法政大学学術機関リポジトリ

HOSEI UNIVERSITY REPOSITORY

PDF issue: 2025-07-04

高速道路橋コンクリート床版の長寿命化技術 に関する研究

長谷, 俊彦 / NAGATANI, Toshihiko

(開始ページ / Start Page) 1 (終了ページ / End Page) 344 (発行年 / Year) 2023-03-24 (学位授与番号 / Degree Number) 32675乙第255号 (学位授与年月日 / Date of Granted) 2023-03-24 (学位名 / Degree Name) 博士(工学) (学位授与機関 / Degree Grantor) 法政大学(Hosei University) (URL) https://doi.org/10.15002/00026670

法政大学審査学位論文

高速道路橋コンクリート床版の 長寿命化技術に関する研究

長谷俊彦

表紙裏

目 次

第1章 序 論	
1.1 インフラ維持管理の現状	および本研究の背景1
1.2 本論文の研究対象と意義	
1.3 論文構成および技術的課	題の解決方法6
参考文献	
第2章 高速道路橋コンクリート印	≅版における現状と課題15
2.1 道路橋コンクリート床版	設計基準の変遷15
2.2 コンクリート床版におけ	る健全度評価法の現状17
2.2.1 RC 床版の劣化度判定 2.2.2 RC 床版の健全度評価 2.2.3 RC 床版および PC 床版 2.2.4 床版の輪荷重走行試験	5法17 5法20 の疲労耐久性評価法24 6方法32
2.3 高速道路橋コンクリート	床版の劣化変状と対策40
2.3.1 RC 床版の疲労損傷 2.3.2 RC 床版における上面 2.3.3 上面増厚床版における 2.3.4 上面増厚の再損傷に求	40 曽厚工法の変遷
2.4 高速道路橋の床版取替に	おける長寿命化対策65
2.5 高速道路橋コンクリート	床版の維持管理サイクル72
2.6 各章の検討目的と検討方	法
参考文献	
第3章 床版上面打換えの施工方法	による検討85
3.1 断面修復のはつり取りと	表面処理による付着強度85
3.2 上面打換えした床版の輪	荷重走行試験
3.2.1 部分的に打換えしたは 3.2.2 パネル単位に打換えし 3.2.3 実橋撤去床版を打換え 3.2.4 新設 RC 床版供試体	₹版供試体97 √た床版供試体109 ↓した床版供試体120
3.3 上面打換えした床版の疲	労耐久性の検討131
3.4 まとめ	
参考文献	
第4章 上面增厚床版施工目地部0)延命化対策に関する検討143
4.1 施工目地部の施工条件を	模擬した劣化再現試験144
4.1.1 施工目地部の付着強度	5低下に関する検討146

4.1.2 施工目地部のはく離損傷進展を再現した輪荷重走行試験 4.1.3 まとめ	149 162
4.2 施工目地部の劣化抑制対策に関する検討	163
4.2.1 床版供試体の製作と試験方法 4.2.2 既設 RC 床版の劣化導入試験結果 4.2.3 劣化抑制対策後の輪荷重走行試験結果 4.2.4 まとめ	163 173 175 177
4.3 劣化抑制対策の要求性能と性能評価試験法	179
4.3.1 接着剤の要求性能 4.3.2 温水負荷試験 4.3.3 水浸引張疲労試験の検討	179 180 181
4.4 まとめ	185
参考文献	186
第5章 上面増厚床版における再劣化補修後の実橋調査	187
5.1 増厚層のはく離損傷に対する樹脂注入補修後の調査	187
5.2 増厚層の再劣化部に対する打換え補修後の調査	197
5.3 まとめ	199
参考文献	200
第6章 PC 庆版における疲労耐久性評価法の検討	201
 第6年 10 休成に307 3 波力調入住計画公の役割 6.1 プレキャスト PC 皮版の論荷重走行試験 	201
6.1.1 継手構造を有する PC 庄版	201
6.1.2 継手構造を有しない PC 床版	217
6.2 PC 床版の押抜きせん断耐荷力算定式の提案	231
6.3 PC 床版の S−N 曲線の検討	233
6.4 RC 床版と PC 床版の疲労耐久性の比較	235
6.5 耐用年数 100 年間の PC 床版疲労耐久性評価法の提案	236
6.6 まとめ	237
参考文献	238
第7章 PC 床版の PC 鋼材非破壊検査の車両走行計測に関する検討	243
7.1 漏洩磁束法による走行計測技術の概要	244
7.2 大型電磁石による着磁計測実験	246
7.2.1 着磁計測実験の概要 7.2.2 着磁計測結果	246 251
/.2.3 PC 床版モデルによる磁場解析	253
/. 3 単叫疋仃による宿燃訂測美験	Z0 /

7.3.1 実験の概要	257
7.3.2 車両走行計測における着磁と計測の同時実施	263
	200
7.4 車両走行計測による PC 鋼材破断検知技術の適用性	270
7.5 まとめ	272
参考文献	273
第8章 コンクリート床版に関する長寿命化技術の展望	275
8.1 既設 RC 床版の上面補修工法	275
8.2 上面打換えに使用する補修材料	279
8.3 断面分割施工するプレキャスト PC 床版	287
8.4 コンクリート床版上面の変状に対する非破壊検査	290
8.5 コンクリート床版のモニタリング	299
8.6 コンクリート床版の維持管理サイクルの高度化	301
参考文献	302
第9章 結論	307
謝 辞	313
巻末資料 リニューアル工事における床版長寿命化の技術	315
1. 鋼単純合成桁の床版取替に伴う鋼桁外ケーブル補強	315
2. 断面分割によるプレキャストPC床版取替工事	322
3. PC 連続合成桁の1次床版における取替工事(PC 外ケーブル補強)	333
4. リニューアル工事における長寿命化の技術のまとめ	343
参考文献	344

余白

第1章 序 論

1.1 インフラ維持管理の現状および本研究の背景

我が国の高速道路は,昭和 38 年の名神高速道路(栗東~尼崎間)の開通以降,日本の高度経済 成長とともに全国的に道路建設が進められ,現在の供用延長は 2022 年 8 月時点で約 9,200km に 達している¹⁾.高速道路の利用台数は,約 700 万台/日に達しており,そのうちの大型車台数は 約 200 万台/日を占め,高速道路は国内物流輸送の大動脈として,国民生活に欠かせない社会資 本となっている^{2),3)}.

一方で、30年以上を経過した高速道路の供用延長は約3,700kmと全体の約4割に達しており、 道路構造物の経年劣化による不全リスクの顕在化やリスク増加に対応する高速道路の維持管理が 重要課題となっている. 経年劣化の要因として、道路ネットワーク整備の構築に伴う大型車交通 量の増加、平成5年度以降に施行された車両制限令の規制緩和による車両総重量の増加、積雪寒 冷地における冬季の路面凍結防止剤散布や凍結融解などが挙げられる²⁾. 道路の供用環境や使用 条件が道路構造物に与えるこれらの影響要因を、長期的または継続的な課題として捉え、経年劣 化による不全リスクに対応した予防保全、補修・補強、更新を行いながら、適切な維持管理を持 続させていくことが必要不可欠となる³⁾.

日本の総人口は、2008(平成 20)年の1億2800万人をピークに年々減少し、2021(令和 3)年10 月時点で1億2550万人と前年度に比べ64万4千人減少しており、減少率は比較可能な1950(昭 和 25)年以降で過去最大の-0.51%となっている。65歳以上の人口の高齢化率は、1980(昭和 55) 年の9.1%から2021(令和 3)年は28.9%まで上昇し、今後も増加傾向の見込みである。また、15~ 64歳の人口は、2025(平成 7)年に8,716万人でピークを迎え、その後減少に転じ、2021(令和 3) 年には、7,450万人と、総人口の59.4%となっている(図 1.1.1)⁴.

我が国のインフラ維持管理を取り巻く環境は,老朽化したインフラストックが増加しており, 2014(平成 26)年12月時点において,国内の橋梁ストック数は建設年度の不明な23万橋を除いて 72万橋に及んでいる.このうち建設後50年を経過したものの割合は,2015(平成 27)年時点で 18%だったものが,2025(令和7)年には42%に達する見込みとなっている(図 1.1.2)⁵⁾.

このような経年劣化による不全リスクを抱えたインフラ構造物において,老朽化の増加と人口 減少に伴う技術者不足が予想されることから,安全・安心にインフラ維持管理を持続するため, 効率化および高度化などの生産性向上に資する維持管理サイクルの仕組みを導入することが必要 と考えられる.



図 1.1.1 高齢化の推移と将来傾向⁴⁾



図 1.1.2 橋梁の現状 5)

また、「事後保全」から「予防保全」への転換を図りながら維持管理サイクルを効率化、高度化 するための技術開発が求められている.国土交通省において、老朽化が進むインフラの維持管理・ 更新等を着実に推進するため、令和3年6月に国土交通省において、「インフラ長寿命化計画(行 動計画)令和3年度~令和7年度」が策定され、予防保全に基づくインフラメンテナンスへの本 格転換、新技術等の普及促進によるインフラメンテナンスの生産性向上、集約・再編等によるイ ンフラストック適正化等の推進が打ち出されている(図 1.1.3)⁶.さらには、インフラ維持管理 の施策として、ICT等を活用したサービスのリモート化などのDX(Digital Transformation)の取 組みも加速している状況である ^{7,8}.



【関連箇所】白書本文 第Ⅱ部第2章第2節 社会資本の老朽化対策等 p117~120

図 1.1.3 社会資本の老朽化対策⁶⁾

国土交通省の施策においては、2025年度までに建設現場の生産性を2割向上することを目指し て2016年度より「i-Construction」の取組みを推進している(図 1.1.4). 具体的には、①建設現 場において調査・測量. 設計,施工,検査等の建設生産プロセスにおいて ICT(情報通信技術) を活用すること、②設計,発注,材料の調達,加工,組立等の一連の生産工程や,維持管理を含め たプロセス全体の最適化が図られるよう、全体最適の考え方を導入し、サプライチェーンの効率 化、生産性向上を目指すこと、③国債等の活用による年度末に集中する工事を平準化することを トップランナー施策として推進する他、BIM/CIM 等の 3 次元データの利活用促進や「i-Construction」を推進するための広報等、建設現場の生産性を向上させるための様々な取組みが 推進されている 7.8.



図 1.1.4 建設生産プロセスを3次元でつなぐ 8)

東日本高速道路㈱,中日本高速道路㈱,西日本高速道路㈱(以下「NEXCO」という)の維持管 理する高速道路においては,平成26年1月に「高速道路の長期保全及び更新のあり方に関する技 術委員会」の提言により,令和12年度末までに実施する「大規模更新・大規模修繕」事業計画が 策定され,平成27年3月25日に国土交通大臣の事業許可を得て事業を実施中である⁹⁾.その事 業対象は,高速道路橋の長期保全のための更新・修繕工事であり,劣化変状が進行したコンクリ ート床版の更新(取替え)や,健全な既設コンクリート床版の予防保全として長寿命化のための 床版上面増厚(補強)や高性能床版防水工の施工が標準的な対策として取り込まれている.

これらの事業を効率的・効果的に推進させるために、コンクリート床版の維持管理において、 点検・診断、調査、健全度評価、措置方針の選定、対策の設計・施工、および記録の各実施段階に おけるシナリオを効率良く回しながら長寿命化を促進するための新工法や新材料に対応した性能 評価技術を導入し、技術基準や生産性向上の仕組みを整備していくことが必要である.

これらの課題を解決し長寿命化技術の導入を推進するために,道路管理者が示す要求性能やその基準類について,コンクリート床版の健全度に関する調査・診断技術,補修・補強または更新 に適用する新しい施工技術や新材料に対する要求性能と性能評価基準の整備が有効である.

我が国の道路橋コンクリート床版の設計基準は,昭和 31 年の「鋼道路橋示方書(建設省道路局)」より,現在の設計体系に近い自動車交通による輪荷重を考慮した設計体系が導入されている¹⁰. その後,昭和 40 年代初めに交通車両の大型化や交通量の増大に伴う鉄筋コンクリート床版 (以下 RC 床版という)の押抜きせん断疲労損傷が社会問題となった.これらの問題に対して, 損傷原因の究明や既設 RC 床版の健全度評価技術に関する調査・研究が進められ,疲労耐久性向 上に対応した床版厚や配置鋼材量に関する設計基準の見直しが行われている^{11,12}.

道路橋の既設 RC 床版の劣化変状は,昭和 47 年以降の道路橋示方書改訂の設計基準が適用され たものについて,近年,供用から 50 年以上が経過した橋梁が増加しており,その変状傾向は床版 上面コンクリート部の劣化に起因するものが顕在化している¹³⁾.また,平成 6 年度の道路橋示方 書において,車両の大型化対応により床版の設計荷重が見直され¹²⁾,高速道路橋の RC 床版では 上面増厚工法による床版補強対策^{14),15)}が実施されている.これらに対して,補強後の増厚床版の はく離に起因する再損傷の変状などが顕在化している.既設 RC 床版を適切に維持管理するため に,長期的または更新までの期間の延命化を図る補修・補強工法などの設計・施工基準の整備に 向けた研究が実施されている^{16),17}.

コンクリート床版の疲労耐久性に関する性能評価の研究分野においては、松井らや阿部らのそ れぞれの研究グループにより、RC床版の押抜きせん断耐力による疲労強度の S-N 線図による評 価手法が提案され^{18)~21)}、今日では、RC床版に関する耐久性の評価技術として、床版の補修・補 強の検証や床版疲労問題における健全度評価や余寿命推定などの研究に活用されている.

また、プレストレストコンクリート床版(以下 PC 床版という)については、RC 床版の評価式 を拡張した東山らの押し抜きせん断耐力による疲労強度の評価法が提案されており^{22),23)}、実橋の PC 床版の耐久性評価法や要求性能基準へ適用拡大するための研究がされている^{24),25)}.

NEXCO の高速道路の特定更新事業で実施される床版取替工事においては、プレキャスト PC 床版による取替え標準としており、工事の調達に関しては、プレキャスト PC 床版の接合構造について、100 年間の疲労耐久性を有することを要求性能として、受注者が任意に構造を選択できる要求性能基準が制定されており^{26),27)}、生産性を向上させる新技術や新工法を進展させていくためには、性能評価法に関する技術開発が重要な研究課題となっている.

1.2 本論文の研究対象と意義

本論文では,輪荷重走行による性能評価試験と走行計測による非破壊検査の判定技術の適用性 を研究対象とした.そして,高速道路橋のコンクリート床版について,長寿命化技術に関する要 求性能の観点から各種検討を行う.本論文の主要な研究課題の1点目は,輪荷重走行試験により, 各種コンクリート床版の耐久性能の観点から検証を行うものである.検証方法は,実物大床版供 試体を用いた輪荷重走行試験により床版の損傷過程を摸擬し,劣化損傷原因の究明,補修・補強 工法の適用性の検討,性能評価試験方法や疲労強度の推定方法の提案,既設 RC 床版の補修・補 強に対する延命効果を比較検証した.2 点目は,長期保全の観点からコンクリート床版の維持管 理について,将来的に床版取替工事で採用が増加する PC 床版の点検・診断に着目し,車両走行 計測による効率化・高度化を検討した.PC 床版の変状をスクリーニングするため,漏洩磁束法に よる PC 鋼材の破断検知技術を車両走行計測で実現するための計測技術と診断技術について検討 を行った.

本研究の成果は, RC 床版において,上面打換え補修における適用区分,上面増厚工法におけ る端部施工方法の改善,増厚床版再劣化に対する補修技術の開発と効果検証の適用性を示したこ とである.また,PC 床版においては,疲労耐久性の性能評価方法の確立,維持管理の効率化を図 るため,PC 鋼材の非破壊検査法の適用性を示した.本論文の意義は,高速道路橋のコンクリート 床版において,輪荷重走行試験に基づく要求性能事項と性能評価法に関する技術的知見を示し, 床版の性能を長期的に持続させる長寿命化技術を導入するための技術基準の策定や,維持管理に おける PDCA サイクルの改善または効率化による生産性向上を図るための基礎資料を示したこ とにある.

1.3 論文構成および技術的課題の解決方法

本論文は,筆者が高速道路橋におけるコンクリート床版の長寿命化技術の研究で取り組んだ課題より,輪荷重走行疲労試験や漏洩磁束法の車両走行計測実験に基づき,劣化損傷原因,性能評価方法,補修効果の検証,非破壊検査の適用性について,考察し結論付けを行った.

つぎに,技術的課題の背景と研究目的について以下に示す.

床版の維持管理における点検から措置までの流れについては、外観目視で確認された変状に対 してパネル単位に損傷状態を評価し、その評価に基づいて、径間単位での措置の必要性を判断す る対策区分の判定を行い、予算に応じた優先順位付けによる計画的な対策を実施するのが一般的 である. 橋長 2.0m 以上の道路橋では、5 年に 1 回を基本とする近接目視点検が義務化されてか ら、平成 30 年度で一巡目の定期点検が完了し、全国統一指標としての健全性の診断を適用した各 メンテナンスサイクルの記録のデータベース化が進んでいる 7. しかしながら、床版の維持管理 は、道路管理者ごとに定められた異なる点検要領や基準等に基づいて行われており、さらには個々 の技術者で維持管理上の判断が異なる場合もある. 国の点検要領等では、パネル単位の損傷評価 と部材単位の対策区分の判定との直接的な対応や、対策区分の判定と国に報告する健全性の診断 との関連が明示されていないものもあり、最終的な対策の有無を判断する際、特に高度な技術が 求められる場合には、個々の技術波の知識や経験に頼らざるを得ないのが現状である. 高速道路 における既設 RC 床版の補修・補強においても、近年、既設床版コンクリートの上面劣化が顕在 化しており、個々の劣化変状に対する一定の補修・補強工法の技術は示されているものの、上面 の土砂化などの変状や上面増厚床版などのはく離再劣化等、その変状形態が多様化しているため、 変状形態に応じた適切な対策方法の選定指標等の整備の充実させることが継続課題となっている.

つぎに,高速道路のリニューアル工事として進めている床版取替工事では,プレキャストPC床版(RCループ継手構造)への取替えが標準となっており,道路橋示方書で示された耐用年数100

年間の目標に対して NEXCO の設計要領 ²⁶⁾においては,取替え後の床版については 100 年間の耐久性を有することが要求性能基準として定められており,その適用工事も増加している. NEXCO の特定更新事業の更新計画⁹⁾が開始されて以降,工事施工業者において,プレキャスト床版の接合構造が新たに開発されており,性能評価方法について継続的な研究が求められている.

高速道路橋橋の維持管理業務については、今後、老朽化した橋梁インフラの増大や維持管理業 務の多様化により、橋梁技術者不足が懸念されている.これらに対応するためには、現在の維持 管理業務において生産性向上や業務効率化に資する研究が求められており、点検・診断から詳細 調査、措置・対策の選定、設計・施工の実施において、維持管理業務の PDCA サイクルをシーム レスに展開するための組織体制や運用基準の充実を図ることが課題となる.その課題への対応の 1つとして、点検・診断から詳細調査の過程で非破壊検査などを積極的に導入することで、高度 診断や対策選定のための支援技術の導入により技術者不足を解消することが考えられる.将来的 に、コンクリート床版の維持管理対象として PC 床版の増加が想定されることから、PC 床版の健 全度評価の 1 次判定の非破壊検査として、車両走行計測の導入による点検診断支援技術の確立が 求められている.

図 1.3.1 に本論文全体の論文構成図を示し、各章の技術的課題を示す. コンクリート床版の長期 保全の維持管理に関する背景を踏まえ、本論文の高速道路橋コンクリート床版の長寿命化技術の 検討課題に対し、以下の手順で課題解決を図る.

第2章では、高速道路橋コンクリート床版における維持管理の現状について、設計基準の変遷、 国内の上面増厚工法の変遷、コンクリート床版の変状と損傷形態の特徴を調査し、補修・補強技 術や健全度判定法等に関する現状を踏まえて、既往の研究における現状調査と課題整理を行う.

第3章で上面打換えの断面修復の施工方法や補修効果について,第4章で上面増厚床版の劣化 抑制対策方法に関する耐久性評価の検討について,床版供試体を用いた輪荷重走行試験による比 較検討を行う.さらに,第5章では,上面増厚床版の再劣化後の補修対策について,実橋の追跡 調査により効果の確認を行う.つぎに,第6章では,プレキャストPC床版における疲労耐久性 の性能評価試験法について,床版供試体の輪荷重走行試験による破壊性状の確認を行い,PC床版 の押抜きせん断耐荷力の算定方法および,PC床版の疲労強度推定のSN曲線の検討を行う.そし て,第7章では,PC床版のPC鋼材の非破壊壊検査による維持管理の高度化・効率化のため点 検・診断の支援技術による高度化について,PC床版のPC鋼材の破断検知に着目し,漏洩磁束法 の車両走行計測への拡大に対する適用性について検討を行う.第8章では,第3章から第7章ま での検討結果を踏まえて,今後の技術開発の展望について考察する.

7



・コンクリート床版の長寿命化技術の性能評価技術と点検・診断技術の重要性
 ・コンクリート床版の維持管理サイクルの生産性向上

図 1.3.1 本論文の構成および技術的課題解決の流れ

第1章「序論」

我が国のインフラ維持管理の現状について、人口減少やインフラ老朽化の現状、国土交通省の インフラ維持管理計画などの動向について述べ、高速道路橋のコンクリート床版の維持管理を取 り巻く環境について、現状整理を行う.そして、本論文の目的と意義、論文構成と研究課題の解 決方法を示す.

第2章「高速道路橋コンクリート床版における現状と課題」

第2章では、高速道路のコンクリート床版の現状を調査する.調査対象は、高速道路のコンク リート床版における維持管理上の重点課題とし、既設 RC 床版の上面劣化や上面増厚床版の再劣 化に対する維持管理上の重点課題として、床版設計基準の変遷、既設 RC 床版の上面劣化や上面 増厚床版の再劣化に対する実橋床版の損傷実態の調査分析、および、抑制対策などの延命化技術 や再劣化後の現状対策を調査し、検討対象を選定する.

また,高速道路リニューアル工事の床版取替に対して,今後,増加する床版取替のプレキャス ト PC 床版に適用されているコンクリート床版の長寿命化技術の現状,および,コンクリート床 版の疲労耐久性に関する性能評価技術の現状を調査し,検討対象を抽出する.

さらには、高速道路橋コンクリート床版の維持管理サイクルについて現状の整理を行い、PC床 版における維持管理業務の生産性向上に資する検討事項を抽出する.

第3章「床版上面打換えの施工方法による検討」

第3章では、既往の研究成果により、既設 RC 床版のコンクリート上面打換えによる断面修復 工法に着目し、はつり取りと表面処理の組合せによる断面修復後の付着強度の比較による評価を 行う.検討は、はじめにハツリ工具を用いる打撃工法の場合の部分的な断面修復について、はつ り取りと表面処理状態の組合せ、断面修復材の種類、接着剤塗布などの対策の組合せにより、断 面修復後の付着強度を比較することで、耐久性に影響を及ぼす断面修復方法の適用性を検討する.

更に、床版上面打換えの施工方法について、部分的な打換え、パネル単位の打換え、実橋撤去 床版の打換えにより、それぞれ断面修復した後の疲労耐久性について検討を行うこととし、輪荷 重走行試験による破壊性状の確認による検証を行うとともに疲労強度の推定による検討を行う. 疲労強度の推定による検討では、新設 RC 床版の床版供試体を比較対象として評価を行う.

第4章「上面増厚床版施工目地部の延命化対策に関する検討」

第4章では、上面増厚床版供試体を製作して輪荷重走行疲労試験による検討を行う.

検討は、実橋の上面増厚床版の施工目地部と同様の剥離損傷を再現するため、劣化損傷を誘発 する要因を特定するための要素試験結果により行う.そして、要素試験で特定した製作方法によ り床版供試体を製作し輪荷重走行試験を行い,既設 RC 床版に対する上面増厚工法の適用可能な 劣化の程度を求めるため、劣化程度の異なる床版供試体により耐久性を比較評価する. また,上面増厚補強後の早期劣化に対する抑制対策の効果を確認するため,輪荷重走行試験に よる比較検証を行う.この比較実験結果に基づき,上面増厚工法の施工において劣化損傷を抑制 する標準的な対策工法を提案する.また,提案した対策工法を規準化するために,対策工法の耐 久性を照査する試験方法を検討する.

第5章「上面増厚床版における再劣化補修後の実橋調査」

第5章では、上面増厚床版の再劣化損傷に対する補修対策を実施した実橋の追跡調査を行い、 実橋における補修効果を確認する.

調査対象は、上面増厚補強後にはく離損傷をした床版と上面のSFRCに変状が発生した床版として、上面増厚補強を行った後にはく離損傷が発生し樹脂注入により補修を行った事例において、 樹脂注入直後に実施した実橋載荷試験と同様に現地で実橋載荷試験を行い比較による評価を行う.

また,塩害や凍結融解により上面劣化した上面増厚床版の抜本的な劣化補修工法として実橋で 実施されたビニロン繊維補強コンクリートによりパネル単位の打換えを実施した事例については, 実橋における追跡調査および,打替え実施から7年後と12年後の詳細点検結果の整理により,調 査を行う.

第6章「PC床版における疲労耐久性評価法の検討」

第6章では、PC 床版における疲労耐久性評価法の検討を行う.

プレキャスト PC 床版の輪荷重走行試験による検討により,プレキャスト床版相互の継手構造 を有する PC 床版と継手構造を有しない PC 床版の輪荷重走行試験により破壊性状の確認と疲労 破壊における耐荷性能の検討を行う.

また、これらの試験結果を用いて、新たな疲労強度推定のための「押抜きせん断破壊の力学モ デル」を検討し提案するとともに、本研究で実施した輪荷重走行試験と既往の PC 床版供試体の 輪荷重走行試験による疲労破壊結果を合わせた結果から、PC 床版の疲労強度の両対数 SN 曲線を 検討し、高速道路のリニューアル工事の床版取替に適用する性能評価法として提案する. さらに は、輪荷重走行試験による性能評価試験法に適用する 100 年間の疲労耐久性を評価するための載 荷荷重と等価繰り返し回数を検討し、試験条件の提案を行う.

第7章「PC 床版の PC 鋼材非破壊検査の車両走行計測に関する検討」

第7章では,道路橋のPC床版に配置されたPC鋼材に着目し,路面側から漏洩磁束法により 効率的に破断検出できる手法の適用拡大を行うため,車両走行による着磁・計測の効率化・高度 化の適用性に関する検討を行う.

はじめに、大型電磁石を用いた漏洩磁束法の着磁・計測について検討し、大型電磁石をクレーンで吊り上げた状態で人力により移動させて、PC 床版内の PC 鋼材を着磁させる方法や、着磁後の漏洩磁束の手動計測を行い、PC 床版内部の PC 鋼材の破断検出について、床版供試体による確認実験を行う.

また,この結果を踏まえて車両走行計測を行うための計測装置の開発と着磁計測結果の磁場解 析による画像処理方法の検討を行い,PC 鋼材の着磁・計測において,着磁の条件や着磁後の磁束 密度分布による破断検出結果を比較検証する.

さらには,漏洩磁束法による車両走行計測の適用方法について,検討結果を踏まえて,現地の 実装に向けた計測装置の実用化の方向性についても検討を行う.

第8章「コンクリート床版に関する長寿命化技術の展望」

第8章では、コンクリート床版に関する長寿命化技術の展望について、本論文の各章の検討結 果を踏まえて技術開発の方向性について考察を行う.本論文では、高速道路橋のコンクリート床 版の長期保全の観点から、今後の既設 RC 床版の上面打換えに対する技術開発の方向性として、 増厚床版や既設 RC 床版の延命化対策の新たな適用性の方向と新技術・新工法に対する現状を踏 まえて、方向性の考察を行う.

また,更新後の PC 床版の疲労耐久性評価について,多様化する床版取替工事に対する輪荷重 走行試験による性能評価技術の展望について考察する.

さらには、コンクリート床版の長寿命化技術として、維持管理の効率化・高度化に向けた考察 を行う.

第9章「結論」

本研究の結論について, 増厚床版の延命化, 打換え床版の補修効果, PC 床版の耐久性評価の技術, PC 床版の点検・診断技術の効率化・高度化の検討結果の総括を行った. そして, インフラ構造物を将来に継承する持続可能なコンクリート床版の長寿命化技術の目指す方向性について結論付けた. 最後に, 本研究で技術的課題として対象にした性能評価法や適用性拡大の研究や技術開発の継続的な取組みについてのまとめを行う.

巻末資料「リニューアル工事における床版長寿命化の技術」

高速道路の特定更新等工事で実施された,鋼単純合成鈑桁橋の床版取替工事および断面分割施 工を行った床版取替工事について,コンクリート床版の長寿命化に向けた取組について,今後, 技術開発において重要となる設計・施工上の課題と対策方法について,工事の実践で得られた新 たな技術的知見で今後の特定更新工事に必要となる技術の整理を行い,巻末資料として取りまと める.

参考文献

- 国土交通省HP, 道路統計年報2020 道路の現況, 表5 都道府県別道路現況(高速自動車国道);
 https://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-data/tokei-nen/2020/nenpo02.html,(参照 2023-01-19)
- 高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会報告書,2014.1.22; https://www.c-nexco.co.jp/koushin/committee/,(参照 2023-01-19)
- 3) 高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会 提言書,2014.1.22;
 https://www.c-nexco.co.jp/koushin/committee/,(参照 2023-01-19)
- 4) 令和4年版「高齢社会白書」(令和4年6月14日閣議決定),内閣府HP; https://www8.cao.go.jp/kourei/whitepaper/w-2022/zenbun/04pdf_index.html,(参照 2023-01-19)
- 5) 社会資本の老朽化の現状と将来予測,インフラメンテナンス情報,国土交通省HP; https://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/maintenance/02research/02_01.html,(参照 2023-01-19)
- 6) 令和4年度国土交通省白書; https://www.mlit.go.jp/statistics/file000004.html, (参照 2023-01-19)
- 7) インフラ分野のDXアクションプラン,国土交通省,2022.3, https://www.mlit.go.jp/tec/tec_tk_000073.html, (参照 2023-01-19)
- 8) 田中洋介;国土交通省におけるインフラ分野のDXの加速化に向けた取組と今後の展開,JCI ジャーナル, Vol.65,No.5,pp378-383,2022.5.
- 9) 東・中・西日本高速道路 高速道路の更新計画について, 2015.3.25
- 10) 鋼道路橋設計示方書 昭和31年 日本道路協会, 1956
- 11) 道路橋示方書 鋼橋編 昭和48年 日本道路協会, 1973
- 12) 道路橋示方書 鋼橋編 平成6年 日本道路協会, 1994
- 長谷俊彦;高速道路における長寿命化の取組み, JCIジャーナル, Voi.57, Np.5, pp329-334, 2019.5.
- 14) 設計要領第二集 橋梁保全編;東・中・西日本高速道路㈱, 2014.7
- 15) 上面増厚工法設計施工マニュアル;高速道路調査会,平成7年11月
- 16) 岩立次郎;上面増厚工法を施工した床版の現状と延命対策,橋梁と基礎, Vol.54, pp35-38, 2020.8.
- 17)野島昭二,鯨井辰弥;樹脂注入による床版上面増厚工法の延命化技術;橋梁と基礎, Vol.54,pp39-42,2020.8.
- 18)前田幸雄,松井繁之;鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力の評価式,土木学会論文集 第 348号, V-1,pp133-141,1984.8.

- 19) 松井繁之,前田幸雄;道路橋RC床版の劣化度判定法の位置提案,土木学会論文集,第473号,I-6,pp419-426,1986.10.
- 20) 阿部忠;鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力に関する研究,日本大学生産工学部研究報告A,第38巻第2号,2005.12.
- 21) 阿部忠,木田哲量,高野真希子,川井豊;道路橋RC床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価,土木学会論文集A1(構造・地震工学),Vol.67,No.1,pp39-54,2011.
- 22) 東山浩士,松井繁之;橋軸方向プレストレスしたコンクリート床版の走行荷重に対する疲労耐久性に 関する研究,土木学会論文集, No.605, I -45, pp 79-90, 1998.10.
- 23) 東山浩士,松井繁之,水越睦視;PC床版の押抜きせん断耐荷力算定式に関する検討,構造工学
 論文集,Vol.47A,pp1347-1354,2001.3.
- 24) 長尾千瑛, 広瀬剛: プレキャストPC床版継手の疲労耐久性照査試験, PC工学会, PCの発展に関 するシンポジウム, Vol.26, pp189-192, 2017.10.
- 25) 鋼·合成構造標準示方書, 土木学会
- 26) NEXCO設計要領第二集 橋梁保全編; 東·中·西日本高速道路㈱, 2020.7
- 27) NEXCO 構造物施工管理要領:東·中·西日本高速道路㈱, 2020.7

第2章 高速道路橋コンクリート床版における現状と課題

第2章では、高速道路橋コンクリート床版において、適用されている道路橋示方書の設計基準 やRC床版の上面増厚補強に関する変遷、および、床版上面の劣化変状の特徴と現状の対策につ いて調査を行い、本論文で検討課題とする対象の抽出を行う.

2.1 道路橋コンクリート床版設計基準の変遷

我が国の鉄筋コンクリート床版(以下「RC床版」という)の設計基準は、大正15年に「道路 構造に関する細則案(内務省土木局)」で設計荷重や鉄筋コンクリートの許容応力度が示された¹⁾ のが最初であり、その後、昭和31年の「鋼道路橋示方書(建設省道路局)」で現在の道路橋示方 書に近い内容に規定されている²⁾.設計に用いる外力としては、自動車輪荷重の主として軸重(輪 荷重)の影響に着目して等方性を有する弾性版理論による理論解に近似させた床版設計用の断面 力のほかに、最小床版厚の制限と配力鉄筋量を主鉄筋量の比率(25%)以上配置すること等が規 定化されている.その後に、疲労損傷が多発したことから、昭和42年の「鋼道路橋一方向鉄筋コ ンクリート床版の配力鉄筋要領(建設省道路局長通達)」で配力鉄筋が主鉄筋量の 70%以上と定 められ³⁾,昭和46年には「鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計について(建設省道路局長通 達)」で、配力鉄筋量を主鉄筋量に比率でなく、新たに規定された設計用断面力に対して設計を行 うこととされた⁴⁾.この間、床版設計用の鉄筋許容応力度が他の構造部材の設計に対する規定と は別に低めに設定されるなど、疲労耐久性の向上に配慮した改訂がなされている.昭和43年の 「鋼道路橋の床版設計に関する暫定基準(案)(日本道路協会)」では、床版設計用の鉄筋の許容 応力度を137N/mm²と低く抑えられ⁵⁾,昭和53年以降は、更に、20N/mm²程度の余裕を持たせ ることが推奨されており、最小床版厚さにおいても、現在と同様の160mmとなっている⁶⁾.

設計荷重については、平成6年の「道路橋示方書I共通編」より、車両の大型化で輪荷重が8 ton から10ton に見直しされている⁷). **表** 2.1.1 に RC 床版の設計基準の変遷を示す⁸.

一方,プレストレストコンクリート床版(以下「PC床版」という)については,昭和43年に 「プレストレストコンクリート道路橋示方書」が制定され⁹⁾,コンクリート橋に用いることを想 定して設計断面力などの内容が規定化された.その後,昭和53年に「道路橋示方書IIIコンクリー ト橋編」が取りまとめられた¹⁰⁾.

コンクリート橋に用いる場合を前提とした床版の規定では,桁と床版が剛に結合されている条件から設計断面力の算定式が定められており,PC床版では前提となる床版支間がRC床版の4mに比べて6mと拡大されていたこと,プレストレスの導入効果を期待して最小床版厚が低減されたことが特徴である.なお,鋼橋に用いる床版についてもコンクリート橋の規定を参考に設計すべきとされていたが,平成14年以降は「道路橋示方書II鋼橋編」で,新たにPC床版に関する規

定が設けられ,桁の剛性や桁と床版の結合条件の相違なども考慮した鋼橋に用いる場合の設計基準が規定されている¹¹⁾(表 2.1.1).また,RC 床版の疲労耐久性の照査方法として,輪荷重走行試験機を用いた階段状荷重漸増載荷による試験方法が国土交通省より提案されており¹²⁾,H24道路橋示方書において疲労耐久性が損なわれないことが規定されている¹³⁾.H29道路橋示方書では,部分係数設計法が本格導入されている¹⁴⁾.

	基準	鋼輪荷重 (tf)	活荷重曲げモーメント(tfm)※注 1		配力 鉄筋量	許容応力度 (kgf/cm2)		最小床版厚 (cm)	
		(01)	主鉄	筋	配力鉄筋	win ±	鉄筋	コンク	
1926	道路構造に関す	P-						リート	
(大15) (大15)	る細則案	4.5(T-12)	_		_	_	1200	45	_
	(內伤有)	P=					1200	40	
		2.25(1-8)							
1939 (昭 14)	鋼道路橋設計示 方書(案)	P= 5.2(T-13)	-		-	_	1300	$\sigma_{28}/3$	_
	(内務省)	P= 3.6(T-9)						≤ 65	
1956	鋼道路橋設計示				-		1300		
(昭 31)	万書 (日本道路協会)					王鉄筋 の		$\sigma_{28/3} \le 70$	
1001						25%以上			14 (有効版厚 11)
1964 (昭 39)	鋼道路橋設計示 方書		$(1+i) \times (0.4P(L-$	1)/(L+0.4)					
1005	(日本道路協会)		ただし, 2.0 <l:< td=""><td>≦4.0</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></l:<>	≦4.0					
1967 (昭 42)	鋼道路橋一方向 RC床版の配力鉄				_	主鉄筋			
	筋設計要領 (建設省)					の 70%以上		$\sigma_{28/3} \le 80$	
1967	鋼道路橋の床版							_00	
(昭 43)	設計に関する暫 定基準	D-					1400		
1971	(日本道路協会)(日本道路協会)	8.0(T-20)				左記に	-		
(昭 46)	ト床版の設計に	P=				対する			3L+11≧16
	(建設省)	5.6(T-14)	0.8(0.12L+0.07)P	0.8(0.1L+0.04)P	より		$\sigma_{28/3}$	
1059	****			各 井曲		決定		≥100	
1973 (昭 48)	追路橋示方書 (日本道路協会)		大型車交	貝何曲 げモーメ	0.8(0.1L+0.04)P				
			通量 1000 台 /(日·方向)以	ントを生 じる場合	大型車交通量				
1978	道路橋 RC 庄版		上で 20%増し	は別途	1000 台/(日・方向) 以上で 20%増し		1400	_	31.+11>16
(昭 53)	の設計・施工につ			負荷曲			(余裕		(大型車交通量,
	いて (建設省)			ントを			200)		寺沈下考慮)
1980 (昭 55)	道路橋示方書 (日本道路協会)			割増し			1400		3L+11≧16
1000	学的技工士事							_	91 + 11 > 10
1990 (平 02)	道路橋示方書 (日本道路協会)						1400		3L+11≥16 (大型車交通量,
1994	道路橋示方書		2.5 <l td="" ≤<=""><td>_</td><td></td><td>_</td><td>(宗裕 200)</td><td></td><td>等沈下考慮)</td></l>	_		_	(宗裕 200)		等沈下考慮)
(平 06)	(日本道路協会)	P=10.0	4.0で, 1.0±(I						
1996	道路橋示方書	(T荷重片側)	2.5)/12						
(平 08)	(日本道路協会)		を刮瑁し						
2002 (¥.14)	道路橋示方書	1							
(+ 14)	(口平迴哈励云)								
2012 (平成 24)	道路橋示方書 (日本道路協会)								
2015	****								
2017 (平 29)	^{追路橋示万書} (日本道路協会)								

表 2.1.1 道路橋 RC 床版の設計基準の変遷⁸⁾

※注 1) 連続版で主鉄筋が車両走行方向に直角の場合. H29 道路橋示方書よる部分係数設計法

NEXCO の高速道路橋においては,平成 10 年に日本道路公団が鋼橋の標準的な形式として鋼 少数主桁橋を導入し,鋼橋においては 6m を超える PC 床版の設計規定が「設計要領第二集」¹⁵⁾ に規定されるとともに,日本道路公団試験研究所において,移動載荷疲労試験機による疲労耐久 性の検証が行われている¹⁶⁾.

2.2 コンクリート床版における健全度評価法の現状

RC 床版の損傷度は、床版下面の遊離石灰の滲出状況やひび割れ発生状況に着目したパネル別 損傷度判定により評価してきた.この方法は、簡便に床版の損傷度を判定できるため、現状の評 価手法の基本となっている.しかしながら、パネル別損傷度判定は外観目視による定性的な判定 であり、点検者の判断による差が生じやすいことと、劣化した床版の補修補強対策後に新たな漏 水や遊離石灰の滲出が見られなくなると、床版の損傷度評価が難しくなる.近年では、床版上面 の舗装路面の損傷を加えた判定指標が示されている.

このようなことから、本研究においては、床版の健全度評価に関する技術について収集・整理 を行い、技術的課題を抽出することとした.

2.2.1 RC 床版の劣化度判定方法

(1) RC 床版のたわみ劣化度

床版の疲労劣化度を示す指標として,松井らの研究¹⁷⁾において,RC床版の疲労実験から活荷重 たわみが引張側コンクリート無視の理論値に到達した状態の劣化度を1.0と定義し,供用開始前の ひび割れの全くない健全な状態の劣化度を0として,以下の関係指標が提案されている.このとき の活荷重たわみは,床版コンクリートを全断面有効とした理論値に一致する.よって,ある測定時 の実測活荷重たわみをWとし,その時点の劣化度は,式(2.2.1)で定義されている.あわせてRC床 版のたわみ劣化度の概念図2.2.1に示す.

床版たわみについては、引張側を無視して得られる使用限界相当の計算たわみを超えるような 場合、床版の損傷状態が終局限界に近づいていると判断でき、破壊直前の状況の推定に用いるこ とが可能である¹⁷⁾.

 $D_{\delta} = (W-W_0) / (Wc-W_0) \cdots \cdots \cdots \cdots (2.2.1)$

Ds:たわみ劣化度

W:活荷重たわみ

W₀: コンクリート全断面有効とした理論たわみ

Wc: 引張側コンクリート断面を無視した理論たわみ

たわみ測定による方法としては、実橋で簡便に床版たわみを計測する方法として、舗装面から 衝撃荷重を与えたときのたわみ量を測定して損傷度を評価する落下衝撃加振たわみ測定機 (FWD, IIS) による計測手法 ^{17), 18)} が開発されており、交通規制を行いながら簡便に評価できる方法とし て有効である.



図2.2.1 RC床版のたわみ劣化度概念図¹⁸⁾





(2) ひび割れ密度の判定

ひび割れ密度は、床版下面の単位面積当たりのひび割れ長さとして定義され、ひび割れ幅によ らずにすべてのひび割れ長さの合計で評価を行う.コンクリート床版の劣化度の指標として、主 桁間と横げた(対傾構)間に区切られた床版パネル単位で健全度判定に用いられている.

(3) ひび割れ密度と床版たわみの相関性

図 2.2.2 にひび割れ密度とたわみ劣化度の関係を示す.たわみ劣化度が 1.0 に達するまでは,たわみ劣化度とひび割れ密度に線形関係が見られるが,たわみ劣化度が 1.0 を超えると,ひび割れ密度は 10m/m² をやや超えたあたりで停留する.したがって,ひび割れ密度が 10m/m² に達している床版に対しては,たわみ劣化度を用いた評価を併用することが必要となる ¹⁸.

(4) 舗装路面におけるポットホールの有無

舗装の劣化や埋設ジョイント上での損傷を除けば、舗装のポットホールは床版上面のかぶりコ ンクリートの砂利化(骨材化)に起因して発生していることが指摘されている.このことから、 床版の損傷実態を推測する上でポットホールの有無は重要な点検項目として位置付けられる.そ の発生位置や発生箇所数に応じて補修の判断指標として用いられている¹⁹.

床版上面の劣化は、塩害による鉄筋のさびの膨張によって生じるひび割れ、凍害やアルカリシ リカ反応(以下「ASR」という)によって生じる層状のひび割れ、疲労によって上側鉄筋に生じ る水平ひび割れなどが起因して、舗装の損傷から水が浸入して複合的な劣化として顕在化すると 考えられている.

1967(昭和 43)年の道路橋示方書改訂 ⁹⁾で最小床版厚の増加見直し(14cm→16cm)に加えて, 1973(昭和 48)年の道路橋示方書改訂 ¹⁰⁾により,大型車交通量の多い場合について,コンクリート 床版の配力鉄筋量の割増(20%増加)が規定されたことから,これ以降の基準で設計された床版 では,押抜きせん断疲労破壊による損傷が減少している代わりに,床版上面の土砂化による劣化 変状が,先行して顕在化する事象が見られている.

(5) はく離・浮きの有無

床版上面,下面のかぶりコンクリートの損傷や,上面増厚部あるいは鋼板接着部の浮き,はく 離現象が劣化度を診断するうえで必要な指標となる.その調査方法は,たたき点検の他に,超音 波法,赤外線法,インパクトエコー法等の手法が採用されている.これらは,局部的な損傷を調 査するものと,ある程度広い面積を全面的にとらえて評価する手法であり,点検支援技術などの 研究開発が行われている²⁰⁾.一方,早期の床版補修の必要性や交通規制を求められる使用限界の 判定項目としては,遊離石灰の滲出状況,ひび割れ密度,舗装のポットホールの発生状況が主な 評価指標に用いられており,これらは目視点検等において比較的調査しやすい評価項目である.

2.2.2 RC 床版の健全度評価方法

RC 床版下面のひび割れによる評価方法は,床版下面の二方向ひび割れの発生状況や遊離石灰の滲出状況は目視調査によって簡便に把握でき,床版の損傷実態が概ね確実に把握できることから,NEXCOの高速道路の RC 床版の判定基準として最初に導入された判定指標である²¹⁾.この判定指標は,定期点検結果として記録され,パネル別(表 2.2.1),スパン別(表 2.2.2),橋梁毎の補修の要否についての判定基準として活用されてきた.この指標の着目時期は,遊離石灰が1 方向に発生した時(写真 2.2.1)あるいは2方向に発生した時(写真 2.2.2)で,床版補修の実施判断を行う時期となっている.

劣化度		床版の状況	判定の基準
А	一般部	遊離石灰が二方向に発生しており,両方ともその間隔が 50cm 以	劣化が著しい。
		下で,かつ,遊離石灰が泥水, 錆汁で変色している. また, 「B」で	緊急な補修が必要.
		その進行が早いもの。	
	継目部	施工継目において, 遊離石灰が, 泥水, 錆汁で変色している.	
В	一般部	遊離石灰が二方向に発生しており, 両方ともその間隔が 50cm 以	劣化が大きい.
		下で,その色が白いもの.また「C」でその進行が早いもの.	早急な補修が必要.
	継目部	施工継目において, 遊離石灰が発生しており, その色が白いも	
		<i>の</i> .	
С	遊離石灰が	二方向に発生しており,いずれかの方向の間隔が 50cm 以上おな	劣化が大きくなりつつある.
	っている. (1	亀甲状となっていない,またはその間隔が大きい.)	適切な時期に補修が必要.
	遊離石灰を	伴わないひび割れが二方向に発生しており,両方ともその間隔が	
	50cm 以下。	となっている. また, 「D」でその進行が早いもの.	
D	遊離石灰が	一方向に発生している.	劣化は小さい.
	遊離石灰を	伴わないひび割れが二方向に発生している.	定期的な点検が必要.
E	遊離石灰お	よび二方向のひび割れが認められない.	

表 2.2.1 パネル別(主桁×横げた)床版の劣化度判定(遊離石灰およびひび割れ)²¹⁾

表 2.2.2 スパン別(支間×幅員)床版の劣化度判定 21)

劣化度	床版の状況	判定の基準
V	床版パネルの 40%以上にB以上の劣化がある.	劣化が著しい.
		緊急な補修が必要.
IV	床版パネルの 30%以上にB以上の劣化がある.	劣化が大きい.
		早急な補修が必要.
Ш	床版パネルの 40%以上に D 以上の劣化がある.	劣化は大きくなりつつある.
		適切な時期に補修が必要.
П	床版パネルの 30%以上に D 以上の劣化がある.	劣化は小さい.
		適切な時期に補修が必要.
Ι	床版パネルの 30%未満にD以上の劣化がある.	劣化は小さい.
		部分的な補修が必要.



写真 2.2.1 RC 床版下面の 1 方向ひび割れと遊離石灰²²⁾



写真 2.2.2 RC 床版下面の2方向ひび割れと遊離石灰 22)

224 11								
道路	A法施行規則	則(国土交逋省点検要領)	NEXCOにおける橋梁の健全度判定区分(主桁および床版)					
における部材毎の健全性の診断区分			NEXCO点検要領(2014年時点)			NEXCO点検要領(2019年7月		
						改訂以	降)	
マイ	}	状能	変	密 状 や	定義	変	定義	
<u>⊢</u> ,	,	1/124	此が	本化の准		平方	AL 42	
			1/ 2	変化の進		1/ 2		
				1丁				
			F			F		
IV	緊急	構造物の機能に支障が生じ	—	—	-	IV	耐荷性能又は走行性能の低	
	措置	ている. 又は生じる可能性が者					トが生じている. 又は生じる可	
	段階	しく同く, 糸芯に相直を講りる べき状能					肥住が向く, 系忌相直が必要な 状能	
Π	早期	構造物の機能に支障が生じ	v	深刻な	耐荷性能の低下が深刻	Π-2	耐荷性能又は走行性能の低	
	世界	る可能性があり,早期に措置を	•	中能が惑	であり安全性に問題があ	ш 2	下が生じる可能性が高く,速や	
	1日 旦.	講ずべき状態		仏態が光	る.または走行性能の低下		かな措置が必要である.	
	段階			生してい	が深刻であり使用性に問			
				る	題がある.			
			IV	変 状 が	耐荷性能が低下しつつ	Ш-1	耐荷性能又は走行性能の低	
				著しい	あり安全性に支障を及ぼ ナートがまえ またはま行		下が生じる可能性があり、早期に世界が必要な少少な	
					9芯れかめる.または定门 性が低下しつつあり使田		に指直が必要な状態。	
					性に影響を及ぼす恐れが			
					ある.			
П	予防	構造物の機能に支障が生じ	Ш	変 状 が	劣化がかなり進行して	Ⅱ -2	耐荷性能及び走行性能に対	
	保全	ていないが,予防保全の観点か		発生して	おり耐荷性能又は走行性		する注意が必要で予防保全の	
	品味	ら措置を講ずることが望まし		いろ	能の低下に対する注意が		観点から適切な時期に措置を	
	+219	い状態.		*7 /14 ->	必要じめる。 ダルけ進行しているが	π 1	行うことが呈ましい状態。 耐荷林能及び未行林能に対	
			ш	軽 俶 な	耐荷性能又は走行性能は	п-1	する注音が必要で予防保全の	
				发 状 が 発	低下していない.		観点から適切な時期に対策検	
				生してい			討を行うことが望ましい状態.	
				る				
I	健全	構造物の機能に支障が生じ	I	問題と	劣化の進行が見られな	Ι	耐荷性能及び走行性能の低	
-		ていない状態.	-	たる変状	い.	-	下が無い状態.	
				がわい				
				11-12.6				

表2.2.3 NEXCOにおける高速道路の橋梁における健全度区分23)

現在,NEXCOの高速道路橋に適用される健全度評価区分は,国土交通省の道路橋定期点検要領 22)において4段階(I~IV)の診断区分が規定されているのに対して,NEXCO保全点検要領21)に おいて,表2.2.3に示す5段階(I~V)の評価区分が規定されている.高速道路では,走行性能の低 下が安全性に大きく影響を及ぼすため,速やかに措置を講じる必要があり,安全側となるように 緊急対応や措置を行って補修後の評価を記録しなければならないことから,このような健全度区 分を採用している²¹⁾.なお,現在のNEXCO点検要領は,健全性の診断区分において健全度評価区 分の変状グレードと定義が見直しされ,2019年7月に改訂されている.

床版下面の劣	的化度判定	浮き・はく離等による劣化度判定				
		а	b	с	d	
エフロレッセンス	А	AA	AA	AA	AA	
及びひび割れによ る劣化度判定 (パネル判定)	В	AA	AA	BB	BB	
	С	AA	BB	CC	CC	
	D	BB	CC	DD	DD	
	Е	$\mathbf{C}\mathbf{C}$	DD	\mathbf{EE}	\mathbf{EE}	

複合パネル 判定		舗装路面・床版上面の 劣化度			:面の	判定の基準
		S4	$\mathbf{S3}$	S2	S1	
床版	AA	SS	SS	SS	SA	SS:劣化が深刻で、更新が必要
下面	BB	SS	SS	SA	SB	SA: 劣化が者しく、更新が必要 SB: 劣化が大きく、更新が必要
ラル 度 CC		SS	SA	SB	SC	SC:劣化が進行して、部分補修、予防保全が必要
	DD	SA	SB	SC	SD	SD: 劣化はみられないか,予防保全の検討が必要
	EE	SB	SC	SD	SE	

表 2.2.5 複合パネル判定 21)

表 2.2.6 複合スパン判定による更新の実施判断²¹⁾

健全度評価	床版の状態	標準的な実施判断
Vf	SB以上のパネルが 40%以上	更新
IVf	SB 以上のパネルが 30%以上	更新
Шf	SC 以上のパネルが 40%以上	更新
Πf	SC 以上のパネルが 30%以上	修繕(部分補修含む)
I f	SC 以上のパネルが 30%未満	修繕(部分補修含む)

表 2.2.7 鋼橋 RC 床版の劣化パネル判定の指標(舗装路面・床版上面)²¹⁾

劣化度	舗装路面・床版上面の状況(いずれかに該当)	備考
S4	 ・舗装補修箇所,開削箇所においては浮き・はく離が生じており,床版コンクリートの砂利化,泥化が発生していたり,鉄筋が腐食して断面欠損していることが確認できる.(舗装路面に泥状物質の析出していることもある) ・コア調査により,水平ひび割れ等が確認され,水が存在するもの. ・路面から非破壊検査(電磁波法・電磁誘導法やたたき点検等)で,床版上面の劣化が広範囲で推測される. ・塩分量調査で,1.2kg/m3を大きく超える箇所が確認できる. 	劣化が著しい 緊急的な対策必要
S 3	 ・舗装補修箇所,開削箇所においては浮き・はく離が生じているが,砂 利化,泥化には至っていない。 ・鉄筋の腐食が一部で見られる(錆汁等確認できる)。 ・路面から非破壊検査(電磁波法・電磁誘導法やたたき点検等)で,床 版上面の劣化が部分的に推測される。 ・塩分量調査で,1.2kg/m3を大きく超える箇所が一部で確認できる。 	劣化が大きい 早急な対策必要
S2	 局部的なポットホールの補修あるいは亀甲状のひび割れが確認されるが、補修箇所における浮き・はく離は局部的 路面から非破壊検査(電磁波法・電磁誘導法やたたき点検等)で、床版上面の劣化が局部的に推測される。 塩分量調査で、1.2kg/m3に近い個所が確認できる。 	劣化が大きくなり 通ある.適切な時 期に対策必要
S1	 ・舗装路面に変状が見られない.補修跡,補修履歴が無い. ・路面から非破壊検査(電磁波法・電磁誘導法やたたき点検等)で,床版上面の劣化が推測されない. ・塩分量調査で,塩分量が低い. 	対策不要

改定されたNEXCOの点検要領²¹⁾では、コンクリート床版上面の劣化が顕在化していることな どを考慮し、床版取替の実施判断を行うための判定指標として、舗装路面のポットホールの有無 により劣化度判定を行っている。判定は、表2.2.4に示す床版下面のパネル総合判定と表2.2.5に示 す舗装路面・床版上面を合わせた複合パネル判定結果から、表2.2.6に示す複合スパン判定により、 橋梁の1連単位で、RC床版の更新または修繕の標準的な実施判断を行うものである。また、舗装 路面・床版上面の劣化パネル判定については、RC床版の上面のコンクリートの劣化が舗装路面の 変状に大きく影響を及ぼすことから、表2.2.7に示す劣化パネル判定指標を設けている²³⁾.

2.2.3 RC 床版および PC 床版の疲労耐久性評価法

大阪大学をはじめとする国内の研究機関において,鋼橋 RC 床版の疲労に関する研究が輪荷重 走行試験により実施されており^{24)~34)},床版の押抜きせん断力学モデルに基づく耐力算定式と S-N 曲線式が提案され,RC 床版の疲労耐久性の評価に活用されている.PC 床版の疲労耐久性の評 価法については,押抜きせん断耐力算定にプレストレスを導入したコンクリートのせん断強度式 を用いた PC 床版の耐力算定式が提案されているものの活用されていない状況である.筆者らは, これらを用いて PC 床版の S-N 曲線式への適用拡大が可能であると考え,国内の研究成果から, 一方向 PC 床版の押抜きせん断耐力の評価方法を導くため,以下に既往の研究成果を示す.

(1) RC 床版の押抜きせん断耐荷力の算定法

a)松井らの方法

鋼橋 RC 床版の疲労は,実橋の劣化の状況から,橋軸直角方向のひび割れが進展し貫通した 後,床版支間方向に床版が梁状化し,最終的に押抜きせん断破壊に至ることが知られている.

松井・前田らにより提案された床版の押抜きせん断力学モデルを基礎として、松井らは、輪荷 重の影響を受けて疲労した破壊直前の梁状化したひび割れを伴う床版の押抜きせん断力学モデル として図 2.3.3 を提案し式(2.2.1) 式を導いている. RC 床版の疲労強度は、前述の破壊力学モデ ルに基づき、輪荷重の等価繰返し荷重と押抜きせん断耐力の比率として無次元化した S-N 曲線式 (2.2.2) が提案されている. この 2 つの式は、1964 年から 1973 年の道示に準拠して設計された RC 床版の輪荷重走行試験結果に基づき提案されたものである²⁵⁾.

$$P_{sx} = 2B(f_{cv0} \cdot X_m + f_t \cdot C_m)$$
(2.2.1)

$$\log (P/P_{sx}) = -0.078351 \log N + \log 1.520$$
(2.2.2)

ここに,

*P*_{sx}: 押抜きせん断耐力(N), *B*: はり幅 *B*=*b*+2*d*_d,
 a, *b*: 輪荷重の主鉄筋方向, 配力筋方向の辺長

 X_m :主鉄筋に直角な断面の圧縮縁から中立軸までの距離 C_m :引張側主鉄筋のかぶり、 d_d :引張側配力筋の有効高さ f_{cv0} :コンクリートのせん断強度 (N/mm²): f_{cv0} =0.252 f'c-0.00251 f'c² f_t :コンクリートの引張強度 (N/mm²): f_t =0.269 f'c^{2/3}

 $f'_c: コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)$

P:輪荷重の等価繰返し荷重(kN), N:輪荷重の等価繰返し載荷回数(回)



図 2.2.3 松井らの RC 床版押抜きせん断力学モデル 24),25)

b) **阿部らの方法**

阿部らの提案しているRC床版の疲労強度の評価法20-28)は、1980年から1994年の道示により 設計されたRC床版を対象として輪荷重走行試験に基づき提案されたものである.阿部らの対象と したRC床版では、圧縮領域におけるコンクリートのせん断強度は、終局限界状態における複鉄筋 長方形断面の圧縮鉄筋が降伏せずに等価応力ブロックとして作用するものとしている.また、床 版支間方向の下側鉄筋のダウエル効果による破壊抵抗範囲は、松井らが引張側主鉄筋かぶり*Cm*の 2倍を考慮するものに対し、阿部らは疲労試験結果から観察された押抜きせん断破壊形態より、引 張側主鉄筋と引張側配力筋の平均かぶり*Cx*の4倍を考慮している.これらの結果により図2.2.4に 示す破壊直前の押抜きせん断力学モデルに基づく耐力算定法の式(2.2.3)が提案200され、疲労試験 結果から無次元化された式(2.2.4)のS-N曲線式が導かれている27.松井らの提案した床版の押抜 きせん断破壊の力学モデルに比べて、異形鉄筋の使用により床版の押抜きせん断破において引張 側鉄筋のダウエル効果による破壊抵抗範囲が平均かぶりの4倍程度と広くなっている.

$P_{sx} = f_{cv0} \{ 2(B+2a) a + 2(A \cdot a) \} + f_t \{ 4(2dd+B)C_x \}$	(2.2.3)
$\log (P/P_{sx}) = -0.06417 \log N + \log 0.996$	(2.2.4)

ここに,

 P_{sx} : 押抜きせん断耐力(N), *A*, *B*: 輪荷重の主鉄筋方向,配力筋方向の辺長(mm) *a*: 主鉄筋方向(*a*_x),配力筋方向(*a*_y)の等価応力ブロックの平均値(mm) *a*=(*a*_x + *a*_y / 2), *a*_{x,y} = *m*/2{*p*-*p*'($\varepsilon'_{cu} \cdot E_s/f_{yd}$) + ([*p*-*p*'($\varepsilon'_{cu} \cdot E_s/f_{yd}$)]² + *p*' · 4 β /*m* · *d*'/*d* · $\varepsilon'_{cu} \cdot E_s/f_{yd}$)^{1/2}}*d m*=*f*_{yd}/0.85 *f*'_c, *p*=*A*_s/(*b* · *d*), *p*'=*A*'_s/(*b* · *d*), β =0.8, \leq *f*'_c=50*N*/*mm*², (*b*=1000*mm*) *C*_x: ダウエル効果の影響を示す寸法効果(mm), *C*_x = *C*'_d =((*C*'_x + *C*'_y)/2) (mm) *C*'_d: 引張側主鉄筋かぶりと引張側配力筋のかぶりの平均値(mm) *C*'_x: 引張側主鉄筋の有効高さ(*d*_x)と引張側配力筋の有効高さ(*d*_y)の平均; (*d*_d = *H*-*C*'_d) (mm) *H*: 床版厚(mm) *f*_{cv0}: コンクリートのせん断強度 (N/mm²), *f*_{cv0}=0.688 *f*'_c^{0.610} \leq *f*'_c=80 N/mm²

 $f_t: コンクリートの引張強度 (N/mm²), f_t=0.269f'c^{2/3}, f'c: コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)$ P:輪荷重の等価繰返し荷重 (kN), N:輪荷重の等価繰返し載荷回数 (回)

阿部の提案しているコンクリートせん断強度 *fcv0*は,20~80N/mm²の全域を同一試験で実施したものでないとし,円柱および角柱供試体による20~80N/mm²の同一せん断強度試験で得た結果から新たなせん断強度の式(2.2.5)を提案したものである²⁸⁾.



図2.2.4 阿部らのRC床版押抜きせん断力学モデル²⁷⁾

(2) PC 床版の評価法

東山らは、プレストレス導入効果を考慮した PC 床版の押抜きせん断耐力の算定方法^{29)~31)を} 提案している.床版断面の圧縮領域におけるコンクリートのせん断破壊抵抗、引張側鉄筋のダウ エル効果による破壊抵抗、PC 鋼材のダウエル効果による破壊抵抗範囲を考慮し、図 2.2.5 に示す PC 床版の押抜きせん断力学モデルに基づく耐力式として式(2.2.6)が提案されている³¹⁾.

 $P_{sx} = f_{cv0} \{ 2\beta_d (a + 2\alpha_m \cdot x_m) x_d + 2\beta_m (b + 2\alpha_d \cdot x_d) x_m \} + f_t \{ 2(a + 2\alpha_m \cdot d_m) C_d + 2(b + 2\alpha_d \cdot d_d + 4C_d) \\ C_m \} + f_t (n_{pm} \cdot 2C_{pm} \cdot 2C_{pm} + n_{pd} \cdot 2C_{pd} \cdot 2C_{pd}) \cdot (2.2.6)$

ここに,

P_{sx}:押抜きせん断耐力(N), a,b:輪荷重の主鉄筋方向,配力筋方向の辺長(mm)

xm, xd: 主鉄筋, 配力筋に直角な断面の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

Cm. Cd: 引張側主鉄筋のかぶり, 引張側配力筋のかぶり (mm)

d_m, *d*_d: 引張側主鉄筋の有効高さ, 引張側配力筋の有効高さ(mm)

n_{pm}, n_{pd}: せん断破壊領域内にある主鉄筋方向,配力筋方向の PC 鋼材本数(本)

C_{pm}, C_{pd}: せん断破壊領域内にある主鉄筋方向,配力筋方向の PC 鋼材から引張側主鉄筋,引張 側配力筋までの距離(mm) f_{cv0} : コンクリートのせん断強度 (N/mm²), $f_{cv0} = 0.656 f'_c^{0.606}$, f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

 $f_t = 0.269 f_c^{, 2/3}, \sigma_{pm}, \sigma_{pd}$: 主鉄筋方向のプレストレス, 配力筋方向のプレストレス(N/mm²) α_m, α_d : プレストレスによる押抜きせん断破壊面の角度変化による破壊領域の広がりを表す係 数: $\alpha_m = 1/\tan\theta_m, \alpha_d = 1/\tan\theta_d, \theta_m = (1/2)\tan^{-1} \{2.01 (f_t^2 + f_t\sigma_{pm})^{1/2}/\sigma_{pm}\}, \theta_d = (1/2)\tan^{-1} \{2.01 (f_t^2 + f_t\sigma_{pm})^{1/2}/\sigma_{pm}\}$

 β_m , β_d : コンクリートのせん断強度 f_{cv0} に対するプレストレスを考慮した見かけのせん断強度の 向上率を表す係数: $\beta_m = (f_t^2 + f_t \sigma_{pm})^{1/2} / f_t$, $\beta_d = (f_t^2 + f_t \sigma_{pd})^{1/2} / f_t$



図2.2.5 東山らのPC床版押抜きせん断力学モデル³¹⁾

上記の算定方法は、床版断面の圧縮領域におけるせん断破壊抵抗に関して、導入されたプレス トレスがコンクリートのひび割れ発生応力度を向上させるとして、二面せん断試験結果から得ら れたコンクリートのせん断強度に増加補正係数として *Bm*, *Bd*を乗じた見かけのせん断強度を用い て表現されている.東山らは、この見かけのせん断強度を用いることが合理的でないとして、プ レストレスを導入したコンクリートのせん断強度を見直して耐力算定方法を修正している.コン クリートのせん断強度については、伊東が提案した式の適用範囲 322 および並木らが提案した式の 適用範囲³³⁾で不足している 50N/mm²付近の領域の試験値を補完した追加試験により, コンクリートの圧縮強度が 20~80N/mm²の領域を推定するコンクリートのせん断強度の修正式として, 式(2.2.7)を導いたものである.東山らは,式(2.2.6)の β_m , β_d に対して,プレストレスを導入した コンクリートのせん断強度の f_{cvm} と f_{cvd} を算定する場合は,プレストレスがせん断破壊面に垂直 に作用するとして考え,主鉄筋方向に $\sin\theta_m$,配力筋方向に $\sin\theta_d$ を乗じて,低減したプレストレ スを用いている.そのため,プレストレスを導入したコンクリートの二面せん断強度について, 伊東が行った実験結果と東山らの研究で軸力を一定に制御して行った実験結果を合わせ整理し, 以下の無次元化した式(2.2.8)を導いている³⁴⁾.

ここに,

$$f_{cv}: プレストレスを導入したコンクリートのせん断強度(N/mm2)
 $f_{ev0}: 通常のコンクリートのせん断強度(N/mm2)
 $o_p: せん断破壊面に垂直な方向の低減されたプレストレス(N/mm2)$$$$
この式(2.2.8) から求まる式(2.2.9)と式(2.2.10)により、プレストレスを導入したコンクリートのせん断強度の相関式を直接用いる押抜きせん断耐力算定方法として式(2.2.11) が提案されている.

 $P_{sx} = 2f_{cvd}(a + 2\alpha_m \cdot x_m)x_d + 2f_{cvm}(b + 2\alpha_d \cdot x_d)x_m + f_t\{2(a + 2\alpha_m \cdot d_m)C_d + 2(b + 2\alpha_d \cdot d_d + 4C_d)C_m\} + f_t(n_{pm} \cdot 2C_{pm} \cdot 2C_{pm} + n_{pd} \cdot 2C_{pd} \cdot 2C_{pd}) \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (2.2.11)$

ここに,

Psx: 押抜きせん断耐力(N), a,b:輪荷重の主鉄筋方向,配力筋方向の辺長(mm)

xm, xd: 主鉄筋, 配力筋に直角な断面の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

dm, dd: 引張側主鉄筋,引張側配力筋の有効高さ(mm)

Cm, Cd: 引張側主鉄筋, 引張側配力筋のかぶり(mm)

npm, npd: せん断破壊領域内にある主鉄筋方向, 配力筋方向の PC 鋼材の本数(本)

C_{pm}, *C_{pd}*: せん断破壊領域内にある主鉄筋方向,配力筋方向の PC 鋼材から引張側主鉄筋,引張 側配力筋までの距離(mm)

a_m, a_d: プレストレスによる押抜きせん断破壊面の角度変化による破壊領域の広がりを表す係

数: $a_m = 1 / an heta_m$, $a_d = 1 / an heta_d$

θ_m, θ_d: 主鉄筋方向, 配力筋方向のせん断破壊角度,

 $\theta_m = (1/2) \tan^{-1} \{ 2.01 (f_t^2 + f_t \sigma_{pm})^{1/2} / \sigma_{pm} \}$

 $\theta_d = (1/2) \tan^{-1} \{ 2.01 (f_t^2 + f_t \sigma_{pd}) \frac{1}{2} / \sigma_{pd} \}$

σ_{pm}, *σ_{pd}*: 主鉄筋方向, 配力筋方向のプレストレス(N/mm²)

f_{cvm,fcvd}:低減したプレストレスを用いて式(2.2.9)または式(2.2.10)より求まる主鉄筋方向,配力

筋方向のコンクリートのせん断強度(N/mm²)

 $f_{cvm} = f_{cv0} - 2.247 \sigma_{pm}^2 / f_c' + 1.719 \sigma_{pm}$

 $f_{cvd} = f_{cv0} - 2.247 \sigma_{pd}^2 / f_c' + 1.719 \sigma_{pd}$

 f_{cv0} : コンクリートのせん断強度(N/mm²), $f_{cv0}=0.656 f'_{c}^{0.606}$

 f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²), f_t = 0.269 f_c ^{2/3}

(3) RC床版の疲労強度S-N曲線

(既往の床版のS-N曲線)

RC床版の疲労強度の推定方法においては、国内ではいくつかのS-N曲線式が提案されている. S-N曲線の縦軸は、作用荷重Pを押し抜きせん断耐荷力Psxで除して無次元化したS=P/Psxとして 等価繰り返し回数Nの両対数グラフで示されており、現状において、以下の図2.2.6に示すS-N線 が提案されている.



