The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	道路橋の劣化の不確実性を考慮した計画的維持管理の支援手法に関する研究
Author(s)	玉越, 隆史
Citation	大阪大学, 2017, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/61710
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

博士学位論文

道路橋の劣化の不確実性を考慮した計画的維持管理の支援手法に関する研究

玉　越　隆　史

２０１６年１２月

大阪大学大学院工学研究科

目次

第１章　序論 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・1
参考文献 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6

第２章　我が国の道路橋資産の物理的特徴
2.1　概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・7
2.2　道路橋の鋼部材の耐久性 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・10
2.3　道路橋のコンクリート部材の耐久性 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・21
2.4　まとめ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・28
参考文献 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・31

第３章　道路橋の計画的維持管理の実現性の観点からの施策および行政制度の評価
3.1　概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・34
3.2　施策の経緯 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・34
3.2.1　維持管理に係る法制度 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・34
3.2.2　道路橋の維持管理に係る施策 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・36
3.3　管理者による計画的維持管理手法導入への取り組みの状況 ・・・・・・・・・・・44
3.4　計画的管理に係る既往の研究 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・49
3.5　国の管理する道路橋の維持管理体系 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・55
3.5.1　国の点検体系の現状と課題 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・55
3.5.2　国の道路橋の定期点検の状況と課題 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・61
3.6　まとめ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・73
参考文献 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・75

第４章　我が国の道路橋の劣化特性と統計的劣化予測手法の適用性の検討
4.1　概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・80
4.2　我が国の道路橋の劣化の特徴 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・83
4.2.1　状態遷移確率と劣化の特徴 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・83
4.2.2　劣化に及ぼす支配的要因の検討 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・97
4.3　劣化予測手法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・111
4.3.1　代表的な推計手法とその特徴 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・111
4.3.2　状態遷移確率からの劣化特性の評価 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・127
4.3.3　推計結果に及ぼすデータ数の影響 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・160
4.4　劣化特性の評価および活用方法の検討 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・163
4.4.1　遷移確率分布の特徴に着目した劣化特性の評価 ・・・・・・・・・・・・・163
4.4.2　遷移確率分布の特徴に着目したライフサイクルコストの評価 ・・・・・・・・177
4.4.3　遷移確率分布の特徴に着目した道路橋のリスクの評価 ・・・・・・・・・・・184
4.5　まとめ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・200

参考文献 ・・207

第５章　道路橋の状態に関する総合的な評価指標の検討
5.1　概要 ・・210
5.2　総合評価指標の算出方法の検討 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・214
5.3　総合評価指標の試算 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・227
5.3.1　概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・227
5.3.2　総合評価指標の妥当性の評価 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・227
5.4　総合評価指標の有効性の検討 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・236
5.5　まとめ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・239
参考文献 ・・240

第６章　結論 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・242

謝辞

第１章　序論

日本でこれまでに架設された道路橋の正確な量を把握することは、ここで着目する現在の概念でいう自動車の通行に供される道路橋の範疇の橋の架設実績についての正確なデータが残されていないこともあり困難である。しかし、少なくとも過去100年程度の架設実態については、国で実施してきた架け替え橋梁に関する全国調査と約半世紀前から国が毎年行っている道路施設の現況調査の結果を組み合わせることで概ね推定することができる。

図-1.1は、国土交通省道路局の行っている「道路施設現況調査」と、国土技術政策総合研究所が旧建設省土木研究所の時代から引き継いで3次にわたって実施してきた「架け替え実態調査」[1)2)3)4)]の結果を組み合わせて2007（平成19）年時点までの我が国の道路橋の架設実績を推計したものである。推計の詳細な方法は図に併せて注記した。国では現在は2m以上の長さの道路橋を各種の統計や橋梁定期点検の対象としているが、2004（平成 16）年以前の各種統計では15m未満の橋は把握されていないため、ここでは橋長15m以上のものを対象としている。

推計からは、第二次世界大戦以前の道路橋の約半数は既に架けかえられていること、一般に高度経済成長期とされる期間となる1955年頃から1972年の間は毎年の架設数が急増していること、1970年代から2000年頃まで年間1000橋程度の架設が安定して続いたことがわかる。

一方、道路橋の物理的な寿命については定説がない。例えば、財務省の定める「減価償却資産の耐用年数に関する省令」[5)]では鉄筋コンクリートの場合で橋の耐用年数が鉄道用で 50 年、それ以外で60年とされているものの、道路橋の場合50年以上前に架設されたものの半数以上が現存している事実からは、少なくとも供用安全性を確保するために各種の維持管理行為が継続して行われる道路橋の実質的な耐用年数は50年を大きく越えるものと推測できる。

過去に建設された道路橋のうち、架け替えに至るまでの経過年数が明らかなもののデータから、架設年代毎の橋が経年毎にどの程度残存すると見込まれるのかを推定すると、第二次世界大戦以前から1960年代頃までの道路橋では平均して50年程度で更新される可能性が高いものの、それ以降の橋では更新実績の傾向からの推定では、更新までの年数は大幅に増加する傾向がみられ、高度経済成長期頃以降に建設された橋の寿命は少なくとも 50 年を大きく上回る可能性が高いとの試算結果を得ている[6)]。

このように 50 年を超える長期にわたって供用しているものもある全国の膨大な数の道路橋資産の維持管理状態については、これまでその全貌が明らかにされてこなかった。これは2014（平成26）年に道路法の改正に伴って行われた定期点検の義務化まで、管理者毎に点検手法や内容が異なるなど状態把握レベルがまちまちであったことが理由の一つと言える。一方で道路橋の整備は、全国の道路網の整備の進捗と連動しており、道路橋資産の量的な形成の傾向は国以外の管理者についても概ね同様と考えられること、および我が国の道路橋では、管理者に拠らず2002（昭和 14）年頃から国が順次整備してきた設計基準類に準拠して作られてきていることから、交通量や環境条件、維持管理水準の差を除くと、耐荷力性能や耐久性能などの基本的な物理的性能は概ね全国で同水準になっていると考えられる。すなわち現存する道路橋の耐久性に関わる物理的特性や劣化や損傷の特徴には管理者による極端な差異はない可能性が高い。

このような背景のもと、国が管理する道路橋については、1988（昭和 63）年頃より統一的な手法[7)]での状態の把握が開始され、現在は2004（平成 16）年に改訂された定期点検要領[8)]に従って統一的な評価方法によりほぼ全ての橋について状態が把握されている。

図-1.2 に、国が管理する道路橋を対象に定期点検結果のデータから橋の耐荷力状態など健全性と関係が深い場合が多い「対策区分の判定」[8]の結果を架設年代区分別に整理したものを示す。対策区分の判定の定義は表-4.1.1(b)に示す。全体としては供用年数の長い（架設竣工年が古い）橋梁ほど状態の厳しいものが多くなっている傾向がわずかながら確認できる。特に 1970 年代以降の橋梁については経年とともに早期に措置すべき深刻な変状を有することを意味する判定区分 C である部材を有する橋の比率が増加する傾向がみられる。

一方で、1970 年代以前に竣工した橋梁では経年による状態悪化の傾向はみられないが、道路橋の場合、常に環境作用や荷重の影響を受け続ける特徴を考えると、これらの古い年代の橋では劣化や損傷に対する補修や補強の実績があり、最新の点検結果のデータにおいて供用後の最悪状態よりもすでに状態が改善されているものが相対的に多く含まれていることによるものと考えられる。特に古い年代の橋梁では、活荷重の引き上げや耐震性能の引き上げなど機能的性能水準が技術基準によって時代とともに引き上げられたことに対応した機能向上の為の補強や、それらに併せて補修工事が行われたものも多くあると考えられる。ただし、国の管理する道路橋においても 2004（平成 16）年以前の補修補強履歴についてはこれらの記録を蓄積する体制が整備されていなかったため情報が残されておらず検証が難しいのが実態である。

以上のように、一旦一般の交通に供した後は絶えることなく供用安全性を確保することが求められる特徴から、供用期間中は様々な形で行われることとなる人為的な維持管理行為の影響が不可避である道路橋では、その物理的な寿命について、過去の資産形成の経緯や現況の情報だけからは評価することは困難である。

その一方で、竣工時点の健全性が維持されているものが多くない事実と、全体としては経年的に状態の悪いものの比率が増える傾向がみられること、そして長く供用されている橋梁でも状態のよいものも多く、補修や補強が実施されている橋も多数ある可能性を考えると、少なくとも供用が続く限り個々の橋についてある程度の維持管理経費が必要であり、かつその額が資産の高齢化に伴って増加する可能性が高まっていくことは不可避といえる。これらを踏まえると仮に資産量が増えないとしても、橋あたりの維持管理経費の単価を圧縮しない限り道路橋資産全体の高齢化に伴って必要となる維持管理費用の増大は避けられないと考えることができる。そして、このような背景から膨大な道路橋資産全体の将来にわたる維持管理コストを低減するための方法について、これまでに様々な検討が行われてきている[例えば 9]。これらの具体的な方法論は概ね次の２つに分けて捉えることができる。

第一は、道路橋の将来の状態を予測し、劣化や損傷が顕在化あるいは深刻化してから補修補強を行う事後的保全ではなく、より状態が深刻化する前段階で補修や補強を行ったり、あるいは劣化や損傷に至る可能性が高いと判断された時点で予防的な措置などを実施する予防保全である。

第二は、耐久性を向上させることで長期的には補修や補強の回数を削減することでライフサイクルコストの低減をはかるいわゆる長寿命化である。

このとき前者については、道路橋の劣化や損傷の発生やその進展を将来の状態をいかに精度よく予測できるのかがコスト縮減の実現性の鍵であり、後者については長寿命化のための耐久性向上策の効果の信頼性をいかに担保できるかが期待するコスト縮減効果の信頼性の鍵となる。

なお、両者の別はあくまで考え方の相違として区別できるというだけであり、実務上はこれ

らのいずれかということではなく両方の考え方を対象の特性や状態に応じて適切に組み合わせてはじめて資産全体の維持管理コストを縮減することができるものと考えられる。

このような認識のもと、本研究は、我が国の既存の道路橋資産について将来予測に基づいて計画的維持管理が実現可能かどうかという観点から、資産形成の経緯を主に道路橋の整備と維持管理に関する諸施策およびこれまで作られてきた道路橋の有する耐久性能の特徴について明らかにすること、および道路橋の維持管理コストの縮減を目的として行われる将来予測結果を活用した計画的維持管理手法の実現性と課題について実証的に明らかにすることを目的とする。

具体的には、全国規模で収集された国の管理する道路橋の定期点検データを各種の将来状態予測手法に適用して、道路橋の劣化特性を明らかにするとともに、既存の代表的な将来状態予測の適用性と課題について明らかにする。また、2004（平成 16）年から実施されている国の定期点検要領についてアセットマネジメントへの活用の観点からその妥当性・有用性について評価することを試みる。さらに定期点検データに含まれる劣化現象のばらつき等の情報を有効に活用して、その信頼性も考慮して道路橋資産群のライフサイクルコストの推定や維持管理戦略の相違の影響などを評価する計画的維持管理支援のための実務的な手法の提案を試みる。

なお、本論文では、特に断りが無い限り、道路橋の劣化などの着目している現象そのものが有する、それに関わる全ての要因が特定出来ないことに起因して、高い精度ではその経時的な変化などの予測できないという性質（不確かさ）を指して不確実性を表現する。一方で、着目している現象が不規則であることあるいは不揃いであることおよびその程度を指して、ばらつきと表現することを基本とする。

本論文の構成は次の通りである。また、図-1.3 に研究全体の構成を示す。

第 2 章では、統計的手法を用いたアセットマネジメントシステムの実現可能性を念頭に、我が国の道路橋資産の耐久性の視点からの物理的な特徴を、これまで適用されてきた設計基準や施工技術との関わりを通して明らかにする。

第 3 章では、アセットマネジメントの概念を取り入れた道路構造物等の計画的維持管理手法の導入に関する行政の取り組みと将来予測技術の研究動向についてレビューする。また、計画的維持管理の実現を目指して整備されてきた国の道路橋の定期点検手法について、道路橋の劣化特性の把握に対する有効性の観点から評価を行い、我が国の道路橋の計画的維持管理の実現に向けた課題と展望について考察する。

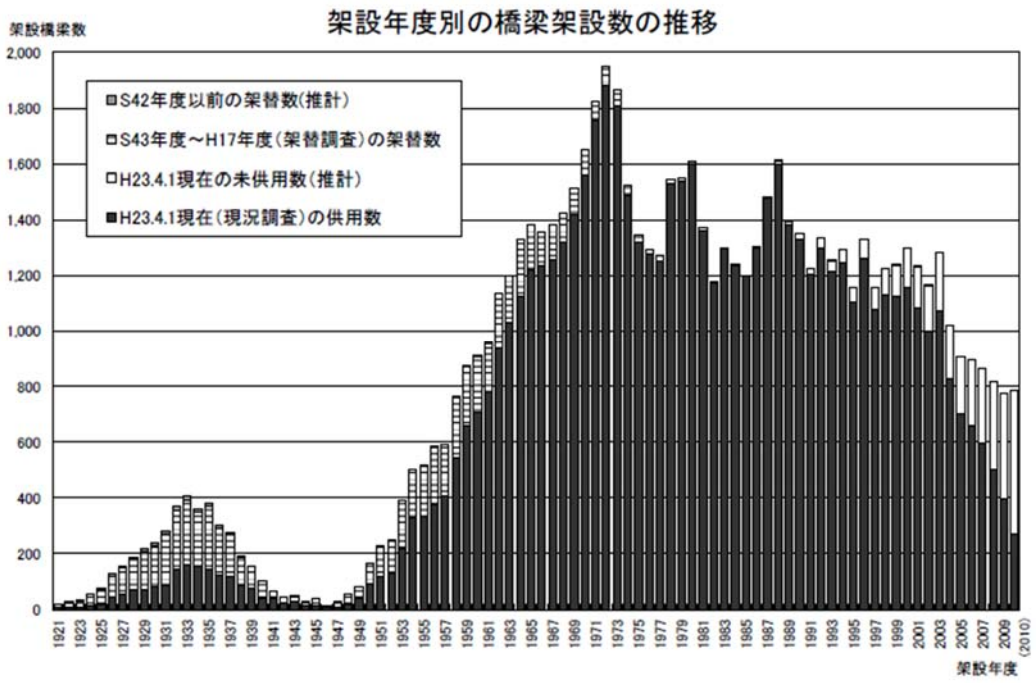
第 4 章では、全国の直轄道路橋の定期点検データを用いて状態遷移確率の推計を行い、我が国の道路橋の劣化の特徴について明らかにするとともに、道路橋の点検データに橋の諸元、架橋条件、適用基準などの様々な属性情報を説明変数として考慮した重回帰分析を行い、我が国の道路橋の劣化に支配的な影響を及ぼす要因の解明を試みる。

また、代表的な統計的劣化予測手法の道路橋のアセットマネジメントへの適用性について推計結果の信頼性に着目して検討するとともに、点検データに含まれる道路橋の劣化の不確実性の情報を失うことなく将来の資産状態の予測など、計画的維持管理の支援のための評価手法を検討する。

第 5 章では、部材毎に詳細に把握される点検データの維持管理実務への有効性を明らかにする目的で、道路橋の任意の時刻の性能状態を、経年的に劣化や損傷による大きな不確実性をもって様々に異なる状態となる部材の将来予測結果を機械的に組み合わせることで一定の信頼性

で概略的かつ定量的に表現出来る維持管理状態評価指標の構築を試みる。

第 6 章では、本研究で得られた成果を結論として総括する。



○各橋梁数の集計方法

1. 未供用橋梁数の推計

推計方法：毎年の累計供用中橋梁数の前年に対する平均的な伸率を用いて推計

出典：国総研資料第444号、平成20年4月、「橋梁の架替に関する調査結果（Ⅳ）」
付録　橋梁架設数の推計

2. 架替済橋梁数

①調査結果（S43 年度以降の架替済橋梁数）

出典：土研資料第2723号、平成元年１月、「橋梁の架替に関する調査結果（Ⅰ）」
土研資料第2864号、平成２年３月、「橋梁の架替に関する調査結果（Ⅱ）」
土研資料第3512号、平成９年10月、「橋梁の架替に関する調査結果（Ⅲ）」
国総研資料第444号、平成20年4月、「橋梁の架替に関する調査結果（Ⅳ）」

②推計値（S42年度以前の架替済橋梁数）

推計方法：S43年度以降の（H18.4.1時点の供用中橋梁数＋未供用橋梁数）と架替調査結果をもとに推計

出典：国総研資料第444号、平成20年4月、「橋梁の架替に関する調査結果（Ⅳ）」
付録　橋梁架設数の推計

3. 供用中橋梁数

出典：国土交通省道路局「道路施設現況調査　第5号様式　橋梁（H23.4.1時点）」

（注）1. 橋梁は 15m 以上の道路橋対象。

2. 橋梁が１箇所において上下線等、分離して架設されている場合にはそれぞれを１橋として集計。

3. 対象は一般国道、都道府県の鋼橋、コンクリート橋、PC橋、鋼とＲＣ又はＰＣとの混合橋（道路公社、高速道路株式会社が管理する橋梁は除く）とする。

4. 建設年が 1920 年以前または不明の橋梁は、グラフから除外。

図-1.1　架設年度別の道路橋架設数の推移 [10)]

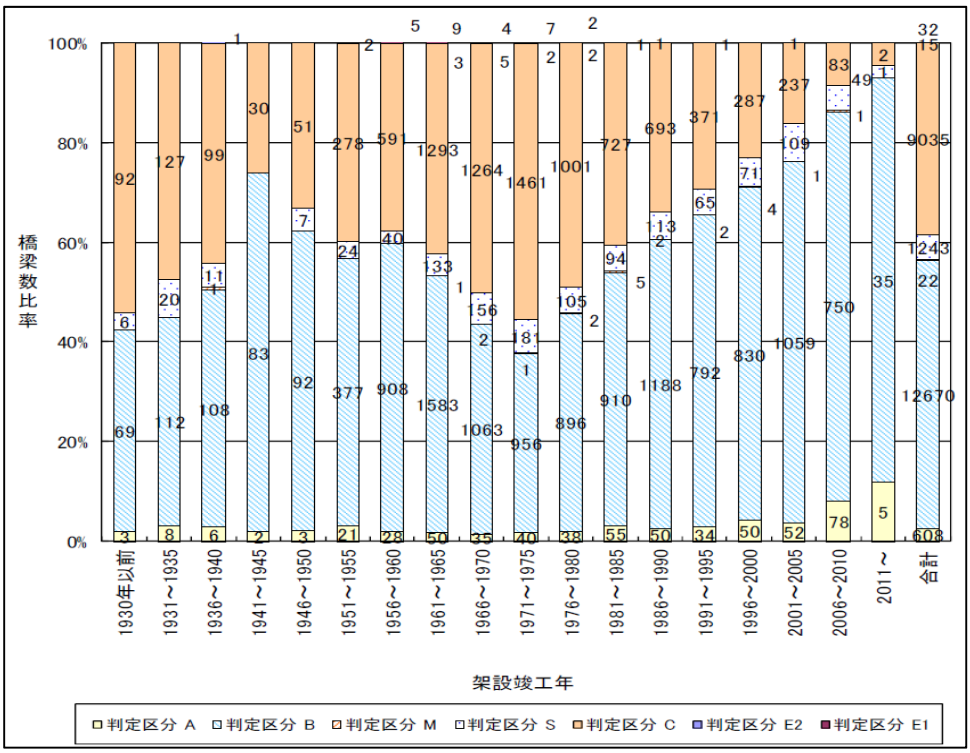


図-1.2　直轄道路橋の対策区分の判定区分比率（架設竣工年別）[10)]

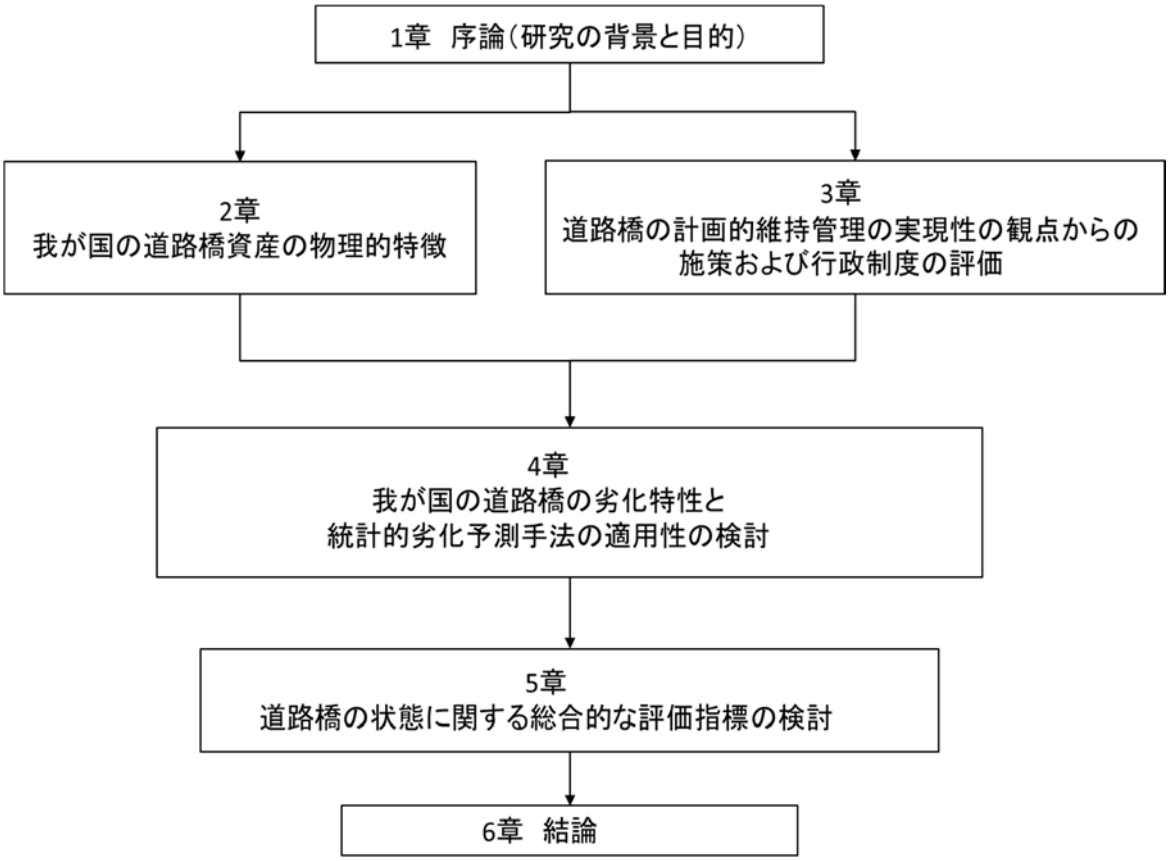


図-1.3　本研究の構成

第１章　参考文献

1) 藤原　稔，岩崎泰彦：橋梁の架替に関する調査結果(I)，土木研究所資料 2723 号，平成元年(1989 年)1 月，建設省土木研究所

2) 藤原　稔：橋梁の架替に関する調査結果(II)，土木研究所資料 2864 号，平成 2 年(1990 年)3 月，建設省土木研究所

3) 西川和廣，村越　潤他：橋梁の架替に関する調査結果(III)，土木研究所資料 3512 号，平成 9 年(1997 年)10 月，建設省土木研究所

4) 玉越隆史，大久保雅憲他：橋梁の架替に関する調査結果(IV)，国土技術政策総合研究所資料 444 号，平成 20 年(2008 年)4 月，国土交通省国土技術政策総合研究所

5) 財務省：減価償却資産の耐用年数等に関する省令（最終改正：平成 22 年 3 月 31 日財務省令第 20 号

6) 玉越隆史，中洲啓太他：道路橋の寿命推計に関する調査研究，国土技術政策総合研究所資料 223 号，平成 16 年(2004 年)12 月，国土交通省国土技術政策総合研究所

7) 佐伯彰一他：橋梁点検要領（案），土木研究所資料第 2651 号，昭和 63 年(1988 年)7 月，建設省土木研究所

8) 橋梁定期点検要領（案），平成 16 年(2004 年)3 月，国土交通省道路局国道・防災課

9) 土木学会：アセットマネジメント導入への挑戦，社団法人土木学会編，技報堂出版，2005.11

10) 玉越隆史，横井芳輝他：平成 25 年度道路構造物に関する基本データ集，国土技術政策総合研究所資料 822 号，平成 27 年(2015 年)1 月，国土交通省国土技術政策総合研究所

第２章　我が国の道路橋資産の物理的特徴

2.1　概要

１章で整理したように、日本において道路橋の寿命については現在のところ定説はない。

道路橋の場合、一旦、国土の物流経路の一部として道路網に組み込まれたのちは、通常無期限に供用性維持のための様々な維持管理行為が行われることが不可避であることと、主たる構造のほとんどが物性や品質水準が明確かつある程度保証されている鋼材料とコンクリート材料で構成されるという材料的な特徴から、単純に経年に従う物理的な寿命によって更新を余儀なくされる事態となることは通常考えられない。

これまで国で行った全国の管理者に対する架け替え実態に関する調査結果[1)2)3)4)]においても、架け替え理由の大半は、機能的陳腐化などであり、当該橋梁に求められる性能の引き上げが行われる場合などに経済的合理性などの理由で更新を選択したものであって、材料の劣化や損傷の進展・拡大が深刻化したことのみが理由で更新以外の補修補強が物理的不可能となったものはほとんど含まれていないと考えられる。架け替え実態調査の結果の例を図-2.1.1 に示す[4)]。

時代の要請などによって、道路網やその機能の一部を担う道路橋に対する機能的な要求や地震等の外力に対する抵抗などの性能が変化することは将来にわたってある程度生じうると想定されるものの、これらに対する機能向上や更新等の対応については人為的な条件変更であり計画的に行うことができる。一方で、劣化や損傷による性能の低下や構造安全性などに対する危険性の増加の特徴は、橋梁ごとに交通特性や自然外力特性などの架橋条件が大きく異なることから経時変化の予測が困難であり、予防的措置や経済的な補修補強の時期を事前に定めておくことはこれまで困難と考えられてきた。また今後も機能的陳腐化や旧来の基準で作られた橋の基本的な耐荷力不足の解消のための補強や更新に比べ、着実に増加する高齢化橋梁の劣化や損傷に対する補修補強の比率が大きくなることも想定されるが、これらに起因する不確実性はいわゆる劣化予測や将来の状態評価で考慮すべき耐久性とは別に扱うべきものと考えられる。

以上を考慮して、ここでは、機能的陳腐化などの工学的予測が困難な事象を除いたいわゆる物理的な経年劣化事象に着目する。そして、道路橋の高齢化に伴う劣化や損傷の発生や進行を予測して維持管理計画に反映するための統計的手法を用いたアセットマネジメントシステムが我が国の道路橋資産群の維持管理の合理化に有効なツールとなる可能性に着目して、道路橋の耐久性に着目した物理的な特徴を、これまで適用されてきた設計基準や施工技術との関わりから明らかにするとともに、それらを踏まえた場合の将来予測の実施について、制約条件などの課題について考察する。

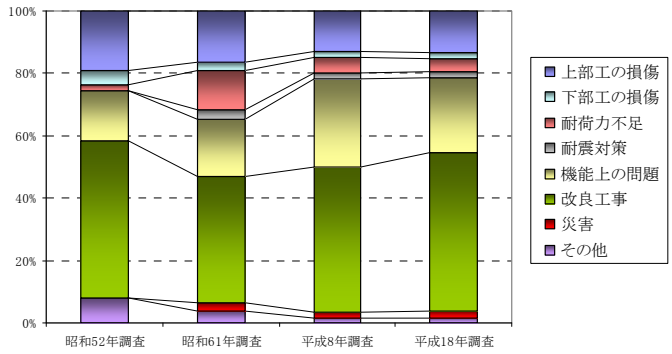


図-2.1.1　道路橋の架け替え実態調査における架け替え理由[4)]

道路橋の設計・施工に直接関係の深い技術基準の最古のものとしては、1886(明治 19)年に内務省訓令第 13 号として制定された道路築造保存方法[5]がある。ここでは、国県道の新設、改築を行う場合の路面構造、横断形状、排水、縦断勾配などの現在の道路構造令に規定されるような道路構造全般の規定が中心であり、橋梁の具体の性能に関するものは設計荷重として 455kgf/m^2 の等分布荷重のみが示されている。その後、1919(大正 8)年に道路法の制定に併せて道路構造令[6]が内務省令として公布されたものの、活荷重と有効幅員以外に道路橋の設計手法や性能について特筆すべき規定はない。大正 15 年には道路構造令の趣旨に沿う細則としてとりまとめられた「道路構造に関する細則」[7]において初めて活荷重以外の荷重や構造に対する基本的な要求性能である安全率に関して許容応力度が規定された。その後 1970 年代までに鋼橋やコンクリート橋の上部構造や下部構造などの材料や構造種類別に具体的な橋梁構造の設計基準が順次とりまとめられ、通達等によって実務での適用に供された。しかし当時はこれらの基準が別々にとりまとめられており、道路橋に共通する性能の要求水準の有無やそれらについての何らかの統一的な認識の有無については、適用されていた基準類からは明確でない。

1973(昭和 48)年頃からは、道路橋の設計施工の技術基準として材料や構造の別によらず統一的な基準体系として整理が行われ、1980(昭和 55)年に共通編、鋼橋編、コンクリート橋編、下部構造編、耐震設計編の 5 編からなる一本化した技術基準体系となった[8]。なお、当時から現在に至るまで、これらの技術基準は政省令ではなく国土交通省(1980(昭和 55)年当時は建設省)の局長通達(「橋・高架等の道路の技術基準」)として公告されてきた。そして、実務の便や適切な運用を支援するために通達本文に解説等を加えた図書(「道路橋示方書・同解説」)があわせて刊行されており、実務の設計・施工では一般にこれが用いられている。

2012 年(平成 24 年)までの道路橋の技術基準の主な変遷を表-2.1.1 に示す。この表は、道路橋の建設に広く反映された可能性が高いかどうかという観点で抽出・整理しており、国の設計基準以外にも、耐久性との関わりの観点で実務に実質的な変化を生じさせたと考えられる土木学会等の学協会による技術基準類についても主なものを抽出している。

道路橋は多くの部材が複雑に組み合わされ、それらが一体となって機能することではじめて橋全体として求められる性能を発揮する。そのため設計では、橋全体の性能の前提として部材それぞれに求める性能が設定され、それが満足されるよう部材単位で照査することが基本となってきた。このため橋の性能に支配的な影響を及ぼす部材の耐久性が橋全体としての耐久性を決定づけることとなる。そこで本章では、鋼製とコンクリート製それぞれの部材の設計に用いられてきた耐久性に関する基準をレビューすることで、これまで我が国で建設されてきた道路橋の耐久性の特徴を明らかにすることを試みる。

表-2.1.1 主な道路橋の設計基準の変遷

橋の等級・活荷重	鋼橋	コンクリート橋	下部構造
1886（M19）道路築造保存方法			
1919（T8）道路構造令 街路構造令			
1926（T15） 道路構造に関する細則	1926（T15） 道路構造に関する細則	1926（T15） 道路構造に関する細則	
		1931（S6） 土木学会 鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ標準示方書	
		1936（S11） 土木学会 鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ標準示方書	
1939（S14）鋼道路橋設計示方書案	1939（S14）鋼道路橋設計示方書案，鋼道路橋製作示方書案		
	1940（S15）電弧熔接道路橋設計及製作示方書案	1940（S15） 土木学会 鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ標準示方書	
		1949（S24） 土木学会 ｺﾝｸﾘｰﾄ標準示方書	
		1955（S30）土木学会 ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ設計施工指針	
1956（S31）鋼道路橋設計示方書	1956（S31）鋼道路橋設計示方書，鋼道路橋製作示方書	1956（S31） 土木学会 ｺﾝｸﾘｰﾄ標準示方書	
	1957（S32）溶接鋼道路橋示方書案		
	1959（S34） 鋼道路橋の合成桁設計施工指針		
		1961（S36）土木学会 ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ設計施工指針	
1964（S39）鋼道路橋設計示方書	1964（S39）鋼道路橋設計示方書，鋼道路橋製作示方書，溶接鋼道路橋示方書	1964（S39） 鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ道路橋設計示方書	1964（S39）道路橋下部構造設計施工指針　くい基礎の設計編
	1965（S40）鋼道路橋の合成ｹﾞﾀ設計施工指針		
	1966（S41）鋼道路橋高力ﾎﾞﾙﾄ摩擦接合設計施工指針		1966（S41）道路橋下部構造設計指針[調査および設計一般編]
		1968（S43） ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ道路橋示方書	1968（S43）道路橋下部構造設計指針[橋台・橋脚の設計編]，[直接基礎の設計編]，[くい基礎の施工編]
			1970（S45）道路橋下部構造設計指針[ｹｰｿﾝ基礎の設計編]
1973（S48）道路橋示方書　Ⅰ共通編，特定の路線にかかる橋，高架の道路等の設計荷重	1973（S48） 道路橋示方書　Ⅱ鋼橋編		1973（S48）道路橋下部構造設計指針[場所打ちぐいの設計施工編]
			1976（S51）道路橋下部構造設計指針[くい基礎の設計編]
		1978（S53） 道路橋示方書　Ⅲｺﾝｸﾘｰﾄ橋編	
1980（S55） 道路橋示方書　Ⅰ共通編	1980（S55） 道路橋示方書　Ⅱ鋼橋編		1980（S55） 道路橋示方書　Ⅳ下部構造編
		1984（S59） 道路橋塩害対策指針（案）	1984（S59） 鋼管矢板基礎設計指針
1990（H2） 道路橋示方書 Ⅰ共通編	1990（H2） 道路橋示方書 Ⅱ鋼橋編	1990（H2） 道路橋示方書 Ⅲｺﾝｸﾘｰﾄ橋編	1990（H2） 道路橋示方書 Ⅳ下部構造編
			1991（H3） 地中連続壁基礎設計施工指針
		1992（H4）ﾌﾟﾚｷｬｽﾄﾌﾞﾛｯｸ工法によるﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄＴげた道路橋設計施工指針	
1994（H6） 道路橋示方書 Ⅰ共通編	1994（H6） 道路橋示方書 Ⅱ鋼橋編	1994（H6） 道路橋示方書 Ⅲｺﾝｸﾘｰﾄ橋編	1994（H6） 道路橋示方書 Ⅳ下部構造編
1996（H8） 道路橋示方書 Ⅰ共通編	1996（H8） 道路橋示方書 Ⅱ鋼橋編	1996（H8） 道路橋示方書 Ⅲｺﾝｸﾘｰﾄ橋編	1996（H8） 道路橋示方書 Ⅳ下部構造編
2002（H14） 道路橋示方書 Ⅰ共通編	2002（H14） 道路橋示方書 Ⅱ鋼橋編，鋼道路橋の疲労設計指針	2002（H14） 道路橋示方書 Ⅲｺﾝｸﾘｰﾄ橋編	2002（H14） 道路橋示方書 Ⅳ下部構造編
2012（H24） 道路橋示方書 Ⅰ共通編	2012（H24） 道路橋示方書 Ⅱ鋼橋編	2012（H24） 道路橋示方書 Ⅲｺﾝｸﾘｰﾄ橋編	2012（H24） 道路橋示方書 Ⅳ下部構造編

2.2　道路橋の鋼部材の耐久性

我が国において、鋼道路橋の設計・施工に関して技術基準としてまとまった形態として成立したのは、1939（昭和 14）年にとりまとめられた「鋼道路橋設計示方書（案）」（以下、「S14 鋼示」という。）[9]である。S14 鋼示では、適用の範囲、橋梁の等級区分の設定、荷重、許容応力度などが初めて定められており、適用限界と要求性能が明確化された点で社会資本の整備に用いる近代的な技術基準としての条件が整った初めての技術基準とみることができる。

現在まで鋼材料については、道路橋のような使用条件では材料的に腐食と疲労以外に経年的にその物理的特性が変化するなどによる劣化は生じないと考えられており[10]、S14 鋼示の中でも、耐久性に関係のある規定としては腐食と疲労に関係するもののみについて言及されている。

まず、鋼材の腐食に関して、一つは設計細目として第 40 条に鋼材の腐食への対策として、塗装、排水、清掃に容易な構造とすることが規定されており、その解説として維持管理が行われることが不可欠である旨が示されている（図-2.2.1）[9]。

また、第 45 条では鋼材厚さの最小値が規定されており、その理由の一つに不適切な維持管理の可能性を考慮した腐食への対策であることが解説されている（図-2.2.1）[9]。その後、最小鋼材厚さの規定は現行示方書[12]に至るまで類似の規定が踏襲されてきているものの、設計供用期間などの時間的概念との関わりは一貫して明確には説明されてきていない。このことから、最小鋼材厚さの値そのものは、適切な維持管理ができなかった場合の腐食代を意識したものとなっており、ある程度の腐食による減厚は許容できる値となっているものの、具体的な時間的目標や根拠と関連づけられるものとは考えにくい。以上から、通常行える範囲の適切な維持管理が行われることで腐食によって耐荷力設計で要求される鋼材の断面性能などに有害な影響は半永久的に生じないとの考えも背景にあったものと推測することができる。

S14 鋼示の次の「鋼道路橋設計示方書　昭和 31 年」（以下、「S31 鋼示」という。）[11]においては、「腐食防止」（第 73 条）という規定が設けられた。ここでも、確実な導排水のための排水管の最小直径が新たに規定されたものの、設計供用期間の概念や腐食対策の基本的な思想は明示されていない。このように、鋼道路橋の設計では、適切な維持管理の中で清掃や導排水システムの維持を行うとともに必要に応じて防食システムを更新することが前提となっていることから、これらを行わずに腐食により物理的な寿命に至らしめることは想定していないと考えることができる。また腐食による劣化を定量的に見積もることの困難さから、経験に基づいて板厚などの具体的な制限を課すことで所要の性能を確実に得ようとしていたと考えられる。

2002（平成 14）年になって、道路橋示方書は性能規定化と耐久性の向上を大きな目的に掲げて全編が大幅に改定され「道路橋示方書・同解説　(社)日本道路協会　2002（平成 14）年」（以下、「H14 道示」という。）[13]がとりまとめられた。

H14 道示は、高齢化橋梁の増加に伴って既設橋に様々な劣化や損傷がみられるようになってきたことも踏まえて、個々の橋のライフサイクルコストの縮減によって将来の維持管理負担の軽減に寄与することを目標の一つとして検討が行われた[14]。その結果、許容応力度設計体系が踏襲されたために設計荷重条件について生起確率などの信頼性との関わりを陽な形では示されなかったものの、設計で目標とした耐久性が達成されることの信頼性を確保するためには、設計上の目標期間をある程度具体的に念頭において耐久性の照査が行われる必要があるとの認識から、設計上の目標期間の標準を 100 年[13]として耐久性に係わる規定の見直しが行われて

いる（図-2.2.2）。H14 道示の検討にあたっては、鋼部材の耐久性についてもこれまでの示方書における各規定が、具体的に 100 年間の供用状態を考えた場合にそれを満足するとみなせる安全余裕を有するかどうかといった観点で改めて精査が行われ、腐食に対しても適切な方法で防せい防食を施すことが条文に明記された[13]。ただし、このときも道路橋示方書には、統一的に定めるだけの知見がないとの理由から具体的な照査方法や評価基準については規定されず、単に適切な方法で行うべきことのみが要求された。そして、具体的な防食手法は基準を補完するものとしてとりまとめられた技術参考書である「鋼道路橋塗装・防食便覧」（以下、「塗装・防食便覧」という。）[15] において、従来から実績の多い代表的な防食方法の推奨される標準仕様等が示された。これらの考え方や基準における対応は、水中部や地中部に位置するなど定期的な点検や塗装などの防食システムの補修や更新が困難な下部構造についても基本的には同様である。そのため、下部構造に用いられる鋼管杭などの一部で、維持管理の不手際による腐食の発生に対する構造細目による配慮や防食システムの施工・維持が困難な部位に対する腐食減厚余裕（腐食しろ）の確保が行われる以外には、腐食に対する耐久性を本体部材そのもので考慮する措置は規定上求められていない。

耐久性の程度やその信頼性を期待する設計上の目標期間と連動して定量的に制御するのであれば、例えば腐食代についても構造本体の有効断面が守られるための定量的な要求が環境条件などに応じて設定される必要がある。しかし、例えば、下部構造に用いる鋼製の杭に関して道路橋に対する設計に特化した初めて指針としてとりまとめられた「道路橋下部構造設計指針、1964（昭和 39）年、(社)日本道路協会」（以下、「S39 下部指針」という。）[16]においては、腐食減厚の標準を 2mm と明記はされているものの、この規定は「道路橋示方書・同解説（社）日本道路協会 1996 年(平成 8 年)」（以下、「H8 道示」という。）[17] まで見直されていない。そして、H8 道示の下部構造編で腐食調査事例の蓄積の結果を基にこの値は 1mm に減じられている。その一方で、初めて 100 年という耐久性に関する設計上の目標期間を想定して全編の見直しが行われた H14 道示においても H8 道示の規定は踏襲され、標準の腐食減厚は 1mm でよいとされており、定量的な耐久性との関係には信頼性の面で十分な根拠があるとは考えにくい。図-2.2.3 に S39 下部指針の記述を示す。

以上のように、腐食に関する規定の変遷からは、腐食に対しては補修を繰り返すなどの保守可能なものは適切な維持管理を前提に設計上の目標期間中は耐久性が確保されるとの立場がとられているものの、その品質の定量的な制御は行われていない。また、保守困難で腐食代が確保される場合についても環境条件等との関連は明確でなく、いずれも信頼性を定量的に制御したものとはなっていないことは明らかである。

図-2.2.4 は、全国の国管理の道路橋の定期点検結果を用いて鋼橋主桁の腐食に着目して状態確率分布を求めた結果の例[18]である。算出方法等は 4 章に詳述するが、同部材の同位置（同一要素）に対してほぼ 5 年間隔で得られている 2 回の点検の間の状態遷移の実績データを数え上げて算出した状態遷移確率から経年的な損傷程度の評価の推移を予測した結果である。図の縦軸は点検で評価を行う 5 段階の状態評価である損傷程度の評価の割合を示している。経過年 0 年時点で、変状がない状態である a であったものが、経年に従ってどの程度劣化していくのか（b～e に向けて順により変状規模が大きい）については、大きなばらつきのあることがわかる。

損傷程度の評価の 5 段階については、後述の表-4.1.1(a)に示す。

第 7 章　設計細目

第 40 条

　構造ノ各部ハナルヘク単純ニシテ製作，運搬，架設，検査，塗工，排水，掃除等ニ便ナル設計ト為スヘシ.

・・＜略＞・・

〔解説〕

・・＜略＞・・

　耐久的な鋼構造物等は何等維持は要せぬものといふ考を以てのぞむならば大変な心得違である. ペイントの剥落，塵芥と共に滞水を生ずること等いづれも鋼構造物の寿命を減少するものであることはよく心得て置かなくてはならない. ・・＜略＞・・

第 45 条　鋼材ノ厚

　鋼材ノ厚ハ 8mm 以上トシ工形鋼，溝形鋼ノ腹部ノ厚ハ 7.5mm 以上トス．但シ　・・＜略＞・・

〔解説〕

　使用すべき鋼材はその維持が悪い為の腐食を考慮しまたは製作，加工に際しての必要上から鋼材の最小の厚を規定する必要がある. ・・＜略＞・・

※「鋼道路橋設計示方書案解説　昭和 14 年　日本道路技術協会編纂」[9]より抜粋し，漢字等は一部改めた.

図-2.2.1　S14 鋼示における記述の例(1)

第 1 章　総則

1.5　設計の基本理念

〔解説〕

　・・＜略＞・・

　ただし，今回新たに規定した耐久性に関する事項については，時間の概念が必要であることから，一定の知見が得られているものについては 100 年を目安に設定した.

　・・＜略＞・・

※「道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編　平成 14 年　(社)日本道路協会」[13]より抜粋.

図-2.2.2　H14 道示における記述の例

第 6 章　構造細目

6.4　鋼ぐい

・・＜略＞・・

(2)　鋼ぐいの各部の厚さは，強度計算上必要な厚さ(最小 6mm 以上とする)に腐食による減厚を加えたものとする．

腐食による減厚が大きい場合には適当な防食を施さなければならない．

施工時にくいのうける各種応力に対しては全断面を有効とする．

(3)　腐食減厚はくいが土または水に接する部分について考慮し，鋼管ぐい内面については考慮しなくてもよい．

：

〔解説〕

・・＜略＞・・

(2) 鋼ぐいの各部板厚は，圧縮，引張り，曲げ，せん断など，設計上くいのその部分に生ずるすべての応力に対し安全な厚さに予想される腐食減厚を加えた値以上とする．

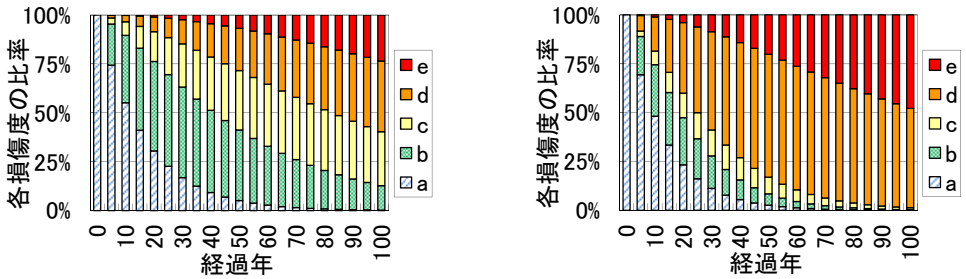
：

(b)　海水または鋼の腐食を促進する工業排水などの影響をうけない場合，腐食調査を行わず防食処理も施さないときは常時水中および土中にある部分（地下水中にある部分を含む）に対して 2mm の腐食減厚を考える．

・・＜略＞・・

※「道路橋下部構造設計指針　くい基礎の設計篇　昭和 39 年　(社)日本道路協会」[16]より抜粋.

図-2.2.3　S39 下部指針における記述の例



(a) A,B 塗装系（中間部）　(b) A,B 塗装系（端部）

図-2.2.4　鋼橋の腐食の状態確率分布の例

道路橋では、あらかじめ構造部材に用いる鋼材の腐食を考慮する耐候性鋼材がライフサイクルコスト低減への期待から多く採用されるようになってきている[15]。

耐候性鋼材は、鋼材表面に緻密なさび層が形成されることにより腐食速度が低下するため、塗装などの別途の防食システムを要しない鋼材であり、我が国では 1960 年代半ばから道路橋への採用が始まっている[15]。道路橋の設計基準としては「道路橋示方書・同解説（社）日本道路協会 1973 年（昭和 48 年）」（以下、「S48 道示」という。）[20]で初めて使用材料として SMA41、SMA50、SMA58 の 3 種類が規定された。採用開始当初の JIS G3114(1983)では、無塗装で用いる裸仕様（W 仕様）に加えて塗装仕様（P 仕様）の鋼材も規定されており、母材が耐候性を有することで塗装の更新時期を遅らせることができるために、結果的にライフサイクルコストが低減できるとの考え方から塗装仕様の鋼材も使用されていた。その後、経済的合理性の観点か

ら裸仕様の採用が一般的となってきたため「道路橋示方書・同解説（社）日本道路協会 1990 年（平成 2 年）」（以下、「H2 道示」という。）[21]からは裸仕様のみが規定されている。

耐候性鋼材では、母材の表層に形成される緻密なさび層により、腐食速度は徐々に低下するものの完全に腐食進行が停止するわけではない。このため、本来であれば腐食減厚の考慮の必要性について、設計上想定する期間の長さと関連して耐久性の信頼性の観点から検討されるべきものである。これについては、1980 年代半ばから 1990 年代にかけて国が業界団体等と数次にわたって共同で行った全国の腐食実態と塩分環境に関する調査結果 [22]~[25]を踏まえて、架橋地点の塩分環境として飛来塩分量 0.05mdd(mg/dm²/day)以下であれば 50 年間の推定板厚減少量が 0.3mm を超えず、腐食減厚を考えなくとも耐荷力に対する有害な影響はないとする、耐候性鋼材の採用可否を架橋地点の塩分環境で判断する考え方が示された [26]。

道路橋の設計における鋼材の最小板厚の標準は 8mm とされており、仮に部材の両側からこの推定板厚減少量分が平均的に完全に喪失した場合、板厚が 7.5%減少し、断面の負担が 1 割近く増すこととなる。腐食速度は低下するものの完全にゼロにはならないと考えられるため、このような理解では 100 年間の推定板厚減少量はさらに大きくなり、耐荷力への影響も 50 年間の想定よりさらに大きくなる。しかし、100 年の耐久性を想定した H14 道示 [13]「道路橋示方書・同解説（社）日本道路協会 2012 年（平成 24 年）」（以下、「H24 道示」という。）[12]のそれぞれの改定においても規定そのものは見直されることなく所要の耐久性は確保されるものと考えてよいと解説され、採用可能地域の閾値としての飛来塩分 0.05mdd は踏襲されている [12],[19]。

これは、耐候性鋼材の推定板厚減少量についてはあくまで局部的な最大値を安全側に評価したものであり、現実には飛来塩分などの腐食因子の影響も部位毎に大きくばらつくなど、断面の板厚が全体的に減少する量とは考えていない [26]ためである。これらのことからは、基準の前提となっている板厚減少量の推定そのものが、少なくとも実供用下の橋に対する寿命推定の観点からは定量的な耐久性評価法として高い信頼性があるものではないことは明らかである。

疲労については、S14 鋼示の第 42 条で現在の道路橋示方書にも規定のあるたわみ制限が「曲げ剛さ」として規定されている（図-2.2.5）[27]。この解説には静力学では考慮できない振動を制限する目的であると明記されており、当時より鋼部材では条件によっては振動が問題となりうるとの認識があったことが窺える。しかし、S31 鋼示で初めて規定された繰返し交番応力の影響（第 35 条）（図-2.2.6）[11]の条項において、一般の道路橋では繰返し応力が常時作用するとは思われないとの理由で、特に材料の疲労を考慮した設計は規定しないとされている。また、S31 鋼示において S14 鋼示の「曲げ剛さ」に相当すると考えられる「タワミ」（第 36 条）[11]の規定とその解説において疲労との関わりには特に触れられていない。これらのことから、S14 鋼示以降のたわみの規定は、少なくとも直接的に一定水準以上の疲労耐久性を確保させることを意図して定量的な根拠に基づいて設けられたものではないと考えることができる。

図-2.2.5 に上記に関連する S14 鋼示の記述の例を、また図-2.2.6 に S31 鋼示の記述の例をそれぞれ示す。

道路橋の場合、鋼部材の疲労は構造的特徴や発生応力の状況から、溶接部が主たる対象となる。道路橋の溶接に関する規定が初めて体系的にとりまとめられたのは 1940（昭和 15）年に内務省より提案された「電弧溶接鋼道路橋設計及製作示方書案」（以下、「S15 溶示」という。）[28]である。これは第二次世界大戦前のものであり近代の溶接とは技術的にも材料的にも大きな相

違がある。そのため、設計荷重や許容応力度などの鋼道路橋の設計基準の基本的な事項全般については、戦前のものから大幅に改定された S31 鋼示を踏まえて S15 溶示を全面改定して出された 1957（昭和 32）年の「溶接鋼道路橋示方書」（以下、「S32 溶示」という。）[29]が現在の道路橋の溶接に関する規定につながる初めてのものと考えるべきであろう。図-2.2.7 に S32 溶示における疲労耐久性に関連する記述の代表的なものを示す。

S32 溶示は、S31 鋼示を用いて設計される鋼道路橋にアーク溶接を行う場合の設計および製作を適用範囲とするとされており、道路橋として満足すべき要求性能もこれに準じたものであったと考えられる。そのため、想定する荷重条件や耐久性に関する要求水準についても S32 溶示の中で特段の例外規定が設定されていなければS31鋼示と同じであると考えることができる。そのような観点からは、S32 溶示においても、溶接構造とすることに対して繰り返し荷重の影響に対する疲労耐久性等の条文は特に規定されておらず、疲労耐久性についての認識は S31 鋼示と同じと考えることができる。例えば、溶接継手の構造細目等の規定に関連して、条文の意図について、疲労強度をより優れたものとなるような配慮から定められていると解説で記述されているなど、条文に関連して疲労強度に関する補足説明がされている程度に過ぎない（図-2.2.7）。

第 7 章　設計細目

第 42 条　曲ゲ剛サ

〔解説〕

・・＜略＞・・

曲げ剛さに於て劣る構造物はその撓が大となり走行車両に依って大なる振動を生じ静力学的の計算には欠点なくともこの振動に依って構造物に危険を生じる懼がある．故に曲げ剛さの程度を撓に依って表し，・・＜略＞・・

※「鋼道路橋設計示方書案解説　昭和 14 年　日本道路技術協会編纂」[27]より抜粋し，漢字等は一部改めた．

図-2.2.5　S14 鋼示における記述の例(2)

第 5 章　構造物の設計

第 35 条　繰返し交番応力の影響

特殊の橋以外は，交番応力の繰返しの影響を考慮しなくてもよい．

〔解説〕

・・＜略＞・・

特殊な橋，たとえば道路橋に高速度鉄道を通すような場合には，列車の通過に際してある部材に連続的に引張・圧縮応力が交互に生ずるのであるが，このような特殊な橋以外の一般の道路橋では繰返し応力が常時作用するとは思われないので，特に材料の疲労を考慮した繰返し交番応力に対する規定を設けないことにした．

・・＜略＞・・

※「鋼道路橋設計示方書案解説　昭和 31 年　(社)日本道路協会」[11]より抜粋し，漢字等は一部改めた．

図-2.2.6　S31 鋼示における記述の例

第 20 条　突合せ溶接

〔解説〕

・・＜略＞・・

突合せ溶接は疲労強度が比較的高いが，この特徴を生かすためには，断面の過不足や欠陥のない溶接を行うことが大切で，このため開先の形状・開先角度などの選定に十分注意をしなければならない．　・・＜略＞・・

第 32 条　重ね継手

〔解説〕

・・＜略＞・・

このような重ね継手に前面すみ肉溶接のみを用い，側面すみ肉溶接を行わないのは，疲労強度が小さいのであまり好ましい設計ではない．・・＜略＞・・

第 33 条　T 継手

〔解説〕

・・＜略＞・・

T 継手に図-33・5 のような方向の大きな外力が作用する場合にすみ肉溶接を用いることは継手の疲労強度上好ましくないので，なるべく避けて，突合せ溶接とするのがよい．・・＜略＞・・

第 38 条　引張フランジ

〔解説〕

・・＜略＞・・

引張力を受け，活荷重応力が死荷重応力に比べて著しく大きいフランジおよび交番応力を受けるフランジに横構のガセット・補剛材等を溶接すると，その箇所の母材の疲労強度が低下するから，このような溶接はなるべく避けるのがよい．・・＜略＞・・

第 41 条　プレートガーダーの継手

〔解説〕

・・＜略＞・・

すみ肉溶接は応力の伝達が突合せ溶接に比べてなめらかでなく，疲労に対する耐久性も劣っているので，フランジプレートや腹板相互の継手には突合せ溶接を用いるほうがよい．・・＜略＞・・

※「溶接鋼道路橋示方書　解説　昭和 32 年　(社)日本道路協会」[29]より抜粋し，漢字等は一部改めた．

図-2.2.7　　S32 溶示における記述の例

以上より、道路橋の設計において S31 鋼示、S32 溶示の制定時点では、溶接継手は形式や品質が疲労耐久性を左右するとの認識のあったことは否定できないものの、具体的にそれらを耐久性の目標や要件として、基準を通して設計に反映させる必要性が認識されていたとは考えにくい。その後、鋼道路橋の溶接に関しては、「溶接鋼道路橋示方書　解説　(社)日本道路協会

1964（昭和 39）年」（以下、「S39 溶示」という。）[30]を経て、1973（昭和 48）年には、現在と同様にコンクリート橋や下部構造など順次道路橋全体の設計基準を体系的にとりまとめた「道路橋示方書・同解説」の中で規定されてきた。この間、溶接技術や検査技術の動向を踏まえて許容応力度の引き上げなどの見直しは行われてきているものの、2002（平成 14）年に鋼橋に部材の条件によらず等しく疲労設計が義務づけられるまでは、鋼床版などの一部の例外を除いて具体的な疲労耐久性の照査については具体的な規定は設けられていない。

S39 溶示では、鋼床版の設計について初めて示され、デッキプレートの板厚の制限が規定されている。しかし、この規定の意図は、あくまで舗装への悪影響を回避することを目的にたわみを抑制することとされており、少なくとも、規定上は鋼床版の疲労耐久性の確保を意図したものであるとまでは読み取れない。近年、U 型等の閉断面の縦リブを有する鋼床版において亀裂が数多く報告[31]されており、疲労現象と認識されている。しかし、S39 溶示では縦リブに極めて大きな応力が発生することに言及されているものの、それが局部的なものであるために鋼床版全体の安全を損なうことにはならないとして、疲労耐久性の観点からの制限や規定は特に設けられてはおらず、疲労亀裂の発生は想定していなかったものと理解できる。以上、疲労耐久性に関する記述は、S32 溶示の内容が S39 溶示でもほぼ踏襲され、鋼部材の疲労耐久性についての理解や要求水準はこの間で特段の変化はなかったとみることができる。

なお、溶接に関して、許容される継手形式や性状、施工条件、欠陥の補修方法などの施工品質に関する事項は当時より基準改定毎に見直され充実してきている。そして、多くの内容は、現在の理解では耐荷力性能の信頼性確保のみならず疲労耐久性の向上にも寄与する内容であり、実態としての耐久性そのものは改定を経て確実に向上しているとみられる。

そして、S48 道示において初めて、軌道併設などの特殊な条件の場合に限らず、一般的な条件の鋼道路橋であっても構造によっては疲労損傷が問題となり得るとの理解が明確にされた。また、溶接継手に関する品質検査基準についても、当時最新の JIS の規格と疲労強度との関係を踏まえた上で疲労耐久性に考慮して安全側の規定化がなされている。具体的には、例えば、鋼床版やプレートガーダーでは許容応力度を抑える対策が規定され（図-2.2.8、図-2.2.9）、ケーブルについては静的な荷重条件に対する安全率を確保することで変動応力と頻度の関係に直接的に対応した規定は採用が見送られている（図-2.2.10）。さらに鋼管構造では溶接の仕様によって耐久性向上が図られている（図-2.2.11）。また、S48 道示では疲労耐久性に大きな影響を及ぼす溶接部の内部欠陥についても検査規準が設けられたが、これによることの効果や目標とした耐久性の水準については明確でない（図-2.2.12）。

S48 道示以降、「道路橋示方書・同解説　(社)日本道路協会」として「I 共通編」、「II 鋼橋編」、「III コンクリート橋編」、「IV 下部構造編」、「V 耐震設計編」の 5 編構成の体系となり、1980（昭和 55）年、1990（平成 2）年、1994（平成 6）年、1996（平成 8）年と、不定期に改定された版（以下、それぞれ「S55 道示」[32]、「H2 道示」[21]、「H5 道示」[33]、「H8 道示」[34]という。）が出されている。

その間、鋼部材の疲労耐久性に関しても、都度様々な見直しが加えられてきたものの基本的な規定内容はそれまでの示方書と同じである。すなわち溶接継手の形式や品質などに一定の配慮は求めるものの、鋼床版を含む部材や構造に対して具体的な応力変動の繰返し回数や設計上の目標期間などの時間の概念は示していない。すなわち、疲労耐久性照査の観点からは定性的、

あるいは経験的な手法によって所要の疲労耐久性が得られるものとされてきたといえる[35]。

図-2.2.13 は、閉断面リブ形式の鋼床版においてデッキプレートと閉断面リブ溶接部に発生したき裂について大型車交通量と調査時点の供用年数との関係を整理したものである[36]。大型車の累積台数が疲労損傷の発生に関係している可能性のあることは疑うことができるものの、疲労き裂の発生に至るまでの期間については大きなばらつきがあることが窺える。

第 6 章　床版

6.2　鋼床版

6.2.6　許容応力度の割増し

〔解説〕・・＜略＞・・

鋼床版は直接その上に輪荷重が作用する部材であり，近年における交通の実態から判断すると，作用するくり返し応力の振幅が大きく，かつくり返し回数も多く非常に苛酷な載荷状態にさらされている．そのうえ，鋼床版は溶接によって組立てられているので，その疲労強度はあまり高くない．このように鋼床版は疲労に対しては非常に多くの問題をはらんでいる．現在までのところ，鋼床版にはあまり強度の大きい鋼材は使用されていないが，表-6.2.2 に示した以外のさらに強度の大きい鋼材を使用する場合にはその溶接部の疲労強度は静的強度に比例して大きくなるものではないので，疲労実験の結果なども参考にして許容応力度を定めるのがよい．・・＜略＞・・

※「道路橋示方書　Ⅱ鋼橋編　昭和 48 年　(社)日本道路協会」[20]より抜粋.

図-2.2.8　S48 道示における記述の例(鋼床版)

第 8 章　プレートガーダー

8.3　フランジ

8.3.3　フランジを 2 枚用いた場合の外側フランジの板厚

〔解説〕

・・＜略＞・・

引張力を受けるフランジにおいては，疲労強度が問題となるので，これらの規定以外に内側フランジプレートに作用する応力度が許容応力度の 90%に達する所まで延長することとした.

・・＜略＞・・

※「道路橋示方書　Ⅱ鋼橋編　昭和 48 年　(社)日本道路協会」[20]より抜粋.

図-2.2.9　S48 道示における記述の例(フランジ)

第 12 章　ケーブル

12.5　引張強さと安全率

〔解説〕

・・＜略＞・・　やはり死荷重応力に対する活荷重応力の比が比較的大きくなることのある斜張橋のケーブルもそうであるが，正しくは疲労強度に関するデータをもとに活荷重応力発生頻度との関連を規定すべきであろう．しかし現在ではまだデータが不足しているので，その規定を見送ることとした.

※「道路橋示方書　Ⅱ鋼橋編　昭和 48 年　(社)日本道路協会」[20]より抜粋.

図-2.2.10　S48 道示における記述の例(ケーブル)

第 13 章　鋼管構造

13.6　構造細目

13.6.6　単一鋼管部材

鋼管を細長比の大きい吊材，支柱，トラス部材などに使用する場合は風による振動を制限するためその鋼管の外形は式(13.6.4)を満足しなければならない．・・＜略＞・・

止むを得ずガセットプレートやリブをとりつける場合はその先端は疲労強度が低下しやすいので，13.6.3 の規定により溶接を行った後になめらかに仕上げなければならない．

〔解説〕

・・＜略＞・・以上のようにこの条の規定はあくまで振動の大きさや頻度を制限するものであるからこの条の規定によって設計を行った場合でも多少の振動の発生がありうる．したがって部材の端部では必ず全周溶接を行って疲労強度の低下を防ぐこととした．・・＜略＞・・

※「道路橋示方書　Ⅱ鋼橋編　昭和 48 年　(社)日本道路協会」[20]より抜粋．

図-2.2.11　S48 道示における主な記述の例(鋼管構造)

第 15 章　施工

15.3　工場製作

15.3.3　溶接　(12) 1) 突合せ継手の内部欠陥に対する検査

主要部材の突合せ継手は，表-15.3.8 に示す標準以上について放射線透過試験を行うものとする．放射線透過試験は JIS Z 3104「鋼溶接部の放射線透過試験方法および透過写真の等級分類法」によって行うものとし，・・＜略＞・・

〔解説〕

・・＜略＞・・道路橋でも部分的に疲れ強さを問題とする場合があることなどを考慮して，引張側 2 級以上，圧縮側 3 級以上と定めた．・・＜略＞・・

※「道路橋示方書　Ⅱ鋼橋編　昭和 48 年　(社)日本道路協会」[20]より抜粋．

図-2.2.12　S48 道示における記述の例(施工)

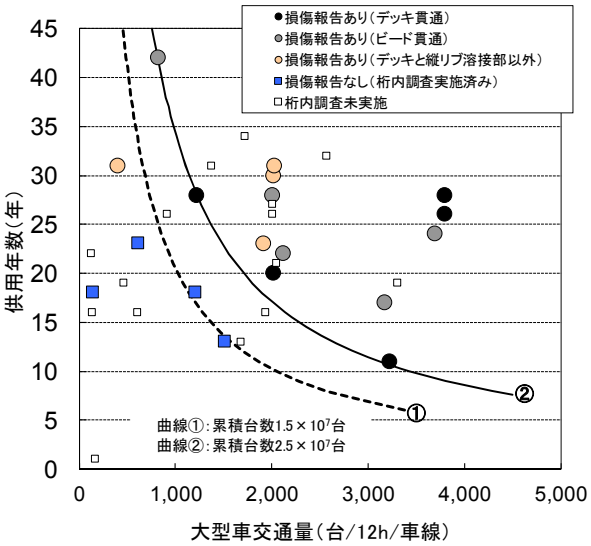


図-2.2.13　疲労き裂と大型車・供用年数の関係 [36]

2000 年頃からは、主桁や鋼製橋脚の隅角部等の主要部材で重大な疲労き裂の発生の報告が相次ぐ一方で、幹線道路では厳しい重交通のものもあり、将来の疲労被害の拡大が懸念された[37]。そのため、H14 道示では鋼橋の設計において部材条件によらず等しく疲労設計を行うことが条文に規定された。ただし、定量的な照査方法や評価基準は、それを統一的に示せる知見がないとして規定されず、適切な方法で行うべきことのみが要求された。一方で、実質的に唯一の技術基準である H14 道示に準拠した道路橋の耐久性に大きなばらつきが生じることは望ましくないため、道路橋示方書の改定に併せて鋼道路橋の設計における疲労の影響の考慮方法についての基本的な考え方や照査方法の例などをまとめた「鋼道路橋の疲労設計指針、(社)日本道路協会、2002(平成 14)年」(以下、「H14 疲労指針」という。)[38]が公開された。ここでは、継手の疲労強度等級や疲労照査に用いる自動車荷重の標準的な扱い方などが最新の知見に基づいて示されており、これに準じることで、少なくとも 100 年程度の疲労耐久性が確保でき、H14 道示の求める耐久性能が満足されるとみなしてよいものとされた。

H14 疲労指針に示される方法は、疲労強度が著しく劣る溶接継手の形式や過去に疲労損傷が報告されている構造の採用を避けることや施工品質などの条件を満足させるといった定性的対応だけでなく、基本的には活荷重に対して定量的に照査を行って疲労耐久性を満足させることが合理的であるとの考えがとられている。そして、H14 道示に整合する形で道路橋の設計において、100 年間の自動車荷重等によって部材に生じる応力変動の影響を定量的に評価できる統一的な方法を初めて具体的に示した点が大きな特徴である(図-2.2.14)。

H14 疲労指針では、設計外力として H14 道示の活荷重規定と同様の自動車荷重データに基づいて、疲労照査に用いる荷重強度の標準を示すとともに設計供用期間に想定する交通量(標準は 100 年間)に相当する繰り返し載荷の影響を考慮することを基本としている。そして、抵抗側としては、「鋼構造物の疲労設計指針・同解説、1993 (平成 5)年、(社)日本鋼構造協会」(以下、「JSSC 疲労指針」という。)[39]の考え方に準じた溶接継手毎の強度等級が設定された。すなわち、既往の実験データの分析から非超過確率 97.7%を基本に、疲労破壊に対する許容できる限界の応力変動幅と繰り返し回数の閾値が設定されており、これを満たすことで道路橋の部材として所要の疲労耐久性があるとみなすことができるとしている。強度等級の参考にされた JSSC 疲労指針の疲労試験のデータは、継手形式によらず大きなばらつきがあり、実験データから非超過確率 97.5%で設定された H14 疲労指針による照査方法は、少なくとも設計で考慮する期間は、ほぼ疲労損傷が発生しないことを保証するものといえる[40]。すなわち、一定水準以上の疲労耐久性が担保されるものの、個々の橋で実際に疲労損傷が生じる時期は、交通荷重のばらつきも影響して、根拠となった実験データ以上にばらつくことが避けられない。

なお、道路橋示方書は、H14 道示改定以降の知見を盛り込むとともに、2011(平成 23)年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震の教訓を踏まえて 2012 (平成 24)年 2 月に改定(以下、「H24 道示」という。)[12]された。このとき耐久性に関する規定についても各分野で最新の知見を盛り込むための検討が行われた。その結果、鋼橋の設計についてはこれまで H14 疲労指針に委ねていた具体的な疲労耐久性照査法のうち、耐久性評価に関する要求水準の目安を示す溶接継手の疲労強度等級などが H24 道示に条文としてとり込まれた。しかし、疲労設計として求められる要求性能やそれを達成するための手段については鋼床版のデッキプレートの最低板厚の見直しなどの一部を除き大きな変更はなされていない。

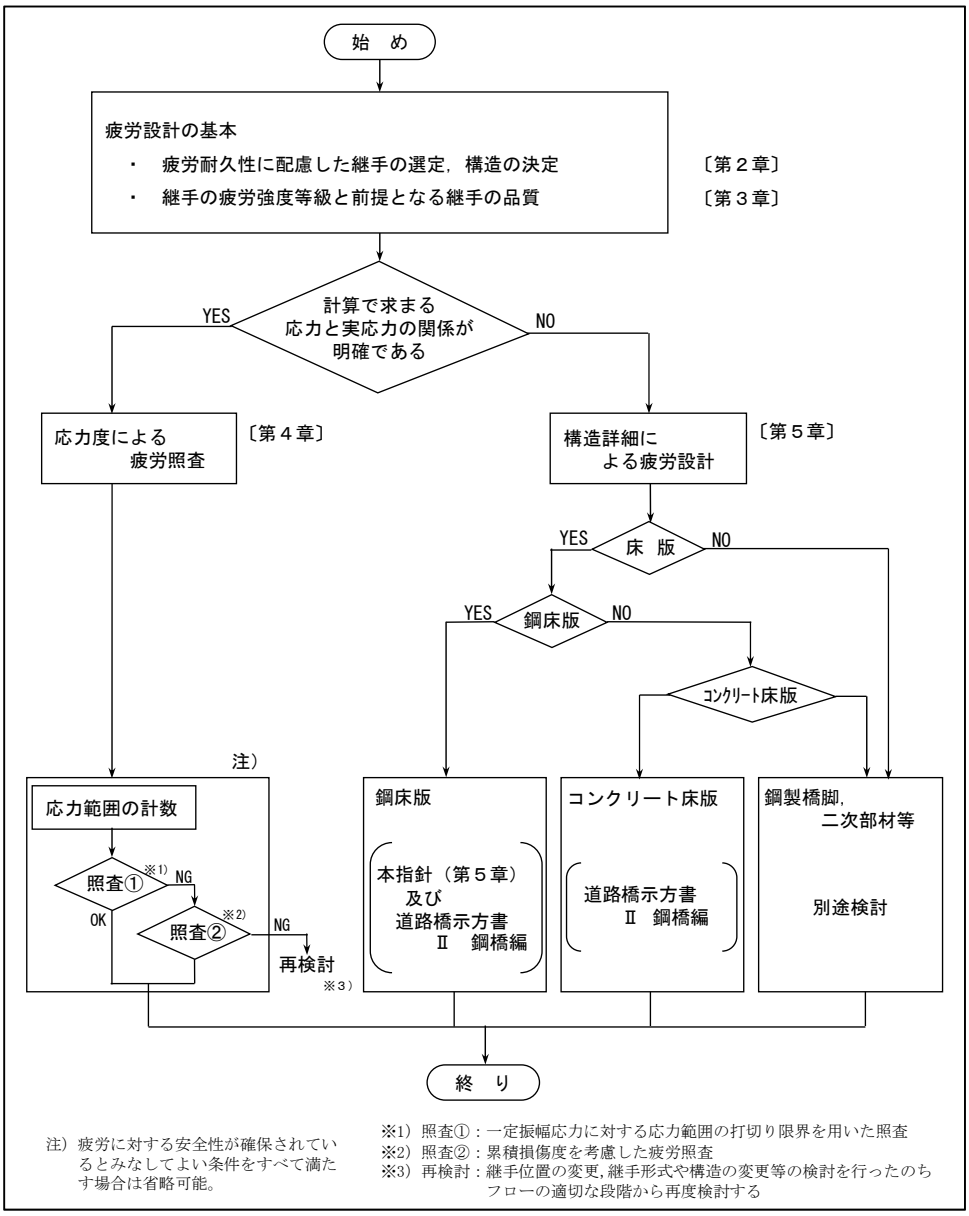


図-2.2.14　疲労設計の流れ [38)]

以上のように、疲労に関して、H14 道示以降の道路橋では設計において具体的に 100 年の耐久性を有することを目標とすることとなった。しかし、基準で下限値としては制御されているものの、個々の橋梁の継手の疲労耐久性は非常に大きなばらつきを有していると考えられ、H14 道示以前の橋に比べて劣化傾向に変化がみられるかどうかについては、今後実績データを蓄積することで初めて明らになるものと考えられる。

2.3 道路橋のコンクリート部材の耐久性

コンクリート橋の設計に用いられた技術基準としては、1931（昭和 6）年に土木学会で制定した「鉄筋コンクリート標準示方書」（以下、「S6 コン標」という。）[41)]が最も古い。標準示方書はその後、1949（昭和 24）年に構造物毎に分冊化され、1956（昭和 31）年の「鉄筋コンクリ

ート標準示方書解説」（以下、「S31 コン標」という。）[42]において施工管理に関する規定が設けられるなど、数度の改定が行われている。この間、コンクリート道路橋の設計・施工では、土木学会の標準示方書が国内の統一的な技術的見解として参照されていた。しかし、標準示方書は、その適用範囲を道路橋に限ったものでないことに加えて、設計施工技術の進展に伴って道路橋の設計施工に特有の事項などについて技術基準類の充実が必要とされてきたこともあり、1956（昭和 39）年には「鉄筋コンクリート道路橋設計示方書・解説　(社)日本道路協会」（以下、「S39 コン道示」という。）[43]が道路橋に特化した技術基準としてとりまとめられた。その後は、道路橋示方書が設計施工の統一的な技術基準として主に適用されている。

S39 コン道示が適用される以前のコンクリート標準示方書では、材料の選定方法、施工方法、品質管理手法などの様々な事項について耐久性確保の観点から規定されている。例えば、S31 コン標では、材料に関する規定において鉄筋コンクリートへの海水の使用が禁止されているが、その目的はいわゆる鉄筋腐食に至る塩害を考慮したものとはされていない（図-2.3.1）[44]。

また気象作用の影響として、当時より凍結融解作用に対しては図-2.3.2 に示すように材料に関して言及されている以外に水セメント比の最大値が制限されており、少なくともこれらが耐久性確保の障害になりうると認識されている。ただし、規定を満足することで具体的にどのような耐久性の水準が達成されると見込まれるのかについては明確にされていない。また、かぶりについても最低値の標準が規定されており、気象作用の影響、コンクリート表面からの有害物質の影響を考慮したものとされているものの、その根拠は経験的なものに過ぎないと解説されている（図-2.3.3）。

S39 コン道示は、S31 鋼示、S39 溶示、S39 下部指針あるいは S31 コン標などの同時期に制定されていた示方書等の技術基準類と併用される前提で規定が定められており、コンクリート道路橋の上部構造の設計についての技術基準が最新の知見を元に規定されている。しかし、耐久性に関しては、他の技術基準類同様に定量的な規定や設計上の目標期間などの時間の概念については定められていない。

その後、プレストレストコンクリート橋の普及に対応して、1968（昭和 43）年に「プレストレストコンクリート道路橋示方書　(社)日本道路協会」（以下、「S43PC 道示」という。）[45]が制定された。さらに、1978（昭和 53）年に S39 コン道示と一体化する形で改定され、「道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編、(社)日本道路協会」（以下、「S53 コン道示」という。）[46]として道路橋示方書の体系の一部にとりこまれた。

S53 コン道示では、コンクリート部材の耐久性に関して、床版および支間 10m 以下の床版橋の鉄筋の引張応力度の許容応力度が他の場合より小さく抑えられている。その理由は、コンクリートに生じたひび割れが繰り返し載荷の影響で大きくなりコンクリートの剥離や脱落に至ることを防止するためと解説されている。しかし、具体的な値の設定に関しては、コンクリート標準示方書の鉄筋の疲労強度を基に定められた値より小さくされたと解説されているだけで、床版の耐荷力に対する安全余裕がどの程度の期間、どの程度の確からしさで確保されるとみなした規定であるのかは示されていない。このほか、図-2.3.4 に示すとおり、S53 コン道示では床版の設計において大型車両の交通量に応じて設計曲げモーメントの割増し規定が設けられており、床版の疲労耐久性への配慮と解説されているものの、この規定に関しても割増しの効果が定量的にどのように耐久性向上に寄与するのかについては明らかでない。

鋼橋に用いられるコンクリート床版については、床版コンクリートにひび割れが生じることが多く、これらには自動車荷重の繰り返し載荷による疲労が影響していることが疑われてきた。そのためコンクリート橋の場合と同様に過去より、設計基準では疲労耐久性確保を念頭においた様々な対応がなされてきている。

RC 床版の設計としては、S31 鋼示において自動車輪荷重が例えば国道に対して T-13 荷重から T-20 荷重、輪荷重で 51kN(5.2t)から 78kN(8t)と大幅に引き上げられたことにあわせて、最小床版厚について初めて有効高さが 11cm 以上と数値が規定された。また、配力鉄筋量についても解説の中ではあるが主鉄筋の 25%以上と示された。その後、さらに昭和 42 年 9 月 9 日の建設省道路局長通達（「鋼道路橋一方向鉄筋コンクリート床版の配力鉄筋設計要領」）で、配力鉄筋量は主鉄筋量の 70%以上と改められ、昭和 46 年 3 月の建設省道路局局長通達（「鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計について」）以降は、配力鉄筋方向の曲げモーメント式に基づいて設計を行うこととされた。

また、鉄筋の許容応力度について、昭和 43 年 5 月の「鋼道路橋の床版設計に関する暫定基準」日本道路協会（案）において、137N/mm^2(1400kgf/cm^2)に低減され、昭和 53 年以降はさらに 20N/mm^2(200kgf/cm^2)程度余裕をもたせることとされた。この間、床版厚さについても順次規定の強化が図られてきており、昭和 43 年には現在と同じ水準である最小厚さ 160mm に引き上げられている。さらに、床版の耐久性に大きな影響を及ぼすと考えられている通行車両の大型化に対応して設計活荷重の引き上げも行われてきており、それと連動して床版設計に関する規定も都度細かく見直しが行われている。例えば、昭和 46 年 3 月には、建設省道路局の局長通達として、大型車が 1 方向 1,000 台以上の路線では、後輪荷重を 94kN(9.6tf)に増加させることとし、S48 道示より反映された。H5 道示および H8 道示では、T 荷重の片側荷重がさらに 98kN（10tf）と改訂され、また、床版支間が 2.5m 以上では、主鉄筋方向の設計曲げモーメントを最大 12.5%割り増すこととなった。

このように、コンクリート床版の設計について非常に多くの変更が繰り返されてきており、それらの多くは、その経緯や内容から自動車荷重に対する疲労耐久性の確保を強く意識したものと考えることができる。しかし、いずれの対応も床版の疲労破壊のメカニズムに直接的に対応したものではなく、床版コンクリートや鉄筋に生じる各部の発生応力を低下させたり、あるいは、ひび割れ発生リスクを低減することによる間接的な効果を期待したものとなっており、少なくとも対策による疲労耐久性向上効果が定量的に評価できるような対策とはなっていない。

表-2.3.1 に RC 床版の技術基準の変遷を示す。

第 3 章　材料

11 条　海水

鉄筋コンクリート用コンクリートをつくるには，海水を用いてはならない.

〔解説〕

・・・少なくとも，電流の影響を予想される鉄筋コンクリート構造物では，海水を用いない方が安全である.

※「コンクリート標準示方書解説（鉄筋コンクリート）昭和 31 年　(社)土木学会」[40]より抜粋.

図-2.3.1　S31 コン標における記述の例(材料(海水))

第 3 章　材料

15 条　耐久性

・・＜略＞・・

（2）損失重量が（1）に示した限度をこえた細骨材は，これを用いた同程度のコンクリートが，予期される気象作用にたいして満足な耐久性を示した実例がある場合には，責任技術者の承認をえて，これを用いてよい.

（3）損失重量が（1）に示した限度をこえた細骨材は，これを用いた実例がない場合でも，これを用いてつくったコンクリートの凍結融解試験結果から，責任技術者が満足なものであると認めた場合には，これを用いてよい.

・・＜略＞・・

※「コンクリート標準示方書解説（鉄筋コンクリート）昭和 31 年　(社)土木学会」[40]より抜粋.

図-2.3.2　S31 コン標における記述の例(材料(耐久性))

第 19 章　一般構造細目

125 条　かぶりの一般標準

・・＜略＞・・

かぶりは一般に表 11 の値以上でなければならない.・・＜略＞・・

〔解説〕

かぶりは設計者が経験をもとにして，用いる材料，構造物のうける気象作用，コンクリート表面に作用する有害な物質の影響，部材の寸法，構造物の重要さの程度，施工技術の良否，等から判断してこれを定めなければならない.

・・＜略＞・・

※「コンクリート標準示方書解説（鉄筋コンクリート）昭和 31 年　(社)土木学会」[40]より抜粋.

図-2.3.3　S31 コン標における記述の例(かぶり厚規定)

第 5 章　床版

5.2　設計一般

計画交通量のうち大型車両が 1 日 1 方向 1000 台以上の橋の床版の T 荷重（衝撃を含む）による設計曲げモーメントは，5.5.1 の(1)項に規定する設計曲げモーメントに表-5.2.1 の割増し係数を乗じた値とするものとする.

・・＜略＞・・

〔解説〕

道路橋の床版は自動車荷重が直接載荷されるので，輪荷重の大きさと頻度が床版の耐荷力と耐久性に大きな影響を与える．したがって，重車輌の通行頻度が高い橋梁では条文に規定するように設計曲げモーメントを割増して床版の耐荷力と耐久性を確保しなければならない.

・・＜略＞・・

※「道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編　昭和 53 年　(社)日本道路協会」[44]より抜粋.

図-2.3.4　S53 コン道示における記述の例

表-2.3.1　鋼道路橋の RC 床版の技術基準における主な規定内容の変遷 [59]

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">基準</th><th rowspan="2">後輪荷重(tf)</th><th colspan="4">活荷重曲げモーメント（tf･m）※1</th><th rowspan="2">配力鉄筋量</th><th colspan="2">許容応力度(kgf/cm²)</th><th rowspan="2">最小版厚(cm)</th></tr>
<tr><th colspan="2">主鉄筋</th><th colspan="2">配力鉄筋</th><th>鉄筋</th><th>コンクリート</th></tr>
<tr><td>大正15年</td><td>道路構造に関する細則案（内務省）</td><td>P=4.5(T-12)
～
P=2.25(T-6)</td><td colspan="2">－</td><td colspan="2">－</td><td>－</td><td>1200</td><td>45</td><td>－</td></tr>
<tr><td>昭和14年</td><td>鋼道路橋設計示方書（案）</td><td>P=5.2(T-13)
P=3.6(T-9)</td><td colspan="2">－</td><td colspan="2">－</td><td>－</td><td>1300</td><td>$\delta_{ck}/3 \leqq 65$</td><td>－</td></tr>
<tr><td>昭和31年</td><td>鋼道路橋設計示方書</td><td rowspan="11">P=8.0(T-20)
P=5.6(T-14)</td><td colspan="2" rowspan="4">(1+i)×(0.4×P×(L-1)/(L+0.4)
ただし2.0<L≦4.0</td><td colspan="2" rowspan="2">－</td><td rowspan="2">主鉄筋の
25%以上</td><td>1300</td><td>$\delta_{ck}/3 \leqq 70$</td><td rowspan="4">14
(有効版厚11)</td></tr>
<tr><td>昭和39年</td><td>鋼道路橋設計示方書</td><td rowspan="3">1400</td><td rowspan="3">$\delta_{ck}/3 \leqq 80$</td></tr>
<tr><td>昭和42年</td><td>鋼道路橋一方向鉄筋コンクリート床版の配力鉄筋設計要領</td><td colspan="2" rowspan="2">－</td><td rowspan="2">主鉄筋の
70%以上</td></tr>
<tr><td>昭和43年</td><td>鋼道路橋床版の設計に関する暫定基準（案）</td><td rowspan="6">3L+11≧16</td></tr>
<tr><td>昭和46年</td><td>鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計について</td><td colspan="2">0.8×(0.12×L+0.07)×P</td><td colspan="2">0.8×(0.10×L+0.04)×P</td><td rowspan="7">左記に対する照査により決定</td><td rowspan="7">$\delta_{ck}/3 \leqq 100$</td></tr>
<tr><td>昭和48年</td><td>道路橋示方書</td><td rowspan="3">大型車交通量
1000台/(日･方向)
以上で20%増し</td><td rowspan="2">付加曲げモーメントを生じる場合は別途</td><td rowspan="4">0.8×(0.10×L+0.04)×P
大型車交通量1000台/(日･方向)
以上で20%増し</td></tr>
<tr><td>昭和53年</td><td>道路橋鉄筋コンクリート床版の設計、施工について</td><td>1400
(余裕200)</td><td>3L+11≧16
(大型車交通量、不等沈下考慮)</td></tr>
<tr><td>昭和55年</td><td>道路橋示方書</td><td rowspan="3">付加曲げモーメントを割増し</td><td>1400</td><td>3L+11≧16</td></tr>
<tr><td>平成2年</td><td>道路橋示方書</td><td rowspan="3">1400
(余裕200)</td><td rowspan="3">3L+11≧16
(大型車交通量、不等沈下考慮)</td></tr>
<tr><td>平成6年</td><td>道路橋示方書</td><td rowspan="2">P=10.0
(T荷重片側)</td><td rowspan="2">2.5<L≦4.0で、
1.0+(L-2.5)/12
を割増し</td></tr>
<tr><td>平成8年</td><td>道路橋示方書</td></tr>
</table>

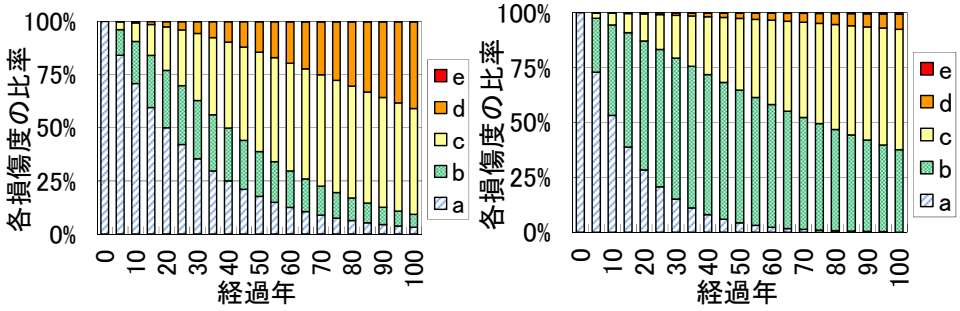
※1：連続版で主鉄筋が車両進行方向に直角の場合

図-2.3.5 は、全国の国管理の道路橋の定期点検結果を用いてコンクリート床版のひび割れに着目して状態確率分布を求めた結果の例 [47]である。具体的な算出方法は 4 章に示すマルコフ推計（数え上げ）である。床版の耐久性に係る規定内容が大きく変更された昭和 48 年道示を境にその前後で母集団を分けて算出している。この例からは、適用基準によって明らかに劣化傾向が異なることと、それぞれの劣化には大きなばらつきのある場合のあるものと考えることができる。

S53 コン道示以降は、コンクリート橋編についても H24 道示に至るまで、他の編と同時に改定が繰り返されたものの、疲労に関する規定内容に大きな変更はなく、具体的にどのような荷重条件を想定して定量的にどの程度の耐久性が確保されるとみなせるのかは明らかでない。

飛来塩分に起因するコンクリートの塩害については、昭和 50 年代になって耐久性の観点から一部の地域では特別な配慮を行わなければ道路橋の設計で一般に期待する期間に対する耐久性が確保されない可能性があることが、国等が大規模に実施した既設橋の損傷実態調査 [48]の結果から認識された。その結果、「道路橋の塩害対策指針（案）・同解説、1984（昭和 59）年、(社)日本道路協会」（以下、「S59 塩対指針」という。）[47]がとりまとめられた。この指針では、架橋位置の塩分環境に応じて、耐久性確保のために特別なかぶり厚を確保するなどの設計方法が設定された。なお、S59 塩対指針は、道路橋示方書と同様に国土交通省（当時、「建設省」）の通達として出されている。対象は、大気中に含まれる塩分である飛来塩分がコンクリート表面から浸透して内部の鋼材が腐食に至る現象を塩害と定義して、これを対策の対象としている。

S59 塩対指針では、塩分環境に応じて全国を対策内容ごとに区分し、コンクリート構造の種別や使用される材料なども考慮するとともに最小かぶり厚さがそれぞれに細かく設定された。



(a) S48 道示以前　　(b) S48 道示以降

図-2.3.5　コンクリート床版のひびわれの状態確率分布の例

その根拠は、極めて大きなばらつきを有する全国の既設橋の実態調査の結果[50]をもとに総合的な判断が加えられたものであり、かぶりの確保以外にも有害なひび割れが生じないような配慮が行われるべきことも定性的に求められている。そのため、これらの対策と設計上期待する鋼材腐食が防止できる期間の定量的な関係性については明確でない。なお、これ以降のコンクリート橋では、S59 塩対指針の考え方に従って架橋環境や部材の種類などの条件が同じであれば、同じかぶり厚さが確保されることとなった。

飛来塩分による塩害については、耐久性向上を意図した H14 道示の制定にあたって、再度全国の損傷実態調査[51]を行い、S59 塩対指針の妥当性の評価と見直しの検討を行った。このとき、H14 道示の規定には明示されていないが、鋼部材同様にコンクリート部材についても基準としての耐久性確保の目標となる設計供用期間の標準は 100 年を目安として、この期間の経年的な劣化の影響が考慮されるように飛来塩分による塩害を含む耐久性に関係するすべての規定の内容が検討されている。具体的には、実態調査の結果に対して過去に計測されたそれぞれの調査地点近傍の飛来塩分量が、コンクリート内部への塩分浸透過程を拡散方程式に従って浸透すると仮定した場合に塩害による損傷発生の可能性と供用年数の関係がどの程度適合するのかが評価された。その結果、拡散方程式を用いて、供用年数と海岸線からの距離の関係を 1km 換算の飛来塩分量に対して+1σ程度の幅をもって評価することで概ね実態が説明できることが明らかになった[51]。そのため、各条件に内部鋼材の位置の塩分濃度が鋼材の腐食限界量を超えるまでに少なくとも 100 年以上要するとみなせることを基本として、必要最小かぶり厚の設定を行い、H14 道示に反映された。

H24 道示の改定にあたっては、H14 道示における改定の妥当性を確認するために、国総研において再度、全国的な塩害実態調査[52]を行っている。その結果、H14 道示の規定を見直す必要性までは認められなかったことから、H14 道示の規定がそのまま踏襲された。なお、全国の塩害実態調査の結果からは、主に塩分濃度とコンクリートの材料特性によって整理される拡散方程式による塩害による損傷発生の推定結果と実態には大きな乖離が見られる。このように、実橋での被害状況には極めて大きなばらつきが生じており、これに対して基準の規定と同じ信頼性をもつかぶり厚さを拡散方程式等にそれぞれの橋梁の条件を反映して設定することも困難である。すなわち、環境条件や施工品質の影響を除けば、この規定に従うことによって抵抗側としては画一的な耐久性を有するものが建設されうるとしても、作用側の条件に対しては個別の条件が十分に反映されておらず、現実に期待される耐久性能は個々の橋梁で大きくばらつくものと考えられる。

飛来塩分による塩害以外のコンクリート部材の代表的な耐久性阻害要因には、海砂の使用などによる材料起因の塩分による塩害とアルカリ骨材反応（以下、「ASR」という。）がある。

これらの問題については、コンクリート構造物の早期劣化が問題となった昭和 50 年代後半から各方面で調査や研究がすすめられた。例えば、旧建設省では、「コンクリートの耐久性向上技術検討委員会（昭和 60～62 年）」（以下、「コンクリート総プロ」という。）を設置して土木・建築の両分野で実態の解明と対策の検討が行われた[48]。これらの中で塩害実態調査結果からは土木構造物では材料起因の塩分による明確な影響は見られず、建築構造物では影響が確認された。このため、将来的に影響が生じる可能性を考慮して、土木建築の両分野で生コンクリートやグラウトなどの材料に含まれる塩化物の総量規制値が定められ、大臣官房技術審議官通達「コンクリート中の塩化物総量規制について」（昭和 61 年建設省技調発　第 285 号）として周知されている。同じ内容は H2 道示に反映され（図-2.3.6）[53]、以降の道路橋示方書で基本的な内容が現在に至るまで踏襲されている。

ASR は、米国など海外では 1930 年代より問題として認識されていた。国内ではコンクリート総プロ開始以前の 1980 年代に、阪神地区で多数のひび割れ損傷が顕在化したことを契機に本格的な調査や対策の検討が開始された。

まず、昭和 59 年に建設省技術調査室通達「土木工事に係わるコンクリート用骨材の取り扱いについて」が出され、発症した構造物の遮水措置と、過去に ASR を生じた骨材に対する試験の実施を求める通知がなされた。その後のコンクリート総プロの中で、骨材の選定、低アルカリ型セメントや混合セメントの使用、コンクリート中のアルカリ総量規制などの対策が検討され、平成元年に、それまで通知されていた措置等の内容も含む「アルカリ骨材反応抑制対策について」（建設省技調発　第 370 号 平成元年 7 月）が通達された。

その後も、試験方法やアルカリ総量規制値の見直しなどが繰り返されてきた。そして、平成 14 年には ASR を生じた道路橋の橋脚で梁部の鉄筋の破断が確認され、全国的な実態調査や原因究明のための研究が各方面で行われた[例えば 54]。しかし、結果的に新設時の対応としては、これまでと同様にアルカリ総量の規制と ASR を生じる可能性のある骨材の事前の排除による対策が現在まで継続されている（図-2.3.7）[55]。

第 16 章　施工

16.4　材料

・・＜略＞・・

(1)10)　フレッシュコンクリート中の塩化物含有量は，鉄筋コンクリート部材，ポストテンション方式のプレストレストコンクリート部材においては塩素イオン重量で 0.60kg/m^3 以下とし，プレテンション方式のプレストレストコンクリート部材およびオートクレーブ養生を行う製品においては塩素イオン重量で 0.30kg/m^3 以下とする．

・・＜略＞・・

※「道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編　平成 2 年　(社)日本道路協会」[53]より抜粋.

図-2.3.6　H2 道示における記述の例

第 3 章　使用材料

3.2.2　コンクリート材料

・・＜略＞・・

(1)3)　細骨材は，清浄，強硬で耐久性と適度な粒度を有するとともに，ごみ，泥，有機不純物，塩化物等を有害量含まれてはならない.

4)　粗骨材は，清浄，強硬で耐久性と適度な粒度を有するとともに，薄い石片，有機不純物，塩化物等を有害量含まれてはならない.

・・＜略＞・・

〔解説〕

・・・アルカリ骨材反応に対しては，国土交通省からの通知（アルカリ骨材反応抑制対策について（平成 14 年 7 月 31 日））または，JIS A 5308 附属書 B に示されている対策を講じれば，アルカリ骨材反応を抑制することができる.

・・＜略＞・・

※「道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編　平成 24 年　(社)日本道路協会」[55]より抜粋.

図-2.3.7　H24 道示における記述の例

以上のように海砂の使用による塩害、アルカリ骨材反応については、純粋に材料的な問題であることから、懸念のある材料を排除することで対応されてきており、経年劣化事象として目標とする供用期間との関係で制御するという考え方はとられてきていない。

その他の道路橋のコンクリート部材の経年劣化要因には、中性化、凍結融解作用、化学的侵食などがある。これらに対しては、過去より技術基準類で規定されてきた品質を満足する材料を用いるとともに、適切な施工品質が確保されることで、これらの要因に対する耐久性についての特別な検討は省略できるものとされ、少なくとも定量的な耐久性の評価基準や照査法等は示されてきていない。

以上のことからは、コンクリート部材の材料的な要因による劣化についても実態は大きなばらつきを有するものと推測され、4 章以降に詳述する道路橋のコンクリート部材の点検結果の分析からも劣化に大きなばらつきがあることが確認されている。

2.4　まとめ

本章では、我が国で整備されてきた道路橋資産の合理的な維持管理体系の確立を念頭に、これまで道路橋の設計に適用されてきた技術基準の耐久性に関する規定の変遷を劣化予測の実現性の観点から整理した。

膨大な量となっている我が国の道路橋資産形成の推移と現状からは、既存道路橋の耐久性は現在必要とされる水準に達していないものも多くあり、かつ大きな不確実性があることは確実であり、要求事後保全的あるいは問題解決型の維持管理手法のみでは、将来にわたって保全水準を適正に維持しつつ橋梁あたりの維持管理経費の圧縮を図ることは困難であるといえる。

そのため、それぞれの橋に対して、不可避な劣化や損傷による将来の橋の状態を予測し、適切な時期に長寿命化あるいは予防保全の措置を講じることが有効かつ重要である。

本章で得られた主な結論は以下の通りである。

1) 我が国の道路橋の設計基準やそこで前提とされている設計技術、品質管理技術の経緯や実態からは、設計上考慮する供用期間等の時間の概念は一貫して明確にされてきていない。

2) これまでの技術基準類における、経年劣化の影響に対する耐久性確保のための対策は、耐荷力余裕の確保、規定される構造細目の採用、材料品質の確保、施工品質の確保といった経験的で定性的な手法によるものがほとんどである。

3) 作用に対する劣化特性についてある程度の知見が得られている鋼部材の疲労、耐候性鋼材による防食、コンクリートの塩害に関しても、設計基準ではある程度長期の耐久性が確保できるとみなせる手法を標準として採用しているものの、これによることで期待される耐久性の具体的な年限やその信頼性についてはいずれも明確でない。例えば、鋼材腐食については鋼部材、コンクリート部材ともに一定以上の耐久性が見込まれる板厚やかぶり厚さなどの下限が規定されてきた。また、鋼部材の疲労では構造細目と施工品質の制限により期間を示さないままに長期の耐久性が確保できるとみなされてきた。これらを踏まえると、既設道路橋が有する耐久性能には潜在的に大きなばらつきが避けられず、将来予測を行う際にはこれらのばらつきの存在を考慮することが不可欠である。

4) 2002 年(平成 14 年)に性能規定型となるまで、我が国の道路橋の設計基準では耐久性に関して、規定されている経験的に要求を満足するとみなされる仕様による以外の代替手法の採用は照査基準がなく困難であった。その結果、国による標準設計の提供[56)~59)]に象徴されるように同時期に建設された同型式の道路橋では近い耐久性を有している可能性がある。

さらに、我が国の道路橋の設計は昭和初期より全国で同じ基準が適用されてきており、現在まで耐久性に係わる規定も含めて不定期に繰り返し改定を重ねてきており、結果的に、建設年代毎にその適用基準の内容に応じて、耐久性の特徴の相違が分類できる可能性がある。

5) 以上を踏まえると、道路橋の将来の状態予測に基づく予防保全を効果的に取り入れた計画的な維持管理の実現にあたって、以下の点を考慮する必要があると考えられる。

5-1) 既存の道路橋のほとんどで橋の性能を支配する鋼およびコンクリートのそれぞれの部材の設計において、耐久性については定量的には設計されておらず、主たる劣化現象である鋼部材の疲労やコンクリートの塩害についても時々に知見に基づく必要最小限度以上を達成させる対応が行われていることに起因して、耐久性について適用された設計基準や架橋条件から明確に差別化することには限界がある。

5-2) 一方で、既存の道路橋の耐久性に関する規定では、溶接継手の形式やコンクリート床版の設計断面力や許容応力度の規定など、一定の構造細目の遵守や耐荷力性能に対する固定的な余裕の確保による対応がなされてきたものがある。この場合、架橋環境条件の影響を除けば、同じ適用基準のものでは近い性能を有している可能性があり、全国規模の実績データの分析からは、条件によっては差がみられるものもある。

これらについては適用基準や部材種類、架橋環境などの様々な条件で適切に分類区分することで類似した劣化の特徴を見いだせる可能性があり、実績データの蓄積によって劣化予測の信頼性を高める余地があると考えられる。

6) 性能規定型の設計基準の採用により、今後新たに整備される道路橋では、適用基準が同じであっても耐久性に係る設計内容が橋毎に大きく異なってくる可能性がある。そのため材料選

定から設計施工の各段階に対して定量的な耐久性の目標が達成できるよう具体的な要求性能を単に下限値で縛るだけでなく、一定の範囲でもってかつ一定の信頼性の範囲で実現されることを求めなければ、維持管理段階において状態変化の将来予測に基づいた予防保全などの計画的な維持管理を現状の既設橋以上の信頼性で行うことを困難になると考えられる。裏を返せば、新設時あるいは補修補強時に用いる規格や技術基準類において条件に応じて耐久性能を現状よりも精度よく制御できれば、それだけ将来的に将来予測を活用した維持管理が合理化される状況を生み出せる余地があるといえる。

第２章　参考文献

1) 藤原　稔，岩崎泰彦：橋梁の架替に関する調査結果(I)，土木研究所資料 2723 号，平成元年(1989 年)1 月，建設省土木研究所

2) 藤原　稔：橋梁の架替に関する調査結果(II)，土木研究所資料 2864 号，平成 2 年(1990 年)3 月，建設省土木研究所

3) 西川和廣，村越　潤他：橋梁の架替に関する調査結果(III)，土木研究所資料 3512 号，平成 9 年(1997 年)10 月，建設省土木研究所

4) 玉越隆史，大久保雅憲他：橋梁の架替に関する調査結果(IV)，国土技術政策総合研究所資料 444 号，平成 20 年(2008 年)4 月，国土交通省国土技術政策総合研究所

5) 佐伯彰一，藤原稔：道路橋示方書の変遷，道路，p.38，1989.6

6) 内務省：道路構造令，1919

7) 内務省：道路構造に関する細則，1928

8) 日本道路協会橋梁委員会：道路橋示方書の改訂について，道路，PP.20，1976.6

9) 日本道路技術協会：鋼道路橋設計示方書案解説，昭和 14 年，日本道路技術協会編纂

10) 鋼構造委員会鋼橋の余寿命評価小委員会：鋼橋の劣化現象と損傷の評価,土木学会論文集,No.501/I-29,pp.21-36,1994.10

11) (社)日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，昭和 31 年

12) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，平成 24 年

13) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，平成 14 年

14) 橋梁委員会：道路橋示方書の改訂について，道路，pp.23-32，2002.4.

