、中央径間の大ブロックが側径間によって片持ち状態で支持される解析モデル(a)にトラス部材の死荷重が作用する。鉄筋コンクリート製の床版は解析モデル(b)に、舗装の死荷重と活荷重は解析モデル(c)に作用する。部材の損傷による荷重は解析モデル(d)に作用する。道路橋示方書に規定されたB活荷重を全て考慮するのは発生確率の観点から過剰であるため、既往の研究と同様にB活荷重の50%の大きさの活荷重を初期損傷部材の軸力が最大になる範囲に作用させた²⁾。発生軸力が最大になる活荷重の載荷範囲は初期損傷部材によって異なるため、本研究では設定した初期損傷部材の数と同じケース数の活荷重解析を実施した。

部材損傷によって鋼トラス橋に生じる断面力は、図-4.4に示すように初期損傷部材を取り除いた解析モデルに部材損傷の影響による荷重を作用させて求めた。部材損傷によって鋼トラス橋に作用する荷重は、損傷部材が損傷前に支持していた断面力の解放によって反対方向に作用する対の力である。検討対象の鋼トラス橋は部材同士がトラス格点部で互いに剛に結合されるため、部材損傷が生じて三角形のトラス構造が構成されなくなっても、ラーメン構造として挙動する。三角形のトラス構造が構成されない箇所周辺のトラス部材には曲げモーメントが作用するため、本研究におけるリダンダンシーの評価には曲げモーメントを考慮する。供用中に部材損傷が発生した鋼トラス橋の断面力は、解析モデル(a)～解析モデル(d)によって計算した断面力を足し合わせて求めることができる。

図-4.5に示す90部材を初期損傷部材とした90の損傷ケースを本章における検討の対象ケースとした。この90部材はトラスの左主構面に位置する部材である。90部材の内訳は、斜材の22部材(1～22)、上弦材の18部材(23～40)、下弦材の19部材(41～59)、垂直材の23部材(60～82)、水平部材の8部材(83～90)である。鋼トラス橋は左右の主構面で対称な構造であるため、すべての主構部材の損傷ケースがこの90部材の損傷ケースに集約される。部材断面力の一例として、部材番号27と部材番号34における作用荷重別の軸力を表-4.2に示す。

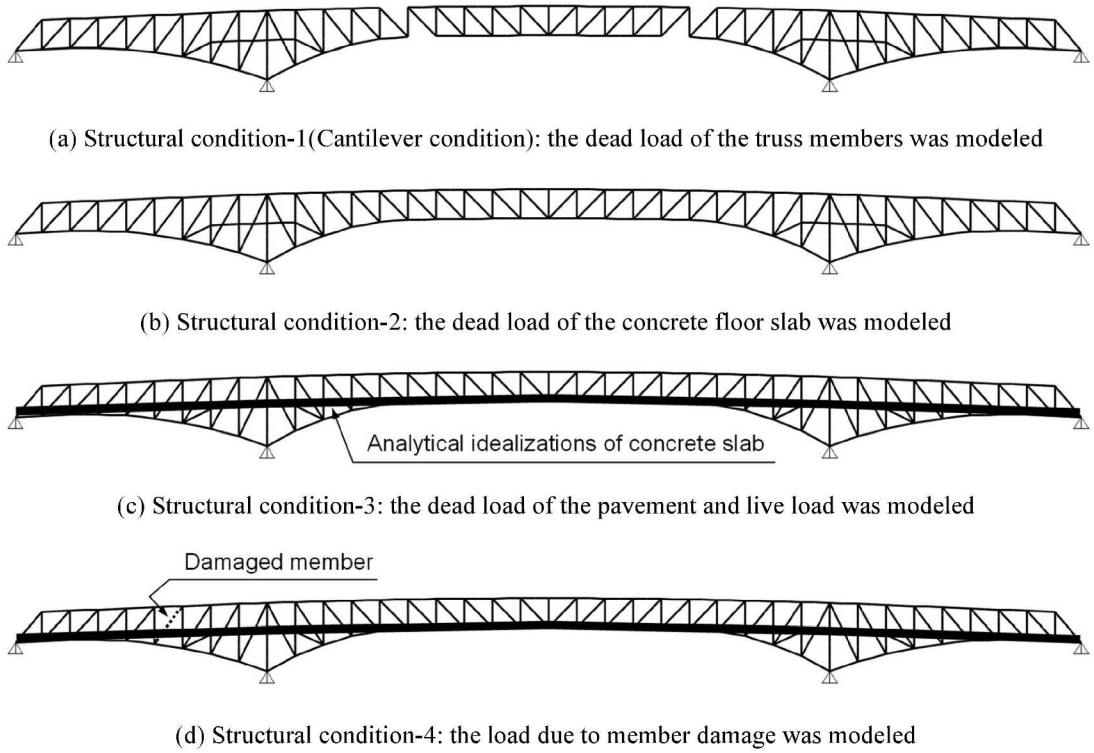


図-4.3 鋼トラス橋の解析モデル

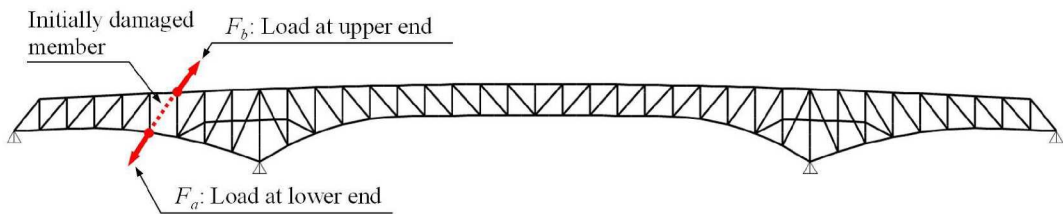


図-4.4 部材損傷によって生じる断面力の解析方法

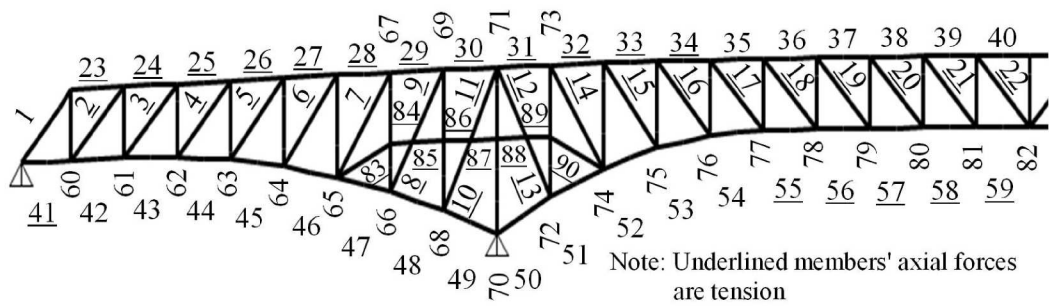


図-4.5 初期損傷部材に設定した 90 部材

表-4.2 初期損傷部材の作用断面力の例（部材番号 27, 34 の荷重別作用軸力）

Applying Load	Analytical models shown in Figure 4.3	Axial force of member No.27 (kN)		Axial force of member No.34 (kN)	
		Member #6 damage case	Member #36 damage case	Member #6 damage case	Member #36 damage case
Dead load of truss members	(a)	2133	2133	1194	1194
Dead load of concrete floor slab	(b)	1932	1932	439	439
Dead load of pavement	(c)	1061	1061	188	188
Live load	(c)	428	1164	158	-179
Load due to member damage	(d)	1160	1004	-762	3927
Total	-	6713	7293	1216	5568

4.3 部材損傷時の動的応答の計算

図-4.5 で部材番号に下線が引かれた 47 部材に作用する軸力は引張力であったため、これらの部材が損傷すると振動が生じる。後藤らは、支間長 72.8m の単純鋼製鋼トラス橋を対象として、部材損傷時の振動における動的増幅率を動的応答解析によって解析し、部材によって動的増幅率が大きく異なることを報告した³⁾。1 自由度系の自由振動における動的増幅率を用いて部材損傷時の振動による動的応答を計算する事例⁴⁾もあるが、本研究では部材の損傷による振動を適切に評価できるように時刻歴解析によって部材損傷による動的応答を計算した。図-4.4 に示す部材損傷による荷重を解析モデルに作用させた時刻歴解析によって、断面力の動的応答を計算した。時刻歴解析には時間間隔を 0.01 秒とした Newmark 法 ($\beta=0.25$) を用い、タイムステップを 500 とした。時刻歴解析には減衰を考慮しなかったが、式(4.1)によって計算結果を 5.0%の減衰定数の動的応答に換算した。0.854 は減衰 5.0%の 1 自由度系自由振動における応答倍率であるが、動的増幅率 $\alpha=1.854$ を用いて部材損傷による断面力に 5.0%の減衰の影響を考慮した検討事例に対応している⁵⁾。

$$f_m = f_s + (f_d - f_s) \times 0.854 \quad (4.1)$$

ここで、 f_m : f_d を減衰定数 5.0%に補正した応答値

f_s : 荷重を静的に作用させた解析による解

f_d : 減衰を考慮しない時刻歴解析で求めた最大応答値

4.4 対象橋梁のリダンダンシー評価

永谷らによって提案された式(4.2)および式(4.3)を用いてリダンダンシーを評価した⁴⁾。それぞれの部材に対し、損傷度 R を、軸力および曲げモーメントとその強度の比の足し合わせとして算定する。鋼トラス橋の主構部材のうち損傷度 R が 1.00 を超える部材が一つもあった場合、連鎖的な部材の損傷が生じると判定する。軸力が引張力である場合は式(4.2)を、圧縮の場合は座屈の影響を考慮した式(4.3)を使用する。本研究では線形解析によって部材断面力を計算したため、線形解析にもとづく式(4.2)および式(4.3)を用いてトラス部材の損傷を評価する。Khuyen らはこれらの式が非線形のリダンダンシー解析よりも損傷をより厳しく評価すると報告している⁶⁾。

$$R = \frac{N}{N_p} + \left(\frac{M}{M_p} \right)_{\text{IN}} + \left(\frac{M}{M_p} \right)_{\text{OUT}} \quad (4.2)$$

ここで、 R ：損傷度

N ：部材に作用する軸引張力

M ：部材に作用する曲げモーメント

N_p ：全塑性軸力

M_p ：全塑性曲げモーメント

添え字の IN：面内方向

添え字の OUT：面外方向

$$R = \frac{P}{P_u} + \left(\frac{1}{1 - \frac{P}{P_e}} \frac{M_{\text{eq}}}{M_p} \right)_{\text{in}} + \left(\frac{1}{1 - \frac{P}{P_e}} \frac{M_{\text{eq}}}{M_p} \right)_{\text{out}} \quad (4.3)$$

ここで、 P ：部材に作用する軸圧縮力

P_u ：道路協会の規定によって計算した座屈強度⁷⁾

P_e ：オイラー座屈強度

M_{eq} ：等価曲げモーメント

$$M_{\text{eq}} = \max(0.6M_1 + 0.4M_2, 0.4M_1) \quad (4.4)$$

ここで、 M_1 および M_2 ：部材の両端における曲げモーメント(ただし $|M_1| \geq |M_2|$)

リダンダンシー評価において、トラス部材を2つの観点から評価した。一つめは、ある部材に着目したとき着目部材の損傷によって他の部材にどの程度の影響を与えるかという観点であり、着目部材を初期損傷部材に設定したリダンダンシー解析によって、着目部材以外の損傷度 R によって評価する。この観点による評価によって、着目部材が橋梁の連鎖損傷をひき起こして鋼トラス橋に重大な影響をあたえる懸念がある部材(以後、“連鎖損傷トリガー部材”)であるかを判定できる。この観点を“連鎖損傷トリガー部材の観点”と記述する。もう一つは、他の部材の損傷によって着目部材がどの程度の影響を受けるかという観点であり、着目部材以外の部材を初期損傷部材に設定したリダンダンシー解析によって、着目部材の損傷度 R によって評価する。この評価によって、着目部材が他の部材が損傷した場合の荷重再分配に抵抗するだけの耐荷力を有さない部材であるかを判定できる。この観点を“耐荷力不足部材の観点”と記述する。鋼トラス橋を構成する各部材について、“連鎖損傷トリガー部材の観点”および“耐荷力不足部材の観点”の2つの観点から評価した。

損傷度 R を用いて2つの観点から部材を評価した損傷度 R を表-4.3 に示す。部材番号は図-4.5 に示した番号に対応している。連鎖損傷トリガー部材の観点の損傷度 R は、それぞれの部材が損傷した場合にその他すべての部材に生じる損傷度 R の最大値を示す。全90部材のうち58部材で損傷度 R が1.0を超えており、58部材は全部材の64%に該当する。これら64%の部材は、その損傷が鋼トラス橋の連鎖的な損傷を引き起こす可能性がある連鎖損傷トリガー部材である。連鎖損傷トリガー部材は橋梁全体に広く分布し、水平材を除くすべての部材種類に存在しているが、中間支点周辺の曲弦部以外の下弦材(部材番号41~44, 54~59)においては、この観点による損傷度 R が1.00未満となる特徴がある。下弦材に沿って配置される床組と床版がこれらの下弦材が損傷したときに、下弦材の作用断面力を代わりに受け持って荷重伝達する代替部材として機能したと推測される。耐荷力不足部材の観点の損傷度 R は、その部材以外の損傷ケースにおいてその部材自体に生じる損傷度 R の最大値を示す。全90部材のうち69部材で損傷度 R が1.00を超えており、69部材は全部材の77%に該当する。これら77%の部材は、他の部材が損傷した場合の荷重再分配の影響により損傷する耐荷力不足部材である。連鎖損傷トリガー部材と同様に、耐荷力不足部材も橋梁全体に広く分布し、すべての部材種類に存在している。