図2.2.6 RC床版のS-N曲線

>======================================		
①松井式24),25)	$\log (P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.520$	(2.2.2)
②阿部式26)~28)	$\log (P/P_{sx}) = -0.06417 \log N + \log 0.996$	(2.2.4)
③土木研究所式35)	$\log (P/P_{sx}) = -0.05450 \log N + \log 0.956$	(2.2.12)
④土木学会共通試験式3	6) $\log (P/P_{sx}) = -0.04263 \log N + \log 0.790$	(2.2.13)

松井らが提案するS-N曲線式は,昭和39年鋼道路橋示方書に準拠して製作した床版(S39床版) で,鉄筋に丸鋼を用いた供試体を用いて輪荷重走行試験の結果が得られた式に,一部に異形鉄筋 を用いた供試体の結果を含めたS-N曲線として式(2.2.2)を提案している^{24),25)}.阿部らは,平成6年 道路橋示方書に基づいて設計し,輪荷重走行試験結果から得られたS-N曲線として式(2.2.4)を提 案している^{26)~28)}.

土木研究所では、H8年道路橋示方書に準拠したRC床版供試体を用いて、土木研究所が所有す る輪荷重走行試験機での試験結果を基にS-N曲線を検討し、式(2.2.12)を提案している³⁵⁾.土木学 会では、S39床版供試体を用いて各研究機関が所有する輪荷重走行試験機を用いて共通試験を実 施して、それらをまとめた結果からS-N曲線を検討し式(2.2.13)を提案している³⁶⁾. また,土木学会の鋼構造委員会による性能照査設計法を標準とする調査研究成果において, 2008年に鋼・合成構造標準示方書が制定されて以降,性能照査設計において床版の章が設けられ ており,道路橋床版の性能照査設計としてRC床版のS-N曲線による耐疲労性の照査方法が示され ている³⁷⁾.

RC床版のS-N曲線は、単輪による輪荷重走行試験により検討されたもので、床版支間長が長い く複数の輪荷重が載荷される場合の評価を行う場合には、阿部らの研究により、2.0m~4.0mの床 版支間領域において押抜きせん断耐荷力を平準化する補正方法が提案されている³⁸⁾.

2.2.4 床版の輪荷重走行試験方法

(1) 移動載荷疲労試験機の能力

本研究に使用した輪荷重走行試験の試験機の概要について説明する.試験機は、実際の輪荷重 の走行状態を再現するため、床版に車輪による荷重を負荷させた状態で載荷位置を移動させるも のであり、実物大の橋梁床版等の疲労耐久性をより実際に近い状態で確認することが可能である. 表2.2.8 に試験機の主要諸元を、図2.2.6 に試験機の外観図を示す.本試験機は、クランク式の輪 荷重走行試験機で、載荷範囲は、床版供試体の中心に対して前後1.5m (全長3.0m)となっている.

試験機の能力としては,最大床版支間6.0m までの供試体での疲労試験が可能で,移動載荷時の 最大荷重は鉄輪を1輪載荷した状態で490kN である.また,載荷は鉄輪ではなく,大型車の後輪 に相当するダブルタイヤを使用し,直接載荷する方法もあるが,定格空気圧を大きくしてもダブ ルタイヤ(輪荷重相当)で約70kNの載荷が限界である.このため,通常,疲労試験に使用してい る鋼製の載荷板(20×50cm)を橋軸方向に並べた軌道を床版上面に設置し,その上を鉄輪が走行す る載荷方法で行うこととしている.輪荷重走行は,通常行われる載荷速度として34 回/分(17rpm) で実施し,疲労試験途中の静的載荷試験に要する時間も考慮して1日当り4万回の載荷を行うこと が可能である.

項	目	仕様
供試体量	最大寸法	幅 7.0m×長さ 15.0m(床版)
載荷点移動装置	鉛 直 方 向	床面より1.5~4.0m
	幅 方 向	試験機中心より±1.5m
移 動 載 荷	最大荷重	490kN
	載 荷 方 法	単輪載荷,一軸載荷,タンデム載荷
	移動載荷ストローク	±1.5m
	移動速度	30rpm(1往復2秒)
	荷 重 の波 形	正弦波, 三角波, 可変台形波, 任意波
動 的 定 点 載 荷	最大荷重	981kN
	繰り返し速度	±1.5mm 2Hz 以上
	荷 重 の波 形	正弦波, 三角波, 可変台形波, 任意波
静的定点載荷	最大荷重	2940kN
	最大ストローク	200mm

表2.2.8 疲労試験機の主要諸元



図2.2.6 輪荷重走行試験に使用する疲労試験機の外観図

(2) 床版供試体の支持方法

床版の設計法については、H8道路橋示方書以降に示されるT荷重(衝撃含む)による床版の単 位幅あたりの曲げモーメントが示されており、等方性版のたわみに関する理論計算を基に、床版 を施工するときに生じる床版厚や配筋の誤差等を考慮して、10~20%の安全を確保した算定式と なっている.輪荷重走行試験の床版供試体の一般的な支持方法を図2.2.7に示す.長辺方向におい て、鉛直方向の変位のみを拘束した単純支持方式を採用しており、丸鋼により水平変位と回転変 位に抵抗なく追随することが可能である.そのため、短辺方向においては、図2.2.7と同じ支持状 態にして橋軸方向の連続状態を再現するだけの十分な供試体長さを確保する場合と、図2.2.8に示 すように、端横桁を利用した弾性支持梁を設置する場合があり、弾性支持梁を設置する場合、横 桁に適切な剛性を持たせることにより、床版供試体に疑似的に一方向版としての挙動を再現する ことが可能となる.弾性支持の桁の断面2次モーメントをパラメータにとり、実橋床版と同一の輪 荷重を床版供試体(辺長比:a/b=2)の床版支間6mと3mの場合で、床版供試体中央に載荷すると きのたわみや断面力の変化の計算例を表2.2.8に示す.仮に端横桁がH-300で構成されているとき、 横桁の断面2次モーメントは、約5,000cm⁴程度となる.







図2.2.8 端横桁部の弾性支持梁

	剛性 I(cm ⁴)	1.00E+00	1.00E+01	1.00E+02	1.00E+03	1.00E+04	1.00E+05	1.00E+06	1.00E+07	一方向版
	W	0.492	0.492	0.492	0.490	0.482	0.467	0.462	0.461	0.477
弹性支持版	Mx	2.769	2.769	2.769	2.765	2.739	2.691	2.677	2.675	2.723
a=3(m)	My	2.353	2.353	2.353	2.355	2.369	2.393	2.400	2.401	2.384
	Qx	8.090	8.090	8.090	8.090	8.087	8.082	8.080	8.080	8.237
	W	0.778	0.778	0.778	0.778	0.775	0.757	0.737	0.733	0.754
弾性支持版	Mx	3.413	3.413	3.413	3.412	3.405	3.370	3.332	3.324	3.360
a=6(m)	My	2.996	2.996	2.996	2.996	2.999	3.018	3.038	3.042	2.992
	Qx	7.692	7.692	7.692	7.692	7.692	7.691	7.690	7.690	7.533

表2.2.8 床版のたわみと断面力(等方性)の算出事例(a/b=2)

(3) 輪荷重走行試験における載荷方法

橋軸方向の走行範囲は床版供試体を中心に前後3.0mで,実橋の連続走行状態を再現するため, 図2.2.9に示すように移動しながら供試体中央で設定荷重に達し,端部で荷重を除荷することが可 能である.



図2.2.9 輪荷重載荷の走行範囲と荷重制御方法

また,輪荷重の載荷方法は,鉄輪による単輪載荷,一軸載荷,タンデム載荷が可能である.輪荷走行 における載荷荷重は,1輪載荷で最大490kNまで可能である.また,輪荷重走行時は,写真2.2.1に示すよ うにコンクリート床版上面の橋軸方向に鋼製の載荷板(200mm×500mm×68mm)を敷き並べ,その上に 厚さ12mmの鋼板を設置した上面を鉄輪により走行するものである(図2.2.10).



(a) 載荷板の敷設状況

(b) 軌道の設置状況

写真2.2.1 輪荷重の載荷軌道部



図2.2.10 床版上面の軌道の設置位置

荷重載荷ステップは、H24道路橋示方書の「第9章 床版 9.1.2 設計一般」の解説で、図2.2.11に 示す国土交通省における鉄筋コンクリート橋床版の輪荷重走行試験結果の例が示されている¹³⁾. この方法によると、RC床版の破壊メカニズム再現できることが確認されており、また疲労耐久性 がある程度明らかになっている床版との相対的な比較が有効とされている.



図2.2.11 輪荷重走行試験の載荷荷重と載荷回数¹³⁾

(4) 既往の研究実績事例

NEXCOのコンクリート床版における輪荷重走行試験を導入した研究事例について紹介する. 平成8年頃,当時の日本道路公団が建設する新東名高速道路や新名神高速道路の鋼桁橋において, コスト縮減や施工合理化を図る技術開発および耐久性に関する性能評価の研究が実施されている. そして,鋼桁製作における合理化に加えて,従来の多主桁形式に代わり2主桁または3主桁などの 構造を取入れた少数主桁形式が誕生した.北海道縦貫自動車道ホロナイ川橋において,PC床版を 有する鋼2主桁橋形式が計画され,最初の試験施工が実施された³⁹⁾.床版構造は,床版支間2.5m~ 3.0mで4主桁に対応した連続版のRC床版に代わり,床版支間6.0mで2主桁に対応した橋軸直角方 向にプレストレスを有するPC床版が採用された.

PC床版の疲労耐久性の検証は、H8道路橋示方書の床版設計基準に対応するコンクリート床版 を対象とし、輪荷重走行試験を実施している¹⁶. 図2.2.12に輪荷重走行試験を実施した床版供試体 の構造寸法を、表2.2.9にRC床版とPC床版の鋼材配置を示す. 最初に実橋の実物大供試体の試験として、単純版の床版支間6.0mに対応するPC床版2体 (t=300mm,t=240mm)を実施した. PCA-0は、床版支間6.0mで床版厚は「道路橋示方書(II鋼 橋編)」の解釈により、準支間を適用した最小床版厚300mmで、設計荷重に対してコンクリート の許容引張応力度以下となるようにプレストレスを導入している.また、PCB-0は、道路橋示方 書の最小床版厚以下となる240mmで設計荷重に対して許容ひび割れ幅発生限界となるようにプ レストレスを導入している.輪荷重走行試験の結果、疲労破壊に至らずに試験を終了している.

っぎに,疲労破壊するまで試験を行い比較するために,H8道路橋示方書の基準で同じ必要床版 厚さ250mmとし,表2.2.10に示す設計荷重時の発生応力度が許容引張応力度を満足するように, 連続版の床版支間2.75m(t=250mm)に対応するRC床版(鉄筋許容応力度に対して20N/mm²の余 裕量を確保)と単純版の床版支間4.0m(t=250mm)に対応するPC床版(コンクリートの許容引張応 力度以下)の供試体を製作した.また,同一の条件による荷重載荷ステップで輪荷重走行試験を 実施し,疲労破壊までの性状確認と計測による比較検討を実施している¹⁶.

図2.2.13は,輪荷重走行試験の載荷荷重ステップ図を示し,それぞれの床版供試体の試験終了時の載荷荷重と載荷回数を矢印で表示している.また,図2.2.14にRC-1,図2.2.15にPC-1の破壊状況を示す.RC-1およびPC-1ともに,押抜きせん断破壊で疲労破壊したことを確認している.



図2.2.12 NEXCOにおける最初の輪荷重走行試験

供試体	床版厚	床版支間	方向	PC	鉄筋	PC 鋼材
	(mm)	(m)			(mm)	(mm)
DCA-0	200	C 00	橋軸	×	D19@100	—
FCA-0	500	6.00	直角	0	D10@100	1S21.8@500
DCD-0	PCB-0 240	6.00	橋軸	×	D19@100	—
PCD-0			直角	0	D13@100	1S21.8@500
DC 1	250	4.00	橋軸	×	D19@100	—
PC-1	250	4.00	直角	0	D13@100	1S21.8@500
DC-1	250	2.25	橋軸	×	D16@125	—
KU-1	250		直角	×	D19@125	—

表2.2.9 床版供試体の鋼材配置

※鋼材(鉄筋:SD345, PC 鋼材:SWPR7B, ポストテンション)

表2.2.10 床版供試体の設計曲げモーメント(衝撃込み)

供試体	設計上の	床版支間方向	床版支間直角方向
	床版支間(m)	(kNm/m)	(kNm/m)
PC-1	4.00	77.5	49.5
RC-1	2.75	40. 1	25. 7



図2.2.13 輪荷重走行試験による載荷荷重ステップと試験結果

ひび割れの進展状況は、RC-1は早い段階から亀甲状のひび割れが放射状に進展するのに対し て、PC-1は橋軸直角方向のひび割れが先行し、RC-1に比べて亀甲状のひび割れが放射状に広が るのが遅れる.最終的な破壊後のせん断破壊角度は、RC-1がほぼ40°程度の角度となっている が、PC-1においては、橋軸方向はRC-1と同様に40°程度の角度となっているが、橋軸直角方向 (床版支間方向)は、30°から10°と緩やかな角度となっていることを確認し、押抜きせん断 破壊の抵抗範囲が大きいことが確認されている.



RC-1 供試体

図2.2.14 輪荷重走行試験による押抜きせん断破壊(RC-1供試体)





図2.2.15 輪荷重走行試験による押抜きせん断破壊(PC-1供試体)

2.3 高速道路橋コンクリート床版の劣化変状と対策

高速道路橋の鉄筋コンクリート床版(以下,RC床版と称す)は、通行車両からの荷重を直接受け、床組、主桁に荷重を伝達する重要な部材である.また、通行車両の輪荷重や路面排水の影響を常に受けることから、橋梁の中でも最も過酷な環境に置かれる部材である.RC床版が損傷を受けた場合、通行車両の安全性、走行性に直接影響を及ぼすほか、特に合成桁橋においては、RC床版が主桁と一体となって荷重を受け持つことから、RC床版の損傷が橋梁全体の耐荷力を低下させるため、RC床版の損傷を防ぎ健全な状態を維持することが極めて重要な課題である.

既設RC床版の補修・補強工法の選定については、補修・補強時の設計、破壊メカニズムに応じ た補修・補強、および作業空間の制限や通行車両の安全確保、および経済性を考慮し最適な工法 を選択する必要があり、それらを考慮して数多くの工法が開発されている.

2.3.1 RC 床版の疲労損傷

(1) 輪荷重の繰り返し載荷による疲労損傷

建設年代が古く床版厚の薄い橋梁(昭和40年前半から昭和47年の道路橋示方書の基準で設計 された橋梁)に多く見られる損傷であり、交通量の増加、通行荷重の増大に伴い、床版コンクリ ートのひび割れが進行し、浸水による遊離石灰の沈着、鉄筋の腐食を経て、最終的には押抜きせ ん断破壊に至る.

したがって,疲労損傷が進行している場合には,図2.3.140に示す劣化の進行過程において,2.2.1 で示した,たわみ劣化度とひび割れ密度の進展を詳細調査して,現状のRC床版の耐荷力を推定す ることが可能となり,具体的な補修・補強の対策の検討が可能となる.



図 2.3.1 鉄筋コンクリート床版の疲労損傷の進行過程 40)

(2) 塩害による損傷

建設当初から材料に含まれていた塩分,または飛来塩分や凍結防止剤の散布など,外的要因に より床版内に塩分が侵入し,鉄筋の腐食および腐食膨張によりかぶりコンクリートの剥離を誘発 する.劣化抑制対策として,腐食環境に応じてコンクリート内の鉄筋かぶりの増加や防水工の施 工により,塩分を含んだ路面排水が直接床版面に到達しないようにすることが重要である.

(3) コンクリートの中性化

大気中の炭酸ガス(二酸化炭素等)がコンクリートに侵入し、炭酸化反応を起こすことにより コンクリート内部のpHが低下する現象で、中性化深さが鉄筋の位置まで達すると、鉄筋の不動 態皮膜が破壊され腐食膨張からコンクリートのひび割れを誘発する. コンクリートかぶり厚が不 足している場合に、中性化深さが早期に鉄筋位置まで達することから、供用開始から数年が経過 した時期に鉄筋腐食が発生することもある.

(4) アルカリシリカ反応

アルカリシリカ反応性鉱物を含有する骨材を含むコンクリートで、反応性骨材がコンクリート 中のアルカリ水溶液に反応してアルカリシリカゲルを生成し、周囲の水分により異常膨張しひび 割れを誘発する.骨材が原因であるため地域的な傾向が生じる.

(5) 凍害による損傷

コンクリート中の水分が凍結,融解を繰り返すことにより劣化が進展する.微細ひび割れ,ス ケーリング,ポップアウトとして現れる.北海道,東北の寒冷地やその他地域の山間部等で発生 する比率が高い.

(6) 補修・補強対策

コンクリート床版の劣化変状への対策について,現地に適用されてきた補修・補強対策について,以下の工法があげられる.従来のRC床版では,床版下面から対策を実施した実績も多い.

ひび割れ注入は、床版のひび割れ内にエポキシ樹脂またはセメント粒子を注入し、コンクリートの一体化を回復させる工法である.

断面修復は、床版の豆板、空洞、剥離などコンクリートの断面を修復する工法である。断面修 復材料にはセメントモルタルや樹脂モルタルがある。

鋼板接着工法は、既設床版の下地処理を行った後に、一般には45mm厚の鋼板が用いられ、鋼板 をアンカーボルトで止め、その後、エポキシ樹脂を注入し、一体化させる工法である。鉄筋とし ての断面効果を期待して、曲げ剛性を向上する工法であり、鉄筋量が不足している床版に適して いる.問題点は、鋼板が腐食することや、アンカーボルトの抜け落ち、施工後の再損傷に対して 点検・診断が困難なことである.

縦桁増設工法は、既設床版の支持桁間に1~2本の縦桁を増設し、床版の曲げモーメントを低 減するとともに、床版たわみ抑制に効果がある.縦桁、横桁を増設し、縦桁の床版と下フランジ の隙間にエポキシ樹脂を注入して一体化させる方法である.ただし、増設縦桁による死荷重増加 に対して留意する必要がある.

炭素繊維シート接着工法は、近年、施工実績が増加している工法で、既設床版の下地処理を行った後、エポキシ樹脂を含浸させた炭素繊維シートを床版に接着させる工法である。補強の考え 方は、鋼板接着工法と同様であるが、鋼板に比べて、軽量で死荷重の増加が少なく、施工が容易 で、かつ,耐候性を有すると共に腐食の心配がない工法である。課題としては、補強後の点検・診 断が困難となることである。また、床版のせん断耐力の補強効果は期待できない。

下面増厚工法は,既設RC床版の下面の下地処理を行った後に,床版下面に補強鋼材をアンカー で取り付け,モルタルにより既設床版の下面から30mm増厚し,一体化する工法である. 増厚した 分だけ死荷重が増加する. モルタル,補強鋼材,アンカーに補強効果,施工性,防錆防食を考慮 した材料を用いる.

上面増厚工法は、アスファルト舗装をはがし、床版コンクリート上面を切削機により10mm程 度切削し、この面にショットブラストを行い、この後、鋼繊維入り超速硬コンクリートを約70~ 80mm打込みし、コンクリートフィニッシャーで締め固めて、既設床版と一体化させる工法であ る.床版の増厚によって、床版の剛性が高まり、曲げおよびせん断耐力が向上する.増厚による 死荷重の増加に対しては、増厚コンクリートの死荷重増加分に対してアスファルト舗装を薄くす ることによって小さくするように配慮する必要がある.

プレキャスト床版による取替工法は、橋梁の塩害、交通量および大型車両の増加などに起因す る道路橋床版の劣化損傷が報告されている.損傷を受けた道路橋床版の補修工法として、プレキ ャスト床版による取替工法がある.本工法は、現場打ち床版(RC, PC あるいは合成床版)によ る取替工法に対して、現場施工の期間が短縮でき、交通規制期間が短縮できる利点がある.橋梁 の補修・補強工事において交通規制の問題は重要な要素であるので、プレキャスト床版による床 版取替工事は今後増加するものと予想される.

既設RC床版の上面打換えは、近年の高速道路橋のコンクリート床版の劣化変状の特徴としては、 RC床版の上面劣化によるコンクリート床版上層の凍結融解、塩害、ASRなどの複合劣化による土 砂化の変状が、舗装路面にポットホールを誘発して走行車両に影響を及ぼす事態となっており、 高速道路の維持管理において深刻な問題となっている.これらを解決するためには、コンクリー ト上面の断面修復による打換えが必要不可欠となり、その補修技術の確立が喫緊の重要課題とな っている.

2.3.2 RC 床版における上面増厚工法の変遷

高速道路橋において,昭和47年以前の鋼道路橋示方書の基準で設計された鋼橋RC 床版は,現 行の基準に比べ,主桁間隔が広く床版厚が薄く配力鉄筋量が少ない構造となっている.このため, 年々交通量が増加する路線において,車両の大型化も伴って繰返し荷重や老朽化等の要因により, 遊離石灰を伴ったひび割れ等の損傷が床版全体にわたって発生する状況がみられた.また、縦桁 増設工法等により床版補強を行った橋梁についても、損傷が進行したものもあり、損傷の著しい 箇所は局所的な対処療法として、部分打替工法により補修が行われた橋梁もある。そのため、損 傷が広範囲に及ぶ橋梁については、局所的な工法で対処できないため、根本的な補強対策が必要 となった. このような経緯から, 鋼橋RC 床版の全体に及ぶ損傷に対し有効な補強工法の一つと して、鋼繊維補強コンクリート(SFRC)を用いた床版上面増厚工法の開発、検討および改良が行わ れてきた(図2.3.1). 一方, この床版上面増厚工法を基礎として増厚コンクリートの中に鉄筋を 配置し、曲げ耐力の向上を図ったのが、鉄筋補強上面増厚工法である。本工法は、平成5年11月の 車両制限令の改正に伴い, 鋼橋RC床版の補強だけでなくコンクリート橋等の橋梁本体に対する補 強の必要性が生じ、床版上面増厚工法の増厚コンクリート内に補強鉄筋を配置した鉄筋補強上面 増厚工法の試験施工が行われ、施工性、補強効果等の検討により実用性が確認されている.表2.3.1 に上面増厚工法の種別と特徴を示す. 床版上面増厚工法は, 主に押抜きせん断に対する耐荷性能 の回復もしくは向上が期待できる.一方,鉄筋補強上面増厚工法は,押抜きせん断に対する耐荷 性能の回復に加えて,連続橋の中間支点部や張出し床版部の負の曲げ耐力の向上にも有効である. 上面増厚工法の種別選定にあたっては、補強目的を明確にして適切な工法を選定する必要がある.



図 2.3.1 上面増厚工法の施工断面⁴¹⁾

項目	床版上面増厚工法	鉄筋補強上面増厚工法		
	(単位:mm)	(単位:mm)		
施工 断面 の例	S アスファルト舗装 調繊維補強 リングリート 切削面 ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○	アスファルト舗装 防水工 鉄筋 9 第 9 第 9 第 9 第 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9		
	薄いRC床版の曲げ耐力と押抜きせん	主に連続橋の中間支点部の負の曲げ耐		
	断耐力の向上に有効であり、特に床版の	カの向上に有効であり、新旧コンクリー		
	最終破壊形態である押抜きせん断破壊に	トの付着により応力を伝達し、全体を一		
	対する補強効果か優れている.	体断面としての補強効果が期待できる.		
d to Add	増厚により死荷重が増加するか, 王桁	なお、負の曲けモーメントが作用する張		
特徴	に及ぼす影響は少ない。	出し床版にも有効である。		
	床版の補強効果だけでなく橋全体の剛	また、床版の押抜せん断に対する補強		
	性が高まり、主桁たわみの減少や対傾構	効果も兼備しているとともに、主桁等の		
	取付部等の局部応力の緩和にも効果があ	支間部の正の曲げモーメントに対しても		
	3.	有効高が増加するため、効果が期待でき		
		3.		
\ 4 гл	鋼橋, RC橋, PC橋の床版部材	RC・PC連続橋等の中間支点部の主桁・		
適用	RC・PC中空床版橋のボイド上面	主版,張出し床版		

表 2.3.1 上面増厚工法の種別 41)

表 2.3.2 上面増厚工法の技術的変遷 41)

年 代	代表的な橋梁 名	路線名	技術的な変遷
S48			(米国における付着型オーバーレイの施工) 鋼繊維:日本国内での市販開始
S52			付着型オーバーレイが日本に紹介される
S53	醒ケ井高架橋 辰巳橋	名神高速道路 一般国道 43 号	床版上面増厚工法が人力で施工される.
S54	(室内試験)		日本道路公団にて,新旧コンクリートの打ち継ぎ目付着性能 に関する実験が開始される コンクリートフィッシャを用いた薄層施工が検討される
S55	豊平橋	一般国道 36 号	ショットブラスト,連続ミキサの使用開始 鋼繊維の形状変更(0.5×0.25×25mm→0.5×0.25×30mm)
S56	古川跨線橋	一般国道7号	超速硬セメントの使用開始 専用コンクリートフィニッシャの使用開始
S60	調子大橋	一般国道 126 号	 用心鉄筋の廃止 鋼繊維混入率を 1.27 Vol%とする
S61	岩黒橋	箱根新道	初めての本格的な機械化施工
S63	小柳津高架橋	東名高速道路	高速道路で昼夜連続規制下での初めての施工 鋼繊維混入率 1.27 Vol%が定着する
H1	豊田高架橋 駒沢橋	東名高速道路 東名高速道路	せん町抵抗防を試験的に廃止する せん断抵抗筋は端部のみとし,設置数量の低減を図る せん断抵抗筋を配置した部分と、これを廃止した部分とを試
H2	藤沢川橋	東名高速道路	
	中村川橋	東名高速道路	この年より、せん断抵抗防を全面的に廃止し、コンクリート の不陸地走行車を使用する 初の 240m 連続施工
H3	酒匂川橋など	東名高速道路	完成度の高い専用コンクリートフィニッシャの出現
H4	鶴巻高架橋	東名高速道路	改築工事で,約 1.5 万 m2 の施工を達成
H5	四日市高架橋	一般国道 23 号	樹脂モルタルを用いた鋼製伸縮装置嵩上げの試験施工
	(試験)		約 2.5 万 m2 の施工を完了
H6	東京高架橋	東名高速道路	日本道路公団で鉄筋補強上面増厚工法の試験実施
Н7	甲部橋	一般国道 171 号	 鉄筋補強上面増厚工法を実施 ゴムジョイントによる伸縮装置の嵩上げを試験的に実施 走行用レールの不要なオフレールフィニッシャの出現,約 2 千 m2の施工
	(技術基準)		
	江戸川大橋	京葉道路	オフレールフィニッシャ2台による急速施工実施

床版上面増厚工法の変遷について,表 2.3.2 に示す設計・施工方法が確立に至った技術的な変 遷について説明する.

(1) 上面増厚工法の導入と普及の拡大

昭和 53 年頃より平成元年頃にかけて,鋼橋 RC 床版の損傷対策として提案され,各種の室内試 験や試験施工が実施されている.これらの試験施工等は,当時アメリカで実施されていたコンク リート舗装版の付着型オーバーレイエ法の技術を参考に,日本での施工環境や条件等による試験 施工を踏まえて,鋼橋 RC 床版の上面増厚工法に関する技術が導入されている.

平成4年度末での施工事例は全国で40橋以上に達し、更に数多くの試験、研究が行われ、構造 的な面では、新旧コンクリートの打継目付着特性に関する知見が向上し、施工的な面では大容量 の現場用コンクリートプラントや完成度の高い専用コンクリートフィニッシャーの出現により、 施工能力が向上している.これらの検討、施工実績の積み重ねを経て、平成7年度に床版上面増 厚工法の設計・施工方法が標準化されている⁴¹.

(2) 鋼繊維補強コンクリートの配合

増厚コンクリートに鋼繊維を採用する SFRC の配合と薄層施工の検討が進められた. 粗骨材の 最大寸法,鋼繊維の形状,混入率,薄層の施工,鋼繊維の長さ等について試行錯誤が繰り返され, 0.5mm×0.5mm×30mmの鋼繊維が実用化されたことや,鋼繊維補強超速硬コンクリートの現場 練混ぜの確実性が向上し,現在,鋼繊維混入率 1.27voℓ.%(100kg/m),粗骨材の最大寸法 20mm が 標準となっている.

(3) 増厚コンクリートの製造および敷均し

増厚コンクリートの製造は,最初は連続ミキサを使用した実績が多く,近年ではバッチ式ミキ サを使用した例も多く見られる.また,敷き均しは,コンクリートでは,通常用いられるコンク リート舗装用のフィニッシャーを転用したり簡易な舗設装置を用いたりしていたが,昭和 56 年 以降に,薄層舗装用に新規製作され,専用のコンクリートフィニッシャーが用いられるようにな った.一方,当時の鋼繊維補強コンクリートでは,簡易なフィニッシャーと棒状バイブレータが 用いられていた^{42),43)}.

(4) 用心鉄筋とせん断補強筋

昭和 53 年頃の初期の床版上面増厚工法では,薄層で施工される増厚コンクリートのひび割れ の低減と分散を目的として,増厚コンクリート中に用心鉄筋(補強鉄筋)を配していたが,増厚コン クリートが厚くなること,増厚コンクリートの厚さをある程度確保すれば,床版全体としてのせ ん断抵抗が飛躍的に向上すること,既設床版にひび割れが存在する場合でも鋼繊維の混入により, 上面へのひび割れの伝播を抑える効果のあること,増厚コンクリートにはひび割れ面でのすりみ がき作用を小さくして劣化の進展を遅らせる効果のあること等の理由により,昭和 60 年頃から 省略されている. また, せん断抵抗筋について, アンカーの打ち込みにより床版を損傷させる可能性があること, 新旧コンクリートの一体化はショットブラストで十分に達成可能なこと, コンクリートフィニッ シャーの施工に支障となることなどの理由により, 昭和 63 年頃から廃止されている.

(5) 鉄筋補強上面増厚工法の開発

平成5年11月25日付けで車両制限令等が改正され、車両の大型化に伴う新設計荷重に対する 補強対策工法が必要となり、それまでの床版上面増厚工法の増厚コンクリート中に補強鉄筋を配 置し、既設床版と一体化させた鉄筋補強上面増厚工法が開発された.

鉄筋補強上面増厚工法では、増厚コンクリート中に補強鉄筋を配置することとなるため、その 実用性ならびに補強効果の確認のため、実橋床版等を用いて試験が行われている.平成6年頃の 試験施工の結果、新旧コンクリートの付着・一体性は十分に確保可能であること、鋼繊維補強超 速硬コンクリートの鋼繊維等の沈降状況は許容される範囲内にあること、補強鉄筋下への充填性 も十分であること、鉄筋補強上面増厚工法はほぼ理論どおりの補強効果が期待でき繰返し荷重に 対する耐久性も十分に有することなどが確認され、実橋に適用可能となった⁴².

(6) 試験施工の変遷

開発初期に施工された辰己橋 43),44),豊平橋 45),古川跨線橋 46),黒岩橋 47)等の試験施工は,その後の施工に対し大きな影響を与え,現在の上面増厚工法の基礎となっている.これらの橋梁において,補強効果の確認試験や追跡調査等が実施され,床版上面増厚工法の補強効果が確認された.

a) 一般国道 43 号 辰己橋(昭和 53 年)

新旧コンクリートの打継目の付着を目的として,チッピングによる目あらしを施し,エポキシ 樹脂が塗布されている.その後,新旧コンクリートの打継目付着特性の向上を目的として,初め てショットブラスト工法が導入された 43),44).

b) 一般国道 36 号 豊平橋(昭和 55 年)

鋼繊維補強コンクリートの製造装置として初めて連続ミキサが用いられている. 鋼繊維の形状 は現在でも用いられている 0.5×0.5×30mm の形状のものがフィニッシャービリティーの向上を目 的として本橋の施工に先立ち新たに製造された ⁴⁵.

c) 一般国道 7 号 古川跨線橋(昭和 56 年)

薄層施工用に新規製作されたコンクリートフィニッシャーと超速硬セメントが使用された. なお,鋼繊維補強超速硬コンクリートの製造に連続ミキサが用いられ,施工の合理化による施工時間等の短縮が図られるとともに,現在の施工システムが確立された 46).

d) 一般国道1号バイパス箱根新道 岩黒橋(昭和61年)

凍結防止剤の散布による鋼繊維の発錆が懸念され促進試験を実施したうえで施工された47.

e) 東名高速道路 小柳津高架橋(昭和 63 年)

一般国道における確立された配合設計法,鋼繊維補強超速硬コンクリートの製造法およびコン クリートフィニッシャーによる敷均し法等が標準化され,現在とほぼ同じコンクリート供給シス テムで,床版上面増厚工法が施工された.

f) 東名高速道路 豊田高架橋 · 駒沢橋(平成元年)

試験施工および種々の計測結果を踏まえて,床版上面増厚工法におけるせん断抵抗筋の採用が 廃止され,現在の断面構成によりシンプルな形式の施工形態となった.

g) 東名高速道路 東京高架橋(平成6年度)

急速施工や平面線形が厳しい箇所などでの適用を目的として,アスファルトフィニッシャーを 改造することにより走行用レールが不要なオフレール型フィニッシャーが出現し,施工性の改善 が図られた⁴⁴.

鉄筋補強上面増厚工法が初めて施工され,十分に実用的な工法であることが実証された.また, 同時に実施した実橋載荷試験結果等においても,同工法は所期の補強効果を有していることも確 認されている^{48,49}.

2.3.3 上面増厚床版における劣化損傷

(1) 上面増厚床版における劣化損傷の特徴

既設コンクリート床版の上面における劣化変状の特徴について説明する.特定更新工事で取替 え対象となった撤去床版の劣化状況について,目視観察を行った結果について述べる.**写真**2.3.1 に示す舗装路面の補修痕は,S47 道路橋示方書で設計施工された床版上面のコンクリートが土砂 化して橋面舗装のポットホール損傷が発生したもので,橋面の舗装を撤去すると**写真**2.3.2 に示 すような RC 床版上面の劣化損傷が連続して広範囲に生じているケースが多くみられている.

この上面劣化の要因としては,昭和43年以降のRC床版の設計基準において,橋軸方向に配置 する配力鉄筋量の規定が改訂され,主鉄筋量の70%以上を配置することになったことから,それ 以前のRC床版(配力鉄筋量は主鉄筋量の25%以上)の設計に比べて,2.4.1で示したRC床版の 疲労損傷において梁状化しにくい床版構造となったことから,上面の劣化が早く顕在化する損傷 形態となっていると考えられる.



写真 2.3.1 床版上面の舗装路面ポットホール



写真 2.3.2 床版上面の変状事例(橋面舗装撤去後の上面)

写真 2.3.3 の床版は, 1981 年に鋼道路橋示方書(S47 年)に基づき設計・施工され,供用開始から 16 年が経過した 1997 年に車両の大型化に伴う補強のため上面増厚補強が実施されている.増 厚補強工事から 20 年経過後(供用開始から 36 年経過後)の 2017 年に,増厚補強部のはく離損傷 が多数発生したため,床版取替工事により撤去された既設 RC 床版の観察結果を示す.



(g) 既設床版上層の砂利化(h) 既設床版上層の土砂化(i) 既設床版上層の粘土化 写真 2.3.3 撤去床版による上面増厚補強部の劣化事例

観察結果より、同一橋梁の増厚補強床版において、健全な状態のものからはく離損傷が過度に 進行した状態のものまで様々な状態のものが確認されている. 増厚補強時に既設 RC 床版のかぶ り厚が適切に確保されている場合、写真 2.3.3 (a)~(c)に示すように 20 年経過しても新旧コンク リートの一体化が十分に維持されている. つぎに、写真 2.3.3 (d)~(f)に示す上段鉄筋のかぶり厚 が薄い個所や、上段鉄筋の深さに増厚層との打継目を設けた箇所では、付着はく離が発生し、そ の後、上段鉄筋に沿った水平ひび割れの発生や薄いかぶりコンクリートが割れるなどの変状が発 生している. 更には、路面からの水の影響を受ける場合は、写真 2.3.3 (g)~(i)に示すとおり、増 厚層と既設 RC 床版の付着境界面から既設 RC 床版側のコンクリートが砂利化や土砂化、または 粘土化するケースが確認されている.

(2) 上面増厚床版の劣化損傷に関する調査分析

NEXCOの高速道路において、上面増厚した RC 床版が、施工後数年で損傷する事象が発生することが大きな問題となった.高速道路の場合、通行止めによる床版補修は一般道路に与える渋滞等の影響が大きく、社会的な影響に発展することから、一般的に車線規制を行って、分割施工を行うのが標準的である.本研究では、損傷個所やその要因について調査分析を行った.

高速道路の実橋において増厚床版補強を実施した 270 橋 35,000 床版パネルのうち,損傷が発生した 46 橋 505 床版パネルについて,その路面損傷の記録を調査し発生箇所を分析した.

分析の結果,図2.3.2 に示すように、増厚床版の劣化によるポットホールの発生位置は、車線間の施工打継目(B)の発生が最も多く、次に大型車走行位置(C)、路肩近傍(A)の順に多く発生している傾向が見られた⁵⁰⁾.本検討は、最も損傷頻度の多い施工打継目に着目し、施工時の劣化に及ぼす影響要因の分析を行った.また、高速道路の床版架替え工事により撤去された増厚床版の施工目地部の断面観察による考察を行った.写真2.3.4(a)に示すとおり施工目地部から水が侵入して、その後、増厚SFRC層の付着切れが発生し、はく離が進展している痕跡が見られ、この施工目地部の漏水を伴う疲労損傷であると推定された⁵⁰⁾.







(a) 路面損傷個所の断面



(b) 赤枠部の拡大写真 2.3.4 増厚床版 SFRC 施工継目部 ⁵⁰

写真2.3.4(b)に施工目地部の損傷部を拡大した状況を示している.高速道路舗装においては,降 雨時の路面走行安全性確保や走行騒音低減を目的とした排水性舗装を標準的に採用しており,増 厚床版の上面は路面からの水の浸入の影響を受ける.更に,増厚補強床版の上面の施工目地部か ら既設 RC 床版と増厚層の界面まで水が進入することから,乾湿繰返しによる影響を受ける.これ に,走行車両による繰返し荷重の負荷が加わり,界面の付着はく離が進行し土砂化に至ると推定 される.

2.3.4 上面増厚の再損傷に対する実橋の対策事例

(1) 上面増厚の上面劣化に対する樹脂注入補修

現在,高速道路橋の上面増厚床版の樹脂注入補修は,はく離変状に対する延命化対策として実施されている.高速道路において一般的に昼夜連続の車線規制を行うと,渋滞が発生して社会的影響が伴う.そのため,渋滞が予測される路線では,夜間の時間帯(夜20:00~翌朝6:00)による日々の車線規制により,補修対策が完了できるように補修工事を行う必要がある.舗装路面から施工が可能な樹脂注入補修は,1回当たりの車線規制時間に制約がある場合に日々の夜間時間帯による車線規制での施工が可能となり,高速道路の渋滞を回避できる効果が期待できる.

本研究では、樹脂注入補修後の上面増厚床版において、補修効果の持続性を確認するため、実 橋の追跡調査を検討対象とした^{50),51)}.

a) 実橋(東名高速道路)の施工事例

東名高速道路の大井松田~秦野中井I.C間に位置する調査橋梁は,橋長241.5mの鋼4径間連続ト ラス橋である(写真2.3.5).上り線橋梁では,平成2~3年に床版の補強対策として上面増厚工法を 採用しているが,その施工後,約10年程度で舗装面にポットホールが多数発生する事例が見られ るようになった.そのため,2002(H14)年に,上り線橋梁において試験施工として増厚コンクリー ト界面への樹脂注入が実施されている.図2.3.3に実施された樹脂注入の施工範囲を,図2.3.4に断 面図を示す.樹脂注入工法の適用するにあたり,他の実橋から切り出したはく離損傷を有する上 面増厚床版に樹脂注入補修を施した供試体により輪荷重走行試験を実施し,床版疲労寿命の延命 効果を確認している.51)



写真 2.3.5 調査対象橋梁 52)



図2.3.5 樹脂注入補修の施工手順⁵⁰⁾

本橋における樹脂注入補修は,追越し車線および第一走行車線において昼夜連続規制が可能で あったため,アスファルト切削後に床版面から径10mmで100mmの深さに削孔した状態で行なっ ている.また,第二走行車線については夜間のみの交通規制であったため,舗装面からの注入と し,舗装厚部分は径18mm,増厚部分は径10mmで140mmの深さを削孔している. また,いずれの場合も注入孔を削孔した後に,エアー(圧縮空気注入)による孔内清掃を行い, 部分的に増厚界面のコンクリートが砂利化している範囲はエアーによる孔内清掃と合わせて水に よる洗浄を行っている.樹脂注入する間隔は,写真2.3.6に示すように各車線において橋軸方向お よび橋軸直角方向ともに注入量を管理しながら1m間隔で行う.なお,樹脂注入による補修後に, MMA樹脂を用いた床版防水層を施工した.写真2.3.7は,はく離損傷個所に樹脂注入を行ったコ ア採取による状況を示す.写真2.3.8は,実橋の撤去床版で確認された樹脂注入補修箇所の切断面 の観察状況を示す.



写真 2.3.6 樹脂注入状況 53)



写真 2.3.7 樹脂注入後の充填状況 ⁵³⁾



写真 2.3.8 増厚はく離変状部における樹脂注入補修

b) 樹脂注入工法の施工方法 53)

現在,高速道路で実施されている樹脂注入補修の施工方法と作業の流れについて説明する.

まず,最初に,施工に先立ち樹脂注入の施工範囲を決定するため,写真2.3.9のようにたたき調査で増厚層のはく離範囲を特定する. つぎに,樹脂注入孔とはく離界面の洗浄孔の配置を決定する.樹脂注入孔は,削孔径 φ 10.5mm で,はく離範囲内で1m以内の間隔で均等に設置し,洗浄孔は,削孔径 φ 28.0mm で,床版面の縦横断勾配を考慮して3m²に1個所となるように配置する. 削孔は,舗装路面からSFRC 増厚層を貫通させ,更に,既設 RC 床版厚の下段鉄筋の深さまで行う.これは,コンクリート床版に発生している貫通ひび割れや水平ひび割れに対して樹脂注入効果を期待し,既設床版の下段鉄筋深さまで注入を行うためである(図2.3.5).

はく離界面の洗浄は、はく離後の摺り磨きで生じた泥や錆汁が存在すると、エポキシ樹脂を注 入しても十分な付着強度が発揮できないため、削孔径 φ 28mm に対応する特殊洗浄プラグを用い て、空気と水を交互に流入させ、界面の不純物を路面から噴出させる(写真 2.3.9).

樹脂材料は,表2.3.1 に示す性状のエポキシ樹脂を使用しており,施工時に20℃前後の温度となるように保冷車を改良した温度調整車によりエポキシ樹脂の温度調整を行う.また,樹脂の要求性能は,表2.3.2 に示すように,せん断接着性,施工性,水中硬化性を満足するものとしている.

樹脂注入は,洗浄後,直ちに注入プラグを取り付けて,注入することが可能であり,硬化まで の時間が短いことから,早期に交通開放が可能となる.



写真 2.3.9 洗浄作業状況 53)

表 2.3.1 樹脂注入補修のエポキシ樹脂の硬化性状 53)

樹脂硬化後の性状							
試験項目	試験方法	物性値	備考				
圧縮強さ	JIS A 6024	70(気中)	23°C(7日)				
(N/mm ²) (N/mm ²)	JIS K 7181	55(水中) 1700(気中) 1000(水中)	23℃(7日)				
曲げ強さ(N/mm ²)	JIS K 7171	50	23°C(7日)				
引張強さ(N/mm²)	JIS K 7161	35	23°C(7日)				
接着強さ (N/mm ²) (セメントモルタル相互)	JIS A 6024	6	23°C(7日)				
圧縮せん断強さ (N/mm ²) (セメントモルタル相互)	JIS K 6852	3	23℃(7日)				
引張せん断接着強さ (N/mm ²) (鋼材相互)	JIS K 6850	20	23℃(7日)				
衝撃強さ	JIS K 7111	2	23°C(7日)				
硬度(ショアD)	JIS K 7215	80	23°C(7日)				

表 2.3.2 樹脂注入補修のエポキシ樹脂の要求性能 53)

要求性能項目	エポキシ樹脂に求める材料特性
せん断接着性	補修材が既設 RC 床版と増厚部材を適切に一体化すること
施工性	要求される時間内に所定のせん断背着強さを発現すること
水中硬化性	水に濡れた面や水中下においても硬化すること

(2) 上面増厚床版の上面劣化に対する打換え補修

上面増厚補強後の上面劣化に対する上面打換え補修を実施した高速道路橋(K 橋)について概要 を述べる(表 2.3.3). 当該地域の環境条件は、図 2.3.6 に示すとおり、中央自動車道でも寒冷地と して年間の路面積当たり 2.0kg/m²から 5kg/m²程度の凍結防止剤を散布する路線となっている. また、2021 年における冬季の 11 月から 3 月の期間において、気温が 0℃を下回る期間が 100 日 間以上を記録している. K 橋の上面打換えまでの補修・補強経緯は、1984(S59)年の供用開始から 13 年後の 1997(H9)年に車両の大型化対策として RC 床版の増厚補強が実施されている. その後、 増厚補強から 10 年を経過した 2007(H19)年に、床版上面の劣化により写真 2.3.10 に示す舗装面 にポットホールが見られたため、写真 2.3.11 に示す上面打換え工法が実施されている ⁵⁴⁾.

表 2.3.3 上面打換え補修した橋梁諸元(K橋)⁵⁴⁾

路線	中央自動車道西宮線
橋長	132.0m(上り線)
径間長	39.5 + 52.0 + 39.5
有効幅員	8.5m
床版厚	250mm (建設当初は 210mm)
床版支間	2.7m (連続版)
上部工形式	鋼3径間連続非合成多主鈑桁
適用示方書	昭和 47 年 鋼道路橋示方書







写真 2.3.10 舗装路面のポットホール 54)



写真 2.3.11 舗装撤去および上面コンクリートをはつり取りした状態 54)

上面打換え範囲は、図 2.3.7 に示す走行車線側の範囲で、図 2.3.8 に示す 250mm の増厚床版の 上面から増厚層 50mm を切削した後に建設当初の既設 RC 床版の上面 80mm の深さまで WJ 工 法でコンクリートを除去し、上段に配置された配力鉄筋下側に約 5mm 程度の隙間を確保するよ うに、ビニロン繊維補強コンクリートで 130mm の厚さまで打換えを実施している.また、橋面 舗装は路面高さの変更を行って 75mm 厚の排水性舗装で復旧している.

なお、上面打換えの断面修復材料においては、当該箇所は積雪寒冷地で、RC床版上面劣化の要因として凍結融解作用を受けて土砂化の変状が確認されているため、繊維補強コンクリートによる耐久性向上とひび割れ分散性の向上を図る材料としている。強度特性や凍結融解抵抗性、ポンプ打設による施工性を考慮し、ビニロン繊維補強コンクリートによる上面打換えの試験施工を実施したものである⁵⁵⁾.目標強度は、7日強度で41N/mm²(スランプ15±2.5cm)、ビニロン繊維は、クラテック RF4000(直径 660 µ m×長さ 30 mm、密度 1.3g/cm³)を 0.5%の繊維混入率で使用している. 表 2.3.4 および表 2.3.5 に工事で採用されたビニロン繊維補強コンクリートの配合を示す.

表 2.3.6 に、ビニロン繊維の標準的な材料性能を示す.図 2.3.9 に、既往の研究 55)による同一製品のビニロン繊維を使用したビニロン繊維補強コンクリートの強度特性を示す.硬化後のコンクリートの圧縮強度は、図 2.3.9(a)に示すとおり、繊維混入量が増加しても大きな変化は生じない傾向を示すが、静弾性係数は、図 2.3.9(b)に示すとおり、繊維混入率が増加すると低下する傾向を示す.本橋の打換え補修においては、繊維混入率 0.5%であるが、同一配合の繊維を混入しないコンクリートとほぼ同程度の強度特性を示している.また、当該橋梁箇所は、中央自動車道の長野県域の積雪寒冷地を通過する路線に位置することから、ビニロン繊維補強コンクリートに対する凍害の影響について調査した.既往の研究 55)により、JISA1148のコンクリートの凍結融解試験方法の結果、対凍害性に対する性能については、繊維混入率が 0.5%のビニロン繊維補強コンクリートにおいて、図 2.3.10 対凍害性を有するとされる 60%以上を満足することを確認しており、上面打換えに断面修復材として使用することの妥当性を確認した.



図 2.3.7 上面打替え範囲 ⁵⁴⁾



← 配力鉄筋方向 →

(増厚床版)

(上面打換え床版)

図 2.3.8 上面打換え工法による打替え補修 54)



写真2.3.12 床版上面の打換え状況54)

表 2.3.4 ビニロン繊維補強コンクリートの配合 54)

SL	Air	W/C	s/a	単位量(kg	g/m ³)			
(cm)	(%)	(%)	(%)	W	С	S	G	繊維
13.5	4.9	50.0	51.0	175	330	883	873	6

減水剤:単位セメント量×1.8%,繊維混入量:Vol.×0.5%,膨張材:20kg/m³,粗骨材の最大寸法:G_{max}=20mm

表 2.3.5 ビニロン繊維補強コンクリートの材料強度 54)

	材齢	圧縮強度	静弹性係数
	(日)	(N/mm ²)	(kN/mm²)
基準強度	28	60.0	35.0

表 2.3.6 ビニロン繊維の標準性能 55)

名称		径	長さ	破断強度	弾性係数	密度
		(<i>µ</i> m)	(mm)	(N/mm ²)	$(\times 10^{4} \text{N/mm}^{2})$	(g/cm ³)
	細径	200	24	912	3.04	1.3
ビニロン	中径	400	30	883	2.94	1.3
	太径	660	30	883	2.94	1.3











図 2.3.10 ビニロン繊維補強コンクリートの耐久性指数 55)

ビニロン繊維補強コンクリートの施工は,**写真** 2.3.12 に示すようにポンプ圧送により,上面打 換えによる延命化を図っている.

また,図 2.3.9 は,P1-P2 間の上面打換えおよび全層打換え範囲を示す.上面打換え範囲においては,床版下面の損傷ランクが B 判定以下のパネルに適用している.A 判定のパネルについては, 実橋の施工において床版全厚を打換える補修が実施されている.



図 2.3.9 上面打換え後の経過4年目の床版下面パネル損傷度判定 54)

(3) 上面増厚床版の変状拡大に伴う床版取替

対象橋梁は,昭和47年鋼道路橋示方書の基準により設計・施工された鋼4径間連続多主鈑桁橋の床版で,支間2.7m,床版厚210mmの連続版である(表2.3.6).1981(S56)年に供用開始し,車両の大型化対策として1997(H9)年に鋼繊維補強コンクリート(以下「SFRC」という)により増厚補強(床版厚210mmから250mmに増厚)が実施されている.その後,舗装路面にポットホールが頻発するなどの変状が顕在化したため,2007(H19)年に床版取替工事が実施されている.

H 橋について,2005(H17)年度と2007(H19)年度に実施した撤去床版の下面パネル損傷度判定 結果で調査分析を行った.劣化度判定は,次章で説明する高速道路会社の判定指標²¹⁾を用いてお り,A 判定に向かうほど劣化度が大きい結果となる.図2.3.10に示す橋梁全体で84パネルの判 定結果において,2005(H17)年度にA 判定が15パネル,B 判定が38パネルであったのに対し, 2007(H19)年度にはA 判定が42パネル,B 判定24パネルとなり,2年間でB 判定からA 判定に 移行したものが27パネルとなっている. これは、橋梁全体の 32%を占めることから劣化が加速的に進行している状況であった.また、 E 判定から B 判定に移行し、劣化が進展したパネルが 11 パネルと全体の 13%を占めており、特 に走行車線に近いパネルほど劣化進展が大きい傾向が見られた.また、床版上面側の舗装にポッ トホールの発生が見られた.発生個所を特定すると走行車線レーン路肩側の車輪走行直下付近と 走行・追越し車線間の舗装施工目地部周辺で走行車線寄りの位置に損傷が集中している状況であ った.

表 2.3.6 撤去床版の橋梁諸元(H橋)⁵⁴⁾

路線	中央自動車道西宮線
橋長	150.1m(下り線)
径間長	33.4 + 2@41.6 + 33.5
有効幅員	$8.5 \mathrm{m}$
床版厚	250mm (建設当初は 210mm)
床版支間	2.7m (連続版)
上部工形式	鋼4径間連続非合成多主鈑桁
適用示方書	昭和 47 年 鋼道路橋示方書



図 2.3.10 床版下面のパネル別損傷度判定による劣化進展状況(H橋) 54)

2.4 高速道路橋の床版取替における長寿命化対策

NEXCOの管理する高速道路は、名神高速道路の全線開通から50 年以上が経過し、2019年時点 の供用延長も約9,500km以上に達している.そのうち供用から30年以上を経過した延長は約4,900 kmと全延長の4割程度を占め、老朽化の進展とともに変状が顕在化している.橋梁の平均経過年 数は約30年となっており、車両の大型化と交通量増加による疲労や飛来塩分・凍結防止剤散布に よる塩害などにより劣化が進行している.そのためNEXCOでは、大規模更新・修繕計画を策定し、 2015年3月25日に国土交通大臣より特定更新等工事の事業許可を得て、2015年度より高速道路橋 リニューアルプロジェクトによる大規模更新工事を進めている(表2.4.1).高速道路リニューアル 工事における長寿命化に向けた現地の取組み事例を挙げてNEXCOにおける技術開発の取組みに ついて述べる56).

道路橋床版の主な対策内容は、鋼橋 RC 床版の取替えや RC 中空床版の打換え(取替え)が対象で、大規模修繕は、既設床版の予防保全として高性能床版防水工などが対象となる.

鋼橋 RC 床版の取替え工事では,既設 RC 床版を撤去し,コンクリート設計基準強度 50N/mm² 以上のプレキャスト PC 床版を架設し,接合部の鉄筋を現場で組み立てて,継手部を場所打ち施 工により床版を一体化させる.その後,壁高欄,伸縮装置,高性能床版防水工,橋面舗装を施工 するものである.

分	区分	項目	主な対策	上下別
類				延長
大	橋梁	床版	床版取替	224km
規		桁	桁の架替	13km
模	小計			237km
更				
新				
大	橋梁	床版	高性能床版防水	359km
規			など	
模		桁	桁補強など	151km
修	土構造物	盛土・切土	グランドアンカー	1,231km
繕			水抜きボーリングなど	
	トンネル	本体・覆工	インバートなど	131km
	小計			1,872km
合 計				2,109km

表2.4.1 NEXCOの特定更新工事における対策項目⁵⁶⁾
更新床版のコンクリート材料については,対象橋梁の位置する高速道路路線による冬期の凍結 防止剤散布量に応じて,高炉スラグ微粉末やフライアッシュなどの混和材を使用することが塩化 物イオン拡散抵抗性において有効である.また,鉄筋の防食対策として,エポキシ樹脂被覆鉄筋 やステンレス鉄筋などの使用が考えられる.これらの材料の組合せによる塩害等の耐久性照査を 行うこととしている.以下に実施の取組み事例について説明する.

(1) コンクリート混和材の使用による耐久性向上

宮崎自動車道長江川橋においては、床版取替工事の PC 床版において、表 2.5.2 に示す設計基準 強度 50N/mm²のコンクリートに高炉スラグ微粉末6000 を用い、置換率 50%、水結合材比 34.0% の配合が採用されている.高炉スラグの使用に関して、自己収縮によるひび割れ発生の抑制と初 期プレストレス導入時強度 36N/mm²を確保するため、蒸気養生温度 50℃以下となるように実施 し、その後 15 日間の湿潤養生を実施している ⁵⁷⁾.

	設計	スランプ	水結合	水水結合材		水結合水				
部 材	基準 強度 (N/mm²)	(cm)	材比 (W/B) (%)	(W) (kg/m ³)	早強 セメント (kg/m ³)	高炉スラグ 微粉末 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和剤 (kg/m ³)	
プレキャスト PC床版	50	12	34.0	168	247	247	717	1137	2.643	

表 2.4.2 高炉スラグ微粉末を適用したコンクリートの配合例 57)

北陸自動車道の日野川橋では,床版取替工事の PC 床版の ASR 抑制対策と塩害対策を兼ねて, 分級品のフライアッシュ(表 2.7.3)の原粉 JIS A 6201 Ⅱ 種適合品から細かい粒径のみを分離し たもの)を採用し,フライアッシュの置換率は,ASR 抑制対策として有効とされている 15% と し,間詰め床版および場所打ち部は 150~250 μ の収縮保障用膨張材を使用している(表 2.4.4) ⁵⁸⁾.

表 2.4.3 分級品フライアッシュの特性値 58)

フライアッシュ 毎粒	密度	非表面積	活性度	指数(%)
	(g/cm^3)	(cm^2/g)	材齢28日	材齢91日
フライアッシュ原粉	2.23	3,740	81	95
フライアッシュ分級品	2.36	4,810	87	105
JIS A 6201 Ⅱ種 規格品	1.95以上	2500以上	80以上	90以上

den 11	設計 基準	スランプ	水結合 材比	水 (W)	セメント (C)	混利	和材	細骨材	粗骨材
部材	強度 (N/mm ²)	(cm)	(W/B) (%)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	FA (kg/m ³)	膨張材 (kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)
プレキャスト PC床版	50	12	33.0	151	389	69	_	699	1074
間詰床版 場所打ち床版	50	12	31.7	165	419	74	28	609	1074
壁高欄	30	12	43.3	170	313	55	25	709	1068

表 2.4.4 フライアッシュコンクリートの配合 58)

(2) 更新床版の耐久性照査

更新床版の耐久性照査について、NEXCO 中日本では、凍結防止剤による塩害に関する耐久性 照査方法を規定している.耐久性照査の基本条件は、照査期間 100 年とし、塩化物イオン濃度が 鋼材発錆限界濃度以上に達しないことを確認することとしている ⁵⁹.床版上面の表面塩化物イオ ン濃度の設定については、「更新用プレキャスト PC 床版技術指針」⁶⁰に準拠し、床版防水による 塩化物イオンの遮塩効果を考慮しないマルチレイヤープロテクションの考え方を採用している.

凍結防止剤散布に伴う環境作用は、当該橋梁の区間における塩分量調査データに基づくことを 基本としている.ただし、上下線別に集計した年間(1シーズン)あたりの凍結防止剤の散布量 が10t/km以上となる雪氷区間については、NEXCO中日本管内の1200箇所の塩分量データを整 理した結果、凍結防止剤量、縦横断線形、調査位置の違いなどの塩分量の差異の傾向が確認でき ず、ばらつきが大きいことから、安全側の照査となるように、更新床版の耐久性照査に用いる表 面塩化物イオン濃度の標準値を「調査結果の平均値+3×標準偏差」となる5.0kg/m³と設定し、こ れによる照査を可能とした.そして、図2.4.1に示す区分①から区分③において100年間の耐防 食性を確保できる表面塩化物イオン濃度 Co の限界値、コンクリート材料と床版内部鋼材の防錆 工法の組合せを選択する照査法を規定している(表2.4.5)⁵⁹⁾.写真2.4.1 は、プレキャスト床版 の継手部鉄筋にエポキシ樹脂被覆鉄筋を採用した施工例である.



図 2.4.1 プレキャスト床版の標準的な配筋例と照査区分 59)

No.	セメント 種別	セメント 種別 <i>錮材の防錆種別^{※2}</i>					
	1.1.7.4	区分①	区分②	区分③	Coの限界値 ^{**1}		
1	早強 セメント	エポキシ 樹脂塗装鉄筋	<u>普通鉄筋^{※3}</u>	普通 PC鋼材	$Co \leq 2.9 kg/m^3$		
2	早強 セメント	エポキシ 樹脂塗装鉄筋	エポキシ 樹脂塗装鉄筋	<u>普通</u> PC鋼材 ^{※4}	$Co \leq 5.0 kg/m^3$		
3	早強セメント +高炉スラグ微粉末	<u>エポキシ樹脂</u> <u>塗装鉄筋**5</u>	エポキシ樹脂 塗装鉄筋	普通 PC鋼材	$Co \leq 9.5 kg/m^3$		

表 2.4.5 床版の塩害に対する耐久性照査の例 59)

※1 W/C=35%で試算

※2 Coの限界値の決定要因となる鋼材区分を下線で示す。

※3区分②の鋼材までのかぶり:59mm

※4 区分③の鋼材までのかぶり:82mm

※5区分①のかぶり:場所打ち部の施工誤差を考慮して35mmで試算



写真 2.4.1 プレキャスト PC 床版の継手部施工事例

(3) 更新床版のプレキャスト PC 床版の疲労耐久性評価法に関する現状

更新床版においては、従来の RC 床版に比べ、疲労耐久性の高い PC 床版を採用することとし ている⁶⁰⁾.疲労耐久性の照査方法は、プレキャスト PC 床版の継手部において、輪荷重走行疲労 試験による性能照査法を検討している.表2.4.6 に示す2005年1月から12月の1年間の東名高 速道路(日本平)本線軸重計データを用いて、松井らの既往の研究^{61),62)}を基に長尾らの研究にお いて、プレキャスト PC 床版の輪荷重走行試験による性能評価のための等価繰返し荷重の検討を 行っている⁶³⁾.

現在,高速道路リニューアルプロジェクトにおいて実施されている床版取替工事や高性能床版 防水の施工に適用される長寿命化技術の取組みについて調査し,課題整理を行った.床版取替工

事において,既設 RC 床版を撤去してプレキャスト PC 床版を新設するため,NEXCO ではプレ キャスト PC 床版の接合部の構造については,RC ループ継手を標準工法として規定している.近 年の床版取替工事では,施工業者独自の継手工法が採用されることが多く,継手を有するプレキ ャスト PC 床版の輪荷重走行試験による疲労耐久性評価方法の確立に向けた継続的な研究が進め られてきたため,筆者らの研究においては,これらの研究成果を踏まえて,第6章の性能評価法 の検討を行うものである.

お手炊田	中心軸重	軸重	計測値	ままな国	中心軸重	軸重調	計測値
^軸 里範囲 (tf)	P(tf)	軸数(回)	分布密度 p(P)=n/Σn	^軸 里範囲 (tf)	P(tf)	軸数(回)	分布密度 p(P)=n/Σn
$0.0 \sim 1.0$	0.5	1,207	0.0001467	$30.0 \sim 31.0$	30.5	37	0.0000045
$1.0 \sim 2.0$	1.5	85,776	0.0104273	$31.0 \sim 32.0$	31.5	35	0.0000043
$2.0 \sim 3.0$	2.5	589,842	0.0717038	$32.0 \sim 33.0$	32.5	24	0.0000029
$3.0 \sim 4.0$	3.5	1,474,888	0.1792938	$33.0 \sim 34.0$	33.5	26	0.0000032
$4.0 \sim 5.0$	4.5	1,715,448	0.2085373	$34.0 \sim 35.0$	34.5	12	0.0000015
$5.0 \sim 6.0$	5.5	1,443,993	0.1755381	$35.0 \sim 36.0$	35.5	5	0.0000006
$6.0 \sim 7.0$	6.5	964,653	0.1172674	$36.0 \sim 37.0$	36.5	5	0.0000006
$7.0 \sim 8.0$	7.5	675,002	0.0820562	$37.0 \sim 38.0$	37.5	5	0.0000006
$8.0 \sim 9.0$	8.5	480,928	0.0584637	$38.0 \sim 39.0$	38.5	3	0.0000004
$9.0 \sim 10.0$	9.5	361,956	0.0440009	$39.0 \sim 40.0$	39.5	3	0.0000004
$10.0 \sim 11.0$	10.5	215,058	0.0261434	$40.0 \sim 41.0$	40.5	1	0.0000001
$11.0 \sim 12.0$	11.5	109,527	0.0133146	$41.0 \sim 42.0$	41.5	1	0.0000001
$12.0 \sim 13.0$	12.5	46,851	0.0056954	$42.0 \sim 43.0$	42.5	2	0.0000002
$13.0 \sim 14.0$	13.5	21,661	0.0026332	$43.0 \sim 44.0$	43.5	1	0.0000001
$14.0 \sim 15.0$	14.5	12,369	0.0015036	$44.0 \sim 45.0$	44.5	0	0.0000000
$15.0 \sim 16.0$	15.5	7,069	0.0008593	$45.0 \sim 46.0$	45.5	1	0.0000001
$16.0 \sim 17.0$	16.5	4,676	0.0005684	$46.0 \sim 47.0$	46.5	2	0.0000002
$17.0 \sim 18.0$	17.5	4,050	0.0004923	$47.0 \sim 48.0$	47.5	0	0.0000000
$18.0 \sim 19.0$	18.5	2,656	0.0003229	$48.0 \sim 49.0$	48.5	0	0.0000000
$19.0 \sim 20.0$	19.5	2,108	0.0002563	$49.0 \sim 50.0$	49.5	1	0.0000001
$20.0 \sim 21.0$	20.5	1,692	0.0002057	$50.0 \sim 51.0$	50.5	1	0.0000001
$21.0 \sim 22.0$	21.5	1,346	0.0001636	$51.0 \sim 52.0$	51.5	0	0.0000000
$22.0 \sim 23.0$	22.5	990	0.0001203	$52.0 \sim 53.0$	52.5	0	0.0000000
$23.0 \sim 24.0$	23.5	783	0.0000952	$53.0 \sim 54.0$	53.5	2	0.0000002
$24.0 \sim 25.0$	24.5	537	0.0000653	$54.0 \sim 55.0$	54.5	0	0.0000000
$25.0 \sim 26.0$	25.5	331	0.0000402	$55.0 \sim 56.0$	55.5	0	0.0000000
$26.0 \sim 27.0$	26.5	218	0.0000265	$56.0 \sim 57.0$	56.5	0	0.0000000
$27.0 \sim 28.0$	27.5	137	0.0000167	$57.0 \sim 58.0$	57.5	0	0.0000000
$28.0 \sim 29.0$	28.5	91	0.0000111	$58.0 \sim 59.0$	58.5	0	0.0000000
$29.0 \sim 30.0$	29.5	86	0.0000105	$59.0 \sim 60.0$	59.5	0	0.0000000
				合 計		8,226,096	1.0000000

表 2.4.6 高速道路の本線軸重計計測データ (東名高速道路 2005 年上り線)63)

 $Neq=C_2 \cdot N_7=9.563 \times 10^{-7} \cdot 8,226,096 \times 1.15...(1)$

=9.05 回/年

(RC 床版の S-N 曲線の傾き m=12.76:250kN/等価軸荷重での換算結果)

$$C_2 = \int_0^{P_{max}} \left(\frac{P}{P_0}\right)^m p(P) dP$$

Neq: 乾燥状態での等価換算繰り返し回数(回/年)

m: S-N 曲線の傾きの逆数

P:任意の軸荷重, Po:基本輪荷重

p(P):輪荷重に関する確率密度関数

Nr:1年間の通行回数(※1.15は通過交通量の補正値)

(4) コンクリート床版の床版防水技術

東日本高速道路㈱・中日本高速道路㈱・西日本高速道路㈱(以下「NEXCO」という)が管理す る高速道路の橋梁には、供用後30年以上を経過したものが増加しており、予防保全による橋梁の 長寿命化に向けた取り組みの具体化が重要課題となっている.そのなかでも、近年、コンクリー ト床版では交通車両の輪荷重走行による疲労損傷の劣化や凍結防止剤散布に起因する塩害が顕在 化しているとともに、高速道路利用者の走行快適性や安全性の確保の観点からも、コンクリート 床版の劣化対策は最重要課題となっており、床版防水技術の高度化による床版長寿命化が望まれ ている.平成22年4月に改訂したNEXCOの高速道路における高性能床版防水工の導入に向けた性 能評価基準の考え方を述べ、現状の課題と研究調査の動向について述べる.国内では、昭和47年 に鋼道路橋示方書⁶⁴⁾に鉄筋コンクリート床版への水の浸透を防止する目的として防水層を設置す る考えが示された.昭和62年に「道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料(日本道路 協会)」⁶⁵⁾が発刊され、これを契機に日本道路公団で、床版防水工の基準⁶⁶⁾が本格的にコンクリー ト床版に適用された.その後、性能照査基準が整備され、国内でも認知されるようになった。

道路橋示方書では、平成14年の改訂⁶⁷⁾で、アスファルト舗装を施工するコンクリート床版に雨 水等の床版内部への浸透を防ぐため防水層等の設置が原則とされた.これを受けて、床版防水に 関して「道路橋示方書」の規定を補完する技術資料として、平成19年3月に「道路橋床版防水便覧 (日本道路協会)」(以下「道路橋床版防水便覧」という)が発刊された⁶⁸⁾.

上記の道路防水便覧の発刊に先立ち,NEXCOの高速道路橋では、日本道路公団(以下「JH」 という)時代より床版防水工の規準を制定しており、平成6年に、JH 試験所で「床版防水設計・ 施工基準(案)」が示され、鋼橋 RC 床版への適用を開始した.その後、平成10年に、鋼橋 RC 床版に適用するため、JH「設計要領第二集」、「構造物施工管理要領」、「JHS 試験法」などの 床版防水工の設計・施工に関する基準⁶⁹⁾が制定されている.NEXCO における規準改訂に至る研 究開発動向について以下に経緯を説明する.平成13年度、道路橋示方書⁶⁶⁾が性能規定の改訂に 移行したことを受け、JH 試験研究所で試験施工に適用する規準として、床版防水の要求性能と設 計耐用期間を明確化し、その照査方法を定めた性能照査型の規準として「防水システム設計・施 エマニュアル(案)」⁷⁰⁾が提案された.これにより国内の床版防水工メーカーにおいて適合する 高性能防水工が開発され、JH の高速道路橋の試験施工等が実施されており、現地試験施工の結 果などから製品化や施工方法などに改善が加えられた.また、JH 民営化以降の㈱高速道路総合技 術研究所(以下「NEXCO総研」という)においては,試験施工結果を踏まえて高性能の床版防水が満足すべき要求性能の整理と性能照査試験法についての追加検討が実施された.これらの知見は,「道路橋床版防水便覧」⁶⁸⁾を制定するための要求性能と性能照査試験方法が取り入れられており,床版防水の要求性能が明確化され,基本照査試験と追加照査試験の照査方法として示されている.

現在は、NEXCOの構造物施工管理要領(保全編)⁶⁹⁾において、既設橋に対する床版防水工の要求 性能規準を定めているが、現場施工において施工性や引張接着性に関する下地処理や施工時間、 舗設後の規格値等を満足する製品開発が困難な状況である.そのため、既設橋に対応する高性能 床版防水工の技術開発を実現させるための性能評価規準の見直しの検討を進めている.基準の見 直しについては、施工時間の制約をなくし防水メーカーが性能証明可能な施工時間での施工を可 能とすることや、既設床版下地処理の現場条件を踏まえた摸擬床版による屋外施工試験の性能照 査を規定するものである.図2.4.2 は、既設コンクリート床版に高性能床版防水を施工する場合に 床版面の下地処理の要求性能を確認する試験方法を定めたもので、屋外において実施する既設 RC 摸擬床版による性能確認試験の施工条件を示している.摸擬床版供試体の既設舗装を除去した状 態の現場のコンクリート床版上面の状態を再現しているもので、コンクリート面においてコテ仕 上げとほうき目仕上げの条件で、既設の舗装撤去時の切削跡、床版あばた、舗装のアスファルト 乳剤の残った状態などを模擬した床版供試体上で試験施工により確認を行うものである⁷¹.

