博 士 論 文

北陸地方における早期劣化した道路橋床版の耐荷力評価と維持管理に関する研究

A study on evaluation of load carrying capacity and maintenance of early deteriorated road bridge deck in Hokuriku district

金沢大学大学院自然科学研究科
環境デザイン学専攻

学　籍　番　号：1524052019
氏　　名：牧　　祐之
主任指導教員名：深田　宰史
提　出　年　月：平成 31 年 1 月

北陸地方における早期劣化した道路橋床版の耐荷力評価と維持管理に関する研究

目　次

第 1 章 序論 …… 1
1.1 研究の背景 …… 1
1.2 既往の研究 …… 3
1.3 研究目的 …… 4
1.4 論文構成 …… 5
（第 1 章 参考文献） …… 8

第 2 章 橋梁点検データを用いた北陸地方道路橋の劣化傾向分析 …… 10
2.1 はじめに …… 10
2.2 健全度分布 …… 10
2.2.1 北陸３県の橋梁維持管理状況 …… 10
2.2.2 気象特性および損傷特性の概要 …… 11
2.2.3 損傷傾向の分析 …… 12
2.2.4 地域ごと損傷傾向の考察 …… 18
2.3 生存時間解析による劣化傾向分析 …… 21
2.3.1 生存時間解析概要 …… 21
2.3.2 カプラン・マイヤー法による劣化傾向分析 …… 22
2.3.3 Cox 回帰分析による劣化要因の推定 …… 26
2.4 まとめ …… 30
（第 2 章 参考文献） …… 31

第 3 章 早期劣化した道路橋床版の現状と剛性評価 …… 32
3.1 対象橋梁 …… 32
3.2 外観調査 …… 34
3.3 コア採取による調査 …… 36
3.3.1 コア試験概要 …… 36
3.3.2 コア試験結果とその分析 …… 38
3.4 走行荷重モニタリングによる調査とその分析 …… 43
3.4.1 調査概要 …… 43
3.4.2 車両走行試験 …… 43
3.4.3 走行荷重モニタリング …… 58
3.5 数値解析による力学特性の評価 …… 70
3.5.1 検討概要 …… 70
3.5.2 モデルの妥当性 …… 74

3.5.3 剛性評価 ……75
3.6 まとめ ……76
（第 3 章 参考文献） ……77

第 4 章 曲率を用いた劣化度評価……78
4.1 はじめに ……78
4.2 道路橋床版の曲げ変形 ……79
4.2.1 床版構造の曲率……79
4.2.2 床版構造の曲げ変形……80
4.3 曲率の計算手法に関する検討……82
4.3.1 曲率計算の対象範囲の設定 ……82
4.3.2 計算条件の違いが曲率に及ぼす影響の試算 ……83
4.3.3 曲率の計算例 ……85
4.4 輪荷重走行試験結果による検討 ……86
4.4.1 輪荷重走行試験データ……86
4.4.2 試験結果を用いる際のたわみ値の補間……88
4.4.3 曲率とヤング係数の関係……90
4.4.4 曲率変化と損傷度の関係……92
4.5 支持条件による曲率の差異 ……95
4.6 道路橋床版の劣化度評価 ……98
4.6.1 耐荷性能の設定 ……98
4.6.2 床版の支間と厚さを変えた曲率の計算 ……98
4.6.3 曲率による劣化度評価手法 ……102
4.7 実橋試験結果の適用 ……103
4.7.1 検討概要……103
4.7.2 対象橋梁 ……104
4.7.3 載荷試験概要 ……105
4.7.4 舗装変形の影響検討 ……106
4.7.5 動的載荷比率の試算 ……109
4.7.6 曲率の計算結果と劣化度評価 ……110
4.8 まとめ ……111
（第 4 章 参考文献） ……112

第 5 章 早期劣化した道路橋床版の耐荷力評価 ……113
5.1 はじめに ……113
5.2 RC 床版の要求性能……113
5.3 RC 床版の耐荷力概論……114
5.3.1 RC 床版の破壊形式……114

5.3.2 曲げ耐荷力 …… 115
5.3.3 押抜きせん断荷力 …… 117
5.4 有限要素法による RC 床版の劣化度評価 …… 119
5.4.1 ひび割れを有する RC 床版の解析法 …… 119
5.4.2 接合要素の要素剛性マトリックス …… 119
5.5 劣化床版の耐荷力評価 …… 120
5.5.1 数値解析概要 …… 120
5.5.2 押抜きせん断耐荷力の算出 …… 126
5.5.3 数値解析による荷重変位関係 …… 126
5.5.4 破壊形態の考察 …… 127
5.5.5 床版損傷状況の考察 …… 130
5.6 まとめ …… 151
（第 5 章 参考文献） …… 152

第 6 章 結論 …… 153

謝辞 …… 158

第１章　序論

1.1 研究の背景

道路橋の維持管理に関して，2014 年（平成 26 年）の道路法改正により，橋長 2m 以上の道路橋の全橋に対して，5 年ごとの近接目視点検が義務付けられ，個別橋梁に対する点検が確実に実施されることによるリスク軽減が期待されている．一方，2014 年に発表された高速道路 3 社（NEXCO 東日本・中日本・西日本）の大規模更新・大規模修繕計画では，対策費用に約 3 兆円が見込まれるなど，既存ストックの老朽化対策が課題となっている．

このような背景のなか，橋梁定期点検から得られる情報を利用した補修・補強の実施，損傷傾向の把握，中長期的な維持管理計画（長寿命化修繕計画）立案により，効果的・効率的にメンテナンスサイクルを回していく事が要求されている．特に，日本海側の厳しい環境下におかれている北陸地方の橋梁では，塩害・アルカリシリカ反応（以下，ASR）・凍害等による損傷が多発しており（**写真-1.1～1.4 参照**），全国の画一的なマネジメント手法とは異なるアプローチによる課題解決も必要であるが，財政難や担い手不足に悩む多くの地方自治体では，それらが計画的に実施できていない．

北陸地方の既設道路橋では，減価償却の観点からかつては一般に 50 年と言われた耐用年数 [1)]を前に，塩害や ASR 等による材料劣化により耐荷力の低下が懸念される橋梁が多数ある．そこで，本研究では，建設から 50 年を前に鉄筋コンクリート部材に発生した材料劣化を「早期劣化」と定義する．

写真-1.1 RC 床版下面の劣化状況

写真-1.2 飛来塩分による塩害劣化

写真-1.3 ASR による劣化

写真-1.4 安山岩砕石中の ASR ゲル

上述した高速道路の大規模更新計画のうち，工事費の多くを占めるのが床版取替であることからも分かるように，床版の維持管理は道路インフラ整備において極めて重要な要素となっている．鋼橋の鉄筋コンクリート床版（以下，RC 床版）に着目すると，昭和 48 年道路橋示方書以前に施工された RC 床版は耐久性が低く，抜け落ちなどの損傷事例が多く報告されている．さらに，RC 床版は部材厚が薄く，環境や材料に起因するコンクリート劣化（塩害，ASR，凍害等）の影響を受けやすいため，疲労耐久性や耐荷力低下に伴う通行制限や補修・補強・打替えに伴う長期間の通行止めなどが懸念されている．

RC 床版の劣化損傷の代表的な要因としては，車両が繰り返し走行することによる疲労損傷が挙げられる．また，近年では，大型車両は技術の進歩によって車両性能が向上し，それに伴い，車両制限令や道路運送車両の基準が改正されたことで，一般車の車両総重量は，20tf から軸距に応じて最大で 25tf まで引き上げられ，セミトレーラの車両総重量に関しては，最大で 36tf まで規制緩和された [2]．このため，大型車両が一度に輸送できる量が増加したため，床版は，一段と過酷な環境に晒されることになった．規制が緩和された一方で，軸重の制限値である 10tf を大きく上回る 20tf で走行する車両も存在している [3]．

床版劣化の環境化学的な要因としては，塩害，ASR，凍害などによる材料劣化を伴う早期劣化が挙げられる．塩害は，海水中に含まれる塩化ナトリウム（NaCl）や凍結防止剤（NaCl）がコンクリート内部に浸透することで，内部の鋼材が腐食膨張し，コンクリートの剥離や剥落を引き起こし，構造物の耐荷力を低下させる現象である．また，塩害が原因で床版上面が剥離し，輪荷重の繰り返し載荷によって床版が土砂化して舗装上にポットホールが生じることも報告されている [4]．ASR は，コンクリート用骨材にシリカ鉱物や非晶質シリカを含む反応性骨材が使用されていることに加えて，コンクリート内部に水分が供給されることで骨材内部のシリカが溶解し，膨張性の物質が生成されることで発生する．ASR による膨張やそれに伴うひび割れは，圧縮強度に対する静弾性係数の大幅な低下を引き起こすことが報告されている [5]．凍害は，寒冷地において外気温差や日照によって，コンクリート中の水分が凍結融解を繰り返すことで，コンクリートにひび割れが発生し，スケーリングや床版上面の土砂化などの劣化を引き起こす [6]．これらの早期劣化が発生する過程で，床版内部の材料的な劣化に加えて，外的な車両重量（軸重，輪荷重）も大きく影響する．特に，大型車両は伸縮装置や路面が凹凸している箇所を走行する際に，橋梁振動との連成によって動的成分が大きくなり，床版の劣化を促進させる．以上のように，床版は過酷な環境にさらされており，様々な劣化要因に加え，大型車両の動的外力が大きく寄与していることが分かる．

上述した道路橋床版を取り巻く状況を踏まえ，北陸地方の山間部に位置する床版は，都市部に比べて交通量は少ないが，過積載車両の影響が懸念されている．また，床版に安山岩等の反応性骨材が使用されていたことによる ASR 劣化が発生し，併せて冬季の凍結防止剤散布による塩害や凍結融解作用による凍害による複合的劣化も発生しており，早期劣化が生じた床版に対して抜本的な対策が求められている．さらに，平成 29 年度に改定された道路橋示方書 [7]から限界状態設計法の考え方が本格的に導入され，橋や部材の耐荷力を把握することは，構造物の安全性を評価するうえで重要となっているが，早期劣化が生じた床版の耐荷性能を評価する手法はいまだ定まっておらず，適切な補修・補強を実施できていない状況

にある．

そのため，RC 床版の劣化要因を解明し，地域特有の損傷特性を把握したうえで耐荷力を評価することができれば，北陸地方の多くの自治体が直面する予算制約下における橋梁維持管理に貢献できるものと考えた．

1.2 既往の研究

RC 床版の主たる劣化要因は主に疲労であるが，北陸地方など特有な地域では，ASR，塩害，凍害などの材料劣化も挙げられる．それらの劣化メカニズムの解明，耐疲労および耐荷力等に関する研究は数多く報告されている．

松井[8),9)]は，輪荷重走行試験機を開発し，実橋で確認された損傷形態が実験的に再現できることを示し，鉄筋コンクリート床版（以下，RC 床版）の疲労強度は，水環境によって低下することを明らかにし，防水層の必要性を示した．輪荷重走行試験機によって床版下面のひび割れの進行過程が明らかになり，それを参考に，現行の橋梁定期点検要領[10)]では，床版の損傷程度を判定している．また，疲労，ASR および塩害などの劣化が 2 つ以上同時に発生する複合劣化も確認されており，劣化メカニズム等を解明するため，数多くの研究が行われてきた[4),6),11),12),13)]．三田村ら[6)]は，積雪寒冷地である北海道において凍害を受けた RC 床版の破壊プロセスや疲労寿命について検討を行い，床版上面に凍害が生じている場合は，破壊に至るメカニズムや破壊形態が凍害劣化のない床版と同様であったことや上面の劣化深さに応じて耐疲労性が低下することを報告した．また，石川ら[4)]は，北陸地方の高速道路において疲労と凍結防止剤による塩害との複合劣化を受けた RC 床版の劣化メカニズムや耐荷力について報告した．さらに前島ら[12)]は，ASR の促進方法が異なる実物大 RC 床版を作製し，耐疲労性は ASR の促進方法によって大きく異なることを報告した．小林ら[13)]は，山間寒冷地における RC 床版の ASR と凍害による複合劣化事例の紹介と ASR と凍害による複合劣化が生じた RC 床版について実験的検討を行った．その結果，ASR が生じたコンクリートに凍結融解作用が生じると激しいスケーリングが生じ，エントレインドエアを導入しても凍害が緩和されないことを報告した．しかしながら，ASR，凍結防止剤散布による塩害および凍害などの早期劣化が発生しやすい環境下にある北陸地方の山間部において，ASR による劣化が生じた RC 床版に着目した研究は少ない．加えて，ASR による劣化が生じた RC 床版の耐荷力評価に関する研究事例が少なく，残存耐力や安全性などの評価手法が確立されていない．

床版の劣化に大きな影響を与える交通荷重の実態を把握するため，走行荷重計測 BWIM (Bridge-Weigh-In-Motion) に関する研究が多く行われている．橋梁をはかりと考え，車両が走行した際に生じるひずみや変位から間接的に車両重量を算出する BWIM の考え方は，1970 年代に Fred Moses[14)]によって提案された．Moses は，橋梁部材の応答から逆解析によって車両重量を算出する方法を示した．我が国でもこの Moses の考え方に準拠した手法で走行荷重計測 BWIM が行われている[15)]．しかしながら，Moses の考え方に準拠した手法は，事前に計測した影響線の形状，軸間距離，走行位置などを正確に算出することが必要でデータ処理が複雑である．一方，松井ら[16)]は，車両が RC 床版上を走行した際に生じる

ひび割れ開閉量に着目し，ひび割れ開閉量から軸重を求める手法を提案した．ひび割れ開閉量に着目した手法は，Moses の考え方に準拠した手法に比べて簡易的に車両重量を算出することができるが，走行位置の影響を受けやすい等の問題がある．また，小塩 [17]は，橋梁上を車両が走行した際に生じる橋梁部材の応答波形の面積に走行速度を乗じた影響面積が軸重の総和に比例することに着目して車両総重量を算出する手法と，車両が通行した際に生じる端垂直補剛材の応答波形が支点反力の影響線となることに着目して，軸重や車両総重量を推定する手法を提案した．影響面積に着目した手法は，原理的にどの橋梁部材でも適用することが可能で，車両総重量を簡易的に求めることができるが軸重を求めることができない．端垂直補剛材の応答波形に着目した手法は，軸重を簡易的に算出できるが，斜橋の場合は適用が困難である．上述のようにこれまで様々な BWIM の手法が開発され，交通荷重の実態把握が行われている [15)-18)]が，早期劣化が生じた道路橋を対象に BWIM を行った研究事例は非常に少ない．

前川ら [19]は，個々の床版の損傷情報から予見される余寿命（ミクロ的分析）と，自治体等が保有する膨大な維持管理情報から予見されるリスク（マクロ的分析）を用いて，既設橋梁のコンクリート床版（RC 床版）の寿命推定システムの開発に取り組んでいる．田中ら [20]は，損傷が生じている RC 床版に対して，マルチスケールモデルと現地計測データとの同定を行い，解析的に疲労寿命を評価する手法の適用性を検証した．また，Jie ら [21]は，東北地方と東京圏における RC 床版の劣化要因を生存時間解析により定量的に評価し，属性が異なる地域における劣化特性を明らかにした．東京圏では，交通量が損傷要因となっており，1964 年（昭和 39 年）以前の基準で建設された床版厚の薄い RC 床版のリスクスコアは高い傾向となる．一方，交通量が少ない東北地方では，床版厚は大きな劣化要因となっていない．これらは「戦略的イノベーション創造プログラム（SIP）インフラ維持管理・更新・マネジメント技術」における研究テーマの一環にもなっている．

1.3 研究目的

コンクリートの早期劣化が頻発している北陸地方の道路橋に対して，効率的かつ効果的に維持管理するためには，現状の劣化傾向を把握し，橋梁や部材の耐荷力を適切に評価しておく必要がある．特に，早期劣化により剛性が低下した RC 床版の耐荷力を評価する手法は依然確立されておらず，喫緊の課題となっている．

まず，北陸地方 3 県（富山県・石川県・福井県）の橋梁点検データを用いて，統計的手法によるマクロ的視点で橋梁コンクリート部材における劣化傾向を分析し，劣化要因の分析・解明を試みた．これらは，コンクリート早期劣化が集中する年代や地域特性，劣化と因果関係のある要因を定量的に把握することを目的とした．

次に，北陸地方の山間部に位置する橋梁群の中から早期劣化している RC 床版を選定し，コア採取による劣化要因の分析および車両走行試験と一般車両を対象とした走行荷重モニタリングを行い，早期劣化した RC 床版の剛性を明らかにすることにした．

また，異なる着眼点から RC 床版の劣化度を解明するために，同橋梁の RC 床版に対して衝撃荷重載荷試験機(SIVE)を用いた載荷試験を行った．載荷試験から得られる曲率と床版

厚から劣化度評価(剛性評価)を行った.

さらに，有限要素解析 FEA によりヤング係数が低下した対象橋梁の RC 床版の耐荷力を解析的に算出することで，早期劣化した RC 床版の耐荷性能や安全性を検証する．これらの検討結果を踏まえて，北陸地方における鋼道路橋の RC 床版に関する維持管理方法を提案した.

1.4 論文構成

本論文は，**図-1.1** に示すように全 6 章で構成する.

第 1 章では，道路橋の既存ストックに対する社会的要請や社会的背景から，RC 床版に着目した維持管理の必要性を述べた．とりわけ北陸地方の地方自治体が管理する橋梁では，RC 床版の疲労は起こりにくく，コンクリートの早期劣化により剛性低下した RC 床版に対する劣化度評価の重要性について述べた.

第 2 章では，北陸地方 3 県（富山県・石川県・福井県）が管理する橋梁点検結果から得られる健全度を統計的に分析して，多角的な視点から効果的にコンクリートの損傷傾向を把握した．まず，石川県を気象特性の異なる 3 地域に分類し，健全度の統計処理および多変量解析を用いて地域別の損傷傾向を考察した．次に，3 県の橋梁点検データに対する生存時間解析として，カプランマイヤー法を用いた早期劣化該当群の損傷傾向分析，および，Cox 回帰を用いた健全度と環境因子との関連分析を行った.

第 3 章では，外観目視より早期劣化が疑われる山間部道路橋の RC 床版に対する劣化要因分析，床版剛性と交通荷重特製の把握を目的とした車両走行試験，パラメトリック解析による床版剛性の評価について述べた．まず，採取コア観察等により RC 床版の損傷要因を同定し，次に，車両走行試験から橋梁各部材の応答波形の把握と BWIM 手法ごとの推定精度を確認した．さらに，走行荷重モニタリングから，BWIM の精度確認と対象路線の交通荷重特性を把握した．最後に，コア採取および走行試験から得られた結果を用いて，数値解析により劣化床版の剛性を評価した.

第 4 章では，同橋梁の RC 床版に対して衝撃荷重載荷試験機(SIVE)による載荷試験結果から得られる曲率と床版厚から算出した劣化度評価(剛性評価)について述べた．まず，RC 床版における曲率の計算手法と既往輪荷重走行試験結果における曲率と損傷度の関係について整理した．次に，曲率と床版厚から RC 床版の劣化度を評価する手法の提案を行い，最後に，材料劣化した実橋の RC 床版に対する劣化度評価を行った.

第 5 章では，有限要素解析 FEA により RC 床版の耐荷力を解析的に算出し，健全時の終局耐力との対比から早期劣化した RC 床版の安全性と損傷特性について述べた．具体的には，ASR により剛性低下した床版を FEA で再現し，健全時と劣化時の耐荷特性や応力性状を比較することで，劣化床版の安全性を評価した.

第 6 章では，本研究で得られた知見をまとめた.

第 1 章　序論

本研究の概要，研究目的，論文構成

第 2 章　橋梁点検データを用いた分析

■目的

北陸地方の橋梁点検データから得られる健全度を統計的に分析して，多角的な視点から効果的にコンクリートの損傷特性を把握する.

■研究内容

・健全度の統計処理および多変量解析による損傷要因の分析
・カプランマイヤー法による早期劣化該当群の損傷傾向の分析
・Cox 回帰による橋梁健全度と環境因子の関連分析

第 3 章　早期劣化した道路橋床版の現状と剛性評価

■目的

実橋を対象とした外観調査や化学的分析による RC 床版の損傷要因の推定，および，走行荷重モニタリングと数値解析による大型車交通荷重特性の把握と劣化床版の剛性評価.

■研究内容

・採取コア観察や化学試験を用いた損傷要因の分析
・車両走行試験による橋梁各部材の応答波形の把握
・BWIM(Bridge-Weigh-In-Motion)手法ごと推定精度の確認
・走行荷重モニタリングにおける BWIM の精度確認，対象路線の交通荷重特性の把握
・数値解析による劣化床版の剛性評価

第 4 章　曲率を用いた劣化度評価

■目的

材料劣化が生じた RC 床版に対する剛性および劣化度を衝撃荷重載荷試験機から得られる曲率と床版厚を用いて評価する手法を研究.

■研究内容

・計算手法の整理（曲率計算の対象範囲，計算条件）
・既往輪荷重走行試験結果に対する曲率評価と損傷度の整理
・道路橋床版に対する曲率による劣化度評価手法
・材料劣化した実橋 RC 床版への適用，劣化度評価

第 5 章　早期劣化した RC 床版の耐荷力評価

■目的

第 3 章および第 4 章で対象とした材料劣化した実橋の RC 床版に対して，コンクリートの剛性低下を反映した有限要素法解析により，床版耐荷力および破壊形態を評価する.

■研究内容

・剛性低下した劣化床版に対する FEA による耐荷力評価

・破壊形態および床版損傷状況の考察

第 6 章　結論

北陸地方における道路橋 RC 床版の安全性評価，維持管理方法の提案

図-1.1　論文のフロー

（第１章 参考文献）

1）　西川和廣：道路橋の寿命と維持管理, 土木学会論文集 No.501／I-29, pp.1-10, 1994.10.

2）　国土交通省：道路運送車両の保安基準，2017.6.

3）　石川裕一，橘吉弘，森山守，長井正嗣，岩崎英治，宮下剛：性能照査維持管理法の導入に伴う北陸自動車道の荷重実態の把握，土木学会第 69 回年次学術講演会，CS10-002，2014.

4）　石川裕一，青山實伸，倉戸伸浩，西尾守弘：劣化した道路鋼橋 RC 床版の凍結防止剤による塩分浸透特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.1393-1398，2010.

5）　久保善司，上田隆雄，黒田保，野村倫一：アルカリ骨材反応による膨張がコンクリートの力学的性能に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.1691-1696，2006.7.

6）　三田村浩，佐藤京，本田幸一，松井繁之：道路橋 RC 床版上面の凍害劣化と疲労寿命への影響，構造工学論文集，Vol.55A，pp.1420-1431，2009.3.

7）　日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編，2017.11.

8）　松井繁之：道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究，大阪大学学位請求論文，1984.11.

9）　松井繁之：移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について，コンクリート工学年次論文報告書，Vol.9-2，pp.627-632，1987.

10）国土交通省道路局：道路橋定期点検要領，2014.6.

11）石川裕一，足立嘉文，青山實伸，長井政嗣：疲労と凍結防止剤による塩害を受けた鋼橋 RC 床版の特徴と健全度評価に関する研究，構造工学論文集，Vol.57A，pp.1263-1272，2011.3.

12）前島拓，子田康弘，岩城一郎，内藤英樹，岸良竜，鈴木康範，大田孝二，鈴木基行：アルカリシリカ反応が道路橋 RC 床版の耐疲労性に及ぼす影響，土木学会論文集 F2，Vol.72，No.2，pp.126-145，2016.

13）小林孝一，鹿野裕，六郷恵哲：山間寒冷地における RC 床版の ASR と凍害による複合劣化の事例とその検証実験，土木学会論文集 E2，Vol.70，No.3，pp.320-335，2014.

14）Fred Moses：Weigh-In-Motion System Using Instrumented Bridges, ASCE, Vol.105, No.TE3，pp.233-249，1994.

15）三木千壽，村越潤，米田利博，吉村洋司：走行車両の重量測定，橋梁と基礎，Vol.21，No.4，pp.41-45，1987.

16）松井繁之，Ahmed EL-HAKIM：RC 床版のひびわれ開閉量による輪荷重の測定に関する研究，構造工学論文集，Vol.35A，pp.407-417，1989.

17）小林祐介，三木千壽，田辺篤史：リアルタイム全自動処理 Weigh-In-Motion による長期交通荷重モニタリング，土木学会論文集，No.773，I-69，pp.99-111，2004.10.

18）深田宰史，室井智文，樅山好幸，梶川康男：路面補修前後の長期モニタリングから評

価した周期性路面の橋梁に及ぼす影響，土木学会論文集 A1，Vol.67，pp.121-136，2011.

19） Yuya Takahashi，Koichi Maekawa，Yasushi Tanaka：Computational Life Assessment of ASR-damaged RC Decks by Site-Inspection Data Assimilation，Journal of Advanced Concrete Technology，vol.16，pp.46-60，2018.

20） Yasushi Tanaka，Koichi Maekawa，Yuya Takahashi：Remaining fatigue life assessment of damaged RC decks -Data assimilation of multi-scale model and site inspection-，Journal of Advanced Concrete Technology，vol.15，pp.328-345，2017.

21） Jie Fang，Tetsuya Ishida and Takahiro Yamazaki：Quantitative Evaluation of Risk Factors Affecting the Deterioration of RC Deck Slab Components in East Japan and Tokyo Regions Using Survival Analysis，Applied Sciences，vol.8，Issue9，1470.2018.

第２章　橋梁点検データを用いた北陸地方道路橋の劣化傾向分析

2.1 はじめに

橋梁の老朽化に伴う安全性低下，少子高齢化や税収減に伴う維持修繕費の減少は，橋梁の長寿命化・維持管理の効率化を進める上での全国的な課題となっている．さらに，日本海側の厳しい環境下におかれている北陸地方の橋梁では，塩害・ASR・凍結防止剤散布等による損傷も多発しており，全国の画一的なマネジメント手法とは異なるアプローチによる課題解決が必要である．

本章では，北陸地方の自治体が管理する橋梁点検結果および気象情報をデータベースとした統計処理により，劣化機構および地域ごとの損傷傾向を定量的に算出し，損傷発生要因との関連を考察した結果について報告する．なお，本研究で使用した橋梁点検データ等は，内閣府・科学技術振興機構による戦略的イノベーション創造プログラム（SIP），インフラ維持管理・更新・マネジメント技術における「コンクリート橋の早期劣化機構の解明と材料・構造性能評価に基づくトータルマネジメントシステムの開発」より提供を受けたものである．

2.2 健全度分布

2.2.1 北陸３県の橋梁維持管理状況

北陸３県の橋梁長寿命化修繕計画から各県の橋梁維持管理における特徴を**表-2.2.1** に示す．各県とも塩害･ASR など北陸地方特有の損傷が発生している橋梁を判別できる仕組みとなっているが，石川県では，塩害･ASR による損傷劣化が顕著な橋梁を「グループ S」として，個別の管理指標を設けていることが特徴的である．なお，**表-2.2.1** は集計当時の各県関係部署ホームページ[1)2)3)]を参照したものであるため，最新情報とは異なる場合がある．

表-2.2.1　北陸３県の橋梁管理状況

	富山県	石川県	福井県
長寿命化計画	平成23年2月	平成26年3月	平成25年3月
対象橋梁	805橋 (15m以上)	2,275橋 (2m以上)	2,332橋 (2m以上)
健全度評価	累積点数評価	5段階 (5,4,3,2,1)	3段階 (5,3,1)
管理区分 (グルーピング)	設けていない (塩害･ASR損傷を点検帳票に記載)	グループA，B，C グループS (塩害･ASR劣化)	設けていない (塩害･ASR･凍害は優先度を最上位)

※各県の橋梁長寿命化修繕計画を参考に作成

2.2.2 気象特性および損傷特性の概要

（1）気象特性

石川県の気象特性に応じてた地域（加賀地方・能登地方・山間部）に分類し，管理橋梁に対する地域ごとの劣化特性を考察する．ここでは，加賀地方・能登地方の区分は，気象台における境界を参考に宝達志水町とかほく市の間に設定した．３地域の気候的特色は以下のとおりである．

加賀地方…温和な気候の加賀平野

能登地方…日本海の影響を強く受ける能登半島

山間部…気温が低く多雨豪雪の加賀山岳地帯

３地域の気象的特徴を定量的に把握するため，各地域の代表地点（加賀…金沢観測所，能登…輪島観測所，山間部…白山河内観測所）における気象データを気象庁ホームページ [4] より引用した．「年間降水量」「日平均気温」「平均風速」「年平均日照時間」について，東京を 1.00 とした際の比率を**図-2. 2. 1** に示す．

「年間降雪量」は，地域間のデータの開きが大きいため，金沢を 1.00 とした際の比率を示す．なお，1976 年から 2015 年までの気象データの平均値を算出し，欠測や信頼性に欠けるデータは棄却した．

年間降水量は，東京(1530mm)と比較して，加賀(金沢)で 1.6 倍(2453mm)，能登(輪島)で 1.4 倍(2158mm)の値を示す．山間部は冬季積雪の影響もあり 1.9 倍(2870mm)の降水量を記録している．また，年平均日照時間は，東京(1937h)と比較して，加賀 0.88 倍(1698h)，能登 0.84 倍(1625h)，山間部 0.73 倍(1409h)となっており，北陸地方の気候上の特徴が表れている．

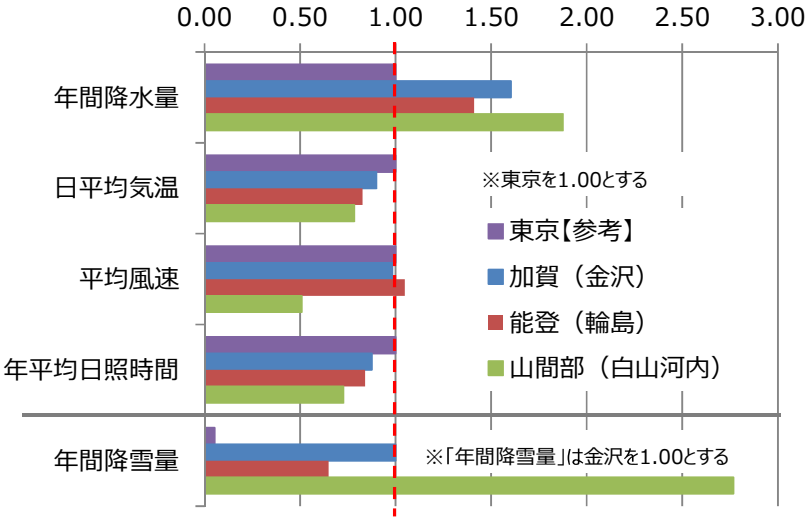


図-2. 2. 1　石川県３地域の気象特性

（2）損傷特性の概要（塩害及びＡＳＲ劣化橋梁の分布概況）

塩害劣化は橋梁の立地条件（沿岸部，凍結防止材散布量）に起因するが，ASR 劣化については，建設当時の骨材産地や反応性骨材の分布に影響することが分かっている [5]．石川県の場合，能登地域の安山岩砕石，手取川支流の川砂利･川砂，富山県常願寺川及び神通川の川砂利･川砂，福井県九頭竜川の川砂利･川砂による ASR 劣化が報告されている．過去に実施された ASR に関する

実態調査結果を図-2.2.2 に示すが，反応性骨材の分布と同様，ASR 劣化構造物も能登地域と手取川上流に分布していることが分かる．

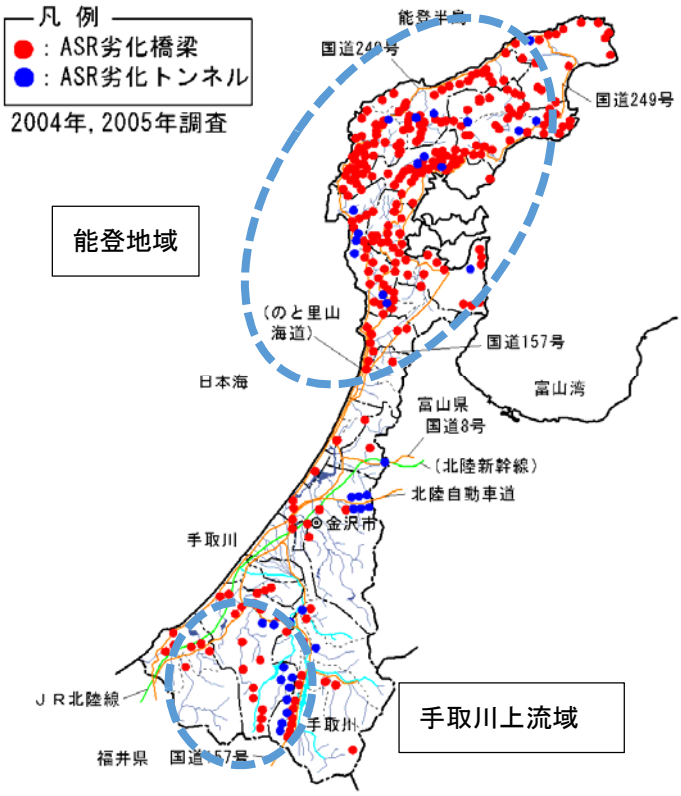


図-2.2.2　ASR 劣化構造物の分布図 [5]

2.2.3 損傷傾向の分析

（1）健全度評価手法

地方自治体が管理する橋梁点検結果をデータベースとした健全度評価や劣化予測についてはこれまで数多くの研究がなされている．山﨑らは，東北地方のコンクリート橋梁に対する生存時間解析(カプラン・マイヤー法および Cox 回帰分析)を用いた手法により，劣化機構や劣化因子の定量分析を行っている [6]．大竹らは，点検データベースの主成分分析および重回帰分析を用いた統計処理により，健全度の影響因子について考察を行っている [7]．また，小池らは，市町村が管理する橋梁群の点検データに対して，各年平均健全度を用いると経年劣化傾向の把握が容易となること，および，建設後約 50 年までは全橋梁の平均で直線的に劣化が推移することなどを報告している [8]．

（2）石川県管理橋梁の概況

塩害･ASR など早期劣化が生じる橋梁を包括した新たなマネジメントシステムの開発を実現するために，管内全域の損傷傾向を把握することが重要である．ここでは，塩害・ASR による損傷

劣化が顕著な橋梁を「グループ S」として分類済みの石川県の橋梁点検データベースを用いるものとする．なお，より効果的な維持管理を図るための傾向分析を目的としているため，橋長 15m 以上の橋及び高架橋（737 橋）を対象とした．対象橋梁の地域別およびグループ S（塩害 ASR 劣化橋梁）の内訳を**図-2.2.3** に示す．グループ S は今回対象とした全 737 橋に対して 84 橋（11%）が該当する．

次に，グループ S 橋梁（84 橋）に対して，地域別および年代別に分類した内訳を**図-2.2.4** に示す．能登地方における塩害･ASR 劣化橋梁が圧倒的に多く，次いで山間部の順となっている．加賀地方は，橋梁数と比較してグループ S 橋梁が少なく，前述した過年度調査結果に合致している．年代別に着目すると，1970 年代から 1980 年代にかけて建造された橋梁に集中していることが分かる．この期間は，能登地方の安山岩が骨材として使用され始めた時期，および 1989 年のアルカリ総量規制が始まる前の時期と一致する [5]．

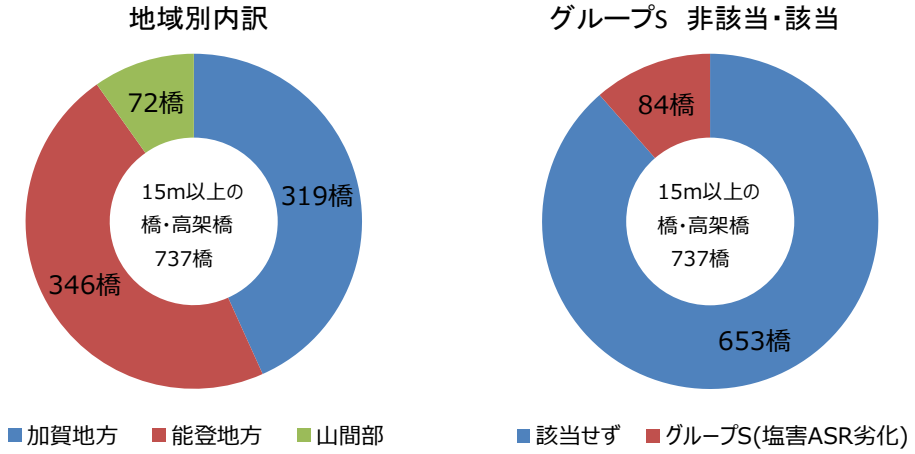


図-2.2.3 対象橋梁（737 橋）の内訳

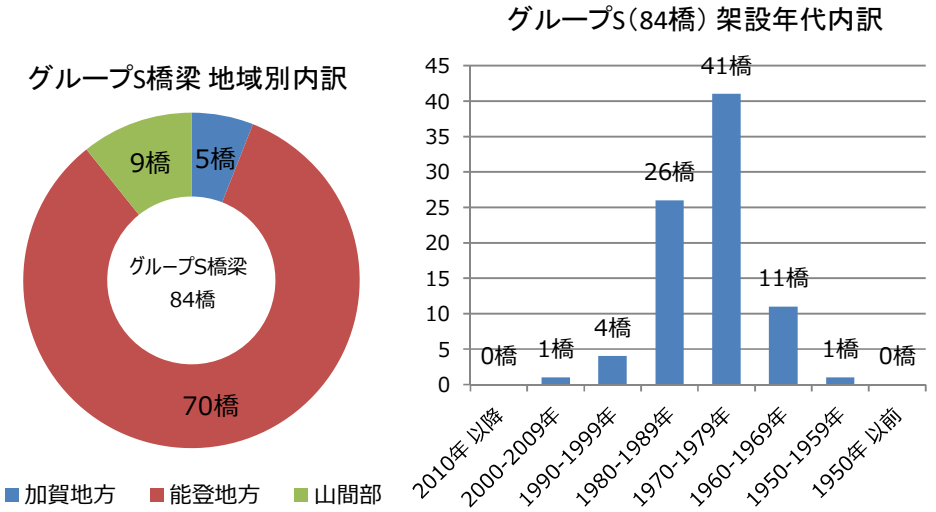


図-2.2.4 グループ S 橋梁(84 橋)の内訳

(3) 健全度分布

ここでは「鋼橋の RC 床版」および「コンクリート橋の主桁」を対象とし，健全度と経過年との散布図から，損傷傾向を把握することにした．なお，石川県では，部材の損傷程度評価（ａ～ｅ）を基に，主桁・床版・下部工・支承・伸縮装置ごとに算出した橋梁健全度を維持管理指標に使用している．なお，橋梁健全度は 5 段階評価となっており，その定義を以下に示す[2)].

5…劣化損傷が認められない

4…些細な劣化損傷のみで，点検記録を継続する

3…軽度の劣化損傷があり，計画的に維持管理補修する

2…重度の劣化損傷があり，早急な補修対策が必要

1…甚大な損傷で安全確保に支障をきたす（通行止め）

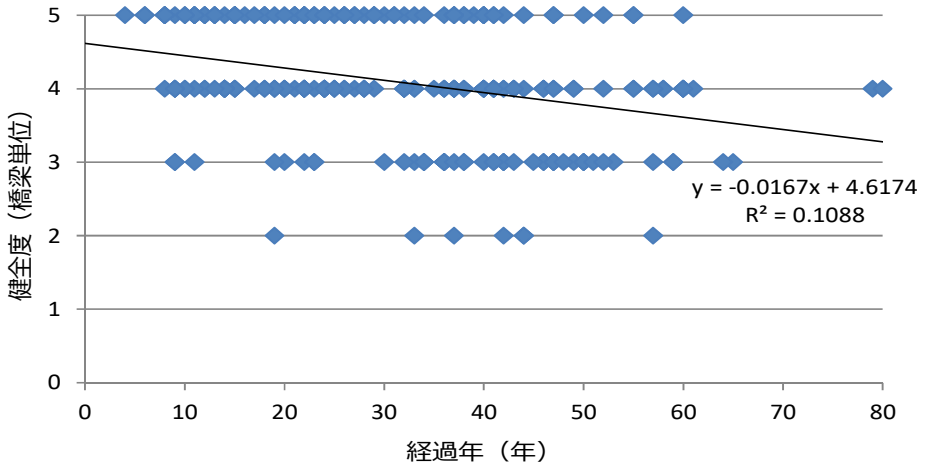
①「鋼橋／RC 床版」の損傷傾向

図-2.2.5(a)に「鋼橋／RC 床版」における健全度と経過年の散布図を示す．架設年次が不明な橋梁を除いた対象は 248 橋となるが，健全度が 5 段階の離散データであるため，損傷傾向の把握は困難である．そこで，小池らによる各年平均健全度[8)]を用いると，健全度と経過年の相関が高まり，劣化状況の把握が容易となる(**図-2.2.5(b)**)．経過 50 年以降のデータを棄却[8)]により，さらに相関が高まる結果を得た(**図-2.2.5(c)**)．50 年以降のデータ棄却は，老朽化橋梁が既に補修されて健全度が上昇している影響などを考慮している[8)]．

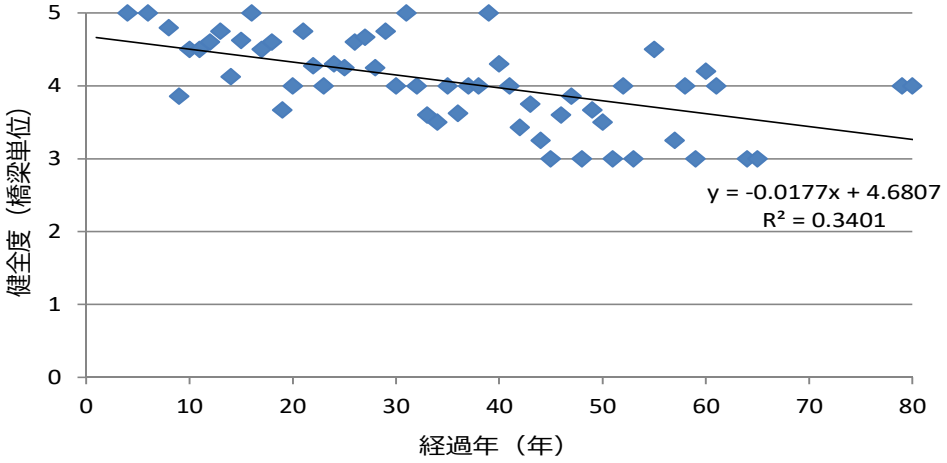
②「コンクリート橋／主桁」の損傷傾向

塩害･ASR による劣化損傷が著しいグループ S はコンクリート橋に集中していることから，「グループ S 非該当（対象 417 橋)」および「グループ S 該当（対象 67 橋)」に分類して，損傷傾向を考察した．グループ S 非該当橋梁の健全度と経過年の散布図を**図-2.2.6(a)**，前節同様に 50 年以降のデータを棄却し，各年平均健全度を用いた散布図を**図-2.2.6(b)**に示す．グループ S に対する散布図を**図-2.2.7(a)(b)**に示す．**図-2.2.6(b)**および**図-2.2.7(b)**より，グループ S 非該当橋梁は経過年と健全度に相関(R^2=0.5186)がみられるが，グループ S 橋梁については，経過年と健全度の相関(R^2=0.1806)が弱いことから，経年劣化とは異なる損傷傾向を示している．これより，石川県における橋梁維持管理の基本方針のように，早期劣化橋梁に対して個別の維持管理指標を設けることの必要性を確認できた．

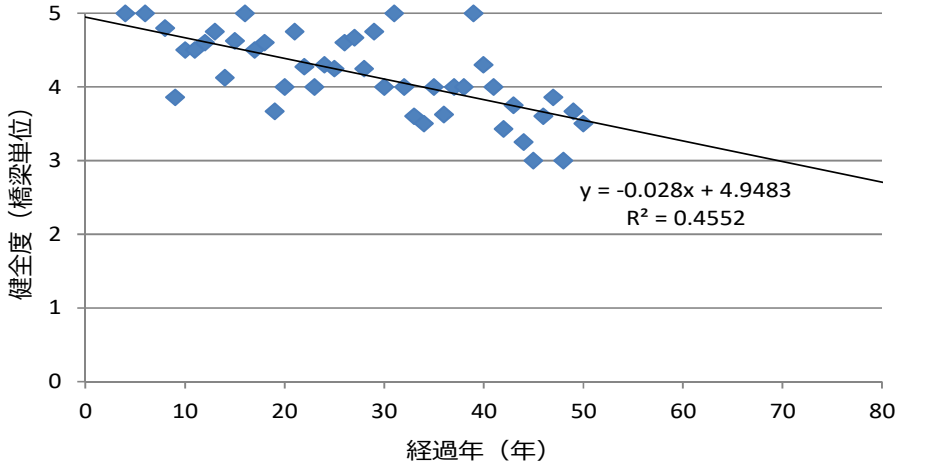
なお，**図-2.2.7** のグループ S に主桁健全度 5 の橋梁が見受けられるが，過去の補修対策により健全度が上がった橋梁，または，主桁以外の部材に塩害･ASR 劣化が生じている橋梁であることが推測される．



(a) 対象 248 橋の健全度分布

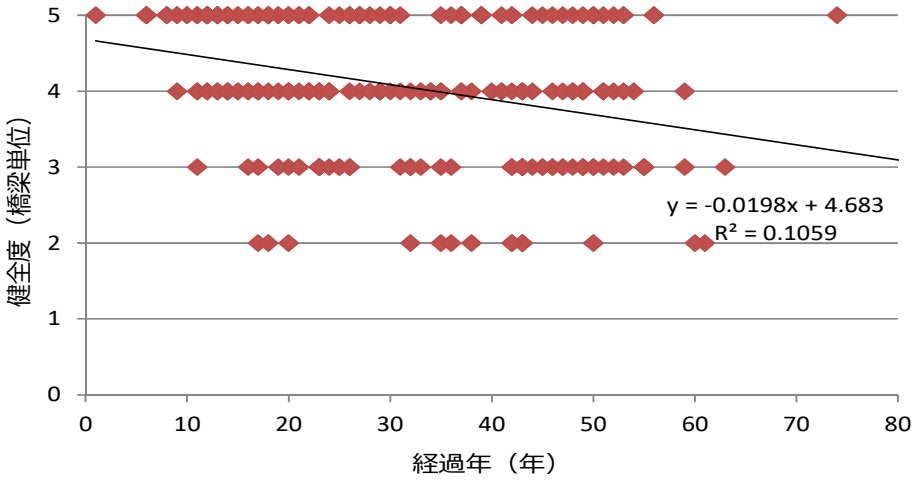


(b) 各年平均健全度分布

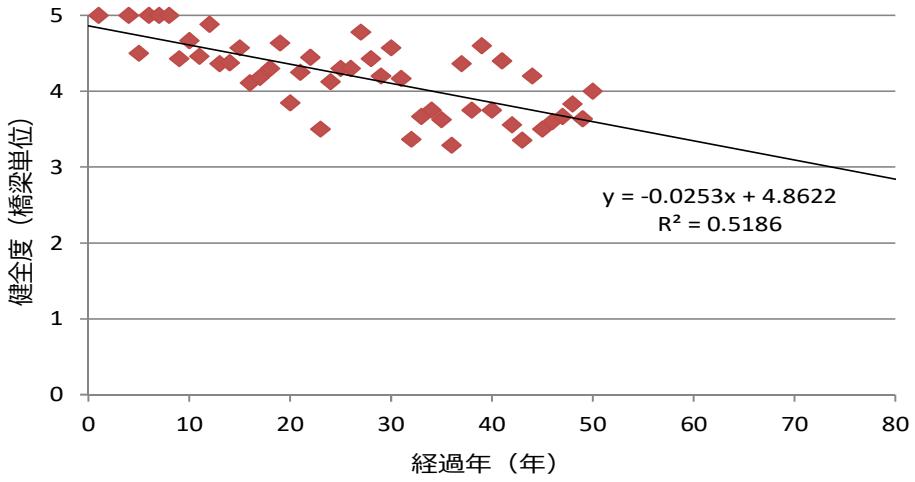


(c) 各年平均健全度（経過年 50 年まで）

図-2.2.5 鋼橋／RC 床版の健全度分布

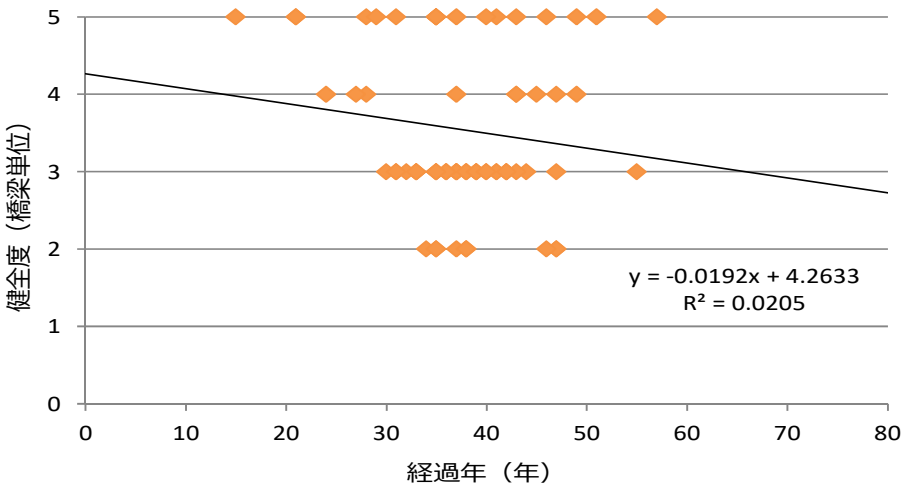


(a) 対象 417 橋の健全度分布

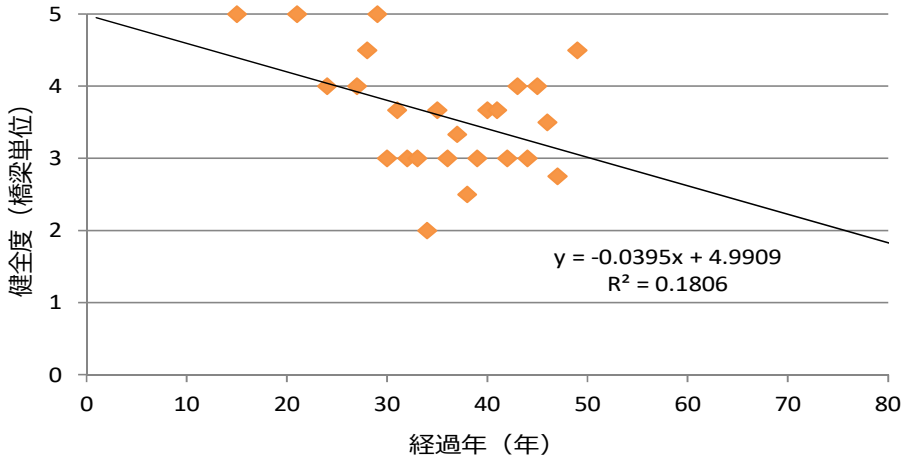


(b) 各年平均健全度(経過年 50 年まで)

図-2.2.6 ｺﾝｸﾘｰﾄ橋／主桁(ｸﾞﾙｰﾌﾟ S 非該当)の健全度分布



(a) 対象 67 橋の健全度分布



(b) 各年平均健全度(経過年 50 年まで)

図-2.2.7 ｺﾝｸﾘｰﾄ橋／主桁(グループ S 該当)の健全度分布

2.2.4　地域ごと損傷傾向の考察

北陸地方固有の気象条件やコンクリート構造物の早期劣化を考慮した横断的なマネジメントシステムを開発するための基礎資料を得ることを目的に，ここでは，気象特性の異なる地域ごとの損傷傾向を考察する．

前節の各年平均健全度を用いた劣化傾向の検証より，グループ S 非該当橋梁の健全度と経過年には一定の相関があるが，グループ S 該当橋梁（塩害･ASR 劣化）に関しては相関が弱いことを確認した．そこで，「鋼橋／RC 床版」「コンクリート橋／主桁（グループ S 非該当）」を気象特性の異なる３地域（加賀地方・能登地方・山間部）に分類し，それぞれの健全度分布を作成することで地域別の損傷傾向を考察する．

①「鋼橋／RC 床版」の地域別損傷傾向

「鋼橋／RC 床版」の加賀地方・能登地方・山間部の地域別損傷傾向を**表**-2.2.2，経過年と健全度の散布図を**図**-2.2.8(a)～(c)に示す．散布図は前節同様，経過年 50 年までの各年平均健全度を用いている．なお，加賀地方のデータについては，特異値(経過年 19 年・健全度 2)を棄却した値を**表**-2.2.2 に併記した．

表-2.2.2 および**図**-2.2.8 より，サンプル数にばらつきがあるものの各地域ともほぼ同等の寄与率で健全度と経過年の相関を確認することができる（ただし，加賀地方のデータは特異値を棄却後の値）．また，近似曲線の傾きは，山間部・能登地方・加賀地方の順に大きくなる傾向にあることが読み取れる．

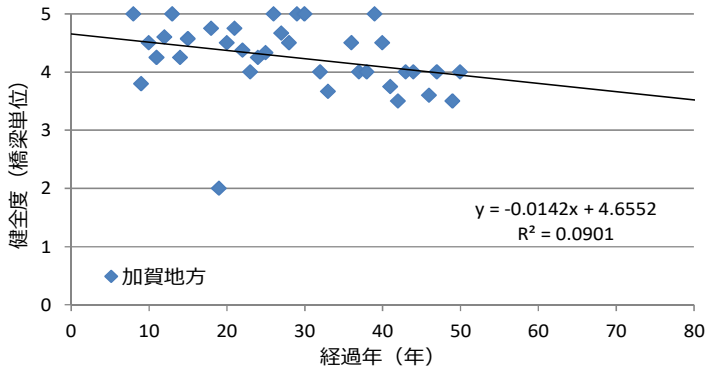
②「コンクリート橋／主桁」の地域別損傷傾向

「コンクリート橋／主桁」の地域別損傷傾向を**表**-2.2.3，経過年と各年平均健全度の散布図を**図**-2.2.9(a)～(c)に示す．

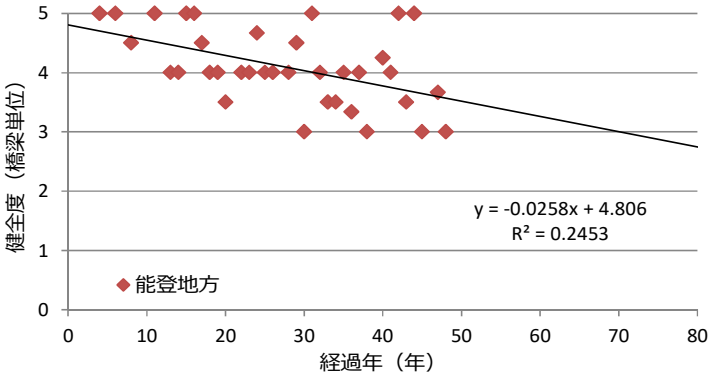
表-2.2.3 より，加賀地方については比較的高い寄与率で健全度と経過年の相関を確認できるが，山間部の相関は弱い傾向にある．また，近似曲線の傾きは，山間部・能登地方・加賀地方の順に大きくなっており，「鋼橋／RC 床版」と同様の傾向を示す．近似曲線の傾きを損傷速度と捉えると，対象とした床版および主桁コンクリートの損傷傾向と地域特性に関連性があることが伺える．次節以降，健全度に影響を与える劣化因子に関する検討を行うものとする．

表-2.2.2「鋼橋／RC 床版」地域別損傷傾向

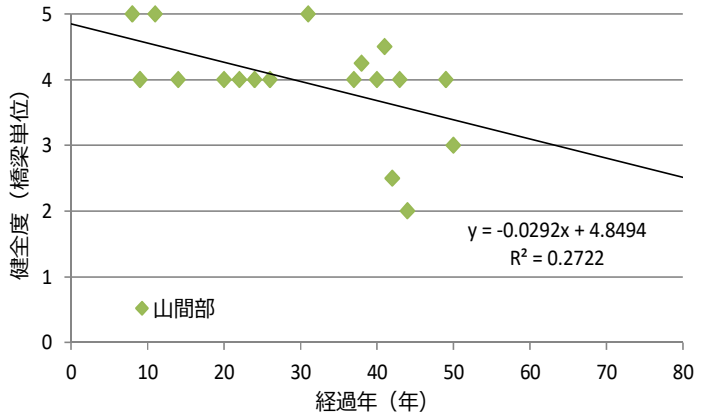
	対象 橋梁数	近似曲線 の傾き	寄与率 (R2)
全　橋	248橋	-0.0280	0.4552
加賀地方 (特異値棄却)	128橋 (127橋)	-0.0142 (-0.0183)	0.0901 (0.2546)
能登地方	81橋	-0.0258	0.2453
山間部	39橋	-0.0292	0.2722



(a) 加賀地方



(b) 能登地方

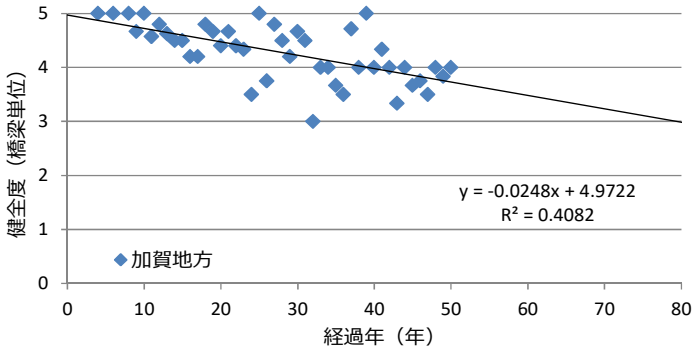


(c) 山間部

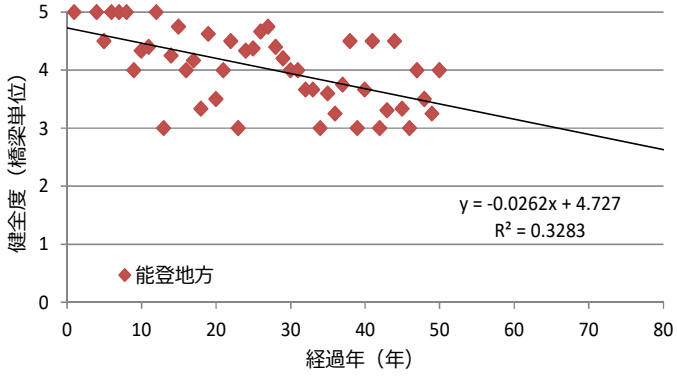
図-2.2.8「鋼橋／RC 床版」健全度分布

表-2.2.3「コンクリート橋／主桁」地域別損傷傾向

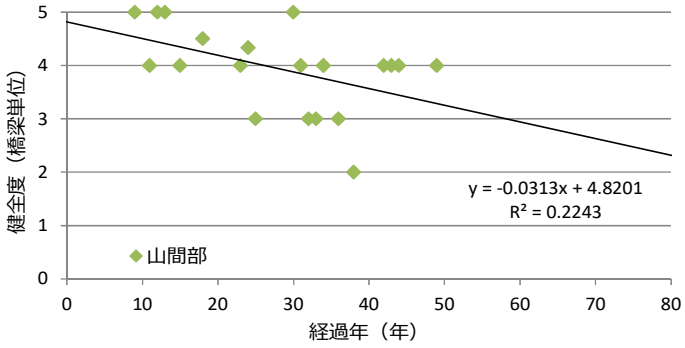
	対象 橋梁数	近似曲線 の傾き	寄与率 （R2）
全　橋	417橋	-0.0253	0.5186
加賀地方	186橋	-0.0248	0.4082
能登地方	205橋	-0.0262	0.3283
山間部	26橋	-0.0313	0.2243



(a) 加賀地方



(b) 能登地方



(c) 山間部

図-2.2.9「コンクリート橋/主桁」健全度分布

2.3 生存時間解析による劣化傾向分析

北陸地方におけるコンクリート構造物の早期劣化要因として，塩害，ASR および凍害が挙げられるが，これらは立地条件と関連が深い．本研究では，山間部の路線における早期劣化 RC 床版の劣化傾向を考察することを目的に，橋梁点検データをサンプルとした生存時間解析を実施した．

2.3.1 生存時間解析概要

生存時間解析とは，ある時点からイベントが起きるまでの時間とイベントとの間の関係に焦点を当てた統計手法で，医療や工学分野で用いられることが多い．医療分野では死亡，工学分野では故障をイベントとして扱うことが一般的であるが，山﨑ら[6)]は，橋梁維持管理への適用として，東北地方の点検結果を用いた生存時間解析を実施し，劣化機構ごとの重要度やリスク判定を行った．

イベント発生までの生存時間 T を確率変数とし，確率密度関数 $f(t)$ を次式で表す．

$$f(t) = \lim_{\Delta t \to 0} \frac{\Pr(t < T < t + \Delta t)}{\Delta t} \tag{2.3.1}$$

累積確率分布関数を $F(t)$ とすると，ある時点 t における生存関数 $S(t)$は，次式で与えられる．

$$S(t) = \Pr(T > t) = 1 - \Pr(t \leq T) = 1 - F(t) \tag{2.3.2}$$

イベントがある時点 t までに発生していないという条件で，次の瞬間 $t + \Delta t$ にイベントが発生する瞬間死亡率を示すハザード関数 $h(t)$ は，次式となる．

$$h(t) = \lim_{\Delta t \to 0} \frac{\Pr(t < T < t + \Delta t | T \geq t)}{\Delta t} = \frac{f(t)}{S(t)} \tag{2.3.3}$$