以上は部材に作用する軸力と曲げモーメントに着目して式(4.2)~式(4.4)によりリダンダンシーを評価した評価である。ここで、部材が損傷した場合に懸念される鋼トラス橋のねじり変形と部材に作用するねじりモーメントの影響について述べる。部材が損傷した場合、鋼トラス橋を構成する左右のトラス主構面のバランスが崩れて鋼トラス橋全体がねじれ変形を生じる懸念があるが、検討の対象とした鋼トラス橋は図-4.2 示すように各所に対傾構(Vertical brace)が配置されたねじれ変形を抑制する構造になっているため、ねじれ変形は損傷部材の周辺に限定され、鋼トラス橋の全体には及ばない。このとき、損傷部材の周辺の部材にねじりモーメントの作用による部材損傷が懸念されるが、全リダンダンシー解析において最もねじりモーメントが大きかった部材番号16を初期損傷部材とした解析ケースにおける部材番号76の垂直材においても、ねじりモーメントにより発生するせん断応力度

は降伏せん断応力度の 56%におさまっている。本解析ケースにおける部材番号 76 の垂直材は、損傷度が式(4.3)により 1.54 と計算した損傷判定の部材であるため、部材損傷は作用軸力と作用曲げモーメントに支配されると判断できる。ただし部材に作用するねじりモーメントの影響によるせん断応力度の影響が微小とは言い難いため、ねじりモーメントに対するリダンダンシー評価は今後の課題であると考えられる。

表-4.3 連鎖損傷トリガー部材の観点, 耐荷力不足部材の観点からみた各部材の損傷度 R

Mem -ber	Viewpoint		Mem -ber	Viewpoint		Mem -ber	Viewpoint	
	Trigger	Insufficiency		Trigger	Insufficiency		Trigger	Insufficiency
1	0.72	0.55	31	1.73	1.23	61	0.83	0.88
2	0.88	∞	32	2.08	1.28	62	1.51	1.60
3	1.47	1.21	33	1.44	1.49	63	1.77	1.86
4	1.86	1.13	34	0.95	3.09	64	1.93	2.03
5	1.83	1.10	35	0.77	2.18	65	1.22	1.15
6	2.03	1.10	36	1.27	1.20	66	2.57	1.31
7	1.66	0.98	37	1.31	0.93	67	1.31	1.28
8	3.13	1.10	38	1.28	0.94	68	1.59	1.24
9	2.04	1.08	39	1.28	0.94	69	1.45	0.94
10	1.90	1.07	40	1.77	1.00	70	0.93	0.54
11	1.89	1.15	41	0.69	0.53	71	1.41	0.53
12	1.47	1.44	42	0.72	0.86	72	1.91	1.41
13	1.77	1.18	43	0.76	1.30	73	1.19	1.02
14	1.48	1.15	44	0.89	0.92	74	1.21	1.29
15	2.90	1.02	45	1.06	1.00	75	1.98	1.98
16	∞	1.14	46	1.27	1.01	76	2.47	1.76
17	∞	1.21	47	∞	1.06	77	1.81	1.59
18	∞	1.19	48	1.06	1.00	78	1.18	1.14
19	1.51	1.14	49	1.20	1.20	79	0.94	0.81
20	2.84	1.28	50	1.02	1.02	80	0.98	1.11
21	1.03	1.28	51	7.84	0.96	81	0.70	0.93
22	0.77	∞	52	1.15	1.38	82	0.71	1.77
23	0.75	1.19	53	1.22	1.63	83	0.76	∞
24	0.92	1.33	54	0.74	2.64	84	0.74	3.13
25	1.43	1.65	55	0.86	2.56	85	0.74	2.04
26	1.60	1.41	56	0.83	1.51	86	0.74	1.90
27	18.09	1.45	57	0.94	0.93	87	0.74	1.89
28	∞	1.24	58	0.87	0.72	88	0.74	1.47
29	1.66	1.28	59	0.91	0.62	89	0.74	1.91
30	1.63	1.29	60	0.72	1.06	90	0.74	7.84

Trigger is Viewpoint of the chain damage trigger member

Insufficiency is Viewpoint of member with insufficient load capacity

Note Colored data is judged to be damaged due to Ratio to strength exceeding 1.00

4.5 補強ブレースによるリダンダンシー向上対策の検討

リダンダンシーの向上対策を2つに分類する。一つ目は、代替の荷重伝達経路となる補強材を設置することによって、ある部材が損傷した場合にその影響がほかの部材に広がることを防ぐ対策である。二つめは、既存部材の耐荷力を増強させることによって、ある部材が損傷してもその影響にほかの部材が耐える対策である。代替の荷重伝達経路となる補強材を設置する対策としてブレースによる補強が、既存部材の耐荷力を増強する対策として部材断面積を増加させる補強が考えられる。

部材断面積を増加させる補強として、**図-4.6**に示すように既設部材の外側に鋼板を高力ボルトで接合する方法を検討する。この補強方法はトラス部材の断面補強として実施例もある一般的な補強方法である⁹⁾。補強鋼板の最小板厚は道路橋示方書に従い鋼材の腐食による減肉を考慮して8mmとした¹⁰⁾。**図-4.6**の補強例では、板厚8mmの鋼板を接合する補強によって全塑性軸力 N_p 、面内全塑性曲げモーメント M_{p-IN} および面外曲げモーメント M_{p-OUT} がそれぞれ1.32倍、1.22倍および1.46倍に増加する。

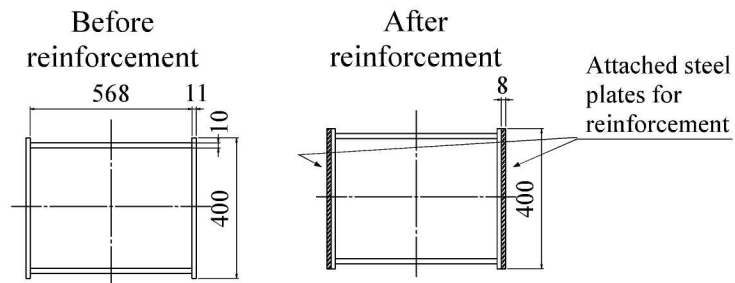
ブレースによる補強は、**表-4.3**の連鎖損傷トリガー部材の観点において損傷度 R が1.00を超えた連鎖損傷トリガー部材が対象になり、部材断面積の増加は耐荷力不足部材の観点において損傷度 R が1.00を超えた耐荷力不足部材が対象になる。耐荷力不足部材が少数であれば、部材断面の増加による対策が効率的となるが、対象橋梁には耐荷力不足部材が多数存在するため、補強ブレースが必要となる。対象橋梁には連鎖損傷トリガー部材も多数存在するが、トリガー部材があるすべてのトラスパネルに補強ブレースを設置することは過剰であると思われる。また、補強ブレースの配置形状が性能を左右すると思われるため、本研究では補強ブレースの配置形状とトラスパネルに対する補強ブレースの配置パターンに着目して、リダンダンシー向上対策を検討する。

4.5.1 補強ブレースの配置形状

連鎖損傷トリガー部材は、水平材以外の上弦材、下弦材、斜材および垂直材に見られた。このため、多くの部材種類の損傷に対して機能する配置形状の補強ブレースを選定する。**表-4.4**に示す“Xブレース”、“ひし形ブレース”および“コーナーブレース”の3つの配置形状の損傷度の低減効果を解析によって調査した。これらの補強ブレースの部材は、斜材と同じ箱形の断面とした。**図-4.5**における部材番号26の上弦材、部材番号46の下弦材、部材番号19の斜材、部材番号76の垂直材の部材損傷ケースについて、3つ配置形状の効果を比較した。上弦材、下弦材および斜材の部材損傷ケースでは、補強ブレースを損傷部材と同じパネルに設置し、垂直材の損傷ケースでは、垂直材を補強ブレースで補強したトラスパネルによって左右から挟む配置となるように補強ブレースを垂直材の左右両側のパネルに設置した。

3つのブレース配置形状と無補強の損傷度 R を**表-4.4**に示す。損傷度 R はそれぞれの部材損傷ケースにおける、鋼トラス橋全部材の損傷度 R の最大値を示す。部材番号26の上弦材損傷ケースを除く損傷ケースにおいて、Xブレースとひし形ブレースの損傷度が低減している。Xブレースは、ひし形ブレースよりも補強部材の数が少なく、部材の長さも短いため、3種類のブレース配置形状の中でXブレースが最適であると評価した。

なお、4.4 に記述したねじりモーメントについても、X ブレースによる対策を適用するとねじりモーメントが大幅に低減（87%低減）するため、ねじりモーメントの観点からリダンダンシー評価をした場合に補強ブレースの有効性が高まる可能性がある。



			After reinforcement Before reinforcement
Material	SS400	SS400	-
Yield stress (N/mm ²)	235	235	1.00
Aria (mm ²)	20,160	26,560	1.32
M_p (kN)	4,738	6,242	1.32
M_{p-in} (kNm)	687	838	1.22
M_{p-out} (kNm)	978	1427	1.46

図-4.6 部材断面積を増加させる補強の例

表-4.4 補強ブレースの3つの配置形状によるリダンダンシー向上効果

	Maximum of Damage Ratio R			
	X bracing	Rhombus bracing	Corner bracing	Non-installation
#26 : Upper chord Damage case	1.54	1.58	1.56	1.60
#46 : Lower chord Damage case	0.98	0.97	1.21	1.28
#19 : Diagonal Damage case	0.84	0.75	1.31	1.51
#76 : Vertical Damage case	0.94	0.98	1.03	2.53

Note : Additional braces

: Truss structure

Colored data is judged to be damaged due to Damage Ratio R exceeding 1.00

4.5.2 Xブレースによる補強を適用した試験体の荷重試験

Xブレースによる補強が解析によって求めた補強効果を実際に発揮するか荷重試験により検証する。本試験で製作した5つの試験体の側面図を図-4.7、図-4.8に、各試験体についての初期損傷部材（試験体から取り除いた部材）の種類、Xブレースの有無、損傷度 R が最大となる部材、解析で求めた耐荷力を表-4.5に示す。耐荷力は損傷度 R が1.00になるときの4点の荷重点に作用する荷重の合計である。S-Aは損傷のない試験体である。S-BとS-Cはそれぞれ上弦材と垂直材を初期損傷部材とした損傷試験体である。S-BRでは損傷部材があるパネルにXブレースを配置し、S-CRでは損傷部材に設定した垂直材を挟む左右のパネルにXブレースを配置した補強試験体である。Xブレースと斜材の配置構造を図-4.9に示す。トラス試験体の斜材にガセットプレートを通じて補強材を溶接で接合した。斜材と補強材の交点では斜材が通り、補強材を分割した構造とした。

Xブレースの性能を検証するために、試験体について解析によって求めた断面力を式(4.2)および式(4.3)に入力して計算したXブレースの耐荷力性能と荷重試験の耐荷力を比較する。

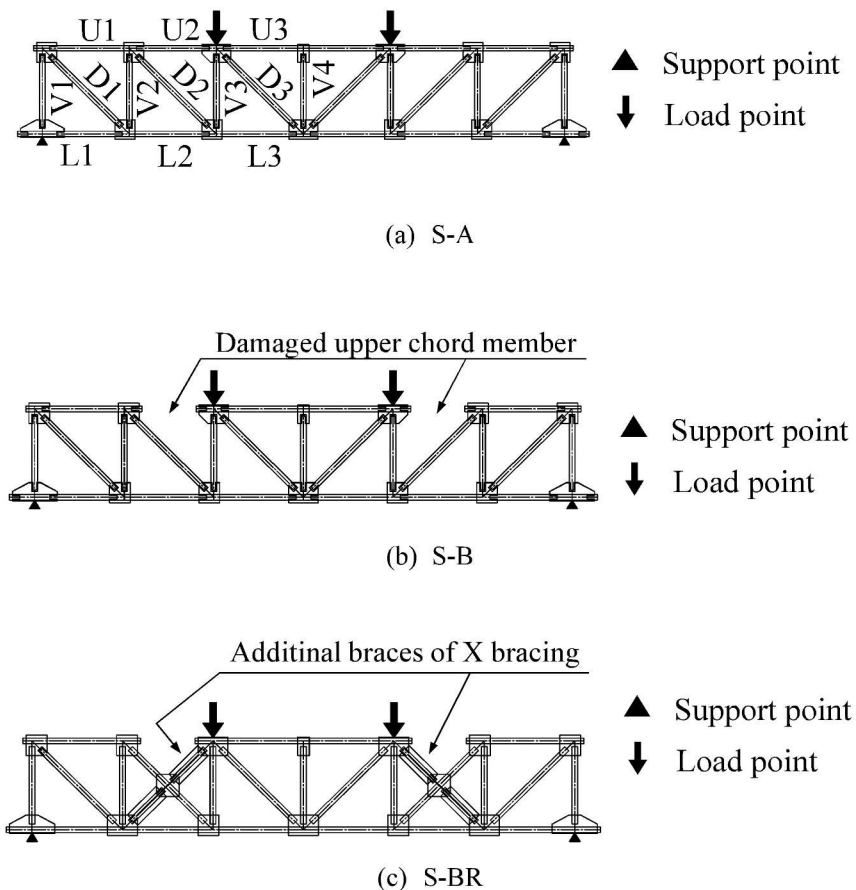
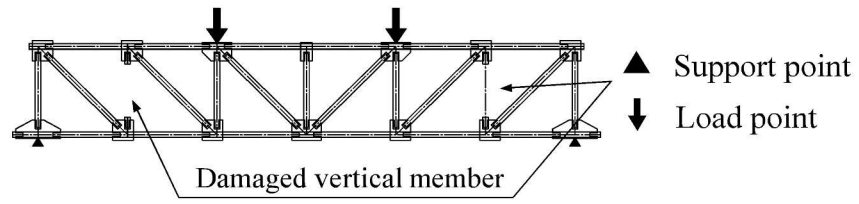
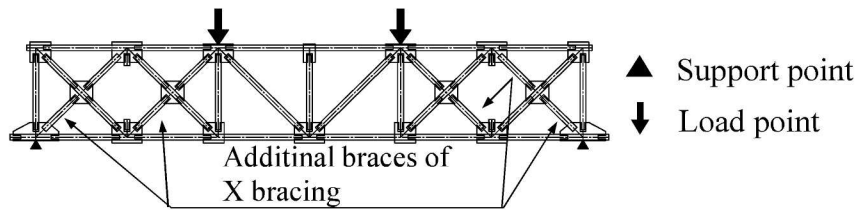


