

補修設計時の積算における課題の克服およびLCC比較による維持管理対策の提案

指導教員 下村匠

コンクリート研究室 菊池慶一

1. はじめに

新潟県を含む日本海側の地域では、季節風による多量の飛来塩分や、寒冷地域で散布される凍結防止剤によって、多くの橋梁に深刻な塩害劣化が発生している。今後、これら橋梁を合理的に維持管理していくにあたり、土木構造物にもLCCの概念が導入され、橋梁の安全を維持しつつ、LCCの最小化を目指した効率的な維持管理が求められている。現行の補修設計における対策選定の際に、一つの判断材料としてLCCが利用されているが、事前の調査から補修設計時の点検調査および積算における課題が原因で、実態と乖離したLCCが算出されていることが判明した。LCCを正確に算出し、適切な維持管理を行うためにこれら課題の解決は必要不可欠である。

また、この積算に関する課題の克服も重要であると同時に、今後多くの橋梁を維持管理していく上で、簡易的な維持管理方法の開発も必要不可欠である。現行の維持管理は、各橋梁において、詳細に損傷程度の把握や対策工法の選定をしていくことで、安全面およびコスト面で過不足の無い工事施工が行われている。しかし、調査結果を用いた、将来的な劣化予測を考慮した維持管理方法の提案は具体的に行われていない。ここで、塩害環境下にある橋梁の塩害劣化予測は多くの研究・開発によって精度向上がなされており、現在ではかなり高い精度で予測を行うことができる。

そこで、本研究では、積算における課題の対応策の検討を行った上で、劣化予測を含めたLCC比較に基づく維持管理方法の提案を行った。さらに、実橋梁の補修履歴およびLCCのデータを取得し、比較検討することで提案する維持管理方法の妥当性を検証した。最後に、新潟県沿岸部で飛来塩分測定を行い、その結果と提案した維持管理方法を整理することで新潟県における維持管理戦略の提案を行った。

2. 補修設計時の点検調査における課題

2.1 点検・調査における課題

新潟県沿岸部の5橋梁の補修工事設計資料を用いて、文献調査を行った結果、点検調査において、「調査方法の不確立」、「不確定要素の危険性」の2つの課題があることが判明した。そのため、資料を分析することで課題に対する対応方法を検討した。

2.2 課題の対応策

1つ目の調査方法の不確立について、従来の方法

(種類、数量、箇所)で調査を実施すれば、最低限の信頼性が確保される調査結果が得られ、適切な工事が行えることが確認された。

2つ目の不確定要素の危険性について、5橋梁のうちの1橋の事例から不確定要素には2つの危険性があることが明らかとなった。その橋は、補修設計時の調査において、遠望目視で最劣化部である剥落箇所の鋼材断面欠損を10%と判断し、工事を開始したが、はつり作業を実施した際、調査結果よりも鋼材の腐食が進行しており、近接目視で鋼材断面欠損を20%と判断し、再度補修設計が行われる事態となった。これから、遠望目視ではなくノギス等の測定機器を使用し、実態の損傷程度を把握していれば、「調査の損傷程度と実際の損傷程度の違い」の危険性を回避できたと考えられる。また、外観変状のみが当該工事で改めて実施された調査であるが、仮にはつり調査(鉄筋腐食度およびはつり厚さ調査)を最劣化部で改めて実施していれば、「調査箇所と他の箇所の損傷程度の違い」の危険性は避けられたと推察できる。これらより、「調査の損傷程度と実際の損傷程度の違い」の危険性については、前述にもあるように測定機器を使用して測定すること、また、簡易的な非破壊調査方法の精度向上・開発が対応方法として考えられる。「調査箇所と他の箇所の損傷程度の違い」の危険性については、補修設計と工事一括型のマネジメント方法の対応策が考えられる。

3. 補修設計時の積算における課題

3.1 歩掛の概要

現行の積算は、材料単価や労務単価に歩掛(数量)を掛けることで工種費を算出し、それらを足し合わせることで工事費を計算している。ここで、基本的に使われている歩掛は、国土交通省が公表している国土交通省土木工事標準積算基準書(以下、積算基準書)に記載されている歩掛(以下、積算基準歩掛)である。この歩掛は、全国における過去の土木工事の文献調査およびヒアリング調査によって決定されている。近年、補修工事のデータが蓄積されてきており、補修工事用の工種および歩掛が整備されているが、主に新設工事用の工種および歩掛が設定されている。補修工事は新設工事と比較すると、不確定要素が多く、また、閉所での作業を強いられるため時間や労力が多く必要とされる。しかし、新潟県内における補修工事の文献調査および補修施工

業者へのヒアリング調査で、補修作業の歩掛が積算基準書に設定されていない場合は、類似している新設工事用の歩掛を用いて積算が行われており、その結果、実態とは合わない工事費で補修工事が行われる事案があることが判明した。この問題に対し、新潟県内の建設業に従事する企業は、研究会を結成し、研究会会員社の実績に基づいて、補修工事用の歩掛（以下、協会歩掛）を作成し、その理解および採用への活動を行っている。