15) (社)日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧，平成 16 年(2004 年)3 月

16) (社)日本道路協会：道路橋下部構造設計指針（くい基礎の設計篇），昭和 39 年

17) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，平成 8 年

18) 玉越隆史, 横井芳輝, 石尾真理：全国規模の道路橋点検データに基づく鋼橋の劣化の特徴，鋼構造論文集，Vol.21，No.82，pp.99-103，2014.6

19) (社)日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧，平成 26 年(2014 年)3 月

20) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，昭和 48 年

21) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，平成 2 年

22) 建設省土木研究所，(社)鋼材倶楽部，(社)日本橋梁建設協会：耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書(IV) 共同研究報告書第 8 号，昭和 63 年 1 月

23) 建設省土木研究所，(社)鋼材倶楽部，(社)日本橋梁建設協会：耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書(VII) 共同研究報告書第 11 号，昭和 63 年 1 月

24) 建設省土木研究所，(社)鋼材倶楽部，(社)日本橋梁建設協会：耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書(VIII)－無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領（案）－，共同研究報告書第 12 号，昭和 63 年 1 月

25) 建設省土木研究所，(社)鋼材倶楽部，(社)日本橋梁建設協会：耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書(VIV)－無塗装耐候性橋梁の点検要領（案）－，共同研究報告書第 57 号，平成 3 年 3 月

26) 建設省土木研究所，(社)鋼材倶楽部，(社)日本橋梁建設協会：耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書(XX)−無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領（改訂案），共同研究報告書第 88 号，p.2，1993.3
27) 日本道路技術協会：鋼道路橋設計示方書案解説，p.96，1940.6
28) 電弧溶接鋼道路橋設計及製作示方書案，昭和 15 年
29) (社)日本道路協会：溶接鋼道路橋示方書・同解説，昭和 32 年
30) (社)日本道路協会：溶接鋼道路橋示方書・同解説，昭和 39 年
31) 玉越隆史，大久保雅憲，星野誠，横井芳輝，強瀬義輝：道路橋の定期点検に関する参考資料（2013 年版）－橋梁損傷事例写真集－，国土技術政策総合研究所資料，No.748，2013.7
32) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，昭和 55 年
33) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，平成 5 年
34) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，平成 8 年
35) (社)日本道路協会：鋼橋の疲労，平成 9 年 5 月
36) 川畑篤敬，井口進，内田大介，松下裕明，玉越隆史，石尾真理：鋼床版橋梁の疲労損傷を対象とした調査点検手法の立案に向けた実橋調査，第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集，社団法人土木学会，pp.241-246, 2006.7
37) 玉越隆史：近年発生した橋梁の重大損傷の概要，道路，Vol.816，No.3，pp.28-32，2009.3
38) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，平成 14 年 3 月
39) (社)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，平成 5 年
40) 玉越隆史：道路橋示方書（鋼橋編）の疲労設計の考え方，第 6 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，Vol.6，pp.11-21，2003
41) (社)土木学会：鉄筋コンクリート標準示方書，昭和 6 年
42) (社)土木学会：コンクリート標準示方書解説（鉄筋コンクリート），社団法人土木学会，昭和 31 年
43) (社)日本道路協会：鉄筋コンクリート道路橋設計示方書，昭和 39 年
44) (社)土木学会：昭和 31 年土木学会制定コンクリート標準示方書解説，p.110，1958.12
45) (社)日本道路協会：プレストレストコンクリート道路橋示方書・同解説，昭和 43 年
46) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，昭和 53 年
47) 玉越隆史，横井芳輝，石尾真理：全国規模の点検データに基づく道路橋のコンクリート部材の劣化の特徴，コンクリート工学論文集，Vol.25，pp.167-180，2014.9
48) 建設省，財団法人国土開発技術研究センター：コンクリートの耐久性向上技術の開発，建設省総合技術開発プロジェクト報告書，1988.11
49) (社) 日本道路協会：道路橋の塩害対策指針（案）・同解説，1984
50) 池田道政：塩害によるコンクリート橋の損傷状況調査結果，道路，1984.2
51) 中谷昌一，玉越隆史他：コンクリート橋の塩害対策資料集－実態調査に基づくコンクリート橋の塩害対策の検討－，国土技術政策総合研究所資料 55 号，2002.11
52) 玉越隆史，窪田光作ほか：コンクリート橋の塩害対策資料集（第 3 回塩害調査），国土技術政策総合研究所資料 711 号，国土技術政策総合研究所，2012.12
53) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，pp.293-298，1990.2

54) 土木学会:コンクリートライブラリー124　アルカリ骨材反応対策小委員会報告書, H17.8
55) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，平成 24 年
56) 建設省土木研究所：「道路橋標準設計図集」, 日本道路協会,1959
57) 建設省：「建設省土木構造物標準設計」について（建設省土木構造物標準設計取扱要領），建設事務次官通達，官技発第 3 号,1965 年 7 月 6 日
58) 建設省：土木構造物標準設計 13～17 巻，全日本建設技術協会，1969
59) 玉越隆史，川畑篤敬：鋼道路橋床版の設計と留意点−道路橋示方書改訂について−，第 2 回床版シンポジウム講演論文集，社団法人土木学会，2003

第３章　道路橋の計画的維持管理の実現性の観点からの施策および行政制度の評価

3.1　概要

道路橋の維持管理は、各管理者が道路法の主旨に則ってそれぞれの責任において行う。そして 2014(平成 26)年に国土交通省令によって道路橋の定期点検の実施が義務化されるまでは、統一的な点検制度や健全度などの状態評価基準は存在せず、その具体的な方法については管理者毎に定められていた。

一方、道路橋は国内の陸上移動の中核を担う道路網がその機能するための不可欠な要素であり、国や地方自治体、道路会社等の管理者が各々の責任において管理している。しかし日々の経済活動や発災時等における緊急輸送に対して道路のネットワーク機能を最大限有効に発揮することが求められることは自明であり、例えば道路橋の整備においては 2 章で整理したように、時代毎に道路橋示方書をはじめとする技術基準類がほぼ一律に適用され、国全体として一定の性能が保証されることが図られてきたと理解できる。このことからも安全性や信頼性の観点からは、維持管理段階においても適用された基準類による目標性能を前提としつつも管理者の別なく相互に調和した、ある一定水準以上の性能が満足されていることが求められていると考えることができる。このことは全国で管理者の別なく行われている災害時緊急輸送道路の設定や耐震補強の実施からも裏付けることができる。そのような道路橋の維持管理をとりまく環境からは、直轄国道の管理水準やマネジメントの動向は、全国の主要な道路網の維持管理水準そのものの目安とならざるを得ないものと考えられ、結果的には地方自治体や道路会社の道路橋の維持管理は、国の維持管理施策に大きく影響されることとなる。そのため今後の管理手法を考える上で、国が自らのために行ったものを含む維持管理施策等の動向を把握することは、効果的かつ現実的な方法論の構築のためには重要と考えられる。

ここでは、統計的手法を用いたアセットマネジメントシステムの我が国の道路橋資産群の維持管理への適用可能性の観点から、これまでの道路橋の維持管理に関連する国の取り組みについて現状に至るまでの我が国の道路橋の維持管理施策の系譜と計画的管理手法の導入に向けた近年の研究開発の動向を整理する。また国の道路橋の定期点検手法についてアセットマネジメントの実現性との関わりからその特徴と意義について考察する。

3.2　施策の経緯

3.2.1　維持管理に係る法制度

道路橋の道路に関する法律である道路法（昭和 27 年初制定）には、路線の指定及び認定、管理、構造、保全、費用負担区分等に関する事項が定められている。橋の構造等の技術的事項については、同法第 30 条に基づく政令（道路構造令）及び省令（道路構造令施行規則）があるものの、安全率や性能についての詳細は定められておらず、各管理者の解釈によらざるを得ないのが実態である。国自らは「橋、高架の道路等の技術基準（道路局長、都市局長通達)」(いわゆる道路橋示方書）に具体的な設計外力や安全率を別途定めて整備を行っている。この通達は原則として国以外の管理者に強制力は持たないものの、代替の技術基準はなく、国内のほぼ全ての道路橋は同じ基準が適用されている。その結果、時々に我が国で整備されてきた道路法上の道路の橋の性能水準は対応する技術基準との関係において比較的明確であると言える。

保全に関しては、道路法第 42 条に「維持又は修繕に関する技術的基準等は政令で定める」

とされていたものの、政省令は長く未制定のままであった。その結果、後述する 2013 年の道路法の一部改正に伴って、翌 2014 年 3 月に「道路法施行規則の一部を改正する省令」および「トンネル等の健全性の診断結果の分類に関する告示」の公布（7 月施行予定（2014 年 4 月現在））がなされるまで、全国の道路管理者に共通の維持管理方法に関する技術基準類はとりまとめられることなく、管理者毎に異なる方法で対応がなされてきた。

新規に橋を設計する場合、要求される耐荷性能を外力条件や材料の許容値等で具体的に定め、ある水準以上の性能が確保されるように設計や施工で実現しようとさせることは比較的容易である。一方、実際に造られた橋の性能については様々な理由で大きなばらつきを有している。例えば、材料特性や施工品質に起因するばらつき、設計計算で用いる構造解析モデルと実構造との乖離などによる性能のばらつきは不可避であり、実際に完成した橋の性能は、同じ基準が用いられたとしても相当程度のばらつきは避けがたい。また、様々な種類や大きさの外力に抵抗するように設計される道路橋は構造系が複雑であり、各部に発生する応力や変形は複雑に変化する。さらに、同一の橋であっても部位の違いにより、温度や風、飛来塩分の影響などの条件は大きく異なる。2 章で明らかにしたような適用基準に起因する耐久性の潜在的な不確実性以外にも、これらの理由によって、経年に伴う劣化は橋毎にも、また同一の橋の中の部位毎にも一様ではないことは確実といえる。このように、道路橋に対して、詳細な維持管理の方法を画一的に適用することには合理的でない面もあり、このことが、日本で道路橋に対して詳細な維持管理方法を定めた技術基準類が長く制定されてこなかった理由の一つと考えられる。2014 年 3 月に公布された「道路法施行規則の一部を改正する省令」および「トンネル等の健全性の診断結果の分類に関する告示」においても、定期点検の頻度（5 年毎）と点検方法の基本（近接目視）、あるいは部材や橋の機能に着目して管理者がとるべき措置の観点からの診断区分の定義は定められたものの、橋梁形式や部材種類毎あるいは損傷等の変状の種類毎にどのような評価をすべきなのかといった具体の判断基準は定められていない。

表-3.2.1 に、主な社会資本管理の法等の制度（2014 年 4 月時点）を示す。道路と同じインフラストラクチャーである港湾や鉄道施設では「点検を実施しなければならない」ことを、空港では管理の適正実施の確認のため国土交通大臣が年 2 回以内で定期検査すべきことが定められている。また、建築では不特定多数が利用する等の特殊建築では有資格者による概ね 3 年以内の定期調査が法定化されている。しかし、いずれも点検手法や判定基準などの技術的事項の詳細は法定事項としては定められておらず、あくまで定期的な状態の把握や点検従事者に対する資格要件の制限を規定することで、一定の管理水準を確保しようとしているものと理解できる。

表-3.2.2 に、2004 年当時の国内外の道路橋の定期点検の基本的事項を比較したものを示す。いずれも近接目視を主体として 2～6 年の定期的な状態の把握と評価が行われることとなっており、道路橋に対する維持管理手法および水準に大きな差異は生じていないものと考えられる。

表-3.2.1　社会資本施設の維持管理に関する法体系

	港湾	鉄道	空港	建築
法	・省令で定める技術基準に適合するよう維持すること	・建設は、省令で定める技術基準によること	・管理は、省令で定める技術基準によること大 ・臣が政令による検査を行う	・省令で定める技術基準により、資格者による定期調査を行うこと
政令	・技術基準対象施設を規定		・大臣が行う検査は、毎年２回以内	・定期調査対象施設を規定
省令	・維持管理計画を定めること ・点検、診断を行うこと ・その他告示で定める	・実施基準を定めること ・定期検査を行うこと ・告示に従うこと	・保安上の基準を規定	・定期報告は概ね６月から３年の間隔 ・有資格者を規定
告示	・維持管理計画に定める標準的事項を規定	・定期検査の周期を規定（橋梁は２年以内）		

表-3.2.2　定期点検の比較

	直轄国道	高速道路３社	東京都	米国	英国	仏国
点検頻度	５年毎	５年毎	５年毎	２年毎	６年毎	３年毎／６年毎
点検方法	近接目視	近接目視・打音	近接目視	近接目視	近接目視	近接目視
点検範囲	全部材	全部材	全部材	全部材	全部材	全部材
点検者の資格要件	実務経験等	実務経験等	実務経験等	法で規定	交通省基準で規定	３年毎：なし ６年毎：面接合格者
損傷程度の評価	部材の最小要素毎、損傷毎に、５段階	部材の最小要素毎、損傷毎に、５区分と第三者被害の恐れ	部材の最小要素毎、損傷毎に、５段階	部材毎、損傷毎に３段階＋定量値（延長等）	部材毎、損傷毎に、範囲（４段階）、重大度（４段階）、対策（７区分）、優先度（３区分）	部材毎、損傷毎に５区分
健全度の評価	構造上の部材毎、損傷毎に、７区分		径間毎に、５段階	床版、上部構造、下部構造、水路、カルバート毎に、10段階		

注：文献１）に一部加筆

3.2.2　道路橋の維持管理に係る施策

(1) 点検データの蓄積と活用

国の管理する道路橋では、昭和 60 年代以前より各地方建設局（現地方整備局）毎に定期的な点検は行われていたものの、点検要領が各地方建設局毎に定められていたことから点検内容や水準は必ずしも統一されていなかった。そのために国によって、昭和 60 年度から 3 箇年にわたって橋梁点検要領の統一化および点検結果等の維持管理情報の有効利用のためのデータベースの構築について検討が行われた。そしてとりまとめられた要領が昭和 63 年に旧建設省土木研究所から「橋梁点検要領(案)」[2)]（以下、「S63 点検要領」という。）として発刊された。あわせて、点検の結果をはじめ様々な維持管理データを蓄積するためのデータベースの構築も行われた。データベースは、一般に建設省道路管理データベースシステム（以下、「MICHI」という。）と称され、道路橋のみならず、道路状況、道路構造、附属物などの道路関係の施設の情報が格納できるデータベースシステムとして平成 22 年頃まで拡張・改良を繰り返しつつ地方整備局等で利用されていた。

なお、これに先立って 1977（昭和 52）年には過去 10 年間（昭和 42 年～昭和 52 年）に撤去または架け替えの行われた道路橋の 1,545 橋を対象とした架け替え理由に関する実態調査が当時の建設省土木研究所により行われている[3)]。

このように道路橋に対しては、ストックの増大とともに維持管理実態に関するデータを集約して維持管理に活かす試みが始められ、1991（平成 3）年からは、建設省総合技術開発プロジェクト「社会資本の維持更新・機能向上技術の開発」（以下、「総プロ」という。）の一貫として、

MICHI に蓄積されるデータを活用したコンピュータによる維持管理支援システムの開発も始められた。プログラムの開発は当該テーマの総プロ期間の終了後も建設省土木研究所で継続的に続けられ平成 9 年にプロトタイプが提示されることとなる[4]。しかし、当時は十分な点検データの蓄積がなく、コンピュータプログラムによるデータ分析のみから補修補強等の時期や方法の推定を行うという方法は、将来状態予測の信頼性に課題も多く、実務での活用は拡がらなかった。

(2) コンクリートの塩害対策

点検体系の整備や管理者のためのマネジメント支援ツールの開発が進められていたこととは別に、道路橋の耐久性に対する懸念が、いつ頃から国内で広く明確に認識されてきたのかを知る手がかりの一つとして、飛来塩分による塩害に関する対応の経緯を挙げることができる。

国の施策として確認できる塩害対策の経緯は、1982（昭和 57）年に建設省土木研究所を中心に全国規模の調査が行われ、その結果を踏まえて「道路橋の塩害対策指針（案）[5]」が全国に通知されたことが始めと考えられる。このときこれまで設計基準の中では特段の考慮がなされなかった飛来塩分による塩害の防止を目的として地域区分毎、海岸線からの距離毎の区分に応じて構造力学的観点とは別に、塩害対策として必要なコンクリートのかぶり厚さの最小値が定められた。また 1984（昭和 59）年から約 3 年をかけて、当時道路橋への採用が増えつつあった無塗装耐候性鋼橋の適用可能地域の明確化とコンクリート橋の塩害対策を必要とする地域の明確化を目的とした全国規模での飛来塩分量実態調査と暴露試験体によるコンクリート中への塩分浸透量の調査が行われた。なおこの調査は 1985（昭和 60）年から開始された建設省総プロ「コンクリートの耐久性向上技術の開発」にも位置づけられて行われたものである[6]。その後も主としてコンクリートの塩害に着目して全国の飛来塩分に関する調査やデータの分析は継続的に行われてきた[7][8][9]。

このような塩害対策の本格化について、その契機を個別事案に直接的に結びつけることは明確な根拠はなく必ずしも適切ではないと考えられるが、その後の経緯からは重要な背景の一つとして、東北地方沿岸部における道路橋の深刻な塩害被害の顕在化を挙げることができる。

特に、一般国道 7 号の山形県温海地区から三瀬地内までの区間では、昭和 50 年代に入って供用後 10 数年未満のコンクリート橋の多くに顕著な錆汁やひび割れの発生が確認され、調査の結果、塩分のコンクリート内部への浸透による鋼材腐食が主因であると結論づけられた。また、将来、鉄筋位置まで塩分が浸透することが避けられないと判断される場合には可能な限り早い段階で対策を行うことが架替えを余儀なくされるような致命的な事態を回避するためには重要であることも認識された[10]。当時の道路橋の設計において、耐久性の目標期間や性能維持が期待される期間について明確な概念がないことは技術基準の規定内容から明らかであるが、少なくとも十数年で耐荷力の低下が懸念されるような深刻な変状が現れることは想定の外と考えることが自然であり、その後の様々な塩害対策の策定や関連の全国規模の調査等の経緯と併せて考えると、特定の路線・範囲ではあるが多数の橋が更新を余儀なくされたことは、当時の設計・施工で実現する道路橋の耐久性能の水準の妥当性の検証および予防保全の実現など維持管理体制の充実の必要性を認識する重要な契機となったと考えることが自然であろう。

(3) 鋼橋の腐食対策

鋼橋では、昭和 50 年代より通常の鋼材では一般には供用期間中に不可避となる塗装の更新

による維持管理負担の軽減が図れる技術として無塗装耐候性鋼材の適用が開始され、現在まで徐々にその数を増やしてきている。無塗装耐候性鋼材に対する耐久性の評価については導入当初より架橋環境条件によっては異常腐食を生じるなどの問題が認識されており、適用条件の明確化が重要な課題であった。このことは 1984（昭和 59）年から行われた先述の全国飛来塩分調査 [6]において無塗装耐候性鋼材の適用条件の明確化が目的の一つに挙げられていた事実からも裏付けることができる。

コンクリートの塩害とは別に、1981（昭和 56）年度から 11 年間にわたり、建設省土木研究所（現国立研究開発法人土木研究所）では(社)鋼材倶楽部（現(一般社団法人)鉄鋼連盟)、(社)日本橋梁建設協会との共同研究を行っている [11]。この共同研究は無塗装耐候性鋼材を用いた道路橋について適用可能な環境条件や設計・施工および維持管理について留意すべき事項を明らかにする目的で、長期的な全国暴露試験、実橋での鋼材腐食調査、飛来塩分量調査などが継続的に行われており、全国暴露試験を開始するにあたってどのような環境下で鋼材表面に安定さび（現在は、「保護性さび」と称される。）が生じるのかは明確でないとの認識が報告書にも示されている。この共同研究の成果として、1985（昭和 60）年度に「無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領（案）[12]」、1990（平成 2）年に「無塗装耐候性橋梁の点検要領（案）[13]」などがとりまとめられ、その後の様々な調査研究を踏まえて 2002（平成 14）年改定の道路橋示方書 [14]（以下、「H14 道示」という。）からは防食技術の標準の一つとして耐候性鋼材が挙げられるとともに、標準的な技術資料として(社)日本道路協会から出された道路橋塗装・防食便覧 [15]において、基本的には塗装橋梁と同様に定期的な点検によって異常腐食の発生の有無などの継続的な監視を行うことを前提に環境条件が適合する場合には無塗装耐候性鋼材が道路橋の標準的な防食仕様として位置づけられるに至っている。

(4) 鋼部材の疲労対策

鋼橋では、腐食と並んで代表的な劣化事象として疲労が挙げられ、諸外国や鉄道分野では、古くより設計においてこれを考慮することが行われてきた。一方、我が国の道路橋では多くの路線では発生頻度が小さいと考えられるような重車両の満載に相当するような大きな自動車荷重が設計で考慮されており、結果的に道路橋では軌道が併設されるなどの特殊な条件や鋼床版などの一部の特殊な部材を除いて疲労に対しては特別な設計上の配慮は必要性が低いと考えられてきた。そのため H14 道示において鋼部材に対して例外なく疲労設計を行うべきことが定められるまで一般には疲労設計は行われてこなかった。

しかし、1980 年代になって道路橋においても疲労損傷発生事例の報告が増加してくると共に、一方で道路橋の疲労についての研究も進み知見が蓄積されてくるに従って、過去に建設されてきた道路橋の中には疲労耐久性の観点からは必ずしも適切でない構造細目が用いられたものがあること、設計、施工、維持管理にあたって一定の配慮がなされなければ将来疲労損傷が多発する可能性も否定できないことが認識された。そのため 1997（平成 9）年には道路橋の管理者や技術者に対して点検や補修補強にあたって疲労対策の観点からも適切な対応を行えるための手引き書として(社)日本道路協会によって「鋼橋の疲労」[16]がとりまとめられた。ただしこの時点では未だ設計の段階で一律に疲労耐久性の照査を義務づける必要であるとまでの認識はなく、前年の 1996（平成 8）年に改定された道路橋示方書（以下、「H8 道示」[17]という。）においても疲労耐久性向上の観点からの見直しは行われていない。

その後も継続的に道路橋への疲労設計の導入の必要性や導入する場合の照査基準については(社)日本道路協会において疲労耐久性確保上重要となる溶接継手に対する検査基準の見直しと併せて継続的に検討が進められた。そのような中、1999（平成 11）年になって首都高速道路の鋼製橋脚の隅角部で重大な亀裂が確認され、その後の調査で多数の亀裂が鋼製橋脚の隅角部に存在することが明らかとなった。鋼製橋脚では構造によっては隅角部の亀裂の進展により最悪には橋脚梁の崩壊などの致命的な事態になる可能性もあること、構造上良好な溶接品質の確保が困難な場合があることなどから、2002（平成 14）年 5 月に国土交通省では既存の全鋼製橋脚を対象に隅角部の亀裂調査を行うべきことを全地方整備局に指示するとともに、その対応について全国の道路管理者に周知した。また同時期に重交通路線の鋼床版橋でトラフリブとデッキプレートの接合部の縦方向溶接継手のルート部を起点としてデッキプレート上面側に進展するいわゆるデッキプレート貫通亀裂の発生が報告され、その後の調査で複数の橋梁で同種の亀裂が確認された。鋼床版については以前より舗装を介するのみで直接輪荷重による作用を受けることから疲労耐久性上厳しい環境にあることが認識されており、実際にも鋼床版裏面側から確認できる表面に開口した様々な種類の亀裂が報告されていた。そのため板厚や縦リブ支間長の制限、許容応力度の低減などの様々な疲労対策が道路橋示方書において例外的に考慮されてきていた。しかしデッキプレート貫通亀裂は過去に報告例がないこと、この亀裂がデッキプレート内部を進展して舗装のあるデッキプレート上面に到達することから外観による検知が不可能であり、突然の路面陥没による事故に至る危険性があることから深刻な事態と受け止められ多方面で原因の究明と実態の調査が進められた。このように道路橋の疲労耐久性に対する懸念の急速な増大も背景に、H14 道示では、鋼部材に対して等しく疲労耐久性について検討を行うことが規定された。なお溶接継手の疲労強度等級や応力照査の方法など具体の設計法については、基準とは別に「鋼道路橋の疲労設計指針」[18]を参考資料として発刊してこれに最新の知見が反映された。

(5) 道路橋示方書における耐久性関連規定の充実

既存の道路橋の耐久性に対する懸念が増大するなかで行われた 2002（平成 14）年の道路橋示方書の改訂では耐久性向上の実現が大きな目的となった。そして鋼部材に対する疲労設計の義務づけ、床版防水層の義務づけ、コンクリートに対する塩害対策の強化、塗装以外の防食仕様の規定化など耐久性向上に資する目的による重要な改定が行われた。一方で、H14 道示では、部分係数設計法への転換などによる信頼性設計の概念の導入は見送られ許容応力度設計体系が踏襲された。そのため、示方書で規定される荷重強度や安全余裕が設計で目標とする供用期間との関係においてどのような確率的な位置づけであるのかを解釈することは行われず、基準として設計供用期間を規定することは見送られた。しかし、耐久性に係わる規定は設計上の目標期間として適切な維持管理が行われる前提で概ね 100 年程度を念頭に必要な規定を行うとの統一的な方針の下で見直しが行われており、鋼部材の疲労設計の義務づけやコンクリートの塩害に対する規定の強化などについても適切な維持管理が行われる前提で少なくとも 100 年程度は耐荷力上の懸念のある状態にはならないことを目安として具体的な規定の検討は行われている。

また、要求性能の最上位に位置づけられる包括的な性能が設計の基本理念として規定され、その一つに経済性が挙げられている。これは、設計供用期間の条文による規定化は見送られる一方で耐久性に関する規定の根拠として 100 年という具体の期間が意識されたことと併せて、

維持管理段階に想定されるコストを含むライフサイクルコストについて設計段階で配慮すべきことを初めて意識させた点で重要な改定となっている。

2012(平成 24)年には、H14 道示と同様の性能規定化と許容応力度設計体系を踏襲して道路橋示方書は再度改定された（以下、「H24 道示」[19]という。)。ここでは過去 10 年に発生した道路橋の様々な劣化や損傷の事例、震災被害に対する対応における問題点などを反映し、維持管理体制に関する重大な改定がなされた。例えば、それまで示方書では、設計基準として供用後の維持管理手法についての規定はなされていないが、H24 道示では耐久性に優れ、ライフサイクルコストの縮減も図れる良質な道路橋資産を実現するための規定の強化が設計基準においても不可欠であるとの議論を踏まえ、維持管理方法を設計の前提として定めたうえで、これに整合した設計を行うことなどが規定された。

(6)高齢化橋梁の増加を踏まえた維持管理のあり方についての議論の本格化

H14 道示の改定作業と並行して、都市高速道路で深刻な疲労亀裂が発見されるなど既設道路橋で損傷や劣化が顕在化しつつあることが広く認識されはじめ、道路橋を象徴的な例として既存道路構造物ストックの将来の維持管理のあり方について社会の関心が高まってきた。

そのような社会情勢と連動して 2002(平成 14)年 6 月には、国土交通省道路局は、「道路構造物の今後の管理・更新等のあり方に関する委員会」（委員長：岡村甫　高知工科大学学長）を設置し、今後急速に進展することが見込まれる道路構造物の高齢化とそれに伴う「更新の時代」の到来を前に、道路構造物の管理・更新等のあり方について検討を開始した。その結果は 2003(平成 15)年 4 月に「道路構造物の今後の管理・更新等のあり方に関する提言」としてとりまとめられ、「アセットマネジメントの導入」、「ライフサイクルコストを考慮した設計・施工法の確立」、「構造物の総合的マネジメントに寄与する点検システムの構築」など 7 項目からなる提言がなされた[20]。

これらの背景を踏まえて、2004(平成 16)年には、国土技術政策総合研究所（以下、「国総研」という。）において、蓄積されてきた点検データや国で把握していた損傷事例の分析を踏まえて、データに基づく劣化予測の実現を念頭に、必要なデータが蓄積されるよう直轄管理の道路橋の定期点検要領である S63 点検要領の見直しが検討された。具体的には道路橋の状態評価の体系を刷新するとともに、高齢化橋梁の増加も踏まえて点検頻度を 10 年毎から 5 年毎に倍増させた。また、初期品質の不良による損傷や劣化の促進が懸念されたことから、供用開始後 2 年以内に行う初回点検を新設した。さらに重大な疲労亀裂の発生などを踏まえて、定期点検では、原則全ての部材・部位を技術者が近接目視することとし、遠望目視による点検は廃止された。これらの方法は「橋梁定期点検要領（案)、国土交通省道路局、平成 16 年」[21]（以下「H16 定期点検要領」という。）として全地整に通知されるとともに、一般に公開された。その結果、都道府県はじめ多くの自治体がこの要領を採用するか、これに準じた点検要領を定めていることが確認できている。

その後、2006 年 6 月には、その前年に政府でとりまとめられた「道路特定財源の見直しに関する基本方針」を踏まえて真に必要な道路整備についての議論をしていくことが必要との認識から、概ね 10 年間の整備目標とその達成に必要な事業量等を整理した「道路整備の中期ビジョン（案)」[22]をとりまとめて一般にも公開した。その中では、高度経済成長期に多く作られた道路橋をはじめとする道路ストックが今後急速に高齢化することから、既存橋梁の延命化

（平均 60 年程度を約 100 年以上に）を図ることによりライフサイクルコストを最小化することを目標として掲げ、建設後 50 年以上となる高齢化ストックについては適切な時期に必要な維持・修繕・更新を実施する必要があるとした。

さらに、2006(平成 18)年 12 月に閣議決定された「道路特定財源の見直しに関する具体策」を踏まえて、概ね 10 年間の具体的な道路整備の姿を国民にわかりやすく示すものとして中期的な計画を策定することとされ、2007(平成 19)年 8 月に「道路整備の中期計画骨子案」が公表され、その後、意見照会なども経て同年 11 月に「道路の中期計画（素案)」(以下、「中期計画」という。）が公表された [23]。このなかでは、計画的な道路管理が必要であるとの認識および、具体的に既存の橋梁等ストックの長寿命化を図るため、点検に基づき損傷が軽微な段階から対策を行う予防保全の実施、およびそれを支援する産・官・学による技術開発の推進を行うとされた。

中期計画のとりまとめが行われていた 2007 年 8 月には、アメリカ合衆国中北部にあるミネソタ州最大の都市ミネアポリス市の中心部で州際道路 I-35W の鋼連続上路トラス橋（橋長は約 581m、1967 年供用開始）が供用中に突如崩壊して多数の死傷者が発生する事故が生じた [24]。国土交通省道路局では、法定点検が 2 年毎に資格者によって行われているなど橋梁維持管理の先進国であるとみなされていた米国における大惨事の原因を探ると共に、進めつつあった国内道路橋の長寿命化と予防保全に向けた施策の検討に反映するべく現地に調査団を派遣するなどの対応がとられた [25] 。

そして、国土交通省道路局では、2007（平成 19）年 10 月に「道路橋の予防保全に向けた有識者会議」(座長：田崎忠行　(独)日本高速道路保有・債務返済機構理事）を設置し、中期計画のとりまとめと並行して既存道路橋の維持管理のあり方についての議論が行われ、2008（平成 20）年 5 月 16 日に「道路橋の予防保全に向けた提言」がとりまとめられた [26]。

なお、これらの委員会等による検討と並行して、国土交通省道路局では、全国の自治体に道路橋の維持管理実態に関するアンケートを行うなどにより、全国の道路管理者の維持管理実態の把握を試みている。その結果、多くの道路管理者で十分な点検が行われておらず、特に市区町村では過半数が定期的な点検を実施していないことが明らかとなった。さらに、その理由として、厳しい財政事情に加えて、管理者側に専門性を有する技術者が不足しているなどが挙げられ、深刻な実態が明らかになった [27]。

このような実態を踏まえて、国土交通省道路局では、自治体が保有する道路橋のライフサイクルコストの縮減に資する予防保全や長寿命化対策の計画を策定する行為に対して一定額を補助するという「長寿命化修繕計画策定事業費補助制度（国土交通省道路局)」を新たに設けた [28]。また、この施策に連動して、過去に点検が行われてこなかった自治体でも計画策定のために最低限必要となる既存橋梁の実態把握が速やかにできるための参考資料として「道路橋に関する基礎データ収集要領（案)」[29]が国から発刊された。

このように、既存道路構造物ストックの実態に対する社会の関心の高まりを踏まえて、国総研では、2008(平成 20)年度分から、これまで統計資料としては公開されてこなかった道路構造物の実態を広く周知するために、国土交通省道路局で毎年実施されている「道路施設現況調査」の結果とは別に地方整備局で行われた道路橋の定期点検の結果を統計処理したデータ集の公開を始めた [30),31),32),33]。

そのようななか、2011（平成 23)年には東北太平洋沖地震が発生し、東北地方を中心に道路網が広範囲に寸断される甚大な被害をもたらした。道路橋についても各地で津波により上部工が流出するという致命的な被害が多数発生し、それに伴う長期間にわたる道路ネットワークの寸断は、他のインフラの被災とともに国土防災のあり方について課題のあることが改めて認識させることとなった。

その結果、国土防災に重要な役割を果たす社会資本の維持管理・更新のあり方についてもさらに関心が高まり、様々な検討が進められることとなった。

まず、設計基準については、東北太平洋沖地震と前回改定（2002（平成 14）年）以降に明らかとなった全国の道路橋の維持管理の実態を踏まえて道路橋示方書が 2012（平成 24）年 3 月に改定された。改定では、設計段階に供用期間中の維持管理計画を具体的に考慮して、設計に反映すべきこと、設計や施工に関する記録を適切な維持管理に資するよう整備して引き継ぐべきことなど、維持管理段階に踏み込んだ規定が新たになされた。また、道路橋の維持管理の観点からは、通常の道路橋の設計によっては対応が困難な大規模な津波による上部工の流出などの甚大な被災を踏まえ、構造物本体の設計とは別に架橋位置や橋の形式の選定にあたって、地域の防災計画や関連する道路網の計画との整合性について配慮するべきとする方針が打ち出された。具体的には、大規模災害による個々の橋の被災や不測の機能障害が生じても、道路網全体として必要な道路機能ができるだけ確保されることについて検討を行うことが求められるなど、道路機能の観点から、橋に求められる性能について規定が充実された。

このように、H24 道示では、それまでは具体的な想定をすることなく、良好な維持管理が行われれば達成されるだろうとの見込みを前提としていた耐久性に関する規定について、具体的な年数は特定しないものの、目標とする耐久性が達成されるための前提条件として、状態把握や評価のための点検の頻度や手段、更新を予定する部材の特定や更新の方法などの具体の維持管理行為と一体であることが初めて設計基準上明確にされた。このように、維持管理の方法により橋の耐久性が左右されることを設計に用いる技術基準において明確にしたことで、結果的に設計の段階で単に初期建設費用のみならず前提とする維持管理方法と耐久性の関係性において、より厳密にライフサイクルコストの評価が行われるようになることが期待される。そして、これを実現するには、維持管理方法や架橋環境など設計段階で想定する様々な条件が実際の耐久性にどのように影響することになるのかをある程度正確に把握できることが不可欠であり、維持管理計画を前提とした設計を求める今回の改定は、橋の将来状態の予測に基づいて計画的な維持管理方法が立案できる技術の確立によってより経済的で合理的な設計が行える環境が整えられたものと捉えることができる。

(7) 重大事故の発生と点検の制度化

維持管理体制に関しては、東日本大震災後に災害に強い国土づくりの必要性が社会的に強く認識されたことも背景に、平成 24(2012)年 7 月に国土交通省の社会資本整備審議会、交通政策審議会に対して、今後の社会資本の維持管理・更新のあり方についての諮問がなされた。その結果、両審議会の下に「社会資本メンテナンス戦略小委員会」（委員長家田仁東京大学大学院教授）が設置され、同 8 月から社会資本の維持管理・更新費用の将来推計や今後の維持管理更新のあり方などについての分野横断的な比較・整理、俯瞰的な視点からの検討が始められた。

そして 12 月には中央自動車道上り線笹子トンネルにおいてトンネル天井版が突如約 140m

にわたって落下し、11 名の死傷者を出すという社会資本の安全性の信頼性が問われる事故が生じた[34]。翌 2013（平成 25）年 1 月には、社会資本整備審議会道路分科会の下に道路メンテナンス技術小委員会（小委員長三木千壽首都大学教授）が設置され、笹子トンネルの事故をうけて出された社会資本メンテナンス戦略小委員会の緊急提言（平成 25 年 1 月）[35]も踏まえて、道路の維持管理に関する技術基準類やその運用状況の総点検と道路構造物の適切な管理のための基準類のあり方の調査・検討が開始された。

同年 1 月 21 日には、国土交通大臣を議長とする「社会資本の老朽化対策会議」が設置され、社会資本の維持管理・更新に関する今後の方策として同年 3 月に「社会資本の維持管理・更新に関し当面講ずべき措置」[36]がまとめられ、点検体制等の確立等の現場管理上の対策、自治体へ財政支援等の現場を支える制度的な対策、長寿命化計画の策定率向上や充実等の長寿命化計画の推進という 3 つの対策の実施が決定された。また同じ年の 1 月 23 日には、社会資本が原因の第三者被害を防止するために、道路で 5 分野について第三者被害予防のための総点検要領を定めて全国の道路管理者に実施を要請する対応がとられている。

以上を踏まえて、法制度を含む全般的な施策の検討が進められた結果、2013（平成 25）年 6 月 5 日に「道路法等の一部を改正する法律」が公布され、これに伴う関係政令として 8 月に国土交通大臣が定める全国の橋やトンネル等の道路構造物について、目視等の適切な手法による点検を行うことなどの道路法施行令が出された。そして維持修繕に関する技術基準として、翌平成 26 年 3 月 31 日に各道路管理者の責任で行う点検、診断、措置、記録という道路構造物のメンテナンスサイクルの具体的な実施方法等を定めた「道路法施行規則の一部を改正する省令」および「トンネル等の健全性の診断結果の分類に関する告示」が公布されるに至った。

これにより、道路橋では、初めて全国の道路管理者による法に基づく定期的な点検および統一的評価基準に基づく診断、それらの結果の記録が行われる体制が確立した。

(8) まとめ

以上のように、近年の国を挙げた取り組みにより法制度の面でも適切な維持管理が行われるための環境整備が急速に整いつつあるが、これらの環境整備は維持管理に関する十分なデータや知見がないなかで経験的に定められてきたことも事実である。維持管理に関する諸制度の最適化のためには、点検の義務化によって今後全国で把握される道路橋の維持管理や劣化の実態を反映させていくことが不可欠な状況と言える。

なお、定期点検の義務を定めた 2014（平成 26）年に施行された国土交通省令および告示では、機能面に着目した結果の評価を橋毎に行うことのみが定められている。一方で、道路橋の経年に伴う劣化の進展の特徴や部材等の損傷程度、その原因などの詳細を把握するためには、少なくとも部材単位で損傷の状況をその種類や詳細な様態の情報とともに評価しなければならない。そのため維持管理に関する諸制度の最適化には省令・告示で定められた以上の詳細な情報の収集・分析も必要であり、国管理の道路橋に対しては平成 16 年の定期点検要領による詳細な情報収集体系を踏襲した定期点検要領が 2014（平成 26）年に新たに定められている。

今後全国の道路管理者でどのような情報が収集蓄積されていき、それらのデータが全国の維持管理実態の把握や維持管理体系の妥当性評価など道路橋の維持管理体系の合理化・最適化の観点からどの程度有効な情報となりうるのかについて注視すべき状況にあるといえる。

3.3　管理者による計画的維持管理手法導入への取り組みの状況

(1)アセットマネジメントの概念の道路橋への導入

前節で概観した道路橋の維持管理法制の検討などの社会制度の検討の動きとは別に、道路橋ストックの増大と高齢化による劣化の顕在化などを背景に近年道路管理者を中心に、将来にわたって財政的に破綻することなく、将来予想される限られた人的・予算的制約を前提として管理する道路橋の保全と活用を図ることのできる方法の模索が種々行われてきた。

このような、将来に対する見通しを考慮することでライフサイクルコストの最小化などの維持管理の目標を計画的に達成しようとする維持管理方法は、社会資本の維持管理の関係者や研究者の間でアセットマネジメントと呼ばれることが多い。例えば、土木学会の建設マネジメント委員会が 2005 年にとりまとめた文献[37]では、社会資本のアセットマネジメントについて「国民の共有財産である社会資本を、国民の利益向上のために、長期的視点にたって、効率的、効果的に管理・運営する体系化された実践活動。工学的、経済学的、経営学などの分野における知見を総合的に用いながら継続して行うもの。」と定義している。また米国連邦道路庁のアセットマネジメント室が 1999 年に公表したアセットマネジメントの入門ガイド[38]においては、長期的視点の中で工学的のみならず経済的な観点も含み、かつ社会資本と関連性のある広範な資産を考慮した事業執行手続きと意志決定の枠組み（Business process and a decision-making framework that covers an extended time horizon, draws from economics as well as engineering, and considers a broad range of assets）と定義されている。

また宮本ら[39] は、社会資本に対するアセットマネジメントが、平均費用の最小化に着目した LCC（Life Cycle Cost）型マネジメント、異種プロジェクト間の予算配分の優先付けなどの施策目標に対して費用のみに依らない統一的指標で評価する PPBS（Planning Programming Budgeting System）型マネジメント、資産の持つ価値や便益を広範に取り込み民間企業のマネジメント手法を持ち込んで効果や妥当性を検証する NPM（New Public Management）型マネジメントに分類できるとしている。

Hudson ら[40] は、社会資本マネジメントを「公共施設に関する投資あるいは予算、設計、建設、維持管理、運営、評価を体系的に調整しながら企画立案していくこととしており、IMS（Infrastructure Management System）は社会資本マネジメントに関わるあらゆる活動の遂行に関連し、活動の遂行を可能とする運営全体（方法、手続き、データ、ソフトウェア、方針、決定など）を意味するとの、極めて広義な定義がなされている。そして交通インフラの場合を例に、IMS には構造物種毎に着目するようなプロジェクトレベルの IMS とネットワークレベルの IMS など異なるレベルのマネジメントシステムがあると捉えている。

米国では、過去の落橋事故を契機に道路橋の全国データベースの整備や法定点検制度、補修補強等の維持管理に対する財政支援制度の導入や拡充が行われ、Pontis に代表される橋梁マネジメントシステムの普及も進むなど、充実した維持管理体系が構築されてきている。[例えば 41]

連邦道路庁がとりまとめた道路構造物のアセットマネジメントの実践入門書の「Asset Management Primer」（1999）[38]では、アセットマネジメントシステムの必須要素として表-3.3.1 の項目が挙げられており、BMS（Bridge Management　Systems）は、安全性の向上や保全を行おうとする既存橋梁に対する投資をいつどのように行うべきかという決定に対して管理者を補助するための意志決定支援ツールであるとされている。

このように、社会資本の管理に関わる社会システムのどこまでの範囲に着目するのか、あるいはどのようなアウトプットを目的とするのかなどによって社会資本のアセットマネジメントは様々な定義が可能である。因みに本研究は、我が国の道路橋を対象に、劣化等の将来の状態予測結果を用いて個々の橋梁やその構成部材のそれぞれに着目して、補修補強等の実施時期や内容の相違がその後の維持管理費用や橋梁及びその構成部材の性能水準の推移に及ぼす影響を評価するためのシミュレーション行為を主たる対象とし、それらの試算結果を用いた比較検討から管理目標に対する合理的な維持管理施策を導出することをアセットマネジメントの一側面として捉え、直轄道路橋で得られた点検結果を用いて、我が国道路橋を対象にアセットマネジメントの可能性と限界等の課題について検討するものである。

(2) 日本におけるアセットマネジメントシステムの導入

日本の場合、厳しい財政事情に加え、構造物分野ごとに高度な工学的専門知識を有する技術者を必ずしも十分には行政組織内部に確保できないという人的制約もあり、地方自治体において、高齢化する道路橋の将来の維持管理に対する危機感は大きい。例えば、2007（平成 19）年に国土交通省が全国の自治体に行ったアンケートでは、回答した市町村の約 83%で定期的な橋梁点検が行われておらず、その理由として技術力不足を挙げたものが約 65%、技術者不足を挙げたものが約半数にのぼり、約 62%が挙げた財政的問題と並んで、行政側の技術力確保の限界が維持管理の大きな支障と認識されていることがわかる [26)]。

このような背景のもと、膨大な資産の全容をデータベースの構築と情報処理技術を活用しての将来予測や対策効果、費用負担等のシミュレーションによって将来にわたって評価し、その結果を考慮することで計画的維持管理を実現しようとする試みがなされてきている。

例えば、東京都では 2004（平成 16）年より本格的に道路アセットマネジメントの導入に向けた取り組みを開始し、2006（平成 18）年度より「道路アセットマネジメントシステム」の稼働を開始した。東京都のアセットマネジメントシステムは橋梁以外の道路構造物を含む統合データベースに交通需要予測、社会的便益算定、個別施設の劣化予測、ライフサイクルコストの算定と最適化シミュレーションからなり、道路橋のみではなくトンネルや舗装などの道路施設全体での管理運営スケジュールを考慮してそれらを含む関連施設の社会的費用の最小化、社会的便益の最大化という施設マネジメントの最適化をシミュレーションによって支援する広範な機能を有する総合的システムとなっている [42)]。

その他、青森県では、自治体の中では比較的早い 2002 年頃よりアセットマネジメントシステムの構築に取り組みはじめ、産官学の共同研究などによりって点検要領の策定と点検の実施、点検結果を基にした劣化予測と維持管理シナリオ毎の投資シミュレーションを行う橋梁マネジメントシステムの構築を行い、2006 年に実務での活用を開始した [43),44)] 。

表-3.3.1　アセットマネジメントの必須項目 [38)]

戦略目標
資産台帳（体制含む）
資産評価
定量的な状態と性能の評価
戦略の達成度の評価基準
使用方法
性能予測の性能
関連データの統合データベース
品質に関する考察
予算制度との関連
工学的・経済学的分析ツール
効果的に表現された有益な出力
継続的なフィードバックの手続き

山口県では、計画的橋梁維持管理の実践のために、定期的な点検によるデータ取得から補修補強の意志決定支援までの管理者によるマネジメントプロセス全体の具体的な実行策の検討が官学共同で行われた。この検討では、導入しようとする維持管理体系の妥当性の検証性と点検データの不足という現状を考慮して、実践プロセスを 10 のステップに区分してそれぞれの検証を進めながら各種マニュアルやデータベースの構築が進められている[45]。

全国の自治体の計画的管理の実現に向けた取り組みの広がりには、国土交通省が 2007（平成 19）年に長寿命化修繕計画策定事業費補助制度[28]を開始し、この制度の対象となる自治体において道路橋の計画的管理の体制の検討が進んだことも大きな要因と考えられる。これは 2003（平成 15）年に国土交通省から「道路構造物の今後の管理・更新等のあり方に関する委員会」についての提言が発表されるなど、各方面でライフサイクルコストを考慮した計画的な維持管理戦略をとるべきことの必要性が認識されてきたにもかかわらず、先述の 2007 年のアンケート[27]で有効回答 1,799 市町村の内 90%で定期点検が行われていなかった実態からも伺える。

長寿命化修繕計画策定事業費補助制度は、地方自治体の道路橋の管理方法を、事後的に修繕や更新を行う方法から予防的な修繕や計画的な架け替えを行う方法へ転換することを促し、結果的に地域の道路網の安全性・信頼性の確保と将来の維持管理負担の軽減を実現することを目的として創設されたものであり、事後的修繕や更新から予防的修繕や計画的な架け替えを行うことでコスト縮減が期待される橋を特定して具体的な年次計画（長寿命化修繕計画）を策定する場合には、その費用の一部を補助するものである。ここで重要な点は、策定する計画に「対象橋梁の健全度の把握」「対象橋梁の次回点検または修繕等の実施時期」を含めるとともに、計画の策定にあたって専門的な知見を有する者への意見聴取を義務づけたことである。補助申請のための計画の策定には、少なくとも管理者自らが対象橋の状態を認識し、さらに外部の専門家による客観的評価を受けることが必要とされたが、これは計画策定の過程でこれまで十分な点検がほとんど行われていなかった自治体の橋梁のうち、特に健全性に懸念がある橋梁から優先的に最低限の点検・診断がなされることを意図したものである。把握の過程で厳しい状態にある橋が確認されれば、管理者として緊急措置などの対策がなされると考えられることから、結果的に当面の全国の道路網の安全性・信頼性が担保されるとともに定期点検などの維持管理の重要性を市町村に至るまで広く自治体に浸透させることができるとの効果が考慮されたものである。2012 年 3 月時点で、少なくとも都道府県の内 35 以上、市町村の 200 以上で長寿命化修繕計画が公表されるなど、その多くにおいて事後的な保全に比べて計画的に予防保全や更新を行うことで見込まれる維持管理費用の削減効果を仮定した橋梁の劣化予測を考慮した投資シミュレーションを根拠として示しており、予防保全と事後保全の対比において基本的には予防保全的管理により保有する道路橋資産全体のライフサイクルコストを縮減しうると理解されている。

我が国では、国や地方自治体などの行政府以外に、2005 年に民営化再編された旧日本道路公団などの特殊法人が母体となった民間道路会社が全国の 2 割弱の橋梁（橋長 15m 以上）を管理している。これらは比較的大規模な橋梁や連続高架など路線全体に占める構造物比率が高いことに加えて、高速道路区間が大半を占めることから高い管理水準が求められることから整備当初よりそれぞれの機関で独自の点検が行われてきた。例えば旧日本道路公団では、2001 年頃より JH-BMS として橋梁の劣化予測から維持管理計画の選定までを支援するマネジメントシ

ステムの運用を開始し[46),47)]、2008 年時点で東日本、中日本、西日本の各民営化会社で道路保全情報システム（RIMS）と呼ばれる、保全業務に係る様々な情報を統合・分析して補修補強シナリオの選定や投資効果の評価や配分計画が行える総合システムの構築が確認出来る[48),49)]。

都市高速を管理する阪神高速道路では、2002 年より橋梁関係構造を舗装、塗装、伸縮装置、床版、鋼構造物、コンクリート構造物の 6 工種に分類し、舗装と塗装で先行的にマネジメントシステムの構築が開始された。そこでは、ライフサイクルコストの評価において修繕や維持にかかる直接費用以外に外部費用（車両走行費用、渋滞損失費用）も考慮することや機能水準という指標を設けて管理状態との関係性を評価できるよう検討されている[50)]。

同じく都市高速を管理する首都高速道路では、点検結果を基本データとして、舗装、塗装、橋梁の３つのマネジメントシステムを構築してきている。システムではそれぞれの劣化状態を対象毎の評価単位毎に独自の定量化指標（PI 値）で表現し、様々な条件を加味して補修優先順位付けを行うなどの機能が検討されている。またこれらの個別マネジメントシステムの結果を用いて事業全体の維持管理目標の達成度評価や中期計画の作成などを行う統合マネジメントシステムを別途構築している[51)]。

世界的にも例の少ない海峡部長大橋梁群を有する本州四国連絡道路では、海峡部長大橋の耐久性の目標期間を 200 年程度として厳しい塩分環境にある膨大な鋼橋の塗装およびコンクリートの塩害や中性化に対してそれぞれ早期より塗膜消耗速度などの劣化特性に関して、必要なデータを取得できることに配慮した点検要領を定めるとともに、実環境での計画的な追跡調査を行うなどで様々なデータを取得して中長期的視野での補修計画への反映を模索している[52),53)]。

以上のように、各機関における取り組みの開始時期や実用のレベルについては正確な情報は明らかにされていないものの、いずれの道路会社においても少なくとも 2000 年頃までには橋梁の維持管理を対象にして将来予測や優先順位付けなどで管理者を支援するマネジメントシステムの検討や構築が開始されているものと考えられる。

(3) 欧米におけるアセットマネジメントシステムの導入

欧米諸国では、道路橋についてデータに基づく計画的な維持管理を行おうとする取組みが日本よりも先行して取り組まれてきた例をみることができる。

例えば米国では、1980 年代初頭までは州際道路網の整備に重点をおかれていたが、整備の進捗もあり 1980 年代中期から 1990 年代になると軸足は運営と保全にシフトした。同じ頃、公共投資に対して効率性と説明性を求める声が高まってきたこともあり、既存社会資本の計画的維持管理システムの構築が進められた。例えば、1999 年に連邦道路庁（FHWA）にアセットマネジメント室が開設され、同年に道路資産のアセットマネジメントに関するフレームワークが示された[38)]。これとは別に、米国では 1967 年のシルバー橋の落橋事故を契機に全米橋梁資産データシステム（National Bridge Inventory）が構築され、全ての道路橋の基本データが整備されている。また、1991 年には増大する補修補強にかかる予算を適正配分できるよう PONTIS と呼ばれる橋梁マネジメントシステム（BMS）が開発された。PONTIS は各州での利用を念頭に法定の点検で取得されるデータによって稼働でき、劣化予測と補修計画に関するシミュレーションなどの実施、最終的な事業計画の作成までが行える。また、当初は床版、上部工、下部工といった主要部材単位に一つの状態評価値のみが付与されていたために個々の橋の現実的な対応との乖離が問題となっていたが、現在ではデータ取得単位を細分化・充実した

CoRe-Element が定義され、いわゆるエレメント単位のデータが考慮できるようになっているなど高度化されてきている[54)~58)]。

米国では、NCHRP（全米連携研究プログラム）によって PONTIS とは別に BRIDGIT と呼ばれるシステムも開発されている。BRIDGIT は、PONTIS がネットワークレベルの最適化分析行ってプロジェクトレベルで結果を適用するのと対照的に、プロジェクトの評価から最適なネットワーク戦略を導き出すものとされている。さらに米国では、道路投資によるコストや便益などの影響を国家レベルで評価する HERS（Highway Economic Requirement System）と呼ばれるシステムも開発・運用されている。これはプロジェクトレベルの評価を行う PONTIS や BRIDGIT とは異なり、経済効果等の評価によって連邦などより上位の行政機関等の政策決定の支援を目的としているものと考えられる。

(4) まとめ

このように、アセットマネジメントシステムの定義やあり方の議論では、対象となるインフラの所有権や管理責任の負担構造、財政制度、国家統治の機構などによっても必要とされる機能やこれらを整備することの意義・効果が異なってくる。そのためシステムの検討や比較にあたってはシステムに求められる機能的な要素にとどまらず、システムの使用目的、それらをとりまく社会環境条件なども考慮しなければ適正な評価が行えないことに注意が必要と考えられる。

これらのアセットマネジメントシステム導入の意義の一つには、ライフサイクルコストの評価による維持管理コストの低減や資源配分の最適化の実現がある。しかし、例えば文献[38)]では、ライフサイクルコストの評価を行うには表-3.3.2 のような技術的な課題があることが示されている。

これらの課題は、耐久性とも密接に関わる荷重条件や架橋環境が極めて多岐にわたり、また国内外の社会情勢や経済状況の変化の影響が無視できないような長期間にわたる供用期間が期待される道路橋においては、資産の価値評価の課題として国を問わず共通する問題と言える。

我が国においても、これらの課題について具体的な評価の方法や様々な不確定要素の見積もり方法等は確立されていないばかりか、どのまでこれらを考慮する必要があるのかという点についても共通認識があるわけではない。さらにそれらを検討するために不可欠な十分な信頼性や精度のデータも整備されてきていなかったために、十分な検討がなされてきたとは言えないのが現状である。

表-3.3.2　ライフサイクルコスト評価における技術的課題の例[38)]

適当な割引率の選択
外部費用の見積もり
信頼できるデータの確保（交通データ含む）
分析期間中の事業コストと交通需要
廃棄コストと耐用年数の見積もり
維持管理費用とその効果の見積もり
資産の劣化特性のモデル化

3.4　計画的管理に係る既往の研究

(1)概要

道路橋などの社会資本のアセットマネジメントでは、対象となる事象が不可避的に大きなばらつきを有することから、評価結果のもつ信頼性についても、これを定量的に明らかにしたうえでそれらを考慮しなければ対策の優先順位付けや投資必要額とその効果の見積もりは現実と大きく乖離することになる。

ここでは、将来投資予測や対策優先順位の設定など管理者が行う維持管理の実践計画の意志決定を支援するための将来予測について主に信頼性に関する扱いの観点から既往の研究について総括する。

(2)劣化現象の捉え方と劣化予測手法の関係についての研究

道路管理者によって公表されている維持管理戦略の相違が、将来の維持管理費用に及ぼす影響の試算などの多くで、橋梁やその部材の劣化現象について最終的に確定的な劣化過程の評価結果を用いている。これらのシミュレーションの過程で不確実性を考慮している可能性は否定できないものの、ライフサイクルコストの投資戦略毎の相違の比較など定量的な評価値として示される最終結果にその信頼性についての明確な評価や言及がなされているものは本研究の過程で調査した範囲では見つけることができなかった。これには予算計画の立案や投資効果の評価などの行政実務では背景にある不確実性を陽に表現することが難しく、期待値などの確定的な値によってしか根拠や妥当性の説明ができないことも関係があると思われる。

2 章で考察したように、道路橋における劣化現象は様々な要因で大きくばらつき、確定的な値として表現した将来予測には実態との乖離が避けられないと考えられる。しかし例えば、宮川ら [48),56)] は、主としてコンクリート構造物に関するアセットマネジメントの実態に関する幅広い調査・分析から例えば点検データの質・量に依存するばらつきを小さくすることによっても劣化曲線は精緻化されるなど、マネジメントプロセスに介在する様々なデータ信頼性の向上によって将来予測の精度向上が期待できると指摘している。このように道路橋の劣化特性がどこまで正確かつ実務に反映できる形で表現できるのかについては定説がなく、現在まで劣化予測に関する様々な研究が行われてきている [37),59)など]。

杉崎ら [60)]は、インフラを対象とした劣化予測手法が、i)物理現象としての劣化メカニズムに基づく方法と、ii)データに基づいて統計的に予測する方法とに大別され、統計的手法は不確実性を考慮しない確定的方法と不確実性を考慮する確率的手法に区分でき、後者はさらに集計的手法と非集計的手法に分けることができると整理している。

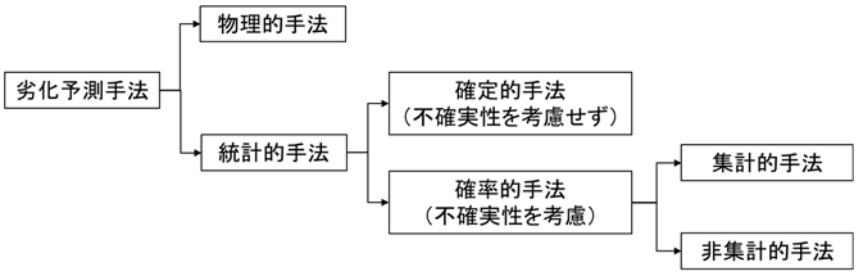


図-3.4.1 統計的劣化予測手法の体系 [60)]

この分類は、主として離散的に得られる構造物の状態に関する点検データの統計的扱い方の相違に着目した整理であるが、道路橋の劣化予測を点検データに基づいて行う場合、点検データに実際の劣化現象の特性がどの程度反映されているのかや、劣化に関わる要因の全てが考慮されることは現実的に不可能であることに起因して表現される劣化そのものの有する不確実性の影響があり、それらの扱い方によってもその取り扱いには様々な区分が考えられる。

着目する劣化事象が本質的に斉時性を有するのか否か、劣化現象の進行過程が設定された離散的な段階に対して経時的に一定の法則性をもって推移する特性があるのか否かといったことについては理論的には明らかにされておらず、それらを推測するための十分なデータも得られていない。そのため得られたデータの劣化傾向がどのような劣化モデルに従っているのかを予め特定することは困難である。そのような中で、特定の劣化予測手法を選択してデータを処理して劣化特性を表現する行為は、着目している劣化事象や過程が、選択された統計処理方法などの劣化予測手法が適用できるような特性を有するものと仮定した場合の結果を得るものであり、劣化事象がそこに表現される特徴を有していることが保証されるわけではない。

以上も踏まえて、ここでは、まず劣化過程を表現するにあたって点検データに様々な劣化予測手法およびそのための統計的処理等を適用することが、それぞれ劣化過程や得られているデータの特性をどのように捉えたことを意味するのかという観点で、劣化予測手法の選択肢を体系的に整理する。

例えば、塗装被膜の紫外線による劣化や塩化物イオンのコンクリート表面から内部への浸透のような特定の物理的あるいは化学的な現象に着目し、かつ対象部位や範囲を狭い領域に限定して影響因子の条件や材料特性などの抵抗の条件がほぼ一致するとみなせる条件に対してのみであれば、いわゆる物理的手法などの着目現象の原理等に立脚して高い精度で劣化過程を表現することも原理的には可能と考えられる。しかし、道路橋に対して、その維持管理戦略等に活用することを前提とした場合、このような微視的かつ極めて限定した条件毎の劣化特性を明らかにしても、構造物としての耐荷力性能などへの影響や経済的に行える補修補強等の措置の単位を考えると、そのようなミクロ的な評価のみでは具体の対策に結びつけることは困難な場合がほとんどであると考えられる。そのため、道路橋の維持管理戦略の立案等に活用するための劣化予測手法としては、実際に行われる措置の方法や内容と整合性のある、ある程度マクロ的な単位あるいは視点による構造物の劣化特性の評価が不可欠である。

さらに、道路橋のような社会資本の維持管理に関しては、財政制度の面からも、着目する個々の構造物に対する維持管理戦略の立案やその妥当性の評価は、管理者が保有する同種あるいは異種ものも含む多くの構造物群全体との関わりにおいて考えられることが一般的であると考えられる。そのため、行政実務への反映を念頭に置いた場合、着目する構造物の劣化予測では、個々の構造物の劣化特性の評価に加えて、維持管理戦略上同時に考慮されるべき同種あるいは異種の他の構造物と一体的に扱い、他の構造物に対する評価との相対関係において、劣化傾向やその信頼性が評価されなければならない。

ここでは、このようなある程度の規模の部材や構造物単位で捉えた場合のみならず、複数の構造物の劣化特性を考慮して群全体としても効率的な維持管理などの戦略を検討する維持管理実務に対する援用手法を対象とし、道路橋の劣化特性を時間的に離散的に得られる点検データをもとに数値的に評価する手法に着目して既往の研究について概観するとともに、道路構造物

の将来予測への適用性の観点でそれらの特徴について整理する。

1)散布データとして扱う場合

得られるデータが何らかの法則に従うかどうか不明であるとき、構造物から得られる経年と健全度の事実関係をデータに忠実に表現しようとすると、特定のデータ群に対して一定の状態遷移確率などの法則性を仮定することなく、対象のデータ群から得られた経年と状態評価値の値を単純に散布データとして扱うことが行われる。例えば、木内ら[61]の研究では、北海道の橋梁点検データを用いて着目する部材・部位毎に単純に経年と健全度の関係をプロットした散布図を母集団とし、それらに対して回帰的に劣化傾向についての定式化を行うことが行われている。これは遷移確率として劣化のばらつきを評価する手法が、対象が劣化過程の任意のある期間で状態が変化する割合に何らかの法則性や傾向があると捉えているものと考えられるのに対して、そのような法則性や傾向は必ずしも存在しないことがあるとのスタンスでデータを扱ったものと捉えることができる。

このような経年との関係において劣化特性を特定しようとする場合、対象の実質的な経年に関する情報が正確に得られていなければ適切な評価が行えない。特に過去に補修や補強が行われているにも関わらずその履歴が失われているものもデータには含まれることが多いと考えられるがこれらの考慮の仕方や、あるいは補修や補強がなされた場合にデータ上それらが新設からの経年との対比において何年経過した場合に相当するとみなすのかの定義の仕方によっては、実態と乖離した劣化傾向が見積もられることも十分に考えられることであり、時として危険側の評価となる可能性も指摘されている[62]。

2)斉時モデル（マルコフ性の仮定）を適用する場合

劣化傾向に何らかの法則性が存在すると仮定するとき、最も基本的かつ代表的な仮定として、ある状態からどのような状態に遷移するのかは、現在（遷移前）の状態にのみ依存し、例えばその状態に至るまでの時間経過などの影響を受けないとする、いわゆるマルコフ性を有するものとして扱うことがなされてきた[例えば63]。例えば、点検データを元に道路橋群の将来状態に関する様々な予測が行えるシステム（いわゆる BMS）においても、米国の Pontis はじめ多くのシステムでマルコフ性を仮定した遷移確率を採用しているものが開発されている[例えば54]。

3)非斉時モデルを適用する場合

多岐にわたる種類の劣化現象のそれぞれについて、本質的にマルコフ性を有するのかどうかについては必ずしも明らかにされているわけではない。例えば、青木ら[64]は、施設の種類によっては単純なマルコフモデルに従う保証がないことについて照明施設を対象に実データを用いた劣化予測を行って実証している。この研究では非斉次マルコフによる予測との対比によってマルコフモデルによる推計モデルで、同じ点検データを用いても施設寿命の推計結果に有意な差が生じうることを示している。

また Agrawal ら[65]は、全米統一の橋梁点検プログラムに則って 1981 年から 2008 年の間にニューヨーク州で取得された同じ橋梁点検のデータを用いて、マルコフ分布とワイブル分布の両方による劣化特性の評価を行い、劣化速度に時間依存性のある可能性がある劣化事象においては双方の将来推定結果に有意な差が生じうることを実証している。

4)連続性を仮定する場合

外的環境要因などによる構造物の劣化事象では、塗膜が徐々に消耗して変色やより下層の塗

膜が徐々に現れてくるような時間的に連続的に変化を示す事象と、鋼部材の疲労による亀裂の発生、コンクリート部材のうきや剥離の発生、塗膜の割れや剥がれといった通常の点検で把握できる外観変状が突然現れる事象がある。

一方、点検はある程度の時間間隔をおいて間欠的に状態を把握することになるため、得られるデータは点検時期に一致するある時点の状態の情報でしかない。

このような認識される状態遷移の特性と時間的に離散的に行われる点検で取得される情報の組み合わせのデータから得られる劣化傾向が、そもそも連続的なものとして表現されうるものなのかどうかについては、その組み合わせによっても異なると考えられ将来予測に用いる劣化特性の表現にあたっては、劣化特性が連続的なものであるとするか否かという観点でも仮定に基づいて推定を行うこととなる。そして連続的に表現されるべき事象であると捉えた場合にも、用いることが出来るデータは点検間隔などの離散的な時刻段階間で取られているため、劣化予測式を求めるにあたって、例えば検知時期と状態遷移時期の不一致などの欠測データの補完、本来連続的に推移する状態をある定義に従って離散的な段階区分評価としたことによる現実との乖離、評価者の主観など段階区分データそのものに起因する不確実性を如何に考慮するのかが問題となる。

このような問題に対して、これまでに、離散的な段階区分や情報取得時期でしか得られていないデータに対して、欠損している情報を補完して連続的に表現するための様々な手法が考案されてきている。例えば、道路橋の様な社会資本の劣化予測を行う場合、同一対象に対するある期間をおいた前後 2 回の状態変化に関する情報をもとにマルコス遷移確率を求めて統計的な劣化予測モデルとすることが一般的な手法として多く行われてきた。なかでも点検等で得られたデータをそのまま母集団とみなして数え上げて直接的にマルコフ遷移確率行列を求める集計的手法は、実データに基づく考え方の明解な手法であることからか多く採用されてきた[例えば 66)]。

しかし、道路橋の場合、点検要領で点検間隔が定められている場合が多いものの、実際の点検間隔は発注時期のずれや同時期に行われる他の点検との工程調整、交通規制などの実施可能時期、予算上の制約など様々な理由から正確に等間隔とはならないことが多いと考えられる。そのため 5 年毎の点検を基本として取得されたデータを用いても、実際には最大 1 年近く時間間隔の異なるデータが混入する可能性がある。また点検間隔を厳密に揃えたとしても、着目する部材の状態を確認できるのが点検の時に限られるため、部材の状態が実際にどの時点で遷移したのかを正確に知ることは通常不可能である。そのため、点検結果から得られる構造物の劣化段階と時間の関係の情報を点検要領に定める点検間隔を用いて単純に集計したり、あるいは様々な仮定を設けたうえで回帰式などとして得られる劣化特性は実際の現象と相応の乖離が生じている可能性がある。

このような点にも着目して、得られたデータそのものに起因する不確実性を考慮した劣化予測モデルに関する研究も多くの研究が行われてきている。

杉崎ら[60)]の研究では、データに含まれる検査間隔の不均一性を仮定して最尤法を用いてマルコフ遷移確率を推定する手法を提案し、米国ニューヨーク州の橋梁点検のデータを用いて完全に等間隔では得られていないデータからのマルコフ遷移確率の算定では検査間隔の不均一性の考慮の有無によって有意に結果に差が生じうることを示している。

時間的に離散的にしか把握できていないデータに対して、実際に状態の遷移が生じた時点を

考慮して劣化予測モデルを構築する手法はいくつか提案がなされている。

例えば、青木ら[67]は、状態の遷移が生じた2時点間のどの時点で遷移が生じたのかをハザード関数を導入して表現することで非集計的に推計する方法を、故障の有無という2値（1段階）間の状態遷移問題に適用して劣化予測モデルが構築できることを示している。さらに津田ら[63]は、橋梁部材の劣化が複数の離散的な健全度段階で表現されたデータに対して、それらの多段階にわたる遷移過程を指数型のハザード関数モデルで表現した上で最尤法によって非集計的な推計を行う方法によって、任意の時間間隔に対してマルコフ遷移確率を推定できることを検証している。このような、劣化事象にマルコフ性が成立すると仮定する手法以外に、例えば青木ら[68]は、多段階で遷移する劣化過程に対して、ワイブルハザード関数を導入して初期からの経過時間も考慮した劣化状態確率を表現する多段階ワイブル劣化ハザードモデルを提案している。

定期点検のデータからの劣化予測では、時間的な不均一性やデータの不確実性以外にも、使用できるデータに起因する不確実性に関して、過去の劣化に関する情報が完全には得られていない場合があるという問題もある。

最も基本的な劣化予測式の導出アプローチとして、供用開始時点を健全と過程して供用後の点検データによる状態と点検までの経過年を用いて劣化速度を求める方法がある[49),61)]。

しかし、既設橋の場合、供用時点からの維持管理の履歴が完全には残されていないことが多く、供用後の補修補強履歴に関する情報が失われている場合には、現況に至る一連の劣化事象の初期が供用開始時点に一致するのか、あるいは途中で補修や補強が行われており、その時点を初期とする必要があるのか判断できないことも多いと考えられる。仮に、途中で行われた補修補強履歴のある橋梁のデータが混入したまま、全ての橋梁の現況が供用時点からの一連の劣化の結果と捉えて扱ってしまうと経過年に対する劣化速度を過少評価することになり、限られた既存データに依存して劣化予測を行うに際しての問題点の一つとして指摘されている[69)]。

このような問題に対して、小林ら[70]は、舗装データの例をとりあげ、予防的に補修されることに起因して劣化が進行した状態のデータの欠損により、寿命を過大に評価した危険側の予測がなされうることを指摘するとともに、それらを考慮したマルコフ遷移確率行列の推定手法について検討を行っている。

また貝戸らは[62)]、過去の記録の不備の補完の必要性に着目して、一橋梁に対する2回の点検データのみを用いて供用年や過去の補修や補強等の履歴が不明な場合にも平均的な劣化曲線を求められる手法を提案している。しかし、この研究ではデータ数が少ない場合には、異常データの混入によって結果が大きく左右され、劣化予測の妥当性の判断が困難となることが指摘されている。

5)点検データを集計的に扱って状態遷移確率から直接劣化予測式に反映させる方法

点検データに対して、斉時性を前提とし、母集団は点検データに一致すると仮定して直接的に状態遷移確率（マルコフ遷移確率行列）を求めて劣化予測を行おうとする試みは、処理も容易であり考え方も明解であり古くより多くの例がある[66),71),72)]。

6)劣化現象（過程）の信頼性の扱い

様々な不確実性を有する劣化現象を対象に将来予測を行い、最終的なアウトプットを管理者の行う予算計画や人材当の配置計画に関わるライフサイクルコストなどの投資効果の見積もりや補修補強等の維持管理行為の優先順位付け等の施策方針の決定の有力な参考資料として

用いる場合、アウトプットそのものが有する信頼性が正しく認識され、それを考慮した上で意志決定の参考とされる必要がある。また施策の根拠として一般に公開・周知される場合にも、有力な根拠として用いられた将来予測の信頼性についても併せて開示されなければ、それらを元にしたとされる施策の妥当性について適切な評価を行うことは困難と考えられる。

例えば、保田ら[66]は、実際の道路橋の点検結果から作成したマルコフ遷移確率を用いて劣化速度と補修シナリオの組み合わせがライフサイクルコストの評価結果に及ぼす影響についての試算を行って、期待値としての劣化速度に着目して考察すると劣化速度が速い場合にはこまめに補修したほうがライフサイクルコストは軽減され、劣化速度が遅い場合には放置する方が経済的になるという単純な結果に帰結することを示すとともに、様々な部材や損傷要因の組み合わせからなる現実的な維持管理シナリオによる検討の必要性を指摘している。

このように大きな不確実性のある劣化過程を何らかの方法で確定的な期待値で代表させることの問題を解決するために、近年では我が国においても劣化予測に含まれる様々な不確実性を何らかの形で考慮する試みも行われてきている。例えば、木内らは[61]、個々の橋梁の点検結果から得られる、大きなばらつきを有する供用年数と健全度の関係に対して、全データに対して2乗誤差が最小となるように求めた劣化曲線に対して関数型は維持したまま関数の形状パラメータのみを変えた複数の曲線を劣化曲線として設定し、それぞれに元データを割り振る方法で劣化過程のばらつきを評価する試みを行っている。森川ら[73]は、RC橋を対象に劣化因子の不確実性と活荷重による曲げひび割れが塩害に及ぼす影響の観点から確率論的シミュレーションにより不確実性を考慮した劣化予測の方法について検討しているが、その中で表面塩分量など多くの不確実要因の全てを統計的に扱えないことに関連して、現状ではデータの限界などから不確実性を考慮した精度の高い予測には限界があることを示している。また様々な部材が複雑に協働している橋梁の特徴を踏まえ、部材・部位毎のばらつきを考慮した場合の橋全体としての安全性を評価する試みを行い、その結果が大きくばらつくことを示して、劣化予測において不確実性を考慮することの重要性を示すとともに、前提として与える元データの不確定要素を減少させることが実用的な予測の為には不可欠であることを示している。

他にも、劣化現象そのものの不確実性ではなく、対象構造物の経時的な状態変化に関する情報が定期点検などによって間歇的に取得されることに着目した場合のデータの不確実性を考慮する研究も行われている。道路橋のような大規模な社会資本では管理者によってそれぞれの要領や規則により定期的な点検が行われている場合が多いものの、実際の点検間隔は、予算制約や入札契約手続のスケジュール、あるいは他の調査や工事などとの工程調整など、様々な事情により、厳密に一致させることはできないことも多い。杉崎ら[60]は、このような不均一な点検間隔で得られたデータを用いることによる推計の信頼性の低下が無視できない水準になり得ることを示している。因みに、国が道路橋に対して統一的に用いているH16定期点検要領においても実務での対応に配慮して、点検間隔の5年はあくまで原則であり、多少の時期のずれについては許容できるとしている。

点検が間歇的に行われる限り、点検期間中にしか状態データは更新されない。しかし、実際には、前後2回の点検の点検実施期間中以外のある時刻に劣化状態の遷移が生じることが大半であり、実際の状態遷移時期が不明であることによっても予測の信頼性は影響される。これについては、状態の遷移が生じる前後2回の点検の間で、ある時間まで遷移が生じない（＝ある

時刻に遷移が生じる）確率をハザード関数で表現することで非集計的に劣化過程を推定する研究が行われており、多くの劣化状態の段階を定義し、段階間で遷移が生じる橋梁の劣化過程に対して段階劣化指数モデルを用いてマルコフ遷移確率を求める試みも行われている[63),67),68)]。

実際の土木構造物では、劣化過程には時間依存性が無視できない可能性について指摘される場合があるが[64)]、そのような過去の履歴を考慮できる方法として、青木ら[68)]は、多段階ワイブル劣化ハザードモデルという劣化予測モデルを開発している。

また、劣化過程の不確実性を予め確率統計的に表現できなくても都度新しく得られる点検データを踏まえて予測モデルを更新することで予測の実用面での精度向上を図る方法として劣化モデルをベイズ更新する方法が提案されている[74),75)]。さらに、ベイズ推定手法において、様々な理由によって生じうる点検データの欠損を補う予測手法の検討も行われている[76)]。

(3) まとめ

以上のように、道路橋の計画的維持管理の実現に向けて、道路橋の劣化特性の解明と将来状態の予測手法についての様々な研究が行われているものの、2 章で明らかにしたように、道路橋そのものが潜在的に有する耐久性能に大きなばらつきがあることに加え、経年変化する道路橋の状態データが数年単位で間歇的に行われる点検データに依存していることで連続的に推移する実際の劣化過程に対する様々な情報不足が大きな制約となって、道路橋の劣化の特徴そのものにも不明な点が多く残されている。また、劣化事象そのものが有する避けがたい大きなばらつきを考慮して将来予測を行う実務的な手法は確立しているとは言えない状況である。

確率統計的な手法による将来推計に基づく計画的維持管理の実現には、将来状態予測の信頼性確保に重要な、必要な質と量のデータの蓄積と劣化特性の解明が必要な状況と言える。

3.5　国の管理する道路橋の維持管理体系

3.5.1　国の点検体系の現状と課題

橋に限らず道路構造物の維持管理では、点検による状態の適切な把握が第一に重要である。例えば、緊急対応の必要性の判断、健全度評価、将来の状態予測、補修補強等の措置の意思決定に至るまで点検により取得した情報が基本となり、時として維持管理水準を決定付ける重要な鍵ともなる。なかでも道路橋では、日常的な交通荷重や温度の履歴以外にも、風雨、地震などの自然外力や塩分、二酸化炭素等の作用など大気環境条件による劣化、火災等の突発的作用など様々な要因でその状態は変化する。このため、構造的安全性の把握をはじめ、供用性の確保に必要な状態把握のためには、着目内容や頻度の異なる点検を組み合わせて実施することが一般には合理的であると考えられている。

表-3.5.1 に直轄の基本的な道路橋の点検体系を、表-3.5.2 に米国の例を示す。両者とも損傷状況や機能状態を網羅的かつ比較的詳細に調査する定期点検を核として、疲労等の特定事象に着目した点検、地震等発災時、洗堀など特定条件に対応した点検など複数の種類の点検が同じ橋に対して組み合わされて実施される体系となっている。日本では 2014 年から国土交通省令に基づいて 2m 以上の全ての道路橋の定期点検が行われているが、5 年毎の近接目視によって橋の健全性を診断するための内容は、表-3.5.1 の定期点検と基本的な相違はなく、定期点検以外のその他の点検については法定点検の開始以降も各道路管理者の判断で適宜行われることから省令制定前後で直轄道路橋の橋梁点検の体系に実質的な変更があるわけではない。

日本と比較して米国の道路橋の点検の特徴の一つは、特定の部材の損傷が橋全体に深刻な悪影響を及ぼすような構造特性をもつ橋梁を Fracture Critical Bridge として他と区別し、特別な詳細点検が課されていることである。2007（平成 19）年のミネソタ州における鋼上路トラス橋の崩壊事故の例をみてもリダンダンシーなど橋全体の構造特性の相違に対応して点検内容を差別化する考え方は、点検の合理化・高度化の面からは合理的な面もあると考えられる。2012（平成 24）年に改定された設計基準である道路橋示方書 [19]においても、必要に応じてリダンダンシーへの配慮について検討するべきことが規定されたが、リダンダンシーの有無や程度を評価する手法は確立しておらず、このような構造特性の相違を具体的に点検内容や頻度などに反映することによる点検体系の最適化手法は課題として残されている。

表-3.5.1　直轄道路橋の点検体系 [21]

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

表-3.5.2　米国道路橋の点検体系 [26]

点検の種類	点検内容
初期点検 Initial (Inventory) Inspection	橋梁に関する最初の点検であり、全ての構造台帳と評価(Structure Inventory & Appraisal)データ及びその他の関係データを提供するとともに、基本の構造状態を確認するための橋梁ファイルの一部となる。
定期点検 Routine (Periodic) Inspection	定期的に予定された点検であり、橋梁の物理的及び機能的状態を判断するとともに、初期の状態又は以前に記録された状態からの変化を確認し、構造物が目下の供用要件を引き続き満たしていることを保証するのに必要な観察と測定から成る。 （通常、２４月を超えない間隔での点検が必要）
水面下点検 Underwater Inspection	水面下にあり、目視での点検ができず、一般的に潜水やその他の方法が必要な橋梁構造物及び周辺水路の水面下部分の点検。 （通常、６０月を超えない間隔での点検が必要とされており、定期点検の一種）
破壊危険部材点検 Fracture Critical Member Inspection	破損危険部材の近接点検であり、目視点検又は非破壊検査を含む。 （２４月を超えない間隔での点検が必要とされており、定期点検の一種）
損傷点検 Damage Inspection	環境要因や人的行為による構造的損傷を評価する予定外の点検。
詳細点検 In-Depth Inspection	水面下又は水面上の部材のクローズアップ点検であり、定期点検の方法では検知が困難な欠陥を確認するためのもの。場所により、近接点検が必要な場合もある。
特別点検 Special (Interim) Inspection	橋梁管理者の裁量で予定される点検であり、ある種の判明した欠陥や疑われる欠陥をモニターするために行われる。

点検で把握される損傷や劣化などの情報は、その原因推定や現在の性能評価に不可欠である以外に､継続的に把握することで過去の実績を基にした将来予測や傾向分析等にも活用される。

BMS に用いられるデータとして考えた場合、道路橋の状態として点検時に取得・評価されるデータは主観的な評価を定性的な判断基準によって複数のカテゴリーに分類されることが多い。そのため統計的手法などによって将来の状態について定量的な予測を行う場合次の 2 つの要因から精度上の限界が問題となる。一つは、元となるデータが離散的なカテゴリー区分によることから現状及び将来の状態については各カテゴリーが有する範囲に応じて精度の向上には限界がある。もう一つは、評価基準自体が定性的な要素を有する場合には、評価者の主観による評価のばらつきが無視できないことである。

例えば文献 77)においても、全米各州の様々な属性の技術者を対象とした評価のばらつきに関する大規模な調査にもとづいて点検者の技術力や知識・経験によって点検での評価結果に大きなばらつきが生じていることが指摘されている。

このように、統計処理や定量的予測に点検者の主観によって左右されるデータを用いると、同じ部材に対して経年的に蓄積されるデータ相互の関係性が主観的要因に影響されるため物理的な劣化事象の経年的な傾向を正確に把握することができない。そのため、統計的手法などで劣化事象の正確な経年的な変化傾向の把握や劣化予測を行うためには統一的基準に基づく客観的なデータが蓄積されることが重要である。

一方、管理者は点検から橋の機能状態を知り、通行規制の必要性、補修・補強等の措置に関する適切な意思決定を行うことが極めて重要である。そのためには個々の損傷の種類や進行程度などの事実以外に、損傷が橋の機能状態に及ぼしている影響やそれを踏まえて実施すべき対応の考え方に関わる所見を得ることが重要となる。例えば、鋼部材の疲労き裂は発見時には小さくとも部位によっては急速に進展して橋が危険な状態になることもある。このように多岐にわたる道路橋の劣化損傷とその影響に対して適正な対策等の措置がなされるには、単に様々な部材の変状や損傷の状態を考慮するだけでなく、当該道路の機能が確保されることの信頼性や構造全体としての安全性などを考慮した総合的な見地からの意志決定が必要であり、点検の大きな目的の一つは専門的知見を有する技術者によってそのような意志決定の参考となる情報を得ることである。そのため、多くの道路橋の点検要領における状態評価は、管理者が行う措置と関連づけた定性的な表現によるカテゴリーに主観的な要素のある評価基準に照らして当てはめることを求めている。

これらの点を踏まえて、H16 定期点検要領では、定期点検によって取得する基本的なデータを、損傷の規模などについてできるだけ主観的要素を排除した評価基準によって最大 5 段階に評価する「損傷程度の評価」と橋の使用目的との適合性に照らして供用性や構造安全性などの橋や部材の状態について技術者の知見に基づいて主観的に評価し、管理者に対する技術的助言とも言える一次診断の結果である「対策区分の判定」という 2 つの異なるデータを同時に取得することを求めることとした。管理者はこれらの情報を活用し、責任をもって措置等の最終的な意思決定を行うこととなる。

一方、管理者に対して点検データの分析や将来予測から補修補強等の対策の必要性や対策の優先順位付けを支援する BMS によるシミュレーション結果は、橋の状態をどの程度の単位で評価して劣化の進展や損傷が橋に及ぼす影響と関連づけるのかによっても結果は大きく左右

されるが、橋の劣化傾向は同じ現象であっても橋の部位によっても大きく異なることが知られている。例えば、筆者らが行った鋼橋の塗装損傷や腐食では桁の極めて狭い範囲で他の部位に卓越して劣化が進むなど、部材単位より更に細かい要素単位で劣化特性が大きく異なることが明らかになっている[29]。また、橋の構造安全性は亀裂や破断など部材の一部あるいは局所的な事象の影響が支配的となることがほとんどであり、構造安全性の観点を含む将来状態の予測を実現するには、これらの支配的な影響を及ぼす局所的な部材の状態が的確に反映される必要がある。

直轄の H16 定期点検要領では、客観的データである「損傷程度の評価」については、各部材について構造的特徴や形状などの外観で識別できる特徴を用いてできるだけ細かく要素単位に分割し、そのそれぞれに対して独立した評価データを取得することとした。

このように部材を細分化してデータを取得する例は他にも報告されている[58]。しかし、多くの場合、点検で取得されるデータの評価単位は、部材単位あるいは部材種別単位での総合的な評価となっており、部材の一部に損傷や劣化の進行が卓越する部位があることや、その具体的な位置を、部材を細分化した要素単位のデータとして取得・記録している例は少ないと考えられる。

なお、「対策区分の判定」は、主に橋の機能状態等の性能との関わりにおける対策等についての管理者への助言ともいうべき定性的評価であることから、主桁や橋脚といったある程度規模のある部材等の単位で評価する。図-3.5.1 に H16 定期点検要領が定められたときに行われた評価体系の改定内容を示す。また、図-3.5.2 にデータ取得単位の概念を示す。図は一般的な鋼多主鈑桁の上部構造の場合の例である。全ての部材種類（主げた、横げた、床版など）について部材番号を与え、部材毎に対策区分の判定を行う（図中緑の○囲い対応）。その一方で、部材を外観目視で構造的な特徴などから明確に識別できる単位でさらに細分化した単位の要素に分割して、それぞれに要素番号を与え、要素毎に損傷程度の評価を行う（図中赤の○囲いに対応）。

損傷程度の評価については、H16 定期点検要領の中で損傷種類毎に、できるだけ客観的な評価が記録されるよう、評価基準が明示されている。一方、総合的な判断を行う対策区分の判定には、形式的な判断基準を示すことはできないことから、図-3.5.1 に示されるように判定の定性的な定義があるだけである。よって、判定の適切性については、判定に従事する技術者の知見や技術力に委ねられることとなるが、現在のところ我が国では、道路橋の損傷や劣化あるいは維持管理に精通した橋梁技術者の品質を保証するための資格者制度などが存在していない。このことは点検の最も重要な目的である健全性の評価の品質水準が制度的には保証されていないことを意味しており、例えば、点検従事者の法的資格制度が確立している米国の例と比べても、我が国では、対策区分の判定のような定性的で主観を伴う診断を行う技術者の質を如何に保証するのかが点検制度の意義と信頼性の観点からは大きな課題であると考えられる。

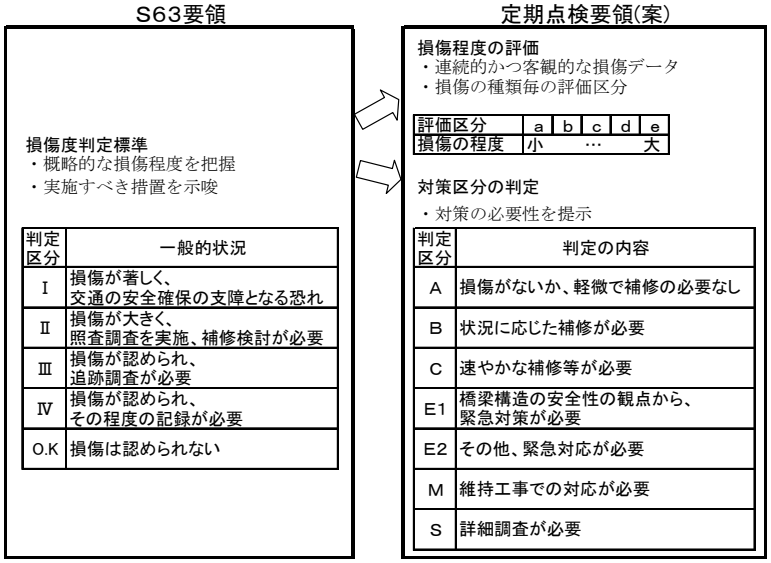


図-3.5.1　損傷の評価体系の改訂内容 [21)]

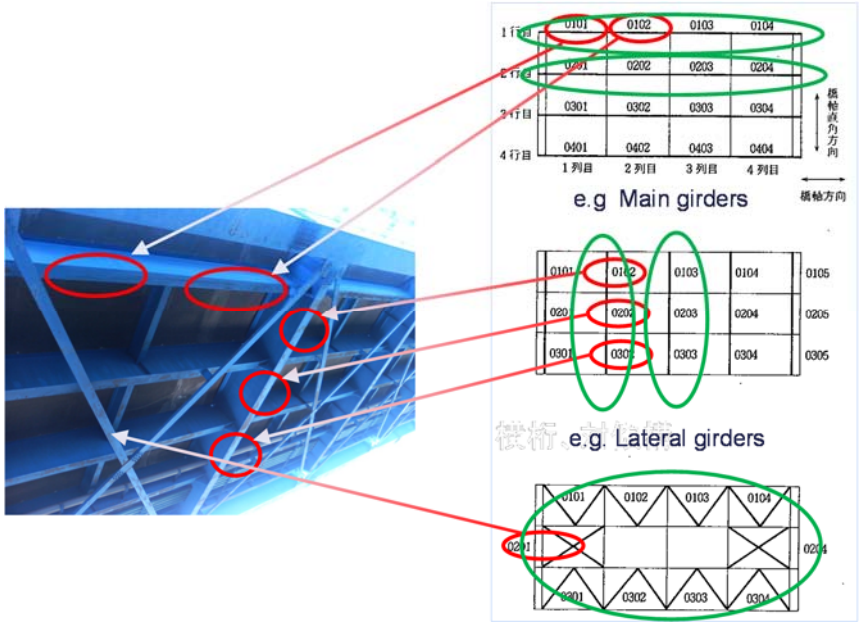


図-3.5.2　直轄の道路橋定期点検における評価単位

例えば、米国の場合、1970 年代から連邦道路庁（Federal Highway Administration（以下、「FHWA」という。））が整備してきた点検基準により、道路橋では表-3.5.3 に示すように 0～9 の 10 段階で評価（condition rating）がなされてきた。しかし、評価の観点が「劣化による深刻さ」によるものであり、損傷進展度や拡がりといった着目損傷の程度のみを評価したものではなく、点検員の主観的評価であること、上部工や床版といった 4 種の主要構造体のみを対象としている総合評価であることなどから、予算配分を検討するなどの連邦レベルの状態評価の参考情報としては有効性もあるものの、管理者が維持管理方針の意志決定を行うようなマネジメントに用いるには評価単位、評価内容ともに適当でない面があることが認識されてき。そのため FHWA では構造安全性に関わる劣化や損傷の評価やコスト評価にもより有効で適当なデ

ータの取得を意図して、必要な部材や要素およびその種類に細分化した単位（「Commonly-Recognized Bridge Elements(CoRe element)」と呼ばれている。）で評価する手法を開発した。CoRe element での評価は 1995 年に連邦政府が要領を公開して本格的な導入が始まり、連邦政府が開発した橋梁マネジメントシステム（PONTIS）もそれらに対応したものに改良されてきている。CoRe Element に対しては、状態評価基準も表-3.5.4 に示すように劣化進展過程に対応した劣化段階による 5 段階の状態評価が基本となっており、趣旨としては我が国の H16 点検要領における「損傷程度の評価」に相当するものとみることができる[78),79),80)]。

このように点検で取得するデータ体系は、それらを用いた維持管理マネジメント手法の変化によっても目的により適合したものへと転換していくことが求められる。そのためデータ体系の構築にあたっては、過去に蓄積されたデータとの連続性を確保することに配慮しつつ、一方で目的に合致した性質のデータが得られるよう評価単位や評価基準を的確に設定することが重要となる。

定期点検などの点検では、資産の現状を把握して必要な対策をとることに反映することが大きな目的である。道路橋の場合、これまでは資産が比較的若齢であったこともあって点検で厳しい状態にあることが認識されたものについて都度、補修や補強の対象として抽出して対策を講じるといういわゆる事後的保全に点検結果は用いられてきた。

一方、先述したように資産の高齢化と厳しい財政事情などからライフサイクルコストの低減が重要な課題となる中、その実現に有効な手法として将来の状態予測を踏まえて、状態が深刻化する前に予防的な保全を行う手法の確立が求められるようになってきた。

道路橋の状態の将来予測の結果は、最終的にはアセットマネジメントの目的に照らして対象となる個々の橋梁および評価対象となる橋梁群の維持管理費用などの数値的目標や補修や補強の具体的な優先順位などの確定的な評価指標として表現されることが多く、構造物のアセットマネジメントに関する研究においても実務への反映を念頭においた方法論の検討は多く行われている[81)~83)など]。

表-3.5.3 米国の道路橋点検における評価基準の例

CODE	DESCRIPTION
9	EXCELLENT
8	VERY GOOD
7	GOOD
6	SATISFACTORY
5	FAIR
4	POOR
3	SERIOUS
2	CRITICAL
1	"IMMINENT"-FAILURE
0	FAILED

注）文献[80)]による橋梁上部工・下部工・床版に対する評価を抜粋

表 3-5.4　米国の道路橋点検における CoRe element に対する評価基準

CODE	CONDITION STATUS	
1	Protected	劣化に対する防護システムは健全で機能している
2	Exposed	防護システムの一部または全てが損なわれている
3	Attacked	部材は外力の影響を受けている。ただし損傷には至っていない
4	Damaged	使用性への影響が疑われる損傷が生じている
5	Failed	部材は使用に耐える機能を有していない

注）文献[79)]による橋梁部材に対する例を抜粋し、一部を筆者が和訳した。

日本では、2006（平成 19）年に国土交通省道路局が、長寿命化修繕計画策定事業費補助制度を設けたこともあり、多くの地方自治体が数値シミュレーションなどによる将来の投資予測を行って、道路橋の補修補強等の維持管理計画と併せて予防保全と事後保全の対比など管理シナリオ毎の維持管理費用の概算を行っていることが、インターネット上でも確認できる。

しかし、道路橋の場合、同じ基準で作られたものであっても、架橋条件もそれぞれ大きく異なっており、2 章で明らかにしたように劣化特性には不可避な大きなばらつきがある。また、実際の補修補強等の対策は、設計や施工の合理性の観点からも部材や要素などの単位で実施されるわけではなく、径間や橋梁などの一定規模の単位で実施時期の調整が行われ、当該時期に実施することが必ずしも部材や要素単位では最適でないものも含めて措置が行われるなど、部材や要素単位での予測は個々の信頼性とは別に実際とは大きく乖離することが避けられない。

そのため、将来予測による対策時期の検討やライフサイクルコストの推計に用いる状態予測結果は、部材単位や要素単位といった区分のみならずそれらを径間単位や橋梁単位といった実際の工事等の実施単位あるいは予算措置の単位とできるだけ整合した単位でも得られることが望ましい。

点検結果の評価方法については、直轄のような技術者の知見に基づく総合的・定性的な評価ではなく、損傷等のデータを数値化して一定のルールで算出する点数で健全度評価点を付ける例など様々な手法が各機関、各分野で行われているものの、橋の総合的な性能や機能状態を評価できる方法は確立していない。また、多くの自治体等で、直轄の S63 点検要領と同様に損傷程度の評価と機能や性能の観点からの評価が混在した定義で一本化された評価を行っている事例も多い。現時点ではデータも少なく、各機関の評価方法の優劣は一概に言えないものの、構造的特徴や架橋環境、外力履歴など様々な条件で異なる個々の既設橋の機能状態や性能を定形のマニュアル等で機械的に診断することは、評価の信頼性の面での懸念もある。

直轄道路橋の H16 定期点検要領は、十分なデータがない中で以上のような観点を踏まえて、過去の知見なども考慮して定められたものである。以下に、H16 定期点検要領の評価体系、頻度などの点検要領の基本的な構成要素について、改定の妥当性の観点から評価を試みる。なお 2014（平成 26）年に H16 定期点検要領は改訂されているが、基本的な損傷の評価基準はすべて踏襲されている。

3.5.2　国の道路橋の定期点検の状況と課題

(1) 初回点検の導入

H16 定期点検要領では、供用後 2 年以内に初回点検を行い、その後、原則 5 年以内毎に点検を行うこととされている。初回点検は既往実績の調査から、実際の架橋条件で数年供用することで現れる初期欠陥を早期に対策することで耐久性向上とライフサイクルコストの低減が図れる可能性があるとの考えから、H16 定期点検要領において初めて導入したものである。道路管理者によっては、供用前に定期点検レベルの状態確認を行って初期値として記録しているが、国の場合には道路橋の完成後供用前までに全橋を定期点検レベルで詳細に状態を把握して記録をとることは少なくとも統一的には行われてきておらず、初めて行われる定期点検で記録された変状が供用後発生したものか､供用前から生じていたものかを評価することが困難であった。そのため供用後 2～3 年程度でその後 5 年毎に行われる定期点検と同様の方法と評価基準で点

検を行うものとしたものである。

以下に、2011 年 4 月時点の各橋の最新の点検結果（以下、「全点検」という。）と供用後 2 年以内に H16 点検要領により点検が行われた直轄道路橋の点検結果（以下、「初回点検」という。）の比較結果を示す。

損傷程度の評価を各径間の最低評価値で代表させた径間単位の集計結果を、初回点検結果と全点検結果について、図-3.5.3～図-3.5.9 に示す。横軸は、H16 点検要領の 26 種類の損傷のうち当該部材に該当する損傷としている。鋼製橋脚については 16 径間の初回点検結果が得られたものの、いずれの損傷も発生しておらずデータとして現れていない。

なお、本章以降で H16 点検要領に基づいて取得されたデータによる損傷に対する言及では、どの損傷種類として扱うのかについては、全て点検要領の定義による損傷種類であり、呼称の表記についても H16 点検要領と一致させて記述する。

全点検結果における鋼主桁および鋼製橋脚、支承では、損傷の種類のうち防食機能の劣化、腐食の発生比率が特に多い。RC 床版では、床版ひびわれ、漏水・遊離石灰の析出および剥離・鉄筋露出が多く発生している。また、PC 主桁、RC 主桁では、ひびわれ、漏水・遊離石灰の析出および剥離・鉄筋露出、うきが多く発生している。

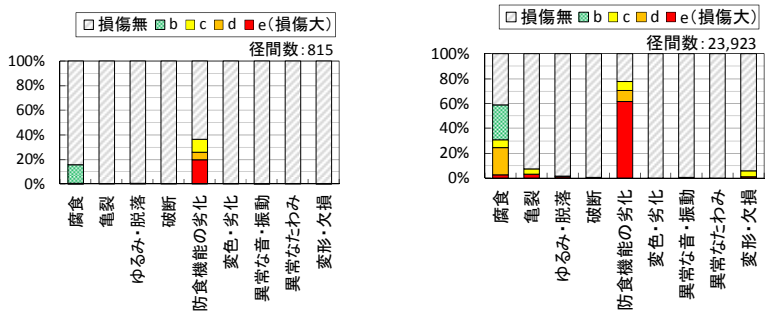
主桁および支承の防食機能の劣化、腐食については、初回点検に比べて全点検結果の方が損傷の発生比率が顕著に増えており、その内訳でもより損傷程度の大きい評価 e の増加傾向が窺える。このことから、主桁および支承の防食機能の劣化および腐食では、初期変状も見られるものの、変状発生と劣化の進展には経過年数が支配的な要因として影響している可能性がある。

PC 主桁及び RC 主桁のひびわれは、全点検と初回点検ともに PC 主桁で約 3 割、RC 主桁で 6～7 割に生じており、全点検と初回点検の比率に大きな差がない。両者共に竣工後早期に経年に依存しないひび割れが発生している可能性がある。一方、剥離・鉄筋露出とうきでは PC 及び RC 主桁ともに全点検と初回点検で発生率に明確な差がみられ、経年に従って増加する傾向となっているものと考えられる。

RC 床版では、床版ひびわれ、漏水・遊離石灰は全点検と初回点検で発生率や評価区分の比率に大差はなく、供用後早期発生するケースが多いものの新たな発生や顕著な進展は多くない可能性もある。その場合、良好な初期品質の実現によって耐久性の信頼性向上の余地があると考えられる。また、将来予測にあたっては、初期品質の推定精度が予測の信頼性を大きく左右する可能性があると考えられる。

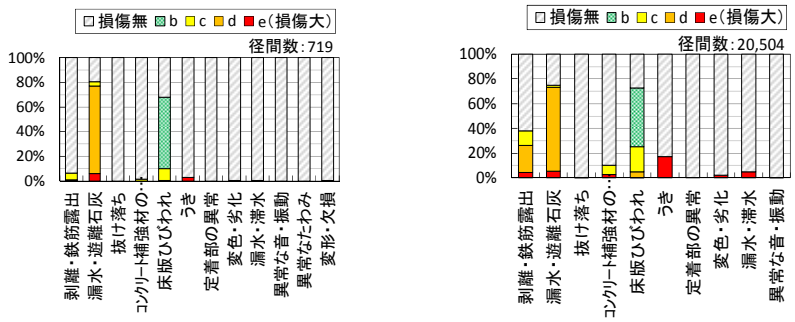
橋脚や主桁に比べて床版では漏水・遊離石灰の発生率が高く、部材を貫通したひび割れが多く発生している可能性がある。一方、橋脚では、うきの発生率が主桁や床版よりやや少ない。設計基準では上部工より橋脚の方が 20mm 程度厚いかぶりとなる場合が多いこと、橋脚では活荷重に対する応力変動が構造的に主桁や床版より小さい場合が多いことなどが影響している可能性も考えられる。

PC 主桁に比べて、RC 部材では主桁、橋脚、床版のいずれにおいても、初回点検により高い割合でひびわれ又は床版ひびわれが確認されている。道路橋の設計基準では、RC 部材においても、少なくとも完成時点においてひび割れが多発するようことは想定しておらず、耐久性向上の観点からは、原因究明を行って設計基準等での対策の必要性について検討する余地のあることが窺える。



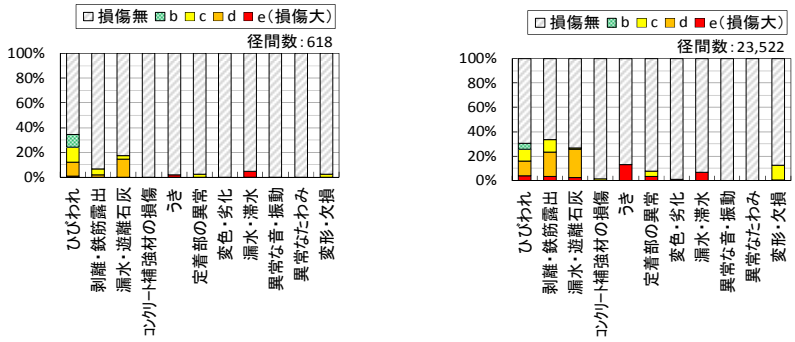
(a) 初回点検　　(b) 全点検

図-3.5.3　損傷程度の評価の割合（鋼橋主桁）



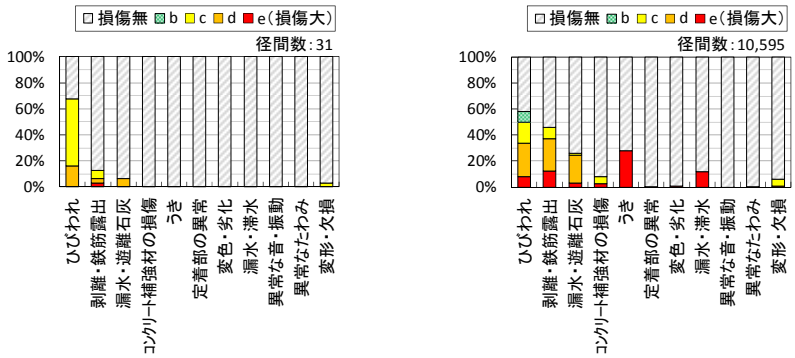
(a) 初回点検　　(b) 全点検

図-3.5.4　損傷程度の評価の割合（鋼橋 RC 床版）



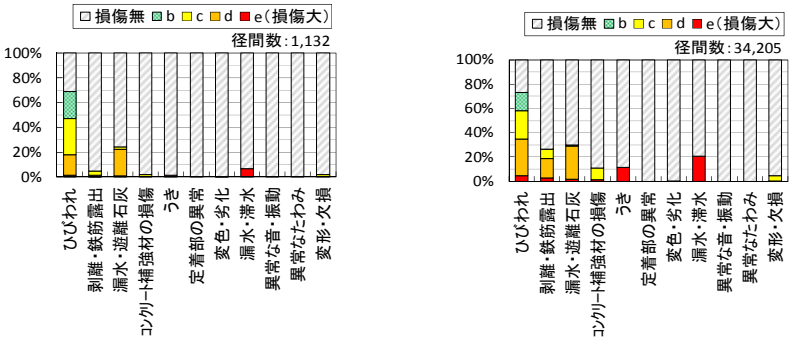
(a) 初回点検　　(b) 全点検

図-3.5.5　損傷程度の評価の割合（PC 主桁）



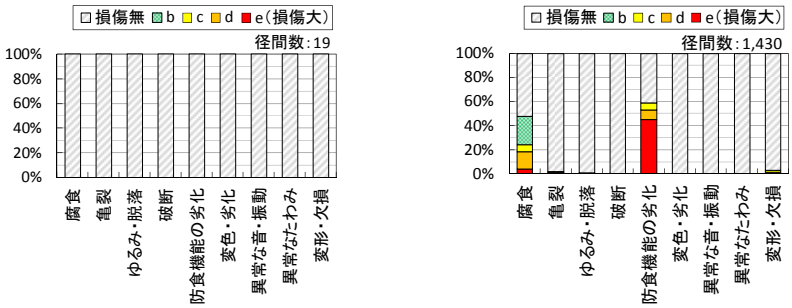
(a) 初回点検　　(b) 全点検

図-3.5.6　損傷程度の評価の割合（RC 主桁）



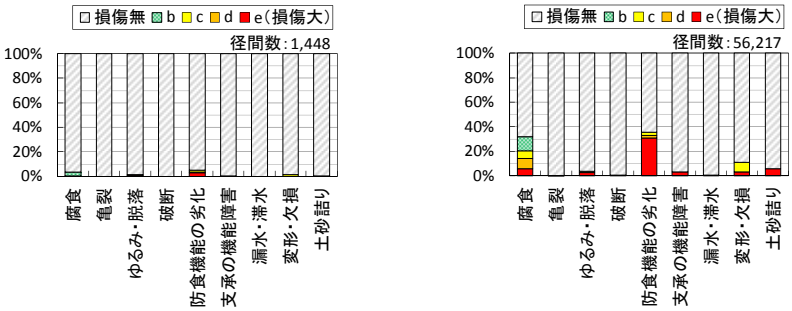
(a) 初回点検　　(b) 全点検

図-3.5.7　損傷程度の評価の割合（RC 橋脚）



(a) 初回点検　　(b) 全点検

図-3.5.8　損傷程度の評価の割合（鋼製橋脚）

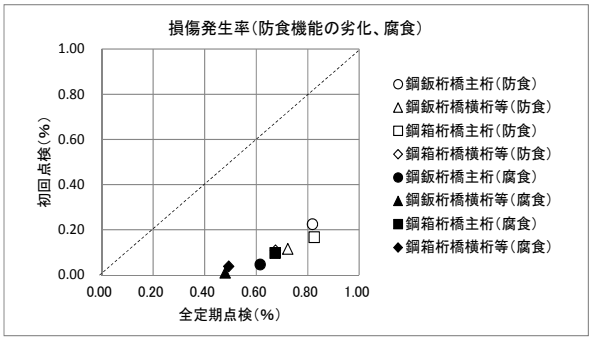


(a) 初回点検　　(b) 全点検

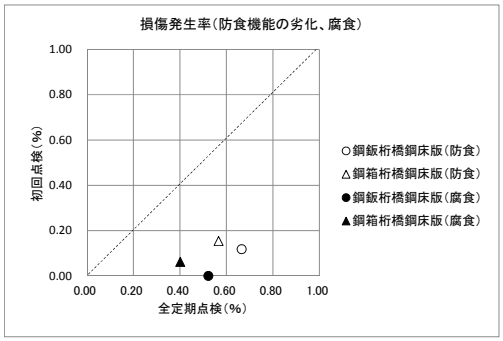
図-3.5.9　損傷程度の評価の割合（支承）

また、初回点検と全点検の損傷発生率を比較した主な結果を、図-3.5.10～図-3.5.13 に示す。

比較に当たっては、同一要素同士での損傷程度の評価の対比はデータ数が膨大となるため、ここでは大まかな傾向は掴む目的から、部位・部材別、損傷の種類別に、各損傷程度 a～e の発生率を径間単位で集計している。ここでは、同一径間に同じ損傷種類で複数の損傷程度の評価がある場合は最も損傷程度の評価が悪い方にあるものの評価で代表させている。

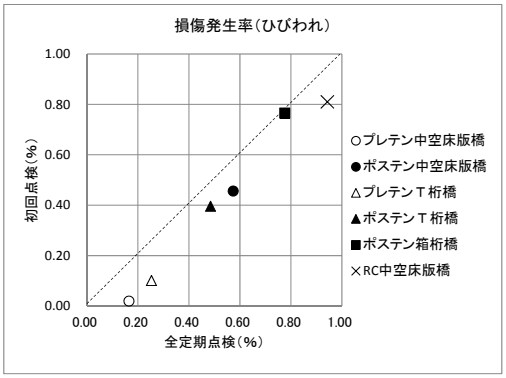


鋼橋の桁部材

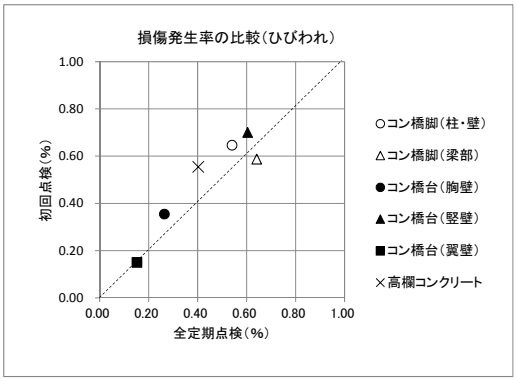


鋼橋の鋼床版

図-3.5.10　初回点検と 2 回目以降の定期点検の損傷発生率の比較（防食機能の劣化および腐食）

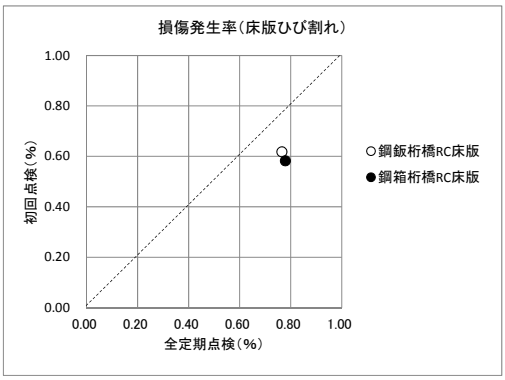


コンクリート橋（上部工（床版除く））

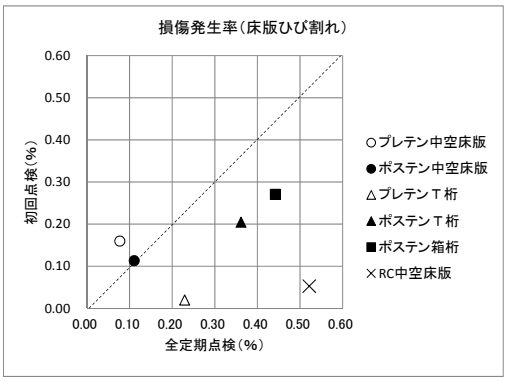


コンクリート下部工および高欄

図-3.5.11　初回点検と 2 回目以降の定期点検の損傷発生率の比較（コンクリートのひびわれ）



鋼橋



コンクリート橋

図-3.5.12　初回点検と 2 回目以降の定期点検の損傷発生率の比較（床版のひびわれ）

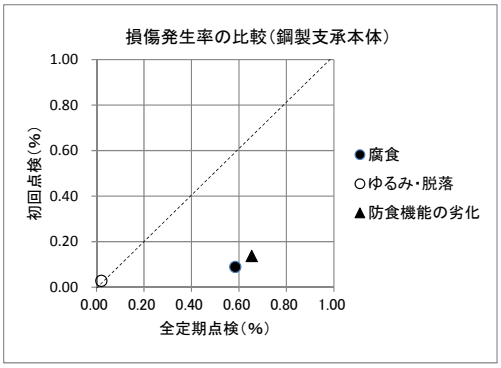


図-3.5.13　初回点検と 2 回目以降の定期点検の損傷発生率の比較（鋼製支承の本体）

鋼部材の防食機能の劣化、腐食は初回点検で発生率が少ないのに比べて全点検結果では大幅に損傷率が増える特徴が顕著であり、経年と共に着実に劣化が進展していく傾向が明確であることが伺える。

床版以外のコンクリート部材のひびわれは、初回点検での損傷発生率と全点検の損傷発生率に大きな差がなく、竣工時点または供用 2 年程度の早期にひび割れが発生している一方で、経年による新たなひび割れの発生は多くない可能性がある。

なお、ポストテンション PC 箱桁橋の主桁、RC 中空床版橋の上部工では特に初回点検、全点検とも 80%近いひびわれの発生率となっており、同じコンクリート桁でもプレテンション方式の桁に比べて相対的に初期品質の確保に課題があることが疑われる。

床版ひびわれでは、鋼桁橋では初期に比較的多く 60%近い損傷発生率であり、経年と共に徐々に悪化していく傾向が疑われる。一方、コンクリート橋では RC 中空床版で初期にはひびわれが確認されないものの全体では 50%近いひびわれの発生率となっており、PC 主桁に比べて、自動車荷重の影響による疲労現象が相対的に生じやすくなっている可能性も考えられる。

なお、本研究で用いた国の点検データではコンクリート床版の分類に PC と RC の区別はないが、直轄管理の道路橋では PC 床版は極めて数が少なく検討に用いたデータにはほぼ含まれていないことを確認しているため RC 床版として扱うこととした。鋼製支承の本体では、製品として現場に搬入されることが多く供用時点では防食機能は確保されている一方で、供用後に急速に防食機能の劣化や腐食を生じるに至るものが多いことがわかる。

以上のように、供用早期の損傷の発生傾向と 2 回目以降の点検が行われる 5 年以上経過した橋の損傷の発生傾向には様々な相違がみられ、これらを比較することで、初期品質の実態とそれらが経年劣化の傾向に及ぼす影響なども推測することができる。

例えば、部材や橋梁形式等によってそれぞれの損傷発生率および両者の関係にはケースによって特徴的な差がみられ、特に初回点検時点における損傷発生率が多いものについては、2 回目以降の定期点検結果のみから劣化速度等の特性を推定して将来予測を行うことは、実態と大きく乖離した結果となる危険性があることも指摘できる。またこのような初期損傷の発生実態や傾向を把握することで、技術基準で求める耐久性に関わる初期品質の確保がどの程度達成されているのかといった耐久性向上に繋がる具体的な課題を明らかにすることができる。そのため、維持管理の最適化を図るために劣化の実態を反映した信頼性の高い将来予測を実現するためには供用時点での施工品質や供用初期の損傷発生傾向についての情報を把握して考慮することが不可欠であるといえ、この観点からは H16 定期点検要領で導入した初回点検制度は少なくとも国の管理している道路橋に関しては予防保全の実現や耐久性向上の観点からは有意義であると考えられる。

(2) 損傷程度の評価と対策区分の判定

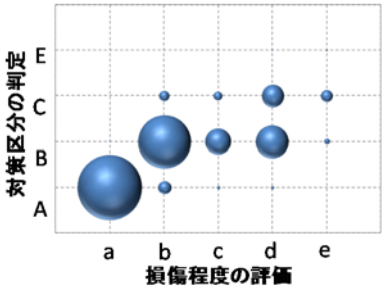
統計的手法による劣化予測などのアセットマネジメント手法への活用も意図して、H16 定期点検要領で導入された、点検時に取得するデータを客観的評価である「損傷程度の評価」と、技術者による主観的要素も含む一次診断である「対策区分の判定」に 2 分化した評価体系の妥当性について検討する。このような意図で明確にデータを区分している点検方法は、H16 定期点検の導入当時インフラの点検では例がなく、このようなデータ体系の導入の必要性や意義については、橋梁構造の特性を踏まえると工学的に妥当との判断がなされたものであるが、実際

のデータの蓄積がなく、これまで大規模な検証は行われていない。

元データは、2011（平成 23）年度末時点記録されている全ての直轄道路橋の定期点検結果である。損傷程度の評価は要素単位で記録され、対策区分の判定は部材単位で記録されることから、対策区分の判定に対応する部材が複数の損傷程度の評価値をもつ場合には、その最悪値を代表値として抽出して対策区分の判定と比較した。

整理にあたっては、できるだけ多くのデータ量を確保しつつ、かつ道路橋の主たる構造部材の形式等による相違を把握するため、鋼橋主桁、PC 主桁、RC 主桁、RC 床版、RC 橋脚のそれぞれについて代表的な損傷種類の対策区分の判定結果を集計する。集計は径間単位とし、各径間に複数の部材がある場合にはそれらの最低の評価で代表している。ここでは、A が最高で以下、B、C、E の順に状態は悪く、より低位の評価と捉えている。なお、対策区分の判定のうち、S 又は M 判定となっている部材は部材の機能状態そのものに着目した診断結果ではないため検討対象外とした。また、E1 及び E2 判定は、区別せず全て E として評価している。

