局部損傷を受けた鋼・コンクリート合成床版の部分打換え後の疲労耐久性評価に関する実験的検討

Experimental Study on Durability After Partial Replacement of A Locally Damaged Steel-Concrete Composite Slab

櫻井信彰*，中山逸人*，古市亨**，松井繁之***
Nobuaki Sakurai, Hayato Nakayama, Toru Furuichi, Shigeyuki Matsui

*新日鉄エンジニアリング(株)　技術開発研究所（〒293-0011 千葉県富津市新富 20-1）
** 工修，大阪工業大学 構造実験センター（〒614-8289　京都府八幡市美濃山一ノ谷 4）
***工博，大阪工業大学教授，構造実験センター（〒614-8289　京都府八幡市美濃山一ノ谷 4）

Steel-concrete composite slab seems to be preferable one to satisfy required performance on easy management in the specification of highway bridges. In this study, concrete replacement of the locally damaged steel-concrete composite slab was focused. In order to verify the continuity on fatigue durability after replacement as before, an experimental investigation was carried out with the wheel road running machine. As the result of tests, any abnormal degradation was not found and the replacement was improved to have a beneficial effect on fatigue durability of steel-concrete composite slabs.

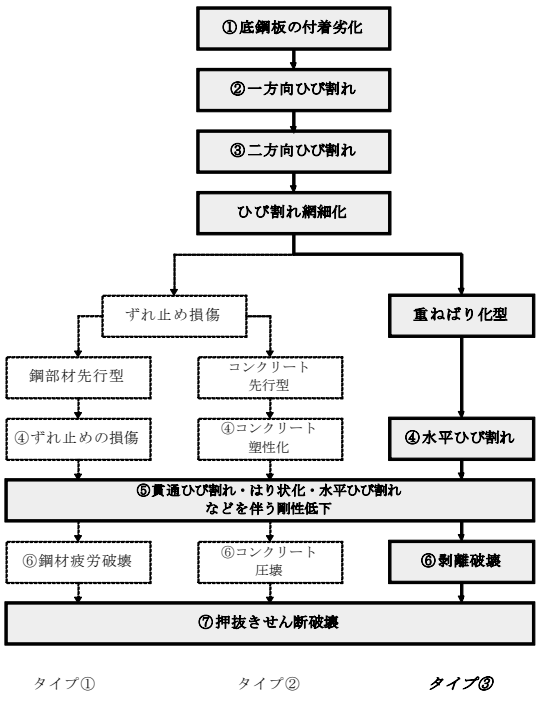
Key Words: steel-concrete composite slab, replacement, ease of maintenance,
キーワード：鋼・コンクリート合成床版、部分打換え、維持管理の容易さ、輪荷重走行試験

1. はじめに

鋼・コンクリート合成床版には，道路橋示方書 [1]（以下，道示）にみなし仕様が規定されていないため，道示Ⅰ1.5 設計の基本理念にある供用性、安全性、耐久性などの要求性能を満足する必要がある．ここでは，これら要求性能のうち,「維持管理の容易さ」について検討するものとする．

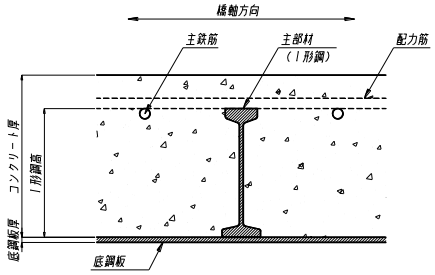
「維持管理の容易さ」を検討するには，その構造の破壊形態を確認する必要がある．筆者らの提案・研究しているⅠ形鋼リブを有する合成床版については，これまで静的耐荷力，疲労耐久性の検証を行ってきた [2]が，過去に土木研究所で実施した輪荷重走行試験結果から鋼材溶接部での損傷は，起きていないことを確認している．よって，注目すべき劣化形態は図－1 に示す３パターンの劣化形態の内，水平ひび割れ損傷先行型で，コンクリートの局部破壊である．

