社会資本ストックの健全度評価・補修技術に関する研究

三木　博史[1)]、萩原　良二[2)]、河野　広隆[3)]、福井　次郎[4)]、山元　弘[5)]
柳沢　雄二[6)]、二瓶　正康[7)]、大下　武志[8)]、宮武　裕昭[9)]、渡辺　博志[10)]
森濱　和正[11)]、片平　博[12)]、古賀　裕久[13)]、中村　英佑[14)]、明嵐　政司[15)]
西崎　到[16)]、守屋　進[17)]、冨山　禎仁[18)]、吉田　武[19)]、伊藤　正秀[20)]
久保　和幸[21)]、寺田　剛[22)]、佐々木　巖[23)]、真下　英人[24)]、石村　利明[25)]
村越　潤[26)]、上仙　靖[27)]、中谷　昌一[28)]、竹口　昌弘[29)]

Research on Evaluating the Soundness of Infrastructure Stock and Its Remedial Techniques

Hiroshi MIKI, Ryoji HAGIWARA, Hirotaka KAWANO, Jiro FUKUI, Hiroshi YAMAMOTO, Yuji YANAGISAWA, Masayasu NIHEI, Takeshi OHSHITA, Hiroaki MIYATAKE, Hiroshi WATANABE, Kazumasa MORIHAMA, Hiroshi KATAHIRA, Hirohisa KOGA, Eisuke NAKAMURA, Seishi MEIARASHI, Itaru NISHIZAKI, Susumu MORIYA, Tomonori TOMIYAMA, Takeshi YOSHIDA, Masahide ITO, Kazuyuki KUBO, Takeshi TERADA, Iwao SASAKI, Hideto MASHIMO, Toshiaki ISHIMURA, Jun MURAKOSHI, Yasushi JOHSEN, Syoichi NAKATANI and Masahiro TAKEGUCHI

要旨

モニタリングによる鋼橋の変状監視技術、橋梁の下部構造の洗掘に対する健全度評価技術、引張り材の腐食などの問題を抱えているグラウンドアンカーの点検・健全性調査・補修技術、コンクリート構造物の補修工法、変状が発生したトンネルの補修・補強工法、既設舗装の低騒音・低振動性能の回復技術、将来の維持管理を軽減するコンクリート構造物の維持管理支援システムや橋梁の戦略的維持管理手法、鋼橋の耐久性確保に不可欠な塗替え塗装の塗膜耐久性を左右する素地調整技術やより耐久性の高い新規塗料の考案、舗装マネジメントシステムの開発を行った。

キーワード：土木構造物、塗装、舗装、維持管理、補修・補強、健全度診断、耐久性

Synopsis

Studies on monitoring techniques for steel bridge, evaluation method for soundness and safety of existing bridge foundations, method to check the soundness of ground anchors and their repairing or reinforcing method, repair techniques and maintenance supporting system for concrete structures, recover techniques for low noise and low vibration function of pavement, repair and reinforcement method for damaged existing tunnels, evaluation of structural soundness of bridges and development of bridge management system, advanced technology in steel bridge repainting, pavement management system were conducted.

Key words: monitoring, inspection, deterioration and damage, maintenance, bridge, bridge substructures, ground anchors, concrete structures, bridge management system, steel bridge repainting, pavement management system

1) 元技術推進本部長（現　三木地盤工学研究所　所長）
2) 元材料地盤研究グループ長（現　京都大学大学院　教授）
3) 元道路技術研究グループ長（現　(財)海洋架橋・橋梁調査会　審議役兼企画部長）
4) 構造物研究グループ長
5) 技術推進本部先端技術チーム　主席研究員
6) 技術推進本部先端技術チーム　総括主任研究員
7) 技術推進本部先端技術チーム　主任研究員
8) 技術推進本部施工技術チーム　主席研究員
9) 技術推進本部施工技術チーム　総括主任研究員
10) 技術推進本部構造物マネジメント技術チーム　主席研究員
11) 技術推進本部構造物マネジメント技術チーム　総括主任研究員
12) 技術推進本部構造物マネジメント技術チーム　主任研究員
13) 技術推進本部構造物マネジメント技術チーム　主任研究員
14) 技術推進本部構造物マネジメント技術チーム　研究員
15) 材料地盤研究グループ　上席研究員（特命事項担当）
16) 材料地盤研究グループ新材料チーム　上席研究員
17) 材料地盤研究グループ新材料チーム　総括主任研究員
18) 材料地盤研究グループ新材料チーム　主任研究員
19) 道路技術研究グループ　上席研究員（特命事項担当）
20) 元道路技術研究グループ舗装チーム　上席研究員（現　茨城県都市局　局長）
21) 道路技術研究グループ舗装チーム　上席研究員
22) 道路技術研究グループ舗装チーム　主任研究員
23) 道路技術研究グループ舗装チーム　主任研究員
24) 道路技術研究グループトンネルチーム　上席研究員
25) 道路技術研究グループトンネルチーム　主任研究員
26) 構造物研究グループ橋梁チーム　上席研究員
27) 構造物研究グループ橋梁チーム　主任研究員
28) 構造物研究グループ基礎チーム　上席研究員
29) 構造物研究グループ基礎チーム　主任研究員

社会資本ストックの健全度評価・補修技術に関する研究

目　　次

１．序論・・・

６．４　低騒音舗装の開発・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
６．５　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
７．既設トンネルの補修・補強技術の開発・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
７．１　はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
７．２　はく落防止工の設計法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
７．３　覆工内面の補強工の設計法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
７．４　新材料を用いたはく落防止工と覆工内面の補強工の開発・・・・・・・・・・・・・
７．５　土圧の作用によるトンネル変状メカニズム・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
７．６　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
８．鋼橋塗替え塗装の高度化に関する研究（１）
８．１　はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
８．２　実態調査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
８．３　研究の方向性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
８．４　素地調整と付着塩分について・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
８．５　ふっ素樹脂塗装のための素地上の付着塩分に対する塗膜劣化の許容付着塩分量の解明・・
８．６　塗替え時の素地調整品質確保の試験・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
８．７　Rc-Ⅰ塗装系での塗替え塗装の LCC 試算・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
８．８　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
９．鋼橋塗替え塗装の高度化に関する研究（２）
９．１　研究の背景と目的・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
９．２　新規塗料の耐久性評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
９．３　塗着効率のよい塗装機の検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
９．４　素地調整前処理法の検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
９．５　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
１０．コンクリート構造物の維持管理計画に関する研究
１０．１　検討の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
１０．２　コンクリート構造物の劣化実態の調査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
１０．３　非破壊試験を活用した構造物の点検・調査・診断技術の検討・・・・・・・・・
１１．橋梁の全度評価と維持管理システムの高度化に関する研究
１１．１　はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
１１．２　橋梁の維持管理システムに関する検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
１１．３　鋼橋の疲労耐久性評価に関する検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
１１．４　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
１２．舗装マネジメントシステムの実用化に関する研究

１２．１　概説・・・

１．序論

1.1 研究の背景と目的

今後、社会基盤整備に対する投資余力が減少していくなか、安全で快適な社会・経済活動を維持していくためには、これまでに蓄積された膨大な社会資本ストック（土木構造物）を効率的に長く利用し続けていく必要がある。そのため、土木構造物を丈夫で長持ちさせるための以下のような技術開発が必要である。

（1）構造物の状態を的確かつ効率的に把握し、健全度を診断する技術

（2）評価結果に基づいて構造物を適切に補修する技術

（3）適切な時期に適切な補修を行うことで、構造物の延命化、更新時期の平準化、補修・更新費用の最小化、ライフサイクルコストの最小化等を図り、安全で供用性の高い構造物を戦略的に維持管理していく技術

1.2 研究の達成目標と個別課題の構成

本研究の達成目標**とそれぞれに対応する個別課題の構成**を整理すると以下のとおりである。

①構造物の健全度診断技術の開発

①-1　土木構造物の健全度評価のための非破壊検査・監視技術の開発

1 鋼構造物の劣化状況のモニタリング手法に関する調査（平成 12～15 年度）

①-2　補修の必要性を判定するための損傷評価手法の開発

2 橋梁などの下部構造の健全度評価手法に関する研究（平成 13～16 年度）

3 アースアンカーの健全度診断・補強方法に関する研究（平成 14～17 年度）

②構造物の補修技術の開発

②-1　コンクリート構造物の補修工法の開発

4 既設コンクリート構造物の補修技術の開発（平成 12～15 年度）

②-2　既設舗装の低騒音・低振動性能の回復技術の開発

5 舗装の低騒音・低振動機能の回復に関する研究（平成 12～16 年度）

②-3　劣化などを受けた構造物の補修技術の開発

6 既設トンネルの補修・補強技術の開発（平成 12～16 年度）

7 鋼橋塗替え塗装の高度化に関する研究（1）（平成 13～17 年度）

8 鋼橋塗替え塗装の高度化に関する研究（2）（平成 15～17 年度）

③構造物の維持管理システムの開発

③-1　コンクリート構造物の維持管理支援システムの開発

9 コンクリート構造物の維持管理計画に関する研究（平成 12～15 年度）

③-2　将来の維持管理を軽減する橋梁の戦略的維持管理手法の開発

10 橋梁の健全度評価と維持管理システムの高度化に関する研究（平成 13～16 年度）

③-3　将来の維持管理を軽減する舗装の戦略的維持管理手法の開発

11 舗装マネジメントシステムの実用化に関する研究（平成 13～15 年度）

2.　鋼構造物の劣化状況のモニタリング手法に関する調査

2. 1　はじめに

過去に建設された膨大な道路橋ストックの高齢化が進展していく中で、これらの橋梁を健全な状態で適切に維持管理していくために、構造物の状態を定量的、かつ効率的に把握、評価するための点検・診断技術が求められている。

モニタリング技術とは、対象物にセンサを設置し、ひずみ、振動等の物理量を長期間測定し、分析することによって、対象物の状態変化を捉えようとするものであり、これまでにも多くの調査研究が行われており[1)-3)]、既に長大橋の動態観測[4)]等様々な形で活用されている。しかしながら、道路橋の大半を占める中小規模の橋梁を対象とした場合、現状の目視主体の橋梁点検等の維持管理業務を支援する観点から、モニタリング技術の適用可能性や活用方法については必ずしも十分に整理されているわけではない。

本調査では、鋼道路橋を対象として、各種センサ（ひずみゲージ、変位計等）を用いて鋼部材の劣化・損傷等の状態を把握するためのモニタリング技術の活用方法を提案することを目標とする。そのために、モニタリング技術の適用対象と課題の整理、実橋における長期挙動（活荷重、温度変化等の影響）計測結果の分析、土木研究所構内の試験橋を対象とした三次元立体 FEM 解析によるモニタリングの適用性の評価を行った。

2. 2　モニタリング技術の適用対象と課題の整理

モニタリングという表現は、一般に長期・連続的な監視（例えば、長大橋の動態観測や車両重量計測等）の意味合いで使われているが、ここでは、構造物の状態を把握し、健全度を評価するための点検・診断技術全般を対象として、これらの技術の維持管理における適用対象と課題の整理を行った。図－2.1 に構造物の健全度の概念図と、維持管理の各場面でのモニタリング技術による支援イメージを示す。道路橋へのモニタリング技術の適用にあたっては、適用対象、必要性及びその効果を検討した上で、それに見合った技術を抽出することが重要である。

2. 3　実橋の応力、変位計測データに基づく状態監視に関する基礎検討

2. 3. 1　検討内容

モニタリング（損傷が発見され損傷部位が特定された後の変状の進展性の監視や、供用状態の変化の監視）の限界や適用性を検討するために、実橋（鋼 I 桁橋）の交通供用下における応力変動の把握のための基礎検討を行った。具体的には実橋で 20tonf 荷重車の動的載荷試験を実施するとともに 2003 年 2 月より 1 年間、応力及び桁端変位の長期計測を実施した。

なお、1～数年程度の計測では、構造安全性に影響を与えるような変状を捉えモニタリングの適用性を評価することは困難に近い。ここでは、連続計測により得られる情報の利用可能性を探る観点から、種々のデータ整理、分析を試みた。

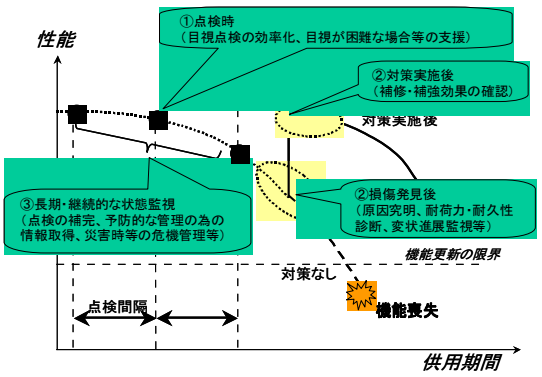
2. 3. 2　対象橋梁

対象とした橋梁は、一般国道 17 号の鋼単純非合成 I 桁橋である。図－2 に一般図を示す。架設年次は平成 3 年で、日大型車交通量は 5288 台/車線（平成 11 年センサス調査）である。

2. 3. 3　計測方法

構造物の安全性や疲労耐久性の評価に直接的につなげられる物理量であるひずみ、変位を計測対象とした。また、温度変化に伴う応力変動を把握するために桁温度、気温も計測した。図－3 に主要なひずみゲージ、変位計、鋼材（主桁）表面温度計測のための熱電対、温度計の設置位置を示す。

長期計測については、レインフロー法（時刻歴波形より応力範囲を計数）及びタイム法（時刻歴波形より 0.005 秒毎に応力を計数）により 1 時間単位の応力頻度分布として計測し、これより時間または日単位の平均応力（以下、それぞれ時間平均応力、日平均応力と言う。）と等価応力範囲（3 乗平均値の 3 乗根）を算出した。また、得られた応力頻度分布より、各部位での疲労の影響を概略把握するための参考値として、修正マイナー則を用いて疲労損傷度を算出した。



図－2.1　モニタリング技術による維持管理支援イメージ

2. 3. 4 計測結果の分析

(1)応力、変位、気温の時間･日変動

図－2.4 に 2003 年 2 月 26 日（水）から 3 月 5 日（火）までの 1 週間の G4 桁支間中央下フランジの時間平均応力、可動支承側の桁下端水平変位（橋台側への変位が負）及び気温の 1 週間の変動を示す。図中の疲労損傷度は G4 桁ウェブガセット位置（止端より 100mm 位置、G 等級と仮定）での時間単位の応力頻度分布より求めた 50 年間疲労損傷度を示し、※印は 32MPa（20tonf 車載荷時応力の 4 倍）以上の応力範囲が計測された時間帯を示している。水平変位及び応力ともに気温との相関が見られる。

また、疲労損傷度の平日の変動を見ると、深夜から明け方頃と、正午過ぎ頃の時間帯に、活荷重の載荷条件が疲労上厳しくなる傾向が伺える。

(2)応力、変位、気温の 7 日間平均値

図－2.5 に、G4 桁支間中央下フランジにおける日平均応力及び日最大応力範囲の 7 日間平均値（ただし、日最大については土、日曜日を除く 5 日間を考慮）、G4 桁端水平変位（移動側の下側）の 7 日間平均値の変動を示す。図中には実線により、温度補正した結果を示しているが、ほぼ水平であり、1 年間を通して特異な変化は見られない。また、日最大応力範囲の 5 日間平均値については 26～40MPa であり、かつ、計測期間中の最大応力範囲は 54MPa であり、同一部の設計活荷重応力度（L-20 荷重に対して 72MPa）と比較して小さいことが確認された。

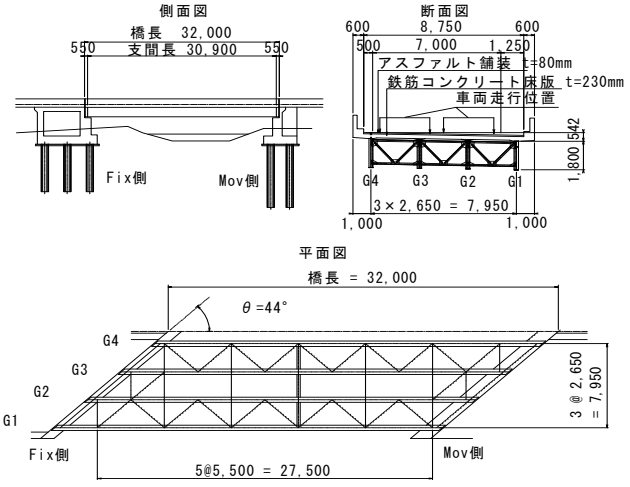
2. 4 三次元立体 FEM 解析による変状感度分析

2. 4. 1 検討内容

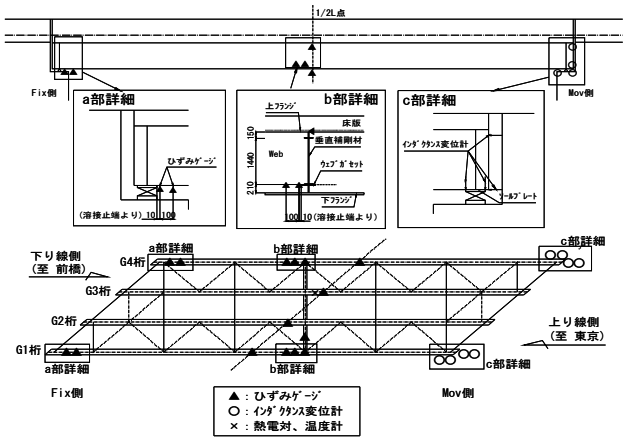
ここでは、モニタリングの適用性を見極めるための基礎検討として、供用中に想定される損傷に対して、損傷前後の橋梁各部における応力、変位の変化量をFEM解析により検討した。まず土研構内の試験橋を対象として解析モデルを作成し、荷重車静的載荷試験の結果との比較を通して、モデルの妥当性を確認した。次に解析モデルに擬似的変状を与え、損傷に伴う橋梁各部の応力、変位の変化量を分析した。

図－2.6 に試験橋（単純合成 I 桁橋）の一般図を示す。ここで、mov（可動支承）側は元々鋼製支承を用いていたが、現在はゴム支承に交換されている。

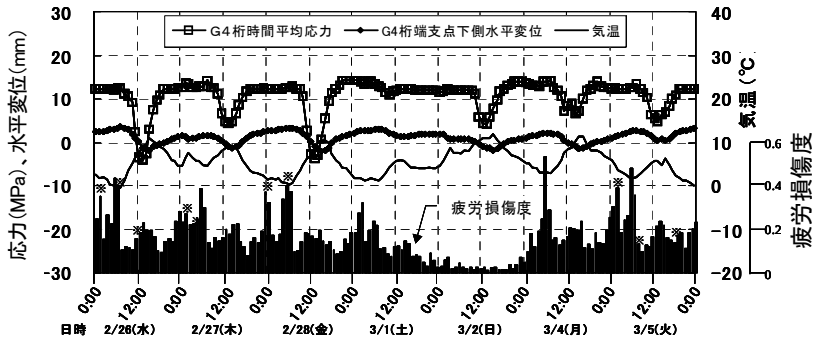
2. 4. 2 解析モデルの検討



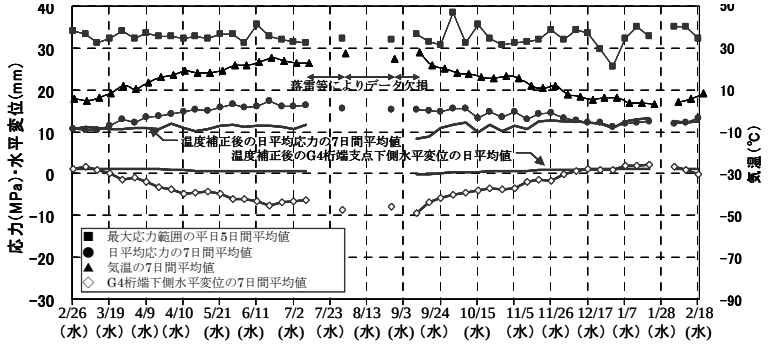
図－2.2 対象橋梁一般図



図－2.3 センサ設置位置



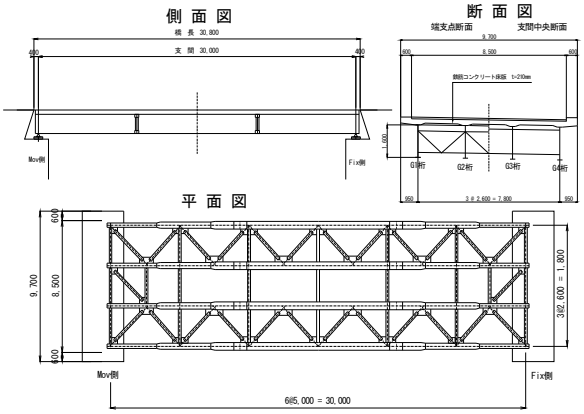
図－2.4 主桁応力（疲労損傷度）、桁端変位の時間変動（1 週間）



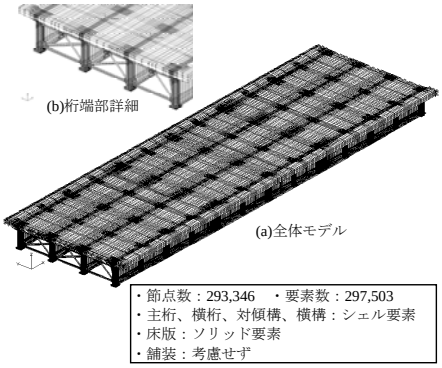
図－2.5 G4 桁支間中央下フランジ応力の 7 日間平均値(1 年間)

図－2.7 にモデル概要を示す。各部材の剛性を表－2.1 に示す。床版と主桁上フランジは剛結合（節点共有）とし、コンクリート床版と鋼桁の弾性係数比は 7 としている。鋼桁のシェル要素のサイズは最大 3.8cm×2.0cm、最小 1.7cm×1.45cm(ソールプレート前面)としている。

以上の橋梁モデルに対して、mov（可動支承）、fix（固定支承）側ともに鋼製支承と仮定し、荷重車載荷時（G1 桁直上載荷）に対して解析を行ったところ、過去の載荷実験結果（G1 支間中央下フランジ応力、変位）と良く一致した。次に、mov（可動支承）側について、道路橋支承便覧に従い、表－2.1 に示すバネに置き換えて解析したところ、同部位の応力、変位に関して試験結果との誤差が生じた。この主要因として、fix（固定支承）側の鋼製支承下の鋼製台座の水平方向の弾性変形が確認されたことから、これを水平バネとして見込むこととした。



図－2.6　試験橋の一般図



図－2.7　FEM モデル概要

2．4．3　解析モデルの妥当性の評価

(1)ひずみと変位の比較

図－2.8 に各載荷ケースに対して、各部の応力・変位の実測値と解析値の関係を示す。図中には横構を全て取外した場合の、実測値と解析値も含めてプロットしている。応力・変位とも比較的良く一致しているが、局部応力（垂直補剛材上端部やウェブガセット溶接止端近傍等）については本モデルでは表現できていないことが確認された。

(2)荷重の横分配効果の比較

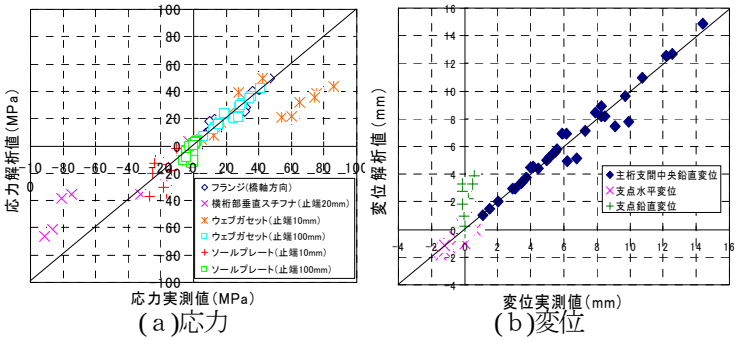
図－2.9 に G1 桁直上載荷時の、各主桁の支間中央下フランジ応力の実測値と解析値を比較して示す。横分配の影響を概ね表現できていることがわかる。

表－2.1　各部材の剛性

部材	性係数（バネ定数）	アソン比
床版コンクリート	2.8×10^{7}kN/m²（σck=30N/mm²）	0.167
主桁等鋼部材	2.0×10^{8}kN/m²	0.300
ム支　（水平バネ）	1800kN/m	－
ム支　（　直バネ）	30086kN/m	－
ム支　（橋軸・橋直回り回　バネ）	2181.5kN・m/rad	－
ム支　（　直軸回り回　バネ）	剛	－

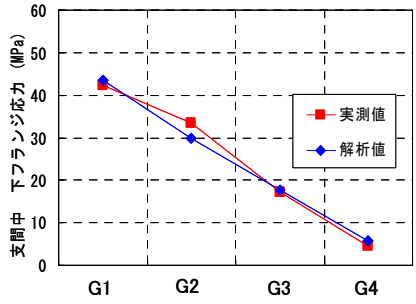
2．4．4　FEMによる変状感度分析

上述の解析モデルに擬似的変状を与え、損傷に伴う橋梁各部の応力、変位の変化量について分析した。想定した変状ケースを表－2.2 に示す。図－10 に G1 桁直上載荷時、表－2.2 で示した変状ケース別の橋梁各部位の応力を示す。極端に大きい変状を想定したが、ウェブ亀裂を除き応力変動は高々1～12MPa 程度であり、2．3に示す供用下の応力変動（温度変化、活荷重変動）と比較してそれほど大きい値ではなく、急激な変化がなければ変状監視のためのモニタリングは難しいものと考えられる。



(a)応力　(b)変位

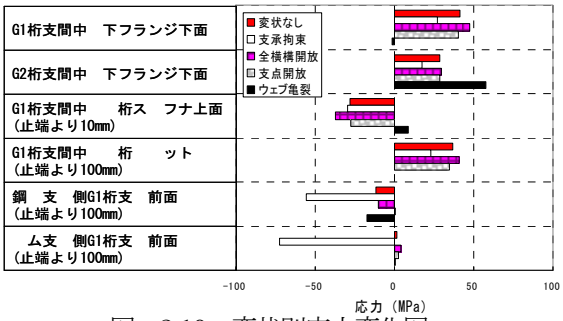
図－2.8　実測値・解析値比較



図－2.9　G1 桁直上載荷時の主桁応力
(G1 桁直上載荷時)

表－2.2 変状ケース

変状ケース	内容
変状なし	橋梁に　　手を加えないそのままの状態
支	支　に対して、腐食等による機能損　を想定し、全支（8箇所）の回　及び　動の動きを　　た状態
全　構開	地　及び腐食により桁端支点における劣化損傷を想定し、全　構の　ルトを除いた状態
支点開	地　及び腐食により桁端支点における劣化損傷を想定し、G1桁Fix側の支点の支持を取り除いた状態
ウェブ	G1桁の　桁取付部　　ット付　から　　が発　し、ウェブの上下フランジ間及び下フランジ　　通した状態



図－2.10　変状別応力変化図

2. 5 まとめ

既往の橋梁モニタリング技術の適用対象の整理、実橋における長期計測結果の分析、三次元立体 FEM による変状感度分析を通して、モニタリング技術の適用性、適用方法について検討を行った。以下に、主な結果をまとめる。

①維持管理業務支援の観点から、点検、健全性評価、補修補強等の各場面について、モニタリング技術が必要と考えられる事例について検討を行い、モニタリング技術の適用対象と課題を整理した。

②直轄橋梁（関東地整工事事務所と連携）において、ひずみ等の長期計測を行い、橋梁各部の応力の時間変動の傾向と活荷重・温度変化との関係を把握した。

③モニタリングの適用性を評価するための試験橋の三次元 FEM 解析モデルを作成し、実応力（正常時、擬似的変状時）との比較を通してモデル化の妥当性を確認した。また、各種変状の感度解析を行い、橋梁各部の応力変化は損傷部位近傍を除き、外力変動と比較しても小さく、変状を特定した上で局部的な応力集中箇所をねらった測定を行うか、橋梁全体に網羅的にセンサを設置しない限り、変状監視のためのモニタリングは実務的には難しいことが確認された。

なお，本研究に関連して公表した論文についても参考文献として 6)～10）に挙げておく。

【参考文献】

1) 構造工学委員会橋梁振動モニタリング研究小委員会：Intelligent Bridge/Structure and Smart Monitoring 研究の動向、土木学会論文集　No.654/I-52、2000.7.
2) 例えば、建設省：既設構造物の点検・補修システムの開発[橋梁の長期監視システムの開発]報告書、官民連帯共同研究、1991.3.
3) 例えば、三木千壽,水ノ上俊雄,小林裕介：光通信網を使用した鋼橋梁の健全度評価モニタリングシステムの開発、土木学会論文集 No.686/VI-52、2001.9.
4) 例えば、阿部和智,天野耕一：明石海峡大橋動態観測システム、本四技報、No.86、1998.9.
5) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針、2002.3.
6) 村越潤,麓興一郎, 高木伸也,次村英毅：既設鋼 I 桁橋における応力・変位測定結果の分析、土木学会第 58 回年次学術講演会、2003.9
7) 村越潤,麓興一郎, 高木伸也,他：橋梁の点検・診断における光ファイバセンサの適用性に関する検討、土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集、2003.9.
8) 村越潤,麓興一郎, 高木伸也,他：部材応力のモニタリングによる鋼橋の状態監視に関する基礎検討、土木技術資料 45-8(2003)、2003.8.
9) 村越潤,麓興一郎, 高木伸也,他：部材応力の長期計測による鋼橋モニタリングに関する基礎検討、日本鋼構造協会鋼構造論文、2004.1.
10) 村越潤,麓興一郎, 高木伸也,他：疲労損傷度モニタリングセンサーによる実橋モニタリング、土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集、2004

３．橋梁などの下部構造の健全度評価手法に関する研究

３．１　はじめに

橋梁基礎が洗掘によって重大な被災を受けた事例は多数存在する。このため，下部構造の合理的な維持管理を行う上で洗掘に対する安定性を精度良く評価する手法の開発が不可欠となっている。

洗掘に対する健全度評価手法として，道路防災総点検（以下「防災点検」と呼ぶ）の調査手法[1)]がある。評価のフローを図－1 に示す。防災点検は平成 8 年度に既に実施されているが，その精度は十分検証されておらず，改良の余地が残されている。そこで、防災点検における変状に対する評価、安定性に対する評価の方法について見直しを行った。

3.2 変状に対する評価の改善

洗掘を受けた基礎は耐力が低下し、傾斜や転倒を生じる。変状に対する評価とは、現状の洗掘深さと基礎形式から補修の必要性の有無を簡易に評価するものである。

ここでは、洪水時の橋脚基礎を念頭にモデル化し、洗掘された基礎の耐力を基礎形式別に算出し、洗掘深さと基礎の耐力の低下度合いとの関係より、変状に対する評価の調査票の見直しを行った。

3.2.1 耐力算定モデルの概要

解析モデルは、地盤挙動の非線形性および基礎の材料非線形性を考慮することとし、平成 14 年道路橋示方書 IV 下部構造編に示される地震時保有水平耐力法の手法を基本とした。ただし、次のような取り扱いを行った。

１） 地盤バネは常時の値を用いる。

２） 直接基礎は根入れの浅いケーソン基礎として取り扱い、基礎前面抵抗も考慮して計算する。

３） 洗掘深さの影響は､洗掘されている深さまでの地盤のバネ値をゼロとすることで考慮する。

４） 洪水時を想定し、河底より 0.6H の位置に流水圧による水平力が作用するものとして整理する。ここで、H は HWL 時の水深とし、河川構造令を参考に橋脚天端より 1m 低い位置とした。