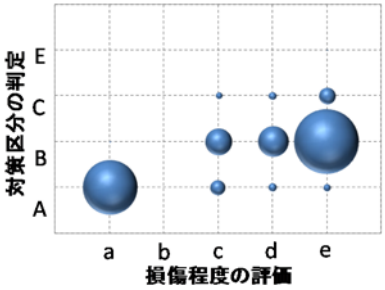
図-3.5.14～図-3.5.20 に、「損傷程度の評価」と「対策区分の判定」の対応関係を、ケース（各図）毎に該当要素数の相対比をプロットの面積比で表現したグラフで示す。



単位：部材

	A	B	C	E	計
a	47,208	13	2	0	47,223
b	1,885	31,370	1,063	0	34,318
c	105	7,235	834	3	8,177
d	94	11,890	5,597	16	17,597
e	3	302	1,517	29	1,851
計	49,295	50,810	9,013	48	109,166

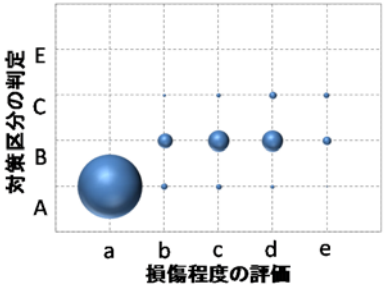
図-3.5.14　「損傷程度の評価」と「対策区分の判定」の比較（鋼橋主桁（鈑桁・腐食））



単位：部材

	A	B	C	E	計
a	33,704	14	0	0	33,718
b	0	0	0	0	0
c	2,393	8,072	439	0	10,904
d	744	10,539	677	0	11,960
e	518	47,983	2,904	18	51,423
計	37,359	66,608	4,020	18	108,005

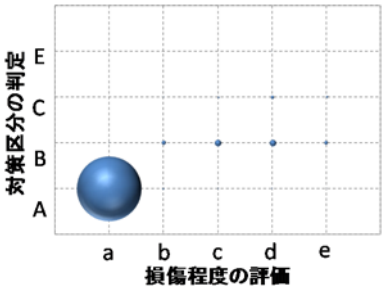
図-3.5.15　「損傷程度の評価」と「対策区分の判定」の比較
（鋼橋主桁（鈑桁・防食機能の劣化））



単位：部材

	A	B	C	E	計
a	26,325	3	0	0	26,328
b	235	1,365	43	0	1,643
c	173	2,756	110	0	3,039
d	72	2,681	338	0	3,091
e	11	417	183	1	612
計	26,816	7,222	674	1	34,713

図-3.5.16　「損傷程度の評価」と「対策区分の判定」の比較
（PC 主桁（ポステン主桁・ひびわれ））

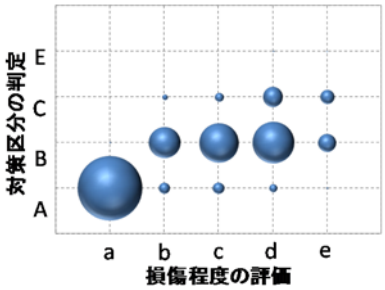


単位：部材

	A	B	C	E	計
a	275,408	17	0	0	275,425
b	150	1,086	22	0	1,258
c	100	2,578	179	0	2,857
d	43	2,627	624	20	3,314
e	10	819	237	0	1,066
計	275,711	7,127	1,062	20	283,920

図-3.5.17　「損傷程度の評価」と「対策区分の判定」の比較

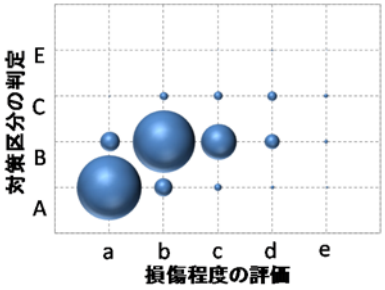
（PC 主桁（プレテン主桁・ひびわれ））



単位：部材

	A	B	C	E	計
a	9,687	5	0	0	9,692
b	265	2,257	59	0	2,581
c	292	3,616	180	0	4,088
d	136	4,022	905	4	5,067
e	7	734	430	2	1,173
計	10,387	10,634	1,574	6	22,601

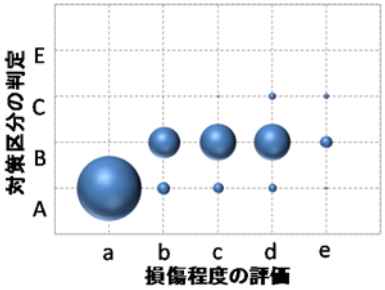
図-3.5.18　「損傷程度の評価」と「対策区分の判定」の比較（RC 主桁・ひびわれ）



単位：部材

	A	B	C	E	計
a	24,836	2,101	10	0	26,947
b	1,970	22,749	367	2	25,088
c	315	7,395	434	4	8,148
d	65	1,285	515	14	1,879
e	20	71	89	4	184
計	27,206	33,601	1,415	24	62,246

図-3.5.19　「損傷程度の評価」と「対策区分の判定」の比較（RC 床版・ひびわれ）



単位：部材

	A	B	C	E	計
a	57,337	13	0	0	57,350
b	2,079	13,135	16	0	15,230
c	1,524	18,090	58	0	19,672
d	882	17,991	691	0	19,564
e	80	1,867	372	0	2,319
計	61,902	51,096	1,137	0	114,135

図-3.5.20　「損傷程度の評価」と「対策区分の判定」の比較（RC 橋脚・ひびわれ）

鋼げたの腐食や床版ひびわれでは、損傷程度の評価と対策区分の判定にやや明確な相関が見られ、これは損傷程度の評価の段階区分が外観性状から判断できる損傷規模や拡がりなどの特徴の段階と部材の耐荷力性能の低下の程度に相関性が強いためと考えられる。しかし一方で、RC 主げたのひびわれや橋脚のひびわれでは、損傷程度の評価で区分される外観のひびわれ密度の増加に対して、部材の性能の低下程度に対する判断は一様でないことが伺える。PC 主げたではひびわれが生じているデータそのものの比率が少なく特徴は明確ではないが、ポステン

主げたのデータではRC主げた同様に、損傷程度の評価に対して対策区分の判定はBに集中する傾向があり、外観に現れた変状だけからは内部鋼材の腐食状況や腐食やひび割れが生じた原因の推定が正確に行えず、当面はそのまま状態を注視することでよいと判断されているケースが多くなっている可能性が伺える。

このように、あくまで外観性状からの物理的な状態に関する客観的事実としての損傷状況だけからは、当該部材や橋の機能がどの程度損なわれているのかといった耐荷力性能などの評価や対策の緊急性などについて技術者の主観による総合的な診断結果（対策区分の判定）の評価とは実績からも単純に一対一では対応しないことは明らかであり、統計的手法などによる劣化予測などを行う場合には、主観的な要素や総合的な視点での判断が介在しない客観的評価によるデータを用いる必要があることは明らかである。

一方で、部材や橋の機能状態などの診断は、客観的評価基準から機械的に行うことは出来ず、当面の供用安全性の確保のための様々な判断など橋や部材の性能状態に着目した健全度の評価を行うことも維持管理実務では不可欠である。そのため、ある程度技術力を有した専門家による診断は客観的事実のデータの取得とは別に確実に行われなければならない。

対策区分の判定のデータにどのように劣化の特徴が現れているのかについて考察を試みる。主要部材の判定区分の比率を図-3.5.21に示す。図-3.5.21は図-3.5.14～20とは異なり、すべての損傷種類を含めた合計として径間単位で集計している。

鋼主桁は80%以上で変状があり、13%で速やかな補修等の必要がある。RC床版は主桁より多い90%に変状がある。コンクリート主桁はPC、RCともに65%以上で変状があり、PC主桁では11%、RC主桁では19%のものが速やかな補修等の必要がある。RC橋脚では、特に状態の悪いC、Eは主桁や床版等のその他の部材より少ないものの、変状がないものは2割に満たない。鋼製橋脚や支承については、変状のないAの割合が他の部材に比べて多いものの、Cの割合は鋼製橋脚で14%、支承で9%と同程度存在する。このように部材毎に差があるものの、共通してBの比率が最大となっており、今後、Bがどのような速さで要補修の状態へ移行するのかを見極めることが維持管理方策の検討で重要な意味をもつといえる。

次に、経年的な推移に着目し、2007（平成19）年度から2012（平成24）年度まで毎年度の当初時点のデータを集計したものを表-3.5.5及び図-3.5.22に示す。各年度のデータは、点検結果のデータベースから抽出しており、毎年度2割程度の橋のデータが更新され、前年度に定期点検が行われなかった橋のデータは更新されずに引き継がれている。

近年の直轄道路橋ではほぼ全ての点検間隔が5年程度であれば、新設橋や撤去更新される橋の比率は全体数に比べると僅かであることから、それらによる母集団に含まれる橋梁の不一致の影響は無視できるとすると、点検要領に従って概ね5年で対象橋梁のほぼ全てのデータが更新されるものと考えられる。そのため5年間隔で前後の母集団の状態を対比することで、点検頻度に対応した維持管理サイクルの一巡の中で、劣化等の経年による状態変化と点検結果等に基づいて次回点検までに必要とされた補修や補強等の対策が行われた結果、対象橋梁全体の状態がどのように変化したのかを大まかに推定できるものと考えられる。

平成19年4月から平成24年4月のデータでは、Eは数、比率ともに減少傾向にあるものの、BとCの比率はほぼ一貫して増加している。またAの比率は一貫して減少してきている。

このことは、緊急性の高い状態にある橋について着実に対策が行われている一方で、変状が

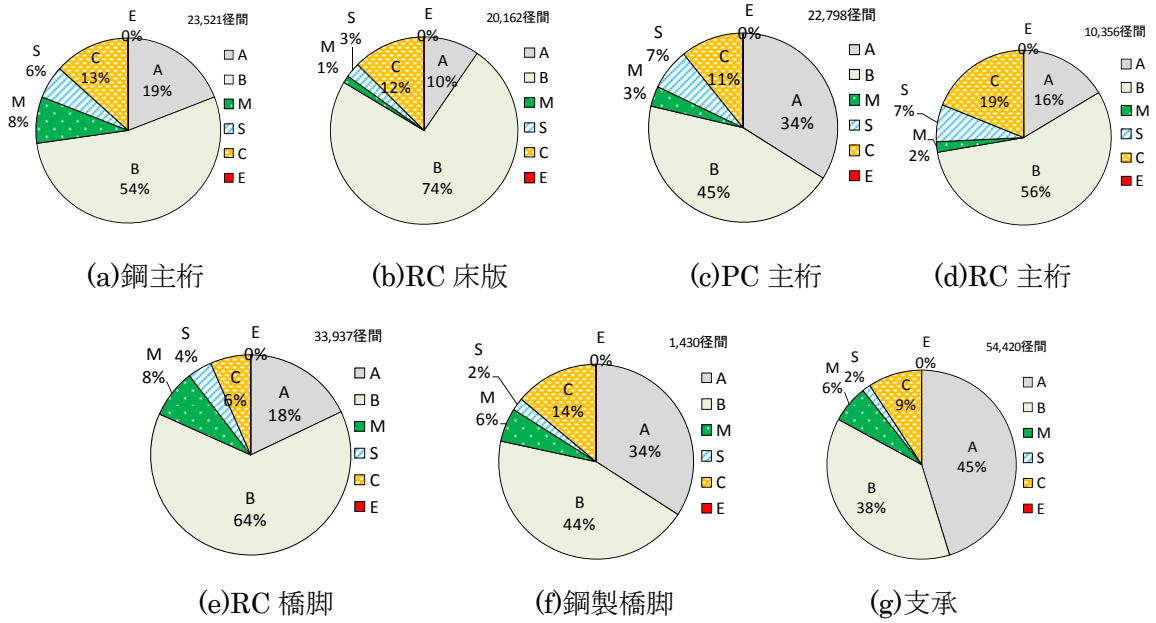
あっても緊急性の低いものについては健全度の回復措置が経年での劣化を補うまでには実施されていない結果と考えられ、全体としては事後保全となっている可能性が高い。

架設年代毎にこれらの傾向をみると、1960 年代より前の橋梁については、このような傾向は明確でない一方で、1960 年代以降の橋梁に顕著に傾向が現れている。

このことから、直轄の道路橋では、数の多い 1960 年代以降の道路橋では健全度が維持されるまでの予防保全や補修補強は行われておらず、経年劣化による全体としての健全度の低下が着実に進行しつつある状況である可能性が高い。

2012（平成 24）年 4 月時点のデータからは、部材種別や材種によって対策区分の判定結果の内訳比率に極端な差異はみられず、これまでに行われてきた維持管理手法によって実現している管理水準は部材や材料によって大きな差はないものと考えられる。

以上、視点の異なるこれら 2 つのデータに高い相関性がない以上、維持管理の高度化と供用安全性の確保のためには、これら 2 つの異なる視点で評価を行うことは妥当性があると言える。



(a)鋼主桁　(b)RC 床版　(c)PC 主桁　(d)RC 主桁

(e)RC 橋脚　(f)鋼製橋脚　(g)支承

図-3.5.21　対策区分の判定区分比率（主要な部材）

表-3.5.5　直轄道路橋の対策区分の判定の推移

（箇所）

橋梁管理カルテ	A	B	M	S	C	E2	E1	合計
H19.4現在	1,375	7,380	25	924	5,329	35	59	15,127
	9.1%	48.8%	0.2%	6.1%	35.2%	0.2%	0.4%	100.0%
H20.4現在	1,250	9,267	27	1,263	6,720	44	62	18,633
	6.7%	49.7%	0.1%	6.8%	36.1%	0.2%	0.3%	100.0%
H21.4現在	1,005	9,955	22	1,569	7,997	34	44	20,626
	4.9%	48.3%	0.1%	7.6%	38.8%	0.2%	0.2%	100.0%
H22.4現在	913	10,390	24	1,570	8,639	21	36	21,593
	4.2%	48.1%	0.1%	7.3%	40.0%	0.1%	0.2%	100.0%
H23.4現在	847	11,202	22	1,469	8,830	20	31	22,421
	3.8%	50.0%	0.1%	6.6%	39.4%	0.1%	0.1%	100.0%
H24.4現在	734	11,441	16	1,307	9,287	21	33	22,839
	3.2%	50.1%	0.1%	5.7%	40.7%	0.1%	0.1%	100.0%

注）文献 30),31),32),33)より作成

注：各年代の棒グラフは、左から、H19.4、H20.4、H21.4、H22.4、H23.4、H24.4時点における値を示す。

注）直轄道路橋の橋梁管理カルテ（H19.4～H24.4 時点）より集計

図-3.5.22 橋梁の対策区分の判定区分比率（架設竣工年別の推移）[30),31),32),33)より作成]

(3) 点検頻度

H16 定期点検要領では、それまでの 10 年毎から 5 年毎へと点検頻度が倍増された。これは仮に点検で 1 度の見逃しがあったとすると、点検間隔の 2 倍の期間（10 年毎では 20 年間）変状が放置される可能性もあると考えた場合、重大な事故に至る可能性のある疲労亀裂や深刻な腐食が報告されてきていることを踏まえると点検間隔を短縮すべきとの議論も踏まえたものである。ただし、現在までのところ道路橋の定期点検の最適頻度については工学的には導き出されておらず、内外の各道路管理者で統一した見解が得られているわけではない。

最適な点検頻度の導出には、道路橋の物理的な劣化の速度やそのばらつき、経年的な劣化や損傷の発生に伴う事故等のリスクや経済性など広範な要因が考慮される必要があると考えられる。しかし次章以降で明らかにするとおり道路橋の劣化事象には極めて大きな不確実性があることが明らかとなりつつある。また現在のところ信頼性と経済性の両方の観点からは最も合理的と考えられる技術者による外観目視を主体とした点検のみでは、道路橋の性能に関わる損傷や変状の検出に限界があることも明らかである。

以上のように、高齢化橋梁が増える中で 10 年毎の点検間隔を短縮したことは、重大事故の防止や徒に対策時期が遅れることによる不合理な事態を少なくする点では一定の効果があったものと考えられるものの、例えば初回点検で変状が見られなかった橋に対しても等しく 5 年毎に定期点検を行うことの妥当性あるいは橋の条件毎にどの程度の頻度で行うことが最適であるのかを証明することは現段階ではデータもなく困難であり今後の課題である。

なお、本研究で別途示すように、少なくとも 5 年間隔で得られた定期点検結果の統計的分析によって、道路橋の劣化の特徴について様々な情報や知見が得られることが明らかになっており、5 年間隔での点検は劣化特性の解明の観点からは、妥当性のある範囲にあるものと考えられる。

(4) 評価単位

H16 定期点検要領では、劣化傾向の分析などにも活用するために、「損傷程度の評価」は部材をさらに細分した単位（要素単位）で取得することとした。一方で道路橋の場合、様々な部材が組み合わされており規模や形式によっては、それをさらに細分化した要素の数は膨大なものになる。そのため記録されるデータも膨大なものとなり点検コストに反映されることになるため細分化のレベルや必要性については必要最小限に抑えることが求められる。

これまでこのような細分化されたデータの必要性についてはデータの蓄積が少なく、概略的な劣化傾向の把握に活用されたことはあるものの[29]、アセットマネジメントへの活用の観点から十分にその必要性が評価なされてはいない。そのため、本研究では H16 定期点検要領で導入された要素単位のデータ取得の必要性について 4 章以降詳しく分析する。

(5) その他

H16 定期点検要領では、全ての部材に近接して外観目視を主として評価を行うこととなっている。一方で近年報告例が増えつつある鋼部材の疲労亀裂や、洗掘などの水中部や地中部の変状、コンクリート部材への塩分の浸透など、外観目視では的確な劣化や損傷の状態が把握できない事象によって深刻な状態となる事例が報告されている。

これらについては、それぞれの事象が生じやすい条件が異なることから、それぞれ対象が限られるため一律に行われる定期点検とは別に、事象に応じて適当な点検頻度や手法、判断基準を定めた点検が行われることが合理的と考えられる。

これまでにも、一部の事象については国の道路橋を対象にした点検要領またはそれに相当する技術資料がとりまとめられているものがある。以下にその例を挙げる。

・「コンクリート橋の塩害に関する特定点検要領（案）　平成 16 年 3 月」
国土交通省道路局国道・防災課

・「道路橋のアルカリ骨材反応に対する維持管理要領（案）　平成 15 年 3 月」
国土交通省道路局国道・防災課他

・「鋼製橋脚隅角部の疲労損傷臨時点検要領　平成 14 年 5 月」　国土交通省道路局国道課

・橋梁基礎の洗掘に係る点検実施要領　平成 19 年 10 月」　国土交通省道路局国道・防災課

一方で、道路橋で今後問題となる可能性のある懸案事象・部位に対して、未だ合理的な技術や方法が確立していないなどの理由から点検要領がとりまとめられていないものや、技術的に必ずしも十分ではないものもあり、高齢化資産の増加を踏まえるとこれらの確立が課題と言える。また、計画的維持管理の最大の目的は、道路橋の場合、供用性に関して許容される範囲内にリスクを抑えつつ、ライフサイクルコストを最小化すること、あるいはライフサイクルコストおよび当面のコストを許容される範囲内に抑えつつ、対象道路橋に期待する性能がより確実に発揮されうる状態とすることに維持することであると考えられる。

ライフサイクルコストの評価方法としては、割引率を考慮して対象期間の総費用を最小化する方法や年平均費用を最小化する方法など評価の観点や将来の経済的不確実性の影響の考慮の考え方の異なる様々な方法が検討されてきている[84),85),86)]。

しかし道路橋の場合、構造体そのものの供用期間が極めて長期にわたることに加えて、仮に上部構造が更新されるような場合にも、道路の一部区間としての機能は、短期間代替路で補完されるか仮橋などで維持される場合がほとんどである。さらに一般には地中にある基礎構造や

下部構造まで全ての構造体が更新されることはこれまでほとんど無く、ライフサイクルコストの評価対象とされるべきは、半永久的に維持される道路機能そのものであるとも考えられる。

そのため、仮に構造体の設計の中で具体的に考慮される耐久性の目標期間である数十年から百年程度までの設計供用期間を評価期間としてライフサイクルコストを評価する場合に、一般的な割引率を用いて現在価値に換算するコスト評価手法をそのまま適用すると、予防保全などの早期投資の効果や長寿命化の意義が実務管理者の感覚よりも過小評価されることが課題とされてきた[87]。実際に一般的な鋼橋に対して割引率を変えて現在価値法によるライフサイクルコストを試算した例では、割引率の大小によって経済的となる維持管理戦略は使い切り型から延命化まで大きく左右されるとの結果も報告されている[81]。

さらに、道路橋のような社会資本の管理者は一般にそれぞれライフサイクルが異なる複数の社会資本を管理しており、個々の社会資本に対するライフサイクルコストの最小化だけでなく、管理する社会資本全体としてのライフサイクルコストの最小化など最適な維持管理施策を両立させることが求められるが、そのようなマネジメントの方法論は確立しておらず課題であると指摘されている[84]。

また、道路橋は先に述べたように道路機能の一部を担い、道路の一部区間は起終点のある路線としてあるいは相応の拡がりのある地域の道路網に組み込まれているため、そのライフサイクルコストの評価においては、交通規制等の社会的影響など交通ネットワーク全体の機能に及ぼす影響の観点でその価値が評価される必要があるとしてその評価を試みた研究もある[88]。

このように道路橋のライフサイクルコストの評価には、個々の構造物の劣化特性が精度良く予測できるかどうかといった劣化現象そのものの有する不確実性の扱いとは別に、それ以前にライフサイクルコストとして評価対象とする費用の範囲、評価対象とする期間、目標あるいは制約条件としての管理水準等の評価基準、割引率などの経済的評価の扱いなどの方法論が確立していないという課題が残されており、目的に応じた手法の確立が不可欠といえる。

3.6 まとめ

本章では、これまでの道路橋の維持管理に関連する我が国の取り組みについて現状に至るまでの経緯を整理した。

国全体として管理する道路橋資産の増大と高齢化が進行するなかで、国では道路管理者に対して直接的に関与はしないものの、全国の膨大な数の重要道路を管理する道路管理者としてライフサイクルコストの低減と保全水準の両立を実現する道路橋資産の合理的な管理方策を模索し、それらの情報を全国の道路管理者に共有することによって、結果的には、全国の道路橋資産の保全のあり方に大きな影響を及ぼしてきたものと考えられる。そして、以上の分析を踏まえると、これまでの国の維持管理に対する取り組みは概ね次のように総括することができる。

1）道路資産の増大と着実に進む高齢化に対する最初の取組みは、未経験の高齢資産の増大と深刻な劣化損傷の顕在化を受けて、どのような維持管理を行うべきなのかを検討するためにも必要な情報の圧倒的な不足という現実に対して、まず国の資産に対する実態把握が進められた。

その結果、1988（昭和 63）年に国としては初めて全国で統一的な要領による定期点検が全国の地方整備局で開始され、これにより全国規模で同一基準による均質な道路橋の維持管理実態に関する情報が計画的維持管理の為に蓄積できる体制が整えられた。

2) 国により開始された、計画的に対象全ての状態が漏れなく把握される点検の実施は、危険な状態にある橋梁の特定や疲労損傷や塩害といった道路橋の安全に深刻な影響を及ぼす危険な劣化事象の存在を明らかにし、初期コスト以外にライフサイクルコストまでを考慮した耐久性を重視する設計基準（H14 道示および H24 道示）の導入につながった。
3) 国内外での落橋を含む道路構造物の供用中の重大事故の発生を大きな契機として、全ての道路法上の道路橋の管理水準に対する法的規制の必要性の議論が本格化し、2013（平成 25）年の道路法改正とそれに伴う法定点検の義務化が実現した。
4) 現状を把握するだけでなく将来状態を予測し、適切なタイミングで対策を行う予防保全がライフサイクルコストの低減や突発的な事故リスクの低減に資するものと認識され、その実現に向けて点検データからの将来状態予測手法の研究や多数の資産全体の維持管理の最適化を支援するアセットマネジメントシステムの開発が各方面で進められてきている。しかし、維持管理の範疇は多岐にわたり、アセットマネジメントの概念そのものも確定しておらず、また現象としても複雑で不確実性のある実際の道路橋の劣化と予測には大きな乖離が避けられないなどこともあり、将来状態予測手法についても確立していない。
5) 計画的管理の支援も視野に導入された国の定期点検要領における、供用後 2 年程度で実施する初回点検、点検における診断とは独立した要素単位での客観的事実の記録取得については、統計分析による将来予測や劣化特性の解明に対して、より均質なデータを提供できる点で有効性がある。

以上のように、橋の維持管理の合理化には未だ様々な課題が残されている。特に、統計処理による将来予測やそれらを用いた管理の最適化については様々な限界があることが明らかになりつつある。

第３章　参考文献

1) 国土交通省道路局 HP：道路橋の予防保全に向けた有識者会議資料（第 1 回）参考資料
http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-council/maintenance/1pdf/3.pdf

2) 佐伯彰一他：橋梁点検要領（案），土木研究所資料第 2651 号，昭和 63 年 7 月，建設省土木研究所

3) 藤原　稔，岩崎泰彦：橋梁の架替に関する調査結果(I)，土木研究所資料 2723 号，平成元年(1989 年)1 月，建設省土木研究所

4) 佐藤弘史，荻原勝也：橋梁マネージメントシステムの開発に関する調査研究報告書，土木研究所資料 3633 号，平成 11 年(1999 年)3 月，建設省土木研究所

5) (社)日本道路協会：道路橋の塩害対策指針（案）・同解説，昭和 59 年 2 月

6) 森　芳徳，佐伯彰一他：飛来塩分量全国調査 (I)，土木研究所資料 2203 号，昭和 60 年(1985 年)3 月，建設省土木研究所

7) 片脇　清，篠原洋司他：飛来塩分量全国調査 (II)，土木研究所資料 2257 号，昭和 60 年(1985 年)11 月，建設省土木研究所

8) 藤原　稔，箕作光一：飛来塩分量全国調査 (III)，土木研究所資料 2687 号，昭和 63 年(1988 年)12 月，建設省土木研究所

9) 西川和廣，田中良樹：飛来塩分量全国調査（IV)，土木研究所資料 3175 号，平成 5 年(1993 年)3 月，建設省土木研究所

10) 建設省東北地方整備局酒田工事事務所：温海地区塩害橋対策技術報告書，平成 10 年 3 月，
http://www.thr.mlit.go.jp/sakata/road/report/img/199803atsumi_engai.pdf

11) 佐伯彰一，森　芳徳ほか：耐候性鋼材の全国暴露試験，土木研究所資料 1835 号，建設省土木研究所，昭和 57 年 4 月

12) 建設省土木研究所，(社)鋼材倶楽部，(社)日本橋梁建設協会：耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書(VIII)－無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領（案）－，共同研究報告書第 12 号，昭和 63 年 1 月

13) 建設省土木研究所，(社)鋼材倶楽部，(社)日本橋梁建設協会：耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書(XIII)－無塗装耐候性橋梁の点検要領（案）－，共同研究報告書第 57 号，平成 3 年 3 月

14) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，平成 14 年

15) (社)日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧，平成 17 年 12 月

16) (社)日本道路協会：鋼橋の疲労，平成 9 年 5 月

17) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，平成 8 年

18) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，平成 14 年 3 月

19) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，平成 24 年

20) 岩崎信義：「道路構造物の今後の管理・更新等のあり方に関する提言」のとりまとめについて，月刊建設マネジメント技術，（一財）経済調査会，2003 年 8 月

21) 国土交通省道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領（案），平成 16 年 3 月

22) 国土交通省道路局: 「道路整備の中期ビジョン（案）について」～真に必要な道路整備についての議論のために～ ,http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha06/06/060601_2_.html

23) 国土交通省道路局: 「道路の中期計画」
http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-douro-keikaku/02.pdf
24) National Transportation Safety Board (USA) :Collapse of I-35W Highway Bridge Minneapolis,Minnesota,August,1,2007,NTSB,Highway Accident Report NTSB/HAR-08/03.Washinton,DC.2008.
25) 玉越　隆史 : 米国橋梁崩壊事故に関する技術調査団の調査結果について,建設マネジメント技術,2008 年 1 月号
26) 国土交通省道路局：道路橋の予防保全に向けた有識者会議資料
http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-council/maintenance/index.html
http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-council/maintenance/4pdf/teigen.pdf
27) 国土交通省道路局 :http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobo1_1.pdf
28) 国土交通省道路局 : 長寿命化修繕計画策定事業費補助制度要綱について，2006 年 4 月，国道国防第 215 号・国道地環 43 号　http://www.amci-npo.jp/file/choujumyou02.pdf
29) 玉越　隆史，小林　寛他：道路橋の健全度に関する基礎的調査に関する研究，国土技術政策総合研究所資料第 381 号，2007 年（平成 19 年）4 月，国土技術政策総合研究所
30) 玉越　隆史，大久保　雅憲他：平成 19 年度道路構造物に関する基本データ集，国土技術政策総合研究所資料第 488 号，2008 年（平成 20 年）12 月，国土技術政策総合研究所
31) 玉越　隆史，大久保　雅憲他：平成 20 年度道路構造物に関する基本データ集，国土技術政策総合研究所資料第 545 号，2009 年（平成 21 年）10 月，国土技術政策総合研究所
32) 玉越　隆史，大久保　雅憲他：平成 21 年度・平成 22 年度道路構造物に関する基本データ集，国土技術政策総合研究所資料第 645 号，2011 年（平成 22 年）7 月，国土技術政策総合研究所
33) 玉越　隆史，大久保　雅憲他：平成 23 年度道路構造物に関する基本データ集，国土技術政策総合研究所資料第 693 号，2012 年（平成 23 年）9 月，国土技術政策総合研究所
34) トンネル天井板の落下事故に関する調査・検討委員会：トンネル天井板の落下事故に関する調査・検討委員会報告書，国土交通省，2013.6
35) 社会資本整備審議会・交通政策審議会：今後の社会資本の維持管理・更新のあり方について，国土交通省，2013.12, http://www.mlit.go.jp/report/press/sogo03_hh_000054.html
36) 社会資本の老朽化対策会議：社会資本の維持管理・更新に関し当面講ずべき措置，国土交通省，2013.3 , http://www.mlit.go.jp/common/000991905.pdf
37)土木学会：アセットマネジメント導入への挑戦,社団法人土木学会編,技報道出版,2005.11
38) US.dot：Asset Management Primer,1999.12
39) 宮本能久，松本博通，榎本碧：地方自治体における NPM 型アセットマネジメント構築に関する一考察,建設マネジメント研究論文集,Vol.13 ,pp115-126,2006
40) W.R.Hudson，R.Haas，W.Uddin（原著）笠原篤（監訳）：社会資本マネジメント，森北出版,2001.6
41) E.P.Small, T.Philbin, M.Fraher, G.P.Romack : Current Status of Bridge Management System Implementation in the United States, TRB transportation Research Circular 498, pp.A1/1-A1/16,

42) 東京都：橋梁の管理に関する中長期計画～戦略的な予防保全型管理の実現に向けて～, 2008 年 3 月
43) 例えば，青森県：青森県橋梁アセットマネジメント基本計画,2003.11
44) 川村宏行 : 青森県における橋梁アセットマネジメントの導入と実践,構造工学技術シリーズ No.55 ,pp14-19,2008.9
45) 石田純一，岡﨑光央，河村圭，宮本文穂：山口県における計画的橋梁維持管理の導入手法と実用的データベースシステムの開発，土木学会論文集 F,Vol.64,No.1,pp72-91,2008.2
46) S.Sakai:The Measure Towards Maintenance by New Technology for Expressway Bridges in Japan,24th US-Japan Bridge Engineering Work Shop proceedings, 2008, http://www.pwri.go.jp/eng/ujnr/tc/g/pdf/24/24-8-2sakai.pdf
47) 国土交通省国土技術政策総合研究所 : 国土技術政策総合研究所プロジェクト研究報告 No.4 －住宅・社会資本の管理運営技術の開発－,pp26-32,2006.1
48) 宮川豊章，保田敬一，岩城一郎，横田弘，服部篤史：土木技術者のためのアセットマネジメントーコンクリート構造物を中心としてー，土木学会論文集 F,Vol.64,No.1, pp24-43, 2008.2
49) 室井智文，窪田賢司，紫桃孝一郎，稲葉尚文，横山和昭，山根立行：橋梁マネジメントシステムにおける劣化度評価手法に関する一考察,構造工学論文集，Vol.51A ，pp1139-1146, 2005.3
50) 片山大介，西林素彦，閑上直浩 : 阪神高速道路の橋梁マネジメントシステム（H-BMS）について,第 26 回日本道路会議,2005.10
51) 和泉公比古, 藤野陽三 : 首都高速道路ネットワークにおける維持管理の統合マネジメント, 土木学会論文集 F, Vol.65 No.3,326-345,2009.8
52) 長尾幸雄：本四連絡橋の塗替塗装,本四技報,Vol.32 No.110,pp43-46,2008.3
53) 長尾幸雄：コンクリート構造物の維持管理,本四技報,Vol.32 No.110,pp47-52,2008.3
54) 藤井学，PONTIS 会，前川義男 : 米国における橋梁の維持管理システム，橋梁と基礎 95-6, 建設図書, pp33-37,1995.6
55) 古田均，茅野牧夫，渡邊英一：橋梁の維持管理とブリッジマネジメントシステムの現状と将来展望,土木学会論文集 F,Vol.63 No.3,287-294,2007.7
56) (社)日本コンクリート工学協会 : コンクリート構造物のアセットマネジメントに関するシンポジウム　委員会報告・論文報告集,JCI-C71,コンクリート構造物のアセットマネジメント研究委員会,2006.12
57) 横山正樹：米国の目指す道路橋管理システム，橋梁と基礎（建設図書）,pp136-137,2001.8
58) 加藤静雄，佐藤京：Bridge Management System[Pontis]に学ぶ，橋梁と基礎,建設図書, pp43-46,2008.8
59) 貝戸清之，青木一也，小林潔司：実践的アセットマネジメントと第 2 世代研究への展望, 土木技術者実践論文集, Vol.1,pp67-82,2010.3
60) 杉崎光一，貝戸清之，小林潔司：目視検査周期の不均一性を考慮した統計的劣化予測手法の構築,構造工学論文集，Vol.52A,pp781790,2006.3
61) 木内順司，齋藤善之，杉本博之：点検結果のばらつきを考慮した最適維持管理計画に関す

る研究，構造工学論文集，Vol.57A,pp155-168,2011.3
62) 貝戸清之，阿部充，藤野陽三：実測データに基づく構造物の劣化予測,土木学会論文集, No.744/Ⅳ-61,pp29-38,2003.10
63) 津田尚胤，貝戸清之，青木一也，小林潔司：橋梁劣化予測のためのマルコフ遷移確率の推定,土木学会論文集,No.801/Ⅰ-73,pp69-82,2005.10
64) 青木，山本，小林：トンネル照明システムの最適点検・更新政策，土木学会論文集 No.805, Ⅵ-69,pp105-116,2005.12
65) A.K.Agrawal, M.ASCE, A.Kawaguchi, Z.Chen: Deterioration Rates of Typical Bridge Elements in New York, Journal of Bridge Engineering,ASCE,2010.7/8,pp419-429
66) 保田敬一，小林潔司：BMS における点検結果と状態遷移確率が LCC に及ぼす影響,建設マネジメント研究論文集, Vol.11,pp111-122,2004
67) 青木一也，山本浩司，小林潔司：劣化予測のためのハザードモデルの推計，土木学会論文集，No.791/VI-67,pp111-124,2005
68) 青木一也，山本浩司，津田尚胤，小林潔司：多段階ワイブル劣化ハザードモデル，土木学会論文集，No.798/VI-68,pp125-136,2005
69) O'Connor,D.S.and Hyman,W.A:Bridge Management Systems, Report FHWA-DP-71-01R, FHWA,U.S. Depatment of Transportation,1989
70) 小林潔司，熊田一彦，佐藤正和，岩崎洋一郎，青木一也：サンプル欠損を考慮した舗装劣化予測モデル，土木学会論文集 F，Vol.63,No.1,pp1-15,2007.1
71) 赤石沢総光，吉田郁政，安田登，宮本幸治：性能設計を活用した RC 構造物の保守頻度・時期の最適化に関する研究，構造工学論文集，Vol.47A,pp277-284,2001.3
72) 小牟禮建一，濱田秀則，横田弘，山路徹：RC 桟橋上部工の塩害による劣化進行モデルの開発,港湾空港技術研究所報告,Vol.41,No.4,pp3-37,2002.12
73) 森川英典，森田祐介，小島大祐：不確実性を考慮した塩害劣化 RC 橋における劣化および安全性の評価,土木学会論文集,No.809/V-70,pp117-130,2006.2
74) 津田尚胤，貝戸清之，山本浩司，小林潔司：ワイブル劣化ハザードモデルのベイス推計法，土木学会論文集 No.798/VI-68,pp125-136,2006
75) 貝戸清之，小林潔司：マルコフ劣化ハザードモデルのベイズ推定，土木学会論文集 A, Vol.63,No.2,pp336-355,2007
76) 青木，山本，小林：時間依存型劣化過程を有するシステムの集計的最適点検・補修モデル，土木学会論文集 F,vol.62,No.2,pp240-257,2006.4
77) Reliability of Visual Inspection for Highway Bridges,Volume1:Final Report,Federal Highway Administratrion,FHWA-RD-01-020,June 2001
78) Paul D.Thompson,Richard W.Shepard:AASHTO Commonly-Recognized Bridge Elements Successful Applocations and Lessons Learned,National Workshop on Commonly Recognized Measures for Maintenance,June,2000
79) Federal Highway Administration:Bridge Inspector's Reference Manual,FHWA NHI 03-001,Oct,2002,Revised Dec.2006
80) Federal Highway Administration:Recording and Coding Guide for the Structure

Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges,FHWA PD 96-001,Dec.1995
81）貝戸清之，阿部充，公門和樹，藤野陽三：ストック価値を考慮したトータルコスト最小化に基づく橋梁マネージメント，構造工学論文集，Vol.47A,pp991-998,2001.3
82）織田澤利守，石原克治，小林潔司，近藤佳史：経済的寿命を考慮した最適修繕政策，土木学会論文集，No.772 / Ⅳ-65,pp169-184,2004
83）貝戸清之，保田敬一，小林潔司，大和田慶：平均費用法に基づいた橋梁部材の最適補修戦略，土木学会論文集，No.801 / Ⅰ-73,pp83-96,2005
84）小林潔司：分権的ライフサイクル費用評価と集計的効率性，土木学会論文集，No.793,Ⅳ-68,pp59-71,2005.7
85）織田澤利守，石原克治，小林潔司，近藤佳史：経済的寿命を考慮した最適修繕政策，土木学会論文集，No.772 / Ⅳ-65,pp169-184,2004
86）貝戸清之，保田敬一，小林潔司，大和田慶：平均費用法に基づいた橋梁部材の最適補修戦略，土木学会論文集，No.801 / Ⅰ-73,pp83-96,2005
87）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,pp1-10,1994.10
88）山口亮太，伊藤裕一，三木千壽，市川篤司：社会的損失を考慮した道路橋のライフサイクルコスト評価の試み，構造工学論文集，Vol.47A,pp983-989,2001.3

第４章　我が国の道路橋の劣化特性と統計的劣化予測手法の適用性の検討

4.1　概要

本研究では、2 章において過去の基準類の変遷などから過去の道路橋示方書およびその系列の設計基準の内容を遵守し、かつ適切な品質で設計施工された道路橋については、防食システムの補修や更新などの一般的な維持管理を行うことで100年程度の耐久性を有する可能性が高いことが示唆されることを示した。また、これまでに日本で架設された道路橋については適用されてきた技術基準および実務設計の手法からは、耐久性能については工学的な理論や影響のある現象のメカニズムなどに対応して影響因子などに対する定量的な制御はほとんど行われていないことを明らかにした。

一方で、道路橋の点検結果を用いて将来予測を行い、保全の最適化のための検討に反映させる手法の研究はこれまでにも多くの例があるものの[例えば 1)~8)]、近年まで十分な道路橋の点検が行われていない自治体も多く[9)]、多くの管理者では統計的手法による劣化予測に必要な十分なデータが蓄積されていないものと考えられる。

国では、点検で把握される情報による劣化予測を活用した合理的な維持管理手法の実現性の検討を意図して、道路橋の点検時に、これらの検討に必要なデータを収集することを進めてきた。具体的には、2004 年(H16 年)に、1988 年制定の橋梁点検要領（案）（以下、「S63 点検要領」という。）[10)]に代わる定期点検要領（以下、「H16 点検要領」という。）[11)]を定め、5 年毎の全部材近接目視を行うこととした。

国の点検では、3 章で示したように専門家の知見に基づく主観的な橋や部材の健全性等の診断である「対策区分の判定」と、変状の有無や規模あるいは劣化進行の段階等を外観状態で客観的に区分する「損傷程度の評価」の 2 種類の評価が独立に行われる。前者にはその性格から定型的な評価基準はなく、判定単位も主桁や床版といった機能に着目した部材単位で評価される。後者は逆に主観的要素を排除するため、評価者は外観性状の客観的事実関係を用意された評価基準に照らして最大 5 段階評価の該当区分に割り振る(表-4.1.1)。なお、損傷や劣化による外観の性状や進行段階は、同じ部材の中の位置によっても異なることがあるため損傷程度の評価は部材を細分した要素単位で記録される。図-4.1.1 に対策区分の判定と損傷程度の評価のそれぞれの評価単位である部材単位と要素単位の設定例を示す。この例は、鋼 4 主桁で両端および中間 3 か所に横げたがある場合の主桁の評価単位の設定例であり、部材単位では 4 本の主桁 1～4 に一致する 01～04 の番号を付けた 4 つの評価単位が設定されることを示している（図-4.1.1(a)）。一方、要素単位では、外観上識別できる横げた位置で主桁を分割して、各主桁でそれぞれ 4 つの要素が設定され、各々に識別記号がつけられて独立で評価される(図-4.1.1(b))。

ここでは、これらの全国の直轄道路橋で、部材をさらに細分した要素単位で取得された損傷程度の評価のデータを用いて、定期点検のデータから道路橋の劣化の特徴を明らかにするとともに、統計的予測手法を用いた劣化特性の定量的評価の実現性について検討する。

検討には、国土交通省の 8 地方整備局で 1988 年以降に行われた定期点検結果から各橋の直近 2 回分を用いる。具体的には、H16 点検要領による点検結果が 2 回分ある 6,021 橋分と、最新の点検が H16 点検要領で行われかつその前 5 年以内に S63 点検要領で点検された 1,208 橋分を用いる。

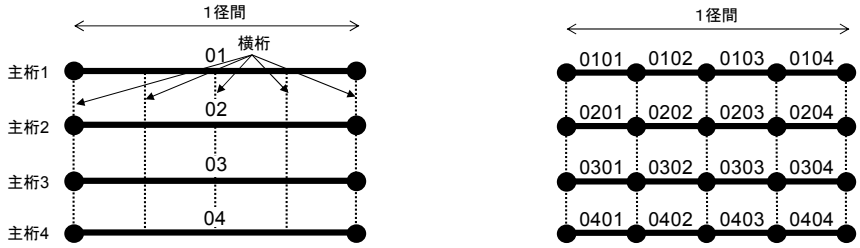
表-4.1.1　H16 点検要領の評価体系

(a)損傷程度の評価

a	損傷なし
b	損傷の程度　小
c	↑
d	↓
e	損傷の程度　大

(b)対策区分の判定

A	損傷が認められないか，損傷が軽微で補修を行う必要がない。
B	状況に応じて補修を行う必要がある。
C	速やかに補修等を行う必要がある。
E1	橋梁構造の安全性の観点から，緊急対応の必要がある。
E2	その他，緊急対応の必要がある。
M	維持工事で対応する必要がある。
S	詳細調査の必要がある。



(a)部材単位　　(b)要素単位

図-4.1.1　H16 点検要領の評価単位（鋼橋主桁の例）

表-4.1.2に、2003年度以降の点検橋梁数をH16点検要領での点検回数別に示す。このとき、S63点検要領の結果をH16点検要領の結果と比較するため、表-4.1.3に従って、損傷の種類ごとにS63点検要領の損傷度判定結果をH16点検要領の損傷程度の評価区分に変換した。また、点検記録から前後2回の点検の間に補修補強が行われたことが確認できるデータおよび補修補強の履歴は確認できないものの、前後2回の点検で損傷程度の評価が回復しているデータは予めデータセットから取り除いた。これは、客観的な評価である損傷程度の評価値が回復している場合、補修や補強が行われたか、あるいは、データが誤りである可能性が高いことによる。なお、前後2回の点検の間に急速に状態が悪化して補修補強が行われた場合や予防保全措置として状態の回復や改善が図られたデータも削除されるため、これらのデータが含まれる場合よりも定性的には劣化速度が遅く評価されることとなるが、全体に対して削除されるデータ数は極僅かであり、結果に及ぼす影響は少ないと判断した。

点検において記録される損傷程度の評価は a～e の最大 5 段階を基本とする離散的な階級で評価される。物理的な事実関係のデータとして記録される損傷程度の評価の階級の設定にあたってはａからｅに向かって劣化や変状の進展過程と一致するように規模や性状がより軽微なものから顕著なものとなるように配慮されている。そのため劣化予測の検討にあたっては、表-4.1.4 のとおり数値データに置き換えることとした。なお実際には必ずしも a～e までの状態を順に経過しないものもあり、また a～e の各評価基準は劣化速度や耐荷力レベルなどの部材等の性能の低下速度に対してバランスよく配分するなどの配慮がなされているわけではなく、定期点検時の外観目視で確実に差別化できる内容となるよう階級の定義が設定されている。そのため表-4.1.4 で置き換えた数値については、大小関係は劣化程度などの状態の変化を代表するものとして一定の意味はあるものの、値そのものには大きな意味はない。

表-4.1.2　H16 点検要領による点検実績

単位：橋

点検年度	点検回数				
	1回目	2回目	3回目	4回目	計
2003	103				103
2004	234				234
2005	446				446
2006	3, 263	10			3, 273
2007	4, 212	87			4, 299
2008	3, 071	1, 386	59	1	4, 517
2009	1, 301	3, 080	18		4, 399
2010	551	4, 121	263	3	4, 938
計	13, 181	8, 684	340	4	22, 209

※複数回点検を実施している橋梁は直近の点検年度で計上している。

表-4.1.3　H63 点検要領の結果の H16 点検要領による評価への換算

損傷の種類	橋梁点検要領（案）（昭和63年7月）「旧要領」				橋梁定期点検要領（案）（平成16年3月）「現行要領」
	損傷の位置 あるいはパターン (X)	損傷の深さ (Y)	損傷の拡がり (Z)	判定区分	⇒　変換
腐食		大：断面欠損がある 小：表面錆がある	大：全体的 小：局部的		
	ー	小	小	Ⅲ	d
	ー	小	大	Ⅱ	e
	ー	大	小	Ⅱ	e
	ー	大	大	Ⅱ	e
ひびわれ	大：主要部位 小：主要以外の部位	大：ひびわれ幅　大 中：ひびわれ幅　中 小：ひびわれ幅　小	大：ひびわれ最小間隔　小 小：ひびわれ最小間隔　大		
	小	小	小	OK	b
	大	小	小	OK	b
	小	小	大	OK	c
	大	小	大	OK	c
	小	中	小	Ⅳ	c
	大	中	小	Ⅲ	c
	小	中	大	Ⅳ	d
	大	中	大	Ⅲ	d
	小	大	小	Ⅲ	d
	大	大	小	Ⅱ	d
	小	大	大	Ⅱ	e
	大	大	大	Ⅱ	e
剥離・鉄筋露出		大：鉄筋が露出 小：剥離のみ	大：損傷面積　大 小：損傷面積　小		
	ー	小	小	Ⅳ	c
	ー	小	大	Ⅲ	c
	ー	大	小	Ⅲ	d
	ー	大	大	Ⅱ	e
床版ひびわれ	大：二方向ひびわれ 小：一方向ひびわれ	大：錆汁を伴うひびわれ、またはひびわれ幅大 中：錆汁を伴うひびわれ、またはひびわれ幅中 小：錆汁を伴うひびわれ、またはひびわれ幅小	大：ひびわれ最小間隔　小 小：ひびわれ最小間隔　大		
	小	小	小	Ⅳ	a
	小	小	大	Ⅳ	b
	小	中	小	Ⅳ	c
	小	大	小	Ⅲ	c
	小	中	大	Ⅲ	c
	小	大	大	Ⅲ	c
	大	小	小	Ⅳ	c
	大	小	大	Ⅲ	d
	大	中	小	Ⅲ	d
	大	大	小	Ⅱ	d
	大	中	大	Ⅱ	e
	大	大	大	Ⅱ	e

表-4.1.4　損傷程度の評価の定量化

損傷程度	a	b	c	d	e
点数	1.00	0.75	0.50	0.25	0.00

4.2　我が国の道路橋の劣化の特徴

4.2.1 状態遷移確率と劣化の特徴

(1)概要

多数の道路橋資産を対象に将来予測に基づく保全対策を実施するなどの計画的維持管理の実現には、信頼性のある劣化予測が行えることが有効と考えられる。一方で 2 章および 3 章で明らかにしたように道路橋資産の形成経緯からは既存の道路橋の耐久性には大きな不確実性が予想される。そこで我が国の道路橋に対して計画的維持管理の実現に資する統計的な劣化予測が行えるかどうかを検討するために、初めに直轄道路橋の点検結果を用いて、わが国の道路橋の劣化の特徴について明らかにする。

ここでは、点検データに現れる劣化過程のばらつきの大きさなどの基礎的な特徴を明らかにするために、過去の研究においても道路橋の劣化に採用実績が多いマルコフ性を仮定した推計手法を用いる。また、5 年毎に行われている道路橋の定期点検のデータでは、実際の状態遷移時期と点検による変状の認識時期にはある程度の乖離が避けられないため、この不明を補完することでより信頼性の高い結果が得られると考えられるため、データを数え上げてマルコフ推計による遷移確率行列を求める方法により推計する。なお、手法の詳細は 4.3 に示す「マルコフ推計（数え上げ）」である。

(2)鋼部材の劣化の特徴

1)鋼主桁（防食機能の劣化）

損傷程度の比率の予測結果を図-4.2.1に、期待値曲線を図-4.2.2に示す。ここでは、経験的に劣化の特徴に差がある可能性が高いと考えられる代表的な属性として桁断面形式、防食効果に着目した塗装系の違い、橋軸方向および橋軸直角方向の平面的な位置、塩害地区か否かによる違いなどに着目してデータを分けて予測した結果を示す。

a）桁断面形式（鈑桁橋と箱桁橋）の比較

図-4.2.1(a)、(b)および図-4.2.2(a)に鈑桁橋と箱桁橋の損傷程度の比率、期待値曲線を示す。いずれにおいても、鈑桁橋の方が箱桁橋よりも防食機能の劣化が早いことがわかる。鈑桁橋では箱桁橋と比較して、下フランジの張出部や形鋼で作られることの多い対傾構や横構およびそれらと主桁の接合部となるガセットの存在により雨水の滞留や塵埃の堆積等が起因して腐食環境が厳しくなる箇所が多くあること、水平と垂直の補剛材が外面に露出しているなど塗装品質の弱点となりやすい自由縁部が多数あること、支承周りで部材が複雑に配置されることから雨水の滞留や結露などによって腐食環境の厳しい部位ができやすいことなどが影響している可能性が考えられる[12),13),14)]。

b)塗装系（A,B塗装系とC塗装系）の比較

鋼道路橋塗装・防食便覧[15)]により示される塗装系を頭のアルファベットで分類し、鈑桁橋をA,B塗装系（A塗装系およびB塗装系）とC塗装系に分けて劣化予測を行った。図-4.2.1(c)、(d)および図-4.2.2(b)に示す防食被膜としての劣化予測からは損傷程度の評価の比率、期待値曲線のいずれにおいても、より防食機能に優れるC系塗装の方が、顕著な差があるとまでは言えないとしても実績として耐久性に優れる傾向があることが見て取れる[14),15)]。

c)中間部と端部、外桁と内桁の比較

実際の環境では、同じ主桁でも位置により劣化の進行速度に違いが生じる可能性がある。そ

こで、鈑桁橋のA,B塗装系を代表例として主桁の中間部と端部の損傷程度の比率を予測した結果を図-4.2.1(e) 、(f)に示す。また、期待値曲線をC塗装系と比較して図-4.2.2(c)に示す。さらに、主桁が最も外側に位置する（外桁）か否（内桁）か着目し、鈑桁橋のA,B塗装系の外桁と内桁の損傷程度の比率を予測した結果を図-4.2.1(g)、(h)に、期待値曲線を同じくC塗装系の結果と合わせて図-4.2.2(d)に示す。

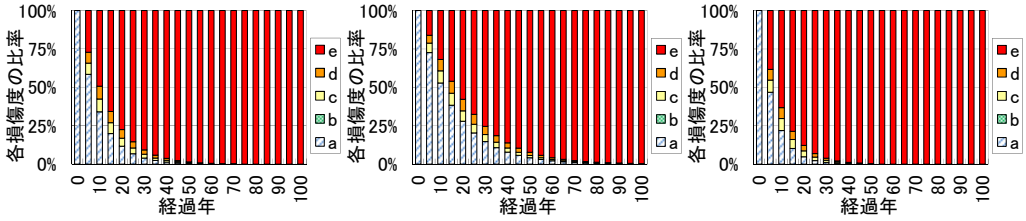
同じ塗装系では、損傷程度の比率、期待値曲線のいずれにおいても大きな差は認められず、少なくとも顕著な腐食発生に至る前の塗膜の防食機能が低下していく過程の段階では、主桁の位置や主桁内の部位の違いによって劣化傾向に大きな差がないことがわかる。

d)塩害地区別の比較

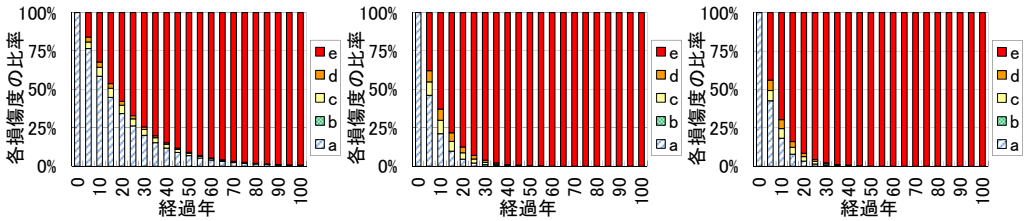
鋼材では、防食被膜に弱点があるなどで鋼材が露出している場合、塩分の存在が腐食を著しく促進させることが知られている[15]。しかし、健全な塗膜に対する塩分の影響についてはあまり知られていない。特に部位毎にも塗装の施工品質にある程度のばらつきが避けられないと考えられる大規模な構造物であり、かつ屋外環境であるために部位によって付着塩分の滞留や蓄積の状況が異なる道路橋について、顕著な腐食に至る前の塗膜劣化が進行する段階に対して塩分環境がどのように影響しているのかについては十分な情報がない。

そこで、道路橋示方書・同解説において規定されているコンクリート橋に対する塩害対策の必要な地域（塩害地区）とそれ以外の地域（非塩害地区）に分けて劣化予測を行った。塩害地区の点検データが十分に得られた鈑桁橋のC塗装系について、塩害地区とそれ以外の地区の劣化予測結果を図-4.2.1(i)、(j)および図-4.2.2(e)に示す。

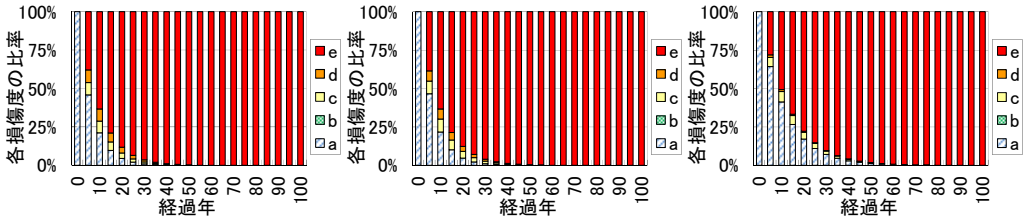
損傷程度の比率、期待値曲線のいずれにおいても非塩害地区よりも塩害地区の方が早期に劣化が進むものがやや多い結果となっている。このことから、少なくとも実橋では、重防食仕様の塗装が施工された場合であっても塩分環境が厳しいと塗膜の変状による防食機能の低下がより早期に生じる確率が高くなっているといえる。塗膜の性能が塗膜に生じた傷や施工品質の不良によって十分に発揮されていないケースが相当数ある可能性も疑われ、耐久性向上のためにも原因の究明が必要と考えられる。



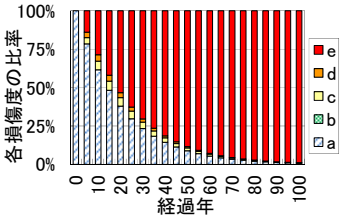
(a)鈑桁　(b)箱桁　(c) A,B 塗装系



(d) C 塗装系　(e) 中間部（A,B 塗装系）　(f) 桁端部（A,B 塗装系）

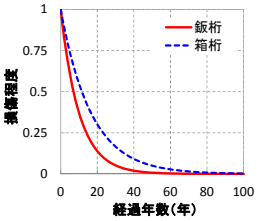


(g) 外桁（A,B 塗装系）　(h) 内桁（A,B 塗装系）　(i)塩害地区（C 塗装系）

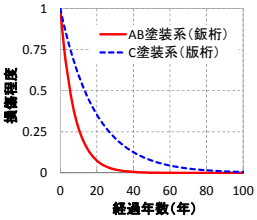


(j) 非塩害地区（C 塗装系）

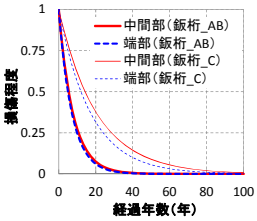
図-4.2.1　鋼主桁の防食機能の劣化の損傷程度の比率



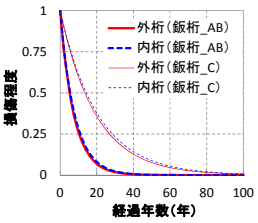
(a) 桁断面形式



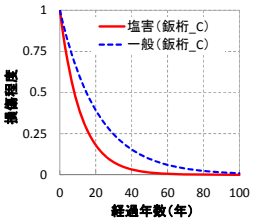
(b)塗装系



(c) 中間桁と桁端部



(d) 外桁と内桁



(e) 塩害地区別（C塗装系）

図-4.2.2　鋼主桁の防食機能の劣化の期待値曲線

2)鋼主桁（腐食）

鋼主桁の腐食の損傷程度の比率の推計結果を図-4.2.3に、期待値曲線の算出結果を図-4.2.4に示す。ここでは、鋼主桁の防食機能の劣化と同様に、桁断面形式、防食効果に着目した塗装系の違い、橋軸方向および橋軸直角方向の平面的な位置、塩害地区か否かによる違いなどに着目してデータを分けて予測した結果を示す。

a）桁断面形式（鈑桁橋と箱桁橋）の比較

図-4.2.3(a)、(b)および図-4.2.4(a)に示す損傷程度の比率の予測結果および期待値曲線いずれにおいても、防食機能の劣化と同様に鈑桁橋の方が箱桁橋よりも腐食の進展が早いことがわかる。鈑桁橋と箱桁橋の細部構造の相違に起因して、確率的には防食の施工品質や腐食因子の滞留などの腐食環境の差が影響しているものと考えられる。

b）塗装系（A,B 塗装系と C 塗装系）の比較

鈑桁橋のA,B塗装系とC塗装系では損傷程度の比率の変化傾向が両者で大きく異なっている（図-4.2.3(c)、(d)）。A,B塗装系では、ある時点で評価aのものが10～15年経過するとほぼ半減する一方で、最悪評価のeまで悪化するものは50年後でも10%程度に留まる。C塗装系では、評価aが半減するのにA,B塗装系の2倍以上の約30年を要するが、50年後に最悪評価のeとなる確率はA,B塗装系より多い20%程度に及びC塗装系では健全なままで推移する場合と早期に状態が悪化する場合に分かれる傾向がみられた。なお、図-4.2.4(b)に示す期待値曲線からは、損傷程度の比率から一本の線で劣化特性を表現してしまうとA,B塗装系とC塗装系の差は表現されないことがわかる。

c)中間部と端部の比較

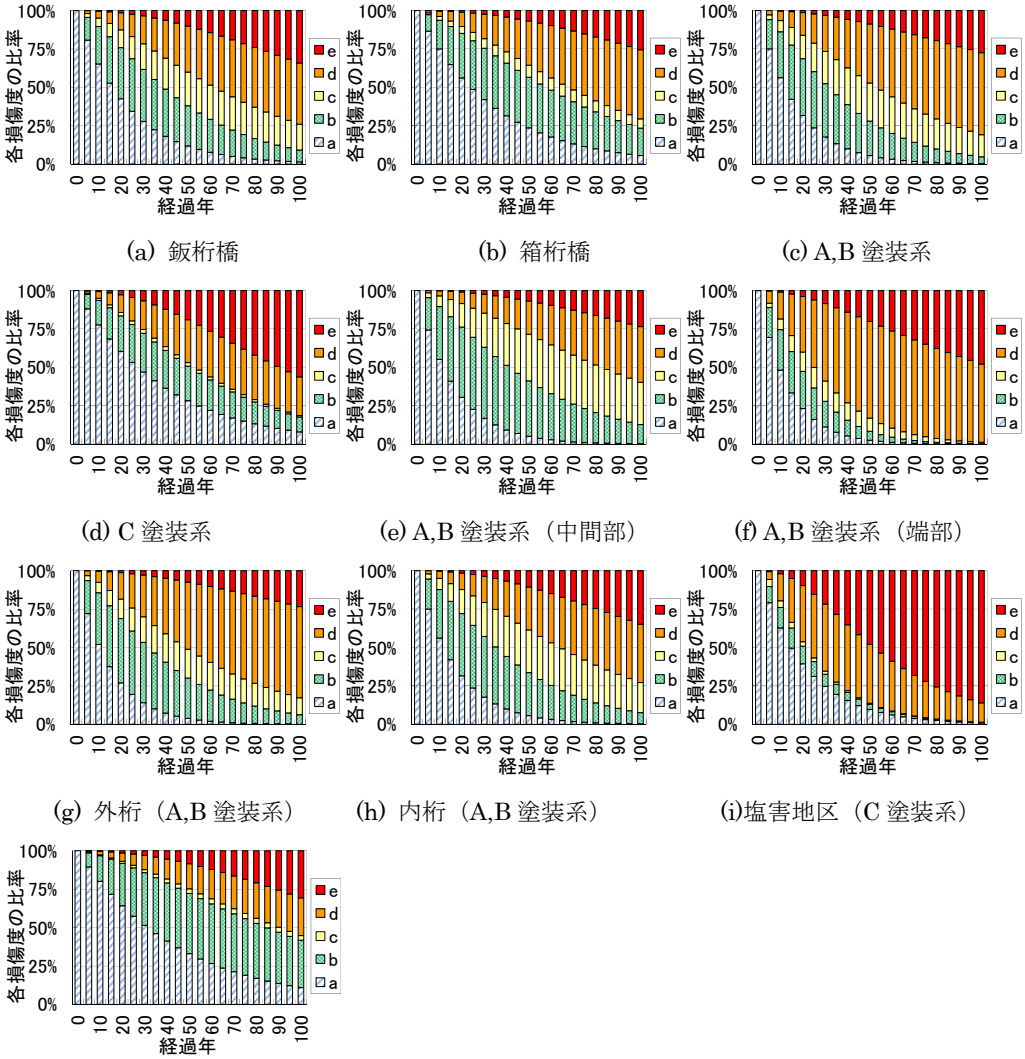
鈑桁橋の中間部と端部では、図-4.2.4(c)に示す期待値曲線で塗装系によらず顕著な差が確認できる。鋼橋の主桁に発生している腐食は外桁の桁端部で比較的多いと報告されており[16]、これらの知見と整合している。図-4.2.3(e)、(f)の損傷程度の比率比較からは、損傷なしのaが占める率の経年推移は両者で大きな差はないものの、端部では中間部に比べて損傷が大きい状態eになる確率が早い段階から急増するために両者で大きな差が生じていることがわかる。

d)外桁と内桁の比較

図-4.2.3(g)、(h)および図-4.2.4(d)に示す外桁と内桁の比較では、C系塗装の内桁が他と比較してやや劣化が遅い傾向があるものの中間部と端部の関係ほどの顕著な差はなく、腐食環境の違いは端部と中間部ほど大きくないものといえる。

e)塩害地区と非塩害地区の比較

塩害地区と非塩害地区の違いは、図-4.2.3(i)、(j)および図-4.2.4(e)に示すように、塩害地区とそれ以外の地区の橋で腐食進展速度に著しい差が見られ、防食機能の劣化の場合と比べても塩分の影響は極めて大きいことがわかる。



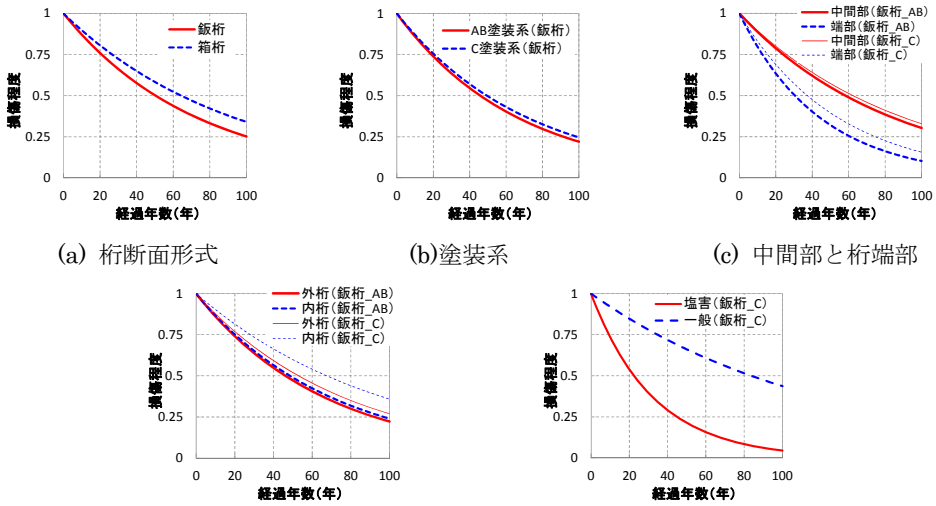
(a) 鈑桁橋　(b) 箱桁橋　(c) A,B 塗装系

(d) C 塗装系　(e) A,B 塗装系（中間部）　(f) A,B 塗装系（端部）

(g) 外桁（A,B 塗装系）　(h) 内桁（A,B 塗装系）　(i)塩害地区（C 塗装系）

(j)非塩害地区（C 塗装系）

図-4.2.3　鋼主桁の腐食の損傷程度の比率



(a) 桁断面形式　(b)塗装系　(c) 中間部と桁端部

(d) 外桁と内桁　(e) 塩害地区別（C塗装系）

図-4.2.4　鋼主桁の腐食の期待値曲線

(3) コンクリート部材の劣化の特徴

1)コンクリート主桁（ひび割れ）

コンクリート主桁のひび割れの原因は様々であるが、ここでは原因によらず、H16 点検要領において、最大ひび割れ幅と最小ひび割れ間隔で定義される損傷程度の評価の経年的な推移に着目してひび割れの進行の特徴を整理した。損傷程度の比率の予測結果を図-4.2.5 に、期待値曲線の算出結果を図-4.2.6 に示す。

ここでは、コンクリート部材としての構造特性に大きな違いのあるプレストレス導入の有無に着目した RC 桁と PC 桁の比較、桁断面形式の相違の影響、塩害地区か否かによる相違などに着目した。本研究では道路橋示方書・同解説（平成 24 年 3 月）III コンクリート橋編における飛来塩分による影響に着目して区分された塩害の影響地域に該当するものを「塩害地域」、それ以外を「非塩害地域」とし、凍結防止剤の散布条件による区別はしていない。

a) RC 桁と PC 桁の比較

図-4.2.5(a)～(c)及び図-4.2.6(a)より、PC 桁が RC 桁より劣化速度が遅い傾向が顕著に表れている。また、同じ PC 桁でもポステン PC 桁はプレテン PC 桁に比べて明確に劣化速度が早い。これは、既往の文献[17), 18)]に紹介される PC 桁の実損傷事例の考察とも矛盾しない結果といえる。

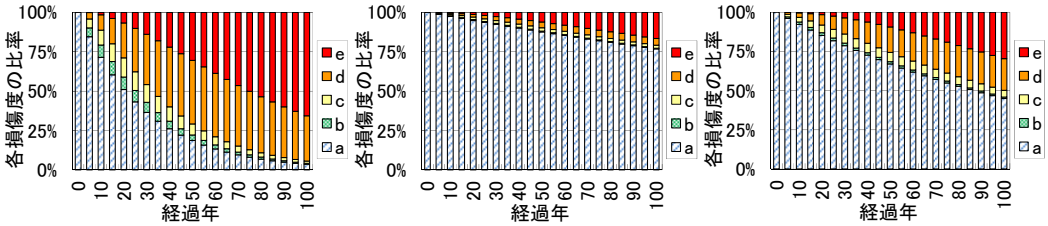
b) 桁断面形式の比較

RC 桁、プレテン PC 桁、ポステン PC 桁のそれぞれについて桁断面形式（T 桁、中実床版及び中空床版）毎に比較した。プレテン PC 桁では劣化速度に大きな差がないが（図-4.2.5(g)～(i)、図-4.2.6(c)）、RC 桁は中実床版に比べて T 桁と中空床版の劣化速度が顕著に大きい（図-4.2.5(d)～(f)、図-4.2.6(b)）。

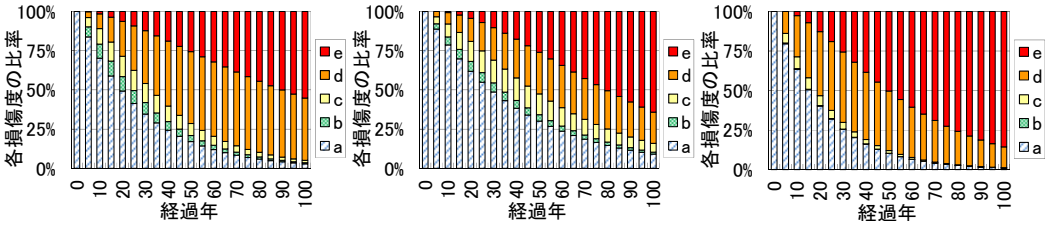
ポステン PC 桁では T 桁に比べて箱桁、中空床版は劣化速度が RC 桁の中実床版より明らかに速く、RC の中実床版、中空床版と同程度かそれをやや上回る速さでひび割れが進展している可能性がある（図-4.2.5(j)～(l)、図-4.2.6(b)、(d)）。これらから、コンクリート桁の場合、PC・RC の別以外に桁断面特性や施工条件が耐久性に支配的な影響を及ぼしている可能性が示唆される。

c) 塩害地区と非塩害地区の比較

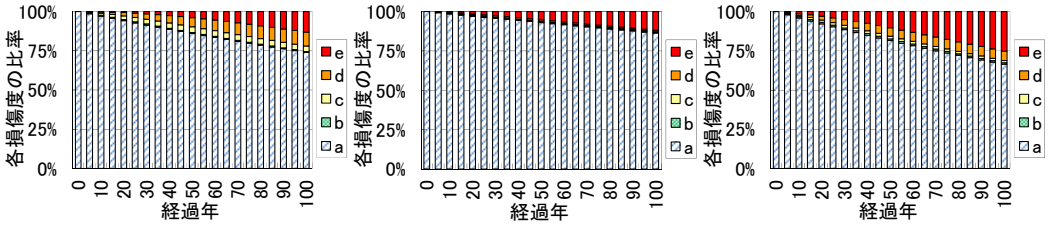
図-4.2.5(m)、(n)、図-4.2.6(e)に、比較的多くひび割れが発生しているポステン T 桁橋について塩害地区と塩害地区以外に分けた場合のひび割れの劣化予測結果を示す。両者には大きな差は見られず、PC 主桁のひび割れのみに着目した場合、変状の発生・拡大に及ぼす飛来塩分量の影響はそれほど大きくないものと考えられる。



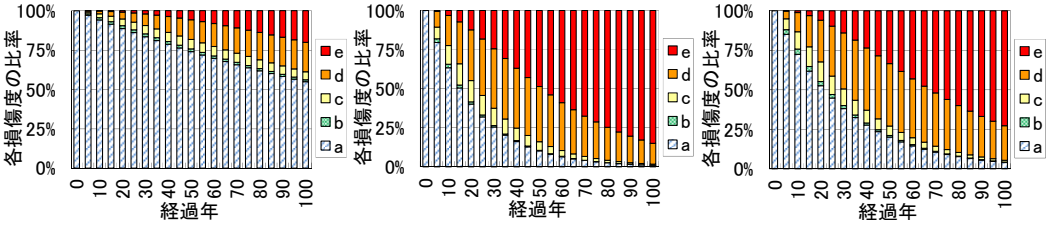
(a) RC 桁　(b) プレテン PC 桁　(c) ポステン PC 桁



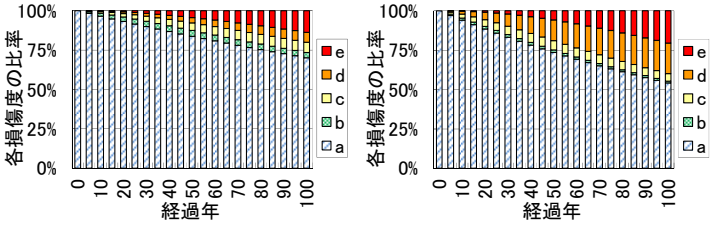
(d) T 桁（RC 桁）　(e) 中実床版（RC 桁）　(f) 中空床版（RC 桁）



(g) T 桁（プレテン PC 桁）　(h) 中実床版（プレテン PC 桁）　(i) 中空床版（プレテン PC 桁）

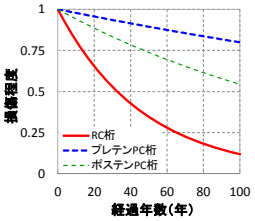


(j) T 桁（ポステン PC 桁）　(k) 箱桁（ポステン PC 桁）　(l) 中空床版（ポステン PC 桁）

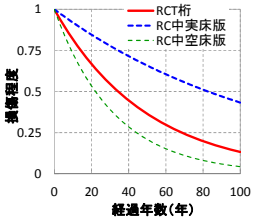


(m) 塩害地域（ポステン PCT 桁）　(n) 非塩害地域（ポステン PCT 桁）

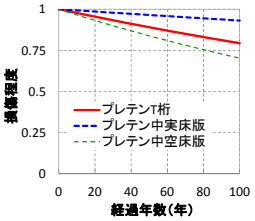
図-4.2.5　コンクリート主桁のひびわれの損傷程度の比率



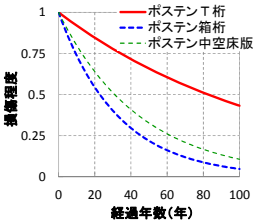
(a) RC 桁と PC 桁



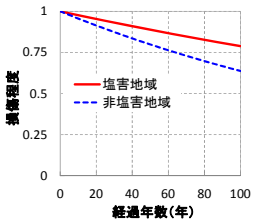
(b) 桁形式（RC 桁）



(c) 桁形式（プレテン PC 桁）



(d) 桁形式（ポステン PC 桁）



(e) 塩害地域別(ポステン PCT 桁)

図-4.2.6　コンクリート主桁ひびわれの期待値曲線

2)コンクリート主桁（剥離・鉄筋露出）

損傷程度の比率の予測結果を図-4.2.7 に、期待値曲線の算出結果を図-4.2.8 に示す。ここでは、ひび割れと同様に、RC 桁と PC 桁の相違、桁形式の相違、塩害地域か否かの別に着目してデータを分けて予測した結果を示す。

a) RC 桁と PC 桁の比較

図-4.2.7(a)～(c)及び図-4.2.8(a)より、PC 桁と RC 桁の劣化速度の関係はひび割れと同じ傾向を示すことがわかる。しかし、桁断面に着目すると RC 桁、プレテン PC 桁ともに劣化速度の順位はひび割れと異なっており、ひび割れの発達と剥離・鉄筋露出～鉄筋腐食に至る進展速度には正の相関はみられない（図-4.2.7(d)～(i)、図-4.2.8(b)、(c)）。

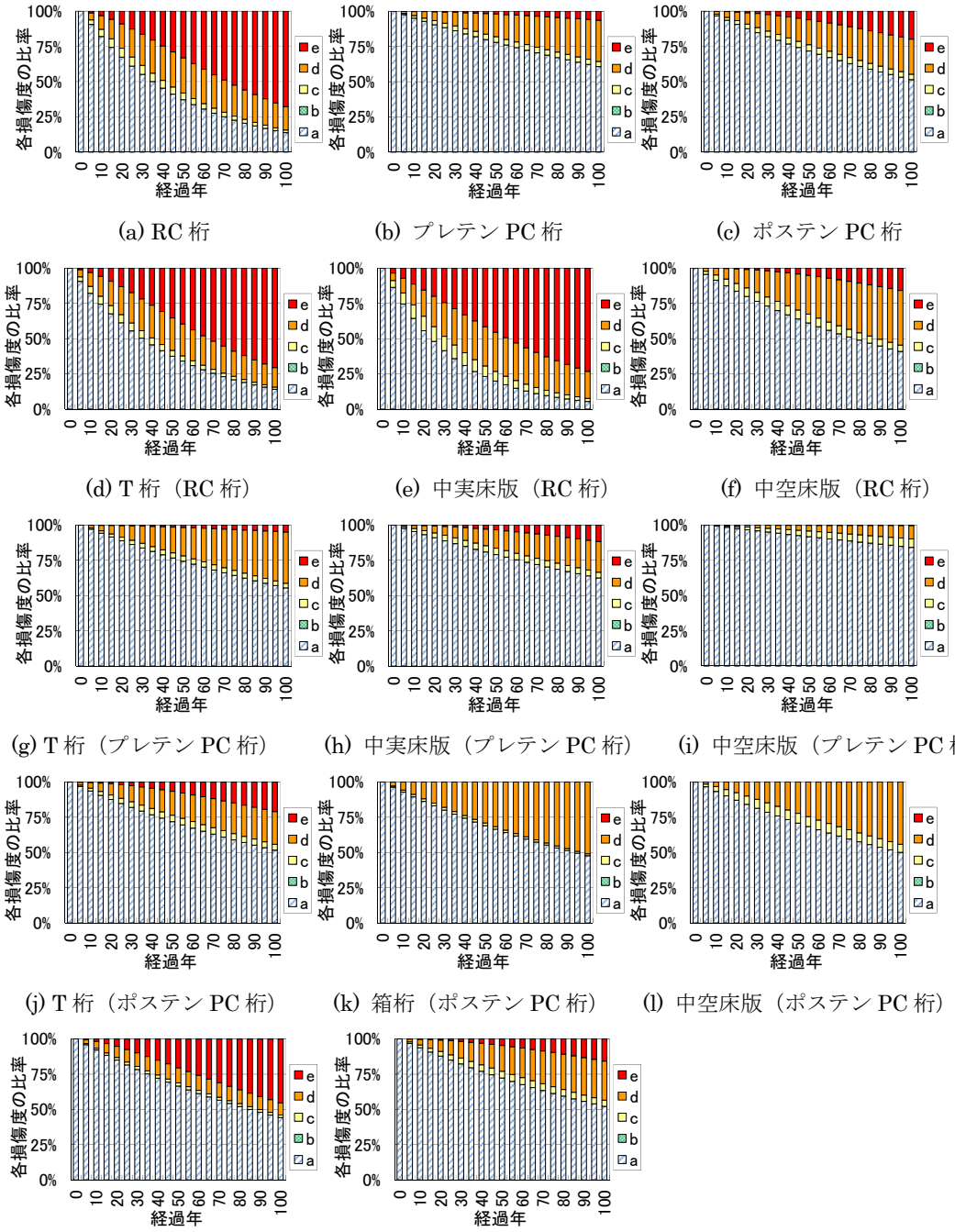
b) 桁断面形式の比較

RC 桁と PC 桁の比較ポステン PC 桁のひび割れでは、桁断面形状の違いで生じた差から、ひび割れの進展に応力状態が強く関係していると考えられたが、剥離・鉄筋露出では桁断面形式による差はみられず、劣化の進展における主たる要因がひび割れの場合とは異なることが考えられる（図-4.2.7(j)～(l)、図-4.2.8(d)）。

c) 塩害地区と非塩害地区の比較

RC 桁と PC 桁の比較ポステン PC 桁では、e に至る確率が経年につれて塩害地域が非塩害地域を大幅に上回り、鉄筋腐食には環境条件が強く影響する（図-4.2.7(m)、(n)、図-4.2.8(e)）。

以上より、ひび割れと剥離・鉄筋露出では劣化の支配的要因が異なること、顕著なひび割れがなくとも部材内部で鋼材腐食が進展して第三者被害の恐れもあるうきや剥離を生じるリスクが高まっている場合があり、塩害地区ではその点に特に注意が必要であることがわかる。



(a) RC 桁　(b) プレテン PC 桁　(c) ポステン PC 桁

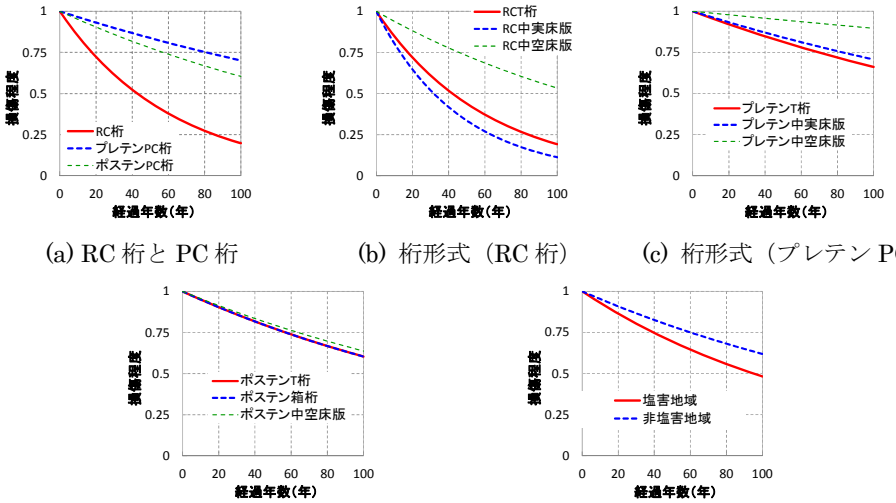
(d) T 桁（RC 桁）　(e) 中実床版（RC 桁）　(f) 中空床版（RC 桁）

(g) T 桁（プレテン PC 桁）　(h) 中実床版（プレテン PC 桁）　(i) 中空床版（プレテン PC 桁）

(j) T 桁（ポステン PC 桁）　(k) 箱桁（ポステン PC 桁）　(l) 中空床版（ポステン PC 桁）

(m) 塩害地区（ポステン PCT 桁）　(n) 非塩害地区（ポステン PCT 桁）

図-4.2.7　コンクリート主桁の剥離・鉄筋露出の損傷程度の比率



(a) RC 桁と PC 桁　(b) 桁形式（RC 桁）　(c) 桁形式（プレテン PC 桁）

(d) 桁形式（ポステン PC 桁）　(e) 塩害地域別(ポステン PCT 桁)

図-4.2.8　コンクリート主桁の剥離・鉄筋露出の期待値曲線

3)RC床版のひび割れ

RC床版のひび割れは自動車荷重の繰り返しによる疲労が主たる要因と考えられており、道路橋のコンクリート部材では唯一古くより疲労耐久性を意識した設計が行われてきた。H16点検要領では、初期に床版支間方向に広い間隔でひび割れが生じ（評価a）、その間隔が徐々に密になり（評価b）、次いで床版支間直交方向にもひび割れが発達し（評価c、d）、最終的に床版コンクリートが抜け落ちる（評価e）という劣化過程をたどる場合が多いとの理解から[19),20),21)]、損傷程度の評価区分を定めている。

損傷程度の比率の予測結果を図-4.2.9 に、期待値曲線を図-4.2.10 に示す。ここでは、桁形式、床版支持条件が異なる一般部と張出部、最小全厚や設計曲げモーメント及び鉄筋応力度の制限などの見直しが行われた昭和 47 年道示を境とした適用道示、大型車交通量、合成・非合成、橋軸方向位置の別によってデータを分けて劣化予測を行った。なお、国の点検データではコンクリート床版の分類に PC と RC の区別はないが、直轄管理の道路橋では PC 床版は極めて数が少なく検討に用いたデータにはほぼ含まれていないことを確認したうえで全て RC 床版のデータとして扱った。

a) 鈑桁橋と箱桁橋の比較

鈑桁橋と鋼箱桁橋の、張出部を除く RC 床版（一般部）の劣化予測結果を図-4.2.9(a)、(b)及び図-4.2.10(a)に示す。箱桁橋の RC 床版の一般部とは、箱桁直上の外観目視で確認できない箇所を除く桁間部分である。損傷程度の比率の推移は、良好な状態である a の割合は両者で大きな違いはないものの、箱桁橋では鈑桁橋と較べて抜け落ちも懸念されるような状態である d の割合の増加が少ない。期待値曲線も 40 年以降で、鈑桁橋が箱桁橋より劣化が速く、これは張出部でも同様の傾向であった（図-4.2.9(c)、(d)）。

b) 鈑桁橋の張出部と一般部の比較

劣化予測結果を図-4.2.9(a)、(c)及び図-4.2.10(b)に示す。一般部の方が劣化は速く見えるものの、張出部は構造的に格子状にひびわれが発達しにくく、輪荷重走行試験でも張出部は格子状のひび割れにならず破壊することが報告されている[22),23)]。このような構造特性の相違が考慮さ

れていないH16点検要領の評価結果からの推定では、張出部と一般部の床版の耐久性の相対比較は難しく、統計分析など活用内容に応じたデータ体系の最適化には課題があるといえる。

c) 設計で適用した道路橋示方書の違い

RC床版では、過去より疲労対策の観点で設計基準が繰返し改定されてきた[24]。ここでは疲労に関連して特に大きく改定された1973（昭和48）年の道路橋示方書以前の床版（以下、「S47道示以前」という。）と、以降の床版（以下、「S47道示以降」という。）を比較する。

鈑桁橋のRC床版一般部の損傷程度の比率の予測結果を図-4.2.9(e)、(f)に示す。S48道示以前ではS48道示以降に比べて、より悪い状態であるdの比率が早期に増加し、期待値曲線（図-4.2.10(c)）では、経過年数40年以降でS48道示以前がS48道示以降よりも劣化が進む傾向がみられる。すなわち、S48道示以前では着実に危険な状態にまで劣化が進行するため適時の対策を怠ると事故リスクも確実に増加するのに対して、S48道示以降はある程度劣化が進行しても危険な状態に至るまでに時間的余裕があるという特徴の違いがある。このことは、輪荷重走行試験の結果[25]とも合致しており、基準の改定で行われたたわみや鉄筋応力の抑制、最小版厚の引上げ等の対策の効果が統計的にも示されたものと考えられる。

d) 大型車交通量の違い

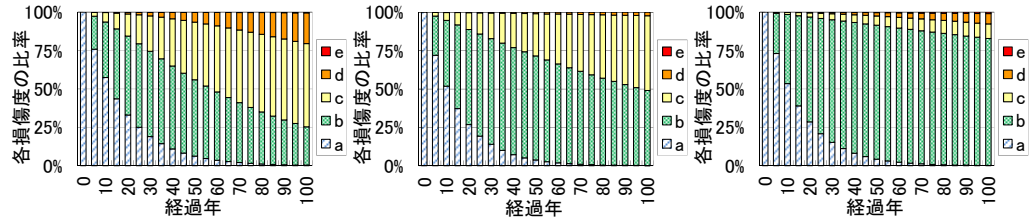
RC床版のひびわれは輪荷重による疲労が主因として疑われる。そこで、鈑桁橋のRC床版一般部について、大型車交通量5,000台/日未満と以上に分けて劣化予測を行った。大型車交通量は橋毎に記録されている直近地点の道路交通センサスの値によった。なお、平成22年度の道路交通センサスでは全計測点の約9割が大型車交通量5,000台/日以下であり、特に重交通の条件の橋とそれ以外にデータを2つに分割するために5,000台/日を閾値とした。結果を図-4.2.9(g)、(h)及び図-4.2.10(d)に示す。大型車交通量で分けた2つのデータに明確な相違は表れなかった。先の適用基準による差との対比からは、大型車交通量の大小よりも適用基準による構造特性などの違いの方が損傷の進行に及ぼす影響が大きい可能性がある。

e) 合成桁と非合成桁の比較

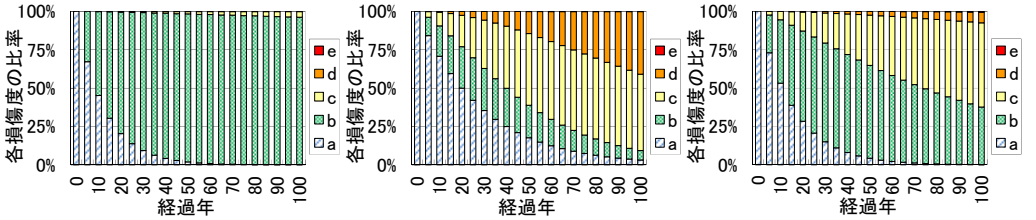
鋼桁をRC床版との合成断面で設計する合成桁とRC床版の寄与を無視して設計する非合成桁では桁による拘束が大きく、鋼桁断面も小さくなる合成桁でRC床版のひびわれが生じやすく、疲労上も条件が厳しいと考えられてきた[26]。図-4.2.9(i)、(j)に示す損傷程度の評価の比率の推計結果の比較では、合成桁は非合成桁に対して健全なままで推移する場合と早期に状態が悪化する場合に大別される傾向がやや見られるものの、図-4.2.10(e)の期待値曲線からは両者に顕著な差はみられない結果となった。

f) 支間中央（中間部）と桁端部、支点部の比較

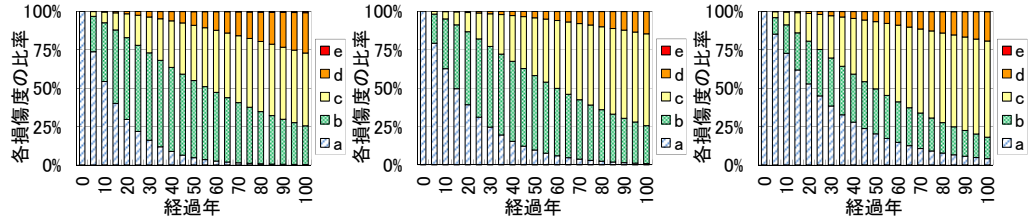
桁端部の床版は、伸縮装置部の段差により衝撃荷重の影響を受けやすく、一般には中間部より厳しい疲労環境にある[27]。しかし、点検結果を基に算出した損傷程度の比率の予測結果（図-4.2.9(k)、(l)）や期待値曲線（図-4.2.10(f)）からは、桁端部の方が僅かに損傷の進行が早いものの中間部や支点部との顕著な差はあらわれなかった。桁端部は中間部より増厚したり、あるいは配筋量を増やすなどの対策がなされてきたことの効果も考えられるものの、このような傾向となった原因については今後の精査が必要である。



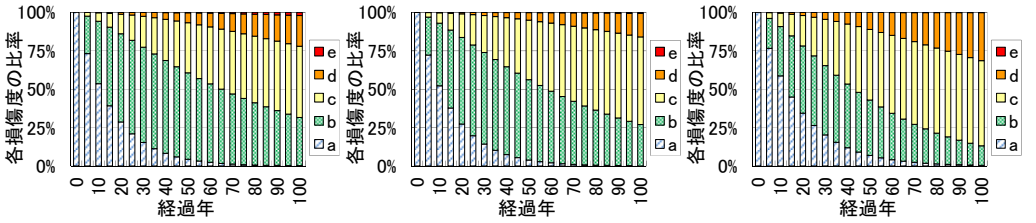
(a) 鈑桁橋（一般部）　(b) 箱桁橋（一般部）　(c) 鈑桁橋（張出部）



(d) 箱桁橋（張出部）　(e) S47 道示以前（鈑桁一般部）　(f) S47 道示以降（鈑桁一般部）

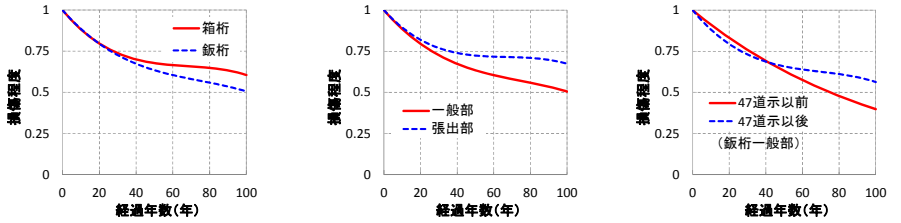


(g) 5 千台未満（鈑桁一般部）　(h) 5 千台以上（鈑桁一般部）　(i) 合成桁（鈑桁一般部）

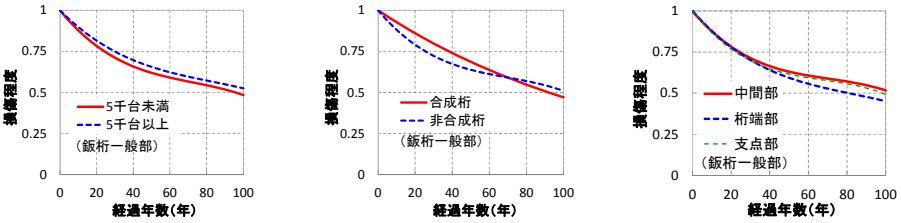


(j) 非合成桁（鈑桁一般部）　(k) 中間部（鈑桁一般部）　(l) 桁端部（鈑桁一般部）

図-4.2.9　RC床版ひびわれの損傷程度の比率



(a)桁形式（一般部）　(b)一般部と張出部（鈑桁）　(c) 適用示方書



(d)交通量　(e) 合成桁と非合成桁　(f)橋軸方向位置

図-4.2.10　RC床版のひびわれの期待値曲線

4)下部構造

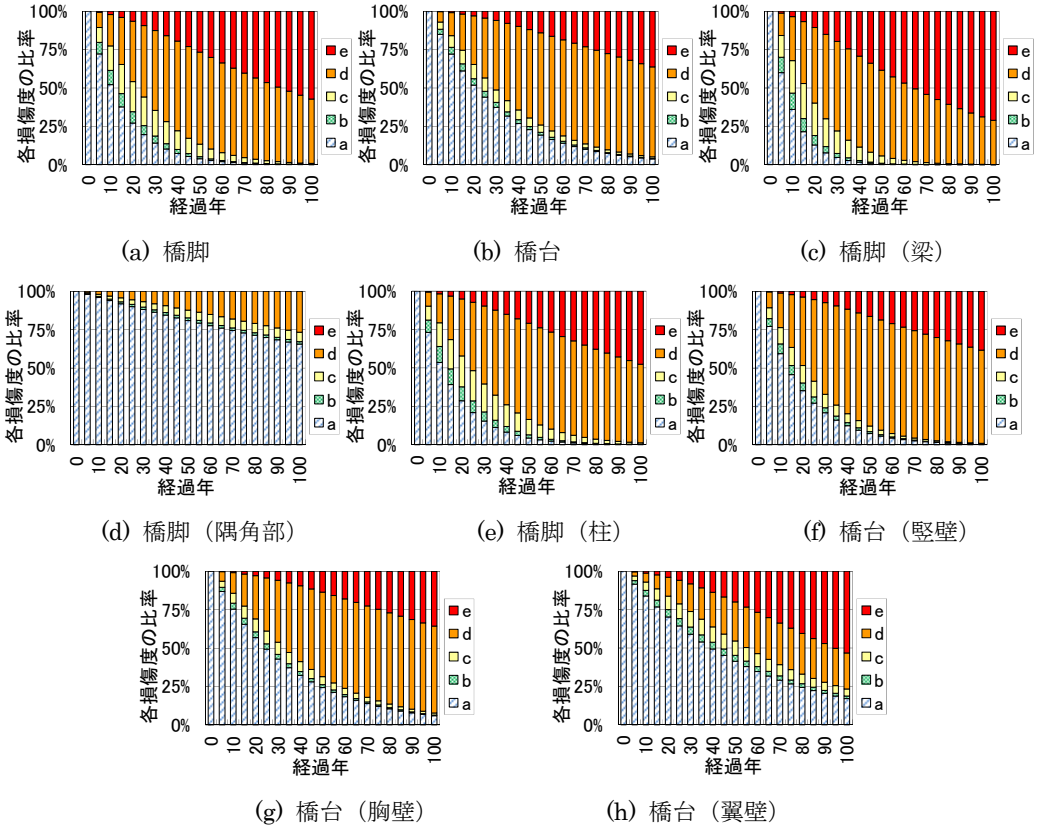
下部構造のひび割れには多様な原因が考えられるが、ここでは、主桁等と同様に原因によらず H16 点検要領に外観性状で定義された損傷程度の評価の経年変化のみに着目して進行の特徴を整理している。ひびわれの損傷程度の比率の予測結果を図-4.2.11(1)(2)に、期待値曲線を算出した結果を図-4.2.12 に示す。ここでは、橋脚及び橋台、それぞれの部位別、塩害地域か否かでデータを分けて推計した。

図-4.2.11(1)((a)、(b))及び図-4.2.12(a)から、橋台に比べて橋脚の方がひび割れの発達が早い傾向のあることがわかる。

橋脚は、梁部、柱部、梁柱の交差部（隅角部）にデータを分けると、期待値曲線に顕著な差がみられ、梁と柱で梁柱交差部よりも劣化しやすい傾向がみられる結果となった（図-4.2.11(1)((c)～(e))、図-4.2.12(b)）。

橋台は、竪壁は早期に健全なものが少なくなる傾向があり、胸壁や翼壁とは経時的な期待値曲線の傾きの変化傾向が異なることがわかる（図-4.2.11(1)((f)～(h))、図-4.2.12(c)）。

図-4.2.11(2)((i)、(j))、図-4.2.12(d)に、橋脚を塩害地区と塩害地区以外に分けて、ひび割れの劣化予測結果を示す。両者には大きな差は見られず、PC 主桁の場合と同様に、下部構造では変状の発生・拡大に及ぼす飛来塩分量の影響は明確に現れていないことが明らかになった。

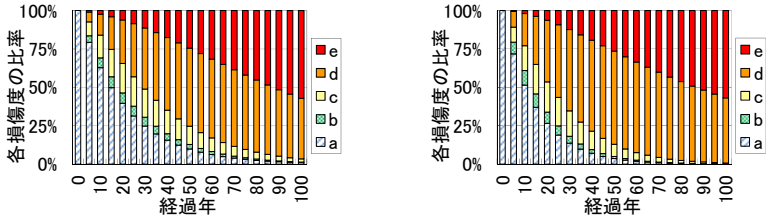


(a) 橋脚　(b) 橋台　(c) 橋脚（梁）

(d) 橋脚（隅角部）　(e) 橋脚（柱）　(f) 橋台（竪壁）

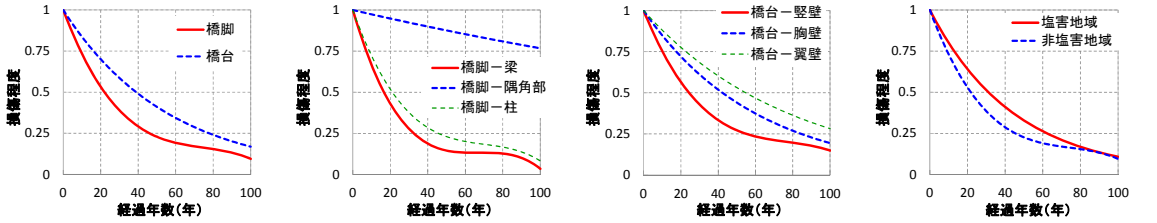
(g) 橋台（胸壁）　(h) 橋台（翼壁）

図-4.2.11(1)　コンクリート下部構造のひびわれの損傷程度の比率(1)



(i) 塩害地域（橋脚）　　(j) 非塩害地域（橋脚）

図-4.2.11(2)　コンクリート下部構造のひびわれの損傷程度の比率(2)



(a) 橋脚と橋台　　(b) 橋脚の部位　　(c) 橋台の部位　　(d) 塩害地域別（橋脚）

図-4.2.12　コンクリート下部構造のひびわれの期待値曲線

(4) まとめ

直轄道路橋の定期点検のデータに対してマルコフ性を仮定して推計された状態遷移確率からは、個々の劣化事象には極めて大きなばらつきがあり、点検データから期待値などによる確定的な劣化予測を行っても、ばらつきに関する情報が失われるために劣化予測の信頼性には大きな課題があることが明らかとなった。

一方で、マルコフ性を仮定した遷移確率行列の推定からは、構造特性や部材種別、架橋環境の相違など従来から一般的に劣化速度などの相違につながると考えられてきた条件によって、比較的明確な状態遷移確率分布の差異が認められるものも多いことが実データにより明らかになった。逆に、これまで経験的に有意差があると考えられてきた主な属性の違いによって劣化特性に顕著な差がみられないものも多く確認されており、道路橋の劣化特性の評価では、統計的なばらつきの情報を考慮する必要があるといえる。

全国規模の点検データから推計した状態遷移確率分布と期待値曲線の算出によって、はじめて明らかとなった我が国の道路橋の劣化特性に関して、特に計画的維持管理の実施の観点で重要と考えられる主なものを以下に挙げる。

鋼主桁の防食機能の劣化、総合的にはA,B塗装系よりC塗装系の方が劣化速度は遅く耐久性に優れるといえるものの、それぞれの塗装系で桁中間部と端部、あるいは外桁と内桁で劣化速度には大きな差はなく、塗膜が良好な施工品質で適正にできておれば腐食を発生するまでに両塗装系では劣化速度にも大きな差はなく環境の影響も受けにくいことがはじめて明らかにされた。一方で、腐食では両塗装系による差異はあまり現れておらず、桁中間部と端部、あるいは外桁と内桁では劣化速度に大きな差がみられ、その差は特に塩害地区か否かで大きくことなる。このことは、強い犠牲防食効果のある下地が施されるC塗装系には腐食進展抑制効果も強く期待されているが、部位毎の腐食環境が劣化速度には支配的な影響を及ぼしており腐食開始後は塗装系によらず早期の防食機能回復措置が望ましいといえる。

RC床版のひびわれは、適用設計基準、合成非合成の別、桁断面形式によって劣化速度に差がみられ経年による劣化には設計内容や構造特性の相違が支配的な影響を及ぼす可能性が高い。一方で、大型車交通量の違いによって顕著な劣化特性の差はデータに現れておらず、確率的には構造特性などの他の要因の方が疲労耐久性に大きく影響している可能性が高い。

これまでRC床版に経年的に進行が疑われる顕著なひび割れが確認された場合、予防保全の必要性や補修補強方法の検討では主に交通環境との関係性に着目した検討が行われてきたが、実際には主桁作用や床組の剛性に起因する床版の応力状態に強く影響されている可能性があり、これらを含めた検討が行わなければ適切な措置や維持管理計画とならないことを示唆しているものと考えることができる。

コンクリート部材では、主桁のひび割れについてはPC桁、RC桁の別以外に桁断面形式やポステン、プレテンといった施工法の別によっても損傷の進行速度は異なり、特にポステンPC桁はプレテンPC桁よりも損傷が進行する傾向が明確に現れた。またひび割れと剥離・鉄筋露出では劣化の進行の傾向が主桁のひび割れとは一致しない。

このことは常時の応力状態の違い、コンクリート強度やコンクリート品質の違い、施工品質などの多岐にわたる要因が複雑に関わっており、少なくとも既設橋についてはコンクリート部材の劣化特性の違いを特定の支配的な属性の違いによって説明することは困難であり、維持管理にあたってはこの点を考慮する必要があるといえる。

なお、例えば、鋼桁の腐食や防食機能の劣化では、端部と中間部に特徴的な差が見られ、RC床版やコンクリート橋脚のひびわれでは、部位によって劣化の特徴に明確な違いが見られた。このように道路橋では、同じ部材であっても位置によって統計的にも劣化の特徴に明確な相違のある場合のあることが確認出来たことから、定期点検において部材を更に細分化して損傷状況のデータを取得することは、道路橋の劣化特性の解明やより信頼性の高い劣化予測を行うためには有益と考えられる。

4.2.2 劣化に及ぼす支配的要因の検討

前節における定期点検のデータを用いた分析からは道路橋の劣化には大きなばらつきがあり、一般に耐久性との関わりが大きいと認識されている属性に着目してデータを分割して状態遷移確率分布を求めても、属性の違いと劣化特性の違いについては明確な関係性が現れないものも多いことを明らかとなった。

そこで、全国の直轄の道路橋の定期点検データと当該橋の様々な基本諸元や架橋環境等のデータを組み合わせることで、道路橋の劣化特性と関係の深い因子の有無や特徴について明らかにすることを試みる。

道路橋の点検データに重回帰分析を適用して劣化に関わる因子を抽出しようとする試みはこれまでにも例がある[28]。しかし、本研究で用いている全国の直轄道路橋の定期点検のデータのように膨大な量でかつ均質なデータを用いた検討例は少ないと考えられる。例えば、大竹らの研究[28]では、道路橋を対象に重回帰分析を用いて劣化に支配的な影響を及ぼす因子を抽出することで簡易な劣化モデルの構築が行えるかどうかについて検討が行われているが、対象として用いられているのは僅か数十橋のデータに過ぎない。

ここでは、全国の直轄の道路橋の定期点検データと当該橋の様々な基本諸元や架橋環境等のデータを組み合わせて、重回帰分析によって道路橋の劣化特性と様々な属性の関係性を明らか

にすることを試みる。

対象とした部材及び損傷は、データが豊富でかつ耐荷力性能に影響を及ぼす代表的なものとして、鋼主桁の腐食、コンクリート主桁のひびわれ、鋼橋RC床版のひびわれ、コンクリート下部構造のひびわれとした。

各要素単位の損傷程度の評価結果を目的変数とし、管理者が保有する橋梁管理カルテなどから抽出した橋梁諸元、環境条件等の情報を説明変数とした重回帰分析を行う。

重回帰分析を行うに当たって、損傷程度と経過年との間に以下の関係があると仮定した。

$$Y = e^{\alpha t} \qquad \text{式（4.2.1）}$$

ここで、Yは損傷程度、tは経過年数、αは定数である。

目的変数をα、説明変数をx_1、x_2、…、x_Nとすると、重回帰関数は、次式になる。

$$\alpha = \ln Y/t = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + \cdots + a_mx_m \cdots \qquad \text{式（4.2.2）}$$

この重回帰関数により、説明変数としたm項目のデータを、使用可能なn個の値（x_{1i}、x_{2i}、…、x_{Ni}）（i = 1，2，…，n）について入力して得られる予測値$\hat{\alpha}_i$と実データの損傷程度から得られるα_iとの差（$\alpha_i - \hat{\alpha}_i$）の平方和を最小にする$a_0$、$a_1$、$a_2$、…$a_m$を最小二乗法により求めた。

なお、損傷程度の評価（a～e）については、表-4.2.1に示すとおり定量化した。

重回帰分析は以下のステップに従って実施した。

＜ステップ1：対象とする諸元項目の整理＞

まず、橋梁管理カルテにおいて記録されている各橋のデータ全227項目のうち、橋梁管理番号や橋梁名称等の個別橋梁の識別用データ項目などについて削除した。また、データが入力されていないなどによりデータが欠損している項目のうちデータの補完ができないデータ数が全データ数の20%を超える項目については削除した。この段階で残された項目は表-4.2.2に示す66項目である。

＜ステップ2：気象情報の補完＞

橋梁を管理する地整や事務所を特定するための記号などの項目は、橋梁の劣化と直接的に関わらないと考えられる。一方で橋の位置は、架橋地点の温度や降水量といった劣化に関係する架橋環境条件と密接に関係している可能性がある。したがって、地整や事務所などの管理主体を特定するための項目は削除する一方で、架橋位置や所管事務所の住所に最も近い地点で計測され、公開されている気象データ[29]を各橋のデータとして追加した。

以上より、表-4.2.3に示す計50項目281種類のデータ項目を各橋の劣化特性の説明変数の候補とした。

表-4.2.1　各損傷程度の点数

損傷程度の評価	a	b	c	d	e
点数	1.00	0.80	0.60	0.40	0.20

表-4.2.2 重回帰分析の説明変数候補の橋梁諸元項目

No	諸元項目		No	諸元項目		No	諸元項目	
1	基本諸元	地整	32	幅員構成	全幅員	50	上部工諸元	材料区分
2		事務所	33		有効幅員	51		桁形式区分
3		出張所	34		左側車線地覆幅	52		構造形式
4		現旧区分	35		左側車線地覆高	53		主桁主構本数
5		分割区分	36		左側車線歩道幅	54		主桁主構高さ
6		施設完成年度	37		左側車線路肩幅	55		路面位置
7		架設竣工年	38		左側車線車道幅	56		床板材料
8		橋梁種別	39		左側車線車道数	57		床板種類使用形式
9		橋梁区分	40		中央帯	58		床板厚さ
10		事業区分	41		中央分離帯	59		防水工有無
11		塩害地域区分	42		右側車線車線数	60	径間	支間長
12		橋長	43		右側車線車線幅	61		起点側支承種類
13		橋面積	44		右側車線路肩幅	62		終点側支承種類
14		車道有効面積	45		右側車線歩道幅	63	部位	中桁・外桁
15		総径間数	46		右側車線地覆幅	64		張出部・一般部
16		平面形状	47		右側車線地覆高	65		端部・ 支間中央・ 中間支点
17		縦断勾配	48	高欄防護柵	高欄防護柵別	66		橋台橋脚部位
18		等級	49	交差状況	架橋状況			
19		設計基準上部						
20		設計基準下部						
21		設計活荷重						
22		通行規制						
23		迂回路有無						
24		交通量						
25		大型車混入率						
26		ﾌﾟﾗｲﾏｰ下塗塗料1						
27		中塗塗料1						
28		上塗塗料1						
29		点検施設						
30		排水施設						
31		遮音壁有無						

