

1. 性能評価WG 調査研究報告書

性能評価とセンシング技術に関する研究

性能評価 WG メンバー

WG 長	蘇 迪	東京大学
部会員	西尾 真由子	横浜国立大学
〃	岩井 学	川田工業（株）
〃	川端 将太郎	日本ファブテック（株）
〃	中澤 治郎	パンフィックコンサルタンツ（株）
〃	吉岡 勉	大日本コンサルタント（株）
〃	石山 昌幸	日本鑄造（株）

目次

§ 1. はじめに	1-1
1-1. 国内外橋梁維持管理における性能評価の必要性	1-1
1-2. 既存構造物の性能評価に関する国内外の動向	1-1
1-2-1. 国際基準 ISO の動向	1-1
1-2-2. 米国の動向	1-3
1-2-3. カナダの動向	1-4
1-2-4. オーストラリアの動向	1-4
1-2-5. 我が国の経緯	1-4
1-3. 性能評価に関するセンシング技術の進歩	1-5
§ 2. Load Rating の概要と方法論	1-6
2-1. AASHTO 橋梁定期点検と評価	1-6
2-1-1. 歴史	1-6
2-1-2. LRFR の概要と方法論	1-6
2-1-3. 抵抗と抵抗係数	1-8
2-1-4. 荷重と荷重係数	1-10
2-1-4. MBE に記載された評価例の紹介	1-11
2-2. Canadian Highway Bridge Evaluation の LLRF について	1-12
2-2-1. LLFR について	1-13
2-2-2. 目標の信頼性指標	1-13
2-3. WG2 が同定した交通荷重の Load Rating への反映	1-15
2-4. Load Rating は日本導入時の問題点と課題	1-15
§ 3. センシング技術を用いた維持管理における性能評価	1-17
3-1. 性能評価におけるセンシング技術の可能性	1-17
3-2. 性能要求レベル	1-17
3-3. センシングより性能評価手法に関する基準調査	1-18
§ 4. センシングを活用する既存橋梁の保有性能評価 の試み	1-36
4-1. 構造信頼性指標 β の概要	1-36
4-2. 対象橋梁での振動データ取得と固有振動特性同定	1-37
4-3. 対象橋梁の有限要素モデルの構築	1-38
4-4. 既存状態のモデルパラメータ不確定性の表現と事前分布の設定	1-38
4-5. モデルパラメータ事後分布の推定	1-39
4-5-1. 固有振動数に対するモデルパラメータの寄与度解析	1-39
4-5-2. 事後分布推定結果	1-40
4-6. 対象橋梁の構造信頼性指標 β の導出	1-41
4-7. 評価性能への感度に基づくセンシングデータの取得	1-43
§ 5. 横浜橋梁計測での計測概要	1-45

5-1. 計測目的	1-45
5-2. 対象橋梁と計測概要.....	1-45
5-3. 計測結果と考察.....	1-48
参考文献	1-50

§ 1. はじめに

1-1. 国内外橋梁維持管理における性能評価の必要性

橋梁構造物の寿命・劣化度を推定し効率的に維持管理をするために、また、地震・台風などの自然災害発生時の安全性を評価するために、現有性能の把握が欠かせない。維持管理の体系であるべき本来の姿としては、構造評価者が構造物の性能を十分に把握し、構造物の性能に関する情報を定量的に提供できることであると言えよう。ただし、従来の点検手法や維持管理の方法論において、明確かつ定量的に構造物の性能を評価することは簡単ではない。例えば、橋梁構造物に対して、最も重要な耐荷性能、すなわち、さまざまな荷重作用下での構造物の挙動も必ずしも明確ではない。理由としては、既存の構造物の大半は既に長期間支障が生ずることなく供用に耐えてきており、ある程度の安全性等が担保されていると考えられる一方、老朽化による構造材料の不確定性の増加や、交通量の増加や交通荷重の変化などが生じている可能性があり、安全性や使用性のレベルを定量的に把握することは容易でない。さらに、設計時に採用されている各安全係数がどの程度評価においても適用できるか明確に検討されていないこともこれに拍車をかけている。

一方、近年のセンシング技術の発展は目覚ましく、MEMS 技術を利用した無線センサにより構造物の挙動が詳細に把握できるようになりつつある。しかし、センシング技術を有効活用して社会基盤の安全の実現に近づいているかと問われると、イエスとは言い切れない。膨大な社会基盤構造物における現象やメカニズム、少数のセンサで簡単に捉えられないことを簡単に想像ができる。そのために、社会基盤分野では時間と手間をかけてセンシングの「研究」や「実証」をしていると思われることもある。

性能評価 WG では、先ず、既存構造物の性能評価に関する国内外の動向を整理し、特に米国 LRFR の概要と方法論整理を行った。センシング技術の適用の参考とするとともに、データの分析方法の整理を行った。

次に、維持管理へセンシング技術の活用を明らかにすること、計測データによる構造パラメータの信頼性分析を行った。数値モデルパラメータの事後分布推定による不確定性の定量化を行うとともに、不確定性の事後分布から確率論による既存橋梁の性能評価へ利用を試みた。

最後に、安全性能と使用性能両者からの性能要求レベルを着目し、既存の設計・施工・維持管理に関わる各示方書から、センシング技術から性能評価手法に関する手法を概括した。

以上の研究により、橋梁振動に関する最新センシング技術の適用性についてまとめるとともに、既存構造物の性能評価に関する今後の課題を示した。

1-2. 既存構造物の性能評価に関する国内外の動向

橋梁構造物の性能評価の概念を導入しようとする試みが国内外で開始しており、評価すべき性能などを含めて方法論を確立しつつある。

1-2-1. 国際基準 ISO の動向

構造物の設計に関する国際基準には ISO2394: General principles on reliability for structures がある¹⁾。最新版は 2015 年の第 4 版であるが、1998 年の第 3 版から構造信頼性 structural reliability に基づく性

能設計への指針となっており、Eurocode や AASHTO は既にこの基準に基づいている。第 4 版でよりリスクへの対応に関する概念が強調されており、不確定性 *uncertainty* を取り扱って構造物の作用と抵抗に関する照査を行うことが示されている。次項より示すように、各国の設計基準が性能設計となっていっている点は、この基準の方向に合致している動向といえる。

そしてこの ISO2394 に基づいて特に既存構造物の性能評価に関する基準が、2010 年度版の ISO13822: Bases for design of structures - Assessment of existing structures として発行されている²⁾。既存構造物において、その供用形態が設計当初と異なっている場合、地震などへのリスク評価を行う場合、経年的に進展する劣化が認められた場合、そして何らかの *accidental action* によって構造物に損傷が発生した場合に、性能を評価するための原則的な基準とされている。

ここでの“Assessment”の定義は、「既存構造物を将来供用していくために求められる構造信頼性を検証する活動」である。その基本的なフローは Annex B に示されている（図 1-2-1）。このフローではじめに特筆すべき点は、最上流で「評価の目的を明確にすること」が記されている点である。将来確保しなければいけない性能は何であるのかを Client（構造物所有者や市民、構造物の種類によっては保険会社など）と合意形成することがもとめられる。その上で、Assessment は Preliminary と Detail の 2 段階からなる。Preliminary assessment は目視や簡便な非破壊検査にて劣化損傷の有無や状態を把握し損傷度レベルを判定する、いわゆる点検作業である。Detail assessment が必要となるのは、この Preliminary でその後の供用における要求性能の確保に信頼性が得られなかった場合、言い換えると Uncertainty が認められた場合とされる。例えば、Preliminary でみつけた損傷が目的とする性能にどのような影響を与えるか不確定な場合がこれにあたる。Detail assessment は図 1-2-1 中にある 6 つの実施項目からなるが、これらは ISO2394 とも対応する要求性能に対する構造信頼性を評価することが目的となっている。Annex E には劣化による部材の強度変化や荷重の変化を考慮して経時的な構造信頼性を導出する概念が示されている。また Annex F では構造信頼性理論に触れられており、使用限界状態・疲労限界状態・終局限界状態それぞれについて、既存構造物で目的とすべき構造信頼性指標がまとめられている。Preliminary assessment または Detail assessment を合わせて得られた将来性能への Reliability 信頼性に基づいて、その後の対応を意思決定する。

一連の assessment プロセスでは各種のデータを用いることとされており、荷重や環境因子の計測値、物性値のデータ、図面など設計時のデータ、材料試験で得るデータ、そしてその時点での構造特性（*properties of structure*）と明記されている。この構造特性データを得るために、载荷試験などで静的や動的な応答への性能を把握する現場計測の実施が明記されており、センシングに関わる記述みられる。Annex D には“Testing for static and dynamic properties of structures”があり、既存構造物の性能評価のためのデータ取得基準が示されている。ここでは構造解析を合わせて実施すること、取得データは確率論的に取り扱うことが示されている点が、特筆に値する。

ISO13822 は汎用的な国際基準であるのでその記述は具体的なものではないが、ISO2394 とともに構造物の性能を構造信頼性に基づいて評価すること、データを確率論的に取り扱い構造信頼性指標の把握を行うことを示している。次項から示す米国やカナダなどでの動向はこの流れに沿っている。

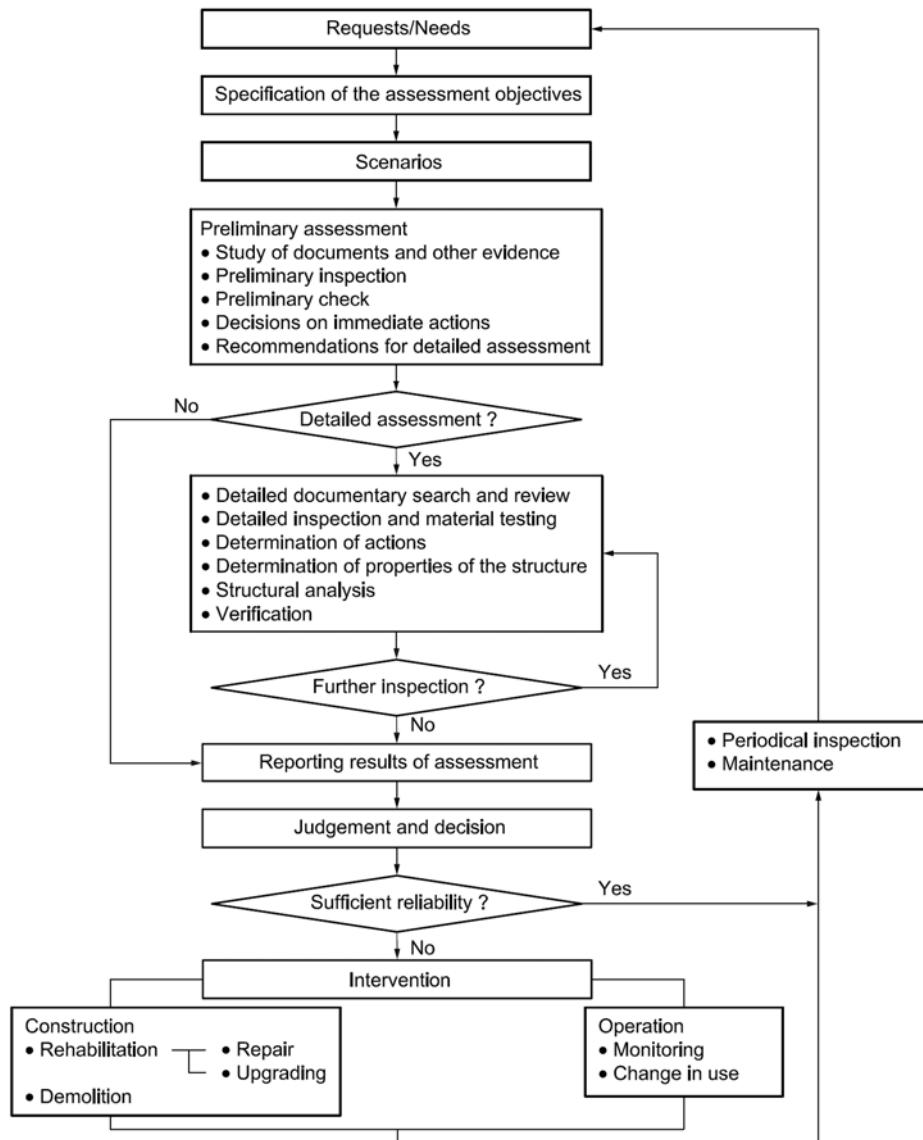


図 2-1-1. ISO13822 (Annex B)に示される Assessment of existing structures のフロー²⁾

1-2-2. 米国の動向

米国では、1971年に制定された全国橋梁点検基準 NBIS (National Bridge Inspection Standards)³⁾に基づき、道路橋の点検が2年に一度の頻度で実施されているが、この点検基準は、目視点検を基本とした全般的かつ主観的な情報に依存したものであり、部材ごとの定量的な性能の評価や、点検の客観性の確保に課題が残っていた。

こうした背景を受け、1994年に“AASHTO Manual for Condition Evaluation of Bridges”という既設橋の状態評価が規定された⁴⁾。その後、2003年に“AASHTO Guide Manual for Condition Evaluation and Load and Resistance Factor Rating (LRFR) of Highway Bridges”に改定され、荷重係数及び抵抗係数評価法 (Load and Resistance Factor Rating, 以下、LRFR という) が規定された⁵⁾。また、2006年10月30日 FHWA Policy Memorandum を発行し、2010年10月1日以降に設計された新しい橋梁および完全

交換された橋梁は、LRFR 方式の性能評価が必要となっており⁶⁾。現在はほぼ全州で実施しつつある。2011 年 9 月から米国での調査結果より、92%の州で LRFD で設計された橋は LRFR で評価する方針を採用、40%の州で LFD または ASD で設計された橋は LRFR で評価する方針を採用、52%の州で MBE に基づく独自の LRFR による評価手順、方針を作成している⁷⁾。このように LRFR がすでに実務に浸透しつつある点で米国の状況は重要であり、詳細を 2-1 項にまとめている。

1-2-3. カナダの動向

1980 年に、カナダの設計基準 Canadian Highway Bridge Evaluation の CAN3-S6-M78「道路橋の設計」(Design of highway bridges) の第 11 節に対して、より正確に橋の耐荷力を評価するために、第 12 節「既存橋の評価」(Existing bridge evaluation) が追加された。1990 年には第 12 節の内容を改定し、1988 年版の設計基準 S6 (Canadian Standards Association 1988, 1990) に補足番号 1-1990 として出版された⁸⁾。ここで Live Load Rating Factor (以下、LLRF という) の概念を確立して、設計とともに、既存構造物に対しても目視点検と連動した Rating での意思決定を行う指針が示されている。ここでは特に荷重のレベルと構造部材の特性、さらに点検のレベルも考慮して、細かく Rating を実施する方法となっている。詳細は 2-2 項にまとめている。

1-2-4. オーストラリアの動向

オーストラリアでは、全体的な国家改革の一環として、道路網の大型車両アクセシビリティの改善を目標として挙げている。この目標にとって、橋梁の性能評価は、重要であると認識されている。Australian Standard Bridge Design AS 5100.7: Rating of existing bridges (2004) は既に Load Rating 方法を提案しており、交通荷重など活荷重に対して構造安全性を評価している。2014 年に、既存橋梁の性能評価に関する基準である AS 5100.7 と BAG (Bridge Assessment Group) Guidelines for bridge load capacity assessment (1997) の内容を精査する Review を公開した⁹⁾。このプロジェクトの成果は、現行の基準 AS 5100.7 (2004) の改訂のため、新しい AS 5100.7 標準の草案の詳細条項の文言が提示された。提案された条項は、付録 C に記載されている。改訂された重点は基準の透明性を向上させるために、橋梁評価に関わる様々な影響要因の明確化や正確化を改善することに焦点を当て、橋梁評価のための全国的に一貫したアプローチの実施を促進することであった。