このように各自治体によっては、数種類の歩掛によって積算が行われているため、LCCの算出結果が異なってくることが推測される。

そこで、本研究では積算基準歩掛および協会歩掛の2種類の歩掛を用いて積算を行い、その算出結果を比較することで、LCC算出への影響を検討することとした。

3.2 歩掛の比較方法および比較結果

協会歩掛を作成した研究会会員へのヒアリング調査から断面修復で実施されるはつり工において、2種類の歩掛の差が最も大きくなることが明らかとなっている。そのため、新潟県において平成23年に断面修復工法を伴う補修工事を実施した2橋梁の積算資料を行政公開文書請求によって県から取り寄せ、それをもとに、はつり工の歩掛を2つの歩掛を用いて再度積算し、その算出結果の比較検討を行った。ここで、積算に用いる材料単価および労務単価は、実橋梁の補修施工年度と合わせ、平成23年度の建設物価に記載されている単価を使用した。積算基準歩掛は、平成25年度からの施工パッケージ化によって、歩掛数量および計算過程が不透明になり、エクセル等を使用した手動による計算が不可能なため、数量がわかる平成24年度のものを使用した。積算方法は、現行の積算方法に則して行った。比較に用いる橋梁は新潟県村上市沿岸部に架設されているA橋およびB橋の2橋梁である。2橋梁の補修規模はA橋で、上向き施工4.8m³、横・下向き施工6.9m³、計11.7m³、B橋で、上向き施工1.98m³、横・下向き施工0m³、計1.98m³の断面修復工を実施している。

表-1に2橋梁における工事費算出結果を示す。表-1より、A・B橋ともに協会歩掛による工事費の方が大きな値となっていることから、協会歩掛によって積算を行えば、施工規模が小さく施工性の悪い補修工事であっても、実態に近い工事費で工事を実施することが期待できるといえる。ただし、大規模で補修面積が大きい場合では、協会歩掛を使用すると実態よりも過大な工事費が算出される可能性があるため、その使用には注意が必要であることがいえる。

これより、国が制定する積算基準書において、補

修工事用歩掛のさらなる整備が必要であるという課題の対策として、長期的な対策と短期的な対策を示す。長期的な対策は、従来どおり、国が制定する積算基準を実態に合わせて適切に定めることである。これから多種多様な補修工事が全国的に行われていくことが予想されるため、補修工事における数量データが蓄積される。それらのデータにより、積算基準書に必要な補修工事用歩掛を新設し、改訂するのが根本的な課題解決策である。ただし、データが十分に蓄積されるまでには時間を要するので、短期的には別の対策も必要である。データの蓄積期間中においては、協会歩掛を有効活用していく必要があると考える。ただし、協会歩掛の適用範囲や妥当性については留意が必要である。積算基準歩掛とのバランスを調整しながら活用していくことが重要であるといえる。

また、表-1より、2種類の歩掛で算出した工事費において約1~2割程度の差が生じる結果となった。LCCは初期費用に維持管理費を加算して求めるため、LCCにおいてもその差が影響することになる。しかし、現行の積算方法で算出されるLCCは、実態と合わない工事費が算出されている事案があるように、推定精度が高くないことから、その影響の取り扱いについては今後検討する必要がある。

今回、提案する維持管理方法においては、補修工事の実態と近い工事費が算出されるように協会歩掛による積算によってLCCを算出することとした。

4. LCC比較による維持管理方法の提案

4.1 仮想橋の概要

今回、維持管理方法を提案するにあたり、図面が必要だったため仮想橋を用いて補修設計し、LCC比較による簡易的な維持管理方法の提案を行った。仮想橋はコンクリート技術シリーズ85に記載されている橋を用いた。表-2に仮想橋の一般条件、図-1に仮想橋の概略図を示す。本研究では、飛来塩分による塩害劣化を想定し、図-1の上部の橋梁全体図において、左側に位置する1径間が劣化するものとし、その径間のみを補修設計することとした。また、同形状でRC橋およびPC橋を補修設計するものとして、水セメント比をRC:65%、PC:36%と区別して、劣化推定計算を行った。

表-1 工事費算出結果

橋梁名	工事費(円)		差(②-①)
	①積算基準歩掛	②協会歩掛	
A橋	37,443,000	44,415,000	6,972,000
B橋	16,590,000	18,963,000	2,373,000

4.2 C₀の設定および補修時期

実際の飛来塩分による塩害劣化は、劣化程度にばらつきが生じるため、本研究では6パターンの劣化ケースを設定し、また、橋を桁下面、桁側面、床版の3つの部位に分け、それぞれにC₀を設定することでばらつきを考慮することとした。表-3に各ケースにおけるC₀の設定値を示す。このC₀に関して、2012年度版のコンクリート標準示方書にあるC₀と海岸からの距離の関係を表を参考に設定した。

補修のタイミングは、橋の3つの部位に設定したC₀および式(1)~式(7)から、表-4に示す各劣化過程の終了時期を算出し、3つの部位のいずれかが各劣化過程終了時期に達した瞬間に実施するものとした。3つの部位のかぶり厚さは、主桁下面で40mm、主桁側面で30mm、床版で30mmとして計算を行った。

潜伏期の終了時期は、式(3)より腐食発生限界塩化物イオン濃度（以下、C_{lim}）を算出し、式(1)の解から得られる鋼材位置の塩化物イオン濃度（以下、C_(x,t)）がC_{lim}を超過する時点として算出した。また、