表-4.2.3 重回帰分析において考慮する説明変数の項目一覧

●:該当 、空白:非該当

No.	項目(カテゴリー)	データの性質		説明変数の数	多変量解析分析ケース				備 考
		データの単位	量的or質的		鋼主桁	Co主桁	RC床版	下部工	
1	年間降水量	出張所単位	量的	1	●	●	●	●	
2	気温	出張所単位	量的	1	●	●	●	●	
3	現旧区分	橋梁単位	質的	3	●	●	●	●	現道・旧道・新道
4	完成・竣工年	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
5	橋梁区分	橋梁単位	質的	7	●	●	●	●	本線、ランプ、側道など
6	事業区分	橋梁単位	質的	3	●	●	●	●	一般道路・街路・有料道路
7	塩害地域区分	橋梁単位	質的	12	●	●	●	●	A1・A2・AS・B1・B2・B3・BS・C1・C2・C3・CS・D
8	橋長	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
9	橋面積	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
10	車道有効幅員	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
11	総径間数	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
12	平面形状	橋梁単位	質的	7	●	●	●	●	
13	縦断勾配	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
14	等級	橋梁単位	質的	4	●	●	●	●	1等橋・2等橋・3等橋・なし
15	設計基準上部	橋梁単位	質的	12	●	●	●		道路橋示方書出版年毎
16	設計基準下部	橋梁単位	質的	12				●	道路橋示方書出版年毎
17	設計活荷重	橋梁単位	質的	13	●	●	●	●	TL-20、A活荷重,B活荷重など
18	通行規制	橋梁単位	質的	3	●	●	●	●	自動車通行不能・通行制限有り・通行制限無し
19	迂回路有無	橋梁単位	質的	2	●	●	●	●	無し・有り
20	交通量	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
21	大型車混入率	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
22	ﾌﾟﾗｲﾏｰ下塗塗料	橋梁単位	質的	24	●				塗料種類毎
23	中・上塗塗料	橋梁単位	質的	14	●				塗料種類毎
24	点検施設	橋梁単位	質的	4	●	●	●	●	点検施設無し・検査路のみ・検査路以外・検査路+その他
25	排水施設	橋梁単位	質的	4	●	●	●	●	排水施設無し・たれ流し型式・導水型式・その他
26	遮音壁有無	橋梁単位	質的	2	●	●	●	●	無し・有り
27	全幅員	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
28	地覆幅	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
29	地覆高	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
30	歩道幅	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
31	路肩幅	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
32	車道幅	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
33	車道数	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
34	中央帯	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
35	中央分離帯	橋梁単位	量的	1	●	●	●	●	
36	高欄防護柵	橋梁単位(代表)	質的	2	●	●	●	●	高欄・防護柵
37	架橋状況	橋梁単位(代表)	質的	8	●	●	●	●	道路の上、鉄道の上、海域等
38	材料区分	径間(構造体)単位	質的	3	●	●	●		
39	桁形式区分	径間(構造体)単位	質的	5	●	●	●		単純桁・連続桁・ゲルバー桁・連結桁・その他
40	構造形式	径間(構造体)単位	質的	88	●	●	●		鋼30種類, コンクリート橋58種類
41	主桁主構本数	径間(構造体)単位	量的	1	●	●			
42	床版材料	径間(構造体)単位	質的	3	●	●	●		鋼・コンクリート・その他
43	床版種類使用形式	径間(構造体)単位	質的	9			●		場所打ち、プレキャスト等
44	床版厚さ	径間(構造体)単位	量的	1			●		
45	防水工有無	径間(構造体)単位	質的	2	●	●	●		無し・有り
46	支間長	径間単位	量的	1	●	●	●	●	
47	中桁・外桁	要素単位	質的	2	●	●			
48	張出部・一般部	要素単位	質的	2			●		
49	端部・支間中央・中間支点	要素単位	質的	3	●	●	●		
50	橋台橋脚部位	要素単位	質的	6				●	梁部、隅角部、柱部、竪壁、胸壁、翼壁
説明変数の数				281	251	213	222	112	

＜ステップ 3：サンプルデータの抽出＞

本検討で用いる定期点検データ（損傷程度の評価）は各橋の部材の要素単位のデータであり、その数は膨大である。本検討で用いた統計解析プログラムソフト「EXCEL多変量解析Ver.6.0」の制約により、対象データからランダムに最大１万程度となるように標本を抽出したものを重回帰分析に用いることとした。

なお、母集団と抽出データで損傷程度の評価値の割合が概ね一致することを確認しており、劣化特性に影響する要因についての基礎的な分析を行うには支障ないものと判断した。図-4.2.13および表-4.2.4に鋼橋の腐食を例に、有効全データと抽出データの損傷程度の評価の構成を比較したものを示す。

＜ステップ4：質的データの定量化＞

量的なデータに変換が難しい質的なデータについては、「該当」、「非該当」の1-0のダミーデータに変換した。

＜ステップ5：高い相関性を有する説明変数の削除＞

説明変数間で高い相関を有するものがあると多重共線性によって、重回帰分析で安定的な結果が得られない。そのため相関係数に着目して相互に高い相関を有する項目については、他の項目で代表するか、どちらか片方を削除する必要がある。

具体的には全項目から道路橋の構造特性や劣化事象を考えた場合に、経験的に相関性が強いと考えられる項目からなるグループを作成し、同じグループ内の説明変数（項目）同士の相関係数を求め、高い相関を有するものが残らないようにグループ内で相関の高い項目のいずれかを削除するか、あるいは統合して新たな一つの項目として設定し直した。本検討では既往の研究[30]も参考に、式-4.2.3により算出される分散拡大要因VIF（Variance inflation factor）＞5のときに多重共線性があると判断することとした。

$$\mathrm{VIF} = (1 - R^2)^{-1} \qquad \text{式（4.2.3）}$$

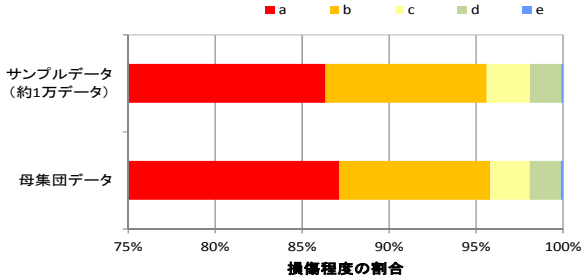


図-4.2.13　損傷程度の評価の構成比の例（鋼橋の腐食）

表-4.2.4　損傷程度の評価の要素数の比較（鋼橋の腐食）

	損傷程度の要素数					
	a	b	c	d	e	計
母集団データ	359,668 （ 87.1% ）	35,857 （ 8.7% ）	9,329 （ 2.3% ）	7,411 （ 1.8% ）	520 （ 0.1% ）	412,785
サンプルデータ （約1万データ）	8,595 （ 86.3% ）	922 （ 9.3% ）	248 （ 2.5% ）	179 （ 1.8% ）	10 （ 0.1% ）	9,954

（）内は割合を示す。

〈グループの例〉　・地域性（降水量、気温等）
・路線・橋梁特性（塩害地域、交通量等）
・橋梁規模（橋長、幅員等）
・適用基準（竣工年、適用示方書、設計荷重等）
・塗装仕様（塗料）
・付属施設（点検施設、排水施設等）
・上部工諸元（桁形式、床版厚、支間長等）

＜ステップ6：有効性ではない説明変数の削除＞

重回帰モデルにより偏回帰係数を算出し、次式によりF値を求め、既往の研究[31]なども参考に、F値が2未満の説明変数は有効ではないと判断して説明変数から削除することとした。

$$\text{F値} = \left(\frac{\text{偏回帰関係数}}{\text{偏回帰関係数の標準偏差}}\right)^2 \qquad \text{式（4.2.4）}$$

定期点検データに表れる道路橋の劣化に関わる要因は多岐にわたることが予想され、本研究では従来一般的に支配的な要因であると考えられてきたもの以外を含めて、道路橋の架橋条件や諸元などの様々な属性が劣化傾向とどのように関わりがあるのかを明らかにすることを目的とする。そのため、ここまでのステップ1～6までの操作を経て残った項目は全て説明変数の候補として以下のステップ7以降の検討を行った。例えば、鋼橋の腐食の場合、ステップ6までの操作で説明変数の候補として表-4.2.5に示す68個の項目が説明変数の候補として抽出された。

表-4.2.5　重回帰分析に用いた説明変数一覧（鋼橋の腐食）

No	項目（カテゴリー）	説明変数	No	項目（カテゴリー）	説明変数
1	年間降水量	年間降水量	40	点検施設	検査路のみ
2	気温	平均気温	41		検査路以外
3	現況区分	側道上下分離	42	排水施設	たれ流し型式
4	事業区分	一般道路	43	遮音壁有無	遮音壁無
5	塩害地域区分	C-(1)	44	全幅員	全幅員
6		C-(2)	45	地覆幅	地覆幅
7		C-(S)	46	地覆高	地覆高
8		B-(1)	47	歩道幅	歩道幅
9	橋面積	橋面積	48	車道数	車線数
10	平面形状	斜橋	49	中央分離帯	中央分離帯
11		曲線橋	50	架橋状況	道路の下にある
12		斜橋＋曲線橋	51		河川・開水路・湖沼
13	等級	2等橋	52		海域
14		なし	53	桁形式区分	連続桁
15	設計基準上部	昭和14年設計示方書・指針（S14～S30）	54		ゲルバー桁
16		昭和31年設計示方書・指針（S31～S35）	55	構造形式	鋼溶接I桁（非合成）
17		昭和43年設計示方書・指針（S43～S46）	56		鋼溶接I桁（合成）
18		昭和55年道路橋示方書（S55～H1）	57		鋼溶接I桁（その他）
19		平成6年道路橋示方書（H6～H7）	58		鋼溶接H型鋼（非合成）
20		平成8年道路橋示方書（H8～H13）	59		鋼溶接H型鋼（合成）
21	設計活荷重	12t	60		鋼溶接箱桁（合成）
22		T-20, L-14	61		鋼溶接箱桁（その他）
23		群集荷重	62		鋼溶接トラス橋
24	迂回路有無	迂回路無	63		鋼リベットI桁（非合成）
25	交通量	交通量	64		鋼リベットI桁（合成）
26	プライマー下塗塗料	エポキシ樹脂プライマー	65		鋼リベット箱桁（非合成）
27		鉛丹さび止めペイント1種	66		鋼H型鋼（非合成）
28		亜酸化鉛さび止めペイント1種	67	中桁・外桁	外桁
29		塩化ゴム系プライマー	68	端部・支間中央・中間部	中間部
30		無機質ジングリッチプライマー			
31		塩化ゴム系下塗り塗料			
32		有機質ジングリッチプライマー			
33		亜鉛溶射			
34		長ばく型エッチングプライマー			
35		亜酸化鉛さび止めペイント2種			
36	中・上塗塗料	ポリウレタン樹脂上塗り塗料			
37		その他の塗料			
38		長油性フタル酸樹脂中塗り塗料			
39		タールエポキシ樹脂塗料			

＜ステップ7：説明変数の選択＞

ステップ6までの操作では説明変数の候補が多数抽出されたため、変数減少法によって説明変数のさらなる絞り込みを行う。変数減少法は、説明変数の候補をすべて含んだ状態からスタートして、説明変数として最も有意ではない変数を削除しながら最適な説明変数の組合せを探す方法である。

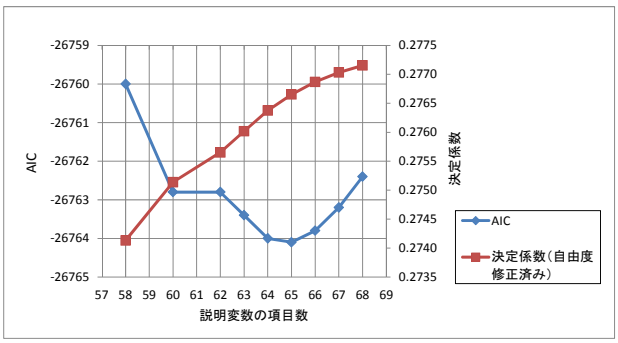
まず説明変数毎に平均値0、分散1になるようにデータを基準化したうえで重回帰分析を行い、各説明変数の標準回帰係数を算出する。そして標準偏回帰係数の絶対値が最も小さい説明変数は目的変数による推計精度向上への寄与が小さいと考えて説明変数から除去する。さらにF値を算出し、ステップ6と同様にF＜2となった説明変数を削除する。

＜ステップ8：最も当てはまりのよい説明変数の抽出＞

ステップ7による説明項目の削除前後で赤池の情報量規準（AIC）[32]を算出して比較する。AICが減少している場合には、再度ステップ7を行うことを繰り返し、AICが最小となった場合を最も当てはまりの良い回帰モデルであると判断する。AICは自由パラメータの数mを用いて式-4.2.5により求められる。

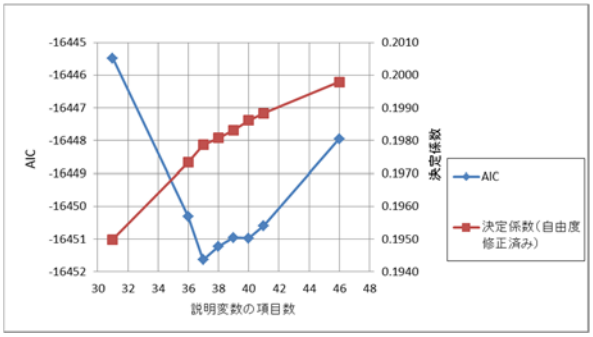
$$\mathrm{AIC} = -2\ln(\text{最大尤度}) + 2(m+1) \qquad \text{式（4.2.5）}$$

これらの手続きに従って、鋼主桁の腐食、コンクリート主桁のひびわれ、鋼橋RC床版のひびわれ、コンクリート下部構造のひびわれの４つの損傷に対して、重回帰分析を行った結果を図-4.2.14～図-4.2.17、表-4.2.6～表-4.2.9に示す。図中には、参考としてダーヴィンワトソン比も併記した。一般にダーヴィンワトソン比が2前後であれば残差の偏りがないとされているが、ここで行った試算ではいずれも2とは乖離がある結果となった。



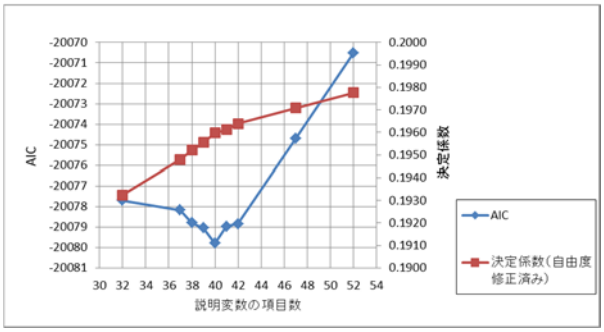
	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6	CASE7	CASE8	CASE9
説明変数の項目数	68	67	66	65	64	63	62	60	58
AIC	−26762.4	−26763.2	−26763.8	−26764.1	−26764	−26763.4	−26762.8	−26762.8	−26760
決定係数	0.2821	0.2819	0.2817	0.2814	0.2810	0.2806	0.2802	0.279508	0.2784
自由度修正済み決定係数	0.2772	0.2770	0.2769	0.2767	0.2764	0.2760	0.2757	0.275139	0.2741
ダーヴィンワトソン比	0.4765	0.4757	0.4752	0.4774	0.4779	0.4812	0.4806	0.480321	0.4789

図-4.2.14　説明変数項目数と回帰モデルの信頼性（鋼鈑桁主桁の腐食）



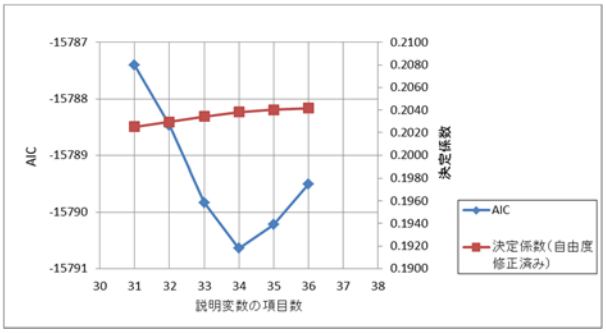
	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6	CASE7	CASE8
説明変数の項目数	46	41	40	39	38	37	36	31
AIC	−16447.9	−16450.6	−16451.0	−16451.0	−16451.2	−16451.6	−16450.3	−16445.5
決定係数	0.2035	0.2021	0.2018	0.2015	0.2011	0.2008	0.2002	0.197488
自由度修正済み決定係数	0.1998	0.1988	0.1986	0.1983	0.1981	0.1979	0.1973	0.194985
ダーヴィンワトソン比	0.7083	0.7069	0.7065	0.7064	0.7041	0.7039	0.7021	0.700585

図-4.2.15　説明変数項目数と回帰モデルの信頼性（コンクリート橋主桁のひびわれ）



	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6	CASE7	CASE8	CASE9
説明変数の項目数	52	47	42	41	40	39	38	37	32
AIC	−20070.5	−20074.7	−20078.8	−20079	−20079.8	−20079	−20078.8	−20078.2	−20077.7
決定係数	0.2020	0.2009	0.1998	0.1995	0.1992	0.1987	0.1983	0.1978	0.1959
自由度修正済み決定係数	0.1978	0.1971	0.1964	0.1961	0.1960	0.1955	0.1952	0.1948	0.1932
ダーヴィンワトソン比	0.3570	0.3564	0.3555	0.3554	0.3553	0.3552	0.3548	0.3547	0.3517

図-4.2.16　説明変数項目数と回帰モデルの信頼性（鋼橋コンクリート床版のひびわれ）



	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6
説明変数の項目数	36	35	34	33	32	31
AIC	−15789.5	−15790.2	−15790.6	−15789.8	−15788.5	−15787.4
決定係数	0.2068	0.2066	0.2063	0.2058	0.2053	0.2048
自由度修正済み決定係数	0.2042	0.2040	0.2038	0.2034	0.2030	0.2025
ダーヴィンワトソン比	1.6001	1.5997	1.5993	1.5986	1.5978	1.5981

図-4.2.17　説明変数項目数と回帰モデルの信頼性（コンクリート下部工のひびわれ）

表-4.2.6　鋼橋の腐食における重回帰分析結果（標準偏回帰係数の降順）

No.	項目(カテゴリー)	説明変数	偏回帰係数	標準偏回帰係数	F値	相関係数
1	構造形式	鋼溶接I桁(非合成)	-4.537E-03	-2.626E-01	559.0	-0.29
2	年間降水量	年間降水量	-3.046E-06	-1.799E-01	274.2	-0.18
3	気温	平均気温	6.574E-04	1.548E-01	169.1	0.14
4	構造形式	鋼溶接I桁(合成)	-3.640E-03	-1.304E-01	139.7	-0.12
5	設計基準上部	平成8年道路橋示方書(H8～H13)	-2.469E-03	-1.211E-01	60.5	-0.04
6	ﾌﾟﾗｲﾏｰ下塗塗料	亜酸化鉛さび止めペイント1種	-3.234E-03	-1.117E-01	132.4	-0.11
7	架橋状況	河川・開水路・湖沼	-1.458E-03	-1.076E-01	49.8	-0.02
8	中・上塗塗料	ポリウレタン樹脂上塗り塗料	1.776E-03	1.008E-01	65.0	0.06
9	平面形状	斜橋	1.663E-03	9.905E-02	60.8	0.00
10	橋梁区分	側道上下分離	1.414E-03	9.426E-02	34.7	0.05
11	橋面積	橋面積	1.507E-07	9.201E-02	41.8	0.13
12	設計基準上部	平成6年道路橋示方書(H6～H7)	-1.963E-03	-8.755E-02	60.9	0.03
13	遮音壁有無	遮音壁無	-1.429E-03	-8.067E-02	39.1	-0.11
14	構造形式	鋼溶接H型鋼(非合成)	-1.105E-02	-8.001E-02	83.3	-0.09
15	平面形状	曲線橋	1.193E-03	7.980E-02	39.6	0.04
16	中央分離帯	中央分離帯	-1.260E-03	-7.691E-02	29.0	-0.02
17	中・上塗塗料	長油性フタル酸樹脂中塗り塗料	4.726E-03	7.550E-02	53.7	0.03
18	設計基準上部	昭和55年道路橋示方書(S55～H1)	-1.265E-03	-7.404E-02	43.3	-0.03
19	桁形式区分	ゲルバー桁	-3.204E-03	-7.334E-02	37.1	-0.14
20	構造形式	鋼リベットI桁(非合成)	-4.307E-03	-7.231E-02	37.0	-0.03
21	等級	なし	-1.263E-03	-7.162E-02	24.2	0.05
22	中桁・外桁	外桁	-1.257E-03	-7.014E-02	52.1	-0.23
23	等級	2等橋	-1.045E-02	-6.696E-02	48.3	-0.08
24	迂回路有無	迂回路無	1.357E-03	6.567E-02	36.5	-0.09
25	ﾌﾟﾗｲﾏｰ下塗塗料	有機質ジングリッチプライマー	-8.689E-03	-6.425E-02	53.4	-0.08
26	ﾌﾟﾗｲﾏｰ下塗塗料	鉛丹さび止めペイント1種	-3.136E-03	-6.421E-02	52.2	-0.11
27	交通量	交通量	2.667E-08	6.294E-02	23.4	0.15
28	ﾌﾟﾗｲﾏｰ下塗塗料	長ばく型エッチングプライマー	-1.248E-02	-6.253E-02	50.8	-0.10
29	構造形式	鋼溶接箱桁(その他)	-1.442E-03	-5.747E-02	25.4	0.08
30	地覆高	地覆高	-1.275E-03	-5.667E-02	20.7	-0.09
31	構造形式	鋼溶接箱桁(合成)	-2.359E-03	-5.619E-02	31.7	0.03
32	架橋状況	道路の下にある	-4.604E-03	-5.506E-02	34.2	-0.11
33	構造形式	鋼溶接I桁(その他)	-3.510E-03	-5.092E-02	32.7	-0.05
34	端部・支間中央・中間部	中間部	7.760E-04	4.858E-02	31.1	0.09
35	点検施設	検査路のみ	6.595E-04	4.728E-02	15.6	-0.08
36	構造形式	鋼リベットI桁(合成)	-4.631E-03	-4.685E-02	27.5	-0.06
37	ﾌﾟﾗｲﾏｰ下塗塗料	塩化ゴム系下塗り塗料	-4.000E-03	-4.511E-02	26.3	-0.04
38	事業区分	一般道路	6.599E-04	4.127E-02	13.2	-0.12
39	塩害地域区分	B-(1)	-1.537E-02	-4.024E-02	22.0	-0.05
40	構造形式	鋼リベット箱桁(非合成)	4.621E-03	4.005E-02	18.5	0.01
41	歩道幅	歩道幅	-1.353E-04	-3.970E-02	9.5	-0.05
42	排水施設	たれ流し型式	5.266E-04	3.963E-02	5.6	-0.05
43	塩害地域区分	C-(S)	-8.832E-03	-3.774E-02	19.2	-0.03
44	ﾌﾟﾗｲﾏｰ下塗塗料	無機質ジングリッチプライマー	4.853E-03	3.735E-02	18.0	0.02
45	塩害地域区分	C-(2)	-5.450E-03	-3.680E-02	15.0	-0.07
46	設計基準上部	昭和31年設計示方書・指針(S31～S35)	-7.448E-04	-3.640E-02	8.6	0.01
47	点検施設	検査路以外	1.091E-03	3.514E-02	11.0	0.04
48	構造形式	鋼H型鋼(非合成)	-2.313E-03	-3.512E-02	14.0	0.01
49	設計活荷重	12t	4.873E-03	3.371E-02	11.1	0.00
50	設計基準上部	昭和43年設計示方書・指針(S43～S46)	3.747E-03	3.345E-02	13.5	0.02
51	平面形状	斜橋＋曲線橋	7.591E-04	3.196E-02	7.8	-0.03
52	車道数	車線数	2.039E-04	3.116E-02	3.7	0.04
53	設計基準上部	昭和14年設計示方書・指針(S14～S30)	2.062E-03	2.942E-02	5.5	-0.02
54	構造形式	鋼溶接H型鋼(合成)	-5.617E-03	-2.939E-02	11.5	-0.03
55	塩害地域区分	C-(1)	6.498E-03	2.777E-02	10.4	0.01
56	設計活荷重	T-20, L-14	4.271E-03	2.736E-02	7.3	0.01
57	全幅員	全幅員	5.527E-07	2.721E-02	8.0	0.02
58	地覆幅	地覆幅	-6.601E-04	-2.684E-02	6.3	0.03
59	架橋状況	海域	-1.002E-02	-2.623E-02	7.9	-0.03
60	ﾌﾟﾗｲﾏｰ下塗塗料	亜酸化鉛さび止めペイント2種	2.499E-03	2.354E-02	6.8	0.02
61	桁形式区分	連続桁	-3.691E-04	-2.297E-02	3.2	0.11
62	中・上塗塗料	その他の塗料	4.864E-03	2.204E-02	6.5	0.00
63	中・上塗塗料	タールエポキシ樹脂塗料	4.412E-03	2.107E-02	6.0	0.01
64	ﾌﾟﾗｲﾏｰ下塗塗料	亜鉛溶射	-4.590E-03	-2.080E-02	5.8	-0.04
65	ﾌﾟﾗｲﾏｰ下塗塗料	塩化ゴム系プライマー	-5.625E-03	-1.900E-02	4.8	-0.04

表-4.2.7　コンクリート主桁のひびわれにおける重回帰分析結果（標準偏回帰係数の降順）

No.	項目（カテゴリー）	説明変数	偏回帰係数	標準偏回帰係数	F値	相関係数
1	桁形式区分	連結桁	0.007	0.166	131.55	0.09
2	設計基準上部	昭和43年設計示方書・指針（S43～S47）	−0.007	−0.161	158.81	−0.02
3	構造形式	PCポステン箱桁	−0.031	−0.160	257.10	−0.20
4	架橋状況	河川・開水路・湖沼	−0.006	−0.132	78.88	−0.05
5	等級	なし	−0.008	−0.125	84.58	−0.16
6	排水施設	たれ流し型式	0.007	0.125	64.02	0.02
7	設計基準上部	平成2年道路橋示方書（H2～H5）	−0.009	−0.112	96.98	−0.12
8	桁形式区分	連続桁	−0.008	−0.107	59.89	−0.29
9	構造形式	RC中空床版	−0.024	−0.096	85.20	−0.17
10	支間長	支間長	0.000	−0.095	63.64	−0.21
11	設計活荷重	TL-20	0.004	0.093	37.44	0.17
12	構造形式	PCプレテンT桁	−0.004	−0.091	49.77	0.08
13	構造形式	PCプレテン床版	−0.008	−0.087	49.97	0.04
14	中桁・外桁	外桁	−0.004	−0.083	77.64	−0.17
15	排水施設	排水施設無し	0.006	0.083	37.34	0.04
16	遮音壁有無	遮音壁無	−0.004	−0.078	46.09	−0.02
17	地覆高	地覆高	0.006	0.072	40.80	0.01
18	構造形式	PCポステン中空床版	−0.008	−0.072	31.05	−0.17
19	設計基準上部	昭和31年設計示方書・指針（S31～S35）	−0.004	−0.068	34.39	0.05
20	平面形状	斜橋	0.004	0.065	28.16	0.04
21	点検施設	点検施設無し	−0.004	−0.061	30.35	0.05
22	構造形式	RCT桁	−0.011	−0.056	30.85	−0.01
23	迂回路有無	迂回路無	−0.003	−0.055	25.54	−0.06
24	端部・支間中央・中間支点	中間支点部	−0.002	−0.052	20.95	−0.08
25	平面形状	直橋（直角橋）	0.003	0.051	21.21	0.01
26	年間降水量	降水量	0.000	0.051	20.67	−0.02
27	橋梁区分	本線上下一体	0.002	0.045	16.31	0.00
28	架橋状況	鉄道の上にある	−0.003	−0.042	17.08	0.01
29	設計基準上部	昭和53年道路橋示方書（S53～S54）	−0.008	−0.038	14.67	0.02
30	現旧区分	新道	0.003	0.038	10.44	−0.05
31	中央分離帯	中央分離帯	−0.003	−0.036	4.28	0.02
32	地覆幅	地覆幅	0.003	0.035	9.63	0.06
33	塩害地域区分	B-(S)	0.020	0.033	12.53	0.01
34	平面形状	その他	−0.023	−0.031	10.45	−0.08
35	架橋状況	道路の下にある	−0.008	−0.031	7.69	−0.01
36	中央帯	中央帯	0.001	0.028	2.76	0.02
37	構造形式	RC中実床版	−0.012	−0.026	7.64	−0.02

表-4.2.8　コンクリート床版のひびわれにおける重回帰分析結果（標準偏回帰係数の降順）

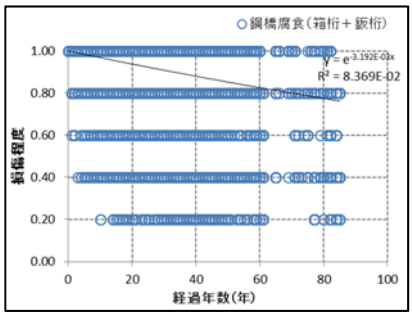
No.	項目（カテゴリー）	説明変数	偏回帰係数	標準偏回帰係数	F値	相関係数
1	設計基準上部	平成14年道路橋示方書（H14～）	−1.688E−02	−1.897E−01	351.5	−0.26
2	年間降水量	年間降水量	−3.918E−06	−1.237E−01	122.3	−0.06
3	設計基準上部	昭和39年設計示方書・指針（S39～S42）	3.737E−03	1.230E−01	51.2	0.10
4	床版種類	場所打床版	−5.684E−03	−1.194E−01	135.1	−0.10
5	事業区分	有料道路	−4.487E−02	−1.167E−01	152.3	−0.17
6	設計基準上部	昭和55年道路橋示方書（S55～H1）	3.825E−03	1.110E−01	55.0	0.01
7	構造形式	鋼溶接I桁（非合成）	−2.890E−03	−1.072E−01	75.5	−0.16
8	設計基準上部	昭和47年道路橋示方書（S47～S52）	4.185E−03	1.071E−01	55.0	0.05
9	橋面積	橋面積	−3.795E−07	−9.671E−02	81.7	−0.08
10	設計基準上部	昭和31年設計示方書・指針（S31～S35）	3.790E−03	8.605E−02	32.6	0.08
11	排水施設	たれ流し型式	2.221E−03	8.261E−02	35.8	0.16
12	桁形式区分	ゲルバー桁	5.012E−03	6.863E−02	36.4	0.06
13	点検施設	検査路＋その他	−7.260E−03	−6.718E−02	51.6	−0.09
14	張出部・一般部	張出部	−3.863E−03	−6.330E−02	48.5	−0.09
15	構造形式	鋼溶接箱桁（合成）	3.345E−03	5.879E−02	33.0	0.08
16	設計基準上部	平成2年道路橋示方書（H2～H5）	3.259E−03	5.234E−02	20.8	−0.01
17	架橋状況	道路の上にある	−1.424E−03	−5.114E−02	14.1	−0.09
18	構造形式	鋼溶接I桁（合成）	−1.996E−03	−4.814E−02	18.8	0.02
19	構造形式	鋼リベットI桁（非合成）	−3.584E−03	−4.782E−02	19.7	0.00
20	遮音壁有無	遮音壁有	1.615E−03	4.569E−02	14.9	−0.03
21	等級	1等橋	1.649E−03	4.551E−02	10.3	0.17
22	迂回路有無	迂回路有り	1.453E−03	4.543E−02	16.3	−0.02
23	架橋状況	道路の下にある	−9.441E−03	−4.069E−02	18.7	−0.06
24	架橋状況	鉄道の上にある	−2.828E−03	−4.048E−02	15.5	−0.09
25	平面形状	斜橋＋曲線橋	−1.859E−03	−3.933E−02	16.9	−0.08
26	設計活荷重	群集荷重	−1.092E−02	−3.845E−02	16.4	−0.04
27	構造形式	鋼リベット箱桁（非合成）	2.701E−03	3.800E−02	12.5	0.08
28	車線数	車線数	−4.954E−04	−3.730E−02	10.2	0.02
29	塩害地域区分	B-(3)	1.422E−02	3.701E−02	16.2	0.02
30	架橋状況	海域	−6.295E−03	−3.683E−02	11.8	0.02
31	事業区分	一般道路	−1.108E−03	−3.384E−02	10.3	−0.08
32	点検施設	検査路のみ	−9.354E−04	−3.303E−02	8.2	−0.15
33	橋梁区分	本線上下分離	−1.172E−03	−3.277E−02	9.4	0.02
34	気温	平均気温	2.021E−04	2.898E−02	5.0	−0.06
35	地覆高	地覆高	1.487E−03	2.756E−02	7.9	−0.05
36	設計荷重	設計荷重（その他）	2.831E−03	2.628E−02	6.3	0.04
37	大型車混入率	大型車混入率	−3.129E−05	−2.532E−02	6.3	0.04
38	構造形式	鋼溶接アーチ橋	−4.051E−03	−2.446E−02	7.0	0.00
39	塩害地域区分	C-(2)	4.842E−03	2.381E−02	5.6	0.01
40	塩害地域区分	B-(S)	6.095E−03	2.332E−02	6.3	0.01

表-4.2.9　コンクリート下部工のひびわれにおける重回帰分析結果（標準偏回帰係数の降順）

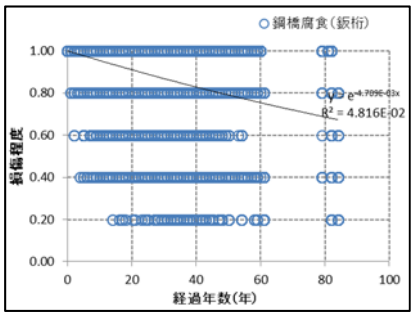
No.	項目(カテゴリー)	説明変数	偏回帰係数	標準偏回帰係数	F値	相関係数
1	設計活荷重	TL-20	2.149E-02	2.694E-01	340.1	0.16
2	設計基準下部	平成8年道路橋示方書(H8～H13)	-2.880E-02	-1.943E-01	393.4	-0.28
3	橋台橋脚部位	隅角部・接合部	1.185E-02	1.399E-01	213.7	0.12
4	設計活荷重	13t	2.294E-02	1.291E-01	93.8	0.05
5	橋台橋脚部位	竪壁	-8.224E-03	-1.068E-01	116.1	-0.11
6	橋梁区分	側道上下一体	-6.723E-03	-8.120E-02	69.2	-0.12
7	設計基準下部	昭和31年設計示方書・指針(S31～S35)	6.409E-03	8.075E-02	69.6	0.10
8	設計活荷重	TT-43	1.408E-02	7.754E-02	54.3	-0.03
9	架橋状況	河川・開水路・湖沼	-4.057E-03	-7.563E-02	53.6	0.03
10	橋台橋脚部位	翼壁	7.129E-03	7.434E-02	61.9	0.09
11	設計活荷重	その他	2.066E-02	7.211E-02	54.9	0.00
12	設計活荷重	12t	1.981E-02	7.154E-02	26.4	0.03
13	設計基準下部	昭和55年道路橋示方書(S55～H1)	-5.105E-03	-7.006E-02	53.1	-0.07
14	設計活荷重	T-20, L-14	2.324E-02	6.546E-02	51.3	0.02
15	現旧区分	現道	7.375E-03	6.405E-02	47.9	0.17
16	設計基準下部	昭和39年設計示方書・指針(S39～S42)	4.194E-03	6.125E-02	40.0	0.09
17	設計活荷重	群集荷重	2.729E-02	5.737E-02	40.1	0.02
18	設計基準下部	昭和14年設計示方書・指針(S14～S30)	7.933E-03	5.582E-02	21.9	0.06
19	設計基準下部	平成14年道路橋示方書(H14～)	3.478E-02	5.530E-02	39.7	0.01
20	年間降水量	年間降水量	3.145E-06	5.315E-02	35.2	0.06
21	設計基準下部	平成2年道路橋示方書(H2～H5)	-7.051E-03	-4.800E-02	28.0	-0.09
22	設計基準下部	昭和14年以前の示方書・指針(T15～S13)	9.950E-03	4.647E-02	11.6	0.04
23	事業区分	一般道路	-3.124E-03	-4.443E-02	23.7	-0.04
24	設計活荷重	TL-14	3.237E-02	3.988E-02	20.7	0.01
25	地覆高	地覆高	3.468E-03	3.776E-02	17.8	0.04
26	排水施設	排水施設(その他)	-1.331E-02	-3.472E-02	16.2	-0.03
27	遮音壁有無	遮音壁無し	2.178E-03	3.353E-02	11.9	0.07
28	橋台橋脚部位	梁部	-1.872E-03	-3.015E-02	8.9	-0.07
29	設計基準下部	昭和53年道路橋示方書(S53～S54)	-5.433E-03	-3.010E-02	11.8	-0.03
30	車線数	車線数	-8.457E-04	-2.774E-02	7.5	-0.04
31	交通量	交通量	4.094E-08	2.678E-02	6.3	-0.01
32	橋台橋脚部位	胸壁	2.129E-03	2.653E-02	7.3	0.05
33	高欄防護柵	防護柵	-1.527E-03	-2.586E-02	8.2	-0.04
34	塩害地域区分	C-(3)	4.886E-03	2.223E-02	6.5	0.03

ここでは、鋼主桁の腐食、コンクリート主桁のひびわれ、鋼橋RC床版のひびわれ、コンクリート下部構造のひびわれの4つの損傷に対して、直轄の定期点検データで各橋に関連づけられている膨大な諸元や特性、架橋条件などに関する情報を統計理論などによる明確な判断基準に基づく以外にはできるだけ恣意的には排除せず、どのような事項が各劣化の実績に対する関わりを有するのかを客観的に抽出できるかどうかに着目して重回帰分析を行った。その結果、多数の説明変数を導入しても求められた回帰式の説明性は決定係数が0.2～0.3程度と極めて低い結果となった。基本的には説明変数が多くなるほど決定係数が向上するはずであるが、このように低い決定係数しか得られない原因として、実態としての直轄の定期点検のデータで得られている経時に伴う劣化傾向に極めて大きな不確実性のあることも要因の一つと考えられる。これは元データを経年と損傷程度の評価値との関係で整理した散布図に対しても信頼性のある回帰式が得られないこととも対応していることからも推定される。

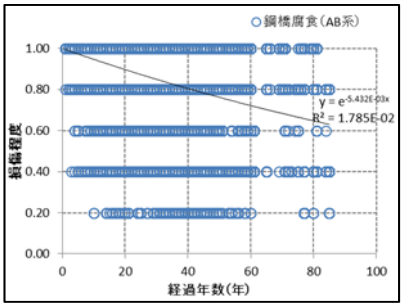
散布図の試算結果を図-4.2.18～図-4.2.21及び表-4.2.10～表-4.2.13に示す。



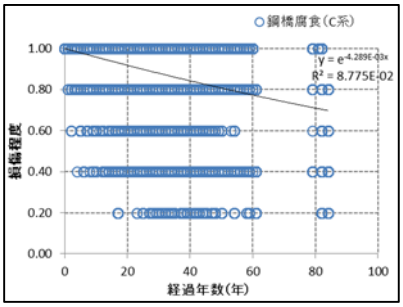
(a)　全データ（鈑桁＋箱桁）



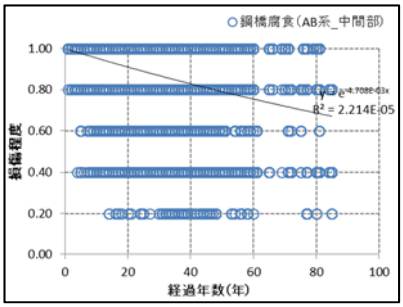
(b)　鈑桁



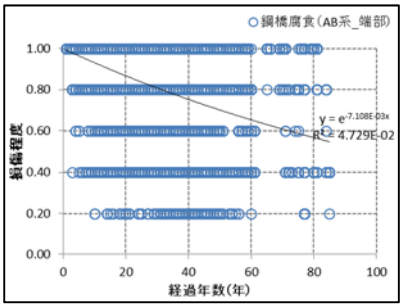
(c)　鈑桁（AB塗装系）



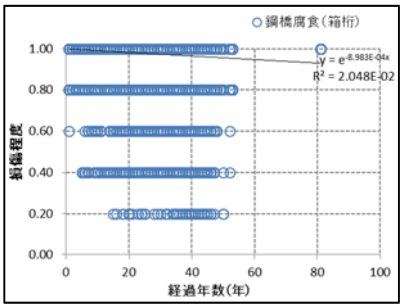
(d)　鈑桁（C塗装系）



(e)　鈑桁（AB塗装系、中間部）



(f)　鈑桁（AB塗装系、端部）

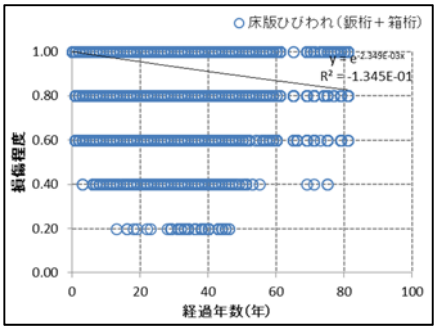


(g)　箱桁

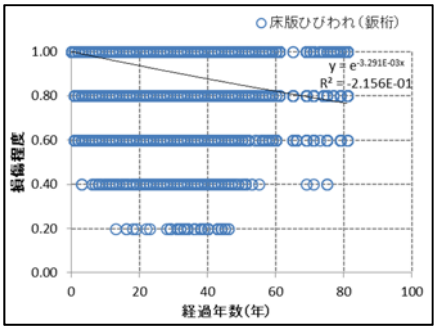
図-4.2.18　鋼橋主桁の腐食の散布図の回帰

表-4.2.10　鋼橋主桁の腐食の散布図の回帰結果一覧

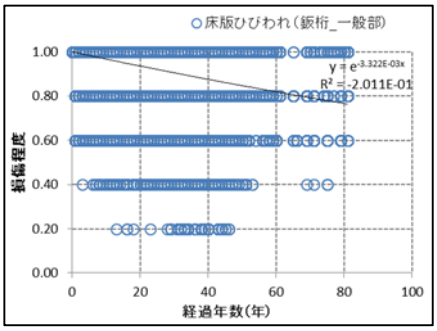
種別	桁形式	塗装系	部位	回帰（指数関数）結果		
				$Y=e^{\alpha t}$	決定係数	データ数
鋼橋主桁				$\alpha=-0.003192$	0.0837	1,035,704
	鈑桁			$\alpha=-0.004709$	0.0482	367,835
				$\alpha=-0.005432$	0.0179	243,140
		AB系	中間部	$\alpha=-0.004708$	0.00002	172,130
			端部	$\alpha=-0.007108$	0.0473	71,010
		C系		$\alpha=-0.004289$	0.0878	124,695
	箱桁			$\alpha=-0.000899$	0.0205	667,869



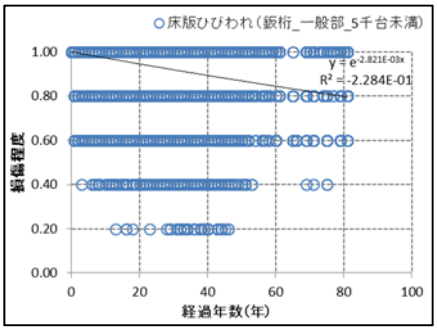
(a)　全データ（鈑桁＋箱桁）



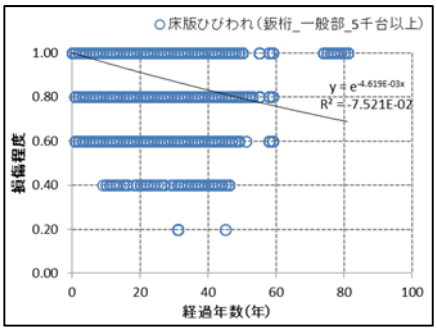
(b)　鈑桁



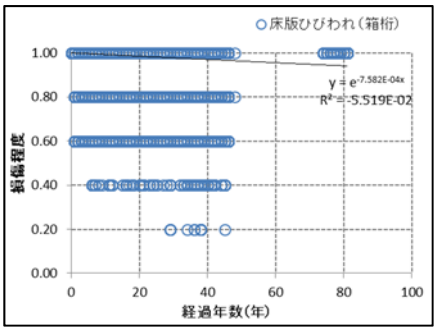
(c)　鈑桁（一般部）



(d)　鈑桁（一般部、日大型車5千台未満）



(e)　鈑桁（一般部、日大型車5千台以上）

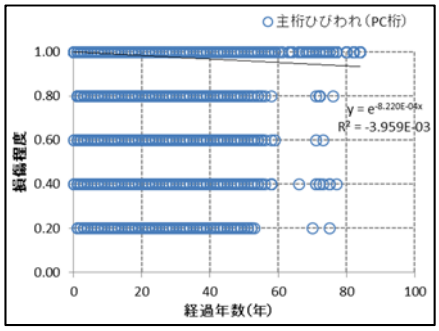


(f)　箱桁

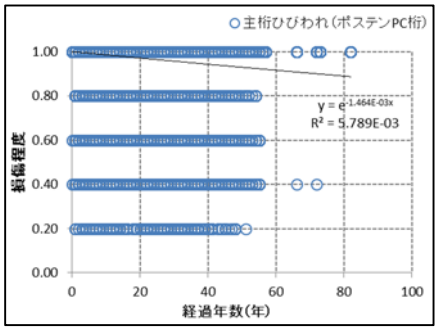
図-4.2.19　鋼橋コンクリート床版ひびわれの散布図の回帰

表-4.2.11　鋼橋コンクリート床版ひびわれの散布図の回帰結果一覧

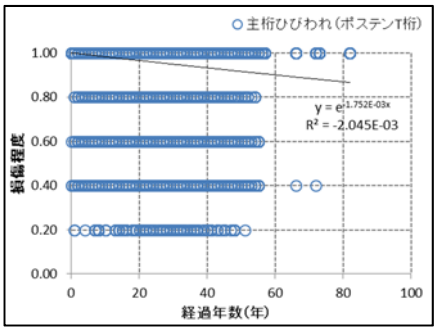
種別	桁形式	部位	日大型車交通量	回帰（指数関数）結果		
				$Y=e^{\alpha t}$	決定係数	データ数
鋼橋				α=−0.002349	0.1345	750,345
	鈑桁			α=−0.003291	0.2156	457,653
		一般部		α=−0.003322	0.2011	428,347
			5千台未満	α=−0.002821	0.2284	275,184
			5千台以上	α=−0.004619	0.0752	153,163
	箱桁			α=−0.000758	0.0552	292,692



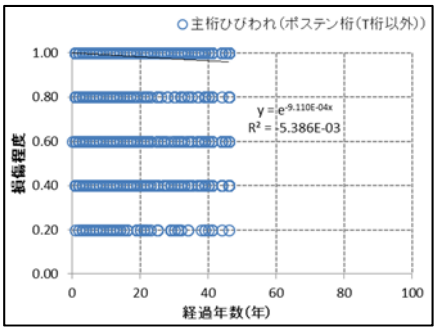
(a)　PC桁



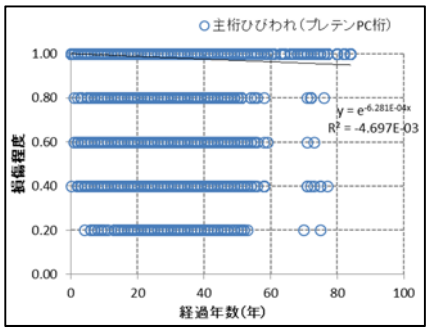
(b)　ポステン桁



(c)　ポステン桁（T桁）



(d)ポステン桁（T桁以外）

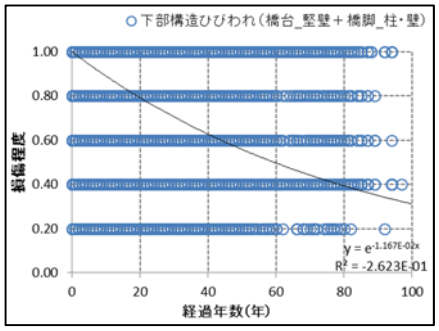


(e)　プレテン桁

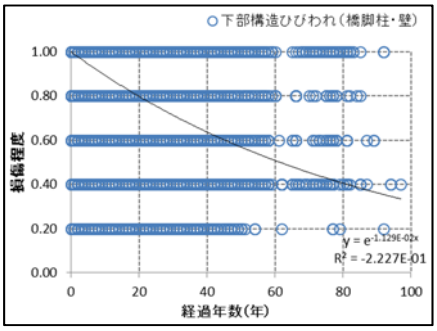
図-4.2.20　PCコンクリート主桁のひびわれの散布図の回帰

表-4.2.12　PC コンクリート主桁のひびわれの散布図の回帰結果一覧

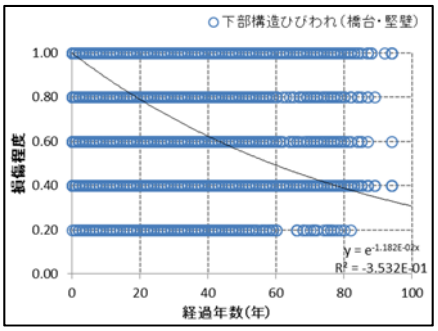
種別	桁形式	桁断面	回帰（指数関数）結果		
			$Y=e^{\alpha t}$	決定係数	データ数
PC桁			α=−0.000822	0.004	742,019
	ポステン桁		α=−0.001464	0.0058	286,762
		T桁	α=−0.001752	0.002	98,184
		T桁以外	α=−0.000911	0.0054	188,578
	プレテン桁		α=−0.000628	0.0047	455,257



(a)　橋脚（柱・壁）＋橋台（竪壁）



(b)　橋脚（柱・壁）



(c)　橋台（竪壁）

図-4.2.21　コンクリート下部工ひびわれの散布図の回帰

表-4.2.13　コンクリート下部工ひびわれの散布図の回帰

種別	種類	回帰（指数関数）結果		
		$Y=e^{\alpha t}$	決定係数	データ数
下部構造	（橋脚柱・壁、橋台竪壁）	$\alpha=-0.01167$	0.2623	80,385
	橋脚柱・壁	$\alpha=-0.01129$	0.2227	34,721
	橋台竪壁	$\alpha=-0.01182$	0.3532	45,664

以上のように、有意な説明変数となる可能性が否定できない変数をできるだけ多く残した上で変数減少法によって重回帰分析を行っても、説明性のある回帰結果が得られない結果となった。また、代表的な劣化事象について母集団を一般に劣化特性に支配的な影響があると考えられている属性によって分割して経年と損傷程度の評価値の関係を求めても、劣化傾向は極めて大きなばらつきを示し、信頼性のある回帰式は得られない結果となった。

このことからは、道路橋の定期点検結果に現れる経年と損傷程度の評価の関係から高い信頼性で個々の橋梁や部材の劣化予測が確定的に行える推定式を得ることは極めて困難である可能性が高いものと考えられる。

なお、既往の研究[28]では、本研究に比べて数の少ない母集団データに対する類似の検討で信頼性の高い劣化予測式が得られたと報告されており、データ分割や重回帰分析における説明変数の絞り込み方法の工夫によって、より説明性の高い結果が得られる可能性は否定できない。

同じ道路橋に対して、主観を排除した評価基準で得られた膨大な数の均質なデータによるよりも少ないデータで元データの説明性の点でより信頼性の高い結果が得られている場合のあることからは、道路橋の点検データから劣化特性に及ぼす影響因子を特定する手法についてさらなる検討が必要である。また、道路橋の維持管理にあたって、劣化特性の解明や将来予測の信頼性向上の目的で各橋と関連づけて残すべき属性項目等の情報の特定にも課題が残されている。

4.3　劣化予測手法

4.3.1 代表的な推計手法とその特徴

マルコフ性を仮定したうえで点検時期と実際の状態遷移の時期の乖離などの不明を補うことができる方法として提案されている最尤推定法を用いて様々な属性等の区分に対して遷移確率行列の推計を行った結果、相対比較をすると属性の違いによって劣化の特徴に差異が見られるケースもあるものの､それぞれに劣化の過程には大きなばらつきのあることが明らかとなった。また多数の属性情報を考慮した重回帰分析によっても劣化の特徴を決定づける支配的要因の特徴は特定できない結果となった。

これらを踏まえると、劣化の実績である定期点検データを計画的維持管理に活用する場合、劣化過程が有する不確実性を含む劣化の特徴を正確に評価した上で、状態遷移確率などのこれらの情報を将来予測に基づく意思決定などの様々な検討に反映できる情報として表現することが重要となる。

定期点検データのように時間に対して離散的に得られている状態データに対して、統計的手法を用いて欠落している情報を推計によって補ったり、あるいは状態の遷移特性を連続量として表現しようとする場合、それらのデータ群が本来どのような特性を有していると仮定するのかによって、それらを扱うのに適当な手法は異なってくるはずである。

例えば、劣化状態の遷移傾向に経時的に特定の法則性はないと捉えた場合、状態遷移確率を経時的な法則性を仮定することができないため、経過時間と状態の実績から得られる関係性をそのまま表現することとなる。散布モデルやそれらから直接求めた経過時間毎の状態比率からなる状態遷移確率はこの例である。一方、経時的に何らかの法則性に則って状態の遷移が生じると捉えた場合、遷移確率に時間依存性を仮定するか否かによっても取り扱いが異なってくることが考えられる。ここでは、どのような予測手法を用いるのかについて、その前提としてそれぞれの手法を採用することが元データにどのような特性を仮定したことになるのかという観点から代表的な手法について、道路橋の点検データへの適用性について検討する。

本研究では、以上のような観点を考慮して、離散的に得られている道路橋の定期点検データに対して、道路橋の対象部材等が本来有する劣化特性に対する捉え方（仮定）が異なる将来状態予測手法を適用し、それらの相互比較などから定期点検データを用いた道路橋の将来状態推計手法としての適用性と課題について検討する。比較検討の対象とした推計手法の特徴と本研究におけるそれぞれの適用の概要について以下に整理する。

(i)直接推計（散布）

対象となる要素データのそれぞれが経年的にどう変化したのかについて、完成初期からの経過時間とその時点での状態の対応関係は、それぞれの要素にとって斉時性の有無などの統計的な特徴の有無等について特定の仮定や推計手法の制約などの影響を受けない事実関係そのものである。

ある母集団の散布データが直線回帰できる場合には、斉時性がある可能性が高く、逆に直線で回帰されない場合には斉時性がない可能性が高い。また何らかの関数によってデータが回帰される場合には、その関数に従うような規則性のある劣化特性を有し、例えば将来のさらなる高齢化段階など現在データが存在しないような経過年領域まで劣化傾向が予測できる可能性の

高いことがいえるなど、散布データからは劣化の特徴に関する有益な情報が得られる可能性がある。

本方法による推計をここでは「直接推計（散布）」と呼ぶ。

2011（H23）年度までの直轄道路橋の定期点検結果のデータを用いて、散布データの経過年数 5 年間毎の損傷程度の割合、経過年数 1 年毎の損傷程度（a～e）の要素数の集計結果のバブルチャート、経過年数 1 年毎の損傷程度の期待値を図-4.3.1 に示す。

鋼主桁の腐食、鋼主桁の防食機能の劣化及び床版ひびわれについては、経年的な劣化傾向がみられるものの、コンクリート主桁のひびわれ及びコンクリート主桁の剥離・鉄筋露出については、経年的な劣化傾向はみられなかった。また、多くの損傷種類で経過年数が 30 年を越えるような高齢化領域で損傷程度の評価の悪いデータの割合が少なくなっている。

これは、供用期間が長いものほど過去に補修や補強が行われたものが多くあることによるものと考えられる。

このことは、例えば部材毎の機能等の状態に着目した対策区分の判定の結果からも推測される。図-1.2 に示した全橋の対策区分の判定結果を部材種別や損傷種類で区別せず、橋の部材の中で最も深刻側の評価の部材の対策区分を代表に橋梁単位で数を集計した結果においても、1970 年代以降に架設された橋では経過年が小さいものほど深刻な状態のものが少ない傾向が明確であるが、それ以前に架設された橋では対策区分の判定の比率と経過年の間に明確な相関関係がみられない。

既往の研究[33]でも指摘されているように、このように経過年と現在の状態のみから劣化傾向を評価する場合、過去に補修や補強が行われたことの記録がない場合、それらのデータによって劣化進展速度を過小評価する危険性がある。

また直轄道路橋で H16 点検要領に導入された供用後 2 年程度以内に行われている初回点検結果のデータからは、道路橋の場合過去より供用直後あるいは早期に変状がみられるものも、一定量生じてきていたことが推測される。この場合は、情報が残されておらず健全な状態からのデータとして扱われると経過年に対する劣化進展速度を過大評価する危険性がある。

全国の直轄道路橋の管理記録では、最近行われた前後 2 回の点検間であればその間での補修補強履歴が確認できるものも多いが、供用開始年から最も古い点検データが記録されているまでの間に行われた補修補強の有無に関する情報はほとんど残されていない。また、供用開始時点あるいは供用初期段階で施工不良などによる初期変状があったかどうかについては供用年が古い橋では供用後早い段階での点検記録もないなどにより知ることができないものがほとんどである。経年と点検記録のある時点での状態を用いて整理した散布データには、過去に補修補強が行われたものや初期変状があったものも相当数含まれている可能性があり、このことも明確な劣化傾向が現れない原因の一つと考えられる。

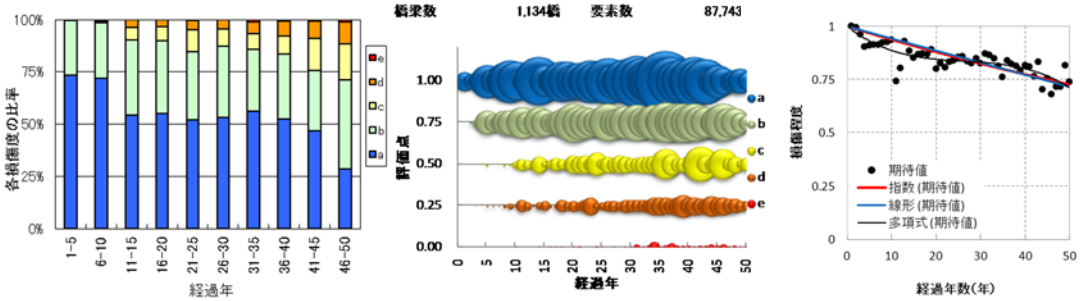


図-4.3.1 (1)　散布データと期待値の回帰式（鋼鈑桁主桁腐食（A,B 塗装系））

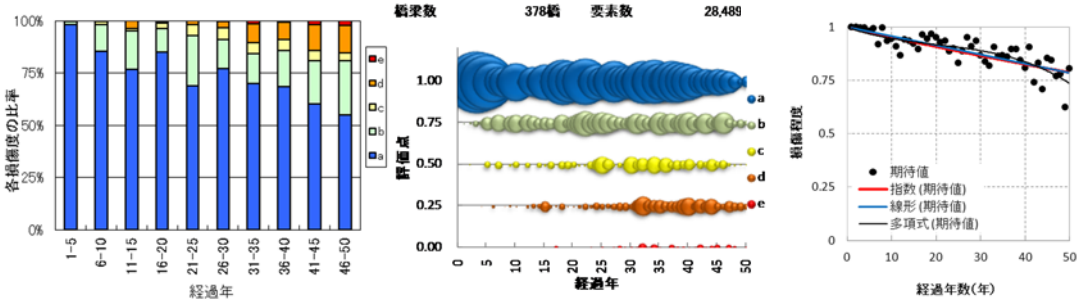


図-4.3.1 (2)　散布データと期待値の回帰式（鋼鈑桁主桁腐食（C 塗装系））

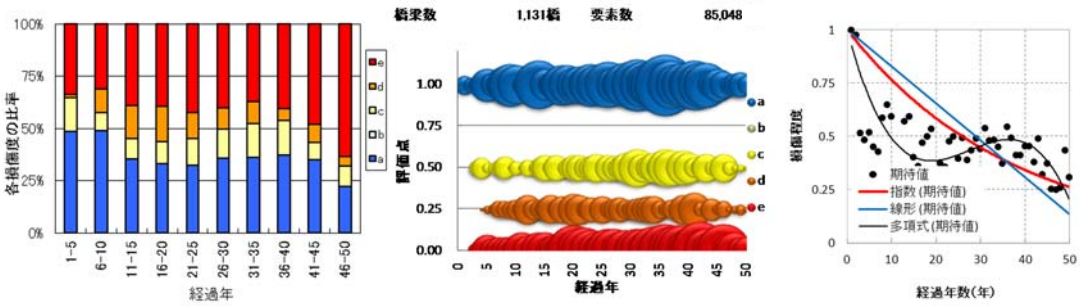


図-4.3.1 (3)　散布データと期待値の回帰式（鋼鈑桁主桁防食機能の劣化（A,B 塗装系））

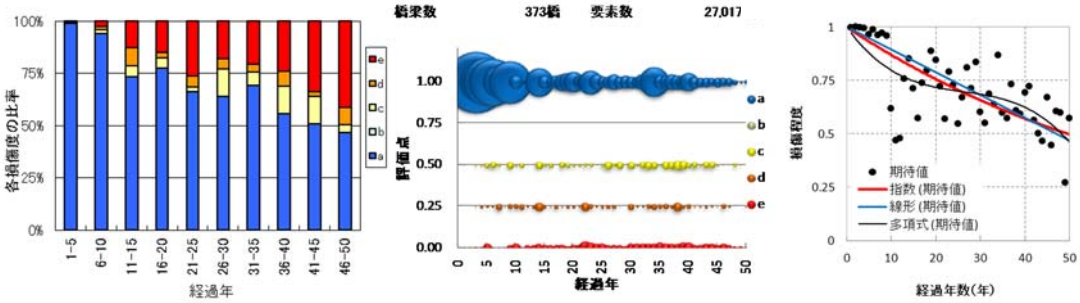


図-4.3.1 (4)　散布データと期待値の回帰式（鋼鈑桁主桁防食機能の劣化（C 塗装系））

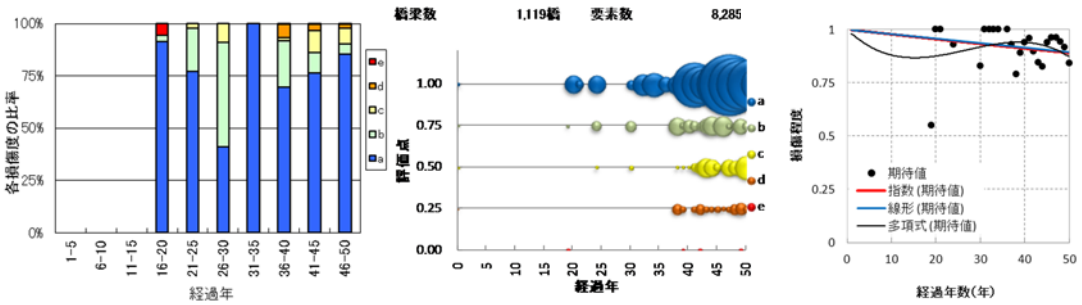


図-4.3.1 (5)　散布データと期待値の回帰式（コンクリート橋主桁のひびわれ(RC)）

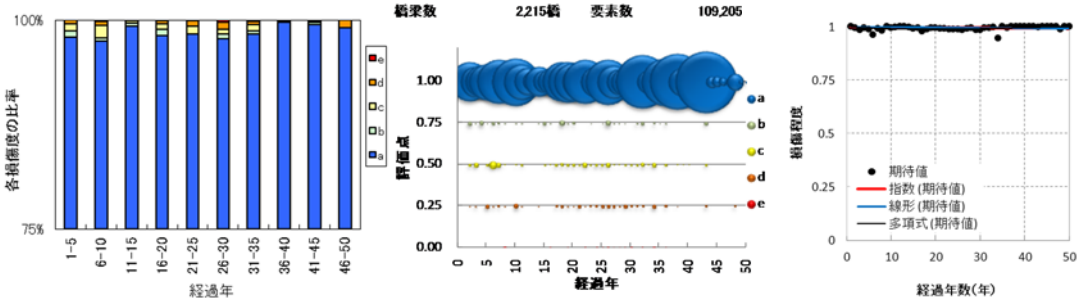


図-4.3.1 (6)　散布データと期待値の回帰式（コンクリート橋主桁ひびわれ（プレテン PC））

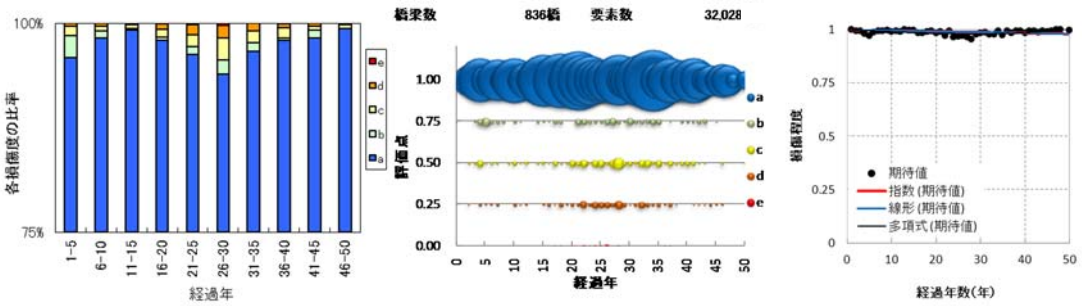


図-4.3.1 (7)　散布データと期待値の回帰式（コンクリート橋主桁ひびわれ（ポステン PC））

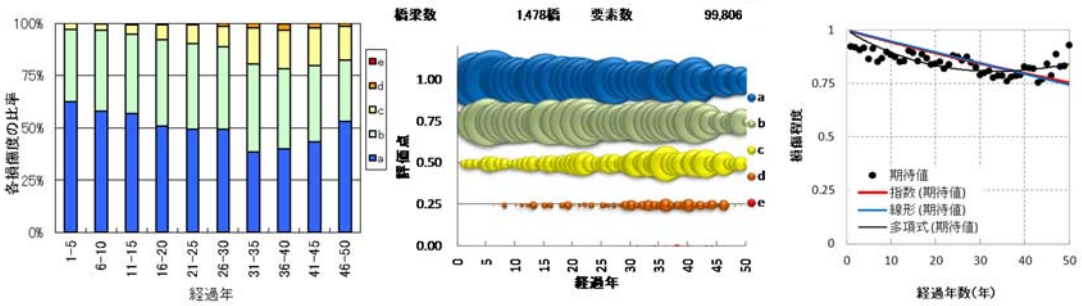


図-4.3.1 (8)　散布データと期待値の回帰式（鋼鈑桁橋コンクリート床版ひびわれ（一般部））

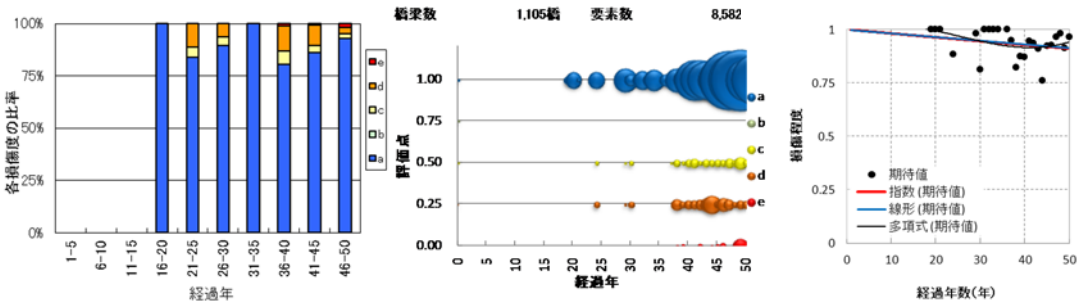


図-4.3.1 (9)　散布データと期待値の回帰式（コンクリート橋主桁剥離・鉄筋露出（RC））

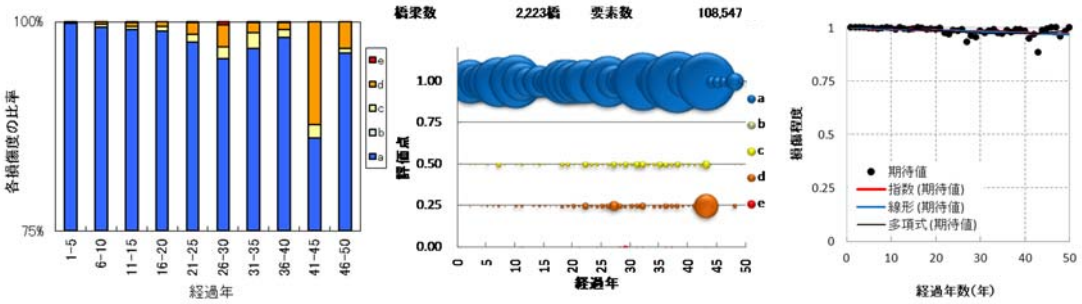


図-4.3.1 (10)　散布データと期待値の回帰式（コンクリート橋主桁剥離・鉄筋露出（プレテン PC））

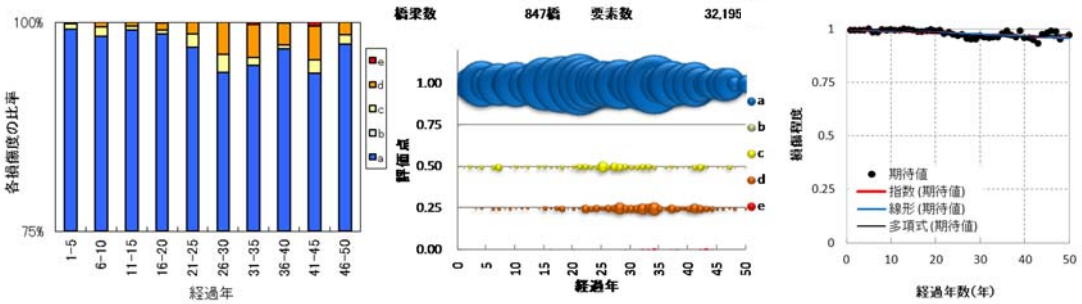


図-4.3.1 (11)　散布データと期待値の回帰式（コンクリート橋主桁剥離・鉄筋露出（ポステン PC））

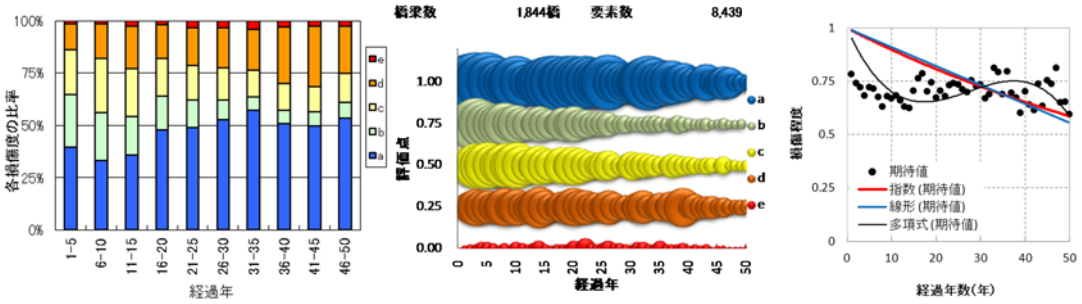


図-4.3.1 (12)　散布データと期待値の回帰式（コンクリート下部工ひびわれ（橋脚、柱））

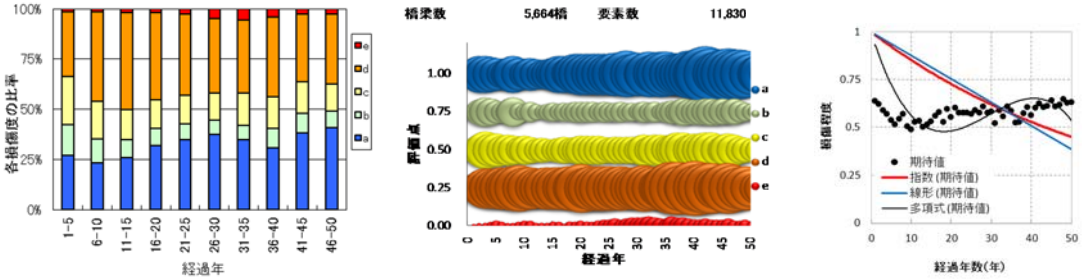


図-4.3.1 (13)　散布データと期待値の回帰式（コンクリート下部工ひびわれ（橋台））

道路橋の劣化の進展が、その代表的な材料であるコンクリートや鋼の経年劣化事象に支配的に影響されるのであれば、特別な仮定を設けることなく単純に経過時間と状態変化の関係から径間単位や橋単位で整理を行ってもある程度、劣化の特徴の実態が把握できるとも考えられるが、これまでに蓄積された国の定期点検データではこのような整理では明確な劣化傾向が現れない結果となった。その原因には、既往の研究[33]でも指摘されているように長期に供用されてきた既存道路橋の多くで過去の補修補強履歴のほとんどまたは全部が残されていないことも影響しているものと考えられ、そのことは同じ国の定期点検データによる対策区分の判定の結果の経過年との関係からも伺える。

このように最も単純かつ特別な仮定のない個々の実橋の劣化傾向を点検データから推定するには、補修補強履歴が明らかでかつ 30 年を越えるような長期に供用された橋の点検データが十分な数必要であるものと考えられ、その観点からは 2004（平成 16）年から戦略的に定期点検で取得してきた全直轄道路橋のデータでもまだ不明な情報が多く十分ではない。

これらの結果からは、定期点検等のデータなど橋梁等の対象構造物に関連づけられたデータを元に統計的手法を用いた将来予測を行って維持管理シナリオのシミュレーションを行うなどのアセットマネジメントの導入にあたっては、対象構造物の諸元や定期点検で把握される状況に関する情報以外に、初期品質に関するデータ、補修補強の履歴などの情報が確実に記録・保存されていることが極めて重要であるといえる。

さらに、道路橋の設計施工技術や技術基準は時代と共に変化してきており、技術開発や社会ニーズなどによっても変化することが予想される。そのためこれらの資産について将来、データに基づく将来推計などにより合理的な維持管理を行えるためには、供用開始時点からの状態や補修補強などの維持管理履歴の情報をできるだけ多く蓄積しておくことも不可欠である。

(ii)マルコフ遷移（数え上げ）

供用初期の状態や過去の補修補強の全ての履歴が残されていなくても、ある時間間隔の間に状態がどのように変化するのかについての情報があれば、それらから健全な状態から確率的にどのような比率で時間的に状態が変化する可能性があるのかを推定することが可能である。

すなわち、同一対象に対して、定められた一定の時間間隔で、同じ評価基準に基づいて離散的な区分に当てはめて評価されたデータを数え上げることで遷移確率行列を求めることができる。このとき供用後の経過年に関係なく一定時間でどのように状態の遷移が生じるのかについては直前の状態にのみ依存するという斉時性を仮定して過去の状態や経年によらず各状態区分にあるものが次の段階でどの区分に遷移しているのかという情報のみで遷移確率行列を求めることが考えられる。

このとき、時間的に離散的に取得されているデータに対して、状態の遷移が定められた時刻（データ取得される時刻として定期点検間隔など一定の時間間隔を想定）に一致して生じたと仮定し、実際の点検間隔が一定でないことや点検時期と状態遷移時期が一致しないことの影響を無視することで推計が容易となる。本方法による推計をここでは「マルコフ遷移（数え上げ）」と呼ぶ。

2010（平成22）年度までの直轄道路橋の定期点検結果のデータに対して、途中で補修や補強が行われていないと考えられる同一要素における2回の点検データ（点検間隔5年以内のみを対

象とした。）を用いて、5年後の損傷程度の推移をマルコフ遷移確率により定義した。ある点検時点（時刻t_A）による損傷程度が次の点検時点（時刻t_B（＝t_A+5年））において、ある遷移確率でどの損傷程度に遷移するかが表現され、それぞれの損傷程度間の遷移確率は、実際の点検データを集計して状態遷移確率行列を求めた。

前後2回の点検データから状態遷移の確率を求める場合、前回点検で確認された状態がそれ以前のどの時点でその段階に遷移したのかがわからなければ、前回確認された状態に留まる期間（異なる状態に遷移するまでの期間）は本来求めることができない。しかし2011年時点で、国の道路橋では、比較可能なS63点検要領またはH16点検要領による点検結果が3回以上取得されている道路橋の数は限られ、この情報を補うことは困難である。

そのため、本研究で前後2回の点検結果から状態遷移確率を推計するにあたっては、前回点検時点で観測された状態は、前回点検以前にその状態に遷移してきた時点から継続しているはずであるが、その情報は考慮していない。その結果、推計される状態遷移確率による劣化傾向はこれに起因する誤差による分だけ安全側（劣化が早い）結果となる傾向にあることは同様の手法による推計を行う場合留意が必要である。

具体的な手法は次の通りである。

まず、劣化過程に次の特性を仮定する[35]。

・状態の遷移確率は過去の状態に無関係であり、次の時点でどの状態にどのような確率で遷移するのかはその時点の状態のみに依存する（マルコフ性）。

・状態の遷移確率には時間依存性がなく、経年によらずどの時点においても同じになる（斉時性）。

なお、実際の点検間隔には多少の幅があるが大半は概ね5年間隔で行われており、点検間隔は一律に5年として扱う。ある点検時点（時刻t_A）による損傷程度が次の点検時点（時刻t_B(=t_A+5年)）において、どの損傷程度にどのような確率で推移するかについて、実データを数え上げて集計してマルコフ推移確率を求めた。時刻t_Aにおける損傷程度をi、時刻t_Bにおける損傷程度をjとすると、マルコフ推移確率は以下のとおりとなる。

$$p_{ij} = \frac{\text{時刻}t_A\text{点検時に}i\text{かつ時刻}t_B\text{点検時に}j\text{である個数}}{\text{時刻}t_A\text{点検時に}i\text{である個数}} \qquad \cdots\cdot\text{式（4.3.1）}$$

ここで、$i = a, b, c, d, e$，$j = a, b, c, d, e$，かつ$i \geq j$であり、a，b，c，d，eは、表-4.1.1(a)に示す損傷程度の評価である。また、全ケースのマルコフ推移確率を状態推移確率行列$\boldsymbol{P}$として、次式により表すことができる。

$$P = \begin{pmatrix} p_{aa} & p_{ab} & p_{ac} & p_{ad} & p_{ae} \\ 0 & p_{bb} & p_{bc} & p_{bd} & p_{be} \\ 0 & 0 & p_{cc} & p_{cd} & p_{ce} \\ 0 & 0 & 0 & p_{dd} & p_{de} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & p_{ee} \end{pmatrix} \qquad \cdots\text{式（4.3.2）}$$

本方法による推計手法を以下、「マルコフ遷移（数え上げ）」と呼ぶ。

(iii)分割マルコフ（数え上げ）

(ii)のマルコフ遷移（数え上げ）に対して、母集団をまず経年毎のグループに分割したうえでそれぞれのグループ毎に(ii)のマルコフ遷移（数え上げ）と同じ方法で状態遷移確率行列を作成し、経年に応じてそれぞれ該当する状態遷移確率行列に従うものとして扱うことが考えられる。この場合、経年によって同じ状態遷移確率行列が適用される期間毎には斉時性が仮定されるものの、経年により該当するグループが変わるにつれて適用される遷移確率行列が変わっていくことで、この方法を用いた推計では非斉時性が一部考慮されたものと捉えることができる。

直轄道路橋の定期点検データの場合、比較的豊富にデータ数が確保されている。そこで(ii)のマルコフ遷移（数え上げ）と同様に途中で補修や補強が行われていないと考えられる同一要素における 2 回の点検データ（点検間隔 5 年以内のみを対象とした。）のみを抽出し、さらにそれらの 2 回の点検が供用開始後何年目に行われたデータであるのかによってデータを分割してある程度経年毎にグループ化したうえで、それぞれのグループ毎に(ii)のマルコフ遷移（数え上げ）と同様の考え方で状態遷移確率行列を作成した。ここで得られるグループ毎の状態遷移確率行列はそれぞれ供用後の経過年数に応じたものとなることから、状態遷移確率に経時依存性をある程度反映のしたものが得られていると考えられる。すなわち、グループによらず状態遷移確率行列が同じ場合、劣化傾向（状態遷移確率）に経時依存性はなく全域で斉時性を仮定した(ii)のマルコフ遷移（数え上げ）と同じ結果となり、グループ毎に状態遷移確率に有意な差がある場合には劣化傾向に非斉時性があるとみなすことができる。

ここでは、(ii)のマルコフ遷移（数え上げ）と同じデータを経過年数 10 年単位で分割してグループ化し、それぞれの 10 年間の中では斉時性があるものとして(ii)のマルコフ遷移（数え上げ）と同じ方法で集計的に 5 年間の遷移確率行列を作成する。（式（4.3.3））

なお、経過年数 50 年以上の橋梁については、データ数が少なくなるため状態遷移確率は算出せず、本研究では 40～49 年の群の遷移確率を用いることとした。

得られた遷移確率行列を劣化予測などに適用する場合には、推定しようとする対象の経年に応じて当該経年を含めそれ以上の経年のグループの遷移確率行列を合成して作成される遷移確率行列（分割マルコフ遷移確率行列）を適用することとなる。

$$P_{\mathrm{g}} = \begin{pmatrix} p_{aa} & p_{ab} & p_{ac} & p_{ad} & p_{ae} \\ 0 & p_{bb} & p_{bc} & p_{bd} & p_{be} \\ 0 & 0 & p_{cc} & p_{cd} & p_{ce} \\ 0 & 0 & 0 & p_{dd} & p_{de} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & p_{ee} \end{pmatrix}_{\mathrm{g}} \qquad \cdot\cdot\cdot \text{式（4.3.3）}$$

ここで、g=1,2,3,4,5

なお、$\begin{cases} \mathrm{g}=1 \\ t=0\sim9 \end{cases}$、$\begin{cases} \mathrm{g}=2 \\ t=10\sim19 \end{cases}$、$\begin{cases} \mathrm{g}=3 \\ t=20\sim29 \end{cases}$、$\begin{cases} \mathrm{g}=4 \\ t=30\sim39 \end{cases}$、$\begin{cases} \mathrm{g}=5 \\ t=40\sim49 \end{cases}$

$P_{\mathrm{t=5}} = P_1$、$P_{\mathrm{t=10}} = {P_1}^2$、$P_{\mathrm{t=15}} = {P_1}^2 \cdot P_2$、$P_{\mathrm{t=20}} = {P_1}^2 \cdot {P_2}^2$、・・・、$P_{\mathrm{t=50}} = {P_1}^2 \cdot {P_2}^2 \cdot {P_3}^2 \cdot {P_4}^2 \cdot {P_5}^2$

経過年t_A年時点における初期状態からの遷移確率行列を$P_{t=tA}$とすると、経過年数5年毎時点の遷移確率行列は、次のように表される。

$P_{t=5} = P_1$，$P_{t=10} = {P_1}^2$，$P_{t=15} = {P_1}^2 \cdot P_2$，$P_{t=20} = {P_1}^2 \cdot {P_2}^2$，・・・，$P_{t\geqq 50} = {P_1}^2 \cdot {P_2}^2 \cdot {P_3}^2 \cdot {P_4}^2 \cdot {P_5}^2$.

本方法による推計手法を以下、「分割マルコフ（数え上げ）」と呼ぶ。

(iv)マルコフ遷移（最尤推定）

時間的に離散的に取得されているデータに対して、実際の劣化事象は時間的には連続的に生じていると考えられることから、定期点検で得られるデータには不可避的に実際に劣化等により状態が遷移した時期とそれが観測により認識された時期とのずれが生じる。さらに道路橋では定期点検そのものが各橋あるいは各部材に対して完全に等間隔で繰り返されることは少なく、5 年間隔で行うことを基本とする直轄の定期点検においても数ヶ月単位の間隔の不一致が含まれるものも多い。そのため定期点検データからの状態遷移特性の評価にあたってはこのような点検間隔の不一致の影響も考慮されることが望ましい。このような実際に状態の遷移が生じた時点と観測された時点の観測できない乖離や点検間隔のずれを考慮するかどうかによっても結果に差が生じることが考えられる。これらを考慮できる方法として、ハザード関数を仮定して最尤推定法を用いて推定する方法が提案されている[例えば 7)]。

ここでは、津田らの方法 [4)]により(ii)や(iii)でマルコフ遷移確率を求めるのに用いるのと同じデータに対して斉時性を仮定したハザード関数を導入してマルコフ遷移確率行列を推定する。

同方法では、経時的に損傷程度の評価が逐次遷移していくという事象を、隣接する 2 つの損傷程度間での遷移過程を表す指数ハザードモデルを合成することにより表現し、推定したハザードモデルに基づいて部材の劣化による損傷程度の遷移過程を表すマルコフ遷移確率を推定するという 2 段階の推定方法が用いられており、本研究では文献 4)の方法を用いることとした。

手法の詳細は文献 4)に委ね、以下には文献 4)からの引用を基本に方法の概要を示す。

対象とする部材の損傷程度の評価が時点y_iまで i の状態で遷移し、かつ時点y_iで i+1 に遷移する確率密度（ハザード関数）$\lambda_i(y_i)$が一定値（$\theta_i > 0$、指数ハザード）とするとハザード関数は式（4.3.4）となる。

$$\lambda_i(y_i) = \theta_i \qquad \text{・・・式（4.3.4）}$$

上記の指数ハザード関数を用いることにより、部材の劣化過程が過去の履歴に依存しない（ハザード関数が一定値）というマルコフ性を表現することが可能となる。

部材のサンプル k(k=1,・・・,K)の劣化過程は、指数ハザード関数を用いて式（4.3.5）のように表わす。

$$\lambda_i^k(y_i^k) = \theta_i^k \qquad \text{・・・式（4.3.5）}$$

ここで、橋梁の劣化過程を特徴付けるハザード率θ_i^k（i=1,・・・,J-1; k=1,・・・,K）が、部材の特性ベクトルに依存して変化すると考えると、ハザード率θ_i^kを特性ベクトルx^kを用いて式(4.3.6)のように表すことができる。

$$\theta_i^k = x^k \beta_i^{'} \qquad \text{・・・式（4.3.6）}$$

ここに、$\beta_i = (\beta_{i,1}, \cdots, \beta_{i,M})$は未知パラメータ$\beta_{i,m} = (m = 1, \cdots, K)$による行ベクトルであり、'は転置操作を表す。

津田らの手法[4]では、損傷に影響を及ぼすパラメータとして特性ベクトルを考慮することでハザード率にその影響を考慮しているが、本研究では、損傷発生状況及び損傷進行状況に影響を及ぼす可能性の高い属性ごとの予測した損傷の特徴を比較整理することを目的としているため、それらの属性ごとに母集団を分類した上で、劣化予測を行うこととし、特性ベクトルは考慮しないこととした。

損傷程度の評価 i から j に遷移する確率P_{ij}を実データの点検間隔$\bar{Z}^k$、未知パラメータ$\beta_i = (\beta_{i,1}, \cdots, \beta_{i,M})$の関数として$p_{ij} = (\bar{Z}^k : \beta)$と表す。ここで記号「¯」は実測値であることを示す。

文献 4)によると、K個の部材の劣化現象が互いに独立であると仮定すれば、全点検サンプルの劣化遷移パターンの同時生起確率密度を表す対数尤度関数が式（4.3.7）のように表わせる。

$$\ln[\mathcal{L}(\beta)] = \ln\left[\prod_{i=1}^{J-1}\prod_{j=i}^{J}\prod_{k=1}^{K}\{p_{ij}(\bar{Z}^k : \beta)\}^{\bar{\delta}_{ij}^k}\right]$$

$$= \sum_{i=1}^{J-1}\sum_{j=i}^{J}\sum_{k=1}^{K}\bar{\delta}_{ij}^k \ln[p_{ij}(\bar{Z}^k : \beta)] \qquad \text{・・・式（4.3.7）}$$

ここで、δ_{ij}^kは以下で定義されるダミー変数である。

$$\delta_{ij}^k = \begin{cases} 1 & : h(\tau_A^k) = i, h(\tau_B^k) = j\text{の時} \\ 0 & : \text{それ以外の時} \end{cases} \qquad \text{・・・式（4.3.8）}$$

ここで、$h(\tau_A^k) = i, h(\tau_B^k) = j$はそれぞれ$\tau_A^k$における損傷程度が i で、τ_B^kにおける損傷程度が j であることを示す。検査データ$\bar{\delta}_{ij}^k$、$\bar{Z}^k$は確定値であり、対数尤度関数は未知パラメータβ_iの関数である。ここで、対数尤度関数を最大にするようなパラメータβ_iの最尤推定値は以下の式（4.3.9）を同時に満足するような$\hat{\beta}_i = (\hat{\beta}_{i,1}, \cdots, \hat{\beta}_{i,M})$として与えられる。

$$\frac{\partial \ln[\mathcal{L}(\beta)]}{\partial \beta_{i,m}} = 0 \qquad \text{・・・式（4.3.9）}$$

$$(i = 1, \cdots, J-1; m = 1, \cdots, M) = 0$$

この最適化条件は$(J-1)M$次の連立非線形方程式となる。本研究では、Newton Raphson法による繰り返し計算によってパラメータβ_iを求めた。なお、繰り返し計算によって算出されるパラメータの差が0.0001（=0.01%）未満となることを収束条件とした。

マルコフ遷移確率は、上記の推計により算出した指数ハザード関数のパラメータθ_iを用いて以下の方法で算出することができる。

$$P=\begin{pmatrix} p_{11} & \cdots & p_{1J} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & p_{JJ} \end{pmatrix}$$ ・・・式（4.3.10）

ここに

$$p_{ii} = \exp(-\theta_i Z)$$

$$p_{ii+1} = \frac{\theta_i}{\theta_i - \theta_{i+1}}\{-\exp(-\theta_i Z) + \exp(-\theta_{i+1} Z)\}$$

$$p_{ij} = \sum_{k=i}^{j}\prod_{m=1}^{k-1}\frac{\theta_m}{\theta_m - \theta_k}\prod_{m=k}^{j-1}\frac{\theta_m}{\theta_{m+1} - \theta_k}\exp(-\theta_k Z)\ (j = i, \dots, J)$$

$$p_{iJ} = 1 - \sum_{j=i}^{J-1} p_{ij}\ (i = 1, \dots, J-1)$$

推計結果の妥当性については、式（4.3.11）で表される各パラメータの推計精度を表す t-値（t-検定統計量）により確認した。

$$t_{\beta i} = \frac{\widehat{\beta_i} - \beta_{i0}}{\sqrt{V(\widehat{\beta_i})}}$$ ・・・式（4.3.11）

ここで、$\widehat{\beta_i}$は推計パラメータ、$V(\widehat{\beta_i})$は推計パラメータの分散である。β_{i0}を 0 として、「推計パラメータがゼロの場合と有意な差がない。」を帰無仮説とした t-検定を行う。自由度が十分に大きい場合には算出される t-値が絶対値で 2.0 以上であれば、帰無仮説は概ね信頼度 95%で棄却され、ハザード関数のパラメータの推計結果は有意であると判断することができる。

図-4.3.5(1)～図-4.3.5(17)の各図(b)に主な推計結果を示すが、算出したほとんどのケースで t 値は 2.0 以上となっており帰無仮説は 95%の信頼度で棄却される結果となっている。本方法による推計を以下、「マルコフ遷移（最尤推計）」と呼ぶ。

(v)ワイブル分布（最尤推定）

(iv)のマルコフ遷移（最尤推定）に対して、状態遷移が生じる時刻が過去の状態や経年によって変化する（非斉時性）と仮定したハザード関数を導入することが考えられる[例えば 7)8)]。

ここでは、青木ら[7)]により提案されている、劣化過程が使用時間という過去の履歴に依存するような土木施設の劣化予測モデルとして開発された多段階劣化ワイブルハザードモデルを用いて劣化モデルを算出した。文献7)では、劣化状態が複数の損傷程度で表現される土木施設を対象として、損傷程度間の遷移状態をワイブルハザード関数で表現し、推計したハザードモデルに基づいて、劣化過程を時間依存的な状態遷移確率で表現する算出方法が示されている。

この方法を本検討に適用する場合、ワイブルハザードモデルではパラメータθとαの2種類となり、これに5つの損傷程度の評価値（a～e）間の4段階を乗じた計8個のパラメータを推計する必要がある。試行的に本検討で用いるデータセットのなかでも比較的データ数の多い充実したケースで推計を行ったところ計算が収束せずパラメータを得ることができなかった。計算が収束しない原因としては解が収束する初期値を与えることができなかったことや、特定の状態

遷移のデータしか存在してないなどデータに偏りがあることにより計算過程で逆行列が求まらないなどが考えられるものの、原因を特定してパラメータを得るに至らなかったため、本研究では損傷程度が1期（5年）後に1ランクしか低下しないとの仮定（バンド型の遷移確率行列）を設けてパラメータの推計を行った。このような仮定を設けることで推計するパラメータは1つとなり、大半のケースでパラメータを求めることが可能となった。そのため本研究では文献7)の方法によって推計を行うこととした。

手法の詳細は文献7)によるが、以下に文献7)からの引用を基本に手法の概要を示す。

ワイブルハザードモデルでは、劣化過程がワイブルハザード関数に従うと仮定する。対象部材が時点y_iまでiの状態で遷移し、かつ時点y_iでi+1に遷移する確率密度（ハザード関数）$\lambda_i(y_i)$がワイブル関数に従うと仮定すると、ハザード関数は式（4.3.12）のように表すことができる。

$$\lambda_i(y_i) = \theta_i \alpha_i {y_i}^{\alpha_i - 1} \qquad \text{・・・式（4.3.12）}$$

ここに、θ_i：損傷程度 i に固有の定数パラメータ

α_i：劣化の加速度パラメータ

α_i >1 の場合、初期時点からの使用時間y_iが増加するにつれて加速度的に劣化が進行することを表し、逆にα_i <1 の場合は、初期劣化が進むものの、使用時間が経過するにつれて、劣化の進行の程度が小さくなることを表す。α_i =1 の場合は、劣化の進行速度が使用時間に依存しないことを意味し、マルコフ遷移モデルと同じとなる。

ワイブルハザードモデルのパラメータは、文献7)に倣って、マルコフ遷移モデルと同様に最尤推定法によって求めた。

対象橋梁の供用開始時点である初期時刻$\bar{\tau}_0^k$と2回の点検が実施されたそれぞれの時刻$\bar{\tau}_A^k, \bar{\tau}_B^k$で、計測された損傷程度の評価を$h\left(\bar{s}_A^k\right) = i,\ h\left(\bar{s}_A^k + \bar{s}_B^k\right) = j$とする。

ここで$\bar{S}_A^k = \bar{\tau}_A^k - \bar{\tau}_0^k$、$\bar{S}_B^k = \bar{\tau}_B^k - \bar{\tau}_A^k$である。

また、

$$\bar{\delta}_{ij}^k = \begin{cases} 1 : h\left(\bar{s}_A^k\right) = i, h\left(\bar{s}_A^k + \bar{s}_B^k\right) = j \\ 0 : \text{それ以外} \end{cases} \qquad \text{・・・式（4.3.13）}$$

と定義する。このとき、供用開始時刻から時間s_Aが経過した後の 1 回目点検時刻τ_Aで損傷程度iが観測され、さらにそれより時間s_Bが経過した 2 回目の点検時刻$\tau_B = \tau_0 + s_A + s_B$において損傷程度 j が観測される同時生起確率$P_{ij}\left(\bar{s}^k : \gamma\right)$と表す。ここに、$\gamma$は未知パラメータベクトルであり、$\gamma = \left(\alpha, \beta_i\ (i = 1, \ldots, I-1)\right)$である。また、$\alpha = (\alpha_1, \ldots, \alpha_{I-1})$は未知パラメータの$\alpha_i (i = 1, \ldots, I-1)$行ベクトルである。また、マルコフ遷移モデルと同様に、$\theta_i^k = \beta_i^{'}$とした。ここで、$\beta_i = \left(\beta_{i,1}, \cdots, \beta_{i,M}\right)$は未知パラメータ$\beta_{i,m} = \left(m = 1, \cdots, K\right)$による行ベクトルであり、'は転置操作を表している。

文献 7)によると、K個の部材の劣化現象が互いに独立であると仮定すれば、全点検サンプルの劣化状態の分布パターンの同時生起確率密度を表す対数尤度関数を以下のように表わせる。

$$\ln[\mathcal{L}(\beta)] = \ln\left[\prod_{i=1}^{I}\prod_{j=i}^{I}\prod_{k=i}^{K}\{p_{ij}(\bar{s}^k : \gamma)\}^{\bar{\delta}_{ij}^k}\right]$$

$$=\sum_{i=1}^{I-1}\sum_{j=i}^{I}\sum_{k=1}^{K}\bar{\delta}_{ij}^k \ln[p_{ij}(\bar{s}^k : \gamma)] \qquad \cdots 式（4.3.14）$$

点検データであるδ_i^k、$\bar{s}^k$はすべて確定値であり、対数尤度関数は未知パラメータγの関数である。ここで、対数尤度関数を最大にするようなパラメータ値γの最尤推定値は式（4.3.15）を同時に満足するような$\hat{\gamma} = (\hat{\gamma}_{10}, \cdots, \hat{\gamma}_{I-1N})$として与えられる。

$$\frac{\partial \ln[\mathcal{L}(\hat{\gamma})]}{\partial \gamma_{i,n}} = 0 \qquad (i = 1, \cdots, I-1; n = 0,1, \cdots, N) \qquad \cdots 式（4.3.15）$$

この最適化条件は$(I-1)\times(N+1)$次の連立非線形方程式となるため、本研究ではNewton Raphson法を基本とする逐次反復法を用いてパラメータ値γを求める。なお、繰り返し計算によって算出されるパラメータの差が0.0001（=0.01%）未満となることを収束条件とした。

劣化過程は、使用開始時刻τ_0から時間 s が経過した時刻において損傷程度 $h(s)=i$ が生起する確率（状態遷移確率）を用いて記述される。

$$\mathrm{Prob}[h(s) = i \mid h(0) = 1] = \pi_i(s) \qquad \cdots 式（4.3.16）$$

このような状態遷移確率を損傷程度$i(i = 1, \ldots, I)$に対して定義すれば、時間依存的な劣化状態遷移確率ベクトルを得ることができる。

$$\mathrm{P}(s) = \begin{pmatrix} p_{\mathrm{aa}}(s) \\ \vdots \\ p_{ee}(s) \end{pmatrix} \qquad \cdots 式（4.3.17）$$

ここに,

$p_{\mathrm{ii}}(s) = \exp(-\theta_i s^{\alpha i})$

$p_{\mathrm{ii+1}}(s) = 1 - p_{ii}(s)$

(i=a,b,c,d,e)

以上の文献7)に示された方法による推計を以下、「ワイブル分布（最尤推計）」と呼ぶ。

なお、前述したように、今回は、8 個のパラメータを同時に推計できなかったため、損傷程度の評価値は 1 期（5 年）後に 1 ランクしか低下しないと仮定してパラメータを推計した。すなわち、損傷程度が i の場合、点検結果を 1 期後にiに留まるものとi − 1以下に低下するものに分け、iに留まるパラメータ（θ, α）のみを推計してiに留まる確率$p_{\mathrm{ii}}(s)$を算出し、i − 1以下に低下する確率は$1 - p_{\mathrm{ii}}(s)$によって求めた。そのため、算出した遷移確率行列は対角成分のみのバンド型となる。なおバンド型としたことにより、「1 ランク以上低下した」サンプルも「1 ランクしか低下していない」サンプルとして扱うため、実際には 2 ランク以上低下したサンプルを多く含むデータに対してこの操作を行うと、劣化速度は基本的に過小評価されることとなる。

バンド化によって標本データの特性にどのような影響が生じ、結果的に推計結果にどのような影響が生じるのかについては、データセットそれぞれの特徴にも大きく左右されることが予想され、その影響を一般化することは困難と考えられるが、ここでは、代表的なケースを選ん

で道路橋の点検データからの遷移確率分布の推計においてどのような影響が生じうるのかについて基礎的な検討を行うこととした。

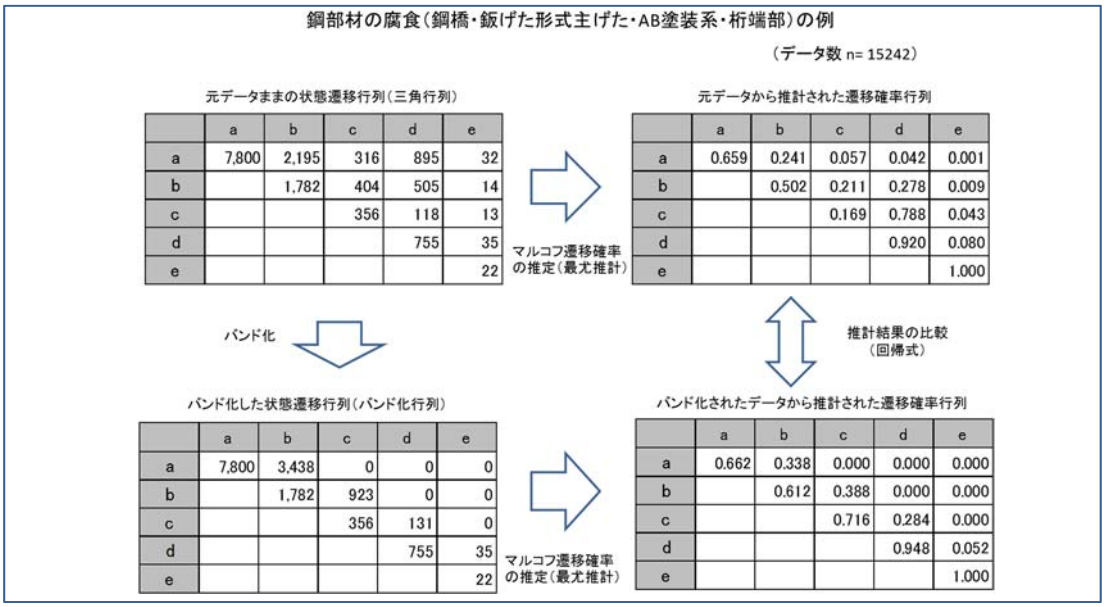
2 回の点検結果から作成した元データについて、それを三角行列ままとして遷移確率行列の推計を行った場合と、劣化は 1 段階毎にしか遷移しないものとして 2 段階以上遷移しているデータを 1 段階だけ遷移したものとして全データ数が三角行列ままのものと同じでバンド化した行列で遷移確率行列の推計を行った場合の結果を比較する。

なお、バンド化の有無の条件のみが異なる推計は、確実に推計が行えるマルコフ性を仮定したマルコフ遷移（最尤推計）によった。またデータ特性そのもののばらつきの影響を少なくするため、十分なデータ量が確保され、かつデータの属性ができるだけ類似しているデータを用いる。データのバンド化作業と推計結果の比較のイメージを図-4.3.3 に示す。

図-4.3.4 に、試算結果を示す。バンド化操作によって、元データで 2 段階以上遷移したデータが 1 段階と見なされた影響で、マルコフ推計された遷移確率分布から求めた回帰式は全てバンド化した方が劣化速度は小さくなっており、バンド化したデータによる将来推計では劣化予測結果が有意に危険側の評価となる可能性があることは明らかである。図中 T_{E50} は、遷移確率分布の相違の比較を容易とするために本研究で新たに設定した指標で、「損傷程度の評価」の値が平均（0.5）となるまでの期間（年）である。

試算の結果、T_{E50} が 100 年以内のケースの T_{E50} で、バンド化した方がバンド化しない元データままの推計に比べて、例えば、鋼橋のコンクリート床版のひび割れで約 1.3 倍、AB 塗装系の鋼鈑桁橋の主げた腐食で約 1.4 倍と大幅に大きくなるなど、劣化速度を顕著に過小評価してしまうことのあることがわかる。特に他の劣化要因に比べて期待寿命が短い防食機能の劣化では、鋼鈑桁橋主桁の AB 塗装系で T_{E50} が 2 倍以上の差となるなど実務上は将来予測の信頼性に大きな影響を及ぼすことが推測される。

なお、試算ケースでは、推計した未知パラメータの t-検定統計量を算出し、各説明変数のモデルに対する説明力がないという帰無仮説は有意水準 0.95 で棄却される結果となっている。



元データままの状態遷移行列（三角行列）

	a	b	c	d	e
a	7,800	2,195	316	895	32
b		1,782	404	505	14
c			356	118	13
d				755	35
e					22

元データから推計された遷移確率行列

	a	b	c	d	e
a	0.659	0.241	0.057	0.042	0.001
b		0.502	0.211	0.278	0.009
c			0.169	0.788	0.043
d				0.920	0.080
e					1.000

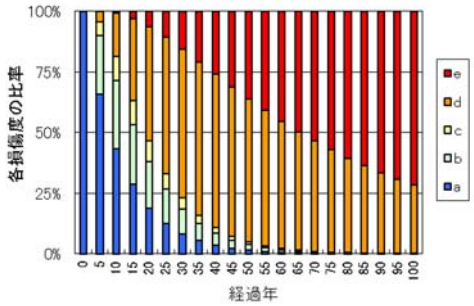
バンド化した状態遷移行列（バンド化行列）

	a	b	c	d	e
a	7,800	3,438	0	0	0
b		1,782	923	0	0
c			356	131	0
d				755	35
e					22

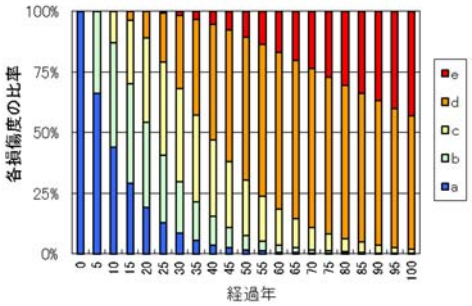
バンド化されたデータから推計された遷移確率行列

	a	b	c	d	e
a	0.662	0.338	0.000	0.000	0.000
b		0.612	0.388	0.000	0.000
c			0.716	0.284	0.000
d				0.948	0.052
e					1.000

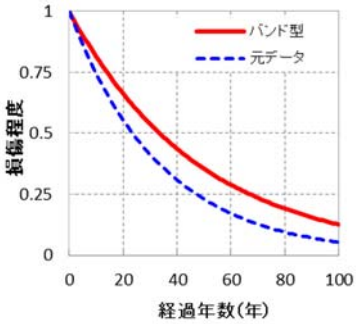
図-4.3.3　バンド化作業と推計結果の比較のイメージ



(a)元データ



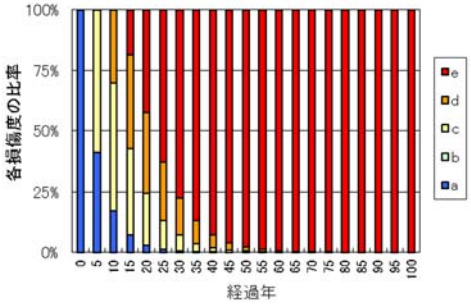
(b)バンド化データ



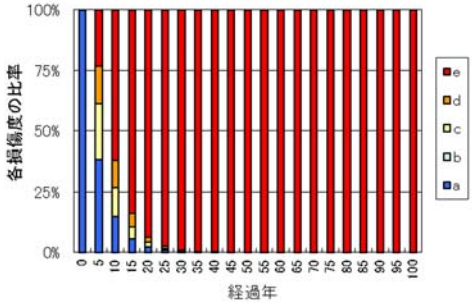
	回帰式		決定係数	T_{E50}
バンド型	指数関数	y = e−2.071E−02x	0.986	33
元データ	指数関数	y = e−2.942E−02x	0.958	23

(c)回帰式の比較

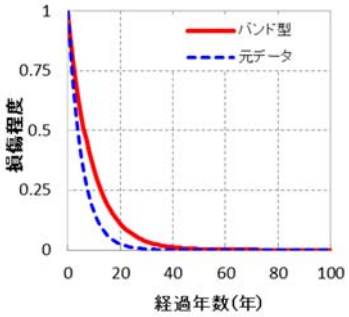
図-4.3.4（1）　遷移確率分布と回帰式（鋼桁の腐食（桁端部、AB 塗装系）、n=15242）



(a)元データ



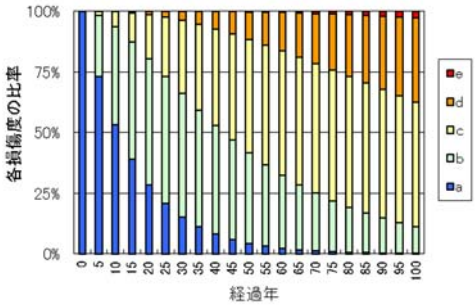
(b)バンド化データ



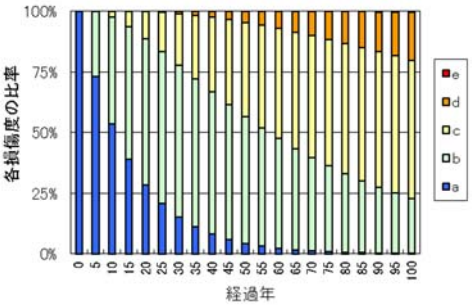
	回帰式		決定係数	T_{E50}
バンド型	指数関数	y = e−1.109E−01x	0.981	6
元データ	指数関数	y = e−1.836E−01x	0.998	3

(c)回帰式の比較

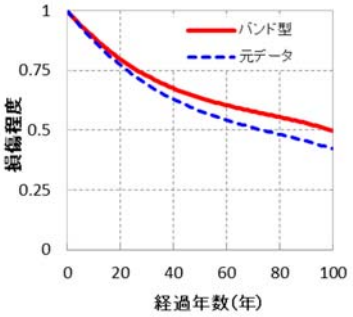
図-4.3.4（2）　遷移確率分布と回帰式（鋼桁の防食（桁中間部、AB 塗装系）、n=58159）