1-2-5. 我が国の経緯

我が国では、2014 年に 5 年に一度の定期点検が法定化されたことに伴い、長寿命化の取り組みが本格化し、道路橋の設計においても、適切な維持管理を行うことも含めて、確実かつ合理的に長寿命化を図るための対応が求められている。また、長寿命化を合理的に実現するため、設計供用期間 100 年を標準とし、耐久性確保の具体的方法が規定された。2017 年 7 月には、道路橋示方書の改定が通知され、長年慣れ親しんできた許容応力度設計法から部分係数設計法に移行することとなった¹⁰⁾。今回の改定では、橋全体系、上部構造、下部構造、部材、材料などの単位で、求められる性能を階層化して規定するという性能の階層化が行われた。さらに、各階層にて外力と抵抗の関係における安全性や荷重支持機能の信頼性を設計時点で明確化することが求められており、これらすべての性能規定化が一連となって構成された。

1-3. 性能評価に関するセンシング技術の進歩

近年センシング技術の進歩は著しく、点検や詳細調査、また活荷重推定、経過観察等においてそれらを利活用するケースが報告されている。ここでは比較的近年進捗の著しい技術で性能評価に利用される可能性の高いと考えられるものを中心に紹介する。

耐荷力評価、安全性評価、疲労評価等の観点から、センシングによる把握が期待される物理量として応力が挙げられる。一般には応力を直接計測するかわりに歪を計測し、応力-歪関係から応力を求めることが多い。歪ゲージが従来から広く用いられているものの、ゲージ設置が煩雑であり、歪計測箇所が限定的といった課題がある。これに対し近年は、光ファイバを利用した空間的に密な歪計測、サーモグラフィを利用した熱弾性応力測定、応力発光体による動的歪の可視化も研究されている¹¹⁾。実橋梁の交通荷重による応力を赤外線カメラで面的に捉えた例も報告されている¹²⁾。これらの方法ではいずれも、ゲージ設置後の歪あるいは応力の変化分しか把握できず、死荷重等の永久荷重に起因する応力や残留応力までは分からない。磁歪法を利用して残留応力等まで含めた全応力の直接的な計測方法も開発されている¹¹⁾。

一方、変位も使用性の観点から性能評価に直接的に使われたり、間接的に利用されたりする。しかし、リニア可変変位トランスデューサ (LVDT) やリング式変位計など、参照点が必要な変位計測方式は橋梁への適用が難しい¹¹⁾。そこで、様々な非接触変位計測手法が開発されている。サンプリングモアレ法はモアレ縞を利用することで 1 画素と比べて微小な変位量も計測が可能な方法であり、近年土木構造物への適用例が増えている。ターゲットを設置する必要がある、夜間や雨天時の適用性に限界はあるが、正確な変位を簡易に計測する技術として近年着目されている¹³⁾。レーダーを利用して遠隔から対象物の変位を多点で同時に把握する技術も開発が進められている。多数のケーブルの変位を遠隔から同時に捉え振動数推定することで、張力を一括推定したり、橋梁の変位応答を面的に捉えたりする応用が報告されている¹⁴⁾¹⁵⁾。

無線通信技術を利用することで、簡易にセンシングを実現する技術も開発が進む。外部電源や通信ケーブルが不要な無線センサは設置が容易なため、恒久的でない詳細調査や措置前後での経過観察、施工中の監視などの際に、低コストで臨機応変なセンシングが可能となる。数ヶ月から年単位にわたって連続した動的計測も現実的なものとなってきた。加速度計測のみならず、歪、変位計測やカメラ撮影等に対応した無線センサノードも開発されている¹⁶⁾。

その他、鋼橋のさび厚を簡易に評価する技術¹⁷⁾や RC 床版のひび割れを高速走行する車両からレーダーを照射することで推定する技術¹⁸⁾など、構造物内部の状態を推定する技術も開発されている。

近年のセンシング技術は現状では実務において性能評価に直接的に用いられているものばかりではないが、そのセンシングの性能・仕様・信頼性・適用性が明確になれば、前節でのべた国内外における性能評価の枠組みのなかで利活用が進むと期待される。

§ 2. Load Rating の概要と方法論

橋の維持管理における性能評価について、現状は定性的な評価が基本になっていた。本章では、海外においてすでに実用化されている具体的な手法として米国とカナダの事例を調査した結果を報告する。なお、翻訳すると微妙なニュアンスの違いが生じることから、本章における橋の定量的な性能評価を原書に合わせて“Rating”と呼び、特に活荷重等の荷重に対する性能評価を“Load Rating”と呼ぶ。

2-1. AASHTO 橋梁定期点検と評価

本節では、性能照査型維持管理に向けた取り組みとして、AASHTO で基準化された橋の性能評価手法としての Load Rating を紹介する。

2-1-1. 歴史

米国全州道路交通運輸行政官協会（American Association of State Highway and Transportation Officials, 以下、AASHTO という）は 高速道路の規格に関する基準設定機関であり、米国の高速道路はすべてこの協会が設定する規格に則って設計及び建設されている。橋の設計示方書においては、1971 年から荷重係数設計法（Load Factor Design, 以下、LFD という）を採用し、1994 年から荷重係数及び抵抗係数設計法（Load and Resistance Factor Design, 以下、LRFD という）になっており¹⁹⁾、信頼性理論に基づいた各供用限界状態を設定し、均一の信頼性指標のもとに設計できることとなっている。この LRFD と整合が取れて連動した橋の性能評価手法が基準化され、実用化されている。

米国において、既設橋の耐荷力評価は 1967 年シルバー・ブリッジ崩壊事故を契機として発展してきた。近年では、1994 年に“AASHTO Manual for Condition Evaluation of Bridges”という既設橋の状態評価が規定された⁴⁾。その後、2003 年に“AASHTO Guide Manual for Condition Evaluation and Load and Resistance Factor Rating (LRFR) of Highway Bridges”に改定され、荷重係数及び抵抗係数評価法 Load and Resistance Factor Rating (LRFR) が規定された⁵⁾。その後、2008 年に“AASHTO Manual for Bridge Evaluation”（以下、MBE という）に改定され²⁰⁾、新設橋の設計基準である LRFD に対応する Load Rating 手法としての LRFR が Part A に、それまでの許容応力度評価法（Allowable Stress Rating, 以下、ASR という）および荷重係数評価法（Load Factor Rating, 以下、LFR という）が Part B にそれぞれ記載されている。これら 3 つの手法に優先順位はなく、また新設時の設計手法にも関係なく、どの手法でも同等に橋の状態評価を行うことができるとされている。

2-1-2. LRFR の概要と方法論

MBE の Load Rating とは、ある荷重作用下における橋の安全性を評価するものである。主な対象は活荷重に対する耐荷性能の評価である。全国橋梁点検基準（National Bridge Inspection Standards）³⁾では、橋の定期点検は別途規定されている最大点検間隔（基本的には 24 か月）を超えずに実施されなければならない。Load Rating は定期点検と同時に義務付けられている。具体的には、基準とする設計活荷重に対し、その何倍耐荷力があるかを表す Rating Factor (以下、RF という)で表される。

$$RF = \frac{C - DL}{LL} \quad (2-1-1)$$

ここで、 C は部材耐荷力、 DL は死荷重効果（死荷重によって生じる断面力もしくは応力）、 LL は活荷重効果（活荷重によって生じる断面力もしくは応力）を表す。したがって、 RF が1以上であれば、基準とした活荷重に対して十分に安全であることを意味する。一方、 RF が1より小さい場合、基準とした活荷重に対して安全とは言えず、NBISより、この橋の補強、閉鎖、もしくは荷重制限を実施しなければならない。

式 (2-1-1) は耐荷力評価の方法によって、計算方法は異なる。ASRとLFRを用いて評価する場合、式 (2-1-1) で示す。

$$RF = \frac{C - A_1 D}{A_2 L(1 + I)} \quad (2-1-2)$$

ここで、 D と L は部材に作用する各種の死荷重と活荷重による荷重効果（軸力、せん断力、曲げモーメント等）である。 A_1 と A_2 は死荷重と活荷重の係数であり、 I は活荷重の衝撃係数を表している。設計と同様に、ASRで評価する場合、作用応力度が許容応力度を超えないという判定方法で評価する。許容応力度は材料の降伏点、コンクリートの破壊または座屈などの不安定現象が生じる耐荷力を応力で示して安全率で除して求められる。LFRの場合、特に活荷重は死荷重に比べて大きく変動するという観点から、活荷重には死荷重よりも大きい荷重係数を用いる。評価の抵抗力は部材寸法精度、材料強度のばらつき及び計算手法を考慮した強度低減係数を乗じて、計算抵抗力を低減する。ASRとLFRでは、同時に発生する予測以上の荷重あるいは予測以下の部材強度の確率について明確に考慮されていない。

LRFRを用いて橋の耐荷力を評価する場合、式 (2-1-3) で示す。

$$RF = \frac{C - \gamma_{DC} DC - \gamma_{DW} DW \pm \gamma_P P}{\gamma_L LL(1 + IM)} \quad (2-1-3)$$

ここで、 DC は構造部材による死荷重効果、 DW は表面摩耗する部材による死荷重効果、 P は死荷重以外の永久負荷（ポストテンション負荷など）、 LL は活荷重効果をそれぞれ表す。 γ_{DC} 、 γ_{DW} 、 γ_P は死荷重係数、 γ_L は活荷重係数、 IM は衝撃係数である。

部材耐荷力 C は、次式で評価して良いとしている。

$$C = \phi_c \phi_s \phi R_n \quad (\phi_c \phi_s \geq 0.85) \quad (2-1-4)$$

R は公称部材耐荷力である。 ϕ_c はCondition Factor（状態係数）と呼ばれ、橋の点検の結果を受けて決定される係数で、無損傷の状態が1.0で、腐食による断面欠損等の損傷がある場合は、最大0.85まで減じられる。 ϕ_s はSystem Factor（構造システム係数）と呼ばれ、リダンダンシー（冗長性）のある橋（例えば4本主桁橋など）の場合は1.0で、リダンダンシーが無い橋では、0.85に減じられる。また、 ϕ は抵抗側の安全係数で、設計と同様に鋼桁の場合は1.0、RC部材の場合は0.9等に設定されている。一方、死荷重効果は構造本体の死荷重による荷重効果 DC と、舗装など将来変動する可能性が大きい死荷重効果 DW とに分けて、異なる荷重係数を設定している。

図 2-1-1 に LRFR の評価手順をフローとして示す。

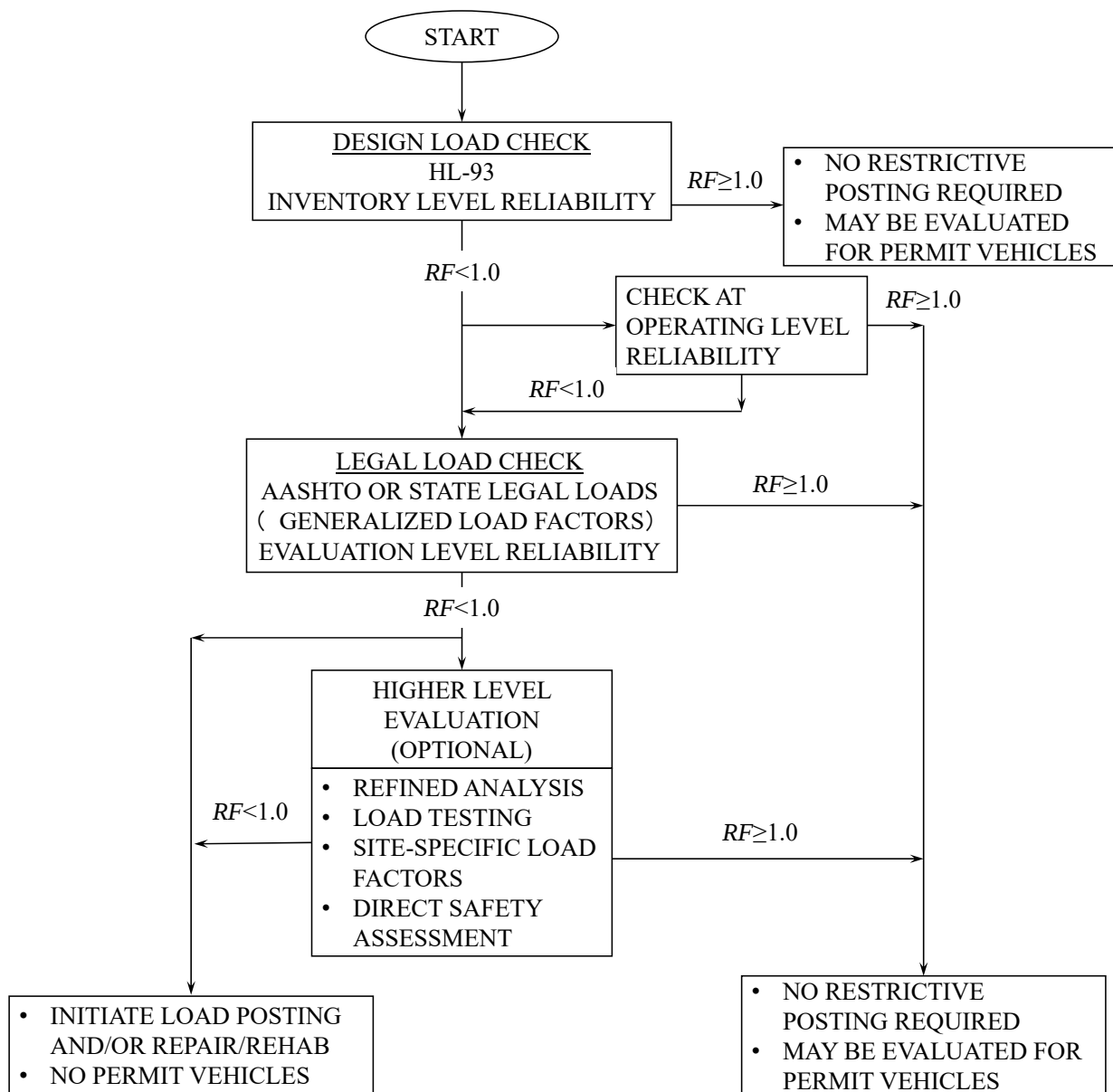


図2-1-1. LRFRのLoad Ratingに関する評価手順フロー²⁰⁾

2-1-3. 抵抗と抵抗係数

MBEにおいて、 ϕ はLRFD 抵抗係数であり、新規構造設計と同じ値を採用する。また、すべての非強度限界状態では、 ϕ は1.0とする。

Condition Factor（状態係数） ϕ_c と点検結果の関連。定性的な点検結果しか利用していない。表2-1-1に橋梁点検結果を示している。MBEでの ϕ_c 規定は、表2-1-2にまとめている。およその対応関係を示しているが、橋梁状態による状態係数の変化としては小さいともいえる。さらなる細かい対応関係を期待される。

表 2-1-1. 米国橋梁点検結果³⁾

Rating	Description
9	Excellent Condition
8	Very Good Condition - no problems noted
7	Good Condition - some minor problems
6	Satisfactory Condition - some minor deterioration of structural elements
5	Fair Condition - minor section loss of primary structural elements
4	Poor Condition - advance section loss of primary structural elements
3	Serious Condition - seriously deteriorated primary structural elements
2	Critical Condition - facility should be closed until repairs are made
1	Imminent Failure Condition - facility closed. Study of repairs is feasible
0	Failed Condition - facility is closed and beyond repair

表 2-1-2. 状態係数 ϕ_c と橋梁点検結果の関係²⁰⁾

点検結果	橋梁状態	状態係数 ϕ_c
6 以上	Good or Satisfactory	1.00
5	Fair	0.95
4 以下	Poor	0.85

文献 21)は蓄積された道路橋点検結果から、橋梁劣化と橋梁点検結果を、建設後の年数との関係
を分析し、橋梁劣化と点検結果間の関係のモデリングを試みるものである。それに基づいて、図 2-
1-2 のように道路橋の点検結果と状態係数の最適対応関係を明らかにしている。表 2-1-3 の詳細な状
態係数 ϕ_c を提案した。MBE で採用された表 2-1-2 の結果より、 ϕ_c は大きい傾向をしている。

