



## 繰返し載荷による丸鋼鉄筋を用いた道路橋コンクリート床版の耐久性に関する研究

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2014-06-26 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 赤代, 恵司 メールアドレス: 所属:
URL	<a href="https://doi.org/10.15118/00005109">https://doi.org/10.15118/00005109</a>

繰返し荷荷による丸鋼鉄筋を用いた  
道路橋コンクリート床版の耐久性に関する研究

赤代 恵司



# 目 次

<b>第 1 章 序論</b>	<b>1</b>
1.1 背景と目的	1
1.2 既往の研究	2
1.2.1 RC 床版の疲労試験法の変遷	2
1.2.2 RC 床版の損傷メカニズム	5
1.2.3 RC 床版の S-N 曲線	6
1.2.4 積雪寒冷地における RC 床版の現状	7
1.2.5 丸鋼床版の疲労耐久性	9
1.3 論文の構成	9
<b>第 2 章 試験装置および試験方法と評価方法</b>	<b>11</b>
2.1 はじめに	11
2.2 輪荷重走行試験機	11
2.3 供試体の支持方法	13
2.4 荷重の載荷方法	15
2.5 疲労耐久性の評価方法	17
2.5.1 輪荷重走行試験における破壊の定義	17
2.5.2 S-N 曲線	19
2.5.3 破壊回数の換算	20
2.6 まとめ	22
<b>第 3 章 丸鋼 RC 床版の疲労耐久性と S-N 曲線</b>	<b>23</b>
3.1 はじめに	23
3.2 供試体および実験方法	24
3.2.1 供試体	24
3.2.2 実験方法	26
3.3 実験結果と考察	27
3.3.1 ひび割れおよび破壊状況	27
3.3.2 たわみ	34
3.3.3 鉄筋ひずみ	36
3.4 丸鋼床版の S-N 曲線	40
3.4.1 丸鋼床版の静的押抜き試験	40
3.4.2 丸鋼床版の梁状化幅	44
3.4.3 丸鋼床版の疲労寿命評価式	46
3.5 まとめ	48

<b>第4章 FRP 接着補強を用いた丸鋼 RC 床版の疲労耐久性</b>	<b>49</b>
4.1 はじめに	49
4.2 供試体	49
4.2.1 供試体の概要	49
4.2.2 供試体材料	50
4.2.3 供試体寸法	53
4.2.4 供試体の補強方法	54
4.2.5 下面補強効果に関する予備検討	57
4.3 実験方法	58
4.3.1 RC 床版供試体	59
4.3.2 CFRPS 床版および CFRPP 床版供試体	61
4.4 実験結果と考察	63
4.4.1 等価走行回数	63
4.4.2 破壊状況	65
4.4.3 走行回数とたわみの関係	68
4.4.4 鉄筋のひずみ	70
4.4.5 CFRP 補強材のひずみ	71
4.5 FRP 接着による補強効果	73
4.6 まとめ	75
<b>第5章 上面補修した丸鋼 RC 床版の疲労耐久性</b>	<b>77</b>
5.1 はじめに	77
5.2 供試体	78
5.2.1 供試体の概要	78
5.2.2 使用材料	78
5.2.3 供試体寸法および鉄筋の配置	80
5.3 供試体の補修方法と供試体の製作	81
5.4 実験方法	84
5.5 実験結果および考察	86
5.5.1 圧縮強度の違いを考慮した等価走行回数	86
5.5.2 床版下面の破壊性状	87
5.5.3 床版上面の破壊性状	89
5.5.4 切断面の破壊性状	92
5.5.5 走行回数とたわみの関係	93
5.6 疲労寿命算定法に対する検討	95
5.7 補修材の剥離に関する検討	96
5.7.1 打音検査	96
5.7.2 相対たわみ	98
5.8 鉄筋のひずみに関する検討	101
5.9 まとめ	104

<b>第 6 章 上面補修と下面補強をした丸鋼 RC 床版の疲労耐久性</b>	<b>105</b>
6.1 はじめに	105
6.2 供試体および実験方法	105
6.2.1 供試体の諸元	105
6.2.2 供試体の補強方法	109
6.2.3 実験方法	113
6.3 実験結果と考察	114
6.3.1 初期損傷と上面補修および下面補強後の床版剛性	114
6.3.2 たわみの変化と破壊状況	116
6.3.3 鉄筋およびシートひずみの変化	117
6.4 下面 CFRP シート補強による延命効果の評価	119
6.4.1 劣化度と等価走行回数	119
6.4.2 補強床版の破壊回数および寿命増加率の評価	119
6.5 補修・補強工法に伴う経済性の評価	121
6.6 まとめ	122
<b>第 7 章 結論</b>	<b>123</b>
<b>参考文献</b>	<b>127</b>
<b>謝辞</b>	



# 第1章 序論

## 1.1 背景と目的

道路橋 RC 床版は、橋梁路面の舗装の下にあって輪荷重を直接支持し、それを主桁へ伝達する極めて重要な部材であるが、輪荷重が直接作用するために劣化・損傷を受けやすい部材でもある。昭和 39 年の鋼道路橋設計示方書で設計された RC 床版は、鉄筋量および床版厚の不足や車両の大型化および交通量の増大等に起因して一部抜け落ちるなどの損傷問題が発生した。これが契機となり、RC 床版の損傷機構の解明や損傷対策に関する調査研究が盛んに行われている。これまでに行われた調査や研究結果、道路橋 RC 床版の劣化要因は、主に大型車両の繰返し载荷による疲労劣化であるとされている。さらに耐久性は、床版に生じたひびわれに雨水が浸入することにより著しく損なわれると言われている。この状態を疲労耐久性と定義する。

しかし、北海道における道路橋 RC 床版は、積雪寒冷地特有の劣化現象である凍害や凍結防止剤の散布による塩害との複合劣化が生じるなど、温暖な本州地域に比べて過酷な環境条件下におかれている。北海道では全国の都市圏に比べ、交通量が少ないにもかかわらず毎年多くの床版打替えが行われている。図 1-1 は北海道開発局が建設した橋梁数であるが、このグラフからも分かるとおり、今後は高度経済成長時代に建設された膨大な数にのぼる橋梁の維

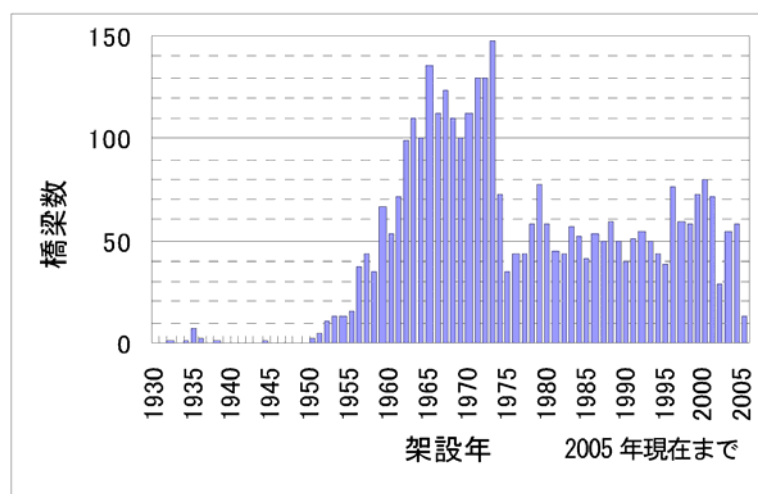


図 1-1 北海道開発局が建設した橋梁数



持管理時代が到来することから、維持管理に資する更なる効率化が求められ、RC 床版の耐久性確保が急務となっている。

一方、橋梁設計においては平成 14 年の道路橋示方書の改訂を踏まえて、徐々に性能照査型設計法に移行するための体制が整備されつつある。性能設計は、設計された構造物に要求される各種の性能を規定し、その設計された構造物が所定の性能を満足しているかを照査する設計法である。新設構造物に対する性能照査型設計法の整備が進められる中、既設 RC 床版はこれまであまり注目されていなかった。しかしながら、北海道の地域特性であり積雪寒冷地域特有の劣化因子である凍害や塩害などが生じた RC 床版における劣化損傷のプロセスの解明および残存寿命の算出によって、適切な補修や補強手法を確立し、RC 床版の安全性や耐久性、さらには経済性や環境適合性を向上させることが必要である。特に、昭和 31 年版鋼道路橋示方書で設計された RC 床版の補強材には丸鋼鉄筋が用いられており、供用開始後約 50 年以上経過した近年では、これらの RC 床版に疲労損傷や凍害とみられる複合劣化が顕在化している。こうした現状を踏まえて、丸鋼鉄筋を用いた RC 床版（以下、丸鋼床版）の残存寿命の評価と延命化手法の策定が急務となっている。

以上のことから、本研究では、丸鋼床版の耐疲労性・残存寿命の評価および合理的な補修・補強方法について検討を行うこととした。すなわち、まず実在した道路橋をモデルに製作した丸鋼 RC 床版供試体に対して輪荷重走行試験機による繰返し載荷実験を行い、丸鋼鉄筋を用いる場合の破壊性状および疲労特性に関する実験的検討を行った。さらに、補修・補強方法に関する検討として、炭素繊維系材料により下面接着補強した供試体、上面の凍害劣化部を除去・補修した供試体を製作し、同様の実験により、補修・補強による疲労耐久性の向上効果（延命効果）について検証した。

## 1.2 既往の研究

### 1.2.1 RC 床版の疲労試験法の変遷

昭和 40 年代後半より急増した RC 床版の損傷事例の調査結果により、RC 床版の損傷は輪荷重の繰返し載荷による疲労問題として評価するのが妥当であると認識されるようになった<sup>1)</sup>。過去の研究成果では、一方向スラブの支間中央に部分分布荷重を繰返し載荷する定点載荷疲労試験<sup>2)</sup>が実施され、静的な押抜きせん断強度に対して繰返し載荷時の押抜きせん断強度が大きく低減することが報告されている。

しかしながら、この試験方法で得られる床版下面のひび割れパターンは図 1-2 に示す通りであり、実際の損傷床版で見られる図 1-3 のひび割れパターンと著しく異なっている。その後、図 1-4 に示すように繰返し荷重の載荷位置を一定の繰返し載荷回数毎に載荷点を移動させる多点移動載荷疲労試験<sup>3)</sup>が実施された。この方法によって図 1-5 に示すような実橋にお

ける損傷床版に近いひび割れパターンを再現することができた。また、人為的にひび割れを発生させた床版に対し、漏水を生じさせた状態での多点移動載荷疲労試験<sup>4)</sup>により、RC床版が静的強度より著しく小さい荷重で押抜きせん断破壊することも確認されている。ただし、これらの多点移動載荷疲労試験は、載荷位置の移動順序をひび割れの進行を見ながら人為的に決定するものであった。

上記の定点繰返し載荷による疲労試験では、ほとんどの場合において供試体の最終破壊形態が主鉄筋の破断をともなう破壊であったのに対し、実橋で見られる損傷床版の最終破壊状況の観察結果では、鉄筋がまったく健全であり、コンクリートのみがせん断破壊する破壊形態であり、実験結果と明らかな相違が認められている。

一方、多点移動載荷疲労試験においては、実橋より切り出したひび割れが進展した損傷床版に対する疲労試験では比較的早期に破壊に至ったが、同一設計仕様により新規に製作した試験体の繰返し載荷試験では、設計輪荷重の2倍を超える荷重で500万回以上載荷しても破壊には至っていない<sup>2)</sup>。