拡散係数 D_c は普通ポルトランドセメントを用いているものとし、式(2)より算出した。

$$C_{(x,t)} = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_c \cdot t}} \right) \quad (1)$$

$$\log_{10} D_c = -3.9 \cdot (W/C)^2 + 7.2 \cdot (W/C) - 2.5 \quad (2)$$

$$C_{lim} = -3.0 \cdot (W/C) + 3.4 \quad (3)$$

進展期の終了時期は、RCとPCで算出方法が異なっている。RCの場合は、式(1)で得られたC_(x,t)を式(4)に代入して算出される腐食による鋼材質量減少率の累積値が、鋼材表面積あたりの腐食深さで10mg/cm²に相当する値に達した瞬間に腐食ひび割れが入るとして、ひび割れが入る時点の時期を算出した。次に、PCの場合は、式(6)から得られる腐食電流密度と式(5)で評価した腐食量の累積値が、式(7)から算出される腐食ひび割れを発生させる鋼材の腐食量を超過する時点を進展期終了時期として算出した。また、双方の計算で用いた鋼材は、D10のスターラップとして計算を行った。なお、RCとPCで腐食速度の算出式を変更した理由は、式(4)にある各係数は水セメント比55%~65%で作製されたコンクリート試験体から実験的に得られたものであり、水セメント比が55%以下になると鋼材質量減少率が過大に算出されるためである。

$$q_{55-65} = 0.0926 \cdot e^{[0.0387 \cdot (W/C) + 1.5733] \times 0.197 \cdot C_{(x,t)}} \cdot x^{-0.5} \quad (4)$$

$$W_{pe} = k \cdot \frac{i}{2F} \times [Fd(OH)_2] \times t_{cor} \quad \begin{matrix} 3 \times D \geq d & k = 1.0 \\ 3 \times D < d & k = 3 \cdot D/d \end{matrix} \quad (5)$$

$$i = 0.025 \times C_{(x,t)}^{1.5} \quad (6)$$

$$W_{cr} = \frac{0.02x}{3D} \quad (7)$$

表-2 仮想橋の一般条件

橋種	鉄筋コンクリート
構造形式	RC単純T桁(3連)
道路規格	第4種1級
橋長	43.840m
桁長	3@14.500m
支間長	3@14.000m
幅員	全幅員12.300m、有効幅員11.500m
平面線形	R=∞
縦断勾配	2.0%
横断勾配	2.0%
斜角	90度
歩道	設置なし
舗装	コンクリート舗装50mm
活荷重	TL-20

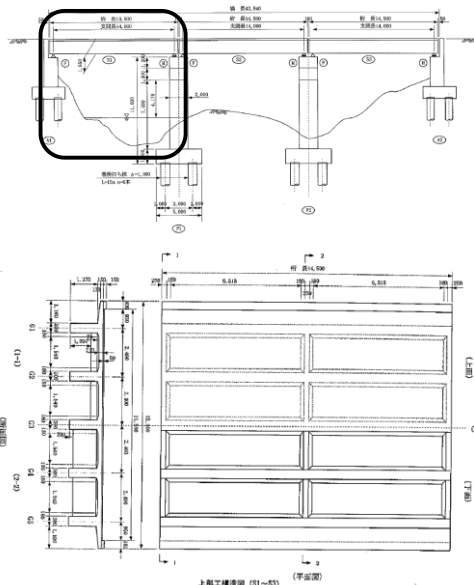


図-1 仮想橋の概要図

(上部：全体図，下部：上部工構造図)

表-3 各ケースにおけるC₀の設定値

case.No	橋梁部位	C ₀ (kg/m ³)	case.No	橋梁部位	C ₀ (kg/m ³)
1	桁下面	10.5	4	桁下面	3.2
	桁側面	10.5		桁側面	2.9
	床版	9.8		床版	2.7
2	桁下面	7.5	5	桁下面	2.5
	桁側面	6.8		桁側面	2.5
	床版	6.3		床版	2.3
3	桁下面	4.5	6	桁下面	1.8
	桁側面	4.5		桁側面	1.6
	床版	4.2		床版	1.5

表-4 劣化過程の定義

劣化過程	劣化過程の期間の定義
潜伏期	かぶり位置の全塩化物イオン濃度が腐食発生限界塩化物イオン濃度に達するまでの期間
進展期	鋼材腐食が発生し、腐食ひび割れが発生するまでの期間
加速期	腐食ひび割れ発生から最外縁の鋼材の断面減少率が10%に達するまでの期間
劣化期	最外縁の鋼材の断面減少率が10%に達してから20%に達するまでの期間

加速期および劣化期の終了時期の基準は、RC と PC で共通しており、最外縁の鋼材の断面減少率が 10% および 20% に達する時点として計算したが、進展期と同じく算出方法が RC と PC で異なっている。RC の場合は、上記の RC の進展期における算出方法と同様に式(1)および式(4)から得られる鋼材質量減少率の累積値から算出した。ただし、加速期以降の質量減少率はひび割れが発生していることを考慮し、式(4)の算出値を 7 倍として計算を行った。ここで、質量減少率の累積値と鋼材断面減少率が 1 対 1 である関係から断面減少率を求め、加速期と劣化期の終了時期を算出した。PC の場合は、PC の進展期における算出方法と同様に式(6)、式(7)、式(8)から算出される腐食量の累積値から求めた。PC の場合も加速期以降のひび割れ発生を考慮し、式(7)の算出値を 7 倍として計算を行った。