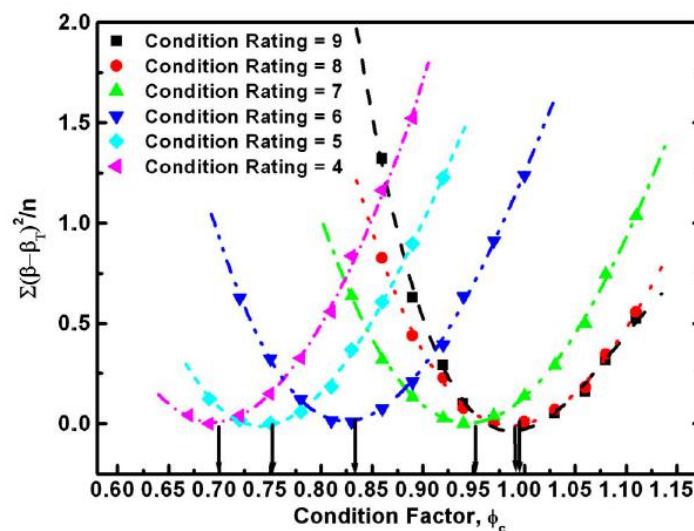
図 2-1-2. 点検結果に対する最適な状態係数²¹⁾

表 2-1-3. 提案する状態係数 ϕ_c と橋梁点検結果の関係²¹⁾

点検結果	状態係数 ϕ_c
≥ 8	1.00
7	0.95
6	0.85
5	0.75
≤ 4	0.70

リダンダンシーの概念を AASHTO MBE では“the capability of a bridge structural system to carry loads after damage to or the failure of one or more of its members.”と定義されている。ここでのリダンダンシー定義は部材の損傷もしくは破壊後でも構造全体系の耐荷力もしくは機能を維持する能力と定義しており、その意味で after-fracture redundancy と呼ばれることがある。AASHTO MBE は機能の内、耐荷力にのみに限定している。一例だが、表 2-1-4 に曲げ方向と軸方向部材の構造システム係数を示している。

表 2-1-4. 曲げ方向と軸方向部材の構造システム係数²⁰⁾

Superstructure Type	ϕ_s
Welded Members in Two-Girder/Truss/Arch Bridges	0.85
Riveted Members in Two-Girder/Truss/Arch Bridges	0.90
Multiple Eyebars in Truss Bridges	0.90
Three-Girder Bridges with Girder Spacing 6 ft	0.85
Four-Girder Bridges with Girder Spacing ≤ 4 ft	0.95
All Other Girder Bridges and Slab Bridges	1.00
Floorbeams with Spacing >12 ft and Noncontinuous Stringers	0.85
Redundant Stringer Subsystems between Floorbeams	1.00

2-1-4. 荷重と荷重係数

MBEによるLoading Ratingは、Design load rating (設計荷重評価段階)、Legal load rating (法定荷重評価段階)、Permit load rating (許容荷重評価段階)の順番に行う。各々の評価段階の荷重レベルは異なるものの、均一な信頼性指標で評価できることが特徴となっている。

実際の手順として、まず、設計荷重評価を行う。この段階では、AASHTO LRFDに定めているHL-93設計荷重を用いて評価する。具体的にInventory level (設計時レベル)とOperating Level (供用時レベル)の2つにレベルを分けている。多数の橋に対して、設計時 (Inventory level) の部分係数はLRFDと同じ数値を適用する。すなわち、目標信頼性指標 β を3.5と設定して、活荷重係数1.75を用いて設計されることと、荷重係数1.75に対する $RF \geq 1.0$ の評価は同等である。一方、Operating Levelは供用時のLoad Ratingであり、既設橋の耐荷力評価 (RF値の算定)には目標信頼性指標 β を2.5と設定し、活荷重係数を1.35に減じている。このため、活荷重による効果を $1.35/1.75=0.77$ (=1/1.3) で、23%小さいことから、既設橋の耐荷力評価には有利な条件となる。これは、既設橋はすでに供用されていて、

架橋地点における状況がある程度明確になっており、新設の設計段階より不確定要素が少なくなっていること、Load Ratingは次回点検までの措置を決めるための行為であること等を踏まえたものである。目標信頼性指標 $\beta=2.5$ は、文献4)におけるRating Factor=1.0（活荷重HS-20）の平均値とも整合している。

Operating Levelの設計荷重評価でもRFが1を下回る場合、引き続き法定荷重評価、許容荷重評価を順番に行う。これら2つの段階では、実際に走行する荷重の実態に合わせて活荷重を設定できる、法定荷重評価段階はこの地方において走行可能な最大交通荷重、許容荷重評価段階は特定の橋に走行可能な最大交通荷重（荷重制限を含め）に対してそれぞれ評価する。また、特定の橋に対して、載荷試験、交通量調査や詳細数値解析など、橋の耐荷力や荷重の状況をより正確的に把握できる事前確認を行って、Load Ratingに反映することができる。

なお、使用限界状態に対するLoad Rating手法も規定されているものの、強度限界状態に対するLoad Ratingのような一定の目標信頼性指標が設定されているわけではなく、従来の評価手法等の実状を踏まえた評価となっている。そのほか、鋼橋については疲労限界状態に対するLoad Rating手法も規定されており、各限界状態と荷重係数を整理すると表2-1-5のようになる。

表 2-1-5. LRFR の Load Rating に関する各限界状態と荷重係数²⁰⁾

Bridge Type	Limit State*	Dead Load γ_{DC}	Dead Load γ_{DW}	Design Load		Legal Load γ_{LL}	Permit Load γ_{PL}
				Inventory γ_{IL}	Operating γ_{OL}		
Steel	Strength I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tables 6A.4.4.2.3a-1 and 6A.4.4.2.3b-1	
	Strength II	1.25	1.50				Table 6A.4.5.4.2a-1
	Service II	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00
	Fatigue	0.00	0.00	0.75			
Reinforced Concrete	Strength I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tables 6A.4.4.2.3a-1 and 6A.4.4.2.3b-1	—
	Strength II	1.25	1.50	—	—	—	Table 6A.4.5.4.2a-1
	Service I	1.00	1.00				1.00
Prestressed Concrete	Strength I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tables 6A.4.4.2.3a-1 and 6A.4.4.2.3b-1	—
	Strength II	1.25	1.50				Table 6A.4.5.4.2a-1
	Service III	1.00	1.00	0.80	—	1.00	—
	Service I	1.00	1.00				1.00
Wood	Strength I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tables 6A.4.4.2.3a-1 and 6A.4.4.2.3b-1	—
	Strength II	1.25	1.50	—	—	—	Table 6A.4.5.4.2a-1

2-1-4. MBE に記載された評価例の紹介

MBE の付録 A では、鋼橋、RC 橋、PC 橋、木橋等の橋梁形式に対して、Load Rating の例題を収録している。本報告書は A1 の単純支持合成鋼桁橋の評価例の一部を紹介する（単位系は例題のヤード・ポンド法のまま）。

評価対象は 1964 年架設された全長 65 ft の単純支持合成鋼桁橋である。NBI 点検記録よりレベル 7 に評価し、構造部材は健全状態と判定した。ADTT は 1000 となり、A36 鋼材を用いた。主桁の断面は図 2-1-3 に示す。これから Interior Stringer（内側主桁）の評価についてを紹介する。

まずは各極限状態下、主桁の公称耐荷力（Nominal Capacity）、死荷重や活荷重の効果を計算する。例題において、抵抗と荷重は設計値を採用しており、表 2-1-6 に計算結果を示す。

表 2-1-6. Interior Stringer (内側主桁) の公称耐荷力の計算結果

	Dead Load DC_1	Dead Load DC_2	Live Load Distribution Factor	Dist. Live Load + Impac	Nominal Capacity
Moment, kip-ft	439.0	129.0	$gm=0.626$	952.6	2873.0
Shear, kips	27.0	8.0	$gv=78.9$	78.9	380.15

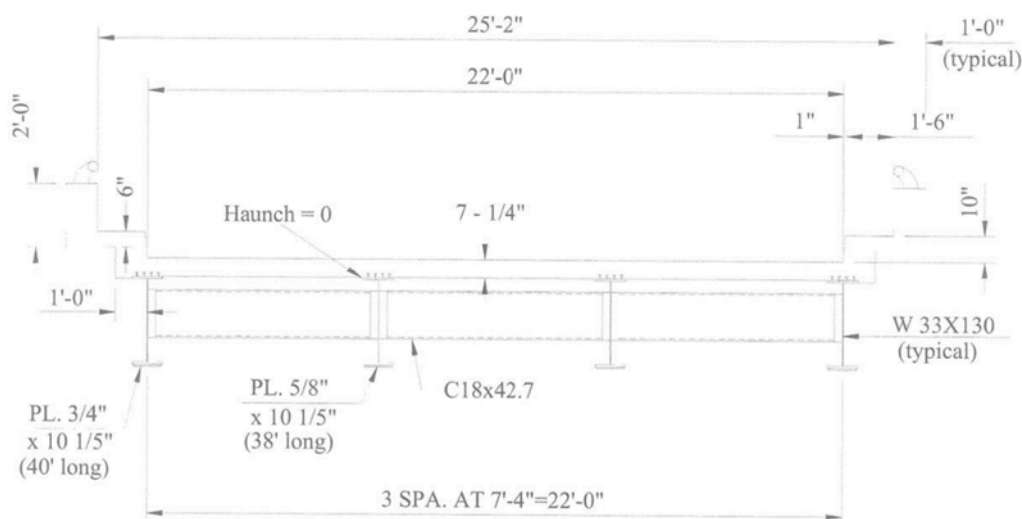


図 2-1-3. 評価対象橋の断面図

次に各抵抗係数と荷重係数を決まっておく．曲げとせん断極限状態下，LRFD 抵抗係数 ϕ は 1.0 を採用する．点検レベルは 7 ので，状態係数 ϕ_e は 1.0 になる．リダンダンシーの観点から，主桁間隔は 4 ft 以上の 4 主桁鋼橋のため，システム係数 ϕ_s は 1.0 を選んだ．

設計荷重評価（Design Load Rating）の段階で，各荷重係数 γ_{DC} ， γ_{DW} ， γ_{LL} はそれぞれ 1.25, 1.50, 1.75 を採用された．曲げやせん断極限状態の RF は式(2-1-5)と(2-1-5)に示しており，いずれも 1.0 より大きいので，活荷重に対して安全の Rating になった．

$$RF = \frac{(1.0)(1.0)(1.0)(2873) - (1.25)(439 + 129) - (1.50)(0)}{(1.75)(952.6)} = 1.2975 \quad (2-1-5)$$

$$RF = \frac{(1.0)(1.0)(1.0)(360.3) - (1.25)(27 + 8)}{(1.75)(78.9)} = 2.29 \quad (2-1-6)$$

2-2. Canadian Highway Bridge Evaluation の LLRF について

本節ではカナダの Load Rating について紹介する．1980 年に，カナダの設計基準 Canadian Highway Bridge Evaluation の CAN3-S6-M78「道路橋の設計」（Design of highway bridges）の第 11 節に対して，より正確的に橋の耐荷力を評価するために，第 12 節「既存橋の評価」（Existing bridge evaluation）が追加された．1990 年には第 12 節の内容を改定し，1988 年版の設計基準 S6（Canadian Standards Association 1988, 1990）に補足番号 1-1990 として出版された²²⁾．本設で紹介するのは，1990 年版の第 12 項に示されている Live Load Rating Factor（以下，LLRF という）の内容である．

2-2-1. LLRF について

カナダの設計基準に示されているLLRFでは、MBEと同様に、信頼性理論に基づいて橋の耐荷力を評価する。評価における制限値は、構造の挙動、損傷発生時の警告情報、損傷の影響程度を考慮し、実際の交通荷重を把握できれば、新設の設計時の値より大きくとることが可能となる。即ち安全係数を低減させても、目標の信頼性指標あるいは実際の安全性は同等を確保できることに着目したものである。

橋の評価では、荷重と活荷重のみを考慮する場合、評価式は式(3.2.1)となる。基本的に死荷重と活荷重だけを適用するが、ほかの荷重形式、例えば風荷重や地震荷重にも適用が可能である。

$$U\phi R \geq \alpha_L L(1+I) + \alpha_{D1}D_1 + \alpha_{D2}D_2 \quad (2-2-1)$$

実用段階では、式(3.2.1)は式(3.2.2)のように、評価指標の形で表現される。

$$LLRF = \frac{U\phi R - (\alpha_{D1}D_1 + \alpha_{D2}D_2)}{\alpha_L L(1+I)} \quad (2-2-2)$$

ここで、 R は公称部材耐荷力、 D_1 と D_2 は死荷重効果、 L は活荷重効果を表す。 U 、 ϕ 、 α_{D1} 、 α_{D2} 、 α_L は耐荷力、死荷重及び活荷重の部分係数であり、 I は衝撃係数である。LRFRのRFと同様に、LLRF ≥ 1 であれば、基準とする活荷重に対して安全であるが、LLRF < 1 の場合、基準とする活荷重に対して安全とは言えず、補強、閉鎖、荷重制限を実施する必要がある。

2-2-2. 目標の信頼性指標

LLRF の最大の特徴は、評価時に基準とする活荷重と部分係数について、設計基準と異なるものを適用していることである。限界状態に対応する信頼性指標の設定に当たっては、特に以下の4点の影響要因を考慮する。

- ・ 事故の脅威人数：リスクの波及する人数が減少する場合、目標信頼性指標を低減できる
- ・ 構造特性：部材の破壊による構造物全体の破壊への影響が低減される場合、目標信頼性指標を低減できる
- ・ 部材特性：部材の延性破壊により損傷の警告情報を提供できる場合、目標信頼性指標を低減できる
- ・ 点検レベル：点検レベルが上がる場合、目標信頼性指標を低減できる

以上の要因を考慮した目標信頼性指標の設定を表 2-2-2 に示す。構造特性 (System behaviour) の欄において、S1:部材の損傷は完全な崩壊につながる、S2:部材の故障完全な崩壊を引き起こさない、S3: 局部損傷のみをそれぞれ示している。部材特性 (Element behaviour) の欄において、E1: 警告なしで耐荷力の突然喪失、E2: 警告なしで突然破壊であるものの若干耐荷力が残る、E3: 段階的な耐荷力低下をそれぞれ示す。点検レベル (Inspection level) の欄において、INSP1: 個別の部材は点検不可能、INSP2: 評価者が検査記録を確認可能、INSP3: 評価者は重要と規格外の部材検査可能をそれぞれ示す。

橋梁管理者がコントロールできる荷重として、Clause 12 では交通荷重を扱っている。NP, PS, PM, PC の4つの荷重を設定している。それぞれの意味は表 2-2-1 に示している。

legal を超えているか、不確定性の度合い、通常供用下かどうか、確率分布でいう平均と分散に関わる。自動車の総重量より輪重のほうがばらつく、このばらつきを考慮すると safety factor は小さくなってしまい、または同じ safety factor を確保するために平均値を離さないといけない。また、死荷重は4つに分類されていた。D1 鋼桁、D2 コンクリート桁、D3 コンクリート床版（コンクリート舗装）、D4 アスファルト舗装を示す。アスファルト舗装の不確定性が高い、設計通りの厚さではないケースが多いので、D4 に分類した。

表 2-2-2 で示している信頼性指標は1年間のものであるが、評価周期は1年間で良いことや、1年後に再評価されるべきであるという示唆は基準には見られない。年間またはライフタイムに基づく評価は、橋の状態または交通量が変化するまで有効である。表 2-2-3 に示されているいくつかの例のように、目標信頼性指標 β によって、各荷重係数が決まる（死荷重 D_1 、 D_2 、 D_3 は床版の想定した状況によって変化する）。

表 2-2-1. 交通荷重の定義

種類	意味
NP (non-permit)	通常の法定交通であり、最大荷重の数値が曖昧の可能性がある
PS (permit, single-trip)	特別な許可が必要な過載荷、不可分な法定基準を超える軸重、荷重の数値が未知可能性がある
PM (permit, multiple-trip)	特別な許可の一連の過載荷車両（例：鉱山から大量輸送）、個別軸重は法定荷重を超えず、総荷重をよく把握している
PC (permit, control)	異常に重い荷重、他の並走車両なし、荷重は正確に把握