したがって，維持管理を行う上で，床版の活荷重たわみなどが所定の許容たわみ [3]を上回った場合は，適切な仮補強を行った後に，コンクリートのみを部分打換えすることを想定する必要がある．



図－1　鋼コンクリート合成床版の損傷過程パターン

図－2　輪荷重走行試験後のひび割れ状況



図－3　床版厚内に占めるリブ高さ

図－2 に輪荷重走行試験後のひび割れ状況を示すが，この土木研究所における輪荷重走行試験は、一般部の実験である．筆者らの検討してきた合成床版は，図－3 に示すように，床版厚内に占めるリブ高さの高い構造となっているため主桁系の負曲げ領域において鋼とコンクリートが剥離しやすい可能性も否定できない．そこで，連続桁中間支点部を模して負曲げモーメントを与えた実験体に移動輪荷重載荷を行い，その後，コンクリート部分打換えを行い，ひび割れ分散性などのひび割れ挙動を調べることにした．さらに移動輪荷重載荷を行うことで，コンクリート打換え前後の疲労耐久性の比較検討を行った．

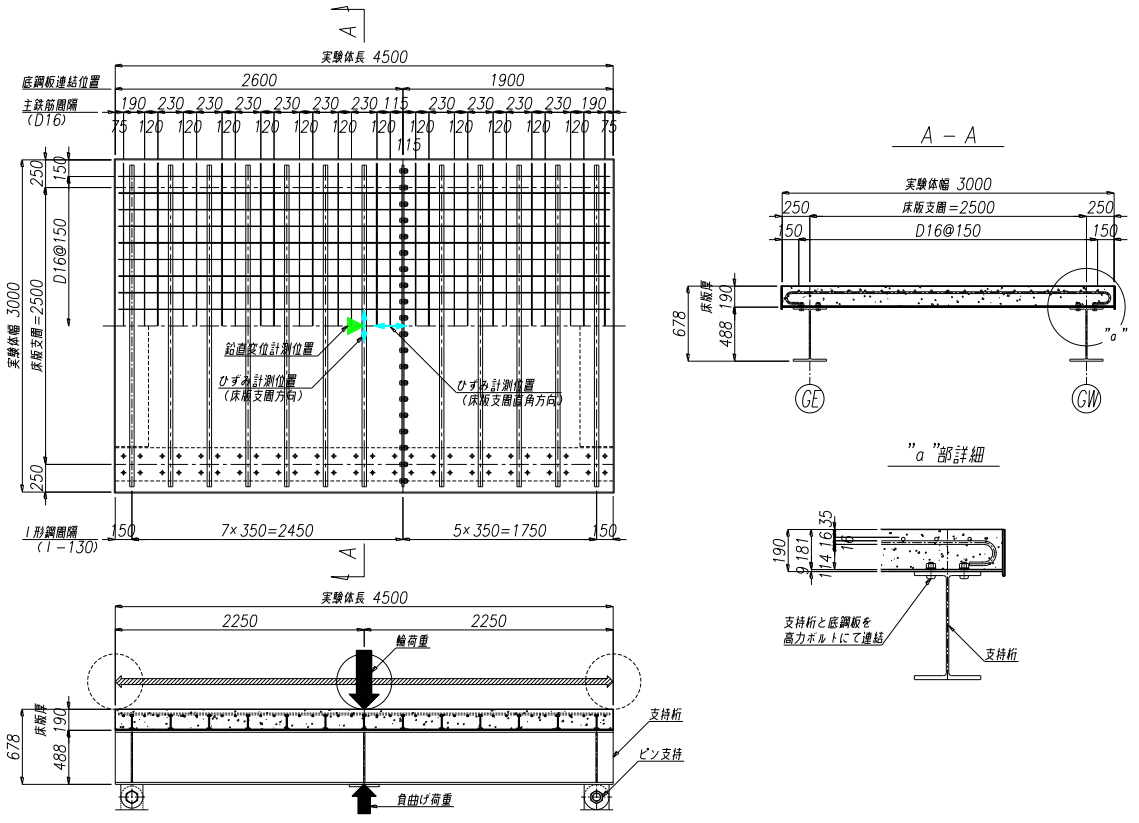
2. 実験概要

2.1 実験設備と実験体

実験は，大阪工業大学八幡構造実験センターの自走式ゴムタイヤ輪荷重移動載荷装置にて実施した．

実験体の形状は，実験設備の制約から幅：3.0m，長さ：4.5m，床版支間：2.5m とし，床版厚は 190mm とした．図－4 に実験体図を示す．

なお，支持桁と合成床版との連結は，実橋梁においてはスタッドジベルを介して行われるのが一般的であるが，既往の研究成果[4),5)]より支持桁のずれ止めの配置が床版の疲労耐久性への影響が見受けられなかったため，本実験おいては，剛性が高いと考えられる高力ボルトによる連結を用いることで床版と支持桁との境界条件の単純化を図った．また，移動輪荷重は供試体全長=4.5m に載荷するものとし，支持桁の支点は所定の負曲げ荷重を導入後溶接にて固定した．