また、case.5・6 は、 C_0 が小さいため、式(8)を用いて腐食速度を算出し、その後の計算は他のケースと同様の方法で、各劣化過程終了時期を算出した。なお、case.5・6 で式(8)を使用した理由は、 C_0 が小さい場合には、式(4)~式(7)を用いると、実態よりも大幅に早く劣化してしまうような結果になるためである。

$$y = -20.6 + 0.562 \cdot T + 8.67 \cdot C_{(x,t)} \quad (8)$$

本研究では、劣化期終了時期までに補修対策をするものとし、劣化期の次の劣化過程である供用限界以降においては補修しないものとした。

表-5 に各ケースの劣化過程終了時間を示す。本研究の劣化予測の計算方法では、RC の case.6 について、供用 100 年中に劣化期の状態にまで劣化せず、加速期の状態で 100 年を迎えるという推定結果となったため、加速期以降に補修工事はしないものとした。また、PC の case.4, 5, 6 については、潜伏期の状態で 100 年を迎えるという推定結果となったため、全く補修工事はしないこととした。

4.3 劣化状態図

C_0 および劣化過程終了時期をもとに各ケースの劣化状態図を独自で作成し、これをもとに補修設計を行った。劣化状態図の例として、case.1 の劣化期の劣化状態図を図-2 に示す。図-2 は、塩害環境が一番厳しくかつ劣化進行が最も進んでいる状態を想定し、作成している。これをもとに塩害環境が穏やかなケース、また、劣化が進んでいない劣化過程では劣化程度が小規模になるようにその他の劣化状態図を作成した。劣化状態図は 5 桁中の 1 桁のみを表しているが、残りの 4 桁も同様に劣化しているものとし、数量計算を簡略化するため横桁は省略した。

4.4 対策工法および数量計算方法

表-6 に各劣化過程における対策工法を示す。対策工法は、エポキシ系表面被覆工法、部分断面修復工法、大断面修復工法、全断面修復工法、電気防食工法、更新工事を設定した。表面被覆は、既往の調査から耐用年数は 20 年と設定し、その期間は塩化物イオンが浸入しないと仮定して、20 年周期で橋桁全面に施工するように積算を行った。断面修復工法は、部分断面ではカッター工を含めた左官工法による断面修復工で積算を行い、大断面では吹付け工法による断面修復工で積算を行った。補修数量の計算は従来の方法に則して行った。ただし、はつり厚さについては、基本的に C_{lim} を超過したコンクリート部分全ととしたが、 C_{lim} を超過する塩化物イオン浸透深さが鉄筋背面以上のコンクリート部分まで達している場合は、Fick の拡散方程式を利用した塩化物イオンの再拡散計算からの算出値を用いて計算した。これに関して、再拡散計算に用いた断面修復材の水セメント比は 45% と仮定し、供用開始から供用 100 年までの計算を行う中で、断面修復を実施した時点から、はつり対象のコンクリート部分の塩化物イオン濃度を一度 0kg/m^3 とし、また、それ以降は表面被覆工の効果より外部からの塩分浸透も無いものとし、水セメント比を変更した上で供用 100 年までの残りの期間の再拡散塩分浸透を計算した。断面修復後において供用 100 年に達するまでに、鋼材位置におけ

表-5 各ケースの劣化過程終了時間

case.No	RC (W/C=85%)				PC (W/C=36%)			
	各劣化過程終了時間(年)							
	潜伏期	進展期	加速期	劣化期	潜伏期	進展期	加速期	劣化期
1	7ヶ月	1	2	3	7	24	26	33
2	10ヶ月	3	5	7	12	33	36	44
3	1	5	9	15	27	53	56	67
4	2	8	17	30	-	-	-	-
5	4	9	45	75	-	-	-	-
6	38	73	-	-	-	-	-	-

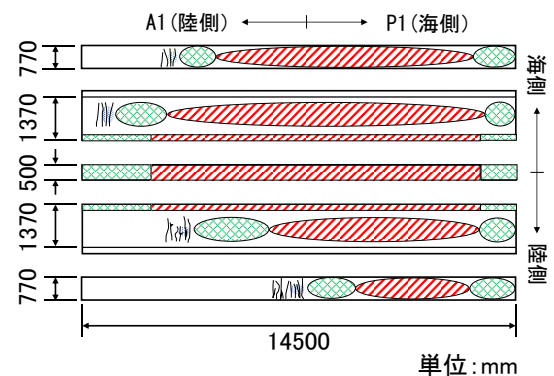


図-2 case.1 の劣化期の劣化状態図

る塩化物イオン濃度が C_{lim} を超過しないようはつり深さを計算算出した。実際には、断面修復による補修によって、マクロセルまたはマイクロセル腐食による再劣化が発生するが、本研究では補修部の再劣化はしないとし、補修部以外が劣化するものとした。全断面修復工法は、橋桁全面を補修し、はつり厚さは断面修復工法と同様の方法で設定した。更新工事は上部工のみを対象とし、撤去費を含めて積算を行った。部分・大断面修復および全断面修復、更新は、その施工と同時に表面被覆を合わせて実施し、部分・大断面修復は劣化部、全断面修復と更新は全面施工とした。それ以降の補修サイクルは表面被覆工法と同様に実施するものとして計算した。電気防食は、断面修復工法と併用し、表面被覆は施工せずに、橋桁全面に電気防食工を施すものとした。電気防食工は、20年毎に配線および陽極交換が必要なので、補修サイクルを20年周期として、それらの費用を計上して積算を行った。