表 2-2-2. 目標信頼性指標

System behavior	Element behavior	Inspection level		
		INSP1	INSP2	INSP3
S1	E1	4.00	3.75	3.75
	E2	3.75	3.50	3.25
	E3	3.50	3.25	3.00
S2	E1	3.75	3.50	3.50
	E2	3.50	3.25	3.00
	E3	3.25	3.00	2.75
S3	E1	3.50	3.25	3.25
	E2	3.25	3.00	2.75
	E3	3.00	2.75	2.50

表 2-2-3 目標信頼性指標により決まる荷重係数の例

Load category	symbol	Target reliability index β						
		2.5	2.75	3	3.25	3.5	3.75	4
Permanent loads D1	α_{D1}	1.05	1.06	1.07	1.08	1.09	1.1	1.11
Permanent loads D2	α_{D2}	1.1	1.12	1.14	1.16	1.18	1.2	1.22
Permanent loads D3	α_{D3}	1.25	1.3	1.35	1.4	1.45	1.5	1.55
Traffic loads	α_L	1.35	1.42	1.49	1.56	1.63	1.7	1.77

2-3. WG2 が同定した交通荷重の Load Rating への反映

第 2 章の紹介中、抵抗や荷重はいずれも設計値あるいは推定値を利用することが多いが、より正確的に Load Rating で構造物を評価する上で、荷重の実態を明らかにする必要がある。死荷重に関しては、設計段階においても比較的正しく評価が行えるが、活荷重には動的効果が含まれるため、モニタリング等によりこの動的効果を正しく評価する必要がある。そのために、MBE の Section 8 は Nondestructive Load Testing を掲載し、Weigh-In-Motion Testing から交通荷重を測ることを紹介した。本研究部会の WG2 は Bridge Weigh-In-Motion システムを取り込むっており、評価する対象橋梁の交通荷重は簡単に把握でき、Load Rating はもっと正確的に行うことを期待される。

2-4. Load Rating は日本導入時の問題点と課題

2-4-1. 地震の影響

我が国の設計体系では、地震の影響が橋の設計に必ず考慮され、橋種や部材においては、しばしば支配的となる。一方で、Load Rating は、主として死荷重及び活荷重の作用を考慮しているため、例えば、橋種ではラーメン橋やアーチ橋など、部材では支承部や上下部工の接合部など、Load Rating を適用する橋種や部材について留意が必要である。

地震の影響は、昭和 55 年の道路橋方書から、たびたび要求水準が引き上げられており、例えば、地方自治体が管理する橋梁などで、すべての橋梁が現行の道路橋示方書と同等の耐荷性能を保有するに至り、偶発的な地震の影響が一律無視できるレベルとなり、Load Rating による評価の着目で維持管理の指標化ができるようになるには、時間を要すると推察される。

以上より、現状においては、Load Rating を活用した場合でも、地震の影響に対する耐荷性能を別途、対応とすることが望ましい。

2-4-2. 特殊な荷重載荷の影響

我が国では近年、物流の国際化、輸送の効率化などによる燃料消費量の削減のため、トレーラなどの特殊車両の大型化が図られてきている。特車による荷重が橋梁に与えるダメージが深刻にならないよう審査された許可限度重量以下で走行する規則となっているが、これらの作用に対し、先に米国での既設橋の耐荷力評価（RF 値の算定）には目標信頼性指標 β を 2.5 のような設定と同様な目標信頼性指標について、我が国の運輸・輸送実態を鑑みた設定が行なえるかの課題がある。

今後、データの集積と分析により精緻に至るまでの課題はあるものの、特車申請に係る審査につ

いては、効率化が求められており、後述するセンシングと **Load Rating** を組み合わせることで、社会的課題の解決が期待される。

§ 3. センシング技術を用いた維持管理における性能評価

3-1. 性能評価におけるセンシング技術の可能性

性能評価（performance-based evaluation）の定義は、現時点では必ずしも確立しているわけではないが、「評価された構造物の保有する性能が、要求性能さえ満足していれば、どのような構造形式や構造材料、構造解析手法、検知手法を用いてもよい評価法」と言えよう。より具体的には、構造物の目的とそれに適合する機能を明示し、機能を備えるために必要とされる性能を規定し、規定された性能を構造物の供用期間中確保することにより機能を満足させる評価方法。

性能評価が導入されると、実際に設計され架設された構造物がどのような性能を保有しているのかを、評価者はもちろんのこと発注者側も、構造物のライフサイクルを通してどのような性能を確保するのが最適かをコストや環境負荷等の観点から考慮しながら選択することができるという長所がある。

ただし、要求性能水準をどのような方法で算出し、どのような値にすればよいのか、設計された構造物の保有する性能を如何に検証するか、ライフサイクルコストの評価やライフサイクルアナリシスを如何に合理的に実施するか、は極めて難しい問題であり、性能評価の定義も含め、今後の研究成果を待たねばならない。いずれにせよ、技術力の適切な評価システムを確立することが性能評価導入の大前提であろう。

人手に頼って測定や目視点検したものをセンサ等により自動化、省力化するのは単純であるが、コストに見合った付加価値を持つ仕組みを作り出すことは難しい。センシングの特徴を活かして付加価値を創出することが肝要である。ここではまず、インフラの状態や作用外力を把握するための現状の枠組みと、その中でセンシングにより期待される付加価値を整理する。

インフラの状態や作用外力を把握するものは次の 3 種類に大別できる。①膨大な量のインフラを定期的に診断し、変状や詳細調査が必要なものを抽出（スクリーニング）する点検、②変状が確認された構造物に対して実施する詳細調査、③劣化進展の程度や交通荷重を把握したり、地震や台風など稀に生じるイベントに対する応答やその外力を捉えたりする目的で常時センサを設置して行われるモニタリングである²³⁾。このように性能評価におけるセンシング技術の可能性を模索する。

3-2. 性能要求レベル

橋に要求される一般的な性能と、その性能を満足させるために設計段階で考慮される限界状態や検討項目を表 3-2-1 に示す。なお、同表に示す性能は主として個々の部材としての性能であり、橋全体としてみた場合の性能については、さらに議論を深めていく必要がある。

維持管理段階の性能評価では、初期建設後の定期点検時、診断時、補修時等の性能さえ満足すれば、各ステップで性能を満足することを確認し、どのようなことに留意しながら維持管理・補修等を行っていく。ことである。ただし、点検・診断時において、近接目視や触視だけで部材や橋全体の健全性を評価することは困難且つ恣意的であり、所定の安全性や使用性を満足・維持出来ているかをセンシングにより定量的に評価できる技術が求められる。例えば、振動計測は部材の剛性変化を定量的に捉える手段として有効となる得るが、例えば橋全体モードの固有振動数に部材の局部損

傷が与える影響はごく小さく、性能低下を簡易に精度良く評価できるセンシング手法の開発が期待される。

表 3-2-1. 橋に要求される性能と、設計段階で考慮される限界状態や検討項目 ²⁴⁾

要求される性能	考慮される限界状態や検討項目
安全性	剛体的安定限界，破断限界，降伏限界，塑性崩壊，座屈限界，動的安定限界，疲労限界
使用性	ひびわれ限界，変形限界，局部損傷，振動限界，外観劣化
経済性	ライフサイクルコスト（＝建設費[設計費用等を含む]＋維持管理費＋補修費＋破壊時の損失費用の期待値）最小
環境適合性	景観，遮光性，排出物質，生態系への影響
耐久性	（安全性或使用性の時間関数）
維持管理性	維持管理の難易度
復旧性(修復性)	復旧までに要する時間，復旧工事の難易度
施工性	架設期間，架設場所，気象条件
付加性能	シンボル性，芸術性，観光資源性 etc.

3-3. センシングより性能評価手法に関する基準調査

示方書に記載されている橋に要求される性能・機能には，桁の剛性や回転機構や伸縮機構などが維持され，確実に荷重を支持することが求められている．性能・機能が，維持できているか確認するために，活荷重の変動や温度変化による桁の回転機構や伸縮機構・たわみなどの変化を利用したセンシングによる評価が行われている事例がある．そこで，性能評価のセンシングの応用として実務の事例や基準を文献調査等行い，により整理し，「センシング」や「性能」に関わる内容を各自基準類から調査して整理した．文献調査・整理した表を表 3-3-1～表 3-3-9 に示す．表は，主に評価部材・性能，評価対象の概要，評価する挙動・変状評価指標，センシング手段，センサ設置位置，センシングデータ分析方法，評価基準，根拠基準・文献の項目に分けて整理した．桁の回転機構や伸縮機構などの上部工の支持機能は，支承部に着目し，桁の剛性などその他の項目は，上部工各部に着目した評価部材とし，各項目の記入を行った．性能評価において重要な評価基準の項目については，設計時の値以外に比較する値がなく，劣化や損傷の閾値となりそうな技術資料はなかった．

表 3-3-1. 支承・鉛直支持機能

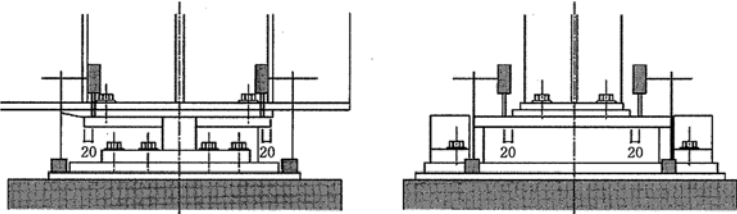
評価部材・性能	支承・鉛直支持機能			
性能分類	安全性	使用性	回復性	
キーワード	変形量	伸縮性	漏水	
評価対象の概要	<対象> 鉛直支持性能 <目的> 支承の鉛直支持機能が消失していることにより、支点条件が変わり、橋桁に設計外の影響を与えると考えられる。道路橋示方書では、上部構造に作用する荷重を确实の支持して下部構造に伝達しなければならない。			
評価する挙動・変状	<挙動・変状> 鉛直変位、鉛直荷重 <理由> 支承部の鉛直変位を測定し、支点変位を算出する。 支承部の荷重を測定し、荷重の評価指標である支点荷重を算出する。			
評価指標	<指標> 鉛直変位、荷重 <理由> 設計値の鉛直変位・鉛直荷重と比較し検証を行う。			
センシング手段	変位計	油圧ジャッキ	ロードセル	支承に内蔵した荷重計
センサ設置位置	ベースプレートと上査の鉛直方向の相対変位を4隅で測定	ジャッキ位置	ジャッキ位置	ゴム支承内に設置
センシングデータ分析方法	設計値の鉛直変位・鉛直荷重と比較し検証を行う。  ベースプレートと上査の鉛直方向の相対変位を4隅で測定する。 1) 鉛直変位及び回転変位測定の実例			

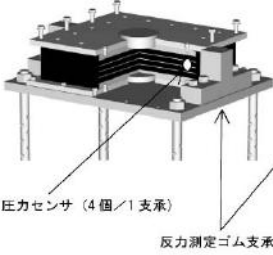
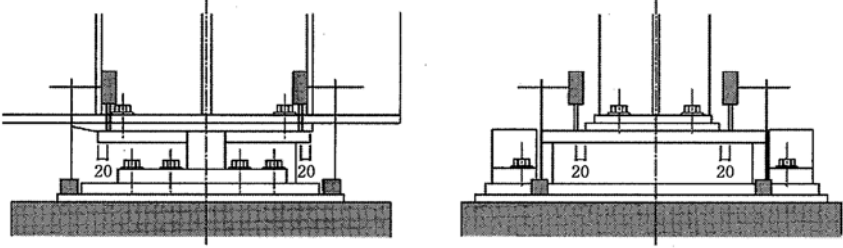
	 写真5.9 油圧ジャッキを用いた反力計測  圧力センサ (4個/1支承) 反力測定ゴム支承  RFID データロガ (走行車両や遠隔地へ測定データを無線発信) 写真7.1 支承部の鉛直荷重の変動をセンサで検出するシステムの例
評価基準	橋梁設計時の照査項目計算による
根拠基準・文献	道路橋支承便覧 平成16年4月 p283-p287 道路橋支承部の点検・診断・維持管理技術 p154-p155 p236-p238 道路橋示方書・同解説 II鋼橋編 平成16年4月 p90
課題	閾値の設定方法を統一的に整理した技術資料は無い
参考文献	—
その他メモ	—

表 3-3-2. 支承・回転機能

評価部材・性能	支承・回転機能			
性能分類	安全性	使用性	回復性	
キーワード	変形量	伸縮性	漏水	
評価対象の概要	<対象> 回転支持性能 <目的> 支承の回転機能が消失していることにより、支点条件が変わり、橋桁に設計外の影響を与えと考えられる。 道路橋示方書では、上部構造のたわみによる回転変位に対して、適切に作動しなければならない。			
評価する挙動・変状	<挙動・変状> 鉛直変位 <理由> 橋軸方向の支承前後の変位を測定し、回転の評価指標である回転角を算出する。			
評価指標	<指標> 回転角 <理由> 動作していることを確認。 定量的に測定を行う場合には、支承部に変位計などを設置して、支承の変位を測定する。			
センシング手段	変位計			
センサ設置位置	ベースプレートと上沓の鉛直方向の相対変位を4隅で測定			
センシングデータ分析方法	橋軸方向の支承前後の変位から、回転角を算出して評価を行う。 評価基準を設定することが困難なため、回転の有無の評価となる。  ベースプレートと上沓の鉛直方向の相対変位を4隅で測定する。 1) 鉛直変位及び回転変位測定の例			

	  (a) BP支承の場合 (b) ローラー支承の場合 写真5.8 変位計を利用した計測
評価基準	橋梁設計時の照査項目計算による
根拠基準・文献	道路橋支承便覧 平成 16 年 4 月 p283-p287 道路橋支承部の点検・診断・維持管理技術 p236-p238 道路橋示方書・同解説 II鋼橋編 平成 16 年 4 月 p90
課題	閾値の設定方法を統一的に整理した技術資料は無い
参考文献	—
その他メモ	—

表 3-3-3. 支承・移動機能

評価部材・性能	支承・移動機能			
性能分類	安全性	使用性	回復性	
キーワード	変形量	伸縮性	漏水	
評価対象の概要	<対象> 可動部移動性能 <目的> 支承の移動機能が消失していることにより、支点条件が変わり、橋桁に設計外の影響を与えられとされる。 道路橋示方書では、上部構造の温度変化による水平変形に対して、適切に作動しなければならない。			
評価する挙動・変状	<挙動・変状> 水平変位 <理由> 橋軸方向の移動変位を測定し、評価指標である温度変化による移動量を算出する。			
評価指標	<指標> 移動量 <理由> 温度変化による移動量の検証。			
センシング手段	変位計			
センサ設置位置	ベースプレートと上沓の水平方向の相対変位を橋軸方向及び橋直方向で測定			
センシングデータ分析方法	支承の水平変位を測定し、温度変化による桁伸縮分を移動しているかどうか検証する。 ベースプレートと上沓の水平方向の相対変位を橋軸方向、橋直方向で測定する。 回転成分を取り除くため、極力支承の中央よりの変位を測定する。 2) 橋軸方向及び橋直方向変位測定の例 図-6.3.2 変位計による測定の例			
評価基準	橋梁設計時の照査項目計算による			
根拠基準・文献	道路橋支承便覧 平成 16 年 4 月 p 283-p287 道路橋支承部の点検・診断・維持管理技術 p236-p238			