写真 2.4.2 のように床版上面が劣化している場合には、上面の補修を行う必要があり、断面修復の施工方法と断面修復材の適用性について、性能評価の規準化整備が課題となっている.



図 2.4.2 既設 RC 床版の摸擬床版による性能試験 ⁷¹⁾



写真 2.4.2 既設 RC 床版の上面劣化事例

2.5 高速道路橋コンクリート床版の維持管理サイクル

高速道路会社の道路橋床版における維持管理サイクルの流れのイメージを図 2.5.1 に示す. こ のフロー図では,1次判定において,床版の状態から変状スクリーニングすることにより,詳細調 査の実施有無について判断を行い,2次判定のために必要な詳細調査計画を立案する.詳細調査 による健全度診断の判定結果から,床版の状態把握,耐荷力把握,材料物性把握を行い,補修・ 補強対策の要否を判定し必要と判定された補修・補強方針を策定し,対策を検討する.現状の維 持管理サイクルにおいては,点検・診断において1次スクリーニングを行った後の2次判定以降 の詳細調査結果の判定に基づく補修・補強対策方針の決定までの管理者側の業務において,高度 な技術力を有する技術者の育成と維持管理業務の煩雑化に対する効率化や業務スキームの高度化 などが必要不可欠となっている.



図 2.5.1 道路橋床版の維持管理サイクル 72)

道路橋コンクリート床版の維持管理業務における生産性向上の業務スキーム上の生産性向上に 向けた課題としては、以下の4項目が挙げられる⁷²⁾.

(維持管理における生産性向上に向けた課題)

①点検・診断に基づく1次判定によるスクリーニングの実施と、速やかに2次判定を行うための調査計画立案および策定

②詳細調査の実施計画策定および、速やかに詳細調査を実施するスキームと判定基準の構築

③1次判定または2次判定における速やかな補修・補強方針の策定

④補修・補強工法の選定から設計・施工の計画立案及び実施

日的週本項日		1-+4-300-+-++-344	387 * -1	調査範囲		調査精度	
日的	祠宜归日	品(使調) 企 (水)	祠宜万回	局所的	広範囲 (面的)	判断可能	推測
		目視点検	床版上下面	0		0	
	外観	ひび割れ自動検出	床版下面		0	0	
		ドローン 自動走行ロボットなど	床版下面		0	0	
状態の把握	浮き,剥離	打音検査	床版下面	0		0	
	浮き, 剥離,	電磁波法 (車載走行)	床版上面		0		0
	砂利化,滞水	赤外線サーモグラフィ (車載走行)	床版上下面		0		0
	舗装厚,かぶり厚, 鉄筋配置	電磁波法 (車載走行)	床版上面		0		0

表 2.5.1 道路橋床版の 1 次判定に用いる点検調査技術 72)

表 2.5.2 道路橋床版の 2 次判定に用いる点検調査技術 72)

7.4			and the local	調査	範囲	調査精度	
目的	調査項目	点検調查技術	調査万回	局所的	広範囲 (面的)	判断可能	推測
		舗装撤去上面調査	床版上面		0	0	
	浮き, 剥離, 砂利化, 滞水	徹破壊調査 (小径削孔-内部観察)	床版上下面	0		0	
状態の把握		電磁波法	床版上面		0		0
	舗装厚,かぶり厚, 鉄筋配置	電磁波法	床版上面		0		0
	鉄筋腐食	自然電位法など	床版上面	0			0
		徹破壊調査 (小径削孔一内部観察)	床版上下面	0		0	
	コンクリート 内部ひび割れ	衝擊弾性波法	床版上下面	0			0
耐荷力		弾性波トモグラフィ法	床版上下面	0			0
の把握	床版たわみ量	衝擊載荷試験	床版上面	0			0
		静的載荷試験	床版上面	0		0	
		たわみ量解析	-	-		0	
		徽破壊調査 (小径削孔)		0			0
	コンクリート 圧縮強度	破壊試験(コア採取)	床版上下面	0		0	
材料物性値 の把握		リバウンドハンマー		0			0
	コンクリート 静弾性係数	破壊試験(コア採取)	床版上下面	0		0	
	塩化物イオン含有量	電位差滴定法など	床版上下面	0		0	
	中性化深さ	フェノールフタレイン法	床版上下面	0		0	

1 次判定に用いる点検調査技術は, **表** 2.5.1 に示す床版上下面の方向からそれぞれ有効な調査方 法が示されているが,現在,上面側の路面状況とコンクリート床版上面の水平ひび割れやコンク リートの土砂化などの変状を,車両走行計測等により効率よく抽出できる電磁波法や赤外線サー モグラフィ法による非破壊検査を導入し,即座に2 次判定のための詳細調査の有無を判断する点 検スキームが徐々に構築されつつある.

今後,更なる維持管理の生産性向上に向けての課題は,表 2.5.2 に示された 2 次判定以降の点 検調査技術について,床版の耐荷力の把握や塩害や ASR などの変状に対する材料特性の把握な ど,補修・補強工事の対策を選定するために迅速な判定が可能となる非破壊検査の導入が効果的 と考えられる.ここで,重要なことは,非破壊検査により床版の耐荷力やコンクリートの劣化抵 抗性を判定する指標や閾値の策定と整備が必要不可欠となることである.将来的には AI 技術を 活用して,非破壊検査結果の可視化等による判定作業の合理化を図ることが予想される.そのた めには,各種の非破壊検査結果の評価項目とその閾値,措置方針を個々に蓄積しておく必要があ り,表 2.5.3 に示す健全性判定区分 ⁷²⁾に対応した措置方針や措置・適用範囲の考え方や想定され る対策工法に紐づけされたデータの蓄積が必要である.

輪荷重走行試験等による実験検証や調査研究により,劣化変状原因の推定,劣化程度と措置方 針,対策工法の選定,対策後の効果検証など,技術的に裏付けされた性能評価技術を活用して,2 次判定の信頼性を確保するための継続的な研究が必要である.

		1	1	
	健全性の診断 (判定区分)	措置方針	措置・適用範囲の考え方	想定される対策工法
I	健全	性能 保護	床版に変状がほとんどなく 構造的に問題がない状態	床版防水未設置の場合は, 舗 装の打換えと併せて実施
		性能 回復	床版への劣化因子を遮断す スよう性能保護・回復を行	表面机理 (涂膛 会浸系)
п	予防保全段階		j.	
	TEMPERAT		耐荷力の低下が懸念される	断面修復・ひび割れ注入・電
			う.劣化因子は遮断する.	気化学的防食
Ш	早期措置段階	↓ · · · · · · · · · · · 更新	耐荷力の低下が顕著,また は要求性能が確保できない	部分打換え・連続繊維シート 接着・鋼板接着・下面増厚・
			場合に,性能強化・更新を 行う.	上面増厚・縦桁増設
IV	緊急措置段階		抜け落ち等の第三者被害や 大規模事故に繋がる恐れが あり,迅速な応急対策や, 通行止めが必要な状態.	床版取替之

表 2.5.3 健全性の判定区分と措置方針・対策工法 72)

[※]第三者被害予防の観点で実施する剥落防止工は橋梁個別の条件によるため、ここに含めない.

2.6 各章の検討目的と検討方法

1.3 において、本論文の検討対象と課題の解決方法の方針について示した.本節では、第2章の 高速道路橋コンクリート床版の現状を踏まえ、NEXCOの研究プロジェクトとして技術的な課題 解決を図った第3章から第7章の技術的課題について、検討目的と検討方法を以下に述べる.

(1) 床版上面打換えの施工方法による検討(第3章)

床版上面の打換えについて,はつり取りと表面処理および断面修復材の組合せが新旧コンクリ ートー体化の性能に影響を及ぼすことから,部分的な打換えを行う場合の断面修復後の一体化の 性状について付着強度試験による比較を行い,適用区分を検討することとした.

部分的な断面修復における既往の研究において,打撃工法よるはつり取りと界面付近をチッピ ングで表面処理した超速硬コンクリートによる断面修復方法について,微細ひび割れの発生量に バラツキが大きくはつり工具による施工規定では品質管理が困難であることを確認した^{70,71)}.ま た,付着強度低下の影響については,チッピング処理による表面処理だけでは付着強度の確保が 困難であることを確認する.また,表面処理にショットブラストや接着剤塗布を行う対策の付着 強度の向上における効果を確認するため,超速硬コンクリートによる断面修復後の付着強度の大 小について,はつり取り,表面処理方法の組合せによる付着強度の影響について調査を行なう 73),74).

っぎに,床版供試体による断面修復の補修効果について,部分的に上面打換えした既設 RC 床版の耐久性に及ぼす影響を確認するため,既往の研究 75,76)において,断面修復材,はつり取り, 表面処理の組合せで,床版供試体の部分打換えをなった輪荷重走行試験の結果 77)を整理分析し, 補修後の耐久性が最も高いと考えられる打換え方法の施工条件の組合せの選定を行うこととした.

そのうえで、上面打換え後の更なる耐久性が向上する施工条件を検討するため、部分打換えの 輪荷重走行試験⁷⁷⁾で最も耐久性の高いと判断された断面修復工法について、パネル(主桁×対傾 構)単位の範囲で打換えた場合の効果を確認するため輪荷重走行試験を実施した⁷⁸⁾.

その他には、実橋で試験施工により施工実績のある上面打換え工法の耐久性を評価するため、 同じ路線地域内で同時期の設計基準で設計された撤去 RC 床版を用いて、ビニロン繊維補強コン クリートで上面打換え補修を行なった床版供試体を製作し、輪荷重走行試験の結果により、疲労 強度の推定による補修効果の検討を行う⁵⁴.

そして,上面打替えによる補修床版の疲労強度の推定^{26),27),28)}による比較を行う.比較検討は, 既往の研究¹⁶⁾で輪荷重走行試験を実施した H8 道路橋示方書の新設 RC 床版を比較対象とする.

(2) 上面増厚床版施工目地部の延命化対策に関する検討(第4章)

鋼橋の RC 床版の上面増厚後の早期の再劣化の発生事象に対して,再劣化に対する抑制対策方 法を検討する. 最初の検討では、実橋の変状が顕在化している上面増厚床版の施工目地部において、付着強度 の低下に影響を及ぼす施工条件を選定するため、付着強度の低下を再現する施工方法を摸擬した 要素試験を行い、はく離損傷を発生させる増厚床版供試体を製作するための施工方法について検 討を行った^{79),80)}.

つぎに,施工目地部を有する上面増厚の床版供試体を製作し,輪荷重走行試験によるはく離進 展の性状確認を行うと共に対策必要範囲を検討する.その際に,既設 RC 床版の疲労強度に対す る劣化程度が異なる条件での補強に対する効果を確認するため,増厚補強前の劣化程度について, 貫通ひび割れの無い状態で疲労強度の40%相当および70%相当のものと,貫通ひび割れを有する 劣化劣化程度のもので,補強後の耐久性を比較条件とした^{81),82)}.

さらに,対策方法の選定の検討については,増厚目地部に適用可能な補修工法の実績のある対策を選定し,輪荷重走行試験による比較検討を行い,最も耐久性の高い対策方法を標準的な対策工法として選定することととし,合わせて施工基準を検討することとした^{81),83)}.

(3) 上面増厚床版における再劣化補修後の実橋調査(第5章)

実橋において,上面増厚後の再劣化に対して,補修工法が実施されているが実橋において補修 後の経過状態を明らかにする必要がある.そのため,以下の実橋の追跡調査を行う.

- ・上面増厚後のはく離損傷に対する樹脂注入による補修が試験施工 51)が実施されており、その性能確認のため、追跡調査および荷重車両による実橋載荷試験を行う.
- ・上面増厚補強部の再劣化後の抜本的な延命化の補修対策として、ビニロン繊維補強コンクリー トにより打換えを行った実橋について、詳細点検結果に基づき調査を行う.

樹脂注入補修を実施した橋梁においては、補修直後に、実橋の補修効果を確認するために載荷 試験を行い、たわみ計測と鉄筋ひずみ計測を行い、対策効果を確認しているため、同様の計測項 目を調査して、7年経過後も補強効果は持続していることを確認する 52).

また,ビニロン繊維補強コンクリートで打換えした実橋の床版については,打換え補強後の7 年経過後が報告⁵⁴⁾されており,さらに12年経過後の詳細点検を実施していることから,詳細点 検結果により床版下面の状況を確認するとともに路面状態を目視確認することで評価を行うこと とした.

(4) PC 床版における疲労耐久性評価法の検討(第6章)

プレキャスト PC 床版の要求性能として,100 年間の疲労耐久性を照査する試験法について, 輪荷重走行試験による検討を行う.

輪荷重走行試験は,筆者らのグループによる既往の研究において,高速道路橋のリニューアル 工事で実施する標準工法として NEXCO の設計要領で示している RC ループ継手による輪荷重走 行試験試験⁸⁴⁾を実施しており,その結果を用いて検討を行う^{86),87)}. 高速道路リニューアル工事で実施される床版取替については,既設 RC 床版を撤去してプレキ ャスト PC 床版に取替えを行うもので,その疲労耐久性については,床版取替工事の受注者が任 意の構造を提案できるように,要求性能基準として 100 年間の疲労耐久性を確保することが求め られている⁶⁹⁾.そこで,PC 床版の押抜きせん断耐荷力の算定方法とそれに基づく PC 床版の疲 労強度の S-N 曲線を提案するため,輪荷重走行試験による検討を行う⁸⁶⁾.

プレキャスト PC 床の輪荷重走行試験の検討は、プレキャスト PC 床版の疲労強度による評価 方法を確立するため、RC ループ形状の継構造手を有する PC 床版と継手構造を有しない PC 床版 の輪荷重走行試験を実施し、載荷荷重と繰返し回数を比較対象として破壊性状についての確認を 行う.また、PC 床版の疲労破壊における破壊形態の確認を行う⁸⁶.

また,輪荷重走行試験で得られた PC 床版供試体の破壊結果から, PC 床版の押抜きせん断によ る破壊形態を評価し,耐荷力算定方法の検討を行う.算定方法の検討は,筆者らの研究グループ において,長尾らの研究により提案された橋軸直角方向にプレストレスを有する PC 床版の輪荷 重走行試験に基づく押抜きせん断耐荷力の算定方法⁸⁴⁾に対して,本研究における PC 床版の輪荷 重走行試験結果による破壊形態を調査し,実験結果の押抜きせん断の抵抗範囲を考慮した算定式 を検討し提案する⁸⁶⁾.

さらに、プレキャスト PC 床版の接合部における疲労耐久性の評価について、東名高速道路の 軸重計データに基づく 100 年間の疲労耐久性を要求性能とする性能評価法の規準化の確立を行う ため、疲労強度推定方法による検討を行う⁸⁵⁾.その結果については、NEXCOの高速道路の床版 取替工事に適用する疲労耐久性照査の性能照査方法として提案を行う⁸⁷⁾.

(5) 床版の PC 鋼材非破壊検査の車両走行計測に関する検討(第7章)

コンクリート床版の健全度判定の高度化について、今後、コンクリート床版の維持管理におい て、PC 床版における点検・診断手法の効率化と高度化が求められている. グラウト充填不良など の事象を含む PC 鋼材の非破壊検査について、PC 床版の横締め鋼材を対象として、漏洩磁束法に よる破断検知の車両走行計測技術の適用による効率化・高度化に向けた検討を行う. 既往の研究 では、漏洩磁束法に関して、小型の着磁・計測ユニットの開発⁸⁸⁾⁻⁹⁰により、道路橋 PC 桁の主方 向 PC 鋼材の計測技術について、試験供試体を用いた研究が進められ⁹¹⁾⁻⁹³、実橋において実装 が進められてきた⁹⁴⁾⁻⁹⁶.

検討については, PC 橋の PC 桁に適用されている PC 鋼材の破断検知の非破壊検査法の技術と して実用化されている漏洩磁束法について, PC 床版の横締め PC 鋼材の破断検知に着目して, 非 破壊検査の車両走行計測の実用化に向けた適用性についての検討を行う ⁹⁷⁾.

検討は、大型電磁石を製作し、試験ヤードにおいて PC 床版の実物大の摸擬床版を製作し、床版面からの着磁・計測と計測結果の磁束密度変化による画像処理による検討を行い、走行計測に向けての基礎的な条件を満足することを確認する ⁹⁷⁾.

最初に大型電磁石を用いた漏洩磁束法の着磁・計測についての検討を行った.大型電磁石をクレーンで吊り上げた状態で人力により移動させて,PC床版内のPC鋼材を着磁させる方法や, 着磁後の漏洩磁束の手動計測を行い,PC床版内部のPC鋼材の破断検出について,床版供試体 による確認実験を行う 97.

これにより、大型電磁石による PC 鋼材の着磁と磁束計測結果から磁束密度分布の変化を捉え て破断検出が可能であることを確認する.そして、この結果を踏まえて、車両走行計測を行うた めの計測装置の開発を行い、PC 鋼材の着磁・計測において、着磁の条件や着磁後の磁束密度分 布による破断検出結果を比較検証し、その適用性について検討を行う⁹⁷⁾.

車両走行計測については、プロトタイプの車両走行型試験装置を製作し、大型車両を改造して、 大型電磁石と磁束計測ユニットを搭載し、試験走行ヤードにおいて速度 50km/hr 走行による着 磁・計測を行う⁹⁷⁾. 試験走行は、走行路に設置した床版供試体内に配置した PC 鋼材の種別を変 えて、鋼材破断箇所を模擬し、着磁における大型電磁石移動時の設置高さや着磁電流、着磁回数、 走行速度を比較条件とする⁹⁷⁾. また、磁束の計測結果において、磁束密度変化率による画像処理 コンター図を作成し、PC 鋼材破断箇所の特定精度について検証を行なう⁹⁷⁾.

参考文献

- 1) 道路橋に関する細則案, 内務省, 1926(T15)
- 2) 鋼道路橋示方書 日本道路協会, 1956(S31).5.
- 3) 鋼道路橋の一方向鉄筋コンクリート床版の配力鉄筋量設計要領,建設省,1967(S42).9.
- 4) 国広哲夫他;コンテナ積載トレーラー荷重の検討資料,土木研究所資料第420号,1969.1
- 5) 鋼道路橋の床版設計に関する暫定基準,日本道路協会,1967(S43).5.
- 6) 道路橋RC床版の設計・施工について,建設省,1978(S53).4.
- 7) 道路橋示方書·同解説Ⅱ鋼橋編,日本道路協会,1994(H6).2.
- 8) 道路橋コンクリート床版の疲労耐久性に関する研究;ISNN 1346-7328 国総研資料第472号,
 pp6, 平成20年8月
- 9) プレストレストコンクリート道路橋示方書,日本道路協会,1968(S43).
- 10) 道路橋示方書·同解説Ⅱ鋼橋編,日本道路協会,1973(S48).2.
- 11) 道路橋示方書·同解説Ⅱ鋼橋編,日本道路協会,2002(H14).3.
- 12) 国土交通省国土技術政策総合研究所:道路橋床版の疲労耐久性に関する試験,国土技術政 策総合研究所資料第28号,2002.3.
- 13) 道路橋示方書·同解説Ⅱ鋼橋編, 日本道路協会, 2012(H24).3.
- 14) 道路橋示方書·同解説Ⅱ鋼橋編, 日本道路協会, 2012(H29).3.
- 15) 設計計要領第二集 橋梁建設編;東·中·西日本高速道路㈱, pp7-30~7-47, 2014.7.

- 16) 長谷俊彦, 上東泰, 安松敏雄; 長支間PC床版の移動輪荷重走行疲労試験による耐久性評価, 日本道路公団試験研究所報告, Vol. 36, 1999.11.
- 17) 松井繁之; 増厚工法によるRC床版補強の耐久性評価, 構造工学論文集, 1992.3.
- 18) 松井繁之,前田幸雄:道路橋RC床版の劣化度判定法の一考察,土木学会論文集, No.374/I-6, pp.419~426, 1986.10.
- 19) 関ロ・國府他; 重錘落下たわみによるRC 床版の健全度評価法, 平17. 都土木技研年報, PP.79-92, 2005.
- 20) 関口;重錘落下たわみによるRC 床版の健全度評価要領(案),平17. 都土木技研年報, PP.257-262, 2005.
- 21) NEXCO点検実施要領:東·中·西日本高速道路㈱, 2020.4.
- 22) 国土交通省道路局,道路橋定期点検要領(H31年2月),および国総研資料第748号,道路橋の 定期点検に関する参考資料(2013年版), p.351,2013.
- 23) 講座, 道路橋床版更新における基礎知識 第1回 高速道路の特定更新等事業と床版取替工 事, プレストレストコンクリート, Vol.62,No.2,2020.3.
- 24)前田幸雄,松井繁之;鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力の評価式,土木学会論文集第348号, V-1,pp133-141,1984.8.
- 25) 松井繁之,移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響;コンクリート工学年次講演 論文集, Vol.9,No.2, pp627-632,1987.
- 26) 阿部忠,木田哲量,水口和彦,川井豊:走行荷重が作用する道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐 力評価式,構造工学論文集, Vol.55A, pp.1468-1477, 2009.03.
- 27) 阿部忠,木田哲量,高野真希子,川井豊:道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価,土木学会論文集,土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.67, No.1, pp39-54, 2011.
- 28) 阿部忠:鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐力に関する研究,日本大学生産工学部研究報告A第38巻第2号,pp.11-21,2005.12.
- 29) 東山浩士,松井繁之:プレストレスしたコンクリート床版の押抜きせん断耐荷力,構造工学論文集, Vol.44, pp1357-1364, 1998.03.
- 30) 東山浩士,松井繁之:橋軸方向プレストレスしたコンクリート床版の輪荷重に対する疲労耐久性に 関する研究,土木学会論文集, No.605/I-45, pp79-90, 1998.10.
- 31) 東山浩士:外ケーブルを用いたプレストレス合成桁橋コンクリート床版の力学特性向上に関する 研究,大阪大学学位論文,1999.
- 32) 伊東茂富:コンクリート工学, 森北出版, pp75, 1972.

- 33) 並木哲,山本康弘,戸際邦之,黒羽健嗣:高強度コンクリートの各種強度の検討,日本建築学会 大会学術講演概要(近畿), pp737-738, 1989.
- 34) 東山浩士,松井繁之,水越睦視:PC 床版の押抜きせん断耐荷力算定式に関する検討,構造工
 学論文集, Vol.47, pp1347-1354, 2001.03.
- 35) 中谷昌一, 内田賢一, 西川和寛他; 道路橋床版の疲労耐久性に関する試験, 国土技術政策総 合研究所資料第 28 号,2002.03.
- 36)(社)土木学会性能照査設計分科会;道路橋床版の性能照査型設計,道路橋床版の合理化と耐 久性の向上,pp65-93,2004,
- 37) 土木学会 鋼構造委員会 鋼・合成構造標準示方書 2008.3,2019.10.
- 38) 阿部忠;道路橋RC床版の疲労寿命予測および健全度評価に関する一考察,構造工学論文集, Vol.61A,pp1050-1061,2015.3.
- 39) 高橋昭一,小西哲司,志村勉,橘吉宏;PC床版2主桁橋の設計・施工-ホロナイ川橋の床版施 エー,プレストレストコンクリート,Vol.38,No.1,pp41-46,1996.1.
- 40) 鋼橋の損傷と点検・診断;(社)日本橋梁建設協会 平成12 年5 月
- 41) 上面増厚工法設計施工マニュアル, (財)高速道路調査会, 1995.11.
- 42) 東名高速道路上面增厚工事,鉄筋補強上面增厚工法試験施工報告書,日本道路公団東京第 一管理局,1995.3.
- 43) 竹本明朗, 岡田 収;鋼繊維コンクリートを用いた打重ね床版補強一般国道 43 号, 橋梁と基礎,
 Vol.14,No.11,pp25-32,1980.11.
- 44) 濱崎構蔵,牧田 明,石川一美;鋼繊維コンクリートを用いた増厚床版補強の追跡調査,第19 回日本道路会議論文集, PP.924-925,1986.
- 45)太田利隆,吉田紘一;新旧コンクリートの接合に関する技術,RC床版補強の増厚工法に用いた 例,コンクリート工学,Vol.21,No.5,pp62-70,1983.5.
- 46) 黒田英文,安味則次,吉田紘一,斉藤 碩;増厚工法で補修した床版の7年経過後の状況について,第42回土木学会年次講演会講演概要集第VI部門,pp41-42,1987.9.
- 47) 登坂和幸, 佐藤政浩, 中司 淳; 箱根新道黒岩橋の床版改良工事-SF コンクリートを使用した 増厚工法-, 日本道路公団技術情報, No.88, pp74-79, 1987.7.
- 48) 後藤祐二;鋼橋RC床版の破壊機構に関する一考察,橋梁と基礎, Vol.17.
- 49) 松井繁之; 増厚工法によるRC床版補強の耐久性評価, 構造工学論文集, 1992.3.30.
- 50) 平成19年度 増厚床版の補修対策に関する技術検討 報告書(㈱高速道路総合技術研究所 委託), ㈱高速道路技術センター, 平成20年1月.
- 51) 久保真一,藤井政幸,宮坂芳治,松本政徳,板坂友彦;損傷した道路橋床版の補修方法に関する一考察,土木学会年次学術講演会,Vol.58,V-128,pp255-256,2003.9.

- 52)後藤昭彦,長谷俊彦,緒方辰男,松本政徳;樹脂注入を行った上面増厚床版の追跡調査,コン クリート工学年次論文集,Vol.33,No.2,pp1471-1476,2011.
- 53) 野島昭二, 鯨井辰弥; 樹脂注入による床版上面増厚工法の延命化技術, 橋梁と基礎, Vol.54,pp39-42,2020.8.
- 54) 長谷俊彦, 田尻丈晴;ビニロン繊維補強コンクリートによる上面替えの補修効果;構造工学論文 集,Vol.63A,pp1263-1272,2017.3.
- 55) 住学, 竹内博幸, 中出睦, 谷垣正治:ビニロン繊維補強コンクリートに関する基礎的研究, コンクリ ート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp257-262, 2003.
- 56) 高速道路の更新計画, NEXCO 東日本・中日本・西日本; H27.3.25.
- 57)長濱正健他;宮崎自動車道 長江川橋床版改良工事,プレストレストコンクリート Vol.60.No.6,pp69-73,2017.11.
- 58) 山田稔他;北陸自動車道 日野川橋床版更新工事, プレストレストコンクリート Vol.60.No.6,pp58-64,2017.11.
- 59) 若林大;更新床版の凍結防止剤による塩害に対する照査方法,プレストレストコンクリート Vol.60,No.1,pp31-55,2018.01.
- 60) 更新用プレキャストPC床版技術指針(PC工学会);pp70,pp.92-99,2016.3.
- 61) 松井繁之;移動荷重を受ける道路橋RC床版の疲労強度と水の影響について,コンクリート工学年 次報告論文集,Vol.9,No.2,pp627-632,1987.
- 62) 松井繁之;道路橋床版の長寿命化技術, 森北出版, pp 25, 2016.
- 63) 長尾千瑛, 広瀬剛;プレキャストPC床版継手の疲労耐久性照査試験,第26回PCシンポジウム論 文集, pp189-192,2017.
- 64) 鋼道路橋示方書·同解説 I 共通編 S48.2, 日本道路協会
- 65) 道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料 S62.12, 日本道路協会
- 66) 設計要領第二集(橋梁建設編,橋梁保全編),構造物施工管理要領,JHS試験法 H10.4,日本 道路公団
- 67) 道路橋示方書·同解説 I 共通編 H14.3, 日本道路協会
- 68) 道路橋床版防水便覧 H19.3, 日本道路協会
- 69) NEXCO 構造物施工管理要領;東·中·西日本高速道路,2019.7.
- 70) 防水システム設計・施工マニュアル(案);日本道路公団 試験研究所
- 71) 高橋茂樹, 竹林宏樹, 広瀬剛; 高速道路における既設床版防水に関する取組み, 橋梁と基礎,
 Vol.54,pp53-56,2020.8.
- 72) 鋼構造シリーズVol.35, 道路橋床版の維持管理マニュアル2020, 土木学会, 2020.

- 73) 谷倉泉:熊本大学学位論文,コンクリート構造物に生じた変状部のはつり処理に関する研究,平 成31年3月.
- 74) 新谷康, 谷倉泉, 渡辺晋也, 尾原祐三: X線CTを用いたコンクリートの損傷評価, コンクリート工 学会年次講演論文集, Vol.38, No.1, pp.2079-2084, 2016.7.
- 75) 渡邊晋也,後藤昭彦,松本政徳,宮永憲一:打撃工法によるハツリ処理で生じた微細ひび割れの 定量評価方法と打継ぎ界面の付着強度に関する研究,コンクリート工学年次論文集, Vol.35,No.1,pp775-780,2013.7.
- 76) 後藤昭彦, 宮永憲一, 松本政徳, 渡邊晋也; 道路橋の断面修復における打継ぎ界面付着強度と 改善方法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.1, pp793-798, 2013.7.
- 77) 松本政徳,後藤昭彦,渡邊晋也,一瀬八洋; RC 床版における断面修復部の耐久性に関する 研究,コンクリート工学年次論文集, Vol.35,No.1,pp673-678,2013.7.
- 78) Toshihiko Nagatani, Takuya Harada, Toshiaki Mizobuchi, Shinya Watanabe, Durability evaluation on top surface replacement method existing RC slab, ConMat'20 sixth International Conference on Construction Materials, 2020.8.
- 79) 平成19年度 増厚床版の補修対策に関する技術検討 報告書 (財)高速道路技術センタ ー,2008.1.
- 80) 和田圭仙,長谷俊彦,谷倉泉,松本政徳;鋼繊維補強コンクリートの付着性実験,土木学会第64回年次学術講演会,V-503,pp1003-1004,2009.9.
- 81) 長谷俊彦,和田圭仙,後藤昭彦;上面増厚床版における劣化要因の検証と耐久性向上対策の検討,コンクリート工学, Vol.50,No.3,pp245-253,2012.3.
- 82) 長谷俊彦,和田圭仙,緒方辰男;上面増厚床版における施工目地部の劣化再現実験,コンク リート工学年次講演論文集,Vol.32,No.2,pp1345-pp1346,2010.
- 83) 和田圭仙,長谷俊彦,緒方辰男;上面増厚床版における施工目地部の劣化対策効果確認実験,コンクリート工学年次講演論文集,Vol.32,No.2,pp1351-1356,2010.
- 84) 後藤俊吾,長谷俊彦,原田拓也,松本政徳,勝呂翔平;更新用 RC ループ継手の輪荷重走 行試験結果,土木学会年次学術講演会,Vol.57,I-370,2020.9.
- 85) 長尾千瑛,広瀬剛;プレキャスト PC 床版継手の疲労耐久性照査試験;プレストレストコンクリート工学会第26回シンポジウム論文集,pp.189-192, 2017.10.
- 86)後藤俊吾,長谷俊彦,本間淳史,平野勝彦; PC 床版の疲労耐久性評価方法の提案,土木学会構造工学論文集, Vol.66A,pp762-773,2020.3.
- 87) 後藤俊吾, 長谷俊彦; 講座 道路橋床版更新における基礎知識 第7回 床版の疲労耐久性評価, プレストレストコンクリート, Vol.63, No.2, pp89-92, 2021.3.

- 88) 志賀正幸:磁性入門—スピンから磁石まで(材料学シリーズ), pp. 12, pp. 56, pp. 179-183, 内田老鶴圃, ISBN 978-4-7536-5630 C-3042, 2007.
- 89) 廣瀬誠,前田龍己,松田耕作,横田優,服部篤史,宮川豊章:磁気法による鉄筋破断非破 壊検査における判定基準の構築,構造工学論文集,Vol. 58A, pp. 867-878, 2012.3.
- 90) 廣瀬誠,青木圭一,宮川豊章:漏洩磁束法によるポストテンション橋における PC 鋼材破 断調査,第 23 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp. 467-470, 2014.10.
- 91) 広瀬剛:高速道路橋の大規模更新・修繕に関する研究の取組みと今後の展望, コンクリート工学, Vol. 54, No. 1, pp. 15-20, 2016.1.
- 92) 廣瀬誠,木村美紀,萩原直樹,豊田雄介:ポステン橋およびプレテン橋における漏洩磁束 法による PC 鋼材破断調査,第 25 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポ ジウム論文集,pp. 269-272, 2016.10.
- 93) 横山貴士,青木圭一,宮永憲一,廣瀬誠:漏洩磁束法による PC 鋼材破断測定実験,第23
 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 425-428, 2014.10.
- 94) 萩原直樹, 宮永憲一, 青木圭一: 実験による漏洩磁束法の適用性検証, 第24回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 283-286, 2015.10.
- 95) 萩原直樹, 広瀬剛, 廣瀬誠, 木村美紀: 漏洩磁束法を用いた実橋調査, 第25回プレストレ ストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 273-276, 2016.10.
- 96) 北野勇一,長谷俊彦,廣瀬誠:漏洩磁束法による撤去 PC 桁の PC 鋼材破断調査,土木学 会第 75 回年次学術講演会講演概要集,V-353, 2020.9.
- 97) 長谷俊彦, 萩原裕樹, 白石浩三, 溝渕利明; 漏洩磁束法を用いた道路橋床版のPC鋼材非破 壊検査の車両走行計測に関する研究, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol. 78, No. 1, 139-155, 2022.

84

第3章 床版上面打換えの施工方法による検討

本章では、コンクリート床版を部分的に打換える場合の施工方法に関する比較検討を行った. 3.1の「上面打替えのはつり取りと表面処理による付着強度」の検討では、上面打換えの断面修 復において、(㈱高速道路総合技術研究所(以下 NEXCO 総研という)と(一社)施工技術総合研究 所(以下施工総研という)の研究グループで実施した既往の研究において、ハンドブレーカー等 の打撃工法やウォータージェット工法により、はつり取りと表面処理を行う施工条件を比較対象 とし、超速硬コンクリートで断面修復する場合の既設コンクリートとの一体化について、渡邊ら の打撃工法による微細ひび割れの影響の検討結果¹⁾、および、後藤らのはつり取りと表面処理の 組合せ界面の付着強度による比較検討結果²⁾を用いた.

3.2 の「上面打換え床版の輪荷重走行試験」の検討では、3.2.1 の「部分打替えした床版供試体」 について、3.1 で検討した断面修復の施工方法から選定した方法により、はつり取りと表面処理 の組合せ、断面修復材料、断面修復する深さ、断面修復の端部形状などの施工条件を比較条件と して、松本らの輪荷重走行試験による比較検討した結果 ³⁾を用いて、部分的な断面修復に関する 疲労耐久性の考察を行った.

3.2.2 の「パネル単位に打換えした床版供試体」の検討では、筆者らの研究において、3.2.1 の 検討で最も延命効果が高いと判断された断面修復の施工条件を用いて、パネル単位の打換えを行 った床版供試体による輪荷重走行試験を行い、劣化挙動の検証を行った.また、3.2.3 の「実橋撤 去床版を打換えした床版供試体」の検討では、筆者らの既往の研究において、撤去床版を用いて 非鉄系の繊維補強コンクリートの上面打換えした床版供試体を対象に輪荷重走行試験による検証 を行った.さらに、3.2.4 の「新設 RC 床版供試体」においては、筆者らが旧日本道路公団におけ る既往の研究で実施した新設 RC 床版の輪荷重走行試験 20 結果を用いて検討を行った.

3.3 の「上面打換え床版の疲労耐久性の検討」では、3.2 の各輪荷重走行試験の結果から、疲労 強度推定を行い、延命効果の評価を行った.

3.1 断面修復のはつり取りと表面処理による付着強度

(1) 打撃工法で発生する微細ひび割れの影響検討¹⁾

渡邊らの既往の研究において,打撃工法が断面修復に及ぼす影響について,ハンドブレーカー により発生した微細ひび割れの発生量を断面観察により定量化し,既設床版と断面修復材の一体 化に及ぼす影響を検討した.また,本研究でははつり取りと表面処理の作業時の衝撃力で微細ひ び割れの発生量が変化すると仮定し,工具の組合せに対する打継ぎ界面の付着強度について検討 している.

a) 試験方法 1)

試験は、超速硬コンクリートの断面修復材で比較検討を行った. 図 3.1.1 に示す S46~S54 道路 橋示方書に準拠して設計された RC 床版供試体を用いた.供試体寸法は、幅 2.3m(支間 2.0m)、長 さ 3.0m、床版厚 220mm とし、表 3.1.1 に示す鉄筋を配置した.供試体コンクリートは、設計基 準強度を 24N/mm² で表 3.1.2 に示す配合とし、試験を実施した.はつり取り時の圧縮強度は 37.0N/mm²、静弾性係数は 31.3kN/mm² であった.



平面の	位置	鉄筋径と	鉄筋材質
配置方向		配置ピッチ(mm)	(JIS G 3112)
主鉄向	上側	D19@250mm	SD295A
	下側	D19@125mm	SD295A
配力鉄筋	上側	D16@250mm	SD295A
	下側	D16@250mm	SD295A

表 3.1.2 コンクリートの配合(模擬 RC 床版)¹⁾

呼び 強度	スランプ (cm)	Gmax (mm)	Ain (%))	W/C (%)	s/a (%)
24	8	25	4.5	5	59.5	46.9
		単位量	(kg/m ³)			
С	W	1	5		G	AE
263	156	8	84	1	.011	1.052

はつり取りは、写真 3.1.1 に示す 500mm×400mm の範囲において、ハンドブレーカーを用い て上段鉄筋より深くまでコンクリートを除去し、その後、コンクリートチッパーを用いてコンク リート界面付近のコンクリートを除去する表面処理を行っている.また、表 3.1.3 に示す施工条件 ではつり取りと表面処理を行った床版供試体から、写真 3.1.2 に示すように径 200mm のコアを 採取し、断面修復を施した後に径 75mm の円柱供試体を成形し、研建式の直接引張試験により付 着強度を測定している.



(a) はつり取り

(b) 表面処理

写真 3.1.1 摸擬床版供試体 ¹⁾

	はつり取	. b	表面処	理
番号	機種・規格	質量(kg)	ハンマー 機種	質量(kg)
1			チッピング ハンマー	5.2
2	ゴンクリート ブレーカー (10kg 級)	15.5	ピック ハンマー	6.2
3	(10kg ₁₀ x)		ピック ハンマー	7.2
4	コンクリート		チッピング ハンマー	5.2
5	ゴンテリート ブレーカー (20kg 級)	21.2	ピック ハンマー	6.2
6	(20Kg //x)		ピック ハンマー	7.2
7	コンクリート		チッピング ハンマー	5.2
8	ブレーカー (30kg 級)	30.0	ピック ハンマー	6.2
9	(JUNG ///X)		ピック ハンマー	7.2
10	電動ハンマー (16.5kg 級)	16.5	電動 ハンマー	4.5



写真 3.1.2 微細ひび割れの画像解析の実施手順 1)

断面修復材は,表 3.1.4 に示す配合のパック詰め(1袋の練上り量は 25L)の超速硬コンクリートを使用した.その材料特性値は,表 3.1.5 に示す結果で,超速硬コンクリートの圧縮強度と弾性係数は3供試体の平均値を示したものである.

表 3.1.4 超速硬コンクリート	トの配合(断面修復材)1)
-------------------	---------------

単位量(kg/袋)						
C S G W AE 遅延剤						
27 28 3.8						

表 3.1.5 超速硬コンクリートの特性値 ¹⁾

材 齢	圧縮強度 (N/mm²)	弹性係数 (kN/mm²)
2 時間	31.4	27.5
4 時間	37.6	30.1
28 日	54.7	34.7

b) 微細ひび割れ量の評価法¹⁾

微細ひび割れの評価方法について,既往の定量評価方法として,コンクリートの薄片を作製し, 顕微鏡を用いて 1mm²中に存在するひび割れ面積を算出する方法³⁾,ひび割れに染料を染み込ま せて観察する方法⁴⁾,蛍光エポキシ樹脂を染み込ませて観察する方法⁵⁾,X線装置を用いる方法⁶⁾ などが提案されている.これらの方法は,時間や手間が非常にかかることや,特別な機器が必要 となる.その中でも,谷倉らの研究や^{7),8)},渡辺らの研究¹⁾において,蛍光エポキシ樹脂を染み込 ませて観察する方法が最も簡易な手法であることが確認されている.

谷倉や渡邊らの研究では、写真 3.1.4 の手順に示すように蛍光エポキシ樹脂接着剤を微細ひび 割れに含浸させ、紫外線照射による目視観察に基づき、写真 3.1.5 に示すコンクリートはつり面か ら深さ方向の範囲において微細ひび割れ量を特定している.この方法により、最小ひび割れ幅、 および蛍光エポキシ樹脂の浸透状況について、写真 3.1.6 に示す電子プローブマイクロアナライ ザー(EPMA)を用いて、コンクリートの塩分浸透範囲や中性化深さを特定する時と同じ様に、塩素 イオン及び炭素イオンを元素分析した画像からひび割れ量を可視化して特定する方法と、蛍光エ ポキシ樹脂を含浸させた断面の電子顕微鏡による画像から白色部で表示されるひび割れを特定す る方法の比較を行い、微細ひび割れ量について同じ評価が得られることが確認されている.



写真 3.1.5 はつり面の微細ひび割れ(蛍光エポキシ含浸)1)



(左:塩素イオン)

(右:炭素イオン)

写真 3.1.6 はつり面の微細ひび割れ(EPMA 分析)¹⁾

微細ひび割れ量の定量化については,渡邊らの提案した方法¹⁾により行った.その方法は,断 面修復後のコンクリートはつり面を含む切断面の画像解析から得られる微細ひび割れの面積に相 当する pixel 数を求め,コンクリートはつり面の表面長さで除した値を,式(3.1.1)に示す微細ひび 割れ量と定義して評価を行っている¹⁾.

(渡邊らの微細ひび割れ評価法) 1)

Fca = Crpix / Chips (pixcel / mm) (3.1.1)z = zz

Fca : はつり面の微細ひび割れ量(pixel/mm)

Crpix : 微細ひび割れ面積に相当するピクセル数(pixel)

Chips : 観察断面におけるはつり面の表面長さ(mm)

なお、微細ひび割れ量の計測深さについては、コンクリートブレーカーを用いて実施した床版 供試体のはつり後において、微細ひび割れの発生深さが最大 25mm 程度であったことから、コン クリート表面から 40mm の深さまでの範囲としている.

c) はつり工具の質量が付着強度へ及ぼす影響 1)

図 3.1.2 に示すとおり,はつり取りと表面処理の組合せの施工条件について,付着強度を比較したところ,ハンドガンによる WJ 工法(サファイヤ製 φ 1.02mm の 1 穴ノズルを用いて水圧を216.6Mpa,流量 22.9L/min で施工)により,はつり取りから表面処理まで施工したものに比べ,はつり工具によるはつり取りでは,付着強度が 1.0N/mm²以下に低下する結果が得られている. また,はつり取りの工具質量と付着強度の関係では,コンクリートブレーカーの質量が大きいほど平均付着強度では低下する傾向が確認されているが,その傾向は一律ではなく付着強度のバラツキが大きい結果を示している.



図 3.1.2 はつり取り工具の施工条件と付着強度の結果 1)

d) 微細ひび割れ量が付着強度へ及ぼす影響 1)

ブレーカーを用いたはつり取りと表面処理により発生する微細ひび割れ量と付着強度の関係に ついては、図 3.1.3 に示すように微細ひび割れ量が大きいほど付着強度が低下する傾向を確認し ている.しかし、はつり取りと表面処理の組合せにおいて、チッピングによる打撃工法の表面処 理では付着強度のバラツキが大きいことが確認されている.そのため、微細ひび割れの発生を抑 えるためには、WJ工法によるはつり取りと表面処理が最も有効であり、また、打撃工法による表 面処理を行う場合には、微細ひび割れによる付着強度低下を改善する対策の必要があると考えら れる.



図 3.1.3 微細ひび割れ量と付着強度の関係 1)

(2) はつり取りと表面処理の組合せによる比較検討²⁾

断面修復する場合のはつり取りと表面処理が,打継ぎ界面の付着性能に及ぼす影響を評価する ため,床版供試体を用いて上面打換えを行い,付着強度試験を行っている.

a) 試験方法 ²⁾

床版供試体は、図 3.1.4 に示す 1.35m×1.35m で厚さ 0.3m のコンクリート床版とした.床版 供試体の上面には 600mm×600mm の範囲で深さ 70mm 程度まで写真 3.1.7 に示すはつり取り と写真 3.1.8 に示す表面処理を行い,断面修復後の付着強度試験を実施している.床版供試体は, 主鉄筋 D16(上段:@300mm)でかぶり 30mm とし,配力筋 D10(上段:@300mm)を配置している. 床版コンクリートの設計基準強度は 24N/mm² としている.断面修復は,表 3.1.5,表 3.1.6 に示 す超速硬コンクリート,および,表 3.1.7,表 3.1.8 に示す SBR(スチレンブタジエンラテックス) ポリマー系の PCM の 2 種類で施工し,付着強度試験を実施している.WJ 工法の制御方法は, (1)の c)の試験と同様の施工方法で実施している.



図 3.1.4 摸擬床版供試体 2)



(a) 打撃工法(ブレーカー)

(b) WJ 工法

写真 3.1.7 はつり取り方法 2)



(a) SB 工法



(b) WJ 工法



(c) 無処理(チッピング処理)

(d) 接着剤塗布

写真 3.1.8 表面処理方法 2)

表 3.1.5 超速硬セメントの配合(断面修復材)2)

W/C	単位量(kg/袋)					
(%)	C S W 凝結遅延剤					
50	20	60.0	10	適量		

表 3.1.6 超速硬コンクリートの特性値 2)

材齢	圧縮強度	弹性係数
	(N/mm ²)	(kN/mm ²)
28 日	61.6	40.7

表 3.1.7 PCM の配合(断面修復材)²⁾

W/C	S/C	P/C	単位量(kg/m ³)	
(%)		(%)	混和液	パウダー
27.0	3.05	18.0	213	1920

※水(W), セメント (C), 珪砂(S), ポリマー(P)

表 3.1.8 PCM の特性値²⁾

材 齢	圧縮強度 (N/mm²)	弹性係数 (kN/mm²)
28 日	44.2	26.5

表 3.1.9 はつり取りと表面処理の比較条件一覧 2)

供試	体番号	はつり取り	表面処理	表面処理の
超速硬	PCM	方法	方法	詳細
А	G		無処理	—
B-1	H-1	打擊	SB	150kg/m² (1 回)
B-2	H-2	工法	SB	$150 kg/m^2$ (2 回)
C-1	I-1		WJ	表面処理『大』
C-2	I-2		WJ	表面処理『中』
C-3	I-3		WJ	表面処理『小』
D-1	J-1		SB+接着剤	150kg/m² (1 回)
D-2	J-2		SB+接着剤	150kg/m² (2 回)
E	K		含浸系+接着剤	_
F	L	WJ	無処理	—

※SB:スチールショットブラスト(写真 3.1.8(a):投射密度:150kg/m²)

※WJ:ウォータージェット(写真 3.1.8(b):表面処理の『大』,『中』,『小』は本文のとおり)

b) はつり取りと表面処理の施工方法²⁾

はつり取りと表面処理の施工方法の検討ケースを,**表**3.1.9 に示す.既設コンクリートと断面修 復材の界面一体化の性能について付着強度により評価している.

はつり取りは、工具に 30kg 級のハンドブレーカーを使用し、表面処理は無処理条件の場合 10kg 級のピックハンマーを使用して、コンクリートを除去し吸引機による清掃を実施している.付着 強度を改善するための表面処理は、WJ工法とSB工法で比較している.さらに、表面処理後に エポキシ樹脂接着剤塗布を追加したケースも加え、無処理のケースとの比較を行っている.WJ工 法の表面処理は、写真 3.1.9 に示す制御圧力(Mpa)と制御速度(m/min)の組合せによる表面処理の 粗さを『大』『中』『小』の 3 ケースで比較している.『大』は 220Mpa で 3m/min,『中』は 175Mpa で 1.5m/min,『小』は 175Mpa で 0.4m/min で制御している.SB工法の表面処理は、ブラスト の投射密度を 150kg/m²で制御し1回処理と2回処理を比較している.



(a) 表面処理『大』220Mpa (3m/min)
 (b) 表面処理『中』175Mpa (1.5m/min)
 (c) 表面処理『小』175Mpa (0.4m/min)
 写真 3.1.9
 WJ 工法によるはつり処理面の制御方法と状態²⁾

c) 付着強度の試験結果²⁾

断面修復材の補修効果を確認するため、図 3.1.5 に示すとおり,超速硬コンクリートと PCM の それぞれの施工条件について付着強度の比較を行った.打撃工法ではつり取り後に WJ 工法で表 面処理した場合,付着強度は超速硬コンクリートで 0.81N/mm²~1.91N/mm², PCM で 0.95N/mm²~1.70N/mm²となり,いずれの断面修復材においてもバラツキが生じ,断面修復の規 格値 ^{9,10,11)}とする 1.5N/mm²を下回るケースがあった.また,WJ 工法の表面処理の粗さによる 比較では,PCM において表面が粗いほど付着強度が高くなる傾向が見られたが,超速硬コンクリ ートではバラツキが大きく生じる結果であった.

打撃工法ではつり取り後に SB 工法で表面処理した場合は,付着強度が 0.58N/mm²~ 0.81N/mm²となり,いずれの断面修復材でも 1.0N/mm²を下回る結果となった.また,ブラストの投射密度を 150kg/m²で1回処理と2回処理により付着強度の比較を行ったが,超速硬コンクリートは1回処理が大きく,PCM は2回処理が大きくなり,処理回数による優位性はなかった.また,これにより1回処理で界面の不純物は概ね除去できると判断される.

打撃工法ではつり取り後に接着剤塗布で表面処理した場合は,SB処理に加えてエポキシ接着剤 を塗布するものと,SB処理無しで含浸系接着剤塗布のみを行うもので比較した.含浸系接着剤塗 布のみの表面処理では,付着強度が超速硬コンクリートで0.98N/mm², PCMで1.08N/mm²とな り,SB処理に加えてエポキシ樹脂接着剤塗布したものよりも小さい結果であった.



図 3.1.5 付着強度試験結果 2)

(3) はつり取り後と表面処理の組合せの影響

(1)および(2)の結果から,打撃工法によるはつり取りの施工条件について,既設コンクリートと 断面修復材の要求性能とされている付着強度の規格値^{9,10,11)}1.5N/mm²を下回るケースが確認 された.また,打撃工法によるはつり取りで発生する微細ひび割れは,SB工法による表面処理後 に接着剤塗布することで,微細ひび割れ内に樹脂が含浸する効果により付着強度が向上すること が確認された.さらには,打撃工法によるはつり取りは,WJ工法のはつり取りに比べて,付着強 度が低いことに加えて付着強度のバラツキが生じやすいことが確認された.

3.2 上面打換えした床版の輪荷重走行試験

3.2.1 部分的に打換えした床版供試体

松本,および後藤らの既往の研究において,実橋の打換えと同様の施工方法により,床版供試体を用いて,ブレーカーのはつり取りで部分打換え後の検討を行っている.床版供試体のコンク リート上面を部分的に断面修復した後,2.4.3 (3)に示した輪荷重走行試験により繰返し載荷を与 え,途中段階で,静的載荷により,既設側コンクリートと断面修復材の界面における一体化の性 状について,たわみ計測,ひずみ計測,外観変状の観察を行っている.

(1) 試験方法 12)

床版供試体は、図 3.2.1 に示すとおり,昭和 39 年制定の鋼道路橋示方書に準じて設計し,部分 打換えを行う床版試験体を 2 体(S-1 供試体,S-2 供試体)製作した.床版供試体の形状寸法は, 床版支間 3.0m の連続版相当で床版支間中央の曲げモーメントが同程度となる単純支持の床版支 間 2500mm とし,床版厚さ 190mm,供試体幅 3000mm,供試体長さ 7000mm,としている.

床版供試体は、図 3.2.2 の詳細図に示す配筋形状とし、鉄筋は、表 3.2.1 示す配置ピッチとして いる.また、床版供試体に使用したコンクリートの配合は、表 3.2.2 に示す材齢 28 日の呼び強度 24N/mm² としている.



図 3.2.1 床版供試体の詳細図¹²⁾

部分打換えを行った RC 床版を模擬した試験体を 2 体製作した.製作した試験体形状は図 3.2.2 のとおりである.試験体の形状寸法は,幅 3000mm,長さ 7000mm,厚さ 190mm とした.試験体は,床版支間 3.0m の連続版と支間中央の曲げモーメントが同様になるように,単純支持した

際の支持間隔を 2500mm とした. 試験体の長さは,載荷時に断面修復する 3 箇所の床版たわみが 同等となるよう橋軸方向の連続性を考慮して設定した.使用したコンクリートの配合は表 3.2.2 に 示すように 24-8-25N とし,材齢 28 日で呼び強度 24N/mm² とした. 鉄筋は SD295A(JIS G 3112) を使用し,配置間隔は,主鉄筋(上段: D16@300mm,下段: D16@150mm)および配力筋(上段: D10 @300mm,下段: D13@300mm)としている.



(b)断面図

(a)平面図

⊠ 3.2.2	床版供試体の断面修復概要 12)
---------	------------------

平面の 配置方向	位置	鉄筋径と 配置ピッチ(mm)	鉄筋材質 (JIS G 3112)
主鉄向	上側	D16@300mm	SD295A
	下側	D16@150mm	SD295A
配力鉄筋	上側	D10@300mm	SD295A
	下側	D13@300mm	SD295A

表 3.2.1 床版供試体の配筋状況 (S-1・S-2 供試体)¹²⁾

表 3.2.2 コンクリートの配合(RC 床版)12)

呼び 強度	スランフ [°] (cm)	Gmax (mm)	Air (%)	r)	W/C (%)	s/a (%)
24	8	25	4.5	5	54.5	47.0
	単位量(kg/m ³)					
С	W	S G		AE		
285	155	8	78		1000	2.85

試験日	供試体区分	圧縮強度 (N/mm ²)	静弹性係数 (N/mm ²)	備考
材齢 28 日	既設床版	33.5	_	標準養生
試験時	既設床版	34.7	25.1	現場養生
試験時	断面修復材1	54.6	34.9	現場養生

表 3.2.3 床版供試体コンクリートの特性値(S1供試体)

※断面修復材1:超速硬コンクリート,※特性値は3試験平均値

表 3.2.4 床版供試体コンクリートの特性値(S2 供試体)

試験日	供試体区分	圧縮強度 (N/mm ²)	静弹性係数 (N/mm ²)	備考
材齢 28 日	既設床版	33.5	_	標準養生
試験時	既設床版	35.5	25.1	現場養生
試験時	断面修復材2	52.2	38.9	現場養生
試験時	断面修復材3	37.9	25.8	

※断面修復材2:超速硬セメント系,断面修復材3:PCM(ポリマーセメントモルタル) ※特性値は3試験平均値

表 3.2.5	床版供試体における断面修復の施工条件 12)
---------	------------------------

	S-1 供試休			S-2 供試休		
	5-1 供戰座			5-2 厌സ件		
補修箇所	А	В	С	D	Е	F
断面修復材	超速硬コンクリート		-ト	超速硬	PCM	
材料区分			セメント			
はつり取り	荒はつり(30kg 級ブレーカー)					
	+調整はつり(7.3kg ピックハンマー)					
表面処理(ショットブラスト)	無し	無し	有り	有り	有り	有り
の有無						
接着剤塗布	無し	無し	有り	有り	有り	有り
上段鉄筋位置	深い	深い	深い	深い	深い	浅い
からの補修深さ						
はつり端部の	有り	無し	無し	無し	無し	無し
テーパー有無						



図 3.2.3 床版供試体の断面修復¹²⁾

断面修復は,図 3.2.2 の床版供試体において,上面の断面修復する 3 箇所の位置および輪荷重 走行範囲を示す.S-1 供試体は,超速硬コンクリートにより表面処理および補修形状を変更した 3 ケース,S-2 供試体は,補修材(超速硬セメントまたは PCM)および補修深さ(70mm または 30mm)を比較条件としている.

床版上面のはつり取りは、図 3.2.3 に示すように、実施工と同様にコンクリートブレーカーやピ ックハンマー等のはつり工具を用いて人力施工で行った.施工方法は、コンクリートカッターで はつり範囲の外側を深さ 20mm ほど切削した後、30kg 級のブレーカーを用いて荒はつりし、仕 上げで 7.3kg のピックハンマーによる調整はつりを行っっている.はつり深さは、上側鉄筋の裏 側に約 20mm の隙間を設ける程度までとしている.表面処理は、はつり面に脆弱部や微細ひび割 れが発生し、補修材を打ち継いだ場合に界面の付着強度が低下することが考えられることから、 S1 供試体の補修箇所 C, S2 供試体の D~F について、はつり後の脆弱部や微細ひび割れを除去 し、付着力を改善させることを目的に、スチールショットブラスト(以下、「ブラスト」という)を 用いて投射密度 150kg/m²で研掃処理を行っている.

載荷	載荷荷重	載荷回数(回)	走行条件
ステップ	(kN)	Step 毎(累計)	
STEP1	137	100,000(100,000)	乾燥状態
STEP2	157	150,000(250,000)	乾燥状態
STEP3	157	130,000(380,000)	水張状態

表 3.2.6 輪荷重走行試験の載荷条件

表 3.2.7 輪荷重走行試験の計測項目

計測項目	計測位置	計測機器
床版たわみ	橋軸,橋軸直角	高感度変位計
打継界面のひずみ	断面修復材と既設床版界面	モールドゲージ
ひび割れ・漏水状況	床版上下面	目視、クラックゲージ

図 3.2.2 に補修箇所と水張り範囲を示している.また,輪荷重走行試験の水張り条件を含む載荷 条件を表 3.2.6 に示す.床版供試体の支持条件および輪荷重の載荷部の載荷板の設置方法につい ては,床版供試体の長さを 7m としたため,第2章の 2.4.4 の床版端部を自由端とした方法によ り実施している.載荷ステップ1(乾燥条件)では,載荷荷重137kNで10万回の載荷を実施し ている.載荷荷重137kNは設計輪荷重に衝撃を考慮した荷重である.ステップ2(乾燥条件)で は,載荷荷重157kNで15万回の載荷を実施している.載荷荷重は,床版上面の部分打換えの断 面修復箇所に与える影響を適切に再現するため,荷重を大きくし過ぎないように,実橋で計測さ れる軸重データの荷重以下となるよう,157kNを上限に設定した.水張り条件のステップ3では, 載荷荷重157kNの移動載荷試験によって補修箇所の打継ぎ界面ではく離が進展し,さらに RC床 版が押し抜ける状態が確認できるまで実施している. 計測項目は表 3.2.7 に示すとおり,床版た わみおよび打継界面のひずみを計測し,ひび割れおよび漏水状況について挙動を観察している. 打継界面のひずみ計測は,図 3.2.4 に示す①から⑥位置にモールドゲージを配置し,断面修復を行 っている.


図 3.2.4 断面修復箇所におけるモールドゲージの配置 12)

(2) 試験結果

乾燥条件における活荷重たわみは、図 3.2.5 に示すとおり、走行回数の増加とともに漸増する傾向ではあるが、すべての箇所において N=25 万回まで変化が見られていない.水張り条件の繰返し載荷では、S-1 供試体の補修箇所 A,B で N=4 万回、S-2 供試体の補修箇所 D で N=10.5 万回から、活荷重たわみが急増する傾向が見られている.その後、S-1 供試体の 4.4 万回、S-2 供試体の 13 万回で活荷重たわみが急増した補修箇所付近において床版下面が押し抜けてた状態を確認している.





界面モールドゲージのひずみ計測結果については、図 3.2.6 に示すとおり、S-1 供試体では、水 張り条件の繰返し載荷で補修箇所 A、補修箇所 B でひずみ振幅が急増し、打継ぎ界面のはく離が 進展していく状況を確認している.補修箇所 C は、ほとんど変化が見られていない.これは、ブ ラスト処理と接着剤塗布による付着力改善効果によるものと考えられる.S-2 供試体では、補修 箇所 D でひずみ振幅が急増し、補修深さが浅い箇所 F においても底面のひずみ振幅がやや大きく なっている.しかし、補修箇所 E は試験終了時まで変化は見られていない.このことから、収縮 量が小さく、静弾性係数が既設床版と同等の補修材を使用することで耐久性の向上が図られてい ることが明らかとなっている.



図 3.2.6 界面のモールドゲージひずみ振幅の経時変化 12)

床版に発生したひび割れからの漏水状況について観察を行った結果を写真 3.2.1 に示す. 超速 硬コンクリートで断面修復した S-1 供試体では,STEP3 を開始した直後の 1,000 回(写真 3.2.1(a))から床版下面の漏水が始まり,35,000 回(写真 3.2.1(c))で下面からの漏水が広がり 44,000 回で押し抜きせん断破壊して試験を終了している.ポリマーセメントモルタルで断面修 復した S-2 供試体では,STEP3 の 58,000 回の時点から漏水が始まり,103,700 回から急激に漏 水ひび割れが増加し,130,000 回で押抜きせん断破壊している.ひび割れの進展による漏水の発 生時期は,補修材による比較では,超速硬コンクリート,超速硬セメント,ポリマーセメントモ ルタルの順に早い結果となっている.



(a) S-1 供試体(下面漏水)水張り 1,000 回 (紹速硬コンクリート)



(c) S-1 供試体(下面漏水)水張り 35,000 回 (超速硬コンクリート)



(b) S-2 供試体(下面漏水)水張り 58,000 回 (ポリマーセメントモルタル)



(d) S-2 供試体(下面漏水)水張り 100,700 回 (ポリマーセメントモルタル)

写真 3.2.1 床版ひび割れからの漏水発生状況 12)

試験終了後に供試体の切断面観察を行っている. 図 3.2.7 に床版供試体の押抜きせん断破壊状況を, 写真 3.2.2 に切断面のひび割れ状況を示す. S·1 供試体において,補修箇所 A,B では鉛直面から底面にかけて界面ではく離が見られている. はつり面にテーパーを設けた補修箇所 A では, テーパー面に沿って界面はく離が生じ, テーパー上端の補修材が割れていた. 手持式動力工具+ブラスト+接着剤を用いた補修箇所 C では,界面はく離は部分的で,付着状態の改善による補修効果が確認されている. S-2 供試体において,打継界面のはく離は,補修材の静弾性係数の大きい補修箇所 D で見られている. これは,既設床版との静弾性係数の違いにより,界面に応力が集中し,はく離が生じやすくなったためと推定される. PCM を使用した補修箇所で F の底面の一部にはく離が見られたが,その他の箇所では確認されていない. これにより,手動式動力器具+ブラスト+接着剤を用いた条件では,PCM の補修材を用いることで耐久性が向上するといえる.



(a) S-1 供試体 (水張り 44,000 回破壊)



(b) S-2 供試体(水張り 130,000 回破壊)

図 3.2.7 押抜きせん断破壊状況



写真 3.2.2 供試体の切断面観察¹²⁾

以上の検討結果より,超速硬コンクリートおよび PCM を用いて,打撃工法を併用し,1m 幅未 満の部分的(局所的)にはつり取りして床版上面を打換える補修を行う場合は,付着強度が低下 することから,はく離が生じやすくなる.そのため,応急復旧的な断面修復として位置付けるの が妥当と考えられる.試験結果のまとめを表 3.2.8 に示す.

				S-1 供試体		S-2 供試体		
既設	圧縮強度	(N/mm ²)	34.7			35.5		
コンク リート	静弹性係数	女(N/mm ²)		25.1			25.1	
断面	材料区分		超速	豆硬コンクリ	リート	超速硬 セメント	ポリマー モル	・セメント タル
修復	補修	箇所	А	В	С	D	Е	F
冬仲	圧縮強度	(N/mm ²)		54.6		52.2	37	7.9
禾件	静弹性係数	(kN/mm2)		34.9		38.9	25	5.8
++	表面: (ブラスト+	処理 - 接着剤)	無し	無し	有り	有り	有り	有り
施上 条件	上段鉄筋位置からの補修深さ		深い	深い	深い	深い	深い	浅い
	端部テーパー		有り	—	—	—	—	—
試験	モールドゲージ変化 有×, 無○		×	×	0	×	0	Δ
結果	活荷重た ×有, 載荷回数	わみ急増 〇無 数(万回)	× 4.1	× 4.1	〇 無し	× 10.7	〇 無し	〇 無し
	界面はく離	橋軸	× 鉛直面 ×底面	× 鉛直面 ×底面	○ 鉛直面 ○底面	○ 鉛直面 ×底面	○ 鉛直面 △底面	○ 鉛直面 ○底面
	有×無○ (切断面)	橋直	× 鉛直面 ×冷麺	× 鉛直面 ×底面	× 鉛直面 △底面	○ 鉛直面 ×底面	○ 鉛直面 △底面	○ 鉛直面 △底面
	補修部のひび割れ		×	×	0	×	0	Δ
	押抜きせん断 破壊回数		水張り条	e件の N=	4.4 万回	水張り条	件の N=1	3.0 万回
	試験後の [/] (N/m	付着強度 nm ²)	_	0.85	1.05	_	1.25	_
Ī	耐久性評価		×	×	\triangle	\triangle	O	\bigcirc

表 3.2.8 単	論荷重走行試験条件	と評価結果 12
-----------	-----------	----------

※×変状有り、○変状無し、△やや変状有り

補修深さ,表面処理方法,補修材料の違いが部分的な断面修復部の耐久性に及ぼす影響を総合 的に評価した結果を3.2.8に示す.S-1供試体では,従来の施工方法である補修箇所A,Bでは,耐 久性が低く,ショットブラスト処理に加えて接着剤を塗布した補修箇所Cでは,耐久性の向上が 確認された.一方,S-2供試体では断面修復材を既設床版と同等の静弾性係数を有するPCMを用 いた補修箇所 E では既設床版より静弾性係数の高い材料を用いた補修箇所 D より耐久性の向上 が確認された.これらの結果より,ハンドブレーカーはつり+ブラスト処理+接着剤塗布とした 条件に加え,断面修復材の収縮量が少なく,静弾性係数が既設床版と同等のPCM 等の断面修復 材を使用すれば,従来の超速硬系材料を使用したケースよりも耐久性が向上することが確認され た.また,補修箇所 F のように,上側鉄筋かぶり部のみを補修した条件では,打継ぎ界面(底面) の一部にはく離が確認されている.鉄筋位置が打継面となることで再劣化の起点となりやすいた め,上側鉄筋の一定の深さまではつり取り,断面修復する必要があるといえる.ただし,上側鉄 筋裏まではつり取って断面修復した場合でも,内部に微細ひび割れが残存している可能性が高い ことから,恒久的な対策とならないと考えられ,恒久的な対策とするためにはウォータージェッ ト工法を適用する必要があることがある.

本検討により、コンクリートはつり作業で多く使用されるハンドブレーカーでは、既設コンク リートに多くの微細ひび割れを生じされることが明らかとなり、この微細ひび割れの存在は、断 面修復材と既設RC床版の付着強度を低下させることが示された.また、本実験では、ハンドブ レーカーを用いた断面修復部においては、微細ひび割れが残存しているため、ブラスト処理や高 浸透型のエポキシ樹脂接着剤の塗布が有効であることを示した.断面修復材については、弾性係 数が既設床版コンクリートと同等にすることで耐久性を向上させることができ、加えて乾燥・自 己収縮などを小さくすることで耐久性が向上することが明らかとなった.RC床版上面の打換え による断面修復技術について、「はつり面の表見処理」と「補修材料の選定」が重要であることを 示した.

3.2.2 パネル単位に打換えした床版供試体

筆者らの研究において、床版供試体により打換え範囲(施工範囲およびはつり深さ)を拡大し た条件で、輪荷重走行試験による疲労耐久性を評価した.床版供試体は、事前に輪荷重走行でひ び割れを導入した後、床版上面から上段鉄筋の下側までをウォータージェット工法により、はつ りを行った.実物大輪荷重走行試験は、降雨の影響を考慮し、100年間相当以上の負荷となる輪 荷重の繰り返し走行を実施し、床版たわみやひび割れ進展状況の計測を行った.また、試験終了 後に、断面修復材と既設 RC 床版の界面に着目し、付着強度試験により既設コンクリートと断面 修復材の一体性について評価を行った.

(1) 試験方法

模擬 RC 床版供試体の配筋図を図 3.2.9 に示す.本試験では昭和 39 年制定の鋼道路橋示方書に 準じて RC 床版1体(H-1 供試体)を製作し,輪荷重走行試験を行った.

RC 床版の寸法形状は,幅 2.8m×長さ 4.5m×厚さ 0.19m とした. コンクリートは表 3.2.9 に示 す配合で,供試体コンクリートの特性値の圧縮強度と静弾性係数を表 3.2.10 に示す.鉄筋の材質 は SD295A を使用し,主鉄筋に D16,配力鉄筋に D13, D10 を配置し,上下鉄筋のかぶりは純か ぶりで 30mm とした.また,RC 床版の鉄筋間隔は,下側主鉄筋が 150mm ピッチ,その他の上 側鉄筋および下側鉄筋は 300mm ピッチとした.



図 3.2.8 床版供試体の寸法および配筋図(H-1供試体)

呼び	スランフ [°]	Gmax	Air	W/C	s/a
強度	(cm)	(mm)	(%)	(%)	(%)
24	8	25	4.5	54.5	45.2

表 3.2.9 コンクリートの配合(H-1 供試体)

単位量(kg/m ³)					
С	W	S	G	AE	
286	156	841	1031	1.72	

表 3.2.10 床版コンクリートの特性値

	压縮強度 (N/mm²)	弾性係数 (kN/mm²)	材齢
試験開始時	30.1	28.5	60 日
試験終了時	34.4	26.8	109 日

※特性值:3試験平均值

表 3.2.11 断面修復材の物性値

	圧縮強度	弹性係数	材齢
	(N/mm ²)	(kN/mm ²)	
28日強度	66.9	33.6	28 日
試験終了時	70.2	33.5	37 日

※特性值:3試験平均值

H-1供試体の製作は,STEP1のひび割れ導入後にRC床版供試体を上面から打換える断面修復 を実施した.断面修復範囲は,橋軸方向に3.7m,橋軸直角方向に2.0mとした.また,床版上面 から上段鉄筋下側のはつり深さまでウォータージェット工法によるはつりを行い,洗浄,清掃後 に断面修復施工を行った.写真3.2.3 にウォータージェット工法によるはつり状況を示す.断面修 復材はPCMを用いた.PCMは,写真3.2.4 に示す傾胴式ミキサを用いて練り混ぜ,打継界面は 水湿状態で打ち込んだ.床版供試体のコンクリートおよび断面修復材の特性値を表3.2.10,表 3.2.11 に示す.

H-1供試体は、床版支間 2500mm で単純支持させ、橋軸方向は床版の連続状態を再現するため に供試体端部で弾性支持とした.輪荷重走行は、鋼製の載荷板(200×500×68mm)を床版上面の 橋軸方向に敷き並べ、その上の鋼板上を鉄輪が走行する方法とした.また、床版上面は、安定し た荷重を載荷するため、研掃機械で不陸調整した後に載荷板の設置を行った.