4.5 LCC 算出方法

各対策工法で数量計算および積算計算を行った。使用した歩掛について、前述にしたように、積極的に協会歩掛で計算を行い、それ以外は平成26年度版の積算基準歩掛および既往の積算資料を参考に計算を行った。また、材料・労務単価は平成26年度の単価を用いた。

本研究では、100年の供用を想定し、LCCを算出した。LCCの計算方法に関して、式(9)より、仮想橋の初期費用 ($C_I=52,000,000$ 円) に維持管理費 (C_M) を計上していくことで算出した。ただし、維持管理費に関しては、調査費も加算し計算を行った。調査費については、表面被覆工法のみの場合には、設計委託業務費および外観変状調査費を加算し、それ以外の工法の場合では、設計委託業務費および外観変状調査、鉄筋腐食度調査、はつり厚さ調査、中性化調査、塩化物イオン量調査、圧縮強度試験の調査費を加算した。

表-6 各劣化過程における対策工法

	対策工法	耐用年数
		塗膜系
潜伏期	表面被覆	20年
	全断面修復+表面被覆	20年
	更新+表面被覆	20年
進展期	部分断面修復	加速期に劣化部補修
	全断面修復+表面被覆	20年
	電気防食	20年
加速期	更新+表面被覆	20年
	大断面修復	劣化期に劣化部補修
	全断面修復+表面被覆	20年
劣化期	電気防食	20年
	更新+表面被覆	20年
	大断面修復+表面被覆	20年
	全断面修復+表面被覆	20年

$$LCC = C_I + C_M \quad (9)$$

4.6 LCC 算出結果

各劣化過程でそれぞれの対策工法の100年間のLCCを算出・比較することで、LCC最小となる対策工法をその劣化過程の代表対策工法とした。表-7にRC橋、表-8にPC橋の各劣化過程における代表対策工法およびその100年後のLCC、そして、全体の中でLCC最小となる対策工法を示す。

表-7について、RC橋では $C_0 \geq 2.7\text{kg/m}^3$ の場合、橋梁全体でLCCが最小となる維持管理方法は、潜伏期に表面被覆工を実施する予防保全的な維持管理方法となった。また、 $C_0 \leq 2.5\text{kg/m}^3$ の場合は、劣化が進行してから断面修復工を実施する事後補修的な維持管理方法がLCC最小となる結果となった。

表-8について、PC橋では $C_0 \geq 4.2\text{kg/m}^3$ の場合、予防保全的な維持管理方法、また、 $C_0 \leq 3.2\text{kg/m}^3$ の場合、補修工事は実施しない、または、事後補修的な維持管理がLCC最小化に望ましいと考えられる。

図-3の(a)にRC橋、(b)にPC橋の各ケースにまとめた劣化過程における100年後のLCCを示す。このLCCの値は、表-7および表-8をもとにグラフ化したものであり、各ケースで劣化過程毎に100年後のLCC算出値を示している。

図-3に関して、RC橋およびPC橋ともに、ケース番号が小さいほど塩害環境は厳しく、番号が大き

表-7 RC橋における代表対策工法およびLCC

case No	C_0 (kg/m^3)	各劣化過程の代表対策工法および100年後のLCC(円)				全体 LCC最小工法
		潜伏期	進展期	加速期	劣化期	
1	10.5	表面被覆	全断面修復	大断面修復	大断面修復	潜伏期 表面被覆
	10.5	103,695,000	153,008,000	165,194,000	157,841,000	
	9.8					
2	7.5	表面被覆	全断面修復	大断面修復	大断面修復	潜伏期 表面被覆
	6.8	103,695,000	167,669,000	161,171,000	154,817,000	
	6.3					
3	4.5	表面被覆	部分断面修復	大断面修復	大断面修復	潜伏期 表面被覆
	4.5	103,695,000	155,024,000	147,293,000	140,399,000	
	4.2					
4	3.2	表面被覆	部分断面修復	大断面修復	大断面修復	潜伏期 表面被覆
	2.9	103,695,000	131,050,000	123,346,000	114,427,000	
	2.7					
5	2.5	表面被覆	部分断面修復	大断面修復	大断面修復	劣化期 大断面修復
	2.5	103,695,000	97,682,000	90,005,000	82,436,000	
	2.3					
6	1.8	表面被覆	部分断面修復	-	-	進展期 部分断面修復
	1.6	83,017,000	59,704,000			
	1.5					

表-8 PC橋における代表対策工法およびLCC

case.No	C_0 (kg/m^3)	各劣化過程の代表対策工法および100年後のLCC(円)				全体 LCC最小工法
		潜伏期	進展期	加速期	劣化期	
1	10.5	表面被覆	全断面修復	大断面修復	大断面修復	潜伏期 表面被覆
	10.5	103,695,000	155,278,000	154,855,000	146,476,000	
	9.8					
2	7.5	表面被覆	部分断面修復	大断面修復	大断面修復	潜伏期 表面被覆
	6.8	103,695,000	142,824,000	134,715,000	129,333,000	
	6.3					
3	4.5	表面被覆	部分断面修復	大断面修復	大断面修復	潜伏期 表面被覆
	4.5	93,356,000	115,205,000	107,474,000	100,985,000	
	4.2					
4	3.2	-	-	-	-	-
	2.9					
	2.7					
5	2.5	-	-	-	-	-
	2.5					
	2.3					
6	1.8	-	-	-	-	-
	1.6					
	1.5					