	道路橋示方書・同解説 II鋼橋編 平成 16 年 4 月 p 90
課題	閾値の設定方法を統一的に整理した技術資料は無い
参考文献	－
その他メモ	－

表 3-3-4. 上部工桁・活荷重たわみによる鉛直剛性

評価部材・性能	上部工桁・活荷重たわみによる鉛直剛性																														
性能分類	安全性	使用性	回復性																												
キーワード	たわみ																														
評価対象の概要	<対象> 変形性能 <目的> 構造各部の応力が許容応力度以内であっても、橋全体としての剛性が低い場合には、二次応力による損傷が生じたり、過大なたわみや振動によって走行安全性に問題が生じる。																														
評価する挙動・変状	<挙動・変状> ひずみ，たわみ <理由> たわみは直接の変形評価指標である。また，計測の便利性によっては，ひずみ計測も考える。																														
評価指標	<指標> たわみの許容値（道示 P127 および P418） <理由> 桁のたわみによってコンクリート床版に付加される曲げ応力度が許容値を超えないために必要なたわみ制限値を算出して規定したものである。																														
センシング手段	変位計																														
センサ設置位置	床版支間中央	橋梁支間中央																													
センシングデータ分析方法	支間中央はレーザー変位計，ピアノ線を利用した LVDT など																														
評価基準	表-2.3.1 たわみの許容値 (m) <table><tr><th colspan="2">橋の形式</th><th>単純桁及び連続桁</th><th>ゲルバー桁の片持部</th></tr><tr><td rowspan="4">鋼桁形式</td><td rowspan="3">コンクリート床版を有する鋼桁</td><td>$L \leq 10$</td><td>$L/2,000$</td></tr><tr><td>$10 < L \leq 40$</td><td>$\frac{L}{20,000/L}$</td></tr><tr><td>$40 < L$</td><td>$L/300$</td></tr><tr><td colspan="2">その他の床版を有する鋼桁</td><td>$L/300$</td></tr><tr><td colspan="2">吊橋形式</td><td colspan="2">$L/350$</td></tr><tr><td colspan="2">斜張橋形式</td><td colspan="2">$L/400$</td></tr><tr><td colspan="2">その他の形式</td><td>$L/600$</td><td>$L/400$</td></tr></table> L：支間長(m)				橋の形式		単純桁及び連続桁	ゲルバー桁の片持部	鋼桁形式	コンクリート床版を有する鋼桁	$L \leq 10$	$L/2,000$	$10 < L \leq 40$	$\frac{L}{20,000/L}$	$40 < L$	$L/300$	その他の床版を有する鋼桁		$L/300$	吊橋形式		$L/350$		斜張橋形式		$L/400$		その他の形式		$L/600$	$L/400$
橋の形式		単純桁及び連続桁	ゲルバー桁の片持部																												
鋼桁形式	コンクリート床版を有する鋼桁	$L \leq 10$	$L/2,000$																												
		$10 < L \leq 40$	$\frac{L}{20,000/L}$																												
		$40 < L$	$L/300$																												
	その他の床版を有する鋼桁		$L/300$																												
吊橋形式		$L/350$																													
斜張橋形式		$L/400$																													
その他の形式		$L/600$	$L/400$																												

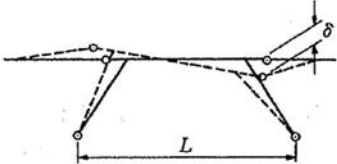
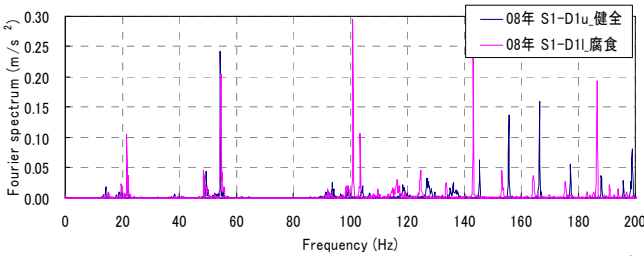
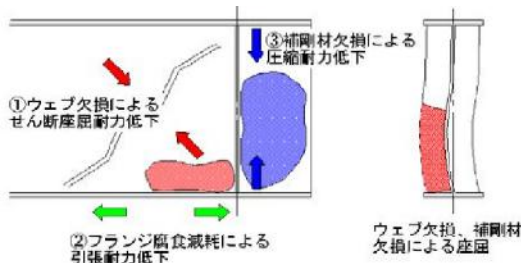
	ラーメン橋の活荷重（衝撃を含まない）による最大たわみは，式（16.7.1）を満たさなければならない。 $\delta \leq \frac{L}{500} \quad \dots\dots\dots (16.7.1)$ ここに，δ：活荷重（衝撃を含まない）による最大たわみ(m) L：支間長（m）（図-16.7.1 参照）  図-16.7.1 ラーメン橋のたわみ
根拠基準・文献	道路橋示方書・同解説II.2.3 および 16.7
課題	閾値の設定方法を統一的に整理した技術資料は無い
参考文献	—
その他メモ	—

表 3-3-5. 上部工細長部材・連結度低下

評価部材・性能	上部工細長部材（トラス斜材，アーチ垂直材）・連結度低下			
性能分類	安全性	使用性	回復性	
キーワード	疲労亀裂	腐食	リダンダンシー	
評価対象の概要	<対象> 細長い部材の材端部の状態 <目的> 腐食や疲労により部材端部（ガセット PL との境界部やリベット連結部）の連結度が低下し，力(M, N) の伝達性能が低下する．   健全斜材 腐食斜材			
評価する挙動・変状	<挙動・変状> 部材端部の連結度 <理由> 部材端部の健全性（連結度）により，橋全体の力の伝達性能に影響するため．			
評価指標	<指標> 細長部材の高次モード振動数 <理由> 連結度が低下し，半剛結やピン結合の状態に近づくると高次モードの振動数が変化することが研究的に確認されている．  健全度の違いによる高次モード振動数の相違²⁾			
センシング手段	加速度計	打撃ハンマ		
センサ設置位置	細長部材中央	フランジ，ウェブ面など複数		
センシングデータ分析方法	H 断面などの細長部材に，加速度計を複数設置して，打撃加振により面外振動，面内振動，板振動をフーリエスペクトル分析し，高次モード振動数の変化を捉える．			

	リダンダンシー解析による FCM候補部材の特定 ↓ FCM候補部材の打撃試験 ↓ 断面内3点の加速度計測 ↓ 高次のねじれモードや 板振動モードを同定 ↓ 高次モード振動数の 定期モニタリング ↓ 振動数変化より鋼部材の機 能性を診断 打撃加振試験のイメージ
評価基準	5年に1度の定期点検毎、もしくは見た目の変状が確認された場合に、打撃加振による振動計測を行い、前回振動データより顕著な低下が見られた場合に力の伝達性能の低下と認識する。
根拠基準・文献	1)国土交通省道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領，平成26年6月 2)吉岡勉，山口宏樹，高橋眞，松本泰尚：打撃試験によるトラス斜材の振動数変化の検出とFEM解析による分析，土木学会第65回年次学術講演会，2010.9. 3)永谷秀樹，明石直光，松田岳憲，安田昌宏，石井博典，宮森雅之，小幡泰弘，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，No2，pp.410-425，2009.5.
課題	高次振動数の低下と部材連結度（力の伝達性能）との相関性が不明であり，閾値設定が研究課題である．
参考文献	—
その他メモ	—

表 3-3-6. 上部工鋼桁橋・の桁端部・腐食による剛性低下

評価部材・性能	上部工鋼桁の桁端部・腐食による剛性低下			
性能分類	安全性	使用性	回復性	
キーワード	腐食	座屈	漏水	
評価対象の概要	<対象> 鋼桁橋の桁端部 <目的> 鋼橋桁端部は伸縮装置からの漏水等により腐食しやすい部位であり，腐食が進行した場合の座屈耐荷性を定量的に評価する手法が求められている．  桁端部の腐食による変形例⁴⁾			
評価する挙動・変状	<挙動・変状> 桁端ウェブのX方向座屈や，支承前面位置での桁の鉛直変位 <理由> 座屈や桁の変形（鉛直変位）を直接的にセンシングすることが有効である．  桁端腐食により想定される終局状態⁵⁾			
評価指標	<指標> 1. 桁端ウェブのX方向のひずみ変化 2. 支承前面位置での桁の鉛直変位 <理由> 腐食により座屈する場合の挙動が研究されている．			
センシング手段	ひずみ計	変位計	リモート機器	
センサ設置位置	桁端ウェブ	支承前面位置		

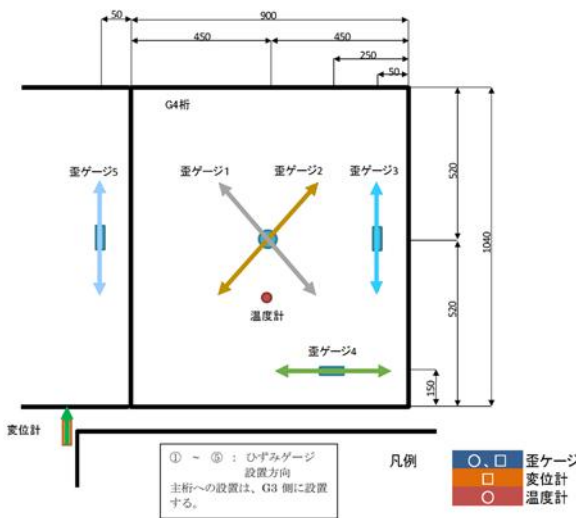
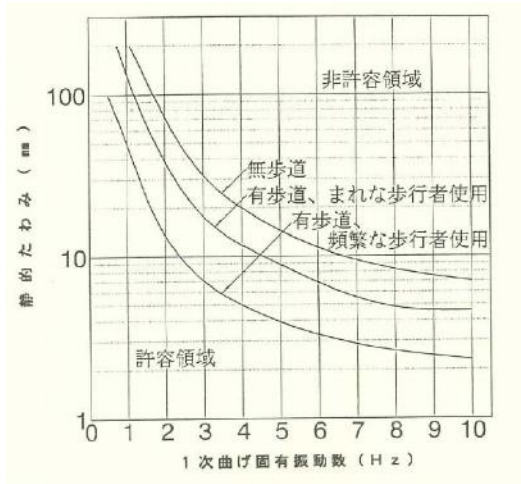
センシングデータ分析方法	① ひずみ及び鉛直変位を 10 分に 1 回程度の間隔でインターバル計測する。 ② 事前に設定した閾値を超えた場合に管理者にアラームメールを配信する。 ③ 上記について常時遠隔モニタリングを実施する。 
評価基準	主桁の降伏限界状態に至る閾値を事前に設定する。
根拠基準・文献	1)国土交通省道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領，平成 26 年 6 月 2)土木学会 鋼構造委員会：鋼構造シリーズ 18 腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル，2009.3. 3)玉越，中州ほか：鋼道路橋の局部腐食に関する調査研究，国総研資料第 294 号，平成 18 年 1 月
課題	計測方法や閾値の設定方法を統一的に整理した技術資料は無い。
参考文献	4)田井,下里ほか：腐食により崩落に至った鋼プレートガーダー橋の崩落メカニズムと桁端部の損傷回復評価に関する解析的検討，構造工学論文集 Vol.61A, 2015.3. 5)小宮，濱地ほか：腐食損傷が生じた上八橋の補修・補強対策，土木技術資料 51-8，2009.
その他メモ	—

表 3-3-7. 上部工道路橋・振動使用性

評価部材・性能	上部工道路橋・振動使用性			
性能分類	安全性	使用性	回復性	
キーワード	変形量	伸縮性	漏水	
評価対象の概要	<対象> 上部構造の振動使用性 <目的> 道路橋の振動使用性に対する照査方法 歩行使用状態を3タイプに分けて考えている			
評価する挙動・変状	<挙動・変状> 1次曲げ固有振動数 (Hz) に対する静的たわみ計算値 <理由> 代表的な車両が移動する際に、路面不整を有する上部構造の振動加速度を計算することは容易ではないため、振動加速度のじょ限度（一定の確率の人間がある振動感覚【不快感】を生じる基準値）を上部構造の1次曲げ固有振動数 (Hz) に対する静的たわみ計算値として表している。			
評価指標	<指標> 1次曲げ固有振動数 (Hz) に対する静的たわみ計算値を3タイプで区分して評価 1. 歩道を有しない橋梁で歩行者が臨時的にしか使用しない 2. 歩道を有する橋梁であるが歩行者はほとんど使用せず、使用しても一般的に歩くだけである 3. 一般的に都市内の歩道を有する橋梁で、歩行者が歩いたり立ち止まったりして頻繁に使用する。 <理由> カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準により定められている。 			
センシング手段	加速度計			

センサ設置位置				
センシングデータ分析方法				
評価基準	橋梁設計時の照査項目計算による			
根拠基準・文献	橋梁振動モニタリングのガイドライン p160-161 (カナダ・オンタナ州道路橋設計基準)			
課題	橋梁の上部工形式には様々な形式が採用されており，それらの中には揺れやすい形式もあり，このようなすべての上部工形式における統一的理解に問題がないわけではない．			
参考文献				
その他メモ	設計時の照査項目のため，架設後の橋梁について適応できるかは不明． 設計との比較として使用は可能と考える．			

表 3-3-8. 上部工歩道橋・振動

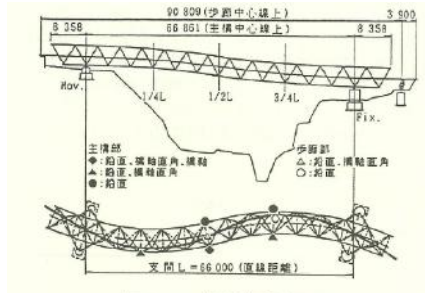
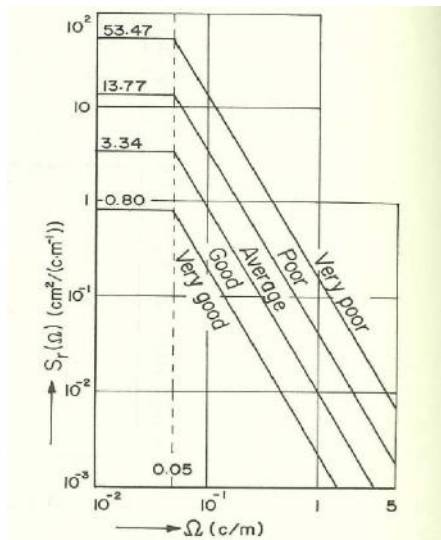
評価部材・性能	上部工歩道橋・振動			
性能分類	安全性	使用性	回復性	
キーワード	変形量	伸縮性	漏水	
評価対象の概要	<対象> 歩道橋の振動と使用性 <目的> 歩行者の最頻歩調による応答速度の実効値により歩道橋のゆれに対する歩行者の感じ方が計れ使用性を評価できる。			
評価する挙動・変状	<挙動・変状> 歩行者の最頻歩調による応答速度の実効値 <理由>			
評価指標	<指標> 歩行者の最頻歩調による応答速度の実効値 0.85cm/s を超えるとよく振動を感じる 1.7cm/s を超えると多くの人が歩きづらいつと感じる 2.7cm/s を超えるとほとんどの人がおおいに歩きづらいつと感じる <理由>			
センシング手段	加速度計			
センサ設置位置				
センシングデータ分析方法	加速度計設置位置 あやとり橋での測定例  図-7.15 加速度測定位置図			
評価基準	—			
根拠基準・文献	橋梁振動モニタリングのガイドライン p194-195 小堀為雄, 梶川康男: 橋梁振動の人間工学的評価法, 土木学会論文報告集, No.230, pp23-31, 1974.10			
課題	—			
参考文献	—			
その他メモ	—			

表 3-3-9. 上部工路面・凹凸の状態

評価部材・性能	上部工路面・凹凸の状態			
性能分類	安全性	使用性	回復性	
キーワード	変形量	伸縮性	漏水	
評価対象の概要	<対象> 路面の凹凸の状態 <目的> ISO では、路面周波数が $\Omega=1/2\pi$ のときの PSD の値でもって、路面状態のカテゴリに区分しているが、自動車の振動の乗り心地問題から作成されている。そこで、路面状態を定性的に把握するため、路面凹凸の PSD モデルのスペクトル形状から各路面状態を分類する。			
評価する挙動・変状	<挙動・変状> 路面凹凸 <理由> 路面凹凸の周波数とその凹凸振動強度による情報を得るため			
評価指標	<指標> 路面凹凸のパワースペクトル密度(PSD) <理由> 得られた路面凹凸のスペクトル形状がどのカテゴリに入るかによって、路面状態を視覚的に評価できる  図- 5.23 スペクトルによる路面凹凸状態の分類			
センシング手段	測量用レベル			
センサ設置位置	橋面全体			
センシングデータ分析方法	測量用レベルで測定された路面凹凸を最大エントロピー法でスペクトル解析して路面 PSD を求める。			