さらに，累積ハザード関数 $H(t)$と，生存関数 $S(t)$，ハザード関数 $h(t)$との関係は，次式となる．

$$H(t) = \int_0^t h(t)\, dt = -\log S(t) \tag{2.3.4}$$

生存時間を扱う場合，試験終了前にイベントが観察されないケースを「打ち切り」として考慮する必要がある．カプラン・マイヤー法は，打ち切りを考慮した推定法であり，カプラン・マイヤー推定量 $\hat{S}(t)$は，次式で与えられる．ここで，d_i は時刻 t_i における死亡数，r_i は時刻 t_i の直前のイベントが生じる可能性のある観測者の数である．

$$\hat{S}(t) = \prod_{ti<t}(1 - \frac{d_i}{r_i}) \tag{2.3.5}$$

Cox 回帰は Cox 比例ハザードモデルを用いた分析であり，イベントに影響を及ぼす複数の共変数の影響を評価することを目的とした解析手法である．共変数$x = (x_1, x_2, \dots, x_m)^T$ を持つハザード関数を$h(\mathrm{t|x})$とし，次式で示す．

$$h(\mathrm{t}|x) = h_0(t)r(x) \tag{2.3.6}$$

また，Cox 比例ハザードモデルは，以下の式で定義される．

$$h(t|x) = h_0(t)\exp(\beta x) = h_0(t)\exp\left(\sum_{i=1}^{m}\beta_i x_i\right) \tag{2.3.7}$$

2.3.2 カプラン・マイヤー法による劣化傾向分析

（1）検討概要

山崎ら[6]が用いたカプラン･マイヤー法による生存時間解析を参考に，北陸三県（富山県，石川県，福井県）のコンクリート下部構造に対する橋梁点検結果を用い，早期劣化が発生，又は疑いがある「該当群」と「非該当群」に対する生存曲線を作成した．なお，生存時間解析とは，事象（イベント）が起きるまでの時間とイベントとの間の関係に焦点を当てた分析方法である．各県の橋梁台帳や点検台帳から早期劣化を有する橋梁を抽出し，イベントとみなす事象を**表-2.3.1** のとおり設定した．健全度評価方法や記録方法が異なるため，県ごとの絶対比較はできないが，同じ手法で分析したデータを横並びで評価することに意義があると考える．

表-2.3.1 北陸三県の橋梁管理手法の特徴[2)]，及び，本検討に用いたイベント一覧

	富山県	石川県	福井県
特定損傷抽出	橋梁点検時に亀甲状のひび割れなどASRの疑いがある症状を記録.	塩害やASRなどによる劣化が顕著な橋梁を「グループS」として管理.	特定損傷(塩害,ASR,凍害)の疑いのある橋梁を備考欄に記載.
部材損傷評価	A,B,C,D,E	a,b,c,d,e	なし･軽度･重度(Lv2点検)
健全度評価	累積点数評価	5段階(5,4,3,2,1)	3段階(5,3,1)
イベントとみなす事象	損傷評価：E	健全度評価：３以下	健全度評価：１（重度）

（2）劣化傾向の分析

北陸三県の検討結果を横並びで比較すると，「早期劣化(疑)該当群」の生存率が一様に低いことがわかる.「該当群」に対する早期の補修対策や予防保全措置が今後の橋梁長寿命化において重要である．

ASR や塩害に対する規制は，1984 年「道路橋の塩害対策指針（案）・同解説」や 1986 年通達「アルカリ骨材反応暫定対策について」があげられる．本検討では 2015 年前後の橋梁点検結果

を使用しており，規制から約 30 年が経過しているため，ここでは早期劣化指標を 30 年と設定し生存曲線を考察した．

① 富山県

富山県の下部構造に対する生存曲線を**図-2.3.1** に示す．ボックスカルバート形式，及び，架設年が不明な橋梁は除外した結果，サンプル数は全 1,490 橋となり，それらの橋梁の点検記録をもとにして損傷評価 E 判定の場合をイベント発生とみなした．ここで，「橋齢」は架設年から点検までの経過年を示している．

図-2.3.1 より，橋齢 30 年あたりまでは，ほぼ同じ曲線を描くが，30 年を過ぎたあたりから ASR(疑)「該当群」の生存曲線の低下が顕著にみられるようになった．

両データとも補修等による回復の影響は考慮しておらず，また，**図-2.3.2** の箱ひげ図に示すように，橋齢分布が異なることに留意が必要であるが，「該当群」の生存率低下は明らかである．なお，箱ひげ図の箱下端は第 1 四分位数，中央太線は中央値，箱上端は第 3 四分位数を示す．

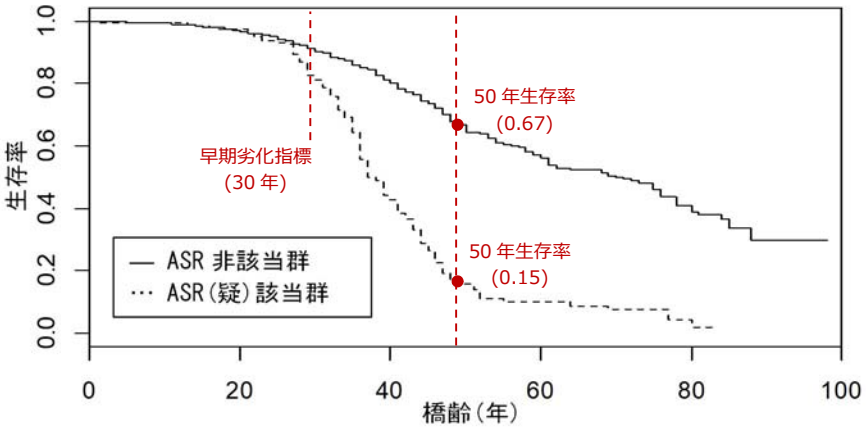


図-2.3.1 生存曲線（富山県）

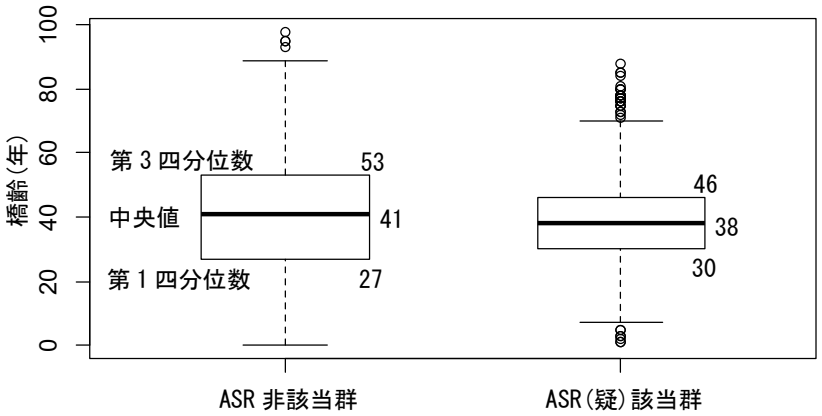


図-2.3.2 橋齢分布（富山県）

② 石川県

石川県の下部構造に対する生存曲線を**図-2.3.3** に示す．サンプル数は全 1,877 橋，橋梁点検の健全度評価で 3,2,1 が記録されている場合をイベント発生とみなした．

「S グループ非該当群」の生存曲線は橋齢 10 年前後から徐々に下降していくが，「S グループ該当群」は橋齢 30 年から急激な下降をたどり，富山県と同様な傾向を示すことがわかった（**図-2.3.3**）．ただし，**図-2.3.4** の箱ひげ図より，「該当群」の橋齢は狭い範囲に集中しているため，生存曲線に影響していることが想定された．そこで，両者とも橋齢 60 年を超えるデータを棄却した検討を実施したところ，**図-2.3.5** に示すように，棄却の影響により「非該当群」の曲線に変化が見られたものの，「該当群」の生存率が相対的に低いことが確認できた（サンプル数 1,725 橋）．

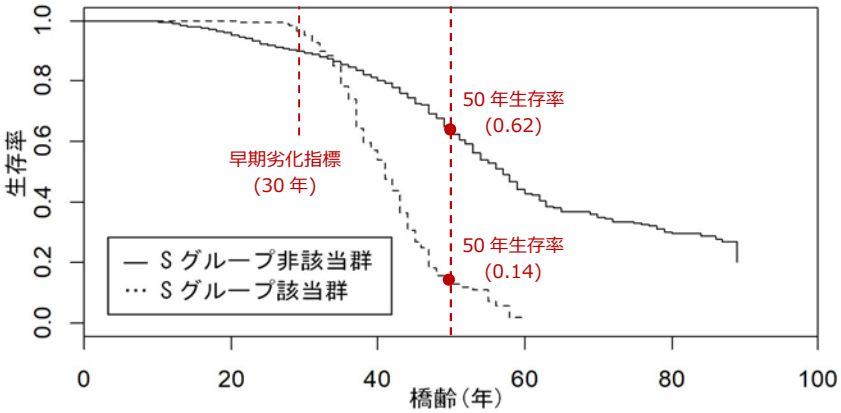


図-2.3.3 生存曲線（石川県）

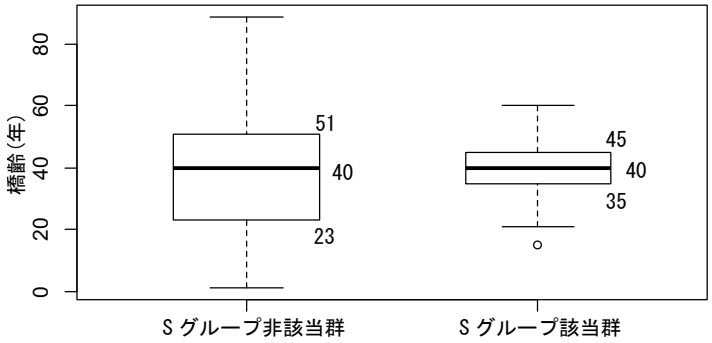


図-2.3.4 橋齢分布（石川県）

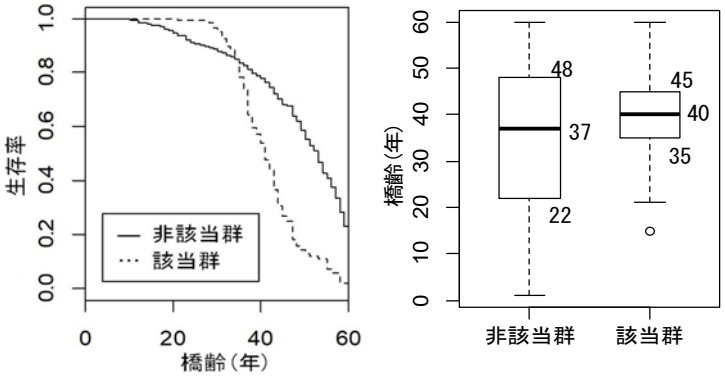


図-2.3.5 橋齢 60 年超データ棄却後(石川県)

③ 福井県

福井県の下部構造に対する生存曲線を**図-2.3.6** に示す．サンプル数は全 1,201 橋，橋梁点検の損傷評価で重度が記録されている場合をイベント発生とみなした．福井県では，早期劣化の疑いがある場合，点検調書の備考欄に記録される．

橋齢 35 年あたりまでは両者で同じような傾向を示すのに対し，「該当群」は橋齢 35 年あたりから急激に下降し，他県との類似性が見られた．また，箱ひげ図より，「非該当群」と「該当群」の橋齢分布に差は見られなかった（**図-2.3.7**）

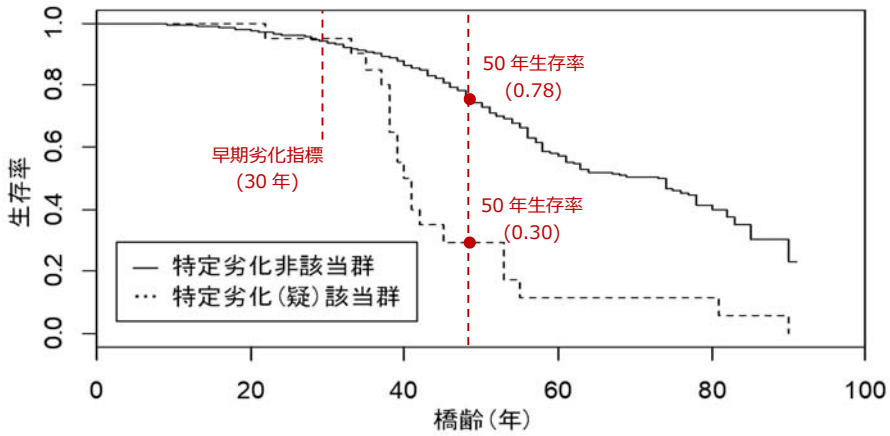


図-2.3.6 生存率曲線（福井県）

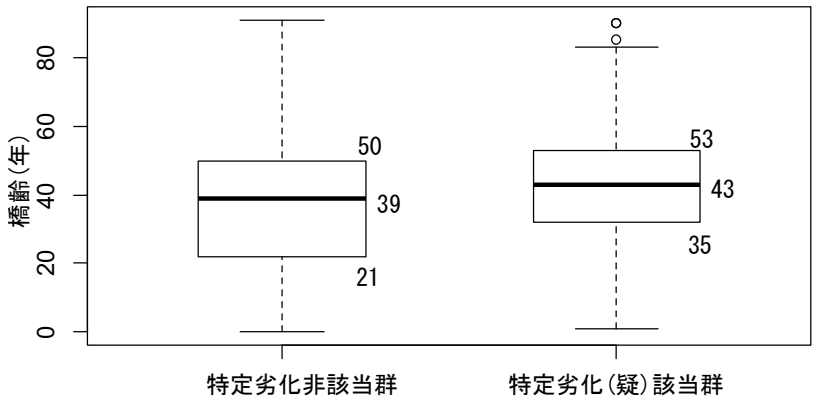


図-2.3.7 橋齢分布（福井県）

2.3.3 Cox 回帰分析による劣化要因の推定

（1）検討概要

北陸地方の自治体が管理する橋梁では大型車交通量は比較的少なく，床版の疲労損傷は考えにくいにも関わらず，**写真-2.3.1** のような劣化が散見される．これらは，北陸地方特有の塩害，ASR，凍害などに気温や降水量などの環境要素が加わり劣化が進行したものと推察される．高速自動車道路の大規模更新等事業の多くが床版に費やされているように，橋梁維持管理上，床版の劣化傾向を分析し，予防保全に繋げていくことは重要である．

ここでは，北陸地方３県（富山県，石川県，福井県）の自治体が管理する鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版（以下，RC 床版）を題材に，環境条件に着目した生存時間解析（Cox 回帰分析）を実施し，RC 床版の劣化と関連の高い環境的要因の推定を試みた．単変量解析のカプラン・マイヤー法が生存時間を解析するための要因として 1 変数しか利用できないのに対して，Cox 回帰分析は複数の要因を評価することが可能な多変量解析の手法となる．

前述の「**2.2.4　地域ごと損傷傾向の考察**」より，山間部 RC 床版は，同地域のそれ以外の橋梁の RC 床版と比較して早期に劣化が生じていることが明らかとなっている．

写真-2.3.1　北陸地方における RC 床版劣化事例

（2）点検データの抽出

北陸３県が管理する鋼橋の RC 床版の点検記録を橋梁台帳や点検台帳から抽出した．ここで，健全度評価方法や帳票への点検結果の記録方法が各県ごとに異なるため，イベントとみなす事象は前述の**表-2.3.1** のとおりとする[1)2)3)]．

（3）環境条件の割り当て

環境条件の割り当ては，国土交通省が展開する GIS データ「国土数値情報」[9)]より平年値メッシュデータを各橋梁に割り当てた．平年値メッシュデータは，過去 30 年間の観測値から 1km メッシュごとの平年値を整備したものであり，本研究ではこの中から，降水量，気温（2 月最低気温，8 月最高気温），最深積雪，日照時間の 5 項目を共変数に用いた．なお，数値情報の各橋梁への割り当てはオープンソースソフトウェアである QGIS Desktop 3.0.2 を用いた．

抽出した RC 床版の点検結果（イベント発生の有無）とメッシュデータを割り当てた環境条件に対して，前述した Cox 回帰分析を行った．対象橋梁数は，富山県 193 橋，石川県 250 橋，福井県 291 橋である．なお，本検討では，GIS で数値情報を割り当てているため，座標が不明な橋梁は対象から除外している．生存時間解析は，統計ソフト「R」survival パッケージを用いた．

（4）検討結果

全県および県ごとの Cox 回帰分析結果を**表-2.3.3**～**表-2.3.6** に示す．ここで，Cox 回帰分析における劣化傾向の指標として，ハザード比（Hazard Ratio, HR）に着目した．ハザード比とは，アウトカム（損傷）が発生する割合を示す相対的な指標をいう．例えば，ハザード比 0.94 とは，該当する共変数がアウトカムを「6%減少させる」と考える．

特徴的なハザード比を示す項目に着目すると，富山県および石川県における 2 月最低気温と 8 月最高気温が挙げられる（**表-2.3.4**，**表-2.3.5**）．2 月最低気温では，富山県が 0.914，石川県が 0.884 を示し，8 月最高気温では，富山県が 0.884，石川県が 0.885 を示し，他の項目と比べると気温とイベント（床版劣化）との関連が強い傾向が見られた．つまり，気温が高いほど，床版劣化の傾向が低下することを意味している．ただし，福井県に関しては，他県と比較して逆の傾向にあり，気温と劣化との相関は低い傾向にあった，これは，福井県は北陸地方の中でも気温が高いことに起因していると考えられる．

ここで，国土数値情報から得た 2 月最低気温分布の RC 床版への割り当てを**図-2.3.8** に，長谷川ら[10)]による凍害危険度分布を**図-2.3.9** に示す．北陸地方で凍害の危険性がある地域は 2 月の最低気温が概ね-5℃を下回る石川県の白山周辺及び富山県の立山周辺の山間部であるが，これらの地域でも凍害の危険度は「①ごく軽微」に分類される．これより，RC 床版と気温の因果関係はみられるものの，凍害が劣化要因となっていることは考えにくい．

なお，年降水量，年最深積雪，年合計日照時間のハザード比はいずれも 1.0 に近く，有意性はみられなかった．

表-2.3.3 Cox 回帰分析結果（全県）

	ハザード比	95%信頼区間下限	95%信頼区間上限
年降水量	1.000	1.000	1.000
2月最低気温	1.002	0.961	1.044
8月最高気温	0.990	0.956	1.025
年最深積雪	0.996	0.987	1.004
年合計日照時間	0.999	0.998	0.999

表-2.3.4 Cox 回帰分析結果（富山県）

	ハザード比	95%信頼区間下限	95%信頼区間上限
年降水量	1.000	1.000	1.000
2月最低気温	0.914	0.776	1.076
8月最高気温	0.951	0.877	1.031
年最深積雪	0.998	0.982	1.015
年合計日照時間	0.999	0.997	1.001

表-2.3.5 Cox 回帰分析結果（石川県）

	ハザード比	95%信頼区間下限	95%信頼区間上限
年降水量	1.000	1.000	1.000
2月最低気温	0.884	0.718	1.088
8月最高気温	0.885	0.771	1.014
年最深積雪	1.016	0.990	1.043
年合計日照時間	1.001	0.997	1.004

表-2.3.6 Cox 回帰分析結果（福井県）

	ハザード比	95%信頼区間下限	95%信頼区間上限
年降水量	1.000	1.000	1.000
2月最低気温	1.054	0.948	1.113
8月最高気温	1.019	0.981	1.077
年最深積雪	0.994	1.006	1.008
年合計日照時間	0.999	1.001	1.000

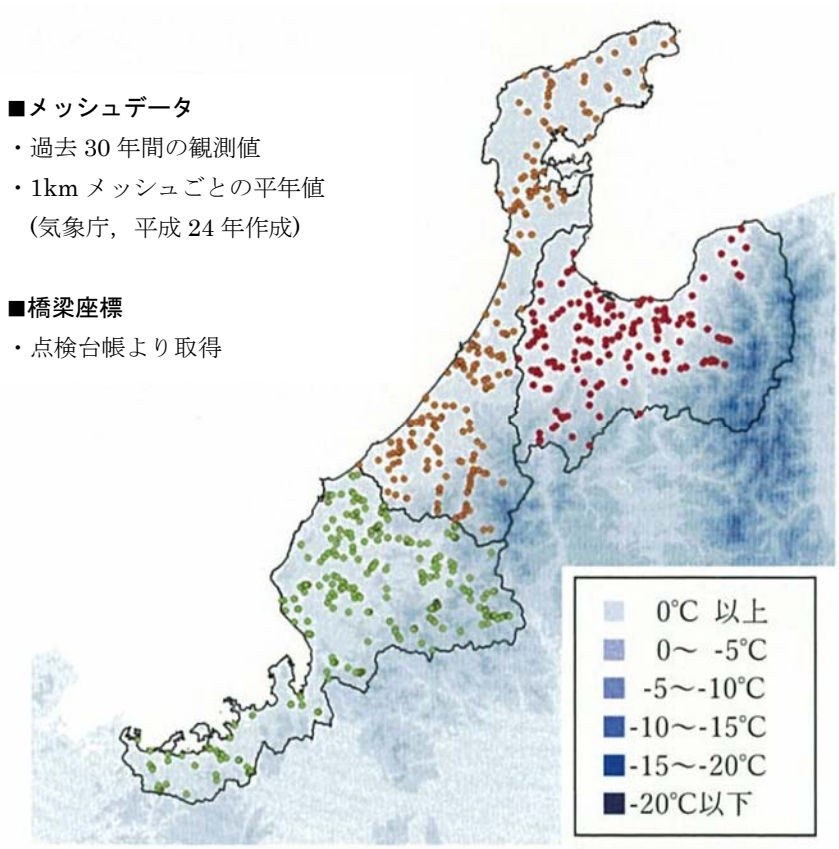


図-2.3.8　メッシュデータと RC 床版を有する橋梁分布（2 月最低気温）

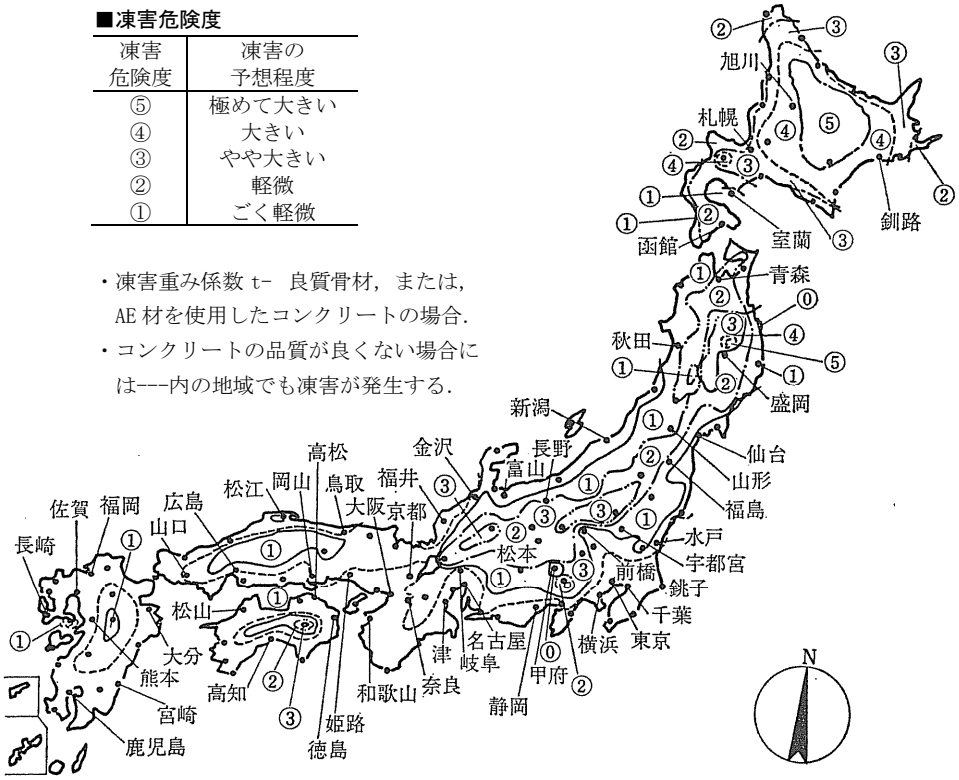


図-2.3.9　凍害危険度の分布図 [10)]

2.4 まとめ

第 2 章では，北陸地方 3 県（富山県，石川県，福井県）における橋梁点検データを活用し，様々な手法により劣化傾向の分析を行った．第 2 章のまとめを述べる．

2.2 健全度分布 では，石川県が管理する橋梁点検データのうち，鋼橋 RC 床版およびコンクリート橋主桁の点検結果を用いて，損傷傾向と立地条件や橋梁特性との関連分析，および，ASR 等が発生している早期劣化橋梁の維持管理指標に対する考察を行った．

1) 早期劣化橋梁（グループ S）は，経過年との相関が低く，維持管理指標を別途設ける必要性が確認できた．
2) グループ S 非該当橋梁の RC 床版および主桁コンクリートの健全度分布から損傷傾向に地域性が見られた．近似曲線の傾きは，山間部が最も大きく，能登地方，加賀地方の順に大きい傾向が見られた．
3) 劣化の推定は各年平均健全度を用いると傾向把握が容易となり，かつ，架設後 50 年未満のデータを使うほうが安全側の結果を得る．
4) 健全度に影響を与える劣化因子としては経過年が最も高く，また，日平均気温など気象条件の影響も確認できた．橋長や大型車交通量など橋梁特性との相関は見られなかった．

2.3 生存時間解析による劣化傾向分析 では，3 県を統合した橋梁点検データを用いて，カプラン・マイヤー法および Cox 回帰分析により，各県横場並びの比較検討を実施した．

1) 北陸 3 県の検討結果を横並びで比較すると，「早期劣化(疑)該当群」の生存率が一様に低いことがわかる．「該当群」に対する早期の補修対策や予防保全措置が今後の橋梁長寿命化において重要である．
2) 「早期劣化(疑)該当群」は橋齢 30 年付近から生存率が急激に低下していた．1984 年「道路橋の塩害対策指針（案）・同解説」や 1986 年通達「アルカリ骨材反応暫定対策について」等により，早期劣化への規制が開始された時期とほぼ合致していた．これより，北陸地方における早期劣化の指標としては，30 年と設定することが妥当である．
3) 生存時間解析はサンプリング同士の相対比較には有効な手法であることが確認できた．しかし，石川県のように，橋齢分布が大きく異なる場合は留意が必要である．
4) Cox 回帰分析による生存時間解析を行ったところ，富山県，石川県においては，RC 床版と気温との相関が高く，年降水量，年最深積雪，年合計日照時間と床版劣化には有意性はみられなかった．ただし，凍害が主たる劣化要因となっていることは考えにくい．

上記の結果を踏まえ，損傷傾向が高い山間部の早期劣化(疑)該当群の橋梁のうち，RC 床版に着目した劣化損傷分析および耐荷力評価を進めることとする．

（第 2 章 参考文献）

1）　富山県土木部道路課：
http://www.pref.toyama.jp/cms_sec/1501/kj00010308.html

2）　石川県土木部道路整備課：
http://www.pref.ishikawa.jp/michi/choujyumyouka.html

3）　福井県土木部道路保全課：
http://www.pref.fukui.lg.jp/doc/hozen/kyouryou.html

4）　気象庁：
http://www.jma.go.jp/jma/menu/menureport.html

5）　麻田正弘，鳥居和之：石川県のＡＳＲ劣化構造物の実態調査と反応性骨材の地域的な分布，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.1，2016.

6）　山﨑崇央，石田哲也：生存時間解析を用いた東北地方における橋梁コンクリート部材の劣化定量分析，土木学会論文集 F4，Vol.71，No.4 特集号論文集，I_11-I_22，2015.

7）　大竹雄，流石尭，本城勇介，村上茂之，小林孝一：統計的手法を用いた橋梁点検データベースに基づく橋梁健全度評価に関する基礎的研究，土木学会論文集 A2，　Vol.67，No.2（応用力学論文集 Vol.14），I_813-I_824，2011.

8）　小池真登，長井宏平：新潟県市町村における橋梁点検データを用いた経年劣化傾向分析，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No2，1339-1344，2015.

9）　国土数値情報：http://nlftp.mlit.go.jp/ksj/

10）　長谷川寿夫，藤原忠司：コンクリート構造物の耐久性シリーズ「凍害」，技報堂出版，1988.

第 3 章　早期劣化した道路橋床版の現状と剛性評価

3.1 対象橋梁

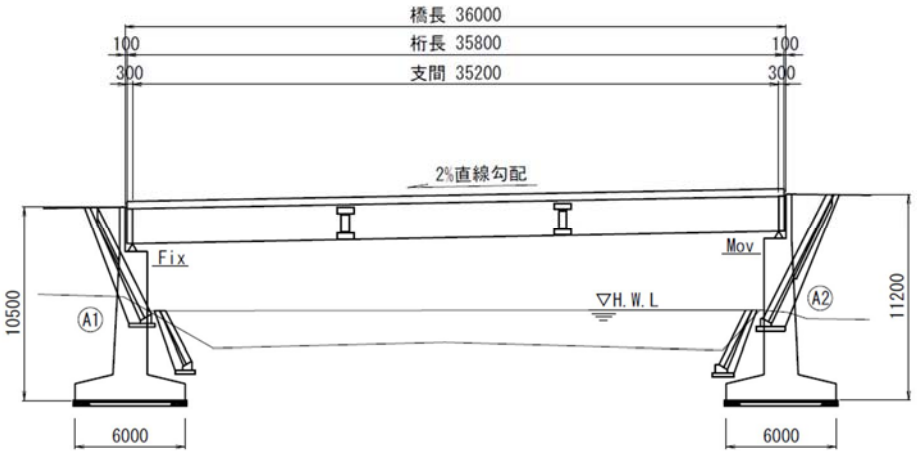
北陸地方の山間部に位置する早期劣化が確認された橋梁群において，車両走行試験や走行荷重モニタリングの制約条件(規制条件や変位計測方法など)を満足する対象橋梁を選定した．

対象橋梁は，北陸地方の山間部の国道に位置する A 橋（**写真-3.1.1 参照**）とし，1970 年代の電源開発のためのダム建設を目的とした路線に架かる橋梁である．鉄筋コンクリート床版（RC 床版）及び 4 主桁を有する鋼単純合成桁橋で，1973 年竣工，橋長 36.0m，全幅員 9.2m，設計活荷重は TL-14 である．一般図を**図-3.1.1** に示す．対象橋梁は，主桁間隔は 2.5m，標準断面における床版厚は 180mm，60 度の斜角を有している．加えて，縦断勾配が 2%あり，A1 側が低くなっている．また，対象橋梁上を走行する交通量（小型車+大型車）および大型車混入率（平成 27 年度交通センサス）は，それぞれ 1,177 台/日，22%となっており，山間部の国道としては，大型車の交通量が比較的多い路線であるが，交通量は非常に少なく，疲労が劣化原因になることは考えにくい状況であった．

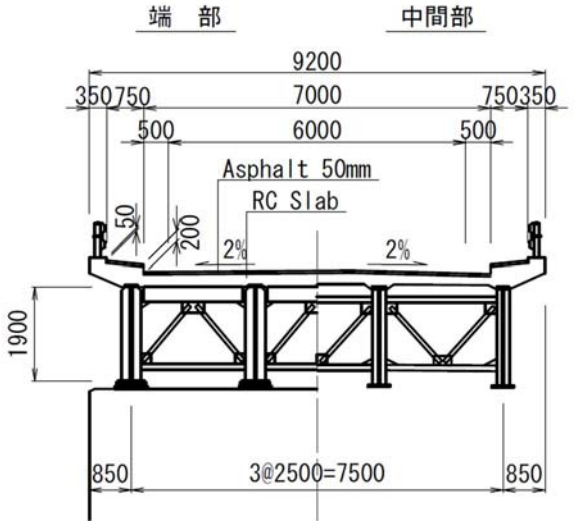
(a)　路面状況

(b)　下面

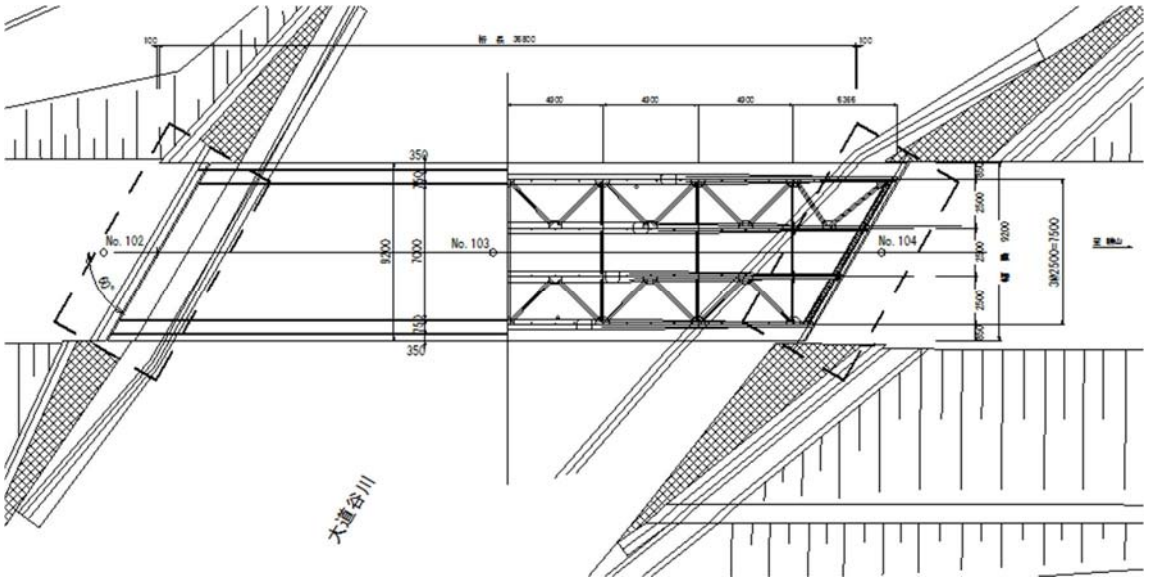
写真-3.1.1　A 橋外観



(a)　側面図



(b)　断面図



(c)　平面図

図-3.1.1　Ａ橋一般図

3.2 外観調査

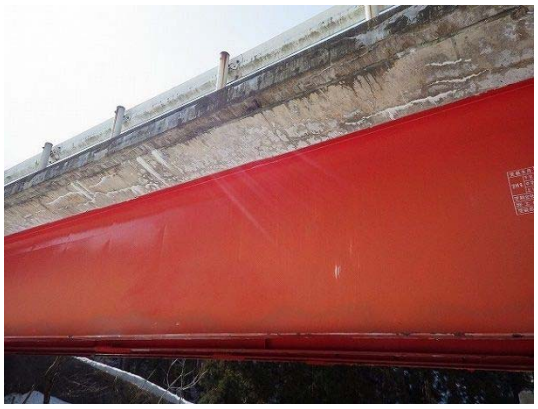
早期劣化が確認された対象橋梁において外観調査を実施した．対象橋梁上面では，伸縮装置付近で舗装上にひび割れやポットホールが発生していることが確認された（**写真-3.2.1 参照**）．ポットホールが発生している付近は，何度も補修されたと思われるパッチングが見られ，床版上面が土砂化している可能性がある．伸縮装置付近の RC 床版の下面では，漏水および白色の析出物（エフロレッセンスと ASR ゲルが混在したもの）が確認された（**写真-3.2.2 参照**）．さらに RC 床版の下面は，全体的に水掛かり部が散見している状態にあった（**図-3.2.1 参照**）．**図-3.2.1** から伸縮装置付近と外桁周辺で水掛かりが多く発生していた．また，地覆部では，橋軸方向に沿った水平ひび割れが多数存在している状況にあった（**写真-3.2.3 参照**）．

以上より，対象橋梁の RC 床版は，床版下面に亀甲状のひび割れ，白色のゲル状物質および湿潤が確認され，地覆にも橋軸方向に大きな水平ひび割れが確認されたため，ASR が主な原因で劣化していると推測された．また，舗装上にポットホールが生じていることから，凍結防止剤による塩害が疑われるが，床版下面に錆汁が見られないことや ASR が原因で床版上面が剥離し，土砂化したことでポットホールが生じた可能性も考えられるため，塩害が主な劣化原因とは考えにくい．また，対象橋梁付近の 2 月の日最低気温は-5 度程度になるが，第 2 章で述べたように凍害危険度が高い地域ではなく，**写真-3.2.2** からも分かるように地覆やパラペットには凍害特有のポップアウトやスケーリングは見られないことから，凍害が主たる損傷要因となっている可能性は低いと考えた．

写真-3.2.1　舗装上のポットホールとひび割れ

写真-3.2.2　床版下面のひび割れと白色析出物

(a)　地覆上面



(b)　地覆側面

写真-3.2.3　地覆部の水平ひび割れ

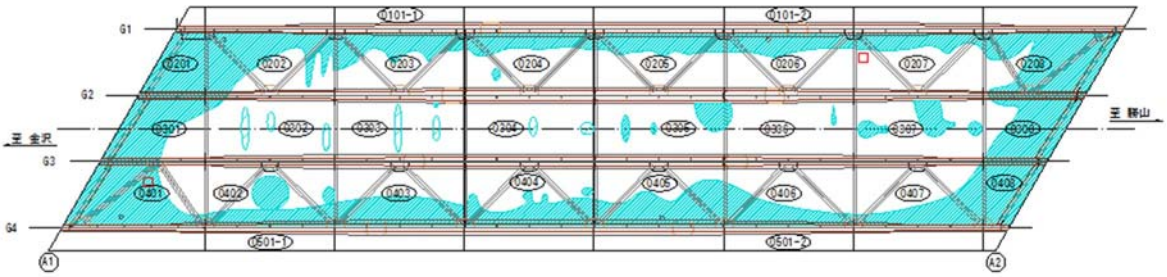


図-3.2.1　水掛かり部マップ(床版下面)

3.3 コア採取による調査

3.3.1 コア試験概要

外観調査だけでは劣化原因を断定することは困難であるため，対象橋梁の RC 床版から貫通コア(φ55mm)を採取し，化学的分析，圧縮強度・静弾性係数試験および偏光顕微鏡によるコア観察を行うことでより詳細な調査を実施した．調査項目は，ASR ゲルの有無，塩化物イオン濃度，中性化深さ，圧縮強度および静弾性係数の 5 つである．

コアは床版裏面の漏水の有無から 2 か所を選定した(**図-3.3.1 参照**)．**写真-3.3.1** にコアを採取したパネルの状況を示し，**写真-3.3.2** に採取したコアを示す．また，乾燥部の床版厚は 180mm，漏水部の床版厚は 190mm となっている．舗装厚は，いずれも 50mm である．

漏水部コアは，水平方向下側鉄筋位置付近にひび割れが発生しており，コア断面には白色ゲルが析出していたが，鉄筋の錆汁などは観察されなかった．また，貫通コアが採取できない状況であったため，各調査を複数のコアで実施した．一方，乾燥部では，貫通コアが採取できたため，1 本のコアを用いて各調査を実施した．

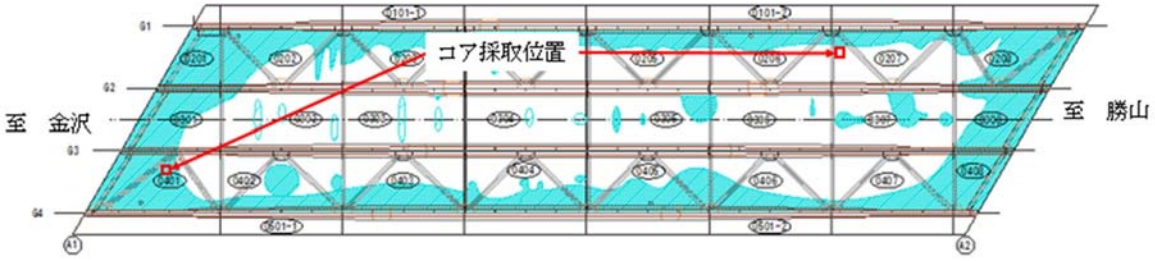
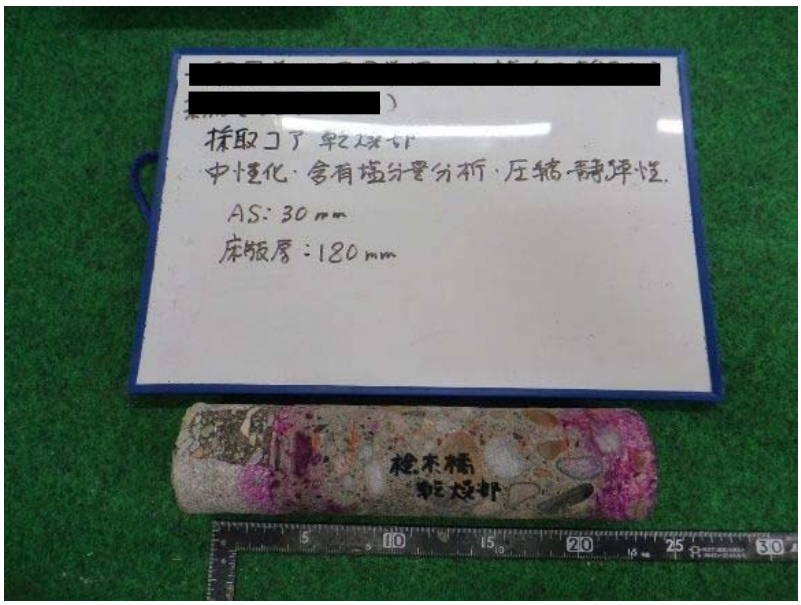


図-3.3.1　コア採取位置

(a)　漏水部(パネル 401)　　(b)　乾燥部(パネル 207)

写真-3.3.1　コアを採取したパネル

(a)　漏水部



(b)　乾燥部

写真-3.3.2　採取したコアの状況

3.3.2 コア試験結果とその分析

（1）偏光顕微鏡による観察結果

架橋位置付近の手取川上流部では白山麓の火山岩（安山岩，流紋岩），及び，火砕岩（溶結凝灰岩）が山崩れにて河川に混入しており，手取川ダムより上流の国道 157 号においては橋梁やトンネルなどに幅広く ASR が発生している [1]．この地域の河川産骨材は今でも化学法（JIS A1145）やモルタルバー法（JIS A1146）によって「無害でない」(B)と判定されている．

漏水箇所から採取したコアの偏光顕微鏡による観察結果を**写真-3.3.3** に示す．偏光顕微鏡による観察は，1 枚のニコルで薄片を観察する単ニコルで行った．観察薄片のサイズは，縦 25mm，横 25mm，厚さ 20μm である．**写真-3.3.3** から安山岩粒子からひび割れが進展し，ひび割れ箇所には ASR ゲルが充填されていた．そのため，偏光顕微鏡による観察結果からも ASR による劣化が生じていることが確認できた．

また，**写真-3.3.4～3.3.6** より，河川産の砂利と砂の双方で ASR が発生しているおり，ネットワークを形成している．砂利では安山岩のクリストバライト及びトリディマイトにて ASR が発生しており，骨材粒子からの膨張性のひび割れ発生とひび割れ部にゲルが充填されているのが確認できる． ASR による劣化度は，Katayama による判定 [2]では「III」または「IV」に分類できる．堆積岩である頁岩でも ASR が発生しており，頁岩中の反応性鉱物は不明であるが，微晶質石英が**写真-3.3.7** より，ASR に関与している可能性があり，砂の ASR による劣化度は，Katayama による判定では「II」または「III」に分類できる．これより，RC 床版の劣化は ASR が主要因となっていると考える．

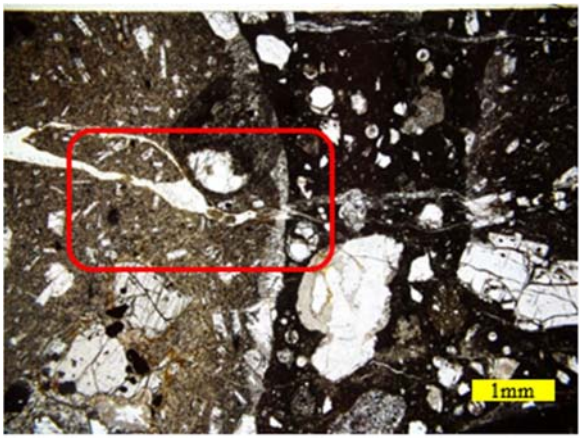


写真-3.3.3　薄片観察結果（単ニコル）

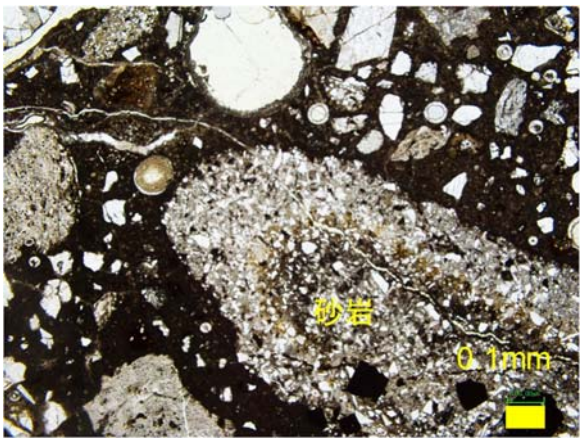
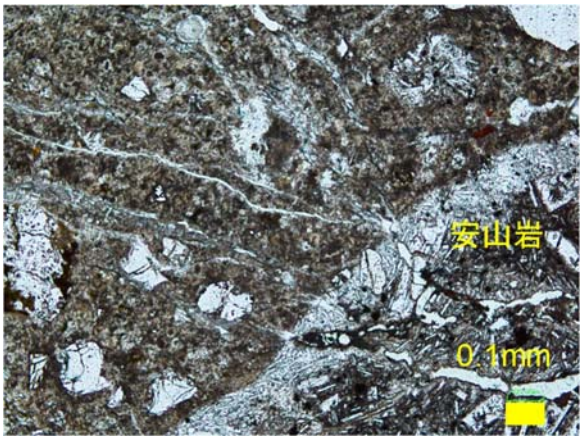


写真-3.3.4　砂岩の ASR



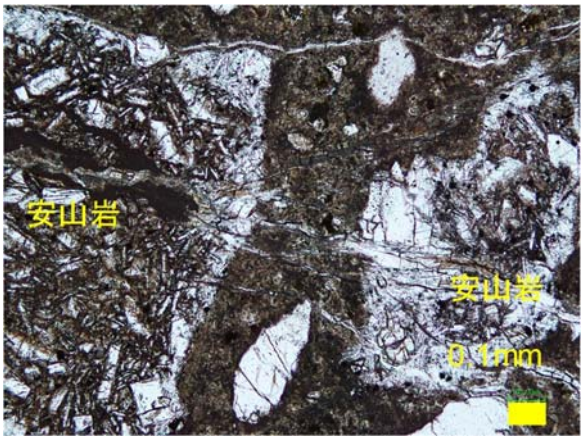


写真-3.3.5　安山岩（砂利）から放射状に進展するゲル

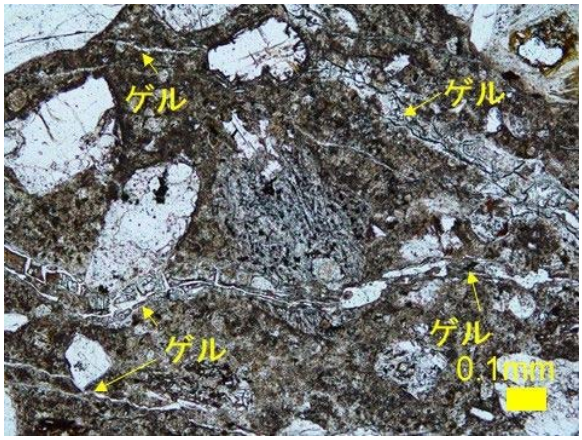


写真-3.3.6　セメントペーストのゲル

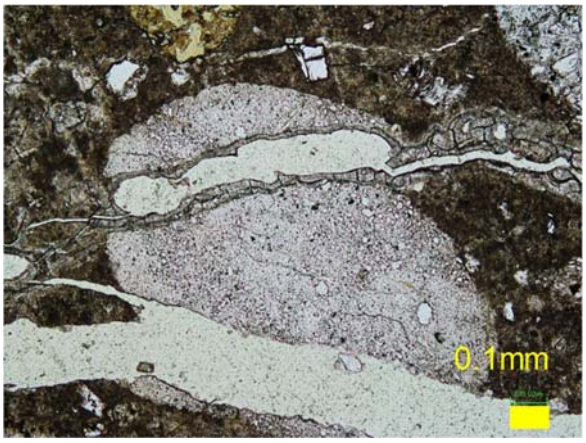


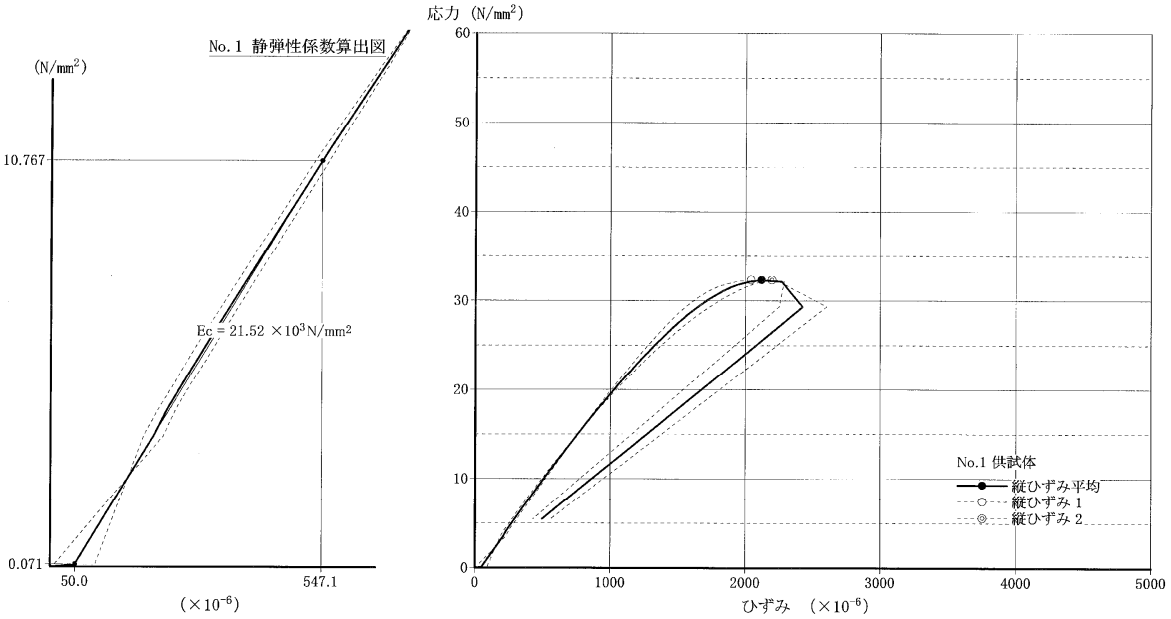
写真-3.3.7　頁岩(砂)の ASR

（2）圧縮強度と静弾性係数

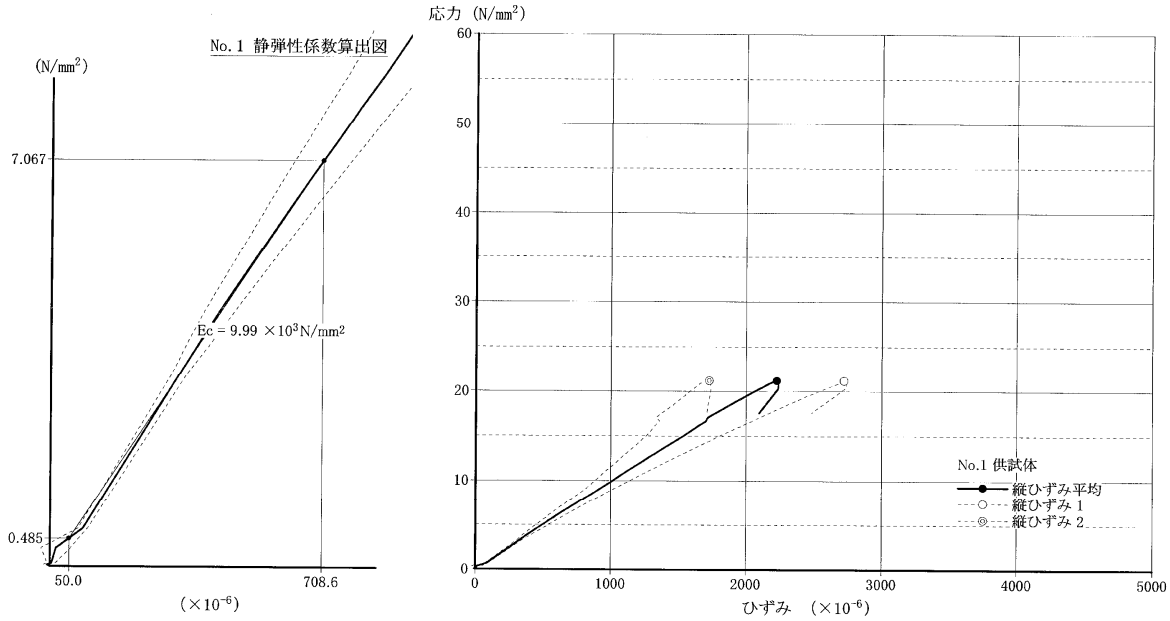
乾燥部と漏水部の２箇所で採取したコアを用いて，圧縮試験を行うことにより，圧縮強度と静弾性係数を算出した．算出した結果と設計値を**表-3.3.1** および**図-3.3.2** に示す．**表-3.3.1** より，圧縮強度は，乾燥部に比べて漏水部では，３割程度低下しており，設計値と比較すると乾燥部ではほとんど低下していないが，漏水部では３割程度の低下が確認された．静弾性係数に関しては，乾燥部に比べて漏水部では，５割程度低下しており，設計値と比較すると，乾燥部では３割程度，漏水部では７割程度と圧縮強度の低下割合よりも大きい割合で低下していることが判明した．ASR が発生するとコンクリート内部にひび割れが生じ，そこには空隙が生じたのと同様の状態が形成され，荷重に対する変形抵抗性が小さくなることや ASR ゲルの弾性的な性質の影響により圧縮強度に対して静弾性係数が大きく低下することが報告されている[3]．今回の試験結果からも圧縮強度に対して静弾性係数が低下することが確認された．さらに対象橋梁の構造形式は，合成桁橋であるため，圧縮強度・静弾性係数の低下は橋梁全体の耐荷力に影響を与えていると推測される．

表-3.3.1　圧縮強度・静弾性係数

	圧縮強度 σ_c [MPa]	静弾性係数 E_c [GPa]
床版乾燥部	32.3	21.5
床版漏水部	21.2	10.0
設計値	35.0	29.5



(a) 床版乾燥部



(b) 床版漏水部

図-3.3.2　採取コアの静弾性係数算出図・応力ひずみ関係

（3）塩化物イオン濃度と中性化深さ

採取したコアを 10mm 間隔でスライスした後，全塩化物イオン量を電位差滴定法により求め，塩化物イオン濃度を**図-3.3.3** にまとめた．また，同図に，フェノールフタレイン試薬を用いて中性化深さを求めた結果も示す．**図-3.3.3** より，乾燥部では塩化物イオン濃度がいずれの地点でもゼロに近い値になっているが，漏水部では，下側鉄筋のかぶり位置で 1.32kg/m^3 となっており，下面側の濃度が高い結果となった．また，腐食発生限界濃度は，コンクリート標準示方書 [4]によると普通ポルトランドセメントの場合，次式で求めることができる．

$$C_{\lim} = -3.0(W/C) + 3.4 \tag{3.3.1}$$

ここで，

$C_{\lim}$：腐食発生限界濃度[kg/m^3]

W/C：水セメント比

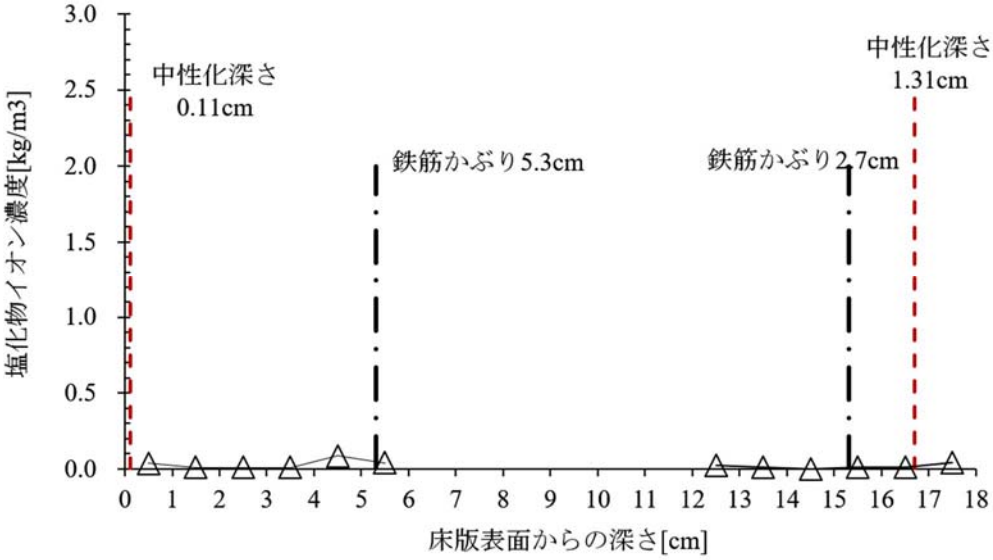
対象橋梁の床版の水セメント比が 0.55 から 0.60 の範囲にあると仮定し，上式から腐食発生限界濃度を算出した結果を**表-3.3.2** に示す．その結果，現段階では腐食発生限界濃度を上回る数値が確認されなかった．また，コアを採取した位置での鉄筋の腐食は観察されなかった．そのため，対象橋梁では，凍結防止剤による塩害の影響は小さいと推測される．

中性化深さに関しては，最大で乾燥部では 1.31cm，漏水部では，1.5cm であり 40 年以上経過した床版としては，中性化が進んでいないことが判明した．その理由としては，北陸地方の山間部は，降雨や降雪の日が多いため，湿度が高い状態が続き，年間を通じて湿潤な環境を形成している．一般に中性化は，湿潤状態の方が進行は遅くなるため，対象橋梁の床版は中性化があまり進行していなかったと考えられる．

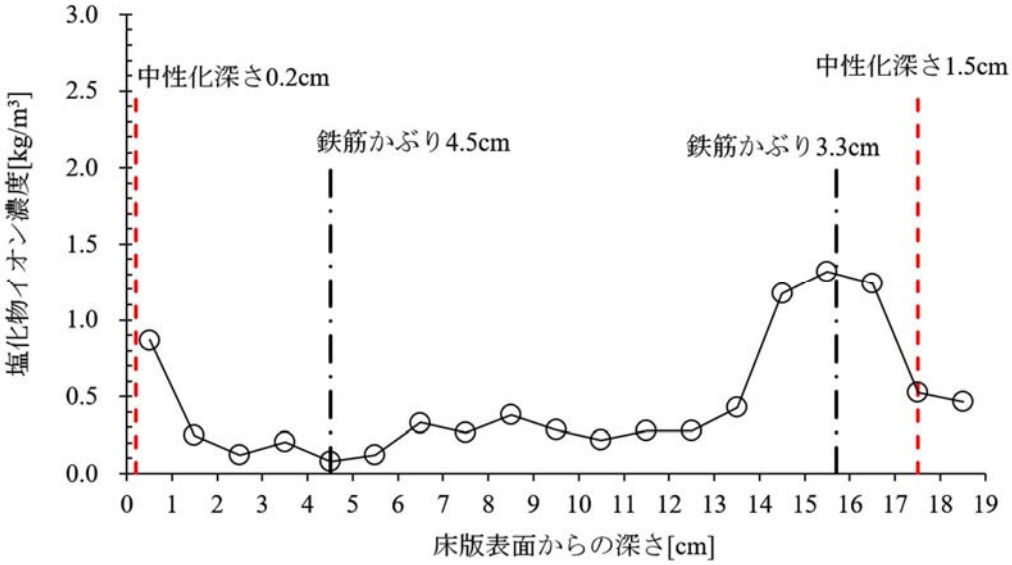
（4）RC 床版の劣化原因

偏光顕微鏡を用いてコアを観察した結果，ASR ゲルが骨材内部に充填されていることが確認された．さらに，圧縮強度および静弾性係数を算出した結果，ASR による劣化が生じた際に確認される圧縮強度に対する静弾性係数の大幅な低下が確認された．また，塩化物イオン濃度と中性化深さを調査した結果，塩化物イオン濃度は腐食発生限界濃度を上回る値は確認されず，中性化に関しても鉄筋位置まで進行していなかったため，凍結防止剤による塩害および中性化の影響は小さいと推測される．