(a)元データ



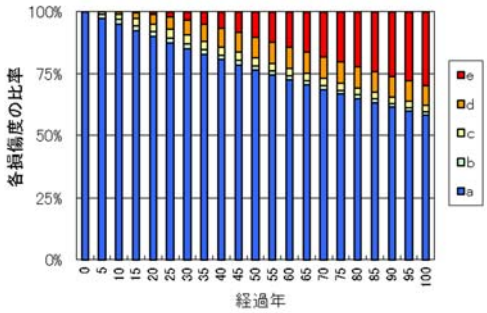
(b)バンド化データ



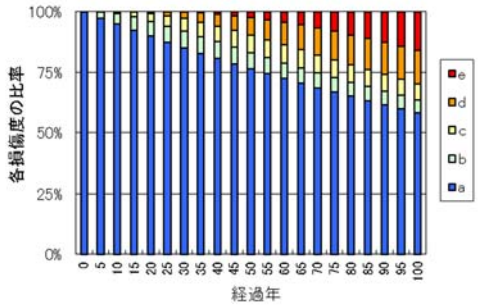
	回帰式		決定係数	T_{E50}
バンド型	三次関数	y = −6.133E−07x3 + 1.376E−04x2 − 1.264E−02x + 1.000E+00	0.999	99
元データ	三次関数	y = −5.907E−07x3 + 1.408E−04x2 − 1.395E−02x + 1.000E+00	0.999	73

(c)回帰式の比較

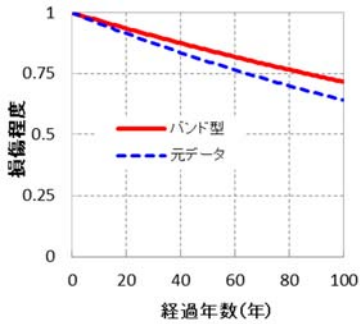
図-4.3.4（3）　遷移確率分布と回帰式（床版ひびわれ（一般部）、n=99806）



(a)元データ



(b)バンド化データ



	回帰式		決定係数	T_{E50}
バンド型	指数関数	y = e−3.328E−03x	0.961	100
元データ	指数関数	y = e−4.457E−03x	0.986	100

(c)回帰式の比較

図-4.3.4（4）　遷移確率分布と回帰式（PC 主桁ひびわれ（ポステン、T 桁）、n=47876）

4.3.2 状態遷移確率からの劣化特性の評価

直轄道路橋の定期点検データのうち、特にデータ数が豊富で信頼性が高いと考えられる主な損傷種類について、マルコフ遷移（数え上げ）、マルコフ遷移（最尤推計）、ワイブル分布（最尤推計）、分割マルコフ（数え上げ）の４つの手法で状態遷移確率行列を推定した。表-4.3.1 にこれらの手法の主な特徴を示す。

主な推計結果を表-4.3.2 および図-4.3.5 に示す。なお表中空欄のケースは、推計を行わなかったもの、およびパラメータの推計が行えないなどにより適正な推計結果が得られなかったものである。

鋼鈑桁の腐食の状態遷移確率分布（図-4.3.5(1)、図-4.3.5(2)）および防食機能劣化の遷移確率分布（図-4.3.5(3)、図-4.3.5(4)）の比較からは、A,B 塗装系と C 塗装系で同じ推計手法では類似した傾向の結果が得られている一方で、推計手法によって推計結果に大きな差が生じており、推計手法の選択が推計結果に大きな影響を与えることがわかる。

コンクリート RC 主桁のひびわれの状態遷移確率分布では、RC 全体での推計（図-4.3.5(5)）と T 桁のみの推計（図-4.3.5(6)）の比較において、マルコフ遷移（最尤推計）では両者に明確な差が見られないのに対して、マルコフ遷移（数え上げ）では両者でやや異なる傾向がみてとれる。このように劣化特性を評価するための母集団設定の適切性については、例えば異なる推計手法による推計結果を比較するなどによる判断も必要であることが示唆される。

PC 主桁のひびわれのプレテン PC とポステン PC の状態遷移確率分布の比較（図-4.3.5(7)、図-4.3.5(8)）では、両者の同じ推計手法同士でも、それぞれの異なる推計同士でも推計結果の顕著に差がみられ、このような場合にはいずれの推計手法がより適当なのかを判断することは極めて困難であり、推計結果の劣化傾向の判断や将来予測への活用には信頼性の観点から注意が必要となる。

RC 床版のひびわれの状態遷移確率分布（図-4.3.5(9)～(11)）では、推計手法によって損傷程度の評価値 d,e の結果に大きな相違がみられる。これは点検結果において d と e のデータが他の a,b,c に比べて極端に少ないことが影響しているものと考えられ、マルコフ遷移（最尤推計）におけるパラメータ θ の t-値も他のケースに比べて小さくなっている。状態遷移確率の推計にあたっては全ての遷移パターンについてある程度のデータ量が確保されることも重要であることがわかる。

図-4.3.5(12)～(14)は、H16 点検要領の損傷程度の評価値が a,c,d,e の 4 段階で設定されているケース（コンクリート主桁の剥離・鉄筋露出）である。状態遷移確率の推定は 5 段階の他のケースと同様であり、これに起因する推計上の問題は特に生じていない。

コンクリート下部工のひびわれの橋脚（柱部）と橋台の状態遷移確率分布の比較（図-4.3.5(16)、図-4.3.5(17)）では、PC 主桁のひびわれのプレテン PC とポステン PC の対比同様に、両者の同じ推計手法同士、それぞれの異なる推計同士で推計結果に比較的明確な差がみられ、やはりいずれの推計手法がより適当なのかを判断することは困難である。

次に、推計された状態遷移確率から経年毎の損傷程度の期待値を指数関数、三次関数、五次関数の 3 つの関数型によって回帰分析を行った。ここで、損傷程度の評価値は、表-4.1.4 に従って定量化しており、全て a の場合に 1.0、全て e の場合に 0.0 である。

結果を図-4.3.6 に示す。なお回帰分析の結果は、4 つの予測手法の回帰式全ての決定係数が 0.95 以上となった近似関数のみを採用して掲載している。また各図には、手法相互の結果の相違を表す一つの方法として、回帰式による損傷程度の評価値が 0.5 となる時点までの期間を T_{E50}（年）として状態遷移確率の推計手法別、回帰式型別にプロットしたグラフも示す。

表-4.3.3(1)～(6)に、本研究によって、我が国で初めて求められた全国規模の要素単位の客観的評価基準による点検結果から算出した、主な部材および損傷種類についての状態遷移確率の回帰結果の一覧を示す。

表-4.3.1　状態遷移確率行列の特徴

	時間的連続性（観測時点以外での状態遷移）		経年依存		
			なし（斉時性）	あり（非斉時性）	
	離散	連続		単調傾向	非単調傾向
マルコフ遷移（数え上げ）	○		○		
マルコフ遷移（最尤推定）		○	○		
分割マルコフ（数え上げ）	○		△注1）		△注1）
ワイブル分布（最尤推定）		○		○	

注1）同じ分割区間内の経年依存性は無視される。

表-4.3.2　主な推計ケースおよび推計結果（状態遷移確率、回帰式）

					データ数		回帰式関数				
					橋梁数	要素数	マルコフ数え上げ	マルコフ最尤推計	ワイブル最尤推計	分割マルコフ	バンド型マルコフ推計
鋼主桁の腐食【鋼主腐食】（【腐食】）	鈑げた【鈑】				2,116	172,379	指数近似	指数近似	三次近似	指数近似	
		AB【AB】			1,134	87,743	指数近似	指数近似	三次近似	指数近似	
			外桁 【外】		1,093	37,608	指数近似	指数近似	指数近似	三次近似	
			内桁 【内】		947	45,165	指数近似	指数近似	三次近似		
			中央 【中】		1,107	60,617	指数近似	指数近似	三次近似		指数近似
			端部 【端】		1,105	15,242	指数近似	指数近似	指数近似		指数近似
			塩害地区 【塩害】		22	1,225	五次近似				
			非塩害地区 【非塩】		1,106	87,609	指数近似				
		C【C】			378	28,489	指数近似	指数近似	三次近似	三次近似	
			外桁 【外】		362	12,223	指数近似	指数近似	三次近似		
			内桁 【内】		311	13,792	指数近似	指数近似	指数近似		
			中央 【中】		360	19,216	指数近似	指数近似	三次近似		
			端部 【端】		361	5,081	指数近似	指数近似	三次近似		
			塩害地区 【塩害】		46	4,496	指数近似	指数近似	三次近似		
			非塩害地区 【非塩】		329	23,885	指数近似	指数近似	三次近似		
	箱げた 【箱】				430	51,310	指数近似	指数近似	三次近似		
鋼主桁の防食機能の劣化【鋼主防食】（【防食】）	鈑げた【鈑】				2,103	167,221	指数近似	指数近似	五次近似	指数近似	
		AB【AB】			1,131	85,048	指数近似	指数近似	三次近似	指数近似	
			外桁 【外】		1,090	36,320	指数近似	指数近似	五次近似		
			内桁 【内】		935	43,311	指数近似	指数近似	五次近似		
			中央 【中】		1,094	58,159	指数近似	指数近似	五次近似		指数近似
			端部 【端】		1,100	15,117	指数近似	指数近似	五次近似		指数近似
			塩害地区 【塩害】		22	1,014	—				
			非塩害地区 【非塩】		1,103	83,786	指数近似				
		C【C】			373	27,017	指数近似	指数近似	指数近似	指数近似	
			外桁 【外】		354	11,611	指数近似	指数近似	三次近似		
			内桁 【内】		307	13,141	指数近似	指数近似	指数近似		
			中央 【中】		352	18,086	指数近似	指数近似	三次近似		
			端部 【端】		359	4,966	指数近似	指数近似	三次近似		
			塩害地区 【塩害】		46	4,547	指数近似	指数近似	五次近似		
			非塩害地区 【非塩】		324	22,362	指数近似	指数近似	三次近似	指数近似	
	箱げた 【箱】				425	48,963	指数近似	指数近似	三次近似		
コンクリート主桁のひびわれ【コン主ひびわれ】（【ひびわれ】）	RC桁【RC】				862	2,705	指数近似	指数近似	五次近似	三次近似	
		T桁【T】			82	792	指数近似	指数近似	三次近似		
			外桁 【外】		69	358	指数近似				
			内桁 【内】		74	434	指数近似				
			中央 【中】		13	106	指数近似				
			桁端 【端】		81	686	指数近似				
			塩害地区 【塩害】		8	101	三次近似	指数近似	指数近似		
			非塩害地区 【非塩】		74	691	指数近似	指数近似	指数近似		
		中実床版 【実】			686	1,271	指数近似	指数近似	指数近似		
		中空床版 【空】			94	642	指数近似	指数近似	指数近似		
	PC桁【PC】	プレテン【プレ】			2,215	109,205	指数近似	指数近似	指数近似		
			T桁 【T】		894	60,646	指数近似	指数近似	三次近似		
				塩害地区 【塩害】	40	1,462	指数近似	–			
				非塩害地区 【非塩】	852	59,580	指数近似	指数近似	三次近似		
			中実床版 【実】		907	35,029	指数近似	指数近似	三次近似	五次近似	
			中空床版 【空】		414	13,530	指数近似	指数近似	三次近似		
			塩害地区 【塩害】				指数近似	指数近似	三次近似		
			非塩害地区 【非塩】				指数近似	指数近似	指数近似		
		ポステン【ポス】			1,431	50,200	指数近似	指数近似	三次近似	指数近似	
			T桁【T】		1,209	47,876	指数近似	指数近似	三次近似	三次近似	
				外桁 【外】	1,094	8,577	指数近似				
				内桁 【内】	929	39,299	指数近似				
				中央 【中】	332	8,163	指数近似				
				桁端 【端】	1,205	39,713	指数近似				
				塩害地区 【塩害】	14	1,022	指数近似	指数近似	指数近似		
				非塩害地区 【非塩】	1,195	46,854	指数近似	指数近似	三次近似	三次近似	
			箱げた 【箱】		69	1,198	指数近似	指数近似	指数近似		
			中空床版 【空】		153	1,126	指数近似	指数近似	三次近似		
鋼橋コンクリート床版ひびわれ【コン床版ひびわれ】（【コン床版】）	鈑げた【鈑】				1,478	99,806	三次近似	三次近似	指数近似		三次近似
		一般部【一般】			443	20,010	指数近似	指数近似	指数近似		
			S47道示前 【47前】		876	70,356	三次近似	三次近似	三次近似		
			S47道示後 【47後】		510	56,571	三次近似				
			5千台未満 【5千未】		915	41,126	三次近似				
			5千台以上【5千超】	S47道示前 【47前】	162	10,357	三次近似	指数近似	指数近似		
				S47道示後 【47後】	292	26,083	三次近似	三次近似	指数近似		
			合成桁 【合成】		499	21,999	指数近似	指数近似	三次近似		
			非合成桁 【非合】		912	72,365	三次近似	三次近似	指数近似		
			中間部 【中間】		1,297	62,852	三次近似	三次近似	指数近似		
			桁端部 【桁端】		1,288	15,072	三次近似	三次近似	三次近似		
			支点部 【支点】		563	11,355	三次近似	三次近似	三次近似		
		張出部 【張出】			1,450	8,000	三次近似	三次近似	指数近似		三次近似
	箱げた【箱】	一般部 【一般】			207	11,714	三次近似				
		張出部 【張出】			198	1,117	三次近似				
コンクリート主桁の剥離・鉄筋露出【剥離・露出】	RC桁【RC】				921	3,156	指数近似	指数近似	指数近似	指数近似	
		T桁【T】			159	1,295	指数近似				
			外桁 【外】		132	500	指数近似				
			内桁 【内】		142	795	指数近似				
			中央 【中】		20	142	指数近似				
			桁端 【端】		158	1,153	指数近似				
		中実床版 【実】			664	1,211	指数近似				
		中空床版 【空】			98	650	指数近似				
	PC桁【PC】	プレテン【プレ】			1,844	83,413	指数近似	指数近似	指数近似		
			T桁 【T】		522	35,281	指数近似				
				塩害地区 【塩害】	14	558	指数近似	–	三次近似		
				非塩害地区 【非塩】	508	34,723	指数近似	指数近似	三次近似		
			中実床版 【実】		909	34,684	指数近似				
			中空床版 【空】		413	13,448	指数近似				
		ポステン【ポス】			530	14,042	指数近似	指数近似	三次近似	三次近似	
			T桁【T】		301	11,629	指数近似				
				外桁 【外】	290	3,118	指数近似				
				内桁 【内】	282	8,511	指数近似				
				中央 【中】	263	5,150	指数近似				
				桁端 【端】	297	6,479	指数近似				
				塩害地区 【塩害】	21	1,331	指数近似	指数近似	指数近似		
				非塩害地区 【非塩】	280	10,298	指数近似	指数近似	三次近似		
			箱げた 【箱】		70	1,278	指数近似				
			中空床版 【空】		159	1,135	指数近似				
コンクリート下部工ひびわれ【コン下ひびわれ】（【下部ひびわれ】）	橋脚【橋脚】				2,048	18,620	三次近似	指数近似	三次近似	三次近似	
		梁部 【梁】			1,670	7,622	三次近似	指数近似	指数近似	三次近似	
		隅角部 【隅】			515	2,559	指数近似	指数近似	三次近似		
		柱部 【柱】			1,844	8,439	三次近似	指数近似	三次近似		
		塩害地区 【塩害】			102	818	指数近似	指数近似	三次近似	三次近似	
		非塩害地区 【非塩】			1,925	17,513	三次近似	指数近似	三次近似		
	橋台【橋台】				5,959	28,284	指数近似	指数近似	三次近似	三次近似	
		竪壁【竪】			5,664	11,830	三次近似				
		胸壁 【胸】			5,187	11,322	指数近似				
		翼壁 【翼】			2,423	5,132	指数近似				
		塩害地区 【塩害】			366	1,595	指数近似	指数近似	指数近似	三次近似	
		非塩害地区 【非塩】			5,558	26,288	指数近似	指数近似	三次近似	三次近似	

注）表中【】は，代表的なケース名の略称標記

全般的な傾向として、マルコフ遷移（数え上げ）に比べてマルコフ遷移（最尤推計）で、経過年数に従って損傷程度の悪いものの割合が多くなる傾向が見られる。これは、津田ら[7]が指摘したように損傷程度が悪いデータは良いデータに比べて少なく、後者では最尤推計によって指数ハザードモデルのトレンドに従って損傷程度の悪いデータが補完されることの影響の可能性も考えられる。

また、ワイブル分布（最尤推計）の結果の回帰式は他の推計結果と推移傾向が大きく異なり、分割マルコフ（数え上げ）の推移傾向とも乖離が大きい。このように、この劣化特性における斉時性の有無についてワイブル分布（最尤推計）によって判定しようとしても推計に用いるハザード関数がどの程度実際の状態遷移の経時依存性を適切に表現できているかによって結果が大きく左右され、結果からの判定は極めて困難と言わざるを得ない。

次に主な損傷種類毎に推計結果の特徴について考察する。

鋼鈑桁橋の主桁の腐食（AB 塗装系）（図-4.3.6(1)）では、マルコフ遷移（数え上げ）と分割マルコフ（数え上げ）の回帰式は式型によらず近似しており、マルコフ遷移（最尤推計）の結果は両者と若干乖離して T_{E50} で安全側の推計結果を与えるものの遷移傾向は比較的近似している。

鋼鈑桁橋の主桁の腐食（C 塗装系）（図-4.3.6(2)）では、回帰式の式型によらず同じ腐食の AB 塗装系のケースと比べて、マルコフ遷移（数え上げ）と分割マルコフ（数え上げ）の推移傾向の乖離が大きい。また T_{E50} の推計は、他の推計法による場合に対して分割マルコフ（数え上げ）による場合、顕著に危険側の結果を与える。なお非斉時性を仮定したワイブル分布（最尤推定）の推計結果と分割マルコフ（数え上げ）の結果は乖離が大きく、ハザード関数によって適切に経時依存性が表現できていないことも理由と考えられる。

以上より、この劣化特性には、斉時性がない可能性が高く、斉時性を仮定することで T_{E50} の推計は安全側とできるが、その場合、過度に安全側の結果となっている可能性がある。

防食機能の劣化（鋼鈑桁橋の主げたの AB 塗装系）（図-4.3.6(3)）では、早期に平均健全度が急低下し、ワイブル分布（最尤推計）以外では状態遷移確率の推定手法によらず回帰式はほぼ一致して大きな乖離が見られない結果となった。ワイブル分布（最尤推計）に対する回帰式は経過年当初より他の推計との乖離が大きく T_{E50} の推計も顕著に危険側の結果を与えている。これは、推計に用いるハザード関数によって適切に経時依存性が表現できていないことが影響しているものと考えられる。

防食機能の劣化（鋼鈑桁橋の主げたの C 塗装系）（図-4.3.6(4)）では、各回帰式でワイブル分布（最尤推計）以外の推計法の回帰式は分割マルコフ（数え上げ）を含めほぼ一致しており、斉時性がある可能性が高いものと考えられる。

T_{E50} の推計値は、ワイブル分布（最尤推計）による場合が他に比べて危険側となり、その他の推計による値に大きな差はない結果となった。

PC 橋の主げたのひびわれ（ポステン桁）（図-4.3.6(5)）では、劣化が緩やかでワイブル分布（最尤推計）以外の方法による状態遷移確率の推計結果に対する回帰式では経過年 100 年までに T_{E50} が現れない結果となった。

ワイブル分布（最尤推計）による推計では T_{E50} が他の方法に対して大幅に安全側に推定されるものの、回帰式は分割マルコフ（数え上げ）とも全域で大きく乖離している。ワイブル分布

（最尤推計）の場合は、時間依存性の特徴を考慮したハザード関数の実際の特徴との適合度によって遷移傾向の推定結果が大きく左右されると考えられる点も考慮するとワイブル分布（最尤推計）の結果の信頼性には疑問が残る。

RC 橋主げたのコンクリートのひびわれ（図-4.3.6(6)）では、回帰式の式型によらず、ワイブル分布（最尤推計）と分割マルコフ（数え上げ）が全域で良い一致を示し、これらが斉時性を仮定した推計と大きく乖離する結果となっている。そのためこの劣化特性には非斉時性があり、かつ、ここで用いたワイブル分布（最尤推計）におけるハザード関数は実際の経時依存性の特徴を比較的良好に評価できているものと考えられる。

T_{E50}の推計結果も非斉時性を考慮した推計で斉時性を仮定した推計に比べて大きく安全側の結果となっており、非斉時性のある劣化現象の斉時性を仮定する方法で将来予測を行うと、大きく危険側の推計となる可能性があることがわかる。

RC 橋主げたのコンクリートの剥離・鉄筋露出（図-4.3.6(7)）では、推計方法毎にそれぞれの回帰式がややばらけた結果となっており、特にワイブル分布（最尤推計）による推計結果のみは他の回帰式と極端に差がある結果となっている。他のケース同様にハザード関数に問題がある可能性が考えられる。

コンクリート下部工のひびわれ（橋台）（図-4.3.6(8)）では、マルコフ遷移（数え上げ）とマルコフ遷移（最尤推計）は比較的良い一致を示すものの、ワイブル分布（最尤推計）と分割マルコフ（数え上げ）は両者で乖離が大きく、さらに、いずれもマルコフ遷移との乖離も大きい結果となっている。このことから非斉時性がある可能性が高いと考えられるが、非斉時性を考慮したワイブル分布（最尤推計）と分割マルコフ（数え上げ）の乖離が大きく、ワイブル分布（最尤推計）におけるハザード関数が実際の経時依存性の特徴を適切に評価できていない可能性を考えると分割マルコフ（数え上げ）による結果が最も適切に特徴を表現している可能性がある。

このように非斉時性が疑われる場合にも、推計手法によって推計結果は大きくことなることがわかる。

同じコンクリート下部工のひびわれでも橋脚（図-4.3.6(9)）の場合、橋台に比べて推計手法間の相違は小さい結果となっている。T_{E50}の推計結果は分割マルコフ（数え上げ）による場合が最も安全側の結果を与えるものの斉時性を仮定したマルコフ遷移（数え上げ）、マルコフ遷移（最尤推計）との推計結果は比較的近似している。

着目している劣化の種類毎に比較すると、例えば防食機能の劣化では AB 系塗装（図-4.3.6(3)）と C 系塗装（図-4.3.6(4)）では塗装仕様は異なるものの、推計手法間の T_{E50}の予測結果の相互関係は、他の劣化種類と比較しても、両者で傾向が一致しているように見える。同様に、コンクリート下部工のひびわれでは橋台（図-4.3.6(8)）と橋脚（図-4.3.6(9)）で T_{E50} には乖離があるものの、それぞれの推計手法同士の関係が他の損傷種類との比較した場合に比べると比較的よく一致している。このことからは、劣化種類毎には劣化特性にある程度共通的な特徴がみられる場合があることが示唆される。

ワイブル分布（最尤推計）と分割マルコフ（数え上げ）では、回帰式の形状や T_{E50}の推計値が大きく乖離する場合があり、劣化傾向の時間依存性を考慮した推計を行う場合に、時間依存性の特徴を考慮するハザード関数の特性が実際劣化の時間依存性の特性と乖離がある場合には

精度の高い推計にならない可能性があるものと考えられる。

また分割マルコフ（数え上げ）による推計結果がマルコフ遷移（数え上げ）やマルコフ遷移（最尤推計）と全域でよく一致してくるケースがあり、このような場合には劣化特性に斉時性がある可能性が高いものと考えられ、斉時性の有無の考慮の異なる推計手法で推計を行った結果を比較することで劣化特性の斉時性の有無を推定できる可能性があるものと考えられる。

例えば、斉時性の有無の判断によって推計結果の評価に影響することから、劣化特性の推計において斉時性の有無を見極めることが重要な事項になりうる。しかしマルコフ遷移（数え上げ）、マルコフ遷移（最尤推計）、分割マルコフ（数え上げ）、ワイブル分布（最尤推計）の 4 つの方法で道路橋の点検データを用いた状態遷移確率分布の推計結果とそれぞれに対して回帰分析によって求めた期待値曲線の比較からは、どの推計結果あるいは期待値曲線が実データをよく表現しているのか、および斉時性の有無について的確に判断することは定量的な判断基準がなく容易でない。

そこで、各推計手法によって求めた遷移確率行列について、各評価区分（a～e）の遷移後評価値の期待値（＝平均遷移後評価）を算出して経年毎の変化傾向を確認することとした。なお、期待値は a=5、b=4、c=3、d=2、e=1 として加重平均によって算出した。

図-4.3.7(1)～(3)に、例として鋼鈑桁橋の RC 床版のひびわれについて算出した結果を図化したものを示す。

大型車台数、合成非合成の別、適用道示の別のいずれについても、全領域でマルコフ性を仮定したマルコフ遷移（数え上げ）による場合とマルコフ遷移（最尤推計）による場合は全域でほぼ一致しており、両推計方法で結果に大きな差は生じないと考えられる。

一方、ワイブル分布（最尤推計）による推計結果は、これらの属性によってマルコフ性を仮定した場合との差が認められるものがある。

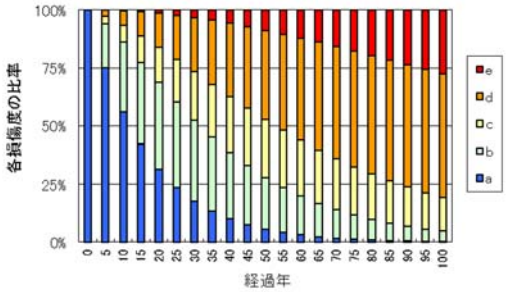
例えば、合成非合成の別では、b からの遷移傾向に両者で顕著な差が現れている。すなわち、合成げたでは b にあるものが 5 年間ではその多くが b に留まるのに対して、非合成桁では大半が c まで劣化が進行する結果となっている。またその傾向は斉時性を仮定したマルコフ遷移（数え上げおよび最尤推計）では現れておらず、非合成げたの RC 床版のひびわれの劣化進展特性には時間依存性がある可能性が高い。

このように推計された状態遷移遷移確率からの回帰式の算出では判断が難しい斉時性の有無について、経時区分ごとにデータ分割を行って遷移確率を算出する方法（分割マルコフ（数え上げ））を用いることで斉時性の有無の推定ができる場合があることがわかる。

以上を踏まえると、実務において様々な制約や不確実性を有する道路橋の点検データからできるだけ信頼性の高い将来推計に用いるための回帰式を選定するためには、状態遷移確率分布の推定から回帰式の選定までの各プロセスにおいてデータの特徴と推計手法の整合性などを考慮してできるだけ適切な方法による必要がある。さらに回帰式などの推計結果の活用においてはそれが導出された過程における仮定条件や推計手法の特徴や限界を考慮しなければ得られた結果の解釈を間違う危険性があることに注意が必要であることが指摘できる。

橋梁数　1,134橋
要素数　87,743

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.750	0.191	0.032	0.027	0.001
	b		0.822	0.108	0.066	0.004
	c			0.883	0.104	0.012
	d				0.967	0.033
	e					1.000

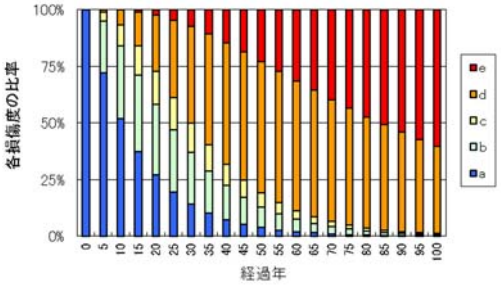


(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　1,134橋
要素数　87,743要素

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.721	0.229	0.039	0.012	0.000
	b		0.677	0.216	0.104	0.003
	c			0.446	0.532	0.023
	d				0.929	0.071
	e					1.000

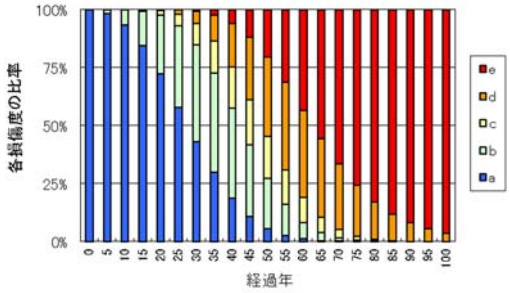
	θ	t-値	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0656	134.12	-63,981
$\lambda_{b\to c}$	0.0780	78.276	
$\lambda_{c\to d}$	0.1615	53.999	
$\lambda_{d\to e}$	0.0148	13.277	



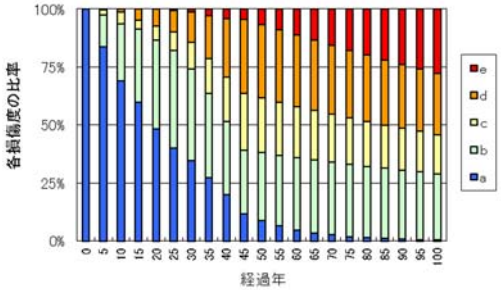
(b)マルコフ遷移（最尤推計）

橋梁数　1,134橋
要素数　87,743要素

	α	tα	θ	tθ	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	1.5218	380.1	0.0009	87.0	-84,117
$\lambda_{b\to c}$	1.6507	79.1	0.0005	13.4	
$\lambda_{c\to d}$	0.0291	7.8	0.7178	7.4	
$\lambda_{d\to e}$	0.0342	3.4	0.1683	3.3	



(c)ワイブル分布（最尤推計）



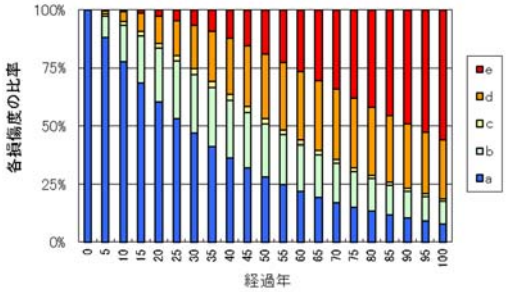
(d)分割マルコフ（数え上げ）

図-4.3.5(1) 状態確率の経年変化の推計結果（鋼鈑桁橋主げた腐食（A,B 塗装系））

橋梁数　378橋

要素数　28,489

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.881	0.093	0.008	0.015	0.002
	b		0.824	0.019	0.154	0.003
	c			0.662	0.301	0.037
	d				0.875	0.125
	e					1.000



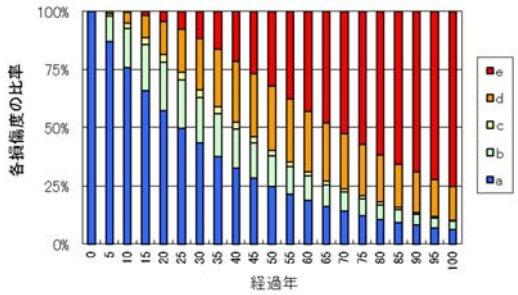
(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　378橋

要素数　28,489要素

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.869	0.109	0.011	0.010	0.001
	b		0.690	0.112	0.183	0.015
	c			0.097	0.790	0.113
	d				0.819	0.181
	e					1.000

	θ	t−値	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0280	54.52	−13,815
$\lambda_{b\to c}$	0.0741	31.849	
$\lambda_{c\to d}$	0.4665	26.805	
$\lambda_{d\to e}$	0.0398	13.251	

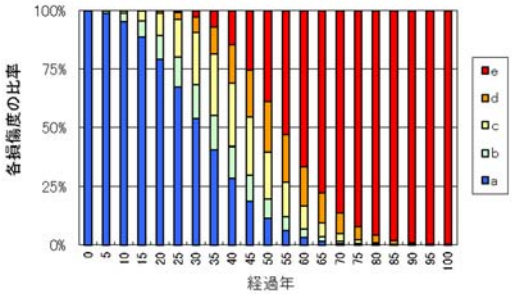


(b)マルコフ遷移（最尤推計）

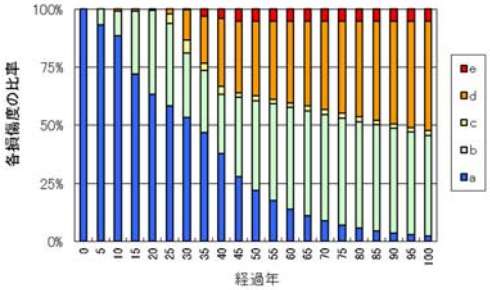
橋梁数　378橋

要素数　28,489要素

	α	tα	θ	tθ	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	1.5912	87.4	0.0005	15.6	−17,822
$\lambda_{b\to c}$	0.0292	10.2	1.0838	9.6	
$\lambda_{c\to d}$	1.4633	19.4	0.0015	3.8	
$\lambda_{d\to e}$	0.0486	6.0	0.4499	5.6	



(c)ワイブル分布（最尤推計）

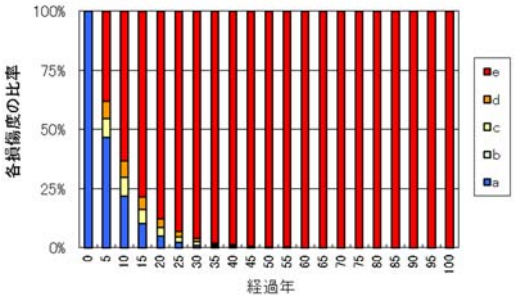


(d)分割マルコフ（数え上げ）

図-4.3.5(2)　状態確率の経年変化の推計結果（鋼鈑桁橋主げた腐食（C 塗装系））

橋梁数　1,131橋
要素数　85,048

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.467	0.000	0.080	0.071	0.383
	b		0.000	0.000	0.000	0.000
	c			0.520	0.108	0.372
	d				0.415	0.585
	e					1.000

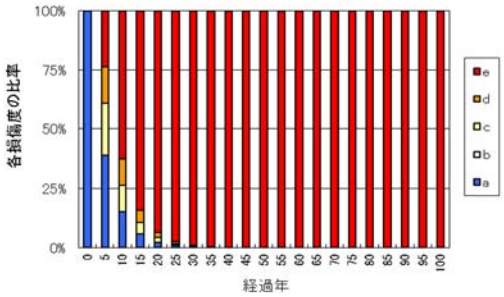


(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　1,131橋
要素数　85,048要素

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.389	0.000	0.219	0.153	0.239
	b		0.000	0.000	0.000	0.000
	c			0.125	0.187	0.688
	d				0.062	0.938
	e					1.000

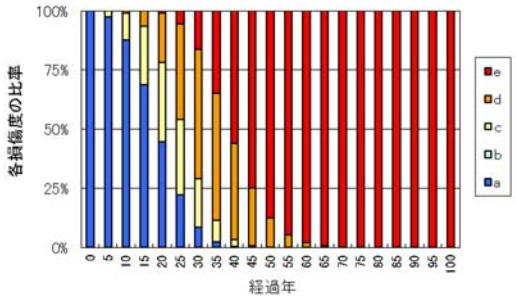
	θ	t−値	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.1886	155	−83,051
$\lambda_{b\to c}$	—	—	
$\lambda_{c\to d}$	0.4165	147.16	
$\lambda_{d\to e}$	0.5552	138.1	



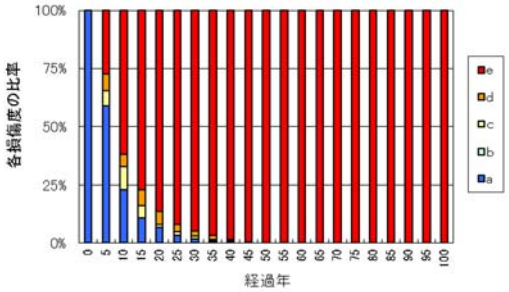
(b)マルコフ遷移（最尤推計）

橋梁数　1,131橋
要素数　85,048要素

	α	tα	θ	tθ	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	1.9603	277.5	0.0006	39.7	−115,544
$\lambda_{b\to c}$	—	—	—	—	
$\lambda_{c\to d}$	1.1904	389.0	0.0140	65.7	
$\lambda_{d\to e}$	1.6162	181.2	0.0007	60.9	



(c)ワイブル分布（最尤推計）

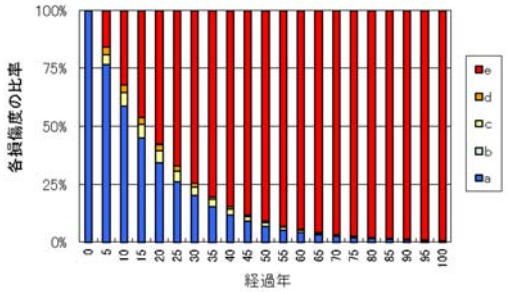


(d)分割マルコフ（数え上げ）

図-4.3.5(3)　状態確率の経年変化の推計結果
（鋼鈑桁橋主げた防食機能の劣化（A,B 塗装系））

橋梁数　373橋
要素数　27,017

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.765	0.000	0.043	0.033	0.159
	b		0.000	0.000	0.000	0.000
	c			0.592	0.041	0.367
	d				0.258	0.742
	e					1.000

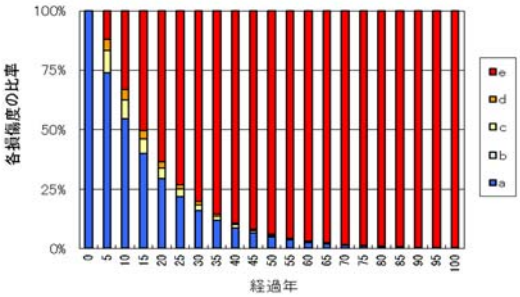


(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　373橋
要素数　27,017要素

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.738	0.000	0.095	0.048	0.120
	b		0.000	0.000	0.000	0.000
	c			0.093	0.095	0.811
	d				0.013	0.987
	e					1.000

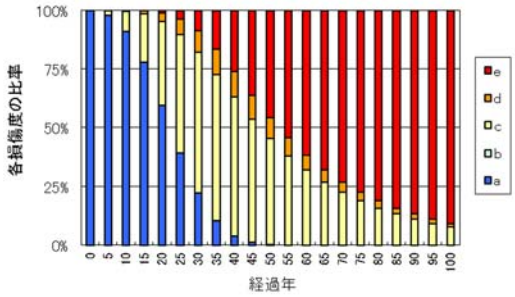
	θ	t−値	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0609	72.074	−20,663
$\lambda_{b\to c}$	—	—	
$\lambda_{c\to d}$	0.4747	61.376	
$\lambda_{d\to e}$	0.8756	50.572	



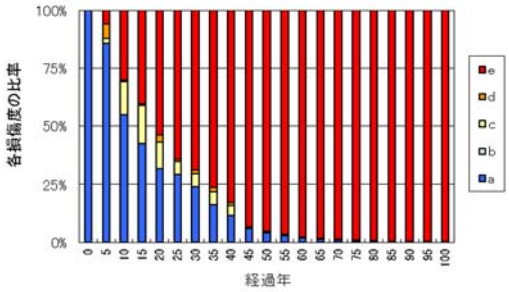
(b)マルコフ遷移（最尤推計）

橋梁数　373橋
要素数　27,017要素

	α	tα	θ	tθ	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	1.8128	268.6	0.0006	36.3	−27,751
$\lambda_{b\to c}$	—	—	—	—	
$\lambda_{c\to d}$	0.0542	23.9	0.0697	23.8	
$\lambda_{d\to e}$	1.2755	51.3	0.0103	11.5	



(c)ワイブル分布（最尤推計）

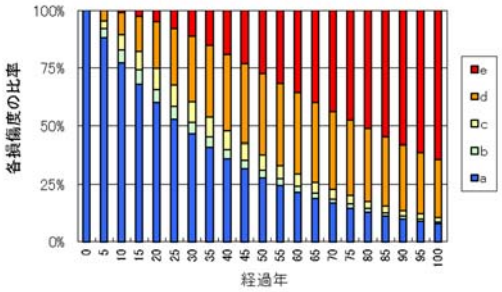


(d)分割マルコフ（数え上げ）

図-4.3.5(4)　状態確率の経年変化の推計結果
（鋼鈑桁橋主げた防食機能の劣化（C 塗装系））

橋梁数　862橋
要素数　2,705

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.880	0.040	0.036	0.044	0.001
	b		0.536	0.240	0.200	0.024
	c			0.629	0.296	0.075
	d				0.896	0.104
	e					1.000

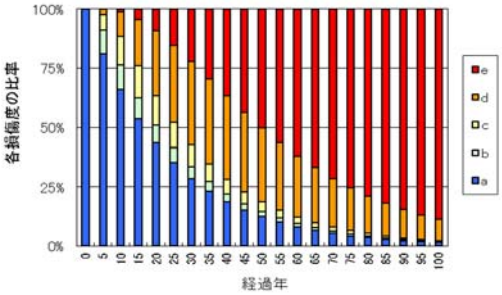


(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　862橋
要素数　2,705要素

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.812	0.098	0.064	0.024	0.001
	b		0.243	0.437	0.296	0.025
	c			0.385	0.547	0.068
	d				0.815	0.185
	e					1.000

	θ	t−値	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0417	31.508	−5,974
$\lambda_{b\to c}$	0.2832	28.792	
$\lambda_{c\to d}$	0.1909	27.303	
$\lambda_{d\to e}$	0.0408	14.25	

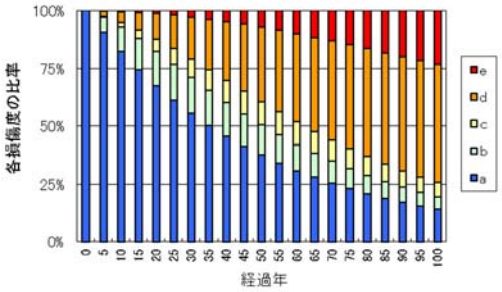


(b)マルコフ遷移（最尤推計）

図-4.3.5(5)　状態確率の経年変化の推計結果（コンクリート橋主げたのひびわれ(RC)）

橋梁数　82橋
要素数　792

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.907	0.066	0.004	0.022	0.002
	b		0.743	0.171	0.086	0.000
	c			0.756	0.210	0.034
	d				0.970	0.030
	e					1.000

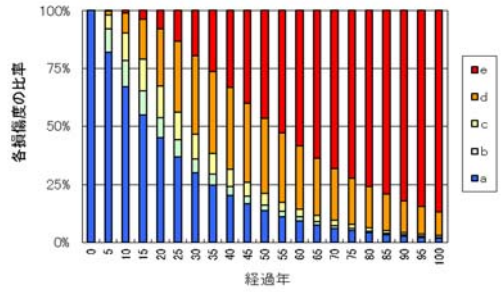


(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　82橋
要素数　792要素

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.819	0.102	0.058	0.019	0.001
	b		0.294	0.435	0.251	0.020
	c			0.425	0.515	0.060
	d				0.822	0.178
	e					1.000

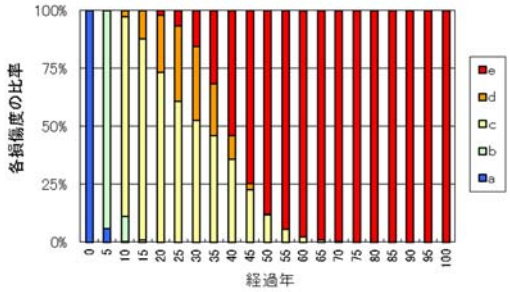
	θ	t−値	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0399	27.228	−4,393
$\lambda_{b\to c}$	0.2446	24.636	
$\lambda_{c\to d}$	0.1711	22.609	
$\lambda_{d\to e}$	0.0393	11.217	



(b)マルコフ遷移（最尤推計）

橋梁数　82橋
要素数　792要素

	α	tα	θ	tθ	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0191	11.8	1.3750	11.2	−7,750
$\lambda_{b\to c}$	0.0614	12.0	1.2234	10.3	
$\lambda_{c\to d}$	1.6290	28.4	0.0005	4.4	
$\lambda_{d\to e}$	0.0602	3.4	0.1580	3.1	

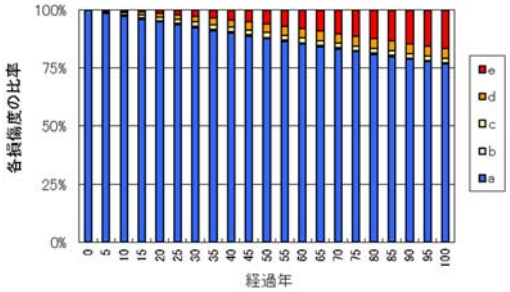


(c)ワイブル分布（最尤推計）

図-4.3.5(6)　状態確率の経年変化の推計結果（コンクリート橋主げたひびわれ（RC-T））

橋梁数　2,215橋
要素数　109,205

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.987	0.003	0.005	0.004	0.002
	b		0.525	0.384	0.046	0.046
	c			0.696	0.219	0.085
	d				0.824	0.176
	e					1.000

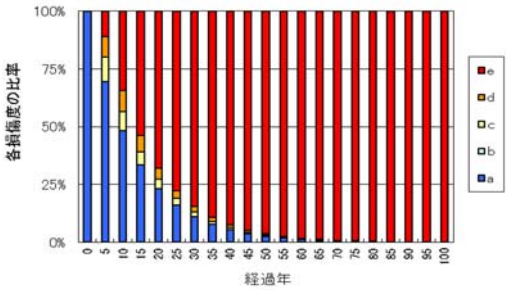


(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　2,215橋
要素数　109,205要素

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.694	0.000	0.107	0.089	0.110
	b		0.000	0.000	0.000	0.000
	c			0.086	0.216	0.698
	d				0.090	0.910
	e					1.000

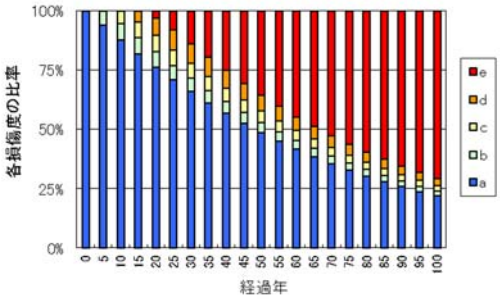
	θ	t−値	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0731	105.86	−10,808
$\lambda_{b\to c}$	—	—	
$\lambda_{c\to d}$	0.4900	84.562	
$\lambda_{d\to e}$	0.4812	79.499	



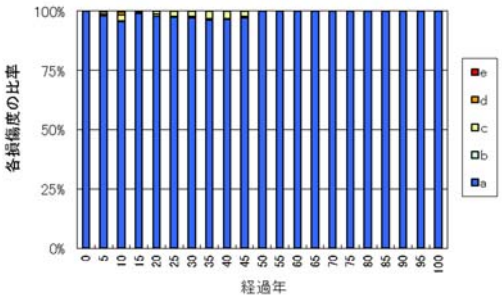
(b)マルコフ遷移（最尤推計）

橋梁数　2,215橋
要素数　109,205要素

	α	tα	θ	tθ	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0866	1.3	0.0275	1.2	−1,772
$\lambda_{b\to c}$	0.1143	9.4	0.8079	7.7	
$\lambda_{c\to d}$	0.0779	8.7	0.7743	7.7	
$\lambda_{d\to e}$	0.0774	6.2	0.4505	5.6	



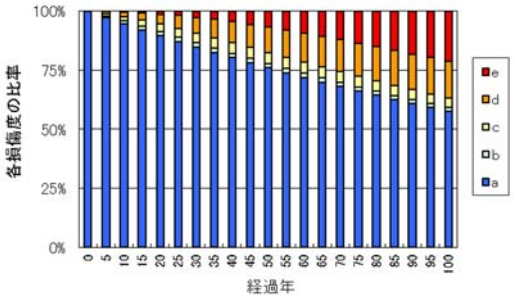
(c)ワイブル分布（最尤推計）



(d)分割マルコフ（数え上げ）

図-4.3.5(7)　状態確率の経年変化の推計結果
（コンクリート橋主げたひびわれ（プレテン））

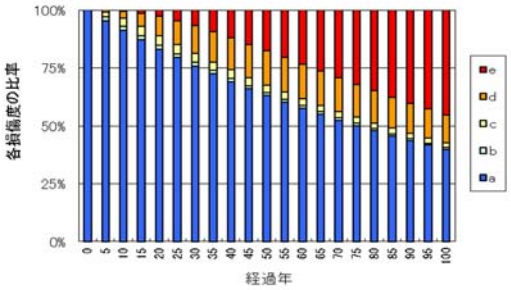
		橋梁数				1,431橋
		要素数				50,200
		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.973	0.008	0.010	0.009	0.001
	b		0.671	0.218	0.094	0.017
	c			0.762	0.203	0.034
	d				0.912	0.088
	e					1.000



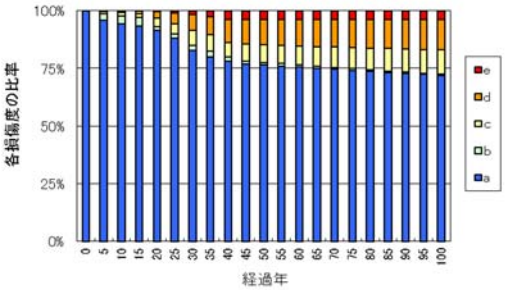
(a)マルコフ遷移（数え上げ）

		橋梁数				1,431橋
		要素数				50,200要素
		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.955	0.017	0.020	0.008	0.000
	b		0.097	0.490	0.380	0.033
	c			0.388	0.547	0.065
	d				0.820	0.180
	e					1.000

	θ	t−値	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0092	34.855	−7,551
$\lambda_{b\to c}$	0.4658	27.77	
$\lambda_{c\to d}$	0.1894	22.939	
$\lambda_{d\to e}$	0.0396	8.3063	



(b)マルコフ遷移（最尤推計）



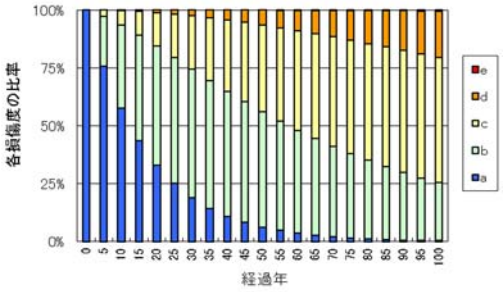
(d)分割マルコフ（数え上げ）

図-4.3.5(8)　状態確率の経年変化の推計結果

（コンクリート橋主げたひびわれ（ポステン））

橋梁数　1,478橋
要素数　99,806

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.758	0.215	0.026	0.001	0.000
	b		0.921	0.075	0.004	0.000
	c			0.974	0.026	0.000
	d				0.997	0.003
	e					1.000

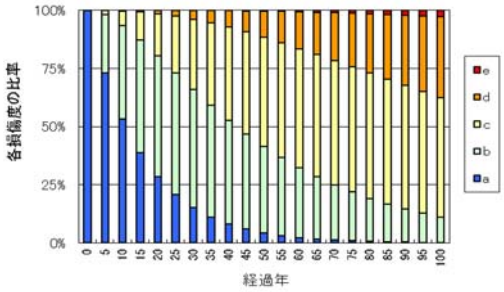


(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　1,478橋
要素数　99,806要素

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.730	0.251	0.018	0.000	0.000
	b		0.871	0.125	0.003	0.000
	c			0.952	0.048	0.000
	d				0.990	0.010
	e					1.000

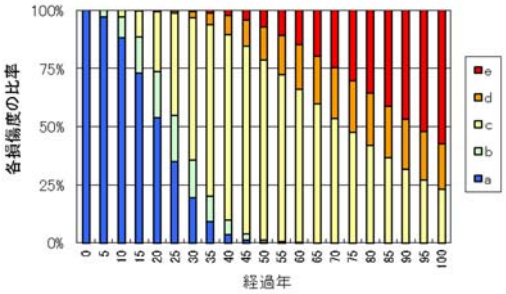
	θ	t-値	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0629	130.24	-52,778
$\lambda_{b\to c}$	0.0275	60.731	
$\lambda_{c\to d}$	0.0099	17.362	
$\lambda_{d\to e}$	0.0021	2.4491	



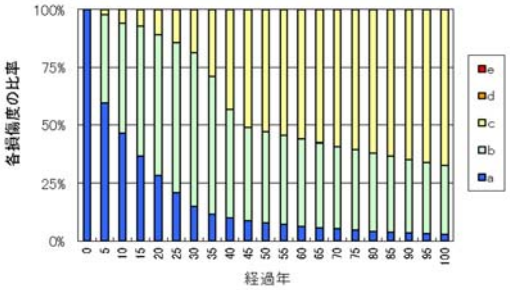
(b)マルコフ遷移（最尤推計）

橋梁数　1,478橋
要素数　99,806要素

	α	tα	θ	tθ	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	1.5874	157.3	0.0014	28.1	-81,405
$\lambda_{b\to c}$	0.0096	12.5	1.5338	12.2	
$\lambda_{c\to d}$	1.1080	16.8	0.0005	4.2	
$\lambda_{d\to e}$	0.0015	1.3	0.1421	1.1	



(c)ワイブル分布（最尤推計）

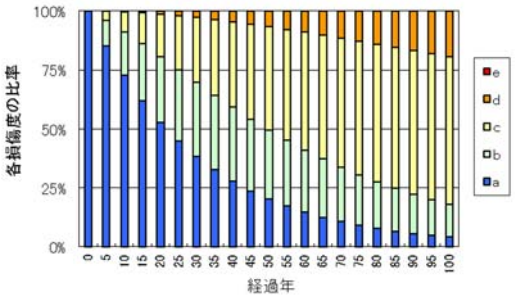


(d)分割マルコフ（数え上げ）

図-4.3.5(9)　状態確率の経年変化の推計結果
（鋼鈑桁橋コンクリート床版ひびわれ（一般部））

橋梁数　499橋
要素数　21,999

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.852	0.108	0.039	0.001	0.000
	b		0.879	0.113	0.008	0.000
	c			0.980	0.020	0.000
	d				1.000	0.000
	e					1.000

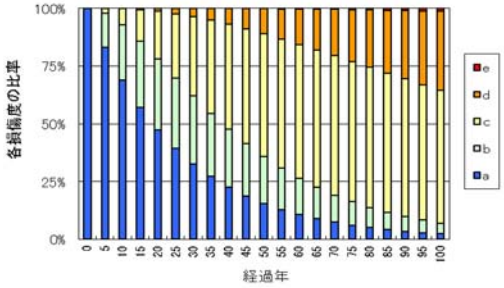


(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　499橋
要素数　21,999要素

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.830	0.149	0.021	0.000	0.000
	b		0.769	0.226	0.005	0.000
	c			0.959	0.040	0.000
	d				0.995	0.005
	e					1.000

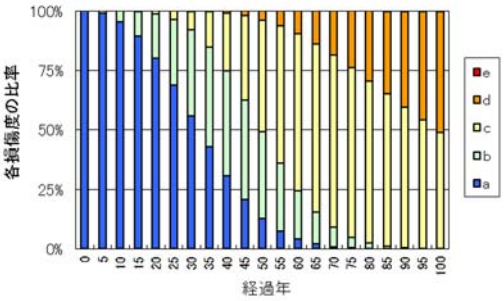
	θ	t−値	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0372	46.664	−9,842
$\lambda_{b\to c}$	0.0526	33.039	
$\lambda_{c\to d}$	0.0083	10.241	
$\lambda_{d\to e}$	0.0010	1.4142	



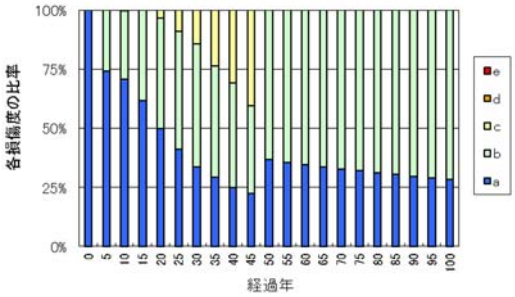
(b)マルコフ遷移（最尤推計）

橋梁数　499橋
要素数　21,999要素

	α	tα	θ	tθ	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	1.5765	75.8	0.0005	13.3	−12,998
$\lambda_{b\to c}$	1.5257	38.6	0.0005	7.0	
$\lambda_{c\to d}$	1.0033	9.2	0.0005	2.5	
$\lambda_{d\to e}$	0.0117	6.8	0.0005	1.3	



(c)ワイブル分布（最尤推計）

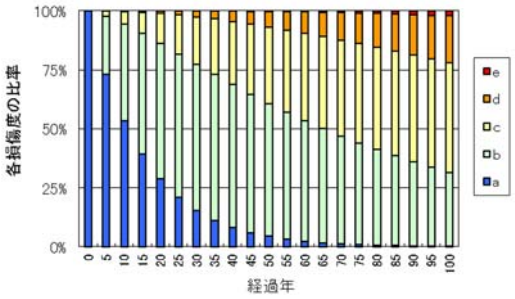


(d)分割マルコフ（数え上げ）

図-4.3.5(10)　状態確率の経年変化の推計結果
（鋼鈑桁橋コンクリート床版ひびわれ（合成桁））

橋梁数　912橋
要素数　72,365

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.732	0.244	0.023	0.001	0.000
	b		0.936	0.061	0.003	0.000
	c			0.966	0.034	0.000
	d				0.986	0.014
	e					1.000

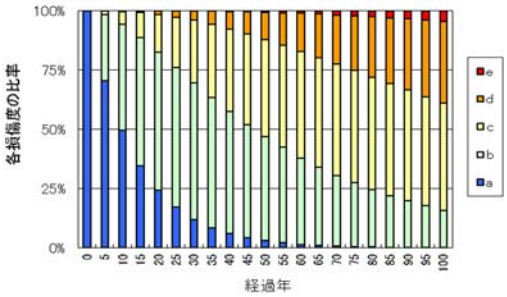


(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　912橋
要素数　72,365要素

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.703	0.280	0.016	0.000	0.000
	b		0.895	0.102	0.003	0.000
	c			0.943	0.056	0.000
	d				0.983	0.017
	e					1.000

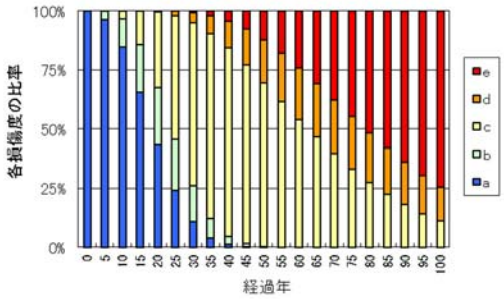
	θ	t−値	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0705	117.39	−39,140
$\lambda_{b\to c}$	0.0221	48.62	
$\lambda_{c\to d}$	0.0117	13.765	
$\lambda_{d\to e}$	0.0034	1.7312	



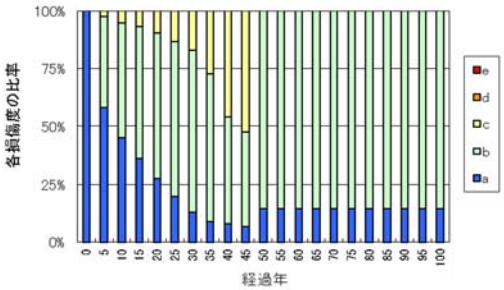
(b)マルコフ遷移（最尤推計）

橋梁数　912橋
要素数　72,365要素

	α	tα	θ	tθ	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	1.6056	147.1	0.0017	26.7	−60,257
$\lambda_{b\to c}$	0.0108	10.2	1.1295	10.0	
$\lambda_{c\to d}$	1.1988	15.7	0.0005	3.8	
$\lambda_{d\to e}$	0.0051	1.2	0.1800	1.0	



(c)ワイブル分布（最尤推計）

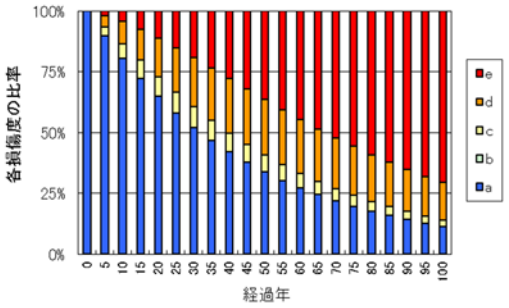


(d)分割マルコフ（数え上げ）

図-4.3.5(11)　状態確率の経年変化の推計結果
（鋼鈑桁橋コンクリート床版ひびわれ（非合成桁））

橋梁数　921橋
要素数　3,156

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.897	0.000	0.037	0.047	0.018
	b		0.000	0.000	0.000	0.000
	c			0.743	0.175	0.082
	d				0.869	0.131
	e					1.000

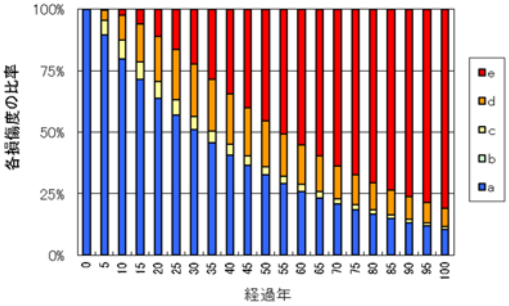


(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　921橋
要素数　3,156要素

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.894	0.000	0.062	0.040	0.004
	b		0.000	0.000	0.000	0.000
	c			0.312	0.583	0.105
	d				0.752	0.248
	e					1.000

	θ	t−値	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0225	26.373	−3,891
$\lambda_{b\to c}$	0.0000	0	
$\lambda_{c\to d}$	0.2330	23.553	
$\lambda_{d\to e}$	0.0569	14.564	

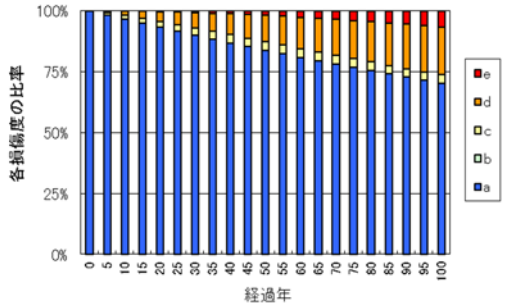


(b)マルコフ遷移（最尤推計）

図-4.3.5(12)　状態確率の経年変化の推計結果
（コンクリート橋主げた、剥離・鉄筋露出（RC））

橋梁数　1,844橋
要素数　83,413橋

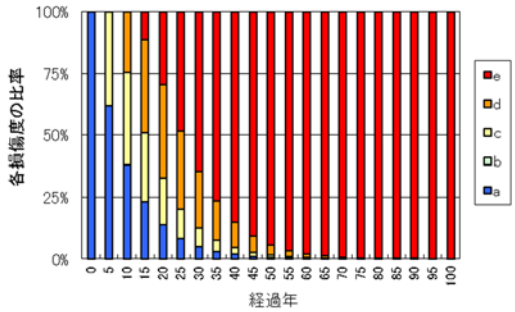
		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.983	0.000	0.009	0.008	0.000
	b		0.000	0.000	0.000	0.000
	c			0.799	0.191	0.010
	d				0.974	0.026
	e					1.000



(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　1,844橋
要素数　83,413要素

	α	tα	θ	tθ	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0334	4.0	0.2285	3.9	−736
$\lambda_{b\to c}$	—	—	—	—	
$\lambda_{c\to d}$	0.0503	9.1	0.4588	1.4	
$\lambda_{d\to e}$	0.2089	4.2	0.1776	2.9	

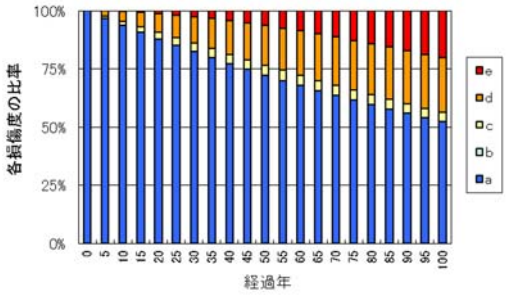


(c)ワイブル分布（最尤推計）

図-4.3.5(13)　状態確率の経年変化の推計結果
（コンクリート橋主げた剥離・鉄筋露出（プレテン PC））

橋梁数　530橋
要素数　14,042

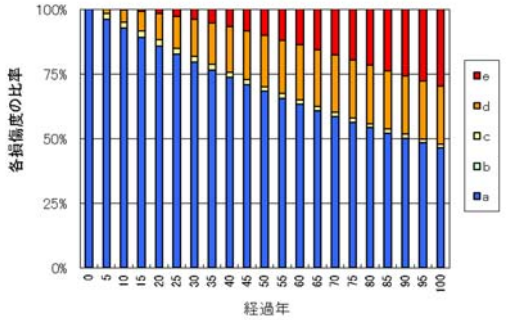
		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.968	0.000	0.010	0.021	0.001
	b		0.000	0.000	0.000	0.000
	c			0.842	0.154	0.004
	d				0.936	0.064
	e					1.000



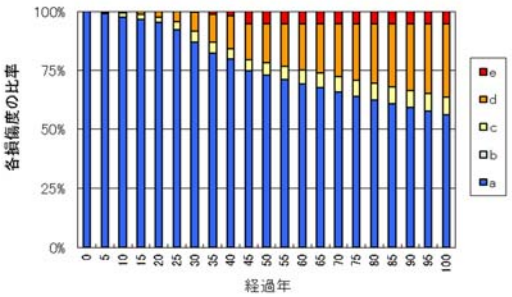
(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　530橋
要素数　14,042要素

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度						θ	t−値	対数尤度
		a	b	c	d	e				
t_A時の損傷程度	a	0.962	0.000	0.020	0.017	0.001				
	b		0.000	0.000	0.000	0.000	$\lambda_{a\to b}$	0.0077	31.889	−5,884
	c			0.248	0.712	0.040	$\lambda_{b\to c}$	0.0000	0	
	d				0.914	0.086	$\lambda_{c\to d}$	0.2788	24.986	
	e					1.000	$\lambda_{d\to e}$	0.0179	8.167	



(b)マルコフ遷移（最尤推計）

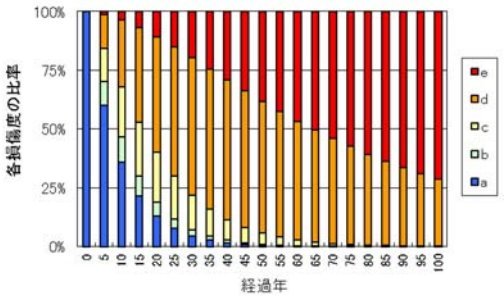


(d)分割マルコフ（数え上げ）

図-4.3.5(14)　状態確率の経年変化の推計結果
（コンクリート橋主げた剥離・鉄筋露出（ポステン PC））

橋梁数　1,670橋
要素数　7,622

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.599	0.101	0.141	0.147	0.013
	b		0.459	0.310	0.214	0.017
	c			0.681	0.298	0.021
	d				0.925	0.075
	e					1.000

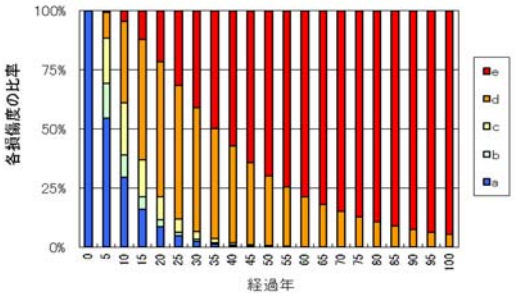


(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　1,670橋
要素数　7,622要素

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.545	0.149	0.191	0.109	0.006
	b		0.083	0.409	0.471	0.037
	c			0.287	0.643	0.071
	d				0.839	0.161
	e					1.000

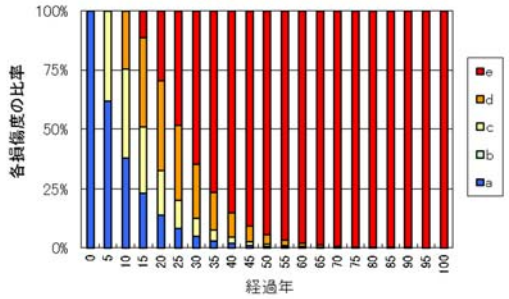
	θ	t−値	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.1216	48.035	−8,498
$\lambda_{b\to c}$	0.4987	37.857	
$\lambda_{c\to d}$	0.2500	33.453	
$\lambda_{d\to e}$	0.0350	11.457	



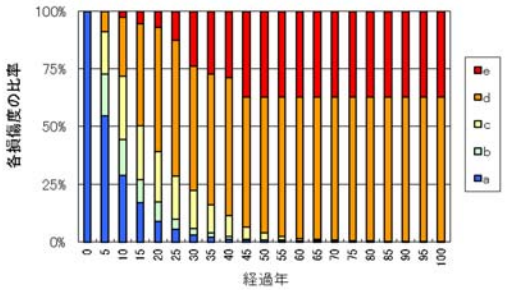
(b)マルコフ遷移（最尤推計）

橋梁数　1,670橋
要素数　7,622要素

	α	tα	θ	tθ	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0334	4.0	0.2285	3.9	−736
$\lambda_{b\to c}$	—	—	—	—	
$\lambda_{c\to d}$	0.0503	9.1	0.4588	1.4	
$\lambda_{d\to e}$	0.2089	4.2	0.1776	2.9	



(c)ワイブル分布（最尤推計）

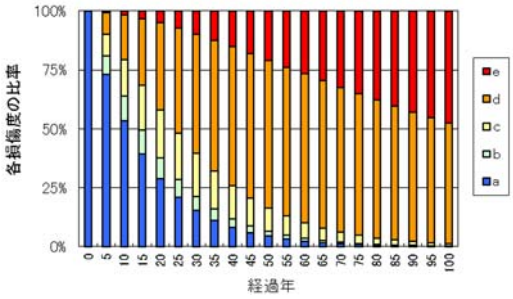


(d)分割マルコフ（数え上げ）

図-4.3.5(15)　状態確率の経年変化の推計結果（コンクリート下部工ひびわれ（橋脚、梁））

橋梁数　1,844橋
要素数　8,439

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.732	0.079	0.091	0.091	0.007
	b		0.577	0.281	0.140	0.002
	c			0.724	0.258	0.019
	d				0.957	0.043
	e					1.000

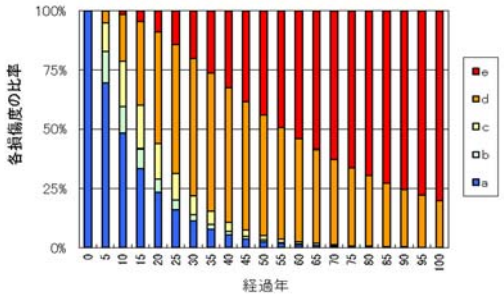


(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　1,844橋
要素数　8,439要素

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.695	0.132	0.122	0.050	0.002
	b		0.158	0.466	0.360	0.016
	c			0.379	0.585	0.037
	d				0.899	0.101
	e					1.000

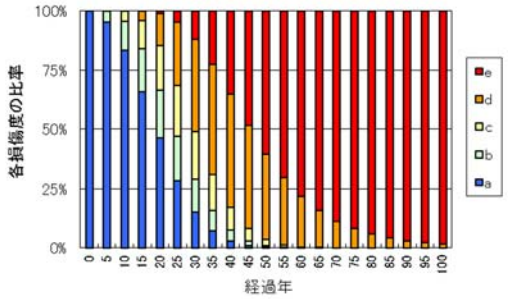
	θ	t-値	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0728	41.126	−7,626
$\lambda_{b\to c}$	0.3689	34.244	
$\lambda_{c\to d}$	0.1943	29.121	
$\lambda_{d\to e}$	0.0213	9.3031	



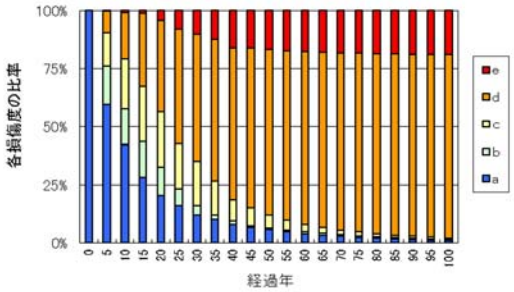
(b)マルコフ遷移（最尤推計）

橋梁数　1,844橋
要素数　8,439要素

	α	tα	θ	tθ	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	1.3560	48.8	0.0032	10.1	−9,313
$\lambda_{b\to c}$	0.0693	12.2	1.2979	10.8	
$\lambda_{c\to d}$	0.0617	9.5	0.9373	8.8	
$\lambda_{d\to e}$	0.0688	2.9	0.1241	2.8	



(c)ワイブル分布（最尤推計）

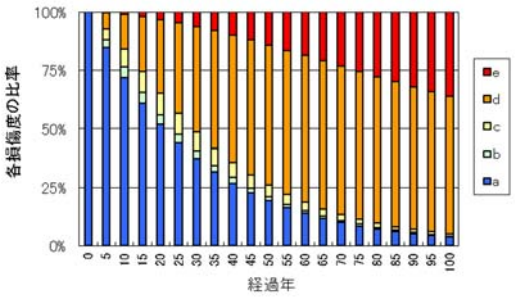


(d)分割マルコフ（数え上げ）

図-4.3.5(16)　状態確率の経年変化の推計結果（コンクリート下部工ひびわれ（橋脚、柱））

橋梁数　5,959橋
要素数　28,284

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.848	0.034	0.047	0.067	0.004
	b		0.471	0.253	0.268	0.008
	c			0.580	0.407	0.013
	d				0.966	0.034
	e					1.000

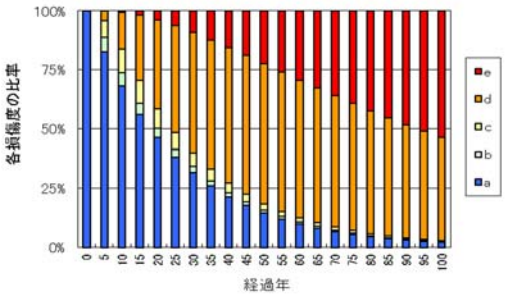


(a)マルコフ遷移（数え上げ）

橋梁数　5,959橋
要素数　28,284要素

		t_B時(t_A+5年)の損傷程度				
		a	b	c	d	e
t_A時の損傷程度	a	0.825	0.061	0.071	0.042	0.001
	b		0.080	0.392	0.515	0.014
	c			0.267	0.708	0.026
	d				0.943	0.057
	e					1.000

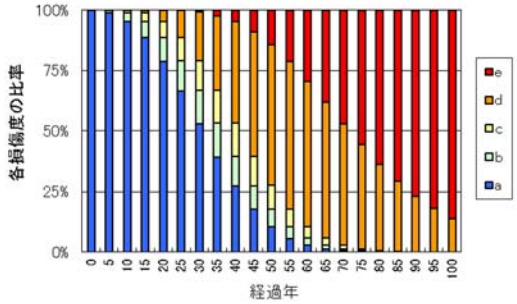
	θ	t-値	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	0.0384	57.722	−17,133
$\lambda_{b\to c}$	0.5052	47.009	
$\lambda_{c\to d}$	0.2644	46.938	
$\lambda_{d\to e}$	0.0118	15.118	



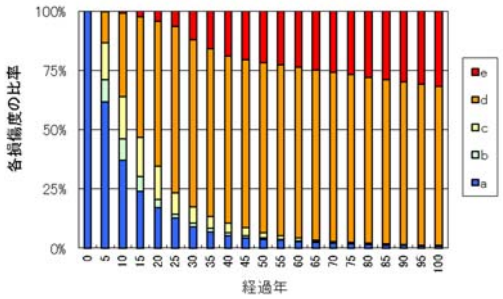
(b)マルコフ遷移（最尤推計）

橋梁数　5,959橋
要素数　28,284要素

	α	tα	θ	tθ	対数尤度
$\lambda_{a\to b}$	1.6045	20.9	0.0005	3.4	−22,257
$\lambda_{b\to c}$	0.0532	16.1	1.9130	14.1	
$\lambda_{c\to d}$	0.0386	16.4	2.0564	14.9	
$\lambda_{d\to e}$	1.2148	16.1	0.0005	3.7	



(c)ワイブル分布（最尤推計）



(d)分割マルコフ（数え上げ）

図-4.3.5(17)　状態確率の経年変化の推計結果（コンクリート下部工ひびわれ（橋台））

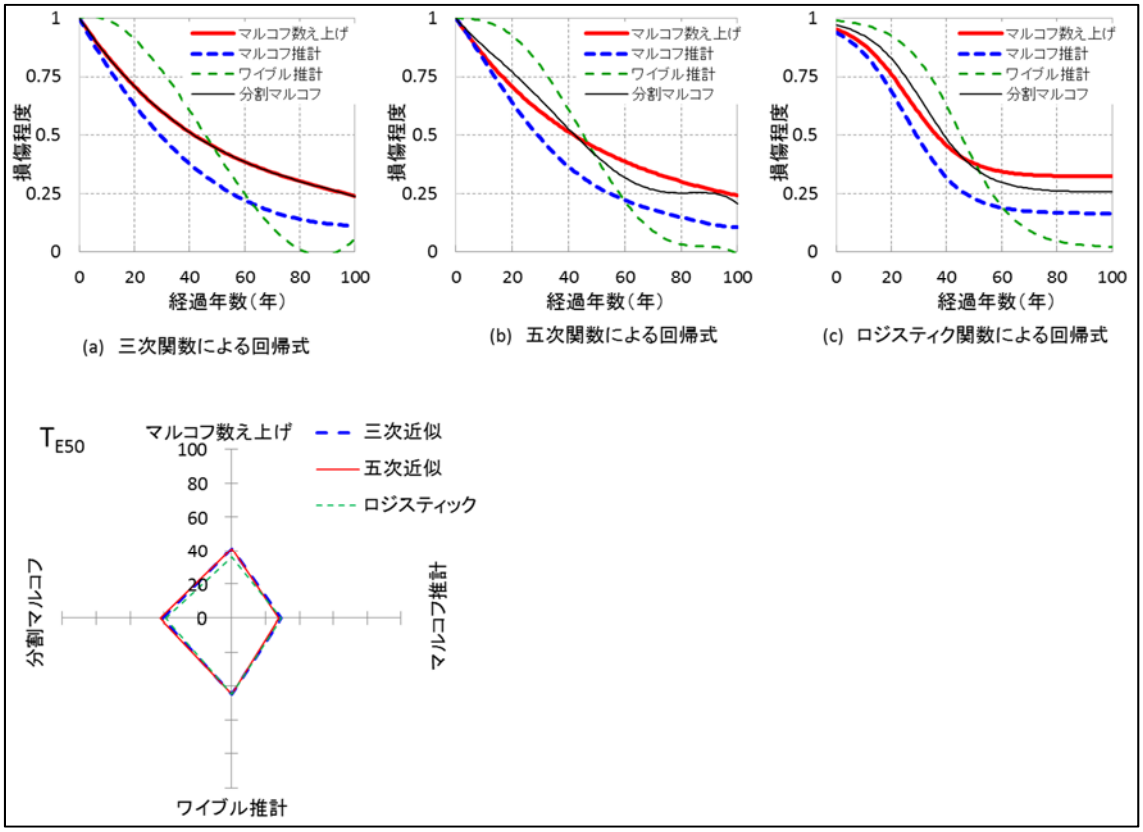


図-4.3.6(1)　損傷程度の評価の期待値の劣化曲線（腐食（鋼鈑げた橋・主桁・A,B 塗装系））

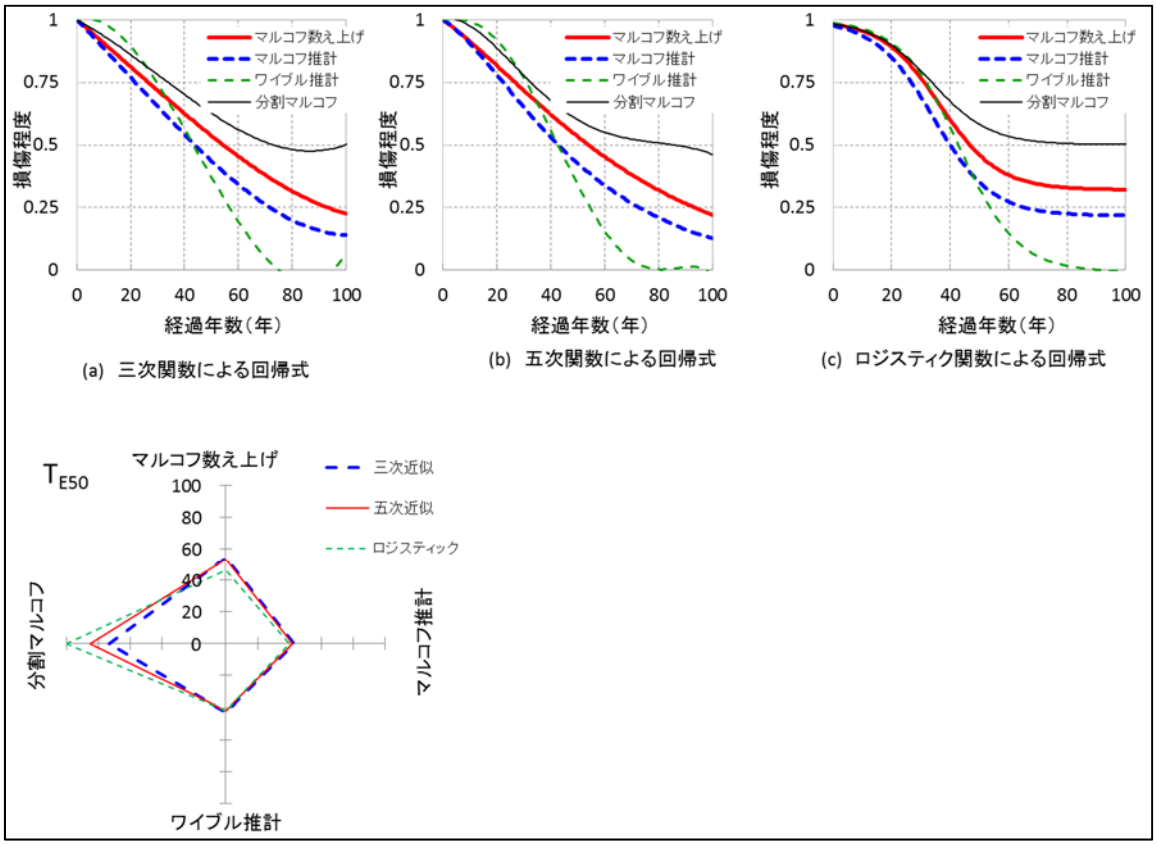


図-4.3.6(2)　損傷程度の評価の期待値の劣化曲線（腐食（鋼鈑げた橋・主桁・C 塗装系））

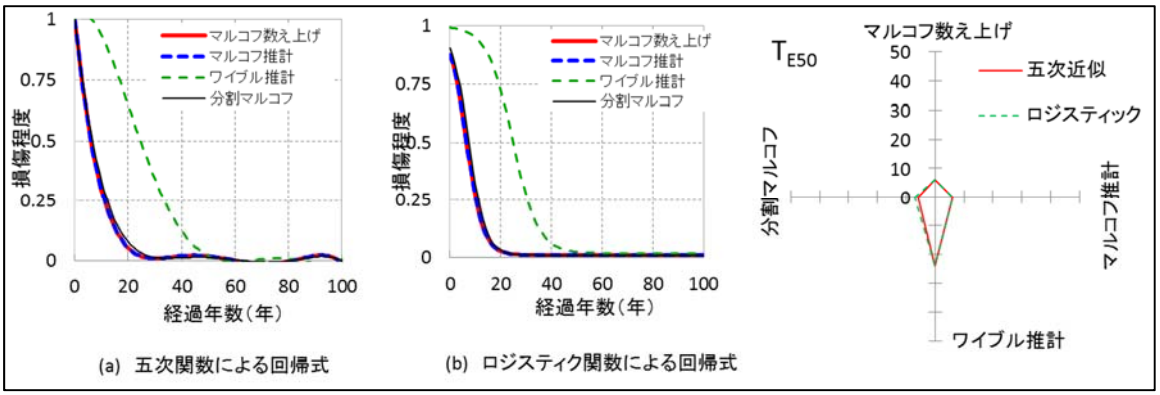


図-4.3.6(3)　損傷程度の評価の期待値の劣化曲線
（防食機能の劣化（鋼鈑げた橋主桁 A,B 塗装系））

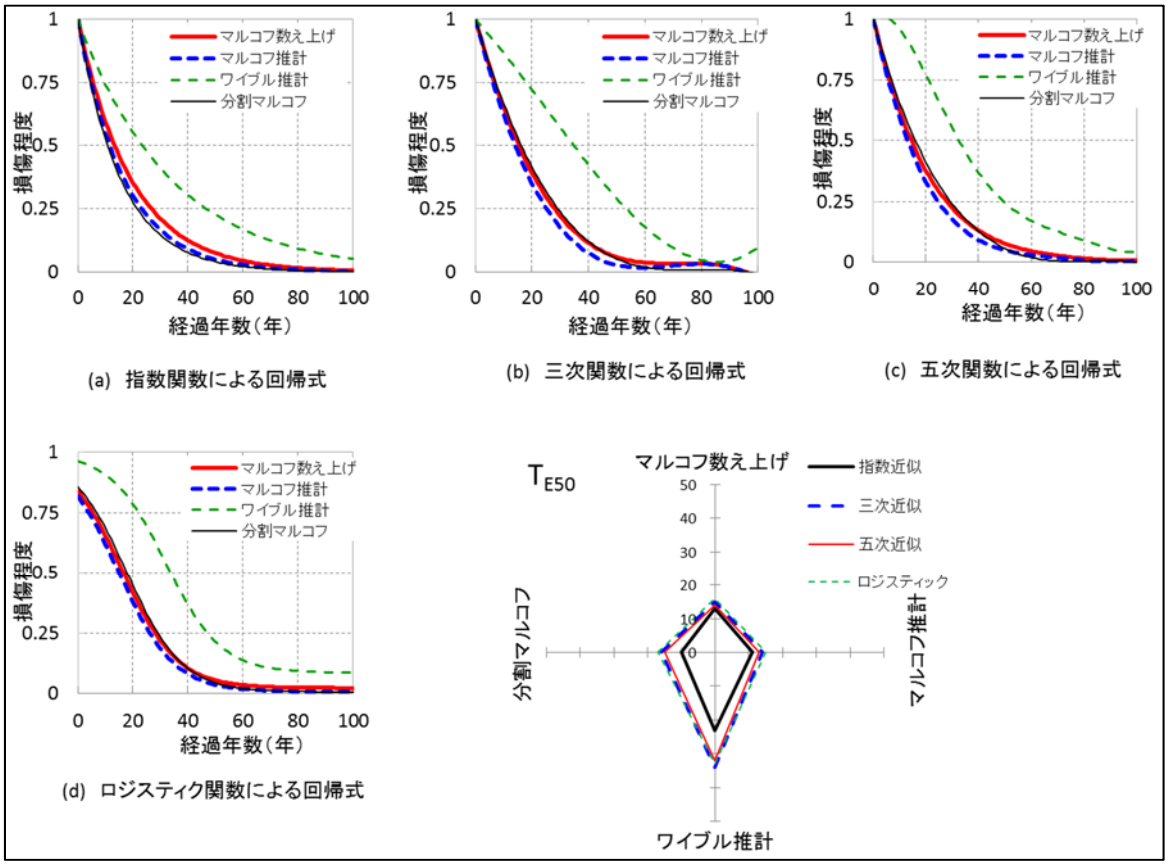


図-4.3.6(4)　損傷程度の評価の期待値の劣化曲線
（防食機能の劣化（鋼鈑げた橋・主桁・C 塗装系））

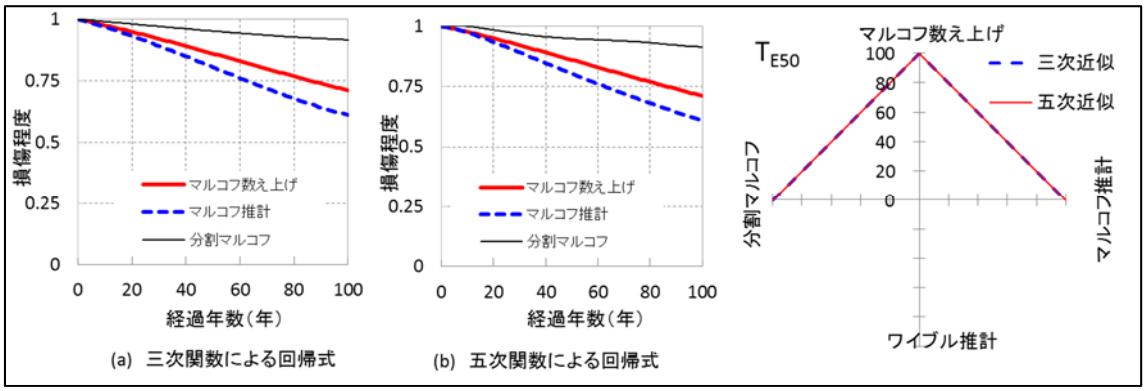


図-4.3.6(5)　損傷程度の評価の期待値の劣化曲線（コンクリート主桁のひびわれ（ポステン PC））

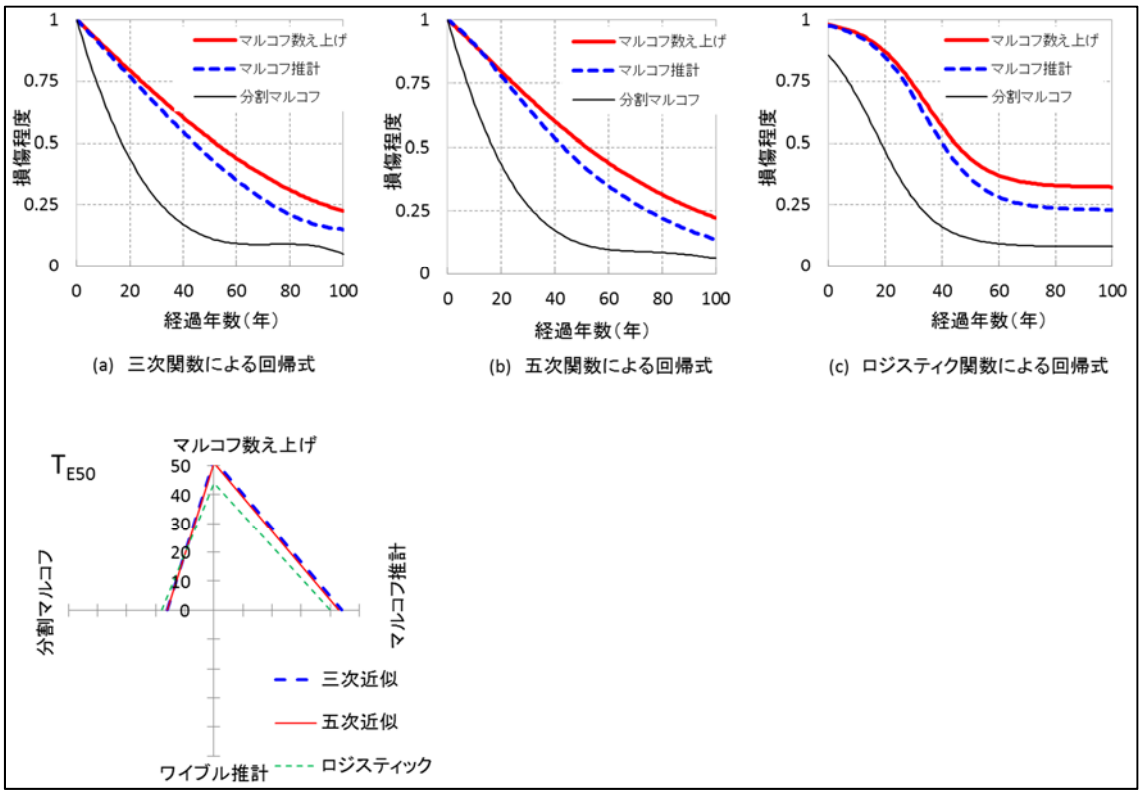


図-4.3.6(6)　損傷程度の評価の期待値の劣化曲線（コンクリート主桁のひびわれ（RC））

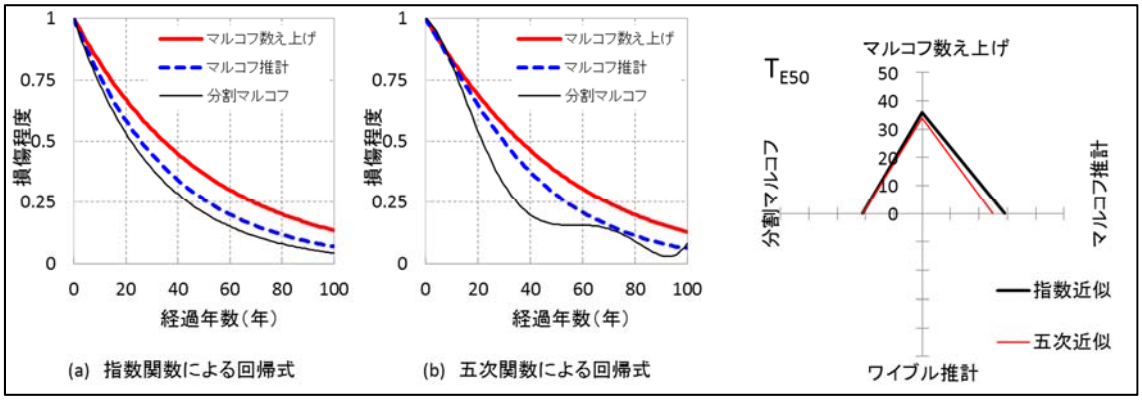


図-4.3.6(7)　損傷程度の評価の期待値の劣化曲線
（コンクリート主桁の剥離・鉄筋露出（RC））

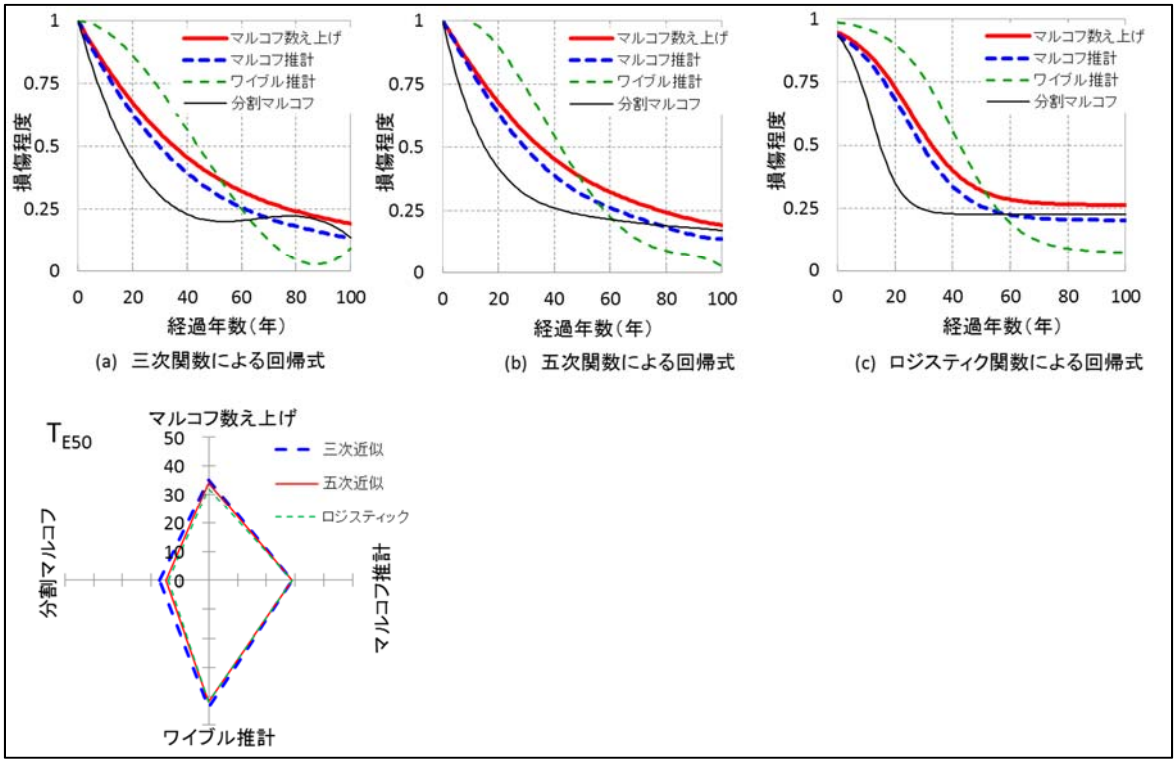


図-4.3.6(8)　損傷程度の評価の期待値の劣化曲線
（コンクリートのひびわれ（下部工・橋台））

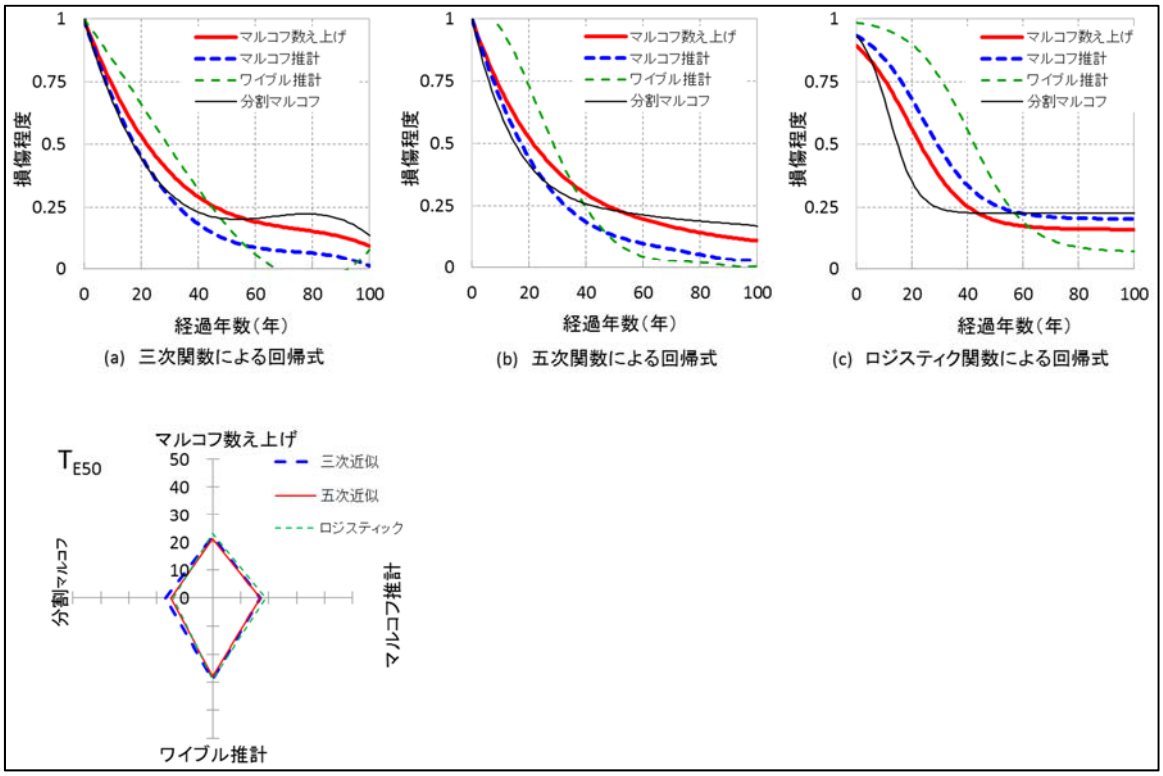


図-4.3.6(9)　損傷程度の評価の期待値の劣化曲線
（コンクリートのひびわれ（下部工・橋脚））

表-4.3.3(1)　状態遷移確率からの期待値の回帰式(1)

				データ数		マルコフ数え上げ			マルコフ推計			ワイブル推計			分割マルコフ		
				橋梁数	要素数	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式
鋼主げたの腐食【鋼主腐食】(【腐食】)				2546	274999	指数近似	0.9999	$y = e^{-0.0132x}$									
	鈑げた【鈑】			2116	172379	指数近似	0.9998	$y = e^{-0.01376x}$	指数近似	0.9937	$y = e^{-0.02261x}$	三次近似	0.9937	$y = +2.776E-06x^3 - 4.022E-04x^2 + 2.761E-03x + 1.000$	指数近似	0.9575	$y = e^{-0.01122x}$
		AB【AB】		1134	87743	指数近似	0.9882	$y = e^{-0.01512x}$	指数近似	0.9987	$y = e^{-0.02384x}$	三次近似	0.9987	$y = +3.493E-06x^3 - 4.814E-04x^2 + 3.797E-03x + 1.000$	指数近似	0.9882	$y = e^{-0.01512x}$
			外桁【外】	1093	37608	指数近似	0.976	$y = e^{-0.01503x}$	指数近似	0.976	$y = e^{-0.01503x}$	指数近似	0.976	$y = e^{-0.02271x}$	三次近似	0.991	$y = +4.894E-07x^3 + 1.640E-05x^2 - 1.371E-02x + 1.000$
			内桁【内】	947	45165	指数近似	0.9953	$y = e^{-0.01430x}$	指数近似	0.9973	$y = e^{-0.02590x}$	三次近似	0.9973	$y = +9.353E-07x^3 - 7.379E-07x^2 - 1.873E-02x + 1.000$			
			中央【中】	1107	60617	指数近似	0.9829	$y = e^{-0.01192x}$	指数近似	0.9969	$y = e^{-0.02226x}$	三次近似	0.9969	$y = +2.769E-06x^3 - 3.717E-04x^2 + 8.644E-05x + 1.000$			
			端部【端】	1105	15242	指数近似	0.9504	$y = e^{-0.02273x}$	指数近似	0.9584	$y = e^{-0.02942x}$	指数近似	0.9584	$y = e^{-0.06274x}$			
			塩害地区【塩害】	22	1225	五次近似	0.9998	$y = +3.370E-10x^5 - 8.538E-08x^4 + 6.327E-06x^3 + 3.894E-05x^2 - 2.292E-02x + 1.000$									
			非塩害地区【非塩】	1106	87609	指数近似	0.9706	$y = e^{-0.007499x}$									
		C【C】		378	28489	指数近似	0.9806	$y = e^{-0.01400x}$	指数近似	0.9761	$y = e^{-0.01906x}$	三次近似	0.9761	$y = +3.821E-06x^3 - 5.087E-04x^2 + 3.330E-03x + 1.000$	三次近似	0.9794	$y = +8.385E-07x^3 - 7.595E-05x^2 - 5.766E-03x + 1.000$
			外桁【外】	362	12223	指数近似	0.9839	$y = e^{-0.01311x}$	指数近似	0.9767	$y = e^{-0.01795x}$	三次近似	0.9767	$y = +3.598E-06x^3 - 4.719E-04x^2 + 1.905E-03x + 1.000$			
			内桁【内】	311	13792	指数近似	0.9889	$y = e^{-0.01027x}$	指数近似	0.9788	$y = e^{-0.01430x}$	指数近似	0.9788	$y = e^{-0.05539x}$			
			中央【中】	360	19216	指数近似	0.9855	$y = e^{-0.01112x}$	指数近似	0.9745	$y = e^{-0.01639x}$	三次近似	0.9745	$y = +3.357E-06x^3 - 4.227E-04x^2 - 5.829E-04x + 1.000$			
			端部【端】	361	5081	指数近似	0.9984	$y = e^{-0.01857x}$	指数近似	0.9916	$y = e^{-0.02600x}$	三次近似	0.9916	$y = +3.405E-06x^3 - 4.397E-04x^2 + 6.879E-04x + 1.000$			
			塩害地区【塩害】	46	4496	指数近似	0.9975	$y = e^{-0.03084x}$	指数近似	0.9985	$y = e^{-0.03527x}$	三次近似	0.9985	$y = +3.235E-06x^3 - 3.897E-04x^2 - 2.580E-03x + 1.000$			
			非塩害地区【非塩】	329	23885	指数近似	0.9915	$y = e^{-0.00827x}$	指数近似	0.9664	$y = e^{-0.01322x}$	三次近似	0.9664	$y = +2.930E-06x^3 - 3.691E-04x^2 - 1.776E-03x + 1.000$			
	箱げた【箱】			430	51310	指数近似	0.9975	$y = e^{-0.01077x}$	指数近似	0.98	$y = e^{-0.02081x}$	三次近似	0.98	$y = +3.025E-06x^3 - 3.602E-04x^2 - 3.360E-03x + 1.000$			

表-4.3.3(2)　状態遷移確率からの期待値の回帰式(2)

				データ数		マルコフ数え上げ			マルコフ推計			ワイブル推計			分割マルコフ		
				橋梁数	要素数	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式
鋼主げたの防食機能の劣化【鋼主防食】(【防食】)				2528	216184	指数近似	0.9989	$y = e^{-0.08782x}$									
	鈑げた【鈑】			2103	167221	指数近似	0.999	$y = e^{-0.09867x}$	指数近似	0.9989	$y = e^{-0.1240x}$	五次近似	0.9989	$y = +2.302E-09x^5 - 6.861E-07x^4 + 7.257E-05x^3 - 2.999E-03x^2 + 2.007E-02x + 1.000$	指数近似	0.9809	$y = e^{-0.1140x}$
		AB【AB】		1131	85048	指数近似	1	$y = e^{-0.1296x}$	指数近似	1	$y = e^{-0.1296x}$	三次近似	1	$y = +7.564E-07x^3 + 6.402E-05x^2 - 2.321E-02x + 1.000$	指数近似	0.9621	$y = e^{-0.1657x}$
			外桁【外】	1090	36320	指数近似	1	$y = e^{-0.1336x}$	指数近似	0.9984	$y = e^{-0.1850x}$	五次近似	0.9984	$y = -1.540E-09x^5 + 4.778E-07x^4 - 5.704E-05x^3 + 3.278E-03x^2 - 9.127E-02x + 1.000$			
			内桁【内】	935	43311	指数近似	0.9998	$y = e^{-0.1256x}$	指数近似	0.9985	$y = e^{-0.1819x}$	五次近似	0.9985	$y = +3.474E-09x^5 - 9.613E-07x^4 + 9.336E-05x^3 - 3.479E-03x^2 + 1.841E-02x + 1.000$			
			中央【中】	1094	58159	指数近似	1	$y = e^{-0.1292x}$	指数近似	0.9984	$y = e^{-0.1836x}$	五次近似	0.9984	$y = +3.482E-09x^5 - 9.414E-07x^4 + 8.850E-05x^3 - 3.110E-03x^2 + 9.428E-03x + 1.000$			
			端部【端】	1100	15117	指数近似	0.9989	$y = e^{-0.1396x}$	指数近似	0.9989	$y = e^{-0.2074x}$	五次近似	0.9989	$y = +3.079E-09x^5 - 8.607E-07x^4 + 8.453E-05x^3 - 3.180E-03x^2 + 1.559E-02x + 1.000$			
			塩害地区【塩害】	22	1014	－	-										
			非塩害地区【非塩】	1103	83786	指数近似	1										
		C【C】		373	27017	指数近似	0.9994	$y = e^{-0.05178x}$	指数近似	0.9995	$y = e^{-0.05956x}$	指数近似	0.9995	$y = e^{-0.02961x}$	指数近似	0.9814	$y = e^{-0.06404x}$
			外桁【外】	354	11611	指数近似	0.9992	$y = e^{-0.05147x}$	指数近似	0.9992	$y = e^{-0.06002x}$	三次近似	0.9992	$y = +1.811E-06x^3 - 1.925E-04x^2 - 8.138E-03x + 1.000$			
			内桁【内】	307	13141	指数近似	0.9995	$y = e^{-0.04862x}$	指数近似	0.9996	$y = e^{-0.05515x}$	指数近似	0.9996	$y = e^{-0.007303x}$			
			中央【中】	352	18086	指数近似	0.9992	$y = e^{-0.04848x}$	指数近似	0.9994	$y = e^{-0.05596x}$	三次近似	0.9994	$y = +2.541E-06x^3 - 2.242E-04x^2 - 1.191E-02x + 1.000$			
			端部【端】	359	4966	指数近似	0.9996	$y = e^{-0.05760x}$	指数近似	0.9994	$y = e^{-0.06756x}$	三次近似	0.9994	$y = +2.182E-06x^3 - 1.664E-04x^2 - 1.416E-02x + 1.000$			
			塩害地区【塩害】	46	4547	指数近似	0.9996	$y = e^{-0.08576x}$	指数近似	0.9998	$y = e^{-0.09611x}$	五次近似	0.9998	$y = -1.536E-09x^5 + 4.687E-07x^4 - 5.512E-05x^3 + 3.140E-03x^2 - 8.805E-02x + 1.000$			
			非塩害地区【非塩】	324	22362	指数近似	0.9994	$y = e^{-0.04677x}$	指数近似	0.9994	$y = e^{-0.05391x}$	三次近似	0.9994	$y = +2.866E-06x^3 - 2.807E-04x^2 - 9.492E-03x + 1.000$	指数近似	0.9856	$y = e^{-0.04993x}$
	箱げた【箱】			425	48963	指数近似	0.9987	$y = e^{-0.05982x}$	指数近似	0.9993	$y = e^{-0.07121x}$	三次近似	0.9993	$y = -1.104E-06x^3 + 3.611E-04x^2 - 3.470E-02x + 1.000$			

表-4.3.3(3)　状態遷移確率からの期待値の回帰式(3)