	また，路面 PSD $S_{\gamma}(\Omega)$ は以下に示す指数関数に近似したモデル化が一般的である． $S_{\gamma}(\Omega) = a/\Omega^n$ Ω は路面周波数，a は路面の平坦性を表す平滑度パラメータ，n は周波数によるパワーの分布（近似関数の勾配）を示す．
評価基準	—
根拠基準・文献	橋梁振動モニタリングのガイドライン p116-p120
課題	車両の振動系は橋梁と同様，3次元モデル化がなされていることから，路面凹凸モデルも3次元モデル化が必要となる．しかしながら，わだち掘れを含む横断方向路面凹凸の PSD モデルが提示されていないが提示されていない現状では，3次元的路面凹凸状態の評価は困難である．
参考文献	—
その他メモ	—

§ 4. センシングを活用する既存橋梁の保有性能評価 の試み

第2章では、各国の設計基準で性能設計が進められており、海外では維持管理においても性能照査型の手法である Load Rating が示されていることをまとめた。特に米国 LRFR およびカナダ LLFR では性能を議論する際に構造信頼性指標 β が用いられ、この β 値に基づく意思決定の流れが示されている。実際の荷重状況や構造特性などによって目標とする信頼性指標 β を示すことで確保すべき性能を示している。このように構造信頼性理論に基づく性能の議論は今後ますます進むものと考えられる。そこで本章ではまず、この構造信頼性指標 β について概略を説明する。その上で、加速度計によるセンシングデータを用いて実橋梁で保有性能の評価を試みた一例を示す²⁵⁾。ここでは、センシングデータは構造状態に関する有限要素モデルパラメータの不確定性低減に利用し、そのモデルで活荷重耐荷性能に対する β 値を計算して保有性能の評価を試みた。

大まかな流れは以下の通りである。ここでは、対象橋梁でセンシングデータを取得すると同時に数値モデルを構築する。材料特性値や寸法、境界条件といったモデルパラメータに対して、それらの不確定性を表す事前確率分布を与える。特に劣化や損傷がみられている場合に、これに関わるモデルパラメータでは不確定性が大きくなる。これにセンシングデータをベイズの方法に適用して事後分布推定を行う。事後分布とはセンシングデータの情報でアップデートされたモデルパラメータの確率分布である。これを構造信頼性 β の計算に用いることで、センシングデータの情報を考慮した性能評価を行う。

4-1. 構造信頼性指標 β の概要

構造信頼性理論²⁶⁾では構造物の性能を、荷重の不確定性と構造物の強度あるいは抵抗に関する不確定性を考慮して確率論的に検討する。ある性能に関する構造信頼性をもとめるとき、荷重作用 S とその性能に関する耐力 R について次式に表す性能関数 Z を考える。

$$Z = R - S \quad (4-1-1)$$

この性能関数 Z に対して、 $Z \leq 0$ であるときに構造物は性能を満たさないこととなる。耐力 R および荷重作用 S が確率分布を有するとき Z の分布は図 4-1-1 の概念図のように表せる。破壊確率 P_f とは、 Z の全事象に対する $Z \leq 0$ の確率である。この破壊確率 P_f は、図 4-1-1 中に示すように全体の性能関数 Z の分布が $Z=0$ に対してどの程度の余裕があるかということと対応する。特に Z の分布特性を平均値 μ_Z で表せるときにはこの余裕は平均値と $Z=0$ の距離と対応し、これが構造信頼性指標 β である。荷重作用 S と耐力 R の確率分布は全ての影響パラメータの不確定性を確率変数として取り扱い厳密に算出するのが望ましいが実務上は困難であるため、多くの場合近似解法等によって算出する。例えば、耐力 R および荷重作用 S が互いに独立で共に正規分布に従う場合には1次近似2次モーメント(FOSM)法といった簡便な手法で β 値を得ることができる。本章で示す例でも、このFOSM法を用いている。

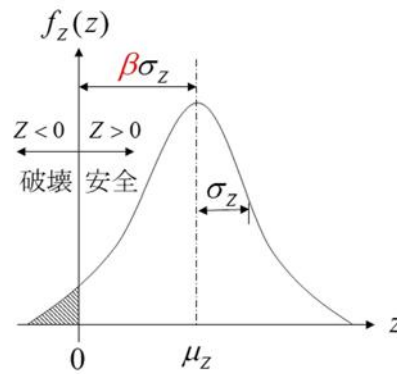


図 4-1-1. 性能関数 Z の確率分布に対する破壊確率と構造信頼性指標 β の概念図

4-2. 対象橋梁での振動データ取得と固有振動特性同定

検証の対象橋梁は鋼鈑桁橋（1963 年完成）で、6 主桁の RC 非合成床版で橋長は 11.7m、幅員は 7.2m、図 4-2-1(a)の断面図に示すように単線の車道 3.5m、歩道 2.6m の構成である。支点には鋼製支承が設置されており、新設時の設計計算書では図 4-2-1(b)中に示す P1 橋脚側で橋軸方向の並進のみ可動、P2 橋脚側で全方向固定の境界条件が与えられていた。この橋梁は 2014 年の定期点検で、コンクリート床版のひび割れ、鋼桁の腐食、鋼支承の腐食が確認されていた。

本検証のセンシングデータは、加速度計測から同定した橋梁の低次モードの固有振動数とした。一般車両が通過する通常供用時の交通振動データを 6 個の加速度計を用いて 5 分間連続で 19 セット取得し、各セットでクロスパワースペクトルにより 3 つの固有振動モードを同定した。図 4-2-2 に同定された各モード形と、19 セットの計測より得られた固有振動数の平均と変動係数を示す。

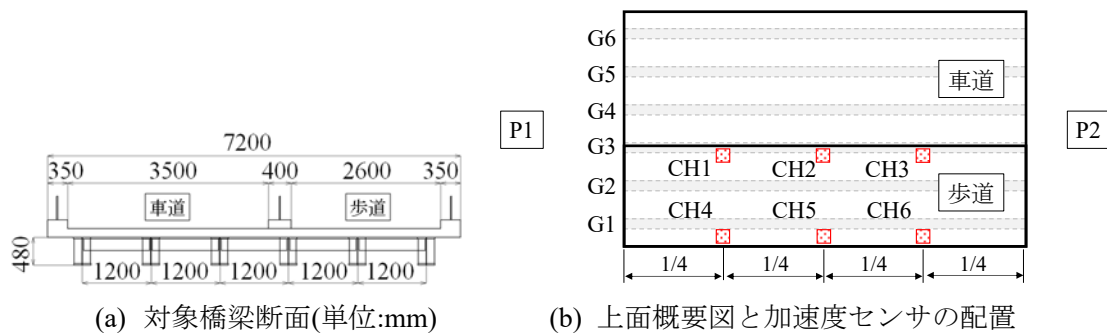


図 4-2-1. 対象橋梁と振動計測の概要

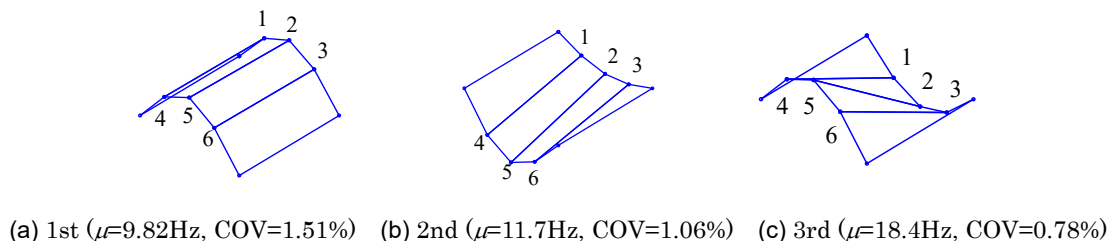


図 4-2-2. モード形と固有振動数の平均と変動係数

4-3. 対象橋梁の有限要素モデルの構築

対象橋梁の数値モデルは汎用有限要素解析プログラム ABAQUS6.14-1 により、鋼桁の全部材と床版を 4 節点 1 次シェル要素にて作成した。各主桁の両端にはシェル要素でソールプレートを設け、その中央点に鋼製支承の可動機能に対応する境界条件を与えた。すなわち可動支承側 P1 で橋軸方向並進のみ自由とし、他の全方向、すなわち固定支承側 P2 の橋軸方向並進、両側の鉛直・橋軸直角方向並進、および各方向回転はすべて拘束とした。その上で、メッシュ構成について対象とする 1-3 次固有振動数の収束を調べて全要素数 124,108 とした。

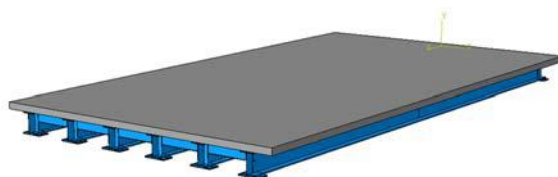


図 4-3-1. 対象橋梁の有限要素モデル全体図

4-4. 既存状態のモデルパラメータ不確定性の表現と事前分布の設定

モデルパラメータの事前分布は初期の不確定性を表すが、ここでは材料物性値や形状寸法のばらつきが取り扱われることが多く統計データも示されている。例えば、新設鋼橋の設計に構造信頼性に基づく部分係数の適用を検証した既往研究²⁷⁾では、過去の統計データ等に基づいて各構造特性値の不確定性が考慮されている。しかし既存橋梁においては個別の劣化や損傷による不確定性が相対的に大きく、目的とする解析出力へ与える影響も大きくなると考えられる。この既存状態に関する不確定性をどのようにモデルの中で表現するかという点が既存構造物を取り扱う際に重要となる。

本検証の対象橋梁では桁端部腐食や床版のひび割れがみられており、特にこれらに関するモデルパラメータの不確定性を取り扱う事前分布設定とした。このとき、橋梁管理者がもつ対象橋梁の定期点検データをできる限り活用して特に不確定性の高いパラメータの抽出を行った。主にウェブ下側や下フランジ下面に見られた鋼主桁の腐食は図 4-4-1(a)に示すようにシェル要素の減厚で、RC 床版のひび割れを床版シェル要素全体のヤング率低減で、支承の腐食は図 4-4-1(b)に示すように主桁端部ソールプレート下面に仮想線形バネを付与して表すこととし、それらのパラメータについて事後分布推定のための事前分布を決定した。

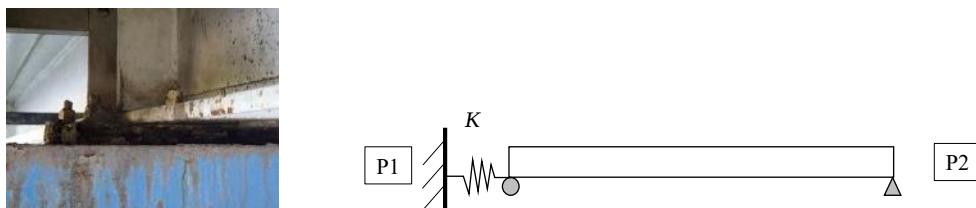
事前分布推定では、扱うモデルパラメータ数すなわち次元が大きすぎたり、事前分布範囲を大きくしすぎたりすると、推定問題としての不適切性が高くなってしまい適切な結果が得られない。センシングデータを有効に用いるには、既往研究での知見や統計データを有効に用いて事前分布に反映することが必要となる。主桁の減厚量に関しては既往文献²⁸⁾などをもとにウェブ下側全面の減厚量が下フランジ下面減厚量の 50%になるようにした。RC 床版のひび割れは曲げ剛性に影響を与えられ、ヤング率の低減で表すことができると考えた。ただしこのパラメータに関しては、具体的に値がどの程度低減するかは、既往研究などで知見を得ることができなかった。これは知識の欠如 (lack-of-knowledge) からの不確定性であり、比較的大きい不確定性、ここでは初期モデル値を上限値として-10%を下限値とする範囲の一様分布を事前分布とした。各可動側支承で与えた仮想線形バネではバネ定数を大きくすると固着傾向を表すことができるが、このバネはモデルの中で仮

想的に与えられた構造要素であり支承の状態とバネ定数値に物理的な対応を与えることはできない。そこで事前に、固着が全く無い状態から完全に固着するまでのバネ定数が取り得る値の範囲を調べたうえで、各桁 G1, G2, G3, G4, G5, G6 のバネ定数 $K_1, K_2, K_3, K_4, K_5, K_6$ について、 $K=1\times10^6\text{N/m}$ から $1\times10^{10}\text{N/m}$ の対数変換値に対する一様分布を、バネ定数の事前分布とした。

以上で検討したパラメータ事前分布は経年変化による不確定性であり、(2)-a)で述べたとおり、初期物性値のばらつきに由来する不確定性（鋼材の物性値など）に対して相対的に大きいものとして取り扱った。しかし床版シェル要素に関するパラメータ E_c と D_c の不確定性は、実際には RC 床版だけでなく舗装、縁石等の特性を合わせて考慮するため無視できないと考えた。そこで既往文献²⁷⁾に示されていた鋼鉄桁橋 RC 床版の各部材の物性値、寸法と舗装や付属物死荷重の統計量から、床版シェル要素ヤング率 E_c と密度 D_c に初期値に対して-10%から+10%の一様分布を事前分布に設定し、検証に含めることとした。



(a) G4 桁のウェブ下側・下フランジ下面での腐食とモデル主桁断面での減厚箇所



(b) G2 可動側支承の腐食と可動機能を表す仮想バネ導入の概念図

図 4-4-1. 梁点検台帳で把握された劣化損傷状態と数値モデルでの表現

4-5. モデルパラメータ事後分布の推定

4-5-1. 固有振動数に対するモデルパラメータの寄与度解析

事後分布推定を行う際には、比較特徴量すなわちセンシングデータで取得している固有振動数に対する寄与度が低いパラメータを省くことで、推定問題としての不適切性を回避することが重要である。これはすなわち、センシングデータに寄与しないモデルパラメータはそもそも適切に事後分布推定を行うことができず、検討することができないということになる。これは性能とセンシングの関係を考えるうえでも重要なポイントとなり、後の項に別途考察する。

多変量入力の不確定性が目的とする出力に相対的にどのように寄与するかを調べるには、Global Sensitivity Analysis (GPA)を実施することが有効である。各入力の相関を考慮せずに簡便に実施する方法に分散分析 (Analysis of Variance (ANOVA)) がある。ANOVA はある確率変数 y (解析出力である固有振動数) に対する各影響因子 (各モデルパラメータ) の上下限值変動 (水準 j で表す) が、

全影響因子の変動の中でどの程度寄与するのかを、次式に示す決定係数 R^2 値により調べる。

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n (y_{ij} - \bar{y}_j)^2}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m (y_{ij} - \bar{y})^2} \quad (4-5-1)$$

ここで、 y_{ij} は水準 j ($j=1-m$) での i 番目 ($i=1-n$) のデータ、 $\bar{y}_j$ は水準 j であるデータでの平均、 $\bar{y}$ は全てのデータでの平均を示す。解析応答 y_{ij} は、設定したパラメータの事前分布空間において実験計画法によるサンプリングを行い、各サンプリングに対して求めた 3 次までの固有振動数である。サンプリング法には 2 水準全因子計画法を適用し、前項に示した各モデルパラメータ事前一様分布の上限値と下限値を水準 j とした。

図 4-5-1 に ANOVA の結果を示す。はじめに、床版シェル要素密度 D_c の各固有振動数への R^2 値が相対的に非常に高く、主桁板厚 $Tb_1 - Tb_6$ の固有振動数への寄与度は相対的に小さいことがわかった。床版シェル要素ヤング率 E_c の固有振動数への寄与度も D_c に対して小さかった。次に支承バネ定数 $K_1 - K_6$ について調べると、床版シェル要素密度 D_c から相対的にみて各固有振動数への寄与度が比較的高いことがわかった。以上より 4-4 項に示した事前分布の不確定性のもとでは、床版シェル要素密度 D_c と支承のバネ定数 $K_1 - K_6$ がセンシングデータである固有振動数に相対的に高い寄与度を示すことがわかった。そこで事後分布推定ではこれら 7 つのパラメータを扱うこととした。