以上より，コア採取による調査結果からは，対象橋梁の RC 床版の劣化の主な原因は，ASR である．この結果は，外観調査の結果とも一致しており，正確に劣化の原因を同定できたと考えられる．また，対象橋梁付近の 2 月の日最低気温は-5 度程度になるが，凍害危険度の高い地域ではなく，地覆やパラペットには凍害特有のポップアウトやスケーリングは見られないことから，凍害が主たる損傷要因となっている可能性は低いと考える．



(a)　乾燥部



(b)　漏水部

図-3.3.3　塩化物イオン濃度と中性化深さ

表-3.3.2　腐食発生限界濃度

	W/C=0.55	W/C=0.60
腐食発生限界濃度 C_{lim}[kg/m^3]	1.75	1.6

3.4　走行荷重モニタリングによる調査とその分析

3.4.1　調査概要

前節の 3.3 **コア採取による調査**では，対象橋梁の RC 床版の乾燥部と漏水部から貫通コアを採取し，化学的分析，圧縮強度・静弾性係数試験および偏光顕微鏡によるコア観察を行った．その結果，骨材に ASR ゲルが充填されていたこと，圧縮強度に対して静弾性係数の大幅な低下および塩化物イオン濃度が限界濃度を下回っていたことが明らかになり，RC 床版の主な劣化原因が ASR であることを同定した．コア採取による調査で RC 床版の漏水部と乾燥部の静弾性係数と圧縮強度は得られたが，それは代表点における評価に過ぎない．そこで本章では対象橋梁上を走行する大型車両の交通荷重特性を把握すると同時に RC 床版の版としての剛性を評価するために一般の大型車両を対象とした走行荷重モニタリングを 11 日間実施した．加えて，複数の BWIM を適用することで早期劣化が生じた道路橋における BWIM の推定精度を確認した．また，走行荷重モニタリングを実施する前に，車両走行試験を行い，対象橋梁の各部材の応答波形を確認するとともに，BWIM のキャリブレーション作業と走行試験における推定精度を把握した．

3.4.2　車両走行試験

（1）試験車両

試験車両は，**図-3.4.1** に示す車両総重量約 245kN のリーフサスペンションを有する 3 軸トラックを用いた．試験車両の寸法は同図に示し，各軸における重量(軸重)を**表-3.4.1** にまとめた．

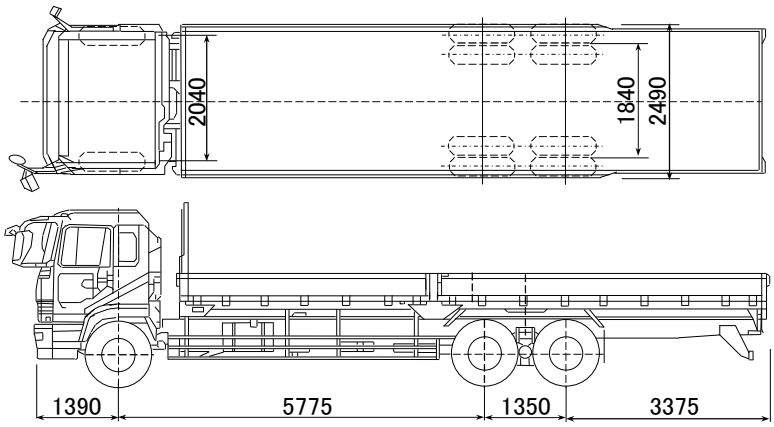


図-3.4.1　試験車両寸法

表-3.4.1　軸重計測の結果[単位：kN]

	無積載時	積載時
前輪	64.14	70.41
後輪　前軸	39.79	84.67
後輪　後軸	37.30	84.33
総重量	141.2	239.4

（2）走行ケース

本試験における走行ケースを**表-3.4.2** に示す．**表-3.4.2** から試験車両の走行速度は，20，40，60km/h の 3 ケースとし，幅員方向の走行位置は，**図-3.4.2** に示すように路線ごとに外桁側，車線の中心，センターライン側の 3 パターンとした．また，走行速度 20km/h での走行は，衝撃を含まない準静的な特性を把握するために実施した．なお，本試験は単独走行によるデータを記録するため，片側車線を規制しながら行った．

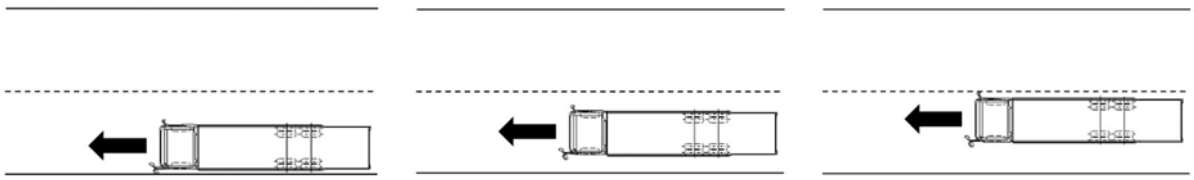
表-3.4.2　走行ケース

(a)　金沢行き

		case1	case2	case3	case4	case5	case6	case13
走行位置	外側	○	○					
	中側			○	○			○
	内側					○	○	
走行速度 [km/h]	20							○
	40	○		○		○		
	60		○		○		○	

(b)　勝山行き

		case7	case8	case9	case10	case11	case12	case14
走行位置	外側	○	○					
	中側			○	○			○
	内側					○	○	
走行速度 [km/h]	20							○
	40	○		○		○		
	60		○		○		○	



(a)　外側　　(b)　中側　　(c)　内側

図-3.4.2　走行位置のイメージ

（3）測点配置

本試験は，対象橋梁上を試験車両が走行した際の橋梁側の応答値を動的に計測する．測定位置を**図-3.4.3** に示し，計測項目を**表-3.4.3** にまとめた．**表-3.4.3** から計測項目は，主桁下フランジの橋軸方向のひずみ(以下，主桁ひずみ)，床版の橋軸直角方向のひずみ(以下，床版ひずみ)，端垂直補剛材の鉛直方向のひずみ(以下，垂直補剛材ひずみ)，鉛直方向の床版変位(以下，床版変位)，鉛直方向の主桁変位(以下，主桁変位)，支承変位，床版下面の亀裂変位(以下，亀裂変位)の 7 項目で，設置状況は**写真-3.4.1** と**写真-3.4.2** に示す．また，走行荷重計測 BWIM には主桁ひずみ，床版ひずみ，垂直補剛材ひずみ，支承変位および亀裂変位の 5 項目を用いた．床版変位計は，BWIM から得られた走行荷重との関係から版としての剛性を評価するために設置した．床版変位は，主桁間に設置されている対傾構の上弦材に両端ピンの不動梁を設置し，その梁を不動点とした床版との相対変位を計測した(**写真-3.4.2(a)～(d)参照**)．また，主桁変位は，その不動梁から地面にスチール製の伸縮棒を下げ，それを使用して地面との変位を計測した(**写真-3.4.2(e)参照**)．なお，床版変位を計測したパネルの劣化状況は，いずれも水掛かりしている状況にあった(**写真-3.4.2(a)～(d)参照**)．

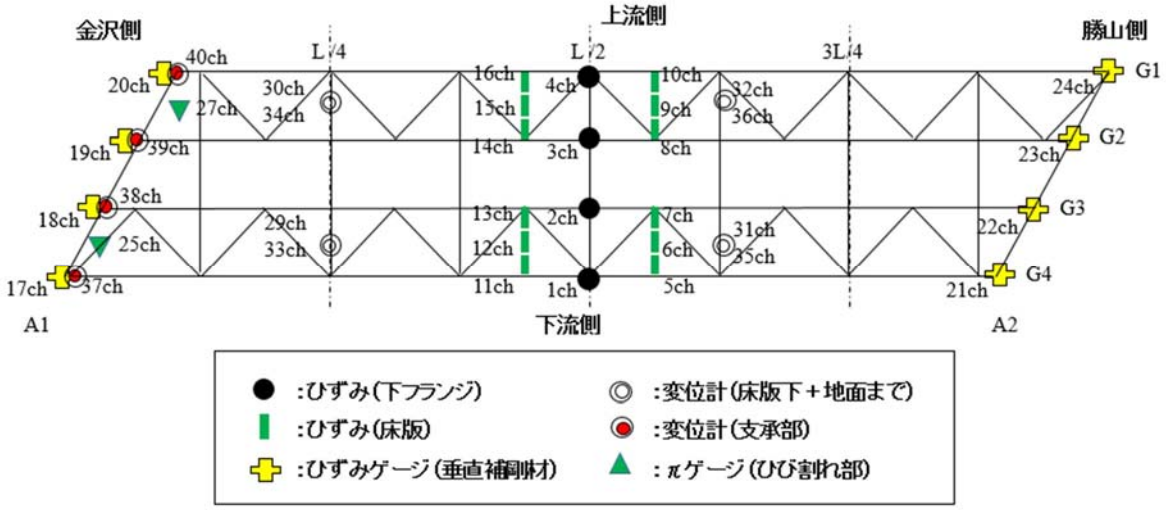


図-3.4.3　測定位置

表-3.4.3　計測項目

ch	計測項目	部材	場所		計測機器
1	ひずみ	主桁	G4（下流側）	1/2	FLA-10
2	ひずみ	主桁	G3	1/2	FLA-10
3	ひずみ	主桁	G2	1/2	FLA-10
4	ひずみ	主桁	G1（上流側）	1/2	FLA-10
5	ひずみ	床版	金沢行き車線外桁側	5/8(金沢側)	WFLM-60-11-2LT
6	ひずみ	床版	金沢行き車線中間	5/8(金沢側)	WFLM-60-11-2LT
7	ひずみ	床版	金沢行き車線内桁側	5/8(金沢側)	WFLM-60-11-2LT
8	ひずみ	床版	勝山行き車線内桁側	5/8(金沢側)	WFLM-60-11-2LT
9	ひずみ	床版	勝山行き車線中間	5/8(金沢側)	WFLM-60-11-2LT
10	ひずみ	床版	勝山行き車線外桁側	5/8(金沢側)	WFLM-60-11-2LT
11	ひずみ	床版	金沢行き車線外桁側	3/4(勝山側)	WFLM-60-11-2LT
12	ひずみ	床版	金沢行き車線中間	3/4(勝山側)	WFLM-60-11-2LT
13	ひずみ	床版	金沢行き車線内桁側	3/4(勝山側)	WFLM-60-11-2LT
14	ひずみ	床版	勝山行き車線内桁側	3/4(勝山側)	WFLM-60-11-2LT
15	ひずみ	床版	勝山行き車線中間	3/4(勝山側)	WFLM-60-11-2LT
16	ひずみ	床版	勝山行き車線外桁側	3/4(勝山側)	WFLM-60-11-2LT
17	ひずみ	端垂直補剛材	G4	金沢側	FLA-5
18	ひずみ	端垂直補剛材	G3	金沢側	FLA-5
19	ひずみ	端垂直補剛材	G2	金沢側	FLA-5
20	ひずみ	端垂直補剛材	G1	金沢側	FLA-5
21	ひずみ	端垂直補剛材	G4	勝山側	FLA-5
22	ひずみ	端垂直補剛材	G3	勝山側	FLA-5
23	ひずみ	端垂直補剛材	G2	勝山側	FLA-5
24	ひずみ	端垂直補剛材	G1	勝山側	FLA-5
25	πゲージ	床版	G3-G4間	金沢ジョイント付近	PI-2-50
27	πゲージ	床版	G1-G2間	金沢ジョイント付近	PI-2-50
29	変位	床版	G3-G4間	第2パネル付近	CDP10
30	変位	床版	G1-G2間	第2パネル付近	CDP10
31	変位	床版	G3-G4間	第4パネル付近	CDP10
32	変位	床版	G1-G2間	第4パネル付近	CDP10
33	変位	主桁	G3-G4間	第2パネル付近	CDP25
34	変位	主桁	G1-G2間	第2パネル付近	CDP25
35	変位	主桁	G3-G4間	第4パネル付近	CDP25
36	変位	主桁	G1-G2間	第4パネル付近	CDP25
37	変位	支点（鉛直）	G4	金沢側	CDP10
38	変位	支点（鉛直）	G3	金沢側	CDP10
39	変位	支点（鉛直）	G2	金沢側	CDP10
40	変位	支点（鉛直）	G1	金沢側	CDP10

(a)　主桁下フランジ(2Ch)

(b)　床版(5,6,7Ch)

(c)　端垂直補剛材(21Ch)

写真-3.4.1　ひずみゲージ設置状況

(a)　床版変位(29Ch)

(b)　床版変位(30Ch)

(c)　床版変位(31Ch)

(d)　床版変位(32Ch)

(e)　主桁変位

(f)　亀裂変位(27Ch)

(g)　支承変位(39Ch)

写真-3.4.2　変位計設置状況

（4）試験結果

試験は，走行ケースごとに 2 回実施した．なお，走行速度が 20km/h のときの走行ケースは，準静的な特性を把握するために実施したため，各路線 1 回しか行わなかった．また，応答波形は，金沢行き路線を試験車両が 20km/h で走行したケース(Case13)と試験車両が車線中心を 40km/h で走行したケース(Case3 の 1 回目)の結果を示す．

① 走行速度

走行速度は，同一車線下にある 2 本の端垂直補剛材ひずみの応答波形のピーク時間差と垂直補剛材間の距離から算出した．算出した結果を**表-3.4.4** に示す．**表-3.4.4** から試験中の走行速度は，金沢行き路線は，概ね想定していた走行速度で走行試験を実施できていたことが分かる．しかし，勝山行き路線では，60km/h で走行する予定のケースでは，大幅に下回る 40km/h 程度の速度しか出せていなかった．この原因は，対象橋梁で 2%の上り勾配となっていることと道路規制の都合上，試験車両が 60km/h で走行するのに十分な助走区間を確保できなかったためである．

表-3.4.4　走行速度[単位：km/h]

(a)　金沢行き路線

	想定した走行速度	走行位置	実際の走行速度	
			1 回目	2 回目
Case1	40	外側	35.8	39.2
Case2	60	外側	51.8	65.0
Case3	40	中側	39.4	36.7
Case4	60	中側	58.3	62.3
Case5	40	内側	40.4	34.9
Case6	60	内側	59.1	61-3.4
Case13	20	中側	18.6	

(b)　勝山行き路線

	想定した走行速度	走行位置	実際の走行速度	
			1 回目	2 回目
Case7	40	外側	44.3	44.2
Case8	60	外側	46.1	45.3
Case9	40	中側	41.6	34.3
Case10	60	中側	47.0	46.2
Case11	40	内側	40.0	40.0
Case12	60	内側	46.6	46.8
Case14	20	中側	17-3.4	

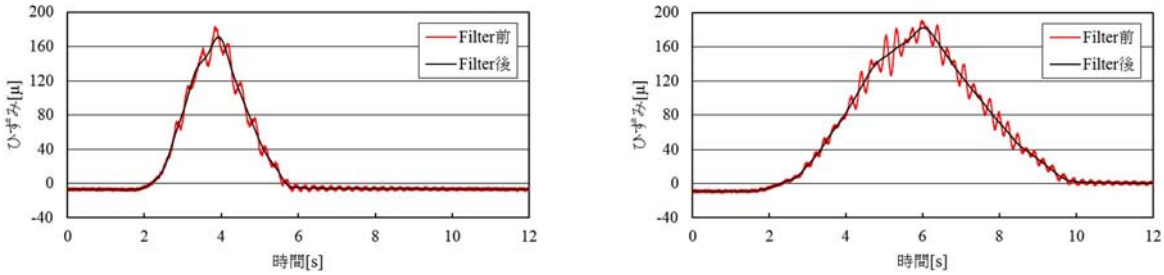
② 走行試験におけるひずみ応答

Case3 と Case13 で得られた各ひずみの応答波形例を**図-3.4.4** から**図-3.4.6** に示す．なお，各応答波形には動的な成分が見られるため，部材ごとに**表-3.4.5** に示すフィルタ処理を施した．また，主桁ひずみの応答波形は，橋軸方向に設置されている 4 枚のひずみゲージの合計値を示している．床版ひずみについても，**写真-3.4.1(b)** のように，各地点で 3 つずつひずみゲージを設置しているため，ひずみの合計値を応答波形とした．

主桁ひずみの応答波形は，車軸ごとの波形を重ね合わせた一つの大きな山型の波形となっていることが分かり，応答波形の面積が走行速度によって異なっていることが判明した(**図-3.4.4 参照**)．**図-3.4.4** から応答波形の面積とは異なり，ピーク値の最大は速度に依存せず概ね同じであった．

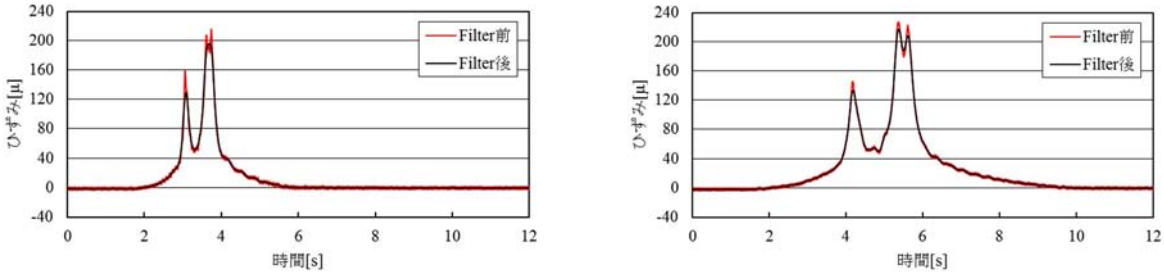
一方，床版ひずみの応答波形は，前輪と後輪 2 軸(後輪前軸と後輪後軸)分の大きな 2 つの山型の波形になっており，タンデム軸でも各軸の応答が明瞭に表れている(**図-3.4.5 参照**)．フィルタ処理を施した場合，準静的な載荷をした Case13 では，フィルタ処理後の応答波形にも車軸 1 つずつの応答が明瞭に表れていたが，動的な載荷をした Case3 では，後輪 2 軸の中心が観測点上を通過したときに，床版ひずみの最大値が生じていることが明らかになった．また，床版ひずみの応答波形も主桁ひずみの応答波形と同様に，走行速度によって応答波形の面積が異なっていたが，ピーク値の最大値は速度に依存せずに概ね同じであった．

垂直補剛材ひずみの応答波形は，試験車の各車軸が支点に接近すると段差状に変化が生じていることが分かる(**図-3.4.6 参照**)．しかし，軸間距離の短い後輪 2 軸の応答は，いずれの走行ケースでも明瞭に判別することができなかった．これは，対象橋梁が斜角を有しているため，試験車が支点上を走行する際に左右輪が時間ずれを伴って作用したことが原因である．フィルタ処理後の応答波形には，ひずみの急変が 2 ヶ所で生じていて，最初の急変は前輪によるもので，次の急変は後輪 2 軸分によるものである．



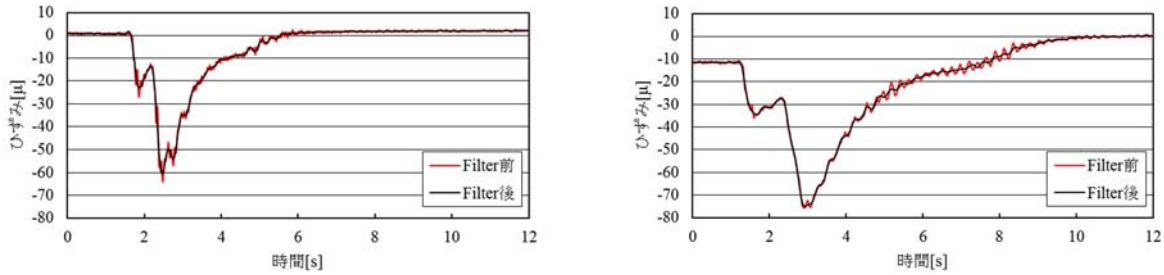
(a)　Case3　　(b)　Case13

図-3.4.4　主桁ひずみの応答波形



(a)　Case3　　(b)　Case13

図-3.4.5　床版ひずみ応答波形(5,6,7Ch の合計値)



(a)　Case3　　(b)　Case13

図-3.4.6　垂直補剛材ひずみ応答波形(22Ch)

表-3.4.5　ひずみ波形のフィルタ処理

部材	フィルタ種類	遮断周波数
主桁下フランジ	FFT によるローパスフィルタ	2.0Hz
床版	単純移動平均による ローパスフィルタ	3.5Hz(25 区間)
端垂直補剛材	FFT によるローパスフィルタ	5.0Hz

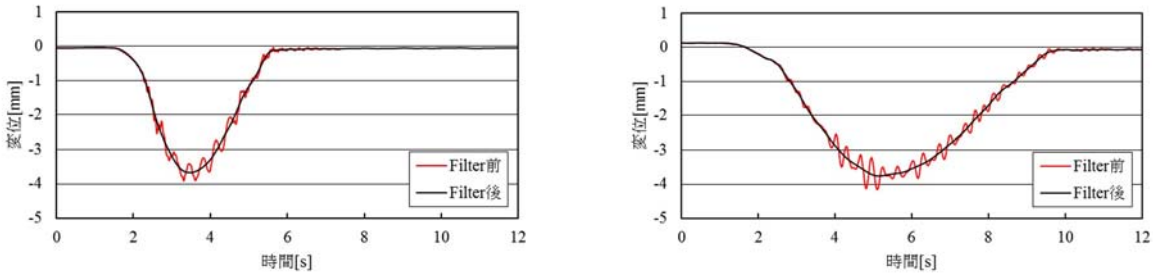
③ 走行試験における変位応答

Case3 と Case13 で得られた各変位の応答波形例を**図-3.4.7** から**図-3.4.10** に示す．なお，ひずみの応答波形と同様に各応答波形には動的な成分が見られるため，部材ごとに**表-3.4.6** に示すフィルタ処理を施した．また，支承変位の応答波形は，A1 側の支承付近に設置されている 4 つの変位計の合計値を示している．

主桁変位と支承変位の応答波形は，主桁ひずみの応答波形と同様で 1 つの大きな山型の波形となっていることが明らかになった(**図-3.4.7**，**図-3.4.8 参照**)．応答波形の面積は速度によって異なっているが，ピークの最大値はいずれの波形も速度によるばらつきは小さく，概ね同じであった．

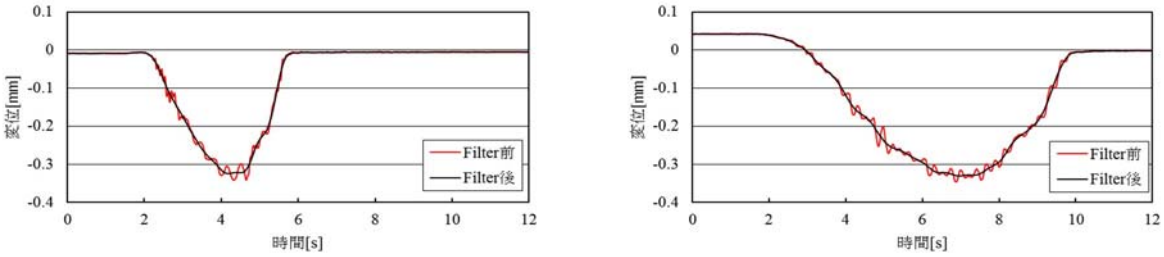
床版変位の応答波形は，床版ひずみと同様に前輪と後輪 2 軸(後輪前軸と後輪後軸)分の大きな 2 つの山型の波形になっていることが判明した(**図-3.4.9 参照**)．応答波形は，観測点の概ね前後 2 パネル分の範囲で変位が生じており，後軸 2 軸の中心が観測点上を通過したときに，床版変位(フィルタ処理後)が最大となる．そのため，床版変位に大きな影響を与えているのは，後輪 2 軸分による荷重である．加えて，動的な載荷をした Case3 では，Case13 と比べて試験車両が橋梁上を走行することによって床版が大きく加振されている．

亀裂変位の応答波形は，いずれのケースでも車軸ごとの独立した峰が明瞭に表れていることが明らかになった(**図-3.4.10 参照**)．そのため，走行荷重モニタリングでは車種判別に必要な軸数を取得することができると推測される．ピークの最大値に関しては，準静的な載荷をした場合に比べ，動的な載荷をした場合の方が大きい．



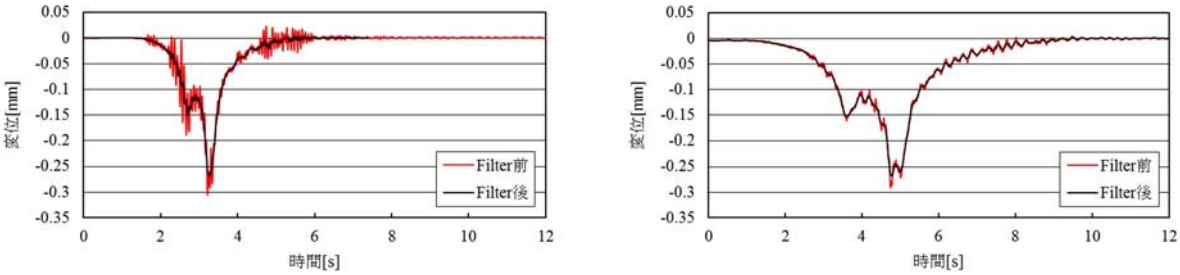
(a)　Case3　　(b)　Case13

図-3.4.7　主桁変位の応答波形(35Ch)



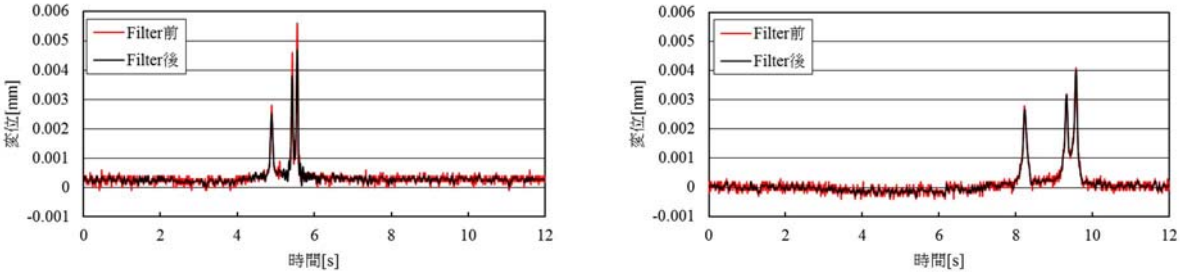
(a)　Case3　　(b)　Case13

図-3.4.8　支承変位の応答波形



(a)　Case3　　(b)　Case13

図-3.4.9　床版変位の応答波形(31Ch)



(a)　Case3　　(b)　Case13

図-3.4.10　亀裂変位の応答波形(25Ch)

表-3.4.6　変位波形のフィルタ処理

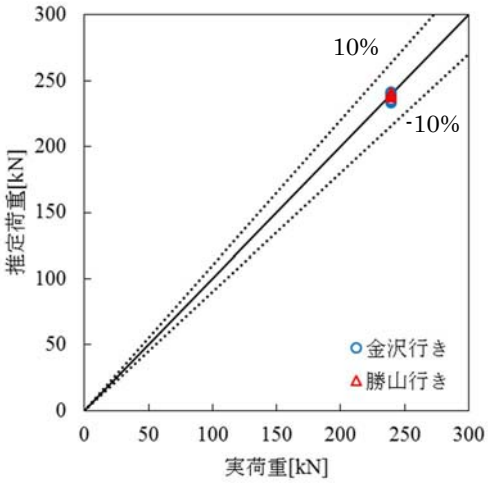
部材	フィルタ種類	遮断周波数
主桁	FFT によるローパスフィルタ	2.0Hz
支承	FFT によるローパスフィルタ	2.0Hz
床版	単純移動平均による ローパスフィルタ	3.5Hz(25 区間)
床版(亀裂変位)	FFT によるローパスフィルタ	15.0Hz

(5) BWIM のキャリブレーション作業と推定精度

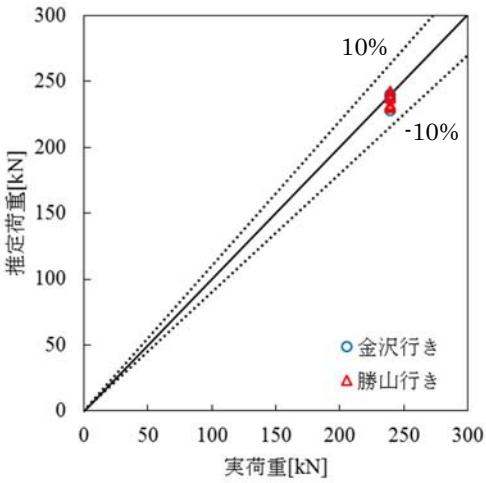
後述する走行荷重モニタリングで適用した BWIM は，部材応答のピーク値に着目した手法 [5]，影響面積法 [6]および支点反力法 [6]の 3 つである．ここでは，手法ごとにキャリブレーション作業を行い，推定精度を確認していく．キャリブレーション値は，いずれの手法でも荷重を 1 回目の車両走行試験の結果の平均値で除した値とする．推定精度は，得られたキャリブレーション値を用いて，2 回目の車両走行試験の結果から走行荷重を推定し，事前に計測した車両重量と比較することで確認する．なお，BWIM は，動的な波形のまま走行荷重を評価すると路面の凹凸や伸縮装置付近の段差などの影響で精度が低下する恐れがあるため，動的な波形にフィルタ処理を施し，準静的な荷重として評価する．各部材に適用するフィルタは，**表-3.4.5** と**表-3.4.6** に示す．

① 部材応答のピーク値に着目した手法

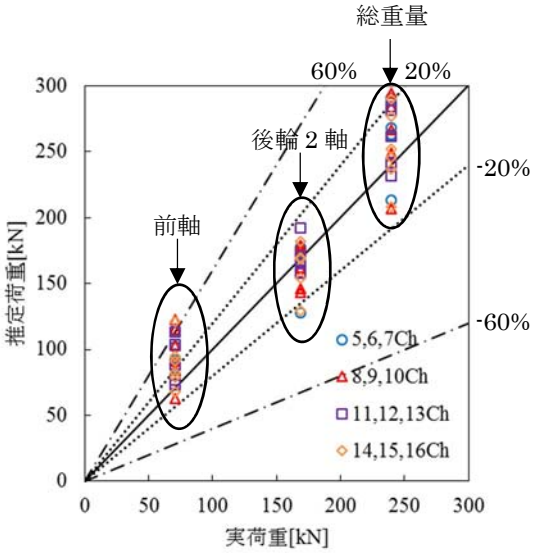
車両走行試験の結果，主桁ひずみと支承変位のピークの最大値は車両総重量に対応し，床版ひずみの 2 つのピーク値は，それぞれ前軸と後輪 2 軸分に対応していることが明らかになった．そこで本手法は，主桁ひずみ，支承変位および床版ひずみに適用した．キャリブレーション作業は，応答波形ごとに算出したピーク値を平均し，ピーク値に対応する荷重を平均したピーク値で除すことでひずみ値から荷重への換算係数を作成した(**表-3.4.7 参照**)．ただし，床版ひずみからの換算係数は，後輪 2 軸分のピーク値から作成した．得られた換算係数を用いて，2 回目の車両走行試験の結果から走行荷重を推定し，実荷重と推定荷重の比較結果を**図-3.4.11** に示す．また，**図-3.4.11**(a) ,(b)の点線は，実荷重に対して誤差±10%を示し，**図-3.4.11**(c)の点線は，実荷重に対して誤差±20%を示しており，1 点鎖線は誤差±60%を示している．**図-3.4.11** から実荷重に対して，主桁ひずみと支承変位から算出した車両総重量は±10%程度，床版ひずみから算出した後輪 2 軸分の荷重は±20%程度のばらつきが生じているが，いずれもばらつきは小さい．しかし，床版ひずみから算出した前軸の荷重は，ばらつきが大きく最大で 60%の過大評価をしている．過大評価している原因は，前軸が測定点付近を走行するときに，後輪 2 軸が伸縮装置を走行した直後であるため，橋梁全体が加振され，動的な影響を受けていることと走行位置の影響であると示唆される．加えて，床版ひずみから推定した車両総重量の誤差が他の部材から推定した値に比べて大きいため，走行位置の影響を受けやすいことが判明した．



(a)　主桁ひずみ



(b)　支承変位



(c)　床版ひずみ

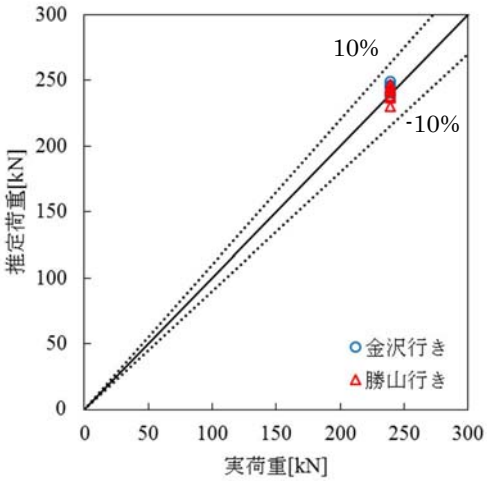
図-3.4.11　実荷重と推定荷重の関係(部材応答のピーク値に着目した手法)

表-3.4.7　換算係数(部材応答のピーク値に着目した手法)

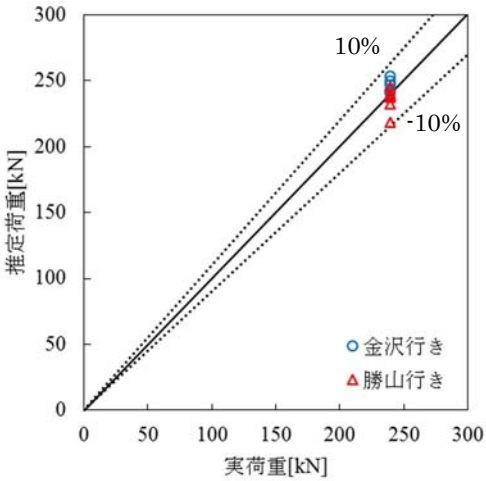
	主桁ひずみ [kN/μ]	支承変位 [kN/mm]	床版ひずみ[kN/μ]			
			5,6,7Ch	8,9,10Ch	11,12,13Ch	14,15,16Ch
金沢行き	1.357	736.5	0.8545	-	0.8206	-
勝山行き	1.413	883.0	-	0.6242	-	0.9563

② 影響面積法

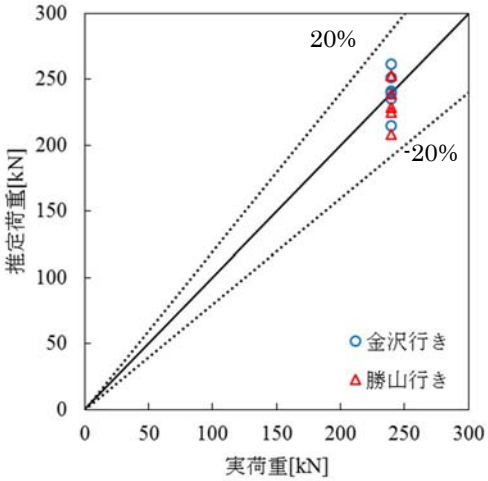
本手法は，主桁ひずみ，床版ひずみおよび支承変位に適用した．キャリブレーション作業は，ケースごとに橋梁上を車両が進入した時間から退去した時間までの範囲の時刻歴波形を積分し，得られた応答波形の面積に走行速度を乗じることで影響面積を算出する．得られた影響面積を平均し，車両総重量を平均した影響面積で除すことで，ひずみ値から荷重への換算係数を作成した(**表-3.4.8 参照**)．ただし，床版ひずみの換算係数に関しては，金沢行き路線は 5,6,7Ch の合計値を勝山行き路線は 14,15,16Ch の合計値の応答波形から作成した．得られた換算係数を用いて，2 回目の車両走行試験の結果から走行荷重を推定し，実荷重と推定荷重の比較した結果を**図-3.4.12** に示す．**図-3.4.12** から実荷重に対して，主桁ひずみと支承変位から算出した車両総重量は±10%程度，床版ひずみから算出した車両総重量は±20%程度のばらつきが生じているが，いずれもばらつきは小さいため，実用上問題なく走行荷重を推定できる．



(a)　主桁ひずみ



(b)　支承変位



(c)　床版ひずみ

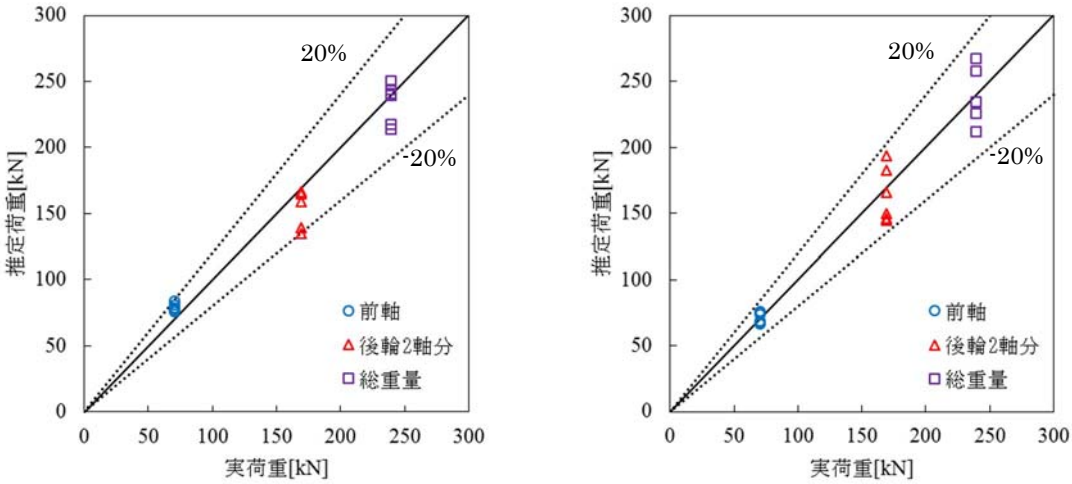
図-3.4.12　実荷重と推定荷重の関係(影響面積法)

表-3.4.8　換算係数(影響面積法)

	主桁ひずみ [kN/μm]	支承変位 [kN/mm^2]	床版ひずみ [kN/μm]
金沢行き	0.01954	8.426	0.04103
勝山行き	0.02053	9.272	0.04976

③ 支点反力法

本手法は，各路線の車両が進入する側の内桁の端垂直補剛材に適用した．キャリブレーション作業は，ケースごとに応答波形から前輪あるいは後軸 2 軸分の荷重に対応するひずみの急変量を算出する．その後，得られた急変量を平均し，急変量に対応する荷重を平均した急変量で除すことで，ひずみ値から荷重への換算係数を作成した(**表-3.4.9 参照**)．得られた換算係数を用いて，2 回目の車両走行試験の結果から走行荷重を推定し，実荷重と推定荷重の比較結果を**図-3.4.13** に示す．**図-3.4.13** から実荷重に対して，推定荷重のばらつきは，±20%程度であった．そのため，影響面積法と同様にばらつきは小さく，実用上問題なく走行荷重を推定できる．



(a)　金沢行き(22Ch)　　(b)　勝山行き(19Ch)

図-3.4.13　実荷重と推定荷重の関係(支点反力法)

表-3.4.9　換算係数(支点反力法)

	垂直補剛材ひずみ [kN/μ]
金沢行き	3.250
勝山行き	3.194

3.4.3　走行荷重モニタリング

（1）概要

走行荷重モニタリングは，対象橋梁上を走行する車両の交通荷重実態を把握すると同時に RC 床版の版としての剛性を評価するために実施した．併せて，様々な BWIM の結果を比較することで早期劣化した橋梁における BWIM の精度を確認した．測定期間は 2016 年 10 月 20 日から 11 月 1 日の計 11 日間とし，データ時間間隔は，0.005sec である．得られたデータは分割して全時刻歴データを収集し，Fortran で作成した BWIM プログラムで解析することで車両重量等を算出した．また，本研究では，橋梁上を走行する全ての車両を計測するのではなく，車両総重量が 40kN 以上の車両を対象に測定した．そのため，確実に車両総重量が 40kN 以上の車両を計測できるように，主桁ひずみの最大値が 29.0μ以上の値を分析対象とした．なお，主桁変位は走行荷重モニタリングでは制約条件の都合上計測をしなかった．

（2）BWIM の比較

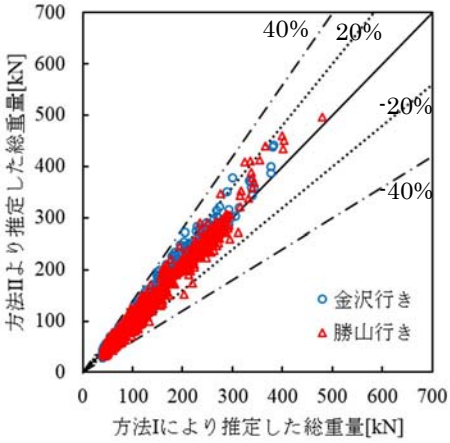
モニタリング期間中に対象橋梁上を走行した車両の重量を主桁ひずみ，支承変位，床版ひずみおよび垂直補剛材ひずみの応答を用いて様々な BWIM の手法で算出した．そこで，各種方法(**表-3.4.10 参照**)で算出した車両総重量の結果を比較することで BWIM の精度を確認する．比較した結果を**図-3.4.14** に示す．図中の点線は，誤差±20%を示しており，1 点鎖線は誤差±40%を示している．**図-3.4.14** から方法 I で推定した総重量は，方法 II と方法 VI で推定した総重量とのばらつきが±20%程度と小さい．しかし，他の手法と比較するとばらつきが大きく，特に方法 V と比較するとばらつきが 40%を大きく超えている．方法 V で推定した総重量は，他の方法で推定した総重量とも比較すると誤差が 40%を大きく超え，過小評価している．方法 V で用いた床版ひずみの測定点は，いずれの路線も他の車線を走行する車両の影響を受けないように外桁側に設置しているため，車両が車線を大きくはみ出して橋梁の中央上を走行すると車両総重量を過小評価すると考えられる．そのため，対象橋梁上を走行する車両の多くは，センターラインを大きくはみ出して走行していると推測される．また，他の方法への走行位置の影響は，方法 I と方法 II は G1 桁，G2 桁，G3 桁および G4 桁から得られた応答値を合計しているため，走行位置の影響を受けにくく，方法 VI に関しても，対象橋梁の構造上，測定点の直上付近を必ず車両が通過するため，走行位置の影響を方法 V に比べて受けにくい．支承変位の応答値から推定している方法 III および方法 IV は，方法 I と方法 II と同様に各桁から得られた応答値の合計値を用いているため，走行位置の影響を受けにくいと考えられるが，対象橋梁は斜角を有しているため，ねじれの影響などで誤差が大きくなると推測される．

同一部材から推定した方法 I と方法 II あるいは方法 III と方法 IV の比較結果は，いずれもばらつきは±20%程度と小さいが，部材応答のピーク値に着目した手法よりも影響面積法で推定した総重量の方が大きい値を示す傾向にある．この原因は，走行速度の推定誤差や応答波形の積分範囲などが考えられる．

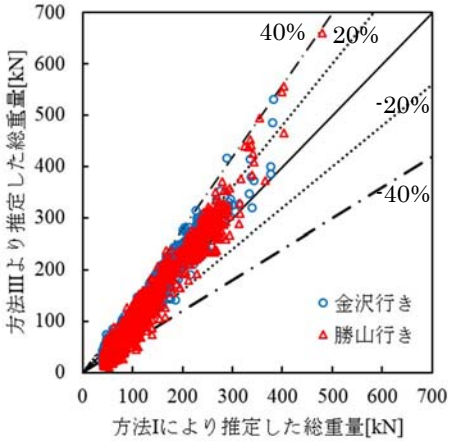
複数の BWIM から推定した車両総重量を比較した結果，対象橋梁では，主桁ひずみのピーク値から算出した車両総重量(方法 I)の精度が最も高いと推測されるため，以降は主桁ひずみのピーク値から算出した総重量を基準に交通荷重特性を分析していく．

表-3.4.10　車両総重量の算出手法

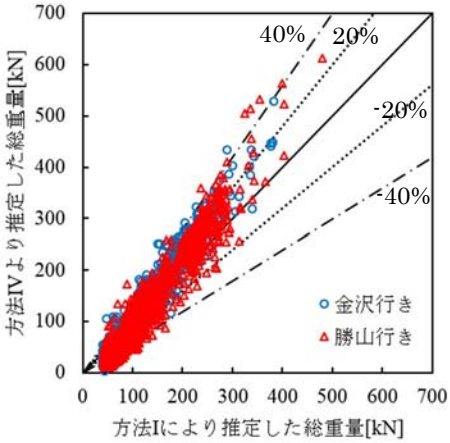
方法	着目部材	手法
I	主桁	部材応答のピーク値に着目した手法
II	主桁	影響面積法
III	支承	部材応答のピーク値に着目した手法
IV	支承	影響面積法
V	床版	影響面積法
VI	端垂直補剛材	支点反力法



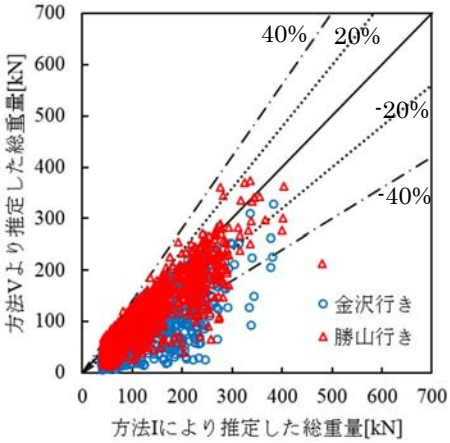
(a)　方法Ⅰと方法 II



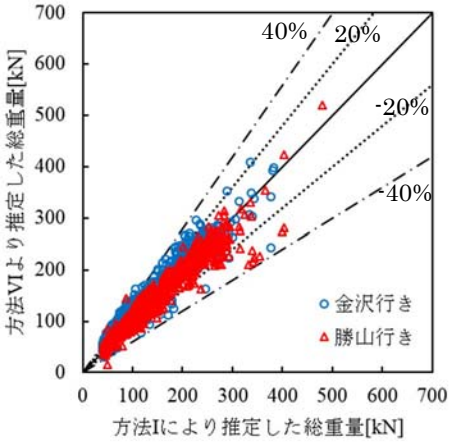
(b)　方法Ⅰと方法 III



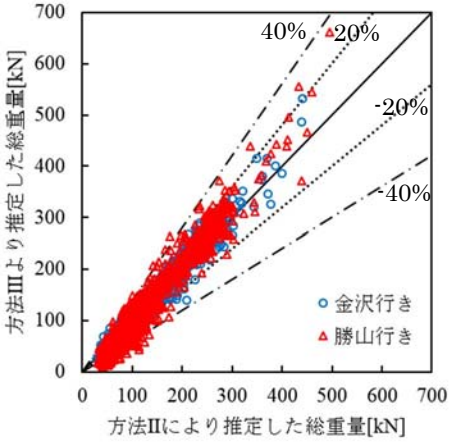
(c)　方法Ⅰと方法 IV



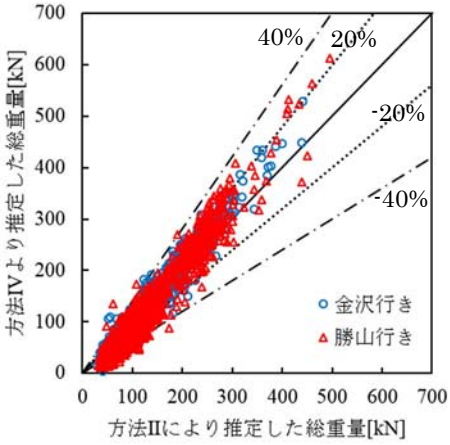
(d)　方法Ⅰと方法Ⅴ



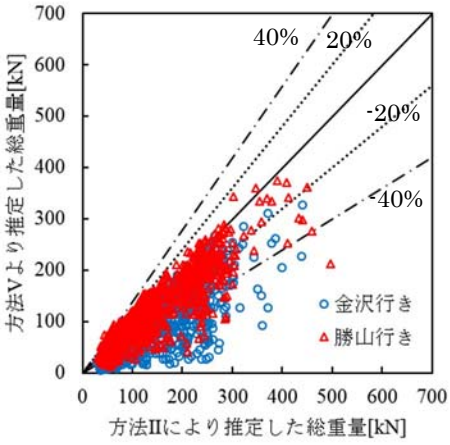
(e)　方法 I と方法 VI



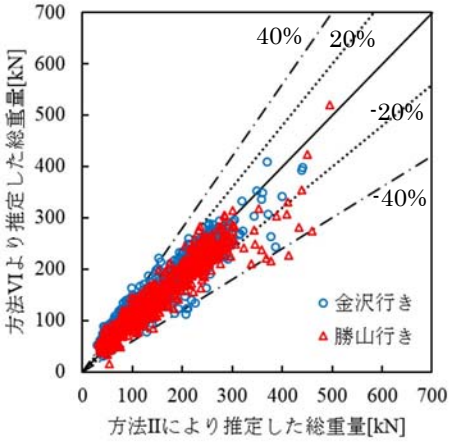
(f)　方法 II と方法 III



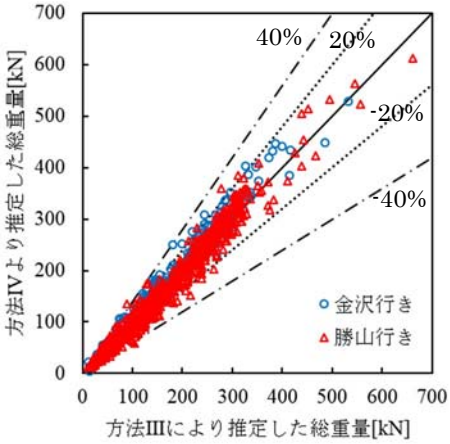
(g)　方法 II と方法 IV



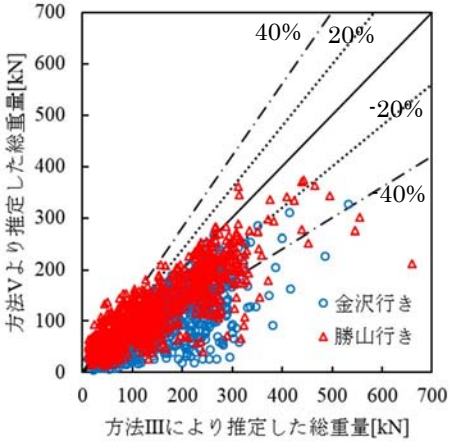
(h)　方法 II と方法 V



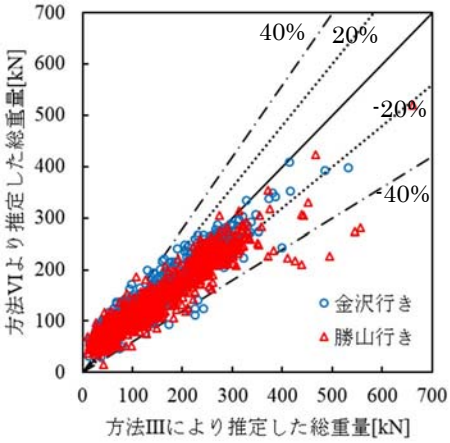
(i)　方法 II と方法 VI



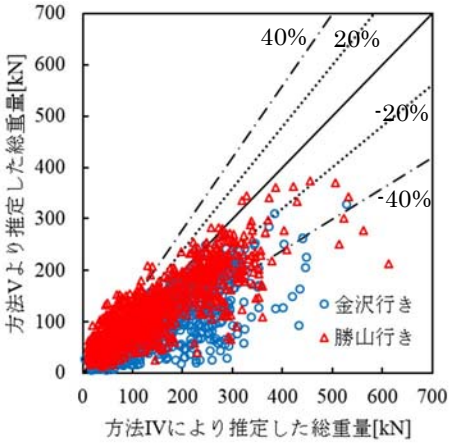
(j)　方法 III と方法 IV



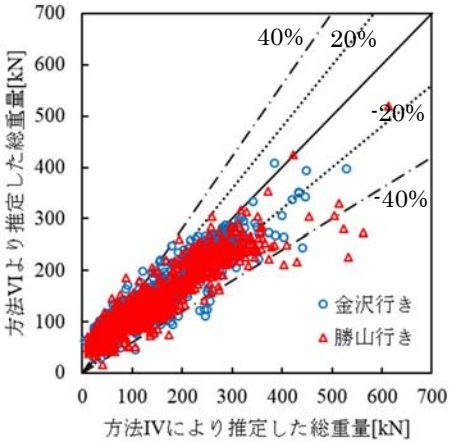
(k)　方法 III と方法 V



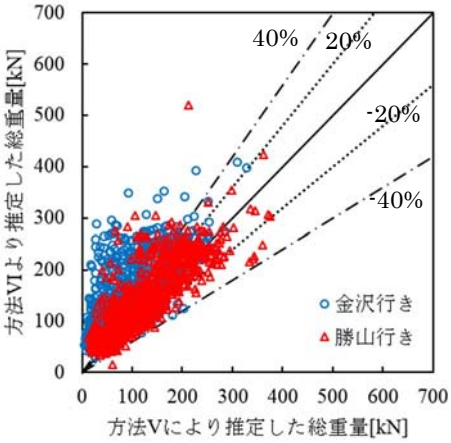
(l)　方法 III と方法 VI



(m)　方法 IV と方法 V



(n)　方法 IV と方法 VI



(o)　方法 V と方法 VI

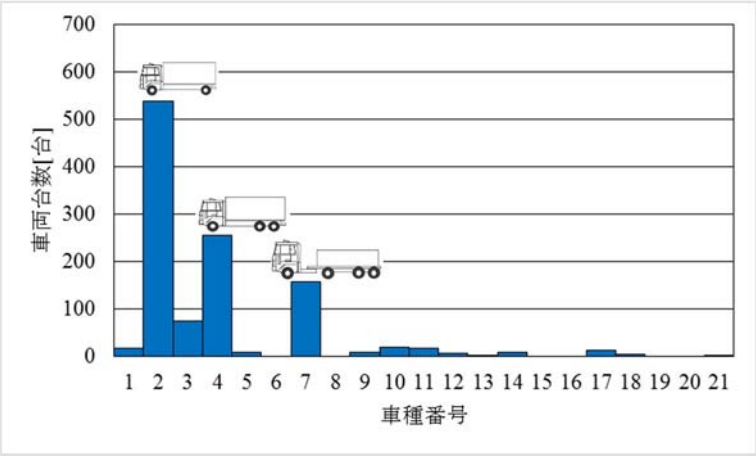
図-3.4.14　BWIM の比較結果

(3) 交通荷重特性

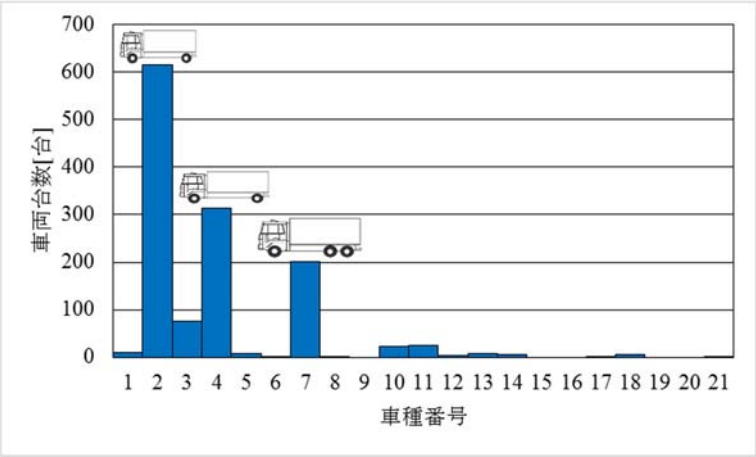
① 交通量および車種構成

11 日間の走行荷重モニタリングで観測された車両総重量が 40kN 以上の車両の台数は，金沢行き路線では 1121 台，勝山行き路線では 1298 台であったため，対象橋梁上を走行した車両の合計が 2419 台となり，日交通量は 220 台となる．日交通量が非常に少ないことから疲労の影響が小さいと推測される．また，平成 27 年度交通センサス [7]では，大型車の日交通量が 259 台であるため，センサスでの大型車交通量が概ね観測できていることが分かる．

観測された車両の車種構成別の走行台数を**図-3.4.15** に示す．なお，車種は玉越ら [6]の判別条件に従い，軸数と軸間距離から分類した．**図-3.4.15** からそれぞれの路線の車種構成は，概ね同じであることが分かり，比較的軽量な 2 軸車が最も多く走行していることが明らかになった．2 番目に多く走行している車両は後側がタンデム軸となっている 3 軸トラックで，3 番目は 4 軸のセミトレーラであった．また，対象橋梁は山間部に位置していることもあり，5 軸以上のトレーラの走行頻度は非常に少ないことが判明した．



(a)　金沢行き

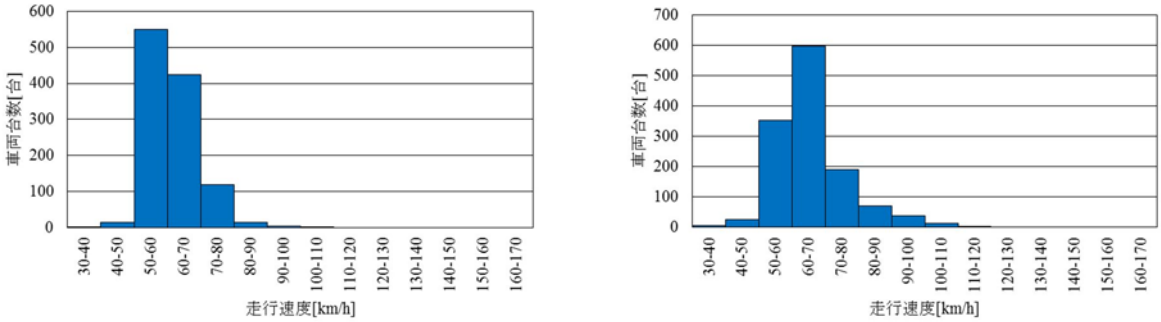


(b)　勝山行き

図-3.4.15　車種分類結果

② 走行速度の度数分布

走行速度は，車両走行試験と同様に，垂直補剛材ひずみのピーク時間差を利用して推定した．観測された車両の走行速度の度数分布を**図-3.4.16** に示す．どちらの路線も多くの車両は，制限速度である 60km/h 付近で走行していた．しかし，制限速度を大きく超えて走行している車両も存在しており，安全上非常に危険である．また，上り坂である勝山行き路線を走行する車両の走行速度が大きい要因としては，対象橋梁上を通過した後，見通しの良い直線が続くためであると推察される．

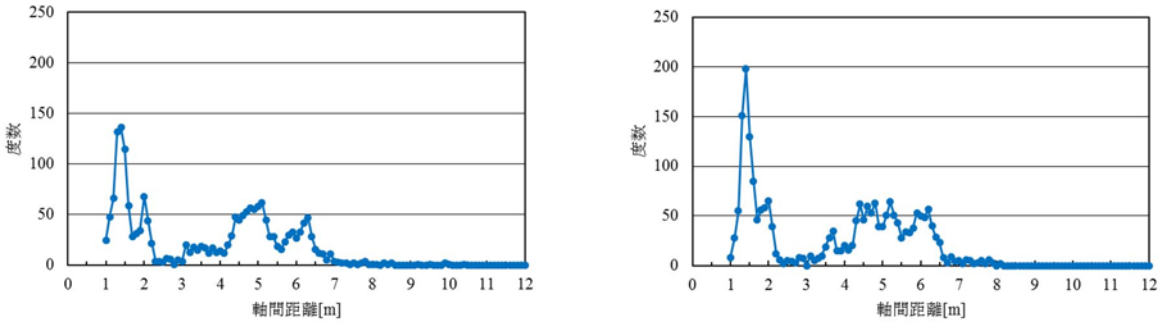


(a)　金沢行き　　(b)　勝山行き

図-3.4.16　走行速度の度数分布

③ 軸間距離の度数分布

観測された車両の軸間距離の度数分布を**図-3.4.17** に示す．ここで，**図-3.4.17** の横軸は軸間距離の階級値を示している．最も多い軸間距離は，どちらの路線も 1.35～1.45m(階級値で 1.4m)であることが分かる．そのため，対象橋梁上を軸間距離の短いタンデム軸を有する車両が多く走行している．また，軸間距離 5m 付近の度数が多い要因としては，2 軸車が多く走行していることなどが挙げられる．