					データ数		マルコフ数え上げ			マルコフ推計			ワイブル推計			分割マルコフ		
					橋梁数	要素数	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式
コンクリート主げたのひびわれ【コン主ひびわれ】（【ひびわれ】）					4856	184547	指数近似	0.9917	$y = e^{-0.003504x}$									
	RC桁【RC】				862	2705	指数近似	0.9902	$y = e^{-0.01427x}$	指数近似	0.9802	$y = e^{-0.01848x}$				三次近似	0.9881	$y = -2.337E-06x^3 + 5.146E-04x^2 - 3.758E-02x + 1.000$
		T桁【T】			82	792	指数近似	0.998	$y = e^{-0.02020x}$	指数近似	0.9904	$y = e^{-0.02852x}$	三次近似	0.9904	$y = -1.963E-06x^3 + 4.468E-04x^2 - 3.531E-02x + 1.000$			
			外桁【外】		69	358	指数近似	0.9946	$y = e^{-0.01087x}$									
			内桁【内】		74	434	指数近似	0.9974	$y = e^{-0.01029x}$									
			中央【中】		13	106	指数近似	0.9983	$y = e^{-0.008344x}$									
			桁端【端】		81	686	指数近似	0.9948	$y = e^{-0.01018x}$									
			塩害地区【塩害】		8	101	三次近似	0.9989	$y = -1.781E-06x^3 + 4.002E-04x^2 - 3.086E-02x + 1.000$	指数近似	0.9797	$y = e^{-0.02349x}$	指数近似	0.9797	$y = e^{-0.1227x}$			
			非塩害地区【非塩】		74	691	指数近似	0.9992	$y = e^{-0.01839x}$	指数近似	0.9864	$y = e^{-0.01393x}$	指数近似	0.9864	$y = e^{-0.02819x}$			
		中実床版【実】			686	1271	指数近似	0.9968	$y = e^{-0.001349x}$	指数近似	0.99	$y = e^{-0.02244x}$	指数近似	0.99	$y = e^{-0.06628x}$			
		中空床版【空】			94	642	指数近似	0.9999	$y = e^{-0.03135x}$	指数近似	0.9988	$y = e^{-0.03903x}$	指数近似	0.9988	$y = e^{-0.1113x}$			
	PC桁【PC】				3737	176262	指数近似	0.9916	$y = e^{-0.002825x}$									
		プレテン【プレ】			2215	109205	指数近似	0.9768	$y = e^{-0.001349x}$	指数近似	0.9768	$y = e^{-0.002832x}$	指数近似	0.9768	$y = e^{-0.01277x}$			
			T桁【T】		894	60646	指数近似	0.9904	$y = e^{-0.002319x}$	指数近似	0.9915	$y = e^{-0.004712x}$	三次近似	0.9915	$y = +9.966E-07x^3 - 2.035E-04x^2 + 2.503E-03x + 1.000$			
				塩害地区【塩害】	40	1462	指数近似	0.9999	$y = e^{-0.001592x}$									
				非塩害地区【非塩】	852	59580	指数近似	0.9903	$y = e^{-0.002312x}$	指数近似	0.9913	$y = e^{-0.004762x}$	三次近似	0.9913	$y = +9.968E-07x^3 - 2.036E-04x^2 + 2.504E-03x + 1.000$			
		中実床版【実】			907	35029	指数近似	0.9962	$y = e^{-0.000712x}$	指数近似	1	$y = e^{-0.000807x}$	三次近似	1	$y = +1.473E-07x^3 - 3.884E-05x^2 + 1.037E-04x + 1.000$	五次近似	0.9785	$y = -5.382E-12x^5 - 1.679E-09x^4 + 5.553E-07x^3 - 4.204E-05x^2 + 5.788E-04x + 1.000$
		中空床版【空】			414	13530	指数近似	0.9942	$y = e^{-0.003528x}$	指数近似	0.997	$y = e^{-0.004302x}$	三次近似	0.997	$y = +1.195E-06x^3 - 2.330E-04x^2 + 3.035E-03x + 1.000$			
		塩害地区【塩害】					指数近似	0.9999	$y = e^{-0.005694x}$	指数近似	0.9992	$y = e^{-0.007526x}$	三次近似	0.9992	$y = -3.946E-07x^3 + 1.766E-04x^2 - 2.119E-02x + 1.000$			
		非塩害地区【非塩】					指数近似	0.9954	$y = e^{-0.001082x}$	指数近似	0.9958	$y = e^{-0.001269x}$	指数近似	0.9958	$y = e^{-0.04665x}$			
		ポステン【ポス】			1431	50200	指数近似	0.9899	$y = e^{-0.003227x}$	指数近似	0.9864	$y = e^{-0.004709x}$				指数近似	0.985	$y = e^{-0.000315x}$
			T桁【T】		1209	47876	指数近似	0.9905	$y = e^{-4.386E-03x}$	指数近似	0.9859	$y = e^{-0.004457x}$	三次近似	0.9859	$y = +5.553E-07x^3 - 1.335E-04x^2 + 1.417E-03x + 1.000$	三次近似	0.9661	$y = +1.287E-07x^3 + 5.112E-06x^2 - 3.599E-03x + 1.000$
				外桁【外】	1094	8577	指数近似	0.9911	$y = e^{-0.009878x}$									
				内桁【内】	929	39299	指数近似	0.9918	$y = e^{-0.001640x}$									
				中央【中】	332	8163	指数近似	0.9876	$y = e^{-0.002903x}$									
				桁端【端】	1205	39713	指数近似	0.9901	$y = e^{-0.003054x}$									
				塩害地区【塩害】	14	1022	指数近似	0.9821	$y = e^{-0.002378x}$	指数近似	0.9821	$y = e^{-0.002378x}$	指数近似	0.9821	$y = e^{-0.003565x}$			
				非塩害地区【非塩】	1195	46854	指数近似	0.9909	$y = e^{-0.004504x}$	指数近似	0.9859	$y = e^{-0.004450x}$	三次近似	0.9859	$y = +5.295E-07x^3 - 1.297E-04x^2 + 1.396E-03x + 1.000$	三次近似	0.9637	$y = +1.165E-07x^3 + 7.587E-06x^2 - 3.727E-03x + 1.000$
			箱げた【箱】		69	1198	指数近似	0.9997	$y = e^{-0.03036x}$	指数近似	0.9957	$y = e^{-0.04077x}$	指数近似	0.9957	$y = e^{-0.07584x}$			
			中空床版【空】		153	1126	指数近似	0.9977	$y = e^{-0.02234x}$	指数近似	0.9977	$y = e^{-0.02481x}$	三次近似	0.9977	$y = +2.020E-06x^3 - 1.502E-04x^2 - 1.428E-02x + 1.000$			

表-4.3.3(4)　状態遷移確率からの期待値の回帰式(4)

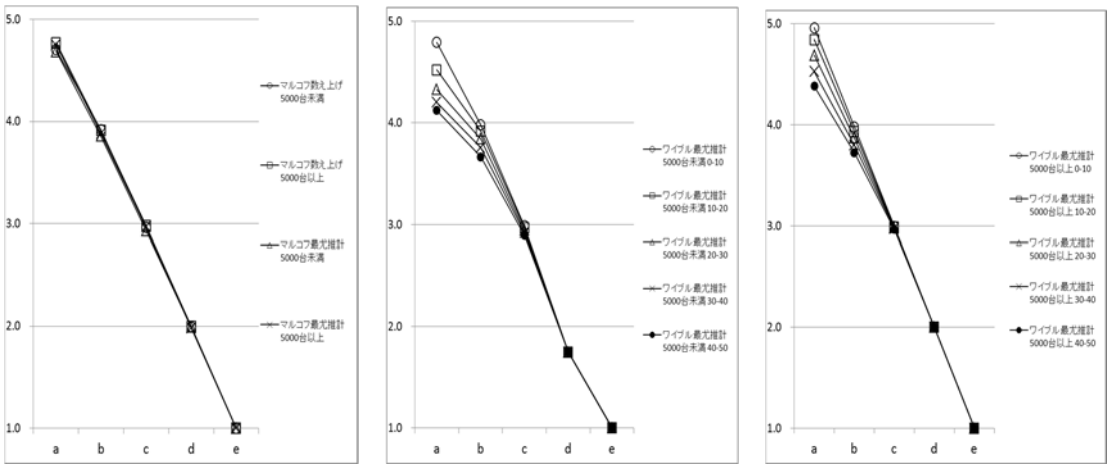
					データ数		マルコフ数え上げ			マルコフ推計			ワイブル推計			分割マルコフ		
					橋梁数	要素数	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式
鋼橋コンクリート床版ひびわれ【コン床版ひびわれ】(【コン床版】)					3333	120637	三次近似	0.9984	$y = -6.801E-07x^3 + 1.486E-04x^2 - 1.282E-02x + 1.000$									
	鈑げた【鈑】				2928	107806	三次近似	0.9987	$y = -6.479E-07x^3 + 1.436E-04x^2 - 1.273E-02x + 1.000$									
		一般部【一般】			1478	99806	三次近似	0.9989	$y = -6.256E-07x^3 + 1.411E-04x^2 - 1.280E-02x + 1.000$	三次近似	0.9994	$y = -5.907E-07x^3 + 1.408E-04x^2 - 1.395E-02x + 1.000$	指数近似	0.9994	$y = e^{-0.01684x}$			
			S47道示前【47前】		443	20010	指数近似	0.9828	$y = e^{-0.009216x}$	指数近似	0.9859	$y = e^{-0.01083x}$	指数近似	0.9859	$y = e^{-0.01336x}$			
			S47道示後【47後】		876	70356	三次近似	0.9964	$y = -8.246E-07x3 + 1.730E-04x2 - 1.342E-02x + 1.000$	三次近似	0.9964	$y = -2.382E-09x^3 - 4.246E-07x^2 + 2.609E-06x + 1.000$	三次近似	0.9964	$y = -2.382E-09x^3 - 4.246E-07x^2 + 2.609E-06x + 1.000$			
			5千台未満【5千未】		510	56571	三次近似	0.9982	$y = -7.344E-07x^3 + 1.592E-04x^2 - 1.373E-02x + 1.000$									
			5千台以上【5千超】		915	41126	三次近似	0.9997	$y = -4.385E-07x^3 + 1.085E-04x^2 - 1.121E-02x + 1.000$									
				S47道示前【47前】	162	10357	三次近似	0.9982	$y = -7.344E-07x^3 + 1.592E-04x^2 - 1.373E-02x + 1.000$	指数近似	0.9508	$y = e^{-0.01038x}$	指数近似	0.9508	$y = e^{-0.01038x}$			
				S47道示後【47後】	292	26083	三次近似	0.9997	$y = -4.385E-07x^3 + 1.085E-04x^2 - 1.121E-02x + 1.000$	三次近似	0.9997	$y = -4.692E-07x^3 + 1.170E-04x^2 - 1.234E-02x + 1.000$	指数近似	0.9997	$y = e^{-0.009972x}$			
			合成桁【合成】		499	21999	指数近似	0.9684	$y = e^{-0.007520x}$	指数近似	0.9779	$y = e^{-0.009225x}$	三次近似	0.9779	$y = +1.670E-06x^3 - 2.357E-04x^2 + 8.457E-04x + 1.000$			
			非合成桁【非合】		912	72365	三次近似	0.9976	$y = -7.633E-07x^3 + 1.611E-04x^2 - 1.338E-02x + 1.000$	三次近似	0.9984	$y = -7.249E-07x^3 + 1.586E-04x^2 - 1.439E-02x + 1.000$	指数近似	0.9984	$y = e^{-0.02097x}$			
			中間部【中間】		1297	62852	三次近似	0.9972	$y = -8.169E-07x^3 + 1.737E-04x^2 - 1.403E-02x + 1.000$	三次近似	0.9984	$y = -7.732E-07x^3 + 1.713E-04x^2 - 1.504E-02x + 1.000$	指数近似	0.9984	$y = e^{-0.01593x}$			
			桁端部【桁端】		1288	15072	三次近似	0.9996	$y = -5.454E-07x^3 + 1.345E-04x^2 - 1.349E-02x + 1.000$	三次近似	0.9984	$y = -7.732E-07x^3 + 1.713E-04x^2 - 1.504E-02x + 1.000$	三次近似	0.9984	$y = +1.790E-06x^3 - 1.706E-04x^2 - 7.694E-03x + 1.000$			
			支点部【支点】		563	11355	三次近似	0.9946	$y = -9.735E-07x^3 + 1.982E-04x^2 - 1.516E-02x + 1.000$	三次近似	0.9966	$y = -8.770E-07x^3 + 1.865E-04x^2 - 1.592E-02x + 1.000$	三次近似	0.9966	$y = +5.136E-07x^3 + 3.362E-05x^2 - 1.556E-02x + 1.000$			
		張出部【張出】			1450	8000	三次近似	0.9912	$y = -8.877E-07x^3 + 1.784E-04x^2 - 1.222E-02x + 1.000$	三次近似	0.9913	$y = -9.454E-07x^3 + 1.811E-04x^2 - 1.281E-02x + 1.000$	指数近似	0.9913	$y = e^{-0.01183x}$			
	箱げた【箱】				405	12831	三次近似	0.9926	$y = -9.415E-07x^3 + 1.910E-04x^2 - 1.354E-02x + 1.000$									
		一般部【一般】			207	11714	三次近似	0.9935	$y = -9.218E-07x^3 + 1.883E-04x^2 - 1.356E-02x + 1.000$									
		張出部【張出】			198	1117	三次近似	0.9677	$y = -1.138E-06x^3 + 2.200E-04x^2 - 1.339E-02x + 1.000$									

表-4.3.3(5)　状態遷移確率からの期待値の回帰式(5)

					データ数		マルコフ数え上げ			マルコフ推計			ワイブル推計			分割マルコフ		
					橋梁数	要素数	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式
コンクリート主げたの剥離・鉄筋露出【剥離・露出】					1991	48928	指数近似	0.9953	$y = e^{-0.004500x}$									
	RC桁【RC】				921	3156	指数近似	0.9984	$y = e^{-0.02002x}$	指数近似	0.9926	$y = e^{-0.02680x}$				指数近似	0.9694	$y = e^{-0.03151x}$
		T桁【T】			159	1295	指数近似	0.9962	$y = e^{-0.01911x}$									
			外桁【外】		132	500	指数近似	0.9966	$y = e^{-0.02137x}$									
			内桁【内】		142	795	指数近似	0.9975	$y = e^{-0.01706x}$									
			中央【中】		20	142	指数近似	0.9953	$y = e^{-0.01355x}$									
			桁端【端】		158	1153	指数近似	0.9968	$y = e^{-0.01977x}$									
		中実床版【実】			664	1211	指数近似	0.999	$y = e^{-0.02240x}$									
		中空床版【空】			98	650	指数近似	0.9989	$y = e^{-0.006286x}$									
	PC桁【PC】						指数近似	0.9962	$y = e^{-0.003910x}$									
		プレテン【プレ】			1844	83413	指数近似	0.997	$y = e^{-0.003473x}$				指数近似	0.9979	$y = e^{-0.01090x}$			
			T桁【T】		522	35281	指数近似	0.9984	$y = e^{-0.002217x}$									
				塩害地区【塩害】	14	558	指数近似	0.9948	$y = e^{-0.004955x}$						$y = -3.573E-06x^3 + 6.835E-04x^2 - 4.211E-02x + 1.000$			
				非塩害地区【非塩】	508	34723	指数近似	1	$y = e^{-0.004100x}$	指数近似	9.967	$y = e^{-0.003119x}$	三次近似	9.967	$y = +3.047E-07x^3 - 8.618E-05x^2 + 2.967E-04x + 1.000$			
			中実床版【実】		909	34684	指数近似	0.997	$y = e^{-0.003473x}$									
			中空床版【空】		413	13448	指数近似	0.9995	$y = e^{-0.001096x}$									
		ポステン【ポス】			530	14042	指数近似	0.9969	$y = e^{-0.005099x}$	指数近似	0.9953	$y = e^{-0.006743x}$				三次近似	0.9983	$y = +1.203E-06x^3 - 2.131E-04x^2 + 2.260E-03x + 1.000$
			T桁【T】		301	11629	指数近似	0.9973	$y = e^{-0.004891x}$									
				外桁【外】	290	3118	指数近似	0.9985	$y = e^{-0.01088x}$									
				内桁【内】	282	8511	指数近似	0.9983	$y = e^{-0.002736x}$									
				中央【中】	263	5150	指数近似	0.9967	$y = e^{-0.004473x}$									
				桁端【端】	297	6479	指数近似	0.998	$y = e^{-0.005214x}$									
				塩害地区【塩害】	21	1331	指数近似	0.9969	$y = e^{-0.007288x}$	指数近似	0.9973	$y = e^{-0.009408x}$	指数近似	0.9973	$y = e^{-0.08566x}$			
				非塩害地区【非塩】	280	10298	指数近似	0.9984	$y = e^{-0.004791x}$	指数近似	0.998	$y = e^{-0.005647x}$	三次近似	0.998	$y = +9.257E-07x^3 - 1.843E-04x^2 + 1.471E-03x + 1.000$			
			箱げた【箱】		70	1278	指数近似	0.9989	$y = e^{-0.005042x}$									
			中空床版【空】		159	1135	指数近似	0.999	$y = e^{-0.004496x}$									

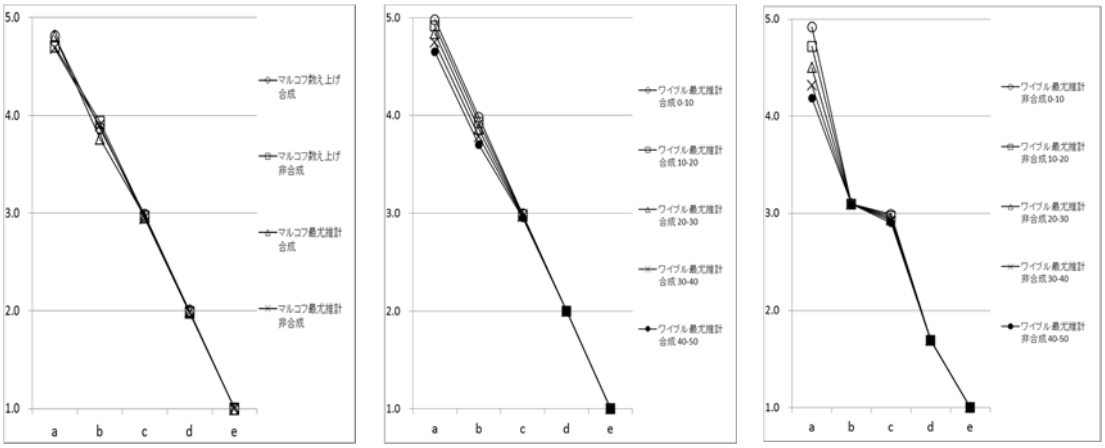
表-4.3.3(6)　状態遷移確率からの期待値の回帰式(6)

			データ数		マルコフ数え上げ			マルコフ推計			ワイブル推計			分割マルコフ		
			橋梁数	要素数	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式	関数種	決定係数	回帰式
コンクリート下部工ひびわれ【コン下ひびわれ】(【下部ひびわれ】)			8007	46904	指数近似	0.9669	$y = e^{-0.02098x}$									
	橋脚【橋脚】		2048	18620	三次近似	0.9989	$y = -1.706E-06x^3 + 3.833E-04x^2 - 3.032E-02x + 1.000$	指数近似	0.9883	$y = e^{-0.03709x}$	三次近似	0.9883	$y = +1.617E-06x^3 - 9.723E-05x^2 - 1.564E-02x + 1.000$	三次近似	0.9845	$y = -3.067E-06x^3 + 6.060E-04x^2 - 3.857E-02x + 1.000$
		梁部【梁】	1670	7622	三次近似	0.9891	$y = -2.872E-06x^3 + 5.796E-04x^2 - 3.889E-02x + 1.000$	指数近似	0.9723	$y = e^{-0.04640x}$	指数近似	0.9723	$y = e^{-0.04640x}$	三次近似	0.9899	$y = -3.050E-06x^3 + 6.213E-04x^2 - 4.040E-02x + 1.000$
		隅角部【隅】	515	2559	指数近似	0.999	$y = e^{-0.002646x}$	指数近似	0.9996	$y = e^{-0.003461x}$	三次近似	0.9996	$y = +9.540E-07x^3 - 3.575E-05x^2 - 1.545E-02x + 1.000$			
		柱部【柱】	1844	8439	三次近似	0.9949	$y = -2.068E-06x^3 + 4.346E-04x^2 - 3.195E-02x + 1.000$	指数近似	0.9778	$y = e^{-0.03227x}$	三次近似	0.9778	$y = +1.515E-06x^3 - 8.165E-05x^2 - 1.621E-02x + 1.000$			
		塩害地区【塩害】	102	818	指数近似	0.9926	$y = e^{-0.02225x}$	指数近似	0.9991	$y = e^{-0.03298x}$	三次近似	0.9991	$y = -2.900E-06x^3 + 6.362E-04x^2 - 4.474E-02x + 1.000$	三次近似	0.9968	$y = -1.252E-06x^3 + 3.102E-04x^2 - 2.650E-02x + 1.000$
		非塩害地区【非塩】	1925	17513	三次近似	0.9988	$y = -1.750E-06x^3 + 3.910E-04x^2 - 3.065E-02x + 1.000$	指数近似	0.983	$y = e^{-0.03613x}$	三次近似	0.983	$y = +1.707E-06x^3 - 9.901E-05x^2 - 1.631E-02x + 1.000$			
	橋台【橋台】		5959	28284	指数近似	0.9865	$y = e^{-0.01781x}$	指数近似	0.99	$y = e^{-0.02139x}$	三次近似	0.99	$y = +2.829E-06x^3 - 3.668E-04x^2 - 6.665E-04x + 1.000$	三次近似	0.9845	$y = -3.067E-06x^3 + 6.060E-04x^2 - 3.857E-02x + 1.000$
		竪壁【竪】	5664	11830	三次近似	0.9995	$y = -1.477E-06x^3 + 3.425E-04x^2 - 2.799E-02x + 1.000$									
		胸壁【胸】	5187	11322	指数近似	0.9944	$y = e^{-0.01639x}$									
		翼壁【翼】	2423	5132	指数近似	0.9917	$y = e^{-0.01265x}$									
		塩害地区【塩害】	366	1595	指数近似	0.9938	$y = e^{-0.01810x}$	指数近似	0.9989	$y = e^{-0.02441x}$	指数近似	0.9989	$y = e^{-0.04749x}$	三次近似	0.9968	$y = -1.252E-06x^3 + 3.102E-04x^2 - 2.650E-02x + 1.000$
		非塩害地区【非塩】	5558	26288	指数近似	0.9857	$y = e^{-0.01782x}$	指数近似	0.9889	$y = e^{-0.02127x}$	三次近似	0.9889	$y = +2.824E-06x^3 - 3.654E-04x^2 - 7.467E-04x + 1.000$	三次近似	0.9838	$y = -3.115E-06x^3 + 6.138E-04x^2 - 3.889E-02x + 1.000$



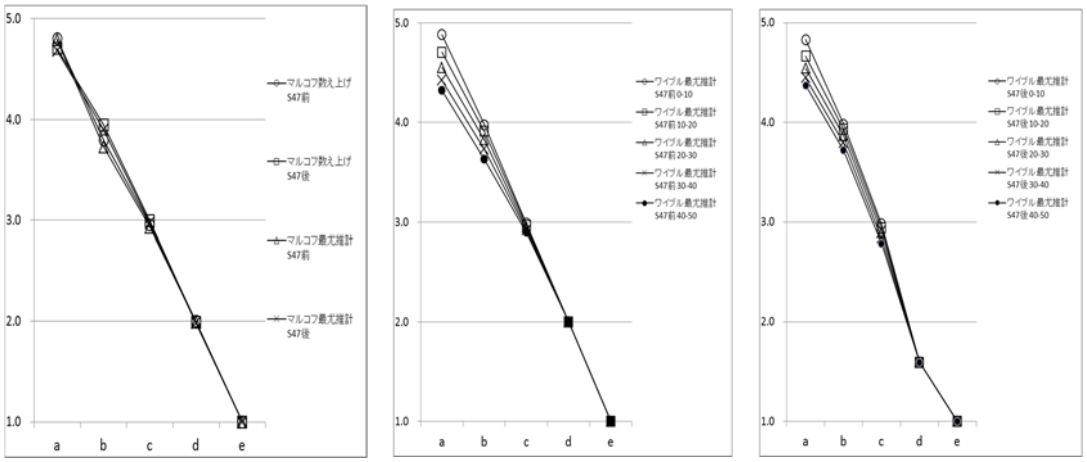
(a)マルコフ遷移　(b)ワイブル分布（最尤推計）（日大型車 5000 台未満）　(c)ワイブル分布（最尤推計）（日大型車 5000 台以上）

図-4.3.7(1)　RC 床版のひびわれ（鋼鈑げた）、大型車の相違



(a)マルコフ遷移　(b)ワイブル分布（最尤推計）（合成桁）　(c)ワイブル分布（最尤推計）（非合成桁）

図-4.3.7(2)　RC 床版のひびわれ（鋼鈑げた）、合成・非合成の別による相違



(a)マルコフ遷移　(b)ワイブル分布（最尤推計）（昭和 47 年道示以前）　(c)ワイブル分布（最尤推計）（昭和 47 年道示以降）

図-4.3.7(3)　RC 床版のひびわれ（鋼鈑桁橋）、適用示方書の別による相違

4.3.3 推計結果に及ぼすデータ数の影響

点検データから劣化の特徴を推定する場合、推計の信頼性確保のためには、着目している現象に対して対象部材や環境などの条件ができるだけ一致するなど、劣化の特徴を有するデータのみで推計することが必要である。一方、母集団のデータ量の減少は統計的手法による推計では推計の信頼性の低下につながるため、徒にデータを細かく分類することによるデータ数の減少は避けなければならない。

ここでは、道路橋の点検データを用いた劣化予測におけるデータ数と推計の信頼性の関係について試算を行う。津田らの研究[4]を参考に、対象とする条件の母集団から数を変えて無作為に抽出したデータにマルコフ遷移（最尤推計）を適用し、指数ハザード関数（θa～θd）を推計する。そして推計の信頼性を4.3.1で示したt検定（式(4.3.11)）によって評価する。

図-4.3.8に主要な損傷について、指数ハザード関数の推計に用いるデータ数とt-値の関係を指数ハザード関数（θa～θd）毎に示す。なお試算にあたって抽出データと元データでは、点検間隔のばらつきと経過年別のデータ数比率に大差がないことを確認している。

いずれも、データ数の減少に伴い、t-値は小さくなっており、全てのパラメータの推計結果に対して帰無仮説 H_0 が棄却されないためには、鋼鈑桁の腐食及び PC ポステン主桁ひびわれでは 4,000 データ以上、PC プレテン主桁ひびわれでは 3,000 データ以上が必要であるとの結果となった。また、それ以外の損傷種類では 1,000 データ以上確保されていると、全てのパラメータで帰無仮説 H_0 は棄却されないという結果となった。なお RC 主桁のひびわれで 1,000 データの t 値が特に大きくなっているが、抽出データ数が減少したことが影響している可能性があるが原因は特定出来なかった。いずれにしても抽出データ数が減少すると母集団データの特性と乖離が生じる可能性が高くなるため、いずれにしても可能な限りデータ数は多く確保することが望ましいことは間違いない。

その上で、今回用いたデータからは、基本的にはデータ数が多いほど推計の信頼性は高く、直轄道路橋の点検データでは、推計の信頼性確保には損傷種類によって異なるものの少なくとも1,000以上、損傷種類によっては4,000以上のデータが必要となることがわかる。津田ら[4]が行った米国の約3万個の橋梁点検データでの検討では、同様の検討で抽出データ数が概ね2,000個以上で元データによる推計と同じ結果が得られたことが示されており、本研究の結果と大きな乖離はない。

以上より、国の点検要領による場合と近い方法で評価された点検データを用いて、本研究と同様の方法による状態遷移確率の推定を行う場合、母集団の特性を表す信頼性のある結果を得るためには、少なくとも数千個以上のデータがあることが望ましいといえる。

他方、ある母集団から推計した状態遷移確率からの期待値を同属性の他の母集団に適用する場合、適用される母集団のデータ数が少ないと、実際の期待値は十分なデータ数のある他の母集団のものとは乖離する可能性がある。ある要素に着目した場合、その要素が期待値と同じ劣化過程を経ることは稀であり、一定量以上の同種の要素群の期待値としてある程度の信頼性が期待できるに過ぎない。そのため、膨大な数の橋のデータから求めた劣化曲線（期待値曲線）を、それとは別の少ない橋梁群に適用してそれらの将来予測を行ってもそれらの橋梁群全体に対する予測結果の信頼性は元となった母集団に対する場合より低くなることが考えられる。

そこで、十分に多い母集団に対して劣化予測を行って得られた期待値曲線を用いて将来の期

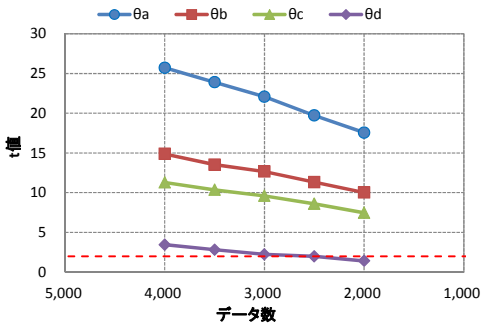
待値を予測する場合に、一定の信頼性を確保するために必要なサンプル数について試算してみる。適正な分析に必要な十分なデータ量については着目する劣化事象や対象部位によっても異なるものと考えられ、一概に決定することは困難である。ここでは全直轄の道路橋で同じ点検要領によって取得されたデータのうち有効なものを全て活用しており、現在国内で活用できる道路橋の点検データとしては、多くの属性で均質なデータが最も豊富に確保されている可能性が高いと考え、これを基準となる母集団として扱う。

まず、想定するサンプル数である対象個数回だけ損傷程度の評価の経年推移を適用するマルコフ遷移確率を用いたモンテカルロシミュレーションによる c への到達年数の算出を行い、対象個数回の到達年数の平均値を求める。ここでは対象個数 N を 1、2、5、10、20、50、100、200、500、1,000、2,000、5,000 個と設定した。これらの平均値の算出を各ケース 1,000 回繰り返して得られる平均値 1,000 個の期待値と変動係数を求める。図-4.3.9 に遷移確率を当てはめる対象個数と損傷程度「c」に至る到達年数の期待値及び変動係数の関係を示す。

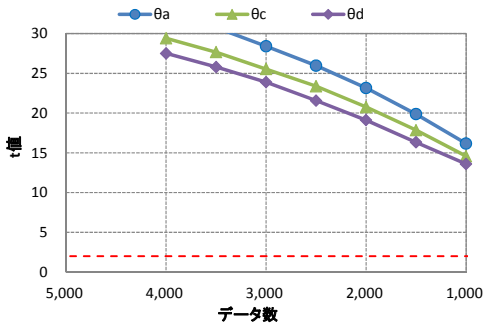
損傷種類によらず対象個数が増えるにつれて変動係数が小さくなっており、十分に対象個数が多い場合は、期待値は一定値に収束していく。変動係数 C と対象個数 n の関係（式（4.3.18））[36]に従って、信頼水準 95%で許容誤差率 5%以下の結果が得られる対象個数 n を求める。損傷程度「c」への到達年数の変動係数 C は、1 つの単位（要素等）を対象とする際の変動係数であるため、対象個数 n=1 のときの変動係数とした。

$$n = \frac{\lambda^2 C^2}{e^2} \qquad \cdots (4.3.18)$$

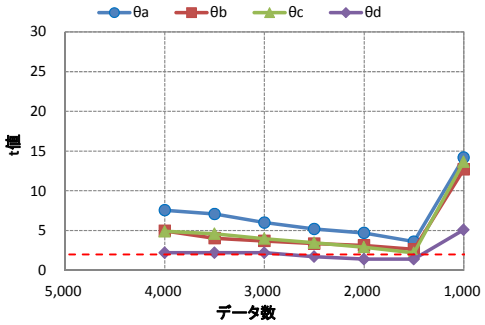
ここに、λ は信頼区間、e は誤差率であり、λ は正規分布では信頼水準 95%の場合に 1.96 をとる。例えば、鋼鈑桁の腐食（A,B 塗装系の桁端部）の場合、変動係数 C=0.71 であるため、式（4.3.18）に λ=1.96、e=5%を代入すると n=774 となる。すなわち 95%の信頼水準を確保するためには、1000 程度以上の要素等を対象にする必要があるといえる。



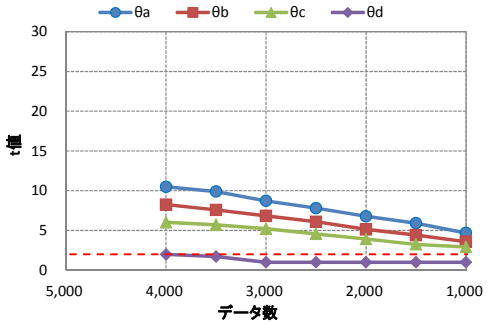
(a) 鋼鈑桁の腐食



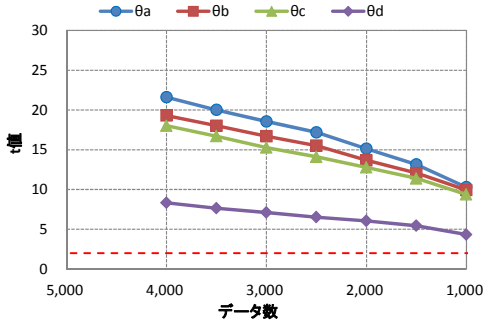
(b) 鋼鈑桁の防食機能の劣化



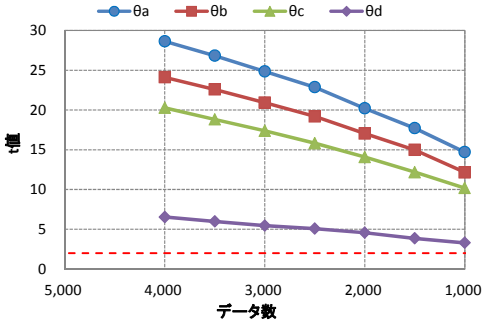
(c) RC 主桁のひびわれ



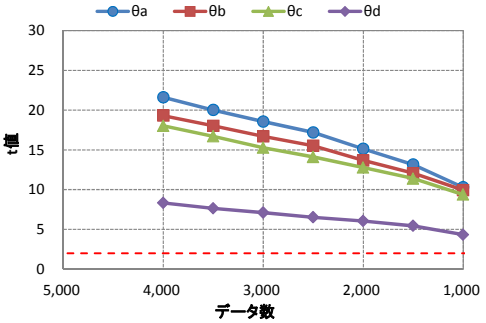
(e) PC 主桁のひびわれ（ポステン）



(f) PC 主桁のひびわれ（プレテン）

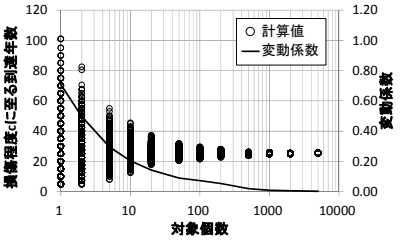


(g) コンクリート橋脚のひびわれ（柱部・壁部）

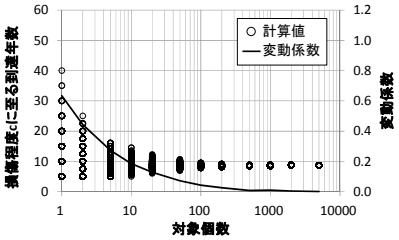


(h) コンクリート橋台のひびわれ（竪壁）

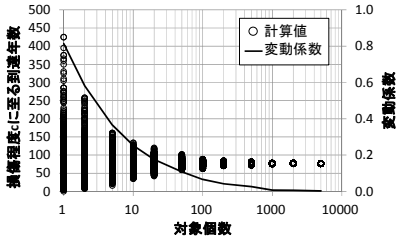
図-4.3.8　指数ハザード関数の推計に用いるデータ数と t-値の関係



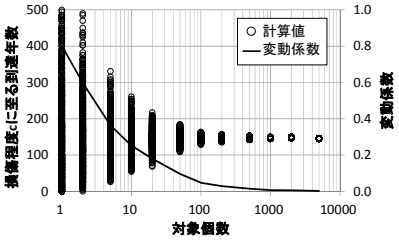
(a)　鋼鈑桁腐食AB系端部



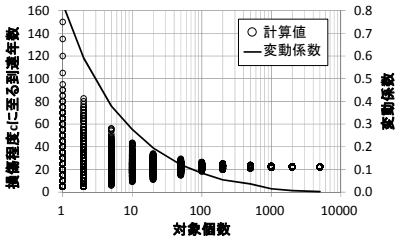
(b) 鋼鈑桁防食機能の劣化AB系端部



(c)コンクリート床版ひびわれ（一般部）



(d)コンクリート主桁ひびわれ（ポステンT桁）



(e) RC橋脚ひびわれ（柱部）

図-4.3.9 サンプル個数と到達年平均の収束関係

4.4　劣化特性の評価および活用方法の検討

4.4.1　遷移確率分布の特徴に着目した劣化特性の評価

前節までに、近年提案されているものを含むこれまで一般的に用いられてきた統計的将来予測手法について、全国の国が管理するほぼ全ての道路橋を母集団に、同じ方法で取得された定期点検データを用いて適用性の検討を行った。

その結果、道路橋の将来状態予測では推計が不可欠な劣化事象には、極めて大きな不確実性のあることが示された。そのため劣化特性を１つの期待値曲線で代表させると、少なくとも劣化のばらつきに関する情報も失われるなど、予測の信頼性が大きく低下するだけでなく、劣化のばらつきの情報そのものも表現されなくなる。

例えばモンテカルロシミュレーションなどの確率的な手法によることで、少なくともデータとして表れるばらつきの特性を考慮して様々な維持管理戦略に応じた所要コストや管理状態（健全度比率など）の将来予測を行うことは可能である。しかし、極めて大きなばらつきを有する補修補強時期や所要コストについての推定結果は、そのままでは予算計画や補修補強の優先順位の決定などの具体の維持管理計画の検討には参考にしにくいことが容易に想定される。

また、ばらつきの情報を含む状態確率分布のような表現は、ばらつきの影響を含んだ結果としての劣化傾向の相違を定性的には理解しやすいものの、相対関係の定量的な評価は難しい。

以上を踏まえて、ばらつきを含めた劣化の特徴を容易に定量的に相対比較できる方法について検討をした。

状態遷移確率分布は、ある状態であったものが経年によって各時点でどのような状態となっている可能性があるのかを表している。道路橋の場合、健全でない（何らかの変状が生じている）状態であることはその程度に応じて、確率的に外力等の作用に対して所要の性能が発揮されずに走行の供用性や構造の安全性に支障するような不具合が生じる可能性があることを意味していると考えることが出来る。

一方、中長期的な視野で維持管理戦略を考える場合に、詳細な補修補強時期やその内容を精度良く推定することは、劣化予測結果そのものに大きな不確実性があることから困難であり、状態遷移確率分布の推定結果は、事故などの障害が生じるリスクをどの程度に抑えた状態とするのかという管理水準の目標と、予防保全や事後保全といった投資戦略の相違が管理水準や必要投資額（ライフサイクルコスト）にどのような影響を及ぼすのかという関係性を把握して、具体の維持管理戦略の方向性の決定の参考として用いることが考えられる。これらを踏まえて、それぞれの状態遷移確率分布からその母集団がどのような劣化特性を有しており、投資戦略の相違に対してどのような結果となる傾向を有するのかを概ね把握できることを目指し、状態遷移確率分布の特徴を表現できるパラメータを検討する。

因みに、将来の各時点における資産全体がどのような状態のもので構成されているのかに着目して維持管理水準を定義する考え方は山本らの研究[37]など過去にも例があるものの、一般的に実務で活用されるような方法は確立していないと考えられる。

各時点での資産全体の健全度の平均（期待値）が同じであって、各状態の構成比率の遷移特性によって僅かな対策時期の遅れがライフサイクルコストに大きく影響するなど維持管理戦略の参考とする観点からは、対象とする母集団について各状態の占める割合がどのように変化のかは重要な情報となり得る。

ここでは、直轄の橋梁定期点検要領による損傷程度の評価のデータを用いる。損傷程度の評価は、基本的に a～e の 5 段階評価となっており、損傷の種類によっては b や d がない場合もあるが、変状がない健全な状態 a と変状が進行しているか規模が大きい状態 e の評価は全ての損傷種類に共通で設けられている。なお損傷程度の評価の設定にあたっては、外観目視点検によって点検者が容易にどの評価に該当するのかを判断できるために、目視で明確に差別化できる外観上の特徴によって a～e の定義を行ったものであり、評価基準間での経年による状態遷移確率などは考慮されていない。また劣化形態は多岐にわたっており、多くの場合は損傷程度の評価値 a～e の順を追って遷移していくものの、損傷の種類や部材条件によってはそのような過程を経ない場合があることも明らかになっている。

一方、維持管理の実務においては、変状がない a の状態では予防保全を含め補修や補強をすることは考えられないが、何らかの劣化の兆候が現れるとその程度は軽微であっても条件によっては予防保全を行う可能性も考えられる。また要素単位の評価である損傷程度の評価での e の状態が橋や部材全体の性能に及ぼす影響については必ずしも特定できないものの最悪値であり、部材や橋に対しても相対的にはリスクが高くなっている状態である可能性が高いといえる。これらを踏まえてここでは、一般化するために 5 段階の損傷程度の評価を a、b~d、e の 3 区分に再編する。これは実務における措置の必要性の判断基準として、「健全性が確保されており措

置が不要な状態」「変状はあるものの緊急性は高くない状態」「劣化が進行しており早急に措置が必要な状態」といった 3 段階に対応して、対策の検討に活用することも念頭においたものである。そして、予防保全の観点からは何らかの対策を行う必要性が高まる段階として、a の状態である確率がある割合（x%）以下に低下する時期を「予防保全限界年（TS_x）」、また全体として事故や危険な事態が生じうる可能性が高まっている段階として、e の状態である確率がある割合（x%）以上に増加する時期を「安全限界年（TD_x）」として 2 つの閾値を設定してすることで、それらから当該の遷移確率行列の母集団データが有する劣化特性の特徴を表現する方法について検討する。

指標は、劣化の特徴の相違を表現するために式(4.4.1)、式(4.4.2)の 2 種類（T_w、T_c）を設定した。指標値の算出方法の概念を図-4.4.1 に示す。

$$T_w = (TD_{50} - TS_{50})/TD_{90} \quad \cdots \text{式}(4.4.1)$$

$$T_c = 1/2 \cdot (TD_{50} + TS_{50})/TD_{90} \quad \cdots \text{式}(4.4.2)$$

TD_n は、リスクが高いとみなすもの（床版ひびわれについては d と e、それ以外の損傷では e）の割合が *n*%超える時点であり、ここでは TD_{90} を期待寿命と呼ぶ。また、TS_m は、健全とみなすもの a の割合が *m*%を下回る時点である。

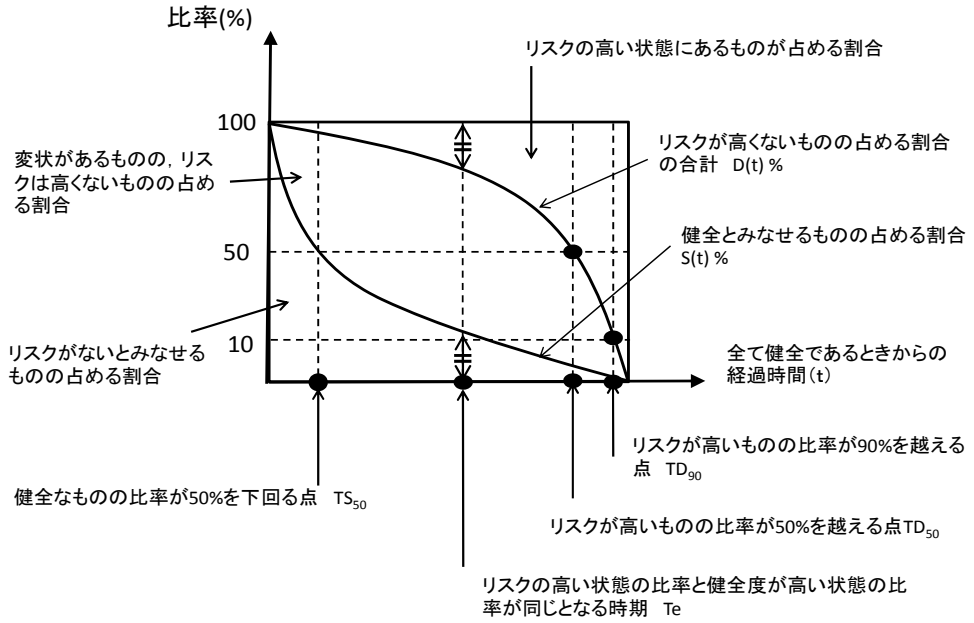
Tw は、健全とみなすものの割合が全体の 50%を下回ってからリスクが高いとみなすものの割合が 50%を超えるまでの期間を、TD_{90} により無次元化したものである。この値が小さいほど健全なものからリスクが高い状態に移る期間が相対的に短く、母集団全体として健全なものとリスクが高い状態とが 2 極化している傾向を示すことなる。一方で、Tc は、健全とみなすものの割合が全体の 50%を下回るまでの期間とリスクが高いとみなすものの割合が 50%を超えるまでの期間の平均値の TD_{90} に対する相対的な位置を示す。この値が小さいほど、早期に健全な状態のものの割合が減少したり、リスクが高い状態となる割合が増加する傾向を示す。

2 つの指標を軸に、状態確率分布の傾向と指標の値との関連のイメージを図-4.4.2 に示す。縦軸の T_w は、早期に劣化するものと健全なまま推移するものに 2 極化する「2 極化型」と健全なものが早期に減少する一方で劣化が早期から顕著に進むものも少ないことで全体が平均化される「均等型」といった傾向の相違を示す。横軸の T_c は、状態が悪いものの比率が早くから支配的となる「早期進行型」か、健全を維持するものが多く、寿命期間全体の中で早い段階では状態の悪いものが増加しにくい「晩期進行型」かといった劣化速度の偏りの相違を示すこととなる。

劣化傾向が 2 極化する場合には、個々の要素の劣化については期待値とは大きく乖離することが多く、いい状態もしくは悪い状態の両極端な劣化過程をたどることから、期待値曲線では個々の要素の劣化予測に高い信頼性は期待できない。一方で、母集団の状態確率分布が平均化の傾向を有する場合には、2 極化する場合より期待値曲線に近い劣化過程を辿る確率は高くなるため、個々のサンプルに対する予測の信頼性も相対的に高くなる。他方、T_c については、これが小さい場合（早期劣化型）には、相対的に早期に健全なものの占める割合は少なくなる一方で、深刻な状態のものの比率が早くから大きくなる傾向がある。早期から深刻な状態となるものが多くなることは、より T_c が大きい場合（晩期劣化型）との相対比較において、さらなる

劣化によって致命的な状態に至るものが発生してくるというリスクが早い段階から大きい状態が続くことを意味する。すなわち、早期劣化型では致命的な状態の出現リスクが大きくなり、それらを回避するための予防保全的な管理がより重要となる。逆に晩期劣化型では、致命的な状態の出現リスクが相対的に小さいと捉えることができる。

表-4.4.1 に、T_w と T_c の大小と、維持管理戦略への反映の観点でみた劣化の特徴の関係性の例を示す。このように、T_w と T_c という状態確率分布の傾向を特徴付けることで、予測の信頼性や予防保全の必要性など、対象群に対する合理的な維持管理戦略の方向性についての有益な情報が得られるものと考えた。



ここに、

TSx：遷移確率分布において状態「a」の占める割合が x%となるまでの期間

（ここでは、「予防保全限界年」という）

TDx：遷移確率分布において状態「e」の占める割合が x%となるまでの期間

（ここでは「安全限界年」という）

TD_{90}：遷移確率分布において状態「e」の占める割合が 90%となるまでの期間

（ここでは「期待寿命」と呼ぶこととする）

D(x)：リスクが高いもの以外の占める比率（%）

S(x)：健全とみなせるものの占める比率（%）

Te ：健全とみなせるもののとリスクが高いものの占める比率が一致するまでの期間

Tw：$= (TD_{50} - TS_{50}) / (TD_{90})$ （ここでは「平均化指標」という）

Tc：$= 0.5 \times (TD_{50} + TS_{50}) / (TD_{90})$ （ここでは「劣化重心指標」という）

T_{Ex}：定量化した損傷程度の評価の期待値が「x%」となるまでの期間

図-4.4.1 遷移確率行列の特徴を用いた劣化特性の指標化

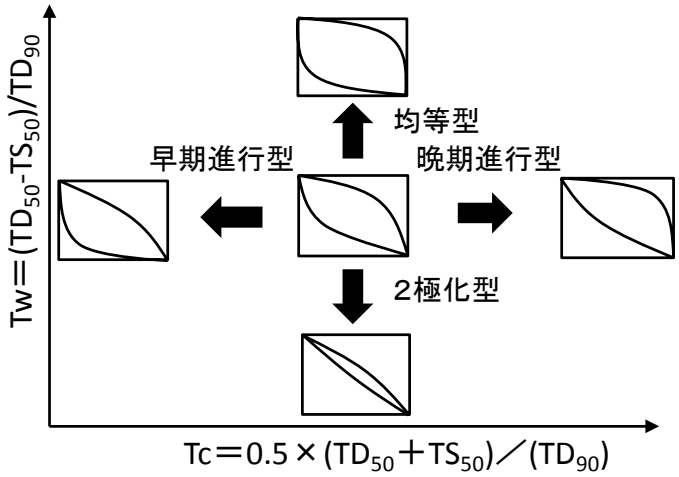


図-4.4.2　設定した指標と劣化特性の関係

表-4.4.1　TwとTcの組み合わせと劣化の特徴

		Tw	
		小（二極化）	大（平均化）
Tc	小 （早期劣化）	潜在リスクが高い、期待値による将来予測の信頼性が低い	潜在リスクが高い、期待値による将来予測の信頼性が高い
	大 （晩期劣化）	潜在リスクが低い、期待値による将来予測の信頼性が低い	潜在リスクが低い、期待値による将来予測の信頼性が高い

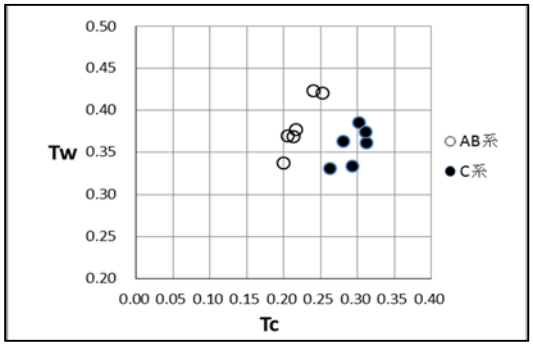
以下に、実際の全国の国の管理する道路橋の点検データによる損傷種類毎の代表的な遷移確率行列に対して指標の算出を行った結果を示す。

なお、着目する損傷種類と対象部材の組み合わせのそれぞれについて期待される寿命や損傷程度の評価が部材の性能に及ぼす影響は異なるため、ここで示す劣化特性の指標による評価はあくまで対比されるケース相互の特性に関する相対的な関係を表すものに過ぎない。

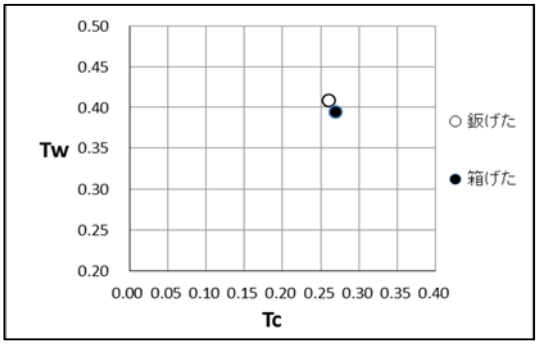
図-4.4.3(a)～(d)に鋼げたの腐食の結果を示す。

図-4.4.3(a)は、内外げた、桁端部、支間部などの部位別に算出した指標を A,B 系塗装と C 系塗装で区別して図示したものである。両者は指標 T_c に対してやや明確に分離しており、被膜の防食機能がある程度低下した後、A,B 系塗装が施された鋼桁では C 系塗装の場合に比べてある段階からやや急速に腐食が進行する傾向があるものと考えられる。

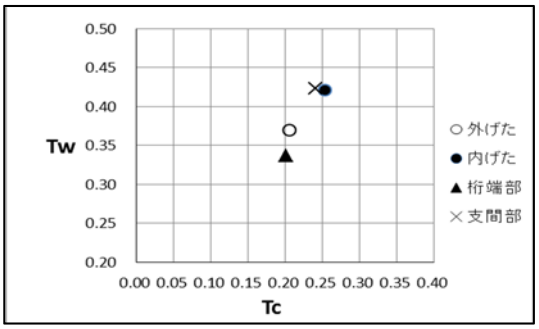
図-4.4.3(b)、(c)、(d)は、それぞれ桁形式や着目部位毎の指標を算出したものである。いずれも顕著な差はみられず、腐食の場合、桁形式や内げた外げたの別、桁端部とそれ以外といった部位毎の腐食進行傾向には大きな差はないものと考えられる。



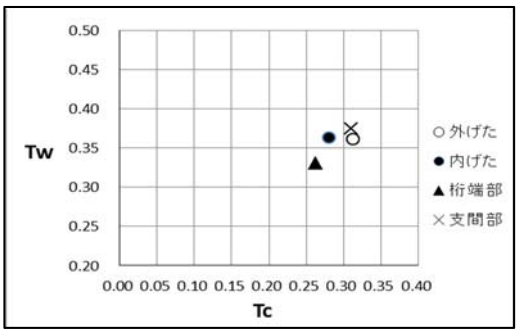
(a)塗装系の違い（鈑げた）



(b)桁形式の違い



(c)桁位置の違い（AB 塗装系）



(d)桁位置の違い（C 塗装系）

図-4.4.3　遷移確率行列からの劣化傾向（鋼主げたの腐食）

図-4.4.4(a)～(d)に鋼げたの防食機能の劣化（塗装）の結果を示す。

図-4.4.4(a)は、内外げた、桁端部、支間部などの部位別に算出した指標を AB 塗装系と C 塗装系で区別したものである。両者は指標 T_w に対してやや区分される傾向を示しており、相対的に AB 塗装系に比べて C 塗装系の場合にやや 2 極化する傾向があるものと考えられる。

実際に C 塗装系では欠陥のない良好な施工品質が得られた場合には強い防食性能が期待できる一方で、上塗りのフッ素塗膜は柔軟性に劣るために局部的に塗膜が欠けることがあり施工品質による差が耐久性により大きく影響している可能性が考えられる。

図-4.4.4(b)、(c)、(d)は、それぞれ桁形式や着目部位毎の指標を算出したものである。いずれも顕著な差はみられず、塗装では、桁形式や内げた外げたの別、桁端部とそれ以外といった部位毎の劣化進展傾向の特徴に大きな差はないものと考えられる。

図-4.4.5(a)、(b)に、C 系塗装の施された鋼げたの腐食と防食機能の劣化について、塩害地区と非塩害地区に分けて指標を算出した結果を示す。腐食、防食機能の劣化ともに C 系塗装では状態遷移確率行列では差がないことがわかる。

図-4.3.6(a)～(c)にコンクリート主げたのひびわれについて指標を算出した結果を示す。

図-4.4.6(a)は、桁形式毎に指標を算出したものである。PC 桁と RC 桁では T_w に明確な差がみられ、PC 桁は RC に比べて 2 極化する傾向が顕著である。このことは設計上通常ではひび割れを許容しない PC 桁では基本的にひびわれは発生しにくいものの、何らかの理由でひび割れを生じるに至った場合には深刻化しやすい傾向があるものと考えられる。

また、PC 桁でもポステンの中空桁、ポステンの箱げたは、RC に近い劣化傾向となっており、

プレテンション桁や他の桁形式（T 桁や I 桁）のポステン桁に比べてひび割れが比較的多く発生していることが疑われる。

図-4.4.6(b)は、T げたのみに着目して、桁位置毎に指標を整理したものである。

RC では桁位置による差異はみられないが、PC 桁では、ポステン桁、プレテン桁のいずれも外げたの T_w 値が内げたや桁端部よりも大きくなる傾向で一致している。

図-4.4.6(c)は、塩害地区と以外に分けて指標を算出した結果である。両者を区分できる明確な差の傾向は見られない。

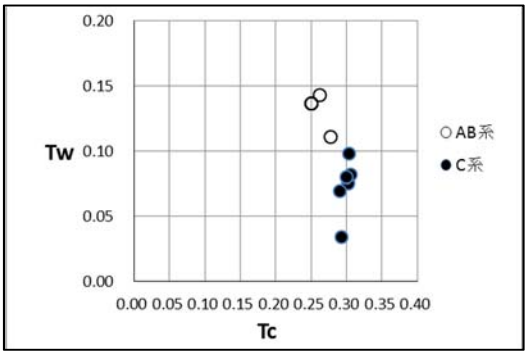
図-4.4.7(a)～(e)に鋼橋 RC 床版の「床版ひびわれ」について指標を算出した結果を示す。

図-4.4.7(a)、(b)、(d)によると、それぞれ一般部と張り出し部の別、設計基準の改定により床版の耐荷力がその前後で大きく変わった昭和 47 年適用基準の前後の別、RC 床版の代表的な劣化事象である疲労の支配的要因と考えられてきた大型車交通量の相違の影響は、指標で表現される劣化特性の差としては現れない。

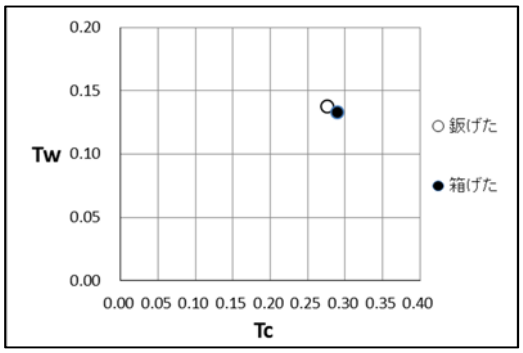
図-4.4.7(c)より、合成桁と非合成桁では明確な差が現れており、合成桁の RC 床版では、非合成桁のものとの相対比較では、より損傷状態が平均化、加速化する傾向のあることが推測される。桁による拘束効果によって合成桁では非合成桁に比べて床版にひび割れが生じやすいことが過去にも指摘されてきたこととも符合する結果であり、過去に作られた RC 床版では合成桁のものが非合成桁よりもひび割れが生じる可能性が高くなっているものと考えられる。その一方で T_c からは非合成桁に比べてやや加速劣化型となっておりひび割れが早期に格子状に発達して深刻な状態になる可能性が非合成桁に比べて多いわけではないといったことも見て取れる。

さらに、図-4.4.7(e)は、中間部と桁端部と支点部、適用道示（S48 以道示前と S48 道示後）、大型車交通量の大小のそれぞれの諸元で分割して作成した母集団に対して算出した T_w、T_c を示す。適用道示の観点で分類した結果、T_c が大きく変化しており、劣化の進展期の特徴が異なる傾向となった。これは、最小版厚の引き上げ等、RC 床版の疲労に関わる基準の改定による影響が現れている可能性があるともとれる。

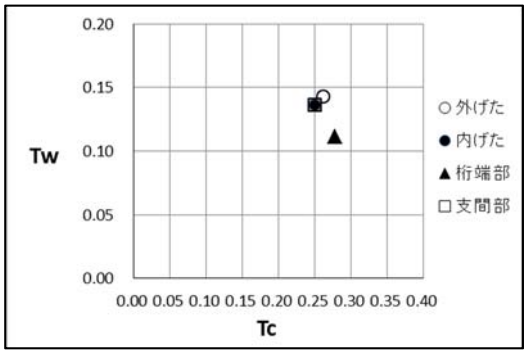
このように、母集団をどのような属性のデータによって構成するのかによっても指標の傾向は異なってくるため母集団の設定は極めて重要であることがわかる。裏を返せばこのような定量的な指標によって状態遷移確率を表現することで、母集団の属性の均一性の評価や、劣化傾向の特徴やその原因の推定に有益な参考情報が得られることが実証されたものであり、状態遷移確率分布の特徴からの指標化には一定の意義があると考えられる。



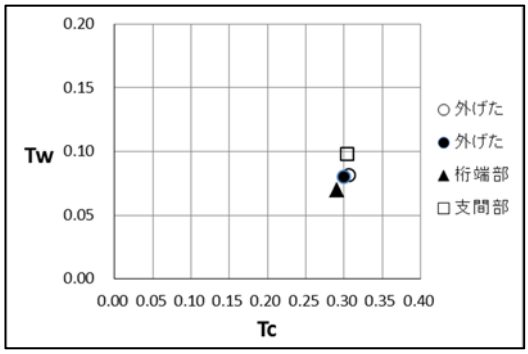
(a)塗装系の違い（鈑桁）



(b)桁形式の違い

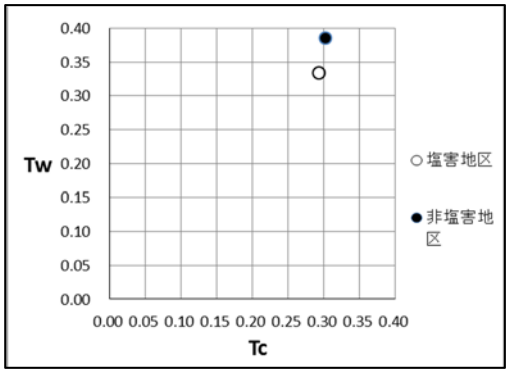


(c)桁位置の違い（AB 塗装系）

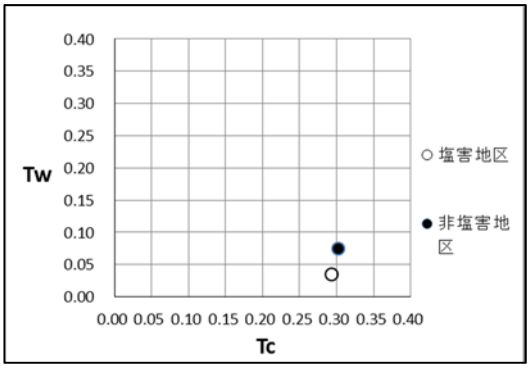


(d)桁位置の違い（C 塗装系）

図-4.4.4 遷移確率行列からの劣化傾向（鋼主桁の防食機能の劣化）

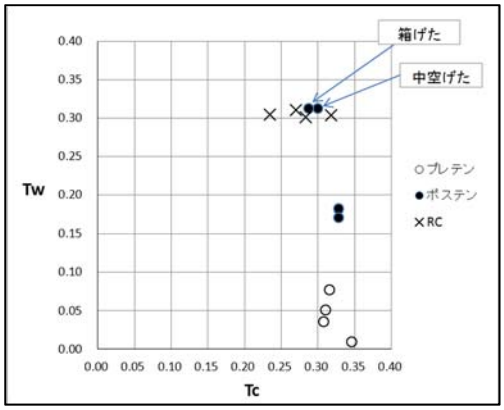


(a) 腐食

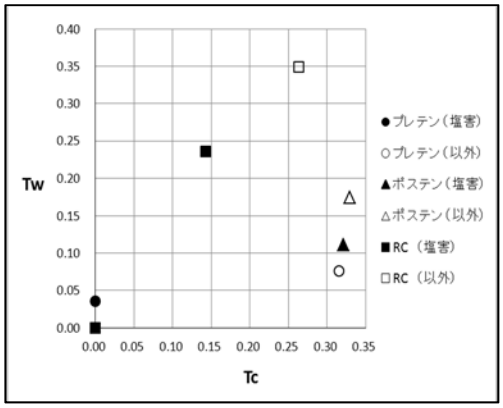


(b)防食機能の劣化

図-4.4.5 遷移確率行列からの劣化傾向（架橋環境の相違（鋼主桁））

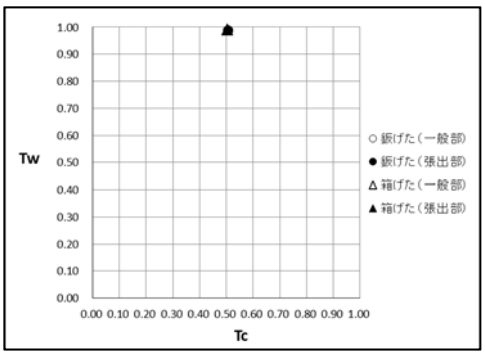


(a)桁形式の相違

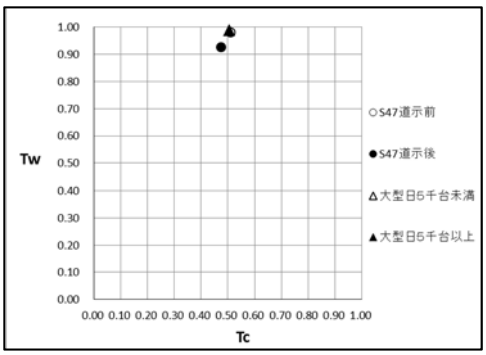


(c)塩害地区区分の相違

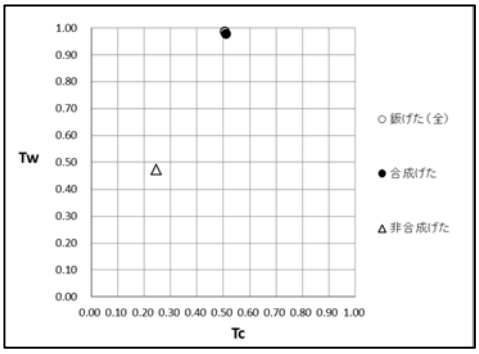
図-4.4.6 遷移確率行列からの劣化傾向（コンクリート主桁のひびわれ）



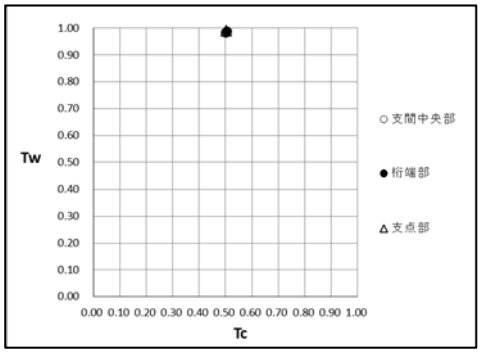
(a)一般部・張出部の別



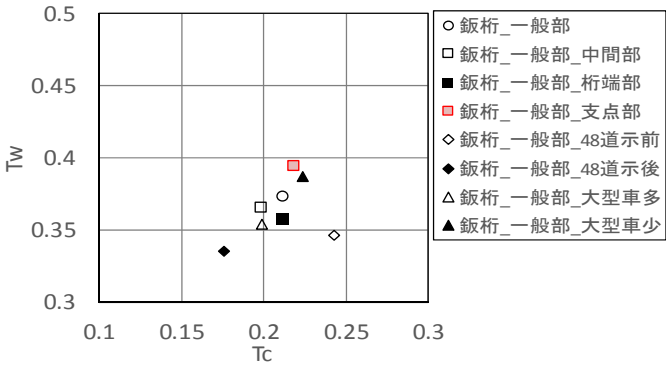
(b)適用基準・荷重環境の違い



(c)合成・非合成の別



(d)桁位置の違い



(e)属性を細分化した指標の比較

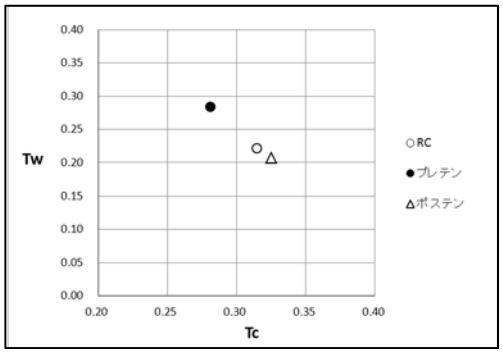
図-4.4.7 遷移確率行列からの劣化傾向（鋼橋コンクリート床版のひびわれ（鈑桁））

図-4.4.8(a)～(d)にコンクリート主げたの剥離鉄筋露出について指標を算出した結果を示す。

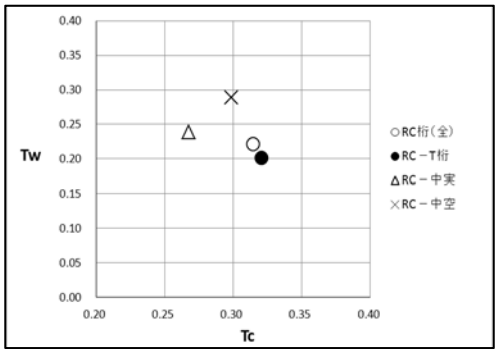
図-4.4.8(a)より、構造種別（プレテン PC、ポステン PC、RC）で大別してデータを細分しないと劣化特性に差が現れていない。一方、図-4.4.8(b)、(c)より、桁形式毎にデータを分けて指標を求めると比較的顕著な差が確認できる。特に PC 主げたでは、ポステン桁の箱形式、中空形式では他の形式やプレテン桁と比較して T_w が顕著に大きく、より平均化する傾向が強いことがわかる。このことは同じ PC 桁として設計されていても、ポステン桁の方が早期に剥離鉄筋露出に至るものがプレテン桁より多い傾向のあることを意味している。また同じポステン桁でもT桁形式ではプレテン桁とほぼ同じ指標値となっており剥離鉄筋露出の発生傾向は同じポステン形式の箱桁や中空床版よりもプレテン桁に近い結果となっている。

図-4.4.8(d)は、PC 主桁について飛来塩分の付着や洗い流され方などの条件を考慮して、基本的な形状が似ている T 桁のみを抽出して塩害地区と非塩害地区の相違で整理したものである。塩害地区のプレテン桁のみが他と乖離してやや平均化、加速劣化の傾向を示す結果となっているが、データ数が少ないために明確なことは言えない。

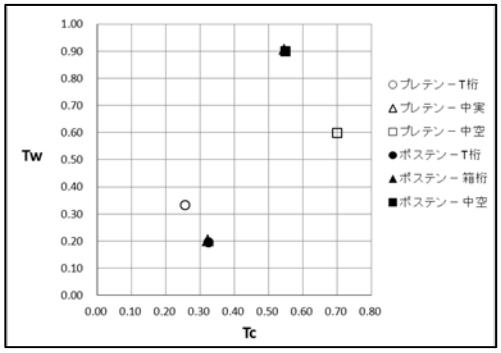
図-4.4.9(a)～(d)にコンクリート下部工のひびわれについて指標を算出した結果を示す。図-4.4.9(a)より、橋脚と橋台に大別しただけでは劣化特性に差はみられない。しかし図-4.4.9(b)に示すように橋脚では、部位毎に大きく傾向が異なることがわかる。図-4.4.10(c)に示すように橋台でも翼壁のみが他の部位とやや異なる傾向を示しており、同じ構造体であっても劣化特性に差がある場合があり、指標値を比較することで比較的容易に劣化傾向の違いを認識することができる。なお、図-4.4.9(d)より、塩害地区区分の違いによる差はみられない。



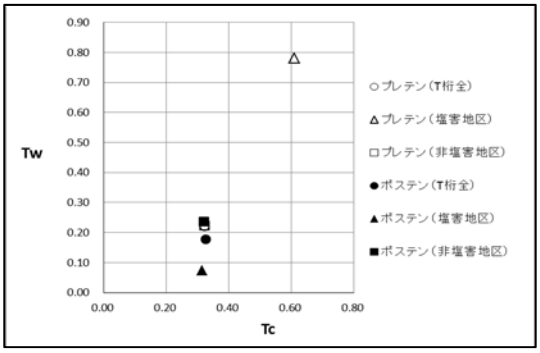
(a)　構造種の別



(b)桁形式による相違（RC 主桁）



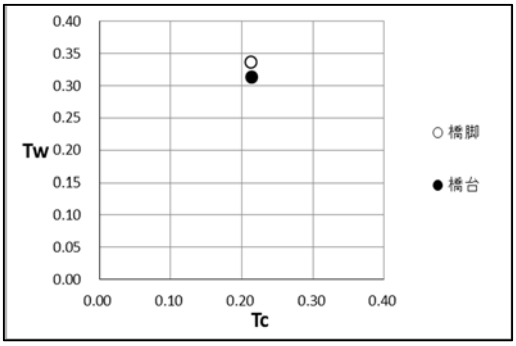
(c) 桁形式による相違（PC 主桁）



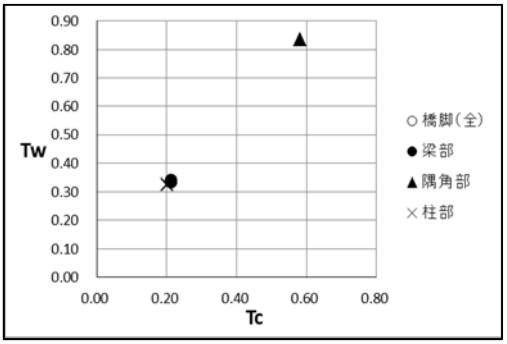
(d)塩害地区区分による相違（PC 主桁）

注：データ数が少ない

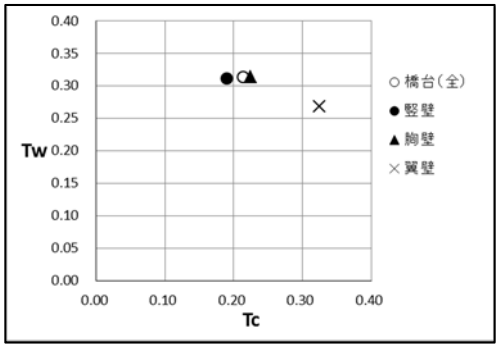
図-4.4.8 遷移確率行列からの劣化傾向（コンクリート主桁の剥離・鉄筋露出）



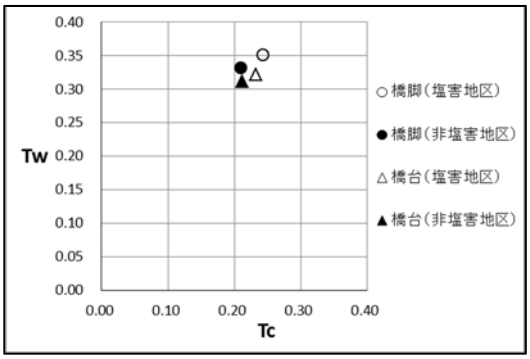
(a)　構造種の別



(b)部位の別（橋脚）



(c) 部位の別（橋台）



(d)塩害地区区分の別

図-4.4.9 遷移確率行列からの劣化傾向（コンクリート下部工のひびわれ）

遷移確率行列から算出した指標の値を、代表的な損傷パターンについて併記したものを図-4.3.10、図-4.3.11 に示す。

多くの損傷パターンが、T_w で 0～0.5、Tc で 0.2～0.4 の間に集中していることがわかる。

同じコンクリートのひびわれでも、床版ひびわれの方が桁のひびわれに比べて T_w が大きく、桁のひびわれに比べると経年変化の予測を活用した計画的な維持管理が行える可能性が高いことがわかる。逆に桁や下部工のひびわれについては床版ひびわれに比べると実績からは 2 極化の傾向が強く、ひび割れが生じないまま推移するものが多い一方で、ひび割れが生じるものも多いという特徴があるため、予測の信頼性は相対的に高くならず、予測に過度に依存することなく定期的に最新情報を把握して異常が確認されたら速やかに対処を行うという対応が合理的となる可能性が高い。

また、下部工ひびわれ、RC 桁のひびわれ、コンクリート桁の剥離鉄筋露出、プレテン桁のひびわれの各分類区分のもの同士は比較的近接してプロットされており、構造特性と損傷種類によって劣化特性に特徴があることが伺える。

更に詳しくみると、合成桁の「床版ひびわれ」、ポストテンション PC の箱げたと中空桁の「剥離・鉄筋露出」が突出して T_w が大きい（平均化する）傾向がみられ、供用後早期に多くの部材で変状が生じる一方で、深刻化しにくい特徴があるものと考えられる。

プレテン中空桁の剥離・鉄筋露出の T_c が特に大きく損傷が見られるものの増加に対して極端に悪化（著しい鉄筋腐食）に至ることが少ない傾向があるものと考えられる。

これらより、劣化傾向の分析やそれらを用いた予測を行うにあたっては、構造特性と損傷種類で区分できる劣化特性の異なる属性を適切に分類してデータを扱わなければ、劣化予測や推計の結果の信頼性に大きな影響する可能性があるといえる。

劣化予測式の推定や劣化特性の分類を行う場合、様々な要因の何に着目して区分するのかについてはその結果を用いた推計等の信頼性にも影響するため極めて重要な視点である。

一方、劣化特性の特徴がどのような要因に支配的な影響を受けているのかについては、過去にも多変量解析を行うなど多くの検討が行われているものの[例えば 28)]、必ずしも十分な信頼性のある結果は得られておらず、設計条件や材料種類の工学的には相違が生じる可能性が高いと考えられる要因に着目して分類区分を行っていることが多いと考えられる。本研究で行った重回帰分析においても、劣化特性に対する支配的な要因をもつ属性は抽出されていない。

そのようななか、遷移確率分布の特徴に着目した提案指標を用い、例えば母集団からのデータ分割の違いによって指標がどのように左右されるのかを確認することで、統計分析などで道路橋の点検データを扱う際にデータ分割の適切性を判断することができる可能性がある。

分類区分の方法によって指標で表現される遷移確率分布の特徴が変化するケースの代表的な例を図-4.4.12 に示す。

例えば、鋼橋の腐食に着目した図-4.4.12(a)では、T_c に着目すると、位置の条件は選択の余地がないため、塗装系の選択としては桁端部同士(図中○と△)、中央部同士（図中●と▲）の比較となるが、いずれも C 塗装系の方が AB 塗装系よりも値は大きく、より長期にわたって状態の悪いものが発生する率が低く抑えられる傾向を有することがわかる。そのため仮に期待値として同じ寿命であった場合にも C 塗装系とする方が維持管理リスクは小さくなる可能性が高いことが見込まれる。一方で、T_w に着目すると、端部同士(図中○と△)では塗装系による値の差は小さく、中央部（図中●と▲）に比べると値は小さい結果となっている。すなわち端部では中央部に比べて 2 極化する可能性が高く、既往と条件が変わらなければ補修時期の見極めの観点からは将来予測の信頼性は低く、定期的に最新情報を把握して異常が確認されたら速やかに対処を行うという対応にならざるを得ないことが予測される。それに比べて中央部では平均化する傾向が強く特に AB 塗装系では中間的な劣化状態にとどまる時間がある程度期待できることから、状態の継時的な変化傾向をもとに予防保全を行うなど予測に基づく計画的な管理が行える可能性が高いと見込まれる。

実際には比較対象となる技術や条件ごとの絶対的な寿命の大小がライフサイクルコストに及ぼす影響が大きいため、これを合わせて考慮する必要がある。しかしその場合でも、ここで示したような劣化の特徴を踏まえることで、より合理的となる維持管理戦略を選択できる可能性があることは間違いないといえる。

また、例えば図-4.4.12(a)の鋼桁腐食の場合、塗装系や部位の違い毎のデータがない場合にはこのような属性の違いの評価は不可能であり、合理的な維持管理戦略の立案はできないだけでなく、劣化の特徴を見誤る可能性も否定できない。このことからも主観を排除した損傷程度のデータを部位などによってでできるだけ細分化し、かつ様々な属性情報と関連付けて蓄積することは計画的維持管理の実現のためには有効な方策の一つといえる。

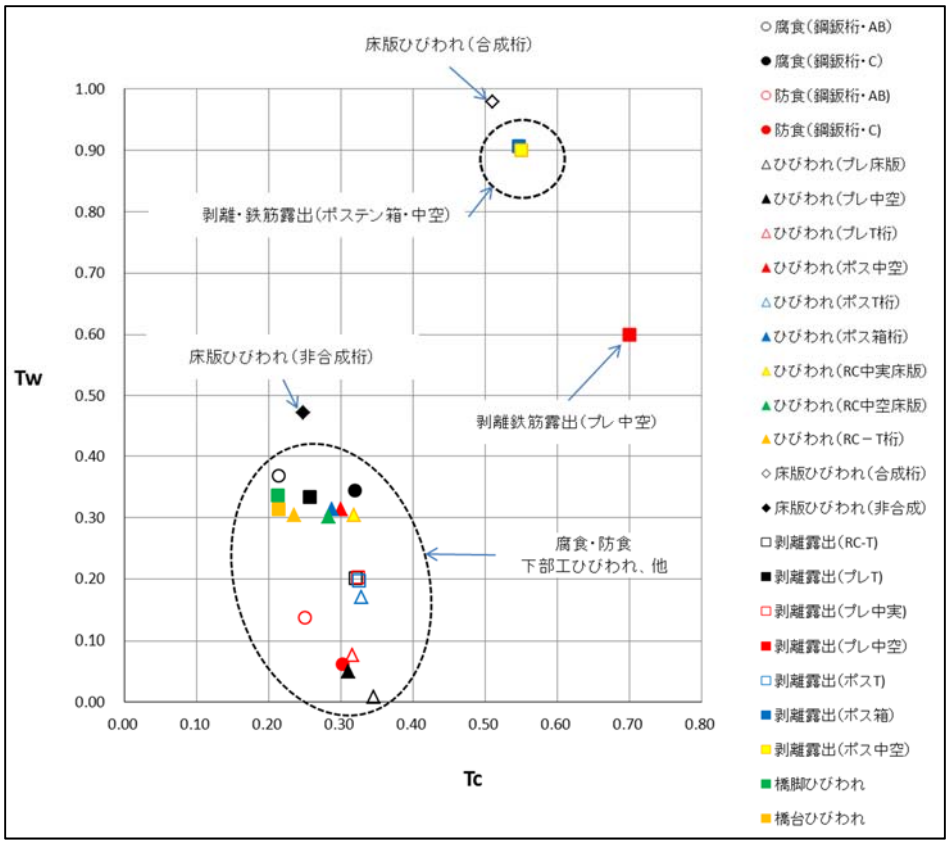


図-4.4.10　遷移確率行列からの劣化傾向総括(1)

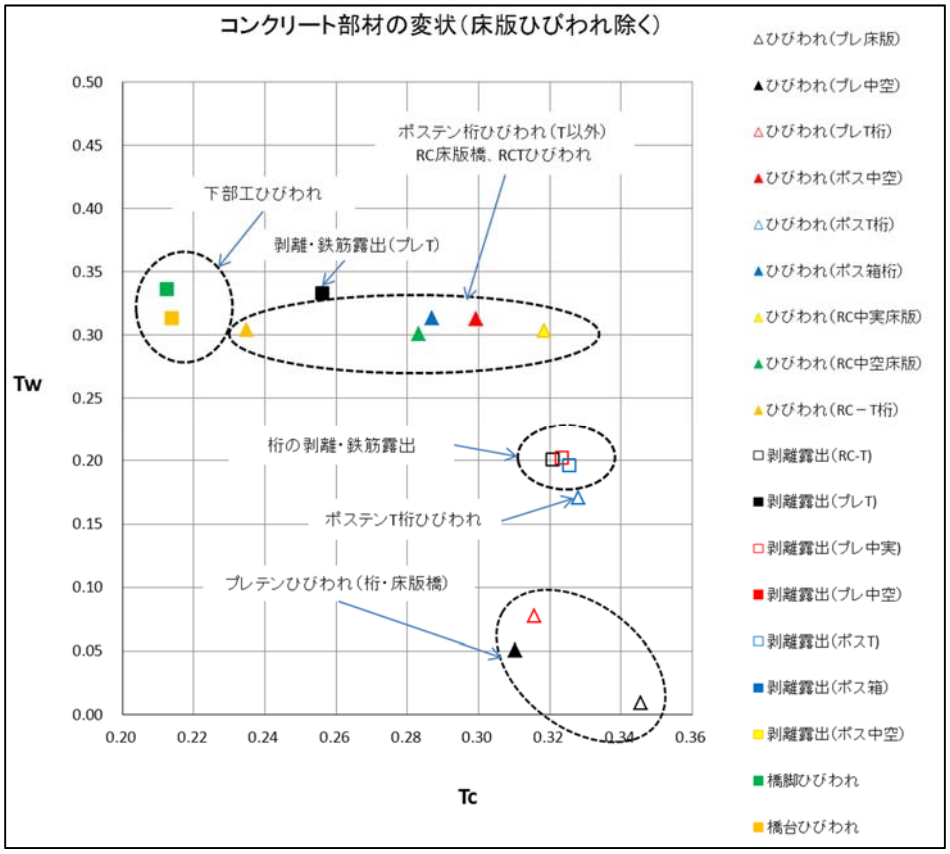
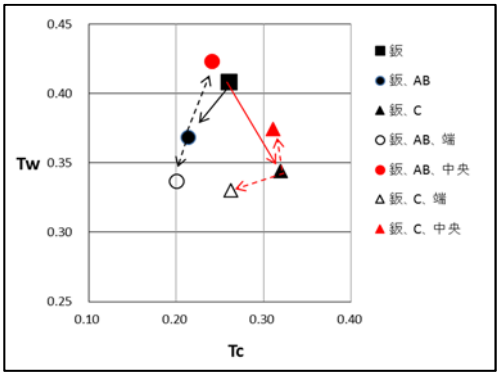
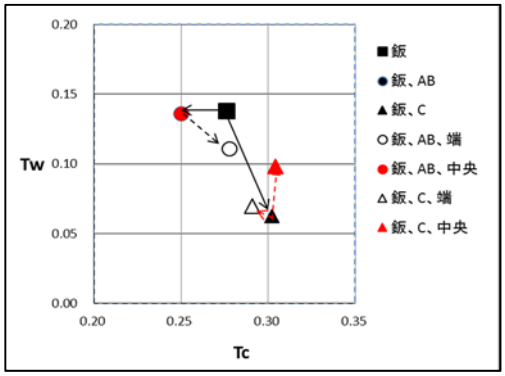


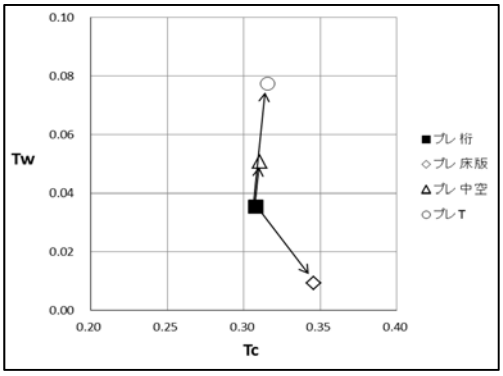
図-4.4.11　遷移確率行列からの劣化傾向総括(2)



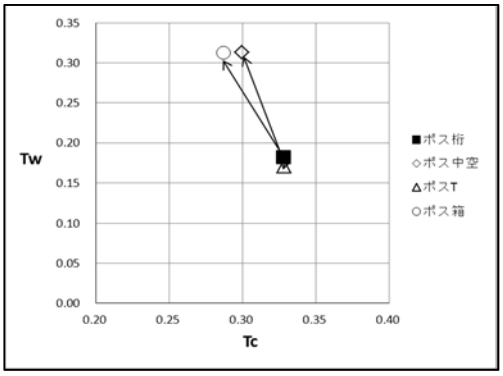
(a) 鋼主桁の腐食（鈑桁）



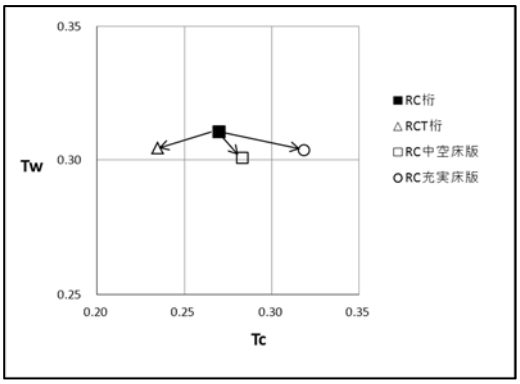
(b)鋼主桁の防食機能の劣化（鈑桁）



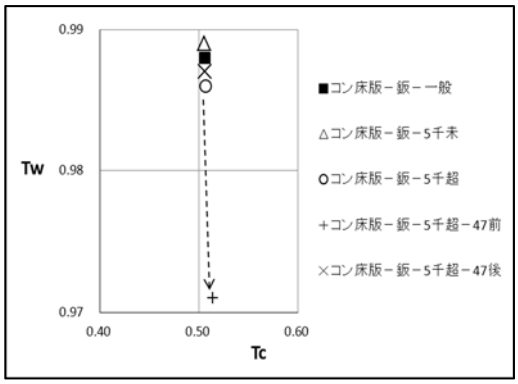
(c)コンクリート主桁のひびわれ
（プレテン PC）



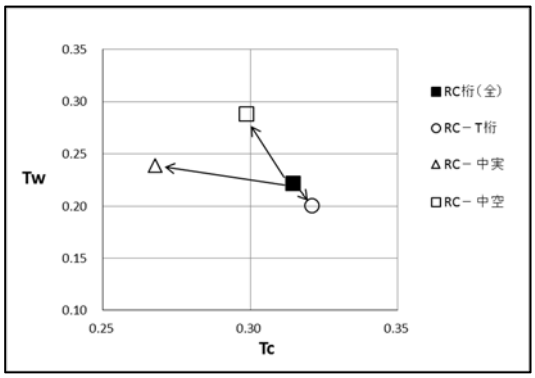
(d) コンクリート主桁のひびわれ
（ポステン PC）



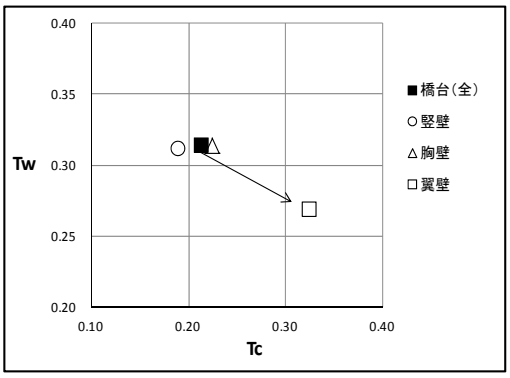
(e) コンクリート主桁のひびわれ（RC）



(f) コンクリート床版のひびわれ（RC）



(g) コンクリート主桁の剥離・鉄筋露出（RC）



(h)コンクリート下部工のひびわれ

図-4.4.12　分類区分の相違による指標(T_w、T_c)の変化の例

4.4.2　遷移確率分布の特徴に着目したライフサイクルコストの評価

道路橋などの構造物の状態を、期待値としての一本の確定的な劣化曲線で表現すると健全度比率の推移傾向の相違が表現されないことから、簡便に表現するために遷移確率分布における各健全度区分の境界に着目して、その値と経過年数との関係に着目して健全度比率の情報を反映した劣化特性の評価指標を設定した。その結果、直轄道路橋の定期点検結果から求めた状態遷移確率分布に対してこれらの評価指標によって、構造形式や架橋環境、防食等の仕様等の相違による劣化特性の相違を簡便かつ視覚的にもわかりやすい形で表現できることを示した。

道路橋の維持管理において部材等の劣化予測を行う大きな目的の一つは、維持管理戦略の相違がライフサイクルコストに及ぼす影響を推定し、許容される管理水準を維持しながらライフサイクルコストを最小化できる補修等の維持管理施策の立案につなげることである。しかし4.2における状態遷移確率の推計で示されたように、道路橋のようなインフラでは個々の劣化特性に大きなばらつきがあるために、これらを忠実に反映したライフサイクルコストの推計を行う場合には、これまでは状態遷移確率を用いてモンテカルロシミュレーションを行うか、逆に信頼性を考慮せずに期待値曲線としての回帰分析等から求められた劣化曲線を用いて措置タイミングの異なるシナリオに対する補修費などを確定的に積み上げてシナリオ間の相対比較を行うという手法が多く検討されてきた[例えば38)]。前者は実務者には負荷が大きく、また推計結果は大きなばらつきを有する確率として求められるために対策の優先順位付けや必要予算の見積もり、あるいはコスト縮減効果などの施策効果の評価といった行政実務では活用しにくい。さらにモンテカルロシミュレーションに用いる劣化特性のばらつきなどの統計的評価そのものがデータの不足などから困難なことも多い[39)]。そのためこれまでも、実務に導入できる手法の開発を目的に補修補強の実績と実務者の経験を考慮して推定される費用対効果を指標として対策優先順位や所要のコストが評価しようとする方法[40)]や、信頼性理論を応用して外力と抵抗の関係性に不確実性の影響を考慮して総費用最小化原則によってライフサイクルコストの算定しようとする研究など様々な検討が行われてきている[24),42),43)]。

一方、経年毎の健全度比率が無視された確定的な劣化曲線を元に将来費用を積算する方法は劣化に大きなばらつきがあるため、その結果の信頼性に限界があり、処理方法によっては確率論的に評価した場合とは試算結果に乖離が生じることがある問題を指摘した研究もある[44)]。

このように、確定的な劣化曲線に基づくライフサイクルコスト評価は、一定規模の以上の母集団に対する極めて粗いマクロ的な概算などの用途に限って有効性があるものと考えられる。実際に地方自治体が策定している中期の投資計画である保有橋梁群を対象とした長寿命化修繕計画の多くでは、この方法による予防保全によるコスト縮減効果などが試算されている。

また、実際の補修補強がどのような状態に対してどのような手段で行われるのかについては、橋の規模や構造形式、架橋環境、損傷の生じた部材や部位の橋の中における位置づけなど極めて多様な要因に影響されるために、点検データから機械的に推定することには限界がある。そのため、過去にも技術者の評価を様々なアルゴリズムでプログラミングして自動的に補修補強シナリオが提案され、ライフサイクルコストの試算に反映される方法を開発する試みは多く行われているものの、その精度や信頼性には一定の限界があることが課題となっている[40),45)]。

本研究では、これらの課題及び問題認識を踏まえて、実務での活用を意図して先に提案した指標を用いて、健全度比率の遷移傾向を反映したライフサイクルコストを簡便かつ概算的に評価して意志決定の参考情報を提供する方法を考える。

同じ平均健全度であっても各時点での各健全度の内訳が異なることを考慮して、ある部材や橋梁の標本群に対する期待値として各時点で機能回復等の措置に要する費用に、その内訳（各健全度の比率）の影響を反映させることとし、事後保全と予防保全の 2 つの異なる健全度回復措置タイミングに関する戦略を先に提案した指標によってルール化してライフサイクルコストの相対比較を行い、このような方法の有用性について検討する。また遷移確率分布（劣化特性）の特徴の相違がライフサイクルコストに及ぼす影響について考察する。

状態遷移確率分布は、対象とする同種部材が各時点で確率的にどのような状態となっているのかを示すものである。そこで例えば、遷移の予測であると捉えてリスクの高いものの占める比率がある割合以上となったとき（あるいはリスクの高い状態になっている確率がある値以上となる時点）で健全でないものについて健全な状態まで回復させるという維持管理サイクルを考える。この維持管理サイクルでは健全なものの占める割合に関係なくリスクの高い状態がある規模にまで拡大するまで放置する戦略であり、ここでは「事後保全シナリオ」と位置づけられる。これとは異なる維持管理戦略として健全なものの比率がある割合を下回った場合（あるいは健全でない確率がある値以上になる時点）に、将来の負担増を考慮して、その段階で健全でないものを全て健全な状態まで回復させるという維持管理サイクルを考える。この維持管理サイクルではリスクの高いものの占める比率に関係なく、健全な状態のものがある比率以下にならないように保全する戦略であり、リスクのあるものの比率が一定水準以下に抑えられることから、先の「事後保全シナリオ」との対比おいて「予防保全シナリオ」と位置づけることができる。なお、将来確率的にどのような資産の状態となった場合にどのような回復措置を行うことにするのかという維持管理サイクルのシナリオについては実際には無数に考えることができる。そのためここで仮に設定する予防保全シナリオや事後保全シナリオそのものには特に大きな意味はない。あくまで、点検データから推定された状態遷移確率に含まれる情報をできるだけ反映しつつ、一方で大きな不確実性を有する劣化特性を用いることによる信頼性の限界を考慮して、簡便に維持管理シナリオ相互のライフサイクルコストの差の特徴を推定できる方法が実務上有益な情報を与えうるかどうかを明らかにするために試算するものである。考え方の概要とイメージを図-4.4.15、図-4.4.16 に示す。

図-4.4.15 の上段の例は、前節で設定したリスクが高いものの占める比率を基準とした安全限界年（TD_x）について、仮にこれが 50%となる時点（リスクの高いものの占める比率が 50%まで増加した時点 TD_{50}）で全ての損傷を回復させる例である。一方下段の例は、健全とみなせるものの占める比率を基準とした予防保全限界年（TS_x）に着目し、これが 50%となる時点（健全とみなせるものの占める比率が 50%まで低下した時点 TS_{50}）で全ての損傷を回復させる例である。両者の対比からは前者が事後的保全シナリオ、後者が予防的保全シナリオと捉えることができる。

図-4.4.16 は、このような状態遷移確率分布を基本としてライフサイクルコストの改善を検討する場合のイメージを示したものである。例えば上段は事後保全的シナリオの場合において長寿命化やリスクの高いものの占める割合の遷移傾向の変化によってライフサイクルコストにど

のような影響が生じるのかを視覚的に表現したものとなっている。下段は同様に予防保全的シナリオに対して長寿命化や健全とみなせるものの占める割合の遷移傾向の変化がライフサイクルコストに及ぼす影響のイメージを図示したものである。

このように、維持管理戦略のシナリオを、状態遷移確率を用いた単純なパターンとして表現することで健全度比率の経年変化などの劣化特性を反映して、維持管理戦略の違いがライフサイクルコストに及ぼす影響の基本的な傾向が容易に把握できると考えたものである。

ここでは、予防保全と事後保全のそれぞれのシナリオについて、図-4.4.15、図-4.4.16 に示す定義による補修単価（リスクの高いものの補修補強に要するコスト（COST1）およびリスクの高いもの以外の補修補強に要するコスト（COST2））を仮定して、それぞれの考え方に基づいてライフサイクルコスト費（予防保全コスト／事後保全コスト）を試算した。

結果を図-4.4.17 に示す。

予防保全と事後保全のどちらがライフサイクルコスト上有利となる可能性が高いと考えられるのかは、劣化特性と予防的な機能回復措置（b、c、d の段階での回復）に要する補修費と事後的な機能回復措置（e からの回復）に要する補修費の比率に大きく左右され、実務においてもその単価の見積もりについては劣化予測やそれらを元にしたライフサイクルコストを参考にして維持管理戦略の意志決定を行う上で極めて重要なファクターである。

例えば、鋼鈑桁主桁の腐食（図-4.4.17(a)）では、AB 塗装系の場合には、予防的補修費と事後的補修費の差が 10 倍以上なければ事後的な補修を繰り返す方がライフサイクルコストの上では有利となる可能性が高くなるのに対して、C 塗装系の場合には差が 4、5 倍以下であれば予防保全的な補修の方がライフサイクルコストを低減できる可能性が高くなるものと推定できる。

またコンクリート主桁のひびわれの例（図-4.4.17(c)）では、予防的補修費と事後的補修費の差とライフサイクルコスト上の有利不利の分界点の関係は、単に PC 桁か RC 桁かという区別のみならず、桁断面形式によっても大きく異なることを示している（図-4.4.17(d)、(e)、(f)）。さらに、同じコンクリート部材でも床版（図-4.4.17(g)）では、補修費の差に相当の乖離がなければ予防的措置を行うことがライフサイクルコスト低減の観点からは有利となる可能性が高いという結果になっている。

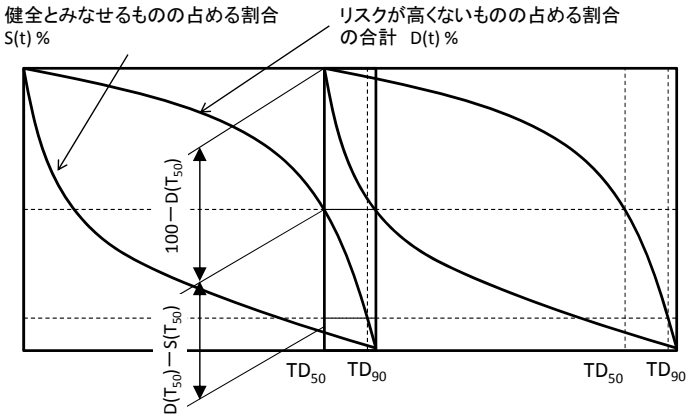
このように、点検データから求めた状態遷移確率を用いて将来推計を行う場合、できるだけ同じ劣化特性をもつ属性毎に推計を行わなければ、ライフサイクルコストの推計や予防保全効果の有無や程度などの維持管理シナリオ同士の相対比較が適切に行えないことがわかる。また経年毎の劣化状態を平均化するなどによって確定的な期待値として扱う場合には、このような状態遷移確率による時点毎の損傷状態の構成比率の情報が考慮できにくく、これらを無視して算出する期待値としてのライフサイクルコストは大きな不確実性を有することから実務においてこのような期待値を活用する場合には、その点について考慮することが重要である。

以上のように、遷移確率分布の特徴から劣化特性を表現する指標を定義することによって、モンテカルロシミュレーションや複雑な解析を行うことなく、容易に当該損傷や部材の劣化に対してどのような維持管理戦略が有効なのか、あるいは予防保全や事後保全などの維持管理戦略に応じてどのような劣化特性に誘導することがコスト縮減にどのような効果を及ぼすのか、

あるいは採択しようとする維持管理戦略がライフサイクルコスト縮減の上で有利となるための補修補強単価の条件などの大まかな関係を把握することができることがわかる。

点検データを根拠にしたライフサイクルコストの推計は、道路橋の劣化事象のばらつきを踏まえると、現在のところ個別の構造物や部材に着目するにしても、一定規模の母集団に着目するにしても、いずれ信頼性の低い期待値を算出することとなり、単価を仮定したとしてもその費用の絶対値には大きな不確実性が避けられない。一方で劣化特性によって補修時期や内容などの維持管理戦略によって期待ライフサイクルコストの値が左右されるために合理的な維持管理戦略の立案にあたって、維持管理戦略が期待ライフサイクルコストに及ぼす影響を推定してこれを考慮することは有意義なことであると考えられる。このような観点からは、ここで提案した状態遷移確率分布で推測される将来の損傷程度の生起確率を反映しつつ、異なる対策シナリオ相互の期待ライフサイクルコストの関係を簡便に把握できる手法は、実務において有効なツールとなり得るものと考える。

遷移確率分布の特徴の指標化とそれらを用いたLCCの評価（事後保全）



■TD50時点でのリスクの高いものの比率(%)＝100－D(TD_{50})

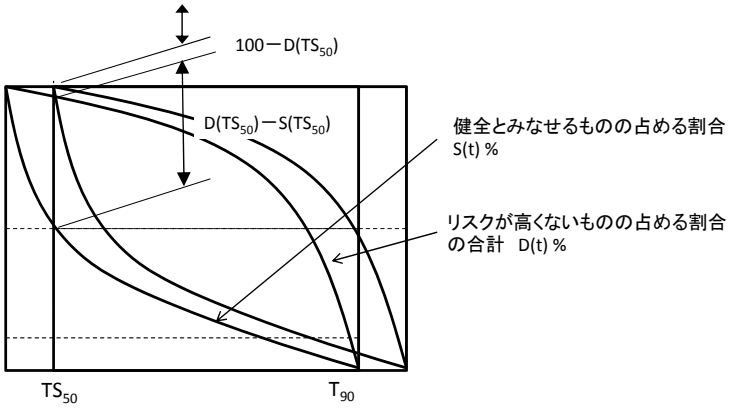
■TD50時点での変状のあるものの内リスクの高いもの以外の比率(%)＝D(TD_{50})－S(TD_{50})

■リスクの高いものの補修・補強に要する費用（単価）：COST1

■リスクの高いもの以外のものの補修・補強に要する費用（単価）：COST2

TD50時点で，全ての試算の健全性を回復するとした場合に要するLCCの年平均
＝{COST1×（100－D(TD_{50})）＋COST2×（D(TD_{50})－S(TD_{50})）}／TD_{50}

遷移確率分布の特徴の指標化とそれらを用いたLCCの評価（予防保全）



■TS50時点でのリスクの高いものの比率(%)＝100－D(TS_{50})

■TS50時点での変状のあるものの内リスクの高いもの以外の比率(%)＝D(TS_{50})－S(TS_{50})

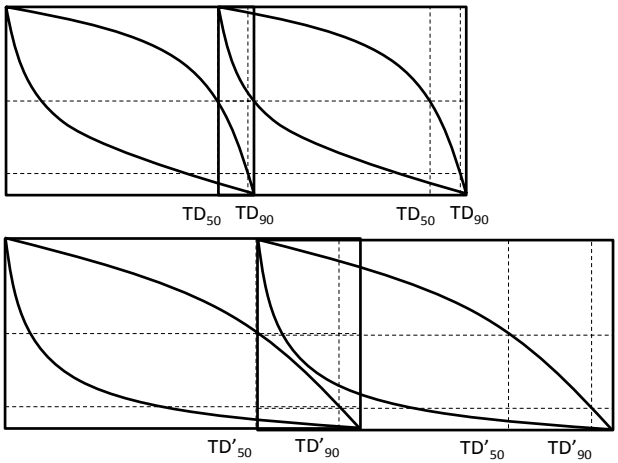
■リスクの高いものの補修・補強に要する費用（単価）：COST1

■リスクの高いもの以外のものの補修・補強に要する費用（単価）：COST2

TS50時点で，全ての試算の健全性を回復するとした場合に要するLCCの年平均
＝{COST1×（100－D(TS_{50})）＋COST2×（D(TS_{50})－S(TS_{50})）}／TS_{50}

図-4.4.15　事後保全と予防保全のシナリオのイメージ(1)

遷移確率分布の改善（変化）がLCCに及ぼす影響（事後保全）

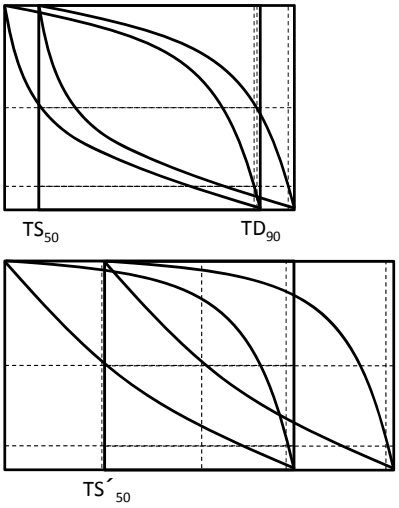


TD50時点で，全ての試算の健全性を回復するとした場合に要するLCCの年平均の変化（是正の効果）

$$\frac{LCC(case1)}{LCC(case0)} = \frac{\{COST1 \times 100 + (COST2 - COST1)\,D'(TD_{50})) - COST2 \times S'(TD_{50}))\} \times TD_{50}}{\{COST1 \times 100 + (COST2 - COST1)\,D(TD_{50})) - COST2 \times S(TD_{50}))\} \times TD'_{50}}$$

・・・式(4.4.3)

遷移確率分布の改善（変化）がLCCに及ぼす影響（予防保全）

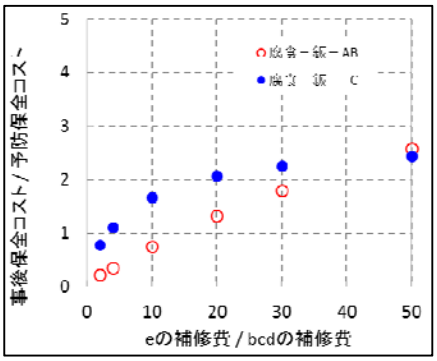


TS50時点で，全ての試算の健全性を回復するとした場合に要するLCCの年平均の変化（是正の効果）

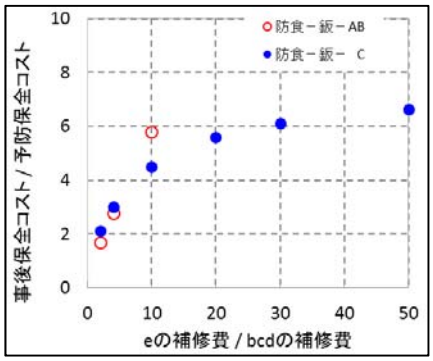
$$\frac{LCC(case1)}{LCC(case0)} = \frac{\{COST1 \times 100 + (COST2 - COST1)\,D'(TS_{50})) - COST2 \times S'(TS_{50}))\} \times TS_{50}}{\{COST1 \times 100 + (COST2 - COST1)\,D(TS_{50})) - COST2 \times S(TS_{50}))\} \times TS'_{50}}$$

・・・式（4.4.4）

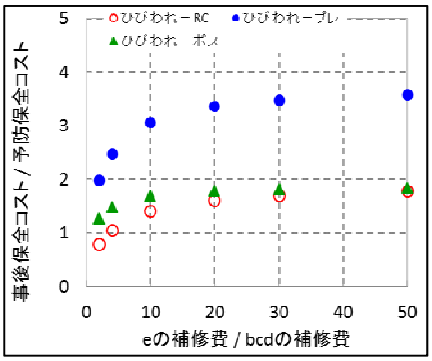
図-4.4.16　事後保全と予防保全のシナリオのイメージ(2)



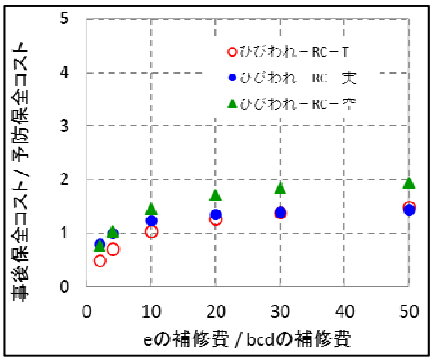
(a)



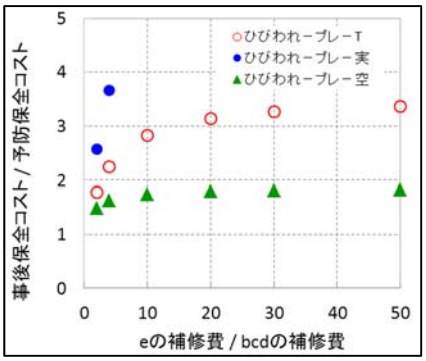
(b)



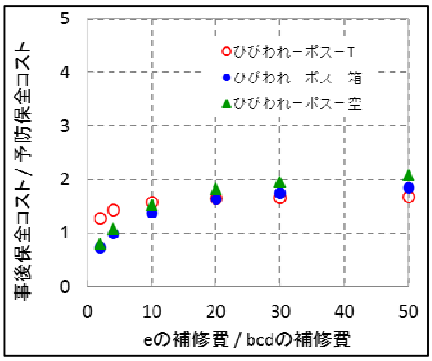
(c)



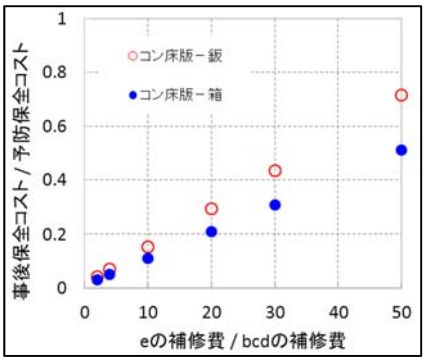
(d)



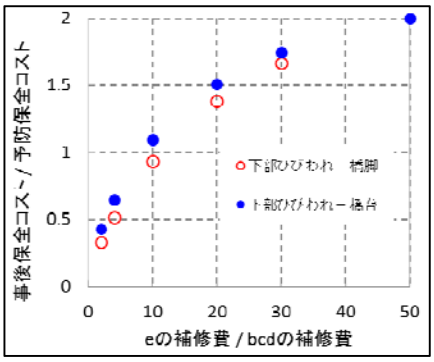
(e)



(f)



(g)



(h)

図-4.4.17　状態遷移確率分布を用いた補修費単価の仮定と予防保全効果の関係

4.4.3　遷移確率分布の特徴に着目した道路橋のリスクの評価

(1)潜在リスクの評価

平均健全度の元となっている状態遷移確率分布は、各時点においてとりうる健全度には幅があり、個々の対象が実際にどの健全度をとるのかを確定的に示すものではなく、対象は確率的にはどの時点でも最悪の評価値となっている可能性があることを示している。このことは平均健全度が設定したある閾値に達するまでの期間の各時点に着目すると、想定される健全度の内訳に応じて平均健全度がシナリオで設定した閾値に達しない内に危険な状態となるなどにより事故の防止や延命化のために回復措置を余儀なくされるといった費用面や安全面の潜在的なリスクの程度が内訳に応じて異なっていることを意味している。そのため平均健全度がある閾値に達した時に回復措置が行われるという確定的な期待値費用のみを考慮してライフサイクルコストを評価すると、評価期間におけるリスクの相違は適切に考慮されず、例えば確率的に最悪評価値のものの占める割合が大きくその時間も長くなるケースでは所要コストの期待値が過少評価される可能性もある。予防保全と事後保全といった異なるシナリオ同士の比較を行うに場合でも、この方法ではリスクの程度の相違が無視されていることから、管理目標や管理水準の観点からは条件が異なる比較困難な評価となってしまう可能性がある。