以上のことから、松井<sup>5)</sup>は、RC床版の疲労損傷機構を解明するためには、実際と同じように輪荷重の走行繰返し載荷を再現できる疲労試験機を開発する必要があると考え、図1-6に示すような輪荷重走行試験機を考案した<sup>1)</sup>。この試験機を用いて繰返し載荷を行い、破壊に至った試験体を切断して内部の破壊状況を調べると、図1-7に示すように押抜きせん断破壊型のひび割れを呈していることが明らかになった。また、鉄筋には全く破断が確認されていない<sup>6)</sup>。輪荷重走行試験機の開発によって、実橋での陥没現象が再現できるようになったのである。

輪荷重走行試験機を用いることによって実橋での破壊性状が再現できるようになり、かつ疲労強度特性を示すS-N曲線が得られ、RC床版の疲労寿命が推定できるようになった。

ここで得られたS-N曲線を利用して実橋床版の疲労寿命を計算すると、一定点載荷法によって計算した8,000年という寿命が現実的な約100年程度に評価されて信頼性も向上したことにより、本試験機を用いた実験法は今では標準的な試験法として定着している。

以上のように、RC床版の疲労試験法は、定点載荷疲労試験から多点移動載荷疲労試験を経て、車輪を使って実際に床版上で輪荷重を載荷する方法へと変遷してきた。

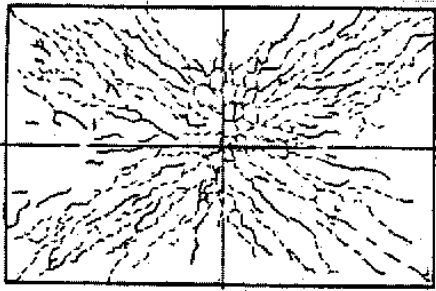


図 1-2 定点载荷疲労試験における放射状ひび割れパターン<sup>1)</sup>

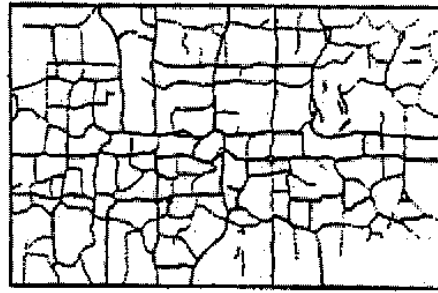


図 1-3 実橋における格子状ひび割れパターン<sup>1)</sup>

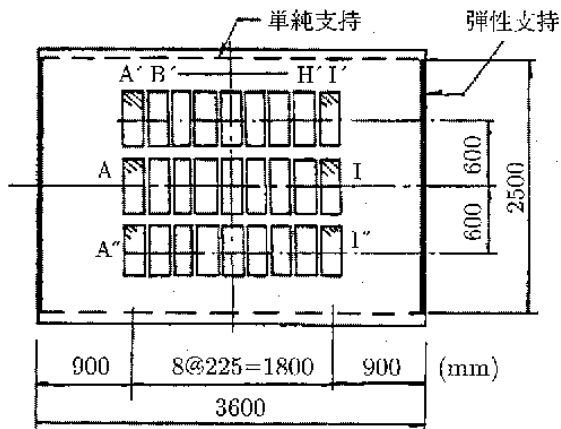


図 1-4 多点移動载荷疲労試験<sup>1)</sup>

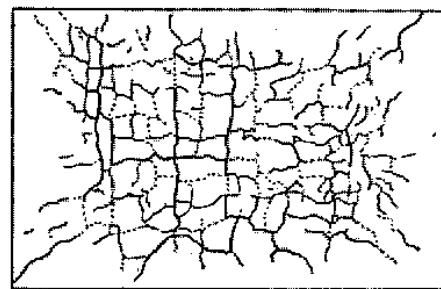


図 1-5 多点移動载荷疲労試験によるひび割れパターン<sup>1)</sup>

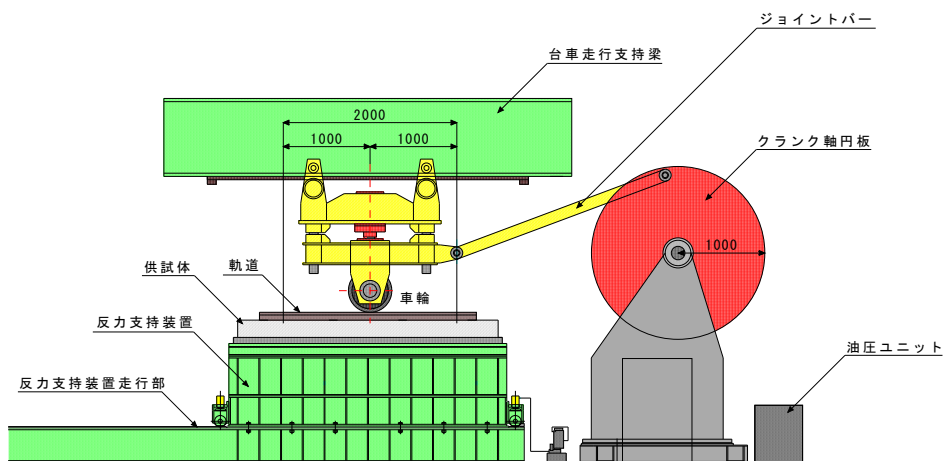


図 1-6 輪荷重走行試験機の概要

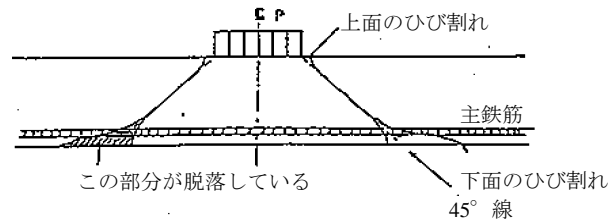


図 1-7 輪荷重走行試験機による床版の破壊断面<sup>1)</sup>

### 1.2.2 RC 床版の損傷メカニズム

RC 床版の損傷原因や損傷過程については数多くの研究が実施されており<sup>3), 7), 8)</sup>, 現在は図 1-8 に示すような段階に従ってひび割れが発達し, 最終的には床版が陥没するという損傷メカニズムが定着している. すなわち,

- ①RC 床版は鋼桁に支持された構造であるため, 合成桁はずれ止めにより, また非合成桁もスラブ止めによって, 鋼桁に支持されている. そのため, 床版にはコンクリートの乾燥収縮などによって, 主として橋軸方向に引張力が生じる. この状態で輪荷重が載荷すると橋軸方向と直角方向の双方に曲げモーメントが生じるが, ひび割れは主に橋軸直角方向に先に生じる. (段階Ⅰ)
- ②橋軸直角方向にひび割れが発生すると, 配力筋方向の曲げ剛性が主筋方向に比べて小さくなり, 版としての構造が梁としての挙動に近くなる. この変化によって主筋方向への曲げモーメント負担が増加するため, 配力筋方向のひび割れが生じる. これにより, 2 方向にひび割れが発生していくこととなる. (段階Ⅱ)
- ③2 方向にひび割れが発生した床版では, 版全体としてのせん断剛性やねじり剛性の低下がひび割れ幅を大きくし, かつひび割れの数を増やすことになり, 損傷はさらに進行して, 亀甲状のひび割れが生じる. (段階Ⅱ～Ⅲ)
- ④この損傷の進行によってひび割れが床版を貫通する場合もある. このような場合には, 床版表面からの水の浸透・流水が始まり, コンクリートのひび割れを通過する際に水中に溶け込んだ  $\text{Ca}^{2+}$  が床版下面に漂い, 空中の炭酸ガスと結合して白色の生成物である遊離石灰が発生する.
- ⑤貫通ひび割れを有する床版上を輪荷重が通過することにより, ひび割れの開閉, ひび割れの擦り合わせ挙動による磨耗が生じ, ひび割れ交点での角落ちなど, 床版の損傷は急速に進むことになる. (段階Ⅲ)

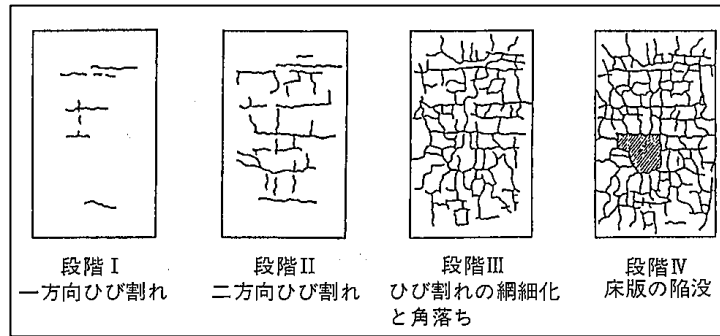


図 1-8 道路橋 RC 床版のひび割れ損傷過程<sup>9)</sup>

⑥この状態が進行すると、ひび割れ幅が大きくなり、剥離や陥没が進行する。この段階では床版の表面には放射状あるいは亀甲状のひび割れが生じ、陥没が発生した箇所では、鉄筋が残った状態でコンクリート片だけが落下する状態となる。(段階IV)

### 1.2.3 RC 床版の S-N 曲線

RC 床版の S-N 曲線は、一般に、コンクリート構造物の S-N 曲線と同様に、作用荷重を耐荷力で除した無次元荷重値と走行回数との関係で表される。図 1-9 に示すのが、大阪大学と土木研究所が提示している S-N 曲線である。試験装置の違いや試験方法が異なると、S-N 曲線は異なってくる。大阪大学の研究で示された曲線の式は松井式<sup>10)</sup>と呼ばれている。縦軸は最大荷重を梁状化する梁幅のせん断耐荷力で除した値、横軸は輪荷重の走行回数である。双方の推定式を比較すると、曲線の傾きや切片が異なっており、たとえば縦軸 ( $P/P_{sx}$ ) を 0.5 とした場合の破壊走行回数を算出すると、松井式では約 100 万回、土研式では約 10 万回となる。これらの違いは、床版支間および載荷に用いたブロック等の試験条件が異なることによるものであると考えられている。ちなみに、ここで示した S-N 曲線は、双方とも RC 床版の表面を乾燥状態で行った実験結果から得られたものであり、床版の表面に水を張った試験により得られた S-N 曲線は別のものとなる。

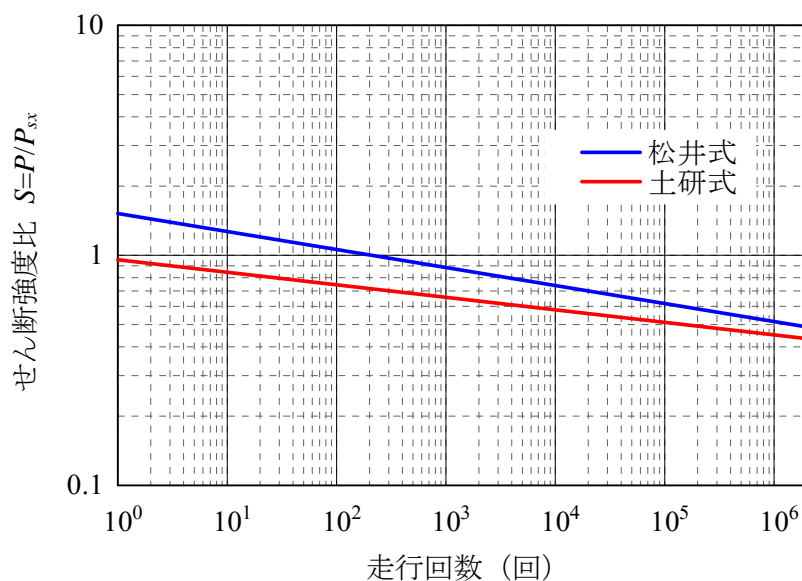


図 1-9 RC 床版の S-N 曲線

#### 1.2.4 積雪寒冷地における RC 床版の現状

凍害は、コンクリート内の空隙に浸入した水分の凍結融解の繰返しによってスケーリングが起き、やがてポップアウト、砂利化へと進展する。写真 1-1~1-3 には北海道内における床版の凍害事例を示している。これらの橋梁の架設年次は、いずれも昭和 30 年代後半から 40 年代前半である。当時の橋梁では、床版への防水工は施工していないため、床版内部への水の浸入に対する抑制対策がなされていない。また、特に横断勾配や縦断勾配の低い、滞水しやすい箇所では凍害劣化が発生しやすく、併せて活荷重による衝撃荷重載荷する場合には損傷が著しく進行することが想定される。