図-4.7 荷重試験体 S-A, S-B および S-BR

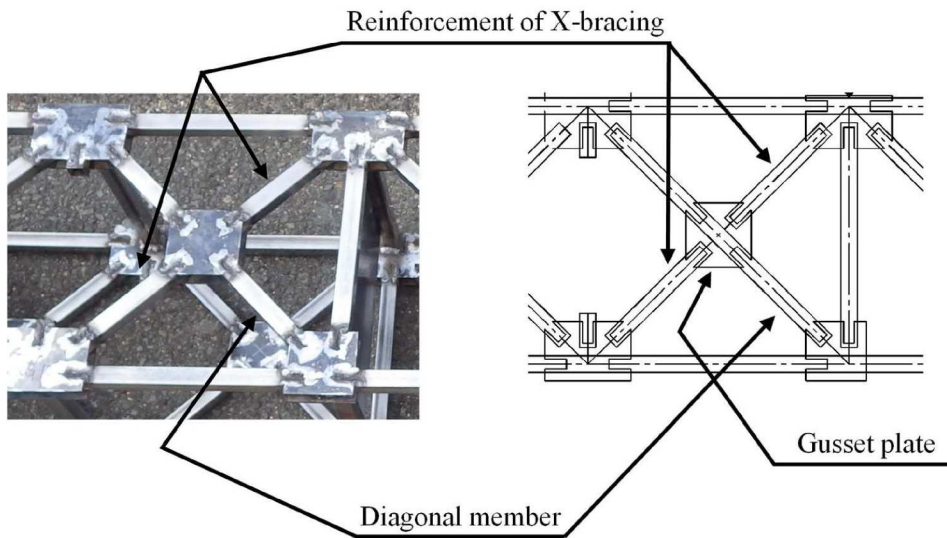


(a) S-C



(b) S-CR

図-4.8 荷重試験体 S-C および S-CR



(a) 取合部の画像

(b) 取合部の図面

図-4.9 X ブレースと斜材の取合構造

表-4.5 試験体の初期損傷部材および解析で求めた耐荷力等

Specimen	Initial Damaged member	X bracing	Member expected to be damaged by loading	Load capacity predicted by numerical analysis (kN)
S-A	-	-	U2	75.00
S-B	Upper chord	-	L2	4.25
S-BR	Upper chord	Installation	L2	54.50
S-C	Vertical	-	L2	17.20
S-CR	Vertical	Installation	U3	80.00

試験体は対象橋梁と同じ鋼プラットラス橋を模擬したもので、STKMR290の角形鋼管で製作した。角形鋼管の仕様は表-4.6のとおりである。載荷試験に先立ち、角形鋼管の引張試験を行った。STKMR290は降伏点が定められていない規格のため、引張試験で計測した0.2%耐力を降伏応力として使用した。図-4.10にS-A試験体の全体図を、図-4.11にトラス格点部の溶接を示す。

表-4.6 試験体の部材に使用した角型鋼管の仕様

Item	Detail	Note
Material	STKMR290	Following STKM290 (JIS G3445)
Width	19 mm	-
Height	19 mm	-
Thickness	1.6 mm	-
Area	111 mm ²	-
Tensile strength	436 N/mm ²	Obtained by tensile testing
0.2% proof stress	407 N/mm ²	Obtained by tensile testing

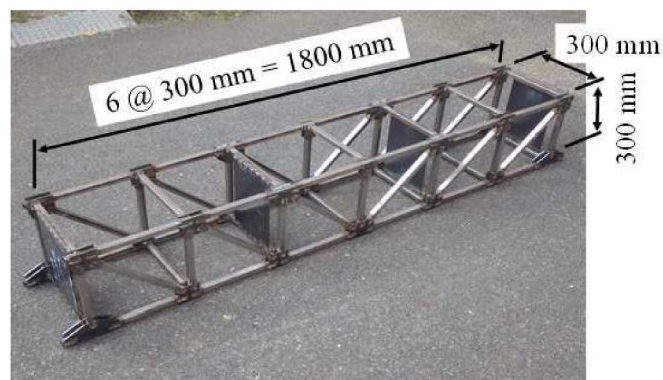


図-4.10 S-A試験体の全景

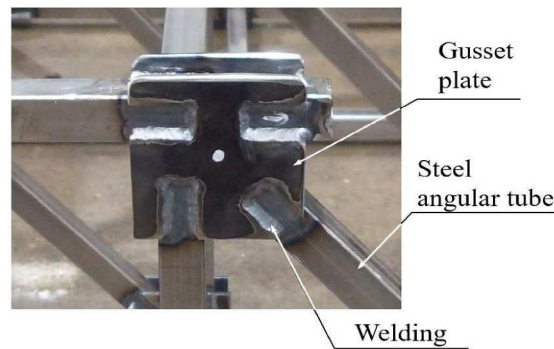
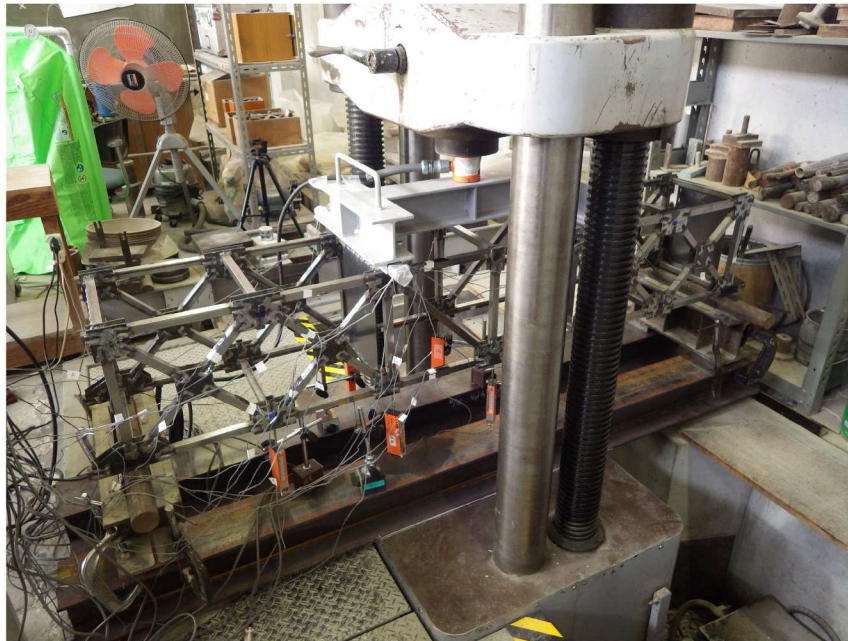


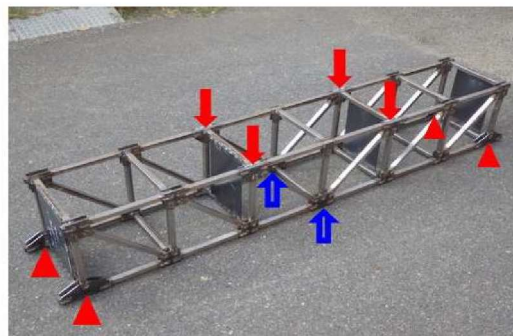
図-4.11 トラス格点部の溶接

試験体のサイズは、幅 300mm、高さ 300mm、長さ 1800mm で、6 つのトラスパネルを 300mm 間隔で配置した。試験体の高さ 300mm とトラスパネル間隔 300mm の比は 1.0 : 1.0 としており、対象鋼トラス橋の中央支間におけるトラスパネルの高さ～パネル間隔比 1.0 : 1.0 と相似性を持たせた。また、トラスパネルの間隔に対する部材幅の比率は 1/15.8 で、日本道路協会が規定した”トラス部材に作用する曲げモーメントを無視して設計してよい鋼トラス橋の範囲”に該当する一般的な鋼トラス橋の部材剛性であり⁷⁾、対象鋼トラス橋の下弦材の比率 (1/16.0) とほぼ一致している。試験体は長さ方向と幅方向に対して左右対称の構造とした。部材は厚さ 3.2mm のガセットプレートを介し溶接によって互いに接合した。すべての载荷試験において、損傷は溶接部やガセットプレートではなく、角形鋼管に生じた。補強ブレースは試験体と同じ STKMR290 角形鋼管で製作した。試験体 S-BR には、事前の解析によって補強ブレースの座屈が予想されたため、座屈防止のために幅 20mm、厚さ 2.3mm の鋼板を角形鋼管の 4 面に溶接で取り付け、補強ブレースは、補強部材のため実際の構造においても既設部材より耐荷力を高めることが可能であるため、座屈防止措置を行った。図-4.12 のように、試験体の端部 4 点をピン支持し、荷重を試験体の支間中央付近の 4 点に静的に作用させた。なお図-4.13 のように、試験体の上に試験器具を設置することで、载荷試験機の荷重を試験体の 4 点に分散して作用させた。各試験体とも荷重増加速度が一定になるように荷重を漸増させ、载荷荷重と支間中央のたわみを計測した。荷重の増加がみられないか、あるいは荷重の低下がみられたときに载荷を終了し、測定した荷重の最大値を耐荷力として評価した。JIS Z2241 金属材柳雄引張試験方法においてひずみ速度の影響を受けない静的な耐力と引張り強さを測定するための試験速度の上限は 30 MPa(30 N/mm²)/sec と規定されている¹¹⁾。この規定によると本研究における試験体材料の SMKMR290 が降伏応力 (0.2%耐力) の 407 N/mm² に達するまでの時間を 407/30≒13.6 sec 以上とする必要があるが、試験開始から荷重増加率の低下がみられるまでの時間が 13.6sec 以上となる荷重増加速度で载荷試験を実施した。なお、S-BR 試験体については载荷時に変位計が試験体のたわみを阻害したため、たわみが阻害されるまでの载荷荷重とたわみを試験結果として取り扱ったが、荷重の増加勾配は载荷初期の 1/10 未満となっておりこれ以降に大幅な荷重増加はなかったものと思われる。

载荷試験に使用した万能試験機の能力と諸元を表-4.7 に示す。



(a) 載荷状況



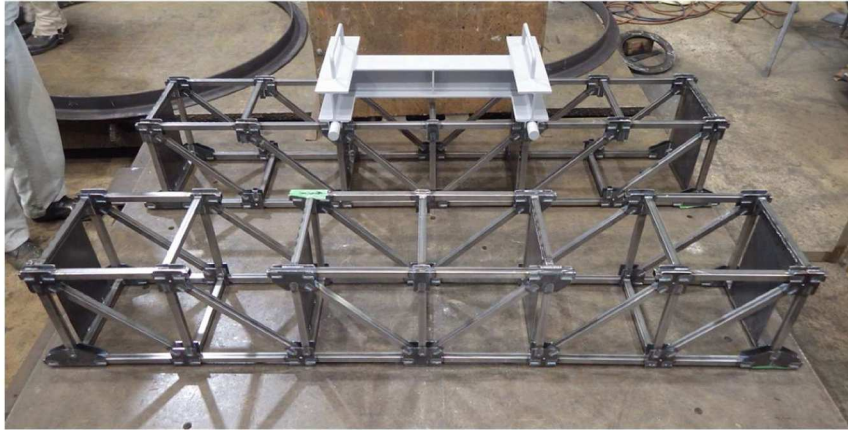
▲ :Support points

↓ :Loading points

↑ :Vertical displacement measuring points

(b) 支点, 荷重載荷点 および たわみ計測点

図-4.12 載荷試験



(a) 試験体上に設置した状況



(b) 試験治具

図-4.13 試験治具

表-4.7 載荷試験機の能力と諸元

Item	Detail
Manufacturing company	SHIMADZU
Model	RH-100
Loading capacity	100(t)
Stroke amount	250(mm)
Loading speed	0~80mm/min
Machine size	W2480 x D800 x H2800(mm)

試験体の耐荷力は式(4.2)および式(4.3)で計算する損傷度 R に基づき計算した。式(4.2)および式(4.3)に入力する断面力は、骨組みモデルによる線形静的解析で計算し、損傷度 R が 1.00 となるときの 4 点の作用荷重の合計を耐荷力と定義した。耐荷力と損傷度 R が 1.00 となる部材（損傷が予測される部材）を表-4.5 に示す。部材記号は図-4.7(a)を参照されたい。試験体 S-A と S-CR において上弦材の座屈を予測したが、座屈耐荷力は載荷試験後の試験体の変形を考慮し、両端剛結合の拘束条件として求めた。

解析によって事前に計算した試験体の耐荷力を図-4.14 に、載荷試験における荷重変位曲線と載荷試験後の変形の状況を図-4.15～図-4.19 に示す。全ての試験体は、解析で予測した部材が損傷するとともに、式(4.2)および式(4.3)により予測した耐荷力を超える荷重を載荷試験で計測した。また、耐荷力の範囲内で変形量が急激に増加するなど構造が不安定になることはなかった。予測した耐荷力を超える耐荷力を試験体が有した理由としては、座屈耐荷力の算定式が部材の初期不整を考慮して安全側の耐荷力を算定する式になっていることや、試験体の格点部に設けたガセットが抵抗断面として機能し、有効座屈長を縮小させたことなどが考えられる。実際の鋼トラス橋においても、これらのガセットの影響を無視した安全側の評価をしており、解析で評価する耐荷力より高い耐荷力を有するものと思われる。試験体 S-A および S-CR は上弦材の座屈により破壊し、その他の試験体 S-B、S-BR および S-C は下弦材の曲げによって破壊した。試験体 S-BR は図-4.14 に示す荷重を載荷した後に変位計が試験体のたわみを阻害したため、図-4.17(b)の変形状況は参考とする。X ブレースによる補強を施した S-BR および S-CR 試験体は、補強を施していない S-B および S-CR 試験体を大きく上回る耐荷力を示しており、また損傷のない S-A 試験体と同程度の耐荷力を示した。以上の載荷試験により、X ブレースが解析で評価した耐荷力性能を実際の構造でも有することと、リダンダンシーの向上に有効に機能することを検証できた。