このような観点からは先の検討は、損傷程度の評価で最低の評価値となっているものの全てが予定する補修補強時期まで放置されるという考え方に基づいたライフサイクルコスト評価と捉えることができる。

構造物が徐々に劣化していく過程を表現して劣化予測と組み合わせて補修や補強時期と必要な費用を積算するライフサイクルコストとは別に、突発的な事象の発生をリスクと捉えてその発生確率とその影響を費用として考慮する検討が行われた例はある[46]ものの例は少ない。

ここでは、シナリオに応じて特定の措置時期に健全度を回復させるための直接的な費用として考慮するライフサイクルコスト以外に、措置時期の遅れによって生じる潜在リスクの増大の影響を考慮することを考える。

ここでは、まず指定した措置時期にまでの間に、既に健全度が最低の評価値となったものについてはその保有割合に応じて、それらの更なる劣化や外力の影響によって危険な状態となるなどにより予定の回復措置時期以前に緊急対応を余儀なくされるリスクが存在するものと考える。

そして予定の回復措置時期に行われることが期待される回復措置のための費用（ここでは、「確定的期待値 LCC」という）に対して、このようなリスクの顕在化によって予定の回復措置時期以前に投資を余儀なくされる可能性のある費用（ここでは、「潜在コスト」という）を貨幣換算してライフサイクルコストに算入する。

すなわち、リスクを以下のように潜在コストとして貨幣換算することを考える。

$$
\begin{aligned}
\text{リスク（貨幣換算）} &= \text{損害} \times \text{発生確率} \\
&\propto \text{損害} \times \text{潜在リスク率} \\
&= \alpha \times \Sigma\text{（各年の最低の評価のものが占める割合）} \\
&= \text{潜在コスト}
\end{aligned}
$$

・・・式(4.4.5)

そして、潜在リスクを考慮したライフサイクルコストとして「潜在コスト」と「確定的期待値 LCC」の合計を求めることとする。

道路橋を対象に点検結果からの劣化予測から期待される健全度の程度をリスクに換算し、維持管理戦略の相違がリスクとライフサイクルコストとの関係にどのように影響するのかを検討した研究は過去にも例があり、例えば貝戸らの研究[47]ではライフサイクルコストとリスク発生確率を考慮して両者を最小化できる点検方法を検討している。

しかし、リスクを貨幣換算するとした場合の適切な換算率の設定方法や値には定説はなく、一旦最低の評価となった道路橋がその後どのように危険な状態に至るのかについても点検時には措置済みとなっているため記録が残らず参考とできる情報は知られていない。

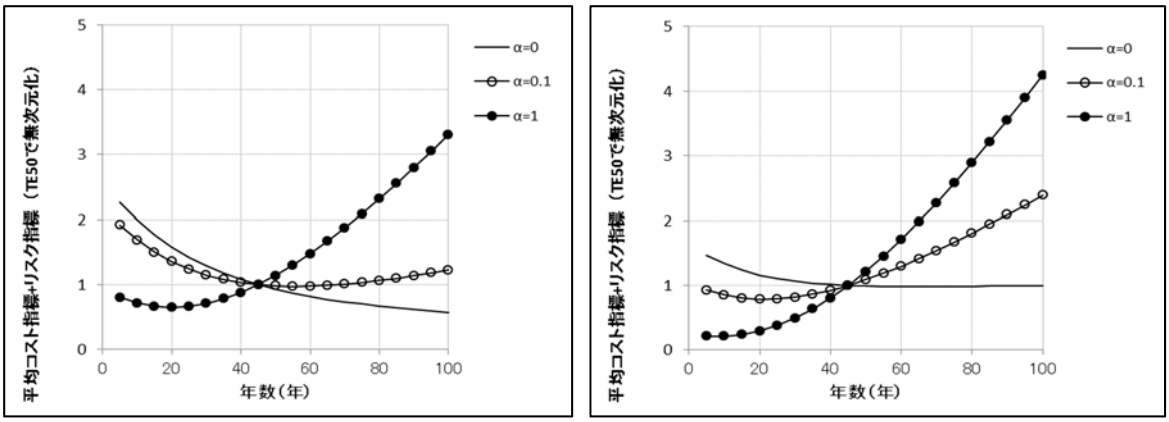
ここでは、時点毎に状態遷移確率と関連づけて評価したリスクの規模を貨幣換算してライフサイクルコストに加えて一体的評価を行うことで、ライフサイクルコストの評価にどういった影響が生じるのかについて基礎的な傾向の把握を行うことを目的に試算を行った。

具体的には、推計された状態遷移確率から得られた各時点での損傷程度の評価値の占める割合に応じて、b、c、d の評価についてはその回復に必要な補修費を、最低の評価値である e については着目時点での補修費に加えて補修時点までの期間の各年に損傷程度の評価値に占めていた比率の積分に対して e の補修単価に係数（α）を乗じたものを潜在リスクの貨幣換算費用として積算したものを補修費とした。係数が 0 のときは潜在リスクを考慮しない場合の通常の補修費用のみの計算となる。

図-4.4.18～23 に試算結果を示す。各ケースで e の補修単価を b、c、d の平均補修単価の 2 倍および 10 倍とした場合に、各時点で回復措置を行う場合、および定量化した損傷程度の評価の期待値が x%となるまでの期間を T_{EX} と表現して、T_{E50} で回復措置を行った場合について、それぞれの見込まれる年平均補修費の比率をプロットしたものである。

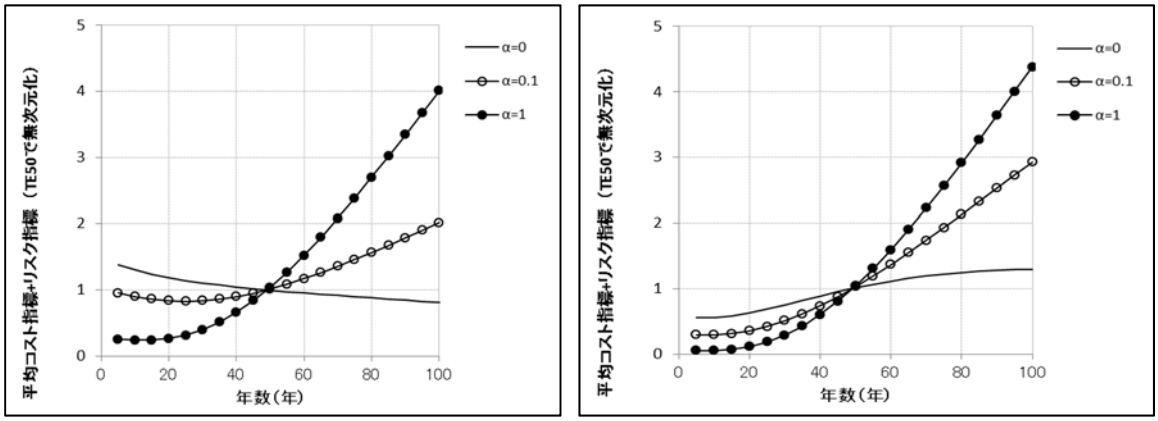
例えば、各ケースとも基本的には、リスクを考慮しない（α=0）の場合には平均健全度が 50%となる T_{E50} で回復措置を行う場合に対して、補修時期をできるだけ遅らせる方が年平均補修費用は少なくなる。しかし、リスクの貨幣換算比率が大きくなるにつれて補修時期を遅らせることによってリスク分を考慮した補修費用は顕著に増大する傾向が明確に表現されている。

このような関係性は、最低の評価の資産を保有し続けている期間（あるいは最低の評価の状態のまま放置されることが想定される期間）の長さに応じて突発的事故や想定外の劣化進行により致命的な状態に至ることは橋の特性を考えても十分考えられることであり、そのような潜在的なリスクをライフサイクル評価に考慮することは、統計的手法を用いた将来状態予測を元にしたアセットマネジメント手法を用いた維持管理水準の制御やライフサイクルコストの試算を行う場合には重要な視点であると考えられる。因みに、信頼性の限界を考え合わせると、ここで提案したような、簡便に状態遷移確率の内訳を考慮できるライフサイクルコスト推計手法や、厳しい状態にある部材等を保有し続けていることのリスクの程度を推計できる方法は、実務に有益な情報を与える有効な手法となり得ると考えられる。



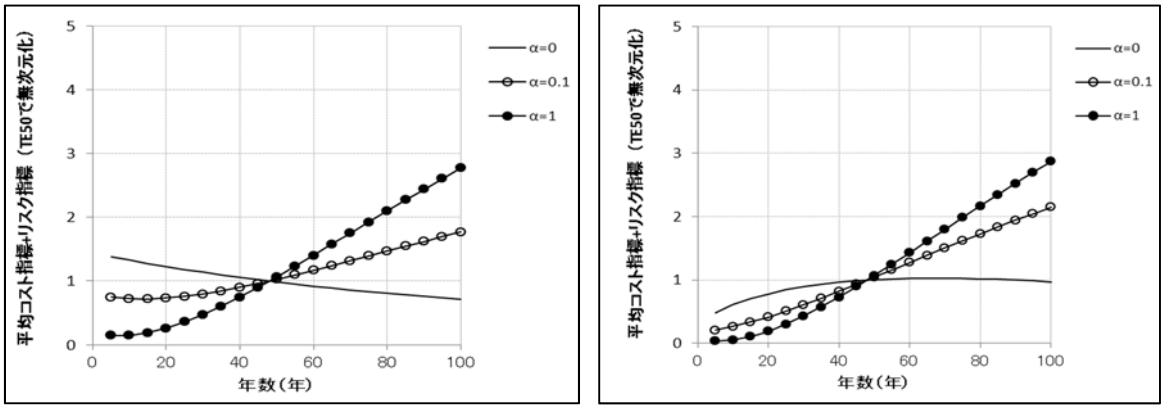
(a) e 補修費/b,c,d 平均補修費＝2　　(b) e 補修費/b,c,d 平均補修費＝10

図-4.4.18 鋼鈑桁橋の主桁腐食（AB 塗装系）



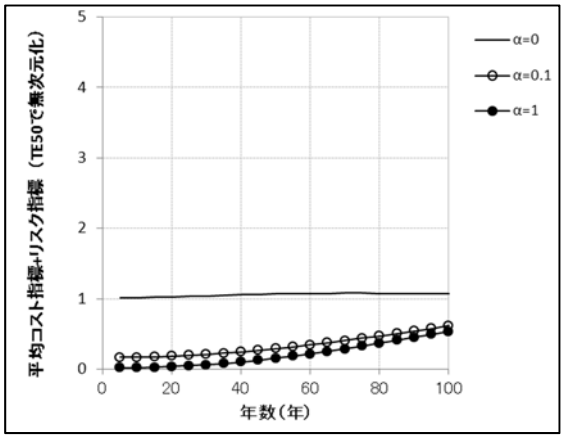
(a) e 補修費/b,c,d 平均補修費＝2　　(b) e 補修費/b,c,d 平均補修費＝10

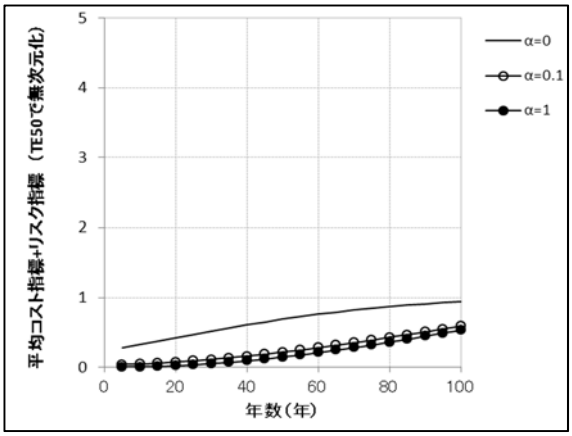
図-4.4.19 鋼鈑桁橋の主桁腐食（C 塗装系）



(a) e 補修費/b,c,d 平均補修費＝2　　(b) e 補修費/b,c,d 平均補修費＝10

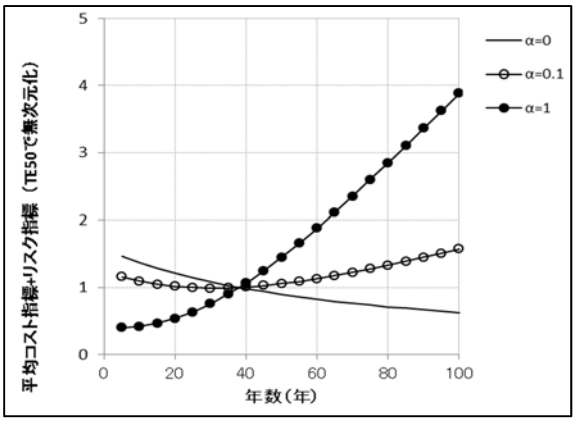
図-4.4.20 コンクリート主桁のひびわれ（RC）

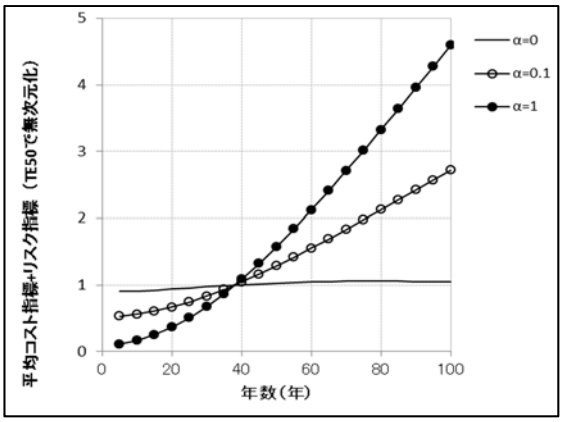




(a) e 補修費/b,c,d 平均補修費＝2　　(b) e 補修費/b,c,d 平均補修費＝10

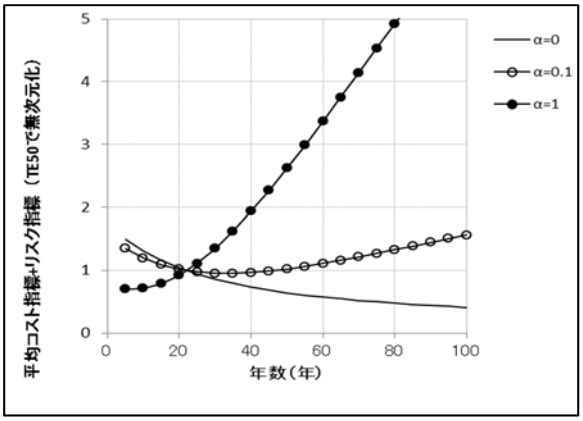
図-4.4.21 コンクリート主桁のひびわれ（ポストテンション PC）

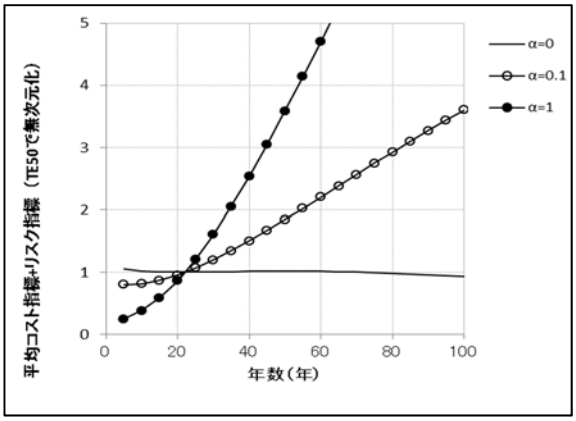




(a) e 補修費/b,c,d 平均補修費＝2　　(b) e 補修費/b,c,d 平均補修費＝10

図-4.4.22　コンクリート下部工のひびわれ（橋台）





(a) e 補修費/b,c,d 平均補修費＝2　　(b) e 補修費/b,c,d 平均補修費＝10

図-4.4.23 コンクリート下部工のひびわれ（橋脚）

(2) 構造形式等の特徴によるリスクの違いの評価

道路橋のように多くの部材で構成されている一方で、構造全体の安全性に及ぼす部材の影響度合いがまちまちであり、さらにそれらの部材の性能が経年的に様々な様態で低下していく場合には、ライフサイクルコストの縮減などの合理的な維持管理戦略の検討にあたって、部材それぞれの性能のみならず､部材の状態が反映された構造系全体としての状態を評価しなければ、構造安全性などの機能に着目した将来状態の予測は行えない。

そのため、ここでは橋の構造形式の相違などに起因する橋全体の耐荷力性能の相違とその経年的な変化を、点検データから得られる部材や部位毎の将来状態予測結果を用いて評価する方法について道路橋の維持管理施策への反映の観点から検討を行う。

維持管理の最適化を目的として、橋のような社会資本に対して構造特性を考慮したリスクの定量化の試みは例がみられる。

例えば、財団法人電力中央研究所では、維持管理コストの削減を目的にダム洪水吐ゲートを対象に、属性情報を設備、システム、サブシステムなど構成単位に応じて体系的に収集し、費用対効果分析などからリスク評価を行う方法を提案し、実在の洪水吐ラジアルゲートに対してその適用性を検討している[48]。また、ガスタービン複合発電について、対象設備を階層的に分類し、破損確率と破損による被害額の積で定義されるリスクに基づいて維持管理計画を作成するリスクベースメンテナンス（以下､「RBM」という。）の適用可能性を検討している[49]。 RBMについては、他にも例えば、弥富らは、クレーン設備を階層化した各部位に生じる可能性がある損傷メカニズムについて、損傷の発生確率と被害の大きさの積で定義されるリスクに基づいたRBMの適用可能性を検討している [50]。また、大型造船所のコンクリートドックの塩害によるコンクリート内部の鉄筋腐食に対して、 RBMを用いたコンクリート構造物の維持管理計画の策定手法について検討している戸田らの研究[51]。浮体式風力発電施設と浮体空港を対象として､リスクベース安全性評価を試行している社団法人日本船舶海洋工学会の研究[52]などがある。

道路橋に関しては、Duygu Saydamらが、橋梁の設計や維持管理の最適化を図ることを目的に、部材の損傷により直接的および間接的に生じる損失を考慮して上部工の主桁を対象に部材の腐食劣化曲線に基づく故障確率とリスクを定量化する手法を示している[53]。また､貝戸らは、長大橋の腐食を対象にした最適点検間隔を決定するための方法論の確立を目的に、橋梁全体としての管理限界をそれに影響を及ぼす部材毎の劣化事象で体系的に表現し、フォルトツリー分析（以下､「FTA」という。）を行い、リスクを考慮した最適点検頻度の決定が可能であること、例えば長大橋のような大規模で構成要素の多い構造物では統計的推計に十分な情報量を蓄積することが難しいことなどを指摘している[47),54]。

米国では、連邦道路庁（以下、「FHWA」という。）が、道路橋の設計や維持管理において一部の部材の破壊によって橋全体が致命的な状態となるリスクを明確化し、効果的かつ具体的なリスク低減策に結びつけるために有効な方法の一つとしてFTAを取り上げ、様々な橋梁の形式に対してフォルトツリー（以下、「FT」という。）の例を紹介している[55]。ただし、道路橋のような複雑な構造では、精緻な構造解析によって実際の耐荷力機構を正しく評価しなければ、信頼性のある結果は得られないことを指摘している。Kearyら[56]は、実際に洗掘で崩壊した橋を例にFTAによる崩壊シナリオの分析を行い、構造的なリスク構造の明確化に加えて、経年とリスクの関係についてもFTAによる定量的な評価が可能であることを示すとともに、定量的評価

の信頼性に関わるデータの重要性を指摘している。

以上のように、実際の構造物や設備の維持管理計画の最適化または合理化のためのツールとして、様々なリスク分析手法の活用が行われており、道路橋の破壊リスクに対しても、その扱いやすさなどからFTAの活用が着目されている。しかし、構造形式と複雑な因果関係のある耐荷力特性を正確に反映させたFTの作成が困難であること、部材の劣化特性に関するデータの蓄積がなく構成要素ごとの信頼性の高い損傷等の発生確率の設定が困難であることが課題となっている。その結果、現実の道路橋においてFTAを用いてよりリスクの少ない構造へ誘導することや、経年の中でよりリスクを少なく出来る部材毎の予防保全措置の優先順位付けが実務上も有意なレベルで行い得るのかどうかについては明確な答えが得られていないのが現状である。

ここでは、劣化特性に極めて大きなばらつきを有する道路橋において、構造的特徴の相違や部材毎の耐久性能の違いが道路橋全体の破壊確率や崩壊シナリオに及ぼす影響を明らかにするために、実際の点検データから得られた部材毎の劣化特性を用いたFTAを用いた基礎的な検討を行う。

リスクは、入手可能な情報からハザード事象を特定し、その生起確率と影響度によって定量化することができる[57]。このとき、ハザード事象の特定には、原因（ハザード事象）から結果（リスク分析結果）へのイベント（事象）の連鎖と進展を考慮したシナリオ解析手法が一般に用いられ、FTAとイベントツリー解析（以下、「ETA」という。）が定量的なリスク評価に扱いやすく用いられることが多い。しかし、ETAは、特定した起因イベントから、それに続いて生じる一連の事象を予測していくボトムアップ的手法であり、道路橋に対しては損傷要因を広く洗い出すことが困難であることから、ここでは分析手法としてFTAによることとした。

システムの構成部品の故障がシステム全体の故障に発展するメカニズムを階層的に表現し、下位レベルにある劣化事象の発生確率に基づいて、分析対象とするシステム全体の機能障害リスクを評価するFTAにおいて、道路橋では、起因イベント（基本事象）は「腐食」や「破断」などの劣化や損傷による部材単位の障害とし、最終的な事象（頂上事象）は「落橋など」とし、適宜中間事象を設定することで頂上事象にかかわる部材の状態の影響が表現出来る。

本検討では、頂上事象を「橋梁が致命的（落橋相当）となる状態」と定義し、これに相当する事象を、2011年度までの定期点検結果から、直轄点検要領[11]において「対策区分E1：構造安全性の観点から、緊急対策の必要な状態」と判断された事例を調査して抽出した。そして、抽出した対策区分E1発生橋梁に対して、道路橋の実務設計において同じ架橋条件において構造的なリダンダンシーの観点から相互に比較対象となりうる典型的なケースの例として、以下のa)、b)の2つの比較対象組を選定してリスクの試算を行った。

a) RC床版を有する4主鈑桁橋で連続橋と単純橋

b) 2車線の鋼鈑桁で2主桁、4主桁及び6主桁

FT図の構造を構築するにあたっては、前述で抽出したE1発生事象の部材・損傷種類の事例を基に、対象とする構造形式ごとに構造部材に生じる可能性がある損傷種類と、その損傷が生じた場合の橋梁への影響度を整理したFMEA(Failure Mode and Effect Analysis)チャートを作成する。

表-4.4.2に鋼桁橋を対象に整理されたFMEAチャートの例を示す。表中の影響度は、損傷が生じた場合の橋梁への影響度を「致命的・重度・軽微・微小」の4段階の定性的な評価を定義

したものである。表-4.4.3に、設定したそれぞれの影響度の定義と損傷状況を示す。

条件の違いがリスクに及ぼす影響の比較とするため、検討する鋼桁橋については同じ架橋条件に対して既往の一般的な道路橋の設計条件による場合の構造特性を参考にFMEAチャートを作成し、着目した特性に影響の少ない条件は、これによる差の影響を排除するため共通として単純化している。例えば、鋼桁橋の場合、道路橋の設計基準における基本的な安全余裕の設定が部材の弾性限界に対して2程度が確保されるように規定されていることを踏まえて、主桁や支承においては、全個数の50%が損傷した場合に橋全体に致命的な影響を与えうる状況と見なすこととした。

表-4.4.2　鋼桁橋の FMEA チャート

部材		潜在的故障モード		影響度	備考
主桁		断面減少	腐食	致命的（落橋相当）	主桁全本数の50%以上で発生
				重度	主桁全本数の20%以上50%未満で発生
				軽微	主桁全本数の20%未満で発生
		疲労損傷	亀裂	腐食と同様	主桁の潜在的故障モードと同様
			破断		
		耐荷力不足	破断		
			異常たわみ		
			変形・欠損		
		接合部損傷	腐食		
			ゆるみ・脱落		
横桁		分配機能逸失	腐食	軽微	
			亀裂	軽微	
			ゆるみ・脱落	軽微	
			破断	軽微	
			変形・欠損	軽微	
床版		疲労損傷	抜け落ち	致命的（落橋相当）	
			床版ひびわれ	重度	損傷程度e以上は致命的に格上げ
支承	支承本体（鋼製，ゴム）	支持機能逸失 移動落橋の恐れ	破断	致命的（落橋相当）	支承全数の50%以上で発生
				重度	支承全数の20%以上50%未満で発生
				軽微	支承全数の20%未満で発生
			支承の機能障害	破断と同様	支承本体の潜在的故障モードと同様
			沈下・移動・傾斜		
	ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄ		ゆるみ・脱落		
			破断		
	沓座ﾓﾙﾀﾙ 台座ｺﾝｸﾘｰﾄ		変形・欠損		
下部工	竪壁	支持機能の逸失	変形・欠損	重度	
	梁部 柱部・壁部 隅角部・接合部		ひびわれ	軽微	
			剥離・鉄筋露出	軽微	
			異常なたわみ	致命的（落橋相当）	
			変形・欠損	重度	
	基礎		沈下・移動・傾斜	致命的（落橋相当）	
			洗掘	致命的（落橋相当）	

表-4.4.3　損傷が橋に与える影響度

影響度	定義	損傷状況の例
致命的	落橋相当。主たる構造部材が機能を失っており、橋としての形状を保持できない状態	・構造的冗長性が無い部材（同一の機能を担う部材が1～2部材）で致命的な損傷が生じている ・構造部材の大半（50%以上）で致命的な損傷が生じている
重度	即落橋には至らないが、主たる構造部材が機能を損なっており、構造安全性が確保できないため、通行規制等の処置が必要な状態	・主たる構造部材の多く（20～50%）で致命的な損傷が生じている
軽微	主たる構造部材の一部が機能を損なっており、構造安全性が低下しているため対策が必要な状態	・主たる構造部材の一部（20%未満）で致命的な損傷が生じている ・主に荷重を担う部材ではないが、致命的な損傷が生じることで主たる構造部材への影響が懸念されるもの ・発生自体が致命的となる性質をもつ損傷ではないが、耐荷性能を損なう恐れがある損傷がしょうじている
微小	部材の一部に著しい損傷はみられるが、通常供用状態では走行安全性に大きな影響は無い状態	上記以外のもの

このような構造安全性の定義の設定は、FTAによるリスクの定量的な評価において結果に最も影響を及ぼす項目のため、厳密には個々の対象橋梁毎に慎重に設定する必要がある。しかし本研究では、リスク分析の手法の道路橋に対する実用性に関する基礎的検討を行う目的から、適用基準の基本的考え方と一般的な条件下での設計実績を参考に割り切った数値で定めることとした。

図-4.4.24に、FT図の基本的な構造を示す。頂上事象(対策区分E1)に対して部位・部材を中間事象として階層化し、最下位に着目することとした損傷を基本事象として設定した。各事象はANDとORの論理記号でつながり、ANDではつながれた事象が同時に発生すると上位事象の発生につながり、ORではつながれた事象のいずれか一つでも発生すると上位事象の発生につながる。なお本研究で基礎的検討として用いた単純な桁形式の橋では、一般に主桁、床版、支承、下部工で分類できる主部材のそれぞれが構造系の維持に必要な異なる機能を分担しており、部材種類を越えての補完性には乏しく、これらのいずれかが機能を喪失すると落橋に至る可能性が高い。その一方で、同じ種類の主部材が複数ある場合には、その同じ種類の部材で協働して機能を満足するよう設計されるため、結果的に同じ種類の部材同士には一定の補完性がある場合がほとんどであると考えられる。

この特徴に着目して、ここでは橋の構造系が主桁、床版、支承、下部工のみで構成されていると仮定して、これらの部材単位に分解した FT を構成する。ただし、先に示してきたように、例えば、主桁では部材内の部位によって腐食速度が大きく異なりそれぞれが独立に進行することが明らかにされているため、このような場合には部材をさらに細分化した部位にも着目して階層化することとした。

なお、このような部材や部位相互が橋の耐荷力機構のなかでどのような関連性を有しているのかについては、橋梁形式や規模、設計や施工の方法によっても大きく異なりるため、厳密にはそれぞれに適した FT を構成する必要がある。一方で、一定規模以上のデータに裏付けられた発生確率を FT に反映させるために点検データを反映するためには、同じ FT と見なせる橋の数を確保する必要があり、データの蓄積に加えて構造系の異同の評価方法の確立も課題として残されている。

表-4.4.2のFMEAにおいて影響度を「致命的」として位置づけた事象をFT構造の基本事象とした。基本事象は、H16点検要領の損傷程度の評価の最悪値であるeの発生確率に、対策区分E1の判定となった割合を乗じることで、部材部位単位で致命的な状態になる確率（E1判定となる確率）を算出することとした。FT構造では、部材部位がe評価で、かつE1となる確率をANDゲートにより設定する。

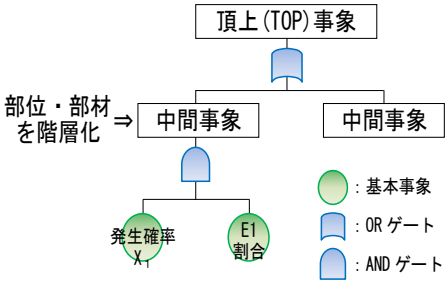


図-4.4.24　FT図の基本的構造の例

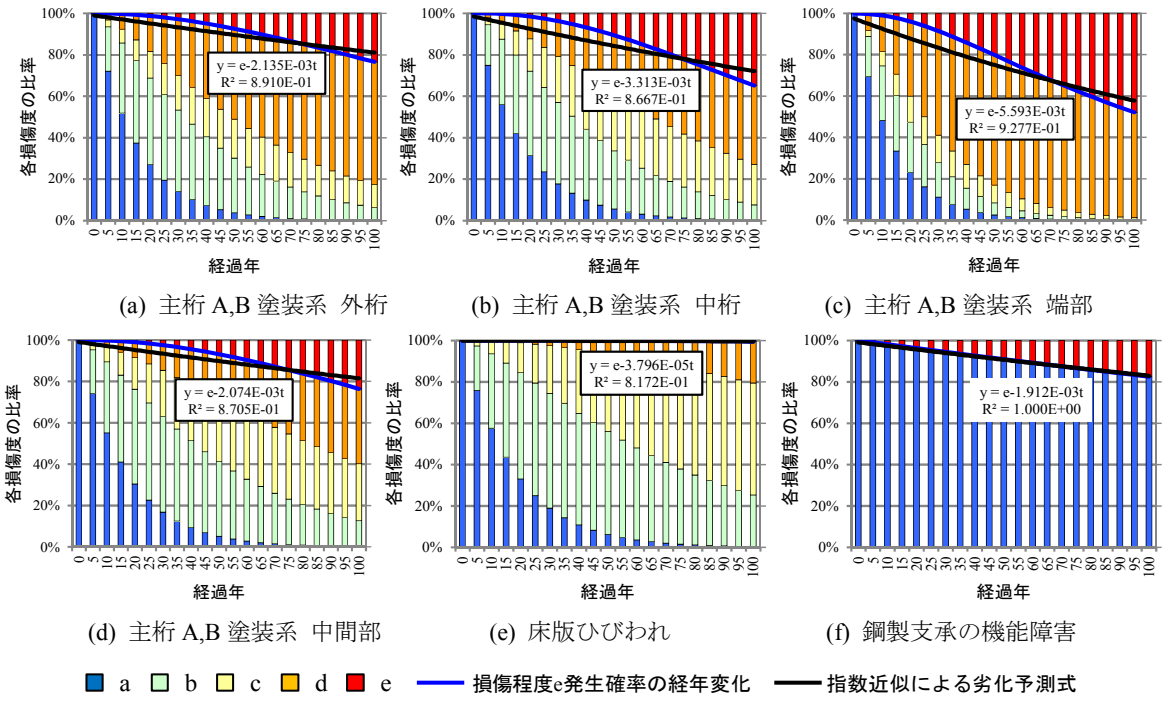
FTAでは、基本事象の損傷確率を入力することで、頂上事象の生起確率が計算できる。ただし、既往の研究[47),53),54)]において指摘されるように、頂上事象の生起確率の元となる基本事象である損傷の発生確率に如何に信頼性のあるデータを適用出来るのかが極めて重要であり、道路橋においてはデータの不足が課題となってきた。

本研究では、前節までと同様に、データの量やその均質性から最も信頼性が高いと考えられる全国の直轄道路橋の定期点検データから求めた状態遷移確率から求められる事象の発生確率とその経年変化をリスク分析に用いることとした。

前節までに明らかにしてきたように部材やその一部に着目した場合、道路橋ではそれぞれの劣化特性には大きなばらつきがある。そのためFTAによるリスク評価においても、各時点で着目する事象の発生確率の評価にはこれらの不確実性の情報も考慮することが評価結果の信頼性の観点からは望ましく、例えば、モンテカルロシュミレーションを行ってばらつきを考慮して時間的な変動を考慮した発生確率の評価を行ったうえでその結果を集計的に分析することも可能である[58)]。一方、これまでに道路橋において基本事象の発生確率の期待値での差が実務における橋梁形式選定の意思決定を左右する程度の有意なリスク差として現れるかどうかについても検証された例はないと考えられ、本研究では、基礎的検討として実際の点検データによる期待値を用いたFTAによるリスク評価によりこの点について明らかにすることを目的とした。

具体的には、前節までの検討と同様に同じ損傷種類、および要素に対して2回の点検データの推移からマルコフ性を仮定して求めた遷移確率を用いて、損傷程度a～e の状態の割合の経年的な推移を算出した。

図-4.4.25に、道路橋の構造安全性に支配的な影響を与えることが多い主たる部材および部位の状態遷移確率分布と損傷程度e の発生確率の経年変化の例を示す。



(a) 主桁 A,B 塗装系 外桁　(b) 主桁 A,B 塗装系 中桁　(c) 主桁 A,B 塗装系 端部

(d) 主桁 A,B 塗装系 中間部　(e) 床版ひびわれ　(f) 鋼製支承の機能障害

図-4.4.25 状態遷移確率分布と損傷程度 e の発生確率の経年変化

この状態確率分布における、損傷程度dとeの境界の経年的な変化を、指数関数による近似式で求めた（式-(4.4.6)）。ここで、yを損傷程度e以外の残存比率の予測式、Aを定数、tを経過年とする。

$$y=e^{-At} \qquad \cdots \text{式}(4.4.6)$$

ここでは、代表的な損傷の例としてA,B塗装系の鋼主桁の腐食についての状態確率分布を用いる。状態遷移確率分布の鋼主桁の各部位の特徴としては図-4.4.25(a)～(d)を比較した場合、主桁端部の損傷程度eの割合がどの時点でも多く、主桁端部の腐食による落橋リスクが定性的には高いことが予想される。先に述べたように、本検討では1つの部材の中で部位によって劣化特性が異なりそれぞれが単独でクリティカルとなるような支配的な影響を持つ部材については、FT構築時に可能な限り細分化して反映させることが信頼性の観点からは望ましいと考え、支承本体や床版のように部材単体で扱う部材以外に、鋼主桁の端部と中間部、外桁と中桁のように部材として2つ以上あるかのように扱う部材も設定する。このとき、細分化された属性に対して採用する期待値そのものの信頼性をできるだけ確保するため、本研究における劣化特性の分析結果も参考に、どこまでデータを細分化した単位の期待値を用いるのかを決定した。具体的には主桁の腐食に関する状態確率分布は、「外桁」、「中桁」、「端部」、「中間部」の4ケースに分類した。なお、実際の劣化状況をより細かく反映するならば、「外桁・端部」のようにさらに部位を組み合わせた状態遷移確率分布が必要となる。このような部位の組合せは、現段階では、状態遷移確率分布を作成するための母集団のデータ数が激減する部位の推計結果が混ざることで結果的に推計全体の信頼性が確保できない危険性がある。そのため、式(4.4.7)~式(4.4.9)により外桁・中桁・端部・中間部の各指数関数の定数Aから、外桁および内桁の定数の比Bと各部位を組合せた定数C求め、損傷程度e以外の残存比率の予測式yを設定して補うこととした。

$$B_{外桁}=A_{外桁}/(A_{外桁}+A_{中桁}),\quad B_{中桁}=A_{中桁}/(A_{外桁}+A_{中桁}) \qquad \cdots \text{式-}(4.4.7)$$

$$C_{外桁・端部}=A_{端部}\cdot B_{外桁},\quad C_{中桁・端部}=A_{端部}\cdot B_{中桁}$$

$$C_{外桁・中間部}=A_{端部}\cdot B_{外桁},\quad C_{外桁・中間部}=A_{端部}\cdot B_{中桁} \qquad \cdots \text{式-}(4.4.8)$$

$$y=e^{-Ct} \qquad \cdots \text{式-}(4.4.9)$$

また、元からデータが少ないなどの理由で状態遷移確率分布が得られていない構造形式・部材・損傷の損傷度eの発生確率は、次の方法で算定することとした。

直轄点検結果から得られている着目部材の全要素数Nと、その損傷種類ごとで損傷程度eが得られた要素数n_eから、損傷程度eの発生率n_e/Nを求める。また、損傷程度eが確認された供用年数の平均であるe到達年t_eを求める。そして両者から式(4.4.10) により、1年あたりの故障率D（指数関数における定数）を求める。

$$D=(n_e/N)/t_e \qquad \cdots \text{式}(4.4.10)$$

さらに、1年あたりの故障率Dから、式(4.4.11)によって状態遷移確率分布が得られていない

場合の損傷程度e以外の残存比率の予測式yを設定した。

$$y = e^{-Dt} \quad \cdots \text{式}(4.4.11)$$

式(4.4.6)、式(4.4.9)、式(4.4.10)の残存比率の予測式yを、式(4.4.11)に代入することで損傷程度eの発生確率yを求めることができる。

$$y' = 1 - y \quad \cdots \text{式}(4.4.12)$$

E1割合は、点検結果から得られた損傷程度eの発生部材数とこれに占める対策区分E1の発生部材数の比率である。

表-4.4.4に基本事象発生確率を算出するための橋種・部材・損傷の種類および算出に用いた要素数、算出した故障率、及び損傷程度e以外の残存比率の予測式とE1割合を整理した。表中の下線は状態確率分布から推定した損傷程度e以外の残存比率の予測式である。

変状の規模や劣化現象の進行段階である損傷程度eと部材の機能に着目したE1評価は、必ずしも一対一には対応しない[59]。そのため、破断、異常なたわみ、床版の抜け落ちなどで損傷が局所的であることや構造安全性に影響を及ぼさないために緊急対応までは必要ないと判断されるような場合には、損傷程度eであっても対策区分E1とはならない損傷がある。このような損傷で、発生自体が重大な損傷と考えられるものは「1.000」とし、腐食や変形など影響のないものは逆に微小な確率である「0.001」としている（表-4.4.4中2重下線）。

作成する対象橋梁毎のFTに対して、表−4.3.4および式(4.4.12)で算出した各部材における損傷程度eの発生確率を入力し、頂上事象の発生確率を求める。経年的な変化をみるために、供用から10年毎100年間の事象発生確率を算出する。

図-4.4.26に、RC床版を有する2径間4主鈑桁橋の、単純橋と連続橋についてのFT図の例を示す。表-4.4.2に示す、FMEAチャートで整理した構造形式別の部材および損傷（故障モード）、橋梁への影響度の定義を基に以下の方針に基づいて作成している。

- FMEAチャートにおける故障モード(損傷)の発生確率を基本事象とする。
- 部材部位を階層とした中間事象を設定する。
- 部材毎で橋梁に致命的な影響を与える損傷が発生する事象の組合せを「橋梁が致命的となる状態（落橋相当)」と定義する。

主桁と支承については、橋梁形式毎にFT構造が異なるが、床版と下部工についてはそれぞれ共通したFT構造を使用した。FT図のORゲートに「m」の記号がついている論理記号は、条件付きのORゲートを用いる場合であり、例えば、主桁の「m」に続く数字が「2：4」であれば、主桁4本のうち2本でE1事象が発生することを表している。

表-4.4.4　基本事象発生確率算出のため損傷程度 e 以外の残存比率の予測式と E1 割合

橋種	部材	損傷の種類	損傷程度e以外の残存比率の予測式						E1割合		
			要素単位の損傷データ						部材単位の損傷データ		
			全要素数 N	損傷程度eの要素数 n_e	損傷程度e発生率 n_e/N	損傷程度e到達年 t_e	年あたり平均故障率 D	損傷程度e以外の残存比率の予測式y (指数近似)	損傷程度eの部材数	対策区分E1の部材数	E1割合
鋼鈑桁	主桁	腐食(外桁)	状態確率分布から指数近似により推定					y=e-2.135E-03t	364	19	0.052
		腐食(中桁)	状態確率分布から指数近似により推定					y=e-3.313E-03t			
		腐食(端部)	状態確率分布から指数近似により推定					y=e-5.593E-03t			
		腐食(中間部)	状態確率分布から指数近似により推定					y=e-2.074E-03t			
		腐食(外桁・端部)	式(2),(3)により定数を設定					y=e-2.192E-03t			
		腐食(中桁・端部)	式(2),(3)により定数を設定					y=e-3.401E-03t			
		腐食(外桁・中間部)	式(2),(3)により定数を設定					y=e-8.128E-04t			
		腐食(中桁・中間部)	式(2),(3)により定数を設定					y=e-1.261E-03t			
		亀裂	243,140	2,352	9.673E-03	36.4	2.659E-04	y=e-2.659E-04t	419	14	0.033
		ゆるみ・脱落	243,140	135	5.552E-04	41.3	1.345E-05	y=e-1.345E-05t	38	0	0.001
		破断	243,140	53	2.180E-04	40.4	5.396E-06	y=e-5.396E-06t	28	2	1.000
		異常なたわみ	243,140	92	3.784E-04	44.6	8.478E-06	y=e-8.478E-06t	16	0	1.000
		変形・欠損	243,140	277	1.139E-03	40.3	2.827E-05	y=e-2.827E-05t	105	9	0.086
	床版	床版ひびわれe	状態確率分布から指数近似により推定					y=e-3.796E-05t	83	1	0.012
		抜け落ち	545,040	22	4.036E-05	40.4	1.000E-06	y=e-1.000E-06t	20	0	1.000
	支承本体	破断	122,870	325	2.645E-03	36.6	7.237E-05	y=e-7.237E-05t	175	7	0.040
		支承の機能障害	状態確率分布から指数近似により推定					y=e-1.912E-03t	1,525	4	0.003
		沈下・移動・傾斜	122,870	1,449	1.179E-02	40.6	2.905E-04	y=e-2.905E-04t	654	5	0.008
	アンカーボルト	ゆるみ・脱落	108,698	1,377	1.267E-02	38.0	3.333E-04	y=e-3.333E-04t	723	0	0.001
		破断	108,698	45	4.140E-04	40.4	1.025E-05	y=e-1.025E-05t	30	0	0.001
	沓座モルタル	変形・欠損	138,607	4,056	2.926E-02	38.0	7.693E-04	y=e-7.693E-04t	1,526	6	0.004
下部工	竪壁	変形・欠損	52,041	332	6.380E-03	42.4	1.505E-04	y=e-1.505E-04t	373	1	0.003
	梁部・柱部・壁部隅角部・接合部	異常なたわみ	47,362	1	2.111E-05	32.0	6.598E-07	y=e-6.598E-07t	1	0	1.000
		変形・欠損	47,362	170	3.589E-03	34.8	1.030E-04	y=e-1.030E-04t	156	4	0.026
	基礎	沈下・移動・傾斜	8,533	42	4.922E-03	35.0	1.405E-04	y=e-1.405E-04t	51	0	0.001
		洗掘	8,533	30	3.516E-03	46.2	7.615E-05	y=e-7.615E-05t	23	0	0.001

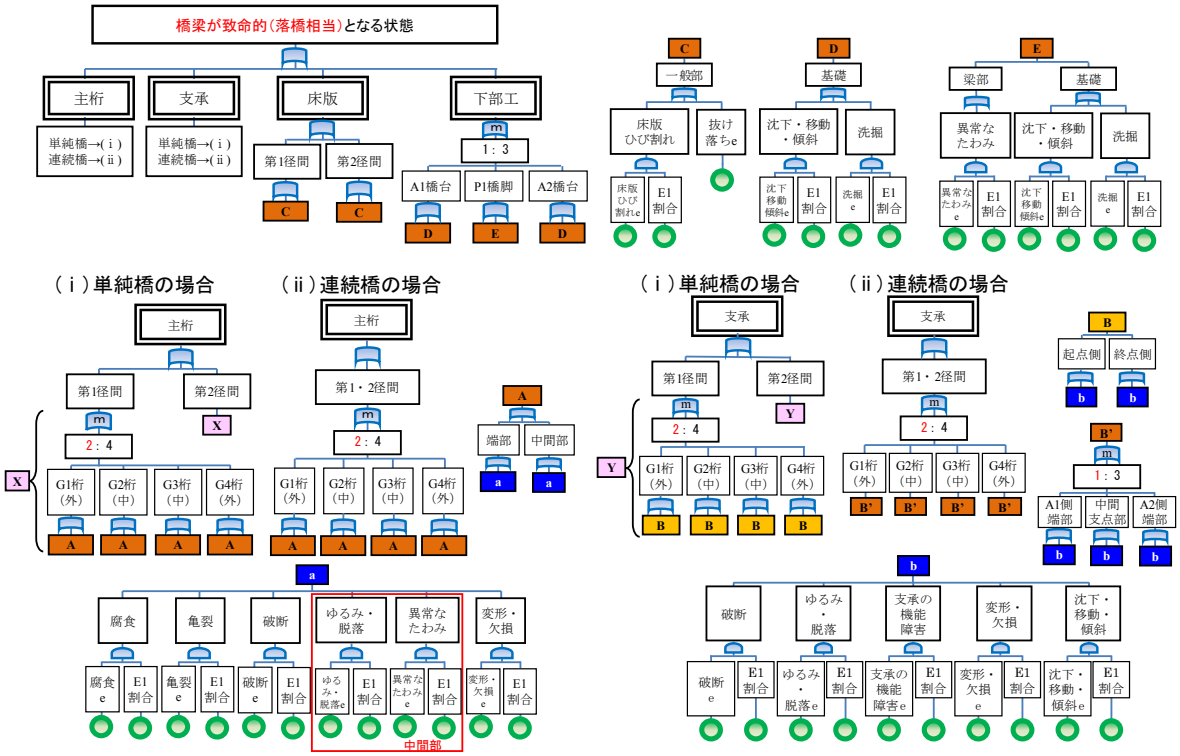


図-4.4.26 FT 図（RC 床版を有する 4 主鈑桁橋）

因みに、本研究で算出される絶対値は、供用から対策をせず放置した場合の対策区分E1相当（落橋相当）に至る確率を統計的に推計したものと解釈できるため、実際にこのような率で事故が生じるということではない。また、FTの作り方によっても、絶対値は容易に大きく変化することから実際の事象との対比において大きな意味をもたない。ここでは同じ仮定の下での試算結果同士の相対比較により、ここで行ったリスク評価手法の実現性や有効性について検討する。

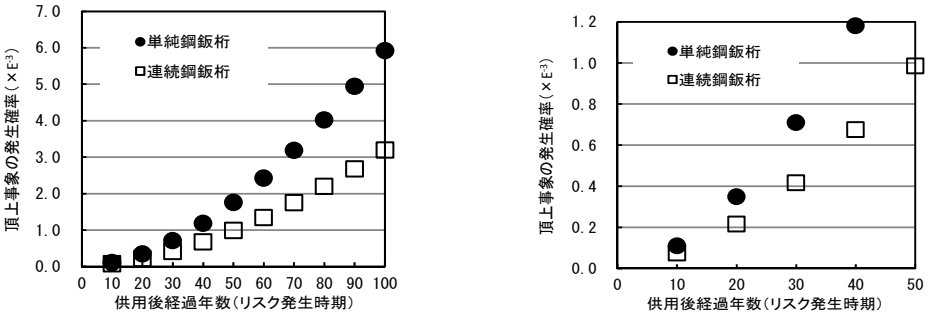
鋼4主桁の2径間橋で2連の単純橋と連続橋で建設した場合の比較結果を、図-4.4.27(a)～(c)に供用時点から10年ごと100年間の頂上事象および中間事象の発生確率の推移として示す。右側のグラフは左のグラフの軸を拡大して一部を拡大描画したものである。

図-4.3.27(a)の頂上事象発生確率からは、初期より一貫して連続橋の値が低く、単純橋は供用から100年後には連続桁のおよそ2倍となっている。

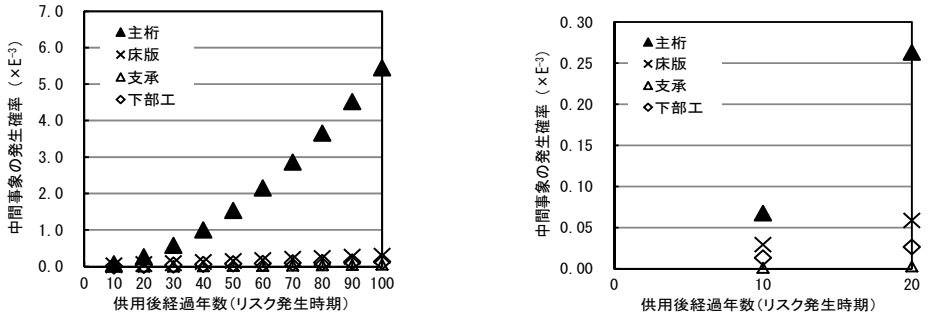
この原因を見るために図-4.4.27(b)、(c)に示す中間事象発生確率を見てみると、共通して主桁が他の部材に対して突出しており、供用後のどの時点においても概ね2倍の差がある状況が続いており、これより頂上事象発生確率の差の原因は、主桁の中間事象発生確率によるものと確認できる。さらに主桁が突出する理由を基本事象から見てみると、表-4.4.4および式(4.4.7)から得られたe発生確率予測式から、主桁の腐食が他の部材・損傷と比較して劣化が進行早い特徴があり、例えば、e発生確率予測式にt =100を与えると、100年時点で床版ひびわれが0.4 %に対して、主桁端部が43 %となるなど生起確率で100年の間でおよそ100倍もの違いがある。またE1の割合においても腐食は他の部材・損傷に対して相対的に値が高く、その結果、分析の元データとなった部材や損傷の劣化特性に近い道路橋においては、他の部材や損傷が主桁の腐食よりも支配的になる可能性はほとんどないと考察することができる。

なお、主桁の中間事象発生確率で連続桁と単純桁で2倍近い差になる理由は、図-4.4.23に示す主桁のFT構造の違いから説明できる。このケースは、ある架橋位置で2径間橋梁を計画するにあたって上部工を単純桁2連とするか2径間連続桁とするのかを検討する状況に該当する。リスクの支配要因となった主桁の腐食で、他の部材や損傷に対して突出した発生確率となった原因である桁端部が、連続桁では橋台上の2カ所となるのに対して、単純桁では中間橋脚上にも主桁端部を設けることとなり、橋全体としては支配的なリスク要因がより多くあることで単純にリスク発生確率が増加してしまうことが理解出来る。このように信頼性の高い生起確率と構造系を正確に反映したFTを組み合わせることで、点検データを活用して実務においてリスク要因の特定や形式選定などの意思決定におけるリスク評価への参考情報を与えうることがわかる.

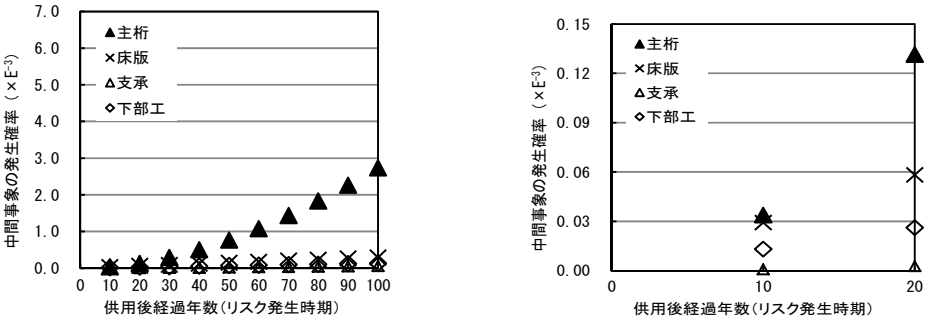
仮に、本ケースにおいて設計上の目標として頂上事象発生確率が 4.0×10^{-3} と設定されたとすると、2 径間連続桁であれば、分析の元データの大半を占める従来一般的な技術によることで確実に目標の達成が見込めるが、2 連の単純橋でこれを達成するためには、頂上事象の発生リスクの支配的要因である主桁端部の腐食に対して従来一般的な防食技術による場合よりも腐食が深刻化する確率を 50%程度以上低減できる対策の実施が必要となることがわかる。



(a)頂上事象（左：通常、右：軸拡大）



(b)中間事象（単純鈑桁）（左：通常、右：軸拡大）



(c)中間事象（連続鈑桁）（左：通常、右：軸拡大）

図-4.4.27　事象発生確率の比較（単純橋と連続橋）

次に、主桁の本数のみが変化した場合を想定した、鋼単純桁橋で主桁本数を 2 本、4 本、6 本とした場合の試算を示す。

図-4.4.28(a)に 2、4、6 主桁橋の頂上事象発生確率の推移を示す。発生確率は、時点によらず主桁本数が多いほど確率が小さくなり、2 主桁橋が 4、6 主桁橋に比べて突出して高い。

図-4.4.28(b)～(d)に示す中間事象発生確率からは、2、4 主桁橋では主桁が他の部材より突出しており、これが頂上事象の支配要因であることが理解出来る。一方、6 主桁橋では、供用後 70 年間程度までは床版の発生確率が最も高く、その後、主桁の発生確率が逆転しており、経年的にリスク発生の支配的要因が変化する結果となっている。図-4.4.28(b)～(d)から、供用後 100 年の時点では、いずれも主桁が支配的であり、6 主桁に対する比率が、2 主桁橋で 320 倍、4

主桁橋で 24 倍となっており、2、4 主桁橋が 6 主桁橋に対して非常に大きい。また、6 主桁橋の供用後 50 年時点の中間事象発生確率をみると、床版が主桁の 2 倍程度大きくなっている。

FT 構造より、他の部材に突出してリスク発生確率の高い主桁の本数が増加した場合、頂上事象を生じさせるのに必要な致命的な状態となる主桁本数も増えることから、それぞれ独立した主桁の損傷の同時発生確率が本数の増加に対して加速度的に小さくなることによる当然の結果が現れていることがわかる。ただし、時系列的には発生確率が線形的に変化しないことと、それらが同時発生確率として累乗されていくことから、相対的なリスクの大小関係は着目時点毎に一定ではないことに注意が必要である。

次に、主桁以外に着目すると、2 番目に高い中間事象発生確率が 2 主桁橋では支承であるのに対して、4 主桁橋と 6 主桁橋では床版となっている。これは、桁本数の違いに起因して床版パネルの数や支承の数なども変化し、かつそれぞれの劣化曲線や影響度と複雑に関連し合っていることが原因である。また 6 主桁橋では、主桁の破壊確率が大きく低下したこともあって、初期には床版が頂上事象の支配的要因となり、長期的には劣化速度の大きい主桁によるリスクの割合が大きくなり支配的要因が経年で変化する結果となっている。

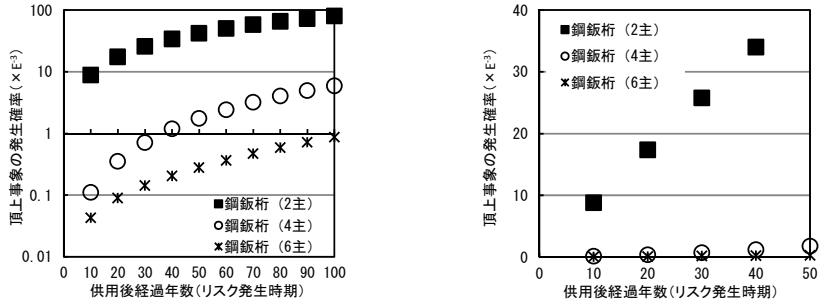
以上のように、単純な形式同士の比較であっても構造系と部材毎の経年劣化が反映するため経年的なリスクの発生確率や支配的要因の現れ方を経験のみに頼って的確に判断することは困難であることが示唆される。

因みに、このケースでは基本事象については、a)の 4 主桁のケースと同様に主桁端部の腐食が支配的な要因となっている。6 主桁橋で高い床版の基本事象発生確率については、対策区分 E1 の発生確率に変換しても腐食と比べて高くはない。

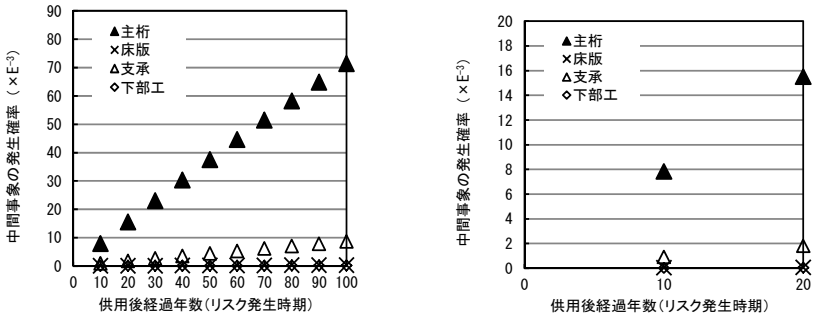
ここで、頂上事象の発生確率に目標値を設けて、それを満足するように形式選定を行うことを想定する。仮に目標値を 4.0×10^{-3} とすると、6 主桁橋であればこの分析の元となった従来技術のみで目標は満足出来るが、2 主桁橋と 4 主桁橋ではともに設計供用期間中に許容される以上のリスク発生確率となるため、当初より耐久性に優れた防食技術を採用したり、あるいは維持管理段階における是正措置をライフサイクルコストに加算するなどでリスク発生確率低減措置を考慮しなければ、6 主桁橋との正当な優位性の比較ができない。また 2 主桁橋と 4 主桁橋では目標が達成出来なくなると見込まれる時期に大きな開きがあり、これらの相違をどこまで実務上の有意差として考慮するのかについては、劣化速度の見積もりの信頼性も加味しての判断が必要となると考えられる。

なお、このケースでは 2 主桁橋を目標値に収めるためには、供用 50 年後以降の値で腐食対策の信頼性をおよそ 10 倍以上に高める必要あり、従来技術に対して極めて防食性能の信頼性が高く耐久性にも優れた技術の採用が求められる。一方で、6 主桁橋は、供用期間を 100 年程度と想定すると頂上事象発生確率には大きな余裕があり、主桁の損傷による致命的事態の発生リスクを抑える目的による主桁本数の確保としては、6 主桁は過度に安全であり、例えば主桁の耐久性向上策を実施した上で 4 主桁橋とするか、従来技術により 5 主桁橋とするなどの比較検討が供用中のリスクも考慮した上での合理的な比較検討になると考えることもできる。また、仮に 6 主桁橋で架橋する場合には、耐久性の信頼性向上の観点からは劣化速度が大きく一般には支配要因と理解されることの多い主桁の腐食対策よりも、床版や下部工の劣化対策を行った

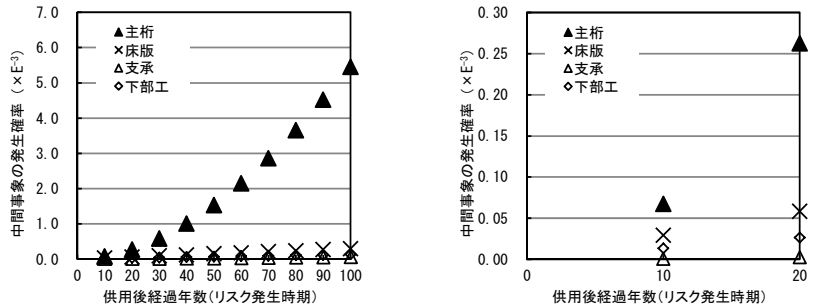
り、供用中にこれらの損傷状況により注意を払う方がリスク対策としては合理的かつ効果的となる可能性が高いことが言える。



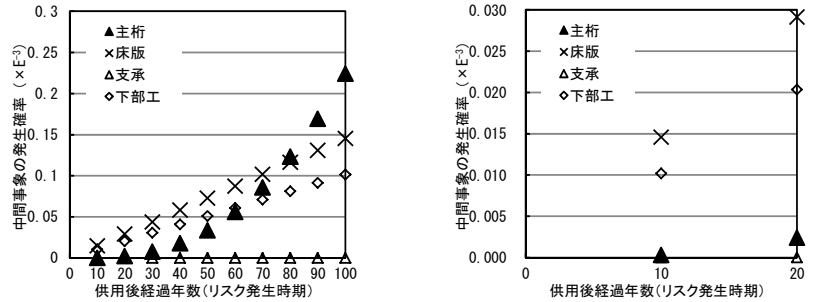
(a)頂上事象（左：対数軸、右：普通軸拡大）



(b)中間事象（2 主桁橋）（左：通常、右：軸拡大）



(c)中間事象（4 主桁橋）（左：通常、右：軸拡大）



(d)中間事象（6 主桁橋）（左：通常、右：軸拡大）

図-4.4.28　事象発生確率の比較（主桁本数の違い）

4.5 まとめ

全国の直轄の道路橋の定期点検データと当該橋の様々な基本諸元や架橋環境等のデータを組み合わせて重回帰分析により劣化特性を関連の深い因子の抽出と、それらを説明変数とした経年に対する劣化傾向の期待値としての重回帰式の算出を試みた。

その結果、重回帰式は得られるものの、本研究で分析を行った道路橋の代表的な劣化事象について回帰式の決定係数はいずれも0.2～0.3程度と際めて低い値となった。

ここで検討したケースは、直接推計（散布）での単回帰そのものの信頼性が低い極めてばらつきの大きな母集団に対してであることもその一因と考えられ、十分な量のデータが確保されていても、代表的な損傷形態に対しても一般化された回帰式を与えることは多くの説明変数を用いても困難であることを意味しているものと考えられる。

そのため、劣化傾向を重回帰分析によって確定的な期待値として求める場合には、少なくとも信頼性の高い結果が得られるように適切な属性によってデータを区分することが必要であると言える。また得られた結果の活用に際しては推計がもつ信頼性を明らかにしたうえでそれらを正しく認識しておくことが重要である。

本研究では限られた方法によってしか分析を行っていないことから、説明変数の抽出方法などに更なる検討の余地は多々残されていると考えられ、特に膨大な説明変数の候補から有意なものを如何に的確に抽出するのかについては大きな課題である。また一つの母集団として扱うデータについても劣化現象そのものに寄与する条件は無数にあり、説明変数に考慮されない条件について如何に特定してそれらをデータ分割に反映するのかなどの課題があるものと考えられる。

このような課題を解決しなければ、道路橋のような多数のアセットが長期に連動して機能することに対して、貝戸ら[6]が指摘しているような将来予測を含む階層的アセットマネジメントサイクルの実現などの合理的な維持管理戦略実現の為の体制を高い信頼性を有する形で実現することは困難であり、更なる予測技術の確立に向けた検討が重要であるといえる。

なお、個々の劣化事象には極めて大きな不確実性があることから点検データから導出した確定的な期待値による将来予測は説明性の観点からは信頼性のある結果を得ることは極めて難しいものの、直轄道路橋の定期点検データからは経時的に劣化が進行する傾向のあることは疑う余地はなく、状態遷移確率分布で表現されるような信頼性の情報を残した形での劣化傾向の定量化やそれらを用いて確率論的に将来予測を行うことは合理的な維持管理に資する有意な情報を提供できると考えられる。

マルコフ性を仮定したうえで点検時期と実際の状態遷移の時期の乖離などの不明を補うことができる方法として提案されている最尤推定法を用いたマルコフ遷移確率行列の推定手法を用いて様々な属性等の区分毎に推計を行った結果、構造特性や部材種別、架橋環境の相違など従来から一般的に劣化速度などの相違につながると考えられてきた条件によって、比較的明確な状態遷移確率分布の差異が認められるものも多いことを点検データで実証した。

このような、劣化特性に大きな不確実性を有する道路橋について、全国の直轄道路橋で得られた均質な定期点検データを活用して、予測に基づく計画的維持管理の実施など実務における道路橋の計画的管理の実現に資する観点から、点検データからの状態遷移確率分布の推計手法の適用性について検討を行った。また状態遷移確率分布が有する劣化の不確実性の情報を失わ

ずに劣化特性の相対比較が行える評価手法について劣化速度とライフサイクルコストに着目して検討を行った。

その結果、以下の知見が得られた。

1)代表的な劣化予測手法による状態遷移確率行列の推定

同じ対象に対する前後 2 回の点検結果から代表的な劣化予測手法を用いて状態確率分布および期待値曲線の試算を行った結果、推計手法の相違によって将来の予測結果には維持管理戦略に影響を及ぼすことが予想される大きな差が生じることが分かった。

また、道路橋の点検データそのものに通常含まれる遷移時期の不明や点検間隔のばらつきの影響を補うために最尤推計法を適用することには一定の効果が見込まれるものの、ハザード関数の仮定が実データの特性が異なる場合、推計結果の信頼性が大きく低下するなど、劣化予測式の推計モデルの前提条件と元データの有する特性の不一致の解消を図ることが推計の信頼性確保に特に重要な課題であることがわかった。

2)推計の仮定条件との適合性（または遷移確率行列の推計・選定）

i)データ欠損の影響の有無

時間的にも状態の変化についても連続的な遷移事象である劣化を、ある離散的な時刻の状態でしか評価していないことについて、点検と点検の間の時刻で状態が遷移した可能性をハザード率として評価して母集団の特性を推定することの必要性と効果について、斉時性があるものと考えた場合のケースとして、最尤推定法を用いたマルコフ遷移（最尤推定）と母集団と標本が一致した特性であると仮定したマルコフ遷移（数え上げ）による遷移確率行列の推計結果の比較を行った。

その結果、多くのケースで両者の回帰式には大きな差が生じないことがわかった。ここで用いた直轄の道路橋の定期点検では大半のデータが 5 年毎と大きく乖離しない頻度で取得されているものと考えられることから、道路橋の定期点検で着目される事象に関しては、概ね等間隔で行われた点検時のデータ数が十分に確保される場合には、点検が離散的に行われることに起因して生じる実際の状態遷移時期の不明はあるものの、点検データを数え上げることで作成できる遷移確率行列を元に将来予測を行ってもある程度の信頼性は確保可能である。

ii)必要なデータ数

諸元や部材位置、使用条件等によって劣化の特徴は大きくことなることから、実点検データを用いて将来状態を予測する場合、できるだけ同じ属性のデータを母集団とすることが信頼性確保の点で有利となる。一方で、母集団データの減少は推計精度の低下に繋がり、本研究で用いた直轄道路橋の点検データでは少なくとも数千以上のデータが必要と考えられる。その裏返しとして将来状態の期待値を予測する場合においても、予測しようとする母数が少ないとその予測結果の信頼性は確保できないことも実データから確認された。

劣化予測の信頼性の観点から、点検では引き続き、これらの条件をできるだけ一致させることができるように細分化された単位でデータを取得･蓄積していくことが重要であるといえる。

iii)遷移確率行列の推定誤差の影響

遷移確率行列を推定した後に､得られる遷移確率分布に対して劣化予測式を推定する場合には､元となる遷移確率行列の推定誤差の影響が含まれるために、いずれの遷移確率行列を採用するのかは予測精度に関わる大きな問題である。しかし、過去の類似の検討[16]でも指摘されている

とおり、現実には推計手法の相違によって得られる異なる遷移確率行列からどの遷移確率行列がより実際のデータ特性を表現したものであるのかを明確に判断できる基準はなく、対象事象のそれぞれに対して信頼性の高い遷移確率行列の推計手法を明らかにすることが不可欠な課題といえる。

一方で、仮定や原理の異なる複数の推計手法による状態遷移確率の推計を行った結果を相互に比較することで、推計手法の相違の特徴から母集団の劣化特性が有する特徴やそれらのうちのいずれかの推計手法による場合の結果の信頼性や傾向について情報が得られる可能性があり、同じデータに対して複数の異なる手法による推計を行うことが劣化特性の解明には有効と考えられる。

3)状態遷移確率分布を用いた劣化の特徴の指標化

状態遷移確率分布に表現される劣化進展過程のばらつきを含む劣化の特徴を定量的に表現する方法について検討した。その結果、提案する指標化によって劣化傾向の違いや傾向の異質なデータの混在などの有無の判断、耐久性阻害要因の推定など点検結果からの維持管理計画の立案や設計施工における耐久性向上のための対策の方向性の検討などに参考となる情報が得られる可能性があることを示した。

例えば、PC 桁のひびわれの例では、指標によってポストテンション形式の主げたでは、同じ PC 構造であるプレテンション形式の主桁よりも RC の主桁により近い傾向を示すことが明らかとなった。この例ではポステンの中空桁とポステンの箱げたでは、プレテン桁やポステンの他の桁形式に比べてひびわれが多発している可能性があり、両者の相違やひびわれ発生実態の詳細調査を行うことで、耐久性向上余地が見いだせる可能性がある。

また、指標による劣化特性の特徴の検討の結果、橋梁形式や構造形式、部材種類のみならず外げたと内げたの別、桁の端部と支間中央部などの位置の別によっても劣化速度や遷移確率分布の特徴に大きな違いのあることが明らかとなった。例えば桁端部の腐食のように同じ部材の位置によっても劣化傾向に極めて大きな差が生じるものもある。このように本研究における分析を通して、実績データに基づいて劣化傾向を把握し、より信頼性の高い対策優先度の検討やライフサイクルコストの評価を行うには、主観的要素の入らない客観的事実として損傷等の状態の情報を、部材をさらに細分化した要素レベルで取得・蓄積することが有効であり、これらを簡単な指標によって差別化できることが明らかにできた。

不可避な劣化要因に対して設計基準における耐久性の見積もりや技術開発目標の設定において現象の特徴をどのようにとらえるのかは、不確実性の大きさを考えると、実績の傾向を踏まえることが合理的である。そのとき例えば、2 極化が避けられない事象や部材に対しては時間信頼性に期待して定量的な耐久性設計を行ったり、維持管理段階で状態の追跡を行って確実に予防保全を行うことを期待することは難しいと判断できる。逆に経年に従って段階的かつ着実に状態の悪化するものが増えていくような均等型の事象や部材に対しては、定期点検などで状態変化に注視して将来予測を行って予防保全を行って合理的な維持管理につなげることを考えることも有効と考えられる。

因みに、提案する状態遷移確率分布の特徴を示す指標からは、防食技術の種類などの選択肢となりうるもの同士で、維持管理段階で状態の追跡を行って確実に予防保全を行うことを期待することがより難しい 2 極化傾向の強いものと、経年に従って段階的かつ着実に状態の悪化す

るものが増えていく傾向がより強く、時間信頼性を考慮しつつ定期点検などで状態変化の注視から予防保全の実現が二極化する場合によりも期待できるものとに分かれるものもあることがわかった。既設だけでなく道路橋の設計においてもこのような特徴を踏まえることで意図的に前提とする維持管理戦略を使い分けて所要の耐久性能を合理的に目標として定めることが行いうると考えられる。例えば、設計では建設当初に期待する耐荷力等の性能が経年とともに低下することに対して設計供用期間にわたって必要な水準が維持されることを考慮する必要があるが、現在の技術水準では劣化傾向に確率的に 2 極化することが避けられない場合には、供用期間中に防食機能などの耐久性の拠り所となる部分の回復を織り込むパターン A（図-4.5.1）やパターン B（図-4.5.2）による耐久性確保を行い、逆に均等化することが期待できる場合には、パターン C（図-4.5.3）やパターン D（図-4.5.4）のように時間信頼性の観点で耐久性能を照査して必要な対策を当初から織り込んでいくという設計により耐久性を確保することも考えることができる。またどのパターンで耐久性を確保することがライフサイクルコストやリスク低減の観点から有利となるのかがわかれば、遷移確率分布の特徴からそれにより合致した技術を選択することや、あるいは開発目標とすることなども可能となるため、このような耐久性確保戦略のパターンを設計時点で確定してそれが満足されるよう具体的な対策を行うことが耐久性設計の信頼性向上に効果的と考えられる。

なお、近年は技術基準の性能規定化や技術提案型調達方式の普及に伴い、画一的でない多様な技術が用いられる。この場合、抵抗側の耐久性能のポテンシャルが異なっている可能性が高くなるため、外力条件との組み合わせにおいて、導入段階において目標期間に対する耐久性能の信頼性などが明らかにされていなければ、個々の道路橋で耐久性は大きくばらついた結果となることが予想される。また、個々に潜在的に耐久性能が異なる道路橋が作られることが一般化してくると、管理対象の資産で同じ耐久性能の特徴を有する母集団として一定量を確保することが困難となってくるものと考えられる。この場合、将来の維持管理において劣化特性の評価が困難となり将来予測や将来推計による計画的に管理を困難とするリスクが増大することが懸念され、性能規定化や技術提案型調達方式により新しい技術を積極的に取り入れることと、統計的手法により保有資産の耐久性の特徴を明らかにして劣化予測を取り入れた計画的維持管理の実現の両立を可能とする資産整備の方法の確立は課題といえる。

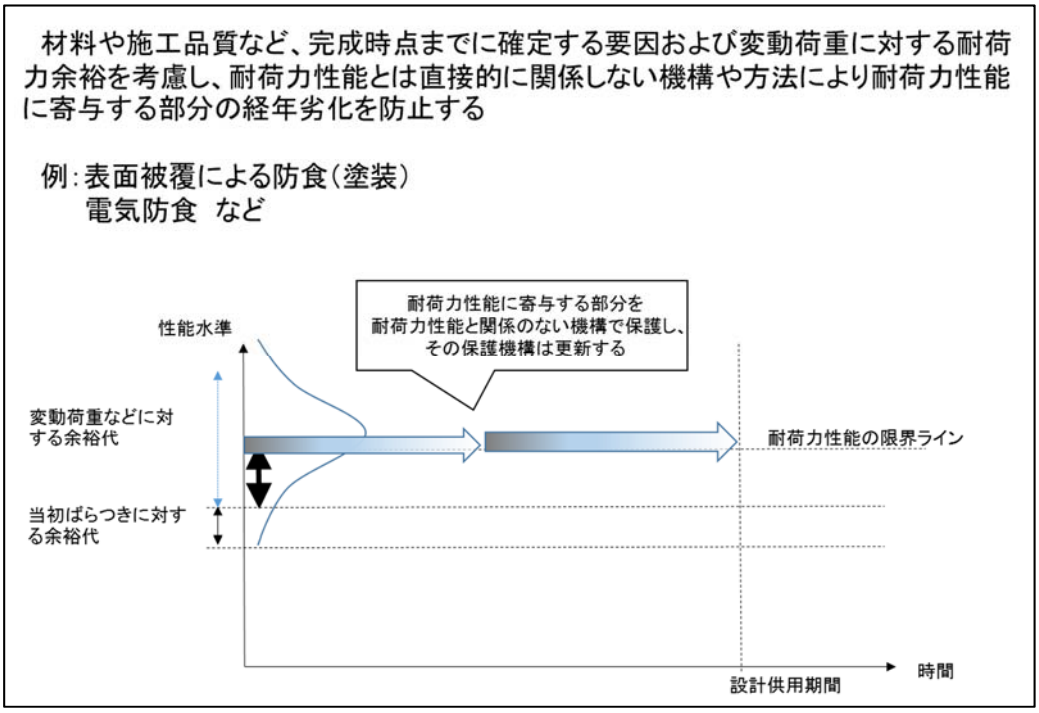


図-4.5.1　劣化の特徴から考えられる設計における耐久性確保戦略（パターン A）

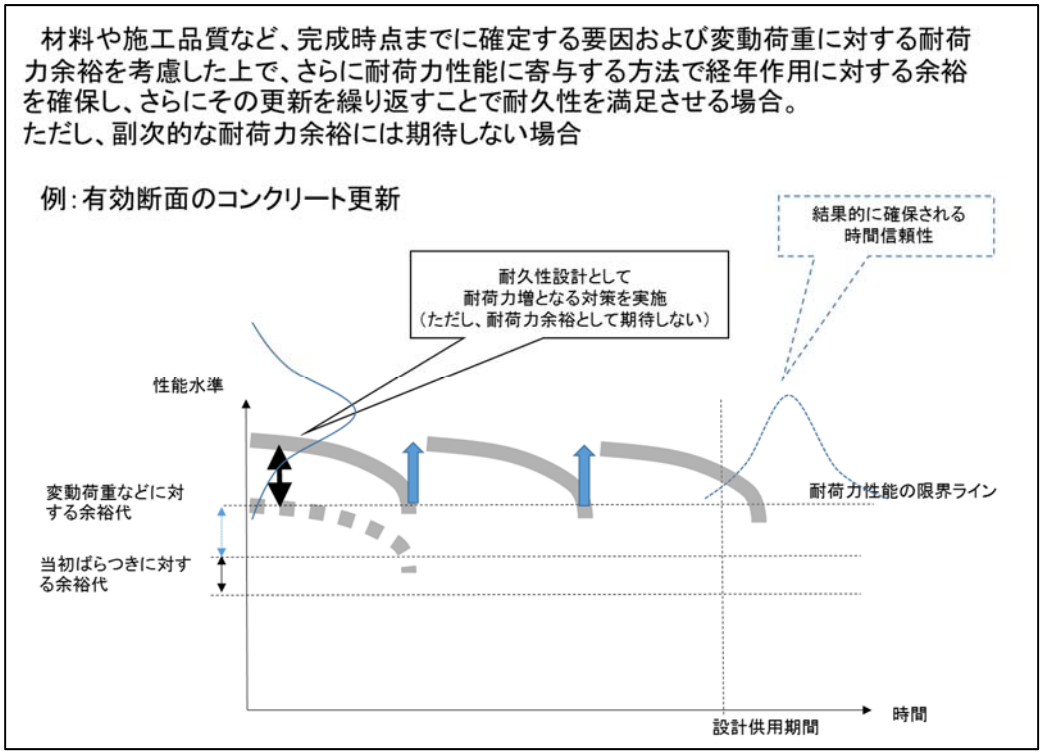


図-4.5.2　劣化の特徴から考えられる設計における耐久性確保戦略（パターン B）

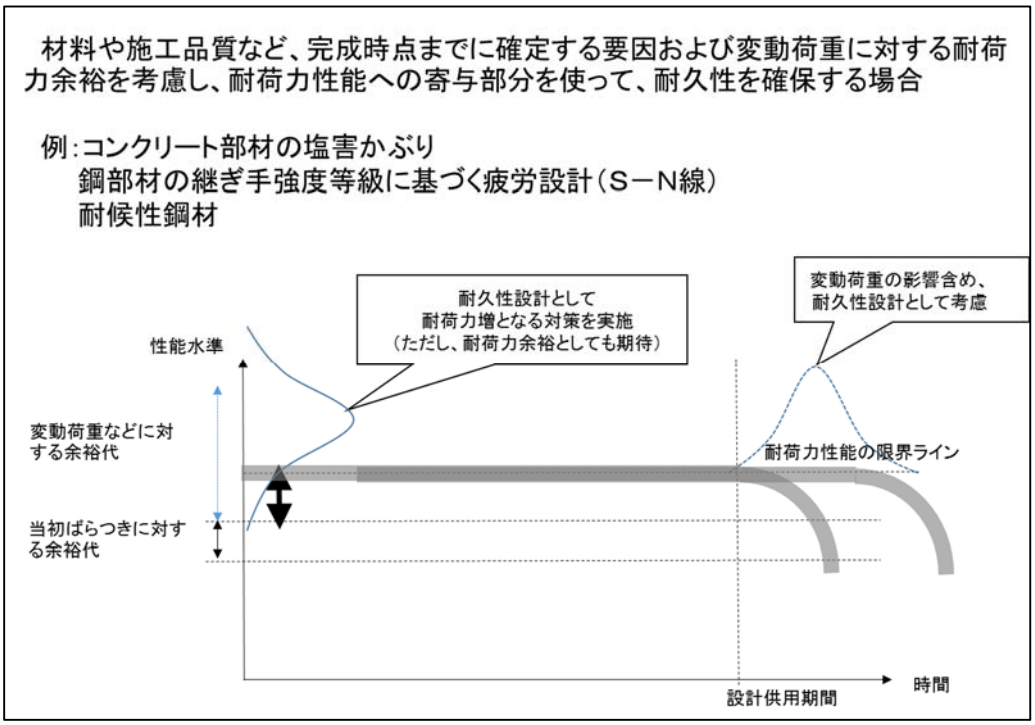


図-4.5.3　劣化の特徴から考えられる設計における耐久性確保戦略（パターン C）

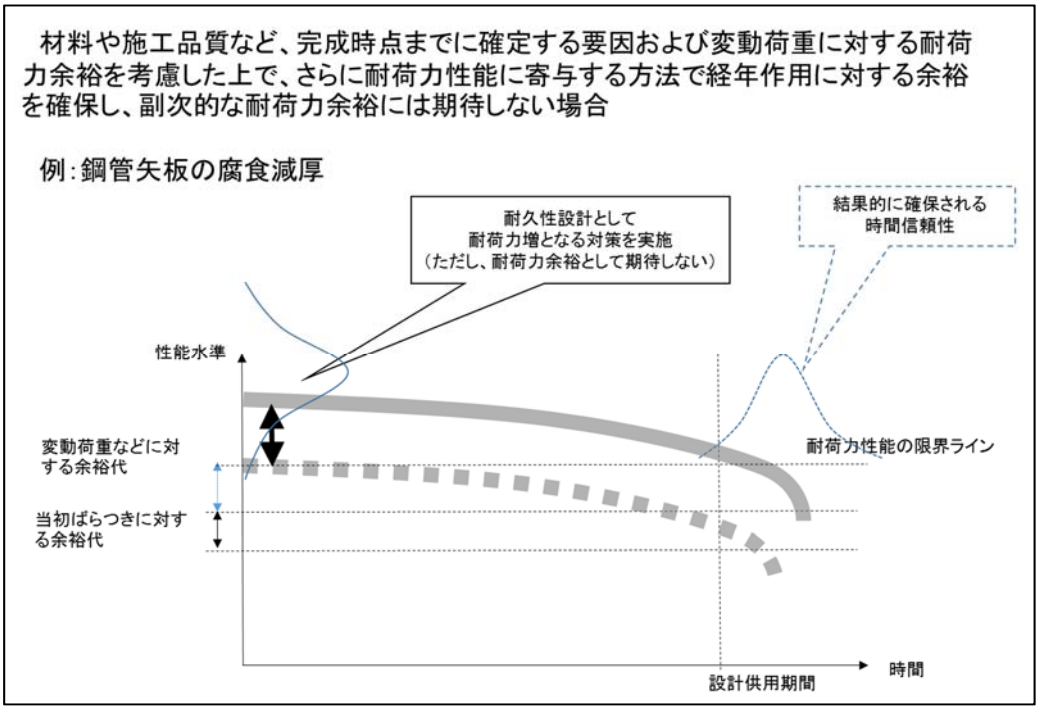


図-4.5.4　劣化の特徴から考えられる設計における耐久性確保戦略（パターン D）

4)劣化の不確実性を考慮したライフサイクルコストの評価手法

実績からは極めて大きな不確実性のある劣化事象に対して、点検データから求められる状態遷移確率分布を用いて、将来の各時点での損傷状態の構成比率を考慮することで劣化の不確実性の情報を反映したライフサイクルコストを簡便に推計できることを示した。さらに各時点での損傷状態の内訳の情報を反映させることで、放置される時間長さに応じて、補修や補強が行われる前に重大な事故を生じる可能性のある著しく劣化を生じたり、深刻な損傷を生じている部材の存在の影響を貨幣換算してライフサイクルコスト評価に考慮しうることを示した。

また、提案した方法を用いて代表的な損傷種類についてライフサイクルコストの傾向の推定を行った結果、予防保全によるライフサイクルコストの縮減効果が得られると見込めるための予防保全と事後保全の補修費の差は状態遷移確率の性状に大きく左右されること、および状態遷移確率分布の特徴が異なる属性のデータを分離せずにライフサイクルコストの推計を行うと結果の信頼性が大きく低下する可能性があることを実際のデータを用いて実証した。

実務における実際の橋梁形式の選択検討を念頭に、設計条件を反映した構造特性を踏まえたFT構造に、全国の道路橋で得られた点検データから求めた部材毎、損傷毎の劣化特性を組み合わせて試算を行い、このようなリスク分析手法が道路事業において有効性があるかどうかについて検討を行った。その結果、実務レベルでもFTAによるリスク評価から、ライフサイクルコストの信頼性の評価やそれらを踏まえて維持管理上有利な構造形式の選択や有効な耐久性向上策の選択、あるいは対策に求めるべき性能水準の設定などが行い得ることを示した。

例えば、鈑桁形式の鋼道路橋では、設計供用期間を通じて主桁端部の腐食がリスク要因として他の部材や損傷に対して支配的であり、該当箇所の削減や主桁に対する構造的冗長性の確保を行うことが、橋が致命的な状態となるリスクの低減策として特に有効となる可能性があるとの結果が得られた。

また、点検データから求めた既往の橋梁の劣化特性を反映したFTAからは、道路橋で通常選択される構造形式同士でも、橋に致命的影響を及ぼす部材が異なるため、実際の供用期間中に生じうる致命的な状態に至るリスクの程度やその内容が異なる可能性のあることが明らかである。そして種類の異なる部材のリスク要因としての支配程度が近くなると、劣化特性の相違も影響して、経年的に期待される支配的なリスク要因が複雑に変化する可能性のあることを明らかにした。

本研究では、設計の最上流段階における大まかな構造形式選定段階を念頭に設計条件を単純化して代表的な橋梁同士の比較を行ったが、実際の橋梁では部材相互の重要性や耐荷力構造は極めて複雑なものとなる。そのため、最終的に構築される橋梁のリスク評価との整合性については今後検証されなければならない。

また、本研究で用いたデータは、過去に建設された橋の点検結果であり、現在のところ設計条件や架橋環境に複雑影響される道路橋の劣化特性については、できるだけ同じ条件で得られた均質かつ十分な量の点検データによる以外に有効な方法がない。しかし、データにはこのような条件の違いによるばらつき以外に、それらに使われている技術基準や材料なども現在のものとは異なっているものも多く含まれており、実績データの乏しい新たに建設される道路橋の特性を踏まえた信頼性のある将来状態予測式を如何に設定するのかは課題である。

第４章　参考文献

1) 貝戸清之，山本浩司，小濱健吾，岡田貢一，小林潔司：ランダム比例ワイブル劣化ハザードモデル：大規模情報システムへの適用，土木学会論文集 F,Vol.64,No.2,pp115-129,2008.4

2) 渡嘉敷勝，長束勇，森充広，石村英明，石神暁郎：コンクリート構造物の劣化度データに対するワイブル分布の適用，構造物の安全性および信頼性 JCOSSAR 2003 論文集,pp947-952,2003

3) 青木一也，山本浩司，小林潔司：トンネル照明システムの最適点検・更新政策，土木学会論文集，No.805/VI-69,pp105-116,2005.12

4)　津田尚胤，貝戸清之，青木一也，小林潔司：橋梁劣化予測のためのマルコフ遷移確率の推定,土木学会論文集,No.801/I-73,pp69-82,2005.10

5)　竹田俊明，大島俊之，佐藤誠，三上修一：橋梁点検実測データに基づく橋梁試算劣化予測評価の検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.51A,2005.3

6)　杉崎光一，貝戸清之，小林潔司：目視検査周期の不均一性を考慮した統計的劣化予測手法の構築，構造工学論文集，土木学会，Vol.52A,pp781-790,2006.3

7)　青木一也，山本浩司，津田尚胤，小林潔司：多段階ワイブル劣化ハザードモデル，土木学会論文集，No.798/VI-68,pp125-136,2005.9

8)　津田尚胤，貝戸清之，山本浩司，小林潔司：ワイブル劣化ハザードモデルのベイズ推定法,土木学会論文集 F,Vol.62，No.3,pp473-491,2006.7

9) 国土交通省道路局：道路橋の予防保全に向けた有識者会議資料（第 1 回）資料-3 参考資料，2008，　http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-council/maintenance/1pdf/3.pdf

10) 佐伯彰一他：橋梁点検要領（案），土木研究所資料第 2651 号，昭和 63 年 7 月，建設省土木研究所

11) 橋梁定期点検要領（案），平成 16 年 3 月，国土交通省道路局国道・防災課

12) 名取暢,西川和廣,村越潤,大野崇：鋼橋の腐食事例調査とその分析,土木学会論文集No.668/I-54,pp.299-311,2001.1.

13) 鋼構造委員会鋼橋の余寿命評価小委員会：鋼橋の劣化現象と損傷の評価,土木学会論文集No.51/I-29,pp.21-36,1994.10

14) 藤原博,三宅将：鋼橋塗膜の劣化度評価と寿命予測に関する研究,土木学会論文集,Vol.2002,No.696,pp.111-123,2005.12

15) 日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧,2005.12

16) 玉越隆史,中洲啓太,石尾真理,武田達也,水津紀陽：鋼道路橋の局部腐食に関する調査研究,国土技術政策総合研究所資料第294号,2006.1

17) 横田勉, 渡辺浩良:プレストレストコンクリート橋の施工における品質管理の現状と課題,コンクリート工学，Vol. 39，No. 5，pp. 40-43，2001.

18) 小林和夫：PC構造物の補修・補強，コンクリート工学，Vol. 37，No. 2，pp. 3-9，1999

19) 松井繁之：床版研究の変遷と輪荷重走行試験機の役割,第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集,pp1-12,2006.7

20) 阪神高速道路公団管理技術センター：道路橋RC床版のひび割れ損傷と耐久性,1991.12

21) 松井繁之,西川和廣,大田幸二：RC床版とその損傷,橋梁と基礎,1998.5

22) 野田恭平,杉原伸泰,大西弘志,松井繁之:RC床版片持ち部の押し抜きせん断耐荷力と最小床版厚に関する検討,第四回床版シンポジウム講演論文集,pp.167-172,2004.11
23) 街道浩,渡辺滉,橘吉宏,松井繁之,堀川都志雄:床版張出し部の輪荷重走行試験および曲げモーメント性状について,構造工学論文集,Vol.48A,2002.3
24) 玉越隆史,川畑篤敬:鋼道路橋床版の設計と留意点－道路橋示方書改訂について－,第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集,pp.1-8,2003.6
25) 中谷昌一,内田賢一,西川和廣,神田昌幸,宮崎和彦,川間重一,松尾伸二：道路橋床版の疲労耐久性に関する試験,国土技術政策総合研究所資料第28号,2002.3
26) 上阪康雄：合成桁RC床版の現状と課題,第一回道路橋床版シンポジウム講演論文集,pp.5-10,2006.7
27) 玉越隆史,中洲啓太,石尾真理,中谷昌一：道路橋の交通特性評価手法に関する研究,国土技術政策総合研究所資料第188号,2004.7
28) 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，pp.I813-I824,2011
29) 気象庁HP：http://www.jma.go.jp/jma/
30) 吉田光雄:重回帰分析における多重共線性と Ridge 回帰について,大阪大学人間科学部紀要13,pp227-242,1987
31) 鈴木徹：重回帰分析の適用による秋田県北鹿地域における黒鉱鉱床有望地の抽出，資源と素材，Vol.119，pp.149-154，2003
32) 本城勇介，町田裕樹，森口周二，原隆史，沢田和秀，八嶋厚：岐阜県飛騨圏域を対象とした道路斜面危険度評価，土木学会論文集C，Vol.67，No.3，pp.229-309，2011.
33) 貝戸清之，阿部充，藤野陽三：実測データに基づく構造物の劣化予測,土木学会論文集,No.744/IV-61,pp29-38,2003.10
34) 玉越隆史，横井芳輝他：平成 25 年度道路構造物に関する基本データ集，国土技術政策総合研究所資料 822 号，国土技術政策総合研究所，2015.1
35) 森村英典，高橋幸雄：マルコフ解析，日科技連，pp.1-40，1979.3
36) 松井博：標本調査法入門，(財)日本統計協会，p.31，2005.9
37) 山本浩司，青木一也，小林潔司：道路付帯施設アセットマネジメントシステム，土木情報利用技術論文集，Vol.15,pp173-184,2006
38) 宮本文穂，串田守可，足立幸郎，松本正人：Bridge Managemant System(BMS)の開発，土木学会論文集，No.560/VI-34,pp91-106,1997.3
39) 田村謙介，小林潔司：不確実性下における道路舗装の修繕ルールに関する研究，土木計画学研究・論文集，Vol.18,no.1,pp97-107,2001.9
40) 宮本文穂，河村圭，中村秀明：Bridge Managemant System(BMS)を利用した既存橋梁の最適維持管理計画の策定，土木学会論文集，No.588/VI-38,pp191-208,1998.3
41) 高沢和典，小山健：ライフサイクルコストを考慮した構造物の経済性評価について，建設マネジメント研究論文集, Vol.4,pp91-98,1996
42) 高沢和典，松田賢，小山健：繰り返し荷重に対する構造物の初期安全性レベルと LCC，建

設マネジメント研究論文集，Vol.6,pp289-298,1998
43) 小山幸寛，小山健，林周平：社会的損失費用の曖昧さを考慮した構造物の LCC 評価，建設マネジメント研究論文集，Vol.9,pp1-10,2002
44) 木内順司，齋藤善之，杉本博之：点検結果のばらつきを考慮した橋梁の最適維持管理計画に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.54A,pp155-168,2011.3
45) 佐藤弘史，荻原勝也：橋梁マネージメントシステム，土木技術資料,Vol38-1,pp38-43,1996
46) 宇野洋志城，木村定雄：道路トンネルにおけるはく落リスク変動モデルの特性評価，土木学会論文集 F4（建設マネジメント）, Vol.68, No.2, pp92-108,2012
47) 貝戸清之，金治英貞，小林寛，間嶋信博，大石秀雄，松岡弘大：目視点検データを用いたフォルト・ツリー分析に基づく長大橋の最適点検政策の決定手法，土木学会論文集 F4（建設マネジメント）, Vol.67, No.2,pp.74-91,2011
48) 財団法人 電力中央研究所：電力中央研究所報告 信頼性重視保全（RCM）を用いた保全合理化支援システムの検討－ダム洪水吐ゲートへの適用－，2004.2
49) 財団法人 電力中央研究所：電力中央研究所報告 ガスタービン保守高度化に関する調査－リスクベース保守（RBM）のガスタービンへの適用性－，2002.4
50) 弥富政亨，高橋潤，子日向寿治，信太雅人，富士彰夫：リスクベースメンテナンスのクレーン設備への適用，石川島播磨技報，Vol.43 No.1，pp.7-13，2003.1
51) 戸田勝哉，富士彰夫，宇治公隆：リスクベースメンテナンスによるコンクリートドックのメンテナンス最適化，材料，Vol.59 No.3，pp.243-249，2010.3
52) 社団法人 日本船舶海洋工学会：大規模海上浮体施設の構造信頼性および設計基準研究委員会　最終報告書，2009.10
53) Duygu Saydam,Dam M. Frangpool, You Dong, Assessment of Risk Using Bridge Element Condition Ratings, JOURNAL OF INFRASTRUCTURE SYSTEMS, ASCE, SEPTEMBER 2013, pp252-265
54) 貝戸清之，金治英貞，杉岡弘一，大石秀雄，松岡弘大：鋼材腐食ハイブリッド劣化予測とフォルト・ツリー分析を用いた長大橋の最適点検間隔，土木学会論文集 F4，Vol.69 No.2，pp.84-101，2013.
55) U.S Department of Transportation Federal Highway Administration: Framework for Improving Resilience of Bridge Design, FHWA-IF-11-016,January 2011.
56) Keary H. LeBeau, Sara J. Wadia-Fascetti, Fault Tree Analysis of Schoharie Creek Bridge Collapse, Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE, July /August, 2007, pp320-326
57) ISO/IEC Guide 51　Safety aspects －Guidelines for their inclusion in standards，2014
58) 山本浩司，青木一也，貝戸清之，小林潔司：劣化現象を考慮した大規模交通管制システムの動的故障解析，土木学会論文集 F，Vol.64，No.3，pp295-310，2008.9
59) 玉越隆史，横井芳輝，石尾真理：全国規模の実測データによる道路橋の劣化特性とその定量的評価，土木学会論文集 F4，Vol70No.4，pp61-72，2014

第５章　道路橋の状態に関する総合的な評価指標の検討

5.1　概要

道路橋の状態を把握するために、点検によって部材や要素単位の損傷の有無や劣化の程度に関する情報が把握される。しかし道路橋のような複雑な構造物では、それを構成する個々の部材や要素の物理的な状態と道路橋全体としての機能状態の関係は複雑であり、部材や要素の損傷や劣化の情報をそれぞれ単独に評価しても、橋の機能状態を把握することは難しい。

そのため、全ての部材について等しくできるだけ健全な状態に近づけておくといった目標を設定して、部材毎の状態把握と劣化予測に基づいた維持管理戦略を立てても、それによって各時点で道路管理の基礎的な目標となる橋全体としての構造安全性などの性能が効率的に一定の水準以上に維持される保証はない。

例えば、米国で過去に発生した代表的な落橋事故の例[1)2)]からも明らかなように、道路橋では構造特性によっては規模によらず一部の部材の不具合が構造全体に波及して致命的な状態となり得る。

また、維持管理の実務において、対象構造物の部材毎の現状や将来の状態が評価されても補修補強等に必要な予算措置の時期や規模などの計画立案にあたっては、部材毎に最適な補修補強の措置を想定することは経済的にも不合理となることが一般である。そのため、最も重要な着目部材に対して最適となるよう工事時期の設定を行ったうえで、同じ橋の他の部材等に対して他の機会に行うよりも経済性等で合理的となる補修や補強が併せて行われるように計画される。このように部材毎に最適化された維持管理計画は必ずしも合理的とはならず橋毎の様々な条件を考慮して実際の対策が行われることとなるため､部材単位で維持管理計画を立案しても、それらと実際には乖離が避けられないと考えられる。

そのため、道路橋についても点検データを蓄積・分析することで橋の部材や要素毎の将来状態の予測ができるようになったとしても、橋を構成する部材や要素の状態から目標とすべき橋全体としての機能状態を代表し、かつ対策の優先度を決定できるような相対比較できる評価方法がなければ橋の機能水準を評価軸とした客観的な将来予測に基づく合理的な維持管理戦略の立案に直接的に結びつけることは困難である。

さらに、インフラである道路橋の点検や補修補強などの維持管理行為の効果や必要性については、個々の部材や要素の物理的な状態ではなく、それらの結果として道路橋の使用目的に照らした機能状態とその信頼性の観点から説明されなければ、維持管理戦略の妥当性を利用者や納税者などの立場からは判断することはできない。

このような背景もあり、道路橋を対象にその維持管理状態を総合的な指標によって定量化しようとする試みはこれまでにも多くの取り組みが行われており[例えば 3)~7)]、長寿命化修繕計画の策定などの道路管理者の維持管理実務でも独自の指標を活用している例[例えば 8)~12)]が見られるものの統一的な方法は確立していないのが実状である。

これらを踏まえて、ここでは点検で把握される部材や要素の物理的な状態の情報のみから、客観性を担保するために機械的に維持管理の目標となる機能状態を代表する定量的な指標について検討する。

基本的に管理者が保有する全ての橋に対して等しく行われるために、統一的な評価基準で取得される定期点検のデータ（ここでは直轄の定期点検要領に基づくものとする）を用いて橋の

機能状態を代表する指標を構築することを考える。

なお、指標の構築にあたって考慮する事項は次の通り。

i) 基本とするデータ

統計的手法による将来の状態予測に用いることを想定し、評価者の主観による要素が介入しないよう、定期点検で取得されるデータのうち客観的事実を評価した「損傷程度の評価」を用いる。

ii) 適用基準等の違い

道路橋の場合、整備の過程において設計基準や品質管理基準が変化してきており、現存する管理対象橋梁ではもともと保有する性能が同じでないものが混在している。

損傷程度の評価のデータを用いる場合、部材や要素に着目して損傷や劣化がどの程度の規模や進行段階にあるのかを評価するものの、部材がどのような基準に基づいて設計されているのかや部材の保有する耐荷力性能などは評価されない。

また、現在の基準に照らして橋全体としてどの程度耐震性能などの耐荷性能が充足されているのかについては、単に適用基準の相違だけでなく橋梁形式などによっても大きく異なることから、適用基準の異なる既存橋梁の部材や要素の情報のみからある特定の設計基準に対して耐荷力性能の水準を絶対評価すること困難である。

そのため、指標ではそれぞれの橋が健全な状態に対してどの程度性能が低下している可能性があるのかを評価することとし、設計基準の相違などによって橋が健全な状態であったとしても例えば現在の基準による橋に対して、どの程度の耐荷力性能を有しているのかという点は別途評価されるものとする。

同じく、計画的に既存不適格を解消するための耐震補強や通常の点検で取得される外観性状などからは状態が正確に把握できず特別な点検や対策が別途行われる事象（例えば、アルカリ骨材反応、塩害、疲労）については、別途の計画に基づく進捗管理や事象に特化した維持管理計画が立てられ実行されることを前提とする。

iii) 評価の観点

道路橋示方書では、橋の整備にあたって常に念頭におくべき設計の基本理念として「使用目的との適合性」「構造物の安全性」「耐久性」「施工品質の確保」「維持管理の確実性と容易さ」「環境との調和」「経済性」があるとしており、これらを意図したレベルに実現することが整備にあたって橋に求められた性能であると捉えると、橋の状態を何らかの指標で評価しようとする場合、対象となりうる評価の観点は一通りではない。

ただし、「施工品質の確保」「維持管理の確実性と容易さ」「環境との調和」「経済性」の 4 つについては建設段階で確定する一方で供用中に経年的に変化する性質のものではないため維持管理段階にその状態の遷移に着目して補修や補強などの対策に反映するなどの橋の状態評価の観点とはなりにくい。

「構造物の安全性」は、供用中に橋が遭遇する可能性のある様々な外力等によって生み出される状況やその影響に対して橋が所要の耐荷性能を有しているかどうかが主たる内容であり、これは経年劣化や損傷によっても供用中に低下していく可能性があるため維持管理段階を通じて常にこれを把握しておき、必要に応じて補修や補強等の措置を行うことが求められる。

また、「使用目的との適合性」に含まれる橋の性能の一つに、車両等が安全かつ円滑な通行で

きることを挙げることができる。道路橋では所要の耐荷性能を有していても、供用中に伸縮装置部の段差や舗装路面の凹凸状態などが生じることがあり、これによって路面の平坦性・連続性が確保されていなければ安全で円滑な利用ができず道路整備の趣旨からは使用目的との適合性の観点で支障があると判断され適時に是正することが求められる。

以上を踏まえて、ここでは各時点で橋の部材や要素の物理的な損傷や変状の状態から、構造安全性と走行安全性に着目して、個々の橋がそれぞれに適用された技術基準に従って健全であった場合に有した性能に対して、それがどの程度充足されている（損なわれている）と推定されるのかを表すことができる指標の構築を試みる。

このとき、通常の定期点検による状態の評価だけでは合理的な維持管理が困難な損傷形態である、アルカリ骨材反応によるコンクリート部材の劣化、鋼部材の疲労亀裂の発生、飛来塩分に起因するコンクリート部材の塩害については、その他の一般的な損傷形態と同じ評価を行うことは困難であり、ここで提案する指標（以下、「総合評価指標」という。）には、これらの損傷による影響については特別に考慮することはしない。

また、過去に整備された橋に対して、現行基準との性能の相違を解消するなどの目的で補修や補強などの措置の実施を道路管理者が意思決定しているかどうか、また決定した措置が完了しているかどうかもそれぞれの橋の現有性能として維持管理上は重要な着目である。しかしこれらを点検結果などから機械的に判定する必要はなく、これらについても総合評価指標では扱わない。図-5.1.1 および表-5.1.1 に本研究で提案する総合評価指標の着眼および一般的な維持管理実務における位置づけの想定を示す。

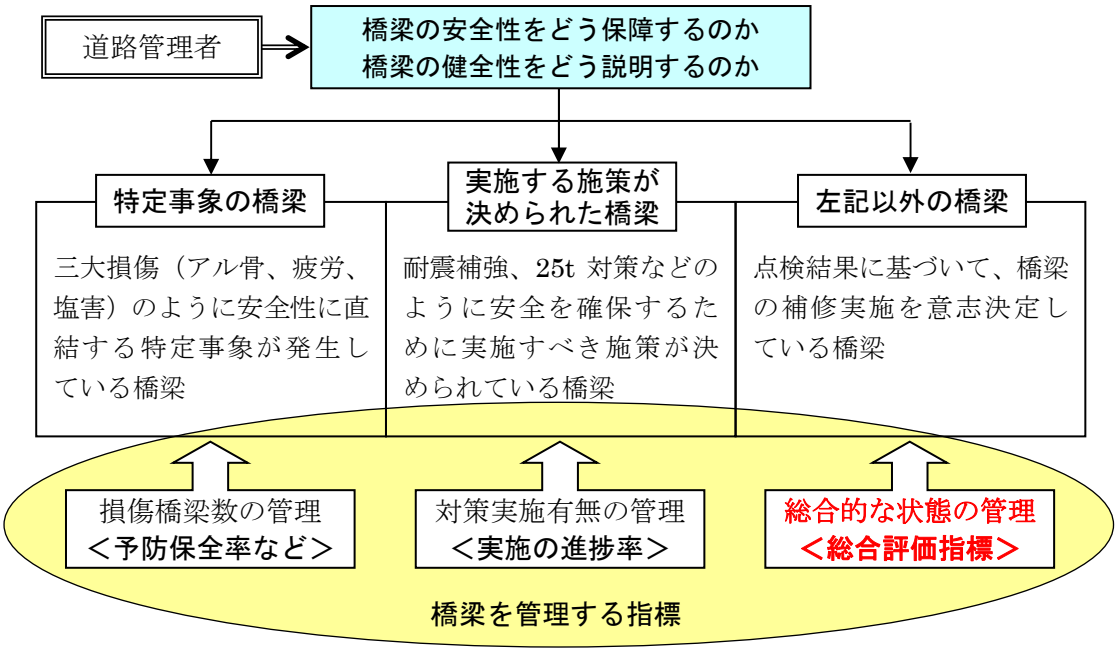


図-5.1.1 管理指標の位置づけ

表-5.1.1 橋梁に要求される性能

要求性能		内　容	本検討での対応
構造的安全性	耐荷性（耐震性以外）	供用期間中にほぼ確実にうける作用のうち活荷重など地震による影響を除く短期的な作用に対して、橋に損傷が生じたり、既に生じている損傷が拡大することで不安定になったり崩壊するなどの状態にならないこと	耐荷性として評価
	耐震性	供用期間中にまれにしか生じないか、生じる可能性は少ないものを含む地震の影響に対して、橋が健全な状態であった場合に発揮される修復性や落橋しないことなどの所要の耐震性能が発揮されること	災害抵抗性として評価
	その他	洪水によって、下部構造が倒壊や流出することによって橋全体が不安定になったり、あるいは崩壊するするなどの状態にならないこと	
走行安全性		路面陥没や段差等による不連続がないか、それらが突然生じる危険性が少なく、通常の車両走行に支障となる事態が生じないこと	走行安全性として評価

なお、客観性・普遍性の観点から、様々な形式の道路橋について部材や要素の単位の点検結果による状態データから一定のルールに従って機械的に算出する指標では、各評価観点に対する優劣を厳密に表現することには限界がある。

例えば米国の場合、連邦の制定している橋梁データベースへの登録項目として部材種類毎に10段階の状態評価を記録することとなっている。また点検データと架橋条件などを組み合わせた総合的な状態評価指標と考えられるSufficiency Rating（以下、「SR」という。）の算出方法が設定されている[13]。SRは、点検結果による主要構造部材の状態評価などから算出される構造安全性に関する評価値以外に、床版の状態や路下のクリアランスなどの主として橋の機能水準に関する評価、迂回路の延長などの供用性に関する評価など様々な要素を複雑に組み合わせて算出される評価値となっている。そして例えば100が満点のSRが50未満では更新や大規模補修を検討すべき状況と評価するなど橋の全般的状況を表す指標として情報公開などにも用いられている[14]。

ただし、このような陳腐化の要素や劣化の状態などの異なる性質の情報が統合された指標ではその値だけからは実際にどのような要因が影響しているのかがわかりにくく、同じ評価値であってもその要因の性質が全く異なっていることもあるため具体的にその橋の状態やその是正の方向性などを指標値のみから推測することは困難である。

国内でも、道路橋の点検データから補強補修の必要性などの診断がコンピュータプログラムの処理や推論だけで機械的に行える方法の開発が試みられてきており、技術者の判断との照合によって条件によってはある程度の妥当性のある結果が得られるとの報告もある[例えば 15,16,17]。しかし、実務で技術者に代替えできるということではなく信頼性や適用限界からは、あくまで技術者に参考情報を提供するに過ぎないものと考えられる。

このように、複雑な構造系であるとともに、様々な性能を有する道路橋の場合、その状態を総合的な指標値で表現するための方法論は確立しておらず、様々に考え得る評価方法の優劣や適否を精度や信頼性などの観点で評価することも難しい。

本研究では、補修や補強などの対策の必要性や優先度の検討において対象橋梁を確実に抽出できること、災害時などに優先的に点検や調査を行う橋梁の抽出の参考とできること、管理する橋梁相互について被災や劣化などによって機能障害を生じる可能性の程度の相対評価が行えることなど管理者の維持管理業務でできるだけ使いやすい情報を提示することを目標に指標の機能を検討することとした。