図－4　実験体図

2.2 実験方法

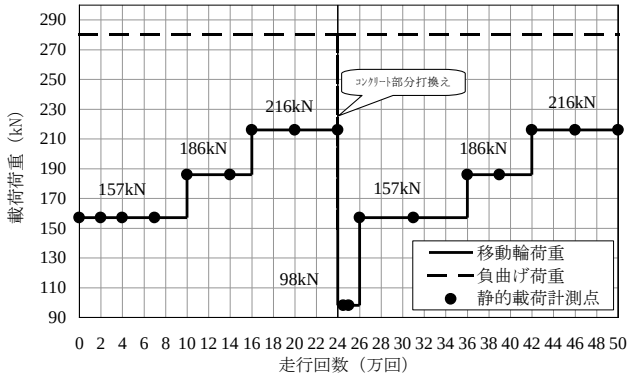
実験方法は，まず，実橋梁の主桁に対する合成後死荷重と活荷重による負曲げ荷重を支持桁中央に載荷し，これを一定に保った状態で主桁間中央の床版に供用 50 年相当の移動輪荷重載荷を行い，その後，コンクリートのみの部分打換えを行って，再度，コンクリート部分打換え前と同様の条件で，負曲げ荷重載荷と移動輪荷重載荷を行うこととした.

2.3 載荷荷重および走行回数

載荷荷重および走行回数をまとめたものを，図−5 に示す.

移動輪荷重載荷時の支持桁中央に作用させる負曲げ荷重は，床版配力筋の主桁作用応力度に着目し，合成後死荷重と活荷重の 0.6 倍 [6]とを重ね合わせた応力度レベルとなる荷重を載荷するものとした．コンクリート打換え作業時は，活荷重の 0.6 倍分の荷重を減じ，合成後死荷重による応力度レベルのみとなる荷重の載荷を続けた．本実験では，合成後死荷重による配力筋応力度 =30N/mm^2, 活荷重の 0.6 倍による配力筋応力度=30N/mm^2 と設定し，ジャッキアップにより配力筋に生じるひずみが所定のひずみに達したことを確認した後，移動輪荷重載荷を行った．なお，実橋における床版内応力分布（応力勾配）は，桁高によって変わり一義的に決定できないため，本実験においては，実橋との整合について床版配力筋応力度のみに着目するものとした.

移動輪荷重は, 157kN を 10 万回, 186kN を 6 万回, 216kN を 8 万回の 3 段階の載荷をコンクリート打換え前後で実施するものとした．この各載荷荷重と回数は，ひとつの試算では，実験体床版支間による衝撃係数を考慮した輪重 120kN を基本荷重として，一方向大型車交通量 3000 台の橋梁における 50 年分の等価換算荷重に相当する.