スケーリング事例を写真 1-1 に示す。アスファルト舗装のひび割れや剥離が車輪の走行ラインで顕著となり、その修繕工事を行う際に確認されたものである。舗装を撤去した直後の鉄筋露出はごくわずかであったものの、交通切り替え中に、スケーリングにより脆弱化していた上面コンクリートが輪荷重によって砂利化し、地覆前面に堆積している状況である。この床版では、床版支間の中央に縦桁を増設して曲げやたわみを抑制する補強工法が実施されている。

写真 1-2 には、舗装直下ですでに砂利化現象まで至っていた事例を示している。舗装を撤去したところ、ハンマーの軽い打撃で容易に砂利化するほど劣化しており、その深さは 8 cm 程度に至り上面側主鉄筋が完全に露出している。また、コンクリート内部には滞水が確認された。降雨後ではなかったことから、常時滞水していることが想定される。この橋の床版下

面全体には鋼板接着補強が実施されているが、水抜き管等の排水設備が無かったことから、鋼板接着が滞水の主要因になっているものと考えられた。

写真 1-3 には、実際に床版コンクリートが砂利化して破壊に至った事例を示している。写真左上が外側線で、写真には納まっていないが手前側に伸縮装置がある。床版下面の状況を確認したところ、ひび割れは橋軸直角方向に数本見られるのみで、押抜きせん断破壊の前兆として示される二方向ひび割れには至っていなかった。ただし、床版上面については、舗装と床版の境界に水の滲出が見られ、床版コンクリートは、写真 1-1 や写真 1-2 と同様なスケーリングや砂利化が発生していた。

写真 1-3 に示す橋梁床版のように、床版下面の劣化損傷程度が小さくても、上面の劣化状況によっては押抜きせん断状の破壊に至る事例が発生しており、積雪寒冷地における橋梁床版の維持管理において、上面の劣化に対する補修判定や予防措置が特に重要であると考えられる。



写真 1-1 床版上面のスケーリング



写真 1-2 床版上面の砂利化現象



写真 1-3 砂利化後の押抜きせん断破壊

### 1.2.5 丸鋼床版の疲労耐久性

丸鋼鉄筋は、異形鉄筋に比べてコンクリートとの付着強度が低く、丸鋼鉄筋を用いた RC 部材では、ひび割れ性状、変形、耐力などが異形鉄筋を用いた RC 部材と異なり、場合によっては基本的な力学性能が低い場合がある。近年では、RC 構造物の長寿命化を目的とした維持管理計画の策定のために、丸鋼鉄筋が配置された RC 構造物に着目して力学的特性を明らかにする研究が行われている。

三田村ら<sup>11)</sup>は、丸鋼床版において凍害劣化が疲労耐久性に及ぼす影響を明らかにするため、実橋から切り出した床版と、上面劣化を再現するために上面のかぶりコンクリートを切削した床版の輪荷重走行試験を実施している。それによると、破壊に至るメカニズムや破壊モードは劣化の無い床版と同様であるが、床版厚の減少により曲げやせん断に対する抵抗断面が小さくなるため疲労耐久性が大きく低下することが明らかになっている。実験結果によれば、疲労寿命は、上面が 1 cm 劣化した床版では劣化の無い床版の約 16 分の 1、3 cm 劣化した床版では約 100 分の 1、4 cm 劣化した床版では約 170 分の 1 となっている。

## 1.3 論文の構成

本論文は序論を含めて全 7 章で構成されており、その内容は以下のとおりである。

第 1 章は本論文の序論であり、本研究の背景、既往の研究および目的について説明している。

第 2 章では、本研究における実験で使用した輪荷重走行試験機による試験方法および結果の評価方法について述べている。

第 3 章では、丸鋼床版の疲労耐久性について検討している。丸鋼鉄筋および異形鉄筋を



用いた RC 床版供試体を製作し、輪荷重走行試験により破壊性状および疲労特性を明らかにしている。また、丸鋼床版の疲労寿命評価式を新たに提案している。

第 4 章では、輪荷重に伴う疲労損傷を受けた丸鋼床版に対して、FRP 補強材料を用いた床版下面接着工法の補強効果を輪荷重走行試験により検証している。

第 5 章では、丸鋼床版が積雪寒冷地における凍害劣化を受けた場合の損傷に対する補修工法に着目して、3 種類の補修材料をパラメータとした一般環境下における輪荷重走行試験により、補修工法の妥当性について検討している。

第 6 章では、積雪寒冷地における RC 床版の損傷形態である、上面の凍害劣化および下面の疲労損傷に対し、第 4 章および第 5 章の実験結果を踏まえた床版上面の補修と床版下面への FRP シート接着工法を用いたときの延命効果を輪荷重走行試験により検証している。また、一般的に用いられている床版の補修・補強法と本論文で提案する工法に対する経済性についてまとめている。

第 7 章は本論文の結論であり、本研究で得られた知見をまとめている。

## 第2章 試験装置および試験方法と評価方法

### 2.1 はじめに

本研究では、積雪寒冷地における RC 床版の疲労耐久性について、実験的手法により検討することとした。本研究では実験的な手法として、輪荷重走行試験機を用い、繰返し載荷試験を行うことによって検討を行うものである。本章では輪荷重走行試験機の試験装置と試験方法について述べるとともに、疲労寿命等を算定するための評価方法について述べる。

### 2.2 輪荷重走行試験機

わが国において稼働している輪荷重走行試験機の形式としては、フライホイール等の回転力を往復運動に変換するクランク式と移動台車に駆動装置を搭載する自走式に大別される。クランク式の試験機では動力システムが台車とは別に存在するため、載荷に必要な周辺設備の条件が許す限り、高速での荷重移動が可能なシステムとなっている。また、車輪には鋼製車輪（以下、鉄輪）を用いていることが多く、ゴムタイヤでは載荷できない大きな荷重での試験が可能であり、床版の破壊寿命を調べるための促進試験を行うのに向いている<sup>1)</sup>。

本研究で使用した試験機は、松井<sup>2)</sup>が考案した輪荷重走行試験機で、**写真 2-1**のようなクランク式であり、モーターの回転運動を台車の往復運動に変換する駆動部分と、一定の輪荷重値を保ちながら往復運動する台車部分とで構成されている。台車の車輪は、疲労試験における輪荷重載荷で何百万回もの移動繰返しに耐えられるように、**写真 2-2**のような鉄輪を使用している。ただし、実際の車両はゴムタイヤであることから、実車両の走行と同じ載荷状態に近づけるために、車輪と供試体の間に載荷板を敷設するなどの工夫をしている。

この輪荷重試験機は最大 300 kN までの任意の鉛直荷重が載荷可能であり、2 m の範囲を 1 時間に 1440 往復することができる。輪荷重試験機の諸元は、**表 2-1**のとおりである。車輪の往復で実橋床版の破壊形態をほぼ再現できる。



写真 2-1 輪荷重走行試験機



写真 2-2 鋼製車輪（鉄輪）

表 2-1 輪荷重走行試験機諸元

項目		仕様
性能	最大荷重	300 kN
	走行速度	1440 往復/時
	走行範囲	±1.0 m
供試体寸法	橋軸方向 (車輪移動方向)	3.30m
	橋軸直角方向	支間 1.8 m~2.7m
	床版厚	16 cm~40 cm (治具改良により 40 cm 以上可)

### 2.3 供試体の支持方法

実橋床版は橋軸方向に連続な一方向性版としての挙動を示す。実験に使用する供試体の橋軸方向の寸法は試験機の制約より 3.0 m である。これを 2 辺支持 2 辺自由の支持状態で実験を行うと、端部から早期に破壊する。そのため、支間方向（短辺部）に弾性支持部を設け、一方向性版としての実橋の断面力振幅状態を擬似的に再現させる必要があった。従って、供試体を輪荷重走行試験機の架台上に設置するときの支持方式は、写真 2-3 に示すように、橋軸方向（長辺部）には 2 辺単純支持、支間方向（短辺部）には 2 辺弾性支持とした。

単純支持部は、図 2-1 に示すとおり、回転を拘束しないように架台と供試体の間に丸鋼を配置するとともに、丸鋼と供試体の間にモルタルを敷いて不陸を調整した。また、横梁となる弾性支持部は、有限要素法 (FEM) による予備解析により 1 方向性版でのモーメント比 ( $M_x/M_y$ ) およびたわみ量を算出し、その数値に近似するように H 鋼の断面を決定した。横梁と供試体の間にはモルタルを敷いて不陸を調整し、さらに各支持部においてはアンカーボルトにより供試体の浮き上りを防止した。



写真 2-3 供試体を設置する架台

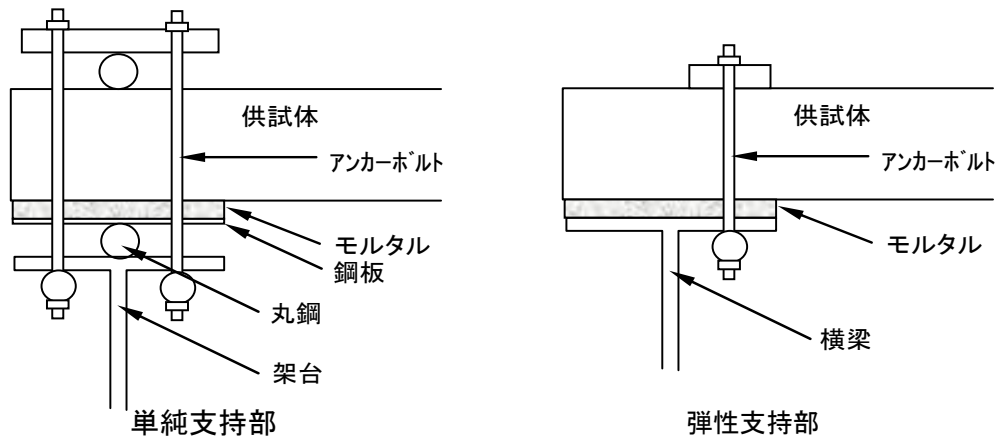


図 2-1 単純支持部と弾性支持部の固定方法

## 2.4 荷重の載荷方法

本研究で使用する輪荷重走行試験機の車輪は、車輪部分には鉄輪またはゴムタイヤを装着することができる。鉄輪を装着した場合とゴムタイヤを装着した場合とでは、最大積載荷重や接地面積などが異なり、それぞれに長所と短所がある。実際の車両はゴムタイヤで走行していることにより、ゴムタイヤを用いるべきであるが、ゴムタイヤの場合には鉄輪のような大きな荷重をかけることができない。また、輪荷重走行試験機による床版の疲労試験では、載荷荷重を増加させて促進試験が可能となることより、鉄輪を用いる場合が多く報告されている。

鉄輪を使用する場合において車輪を直接供試体に接触させる場合には載荷荷重が線荷重として作用するため、実橋での載荷状態と大きく異なる。ゴムタイヤのような部分分布的な載荷とするために、**図 2-2** に示すような載荷装置を用いて、より実交通荷重に近い荷重状態を再現している。すなわち、実際のゴムタイヤの接触面を模した矩形の鋼製ブロックを床版上面に敷設した薄い合板上に配置することとした。実験時には、繰返し載荷時における鋼製ブロックの移動を拘束するために、側板（ガイド）にボルトで固定した。また、鉄輪の荷重をスムーズに載荷ブロックに伝達するために、鉄輪と載荷ブロックの間に載荷用の薄鋼板を挿入している<sup>3)</sup>。本実験で使用した鋼製ブロック 1 個の大きさは、12 cm（橋軸方向）× 30 cm（橋軸直角方向）または 20 cm（橋軸方向）× 50 cm（橋軸直角方向）である。**写真 2-4** には、鉄輪による載荷状況を示している。