ここでは、耐荷性、災害抵抗性、走行安全性の 3 つの評価指標のそれぞれについて、算出される指標値が、管理者が維持管理の意思決定の参考としたり、あるいは橋の状態についての利用者への説明のツールの一つとして用いることを想定して、対策の必要性の観点から「健全（対策不要）」「要補修（要対策）」「危険（要緊急対策）」の 3 つの区分のいずれであるのかを説明できるものとなるように、その算出方法を検討する。具体的には、指標値の最大値を 100 点、最低値を 0 点としてその間の数値が算出されるようにし、このとき指標値が 60 点以上の場合に「健全（対策不要）」、60 点未満 30 点以上の場合に「要補修（要対策）」、30 点未満の場合に「危険（要緊急対策）」のそれぞれの区分に該当する状態である可能性が高いと言えることに対してはできるだけ信頼性が高くなることを重視する。その一方で、各区分内における指標値の大小については厳密性を求めないこととする。このような方針とすることで、算出される指標値の意味するところが明確となるため実務での利便性が高まるとともに、理論的に決定されるようなものではない指標値の算出方法の検討にあたって、これらの条件が制約となって具体的な算出アルゴリズムが構築しやすくなる。本研究で設定した 3 つの区分の定義は次の通りである。

・「健　　全」: 所定の性能が発揮される可能性が高く、補修等の必要がない
・「要 補 修」: 所定の性能が十分には発揮されない可能性あり、補修等が必要
・「危　　険」: 所定の性能が発揮されない可能性が高く、早期の対策が必要

なお、設定する 3 種類の評価指標は、それぞれが着目する機能面からの性能の内容が異なること、それに影響する部材や要素の種類やその影響度が異なることから算出アルゴリズムが同じでないことから、最終的に 3 つの指標値をさらに統合した一つの数値とすることは考えない。

このような指標構築にあたっての前提条件や指標に対する実務で期待される活用方法を念頭においた機能などの要求性能を考えた場合、主観的な要素が含まれるデータを用いて定量化することは指標の精度や限界についての信頼性が保証されない。最終的に期待できる指標値の信頼性の程度に係わらず、総合評価指標はできるだけ主観が入らず評価基準が明確な客観性のあるデータをもとに構成されることが望ましく、本研究では直轄道路橋の定期点検で取得されるデータのうち「損傷程度の評価」のみから算出できる指標を提案する。

5.2　総合評価指標の算出方法の検討

点検では、部材や要素単位の状態評価が行われるが、耐荷性能などの橋全体としての性能は複数の部材の状態が組み合わされた結果として、最小単位でも径間単位、形式によっては橋全体としてはじめて評価可能であることが一般的と考えられる。そのため部材や要素単位の損傷を段階的に統合して最終的に径間または橋全体として着目性能毎に一つの評価値を得ることを考える。

このような、必ずしも理論的に求められるようなものではない総合評価指標をその構成要素である部材などの状態評価値から合成する方法については、加重平均法や減点法など様々な方法が既に検討されているが[例えば 4),5),7)]、いずれの方法によっても重み係数の決定など評価値の統合過程における要因の考慮方法については確立した方法がなく、技術者の診断結果との照合によるキャリブレーションなどによって経験的に考慮される以外に合理的な方法がないのが現状である。

また、橋では、構造形式や規模によって同じ種類の部材であっても、その部材の劣化による機能低下や破壊による機能喪失が橋全体に及ぼす影響についても様々であり[18)]、その評価方法も種々検討が行われているものの確立していない[例えば 19)]。例えば、米国の道路橋の維持管理においては一部の部材等の機能喪失の影響についてリダンダンシーとして一定の考え方を示して点検頻度に差を設けることも行われている[20)]。しかし具体的なリダンダンシーの定量的な評価方法などは示されておらず、同じ橋に対しても各州の管理者や技術者によって捉え方が同じでないことを複数の管理者へのヒアリングによって確認している。

以上のような状況から、本研究においても要素や部材単位で取得されている損傷程度の評価値を段階的に統合して最終的に橋梁単位の評価値が算出されるようにするが、その統合過程における具体的な代表値の選定や重み係数などの設定は、設計基準や橋梁構造の一般的な特徴を考慮しつつ実データによる試算結果が技術者の評価と大きく乖離しないように試行錯誤により設定する。そのため算出アルゴリズムの各要素それぞれには明確な根拠はなく、構築した算出方法による指標値に対して、先述したような算出される最終評価値に対する制約条件を満足するかどうか、あるいは、同じ橋に対する指標算出結果と技術者の診断結果がどの程度合致するのかを考察して、妥当性を確認する。なお、構造的冗長性などの劣化や損傷の程度とは直接関係のない橋の性能の評価については考慮しない。評価の流れの概略を図-5.2.1 に示す。

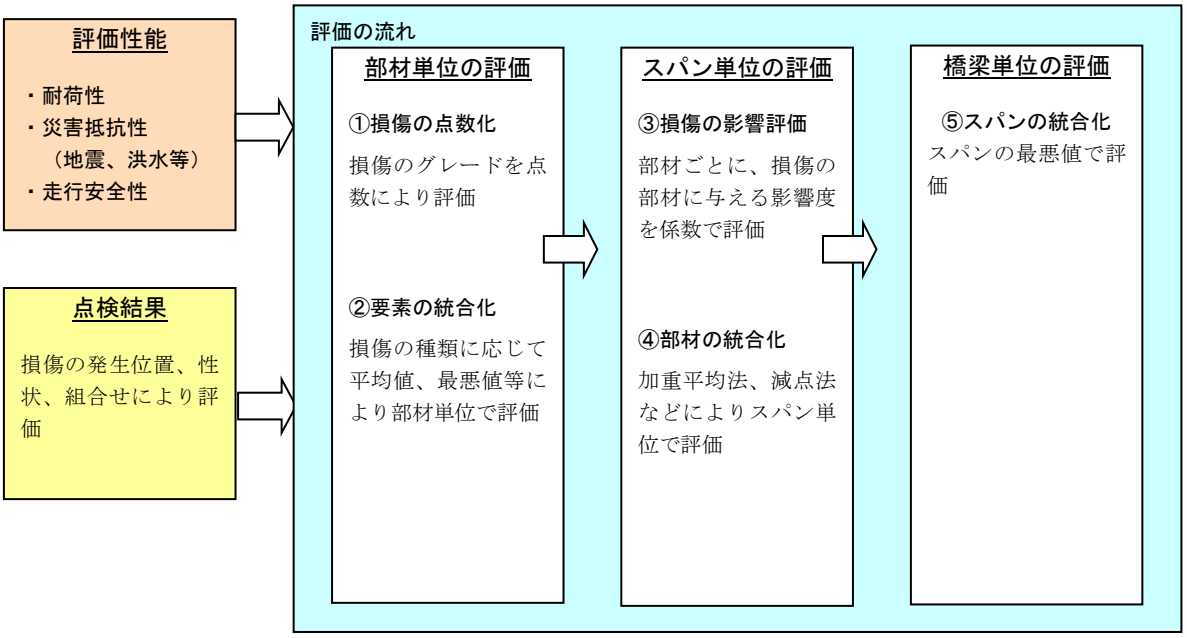


図-5.2.1　総合評価指標の算出の流れ

H16 点検要領では、道路橋の変状を 26 の種類に分類し、外観性状などの客観的評価である損傷程度の評価は表-4.1.1 に示すように、a,b,c,d,e の最大 5 段階で要素単位に記録されている。様々な形式の橋梁に対して普遍的に評価できる汎用性のある指標算出方法とするために、まず部材種類毎に評価対象とする損傷を特定する。そのうえで、最終的に部材の耐荷力の評価を一つの値とするために、部材種類毎に同じ要素に同時に生じている複数の損傷種類の損傷程度の評価結果を耐荷力性能への影響の観点から組み合わせ、要素単位で損傷の影響の深刻さの程度を表す 4 段階の評価値（損傷グレード:D1～D4）に表現しなおす。表-5.2.1 に指標算出で考慮される全ての部材種類毎に損傷種類とその組み合わせで決定される損傷グレードの対応を示す。

例えば、コンクリート部材の場合、部材の要素によっては同じ要素に対して表-5.2.2 に従って、ひびわれパターンの大小の別、表-5.2.3 に従って、ひびわれ幅と間隔による a～e の区分、表-5.2.4 に従って漏水遊離石灰による a,c,d,e の区分の 3 つの損傷程度の評価の結果が存在するが、これを表-5.2.1 に示すように組み合わせて D1～D4 のいずれかに評価している。（表-5.2.1 中の損傷グレード D1～D4 の欄にある「X」は表-5.2.2 の(a)、「ひびわれ」は表-5.2.3 の(b)、「漏水・遊離石灰」は表-5.2.4 の(c)にそれぞれ対応している。）　なお、これらの対応づけは全て、既存の点検結果と対照させながら、各損傷の種類毎に損傷グレード D1 から D4 で概ね状態の深刻さが差別化できるように決定したものであり、経験的なものである。

次に、設定した損傷グレードに応じて部材の要求性能に与える影響を考慮した定量化を行う。

定量化にあたっては、当該部材が無損傷の健全な状態であれば有していた性能が、その要素に生じた損傷の影響によって低下している程度を評価することから、損傷グレードに応じて健全な状態（100 点）からの減点数を検討する。損傷グレードの元となっている目視による外観評価は、損傷段階を定量的に区分したものではないため減点についても工学的に明確な根拠づけは困難であるが、ここでは評価の不確実性も考慮して、より深刻な影響を及ぼす可能性が高い損傷グレードの状態を過小評価しないように上位の（D4 が最上位で以下順次 D1 までの順位階とする）損傷グレードほど大きく減点する。損傷グレードと減点数の関係を図-5.2.2 に示す。

部材によっては、部材を細分化した要素単位で損傷程度の評価が行われるが、部材の機能としてはあくまで部材単位であり、要素単位の結果を部材単位に統合して耐荷力の評価を行わなければならない。このとき、例えば、複数の要素からなる主げた部材の場合、いずれかの要素で著しい断面欠損などの深刻な損傷があると他の要素の状態によらず、主げたという部材単位での耐荷力性能は、最も厳しい要素の損傷で決定づけられる。一方で、鋼げたの RC 床版の場合、橋の一部の床版や一連の床版の一部のパネルのみで深刻な損傷が生じている場合、走行安全性には深刻な悪影響を与え得るものの、橋の耐荷力に対する影響は限定的である場合が一般的と考えられる。

点検結果から機械的に部材性能を評価するためには、要素単位の損傷を着目する部材の性能に応じて適切な方法で考慮することが必要であり。橋梁形式と部材種類の組み合わせに対して、設計基準の考え方や一般的な道路橋の耐荷力機構を考慮して、着目する 3 つの性能毎に同じ部材を構成する複数の要素の損傷程度の評価から、最悪値や平均値により部材の代表値を算出することとした。代表例として、一般的な鋼桁橋の場合について、表-5.2.7 に耐荷性、災害抵抗性、走行安全性それぞれについて、要素単位の損傷評価値（損傷グレードに応じた減点数で減点された値）を部材単位の評価値へと統合する方法の考え方、表-5.2.8 に部材毎の代表値とし

ての最大値と平均値の算出の方法をそれぞれ示す。同じくコンクリート橋の場合について、表-5.2.9 に要素統合の考え方、表-5.2.10 に最大値および平均値の算出の方法を示す。

表-5.2.1　点検要領における損傷種類と損傷グレードの対応

部材		損傷の種類	損傷グレード											備　考
			D1			D2			D3			D4		
鋼橋上部工	主桁 横桁 縦桁 対傾構 横構	破断	―			―			―			e		
		腐食	c			d			e			―		
		ゆるみ・脱落	c			―			e			―		
		亀裂	c			―			e			―		
	床版	床版ひびわれ ＋遊離石灰	ひびわれ	漏水・遊離石灰		ひびわれ	漏水・遊離石灰		ひびわれ	漏水・遊離石灰		ひびわれ	漏水・遊離石灰	
			c	c,a		e	c,a		e	d		e	e	
			b	e		d	c,a		d	d		―	―	
			b	d		c	d		c	e		―	―	
			―	―		―	―		*d	e		―	―	*D4とD3の中間
		剥離・鉄筋露出	d			―			e			―		
		抜け落ち	―			―			―			e		
コンクリート橋上部工	主桁 横桁	ひびわれ ＋遊離石灰	X	ひびわれ	漏水・遊離石灰	X	ひびわれ	漏水・遊離石灰	X	ひびわれ	漏水・遊離石灰	X	ひびわれ	漏水・遊離石灰	X:位置及びパターン
			小	c	e	大	e	c,a	大	e	d	大	e	e	
			小	c	d	大	c	d	大	d	d	―	―	―	
			小	b	e	大	b	e	小	e	e	―	―	―	
			小	b	d	大	b	d	大	c	e	―	―	―	
			大	b	c,a	大	d	c,a	―	―	―	―	―	―	
			小	e	c,a	大	c	c,a	*大	d	e	―	―	―	*D4とD3の中間
			小	d	c,a	小	d	e	―	―	―	―	―	―	
			小	c	c,a	小	e	d	―	―	―	―	―	―	
			―	―	―	小	d	d	―	―	―	―	―	―	
		剥離・鉄筋露出	d			―			e			―		
		定着部の損傷	c			―			―			e		
	床版	床版ひびわれ ＋遊離石灰	ひびわれ	漏水・遊離石灰		ひびわれ	漏水・遊離石灰		ひびわれ	漏水・遊離石灰		ひびわれ	漏水・遊離石灰	
			c	c,a		e	c,a		e	d		e	e	
			b	e		d	c,a		d	d		―	―	
			b	d		c	d		c	e		―	―	
		漏水・遊離石灰	―	―		―	d		―	e		―	―	間詰め床版は、漏水・遊離石灰単独でも評価
		剥離・鉄筋露出	d			―			e			―		
		抜け落ち	―			―			―			e		
下部工		ひびわれ +遊離石灰	全てD1評価			―			―			―		
		剥離・鉄筋露出	d			―			e			―		
支承部		破断	―			―			―			e		
		腐食	c			d			e			―		
		ゆるみ・脱落	c			―			e			―		
		亀裂	c			―			e			―		
その他の損傷	下部工	洗掘	c			―			―			e		
		沈下・移動・傾斜	―			―			―			e		
	支承部	路面の凹凸	c			―			―			e		
	伸縮装置	支承の機能障害	―			―			―			e		

＊上記、床版の損傷グレード D4 と D3 の中間は、全て点数評価 40 とする。また、損傷においてデータ不足の場合は、以下の通り設定する。

・ひびわれ(データ不明)＋漏水・遊離石灰(データあり)→ 全て「ひびわれ e」と評価

・ひびわれ(データあり)＋漏水・遊離石灰(データ不明)→ 漏水・遊離石灰 a と評価

表-5.2.2　損傷程度の説明(1)

（ａ）ひびわれパターンによる分類（Ｘ）

大	小
上部構造：①②③④⑤⑥⑦⑧⑫⑬⑭⑮⑯⑰ 下部構造：⑤⑥⑧⑩⑫	上部構造：⑨⑩⑪⑱⑲⑳ 下部構造：①②③④⑦⑨⑪

＜上部構造＞

位　置	ひ　び　わ　れ　パ　タ　ー　ン
支間中央部	①主桁直角方向の桁下面および側面の鉛直ひび割れ
	②主桁下面縦方向ひび割れ
支間1/4点	③主桁直角方向の桁下面および側面の鉛直ひび割れ
支点部	④支点付近の腹部に斜めに発生しているひび割れ
	⑤支承上桁下面・側面に鉛直に発生してるひび割れ
	⑥支承上から斜めに側面に発生しているひび割れ
	⑦ゲルバー部のひび割れ
	⑧連続桁中間支点部の上側の鉛直ひび割れ
その他	⑨亀甲状、くもの巣状のひび割れ
	⑩桁の腹部に規則的な間隔で鉛直方向のひび割れ
	⑪ウェブと上フランジ接合点付近の水平方向のひび割れ
	⑫桁全体に斜め45°方向のひび割れ
支間中央部	⑬変断面桁の下フランジのPC鋼材に沿ったひびわれ
	⑱主桁上フランジ付近
支間1/4点	⑭PC連続中間支点付近の反局部のPC鋼材に沿ったひびわれ
	⑮PC連続中間支点付近の反局部のPC鋼材曲げ上げに沿ったひびわれ
支点部	⑲主桁の腹部に水平なひびわれ
その他	⑯PC鋼材定着部付近
	⑰PC鋼材が集中している付近
	⑳シースに沿って生じるひびわれ

＜下部構造＞

位　置	ひ　び　わ　れ　パ　タ　ー　ン
橋台全面	①規則性のある鉛直ひびわれ
	②打ち継ぎ目に鉛直なひびわれ
	③鉄筋段落とし付近のひびわれ
	④亀甲状，くもの巣状のひびわれ
支承下部	⑤支承下面付近のひびわれ
T型橋脚	②打ち継ぎ目に鉛直なひびわれ
	④亀甲状，くもの巣状のひびわれ
	⑥張り出し部の付け根側のひびわれ
	⑦橋脚中心上部の鉛直ひびわれ
	⑧張り出し部の付け根下側のひびわれ
ラーメン橋脚	④亀甲状，くもの巣状のひびわれ
	⑨柱上下端・ハンチ全周にわたるひびわれ
	⑩柱全周にわたるひびわれ
	⑪柱上部・ハンチ全周にわたるひびわれ
	⑫はり中央部下側のひびわれ

表-5.2.3　損傷程度の説明(2)

（ｂ）ひびわれ幅と間隔による分類（Ｙ，Ｚ）

損傷程度の評価の区分

区分	最大ひびわれ幅に着目した程度	最小ひびわれ間隔に着目した程度
a	損傷なし	
b	小	小
c	小	大
	中	小
d	中	大
	大	小
e	大	大

ただし、最大ひび割れ幅、最小ひび割れ間隔に着目した程度（大・中・小）は次による

最大ひび割れ幅に着目した程度の区分

程度	一　般　的　状　況
大	ひびわれ幅が大きい（ＲＣ構造物 0.3mm 以上，ＰＣ構造物 0.2mm 以上）
中	ひびわれ幅が中位（ＲＣ構造物 0.2mm 以上 0.3mm 未満，ＰＣ構造物 0.1mm 以上 0.2mm 未満）
小	ひびわれ幅が小さい（ＲＣ構造物 0.2mm 未満，ＰＣ構造物 0.1mm 未満）

最小ひびわれ間隔に着目した程度の区分

程度	一　般　的　状　況
大	ひびわれ間隔が小さい（最小ひびわれ間隔が概ね 0.5m 未満）
小	ひびわれ間隔が大きい（最小ひびわれ間隔が概ね 0.5m 以上）

表-5.2.4　損傷程度の説明(3)

（ｃ）漏水・遊離石灰による区分（Ｕ）

区分	一　般　的　状　況
a	損傷なし
b	－
c	ひびわれから漏水が生じているが，錆汁や遊離石灰はほとんど見られない。
d	ひびわれからの遊離石灰が生じているが，錆汁はほとんど見られない。
e	ひびわれから著しい漏水や遊離石灰が生じている。あるいは漏水に著しい泥や錆汁の混入が認めら る。

表-5.2.5　損傷程度の説明(4)

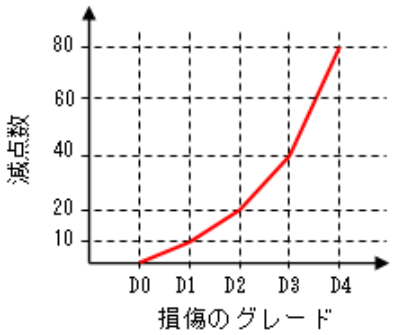
（ｄ）剥離・鉄筋露出による区分

区分	一　般　的　状　況
a	損傷なし
b	－
c	剥離のみが生じている
d	鉄筋が露出しているが，鉄筋の腐食は軽微である。
e	鉄筋が露出しており，鉄筋が著しく腐食している。

表-5.2.6　損傷程度の説明(5)

（ｅ）定着部の損傷による区分

区分	一　般　的　状　況
a	損傷なし
b	－
c	ＰＣ鋼材の定着部のコンクリート生じたひびわれから錆汁が認められる ケーブルの定着部に損傷が認められる
d	－
e	ＰＣ鋼材の定着部のコンクリートが剥離している ケーブルの定着部に著しい損傷がある



損傷グレードと減点数の関係

損傷グレード	D4	D3	D2	D1
減点数	80	40	20	10

図-5.2.2　総合評価指標の算出の流れ

表-5.2.7　要素の統合の考え方（鋼桁橋）

:最悪値
:平均値

耐荷性		鋼部材の損傷	コンクリート部材の損傷	その他の損傷
上部工	主桁	局所的な損傷でも耐荷性に影響すると考え、要素の最悪値で評価する	－	－
	床版		全体的に悪い場合に耐荷性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	－
	横桁 縦桁 対傾構 横構	全体的に悪い場合に耐荷性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	－	－
下部工		－	全体的に悪い場合に耐荷性に影響すると考え、要素の平均値で評価する（但し旧点検要領では要素ごとの損傷評価はしていない）	同左
支承部		全体的に悪い場合に耐荷性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	－	同左

:最悪値
:平均値

災害抵抗性		鋼部材の損傷	コンクリート部材の損傷	その他の損傷
上部工	主桁	全体的に悪い場合に災害抵抗性性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	－	
	床版		全体的に悪い場合に災害抵抗性性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	－
	横桁 縦桁 対傾構 横構	全体的に悪い場合に災害抵抗性性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	－	－
下部工		－	局所的な損傷でも災害抵抗性に影響すると考え、要素の最悪値で評価する	同左
支承部		局所的な損傷でも災害抵抗性に影響すると考え、要素の最悪値で評価する	－	同左

:最悪値
:平均値

走行安全性		鋼部材の損傷	コンクリート部材の損傷	その他の損傷
上部工	主桁	全体的に悪い場合に使用性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	－	－
	床版		床版が1パネルでも損傷していれば踏み抜きの危険性があり、局所的な損傷でも使用性（走行安全）に影響すると考え、要素の最悪値で評価する	－
	横桁 縦桁 対傾構 横構	－	－	－
下部工		－	－	－
支承部		全体的に悪い場合に使用性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	－	同左
伸縮装置		－	－	伸縮装置は要素分割されていないので最悪値評価

表-5.2.8 鋼桁橋の最大値・平均値の算出方法

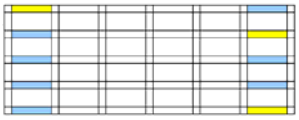
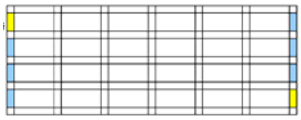
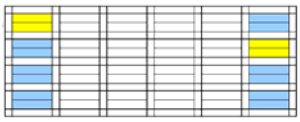
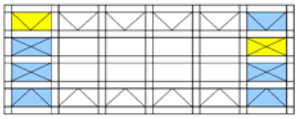
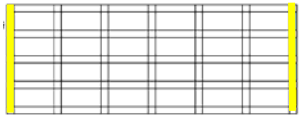
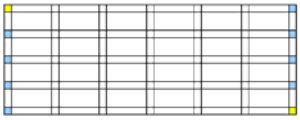
部位・部材	最大値	平均値
主　桁	桁端部要素のみにて評価 	桁端部全要素の平均 平均値＝Σ桁端部各要素の評価点 /桁端部全要素数(主桁本数×2)
床　版	桁端部各 2 パネル要素のみにて評価 	桁端部全要素（2 パネル）の平均 平均値＝Σ桁端部各要素の評価点 /桁端部全要素数((主桁本数-1)×4)
横桁及び対傾構	端横桁及び端対傾構各要素にて評価 	端横桁及び端対傾構全要素の平均 平均値＝Σ桁端部各要素の評価点 /桁端部全要素数((主桁本数-1)×2)
縦　桁	桁端部各要素のみにて評価 	桁端部全要素の平均 平均値＝Σ桁端部各要素の評価点 /桁端部全要素数(縦桁本数×2)
横　構	桁端部各要素のみにて評価 	桁端部全要素の平均 平均値＝Σ桁端部各要素の評価点 /桁端部全要素数((主桁本数-1)×2)
下部工	下部工各要素にて評価 	下部工要素の平均 橋台対象要素：竪壁、胸壁、翼壁 橋脚対象要素：梁部、柱部、隅角部・接合部 平均値＝Σ各要素の評価点(最大値) /全要素数
支承部	各支承部要素にて評価 	支承部全要素の平均 平均値＝Σ各支承部の評価点 /全支承数(主桁本数×2)
伸縮装置	下部工に準じる	伸縮装置全要素の平均 平均値＝Σ伸縮装置各要素の評価点 /伸縮装置全要素数

表-5.2.9　要素の統合の考え方（コンクリート桁）

:最悪値
:平均値

耐荷性		鋼部材の損傷	コンクリート部材の損傷	その他の損傷
上部工	主桁	－	局所的な損傷でも耐荷性に影響すると考え、要素の最悪値で評価する	－
	床版		全体的に悪い場合に耐荷性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	－
	横桁	－	全体的に悪い場合に耐荷性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	－
下部工		－	全体的に悪い場合に耐荷性に影響すると考え、要素の平均値で評価する（但し旧点検要領では要素ごとの損傷評価はしていない）	同左
支承部		全体的に悪い場合に耐荷性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	－	同左

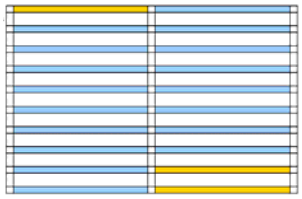
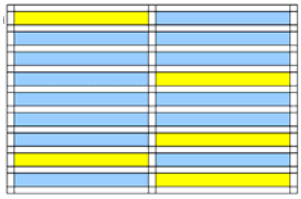
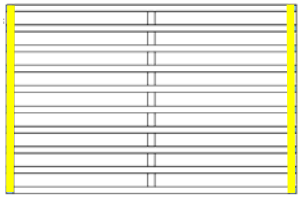
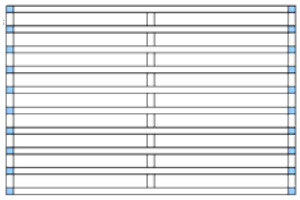
:最悪値
:平均値

災害抵抗性		鋼部材の損傷	コンクリート部材の損傷	その他の損傷
上部工	主桁		全体的に悪い場合に災害抵抗性性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	
	床版		全体的に悪い場合に災害抵抗性性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	－
	横桁	－	全体的に悪い場合に災害抵抗性性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	－
下部工		－	局所的な損傷でも災害抵抗性に影響すると考え、要素の最悪値で評価する	同左
支承部		局所的な損傷でも災害抵抗性に影響すると考え、要素の最悪値で評価する	－	同左

:最悪値
:平均値

走行安全性		鋼部材の損傷	コンクリート部材の損傷	その他の損傷
上部工	主桁	－	全体的に悪い場合に使用性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	－
	床版		床版が1パネルでも損傷していれば踏み抜きの危険性があり、局所的な損傷でも使用性（走行安全）に影響すると考え、要素の最悪値で評価する	－
	横桁	－	－	－
下部工		－	－	－
支承部		全体的に悪い場合に使用性に影響すると考え、要素の平均値で評価する	－	同左
伸縮装置		－	－	伸縮装置は要素分割されていないので最悪値評価

表-5.2.10 コンクリート桁橋の最大値・平均値の算出方法

	最大値	平均値
主　桁	主桁全要素にて評価 	主桁全要素の平均 平均値＝Σ主桁全要素の評価点 /主桁全要素数
床　版	床版全要素にて評価 	床版全要素の平均 平均値＝Σ床版全要素の評価点 /床版全要素数
横　桁	横桁全要素にて評価 	横桁全要素の平均 平均値＝Σ横桁全要素の評価点 /横桁全要素数
下部工	下部工各要素にて評価 	下部工要素の平均 橋台対象要素：竪壁、胸壁、翼壁 橋脚対象要素：梁部、柱部、隅角部・接合部 平均値＝Σ各要素の評価点(最大値) /全要素数
支承部	各支承部要素にて評価 	支承部全要素の平均 平均値＝Σ各支承部の評価点 /全支承数(主桁本数×2)
伸縮装置	下部工に準じる	伸縮装置全要素の平均 平均値＝Σ伸縮装置各要素の評価点 /伸縮装置全要素数

ここまでの操作で、評価対象とした部材毎に損傷の影響が考慮された一つの評価値が求まっているが、次に、これらを用いて橋全体の評価値（総合評価指標）を算出する方法を検討する。

損傷による部材の機能低下が橋の性能に及ぼす影響は、着目する評価指標毎にも部材種類毎にも異なってくる。そのため着目する橋の性能毎に、それに及ぼす部材それぞれの影響度を部材の評価値に対する重み係数（部材の影響度係数）として考慮したうえで、橋全体の評価値を算出することとする。このとき、実際の道路橋には様々な橋梁形式のものがあり、個々の道路橋の構造特性をきめ細かく考慮して部材の損傷が橋の性能に及ぼす影響を考慮できる係数を機械的に設定することは困難である。また係数それぞれの大きさや相対関係についても、これを最適化するための方法は確立していない。そのため、ここでは標準的な設計基準における各部材の構造的位置づけを踏まえて 0.0～1.0 の値を 0.2 刻みで仮に与え、最終的な指標の計算結果を各橋における診断結果との比較も踏まえて、できるだけ多くのものが経験的に妥当なものとなるように調整することとした。ここに設定した値は、代表的な橋梁に対する試行錯誤の結果であり、明確な根拠があるわけではない。指標算出結果を実際の橋の状態と対照する検証を行ってその妥当性について評価するとともに、検証事例の分析からより信頼性の高い指標が算出されるよう、実務での適用にあたっては重み係数の継続的な見直しを続ける必要がある。

本研究で仮定した評価指標毎の影響度係数の仮定値を表-5.2.11(a)に示す。なお特殊形式の橋梁において指標値を算出する場合に、それらの橋梁形式に特有の部材について個々に影響度係数を設定することは困難であるため、それらの部材の一般的な橋の中での位置づけを考慮して表-5.2.11(b)に示すように一般的な桁橋の場合の仮定値を適用することとする。なお、特殊形式の橋梁に限らず部材の影響度がどの程度正確に橋の特性を反映しているのかは、総合評価指標の信頼性にも影響することから、できるだけ個々の橋ごとに影響度を設定することが望ましい。一方で指標そのもののが点検時に取得される外観評価から機械的に算出できることを目的としており、部材の影響度だけを精緻化しても、総合評価指標の評価精度が単純に向上することにはならず、この点については今後の課題である。

このような総合評価指標の精度上の限界と、総合評価指標による実務における維持管理の支援内容を考慮して、重み係数が考慮された部材単位の評価値をさらに次の点を考慮して橋または径間単位の値として一つの指標値を得るための統合方法を検討した。

・最も悪い損傷により要注意橋梁等の判定ができること
・全ての部材の損傷度が指標値に反映されること
・最も悪い損傷以外の損傷状況についても点数による差別化ができること

具体的には、減点法を基本として、この段階で部材毎の各損傷に対応して有する数値については最大値または平均値を採用するなどにより、指標値に影響する形で統合する。これにより補修や補強あるいは経年劣化などでこの段階の部材種類毎でグレードに変化があれば必ず最終的に算出される指標値に変化が生じさせることができ、実務における補修や補強によって橋の性能を回復させた効果が指標上も確実に表現されることとなる。

なお、単径間の橋では、複数連が連続していても構造特性としては各単径間毎にほぼ独立していることがほとんどであり、損傷や劣化の状態による橋としての機能状態についても径間毎に個別の橋として扱うことができるため、径間毎に独立した橋とみなして指標値を算出する。一方、多径間連続橋の場合には、各径間の状態が橋全体の構造特性に影響する場合もあると考

えられる。そのため多径間連続橋の場合には、安全側の評価となるように径間毎に算出した指標値の最悪値を橋としての代表指標値として扱うことも考えられる。

図-5.2.3 に、指標算出の流れを、図-5.2.4 にコンクリート桁の場合を例に、一つの径間の指標算出の過程を一覧出来るように表記した算出例を示す。

表-5.2.11　部材の影響度係数の設定

(a) 評価指標毎の影響度係数の仮定値

		耐荷性	災害抵抗性	走行安全性
上部工	主桁	1.0	0.4	0.2
	床版	0.6	0.2	1.0
	横桁	0.2	0.2	0.0
	縦桁	0.2	0.2	0.0
	対傾構	0.2	0.2	0.0
	横構	0.2	0.2	0.0
下 部 工		0.2	1.0	0.0
支　承		0.2	0.8	0.2
伸縮装置		0.0	0.0	0.8

(b)特殊形式橋梁の部材種類の扱い

トラス	上・下弦材	主桁
	斜材・垂直材	横桁
	橋門構	主桁
アーチ	アーチリブ	主桁
	補剛桁	主桁
	吊り材	横桁
	支柱	横桁
	橋門構	主桁
ラーメン	主構（桁）	主桁
	主構（脚）	主桁
斜張橋	斜材	主桁
	塔柱	主桁
	塔部水平材	主桁
	塔部斜材	横桁

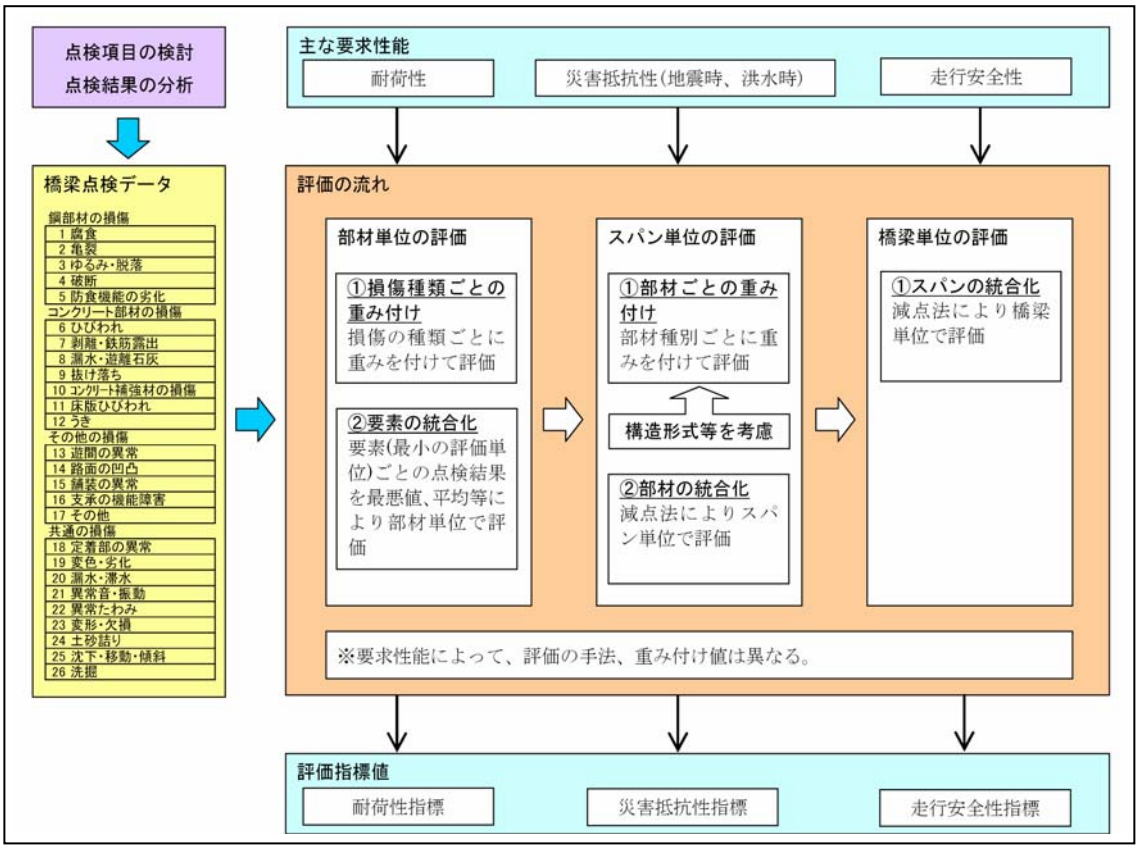


図-5.2.3　指標算出の流れ

コンクリート桁指標⑥

D4	D3	D2	D1
80	40	20	10

:MAX　:平均　:減点法2　:指標＝100−損傷度評価点

耐荷性		重み係数	鋼部材の損傷 D4	D3	D2	D1	コンクリート部材の損傷 D4	D3	D2	D1	その他の損傷 D4	D3	D2	D1	損傷度評価点		損傷度評価点2		指標
上部工	主桁	1.0						40.0							44.4	上部工	45.4	橋梁全体	54.6
	床版	0.6								3.9									
	横桁	0.2								0.5									
下部工		0.2							1.0						1.0	下部工			
支承部		0.2													0.0	支承部			

:MAX　:平均　:減点法2　:指標＝100−損傷度評価点

災害抵抗性		重み係数	鋼部材の損傷 D4	D3	D2	D1	コンクリート部材の損傷 D4	D3	D2	D1	その他の損傷 D4	D3	D2	D1	損傷度評価点		損傷度評価点2		指標
上部工	主桁	0.4						7.4							9.2	上部工	29.2	橋梁全体	70.8
	床版	0.2								1.3									
	横桁	0.2								0.5									
下部工		1.0							20.0						20.0	下部工			
支承部		0.8													0.0	支承部			

:MAX　:平均　:減点法2　:指標＝100−損傷度評価点

走行安全性		重み係数	鋼部材の損傷 D4	D3	D2	D1	コンクリート部材の損傷 D4	D3	D2	D1	その他の損傷 D4	D3	D2	D1	損傷度評価点		損傷度評価点2		指標
上部工	主桁	0.2						3.7							13.7	上部工	13.7	橋梁全体	86.3
	床版	1.0								10.0									
	横桁	0.0								0.0									
下部工		0.0							0.0						0.0	下部工			
支承部		0.2													0.0	支承部			
伸縮装置		0.8													0.0	伸縮装置			

図-5.2.4 指標の算出方法

5.3 総合評価指標の試算

5.3.1 概要

道路橋の性能状態については、部材毎の損傷状態とその組み合わせによって機械的に決定づけられるものではなく、橋の構造特性や規模、架橋環境によっても現有性能や維持管理おいて補修の要否などの推奨される選択肢は異なってくる。そのため客観的視点で評価された部材や要素単位の損傷程度の評価値を機械的に合成した指標による評価結果は、その切り口によらずいわゆる技術者が個別に行う診断とのかい離は避けられない。そのため本論で提案する指標に限らず、維持管理支援のために構築されるこの手の総合的指標では、実際の診断とのかい離の程度や傾向などの指標の特徴が明確であることも実務における有用性を大きく左右することとなる。

そこで、ここでは提案する総合評価指標の特徴について全国の直轄管理道路橋の点検結果との照合によって明らかにするとともに、維持管理支援ツールとしての有用性について検討する。

5.3.2 総合評価指標の妥当性の評価

直轄の橋梁定期点検では損傷程度の評価とは別に、専門知識を有する橋梁技術者が関連の様々な情報も参考にして橋や部材を性能の観点から総合的に評価する「対策区分の判定」（表-4.1.1）が別途並行して行われており、技術者による耐荷力等の性能の総合評価であるとも言える。

よって、ここでは一定規模の母集団の点検データから総合評価指標を算出した結果と、同じ橋梁に対して同じ点検の中で行われた対策区分の判定結果の関係性に着目して、総合評価指標の適用性を評価することとした。

また、ここで調査対象とした道路橋の管理者は、管理する道路橋の全てを対象に最新の情報に基づいて、予防保全効果が期待できる場合や安全確保のための必要性などの観点から、今後５年程度の間に補修や補強を行うことが望ましいと考えられる橋梁の抽出を行った橋梁補修計画をとりまとめている。このような計画で 5 年程度以内に何らかの対策を行うこととされた橋

梁については、近い将来に性能に深刻な悪影響を及ぼす可能性の高い損傷を有しているものがより大きな確率で含まれるものと考えられる。提案する総合評価指標はその方法から精度には一定の限界はあるものの、このような実務における要対策橋梁の抽出などの作業の参考として用いられることも意図したものである。そのため、総合評価指標と補修補強計画の有無の関係性についても調査を行い、総合評価指標の適用性の評価の参考とすることとした。

具体的には、国土交通省の 1 地方整備局にて管理する道路橋における平成 23 年度末時点で各橋梁の最新の点検データが整備されている 2,971 橋を対象とした。

対策区分の判定は、部材ごとかつ損傷の種類毎に記録がなされている。このため、ここでは、総合評価指標の耐荷性、災害抵抗性、走行安全性のそれぞれの指標算出の際に考慮する部材の影響度係数の大きいものから 2 部材かつ指標算出にあたって考慮する損傷の種類ごとに対策区分の判定の橋梁単位の最悪値を使用した。それぞれの指標値との比較の対象とした対策区分の判定の部材と損傷の種類の一覧を表-5.3.1 に示す。なお、表-4.1.1(b)に示すように、対策区分の判定における S 判定は、詳細な調査が必要であるとの判断を示したものであり部材の性能状態を表現した評価区分でないことから検証で対象としていない．同様に、M 判定についても、通常の維持作業で補修が行える損傷であることを判断したものであり部材の性能状態を表現した評価区分でないことから対象外とした。さらに、ここでは E 1 と E2 を合わせて E として扱っている。

総合評価指標は、その特性を考慮して 60 点以上、30 点以上 60 点未満、30 点未満の 3 区分に分け、それぞれの区分に該当する橋梁の対策区分の判定の最悪値を集計した。母集団全体の指標値の割合を図-5.3.1、図-5.3.2 に示す。

図-5.3.3～図-5.3.5 に対策区分の判定との対比結果を示す。より、いずれの性能の指標についても、指標の値が低いほど対策区分の判定 C の割合が多く、指標の値が高いほど C 判定の割合が少なくなっており、総合評価指標と対策区分の判定とは概ね整合した傾向にあることがわかる。なお、走行安全性では、30 点未満であっても対策区分の判定が A と判定されているものが 1 橋あった。これは、「床版の抜け落ち」で e 判定がついていたため指標値が大きく減点されていたが、点検員による所見の記録によると床版自体が抜け落ちたものではなく、性能に大きく影響をする損傷ではないことを確認した。

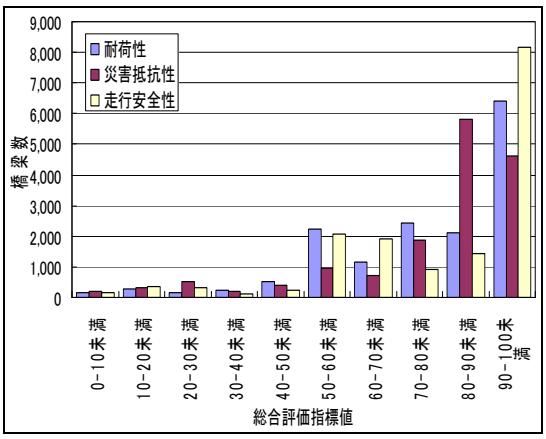


図-5.3.1　指標値別の橋梁数

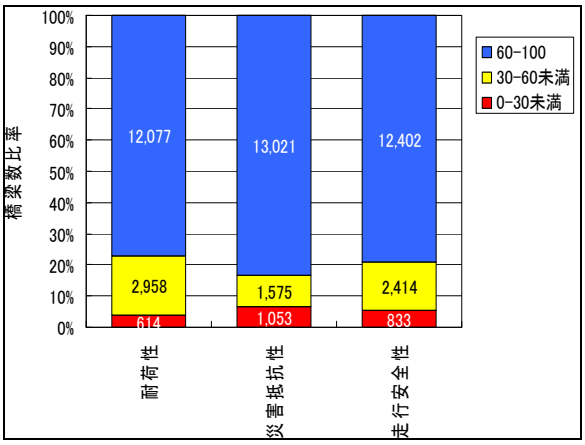


図-5.3.2　指標値別の橋梁比率

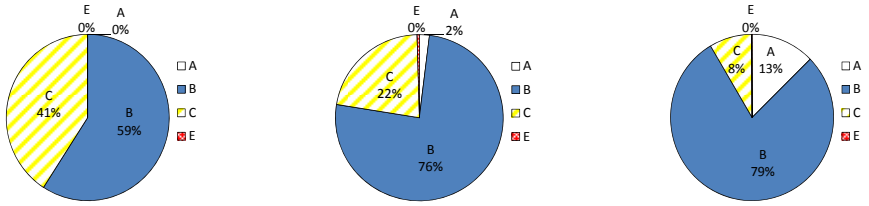
表-5.3.1　対象とした対策区分の判定の部材と損傷の種類一覧

耐荷性	
部材	損傷の種類
鋼橋 上部工 主桁	破断
	腐食
	ゆるみ・脱落
	亀裂
コンクリート橋 上部工 主桁	ひびわれ
	漏水・遊離石灰
	剥離・鉄筋露出
	定着部の異常
床版	床版ひびわれ
	漏水・遊離石灰
	剥離・鉄筋露出
	抜け落ち

災害抵抗性	
部材	損傷の種類
下部工	ひびわれ
	剥離・鉄筋露出
	漏水・遊離石灰
	沈下・移動・傾斜
	洗掘
支承	破断
	腐食
	ゆるみ・脱落
	亀裂
	支承の機能障害

走行安全性	
部材	損傷の種類
床版	床版ひびわれ
	漏水・遊離石灰
	剥離・鉄筋露出
	抜け落ち
伸縮装置	路面の凹凸

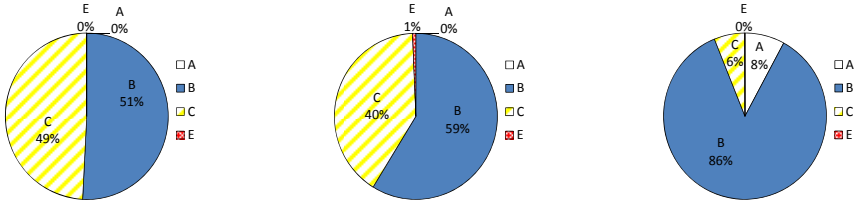
対策区分の判定	30点未満	30～60点	60点以上	合計
A	0	13	279	292
B	55	509	1738	2302
C	38	148	186	372
E	0	3	2	5
合計	93	673	2205	2971



(a) 緊急対策（30 点未満）　(b) 要補修（30～60 点）　(c) 健全（60 点以上）

図-5.3.3　耐荷性の指標と対策区分の判定との比較

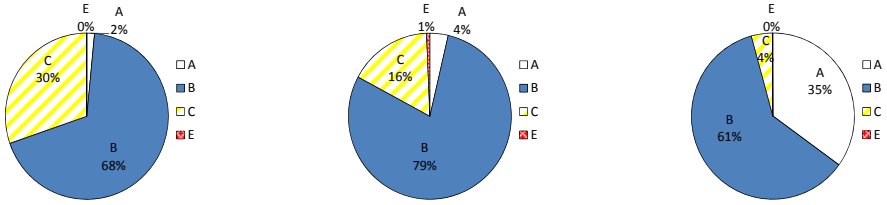
対策区分の判定	30点未満	30～60点	60点以上	合計
A	0	0	196	196
B	94	177	2137	2408
C	91	122	151	364
E	0	2	1	2
合計	185	301	2485	2971



(a) 緊急対策（30 点未満）　(b) 要補修（30～60 点）　(c) 健全（60 点以上）

図-5.3.4　災害抵抗性の指標と対策区分の判定との比較

対策区分の判定	30点未満	30～60点	60点以上	合計
A	1	11	910	922
B	45	240	1581	1866
C	20	50	109	179
E	0	2	2	4
合計	66	303	2602	2971



(a) 緊急対策（30 点未満）　(b) 要補修（30～60 点）　(c) 健全（60 点以上）

図-5.3.5　走行安全性の指標と対策区分の判定との比較

対策区分の判定は、部材単位で評価するため橋全体の状態を表現した総合評価指標とは厳密には対応しない。具体的に近い将来の橋としての補修や補強の必要性を技術者の検討を踏まえて決定している長寿命化修繕計画と総合評価指標の関係性を確認する。対象は同じ一地整の橋梁のうち比較に必要なデータが完備している 2,951 橋である。

対策区分の判定との対比と同様に、総合評価指標を 60 点以上、30 点以上 60 点未満、30 点未満の 3 区分に分け、区分毎に補修計画の有無の割合を算出した。なお、総合評価指標の基になっている定期点検後に補修を実施していることが確認できているものについては、補修計画ありとして扱った。

図-5.3.6～図-5.3.8 に、耐荷性、災害抵抗性、走行安全性のそれぞれの性能に対して、補修計画の有無と総合評価指標とを比較したものを示す。いずれの指標においても、補修計画がある橋梁では、指標の点数も低いものの割合が多くなっており、総合評価指標による橋の状態に対する評価はある程度信頼性があるものと考えられる。

ただし、補修計画のある橋梁でも総合評価指標による評価が 60 点以上のものが過半数となっており、指標提案の目的が、実務者の維持管理計画の策定などにおいて補修や補強の必要性の有無を検討すべき対象の漏れのない抽出や、地震等の災害時に被災の有無等の状態確認を優先すべき対象選定の参考情報を提供することであることを考えると、指標による評価のみでは対象の抽出が必ずしも安全側になるとは限らない結果といえる。

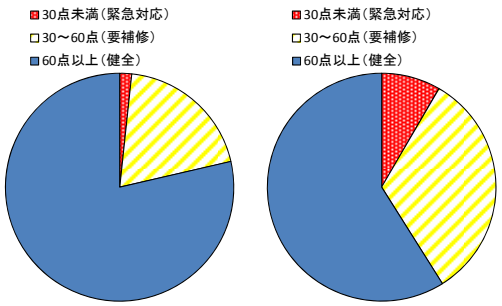
総合評価指標では、あくまで部材の損傷等の状態から判断して各橋梁が健全であった場合に対して、どの程度着目する性能が低下しているのか、あるいは性能が十分には発揮されない恐れがあるのかという評価となっており、例えば現行基準に対する充足度については考慮されない。そのため、耐震補強や活荷重に対する 25 トン対応などの機能向上を兼ねて比較的健全な状態であっても補修補強計画が予定されているものについては指標との乖離が避けられない。

今後は、このような点についても検証を行い、指標の適用性、有効性を実務での活用方法とともに明らかにしていくことが必要である。

次に、平成26年から行われている国土交通省令（道路法施行規則（昭和二十七年建設省令第二十五号第四条の五の二））および告示（トンネル等の健全性の診断結果の分類に関する告示（平成二十六年国土交通省告示第四百二十六号））に基づいて全国の道路橋で実施が義務付けられた道路橋の統一的状態評価基準である「健全性の診断」と総合評価指標の関係性について整理する。

健全性の診断は、国が道路管理者に課すものであり、それぞれの道路橋について道路管理者としてどのような措置が必要と評価したのかを近接目視点検を行った結果として決定するものであり、区分の考え方は表-5.3.3に示す通り、道路橋の機能状態とその確保のために求められる措置の観点に特化された総合的所見に対応するものとなっている。

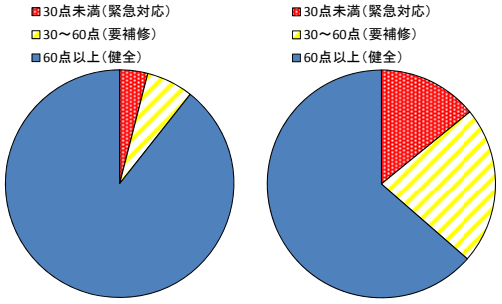
今後は、原則として全国のすべての道路橋でこの定義に照らした診断が行われ、それをもとに具体的な維持管理行為や維持管理施策の検討が進められることを考えると、この診断区分との関係性を明らかにしておくことは提案する指標の妥当性の検証にとどまらず指標の適用性の見極めの観点からも重要なことと考えられる。



補修計画	30点未満	30～60点	60点以上	合計
補修なし	39	454	1,813	2,306
補修あり	54	211	380	645
合計	93	665	2,193	2,951

(a) 補修計画なし　　(b) 補修計画あり

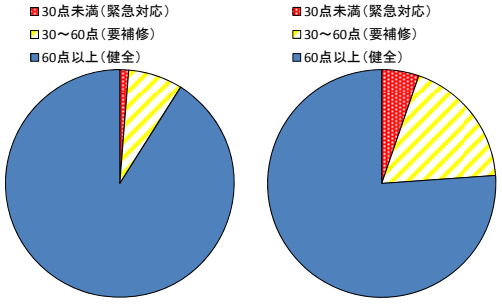
図-5.3.6　耐荷性の指標と長寿命化修繕計画との比較



補修計画	30点未満	30～60点	60点以上	合計
補修なし	92	153	2,061	2,306
補修あり	91	144	410	645
合計	183	297	2,471	2,951

(a) 補修計画なし　　(b) 補修計画あり

図-5.3.7　災害抵抗性の指標と長寿命化修繕計画との比較



補修計画	30点未満	30～60点	60点以上	合計
なし	29	177	2,100	2,306
あり	34	120	491	645
合計	63	297	2,591	2,951

(a) 補修計画なし　　(b) 補修計画あり

図-5.3.8　走行安全性の指標と長寿命化修繕計画との比較

表-5.3.3　健全性の診断の区分

区分	状態
Ⅰ 健　　全	構造物の機能に支障が生じていない状態。
Ⅱ 予防保全段階	予防保全段階構造物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	早期措置段階構造物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。
Ⅳ 緊急措置段階	緊急措置段階構造物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。

対比に用いたデータは、全国の地方整備局で健全性の診断結果が確定している22,642橋である。表-5.3.4には橋梁形式別、表-5.3.5、6には、鋼橋とコンクリート橋のそれぞれについて規

模別に提案する3つの総合評価指標と健全性の診断の区分結果の対比を橋単位の数で集計した結果をグラフで示した。

直ちに措置が必要であるとの診断が行われた緊急措置段階の橋は数が少なく、また道路橋の場合、部材の状態によってどの程度緊急性が生じるのかについては橋の構造形式や同じ部材の種類でも損傷した部材が橋の性能に及ぼす位置づけによって大きく左右されることから一定のルールで機械的に集計される総合評価指標との相関性は期待できない。そのためここでは主に、健全性の診断区分のI～IIIと総合評価指標の30点未満、30～60点、60点以上の3段階の対応に着目する。

ほぼすべてのカテゴリーで、健全性の診断のより深刻な状態の橋ほど、総合評価指標の値もより悪い（低い）数値のものが多くなる傾向となっており、全体としては総合評価指標の値と技術者が個別に診断を行った結果である橋の状態の良悪には明確な相関があると言える。また機能には何ら支障が生じていないと診断された橋で、総合評価指標からは何らかの対策が必要である可能性が高い場合に該当させようとしている30点未満が記録されるケースは極少数であり、実務上大きな混乱を生じるような数値はほとんどつかないことがわかる。

健全性の診断におけるIIとIIIについては、いずれも何らかの損傷や異常があり、早期に措置する必要性が低い場合にIIと区分されると考えられるため、予防保全の必要性については損傷の種類や架橋環境、橋の構造特性や適用基準などにも左右されるため現状の深刻さとは単純には対応しないものの確率的にはより状態の悪いものがIIIとなると考えられる。対比結果では総合評価指標のより低い点数のものの比率がIIよりもIIIの方で多くなっている傾向が大半のカテゴリーでみられており、早期の措置の必要性が高いものほど確率的に総合評価指標の点数が低くなるという一定の相関性がある。総合評価指標はその算定ルールに従ってその値となった原因事象や部材の特定が行えることから、技術者による診断結果に加えて総合評価指標の値も参考にすることで、診断結果だけよりも橋の状況を詳しく推測できることが期待できるという効果が期待できる。

橋の状態を総合的に評価する場合に、健全度などの集約された一つの評価軸で定量化されることも多い。しかし先に述べたように橋には多様な性能が求められており提案する総合評価指標は、得られる値が意味するところが曖昧になりすぎないように、耐荷性、災害抵抗性、走行安全性の3つの異なる評価軸をそれぞれ独立に得ることとしている。表-5.3.4～6に示すように、同じ健全性の診断に区分される橋であっても、点数の構成比は3つの総合評価指標で明確に異なっている。このことは、これらの観点を合成して一つの評価値とするとこのような、橋の機能状態としての意味合いの違いが埋没して見えなくなることを意味しており、異なる評価軸を設けてそれぞれ単独で評価することに一定の妥当性のあることがうかがえる。

表-5.3.4　健全性の診断の区分と総合評価指標の対応（橋梁形式別）

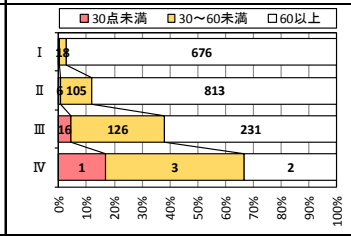
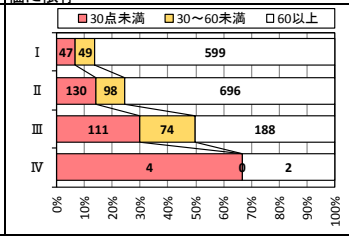
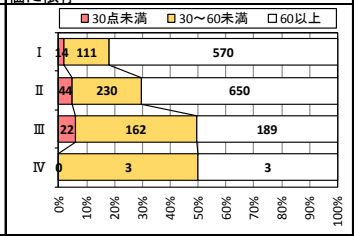
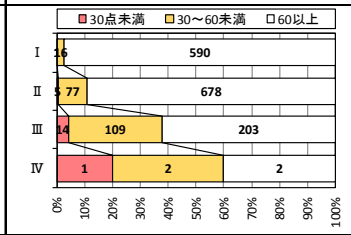
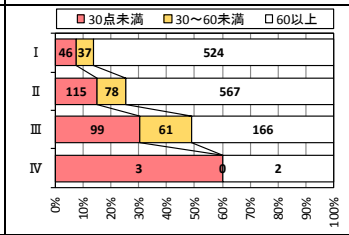
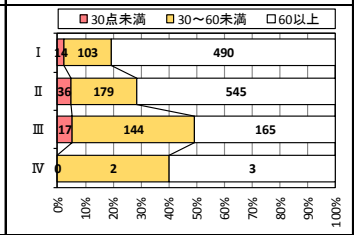
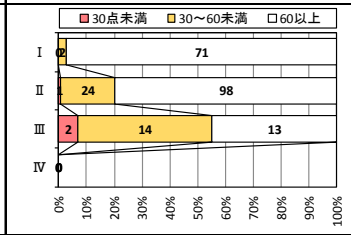
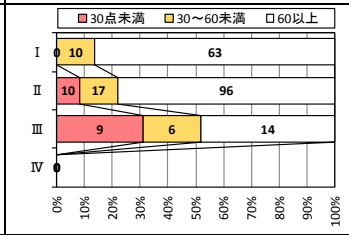
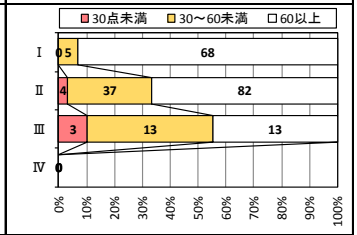
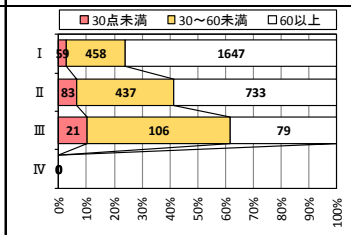
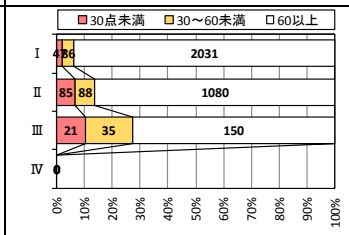
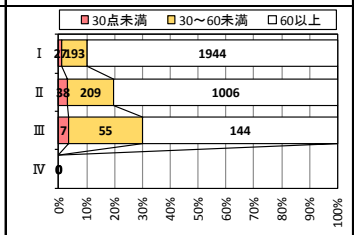
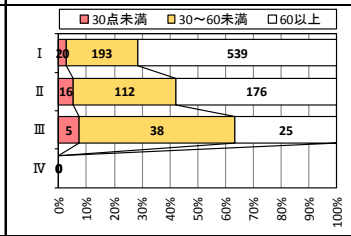
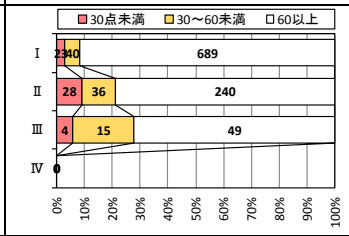
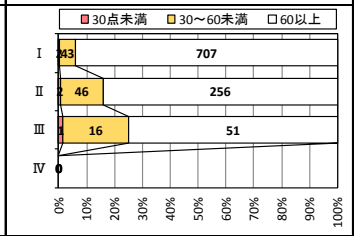
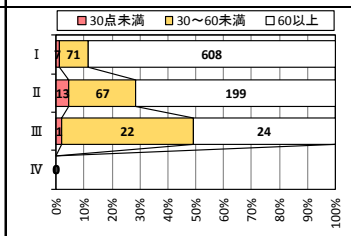
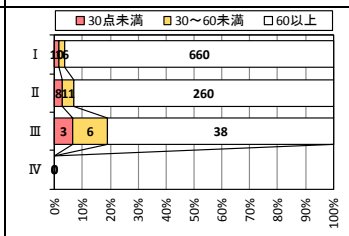
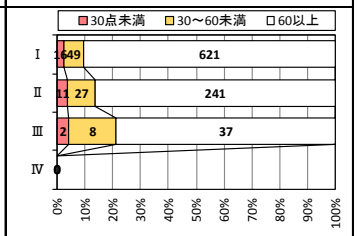
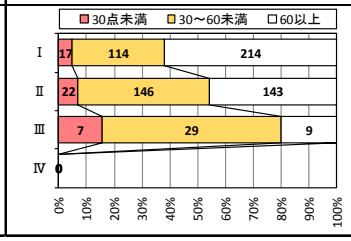
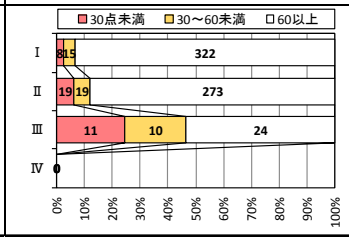
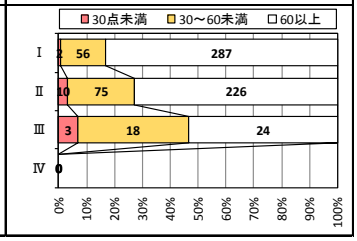
		耐荷性 （主として主桁の損傷程度（a～e）評価に依存	災害抵抗性 （主として下部工・支承部の損傷程度（a～e）評価に依存	走行安全性 （主として床版・伸縮装置の損傷程度（a～e）評価に依存
鋼橋	橋毎の健全性の診断区分（1998橋）			
鋼橋-鈑桁	橋毎の健全性の診断区分（1698橋）			
鋼橋-箱桁	橋毎の健全性の診断区分（225橋）			
コンクリート橋	橋毎の健全性の診断区分（3623橋）			
コンクリート橋-RC	橋毎の健全性の診断区分（1124橋）			
コンクリート橋-プレテン	橋毎の健全性の診断区分（1012橋）			
コンクリート橋-ポステン	橋毎の健全性の診断区分（701橋）			

表-5.3.5　健全性の診断の区分と総合評価指標の対応（規模別（鋼橋））

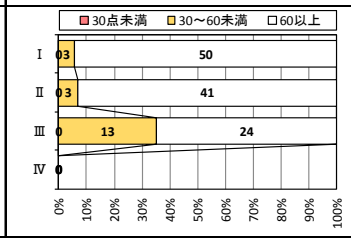
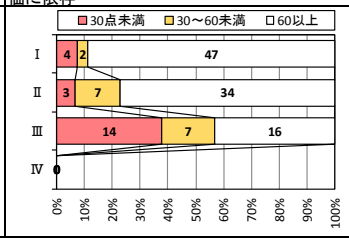
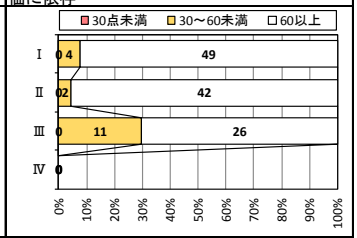
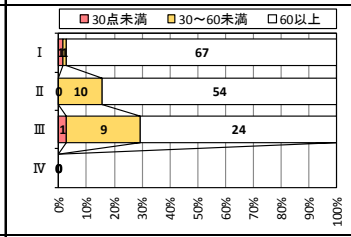
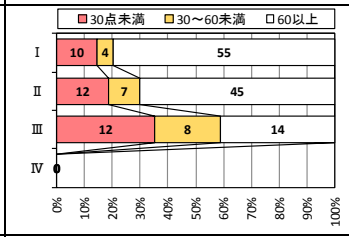
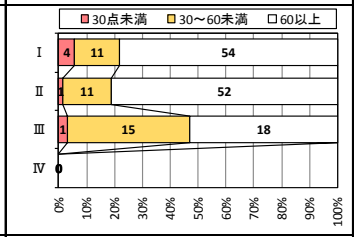
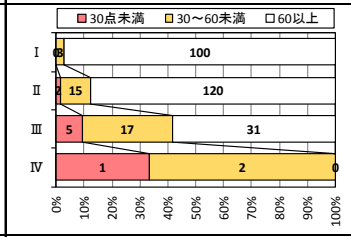
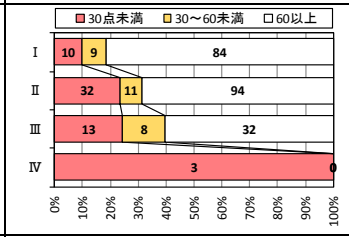
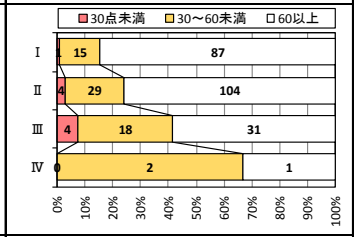
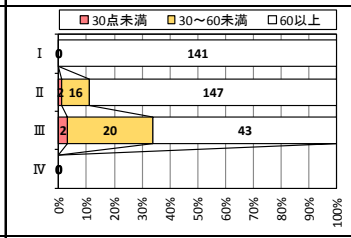
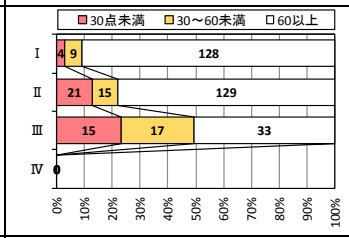
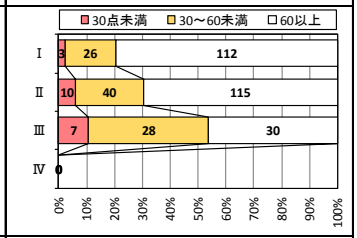
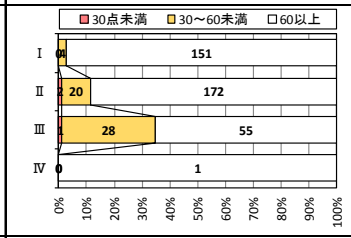
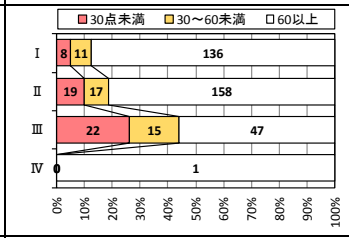
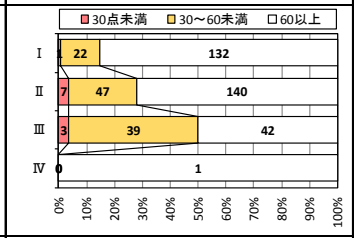
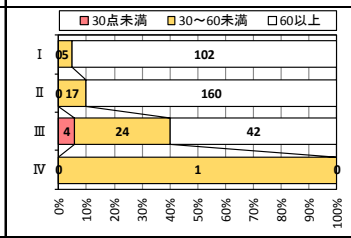
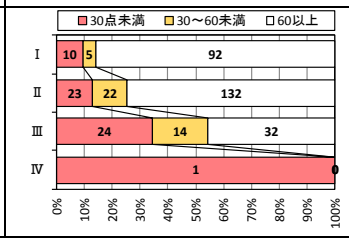
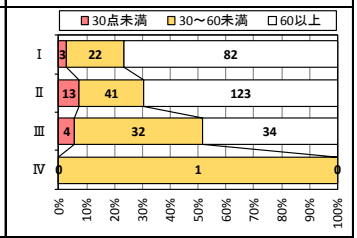
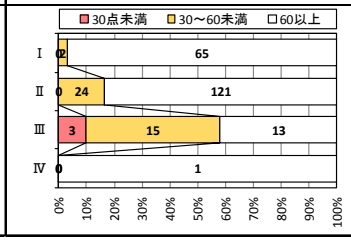
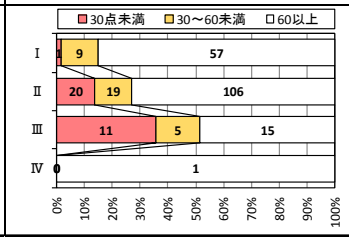
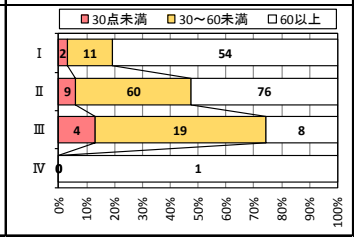
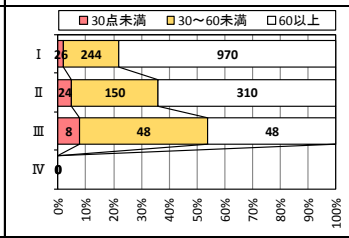
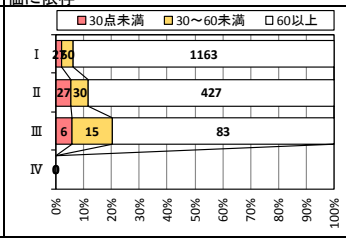
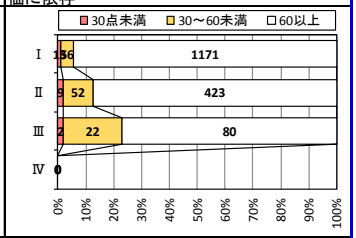
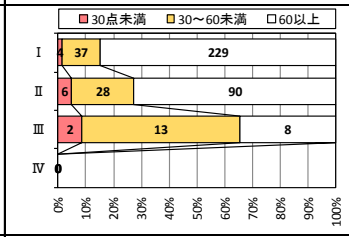
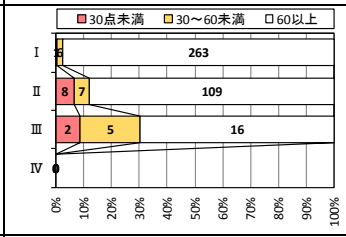
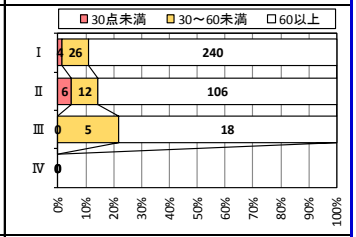
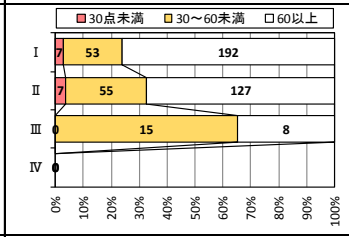
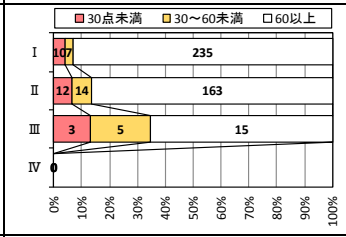
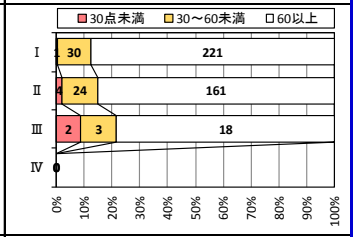
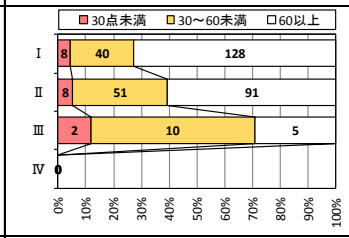
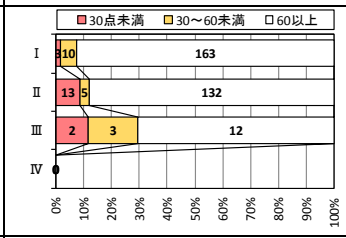
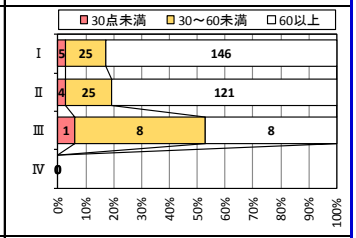
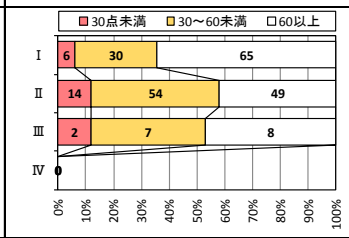
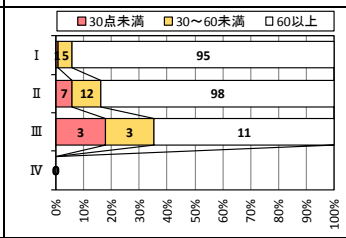
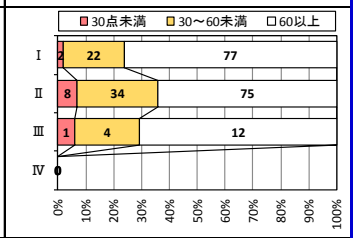
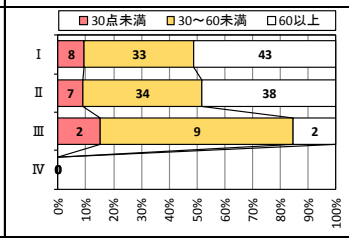
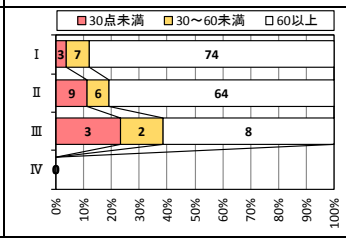
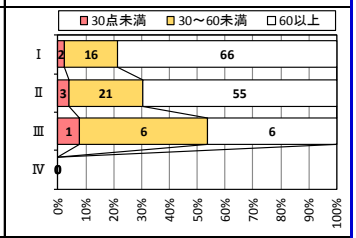
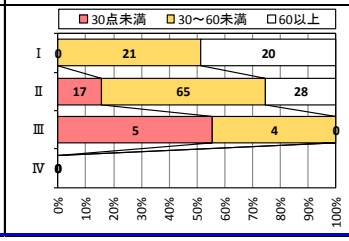
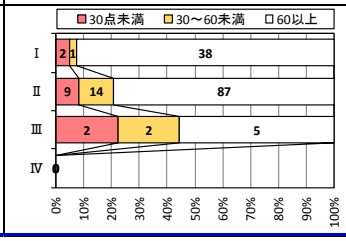
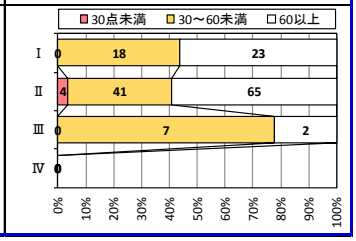
		耐荷性 （主として主桁の損傷程度（a～e）評価に依存	災害抵抗性 （主として下部工・支承部の損傷程度（a～e）評価に依存	走行安全性 （主として床版・伸縮装置の損傷程度（a～e）評価に依存
鋼橋-15m未満	橋毎の健全性の診断区分（134橋）			
鋼橋-15～20m未満	橋毎の健全性の診断区分（167橋）			
鋼橋-20～30m未満	橋毎の健全性の診断区分（296橋）			
鋼橋-30～50m未満	橋毎の健全性の診断区分（371橋）			
鋼橋-50～100m未満	橋毎の健全性の診断区分（434橋）			
鋼橋-100～200m未満	橋毎の健全性の診断区分（355橋）			
鋼橋-200m以上	橋毎の健全性の診断区分（244橋）			

表-5.3.6　健全性の診断の区分と総合評価指標の対応（規模別（コンクリート橋））

		耐荷性 （主として主桁の損傷程度（a～e）評価に依存	災害抵抗性 （主として下部工・支承部の損傷程度（a～e）評価に依存	走行安全性 （主として床版・伸縮装置の損傷程度（a～e）評価に依存
コン橋-15m未満	橋毎の健全性の診断区分（1828橋）			
コン橋-15～20m未満	橋毎の健全性の診断区分（417橋）			
コン橋-20～30m未満	橋毎の健全性の診断区分（464橋）			
コン橋-30～50m未満	橋毎の健全性の診断区分（343橋）			
コン橋-50～100m未満	橋毎の健全性の診断区分（235橋）			
コン橋-100～200m未満	橋毎の健全性の診断区分（176橋）			
コン橋-200m以上	橋毎の健全性の診断区分（160橋）			

5.4　総合評価指標の有効性の検討

本手法による指標の計算方法については 2007 年に公開している [21)22),23)]。公開後にインターネットで確認できるだけでも複数の自治体で行政実務において活用されていることがわかる。

指標の性格上、有効性について定量的に証明することは困難であるが、実務において活用されている事実は提案した指標が、その目的に照らして道路管理者に有意義性のあるものと評価された結果と考えられる。

以下に、2013（平成 25）年 4 月現在、インターネットで本手法を維持管理実務に活用していることが確認できたものの例を挙げる。政令指定市から市町村まで実務の参考にされていることがわかる。なお、これらは例であり全国の実態を調査したものではない。

北陸地方整備局新潟国道事務所：「新潟国道事務所管内老朽橋対策検討委員会」平成 23 年、2011 年、（http://www.hrr.mlit.go.jp/library/happyoukai/h24/b/01.pdf）[24)]

大阪市：「大阪市橋梁点検要領：大阪市建設局道路部橋梁課」平成24年、2013年3月（http://www.city.osaka.lg.jp/kensetsu/cmsfiles/contents/0000039/39875/mokuji.pdf）

豊中市（大阪府）:「豊中市道路橋の長寿命化修繕計画」平成 23 年，2011 年 6 月，（ http://www.city.toyonaka.osaka.jp/machi/doro/dourokyou_plan_hp.files/kyouryou_choujumyouka.pdf）

箕面市（大阪府）:「箕面市橋梁長寿命化修繕計画」平成 24 年 3 月，2012 年，（http://www.city.minoh.lg.jp/douro-doboku/documents/kyouryoushuuzen-honpen.pdf）

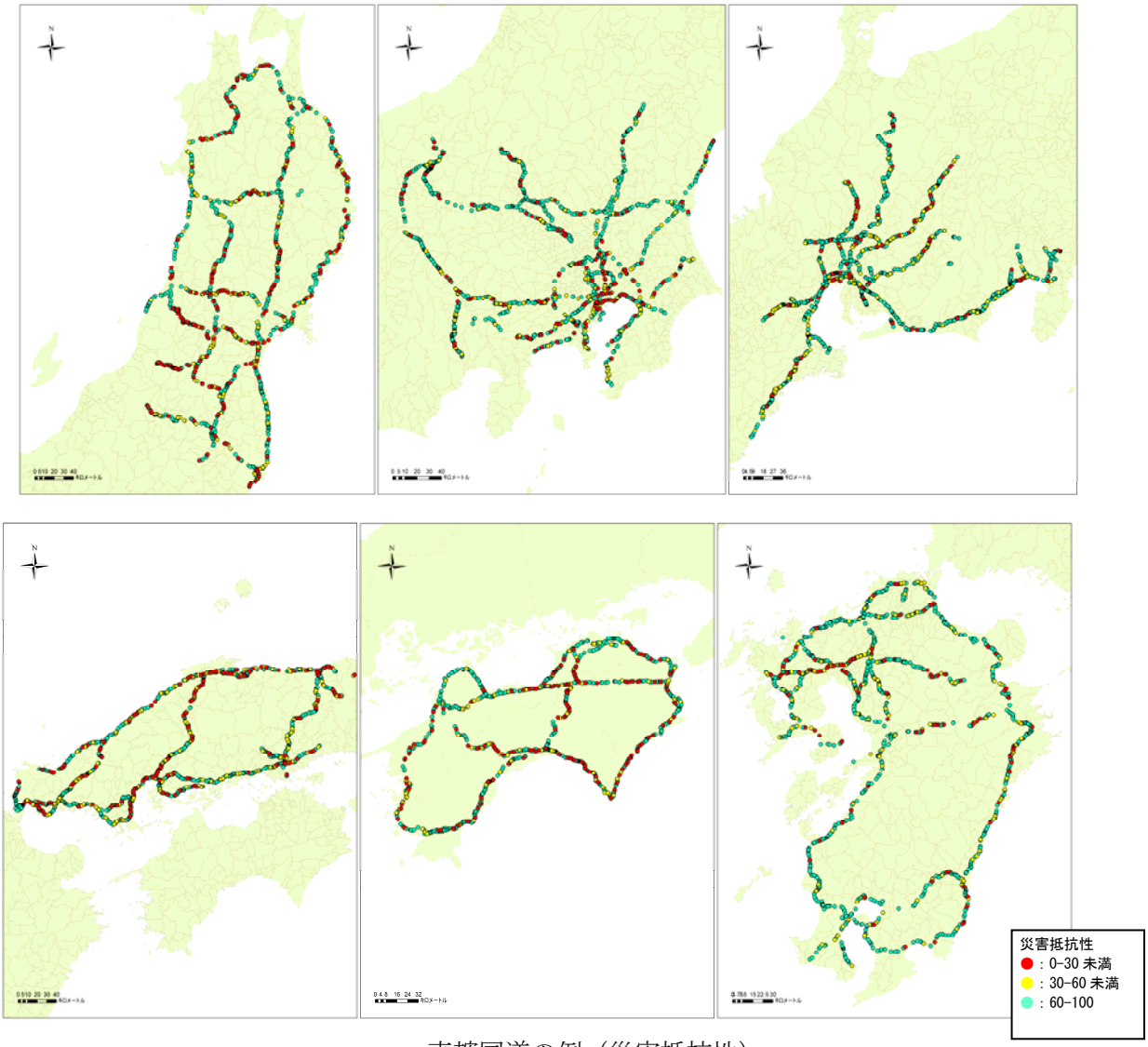
山鹿市（熊本県）:「山鹿市橋梁長寿命化修繕計画：山鹿市建設部建設課」（ http://www.city.yamaga.kumamoto.jp/www/contents/1334535166700/files/kyouryou_syuuzennkeikaku.pdf）

和束町（京都府）:「和束町長寿命化修繕計画」平成 23 年,2011 年 5 月，（http://www.town.wazuka.kyoto.jp/cmsfiles/contents/0000000/778/newHP.pdf）

なお、国においても、これまでに全国の地方整備局の了解のもとで国管理の道路橋の指標値について図-5.4.9 のような地図表示や図-5.4.10 のような地域比較ができる形で公開を行っている。また、図-5.4.11 は総合評価指標による計画的維持管理の支援の具体の案を例示したものである。図-5.4.11 (a)は同じ管理者が管理する道路の災害抵抗性を地図に示したものである。災害抵抗性の機能からは支承や下部構造などに顕著な変状が生じているもので点数が低下するため、緊急輸送道路など地震時の交通網の確保を考えた場合、優先的に対策する必要性のある可能性のある橋の抽出や当面の大地震時に障害リスクが懸念される橋の抽出などに参考にできるものと考えられる。

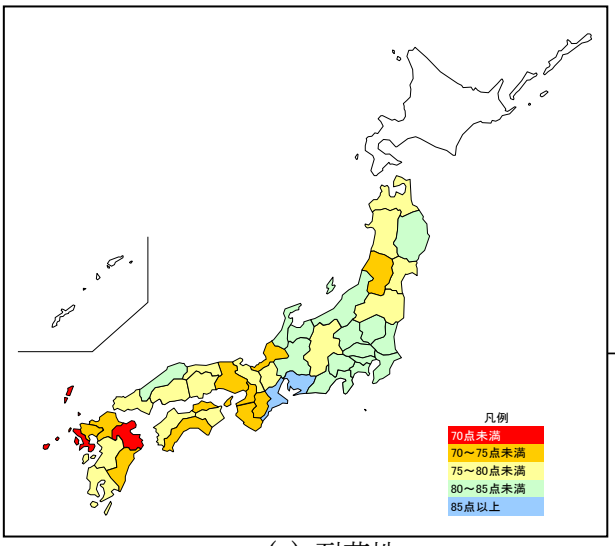
図-5.4.11 (b)は総合評価指標がおおむね同じレベルで算出可能と考えられた異なる管理者の保有する道路橋の指標算出結果を路線図などが併記できる GIS ソフトに載せて描画したものである。

道路管理者の別なく道路ネットワークとしては補完しあうなど密接な関係性を有する道路の状態を相対比較することができれば、例えば企業等が BCP(Buissiness Continueing Plan)の検討を行ったり、行政が地域と一体となって防災計画の策定する場合にも有効な情報を与えるものと考えられる。

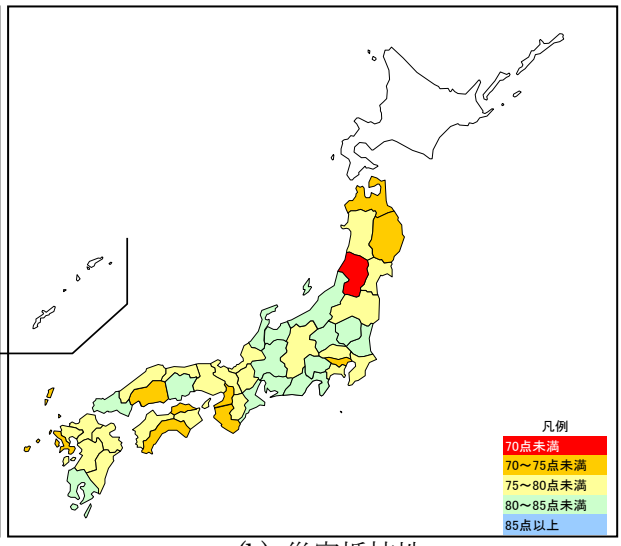


直轄国道の例（災害抵抗性）

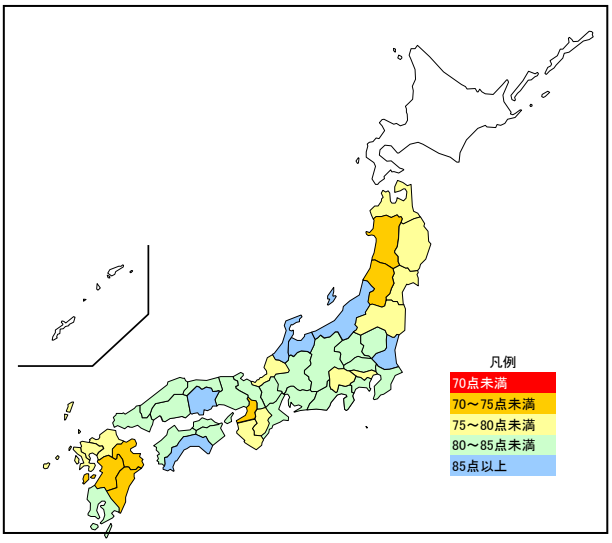
図-5.4.9 総合評価指標の表示例



(a) 耐荷性

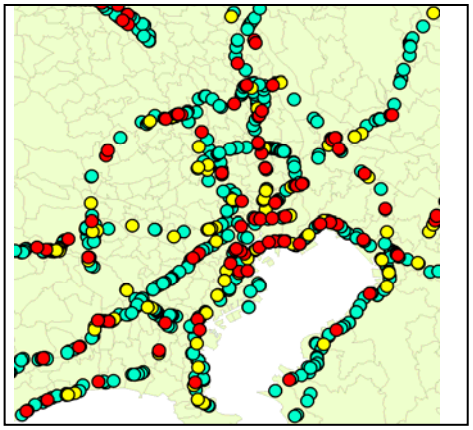


(b) 災害抵抗性

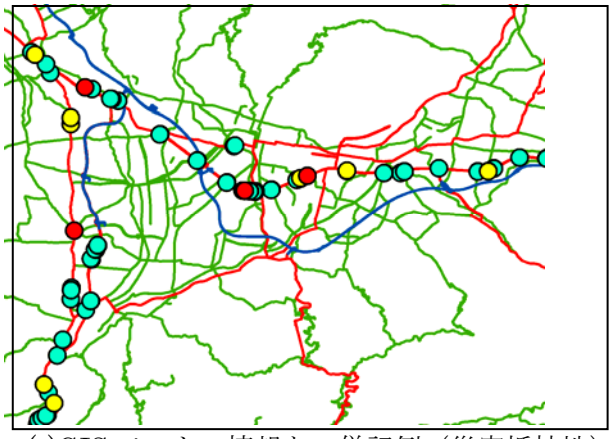


(c) 走行安全性

図-5.4.10 総合評価指標の表示例（県別平均値：直轄管理）



(a)直轄国道の例（災害抵抗性）



(c)GIS ソフトの情報との併記例（災害抵抗性）

図-5.4.11 総合評価指標の表示例

5.5 まとめ

全国の直轄道路橋の定期点検結果をもとに目視点検で把握できる部材毎の損傷や変状の状態に対する客観的評価基準値を機械的に組み合わせることで橋の維持管理状態を機能面に着目して概略的に推定できる方法の構築を試みた。さらに提案する総合評価指標の適用性と限界について実際の点検データや被災事例などとの照合によって検討を行った。

その結果、対策区分の判定や長寿命化修繕計画における補修計画の有無、あるいは省令で定められた近接目視を踏まえて行う法定義務の定期点検における健全性の診断といった技術者による道路橋の状態評価に対してある程度整合した結果が得られることが示された．また一般的に異なる複数の観点で同時に評価されることになる橋の性能状態について、支配的要因の相違の特徴なども考慮した異なる評価軸でそれぞれ独立して評価するという考え方に一定の合理性があることも診断結果との対比から明らかにした。

これらを踏まえると今後は、本研究で明らかになった本指標の適用性や限界を踏まえつつ、さらに適用事例について実態との照合や維持管理実務での活用結果の情報を収集して評価を進めることで、課題の把握を行うとともに、キャリブレーションにより評価の信頼性向上を図ることが必要である。また全国の道路管理者のより多くに対して相対比較が可能な指標値が算出できるようにしていくことが重要であるといえる。

本検討では、橋梁形式や規模によっても異なる橋を構成する部材それぞれが橋全体の安全性に及ぼす影響が異なることに対する評価については考慮されておらず、現行の設計基準においても一部の部材の機能障害が橋全体に及ぼす影響の評価の具体の方法は定められていない。部材の損傷状態から機械的に合成される橋全体の総合評価指標では、道路管理上最も重要な側面であるリスク管理への活用の観点からも、これらの要素を加味して緊急性の高い橋梁を確実かつ安全側に評価・抽出できるようにすることが必要である。

このような総合評価指標は原理的にその精度に限界があることに加えて、理論的に正解があるわけではなく、様々な異なる方法が提案しうる。一方で、管理者の別なく共通の指標を用いることで、はじめて異なる管理者の管理する道路橋を含む道路ネットワークにおけるリスク要因の抽出や､補修補強などの対策の優先度をネットワーク機能に着目して合理的に決定できる。そのため全国の道路管理におけるニーズに適合した、統一的な指標の確立は依然として課題として残されている。なお、本研究で提案した指標は、複数の自治体において活用された実績のあることからある程度実務上の有効性が認められているものと推測され、一つの選択肢になりうると考えられる。

第５章　参考文献

1) NTSB:Collapse of I-35W Highway Bridge Minneapolis, Minnesota, ACCIDENT REPORT NTSB/HAR-08/03 National PB2008-916203,August 1, 2007

2) NTSB:Collapse of US. 35 Highway Bridge Point Pleasant, West Virginia,ACCIDENT REPORT1967,NTSB/HAR-71/01,NTIS/PB-190202,December 16, 1970

3)　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，No.374/I-6, pp419-426,1986.10

4)　森弘，大島俊之，三上修一，阿部芳昭，山本洋一：橋梁の健全度診断における総合評価法の開発，鋼構造年次論文報告集，Vol.1，1993

5)　大島俊之，三上修一，山崎智之，丹波郁恵：橋梁健全度評価に用いる評価方法の検討と影響要因の解析，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.201-217，2001.4

6)　大島俊之，三上修一，丹波郁恵，佐々木聡，池田憲二：橋梁各部材の資産的評価と橋梁健全度指数の解析，土木学会論文集，No.703/I-59，pp.53-65，2002

7)　佐藤弘史，荻原勝也：橋梁マネージメントシステム，土木技術資料，Vol.38-1,pp38-43,1996

8)北海道建設部土木局道路課道路計画グループ：北海道橋梁長寿命化修繕計画,平成 22 年 12 月 http://www.pref.hokkaido.lg.jp/kn/ddr/grp/syuzen_keikaku.pdf

9)　福島市：福島市橋梁長寿命化修繕計画（概要版），平成 23 年 3 月 http://www.city.fukushima.fukushima.jp/uploaded/attachment/8891.pdf

10)　長崎県土木部道路維持課：長崎県橋梁長寿命化修繕計画,平成 20 年 3 月 http://www.doboku.pref.nagasaki.jp/~douro/choujyumyouka/doc/long-life_bridge.pdf

11)　山梨県県土整備部：山梨県橋梁長寿命化修繕計画,平成 22 年 3 月 http://www.pref.yamanashi.jp/dourokanri/documents/yamanashi-kyouryou-jissi2.pdf

12)　奈良県土木部道路管理課：奈良県橋梁長寿命化修繕計画,平成 22 年 2 月 http://www.pref.nara.jp/secure/39173/honbun.pdf

13)　U.S.Department of Transportation Federal Highway Administration：Recording and Codeing Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridge, FHWA-PD-96-001, December 1995

14)　http://www.fhwa.dot.gov/bridge/0650dsup.cfm

15) 宮本文穂，串田守可，森川英典，木下和哉：コンクリート橋診断ニューロ・ファジィエキスパートシステムの開発と信頼性の向上，土木学会論文集，No.510/VI-26,pp91-101,1995.3

16) 安田登，白木渡，松島学，堤知明：ニューラルネットワークに基づいたコンクリート構造物点検技術者の思考過程の評価，土木学会論文集，No.496/V-24,pp41-49,1994.8

17)　三上市蔵，田中成典，北岸秀一，神戸和仁：鋼橋疲労損傷の補修方法選定システムにおける知識の再利用，構造工学論文集，土木学会，Vol.38A,pp529-542,1992.3

18)　玉越隆史：米国橋梁崩壊事故に関する技術調査団の調査結果について，建設マネジメント技術，2008.1

19)　野中哲也，宇佐見勉，岩村真樹，廣住敦士，吉野廣一：連鎖的な部材破壊を考慮した鋼橋のリダンダンシー解析法の提案,構造工学論文集,土木学会,Vol.56A,pp.779-791.2010.3

20) U.S.Department of Transportation Federal Highway Administration：BridgeInspecto's

Reference Manual,FHWA NHI 03-002,Oct.2002
21）玉越隆史，小林　寛，武田達也，平塚慶達：道路橋の維持管理に関する指標開発の取組み，土木技術資料，pp.66～71，2007年2月
22）国土交通省国土技術政策総合研究所道路構造物管理研究室：道路橋の計画的管理に向けて～総合評価指標の開発と点検データ分析から見た損傷の特徴～，建設物価，2007年12月号
23）玉越隆史・小林寛・武田達也・平塚慶達：道路橋の健全度に関する基礎的調査に関する研究－道路橋に関する基礎データ収集要領（案）－，国総研資料，第381号，平成19年4月
24）住友　拓哉，渡辺　一郎，池田　明寛：道路橋における合理的維持管理手法の提案　～新潟国道事務所管内老朽化橋対策検討委員会の検討から～，第30回土木学会関東支部新潟会研究調査発表会論文集，2012年10月

第６章　結論

本研究では、膨大な資産が高齢化しつつある我が国の道路橋を将来にわたり適切に維持管理していくにあたって考慮すべき課題を明らかにするとともに、蓄積される膨大な実績（点検）データを活用した将来予測に基づく計画的で合理的な維持管理の実現可能性について明らかにすることを図った。

まず、我が国の既存の道路橋資産について将来予測に基づいて計画的維持管理が実現可能かどうかという観点から、資産形成の経緯を主に道路橋の整備と維持管理に関する諸施策およびこれまで作られてきた道路橋の有する耐久性能の特徴について検討を行った。次に全国規模で収集された国の管理する道路橋の定期点検データを各種の将来状態予測手法に適用して、道路橋の劣化特性を明らかにするとともに国の構築してきた定期点検手法の妥当性について検証を試みた。さらに道路橋の劣化の不確実性を考慮したライフサイクルコスト推定手法、道路橋の維持管理状態を表す総合評価指標など、計画的な維持管理に活用が期待できる実務的手法を提案した。

第 2 章では、維持管理の観点から我が国の道路橋資産の物理的な特徴について、設計基準や施工技術の変遷から考察を行った。その結果、技術基準においては、過去より耐久性に関わる耐荷力や施工品質に関する要求が下限保証であるとともに、それを満足するとみなせる手法として構造細目などの経験的手法が規定されてきたこと、そのためこれまでの技術基準に従って建設されてきた道路橋では耐久性能には極めて大きなばらつきが生じることが避けがたいことを明らかにした。これらを踏まえると、計画的な管理の実現のために道路橋資産の将来予測を行うに当たっては、工学的な理論や現象論に依存して信頼性の高い確定的な将来予測は困難であり、実績にデータに基づいた劣化のばらつきの影響を考慮できる予測手法によることが必要である。

また建設後 2 年程度で行われる点検結果から、現状建設される道路橋の耐久性能を左右する施工品質には大きなばらつきが生じており､定量的にその効果を測ることは困難であるものの、少なくとも初期の施工品質を向上させることで耐久性の向上が行える余地のあることを明らかにした。

第 3 章では、我が国の道路橋について維持管理に関する施策や研究などの取り組みから、道路橋の維持管理の現状と課題を明らかにするとともに、アセットマネジメントの概念を取り込んだ計画的管理手法の道路橋への適用に向けた課題を整理した。

厳しい財政状況と資産の高齢化が進む中で国を含む全国の道路管理者に将来予測に基づいて補修補強シナリオの最適化を図るなどの計画的管理手法の導入を模索する動きが拡がるとともに、点検データに統計的手法を適用する将来予測手法の開発も進みつつあり、今後、質・量の両面で十分なデータの蓄積が進むことで計画的維持管理の実現が期待できる。

第 4 章では、全国の直轄道路橋の定期点検結果から状態遷移確率分布の算出を行い、劣化特性に大きなばらつきがあることを実証するとともに、これまで耐久性に影響のあると考えられてきた防食仕様や構造形式の違いなどのいくつかの属性に対しては明確な劣化特性の差がみられるものもあることを示した。

一方で、橋の諸元、架橋条件、適用基準などの一般に道路橋の特徴を差別化するために橋毎に記録されている属性項目と劣化速度の相関性に着目した重回帰分析により、道路橋の劣化が

特定の要因によって支配的に左右されている可能性が低いことを明らかにした。

さらに、我が国の道路橋に対する統計的推計手法を用いた劣化予測手法の導入の可能性について、全国の直轄道路橋の定期点検データを用いて代表的な劣化予測手法による推計を行って検討した。またこのような将来推計を行うための基礎データとして現在の国の定期点検要領のデータ体系の妥当性と有用性について検討した。

その結果、点検結果に現れている劣化傾向には極めて大きなばらつきがあり、過去にインフラストラクチャーへの適用を目的に提案されている代表的な統計的推計手法を適用した場合、推計手法毎にも推計結果に大きな乖離がみられることがわかった。一方で、劣化特性には構造特性や部材のみならず事象によっては部位によっても顕著な差が生じており、劣化特性評価に基づくアセットマネジメントの信頼性向上には、部材や着目事象に応じて適切に細分化された要素単位のデータが有用であることを実証した。

また、実現象および推計による将来予測結果が有するばらつきの情報を失うことなく実務に有効活用するために遷移確率行列分布から求めることができる単純な 2 つの指標の組み合わせによる劣化の特徴の表現方法を提案した。そして全国の道路橋の点検データへの適用から、構造形式や部材、架橋条件などの条件を適切に区分することで、耐久性阻害要因の推定や長寿命化策の方向性についての情報、予防保全や事後保全といった維持管理シナリオの相違とライフサイクルコストの関係性についての情報を提案する指標を活用して比較的容易に推定できることを示した。

第 5 章では、点検データのみから橋全体の状態を対策優先度の検討、被災可能性の推定などの観点で評価することで計画的維持管理を行う上で意思決定者の支援に資する方法の開発を試みた。

その結果、主観を排除して客観的事実を評価した点検データのみから橋全体の性能状態を「耐荷性」「災害抵抗性」「走行安全性」の 3 つの観点で概略的に推定するための指標を提案し、技術者の評価に基づく対策区分の判定や補修補強の必要性の判断とある程度の整合性が得られることを確認した。

なお、提案手法は公開されている情報から複数の道路管理者で実務に活用されていることが確認できており実用手法としての有効性が認められているものと考えられる。

なお、道路管理者毎に独自の総合的な評価指標が導入されている例も多くある。各道路管理者が管理する道路が管理者の別を越えてその機能を補完しあって道路ネットワークとして最大限有効に機能するためには、道路橋の補修補強の優先順位付けなどの保全計画もネットワーク機能の確保・維持の観点で管理者の枠を越えて全体として最適化されることが望ましいことを考え合わせると、管理者の別なく道路橋の性能状態を同じ尺度で相対評価できる総合評価指標があることが望ましい。そのため提案手法も一つの候補に全国で統一的に適用される評価手法の確立が望まれる。

以上の他、各章をとおして、現行の直轄道路橋の定期点検の方法についてアセットマネジメントとの関係に着目して妥当性の検討を行い、以下のような知見を得た。

＜取得されるデータおよび評価区分＞（損傷程度の評価と対策区分の判定）

疲労や腐食といった物理的な劣化現象に対して実績に基づく予測を実現するためには、主観的要素が介在しない客観的なデータが必要であるが、部材の性能状態などを加味した

診断結果でもある対策区分の判定とは必ずしも評価結果の関連性は明確でない。そのため実務における当面の健全度評価と劣化予測に用いるための評価のそれぞれに適当なデータを取得することは、技術者による診断と統計的手法による将来予測の双方の信頼性向上の観点から重要で重要である。

＜評価単位＞

道路橋の劣化は橋梁形式や構造部位、部材のみならずその位置によって大きな差がある。一方で比較的経年劣化の特徴が出やすいと考えられる代表的な劣化形態であっても劣化特性には極めて大きなばらつきがあり、少なくとも劣化予測に用いるための元データである損傷程度の評価を要素単位で取得することには予測の信頼性向上の観点からも意義があるといえる。

＜点検頻度＞

劣化特性にばらつきが大きく、定量的な根拠は明確にできないが、少なくとも 5 年程度で 2 段階程度状態の変化が生じるものの割合が少なくなく、諸外国の例からも 5 年程度の間隔で全体の状態を細部にわたって確認することは意義があると考えられる。しかし膨大な数の資産について同じ頻度と詳細さで点検を行う方法には劣化事象のばらつきが大きいことからも見直しが行える余地もあるものと考えられる。

さらにデータを蓄積し、リスクマネジメントの要素も加えるなどにより経済的にも、維持管理の信頼性確保の観点からも合理的な点検頻度や方法を検討することが重要であるといえる。

これまで建設されてきた道路橋の劣化特性は、それらに適用されてきた技術基準の規定の性質からも避けられない大きなばらつきを有しており、これは現在あるいは今後建設される道路橋についても基本的に同じ状況が続くことが確実である。また既設橋の劣化の実績からは、経年と劣化の関係は、設計内容から差別化できるような架橋条件の相違や構造特性の相違以外に多岐にわたる要因が影響しており、劣化に関わる全ての要因が特定出来ないことに起因して、高い精度ではその経時的な変化などの予測できないという不確実性を有しており、統計的手法による信頼性の高い将来状態予測は困難な状況である。

これらを踏まえた場合、道路橋の合理的なアセットマネジメント方法としては次のような考え方によることに合理性があるものと考えられる。

・点検等で取得される状態に関するデータでは、専門技術者による主観的評価と客観的事実としての状態に関する評価の両方を区別して取得し、特に劣化特性の統計的手法による評価や将来予測には主観的要素ができるだけ含まれないデータによることが合理的である。

・点検データからの将来推計では、データに現れる劣化特性は極めて大きなばらつきを有していることから、必要なデータの量と質を確保できる複数の適当な手法による評価を行い、それらの結果を総合的に評価することが重要である。

・長寿命化策や予防保全の方向性あるいは有効性の判断には、状態遷移確率分布などの劣化特性に関する情報を直接的に評価した指標等による概略的な評価も有効である。

・複数の橋梁や道路ネットワークに存在する橋梁に対する補修や補強などの維持管理施策の必要性や対策の優先度などを相対評価するためには、橋全体の機能等の状態を客観的に評価できる統一的な評価基準の確立が求められる。

本研究ではこれらの目的に対して、部材や要素単位の主観の入らない状態データ（損傷程度の評価）を用いた総合評価指標を提案した。道路管理者の別なく共通の基準による道路ネットワークの機能状態の評価の実現には、妥当性の検証と信頼性向上を図り普及を促進する必要がある。

ここで提案したデータの取得から維持管理のための各種ツールの構築と組み合わせの考え方は、アセットマネジメント体系の構築にあたってのガイドライン的な位置づけとなるものと考えられる。なお実際の道路構造物群の管理では、様々な観点からのリスク評価なども行われるなどアセットマネジメントの体系はその捉え方や対象とする範囲によっても一概ではないことに注意が必要である。また、以上のようなアセットマネジメントの限界に加えて、複雑な構造体であり耐久性を一定範囲に制御することも困難であるという道路橋の特徴を踏まえると、統計的手法なども活用した将来状態予測を援用した計画的管理や長寿命化技術の導入を進めたとしても、不測の事態も念頭に可能な限り、橋梁全体の状態を一定以上の頻度で詳しく確認することは重要である。さらにこれらの状態把握は、点検検査技術の信頼性の限界や外観目視の限界からは、構造や対象とする事象に応じた適切な点検手法や頻度で行われることが重要となってくることは言うまでもない。

道路橋の合理的な維持管理とは、統計的手法などを駆使した将来状態予測など高度な科学的知見を有効活用しつつも、必要な精度と信頼性で絶えず最新の道路橋の物理的な状態を把握して、それらに求められている性能の充足状況や近い将来生じる事が想定される性能の低下や喪失について個別に正確な技術的・工学的判断を行って必要な措置を行うことであると考えられる。

なお、2 章で整理したように、道路橋の設計・施工における耐久性制御は下限の信頼性を確保する方法にならざるを得ず、経済性や防災の観点からも仮に高い精度で道路橋の寿命が制御できたとしても一定の年限で確実に性能を失う道路橋を整備することが合理的手法として指向すべきかどうかについては疑問もある。そして設計の仮定によらず実際に供用下で作用する外力には大きなばらつきが避けられない。そのため建設される道路橋について長期にわたる供用期間中の劣化のばらつきそのものを小さくすることには限界があるものと考えられる。

一方で、劣化特性の分析からは構造形式や部材種類のみならず位置によっても劣化傾向には顕著な違いが生じ得ることもデータから明らかである。

以上を踏まえると、設計施工において、耐久性にかかる要因については可能な限り物理的にその現象が明らかなもののみが支配的となるようにした上で、それらの現象についてはできるだけ定量的に期待する期間にそれらによる耐荷力性能などへの悪影響が生じないことに対する信頼性を評価した耐久性設計を行うことが重要である。これにより、少なくとも期待される耐久性を下回らないことの信頼性は設計上の目標として具体的に考慮され、調達時の材料特性や施工品質への要求水準も明確化でき、かつ維持管理段階においては劣化特性の望ましい方向への改善のための具体の方策を見いだしやすくなる。

一方で、このことは既設・新設を問わず道路橋の劣化特性は大きなばらつきを有したものであり続け、データの蓄積による精度の高い劣化予測の実現には限界があることを意味する。そのため高度な統計的手法やコンピューターシミュレーションによる維持管理実務の援用にあたっては、その信頼性の限界を明らかにした上で、適切に活用する必要があると言える。

謝辞

本論文は、主として、筆者が国土交通省国土技術政策総合研究所の道路構造物管理研究室および橋梁研究室に在籍中に公務として行った研究をもとに、大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻教授鎌田敏郎先生にご指導戴いてとりまとめたものである。鎌田教授には、本研究のとりまとめの機会を与えて戴くとともに、その遂行にあたって当初より終始ご指導ご助言を戴いた、ここに深謝の意を表する。また、同専攻教授奈良敬教授、常田賢一教授には副査として本論文のとりまとめに不可欠で重要なご指導ご助言を戴いた。ここに深謝の意を表する。

大阪大学名誉教授松井繁之先生には、本研究の背景にある道路橋の維持管理について多くのご指導を戴くとともに、本研究をとりまとめる直接的なきっかけを与えていただいた。深く感謝の意を表する。

本研究で用いたデータは、全国の国土交通省の地方整備局が定期点検で取得したものであり、国土技術政策総合研究所における公務研究のためにご提供戴いたものが中心となっている。地方整備局で適切な定期点検の遂行にご尽力されてこられた全ての関係者に敬意を表するとともに、貴重なデータを提供戴いたことに深く感謝する。また、本研究の遂行にあたっては、筆者と同時期に国土技術政策総合研究所の道路構造物管理研究室および橋梁研究室に在籍し、ともに研究を行った職員、交流研究員の方々のご協力が不可欠であった。ここに深く感謝の意を表する。特に、白戸真大博士（国土技術政策総合研究所橋梁研究室主任研究官）、横井芳輝様（本州四国連絡高速道路株式会社）、石尾真理研究員（国土技術政策総合研究所）、山﨑健次郎様（（株）荒谷建設コンサルタント）、水口知樹様（（株）横河ブリッジ）、松村裕樹様（（株）荒谷建設コンサルタント）の各氏と日夜議論を重ねて検討を加えた内容が本研究の核となっている。深く感謝の意を表する。

中谷昌一博士（京都大学経営管理大学院特定教授）には、本研究のとりまとめを強く勧めて戴き、また研究遂行にあたって多くのご指導ご示唆を戴いた。深く感謝の意を表する。

最後に、故椹木亨先生（大阪大学名誉教授）には、筆者が研究室の学生として配属されて以来、社会人になったのちも機会毎に熱心にご指導ご助言を戴いた。ご存命中に研究成果をご報告できなかったことをお詫び申し上げるとともに、ここに深く感謝の意を表したい。