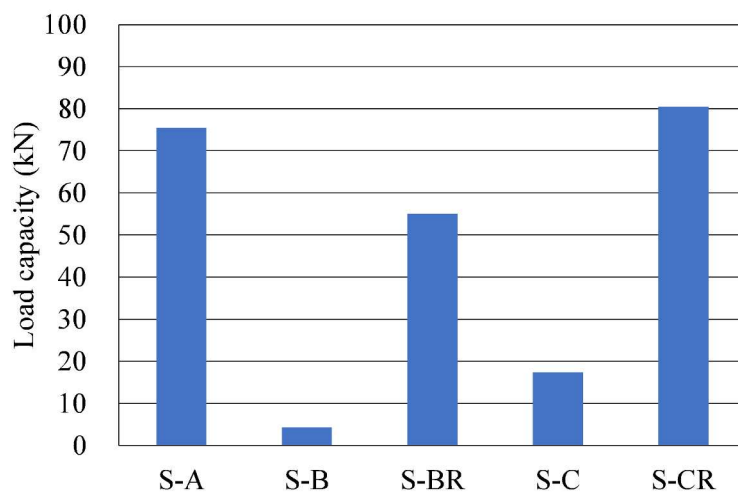
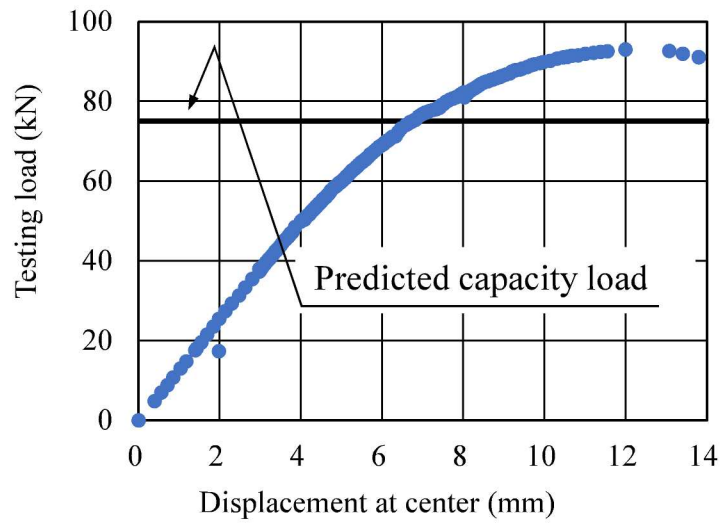
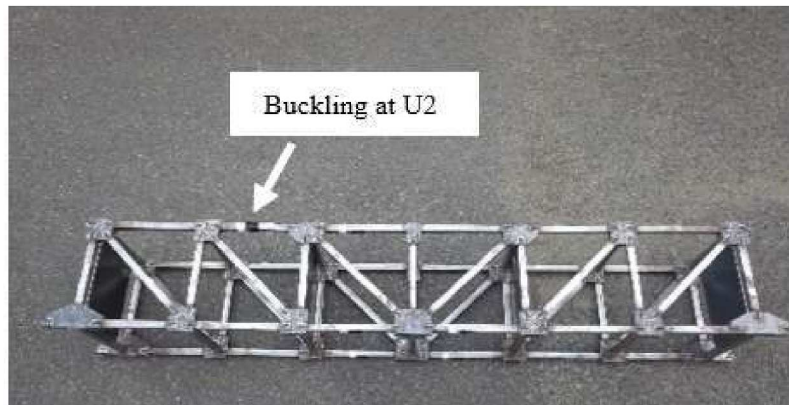


図-4.14 解析により求めた耐荷力

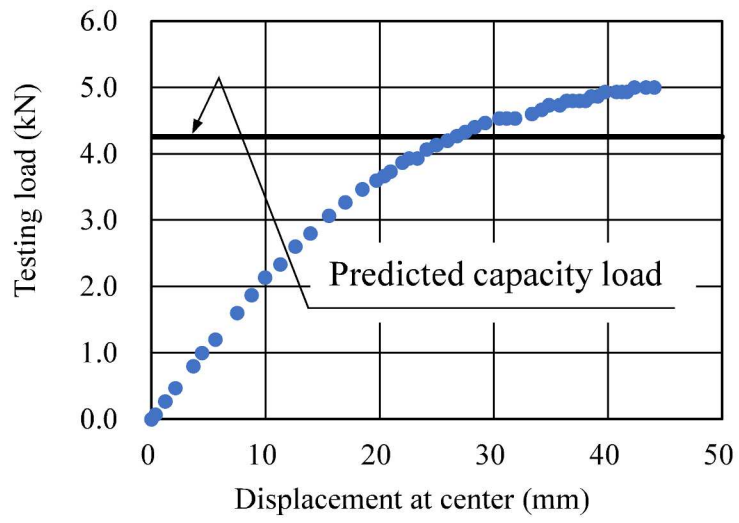


(a) 載荷試験結果（荷重～変位 曲線）

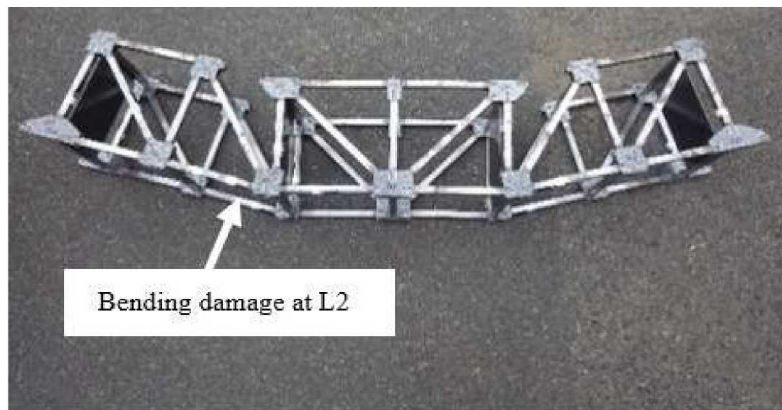


(b) 試験後の変形状況

図-4.15 載荷試験結果（荷重～変位 曲線）と 試験後の変形状況 1：S-A 試験体

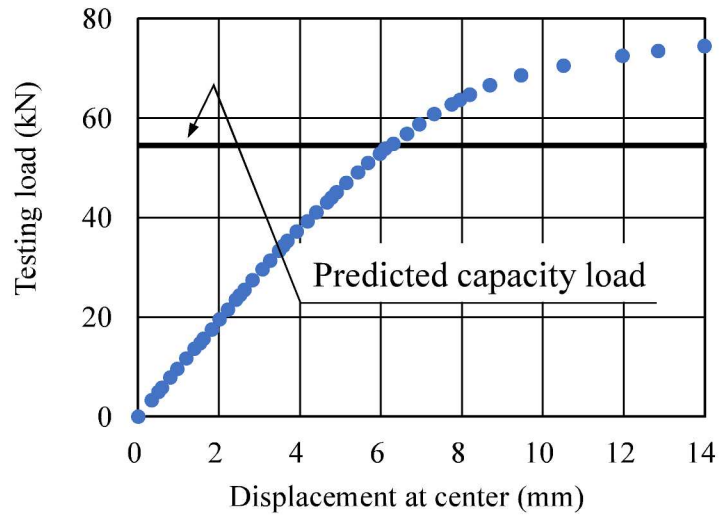


(a) 載荷試験結果（荷重～変位 曲線）

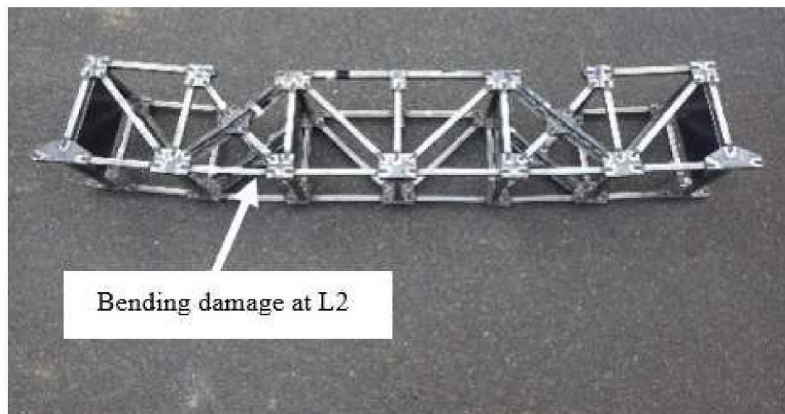


(b) 試験後の変形状況

図-4.16 載荷試験結果（荷重～変位 曲線）と 試験後の変形状況 2：S-B 試験体

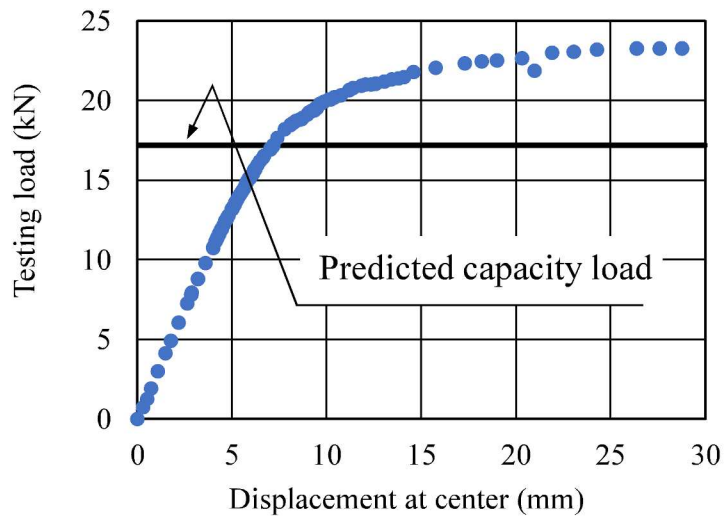


(a) 載荷試験結果（荷重～変位 曲線）

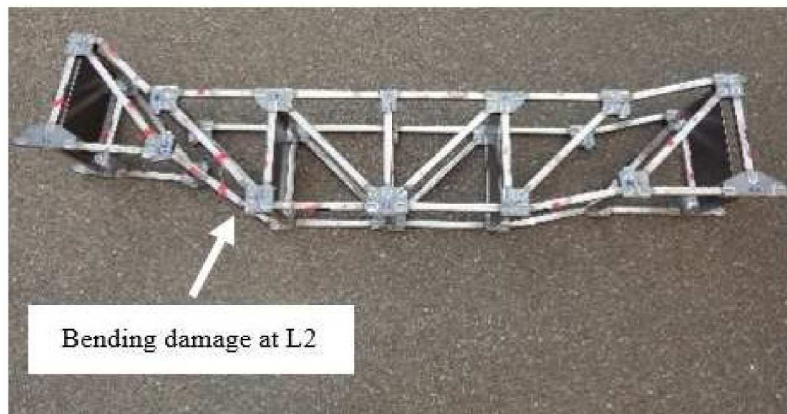


(b) 試験後の変形状況

図-4.17 載荷試験結果（荷重～変位 曲線）と 試験後の変形状況 3：S-BR 試験体

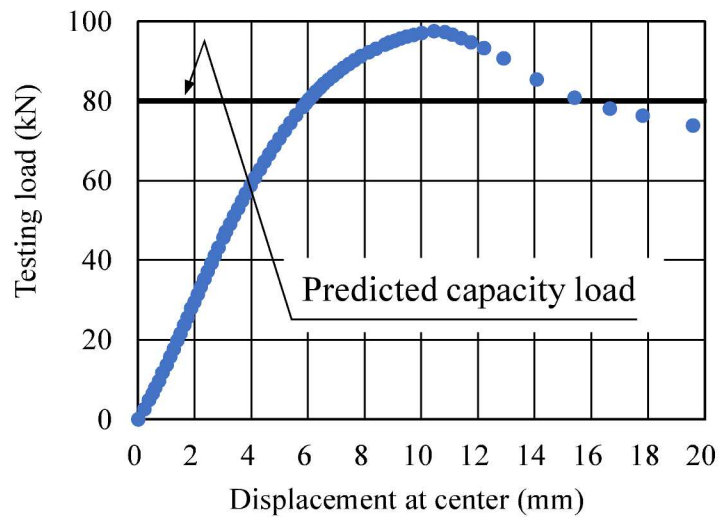


(a) 載荷試験結果（荷重～変位 曲線）

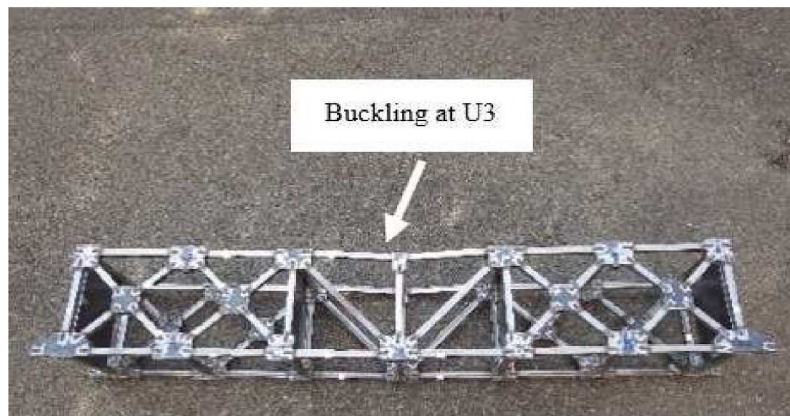


(b) 試験後の変形状況

図-4.18 載荷試験結果（荷重～変位 曲線）と 試験後の変形状況 4 : S-C 試験体



(a) 載荷試験結果（荷重～変位 曲線）



(b) 試験後の変形状況

図-4.19 載荷試験結果（荷重～変位 曲線）と 試験後の変形状況 5：S-CR 試験体

4.5.3 X ブレースの配置パターンの評価指標

X ブレースの設置と部材断面積の増加には、補強材料が必要になる。補強材料の大小は、補強に必要となる費用だけでなく鋼トラス橋の耐震性（慣性力の増加）にも影響するため、補強材料の重量を X ブレースの配置パターンを検討する際の評価指標とする。補強材料として鋼材を想定し、鋼材の重量が小さいほど良い評価とする。まずは X ブレースを設置しない未設置モデルの補強鋼材重量を算定した。このモデルには部材断面の増加の目的のみに補強鋼材を使用する。全部材の 77%に及ぶ耐荷力不足部材の表面に鋼板を取り付け、断面積を増加させる。補強鋼板の最小板厚は鋼材の腐食による減肉を考慮して 8mm とする。これらすべての部材の損傷度 R が 1.0 未満となるために必要な鋼材重量は 330(tf)で、上部工の重量の 5.9%に相当した。鋼材重量は、補強鋼板の面積に部材の長さや密度を乗じて求めた。未設置モデルに必要な補強材料の重量 330(tf)は X ブレースの配置パターンを評価する際の目安になる。