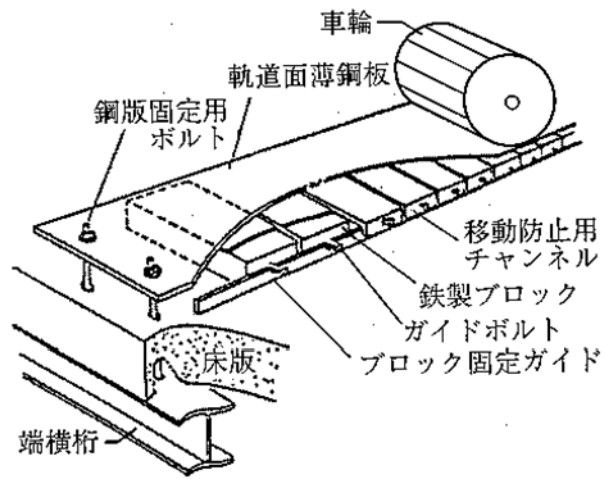


図 2-2 輪荷重載荷装置の載荷機構<sup>2)</sup>



写真 2-4 鉄輪による載荷と鋼製ブロック

## 2.5 疲労耐久性の評価手法

輪荷重走行試験機による繰返し載荷実験では、設計輪荷重に衝撃係数を乗じた約 140 kN を基準値とし、実橋で実測した大型トラックの最大軸重 300 kN の 1/2 である 150 kN や、さらに 20% 増しの 180 kN に設定して載荷し、破壊までの寿命を求める方法が採られている。しかしながら、供試体床版の耐力が大きい場合には、例えば 150 kN で 10 万回、180 kN で 80 万回、210 kN で破壊まで載荷するというような階段状荷重漸増載荷を採用し、マイナーの線形累積被害則を用いて換算等価破壊回数を求め、耐久性を評価するのが一般的である<sup>4)</sup>。なお、本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は、国土交通省でも採用している<sup>5)</sup>。

本研究では、目的に応じて載荷プログラムを使い分け、破壊メカニズムの検討を目的とする場合には一定荷重載荷を、疲労寿命の評価を目的とする場合には階段状荷重漸増載荷を採用している。

### 2.5.1 輪荷重走行試験における破壊の定義

輪荷重走行試験機を用いた繰返し載荷実験を行った場合において、走行回数とたわみ量関係を求めると図 2-3 のように示される。図より、破壊点近傍ではたわみ勾配が急激に大きくなるのが分かる。そして、写真 2-5 に示されるように、軌道下の一部の断面方向に斜めひびわれが発生し、押抜きせん断型のモードで破壊に至る。これより、本論文では、たわみ勾配が急増する点を「破壊位置」とし、その時の走行回数を「破壊回数」と定義する。

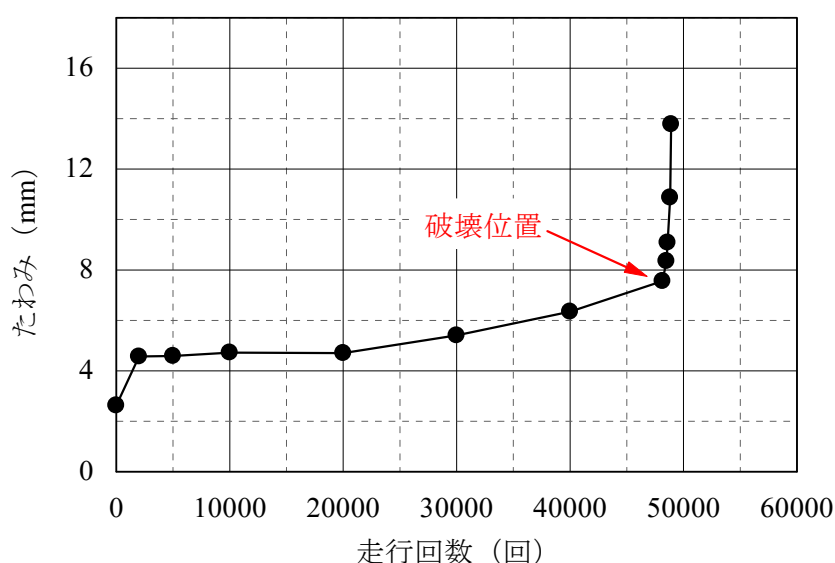
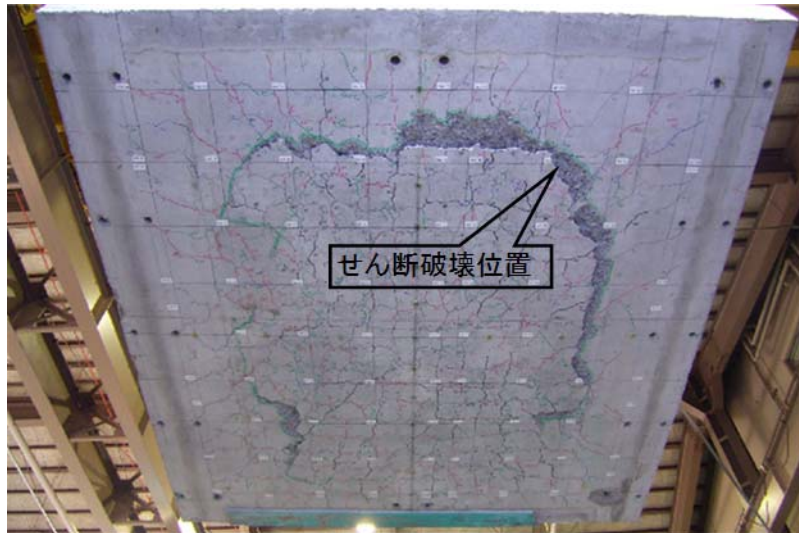


図 2-3 走行回数とたわみ量の関係の例





(a) 床版下面のせん断破壊状況の例



(b) 切断面におけるな斜めひび割れの例

写真 2-5 実験でせん断破壊した床版

## 2.5.2 S-N 曲線

変動荷重を受ける床版の疲労寿命は、一定荷重の実験より得られる S-N 曲線とマイナーの線形累積被害則によって評価可能である。S-N 曲線としては、1.2.3 で紹介した土研式や松井式などが提案されているが、両者の違いは試験装置や試験条件および供試体の違いによるところが大きい。本研究で使用する輪荷重走行試験機は松井らの研究に用いられた装置と同じであり、供試体の支持方法や載荷版も同様であることから、実験結果の整理・評価は、松井式を基本に取り扱うこととした。

$$\log\left(\frac{P}{P_{sx}}\right) = -0.07835 \log N + \log 1.52 \quad (2.1)$$

ここで、

- $P$  : 輪荷重 (N)
- $P_{sx}$  : 梁状化した床版のせん断耐力 (N)
- $N$  : 走行回数 (回)

式 (2.1) 中の梁状化した床版のせん断耐力  $P_{sx}$  は以下のように示される。

$$P_{sx} = 2\tau_{smax} \cdot X_m \cdot B + 2\sigma_{imax} \cdot C_m \cdot B \quad (2.2)$$

ここで、

- $P_{sx}$  : 梁状化した床版のせん断耐力 (N)
- $\tau_{smax}$  : コンクリートの最大せん断強度 (N/mm<sup>2</sup>) =  $0.656\sigma_{ck}^{0.606}$
- $X_m$  : 引張側コンクリートを無視した場合の圧縮側から中立軸までの距離 (mm)
- $B$  : 梁状化したときの梁幅 =  $b + 2d_d$ 
  - $b$  : 載荷板の配力筋方向の辺長 (mm)
  - $d_d$  : 引張側配力筋の有効高さ (mm)
- $\sigma_{imax}$  : コンクリートの最大引張強度 (N/mm<sup>2</sup>) =  $0.269\sigma_{ck}^{2/3}$
- $C_m$  : 主鉄筋のかぶり厚さ (mm)
- $\sigma_{ck}$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

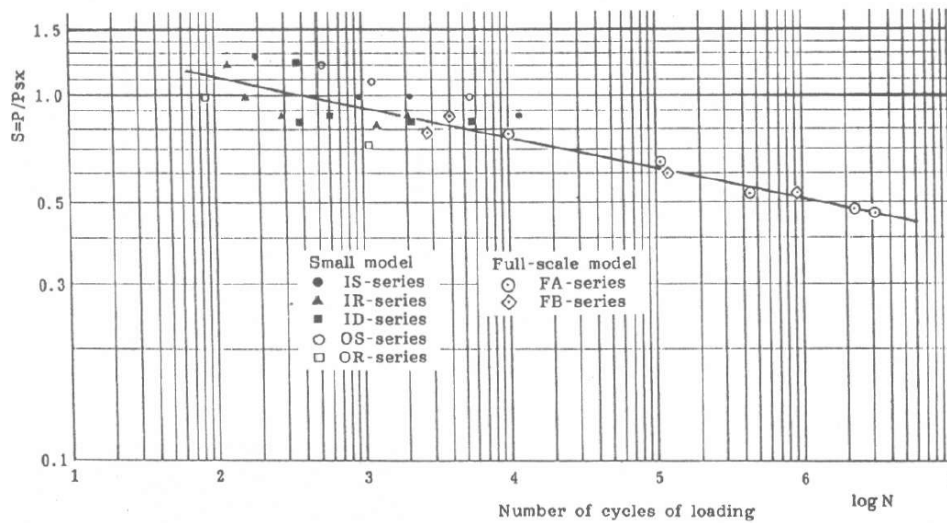


図 2-4 梁状化した RC 床版の押抜きせん断耐荷力  $P_{sx}$  を用いて無次元化した S-N 曲線<sup>6)</sup>

式 (2.1) の松井式は、実物大モデルのほか、園田ら<sup>7)</sup> が実施した縮小モデルによる輪荷重走行試験結果から導かれたものである。図 2-4 より、園田らの縮小モデルによる実験結果は松井式からの差が大きくなる傾向にあることが分かる。これは、輪荷重載荷において、載荷面積の変動を大きくするために、鉄輪にポリウレタンゴムを巻いていることや、走行回数の上限を 1 万回として疲労寿命の検討を行うために比較的大きな荷重を載荷していること等、実験結果にばらつきが生じやすい要因を含んでいるためと推察される。一方で、松井らの実物大モデルの結果は、昭和 39 年および 47 年道路橋示方書の下に設計された床版共にばらつきが小さく、数体の試験結果から S-N 曲線を評価できることが分かる。本研究における試験体寸法、支持方法、試験機および試験方法が松井らの試験と同一であることから、本研究における実験結果の再現性も高く、数体の試験結果から S-N 曲線を大略評価出来るものと判断される。

### 2.5.3 破壊回数の換算

階段状荷重漸増載荷による実験を行った場合における破壊回数に関しては、マイナーの線形累積被害則を適用して評価するものとする。

すなわち、荷重  $P_i$  載荷時における走行回数を  $n_i$ 、 $P_i$  に対する部材の疲労寿命を  $N_i$  とすると、マイナーの線形累積損傷度  $D$  は次式で表される。

$$D = \sum_i^n \frac{n_i}{N_i} \quad (2.3)$$

いま、構造物、あるいは、構造部材の疲労試験結果から S-N 曲線が次式で表されると仮定すると、

$$\log P' = -k \log N + \log C \quad (2.4)$$

となる。ここで、

- $P'$  : せん断強度比
- $N$  : せん断強度比  $P'$  に対応する疲労寿命 (回)
- $K$  : 定数
- $C$  : 定数

この S-N 曲線をもとに、2 組のせん断強度比 ( $P'_0, P'_1$ ) とそれらに対応する疲労寿命 ( $N_0, N_1$ ) との関係は、次式で表される。

$$N_1 = \left( \frac{P'_1}{P'_0} \right)^m N_0 \quad (2.5)$$

ここで、

- $m$  : S-N 曲線の傾き  $k$  の逆数 (=1/ $k$ )