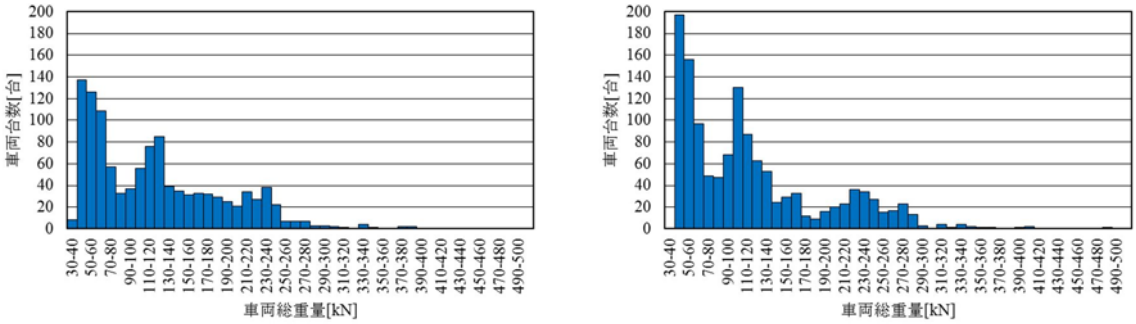


(a)　金沢行き　　(b)　勝山行き

図-3.4.17　軸間距離の度数分布

④ 車両総重量の度数分布

モニタリング期間中に対象橋梁上を走行した車両の総重量に関する度数分布を**図-3.4.18** に示す．度数分布は総重量が 50kN，110kN，240kN 付近にピーク値があることが分かる．これらは，2 軸車の重量，無積載時の大型車両の重量，積載時の大型車両の重量の代表的な値を示していると推測される．分布形状は，金沢行き路線および勝山行き路線のいずれもおおよそ同じであった．また，観測された最大の車両総重量は，勝山行き路線を走行していた 6 軸のセミトレーラの 480kN であった．この値は，分割可能貨物を積載する特殊車両(特例 8 車種)の許可限度重量である 431.2kN(44tf)を上回っており，対象橋梁に大きな損傷を与えると推測される．

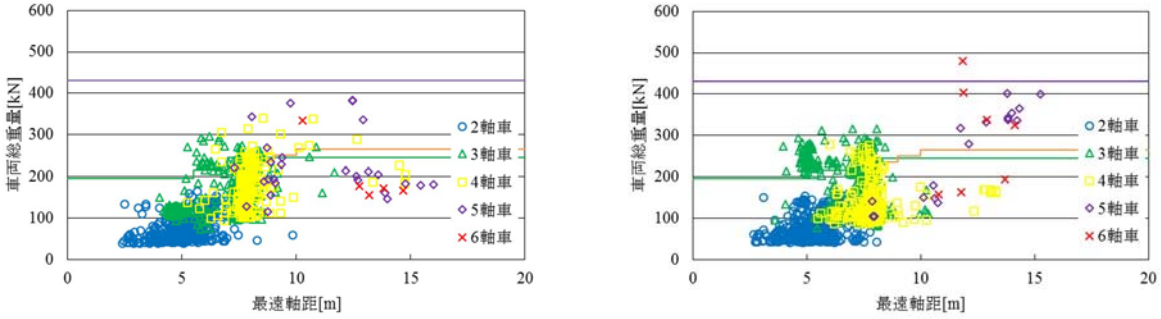


(a)　金沢行き　　(b)　勝山行き

図-3.4.18　車両総重量の度数分布

⑤ 最遠軸距と車両総重量の関係

各路線で得られた最遠軸距と車両総重量の関係を**図-3.4.19** に示す．図中には，車両制限令による一般制限値(緑実線)，セミトレーラ連結車・フルトレーラ連結車の特例(橙実線)および特例 8 車種の許可限度重量(紫実線)を図示してある．いずれの路線も多くの車両は，制限値の範囲内の総重量で走行していることが分かるが，制限値を超えて走行している車両も存在している．制限値を超えて走行している車両は，金沢行き路線よりも勝山行き路線に多くみられ，3 軸車および 4 軸車の違反が目立つ．特に勝山行き路線を走行する 3 軸車の中には総重量 300kN を超えている車両も存在しており，軸重の制限値である 98kN(10tf)を超過していると考えられる．そのため，過積載車両の影響は，勝山行き路線の方が大きいと推測される．ただし，特例 8 車種に該当する場合，道路管理者に申請し，許可を得れば，車両総重量 431.2kN(44tf)まで走行できる．対象路線で 431.2kN を超えている車両は，勝山行き路線の 1 台のみであるため，車両総重量の観点からは橋梁に大きな影響を与える荷重は，ほとんど存在しない．



(a)　金沢行き　　(b)　勝山行き

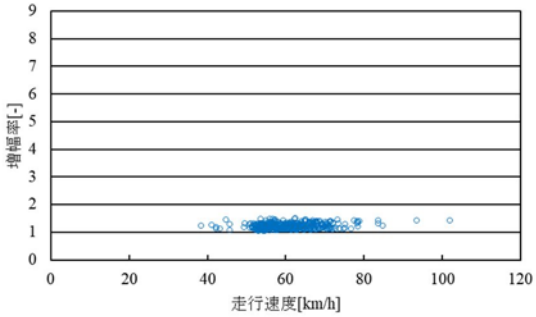
図-3.4.19　最遠軸距と車両総重量の関係

⑥　増幅率

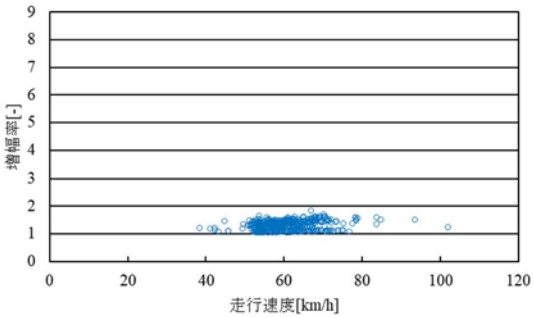
フィルタ処理を施す前後の床版ひずみのピーク値から走行荷重を推定し，準静的な荷重に対して動的な荷重がどの程度増幅しているかを確認する．ここで，走行荷重とは，車両の前輪側の軸重和あるいは後輪側の軸重和を示している．6 軸のトレーラ(トラクタ 3 軸，トレーラ 3 軸)を例に挙げて説明すると走行荷重は，トラクタ 3 軸分の荷重あるいはトレーラ 3 軸分の荷重のことをいう．床版変位に関してもフィルタ処理を施す前後で，準静的な変位に対して動的な変位がどの程度増幅しているかを確認する．併せて，増幅率と走行速度の関係性を分析する．**図-3.4.20** に床版ひずみのピーク値の最大値から推定した走行荷重の増幅率と走行速度の関係を示し，**図-3.4.21** に床版変位の増幅率と走行速度の関係を示す．なお，対象橋梁上を走行していた車両の多くが，センターラインを大きくはみ出して走行していたと推測されるため，過小評価している走行荷重とそれに対応する床版変位は除去した．データを除去する基準は，床版ひずみのピークの最大値から推定した準静的な走行荷重が車両総重量の 4 割を満たしていない場合は，車両がセンターラインを大きくはみ出して走行していると考えた．

図-3.4.20 からどの測定点においても走行荷重の増幅率は，1.0 から 2.0 の範囲内であることが分かる．次に，**図-3.4.21** から伸縮装置から離れた位置で計測した床版変位(31Ch と 32Ch)の増幅率は，走行荷重と同じで概ね 1.0 から 2.0 の範囲内に分布していた．一方，伸縮装置付近で計測した床版変位(29Ch と 30Ch)の増幅率は，ばらつきが大きく，最大で 8 倍程度であった．伸縮装置付近には路面の凹凸(**写真-3.2.1 参照**)が確認されたため，路面が凹凸している箇所を車両が走行することで連成振動が生じ，床版変位を大きく増幅させていると考えられる．

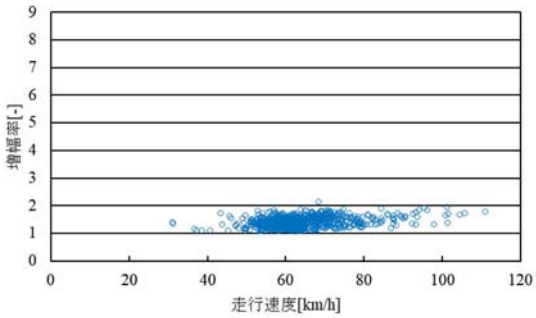
走行荷重あるいは床版変位の増幅率と走行速度との関係については，増幅率はいずれも走行速度によらず概ね一定であるため，走行速度に依存しないと考えられる．また，**図-3.4.22** に車両総重量と増幅率の関係を示す．**図-3.4.22** から床版変位と走行荷重の増幅率ともに，車両総重量が小さくなるほど増幅率が大きくなる傾向にある．そのため，増幅率は，路面の凹凸と車両総重量の大きさに依存すると推測される．



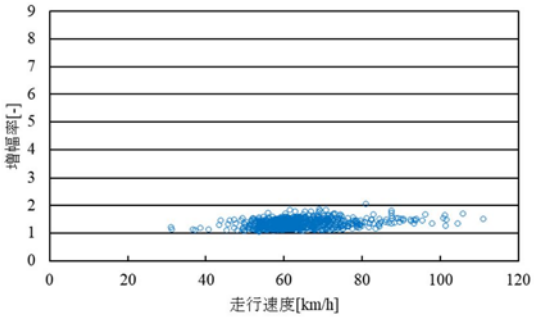
(a)　5,6,7Ch から推定した走行荷重



(b)　11,12,13Ch より推定した走行荷重

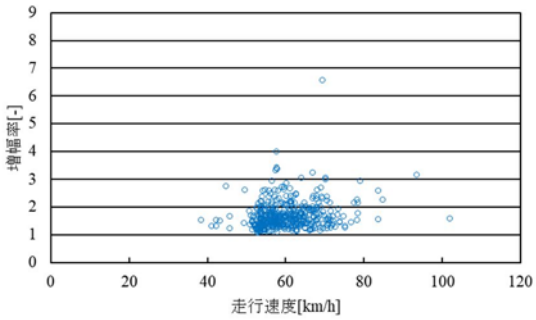


(c)　8,9,10Ch から推定した走行荷重

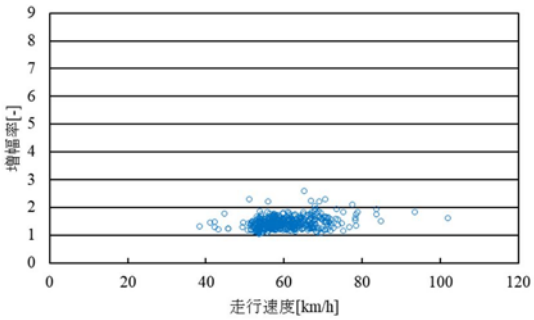


(d)　14,15,16Ch より推定した走行荷重

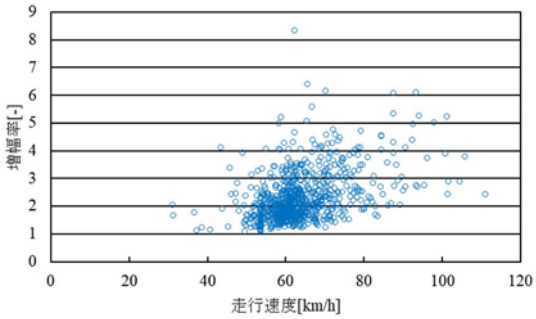
図-3.4.20　走行荷重の増幅率と走行速度の関係



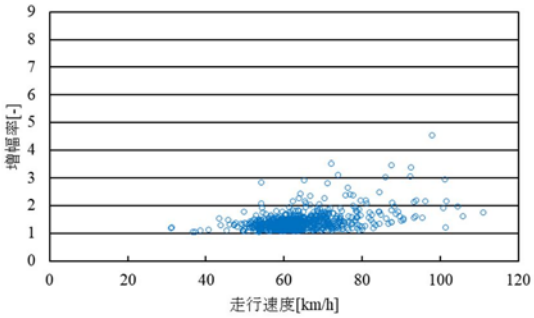
(a)　床版変位 29Ch



(b)　床版変位 31Ch

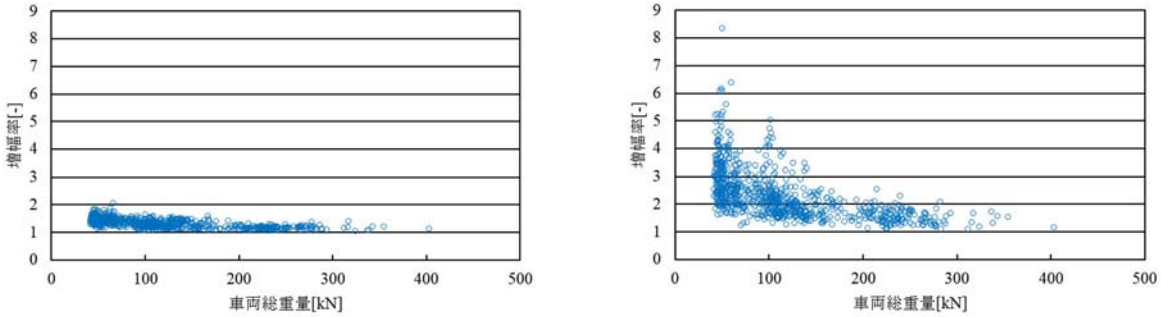


(c)　床版変位 30Ch



(d)　床版変位 32Ch

図-3.4.21　床版変位の増幅率と走行速度の関係



(a)　走行荷重(14,1516Ch)の増幅率　　(b)　床版変位の増幅率(30Ch)

図-3.4.22　車両総重量と増幅率の関係

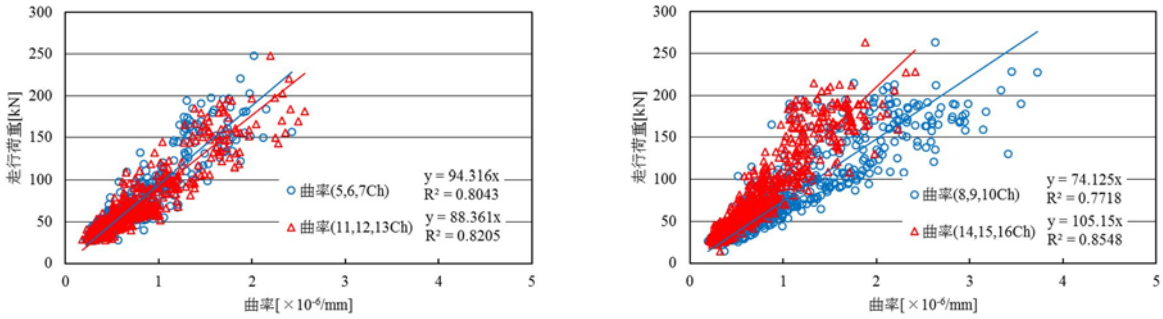
（4）走行荷重と曲率の関係

ひずみゲージを設置した箇所の床版の劣化度を曲率から評価するために，各路線において車両が走行した際に生じる床版ひずみから曲率を式(3.4.1)で算出した．床版ひずみは，走行位置によるばらつきを考慮して，3 枚のひずみゲージが 1 枚の長いひずみゲージと同じであると仮定し，3 枚の合計値を用いた．

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_x}{y} \tag{3.4.1}$$

ここで，ρ は曲率半径，ε_x はひずみ，yは図心からの距離(床版厚の 1/2)である．

得られた曲率と走行荷重の関係を**図-3.4.23** に示す．走行荷重は支点反力法を用いて垂直補剛材ひずみから算出した．なお，曲率を過小評価していると考えられるデータは除去した．**図-3.4.23** より曲率の観点から劣化度を評価すると 14,15,16Ch のひずみゲージを設置したパネルと 5,6,7Ch のひずみゲージを設置したパネルが比較的健全で，8,9,10Ch を設置したパネルが最も劣化していることが分かった．外観調査(**図-3.2.1 参照**)からは，5,6,7Ch のひずみゲージを設置したパネルが水掛かりしている範囲が大きく，最も劣化していると考えられたが，床版内部の状態は，8,9,10Ch のひずみゲージを設置したパネルが最も劣化が進行している．そのため，外観から劣化が軽微であると思われても，床版内部は大きく劣化している場合がある．



(a)　金沢行き　　(b)　勝山行き

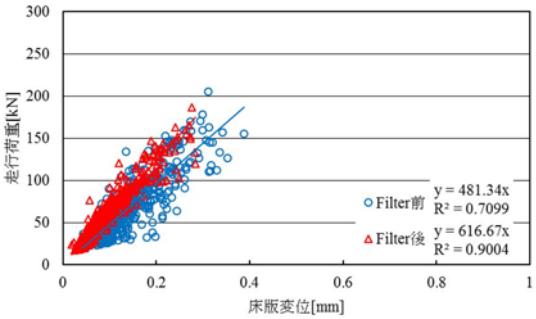
図-3.4.23　曲率と走行荷重の関係

（5）床版変位と走行荷重の関係

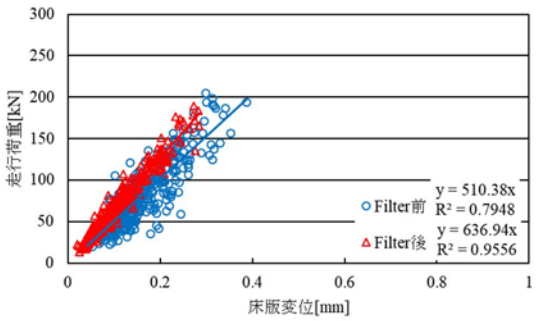
次節で床版の版としての剛性を評価するために，床版変位に影響を与える走行荷重と床版変位との関係について調査した．**図-3.4.24～図-3.4.27** に床版変位と走行荷重の関係を示す．走行荷重は，床版ひずみのピーク値から推定した場合と垂直補剛材ひずみに支点反力法を適用した場合の 2 通りの手法から推定し，それぞれの推定結果をプロットした．ここで，床版変位に影響を与える走行荷重とは，車両の前輪側の軸重和あるいは後輪側の軸重和を比較し，大きい方の荷重のことである．床版変位は，各車両が走行した際に生じる最大値をプロットした．なお，過小評価していると考えられる走行荷重とそれに対応する床版変位は除去した．データを除去する基準は，**3.4.3 走行荷重モニタリング⑥増幅率**と同様である．

図-3.4.24 および**図-3.4.25** からフィルタ処理を施した場合と施さない場合と剛性が変化していることが分かる．特に，伸縮装置付近で計測した床版変位(29Ch と 30Ch)と走行荷重に関するグラフでは，剛性が大きく変化している．この原因は，**3.4.3 走行荷重モニタリング⑥増幅率**から床版変位(29Ch と 30Ch)の増幅率が他の測定点と比較して大きく，走行荷重と動的成分の除去する割合が異なっていたためである．また，回帰直線の決定係数は，フィルタ処理を施すことで 1 に近くなっているため，フィルタ処理後の荷重-変位関係の方が回帰モデルの精度がよい．そのため，次章で述べる床版の力学的特性の評価には，フィルタ処理後の荷重-変位関係を用いる．

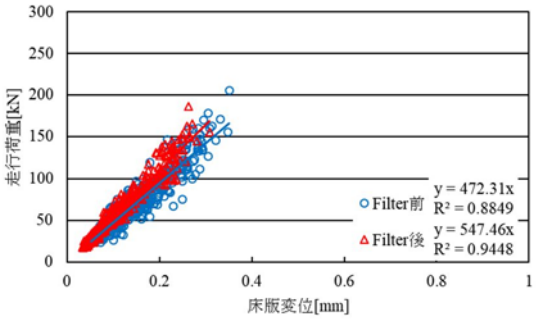
図-3.4.24 と**図-3.4.26** あるいは**図-3.4.25** と**図-3.4.27** を比較すると床版変位と垂直補剛材ひずみから推定した走行荷重の関係の方が剛性は高く推定される．この要因は，走行位置の影響で床版ひずみから推定した走行荷重が垂直補剛材ひずみから推定した走行荷重よりも小さく評価されているためである．



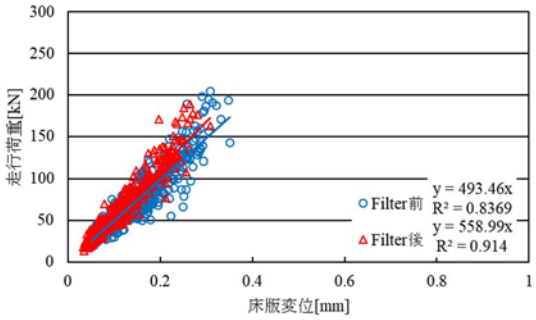
(a) 床版変位(29Ch)と走行荷重(5,6,7Ch)



(b) 床版変位(29Ch)と走行荷重(11,12,13Ch)

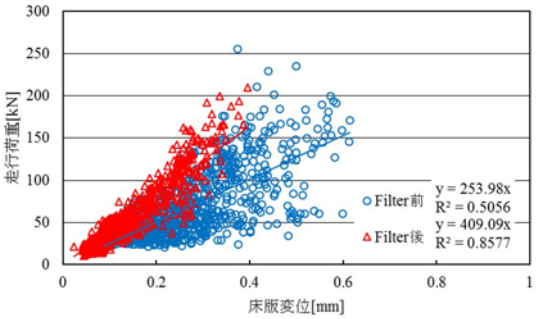


(c) 床版変位(31Ch)と走行荷重(5,6,7Ch)

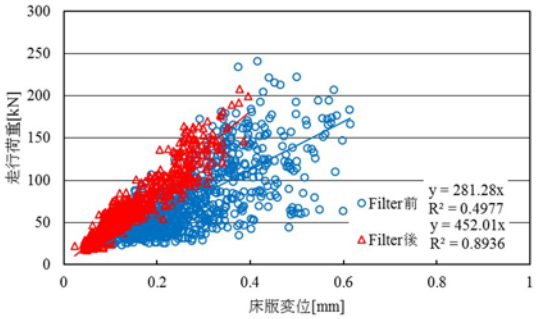


(d) 床版変位(31Ch)と走行荷重(11,12,13Ch)

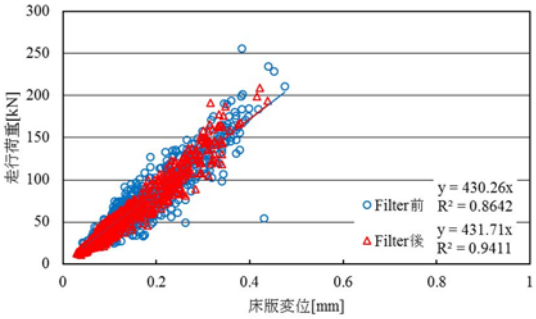
図-3.4.24　床版変位と走行荷重(床版ひずみから算出)の関係(金沢行き路線)



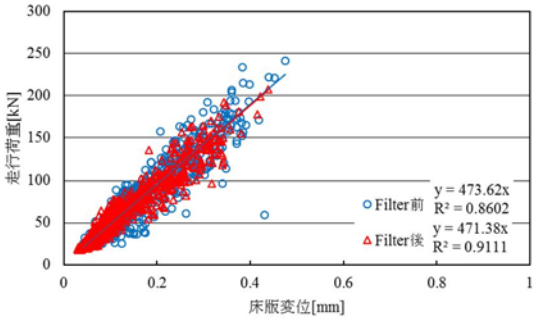
(a) 床版変位(30Ch)と走行荷重(8,9,10Ch)



(b) 床版変位(30Ch)と走行荷重(14,15,16Ch)

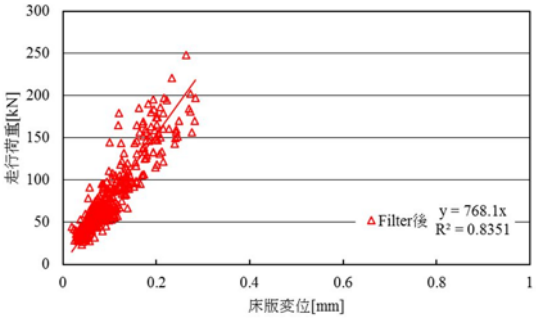


(c) 床版変位(32Ch)と走行荷重(8,9,10Ch)

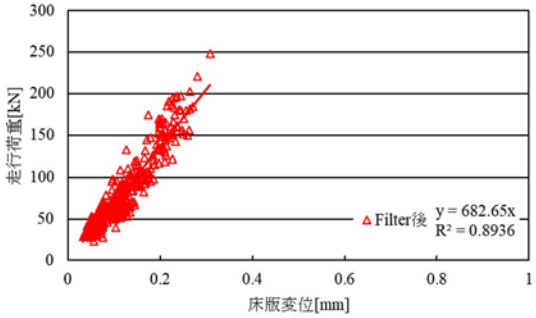


(d) 床版変位(32Ch)と走行荷重(14,15,16Ch)

図-3.4.25　床版変位と走行荷重(床版ひずみから算出)の関係(勝山行き路線)

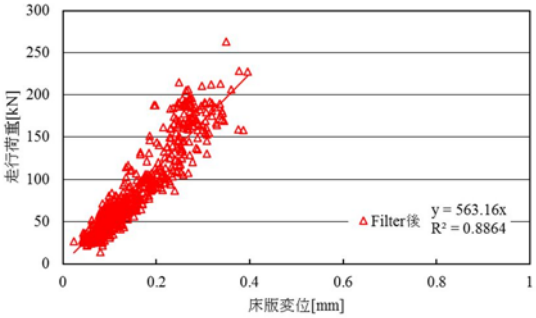


(a)　床版変位(29Ch)と走行荷重(22Ch)

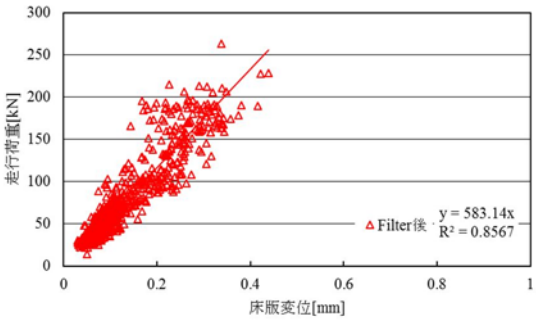


(b)　床版変位(31Ch)と走行荷重(22Ch)

図-3.4.26　床版変位と走行荷重(垂直補剛材ひずみから算出)の関係(金沢行き路線)



(a)　床版変位(30Ch)と走行荷重(19Ch)



(b)　床版変位(32Ch)と走行荷重(19Ch)

図-3.4.27　床版変位と走行荷重(垂直補剛材ひずみから算出)の関係(勝山行き路線)

3.5　数値解析による力学特性の評価

3.5.1　検討概要

近年，ASR，凍結防止剤散布による塩害および凍害などの早期劣化が生じた RC 床版が顕在化しており，抜本的な対策が求められている．しかし，早期劣化が生じた RC 床版の耐荷力を評価する手法がいまだに定まっていないため，適切な補修・補強が行えず，対処療法的に実施している状況にある．国道 158 号のある橋梁では，曲げ耐力の向上を目的に鋼板接着工法が適用されたが，現地調査の結果，鋼板が床版に密着していない箇所が多く，補強効果がほとんど残っていなかったという事例も報告されている[9]．

そこで本章では，「**3.3 コア採取による調査**」で得られた代表点における静弾性係数と圧縮強度を基にパラメトリック解析を行い，RC 床版の剛性を評価する．剛性評価では，**3.4.3 走行荷重モニタリング**で得られた走行荷重-床版変位の関係と解析結果を比較することで，劣化床版の剛性を逆解析により同定する．

RC 床版の版としての剛性と耐荷力を評価するために，コンクリートの物性値(**表-3.5.1 参照**)を変化させて弾塑性解析を実施した．なお，外観調査とコア採取による調査の結果から鉄筋は腐食していないと判断されるため，腐食による劣化は考慮しない．

（1）解析モデル

解析には，汎用構造解析ソフト DIANA10.1[10]を用いた．解析モデル(**図-3.5.1 参照**)は，車両走行試験で得られた床版変位の応答波形を確認したところ，観測点の概ね前後 2 パネル分の範囲で変位が生じていることが明らかになったため，橋軸方向に 2 パネル分とし，橋軸直角方向は床版の全幅をモデル化した．床版，地覆および舗装は，8 節点ソリッド要素，主桁および補剛材は，4 節点シェル要素，対傾構および横構を梁要素でモデル化した．鉄筋は，節点の位置によらずに配置できる埋め込み鉄筋要素を用いた．

車両走行試験の結果，床版変位に影響を及ぼすのは，試験車両の後輪 2 軸分による荷重であることが分かった．さらに，走行荷重モニタリングの結果，タンデム軸を有する車両が多く走行していることが判明したため，タンデム軸を有する試験車両の後輪 2 軸をモデル化して載荷した．橋軸方向の載荷位置は，後輪 2 軸の中心が計測点の直上となるようにし，橋軸直角方向は**図-3.5.2** に示す位置にした．また，解析ステップごとに荷重を増分させて，終局時まで解析を行った．

境界条件は，板曲げによる影響に加えて桁曲げによる影響も考慮するために各桁の下フランジの左端(**図-3.5.1 参照**)を鉛直方向のみ拘束した．さらに，解析モデルは，荷重対称および構造対称であるため，橋軸方向(x 方向)に対称条件を適用し，ハーフモデルとした．

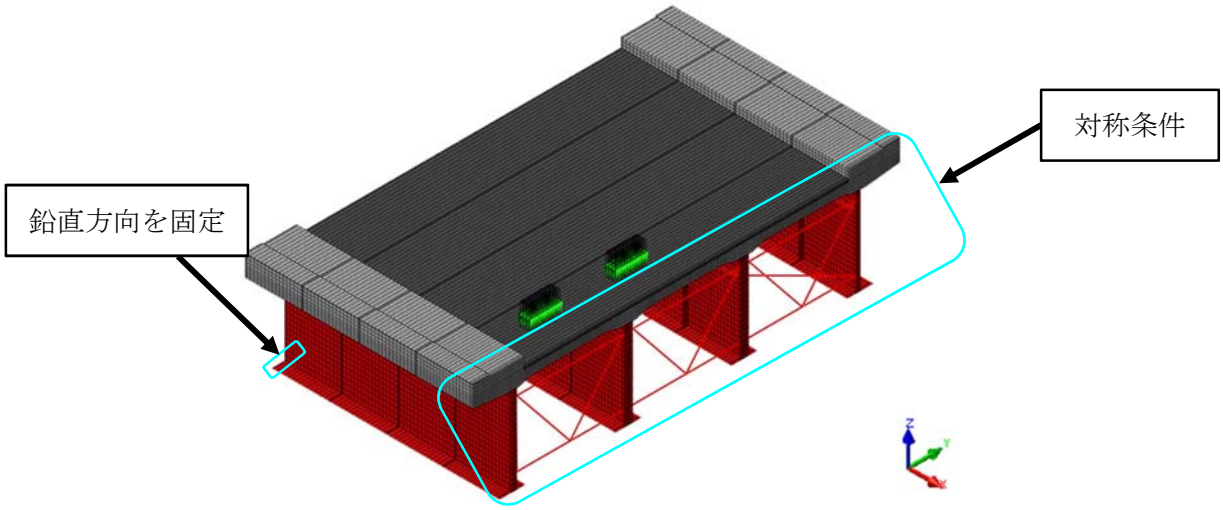


図-3.5.1　解析モデル

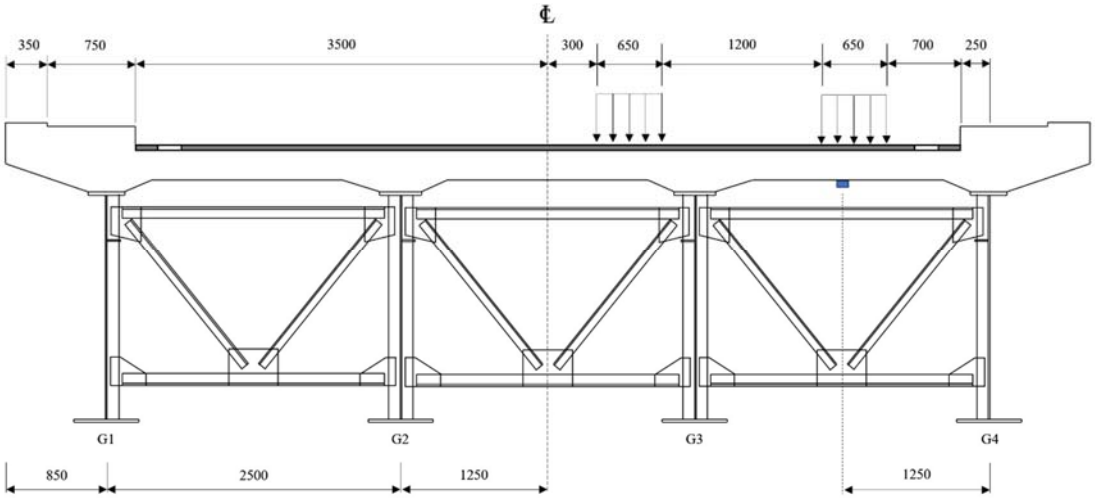


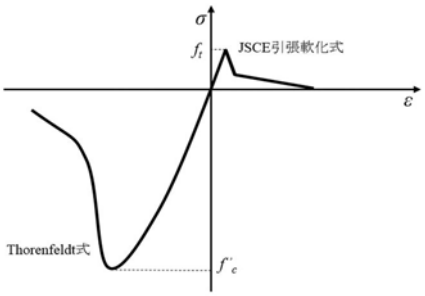
図-3.5.2　橋軸直角方向の載荷位置(青い四角は変位計測点)

（2）材料モデル

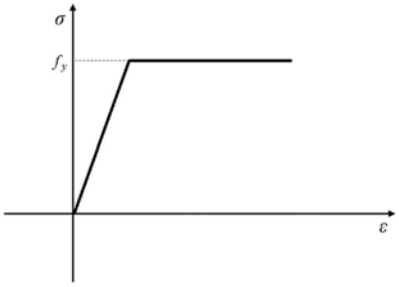
図-3.5.3(a)に示すようにコンクリートの圧縮側の挙動は，Thorenfeldt モデル，引張側の挙動は，JSCE の引張軟化式を適用した．引張強度 f_t および破壊エネルギーG_f は，コンクリート標準示方書 [4]に定められている式を用いて算出した．コンクリートのひび割れモデルは，全ひずみ理論に基づく回転ひび割れモデルを採用した．また，コンクリートの物性値は，設計基準強度 35MPa を健全時とした場合，引張無視の弾性係数比 n=15 とした場合およびコア採取による調査から得られた値を用いた(表-3.5.1 参照)．なお，弾性係数比 n=15 とした場合の圧縮強度は，コア採取による調査から得られた静弾性係数と圧縮強度は線形関係にあると仮定し，一次式から算出した．

鉄筋および桁部材に用いられている鋼材の構成則は，図-3.5.3(b)に示すバイリニアモデルとし，降伏基準は Von-Mises の降伏条件を用いた．それぞれの鋼種は，橋梁台帳から鉄筋は SD295，鋼材は SM490 であることが判明しているため，物性値は道路橋示方書 [11]に示されている値を用いた(表-3.5.2 と表-3.5.3 参照)．加えて，鉄筋とコンクリート間は，完全付着とした．

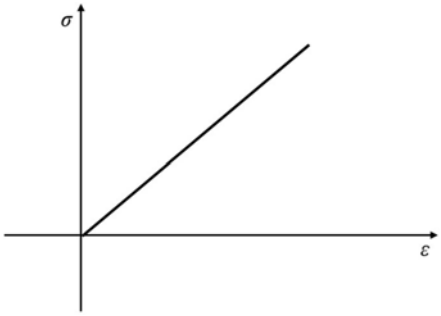
また，舗装(アスファルト)の挙動は弾性体とした(図-3.5.3(c)参照)．物性値に関しては表-3.5.4 に示す値を用いた．



(a)　コンクリート



(b)　鋼材と鉄筋



(c)　アスファルト

図-3.5.3　材料構成則 [2]

表-3.5.1　コンクリートの物性値

	健全時	引張無視	コア(乾燥部)	コア(漏水部)
粗骨材最大寸法[mm]	25			
単位体積重量[kN/m^3]	24.5			
静弾性係数 E_c [GPa]	29.5	13.3	21.5	10.0
圧縮強度 f'_c [MPa]	35.0	24.4	32.3	21.2
引張強度 f_t [MPa]	2.46	1.93	2.33	1.76
破壊エネルギーG_f [N/m]	95.6	84.8	93.1	80.9
ポアソン比[-]	0.167			

表-3.5.2　鉄筋(SD295)の物性値

呼び名	D16
断面積[mm^2]	198.6
単位体積重量[kN/m^3]	77.0
静弾性係数 E_s [GPa]	200
降伏応力 f_y [MPa]	295
ポアソン比[-]	0.3

表-3.5.3　鋼材(SM490)の物性値

単位体積重量[kN/m^3]	77.0
静弾性係数 E_s [GPa]	200
降伏応力 f_y [MPa]	325
ポアソン比[-]	0.3

表-3.5.4　舗装(アスファルト)の物性値

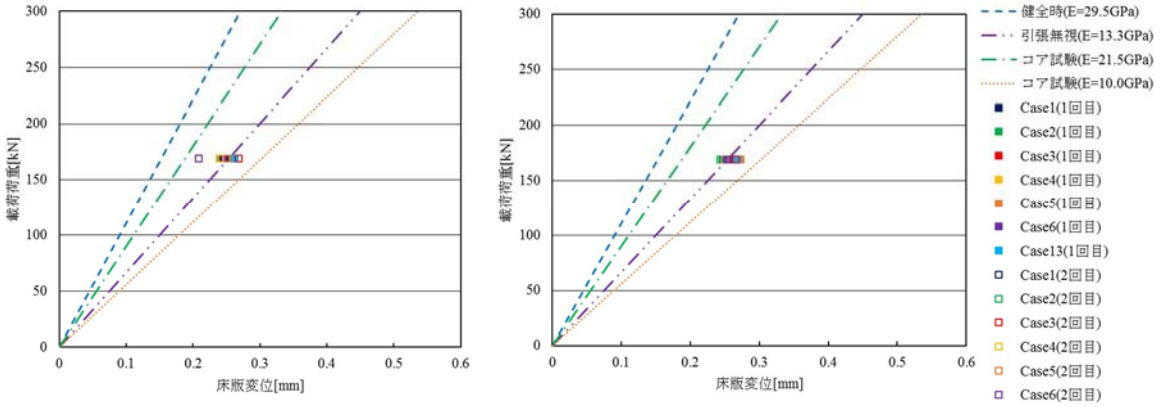
単位体積重量[kN/m^3]	22.5
静弾性係数 E_a [GPa]	0.7
ポアソン比[-]	0.35

3.5.2　モデルの妥当性

コアは対象橋梁の RC 床版で比較的健全な箇所(乾燥部)と損傷の激しい箇所(漏水部)から採取しているため，版の剛性は，その範囲内にあると推測できる．そこで，コア採取結果に基づいて行った解析結果と走行試験によって得られた床版変位を比較して，試験結果が解析結果の範囲に分布していた場合，解析モデルは妥当であると判断する．**図-3.5.4** および**図-3.5.5** に FEA による載荷荷重と床版変位の関係と走行試験で得られた各計測点における床版変位(フィルタ処理後)の比較結果を示す．ここで，載荷荷重とは，床版変位に影響を及ぼす走行荷重のことである．3 軸の大型車両の場合，後輪 2 軸分の 4 車輪合計の荷重である．

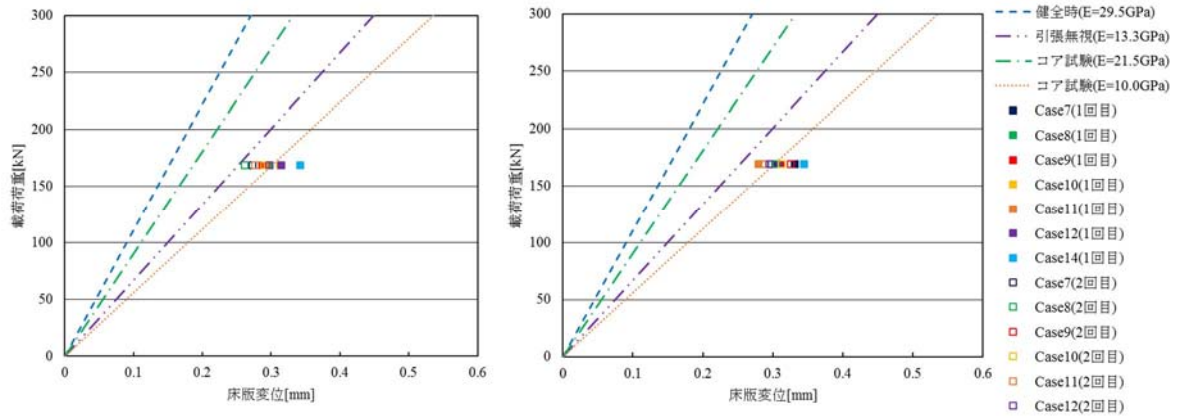
図-3.5.4 から金沢行き路線で計測した床版変位は，採取したコアから得られた解析結果の範囲内に分布していることが分かる．また，**図-3.5.5** から勝山行き路線で計測した床版変位は，漏水部で採取したコアを基に行った解析結果付近に分布しているが，それよりも大きい値が得られたケースもあった．これは，コア試験による圧縮強度・静弾性係数は，代表点における評価に過ぎないため，勝山行き路線の版としての剛性は，それよりも小さいことを示唆している．

以上より，金沢行き路線および勝山行き路線で計測した各床版変位は，コア採取から得られた物性値を基に解析した結果の範囲に概ね分布しているため，解析モデルは妥当である評価する．



(a)　29Ch　　(b)　31Ch

図-3.5.4　金沢行き路線



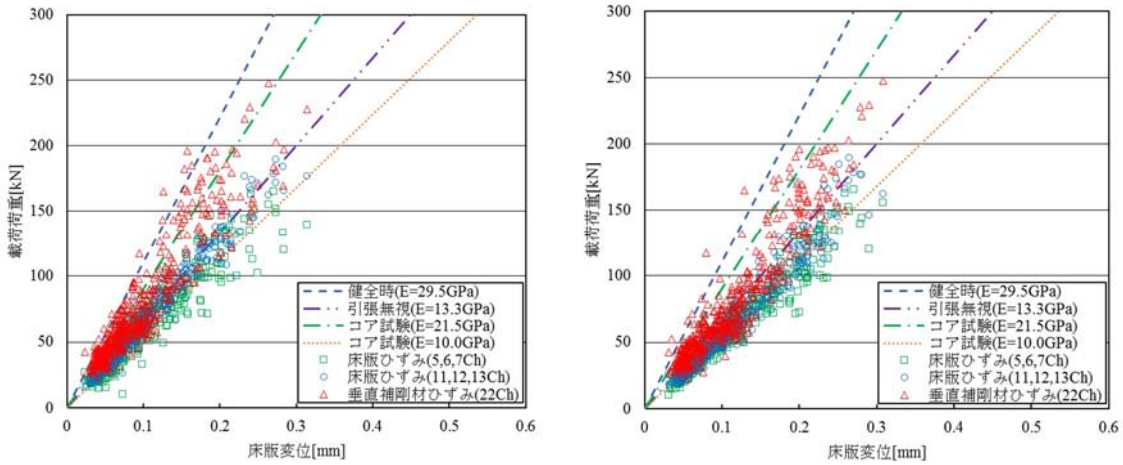
(a)　30Ch　　(b)　32Ch

図-3.5.5　勝山行き路線

3.5.3　剛性評価

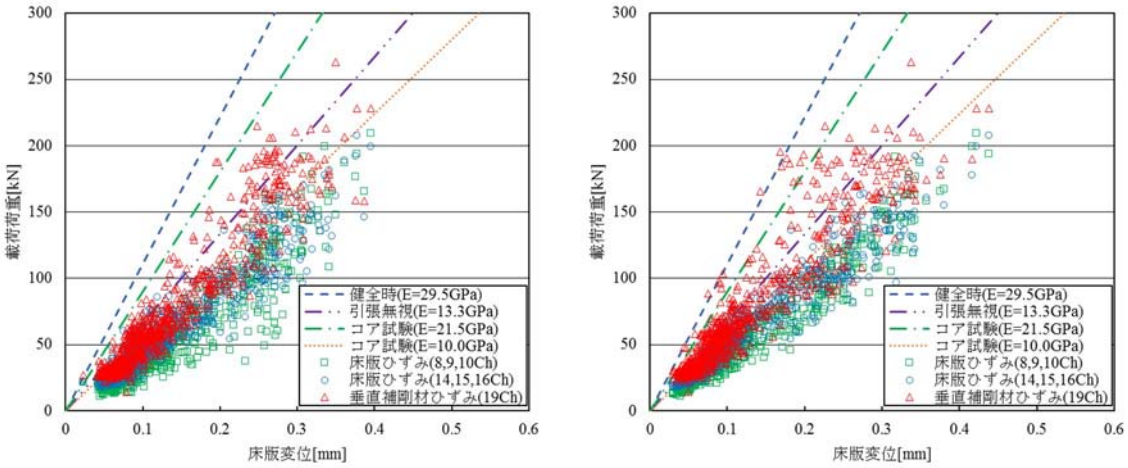
3.4.3 **走行荷重モニタリング**で得られた走行荷重と床版変位の関係と解析結果を比較することで剛性評価を行う．**図-3.5.6** および**図-3.5.7** にモニタリングから得られた走行荷重-床版変位関係と解析結果を比較した結果を示す．なお，モニタリングから得られた走行荷重と床版変位の関係は，準静的な値をプロットしている．加えて各図には，床版ひずみ 2 地点および進入側の端垂直補剛材からそれぞれ推定した走行荷重と床版変位の関係をプロットしている．

金沢行き路線では，解析値と比較して，引張無視とされる弾性係数 E=13.3GPa 付近に概ね分布していたが，勝山行き路線は，E=10.0GPa の場合の解析値付近に分布していることが判明した．そのため，金沢行き路線の版としての剛性は，E=13.3GPa，勝山行き路線の版としての剛性は，E=10.0GPa と推定する．いずれの路線も健全時の剛性の半分を下回っていると推測されるため，剛性を回復させる補修を実施するとともに，劣化の進行を抑制させる対策を行う必要があると判断される．なお，勝山行き路線の劣化が進行していた要因としては，金沢行き路線と比較して過積載車両が多く走行していたためと推測される．



(a)　床版変位 29Ch と載荷荷重の関係　　(b)　床版変位 31Ch と載荷荷重の関係

図-3.5.6　金沢行き路線



(a)　床版変位 30Ch と載荷荷重の関係 (b)　床版変位 32Ch と載荷荷重の関係

図-3.5.7　勝山行き路線

3.6　まとめ

本章では，北陸地方の山間部に位置する早期劣化が確認された橋梁群の中から鋼道路橋の RC 床版に着目し，外観調査，コア採取による劣化要因の分析，車両走行試験および走行荷重モニタリングを行うことで，現橋の化学的および力学的特性を把握した．さらに，走行荷重モニタリングから対象路線の過積載車両の実態を把握し，BWIM の精度を検討した．また，FEA によるパラメトリック解析を行い，試験結果と比較することで，RC 床版の版としての剛性を明らかにした．

1) 山間部にかかる対象橋梁の RC 床版に対する外観調査を実施したところ，床版下面に亀甲状のひび割れ，白色のゲル状物質および湿潤が確認され，地覆にも橋軸方向に大きな水平ひび割れが確認された．さらに床版下面は，全体的に水掛かり部が散見している状態にあり，床版の損傷が激しいことが判明した．
2) RC 床版から採取したコアを偏光顕微鏡により観察した結果，安山岩粒子からひび割れが進展し，ひび割れ箇所には ASR ゲルが充填されていたため，主要な劣化原因は，ASR であると同定した．また，コアの塩化物イオン濃度と中性化深さを調査した結果，鋼材の腐食発生限界濃度を上回る値は確認されず，中性化に関しても鉄筋位置まで進行していなかった．
3) 採取したコアの力学的特性を調査した結果，圧縮強度については乾燥部に比べて漏水部では 3 割程度低下し，静弾性係数については漏水部では乾燥部の半分程度になっていた．さらに，圧縮強度に対して静弾性係数が大きく低下していることが確認された．
4) 複数の走行荷重計測 BWIM から推定した車両総重量を比較した結果，床版ひずみと支承変位から推定した場合は，主桁ひずみから推定した手法と比べてばらつきが大きくなっていた．主桁ひずみと垂直補剛材ひずみのそれぞれから推定した結果を比較するとばらつきが±20%程度と小さいことが明らかになった．
5) 走行荷重モニタリングを実施した結果，対象路線は日交通量が少ないが，3 軸車の過積載車両が多く走行していた．特に，勝山行き路線は，金沢行き路線と比較して過積載車両が多く走行しており，特例 8 車種の許可限度重量を上回る車両も確認された．
6) 床版の版としての剛性を同定するためにパラメトリック解析を行い，モニタリングで明らかにした床版変位に影響を及ぼす走行荷重－変位関係と比較した結果，金沢行き路線の床版の剛性は 13.3GPa 程度，勝山行き路線の床版の剛性は 10.0GPa 程度であると推定できた．そのため，いずれの路線も健全時の剛性を大きく下回っているため，剛性を回復させる補修を行う必要があると評価した．

（第 3 章 参考文献）

1) 麻田正弘，鳥居和之：石川県の ASR 劣化構造物の実態調査と反応性骨材の地域的な分布，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.1，pp.1053-1058，2016.
2) Katayama, T. et al.：Late-Expansive ASR due to Imported Sand and Local Aggregates in Okinawa Island, Southwestern Japan, Proceedings of the 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, pp.862-873, 2008.
3) 久保善司，上田隆雄，黒田保，野村倫一：アルカリ骨材反応による膨張がコンクリートの力学的性能に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.1691-1696，2006.7.
4) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書[設計編]，2018.3.
5) 深田宰史，室井智文，樅山好幸，梶川康男：路面補修前後の長期モニタリングから評価した周期性路面の橋梁に及ぼす影響，土木学会論文集 A1，Vol.67，pp.121-136，2011.
6) 小塩達也：新しい Bridge Weigh-in-Motion の開発と道路構造物の維持管理支援に関する研究，名古屋大学学位請求論文，2006.
7) 国土交通省：平成 27 年度交通センサス
8) 玉越隆史，中洲啓太，石尾真理：道路橋の設計自動車荷重に関する試験調査報告書，国土総合技術研究所，No.295，2006.1.
9) 伊戸康清，島田守，五島孝行，柴田辰正，太田孝二：アルカリシリカ反応で損傷した道路橋床版―橋梁インフラの維持補修事例の紹介―，土木技術資料，Vol.55，No.8，pp.56-59，2013.
10) DIANA FEA BV：DIANA User’s Manual，2017.2.
11) 日本道路協会：道路橋示方書(I 共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説，2012.3.

第 4 章　曲率を用いた劣化度評価

4.1 はじめに

国内に存在する橋長 15m 以上の橋梁は約 16 万 7 千橋であり，床版橋やボックスカルバートを除いた床版構造を有すると想定される橋梁数は 13 万 3 千橋と言われている．それらの中では交通不能や通行が制限されているものが 7 千 5 百橋に上っており，老朽化の進展が維持管理上の課題であることは疑いがない．現状での道路橋における鉄筋コンクリート床版（以下，RC 床版と称す.）の維持管理としては平成 26 年より 5 年毎の定期点検が義務化されたことで，近接目視による損傷状況の確認・評価後に，その結果を受けて補修設計や詳細調査が行われ，補修・補強等の対策が実施されるようになってきている．

RC 床版損傷に関しては，昭和 40 年代に頻発した陥没損傷の原因究明として輪荷重走行試験機が開発され，それらが広義の疲労損傷であることが解明された．その劣化過程はひびわれ損傷の進展により最終的には押抜せん断破壊に至るもので，橋梁定期点検要領 [1]（平成 26 年 6 月）では，その劣化過程を参考にひびわれ間隔やひびわれ幅，および漏水・遊離石灰の有無で損傷程度が判定されるようになった．また，RC 床版の詳細調査の場面では，ひびわれ密度法による損傷度評価も行われており，補修･補強設計の現場ではそのひびわれ量から対策工法が選定されている．しかしながら，近年になって塩害や凍害，アルカリシリカ反応等の材料劣化に起因した床版が顕在化し，これまでのひびわれに着目した劣化度判定では，その評価が困難になってきている．例えば北陸地方の山間部に位置する橋梁（**写真-4.1.1**）では，橋梁定期点検ではその劣化状況からひびわれ損傷に加えて漏水・遊離石灰が確認されることで，劣化が進行した RC 床版として評価されることになるが，本橋での交通量は少なく，疲労に着目したひびわれ損傷による評価が妥当であるかは不明となる．

そこで本研究では，床版の劣化種類に影響を受けない統一的な劣化度評価を実現するために，床版構造の剛性変化に着目した検討を実施するものとした．具体的には劣化進展に伴って床版構造の荷重載荷点近傍のたわみ変形の形状変化に着目するものとし，曲率を算出して傾向を把握する．さらに，輪荷重走行試験の結果を基にその適応性を評価する．曲率には支持条件や床版剛性が含まれているため，その値のみで劣化床版の耐荷性能が評価できれば，対策検討での意思決定が簡便となり，維持管理の効率化にも繋がるものと考えられる．たわみ値の取得に当たっては荷重車等を用いた載荷試験を実施することになるが，近年，衝撃荷重を載荷する試験法が活発に研究 [2]されるようになり，橋面上の計測作業のみで荷重作用時のたわみが得られるようになってきている．その計測方法は，重錘を落下させることで衝撃荷重を発生させ，道路橋床版上面に設置する速度計や加速度計から得られる波形データを積分処理してたわみとする手法であり，従来の足場を必要とする載荷車による試験とは異なり，データ取得が大幅に簡素化される．なお，載荷試験により曲率取得では，複数個の計測機を載荷位置近傍に配置することで可能となる．

写真-4.1.1　ASR によるひびわれ損傷が生じた床版

4.2 道路橋床版の曲げ変形

4.2.1　床版構造の曲率

既往の微小変形弾性理論では，板の純曲げを検討する際に微小範囲の変形を対象とした誘導で曲率に着目している [3]．曲率とは曲率半径 r_x，r_yの逆数のことであり，板の曲率$1/r_x$，$1/r_y$ は次のように示される．なお，計算では板厚による剛性を採用しており，内部補強材の影響は無視している．

$$
\begin{aligned}
M_x &= D\left(\frac{1}{r_x}+\nu\frac{1}{r_y}\right) = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\nu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) \\
M_y &= D\left(\frac{1}{r_y}+\nu\frac{1}{r_x}\right) = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+\nu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)
\end{aligned}
\tag{4.2.1}
$$

ここで，

r_x，r_y：x方向，y方向の曲率半径

M_x，M_y：x方向，y方向の曲げモーメント

D：板の曲げ剛性，ν：ポアソン比

w：z方向の微小変形

式(4.2.1)によれば、曲率は断面力と作用条件，剛性を含めた板構造のたわみ変形を表していることが分かる．

4.2.2　床版構造の曲げ変形

板構造の曲げ変形を理解するために，**図-4.2.1** に示す単純版を例に荷重作用時のたわみを計算することとした．計算手法は精度の確保と今後の多層版への拡張等も考慮して，3 次元弾性論から導かれる厚板理論を使用している [4]．載荷荷重は P=100kN であり，載荷面の形状は道路橋示方書に準じて長辺方向×短辺方向は 200×500mm とした．ヤング係数はセメントコンクリートを想定して，健全な状態のE=23.5kN/mm^2，既往研究で使用限界 [5]とされている引張無視のヤング係数比 n=15 を考慮したE=13.3kN/mm^2 の 2 種類を想定した．ポアソン比はν=0.2 である．計算結果のたわみの分布図を**図-4.2.2(a)**，**(b)** に示すが，ヤング係数が低下する劣化状態ではたわみが大きくなることで，載荷点近傍のたわみ分布形状が健全な状態を想定した結果よりその先端が小さい半径となっており，**図-4.2.2(c)** の先端付近の接円を示した概念図に示す通り，変形の局所化が表現され，曲率でいえば値が大きくなることが分かる．

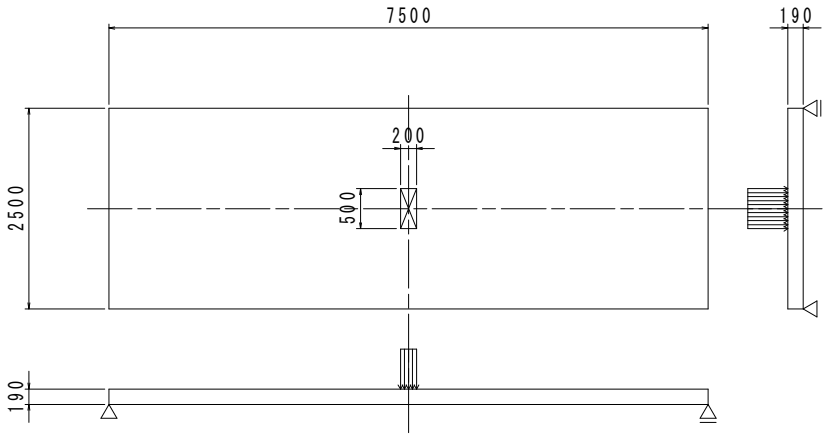
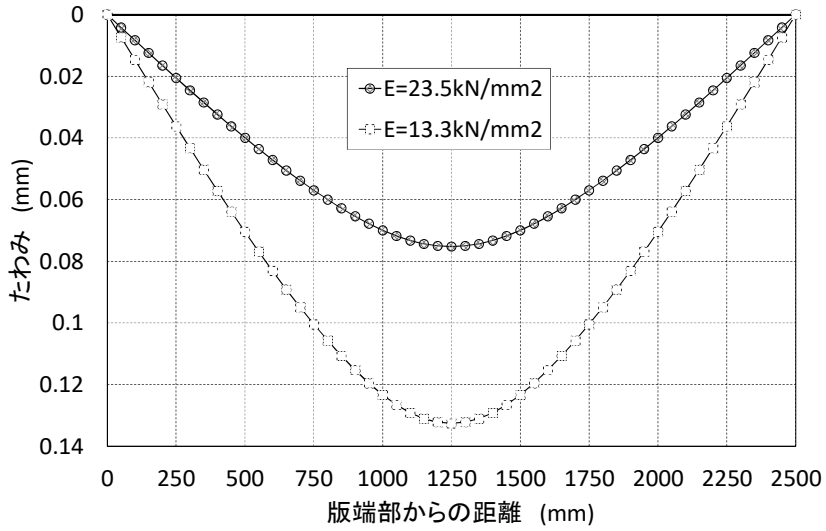
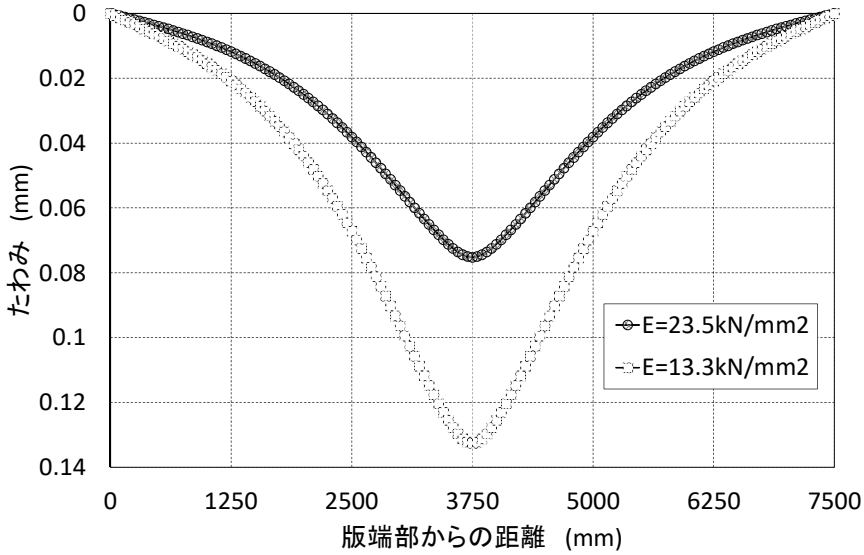