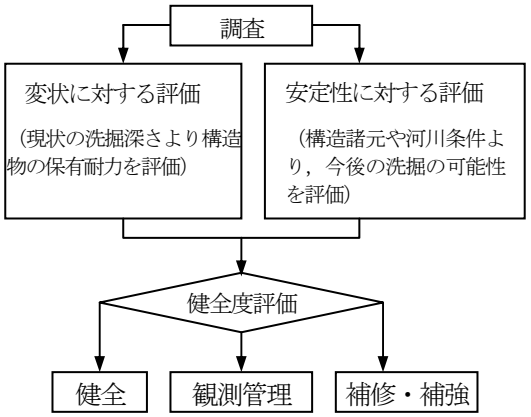
被災を受けた橋梁の内、被災時の洗掘深さがある程度推測できる 18 橋について、上記のモデルにより転倒を起こす洗掘深さを試算した。実際の洗掘深さと比較したものを図－2 に示す。

13 橋は実際の洗掘深さが計算上転倒を起こす洗掘深さよりも上回っており、上記のモデルで被災を説明できる。一方、5 橋については、実際の洗掘深さが計算上転倒を起こす洗掘深さを下回っている。これは、流木の影響など計算上考慮していない要因によるものと考えられる。なお、この 18 橋についても実際の被災時の状況は明確ではなく、洗掘深さも被災後の調査から推測したものであるため、詳細な検討は困難である。

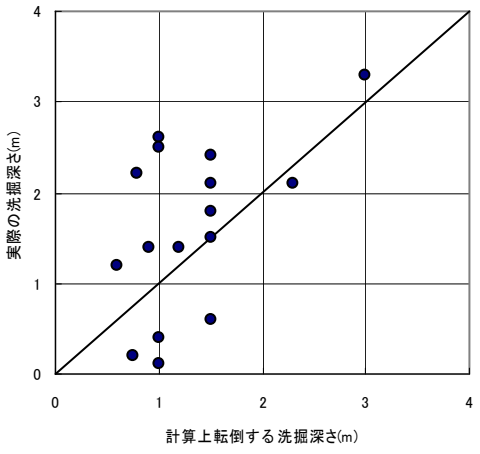
3.2.2　洗掘深さが基礎の耐力に与える影響の試算結果

前述のモデルを基に、各基礎形式について試算を行った。解析ケースは、表－1 に示す直接基礎 4 ケース、ケーソン基礎 4 ケース、杭基礎 4 ケースの計 12 ケースとした。基礎の設置位置は、図－3 に示すように洗掘深さ 2m でフーチング上面が露出し、洗掘深さ 3.5m でフーチング下面が露出するものとした。

試算結果を基礎形式別に図－4 に示す。ここで縦軸の耐力比は、健全時（洗掘深さ 0 m）における基礎の降伏耐力に対する洗掘時における基礎の降伏耐力の比で、洗掘による耐力の低下度合いを示す。この結果から、次のことがわかった。



図－１　防災点検の調査手法



図－2 耐力算定モデルと実際の洗掘深さの比較

(1) 直接基礎

直接基礎は、洗掘の進行による耐力の低下が著しく、フーチング天端が露出する状態である洗掘深さ 2m で耐力は健全時の 30～40%程度になる。また、ほぼフーチング全体が露出する状態である洗掘深さが 3m の場合は、耐力は健全時に対して 10%程度になる。この場合の耐力は、全ケースで流水圧荷重である 711kN を下回っていることから、計算上では基礎は流出していることになる。また、case-1 と case-3 は、洗掘深さ 2m で耐力が流水圧荷重を下回る。

(2) ケーソン基礎

ケーソン基礎は、杭基礎に比べて、耐力の低下は洗掘により比較的急速に進行する。これは、ケーソン基礎の支持機構が側面の地盤抵抗に大きく依存しているからであると思われる。頂版が露出する状態である洗掘深さ 3.5m の場合は、耐力は健全時に対して半分程度に低下する。

(3) 杭基礎

杭基礎は、他基礎と比較して洗掘による耐力の低下は穏やかであるが、杭の材質により耐力低下の度合いに大きな違いが見られる。鋼管杭である case-11 や case-12 は、洗掘深さが 7.5m となっても耐力は健全時の 60%程度を確保している。一方、場所打ち杭は、洗掘深さが 7.5m となると耐力は健全時の 35% 程度に低下する。

これは、鋼管杭基礎は全杭が降伏するまでに余裕があり押し込み支持力で耐力が決まっているが、場所打ち杭基礎は全杭が降伏することで耐力が決まるためである。

3.2.3 変状に対する評価の配点案

前述の試算結果を基に、洗掘を受けた基礎の健全度評価表を提案するために，基礎の耐力比を目的変数とし、基礎形式と洗掘程度を説明変数とした数量化理論（第Ⅰ類）による相関解析を行った。その結果、表－2 に示す変状に対する配点案を提案した。平成 8 年の道路防災総点検では、ケーソン基礎と杭基礎は同じ配点となっていたが、試算結果を受けてケーソン基礎と杭基礎とを別々の配点としている。

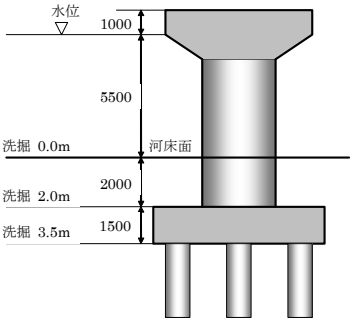
3.3 安定性に対する評価の改善

安定性に対する評価とは、構造物の諸元や地盤・河川などの橋梁条件より、河床や護岸の洗掘に対する安定性を評価するものであり、洗掘による被害の生じやすい橋梁を示す指標となる。

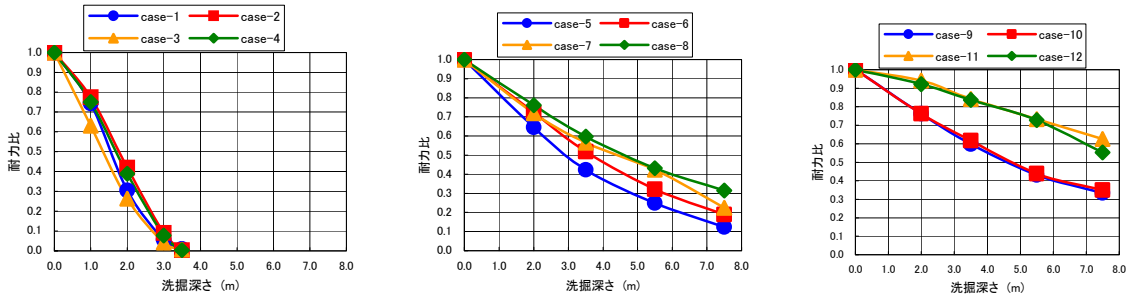
ここでは、洗掘による橋梁の被災事例と調査項目との相関分析を行い、洗掘に影響を及ぼす要因の検討を行う。

表－1　試算ケース

Case	基礎形式	基礎形状	基礎長さ	躯体形状
Case-1	直接基礎	7.0m×7.5m	1.5m	小判
Case-2		5.5m×6.0m		
Case-3		6.5m×10.0m		壁式
Case-4		5.0m×10.0m		
Case-5	ケーソン基礎	小判型 5.0m×5.5m	10m	小判
Case-6			15m	
Case-7		小判型 5.0m×12.0m	10m	壁式
Case-8			15m	
Case-9	杭基礎	場所打ち杭 φ=1.0m	15m	小判
Case-10			20m	
Case-11		鋼管杭 φ=1.0m	15m	
Case-12			20m	



図－3　解析における基礎の設置位置



図－4　洗掘深さと耐力比の関係

これらの結果を基に、防災点検の調査票の見直し案を提案する。

3.3.1 被災要因と被災ランクの相関分析

洗掘による被災を受けた橋梁195橋およびその隣り合う上・下流側の被災を受けなかった橋梁390橋の計585橋を対象に､洗掘に影響を及ぼす要因の検討を実施した。表－3に示すように5つの被災ランクに分類し、調査項目と被災ランクの相関分析を行った。その結果を基に，被災と相関が高いと判断された調査項目を説明変数とし，被災ランクを目的変数として，数量化理論（第Ⅱ類）による相関解析により調査票の配点の見直しを検討した。ここで、橋について複数の被災状況が報告されている場合は、より高い被災ランクを採用した。

また、平成8年度の防災点検の配点では橋脚と橋台について同じ配点としているが、橋脚と橋台では被災に関わる要因が異なる。そこで、調査票の配点を見直すにあたっては橋脚、橋台それぞれについて調査項目との相関分析を行い、防災点検の調査表の改善をはかった。この相関分析により得られたスコアに基づき、橋脚、橋台それぞれについて作成した配点案を表－4に示す。なお，相関分析により洗掘に対する関連性が低いと考えられる既往の項目は調査票より除外した。表－4には今回の検討で抽出された項目のみを示している。また、表中の新規欄とは，過去の防災点検の調査表には無く、今回新たに追加した調査項目で防災点検の調査表には無いものである。

3.3.2 安定性に対する評価の配点案の検証

既往の防災点検の調査表と上記の配点案について、洗掘による被災橋梁とその上下流の無被災橋梁を対象として採点し、被災の有無と得点の関係を調べた。結果を図－5～図－8に示す。

橋脚については、図－7 では被災橋梁と無被災橋梁の構成比のピークが明確に分かれ，既往の配点（図－5）から改善されていることが分かる。

橋台については、図－8 において，被災橋梁のうち配点の低いところの構成比がまだ少し高いものの，既往の配点に比べて構成比のピークは明確に分かれており，これも改善されたものと判断される。

表－2　配点案（変状）

洗掘程度		基礎形式		
		直接基礎	ケーソン基礎	杭基礎
洗掘程度	洗掘なし	20　30	15　20	15　0
	わずかな洗掘	50　35	40　30	40　10
	上面露出	90　75	75　65	75　45
	下面露出	100　100	90　90	90　75

左：防災点検調査票、　右：今回の配点案

表－3　被災ランクの分類

被災ランク	アンケート調査の被災状況
ランクⅠ	①流失
ランクⅡ	②転倒
ランクⅢ	③傾斜、④沈下、⑤移動
ランクⅣ	⑥破損、⑦その他
無被災	無被災

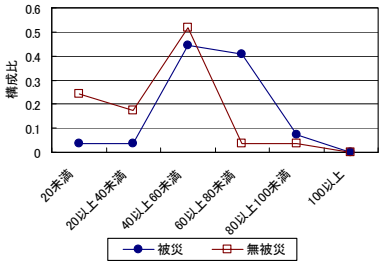
3.4 まとめ

本研究では、地盤の非線形領域までを考慮した解析手法により、洗掘を受けた基礎の耐力の算定を行った。被災事例について検証を行ったが、被災状況が明確ではなく、十分な検証には至らなかった。そこで、直接基礎、ケーソン基礎、杭基礎について、洗掘深さと基礎の耐力の低下度合いとの関係を検討した。その結果、同じ深い基礎であってもケーソン基礎の方が杭基礎よりも耐力の低下度合いが大きいことがわかり、健全度評価表において両者を区分することとした。

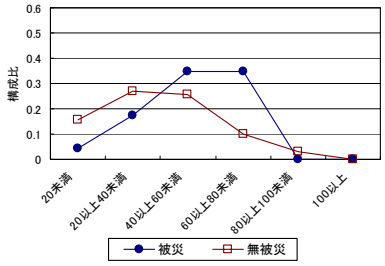
また、過去の洗掘による橋梁の被災事例と調査項目との相関分析を行い、洗掘に及ぼす要因の検討を行った。この結果を基に、防災点検の際の健全度評価表に調査項

表－4 配点案（安定性）

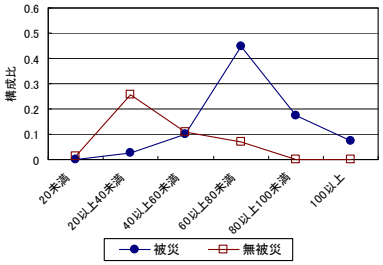
項　目		カテゴリー	防災点検調査表	橋脚配点	橋台配点
既往	河床勾配	1/100 以上	15	5	－
		1/100 未満 1/250 以上	10	0	－
		1/250 未満	0	0	－
	橋梁位置	深掘･水衝部	20	－	10
		その他	0	－	0
	架設年代	S20 以前	10	40	15
		S21～S40	5	30	0
		S41 以降	0	0	0
	最小径間長	10m 以下	15	15	30
		10m 超 20m 以下	10	5	0
		20m 超	0	0	0
	河積阻害率	7%以上	15	20	－
		5%以上 7%未満	5	5	－
		5%未満	0	0	－
	橋脚の構造	パイルベントである	15	15	－
		隔壁のないラーメン構造	10	15	－
		該当しない	0	0	－
	橋台の設置位置	橋台が河川内に突出	15	－	5
		架橋位置の川幅が狭い	10	－	5
		該当しない	0	－	0
新規	幅　員	5m 未満	－	10	－
		5m 以上		0	－
	水 深 （ HW 時）	3m 以上	－	20	－
		3m 未満		0	－
	水深（平常時）	1m 以上	－	－	10
		1m 未満		－	0
	架橋地点の地形	セグメントM	－	－	40
		セグメント1		－	0
		セグメント2，3		－	20



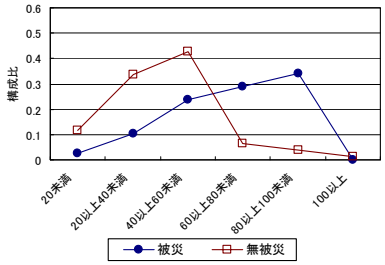
図−5 既往の調査表による配点結果（橋脚）



図−6 既往の調査表による配点結果（橋台）



図−7 配点案による配点結果（橋脚）



図−8 配点案による配点結果（橋台）

目を追加するとともに、調査票の配点を見直した。この配点案による被災橋梁との相関性を検証した結果、従来よりも明確に洗掘による被災を受けやすい橋梁を抽出できた。

参考文献

1) （財）道路保全技術センター：平成８年度道路防災総点検要領〔豪雨・豪雪等〕

2) 石田雅博、野々村佳哲、福井次郎、大塚雅裕：「洗掘による道路橋基礎の被害実態とその対策」、土木技術資料 Vol.45, No.8、2003.8

４．アースアンカーの健全度診断・補強方法に関する研究

4.1　概説

アースアンカー（近年はグラウンドアンカーと呼称され、以下、「アンカー」とよぶ）が我が国に導入されてから５０年近くが経過しており、初期に導入されたアンカーについては、更新の必要なものも生じ始めている。

アンカーは、施工時に与えたプレストレス力が、様々な要因により時間の経過とともに解放され、機能を失っていく。そのため、供用期間の任意の段階における健全度をどのように判定するのかが重要である。特にアンカーは地中に埋設されて緊張力をかけられており、健全度診断を行うためには一旦緊張力を解放して調査を行い、調査終了後に改めて緊張を行う必要があるなど、大がかりな調査が必要な場合も多く、例えこの様な調査を行っても地中深くの部位に発生した損傷などは確認できないことが多い。

このような背景から、アンカーの設置された斜面に対する目視等の点検は行われても、詳細な調査は行われにくく、結果としてアンカーの健全度診断も効率的には行われていないという問題があった。その結果として、初期に施工され、その後長期間を経過したアンカーの中には、アンカーが機能を失ったためにのり面に変状が生じたり、アンカーの部材が腐食等によって破断してアンカー頭部が飛び出すなどの問題も見られる。

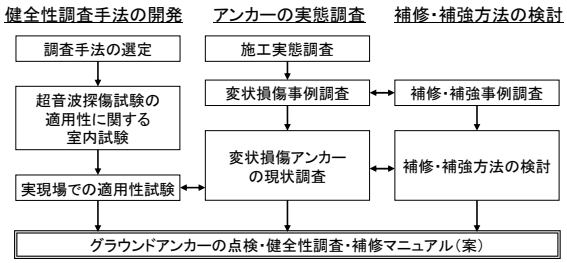


図-4.1　調査フロー

また、アンカーの健全度診断の手法や健全度診断を行った結果として行われる補修・補強技術は様々なものが考案されているが、未だ体系的に整理されておらず、アンカーの点検から、健全度診断、補修・補強に至る維持管理のしくみづくりが必要である。土木研究所は、2002年から社団法人日本アンカー協会の協力を得てアンカーの健全度診断と補修技術に関する研究をスタートし、2005年度には共同研究を実施した。

全体の調査項目を図-4.1に示す。本研究では、施工後長期間経過したアンカーの実態を調査し、アンカーの現状・問題点の把握を行うともに、アンカーの健全度調査手法として超音波探傷試験に着目し室内試験や実現場での調査を行い、適用性の検討を行った。さらにこれらの結果を踏まえて、アンカーの点検・健全度調査・補修マニュアル（案）を作成した。

4.2　アンカーの施工実態

アンカーの施工実態として、昭和58年から旧タイプアンカーが施工されていたと考えられる平成５年までの施工実績を図-4.2, 4.3に示す。これらの調査は、施工実績が多いと思われる工法協会及びアンカー工事実績の多い施工会社（６社）の施工実績から、発注機関が公的機関の実績を主体に取りまとめたものである。

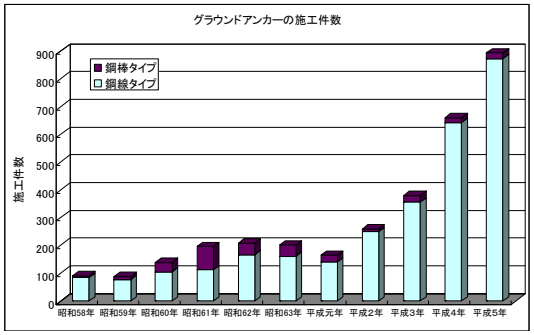


図-4.2 旧タイプアンカーの施工実績（タイプ）

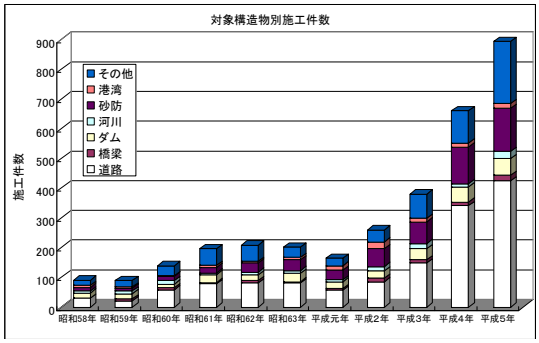


図-4.3 旧タイプアンカーの施工実績（対象構造物）

図-4.2より施工件数が年々増加し、平成５年以前の総数は約3,300件であり、これらの多くが旧タイプアンカーであると考えられる。アンカーの種類では初期には鋼棒タイプが多いが、その後鋼より線タイプの実績が伸びている。対象構造物は、図-4.3に示すように道路が最も多い。施工本数は、全ての工事のデータが揃っていないが、少なくとも道路においては平成５年までに約14,000本は施工されていると考えられる。

4.3　健全度調査手法に関する試験

（1）　健全度調査手法の選定

テンドンの腐食等に伴うアンカーの問題が発生する前にテンドンの健全度を調査する手法として、超音波探傷試験法に着目した。アンカーは、その構造の殆どが地中に埋設され、外部から調査できるのはアンカー頭部のみであり、アンカー頭部から延長方向のテンドンの状態を調査する手法として、**図-4.4** に示すように超音波探傷試験法が有力である。テンドンに用いる PC 鋼材は、長期間腐食環境に曝されると荷重と腐食の相互作用より脆性破壊する遅れ破壊を引き起こす事があるが、この過程において微細なクラックが発生すると言われており、このクラックを確認するために超音波探傷試験を適用する。

（2）適用性に関する室内基礎試験

アンカーの構造には各種あり、その状況は現場により異なる。超音波探傷試験をアンカーの健全度調査法として適用した場合に測定結果に影響を及ぼすと考えられる各種要素を整理すると**図-4.5** の様になる。

これら要素の影響を把握するために、以下のような試験を行った。

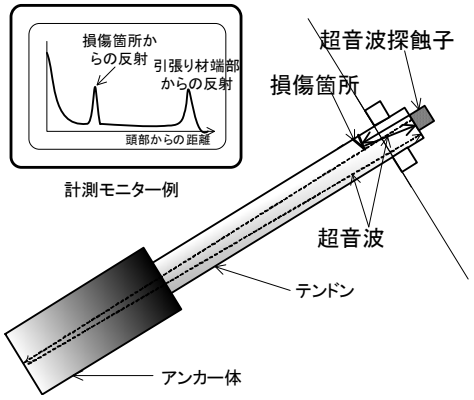


図-4.4 超音波深傷試験による健全性調査のイメージ

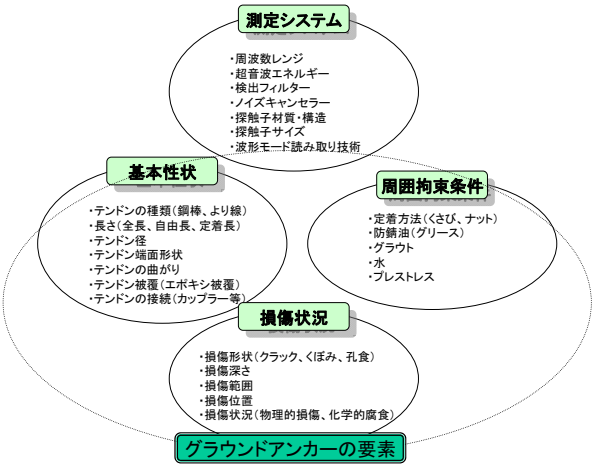


図-4.5 超音波深傷試験に影響を及ぼす要素

①測定システムの特徴把握

アンカーの超音波探傷試験の測定システムには、高周波タイプ（3.5～7.5MHz 程度）と低周波タイプ（50kHz～2.0MHz 程度）があり、これら測定システムの特徴を把握するために、健全な PC 鋼材を用いた予備試験を実施した。なお試験に用いたテンドンは、径 26 ㎜の PC 鋼棒と径 12.7 ㎜の７本より鋼より線である。

この結果、低周波タイプの方がより遠くの検出が可能であり、予備試験では PC 鋼棒、PC 鋼より線ともに 6m まで端面の検出が可能であることを確認した。

また、PC 鋼より線の様に細長い試験体では、側面での音波の反射の影響により鋼材内の伝搬速度は見かけ上遅くなり、通常（5,950m/sec）の２割程度低い値（約 4,900m/sec）になることが分かった。

②アンカーの基本性状の影響把握

アンカーの基本性状のうち、テンドンの被覆、曲がり、接続の影響に関して試験を行った。

防食のためにテンドン表面をエポキシ樹脂により塗膜される場合があるが、この塗膜の影響について試験を行った。この結果、PC 鋼棒では塗膜の影響をあまり受けないが、PC 鋼より線の場合には、断面積に対する表面積の割合が大きく、塗膜による波形の減衰の影響を大きく受ける結果となった。

また、PC 鋼より線は施工の際に蛇行形状で組み立てられる場合があり、PC 鋼棒はカップラーで接続される場合があり、これらの影響について試験を行った。この結果、PC 鋼より線の曲げの影響は無いが、PC 鋼棒では接続部よりも奥の検出は難しい結果となった。

③損傷程度の影響把握（物理的損傷）

PC 鋼棒及び PC 鋼より線に人工的に損傷を再現し、その損傷の検出可能性について試験を行った。鋼棒には様々な切欠き、ドリル穴、くぼみを与えて試験を行った。PC 鋼より線に対しては素線を切断することにより損傷を再現した。

試験の結果、ＰＣ鋼棒では、損傷位置 0.5m の深さ 2 ㎜のくぼみ穴以外は損傷の検出が可能であった。損傷距離が 1.0m の場合も全体的にエコー高さが小さくなるが、おおよそ同様の傾向が見られる。一方、低周波タイプでは明確な反射エコーは得られず検出は困難であった。

被覆の無い PC 鋼より線に対する測定結果は、低周波、高周波ともに PC 鋼より線では、素線１本程度の切断でも損傷距離 5.0m まで検出可能である。一方、被覆された PC 鋼より線では、低周波タイプにより 2.0m 程度までの検出が可能であるが、それ以遠の検出は難しい。

④周辺拘束条件の影響把握

実際のアンカーのテンドン周囲の条件として超音波探傷試験に影響を及ぼすと考えられる要素に対する試験結果は以下の通りである。

1）頭部定着（くさび）

アンカー頭部の定着は PC 鋼より線ではくさびが使用されており、定着によりくさびキズが鋼線周囲に付くことにより測定結果に影響を与えることが予想された。このため、くさびキズを再現した試験体に対し、その先の鋼線損傷の検出可否について試験を行った。

低周波タイプではくさびキズの影響を受けずに損傷箇所の検出が可能である。一方、高周波タイプではくさびキズの反射エコーも検出するが、その先の損傷も検出できることが確認できた。

2）テンドン周囲の条件（防錆油、水、グラウト）

実際のアンカーのテンドン周囲は、防錆油（グリース）による保護、セメントグラウトの固結、また地下水位以下では水浸状態の場合があり、これらの影響について試験を行った。試験は、人工的に再現したテンドン損傷の周囲をこれらの材料で充填した場合、及び防錆油やグラウトが不連続となった箇所に損傷が発生した場合を模擬し、損傷検出の可否の試験を行った。

試験結果によると、PC 鋼棒の場合には、これら周囲の拘束条件に拘わらず損傷の検出が可能である。一方、PC 鋼より線では水の影響はあまり受けないが、グリースやグラウトの影響は大きく受ける結果となった。ただし、グリースを鋼線表面に薄く塗った状態や固結したグラウトの不連続箇所に損傷がある場合には損傷検出が可能な場合も見られた。

③プレストレスの影響

テンドンにプレストレスを作用させ、両端を定着した状態での影響を試験した。PC 鋼棒ではプレストレスの有無に拘わらず試験結果に影響は無かった。一方、PC 鋼より線では低周波タイプでは影響を受けないが、高周波タイプではくさびキズのみではその先の検出が可能であったが、プレストレスが作用してくさびが鋼線に食い込んだ状態では、くさび定着の影響を受け、その先の検出が困難な結果となった。

⑤化学的腐食の検出可能性

化学的に腐食された鋼材の損傷検出への適用性について、塩水噴霧により長期間腐食された供試体とチオシアン酸アンモニウム溶液で急速腐食させた供試体に対して試験を行った。

その結果、いずれの腐食についても頭部背面の様な近い距離において腐食により鋼線が大きく断面欠損している場合にはその検出の可能性があった。また、PC 鋼より線の場合には、外側の鋼線が腐食により破断するとその鋼線のプレストレスが解放され、各鋼線の拘束力が弱まりプレストレス力の低下及びより線端部断面での鋼線のバラツキなどが見られる。このことから、実際の現場においては、アンカー頭部のより線端面の状態を見ることによりテンドンの状態をある程度推定できると考えられる。

破断していないアンカーについて超音波探傷の結果エコーが確認され、顕微鏡で確認したところ微小なクラックが発見されたことから、超音波探傷試験により腐食による鋼棒の破断前にその異常を検出可能であることが確認された。

（3）超音波探傷試験の適用性

以上の一連の試験結果から超音波探傷試験のアンカーの健全度調査手法としての適用性を整理すると**表-4.1**のとおりとなる。これより、実際のアンカーへの適用としては、アンカー頭部背面のテンドンの損傷検出や破断したテンドンの長さ測定、テンドン接続位置の確認などに適用可能であると考えられる。

表-4.1　超音波探傷試験の適用性

			PC鋼棒		PC鋼より線	
			高周波タイプ（コンポジット探触子）	低周波タイプ（アクティブ探触子）	高周波タイプ（コンポジット探触子）	低周波タイプ（アクティブ探触子）
基本性状	長さ[1]		6mまで確認	6mまで確認	6mまで確認	6mまで確認
	テンドンの曲がり[2]		－	－	－	○
	テンドンの被覆		○	○	×[3]	△
	テンドンの接続[4]		×	×	－	－
損傷状況	損傷形状	くぼみ・孔食[5]	△	×	－	－
		クラック	○	×	－	－
		素線欠損	－	－	○	○
	損傷深さ		2mm程度まで	×	0.5本程度欠損まで	0.5本程度欠損まで
	損傷位置		2m程度まで	×	5m程度まで	5m程度まで
周辺拘束条件	定着方法	ナット定着	○	○	－	－
		くさび定着	－	－	△[6]	○
	グリース		○	○	△[7]	△[7]
	グラウト		○	○	×	×
	水		○	○	△	△
	プレストレス		○	○	△[8]	○

○：影響を殆ど受けない　△：影響を受けるが検出可能な場合がある　×：影響を受け検出不可

注：1）長さの適用範囲は、室内試験にて端面検出の実験を行った範囲であり、条件によってはこれ以上の可能性も有る
2）PC鋼より線での高周波タイプによる実験は未実施のため判断出来ない
3）塗膜厚が薄い場合には影響をそれ程受けない場合がある
4）カップラーによるPC鋼棒接続の際の接続箇所より奥の検出の可能性
5）くぼみ・孔食は、ドリルにより再現した損傷に対する試験結果
6）くさび定着の影響は、影響を大きく受けて検出できない場合もある
7）グリースは固結度が低い場合や被覆厚が薄い場合には影響が小さい場合がある
8）PC鋼より線の場合には、プレストレス作用時のくさび定着の影響が大きい

4.4　実現場のアンカーの現状調査

長期間経過したアンカーの状態の把握及び健全度調査法の適用性を検討するために、実現場でのアンカーの調査を行った。

調査を行ったのは、のり面保護として設置された PC 鋼棒タイプの長さ約 15m のアンカーである。施工は、昭和 59 年に行われ、防食が十分に行われていない旧タイプアンカーである可能性が高い。１本のアンカーで鋼棒の破断により頭部が突出し、破断したアンカー及び周囲のアンカーの調査を実施した。調査は、外観調査、超音波探傷試験、リフトオフ試験、頭部背面調査を行った。

（ｉ）　破断したアンカーの調査

破断したアンカーは頭部より約 3m の位置で PC 鋼棒が

破断し、頭部が約 50cm 突出した。破断した鋼棒を抜き出して観察すると、破断部周辺は一様に錆が進行しており、破断面においても孔食が認められ、孔食部を起点として脆性的に破断したものと推測される。

シース内には滞水が確認され、また表面水がのり枠と台座コンクリートとの隙間等から浸入した跡が確認され、アンカー頭部背面の防食が不十分だったことから、鋼棒周囲に水が滞水し腐食が進行したものと推測される。

（ｉｉ） 周囲のアンカーの調査

周囲のアンカーには、頭部コンクリートの劣化や水の浸入による遊離石灰の発生が確認された。アンカーの頭部背面調査によると、シース内への水の浸入が確認され、また頭部背面の防食が不十分なことから鋼棒の表面にも腐食が確認された。

周囲のアンカー鋼棒の損傷の有無を超音波探傷試験により調査した。この結果、各段においてほぼ同一の距離（約 3～4.5m）からエコーが確認されたが、これらは鋼棒のカップラー接続部と考えられ、それ以外の損傷等による明確なエコーは確認されなかった。

4.5 アンカーの点検・健全度調査・補修マニュアル案

以上の調査・検討を踏まえ、実現場においてアンカーの維持管理を行う際の指針として、「グラウンドアンカーの点検・健全度調査・補修マニュアル（案）」を(社)日本アンカー協会と共同で作成した。マニュアルは、**表-4.2** に示すように計６章から構成され、アンカーの維持管理の流れに沿った構成となっている。また最終章には今後アンカーの設計施工や維持管理において望まれる技術開発の方向性についての提案も行っている。

アンカーの点検から健全度調査、補修までの流れを**図－6** に示す。基本的な流れは、健全度に問題のある可能性のアンカーについては初期調査に行って実態把握を行った後、点検において異常の把握に努める。これらの点検結果から健全度に問題がある可能性が高いと判断される場合には、より詳細な健全度調査を実施する。この調査結果から総合的にアンカーの健全度を評価し補修・補強、耐久性向上などの対策を実施する。