図−5　載荷荷重および載荷回数

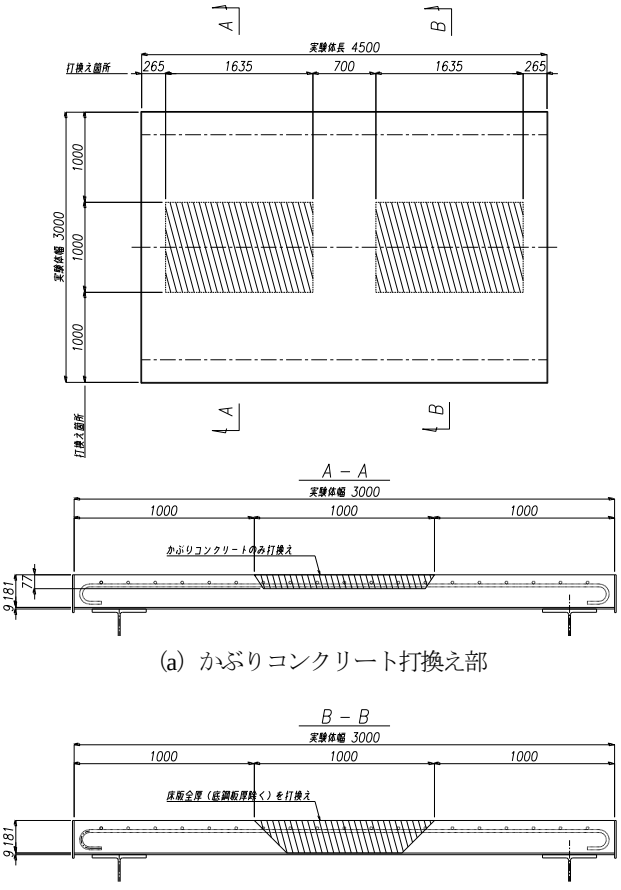
2.4 コンクリート打換え方法

Ｉ形鋼上面を連ねる水平ひび割れが発生した状態を想定したかぶりコンクリートのみの打換え，底鋼板までのコンクリート全厚の打換えの２つのパターンを設定（図−6）し，ウォータージェットを用いて所定部分のコンクリートをはつり取った後，超速硬コンクリートにて補修するものである.

かぶりコンクリートのみの打換え箇所のはつり深さについては, 実際には主鉄筋が完全に露出しその下に打換えコンクリートが十分に充填されるだけの深さをはつり取るべきであるが, 提案床版はＩ形鋼リブ上端からの水平ひび割れが土木研究所で実施した実験で観測されたため, その水平ひび割れが起きた場合の上側コンクリートのみを打換えることを再現するため, この深さとした．また，今回の実験においては，かぶりコンクリートのみ打換えとコンクリート全厚打換えの場合の相違に着目したため, 各々の打換え箇所が主桁系の負曲げ最大位置とはずれていることを，ここに付記する.

RC 床版の上面増厚工法のこれまでの実施例を参考に, 打換えに使用する超速硬コンクリートの配合を決定し, コンクリート打設後からの実験再開までの時間は，養生・橋面工を考慮し，６時間と設定した．なお，超速硬コンクリートに膨張材は添加していない.

初期打設コンクリートの配合を表−1 に，打換え用超速硬コンクリートの配合を表−2 に，コンクリート打換えの作業フローを図−7 に示す.



(a) かぶりコンクリート打換え部

(b) 全厚コンクリート打換え部

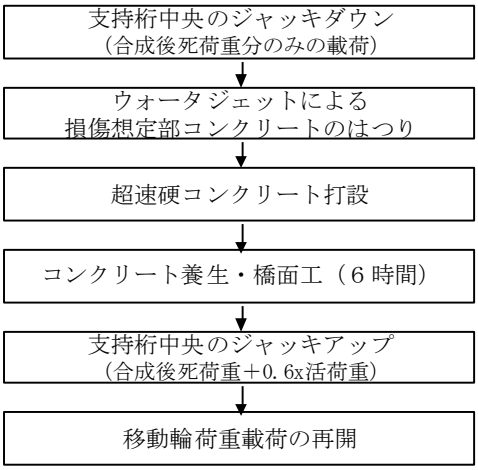
図−6　コンクリート打換え箇所

表－1　初期コンクリートの配合

呼び強度 (N/mm^2)	粗骨材最大寸法 (mm)	ｽﾗﾝﾌﾟ (cm)	水ｾﾒﾝﾄ比 (W/C)	単位水量 (kg/m^3)	単位ｾﾒﾝﾄ量 (kg/m^3)
30	20	8	50	175以下	300以上