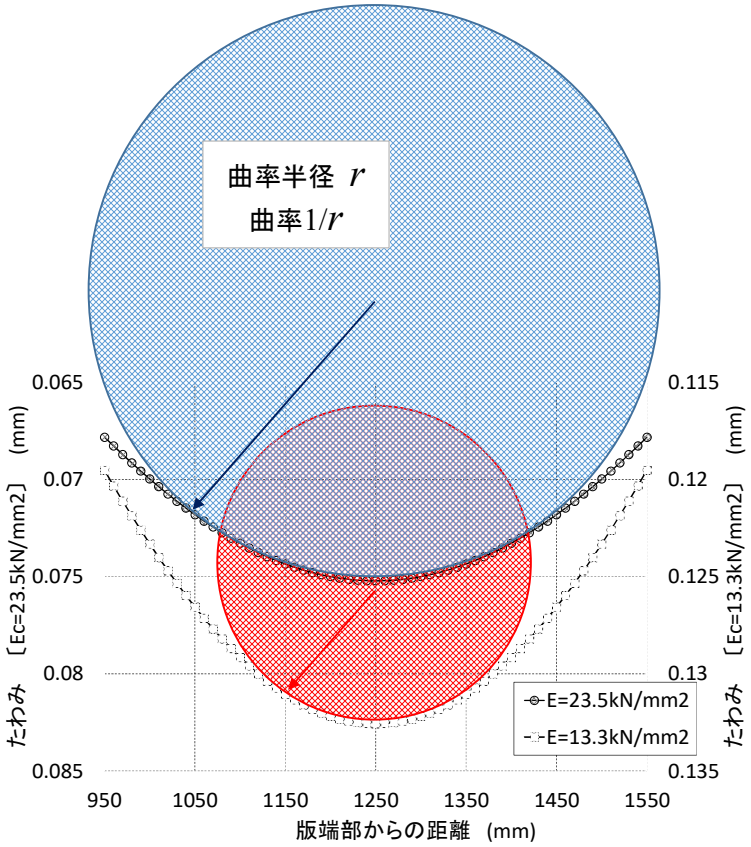
図-4.2.1　計算モデル図（単位：mm）



(a) 版中央の短辺方向



(b) 版中央の長辺方向



(c) 接円の概念図

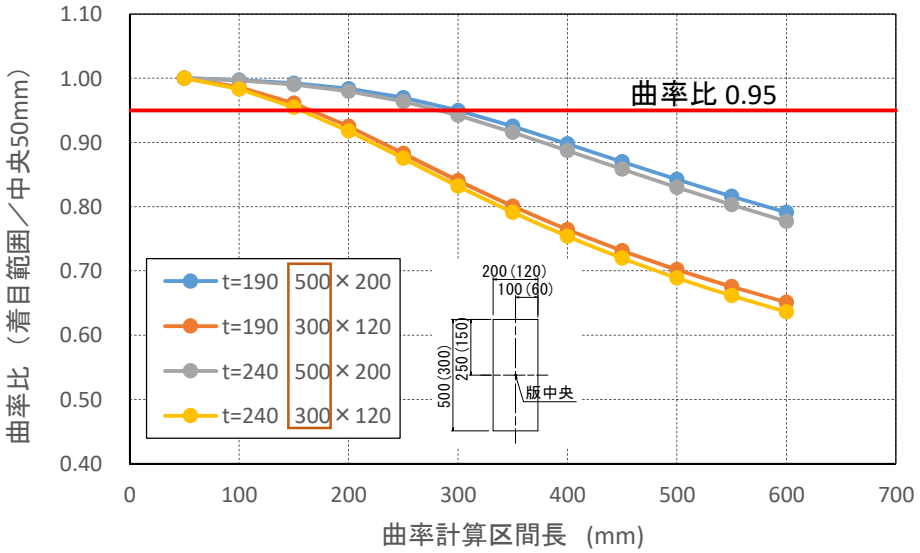
図-4.2.2 たわみ変形の計算結果

4.3 曲率の計算手法に関する検討

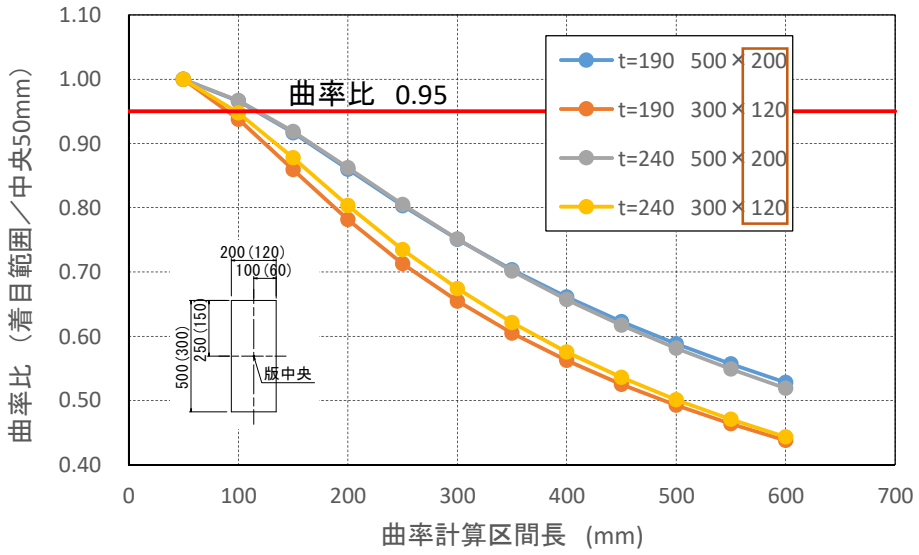
4.3.1 曲率計算の対象範囲の設定

輪荷重走行試験による荷重載荷時のたわみは，ひびわれが発生していない全断面有効の状態では放物線に近いたわみ分布となるが，ひびわれが発達して劣化が進行するとたわみが局所的に変化することが知られており，前節でも同様の結果となった．ここで，輪荷重走行試験や実橋載荷試験の結果で曲率を計算する際には，変位計の位置に統一性が無く，床版供試体支間に合わせて任意に設置されているのが現状である．よって、それらの計測データから曲率を計算するには，条件変化による影響を最小とする範囲設定が必要となる．そこで，曲率計算で着目する範囲を区間長とし，その区間を変化させた厚板理論による弾性計算を行い，区間長の影響を把握することとした．計算モデルの平面形状は**図-4. 2. 1** と同様でヤング係数がE=23.5kN/mm²，ポアソン比ν=0.2 であるが，床版厚さは 240mm も対象とし，載荷面の形状も長辺方向×短辺方向 200×500mm に加え，120×300mm も計算することで載荷面の影響を把握することとした．

計算結果の曲率の計算上の長さと載荷点中央 50mm の計算結果で除した曲率比の関係を**図-4. 3. 1** に示す．ここで，基本値として 50mm を採用した理由は荷重中心付近では等分布となることで曲率が変化しないことを考慮したためである．図で示している曲率の計算長さは荷重載荷点中央からの距離である．よって，荷重の載荷範囲は中央載荷であるため幅の 1/2 である．何れの方向でも曲率の計算区間を大きくすると中央部分の曲率の計算値との差が大きくなることが分かる．ここで，劣化度を判定する際の実用上の曲率比の下限を 0.95 に設定すると荷重幅以内での計算が必要となることがわかる．輪荷重走行試験や実橋載荷試験での載荷面形状は統一されていないことから，現状では載荷幅端部までを曲率の計算区間とすることが望ましいと考えられる．



(a) 版中央の短辺方向



(b) 版中央の長辺方向

図-4.3.1　曲率計算の対象範囲の計算結果

4.3.2 計算条件の違いが曲率に及ぼす影響の試算

ひび割れ状態の再現が困難である弾性計算による床版構造の計算では全断面でヤング係数を操作する手法が取られているが，荷重載荷点の曲率を計算する際に，計算条件の違いが影響する可能性がある．

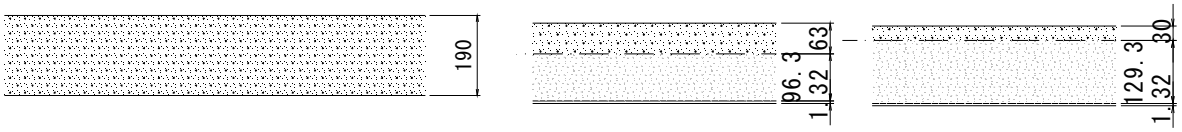
そこで，厚板理論による弾性計算で床版積層数を 3 層とし，コンクリート構造の断面計算による中立軸より上方のコンクリート層，引張鉄筋断面積を単位幅で除した最下層，それらの上下層を繋ぐ中間層を設定し，それぞれのたわみを算出して曲率を比較する（**図-4.3.2**）．計算に採用したモデルの外観形状は**図-4.2.1** を採用しており，各種条件毎の物性値は**表-4.3.1** のとおりである．ヤング係数は健全な状態と引張無視（n=15）の状態に加えて，既往の研究 [6]で終局に近いとされる状態と同程度のn=30 のヤング係数比から得られるE=6700N/mm^2 を採用した．

計算結果におけるたわみの分布を**図-4.3.3** に示す．case-B での計算結果を受けて case-B’では最大たわみがほぼ同一となるように中間層のヤング係数を操作している（case-C，case-C’でも同様）．結果として，case-B と case-B’の結果はほぼ同じたわみ形態であるが，case-C と case-C’では異なるたわみ形態となっている．**表-4.3.2** は各計算ケースにおける荷重載荷端までの区間で計算した曲率の比較である．コンクリート断面の引張無視を想定したn=15 では，曲率はほぼ同等となったが破壊前を想定したn=30 では断面構成の違いにより約 30%程度の差が生じている．

これより，床版構造ではひびわれの有無等で断面の状態が異なることから，曲率で劣化度を評価する際には計算手法も含めて注意する必要があることが分かる．そこで本研究では，既往の研究実績を考慮したうえで実橋への適用を想定し，可能な範囲で簡便に評価できることが望ましいと考え，1 層版モデルで統一して計算を実施することで比較検討することとした．

表-4.3.1　計算に用いた物性値

計算層数		1 層			3 層	
計算ケース		A	B	C	B’	C’
中立軸位置　(mm)		厚さ中央			63	30
E：ヤング係数 (N/mm²)	1 層目	23,500	13,300	6,700	23,500	23,500
	2 層目				13,100	1,175
	3 層目				200,000	200,000
ポアソン比	コンクリート	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	鋼	－	－	－	0.3	0.3



計算要因 case-B n=15、case-C n=30　　case-B、case-C のたわみに対応した中間層を設定

(a) 1 層版モデル（コンクリート全断面）　　(b) 3 層版モデル（コンクリート 2 層＋鉄筋最下層）

図-4.3.2 計算断面の概念図

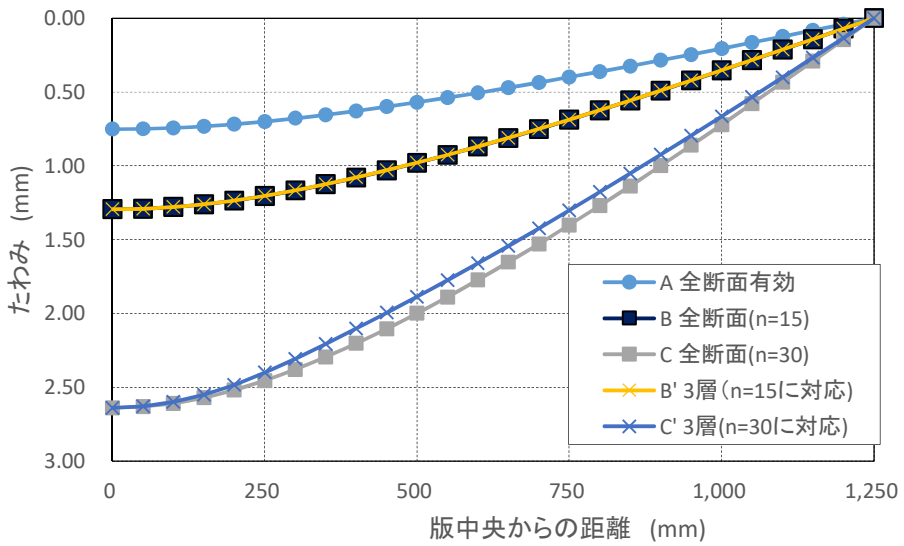


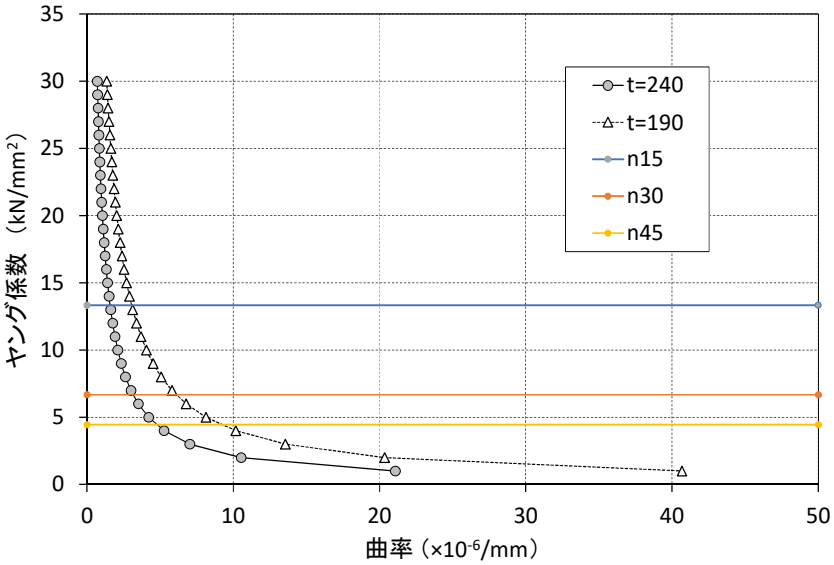
図-4.3.3　計算条件の違いによるたわみ分布

表-4.3.2　曲率の計算結果

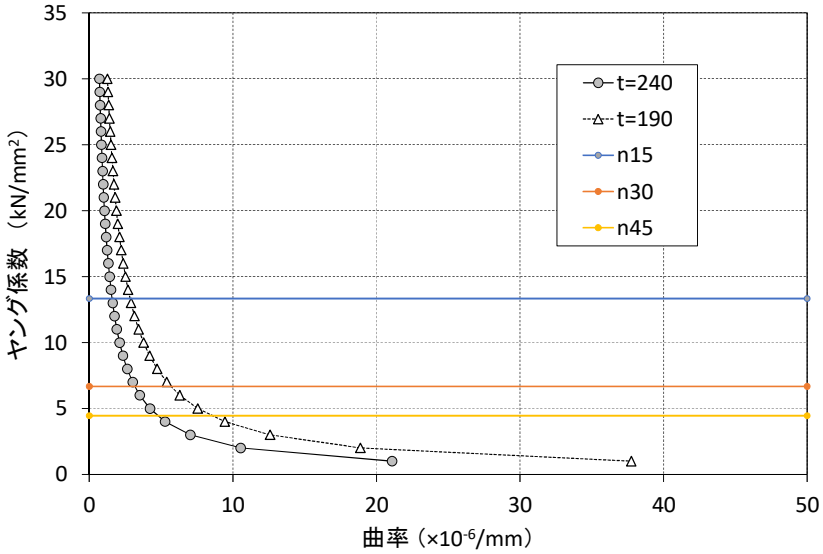
計算ケース	曲率（×10⁻⁵/mm）	比　率
A	0.1679	－
B	0.2885	－
B’	0.2909	B’/B=1.008
C	0.5890	－
C’	0.7613	C’/C=1.293

4.3.3　曲率の計算例

曲率の計算手法の検討を受け，単純版モデルでの版中央から荷重端までを計算区間とした曲率とヤング係数の関係を計算したものが**図-4.3.4** である．モデル形状は**図-4.2.1** を採用しており，ポアソン比 ν=0.2 で，版厚は t=190mm と t=240mm の 2 種類とした．図中には目安となるように既往の研究で使用限界とされているコンクリートの引張無視のヤング係数比 n=15，終局に近いヤング係数比n=30，及び比較のためのn=45 の境界線も示している．図によれば健全な状態からヤング係数が低下すると曲率は微増し，n=30 を超えてから急増することが認められる．よって，曲率で変形の限界が設定できる可能性があり，劣化度評価にも適用できるものと推察される．



(a)　版中央の短辺方向



(b)　版中央の長辺方向

図-4.3.4　曲率の計算結果

4.4　輪荷重走行試験結果による検討

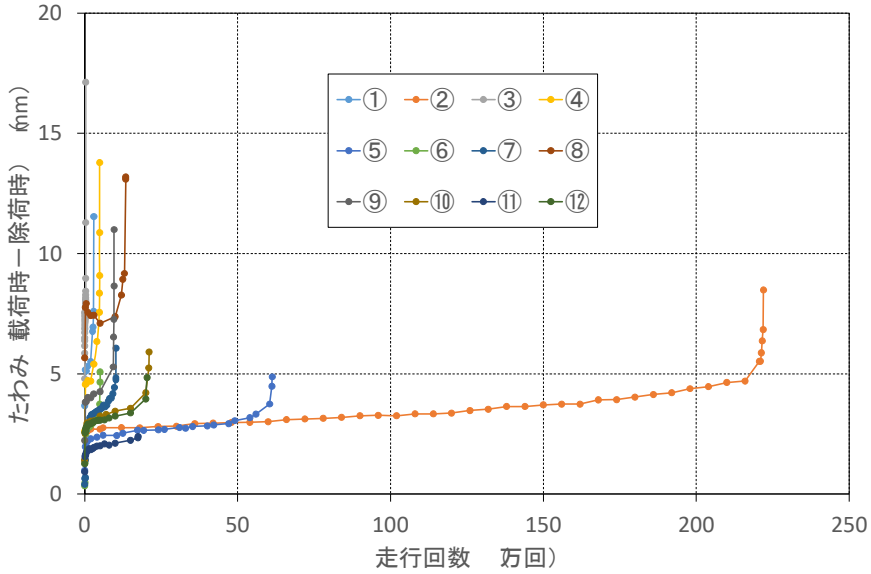
4.4.1　輪荷重走行試験データ

既往の研究成果を基に曲率による評価の可能性を検討する．採用した輪荷重走行試験の諸元を**表-4.4.1** に示す．供試体数全 12 体のうち実物大供試体が 4 体（①～④）で 80%縮小モデル供試体が 2 体（⑧，⑨），40%縮小モデル供試体が 6 体（⑤～⑦，⑩～⑫）となっている．設計に当たって準拠した道路橋示方書は昭和 39 年版であるが，縮小モデル供試体の一部で配筋間隔を調整することで鉄筋量を増加させている．なお，輪荷重走行試験機は実物大供試体と 80%縮小モデル供試体，40%縮小モデル供試体では異なる試験機を使用した．

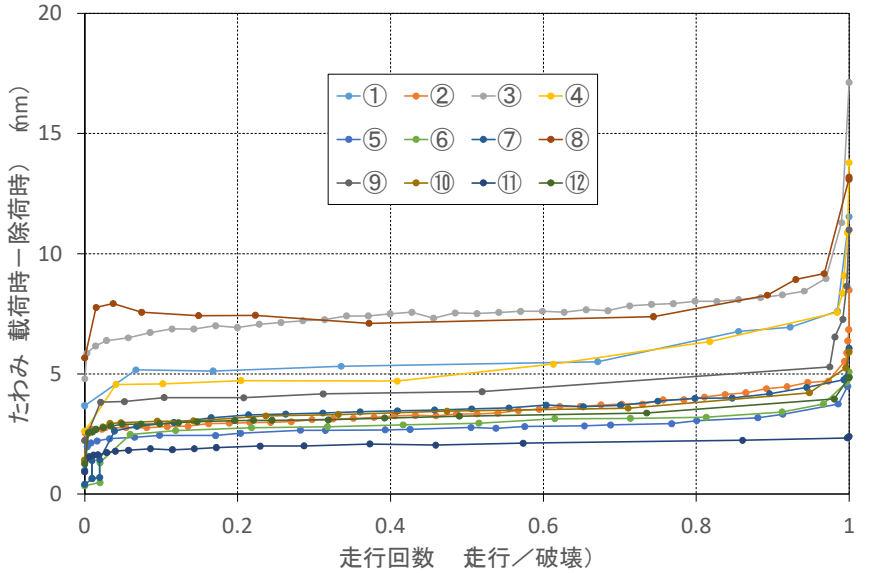
図-4.4.1 はたわみと走行回数の関係を示したもので，たわみの値は載荷時から除荷時を減じた弾性成分とした．図より本検討で採用する試験結果は，既往の研究成果と同様に走行初期でたわみが急増し，その後はたわみ増加が微増傾向となり，破壊直前に急増する傾向であった．

表-4.4.1　供試体諸元

供試体番号				①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫
輪荷重			kN	110.0	150.0	190.0	150.0	23.0	30.0	30.0	160.0	189.0	23.0	29.0	29.0
破壊時走行回数			千回	29.4	2,160	3.4	48.2	604.5	48.0	100.0	134.3	93.7	210.9	17.4	204.0
床版寸法	実物大との比率			1.0				0.4			0.8		0.4		
	橋軸直角方向		mm	2,650				1,060			2,650		1,060		
	橋軸方向		mm	3,300				1,370			3,300		1,370		
	床版厚さ		mm	160				64			140	180	64		
支持条件	床版支間		mm	2,350				960			2,350		960		
	弾性支持間隔		mm	3,125				1,320			3,125		1,320		
載荷版幅	主鉄筋方向		mm	300				200			500		200		
	配力鉄筋方向		mm	120				80			200		80		
コンクリート	圧縮強度		N/mm^2	43.0	41.7	36.6	38.6	35.4	40.8	52.3	39.6	30.3	37.5	34.2	34.0
	ヤング係数		kN/mm^2	25.4	25.9	26.0	23.9	23.8	29.8	33.6	28.6	22.5	25.4	24.1	23.8
鉄筋	種　類			丸鋼				異形棒鋼							
	上側主鉄筋	呼び名		φ16				D6			D16		D6		
		間隔	mm	260				90			140	160	90		
	下側主鉄筋	呼び名		φ16				D6			D16		D6		
		間隔	mm	130				45			140	160	45		30
	上側配力鉄筋	呼び名		φ13				D6			D13		D6		
		間隔	mm	230				120			120	140	120		45
	下側配力鉄筋	呼び名		φ13				D6			D13		D6		
		間隔	mm	230				120			120	140	60	40	45
かぶり	上側主鉄筋		mm	40				16			30		16		
	下側主鉄筋		mm	40				16			30		16		
	上側配力鉄筋		mm	54.5				22			44.5		22		
	下側配力鉄筋		mm	54.5				22			44.5		22		



(a) たわみと走行回数の関係



(b) 破壊までのたわみ変化

図-4.4.1　輪荷重走行試験でのたわみと走行回数の関係

4.4.2　試験結果を用いる際のたわみ値の補間

4.3.1 節で曲率計算の対象範囲を載荷幅端部が望ましいとしたが，実際の試験ではその位置でたわみが計測されていないため，近傍の計測値から補間することになる．

その際，輪荷重走行試験では，たわみ変形が中央に対して対称形にならない場合も多いことから，それを考慮できる補間方法であることが望ましい．そこで，輪荷重走行試験のデータにより，直線補間，多項式補間，および放物線補間の 3 種類で計算結果を比較することとした．直線補間では中央と載荷幅近傍の計測値を用い，多項式補間では同一計測線上の中央付近の 5 点の値を用いた 4 次の近似曲線としている．直線補間と放物線補間は，中央に対して断面左右を分離して計算後に平均化することとした（**図-4.4.2** の概念図参照）．

図-4.4.3 に支間直角方向を対象とした計算結果の曲率と走行回数の関係を示す．**図-4.4.3(a)** が直線補間によるもので，曲線の傾向はたわみの増加と同様に走行初期で急増後に微増傾向となり破壊前に急増している．**図-4.4.3(b)** の多項式補間では縦軸の曲率の範囲が直線補間の 0～20×10^{-5}/mm に対して 0～10×10^{-5}/mm と半分にまで曲率のばらつきが減少している．次に**図-4.4.3(c)** の放物線補間では曲線の凸凹が多項式補間よりも減少していることから，本方法が 3 種類の補間方法では最も優れていると考えられる．

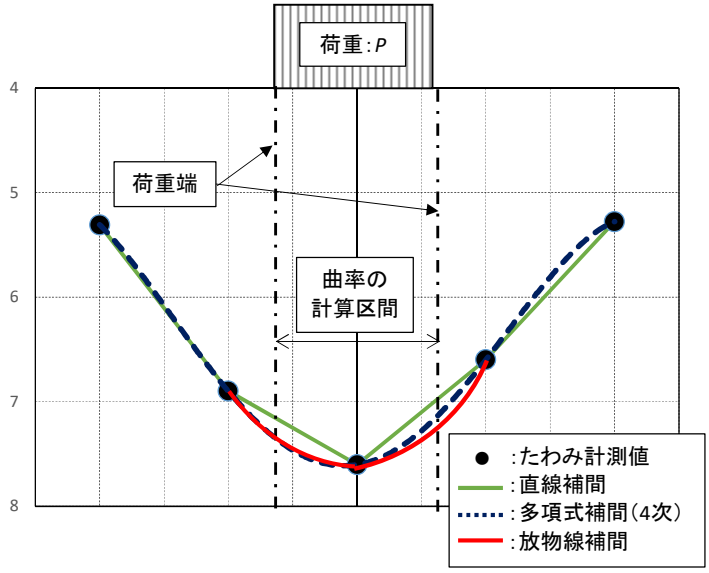
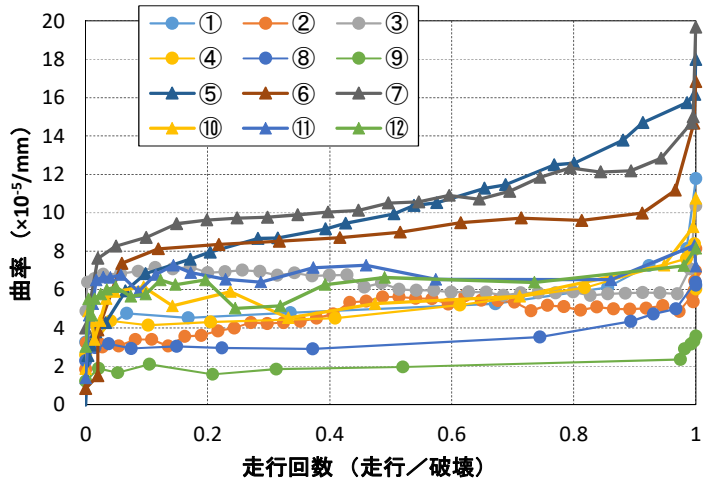
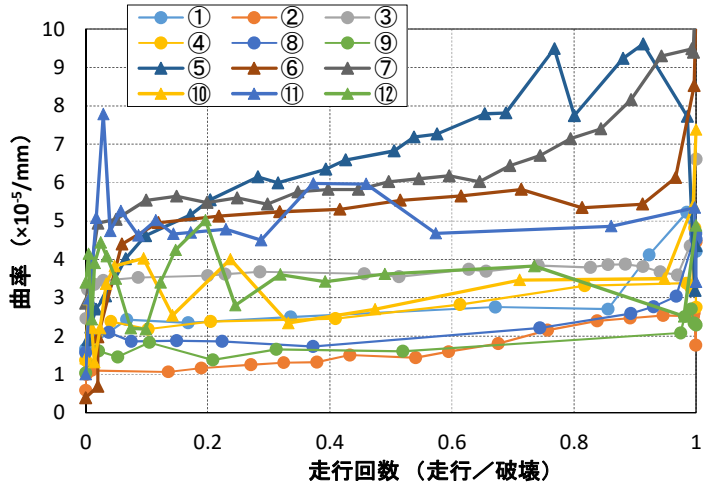


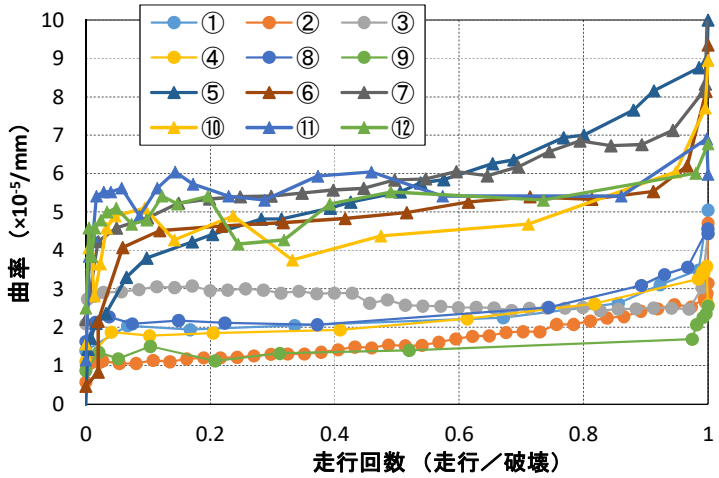
図-4.4.2　補間方法の概念図



(a)　直線補間



(b)　多項式（4 次）補間



(c)　放物線補間

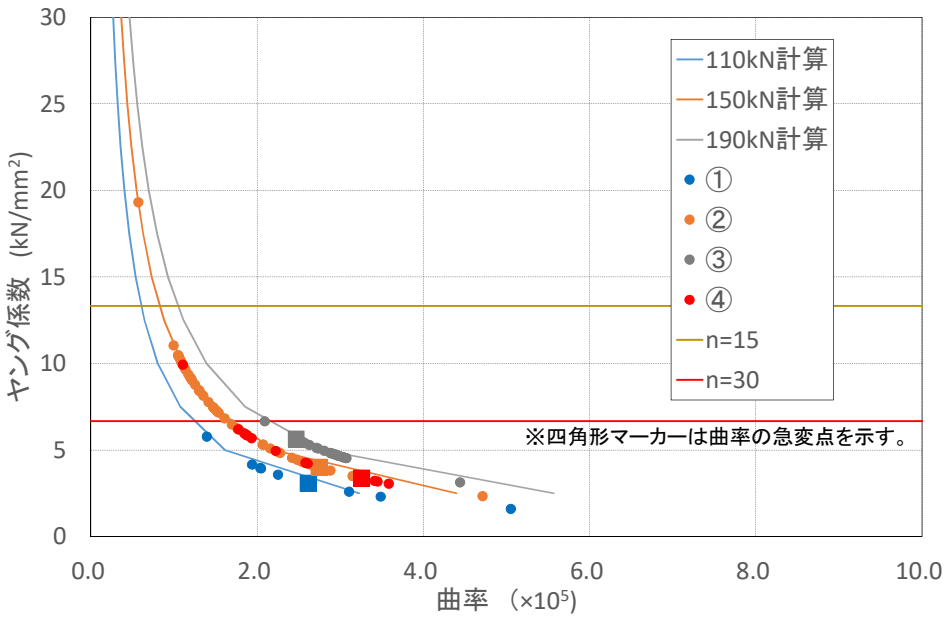
図-4.4.3　たわみ値の補間方法の比較（支間直角方向）

4.4.3　曲率とヤング係数の関係

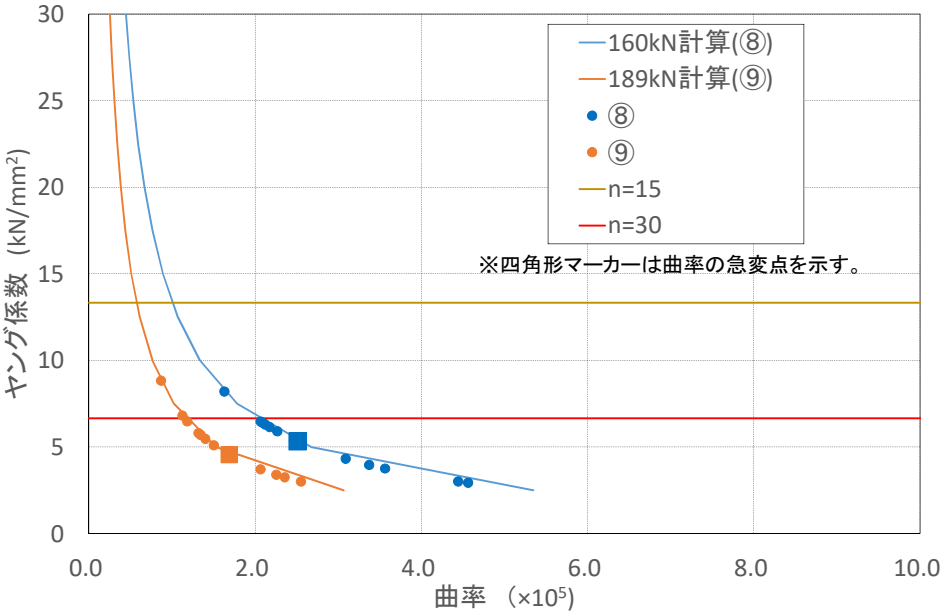
輪荷重走行試験の結果から曲率を検討する方法として，4.3.3 節で示したヤング係数と曲率の関係に着目し，計測値の推移を調べるものとする．具体的な手法としては供試体の形状，支持条件を基に試験での載荷荷重による曲率を計算する．その際，ヤング係数を変数として曲率との関係を算出する．次に，試験結果から中央と載荷幅端部のたわみの補間値から曲率を算出し，ヤング係数と曲率の関係に当てはめる．これによって，走行回数ごとに得られたたわみ値による曲率の変化傾向が得られることになる．

図-4.4.4 は各試験結果によるヤング係数と曲率の関係を示したものである．**図-4.4.4(a)** は実物大供試体の結果であり，図では破壊前のたわみが急増する走行回数でのたわみから得られた曲率の計算値の位置が分かるようにマーカーの形状を変えている．また，閾値として鉄筋コンクリート構造の引張無視の状態としたヤング係数比 n=15 と終局に近い状態のn=30 の曲線も示している．同様に**図-4.4.4(b)** が 80%縮小モデル供試体で**図-4.4.4(c)** が 40%縮小モデル供試体の計算結果である．

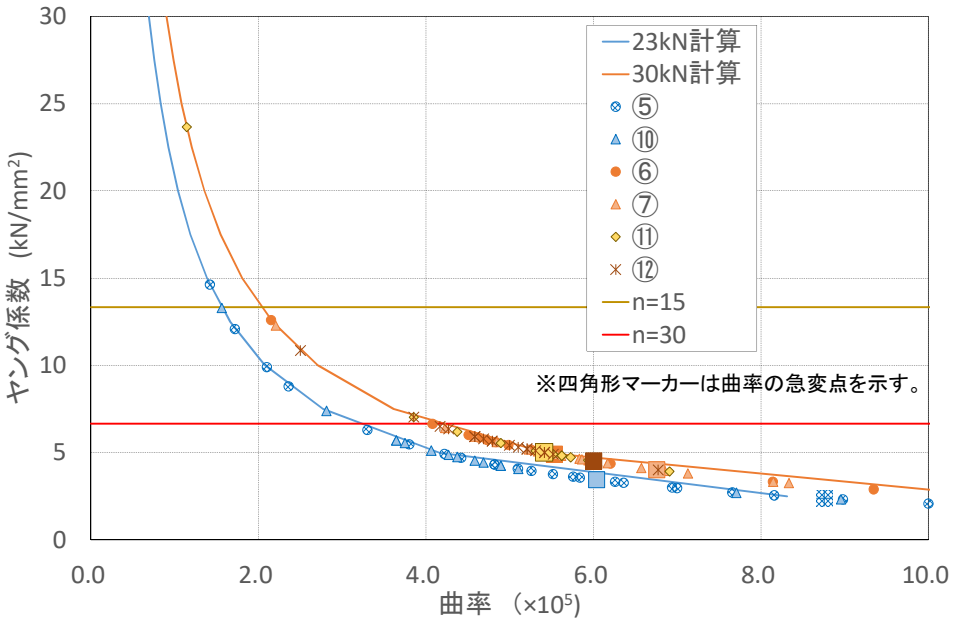
図-4.4.4(a) より，実物大供試体ではヤング係数がn=30 を下回り，曲率では 2.0×10^{-5}/mm を超えてからたわみが急増して破壊しており，破壊時点では曲率が 3.0×10^{-5}/mm を超えていることが分かる．同様に**図-4.4.4(b)** の 80%縮小モデル供試体でもヤング係数が n=30 を下回る傾向は同様であるが，曲率でのたわみ急増点は 2.0×10^{-5}/mm よりも小さい供試体が出現している．**図-4.4.4(c)** は 40%縮小モデル供試体を示しているが，実物大供試体や 80%縮小モデル供試体と異なり，曲率が 6.0×10^{-5}/mm を超えてからたわみが急増しており傾向が異なっている．しかしながら，ヤング係数に関してはn=30 を下回っていることから，実橋に適用する際の安全性を考慮すれば，終局状態の閾値として採用できるものと考えられる．



(a)　実物大供試体



(b)　80%縮小モデル供試体



(c)　40%縮小モデル供試体

図-4.4.4　輪荷重走行試験のヤング係数と曲率の関係

4.4.4　曲率変化と損傷度の関係

輪荷重走行試験で破壊に至る状態が曲率の変化によって把握できる可能性が認められたことから，次に道路橋床版の劣化過程に着目した場合に，設定された損傷度と曲率がどのように対応するかを確認し損傷度判定が可能かどうかを検討する．ここで，**表-4.4.2** に示す既往研究の損傷度判定として輪荷重走行試験でのたわみの値と損傷度を対比させた例 [7]を参考に，曲率との関係を整理する．**表-4.4.2** では損傷度に対応する昭和 39 年道示床版の輪荷重走行試験でのたわみ値が示されており，それらは実橋損傷を想定して設定されている．その際の荷重設定が 157kN 載荷時と除荷時のみであるため，弾性成分を考慮するものとして，157kN 載荷時から除荷時のたわみを減じた値を対象とした．たわみの計算手法は厚板理論，計算モデルは参考文献に示されている形状を用いた．

表-4.4.3 は輪荷重走行によるひび割れ増加に起因するたわみの変化をヤング係数の低下として捉えた計算結果である．厳密なひび割れ状態は表現できていないが，損傷度を検討する際の閾値として採用する範囲ではヤング係数の操作による換算に問題はないと考えている．表によれば，床版損傷度の変化点に対応するヤング係数は，たわみが急増から漸増に変化する点 A で 8.87kN/mm^2 であり，たわみの漸増傾向が安定する点 B が 6.65kN/mm^2 となった．これは実橋で終局に近いヤング係数比 n=30 に近似しており，破壊前の時点では 5.32kN/mm^2 となっている．

計算結果で得られた床版損傷度の変化点の値をヤング係数と曲率の関係に表現したものが**図-4.4.5** である．図は実物大供試体のものであるが，引張無視のヤング係数比 n=15 を下回った状態からの劣化度の評価となっている．既往の研究では，荷重作用によるたわみが引張無視の値を超える状態が使用限界であるとの定義から，実橋に適用するには危険側の評価となる可能性がある．これらの状態設定に差が生じている理由は，使用する試験機の違いによるものと推察される．

図-4.4.6 は供試体番号②を例に挙げ，設定した閾値での走行回数を調べたものである．さらに，**表-4.4.4** は各供試体の同様の閾値を超過する走行回数を調べたものであるが，損傷度がⅡからⅠに変化する点 C に着目すれば，実物大供試体では，①の他は走行回数／破壊時の走行回数の比率のばらつきが他の縮小モデル供試体より小さくなっている．供試体数が少ないことから，現状では損傷度評価に直接結びつけることは困難であるが，既往研究の実績や実橋載荷試験の結果を吟味することで，曲率による損傷度評価も可能であると考えている．

表-4.4.2　輪荷重走行試験でのたわみと損傷度

橋梁点検要領(案)における損傷度	床版損傷度の変化点	たわみ(mm) 損傷目標値 除荷	たわみ(mm) 損傷目標値 157kN	実橋における床版の状態
O.K.				ひび割れ発生前
	O			
Ⅳ				たわみ，ひび割れ密度が増加する
	A	3	6	たわみ，ひび割れ密度の増加率が急増から漸増へ変化する
Ⅲ				
	B	4	8	たわみ，ひび割れ密度の増加率は小さくなり，安定した漸増となる
Ⅱ				
	C	5	10	破壊直前 たわみ，ひび割れ密度の増加率が大きくなる
Ⅰ				
	D			押抜きせん断破壊

表-4. 4. 3　損傷度変化点たわみに対応するヤング係数

床版損傷度の変化点	たわみ損傷目標値（mm）			対応するヤング係数（kN/mm²）
	除荷	157kN	157kN-除荷	
A	3	6	3	8.87
B	4	8	4	6.65
C	5	10	5	5.32

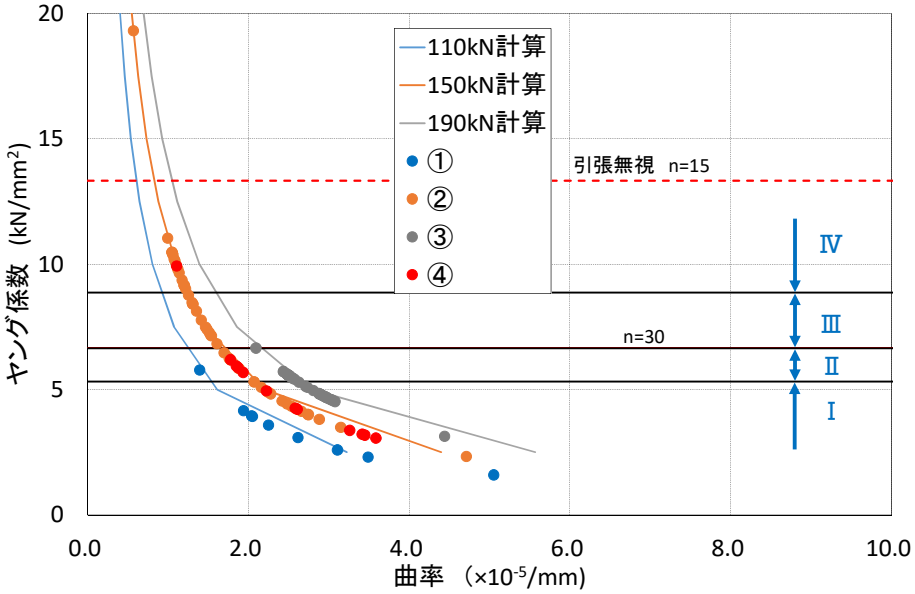


図-4. 4. 5　損傷度とヤング係数-曲率関係（実物大供試体）

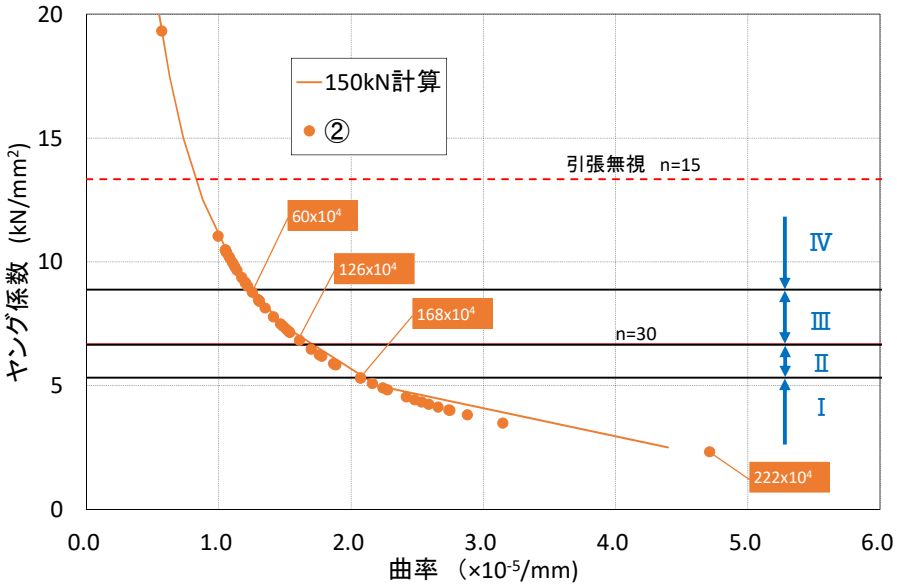


図-4. 4. 6　損傷度と曲率変化の関係（供試体②）

表-4.4.4　損傷度と走行回数の関係

供試体番号	A		B		C		D	
	Ⅳ→Ⅲ		Ⅲ→Ⅱ		Ⅱ→Ⅰ		破壊	
	走行回数（万回）	走行回数／破壊時走行回数	走行回数（万回）	走行回数／破壊時走行回数	走行回数（万回）	走行回数／破壊時走行回数	走行回数（万回）	走行回数／破壊時走行回数
①	初期載荷でレベルⅡ						2.98	1
②	60	0.27	126	0.57	168	0.76	222	1
③	初期載荷でレベルⅢとⅡの境界				0.16	0.46	0.35	1
④	-	―	0.5	0.1	3.00	0.61	4.89	1
⑤	2.0	0.03	4.0	0.07	6.0	0.1	61.0	1
⑥	-	―	0.3	0.06	3.1	0.62	5.0	1
⑦	-	―	0.2	0.02	1.5	0.15	10.1	1
⑧	-	―	5.0	0.37	10.0	0.75	13.4	1
⑨	-	―	0.5	0.05	1.0	0.1	9.6	1
⑩	-	―	0.3	0.01	10	0.47	21.1	1
⑪	-	―	0.2	0.01	5.0	0.29	17.4	1
⑫	-	―	0.2	0.01	8.0	0.39	20.4	1

4.5　支持条件による曲率の差異

道路橋示方書 [8]によれば床版の支持条件には単純版，連続版があり，それぞれに曲げモーメント式が設定されている．計算上はたわみ値もそれぞれの支持条件で異なることになるが，支持位置からの距離を有する載荷位置の曲率に着目する場合には，支持条件の影響が小さくなる可能性がある．よって，支持条件の違いによる曲率の差異を確認する．

対象とする支持条件は単純版と連続版の代用として固定版を選定し，計算モデルの外形寸法は**図-4.5.1** に示すとおりで，床版支間方向を 2.5m と 3.0m の 2 種類とし，直行する橋軸方向の長さは床版支間長の 3 倍となる 7.5m と 9.0m である．床版厚さは道路橋示方書の床版厚さの算出式を考慮して床版支間 2.5m では 190mm と大型車交通量の係数を考慮した 240mm で，床版支間 3.0m では同様に 200mm と 250mm とした．図は単純支持であるが連続版を模擬した固定版でも外形寸法は同じである．計算に使用した物性値として，ヤング係数はE=23.5kN/mm^2，ポアソン比はν=0.2 である．載荷荷重は道路橋示方書による 100kN とし，その接地面の形状も床版支間方向が 500mm で橋軸方向を 200mm とし示方書に準じている．なお，衝撃は考慮していない．

固定版の計算方法は既往研究 [9]で得られている単純支持線の直近に仮想桁を配置する方法であり，その手法は三連モーメント式で固定はりを解く際の端支間剛性を無限大にする代わりにはり長さを無限小にすることで同じ条件になることによる．具体的に説明すると，**図-4.5.2** に示すはりモデルで A 点に着目する場合，式(4.5.1)に示す三連モーメント法の仮想桁 AA'の剛性無限大化による固定化がはり長さ$l_{AA'}$を無限小化することが同じ効果を持つことから本手法を採用するものとしている．本研究での板構造としての計算では既往研究を参考に単純支持線に対し支間の 1/100 の位置に仮想桁を設置している．

$$\frac{l_{AA'}}{6EI_{AA'}}M_{A'}+\left(\frac{l_{AA'}}{3EI_{AA'}}+\frac{l}{3EI}\right)M_A+\frac{l}{6EI}M_B=-\theta_l^0$$

$$\frac{l}{3EI}M_A+\frac{l}{6EI}M_B=-\theta_l^0 \tag{4.5.1}$$

ここで，

θ_l^0：点 A のたわみ角

計算結果のヤング係数と曲率の関係を**図-4.5.3** に示す．**図-4.5.3**(a)が支間 2.5m で(b)は支間 3.0m の計算結果である．ここで，縦軸のヤング係数の設定は床版構造でのひび割れ進展によるたわみ増加を，見かけのヤング係数の低下として床版全体の剛性を変化させることで捉えるものとした．図によれば，それぞれのヤング係数－曲率関係は，ヤング係数の低下により曲率が漸増し，ヤング係数が 15kN/mm^2 を下回ると曲率の増加傾向が顕著となる．

さらに，単純版と固定版の違いに着目すれば，支間長，版厚でほぼ同等であることが認められる．これは，荷重作用位置近傍に着目する範囲では，曲率変化は支持条件による影響が小さいことを示している．よって，以降は固定版に着目した検討を進める．

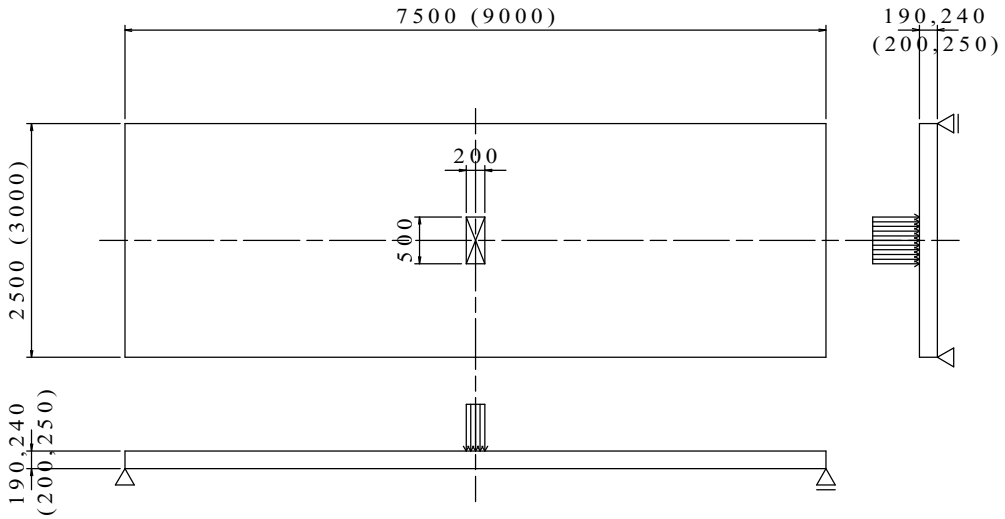
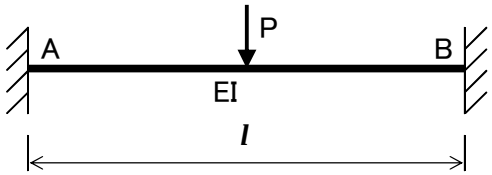
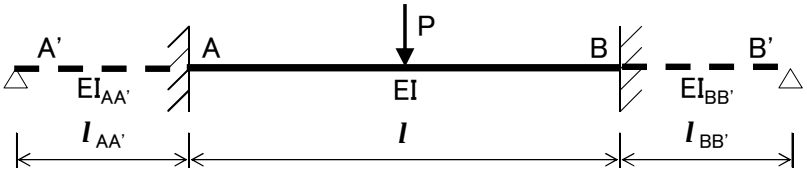


図-4.5.1　計算モデル図　（単位：mm）

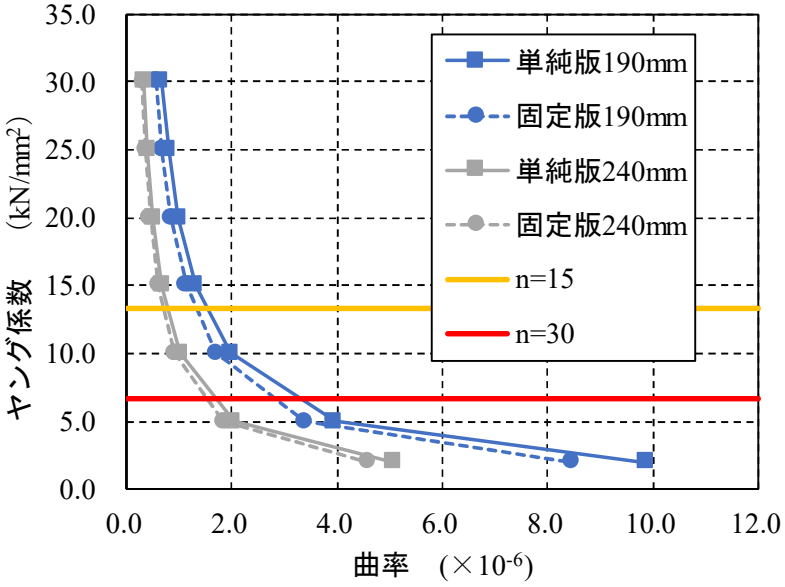


(a) 固定はり

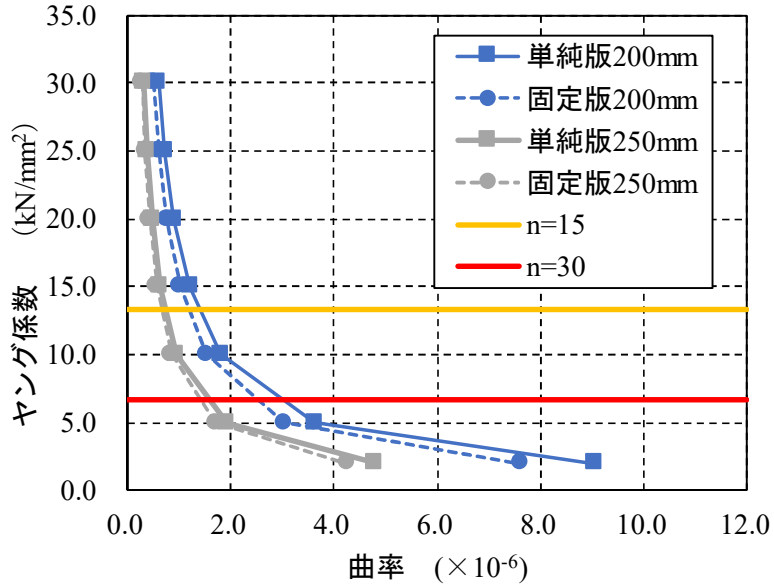


(b) 三連モーメント法の固定はりへの適用

図-4.5.2　固定化手法のはりモデル



(a) 支間 2.5m



(b) 支間 3.0m

図-4.5.3　単純版と固定版のヤング係数－曲率関係

4.6 道路橋床版の劣化度評価

4.6.1　耐荷性能の設定

既往研究による道路橋床版の使用限界の設定には松井ら[10]によるものがあり，輪荷重走行試験による疲労進行過程のたわみ増加から，活荷重たわみが引張側コンクリート無視の理論値に到達した時点を劣化度 1.0 とし使用限界と設定している．この状態は RC 断面での引張無視の状態でありヤング係数比ではn=15 となる．他には関口らの実橋での載荷試験の結果[11]からヤング係数比n=31 が引張無視の状態として適合するとしている．本研究ではn=31 を便宜的にn=30 として検討する．

図-4.5.3 にはn=15，n=30 のヤング係数比の閾値も示しているが，n=15 では曲率増加が小さく，n=30 では曲率の増加傾向が顕著となっている．既往研究での輪荷重走行試験の結果に曲率を適用した検討の結果[12]では，全ての供試体でn=30 を超えてから終局に至っていることが明らかとなっている．よって，**表-4.6.1** に示すとおり，本研究では載荷試験結果の評価としてn=15 からn=30 までのヤング係数範囲を補修・補強など何らかの対策が必要な状態で，道路橋定期点検要領に示されている早期措置段階に相当するものとした．n=30 よりもヤング係数が下回る場合には，確実に補強等の対策が必要で，損傷が深刻であれば打ち替えも考慮しなければならない緊急措置段階に相当する状態であると設定する．なお，評価では算出されたヤング係数で評価するため，コンクリートのヤング係数と区別するものとして，換算ヤング係数として表中にその値を示している．

表-4.6.1　既往研究からの衝撃載荷試験による劣化評価

区分		定義	載荷試験による換算ヤング係数 (kN/mm^2)	劣化形態
Ⅰ	健全	道路橋の機能に支障が生じていない状態。	13.3以上	（良い）
Ⅱ	予防保全段階	道路橋の機能に支障が生じていないが，予防保全の観点 から措置を講ずることが望ましい状態。		
Ⅲ	早期措置段階	道路橋の機能に支障が生じる可能性があり，早期に措置 を講ずべき状態。	13.3未満 6.67以上	
Ⅳ	緊急措置段階	道路橋の機能に支障が生じている，又は生じる可能性が 著しく高く，緊急に措置を講ずべき状態。	6.67未満	（悪い）

4.6.2　床版の支間と厚さを変えた曲率の計算

載荷試験の結果の評価手法として曲率を採用する際に，実橋現場で試験データを取得した際に劣化状態が把握できれば，実際のひび割れ発生状況に対して整合しているかの確認が可能となり，

迅速な評価につながる．よって，実橋の床版支間と厚さの関係を事前に整理するものとする．**表-4.6.2** は床版支間に対する床版厚さを示しており，対応する床版厚さ全てに対して曲率計算を実施した．計算で用いた物性値として，ヤング係数は変化させ，ポアソン比は 0.2 である．床版厚さは道路橋示方書に規定されている連続版の計算式と割り増し係数を考慮し，その中間値も計算している．

計算で使用した荷重は 50kN としたが，これは対象とする載荷試験方法を衝撃荷重載荷試験での載荷荷重を想定したものであり，実測荷重を 50kN としてたわみを換算することになる．また，荷重の接地面積は直径 300mm の載荷板を想定してその面積を辺長が 265mm の矩形換算としており，曲率を計算する際の計算対象範囲は荷重中心と 150mm 離れた載荷端としている．

計算結果の例として，**図-4.6.1** に床版支間 2.2m と 3.0m のヤング係数と曲率の関係を示す．図には計算結果に対して近似曲線を示した．さらに，それぞれの近似曲線の係数を床版厚さで整理した関係が**図-4.6.2** である．本研究では**図-4.6.1** に示したヤング係数と曲率の関係を *Y-C* 曲線と定義する．なお，計算点数を増加させても曲線式には変化がないことを確認している．**表-4.6.3** に計算要因毎の近似曲線の係数を示す．床版支間長や床版厚さが変化しても係数は近似しているため，計算結果の全てを一つの曲線で表現できる可能性があると考え整理するものとした．**図-4.6.3** がその整理結果の床版厚さと *Y-C* 曲線の係数を示しており，**表-4.6.1** による要因を全て計算した結果をプロットしている．計算結果に対する近似曲線の決定係数はほぼ R^2=1.0 に近いものとなっており，曲線式による計算結果の精度には問題は無い．よって，計測対象橋梁の設計図や実測から得られた床版厚さに対して，式(4.6.1)を適用して *Y-C* 曲線の係数を算出するものとする．

$$t_c = 643.13\alpha^{-0.396} \tag{4.6.1}$$

ここで，

t_c：床版厚さ　(mm)

α：曲率からヤング係数を計算する際の *Y-C* 曲線の係数

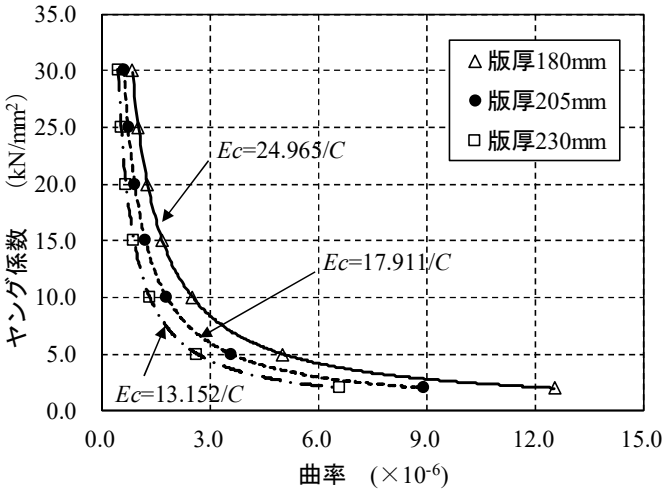
表-4.6.2　床版支間と対応する床版厚さ

床版支間 (m)	版モデルの長さ (m)	床版厚さ (mm)		
		t_s=3L+11	中間値	t_s×1.25
1.8	5.4	170	195	220
2.0	6.0	170	195	220
2.2	6.6	180	205	230
2.4	7.2	190	215	240
2.6	7.8	190	215	240
2.8	8.4	200	225	250
3.0	9.0	200	225	250
3.2	9.6	210	240	270

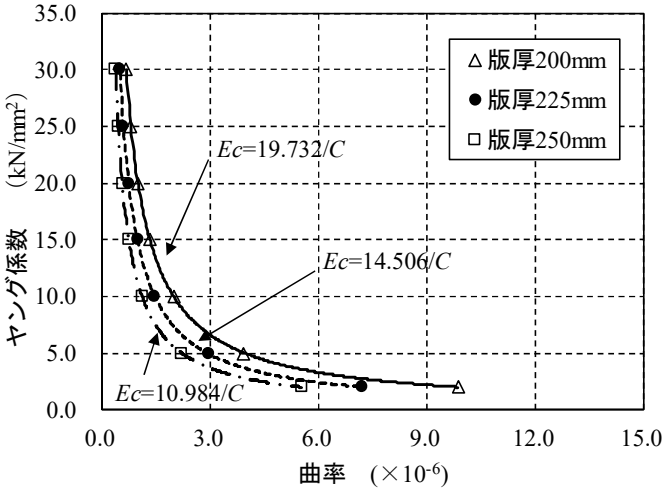
表-4.6.3　計算結果の曲線の係数一覧表

床版支間 (m)	1.8			2			2.2			2.4		
床版厚さ (mm)	170	195	220	170	195	220	180	205	220	190	215	240
ヤング係数-曲率関係の係数	28.335	19.755	14.373	28.696	20.052	14.652	24.965	17.911	13.152	21.926	15.926	11.891
a ($t_c=a\alpha^b$)	605.58			615.97			617.01			618.07		
b	-0.380			-0.384			-0.383			-0.382		

床版支間 (m)	2.6			2.8			3			3.2		
床版厚さ (mm)	190	215	240	200	225	250	200	225	250	210	240	270
ヤング係数-曲率関係の係数	22.157	16.073	11.982	19.58	14.511	10.972	19.732	14.506	10.984	17.455	12.212	8.988
a ($t_c=a\alpha^b$)	617.16			629.79			623.03			619.51		
b	-0.380			-0.385			-0.381			-0.378		