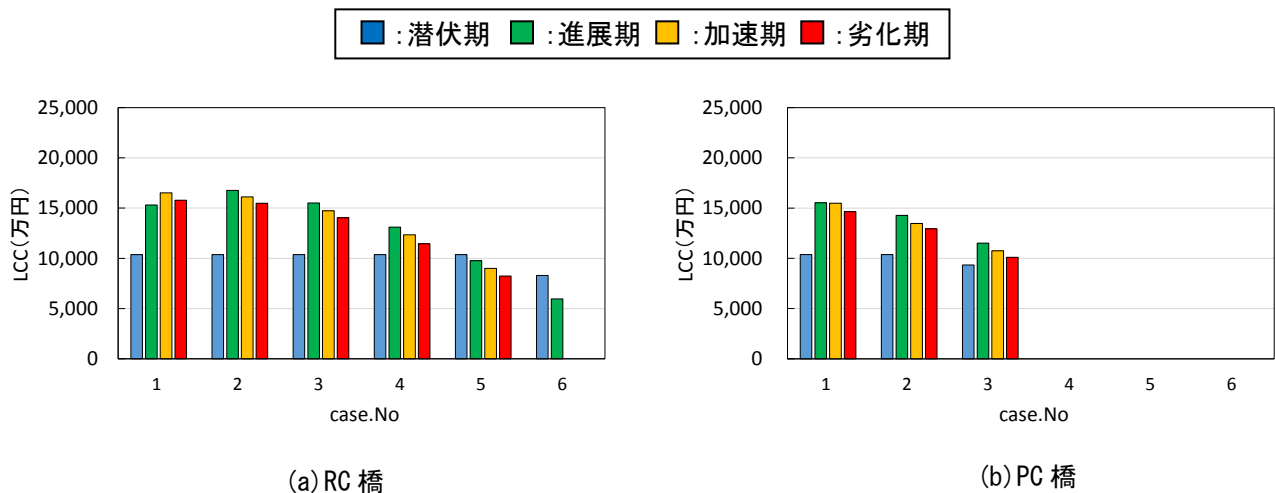


図-3 各 case における劣化過程の LCC

いほど塩害環境は穏やかになることを示している。(a)および(b)について、塩害環境が穏やかになるにつれて、LCC が小さくなっていることが確認できる。これは、 C_0 が小さくなるにしたがい、補修面積およびはつり深さが小さくなり、維持管理費が低く抑えられたためであるといえる。

(a)に関して、各ケースで劣化過程における LCC の比較をすると、case.1~3 においては、予防保全的に潜伏期に表面被覆工を実施しておけば、他の劣化過程で補修工事を実施するよりも約 5000 万円、case.4 では、約 2000~3000 万円の費用の削減が可能であることが確認できる。それに対し、case.5 および case.6 では、事後補修的に維持管理を行えば、約 1000~3000 万円の工事費用削減が期待できることが確認できる。

(b)に関して、PC 橋においても全体の傾向は RC 橋と同じであり、case.1~3 では予防保全的維持管理で、約 1000~5000 万円の LCC の削減が期待できることがいえる。また、case.4~6 は潜伏期以降の状態にはならず、劣化しないという結果となったが、仮に予防保全的に補修工事を実施してしまうと数千万円の損失になることが推測できる。

これより、RC・PC 橋ともに塩害環境によって、維持管理方法を適切に選択することで、数千万の工事費用削減に資することができ、LCC 最小化のための合理的な維持管理が行えることが示される。

5. 実橋梁における適用検証

5.1 対象橋梁の概要

提案した維持管理方法の妥当性を確認するために、実橋梁の LCC と比較することで検証を行った。対象橋梁は新潟県沿岸部に架設供用中の C 橋および D 橋であり、これら 2 橋の補修履歴および LCC データを

表-9 2 橋梁の補修履歴および工事費

橋梁名	竣工年(年)	供用年数(年)	補修内容	工事費(円)
C橋	1978	12	断面修復、保護塗装	6,800,000
		33	断面修復、全面保護塗装	26,000,000
		34	断面修復、全面保護塗装	19,000,000
D橋	1978	12	断面修復、保護塗装	10,033,000
		23	橋面防水工、塩害補修、外ケーブル補強	87,216,000
		24	橋面防水工、塩害補修、外ケーブル補強	73,702,000
		32	断面修復、電気防食	50,000,000

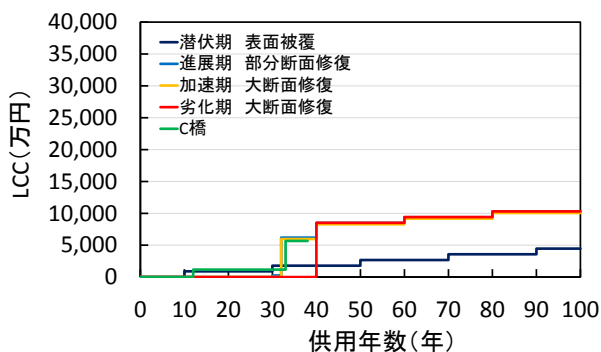
表-10 2 橋梁の C_0 および補修時期

橋梁名	C_0 (kgm^3)	各劣化過程終了時間(年)			
		潜伏期	進展期	加速期	劣化期
C橋	7.7	10	30	32	40
D橋	8.7	9	28	30	37