表－2　打換えコンクリートの配合

3時間後強度 (N/mm^2)	粗骨材最大寸法 (mm)	ｽﾗﾝﾌﾟ (cm)	水ｾﾒﾝﾄ比 (W/C)	単位水量 (kg/m^3)	単位ｾﾒﾝﾄ量 (kg/m^3)
24	20	12	36	144	400



図－7　コンクリート打換えの作業フロー

3. 実験結果

3.1　コンクリート材料試験結果

初回打設コンクリートの材料試験結果を表－3 に，打換え用超速硬コンクリートの材料試験結果を表－4 に示す．

表－3　初期コンクリートの材料試験結果

材齢	圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)
7日	24.1	2.15	24.3
28日（載荷開始日）	32.2	2..87	23.4
141日（載荷終了後）	41.4	3.42	26.8

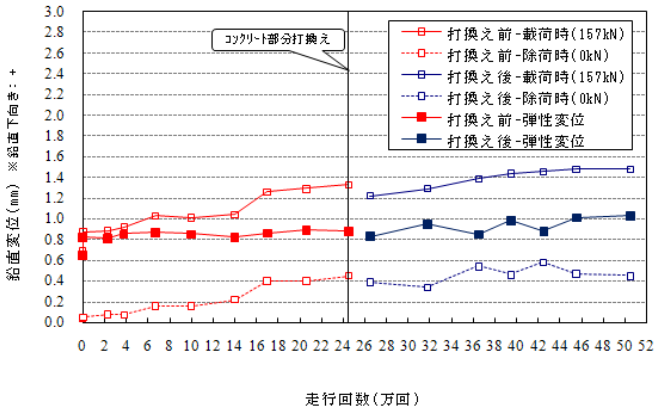
表－4　打換えコンクリートの材料試験結果

材齢	圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)
3時間	34.2	—	—
6時間（載荷開始時）	37.6	2.91	29.6
1日	47.7	4.03	32.7
69日（載荷終了後）	56.9	4.74	32.5

3.2　走行回数－変位関係

所定の走行回数到達毎に実施した実験体中央での輪荷重装置による静的載荷時の鉛直変位の計測結果を，図－8 に示す．なお，図中のコンクリート打換え前後の弾性変位とは，所定の走行回数到達後に実施した載荷時の変位と除荷時の変位との差分を表す．

コンクリート打換え前後の弾性変位に着目すると，コンクリート打換え前と打換え後において，弾性変位は 0.8mm～1.0mm の間を推移しており，剛性低下に伴うような大きな変化は見られなかった．



図－8　走行回数－変位関係

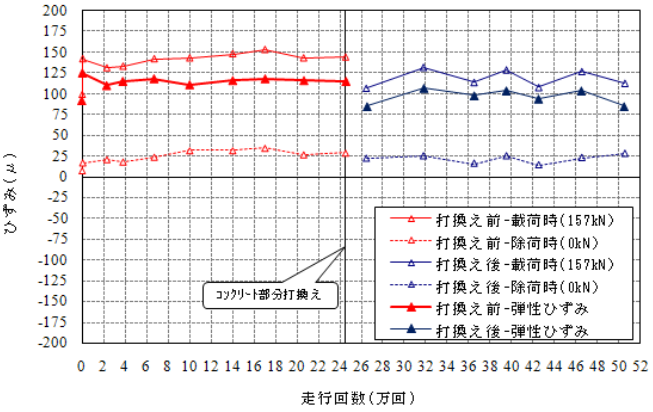
3.3　走行回数－ひずみ関係

走行回数と実験体中央の底鋼板下面の床版支間方向ひずみとの関係を図－9 に，走行回数と実験体中央付近の底鋼板下面の床版支間直角方向ひずみとの関係を図－10 に示す．なお，各図中のコンクリート打換え前後の弾性ひずみとは，所定の走行回数到達後に実施した載荷時のひずみと除荷時のひずみとの差分を表す．