アンカーの健全度の判定・評価に当たっては、これまでの実現場でのアンカーの調査結果などを踏まえて、アンカーの変状要因関連図を整理し、この関連図に基づき健全度判定の考え方を新たに提案した。

また、アンカーの維持管理を長期間にわたり効果的かつ効率的に実施するために、点検結果を維持管理用カルテとして記録保管する必要があり、各記録簿の様式案を実現場での調査で試行しながら作成した。

表-4.2　マニュアル案の目次構成

「グラウンドアンカーの点検・健全性調査・補修マニュアル（案）」

目次構成

はじめに
第1章　総　則
第2章　グラウンドアンカーの維持管理の基本的な考え方
第3章　グラウンドアンカーの点検
第4章　グラウンドアンカーの健全性調査
第5章　グラウンドアンカーの補修・補強
第6章　今後の対応と課題

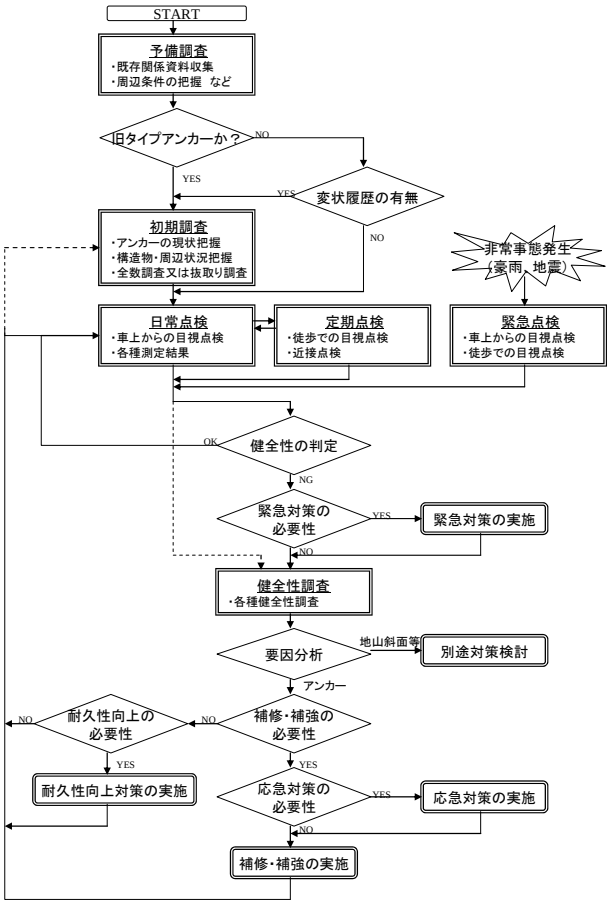


図-4.6　アンカーの維持管理フロー

4.6　まとめ

長期間経過したアンカーの腐食等による問題が発生する前にアンカーの健全度を調査する手法を開発するとともに、実際のアンカーの問題も踏まえてアンカーの点検・健全度調査・補修マニュアル案の作成を行った。これらの結果、以下のことが明らかとなった。

- 初期に施工され長期間経過したアンカーはテンドンの腐食など各種問題を抱えている場合がある
- アンカー頭部背面のテンドンの健全度調査に超音波

探傷試験が適用可能である

・ 点検や各種健全度調査手法を組み合わせることにより、アンカーの健全度をある程度評価できる。

マニュアルの策定により、今後は、実現場における様々な技術の運用実績や知見が効率的に蓄積されるような仕組みが構築されつつある。こうした情報の受け皿を設けて、マニュアルの運用と改訂を図るとともに、アンカー奥部の健全度調査手法や補修・補強対策など、更なる研究開発が望まれる。

参考文献

1) 社団法人地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説、2000.3.23
2) 社団法人日本アンカー協会：グラウンドアンカー施工のための手引書，2003.5.26

５.既設コンクリート構造物の補修技術の開発

5.1 はじめに

コンクリート構造物を長期間にわたって活用するには、適切な維持管理と同時に、劣化した構造物に対して適切な補修を行う必要がある。しかし、補修材料や補修方法は多岐にわたり、補修工法の選定法や補修効果の評価方法は必ずしも確立されていない。今後、補修を必要とする既設構造物が確実に増加してくることから、ひび割れ補修や断面補修技術を確立していく必要がある。

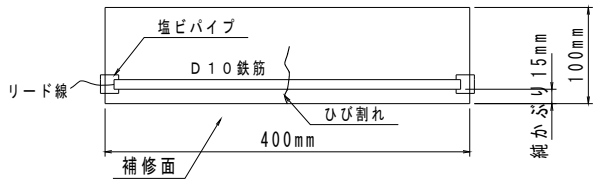
本研究ではまず、コンクリート中の塩分量とコンクリート配合が鉄筋腐食に与える影響について調査し、続いて、ひび割れ補修の有無が鉄筋腐食に与える影響およびひび割れ補修工法選定上の留意点を整理した[1)2)3)]。さらに、断面補修工法について、施工方法、補修材の種類等の条件を種々に選定し、施工性、強度、ひび割れ抵抗性、耐久性に関して独自の実験を行い、この結果をもとに断面補修工法の選定手法上の留意点を整理した[4)5)]。

5.2 コンクリート中の塩分量と配合が鉄筋腐食に与える影響

(1)実験方法

鉄筋を内在したコンクリート 10×10×40cm 角柱試験体(**図-5.1** 参照、ただし、ひび割れ無し）を製作し、腐食促進試験を実施した。試験体の製造条件としては**表ー5.1** に示すようにコンクリートの水セメント比を３水準とし、塩化物イオン量を５水準設定した。

促進試験は、「JCI-SC3 塩分を含んだコンクリート中における補強用棒鋼の促進腐食試験方法ー乾湿繰返し法ー」を参考に、以下の工程を１サイクルとし、20 サイクルまで試験を行った。



図ー5.1 試験体の形状

表-5.1 塩分量と配合に関わる実験の条件

W/C (%)	塩化物イオン含有量(kg/m^3)
40	0.6　2.5　5.0
55	0.0　0.6　1.2　2.5　5.0
70	0.6　1.2　2.5

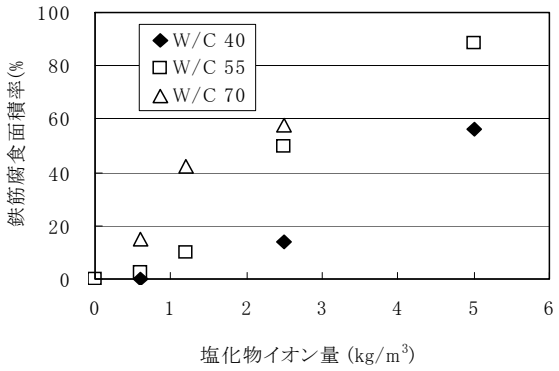


図-5.2 塩化物イオン量と鉄筋腐食面積率の関係

・湿潤環境：温度 65℃、相対湿度 95%、３日間
・乾燥環境：温度 18℃、相対湿度 40%、４日間

１サイクルごとに鉄筋の自然電位の測定を行い、20 サイクル後に鉄筋を取りだし、腐食状態を観察した。

(2)実験結果と考察

図-5.2 にコンクリート中の塩化物イオン量と 20 サイクル後の鉄筋腐食面積率(鉄筋の全表面積に対する腐食面積の割合)を示すが、同じ塩化物イオン量でも水セメント比(W/C)が高い配合ほど鉄筋腐食面積率が大きくなる傾向を示した。自然電位の測定結果も同様であった。

このことから、同じ塩化物イオン量でも水セメント比の高い(セメント量の少ない)配合ほど、鉄筋が腐食し易いことが分かった。水セメント比の高い配合では組織が粗で塩分が侵入し易いこともあり、特に注意が必要と考えられる。

5.3 ひび割れ補修工法に関する検討

(1)実験方法

図-5.1 に示す形状の鉄筋を内在したコンクリート試験体を製造し、曲げ試験によってひび割れを入れ、このひび割れに対して各種ひび割れ補修を行うこととし、この試験体を用いて塩分環境を模した腐食促進試験を実施した。試験体の製造条件としては**表-5.2** に示すようにコンクリートの水セメント比を３水準とし、ひび割れ無し、ひび割れ有り、ひび割れ補修（５種類）を設定した。

促進試験は、「JCI-SC3 塩分を含んだコンクリート中における補強用棒鋼の促進腐食試験方法ー乾湿繰返し法ー」を参考に、以下の工程を１サイクルとし、20 サイクルまで試験を行った。

・塩水環境：20℃の３%の食塩水に浸漬、１日間

表-5.2 ひび割れ補修に関わる実験の条件

W/C (%)	ひび割れ	補修方法
40 55 70	無し	―
	有り	無し ①ひび割れ含浸材(エポキシ)表面塗布 ②低圧注入 ③充填 ④表面被覆（塗装） ⑤充填と表面被覆の併用

・湿潤環境：温度 65℃、相対湿度 95%、２日間
・乾燥環境：温度 18℃、相対湿度 40%、４日間

１サイクルごとに鉄筋の自然電位の測定を行い、20 サイクル後に鉄筋を取りだし、腐食状態を観察した。

(2)実験結果

自然電位の測定結果の例を**図-5.3** に示す。この図では、ひび割れ無しの自然電位は-200mV:CSE 程度の貴の値、ひび割れあり・補修無しの自然電位は-500mV:CSE 程度の卑の値を示した。ひび割れ補修を行った試験体で比較的貴の値を示したのは低圧注入工法と表面被覆工法であり、卑の値を示したのは充填工法であった。また、充填工法と表面被覆工法を併用したケースでは実験開始直後に被覆材表面にひび割れが発生した。**図-5.4** は実験終了後の鉄筋の腐食面積率と自然電位の値(20 サイクルの平均値)の関係であるが、双方の値は良い対応関係にあった。

(3)ひび割れ補修工法に関する考察

実験結果より、塩分環境の厳しい地域におけるひび割れ補修工法としては、低圧注入工法のように、ひび割れを完全に塞ぐ工法が最も効果的と考えられる。ただし、全てのひび割れに対して注入と行うことは困難なので、0.2mm 以下のひび割れに対しては、ひび割れへの含浸作用のある表面塗布工法が有効と考えられる。塗装による表面被覆工法も有効な結果となったが、定期的なメンテナンスが必要と考えられる。

ひび割れ表面部分をＶカットまたはＵカットして行う充填工法は、充填深さがコンクリート表面から深さ 1cm 程度までなので、塩分環境が厳しい条件には不向きと考える。また、複数の補修材を組み合わせて使用する場合には各材料の変形性能（伸び能力や熱膨張係数）の違い等を十分に確認する必要がある。

5.4 断面補修工法に関する検討

(1)実験方法

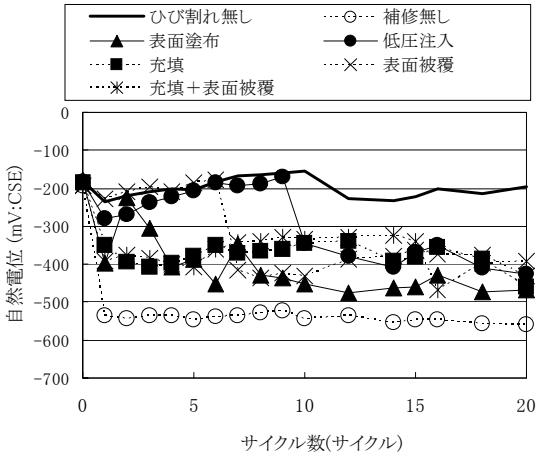


図-5.3 自然電位の変化

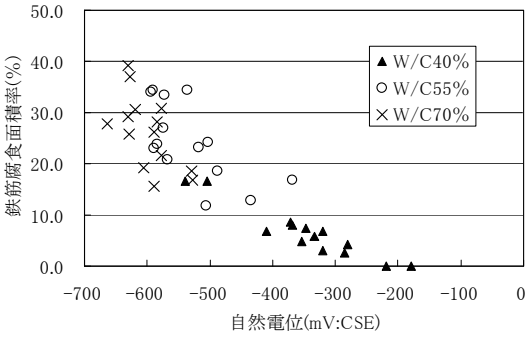


図-5.4 自然電位と鉄筋腐食面積率の関係

断面補修工法には吹付け、コテ塗り、注入等の工法があり、それぞれの工法に適した補修材が市販されている。材料の成分としてはモルタルをベースとして、施工性や引張強度を高める目的で繊維が混入されているものや、打設後の収縮を防止する目的から膨張材や収縮低減材（以下、膨張材類という）が添加されているもの、さらにはポリマーが混入されているものなどがある。これらの配合の詳細は非公開のものがほとんどである。

本実験では**表-5.3**に示す 11 種類の補修材を使用した。Mc と GMc は当実験室で配合設計したモルタルである。その他の材料については洗い試験を実施し、0.06mm 以下の粒子をセメント(粉体ポリマーを含む)、それ以上の粒子を細骨材と仮定し、推定した配合を()書で示した。

15×15×53cm の角柱型枠を使用して 13×15×53cm の母材コンクリートを打設した。28 日養生後、打継面のレイタンスを除去し、乾燥状態、湿潤状態またはプライマーを塗布した条件とし、**図-5.5** に示す各方法で厚さ２cm の補修材の施工を行った。

３日間の湿布養生を行った後に気乾状態で 28 日間放置し、その間に発生するひび割れを観察した。また、材齢28日経過後に建研式付着強度試験法[6]によって打継面の付着強度を測定した。

表-5.3　断面補修材の配合とフレッシュ性状

	補修材の種類	単位量 (kg/m^3) 水	液体ポリマー	セメント	粉体ポリマー	細骨材	繊維	膨張剤等	ポリマー	練上り後フロー(mm)	備考
吹付けコテ塗り	Mc	280	－	700	－	1097	0	無	無	168×167	
	Ec	335	－	(917)	－	(1028)	(5)	有	無	141×141	
	Epa	292	－	(795)		(1025)	(5)	有	アクリル系	144×142	
	Rc	355	－	(846)	－	(1019)	(10)	有	無	147×147	
	Rps	146	127	(809)	－	(345)*1	(13)	有	SBR系	133×137	コテ塗り専用
	Tpa	324		(786)	－	(1048)	(6)	有	アクリル系	171×170	
注入	GMc	250	－	625	－	1432	－	無	無	(0打222×222)	
	GEc	256	－	(700)	－	(1300)	－	有	無	(0打225×225)	
	GKc	242	－	(644)	－	(1184)	－	有	無	(0打232×231)	
	GKpa	146	146	(633)	－	(1195)	－	有	アクリル系	(0打208×215)	
	GSps	394		303	－	1603*2	－	有	SBR系	(0打300以上)	プレパックドコンクリート

( )内は洗い出しによる推定値。0.06mm以下をセメント、0.06mm以上を細骨材と仮定
*1:軽量細骨材
*2:プレパックド用粗骨材

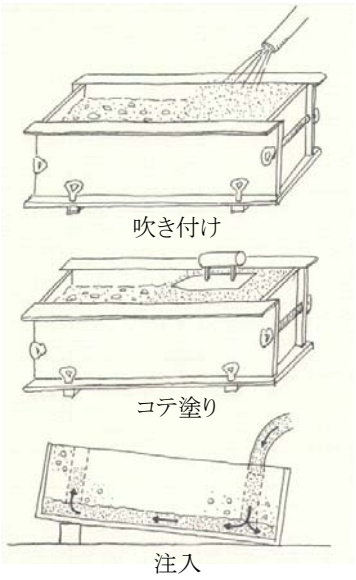


図-5.5 断面補修材の施工方法

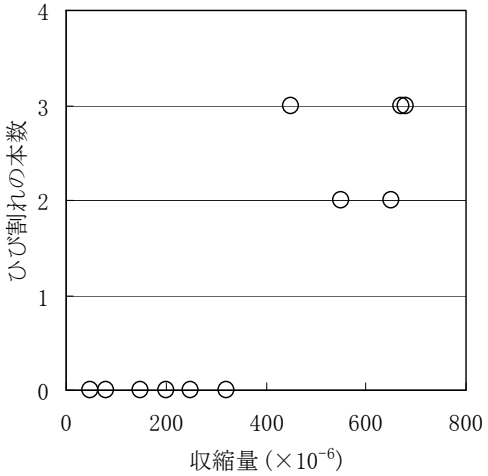


図-5.6 膨張のピークからの収縮量とひび割れ本数

さらに同様の方法で作成した 10×10×40cm の角柱供試体を用いて凍結融解試験 (JIS A 1148 A 法) を実施し、300 サイクル終了時点で付着強度を測定した。

(2) 実験結果

補修材表面のひび割れ発生に関しては、乾燥によると思われるひび割れがいくつかの試験体で確認された。このひび割れ発生と補修材の種類(繊維やポリマーの有無)、カタログ上の収縮ひずみ量、施工方法等の間に明確な関係は認められなかった。補修材に膨張材が含まれている場合、補修材は一旦膨張したあと収縮に転じる。そこで膨張のピークからの収縮量とひび割れの発生の有無 (本数) との関連を見ると**図-5.6** に示すように対応が認められた。

打継ぎ面の付着強度試験結果を**図-5.7** に示す。打継ぎ面が湿潤状態での逆打ちと乾燥条件での順打ちの強度が低くなった。これは、湿潤―逆打ちでは打継ぎ面に水膜が形成され、逆に、乾燥ー順打ちでは補修材の水分が母材に吸収されるためと考えられる。

凍結融解試験後の打継ぎ面(プライマー処理)の付着強度を**図-5.7** の凍結融解作用を受けない付着強度と比較した結果を**図-5.8** に示す。補修材自体は凍結融解で劣化しなくても、打継ぎ面の付着強度が低下するものが多かった。

(3) 面補修に関する考察

実験に使用した補修材の配合は**表-5.3** のように推定され、基本となるモタルの配合は類似したものであった。施工性や耐久性の観点から配合の自由度は小さいものと考えられる。また、今回の検討結果ではポリマーの有無による有意な差は認められず、ポリマーの効果については今後の検討が必要と考えられる。

補修材表面に発生するひび割れを予防するためには、単に補修材の収縮量だけでなく、膨張のピークからの収縮量が小さい材料を選定することが良いと考えられる。

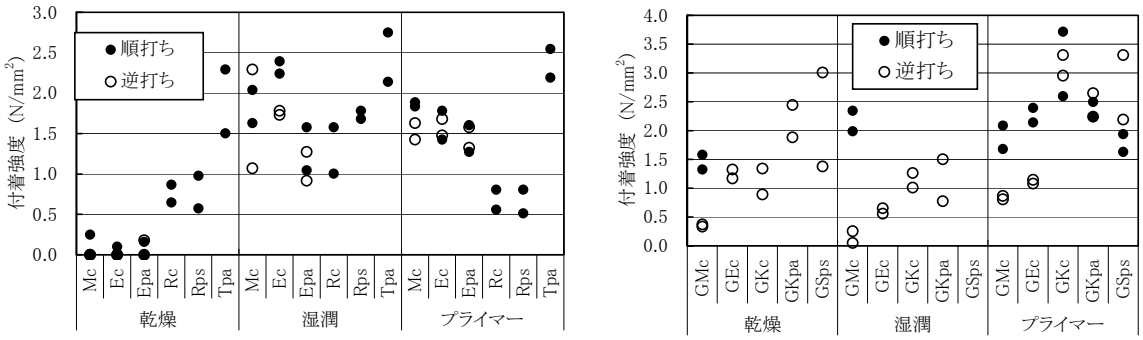


図-5.7 断面補修材の実験における打継ぎ面の付着強度試験結果

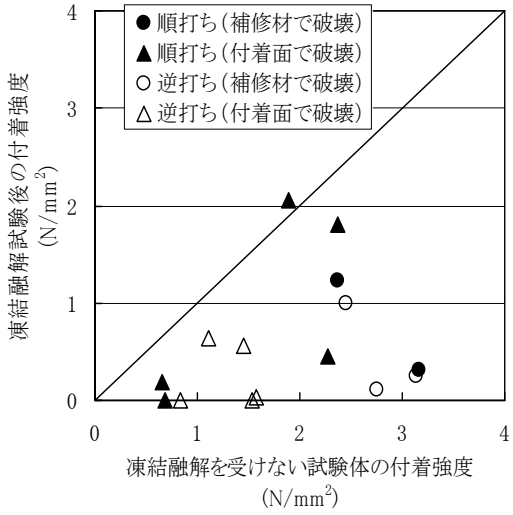


図-5.8 凍結融解試験による付着強度の低下

打継ぎ面の状態としては、逆打ち、順打ちともに良好な結果を得たのはプライマー処理のものであり、プライマー処理を行うのが良いと考えられる。

凍結融解作用等を受ける場合の耐久性については、補修材単体の耐久性は高くても、打継ぎ面の付着強度が低下する場合があることが分かった。このため、打継ぎ面の耐久性を評価する試験法の確立が望まれる。

5.5 まとめ

コンクリートのひび割れや断面補修に関しては様々な材料や施工法が提案されている。今回、基本的な性能や施工性、耐久性、鉄筋腐食防止効果等について様々な実験を実施し、以下のような知見を得た。

(1) コンクリート中の塩分量が同一の場合、水セメント比の高い配合ほど鉄筋は腐食しやすい。

(2) 塩害環境の厳しい地域でのひび割れ補修は低圧注入工法のようにひび割れを完全に塞ぐ方法が望ましい。

(3)断面補修材の乾燥ひび割れの発生を低減するためには膨張のピークからの収縮量が小さな補修材を選定する必要がある。

(4)断面補修材を施工するハツリ面はプライマー処理することが望ましい。

(5)凍結融解作用に対しては補修材の性能だけでなく付着面の性能を照査する必要がある。その照査法については今後の検討課題である。

参考文献

1)片平博、北山良、松浦誠司、渡辺博志：塩分環境下におけるコンクリート中の鉄筋腐食に関する実験的研究、土木研究所資料、No.3962、2005.3

2)松浦誠司、片平博、渡辺博志、河野広隆：塩分を混入した鉄筋コンクリートの自然電位と腐食に関する研究、土木学会年次学術講演会講演概要集、Vol.59,No.5、pp.413-414、2004.9

3) 北山良、片平博、渡辺博志：外来塩に対する鉄筋コンクリートのひび割れ補修効果の実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.27、pp. 1543-1548、2005.6

4)片平博、河野広隆：各種コンクリート断面補修工法の施工性、強度、耐久性に関する実験的検討、土木研究所資料、No.3925、2004.2

5) 片平博、河野広隆：各種断面補修工法の施工性・付着性および耐久性に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.25、pp.1505-1510、2003.7

6)今泉勝吉：建築内装工事における接着工法に関する研究、建築研究所報告、No.49、1967.3

６．舗装の低騒音・低振動機能の回復に関する研究

6.1　概説

交通騒音対策の一つとして、空隙率の高い排水性舗装の利用が進んでいる。しかし、排水性舗装は、塵埃による空隙詰まり等により数年で騒音低減効果が低下するため、その機能の回復が必要になっている。また、交通振動の発生に対しては、表層の打換えによる平滑化等が行われるが振動抑制効果の持続性が課題となっている。

そのため本研究では、排水性舗装の騒音低減機能の回復手法として、補修による騒音低減機能の回復方法を検討するとともに、洗浄等による空隙中の塵埃などの除去技術を用いた維持管理手法についても検討を行った。また、交通振動抑制対策としては、振動軽減効果の高い舗装の開発を行った。これらの検討・開発結果の概要を以下に示す。

6.2　課題の整理と本研究の必要性

6.2.1　低騒音舗装の機能回復に関する課題

排水性舗装では、経年とともに空隙つぶれや空隙詰まりが発生し、透水機能や騒音低減機能が低下するとされている[1)、2)]。

空隙つぶれは、高温時のアスファルトの流動や走行車両のタイヤがアスファルトモルタルを引きずることにより生じるが、アスファルトを改質することで対応が図られている。空隙詰まりは、タイヤに付着した土砂や飛来した粉塵などが空隙に詰まることによって生じるもので、機能回復機器により機能の回復作業が行われている。これらの機器は、空隙詰まりに対しては一定の効果があるものの、空隙つぶれによる透水量低下、騒音低減機能低下および表面の荒れによる騒音低減機能の減少に対しては効果が期待できず、多くの地方整備局において、機能の維持方法が確立されていない状況にある。

また、排水性舗装の路面騒音低減機能の機能低下および機能回復の程度については、路面騒音に基づく適切な測定方法が定まっていないため、騒音値による評価は困難な現状にある。一方、透水機能の回復と騒音低減機能の回復には相関があるとの既往の報告[3)]がある。

以上のことから、本研究では、排水性舗装の路面騒音低減機能の回復手法として、補修による騒音低減機能回復方法および空隙中の塵埃等の除去技術を用いた維持管理方法について、透水量の回復量を指標としてコストパフォーマンスを考慮し、検討を行うこととした。

6.2.2　低振動舗装に関する課題

交通振動の発生原因には、路面の平たん性の低下、路床の支持力不足、交通荷重の超過等が考えられる。これらの振動に対して、従来は表層の打換えによる平滑化、路床の強化等による対策が講じられているが、表層の打換えによる平滑化は、振動軽減効果の持続性に課題がある。また、路床の強化では大規模な工事が必要となり、実際の対策としては困難な場合が多い。

そこで、本研究では、比較的小規模な工事で振動軽減効果の持続性が高い舗装技術を開発することとした。

6.3　低騒音舗装の機能回復に関する検討

6.3.1　補修による騒音低減機能回復方法に関する検討

（1）検討方法

試験室内で0.8m×0.8mの排水性舗装供試体を作製し、機能劣化を人工的に加え、これを用いて機能の回復方法について検討した。機能の劣化方法，回復工法の組み合わせは**表-6.1**のとおりであり、それぞれの供試体について**表-6.2**に示すような試験条件で各試験を実施し、路面性能を測定した。

表-6.1　劣化方法と回復工法の組み合わせ

供試体No.	表面劣化方法	表面機能回復工法
1	なし	表面樹脂コート
2		樹脂モルタル
3	空隙詰まり	表面樹脂コート
4		樹脂モルタル
5	摩耗	表面樹脂コート
6		樹脂モルタル
7	空隙つぶれ	表面樹脂コート
8		樹脂モルタル

表-6.2　試験項目および試験条件の概要

測定機器と内容	項　目	条　件
騒音シミュレータ（参考文献４）騒音測定	タイヤ種類	小型ラグ
	タイヤ外径	223mm
	タイヤ空気圧	100kPa
	タイヤ温度	30℃
	回転周速度(km/h)	50
	載荷荷重(kN)	1.1
	騒音評価値(dB(A))	5回平均値 *Leq*
CTメータテクスチャ測定	測定距離/1路面	5m
	サンプリング間隔	0.22mm
	スポット径	0.07mm
	測定範囲	±15mm
	分解能	3μm
現場透水量試験器現場透水量測定	止水材幅	40mm
	有効径	150mm

（2）検討結果

試験結果の代表例として、機能回復工法別の路面騒音の周波数特性を**図-6.1** に示す。

表面樹脂コートについては、大きな回復効果は認められないものの、塗布方法等により表面性状を制御できることから、表面性状を意識して施工することで機能回復に寄与できるものと考えられる。

樹脂モルタルについては、塗布前のものと比較して1,000Hz のみ大きく、他の周波数領域ではほぼ全てにおいて騒音が小さくなる結果であり、当該工法では路面テクスチャを平滑に仕上げることができることから、タイヤ加振音、エアポンピング音の両者の低減・機能回復が期待できるものと考えられる。

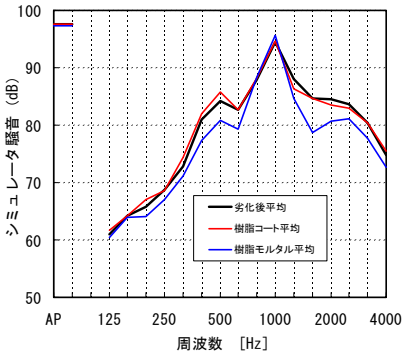


図-6.1　機能回復工法別の路面騒音の周波数特性

6.3.2　機能回復車による騒音低減機能回復方法に関する検討

6.3.2.1　実道での機能回復車の効果確認試験

（1）検討方法

つくば市内の長期供用（平成 4 年施工で供用後 10 年経過）した排水性舗装上で、機能回復車を用いた実験を行い、作業前後の機能の変化と路面性状の変化を調べた。調査箇所の概要を**図-6.2** に、各工区の構造を**表-6.3** に示す。なお、ここで言う機能回復車とは、舗装の上面より高圧水をあて、空隙の詰まり物を破砕し、高圧吸引によってこれを回収する機能を持つ車である。泥水状で吸引された詰まり物質は、機能回復車内で固液分離され、回収水を繰り返し使用できる構造となっている。機能回復車の主な仕様は**表-6.4** に示すとおりである。

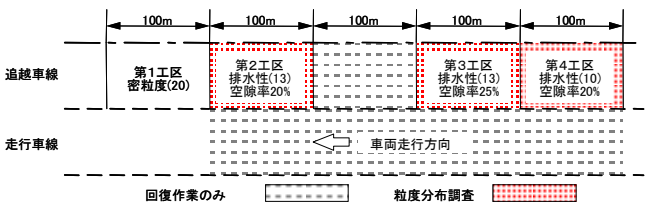


図-6.2　調査箇所

表-6.3　各工区の表層混合物

	第 1 工区	第 2 工区	第 3 工区	第 4 工区
表層 5cm	密粒度 最大粒径 13mm	排水性 最大粒径 13mm 空隙率 20%	排水性 最大粒径 20mm 空隙率 25%	排水性 最大粒径 13mm 空隙率 25%

表-6.4　機能回復車の主な仕様

回収方式	吸引+エアカーテン
噴射水圧	最大 10MPa、作業時 5MPa
噴射水量	340 ℓ／min
最大吸引能力	100 ㎥／min、−0.04MPa
最大送風能力	100 ㎥／min、0.04MPa

調査内容は**表-6.5** に示すとおりであり、作業前、簡易清掃後、機能回復作業後のそれぞれの段階で行った。

表-6.5　調査項目

調査項目＼調査時期	作業前	簡易清掃後	機能回復作業後
平たん性	○	−	−
わだち掘れ	○	−	−
ひび割れ率	○	−	−
現場透水量	○	○	○
テクスチャ	○	○	○
騒音測定	○	−	○
コア採取	○	−	○

〔注〕簡易清掃は、路面の 50cm×50cm 上に一定条件で水を浸透させた後に掃除機で吸引して行った。テクスチャは回転式テクスチャメータによる。

（2）検討結果

試験結果の代表例として、機能回復作業前後に採取したコアの内部に溜まった詰まり物の量を**図-6.3** に示す。

全ての箇所で詰まり物が減っており、機能回復作業の効果が認められるが、その除去率はいずれも 10%程度以下であり、長期間機能回復等を行っていない排水性舗装では、詰まり物の完全な除去は困難であると考えられる。

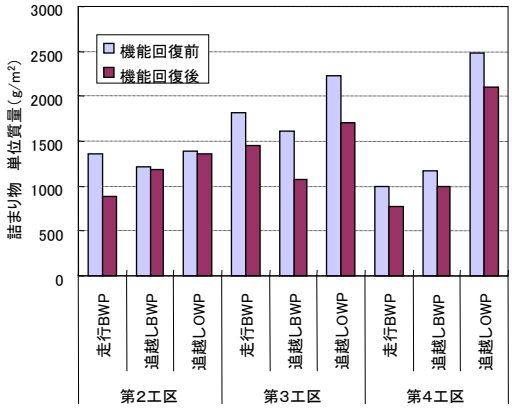


図-6.3　舗装内に溜まった全詰まり物量

6.3.2.2　機能回復作業頻度の検討

（1）検討方法

効率的・効果的な機能回復作業の頻度を見出すために、

まず排水性舗装における透水機能の供用性曲線（パフォーマンスカーブ）を設定し、次にその供用性曲線をもとにライフサイクルコストの分析を行い、最適作業頻度について検討を行った。