(a) はつり状況

(b) はつり後



写真 3.2.3 ウォータージェット工法によるはつり

(a)打込み状況

(b)施工完了

写真 3.2.4 断面修復工法による上面打換え



図 3.2.9 静的載荷試験の載荷置図

STEP	載荷 荷重 (kN)	載荷 回数 (万回)	試験条件	備考
1	140	10	乾燥条件 (ひび割れ導入)	STEP1 終了後に 断面修復を施工
2	140	10	乾燥条件 (表面劣化観察)	
3	150	10	水張り条件	100年間相当*1
4	220	15	水張り条件	乾燥条件での 推定破壊回数

表 3.2.12 輪荷重走行試験の載荷ステップと試験条件

輪荷重走行試験の載荷ステップと載荷実施条件を表 3.2.12 に示す. 試験は, 年間 120 日間の降 雨日数を考慮し, STEP1~STEP3 までの輪荷重の載荷ステップで 100 年間相当以上となるよう に載荷した後, 算定上の破壊日数まで実施した. 計測は, 床版たわみ, 鉄筋ひずみ, 打継ぎ面の 開き量について実施した. 計測のタイミングは, 各ステップの所定回数で静的載荷により実施し た. 静的載荷試験の載荷位置は, 図 3.2.9 に示すとおり, 床版中央の 1 点と床版中央から前後に ±1.5m の 2 点の 3 点で実施した. 床版供試体の支持条件および輪荷重の載荷部の載荷板の設置方 法については, 床版供試体の長さを 4.5m とし, 第 2 章の 2.4.4 の床版端部に弾性支持梁を設置す る方法により実施した. また, ひび割れの発生状況, 漏水の有無について, 適宜確認を行い, 観 察結果を記録した.

(2) 試験結果

たわみの経時変化について,表 3.2.12 の各荷重ステップ段階で静的に載荷した時の走行回数と 供試体中央部の床版たわみの関係を図 3.2.10 に示す.ここで,活荷重たわみは輪荷重載荷時の輪 直下の床版のたわみ量を,残留たわみは輪荷重除荷後に残存したたわみ量を,総たわみは活荷重 たわみと残留たわみの和を示している.

断面修復前の STEP1 および断面修復後の STEP2 の床版たわみは, 走行回数とともに概ね漸増 する傾向であった.また, STEP3 の総たわみは漸増しているものの,活荷重たわみは走行回数 1000 回以降,横ばいで推移している.STEP4 では,STEP3 から荷重を 5 割程度増加させてお り,たわみも約 1.5 倍になっている.STEP4 の総たわみは,走行回数と共に増加しているものの, 走行回数 5 万回以降の活荷重たわみは,ほとんど変化しなかった.



図 3.2.10 実物大輪荷重走行試験の床版たわみ経時変化(H-1 供試体)



図 3.2.11 断面修復界面のモールドゲージのひずみ振幅(H-1 供試体)

STEP1~STEP3 におけるモールドゲージのひずみ振幅を図 3.2.11 に示す. 測点 M1(南側)が $60\mu\sim150\mu$ の間で推移し、測点 M5(北側)が $50\mu\sim80\mu$ の間で推移している. STEP4 になると、 測点 M1(南側)が $70\sim110\mu$ の間で推移したが、測点 M5(側)は $230\sim310\mu$ の間で推移する結果と なった. 界面はく離が生じた場合は、モールドゲージのひずみ振幅は急激に増加することから、 本試験の動的計測結果より界面はく離の兆候は表れていない.

図 3.2.12 にひび割れの進展状況を示す.断面修復前の STEP1 では、床版下面に格子状のひび 割れが発生していた.断面修復後の STEP2 では、STEP1 と同様に下面ひび割れの発生や進展は それ程見られなかった.水張り条件の STEP3 を開始すると、走行回数 4~8 万回の間で、僅かに 角欠けが発生し始めたが、輪荷重の走行に伴う、劣化による床版下面の局部たわみによるうねり 挙動は生じなかった.走行回数 10 万回の時点で、床版上面を観察したが、打継界面や断面修復材 にひび割れは発生していなかった.STEP4 では、漏水箇所の直上で、断面修復材に長さ約 1mの 橋軸直角方向のひび割れが 1 本確認された.上記以外は床版上面の断面修復部にひび割れは確認 されず、上面打換えの補修効果が維持されているといえる.また、STEP4 では、走行回数 1000 回の時点で下面ひび割れに角欠けが生じ始め、床版下面のうねり挙動が若干見られた.走行回数 1 万回で、床版たわみの増加とともに、角欠けも顕著となり、うねり挙動も見られた.この時点で 断面修復材にひび割れの発生は見られず、たたき点検によりはく離も確認されなかった.



図 3.2.12 床版下面のひび割れ進展状況(H-1 供試体)

さらに繰返し載荷を続けると,試験終了の走行回数15万回時点で,写真3.2.5のとおり床版中央の下面からわずかの漏水を確認した.また,試験終了後の上下面のひび割れ発生状況について図3.2.13に示す.



(a) 床版上面



(b) 床版下面

写真 3.2.5 輪荷重走行試験終了後の床版状況







(b)(床版下面)STEP1-STEP4-終了後 図 3.2.13 床版上下面のひび割れ状況(H-1 供試体)



試験終了後の試験体において、床版中央の橋軸方向および橋軸直角方向に切断し、切断面のひび割れ分布状況を観察した.切断面のひび割れ分布状況を図 3.2.14 に示す.

橋軸方向の切断面では,輪荷重直下の断面修復材の打継界面から既設床版側に断続的なひび割 れの発生が確認された.また,この打継界面から既設床版側に分布しているひび割れ箇所以外で は,断面修復材と既設 RC 床版は一体化していることが確認された.さらに,断面修復材自体に もほとんどひび割れの発生は認められなかった.

橋軸直角方向の切断面では,輪荷重の走行幅よりもやや広い範囲に断面修復材の打継界面に断 続的なひび割れが見られた.それ以外は,外側の非走行部で断面修復材と既設床版が一体化して いることを確認した.断面修復部において,写真 3.2.6 の上面にひび割れが1本発生した箇所か らコアを採取し,断面を観察したところ,ひび割れは断面修復材を貫通していた.このひび割れ により,上面の滞水が浸透して下面から漏水の発生が確認された.



A(南)



写真 3.2.6 供試体中心切断面の写真(H-1 供試体)



B(西)

B(東)





図 3.2.15 コア採取および断面観察位置(H-1 供試体)

コア採取による付着強度試験を実施した.試験終了後の試験体の断面修復部から直径 75mmの コアを採取し,直接引張試験により打継界面の付着強度を確認した.コア採取位置を図 3.2.15 に, コア採取による直接引張試験の結果を表 3.2.13 に示す.付着強度は,床版中央のひび割れ付近で は 0.41~1.04N/mm²の範囲でやや低下傾向が見られたものの,輪荷重走行部の端部では 2.05~ 2.60N/mm²,非走行部は 1.60~3.01 N/mm²であり,破壊位置は既設コンクリートであった.こ のため,断面修復材の付着状態は写真 3.2.7 から写真 3.2.8 に示すとおり十分に一体化が保たれて おり,試験終了後も断面修復材の付着強度の基準値 1.5N/mm²以上 ^{9),10),11)}を十分に満足してい る結果が得られた.

採取	No.	最大	付着	平均	破壊
位置.		荷重	強度	(N/mm2)	位置
		(N)	(N/mm2)		
走行部	2	8,900	2.05	2.36	既設コンクリート
	3	10,300	2.37		既設コンクリート
	10	10,500	2.42		既設コンクリート
	11	11,300	2.60		既設コンクリート
非走行部	1	13,100	3.01	2.08	既設コンクリート
	4	7,500	1.73		既設コンクリート
	9	6,900	1.60		既設コンクリート
	12	8,600	1.96		既設コンクリート
ひび割れ	5	4,500	1.04	0.73	打継界面付近
付近	8	1,800	0.41		断面修復材

表 3.2.13 試験終了後の付着強度



(a) *¬T* No.2, *3*, *5*, *8*, 10, 11

(b)コア No.1, 4, 9, 12



写真 3.2.7 コア採取写真(H-1 供試体)



(a) $\exists \mathcal{T} \text{ No.1 } (2, 3, \overline{4})$



(b) *¬T* No.9 (10, 11, 12)



(c) コア No.5

(d) コア No.8

写真 3.2.8 直接引張試験結果(H-1 供試体)

3.2.3 実橋撤去床版を打換えした床版供試体

筆者らの研究において、上面打換え工法の補強効果を確認するため、高速道路橋の床版取替工 事で撤去された既設の上面増厚床版を用いて、図 3.2.16 に示す上面打換えした床版供試体を製作 し、輪荷重走行疲労試験(以下「疲労試験」という)を実施した.また、同一試験機により実施され た既往の疲労試験結果から、鋼橋新設 RC 床版の疲労試験結果を比較対象として、押抜きせん断 耐荷力に基づく疲労強度の推定により検討を行った¹⁴.



(1) 撤去増厚床版のはくり損傷度

写真 3.2.9 に示すとおり,輪荷重走行試験に使用した撤去床版 2 体は,上面打換えの補強効果 が期待できる劣化程度のものとして劣化度 B 判定以下を抽出した.図 3.2.17 に供試体 1 (中間橋 脚付近で B 判定;ひび割れ密度=9.8m/m²),供試体 2 (支間中央部付近で C 判定;ひび割れ密 度=4.9m/m²)の床版下面のひび割れ密度の状態を示す.



写真3.2.9 床版供試体上面の状況

また,床版上面において,超音波共振法法により増厚層と既設 RC 床版界面の一体化状況を確認した.図 3.2.18 に界面が付着切れの判定結果を示す.計測された全振幅が 40mV 以上(○10mV 未満は健全,△10~40mV でややはく離,×40mV 以上ははく離ありと判定)の範囲が部分的に確認された.



(b) BF-2 供試体

図 3.2.17 撤去床版下面のひび割れ損傷状況図



[※]増厚層のはく離範囲(斜線部は補強箇所)

図 3.2.18 超音波共振法によるはく離範囲の調査結果

撤去床版のコンクリート除去後に観察した配筋状況を表 3.2.14 に示す. 主鉄筋径と主鉄筋間隔 は供試体 2 体とも同じである. ただし, 配力鉄筋径は BF-1 供試体が BF-2 供試体より大きく, ま た上側の配力鉄筋間隔は狭く配置されており, BF-1 供試体は中間橋脚部付近から切り出された床 版で橋軸方向の配力鉄筋量が多く配置されたものとなっている.

区分		BF-1 供試体	BF-2 供試体
		損傷度 B	損傷度 C
主鉄筋	上側	D22@250mm	D22@250mm
	下側	D22@250mm	D22@250mm
配力鉄筋	上側	D25@150mm	D22@300mm
	下側	D25@150mm	D22@150mm

表 3.2.14 撤去床版の鉄筋配置状況

(2) 試験方法

床版供試体は、写真 3.2.9 に示す寸法で実橋から切り出された撤去床版を用いて製作を実施した.製作は、撤去床版の増厚層を路面切削機で切削除去した後、ウォータージェット(以下「WJ」という)で、写真 3.2.10 のように、既設 RC 床版の上段に配置されている橋軸方向の配力鉄筋の下側 5mm 程度まではつり取りし、ビニロン繊維補強コンクリートで打換えて表 3.2.15 に示した締 固め機械により仕上げを行った.床版供試体は、ビニロン繊維補強コンクリートによる上面打換 え後に建設当初の 210mm となる床版厚さになるようにした.ビニロン繊維補強コンクリートは、設計基準強度 50N/mm²の早強ポルトランドセメントで、表 3.2.16 に示すとおり、実橋施工と同 じ配合で製作した.ビニロン繊維は、長さ 30mm、直径 0.66mm、引張強度 880N/mm²の仕様の 材料を使用した.表 3.2.17 に、使用したビニロン繊維補強コンクリートの基準強度を示す.



(BF-1 供試体)

(BF-2 供試体)

写真 3.2.10 既設床版上面はつり後の鉄筋状況

工種	名称	台数	仕様
けつりて	切削機	1	コールドブレーナー(CRP-120F 型)
はフリエ	ウォータージェット	1	自走式はつりロボット(アクアビートル)
	モービル車	1	移動式プラント 10 ton (JOCOMO)
コンクリー	トラクターショベル	1	$0.5 m^3$
下工	統国め	1	大型棒状バイブレーター
	而回 82	1	アングル材に小型棒状バイブレーター取付

表 3.2.15 上面打換えの施工機械(BF-1 供試体,BF-2 供試体)

表 3.2.16 ビニロン繊維補強コンクリートの配合

SL	Air	W/C	s/a	単位量 (kg	g/m ³)			
(cm)	(%)	(%)	(%)	W	С	S	G	繊維
13.5	4.9	50.0	51.0	175	330	883	873	6

減水剤:単位セメント量×1.8%、繊維混入量: Vol.×0.5%、膨張材: 20kg/m³、粗骨材の最大寸

法: $G_{max}=20mm$

供試体	材齢	圧縮強度	静弹性係数
	(日)	(N/mm ²)	(kN/mm²)
S-1	19	52.9	
S-1	45	59.3	
S-2	62	62.5	36.6

表 3.2.17 ビニロン繊維補強コンクリートの圧縮強度

疲労試験は,**写真** 3.2.11 に示すように床版供試体の上面に載荷版(500mm×200mm)を1列に並べてその上を鉄輪の輪荷重が往復して載荷するものとした(図 3.2.19).

BF-1 供試体, BF-2 供試体は, 試験機の走行範囲 3m に対し実橋のパネル単位で切り出して撤 去を行なった床版を使用するため, 橋軸方向の長さが 4m と短いことから, 橋軸方向に連続した 一方向版として挙動するように, 第2章の2.4.4 に示す床版端部の床版支間方向(橋軸直角方向)に 弾性支持梁で支持する条件とし, 長辺方向には単純支持状態とした(図3.2.20).



写真 3.2.11 輪荷重走行試験の実施状況



図 3.2.19 疲労試験状況(BF-1 供試体,BF-2 供試体)



図 3.2.20 供試体の支持条件(BF-1 供試体,BF-2 供試体)

疲労試験の載荷荷重ステップは,表 3.2.18 に示すように,BF-1 供試体および BF-2 供試体ともに,押抜きせん断破壊を確認するまで載荷することから,階段状に荷重を漸増させる載荷方法とし,167kN から開始後,4 万回/1 ステップの輪荷重走行試験毎に,荷重を 20kN ずつ増加させた.

ステップ	載荷荷重(kN)	載荷回数	累計回数
1	167	40,000	40,000
2	177	40,000	80,000
3	196	40,000	120,000
4	216	40,000	160,000
5	235	40,000	200,000
6	255	40,000	240,000
7	275	40,000	280,000
8	294	40,000	320,000
9	314	40,000	360,000
10	333	40,000	400,000
11	353	40,000	440,000
12	373	40,000	480,000
13	392	40,000	520,000
14	412	40,000	560,000
15	431	40,000	600,000
16	451	40,000	640,000

表 3.2.18 輪荷重走行試験荷重ステップ(BF-1 供試体,BF-2 供試体)

(3) 試験結果

試験終了後に、BF-1 供試体と BF-2 供試体を橋軸方向及び橋軸直角方向に切断し観察を行った. 図 3.2.21 に床版下面の押抜きせん断破壊した範囲を赤着色の領域として示している. 橋軸方向の 切断面では、写真 3.2.12 と写真 3.2.13 のとおり、輪荷重の走行範囲(3m)で上側鉄筋に沿って水平 ひび割れの発生が確認された. さらには、床版上面に橋軸直角方向のひび割れの発生は見られず、 阿部らの研究における RC 床版の疲労試験で確認された床版の破壊形状 ^{3)~5}と類似していた. ま た、BF-1 供試体では上面打換えした繊維補強コンクリートと既設 RC 床版の打継ぎ面に付着切れ が一部確認されたが、鉄筋に沿った水平ひび割れの方が顕著に現れているため、界面の付着切れ よりも鉄筋に沿った水平ひび割れが先行して発生したものと考えられる. つぎに写真 3.2.14 に示 す橋軸直角方向の切断面のひび割れ状況より、2 体とも載荷板端部から床版支間の支点側に向か って 30°~40°程度の角度でせん断ひび割れが発生しており、さらに輪荷重の走行範囲直下では上 側鉄筋に沿った水平ひび割れの発生が確認された. BF-1 供試体と BF-2 供試体ともに押抜きせん 断破壊したことを確認した.



(BF-1 供試体)



(BF-2 供試体)

図 3.2.21 補強床版下面の押抜きせん断破壊範囲(赤色着色部)



(北 側)



(南 側)

写真 3.2.12 供試体の切断面(橋軸方向: BF-1 供試体)



(南 側)

写真 3.2.13 供試体の切断面(橋軸方向: BF-2 供試体)



(BF-2 供訊体) 写真 3.2.14 供試体の切断面(橋軸直角方向)

3.2.4 新設 RC 床版供試体

前節までの輪荷重走行試験結果と疲労強度の比較を行うため、筆者らが旧日本道路公団の研究 において同一試験機で実施した鋼橋 RC 床版の疲労試験結果¹⁵⁾を用いることとした.その床版供 試体は、H8 道路橋示方書の設計基準(H29 道路橋示方書と同じ)を適用した供試体 RC-1(以下 「RC-1」という)で、床版厚さ 250 mm、床版支間 2.25m、長さ 7m の単純版の供試体である.な お、供試体は実橋の鋼 4 主鈑桁橋の床版支間 2.75m で床版厚さ 250mm の RC 床版を連続版床版 として、床版支間方向 40.1kNm/m、床版支間直角方向 25.7kNm/m の設計曲げモーメント(衝撃 込)で設計したもので、設計荷重時の正曲げモーメント分布を支間長 2.25m の単純版として再現 するよう製作している.また、RC-1 の配置鉄筋は、許容応力度 140N/mm² に対する望ましい余 裕量 20N/mm² を確保する応力となる鉄筋量(橋軸方向:D16@125mm,橋軸直角方向: D19@125mm)で決定した.RC-1の疲労強度の評価には疲労試験を実施したときに床版供試体か らコア採取したコアによる基準試験(3 個の平均値)の試験値を用いることとした(表 3.2.19 お よび表 3.2.20).床版供試体の支持条件および輪荷重の載荷部の載荷板の設置方法については、 床版供試体の長さを 7m としたため、第 2 章の 2.4.4 の床版端部を自由端とした方法により実施 した¹⁵⁾.

床版供試体		試験值 ※3	3個平均値	
供試体 記号	設計基準強度 (N/mm ²)	基準試験	疲労試験前 (N/mm ²)	疲労試験後 (N/mm ²)
RC-1	24	基準供試体	27.2	29.3
		コア採取	—	30.5※

表 3.2.19 床版供試体コンクリートの圧縮強度

表 3.2.20 床版供試体コンクリートの弾性係数

床版供試体		試験值 ※3 個平均值			
供試体 記号	設計基準強度 (N/mm ²)	基準試験	疲労試験前 (kN/mm ²)	疲労試験後 (kN/mm ²)	
DC-1 94		基準供試体	26.2	30.0	
NU-1	24	コア採取	_	25.4**	

表 3.2.21 床版供試体鉄筋配置

供試体 番号	床版厚 (mm)	床版支間 (mm)	方向	鉄筋 (mm)	備考
RC-1	250	2,250	橋軸方向	D16@125	SD345
			橋軸直角方向	D19@125	SD345

表 3.2.22 床版設計曲げモーメント

供試体	設計上の	床版支間方向	床版支間直角
	床版支間(m)	(kNm/m)	方向(kNm/m)
RC-1	2. 75	40. 1	25. 7

表 3.2.23 輪荷重走行試験荷重ステップ(RC-1)

ステップ	載荷荷重(kN)	載荷回数	累計回数
1	160	20,000	20,000
2	160	600,000	620,000
3	200	200,000	820,000
4	240	40,000	860,000
5	280	40,000	900,000
6	320	40,000	940,000
7	360	40,000	980,000
8	400	40,000	1,020,000
9	440	10,000	1,030,000★



図 3.2.22 RC-1 押抜きせん断破壊状況

3.3 上面打換えした床版の疲労耐久性の検討

疲労耐久性の評価は、3.2 で実施したそれぞれの輪荷重走行試験結果を用いて、既往の RC 床版の疲労強度の推定方法を準用し、輪荷重等価繰り返し回数による疲労耐久性の検討を行った.

疲労強度の推定は、供試体の押抜きせん断耐荷力 P_{sx} は、松井らの式(3.3.1)^{16),17,18)}および阿部 らの式(3.3.4)^{19),20),21)}の提案式で評価を行うこととし、打換え床版の圧縮側コンクリート領域が上 面打換え範囲となることから、断面修復材の圧縮強度を用いてコンクリートのせん断強度式 を算 出した.弾性係数は、供試体で実施した基準試験の結果を用いた.コンクリートの特性値は、疲 労試験を行った床版供試体からコア採取し実施した基準試験結果を用いて算定した.床版の S-N 曲線の式(3.3.2)^{16),17,18)}と式 (3.3.5)^{19),20),21)}の両式から、それぞれの押抜きせん断耐荷力 P_{sx} と等 価繰り返し荷重 P_{eq} の比(P_{eq}/P_{sx})によりマイナー則を適用し、等価繰り返し回数(N_{eq})を、式(3.3.3) ^{16),17,18}と式(3.3.6)^{19),20),21)}を用いてそれぞれ算定した.

(松井式) 16),17),18)

P_{sx} =	$= 2B(f_{cv0} \cdot X_m + f_t \cdot C_m)$	(3.3.1)
log	$(P/P_{sx}) = -0.078351 \log N + \log 1.520$	(3.3.2)
\rightarrow	$N_{eq} = \Sigma (P_i / P_{eq})^{(1/0.07835)} \times N_i$	(3.3.3)

ここに,

 P_{sx} : 押抜きせん断耐力(N), B: はり幅 $B=b+2d_d$, a, b: 輪荷重の主鉄筋方向, 配力筋方向の辺長

 $X_m: 主鉄筋に直角な断面の圧縮縁から中立軸までの距離<math>C_m: 引張側主鉄筋のかぶり, d_d: 引張側配力筋の有効高さ$

 f_{cv0} : コンクリートのせん断強度 (N/mm²): $f_{cv0} = 0.252 f'c - 0.00251 f'_c^2$

 $f_t: コンクリートの引張強度 (N/mm^2): f_t = 0.269 f'_c^{2/3}$

 $f'_c: コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)$

P:輪荷重の等価繰返し荷重(kN), N:輪荷重の等価繰返し載荷回数(回)

Pi, *Ni*:載荷段階毎の輪荷重と回数

(阿部式) 19),20),21)

$$P_{sx} = f_{cv0} \{ 2(B + 2a) a + 2(A \cdot a) \} + f_t \{ 4(2d_d + B)C_x \}$$

$$\log (P/P_{sx}) = -0.06417 \log N + \log 0.996$$

$$(3.3.4)$$

$$\rightarrow N_{eq} = \sum (P_i / P_{eq})^{(1/0.06417)} \times N_i$$

$$(3.3.6)$$

ここに,

 $P_{sx}: 押抜きせん断耐力(N), A, B: 輪荷重の主鉄筋方向, 配力筋方向の辺長(mm)$ $<math>a: 主鉄筋方向(a_x), 配力筋方向(a_y)の等価応力ブロックの平均値(mm)$

 $a=(a_x+a_y / 2), a_{x,y}$

 $= m/2\{p-p'(\varepsilon'_{cu} \cdot E_s/f_{yd}) + ([p-p'(\varepsilon'_{cu} \cdot E_s/f_{yd})]^2 + p' \cdot 4\beta / m \cdot d'/d \cdot \varepsilon'_{cu} \cdot E_s/f_{yd})^{1/2}\}d$ $m = f_{yd} / 0.85f'_{c}, \quad p = A_s/(b \cdot d), \quad p' = A'_s/(b \cdot d), \quad \beta = 0.8, \quad \leq f'_c = 50 \text{N/mm}^2, \quad (b = 1000 \text{mm})$ $C_X : \notin \dot{\mathcal{P}} \neq \mathcal{N} \hat{\mathcal{M}} \oplus \mathcal{O}$ 影響を示す寸法効果(mm), $C_X = C'_d = ((C'_x + C'_y) / 2) \quad (\text{mm})$

C'a: 引張側主鉄筋かぶりと引張側配力筋のかぶりの平均値(mm)

C'x: 引張側主鉄筋のかぶり (mm), C'y: 引張側配力筋のかぶり(mm)

 d_d :引張側主鉄筋の有効高さ (d_x) と引張側配力筋の有効高さ (d_y) の平均; $(d_d = H - C'_d)$ (mm)

H:床版厚(mm)

 f_{cv0} : コンクリートのせん断強度 (N/mm²), $f_{cv0}=0.688 f'_{c}^{0.610} \leq f'_{c}=80 \text{ N/mm}^2$

 $f_t: コンクリートの引張強度 (N/mm²), f_t = 0.269 f'c^{2/3}, f'c: コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)$

P:輪荷重の等価繰返し荷重(kN), N:輪荷重の等価繰返し載荷回数(回)

Pi, *Ni*:載荷段階毎の輪荷重と回数

表 3.3.1 および表 3.3.2 に押抜きせん断耐荷力の算定結果を示す. これにより打換え後の RC 床版の疲労強度を推定した. S-N 曲線の式 (3.2.1)と式 (3.2.2)のそれぞれを用いて,図 3.3.1 に示す各比較対象の輪荷重走行試験における試験時の載荷ステップより,疲労破壊相当の 250kN 輪荷重における等価繰り返し回数を算定した結果を表 3.3.3 に示す.また,それらの結果について,図 3.3.2 の S-N 曲線図上で比較を行った. H29 道示による RC-1 供試体,S47 道示による BF-1 供試体なよび BF-2 供試体の乾燥状態での疲労強度に比べて,S39 鋼道示による H-1 供試体,S-1 供試体,S-2 供試体は,床版厚が薄く相対的に疲労強度が小さい.また,疲労実験により,部分的な上面打換えを行う S-1 供試体や S-2 供試体よりも,パネル単位の広範囲で打換える H-1 供試体が疲労強度が向上する傾向が確認できた.打換え後の床版の押抜きせん断耐荷力を算定に,断面修復材の強度特性を考慮することで,推定した疲労強度により,補修効果を定量的に評価することができた.

試験結果から推定される疲労強度について考察を行う. RC 床版の耐用年数 100 年相当の載荷 荷重及び載荷回数を算出するため,まず, RC 床版の高速道路における 1 年間の軸重計データの 等価繰返し回数を適用した²²⁾.

検討ケース番号	単位	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
疲労試験の供試体		RC-1	BF-1	BF-2	H-1	S-1	S-2
P _{sx} の算定式	条件	松井式	松井式	松井式	松井式	松井式	松井式
上面打替えの材料種別		無補修	ビニロン (ン繊維補強 Con	ホ゜リマー セメントモルタル	超速硬 コンク リート	超速硬 セメント
<i>f_{cl}</i> : コンクリート基準強度(圧縮側)	N/mm ²	30.5	59.3	62.5	70.2	54.6	52.2
fc2:コンクリート基準強度(引張側)	N/mm ²	30.5	24.0	24.0	34.4	34.7	35.5
<i>E</i> _{cl} : コンクリート弾性係数(圧縮側)	10 ⁴ N/mm ²	2.45	3.50	3.66	3.35	3.49	3.89
<i>E</i> _{c2} : コンクリート弾性係数(引張側)	10 ⁴ N/mm ²	2.45	2.50	2.50	2.68	2.51	2.51
Es1:鋼材弾性係数	10 ⁵ N/mm ²	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Es2:鋼材弾性係数	10 ⁵ N/mm ²	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
nl: ヤング係数比(圧縮側)	-	8.16	5.71	5.46	5.97	5.73	5.14
n2:ヤング係数比(引張側)	-	8.16	8.00	8.00	7.46	7.97	7.97
床版厚	mm	250.0	210.0	210.0	190	190	190
A:載荷板の長辺	mm	500.0	500.0	500.0	500	500	500
B:載荷板の短辺	mm	200.0	200.0	200.0	200	200	200
dx:引張側主鉄筋の有効高さ	mm	210.5	169.0	169.0	152	152	152
dy: 配力鉄筋の有効高さ	mm	193.0	145.5	147.0	137.5	137.5	137.5
C'x:引張主鉄筋のかぶり深さ	mm	30.0	28.5	30.0	30.0	30.0	30.0
<i>Cy</i> : 配力鉄筋のかぶり深さ	mm	49.0	53.5	52.0	46.0	46.0	46.0
Xm:主鉄筋方向の中立軸深さ	mm	72.0	66.5	56.4	27.0	26.5	25.2
Xd: 配力鉄筋方向の中立軸深さ	mm	59.0	56.2	42.1	41.8	41.1	39.3
f _{cv0} :コンクリートのせん断強度	N/mm ²	5.5	8.3	8.6	9.2	7.9	7.7
<i>f</i> _i : コンクリートの引張強度	N/mm ²	2.6	2.2	2.2	2.8	2.9	2.9
①圧縮領域の抵抗耐荷力	kN	467	542	477	236	199	184
②ダウエル作用による抵抗耐荷力(鉄筋)	kN	92	63	66	81	82	83
P _{sx} :耐荷力合計(①+②)	kN	559	605	544	317	280	267

表 3.3.1 松井式による上面打替床版の押抜きせん断耐荷力(Psx)

表 3.3.2 阿部式による上面打替床版の押抜きせん断耐荷力(P_{sx})

検討ケース番号	単位	1	2	3	4	5	6
輪荷重走行試験の供試体番号		RC-1	BF-1	BF-2	H-1	S-1	S-2
P _{sx} の算定式	条件	阿部式	阿部式	阿部式	阿部式	阿部式	阿部式
上面打替えの材料種別		無補修	ビニロン繊	維補強 Con	ポリマーセメントモ	超速硬コン	超速硬セメ
					ルタル	クリート	ント
<i>f</i> _{cl} : コンクリート基準強度(圧縮側)	N/mm ²	30.5	59.3	62.5	70.2	54.6	52.2
fc2:コンクリート基準強度(引張側)	N/mm ²	30.5	24.0	24.0	34.4	34.7	35.5
E_{cl} : コンクリート弾性係数(圧縮側)	104 N/mm2	2.54	3.50	3.66	3.35	3.49	3.89
<i>E</i> _{c2} : コンクリート弾性係数(引張側)	104 N/mm2	2.54	2.50	2.50	2.68	2.51	2.51
Es1:鋼材弾性係数	10 ⁵ N/mm ²	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Es2:鋼材弾性係数	10 ⁵ N/mm ²	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
<i>n1</i> : ヤング係数比(圧縮側)	_	7.87	5.71	5.46	5.97	5.73	5.14
n2:ヤング係数比(引張側)	_	7.87	8.00	8.00	7.46	7.97	7.97
床版厚	mm	250.0	210.0	210.0	190	190	190
A:載荷板の長辺	mm	500.0	500.0	500.0	500	500	500
B:載荷板の短辺	mm	200.0	200.0	200.0	200	200	200
dx: 引張側主鉄筋の有効高さ	mm	210.5	145.0	145.0	152	152	152
dy: 配力鉄筋の有効高さ	mm	192.5	159.0	159.0	137.5	137.5	137.5
da: 有効高さの平均 (dx+dy)/2	mm	201.5	152.0	152.0	144.8	144.8	144.8
<i>C'x</i> : 引張主鉄筋のかぶり深さ	mm	30.0	54.0	54.0	30.0	30.0	30.0
C'y: 配力鉄筋のかぶり深さ	mm	49.5	38.5	40.0	46.0	46.0	46.0
Cx:平均かぶり深さ (C'x+C'y)/2	mm	39.8	46.3	47.0	38.0	38.0	38.0
ax:主鉄筋方向の等価応力ブロック	mm	58.8	32.8	32.2	37.0	36.3	34.7
ay:配力鉄筋方向の等価応力ブロック	mm	46.4	49.1	43.5	20.4	20.0	19.1
a:等価応力ブロックの平均 (ax+ay)/2	mm	52.6	40.9	37.8	28.7	28.2	26.9
fcv0:コンクリートのせん断強度	N/mm ²	5.5	8.3	8.6	9.2	7.9	7.7
f_t : コンクリートの引張強度	N/mm ²	2.6	2.2	2.2	2.8	2.9	2.9
 正縮領域の抵抗耐荷力 	kN	469	532	503	400	337	312
②ダウエル作用による抵抗耐荷力(鉄筋)	kN	252	209	212	212	213	216
P _{sx} : 耐荷力合計 (①+②)	kN	721	740	715	612	550	528



供試体	供試体	Neq	松井	P/P_{sx}	Neq(5)式	阿部	P/P_{sx}	Neq(6)式
記号	の		P_{sx}	松井	(12.76 乗則)	P_{sx}	阿部	(15.58 乗則)
	試験条	(kN)	(kN)	ŦĊ	(破壊回数)	(kN)	ŦĊ	(破壊回数)
	件							
RC-1	パネル	250	559	0.447	35,329,030	721	0.347	142,878,193
H29(供試体)	新設							
BF-1	パネル	250	605	0.390	122, 223, 156	740	0.338	536, 632, 684
S47(撤去床版)	打換え							
BF-2	パネル	250	544	0.430	42,773,231	715	0.350	151,112,493
S47(撤去床版)	打換え							
H-1	パネル	250	317	0.789	29,552	612	0.409	20,508
S39(供試体)	打換え				,			,
S-1	部分	250	280	0.892	713	550	0.455	197
S39(供試体)	打換え							
S-2	部分	250	267	0.937	1,003	528	0.474	279
S39(供試体)	打換え				· ·			

表 3.3.3 上面打替床版の押抜きせん断耐荷力と等価繰り返し回数(250kN_補正無し)



図 3.3.2 上面打換え床版の押抜きせん断疲労強度(250kN 換算_補正無し)

柚 舌	中心軸重	軸重調	計測値	盐舌 午 田	中心軸重	軸重調	計測値
^{単田} 里即四 (tf)	P(tf)	軸数(回)	分布密度 p(P)=n/Σn	^{₩田} 里和団団 (tf)	P(tf)	軸数(回)	分布密度 p(P)=n/Σn
$0.0 \sim 1.0$	0.5	1,207	0.0001467	$30.0 \sim 31.0$	30.5	37	0.0000045
$1.0 \sim 2.0$	1.5	85,776	0.0104273	$31.0 \sim 32.0$	31.5	35	0.0000043
$2.0 \sim 3.0$	2.5	589,842	0.0717038	$32.0 \sim 33.0$	32.5	24	0.0000029
$3.0 \sim 4.0$	3.5	1,474,888	0.1792938	$33.0 \sim 34.0$	33.5	26	0.0000032
$4.0 \sim 5.0$	4.5	1,715,448	0.2085373	$34.0 \sim 35.0$	34.5	12	0.0000015
$5.0 \sim 6.0$	5.5	1,443,993	0.1755381	$35.0 \sim 36.0$	35.5	5	0.0000006
$6.0 \sim 7.0$	6.5	964,653	0.1172674	$36.0 \sim 37.0$	36.5	5	0.0000006
$7.0 \sim 8.0$	7.5	675,002	0.0820562	$37.0 \sim 38.0$	37.5	5	0.0000006
$8.0 \sim 9.0$	8.5	480,928	0.0584637	$38.0 \sim 39.0$	38.5	3	0.0000004
$9.0 \sim 10.0$	9.5	361,956	0.0440009	$39.0 \sim 40.0$	39.5	3	0.0000004
$10.0 \sim 11.0$	10.5	215,058	0.0261434	$40.0 \sim 41.0$	40.5	1	0.0000001
$11.0 \sim 12.0$	11.5	109,527	0.0133146	$41.0 \sim 42.0$	41.5	1	0.0000001
$12.0 \sim 13.0$	12.5	46,851	0.0056954	$42.0 \sim 43.0$	42.5	2	0.0000002
$13.0 \sim 14.0$	13.5	21,661	0.0026332	$43.0 \sim 44.0$	43.5	1	0.0000001
$14.0 \sim 15.0$	14.5	12,369	0.0015036	$44.0 \sim 45.0$	44.5	0	0.0000000
$15.0 \sim 16.0$	15.5	7,069	0.0008593	$45.0 \sim 46.0$	45.5	1	0.0000001
$16.0 \sim 17.0$	16.5	4,676	0.0005684	$46.0 \sim 47.0$	46.5	2	0.0000002
$17.0 \sim 18.0$	17.5	4,050	0.0004923	$47.0 \sim 48.0$	47.5	0	0.0000000
$18.0 \sim 19.0$	18.5	2,656	0.0003229	$48.0 \sim 49.0$	48.5	0	0.0000000
$19.0 \sim 20.0$	19.5	2,108	0.0002563	$49.0 \sim 50.0$	49.5	1	0.0000001
$20.0 \sim 21.0$	20.5	1,692	0.0002057	$50.0 \sim 51.0$	50.5	1	0.0000001
$21.0 \sim 22.0$	21.5	1,346	0.0001636	$51.0 \sim 52.0$	51.5	0	0.0000000
$22.0 \sim 23.0$	22.5	990	0.0001203	$52.0 \sim 53.0$	52.5	0	0.0000000
$23.0 \sim 24.0$	23.5	783	0.0000952	$53.0 \sim 54.0$	53.5	2	0.0000002
$24.0 \sim 25.0$	24.5	537	0.0000653	$54.0 \sim 55.0$	54.5	0	0.0000000
$25.0 \sim 26.0$	25.5	331	0.0000402	$55.0 \sim 56.0$	55.5	0	0.0000000
$26.0 \sim 27.0$	26.5	218	0.0000265	$56.0 \sim 57.0$	56.5	0	0.0000000
$27.0 \sim 28.0$	27.5	137	0.0000167	$57.0 \sim 58.0$	57.5	0	0.0000000
$28.0 \sim 29.0$	28.5	91	0.0000111	$58.0 \sim 59.0$	58.5	0	0.0000000
$29.0 \sim 30.0$	29.5	86	0.0000105	$59.0 \sim 60.0$	59.5	0	0.0000000
				合 計		8,226,096	1.0000000

表 3.3.4 高速道路の本線軸重計計測データ (東名高速道路 2005 年上り線)22)

1年間の等価繰返し回数 N_{eq}は,高速道路の軸重計データのうち,2005年の軸重データから最 も平均軸重の重い東名高速道路日本平のデータから換算することとした.ここでは、タイヤのバ ースト荷重を超過するような誤計測となる結果は排除している.使用した軸重計データは表3.3.4 の東名高速道路の本線軸重計データ²²⁾を用いた.この時,等価換算の基本輪荷重(載荷荷重)P₀は, 国内の試験機の載荷能力を考慮して2005年東名高速道路日本平軸重計で計測されたデータの最 大値(中心軸重53.5tf/2輪=26.75tf/輪)と同等程度の250kNに設定した.そして,1年間の等 価繰返し回数 N_{eq}は式(3.3.7)により算出した¹⁶.

(3.3.7)

ここに,

$$C_2 = \int_0^{P_{max}} \left(\frac{P}{P_0}\right)^m p(P) dP$$

C2:荷重の大きさの換算係数,

Nr:1年間の通行回数,

m:S-N曲線の傾きの逆数の絶対値(RC 床版の 12.76 乗 17)を使用),

P: 任意の輪荷重

P₀:基本輪荷重(2005年東名高速道路日本平軸重計データの最大輪荷重と同程度の250kN) p(P):輪荷重に関する確率密度関数, a:軸重計計測データの一部欠測に伴う実交通量への補正率

(交通量計測設備による計測台数/軸重計による計測台数=1.15)

 $N_{eq} = 9.563 \times 10^{-7} \times 8,226,096 \times 1.15 = 9.05 \, \text{m/f}$

また,降水の影響については,松井らの研究¹⁸⁾により,RC床版の疲労強度は,式(3.3.2)に 示す乾燥状態のS-N曲線と,式(3.3.7)に示す水張り状態のS-N曲線式¹⁴⁾がそれぞれ提案され ている.これより,RC床版への降水の影響を考慮するため,年間の平均降水日数による換算を行 った.平均降水日数は,表 3.3.5 に示す気象統計データ²³⁾より降雪の影響が少なく最も降水日数 の多い西日本の平均日数の120日間を用いた.その結果,疲労強度の推定式として式(3.3.8)を 適用した.

(乾燥状態)

$\log (P_{eq}/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.520$	(3.3.2)
(水張り状態)	
$\log (P_{eq}/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.230$	(3.3.7)
(降水日数による換算)	
換算結果=1.52-((1.52-1.23)*(120/365))=1.42	
(降水日数 120 間の推定式)	
$\log (P_{eq}/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.420$	(3.3.8)

表 3.3.3 の輪荷重走行試験結果の載荷荷重と載荷回数を当てはめて,松井式を適用し,250kN の等価繰り返し回数を算定すると, S-1 供試体および S-2 供試体の部分打換えで 713 回および 1,003 回に,H-1 供試体のパネル打換えで 29,552 回となった.図 3.3.2 に示す S-N 曲線にプロットした疲労強度の傾向を確認した.S39 床版の上面打換え後の疲労強度は,松井式による P_{sx}の 算定式に近くプロットされ,補強効果を評価できる可能性があると考えられる.また,RC 床版の S-N 曲線を用いた推定により補修後の余寿命の算定を行うことで,新設 RC 床版と対比することも可能であることから上面打換えの補修効果を評価する手法の1つとして有効と考えられる.

	気温	降水量	日照時間		気温	降水量	日照時間
	平年差	平年比	平年比		平年差	平年比	平年比
	℃(階級)	%(階級)	%(階級)		℃(階級)	%(階級)	%(階級)
北日本	0.7 (+)	114 (+)	101 (0)	北海道	0.6 (+)	121 (+)*	97 (<i>—</i>)
		日 118 (+)*	日 99(0)			日 121 (+)*	日 96 (一)
		太 109 (+)	太 102(0)			才 123 (+)*	才 98(O)
						太 119(+)	太 98(0)
				東北	0.8 (+)*	104 (O)	105 (+)
						日 114 (+)	日 104 (+)
						太 97(0)	太 106 (+)
東日本	1.1 (+)*	107 (0)	111 (+)*	関東甲信	1.3 (+)*	99 (O)	112 (+)*
		日 114 (+)	日 110 (+)*	北陸	0.8 (+)*	114 (+)	110 (+)*
		太 105 (0)	太 111 (+)*	東海	1.1 (+)*	112 (+)	110 (+)*
西日本	0.6 (+)	119 (+)*	108 (+)*	近畿	0.8 (+)*	133 (+)*	110 (+)*
		日 108 (+)	日 109 (+)*			日 122 (+)*	日 113 (+)*
		太 127 (+)*	太 107 (+)*			太 137 (+)*	太 109 (+)*
				中国	0.6 (+)	122 (+)*	109 (+)*
						陰 113 (+)	陰 109(+)
						陽 131 (+)*	陽 108 (+)*
				四国	0.5 (+)	131 (+)*	106 (+)*
				九州北部	0.6 (+)	103 (O)	109 (+)*
				九州南部	0.3 (+)	113 (+)	104 (+)
				・奄美	本 0.3 (+)	本 113 (+)	本 104 (+)
沖縄・奄美	0.3 (+)	116 (+)	106 (+)*		奄 0.3(+)	奄 112(+)	奄 104 (+)
				沖縄	0.4 (+)*	118 (+)	107 (+)*
階級表示 −:低い(少ない) Ο:平年並 +:高い(多い)			地域表示	∃∶日本海側	陰∶山陰 本∶本	土(九州南部)	
*はかなり低い(少ない)、かなり高い(多い)を表す オ∶オホーツク海側 陽∶山陽 奄∶奄美							美
太○太平洋側							

表 3.3.5 気温,降水量,日照時間の気候統計値 23)

今回,実施したパネル単位の打換えによる床版の疲労実験においては,打換え補修部に1本の みひび割れが発生したが,床版の疲労劣化を促進させるほどの漏水は発生していない.したがっ て,安全側の評価を行うために,降水の影響があると仮定して式(3.3.8)よりRC床版の水によ る促進を考慮して 1/15 となる対応年数を推定すると以下の耐用年数となる.

(H23の耐用年数)

1,003 回/9.05 回・年/15 (水の影響) = 7年相当

(H30の耐用年数)

29,552 回/9.05 回・年/15 (水の影響) =218 年相当

^{※2018(}平成 30 年度)の日本の天候;(別紙)気温,降水量,日照時間の気候統計値より
以上の結果から、パネル単位で面的な打換え補修を行うと、部分的に断面修復を行うよりも疲労強度が向上することが確認できた.ただし、打換え補修後の耐用年数の推定については、打換 え床版の輪荷重走行試験の試験体数が少ないため、水の影響については今後の課題とする.

3.4 まとめ

床版上面からの打換えにおけるはつり取りとはつり面の表面処理について,打撃工法による微 細ひび割れの影響が断面修復部の性能低下に影響を及ぼす要因について以下のことを明らかとし た.また,断面修復する施工範囲(面積や深さ)や断面修復材料の組合せにより,輪荷重走行が 断面修復部の疲労耐久性に影響を及ぼすことが実験により明らかとなった.

- (1) 既往の研究成果をもとに整理分析を行った結果,打撃工法によるハンドブレーカー等の種類 が微細ひび割れの発生量に与える影響を検討した結果,打撃工具の質量が重くなると発生量 が多くなる.また,はつり取りと表面処理に打撃工法を用いると,既設コンクリートの打継 ぎ界面から15mm 深さの範囲に微細ひび割れ量が多くなることで,付着強度が低くなり打 継ぎ界面の付着強度が低下することを確認した.
- (2) ハンドブレーカー等でのはつり取りにより不足する打継ぎ界面の付着強度低下に対し、表面 処理で改善する方法について、供試体による実験結果より、ウォータージェットおよびスチ ールショットブラストによる研掃や微細ひび割れ補修剤塗布などの方法により付着強度を 改善することが可能であることを確認した.
- (3) 床版上面を部分的に断面修復した模擬床版の輪荷重走行試験の結果を調査分析した結果,断面修復部の施工方法および補修材,補修深さ等さが異なると,耐久性に影響を及ぼすことが明らかとなった.打撃工法により断面修復を行う場合は,打継ぎ界面を適切な方法で表面処理し,既設床版と同等の静弾性係数で収縮量が小さい補修材を用いると耐久性が向上することを確認した.
- (4) 床版上面をパネル範囲に断面修復した輪荷重走行試験を実施した結果,載荷終了時まで床版 たわみも漸増傾向であり,断面修復材のひび割れや下面からの漏水は確認されず,十分な疲 労耐久性を有することを確認した.さらに乾燥条件で押抜きせん断破壊相当の載荷では,試 験終了時に断面修復材のひび割れ1本と床版下面からわずかに漏水が生じた程度で,その他 の変状は確認されなかった.
- (5) 押抜きせん断破壊相当の載荷後の切断面を観察すると,輪荷重走行直下において,断面修復 材の打継界面に断続的なひび割れが発生したものの,断面修復材にひび割れの発生は殆んど 見られず,床版上面ひび割れの発生に対する抑制効果が確認された.

- (6) 試験後(押抜きせん断破壊後)のコア採取による,直接引張試験を行った結果,発生したひび 割れ以外の範囲ではすべて付着強度 1.5N/mm²以上を満足した.
- (7) 打換え後の床版において,輪荷重走行試験結果の疲労強度を推定した結果,部分打換えより もパネル範囲の打換えを行なうと疲労強度が向上する結果が得られた.
- (8) S-N曲線により実験結果の対比を行う方法として,打換え後の床版の押抜きせん断耐荷力を 算定し,断面修復材の強度特性を考慮した疲労強度により,補修効果を定量的に評価するこ とを試みた.

本研究で取り扱う床版上面打換えは、ウォータージェット工法のはつり取りにより、床版上面 から上段鉄筋位置より浅い場合または深い場合においても、断面修復を行うことで、新旧コンク リートを一体化させる十分な付着強度を発揮させる施工技術であることを輪荷重走行試験による 性能評価で確認した²⁴⁾.

床版上面の打換え工法は,既設 RC 床版の長期延命化を図るために有効な手段と考えられる. また,打換え用の断面修復材については,近年,高強度繊維補強コンクリートや高強度緻密モル タルなどの新たな材料が開発されており,これらの新材料で適切に上面打換えを行うことで,床 版の長寿命化を目指す可能性も十分に考えられる.

今後,既設 RC 床版延命化の補修技術の進展や高度化のために,その性能評価技術を構築する 必要がある.

参考文献

- 渡邊晋也,後藤昭彦,松本政徳,宮永憲一:打撃工法によるハツリ処理で生じた微細ひび割れの定量評価方法と打継ぎ界面の付着強度に関する研究、コンクリート工学年次論文集, Vol.35,No.1,pp775-780,2013.7.
- 2) 後藤昭彦, 宮永憲一, 松本政徳, 渡邊晋也; 道路橋の断面修復における打継ぎ界面付着強度 と改善方法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35,No.1,pp793-798,2013.7.
- 3) 吉本彰,川上正史:圧縮荷重によるペーストクラックの成長,材料, 22(240), pp.865-869,1973
- 4) 藤倉裕介,青景平昌:補修・補強工事におけるコンクリート切削面の損傷程度が打ち継ぎ後の付 着強度に及ぼす影響,コンクリート工学年次論文集,Vol28, No.1, pp.1709-1715, 2006.
- 5) 岩城圭介,加藤淳司,平間昭信,塩谷智基:微視的断面観察による酸劣化したコンクリートの微 細構造の評価,コンクリート工学年次論文集,Vol26,No.1, pp.999-1005, 2004

- 6) 大塚浩司:X 線造影撮影による鉄筋コンクリートの微細ひびわれ検出、コンクリート工学年次論 文集, Vol10, No.3, pp.145-150, 1988
- 7) 谷倉泉:熊本大学学位論文,コンクリート構造物に生じた変状部のはつり処理に関する研究, 平成31年3月
- 8) 新谷康,谷倉泉,渡辺晋也,尾原祐三:X線CTを用いたコンクリートの損傷評価,コンクリート工学会年次講演論文集,Vol.38,No.1,pp.2079-2084,2016.7.
- 9) NEXCO 設計要領第二集(保全編):東日本高速道路㈱・中日本高速道路㈱・西日本高速道路㈱, 2020.7.
- 10) NEXCO 構造物施工管理要領:東日本高速道路㈱・中日本高速道路㈱・西日本高速道路㈱, 2020.7.
- 11) NEXCO 試験法;東日本高速道路㈱・中日本高速道路㈱・西日本高速道路㈱, 2020.7.
- 12) 松本政徳,後藤昭彦,渡邊晋也,一瀬八洋; RC 床版における断面修復部の耐久性に関する研 究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35,No.1,pp673-678,2013.7.
- 13) Toshihiko Nagatani, Takuya Harada, Toshiaki Mizobuchi, Shinya Watanabe, Durability evaluation on top surface replacement method existing RC slab, ConMat'20 sixth International Conference on Construction Materials, 2020.8.
- 14) 長谷俊彦,田尻丈晴:ビニロン繊維補強による既設 RC 床版の上面打換え補強効果,土木学会構造工学論文集 Vol.63A, pp.1263-1272, 2016.3.
- 15) 長谷俊彦, 上東泰, 安松敏雄; 長支間PC床版の移動輪荷重走行疲労試験による耐久性評価, 日本道路公団試験研究所報告, Vol.36, 1999.11.
- 16) 松井繁之: 道路橋床版 設計・施工と維持管理, pp.47-61, 森北出版, 2007.
- 17)前田幸雄,松井繁之;鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力の評価式,土木学会論文集 第 348 号, V-1,pp133-141,1984.8.
- 18) 松井繁之,移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響;コンクリート工学年次講演論 文集,9-2, p627-632, 1987.
- 19) 阿部忠,木田哲量,水口和彦,川井豊:走行荷重が作用する道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐力 評価式,構造工学論文集, Vol.55A, pp.1468-1477, 2009.03.
- 20) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 川井豊: 道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価, 土木学会論文集, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.67, No.1, pp39-54, 2011.
- 21) 阿部忠:鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐力に関する研究,日本大学生産工学部研究報告A 第 38 巻第 2 号, pp.11-21, 2005.12.
- 22) 長尾千瑛, 広瀬剛: プレキャスト PC 床版継手の疲労耐久性照査試験, 第26回 PC シンポジ ウム論文集, pp.189~192,2017.11.

- 23) 国土交通省HP;2018年(平成30年)の日本の天候;(別紙)気温,降水量,日照時間の気候統計値, https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/stat/tenko2018 besshi.pdf, (参照 2023-01-15).
- 24) 小野秀一,渡邊晋也,松本政徳,谷倉泉,長谷俊彦;鉄筋コンクリート床版の断面修復に関 する研究,橋梁と基礎, Vol.54,pp43-46,2020.8.

余白

第4章 上面増厚床版施工目地部の延命化対策に関する検討

第2章2.2.3の調査・分析結果より,現地の再劣化を受けた床版の損傷は,施工目地部付近の 車線レーン内の輪荷重直下部分に多く発生していたことから,輪荷重走行試験により検討を行う こととした.

はく離抑制対策の検討は、4.1の「上面増厚工法の施工条件を模擬した劣化再現試験」では、既 設床版側にひび割れを導入して劣化を再現し、付着力の低下を誘発する施工目地部となる端部の 施工条件を模擬して増厚補強した床版供試体を製作し、輪荷重走行試験により、付着はく離の劣 化を再現した検討を行った.また、4.2の「施工目地部の劣化抑制対策に関する検討」では、はく 離抑制対策として、接着剤塗布、アンカー筋の設置後の効果を輪荷重走行試験により比較した. 4.1 では、床版上面の表面処理や締固めの条件を比較対象として付着強度試験を行い、付着強度が 低下して現地と同様の劣化損傷が発生する可能性のある施工条件を選定した.なお、輪荷重走行 試験では、補強前の既設床版の劣化損傷レベルを変えた床版供試体により、劣化損傷度の大小が、 はく離進展速度に与える影響の確認を行った^{1),2)}.4.2 では、その選定した施工条件と同じ方法で 劣化抑制対策を施した増厚床版供試体を製作し、写真 4.1.1 に示す輪荷重走行疲労試験により、は く離損傷の進展挙動の確認を行い劣化抑制対策の標準工法の選定を行った^{1),3)}.4.3の「劣化抑 制対策に対する要求性能と性能評価試験法」では、劣化抑制対策の標準工法として選定した接着 剤塗布の対策方法について、要求性能と製法評価試験用法に関する検討を行った.



写真4.1.1 上面増厚床版の輪荷重走行試験

4.1 施工目地部の施工条件を模擬した劣化再現試験

上面増厚の施工は,既設床版上面を路面切削機により切削した後に,ショットブラスト機で研 掃を行う.交通規制下の施工端部において,施工機械配置とショットブラスト機の施工可能範囲 を調査した.ショットブラスト機は,規制範囲内での作業となるため,投射口の外側端から約 100mm 内側の範囲からショット可能となり,施工目地部から 150mm 程度の範囲は十分な研掃 処理ができないことが想定された(図 4.1.1).また,実施工では,切削後にスィーパーで清掃を 行うが,増厚端部は切削クズ等が残留しやすい.その状態で増厚コンクリートを打込みすると, 増厚端部では,付着強度の低下が生じることが懸念される.



図 4.1.1 端部ショットブラスト機の配置

施工端部では、SFRC 舗設用のフニッシャーが端部まで寄り切れないため、フィニッシャー本 体のバイブレータによる締固めが不十分となっていることが懸念される.実際の現場施工では、 型枠バイブレータを用いた人力施工による締め固めを実施している.図 4.1.2 の平面図にフィニ ッシャーのスクリード板の配置を示す.また、図 4.1.3 の断面図に、フィニッシャーの締固め機構 の位置関係と施工端部の SFRC 層の位置関係を示す.



図 4.1.2 SFRC 締固め機械 (フィニッシャー)



図 4.1.3 SFRC 締固め機構図

本検討では、床版供試体において、再現可能な条件で増厚床版供試体を製作することとし、床版 供試体による製作と実橋の増厚施工では、図 4.1.4 に示すような相違点が想定されたため、厳密に すべてを再現することは困難であると判断し、既設 RC 床版の付着界面の処理状況と締固めの現 場施工条件に着目することとした.



図 4.1.4 現地施工と床版実験の相違点

4.1.1 施工目地部の付着強度低下に関する検討

(1) 界面処理および締固め条件による影響

施工目地部における劣化要因として想定された界面処理と締固め条件による新旧コンクリート 界面における付着強度への影響,およびフィニッシャ本体のバイブレータからの位置による付着 強度への影響を把握するため,床版を模擬した供試体による要素試験を実施した.付着試験の供 試体は,実橋から床版取替工事で撤去された既設 RC 床版上面を用いて,幅 150mm×長さ 500mm の SFRC 上面増厚層を1次施工,2次施工により2ブロック製作し,2次施工側で径 80mm のコ ア採取を行い,引張強度付着試験を実施した.要素試験は,下記の①から③のパラメータとし, 表 4.1.5 に示す条件により実施した.SFRC の配合は,上面増厚工法の標準的な鋼繊維混入率 1.27vol.%(100kg/m³)最大骨材 20mm とした.

(要素試験のパラメータ)

- ① ショットブラスト機による研掃の有無
- ② 締固め有無および締固め方法の差
- 切削後の界面清掃の有無

供試体記号	А	Е	Н	В	F	Ι
付着界面研掃状況	切削 のみ	切削 のみ	切削 のみ	切削 +研掃	切削 +研掃	切削 +研掃
締固めの条件	バイブ レータ	敷均し のみ	突き棒 締固め	バイブ レータ	バイブ レータ	突き棒 締固め
研掃あり				0	0	0
研掃なし						
切削クズ 清掃無し		•			•	
突き棒による 締固め			•			•
敷均しのみ		\bullet				

表 4.1.5 界面処理条件の比較表

※O付着条件が向上する再現項目,●付着条件が低下する再現項目



図 4.1.5 表面処理方法による付着強度の比較

図 4.1.5 の引張試験の結果を示す.各施工要因の引張強度に対する影響度は,基準となる良好な打継面ケース(B)の値に対して,下記に示す値であった.この結果により,研掃の有無および締固め程度の違いが付着強度に大きく影響を与えることが確認できた.

(引張試験結果)

① 基本ケース良好な場合(B): 2.6N/mm²(良好な打継面を100%)

② 研掃(ショットブラスト)をかけない場合(A): 1.3N/mm²(良好な場合の 50%に低下)

③ 締固め程度が低下した場合(I): 0.8N/mm²(良好な場合の 80%に低下)

④ ②と③を組合わせた条件(H): 0.4N/mm²(良好な場合の 15%に低下)

(2) フィニッシャーの締固め機構を模擬した付着強度の分布状況

フィニッシャー本体のバイブレータ機構の位置関係を模擬的に再現した SFRC を施工し, 締固 めのバイブレータ起振部からの距離に対応させ,付着強度を比較した.既設 RC 床版側の切削後 の界面処理条件は,研掃の有無および清掃条件で比較した.図 4.1.7 に付着強度分布を示す.

研掃処理面ではバイブレータ直上から 250mm 離れた位置まで約 2.5N/mm²以上であり,それ 以上離れると付着強度が低下する傾向が認められた.また,研掃なし+界面の清掃状態の弱い条 件では,バイブレータ直下でも 0.4~0.5N/mm²程度であり,バイブレータ起振部からの距離が離 れるほど付着強度が低下し,適切な界面処理を実施しない場合には,ほとんど付着しないことが 判明した.



図 4.1.7 施工端部付近の付着強度分布

以上のことから,次節の 4.1.2 において,はく離損傷進展を確認する輪荷重走行試験を行うこ ととし,上面増厚床版供試体の製作時の施工条件は,要素試験を実施した端部の施工条件で床版 供試体を製作することとした.

4.1.2 施工目地部のはく離損傷進展を再現した輪荷重走行試験

(1) 試験方法

上面増厚床版の劣化を再現するため,既設 RC 床版の再劣化が多い年次(S46~S54 年)の設計基準に準じた設計強度 24N/mm²の RC 床版供試体を製作した.そして,輪荷重走行による RC 床版の疲労強度推定の松井式から疲労強度(Nf)を試算し,異なる劣化程度を与えた既設床版供試体に,SFRC (鋼繊維補強超速硬コンクリート)を用いて増厚施工を行い,増厚後の輪荷重走行試験で,はく離損傷の進展挙動を観察することとした.

(2) 供試体製作

上面増厚の施工は、図 4.1.8 に示すとおり、通常の実施工と同様に 220mm の既設 RC 床版上面 を 10mm 切削し,増厚コンクリートを 60mm 打込みして一体化したもので、増厚後の床版厚は 270mm とした. 製作した 3 体の各供試体における設定条件を以下に示す.

(供試体の設定条件)

供試体A:既設床版に疲労破壊に至る回数(Nf)の4割に相当する繰返し荷重を与えたのち上面 増厚を施工

供試体 B: 既設床版に貫通ひび割れを発生させたのち上面増厚を施工

供試体 C: 既設床版に貫通ひび割れを発生させたのち上面増厚を施工

なお、供試体 E の貫通ひび割れを発生させる予備載荷は、最初に床版下面側からの載荷により 上面側にひび割れを発生させたのち、供試体を反転させ上面側から載荷する方法により行った.

表 4.1.6 に上面増厚前の供試体における予備載荷後の状況を示す. A,B の供試体はいずれも貫通ひび割れのない状態であり,E 供試体は貫通ひび割れが発生した状態を再現することができた.

供試体 測定項目	A (0. 4 Nf)	B (0.7 Nf)	E (貫通ひび割れ導入)
活荷重たわみ	1. 5 mm	1. 7 mm	上面載荷 2.8 mm 下面載荷 2.1 mm
ひび割れ密度	11 m/m ²	12 m/m^2	上面載荷 11.9 m/m ² 下面載荷 2.1 m/m ²
貫通ひび割れの有無	なし	なし	あり
たわみの劣化度	0. 21	0. 35	上面 0.42 下面 0.90

表 4.1.6 予備載荷後の既設 RC 床版の劣化度



図 4.1.8 試験供試体(既設 RC 床版)

図 4.1.9 輪荷重走行試験の概要図

(3) 試験方法

疲労試験は、縦目地近傍で輪荷重を繰り返し走行する方法とした.供試体の支持条件は、床版 供試体の長さを 7m としたことから、第 2 章の 2.4.4 に示すように、橋軸方向を単純支持、橋軸 直角方向を自由端としている(図 4.1.9).供試体の支点部は、輪荷重走行試験時における浮き上 がりの防止および回転拘束を与えないように支持桁に固定した.また、疲労試験機の載荷板の大 きさは、道路橋示方書に示される輪荷重の接地面積(200×500mm)と同一とした.上面増厚後の疲 労試験は、水張り条件で行い、載荷荷重 118kN~255kN で縦目地や増厚界面のはく離の進展状況 を確認しながら、徐々に載荷荷重を上げて行き、載荷回数は累計 52.5 万回まで実施した.劣化原 因究明試験における計測は、表 4.1.7 に示す項目で実施した.

表 4.1.7 計測項目

計測項目	計測位置	計測機器
載荷荷重		試験機ロードセル
床版たわみ	橋軸・橋軸直角方向	高感度変位計
鉄筋ひずみ	上側鉄筋, 下側鉄筋	ひずみゲージ
界面ひずみ	增厚界面(縦目地近傍)	モールドゲージ
増厚界面のはく離	縦目地近傍	超音波共振法
目地部の動き	供試体上面の縦目地	3 軸変位計
ひび割れ	床版下面	目視、クラックゲージ

(2) 増厚施工前の劣化導入のための輪荷重走行試験

a)貫通ひび割れ供試体(E供試体)

本検討では、特に既設 RC 床版の貫通ひび割れ有無の影響について着目することとした.

床版供試体に貫通ひび割れを導入する方法は,最初に床版供試体を裏返し,荷重を段階的に増加させながら輪荷重走行により床版上面にひび割れを発生させ,床版の上下を元に戻して,正規の状態で輪荷重走行により行った.供試体に予備載荷を与えるときの目安として,松井式¹⁾により載荷状態と床版劣化度を試算し,表4.1.8に示す疲労強度の7割(0.7Nf)相当の輪荷重載荷を上限とすることで,表4.1.9に示す順序の載荷ステップで予備載荷を行いながら,床版供試体の実劣化度をモニターした.

載荷荷重	σ c (N/mm ²)	Psx (tf)	P (tf)	P/Psx	Nf (万回)	0.4Nf (万回)	0.7Nf (万回)
予備(反転)	28.9	38.6	22.0	0.570	27.3	10.9	19.1
予備(正規)	28.9	47.5	24.8	0.522	82.8	33.1	58.0

表 4.1.8 載荷状態と床版劣化度

※松井式¹⁾: $\log(P/Psx) = -0.007835 \times \log N + \log 1.51965$ (乾燥条件)

※Nf=1.0:松井式から算出した押抜きせん断疲労破壊する状態

表 4.1.9 貫通ひび割れ導入荷重(E予備載荷)

①輪荷	重(反転)	載荷	ステ	ップ
< <u>→</u> TIM 151	= \	$(\wedge \top \Delta)$	- T A I L I	/ <i>` / .</i>	

輪荷重(kN)	繰返し回数(回)
157	200
177	200
197	♦ 13,000

②輪荷重(正規)載荷ステップ

輪荷重(kN)	繰返し回数(回)
157	1,000
177	200
197	200
216	10,000
235	10,000
255	♦ 87,000

反転した状態の予備載荷について,表4.1.9 に示す197kNの13,000回の載荷を実施した時点で,鉄筋ひずみが降伏強度に近い値に達したため,そこで一旦中止し,供試体を反転させて正規状態の載荷を行った.



図 4.1.10 予備載荷後の床版たわみ劣化度(E供試体)

正規な位置に戻した状態で、予備載荷を実施した.たわみ・ひずみは約1000回まで急増し、その後は漸増した.予備載荷を継続したところ、表 3.1.4 に示す 255kNの 87,000回まで載荷した時点で、貫通ひび割れの発生と輪荷重走行時に下面がうねりを伴うたわみ状態が確認された.この状態で、たわみ劣化度を求めたところ、図 4.1.10 に示す D=0.90 となった.また、最終的なひび割れ密度は 11.9 ㎡/m、最大ひび割れ幅 0.3mm 程度であった.図 4.1.11 に予備載荷後の既設床版のひび割れ状況を示す.



(a) 床版上面)

図 4.1.11 床版ひび割れ状態(E予備載荷後)



(b) 床版下面

図 4.1.11 床版ひび割れ状態(E予備載荷後)

b) 床版供試体(A供試体・B供試体)

貫通ひび割れを入れた E 供試体の比較対象として,同一設計条件で製作され,表 4.1.10 に示す 荷重載荷履歴を受け,予備載荷後に表 4.1.11 に示す劣化状態となっている A 供試体と B 供試体 を用いることとした.いずれの供試体も図 4.1.12 に示すように貫通ひび割れに至っていない劣化 状態である.

表 4.1.10 床版供試体の載荷履歴

		載荷川			
供試体	増厚施工前 (又供料本)		增厚施工後		備考
	(丁畑載何)	施工目地 近傍載荷	目地直上 載荷	反転載荷 (目地直上)	
А	0.4Nf	50 万回	50万回	2,883 回	貫通ひび割れ無し
В	0.7Nf	50 万回	50 万回	_	

表 4.1.11 予備載荷後の既設 RC 床版の劣化度

供試体 測定項目	A (0.4Nf)	B (0.7Nf)	E (貫通7)び割れ導入)
活荷重たわみ	1.5mm	1.7mm	上面載荷 2.8mm 下面載荷 2.1mm
ひび割れ密度	11m/m^2	12 m/m 2	上面載荷 11.9m/m ² 下面載荷 2.1m/m ²
貫通ひび割れの有無	なし	なし	あり
たわみの劣化度	0.21	0.35	上面 0.42 下面 0.90



(a) A 供試体(下面)

図 4.1.12 ひび割れ状況(目地直上(50万回)終了時)



⁽b) B 供試体(下面)

図 4.1.12 ひび割れ状況(目地直上(50 万回)終了時)

(3) 増厚施工後の輪荷重走行試験

ひび割れ損傷を与えた RC 床版供試体に上面増厚補強を実施し,図4.1.13 に示す載荷荷重ステ ップで輪荷重走行疲労試験を行った.A供試体,E供試体ともに,施工目地部近傍からはく離の 兆候が確認され,載荷荷重の繰返しに伴い,超音波探傷試験の判定により,はく離損傷の進展を 確認した. 供試体 A の測定結果は、載荷回数 33~36 万回で、界面はく離の発生、活荷重たわみの増加、 界面に埋設したモールドゲージのひずみ出力が急増し、進展した貫通ひび割れからの漏水の増加 が認められた.供試体 E は、貫通ひび割れを有しているため、比較的早期段階から漏水が見られ、 各測定項目については、載荷回数 20~25 万回で著しい傾向が見られた(図 4.1.14).比較対象の A、B 供試体は、E 供試体に比べて、増厚後の床版疲労損傷の進展速度が明らかに遅くなることが 確認された(図 4.1.15~図 4.1.17)また、A、B 供試体の増厚前の劣化度を松井式¹⁾の計算による 0.4Nf (40%の劣化度) と 0.7Nf (70%の劣化度)と変えた比較では、結果的に著しい損傷の差が 表れなかった.



図 4.1.13 載荷回数とはく離の進展状況

(4) 上面増厚層のはく離状況の非破壊検査方法

輪荷重走行試験の実施に伴い,非破壊検査によるはく離状況の調査として,超音波共振法によ る調査を行った.超音波共振法によるはく離範囲の調査の原理は,図4.1.14に示すように物体に 与えた振動エネルギー(弾性波)が厚さ分の共振を起こすことに着目し,その共振法の振幅レベ ルからはく離や豆板等の内部欠陥を検出するものである.健全な状態では厚さ分を共振させるだ けのエネルギーが無く微振動として受診される.しかし,中間層にははく離等の欠陥が存在する 場合,表層部からの厚み分に相当する共振現象が生じる.これを受信センサーが検知して振幅の 大きな波形として表示する.欠陥の存在判定は,受信される共振波形の共振レベルの相対比較で 行う.はく離が浅いほど共振波形の振幅レベルは大きくなる.送受信センサーの先端を球形にし て,センサーから低周波超音波(弾性波)を躯体に伝播,受信させることで,測定面の粗さや凹 凸の影響を受けにくいのが特徴である.本試験のはく離調査では,計測器はソニックサーチャ TR-300 (㈱テクノリサーチ)を使用した.超音波速敵の仕様を表4.1.12 に示す.