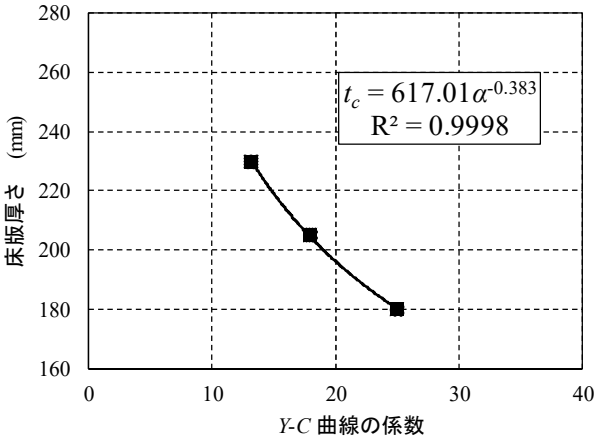


(a) 床版支間 2.2m

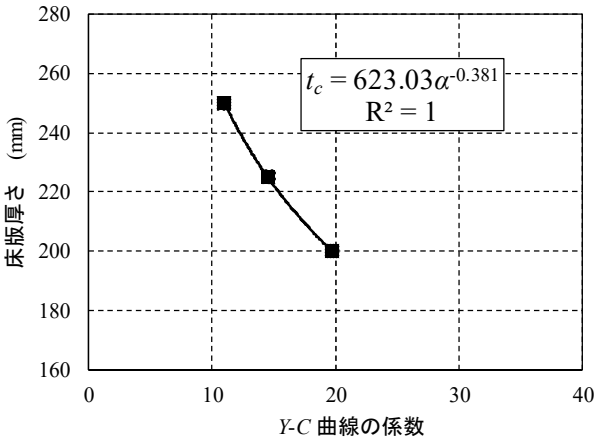


(b)　床版支間 3.0m

図-4.6.1　床版支間毎の曲率の計算結果の例



(a)　床版支間 2.2m



(b)　床版支間 3.0m

図-4.6.2　ヤング係数－曲率関係（*Y-C* 曲線）の係数の計算例

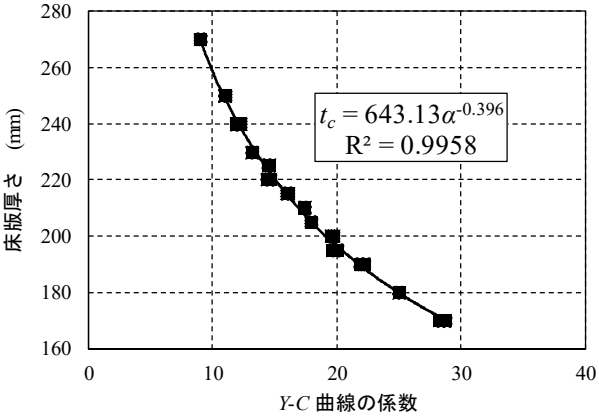


図-4.6.3　床版厚さと *Y-C* 曲線の係数の関係

4.6.3　曲率による劣化度評価手法

曲率による劣化度評価手法のフローチャートを**図-4.6.4** に示す．基本的な流れとして，載荷試験の結果から曲率を計算しその結果から見かけのヤング係数を計算した後に劣化の程度を評価することとなる．ここで，曲率の計算では載荷試験で得られている荷重－たわみの関係から 50kN たわみに換算し，さらに支点沈下も考慮してたわみ分布を取得する．その際，衝撃荷重作用によるアスファルト舗装の沈み込みの影響が無視できない場合には，載荷位置のたわみ値を載荷板の直近の値とするか，損傷状況を確認したうえで解析的な手法で得られたアスファルト舗装の沈み込みを減じる補正を施すことになる．

具体的な曲率の計算では，計測位置が載荷板端部より外側であるため載荷板端部でのたわみ値に換算する必要が生じる．その手法は横山らの既往研究[12)]により，放物線補間として計算するものとした．それによれば，たわみの非対称性も考慮できることが分かっており，左右のたわみ差から算出される曲率を平均化するものとした．

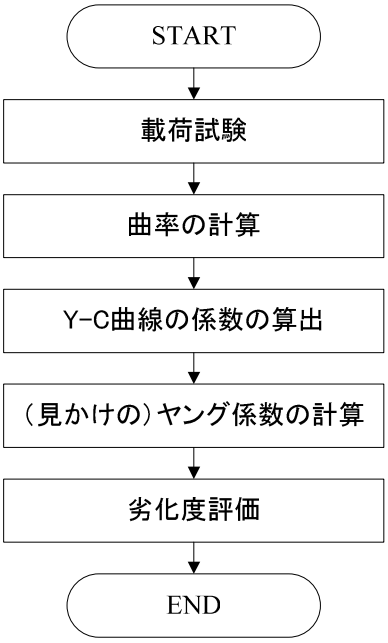


図-4.6.4　床版劣化度評価フロー

4.7　実橋試験結果の適用

4.7.1 検討概要

橋梁点検により損傷が確認された床版の耐荷性能を簡便に把握するための手法として，衝撃荷重作用による載荷試験が開発され，活発な研究が実施されている[2]．**写真-4.7.1** は金沢大学で製作した試験機[13]で，加速度計を橋面に設置して衝撃応答波形を取得し，積分処理してたわみに変換している．特徴としては重錘が落下する位置に衝撃吸収ゴムを設置していることであり，それによって重錘のバウンドが無くなり，振動の減衰状況が把握できるという利点を有している．

衝撃荷重による載荷試験は，床版の剛性を評価するものであり，計算で得られる理論上のたわみとの比較で劣化の程度を把握する．床版たわみは，橋梁の諸元から板理論や FEM により計算する必要があり，現状では計測現場で容易に評価できるものでは無い．そこで，横山ら[12]は載荷試験の結果から簡便に剛性を評価する手法として，板の純曲げを検討する際に着目する曲率の適用を考え，既往の実験結果によりその可能性を検討している．

本研究では，衝撃荷重による載荷試験の結果を計測現場で迅速に，かつ簡便に評価することを目的として，道路橋床版の支持条件毎の曲率を算出してその違いを確認した後に，実橋での適用を考慮して床版支間長と床版厚さを変えた計算を実施した．支間長と厚さの 2 種類の諸元のみで，衝撃荷重によるたわみ値から対象床版の耐荷性に関する状態が評価できれば，現場での適用が容易で維持管理の効率化にも繋がると考えている．

写真-4.7.1　衝撃荷重載荷試験機(SIVE)
（SIVE：Self-propelled Impact Vibration Equipment）

4.7.2　対象橋梁

対象橋梁は北陸地方の積雪寒冷地域に位置する 4 主桁の鋼単純合成鈑桁橋であり，昭和 48 年に竣工後約 44 年が経過している．橋格は昭和 47 年の道路橋示方書による 1 等橋で，橋長が 32.0m で斜角は 60°となっており，主桁間隔，即ち床版支間は 2.5m で RC 床版の厚さは 190mm である．舗装はアスファルトコンクリートで厚さは 50mm であり床版防水は未施工である．

図-4.7.1 に対象橋梁の横断面図を，**写真-4.7.2** に床版の劣化として，部分的に湿潤している状況を示す．写真では床版コンクリート表面が濡れ色となっているように観察されるが，この損傷形態はアルカリシリカ反応による床版劣化の典型的な例であり，過去に付近の橋梁でも確認している．その反応による微細ひび割れで水分が床版内に保持されることで外観上は部分的な湿潤状態として観察される．水分の供給により，アルカリシリカ反応が促進され，さらに劣化が進展するとその範囲が拡大することになる．

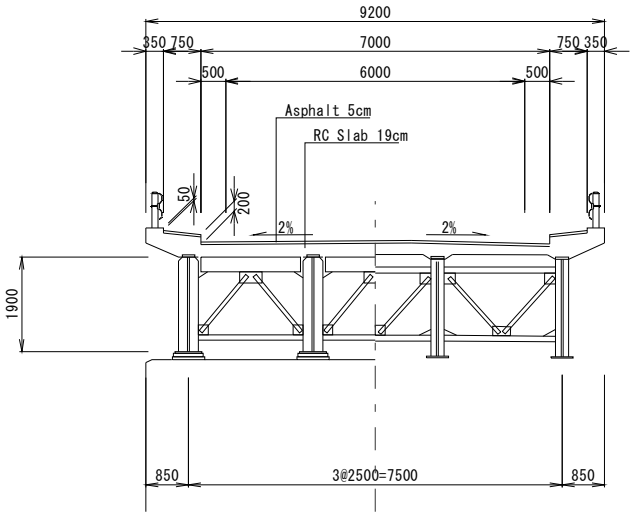


図-4.7.1　橋梁断面図　(mm)

写真-4.7.2　床版下面の湿潤状態

4.7.3　載荷試験概要

載荷試験は衝撃荷重によるものであり，**写真-4.7.1** に示す試験機を使用した．重錘の質量は 220kg でその落下高さは 150mm と 300mm の 2 種類とし，ロードセルで検出された衝撃荷重はそれぞれ約 40kN，90kN 程度である．載荷位置は主桁と対傾構もしくは横桁に囲まれる床版パネル毎の中心とした．載荷試験位置を**図-4.7.2** に示す．ただし，中央パネル列は交通規制の都合により実施していない．なお，荷重を作用させる載荷板は直径が 300mm の円形である．

上流側の載荷試験結果のたわみ分布を**図-4.7.3**(a)，(b)に示す．それぞれ落下高さ 150mm と 300mm の結果で，たわみ値は試験で得られた載荷荷重に対して 50kN 荷重に換算している．図より荷重作用位置である中央部分が沈み込むような鋭角な分布となっていることが認められる．この原因としては，アスファルト舗装の衝撃荷重載荷による変形の影響が大きいと想定されたため，解析的にアスファルト舗装の変形を算出して，中央のたわみ値を補正するものとした．

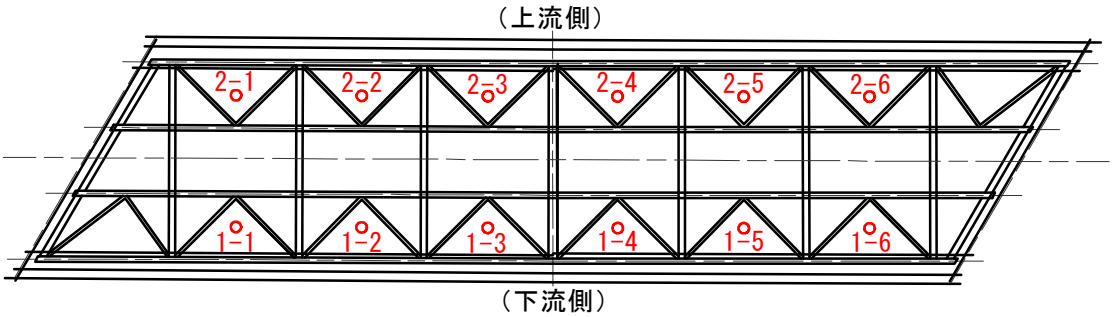
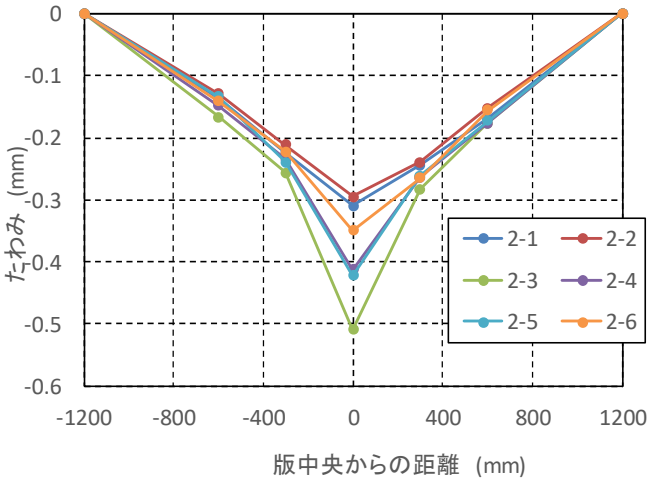
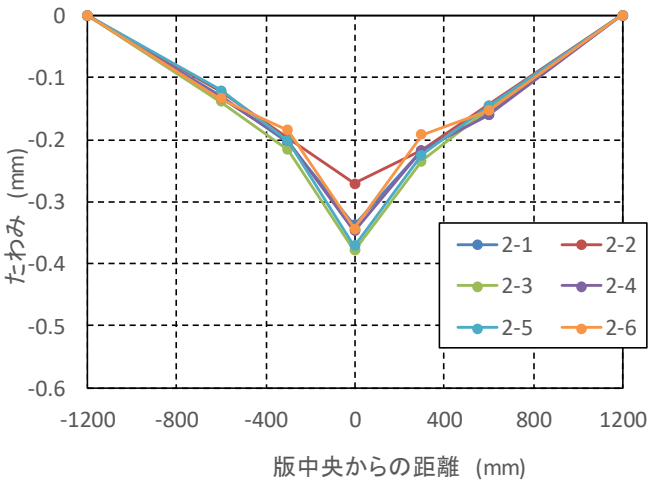


図-4.7.2　載荷試験位置とパネル記号



(a) 落下高さ 150mm



(b)　落下高さ 300mm

図-4.7.3　載荷試験のたわみ分布（上流側）

4.7.4　舗装変形の影響検討

アスファルト舗装の変形の計算では，対象橋梁の全体をモデル化した FEM 解析を実施した．主桁，床版および舗装はシェル要素で各要素にはずれがないものとし，対傾構，横桁は梁要素とした．モデルの形状を**図-4.7.4** に示す．図は下面側からのもので，対傾構や横構がモデル化されていることが確認できる．計算に使用した物性値は**表-4.7.1** の通りである．アスファルト舗装のヤング係数は，試験時期が夏期ではなく日射の影響は小さいと考え試験時の外気温を考慮した値とした[14]．

なお，厳密には舗装の変形は床版コンクリートの物性値の変化が影響すると想定されるが，床版厚さに対して舗装厚さが小さいことから，コンクリートの物性値は変化させないものとした．計算に用いた荷重は**図-4.7.5** に示すもので，載荷試験で得られた荷重波形を上限 50kN となるように調整して載荷した．使用した解析コードは LS-DYNA である．

解析結果の舗装の変形量の一覧を**表-4.7.2** に示す．数値は載荷位置での床版たわみが最大となる時刻の舗装変形を抽出しており，舗装変位から床版変位を控除した値が舗装の沈み込み量である．それぞれの計算結果は類似しており，その値を載荷試験結果の中央値に反映させてから曲率を計算するものとする．**図-4.7.6** は**図-4.7.3** の計測結果のたわみ分布に対し，舗装の変形を反映したものである．図によれば衝撃荷重載荷による舗装の沈み込みは改善されていることが認められる．

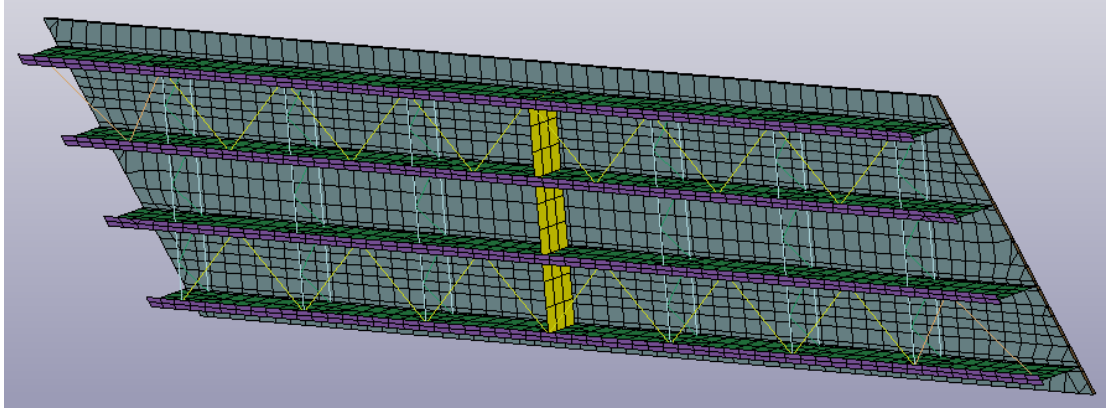


図-4.7.4　FEM モデル図（下面側）

表-4.7.1　計算に用いた物性値

材料	単位質量 (g/cm³)	ヤング係数 (kN/mm²)	ポアソン比
鋼材	7.87	200	0.3
コンクリート床版	2.45	21.5	0.2
アスファルト舗装	2.3	7.0	0.35

表-4.7.2　解析による舗装の変形量

床版パネル番号	舗装変位 (mm)	床版変位 (mm)	差 (mm)
1-1	-0.477	-0.404	0.0734
1-2	-0.477	-0.404	0.0734
1-3	-0.477	-0.404	0.0734
1-4	-0.477	-0.403	0.0735
1-5	-0.472	-0.400	0.0718
1-6	-0.477	-0.404	0.0737
2-1	-0.477	-0.404	0.0732
2-2	-0.478	-0.404	0.0743
2-3	-0.475	-0.403	0.0714
2-4	-0.476	-0.403	0.0730
2-5	-0.471	-0.400	0.0714
2-6	-0.474	-0.400	0.0743

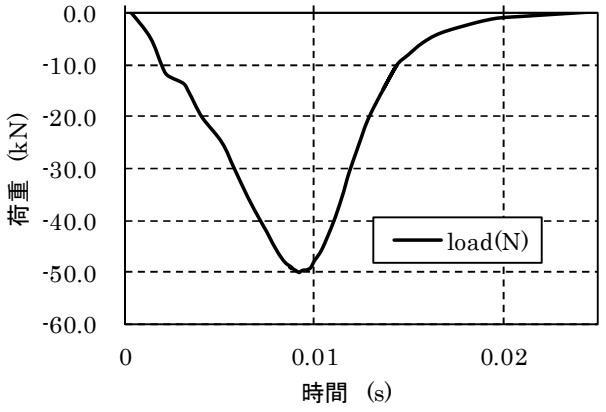
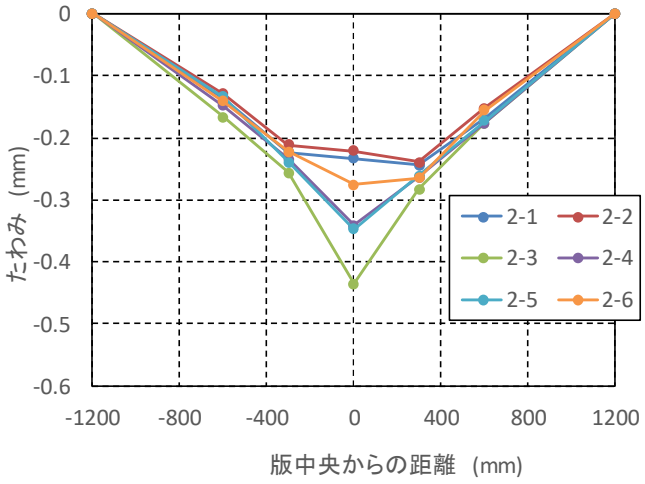
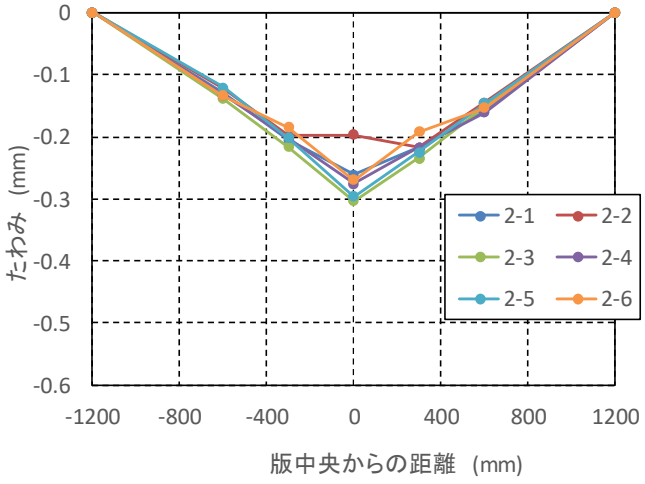


図-4.7.5　載荷荷重（動的載荷）



(a) 落下高さ 150mm



(b)　落下高さ 300mm

図-4.7.6　舗装の変形を考慮した床版のたわみ分布

4.7.5　動的載荷比率の試算

衝撃荷重による載荷試験で得られるたわみは動的な荷重作用によるものであり，静的に作用するものとは異なる値になることが想定される [15]．そこで，4.7.4 節で解析を実施したモデルで，動的載荷と静的載荷の差を比較することとした．**表-4.7.3** は各パネルで 50kN 載荷時の動的倍率である動的変位 Dd／静的変位 Ds を示したものである．計算結果によればその比率は 1.0 に近く差が小さいことが認められる．よって，本研究で対象とした衝撃載荷試験方法では動的倍率 Dd／Ds によるたわみ値の補正は行わないものとした．ただし，その動的倍率 Dd／Ds の影響の有無を確認することが必要であるため，**図-4.7.7** に示す三角波として作用させた場合を想定して載荷時間を変化させた計算を実施した．解析モデルは 4.7.4 節で示したものと同じであり，端部パネルで計算を実施した．**図-4.7.8** は計算結果の動的倍率 Dd／Ds と載荷時間 T／床版の固有周期 Td の関係を示したものであり，載荷時間の違いが動的倍率 Dd／Ds に影響を及ぼすことが分かる．

表-4.7.3　動的載荷と静的載荷の比較

床版パネル番号	動的たわみ (mm)	静的たわみ (mm)	動的／静的
1-1	-0.320	-0.320	1.00
1-2	-0.319	-0.326	0.98
1-3	-0.320	-0.321	1.00
1-4	-0.319	-0.322	0.99
1-5	-0.317	-0.328	0.96
1-6	-0.321	-0.327	0.98
2-1	-0.322	-0.327	0.98
2-2	-0.318	-0.331	0.96
2-3	-0.320	-0.323	0.99
2-4	-0.319	-0.321	0.99
2-5	-0.316	-0.323	0.98
2-6	-0.319	-0.320	1.00

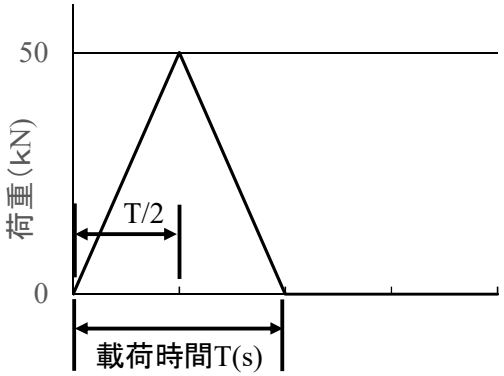


図-4.7.7　載荷荷重

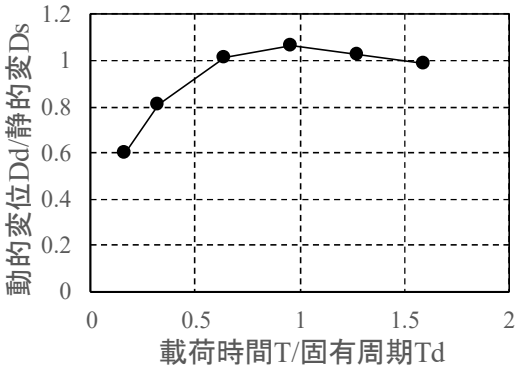


図-4.7.8　載荷時間と変位の関係

4.7.6　曲率の計算結果と劣化度評価

図-4.7.6 のたわみ分布による曲率の計算結果から式(4.6.1)によりヤング係数-曲率曲線の係数を算出し，その関係からヤング係数を計算した結果を**表-4.7.4** に示す．表中にはヤング係数の値からn=15 からn=30 の範囲にある計算結果を **4.6.1** 節で示したように評価区分Ⅲとして黄色の網掛けで表現し，評価区分Ⅳを赤色の網掛けとした．また，計算結果のヤング係数の値が負の場合は表示していない．計算結果によれば落下高さ 300mm よりも 150mm の方が劣化進行しているものと推察される床版パネル数が多くなっており，評価区分Ⅳも存在している．しかし，落下高さ 300mm に対して 150mm の方が計算結果で得られている数値が少なく，過大な算出結果も含まればらつきも大きい．それらのばらつきを考慮すると，落下高さ 150mm は計算結果の値の範囲が広く信頼性に劣る結果になっていると考えている．それに対し落下高さ 300mm では計算結果のばらつきは小さく，ヤング係数が低下している床版パネル，即ち劣化が懸念されるパネル数は全 12 パネルのうち 2 パネルという結果となっている．よって本研究では対象橋梁の床版評価では 300mm の落下高さを考慮することが望ましいと考えており，その結果からは，補修による延命化を推奨する．なお，目視による床版下面の損傷は 2 方向ひび割れと漏水後がほぼ全域に広がっていることから評価区分はⅢ程度と想定され，曲率からの損傷程度よりも厳しい評価になる．ただし，対象橋梁では ASR による材料劣化も影響していることから，疲労劣化を主眼とした現状の点検要領による評価とは合致しない．なお，落下高さの違いによる値の差異に関しては，劣化度を評価するための適切な荷重の大きさが存在することとなり，それを試験実施時に特定することが課題となることが分かる．

表-4.7.4　曲率からのヤング係数算出結果表（単位：kN/mm²）

床版パネル番号	曲率から算出されるヤング係数	
	落下高150mm	落下高300mm
1-1	8.98	12.83
1-2	8.13	13.60
1-3	64.41	25.14
1-4	—	20.03
1-5	121.46	23.91
1-6	24.00	10.73
2-1	—	26.82
2-2	—	—
2-3	5.91	17.08
2-4	10.66	20.16
2-5	10.10	16.00
2-6	30.36	16.29

4.8 まとめ

本章では，道路橋床版の劣化種類に影響を受けない統一的な劣化度評価を実現するために，床版構造の剛性変化に着目した検討を実施した．具体には曲率の変化に着目して損傷度を評価するものであり，たわみ増加（＝曲げ変形）から破壊時には押し抜きせん断に至る道路橋床版の劣化プロセスの殆どを占める曲げ変形による状態把握を念頭に置き検討を実施した．なお，計算手法には簡便性を考慮して厚板理論による計算手法を採用した．

また，道路橋床版の劣化程度を把握する手法として，実橋に対する床版の曲げ変形に着目し曲率による評価の適応性に関して検討を実施した．以下に得られた知見を列挙する．

1) 曲率を計算する範囲は荷重載荷幅（荷重端）までが望まれることと，計算手法によっては曲率の値が変化することを考慮すべきであることが示された．
2) 上記より本研究では現場での適用を考慮して簡便なヤング係数の変化を考慮した 1 層版での弾性計算を採用し，曲率の変化を既往の輪荷重走行試験の結果に適用し，たわみ値の補間では，対称性を考慮して放物線補間が適していることを示した．
3) 曲率変化の観察により，ヤング係数と曲率の閾値が設定できる可能性を示した．曲率に着目する利点は載荷試験での荷重載荷範囲のみに着目すれば損傷度を把握でき，結果として現状で研究が活発化している衝撃荷重載荷試験への適用で，簡便な耐荷性能の把握が可能になることにある．
4) 支持条件が単純版，固定版と異なった場合でも支間毎の曲率には差異は無く，ほぼ同等であることが認められる．よって，本研究では曲率で劣化程度を評価する際には，固定版の支持条件を採用するものとした．
5) 曲率の計算結果から得られるヤング係数－曲率関係の曲線式の係数は単一の式で表現することが可能である．
6) FEM 解析により静的な載荷と衝撃荷重載荷を比較したところ，ほぼ同等の値が得られたため，動的影響の補正は実施しないものとした．しかしながら，載荷時間による影響は受けることになるため，衝撃荷重載荷による評価ではそれを考慮する必要がある．
7) 実橋での衝撃荷重による載荷試験の結果から曲率で劣化度を評価したところ，落下高さ 300mm の結果から補修による延命化が望まれる状態であることが推察された．
8) 落下高さ，即ち荷重の大きさにより曲率から算出されるヤング係数の値が異なるものとなった．衝撃荷重による載荷試験では劣化度を評価するための適切な荷重の選定が課題である．

床版剛性は「E(ヤング係数)」及び「I(断面二次モーメント)」で評価されるが，劣化した RC 床版に対しては，これまで I を高める対策や作用荷重を低減する対策が繰り返されてきた．しかし，高速道路のような重交通下でこれらは効果的な対策とならず，耐久性の高い床版に取替えられている実情にある．床版下面に部分的に CFRP 補強を実施する対策 [16]も有効な延命化対策であるが，剛性低下した RC 床版への抜本的な対策はないため，耐荷力特性を把握しておくが重要であると考えた．剛性低下した RC 床版の耐荷力特性については，第 5 章で述べる．

（第 4 章 参考文献）

1) 国土交通省道路局：道路橋定期点検要領，2014.6.
2) 横山広，石尾真理，玉越隆史：衝撃荷重による RC 床版の劣化度判定に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.62A，pp.1194-1201，2016.3.
3) チモシェンコ・ヴォアノフスキークリーガー：板とシェルの理論〈上〉，ブレイン図書出版(株)，pp.30-41，1973.7.
4) 横山広：等方弾性体における変位関数の拡張と橋梁床版への応用に関する研究，金沢大学学位請求論文，2013.9.
5) 松井繁之，前田幸雄：道路橋 RC 床版の劣化度判定法の一提案，土木学会論文集，第 374 号/Ⅰ-6，pp.419-426，1986.10.
6) 関口幹夫，横山広，堀川都志雄：リブ付き多層版解析による各種補強床版の実測たわみの評価，構造工学論文集，Vol.54A，pp.442-451，2008.3.
7) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋床版の疲労耐久性に関する試験，国総研資料第 28 号，pp.17-19，2002.3.
8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，p.266，2012.3.
9) 横山広，安藤祐樹，関口幹夫，堀川都志雄：全集固定される多層版解析の一手法について，構造工学論文集，Vol.54A，pp.910-917，2008.3.
10) 松井繁之，前田幸雄：道路橋 RC 床版の劣化度判定法の一提案，土木学会論文集，第 374 号／Ⅰ-6，pp.419-426，1986.10.
11) 関口幹夫，横山広，堀川都志雄：リブ付き多層版解析による各種補強床版の実測たわみの評価，構造工学論文集，Vol.54A，pp.442-451，2008.3.
12) 横山広，角間恒，佐藤孝司，桝谷浩：活荷重作用時の道路橋床版の曲率に関する研究，構造工学論文集，Vol.63A，pp.1296-1303，2017.3.
13) Nga Thu NGUYEN，Hiroshi MASUYA，Chen XU，Hiromitsu KAII，Takafumi YAMAGUCHI，HiroshiYOKOYAMA：SELF-PROPELLED IMPACT VIBRA-TION EQUIPMENT FOR THE UTILIZATION OF INSPECTION OF BRIDGE DECK，第 9 回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.89-92，2016.11.
14) 久保和幸，寺田剛，堀内智司，井谷雅司：9.1　舗装構造の理論設計の高度化に関する研究，国立研究開発法人土木研究所ホームページ，研究成果・技術情報，研究成果報告書，平成 22 年度　重点プロジェクト研究報告書，重点プロジェクト研究，効率的な道路基盤整備のための設計法の高度化に関する研究，2010.
15) Ray W Clough，Joseph Penzien：Dynamics of Structures，Third Edition，p.80，1995.

第 5 章 早期劣化した道路橋床版の耐荷力評価

5.1 はじめに

平成 29 年に改定された道路橋示方書では，限界状態設計法の考え方が本格的に導入された．限界状態設計法とは，大地震や様々な荷重に対して橋および構造（上部構造，下部構造，上下部接続部）および部材等について限界状態（1～3）を定義し，複数の限界状態に対して安全性や機能を確保することで，橋に求める共通的な性能を明確にし，多様な構造や新材料の導入を目的としている．ここで，部材等の限界状態は**表-5.1.1** のように定義される [1)].

表-5.1.1 部材等の限界状態 [1)]

限界状態 1	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態 （鋼橋・鋼部材編項目例：板の引張降伏，圧縮降伏）
限界状態 2	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態 （耐震編にて規定）
限界状態 3	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態 （鋼橋・鋼部材編項目例：板の局部座屈，全体座屈）

5.2 RC 床版の要求性能

H29 道路橋示方書 Ⅱ鋼橋・鋼部材編 [2)]では，コンクリート系床版の「限界状態 1」は，これまでの床版の一般的な設計範囲となっているが，「限界状態 3」は以下のように定義している．

・曲げモーメントを受ける床版

(1) 曲げモーメントを受ける床版が，(2)から(4)による場合には，限界状態 3 を超えないとみなしてよい．

(2) 床版に生じる曲げモーメントが，(3)又は(4)による制限値を超えない．ただし，T 荷重及び死荷重による曲げモーメントの算出には，同示方書Ⅱ11.2.3 の規定 [2)]による曲げモーメントを特性値として用いる．

(3) 鉄筋コンクリート床版，鋼コンクリート合成床版及び PC 合成床版の鉄筋コンクリート断面に生じる曲げモーメントの制限値は同示方書Ⅲ5.7.1(3)及び(4)の規定 [3)]による．

(4) プレストレストコンクリート床版及び PC 合成床版の PC 板に生じる曲げモーメントの制限値は同示方書Ⅲ5.8.1(3)及び(4)の規定 [3)]による．

- せん断力を受ける床版
  - 押抜きせん断力を受ける床版が，同示方書Ⅱ11.2.4 の規定 [2]を満足する場合には，限界状態 3 を超えないとみなしてよい.

曲げモーメントに対しては，道路橋示方書 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編 5.7.1(3)及び(4)の規定 [3]，つまり，部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメント（圧縮側コンクリートの圧壊）となる．せん断力に対しては，活荷重等による集中荷重の作用により，コンクリートに円すい状又は角すい状の斜めひび割れや局所的な変形が発生し，押し抜けるような破壊の状態を限界状態 3 としている．道路橋示方書 Ⅱ鋼橋・鋼部材編 [2]では，「11.2.4（床版の最小全厚）」を満足させることをみなし規定としているが，昭和 55 年より古い基準で作られた RC 床版は，床版の最小全厚を満足していない場合が殆どである.

このような観点から，本研究では昭和 55 年道示より古い基準で作られた RC 床版，かつ，北陸地方のコンクリートで特徴的にみられる早期劣化が生じている RC 床版に対する耐荷力評価を行うものとする.

5.3 RC 床版の耐荷力概論

5.3.1 RC 床版の破壊形式

既往の研究成果より，RC 床版の耐荷力について整理する.

二辺単純支持の一方向床版（長辺と短辺の比が２以上のもの）に輪荷重のような部分的集中荷重が床版中央点に漸増して作用する場合，荷重の増加とともに床版中央点のたわみは**図-5.3.1** のような経路をたどる [4].

荷重が Pcr に到達すると，床版下面にはひび割れが発生しはじめる．その後，荷重の増加とともに非線形挙動を示すようになる．しかし，載荷点直下で最大曲げモーメントを受ける鉄筋が 1 本だけ降伏（初降伏強度 Pyi）しても，前後のたわみ挙動の傾向は顕著に変化しない．載荷板直下にあるほとんどの鉄筋が降伏（Py）すると，鉄筋の塑性流れが急激に起こり，たわみが急増し，押抜きせん断破壊に至る.

複鉄筋断面の場合には，梁と同様に，鉄筋の降伏前に圧縮側コンクリートの圧壊によって破壊することもある．また，曲げ耐荷力に到達する前に押抜きせん断破壊によって崩壊することもある．これらの破壊は変形の少ない時点で予兆なく発生する．このことから，RC 床版の耐荷力は曲げ耐荷力と押抜きせん断耐荷力の両方について検討する必要がある.

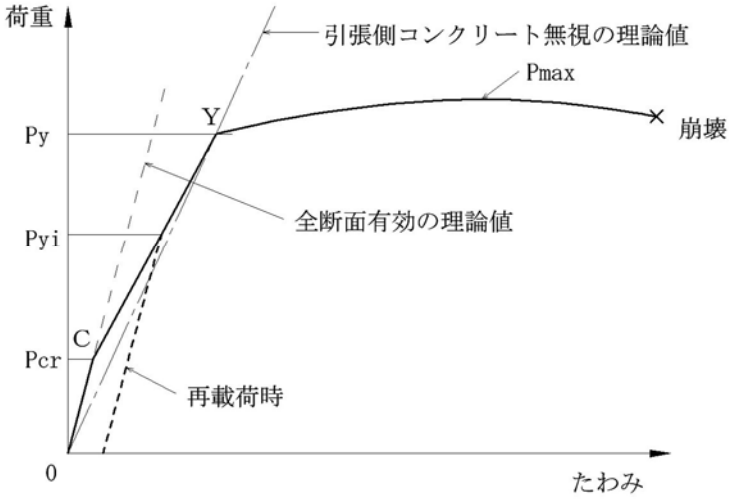


図-5.3.1 RC 床版の破壊形態（荷重たわみ曲線）[2)]

5.3.2 曲げ耐荷力

RC 床版の曲げ破壊は，鉄筋の降伏による塑性流れが生じ，さらに，コンクリートが圧壊することによって起こる現象である．曲げ破壊が生じるためには，RC 床版が破壊まで十分な塑性変形ができる断面でなければならない．RC 床版の曲げ耐荷力は，一般に，上界定理の一つである降伏線理論によって推定される．RC 床版の降伏線理論は，Ingerslev[5)]によって考え出され，その後，Johansen[6)]によって，拡張された．降伏線理論は，床版の形式，載荷形式，境界条件によって異なる降伏線パターンを仮定し，その降伏線上において床版断面に塑性ヒンジが形成された状態を考え，仮想仕事の原理をもとに崩壊荷重を求める．いくつかの降伏線パターンが考えられるが，そのうちの崩壊荷重が最も小さい値を上界値として曲げ耐荷力とする．

集中荷重を受ける RC 床版の降伏線から曲げ耐荷力を推定する例を以下に示す [7)]．四辺固定支持された床版に**図-5.3.2** に示すn個に分割された放射状の降伏線が形成された場合，外力仕事と内力仕事のつり合いから式（5.3.1）が成り立つ．

$$\frac{P_u}{n}r = (m'_u + m_u)\frac{2\pi r}{n} \tag{5.3.1}$$

ここで，右辺は集中荷重による外力仕事であり，左辺は単位幅当たりの降伏曲げモーメントによる内力仕事である．これより，曲げ耐荷力 P_u は式（5.3.2）にように求めることができる．

$$P_u = 2\pi(m'_u + m_u) \tag{5.3.2}$$

ここに，　m_u ：単位幅あたりの正の降伏モーメント

m'_u ：単位幅あたりの負の降伏モーメント

r　：RC 床版の辺長の半分

また，二辺単純支持された床版に**図-5.3.3** に示す降伏線が形成された場合の曲げ耐力 P_uは，次式の内力仕事と外力仕事のつり合いより求めることができる．

$$P_u\delta = 2m_u\frac{\delta}{0.5l}2a + (m'_u + m_u)\frac{\delta}{a}l \tag{5.3.3}$$

ここに，　δ　：鉛直方向の微小変位

l　：床版支間長

a　：**図-5.3.3** による

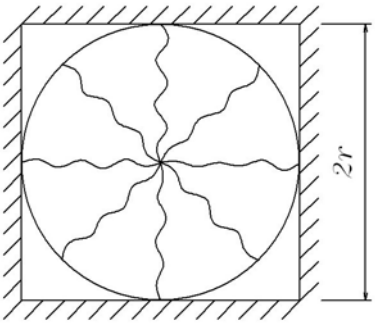


図-5.3.2 四辺固定支持された床版

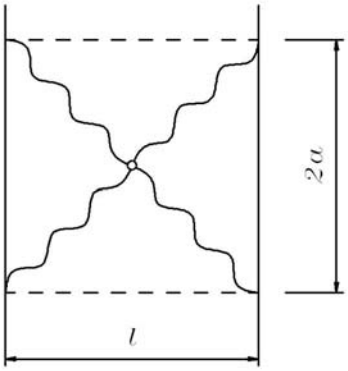


図-5.3.3 二辺単純支持された床版(無限版)

式（5.3.3）より，

$$P_u = \frac{8m_u a}{l} + \frac{2(m'_u + m_u)l}{a} \tag{5.3.4}$$

となる．

ここで，P_uが極小値をとるときの a の値を求める．

$$\frac{dP_u}{da} = \frac{8m_u}{l} - \frac{2(m'_u + m_u)l}{a^2} = 0 \tag{5.3.5}$$

すなわち，

$$a = 0.5l\sqrt{\frac{m'_u + m_u}{m_u}} \tag{5.3.6}$$

となる．よって，曲げ耐荷力 P_u は，

$$P_u = 8\sqrt{(m'_u + m_u)m_u} \tag{5.3.7}$$

となる．

降伏線理論より求まる曲げ耐荷力は，一般に安全側の値を与えることが知られている．また，道路橋 RC 床版の破壊は，引張側鉄筋が降伏する前に，あるいは，降伏直後に押抜きせん断破壊することが多いことから，事項で述べる押抜きせん断耐荷力に対する検討がより重要である．

5.3.3 押抜きせん断荷力

道路橋 RC 床版に作用する支配的な荷重は自動車の輪荷重である．そして輪荷重はその接地面積が比較的小さい．このため，これまでに述べてきたように，RC 床版の破壊形態としては，押抜きせん断破壊が支配的となる．RC 床版の押抜きせん断破壊に関する研究は，まず Talbot[8]によって行われた．RC 床版の押抜きせん断耐力への影響因子は非常に多く，コンクリート強度，床版の有効高さ，載荷板周長，鉄筋比，鉄筋降伏応力度，曲げ耐荷力，支持条件などが挙げられる．そのため，これまでに多くの耐荷力機構や耐荷力算定式が提案されてきた．ここでは，提案されているいくつかの算定式があるが，ここでは，提案されているいくつかの算定式のうち，角田式・松井式・JSCE 式について記す．

（1）角田式

角田らは，種々の影響因子を塩化させた 60 体に及ぶ押抜きせん断実験を行い，さらに，既往の実験結果も加え，それぞれの影響因子について統計解析を行った結果，次式の押抜きせん断耐荷力算定式を提案している．

$$P = 0.674(b_0 + 3\pi d)d\sqrt{f_c'}\left(1 + 0.5\frac{p \cdot f_v}{\sqrt{f_c'}}\right)/(1 + \frac{d}{20}) \quad (kgf) \tag{5.3.8}$$

（ただし，$\frac{p \cdot f_v}{\sqrt{f_c'}} > 3.33$ のとき，$\frac{p \cdot f_v}{\sqrt{f_c'}} = 3.33$）

ここで，b_0 ：載荷板周長（cm）
d ：有効高さ（cm）
f_c' ：コンクリートの圧縮強度（kgf/cm²）
p ：鉄筋比（＝As/bd）
f_y ：鉄筋の降伏応力度（kgf/cm²）

（2）松井式

松井らは，**図-5.3.4** に示す押抜きせん断破壊モデルを提案し，それに基づいて次式に示す押抜きせん断耐荷力算定式を提案している．本式による算定値は，角田らの研究において実検された正方形 RC 床版の結果や，長方形床版に対する長方形載荷板による実験結果に対しても算定精度のよいことが確認されている．

$$\begin{aligned} P_0 = {} & f_v[2(a + 2x_m)x_d + 2(b + 2x_d)x_m] \\ & + f_t[2(a + 2d_m)C_d + 2(b + 2d_d + 4C_d)C_m] \quad (N) \end{aligned} \tag{5.3.9}$$

$$f_v = 0.656 f_c'^{0.606} \tag{5.3.10}$$

$$f_t = 0.269 f_c'^{2/3} \tag{5.3.11}$$

ここで，$a,\ b$ ：載荷板の主鉄筋，配力鉄筋方向の辺長 (mm)

x_m, x_d ：主鉄筋，配力鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視した時の中立軸深さ (mm)

d_m, d_d ：引張側主鉄筋，配力鉄筋の有効高さ (mm)

C_m, C_d ：引張側主鉄筋，配力鉄筋のかぶり深さ (mm)

f_c' ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

f_v ：コンクリートのせん断強度 (N/mm²)

f_t ：コンクリートの引張強度 (N/mm²)

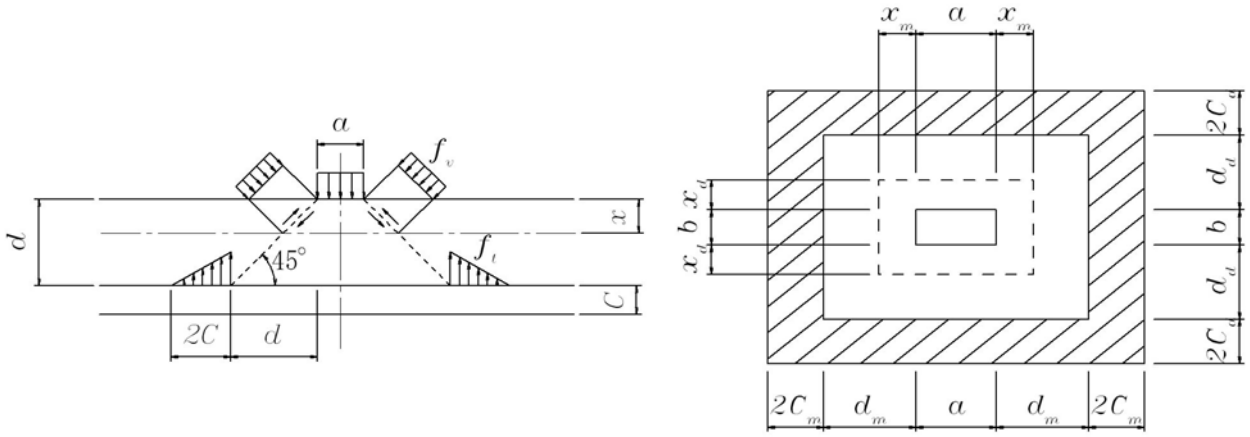


図-5.3.4 押抜きせん断破壊モデル[7]の応力分布図およびその範囲

(3) 土木学会コンクリート標準示方書（JSCE 式）

コンクリート標準示方書では，押抜きせん断耐荷力が梁のせん断耐荷力算定式と同様の形式で表されるものと仮定し，既往のスラブおよびフーチングの押抜きせん断実験結果をもとにした次式が提案されている．

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_d \cdot \beta_r \cdot f'_{pcd} \cdot u_p \cdot {}^{d}/_{\gamma_b} \quad \text{(N)} \tag{5.3.12}$$

ここで，

$f'_{pcd} = 0.20\sqrt{f'_{cd}}$ (N/mm²) （ただし，$f'_{pcd} \leqq 1.2\ \mathrm{N}/mm^2$）

$\beta_d = \sqrt[4]{1/d}$ (d：m) （ただし，$\beta_d > 1.5$ となる場合は 1.5 とする）

$\beta_p = \sqrt[3]{100p}$ （ただし，$\beta_p > 1.5$ となる場合は 1.5 とする）

$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25\mathrm{u/d})$

である．

ここに，f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度（N/mm²）

u ：載荷面の周長

u_p ：載荷面の周長で，載荷面から d/2 だけ離れた位置で算定するものとする

d, p ：有効高さおよび鉄筋比で，二方向の鉄筋に対する平均値とする

γ_b ：部分安全係数

5.4 有限要素法による RC 床版の劣化度評価

5.4.1 ひび割れを有する RC 床版の解析法

ひび割れの進展による RC 床版の劣化度を定量的に評価するためには，ひび割れを有する RC 床版の輪荷重による耐荷性状を把握する必要がある．これには，ひび割れ部の変形挙動を考慮した FEM 解析法が有効であり，ひび割れの変形挙動を表現する接合要素を導入することにより，ひび割れの進行による板剛性の低下度が表現できる[9]．

5.4.2 接合要素の要素剛性マトリックス

x 軸に平行に発生したひび割れを表す接合要素を考える．要素の y 方向の幅 η は十分小さいものとし，節点 i，j，および k，l は同じ座屈長を有していると考える．ただし，要素の x 軸方向の伸び合成，および y 軸まわりの曲げ剛性は無視できるものとする．これより，接合要素の変位としては z 方向の変位 ω と y 軸，および x 軸まわりの回転変位 θ_y，θ_x のみを考える．すなわち，各要素には，$\delta^e = \left(\omega_i, \theta_{yi}, \theta_{xi}, \omega_j, \theta_{yj}, \theta_{xj}, \omega_k, \theta_{yk}, \theta_{ki}, w_l, \theta_{jl}, \theta_{xl}\right)$ の 12 個の変位成分を考えれば良い．これに対応する節点力は，z 方向の力 Fz と y 軸および z 軸まわりの曲げモーメント Mx および My であり，f(Fz，Mx，My)と表せる．

ここで，要素内では i-k 辺と j-l 辺間のせん断ばねおよび回転ばねのみにより応力が伝達されるものとし，ω の x 方向の変位分布を板曲げ要素の変位分布と同様に三次の表現式を用い，θ_x が ω と独立するものとすると，

$$\omega = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 x^2 + \alpha_5 xy + \alpha_6 x^3 + \alpha_7 x^2 y + \alpha_8 x^3 y \tag{5.3.13}$$

$$\theta_y = \frac{\partial \mathrm{y}}{\partial \mathrm{x}} = \alpha_2 + 2\alpha_4 x + \alpha_5 y + 3\alpha_6 x^2 + 2\alpha_7 xy + 3\alpha_8 x^2 y \tag{5.3.14}$$

$$\theta_x = \alpha_9 + \alpha_{10} x + \alpha_{11} y + \alpha_{12} xy \tag{5.3.15}$$

となる．これより，各節点の変位ベクトルは，要素の各節点座標と未定係数ベクトル $\boldsymbol{\alpha}_n^e$ により，次式で表される．

$$\boldsymbol{\delta}^e = \mathbf{C}\boldsymbol{\alpha}_n^e \tag{5.3.16}$$

次に，接合要素に発生するひずみは，z 方向のせん断ひずみ γ_z と x 軸まわりの曲げひずみ φ_x であり，それぞれ，i-k 線上との相対ずれ Δω および相対回転角 $\Delta\theta_x$ を用いて，次式により表現できる．

$$\begin{Bmatrix}\gamma_z\\ \varphi_x\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}\Delta\omega\\ \Delta\theta_x\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}\omega_{(y=\eta)}-\omega_{(y=0)}\\ \theta_{x(y=\eta)}-\theta_{(y=0)}\end{Bmatrix}=\boldsymbol{Q\alpha_n^e} \tag{5.3.17}$$

接合要素に作用する単位は場当たりのせん断力を Q_y，曲げモーメントを M_y とし，単位幅あたりの接合要素のせん断合成を K_s，曲げ剛性を K_r とすると，

$$\begin{Bmatrix}Q_y\\ M_y\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}K_s & 0\\ 0 & K_r\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\gamma_z\\ \varphi_x\end{Bmatrix}=\boldsymbol{DQ\alpha_n^e} \tag{5.3.18}$$

となる．以上より，接合要素の合成マトリックスは次式で表現できる．

$$\mathbf{K}=(\boldsymbol{C^{-1}})^T\left(\int_V \boldsymbol{Q^TDQ}dV\right)\boldsymbol{C^{-1}} \tag{5.3.19}$$

5.5 劣化床版の耐荷力評価

5.5.1 数値解析概要

（1）解析モデル

本章では，早期劣化した道路橋床版に対する FEA による耐荷力評価を行う．**第 3 章**で使用したモデルと同じ解析モデル（**図-5.5.1 参照**）を用いて，RC 床版の耐荷力評価を行う．床版，地覆および舗装は，8 節点ソリッド要素，主桁および補剛材は，4 節点シェル要素，対傾構および横構を梁要素でモデル化した．鉄筋は，節点の位置によらずに配置できる埋め込み鉄筋要素を用いた．境界条件は，板曲げによる影響に加えて桁曲げによる影響も考慮するために各桁の下フランジの左端(**図-5.5.1 参照**)を鉛直方向のみ拘束した．解析モデルは，荷重対称および構造対称であるため，橋軸方向(x 方向)に対称条件を適用し，ハーフモデルとした．

RC 床版の耐荷力に対する検討を行うため，道路橋示方書 [1)]に示す輪荷重 100kN を床版中央に載荷し，解析ステップごとに荷重を増分させて，終局時まで解析を行った(**図-5.5.2 参照**)．なお，汎用構造解析ソフト DIANA10.2[10)]を用いた．

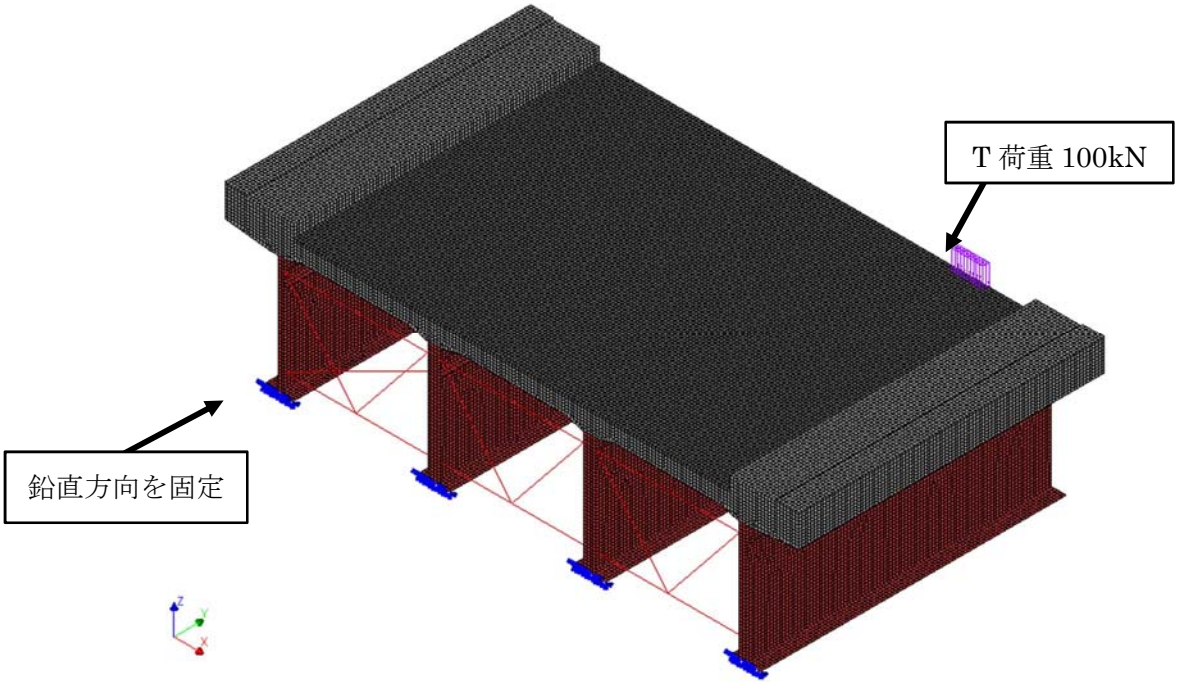


図-5.5.1　解析モデル

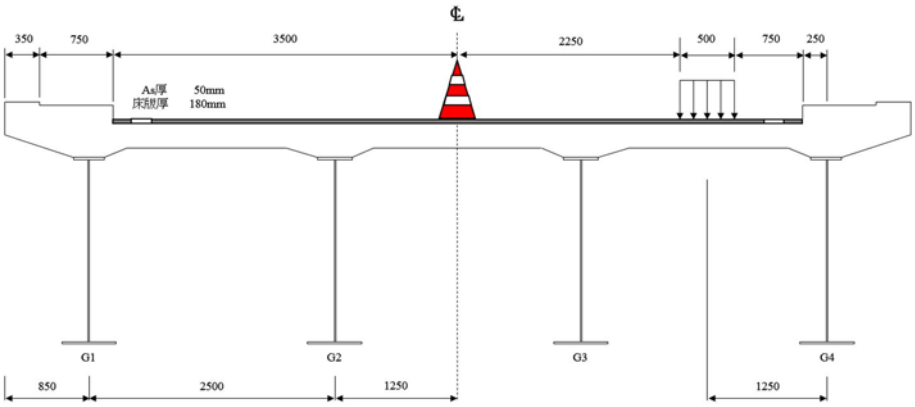


図-5.5.2　橋軸直角方向の載荷位置

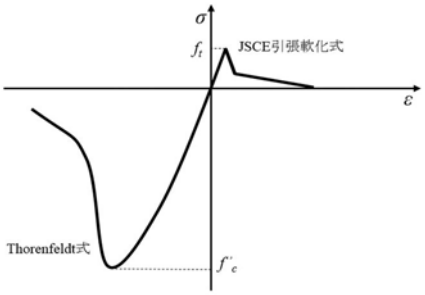
（2）材料モデル

図-5.5.3(a)に示すようにコンクリートの圧縮側の挙動は Thorenfeldt モデル，引張側の挙動は JSCE の引張軟化特性を考慮した曲線を適用した．引張強度 f_t および破壊エネルギーG_f はコンクリート標準示方書 11)に定められている式を用いて算出した．

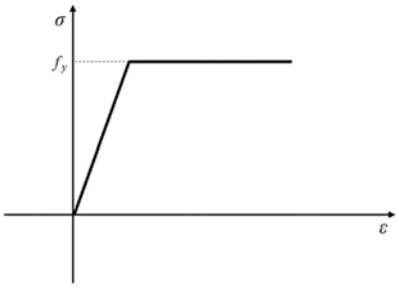
コンクリートのひび割れモデルは，全ひずみ理論に基づく回転ひび割れモデルを採用した．また，モデル橋梁の床版厚は 180mm，コンクリートの物性値は，設計基準強度 35MPa を健全時とした場合（Case1），および，漏水部コア採取による調査から得られた値（Case2）を用いた．なお，設計基準強度 35MPa のケースは比較として現行の基準を満足する床版厚 230mm のケースも実施した（Case3）．各ケースのコンクリート物性値を表-5.5.1 に示す．健全時（Case1,3），および，漏水部（Case2）の圧縮領域応力ひずみ曲線，および，引張軟化曲線を図-5.5.4，図-5.5.5 に示す．なお，ポアソン比は割線剛性と初期剛性の比率に応じて低減されるモデルとした．

鉄筋および桁部材に用いられている鋼材の構成則は，図-5.5.3(b)に示すバイリニアモデルとし，降伏基準は Von-Mises の降伏条件を用いた．それぞれの鋼種は，橋梁台帳から鉄筋は SD30(SD295)，鋼材は SM50(SM490)であることが判明しているため，物性値は道路橋示方書 2)に示されている値を用いた（表-5.5.2 と表-5.5.3 参照）．加えて，鉄筋とコンクリート間は，完全付着とした．

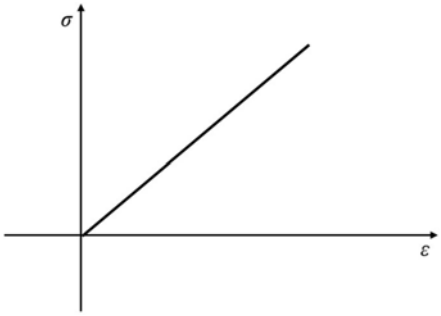
また，舗装(アスファルト)の挙動は弾性体とした(図-5.5.3(c)参照)．物性値に関しては表-5.5.4 に示す値を用いた．



(a)　コンクリート



(b)　鋼材と鉄筋



(c)　アスファルト

図-5.5.3　材料構成則 2)

表-5.5.1　コンクリートの物性値

	Case1	Case2	Case3
	健全時	コア(漏水部)	健全時
床版厚[mm]	180	180	230
粗骨材最大寸法[mm]	25	25	25
単位体積重量[kN/m^3]	24.5	24.5	24.5
ヤング係数 E_c [GPa]	29.5	10.0	29.5
圧縮強度 f_c [MPa]	35.0	21.2	35.0
引張強度 f_t [MPa]	2.46	1.76	2.46
破壊エネルギーG_f [N/m]	95.6	80.9	95.6
ポアソン比[-]※	0.167	0.167	0.167

※ポアソン比：割線剛性と初期剛性の比率に応じて低減

表-5.5.2　鉄筋(SD295)の物性値

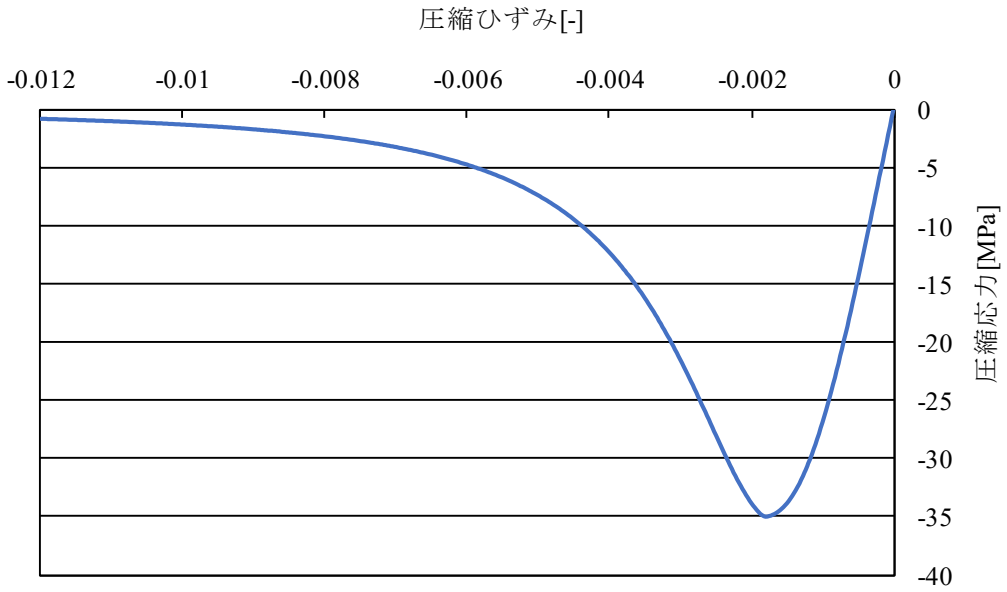
呼び名	D16
断面積[mm^2]	198.6
単位体積重量[kN/m^3]	77.0
静弾性係数 E_s [GPa]	200
降伏応力 f_y [MPa]	295
ポアソン比[-]	0.3