排水性舗装における透水機能の供用性曲線は、**図-6.4** に示すように、供用後機能回復作業を全く行わなかった場合の供用性を表すマスターカーブと、機能回復作業による回復量と機能回復後の供用性曲線に区分して検討した。また、ライフサイクルコストは、機能回復作業頻度を変化させたものについて、解析期間 40 年、割引率 4%として現価法により求めた。

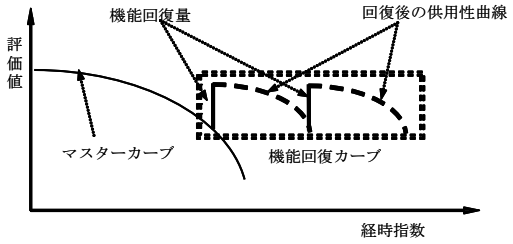


図-6.4　排水性舗装における透水機能の供用性曲線の概念図

（2）検討結果

各地方整備局の透水量に関するデータを収集・解析して得られた、供用後機能回復作業を全く行わなかった場合の供用性を表すマスターカーブと機能回復後の供用性曲線をそれぞれ**表-6.6** と**表-6.7** に示す。

表-6.6　マスターカーブ

地域条件		回帰式
一般地域	DID 地区	y=−14.89 x+1194.4
	市街地	y=−18.81 x+1195.3
	平地・山地	y=−21.08 x+1255.0
積雪寒冷地域	DID 地区	y=−20.78 x+1223.7
	市街地	y=−37.85 x+1226.8
	平地・山地	y=−25.09 x+1122.1

表-6.7　機能回復カーブ

地域条件	回帰式
一般地域	$y=-0.0001x^2+0.0985x+94.9$
積雪寒冷地域	$y=-0.0001x^2+0.1116x+17.5$

表-6.8　最適作業頻度の算定結果

ケース	地域	地区	設計交通量	最適（安価な）作業頻度	総コスト (円/㎡)	作業なしとの差 (円/㎡)
①	一般	DID	旧 D	1 回/1 年	14,810	5,190
②		市街地	旧 C	1 回/6 ヶ月	29,750	15,250
③		平地	旧 D	1 回/1 年	19,680	10,320
④	積寒	山地	旧 C	1 回/6 ヶ月	39,160	5,840

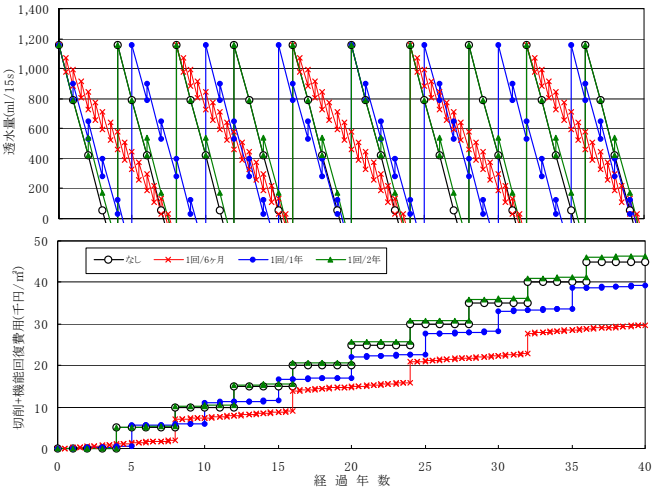


図-6.5　ケース②の総コストと透水量の経時変化

このマスターカーブと機能回復カーブを用いて、機能回復作業の単価[5)] を 130 円／㎡、切削オーバーレイの単価[5)] を 5,000 円／㎡と設定し、**表-6.8** に示すような 4 ケースのコストを算出した。ケース②の総コストと透水量の経時変化の例を**図-6.5** に示す。

ケース①、③では 1 回/1 年、ケース②、④では 1 回/6 ヶ月が最適作業頻度となり、ケース②では、作業なしと比べ 1 ㎡あたり約 15,000 円安価であり、全ケースのうち最も差額が大きくなった。また、今回検討した全てのケースにおいて、機能回復作業を行う方が行わないよりも管理者費用は安価となり、適切な供用性曲線を設定することでコスト縮減の可能性があることが分かった。

しかし、機能回復の程度や路面性状は現場条件により異なるので、機能回復作業の導入に際しては現場毎にデータの収集・分析を行い、その路線に適した最適な維持管理手法を検討することが必要である。

6.4 低振動舗装の開発

6.4.1　開発した低振動舗装の概要

共同研究により 3 種類の低振動舗装を開発した。概要を**図-6.6** に示す。

開発した低振動舗装を舗装走行実験場に試験施工し、交通に対する耐久性を調査するために、大型車（2 軸：前軸重 4.5t、後軸重 12t）を 40km/h で 49kN 換算輪数が 15 万輪となるまで走行させた。その結果、今回開発したいずれの舗装も、構造的な耐久性や路面性状については問題ないことが確認できた。

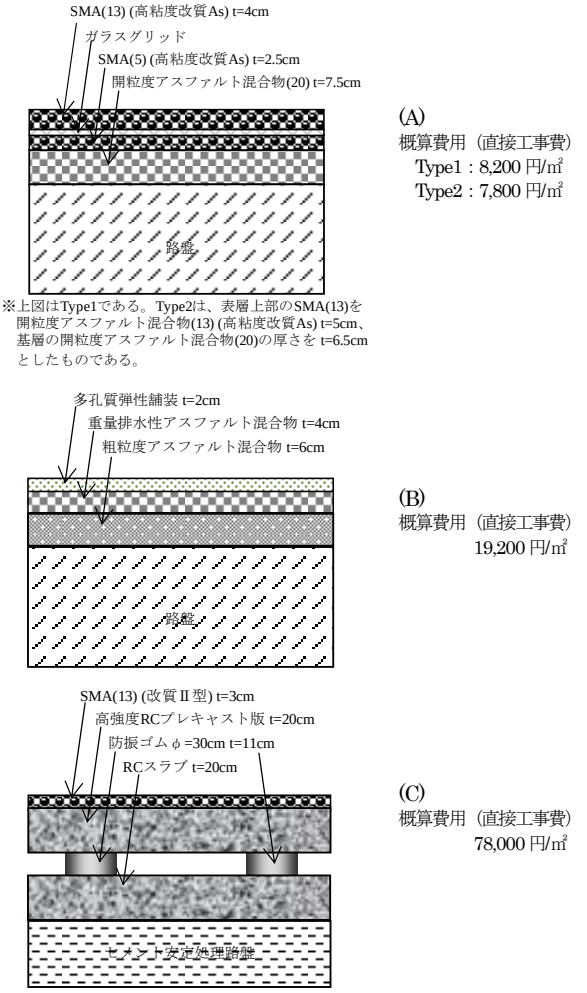


図-6.6　開発した低振動舗装の概要

6.4.2　振動低減効果の評価方法の検討

（1）検討方法

後軸重 117.6kN の大型車を加振源として走行させ、**図-6.7** に示すように、振動ピックアップ装置を舗装端部、路肩部、原地盤部の 3 箇所の上面に設置して、車両走行時の振動を測定した。測定は、荷重車による促進載荷試験前後の 2 回行った。

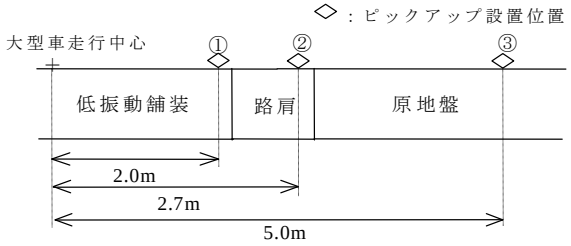


図-6.7　振動測定位置

（2）検討結果

大型車（後軸重 117.6kN）が走行した時の振動測定結果の一部を**図-6.8** に示す。振動測定結果には、振動レベルピーク値を用いた[6)]。

図-6.8 より、今回使用した低振動舗装は、密粒度舗装に比べて 2dB 程度以上の振動低減効果があることが分かった。また、測定点①から測定点②にかけての振動低減効果は、密粒度舗装に比べて低振動舗装 A と B が大きくなっており、舗装体自体の振動を低減する性能が高いだけでなく、外部に伝搬する振動を低減する性能も高いものと考えられる。なお、舗装体自体で振動をかなり低減する低振動舗装 C の測定点③において、測定点①、②より大きな値が出ているのは、手前の工区の影響を受けたためと考えられる。

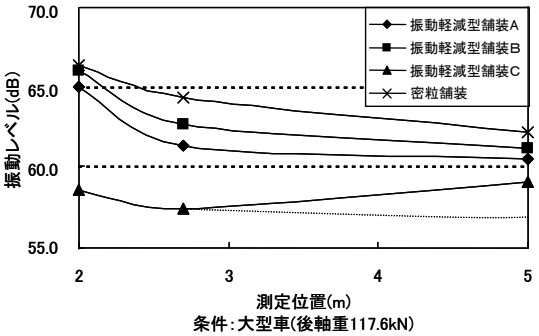


図-6.8　振動レベルの測定結果

6.5　まとめ

本研究で得られた成果を取りまとめると、以下のようである。

① 低騒音舗装の機能回復において、表面樹脂コートや樹脂モルタル等を用いた表面性状からの機能回復工法は、機能が劣化した舗装路面に対して有効な補修工法となり得ることが分かった。

② 低騒音舗装の機能回復において、全国の透水量や路面性状データをまとめた上で条件別に分類、階級分けすることで、効果やコスト分析を踏まえた機能回復の最適作業頻度を求めることができた。今後、機能回復作業を導入する際は、現場毎にデータの収集・分析が必要である。

③ 低振動舗装の開発において、試験施工での振動測定結果から、開発した低振動舗装が振動低減に有効な舗装であることが確認された。今後は、効果の持続性を検証するために、継続した調査が必要である。

参考文献

1) 近藤，大西，石川：排水性舗装の経時および累積交通量による騒音低減効果の変化について，日本音響学会講演論文集，1999.3

2) 小柴，森，並河：排水性舗装の減音効果の経時変化につい

て，第 25 回日本道路会議論文集，2003.11
3) 田中，内田，服部：排水性舗装に関する追跡調査（九州地建の事例）（下），舗装，2000.3
4) 橋本，吉田，新田：路面性状からのタイヤ／路面騒音の予測に関する検討，舗装工学論文集第 7 巻，2002.12
5) 国土交通省土木工事標準積算基準書（平成 16 年版）
6) 徳永，前川，西村，日野：道路交通振動の実態に即した評価のあり方に関する考察，土木学会論文集 No.615 Ⅶ-10，1999.2

図 － 11.4.1
試験体の形状
表 －

7．既設トンネルの補修・補強技術の開発

7.1　はじめに

老朽化したトンネルが増大する状況下において、公共投資財源が制約される中で効率的なトンネルの維持管理を進めるために、変状が発生しているトンネルに対して適切な補修、補強を行うための技術開発が求められている。

本研究では、補修工については、コンクリート片のはく落防止工を対象にして、覆工内面からコンクリート片がはく落することを想定した押抜き載荷試験を実施することにより、また補強工については、覆工内面の補強工を対象にして、内巻きコンクリート工、炭素繊維ｼｰﾄ接着工を施した場合の耐荷力を実大規模の覆工載荷試験を実施することにより、補修・補強工の設計における耐荷力の評価方法を検討した。また、新しい補修工として覆工コンクリート片はく落防止の役目とともに対策工後も覆工表面のひび割れ等が観察可能なはく落防止工を、また新しい補強工として損傷した覆工の耐荷力の向上を図る覆工内面の薄肉の補強工を、各々、開発した。さらに、変状トンネルの変状発生メカニズムとして、変状が発生したトンネルを対象にシミュレーション解析による作用荷重の推定を行った。

7.2　はく落防止工の設計法

はく落防止工の設計においては、はく落懸念の高い覆工コンクリート片が落下することを想定して、はく落防止工がその落下するコンクリート片の重量を保持できる耐荷力を有するかどうかを照査する必要がある。しかし、多くのはく落防止工については、その耐荷力の評価方法が確立されていないのが現状である。このため、以下の実験検討を実施した。

7.2.1 はく落防止工の耐荷力に関する押抜き載荷試験

本研究では、現在採用されている一般的なはく落防止工[1)]のうち炭素繊維シート接着工、鋼板接着工、形鋼による当て板工、ひび割れ注入工について、覆工内面からコンクリート片がはく落することを想定した押抜き載荷試験（**図-7.1、図-7.2、表-7.1**）により、各はく落防止工の力学的な破壊形態を調べ、耐荷力の評価方法を検討した。

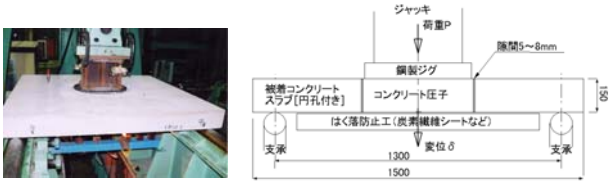
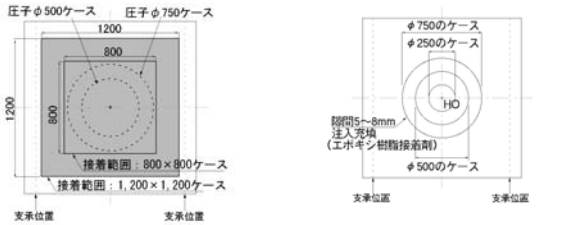
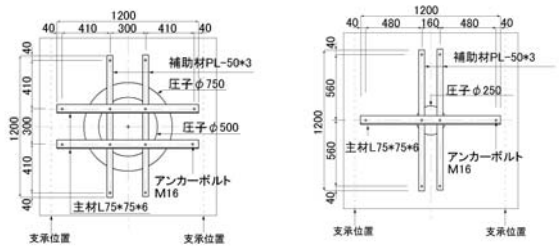


図-7.1 押抜き載荷試験の装置概要



(a)炭素繊維ｼｰﾄ接着工および(b)鋼板接着工　(c)ひび割れ注入工



(d)L形鋼による当て板工

図-7.2 各対策工のｺﾝｸﾘｰﾄ供試体への取付図

表-7.1　試験ケース

試験ケース記号	対策工			圧子直径 φ	母材コンクリート圧縮強度
				mm	N/mm^2
炭素繊維シート接着工	材料	目付	接着範囲		
case.1	炭素繊維シート（エポキシ樹脂系接着剤）	300g/m^2×直交2層	800mm*800mm	500	15.7
case.2			1,200mm*1,200mm		15.7
case.3		200g/m^2×直交2層			17.8
case.4					36.1
case.5					16.2
鋼板接着工	材料	接着	接着範囲		
case.1	SS400 t=4.5mm	エポキシ樹脂（接着厚は約5mm）	800mm*800mm	500	25.7
case.2			1,200mm*1,200mm		17.8
case.3					25.7
case.4				750	26.3
L形鋼による当て板工	主材：L75*75*6（SS400）×L1×n、補助材：平鋼t=3mm*b=50mm（SS400）×L2×m 鋼材端部固定：コンクリートアンカーボルトM16（後施工）				
	n	m	L=L1=L2		
case.1	2	2	1,200mm	750	24.4
case.2	2	2		500	17.8
case.3	1	2		250	24.2
ひび割れ注入工(※1)	材料	注入接着部			
case.1	エポキシ樹脂接着剤	・母材と圧子の隙間の全周×全高・隙間：t=5～8mm		750	23.8
case.2				500	15.5
case.3				250	24.1
無垢	コンクリートスラブ供試体に円孔無し。				
case.1	対策工無し			500	23.9

(※1)ひび割れ注入工のケースについては、ひび割れを圧子部とスラブ部の隙間（5～8mm）でモデル化し、この隙間にエポキシ樹脂接着剤を充填して、ひび割れ注入工の試験モデルとした。

7.2.2　試験結果と耐荷力の評価方法

(1) 炭素繊維シート接着工のケース

押抜き載荷試験では、炭素繊維シートは強制変位の増加に伴って、圧子形状と相似的なほぼ円形状の剥離形状で剥離範囲を順次広げながら（**写真-7.1**）押抜き荷重が漸増し、最終的には剥離範囲が接着範囲の端部に達した時点で荷重低下となった（**図-7.3**）。

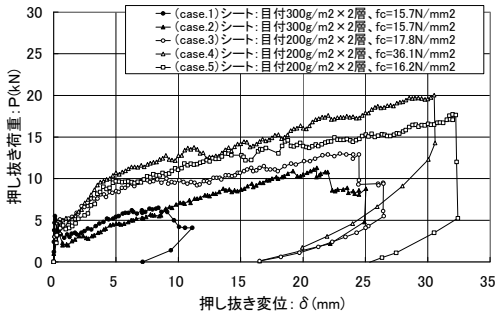


図-7.3 荷重変位曲線（炭素繊維ｼｰﾄ接着工ｹｰｽ）



写真-7.1 炭素繊維ｼｰﾄの剥離進展状（case.3）

このような破壊形態の場合には、耐荷力（最大荷重）の算定に押抜き荷重を剥離周長で除した単位剥離強さ（Spo）を用いることが提案されており[2)]、本試験でも炭素繊維シート接着工法による場合の押抜き耐荷力（P）は、シート剥離進展時の剥離周長（L）と単位剥離強さ（Spo）の積として、次式で評価できることが確認された。

$$P = Spo \times L \qquad \cdots (式2.1)$$

(2) 鋼板接着工のケース

押抜き載荷試験では、強制変位の増加に対して押抜き荷重は最終破壊時までほぼ直線的に増加し、剥離が圧子境界付近または全面で一瞬にして発生し、押抜き荷重が急激に抜けた（**図-7.4**）。

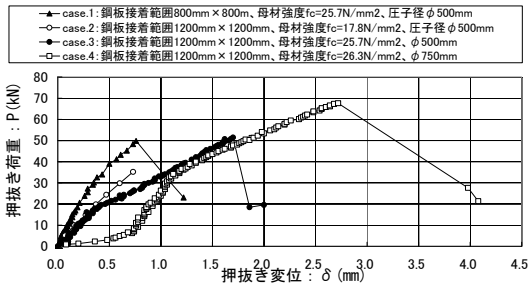


図-7.4 荷重変位曲線（鋼板接着工ｹｰｽ）

耐荷力を算定する指標として、最大荷重を接着面積で除した値（平均接着強度）、最大荷重を圧子境界の周長で除した値（単位剥離強さ）の２つの指標について検討してみた結果（**表-7.2**）、耐荷力比は、平均接着強度比とは異なり、単位剥離強さ比とほぼ同じであった。このことから、耐荷力は、接着面積には関係なく、剥離開始位置となる圧子境界近傍の抵抗で決まると考えられる。

表-7.2 平均接着強度と単位剥離強さの計算

鋼板接着工ケース記号	試験結果 最大荷重 Pmax	比k1	平均接着強度 抵抗面積 A（※1）	Pmax/A	比k2	単位剥離強さ 抵抗周長 L（※1）	Pmax/L	比k3
	kN	－	$\times 10^6$ mm^2	N/mm^2	－	mm	N/mm	－
case.1	50	1	0.44	0.113	1	1,571	31.8	1
case.2	35	0.70	1.24	0.028	0.25	1,571	22.3	0.70
case.3	51	1.02	1.24	0.041	0.36	1,571	32.5	1.02
case.4	68	1.36	1.00	0.068	0.60	2,356	28.9	0.91

※1）接着範囲から圧子部を差し引いた面積。
※2）比k1～k3は、各々、case.1の値に対する比。

したがって、鋼板接着工による場合の押抜き耐荷力（P）は、鋼板接着面積には関係なく、鋼板剥離時の単位剥離強さ（Spo）にはく落塊の境界の周長（Lo）の積として、次式で評価できる。

$$P = Spo \times Lo \qquad \cdots (式2.2)$$

(3) L形鋼による当て板工（L形鋼）のケース

押抜き載荷試験では、いずれのケースでも主材の固定ボルトの一方が抜けて荷重低下を示す挙動となった（**図-7.5** 中では※印）。しかし、他の抜けていない主材または補助材がそれまで主材が負担していた荷重を受け替えるため、荷重変位曲線は再び正の勾配を示した。

主材両端の固定ボルトの一方が抜けるときの押抜き荷重Ｐ（P=63N～72kN）は、全ケースで、一本の形鋼の両端２箇所を固定するアンカーボルトの引抜耐力（Pa= 33ｋN/本×2 箇所）にほぼ相当した。

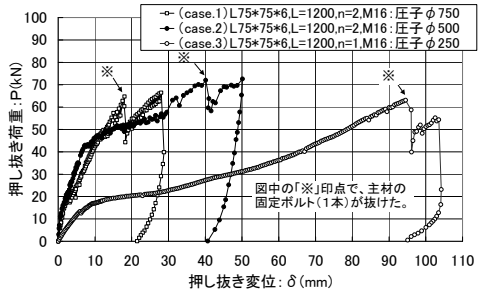


図-7.5 荷重変位曲線（L 形鋼による当て板工）

したがって、形鋼による当て板工の場合の押抜き耐荷力（P）は、はく落塊を覆う数本の鋼材群のうち一本の鋼材の両端２箇所を固定するアンカーボルトの引抜き耐力（Pa）で決まり、次式で評価できる。

$$P = n \times (m \times Pa) \qquad \cdots (式2.3)$$

ここで、ｎ：はく落塊を覆う主材の本数（n=1）
ｍ：主材を固定するｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄ本数（m=2）

(4) ひび割れ注入工のケース

押抜き載荷試験では、いずれのケースも母材コンクリートスラブの曲げ破壊が発生して押抜き荷重が低下した（**図-7.6**）。この挙動は参照ケースとして実施した無垢ケースの場合とほぼ同じであったことから、ひび割れ注入が確実に行われていれば無垢の状態とほぼ同程度の押抜き耐荷力を期待できると考えられる。しかし、複雑なひ

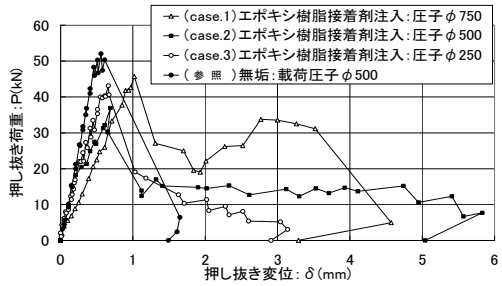


図-7.6 荷重変位曲線（ひび割れ注入工ｹｰｽ）

び割れ部の全隙間に接着剤を注入・充填することは現在の技術では非常に難しいため、本工法の単独使用には慎重を期すべきと考える。

7.3 覆工内面の補強工の設計法

覆工内面の補強工の設計においては、損傷して耐荷力の低下した覆工とその内面に施された補強工の複合構造が、想定される作用荷重に対して構造不安定とならない耐荷力を有するかどうかを照査する必要がある。しかし、このような複合構造の耐荷力については、その評価方法は確立されておらず、また補強効果のメカニズムや耐荷力が決まる破壊形態も明らかになっていない。このため、以下の実験検討を実施した。

7.3.1 覆工内面の補強工の耐荷力に関する覆工載荷実験

(1)実験概要

損傷した覆工の内面に補強工を施した場合の複合構造の破壊形態および耐荷力を調べ、さらにはその複合構造の耐荷力の評価方法を検討する目的で、実大規模の覆工載荷実験を実施した（**写真-7.2**）。ここで、覆工コンクリート供試体（呼び配合 18-12-40-N）の寸法は、二車線道路ﾄﾝﾈﾙ断面（上半）の覆工と同じ寸法規模とし、外径 9.7m 、覆工厚 30cm とし、これを水平置き（ﾄﾝﾈﾙ軸方向長さ 1.0m）にして載荷した。



写真-7.2 覆工載荷実験

(2) 載荷方法

載荷形式Ⅰ：トンネル上方の地山が緩んで、ある高さ相当の地山重量がトンネル覆工天端に直接に荷重として作用する、いわゆる典型的な緩み土圧を想定した荷重形式（**図-7.7**）。実験は、無垢の覆工供試体にひび割れや圧壊が発生するまで載荷を行い、載荷荷重が最大荷重の約95%荷重時まで低下した状態を損傷供試体とした(損傷載荷)。次に、損傷載荷終了時荷重を一旦除荷して、覆工供試体の内面へ補強工を施し、再度、損傷載荷と同じ載荷形式で載荷を行い最終破壊まで載荷した（補強後載荷)。

載荷形式 II：膨張性地山のように、トンネル覆工の全周に等方的に等荷重が作用する場合を想定した荷重形式（**図-7.8**)。せん断破壊面を模擬した覆工供試体として、左右肩部に覆工の内面から外面まで貫通する斜め面状(ｱｰﾁ周方向の接線方向に対して約 15 度の角度）の弱面を設けた覆工供試体へ補強工を施し、載荷を行った。

(3) 対象工法と実験ケース

実験の対象工法は、内巻きコンクリート工、炭素繊維シート接着工とした。実験ケースを、載荷形式Ⅰについては**表-7.3**に、載荷形式 II については**表-7.4**に示す。

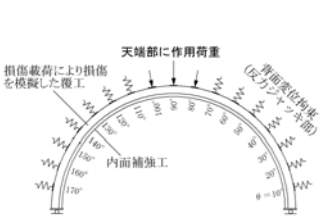


図-7.7 載荷形式Ⅰ

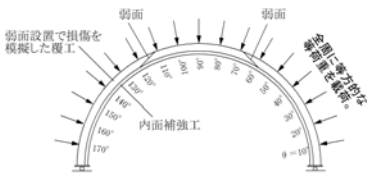


図-7.8 載荷形式 II

表-7.3 載荷形式Ⅰに対する実験ケース一覧

	実験ケース内容		供試体コンクリート		
実験ケース	載荷	補強工	材齢（日）	圧縮強度 N/mm²	
case.1	損傷載荷	－	13	21.4	覆工
	再載荷	無補強	14	21.7	
case.2	損傷載荷	－	13	22.1	覆工
	補強後載荷	内巻きコンクリート（ﾌﾟﾚｰﾝ,t=12.5cm）	28 13	25.7 18.0	覆工 内巻
case.3	損傷載荷	－	17	20.0	覆工
	補強後載荷	炭素繊維シート接着 接着範囲：θ=50-75度および105-130度の2箇所。	28	23.1	
case.4	損傷載荷	－	13	19.5	覆工
	補強後載荷	炭素繊維シート接着 接着範囲：θ=0-180度の全周。	33	21.5	

表-7.4 載荷形式 II に対する実験ケース一覧

	実験ケース内容		供試体コンクリート		
実験ケース	載荷	補強工	材齢（日）	圧縮強度 N/mm²	
case.5	補強後載荷	内巻きコンクリート（ﾌﾟﾚｰﾝ,t=12.5cm）	32 15	25.4 19.9	覆工 内巻

7.3.2 実験結果

(1) 載荷形式Ⅰの場合

1)無補強ケース（case.1）

覆工を損傷させた後に無補強で再載荷したときの耐荷力は、無垢の覆工の耐荷力（**図-7.9**の荷重変位曲線の最大値で約 2,000kN。土被り高さ約 40m の緩み荷重に相当。）の約 76%までしか回復しなかった。また、無補強

で再載荷したときの曲線勾配は、無垢の覆工の場合とほぼ同じであった（図-7.9）。無垢の覆工供試体では、天端外面および左右肩部内面で圧壊が発生して作用荷重が覆工の耐荷力にほぼ達した。再載荷の場合の最終破壊は、肩部内面の圧壊部が剥落し、斜め状のせん断破壊面を伴った圧縮せん断破壊となった。

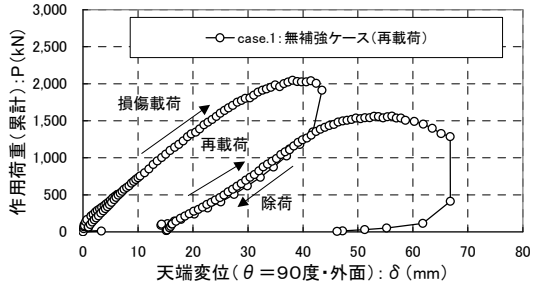


図-7.9 荷重変位曲線（無補強ケース）

2）内巻きコンクリート工ケース（case.2）

天端外面および肩部内面に圧壊を生じた覆工を内巻きコンクリート工(t=125㎜)で補強した場合の耐荷力は、無垢の覆工の耐荷力の約 1.4 倍まで増加し、また荷重変位曲線の直線部の勾配も無垢の場合に比べて約 1.4 倍となった（図-7.10）。

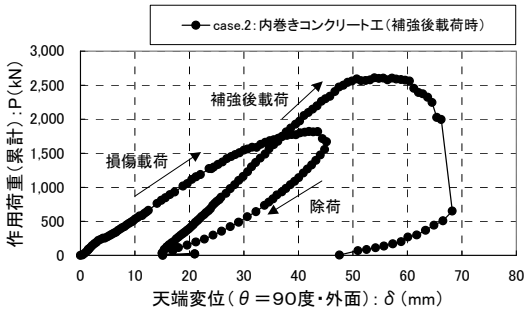


図-7.10 荷重変位曲線（内巻きｺﾝｸﾘｰﾄ工補強ｹｰｽ）

最終破壊は、内巻きコンクリートが肩部 65 度付近で急激に粉状になってはく落し、覆工コンクリートが一部露出し、その直後に当該部付近の覆工コンクリート部で斜め状のせん断破壊面を伴って最終破壊に至った。

3）炭素繊維シート接着工ケース（case.3～case.4）

図-7.11 は、炭素繊維シート接着工を肩部内面に施したケース(case.3)および全周に接着したケース(case.4)の荷重変位曲線である。図-7.11 より、いずれのケースも、耐荷力は無垢の覆工の耐荷力（損傷載荷時の最大荷重）とほぼ同じで、肩部でシート剥離が発生して最大荷重に達した。case.3、case.4 で炭素繊維ｼｰﾄ接着によって耐荷力が回復した原因は、肩部内面の圧壊部のはつり落しによる除去および断面修復と、その箇所を覆うように接着された炭素繊維シート部が断面修復部の内空側への変形を拘束することにより、肩部の覆工内面で圧縮伝達耐力を回復したためと考えられる。

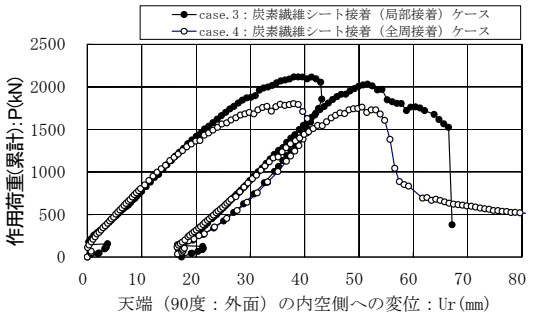


図-7.11 荷重変位曲線（炭素繊維ｼｰﾄ接着工ｹｰｽ）

（2）載荷形式 II の場合:内巻きコンクリート工ケース（case.5）

case.5 は、覆工の弱面部付近の内巻きコンクリートに局所的な変形により曲げ引張ひび割れが発生し、最終的には覆工の弱面の延長線上のせん断破壊となった。このときの破壊時荷重をｼﾞｬｯｷ荷重（ｼﾞｬｯｷ荷重 185kN/本）から換算すると 412kN/m² であり、過去に実施した載荷形式 II での覆工載荷実験の結果[3]（圧縮強度 f'c=14.4N/mm²,覆工厚 t=30cm,覆工供試体の耐荷力：ｼﾞｬｯｷ荷重 Po=290kN/本）から推定される無垢の覆工の耐荷力（約 800kN/m²）の約半分となった。