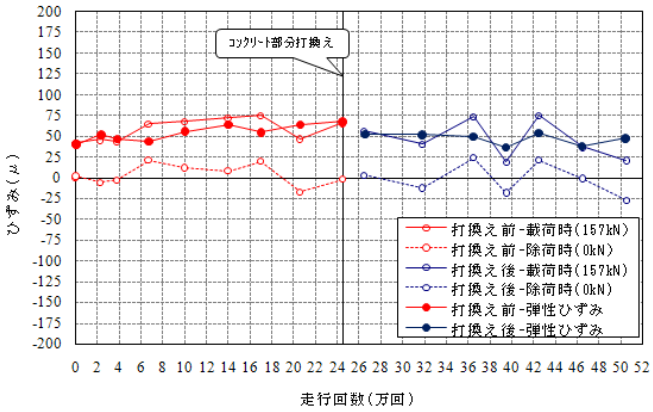
図－9 より，床版支間方向のコンクリート打換え前の弾性ひずみは 110 μ 程度を推移し，コンクリート打換え

後の弾性ひずみは 100μ程度を推移しており，コンクリート打換え前後において若干ひずみが小さくはなっているものの，コンクリート打換え前後において大きな変化はなかったと言える．

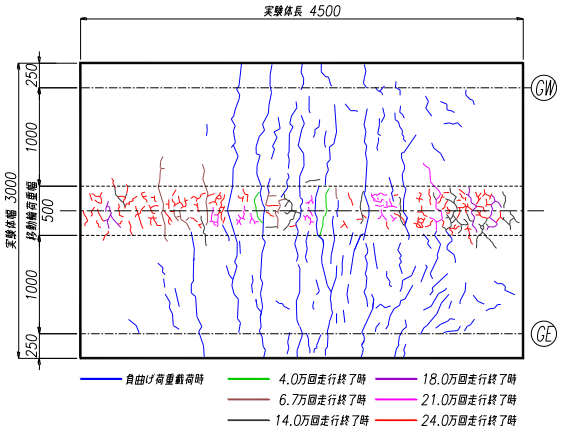
図－10 より，床版支間直角方向のコンクリート打換え前後の弾性ひずみは，ともに 50μ程度を推移しており，コンクリート打換え前後において大きな変化はなかった．