表-5.5.3　鋼材(SM490)の物性値

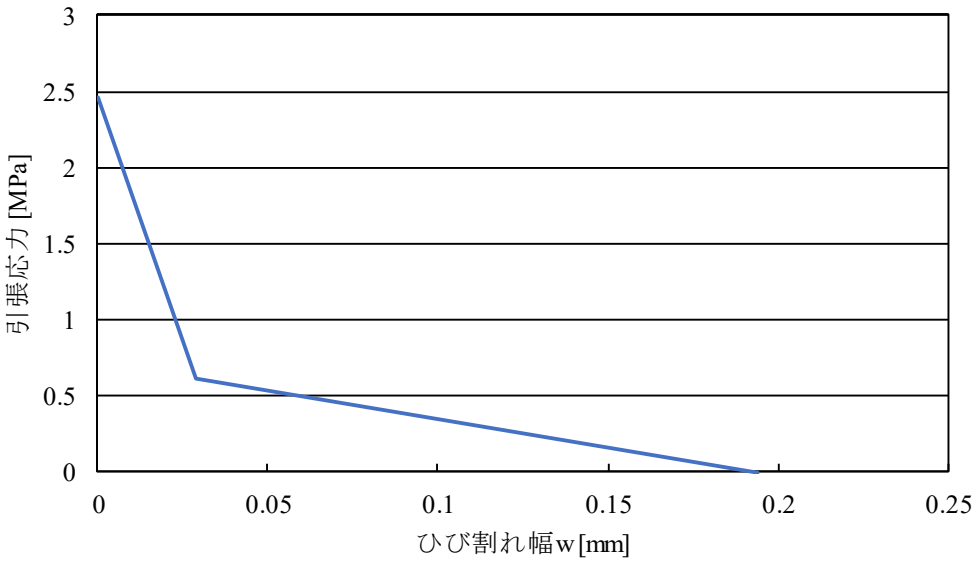
単位体積重量[kN/m^3]	77.0
静弾性係数 E_s [GPa]	200
降伏応力 f_y [MPa]	325
ポアソン比[-]	0.3

表-5.5.4　舗装(アスファルト)の物性値

単位体積重量[kN/m^3]	22.5
静弾性係数 E_a [GPa]	0.7
ポアソン比[-]	0.35

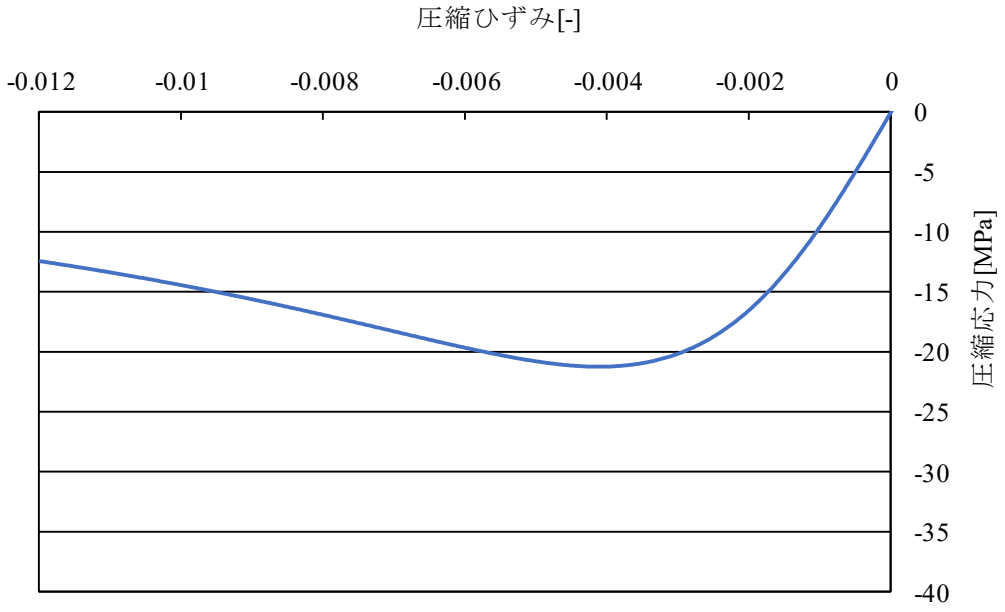


(a) 圧縮領域応力ひずみ曲線

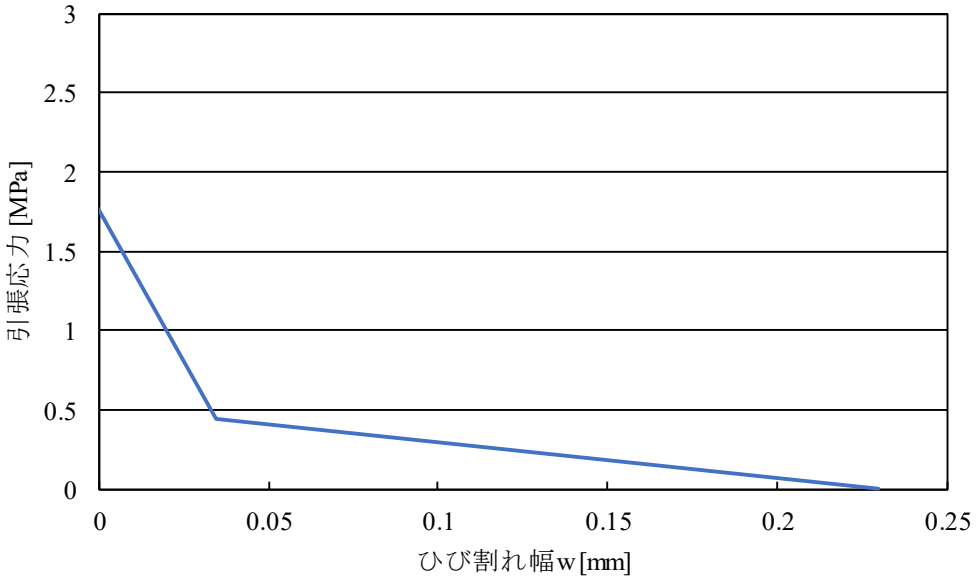


(b) 引張軟化曲線

図-5.5.4 健全時（Case1，Case3）コンクリート材料構成則



(a) 圧縮領域応力ひずみ曲線



(b) 引張軟化曲線

図-5.5.5 漏水部（Case2）コンクリート材料構成則

5.5.2 押抜きせん断耐力の算出

5.3.3 節で述べた評価式によって押抜きせん断耐荷力を算出する．算出したせん断耐力を**表-5.5.5** に示す．なお，本研究では一方向版に対して良い精度を与える松井式を用いることとした．

押抜きせん断耐力は Case1 健全時の 885kN に対して，Case2 漏水部のコア試験（E=10.0 GPa）では 648kN を示し，押抜きせん断耐荷力が 73%に低減される．一方，現行基準相当の床版厚 230mm とした Case3 では，押抜きせん断耐荷力が 1102kN を示し，Case1 の 1.25 倍の耐荷力を示す．なお，鉄筋までの芯かぶりは，Case1,2 は 30mm，Case3 は 40mm としている．

3 ケースのうち，最もせん断耐力が小さい漏水部のコア試験に対してでも，3.4 節で示した同橋梁のモニタリングで観測された最大の走行荷重(263kN)を上回るため，せん断力に対しては，限界状態 3 を確保していると考えられる．しかし，早期劣化した RC 床版は，内部コンクリートの水平ひび割れ等の事象が多数報告されており，経験式のみでは安全性の評価ができないと考えた．そこで，各ケースに対して，曲げ耐力と押抜きせん断耐力の比較，破壊形態の考察，コンクリートおよび鉄筋応力の変動確認 等に着目した FEA による荷重漸増解析を実施した．

表-5.5.5 押抜きせん断耐力（松井式）

	Case1	Case2	Case3
	健全時	コア(漏水部)	健全時
床版厚[mm]	180	180	230
ヤング係数 E[GPa]	29.5	10.0	29.5
押抜きせん断耐力 P_0[kN]	885	648	1102
（Case1 比率）	(1.00)	(0.73)	(1.25)

5.5.3 数値解析による荷重変位関係

図-5.5.1 の解析モデルに対する荷重漸増による数値解析結果を**図-5.5.6** に示す．**図-5.5.6** より，床版中央への載荷荷重に対する終局曲げ耐力 Pu は，床版厚 180mm 健全時(Case1)で約 840kN，漏水部コア(Case2)で約 480kN，現行基準相当の床版厚 230mm 健全時モデル(Case3)で約 1110kN を示す．なお，終局曲げ耐力 Pu は，最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達したときの載荷重とする．同図には，5.5.2 節で算出した松井式による押抜きせん断耐力を記した．せん断耐力同様，いずれの解析ケースにおいてもモニタリングで観測された最大の走行荷重(263kN)を上回っている．ただし，同じ床版厚の Case1 と Case2 で比較すると，漏水部コアから算出した耐荷力は健全時の 57%まで低下しており，劣化床版の版としての耐荷力低下が大きいことが分かる．

ここで，FEA による曲げ耐荷力 Pu と押抜きせん断耐力 P_0 との比率(Pu/P_0)に着目する（**表-5.5.6**）．180mm 健全時(Case1)では Pu/P_0=0.95 に対して，180mm 漏水部(Case2)では Pu/P_0=0.74 となり，コンクリート材料の劣化により，曲げ耐荷力が大きく低下する傾向となった．また，

230mm 健全時(Case3)では P_u/P_0=1.03 となることから，床版厚が十分に厚い場合は，高い安全率を有しながら押抜きせん断耐力が先行する結果となった．

以上より，床版厚が薄く ASR 等による材料劣化に伴い剛性が低下している床版では，曲げ破壊に対する留意が必要であると考えらる．

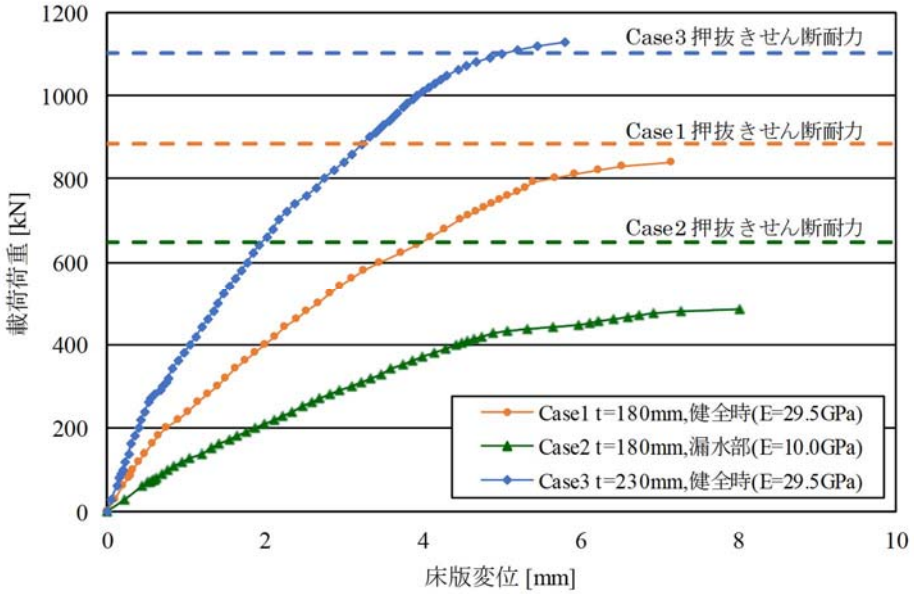


図-5.5.6 荷重-変位関係（荷重漸増解析）

表-5.5.6 検討ケースごとの耐荷力

	Case1	Case2	Case3
	健全時	コア(漏水部)	健全時
床版厚[mm]	180	180	230
ヤング係数 E[GPa]	29.5	10.0	29.5
曲げ耐荷力 Pu[kN]	840	480	1110
押抜きせん断耐力 P_0[kN]	885	648	1102
(P_u/P_0)	(0.95)	(0.74)	(1.03)

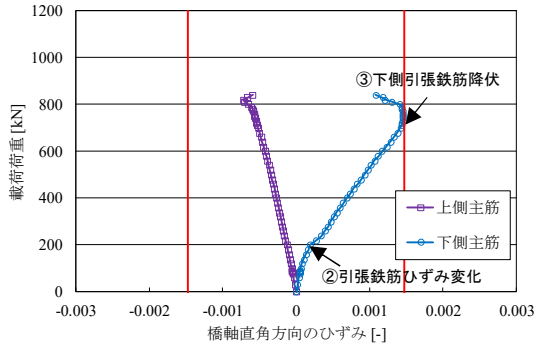
5.5.4 破壊形態の考察

図-5.5.6 の荷重-変位曲線における各ケースの鉄筋およびコンクリート要素の応力ひずみの変動に着目する．**図-5.5.7**～**図-5.5.9** に Case1～Case3 の (a) 主鉄筋の応力-ひずみ，(b) 主鉄筋の荷

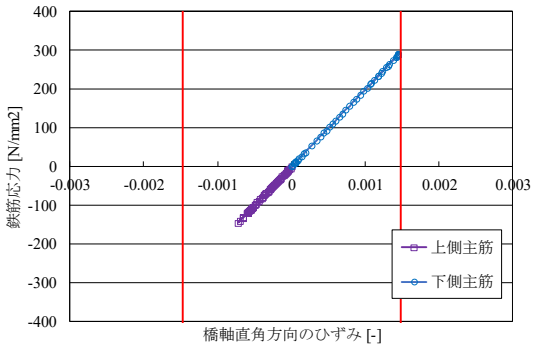
重-ひずみ関係，(c)床版上面(圧縮側)の応力-ひずみ関係，(d)床版下面(引張側)の応力-ひずみ関係を示す．応力またはひずみ値に変化がみられる主なイベントとして，①床版下面ひび割れ発生，②下側主鉄筋ひずみ勾配変化，③下側主鉄筋降伏，④床版上面コンクリートの圧壊の 4 項目が確認された．イベント発生時の各ケースの荷重と変位の値を**表-5.5.7** に示す．

主鉄筋の応力ひずみに着目すると，Case1 では下側主鉄筋が降伏応力付近まで達していたが，Case2 および Case3 では降伏していなかった．荷重-ひずみ関係が変曲しているのは床版上面コンクリートが圧縮ひずみに達したため，ひずみに変動が生じたものと考えられる．また，載荷荷重が比較的小さい段階で引張鉄筋にひずみ変化が生じている（②点）．これは，床版下面のひび割れ発生により，ひずみに変動が生じたものと考えられる．

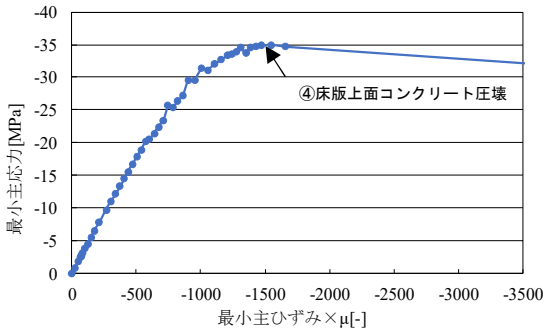
図-5.5.9(c) では床版上面コンクリートの圧壊付近で解析が終了しているが，本解析では割線剛性と初期剛性の比によりポアソン比を低減させたため，割線剛性が 0 になったためと考えられる．



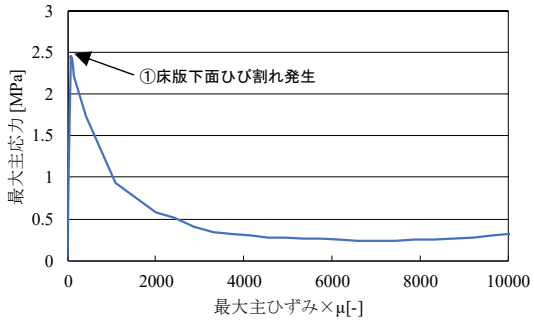
(a) 主鉄筋 荷重-ひずみ関係



(b) 主鉄筋 応力-ひずみ関係

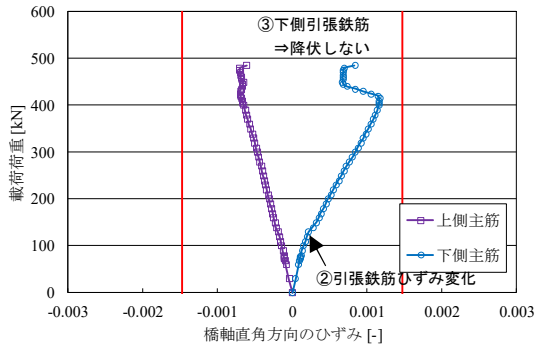


(c) 床版上面(圧縮側)応力-ひずみ関係

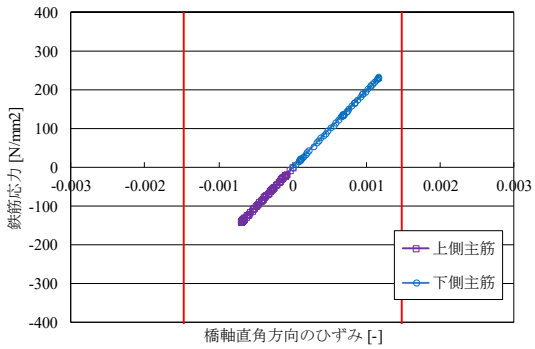


(d) 床版下面(引張側)応力-ひずみ関係

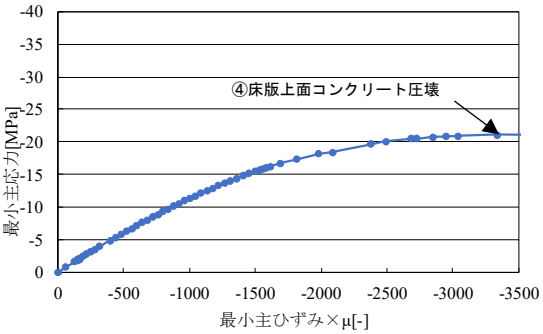
図-5.5.7 各要素のひずみ変動（Case1 床版厚 180mm 健全時）



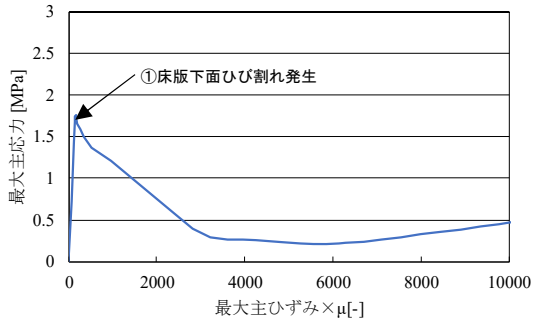
(a) 主鉄筋 荷重-ひずみ関係



(b) 主鉄筋 応力-ひずみ関係

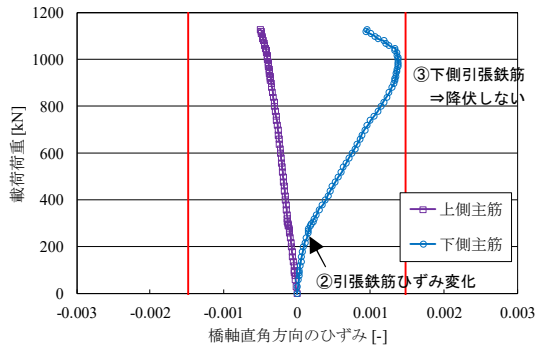


(c) 床版上面(圧縮側)応力-ひずみ関係

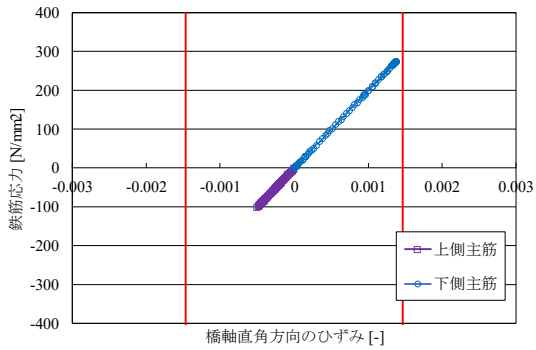


(d) 床版下面(引張側)応力-ひずみ関係

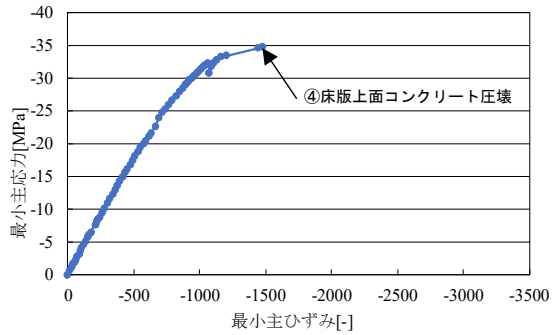
図-5.5.8 各要素のひずみ変動（Case2 床版厚 180mm 漏水部）



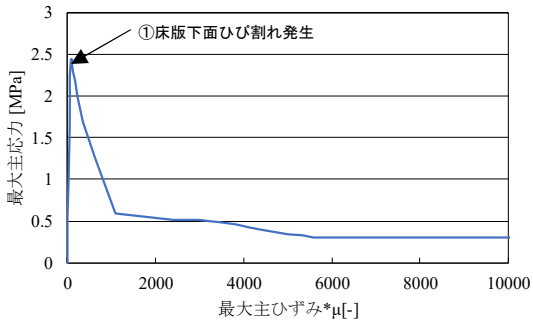
(a) 主鉄筋 荷重-ひずみ関係



(b) 主鉄筋 応力-ひずみ関係



(c) 床版上面(圧縮側)応力-ひずみ関係



(d) 床版下面(引張側)応力-ひずみ関係

図-5.5.9 各要素のひずみ変動（Case3 床版厚 230mm 健全時）

表-5.5.7 イベント発生時の荷重および変位

		Case1	Case2	Case3
		健全時	コア(漏水部)	健全時
床版厚［mm］		180	180	230
①ひびわれ発生	荷重［kN］	85.0	75.0	140.0
	変位[mm]	0.287	0.577	0.269
②引張鉄筋ひずみ変化	荷重［kN］	180.0	120.0	280.0
	変位[mm]	0.656	0.952	0.593
③下側鉄筋降伏	荷重［kN］	740.0	400.0※	900.0※
	変位[mm]	4.872	4.430※	3.331※
④コンクリート圧壊	荷重［kN］	840.0	480.0	1110.0
	変位[mm]	7.152	7.275	5.197

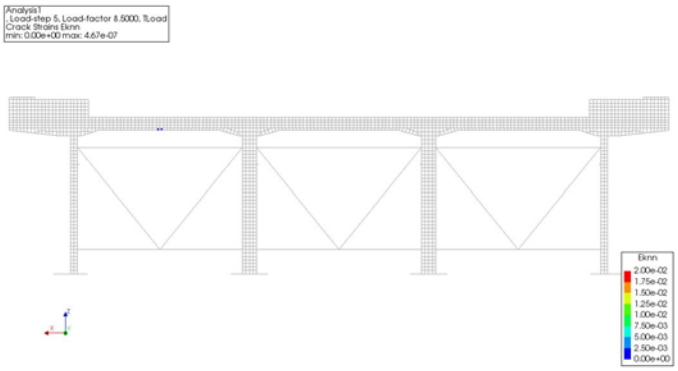
※Case2，Case3 では鉄筋は降伏していないため，ひずみ変曲点とする．

5.5.5 床版損傷状況の考察

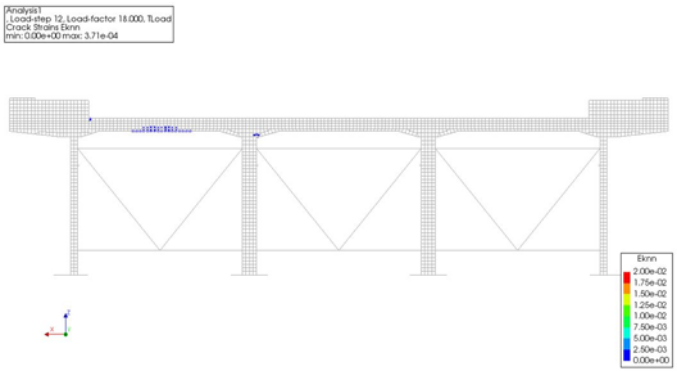
表-5.5.7 における各イベント発生時の応力コンターから床版損傷状況を考察する．数値解析によるコンター図として，①ひびわれ発生，②引張鉄筋ひずみ変化，③下側鉄筋降伏，④コンクリート圧壊時に対して，コンクリートのひび割れひずみ図と主鉄筋応力に着目した．Case1～Case3 のコンター図を**図-5.5.10**～**図-5.5.27** に示す．なお，主鉄筋応力コンター図においては，配力鉄筋は非表示としている．また，ひび割れ発生後もひび割れの方向が主応力と一致するように回転ひび割れモデルを用いている．

解析結果より特徴的な損傷として，床版ひび割れの広がりと床版断面のひび割れ発生状況があげられる．**図-5.5.28** に③鉄筋降伏時，**図-5.5.29** に④コンクリート圧壊時における Case1～Case3 のひび割れひずみ図を並べた．④コンクリート圧壊時付近では，ヤング係数 E=29.5GPa の Case1(t=180mm)および Case3(t=230mm)では，床版下面のひび割れ範囲に広がりを持っているのに対して，床版厚が薄く，ヤング係数を低下させた漏水部 Case2(t=180mm)では，ひび割れ範囲が狭くなっている．一方，断面図に着目すると，Case2 は下側主鉄筋に沿うようなひび割れが多くみられる．さらに，③下側鉄筋降伏付近の断面図に着目すると，Case2 ではひび割れ角度が約 30°の傾きであったのに対して，Case1,3 では，約 45°の傾きとなっていた．これより，設計当時の規格より床版厚が薄い場合や，ASR 等が要因の材料劣化により床版剛性が低下している橋梁は，下側主鉄筋方向（水平方向）にひび割れが伝達し，結果として曲げ耐荷力の低下を招くものと推察される．

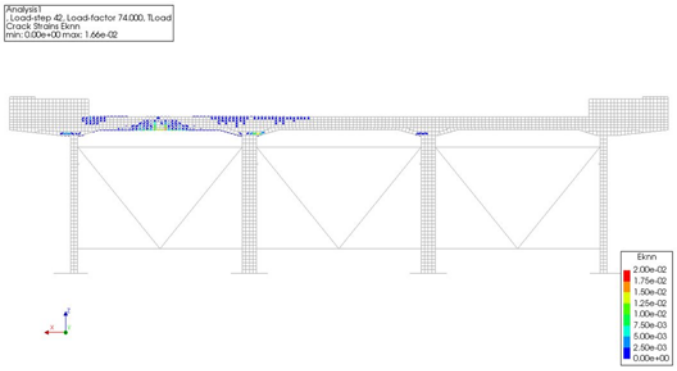
Case1<180mm, 29.5GPa>　　ひび割れひずみ図（断面図）



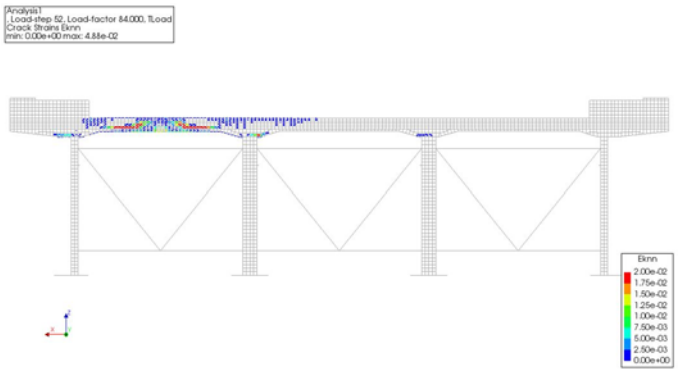
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 85.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 180.0kN）



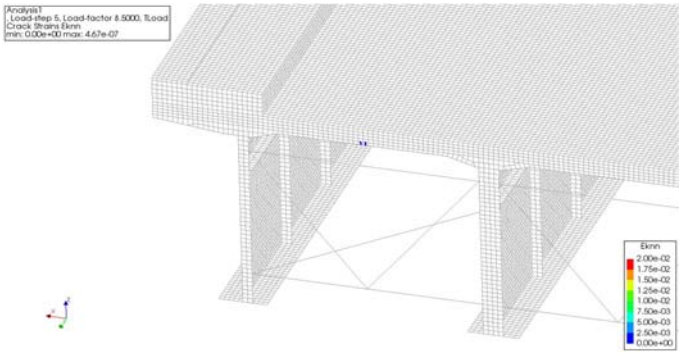
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 740.0kN）



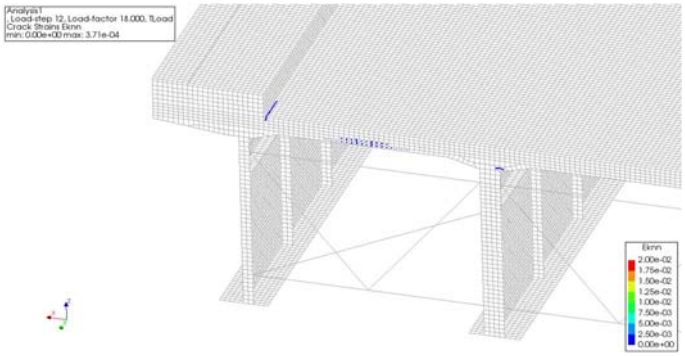
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 840.0kN）

図-5.5.10　Case1<180mm, 29.5GPa> ひび割れひずみ図（断面図）

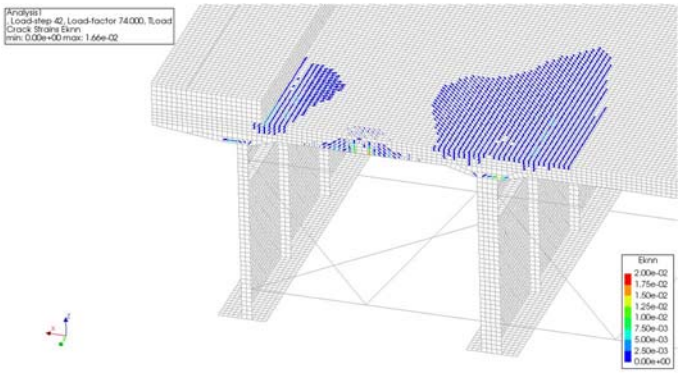
Case1<180mm, 29.5GPa>　　ひび割れひずみ図（鳥瞰図）



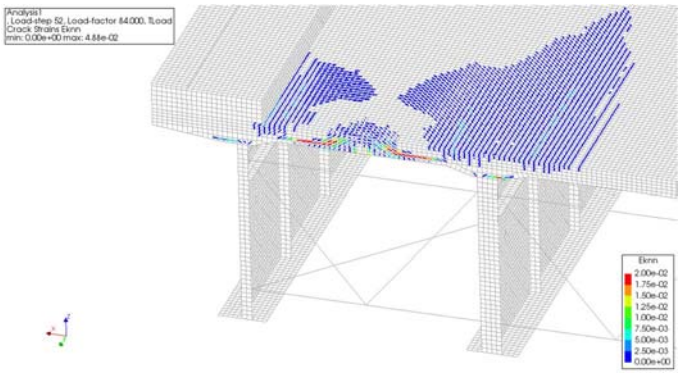
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 85.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 180.0kN）



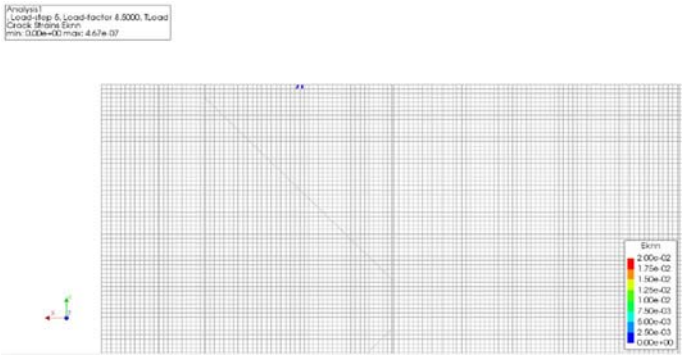
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 740.0kN）



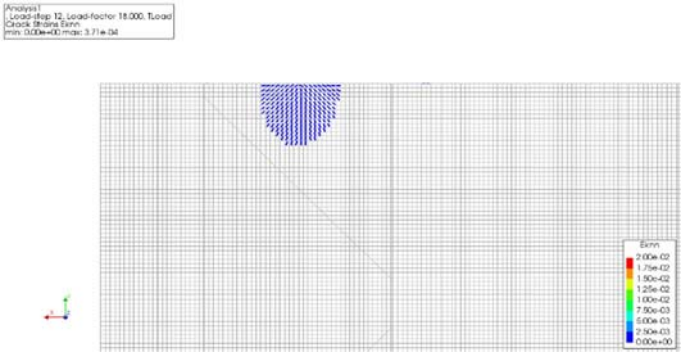
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 840.0kN）

図-5.5.11　Case1<180mm, 29.5GPa> ひび割れひずみ図（鳥瞰図）

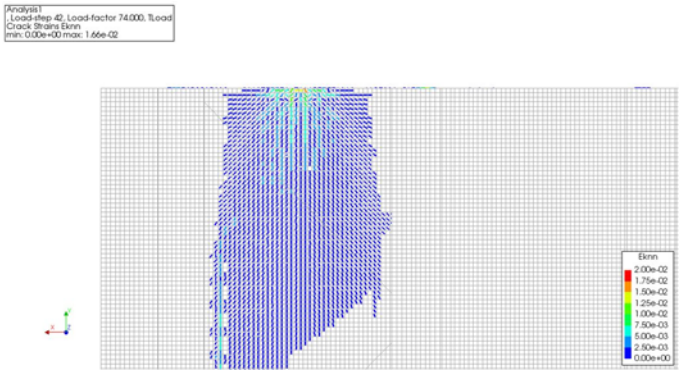
Case1<180mm, 29.5GPa>　　ひび割れひずみ図（床版下面）



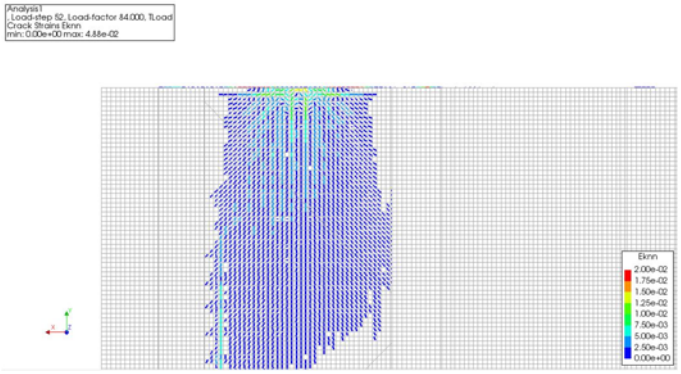
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 85.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 180.0kN）



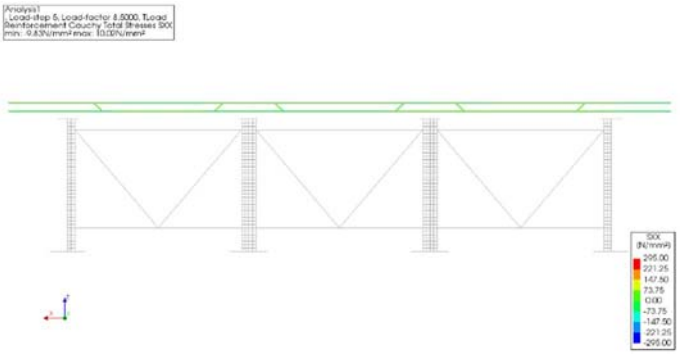
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 740.0kN）



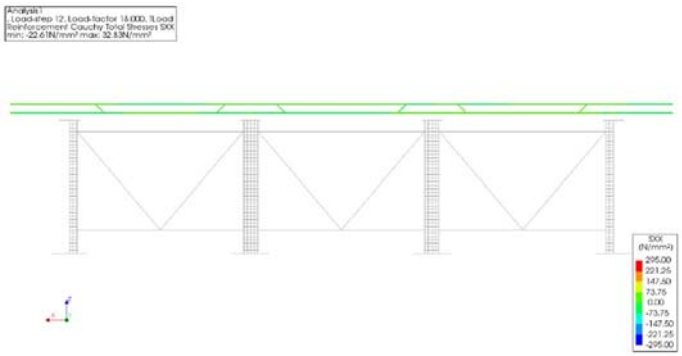
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 840.0kN）

図-5.5.12　Case1<180mm, 29.5GPa> ひび割れひずみ図（床版下面）

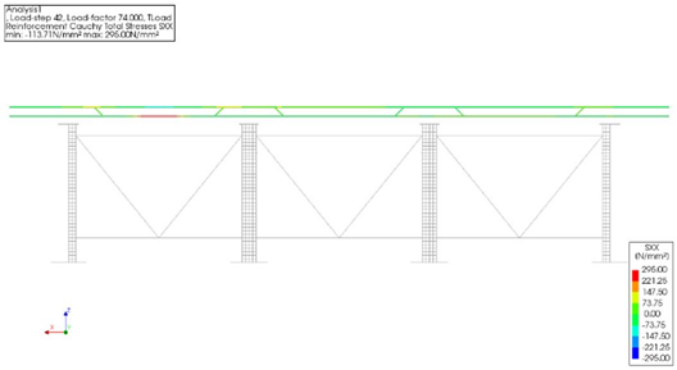
Case1<180mm, 29.5GPa>　　主鉄筋応力コンター図（断面図）



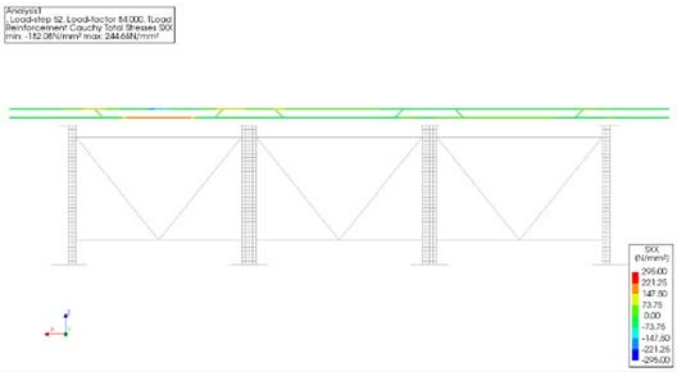
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 85.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 180.0kN）



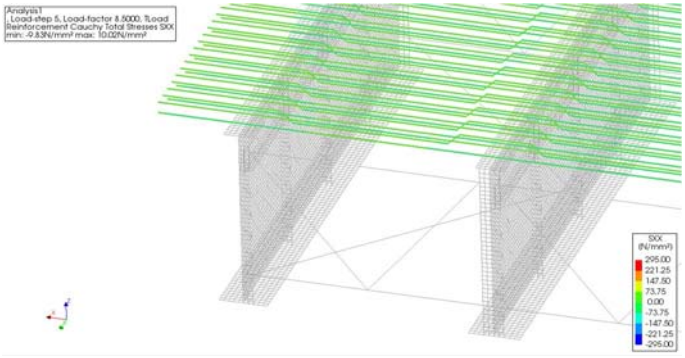
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 740.0kN）



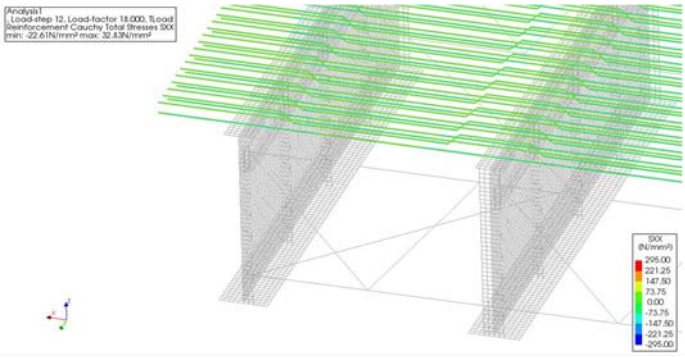
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 840.0kN）

図-5.5.13　Case1<180mm, 29.5GPa> 主鉄筋応力コンター図（断面図）

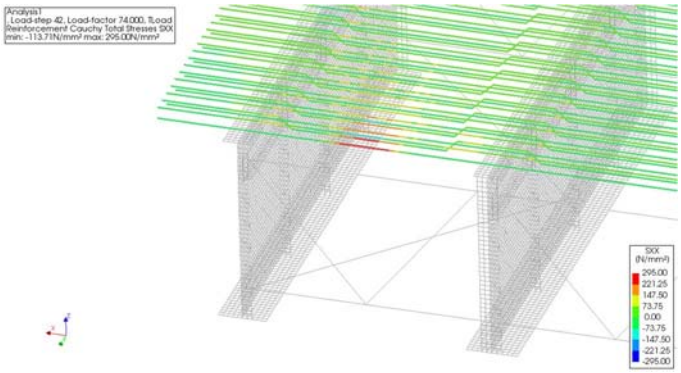
Case1<180mm, 29.5GPa>　　主鉄筋応力コンター図（鳥瞰図）



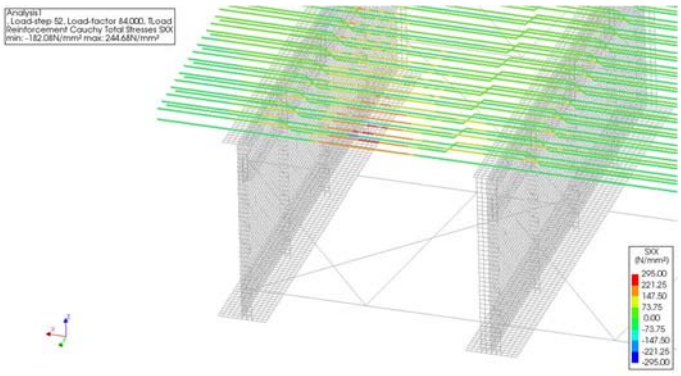
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 85.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 180.0kN）



(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 740.0kN）

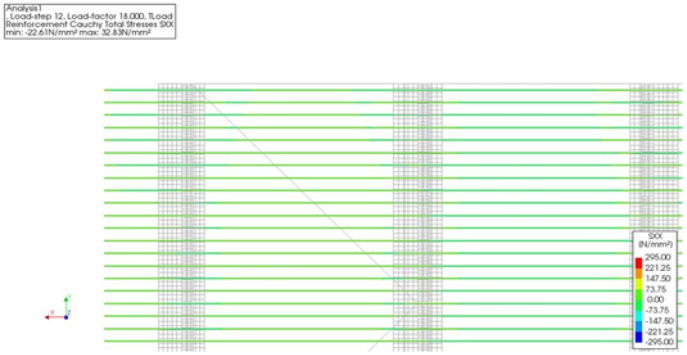


(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 840.0kN）

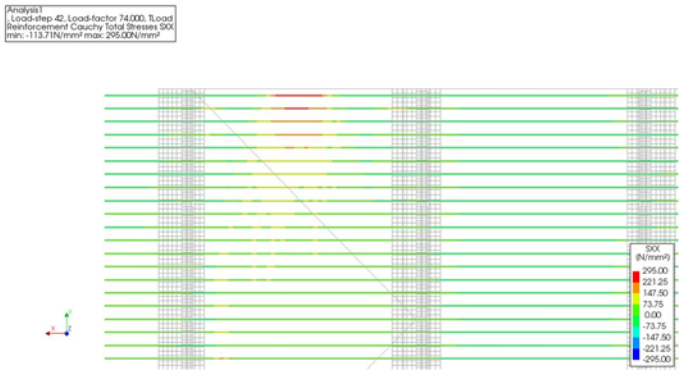
図-5.5.14　Case1<180mm, 29.5GPa> 主鉄筋応力コンター図（鳥瞰図）

Case1<180mm, 29.5GPa>　　主鉄筋応力コンター図（床版下面）

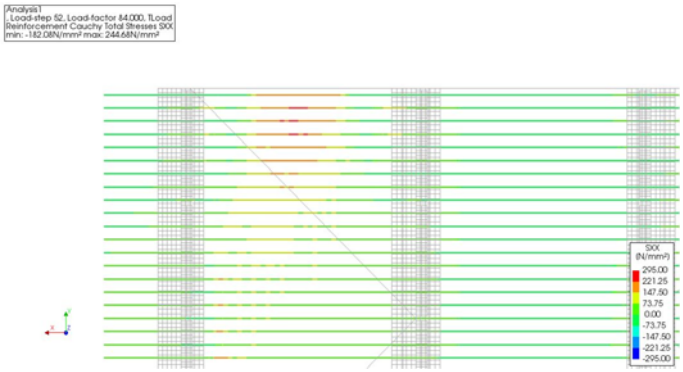
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 85.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 180.0kN）



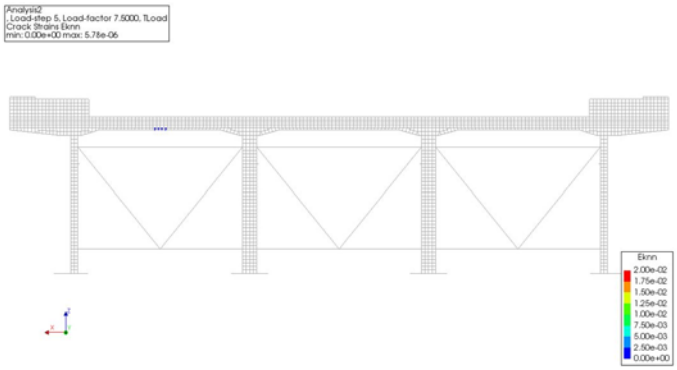
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 740.0kN）



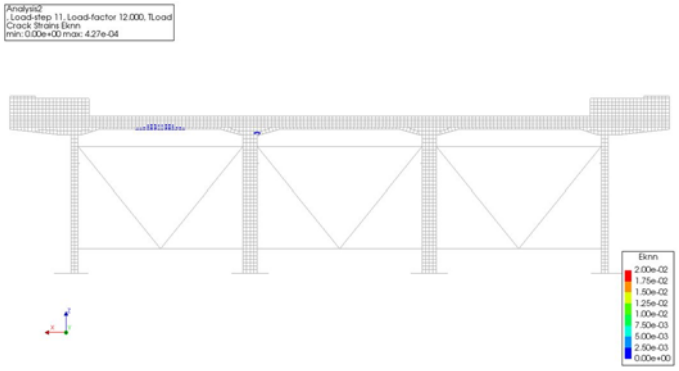
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 840.0kN）

図-5.5.15　Case1<180mm, 29.5GPa> 主鉄筋応力コンター図（床版下面）

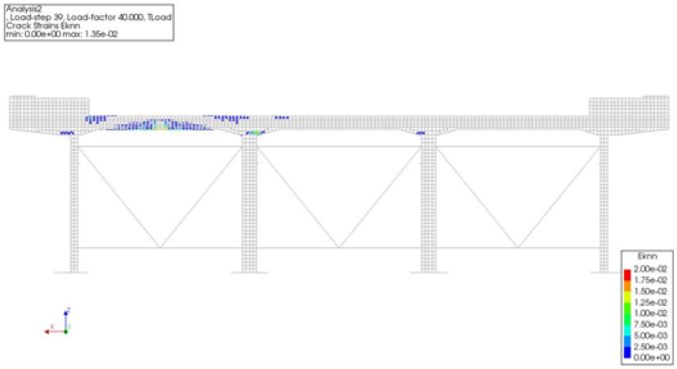
Case2<180mm, 10.0GPa>　　ひび割れひずみ図（断面図）



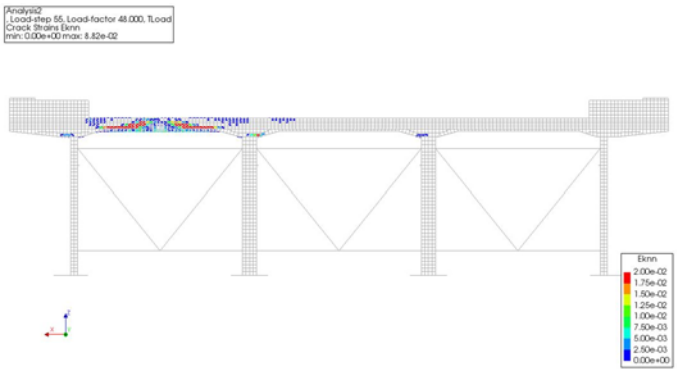
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 75.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 120.0kN）



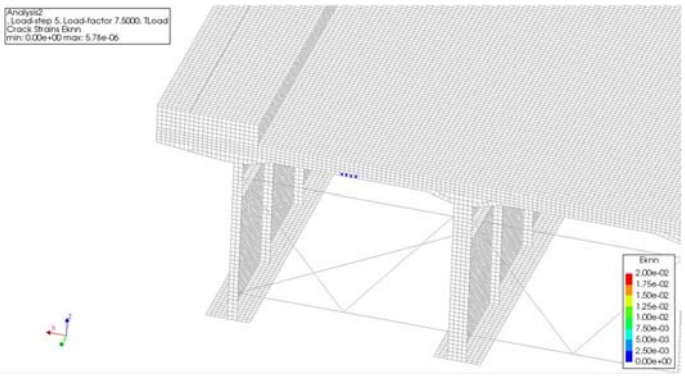
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 400.0kN）



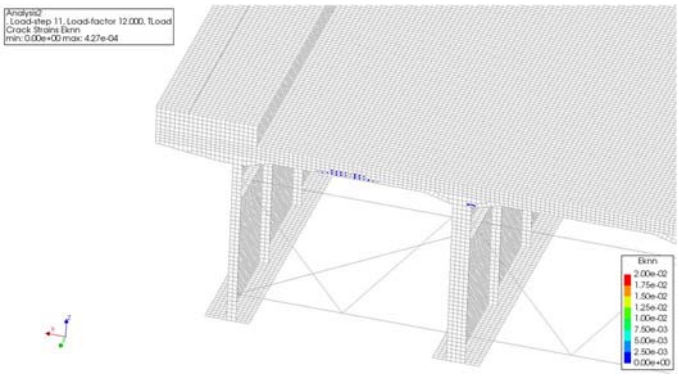
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 480.0kN）

図-5.5.16　Case2<180mm, 10.0GPa> ひび割れひずみ図（断面図）

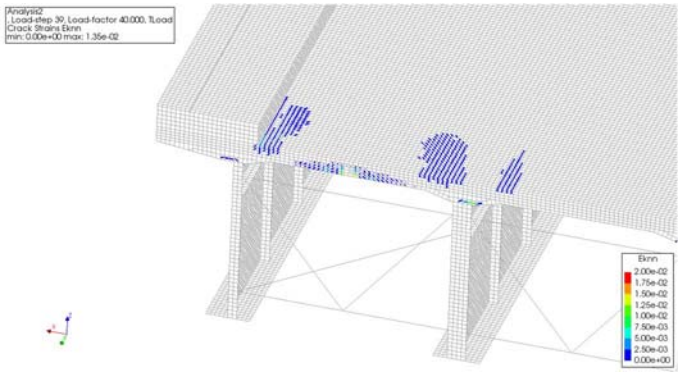
Case2<180mm, 10.0GPa>　　ひび割れひずみ図（鳥瞰図）



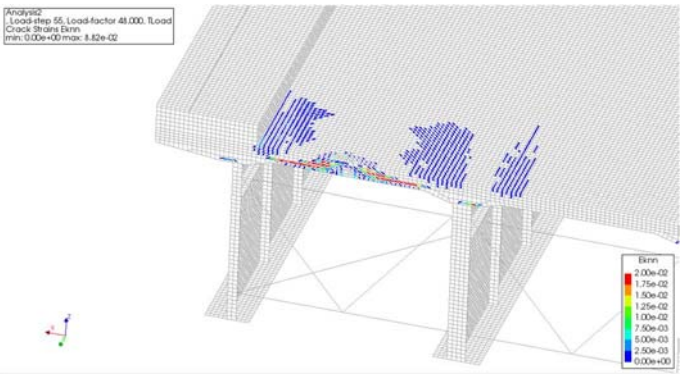
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 75.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 120.0kN）



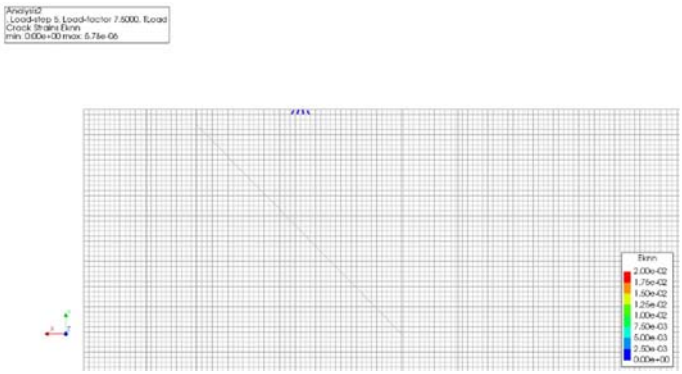
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 400.0kN）



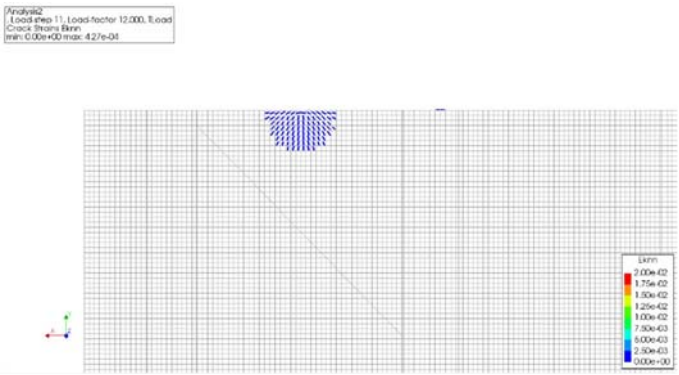
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 480.0kN）

図-5.5.17　Case2<180mm, 10.0GPa> ひび割れひずみ図（鳥瞰図）

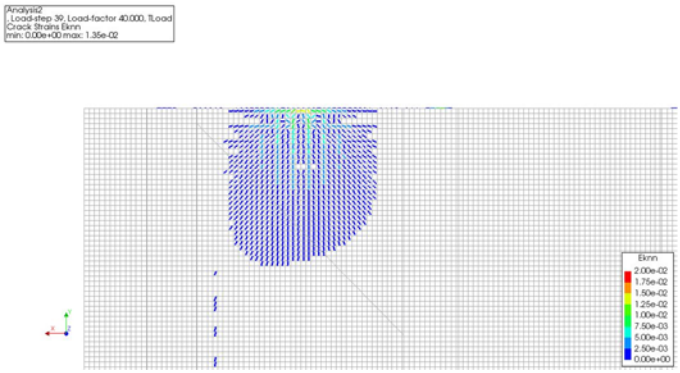
Case2<180mm, 10.0GPa>　　ひび割れひずみ図（床版下面）



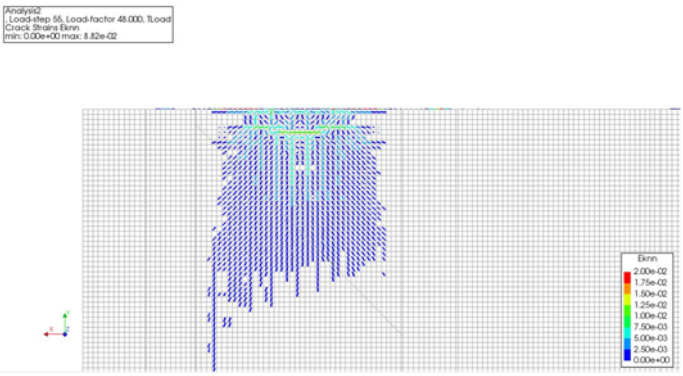
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 75.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 120.0kN）



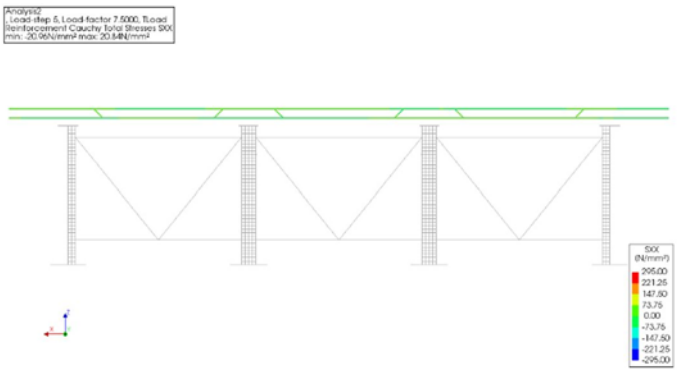
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 400.0kN）



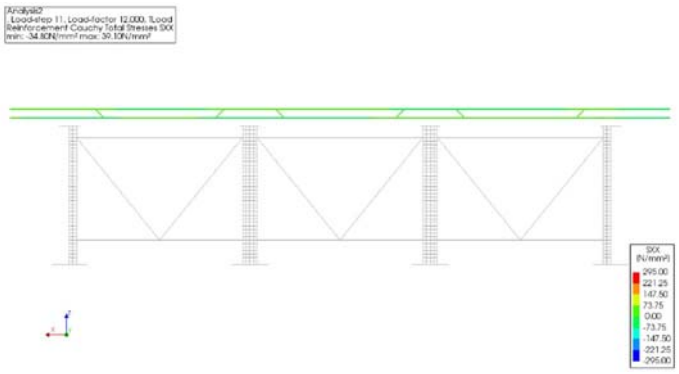
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 480.0kN）

図-5.5.18　Case2<180mm, 10.0GPa> ひび割れひずみ図（床版下面）

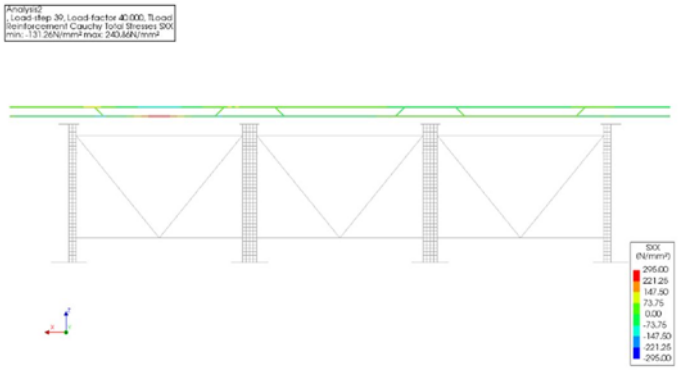
Case2<180mm, 10.0GPa>　　主鉄筋応力コンター図（断面図）



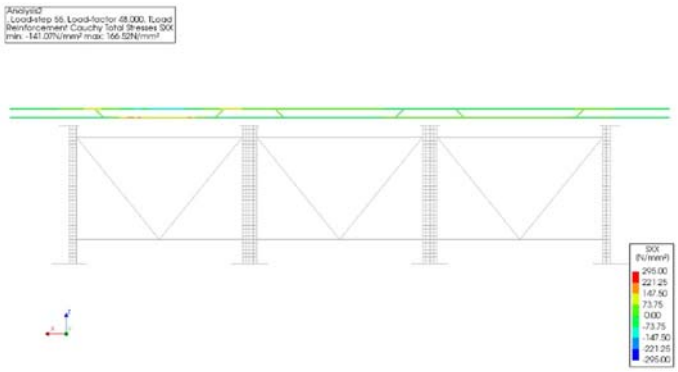
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 75.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 120.0kN）



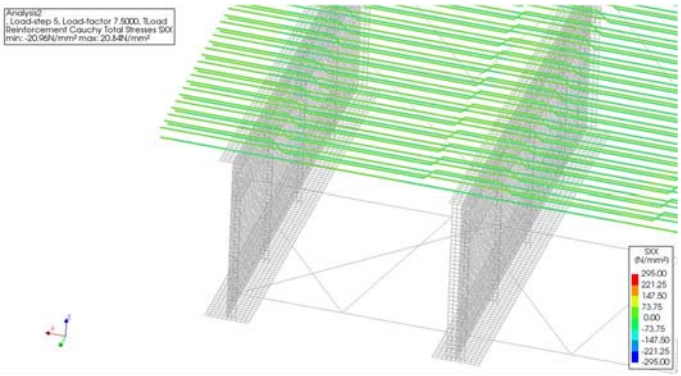
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 400.0kN）



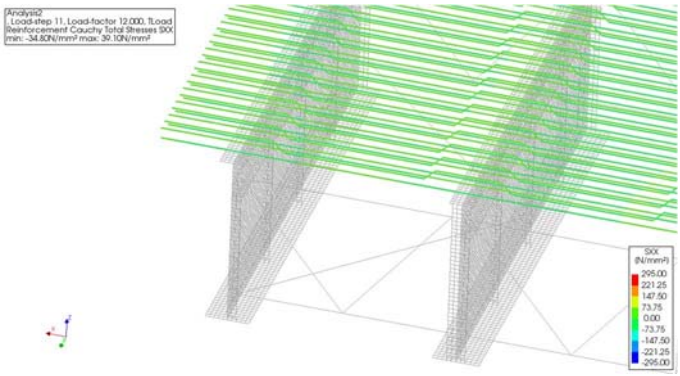
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 480.0kN）