7.3.3 補強工を施した覆工の耐荷力の評価方法

（1）case.2 の耐荷力の解析例

載荷形式Ⅰで損傷した覆工の内面に内巻きコンクリート工を施した実験ケース（case.2）を検討対象として、その耐荷力を解析的手法によって評価した。評価手法には、コンクリートのひび割れなどの非線形挙動を考慮できる鉄筋コンクリートの静的非線形解析プログラム（ATENA-2D[4]）を用いた。この解析では、二軸強度包絡線により破壊基準を評価し、コンクリートの二軸応力－ひずみ関係を等価一軸応力－ひずみ関係に変換している。また、ひび割れ開口変位はひび割れ帯モデルに基づいてひずみに置換している。ここで、損傷載荷を受けた覆工供試体は天端外面および左右肩部内面の圧壊箇所を断面欠損させたモデル（図-7.12）とした。また、内巻きコンクリート要素は覆工供試体要素に一体化させた。

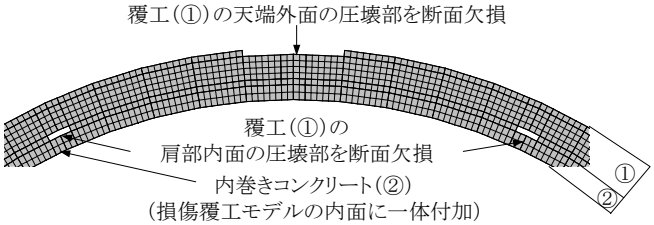


図-7.12 損傷した覆工と内巻きｺﾝｸﾘｰﾄのモデル化

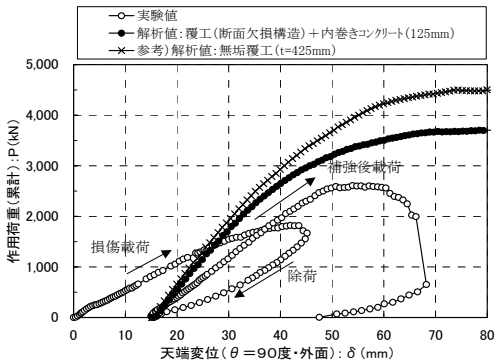


図-7.13 荷重変位曲線（解析結果）

図-7.13 に、解析結果を荷重変位曲線に整理して示す。

図-7.13 より、解析値は耐荷力に達した以降の荷重低下は再現できないものの、解析で求めた荷重変位曲線の作用荷重の最大値（耐荷力）は実験値と比較的良い近似を示す。

(2) 耐荷力の評価方法

内面補強工がコンクリート材料の場合で、かつ載荷形式Ⅰのような作用荷重の場合で覆工および補強工の各部材が曲げ圧縮破壊となる場合には、損傷部を適切にモデル化することができれば、前述の解析例のように、コンクリートの非線形挙動を考慮できるＦＥＭ解析で補強を施した覆工の耐荷力の評価が概ね可能である。一方、載荷形式 II のように耐荷力が圧縮せん断破壊で決まる場合には、前節で示した解析例に示す方法では挙動の再現ができず、今後の課題として残った。

7.4 新材料を用いたはく落防止工と覆工内面の補強工の開発

7.4.1 開発したはく落防止工

現行の炭素繊維シート接着工や鋼板接着工では接着後はひび割れ等の発生した覆工コンクリート表面が見えないが、施工後もこれが見えて観察が可能となり追跡調査が可能となれば、実施した対策工の妥当性の判断や施工後に発生する変状に対して追加対策の判断が遅れることのない対応が期待できる。このため、覆工コンクリート片のはく落防止を図ると同時に接着した覆工表面のひび割れ等が目視観察できる工法を開発した。

1) 光硬化樹脂を用いた二軸ﾒｯｼｭ接着工

覆工表面に高密度ﾎﾟﾘｴﾁﾚﾝ二軸ﾒｯｼｭ（目合 2cm、目付 45g/m²）を可視光硬化型ﾋﾞﾆﾙｴｽﾃﾙ樹脂で接着する工法で、覆工表面は、ﾒｯｼｭの隙間となる目合い部（繊維束の間）から観察可能である（**写真-7.3**）。

2) アクリル樹脂を用いたナイロンクロス接着工

覆工表面に二方向ナイロンクロス（目付 200g/m²）をアクリル樹脂で接着する工法で、覆工表面は接着したクロスを透過して観察可能である（**写真-7.4**）。

(2) 各工法の耐荷力と可視性

耐荷力については、いずれの工法も、少なくともはく落塊の大きさとして約 1.7m（覆工厚 30cm）程度のコンクリート重量を保持できる耐荷力は確保できることが、押抜き載荷試験（**図-7.1**）から確認された。さらに、温冷繰り返しと湿潤繰り返しの促進負荷試験を行ったが（室内試験）、押抜き耐荷力の低下は見られなかった。また、接着後の可視性については、いずれの工法も、土木研究所構内の実大トンネル実験施設で実施した試験施工箇所の約一年半の観察では可視性の低下は認められなかった。さらに、ひび割れのある供試体に本工法を施し、同様な促進負荷を与えた後に供試体ひび割れ状況を観察したが、可視性の程度に変化は見られなかった。

7.4.2 開発した覆工内面の補強工

損傷した既設覆工の打替え工に代わって、覆工内面に極力、薄肉化した補強工を施すことで耐荷力を無垢の覆工と同等以上に期待できる工法を開発した。

1) 連続繊維ﾒｯｼｭ入り短繊維混入ﾓﾙﾀﾙ内巻き工

本工法は、内巻き補強材として、圧縮強度とじん性に優れた短繊維混入モルタルと、引張補強材として連続繊維メッシュ（使用材料例：t=1.5mm、引張強度 88N/mm²）を組み合わせた工法である（**図-7.14**）。補強厚は、t=50～100mm を標準とする。短繊維混入（PVA 繊維。標準

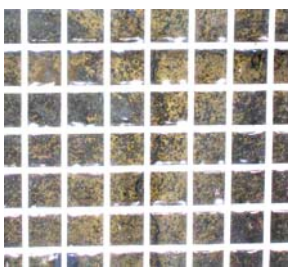


写真-7.3 二軸ﾒｯｼｭを接着した覆工面の可視状況



写真-7.4 ﾅｲﾛﾝｸﾛｽを接着した覆工面の可視状況

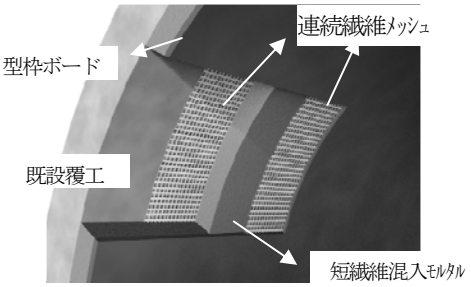


図-7.14 連続繊維ﾒｯｼｭ入り短繊維混入ﾓﾙﾀﾙ内巻き工の概要図

的な混入率 2%vol.）モルタルは、圧縮強度 40～50N/mm² で、薄肉の狭い部分に現場打ちすることから自己充填可能な高流動とする。

2）部分薄肉ＰＣＬ版設置工

従来の PCL（ﾌﾟﾚｷｬｽﾄ･ｺﾝｸﾘｰﾄ･ﾗｲﾆﾝｸﾞ）工法を補強工として適用する場合に、トンネル内空断面（建築限界）を侵す可能性の高いトンネル肩部のみを鉄筋入りの超高強度鋼繊維補強モルタルを用いて薄肉化した PCL 版を開発した。肩部以外は、従来の PCL 版で、RC 部材（コンクリート圧縮強度 40N/mm²）である。部材厚は薄肉部で t=75mm、他部で t=140mm で、背面に t=50mm の裏込めモルタル工（ｾﾒﾝﾄと砂の質量比 C:S=1:2）を実施するため、出来形は薄肉部で t=125mm、他部で t=190mm となる。

3）ｴｷｽﾊﾟﾝﾄﾞﾒﾀﾙまたは鋼板入り ECC 吹付け工

本工法は、覆工内面に高じん性繊維混入ｾﾒﾝﾄ（ECC：Engineered Cementitious Composites）を吹付ける工法である（**図-7.15**）。吹付けに際しては、吹付け面にｴｷｽﾊﾟﾝﾄﾞﾒﾀﾙを設置し、また既設覆工にひび割れ等の弱面が存在する場合には当該箇所に局所的な併用補強工として鋼板接着工を行った後に、ECC 吹付けを行う工法である。補強厚は、t=50～70mm を標準とする。ECC（PVA 繊維の混入率 2%vol.）は圧縮強度 30N/mm² 以上、引張強度 2.0N/㎟以上（引張ひずみ約 0.2%）である。吹付け工法のため、型枠は不要となる。

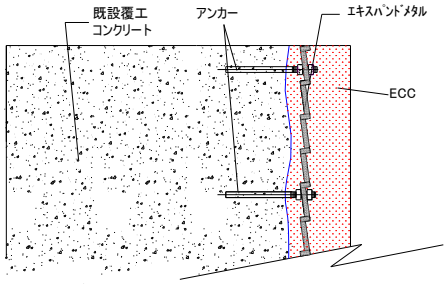
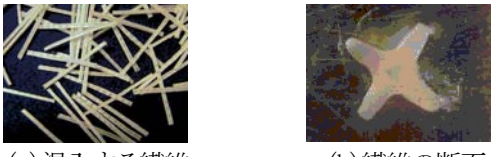


図-7.15　ｴｷｽﾊﾟﾝﾄﾞﾒﾀﾙまたは鋼板入り ECC 吹付け工の概要図

4）ﾎﾟﾘｵﾚﾌｨﾝ短繊維混入コンクリート吹付け工

本工法は、覆工表面に繊維混入コンクリートを吹付ける工法である（**図-7.16**）。



(a) 混入する繊維　　(b) 繊維の断面

図-7.16 ﾎﾟﾘｵﾚﾌｨﾝ短繊維混入ｺﾝｸﾘｰﾄ吹付け工の概要図

混入する繊維はﾎﾟﾘｵﾚﾌｨﾝ短繊維で、繊維の凹凸形状により繊維とセメントの付着性の向上を図ったものである。補強厚は、t=125mm を標準とする。繊維混入コンクリート（繊維の混入率 0.3%vol.）は、圧縮強度約 40～60N/mm²、曲げ強度約 4N/mm² である。

(2) 各工法の耐荷力

各工法の耐荷力は、実大規模の覆工載荷実験により確認し、載荷形式Ⅰに対してはいずれの工法も無垢の覆工の耐荷力以上の耐荷力が得られることを確認した。一方、載荷形式 II に対してはいずれの工法も無垢の覆工の耐荷力までの耐荷力を得ることはできず、補強厚を厚くするかまたは別の補強工を併用することが必要など課題が残った。

7.5 土圧の作用によるトンネル変状メカニズム

7.5.1 解析方法

トンネル覆工の変状事例のシミュレーション解析を行い、変状発生のメカニズムとして主に作用荷重について検討した。解析は、変状や損傷する前のトンネル覆工構造にどのような荷重が作用した場合に実際と同じような変状や損傷が発生するかを解析的に検討し、想定される作用荷重を求めるものである。手順は、覆工コンクリートを有限要素で、周辺地山をバネ要素でモデル化し、この有限要素ーバネ系構造に、仮定した荷重モードで荷重をステップ載荷により単調増加させ、覆工コンクリートに着目した変状（ひび割れなど）が発生した解析ステップ時の荷重値を変状発生時の荷重値と考えた。

7.5.2 変状事例のシミュレーション解析例

(1) 変状概要

対象トンネルは、完成後 30 年以上経過し、両肩部には背面まで貫通したひび割れ（改築時に確認）が、天端付近内面には圧ざが発生している（**図-7.17**）。

(2) 解析モデル

解析モデルには、①天端に背面空洞がある状態で側壁部から外力を作用させる解析モデル 1、②側壁部は背面空洞は無く新鮮な岩盤であるため地盤バネを配置し、アーチ部上部で空洞範囲を除く部分に外力を作用させた解析モデル 2、を考えた。各モデルを**図-7.18** に示す。なお、解析モデル 2 では土圧の作用方向 θ を θ=45° と 75° の２ケースを設定した。

解析コードおよびコンクリート要素等は、7.3.3 節で用いた解析方法に同じとした。覆工コンクリートの主な

解析用物性値は、弾性係数 2.2×10⁴MPa、ﾎﾟｱｿﾝ比 0.2、圧縮強度 18MPa、引張強度 1.6 MPa 等とした。また地盤バネ係数は 4.3 MN/m³（周辺地山の変形係数 4.4×10⁶ kN/m²相当）とした。

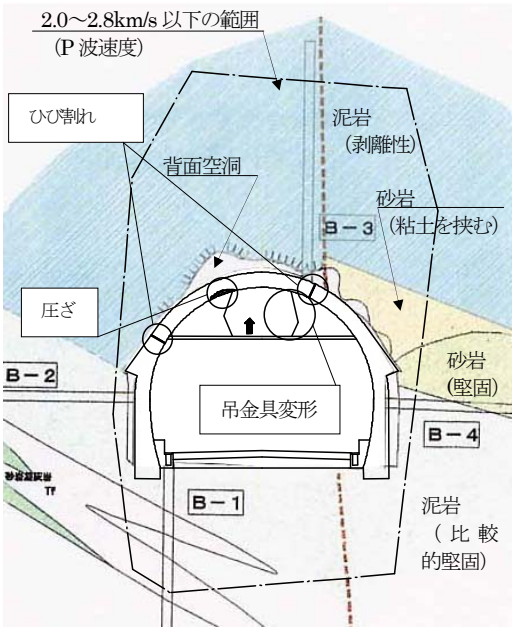
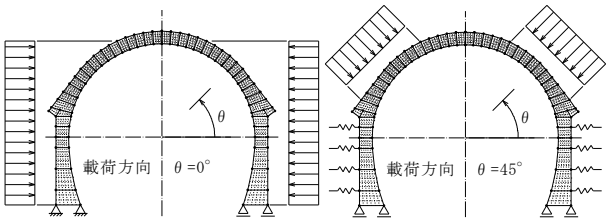


図-7.17 覆工の変状および周辺地山状況



モデル 1　　モデル 2

図-7.18　解析モデル図

(3) 変状メカニズムと推定荷重値

表-7.5 に、解析結果を示す。解析モデル 1 では、ひび割れが側壁部内側と天端部外側に発生するモードとなったのに対して、解析モデル 2 では土圧の作用方向が 45° の場合も 75° の場合も、両肩部内側および天端部外側に発生するモードとなった。なお、どちらのモデルとも天端に発生するひび割れ位置反対側の覆工内側の圧縮ひずみが増大して、最終的には圧ざに至った。

解析モデル 2 のひび割れ発生位置が実際のひび割れ発生位置に近い結果であることから、作用荷重としては、解析モデル 1 のように側壁部からではなく、解析モデル 2 のようにアーチ部に土圧が作用したと考えられる。

図-7.19 は解析モデル 2 で土圧の作用方向が 45° と 75° の場合の天端変位と土圧の関係を示したもので、天端部内側には圧ざが確認されていることより天端部内側の圧縮ひずみが 3000 μになるまで解析した結果である。

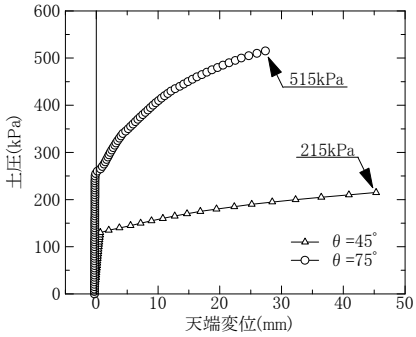


図-7.19　荷重変位曲線（解析モデル 2）

図-7.19 での最初の折点（θ=45° ケースで約 130kPa、θ=75° ケースで約 250kPa）は両肩部内側および天端外側にひび割れが入ったためで、それ以降は天端変位が急激に増加した。**図-7.19** より、内側に圧ざが発生したと考えられる土圧は、θ=45° ケースでは 215kPa、θ=75° ケースでは 515kPa と推定され、土被り換算高さは、各々、約 9m、約 20m（地山の単位体積重量 γ_t=25kN/m³）とした土荷重に相当する。なお、θ=45° ケース結果（約 9m）は P 波速度の低速度（3km/sec 以下）範囲と同程度の高さであった。

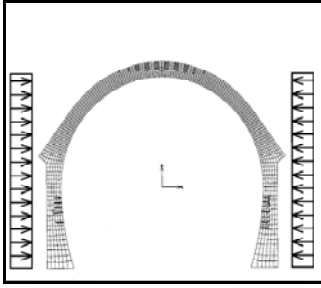
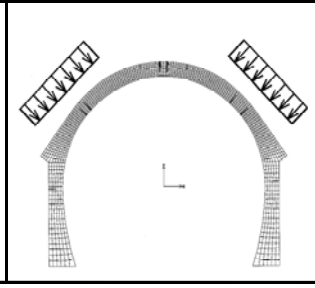
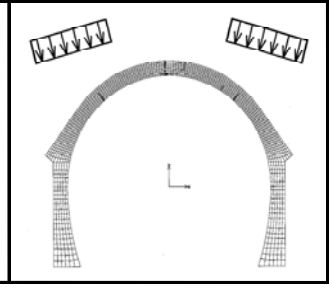
7.6　まとめ

7.6.1 本研究の成果

本研究で得られた知見を、以下に列挙する。

①はく落防止対策として用いられる炭素繊維シート接着工、鋼板接着工、形鋼による当て板工、ひび割れ注入工の各工法の耐荷力が決まる破壊形態

表-7.5 ひび割れ状況図（解析結果）

解析モデル1	解析モデル2	
θ =0°	θ =45°	θ =75°
		

および耐荷力の評価方法として、以下のことが分かった。

1）炭素繊維シート接着工の耐荷力は、シートの剥離進展が接着範囲端部に達した時点で決まり、剥離周長と単位剥離強さの積として評価できる。

2）鋼板接着工の耐荷力は、鋼板の全面的な剥離で決まり、鋼板接着面積には関係なく、圧子（はく落塊）の境界の周長と単位剥離強さの積として評価できる。

3）L 形鋼による当て板工の耐荷力は、形鋼を固定するアンカーボルトの引抜き破壊で決まり、アンカーの引抜耐力で評価できる。

4）ひび割れ注入工の耐荷力は、ひび割れ注入が確実に行われていれば、母材コンクリートスラブの曲げ破壊で決まり、無垢の状態のコンクリートの耐荷力で評価できる。

②天端からの作用荷重により覆工内面で圧縮破壊が発生した覆工コンクリートの内面を内巻きコンクリート工または炭素繊維シート接着工で補強した場合には、覆工の耐荷力が向上し、その原因として、肩部内面の圧壊部における圧縮伝達耐力の向上が大きいことが分かった。また、等方的な荷重の作用によりせん断破壊が発生した覆工コンクリート内面を内巻きコンクリートで補強した場合には、無垢の覆工の耐荷力と同レベルの耐荷力を得ることはできなかった。

③圧縮破壊が発生した覆工コンクリート内面に補強対策工を施した場合の耐荷力は、補強工がコンクリート系材料の場合には、圧壊した部分を断面欠損させたモデルを用いることにより、ひび割れの進展を考慮できるＦＥM解析で評価することが概ね可能である。

④新材料を用いたはく落防止工として、高密度ポリエチレンネットまたはナイロンクロスを用いた覆工コンクリート片はく落防止とともに対策後も覆工表面のひび割れ等が観察可能な工法を開発した。また、新材料を用いた薄肉の覆工内面の補強対策工として、高じん性繊維混入モルタルの内巻き工、ＰＣＬ版設置工、高じん性繊維混入セメントの吹付け工、ポレオレフィン繊維混入コンクリートの吹付け工を開発した。

⑤ひび割れの進展を考慮できるＦＥM解析を用いて、変状が発生したトンネルを対象にしたシミュレーション解析を行い、トンネルに変状をきたす作用荷重を推定した。

7.6.2 今後の課題

今後の課題を、以下に列挙する。

①覆工内面の補強対策工の耐荷力をＦＥM解析を用いて適切に評価するためには、損傷を受けた既設覆工、補強対策工と損傷覆工との接触部などのモデル化の更なる検討が必要である。

②変状メカニズムの更なる解明のため、より多くの変状事例を収集し、解析結果の蓄積を図る必要がある。

③せん断破壊した覆工の耐荷力を、薄肉の内面の補強対策により向上させるための材料の開発が必要となる。

④開発した新補修工や新補強工の実施工においては、覆工内面の補強工における脚部の取り付け方法の検討など、構造細目に関する検討が必要となる。

謝辞

新材料を用いたはく落防止工と覆工内面の補強工の開発にあたっては、民間会社との共同研究により実施したものである。関係各位に対し深甚の謝意を表す。

参考文献

1) 独立行政法人土木研究所：道路トンネル変状対策マニュアル（案）、平成 15 年 2 月

2) トンネル安全対策工法研究会（TSC 研究会）：FRP によるﾄﾝﾈﾙ覆工剥落対策マニュアル、2003 年 3 月、山海堂

3) 国土交通省土木研究所道路部トンネル研究室・日本道路公団試験研究所道路研究部トンネル研究室：トンネル覆工の薄肉化に関する共同研究報告書、平成 13 年 3 月

4) （株）計算力学研究センター：ATENA 理論マニュアル改訂版、2002 年 5 月

８. 鋼橋塗替え塗装の高度化に関する研究（１）

8.1 はじめに

我が国の社会資本ストックは、その増加に伴い、維持管理の合理化や長寿命化が求められている。鋼橋等の鋼構造物は、塗装等の防食処理によって耐久性を確保している社会資本である。そのため、既設鋼橋は、塗替え塗装の品質向上により維持管理の合理化や長寿命化を図る必要がある。塗料に関しては、重防食塗料等の新しい高耐久性塗料が盛んに開発されているが、塗膜の耐久性を大きく左右するといわれる塗替え塗装時の鋼材上の素地調整については、品質確保のための方策が明らかになっていない。そのため、塗替え塗装における塗膜は、塗料の性能から期待できる耐久性を十分に発揮できていないといわれている。

そこで、塗替え塗装における鋼材上の適切な素地状態を定量的に示し、品質を確保できる素地調整の施工法を確立するため、調査・検討を行った。

8.2 実態調査

8.2.1 道路橋の実態

平成 10 年 4 月現在、国・公団・地方自治体が管理する橋長 15m 以上の道路橋のうち 40%が鋼橋である [1]。また鋼橋の件数は、1970 年代に急激に延びており「団塊世代」を形成している [2]。今後これら「団塊世代」の鋼橋が老朽化していくため、維持管理の合理化や延命化のための技術の開発が必要となってきている。

8.2.2 塗替え塗装の実態

一般国道（指定区間）に設置されている橋梁件数 9,732 件 [1]のうち、7,218 件を対象として実態調査を行った。鋼橋に適用されている塗装系のうち、塗布作業の容易なＡ塗装系（長油性フタル酸系塗料）が 74.5%と最も多いが、海岸に近づくにしたがって、Ａ塗装系よりもＢ塗装系（塩化ゴム系塗料），Ｃ塗装系（ふっ素樹脂系塗料）の適用実績の方が多くなっている。しかし、飛来塩分の影響が最も懸念される地域においても、Ｃ塗装系の適用は 20%以下である。

維持管理では、塗装の塗替え補修が繰り返される。その場合の素地調整は、ほとんどが３種ケレン（付着物の除去および動力工具による劣化塗膜部の鋼材面露出）または４種ケレン（付着物の除去のみ）である。鋼橋の塗替え補修周期は塗替え補修を繰り返すごとに塗替え周期が短くなっており、素地品質の影響が指摘されている [3]。

8.2.3 塗替え処理技術の動向

国土交通省では、グリーン購入法に対応して下塗り塗料を鉛・クロムフリーとする基本方針を、平成 14 年度に打ち出した [4,5]。そのため、鉛・クロムフリーさび止め塗料の開発が進められ、平成 15 年 11 月には JIS 化されている。一方、平成 17 年 12 月発行の鋼道路橋塗装・防食便覧 [6]（以下「塗装防食便覧」と略す）では、その優れた耐久性による LCC（ライフサイクルコスト）縮減および環境配慮の観点から、防食下地にジンクリッチペイント、下塗りにエポキシ樹脂塗料、上塗りにふっ素樹脂塗料を用いた重防食塗装系（C-5, Rc-Ⅰ塗装系；R は塗替え塗装を示し、Ⅰは１種ケレンを示す）を基本としている。この塗装防食便覧では、塗替え塗装において初めて１種ケレンを指定している。

8.3 研究の方向性

8.3.1 対象とする素地調整の種類

塗装防食便覧にもあるように、耐久性向上による LCC 縮減および環境配慮の観点から、塗替え塗装においてもふっ素樹脂塗料を使用した Rc-Ⅰ塗装系の適用が主流となると考えられる。

そこで本研究では、塗装防食便覧でいう Rc-Ⅰ塗装系での塗替え塗装における、１種ケレンによる素地調整に焦点をあてて、素地品質の確保や素地調整の施工法の確立へ向けての検討を行うこととした。

8.3.2 素地調整における品質管理項目について

鋼橋塗装において、素地調整の品質が塗膜劣化に大きく影響することは周知のこととなっている。素地調整は、ブラスト処理等によって鋼材表面に残存するさび、劣化塗膜等の介在物を除去するとともに、鋼材表面を清浄で且つ適度に粗にする作業である [7]。また、水やスチーム等による洗浄も行い、付着塩分を十分に除去する場合もある。

素地調整の品質管理のためには、さびや劣化塗膜および付着塩分の適切な除去程度についての評価手法が必要である。ブラストによる素地調整の程度については、SIS や ISO 等において、新設および塗替えの場合の表面の除せい（錆）度（Sa2½, Sa3 等）が見本帳等とともに示されている [8,9]。塗装防食便覧において、新設の場合の除せ

い度はSa2½と明確に定められているが、塗替え塗装においては、Rc-Ⅰ塗装系でケレン 1 種と指定されているだけで、除せい度については示されていない。よって、Rc-Ⅰ塗装系における適切な除せい度についての検討が必要である。

付着塩分に関しては、平成 2 年 6 月発行の鋼道路橋塗装便覧[7]（以下「塗装便覧」と略す）では『その許容量は NaCl 100mg/m² が多い』としている。また、塗装防食便覧では『水洗等により塩分が 50mg/m² 以下になるまで除去することが望ましい』している。ただし、これらの値は塗膜上の付着塩分の許容量であって、鋼材素地上の許容付着塩分量については触れられていない。また、動力工具の場合の付着塩分の除去効果については、塗装便覧に測定例が示されているが、ブラストによる除去効果については示されていない。よって、ブラストによる付着塩分の除去効果および許容量についての検討が必要である。

8.4 素地調整と付着塩分について

8.4.1 付着塩分量の実態調査

現況の鋼橋において、付着塩分量の実態を調査した。付着塩分採取については、都市部、山間部（凍結防止剤が散布されている地域）、海浜部（感潮区間地域）の 3 地域に分けて採取した。採取部分は最も腐食の著しい主桁下フランジ下面とした。調査結果を**表-8. 1** に示す。

表-8.1 付着塩分量（NaCl mg/m²）測定結果

地域	採取場所	NaCl mg/m²
都市部	主桁下フランジ下面	4,000～5,000
山間部	主桁下フランジ下面	25,000～35,000
海浜部	主桁下フランジ下面	40,000～50,000

8.4.2 付着塩分量測定方法

塗装防食便覧には、付着塩分の測定方法として、

① 電導度法
② ガーゼ拭き取り塩素イオン検知管法
③ ブレッセル法（測定は塩素イオン検知管）

が示されているが、いずれも塗膜上の測定を想定しており、腐食が進行して凸凹している素地を正確に測定するのは困難である。また、塩素イオン検知管での測定は、精度が十分でない可能性があった。

そこで、5%硫酸溶液で素地上の塩分を溶解させた後、塩分を抽出、濾過したものを JIS K 0101 の吸光光度法により塩素イオンを測定し、塩分（NaCl）量に換算することにより付着塩分量を求める方法を採用した。

8.4.3 ブラストによる付着塩分の除去効果

ブラストによる付着塩分の除去効果を確認するため、一般的なブラスト処理（ISO Sa2½、以下 Sa2½）の前後および常温での高圧水洗浄の有無で付着塩分量を測定し比較した。塗装したものについては、試料塗膜が健全であったため、洗浄やブラスト処理により塩分が容易に除去できていたが、無塗装のものは全面腐食しており、ブラスト後も高い付着塩分量が測定された。

実際の鋼橋では、塗膜劣化や鋼材腐食が著しい部位で付着塩分が多いことが予想されるため、通常のブラスト処理、洗浄を行っても十分に付着塩分を除去できず、塗膜の耐久性に影響を与える可能性があることがわかった。

8.5 ふっ素樹脂塗装のための素地上の付着塩分に対する塗膜劣化の許容付着塩分量の解明

先にも述べたように、塗膜上の付着塩分量については許容量が示されているが、鋼材素地上での許容量については、現在のところ明確な基準はない。そこで今後よく適用されるであろう、ふっ素樹脂塗装（Rc-Ⅰ塗装系）について、鋼材素地上の許容付着塩分量を確認する実験を行った。実験結果を**図-8. 1** に示す。付着塩分量 250mg/m² 以上で膨れの現象が現れており、250mg/m² 以上は許容できないことが分かる。よって、許容付着塩分量は 200mg/m² 程度以下と推察される。

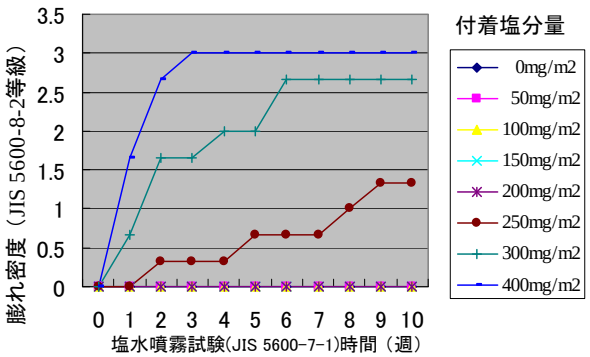


図-8. 1 ふっ素樹脂の付着塩分量と膨れ密度の関係

8.6 塗替え時の素地調整品質確保の試験

8.6.1 複合サイクルによる促進試験

適切な素地調整について検討するためには、曝露試験による試験片の作成が必要となる。しかし、曝露試験で

は時間がかかり過ぎるため、曝露に近いとされている複合サイクル試験（JIS K 5621 の 7.12）による促進試験で試験片を作成することとした。予備試験として、鋼材素地上の付着塩分量と複合サイクル試験日数との相関を求める試験を行い、次式を導き出した。

$$y = 1.28 \times 103 \cdot x$$

y：付着塩分量（NaCl mg/m²）

x：複合サイクル試験日数（日）

実態の付着塩分量を上式に代入し、求めた日数の複合サイクル試験を行うことにより、短期間で実態の鋼橋の状態に合った近似的な試験片を作成することができる。

8.6.2 各影響因子による素地調整技術の実験

素地調整技術における各種影響因子の効果の違いについて確認するため、**表-8.1** の都市部・山間部・海浜部の状態に相当する試験片をそれぞれ作成し検証試験を行った。検証する影響因子はブラスト材、洗浄水温度、洗浄圧力とした。その結果、ブラスト材および洗浄圧力による違いはほとんど見られなかったが、洗浄温度が高いほど付着塩分除去の効果が大きいことがわかった。

また、洗浄回数（洗浄水量）およびブラスト仕上げ等級の影響を見るため、複合サイクル試験にて海浜部相当の状態にした試験片を作成して検証試験を行った。

図-8.2 に Sa2½ のブラスト処理をして洗浄した結果を示す。洗浄回数の効果やスチームの効果が若干見られるものの、ふっ素樹脂塗料の素地として適正と思われる付着塩分量 200mg/m² 以下にはならなかった。

図-8.3 に Sa3 のブラスト処理をして洗浄した結果を示す。常温洗浄で 2 回より 1 回の方が値が小さくなっているが、どの結果もほぼ 200mg/m² 程度以下である。