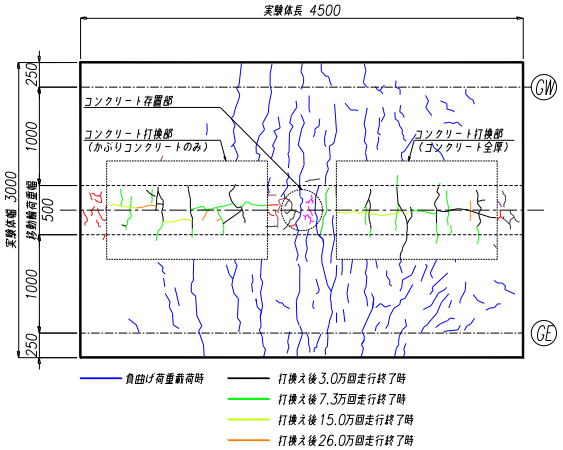


図－9　走行回数－ひずみ関係（床版支間方向）

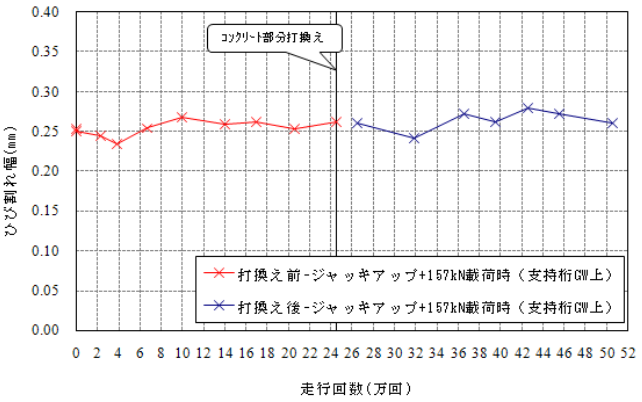


図－10　走行回数－ひずみ関係（床版支間直角方向）





図－11　床版上面ひび割れ状況図



図－12　走行回数－ひび割れ幅関係

3.3　走行回数－ひび割れ状況

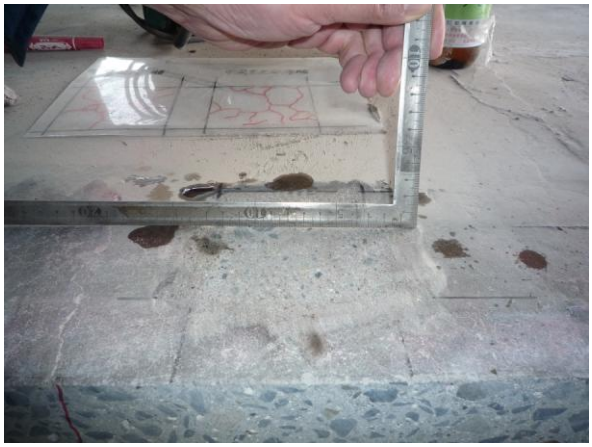
床版上面のひび割れ状況のスケッチ図を図－11 に，また，支持桁上の床版上面に設置したひび割れ幅計測用のπゲージによる走行回数とひび割れ幅の関係を図－12 に示す．

床版上面に発生したひび割れは、移動輪荷重載荷位置直下のひび割れを除き，そのほとんどが負曲げ荷重によるものであり，走行回数の増加によるひび割れ幅の増加はほとんど無かった．

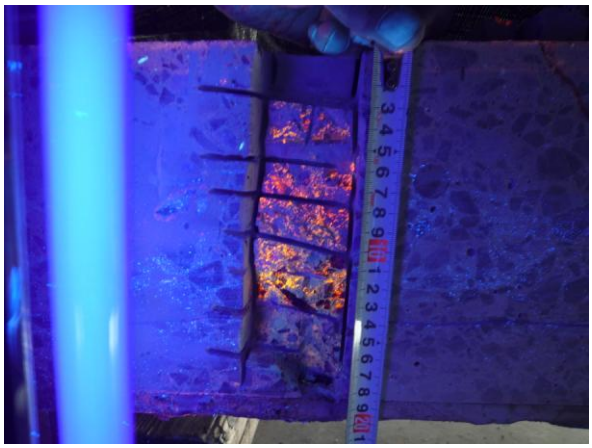
なお，移動輪荷重載荷位置直下における細網ひび割れについては、走行試験完了後に試験体を切断し内部の状況を確認した．打換えを行っていないコンクリート部（コンクリート存置部）のひび割れ状況を図－13 に示す．表面をディスクグラインダーで切削していったところ，表面より 5mm 程度切削した段階でひび割れは確認できなくなった．よって，この細網ひび割れはゴムタイヤの大きな面圧によるゴムのせん断変形に伴う表面ひび割れであり，床版の耐久性に影響を及ぼすようなものではないことが確認できた．

全厚打換えを行ったコンクリート部（コンクリート打

換部）のひび割れ状況を図－14 に示す．切断に先立ちコンクリート上面よりひび割れに散布した蛍光塗料が，底鋼板上面付近まで浸透していることが確認されたことより，コンクリート打換部のひび割れは全厚に発生していたと考えられる．また，かぶりコンクリートのみの打換えを行った箇所においても同様に，打換えコンクリート厚（約 80mm）まで蛍光塗料が浸透していたことを確認した．



図－13　ひび割れ状況(コンクリート存置部)



図－14　ひび割れ状況(コンクリート打換部)

つまり、このコンクリート部分打換部に発生した橋軸・橋軸直角方向のひび割れは，打換え全厚にわたるひび割れであり，コンクリート存置部のひび割れとは明らかに異なるものであった．

このひび割れの原因については，本実験の結果のみでは明確な事は分からないが，一つの原因として打換え部に使用したコンクリートに膨張剤を添加していなかったことなどによる乾燥収縮等によるひび割れの可能性が考えられる．