図 4.1.14 超音波共振法による受信波形

表 4.1.12 超音波測定器の仕様

機種名	コンクリート用超音波測定装置 TR-300
入力周波数	$1 \mathrm{kHz} \sim 200 \mathrm{kHz}$
許容入力電圧	$0\sim\pm12\mathrm{V}$
使用入力電圧	$0\sim\pm0.5\mathrm{V}$
入力増幅感度	2, 3, 5, 7, 10, 20, 30, 40,60,100,140,200,400
出力電圧	320V
パルス幅	5, 10, 20, 50, 100, 200 μ
変換速度	0.1μ 、 1.0μ
最大測定時間	3.2msec(0.1サンプリング)、32msec(1.0サンプリング)





写真 4.1.3 超音波共振法による計測状況

超音波共振法によるはく離範囲の判定方法は,測定された超音波の全幅幅(単位:mV)で判定 している. 写真 4.1.4 に示す撤去床版のはく離状況の調査結果の表 4.1.13 に基づき,表 4.1.14 に 示すとおり判定の閾値が示されている. 閾値を検討した調査では,4 体の撤去床版について,はく 離調査と付着強度試験の比較を行い,健全部(○),ややはく離(△),はく離(×)の3 段階で 判定を行うものである. 超音波共振法で,健全部(○)となった箇所の付着強度は平均で 1.82N/mm²,ややはく離(△)箇所は平均で 0.68N/mm²,はく離(×)では 11 箇所中 8 箇所の 付着強度が 0N/mm² である.



健全部





はく離部

写真 4.1.4 指	は去床版の増厚界面
------------	-----------

	測定箇所 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
/#=+/+∧	たたき点検	0	0	0	Δ	×	×	×	×	Δ	0	0	0	0	0	0
1共武1本A	超音波(ソニックサーチャー)	0	0	0	Δ	×	×	×	×	×	0	0	0	0	0	0
	付着強度(N/mm ²)	0.42	2.64	2.70	2.1	2.63	0.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.34	2.37	1.69
	測定箇所 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
/#≡≠/★₽	たたき点検	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
供訊件D	超音波(ソニックサーチャー)	0	0	0	0	0	0		0		0	0	0	0	0	0
	付着強度(N/mm ²)	1.37	2.63	2.49	2.87	2.63	1.96	1.26	1.91	0.65	2.21	2.65	2.49	2.15	1.97	1.50
	測定箇所 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
/#≡≠/★⊑	たたき点検	0	0	0	0	0	0	×	×	0	0	0	0	0	0	0
供訊₩□	超音波(ソニックサーチャー)	0	0	0	0	0	0	×	×		0	0	0	0	0	0
	付着強度(N/mm ²)	1.79	1.98	2.50	2.12	1.57	1.77	0.51	0.38	0.07	0.71	2.46	1.98	1.65	1.55	1.13
	測定箇所 No.	1	2	3	(4)	(5)	6	(7)	(8)	9	(10)	(1)	(12)	(13)	(14)	(15)
供試休に	たたき点検	×	Δ	0	0	Δ	Δ		0		0	×	Δ	0	×	Δ
代訊1 年□	超音波(ソニックサーチャー)	×	0	Ō	0	×	0	×	Ó		0	×		0	×	Δ
	付着強度(N/mm ²)	0.00	1.43	2.23	2.27	0.00	2.21	0.00	1.25	0.30	2.26	0.00	0.16	1.70	0.00	0.22

表 4.1.13 超音波共振法によるはく離判定の閾値



図 4.1.15 付着強度と超音波共振法による判定の関係

	超音波法によるはく離判断基準				
	健全部 (〇)	ややはく離 (△)	はく離(×)		
しきい値	全振幅で 10mV 未満	全振幅で 10mV 以上、 40mV 未満	全振幅で 40mV 以上		
受信波形	100 40 40 40 40 40 40 40 40 40	100 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	100 60 60 60 60 60 60 60 60 60		

表 4.1.14 超音波共振法によるはく離判定の閾値

(5) 輪荷重走行試験結果

図 4.1.16 に輪荷重走行試験の供試体の計測結果についてイベント経緯を示す. A, E 供試体ともに, 施工目地部近傍からはく離の兆候が確認され,載荷荷重の繰返しに伴い,超音波探傷試験の判定によ り,はく離損傷の進展を確認した。供試体 A の測定結果は,載荷回数 33~36 万回で,界面はく離の発 生,活荷重たわみの増加,界面に埋設したモールドゲージのひずみ出力の急増し,進展した貫通ひび割 れからの漏水の増加が認められた。供試体 E は,貫通ひび割れを有しているため,比較的早期段階か ら漏水が見られ,各測定項目については,載荷回数 20~25 万回で著しい傾向が見られた。比較対象の A,B供試体では,E供試体に比べて,増厚後の床版疲労損傷の進展速度が明らかに遅くなることが確 認された。また,A,B供試体の増厚前の劣化度を松井式¹⁾の計算による 0.4Nf(40%の劣化度)と 0.7Nf(70%の劣化度)と変えた比較では,結果的に著しい損傷の差が表れなかった。



図 4.1.16 疲労実験のイベント比較図







(b)E供試体

図 4.1.17 上面増厚のはく離比較(235kN 4 万回)





図 4.1.19 はく離損傷範囲(255kN 6.5 万回 試験終了後)

4.1.3 まとめ

- (1) 本研究の試験結果において,施工目地部付近では,既設床版切削後の表面処理であるショット ブラストが投射出来ない部分は,付着強度の低下やバラツキが大きくなり,早期にはく離損傷 の劣化が生じやすいことが明らかとなった.
- (2) 本研究の試験結果において,既設 RC 床版供試体の増厚施工前の劣化損傷程度について,貫通 ひび割れが存在している場合は貫通ひび割れが無い場合に比べて,上面増厚補強後の輪荷重走 行の影響により,早い段階から付着はく離が発生することを確認した.
- (3) 施工目地近傍においては、施工時の制約により、既設床版の切削面の表面処理が不十分となり、付着強度が低下しやすくなることから、別途、付着強度を向上させる対策が必要である.
- (4) 上面増厚工法は、貫通ひび割れが生じていない床版に適用することが望ましく、貫通ひび割れ や上面の劣化が見られる場合は、増厚層のはく離損傷を誘発する要因となることから、適切な 補修を施してから増厚補強する必要がある.

4.2 施工目地部の劣化抑制対策に関する検討

4.1 の端部増厚部の施工条件を模擬した劣化再現の輪荷重走行試験により,施工目地部のはく 離が上面増厚床版の耐久性に影響することが明らかとなった.そこで,上面増厚床版の施工目地 部のはく離耐久性向上に着目した対策方法の効果について検証するため,劣化抑制対策を施した 供試体による輪荷重走行試験による検討を実施した.

再劣化抑制の対策範囲は,再劣化原因の起点となる増厚コンクリートの施工目地部とし,実施 工と同様な施工方法で劣化抑制対策を施して上面増厚施工した床版供試体を製作し,輪荷重走行 試験結果の比較により,劣化抑制対策の標準工法の選定を行うこととした.

4.2.1 床版供試体の製作と試験方法

供試体は、上面増厚床版のはく離再現実験と同様に、輪荷重走行試験機による予備載荷により 劣化を与えた既設 RC 床版供試体を製作後、施工目地部の劣化対策と上面増厚を実施した試験体 を製作することとした.

(1) 試験体ケース

供試体ケースとしては、上面増厚時に施工目地部の新旧コンクリート界面に劣化対策を行う供 試体 C, D の 2 体と比較のための劣化対策を行わない供試体 A の計 3 体とした.なお、実験工程 の都合により 2 機の移動載荷疲労試験機を使用したため、図 4.2.1 の対策を実施した C, D 供試 体 2 体と図 4.2.2 の対策を実施しない供試体 A とは異なる寸法としている.



図 4.2.1 供試体寸法 (C, D供試体)



図 4.2.2 供試体寸法(供試体 A)

使用するコンクリートは**表** 4.2.1 に示す配合で早強コンクリートとし,材令 28 日における圧 縮強度を 24N/mm²とした.使用する鉄筋は,当時の基準に準じて SD295 を使用した.実橋の配 筋図を参考にし,主鉄筋に D19,配力鉄筋に D16 を使用した.

SL (cm)	Air (%)	W/C	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
(CIII)	(70)	(70)	(70)	W	С	S	G	AE
8	4.5	59.5	46.9	156	263	884	1,011	1.052

表 4.2.1 既設 RC 床版コンクリートの配合

AE: AE 減水剤, 粗骨材の最大寸法: Gmax=25mm

(2) 輪荷重載荷および供試体支持方法

輪荷重走行試験は,図4.2.3 に示すように RC 床版供試体の上面に載荷版を1列に並べた上を 鉄輪が往復して載荷するものとした.使用する輪荷重走行試験機は,試験工程の都合により C, D供試体(土木研究所寒地土研所有)とA供試体(㈱高速道路総合技術研究所所有)を使用して, 既往のS·N曲線,およびたわみとひび割れ密度により各供試体の劣化程度を管理した.

輪荷重の載荷方法については,載荷面積は C,D 供試体が 300mm×120mm,A 供試体が 500mm×200mm,走行範囲は C,D 供試体が 2.0m,A 供試体が 3.0m,支持方法は,いずれも長 辺が単純支持,短辺は D,C 供試体は弾性支持,A 供試体は自由端としている.両試験機の載荷 条件を合わせるため,弾性支持梁の剛性は,直交異方性版理論により算定した各供試体中央およ び走行端部のモーメントとたわみ量が同等になるように決定した.



供試体Aに使用した㈱高速道路総合技術研究所所有の移動載荷疲労試験機について, 表4.2.3 に 試験機の主要諸元を, 図4.2.4 に試験機の外観図を示す.本試験機は, クランク式の輪荷重走行試 験機で,載荷範囲は,床版供試体の中心に対して前後1.5m(全長3.0m)である.輪荷重走行は, 通常行われる載荷速度として34 回/分(17rpm)で実施し,疲労試験途中の静的載荷試験に要する時 間も考慮して1日当り4万回の載荷を行うことが可能である.供試体の支持方法は,長辺方向に単 純支持とし,短辺方向は自由端としている.

項	目	仕様	
供試体	最大寸法	幅 7.0m×長さ 15.0m(床版)	
載荷点移動装置	鉛 直 方 向	床面より1.5~4.0m	
	幅 方 向	試験機中心より±1.5m	
移 動 載 荷	最大荷重	490kN	
	載 荷 方 法	単輪載荷,一軸載荷,タンデム載荷	
	移動載荷ストローク	±1.5m	
	移動速度	30rpm(1往復2秒)	
	荷 重 の波 形	正弦波, 三角波, 可変台形波, 任意波	
動的定点載荷	最大荷重	981kN	
	繰り返し速度	±1.5mm 2Hz 以上	
	荷 重 の波 形	正弦波, 三角波, 可変台形波, 任意波	
静的定点載荷	最大荷重	2940kN	
	最 大 ストローク	200mm	

表4.2.3 疲労試験機の主要諸元



図4.2.4 輪荷重走行試験に使用する疲労試験機の外観図

橋軸方向の走行範囲は、床版供試体を中心に前後3.0mで、実橋の連続走行状態を再現するため、 図4.2.5に示すように移動しながら供試体中央で設定荷重に達し、端部で荷重を除荷することが可能である.



図4.2.5 輪荷重載荷の走行範囲と荷重制御方法

また,輪荷重の載荷方法は,鉄輪による単輪載荷,一軸載荷,タンデム載荷が可能である.輪荷走行 における載荷荷重は,1輪載荷で最大490kNまで可能である.また,輪荷重走行時は,写真2.4.1に示す ようにコンクリート床版上面の橋軸方向に鋼製の載荷板(200mm×500mm×68mm)を敷き並べ,その 上に厚さ12mmの鋼板を設置した上面を鉄輪により走行するものである.



(a) 載荷板の敷設状況

(b) 軌道の設置状況





図4.2.7 輪荷重走行試験における標準的な支持方法





供試体C, Dの試験に使用した輪荷重走行試験機は,載荷ブロックの大きさが,300mm× 120mmであり,道路橋示方書に規定されている輪荷重の載荷面積500×200mmの各辺を60%に 縮小したものである.

項	仕様	
載荷	100kN~300kN	
載荷スト	60mm	
載荷車輪	外形	500mm
	幅	500mm
走行	2000mm/1000mm	
走行	24rpm(96m/min)	

表2.4.8 疲労試験機の主要諸元



図2.4.6 輪荷重走行試験に使用する疲労試験機の外観図

また,供試体 C,D の支持方法は,床版供試体の長辺方向は単純支持とし,短辺方向は弾性支持梁を設置して,A供試体と床版供試体中央部の発生曲げモーメントが同じ状況となるようにしている.また,輪荷重走行時は,図4.2.8に示すようにコンクリート床版上面の橋軸方向に鋼製の載荷板(120mm×300mm×68mm)を敷き並べ,その上に厚さ12mmの鋼板を設置した上面を鉄輪により 走行するものである.



図 4.2.8 供試体端部の弾性支持梁

(3) 予備載荷

実際の上縁増厚床版における劣化状態を再現するため、増厚前の供試体に疲労破壊に至る回数 (Nf)の4割に相当する繰返し載荷を行い、劣化を進展させることとした.しかし、試験ケースによ り供試体寸法が異なることから、既往のS-N曲線による載荷回数、たわみ、ひび割れ密度により、 各供試体の劣化程度を合わせることとした.表 4.2.1 に各供試体における載荷荷重と載荷回数を 示す.また、予備載荷試験における計測項目は、表 4.2.2 に示すとおりで実施した.

表 4.2.1 載荷荷重と載荷回数

供試体	載荷荷重(kN)	載荷回数(回)	備考
А		331 000	
С	216	40.000	0.4 Nf
D		40 000	

※NfはS−N曲線における破壊までの繰返し回数。

表 4.2.2 計測項目

計測項目	計測位置	計測機器
載荷荷重	載荷点	試験機ロードセル
床版たわみ	橋軸,橋軸直角方向	高感度変位型
鉄筋ひずみ	上側鉄筋,下側鉄筋	ひずみルーペ
ひび割れ	床版上下面	目視、ルーペ

(4) 施工目地部劣化対策の実施

輪荷重走行による予備載荷を実施した供試体 C, D を用い,実施工と同様に施工目地を想定し た切削および研掃を行ったのち,それぞれ輪の走行方向で供試体を中央で2つの領域に分け劣化 抑制体側を実施した.供試体諸元を図4.2.3,図4.2.4に示す.また,各対策方法における実施数 量(幅,間隔等)を表4.2.2に示すが,これらの数量は,車輪の載荷幅や必要定着長,これまでの 実績を考慮して選定した.写真4.2.1に劣化対策および施工状況を示す.材料は,これまでの実績 を考慮し,アンカー,接着剤,CFRP 格子筋,アンカーと接着剤を併用したものとした.アンカ ーは,これまでの実績の多い普通ボルト(M14),接着剤は2液混合型のエポキシ樹脂,CFRP 格 子筋は,1本あたり断面積17.5mm²,格子間隔100mmのものである.また,エポキシ樹脂の施 工範囲は,FEM 解析検討による輪荷重応力振幅,水和熱,乾燥収縮に対するSFRC硬化後の施 工端部反り上がり力,収縮ひずみ等を検討して決定した.



⊠ 4.2.3 上面増厚後の輪荷重走行試験の概要







領域2 (CFRP 格子筋)



900

2 300

1 400



図 4.2.4 上面増厚時の劣化対策(供試体 C,D)

		劣化対策		対策位置お		
供試体	領域			橋軸方向	橋軸直角 方向	設定根拠
	領域1	アンカー		施工目地から 250 mm の位置	500 mm ピッチ 3 本	施工実績
С	領域 2 デンカ- +接着す	アンカー	アンカー	施工目地から 250 mm の位置	500 mm ピッチ 3 本	施工実績
		+接着剤	接着剤	施工目地から 500 mm の範囲	全面	FEM 解析
D	領域1	接着剤		施工目地から 500 mm の範囲	全面	FEM 解析
	領域2	CFRP 格子筋		施工目地から 300 mm の範囲	全面	施工実績

表 4.2.2 各はく離抑制対策方法の実施数量



写真 4.2.1 劣化対策材料および施工状況

(5) 上面増厚の施工

各試験体における上面増厚は,新旧コンクリート界面に劣化対策を実施後,実施工と同様にコ ンクリートフィニッシャーにより,3体同時に施工を行った.なお,上面増厚の施工目地を設ける ため,1次施工と2次施工に分けて60mmのSFRCによる上面増厚を実施した.その際,載荷位 置近傍に施工目地を設け,研掃程度や締固め方法など,実施工を再現することにより,新旧コン クリートにおけるはく離に対する劣化対策の効果を確認することとした. (6) 載荷ステップ

載荷ステップを図 4.2.5 に示す.供試体の劣化程度を極力合せるため,P/Psx(松井らの梁状化 した RC 床版の押抜きせん断耐力に対する載荷荷重の割合)を両試験機で同じ値とした.供試体 Aは,載荷荷重 118kN から開始し,新旧コンクリート界面のはく離をモニターしながら 20kN ず つ階段状に荷重を上げた.上限荷重は,上面増厚部分の損傷に配慮し設計T荷重の 3 倍程度の 255kN とした.なお,供試体 C,Dは,P/Psxの比率を供試体 A と合せたため 100kN から開始 した.なお,供試体 C,D は対策領域の一部がはく離により実験継続不能となったため,図中の 載荷回数(累計 10 万回)で実験終了している.



図 4.2.5 載荷ステップ図

(7) 計測項目

本実験における計測項目は,表4.2.3 に示すとおりで実施した.計測は,輪荷重走行試験の荷 重ステップに対して,図4.2.5 の各荷重段階の予定サイクル数の載荷が終わった時点で,動的載荷 を一旦停止し,静的載荷試験による計測を行った.

表 4.2.3 計測項目

計測項目	計測位置	計測機器
載荷荷重	載荷点	試験機ロードセル
床版たわみ	橋軸,橋軸直角方向	高感度変位計
鉄筋ひずみ	上側鉄筋,下側鉄筋	ひずみゲージ
界面ひずみ	增厚界面 (縦目地近傍)	モールドゲージ
増厚界面のはく離	縦目地近傍	超音波法
目地部の動き	供試体上面の縦目地	3 軸変位計
ひび割れ	床版下面	目視、クラックゲージ

4.2.2 既設 RC 床版の劣化導入試験結果

(1) 床版たわみ

図 4.2.6 に床版中央におけるたわみの経時変化を示す.ここでは、床版たわみを活荷重たわみ、 残留たわみ、総たわみに分け、横軸を破壊回数(Nf)に対する割合とした.



図 4.2.6 床版中央たわみの経時変化

供試体 A は,繰返しの初期段階で床版たわみは急増するが,N=10,000 回(Nf=0.03)以降は漸 増する傾向となった.また,供試体 C,D も繰返しの初期段階で床版たわみが急増し,N=2,000 回(Nf=0.05)以降は漸増する傾向を示した.なお,供試体 C,Dの残留たわみに差がみられるの は,長辺支持部寄りの下面ひび割れの発生状況の違いが表れているものと推定される.

表 4.2.4 に載荷終了時のたわみ劣化度を示す.たわみ劣化度は供試体の支持条件を再現し,直交 異方性版理論により算定した引張無視,及び全断面有効とした場合の理論たわみと活荷重たわみ の比率から算定される.供試体Aに対しC,Dは劣化度が大きいが,載荷版の大きさと支持間隔 が異なることに起因するものと考えられる.
表 4.2.4 たわみ劣化度(載荷終了時)

供試体	А	С	D
たわみ劣化度	0.21	0.52	0.49

(2) ひび割れ密度

図 4.2.7 に供試体 A, C, D について,床版下面のひび割れ密度を示す.載荷版端部からの影響を確認するため,供試体 A は,橋軸方向 1m,橋軸直角方向 0.94m の範囲でのひび割れ密度を表し,供試体 C, D は,橋軸方向 1m,橋軸直角方向 0.74m の範囲でのひび割れ密度を表している(図 4.2.8).ひび割れ密度の算出は,橋軸直角方向を載荷板エッジから 45°の範囲とし,目視可能な最小 0.02mm のひび割れ幅までを対象とした.

横軸を破壊回数(Nf)に対する割合で表した場合,いずれの供試体もひび割れ密度の増加傾向は 概ね一致する傾向を示した.試験終了時のひび割れ密度は,0.4Nfの供試体A,C,Dで11m/m² 程度となり概ね一致していた.これは,目視確認できるひび割れを対象としているため,一般に 使用限界状態と言われている10m/m²を超えている.また,ひび割れ密度は,床版たわみと同様 に,繰り返しの初期段階に急増し,その後徐々に漸増する傾向を示した.



図 4.2.7 床版下面のひび割れ密度の変化



【供試体 C,D のひび割れ密度の算出範囲:1.0m×0.74m】 図 4.2.8 床版下面のひび割れ図(供試体 C. D)

4.2.3 劣化抑制対策後の輪荷重走行試験結果

接着剤を塗布した供試体 C, D の各領域では, 試験終了時まではく離の兆候は見られず, 劣化 対策の効果を確認することができた.また, CFRP 格子筋およびアンカーを設置した各領域では, 初期状態から縦目地近傍で部分的にややはく離が見られたこともあり, 階段状載荷に伴って徐々 にはく離が進展し, 試験終了時には広範囲にはく離が確認された.

(1) 床版たわみ

供試体 C, D について,載荷荷重の増加に伴う床版たわみの変化を捉えるため,各載荷ステップの開始時と終了時に,領域 1,2 と供試体中央を載荷する静的載荷を実施した.図4.2.9 に供試体 C,D の各載荷領域の中央と,供試体中央の活荷重たわみ(項目の載荷荷重 100kN 時)の変化を示す.供試体 D の CFRP 格子筋側では,初期状態から部分的なはく離が見られたため,荷重の増加とともに活荷重たわみが漸増する傾向にあった.なお,供試体 D の接着剤塗布領域,および供試体 C は供試体中央の値に対して,対策領域ごとの明確な活荷重たわみ差は見られなかったことから,劣化対策が有効に働いていると考えられる.



図 4.2.9 床版中央たわみの変化

(2) 新旧コンクリート界面のはく離

図 4.2.10 から図 4.2.11 に超音波法により検出した界面はく離の進展状況を示す. 目地部対策なしの供試体 A の場合,載荷荷重 176kN の N=1 万回で非破壊計測により,ややはく離している状況が確認されている. これに対して,供試体 C あるいは D の接着剤を塗布した領域では,試験が終了するまで(載荷荷重 183kN の N=5 万回)はく離の兆候は見られず,補修効果が確認できた. 一方,アンカーを設置した供試体 C および CFRP 格子筋を配置した供試体 D では,載荷前からややはく離およびはく離領域が 5~17%存在し,これらのはく離は載荷とともに漸増し,最終的に30~50%程度がはく離の疑われる領域となった.

以上より,接着剤を塗布すればはく離が生じないといえる.一方,アンカー単独,CFRP 格子 筋は十分な補修効果がないといえる.その理由として,今回,目地部から15cm の範囲は締固め が不十分な状態を再現したため,これらが締固め時の支障となったことが考えられる.特に脱型 後の側面を目視観察したところ,CFRP 格子筋の供試体はジャンカが発生していることが確認で き,格子筋が締固めの支障となったと推測される.



図 4.2.10 超音波共振法によるはく離範囲の変化



図 4.2.11 超音波法によるはく離範囲の変化(供試体A)

4.2.4 まとめ

図 4.2.12 に供試体 C, D について, それぞれの補修効果を供試体 A と比較した結果を示す. ここでは, 各供試体の増厚界面で, ややはく離(△)およびはく離(×)の発生した載荷回数と, 各測定項目で変化が見られた載荷回数を比較して示す.

アンカー及び CFRP 格子筋の領域は施工当初から締固めが不十分な可能性があり、ややはく離 の状態が生じていたため、付着強度は 0~0.2N/mm²程度であった.本検討では、接着剤(単独も しくはアンカーと併用)した領域は、施工性、付着性、たわみ剛性が改善され、効果が確認でき た.これらを新旧コンクリートの一体化に必要な各種性能の観点から整理して表 4.2.7 で比較を 行った.

本検討の結果,得られた知見を以下にまとめる.

- (1) 増厚界面の端部に接着剤を塗布した領域では、供試体 C, D ともにはく離が生じなかったため、接着剤塗布が最も付着性能が高いといえる.
- (2) 施工目地部にアンカーのみの場合や CFRP 格子筋を設置した場合,脱型後に施工目地部にジャンカ状の変状が確認されたことから,施工性能が低下し締固めが不十分になる.その結果,供試体 C, D ともに試験の初期からはく離が生じた.さらに,活荷重たわみは荷重ステップの増加とともに漸増し,これらの対策では補修効果があまり期待できないことが明らかとなった.
- (3) アンカー設置後に施工端部に接着剤を塗布した場合,はく離は生じなかった.アンカーのみでははく離が生じたことから,接着剤の補修効果が確認された.



図 4.2.12 疲労実験のイベント比較図

表 4.2.7 老	補修対策評価比較表
-----------	-----------

評価項目	供	試体 C	供評	式体 D	備考
	アンカー	アンカー	CFRP	接着剤	
		+接着剤	格子筋		
施工性	\bigtriangleup	\bigtriangleup	×	0	補修対策の相対評価
付着性能	\bigtriangleup	0	×	0	はく離の発生状況
たわみ剛性	\bigtriangleup	0	×	0	
総合評価	\bigtriangleup	0	×	0	

4.3 劣化抑制対策の要求性能と性能評価試験法

4.3.1 接着剤の要求性能

上面増厚の施工目地や地覆端部など,施工端部は SFRC の乾燥収縮や輪荷重等の影響により, 新旧コンクリート界面のずれ力や反り上がり力が特に大きく作用する箇所である.このため,施 工端部の付着性が低下すると,新旧コンクリート界面で徐々に付着切れを起こし,施工端部が開 ロする変状となりやすい.また,この開口は路面から浸透する水みちとなることから,上記作用 に対し,十分な付着耐久性を確保することが必要となる.特に床版は,温度変化や水,振動等の 各劣化要因が作用する部位であることから,効果が確認された接着剤を用いる場合,十分な耐久 性を有するものでなければならない.これらを鑑み,**表**4.3.1 に接着剤の要求性能(案)を示す.

要求性能	内容
付着性	所定の負荷後,新旧コンクリートの一体化に必要な 付着強度を確保
高温負荷抵抗性	床版面に作用する夏季の高温に対し、十分な付着性 能を有する
水浸疲労耐久性	水浸状態で繰返し輪荷重の作用に伴う疲労に対し, はく離しない

表 4.3.1 接着剤の要求性能(案)

増厚床版の劣化抑制対策工は、上面増厚層と既設RC床版の付着界面付着力の向上により耐久性 を向上させるため、上面増厚施工のSFRC舗設前に既設RC床版の上面を研掃した後、樹脂系接着 剤を塗布する対策をNEXCOの標準工法とする基準改訂を行った.接着剤を塗布する範囲は、図 4.3.1に示す増厚層のコンクリート打込み範囲の端部幅500mm,ならびにその立上り部分とした. 接着材塗布からコンクリート打込みまでの一連の作業の中では、温度と時間に対する接着材の特 性を十分把握した上で、現場の施工条件、施工時に想定される環境条件に配慮し、事前に付着性 能が確認された温度と打込み時間間隔の範囲の中で適用することが重要となる.

そのため,接着剤については,製品によってさまざまな特性があるため,増厚床版の付着強度 を高め耐久性を向上させるための要求性能の性能評価試験法の検討を行った.



図 4.3.1 施工目地部の付着対策工

増厚コンクリート端部の新旧コンクリート界面は、はく離に対する付着耐久性を高めるため、 接着剤を塗布するものとした.付着強度の基準値は、既往の解析的検討および実験結果より、一 般的に想定される最大輪荷重に対し新旧コンクリート界面のずれ力(せん断力)と引張強度の関 係から、引張強度が1.0N/mm² あれば一体化に十分な付着強度を有すると判断され、温水負荷や 水浸引張疲労負荷など所定の負荷後の引張強度を1.0 N/mm² 有することを要求性能とした.

なお,接着剤の物性においては,付着耐久性を確保するように温水負荷および水浸引張疲労負 荷後の付着強度を満足するエポキシ樹脂を使用することとし,可使時間や使用量の影響を受けや すいことを考慮して,以下に示す物性を把握するとともに試験施工時に施工性を確認するものと した.

<接着剤の物性確認項目>

- ・主剤・硬化剤の主成分
- ・ 混合比 (重量比で示す)
- ・比重(JIS K7112(硬化物))
- ・粘度(JIS K 6833(混合物))
- ・可使時間,硬化時間:増厚コンクリートの硬化特性を加味して,適切な施工が可能な材料
- ・養生時間:現場での施工を加味して、適度な養生時間で施工が可能な材料

4.3.2 温水負荷試験

温水負荷試験は,橋面舗装や床版防水工と同様に夏季高温時の30年相当の耐用年数を試験で再 現するものとした.試験法を制定するに当たり,平成18年度8月に東京都,静岡県,島根県,宮崎 県の高速道路橋の4箇所で,防水層とレベリング層間の温度測定を実施した結果を用いて,外気温 から増厚コンクリート界面に生じる温度を推測し,30年間に発生する熱負荷の頻度を換算するこ ととした.温度計測調査の結果,外気温が36℃でコンクリート床版上面の温度が45℃以上となる 結果が得られた.2004年~2008年の5年間における気温データを用いて,36℃を超える気温の発 生日数の頻度を算出した結果,年間平均3.7日となった.つぎに,36℃を超えた日において気温36℃ 以上となる発生時間の平均は,最大で静岡県の計測データの46分であったことから,約2時間とし た.30年間における外気温36℃以上となる総時間を算出すると,30年間×3.7日×2時間=222時 間となった.以上の結果から,試験において熱負荷をかける方法は,試験室内試験の材料特性に 対して安全側を考慮し,50℃の温水負荷を240時間(10日間)考慮することとした.

4.3.3 水浸引張疲労試験の検討

水浸引張疲労負荷試験は、NEXCOの床版防水工のひび割れ開閉負荷の繰り返し回数と同様の 負荷状態を想定し、約30年相当の交通量から480万回の負荷を与えるものとした.疲労試験の繰 り返し載荷荷重については、水和熱により発生するせん断力と活荷重によるせん断力を考慮した 以下に述べるFEM解析を実施して、その垂直方向の発生応力度を再現する応力範囲で決定した.

温水負荷試験については、増厚施工時の水和熱による発生応力と接着剤に及ぼす温度の負荷を 合わせた状態で付着強度を発揮させることを規定した.水浸引張疲労試験に用いる応力範囲は、 下限値を0.1N/mm² 以上とし応力振幅範囲が0.6N/mm² となるように上限値の応力を設定し、周 波数10Hzで繰り返し載荷を行うものとした.また、疲労試験は温水負荷を実施した同じ試験体を 用いて実施することとした.

(1) FEM解析のモデル化および解析方法

FEM解析は、MIDAS FEA Ver2.60の解析ソフトを用いて、解析モデルは、長さ7mの床版供試体に対して、図4.3.2に示すように延長を3.5mの1/2立体ハーフモデルで作成した.要素サイズは、計算速度を向上させるために、増厚コンクリートの外周から内部に向かってサイズを変化させることとし、増厚コンクリートは高さ方向に15mm間隔、水平方向に15mm~210mm間隔とし、既設床版は高さ方向に15~55mm間隔、水平方向に15mm~250mm間隔で設定した.ただし、計算の精度を向上させるために、ソリッド要素は2次要素(6面体、20節点)を用いた.

解析に用いる材料特性を表4.3.2に示す. 増厚部の超速硬コンクリートの弾性係数, 圧縮強度, 断熱温度上昇量は, 表4.3.3および図4.3.3を用いた.



図4.3.2 FEM解析モデル

		単位	増厚コンクリート	既設床版				
	要素種類		ソリッド(2次)	ソリッド(2次)				
	要素数	個	2,800	6,300				
	接点数	個	41,531					
	厚さ	mm	60	210				
西去	弾性係数	$N.mm^2$	時間変化を考慮	25,000				
女术	ポアソン比	_	0.167	0.167				
	線膨張係数	_	1.0-E005	1.0E-005				
	熱伝導率	W(m \cdot K)	2.7	2.7				
	比率	J(kg • K)	1160	1160				
	質量	Kgm^3	2350	2500				
	コンクリートの圧縮強度	N/mm ²	時間変化を考慮					
			表-4.3.3参照					
	コンクリートの引張強度	N/mm ²	$T(t)=0.44\times\sigmack^{(1/2)}$					
諸条件	部材初期温度	°C	$15.1^\circ\mathbb{C}$					
			(気象富士の観測データH20.3	3.10,PM14:00)				
	外気温度	°C	図4.3.3参照					
			・日射や日陰の影響は考慮せずに外面は同じ					
			温度とした.					
			・気象庁富士の観測データを用	引い,				
			H20.3.10PM14:00をコンク!	リート打込み開				
			始とした					
	部材表面の熱伝導率	W/(m $^2 \cdot K$)	表面(20分後シート養生開始)					
			養生20分まで : 14(※1)					
			養生20分まで:6(※1)	14(*1)				
			側面(木製型枠) : 8一定(※1)					
荷重	断熱温度上昇量	°C	図4.3.4参照					
	(コンクリートの発熱量)		(ジェットコンクリートの発					
			熱量を使用)					
境界条件	<u>.</u>	床版支持	5間隔2.5mとし、鉛直方向を固定	ミとした.				

表4.3.2 材料特性および荷重

※1:日本コンクリート工学会,マスコンクリートのひび割れ制御指針2006を参考に決定,コン クリート・地盤・岩盤の露出面:14,シート:6,合板:8,日射による影響は無視した.

	3時間	1日	3日	7日	28日	91日
弹性係数 (N/mm²)	27,300	23,700	25,800	35,000	38,100	41,100
圧縮強度 (N/mm²)	31.3	38.6	48.6	51.0	60.8	67.6

表4.3.3 超速硬コンクリートの弾性係数および圧縮強度



図4.3.3 外気温度(気象庁 富士観測地点 H20.3.10 14:00 基準)



図4.3.4 超速硬コンクリートの発熱量

(2) 水和熱による発生応力

超速硬コンクリートは、水和熱の上昇開始とともに膨張し、1.5時間程度で硬化し始める.その後、温度が降下する際に、既設床版によって収縮が拘束されることにより、増厚端部に鉛直方向のそり上がり(引張応力)が生じる結果となり、打込み・締め固め終了から3.5時間後に最大約0.5N/mm²の引張応力度が生じる(図4.3.2).したがって、増厚端部の付着強度が低いと、コンクリートの水和熱による反り上がりで、界面はく離が助長される.





(3) 活荷重による発生応力

FEM解析は、橋軸方向の輪荷重載荷部を中心とした対称モデルとし、輪荷重216kN(接地面積 500×200)を載荷させた.鉛直界面が剥離している場合、施工目地部の水平界面に発生する引張 応力は、0.6N/mm²、せん断応力は0.6~0.9N/mm²となった(図4.3.3、図4.3.4).







図4.3.4 輪荷重作用による発生応力度分布

4.4 まとめ

第4章では、上面増厚の施工目地部の施工条件に起因する付着強度の低下の要因について、実 橋の付着強度の低下に及ぼす施工条件を床版供試体製作で摸擬し、供試体製作において実橋の施 工条件でお主に要素試験での検討を行った.検討の結果、以下の知見が明らかとなった.

- (1) 上面増厚床版の施工目地部では,既設床版切削後の研掃が十分に行えないことや,コンクリー トフィニッシャー端部の SFRC 層の締固め不足が生じることから,付着強度の低下や強度発 現にバラツキが大きくなるなど施工品質の低下に伴って早期劣化が生じやすい.
- (2) 既設 RC 床版に貫通ひび割れが存在する場合,貫通ひび割れ場合に比べて,早い段階から上面 増厚後に付着はく離を生じる可能性がある.
- (3) 上面増厚界面の端部に接着剤を塗布した領域では、はく離が生じなかったため、付着強度を高めて早期劣化を抑制する効果がある.
- (4) 実験において、施工目地部にアンカーのみや CFRP 格子筋を設置した場合、脱型枠後に施工 目地部にジャンカ状の変状が確認されたことから、端部の締固めが不足する可能性があり、 それが付着強度を低下させる要因となる.

参考文献

- 1) 長谷俊彦,和田圭仙,後藤昭彦;上面増厚床版における劣化要因の検証と耐久性向上対策の検 討,コンクリート工学, Vol.50,No.3,pp245-253,2012.3.
- 2) 長谷俊彦,和田圭仙,緒方辰男;上面増厚床版における施工目地部の劣化再現実験,コンクリート工学年次講演論文集,Vol.32,No.2,pp1345-pp1346,2010.
- 3) 和田圭仙,長谷俊彦,谷倉泉,松本政徳;鋼繊維補強コンクリートの付着性実験,土木学会第 64回年次学術講演会,V-503,pp1003-1004,2009.9.
- 4) 松井繁之;移動荷重を受ける道路橋RC床版の疲労強度と水の影響について、コンクリート工学 年次講演論文集, Vool.9,No.2,pp627-632,1987.
- 5) 和田圭仙,長谷俊彦,緒方辰男;上面増厚床版における施工目地部の劣化対策効果確認実験, コンクリート工学年次講演論文集, Vol.32,No.2,pp1351-1356,2010.
- 6) 平成19年度 増厚床版の補修対策に関する技術検討 報告書 (財)高速道路技術センター,2008.1.
- 7) 東日本·中日本·西日本高速道路㈱:NEXCO点検要領, 2014.7.

第5章 上面増厚床版における再劣化補修後の実橋調査

第5章では,実橋における上面増厚床版補修後の追跡調査結果について検討を行った.追跡調査は,第2章の2.4.4「上面増厚床版の再損傷における実橋の対策事例」において,実橋の上面増厚補強後のはく離劣化損傷に対する補修事例を取り上げ,補修から数年後の経過に対して実橋調査を行った.

調査対象は、5.1 の「上面増厚のはく離損傷に対する樹脂注入補修後の調査」では、2.4.4(1)に 示した補修対策について、平成14年度に、はく離損傷に対する樹脂注入補修を実施し、補修直後 に実施された床版のたわみ計測や鉄筋のひずみ計測と頻度計測結果との比較を行った.調査は、 補修直後と同様の計測を実施し比較評価を行った.5.2 の「上面増厚床版の上面打換え補修後の調 査」では、2.4.4(2)に示した補修について、上面増厚床版の再劣化損傷に対して増厚補強部を除去 して、既設 RC 床版の上面打換えを行った床版の調査を行った.調査は、床版下面のパネル判定 調査と路面の打音調査を実施し、補強後の経過に対する評価を行った.

5.1 増厚層のはく離損傷に対する樹脂注入補修後の調査

第2章の2.4.4(1)において,補修から7年経過後の追跡調査を行った.上り線の側径間中央断 面を対象として,平成14年度と同様に,荷重車(散水車)を用いた静的載荷試験および供用下の通 行車両荷重を利用した頻度測定(平日24時間)を行い,補修効果の継続性について確認することと した.静的載荷試験時の測定位置および測定断面を図5.1.1に,床版たわみの測定位置を図5.1.2 に示す.また,床版上面の点検ハンマーによるたたき調査及び床版下面の目視による損傷調査を 行い,補修後からの損傷の進行状況について確認を行った.

(1) 調査概要

【静的載荷試験測定項目】

床版たわみ(相対値),鉄筋ひずみ(主鉄筋,配力鉄筋),ひび割れ開口変位(橋軸方向,橋軸直 角方向)

【床版損傷状況調査】

舗装面からのはく離調査、床版下面のひび割れ調査







単位:mm

図 5.1.2 測定断面図

(2) 荷重車両による静的載荷試験結果

静的載荷試験は、図5.1.3に示すNEXCOの維持管理用の散水車を使用して、橋梁上において夜 間交通規制を実施し、写真5.1.1のように荷重車の後輪タンデム軸の前軸を測定断面上に載荷して 行った.以下に床版たわみ、鉄筋ひずみ及びひび割れ開口変位について測定結果を示す.



測定項目	参考值(H14年度)				
全重量	208				
タンデム前輪+タンデム後輪	164				
タンデム後輪	$84 \sim 85$				
タンテ゛ム前輪	83~84				
前輪+タンデム前輪	123				
前輪	40				

図5.1.3 荷重車の諸元



写真5.1.1 載荷車両

床版のたわみについては、橋梁上に車両が通過していない状態を初期値とし、荷重車載荷によって発生したたわみ量を測定した.なお、たわみ計測においてはトラス主構両端の上弦材及び中間に位置する縦桁を不動点と仮定し、その中間部各点の実測たわみ量を相対的に計算した「相対たわみ」で比較を行った.相対たわみにおいて最もたわみの大きく発生した第二走行車線中央に載荷したときの樹脂注入補修前・後と今回測定値(7年経過後)を図5.1.4に示す.

平成14年度の補修時において,床版たわみの減少が確認されていたが,今回調査においても補 修後の床版たわみとほぼ同等の数値を示しており,7年経過した時点においても床版耐荷力の向 上が持続していると考えられる.なお,その他の載荷位置における床版たわみについても,若干 の変化は見られたものの,ほぼ同様の結果が見られていた.



図 5.1.4 床版の相対たわみ分布

鉄筋のひずみについては床版主鉄筋及び配力鉄筋について計測を行い,橋梁上に車両が通過し ていない状態を初期値とし,荷重車載荷によって発生したひずみ量を測定し,鉄筋応力に換算し 比較を行った.最もひずみの大きく発生した第二走行車線中央に載荷したときの樹脂注入補修前・ 後と今回測定値(7年経過後)の主鉄筋応力分布を図5.1.5に示す.主鉄筋の応力分布は,局所的 なひび割れ挙動の影響により,補修後より若干大きな測点も見られたが,載荷直下の測点では, 補修前に比べてかなり小さく補修効果が持続していることがわかった.



第二走行車線中央に車輌中心載荷

図 5.1.5 床版の主鉄筋応力分布

配力鉄筋の応力分布を図5.1.6に示す.配力鉄筋の応力では、補修前後で補修前よりも大きくなっている測点も見られたが、補修後との比較においては、ほぼ同等の値を示しており、床版の耐荷性能は持続していると考えられる.なお、その他の載荷位置における床版ひずみについても、若干の変化は見られたものの、ほぼ同様の結果が見られていた.配力鉄筋のひずみについては、発生応力も小さく、局部的なひび割れの影響または測定誤差の影響も考えられる.



図 5.1.6 床版の配力鉄筋応力分布

下床版のひび割れ開口変位についても,橋軸方向及び橋軸直角方向について計測を行い,橋梁 上に車両が通過していない状態を初期値とし,荷重車載荷によって発生した変位量を測定し比較 を行った.ひび割れの開口変位を測定したところ,今回調査した中で,最も大きな開口変位は, 橋軸方向の床版で0.088 mm,橋軸直角方向の床版で0.024mmであり,いずれも0.1mm以下であ った.橋軸直角方向(主鉄筋方向)における第二走行車線中央に載荷したときの樹脂注入補修前・ 後と今回測定値(7年経過後)を図5.1.7に示す.橋軸直角方向のひび割れ開口変位は,補修前後 で補修前よりも大きくなっている測点も見られたが,補修後との比較においては,ほぼ同等の値 を示している.全体的には,バラツキはあるものの,平成14年度とほぼ同様の測定結果であり, 急速な床版ひび割れ進行の可能性は低いと考えられる.





(3) 供用下の頻度測定結果

補修・補強による効果を確認する方法として,荷重車を用いた静的載荷試験では比較できるデ ータは1つである.これに対し,この頻度測定試験では,平成14年度に実施した頻度測定試験と 同様に大量の交通量のもとで比較評価することを目的として,供用下での頻度測定を実施したも のである.頻度測定を実施した当日の24時間交通量は,走行台数,大型車混入率ともに平成14 年度とほぼ同レベルであったことから,実測データとして問題ない交通量であった.以下に床版 たわみ,鉄筋ひずみ及びひび割れ開口変位について測定結果を示す.

実測値が最大であった既設床版の下側主鉄筋に発生するひずみを図 5.1.8 に示す. グラフ中に は、本調査で測定した結果を青色で示し、平成 14 年度に測定した補修前を黒枠、補修後を赤色で 示している. 7 年経過後の主鉄筋ひずみの発生範囲は図からわかるように、補修直後とほぼ同程 度の値を示しており、静的載荷試験結果と同様の傾向が確認された.



図 5.1.8 床版主鉄筋応力の発生頻度分布

橋軸直角方向ひび割れの頻度測定結果を図 5.1.9 に示す. ここで, 頻度測定時のひび割れ開口 変位は,供用下の車両走行(24 時間測定)によるひび割れの変動幅を表している.橋軸直角方向ひ び割れの頻度測定結果を見ると,床版床版(SL2)の測点では,補修直後と比べて約 2 倍の開口 変位となったが,補修前の開口変位と比べると約 1/2 以下の小さなレベルを維持していた.

また,クラックスケールを用いて,頻度測定箇所で測定した橋軸直角方向の残留ひび割れ幅は, 0.10~0.20mm の範囲であった.樹脂注入補修前後の測定結果(H14 年度)と比較して,次のよう な傾向が明らかになった.橋軸直角方向のひび割れ開口変位については,若干大きくなる傾向も 見られたが,床版2(SL2)では,補修前に比べて概ね1/2のレベルでしかなく,床版剛性の著し い低下を表すような傾向は得られなかった.その他のひび割れ開口変位についても同様の傾向を 示しており,概ね7年前の樹脂注入による補修効果が持続されている傾向が確認できたと考える.



図 5.1.9 ひび割れ開口変位の発生頻度分布

(4) 舗装路面からの浮きはく離に対する調査

床版内部及び上面増厚コンクリート境界面の浮き・剥離を調査するため、点検ハンマーを用い てアスファルト舗装上面からのたたき点検を実施した(写真5.1.2).ただし、時間的な制約もあっ たことから、点検ハンマーによるたたき点検の精度ならびにチョークによるマーキングには、あ る程度の誤差も含まれていると考えられる.写真3に点検ハンマーによるたたき点検状況およびマ ーキング状況を示すとともに、図5.1.10に点検ハンマーによるはく離調査結果を示す.ハンマーを 用いて舗装面(測定断面;6×6m)からたたき点検を実施した結果、1箇所ではく離が推定された. はく離が推定された箇所は、直径約1mであり、調査面積の約2%であったことから、樹脂注入後に おける床版はく離は少なく、現段階での補修効果が継続していると推察される.しかし、交通規 制内で全線の追加調査を行った結果、追越し車線の中央分離帯寄りで、はく離推定箇所が橋軸方 向に点在している状況が把握でき、そのはく離率は調査面積全体(7×30=210m²)の約10%であ り、床版はく離が進行していると推察された.今回の調査範囲については、補修時の樹脂注入量 が少なかった範囲であり、補修前からの浮き及び補修後に樹脂のはく離が進行した可能性が考え られる.



写真 5.1.2 はく離調査状況



図 5.1.10 はく離調査結果



写真5.1.3 床版下面ひび割れ発生状況

測定断面を含むA1~P1間において床版下面からの目視調査を実施した.また,写真5.1.3に示す ように床版下面では,既設床版下面に,亀甲状のひび割れが生じていることが確認されたが,遊 離石灰の滲出や漏水跡は確認されなかったことから,既設床版はそれ程劣化が進展していないも のと推察されるとともに,既設床版防水工が現在でも機能しているものと推察される.床版下面 のひび割れ状況について図5.1.11に示す.静的載荷試験を行った第二走行車線と追越し車線を跨 ぐパネルのひび割れ密度は8.66m/m²,追越し車線のパネルは6.98m/m²であった.平成14年度の 調査精度が不明のため,本調査時との比較が難しいが,ひび割れ密度の増加が大きい箇所は,前 述の静的載荷試験時の床版たわみがやや増加している箇所と合致している傾向が見られた.全体 調査の結果,部分補修痕において,ひび割れ及び漏水している箇所もあった.以上のように,ひ び割れ密度は平成14年度からある程度増加していることが確認された.しかしながら,本調査の 結果からは一般的に使用限界状態と言われる10m/m²以下であり,遊離石灰の滲出や漏水跡も見 られないことから,床版の損進行速度は小さいものと推察される.

また,2020年12月時点の路面状況³⁾において,舗装路面に変状の発生は無く,その補修効果が 維持されていることを確認した.



図 5.1.11 床版下面ひび割れ状況

(5) 調査結果のまとめ

実橋の静的載荷試験および供用下での荷重頻度測定の結果,床版の相対たわみ分布,鉄筋ひず み,ひび割れ開口変位量を,補修直後と7年経過後で比較した結果,以下のことが確認できた.

- 1) 床版の相対たわみ分布は、補修直後と7年経過後ともに、最大たわみが0.5mm程度で、その 分布形状も同じ状態であったため、床版剛性としては、補修後の状態が維持されていると考え られる.
- 2)鉄筋ひずみの計測値より求めた床版の主鉄筋応力では、局所的にひび割れ発生の影響により若 干の増加が認められているが、その増加量は2~3N/mm²と小さい.
- 3) ひび割れ開口変位量の計測値も,補修直後と 7 年経過後ともに最大変位量は橋軸方向で 0.088mm,橋軸直角方向で 0.024mm と小さく,いずれも 0.1mm 以下の幅を維持していた.
- 4)供用下の頻度測定結果において、鉄筋ひずみの発生頻度分布範囲、補修直後と7年経過後で変化がなかった.また、ひび割れ開口変位量の発生頻度分布でも同様に変化がなく、補修効果を 維持しているといえる.
- 5)版下面のひび割れ調査において、樹脂注入補修後に7年経過した時点で、ひび割れ密度は、若 干進展しているものの遊離石灰の滲出や漏水の変状が発生していないことから、劣化の進行程 度は大きくない.

5.2 増厚層の再劣化部に対する打換え補修後の調査

第2章の2.4.4(2)において、上面増厚床版の上部変状に対して、劣化した増厚補強部を除去して、既設 RC 床版の上面打換えを行った床版について、実橋の追跡調査を行った.

(1) 調査概要

実橋調査については、上面打換えを施工してから約4年間経過後の2011年(H23)年に現地調査 を行った.また、2022(R03)年度は、橋梁の点検調書の同じパネル範囲内の添付写真により、机上 の調査を実施した.対象橋梁は、平成18年度に大規模補修工事の上面打換えと全面打換えを実施 している.実橋床版の打替え範囲を図 5.2.1(a)に当時の打換え前の床版下面のパネル判定結果を 図 5.2.1(b)に示す⁴.



P1	1	2	3	4	5	6	/	8	9	10	P2
	В	В	D	E	E	E	Е	E	А	С	
	Е	D	D	D	D	D	D	В	D	D	
	E	В	E	E	E	В	E	E	В	E	

⁽b)平成 17 年度(大規模補修前)

(2) 調査結果

打換え範囲の最も多かった P1-P2 間においては、床版下面に寒冷地特有のスケーリングの跡が 見られるものの、漏水や新たな遊離石灰の滲出は認められなかった.また、舗装面においてもポ ットホールや舗装補修箇所は確認されなかった.図 5.2.1 の上面打換えを実施する前に床版下面 に漏水や遊離石灰が 2 方向に発生する A または B の判定だったパネルについては、約7年経過後 の詳細点検結果は、図 5.2.2 のとおり床版下面および舗装面ともに漏水や大きな変状は発生して いない.また、12年後の詳細点検結果においても図 5.2.3 のとおり床版下面および路面側 6とも に大きな変状は確認されていない.

図 5.2.1 実橋の大規模補修範囲と補修前の床版下面のパネル判定結果 4)

←名古屋方面												
P1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	P2	
	^с а	^с <i>b</i>	D C	E	E	E	E	Ĕd	°e	$^{\sf E} f$		
	E	Е	E	E	E	E	D	С	D	E		
	E	С	E	Е	E	С	E	E	С	Е		

(a) 床版パネル判定結果(打換えから7年経過後)

 $\begin{bmatrix} a r^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a r^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a r^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a r^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a r^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \hat{\tau} h \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a r^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \hat{\tau} h \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a r^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \hat{\tau} h \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a r^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \hat{\tau} h \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a r^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \hat{\tau} h \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} a r^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \hat{\tau} h \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} a r^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \hat{\tau} h \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} a r^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2} \hat{\tau} h \\ h^{2}$

(dパネル)

(*e*パネル)

(fパネル)

(b) 床版下面の状況写真(打換えから7年経過後)



(c) 2016年10月時点の路面状況(東京から名古屋方面に撮影)

図 5.2.2 実橋の上面打換え後の調査結果(打換えから7年経過後)

←名古屋	方面										東京方面→	劣化度
P1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	P2	А
	с _а	°b	° c	D	E	D	E	Еd	°e	${}^{\rm E}f$		В
	E	Е	Е	Е	E	E	E	С	E	Е		С
	E	С	С	D	E	С	D	D	С	Е		D
	-			(d) 令和3	年度:大規	模補修工事	事後12年経	過				E

(a) 床版パネル判定結果(打換えから12年経過後)



(dパネル)

(*e*パネル)

(*f*パネル)

(b) 床版下面の状況写真(打換えから12年経過後)

図 5.2.3 実橋の上面打換え補修後の調査結果(打換えから 12 年経過後)

5.3 まとめ

上面増厚床版の劣化変状に対する補修工法について、樹脂注入工法とビニロン繊維補強コンク リートの実橋の追跡調査を行った.上面打換えの補修から10年以上が経過した床版において、 舗装路面側からの損傷が影響する変状は認められず、健全性を持続していることが確認された. ビニロン繊維補強コンクリートによる上面打換えにおいても一定の延命効果が期待できることを 確認した.

参考文献

- 日本道路公団東京管理局:平成13年度東京第一管理局管内床版補修に関する検討報告書, 2002.3.
- 2) 後藤昭彦・長谷俊彦・緒方辰男・松本政徳;樹脂注入補修を行った上面増厚床版の追跡調 査,コンクリート工学年次論文集, Vol.33,No.2,pp1471-1476,2011.
- 3) <u>https://goo.gl/maps/wD21bALCsELoTqBSA,(参照 2023-02-09)</u>
- 4) 長谷俊彦・田尻丈晴;ビニロン繊維補強コンクリートによる既設 RC 床版の上面打替え補強
 効果,構造工学論文集, Vol.63A,pp1263-1272,2017.3.
- 5) 平成 20 年度 上部断面補修床版の疲労耐久性実験 報告書;高速道路総合技術研究所, 2009.12.
- 6) <u>https://goo.gl/maps/KKbNBGwwPVqnq1WYA</u>, (参照 2023-02-09)

第6章 PC 床版における疲労耐久性評価法の検討

第6章では,NEXCOの高速道路橋のコンクリート床版において,建設では鋼少数主桁橋の採 用で PC 床版が標準床版形式となっていることや,橋梁保全においては,リニューアル工事の床 版取替でプレキャスト PC 床版に取替えることが標準となっており,今後の維持管理ストックの 増加する床版形式であることから,PC 床版の疲労強度に関して,輪荷重走行試験の結果を踏まえ て,検証を行ったものである.

NEXCO のリニューアル工事に適用するプレキャスト PC 床版においては、プレキャスト相互 の接合部の構造について、100 年間の疲労耐久性を有する要求性能を規定しており、筆者らの研 究グループにおいて、輪荷重走行試験による PC 床版の疲労強度の算定法を提案するとともに、 NEXCO の技術基準として性能評価試験法の検討を行った.

6.1 および 6.2 において、プレキャスト PC 床版の疲労耐久性評価方法の検討として、輪荷重走 行試験による PC 床版の疲労破壊性状の検討を行った. 6.1 で実施した RC ループ継手を有する PC 床版の検討で、継手部以外の箇所で疲労破壊する破壊結果が得られたことから、プレキャスト PC 床版の継手部の疲労耐久性に対する評価方法は、PC 床版の疲労破壊結果に基づき、輪荷重走 行試験において 100 年間に相当する等価繰返し輪荷重と等価繰り返し回数の検討を行った.

疲労強度の推定方法は、6.2 から 6.5 において PC 床版の疲労強度の推定方法について、PC 床版の輪荷重走行試験による破壊性状から、押し抜きせん断耐荷力の算定方法と PC 床版の S-N 曲線の提案を行い、100 年間の性能照査の輪荷重荷重と繰返し載荷回数を設定する検討を行った.

6.1 プレキャスト PC 床版の輪荷重走行試験

高速道路橋のプレキャスト PC 床版は, 新名神高速道路の建設時代における検討 ^{1),2)}や土木研究 所と(社)日本橋梁建設協会の共同研究による検討 ³⁾において, 疲労耐久性に関する研究が行われて おり, 図 6.1.1 に示すあご付きのループ状鉄筋継手構造(以下,「RC ループ継手」という.)を標 準としている.床版取替工事においても標準として使用されてきたが,あご付き構造であること によって床版厚が 240mm 以上必要となるため,更新用として床版厚を低減できる図 6.1.2 に示 すあご無しの RC ループ継手構造が開発され, ㈱高速道路総合技術研究所の研究グループによる 長尾らの研究により,あご無しの RC ループ継手構造の床版供試体による輪荷重走行試験が実施 されている ⁴⁾. そのため,本論文においては,長尾らの研究成果に加えて後藤および筆者らの研 究で実施した継手構造を有しない PC 床版の輪荷重走行試験の結果 ⁵⁾を用いて検討を行った.

プレキャスト PC 床版接合部の要求性能について,100 年間の疲労耐久性を有する継手構造の 性能評価方法を検討するため,上記のあご無し RC ループ継手構造による研究結果の整理および, 複数の荷重条件でプレキャスト PC 床版が押抜きせん断破壊するまで輪荷重走行試験を実施し, プレキャスト PC 床版の破壊性状を確認するとともに疲労強度算定方法の検討を行った⁶⁾.

201

6.1.1 継手構造を有する PC 床版

(1) 試験概要 5)

NEXCO 総研における長尾および後藤らの既往の研究で、先行的に RC ループ継手の供試体に よる輪荷重走行試験を実施しており、その試験結果について説明する.対象としたプレキャスト PC 床版供試体は、図 6.1.3 および図 6.1.4 に示す RC ループ継手を有する、長さ 4,300mm、幅 2,800mm、床版厚 220mm の形状寸法の構造となっている.床版供試体のコンクリートは、呼び 強度は、50N/mm²を目標強度とし、床版部は**表** 6.1.1 の配合で、継手部を**表** 6.1.2 の配合として いる.



図 6.1.1 あご付き RC ループ継手構造詳細図 ³⁾



図 6.1.2 あご無し RC ループ継手構造詳細図 ⁵⁾



図 6.1.3 RC ループ継手構造を有する床版供試体:平面図・側面図(NEXCO-N0)⁵⁾



図 6.1.4 RC ループ継手構造を有する床版供試体:横断図(NEXCO-N0)⁵⁾

呼び	スランプ	知母材の	灾氛景	水セメ ント比 (%) 細骨材 率 (%)	細骨材	単位量 kg/m ³				
強度	(cm)	盘 (mm)	(%)		率 (%)	セメ ント (C)	水 (W)	細骨材 (S)	粗骨材 (G)	混和剤 (AE)
50	18	20	4.5	36.0	45.0	431	155	799	984	1.95

表 6.1.1 コンクリートの配合(プレキャスト PC 床版)⁵⁾

表 6.1.2 コンクリートの配合(継手部) 5)

呼び	スランプ	粗骨材の	灾氛景	量 水セメ ント比 (%)	細骨材	単位量 kg/m ³				
強度	(cm)	社(初の) 最大寸法 (mm)	土八重 (%)		率 (%)	セメ ント (C)	水 (W)	細骨材 (S)	粗骨材 (G)	混和剤 (膨張材)
45	12	25	4.5	35.5	41.2	436	162	702	1014	20

プレキャストPC 床版の鉄筋は,橋軸直角方向がD13 を125mm 間隔で配置し,橋軸方向が D19 を150mm 間隔で配置されている.また,エポキシ樹脂塗装鉄筋の付着性能が影響しない ことを確認するため,プレキャストPC 床版部もエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用している.主鉄 筋,配力鉄筋ともにJSCE-E 102-2003 (エポキシ樹脂塗装鉄筋)の規格に適合するSD345 を使 用している.また,PC 鋼材は、 ϕ 23mm のSWPR B 種 (ポストテンション方式)を使用し, 床版厚の中央に250mm 間隔で1 段配置としている.試験開始時におけるPC 床版部分のコンク リートの圧縮強度は65.7N/mm²,接合部間詰部のコンクリートの圧縮強度は43.6N/mm²であっ た.これらの特性値は、3基準供試体の平均値による値である.

(2) 試験方法 5)

試験機は、NEXCO総研所有の移動載荷疲労試験機を使用した.床版供試体の支持条件を**写真** 6.1.1 に示す.**写真** 6.1.1(a)および(b)のように、橋軸方向を単純支持とし、橋軸直角方向は弾性支 持としている.**写真** 6.1.1(c)のように輪荷重走行試験時における端部の浮き上がりを防止する治具 を、支点部に回転拘束を与えないように鋼製支持台上に設置している.試験体の支持間隔は、床 版取替における多主桁を想定して 2,500mm としている.単純支持の 2,500mm は、実橋におけ る連続版の 3,200mm 程度に相当しており、**写真** 6.1.1(d)に示す弾性支持梁は H300×300 にリブ を設けたもので、梁の剛性(断面二次モーメント Ix)は 20,200cm⁴ としている.また、弾性支持 梁と PC 床版の隙間には、無収縮モルタルを充填している.



(a) 供試体の支持状況(左側)



(b) 供試体の支持状況(右側)



(c) 浮き上がり防止治具

)防止治具 (d)弾性支持梁の設置状況 写真 6.1.1 床版供試体の支持状況 ⁵⁾

輪荷重走行試験の載荷方法は,試験荷重が大きくなるため鉄輪を使用している.試験体と鉄輪の間には,コンクリート上面の不陸の影響を小さくするため,軌道装置を配置している.軌道装置は,図 6.1.5 のように床版上面に緩衝用のベニア板,載荷板(鋼製ブロック),ベニア板,鋼板の順に組み合わせて設置している.また,載荷板の大きさは,道路橋示方書に示される大型車後輪に相当する輪荷重の接地面積(200×500mm)と同一としている.軌道の設置状況を**写真** 6.1.2 に示す.



図 6.1.5 輪荷重載荷における軌道装置の構成 5)



(a) 軌道装置 写真 6.1.2 輪荷重載荷位置における軌道装置と載荷板の設置状況⁵⁾

(3) 載荷方法 5)

載荷方法は、単輪(鉄輪)を用いて支持間隔の中央を一定荷重で載荷している. 表 6.1.3 に荷 重載荷ステップを示す. 第1ステップとして耐用年数 100 年相当の 250kN で 10 万回の載荷を 実施し、ひび割れ発生状況、床版たわみ、鉄筋ひずみ、継手部の開き等を測定している. 第1ス テップ終了後、軌道を撤去してから継手部に水を張って 6 時間放置し、漏水の有無を確認して いる.漏水有無の確認後は、水を除去して 12 時間以上乾燥させてから次のステップに進んでい る. 続いて第2ステップは、490kN で破壊予想回数を目標として輪荷重走行試験を実施し、目 標回数を超えても床版が破壊しなかった場合は、押抜きせん断破壊するまで実施することとして いる. この第2ステップは、床版の破壊性状を確認するために実施したものである.

STEP	載荷強度(kN)	載荷回数 (万回)	摘要
1)	250	10	耐用年数 100 年相当
2	490	5.8	ループ継手 破壊まで

表 6.1.3 輪荷重走行試験の載荷ステップ 5)

(4) 計測方法 5)

計測については、疲労試験中の計測は、床版たわみ、鉄筋ひずみ、コンクリートひずみ、継手 部の開き量を測定している.疲労試験の実施途中で、表 6.1.4 に示す項目について、一旦、輪荷 重走行を停止し、静的載荷試験により計測を行った.また、RC ループ継手部とプレキャスト PC 床版の境界部においては、写真 6.1.3 に示す方法で開き量とコンクリート表面ひずみを計測 している.

測定項目	測定方法	測定箇所	測定時期
床版のたわみ 分布	変位計	[支間中央]11 箇所 橋軸方向および橋軸直角 方向	 ・各荷重ステップの所定回数で 計測 ・荷重ステップ毎に 1, 1,000, 10,000,40,000 回,以降は 40,000 回毎に計測,荷重ステップ
鉄筋ひずみ, コンクリート ひずみ	ひずみゲージ	 [輪荷重直下・付近] 約50枚 主鉄筋・配力筋のひずみ 分布 	
ひび割れ性状	パイ型変位計および 目視による調査	[継手部]3 箇所 発生したひび割れの確認	取後の回数
漏水	継手部上面への 水張り	[継手部]	 1回※1,10万回^{※1,破壊直前※2} ※1 軌道を撤去して支間中央に 水張り ※2 軌道を撤去せずに支間中央 以外に水張り.実施回数はたわ みの増加に応じて別途調整.

表 6.1.4 輪荷重走行試験による測定項目 5)





(a) 床版下面の継手部の開き量計測

(b) 床版上面のコンクリートひずみ計測

写真 6.1.3 輪荷重走行試験時の計測状況 5)

計測頻度の載荷位置は,所定の回数において静的載荷試験を実施し,PC床版のたわみ,コン クリートひずみ,鉄筋ひずみ,パイ型変位計の開き等を計測している.各ステップにおける計測 頻度は,N=1回,1000回,10,000回,40,000回とし,以降は40,000回毎と各荷重ステップ の最後の回数に計測を行っている.なお,破壊近くでたわみの増加に変化が見られる場合は,適 宜,静的載荷試験を実施した.静的載荷試験時の載荷位置は,図6.1.6のように継手部中央 (A),継手部近傍(B),プレキャストPC床版部(C)の3箇所としている.静的載荷試験状況および 載荷点A~Cの載荷状況を写真6.1.4に示す.



図 6.1.6 静的載荷試験の輪荷重載荷位置 5)



(a) 載荷点 A

(b) 載荷点 B

(c) 載荷点 C

写真 6.1.4 静的載荷載荷試験の各載荷点状況 ⁵⁾

(5) 試験結果 5)

供用年数 100 年相当である第1 ステップの載荷(250kN)では、繰返し載荷により床版たわみ に若干の差は見られるものの、10 万回までほぼ横ばいで推移している。10 万回後の継手部の 開きも小さく、漏水も確認されていない.この結果から、十分な疲労耐久性を有していることが 確認された.また、破壊性状を確認する第2 ステップの載荷(490kN)では、繰返しの初期段階か ら床版たわみの増加が見られ、破壊近くになるとたわみが急増し、5.8 万回で押抜きせん断破壊 に至ることを確認している.

RC ループ継手を有する PC 床版は,継手部の鉄筋量が多いことと,ループ筋によるコンクリートの拘束効果により,継手部寄りのプレキャスト PC 床版で破壊している.継手ありのプレキャスト PC 床版は,いずれも継手部が弱点とならずに破壊する結果となった.

a) 床版たわみ 5)

図 6.1.7 に床版たわみの経時変化を示す. 第1 ステップの床版たわみは,走行回数に対して微 増しているものの,250kNの10 万回まで概ね傾きは変わらずに推移している. 第1 ステップ終 了時(10 万回時)の A 点載荷時の総たわみは, RC ループ継手で 1.23mm であった. 第2ステッ プでは,破壊性状を確認するため,載荷荷重を第1 ステップの2 倍程度としている. このため, 第2 ステップの初期載荷時(N=1)の床版たわみは,第1 ステップの10 万回後の床版たわみの約 2 倍となっている. 各試験体の A 点載荷時の初期段階時の床版たわみは, RC ループ継手で 2.12mm となった. 疲労試験開始後は床版たわみの増加傾向が続き,押抜きせん断破壊の直前に 急増する結果となった. 床版たわみは,総たわみが 5mm 程度で急増する傾向を示している.



図 6.1.7 床版支間中央たわみの経時変化(RC ループ継手)⁵⁾
b) 鉄筋ひずみ 5)

各載荷点を載荷したときの橋軸直角方向(床版支間方向)の下側鉄筋ひずみ分布を図 6.1.8 に 示す. 第1 ステップの橋軸直角方向の鉄筋ひずみは,走行回数とともに漸増傾向が見られる. 第2 ステップになると,いずれの試験体も下側鉄筋ひずみが 1,000 回以降,減少傾向となって いる. これは,輪荷重の走行に伴って,上側鉄筋付近に水平ひび割れが発生し,鉄筋の負担に変 化が表れている影響と推測される.また,下側鉄筋ひずみは,各試験体ともに載荷点直下が大き く,破壊直前の値は 500~650 μ 程度の引張ひずみが発生している状況が確認されている.





図 6.1.8 橋軸直角方向(床版支間方向)の下側主鉄筋ひずみの経時変化(RC ループ継手) 5)

各載荷点で載荷したときの橋軸方向(床版支間直角方向)の下側配力鉄筋ひずみ分布につい て、図 6.1.9 に示す. 250kN の初期載荷時(N=0)では、B 点載荷時に B 点直下の鉄筋ひずみが 小さく、A 点の鉄筋ひずみが大きい.よって、B 点付近までループ継手部が荷重を負担してい ると推測される.しかし、490kN の初期載荷時では、B 点直下の鉄筋ひずみが大きくなり、他 の載荷点と同様な傾向を示している.載荷点 C では、A 点に比べて鉄筋量が少ないため、発生 ひずみが大きくなっている.



図 6.1.9 橋軸方向(床版支間直角方向)の下側配力鉄筋ひずみ分布 5)

RC ループ継手の鉄筋曲げ加工部に発生するひずみの経時変化を図 6.1.10 に示す. ここでは, 載荷条件の最も厳しいA載荷点における継手部内の鉄筋に発生するひずみの変化を計測している. RC ループ筋の曲げ加工部に発生する活荷重ひずみは約-15 μ, エンドバンド継手の鉄筋先端部に 発生するひずみは,第1 ステップの1 万回で上側鉄筋-18 μ,下側鉄筋 17 μ であり,押抜きせん 断破壊の直前まであまり鉄筋ひずみに変化が見られていない. このことから, RC ループ継手お よびエンドバンド継手ともに,継手部のコンクリートには,割裂力が発生していなかったものと 考えられる.



図 6.1.10 RC ループ継手部(橋軸方向)曲げ加工部の鉄筋ひずみ 5)

c) 継手部の開き量⁵⁾

継手部の開き量について,床版中央の継手部とプレキャスト PC 床版との打継目を跨ぐ位置に パイ型変位計を取り付け,繰返し載荷に伴う継手部の開きを測定した.床版中央のA 点を載荷し た時の走行回数-継手部の開きの経時変化を図 6.1.11 に示す.

各試験体とも、第1ステップ(250kN)は 0.1mm 以下で推移している.第2ステップ(490kN)に なると荷重が増加したことによりやや開きが大きくなるものの、パイ型変位計の値は 0.1~0.2mm の範囲を推移している.また、第1ステップ終了時および第2ステップの押抜きせん断破壊前に 床版上面に滞水して継手部からの漏水の有無を確認したところ、いずれの試験体も漏水は確認さ れず、プレキャスト PC 床版と継手部は一体化しており、打継目の付着切れはほとんど生じない ことが確認されている.