4.5.4 X ブレースの配置パターンの検討

図-4.20 のように、対象橋梁には X ブレースを配置することができる #02 から #19 の 18 のトラスパネルがある。18 のパネルそれぞれに対する X ブレースの設置の有無を変えた場合の配置パターンは、 $2^{18}=262,144$ 通りとなる。多数の配置パターンから最良の選択をするために、最適化手法を利用した。最適化手法の目的関数は補強に必要な鋼材の重量とする。鋼材の重量は部材断面の増加と X ブレースに必要な鋼材重量の合計とし、最適化手法には一般化簡約勾配法を用いた。一般化簡約勾配法は最小値または最大値を求めるためのアルゴリズムで、非線形問題を取り扱う最適化手法として知られる。一般化簡約勾配法のアルゴリズムを以下に示す¹²⁾。

手順 1: 制約式と非退化の過程を満たす初期点 \bar{x}^1 を選び、 $\ell=1$ とする。

手順 2: 現在の点 \bar{x}^{ℓ} において停止基準を満たせば終了。そうでなければ縮小勾配を計算して、適当な効果方向を定める

手順 3: 1 次元探索問題を解き、ステップ幅だけ変化させた点 $\bar{x}^{\ell+1}$ を求める。このとき制約式を満たさない場合はステップ幅を縮小して $\bar{x}^{\ell+1}$ を境界点に変更する。 $\ell = \ell + 1$ として手順 2 へもどる。

一般化簡約勾配法は縮小勾配（変数を増減させたときの目的関数の変化率）により最適化の完了を判定する最適化手法のため、初期値の設定方法によって最適解が異なることに注意が必要となる。

図-4.20 に示す#02 から#19 の 18 パネルに対する X ブレースの設置の有無を一般化簡約勾配法の変数とした。部材断面の増加の補強方法は、鋼板をトラス部材の表面に設置する方法とする。鋼材重量の算定式を式(4.5)～(4.7)に示す。

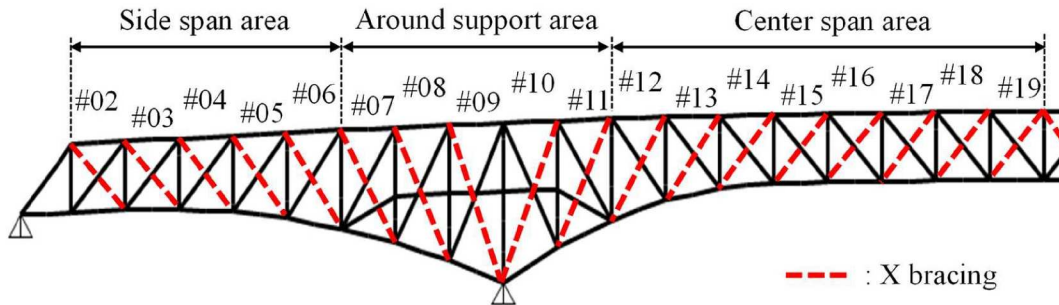


図-4.20 Xブレースを配置することができるトラスパネル #02～#19

$$W = \sum W_{hi} + \sum W_{bj} \quad (4.5)$$

$$W_{bj} = a_j \times w_{bj} \quad (4.6)$$

$$a_j = 1 \quad (\#j \text{ パネルに X ブレースを設置するとき}) \quad (4.7)$$

$$0 \quad (\#j \text{ パネルに X ブレースを設置しないとき})$$

ここで、 W ：リダンダンシーの補強に必要な鋼材の重量

W_{hi} ：部材 i において損傷度を 1.0 以下にするために必要な補強鋼材の重量

W_{bj} ：# j パネルに必要となる X ブレースの鋼材重量

a_j ：# j パネルに関する一般化簡約勾配法の変数

w_{bj} ：トラスパネル j に設置する場合の X ブレースの鋼材重量

部材断面の増加に必要な鋼材重量を求めるために、断面の増加が必要となる部材を特定する必要がある。断面の増加が必要な部材は損傷度 R により判定するため、X ブレースの配置に応じた各部材の損傷度 R を求めることができれば、断面補強が必要な部材を特定することができる。初期損傷部材 90 部材それぞれの損傷ケースについて、初期損傷部材の補強として機能する X ブレースのみを配置した解析モデルを作成する。斜材、上下弦材の損傷ケースの解析モデルには、損傷部材と同じパネルに X ブレースを配置する。垂直材の損傷ケースの解析モデルには、垂直材の左右両側のパネルに配置する。これらの X ブレースを配置した解析モデルを用いて損傷度 R を求めることで、それぞれの損傷ケースに対して X ブレースを配置したときと配置しないときの 2 つのケースの損傷度 R を提示できる。あ

る X ブレースの配置について、90 の全損傷ケースをその配置の X ブレースが効果を発揮する損傷ケースと効果を発揮しない損傷ケースに分類する。効果を発揮する損傷ケースでは、X ブレースを配置したときの損傷度 R を採用する。一方、効果を発揮しない損傷ケースでは、X ブレースを配置していないときの損傷度 R を採用する。このようにして、262,144 通りの X ブレースの配置パターンに応じて損傷度 R を即座に求める仕組みができる。つぎに、損傷度 R に応じてどの程度の部材断面の増加による補強鋼材が必要であるかを求める鋼材重量推定式を作成する。鋼材重量の推定式は式(4.8)のように 2 組のデータ(R_{i1} , W_{i1}) および(R_{i2} , W_{i2})を満足する線形方程式によって定義する。1 組目のデータは、損傷度の最大値 R_{i1} とその損傷度 R_{i1} を部材断面の増加で 1.00 未満に低減するために必要な鋼材重量である。2 組目は、1.00 を超える範囲の損傷度 R_{i2} の最小値とその損傷度 R_{i2} を部材断面の増加で 1.00 以下に低減するために必要な鋼材重量である。この鋼材重量推定式をすべての部材に対して設定する。

$$W_{hi} = \frac{W_{i1} - W_{i2}}{R_{i1} - R_{i2}} \times (R_i - R_{i2}) + W_{i2} \quad (R_i > 1.0 \text{ のとき}) \quad (4.8)$$

$$0 \quad (R_i \leq 1.0 \text{ のとき})$$

$$R_i = b_k \times R_{iY} + (1 - b_k) \times R_{iN} \quad (4.9)$$

$$b_k = 1 \quad (X \text{ ブレースが効果を発揮する配置パターンのとき}) \quad (4.10)$$

$$0 \quad (X \text{ ブレースが効果を発揮しない配置パターンのとき})$$

ここで、 W_{hi} ：部材 i において損傷度 R_i を 1.0 以下にするために必要な部材断面の増加による補強鋼材の重量(ただし $R_i > 1.0$, $R_i \leq 1.0$ のときは 0)

R_i ：部材 i の損傷度

R_{i1} ：90 の損傷ケースのリダンダンシー解析に対する部材 i の損傷度の最大値

W_{i1} ：部材 i の損傷度が R_{i1} のときに損傷度を 1.0 以下にするために必要な部材断面の増加による補強材の重量

R_{i2} ：90 の損傷ケースのリダンダンシー解析に対する部材 i の損傷度のうち 1.00 を超える損傷度のうちの最小値

W_{i2} ：部材 i の損傷度が R_{i2} のときに損傷度を 1.00 以下にするために必要な補強材の重量

b_j ：X ブレースの配置パターンに応じて部材 i の損傷度を R_{iY} , R_{iN} から選択するための係数。

R_{iY} : X ブレースが配置されたときのリダンダンシー解析で求めた断面力を用いて式(4.2)または式(4.3)により計算した損傷度

R_{iN} : X ブレースが配置されないときのリダンダンシー解析で求めた断面力を用いて式(4.2)または式(4.3)により計算した損傷度

例えば、X ブレースを #15 と #16 のパネルに配置した鋼トラス橋を考える。図-4.21 に示すように、これらの 2 つの X ブレースは部材番号 18, 19, 36, 37, 55, 56, および 78 の 7 部材の損傷ケースに機能する。全 90 部材を初期損傷部材とした 90 損傷ケースのうち、これらの 7 部材の損傷ケースにおいては X ブレースを配置したときの損傷度 R を採用する。他の 83 部材の損傷ケースについては、X ブレースを配置していないときの損傷度 R を採用する。90 の損傷ケースに対する各部材の損傷度 R の最大値を式(4.8)の鋼材重量推定式に当てはめて、各部材の断面の増加に必要な鋼材重量を得ることができる。鋼材の総重量は #15 と #16 のパネルに配置した X ブレースの重量を加えて求める。このようにして、262,144 通りの X ブレースの配置パターンに対応した鋼材重量を推定する仕組みを構築した。図-4.22 に X ブレース配置の最適化によって補強重量を最小化するフローを示す。

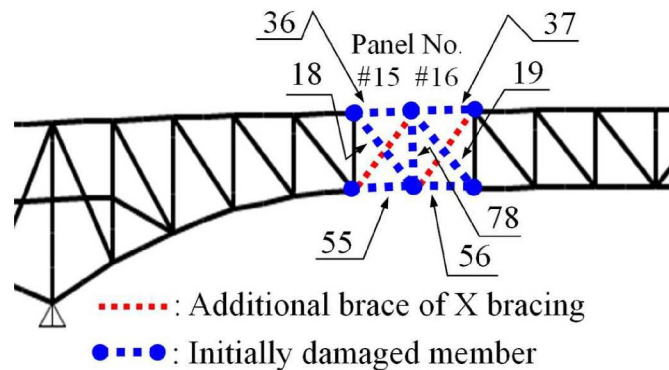


図-4.21 #15 と #16 パネルに配置した X ブレースが機能する部材損傷

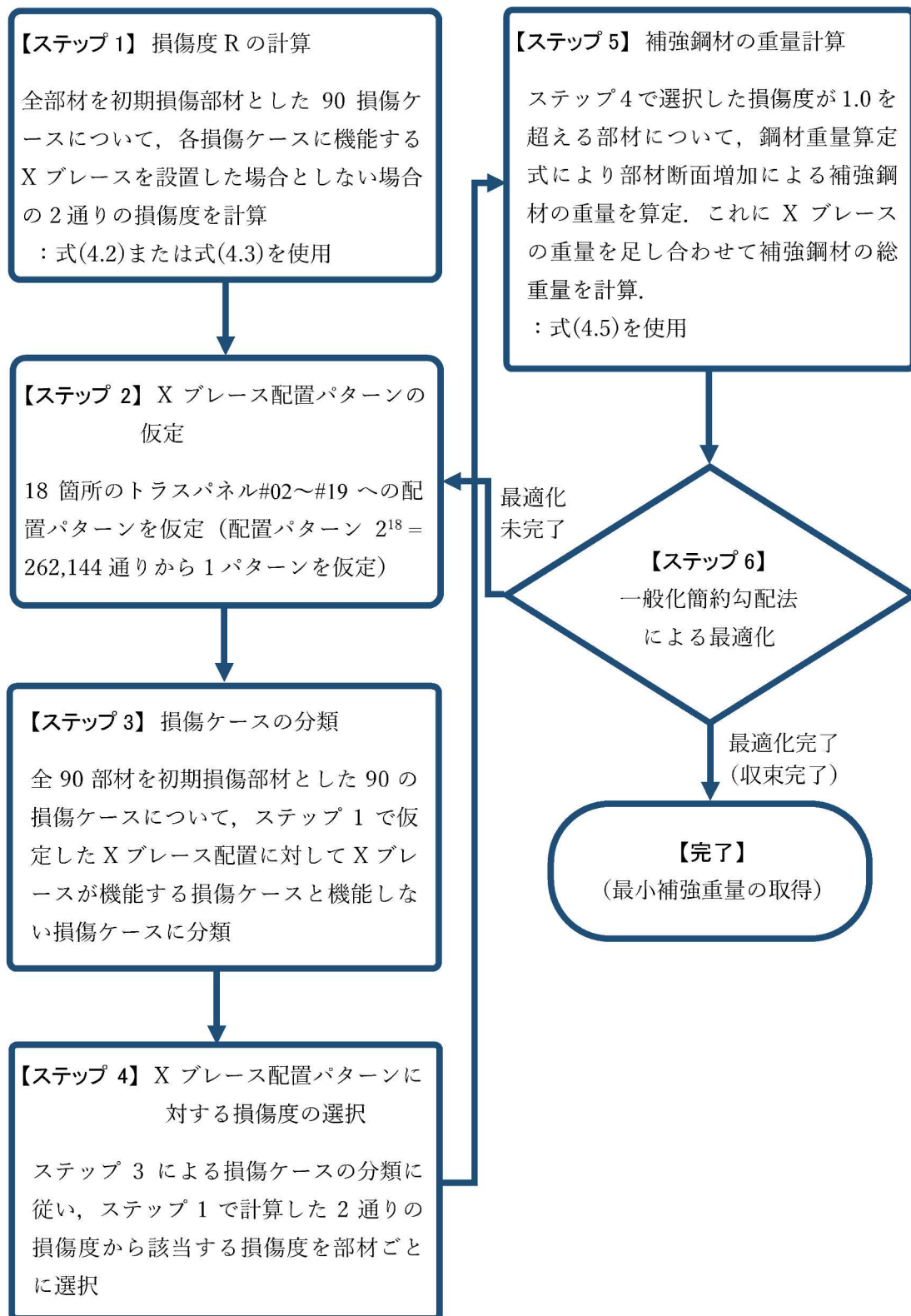


図-4.22 X ブレース配置の最適化フロー

最適化の結果を図-4.23 に示す。#13 から#16 までの 4 つのパネルへの X ブレースの配置が最適解となった。前述のとおり、一般化簡約勾配法は変数を増減させたときの目的関数の変化率により最適化の完了を判定する最適化手法のため、初期値の設定方法によって最適解が異なる。本研究ではトラス橋を側径間、支点部および中央径間の 3 箇所に分類して、各箇所のトラスパネル全てに X ブレースを配置する、または全く配置しない配置パターンの組み合わせ $2^3=8$ パターンを初期配置として最適化を実施した。図-4.20 に示すように、側径間、支点部および中央径間は#02-#06 パネル、#07-#11 パネルおよび#12-#19 パネルである。X ブレースの初期配置 8 パターンに対する最適化の結果（補強重量と X ブレースの配置）を表-4.8 に示す。初期配置 01-04 に対する最適化の結果は X ブレースを全く配置しないものであり、初期配置 05-08 に対する最適化の結果は X ブレースを#13 から#16 までの 4 つのパネルに配置するものであった。2 つの最適化の結果のうち、X ブレースを#13 から#16 までの 4 つのパネルに配置する結果のほうが目的関数である補強重量が小さいため、これを最適解とした。なお、2 つの最適化の結果において損傷度 R が 1.00 を超過して部材断面補強が必要となった部材は、表-4.13 に示すように X ブレースを全く配置しないものは全部材の 77% で、X ブレースを#13 から#16 までの 4 つのパネルに配置するもの（X ブレースの最適配置）は全部材の 68% であった。