これより、上式を用いて、せん断強度比  $P'_1$  での走行回数をせん断強度比  $P'_0$  での繰返し回数に換算することができる。従って、種々の変動荷重に対する一般式として、荷重  $P$  を基本荷重として換算した等価走行回数は、次式で表される。

$$N_{eq} = \sum \left( \frac{P_i}{P} \right)^m n_i \quad (2.6)$$

ここで、

- $N_{eq}$  : 等価走行回数 (回)
- $P_i$  : 荷重 (kN)
- $P$  : 基本荷重 (kN)
- $m$  : S-N 曲線の傾きの逆数 (松井式の場合 12.76)
- $n_i$  : 荷重  $P_i$  の回数

## 2.6 まとめ

本章では、RC 床版の疲労耐久性を検討するために用いる装置（輪荷重走行試験機）について、その性能を説明するとともに、実験で得られるデータの評価方法について述べた。

本研究で使用する輪荷重走行試験機はクランク式であり、最大 300 kN まで任意の鉛直荷重が載荷できるものである。供試体は、一方向版としての実橋の断面力振幅状態を模擬的に再現させるために、橋軸方向は 2 辺単純支持、床版支間方向は 2 辺弾性支持としている。

実験で得られる床版破壊までの荷重の値と走行回数から一定荷重に対する等価走行回数を評価するために、マイナーの線形累積被害則と松井式で表される S-N 曲線を利用することで、ある一定荷重に対する等価繰返し回数を換算評価する手法について提示した。等価走行回数を用いることで、疲労による RC 床版の残存寿命を予測することが可能となる。

## 第3章 丸鋼鉄筋を用いた RC 床版の疲労耐久性と S-N 曲線

### 3.1 はじめに

道路橋の RC 床版は、輪荷重の繰返し走行によってひび割れ損傷を生じ、劣化が進むと押抜きせん断で破壊に至る。近年、RC 床版の疲労による損傷が顕在化していることを背景に、RC 床版の疲労耐久性の評価に基づく適切な補修・補強の管理を行うことが求められており、既設 RC 床版の残存寿命評価や、延命手法を策定することが急務となっている<sup>1),2),3)</sup>。

このような現状に鑑みて、RC 床版の残存性能評価や延命手法等に関する検討が行われてきた。しかしながら、これらの多くは、補強材に異形鉄筋を用いた RC 床版を対象に行われたものである。

一方で、昭和 40 年代中頃までは、補強材として丸鋼鉄筋が使用されていた実態があり、これらの RC 床版は、供用開始後約 50 年が経過している。なお、道路橋示方書においては、昭和 48 年の示方書<sup>4)</sup>から補強材を異形鉄筋に限定している。また、近年の道路橋床版の健全性調査によると、丸鋼鉄筋を用いた RC 床版（以下、丸鋼 RC 床版）では、疲労損傷や凍害により損傷劣化が顕在化し始めていることが明らかになっている。今後、劣化損傷がさらに急増することが考えられるため、丸鋼 RC 床版の疲労特性を明らかにすることは今後の橋梁の維持管理の上で重要な課題と言える。

丸鋼鉄筋は、異形鉄筋に比べてコンクリートとの付着強度が低いことが知られている<sup>5)</sup>。RC 構造物の長寿命化を目的とした維持管理計画の策定のために、丸鋼鉄筋が用いられている RC 部材の力学的特性に関する研究が行われている<sup>6)</sup>。これによると、丸鋼鉄筋の付着強度は、異形鉄筋に比較して小さい。そのため、対応して RC 部材としてのひび割れ性状、変形、耐力なども小さいことが明らかになっている。

そこで、本研究では道路橋 RC 床版を対象として、丸鋼 RC 床版の疲労特性を把握することを目的に、異形鉄筋を配置する場合と丸鋼鉄筋を配置する場合の RC 床版を製作し、輪荷重走行試験を実施した。また、実験結果に基づき、丸鋼 RC 床版の疲労寿命を評価している<sup>7)</sup>。

## 3.2 供試体および実験方法

### 3.2.1 供試体

実験供試体は、実在した道路橋の床版をモデルに製作した。モデルとした橋梁は、北海道内に昭和 39 年に架設された橋長 44 m の 2 径間単純 RC 床版合成鈹桁橋である。本橋は、有効巾員 6.0 m、床版支間 2.35 m の 3 主桁橋であり、昭和 31 年鋼道路橋設計示方書に準拠して設計されたものである。厚さ 160 mm の床版に、鉄筋として丸鋼鉄筋が配置されている。

本研究では、この橋梁における RC 床版の形状及び配筋を準用して、表 3-1 に示す 4 体の実験用床版を製作し、スパン中央部に限定して一定荷重による輪荷重走行載荷試験を行った。表 3-2 には、供試体諸元を示している。

図 3-1 には、供試体の配筋図を示している。本研究では、丸鋼鉄筋を用いた供試体を 3 体（以下、丸鋼シリーズ）と異形鉄筋を用いた供試体を 1 体（以下、異形シリーズ）を製作した。ここで、輪荷重走行試験における輪荷重は、丸鋼シリーズの場合には供試体 RB-CON110/150/190 の順に、それぞれ 110, 150, 190 kN とした。一方、異形シリーズの場合には DB-CON150 で 150 kN とした。

表 3-3 には、供試体に使用したコンクリートの材料特性を示している。また、鉄筋は、実橋梁の使用実態に合わせて、丸鋼鉄筋には SR235、異形鉄筋には SD345 を用いた。

表 3-1 供試体一覧

	供試体名称	鉄筋の種類	輪荷重載荷方法
1	RB-CON110	丸鋼	輪荷重 110 kN 一定載荷
2	RB-CON150		輪荷重 150 kN 一定載荷
3	RB-CON190		輪荷重 190 kN 一定載荷
4	DB-CON150	異形鉄筋	輪荷重 150 kN 一定載荷

表 3-2 供試体諸元

供試体	配筋		床版形状	床版厚
RB-CON110	橋軸直角 方向	上 面 $\phi 16@260$ mm	橋軸直角方向 2650 mm × 橋軸方向 3300 mm	一般部 160 mm × ハンチ部 230 mm
RB-CON150		下 面 $\phi 16@130$ mm		
RB-CON190	橋軸方向	上下面 $\phi 13@230$ mm		
DB-CON150	橋軸直角 方向	上 面 D16@260 mm		
	橋軸方向	下 面 D16@130 mm		
		上下面 D13@230 mm		

表 3-3 コンクリートの材料特性

	供試体名称	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
1	RB-CON110	43.0	25.9
2	RB-CON150	41.7	25.4
3	RB-CON190	36.6	26.0
4	DB-CON150	38.6	23.9

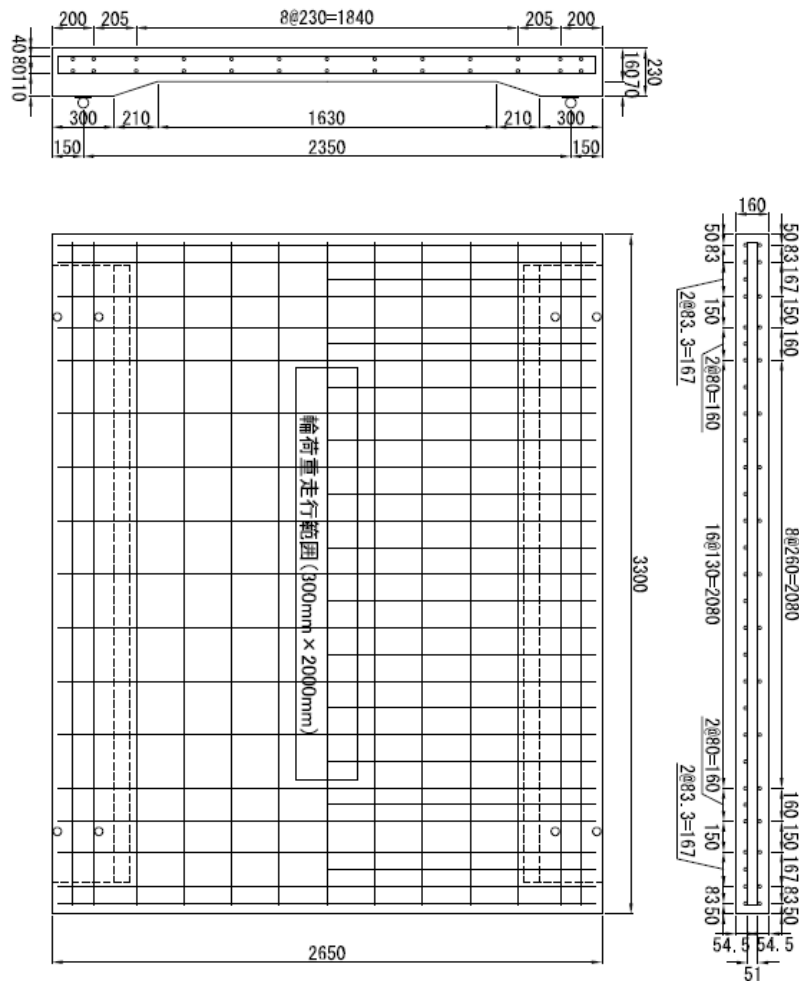


図 3-1 供試体配筋図 ( mm )



### 3.2.2 実験方法

実験には、第 2 章で説明したクランク式の輪荷重走行試験機を用いている。輪荷重は、床版中央に 120 mm (橋軸方向) × 300 mm (橋軸直角方向) の載荷板を敷き並べ、その上を床版中央から走行方向前後 1,000 mm (全長 2,000 mm) の範囲で鉄輪を連続走行させた。

供試体は、橋軸方向支持桁上に丸鋼を介して 2 辺単純支持し、端部は横梁により 2 辺弾性支持とした。

実験中は、適時輪荷重走行を停止し、床版中央位置での輪荷重の静的載荷により床版下面のたわみ、鉄筋ひずみ、ひび割れ状況などを確認した。図 3-2 および図 3-3 にたわみおよび鉄筋ひずみの計測位置を示す。

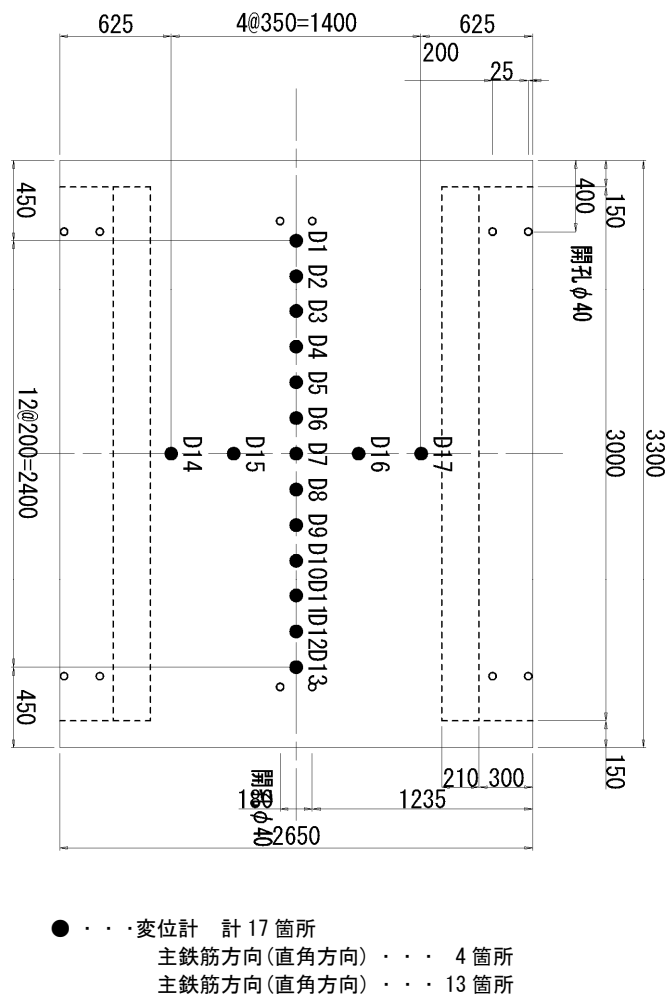


図 3-2 たわみの計測位置 (mm)