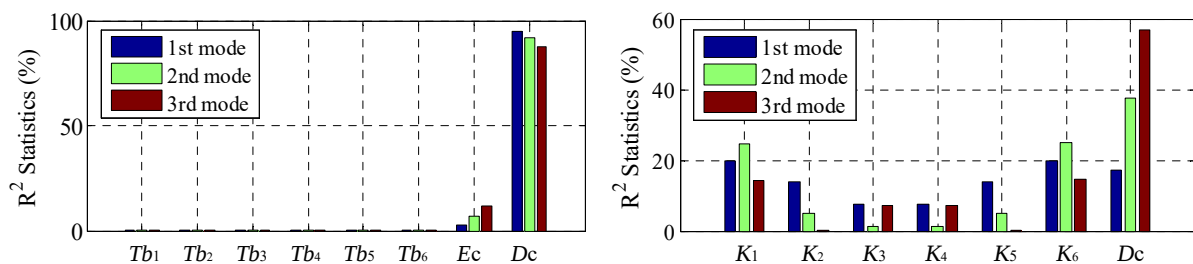


図 4-5-1. ANOVA による感度解析結果

4-5-2. 事後分布推定結果

事後分布推定には、代替モデルを用いるマルコフ連鎖モンテカルロ(MCMC)法²⁹⁾を適用した。MCMC サンプリングの burn-in は 5000 ステップとして、5 ステップ間隔で 50000 ステップを事後分布として採択した。支承バネ定数 $K_1 - K_6$ と床版密度 D_c の事後分布推定結果を図 4-5-2 に示す。ここで各図の横軸の範囲は、事前一様分布の上下限值範囲としている。この結果では、特に支承バネ定数 $K_1 - K_6$ の事後分布で頻度に偏りのある分布形状となっている。各桁についてみると、両外側の桁である G1, G6 のバネ定数 K_1, K_6 の確率分布は支承がほぼ固着している状態にあたる $1 \times 10^9 \text{ N/m}$ より大きい値の範囲で頻度が小さい。その上で、最頻値は並進機能がほとんど低下していない 1×10^6 から $1 \times 10^7 \text{ N/m}$ の範囲に表れているが、固着状態への遷移区間である 1×10^6 から $1 \times 10^9 \text{ N/m}$ にも頻度が分布していることから、固着傾向の可能性も示している。一方、内側の桁のバネ定数 $K_2 - K_5$ では、支承の並進機能が固定されている状態である $1 \times 10^{13} \text{ N/m}$ に頻度が偏っており、特に最も内側に位置する K_3, K_4 でその傾向が大きかった。点検データからは両外側の桁端部で最も腐食が少なく、

内側の桁ほど腐食がみられ固着の可能性が高いと把握されており，推定された事後分布はこのことと整合するものとなっている．このように一様分布であった事前分布から，頻度に偏りをもつ事後分布へとセンシングデータで不確実性が低減されることで，構造状態に関する考察を行うこともできる．一方，床版密度 D_c では事後分布でも事前分布範囲にほぼ一様に頻度が分布しており，不確実性のあまり低減されなかった．この構造パラメータ事後分布を用いて，次に対象橋梁への構造信頼性指標 β を導出する．

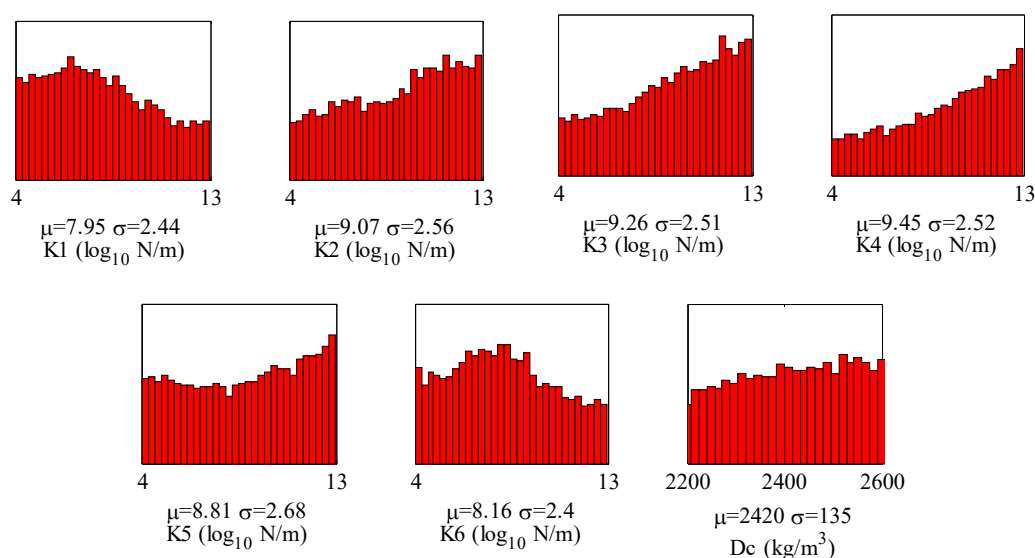


図 4-5-2. 事後分布推定結果

4-6. 対象橋梁の構造信頼性指標 β の導出

新設橋梁の設計時には設計基準に示されている項目に従って照査を実施するが，既存橋梁においてはその構造状態に応じて照査すべき性能を検討しなければならない．本検証の対象橋梁では支承部の腐食による固着傾向をセンシングデータである低次モードの固有振動数で捉え，その挙動を表すバネ定数について事後分布が得られ不確実性が低減できている．このときに考えられる活荷重応答への影響は桁端部付近での応力分布であり，限界状態として考えられるは鋼の降伏応力である．そこで本検証で照査する性能関数 Z では，設計活荷重に対する主桁端部領域における最大ミーゼス応力を作用 S とし，限界状態 R を鋼材の降伏応力とした．図 4-6-1 に，活荷重載荷時に示した全体変形と桁端部での応力分布を示す．

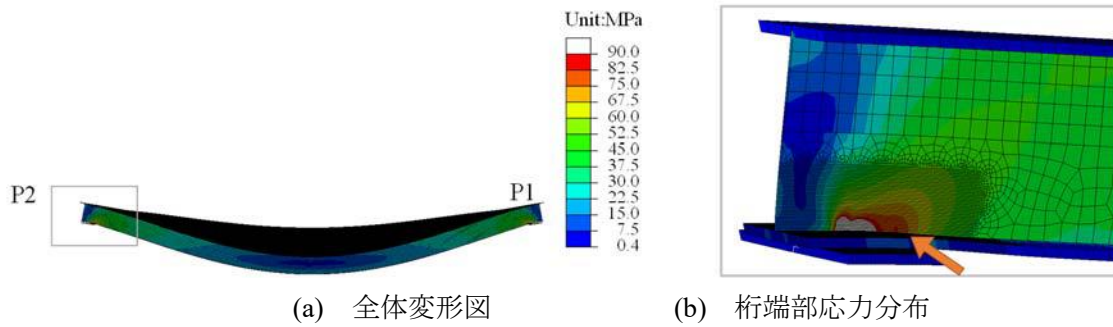


図 4-6-1. 活荷重載荷時のミーゼス応力分布

検証では比較のため、構造モデルパラメータの事前分布を用いた場合と、センシングデータで不確定性が低減している事後分布を用いた場合で、作用 S である最大応力分布をもとめた。支承バネ定数 K_1 – K_6 および床版密度 Dc の確率空間に対してラテン超方格法で 500 サンプルを作成し、各サンプルの構造パラメータを与えた数値モデルに道路橋示方書¹²⁾に示される活荷重分布（B 活荷重・L 荷重）を載荷して 6 主桁の桁端部に生じるミーゼス応力の最大値を抽出した。すると事前分布からのサンプルと事後分布からのサンプルでそれぞれ最大ミーゼス応力の分布が図 4-6-2(a)(b) のように得られた。これらの分布に 1 標本コルモゴロフ・スミルノフ検定を適用した結果、いずれの場合でも有意水準 1% で対数正規分布が適合すると判定できた。そこで事前分布、事後分布いずれのケースでもミーゼス応力分布の対数平均と対数標準偏差を荷重作用 S として、そして鋼材 SS400 の降伏応力の対数正規分布による統計データ³⁰⁾を耐力 R として、FOSM 法にて構造信頼性指標 β を導出した。対数正規分布での性能関数は次式(4-6-1)のように表せる。

$$Z = \ln \frac{R}{S} \quad (4-6-1)$$

ここで R と S が対数正規分布を示すとき、対数平均と対数標準偏差は平均と標準偏差を用いて次式のように表される。 X は R または S である。

$$\mu_{X(L)} = \ln \frac{\mu_X^2}{\sqrt{\sigma_X^2 + \mu_X^2}}, \quad \sigma_{X(L)} = \sqrt{\ln \left(\frac{\sigma_X^2}{\mu_X^2} \right) + 1} \quad (4-6-2)$$

ここで、 $\mu_{X(L)}$ と $\sigma_{X(L)}$ はそれぞれ $\ln X$ の平均と標準偏差であり、 μ_X と σ_X は X の平均と標準偏差である。そして性能関数 Z の平均と標準偏差は次のようになる。

$$\mu_Z = \mu_{R(L)} - \mu_{S(L)}, \quad \sigma_Z = \sigma_{R(L)} - \sigma_{S(L)} \quad (4-6-3)$$

そして、構造信頼性指標 β は次式(4-6-3)でもとめられる。

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (4-6-4)$$

構造パラメータの確率分布に事前分布および事後分布を用いて得られた最大ミーゼス応力分布の対数平均と対数標準偏差はそれぞれ、 $\mu_S^{\text{Prior}}=18.79$ と $\mu_S^{\text{Post}}=18.80$ 、 $\sigma_S^{\text{Prior}}=0.20$ と $\sigma_S^{\text{Post}}=0.16$ であった。センシングデータを用いた不確定性の低減によって事後分布での標準偏差が小さくなったといえる。これらと耐力 R である鋼材降伏応力の対数平均 $\mu_R=19.52$ と対数標準偏差 $\sigma_R=0.081$ を式(4-

6-2)から式(4-6-4)に代入して β 値をもとめた。

その結果、事前分布で $\beta^{\text{Prior}}=3.44$ 、事後分布では $\beta^{\text{Post}}=3.94$ と得られた。これは、事後分布を用いて導出した性能のほうに限界状態に対して余裕があり、安全側の評価を示したこととなる。図 4-6-3 には、事前分布と事後分布それぞれのケースで求めたミーゼス応力の対数正規分布と限界状態である降伏応力の対数正規分布²⁰⁾を重ねて示した。事後分布のケースでは事前分布のケースに比べて対数平均値が若干降伏応力分布側に寄っているものの、分布形状の幅は若干小さくなっている。これは事後分布で標準偏差が小さくなっていることである。すると式(4-6-4)においても、事後分布の場合での標準偏差 σ_z が小さくなり、活荷重性能に対する β 値が向上したといえる。センシングデータを用いない事前分布の場合は、構造状態に関する情報が不確定で構造信頼性を危険側に見積もっていることになる。事前分布と事後分布での比較で後者が高い β 値を示したことは、既存橋梁の性能評価へのセンシングデータの貢献の 1 つの形を示せたと考えられる。

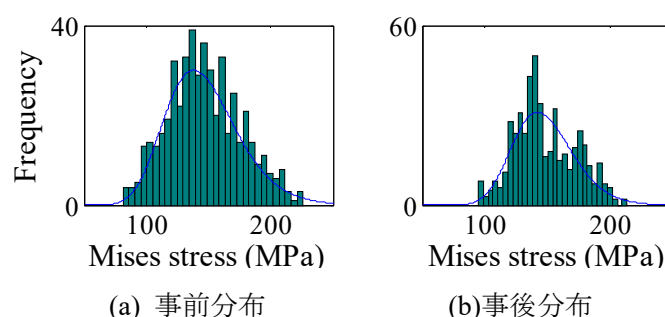


図 4-6-2.桁端部の最大ミーゼス応力分布

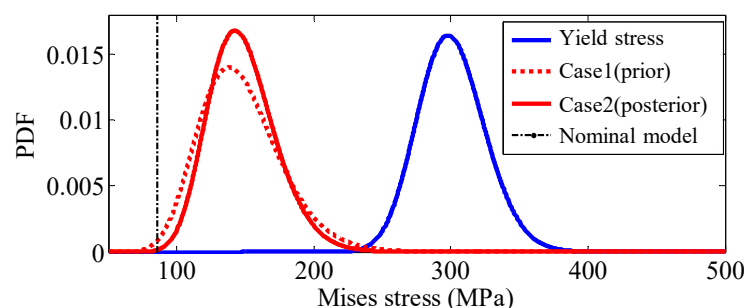


図 4-6-3. 確率密度関数の関係

4-7. 評価性能への感度に基づくセンシングデータの取得

以上に示したのは、対象とした橋梁に対する構造信頼性指標 β の個別の導出結果である。別の橋梁で同様のことを実施しても、事後分布の場合で β 値が高くなるとは限らないであろう。例えば、部材耐力が大きく低下するほどの損傷を有しており、それを構造パラメータの事後分布で適切に捉えられれば、 β 値は小さくなり性能低下を捉えることができる。このときに重要となるのが、4-4 項に述べた構造状態を表すモデルパラメータを考慮した既存橋梁のモデル化ができていないか、そして 4-5-1 項に述べたモデルパラメータのセンシングデータへの寄与度が高いか、という点である。

第 3 章では既存橋梁でもとめられる「性能」「機能」をまとめ、それらに対して適用できるセンシング手段をまとめた。本検証の対象橋梁は鋼鉄桁橋で、鋼製支承や主桁に腐食がみられたことか、桁

端部の耐荷機能（表 4-3-1）や支承の移動（表 4-3-2）機能に対する性能の評価を試みた。この場合は表に示されたように、主桁ウェブにひずみ計を貼り付けたり支承に変位計を設置したりして、挙動をセンシングすることが考えられる。一方で、加速度計測はセンサの設置が比較的容易であることもあり、本検証では固有振動数をセンシングデータとして用いた。すると図 4-5-1 に示した ANOVA の結果で、固有振動数に対して桁の境界条件である支承バネ定数の寄与度が高いが桁端部の部材板厚には寄与が低いことがわかり、主桁の腐食の影響を考慮した性能評価は行えていないことになる。構造状態と照査する応答に関連のあるモデルパラメータを把握したモデル化を行い、それに寄与するセンシングデータ取得しなければならないが、実橋梁計測作業ではさまざまな制約もある。桁端部の挙動については、次章で大綱橋の計測でそのデータ取得について検討を行っている。

§ 5. 横浜橋梁計測での計測概要

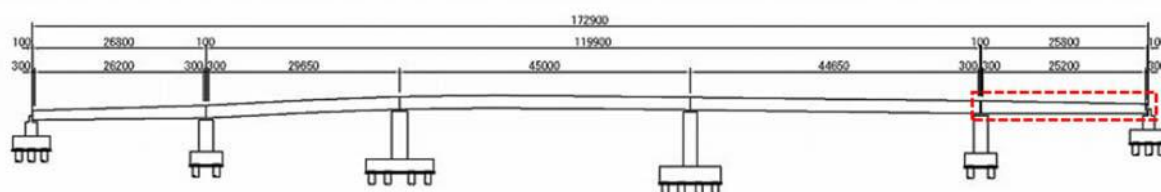
5-1. 計測目的

第3章で、支承等を対象して性能評価についてを提案した。本章は支承性能評価及びエクspansションジョイントのための実橋試験を紹介する。具体的な計測目的は以下に示している。

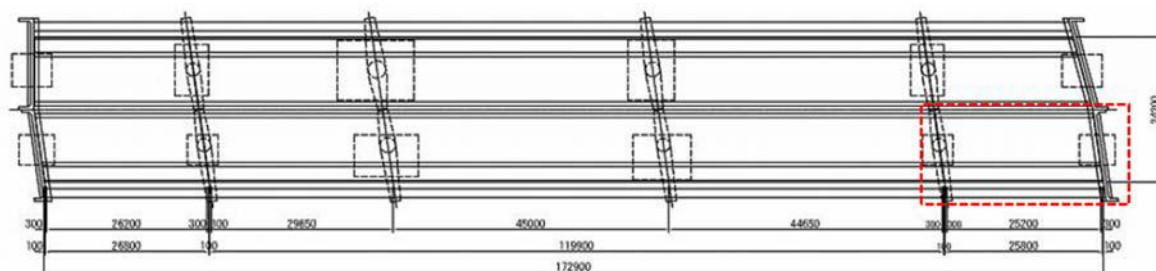
- ・ 金属支承の挙動を加速度計、変位計などによる計測と目視、モデル解析から明確にする。
- ・ エクspansションジョイントのクリアランスと段差による衝撃応答の同定。
- ・ 加速度計測に基づく変位ベースの簡易な通行車両重量分析方法について実験的に検討する