図-5.5.19　Case2<180mm, 10.0GPa> 主鉄筋応力コンター図（断面図）

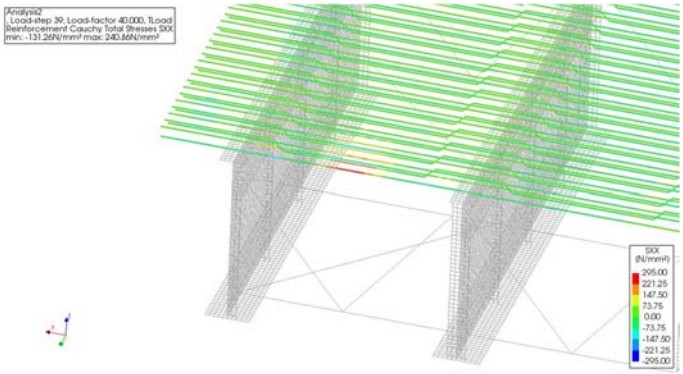
Case2<180mm, 10.0GPa>　　主鉄筋応力コンター図（鳥瞰図）



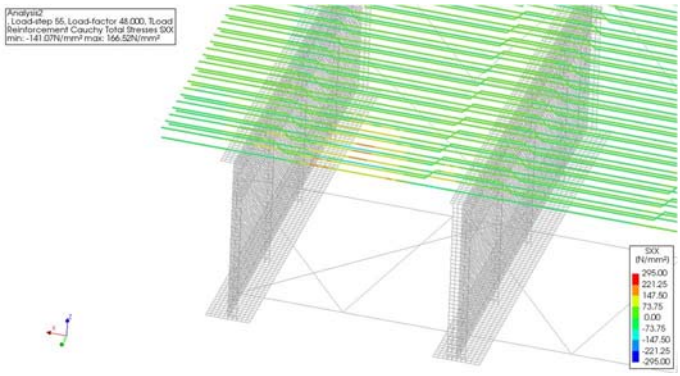
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 75.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 120.0kN）



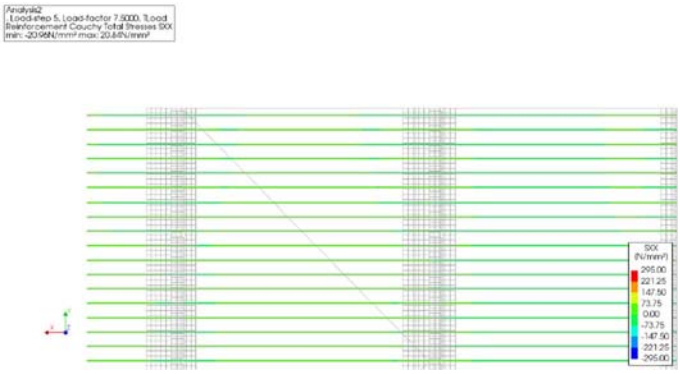
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 400.0kN）



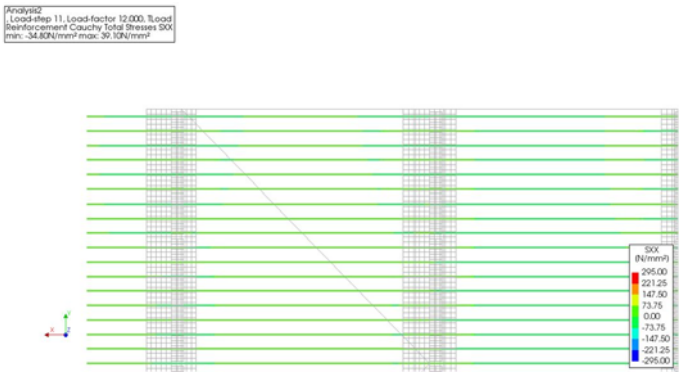
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 480.0kN）

図-5.5.20　Case2<180mm, 10.0GPa> 主鉄筋応力コンター図（鳥瞰図）

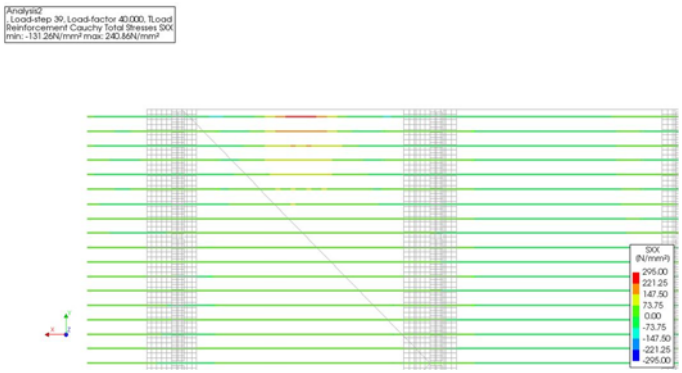
Case2<180mm, 10.0GPa>　　主鉄筋応力コンター図（床版下面）



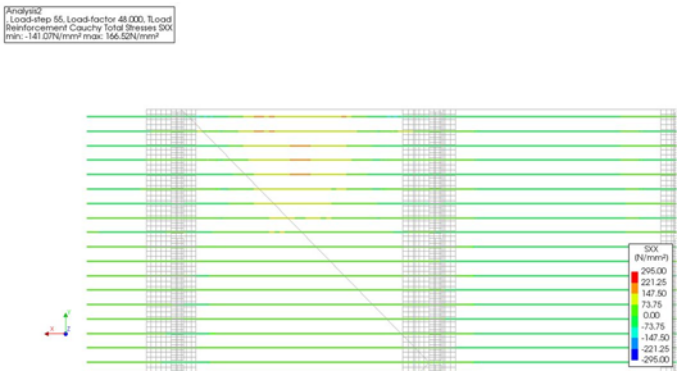
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 75.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 120.0kN）



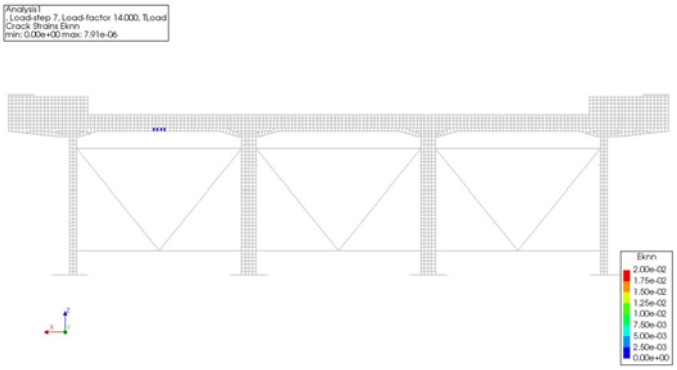
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 400.0kN）



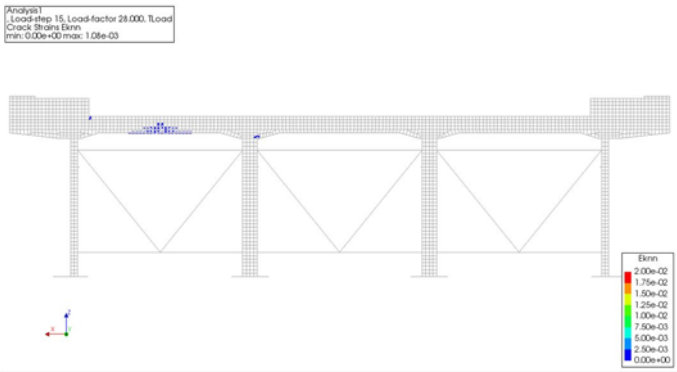
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 480.0kN）

図-5.5.21　Case2<180mm, 10.0GPa> 主鉄筋応力コンター図（床版下面）

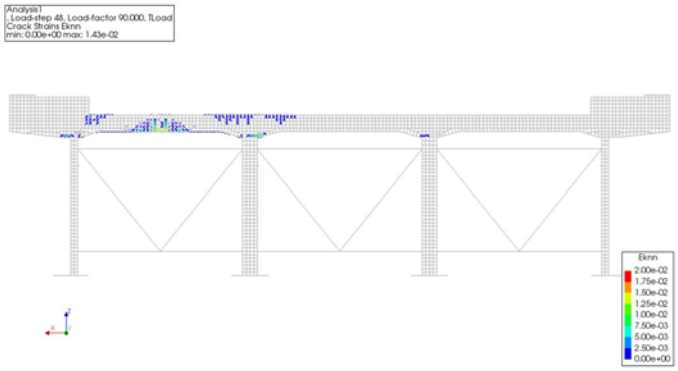
Case3<230mm, 29.5GPa>　　ひび割れひずみ図（断面図）



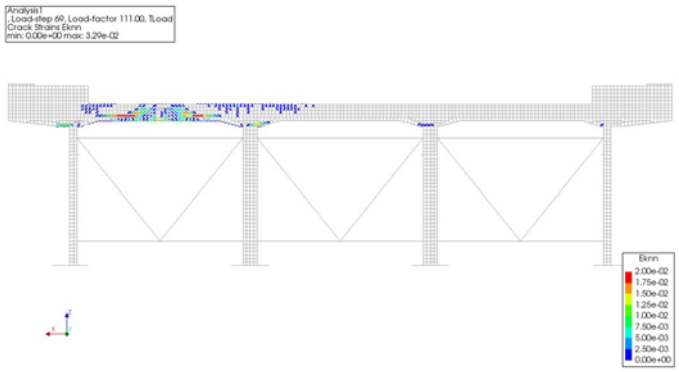
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 140.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 280.0kN）



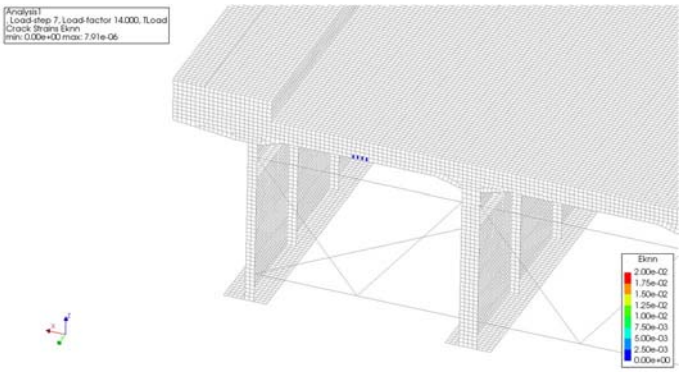
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 900.0kN）



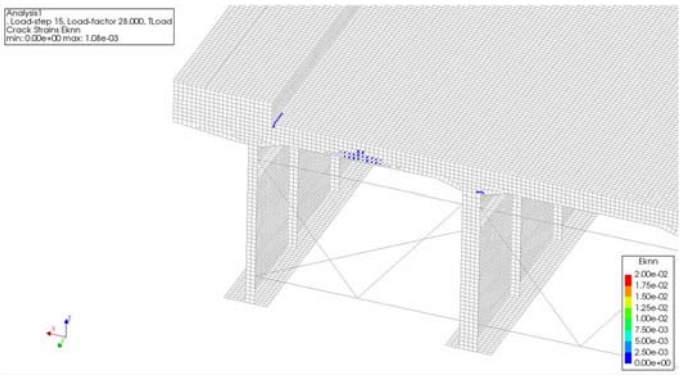
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 1110.0kN）

図-5.5.22　Case3<230mm, 29.5GPa> ひび割れひずみ図（断面図）

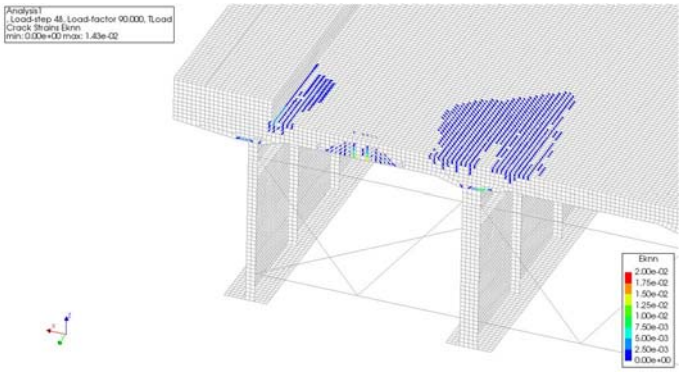
Case3<230mm, 29.5GPa>　　ひび割れひずみ図（鳥瞰図）



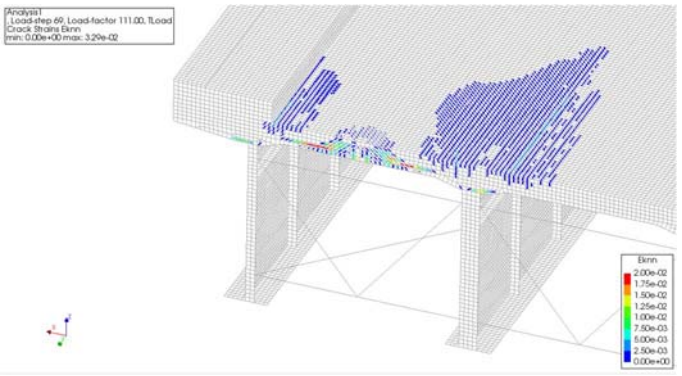
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 140.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 280.0kN）



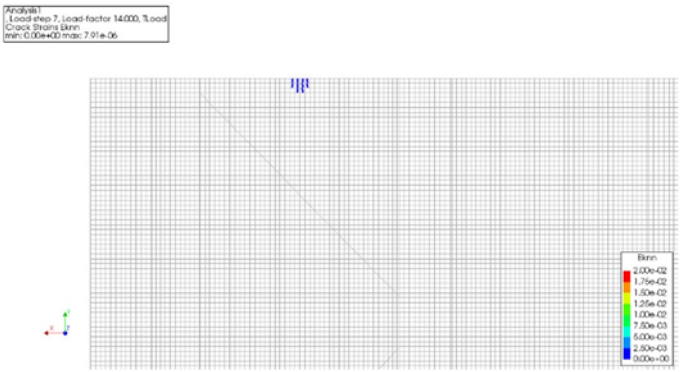
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 900.0kN）



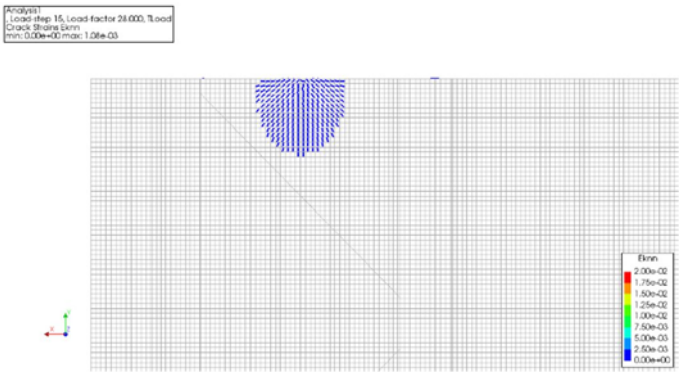
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 1110.0kN）

図-5.5.23　Case3<230mm, 29.5GPa> ひび割れひずみ図（鳥瞰図）

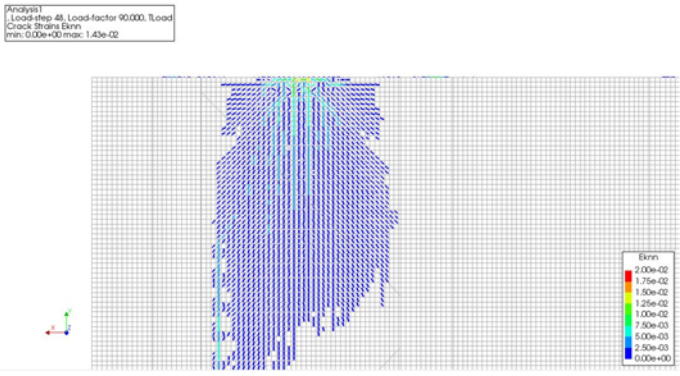
Case3<230mm, 29.5GPa>　　ひび割れひずみ図（鳥瞰図）



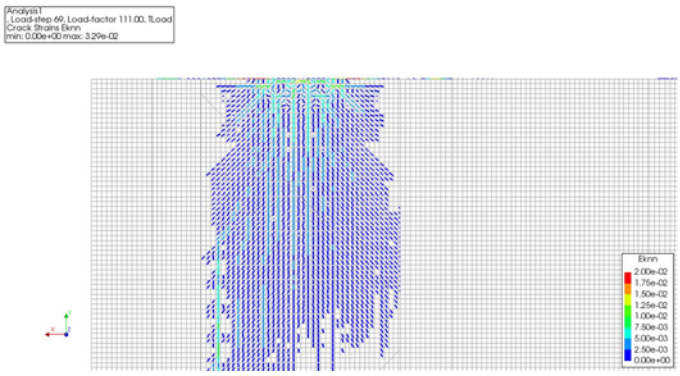
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 140.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 280.0kN）



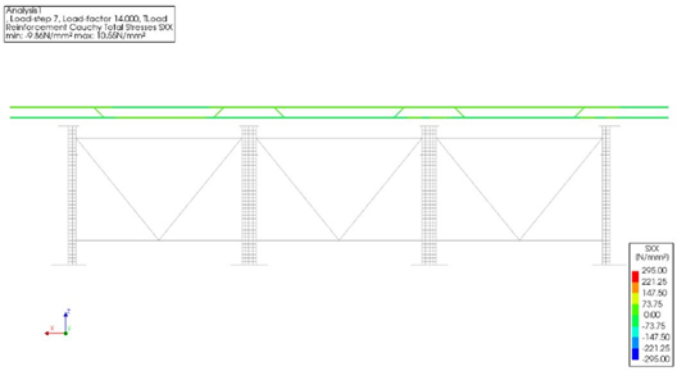
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 900.0kN）



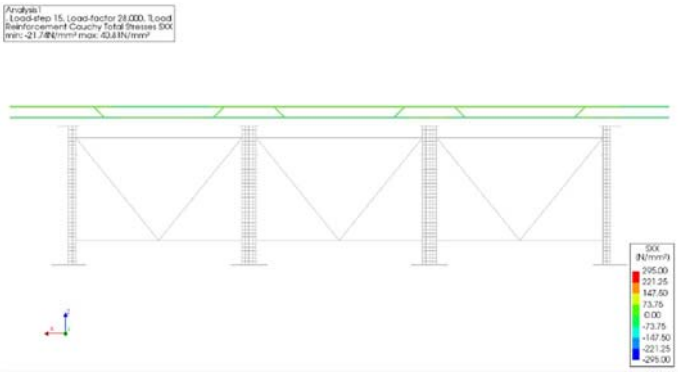
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 1110.0kN）

図-5.5.24　Case3<230mm, 29.5GPa> ひび割れひずみ図（床版下面）

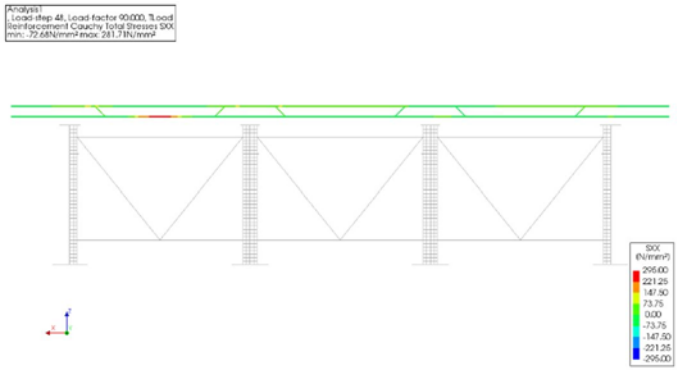
Case3<230mm, 29.5GPa>　　主鉄筋応力コンター図（断面図）



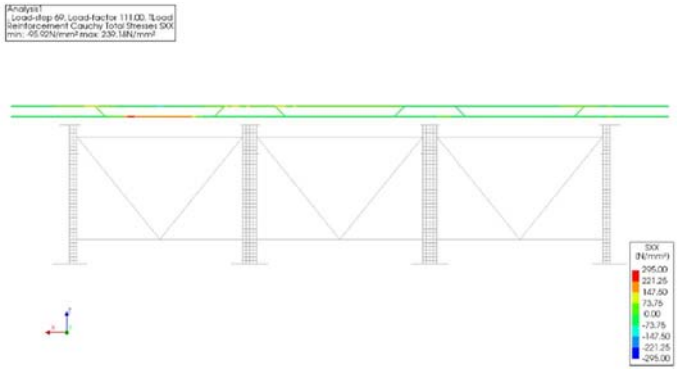
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 140.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 280.0kN）



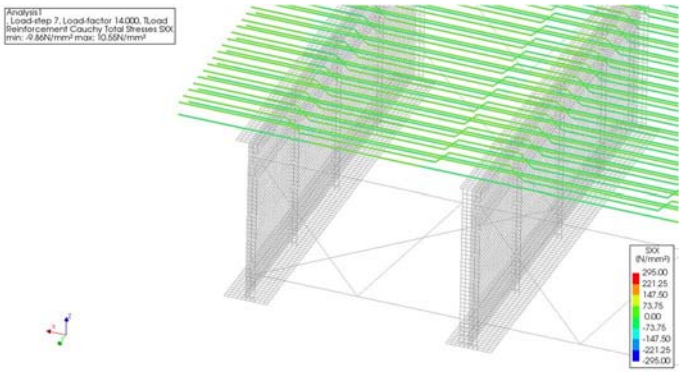
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 900.0kN）



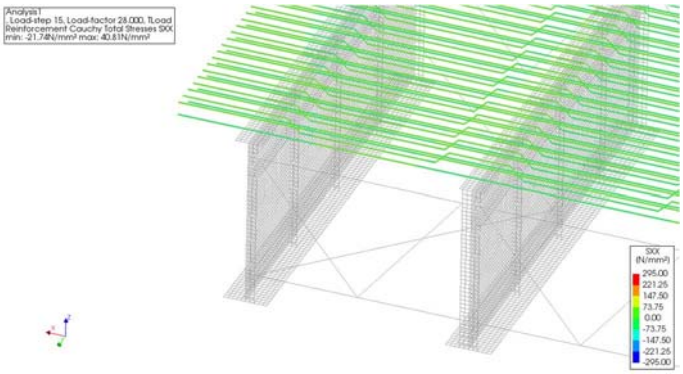
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 1110.0kN）

図-5.5.25　Case3<230mm, 29.5GPa> 主鉄筋応力コンター図（断面図）

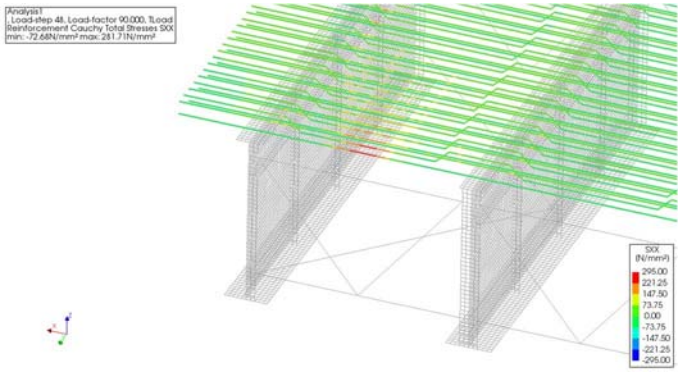
Case3<230mm, 29.5GPa>　　主鉄筋応力コンター図（鳥瞰図）



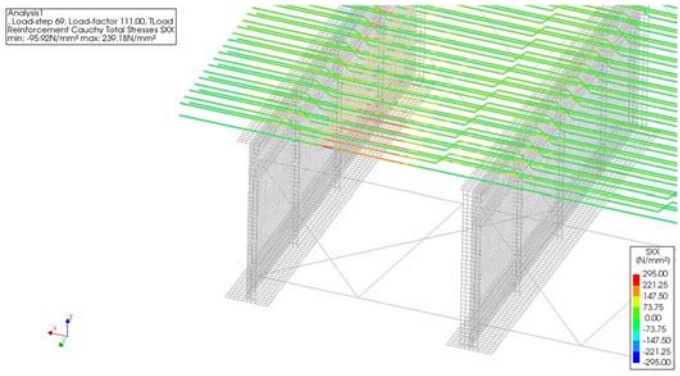
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 140.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 280.0kN）



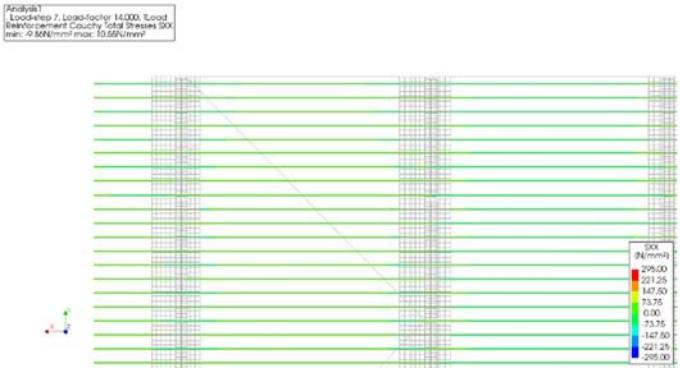
(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 900.0kN）



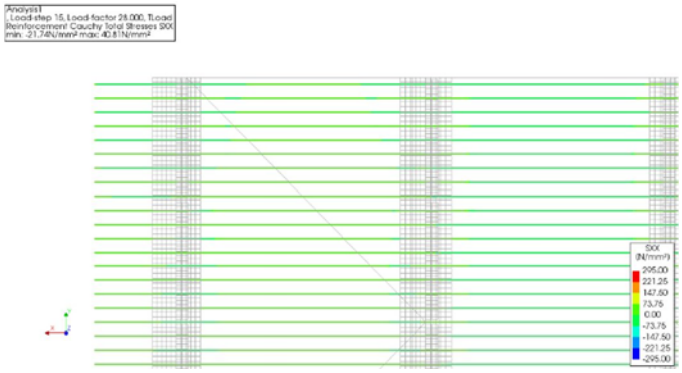
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 1110.0kN）

図-5.5.26　Case3<230mm, 29.5GPa> 主鉄筋応力コンター図（鳥瞰図）

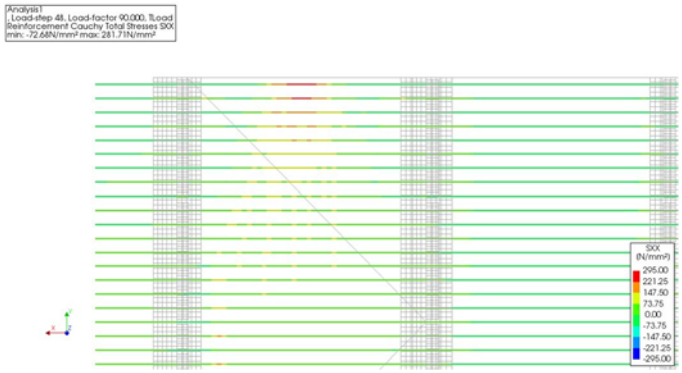
Case3<230mm, 29.5GPa>　　主鉄筋応力コンター図（床版下面）



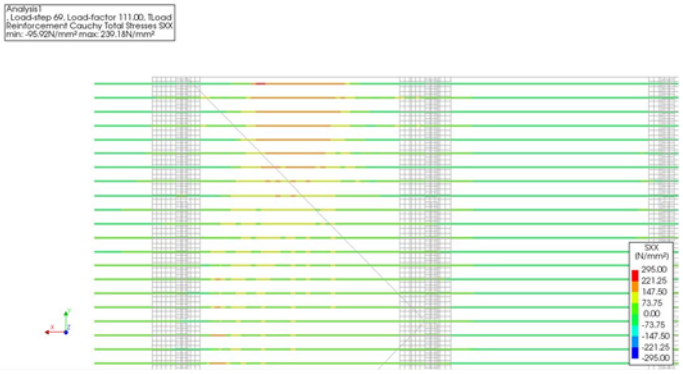
(a) ①ひび割れ発生時（載荷荷重 140.0kN）



(b) ②引張鉄筋ひずみ変化時（載荷荷重 280.0kN）

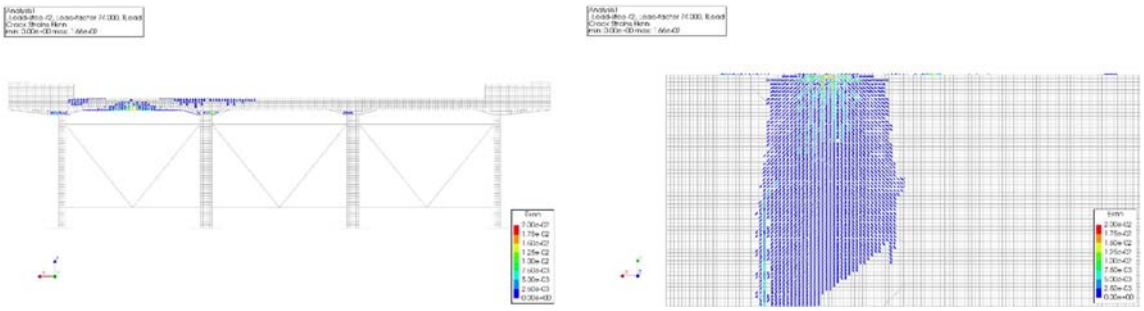


(c) ③下側鉄筋降伏（載荷荷重 900.0kN）



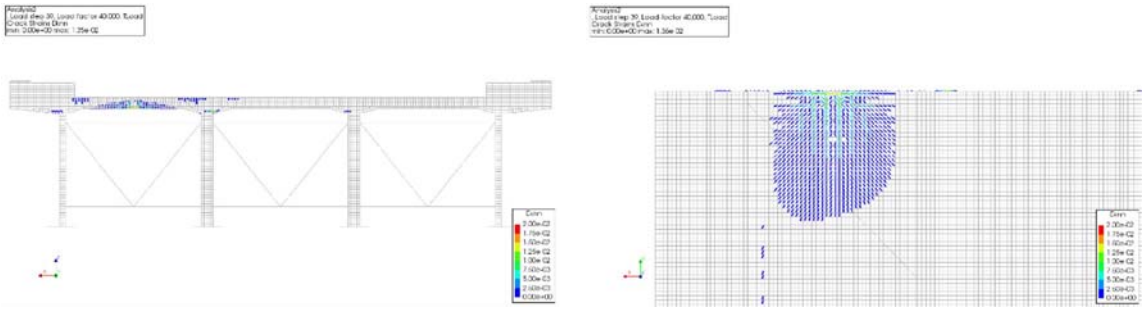
(d) ④コンクリート圧壊時（載荷荷重 1110.0kN）

図-5.5.27　Case3<230mm, 29.5GPa> 主鉄筋応力コンター図（床版下面）



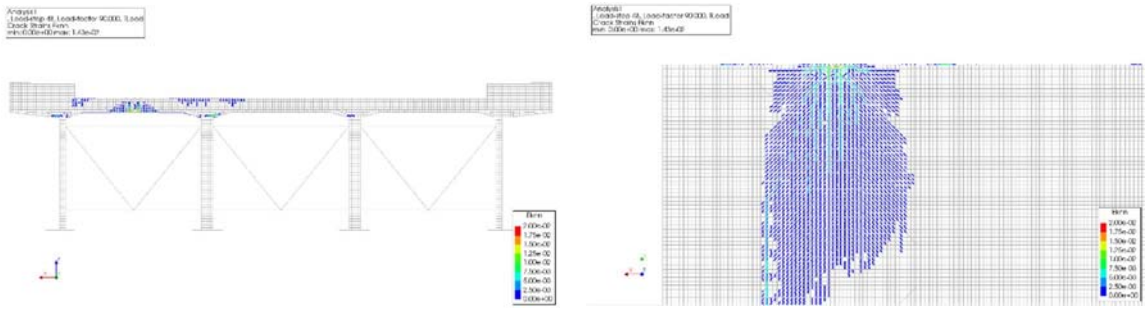
（断面図）　　（床版下面）

(a) Case1<180mm，29.5GPa> ひび割れひずみ図



（断面図）　　（床版下面）

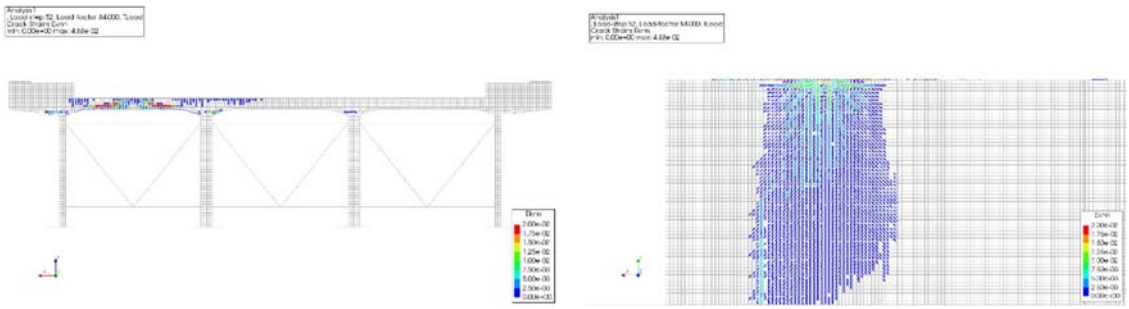
(b) Case2<180mm，10.0GPa> ひび割れひずみ図



（断面図）　　（床版下面）

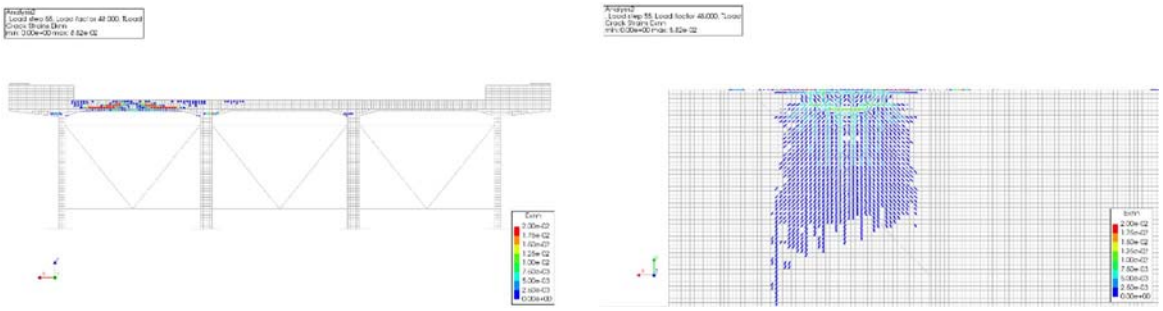
(c) Case3<230mm，29.5GPa> ひび割れひずみ図

図-5.5.28　各ケースの床版ひび割れひずみ図（③下側鉄筋降伏時）



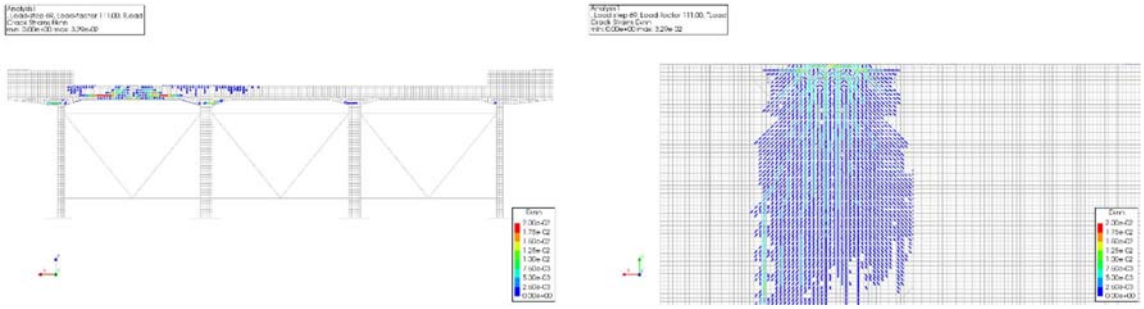
（断面図）　　（床版下面）

(a) Case1<180mm，29.5GPa> ひび割れひずみ図



（断面図）　　（床版下面）

(b) Case2<180mm，10.0GPa> ひび割れひずみ図



（断面図）　　（床版下面）

(c) Case3<230mm，29.5GPa> ひび割れひずみ図

図-5.5.29　各ケースの床版ひび割れひずみ図（④コンクリート圧壊時）

5.6 まとめ

平成 29 年に改定された道路橋示方書から本格的に限界状態設計法の考え方が導入された．本章では，既往の文献から RC 床版の限界状態について整理し，床版厚が薄く材料劣化が生じている RC 床版の耐荷力に着目した研究を行った．耐荷力の算出，および FEA による数値解析より得られた知見を列挙する．

1) 松井式より算出した押抜きせん断耐力は，健全時に対して，漏水部コア試験（E=10.0 GPa）から算出すると 73%に低減される．一方，現行基準相当の床版厚相当の押抜きせん断耐荷力は 1.25 倍の耐荷力を示す．
2) せん断耐力が小さい漏水部のコア試験に対してでも，同橋梁のモニタリングで観測された最大の走行荷重を上回るため，せん断力に対しては，限界状態 3 を確保していると考えられる．ただし，曲げ耐力に対しては，FEA による数値解析による耐荷力を確認した．
3) FEA による数値解析より，対象橋梁の終局曲げ耐力 Pu を算出した結果，床版厚 180mm 健全時(Case1)で約 840kN，漏水部コア(Case2)で約 480kN，現行基準相当の床版厚 230mm 健全時モデル(Case3)で約 1110kN であった．いずれの解析ケースにおいてもモニタリングで観測された最大の走行荷重(263kN)を上回っていることを確認した．ただし，同じ床版厚の Case1 と Case2 で比較すると，漏水部コアから算出した耐荷力は健全時の 57%まで低下しており，劣化床版の耐荷力低下が大きいことが分かる．
4) FEA による曲げ耐荷力 Pu と押抜きせん断耐力 P0 との比率(Pu/P0)に着目すると，180mm 健全時(Case1)では Pu/P0=0.95 に対して，180mm 漏水部(Case2)では Pu/P0=0.74 となり，コンクリート材料の劣化により，曲げ耐荷力が大きく低下する傾向となった．230mm 健全時(Case3)では Pu/P0=1.03 となることから，床版厚が十分に確保されている場合は，押抜きせん断耐力が先行する結果となる．
5) 床版ひび割れに着目すると，コンクリート圧壊時付近では，ヤング係数 E=29.5GPa の Case1(t=180mm)および Case3(t=230mm)では，床版下面のひび割れ範囲に広がりを持っているのに対して，床版厚が薄く，ヤング係数を低下させた漏水部 Case2(t=180mm)では，ひび割れ範囲が狭くなっている．
6) ひび割れ断面図に着目すると，Case2 は下側主鉄筋に沿うようなひび割れが多くみられた．また，下側鉄筋降伏付近で Case2 のひび割れ角度が約 30°の傾きであったのに対して，Case1,3 で約 45°の傾きとなっていた．床版厚が薄い場合や，ASR 等が要因の材料劣化により床版剛性が低下している RC 床版では，下側主鉄筋方向（水平方向）にひび割れが伝達し，結果として曲げ耐荷力の低下を招くものと推察された．

（第 5 章 参考文献）

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説， Ⅰ共通編，2017.11.
2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説， Ⅱ鋼橋・鋼部材編，2017.11.
3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説， Ⅱコンクリート橋・コンクリート部材編，2017.11.
4) 松井繁之：道路橋床版－設計・施工と維持管理－，森北出版，2007.10.
5) Ingerslev, A. : The Strength of Rectangular Slabs, Journal of Structural Engineers, Vol.1, No.1, 1923.
6) Johansen, K. W. :Yield Line Theory, English Translation, Cement and Concrete Association, London ,1962.
7) Park, R. and Gamble, W. L. : Reinforced Concrete slabs, Second Edition, John Wiley & Sons, Inc., 1999.
8) 東洋一：鉄筋コンクリートスラブの降伏線理論と終局耐力，コンクリートジャーナル，土木学会，Vol.6，No.10，pp.40-49， 1968.
9) Report of ACI-ASCE Committee 326: Shear and Diagonal Tension Part3, ACI Journal, Vol.59 No.3, pp.353-394, 1962.
10) 石崎茂，松井繁之：2 方向指示された道路橋 RC 床版の劣化機構と耐久性評価法に関する研究，土木学会論文集 No.738／I-64，pp.257-270，2003.7.
11) 土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書［設計編］，2017.

第 6 章　結論

本研究では，北陸地方 3 県（富山県，石川県，福井県）が管理する橋梁点検結果を用いたマクロ的分析として，橋梁健全度に着目した統計処理や生存時間解析を行い，劣化傾向や劣化要因について分析を行った．このうち，早期劣化が確認された山間部橋梁の鉄筋コンクリート床版（以下，「RC 床版」という）に対して，コア採取試験等による損傷要因の分析，剛性評価を目的とした車両走行試験結果，パラメトリック解析による荷重･変位関係と解析値の比較を行った．また，同橋梁の RC 床版に対して衝撃荷重載荷試験機 SIVE による載荷試験結果から得られる曲率と床版厚から算出した劣化度評価を行った．さらに，有限要素解析 FEA による早期劣化が生じた RC 床版の耐荷力評価を解析的に算出し，健全時の終局耐力との関係から早期劣化した RC 床版の損傷過程を整理した．図-6.1 に本論文の体系を示すとともに，本研究で得られた知見を総括する．

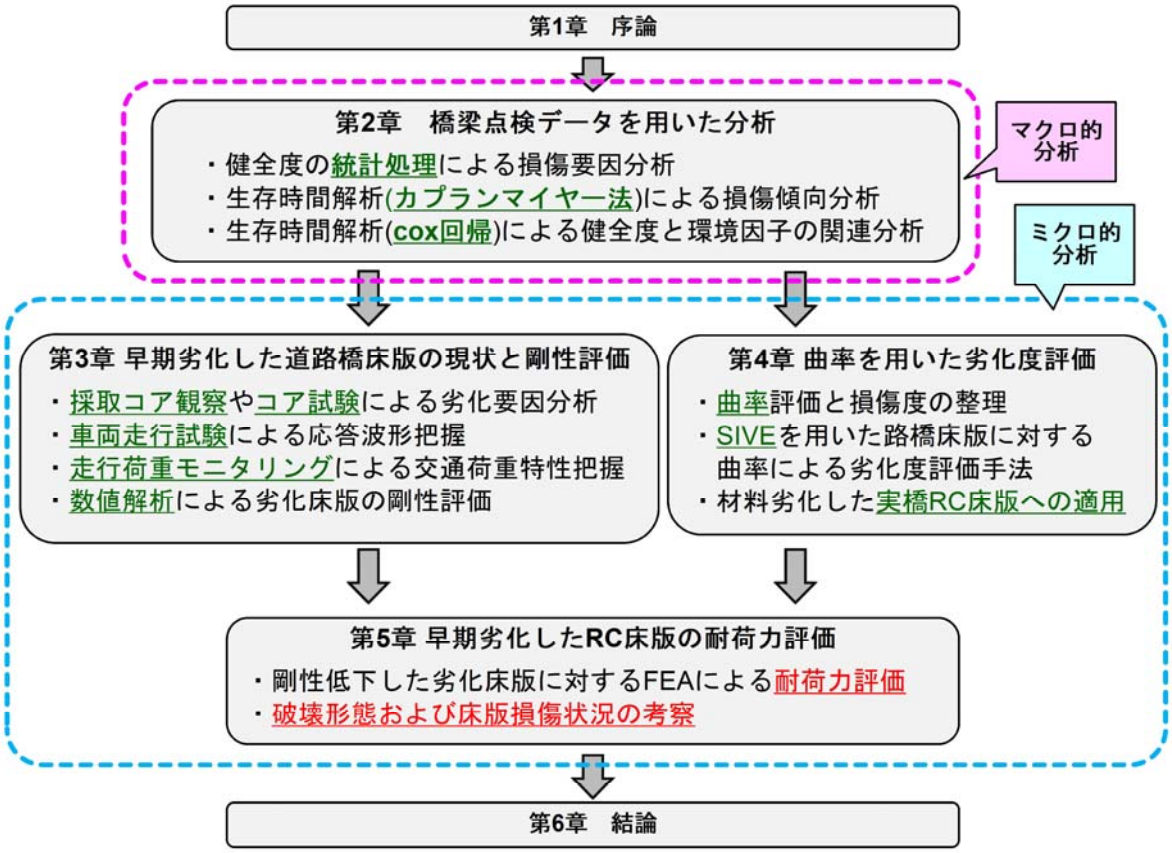


図-6.1 論文体系

第 1 章「序論」では，社会的背景や既往の研究から北陸地方の道路橋の維持管理に着目した研究を行った目的について述べた．地方自治体では財政難や担い手不足が深刻化しており，道路橋の維持管理においては，長期的・マクロ的な視点に基づく計画的なメンテナンスが不可欠である．また，ミクロ的な視点としては，輪荷重や水分の影響を直接受ける RC 床版の劣化は，高速道路の大規模更新・大規模修繕計画で約 3 兆円の対策費用が見込まれるなど，深刻な課題となっ

ている．北陸地方では，凍結防止剤による塩害・ASR・寒冷地域の塩害等による材料劣化を伴うため，より一層過酷な状況さらされている．そこで，本研究では，マクロ的視点として，北陸地方 3 県の橋梁点検結果から，劣化傾向や損傷要因の解明を試みたこと．また，ミクロ的視点として，北陸地方に架かる早期劣化した RC 床版を対象として，異なる 2 つの実橋試験（載荷試験，衝撃加振試験）と数値解析により，床版剛性，耐荷力，損傷過程の解明を試みたことを述べた．

第 2 章「橋梁点検データを用いた北陸地方道路橋床版の劣化傾向分析」では，北陸地方 3 県（富山県，石川県，福井県）における橋梁点検データを活用し，様々な手法により劣化傾向の分析を行った結果を述べた．

まず，健全度分布として，石川県が管理する橋梁点検データに着目し，鋼橋 RC 床版，コンクリート橋主桁の点検結果を用いて，損傷傾向と立地条件や橋梁特性との関連分析，および，ASR 等が発生している早期劣化橋梁の維持管理指標に対する考察を行った結果を述べた．

- 早期劣化橋梁（グループ S）は，経過年との相関が低く，維持管理指標を別途設ける必要性が確認できた．
- グループ S 非該当橋梁の RC 床版および主桁コンクリートの健全度分布から損傷傾向に地域性が見られた．近似曲線の傾きは，山間部が最も大きく，能登地方，加賀地方の順に大きい傾向が見られた．
- 劣化の推定は各年平均健全度を用いると傾向把握が容易となり，かつ，架設後 50 年未満のデータを使うほうが安全側の結果を得る．
- 健全度に影響を与える劣化因子としては経過年が最も高く，また，日平均気温など気象条件の影響も確認できた．橋長や大型車交通量など橋梁特性との相関は見られなかった．

次に，生存時間解析による劣化傾向分析を実施した．3 県を統合した橋梁点検データを用いて，カプラン・マイヤー法および cox 回帰分析により，各県横場並びの比較検討を述べた．

- 北陸 3 県の検討結果を横並びで比較すると，「早期劣化(疑)該当群」の生存率が一様に低いことがわかる．「該当群」に対する早期の補修対策や予防保全措置が今後の橋梁長寿命化において重要である．
- 「早期劣化(疑)該当群」は橋齢 30～35 年付近から生存率が急激に低下していた．1984 年「道路橋の塩害対策指針（案）・同解説」や 1986 年通達「アルカリ骨材反応暫定対策について」等により，早期劣化への規制が開始された時期とほぼ合致していた．
- 生存時間解析はサンプリング同士の相対比較には有効な手法であることが確認できた．しかし，石川県のように，橋齢分布が大きく異なる場合は留意が必要である．
- cox 回帰分析による生存時間解析を行ったところ，富山県，石川県においては，RC 床版の劣化は気温との相関が高い結果を得た．年降水量，年最深積雪，年合計日照時間と床版劣化には有意性はみられなかった．

上記の分析結果より，「山間部」「気温が低い地方」「早期劣化(疑)該当群」に該当する橋梁の健全度が低い傾向が把握できた．そこで，第 3 章以降では，北陸地方の山間部に位置し，早期劣化の疑いがある橋梁の RC 床版に着目した劣化損傷分析および耐荷力評価を進めた．

第 3 章「早期劣化した道路橋床版の現状と剛性評価」では，北陸地方の山間部に位置する早期劣化が確認された橋梁群の中から鋼道路橋の RC 床版に着目し，外観調査，コア採取による劣化要因の分析，車両走行試験および走行荷重モニタリングを行うことで，現橋の化学的および力学的特性を把握した結果を述べた．さらに，走行荷重モニタリングから対象路線の過積載車両の実態を把握し，BWIM の精度を検討した．また，FEA によるパラメトリック解析を行い，試験結果と比較することで，RC 床版の版としての剛性評価を述べた．

・山間部にかかる対象橋梁の RC 床版に対する外観調査を実施したところ，床版下面に亀甲状のひび割れ，白色のゲル状物質および湿潤が確認され，地覆にも橋軸方向に大きな水平ひび割れが確認された．さらに床版下面は，全体的に水掛かり部が散見している状態にあり，床版の損傷が激しいことが判明した．

・RC 床版から採取したコアを偏光顕微鏡により観察した結果，安山岩粒子からひび割れが進展し，ひび割れ箇所には ASR ゲルが充填されていたため，主要な劣化原因は，ASR であると同定した．また，コアの塩化物イオン濃度と中性化深さを調査した結果，鋼材の腐食発生限界濃度を上回る値は確認されず，中性化に関しても鉄筋位置まで進行していなかった．

・採取したコアの力学的特性を調査した結果，圧縮強度については乾燥部に比べて漏水部では 3 割程度低下しており，ヤング係数については漏水部では乾燥部の半分程度になっていた．さらに，圧縮強度に対してヤング係数が大きく低下していることが確認された．

・複数の走行荷重計測 BWIM から推定した車両総重量を比較した結果，床版ひずみと支承変位から推定した場合は，主桁ひずみから推定した手法と比べてばらつきが大きくなっていた．主桁ひずみと垂直補剛材ひずみのそれぞれから推定した結果を比較するとばらつきが±20%程度と小さいことが明らかになった．

・走行荷重モニタリングを実施した結果，対象路線は日交通量が少ないが，3 軸車の過積載車両が多く走行していた．特に，勝山行き路線は，金沢行き路線と比較して過積載車両が多く走行しており，特例 8 車種の許可限度重量を上回る車両も確認された．

・床版の版としての剛性を同定するためにパラメトリック解析を行い，モニタリングで明らかにした床版変位に影響を及ぼす走行荷重―変位関係と比較した結果，金沢行き路線の床版の剛性は，13.3GPa 程度，勝山行き路線の床版の剛性は，10.0GPa 程度であると推定できた．そのため，いずれの路線も健全時の剛性を大きく下回っているため，剛性を回復させる補修を行う必要があると評価した．

第 4 章では，道路橋床版の劣化種類に影響を受けない統一的な劣化度評価を実現するために，床版構造の剛性変化に着目した検討を実施した．具体には曲率の変化に着目して損傷度を評価するものであり，たわみ増加（＝曲げ変形）から破壊時には押し抜きせん断に至る道路橋床版の劣化プロセスの殆どを占める曲げ変形による状態把握を念頭に置き検討を実施した．道路橋床版の劣化程度を把握する手法として，実橋に対する床版の曲げ変形に着目し曲率による評価の適応性に関して検討した結果を述べた．

・曲率を計算する範囲は荷重載荷幅（荷重端）までが望まれることと，計算手法によっては曲率の値が変化することを考慮すべきであることが示された．

・上記より本研究では現場での適用を考慮して簡便なヤング係数の変化を考慮した 1 層版での弾性計算を採用し，曲率の変化を既往の輪荷重走行試験の結果に適用し，たわみ値の補間では，対称性を考慮して放物線補間が適していることを示した．
・曲率変化の観察により，ヤング係数と曲率の閾値が設定できる可能性を示した．曲率に着目する利点は載荷試験での荷重載荷範囲のみに着目すれば損傷度を把握でき，結果として現状で研究が活発化している衝撃荷重載荷試験への適用で，簡便な耐荷性能の把握が可能になることにある．
・支持条件が単純版，固定版と異なった場合でも支間毎の曲率には差異は無く，ほぼ同等であることが認められる．よって，本研究では曲率で劣化程度を評価する際には，固定版の支持条件を採用するものとした．
・曲率の計算結果から得られるヤング係数－曲率関係の曲線式の係数は単一の式で表現することが可能である．
・FEM 解析により静的な載荷と衝撃荷重載荷を比較したところ，ほぼ同等の値が得られたため，動的影響の補正は実施しないものとした．しかし，載荷時間による影響は受けることになるため，衝撃荷重載荷による評価ではそれを考慮する必要がある．
・実橋での衝撃荷重による載荷試験の結果から曲率で劣化度を評価したところ，落下高さ 300mm の結果から補修による延命化が望まれる状態であることが推察された．
・落下高さ，即ち荷重の大きさにより曲率から算出されるヤング係数の値が異なるものとなった．衝撃荷重による載荷試験では劣化度を評価するための適切な荷重の選定が課題である．

第 5 章「早期劣化した道路橋床版の耐荷力評価」では，平成 29 年に改定された道路橋示方書から本格的に限界状態設計法の考え方を整理し，版厚が薄く材料劣化が生じている RC 床版の耐荷力に着目した研究を行った結果を述べた．

・松井式より算出した押抜きせん断耐力は，健全時に対して，漏水部コア試験（E=10.0 GPa）から算出すると 73%に低減される．一方，現行基準相当の床版厚相当の押抜きせん断耐荷力は 1.25 倍の耐荷力を示す．
・せん断耐力が小さい漏水部のコア試験に対してでも，同橋梁のモニタリングで観測された最大の走行荷重を上回るため，せん断力に対しては，限界状態 3 を確保していると考えられる．
・FEA による数値解析より，対象橋梁の終局曲げ耐力 Pu を算出した結果，いずれの解析ケースにおいてもモニタリングで観測された最大の走行荷重(263kN)を上回っていることを確認した．ただし，漏水部コアから算出した耐荷力は健全時の 57%まで低下しており，劣化床版の耐荷力低下が大きいことが確認された．
・FEA による曲げ耐荷力 Pu と押抜きせん断耐力 P0 との比率(Pu/P0)に着目した結果，コンクリート材料の劣化により，曲げ耐荷力が大きく低下することを確認した．床版厚が十分に確保されている場合は，押抜きせん断破壊が先行する結果となる．
・床版ひび割れに着目すると，コンクリート圧壊時付近では，ヤング係数 E=29.5GPa の Case1(t=180mm)および Case3(t=230mm)では，床版下面のひび割れ範囲に広がりを持って

いるのに対して，床版厚が薄く，ヤング係数を低下させた漏水部 Case2(t=180mm)では，ひび割れ範囲が狭くなっている．

・数値解析結果から，版厚が薄く材料劣化が生じた床版では下側主鉄筋に沿うようなひび割れが多くみられた．また，版厚が薄く材料劣化が生じた床版は，下側鉄筋降伏付近におけるひび割れ角度が約 30°の傾きであったのに対して，材料劣化が生じていないケースでは約 45°の傾きとなっていた．床版厚が薄い場合や，ASR 等が要因の材料劣化により床版剛性が低下している RC 床版では，下側主鉄筋方向（水平方向）にひび割れが伝達し，結果として曲げ耐荷力の低下を招くものと推察された．

北陸地方の道路橋 RC 床版に着目した研究を行ってきたが，メンテナンスサイクル及びマネジメントサイクルにおいて，本研究成果を活用できるフィールドを図-6.2 に示す．

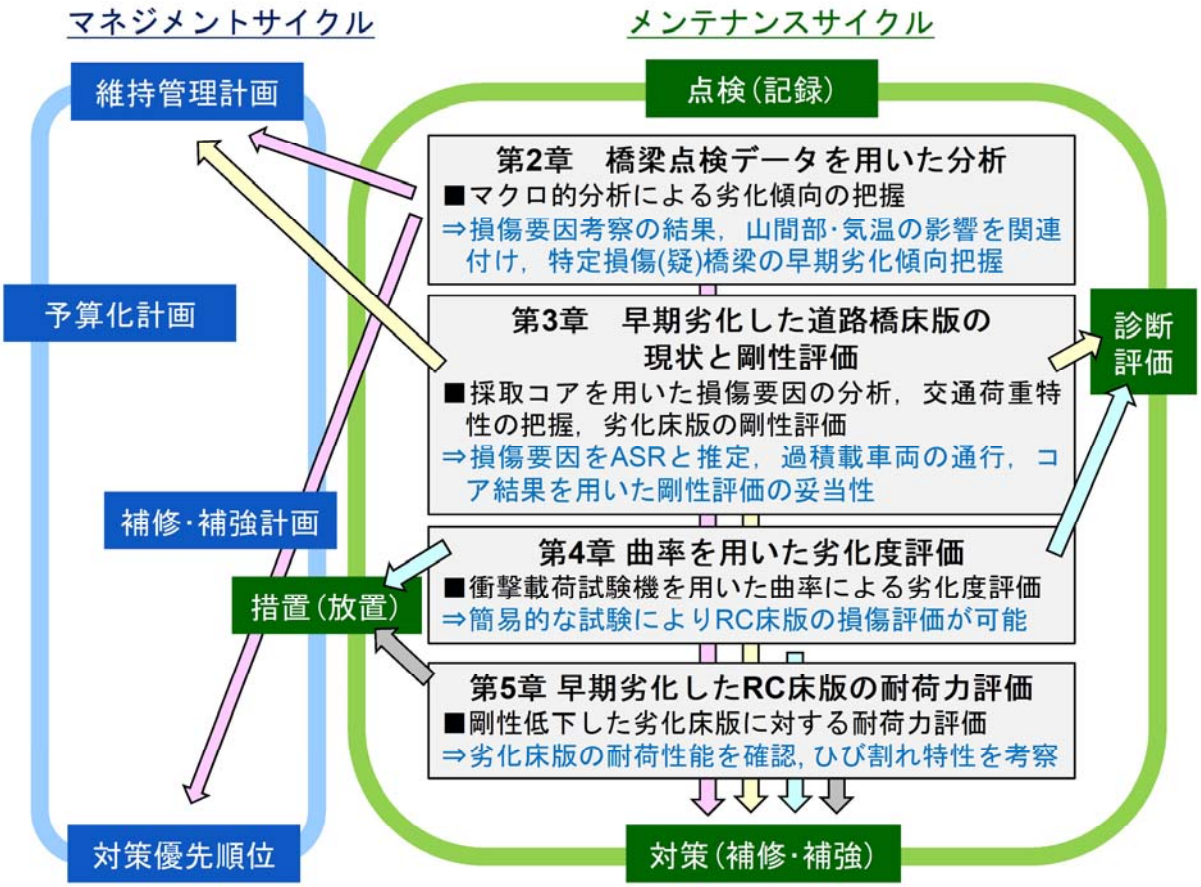


図-6.2 研究成果の活用フィールド

謝　辞

本論文の取りまとめにあたり，金沢大学理工研究域地球社会基盤学系教授 深田宰史先生には，終始熱心にご指導頂きました．深田教授には私が本大学 4 年次の学士論文をまとめる際にもお世話になり，20 年の時を経て，またご指導頂きましたこと大変感謝しております．誠にありがとうございました．

本論文の審査に当たっては，金沢大学理工研究域社会基盤学系特任教授 鳥居和之先生，同教授 桝谷浩先生，同教授 近田康夫先生，ならびに同准教授 久保善司先生には貴重なご意見を頂きました．ここに，感謝の意を表します．

本論文作成に際しては，金沢大学理工研究域地球社会基盤学系研究員 ハ･ミン･トゥアン氏，同修士課程 1 年 小野凌平氏には，多大な支援を頂きましたこと，心から感謝致します．また，本論文で使用した橋梁点検データ等は，内閣府・科学技術振興機構による戦略的イノベーション創造プログラム(SIP)，インフラ維持管理・更新・マネジメント技術における「コンクリート橋の早期劣化機構の解明と材料・構造性能評価に基づくトータルマネジメントシステムの開発」（研究責任者：鳥居和之特任教授）より提供を受けたものです．ここに謝意を示します．

北陸・道路メンテナンス会議「道路橋の維持管理における各構成部材の限界状態ならびに AI 技術の活用に関する検討 WG」の皆様，特に横山広委員長（大日本コンサルタント株式会社インフラ技術研究所保全エンジニアリング研究室長）には，床版に関する様々な知見や本論文においての多大なるご助言・ご指導を頂きました．心より感謝致します．

本論文は，私が大日本コンサルタント株式会社に在籍中に取りまとめたものです．大日本コンサルタント株式会社 高久晃会長，新井伸博社長，土井朗専務はじめ，私に社会人ドクターとしての機会を与えていただいた社内の関係者皆様に，心より感謝致します．

私が新入社員として同北陸支社に配属された当時から，同大阪支社 原田政彦支社長，同北陸支社 脇坂哲也室長には変わらぬご指導を頂きましたこと，心より感謝申し上げます．北陸支社での経験が私の技術者人生の原点でありますので，今後少しでも恩返しできるよう技術の研鑽に努めて参ります．

また，同技術統括部 齋藤哲郎部長，同インフラ技術研究所 平山博所長，同構造保全部 浦田昌浩部長には，業務が錯綜する中でも私の希望を受け入れて頂き，大学院へ送り出して頂きました．ここに感謝申し上げます．

最後に，どんな状況でも私のことを温かく見守ってくれた母と亡き父，論文作成の休日が続いても嫌な顔一つせず，誰よりも近くで応援し続けてくれた妻 恵，無事に産まれてきてくれた息子 弦希に，心からの感謝を伝えて，本論文の謝辞とさせて頂きます．

2019 年 3 月

牧　祐之