図 6.1.11 継手部の開き量の経時変化(RC ループ継手)⁵⁾

d) ひび割れ発生状況 5)

ひび割れの発生状況は,第1ステップの繰返し載荷では,床版下面の橋軸直角方向のひび割れ の発生が顕著である.継手部は輪荷重の走行直下にひび割れの発生が認められる.床版上面では, 第1ステップの終了時までひび割れの発生は見られていない.

第2 ステップになると、橋軸方向のひび割れの発生が著しくなり、N=1,000 回では概ね亀甲状 にひび割れが発生する結果となっている. N=1 万回になると床版下面の亀甲状ひび割れの進展や 角欠けも顕著となり、N=2 万回では輪荷重の走行に伴う橋軸方向のうねり挙動を示すことが確認 されている. さらに走行試験を行うと、床版たわみの急増とともに、N=5.8 万回で床版の押抜き せん断破壊に至っている. 破壊後に床版下面の押抜きせん断破壊範囲および床版上面の押抜けに よる段差を観察すると、図 6.1.12 に示すように継手部寄りの PC 床版部で押抜きせん断破してい ることが確認されている. また、第1 ステップ終了後の漏水試験の結果、漏水は確認されていな い.







(床版下面)

図 6.1.12 試験終了後の上下面のひび割れ状況 (STEP2_N=58,000) 5)

e) 押抜きせん断破壊後の切断面観察 ⁵⁾

RC ループ継手の切断位置を図 6.1.13 に,各切断面のひび割れ発生状況を図 6.1.14 に示す. 橋軸直角方向断面 B-B は,PC 床版が押し抜けた反対側の継手部に沿って切断している.切 断面を見ると,輪荷重直下の上下鉄筋に沿って水平ひび割れが見られるものの,破壊に伴う押抜 きせん断ひび割れの発生は僅かであった.

橋軸直角方向断面 C-C は、押抜きせん断破壊した PC 床版部の切断面である.輪荷重直下の 上側鉄筋に沿って水平ひび割れが発生している.輪荷重の載荷位置から支点側へ発生している押 抜きせん断ひび割れの角度は当初想定していたせん断破壊面(35.6°)に比べて小さく、28°程度と なった.橋軸方向断面 A-A は、支間中央から 250mm 離れた載荷板端部としている.橋軸方向 の切断面を見ると、輪荷重の走行直下では、上側鉄筋に沿った水平ひび割れが発生し、PC 鋼材 からそれぞれ山形状にせん断ひび割れが発生している.この水平ひび割れとせん断ひび割れの発 生範囲は、PC 床版が押抜けた側で生じており、ループ継手の先で止まっている.これは、ルー プ継手部の剛性が高く、初期載荷などで損傷が発生した北側の床版部に分担が偏ったことによる ものと考えられる.上面の梁状化幅が想定よりも狭くなる結果となった.PC 床版上面の橋軸直 角方向のひび割れは概ね PC 鋼材ピッチで発生しており、梁状化幅が 250mm 程度になってい る可能性が考えられた.



図 6.1.13 プレキャスト PC 床版供試体の切断ライン(RC ループ継手) 5)



図 6.1.14 供試体の切断位置とひび割れ発生状況 5)

(6) 試験結果のまとめ

本研究の結果, RC ループ継手について, PC 床版の高速道路における耐用年数 100 年相当 の荷重を与えても漏水するような貫通ひび割れの発生がなく接合構造界面の開きが小さいこと, PC 床版部で押抜きせん断破壊したことで,継手部の十分な疲労耐久性を有していることが確認 された.ただし,輪荷重走行試験結果において, RC ループ継手に近い個所の PC 床版本体部で 疲労破壊していることから,機械式の継手構造などの場合には,構造の急変箇所において応力集 中などによりひび割れの発生個所が集中する可能性が考えられることから,性能照査の輪荷重走 行試験の評価においては,ひび割れ分散性状について十分に検討する必要があると考えられる.

6.1.2 継手構造を有しない PC 床版

6.1.1 の検討において, RC ループ継手構造を有するプレキャスト PC 床版の輪荷重走行試験に より,継手構造では疲労破壊しないことを確認した. プレキャスト PC 床版の継手部の性能評価 試験について,後藤および筆者らの研究において, PC 床版本体の疲労耐久性を満足する負荷を条 件とすることで性能評価法の検討を実施した.

(1) 試験条件 6)

a)試験体の諸元

新たに製作した3体のPC床版試験体の諸元を表 6.1.5 に示す. NEXCO-N2及び NEXCO-N3 の橋軸方向長さは,既往の輪荷重走行試験で実績の多い4,500mmとした. NEXCO-N1 について は,接合部を有するプレキャストPC床版の試験において,比較対象として使用した試験体(プレ キャストPC床版1,985mm×2枚+接合部330mm=4,300mm)の結果を引用していることにより, 橋軸方向長さが若干異なっている.試験体は,支点部となる両端にハンチを設けるとともに,支 点部にスタッド付き鋼板を接着させて実構造物に近い応力状態とした. スタッド付き鋼板の設置 方法は,鋼板上に高さ5mmのスペーサーを置いてから鋼板の4辺にソールスポンジの枠を設け, 床版を載せた後に,床版に設けた箱抜き部からその隙間にエポキシ系接着剤を充填した.床版の 箱抜き部は,プレキャストPC床版と同じ配合のコンクリートを打込みした.

試験体名称	NEXCO-N1	NEXCO-N2 NEXCO-N3			
床版寸法	2.8 m \times <u>4.3m</u> \times 0.22m	2.8m $ imes$ 4.5 m $ imes$ 0.22 m			
床版支間	2.5m				
PC 鋼材	SBPR B 種 φ 23				
PC 定着種類	ポストテンション1段配置				

表 6.1.5 プレキャスト PC 床版試験体諸元

試験体の形状寸法は、PC 床版の統一的な輪荷重走行試験方法とすることを目的として、厚さ 0.22m は NEXCO3 社で標準としている RC ループ継手を使用した場合の最小床版厚とした.床 版支間長は床版厚 0.22m に対して、既往の研究 4)における PC 床版の押抜きせん断破壊面の角度 から、載荷板端部の床版上面から PC 鋼材下面までを 36°、それより下を 10°とした時にハンチ にひび割れがかからない支間長として 2.5m を設定した.試験体は、道路橋示方書 7)に規定される 床版の設計曲げモーメントにより、単純版の支間 2.5m と同等の発生曲げモーメントとなる連続 版の支間 3.2m として設計している ⁸. なお、床版取替を行う橋梁の床版支間長は、日本道路公団 の「標準桁配置および床版標準設計」(昭和45年4月の内部通知から平成2年7月設計要領巻末 資料まで規定されている(平成10年4月改定で削除))から2.0m~3.8mと想定され,その支間長 の範囲での設定とした.橋軸直角方向の幅2.8mは,大きくなると国内の各研究機関が所有する 移動載荷疲労試験機で試験可能な試験機が限られてしまうため,床版支間長から最小となる幅で 設定した.



図 6.1.15 プレキャスト PC 床版配筋図(単位:mm)

また、PC 鋼材は ϕ 23mm の SBPR B 種(ポストテンション方式)を使用し、橋軸直角方向に床 版厚の中央に 250mm 間隔で 1 段配置とした. 導入プレストレス力は 311.6kN とし、NEXCO-N1 は材齢 9 日(圧縮強度 60.2N/mm²)、NEXCO-N2 は材齢 5 日(圧縮強度 53.5N/mm²)、NEXCO-N3 は材齢 6 日(圧縮強度 52.5N/mm²)にそれぞれプレストレスを導入した. 通常、床版取替で使用す るプレキャスト PC 床版では、PC 鋼より線 SWPR7BL 1S15.2 をプレテンション方式で使用して いるが、プレテンション方式の場合、部材の端部より 65 ϕ 区間(1S15.2 の場合 988mm)でプレス トレスが二次放物線で分布することになるため、定着長を考慮して試験体幅を広く設定する必要 がある.そこで、疲労試験機の制約などにより、実物大の床版厚さの供試体を試験機に設置する ことが可能なように、ポストテンション方式を採用することで、端部のプレストレス導入ロスを 解消することとし、試験体幅を極力抑えることとした.また、PC 鋼より線の場合、セット量によ り有効プレストレスのばらつきが大きくなることが懸念されるため、プレストレス量の調整がし やすい PC 鋼棒をネジ式定着して使用することとした.試験体の配筋図(橋軸方向長さ 4.5m の試 験体)を図 6.1.19 に、PC 床版のコンクリートの試験開始時の材齢、圧縮強度及び静弾性係数を表 6.1.6 に示す.

試験体名称(略称)	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm²)	静弹性係数 (kN/mm²)
NEXCO-N1(N1)	113	78.4	43.8
NEXCO-N2(N2)	147	63.0	34.4
NEXCO-N3(N3)	68	64.1	34.0

表 6.1.6 PC 床版コンクリートの試験開始時の材齢, 圧縮強度及び静弾性係数

b)載荷方法

試験機は、弊社の移動載荷疲労試験機を使用した.本試験機は、クランク式の移動載荷試験機であり、最大支間 6.0m までの供試体での疲労試験が可能で、移動載荷時の最大荷重は鉄輪を 1 輪載荷した状態で 490kN となる.

本試験では、支間中央に 500mm×200mm の載荷ブロックを一列に並べた軌道上を幅 500mm の鉄輪で移動載荷範囲±1.5m を往復載荷した.支持条件は床版支間 2.5m で単純支持し、橋軸方向の端部は弾性支持とした.橋軸方向の弾性支持は、断面計算により供試体が無限に長いとみな せる長さの床版と比較して同様のたわみとなるような剛性をもつ H 型鋼材を横梁として用いた. 試験体は、支点部に回転拘束を与えないように、端部の浮き上がりを防止する治具を用いて支持 桁に固定した.試験体の設置状況を写真 6.1.12 に示す.



写真 6.1.12 試験体設置状況

載荷条件は、まず、第1ステップでRC床版における耐用年数100年相当¹⁸⁾の載荷を行い、第 2 ステップ以降は更に荷重を増加させて、破壊するまで繰返し載荷を行った.また、第2ステッ プ以降の荷重条件は、各試験体でパターンを変えて実施し、表 6.1.7 に示すように NEXCO-N1 は 490kN を 2.09 万回載荷したところで押抜きせん断破壊、NEXCO-N2 は 400kN を 10 万回載荷 し、その後 450kN を 121.8 万回載荷したところで押抜きせん断破壊、NEXCO-N3 は 400kN を 327.6 万回載荷したところで押抜きせん断破壊した.

試験体略称	STEP	載荷荷重 (kN)	走行回数 (万回)	累計走行回数 (万回)
N1	1	250	10	10
NI	2	490	2.09	12.09 ※破壊
N2	1	250	10	10
	2	400	10	20
	3	450	121.8	141.8 ※破壞
N3	1	250	10	10
	2	400	327.6	337.6 ※破壞

表 6.1.7 各ステップの載荷荷重と走行回数

c) RC 床版の耐用年数 100 年相当の載荷条件設定

試験結果から推定される疲労強度について考察を行う. RC 床版の耐用年数 100 年相当の載荷 荷重及び載荷回数を算出するため,まず, RC 床版の高速道路における 1 年間の軸重計データの 等価繰返し回数を適用した.

1年間の等価繰返し回数 N_{eq} は、高速道路の軸重計データのうち、2005年の軸重データから最 も平均軸重の重い東名高速道路日本平のデータから換算を行うこととした.ここでは、タイヤの バースト荷重を超過するような誤計測となる結果は排除している.使用した軸重計データは 2.5 で示した表 6.1.8(第2章2.5(4)の表 2.5.6 と同じ)の東名高速道路の本線軸重計データを用いた. この時、等価換算の基本輪荷重(載荷荷重) P_0 は、国内の試験機の載荷能力を考慮して 2005年東名 高速道路日本平軸重計で計測されたデータの最大値(中心軸重 53.5tf/2 輪=26.75tf/輪)と同等 程度の 250kN に設定した.そして、1年間の等価繰返し回数 N_{eq} は式 (6.1.1)により算出した⁹.

$$N_{eq} = C_2 \cdot N_T \alpha \tag{6.1.1}$$

ここに,

$$C_2 = \int_0^{P_{max}} \left(\frac{P}{P_0}\right)^m p(P) dP$$

C2:輪荷重の大きさの換算係数

NT:1年間の通行回数

m:S-N曲線の傾きの逆数の絶対値(RC 床版の 12.76)を使用)

P: 任意の輪荷重

*P*₀:基本輪荷重(2005年東名高速道路日本平軸重計データの最大輪荷重と同等程度の250kN) *p*(*P*):輪荷重に関する確率密度関数

α:軸重計計測データの一部欠測に伴う実交通量への補正率(交通量計測設備による計測台数/軸 重計による計測台数=1.15)

Neq = 9.563×10-7×8,226,096×1.15 = 9.05 回/年

以上より, RC 床版の高速道路における 250kN/輪の1年間の等価繰返し回数は 9.05 回/年と なる.ここに,水の影響により疲労寿命はおおよそ 100 倍程度低下するものと考え^{9,10},100 年 相当の載荷回数を算出すると,9.05 回/年×100 倍×100 年=90,500 回となる.この回数を切上 げ,輪荷重走行試験による 250kN/輪×10 万回の載荷を RC 床版の耐用年数 100 年相当の載荷条 件として設定した.

	中心	軸重計測	値		中心	軸重計測	値
軸重範囲	軸重	軸数	分布密度	軸重範囲	軸重	軸数	分布密度
	(<i>P</i>)	(<i>n</i>)	$p(P)=n/\Sigma n$		(<i>P</i>)	(<i>n</i>)	$p(P)=n/\Sigma n$
0.0 tf \sim 1.0 tf	$0.5 ext{ tf}$	1,207	0.0001467	$30.0~{ m tf}~\sim~31.0~{ m tf}$	$30.5 \mathrm{tf}$	37	0.0000045
$1.0~{ m tf}~\sim~2.0~{ m tf}$	$1.5 \mathrm{~tf}$	85,776	0.0104273	31.0 tf \sim 32.0 tf	$31.5 \mathrm{~tf}$	35	0.0000043
$2.0 \ {\rm tf} \sim 3.0 \ {\rm tf}$	$2.5 ext{ tf}$	589,842	0.0717037	32.0 tf \sim 33.0 tf	$32.5 \mathrm{~tf}$	24	0.0000029
$3.0 \ { m tf} \sim 4.0 \ { m tf}$	$3.5 \mathrm{~tf}$	1,474,888	0.1792938	33.0 tf \sim 34.0 tf	$33.5 ext{ tf}$	26	0.0000032
$4.0~{ m tf}~\sim~5.0~{ m tf}$	$4.5 ext{ tf}$	1,715,448	0.2085373	34.0 tf \sim 35.0 tf	$34.5 ext{ tf}$	12	0.0000015
$5.0~{ m tf}~\sim~6.0~{ m tf}$	$5.5 ext{ tf}$	1,443,993	0.1755380	35.0 tf \sim 36.0 tf	$35.5 \mathrm{~tf}$	5	0.0000006
$6.0~{ m tf}~\sim~7.0~{ m tf}$	$6.5 ext{ tf}$	964,653	0.1172674	36.0 tf \sim 37.0 tf	$36.5 \mathrm{tf}$	5	0.0000006
7.0 tf \sim 8.0 tf	$7.5 \mathrm{~tf}$	675,002	0.0820562	37.0 tf \sim 38.0 tf	$37.5 \mathrm{tf}$	5	0.0000006
$8.0~{ m tf}~\sim~9.0~{ m tf}$	$8.5 \mathrm{~tf}$	480,928	0.0584637	38.0 tf \sim 39.0 tf	$38.5 \mathrm{tf}$	3	0.0000004
9.0 tf \sim 10.0 tf	$9.5 \mathrm{~tf}$	361,956	0.0440009	39.0 tf \sim 40.0 tf	$39.5 \mathrm{~tf}$	3	0.0000004
10.0 tf \sim 11.0 tf	$10.5 \mathrm{~tf}$	215,058	0.0261434	40.0 tf \sim 41.0 tf	$40.5 \mathrm{tf}$	1	0.0000001
11.0 tf \sim 12.0 tf	$11.5 \mathrm{~tf}$	109,527	0.0133146	41.0 tf \sim 42.0 tf	$41.5 \mathrm{~tf}$	1	0.0000001
12.0 tf \sim 13.0 tf	$12.5 \mathrm{~tf}$	46,851	0.0056954	42.0 tf \sim 43.0 tf	$42.5 \mathrm{~tf}$	2	0.0000002
13.0 tf \sim 14.0 tf	$13.5 \mathrm{~tf}$	21,661	0.0026332	43.0 tf \sim 44.0 tf	$43.5 \mathrm{~tf}$	1	0.0000001
14.0 tf \sim 15.0 tf	$14.5 ext{ tf}$	12,369	0.0015036	44.0 tf \sim 45.0 tf	$44.5 \mathrm{tf}$	0	0.0000000
15.0 tf \sim 16.0 tf	$15.5~{ m tf}$	7,069	0.0008593	45.0 tf \sim 46.0 tf	$45.5~{ m tf}$	1	0.0000001
16.0 tf \sim 17.0 tf	$16.5 \mathrm{~tf}$	4,676	0.0005684	46.0 tf \sim 47.0 tf	$46.5 \mathrm{tf}$	2	0.0000002
17.0 tf \sim 18.0 tf	$17.5 \mathrm{~tf}$	4,050	0.0004923	47.0 tf \sim 48.0 tf	$47.5 \mathrm{~tf}$	0	0.0000000
18.0 tf \sim 19.0 tf	$18.5 \mathrm{~tf}$	2,656	0.0003229	48.0 tf \sim 49.0 tf	$48.5 ext{ tf}$	0	0.0000000
19.0 tf \sim 20.0 tf	$19.5 \mathrm{~tf}$	2,108	0.0002563	49.0 tf \sim 50.0 tf	$49.5 \mathrm{tf}$	1	0.0000001
$20.0~{\rm tf}~\sim~21.0~{\rm tf}$	20.5 tf	1,692	0.0002057	50.0 tf \sim 51.0 tf	$50.5 \mathrm{tf}$	1	0.0000001
21.0 tf \sim 22.0 tf	$21.5 \mathrm{~tf}$	1,346	0.0001636	51.0 tf \sim 52.0 tf	$51.5 \mathrm{tf}$	0	0.0000000
22.0 tf \sim 23.0 tf	$22.5 \mathrm{~tf}$	990	0.0001203	52.0 tf \sim 53.0 tf	$52.5 \mathrm{tf}$	0	0.0000000
23.0 tf \sim 24.0 tf	$23.5 ext{ tf}$	783	0.0000952	53.0 tf \sim 54.0 tf	$53.5 \mathrm{tf}$	2	0.0000002
24.0 tf \sim 25.0 tf	$24.5 ext{ tf}$	537	0.0000653	54.0 tf \sim 55.0 tf	$54.5 \mathrm{tf}$	0	0.0000000
$25.0~{ m tf}~\sim~26.0~{ m tf}$	$25.5 \mathrm{~tf}$	331	0.0000402	55.0 tf \sim 56.0 tf	$55.5 \mathrm{tf}$	0	0.0000000
26.0 tf \sim 27.0 tf	$26.5 ext{ tf}$	218	0.0000265	56.0 tf \sim 57.0 tf	$56.5 \mathrm{tf}$	0	0.0000000
27.0 tf \sim 28.0 tf	$27.5 \mathrm{tf}$	137	0.0000167	57.0 tf \sim 58.0 tf	57.5 tf	0	0.0000000
$28.0~{ m tf}~\sim~29.0~{ m tf}$	$28.5 ext{ tf}$	91	0.0000111	58.0 tf \sim 59.0 tf	$58.5 \mathrm{tf}$	0	0.0000000
29.0 tf \sim 30.0 tf	$29.5 ext{ tf}$	86	0.0000105	59.0 tf \sim 60.0 tf	$59.5 \mathrm{tf}$	0	0.0000000
				合 計		8 226 096	1.0000000

表 6.1.8 高速道路の本線軸重計データ(東名高速道路 2005 年上り線)4)



図 6.1.16 2005 年東名高速道路日本平の軸重分布及び分布密度 4)

d)測定方法

各試験体について、挙動を確認するため床版たわみ、鉄筋ひずみ及びコンクリートひずみ等を 測定した.たわみの測定位置を図 6.1.17 に示す.輪荷重走行試験の所定の回数において静的載荷 試験を実施した.各ステップにおける計測頻度は、N=1回、1,000回、10,000回、40,000回とし、 以降は 40,000回毎と各荷重ステップの最後に計測した.静的載荷試験時の載荷位置は、RC ルー プ継手を有する輪荷重走行試験の図 6.1.6と同様に、床版中央(A)、中央から 300mm の位置(B)、 中央から 900mm の位置(C)の 3 箇所とした.



図 6.1.17 たわみの測定位置

(3) 試験結果

a)走行回数に対する床版たわみの推移

床版中央載荷した時の走行回数と床版中央(Dx-4)のたわみの関係を図 6.1.18~図 6.1.19 に示す. 図 6.1.18 は載荷回数 26 万回までを拡大した床版たわみを,図 6.1.19 は全ての載荷回数の床版 たわみを示す.

各試験体の第1ステップの床版たわみは,走行回数に対して微増し,250kNの10万回まで概 ね同様な傾向を示している.第1ステップ終了時(10万回時)のA点載荷時の総たわみは, NEXCO-N1が1.13mm, NEXCO-N2が1.29mmであり,大きな違いはなかった.また,活荷重 たわみと残留たわみを比較しても,概ね同様な傾向を示していた.更に載荷荷重の同じ第2ステ ップの400kNの10万回まで同程度の値で推移した. 押抜きせん断破壊に至るまでの各試験体の床版たわみを比較すると、N1 は総たわみが 5mm 程度(活荷重たわみ 3mm 程度), N2 及び N3 は総たわみが 6mm 程度(活荷重たわみ 4mm 程度)にな るあたりから床版たわみが急増し破壊に至っており、荷重の大きい N1 のみ若干小さいたわみか ら破壊に至る傾向がみられた.



図 6.1.18 A 載荷点 床版中央のたわみの経時変化(Dx-4 載荷荷重比較 26 万回まで)



図 6.1.19 A 載荷点床版中央のたわみの経時変化(Dx-4 全体)

b)床版上下面のひび割れ状況

試験体の床版上下面のひび割れ発生状況について比較を行った.破壊後の床版上下面のひび割れ発生状況を図 6.1.20 から図 6.1.22 に示す.

N2 及び N3 試験体の床版上下面のひび割れ発生状況並びに進展状況から, PC 床版における床版上下面のひび割れの発生順序及び破壊までの挙動は以下の過程をたどると考えられる.

- ① 第1ステップ (250kN) では,最初に床版下面に橋軸直角方向のひび割れが発生し, その後,橋軸方向にもひび割れが発生し始める.
- ② 第2ステップ(400kN)の10万回の時点では、床版下面のひび割れが亀甲状になり始める。
- ③ 第2ステップ(400kN)の10万回以降および第3ステップ(450kN)の載荷では、 ひび割れがさらに増加して、角欠けが顕著になり始める.
- ④ 床版上面に梁状化を示す橋軸直角方向のひび割れが発生し始めると、輪荷重の走行 に伴い、床版下面にうねり挙動が見られるようになる。
- ⑤ さらに繰返し載荷を行うと、梁状化に伴う床版下面のうねり挙動も著しくなり、最終的には床版たわみの急増とともに、押抜きせん断破壊に至る.

なお、N1 については、第2ステップ(490kN)に荷重を上げた時点より、図 6.1.20 のひび割れの 発生順序及び破壊までの挙動の過程について以下に説明する. ②段階で床版下面のひび割れが亀 甲状になり始め、第2ステップ 1,000 回で床版側面から進展する数本の上面ひび割れが確認され た. 第2ステップ 2 万回になると、③段階では、ひび割れがさらに増加して角欠けが顕著になり 始め、その後、④段階でうねり挙動が発生し、第2ステップ 2.09 万回で押抜きせん断破壊に至る 急激な挙動を確認した.





図 6.1.20 床版上下面のひび割れ状況(NEXCO-N1)



(a) 床版上面



図 6.1.21 床版上下面のひび割れ状況(NEXCO-N2)



(a) 床版上面



図 6.1.22 床版上下面のひび割れ状況(NEXCO-N2)

c) 床版切断面のひび割れ状況

輪荷重走行試験終了後,押抜きせん断破壊した床版を切断し,切断面のひび割れ状況を観察した.床版切断面のひび割れ状況を図 6.1.23 に示す.試験体の切断面のひび割れ発生状況の主な特徴は次のとおりである.



図 6.1.23 床版切断面のひび割れ状況

(切断面のひび割れ発生状況の特徴)

- ① 床版中央の橋軸直角方向断面(C-C)断面)を見ると,既往のRC床版と同様に輪荷重の走 行範囲には,上側鉄筋に沿って水平ひび割れが発生している.
- ② 載荷板端部から支点側へ発生している押抜きせん断ひび割れは、下側鉄筋に沿って下面の かぶりコンクリートのはく離破壊を生じ、ハンチ部手前で押抜けている場合と、下側鉄筋 に沿ったひび割れがハンチ部まで進展する場合があった.これは、既往のRC床版に比べ て、下側の橋軸方向鉄筋を床版内側に配置した影響が推測される.
- ③ 押抜きせん断破壊面の角度は, 2.2.4 の図 2.2.15 に示す 4m 支間床版の既往の研究で確認 された角度(36°)よりも小さく, 20~26°の範囲であった.
- ④ 橋軸方向の切断面(A-A 断面)を見ると,押抜きせん断破壊した範囲において,断面中央の PC 鋼材と上側,下側鉄筋が山形状の斜めひび割れで繋がる状況が確認された.
- ⑤ 橋軸方向の切断面(A-A 断面)を見ると,床版上面側は,最小で圧縮鉄筋間隔(125mm) 程度にひび割れが発生しているが,床版下面は最小で PC 鋼材間隔(225~250mm)程度 にひび割れが発生しており,既往の研究から想定される梁状化幅よりも狭い結果となった.

本試験は、ほぼ同一の試験体の結果であり、その他にも荷重条件、ハンチ形状、床版支間長、 PC 鋼材の径・間隔などのパラメータで破壊性状が異なる可能性も考えられる.特に、今回製作し た試験体は、PC 鋼棒 SBPR B 種 φ23 をポストテンション方式で使用し、シースは φ35 であり、 通常床版取替で使用される PC 鋼より線 SWPR7BL 1S15.2 に対して倍以上の径であったことが ④、⑤のような PC 鋼材を起点としたひび割れ形状となった要因の可能性がある.

また,荷重の一番大きい N1 のみ, 圧縮側鉄筋部分の水平ひび割れ範囲が広く(C-C 断面 a)), 圧縮鉄筋部分で二層化している. 第 2 ステップの 490kN は荷重が大きく床版のうねりが大きく なるため, 圧縮側鉄筋部分ではく離して二層化し, 脆性的に早期に破壊に至った可能性があり, 3.1 に示した N1 の床版総たわみ及び活荷重たわみが他の試験体に比べて若干小さい値から急激 に破壊に至った傾向も, その影響によるものと考えられる. PC 床版の共通的な破壊性状を把握 するために, 今後も試験データの蓄積が望まれる.

6.2 PC 床版の押抜きせん断耐荷力算定式の提案

本研究では、PC 床版の梁状化した押抜きせん断耐荷力(*Pss*)算定式について、長尾らの研究¹¹⁾ による式(6.2.1)を基にした図 6.2.1 に対して、実際の破壊性状に応じて梁状化幅を PC 鋼材外側の 幅とし、下側鉄筋に沿ってかぶり破壊を生じている状況から、下側鉄筋のダウエル効果である第 2 項を削除し、PC 鋼材付近のひび割れ観察状況の結果から、PC 鋼材のダウエル効果である第 3 項の範囲を調整した式(6.2.2)と PC 床版押抜きせん断力学モデル図 6.2.2 を提案した.

ここで、式(6.2.1)のコンクリートの圧縮領域のせん断破壊抵抗である第1項目を、東山らの提案した PC 床版の押抜きせん断耐荷力式¹²⁾の式(6.2.3)(第2章2.3.4の式(2.3.11)と同じ)のように、プレストレスを導入したコンクリートのせん断強度を直接用いることができるより合理的な式に修正するとともに、6.1.2の図 6.1.23の B-B 断面、C-C 断面に示した実際の破壊性状に応じて梁状化幅を PC 鋼材外側の幅(*sp*+ *øp*)とした.

また,引張側鉄筋上側に沿ってかぶり破壊を生じている状況から,引張側鉄筋のダウエル効果 である第2項目を式(6.2.1)から削除し,PC 鋼材のダウエル効果である第3項目の橋軸方向範囲 を梁状化幅とした(*sp*+ *øp*)の1/2として式(6.2.2)のとおり修正した.式(6.2.2)のPC 床版の押抜き せん断力学モデルを図 6.2.2 に示す.

(長尾らの提案式)

 $P_{SX} = f_{cv} \{ 2(b + 2d_d) \alpha_m x_m \} + f_t \{ 2(b + 2d_d) C_m \} + f_t (n_{pm} \cdot 2C_{pm} \cdot 2C_{pm}) \quad \cdot \quad \cdot \quad (6.2.1)$ (本研究の提案式)

 $P_{SX} = 2f_{cvm}(s_p + \phi_p)x_m + f_t\{n_{pm} \cdot (s_p + \phi_p)/2 \cdot 2C_{pm}\} \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad (6.2.2)$ (東山らの提案式)¹²⁾

 $P_{sx} = 2f_{cvd}(a + 2\alpha_m \cdot x_m)x_d + 2f_{cvm}(b + 2\alpha_d \cdot x_d)x_m + f_t\{2(a + 2\alpha_m \cdot d_m)C_d\}$

 $+ 2(b + 2\alpha_d \cdot d_d + 4 C_d) C_m + f_t(n_{pm} \cdot 2C_{pm} \cdot 2C_{pm} + n_{pd} \cdot 2C_{pd} \cdot 2C_{pd}) \cdot \cdot \cdot (6.2.3)$ $\subset \subset \downarrow \subset,$

xm:主鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視したときの中立軸深さ(mm),

Cai引張側配力鉄筋のかぶり深さ(mm),

npd: せん断破壊領域内にある配力鉄筋方向の PC 鋼材本数

 C_{pd} : せん断破壊領域内にある配力鉄筋方向の PC 鋼材から引張側配力鉄筋までの距離(mm) f_{cv} : プレストレスしたコンクリートのせん断強度(N/mm²)

ferm: 主鉄筋方向のプレストレスを導入したコンクリートのせん断強度(N/mm²)

 $f_{cvm} = f_{cv0} - 2.247(\sigma_{pm} \cdot \sin \theta_m) 2/f_c' + 1.719(\sigma_{pm} \cdot \sin \theta_m)$

fcv0:コンクリートのせん断強度(N/mm²)

fcv0=0.656fc' 0.606, ft: コンクリートの引張強度(N/mm²), f=0.269fc' 2/3,

fc':コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

 $\alpha_m = 1/\tan \theta_m$, θ_m : せん断破壊面の角度 $\theta_m = 1/2 \tan(2 \tau_{cr} \sigma_{pm})$ $\tau_{cr}:$ せん断ひび割れ発生応力度 $\tau_{cr} = 1.005 \sqrt{(f_t 2 + f_t \sigma_{pe})}$, sp: PC 鋼材の配置間隔(mm) $\phi_p: PC$ 鋼材径(ポステンの場合シース径)(mm)



図 6.2.1 長尾らの提案した一方向 PC 床版の押抜きせん断力学モデル¹¹⁾



図 6.2.2 本研究で提案した一方向 PC 床版の押抜きせん断力学モデル

6.3 PC 床版の S-N 曲線の検討

6.2 の式(6.2.2)による *P*_{sx}の算出にあたり,本試験結果に加えて佐々木らの研究¹³⁾の継手なし試 験体(以下,「JASBC-N1」という)及び RC ループ継手試験体(以下,「JASBC-L1」という),久徳 らの研究¹⁴⁾の新しい継手構造(曲げ定着タイプ)を用いた試験体(以下,「PSM-M1」という)の試験 結果を引用した.これらの試験体は,本研究と同様に橋軸直角方向の1方向のみにプレストレス を導入した実物大の PC 床版に対して,押抜きせん断破壊するまで輪荷重走行試験を実施してお り,また,想定される床版支間 2.0m~3.8m の範囲で,最小床版厚 0.22m を下回らない試験体で ある.引用した各試験体の諸元を表 6.3.1 に,*P*_{sx}の算出結果を表 6.3.2 に示す.なお,NEXCO-N1 は荷重が過大であった可能性があるため除外した.

試験体名 称	NEXCO-N2	NEXCO-N3	PSM-M1 ¹⁴⁾	JASBC-L1 ¹³⁾	JASBC-N1 ¹³⁾	
床版寸法	$2.8 \times 4.5 \times 0.22$ m			2.8×4.5×0.23m		
床版支間	2.5m					
PC 鋼材	SBPR B 種 φ 23			SWPR7BL 1S15.	2	
PC 定着種 類	ポストテンション	1段配置	プレテンション1段配置			
接合の有無	な	L	, Ŋ	なし		
破壊までの 載荷荷重・ 回数	250kN:10 万回 400kN:10 万回 450kN:121.8 万回	250kN:10 万回 400kN:327.6 万回	250kN:10 万回 400kN:24 万回 490kN:21.3 万回	階段状荷重漸増 156.9kNから4万 つ段階的に荷重を 372.7kNで破壊	載荷方法により, 「回毎に 19.6kN ず 「増加 392.3kN で破壊	

表 6.3.1 各試験体の諸元

表 6.3.2 Psx 算出結果

供試体名称	基本荷重 P(kN)	E縮領域 抵抗力 (kN)	PC 鋼材 抵抗力 (kN)	Psx (kN)	比率 P/P _{sx}	疲労寿命※ N(回)
NEXCO-N2	450.0	421.1	98.6	519.7	0.866	1,261,389
NEXCO-N3	400.0	424.3	99.7	524.0	0.763	3,279,644
JASBC-L1	372.7	199.0	78.4	277.4	1.344	111,422
JASBC-N1	392.3	236.0	115.1	352.0	1.114	116,112
PSM-M1	490.0	384.4	133.4	517.8	0.946	266,371

※ここで,疲労寿命Nの等価換算回数は,m=7.43で算出した結果である.

RC 床版の S-N 曲線は,作用輪荷重 Pを梁状化した床版の押抜きせん断耐荷力 P_{sx}で除した無 次元荷重値 P/P_{sx}と破壊までの繰返し回数 Nは両対数軸上の直線式式(6.3.1)として表され, PC 床 版も同様と仮定する.

$$log\left(\frac{P}{P_{SX}}\right) = -k \cdot log N + log C \quad \cdot \quad \cdot \quad (6.3.1)$$

ここに、k:S-N曲線の傾き、N:破壊までの繰返し回数(回)、logC:S-N曲線の切片

作用輪荷重 Pを梁状化した床版の押抜きせん断耐荷力 P_{sx}で除した無次元荷重値を S としたと き (S=P/P_{sx}), S-N 曲線の傾き k 及び切片 logC の算出にあたって用いるデータ群を (N_i,S_i) と すると, S-N 曲線の傾き k 及び切片 logC の最小二乗推定値はそれぞれ式(6.3.2), 式(6.3.3)で与え られる ^{15)~17}.

$$k = \frac{\sum_{i=1}^{n} (\log N_i - \overline{\log N}) \cdot (\log S_i - \overline{\log S})}{\sum_{i=1}^{n} (\log N_i - \overline{\log N})^2} \quad \cdot \quad \cdot \quad (6.3.2)$$

$$log C = \overline{log S} - k \cdot \overline{log N} \qquad \cdot \cdot \cdot (6.3.3)$$

$$\Box \subseteq \mathcal{V},$$

$$C = 10^{\log C}$$
$$\overline{\log S} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} \log S_i$$
$$\overline{\log N} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} \log N_i$$

式(6.3.2),式(6.3.3)により S-N 曲線の傾き k及び切片 logCを算出し,算出された S-N 曲線の傾き kにより改めて疲労寿命 N を等価換算し,収束するまで繰返し算出を行った.算出の結果, PC 床版の S-N 曲線は式(6.3.4)で表される.また,松井らの研究で提案している RC 床版の S-N 曲線⁹は式(6.3.5)(第2章の2.3.4で示した式(2.3.2)と同じ)で表され,PC 床版及び RC 床版の S-N 曲線を図 6.3.1 に示す.

(本研究で提案した S-N 曲線式)

$$log\left(\frac{P}{P_{sx}}\right) = -0.13455logN + log5.65$$
 · · · (6.3.4)
(松井 S-N 曲線式)
 $log\left(\frac{P}{P_{sx}}\right) = -0.07835logN + log1.52$ · · · (6.3.5)

この時, PC 床版の S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値は m=7.43 となった.また,相関係数は R=0.917 となり,データ数が少ないこともあるものの,強い相関がある結果となった.なお,本 研究の NEXCO-N2 及び NEXCO-N3 の試験体は,試験開始時の材齢が異なり,特に NEXCO-N3 は材齢 68 日であり乾燥収縮やクリープ等の影響があると思われるものの,プロットした点が得 られた S-N 曲線上にあることから, PC 床版の押抜きせん断耐荷力への影響は小さいものと思わ れる.



図 6.3.1 PC 床版 S-N 曲線案

6.4 RC 床版と PC 床版の疲労耐久性の比較

鋼4主桁鈑桁橋の床版取替にプレキャストPC床版を採用することで,長寿命化の効果を確認 するため、本研究のPC床版の疲労試験結果について、本論文で提案したPC床版の疲労強度算 定式から求めた等価繰り返し回数と、既往のRC床版の試験結果について、既往のRC床版の疲 労強度算定式から求めた等価繰り返し回数により、疲労強度による比較を行った.比較した既往 の試験結果は、「道路橋床版の疲労耐久性に関する試験(国総研資料第28号)」¹⁸⁾のRC8n-1であ る.平成8年道路橋示方書に準じて設計・製作されたRC床版のうち、押抜きせん断破壊に至っ た荷重・回数が最も大きいものを選定した.RC8n-1の床版厚は250mmであり、本研究のPC床 版の220mmに対して30mm厚い.RC8n-1は階段状荷重漸増載荷で試験していることから、比 較のため、一定荷重の等価繰返し回数に換算して比較を行った.ここで、換算に用いるS-N曲線 の傾きの逆数の絶対値mは、本研究のPC床版は7.43、既往研究のRC床版は12.76とした.等 価換算した破壊回数の比較を表 6.4.1 に示す. 等価換算回数による疲労強度の比較の結果, 等価繰返し荷重による比較において, 250kN 換算では本研究の PC 床版が既往研究の RC 床版の 6.37~6.90 倍程度であったが,荷重が大きくなると 400kN 換算では約 80 倍程度, 450kN 換算では約 150 倍程度となり,等価繰返し荷重が大きくなるほど RC 床版に対して疲労劣化速度を抑制する 効果が大きく, PC床版に取替えることで長寿命化の効果が期待できる結果が得られた.

	床版 厚	S-N 傾き	250kN 換算		400kN 換算		450kN 換算	
	(mm)	m	回数(回)	比率	回数(回)	比率	回数(回)	比率
RC8n-1	250	12.76	15,620,363	1.00	38,826	1.00	8,638	1.00
NEXCO-N2	220	7.43	99,431,482	6.37	3,026,303	77.95	1,261,389	146.03
NEXCO-N3	220	7.43	107,755,172	6.90	3,279,644	84.47	1,366,984	158.25

表 6.4.1 既往 RC 床版試験結果との疲労耐久性比較

6.5 耐用年数 100 年間の PC 床版疲労耐久性評価法の提案

(1) 水の影響を考慮した等価繰り返し回数の設定

本研究では全て乾燥状態により試験を行ったが,松井らの研究により,RC 床版では雨水が床版 に浸透することによって疲労劣化が加速することが知られている^{9),10)}. 一方,PC 床版では同様の 研究はほとんど行われていないため知見がないが,RC 床版の劣化促進現象は,コンクリートのひ び割れ内への浸透水がひび割れ面の摩耗を促進させ,セメントペーストと骨材に分離させている ことで発生しているものであることから,本検討では,コンクリートを主材料とする PC 床版に ついても水張状態では RC 床版と同等程度に疲労劣化が促進されるものと仮定した.

ここでは、より厳密に松井らの研究 ⁹で提案している RC 床版における乾燥状態と水張状態の S-N 曲線の倍率を用いて設定した. RC 床版の乾燥状態の S-N 曲線は式(6.5.1)であり、水張状 態の S-N 曲線は式(6.5.2)が提案されている.式(6.5.1)及び式(6.5.2)の S-N 曲線を図 6.5.1 に示 す.

(松井 S-N 曲線式:乾燥状態)

$$log\left(\frac{P}{P_{\text{sy}}}\right) = -0.07835 logN + log1.52 \quad \cdot \quad \cdot \quad (6.5.1)$$

(松井 S-N 曲線式:水張り状態)

$$log\left(\frac{P}{P_{ex}}\right) = -0.07835 log N + log 1.23 \quad \cdot \quad \cdot \quad (6.5.2)$$



図 6.5.1 RC 床版の乾燥状態・水張状態の S-N 曲線

*PIPs*_s=0.50 と仮定した時,乾燥状態では *N*=1,450,330 回,水張状態では *N*=97,349 回となり,水張りの影響による疲労促進倍率は,97,349 回/1,450,330 回=約 1/15 となる.

6.6 で算出した高速道路における 250kN/輪の1年間の等価繰返し回数に,この水張りの影響 による疲労促進倍率を考慮し,100年相当の載荷回数を算出すると,56.6回/年×15倍×100年 =84,900回となる.本研究では,今回の試験方法をPC床版の耐用年数100年相当の疲労耐久性 を有するとみなす性能照査試験方法の1つとして考え,その載荷条件は,上記の載荷回数を切上 げた250kN/輪×10万回とすることを提案した.ただし,水張状態は常時ではないことや,プレ ストレスの導入によりひび割れの発生が制御されることから,PC床版における水の影響につい ては,今後の課題としたい.

6.6 まとめ

本研究の輪荷重走行試験と疲労耐久性の評価に関する検討について,橋軸直角方向のみにプレス トレスを有する一方向 PC 床版に関して検討を行った.橋軸直角方向にプレストレスを導入した PC 床版について,複数の荷重条件で押抜きせん断破壊するまで輪荷重走行試験を実施し,破壊性 状の確認,疲労耐久性の検討及び疲労耐久性評価方法の検討を行った.検討結果のまとめについ て以下のとおりである.

(RC ループ継手を有するプレキャスト PC 床版)

(1) 供用年数 100 年相当である第1 ステップ (250kN)では、繰返し載荷により床版たわみに 若干の差は見られるものの、10 万回までほぼ横ばいで推移している。10 万回後の継手部 の開きも小さく、漏水も確認されなかった。このことから、いずれの試験体も十分な疲労耐 久性を有していることを確認することができた。

- (2) 破壊性状を確認する第2 ステップの載荷(490kN)では、繰返しの初期段階から床版たわみの増加が見られ、破壊近くになるとたわみが急増し、押抜きせん断破壊に至っている.
- (3) RC ループ継手は、継手部の鉄筋量が多いことと、ループ筋によるコンクリートの拘束効 果により、継手部寄りのプレキャスト PC 床版で破壊している.
- (4) RC ループ継手は、継手部が弱点とならずに PC 床版で破壊する結果となった.
- (5)(3)の結果より,機械式継手を評価する場合は,ひび割れ分散性状について十分検討を行う 必要が考えられる.

(継手構造を有しない PC 床版)

- (1) 橋軸直角方向にプレストレスを導入した PC 床版の破壊性状は押抜きせん断破壊であり,床 版下面のひび割れの発生順序及び破壊までの挙動が明らかになったが,断面のひび割れ発生 状況については,荷重条件,ハンチ形状,床版支間長,PC 鋼材の径・間隔などのパラメータ で破壊性状が異なる可能性が示唆され,PC 床版の共通的な破壊性状を把握するために,今後 も試験データの蓄積が望まれる.
- (2) 実際の破壊性状を基に, 橋軸直角方向にプレストレスを導入した PC 床版の梁状化した押抜 きせん断耐荷力算定式を提案し, S-N 曲線について検討した結果, 5 体の試験結果のみではあ るが, R=0.917 の強い相関がある S-N 曲線が得られた.
- (3) RC 床版を対象とした既往の研究を基に, PC 床版の水張りの影響による疲労促進倍率を 1/15 と想定し, PC 床版の耐用年数 100 年相当の疲労耐久性評価指標として載荷荷重 250kN/輪 ×10 万回の輪荷重走行試験を提案した.ただし, PC 床版における水張りの影響については, 今後の研究課題である.

参考文献

- 1) 松井,角,向井,北山; RC ループ継手を有するプレキャスト PC 床版の移動載荷試験,第6 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp149-154,1996.
- 2) 森山,橘,松井,牛島;ループ継手を有するプレキャスト PC 床版接合部の疲労耐久試験, 土木学会第52回年次学術講演会概要集,I-152,1995
- 3) 佐々木保隆, 八部順一, 太田貞次, 内田賢一, 宮崎和彦, 西川和廣; RC ループ継手を有す るプレキャスト PC 床版の輪荷重走行試験, 第1回鋼橋床版シンポジウム講演論文集, pp155-160,1998.11
- 4) 長尾千瑛,広瀬剛;プレキャスト PC 床版継手の疲労耐久性照査試験;プレストレストコン
 クリート工学会第26回シンポジウム論文集,pp.189-192,2017.10
- 5) 後藤俊吾,長谷俊彦,原田拓也,松本政徳,勝呂翔平;更新用 RC ループ継手の輪荷重走行 試験結果,土木学会年次学術講演会,Vol.57,I-370,2020.9.

- 6) 後藤俊吾,長谷俊彦,本間淳史,平野勝彦; PC 床版の疲労耐久性評価方法の提案,構造工 学論文集, Vol.66A,pp762-773,2020.3.
- 7) 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編
- 8) 長谷俊彦,上東泰,安松敏雄:長支間 PC 床版の移動輪荷重走行疲労試験による耐久性評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.259-264, 1999.
- 9) 松井繁之:道路橋床版 設計・施工と維持管理,森北出版, pp.49-51, 2007.
- 10) 松井繁之:移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について、コンクリート工学年次論文報告集, pp.627-632, 1987.
- 11) 長尾千瑛, 舟山淳起, 広瀬剛, 長谷俊彦:既往実験から推測する梁状化した PC 床版の押抜 きせん断耐荷力, 土木学会次学術講演会, Vol.72,I-164, pp.327-328, 2017.
- 12) 東山浩士,松井繁之,水越睦視: PC 床版の押抜きせん断耐荷力算定式に関する検討,構造
 工学論文集, Vol.47, pp1347-1354, 2001.03
- 13) 佐々木保隆,八部順一,太田貞次,内田賢一,宮崎和彦,西川和廣: RC ループ継手を有する プレキャスト PC 床版の輪荷重載荷実験,土木学会 第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文 集,pp.155-160, 1998.
- 14) 久徳貢大,志道昭郎,諸橋克敏:新しい継手構造を適用したプレキャスト PC 床版の疲労耐久 性確認試験,プレストレストコンクリート工学会第 27 回シンポジウム論文集, pp.375-378, 2018.
- Alfredo H-S.Ang, Wilson H.Tang(伊藤學, 亀田弘行監訳, 能島暢呂, 阿部雅人翻訳): 改訂
 土木・建築のための確率・統計の基礎, 丸善株式会社, pp.377-416, 2007.
- 16) 川井豊,阿部忠,木田哲量,高野真希子:道路橋RC床版のS-N曲線に関する一考察,土 木学会 第七回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.263-268, 2012.
- 17) 大倉一郎: 鋼橋の疲労,株式会社東洋書店, pp.80-84, 1994.
- 18) 国総研資料第28号,道路橋床版の疲労耐久性に関する試験,2002.3.
- 19) NEXCO 試験法 442-2019, プレキャスト PC 床版接合部の疲労耐久性試験方法

試験法 442 - 2019

プレキャスト PC 床版接合部の疲労耐久性試験方法

Fatigue durability testing method for joints of precast prestressed concrete deck

1.適用範囲

この試験方法は、プレキャスト PC 床版相互の接合部の実物大供試体を用いた疲労耐久性試験について規定する.

2.引用規格

次に掲げる規格は、この規格に引用されることによって、この規格の規定の一部を構成する.これらの引用規格 は、その最新版(追補を含む)を適用する.

JISA 1138 試験室におけるコンクリートの作り方

JIS Z 8401 数値の丸め方

JISA 1108 コンクリートの圧縮強度試験方法

JISA 1149 コンクリートの静弾性係数試験方法

JISA 5308 レディーミクストコンクリート

3.供試体の製作

供試体は、図1に示すサイズ、表1に示す鉄筋量のプレキャストPC床版2枚を製造業者があらかじめ定めた仕様にて接合したものとする. プレキャストPC床版に使用する材料は、土木工事共通仕様書第8章コンクリート 構造物工の規定に従うものとする. なお、使用するコンクリートはJISA5308(レディーミクストコンクリート) とし、種類は表2のとおりとする. 接合部の幅、施工方法、使用材料等は、製造業者又は施工業者(以下、製造業 者等という.) があらかじめ定めた仕様としなければならない. 接合部の幅の大小は鉄筋配置を調整し、鉄筋本 数、PC配置およびPC本数を変更しない.

供試体製作時の留意点は下記に定めるとおりとする.

- (1) プレキャスト PC 床版のコンクリート打込み後は現場養生とし、水中養生、蒸気養生は行わない.
- (2) プレキャスト PC 床版を PC 鋼棒で緊張する際にずれ止め孔にひび割れが発生する可能性があることから、ず れ止め孔には補強用資材を配置する.
- (3) 接合部の施工は、施工要領書に明記された実際に現場で施工される手順に準拠して行うものとする.
- (4) 供試体の表面は平滑に仕上げるものとし, 輪荷重走行位置に不陸が激しい場合にはグラインダー等により表面 を整える.
- (5) 供試体製作時は作業工程ごとに写真の記録を行うものとする.
- (6) 供試体製作時にはコンクリートの圧縮強度試験用試験体を6体製作しておく.
- (7) 接合部施工時にはコンクリートの圧縮強度試験用試験体を6体製作しておく.

【参考文献 19】 NEXCO 試験法 442-2019



図1 供試体例 (プレキャスト PC 床版)

	表1 配筋	
橋軸直角方向	D13ctc125	上段 16 本, 下段 16 本
橋軸方向	D19ctc150	上段 19 本, 下段 19 本

表 2 プレキャスト PC 床版コンクリートの配合条件

材齢 28 日にお ける圧縮強度 (N/mm ²)	粗骨材の最 大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	セメントの種類
50	20 または 25	8±2.5	4.5±1.5	早強ポルトランドセメント

【参考文献 19】 NEXCO 試験法 442-2019

4.試験方法

供試体は,床版支間 2.5m で単純支持し,橋軸方向には弾性支持する.橋軸方向の弾性支持は,断面計算により 供試体が無限に長いとみなせる長さの床版と比較して同様のたわみとなるような剛性をもつ H 型鋼材を横梁とし て用いる.供試体は,浮き上がりを防止するために回転拘束を与えないように支持桁に固定する.床版供試体上に は 500×200mm の載荷ブロックを一列に並べた軌道上を幅 500mm の鉄輪が往復する,又は,幅 500mm でゴム タイヤ 2 輪が往復するものとする.

載荷荷重及び載荷回数は,乾燥状態で耐用年数 100 年相当となる荷重及び回数を設定して載荷荷重の波形は一 定波形で載荷し,所定の荷重が載荷されることを試験前に確認するものとする.測定は床版支間中央において,接 合部中心から±1mの点及び接合部中心点のたわみ,接合部コンクリートとプレキャスト PC 床版の境界面 2 点の 付着切れ幅とする.測定は試験前,試験中 2 回,試験後の 4 回以上とする.試験中及び試験後に,供試体へのひ び割れの有無を目視で確認する.また,接合部コンクリートとプレキャスト PC 床版の付着切れの範囲を確認す る.

乾燥状態で耐用年数 100 年相当の載荷荷重・載荷回数の走行後,漏水試験を実施する. 図 2 に示す 1.0m×2.0m の範囲にスポンジ等で枠を作り,中を水で満たして 5mm 程度の水深として 6 時間放置後,床版下面からの漏水 の有無を確認する.

5.報告

試験結果の報告には、次の事項を試験様式 442 に記入する.

- (1) 接合方式名
- (2) 接合部施工年月日
- (3) 試験機関名
- (4) 試験年月日
- (5) 供試体の平面図および側面図
- (6) 載荷荷重及び回数(載荷荷重及び回数の設定根拠を添付すること)
- (7) 試験前のコンクリート圧縮強度,静弾性係数
- (8) 時間-たわみ,時間-付着切れ幅の履歴曲線
- (9) 漏水試驗結果
- (10) 目視によるひび割れの有無

第7章 PC 床版の PC 鋼材非破壊検査の車両走行計測に関する検討

本章では,道路橋の PC 床版に配置された PC 鋼材に着目し,路面側から漏洩磁束法により効率的に破断検出できる手法への適用拡大を行うため,車両走行による着磁・計測の効率化・高度化を行うことを目的とした.第7章では,特に PC 床版に配置された PC 鋼材を対象とし,車両走行による漏洩磁束法の適用拡大に向けた着磁・計測実験とその解析結果の適用性について検討を行った.

7.1の「漏洩磁束法による走行計測技術の概要」では、漏洩磁束法による非破壊検査技術の現状 と課題の延べ、車両走行計測の高度化に向けた目的の整理を行った.7.2の「大型電磁石による着 磁計測」では、大型電磁石を用いた漏洩磁束法の着磁・計測についての検討を行った.大型電磁 石をクレーンで吊り上げた状態で人力により移動させて、PC 床版内の PC 鋼材を着磁させる方法 や、着磁後の漏洩磁束の手動計測を行い、PC 床版内部の PC 鋼材の破断検出について、床版供試 体による確認実験を行った.

7.3 の「車両走行計測実験」では、大型電磁石による PC 鋼材の着磁と磁束計測結果を踏まえて、 車両走行計測を行うための計測装置の開発を行い、PC 鋼材の着磁・計測において、着磁の条件や 着磁後の磁束密度分布による破断検出結果を比較検証し、その適用性について検討を行った.車 両走行計測については、プロトタイプの車両走行型試験装置を製作し、大型車両を改造して、大 型電磁石と磁束計測ユニットを搭載し、試験走行ヤードにおいて速度 50km/hr 走行による着磁・ 計測を行った.試験走行は、走行路に設置した床版供試体内に配置した PC 鋼材の種別を変えて、 鋼材破断箇所を模擬し、着磁における大型電磁石移動時の設置高さや着磁電流、着磁回数、走行 速度を比較条件とした.また、磁束の計測結果において、磁束密度変化率による画像処理コンタ ー図を作成し、PC 鋼材破断箇所の特定精度について検証を行った.

7.4 の「車両走行計測の実用化に向けた課題」では,7.1 から7.3 までの検討結果を踏まえて, 漏洩磁束法による PC 鋼材破断検知における車両走行計測技術の実用化に向けた課題整理を行った.

243

7.1 漏洩磁束法による走行計測技術の概要

プレストレストコンクリート構造物内部の PC 鋼材の破断検出を調査する非破壊検査技術については、PC 鋼材を磁化させたのちに磁束密度を計測し、鋼材破断部を特定する漏洩磁束法がある.漏洩磁束法の原理は、PC 鋼材が磁性体であることを利用し、PC 鋼材を磁化 いさせた後に磁気計測を行い、計測で得られた磁束密度の分布状況について、解析処理により磁束密度変化の性状を捉えて破断部の位置を特定するものである.PC 鋼材の非破壊検査法として、これまで、汎用的な鋼材破断検知の可能な非破壊検査装置の開発をはじめ、コンクリート柱専用の簡易型検査装置などの検査技術として開発・実用化され、実装されている.

漏洩磁束法に関して,小型の着磁・計測ユニットの開発 2).3)により,道路橋 PC 桁の主方向 PC 鋼材の計測技術について,試験供試体を用いた研究が進められ 3).4).5),実橋において実装が進め られてきた 6).7).8).小型の着磁・計測ユニットによる着磁・計測は,PC 桁の PC 鋼材の着磁・計 測を目的として開発されたものであり,調査のためには足場などを設置して実施する必要がある. また,PC 床版においても同様に足場を設置した状態で床版下面からの着磁・計測が必要となって いる.

漏洩磁束法については、鉄筋や PC 鋼材の破断位置を特定する非破壊検査法として技術開発されたものである.計測方法は、図 7.1.1(a)と図 7.1.1(b)に示すように PC 鋼材を磁石により着磁させた後に PC 鋼材から発生する磁束を計測し、図 7.1.1(c)または図 7.1.1(d)に示す波形の違いから PC 鋼材の破断箇所を特定することができる.磁性体は、一般に温度依存性を有しており、温度の上昇とともに磁力が減少する特性を有しているが、常温における減少傾向は緩やかであり、炭素 鋼の場合は磁束が急激に減少するキュリー温度は 770℃以上 5 である.そのため、コンクリート内に配置された PC 鋼材が着磁した場合に、コンクリート構造物内の供用下の条件では、保磁力 により残留磁束を一定期間保持することから、着磁後に安定した状態で磁束を計測することが可能である.これまでの既往の研究において、PCT 桁橋や箱桁橋の支間中央部下側やウェブの部分的な範囲で PC 鋼材の破断の有無が特定できることを明らかにしており、部位に対する適用範囲 を示している 8.9.

漏洩磁束法により計測設備を移動させながら PC 鋼材の破断診断を行うためには, PC 鋼材を磁 化させるための着磁装置と着磁と同時に漏洩磁束を検出するための計測装置の工夫が必要となる. 着磁装置は永久磁石あるいは電磁石を使用するが,地上から数 100mm 離れたコンクリート内の PC 鋼材を磁化させるためには,十分強力である必要がある.計測装置は磁束密度を計測するため の磁気センサを搭載するが,さらにエンコーダユニットなど計測位置を記録できるものを備えて いれば,磁束密度の空間分布を評価することが可能になり,より高度な診断が可能となる.

244



図 7.1.1 漏洩磁束法による計測原理



図 7.1.2 走行計測における PC 横締め鋼材の着磁計測方法
また,磁気センサーを多数搭載すれば,広い面積の磁束密度分布が計測可能となる.床版内の PC 鋼材の着磁計測方法は,床版横締め PC 鋼材に対して図 7.1.2 に示す要領で磁石の S-N 極方 向を PC 鋼材の軸方向に配置し, PC 鋼材の軸直角方向に磁石を移動させ着磁させる.磁束計測 は,磁気センサーを PC 鋼材軸方向に多列配置することで,破断箇所からの漏洩磁束の計測が可 能となると考えられる.

本研究では、最初の段階で大型電磁石を用いた着磁装置を開発し手動計測による床版への適用 性を確認し、更に、走行計測技術としての適用性について検討を行った.大型電磁石による計測 技術の適用性の確認では、床版供試体に設置した鋼製シース孔にPC鋼材を挿入して摸擬破断を再 現した.また、PC鋼材種別を変えて着磁および磁束計測結果を比較している.さらに、磁束解析 により破断位置を画像で特定できるように画像処理解析方法について精度確認の検討を行った. 車両走行計測では、開発した着磁・計測装置を試験車両に搭載して50km/hrの走行計測でPC鋼材 の破断を特定するための各種試験条件による比較検討を実施した¹⁰.

7.2 大型電磁石による着磁計測実験

7.2.1 着磁計測実験の概要

(1) 大型電磁石の製作

本研究においては、PC 床版に配置された PC 鋼材を対象とした実験を行うため、写真 7.2.1(a) に示す大型電磁石(寸法:幅 $0.9m \times$ 長さ $2.3m \times$ 高さ 0.8m)を製作した.また、実橋計測を想定 して、舗装路面から 250mm 深さの位置に配置された PC 鋼材を検出対象とすることから、大型 電磁石の定格電力を 220VDC/45.5A とし、電磁石内の温度が 60 °C以上となるのを避けるため通 電率を 75%ED (使用時間 30min /休止 10minサイクル)とした.大型電磁石は、写真 7.2.1 (b)に示すようにヨーク材外面にコイルを巻きつけた状態をコイルケースに梱包したものを製作 した.

(2) 床版供試体の製作

床版供試体は、PC 床版の横締め PC 鋼材の非破壊検査を模擬することから、写真 7.2.2(a)に示 す供試体 A を製作し、その寸法は、長さ $5m \times ia 3m \times kc$ 版厚さ 250mm とした.供試体 A の鋼 材配置については、横方向に平行に鋼製シース(内径 ϕ 45mm)を 9 本配置した.また、鋼製シ ース芯 (PC 鋼材中心)から床版コンクリート上面までの離隔はいずれも 100mm とした.床版コ ンクリート内の鉄筋は SD345 を使用し、橋軸方向に D16@100mm が内側に、横方向に D16@100mm が外側に、かつ上下 2 段となるように純かぶり 30mm を確保して配置した結果、 コンクリート体積当たり 230kg/m³の鉄筋量となっている.さらに、鋼製シース内に挿入する PC 鋼材は,表7.2.1 に示す既設 PC 橋に使用実績のある3種類の鋼材種別で実験を行うこととした. PC 鋼材の破断模擬方法は,挿入する PC 鋼材を一旦切断した後に,写真7.2.2 (b)に示すように鋼 材切断面相互の Gap を設け再現することとした(以下破断 Gap と称す). コンクリートは,呼び 強度 40N/mm² (G_{max}=25mm, W/C=37.6%, s/a=43.9%)を採用し,28 日材齢時の基準強度は 60.2N/mm² であった.なお,実橋の PC グラウトは,セメント系材料による配合¹¹⁾で,充填不 足などが存在すること,既往の研究より,コンクリート材料が磁性体として漏洩磁束法の鉄筋破 断判定に及ぼす影響は少ないことから¹²⁾,本研究では,鋼製シース内にグラウト充填せずに PC 鋼材を交換して比較実験を行った. 図7.2.1 に示す A-1, A-4, A-7 の PC 鋼材については, PC シース直上に横方向の鉄筋が配置されている.



(a) 大型 電磁石



(b)ヨーク材とコイル巻付け

写真 7.2.1 製作した大型電磁石



(a) 供試体 A

(b) 破断 Gap の摸擬状況

写真 7.2.2 供試体 A の製作および実験状況

鋼材種別	仕様
PC 鋼棒	Φ32mm ,B種1号,SBPR930/1080
PC 鋼線	$12\Phi7$ mm , SWPR1AN
PC より線	1S28.6mm, SWPR19L

表 7.2.1 PC 鋼材の仕様



図 7.2.1 PC 鋼材の着磁方向 (供試体 A)

(3) 着磁計測実験

着磁計測実験は、床版内の横方向に配置された鋼製シースの孔内に PC 鋼材を挿入した後に、 **写真** 7.2.3 に示すように供試体上面で大型電磁石をクレーンで吊り下げながら台車上に載せ、走 行方向に人力で移動しながら着磁作業を行った.

磁束計測は,手押しの計測ユニットにより実施した.着磁は,着磁電流を 54A~56A(内部温度により変動)に設定し,着磁作業時の移動速度は約 1km/hr で実施した.なお,大型電磁石の移動方向については,写真 7.2.3 に示すように磁場解析の移動方向と同じ PC 鋼材に対して直角方向とした. 磁束密度の計測状況を写真 7.2.4 に示す.なお,計測器内には磁気センサ 11 個を50mm おきに配置して計測幅は 500mm とした.

PC 鋼材の破断 Gap は,表7.2.2 に示すとおり横方向に配置した PC 鋼材について,PC 鋼棒, PC 鋼線,PC 鋼より線の3種類で実施した.また,PC 鋼材で摸擬した破断 Gap の条件は50mm, 10mm,5mm の3ケースとし,図7.2.2 に示す供試体 A の鋼材配置図の×印の箇所に破断 Gap を配置している.着磁計測条件として,着磁における PC 鋼材中心から大型電磁石下側までの離 隔と,磁気計測における PC 鋼材中心から計測ユニット下面までの離隔は同じ高さ(以下 PC 鋼 材中心からの離隔高さと称す)とし,250mm,200mm,150mm の3ケースで実施した.

ここで、図 7.2.2 に示す横方向の鋼材配置は、コンクリート床版上面と PC 鋼材の間に鉄筋が介 在する場合の PC 鋼材の破断検出能に与える影響を確認することとし、A-1、A-4、A-7 の PC 鋼 材は上段鉄筋の直下に鋼製シースが配置された状態を、その他の A-2、A-3、A-5、A-6、A-8、A-9 の PC 鋼材は、隣接する上段鉄筋間の中央直下に鋼製シースが配置された状態を模擬すること とした.



写真 7.2.3 供試体 A の着磁実験



写真 7.2.4 PC 鋼材の磁束密度計測(供試体 A)

供試体	PC 鋼材	破断		PC 鋼材(×:破断 Gap 有り, ○:健全)							
記号	離隔高 さ	Gap (mm)	PC 鋼棒 ø 32mm			PC 鉀	線 12φ	7mm	PC 鋼より線 1S28.6mm		
	(mm)		A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7	A-8	A-9
	250	50	\times	\times	\bigcirc	\times	\times	\bigcirc	\times	\times	\bigcirc
供試体		50	×	×	\bigcirc	×	×	\bigcirc	×	×	\bigcirc
А	200	10	\times	\times	\bigcirc	\times	\times	\bigcirc	\times	\times	0
		5	\times	\times	\bigcirc	\times	\times	\bigcirc	\times	\times	0
	150	50	×	×	\bigcirc	×	×	\bigcirc	×	×	\bigcirc

表 7.2.2 供試体 A における PC 鋼材の着磁および計測条件



図 7.2.2 供試体 A の鋼材配置および破断 Gap 配置図

7.2.2 着磁計測結果

(1) 計測結果

計測結果について、最初に図7.2.3 に示す PC 鋼棒の計測結果では、PC 鋼材中心からの離隔高 さ200mmにおいて、破断 Gap を 50mm、10mm、5mm と変化させて比較した. コンター図に 示す磁束密度変化率は、測定して得られた2次元の磁束密度を PC 鋼材と並行方向に微分した値 である.また、PC 鋼材が健全な場合の磁束密度変化率の最大値は・0.375µT/mm 以下であるのに 対し、PC 鋼材が破断した場合の最大値はいずれの場合も・0.250µT/mm 以上であることから、PC 鋼材の破断の有無を容易に識別できる.図7.2.4(a)に示す磁束密度分布の計測結果のとおり、PC 鋼材中心からの離隔高さ200mmに対して、PC 鋼棒のA-2の破断 Gap の大きさの比較において、 破断 Gap が 50mm、10mm、5mm の全てのケースで差異はみられなかった.これにより、横方 向 PC 鋼材を大型電磁石で着磁した場合は十分な破断検出精度が得られると考えられる.また、 図7.2.4 (b)に示す破断 Gap が 50mm に対して PC 鋼材中心からの離隔高さが 250mm、200mm、 150mm の全ての試験ケースにおいて、破断 Gap 箇所の全てのケースで磁束密度変化率が高い値 の分布を示した.床版上面と PC 鋼材間に鉄筋を介在する場合においても磁束密度変化率が -0.375µT/mm 以上の値を示し、PC 鋼材破断が十分に検知可能であった.











図 7.2.5 PC 鋼材の磁束密度分布(供試体 A, PC 鋼棒 A-2, 破断 Gap による比較)



図 7.2.6 PC 鋼材への適用範囲イメージ図(横方向 PC 鋼材:供試体 A)

PC 鋼材の A-1 は, PC 鋼材の直上に PC 鋼材に沿った鉄筋が配置されており, A-2 は PC 鋼材 の直上を避けて鉄筋を配置している. 試験結果から, PC 鋼材の直上に鉄筋がある A-1 は, 磁束密 度変化率が A-2 よりやや不明瞭となるが, その差は小さいため, 鉄筋位置によらず PC 鋼材の破 断を高い精度で検出できることが確認された.

試験の結果について、電磁石中心から概ね±600mmの範囲であれば、図 7.2.5 に示すとおり計 測可能な磁束範囲が±300μT以下の範囲内となることが確認された.そのため、大型電磁石を用 いた着磁では、図 7.2.6 に示すとおり電磁石中心から±600mmの範囲、つまり電磁石を中心とし て 1200mm 程度の範囲が破断診断の適用範囲とすることが可能である.また、電磁電流について は、30A の着磁電流により1回着磁で実施した結果、磁極付近の PC 鋼材は強く着磁され計測可 能範囲を超過する結果となったことから、着磁電流を小さくすることが可能である.

以上の結果より,走行計測の試験条件は,着磁離隔,着磁電流,走行速度,破断 Gap,車両 走行計測時の着磁・計測条件により走行計測試験を実施することとした.

7.2.3 PC 床版モデルによる磁場解析

実物大の PC 床版の車両走行計測を想定した場合の適用性について確認するため、大型電磁石 および供試体の部分モデルを作成し、鋼材のヒステリシスを考慮した有限要素法による磁場解析 を実施した. ソフトウェアは、FEM 解析モジュール PHOTO-MAG Ver.7.0000105 64bit で、プ リポストプロセッサ Femap Ver.11.404 を使用した.

磁場解析モデルは、図 7.2.7(a)に示す着磁方向を想定し、図 7.2.7(b)に示すように、大型電磁石 を全体モデルとし、供試体は、演算時間の短縮や対称性を考慮するため、 PC 鋼材破断 Gap を供 試体中心線上で配置して右半分の 2 分の 1 対称モデルとした.磁場空間のモデル化は、図 7.2.8、 図 7.2.9 に示すとおり、大型電磁石の移動空間や磁束密度の測定空間において、電磁石下面の基準 高さから離隔が 25mm、75mm、100mm、125mm の広範囲までモデル化し、大型電磁石と PC 鋼材の位置関係を保った状態で移動する場合の着磁状態を再現することとした.