5-2. 対象橋梁と計測概要

対象橋梁は横浜市港北区鶴見川に設置している。1970年架設され、5径間下路式鋼床版鋼箱桁橋である（図5-2-1）。橋長172.9mで、幅員は10.25mである。点検記録より損傷度はcに判定され、主部材である橋台にひび割れ、橋脚に遊離石灰、沓座モルタルに剥離、欠損及びひび割れが認められるが、いずれの損傷も、直ちに橋梁の耐荷力に影響を及ぼす恐れはない。また、計測対象径間の一つ鋼製支承に脱落およびゆるみが認められた。損傷の原因は地震と推測しており、支承機能に障害が発生している。伸縮装置に支障機能の障害による段差等が発生していない為通行車両に支障はないが、応急補修として、橋軸方向に支承の過大变位を防ぐために木塊を差し込んでいた（図5-2-2、以下補修支承と呼ぶ）。



(a) 側面図（赤線枠は計測径間）



(b) 平面図（赤線枠は計測径間）



(c) 計測径間の写真

図 5-2-1. 対象橋梁



図 5-2-2. 補修した脱落鋼製支承

平成 28 年 9 月 5 日-21 日振動計測を行った。計測に使用する機器について、表 5-2-1 に示す。計測センサの設置レイアウトは図 5-2-4 に示す。加速度計は両面テープを用いて、主桁の下フランジに設置し、レーザー変位計と傾斜計はマグネットスタンドを使って、支承部に固定した(図 5-2-5)。

レーザー変位計と傾斜計は半日程度で計測され、下フランジ上および支承周辺の加速度計は 2 週間にわたり連続計測した。また、当日キャリブレーションのために 20 トン荷重車を走行させる。

表 5-2-1. 計測機器一覧表

No.	機器名称	サイズ	台数
1	無線加速度計ノード	100x80x50mm	16
2	レーザー変位計	100x80x80mm	6
3	傾斜計		4
4	応力聴診器		2

※、養生テープ、万力を利用する。



図 5-2-3. 無線加速度計ノード

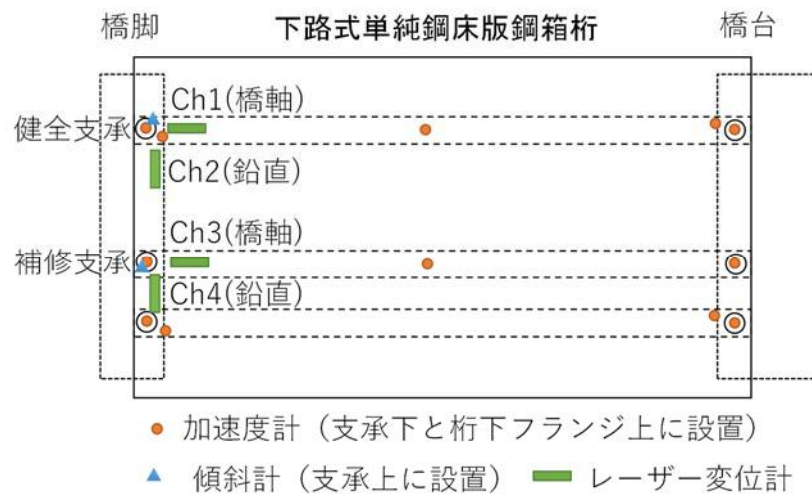


図 5-2-4. 計測センサ設置レイアウト

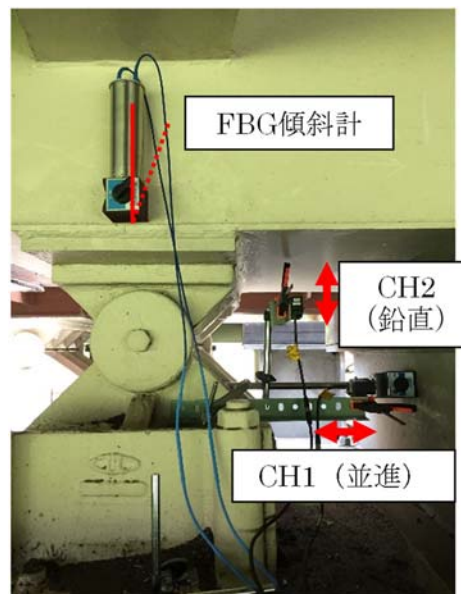


図 5-2-5. 支承部レーザー変位計と傾斜計の設置状況

5-3. 計測結果と考察

図 5-2-6 と図 5-2-7 に支承部設置された加速度計と変位計の結果一例を示している。変位計測において、橋軸の延ばす方向や鉛直の下向く方向は正方向である。

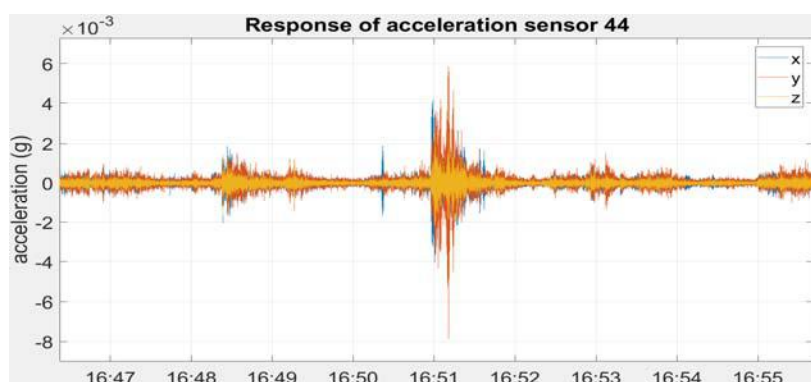


図 5-2-6. 支承部主桁の加速度計結果

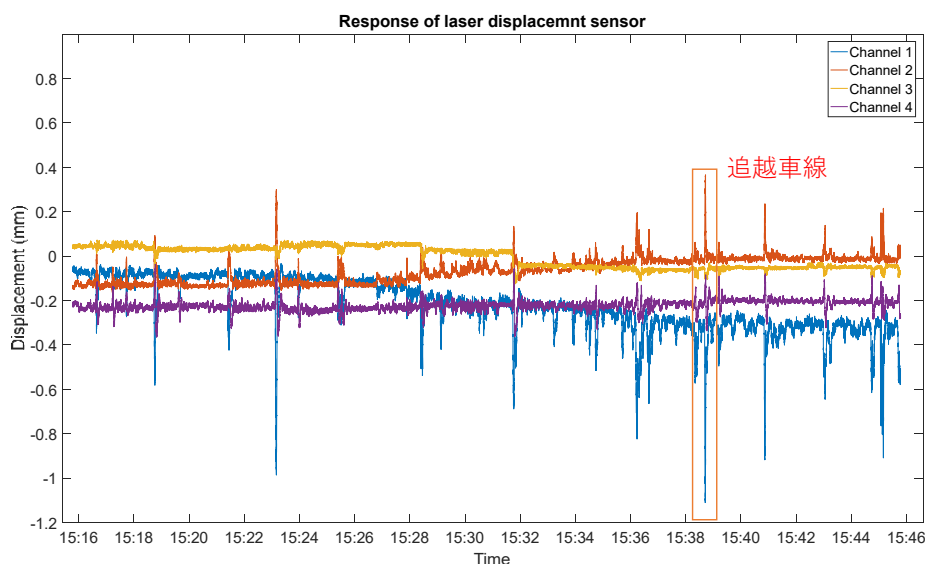


図 5-2-7. 支承部主桁の変位計結果

同じ橋脚に設置されている健全支承と補修支承を比較する。まず温度変化によって支承部の主桁変位を考察する。カットオフ周波数は 1×10^{-3} Hz のローパスフィルタリングによって分離され、図 5-2-8 に環境温度と両支承の橋軸変位応答を示している。温度が低下したら、主桁は収縮する傾向が見える。また、健全支承の方は温度変化に追従しているが、応急補修用の木塊は支承のすべりを防ぐため、補修支承はほぼ変位が発生しない。

次に荷重車通過時の応答を考察する。補修支承が支持している主桁は上下方向に変位する対して、他の主桁は下向きにのみ変位する（図 5-2-9(a)）。このような挙動は主桁端部の回転性能と関連する。図 5-2-9 (b) に示すように、補修支承の橋軸方向の変位がゼロに近い、すべり機能を制限している。通常時車両が単支持の橋梁を通過する際、支承は撓動する。主桁が合わせて回転しており、下向き変位応答を観測される。一方、補修支承の場合、撓動できず、エネルギーは回転の

みによって消散され、上方及び下方の両方変位応答を観測され、平衡に達するまで継続する。両者の摺動メカニズムの差による、主桁端部の回転要求の増加が認識される。

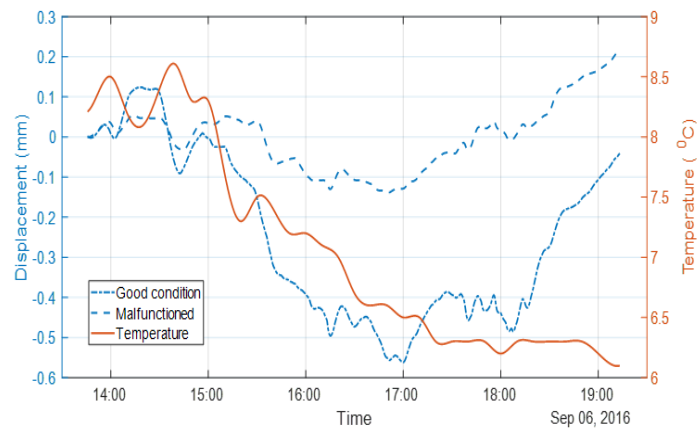
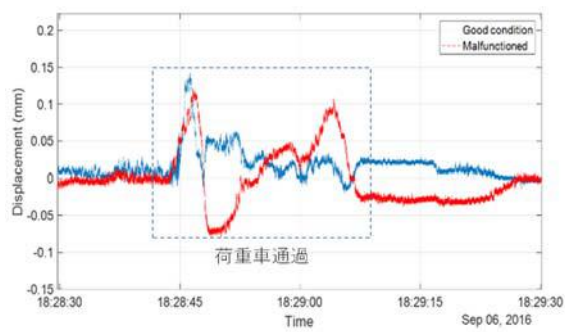
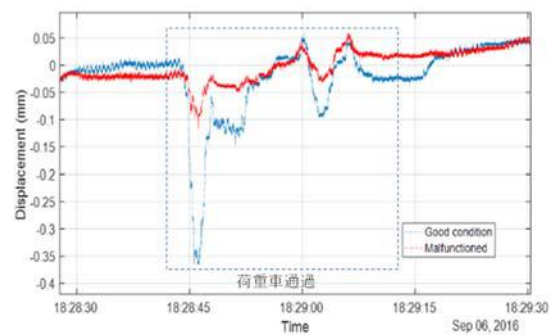


図 5-2-8. 支承部主桁の温度変位結果



(a) 鉛直方向



(b) 橋軸方向

図 5-2-9. 荷重車通過時の支承部の変位結果

参考文献

- 1) ISO 2394:2015, General principles on reliability for structures, 2015.
- 2) ISO 13822:2010, Bases for design of structures -- Assessment of existing structures, 2010.
- 3) Federal Highway Administration: National Bridge Inspection Standards, 2009.
- 4) AASHTO: Manual for Condition Evaluation of Bridges, 1994.
- 5) AASHTO: Guide Manual for Condition Evaluation and Load and Resistance Factor Rating (LRFR) of Highway Bridges, 2005.
- 6) Federal Highway Administration Policy Memorandum: Bridge Load Ratings for the National Bridge Inventory, 2006.
- 7) Gao Lubin: Load Rating Highway Bridges in the United States: The State of Practice, Structural Engineering International, 23(3), 2013.
- 8) Canadian Standards Association: CAN/CSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code, 2006.
- 9) Asutroads: Review of AS 5100.7 Rating of Existing Bridges and the Bridge Assessment Group Guidelines, 2014.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2017.
- 11) 鋼橋技術研究会：最新センシング技術の適用に関する研究部会報告書，2014.
- 12) 藤林美早，西岡 勉，渡邊 武，入江康介：赤外線応力測定システムによる鋼道路橋に発生する応力測定，土木学会第 72 回年次学術講演会，I-358,2017.
- 13) 藤垣元治，原卓也，生駒昇，村田頼信：列車通過時における鉄道橋の動的な変位計測へのサンプリングモアレカメラの適用，実験力学 12(3), 179-184, 2012.
- 14) 蘇迪，長山智則，孫震，藤野陽三：An interferometric radar for displacement test and its application in bridges，土木学会第 67 回年次学術講演会，CS8-003，2012.
- 15) M. F. Afzal, Y. Matsumoto, H. Nohmi, S. Sakai, D. Su., T. Nagayama: Comparison of Radar Based Displacement Measurement Systems with Conventional Systems in Vibration Measurements at a Cable Stayed Bridge, Proc. 11th German-Japan Bridge Symposium, Osaka, Japan, 2016.
- 16) 鈴木誠，長山智則，大原壮太郎，森川博之：同時送信型フラッドィングを利用した構造モニタリング，電子情報通信学会論文誌 B 100 (12), 952-960
- 17) 阿久津 絢子，佐々木 栄一，蛭沢 佑紀，田村 洋：低周波渦電流による鋼部材の腐食損傷状態分析，土木学会論文集 A1，73 (2) p. 387-398, 2017.
- 18) T. Mizutani, N. Nakamura, T. Yamaguchi, M. Tarumi, Y. Ando, and I. Hara : Bridge Slab Damage Detection by Signal Processing of UHF-Band Ground Penetrating Radar Data, JDR Vol.12 No.3 pp. 415-421, 2017.
- 19) AASHTO: LRFD Bridge Design Specifications, 5th Edition, 2010.
- 20) AASHTO: Manual for Bridge Evaluation, Second Edition, 2011.
- 21) Naiyu Wang, Bruce R. Ellingwood, and Abdul-Hamid Zureick: Bridge Rating Using System Reliability Assessment. II: Improvements to Bridge Rating Practices, Journal of Bridge Engineering, 16(6), 863-871, 2011.
- 22) CAN/CSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code, Canadian Standards Association, 2006.

- 23) 長山智則：維持管理ニーズを踏まえたセンシング技術利用と開発，コンクリート工学，52(9)，pp. 802-806，2014.
- 24) 杉山俊幸：性能照査型設計法に基づく 橋梁設計の基礎知識と応用，civil-eye.com web セミナー.
- 25) 黒田璃紗，西尾真由子，“既存鋼鉄桁橋のモデルパラメータ事後分布を用いた信頼性評価，” 土木学会論文集 A1，Vol.72，No.3，pp.380-392，2016.
- 26) P.トフークリステンセン，M.J.ベーカー，室津義定（監訳）：構造信頼性－理論と応用，シュプリンガー・フェアラーク東京，1986 .
- 27) 村越潤，清水英樹，有馬敬育：鋼 I 桁橋の信頼性指標 β の評価と部分係数に関する基礎検討，構造工学論文集，Vol.53A，pp.914-925，2007.
- 28) 下里哲弘，有住康則，押川渡，小野秀一，玉城喜章：鋼橋の腐食劣化メカニズムの解明と耐久性診断に関する研究，道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート，No.21-5，2012.
- 29) Higdon, D., Gattiker, J., Williams, B., Rightley, M.: Computer Model Calibration Using High-Dimensional Output, *Journal of the American Statistical Association*, Vol. 103, pp. 570-583, 2008.
- 30) 奈良敬，中村聖三，安波博通，川端文丸，塩飽豊明：橋梁向け構造用鋼板の板厚および強度に関する統計調査，土木学会論文集，No.752/I-66，pp. 299-310，2004.