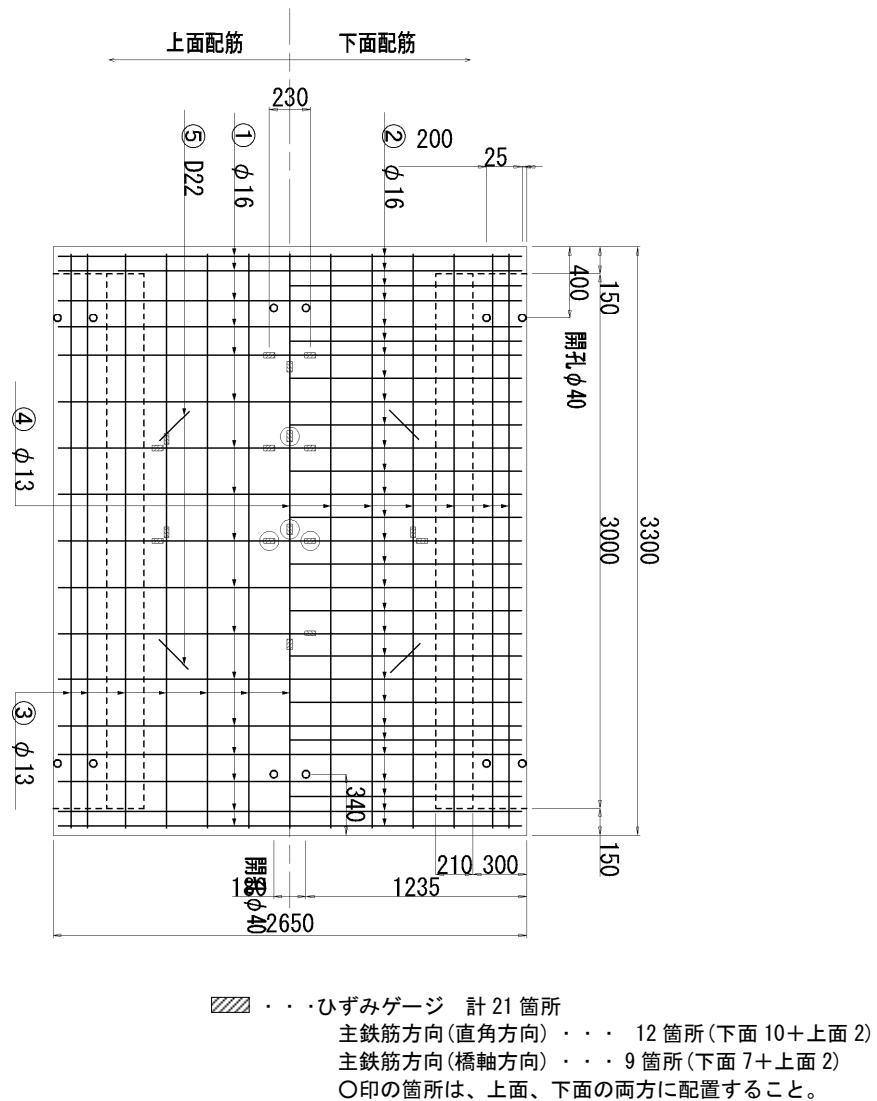


図 3-3 鉄筋ひずみの計測位置 (mm)

### 3.3 実験結果と考察

#### 3.3.1 ひび割れおよび破壊状況

輪荷重走行試験においては、供試体 RB-CON110/150/190 および DB-CON150 の順に、2,160,000, 29,350, 3,400 および 48,150 回走行時に供試体のスパン中央位置の鉛直変位が急激に増加し破壊に至った。

図 3-4 には、実験終了後における各供試体のひび割れ状況を示している。各供試体の破壊状況は、ハッチで示した部分が下方に落ち込んでおり、いわゆる押抜きせん断型の破壊状態であった。図中の赤線は各供試体の破壊領域を示す。破壊領域は、床版下面の打音検査によ

り下側鉄筋とかぶりコンクリートの剥離が生じた範囲として定義している。その範囲は、RB-CON110/150/190 および DB-CON150 において、橋軸直角方向幅 (mm) × 橋軸方向幅 (mm) がそれぞれ 1,200×1,900, 1,200×1,700, 1,200×2,000 および 1,200×2,100 であった。

橋軸直角方向の破壊面の位置は、全ての供試体で供試体中央から両側に約 600 mm であり、ハンチの内側に押抜きせん断破壊の範囲が収まっていた。一方、橋軸方向の破壊領域は、丸鋼鉄筋を用いた供試体の 3 体では、RB-CON110/150/190 の順に、1,900, 1,700 および 2,000 mm であり、輪荷重の大きさや疲労寿命との直接的な相関性は見られなかった。丸鋼シリーズと異形シリーズを比較すると、丸鋼鉄筋を用いた場合の破壊領域は異形鉄筋を用いた場合に比べて小さい。また、丸鋼鉄筋を用いた供試体の繰返し載荷回数が異形鉄筋を用いた場合に比べて小さくなったことは、丸鋼鉄筋を用いた場合の破壊領域が異形鉄筋を用いた場合に比べて小さくなったことに関連があるものと推察される。すなわち、丸鋼鉄筋を用いた場合には、鉄筋の付着強度が小さいことにより、異形鉄筋の場合に比べてより狭い領域で荷重に抵抗していることがうかがわれる。

図 3-5 には、各供試体のひび割れ進展状況として、輪荷重走行の走行回数を破壊時の走行回数で除した無次元化走行回数  $n/n_f$  が 0.1, 0.2 および 0.6 における床版下面のひび割れ状況を示している。ひび割れ進展状況に関しては、輪荷重の大きさおよび鉄筋の種類による影響は見られておらず、各供試体ともに  $n/n_f=0.1\sim0.2$  の間では 4 辺支持 RC 版に類似したひび割れ分布を示しており、 $n/n_f=0.2\sim0.6$  の間ではひび割れ密度の増加が顕著となる傾向がある。 $n/n_f=0.6$  においては破壊時 (図 3-4) とほぼ同様のひび割れ状況となっている。

次に、ひびわれ性状を定量的に評価するために、ひびわれ図からひび割れ密度およびひび割れ間隔を算出した。ひび割れ密度は、図中に青線で示した橋軸方向に 1,800 mm, 橋軸直角方向に幅 620 mm の範囲で観察された全てのひび割れを対象に算出した。この範囲は、破壊時には載荷板端部から単純支持辺に向かって 45° の角度をなすせん断破壊面が、輪荷重走行範囲の 90 % の範囲に渡って形成されると仮定した場合の抜け落ち範囲として定義した。橋軸直角方向ひび割れの橋軸方向の間隔については、ひび割れ密度と同じ範囲内に基準線を設け、この基準線と橋軸直角方向のひび割れとの交差点に基づき橋軸方向の平均ひび割れ間隔 (以下、ひび割れ間隔) を算出した。なお、ひび割れ間隔算出時の基準線は、図中に緑線で示したように、橋軸直角方向に 30 cm の間隔を取って中央部に 2 本を設定した。

図 3-6 には、ひび割れ密度と無次元化走行回数の関係を示している。図中、ひび割れ密度は、無次元化走行回数  $n/n_f$  の増分量 0.2 程度を目安に算出した。図より、いずれの供試体も破壊時走行回数の 20 % ( $n/n_f=0.2$ ) の走行回数まではひび割れ密度が急増し、その後は増加率が小さい状態で破壊に至っている。

輪荷重の大きさが異なる丸鋼シリーズの 3 体間で比較を行うと、破壊時のひび割れ密度は、RB-CON110/150/190 の順に、それぞれ 18.3, 17.6 および 16.6  $m/m^2$  であり、輪荷重が大きいほどひび割れ密度が小さくなる傾向を示していることが分かる。これは、丸鋼鉄筋の床版を用いる場合には、荷重の大きな供試体ほど鉄筋の付着すべりが顕著になるため、ひび割れ

が分散せずに局所化するためと考えられる。一方で、輪荷重の小さい供試体 RB-CON110 の場合には、破壊時走行回数の 20~40 % ( $n/n_f = 0.2 \sim 0.4$ ) の範囲で、ひび割れ密度の増分が他の供試体よりも大きい傾向が見られる。これは、荷重の小さい供試体では付着すべりが小さいため、ひび割れが分散する傾向を示していることによるものと考えられる。

輪荷重が等しい RB-CON150 と DB-CON150 を比較すると、異形鉄筋を用いる場合が丸鋼を用いる場合よりもひび割れ密度が大きい。これは、異形鉄筋は丸鋼鉄筋に比べて付着強度が大きいことによりコンクリートの引張応力も大きくなることによるものと推察される。

図 3-7 には、ひび割れ密度と供試体中央位置で計測した鉛直たわみ（以後、たわみ）の関係を示している。図中、ひび割れ密度は、図 3-6 と同一時点で算定している。図より、丸鋼鉄筋を用いた 3 供試体を比較すると、輪荷重が大きいほどひび割れ密度が小さく、たわみが大きくなる傾向にあることが分かる。

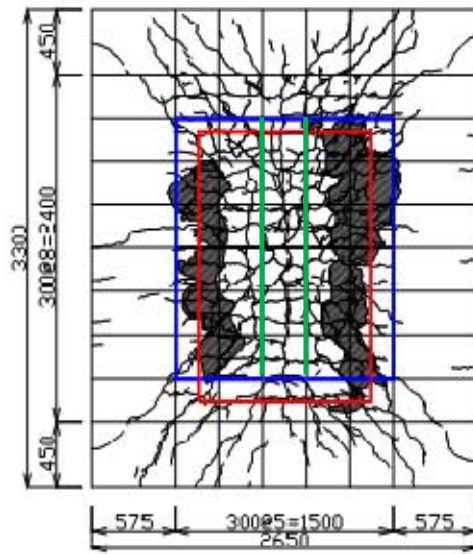
また、輪荷重の大きさが等しい 2 供試体を比較すると、ひび割れ密度が等しい場合には、丸鋼鉄筋を用いた供試体のたわみが異形鉄筋を用いる場合よりも大きい傾向にあることが分かる。このことは、丸鋼鉄筋を用いた場合における見かけ上の床版の断面剛性が、異形鉄筋を用いた場合よりも小さいことを意味している。これは、丸鋼鉄筋とコンクリート間の付着強度が異形鉄筋に比べて小さいことを意味している。

図 3-8 には、ひび割れ間隔と無次元化繰返し回数の関係を示している。いずれの供試体も、輪荷重走行開始後、破壊時走行回数の 20 % の繰返し回数までにほとんどのひび割れが発生しているため、ひび割れ間隔は輪荷重の走行回数の増加によって大きく変化していないことが分かる。これは、この時点で床版の梁状化が形成されていることを意味している。丸鋼鉄筋を用いた供試体間で比較すると、輪荷重の大きさによって輪荷重走行位置直下の橋軸方向のひび割れ間隔に差は見られない。このことから、前述のひび割れ密度に見られたひび割れ発生量の差は、橋軸方向のひび割れによるものと推察される。