図 7.2.8 磁場空間のモデル化(横方向)



図 7.2.9 磁場解析横断メッシュ図(横方向)



図 7.2.10 ヒステリシス特性曲線 1)

表 7.2.3 比透磁率

ID	物性名称	比透磁率
1	空気	1.0
2	コンクリート	1.0
3	縦筋	ヒステリシス特性 1
4	横筋	ヒステリシス特性1
5	PC 鋼棒	ヒステリシス特性2
6	PC シース	ヒステリシス特性 3
7	破断 Gap 部	1.0
8	シース内部(充填材)	1.0

特性	対象	特性値	[A/m]
	縦筋	保磁力(Hc)	417
1	および	残留磁化(Mr)	132,113
	横筋	飽和磁化(Ms)	784,548
		保磁力(Hc)	2,109
2	PC 鋼棒	残留磁化(Mr)	273,747
		飽和磁化(Ms)	623,340
		保磁力(Hc)	392
3	PC シース	残留磁化(Mr)	78,782
		飽和磁化(Ms)	610,184

表 7.2.4 ヒステリシス特性値(等方性)

なお、軟磁性材料である鉄筋や PC 鋼材のモデル化については、磁気ヒステリシス特性を解析 に組み込むため、廣瀬らの提案している方法で、Potter と Schmulian の 2 式 ¹³⁾の重ね合わせで 表現する磁気特性モデルを採用した²⁾. この式(7.2.1)は、飽和磁化、残留磁化 、保持力が与えら れた磁性材料において磁場の強さの履歴に応じてマイナーループを含めた磁化のヒステリシス特 性の表現式として Potter と Schmulian により提案されているものであり、ヒステリシス特性が 大きい硬磁性体の表現に適したモデルである¹³⁾. この磁気特性モデルと鉄筋から切り出したリン グ状試料の磁気特性実測値を図 7.2.10 に示す. 解析における磁石動作については、磁石の動きを 細かく刻み、その刻み毎に順に、前述の鉄筋のヒステリシスを引き継いで静磁場解析を行った. また、解析に用いた各材料の比透磁率を表 7.2.3 とし、実測値から近似した鉄筋や PC 鋼材のヒス テリス特性値を表 7.2.4 とした.

$$\frac{M}{Ms} = \operatorname{sgn}\alpha - \alpha \left\{ 1 + \tanh\left(\frac{Hc - H\operatorname{sgn}\alpha}{Hc} \tanh^{-1}S\right) \right\}$$
(7.2.1)

$$M = Ms_1 \left[\operatorname{sgn}\alpha_1 - \alpha_1 \left\{ 1 + \tanh\left(\frac{Hc - H\operatorname{sgn}\alpha_1}{Hc} \tanh^{-1}S_1\right) \right\} \right] + Ms_2 \left[\operatorname{sgn}\alpha_2 - \alpha_2 \left\{ 1 + \tanh\left(\frac{Hc - H\operatorname{sgn}\alpha_2}{Hc} \tanh^{-1}S_2\right) \right\} \right]$$
(7.2.1)

$$S = \frac{Mr}{Ms}, S_1 = \frac{Mr_1}{Ms_1}, S_2 = \frac{Mr_2}{Ms_2}$$

$$\alpha = \pm \frac{1}{1+S}, \alpha_1 = \frac{1}{1+S_1}, \alpha_2 = \frac{1}{1+S_2}$$

$$Mr = Mr_1 + Mr_2, Ms = Ms_1 + Ms_2$$

ここに, 鉄筋の磁化 (*M*),磁場の強さ (*H*),飽和磁化 (*Ms*),残留磁化 (*Mr*),保持力 (*Hc*). 磁場解析結果では、大型電磁石により着磁された PC 鋼材や鉄筋からの磁束密度を図 7.2.11 に 示すような 2 次元平面上での可視化が可能となる. これにより、PC 鋼材の破断 Gap 中央ライン から 25mm 右側の位置に、局所的に磁束密度が急激に上昇する領域を捉え、破断 Gap の有無を 判定できる. さらに図 7.2.12 に示す赤丸で囲う範囲において、PC 鋼材上の磁束密度のみを抽出 して、実測値との比較を行った. 特に、図 7.2.13 に示す破断 Gap 中央ラインを起点とし、 PC 鋼 材端部の磁束密度は、赤丸で囲う範囲において、右側に 200mm までの範囲で増加から減少に転 じており、磁束密度が急激に変化する現象は、実測値と磁場解析値で同様の傾向を示すことから、 大型電磁石を用いた漏洩磁束法による PC 鋼材の破断検出が可能であるといえる.



(電磁石下面からの離隔:225mm)

図 7.2.12 着磁後の磁束密度 (基準高さから下側に 125mm)



7.3 車両走行による着磁計測実験

前章で実施した検討において、大型電磁石を使用した人力による床版への着磁方法や、漏洩磁 束の手動計測による床版内部のPC鋼材の破断検出について良好な計測結果が得られたことから、 次の研究段階として、漏洩磁束法を用いた車両走行計測に関する実験検証を実施した.本論文で は、大型電磁石搭載型牽引車両を使用した実験装置を製作し、漏洩磁束法の実車高速走行による 非破壊検査の実用化と効率化に向けた検討内容について述べる.

7.3.1 実験の概要

(1) 供試体(床版)の概要

PC 鋼材の破断を模擬するため,試験走行路においても,7.2の供試体Aと同じ寸法と鋼材配置の床版供試体(供試体Sと称す)を試験走行路上に製作した.

鋼材配置は、供試体Aと同じ横方向のPC 鋼材が9本(3本×3組, PC 鋼棒, PC 鋼線, PC 鋼 より線)が挿入可能であり、PC 鋼材の種類や挿入方向の違いが着磁や破断検出等に及ぼす影響を 確認できるようにした.更に鉄筋配置についても供試体Aと同じ SD345の鉄筋を同じ径とピッ チで配置とした.なお、PCシース芯のかぶりについては100mmとした.また、供試体Sに使用 した床版のコンクリートは、呼び強度40N/mm²($G_{max}=20mm$, W/C=41.0%, s/a=43.4%,)で、28 日材齢時の基準強度は46.1N/mm²であった.

(2) 大型電磁石を搭載した牽引車両

重量約 3ton の大型電磁石を吊り下げた状態での着磁走行(電磁石 ON かつ最高 50km/hr) や、一般道や高速道路上での移動走行(電磁石 OFF かつ最高 90km/hr)を実現するため、写真 7.3.1 に示すように車両母体にトレーラーを採用した大型電磁石搭載型牽引車両を製作した.さら に、様々な着磁や計測条件に対応するため、実験装置には、着磁の高さや方向を容易に変更・調 整できるように、電動の上下・旋回装置を搭載した.

(3) 漏洩磁束測定用の大型計測器

大型電磁石の着磁により発生する漏洩磁束を広範囲に測定するため,図 7.3.1 に示すとおり 磁気センサ 15 個を最大 100mm おきに配置し,かつ計測高さを自由に調整できる大型計測器(最 大計測幅 1.4m)を製作し,大型電磁石搭載型牽引車両の後部に接続できるようにした.なお,大 型計測器には漏洩磁束測定の際に必要となる走行距離を得るための車輪を取付けているが,高速 道路上を車線規制なしに計測走行する際には走行用以外の車輪は容易に使用できないため,本研 究の車両計測技術の開発のための実験装置として製作したものである.



写真 7.3.1 大型電磁石搭載型の牽引車両(検査車両)







写真 7.3.2 走行試験路



図 7.3.2 供試体 S の走行試験における着磁・計測高さ

(4) 走行試験の実施方法

検査車両による PC 床版の着磁走行や PC 鋼材からの漏洩磁束の計測走行を実現するため, 写真 7.3.2 に示す走行試験路を設置した.供試体 S を走行試験路の試験区間に埋設しており,供 試体 S 上には実橋梁を模擬するため,厚さ 100mm のアスファルトを敷設した.さらには,検査 車両が供試体上を通過するときに走行速度 50km/hr を満たす必要があるため,試験区間を含む全 長 270m の直線走行路を整備した.また,検査車両の転回場所や PC 鋼材交換用ピット,および 着磁された PC 鋼材の脱磁などを実施するための作業スペースを設けた.走行計測においては, 図 7.4.2 に示すように,着磁の時の大型電磁石下面の基準高さから PC 鋼材の中心までの離隔を 300mm から 400mm の範囲とし,計測ユニットの高さを大型電磁石の基準高さと同じ高さで計 測を実施している.また,試験条件は表 7.3.1 に示すように破断 Gap はすべて 5mm の条件で行 うことし,その他に走行速度,着磁電流,着磁回数,PC 鋼材からの離隔高さを比較条件とした. また,PC 鋼材の破断 Gap は,図 7.3.3 に示す位置に配置させて走行計測を行った.

供	PC	破断	走行	着	着	PC 鋼材(×:破断 Gap 有り,○:健全))			
試	離	Gap	速度	磁	磁	PC 鋼棒		PC 鋼線			PC 鋼より線			
体	隔	(mm)	(km/hr)	電	口	S-	S-	S-	S-	S-	S-	S-	S-	S-
記				流	数	1	2	3	4	5	6	7	8	9
号				(A)	(回)									
	300	5	50	40	1	\times	\times	\bigcirc	\times	\times	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\times
				30	1	\times	\times	\bigcirc	\times	\times	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\times
供				20	1	\times	\times	\bigcirc	\times	\times	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\times
試				10	1	\times	\times	\bigcirc	\times	\times	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\times
体				5	1	\times	\times	\bigcirc	\times	\times	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\times
s	300	5	50	30	3	\times	\times	\bigcirc	\times	\times	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\times
					1	\times	\times	\bigcirc	\times	\times	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\times
					(1)	\times	\times	\bigcirc	\times	\times	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\times
	300	5	5	30	1	×	×	\bigcirc	×	×	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\times
	400	5	50	5	1	×	\times	\bigcirc	×	\times	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	×

表 7.3.1 供試体 Sによる走行試験の着磁・計測条件

※着磁回数:(1)は、着磁と計測を別々に1回実施したケース



図 7.3.3 供試体 S の鋼材配置および走行計測範囲



(5) 信号処理による破断検出の効率化

PC 鋼材の破断位置では,鋼材方向に対して漏洩磁束の方向と密度が急変するため,破断位置の 検出には微分演算による磁束密度の変化率を捉える方法が有効である.

測定で得られるデータは、図 7.3.4 のとおり磁気センサーの配置方向に対して 100mm 間隔の 離散的なデータであるため、図 7.3.5 に示すデータ処理フローに従い、スプライン補間による計測 データの連続化と、バンドパスフィルタ(通過波長域:100~2,000mm)による不要な信号の除去 を行い図 7.3.6 (a)に示す磁束密度コンター図が得られる. このコンター図に対して微分演算(差 分)を適用することで図 7.3.6 (b)に示す画像により破断箇所を捉えるものである ¹⁴⁾. このとき、 微分時のサンプリング間隔は 10mm とした. 微分演算によって得られた漏洩磁束の変化率を平面 上の計測位置に表示した磁束密度変化率のコンター図を作成し、その図に表示される変化点を捉 え鋼材破断位置の検出を行う. ここで、図 7.3.6 コンター平面図に示す赤枠範囲について、縦方向 は供試体中心から±650mmの距離範囲を表示し、横方向は供試体 S の全長 5000mm を示す. 図 の横軸は、計測開始からの走行距離(mm)を示しており、検出毎にその距離は異なる値を示してい る.



(一階微分,走行速度:50km/hr, PC鋼材中心からの離隔高さ:300mm,破断摸擬Gap:5mm,着磁電流:30A)
 (b) 微分演算後(着磁データを一階微分)

図 7.3.6 微分演算(差分)による破断位置の検出 位置

図 7.3.6(a)に対応する PC 鋼材方向の磁束密度の微分演算前の着磁計測結果を図 7.3.7 に示す. この微分演算前のコンター図および磁束密度分布図では,鋼材破断位置を特定する磁束密度の変 化領域を捉えることが困難であることがわかる.次に,図 7.3.6(b)に対応する PC 鋼材方向の微分 演算後の磁束密度変化率に変換した着磁計測結果を図 7.3.8 に示す.この図より,微妙な違いでは あるものの破断位置での磁束密度の変化率の大きさによる閾値を 0.20~0.25µT/mm 付近に設定 した.以上の結果,大型電磁石の車両走行による着磁計測において,PC 鋼材の破断位置の特定が 十分に可能であることが確認できた.本検討では,PC 床版の横締め PC 鋼材を対象としたことか ら,実橋の配置間隔を模擬しているが,PC 鋼材の配置間隔が密になった場合については,着磁計 測後の画像解析の精度の確認が必要である.



図 7.3.7 各 PC 鋼材上の着磁データ(微分演算前)



図 7.3.8 各 PC 鋼材上の着磁データ(微分演算後)

7.3.2 車両走行計測における着磁と計測の同時実施

本研究にて製作した車両走行計測装置では、大型電磁石の後方に大型計測器を配置することで、 着磁と計測を同時に実施することが可能となるよう検討を行った.同時の場合、着磁の強力な磁 界が計測に悪影響を与える可能性が考えられたため、着磁と計測を個別に実施した場合の一階微 分によるコンター図の分布結果について比較を行った.

大型電磁石と計測ユニットの配置は、供試体Sに挿入した横方向のPC鋼材に5mmの破断Gap を配置させ、図7.3.2に示すように、大型電磁石のSN方向を横方向に固定し、計測ユニットの高 さがPC鋼材から一定の離隔を保持できるように設置した.その状態で、車両進行方向に走行し ながら、図7.3.3の平面図に示した赤枠領域の範囲において同時に着磁と磁束計測を行った.ま た、従来のユニット型と同様に着磁と計測を別々に実施する場合についても検討対象とし、画像 解析処理に与える影響について確認することとした. 磁束計測値を基に画像解析処理(一階微分)した結果について,図7.3.9の磁束密度変化率コン ター図(以下,コンター図という)に示す.図7.3.9(a)の着磁と計測を同時に実施した場合に対し, 図7.3.9(b)の着磁と計測を個別に実施した方は,コンター図で破断箇所の色合いがより明確に表 示された.また,破断検出の際に,走行手前側の供試体端部では配置鉄筋からの磁束の重なりに より, PC 鋼棒のS-1 とS-2の破断 Gap が強調され, PC 鋼より線のS-9の破断 Gap が抑圧さ れて表示される傾向が見られた.ただし,いずれの計測結果においても,横断図に示す磁束密度 分布に示すように,破断 Gap 部を特定する場合の特徴的な変化点が捉えられており,破断検出は 十分可能であった.以上のことから,磁束密度変化率により破断 Gap を検出することで,着磁と 計測の同時実施は問題なく可能であることが確認できた.



(一階微分,走行速度:50km/hr,破断摸擬Gap:5mm, PC鋼材中心からの離隔高さ:300mm,着磁電流:30A)

⁽b) 着磁と計測を個別に実施した場合

図 7.3.9 着磁および計測の実施タイミングによる影響

7.3.3 車両走行計測条件が検出精度に与える影響

着磁・計測走行における走行速度や PC 鋼材との離隔等の計測条件が破断検出に与える影響を 確認するため、横方向の横締め PC 鋼材(供試体 S)を対象に、以下の各種条件に応じた計測試験 を実施した.

(1) 走行速度が計測等に与える影響

高速道路上を車線規制せずに着磁走行や計測走行するには,速度 50km/hr 以上で走行する必要がある.そこで,供試体 S 上を速度 5km/hr と 50km/hr で異なる走行速度で着磁・計測し比較を行った.図7.3.10 に磁束密度変化率のコンター図の解析結果を示す.ここで,横軸の値は計測開始からの走行距離を示しており,これは,供試体 S を通過する時点の計測速度に達する助走距離をドライバーが運転しながら調整しているため,異なる値を示しているものである.5km/hr と 50km/hr で通過速度が異なる場合においても,コンター図の出力傾向は大きくは変わらず,破断検出感度は同程度であることが確認できた.





(一階微分,走行速度:5km/hr, PC鋼材中心からの離隔高さ:300mm,破断摸擬Gap:5mm,着磁電流:30A)

(一階微分, 走行速度:50km/hr, PC鋼材中心からの離隔高さ:300mm, 破断摸擬Gap:5mm, 着磁電流:30A)

(b) 50km/hr図 7.3.10 走行速度が計測等に与える影響

(2) PC 鋼材の離隔距離が計測等に与える影響

供試体 S の PC 鋼材芯かぶりや As 舗装厚はそれぞれ 100mm とした. 実橋ではこれよりも 厚い場合も想定される. そのため,今回は大型電磁石や大型計測器の基準高さを舗装上面から 100mm の高さに設定した. 路面からの高さは,高速道路上の起伏や傾斜等を考慮するとより高い 方が望ましいので,大型電磁石や大型計測器の PC 鋼材までの離隔が異なる場合について,その 影響を確認した. 図 7.3.11 に PC 鋼材との離隔を 300mm (基準値) と 400mm について,コンタ 一図で比較した. PC 鋼材との離隔が離れると感度が下がる傾向はあるが, PC 鋼材との離隔が 400mm の場合でも破断検出は十分可能であった. なお,ユニット型の漏洩磁束法は,破断検出で きる PC 鋼材との離隔 (コンクリートかぶり) は約 160mm²⁾なので,それを上回る結果が得られ た.





300mm (a)磁<u>束密度</u>分布(A-A断面) 磁束密度(#T) 750 破断Gap▼ 破断Gap ▼破断Gap 破断Gap 500 ₩ 破断G 250 0 供試体S 差行方向長さ 5000mm 供試体中心からの距離(mm) -750 磁束密度変化率(µT/mm) -500 S-S <u>0</u>-0 Ś -250 0 N S S 供試体中心緩 250 0.12 PC釒 0.12 500 750 142,000 143,000 144,000 145,000 146,000 147,000 X (mm) 計測開始からの走行距離(mm) ⊗破断Gap位置

(一階微分, 走行速度:50km/hr, PC鋼材中心からの離隔高さ:400mm, 破断摸擬Gap:5mm, 着磁電流:5A)

(b) 400mm

図 7.3.11 PC 鋼材中心からの離隔高さが与える影響

(3) 着磁電流が計測等に与える影響

本研究の着磁に使用した大型電磁石は,着磁電流の定格値が45.5Aかつ最大1時間の通電を 可能(通電時間が長いと大型電磁石の耐熱温度60℃以上に温度が上昇する)とするため重量が約 3tonとなっており,軽量化することが可能であれば実用化する際において検査車両の設計自由度 を広げることができる.そのため,着磁電流が着磁や計測に与える影響についても調査した.

図 7.3.12 および図 7.3.13 に着磁電流を 5A と 40A の間で変化させた場合のコンター図を示す. 同図より着磁電流 5A では破断検出感度が低下しているように見えるが、ノイズ信号も低下する ため、破断検出は十分可能であることがわかった.仮に、着磁電流 10A での実用化を想定した場 合、コイル線径を着磁電流に比例して細くしてもコイルからの発熱を抑えられることが考えられ る.また、着磁電流に比例した磁束が発生するため、電磁石内の磁束の通り道である鉄芯の重量 も着磁電流に比例して軽くすることができることから、大型電磁石を現状の 1/3 以下に軽量化す ることが可能と考えられる.また、大型電磁石による走行計測時の着磁に伴い磁力が及ぼす影響 について、今回の走行試験で、試験走行路の路面上に金属片(ボルト)などを置いて走行時の影 響を確認したところ、走行通過時に金属片が一時的に浮き上がろうとする挙動が見られたが、金 属片が飛散して他に影響を及ぼす事象は確認されなかった.



(一階微分, 走行速度:50km/hr, PC鋼材中心からの離隔高さ:300mm, 破断摸擬Gap:5mm, 着磁電流:5A)



(一階微分, 走行速度:50km/hr, PC鋼材中心からの離隔高さ:300mm, 破断摸擬Gap:5mm, 着磁電流:10A)

(b) 10A

図 7.3.12 着磁電流が計測等に与える影響



(一階微分,走行速度:50km/hr, PC鋼材中心からの離隔高さ:300mm,破断摸擬Gap:5mm,着磁電流:20A)

(c) 20A



(一階微分, 走行速度:50km/hr, PC鋼材中心からの離隔高さ:300mm, 破断摸擬Gap:5mm, 着磁電流:30A)

(d) 30A



(一階微分, 走行速度:50km/hr, PC鋼材中心からの離隔高さ:300mm, 破断摸擬Gap:5mm, 着磁電流:40A)

(e) 40A

図 7.3.13 着磁電流が計測等に与える影響

(4) 着磁回数が計測等に与える影響

PC 鋼材への着磁を強化する方法として着磁回数を増加させる方法も考えられる.そのため,着磁回数等が着磁や計測に与える影響について調査した.図7.3.14 に着磁電流を5Aとし,着磁回数を1回と3回にした場合のコンター図を示す.同図より着磁を3回実施してもPC 鋼材への着磁強度は増加しない結果となった.このことは,大型電磁石からの磁束強度がPC 鋼材内の飽和磁束と同等あるいはそれ以上の強度となるため,着磁回数を増加させても着磁強度が増加しなかったものと考えられる.



(一階微分, 走行速度:50km/hr, PC鋼材中心からの離隔高さ:300mm, 破断摸擬Gap:5mm, 着磁電流:30A)



(a) 1 🗉

(一階微分, 走行速度:50km/hr, PC鋼材中心からの離隔高さ:300mm, 破断摸擬Gap:5mm, 着磁電流:30A)

(b) 3 回



7.4 車両走行計測による PC 鋼材破断検知技術の適用性

(1) PC 鋼材の破断 Gap に対する走行計測の適用範囲

本研究における車両走行計測は、供試体の PC 鋼材破断 Gap を 5mm で摸擬して実施したた め、破断 Gap に対する実橋への適用性について考察する.着磁後の PC 鋼材破断 Gap 部におけ る磁束密度変化の検知性能について,既往の研究で,PC 鋼棒に対するユニット型の非破壊検査機 器による計測試験結果では,PC 鋼材かぶり 130mm の条件で,破断 Gap が 0mm, 5mm, 10mm, 30mm, の 4 ケースにおいて,磁束密度の変化状況を捉えられて破断検知が可能であることを確 認している ⁷. 今回の走行試験では,破断 Gap 5mm の PC 鋼棒の計測結果で,図 7.3.6(a)に示す 磁束密度の変化に対し,図 7.3.6(b)に示すように、1 次微分により磁束密度変化率に変換すること で破断位置が十分に特定できることが確認できた.つぎに、実橋の PC 橋における PC 鋼材破断 の調査結果で、写真 7.4.1(a)に示す PC 箱桁橋のウェブに配置された PC 鋼棒 ϕ 32mm¹⁵⁾,および 写真 7.4.1(b)に示す PCT 桁の下フランジに配置された PC 鋼線 12 ϕ 7mm⁷⁾ について、破断した PC 鋼材に 5mm 程度の破断 Gap が生じている状況が確認されている.これらの実橋の PC 鋼材 では、破断に伴って緊張力が開放されることにより、5mm 程度の破断 Gap が発生したものと考 えられる.



(a) PC 鋼棒の事例 ¹⁵⁾



(b) PC 鋼線の事例 ⁷⁾ 写真 7.4.1 実橋における PC 鋼材の破断 Gap 例

以上のことから、今回の 5mm の破断 Gap を模擬した走行試験の計測結果については、実橋の PC 床版に対しても破断検知の評価に十分適用可能であると考えられる.本技術が実用化すれば、 橋梁の詳細点検に対する効率化・高度化の支援技術として、維持管理における点検・診断業務の 生産性向上に大きく貢献できる非破壊検査技術となることが期待される.

(2) 車両走行計測装置の小型化

本研究の車両走行計測については、最初に供試体用の試験装置として製作した大型電磁石を用 いたことから、大型トレーラーを改造して計測設備を構成したものである.また、計測ユニット も試験走行路用に製作したものであったことから、高速道路上の高速走行に対応するものとはな っていない.そのため、今後の実用化に向けて、一般車両の幅内に大型電磁石と計測ユニットを 搭載した車両走行計測装置の今後の可能性について展望を述べる.

図 7.4.1 に横方向の PC 鋼材に対する破断検出可能範囲を拡大する方法のイメージを示す.大型電磁石の磁極間距離をほぼ車幅まで延長することで,測定器の磁気センサを±1000µT 以上が測定可能なセンサ(分解能は 1µT 以下)に改良することが可能である.その結果,破断検出可能範囲は今回の車両走行計測装置の約 1.5 倍の幅に拡大することが可能となる.これにより,車幅の約 60%領域の 1.5m 範囲で破断検出が可能となると考えられる.



図 7.4.1 車両走行計測で計測可能な最大幅

つぎに,前章に示した着磁・計測の能力より,車両走行計測装置の実用化に向けたイメージを 図 7.4.2 に示す.今回の検討結果から,着磁に用いる電磁石は,着磁電流量を 10A 程度に抑えて も,PC 鋼材の破断検知に対する十分な性能が得られることから,走行試験に用いた大型電磁石 (総重量 3.0ton)の規模に対して約 800kg サイズの電磁石にする軽量化が可能と考えられる.その 結果,2ton トラックをベースとした検査車両の製作が実現可能との見通しを得ることができた.



図 7.4.2 車両走行計測装置の実用化案

7.5 まとめ

本章の漏洩磁束法による車両走行計測の研究結果について以下にまとめる.

- (1) 大型電磁石による供試体実験の結果,および,速度 50km/h で車両走行計測の結果,電磁石 や計測器から PC 鋼材中心から鉛直方向に 300~500mm 離れた状態で,着磁後の PC 鋼材の 磁束密度が±300µT 以下の計測値において,1 次微分処理により時速密度変化を捉えること で,画像解析処理したコンター図により,破断 Gap が 5mm 以上であれば検出可能であった.
- (2) 大型電磁石による供試体実験の結果,および,速度 50km/h で車両走行計測の結果,車両走 行しながら電磁石中心から約±600mm の範囲において, PC 鋼材の種別や鉄筋の位置によ らず±300µT 以内の着磁が可能であり,5mm 以上の破断 Gap を精度よく検出できた.

参考文献

- 1) 志賀正幸:磁性入門—スピンから磁石まで(材料学シリーズ), pp. 12, pp. 56, pp. 179-183, 内田老鶴圃, ISBN 978-4-7536-5630 C-3042, 2007.
- 2) 廣瀬誠,前田龍己,松田耕作,横田優,服部篤史,宮川豊章:磁気法による鉄筋破断非破壊検 査における判定基準の構築,構造工学論文集, Vol. 58A, pp. 867-878, 2012.3.
- (3) 廣瀬誠,青木圭一,宮川豊章:漏洩磁束法によるポストテンション橋における PC 鋼材破断調査,第23回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp. 467-470,2014.10.
- 4) 広瀬剛:高速道路橋の大規模更新・修繕に関する研究の取組みと今後の展望,コンクリート工学, Vol. 54, No. 1, pp. 15-20, 2016.1.
- 5) 廣瀬誠,木村美紀,萩原直樹,豊田雄介:ポステン橋およびプレテン橋における漏洩磁束法に よる PC 鋼材破断調査,第 25 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論 文集,pp. 269-272, 2016.10.
- 6) 横山貴士,青木圭一,宮永憲一,廣瀬誠:漏洩磁束法による PC 鋼材破断測定実験,第23回 プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp. 425-428, 2014.10.
- 7) 萩原直樹,宮永憲一,青木圭一:実験による漏洩磁束法の適用性検証,第24回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp. 283-286, 2015.10.
- 8) 萩原直樹, 広瀬剛, 廣瀬誠, 木村美紀: 漏洩磁束法を用いた実橋調査, 第25回プレストレス トコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 273-276, 2016.10.
- 9) 北野勇一,長谷俊彦,廣瀬誠:漏洩磁束法による撤去 PC 桁の PC 鋼材破断調査,土木学会第 75 回年次学術講演会講演概要集,V-353,2020.9.
- 10) 長谷俊彦, 萩原裕樹, 白石浩三, 溝渕利明; 漏洩磁束法を用いた道路橋床版の PC 鋼材非破壊 検査の車両走行計測に関する研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 78, No. 1, 139-155, 2022.
- 11) 野島昭二: PC グラウトの充填確認法, コンクリート工学, Vol. 50, No. 9, pp. 851-855, 2021.9
- 12) 永瀬繁幸,寺澤広基,服部篤史,河野広隆:コンクリート材料中の磁性体が漏洩磁束法による 鉄筋破断の片面診断に与える影響,コンクリート工学年次論文集,Vol. 37, No. 1, pp. 1687-1692, 2015
- 13) Potter, R. I. and Schmulian, R. J.: Self-consistently computed magnetization patterns in thin magnetic recording media, IEEE Trans. Magn., Vol. 7, pp. 873-880, 1971.
- 14) 岡部克也, 柴崎晃, 白石浩造, 長谷俊彦: 漏洩磁束法にもとづく PC 鋼材破断診断技術の検討,
 プレストレストコンクリート工学会 第 29 回シンポジウム論文集, pp. 97-102, 2020.10.

15) 既設ポストテンション橋の PC 鋼材調査および補修・補強指針, PC 工学会, 参考資料 2-3, 2016.9.

第8章 コンクリート床版に関する長寿命化技術の展望

コンクリート床版の長寿命化に向けた技術開発の展望について、本研究では、コンクリート床 版の補修・補強や更新床版の耐久性評価を通じて、長寿命化の観点から主に輪荷重走行試験によ る耐疲労性の性能評価試験により重要な知見を得ることができた.以下に長寿命化に向けた技術開 発の展望を述べる.

8.1 既設 RC 床版の上面補修工法

既設 RC 床版の上面コンクリートの劣化に対しては,第3章で上面打換えの断面修復における はつり処理と既設床版の表面処理の施工条件を比較対象とし,打継境界面の施工性能の観点から 補修効果の比較を行った.その結果,上面打換えの断面修復範囲については,上段鉄筋下面より 深く,主桁と横桁間に囲われた床版パネルの範囲でウォータージェット工法による表面処理を行 うことによって,耐久性の高い補修効果が期待できることを確認した.

打換えに用いる断面修復材は、高強度コンクリートや鋼繊維補強コンクリートの他に、高強度 緻密モルタルなどの断面修復材料の使用により、長寿命化を図れることが可能となることを示し た.ただし,この対策は,供用残余期間や費用などを十分考慮して行う必要がある.コンクリー ト床版上面の打換え補修について、本研究においては、床版コンクリート内の上段鉄筋よりも深 く断面修復することで恒久的な補修効果が得られることを確認したが、コンクリート上面の劣化 程度が比較的健全な場合には、断面修復かぶりの浅い範囲内での打換えや、上面の不陸調整のみ で高性能床版防水を施工するケースも考えられる。そのため、薄層の打換えや不陸調整に対応し た補修方法の適用拡大が考えられる. 薄層の打替え補修については, コンクリート表面から 20mm 程度のかぶり範囲の深さを打換えることから、ポリマーセメントモルタルや高強度繊維補強コン クリートなどの使用の必要性があると考えられる. 写真 8.1.1 は, 筆者らの研究において, コンク リート上面から深さ 20mm の上段鉄筋被り範囲内で、ウォータージェットによるはつり処理を行 って打替えを実施した後に表 8.1.1 と表 8.1.2 に示す条件で水張り状態の輪荷重走行試験を行っ たものである.ウォータージェットではつり処理を行った場合、十分な補修効果を得られること が確認されている 1). このように、コンクリート床版上面の劣化深さの浅い場合について、不陸 調整を兼ねた断面修復の補修など、床版の劣化程度に応じて、施工条件の適用を明確にすること で、予防保全に向けた適用を拡大するための研究開発が必要と考えられる.



(左)はつり処理



(右)薄層打換え後の輪荷重走行試験

写真 8.1.1 薄層の断面修復後の輪荷重走行試験

試験体 No.	床版 寸法 (m)	補修 材料	接着剤	補修 厚 (mm)	補修 範囲 (m)	水 張り
1		補修無	—	—	—	有
2	1.0×1.6 ×0.085	セメントモルタル	無	10		有
3	支間長: 10	ポリマーセメント モルタル	無	10	約 0.6 ×0.6	有
4	1.0	超速硬コンクリート	無	10		有

表 8.1.1 供試体の試験条件(断面修復材)

表 8.1.2 輪荷重走行試験の載荷ステップ

STEP	載荷荷重(kN)	載荷回数 (万回)	試験条件	
1	10	4	水張り	
2	20	4	水張り	
3	30	4	水張り	
4	40	10	水張り	



図 8.1.1 床版下面のひび割れ状況



写真 8.1.2 打継界面の状況 (STEP4 終了時))

図 8.1.2 および図 8.1.3 は、不陸調整材を用いた試験で、コンクリート表面の脆弱層を除去す るために切削機で床版上面を切削した後に不陸調整材(プライマー塗布)を施工した状態で断面 観察を行ったものである.顕微鏡写真(図中 D))の黄色枠で示すように、モルタル部と骨材界 面において深さ方向に幅 0.07mm のひび割れが確認された. EPMA 分析画像(図中 E))より、 樹脂層の充填深さは、画像で確認できるひび割れ長さの 30%程度で、充填された箇所における 樹脂層の量は多かった(ひび割れ部に緑色の樹脂層が線状に存在).これより、試料の着目部

(縦方向のマイクロクラックと空隙) へ不陸調整材が充填されていると考えられ,コンクリート が劣化していない場合においては,高性能床版防水工の性能を満足する表面処理が求められるこ とから,防水性能と合わせた性能評価基準の整備が必要と考えられる.



A) コンクリート面の切削状況



B) 不陸調整剤+プライマー塗布



C) EPMA 分析を行った断面位置図図 8.1.2 不陸調整の試験供試体の製作



 D) マイクロクラックの幅(0.07mm)
 E) EPMA 分析(対象元素: C)

 図 8.1.3
 不陸調整剤によるマイクロクラック内への充填状況

本研究では、コンクリート床版の上面増厚や上面打換えなどの補修・補強工法に関する損傷原 因の究明や延命化の補修効果の検証を行うために、主に輪荷重走行試験による疲労耐久性の観点 からの評価を行った.そのため、今後の研究においては、コンクリート床版の塩害や鉄筋腐食の 劣化因子を遮断する高性能床版防水の機能を有する補修材料の開発が促進することが想定される. これらの補修材と施工工法に対する性能評価技術の構築が必要不可欠である.また、既設コンク リート床版の延命化の補修技術に対して、薄層から上段鉄筋より深い層まで、床版上面コンクリ ートの劣化程度に応じた補修材料や施工方法に対する要求性能と性能評価方法の適用範囲を拡大 するための継続的な研究が必要である.

上面増厚床版における分割施工目地部の劣化変状の発生に対して、増厚施工時の劣化抑制対策 を提案し、更に、補強後にはく離が生じた増厚床版に対して、樹脂注入補修による延命効果につ いて追跡調査を行った.上面増厚補強を計画する場合に、既設 RC 床版の健全度状態を十分に調 査し、比較的良好な状態で適切な施工ができれば、超速硬鋼繊維コンクリートによる上面増厚工 法で十分な長寿命化を図ることは可能と考えられる.しかしながら、積雪寒冷地などにおいて、 補強前の既設 RC 床版の上面が一部劣化した状態では、上面増厚補強工法の施工時に劣化部分を 除去して増厚施工を行っており、このよう場合には付着界面の劣化損傷が発生する可能性がある ことから、既設コンクリート床版の補修方法の選定に配慮する必要がある.

健在化する事後保全への対応としては、増厚床版のはく離に伴う再劣化の変状程度に応じて、 延命化の上面打換えや樹脂注入などの対策を使い分けることが考えられる.はく離部周辺のコン クリートの劣化が著しい場合は、増厚層を除去して更にかぶり部分の脆弱層をはつり取り、床版 上面を繊維補強コンクリートで打換える方法を採用する.はく離後のはく離面の程度が比較的良 好な場合は、樹脂注入による補修による延命化を選択することも可能となる.

今後は、事後保全から予防保全への転換を図るため、予防保全対策を適切に実施するスキームの構築が必要であり、長寿命化の予防保全を実現するためには、健全度判定結果により、床版上 面コンクリートの劣化程度に応じた適切な上面打換え方法を選定できる基準整備が必要である.

また,適切な打換え方法を選択するためには,床版上面の劣化度を精度よく調査できる非破壊 検査技術の活用が必要不可欠と考えられ,既設コンクリート床版上面の劣化度を効率よく評価す るための非破壊検査技術の開発を促進するには,コンクリート床版の劣化に対する打換え補修の 適切な工法選定フローの策定が急務である.

8.2 上面打換えに使用する補修材料

高速道路橋のコンクリート床版の維持管理において、上面劣化の現状を踏まえると、今後、更 に断面修復による上面打換え補修の対象橋梁は更に増加することが予想される.平成 27 年 3 月 25日に事業許可を得て着手している特定更新等事業においては,高速道路本線の通過交通を確保 しながら既設 RC 床版からプレキャスト PC 床版への取替えが実施されている²⁾.

高速道路の重交通路線などにおいては、大規模規制に伴う高速道路の渋滞は大きな社会問題と なることから、渋滞を発生させない交通運用や規制計画を計画する.昼夜連続作業による床版取 替工事を実施するためには、渋滞発生が予測される場合には、代替の迂回路を確保するため、並 行する幹線道路との規制競合を避けて工事の実施時期を調整し、工事の実施に伴う広報活動など により高速道路利用者に大規模規制の実施を周知する取組みが必要となる.しかし、迂回路が確 保できない場合は、高速道路の昼夜連続規制が困難となるため、夜間の時間帯を厳選した日々の 車線規制により、補修工事を実施しなければならない.

現在の特定更新等事業における床版取替えは、コンクリート床版の健全度判定により、健全度 IIIからVと判定されたものについて、図8.2.1の対策選定フロー図に示すように、凍結防止剤、大 型車交通、内在塩分量、アルカリシリカ反応の影響、飛来塩分の影響を考慮して、床版取替実施 の優先順位判断を実施することとしている³⁾.



図 8.2.1 特定更新等事業における床版の対策選定フロー³⁾

床版の健全度がⅢ以上の劣化度で判定されたものについて,現地の施工条件や環境条件,およ び変状の進行状況などにより,実施優先度を付けて工事発注のための設計と施工計画検討を実施 し,床版取替工事の計画を策定する.上下線4車線の高速道路において,断面交通量が40,000台 /日・上下線を超えるような重交通路線の場合は,路肩幅を縮小して片側2車線幅員を確保しな がら渋滞を回避するため、断面分割施工により車線運用を切り替えながら床版取替工事を計画す る必要がある.しかしながら、車線シフトのための2車線確保の幅員が確保できない場合には、 昼夜間連続の床版取替工事は実施困難となり、実施条件については、日々の夜間時間帯による車 線規制を行いながら延命化を図る工法に限定される.その対策として、パネル単位以上の規模に より床版上面打換えを実施していく方法が1つの選択肢として考えられる.これらを実現するた めの上面打換えの断面修復材に関する技術について、現状の研究開発動向を踏まえて考察する.

道路橋 RC 床版の上面打換え補修の長寿命化に向けた研究として,既設 RC 床版上面打換えの 断面修復における補修材料について,断面修復後の耐久性を向上させる対策として,速硬ポリマ ーセメント系 4)または超高強度繊維補強セメント複合材料 5),さらに浸透性エポキシ接着剤 6)など が研究開発されている.

コンクリート床版の延命化対策については,健全度III以上の判定により補修が必要と判定され た場合の延命化対策として,ポリマーセメント系や超高強度繊維補強セメント複合材料(以下 UFPFRCと称す)などの断面修復材を,大規模な床版の補修・補強に適用拡大することにより, 将来的には,図 8.2.2 に示す赤線のようにアップグレードが可能となり長寿命化を実現する可能 性が考えられる⁷⁾.重交通路線の高速道路においては,特に日々の夜間時間帯による車線規制工 事が実施の条件となっており,部分的範囲からパネル単位の広い範囲までの上面打換えに適用可 能とするためには,今後,断面修復の材料および施工方法に関する技術開発が望まれている.



図 8.2.2 RC 床版における力学的な性能に対する補修・補強・更新の定義 7)

一般的なコンクリート構造物のセメント系断面修復材について,表 8.2.1 に耐久性に影響を及 ぼす断面修復材の物理性状を示す⁸. 断面修復材に必要な性状は,寸法安定性,熱膨張係数,弾 性係数,浸透性,誘電性があげられ,その特徴は以下のとおりである. 高速道路のコンクリート
床版の上面打換えに適用するには、断面修復後の性状を満足するほか、車線規制の時間内に施工 から強度発現までの時間を確保した品質管理が可能な補修材の選定が課題となる.

項目	エポキシ樹脂グラ ウト,モルタルお よびコンクリート	ポリエステル樹脂グ ラウト, モルタルお よびコンクリート	セメント系グラウト, モルタル およびコンクリート	ポリマーセメント系 グラウト,モルタル およびコンクリート
圧 縮 強 度 (N/mm ²)	55~110	55~110	20~70	10~80
圧 縮 弾 性 係 数 (kN/mm ²)	0.5~20	2~10	20~30	1~30
曲 げ 強 度 (N/mm ²)	$25 \sim 50$	25~30	2~5	6~15
引 張 強 度 (N/mm ²)	9~20	8~17	1.5~3.5	2~8
破壊時における伸び(%)	0~15	0~2	0	0~5
熱膨張係数(×10 ⁻⁶ /℃)	25~30	25~35	7~12	8~20
吸水率,25℃で7日間 (%)	0~1	0.2~0.5	5~15	0.1~0.5
荷重下における最大使用温度(℃)	40~80	$50 \sim 80$	30℃をこえる(配合設計による)	100~300
強度発現までの時間(20℃)	6~48 時間	2~6 時間	1~4 週間	1~7日間

表 8.2.1 コンクリート補修材の物理性状⁸⁾

a) 寸法安定性

既設のコンクリート床版と確実に接合させるためには硬化時および硬化後に収縮を生じにくい 材料が必要となる.

b) 熱膨張係数

既設床版コンクリートにできるだけ近い熱膨張係数の材料を用いることが有効と考えられる. 既設コンクリート床版の表面温度は,夏期,直射日光を受ける面では舗装路面下でも 60℃ 以上 に達する場合もあり,全季節を通じての温度差を考慮して材料を選定する必要がある.有機系の 断面修復材を用いる場合には,既設床版コンクリートとの界面で熱膨張・収縮による亀裂が発生 することに注意が必要である.

c) 弹性係数

既設床版コンクリートに近い弾性係数の材料を選定することが有効である.特に,輪荷重を直 接受ける箇所における断面修復の場合,弾性係数の大きな部分に応力が集中することになるので 弾性係数について配慮する必要がある.

d) 透湿性

表面被覆材や大きな面積の断面修復材に,水蒸気を遮断する材料を使用すると,既設床版コン クリートから発生するブリスタリング現象により水分が補修材料との界面で捕捉され,表面被覆 材等の接着を阻害する場合がある,コンクリートと同程度の透湿性を持つ材料を使用することが 望ましい.

e) 導電性

露出鉄筋を補修する場合は、導電性を持つ材料で修復することが望ましい.非導電性材料を用いると、非補修部の鉄筋との間にマクロセルを形成し、その部分の腐食を促進する危険性がある. 有機系断面修復材を使用した場合には、非補修部分の鉄筋の腐食が促進されることがある。

コンクリート床版上面打換えの断面修復材においては、断面修復後の再劣化に対する耐久性を 確保する必要がある。断面修復部の再劣化を想定した場合に、図 8.2.3 に示す再劣化のメカニズ ムが推定され、以下の①から④の損傷要因が考えられるため⁹、用途および目的に適合させた品 質の補修材の適用が考えられる。

① ブレーカーなどによるはつり面の表面処理および清掃不足による打継界面の破断

- ② 補修材の収縮によるひび割れ、はく離
- ③ 既設コンクリートと補修材の強度差(静弾性係数の差)による局部損傷
- ④ 輪荷重走行に伴う水の浸入による擦り磨き作用による進展



(a) はつり表面付近のマイクロクラック



(c)輪荷重走行による水の浸入による影響

(b) 補修材の乾燥収縮や自己収縮



(d) 舗装路面の損傷

床版上面打換えの断面修復に求める性能は、コンクリート床版が輪荷重の繰返し作用の影響を 大きく受けることから、特に以下の性能に対する配慮が求められる.

乾燥収縮について,乾燥収縮量が大きくなることにより既設コンクリートと補修材の界面に応 力が集中し,ひび割れやはく離などが発生する恐れがあるため,できる限り乾燥収縮を小さく し,ひび割れを抑制することが必要である.

静弾性係数について,補修材の静弾性係数が既設コンクリートより大きい場合は,補修材が既 設コンクリートの変形に追従できず,繰返し荷重によりはく離が生じる恐れがある.補修材の静

図 8.2.3 再劣化のメカニズムと損傷要因 ⁹⁾

弾性係数を既設コンクリートと同程度とすることにより,既設コンクリートの変形に追従させ, 一体化を持続させることが重要となる.

床版上面の断面修復を実施するためには,規制時間等の制約がある場合があり,硬化時間(始発)および初期強度が重要となる.現在,高速道路橋において,床版上面の断面修復材の要求性能として表8.2.2 に示す試験項目と基準値を満足することが規定されている¹⁰.これらの基準値は,高速道路の施工条件において,昼夜連続の車線規制などが想定された標準的な規格値として示されているものであり,今後の技術的課題として,夜間のみの時間帯で実施する車線規制工事に対応するためには,この基準値によらず,施工時間の短縮を可能とする材料や施工技術の開発や基準値の見直しが必要である.

要求性能	試験項目	基準値	試験法	
硬化時間		始発時間が 30 分以上であること	JIS A 1147	
施工性能	初期強度	時間制約がある場合 2 時間:10 N/mm ² 以上であること 4 時間:24 N/mm ² 以上であること	JIS A 1108	
		時間制約が特にない場合 24 N/mm ² 以上であること		
断面修復に 要する性能 長さ変化率		0.025%以下であること	試験法 439	
力学的性能	生能 静弾性係数 材齢 28 日における静弾性係数が 26.5±5 kN/mm ² であること		JIS A 1149	

表 8.2.2 床版上面における断面修復の要求性能¹⁰

ポリマーセメント系(ポリマーセメントモルタル)や超高強度繊維補強セメント系複合材料 (UHPFRC)などを、コンクリート床版上面の補修材料として使用する場合は、使用する断面 修復材の種類、材料の配合や材料特性、断面修復の施工方法などにより、断面修復後に発揮する 性能を任意に設定できることが考えられる.

ポリマーセメントモルタルは、混和されたモルタル中にポリマーフィルムを形成することにより、力学的性質や耐久性の向上が期待できる. **表** 8.2.2 の要求性能を満足する速硬ポリマーセメントモルタルの1つとして、特殊セメント、細骨材および混和剤等からなるプレミックス材とスチレンブタジエン系ゴム系ラテックスを混合し練り混ぜたものが開発されている⁴⁾. また、ポリマーセメントモルタルでは、この他に薄層の上面補修に対応するものについての研究開発^{11),12)}が進められており、更には、コンクリート床版の長寿命化に向けたポリマーセメントモルタル舗装による RC 床版上面増厚工法の研究¹³⁾なども報告されており、今後、将来的には、補修対象の

適用範囲が拡大可能となることが想定される.これら薄層の上面補修に対しても、断面修復に対 する性能評価の基準の見直し整備が求められる.

UHPFRC の材料については、2004 年に、土木学会研究小委員会において、「超高強度繊維補強 コンクリートの設計・施工指針(案)」¹⁴⁾が策定され、UFC が UHPFRC の一種とされている.こ れを契機に実構造物への適用拡大に向けた研究が拡大されている.セメント系材料に短繊維を混 入した材料は広義で FRCC(Fiber Reinforced Cement Composite)と定義され、ひび割れ幅の制御 やはく落防止などの効果は広く理解されているが、UHPFRC は、「超高性能な FRCC」の総称お よび略称であり、超高性能繊維補強セメント複合材料(Ultra-High Performance Fiber Reinforced cement-based Composite)と世界的に呼ばれている⁵.

UFC は、直径 0.2mm、長さ 20mm の高強度の鋼繊維を体積比で 2%程度混入することで、高 靭性を発揮する.また、フレッシュ流動性については、モルタルフロー230mm~270mm で自己 充填性を有している.我が国では、緻密化の機構とそのための結合材の構成と養生方法が異なる 3 種類の UFC がある.最初にフランスから導入された反応性粉体コンクリートの RPC (Reactive Powder Concrete)系、エトリンガイト生成系の AFt系、エーライト (C3S) の多いセメントを 使用したものがある. RPC系は、構成材料を最密充填するという原理に基づき粒子サイズを調整 すると共に、セメントの水和反応とポゾラン反応によって、組織を緻密化、超高強度化する.養 生方法は、常温で 48 時間前養生をした後に、90℃で 48 時間の蒸気養生を行う. Aft系は、水和 初期段階でのエトリンガイトの生成とその後のセメントの水和ならびにポゾラン材の活性により 組織を緻密化する.養生方法は、常温で 24 時間前養生の後、最高温度が 85℃で 24 時間の蒸気養 生を行う.常温硬化型は、反応速度の速いエーライト量の多いセメントを用いると常温でありな がら早期に強度発言し、さらに、この後のポゾラン反応により、より緻密な組織としている.養 生方法は、環境湿度が 10℃以上で保湿養生することにより材齢 28 日で所定の性能を発揮する. また、フランスでは配向係数を導入しているが、日本では自己充填性を有しているなどの違いも ある 15).

国内のコンクリート床版の補修・補強に適用した UHPFRC (Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete)の開発と道路橋への試験施工の事例を示す¹⁶⁾. ここに示す J-ティフコムと 呼ばれる UHPFRC 材料の特長は,**写真** 8.2.1 に示すように現場練りが可能でミキサー車により 搬送ができることや,超緻密で水や塩化物イオンを遮断し現場施工の防水層として機能すること, 圧縮強度に加えて優れた引張強度と変形能を有すること,**図** 8.2.4 に示すように,ひずみ硬化変形 能が収縮範囲より大きく補修材としての性能が期待できる.自己充填性を有すると共にチクソト ロピー性も有し横断勾配にも対応できることなどである.この UHPFRC を用いた道路橋床版の アップグレード工法は,スイスで 2004 年に初めて適用されて以降は,スイスで総延長 2km の大 規模な橋梁の補修にも適用されている¹⁷⁾.





図 8.2.4 スイス UHPFRC の引張り特性¹⁶⁾





(a) スイスの RC 床版補修事例(b)国内の施工事例写真 8.2.1UHPFRC による RC 床版の上面打換え事例 ¹⁶⁾

また,その他の国内の適用事例においては,上面増厚床版のはく離による早期劣化対策として, 図 8.2.5 に示すように上面増厚層を除去し,上層を打換えする工法が検討されている^{18),19)}. その他には,国内において新設床版の予防保全(防水工)として,ひずみ硬化性やひび割れ分散 性に特化した UHPFRC が 20mm の厚さで上面に敷設された事例がある²⁰⁾. 道路橋床版では,縦 断・横断勾配を有していることから,硬練りの SFRC を施工機械で敷きならして締め固めること が通常であったが,鉄筋背面や目地部へのコンクリートの回り込み不良に伴う新旧コンクリート の一体性の低下などが懸念されていた.これに対して,もともと自己充填性が高い UHPFRC の フレッシュ性状を調整し,勾配に応じてチクソトロピー性(だれ止め性)を付与する技術も開発 されている.また,SFRC の増厚施工で必要な端部の接着剤を省略した実物大の施工試験により, 付着強度を満足する結果が得られている²¹⁾.



図 8.2.5 コンクリート床版のアップグレード化の概念(打換え)¹⁹⁾

UHPFRCは、配合や定義が様々ではあるが、現場打ち施工を主体としていること、鉄筋コン クリートとしての設計を想定してることから、世界的に見ても補修・補強の分野では今後も適用 が拡大することが考えられる.これらの適用を拡大するためには、既設のコンクリート床版を、 部分的でなく平面的に広くかつ全面的に打込むような補修方法により、UHPFRCの緻密性やひ び割れ分散性を活かした表面保護工法の効果が期待できる.ただし、今後の課題としては、マク ロセル腐食に対する抵抗性の研究事例が少ないことから、部分的な補修に用いるには適用性に関 する検討が必要であると考えられる.また、UHPFRCは、材料費が高いということが一般的な 理解となっているため、適用にあたっては、LCCが最小となる維持管理方法が有効となること は概念的には理解されていても、実際の補修・補強工法に導入するための要求性能と性能評価方 法の確立が必要と考えられる.

8.3 断面分割施工するプレキャスト PC 床版

高速道路の床版取替工事は,供用中の路線を通行止めして実施する必要があり,工事に伴う大 規模規制による影響が懸念される.そのため工事の実施においては,社会に与える影響を最小限 に抑える規制計画と施工計画を策定する必要がある.これらに対応するためには,調査研究や技 術開発を推進し,長寿命化の施工技術の導入,コスト縮減への取組み,生産性の向上,人材確保 や育成を行う取組みが課題となる.特定更新工事の標準的な床版取替は,図 8.3.1 に示すように 高速道路の大規模車線規制により片車線の本線を通行止めして工事を実施する³⁾.対面通行規制 では,片側2車線を1車線に絞り込む昼夜連続の車線規制となることから,交通量の大きい路線 などにおいては渋滞発生が社会的な影響を及ぼすことがある.NEXCO では,床版取替工事の実 施のため,大規模規制の実施時期の調整や渋滞を緩和するための大規模規制計画,工事期間の交 通情報提供などの取組みを実施するなど,影響が必要最小限となる設計・施工計画が検討されて いる.今後,重交通路線などで床版取替を行う路線では,図 8.3.2 に示す断面分割施工などの工 事も計画されている³⁾.そのため,プレキャスト PC 床版の接合構造については,分割施工に対応 した構造や施工時間を短縮可能な構造の製品開発が進められている.断面分割施工に対応するに は,性能照査法の適用範囲を明確にして,新工法に対して柔軟に性能照査を実施するために,開 発ニーズや新材料,新工法に対応する性能評価の技術的知見の収集・整理の蓄積が重要である.

高速道路では、大規模な規制規制は渋滞の発生により社会的影響を及ぼすことから、床版取 替工事においては、断面分割施工を行う計画が増加しており、その施工計画と供用車線の切り替 えを踏まえた床版取替の設計・施工を行うことが必要となる。そのため、橋軸方向に配置される 継目部については、輪荷重走行位置の影響の大きくなる箇所での性能照査が必要と考えられる。 写真 8.3.1は、新東名高速道路の内牧高架橋の建設において、図 8.3.2および図 8.3.3に示す断面 分割施工のPC床版の疲労耐久性を照査した事例である。今後の性能照査方法の適用拡大の1つの 参考事例になると考えられる²².



図 8.3.1 大規模車線規制による床版取替工事の例³⁾



(走行車線の床版取替)

図 8.3.2 断面分割による床版取替施工例



写真 8.3.1 新東名高速道路 内牧高架橋の施工状況と輪荷重走行試験



図 8.3.3 断面分割施工の施工目地部に着目した輪荷重走行試験



図 8.3.4 輪荷重走行位置の検討結果

第6章では、国内で初めてのPC床版の疲労耐久性の性能評価法方法として、100年間の供用年数 に対応した輪荷重走行試験による性能評価方法を提案した.ただし、本研究では5体のPC床版供 試体の疲労破壊結果に基づくS-N曲線を提案していることから、今後、更なる疲労試験の破壊結果 の蓄積を行って、S-N曲線の精度向上を図ることやPC床版以外の更新床版に対する性能評価方法 の確立が必要である²³⁾.

8.4 コンクリート床版上面の変状に対する非破壊検査

高速道路の膨大な数の橋梁のコンクリート床版を,点検・診断しながら効率的に健全度診断を 行い,更新や修繕の判断を行うためには,効果的な点検支援や非破壊検査などを取入れた点検・ 診断の効率化と高度化を図る必要がある.近年では,床版上面の劣化を判定する非破壊検査の導 入が実装されている.点検・診断においては,コンクリート床版の土砂化,鋼材腐食,塩分量の 推定における非破壊検査技術の高度化が期待される.コンクリート床版上面の健全度評価の非破 壊検査には,電磁波レーダ法,赤外線サーモグラフィ法,衝撃弾性波法,漏洩磁束法,中性子線 即発ッ解析法などの適用が考えられる.

ここで、上面からの非破壊検査により判定対象としている床版上面劣化の変状は、図 8.4.1 に 示す変状を想定している.



図 8.4.1 非破壊検査で対象とする床版上面劣化の変状 24)

(1) 電磁波レーダ法

電磁波レーダ法は、電磁波が金属以外の媒質を透過し、透過した媒質となる比誘電率を持つ媒 質の境界で反射する性質を利用し、物質内部を非破壊で検査する手法である²⁵⁾. 探査の原理は、 図 8.4.2 に示すように、電磁波を媒質中に送信器から放射(以下,送信波という)し、反射した電 磁波(以下,反射波という)を受信アンテナで受信し、反射波が返ってくるまでの時間から深さ 方向の位置を推定するものである.平面的な位置は、距離計を内蔵した装置を移動させることに より、位置情報を得ることができる.電磁波の速度は、真空中の速度が基準となり各媒質に対す る固有の速度 V で伝わる.各媒質内での伝搬速度は、各媒質の固有の電気的定数である比誘電率 により、式(8.4.1)で表す.また、比誘電率の異なる境界面で電磁波が反射する原理を利用する と、境界面までの深さは、式(8.4.2)で与えられる.

電磁波が媒質の異なる境界面に達すると、その境界面で一部反射し、残りは通過する.境界面 に電磁波が垂直に入射する場合、この反射と透過の割合は境界面で接する二つの媒体の比誘電率 によって決まり、式(8.4.3)により反射強度 R を表すことができる.上層の比誘電率が下層と比 較し高い場合は、電磁波の反射強度のピーク値がプラス方向になり、上層に比誘電率が下層と比 較し低い場合は、反射強度のピーク値がマイナス方向になる.



図 8.4.2 電磁波レーダの原理 25)

土砂化の範囲については、水が帯水している可能性が高く、健全なコンクリートが比誘電率 6 ~10 程度であるのに比べて、水の比誘電率が 81 であることから、電磁波レーダの境界面での反 射波の振幅が大きくなる.近年では、図 8.4.3 に示すように車載式の電磁波レーダで走行計測によ り帯水範囲を検出する技術が可能となっている²⁶⁾.また、RC 床版の土砂化等に対する診断技術 として、電磁波レーダによる水の検知を軸とした早期検出技術の研究開発が行われており、実橋 を対象として車載式電磁波レーダにより、図 8.4.4 に示すように床版上面の変状を検知すること が可能となっている²⁷⁾.



図 8.4.3 電磁波レーダ法による計測データの例 26)





(b) 水分カウント値((a)の赤枠範囲)

図 8.4.4 電磁波レーダ結果と水分計測結果の対比 27)

(2) 赤外線サーモグラフィ法

赤外線サーモグラフィ法は、非接触で短時間に広範囲で視覚的な検査が可能であり、その特徴 や温度計測の分解能が格段に向上したことから、コンクリート表面近傍部の欠陥検出法として注 目され、種々の異なる測定環境下で実施されて得られた多くの研究成果から実現場への活用が期 待されている^{28)~35}. 赤外線サーモグラフィ法の原理は、図 8.4.5 のようにコンクリート表面から放射される赤外線 を検出素子を用いて二次元的に走査し、検出された赤外線量を映像として表示する方法で、内部 欠陥を有する場合に床版コンクリート内部の熱伝導率、比熱、熱的性質が健全部と異なり、その 違いは温度や日射等によって生じる構造物の温度変化に起因して生じる表面温度の日変動の中で、 図 8.4.6 に示すように欠陥部と健全部との間に表面温度差が生じる時間帯があることを利用して、 内部欠陥を検出する方法である.



図 8.4.5 赤外線法による欠陥検出の原理 35 図 8.4.6 健全部と欠陥部の表面温度変化モデル 35

道路橋床版に赤外線サーモグラフィ法を適用する場合は,昼間太陽光で温められたアスファルト舗装および橋梁 RC 床版が日没後に放熱する際に,RC 床版内部に生じた空隙,ひび割れなどにより熱伝導が阻害されるためアスファルト表面の温度分布に局所的な変化が生じることによる原理を利用するものである³⁵⁾.これらの温度変化領域の寸法は,数十 mm 以上と比較的大きい.車線横断方向の幅員約 3.5m を 640 画素程度で撮影して,解像度が約 5.5mm/画素となることから,これらの温度変化領域の検出が可能となる. コンクリート表面からの検出可能距離が短く,舗装面コンクリート数十 mm 程度の深さの変状しか検出できないという短所があるが,検査対象橋梁の橋面上を走行する検査車両から非接触で広範囲な領域を短時間で調査でき,鉄筋が混在する橋梁でも変状を判別しやすいという利点を有している 36).

しかしながら,橋軸方向にはその長さが長大であるために,赤外線サーモグラフィによる移動 撮像が必要となる.このようにして撮像された赤外線画像を観察する場合,走行方向に広範囲な 変状がどのように分布しているかを局所的な画像から判断することは困難である.そのため,走 行方向では,赤外線画像を合成して,一覧表示できることが望まれるが,画像枚数が膨大である ことや,走行速度によって画像重複度が異なるため,手作業による合成を行うことは現実的でな い.また,高速道路の場合は,時速 100km/hr 程度の高速走行撮影を行うことから,撮像時の露 光時間が制限されるため,赤外線画像の質が低下することも問題となる.さらに,赤外線画像だ けでは,床版内部の変状による温度変化なのか表面の状態(凹凸や汚れ)による温度変化なのか を判断しかねる場合がある.そのためには,可視画像を同時撮影することが必要である.また, 長大な道路を個別に撮像した赤外線サーモグラフィおよび可視画像を対応させて閲覧することは, 実運用としてかなりの困難を伴うことが課題となっている.これらの課題を解決するために,近 年では,図 8.4.7 に示すように路面を撮像した赤外線サーモグラフィの各フレームを自動的に画 像合成するシステムが開発されている.また,同時に路面を可視ラインセンサによって撮像し, 赤外線サーモグラフィと可視画像の位置を自動対応させて撮影し,これらを同時に閲覧できるシ ステムも合わせて開発されている³⁷⁾.





(3) 衝撃弾性波法

衝撃弾性波法は、図 8.4.8 に示すように鋼球を用いて床版表面を打撃することにより床版内部 に弾性波を伝播させ、床版表面と底面での多重反射、あるいは床版表面と水平ひび割れで多重反 射する波を、表面に設置したセンサにより受信し、この受信波をスペクトル解析することにより 得られるピーク周波数に基づき、供試体の厚さや水平ひび割れまでの深さを推定する手法である ²⁵⁾.床版取替工事の対象となった鋼鈑桁橋 RC 床版について水平ひび割れの有無を衝撃弾性波法 で床版下面から検査した結果について、撤去後の切断面観察との対比において、検証による水平 ひび割れの合致率は 70%~85%であった.更に、打音法による調査との比較においては打音で判 別が困難な水平ひび割れも検出することができている.床版下面からの検査で、床版の上面側と 下面側の両方の水平ひび割れを特定することが可能であり、床版の非破壊検査手法としては高い 精度が得られている ³⁸⁾.一方、床版上面からの計測による研究では、アスファルト舗装および内 部に水平ひび割れを人工的に模擬した RC 床版供試体による検証において,舗装面から衝撃弾性 波法による水平ひび割れの評価を行い,欠陥が十分に検出可能であることを明らかにしている³⁹⁾.



図 8.4.8 衝撃弾性波法による RC 床版の内部欠陥検出の原理³⁹⁾

(4) 漏洩磁束法

鋼材腐食については、 PC 床版の PC 鋼材破断を検知する技術として、漏洩磁束法の活用が期 待される^{40)~42}).現在、漏洩磁束法の非破壊検査については、PC 橋の桁内 PC 鋼材を対象とした 破断検知の調査方法として、実橋の詳細調査に活用されている.その調査方法については、足場 工を設置して下面側からの調査で調査可能な部位が限定されるという課題がある.図 8.4.9 には PCT 桁橋の実橋の撤去桁を用いて、ユニット型の漏洩磁束法の非破壊検査機器を用いて調査を実 施した結果で、青色着色した①から④の範囲において、PC 鋼材の破断検知が困難な範囲を示して いる⁴³).そのため、床版内に配置された PC 鋼材の破断検知は、別途、高速道路の車線規制を実 施し、床版上面から調査を行う必要があるが、それに対応した調査方法は研究途上である.そこ で、本論文の第7章で開発した自動車走行による破断検知技術により、PCT 桁橋の床版横締め PC 鋼材の破断検知が可能となり、今後、その活用が大いに期待される.



図 8.4.9 PCT 桁橋(実橋の撤去 T 桁)の PC 鋼材破断調査結果 43)

(5) 中性子線即発 γ 解析法

塩分量の特定については、現状で、非破壊検査による計測技術は研究途上である.中性子線の 活用による塩分濃度非破壊検査技術として、中性子捕獲即ガンマ線分析により、モルタル中の 0.36kg/m³以上の塩分濃度の非破壊計測を実現している^{44)~47)}.中性子線を照射すると、すべての 元素に応じた異なるエネルギーのガンマ線を発生する.この特性を生かした分析手法は、中性子 放射化分析 (NAA)と中性子誘導即発 γ 線解析 (NPGAA)の2つに代表される.その感度が元 素ごとに (正確には、同位体を含む異なる原子核種)に異なることを利用して、中性子誘導即発 γ 線解析法を、塩害の調査に対する現場利用可能な計測技術とすることを目指して開発、高度化が 行われ、RANS を利用してコンクリート内部塩分を約 0.3 kg/m³から評価可能である⁴⁸⁾.



図 8.4.8 即発 γ線解析法によるコンクリート内の塩素の定量分析評価 48)

点検・診断により劣化度が判定されたコンクリート床版は、補修・補強の必要性を判断するために、使用条件や周辺環境を考慮して、ライフサイクルコストを踏まえて必要な追加調査を実施し、措置方針を決定する.しかしながら、劣化度判定から健全度判定を行って措置方針の決定までの維持管理 PDCA サイクルをスムーズに流すためには、専門技術者や熟練技能者の判断が必要となっている.

今後は、コンクリート床版内部の劣化程度を直接評価する非破壊検査法の導入により、詳細調 査を省略するなど維持管理業務の効率化と高度化を図ることが必要不可欠である.維持管理業務 を効率化するためには、非破壊検査の活用方法を考慮した体系化が必要である.特にコンクリー ト床版は、調査しなければならない橋梁数が膨大となっており、このために個々の床版に多くの 時間をかけられないが、経時変化を明らかにすることも重要である.このような状況を改善する には、維持管理の PDCA サイクルの構築と合わせて非破壊検査の適用範囲を明確にする体系化の 整理が必要となる⁴⁹.

8.5 コンクリート床版のモニタリング

高速道路の維持管理においては、将来の人口減少や熟練技術者の減少に備えて、橋梁の維持管理 業務の効率化や高度化に向けた各種の取り組みが行われている.その中の1つとして、橋梁のモ ニタリングに関する技術開発が実装されている.写真 8.5.1 は RC 床版下面のひび割れ進展やた わみ劣化状態をモニタリングするために光ファイバーセンサーを床版下面に設置して、センサー のひずみ計測結果から床版の劣化状態を診断するものである.モニタリングを導入するためには、 モニタリングの計測項目に対応する管理限界等の閾値を設定する必要がある.閾値の設定方法は、 これまでの RC 床版の劣化指標となっているたわみ劣化度 500やひび割れ密度の相関などを活用し て、輪荷重走行試験による再現実験などを踏まえて決定していく必要がある.



写真 8.5.1 RC 床版のモニタリング実装事例

現状のコンクリート床版の点検・診断は、5年に一度の近接目視による定期点検により行われ ているが、点検者が都度変わる、点検者の判断が入る、近接目視に多大な費用がかかる、明らか に健全な箇所にも同じような点検を行っているなど、普遍性、診断の適切性、費用、効率性等に 課題も多い.これらに対して現状の定期点検に加えてモニタリング技術を活用することにより、 定期点検の課題の一部を解決することができる。例えば、普遍性についてはデジタルカメラによ る画像撮影により点検者が変わることによる影響を極力排除することが出来る、あるいは、診断 の適切性については加速度センサーにより RC 床版の損傷程度をより的確に評価することが出来 るなどである.また、供用に対する安全性が問題になるような損傷状態においては常時監視が必 要になるが、このような場合にもモニタリング技術が有効である。このように、定期点検に加え て、表 8.5.1 に示すようにモニタリング技術を活用することや常時監視にモニタリング技術を用 いることにより、合理的な RC 床版の維持管理が可能となる 51).図8.5.1 および図8.5.2 は国交 省および NEXCO の RC 床版の健全度に応じたモニタリングの種類と役割を示したものである。 当面は、国交省の健全度でIIIからIVに移行する段階において、抜落ち、たわみに関するモニタリ ングを実施することが維持管理において効果的と考えられる。

対象となる 損傷	モニタリングの種類	点検の 補助		診断の補助				補補効羅認	緊急 時 対応	
		А	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι
ひび割れ	画像によるモニタリング (定期計測)		0	0						
抜け落ち	光ファイバによるモニタ リング(常時計測)						0			
たわみ	変位計測によるモニタリ ング(常時計測)						0			
目開き	光ファイバによるプレキ ャスト床版接合部のモ ニタリング(常時計測)	0		0						
構造性能の 低下	振動モードによるモニタ リング(定期計測)				0	0				

表 8.5.1 モニタリングの種類と目的 51)

※記号の説明

A: 何らかの異常があった箇所を把握する.

B:健全性を確認している範囲を把握する.

C:予防保全対策を取るべき状態に達したことを把握する.

D:定量的データを取得し、比較する.

E:健全度評価のための定性的,定量的データを取得する.

F: 通行制限あるいは通行止めにすべき状態に達したことを確認する.

G:補修・補強の対策を講じるまでの状態を確認する.

H:対策の効果,持続性を確認する.

I: 落橋の危険が予測される箇所を把握する.



(a) 国交省の点検要領における健全度判定区分

図 8.5.1 RC 床版の維持管理におけるモニタリングの種類と役割 ⁵¹⁾



(b) NEXCO の点検要領における健全度判定区分

図 8.5.2 RC 床版の維持管理におけるモニタリングの種類と役割

8.6 コンクリート床版の維持管理サイクルの高度化

今日, AI, ロボット, ドローン, 5G の新技術活用やデータ整備・活用による高度化・効率化の 時代が到来している. インフラ維持管理においてもデジタル化・リモート化による生産性向上の 推進の必要性がもとめられる. これら新技術の活用にあたり, 基礎となる要素技術として性能評 価に関する技術開発の継続的な取り組みは必要不可欠である.

コンクリート床版の長寿命化に向けて,設計・施工に関する性能評価技術や非破壊検査技術は, 点検・診断の効率化・高度化や補修・補強技術のブレイクスルーを起こすためにも継続的な研究 の取り組みが必要不可欠である^{52),53)}.本論文の研究を通じて得た知見と技術力を最大限駆使して, 今後も永続的に我が国の高速道路が持続可能となるように,コンクリート床版の技術開発に邁進 すると共に,我が国の発展に寄与する技術者の育成や継続的な取り組みが必要不可欠である.

S42 年の建設省道路局長通達以降の床版設計基準において,最小床版厚および配力鉄筋量の見 直しによる疲労損傷への対策が実施 ⁵⁴⁾されており,H5 年のスパイクタイヤ規制以降,凍結防止 剤散布量が増加しており ⁵⁵⁾,塩分を含んだ水が床版へ浸入し,床版下面に変状が発生していなく ても,床版上面が土砂化している事例が発生している.膨大な量のコンクリート床版を維持管理 するためには、劣化が生じる前に潜在的な劣化箇所を非破壊検査によりスクリーニングしながら、 コンクリート床版の予防保全として、図 8.4.1(3)に示す初期劣化の段階において床版防水工を早 期に施工していくことが重要である.また、図 8.4.1(4)に示すかぶり部分のみが土砂化した状態に おいても、予防保全の観点から床版上面のかぶり部分の薄層の断面修復を実施する.図 8.4.1(5)に 示す深層まで土砂化している場合は、部分的な範囲であればパネル単位で上段鉄筋の下側までの 深さに打換え、複合パネル判定により劣化度Ⅲ以上となる場合は床版取替えの実施時期を検討す る.床版取替え工事が実現困難な場合には、上面打換えによる補修とし、用いる断面修復材は、 劣化深さと夜間時間帯による車線規制などの施工条件により、速硬ポリマーセメント系または UHPFRCを選定することが考えられる.