以上より、ブラスト仕上げ等級を Sa3 として洗浄を行えば、ふっ素樹脂塗料の素地として適正と思われる付着塩分量 200mg/m² 以下の条件をほぼ満足できるといえる。洗浄はスチームによって行うことが望ましいが、この場合の洗浄水温度の影響は小さいと考える。

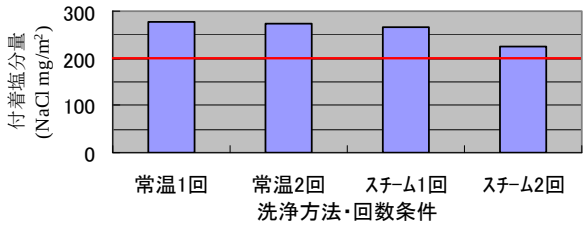


図-8.2　素地調整後の付着塩分量（Sa2½）

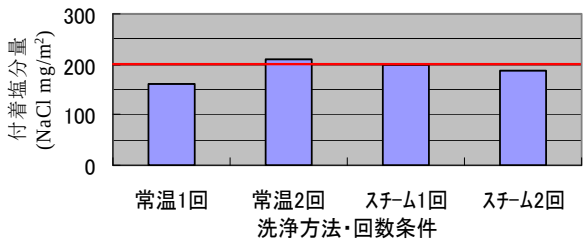


図-8.3　素地調整後の付着塩分量（Sa3）

表-8.2　検討ケース

	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4
仕様	重防食仕様（C 系：ふっ素）		一般環境仕様（A 系：フタル酸）	
	一般環境	厳しい環境		
塗替え周期　（年）				
初期塗替え	(17.2)	―	(17.2)	
塗替え後 1 回目	40	27	9.5	10
2 回目			6.5	
3 回目以降			5.9	
費用　（円/m²）				
初期塗替え	13,277	13,277	4,742	4,742
塗替え後 1 回目	4,821	4.821		
2 回目				
3 回目以降				

表-8.3　橋梁規模

橋長	90 m
総幅員	9 m
形式	3 径間単純鈑桁
塗装面積	2,000 m²

8.7 Rc-Ⅰ塗装系での塗替え塗装の LCC 試算

従来の一般環境仕様である A，a 塗装系と、今後採用が増えていくであろう重防食仕様の Rc 塗装系（初期塗替え Rc-Ⅰ、それ以後の塗替え Rc-Ⅳ）について、塗替え塗装およびそれ以後の LCC（累計塗装費用）を試算し、比較を行った。重防食仕様では一般環境適用の場合（CASE-1）と厳しい環境適用の場合（CASE-2）で塗替

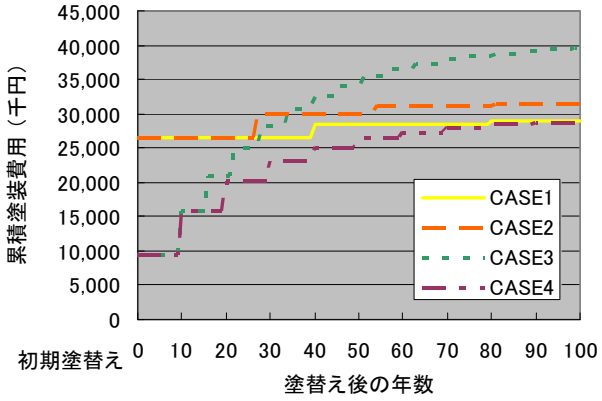


図-8.4　LCC 算出結果（割引率４%）

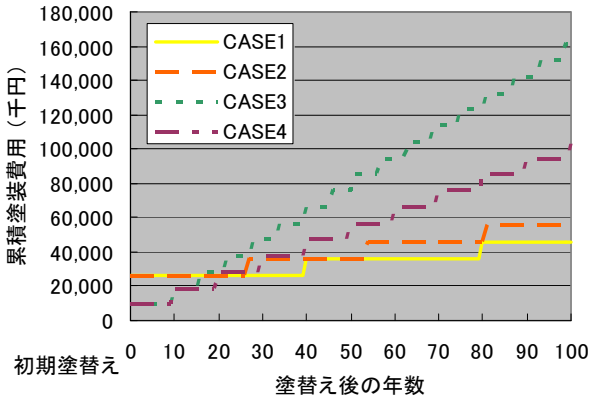


図-8.5　LCC 算出結果（割引率０%）

え周期を変えて２ケース、一般環境仕様では塗替え周期を実績調査結果に合わせて変化させた場合（CASE-3）と一定の周期とした場合（CASE-4）の２ケースの計４ケースについて試算した。実際の算出条件ではもっと大きな幅があると考えるが、概ねの傾向を見るための試算である。その他の算出条件は**表-8.2，3** に示す。

社会的割引率を一般的な 4%とした場合と、0%とした場合で、100 年間の各ケースの LCC を試算した結果を**図-8.4，5** に示す。

割引率を 4%とした場合、一般環境仕様で実績調査と同様に塗替え周期が次第に短くなっていく CASE-3 では、塗替え塗装後 30 年前後で重防食仕様の方が安価となるが、塗替えによる塗膜の性能低下を考慮せずに 10 年周期を続けられると仮定した CASE-4 では、100 年程度は一般環境仕様の方が安価となった。

一方、割引率を 0%とした場合は、CASE-4 の場合でも 30 年程度で重防食仕様の方が安価となった。

以上の結果により、一般的な環境では重防食仕様の塗装系の方が LCC が安価となり、また、割引率の取り方や適用環境、設定条件あるいは橋梁規模などによっては、一般環境仕様の塗装系の方が LCC が安価となることもあり得ることがわかった。

8.8　まとめ

本研究では、鋼橋の実態調査、および各種検証試験を行い、以下の知見を得た。

(1) 鋼橋は今後多くの塗替え補修が必要となってくる。

(2) 塗膜の耐久性には素地調整の品質が影響しており、さびや付着塩分を十分除去しなければならない。

(3) ふっ素樹脂塗装のための素地上の適切な付着塩分量は 200mg/m² 程度以下と推測される。

(4) ブラスト材の種類、洗浄圧力は付着塩分量の除去の効果にあまり影響しない。

(5) 洗浄水温度が高いほど付着塩分量の除去効果が高い傾向があり、スチームが一番望ましい。

(6) ISO Sa2½ のブラスト＋洗浄では、海浜部の鋼橋相当の試験片の場合、付着塩分量を 200mg/m² 以下にすることはできなかった。

(7) ISO Sa3 のブラスト＋洗浄では、海浜部の鋼橋相当の試験片の場合、付着塩分量を 200mg/m² 程度以下にすることができた。

(8) 促進試験により現況の鋼橋の付着塩分量を再現するための、複合サイクル試験日数と付着塩分量との相関式は直線近似できる。

(9) 一般的な環境では重防食仕様の塗装系の方が LCC が安価となる。

以上の結果を踏まえ、Rc-Ⅰ塗装系で塗替えを行う場合の現場での素地調整は、次のような施工方法を推奨する。

・ブラスト前に洗浄する場合は、十分乾燥させてからブラスト処理を行う。

・ブラストは Sa2½ 以上の除せい度で実施する。可能な限り Sa3 が良い。

・ブラスト後は 3.5～4L/m² 以上の洗浄を行う。可能であればスチーム洗浄が良い。

・洗浄を行う場合は、飛来塩分が鋼材素地上に付着しないように適切に養生する。

・鋼材素地上の付着塩分量は 200mg/m² 程度以下となるように管理する。

ただし、許容付着塩分量については、今回の検討結果はおおよその値であるので、正確な値を求めるためには、詳細な試験が必要である。

ブラストの適切な除せい度については、試験片では Sa3 という結果となったが、現場検証試験では Sa2½ でも十分に付着塩分を除去できているという結果も出ている。よって、更に多くの検証データにより判断すべきであると考える。しかし、現場試験を行うには対象現場の調査やスケジュール調整、足場の問題など手間とコストがかかるので、今後の現場施工にあたっては、現場での施工管理の一項目としてデータが蓄積されていくことが期待される。

参考文献

1)　建設省道路局企画課編：道路統計年報（2000 年度版）、2000. 10.

2)　八木：道路橋ストックの現状と課題、第 24 回日本道

路会議特定課題論文集、pp. 68-69、2001. 10.
3) 藤原：鋼橋の防食保全技術、材料と環境、45、pp. 439-446、1996. 7.
4) 環境物品等の調達の推進に関する基本方針、2002. 2. 閣議決定.
5) 松田・藤原・佐久間：鋼橋塗装の実態調査－全国の塗膜劣化データの統計処理の評価－、日本道路公団試験所報告、28、pp. 97-106、(1991).
6) (社)日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧、2005. 12.
7) (社)日本道路協会編：鋼道路橋塗装便覧、1990. 6.
8) ISO and SIS：塗料及びその関連製品の施工前の鋼材の素地調整－表面清浄度の目視評価－、IS08501-1:1988(E/F/R)SIS055900、(1988).
9) (財)鉄道総合技術研究所編：塗膜劣化状態およびケレン程度見本帳、(1989).

９.鋼橋塗替え処理技術の高度化に関する研究（２）

9.1　研究の背景と目的

鋼橋は約7万橋のストックがあり、その大半は塗装が施され鋼材の防食および着色による景観機能が付与されていた。塗装の大多数は、一般塗装系（鋼道路橋塗装便覧のＡ塗装系）が塗装されている。この塗装系は10年前後で塗替え塗装が行われれば鋼橋はその機能を長期間維持することは可能である。しかしながら、経済情勢の変化と鋼橋ストックの増大により適切な間隔で塗替え塗装が行うことが困難となってきたことから、塗り替え周期の延長化が求められている。しかしながら、スパイクタイヤの禁止による塩化カルシウムや塩化ナトリウムなどの鋼材の腐食を促進する塩化物を含む凍結防止剤の散布量の増大にともない、塗膜の劣化も早まっているのが現状である。

このため、橋梁などの鋼構造物の耐久性を確保するためには、塗装など被覆による防食が不可欠である。完成した社会資本ストックの増大とともに維持管理費の削減が求められている。

鋼橋塗装のＬＣＣを削減するためには、これまで海峡横断橋や海岸線付近の海上橋などに適用されていた耐久性に優れた重防食塗装系（鋼道路橋塗装便覧のＣ塗装系）の一般橋梁への適用が有効で、塗替え周期が３～５倍に延長され鋼橋塗装のＬＣＣを削減することが期待される。

重防食塗装系は、一般塗装系に比べて塗重ね回数（Ａ塗装系４回、Ｃ塗装系６回）が多いこと、並びに塗料が高価であることから、その塗装費（材料費と塗装工費、ただし、足場は橋梁の形状、設置状況、規模により異なるので足場費等を含めない）は、ほぼ２倍となる。重防食塗装系を広く普及させて鋼橋塗装のＬＣＣを削減するために塗装費の低減が求められている。

また、新設塗装では工場塗装が主となるためスプレー塗装が行われている。しかし、塗替え塗装は現場塗装のため塗料の飛散による周囲への影響のためスプレー塗装はほとんど行われていない。現場塗装では、塗装工の老齢化の進行により熟練塗装工の不足（塗装技術の低下）が進んでいる。均質な塗膜が得られないと、いくら性能の高い塗料でもその性能を十分に発揮することができず、その耐久性は著しく低下してしまう。このためにも現場塗装の機械化を推進することが必要である。現場塗装の機械化を進めるには、塗料の飛散を少なくすること、すなわち塗着効率のよい塗装機が求められている。

さらに、鋼道路橋塗装のＬＣＣを低減するため、一般塗装系塗膜を重防食塗装系に塗り替えることが有効であるが、有機ジンクリッチペイントを塗付するためには、一般塗装系塗膜を完全にはがすことが不可欠である。しかしながら、電動工具による素地調整程度２種では、非常に効率が悪く実用的でない。ブラスト処理が最も効率よく確実に旧塗膜を除去できるが、塗替え塗装では、周辺への塗膜ダストの飛散や騒音などの環境負荷が大きく、塗膜を含んだ研掃材の処理費用を要するなどの欠点がある。現場素地調整の前処理として環境対応型の塗膜除去技術の開発が求められている。

このような状況に鑑み、本研究は、以下のような内容を目的として実施した。

１）重防食塗装系の防食性能と耐久性を維持したうえで、塗重ね回数を削減するなどして塗装費の削減を目指した新規塗装系を実用化するため表－１に示した 34 種類の塗装系を考案し、その防食性能並びに耐候性を把握する。

２）塗料飛散が少なく効率よく塗膜を形成する現場スプレー塗装機について現状と要求性能の調査を行い、塗着効率のよい塗装機の施工性試験を把握した。

３）現場素地調整の前処理として、塗膜ダストを飛散させず、大気汚染をしない環境にやさしい塗膜はく離剤の適性を明らかにした。

9.2 新規塗料の耐久性評価

重防食塗装系の防食性能と耐久性を維持したうえで、塗重ね回数を削減するなどして塗装費の削減を目指した新規塗装系を実用化するため 24 種類の塗装系を考案し、その防食性能並びに耐候性の評価を行った。

新設の一般外面用塗装系は鋼道路橋塗装便覧のＣ２とＣ４塗装系、内面用塗装系はＤ４、塗替えの一般外面用塗装系はｃ３の素地調整程度２種と３種を基準として、新規塗装系はこれらと同等以上の防食性能と耐候性などの性能を有し、かつ耐久性も有していると考えられることを条件に選定した。また、近年の環境問題を考慮して、有害重金属の防錆顔料を含まないこと、並びに大気汚染物質のひとつである揮発性有機溶剤量（ＶＯＣ）をできるだけ削減することとした。

新規塗料を用いた塗装系の性能は、防食性能と耐候性で評価した。

9.2.1　防食性能

防食性能は、暴露試験と促進劣化試験を行って評価し

た。暴露試験は、わが国のほぼ平均的な気象条件であるつくばと、厳しい腐食環境条件の沖縄で実施した。促進劣化試験は、土研式と JIS 式の２とおりの複合サイクル試験を実施した。土研式は、「(30℃/95%RH 湿潤)×1ｈ～(30℃/5%NaCL 塩水噴霧)×2ｈ～[(50℃/20%RH 乾燥)×1.5ｈ～ (50℃/95%RH 湿潤) ×1.5ｈ]×6 回～ (50℃/20%RH 乾燥) ×1.5ｈ～ (30℃/20%RH 乾燥) ×1.5ｈ」の24時間を１サイクルとして250サイクルの試験を実施した。JIS 式は、JIS K 5621 に準拠し、「(30℃/5%NaCL 塩水噴霧)×0.5ｈ～(30℃/95%RH 湿潤)×1.5ｈ～(50℃/熱風乾燥)×2ｈ～(30℃/温風乾燥)×2ｈ」の６時間を１サイクルとして 1000 サイクルの試験を実施した。

実環境における塗膜の耐久性を評価するため、標準的な腐食環境であるつくばの建設材料研究施設と厳しい腐食環境である沖縄県大宜味村にある沖縄建設材料研究施設で暴露試験を行った。一般塗装系と異なり、重防食塗装系の塗膜は強固であり腐食因子を透過しにくいので、塗膜の一般的な耐食性試験法である塩水噴霧試験では塗膜性能を評価することはできない。このため、重防食塗装系の弱点である塗膜に外的な要因で傷が付いた場合を想定して、そこからの塗膜の劣化や鋼材の腐食を促進する方法を採用した。すなわち、塗装した試験片の一部に鋼素地に達するクロスカット(傷)を付け、クロスカット部からの塗膜ふくれ幅を評価した。

表-9.1　防食性能試験結果

塗装系記号	暴露試験後ふくれ幅				付着力試験(沖縄暴露)		促進劣化試験	
	つくば		沖縄		アドヒージョン試験結果	ごばん目試験	ふくれ幅	
	表	裏	表	裏			土研式	JIS式
C－1	0.3	0	0	0	1.8	5/9	2mm	4mm
C－2	0.3	0.3	0.8	0.8	1.5	8/9	2.5mm	4mm
C－3	1.5	1	2.3	4.8	2.8	9/9	2.5mm	3mm
C－4	1.8	1.3	2.3	6	2.8	8/9	2.5mm	5mm
C－5	0.5	0	0.3	0.3	1.8	5/9	2mm	3mm
C－6	0.8	0.5	0.3	0.8	2.0	8/9	1.5mm	2mm
C－8	0	0	7.5	2.5	7.0以上	9/9	5mm	7mm
D－2	5	0.5	10	7.5	2.2	8/9	6mm	3mm
D－3	4	1.3	0.5	7.5	5.5	9/9	8mm	5mm
D－4	3.5	0	4	9	2.8	4/9	8mm	5mm
D－5	4.3	1.8	5	7.5	3.5	9/9	10mm	4mm
K－3	0	0	0	0	1.8	9/9	3mm	4mm
K－6	1	0	2.5	7.5	2.5	9/9	4mm	3mm
K－14	0.5	0.5	0	0	3.0	9/9	4mm	3mm
K－15	1.3	0.8	1.5	1	3.0	9/9	4.5mm	4mm
N－2	1.5	1.5	1	0.5	2.0	3/9	OK	3mm
N－21	0	0	0	0	4.8	9/9	11mm	8mm
N－3	0	0	18	14	6.0	9/9	13mm	5mm
N－31	0	0	25	15	5.5	9/9	2mm	0mm
N－4	4	2.5	33	33	5.5	9/9	26mm	20mm
N－41	2	2	19	17	4.0	9/9	17mm	12mm
N－7	2.3	3.5	45	29	3.2	9/9	25mm	13mm
S－1	0	0	1	0.5	6.2	8/9	2mm	4mm
S－2	1.8	0.5	3	7.5	4.0	9/9	16mm	5mm

試験片は縦 300㎜、横 200㎜、厚さ 3.2㎜の鋼板に表－１の新規塗料をそれぞれ規定の厚さに塗装し鋼材素地に達する縦 100㎜の傷を入れて、南面に向けて暴露している。塗膜の耐食性は傷からの塗膜下腐食の進行程度を塗膜のふくれ幅の測定で評価した。傷のない一般部は、ふくれ、はがれ、われ、さびなどの塗膜外観調査を経過時間ごとに計測して塗膜の劣化傾向を評価した。また、暴露３年後に沖縄暴露試験片の塗膜の付着力をアドヒージョン試験とごばん目試験で評価した。

防食性能の試験結果を**表-9.1** に示す。これより、現時点で全ての試験項目で比較塗装系とほぼ同程度の防食性能があると考えられる新規塗装系は、全体の 1/3 程度であった。なお、いずれの塗装系も試験片の一般部には、ふくれ、はがれ、われ、さびは生じておらず良好であった。

9.2.2　耐候性

塗膜の耐候性は、暴露試験と促進耐候性試験（キセノンランプ法）を行って評価した。キセノンランプ法は、「(ブラックパネル温度 65±2℃/95±3%湿潤)×18 分～(ブラックパネル温度65±2℃/60～80%RH乾燥)×102分」の 120 分を１サイクルとして、2000 時間行った。暴露試験片の評価は、塗膜のつやの程度を表す光沢保持率と、色彩の変化の程度を表す色差、および塗膜の汚れ程度を表す明度差で行った。促進耐候性試験（キセノンランプ法）の評価は、光沢保持率で行った。その耐候性の試験結果を**表-9.2** に示す。これより、３年間の暴露試験で比較塗装系より光沢保持率が劣ったのは 24 仕様中６仕様であった。色差は２仕様であった。明度差は１仕様であった。また、促進耐候性試験（キセノンランプ法）で比較塗装系より光沢保持率が劣ったのは 24 仕様中２仕様であった。すなわち、比較塗装系とほぼ同程度の耐候性があると判定された新規塗装系は、全体の 3/4 程度であった。

9.2.3　塗膜物性

塗膜の基本的な性能試験である塗膜物性試験を行った。塗膜物性試験は、塗膜の酸素透過性、水蒸気透過性、塗膜抵抗、および塗膜力学特性として塗膜の応力緩和能を測定した。その結果を**表-9.3** に示す。防食性能に及ぼす塗膜物性値の関係は、暴露試験がまだ３年しか経過していないため、関連性が明確となっていない。今後、暴露

年数を経るにつれて塗膜物性値と防食性能の関係が明らかになると考えられる。

9.3　塗着効率のよい塗装機の検討

塗料飛散が少なく効率よく塗膜を形成する現場スプレー塗装機について現状と要求性能の調査を行い、静電式エアレス塗装機と補助エアを組み合わせた塗装機が有望であることが分かった。

朝霧暴露場（静岡県富士宮市）に設置してある実大桁試験体(高さ1.8×幅1.5×長さ6.5m;鈑桁)を用いて新規塗料の施工性試験を行った。また、このとき塗着効率のよいエアレス塗装機の施工試験も行った。ブラスト処理表面粗度Rz45～98μm（Sa2程度）で旧塗膜（エポキシ樹脂系塗料）を除去した試験体に、新規塗装系のなかで代表的な新規塗料である弱溶剤形有機ジンクリッチペイント、弱溶剤形厚膜エポキシ樹脂塗料、弱溶剤形中上兼用塗料、弱溶剤形厚膜ふっ素樹脂塗料の新規塗料４種と、比較として従来型の厚膜形有機ジンクリッチペイント、厚膜形変性エポキシ樹脂塗料下塗、厚膜ポリウレタン樹脂塗料、厚膜ふっ素樹脂塗料を組み合わせて塗装系として塗装した。施工性試験に適用した塗装系を表－４に示す。試験体の施工面を**写真-9.1**に示す。

第１層目（有機ｼﾞﾝｸﾘｯﾁﾍﾟｲﾝﾄ）はエアレス塗装機で、第２，第３層目はエアアシストエアレス塗装機で塗装を行った。塗装作業は、塗料がだれることもなく作業性に問題はなかった。エアアシストエアレス塗装作業も各塗料とも通常のエアレス塗装機と大差ない塗装作業性であることが確認された。塗膜の外観や表面状態等の仕上り性も良好であった。また、エアアシストエアレス塗装機は、エアレス塗装機に比べて塗料ミストの飛散がほとんど感じられない程度であった。

9.4　素地調整前処理法の検討

現場素地調整の前処理として、塗膜をはく離剤で除去する方法について検討した。
その結果、従来の塩化メチレンなどの人体に悪影響を及ぼす成分を含まない高級アルコール系のはく離剤の開発に成功した。このはく離剤は、塗膜に浸透して塗膜を軟化させるので、塗膜ダストの飛散がなく、塗膜だけを除去することが可能である。試験施工時の塗膜の軟化状況を**写真-9.2**に示す。ただし、さびは除去できないので、さび部は、塗膜除去後に電動工具で処理する必要がある。

9.5　まとめ

鋼橋塗装の塗装コストを削減できる新規塗料の性能評価試験を行った結果、従来の重防食塗料と同程度の防食性能を有していると思われる塗装系は、このうちの 1/3 程度であった。また、従来の重防食塗料と同程度の耐候性を有していると思われる塗装系が 3/4 程度であった。

表-9.2　耐候性試験結果

塗装系記号	光沢保持率				色差				明度差				キセノン(光沢保持率)
	つくば		沖縄		つくば		沖縄		つくば		沖縄		
	表	裏	表	裏	表	裏	表	裏	表	裏	表	裏	
C－1	95.8	97.3	56.2	86.8	0.68	0.33	1.64	0.97	-0.51	0.00	-0.34	0.25	98.6
C－2	94.8	98.3	64.7	94.8	0.82	0.36	1.64	0.97	-0.68	-0.06	-0.19	-0.09	98.9
C－3	95.9	96.0	56.8	92.0	0.83	0.33	1.65	0.98	-0.61	-0.20	-0.24	-0.39	98.5
C－4	93.9	94.7	61.0	93.2	0.83	0.42	1.64	1.17	-0.61	-0.06	0.01	-0.53	97.8
C－5	95.6	89.7	84.3	96.1	0.63	1.20	0.74	0.99	-0.49	-0.61	0.73	-0.28	98.3
C－6	96.6	98.6	34.0	94.2	0.84	0.20	1.53	1.05	-0.71	0.01	-0.18	0.14	96.8
C－8	7.7	20.3	7.7	8.9	4.66	4.95	3.10	3.73	-2.63	-1.06	-1.24	-0.67	－
D－2	28.0	84.2	5.7	76.4	1.88	1.04	2.31	1.54	-1.09	-0.40	-0.33	0.15	63.7
D－3	93.2	96.3	29.1	85.8	1.09	0.29	2.18	0.78	-1.03	0.04	-0.67	0.09	65.1
D－4	96.2	101.1	77.4	91.6	1.52	0.57	1.38	3.34	-1.44	-0.52	-0.26	-3.32	98.6
D－5	59.1	94.5	23.7	90.8	1.95	1.66	1.37	1.62	-1.28	-0.65	0.39	-0.37	88.1
K－3	87.2	97.0	59.2	87.5	0.49	0.64	1.22	0.42	0.06	-0.11	0.25	-0.29	87.8
K－6	83.4	95.3	60.4	93.9	0.27	0.44	0.56	0.99	-0.12	-0.03	0.35	-0.91	85.7
K－14	90.7	96.6	61.7	95.4	1.04	0.47	2.21	1.12	-0.59	-0.13	-0.93	-0.17	94.0
K－15	92.0	96.6	64.6	91.5	1.24	0.35	2.31	2.13	-0.79	-0.05	-0.88	-1.77	96.7
N－2	103.3	109.4	38.6	102.4	1.16	0.67	0.74	1.88	-1.13	-0.62	-0.47	-1.85	92.6
N－21	7.5	31.5	8.6	15.7	8.18	2.26	8.42	6.63	-0.07	-0.54	0.14	-2.10	－
N－3	70.5	104.3	40.3	109.4	0.74	0.61	0.55	0.95	-0.66	0.17	0.19	-0.89	113.9
N－31	69.7	109.8	29.7	118.9	0.89	0.51	0.39	0.86	-0.84	-0.35	0.16	-0.52	108.5
N－4	50.7	96.6	23.8	121.1	0.43	1.08	0.74	1.03	-0.35	-0.96	0.64	-0.03	－
N－41	53.9	92.8	26.6	77.8	0.33	0.83	1.43	1.01	0.23	-0.41	0.45	0.35	－
N－7	97.4	108.1	42.4	99.0	1.18	0.49	0.51	0.17	-1.17	-0.38	-0.31	0.17	88.9
S－1	72.5	88.3	3.1	88.9	0.82	0.44	0.93	1.01	-0.58	-0.06	0.50	0.33	87.5
S－2	77.7	88.9	3.4	84.3	0.62	0.53	0.76	0.87	-0.42	-0.20	0.23	0.36	88.8

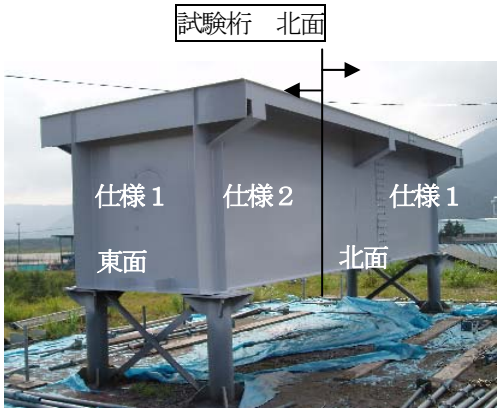
表-9.3　塗膜物性試験結果

塗装系記号	酸素透過性	応力緩和		水蒸気透過性	塗膜抵抗値(Ω)	
	酸素透過係数 ($\times 10^{-11}$)	負荷応力 (kgf/cm^2)	応力の半減期	透過度 (g/m^2・日)	初期	2年目
便覧C－4	0.80	75.5	70時間以上	2.6	1.45.E+10	1.44.E+10
便覧D－4	0.9	62.2→31.1	49分	13	9.1E+09	2.2E+09
便覧c-1(3種)	0	60.6→30.3	69秒	1.1	2.8E+07	3.2E+09
便覧c-1(2種)	0	77.6→38.7	23秒	1.1	9.6E+10	4.0E+09
C－1	2.69	119.6→59.7	17分	2	4.26E+11	6.21E+10
C－4	0.39	153.6→85	60時間以上	12.5	1.47E+11	4.11E+10
C－5	0.92	72.2→47	60時間以上	6.8	1.90E+11	1.45E+10
C－6	3.58	130.3→84.3	20時間以上	7.5	3.38E+11	7.53E+10
C－8	0.77	71→41.6	20時間以上	20	2.76E+10	1.09E+09
D－2	10.98	41.9→21	19分	13	7.23.E+11	6.51.E+10
D－3	1.87	136.5→85.6	20時間以上	6	1.37.E+11	2.02.E+10
D－4	1.12	63→56.5	70時間以上	3.8	4.00.E+12	5.63.E+12
D－5	1.29	59.3→29.7	19分	8.5	3.91.E+07	5.20.E+07
K－3	0.84	107.4	70時間以上	5.5	3.61.E+09	6.67.E+09
K－6	同上	同上	同上	同上	3.63.E+09	4.58.E+09
K－14	9.71	54.8	11秒	11.3	3.68.E+11	3.06.E+11
K－15	同上	同上	同上	同上	5.40.E+11	1.36.E+12
N－2	0	91.2→45.4	36分	6.5	1.1E+11	6.1E+10
N－21		76.4→38.2	1時間34分	13.7	2.2E+09	1.4E+10
N－3		6.9→3.9	70時間以上		6.9E+11	5.1E+11
N－31		5.9→3.3	70時間以上		5.3E+12	8.4E+11
N－4	2.52	21.6→10.8	7秒	5.6	9.2E+10	3.5E+09
N－41	1.69	23.9→11.7	6秒	7.5	3.7E+10	6.3E+09
N－7	0	72.8→36.3	1時間5分	3.1	3.8E+10	6.1E+09
S－1	0.68	53.2→26.6	23分	5.6(1.1)	7.98E+10	4.03E+10
S－2					1.18E+10	2.37E+10

今後、さらにこれらの試験を継続して新規塗料の耐久性を見極める必要がある。また、４種類の新規塗料について施工性試験を行った結果、従来の塗料とほとんど変わらないことが確認された。

表-9.4　塗着効率の良い塗装機による施工性試験を行った新規塗装系

塗装工程	塗装系１	塗装系２	塗装系３	塗装系４
素地調整	サンドブラスト　Ｓａ２程度（表面粗度Rz45～98μm）			
第１層目	弱溶剤形有機ジンクリッチペイント 75μm		厚膜形有機ジンクリッチペイント 75μm	
第２層目	弱溶剤形厚膜エポキシ樹脂塗料下塗 120μm		厚膜形変性エポキシ樹脂塗料下塗 120μm	
第３層目	弱溶剤形中上兼用塗料55μm	弱溶剤形厚膜ふっ素樹脂塗料50μm	厚膜ポリウレタン樹脂塗料55μm	厚膜ふっ素樹脂塗料50μm



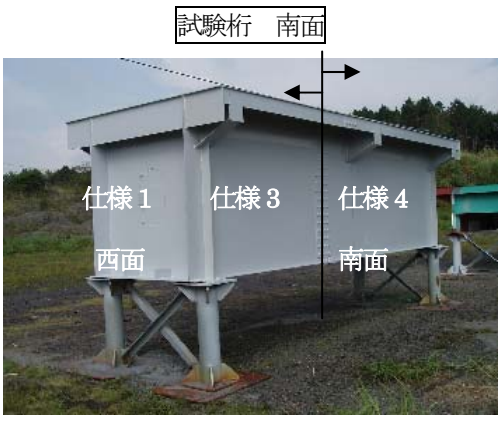


写真-9.1　新規塗料施工試験体



写真-9.2　はく離剤による塗膜の軟化状況

塗着効率の良い塗装方法としてエアアシストエアレス塗装機は、塗料の飛散が少ない塗装機であることが確認された。

発表論文

(1)守屋進、臼井明, 荒川伸彦「環境にやさしい鋼橋塗膜はく離剤」第 28 回鉄構塗装技術討論会発表予稿集、(社)日本鋼構造協会、pp. 69-72（2005).