表-4.9 に X ブレースの配置について、X ブレースを全く設置しないモデル、すべてのパネルに X ブレースを設置するモデル、X ブレースを最適に配置するモデルの 3 モデルについての鋼材重量の比較を示す。最適設置モデルにおける断面積増加のための鋼材重量は、未設置モデルの鋼材重量と比較して約 30% 少ない結果となった。しかしながら、X ブレースも考慮した総鋼材重量では 6% 少ないだけであった。すべてのパネルに X ブレースを設置したモデルの総重量は 3 つのモデルのなかで最も大きく、その上、耐荷力の増強に必要な鋼材の重量でも最適設置モデルより約 30% 多い。つまり、X ブレースを増やしても断面増加に必要な鋼材重量を必ずしも低減できないため、X ブレースの配置検討が効率的なりダンダンシー補強を計画するうえで重要である。最適設置モデルにおいて X ブレースを配置した#13 から#16 の 4 つのパネルは、死荷重によって鋼トラス橋に作用する曲げモーメントがゼロに近い領域にある。このような領域は、活荷重下において上弦材と下弦材に圧縮力と引張力の両方の力が生じる交番領域である。Hao は、I-35W 橋で座屈したガセットプレートが交番領域にあったと報告した⁸⁾。最適化の結果得られた X ブレースの設置位置と I-35W 橋の座屈ガセットプレートの位置が両方とも交番領域にあることは非常に興味深い。

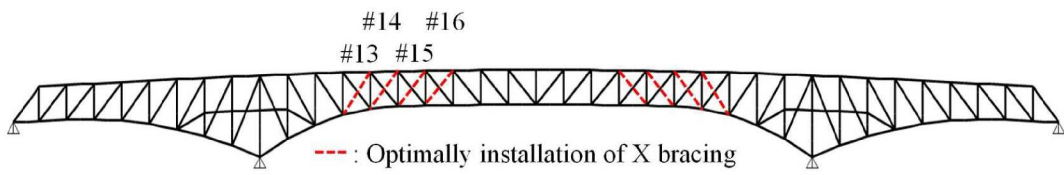


図-4.23 最適化手法により求めた補強鋼材重量が最小になる X ブレースの配置

表-4.8 8 パターンの初期値から求められた最適化結果

Initial placement of X-bracing	Optimization solution	
	Installation of X-bracing	Weight of reinforcing materials (kN)
01 		3231
02 		
03 		
04 		
05 		3013
06 		
07 		
08 		

表-4.9 X ブレースの配置が異なる 3 モデルの補強鋼材重量の比較

Model	Installation		Weight of reinforcing materials (kN)			
	X bracing	Cable reinforcement	Total	Increasing load capacity	X bracing	Cable reinforcement
Non-installation of X bracing	No	No	3231	3231	0	0
Full installation of X bracing	#02 - #19	No	6464	2896	3568	0
Optimal installation of X bracing	#13 - #16	No	3013	2242	770	0

4.6 ケーブル補強によるリダンダンシー向上対策の検討

4.5.1 において補強ブレースがリダンダンシー向上効果を示さなかった上弦材を初期損傷部材とした損傷ケースへの対策として、ケーブルを用いた補強を検討する。ケーブルを用いた鋼トラス橋の部材補強事例は少ないが、港大橋の吊り桁落下防止ケーブルとしてアイバー（ゲルバー桁の吊り材）にケーブル補強を設置した事例がある⁹⁾。連鎖損傷トリガー部材である上弦材に沿って設置できるケーブル補強は、上弦材の損傷による荷重を直接受け止めることができるため、上弦材を初期損傷部材とした損傷ケースにも有効に機能することを期待できる。ただし、ケーブルは引張力にのみ抵抗するため、この補強方法は引張の軸力が作用する初期損傷部材の損傷ケースのみに適用が可能である。ケーブル補強は、上弦材の部材中心軸から 500mm 上方と斜材の部材中心軸から 500mm 外側に設置する計画とした。図-4.24 に上弦材にケーブル補強を設置した状況のイメージを示す。表-4.10 に検討したケーブルの仕様を示す。

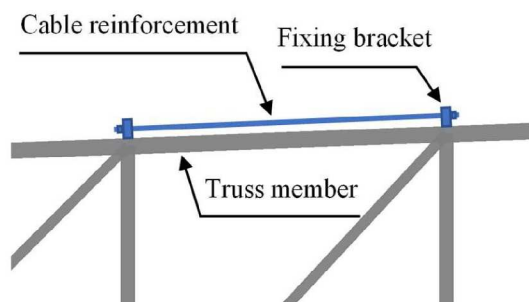


図-4.24 ケーブル補強の設置イメージ

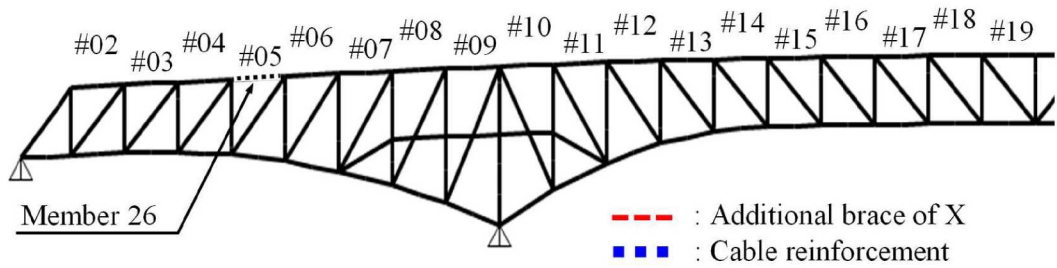
表-4.10 ケーブルの仕様

Weight of cable	232 N / m
Tensile strength	4761 kN / Cable
Area of steel wire	2635.3 mm ² /Cable
Diameter	85.0 mm
Number installed at a member	2

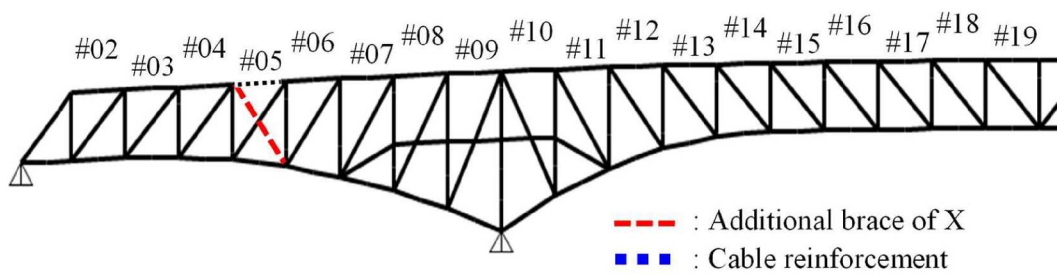
表-4.4 で補強ブレースによって損傷度 R の低減効果が得られなかった部材番号 26 の上弦材損傷ケースを対象にケーブル補強の効果を検証する。損傷度 R の最大値と R が 1.00 を超える部材数に関する 3 つの解析モデルの比較を表-4.11 に示す。図-4.25 のように、3 つのモデルは X ブレースとケーブル補強の両方を設置していない未設置モデル、X ブレースのモデルそしてケーブル補強の解析モデルである。未設置モデルには X ブレースとケーブル補強の両方ともを配置していない。X ブレースモデルには#05 パネルに逆斜材補強を配置する。ケーブル補強モデルには部材番号 26 の上弦材にケーブル補強を配置する。ケーブル補強モデルにおける損傷度の最大値は 1.14 で、他の 2 つのモデルより明らかに小さい。さらに、未設置モデルと比較すると、損傷度 R が 1.00 を超える部材数が 70%減少する。

表-4.11 3モデルにおける損傷度の比較

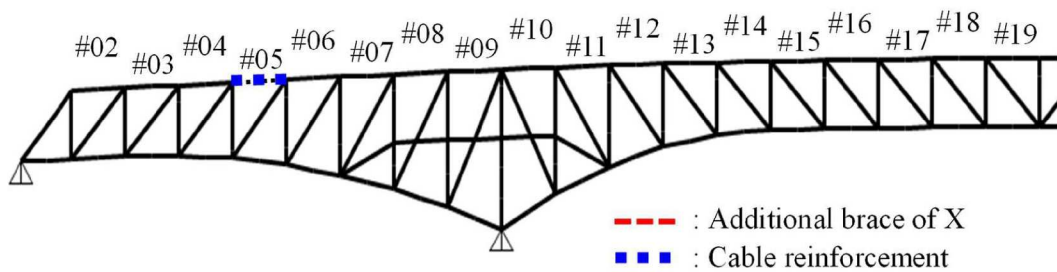
	Maximum Ratio to strength	Number of members with Ratio to strength more than 1.0
Non-installation model	1.60	10
Model with X bracing	1.54	5
Model with cable reinforcement	1.14	3



(a) 未設置モデル



(b) X ブレース設置モデル



(c) ケーブル補強設置モデル

図-4.25 部材 26 損傷ケースに対する検討モデル

ケーブル補強モデルが上弦材である部材 26 の損傷ケースにおいてリダンダンシーを向上したため、ケーブル補強の最適な配置を検討する。ケーブル補強の設置を検討する箇所を図-4.26 に示す。これらの箇所は、ケーブル補強の対象となるトラス部材の作用軸力が引張力であつそのトラス部材が連鎖損傷トリガー部材となっている。また、4.5.4 において、X ブレースの適用箇所となった #13～#16 パネルに属する斜材（引張軸力が作用する連鎖損傷トリガー部材）は X ブレースにより補強されるため、ケーブルを設置する対象から除外している。ケーブル補強の配置は、X ブレースの検討と同じ一般化簡約勾配法によって検討する。図-4.26 に示すケーブル補強の設置を検討する 21 箇所に対するケーブル補強の設置の有無を一般化簡約勾配法の変数として最適な配置を検討した。ケーブル補強の配置においては、まず斜材に配置するケーブル補強を側径間、支点部および中央径間の 3 箇所、上弦材に配置するケーブル補強を「側径間と中央径間」および「支点部」の 2 箇所の合計 5 箇所に分類し、各箇所の全てにケーブルを配置する、または全く配置しない配置パターンの組み合わせ $2^5=32$ パターンを最適化の初期値とした。なお、上弦材に配置するケーブル補強は中央径間の配置箇所が #12 パネルのみであることから、上弦材は側径間と中央径間を同じ箇所に分類して初期値を設定した。

図-4.27 に最適化の結果を示す。この最適化の結果は前述の 5 箇所すべてにケーブル補強を配置する初期値の配置パターンから得られた。

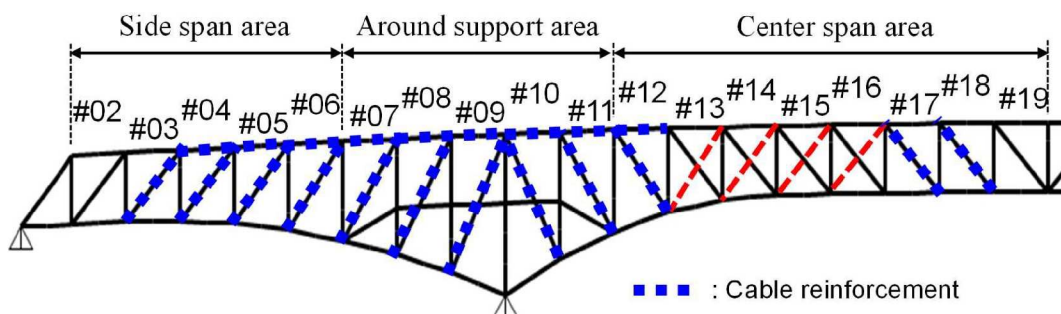


図-4.26 ケーブル補強の設置を検討する箇所

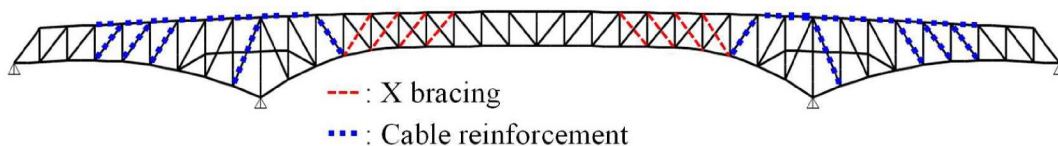
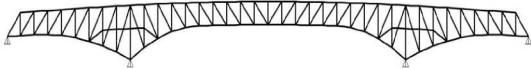
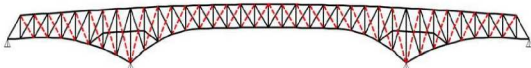
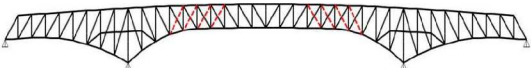
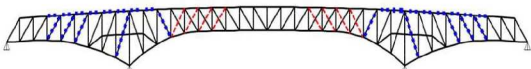