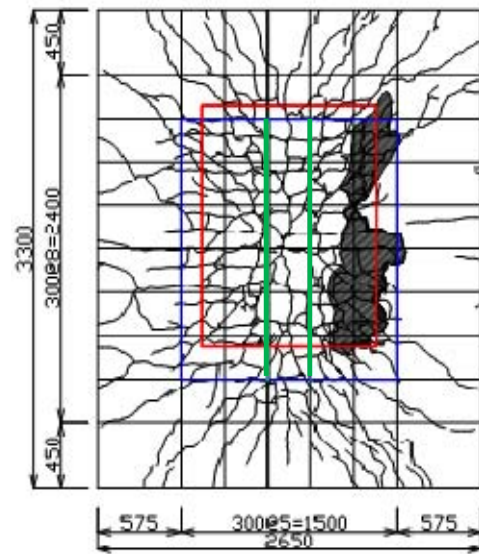
一方、異形鉄筋と丸鋼鉄筋を配筋した供試体で、輪荷重の大きさが同じである RB-CON150 と DB-CON150 の 2 体を比較すると、丸鋼鉄筋を用いた供試体のひび割れ間隔が大きい。これは、前述の通り、丸鋼鉄筋は異形鉄筋に比べて鉄筋とコンクリート間の付着強度が小さいために、ひび割れの分散性も小さくなるためと推察される。破壊時 ( $n/n_f = 1.0$ ) の橋軸方向のひび割れ間隔は、RB-CON150 が 142 mm, DB-CON150 が 103 mm であり、その比は 1.38 : 1 であった。コンクリート標準示方書<sup>5)</sup>によると、丸鋼鉄筋を用いる場合のひび割れ間隔は、異形鉄筋を用いる場合の 1.3 倍としており、本実験の結果と既往の知見が概ね近似する結果であった。

以上のように、丸鋼鉄筋の場合には鉄筋とコンクリート間の付着強度が異形鉄筋よりも小さいことより、異形鉄筋を用いる場合に比較してひび割れ間隔が大きく、かつ、たわみも大きくなることから、ひび割れ幅も広くなるものと考えられる。このことから、丸鋼鉄筋の場合には、床版内における応力の分散性が小さくなることより、対応して押抜きせん断に対する耐荷機構も小さくなるため繰返し載荷時の耐力が低下するものと推察される。

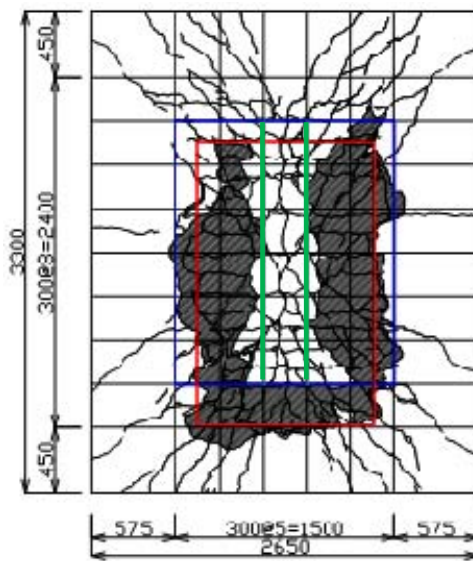
□ 破壊領域    □ ひび割れ密度の計測範囲    □ ひび割れ間隔



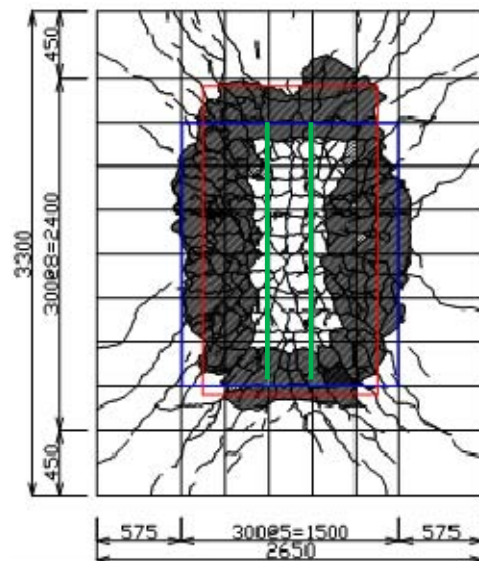
(a) 供試体 RB-CON110



(b) 供試体 RB-CON150

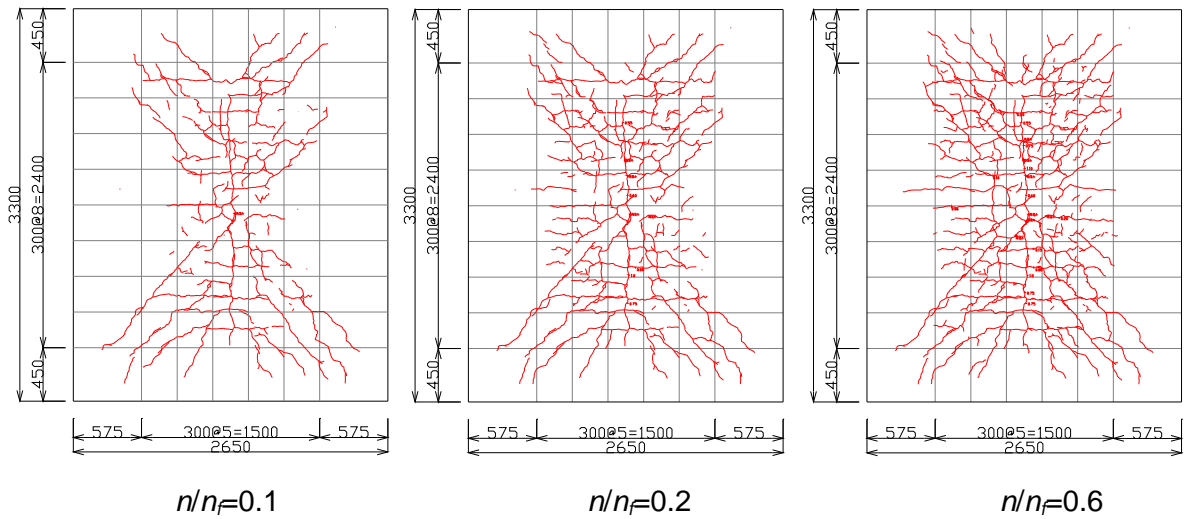


(c) 供試体 RB-CON190

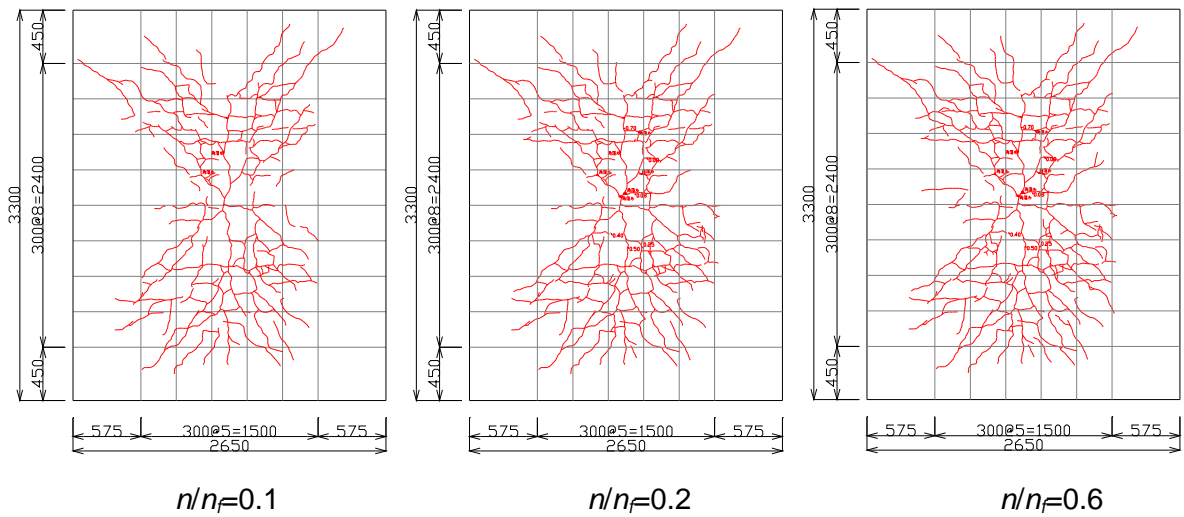


(d) 供試体 DB-CON150

図 3-4 実験終了時の床版下面のひび割れ状況および破壊状況 (mm)

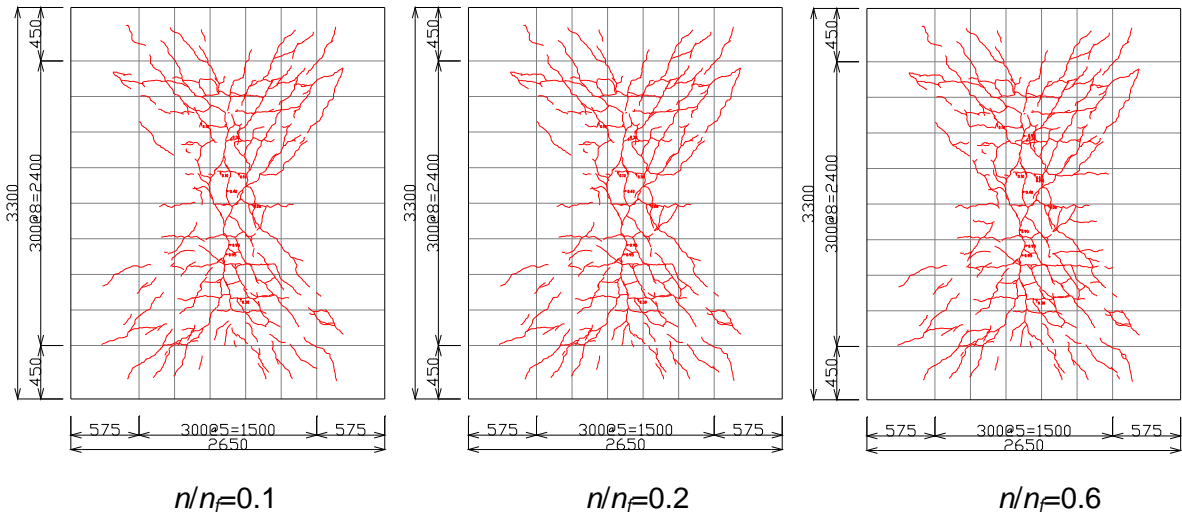


(a) RB-CON110

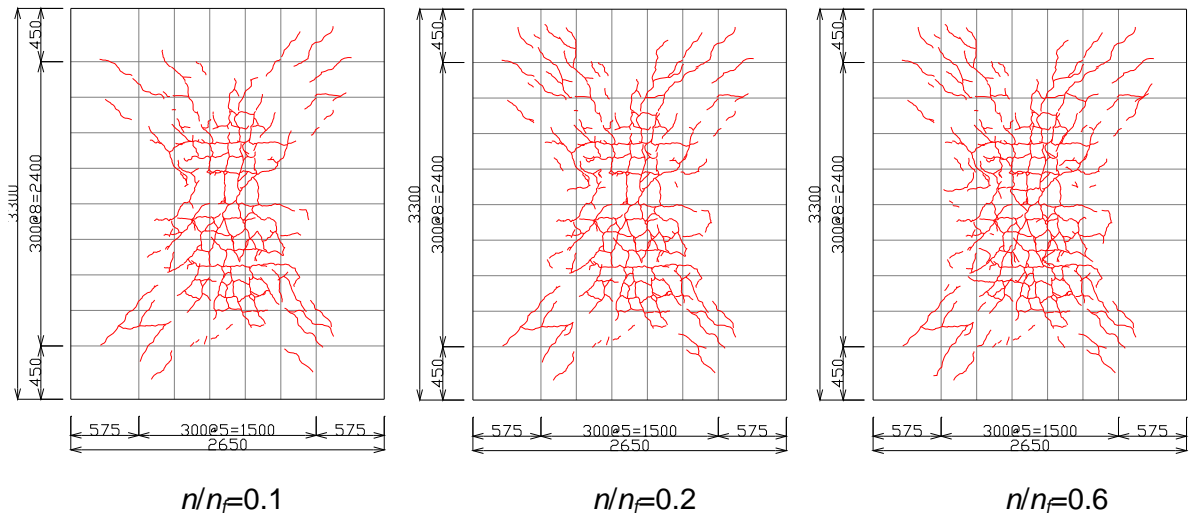


(b) RB-CON150

図 3-5 床版下面のひび割れ進展状況 (mm)