コンクリート床版の維持管理の PDCA サイクルを効率的に回すためには,非破壊検査結果により健全度判定を行い,すぐに措置を決定して,つぎの詳細調査や対策方法の検討や補修・補強工事の実施に向けた方針を決定していくための,運用ルールや基準類の整備が必要である.

参考文献

- Toshihiko Nagatani, Takuya Harada, Toshiaki Mizobuchi, Shuichi Ono, Shinya Watanabe: Durability Evaluation on Top Surface Replacement Method of Existing RC Slab, ConMat'20, pp1256-1267, August27-29,2020.
- 2) 東・中・西日本高速道路 高速道路の更新計画について, 2015.3.25
- 3) 長谷俊彦, 萩原祐樹: 講座 第1回 高速道路の特定更新等事業と床版取替工事, プレストレス トコンクリート, Vol.62, No.2, pp.80-87, Mar. 2020
- 4) 赤江信哉,石田学:橋梁床版補修に用いる速硬ポリマーセメントモルタル,コンクリート工学,Vol.57,No.1,pp94-97,2019.1.
- 5) 渡邊有寿:超高性能繊維補強セメント複合材料(UHPFRC)を用いた各種補修・補強技術の最 新動向, コンクリート工学, Vol.59,No.5,pp446-451,2021.5.
- 6) 和田吉憲,松本政徳,渡邊晋也:床版上面の断面修復に浸透性接着剤を用いた場合の疲労耐 久性向上に関する検討,第8回道路橋床版シンポジウム論文報告集,土木学会,pp81-86,2014.10.
- 7) 土木学会:コンクリート標準示方書 [維持管理編] 2018
- 8) 松里広昭,岡本享久,窪川豊之:最近の補修・補強材料についてーセメント系ー,コンクリート工学,Vol.33,No.2,pp33-42,1995.12.
- 9) 後藤昭彦:既設コンクリート床版における上面部分補修部の変状要因に関する一考察,土木 学会第67回年次学術講演会,pp545-546,2012.9.
- 10) 東日本高速道路㈱・中日本高速道路㈱・西日本高速道路㈱:構造物施工管理要領,2016.8.

- 11) 佐竹神也:ポリマーセメントモルタルを用いた道路橋 RC 床版上面の薄層補修に関する検討, 土木学会第70回年次学術講演会,pp403-404,2015
- 12) 水口和彦:2 タイプの接着剤を塗布した RC 床版の薄層上面補修法における耐疲労性の評価, コンクリート工学年次論文集,Vol.40,No.2,pp1273-1278,2018.
- 13) 青木聡; PCM 舗装による RC 上面増厚工法に関する研究, コンクリート工学年次論文 集,Vol.40,No.1,pp1485-1490,2018.
- 14) 土木学会:超高強度鋼繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案),コンクリートライブラ リー113,2004.
- 15)内田裕市:超高強度繊維補強コンクリート(UFC/UHPFRC),コンクリート工学,Vol.54,No.5,pp514-518,2016.5.
- 16) 上坂康雄: 超緻密高強度繊維補強セメント系複合材料による床版の補修・補強, 橋梁と基礎, pp48-51, Vol.54, 2020.8.
- 17) Bruhwiler, E: "Structural UHPFRC" Welcome to the post-concrete era! Proceeding of the First International Interactive Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Des Moines. Iowa. July 18-20,2016.
- 牧田通:スイスにおける UHPFRC を用いた構造物の補修・補強工法の研究・開発,コンク リート工学,Vol.55,No.5,pp361-367,2017.5.
- 19) 柳井修司,渡邊有寿,牧田通,北川寛和:超高強度繊維補強コンクリートの道路橋床版打替 え工法の適用に関する研究,PC工学会,第26回シンポジウム論文集,pp469-474,2017.
- 20) 国枝稔,柳井修司,渡邊有寿,青山達彦,鎌田修,林信也:岐阜大学「大学西橋」の施工-超 高強度ひずみ硬化型モルタル(UHP-SHCC)を用いた高耐久床版の施工-セメント・コンクリ ート,No.816,pp19-25,2015.
- 21) 光山恵生,渡邊有寿,牧田通,向俊成: UHPFRC を用いた道路橋床版の打替え・補強工法に おける床版界面の付着特性と振動エネルギーに関する実験的検討,コンクリート工学年次論 文集,Vol.42,No.1,pp1351-1356,2020.5.
- 22) 長谷俊彦,本間淳史,宮越信,川崎輝夫,新井崇裕:橋軸方向施工目地を有するストラット 付き張出し床版の移動輪荷重走行疲労試験(第二東名高速道路内牧高架橋),第三回道路橋床 版シンポジウム講演論文集,pp193-198,2003.9
- 23) NEXCO 設計要領第二集 橋梁保全編・構造物施工管理要領・試験法;東・中・西日本高速道 路㈱,2020.7
- 24) 土木研究所資料第 4398 号,道路橋コンクリート床版の土砂化対策に関する調査研究,国土 交通省・国土技術政策総合研究所・国研土木研究所,令和2年3月

- 25)小林一輔,魚本健人,加藤潔,広野進:コンクリート構造物の非破壊検査,PP.78-104,森北 出版,1990.5
- 26) 石田雅博,野田翼,小林巧,松本直士,夏堀格:電磁波レーダによる RC 床版土砂化に対す る予防保全の取組み,橋梁と基礎,Vol.54,No.8,pp.107-110,2020
- 27) 土研資料_第 4398 号_電磁波レーダによる床版土砂化の予防保全に関する取り組み, pp53-58, 2020.3.
- 28) 神田昌幸:赤外線による鉄筋コンクリート床版の健全度診断,道路建設,No.574,pp.96-97,1995.11.
- 29) 宮田信裕:トンネル検査車の開発,JREA,Vol.42,No.7,pp.26274-26277,1999.7
- 30) 三木博史,小橋秀俊:熱赤外線映像法による吹付のり面老朽化診断技術の現状と課題,土木技術,49巻,pp.89-103,1994.2.
- 31)上田信二,福島浩一,鳥居和之,松田康孝:赤外線サーモグラフィによる鋼板巻立てコンクリート橋脚の空隙検査に関する研究,コンクリート工学年次論文報告集,Vol.19,No.1,pp.1321-1326,1997.7
- 32) 山田和夫:サーモグラフィ法を適用したコンクリートの内部探査,非破壊検査,44 巻,第 4 号,pp.228-234,(社)非破壊検査協会 1995.4.
- 33) 川瀬貴行,鎌田敏郎,岩波光保,六郷恵哲:サーモグラフィによる鋼・コンクリート間の空隙評価に関する基礎的研究,構造物の診断に関するシンポジウム論文集,pp.285-288,土木学会構造工学委員会,1998.7
- 34) 柳内睦人,金光寿一: サーモグラフィ法による RC 道路橋床版の内部性状診断,構造物の診断 に関するシンポジウム論文集,pp.303-306,土木学会構造工学委員会,1998.7.
- 35) 金光寿一,柳内陸人,三星智典:舗装熱を利用したサーモグラフィ法による RC 床版内部の 欠陥検出に関する研究,土木学会論文集,No.727/V-59,pp95-108,2003.
- 36)内田勇治,松井俊吾,塩澤大輝,阪上隆英:赤外線サーモグラフィ装置を用いたアスファルト舗装上からのRC床版内部欠陥検出システムの開発 Journal of JSNDI Vol.68,No.3,pp132-136,2019.
- 37)加藤静雄・熊谷清貴・中馬勝巳・小出博・斉藤雅信:赤外線サーモグラフィ法による床版上 面の調査手法について、土木学会学術講演会講演概要集,Vol.65,VI-165,329-330,2010.9.
- 38) 大田一成,山本雅行,横山和昭:衝撃弾性波法を用いた床版の水平ひび割れ検出精度の検証, 衝撃弾性波法のコンクリート構造物への適用に関するミニシンポジウム論文集,pp41-44,2019.

- 39)中山和也,鎌田敏郎,内田慎哉,大西弘志:衝撃弾性波法による道路橋 RC 床版の水平ひび 割れの評価法に関する基礎的研究,コンクリート工学年次論文集,Vol.31,No.1,pp2113-2118,2009.
- 40) 村西信哉, 緒方辰男: NEXCO における PC 鋼材の維持管理,プレストレストコンクリー ト,Vol.60,No.6,pp.18-24,2018
- 41) 白石浩造:橋梁床版内の PC 鋼材破断検出のための漏洩磁束法による車両走行着磁 t 計測に
 関する研究:コンクリート工学年次論文集,Vol.42,No.1,pp.1684-1689,2020
- 42) 長谷俊彦,萩原裕樹,白石浩三,溝渕利明:漏洩磁束法を用いた道路橋床版の PC 鋼材非破 壊検査の車両走行計測に関する研究:土木学会論文集 A1,Vol.78,No.1,pp139-155,2022.
- 43) 長谷俊彦・濱岡弘二・北野勇一・廣瀬誠:漏洩磁束法による撤去 PC 桁の PC 鋼材破断調査, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.75,V-353,2020.8.
- 44) 大竹淑恵: 中性子源 RANS による非破壊可視化技術, Soc.Colour Matarial, Vol.88, No.12, pp424-427, 2015
- 45) 大竹淑恵:理研中性子源システム RANS プロジェクトとインフラ非破壊観察技術開発, JCI 「中性子線を用いたコンクリートの検査・診断」に関するシンポジウム論文集, pp190-195,2021.9.
- 46)藤田訓裕・岩本ちひろ・高梨宇宙・大竹淑恵:小型加速器を用いた中性子散乱イメージング による橋梁構造物の非破壊検査, JCI「中性子線を用いたコンクリートの検査・診断」に関す るシンポジウム論文集, pp196-201,2021.9.
- 47)若林泰生・Mingfei Yan・岩本ちひろ・藤田訓裕・水田真紀・高村正人・大石龍太郎・渡瀬博・ 池田裕二郎・大竹淑恵:小型中性子源 RANS ならびにカリフォルニウム線源を利用したコン クリート構造物の塩害に対する非破壊検査装置の開発, JCI「中性子線を用いたコンクリート の検査・診断」に関するシンポジウム論文集, pp196-201,2021.9.
- 48) 若林泰生,吉村雄一,水田真紀,大竹淑恵,池田裕二郎:小型中性子源および即発ガンマ線 を用いたコンクリート構造物内塩分濃度分布の非破壊診断技術の開発,コンクリート構造物 の補修,補強,アップグレード論文報告集, Vol.17, pp.659-664, 2017.
- 49) 魚本健人:コンクリート構造物の非破壊検査をさらに進歩させるために、プレストレストコンクリート,Vol.56,No.6,Nov,10-11,2014
- 50) 松井繁之,前田幸雄:道路橋 RC 床版の劣化度判定法の位置提案,土木学会論文集,第 374 号/ I-6,pp.419-426,1986.10
- 51) 土木研究所資料 第 4408 号 土木構造物のためのモニタリングシステム活用ガイドライン
 (案), 2019.12
- 52) 道路橋床版の維持管理マニュアル 2020 土木学会,2020.

- 53) 田中洋介,国土交通省におけるインフラ分野のDXの加速化に向けた取組と今後の展開,JCI ジャーナル, Vol.65,No.5,pp378-383,2022.5.
- 54) 国土交通省 国土技術政策総合研究所:道路橋床版の疲労耐久性に関する研究,国土技術政策 総合研究所資料,第472号,pp5-6,2008.8
- 55) 国土交通省 国土技術政策総合研究所: 凍結防止剤散布と沿道環境, 国土技術政策総合研究所 資料, 第 412 号,pp6-32,2007.7

第9章 結論

第1章 序論

高速道路橋コンクリート床版の長寿命化技術について,我が国のインフラ維持管理の現状,本 研究の背景を踏まえた本論文の研究対象と課題を明確化し,全体の論文構成と技術的課題の解決 方針を示した.

第2章 高速道路橋コンクリート床版における現状と課題

現状調査による課題抽出を行い,技術的課題とその解決方法について,以下の事項について課 題整理を行った.

- (1) 我が国の道路橋コンクリート床版における設計基準の変遷,コンクリート床版に適用する上 面増厚工法の変遷, RC 床版の変状と損傷形態の特徴,既設 RC 床版の補修・補強に関する現 状の技術および RC 床版の劣化度評価法に関する現状調査を行った.また,本研究においては, 高速道路橋のコンクリート床版の長寿命化に資する技術課題を検討対象とし,課題の抽出と解 決方法を検討した.
- (2) 技術的課題の解決方法は、床版の劣化に対する影響を評価する輪荷重走行試験を活用した性 能評価法の検討,および、点検・診断の高度化では、非破壊検査による効率化に向けた検討が 有効であることから、本論文においては、上面打換えの施工方法に対する補修効果、プレキャ スト PC 床版の接合部の輪荷重走行試験による耐久性評価、および、PC 床版の PC 鋼材非破 壊検査による健全度判定の高度化(車両走行計測による効率化)について検討課題とした.

第3章 床版上面打換えの施工方法による検討

3.1 断面修復のはつり取りと表面処理による付着強度

- (1) 打撃工法によるはつり取りは、ハンドブレーカーの機種が微細ひび割れの発生量に与える影響について、はつり工具の質量が大きくなると微細ひび割れ量の発生量も多くなり、打継ぎ界面の付着強度に影響を及ぼすことを確認した.
- (2) 表面処理工法については、ウォータージェット工法、スチールショットブラスト工法を比較 し、加えて、表面処理面に接着剤を塗布したケースについて比較を行った結果、打撃工法によ るはつり取りについては、既設コンクリートと断面修復材の一体化を確保する付着強度の要求 性能とした規格値 1.5N/mm²を下回ることを確認した.
- (3) 表超速硬コンクリートおよびポリマーセメントモルタル(以下, PCM と称す)を用いて, 打撃工法を併用し, 1m 幅未満の部分的(局所的)にはつり取りして床版上面を打換える補修を

行う場合,付着強度が1.5N/mm²を下回ったことから,応急復旧的な断面修復として位置付け とするのが妥当である.これに対して,表面処理において,ブラスト処理と接着剤塗布を施す ことにより,付着強度が増加し耐久性が向上することを確認した.

(4) パネル(主桁と横桁で囲われた領域)範囲に拡大した条件でウォータージェット工法によるはつり取りで,床版の上段鉄筋より深く断面修復した供試体の輪荷重走行試験後の切断面の観察や,輪荷重走行直下で直接引張試験を行った結果において,付着強度1.5N/mm²以上を満足し, 恒久的な断面修復として取扱うことが可能であることを明らかにした.

3.2 上面打換えした床版の輪荷重走行試験

- (1) 上面打換え床版の輪荷重走行試験による既往の研究,および,筆者が NEXCO 総研橋梁研究 室長の立場で担当した上面打替えの輪荷重走行試験結果について整理分析を行った.比較対象 は,部分的に打換えした床版供試体,パネル単位の範囲に打換えた床版供試体,実橋撤去床版 をビニロン繊維補強コンクリートで打換えた床版供試体の結果と,新設 RC 床版とを比較した.
- (2) 輪荷重走行試験の結果より、床版上面を部分的に打換えるよりもパネル単位で打換える方が 耐久性が向上する傾向が明らかとなった.また、断面修復材については、ビニロン繊維繊維補 強コンクリートで打換えると更に疲労耐久性が向上することを実験により明らかにした.
- (3) 上記の輪荷重走行試験による試験結果について,疲労強度の推定による比較を試みた結果, RC 床版の S-N 曲線上で評価でき可能性がある結果を得た.

第4章 上面増厚床版の延命化対策に関する検討

4.1 施工目地部の施工条件を模擬した劣化再現試験

- (1)上面増厚工法の施工目地部において、施工条件から付着強度の低下に及ぼす要因を整理分析 し、要素実験で再現確認を行った.上面増厚後のはく離損傷を再現するための供試体の製作方 法について検討を行った.端部の付着強度を低下させる施工条件について、ショットブラスト の照査範囲が届かない範囲において、オフレールフィニッシャの締固めが不十分となる範囲が 問題となることを明らかとした.
- (2) (1)の製作条件で製作を行った床版供試体の輪荷重走行試験において,既設 RC 床版供試体の ひび割れ劣化程度の大きい供試体は,はく離損傷が早く進展することを明らかにした.また, 増厚補強の施工端部においては,SFRC 層の十分な締固めの効果や切削面のショットブラスト による十分な処理が出来ないことから,既設 RC 床版と増厚層の付着強度低下の原因となって いることを明らかにした.
- (3) 上記(1)および(2)の検討結果を踏まえて、上面増厚施工の施工目地部付近においては、付着強度を向上させる対策が必要であることを実験により確認した.

4.2 施工目地部の劣化抑制対策に関する検討

- (1) 劣化損傷の抑制対策について, 増厚補強の施工端部に浸透性の接着剤を塗布することで, 施工 目地部のはく離損傷を抑制できることを確認し, はく離抑制工法の標準工法として提案する.
- (2) 増厚界面の端部に接着剤を塗布した領域では,はく離が生じなかったため,接着剤塗布が最も 付着性能が高いことを確認した.また,施工目地部にアンカーのみの場合や CFRP 格子筋を設 置した場合は,脱型後に施工目地部にジャンカ状の変状が確認されたことから,付着強度が低 下し締固めが不十分になる可能性があることが確認された.アンカー設置後に施工端部に接着 剤を塗布した場合,はく離は生じなかった.アンカーのみでははく離が生じたことから,接着 剤の補修効果が確認された.
- (3) 上記(2)の結果から,施工端部においては,接着剤塗布が最も劣化抑制効果があることが確認できた.

4.3 劣化抑制対策の要求性能と性能評価試験法

- (1) 劣化抑制対策の効果を確認した接着剤塗布工法について,要求性能と性能評価試験方法について検討を行った.
- (2) 性能評価の試験方法は、付着界面に塗布した接着剤の耐久性を評価する方法として、温水負荷 を与えた後に水浸引張疲労試験を行う方法を提案した.

第5章 上面増厚床版補修後の実橋調査

5.1 増厚層のはく離損傷に対する樹脂注入補修後の調査

東名高速道路の実橋において、増厚後のはく離損傷に対する樹脂注入補修後の追跡調査を行なった.調査は、対策直後に実施されている実橋載荷試験の計測結果について、7年経過後の時点で同様の計測を行い経時変化を確認し、以下の結果が得られており、2020年10月の時点においても舗装路面に変状が生じて居ないことを確認した.実橋載荷試験において、以下の結果を得た.

- (1) 床版の相対たわみ分布は、補修直後と7年経過後ともに、最大たわみが0.5mm 程度で、その 分布形状も同じ状態で、床版剛性として、補修後の状態が維持されている.鉄筋ひずみの計測 値より求めた床版の主鉄筋応力では、局所的にひび割れ発生の影響により若干の増加が認めら れているが、その増加量は2~3N/mm²と小さい.
- (2) ひび割れ開口変位量の計測値も,補修直後と7年経過後ともに最大変位量は橋軸方向で 0.088mm,橋軸直角方向で0.024mmと小さく,いずれも0.1mm以下の幅を維持していた.
- (3) 供用下の頻度測定結果において,補修直後と7年経過後で鉄筋ひずみの発生頻度分布範囲, ひび割れ開口変位量の発生頻度分布の計測結果で大きな変化がなく,補修効果を維持している といえる.

(4) 2020年10月現在も路面変状が認められず、健全な状態を維持していることが確認できた.

5.2 増厚層の再劣化部に対する打換え補修後の調査

上面打換えを施工してから約4年間経過後の2011年(H23)年に現地調査を行った.外観目視調 査では、舗装面、検査路からの近接目視、橋梁下からの遠望目視および路面からの点検ハンマー によるたたき点検を実施した.

- (1) 床版下面に寒冷地特有のスケーリングの跡が見られるものの,漏水や新たな遊離石灰の滲出 は認められず,舗装面においてもポットホールや舗装補修箇所は確認されなかった.
- (2) 打換え範囲の最も多かった P1-P2 間において,上面打換えを実施する前に床版下面に漏水や 遊離石灰が 2 方向に発生する A または B の判定だったパネルについても,上面打換え後は漏 水が認められていない.
- (3) 約7年経過後の2016(H28)年,12年後の2022(R03)年においても路面の変状は確認されてお らず補修効果が持続されていることを確認した.

第6章 PC 床版における疲労耐久性評価法に関する検討

第2章の2.3.4 で整理を行ったコンクリート系床版の疲労強度に関する既往の研究成果の現状 調査の結果を踏まえ,一方向 PC 床版の疲労強度の性能評価方法について輪荷重走行試験により 検討を行った.検討の結果,以下の知見が得られた.

6.1 プレキャスト PC 床版の輪荷重走行試験

- (1) RC ループ継手構造を有する PC 床版の床版供試体による輪荷走行試験を実施した結果,供用 年数 100 年相当である 250kN の 10 万回までほぼ横ばいで推移している. 10 万回後の継手 部の開きも小さく,漏水も確認されなかったことから,十分な疲労耐久性を有していることを 確認することができた.
- (2) 破壊性状を確認する 490kN の載荷ステップでは、繰返しの初期段階から床版たわみの増加 が見られ、破壊近くになるとたわみが急増して押抜きせん断破壊に至った.
- (3) RC ループ継手は、継手部の鉄筋量が多いことと、ループ鉄筋によるコンクリートの拘束効 果により、継手部が弱点とならずに PC 床版で破壊することを確認した.
- (4) プレキャスト PC 床版の継手構造を有しない PC 床版の輪荷重走行試験により, PC 床版の疲労破壊性状を確認するとともに,押抜きせん断破壊を確認する PC 床版の疲労耐久性評価試験方法について,載荷荷重と繰り返し載荷回数の設定のための検討を行った.
- (5) RC ループ継手を有する接合構造と異なる機械式継手構造などの性能評価について,輪荷重 走行試験による破壊性状が十分確認されていないため,今後も性能評価法の適用範囲につい て継続的な検証が研究課題である.

6.2~6.5 PC 床版の押抜きせん断耐荷力算定式と S-N 曲線の提案

- (1) プレキャスト PC 床版の接合部の耐久性を評価するために,既往の研究成果を含めて 5 体の 床版供試体の疲労試験データを基に PC 床版の疲労強度を推定する両対数 S-N 曲線による疲 労耐久性評価の指標を提案し,今後の新たな疲労耐久性評価法の提案を行った.
- (2) 床版取替のプレキャスト PC 床版の接合部の疲労耐久性を評価するための輪荷重走行試験に よる性能評価方法として,250kN の輪荷重で 10 万回の繰返し載荷を行うことで,100 年間 の疲労耐久性を評価する性能評価試験法を提案した.
- (3) 橋軸直角方向にプレストレスを導入した PC 床版の破壊性状は押抜きせん断破壊であり,床 版下面のひび割れの発生順序及び破壊までの挙動が明らかになったが,断面のひび割れ発生状 況については,荷重条件,ハンチ形状,床版支間長,PC 鋼材の径・間隔などのパラメータで破 壊性状が異なる可能性が示唆され,PC 床版の共通的な破壊性状を把握するために,今後も試験 データの蓄積が望まれる.
- (4) RC 床版を対象とした既往の研究を基に, PC 床版の水張りの影響による疲労促進倍率を 1/15 と想定し, PC 床版の耐用年数 100 年相当の疲労耐久性評価指標として載荷荷重 250kN/輪×10 万回の輪荷重走行試験を提案した.ただし, PC 床版における水張りの影響については, 今後の 研究課題である.

第7章 PC 床版の PC 鋼材非破壊検査の車両走行計測に関する検討

PC 床版の今後の維持管理業務の生産性向上に向けた,非破壊検査技術の活用による点検・診断の効率化や高度化に対して,漏洩磁束法による PC 鋼材の破断検知技術の適用範囲拡大する車両走行計測技術を実現した.本検討により以下の知見が得られた.

- (1) 大型電磁石による供試体実験の結果,および,速度 50km/h で車両走行計測の結果,電磁石や 計測器から PC 鋼材中心から鉛直方向に 300~500mm 離れた状態で,着磁後の PC 鋼材の磁 束密度が±300µT 以下の計測値において,1 次微分処理により時速密度変化を捉えることで, 画像解析処理したコンター図により,破断 Gap が 5mm 以上であれば検出可能であった.
- (2) 大型電磁石による供試体実験の結果,および,速度 50km/h で車両走行計測の結果,車両走行 しながら電磁石中心から約±600mm の範囲において, PC 鋼材の種別や鉄筋の位置によら ず±300µT 以内の着磁が可能であり,5mm 以上の破断 Gap を精度よく検出できた.

第8章 コンクリート床版の長寿命化に向けた技術開発の展望

本研究の第3章から第7章で検討を行った性能評価技術や点検調査技術について、本研究にお ける今後の将来展望を述べると共に、技術開発の方向性についての総括を行った.将来のインフ ラ維持管理において生産性向上を目的とした i-Construction やインフラ分野の DX など、高速道 路のコンクリート床版に関する維持管理における主要施策の動向や方向性を踏まえ展望をまとめ た.

おわりに

コンクリート床版の維持管理について,多様化する環境変化に対応しながら,生産性向上に資 する研究開発を推進していく必要がある.本論文で述べた性能照査技術や点検調査技術において, 適用拡大や高度化を図りながら i-Construction やインフラ分野の DX の仕組みの中にこれらの技 術を取入れながら実装し,維持管理サイクルの業務プロセスの高度化,効率化を実現するスキー ムを確立していく必要がある.輪荷重走行試験による性能評価技術や点検診断技術の高度化は, 研究開発の中核となる技術的課題であると考えられる.

インフラ維持管理の生産性向上について,現在,高速道路会社では,i・Constructionのプラットフォーム構築や BIM/CIM の試験工事における 3D 資産データの運用が始まっており,将来的には,更新工事や維持修繕工事においても,適用拡大と現場の実装検証が順次進められることとなる.業務プロセスが複雑な保全の維持管理業務においては,点検・診断,健全度評価の判定,詳細調査,対策検討,補修・補強工事の実施とシームレスに業務進行させるために,維持管理プロセスにおいて健全度判定支援などの生産性向上を図る AI 技術の活用に向けた研究開発も重要である.そして,i・Constructionのプラットフォームなどを通じて,性能評価技術や点検調査技術の高度化,BIM/CIM の技術,インフラ分野の DX の各種技術,AI 技術の活用を融合させることにより,更なる生産性向上やコンクリート床版の長寿命化に向けた技術革新が可能となる.

最後に,後世に健全な我が国のインフラ構造物を継承できるよう,今後も更なるコンクリート 床版の長寿命化技術の研究を通じて,土木技術者として貢献すべく,本論文の執筆を契機に継続 的な自己研鑽に取組んでいく所存である.

312

謝 辞

本研究の実施と論文をまとめるにあたり、ご指導、ご教授を賜りました法政大学 溝渕利明教授 に心より感謝申し上げます. 溝渕先生には、このような学位論文をまとめる機会を与えて頂くと ともに、様々な場面で、懇切丁寧にご指導いただき論文の形になりましたことに感謝の言葉を尽 くしようがありません. また、本論文の審査におきましては、名古屋大学中村光教授、法政大学 内田大介教授、法政大学山本佳士教授より、多くの貴重なご意見を賜り、論文内容の充実と質の 向上を図ることが出来ました. ここに感謝申し上げます.

また,公聴会におきまして,貴重なご意見,激励のお言葉を頂戴しました二羽淳一郎東京工業 大学名誉教授様(現(㈱高速道路総合技術研究所フェロー)をはじめ,会場にご出席いただきま した長田光司様(中日本高速道路㈱東京支社環境・技術管理部長),上杉泰右様(エスケーエ ムテクニカルオフィス),小野秀一様(施工技術総合研究所研究第二部長),平良平(㈱計測技 術サービス代表取締役),真田修様(中日本高速道路㈱豊田保全・サービスセンター 副所長), 宮嶌英二様(中日本高速道路㈱八王子保全・サービスセンター 工事課長),浦野悟様・浦野晶 子様(㈱メインライン・エンジニアリング取締役),および,Webご聴講参加の皆様方に感謝申 し上げます.さらに,公聴会準備運営にご協力をいただいた大学研究室の佐野俊介様,渡邊貴子 様,山本陽向様にお礼申し上げます.

本論文は、私が日本道路公団、中日本高速道路㈱の業務で携わった高速道路橋の建設、補修・ 補強および更新、維持管理に関する事業のほかに、特に、㈱高速道路総合技術研究所において、 研究員、主任研究員、橋梁研究室長と3度研究業務に携わることができまして、その間、コンク リート床版の疲労耐久性の性能評価技術について、学会活動や NEXCO の橋梁の技術検討委員会 等を通じて、ご指導やご助言をいただきながら培った知識と経験からまとめたものです.日本道 路公団試験研究所の研究員として、初めて PC 床版の輪荷重走行試験による耐久性評価の研究を 経験したことから始まり、その経験が私の技術開発研究に関する基礎となりました.

日本道路公団では、大阪建設局時代の観音寺高架橋(PRC連続2主版桁橋)の建設、四国支社 時代の重信高架橋(ショートライン・マッチキャスト製作によるプレキャストセグメント橋)の 建設を経験し、その後、静岡建設局時代の新東名高速道路の藁科川橋(長支間 PC 床版を有する 鋼2 主桁橋)、内牧高架橋(ストラット付き断面分割施工による PC 箱桁橋)、猿田川橋・巴川 橋(PC 複合トラス橋)などの橋梁建設事業を経験させていただきました。

高速道路会社の民営化後は、東京支社袋井保全・サービスセンター時代の東名高速道路(菊川 ~三ケ日間)の維持担当課長で初めての橋梁保全等を経験し、沼津工事事務所時代は、工事長お よび工務課長として、新東名高速道路(静岡県富士市~静岡県・神奈川県堺間)の建設事業を経 験しました.また、八王子支社保全事業部の構造技術課(更新チーム)で、構造技術課長として 特定更新等事業の中央自動車道沢底川橋の床版取替えなどを担当しました.

313

現在,八王子支社八王子保全・サービスセンターにおいて,中央自動車道(高井戸〜上野原間) および首都圏連絡自動車道(相模原〜あきる野間)の維持管理業務とリニューアル工事を担当し ながら,本論文をまとめることができました.これまで在籍した日本道路公団および NEXCO の 各事業所において,お世話になりました関係各位の皆様に感謝申し上げます.

今日までに,NEXCO の橋梁に関する研究プロジェクト業務などを通じて,大学の学識有識者 の先生方および中日本高速道路㈱,東日本高速道路㈱,西日本高速道路㈱)の橋梁技術者の先輩方 または関係者の皆様との交流を通じて,橋梁技術者として成長することが出来ました.

私が NEXCO の橋梁に関する技術検討委員会等に参加する機会をいただきまして,我が国を代 表される多くの学識有識者の先生方より,橋梁技術に関するご指導ご助言をいただくなど,貴重 な機会を得ることができました.池田尚治・横浜国立大学名誉教授様,魚本健人・東京大学名誉 教授様,長井正嗣・長岡技術科学大学名誉教授様,二羽淳一郎・東京工業大学名誉教授様,桧貝 勇・山梨大学名誉教授様,藤野陽三・東京大学名誉教授様,前川宏一・東京大学名誉教授様,松井 繁之・大阪大学名誉教授様,宮川豊章・京都大学名誉教授様,三木千寿・東京工業大学名誉教授 様,睦好宏史・埼玉大学名誉教授様,山崎淳・日本大学名誉教授様,山田健太郎・名古屋大学名誉 教授様,その他,お世話になりました大学の教授様方に感謝申し上げます.

つぎに,NEXCO 関係の橋梁技術者として,ご上位職の皆様より,多くのご指導,ご助言を賜 りました.小川篤夫様,猪熊康夫様,角昌隆様,森山陽一様,溝江実様,池田博之様,宮内秀敏 様,松田哲夫様,安松敏雄様,寺田典生様,和田宣史様,酒井秀昭様,上東泰様,中須誠様,井ケ 瀬良則様,福永靖雄様,本間淳史様,村山陽様,忽那幸浩様,安川義行様,緒方辰男様,長田光司 様,芦塚憲一郎様,佐溝純一様,青木圭一様,岩立次郎様,大城壮司様,広瀬剛様に感謝します.

また,本論文のテーマで実施した各種の施工実験や輪荷重走行試験につきましては,NEXCOの研究プロジェクトとして,㈱高速道路総合技術研究所より(一社)施工技術総合研究所に試験業務 委託して実施して頂いたものです.その間,谷倉泉技師長様,小野秀一部長様をはじめ,研究第 二部の皆様にご支援とご協力を賜りました.ここに感謝申し上げます.

さらに、私が前職の㈱高速道路総合技術研究所の橋梁研究室の皆様には、論文をまとめるため に、既往研究等の技術支援をいただきました.主任研究員の原田卓也様、服部雅史様、村西信哉 様、萩原裕樹様、研究員の後藤俊吾様、喜多雄士様、豊田雄介様、柴崎晃様、稲荷雄太郎様、西谷 朋晃様、松本綾佳様、手塚渉太様、安部誠司様、岩生知樹様、後藤源太様に感謝します.

本研究のコンクリート床版の長寿命化に向けた性能評価の技術開発は,現在の橋梁インフラの 重要課題として継続して取り組むべき研究課題であると考えています.今後も本課題やコンクリ ート床版に係る各種課題,橋梁の長期保全について自己研鑽していく所存であります.

最後になりますが,論文博士の学位授与までの期間に,私生活において,理解と支援をしてく れた私の家族の,妻のあゆみ,娘の果奈,娘の侑佳に,感謝します.

巻末資料 リニューアルエ事における床版長寿命化の技術

1. 鋼単純合成桁の床版取替に伴う鋼桁外ケーブル補強

(1) 橋梁諸元と補強概要

橋 名 :構造形式:鋼単純合成鈑桁橋(P4~P5径間)図1.1参照



図 1.1 弓振川橋一般図(鋼橋部分)

(2) 主桁補強設計

弓振川橋の当初の補強計画は、床版全撤去後に、上フランジ、下フランジのそれぞれ近傍に 補強部材として形鋼を設置する計画であった.既設主桁断面のみで、桁自重と補強部材の重量を 負担し、補強後断面で後死荷重と活荷重を負担する構造であるため、既設主桁部材の後死荷重と 活荷重に対する応力の余裕量が非常に小さい状態であった.そのため、補強部材が大型かつ多数 の構造であった.詳細設計と同時に詳細施工計画を進める段階で,以下に述べる改善策を検討した.

当初計画では、補強部材の断面剛性を有効に発揮させるため、設置位置は既設の上下フランジ に近接していたが、将来の維持管理性を向上させるとともに、本工事における塗替え塗装の品質 確保のために補強部材を上下フランジから直接目視可能な空間を確保して配置する必要があった。 また、死荷重作用時(床版取替工、橋面工完成時)の、既設主桁の応力余裕量が小さいため、補 強部材が大型化かつ多数となることから、外ケーブルによる既設部材の応力改善を図ることとし た.そして、床版全撤去後に多数の補強部材を配置する必要があったため、主桁補強工に要する 工程が長く、計画している規制期間内で施工を完了させることが困難である。そのため、供用下 で、大規模車線規制を行う前に主桁補強行うこととした。上記の条件を考慮した補強設計を行っ



表 1.1 主桁補強方法の比較

た結果,部材寸法,補強量,工程について比較検討を行った.

a) 補強方法の比較結果

表 1.1 に 3 つの補強方法について補強構造断面図,施工ステップ,補強重量を示す. ケース①は床版撤去後に補強材を固定する当初計画の補強方法であり,補強部材には等辺山 形鋼を使用する.補強部材の重量を既設主桁のみで負担し,既設主桁の応力改善はないことから,

補強後の荷重に対する余裕がなく、上フランジ側には最大サイズの等辺山形鋼を使用している. 床版厚が 190mm⇒210mm となり死荷重増となったことで、当初計画のままでは、上フランジの 応力度が許容値を超過する(表 1.2). しかし,等辺山形鋼は最大サイズを用いているため,等辺 山形鋼を用いてこれ以上の剛性アップは困難である.また、維持管理や塗装のため上フランジと の距離を確保したいが、水平補剛材があることから、上側補強部材の取付け位置を現状より下方 に移動することもできない、下側補強部材は、上方に移動させることは可能であるが、上方に移 動させるとサイズが大きくなり、重量増となるうえ、上フランジの応力度を許容値以下にするた めに必要な下側補強部材のサイズは、等辺山形鋼の最大サイズを超過するものになる.以上より、 等辺山形鋼のみを使用した補強は困難と判断した.ケース②は、工期短縮を目的とし、集中工事 前の供用下で補強部材を取り付ける方法である.床版撤去前に補強部材を取り付けると、補強部 材の断面剛性により床版撤去時の既設主桁の応力解放量が小さくなり、補強後の荷重に対する既 設主桁の余裕量はケース①よりも小さい、そのため補強部材は大型化する、ケース③は、床版撤 去後に外ケーブルにより既設桁の応力改善を行ったのち、補強材を固定する方法である. 外ケー ブル緊張前に補強部材を仮配置するため、既設主桁は補強部材の重量を負担するが、外ケーブル 緊張時に補強部材が抵抗断面として機能しない構造としたことで、主桁応力改善効果はケース② に比べ大きい、その結果、補強後の荷重に対する既設主桁の余裕も大きくなり、上側補強部材は 小さくなり(表 1.3, 死荷重作用時の主桁応力度がケース①に比べて小さい), 下側補強部材は不 要となった.既設床版撤去後に固定する補強部材数が低減できたことで,工程的にも有利になっ た.

	主桁 +補強材	外 ケー ブル	後 死 荷 重	死荷重 作用時	設計荷重 作用時
上フランジ	-48.4	-	-82.9	-131.3	-210.5
上側補強材	-	-	-75.6	-75.6	-147.9
下側補強材	-	-	75.5	75.5	147.7
下フランジ	30.7	-	84.5	115.2	196.0

表 1.2 ケース①支間中央での主桁応力度(N/mm²)

表 1.3 ケース③支間中央での主桁応力度(N/mm²)

	主桁 + 補強材	外ケー ブル	後 死 荷 重	死荷重 作用時	設計荷重 作用時
上フランジ	-48.4	33.1	-99.4	-114.7	-209.7
上側補強材	-	-	-89.1	-89.1	-174.3
下側補強材	-	-	-	-	-
下フランジ	30.7	-58.3	118.4	90.8	204.0
床版コンクリートとの合成効果を期待せずとも成立する主桁へと構造を変更するための補強方 法は、ケース③の「外ケーブル+補強部材」と決定した.図1.4 に、ケース③の施工フローを示す.



図 1.4 FEM 解析結果(外ケーブル緊張, 床版なし)

b)外ケーブル補強に対する検討

外ケーブル工法による鋼鈑桁の応力改善は実績が少なく,特に PC 鋼材定着のためのブラケッ ト周辺では複雑な応力分布となることが想定された.補強方法については明確で定量的な指針が 少ないが,過去の実績 5参考に補強の範囲と方法を設定し,3次元 FEM 解析により部材の安全を 確認した.図1.2 に解析結果の一例(Von Mises 応力)を示す.設計要領第二集では,外ケーブル により主桁を補強する場合,外ケーブルの支持間隔を支間長の1/4 程度以内とする目安が示され ている.また,外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工基準では,外ケーブルの 支持間隔が10m以下,あるいは外ケーブルの固有周期が構造物の固有周期の10~20%程度とな るよう制振装置を取り付けることとされている.そこで,橋梁および外ケーブルの固有周期を算 出し、両者を比較して共振のリスクを照査した.本橋は床版との合成効果を期待しない(非合成) 設計としているが、合成桁とした場合のほうが固有周期は短くなり、PC 鋼材の固有周期に近づく ことから、両方の場合について固有周期を算出し照査した.外ケーブルと橋梁の固有周期の比は、 非合成桁とした場合で 0.071/0.677 = 0.105 = 10.5%、合成桁とした場合で 0.071/0.476 = 0.149 = 14.9%となった. 主桁補強一般図(耳桁、側面図)を図 1.3 に示す.



図 1.2 FEM 解析結果(外ケーブル緊張, 床版なし)





(2)主桁補強

集中工事に先立ち,橋梁供用下で補強部材取付けのための孔あけと,補強部材の仮付けを進 めた.床版撤去時と外ケーブル緊張時の桁の反り上がりを拘束しないよう,仮付位置に配慮した. 主桁補強部材の仮付と同時に,外ケーブル定着部取付け,定着部周辺補強を実施した.写真1.1は 外ケーブル定着部,写真1.2 は定着部周辺のウェブ補強状況である.外ケーブルによるプレスト レス導入後からプレキャスト床版架設までのあいだ,主桁は全断面圧縮の状態となる.座屈に対 して危険なレベルではなかったが,構造安定のためウェブには工事後も撤去しない水平補剛材を 取り付け,プレキャスト床版架設が完了するまでは仮設の対傾構で主桁の固定点間距離を短くす る対策を実施した.



写真 1.1 外ケーブル定着部



写真 1.2 外ケーブル定着部

主桁へのプレストレス導入は、4 台のジャッキを使用して4 主桁同時に行った.緊張時には、 荷重と伸びによる管理のほか、導入力10%ごとに主桁のそり、支間中央部での主桁のひずみを計 測した.想定外の事象などにより、4 主桁の反り上がりが一致せず、隣の桁との変位差により対傾 構に有害な応力が生じてしまうことを懸念して、変位差について上限値を設定して管理した.主 桁のそり、ひずみとも設計値によく一致した挙動を示した.写真1.3 は緊張作業のようすである. 図 1.4 は、G1 桁の緊張完了時そりあがりの設計値と実測値を示しており、両者が良く一致してい ることが確認できた.



写真 1.3 外ケーブル緊張状況



図 1.4 主桁そりあがりの設計値と実測値

2. 断面分割によるプレキャストPC床版取替工事

対象橋梁の概要

従来,高速道路における床版取替工事は,反対車線を対面通行としながら施工車線の通行止め を行い,プレキャスト PC 床版等の全断面施工で実施されてきた.しかし,写真 2.1 に示すとお り,上長房橋を含む区間は,橋梁区間が多く土工区間が少ないこと,橋梁区間は上下線の間隔が 離れているセパレート区間であること,約1.4km上流側に小仏トンネルがあること,約1km下 流に八王子 JCT があることから,全断面施工を行うために,上り線を通行止めさせるための下り 線側の対面通行を確保する本線シフト区間が設置できないこと,また,八王子 JCT が近接してい るため,本線シフトをさせてから,上り方向の八王子 JCT にアクセスするための道路線形規格が 確保できない状況であった.また,工事のために昼夜間の連続車線規制が必要であった.



写真 2.1 中央自動車道 上長房橋(上り線)の位置図

(2) 工程および施工ステップ

本工事は、平成26年の5月に計画された中央自動車道の集中工事期間(5/12~5/23)の2週間 で実施された.この間、土曜日と日曜日の週末においては、交通量が増加して渋滞の影響が大き くなることから、規制を一旦解除する必要があり、実際の作業日数は10日間で行った.施工は、 始めに走行車線規制により、施工箇所において1.95m路肩側に車線シフトさせて、路面標示位置 を変更した後に、走行車線規制から追越し車線規制に車線規制の切替えを行い、第1週目(5/12 ~5/16)に追越し車線側の床版取替および床版上面増厚の施工(以下、「1次施工」という)を行 い、週末の規制解除のための仮設路面標示の設置を行った.1次施工完了後、週末において交通確 保のため、仮設ゼブラ帯を設けて規制解除を行った.第2週目の5/19から走行車線規制により、 走行車線側も同様の施工を行い(以下、「2次施工」という)、路面標示を復旧したのちに規制解除 し、本工事を完了した.施工の流れを図2.1に施工ステップを示す.本工事の設計および施工を 実施するに当たり、途中で一旦、週末に交通解放して、週明けにプレキャスト床版を分割施工す る特殊な施工方法を採用したことから、床版構造上の接合構造や分割施工のための工法が技術的 な課題であった.

(3) 設計における技術的課題および対策

床版取替に用いたプレキャスト PC 床版の設計について,床版厚の決定から,床版の設計, 継手部の設計および,既設 RC 床版との接合部などの設計フローを図 2.2 に示す.以下に設計に おける技術的課題および対策について述べる.



図 2.1 施エステップ図



(4) プレキャストPC床版の継手構造(橋軸方向)

本橋の補強後の床版厚は、同時に施工する床版上面増厚施工区間の増厚コンクリートを必要最 小限に抑え、コスト縮減を図るために、東・中・西日本高速道路株式会社の設計要領第二集橋梁 保全編²⁰の「4章 床版 7.床版上面増厚工法」に準拠して決定した.

図 2.3 に同要領の「7-4 設計一般」(1) 示される増厚床版厚と床版支間の関係図を示す. 同図より,本橋の床版支間は,主桁と補強のため設置した縦桁間の 1.6m を適用して床版厚は 220mm とした. 既設の RC 床版厚は 170mm であり, 50mm の増厚となっている.



図 2.3 床版上面増厚の床版厚と床版支間



写真 2.2 エンドバンド継手



(a)ループ継手の場合

(b)エンドバンド継手の場合

図 2.4 橋軸方向の継手構造の比較



図 2.5 橋軸直角方向の接合部



(右側:1次施工,左側:2次施工)写真2.3 目地モルタル部

プレキャスト PC 床版の橋軸方向の継手構造は、ループ鉄筋を用いたループ継手が NEXCO の 標準工法として一般的であり、国内の実績も多い.しかし、継手に用いるループ鉄筋の径、およ びループ鉄筋を含む所定の配筋細目により、床版厚を規定の厚さから厚くする必要が生じる場合 がある.写真 2.2 は、本橋において検討した比較対象の継手構造である.設計によりプレキャス ト PC 床版の橋軸方向に必要な鉄筋は D19 となり、ループ継手の場合は、ループ継手鉄筋を含む 所定の配筋規定に対して、鉄筋の最小曲げ半径を確保するために床版厚は 240mm 必要となった (図 2.4(a)).一方、近年、新しい継手構造としてプレキャスト PC 床版に採用され、実績もある エンドバンド継手の場合は 220mm となり、前述した床版上面増厚の床版厚で対応することが可 能となる (図 2.4(b)). 以上より、本橋は、エンドバンド継手を採用し、それにより構築されたプレキャスト PC 床版 (以下、「新設床版」という)とした. 図 9.31 に本橋に採用したエンドバンド継手を示す. また、 エンドバンド継手を有するこの部分を、以下、間詰めという.

(5) 応力負荷が少ない床版接合方法(橋軸直角方向)

本橋は、断面分割により床版取替を行ったことから、1 次施工の新設床版と 2 次施工の新設床 版を、20mmの目地モルタルを介して PC 鋼材を用いて接合を行い、一体構造のプレキャスト PC 床版とした. 図 2.5 に接合部の詳細を示す. 同図の青丸で示した部分が目地モルタルで、写真 2.3 が目地モルタル部分である. PC 鋼材を用いた接合は、接合部を挟んで部分的に PC 鋼材を配置し て行う方法 がある. この場合、配置された PC 鋼材が床版図心から大きく離れた位置に、突起な ど設けて定着されていることから、緊張力により、床版自体に局部的な応力が発生し、定着部近 傍にひび割れ等が生じる可能性がある. このことから本橋は、床版に局部的な応力が生じないよ うに、概ね床版図心に PC 鋼材 (SWPR19L1S21.8×4 本/枚)を直線配置し、1 次および 2 次施工 の SLJ スラブの張出床版先端に定着部を設け、それらの全長にわたって均一な応力状態となるよ うにした. また、PC 鋼材は耐久性向上を図るため、プレグラウト PC 鋼より線、シースは非鉄製 のポリエチレンシース、グラウトは確実に充てんが行えるように超低粘性グラウト材を使用する とともに、施工においては、グラウトポンプに流量計を設置し、設計数量が充てんされたことを 確認することとした.

(6) 新設床版と既設RC床版の継手構造(橋軸方向)

SLJ スラブと既設 RC 床版の継手の形状は,幅を床版上面で 780mm,床版下面で 730mm と した.これは,新設床版の断面形状を考慮して決定した値である.なお,既設 RC 床版側の断面 は,鉛直方向に真っすぐな形状とした.継手構造は,この部分において,新設床版との継手はエ ンドバンド鉄筋を用いたエンドバンド継手を,既設 RC 床版との継手は,前述のエンドバンド鉄 筋の一端をループ状に加工し,既設 RC 床版に配置されている鉄筋とのループ継手とした.なお, 既設 RC 床版の上側鉄筋は,床版の損傷状況から存在の有無が期待できない可能性があると判断 し,既設 RC 床版および継手部の上面に,既設 RC 床版に配置されている鉄筋と同じ径の鉄筋を, 床版上面増厚部分から継手部に渡って配置した (図 2.6).



図 2.6 新設床版と既設 RC 床版の継手構造



写真 2.4 新設床版と既設 RC 床版の継手部の配筋状況

これは、今回、提案した新しい継手構造であり、既存の鉄筋を用いた継手として確立している ものを組み合わせた構造である. 図 9.34 に継手構造の詳細を示す. 同図の右半分がエンドバンド 継手を、左半分がループ継手を示す. ループ継手のループ形状は、上述のエンドバンド鉄筋の一 端を半円フックとし、上筋と下筋を重ね合わせることとした. これは、この部分での施工性の向 上に配慮したものである. 写真 2.4 に新設床版と既設 RC 床版の継手部の配筋状況を示す. また、 提案した新しい継手構造を有するこの部分を、以下、場所打ち床版という.

(7) 70N/mm² コンクリートの採用

新設床版のコンクリート強度は 50N/mm² である.しかし,鋼桁の添接板部に設置する新設床版は,この部分でハンチが確保できない.このことから,プレテンション方式で配置した PC 鋼

材に対する偏心が小さくなり、荷重による負の曲げモーメントに対して PC 鋼材による偏心モー メントが期待できない. このため、設計は曲げモーメントに対して、ほとんど PC 鋼材の軸力で 抵抗することとなる. 結果として、新設床版に配置する PC 鋼材本数が多くなり(標準版:14本, 添接版:16本)、規制解除時の活荷重時において、コンクリートの圧縮および引張応力度を満足 しなくなる(圧縮応力度:17.7N/mm²,許容圧縮応力度:17.0 N/mm²(50N/mm²の場合)・23.0 N/mm²(70N/mm²の場合)、引張応力度:3.68N/mm²,許容引張応力度:3.01 N/mm²(50N/mm² の場合)・3.88 N/mm²(70N/mm²の場合)).よって、本橋では、添接板部に設置する新設床版の コンクリート強度は 70N/mm²とした.

(8) 車線シフトによる施工中の鋼桁への付加応力の影響低減

本橋は、供用当初、対面通行による暫定 2 車線での運用であったことから、現在の上り線 2 車線運用では、構造センターと車線センターに 750mm のずれがある. 断面分割による施工は、 交通に影響を与えないような位置に、1 次施工と 2 次施工の接合部を設け、施工を行わなければ ならにことから、この接合部を車線センター近傍に設けることが望ましい. しかし、本橋におい て、接合部を車線センターに設けた場合、1 次施工と 2 次施工の床版の大きさに偏りが出て、施 工中、鋼桁に対してアンバランスな付加応力が生じる可能性がある. この影響を低減するため、 接合部を構造センター近傍に設けることとした. 接合部を構造センターに設けるため、床版取替 の施工区間で 1.95m 左側に走行車線をシフトした. なお、車線シフトは、本橋を含む前後区間 (412m)において適切に実施し交通運用をした. 図 2.7 に実施した車線シフトを示す. 図中の青 色点線部が現行の走行車線を、赤色実線部がシフト後の走行車線を示している.



図 2.7 車線シフト

(9) ドライミックス方式コンクリートの採用

間詰め部および場所打ち床版部は、現場にて配筋・型枠組立を行い、コンクリートを打込み した.集中工事という短期間での施工から、早期に所定のコンクリート強度が要求された.本橋 では材齢 24 時間で 40N/mm²以上の強度が必要であった.一般に,集中工事などでは,3時間で 24N/mm²の強度発現があるジェットコンクリートが使用されている.しかし,ジェットコンクリ ートでは前述の強度を満足できないため、この条件を満足するコンクリートとして、近年、高速 道路の新設橋梁に使用されている速硬性混和材のファセット 5を添加したコンクリート 6を用い ることとした(以下,「ファセットコンクリート」という).一般に,ファセットコンクリートの 製造は,現場にてファセットをアジテータ車に投入して行う.生コン工場が現場から遠い場合な ど有効な方法である.間詰め部および場所打ち床版部のコンクリートの打込み時間帯が流動的で あること、交通渋滞などによりアジテータ車の到着待ちによるファセットコンクリートの打込み が途切れないようにするため、基となるコンクリートの製造も現場にて行うこととした.このコ ンクリートは、あらかじめ所定の配合量のセメント、細骨材および粗骨材が梱包されているドラ イミックス 7を使用して、現場にて所定の水量を添加して製造した。その後、ファセットを添加 しファセットコンクリートとした(以下,ドライミックス方式ファセットコンクリートという). 写真 2.5 にドライミックス方式ファセットコンクリートの製造状況を示す. ドライミックス方式 ファセットコンクリートは、本橋において国内で初めての採用であった.このため、採用にあた って、それのフレッシュ性状、強度発現、施工性および硬化後の性状(特に、ひび割れ発生の有 無)を,実床版を模擬した試験体を製作し,試験練りを含め性状確認試験を実施した(写真2.6).



写真 2.5 製造状況

写真 2.6 性能確認試験状況

その結果,フレッシュ性状は,1時間後においても,コンクリート打込みに影響を与えるような,大きなスランプの低下がなかった(直後:18cm,1時間後:13.0cm).強度発現は,各材齢での目標強度を満足した(6h:36.5 N/mm²(目標強度:24N/mm²),24h:41.7 N/mm²(目標強

度:40N/mm²)). 施工性は、スランプ 18cm で、横断勾配 6%に対して打込みならびに仕上げと も問題なく行うことができた. 硬化後の性状は、打継ぎ界面の肌隙ならびに、接合部コンクリー トのひび割れは確認されなかった. また、2 週間後の散水による打継ぎ界面の漏水も確認されな かったことから、施工目地部などの場所打ちコンクリートとして、長寿命化の効果が期待できる ことが確認された.

また,ドライミックス方式ファセットコンクリートの採用により,従来のジェットコンクリートを用いる場合より2割程度,安価となりコスト低減が図れた.

(10) 地覆一体型のプレキャスト床版による工期短縮と耐久性の向上

一般に、床版取替工事における地覆や壁高欄は、プレキャスト PC 床版を架設後、現場にて コンクリートを打込みし、構築する.本工事に用いたプレキャスト床版は、施工が集中工事とい う短期間であることから、現場の工期短縮を図るため、地覆の一部をプレキャスト床版製造後に、 工場において構築した.(**写真 2.7**)



写真 2.7 地覆一体型の SLJ スラブ

(11) 定着部のはく落防止対策

張出床版先端に定着した PC 鋼材の定着部の後埋め処理を実施した後, PC 鋼材の破断による 突出防止を図るため、シート系のはく落防止対策工を施工した.また、はく落防止を施工した部 分以外の地覆部は、耐久性の向上を図るため、シラン・シロキサン系表面含浸材を塗布した.写 真 2.8 に定着部に施工したはく落防止工および地覆部に施工した表面保護工の状況を示す.



写真 2.8 定着部・地覆部への対応状況

3. PC 連続合成桁の1次床版における取替工事(PC 外ケーブル補強)

(1) 工事概要

中央自動車道(岡谷JCT~伊北IC間)に位置する沢底川橋は,橋長70mのPC3径間連続合成桁 橋である(図3.1).橋梁の上部工構造は,中間支点部においてPC桁およびPC床版の橋軸方向にPC 内ケーブルを有するポストテンションPC連続合成桁橋である.本橋は1981年(昭和56年)の供用 開始から約28年が経過した2009年(平成21年)に,中間支点付近の床版下面に鉄筋の腐食やコン クリートのはく落等の変状が顕在化したため部分的な打換え補修が実施されている.その後,経 過観察を行いながら詳細調査と対策検討を行い,床版の恒久的な対策として,中間支点部の1次床 版及び1次床版に配置された床版連結ケーブルをすべて撤去してコンクリート床版に打換えPC 外ケーブルによるPC桁の補強を実施した(図3.2)^{D,2)}.本工事は,供用から約35年後の2015年(平 成27年)秋の上り線と2016年(平成28年)春の下り線の2回に分けて高速道路リニューアル工事 として,昼夜連続対面通行規制により実施されている.本論文は,主に損傷が発見されてから供 用中の経過観察時の安全性照査,健全度評価を踏まえた打換え工法の選定,および高速道路の大 規模規制による渋滞の影響を最小限とする補強方法について述べるものであり,同構造橋梁にお ける大規模改良工事の実施を計画・検討する際の有用な技術的知見となるものである.





(上段) 補強前



(下段) 補強後

図3.2 標準横断図



写真 3.1 床版下面の変状(近接目視)



写真 3.2 床版上面の変状(開削調査)

(2) 実橋詳細調査による劣化度評価

当該橋梁は中央自動車道の長野県域に位置しており,12月から3月末の気温・路温温度の観測 記録は,最低気温-14.1℃,最低路温が-12.0℃で氷点下を記録した合計日数が気温で100日間,路 温で88日間となっており,高速道路の交通確保の観点から凍結防止剤の散布量が非常に多い路 線である¹⁾.

2009年(平成21年)1月の点検において舗装路面損傷部の開削調査を実施した.写真3.1は、 中間支点付近の床版下面において漏水による鋼材腐食が発生している状況で、腐食の影響が拡大 した結果、床版下面コンクリートがはく落しているものと推定される.また、写真3.2 は床版上 面の開削調査での劣化状況であり、橋軸方向のPC 鋼材においても腐食破断が確認されている. つぎに図3.3 に示す床版打換え補修を行った近傍において、コア採取による床版コンクリート内 の塩分量調査を実施した結果、特に走行車線側の左轍部において、図3.4(表3.1)に示す床版上面 から100mmの範囲において、1.2kg/m³を超えている.特に、上面から60mmの深さにおいては 塩分量が鋼材発錆限界を大きく上回る2.7kg/m³が確認された.



図 3.3 床版部分補修範囲と詳細調査個所(上り線)



図 3.4 PC 床版内の塩分量分布状況

床版下面からの	塩化物イオン量 (kg/m ³)				
深さ(mm)	調査個所 A	調査個所 B	調查個所 C		
150	2.599	0.161	0.023		
130	2.714	0.161	0.046		
110	2.047	0.092	0.046		
90	1.587	0.023	0.023		
70	0.092	0.023	0.023		
50	1.035	0.023	0.046		
30	1.081	0.092	0.069		
10	1.127	0.276	0.230		

表 3.1 PC 床版の塩分量調査結果



G2-G3 間 (PC 鋼材④:充填不足,漏水)





G2-G3 間 (PC 鋼材⑦:充填不足,漏水)



G3-G4 間 (PC 鋼材②:完全充填,良好)



G3-G4 間(PC 鋼材④:充填未了,初錆) 写真 3.3 P2 支点上付近の床版連続ケーブルにおけるグラウト充填状況

次に、上り線の2箇所の中間支点上の床版連結ケーブルについて、削孔調査によりPCグラウト 充填状況をファイバースコープカメラによる撮影調査を実施した.床版部分補修箇所を除く50本 を調査した結果、うち11本にグラウト充填不足とみられる状況が確認された.写真3.3は、P2橋脚 支点上の床版橋軸方向に配置された床版連結ケーブルの状況である.床版部分補修を行った床版 パネルの横断方向の断面にあるその他の床版パネル間に配置された床版連結ケーブルについて、 グラウトの充填不良と部分的な漏水と錆の発生等が確認された.塩分量調査結果より,走行車線 の左側轍部の塩分量が異常に多くなっていることから,走行車線の大型車交通の影響も考えられ る.恒久的な対策を計画する上で,中間支点上の床版連結ケーブルが配置された範囲については, グラウト充填状況調査の結果より将来において,部分補修を実施した床版パネルと同様の劣化損 傷が発生するリスクが高いと判断されて,長期保全の観点から劣化の著しい1次床版の打換えの 検討を実施することとした.



図3.5 実橋における最大想定荷重と曲げ破壊抵抗モーメントの補正

表3.2	終局荷重時の安全性照査結果

組合せ 1.0D+2.5L	終局荷重時(kN・m)		破读抵抗于—	安全度		
	$TT-43 \times 0.4$	支点上不足 モーメント	合計	メント(kN・m)	TT-43×0.4	TT-43×0.4+不足モーメント
側径間	2,505	1,200	3, 705	4,470	1.78	1.21
中央径間	3, 563	1,200	4, 763	5, 417	1.52	1.14
支点上	-2,907	1,200	-1,707	-1,707	0. 58	1.00

(3) 橋梁に対する耐荷性の照査

開削調査により、スラブ上面のコンクリート劣化とスラブ連続ケーブルの腐食・破断が 確認されたことから、応急補修工事を実施した.スラブ内に配置されたPC連続ケーブルの 腐食・破断により、PC桁の耐荷性能の減少が懸念された.恒久的な補強工事を行うまで時 間がかかることから、PC桁橋の耐荷性能照査を実施し橋の供用に問題がないことを確認し ている.耐荷性能においては、実橋における車両荷重のレーン載荷により満載された最大の 作用状態を想定した.また、その作用状態に対して、発生曲げモーメントはスラブ連結ケー ブルの破断リスクを考慮した断面性能により算定した.曲げ破壊抵抗モーメントの算定に おいては、中間支点上のPC鋼材破断による有効プレストレスの減少分を考慮した.

判定方法は,発生曲げモーメントに対して破壊抵抗曲げモーメントによる照査を実施し ている.照査の想定作用荷重は,図3.5に示すとおり橋梁上に200kNの荷重のトレーラーを 1台載荷しその他の範囲は20kNの等分布荷重を満載した.この状態はTT-43荷重のフル載荷 に対して約40%相当の荷重状態を作用した曲げ破壊安全度の照査となっている(表3.2).

(4) 床版の恒久的な補強対策方法の検討

床版の恒久的な対策として、1次床版および床版連結ケーブルをすべて撤去してコンクリート を打ち替え、撤去した床版連結ケーブルに対処する外ケーブル補強を実施することとした(図3.6). さらに、本橋は昭和51年に設計された橋梁であり、平成24年道路橋示方書による照査では床版の 最小全厚を満足しないため、図3.7に示す支間中央部の床版においては鉄筋補強上面増厚を実施す ることとした.このように本工事は国内初のPC連続合成桁橋の床版およびPC桁の全面的な補強 工事となった.



⁽上段:1次床版・床版連結ケーブルの撤去,下段:外ケーブル補強)

図3.6 PC連続合成桁の補強対策概略図



(中間支点上)



図3.7 沢底川橋の床版の打換えおよび補強計画

	第1案	第2案	第3案	第4案	第5案	第6案
概略図	RC床版打替え	RC床版打替え	PC床版打替え	PC床版打替え	PC 床版打替え	床版全面打替え
構造性	RC床版打替え PC外ケーブル (P1・P2支点部) 床版増厚(径間)	RC床版打替え PC外ケーブル (P2支点部のみ) 床版増厚(径間)	PC床版打替え PC内ケーブル (P1・P2支点部) 床版増厚(径間)	PC床版打替え PC内ケーブル (P2支点部のみ) 床版増厚(径間)	PC床版打替え PC内ケーブル (P2損傷パネル)	PCRC床版打替え PC内ケーブル (床版全体の更新)
維持 管理性	〇劣化床版部の 更新(P1·P2) 〇外ケーブル	〇劣化床版部の 更新(P2) 〇外ケーブル	○劣化床版部の更新(P1·P2)△内ケーブル	△劣化床版部の 更新(P2) △内ケーブル	▲損傷部の部分 打替え △内ケーブル	○床版全体の更新(A1-A2間)△内ケーブル
工程 (規制)	4週間 (〇対面規制)	2週間 (〇対面規制)	12週間 (▲対面規制)	6週間 (▲対面規制)	2週間 (◎車線規制)	24週間 (×対面規制)
施工性	◎RC床版 ◎外ケーブル	◎RC床版 ◎外ケーブル	◎RC床版 ▲内ケーブル	◎RC床版 ▲内ケーブル	◎RC床版 ▲内ケーブル	◎RC床版 ▲内ケーブル
長期保 全確保 経済性 (LCC)	◎ LCC効果(大)	〇 既設と同構造 長期的な保全確 保の課題	△ 既設と同構造 大規模規制影響	△ 既設と同構造 長期的な保全確 保の課題	× 応急的な対策 長期的な保全確 保の課題	▲ 既設と同構造 大規模規制影響
評価	◎採用	Δ	Δ	Δ	×	

表3.3 対策工法の比較検討結果



(既設床版撤去)



(更新床版鋼材組立)

写真3.4 既設床版の撤去と床版打換えの施工状況



(支間中央部主桁下面部のたわみ計測) 図3.8 床版打換え補強工事の実橋計測値

床版を撤去して再構築する大規模な改良工事を実施するためには、片側2車線の高速道路を通行 止めする必要があるが、長期間の昼夜対面通行規制を実施することは社会的影響が大きく、規制 による渋滞発生頻度が少なくなり、他の高速道路と規制時期の競合を避けて規制計画を立案する 必要がある.中央高速道路の長野県における大規模規制実施時期の選定には、他の高速道路改修 工事との調整が必要である.実施期間は、5月下旬から7月中旬、または9月上旬から11月下旬に かけて約50日以内であり、その間に橋の補強工事を完了する必要がある.表・3において、補強工 法の組み合わせについての比較検討を行った.それは構造性・維持管理性・工程・施工性・長期 保全・経済性の観点から決定された.対策工法は、長期耐久性と維持管理性を向上させるため、 中間支点上においてスラブ打換えてPC外ケーブル補強を組み合わせ、更に支間中央部においては スラブ増厚補強を採用することとした(表3.3).

(5) PC 連続合成桁の中間支点上床版の打換え施工について

写真3.4のように床版を打ち替えることによる新旧コンクリートのクリープ差などの影響を 設計計算に反映させるため、全体系の構造解析は建設時の復元設計〜補強時の設計を一連のステ ップで実施した.中間支点上付近のPC床版部分を撤去してRC床版に打ち替えることから、橋軸 方向のPC連続桁として施工途中の耐荷性能を照査し満足することを確認した(図3.8).また、実 橋の施工時において、支間中央部のたわみとコンクリートひずみの計測を実施し、安全かつ設計 通りの施工を完了させた(写真3.4).



写真3.4 完成全景状況写真

4. リニューアル工事における長寿命化の技術のまとめ

弓振川橋の床版取替工事では、鋼単純合成版桁橋のRC床版を取り換えることから、鋼主桁にお いて、外ケーブルと補強部材を併用した補強設計を行い、床版撤去時と更新プレキャスト床版の 架設時の鋼桁の応力緩和を図るとともに、補強部材を小さくして、主桁補強後の塗替え塗装の作 業性や品質向上を図るとともに維持管理性の向上を実現した.本件では、外ケーブルを併用する ことで、床版撤去後の鋼桁補強の作業を最小限にとどめることが可能となり、その結果、大規模 車線規制の実施期間を短縮する新しい取り組みとなった.また、床版コンクリートと鋼桁の合成 効果を期待せずに、外ケーブル補強による架設時の応力改善効果により、鋼主桁の補強規模を最 小限とすることが可能となった.

上長房橋の床版取替では、5月のゴールデンウィーク明けに実施する集中工事の車線規制により、 上り線1車線の交通を確保しながら半断面ごとに床版取替を実施した.集中工事におけるこの施工 方法は、重交通路線の高速道路で初の試みとなった.特殊な技術としては、車線規制の切り替え によるプレキャストPC床版の連続版構造における断面分割施工の設計および施工における技術 的課題を克服し短期間内の床版取替工事を実現した.また、本稿の床版補修工事は、既設RC床版 の上面増厚補強との併用で床版改良を実施しているなど、橋梁全体の健全度に応じた床版取替と 床版増厚施工の組合せを実現した.

沢底川橋の床版取替では、PC連続合成桁床版の中間支点部の1次床版の打換え工事としては、 国内初の取組みとなった.その取組みは、PC外ケーブルによる主桁補強を併用したPC合成桁の床 版取替である.床版取替に当たり、建設時の復元設計から床版取替まで連続合成桁の構造系の変 化に対応したステップ解析による応力照査を行い、高速道路を55日間にわたり大規模通行規制を 実施しながら、PC連続合成桁橋の既設床版を打換えて、PC外ケーブルによりPC連続桁を補強す る工事を実現した.高速道路では冬期の交通確保のため、路面凍結防止を目的とした塩化カルシ ウムを一般的に使用しており、コンクリート橋の塩害の劣化変状要因となっている.そのため、 同年代に建設された同形式のPC橋において、同様な塩害やグラウト充填不良による変状が顕在化 してくることが想定される.PC床版打換えとPC外ケーブル補強を同時に行う補強方法は、PC連 続合成桁において日本国内初の設計・施工技術であることから、これからも老朽化したPC橋の長 寿命化の補強技術として期待される.

参考文献

- 1) 中日本高速道路株式会社 八王子支社 八王子保全・サービスセンター:平成24年度中央自動車道上長房橋床版補修検討業務報告書,平成25年4月
- 2) 東·中·西日本高速道路株式会社:設計要領第二集橋梁保全編,平成25年7月
- 3) 例えば、オリエンタル白石株式会社ホームページ: SLJ スラブのカタログ、2014年3月
- 4) 例えば,株式会社横河ブリッジホームページ:YM スラブのテクニカルパンフレット,2014 年3月
- 5) 太平洋マテリアル株式会社:速硬性混和材ファセットのカタログ,2014年3月
- 6) 田中ら:鋼・コンクリート混合橋における接合部への速硬コンクリートの適用,第22回プレ ストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, p.p.153-156, 2013 年 10 月
- 7) ドライミックス事業協同組合ホームページ:ドライミックスのパンフレット,2015年9月
- 8) G テクノ株式会社:置き基礎ガードレールのカタログ,2014年3月
- 9)田尻丈晴,萩原幹,崎谷和也,吉川卓:中央自動車道 沢底川橋の補強工事—外ケーブルを用いた PC 連続合成桁橋の補強—,プレストレストコンクリート, Vol.59, No.2, pp.46-53, 2017.3
- 10) 武知勉,田尻丈晴,萩原幹,吉川卓:外ケーブルを用いたPC連続合成桁橋の補強工事一中央 自動車道 沢底川橋一,第26回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文 集, Vol.51, No.5, pp.497-500, 2017.10