(2)守屋進、臼井明、荒川伸彦：「環境にやさしい鋼橋塗膜はく離剤の開発」、第 26 回日本道路会議、論文番号 14001、2005. 10.

(3)守屋進, 五十嵐三雄, 新谷憲生, 矢尾板聡「ミストコート不要厚膜形無機ジンクリッチペイント膜厚とすべり係数の関係および上塗置換発泡抑制の検討」第 28 回鉄構塗装技術討論会発表予稿集、(社) 日本鋼構造協会、pp. 91-95 (2005).

１０.コンクリート構造物の維持管理計画に関する研究

10.1 検討の概要

わが国では膨大な数のコンクリート構造物が社会資本として利用されており、今後もこれらの構造物を活用していくためには、構造物の劣化の有無、その進行状況を正確に把握し、適切な時期に適切な補修・補強を行うことが必要である。このため、構造物の維持管理手法の大系化が求められている。

また、これまで構造物の点検は、通常の場合、目視による外観調査を主体に行われてきた。しかし、特に塩害により劣化した構造物の事例などでは、劣化の進行が速いことと、劣化がある程度進行した場合には補修が困難であることなどのため、目視調査で変状が発見されてから補修・補強などの検討を行った場合、多額の費用がかかるおそれがあることも明らかになりつつある。このため、非破壊試験などを活用して、構造物の変状を早期に発見する定期点検手法の確立が求められている。

このような状況に鑑み、以下の検討項目について研究を行った（**図-10.1**）。

１） コンクリート構造物の劣化実態の調査
２） 実構造物における調査・診断事例の蓄積
３） 種々の試験・調査手法に関する検討（自然電位法・分極抵抗法に関する検討，反発度法に関する検討，硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法に関する検討）
４） ひび割れが鉄筋の腐食に与える影響に関する検討
５） 非破壊試験を活用した構造物の点検・調査・診断技術（健全度診断マニュアル）の検討
６） 診断カルテや診断結果の活用に関する検討
７） 維持管理戦略に関する検討

本報では，これらの検討内容から，コンクリート構造物の劣化実態の調査，非破壊試験を活用した構造物の点検・調査・診断技術の検討の一部について紹介する。

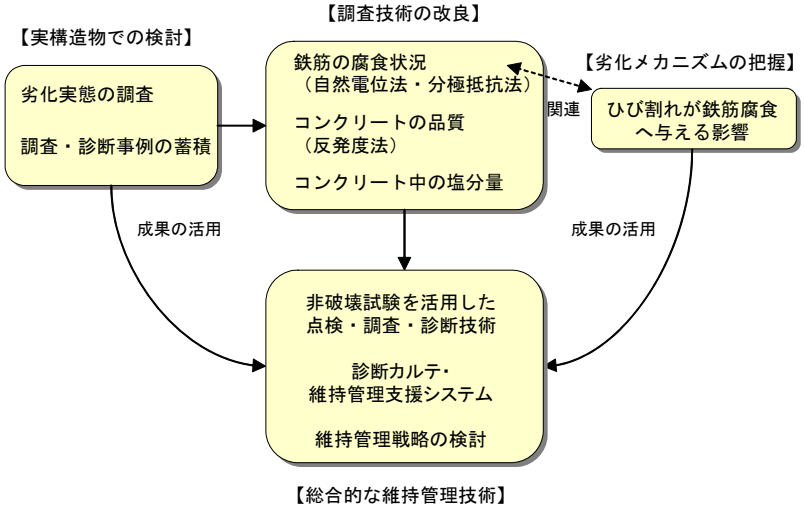


図-10.1　本検討におけるの研究項目の関連

10.2 コンクリート構造物の劣化実態の調査

社会資本として利用されている膨大な数のコンクリート構造物を効率的に維持管理する方法を検討する上では、実際の構造物における劣化や初期欠陥の発生理由や、補修・補強の実態を把握することが必要である。

しかし、著しい劣化が生じた事例や先端的な補修・補強を行った事例に注目が集まる一方、一般的な構造物の置かれている状況については、学術的な観点からは、十分な調査がなされていないのが実状である。このため、我が国の社会資本ストックが全体としてどのような状況にあるのかといった観点で参考になる情報は、十分ではない。

そこで、実構造物の健全度の実態を明らかにすべく、旧建設省が 1999 年 9 月から 11 月の間に実施した「土木コンクリート構造物に対する実態調査」[1)]で得られたデータを、詳細に分析した。

例として、橋梁下部構造の補修原因・目的を整理した結果を表－１に示す。橋梁下部構造については、構造物の劣化等に対して行った表面被覆などの他、耐震性向上のために行った桁座拡幅なども、“補修” 内容として記載されていた。そこで、このように構造物の技術基準の変化に対応すべく実施されたものは、ここでは“改修”と呼ぶことにする。

補修または改修が実施された構造物の割合を、構造物の種類、構造物の竣工後の経過年数で整理して、**図-10.2**、**図-10.3** に示す。**図-10.2** から、構造物の種類では、トンネルや橋梁上部構造、河川構造物などで補修されている事例が多いことがわかる。なお、トンネルの補修では、漏水の防止あるいは排水に係わる内容が多かった。

一方、**図-10.3** から、構造物に何らかの補修がなされている確率は、竣工後の経過年数にほぼ比例していることが分かる。この理由としては、新たに

表-10.1　既存の橋梁下部構造の補修目的

分類	補修目的	件数
補修	沓座コンクリートの補修	6
	ひび割れ注入	4
	表面被覆	3
	角欠け部の補修	3
	洗掘補強	1
	詳細不明	13
改修	桁座拡幅	23
	落橋防止装置の設置	4
	橋脚耐震補強	12
補修以外	上部構造の補修・補強等	14

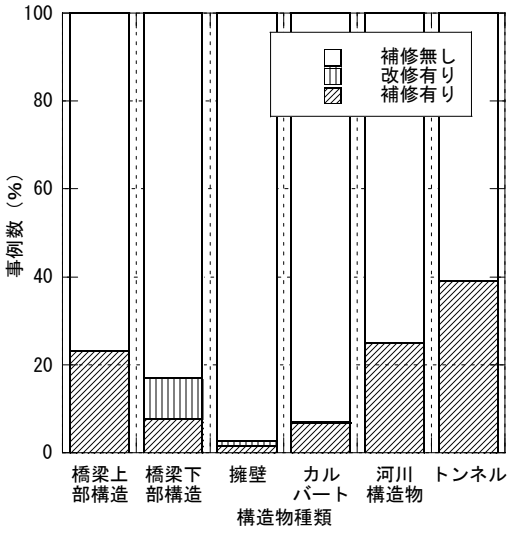


図-10.2　構造物の種類と補修実施の有無

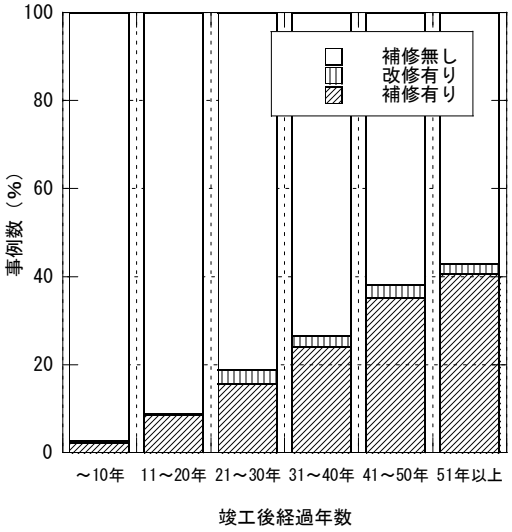


図-10.3　構造物の竣工年と補修実施の有無

建設される構造物の品質が向上していること、構造物の劣化が経年にほぼ比例する形で表面化していること、の二通りの可能性が考えられるが、今回の一時点での調査結果からこれを明らかにすることはできない。今後の検討課題である。

補修実態以外の調査結果については、本報では詳細を省略するが、得られた主な知見として、以下のものがある。

1）　構造物の目視調査結果を用いた劣化度判定の結果、今後、補修等を視野に入れて点検等を行っていくことが必要な構造物が、約５％あった。

2）　特定の年代の構造物が早期に劣化するといった傾向は認められない。

3）　コンクリートの品質は、その平均では、年代にかかわらずほぼ一定である。ただし、古い構造物では、コンクリートの品質が良い事例と悪い事例の双方が目立ち、品質のばらつきが大きいものと推定される。

4）　構造物の劣化原因としては、かぶり不足など、施工に起因するものが多い。ただし、著しく劣化している事例の劣化原因としては、塩害やアルカリ骨材反応など、コンクリート材料や周辺環境に起因するものが目立つ。

5）　1980 年代後半のアルカリ骨材反応抑制対策およびフレッシュコンクリート中の塩分総量規制は、構造物の耐久性確保に、大きな成果を挙げている。

6）　実構造物でも、コンクリートの炭酸化（中性化）が、構造物中の塩化物イオンの分布に影響を与えていることが認められる。

なお、これらの知見を、「非破壊試験を活用した構造物の点検・調査・診断技術の検討」や「診断カルテや師団結果の活用に関する検討」などの際に、活用するため、土木研究所資料[2)3)]を作成した。また、調査結果の概要および一部については、学会論文などとして広く紹介した[4)5)6)7)]。

10.3 非破壊試験を活用した構造物の点検・調査・診断技術の検討

土木研究所では、「コンクリート構造物の健全度診断マニュアル（案）」[8)]（以下、旧診断マニュアル）などをとりまとめ、従来から行われている調査手法と非破壊試験等を適切に組み合わせて、構造物の点検・調査・診断等を行う方法を提案してきた。しかし、その後も種々の試験・調査方法に関する研究を継続的に行っており、また、学協会等でも様々な研究結果が報告されていることから、新たな知見を取り入れた点検・調査・診断の手引きを作成する必要があるものと考えた。

そこで、改めて日本構造物診断技術協会との共同研究

を行い、旧診断マニュアルを改訂した2002年度版の“診断マニュアル”を作成した[9]。この共同研究報告書は，若干の編集が加えられた後，「非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル」（以下、診断マニュアル、図-10.4）として技報堂出版社から出版された[10]。



図-10.4　非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル

本診断マニュアルの作成にあたっては，本稿の「まえがき」で記したような研究の目的を明確にし，現場で真に使いやすいマニュアルとすべく，以下の特長を持たせた。

1） 一般的な調査方法に限定

構造物管理者からの相談で多いのは，まず，何を調査したらいいか，どの方法が良いか，といった質問である。調査項目をむやみに増やしても，それに対応して構造物の維持管理に役立つデータが集まるとは限らず，調査費用だけが増加することとなりかねない。

そこで，本診断マニュアルでは，毎年健康診断を受診するように構造物の健全度を定期的に簡易に把握することを主目的とした“定期点検”の場面と，定期点検でなんらかの異常が見られた構造物を対象に行う“詳細調査”の場面を想定し，“定番”ともいえる調査項目・調査方法を紹介した（図-10.5）。

2） 非破壊試験を活用

診断マニュアルには，非破壊試験に限ったものではなく，コンクリート構造物の健全度を診断するにあたって必要な調査項目と調査方法を全般的に紹介している。しかし，点検や調査の目的が果たせる限りは，なるべく簡易で構造物を傷つけずに実施できる調査方法が望ましい。

そこで，調査による構造物への影響を軽減するため，非破壊試験を活用する方法について，記述を充実させた。また，資料編では，限られた試料を用いて種々の試験を行う例を紹介した。

3） 評価方法や精度，調査の注意点に言及

試験や調査の結果を，構造物の維持管理に反映させるには，これを評価するための基準が不可欠である。そこで，評価方法が確立されていない調査方法についても，これまでの研究成果を元に，現状で妥当と考えられる方法を提案した。

10.4 その他

実構造物における調査・診断事例の蓄積，種々の試験・調査手法に関する検討，ひび割れが鉄筋の腐食に与える影響に関する検討，診断カルテや診断結果の活用に関する検討，維持管理戦略に関する検討の結果得られた知見は，診断マニュアルの作成の際に活用するとともに，随時，論文・土木研究所資料などとして発表した[11)~30)]。

参考文献

1) 土木コンクリート構造物耐久性検討委員会:「土木コンクリート構造物耐久性検討委員会の提言（解説資料）」、国土交通省のホームページ（http://www.mlit.go.jp/）などで公開、2000.3
2) 土木研究所:「既存コンクリート構造物の健全度実態調査結果　－1999年調査結果－」、土木研究所資料、第3854号、2002.3
3) 土木研究所:「レディーミクストコンクリートの品質実態調査　－(2)1999年調査結果－」、土木研究所資料、第3838号、2001.11
4) 古賀裕久、河野広隆、渡辺博志、田中良樹：「平成11年度実態調査結果に基づく実構造物中のコンクリート品質に関する検討」、セメント・コンクリート論文集、No.55、pp.599-606、2002.2
5) 古賀裕久、河野広隆、渡辺博志、田中良樹：「実構造物におけるコンクリートの中性化と塩化物イオンの分布形状に関する検討」、セメント・コンクリート論文集、No.57、pp.301-307、2004.2
6) H. Kawano, H. Watanabe, H. Koga: “Nationwide Survey on Soundness of Concrete Structures”, 2001 Second International Conference on Engineering Materials, Vol.1, pp.93-100, 2001.7
7) 古賀裕久、河野広隆、渡辺博志：「コンクリート構造物の健全度に関する実態調査結果」、土木技術資料、Vol.42、No.12、pp.58-63、2000.12
8) 建設省土木研究所、日本構造物診断技術協会：「コンクリート構造物の健全度診断技術の開発に関する共同研究報告書　－コンクリート構造物の健全度診断マニュアル（案）－」、共同研究報告書、第195号、1998.3

9) 土木研究所、日本構造物診断技術協会：「コンクリート構造物の鉄筋腐食診断技術の開発に関する共同研究報告書　－コンクリート構造物の健全度診断マニュアル（案）改訂版－」、共同研究報告書、第 286 号、2003.3
10) 土木研究所、日本構造物診断技術協会：「非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル」、技報堂出版、2003.10
11) 国土交通省土木研究所、日本構造物診断技術協会：「コンクリート構造物の鉄筋腐食診断技術の開発に関する共同研究報告書　－実構造物に対する適用結果－」、共同研究報告書、第 269 号、2001.3
12) 国土交通省土木研究所:「非破壊検査を用いたコンクリート構造物の健全度調査　－旧榊橋・旧芦川橋下部構造調査結果」、土木研究所資料、第 3791 号、2001.3
13) 土木研究所、日本構造物診断技術協会：「コンクリート構造物の鉄筋腐食診断技術の開発に関する共同研究報告書　－自然電位法・分極抵抗法による鉄筋腐食診断－」、共同研究報告書、第 294 号、2003.11
14) 井川一弘、渡辺博志、渡辺寛：「コンクリート中鋼材の自然電位の測定方法に関する検討」、コンクリート工学年次論文集、Vol.25、No.1、pp.1769-1774、2003.7
15) 古賀裕久、河野広隆：「テストハンマーによるコンクリート強度の推定調査について」、コンクリート工学、Vol.40、No.2、pp.3-7、2002.2
16) 古賀裕久、河野広隆、野永健二、北園英明：「テストハンマーの検定頻度に関する検討」、第 56 回セメント技術大会講演要旨、pp.100-101、2002.4
17) 古賀裕久、河野広隆、森正嗣、今尾勝治：「テストハンマーの点検方法に関する検討」、コンクリート工学年次論文、Vol.25 、No.1、pp .1781-1786、2003.7
18) 土木研究所、日本構造物診断技術協会：「コンクリート構造物の鉄筋腐食診断技術の開発に関する共同研究報告書　－反発度法によるコンクリート品質評価－」、共同研究報告書、第 287 号、2003.3
19) H. Koga, H. Kawano: “New Calibration Method of Rebound Hammer”, Structural Faults + Repair - 2003, 2003.7
20) 古賀裕久、河野広隆、福田暁、石井和夫：「テストハンマーの個体差および較正法に関する調査」、コンクリート工学年次論文、Vol.24 、No.1、pp.1617-1622、2002.6
21) 古賀裕久、河野広隆：「反発度の算出方法に関する検討」、第 56 回セメント技術大会講演要旨、pp.102-103、2002.4
22) 古賀裕久、河野広隆、伊藤祐二、川崎克己：「コンクリート強度推定のための反発度測定における乾燥・吸水状態の影響」、土木学会第 57 回年次学術講演会、Ⅴ-157、2002.9
23) 高橋功、古賀裕久、河野広隆、峰村富夫：「反発度による強度推定試験に用いるテストアンビルの使用条件に関する実験結果」、土木学会第 57 回年次学術講演会、Ⅴ-158、2002.9
24) 国土交通省、独立行政法人土木研究所：「テストハンマーによる強度推定調査の６つのポイント」、http://pwri.go.jp、2001.12
25) 独立行政法人土木研究所技術推進本部構造物マネジメント技術チーム：「テストハンマーによる強度推定調査 FAQ 集」、http://pwri.go.jp、2003.1
26) 田中秀治、松浦誠司、古賀裕久、河野広隆：「海洋環境下で長年供用された橋梁への簡易塩分量測定法の実施例」、土木学会第 58 回学術講演会概要集、Ⅴ-074、2003.9
27) 松浦誠司、古賀裕久、田中秀治、河野広隆：「ドリル削孔による塩化物イオン量測定の精度」、土木学会第 58 回学術講演会概要集、Ⅴ-075、2003.9
28) 古賀裕久、松浦誠司、河野広隆：「硬化コンクリート中の塩化物イオン量測定の誤差と個人差」、土木学会第 58 回学術講演会概要集、Ⅴ-076、2003.9
29) 松浦誠司、古賀裕久、河野広隆：試験紙タイプの塩分量測定計を用いた硬化コンクリート中の塩化物イオン量測定」、第 24 回日本道路会議論文集、10003、2003.11
30) 古賀裕久、河野広隆、渡辺博志：「既存コンクリート構造物の実態調査と調査結果のデータベース化」、コンクリートの耐久性データベースフォーマットに関するシンポジウム論文集、コンクリート技術シリーズ No.46、pp.69-76、2002.12

１１. 橋梁の健全度評価と維持管理システムの高度化に関する研究

11.1 はじめに

道路橋ストックの高齢化が進む中で、更新時期の平滑化、補修・更新費用の最小化等の観点から、橋梁の点検、診断、劣化予測技術を開発するとともに、これらの技術を活用して、予算等の制約条件の元で、橋梁を効率的かつ計画的に維持管理するための支援技術が求められている。本研究では、橋梁の劣化・損傷現象を踏まえた健全度の評価手法、劣化予測手法について検討し、評価・予測結果に応じて適切な補修補強対策の選定が可能な維持管理システム（以下、BMS）の提示を目標とするものである。

具体的には、システムの活用評価の基本的な考え方や対象とする部材、損傷等の評価項目の整理を行うとともに、鋼部材の塗装劣化・腐食、床版のひび割れを対象に、点検データを基にした損傷度の予測手法、損傷度と補修工法の関連付け、補修費用算出方法について検討を行った。また、直轄国道事務所管内の橋梁点検データを用いて、補修補強対策のシナリオを与えた場合の補修費用の将来推移に関する試算を行い、各種条件・要因が将来予測に与える影響について検討を行った。

さらに、橋梁点検の優先度の評価に資するため、鋼部材の疲労損傷に関して、鋼桁橋の溶接部を対象に橋梁毎の交通条件や構造条件を考慮して疲労耐久性を概略評価する方法について検討を行った。

11.2 橋梁の維持管理システムに関する検討

11.2.1 プロトタイプ計算プログラムの概要

図-11.1 にシステムプロトタイプ計算プログラムの概要を示す。システムは5つのモジュールからなり、まずデータの取込みモジュールにおいて既存の道路管理データベースシステム（MICHI）及び橋梁管理システムから必要なデータの取込みを行い、併せて計算に必要な諸条件を入力する。次に、健全度評価モジュールにより、パネル(点検時の最小部材単位)毎の健全度を算出する。次に、劣化予測モジュールにより、補修補強を行うタイミングを設定したシナリオに応じたパネル毎の劣化を将来予測し、更に補修費用算出モジュールにより補修計画に応じた長期的な評価期間内の補修費用を算出する。

健全度評価を行う前提として物理的劣化現象を対象とし、評価を行う損傷は、将来の健全度の予測が可能であり、かつ耐久性に関係する、①鋼部材の塗装劣化、腐食、②コンクリート部材（コンクリート桁、RC 床版）のひび割れ、遊離石灰、剥離・鉄筋露出等の劣化損傷とした。

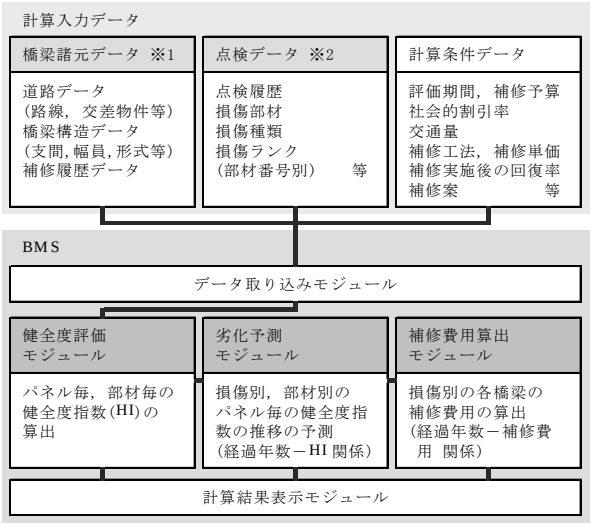
以下に、劣化予測と補修費用算出のモジュールの概要を示す。

11.2.2 劣化予測モジュール

本研究では、点検データが得られていない場合に対して、概略の劣化予測が可能な曲線を設定した。対象部位の点検データが得られた後は、それに基づき適宜曲線を修正して予測を行っていくこととし、損傷の状態を出来る限り反映するために、部材パネル別の点検結果を基に、当該点検単位に対して劣化予測曲線を設定できるようにした。

劣化予測曲線を設定する場合の縦軸は、使用可能なデータが現状では橋梁点検要領（案）に基づくデータであることから、同要領案に基づく判定ランクとした。ただし、同一ランクの場合でも、実際には損傷の程度が異なり補修補強工法も異なる場合があることから、この5ランクを本研究では損傷別の損傷度（DI：0～100 までの値。ランクⅠ：0～10、ランクⅡ：10～50、Ⅲ：50～75、Ⅳ：75～100、OK：100）で表現し、同一ランク内も適宜区分した。また、補修補強を行ったパネルの健全度及び補修補強後の劣化予測曲線は、補修補強工法に応じて設定した。

図-11.2 に初期劣化予測曲線の設定の考え方を示す。補修補強後の劣化予測では、工法によって補修補強後の耐用年数や回復率が異なることを考慮して、工法毎の劣化予測曲線を設定した。耐用年数は、補修補強後の耐久



※1 既存のMICHIシステムより入力
※2 既存の橋梁管理支援システムより入力

図-11.1 プロトタイプの概要

性を検証したデータがほとんど存在しないため、文献 1)等を基に決定した。回復率に関しても、明確なデータが存在している訳ではないが、補修補強後の工法毎の回復率設定が与える影響を考慮するために割り切って値を設定し、試算過程で設定値の感度を確認しながらある程度自由に修正できるようにした。

11.2.3 補修費用算出モジュール

本システムで算定を試みる補修計画は、長期補修計画と年度補修計画の 2 つの補修計画であり、ここでは長期補修計画作成の考え方を示す。長期補修計画の作成方法としては、各橋梁部材の状態を劣化予測及び管理水準に照らし合わせて、現実に想定される補修補強のシナリオを複数設定し、想定する評価期間内で予算を制約せずに LCC を計算する。計算された複数案より、LCC が最小となる案を抽出し、その結果を将来の予算計上の資料とする。LCC を算出する際、各部材の損傷状態に応じて、予め代表的な補修工法を設定し、部材パネル単位で補修費用を積み上げ算出する。**表-11.1** に床版ひび割れに対する損傷度ランクと補修工法・補修費用の関係を示す。

11.2.4 ケーススタディ

（1）検討方法

一直轄工事事務所管内の橋梁 227 橋のうち、現在までに点検が実施されている鋼橋 59 橋を対象に、補修補強対策のシナリオ別の補修費用の将来推移に関する試算を行い、各種条件・要因が将来予測に与える影響について検討した。**図-11.3** に対象とした点検実施橋梁の供用年数分布を、**図-11.4** に部材パネル単位別の損傷内訳を示す。

使用した点検データによれば、損傷記録があり、かつ劣化予測が可能な損傷は、主に主桁の塗装劣化・腐食と床版ひび割れであることから、これらに限定して将来の補修費用を試算した。

シナリオの違いに着目することから、点検費用や伸縮装置等の部材交換の費用はここでは省略した。評価期間は 2004 年時点

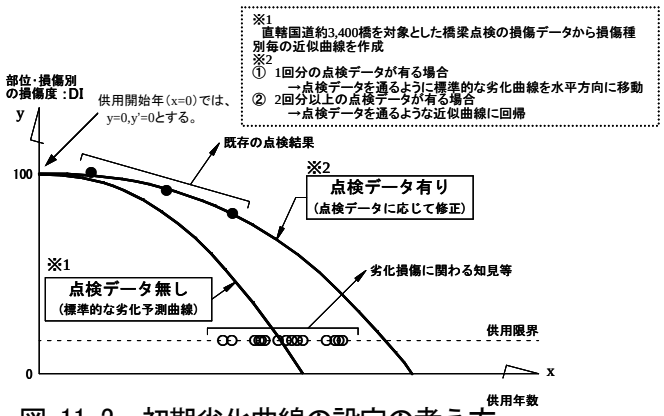


図-11.2 初期劣化曲線の設定の考え方

表-11.1 床版ひび割れの補修工法の設定例

損傷度ランク		位置(X)	深さ(Y)	拡り(Z)	損傷度	損傷状態		補修工法例	補修単価	耐久年	回復率
床版ひび割れ	OK	—	—	—	100	等方性版に近く版として挙動する。		—	—	—	—
	Ⅳ	小	小	小	100～75	床版、コンクリートの硬化に伴う乾燥収縮によるひび割れが橋軸直角方向に大きな間隔で発生する段階。		—	—	—	—
				大							
			中	小							
		大	小	小							
	Ⅲ	小	中	大	75～50	輪荷重により縦横のひび割れが交互に発生し、格子状のひび割れが増加する段階。		炭素繊維シート接着工法	71,000 円/m2 (11,000 円/m2)	10年	80%
			大	小							
				大							
		大	小	大							
			中	小							
	Ⅱ	大	中	大	50～25	輪荷重により床版上面では振りモーメントを受けて橋軸直角方向にひび割れが発生		下面増厚補強工法 上面増厚＋鋼板接着補強工法	66000 円/m2 106,000 円/m2 (4,700 円/m2)	30年 15年	80%
			大	小							
			大	大	25～10	下面から発生したひび割れと繋がって貫通した状態。		部分打ち替え 全面打ち替え(RC床版) 全面打ち替え(合成床版) 全面打ち替え(プレキャストPC床版)	109,000 円/m2 109,000 円/m2 121,000 円/m2 133,000 円/m2	30年 50年 100年 100年	100%
	Ⅰ				10～0	貫通したひび割れ面のすり磨きや、浸透水による石灰分の流出によってひび割れ幅が拡大し、せん断耐力が失われ、低下した押し抜きせん断強度以上の輪荷重により抜け落ち等も発生する段階。		全面打ち替え(RC床版) 全面打ち替え(合成床版) 全面打ち替え(プレキャストPC床版)	109,000 円/m2 121,000 円/m2 133,000 円/m2	50年 100年 100年	100%

注1) 足場工は吊り足場（単価3,000円/m2）とし補修単価に含まれる。また、各工法ともに防水層設定費用を含めている。
注2) 打ち替え費用は、旧床版撤去費を含む。
注3) 補修費用の()は、その補修工法に対するメンテナンス費用を表す。

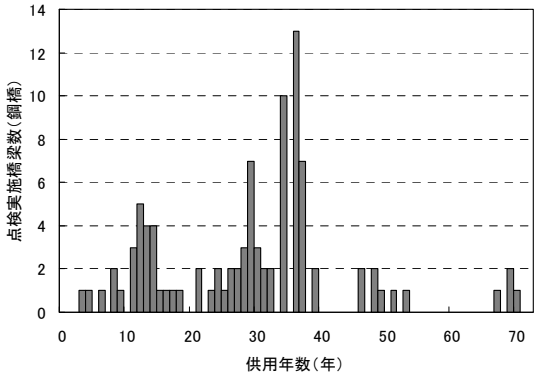


図-11.3 対象とした橋梁の供用年数分布

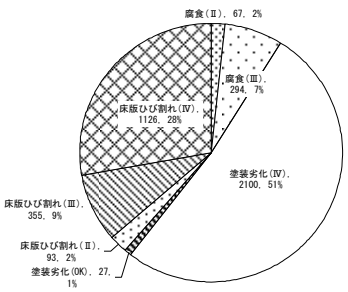


図-11.4 対象とした鋼上部工部材ﾊﾟﾈﾙ単位別の損傷内訳

から 100 年とし、社会的割引率は考慮していない。

（2）補修補強対策のシナリオ

補修補強のタイミングとして、損傷の状態に応じて、**表-11.2** に示すシナリオを想定した。

11.2.5 試算結果

図-11.5 は管内橋梁全体の床版ひび割れに関するシナリオ別補修工事費、**図-11.6** は管内橋梁全体の鋼桁の塗装劣化と腐食に関するシナリオ別補修工事費を算出したものであるが、全体的な傾向は橋梁単体で算出した工事費用と同様である。鋼桁と床版の工事費を比較した場合、傾向としては鋼桁の補修工事費が支配的になっている。

11.3 鋼橋の疲労耐久性評価に関する検討

11.3.1 評価方法の概要

既設橋の疲労損傷度(主桁ウェブガセット継手を対象)を概略評価することを目的として、道路管理データベース（MICHI）、設計図面等の既存資料により使用可能な情報に応じて以下の方法を考えた。

1）方法 1：大型車交通量のみを考慮した評価法

対象橋梁の日大型車交通量を基に、既存の鋼 I 桁橋応力測定結果から推定した大型車交通量～疲労損傷度の関係を用いて、疲労損傷度を推定する方法である。

2）方法 2：大型車交通量と橋梁の構造条件を考慮した評価法

格子解析等により応力を算出するのは労力・費用の負担が大きいことから、主要な構造諸元を用いて T 荷重載荷時の主桁曲げ応力（以下、σ_T）を算出する。この応力と日大型車交通量を基に、既存の鋼 I 桁橋応力測定結果から推定した大型車交通量・σ_T～疲労損傷度の関係を用いて、疲労損傷度を簡易に推定する。

以下、各方法について述べるとともに、前述の直轄工事事務所管内の鋼 I 桁橋に方法 2 を適用した場合の評価結果について考察する。

既存の応力測定データは、主に文献 3)に報告されている鋼 I 桁橋 53 橋（33 橋：合成単純桁、20 橋：非合成単純桁）における主桁支間中央下フランジの 24 時間応力頻度計測結果である。このうち、30 橋では荷重車(20tonf ダンプトラック）の静的載荷試験を実施しており、各車線の支間中央載荷時の各主桁の応力測定を行っている。