3.4　はつり処理面の確認結果

打換えコンクリートとの付着・一体化性状に影響を与えると考えられる，はつり処理面の状況を確認した．

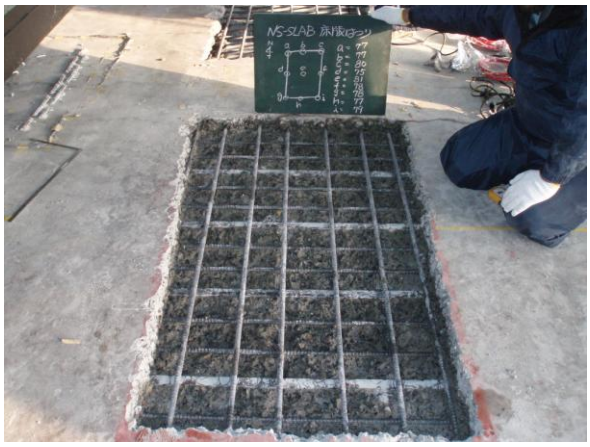
ウォータージェットによるはつり処理完了後の状況写真を図－15，図－16 に示す．また，はつり処理面の一部分の型取りを行い，この表面形状をレーザ変位計にて計測した．

図－15，図－16 に示すように，I 形鋼リブおよび鉄筋に接したはつり処理不足はないことを確認した．また，はつり深さの誤差は，かぶりコンクリート打換え部において最大 6mm であった．

これら結果は，RC 床版の上面増厚工法のはつり処理面の一つの評価基準 [7] における規格値を満足するものである．

以上の状況から，新旧コンクリート界面の付着強度ならびにせん断強度は確保され，打換え後の床版の耐久性が低下しなかった理由と言える．

図－15　はつり処理完了後(コンクリート全厚打換部)



図－16　はつり処理完了後(かぶりコンクリート打換部)

4. まとめ

本研究では，I 形鋼リブを有する合成床版の連続桁中間支点上における床版コンクリート部分打換えの疲労耐久性に対する実験検討を報告した．得られた知見は，以下の通りである．

- コンクリート打換え前後の荷重－変位，荷重－ひずみ関係における差異はなく，コンクリートのみを部分打換えすることによって，性能回復することが確認された.
- コンクリート表面のひび割れ挙動は，移動輪荷重載荷位置直下のひび割れを除き，コンクリート打換え前後で変化はなく，剛性への影響もなかった.
- 膨張材を添加していない部分打換えコンクリートには，その全厚にわたりひび割れが発生したことより，実施工においては，膨張材の添加が望ましいと考えられる.
- ウォータージェットによるはつり処理は，上面増厚工法等における評価基準を満足していれば，コンクリート打換え後の床版の性能に影響を及ぼすことはない.

本研究では，鋼・コンクリート合成床版の維持管理の容易さについて，実験的研究を行いコンクリートの部分打換えによって，剛性が回復し耐久性も十分であることが確認できた。しかし，鋼材の種類・配置，打換えコンクリートの材料，施工方法など，さらなる研究・改善は必要と思われる.

参考文献

1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説,2002.3
2) 櫻井，藤川，水上，松井，長井：形鋼橋梁の構造合理化に関する研究,土木学会論文集 No.794,I-72,pp.67～86,2005.7
3) (社)土木学会：道路橋床版の新技術と性能照査型設計,pp235,2000.10
4) 紫桃他：実物大モデルを用いた鋼連続合成桁橋中間支点部の PC 床版疲労実験,構造工学論文集 Vol.46A,pp.1535～1546,2000.3
5) 柳澤他：鋼・コンクリート合成床版の中間支点部輪荷重走行試験,第四回道路橋床版シンポジウム講演論文集,pp.185～190,2004.11
6) 中薗他：PC 床版を有する鋼連続合成 2 主桁橋の設計法（上）,橋梁と基礎,pp27～35,2002.2
7) 東日本高速道路株式会社：構造物施工管理要領,2006.10

（2009 年 9 月 24 日受付）