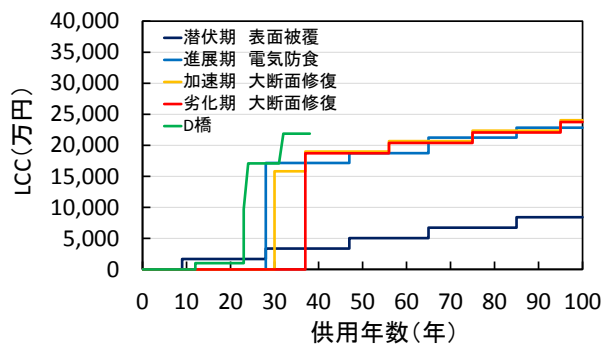
橋梁台帳より取得し、比較検討を行った。2 橋梁は厳しい塩害環境下にあるため、現在までに塩害対策の補修工事が数回実施されている。表-9 に 2 橋梁の補修履歴と工事費を示す。表-9 に示す工事費は、過去における工事費をデフレーターによって現在価値に換算した費用である。C 橋は、最初の補修工事から 20 年経過したときに再度、断面修復および全面保護塗装を実施しており、D 橋は塩害補修だけでなく橋面防水工や外ケーブル補強などのその他補修・補強工事も合わせて行っている。2 橋梁では補修間隔や施工内容が異なっていることが確認できる。

5.2 実橋梁の適用検証

仮想橋と実橋梁を比較するために、2 橋梁の表面積を設計資料の概略図から概算し、仮想橋の表面積との比によって補修数量を換算することで補正を行い、各対策工法の工事費を積算算出した。また、C 橋は設計資料、D 橋は飛来塩分測定から 2 橋梁の C_0 を設定し、仮想橋の補修設計と同様の方法で各劣化過程終了時期およびはつり深さを求めた。表-10 に 2 橋梁の C_0 設定値および各劣化過程終了時間を示す。表-10 に示す C_0 によって、数量計算時に使用する劣



(a) C 橋



(b) D 橋

図-4 実橋梁との比較検証

化状態図を判断し、C 橋は case.2、D 橋は case.1 の劣化状態図を用いた。最後に、LCC を算出する際、取得した実橋梁の LCC に点検調査費は含まれていないため、点検調査費は加算しないこととした。

図-4 の (a) に C 橋、(b) に D 橋の LCC と提案する維持管理方法によって算出した代表対策工法の LCC を示す。

図-4 に関して、C 橋の LCC と提案した維持管理方法による各対策工法の LCC を比較すると、劣化予測および工事費について精度よく推定できていることが確認できる。D 橋においてもある程度の推定精度があることが確認できるが、C 橋よりも提案した維持管理方法で算出した LCC との差が生じている。D 橋は 2・3 回目の工事において、塩害補修以外に、橋面防水工および外ケーブル補強の工事費が含まれており、その詳細な工事費の内訳が不明なため、塩害補修のみの LCC 算出が不可能であり、2 回目以降の LCC については比較検討が困難であるといえる。当時の積算資料より橋面防水工および外ケーブル補強の工事費が明らかになれば比較検討が行えるため、今後の課題とする。

2 橋梁における実際の LCC との比較により、本研究で提案する維持管理方法の補修タイミングおよび工事費の予測推定精度に妥当性があることが示された。D 橋については、予測値と実際の工事費との差の大半が、LCC 予測で想定していない補修・補強工事によるものと考えられるが、今後、工事の詳細を明らかにし、確認する必要がある。本研究の範囲では、劣化予測—積算精度を直接検証できたのは PC 橋 2 橋のみであるので、維持管理方法の予測推定精度を向上させ、その妥当性を評価するためには、RC 橋を含め、さらなる実橋梁の LCC との比較検討が必要不可欠である。

この維持管理方法の推定精度がさらに向上し、妥当性が保証されれば、新設される橋梁においては、

表-11 薄板モルタルの配合

水セメント比 (%)	単体量(kg/m ³)		
	水	セメント	細骨材
50	306	612	1320

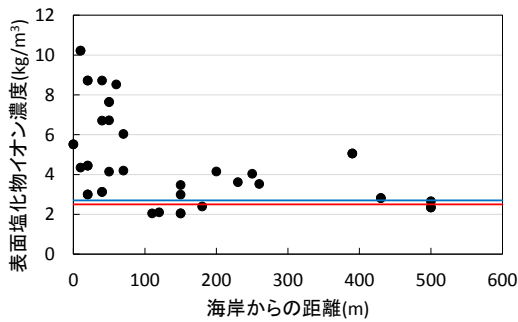
架設以降の維持管理の方針を踏まえた設計が行える。また、既設橋梁においては、現在の劣化状態の把握および今後の維持管理をする上での判断材料に利用することができ、橋梁の LCC 最小化が期待できる。