表-11.2 補修補強の想定シナリオ

補修案		内 容
シナリオⅠ		・損傷度ランクⅠ(DI=10)に達した時点で対策を講じる ・補修工法例 ①腐食,塗装劣化：上部工架け替え ②床版：全面打ち替え(RC床版)
シナリオⅡ	Ⅱ－1	・損傷度ランクⅡで、Ⅰに近い状態(DI=15)に達した時点で対策を講じる ・補修工法例 ①腐食,塗装劣化：あて板補修 ②床版：部分打ち替え(RC床版)
	Ⅱ－2	・損傷度ランクⅡで、Ⅲに近い状態(DI=45)に達した時点で対策を講じる ・補修工法例 ①腐食,塗装劣化：A塗装系による塗り替え ②床版：上面増厚工法＋鋼板接着工法
シナリオⅢ		・損傷度ランクⅢ(DI=60)に達した時点で対策を講じる ・補修工法例 ①腐食,塗装劣化：A塗装系又はC塗装系による塗り替え ②床版：炭素繊維接着工法

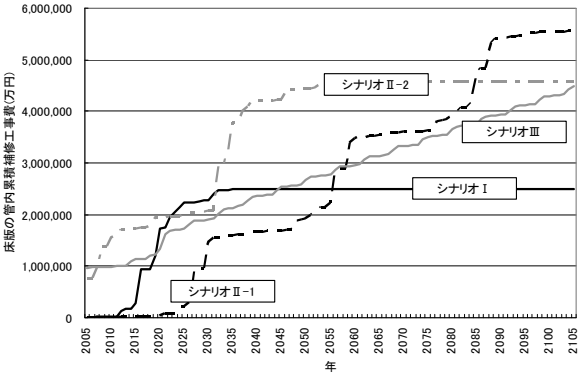


図 11.5 床版ひび割れに関するシナリオ別補修工事費（管内橋梁全体）

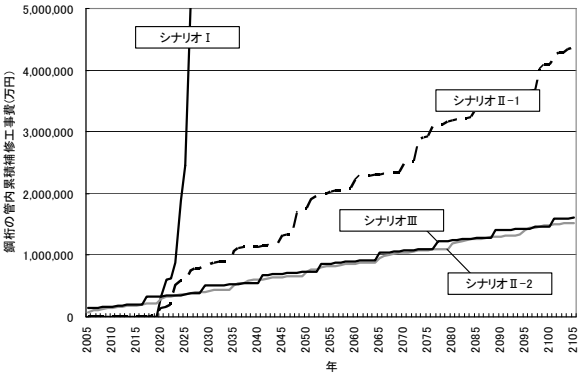


図-11.7 鋼桁の塗装劣化と腐食に関するシナリオ別補修工事費（管内橋梁全体）

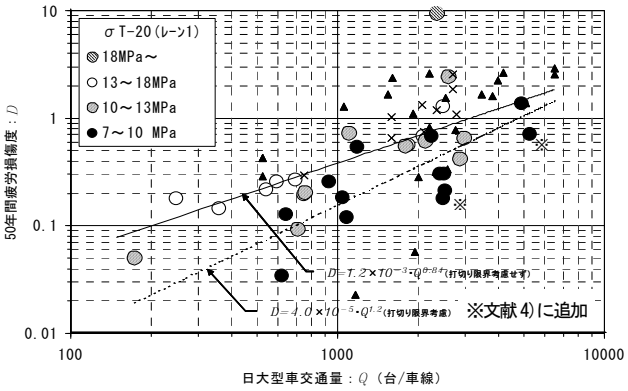


図-11.7 疲労損傷度と日大型車交通量の関係

11.3.2 方法１（大型車交通量のみを考慮した評価）

図-11.7 に各橋梁の最大応力発生桁について、24 時間応力頻度分布より得られる、ウェブガセット継手の 50 年間の疲労損傷度 D と日大型車交通量の関係を示す。荷重車載荷時の応力 $\sigma_{T\text{-}20(レーン1)}$ が大きいほど疲労損傷度が大きくなる傾向が見られるが、概ね疲労損傷度と日大型車交通量の相関があることから、方法１では以下の式(1)により疲労損傷度を計算するものである。

$D=1.2\times10^{-3}\times Q^{0.84}\times N/50$ （N:供用年数）・・・式(1)

11.3.3 方法２（交通量と構造条件を考慮した評価）

疲労設計を行う場合にはT荷重載荷時の応力が必要となるが、鋼道路橋の疲労設計指針 [4]適用以前の既設橋では改めて格子解析により応力を算出する必要がある。一方、格子解析による計算値については実測値とのずれも指摘されており、ここでは、格子解析を行わずに簡易に応力を算定する方法を考えることとした。

簡易算定式はAASHTO LRFD コード中 [5] の荷重分配係数（以下、DF）の評価式を参考に、載荷位置中心と対象主桁間の距離 d 及び主桁間隔 s、支間長 L、床版張出長 de によるパラメータを導入し、前述の静的載荷試験結果と一致するように回帰したものであり、次式で表される。

$DF(内桁)=0.308-0.087(d/s)-(s/677900)^{0.4}\times(s/L)^{0.3}$
・・・式(2)-1

$DF(外桁)=DF(内桁)\times(0.78+de/2790)$ ・・・式(2)-2

上記の方法１の結果を踏まえつつ、式(2)の σ_T を利用することにより、以下の疲労損傷度の算定式が得られる。

$D=\{1.05\times(\sigma_{T(レーン1)}{}^3+\sigma_{T(レーン2)}{}^3)\times Q\times365\times N\}/C$
・・・式(3)

ここで、

$\sigma_{T(レーン1)}$：着目桁に近い車線(レーン 1)に T 荷重を載荷した場合の応力度

$\sigma_{T(レーン2)}$：隣接車線(レーン 2)に T 荷重を載荷した場合の応力度

Q：日大型車交通量(台/車線)

N：供用年数

11.3.4 実橋に対する適用結果

方法２を適用して 59 橋のうち構造条件（主桁断面、床版厚、車線位置等）の資料が収集できた 15 橋について評価を行った結果、疲労損傷度 1.0 を目安値とすると、方法２の照査では５橋（6 主桁）において応力($\sigma_{T\text{-}20}$)の高い橋梁（主桁）で 1.0 を超える橋梁が確認された。これらの橋梁に対し現地調査を実施したところ、５橋のうち１橋梁については、部位は異なるものの横桁取付け部に疲労亀裂が確認された。評価結果は必ずしも精度の高いものではないが、疲労損傷に対して、点検段階での相対的な重み付け、例えば、日大型車交通量を基に疲労の影響の厳しい橋梁の絞り込み、点検の優先順位付け等の判断材料等への活用は可能と考えられる。

11.4 まとめ

橋梁定期点検データを基に部材の損傷度の予測を行い、補修補強のシナリオに応じて将来の補修費用を年度単位で補修費用を算出可能な計算プログラムを作成した。また、直轄国道事務所管内の橋梁点検データを用いて、補修補強対策のシナリオを与えた場合の補修費用の将来推移に関する試算を行い、各種条件に対する将来推移の傾向を把握するとともに、予防保全による管理の有効性について確認した。

また、鋼 I 桁橋の溶接継手を対象として、既存の応力頻度測定結果を基に、橋梁毎の交通条件や構造条件を考慮して疲労耐久性の相違を概略評価する方法について提案した。

参考文献

1) 建設省土木研究所：ミニマムメンテナンス橋に関する検討、土木研究所資料　第 3506 号、平成 9 年 6 月
2) 建設省土木研究所：橋梁点検要領（案）、土木研究所資料　第 2651 号、昭和 63 年 6 月
3) 建設省土木研究所：既設橋梁の耐久性評価向上技術に関する調査研究Ⅱ・Ⅲ、土木研究所資料　第 2615 号（昭和 63 年）、第 2682 号（平成元年）
4) （社）日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針、丸善出版、平成 14 年 3 月
5) AASHTO LRFD Bridge Design Specification Second Edition 1998

公表論文

1) 次村、村越、麓、高木：応力頻度測定結果を基にした既設橋の疲労損傷度の評価に関する検討、土木学会第 58 回年次講演会、平成 15 年 9 月
2) 次村、村越、麓：既設鋼桁橋の疲労損傷度評価法に関する検討、土木学会第 59 回年次講演会、平成 16 年 9 月

１２.舗装マネジメントシステムの実用化に関する研究

12.1 概説

直轄国道に用いられている舗装管理支援システムは維持修繕要否の判断基準として路面管理の指標 MCI を用い、修繕時期及び工法の選定にあたっては内部コストのみを考慮している。限られた予算の中で良好な路面を維持していくために、舗装の管理目標の設定方法とライフサイクルコストを考慮した戦略的維持管理手法が求められている。

そこで、本研究は舗装を戦略的に管理するため、

1) 道路管理者、道路利用者、沿道住民などの視点を考慮した舗装の管理目標の提案
2) 道路管理者、道路利用者、沿道住民などの視点を考慮したライフサイクルコスト（以下、LCC）の算定方法の提案
3) 舗装の管理目標と LCC を考慮した戦略的維持管理手法の提案

を目的としている。

12.1.1 舗装の管理目標に関する検討

管理目標は、行政的な位置づけが明確で、かつ技術的に根拠を持ったものでなければならない。しかし、管理目標を設定するに当たっては以下の課題がある。

1) 管理目標の設定根拠、管理上の位置づけ等
2) モニタリング技術の確立（方法、頻度等）

そこで、海外文献調査を実施し、海外の管理目標の実態を把握するとともに、設定の考え方について整理を行う。

12.1.2 LCC に関する検討

LCC の算定項目は、道路利用者費用では工事渋滞に伴う車両走行費用及び時間損失費用の算定方法、沿道及び地域社会の費用では騒音による外部費用及び排水性舗装の便益の算定方法の提案を行い、マニュアルの素案をとりまとめる。また、マニュアルの素案を現場で試行し、算定項目の感度について分析を行う。

12.2 管理目標

12.2.1 管理目標の概念

管理目標について海外文献調査を実施した結果、設定の考え方については各国で様々な考え方があった。これらを道路管理者、道路利用者等の関連から整理すると以下の 3 つに分類することができる。

1) 管理目標、サービス目標

安全性や快適性の関連から道路管理者が守るべき基準である管理規準（**図-12.1**）と道路利用者の観点（渋滞状況、事故率等）から決まるサービス目標に分類される。

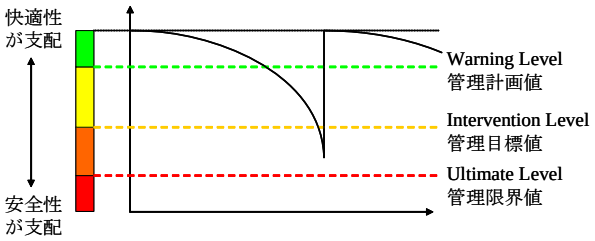


図-12.1　管理基準（Criteria）の概念

2) アセットマネジメント

道路管理者が予算や政策目標の観点から性能指標を設定し、性能指標を基に維持管理を行う。

3) 管理委託契約

道路管理者が管理目標値を設定し、その値を満足するように民間に維持管理を委託する。

12.2.2 管理目標に関する海外文献調査

管理目標、アセットマネジメント、管理委託契約について、海外の文献を調査し、管理目標の実態を把握した。

管理目標値ではイギリス [1]、ドイツ [2]、ニュージーランド [3]、オーストラリア [4]、について、アセットマネジメントはフランス [5]について、管理委託契約ではカナダ（ケベック州）[6]、南アフリカ [6]、スウェーデン [6]での実態を把握した。

海外の管理目標を調査した結果を性能指標ごとに総括すると**表-12.1** のとおりとなる。

表-12.1　性能評価指標毎の目標値の有無

国名	種別	性能指標毎の目標値の有無					
		すべり	わだち掘れ	平たん性	ひび割れ	キメ深さ	総合指標
イギリス	管理目標等	○	○	○		○	
ドイツ	管理目標等	○	○	○	○		
フランス	アセット	※	※	※	※		○
スウェーデン	管理委託		○	○	○		
オーストラリア	管理目標等		○	○			
ニュージーランド	管理目標等	○	○	○		○	
カナダ	管理委託	○	○	○		○	
南アフリカ	管理委託		○	○		○	

※：総合指標の構成要素

また、例としてドイツのアスファルト舗装の管理目標値を**表-12.2** に示す。さらに、スウェーデンで試行的に実施されている報奨金・違約金方式の維持管理発注における性能要求事項を**表-12.3** に示す。

表-12.2 ドイツのアスファルト舗装の管理目標値

項目	警告値	修繕基準値	修繕着手値	
	FK1	FK2	FK1	FK2
縦断凹凸	≧3cm^3	≧9cm^3	≧6cm^3	≧12cm^3
横断凹凸	≧10mm	≧20mm	≧10mm	≧15mm
水浸わだち ほれ深さ	≧4mm	≧6mm	≧4mm	≧6mm
すべり抵抗 μ(80)	≦0.39	≦0.32	≦0.35	≦0.35
すべり抵抗 μ(60)	≦0.46	≦0.39	≦0.42	≦0.42
亀甲ひび割れ率	≧5%	≧10%	≧8%	≧20%
パンチング率	≧10%	≧15%	≧12%	≧20%

表-12.3 スウェーデンの性能に関する要求事項

ⅰ) IRI （例）

IRI(mm/m)	＜ 1.2	1.2 － 1.4	1.8 － 2.0	2.0 － 2.2
報奨金 ・違約金	報奨金 €1.0/m^2	報奨金 €0.5/m^2	違約金 €0.5/m^2	違約金 €1.0/m^2

ⅱ) わだち掘れ深さ

わだち掘れ深さ (mm)	＜ 4	4 － 6	10 － 12	12 － 15	15 － 17
報奨金 ・違約金	報奨金 €1.0/m^2	報奨金 €0.5/m^2	違約金 €0.5/m^2	違約金 €1.0/m^2	違約金 €2.0/m^2

12.2.3 結論と今後の課題

海外の文献により管理目標の考え方を整理した結果、道路管理者、道路利用者等の視点からの管理目標の概念を明らかにすることができた。しかし、具体的な数値目標を設定していくにあたっては以下の課題が残された。

- 個別の管理目標値の設定(設定背景や根拠の詳細調査、必要な実験による検証)
- モニタリング方法の確立（測定頻度、方法）

今後は、個別指標毎に測定法の整理、技術的根拠を裏付けるための詳細な文献調査や実験等を実施したうえで管理目標値を設定する必要がある。また、測定方法や頻度について、国内・海外の事例について詳細に調査するとともに、モニタリング技術の確立を行っていく必要がある。

12.3 ライフサイクルコスト

12.3.1 ライフサイクルコストの概要

舗装の構造に関する技術基準[8]において、舗装の設計期間は当該舗装の施工及び管理に係る費用すなわちライフサイクルコスト（LCC）等を勘案して道路管理者が定めるものとされている。最適な設計期間の設定や舗装の適切な管理のためには、LCC を算定する必要がある。

一般に LCC の視点は以下のとおり整理される[9]。

1) 舗装に特化して考慮すべきもの

算定項目、供用性曲線、分析期間

2) LCC 共通の方法論

貨幣価値の換算方法、割引率、リスク、代替案の比較

本研究では特に算定方法について、道路管理者、道路利用者、沿道住民などの視点からの提案を行う。

12.3.2 LCC の算定項目

ライフサイクルコストの費用項目については、米国連邦道路庁(FHWA)[10]や世界銀行で開発された HDM-4[11]、東京都[12]等の調査結果から**表-12.4** のとおり算定項目案を提案した。

表-12.4 LCC の算定項目案

道路管理者費用	調査・設計費用	
	建設費用	
	維持・修繕費用 （廃棄物処分費用含む）	
	改築費用 （廃棄物処分費用含む）	
	関連行政費用	
道路利用者費用	路面性状悪化	車両走行費用
		時間損失費用
	工事規制区間	車両走行費用
		時間損失費用
	迂回	時間損失費用
		事故費用
沿道および地域社会の費用	環境費用	大気汚染(NOx)
		騒音
		地球温暖化(CO2)

12.3.3 道路利用者費用

道路利用者費用のうち、工事渋滞に伴う車両走行費用及び時間損失費用の算定方法を提案した[13),14)]。

工事渋滞に伴う車両走行費用、時間損失費用の算定にあたっては、交通流や車両の状態に応じて算定項目を設定するものとした。また、費用算定項目の選定、影響交通量の算定、遅れ時間の算定にあたっては交通需要累加曲線[15]を用いるのが便利であることを示した。車両走行原単位、時間価値原単位については道路投資の評価に関する指針（案）[16]等を利用した。

表-12.5 各項目の費用算出結果

費用項目	費用
1) 減速による車両走行費用	33,100
2) 減速による時間損失費用	30,591
3) 停止による車両走行費用	446,350
4) 停止による時間損失費用	628,869
5) 渋滞待ちによるアイドリング費用	2,838,338
6) 渋滞待ちによる時間損失費用	65,878,209
7) 工事規制区間通過による車両走行費用	8,221
8) 工事規制区間通過による時間損失費用	479,579
計	70,343,258

実道における工事規制区間で試算を実施した。その結

果（表-12.5)、工事区間の道路利用者費用については、工事区間の渋滞時間に大きく左右されることが分かった。このことから渋滞による時間損失費用とアイドリング費用を考慮し、特に渋滞時間については精度よく算定する必要があることが分かった。

12.3.4 沿道及び地域社会の費用

沿道及び地域社会の費用のうち、騒音による外部費用の算定方法並びに排水性舗装の騒音低減便益の評価方法について検討を行った[17]。試算例を表-12.6,7 に示す。

算定の考え方は、道路管理者の要求により以下の 2 通りを提案した。

- 舗装の要件として、平成 12 年環境省令第 15 号で定められた自動車騒音の限度値(要請限度)を超えたとき、外部費用が発生するものとする。
- 排水性舗装の環境騒音値と通常舗装の騒音値の差を便益として評価する。

なお、騒音の貨幣価値原単位については道路投資の評価に関する指針（案）[16]を利用した。

DID において B/C が 2.71 と大きくなっているが、平地や山地ではそれぞれ 0.19、0.08 となっており、騒音の観点からは効果がほとんどないこと分かる。

表-12.6　騒音の外部費用の LCC 算定結果

（千円/km）

		密粒度(A)	排水性(B)	A－B
道路管理者費用		218,923	241,390	-22,467
外部騒音費用	DID	60,932	35,501	25,668
	その他市街部	12,063	1,719	5,088
	平地	4,206	599	1,771
	山地	183	26	77

表-12.7　排水性舗装の便益計算結果

	便益（千円/km）			
	DID	市街地	平地	山地
総便益	60,932	12,063	4,206	183
B/C	2.71	0.54	0.19	0.08

12.3.5 現場での試行

11.3.1～4 の事項をマニュアル素案にとりまとめるとともに、現場での試行を実施した。

(1) 試行の目的

①LCC の現場（地整、国道事務所）への浸透

現場に LCC 計算への習熟、理解を浸透させ、本格導入に向けた実施段階における問題の有無を確認するために試行を行った。

試行によって LCC の計算を行い、計画案（補修時期、工法選定）を作成し、LCC により計画案を評価する。

②LCC の算定手法に関する課題

妥当な分析期間及び工法・タイミングを判断する指標（C, B/C, B-C, E/C）の設定を行い、供用性曲線の精度と適用性を確認する。そして、マニュアルに記載する計算項目・手法の妥当性を確認する。

③LCC の現場適用性等の確認

実運用での対象範囲（地域特性、道路種別、新設／修繕等）及びプロジェクトレベルとネットワークレベルの整合性（個別プロジェクト最適の積み上げと予算制約、事業展開との整合）を確認する。

LCC の試算結果と実際に現場において選定される計画案を比較し、相違があった場合は理由について分析を行い、試算方法の改良を行う。

(2) 試行の方法

試行のフローを図-12.3 に示す。

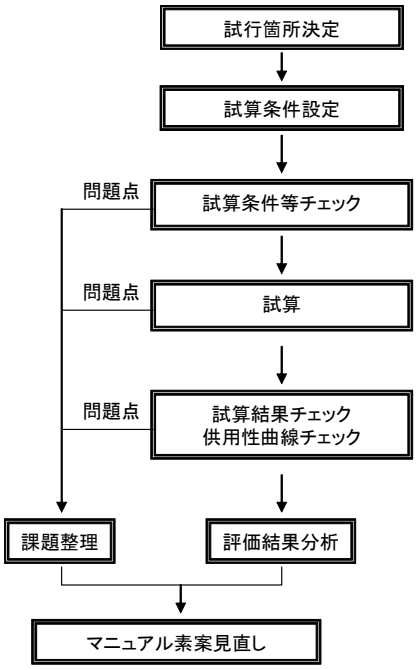


図-12.3　試行のフロー

(3) 試行箇所

事務所毎に代表路線を 1 つ選定したうえで、工事対象箇所を 1 つ以上選定した。(図-12.4)

(4) 試算条件

試算条件を以下のとおり設定した。

・解析期間：40 年
・割引率：4%
・修繕、改築計画
　パターン１：打換え～打換え
　パターン２：打換え～切削オーバーレイ～切削オーバーレイ～打換え
　パターン３：打換え～表面処理～切削オーバーレイ～打換え
　パターン４：打換え～切削オーバーレイ～打換え（東京のみ)
・路線の特徴(表-12.6)

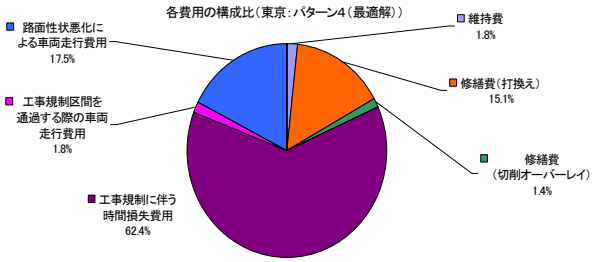


図-12.4　試行箇所

表-12.8　路線の特徴

事務所	一般雪寒	沿道状況	交通量	車線数（上下）
札幌	雪寒	市街地	D交通	4車線
郡山	雪寒	平地	C交通	2車線
秋田	雪寒	山地	D交通	2車線
東京	一般	DID	D交通	4車線
新潟	雪寒	平地	C交通	2車線
高田	雪寒	市街地	D交通	4車線
名古屋1	一般	市街地・平地	D交通	6車線
名古屋2	一般	平地	C交通	4車線
名古屋3	一般	山地	C交通	4車線
大阪	一般	DID	D交通	4車線
岡山	一般	DID	C交通	2車線
土佐	一般	平地	B交通	2車線
福岡	一般	市街地・平地	C交通	4車線

ⅰ）　東京



ⅱ）　秋田

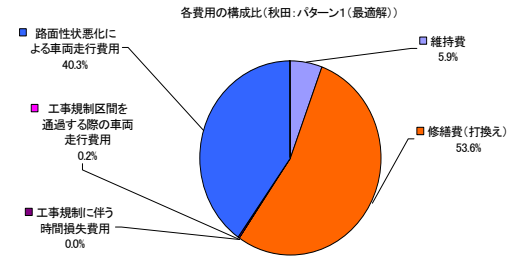


図-12.5　最適解における各費用の構成比

(4) 試行結果

LCC の算定を行った結果のうち、東京と秋田の最適解における各費用の構成比を図-5 に示す。都心部の渋滞を引き起こす箇所については工事規制に伴う渋滞費用の影響が大きく、逆に地方部の山地においては修繕費や路面性状悪化による車両走行費用の影響が大きい傾向が見られた。これにより、渋滞の影響が大きい箇所については長寿命化舗装を行う等の方針を示す可能性を見いだすことができた。

12.3.6 今後の課題

今回の試行を通じて以下の課題が浮かび上がった。

・供用性曲線の精度

今回用いた供用性曲線 [18]が、事務所によっては MCI の劣化が小さく、解析期間内で標準の補修パターンを繰り返すことができなかったため、現場毎に過去のデータを蓄積して供用性曲線を設定する必要がある。

・設定条件のデータ収集が困難

どのような入力項目が LCC の算定結果に大きく影響を与えるかを見極めて、設定項目の考え方、精度等を検討していく必要がある。

・算定方法の煩雑さ

地方整備局毎に標準設定条件をあらかじめ決めておき、必要に応じて変更できる仕様にする。

12.4 まとめ

本研究では、道路管理者、道路利用者、沿道住民などの視点を考慮した舗装の管理目標及びライフサイクルコストについて検討を行った。その結果、以下のことがわかった。

1) 海外文献により管理目標の考え方を整理した結果、道路管理者、道路利用者等の視点からの管理目標の概念を明らかにすることができた。
2) 道路管理者、道路利用者等の視点を考慮した LCC の算定方法を提案し、マニュアルにとりまとめることができた。

舗装の管理目標と LCC を考慮した戦略的維持管理手法の提案のためには具体的な管理目標値の設定や供用性曲線の精度向上等の課題が残された。

今後は、管理目標について具体的な検討を行っていくとともに、現場のデータ収集等を通して供用性曲線の精度向上を行っていく必要がある。

参考文献

1) Highway Agency: Design Manual for Roads and Bridges, Volume 7, Section 3, 2001
2) FGSV Verlag: Forschung Strassenbau und Strassenver kehrstechnik Heft 780, 1999
3) Transit Mew Zealand: State of Intent, 2002.9
4) AUSTOROADS: Guideline for community input in setting level of service and intervention standards for roadnetworks, 2002
5) 増田：英仏の社会資本の維持管理実態と戦略（道路を例として)、PRI Review, 第4号, 2002.5
6) PIARC:"Routes/Roads", No.315, 2002.7
7) Swedish National Road and Transport Research Institute (VTI): The influence of road surface condition on traffic safety (in Swedish), 2002
8) 日本道路協会：舗装の構造に関する技術基準・同解説, 2001.7
9) 国土計画局：社会基盤投資のためのライフサイクルコスト分析(LCCA)調査, 2001.3
10) Walls III et. al.: Life-Cycle Cost Analysis in Pavement Design, FHWA-SA-98-079, 1998.9
11) シンほか：HDM-4 の概要, 舗装, Vol36. No.3, pp.33-37, 2001.3
12) 東京都ほか：長期供用舗装導入に関する調査検討報告書, 2001.3
13) 谷口ほか：舗装工事におけるプロジェクトレベルのLCC 算定法に関する研究, 土木学会舗装工学論文集第7巻, pp.22-1～10, 2002.12
14) Taniguchi et. al.: Estimation of Work Zone User Cost Using Integration Curve, Proceeding of Maintenance and Rehabilitation of pavements and technological control, pp.835-844, University of Minho, Portugal, 2003.7
15) 赤羽：道路交通の渋滞対策, 交通工学, 1990.2
16) 道路投資の評価に関する指針検討委員会：道路投資の評価に関する指針（案）, 1998.6
17) 谷口ほか：舗装のLCC における騒音費用の算定に関する基礎的研究, 第 58 回土木学会年次学術講演会講演概要集IV, 2003.9
18) 谷口ほか：舗装データベースを用いた供用性曲線作成手法に関する研究, 土木学会舗装工学論文集第 7 巻, pp.99～106, 2003.12

１３．結論

13.1　研究の成果

コンクリート構造物の維持管理支援システム及び補修工法の開発では、非破壊試験を用いた健全度診断技術をコアとするコンクリート構造物群の維持管理計画策定手法を提案した。すなわち、自然電位法による鋼材の腐食確率推定、反発度法によるコンクリート強度推定の精度向上を図るとともに、「非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル」を発刊した。また、この診断マニュアルとその支援ソフトを使用した維持管理戦略の立案例を示した。さらに、コンクリート構造物のひび割れへの樹脂注入や、劣化部分を取り除いてコンクリートを打ち直す断面補修技術について、工法選定手法を提案した。一方、変状が発生したトンネルの補修・補強工として、ひび割れが観察可能な覆工コンクリート片はく落防止工や、損傷した覆工の耐荷力向上を図る薄肉の補強工を開発した。

将来の維持管理を軽減する橋梁の戦略的維持管理手法の開発では、管理者が橋梁の維持管理計画を策定する際の意思決定の支援ツールとして、補修補強のシナリオに応じた将来の補修費用算出プログラムを作成した。また、試算により、予防保全による管理の有効性を確認した。さらに、交通条件や構造条件を基に既設鋼桁橋の疲労耐久性を概略評価する方法や、鋼部材の塗装劣化・腐食や床版のひび割れを対象とした補修の優先度策定手法の提案を行った。次に、鋼橋の耐久性確保に不可欠な定期的な塗替え塗装の塗膜耐久性を左右する素地調整技術を提案するとともに、より耐久性の高い新規塗料を考案した。また、塗着効率の良い塗装方法としてエアアシストエアレス塗装機を提案した。

舗装マネジメントシステムに関し、道路管理者、道路利用者等の視点からの管理目標の概念を明らかにするとともに、道路管理者、道路利用者等の視点を考慮したライフサイクルコストの算定マニュアルをとりまとめた。また、既設舗装の低騒音・低振動性能の回復技術の開発では、コストパフォーマンスを考慮した適切な排水性舗装の機能回復手法、ならびに、路床強化等に比べて小規模な工事で振動軽減効果を発揮できる 3 種類の舗装技術の開発を行った。

土木構造物の健全度評価技術の開発では、モニタリングによる鋼橋の変状監視の可能性と適用限界を明らかにするとともに、将来的なモニタリング技術の実務への活用方法等をとりまとめた。また、橋梁の下部構造の洗掘に対する健全度評価の開発を行い、洗掘による被害を受ける橋梁の抽出精度の高い健全度評価表および洗掘のおそれがある橋脚の洗掘推定式を提案した。一方、引張り材の腐食などの問題を抱えているグラウンドアンカーについて、超音波探傷試験によるアンカー頭部背面の引張り材の健全度診断技術を開発するとともに、点検や各種調査手法を組み合わせた「グラウンドアンカーの点検・健全性調査・補修マニュアル（案）」を作成した。

13.2　社会への還元

本研究で開発した各種構造物の健全度診断技術、補修技術、戦略的維持管理手法により、今後劣化が進行する膨大な量の社会資本ストックに対し、適切な時期に適切な補修を行うことによる構造物の延命化、更新時期の平準化、補修・更新費用の最小化、ライフサイクルコストの最小化等が図れ、安全で供用性の高い社会資本ストックの効率的活用に貢献できる。

すなわち、開発した各種非破壊検査技術等の活用により、構造物の健全度診断が効率的に行えるようになる。また、症状に応じた適切な補修技術が容易に選定できるようになり、現場での対応が迅速に行える。鋼橋塗装の高度化により、ライフサイクルコストや環境負荷の低減を可能とした。さらに、提案した構造物カルテやライフサイクルコスト算定方法および補修補強のシナリオに応じた橋梁の補修費用算出プログラム等を用いた戦略的かつ効率的な構造物のマネジメントが行えるようになる。

本研究の成果の多くは、マニュアルにとりまとめて発刊し、講習会等を通じて普及を図っていくと同時に、以下のような関連する技術基準類への反映を図っていくことにしている。

- 『道路防災総点検要領〔豪雨・豪雪等〕（道路保全技術センター）』
- 『コンクリート標準示方書・基準編（土木学会）』
- 『コンクリートのひび割れ調査、補修、補強指針（コンクリート工学協会）』
- 『排水性舗装技術指針（案）（日本道路協会）』
- 『道路トンネル維持管理便覧（日本道路協会）』
- 『鋼道路橋塗装・防食便覧（日本道路協会）』
- 『改訂 鋼橋の付着塩分管理マニュアル（日本橋梁建設協会）』など

既に、「非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル」は、講習会での普及を図っており、テストハンマーを用いたコンクリートの強度推定調査は、国土交通省の竣工時検査や維持管理指針（橋梁点検要領、H16 年 3 月）に反映されている。また、トンネ

ル補修・補強工法の一部は、新潟県中越地震でのトンネル復旧工事に採用されている。さらに、舗装のライフサイクルコストの算定マニュアル素案は、11 事務所で試行を実施している。この他、『鋼道路橋塗装・防食便覧（日本道路協会、平成 15 年 12 月）』や『排水性舗装技術指針(案)（日本道路協会）』の改訂（H17）にも既に成果の一部が反映されている。