図-4.27 最適化手法により求めた X ブレースとケーブル補強の配置

最後に X ブレースとケーブル補強の両方を配置しないモデル，すべてのトラスパネルに X ブレースを配置したモデル，X ブレースを最適に配置したモデルおよびケーブル補強を最適な配置で追加したモデルの 4 つのモデルにおける X ブレースとケーブル補強の配置箇所を表-4.12 示す．X ブレースを最適に配置したモデルおよびケーブル補強を追加したモデルは，最適化手法により決定した X ブレースとケーブル補強の配置を示す．

トラス橋を構成する 90 部材の損傷度 R の平均値と損傷度 R が損傷判定のしきい値である 1.00 を超える部材数を表-4.13 に示す．表-4.13 の下には，損傷度 R が 1.00 を超過した部材の箇所を示している．なお，圧縮部材の損傷度は式(4.3)により計算するが，作用軸力 P がオイラー座屈強度 P_e を超えると損傷度 R が ∞ となり計算できないため，損傷部材としては部材数計上の対象としているが，平均値の計算には考慮していない．X ブレースとケーブル補強の配置によって損傷度 R は変化し，これらを配置した 3 つのモデルは X ブレースを配置しないモデルよりも損傷度 R が低減するとともに，損傷度 R が 1.00 を超える部材が減少する．損傷度 R が 1.00 を超える部材は耐荷力が不足する部材であるため，損傷度 R が 1.00 以下になるように部材断面積の増加による補強が必要になる．表-4.13 には 4 つのモデルに必要な補強鋼材の重量も示しており，X ブレースとケーブル補強の重量に，耐荷力不足部材を対象とした部材断面積の増加による補強重量を加えたものを補強鋼材の重量の合計としている．X ブレースとケーブル補強の両方の補強を配置したモデルにおける補強鋼材の重量の合計は，未設置モデルの重量の合計を 1.00 とすると 0.77 に低減する．X ブレースだけを配置したモデルは 0.93 であることから，X ブレースとケーブル補強の組み合わせによって鋼材重量を更に低減できることがわかる．

表-4.12 4モデルにおけるXブレースとケーブル補強の配置

Model	Installation		Placement of X bracing and Cable reinforcement
	X bracing	Cable reinforcement	
Non-installation of X bracing	No	No	
Full installation of X bracing	#02 - #19 Panels	No	
Optimal installation of X bracing	#13 - #16 Panels	No	
Addition of Cable	#13 - #16 Panels	Optimally installation	

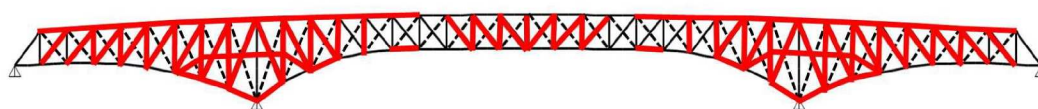
--- : X bracing : Cable reinforcement

表-4.13 4モデルの損傷度 R の状況と補強鋼材重量

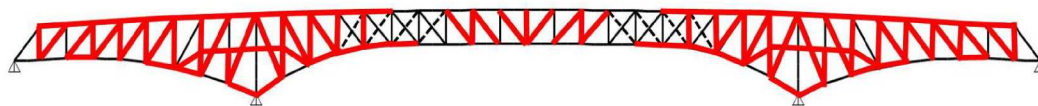
Model	Damage ratio R		Weight of reinforcing materials (kN)			
	Average of members	Number of members exceeding 1.00 in 90 members (Ratio)	Total (Ratio to Non-installation)	Increasing cross-sectional area	X bracing	Cable reinforcement
Non-installation of X bracing	1.28	69 (77%)	3231 (1.00)	3231	0	0
Full installation of X bracing	1.17	61 (68%)	6464 (2.00)	2896	3568	0
Optimal installation of X bracing	1.19	61 (68%)	3013 (0.93)	2242	770	0
Addition of Cable	1.09	45 (50%)	2476 (0.77)	1340	770	367



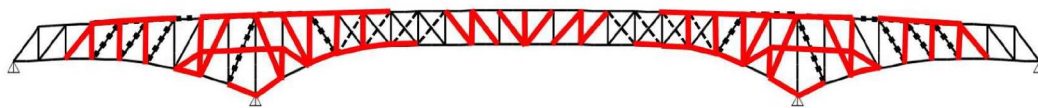
Non-installation of X bracing



Full installation of X bracing



Optimal installation of X bracing



Addition of Cable

— : Member with Damage ratio R exceeding 1.00

4.7 本章のまとめ

本章ではリダンダンシーを向上させる具体的な方法を提案することを目的とし、既設の長大鋼トラス橋に適用が可能な補強方法を解析で検討するとともに実験で効果を検証した。本研究は、本土と離島を結ぶライフライン橋として広く使用されている長大鋼トラス橋のリダンダンシーが深刻な状況にあることを一つの検討事例として明らかにするとともに、具体的なリダンダンシーの補強方法を提案した。本研究が提案したブレースによる補強は、補強材料としても使用実績が豊富にある鋼材を使用し、また現場での施工性が優れるボルト接合による補強材の取り付けを適用できる実現性を有する補強方法である。この補強方法を実際に適用する際の課題は、補強材の取り付ける施工計画である。離島架橋として使用される鋼トラス橋は車両通路の上下左右を取り囲む部材が支障となって、路面に設置したクレーンで補強材を所定の箇所までハンドリングすることが困難である。また、架橋場所は海上であるため、補強部材のハンドリングにケーブルクレーンなどを利用する特殊な施工方法が必要となる。また、離島架橋を対象とした補強工事の場合には長時間の道路通行止めは困難であるため、通行車両の安全性を確保するための防護工が必要となる。

本研究で提案した X ブレースによるリダンダンシー向上方法は、検討対象の鋼プラットトラス橋だけでなく、ウォーレントラス橋や K トラス橋への応用も期待できる。また、本研究で実施した補強ブレースの配置パターンの検討方法は、他の形式や規模の異なる鋼トラス橋にも適用できるものである。本章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 長大鋼トラス橋には、連鎖的な損傷の引き金となる連鎖損傷トリガー部材、部材損傷による荷重の再配分の影響に対して耐荷力が不足する部材の両方が橋全体に広く分布した。ただし、中間支点部以外の下弦材に連鎖損傷トリガー部材はなかった。これは、下弦材と同じ面に配置された床組と床版が、下弦材が損傷した際に代替で荷重を伝達する代替部材として機能するためと思われる。
- (2) 補強ブレースを設置するリダンダンシーの補強対策としては、補強ブレースと既設の斜材が X 字型の形状をなす X ブレースが効果的であった。X ブレースは下弦材、斜材および垂直材の損傷ケースに対してリダンダンシーの向上効果を発揮した。
- (3) 最適化手法によって求めた X ブレースの配置では、補強箇所が交番領域のトラスパネルとなった。I-35W 橋の崩落の起点になったとされるガセットプレートの座屈も交番領域にあったことから、鋼トラス橋のリダンダンシー向上には交番領域の補強が重要である可能性が示された。最適化手法によって求めた X ブレースの配置は、すべてのトラスパネルに X ブレースを配置した場合より、リダンダンシーの補強に必要な材料の重量を低減した。
- (4) 補強ブレースによってリダンダンシーを向上することができなかった上弦材を初期損傷部材とした損傷ケースに対する補強対策として、ケーブルを用いた補強が有効に機能した。X ブレースにケーブル補強を組み合わせると補強重量を更に軽減できた。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 1980.
- 2) 吉岡勉, 奥井義昭, 岩崎英治：リダンダンシー評価ガイドラインと今後の展望, 第 17 回 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp.97-101, 2014.
- 3) Yoshiaki Goto, Naoki Kawanishi, Issei Honda: Dynamic Stress Amplification Caused by Sudden Failure of Tension Members in Steel Truss Bridges, *Journal of Structural Engineering*, 137(8), 2010.
- 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.
- 5) URS Corporation: Fatigue evaluation and redundancy analysis, Bridge No. 9340, I-35W over Mississippi River, Draft Report, Prepared for Minnesota Department of Transportation, Minneapolis, 2006.
- 6) Hoang Trong Khuyen, Eiji Iwasaki: An approximate method of dynamic amplification factor for alternate load path in redundancy and progressive collapse linear static analysis for steel truss bridges, *Case Studies in Structural Engineering*, 6, 53-62, 2016.
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 2017.
- 8) S. Hao: I-35W Bridge Collapse, *Journal of Bridge Engineering*, 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000090, 608-614, 2009.
- 9) 金治英貞：港大橋の構造再生—耐震から対震へ—, 第 12 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp.39-50, 2009.
- 10) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 2012.
- 11) 日本規格協会：JIS Z2241 金属材料引張試験方法, 2011
- 12) 坂和正敏：非線形システムの最適化, p.112, 森北出版, 1986.

第5章 総括

5.1 研究のまとめ

本研究は離島架橋として使用されている長大鋼トラス橋を対象としたリダンダンシーの向上方法の提案を目的として、3つの研究課題を設定した。研究課題の1つ目はトラス格点部のモデル化がリダンダンシー評価に与える影響の調査、2つ目は鋼トラス橋の振動特性を考慮した動的応答の計算方法の開発、3つ目は長大鋼トラス橋のリダンダンシーを向上させる具体的な方法の提案である。

本研究で設定した3つの研究課題の要約と主要な結論を述べて研究のまとめとする。

5.1.1 トラス格点部のモデル化

鋼トラス橋のリダンダンシー解析におけるトラス格点部（トラス部材の接合部）のモデル化の影響を調査した。また、鋼トラス鉄道橋において使用されているトラス部材の分岐部を円弧状に切り欠いたガセットの格点部がリダンダンシーに与える影響を調査した。トラス部材のフレーム要素同士をトラス格点部で剛結合としたフレームモデルと、トラス格点部のガセットプレートの形状を再現したシェル要素とトラス部材のフレーム要素を組み合わせた合成モデルによって計算したリダンダンシーの指標を比較した。フレームモデルはこれまで鋼トラス橋の設計において一般的に用いられてきたタイプのモデルであり、フレーム要素とシェル要素の合成モデルは鋼トラス橋の格点部を再現した実橋に近い断面力を計算できるモデルである。フレーム要素とシェル要素の合成モデルについては、格点部のガセットプレートを矩形としたモデルとトラス部材の分岐部を円弧状に切り欠いた形状としたモデルを作成した。3つの解析モデルを使用して、格点部のモデル化とガセットプレートの形状が異なる解析モデルのリダンダンシーの評価指標を比較した。

この研究における結論は以下の通りである。

- (1) トラス格点部のガセットプレートを無視してトラス部材のフレーム要素同士を単純に剛結合した解析モデルは、トラス格点部のガセットプレートをシェル要素でモデル化した解析モデルよりリダンダンシーを高く評価した。鋼トラス橋のリダンダンシーの判定指標となる損傷度の最大値では、モデル化の違いによる損傷度の変化率が20%に及ぶことが明らかになった。本研究の調査では、トラス部材のフレーム要素同士をトラス格点部で単純に剛結合した解析モデルでは連鎖的な損傷に発展しないと判定したが、トラス格点部のガセットプレートをシェル要素でモデル化した解析モデルでは連鎖的な損傷に発展すると判定した、異なるリダンダンシーの判定をもたらすリダンダンシー解析のケースがあった。
- (2) 損傷度の変化率を、損傷度を構成する軸力成分の項、面内曲げモーメント成分の項および面外曲げモーメント成分の項の3項に分割して調査すると、面内曲げモーメント成分の変化率が大きいことが明らかになった。部材損傷がある鋼トラス橋を対

象とするリダンダンシー解析では、三角形のトラス構造が構成されない損傷部材の周辺においてトラス部材に面内曲げモーメントが発生するため、この面内曲げモーメントの変化がリダンダンシー評価に影響することが明らかになった。

- (3) 部材損傷がない健全な状態の鋼トラス橋を対象とする一般的な解析では、トラス部材に発生する面内曲げモーメントが小さいため、格点部のモデル化が解析結果に与える影響が小さい。これは、トラス格点部のモデル化がリダンダンシー解析においてのみ重要であることを示す。
- (4) 鉄道橋において採用実績があるトラス部材の分岐部を円弧状に切り欠いたガセットプレートを採用すると、従来型の長方形のガセットプレートよりリダンダンシーが向上する可能性がある。

5.1.2 鋼トラス橋の振動特性を考慮した部材破断時の動的応答計算方法の開発

リダンダンシーの評価に必要な部材損傷による動的応答を固有ベクトルによって計算する方法を開発した。部材損傷による動的応答を、1自由度系の自由振動における動的増幅率を部材損傷によって再配分される断面力に乗じて計算する手法が用いられる事例があるが、固有ベクトルを使用することによって鋼トラス橋の振動特性を考慮した高い精度の動的応答を計算することが可能となる。検討の対象に選定した支間長 240m の 3 径間連続鋼プラットトラス橋においては、部材損傷によって生じる振動の動的応答時刻歴に複数の周波数成分が含まれていたため、ピークを示す振動数と部材損傷がある鋼トラス橋の振動モードの固有振動数との対応を調査した。また、動的応答時刻歴のフーリエ変換結果における定数項について調査した。これらの調査結果に基づいて、部材損傷の影響によってトラス橋に作用する損傷力を作用荷重とした静的解析によって得られた断面力と固有ベクトルを加算して動的応答を計算する方法を提案した。複数の振動成分を動的応答に反映するには、累積有効質量比を振動モード範囲設定のための指標として使用した。