6. 新潟県における維持管理方法

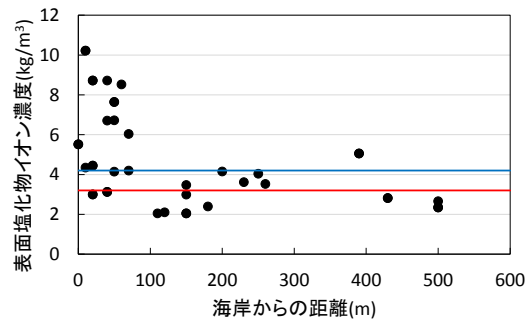
6.1 飛来塩分測定の概要

本研究では、薄板モルタルを製作し、対象橋梁に貼りつけることで飛来塩分を計測した。対象橋梁は新潟県村上市から糸魚川市までの海岸から 500m 以下に架かっている道路橋およびボックスカルバートで、上記の計測が比較的簡単にできた 40 橋とした。また、海岸から 500m としたのは新潟県沿岸部では、この距離以上海岸から離れている橋梁では、塩害による補修がこれまでにほとんど行われておらず、塩害の進行が深刻ではないことが既往の調査によって明らかになっているからである。対象橋梁の選定には、Google Earth を用いた。衛星写真上で橋梁の存在を発見し、定規機能を用いて汀線からの 500m 以内にあることを確認することで対象橋梁を選定した。

表-11 に薄板モルタルの配合を示す。薄板モルタルの寸法は 40×30×5mm であり、貼り付け位置は橋桁海側の側面および下面の 2 箇所に 1 枚ずつエポキシ系接着剤によって貼り付けた。曝露期間は、2013 年 11 月から 2014 年 10 月に渡る約 340 日間である。採取した薄板モルタルを全量粉砕し、JCI-SC4「硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析方法」に基づいて薄板モルタル中に含まれる総塩分量を測定した。得られた総塩分量を曝露面積および曝露期間で除す



(a) RC 橋



(b) PC 橋

図-5 新潟県沿岸部における C_0 分布および橋梁の維持管理方法

ことで飛来塩分量を求めた。飛来塩分の単位は mdd (mg/dm²/day) とした。その実測した飛来塩分量をもとに、コンクリート標準示方書に示されている式 (10) を用いて、 C_0 を算出した。

$$C_0 = -0.0016 \times C_{ab}^2 + C_{ab} + 1.7 \quad (C_{ab} \geq 30.0) \quad (10)$$

6.2 飛来塩分結果および維持管理方法の提案

前節では、 C_0 によって予防保全または事後補修で維持管理方法を変更することが望ましいことを示したが、新潟県沿岸部における飛来塩分測定を行うことで、海岸からの距離による維持管理方法の整理を行った。図-5 の (a) に RC 橋梁、(b) に PC 橋梁における維持管理方法および新潟県沿岸部の C_0 分布の関係を示す。

図-5 の (a) に関して、青線は $C_0=2.7\text{kg/m}^3$ 、赤色部分は $C_0=2.5\text{kg/m}^3$ を示している。前節の結果より、RC 橋梁において $C_0 \geq 2.7$ の場合は予防保全、 $C_0 \leq 2.5$ の場合は事後補修による維持管理が適していることを示した。海岸からの距離が 100m 以下では、全ての橋梁の C_0 が青線よりも上に位置していることから、海岸からの距離が 100m 以下の地域では予防保全的維持管理が適しているといえる。また、今回の飛来塩分測定を実施した対象橋梁は海岸から 500m 以下の橋梁としているため、確実に $C_0 \leq 2.5$ となる海岸からの距離は判断できないが、 C_0 と海岸からの距離に指数関数的な関係があることが読み取れるため、海岸からの距離が 500m 以上になれば $C_0 \leq 2.5$ となることが推定できるので、その地域では事後補修的維持管理が適していると推察できる。

図-5 の (b) に関して、青線は $C_0=4.2\text{kg/m}^3$ 、赤線は $C_0=3.2\text{kg/m}^3$ を示している。前節の結果より、PC 橋梁においては $C_0 \geq 4.2$ の場合は予防保全的維持管理、 $C_0 \leq 3.2$ の場合は補修なしまたは事後補修的維持管理が適していることを示した。海岸からの距離が 100m 以下では、2 橋梁を除いた 14 橋梁の C_0 が青線

より上に位置しており、海岸からの距離が 100m 以下の地域では予防保全的維持管理が適しているといえる。また、海岸からの距離が 400m 以上では、3 橋梁の C_0 が赤線より下に位置しているため、その地域では補修なしまたは事後補修的維持管理が適しているといえる。ここで、海岸からの距離で維持管理方法の区別を行ったが、RC 橋梁であれば海岸からの距離 100~500m、PC 橋梁であれば 100~400m の地域の橋梁は、予防保全の方が有効とも事後保全の方が合理的とも言い難いグレーゾーンにある橋梁である。基本的には安全側の判断として予防保全を行うのが望ましいが、より合理的に維持管理を行うのであれば、現地で飛来塩分測定を行うことで、前節で示している C_0 による判断が可能になる。また、本研究で示した値は新潟県沿岸部においてのみ有効であり、他の地域においては、本研究の手法と同様に飛来塩分調査を実施して判断する必要がある。

7. まとめ

本研究で得られた結果を以下に示す。

- (1) 2 種類の歩掛を用いて、工事費を積算算出し、比較を行った結果、協会歩掛で積算を行うと補修工事の実態に近い工事費で工事が実施できることが示された。
- (2) LCC 比較に基づく維持管理方法を提案した結果、塩害環境および海岸からの距離、構造種別に応じて、維持管理方法を変えることで LCC 最小化の観点から合理的な維持管理が行えることが示された。
- (3) 提案した維持管理方法と実橋梁の LCC と比較検証を行った結果、工事費推定と劣化予測において妥当性があることが確認された。また、RC 橋を含めた、さらなる比較検討を行うことで推定精度の向上および信頼性の確保が期待されることが示された。