この研究における結論は以下の通りである。

- (1) 部材損傷によって生じる鋼トラス橋の部材軸力に関する動的応答時刻歴には、対象鋼トラス橋の固有振動数の成分に近い振動数のピークが複数含まれた。また、フーリエ解析で計算される定数項は、損傷した鋼トラス橋に損傷力を作用させた静的解析によって得られる部材軸力とほぼ一致した。
- (2) フーリエ解析による動的応答の調査結果を踏まえ、損傷した鋼トラス橋に損傷力を作用させた静的解析で計算した断面力と固有ベクトルの断面力を足し合わせることで、部材損傷による鋼トラス橋の動的応答を計算する方法を提案した。この足し合わせでは、固有ベクトルに乗じる係数の設定が検討課題となったが、損傷力によって鋼トラス橋に与えられる仕事量と鋼トラス橋のひずみエネルギーのつり合いによってこの係数を算定する手法を考案した。鋼トラス橋の複数の振動モードを計算に反映するために、累積有効質量比を指標として振動モードの範囲を設定し、その範囲内の固有ベクトルを用いて計算した損傷度が最大になる振動モードを部材単位に選択して動的応答の計算に使用した。
- (3) 長大鋼トラス橋を対象とした場合でも、固有ベクトルを使用する提案手法は動的増幅率 1.854 を使用する手法と比べて、時刻歴応答解析に近いリダンダンシー評価を与えた。
- (4) 本研究が提案した方法は、時刻歴応答解析に近いリダンダンシー評価を与えるだけでなく、鋼トラス橋のリダンダンシーに影響する振動モードを明らかにする。補強部材や制振ダンパーなどリダンダンシー向上デバイスの効果的な配置を検討するためのツールするなどリダンダンシー向上対策の検討への活用も期待できる。

5.1.3 長大鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー向上の検討

実際に離島架橋として使用されている支間長 240m の 3 径間連続鋼プラットトラス橋を対象として、リダンダンシーを向上させる方策を検討した。まず対象橋梁のリダンダンシーを 2 つの観点から評価し、この評価結果から、連鎖損傷トリガー部材に対して実施する対策と耐荷力不足部材に対して実施する対策の両方の組み合わせを検討する方針とした。連鎖損傷トリガー部材への対策として、補強ブレースを設置する方法を検討した結果、X ブレースと名付けた補強構造が下弦材、斜材および垂直材を初期損傷部材とする 3 パターンの部材損傷に対して効果を期待できる効率的な補強であることを明らかにした。X ブレースによる補強構造の試験体を作成し、载荷試験を実施して耐荷力の性能を調査した。耐荷力不足部材への対策として、部材の表面に鋼板を取り付けて断面積を増加させる方法を検討し、対象トラス橋の補強に必要な補強重量を算定した。X ブレースによる連鎖損傷トリガー部材への対策と、耐荷力不足部材に鋼板を取り付けて断面積を増加させる補強の組み合わせの検討には、補強重量を評価指標とした最適化手法を使用した。

この研究における結論は以下の通りである。

- (1) 長大鋼トラス橋には、連鎖的な損傷の引き金となる連鎖損傷トリガー部材、部材損傷による荷重の再配分の影響に対して耐荷力が不足する部材の両方が橋全体に広く分布した。ただし、中間支点部以外の下弦材には連鎖損傷トリガー部材は存在しなかった。これは、下弦材と同じ面に配置された床組と床版が下弦材が損傷した際に代替で荷重を伝達する代替部材として機能するためと思われる。
- (2) 補強ブレースを設置するリダンダンシーの補強対策として、補強ブレースと既設の斜材が X 字型の形状をなす X ブレースが効果的であった。X ブレースは下弦材、斜材および垂直材の 3 部材の損傷に対してリダンダンシーの向上効果を発揮する効率的な補強であることを明らかにした。
- (3) 最適化手法によって求めた X ブレースの配置では、補強箇所が交番領域のトラスパネルとなった。I-35W 橋の崩落の起点になったとされるガセットプレートの座屈も交番領域にあったことから、鋼トラス橋のリダンダンシー向上には交番領域の補強が重要である可能性が示された。最適化手法によって求めた X ブレースの配置は、すべてのトラスパネルに X ブレースを配置した場合より、リダンダンシーの補強に必要な材料の重量を低減した。
- (4) 補強ブレースによってリダンダンシーを向上することができなかった上弦材を初期損傷部材とした損傷ケースに対する補強対策として、ケーブルを用いた補強が有効に機能した。X ブレースにケーブル補強を組み合わせると補強重量を更に軽減できた。

5.2 今後の課題と展開

本研究は、離島架橋として使用されている長大鋼トラス橋を対象としてリダンダンシーの向上方法の提案を目的とした研究である。ひとつの補強事例ではあるが、長大鋼トラス橋を対象としてリダンダンシーの向上方法を検討した初めてのものであり、具体的な補強方法を示すとともに補強材料の重量を尺度として補強規模を定量的に示した。今後の課題と展開は以下のとおりである。

(1) トラス格点部のモデル化

本論文の研究によってトラス格点部のモデル化の方法がリダンダンシー解析に影響することが明らかとなった。リダンダンシー解析の精度を高めるためには、トラス格点部のガセットプレートの剛性を解析モデルに適切に反映する必要がある。シェル要素によってガセットプレートの形状を正確にモデル化することがそれを実現する方法のひとつとなる。しかし、シェル要素によってガセットプレートの形状を正確にモデル化する方法にはモデルの作成が煩雑となる問題を有する。格点部のフレーム要素を部分的に剛体フレームに置き換えて剛性の調整を図り、シェル要素の格点部と同じ剛性を示すように改善したフレーム要素のモデルを開発するなど、リダンダンシー解析の精度と実用性を併せ持った手法を提案することが今後の課題であり、この課題を解決することによって多数の格点部を有する長大鋼トラス橋への適用が現実的となる。

(2) 鋼トラス橋の振動特性を考慮した部材破断時の動的応答計算方法の開発

本研究において提案した部材損傷時の動的応答の計算方法は、固有値解析で求めた固有ベクトルを使用するものであり、リダンダンシーに影響する振動モードを明らかにする。今後は動的応答の計算方法として利用するだけでなく、リダンダンシーに影響する振動モードの分析に利用し、補強部材、補強ケーブルや制振ダンパーなどリダンダンシー向上デバイスの効果的な配置の検討ツールとして活用することが期待される。

(3) 長大鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー向上の検討

リダンダンシーを向上させる補強には、耐震補強の補強箇所が支点部周辺に集中することとは異なり、補強の対象となる箇所が橋梁の広範囲におよぶ特徴がある。リダンダンシーの向上方法として、部材の部材の損傷に備えて代替の荷重伝達経路となる補強材を追加する補強と耐荷力を向上させる補強の2つの補強方法があるが、補強箇所が橋梁の広範囲におよぶ特徴から、2つの補強方法の組み合わせを検討する必要がある。本研究では長大鋼プラットトラス橋を対象として2つの補強方法の組み合わせを検討し、鋼トラス橋の交番部に代替の荷重伝達経路となる補強材を設置する配置が補強材鋼材質量を最小化する観点から最適であることがわかった。今後はワーレントラスなどトラス形式の異なる鋼トラスや支間比の異なる鋼トラス橋に対して本研究と同様の検討を実施することで、補強材の配置を分析することが重要と考える。

本研究が対象とした鋼トラス橋は、代替で荷重を伝達する部材を追加する補強として提案したXブレースによる補強の最適な配置箇所が、I-35W橋の崩落の起点であったと推測

される箇所（鋼トラス橋の交番部）と一致した。補強材の配置の分析を進めることで、この一致の理由および種々の鋼トラス橋に対する配置の傾向が解明され、既設長大鋼トラス橋を対象としたリダンダンシーの向上手法や、新設長大鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー向上に関する設計反映事項の体系化が可能となる。

本研究の成果が以下のように活用されることによって、離島の生活にとって欠かせないライフラインとして機能している鋼トラス橋のリダンダンシー向上に寄与することを期待する。

- ・トラス格点部のモデル化の改善が図られることによって、リダンダンシーが適切に評価される。また、多くのトラス格点部を有する長大鋼トラス橋のリダンダンシー評価においても適用が容易な実用性のある格点部のモデル化手法が開発される。
- ・本研究で開発した部材破断時の動的応答計算方法が使用されることによって、部材破断時の動的応答が高い精度で計算できるとともに、リダンダンシー向上を図るために着目すべき振動モードを明らかにする有効な検討ツールとして利用される。
- ・本研究で実施した最適化手法を利用したリダンダンシー向上の検討が種々のトラス形式、支間比の鋼トラス橋に適用されることによって、長大鋼トラス橋におけるリダンダンシーの弱点が分析され、リダンダンシーに着目した既設鋼トラス橋の補強や新設鋼トラス橋の設計に対する標準化が図られる。

(4) 本研究による社会的展望

本研究では長大鋼トラス橋を対象としたリダンダンシーの向上方法の提案を目的とした。本研究の成果を離島架橋として使用されている鋼トラス橋に適用することで、離島と本土の繋がりの安定性が高まり、安心・安全に島の生活を送ることが可能となることを期待する。

謝 辞

本論文の研究を遂行するにあたり、研究テーマの設定から学位論文の取りまとめおよび公聴会の発表まで、終始厳しくも暖かくそして的確にご指導いただきました山口大学大学院創成科学研究科麻生稔彦教授に心より感謝の意を表します。麻生教授からは私がエム・エムブリッジ(株)からの出向により山口大学で勤務した 2016～2018 年度の 3 年間、研究に取り組む姿勢だけでなく後進への指導や研究等に関する連携体制の構築など多くのことを学ばせていただきました。また、定期的に研究室で実施されていた懇親会での軽快なジョークにはいつも楽しい気分になさせていただきました。

学位審査の過程で有益な指摘を数多くいただきました山口大学大学院創成科学研究科の吉武勇教授、中村秀明教授、渡邊学歩准教授、中島伸一郎准教授に厚く御礼申し上げます。研究者としての心得と視野を広げることができました。吉武勇教授と渡邊学歩准教授には本研究の遂行に関して有益な助言をいただいたこともありました。

山口大学大学院創成科学研究科の蓮池里菜助教には、海外出張中のお忙しいなかで英論文の作成に関し多くのご指導をいただき非常に感謝しております。

山口大学ものづくり創成センター機械工作工房の前川昇司氏にはご多忙の中、本研究の載荷試験で使用した試験体を懇切丁寧に製作いただき非常に感謝しております。前川氏には著者が山口大学勤務中に取り組んだ JAPAN STEEL BRIDGE COMPETITION において、鋼橋模型の製作に関する学生指導を 2018 年度から現在まで担っていただいていることに対しても深く感謝しております。山口大学総合技術部技術職員の牧原貴之氏には本研究で実施した載荷試験に関して惜しめない協力をいただき深く感謝しております。

本論文の研究を実施するにあたり、解析モデルの作成、耐荷力評価計算、数値解析および載荷試験で協力をいただいた 2017 年度修了の岡直幸氏（現国土交通省）、2018 年度修了の内山知昭氏（現(株)アジア共同設計コンサルタント）、2019 年度修了の石黒博和氏（現エム・エムブリッジ(株)）および山口大学博士後期課程の井上龍一氏に心から感謝いたします。また、本研究の遂行に直接的あるいは間接的に協力いただいた麻生研究室の多くの修了生、卒業生に深く感謝いたします。

山口大学での勤務中に筆者の研究および勤務に関して、暖かい助言や支援をいただきました山口大学の教職員の皆様方に深く感謝いたします。

大学時代の恩師である東京工業大学名誉教授の川島一彦先生には、山口大学での勤務を始めた初日あるいは次の日に電話で励ましのお言葉をいただき嬉しかったことを今でもよく覚えております。川島先生からはその後、研究に取り組む姿勢や英論文の執筆に関して暖かいご助言をいただきました。また、学生の時に川島先生からいただいた「30 分でよいので少しずつ、毎日継続して勉強することが自分の実力を高める最も有効な方法」とのご助言は、私が社会人として勤務しながら資格を取得したり、今回の学位授与に向けての取り組みを進めたりするうえでの一番の武器となりました。改めて深く感謝申し上げます。

山口大学大学院博士課程の先輩にあたります立花周作博士（日鉄エンジニアリング(株)）からは、社会人ドクターに挑戦する技術者の姿勢を見せていただきました。論文がなかなか

か受理されずに行き詰ったことがありましたが、そのときに踏ん張ることができたのは立花博士の静かではあります。熱い闘志をその背中から感じ取り、自分の心にも宿すことができたからだと思っています。

勤務先のエム・エムブリッジ株式会社の逸見雄人顧問、池浦正裕社長、岸明信元部長（現宮地エンジニアリング株）をはじめとする職制の皆様からは、この度の学位への取り組みのきっかけとなった山口大学への出向の機会を与えていただいたとともに、復職後学位授与の目処がなかなか立たない筆者を黙って見守っていただいたことを感謝しております。また大学勤務中に筆者の顔を見に来ていただいた、または公聴会に駆け付けていただいた上平悟技師長、河合良彦支店長、今金真一事業所長、中出収部長、重留正治元室長、岩本正和主管、鈴木俊光室長、阿部浩志次長、渡邊俊輔主席チーム統括、鍵村俊哉主事に深く感謝申し上げます。

さいごに本研究の礎となった山口大学での勤務に際して一緒に山口で生活してくれた妻子には大きな苦勞を掛けました。妻子の暖かい支えによってこの日を迎えられることに感謝します。