(c) RB-CON190



(d) DB-CON150

図 3-5 つづき (mm)

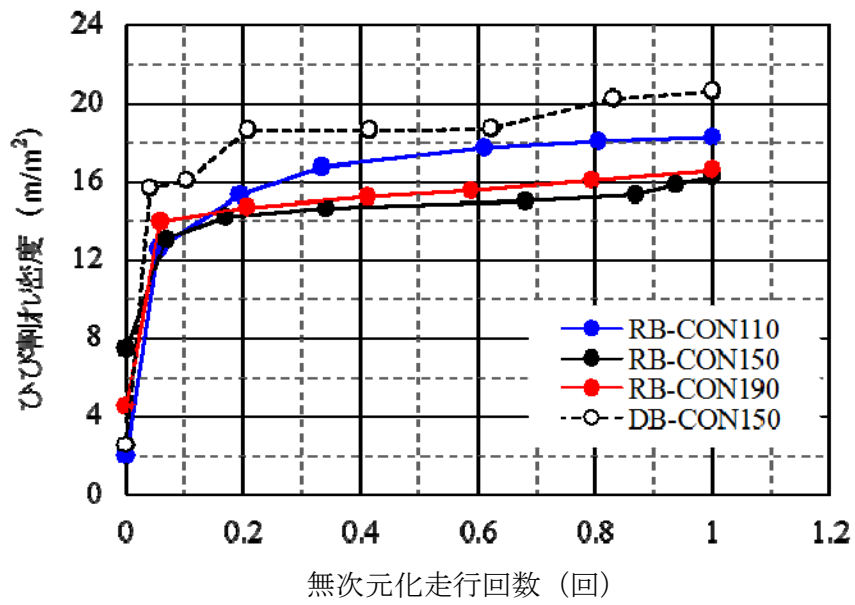


図 3-6 ひび割れ密度 - 無次元化繰返し回数

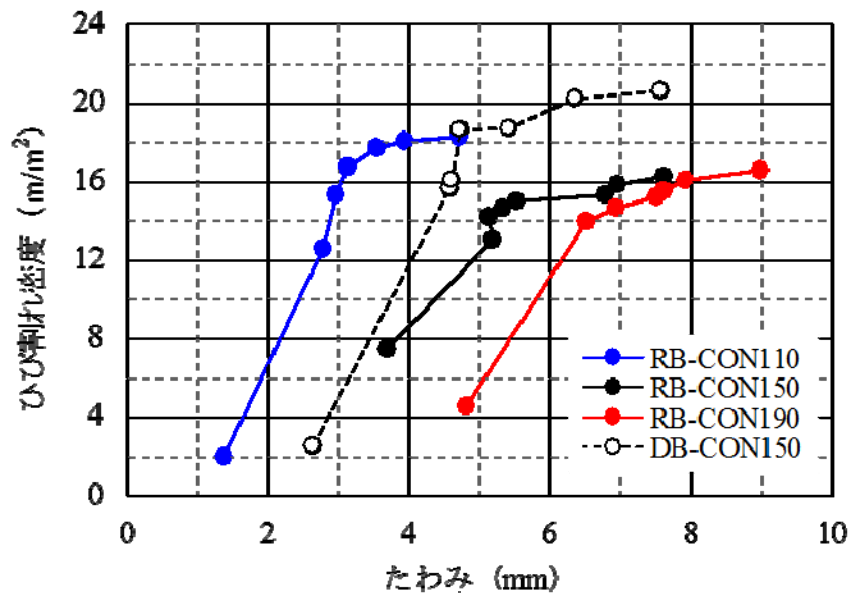


図 3-7 ひび割れ密度 - たわみ関係



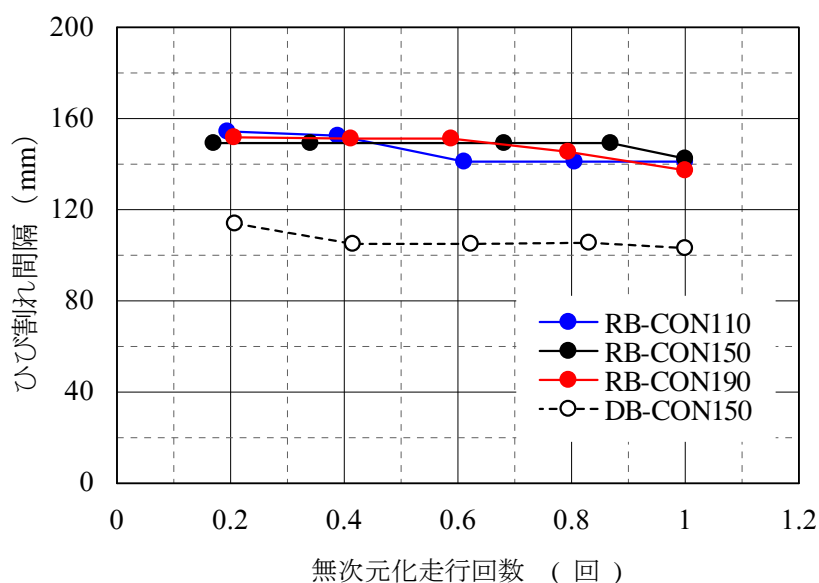


図 3-8 ひび割れ間隔—無次元化走行回数関係

### 3.3.2 たわみ

図 3-9 には、各供試体の輪荷重の走行回数とたわみの関係を示している。図中、縦軸は供試体中央部で計測したたわみを、横軸は対数軸で輪荷重の走行回数を表している。図より、いずれの供試体においても、輪荷重の走行回数の増加に対応してたわみが徐々に大きくなり、やがて急激に増加し破壊に至っている。本研究では、前述のように、床版中央部におけるたわみの計測値が急激に増加し始める時点を生試体の破壊時と定義している。図中には、赤い矢印で破壊時点を示している。破壊時の輪荷重の走行回数は、RB-CON110/150/190 および DB-CON150 の順に、それぞれ 216 万回、2 万 9,350 回、3400 回および 4 万 8150 回であり、その時のたわみは、それぞれ 4.70、7.60、8.97 および 7.56 mm であった。

図より、丸鋼鉄筋を用いた供試体 3 体を比較すると、輪荷重の大きい供試体ほどたわみが大きく、輪荷重の繰返し走行に対するたわみ増分も大きいことが分かる。一方で、橋軸方向のひび割れ間隔に関しては、ほとんど変化は見られなかったことから、たわみの増加はひび割れ密度や橋軸直角方向のひび割れ間隔と深く関連しているものと推察される。このことは、輪荷重の大きい場合ほど橋軸直角方向のひび割れ間隔がより大きくなることを暗示しており、主鉄筋による軸方向への応力分散効果が小さくなることによって応力がより集中化し早期に疲労寿命に達したものと考えられる。その際、輪荷重の大きな供試体ほどたわみ増分が大きいことから、主鉄筋の付着切れが早期に発生し、曲げ剛性の低下と共に応力分散性が低下し押抜きせん断に対する耐荷機構が小さくなるため、疲労寿命も短くなったものと推察される。

これより、丸鋼鉄筋と異形鉄筋を用いる場合の実験結果を比較すると、輪荷重の等しいRB-CON150とDB-CON150では、RB-CON150の破壊時走行回数はDB-CON150の約61%であった。

図3-10、3-11に、破壊時の各供試体の橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布の形状を示した。図から、橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布に関しては、最大たわみは輪荷重の大きい場合が大きく示されているが、分布形状は類似している。また、丸鋼鉄筋を用いる場合と異形鉄筋を用いる場合で最大たわみも含め類似していることが分かる。このことは、鉄筋の付着性能のたわみ分布への影響が小さいことを暗示している。

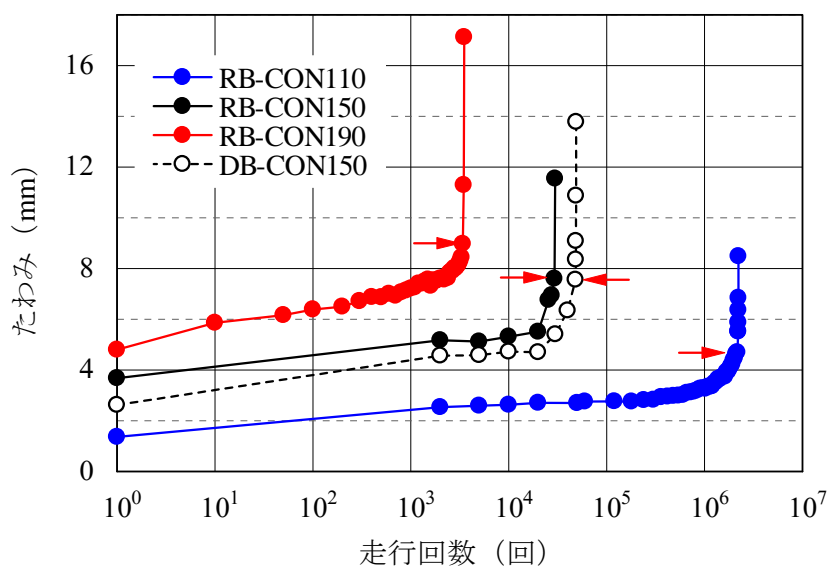


図 3-9 中央位置のたわみ－走行回数関係

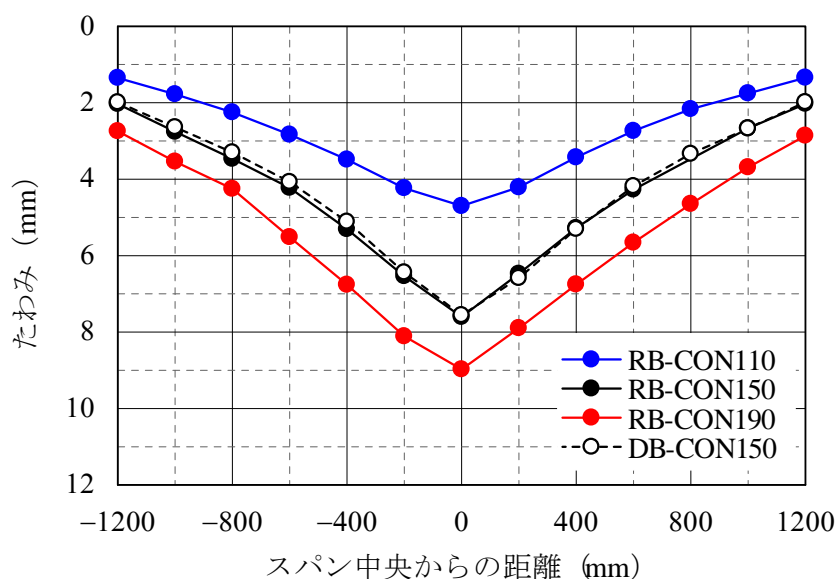


図 3-10 橋軸方向のたわみ分布（破壊時）

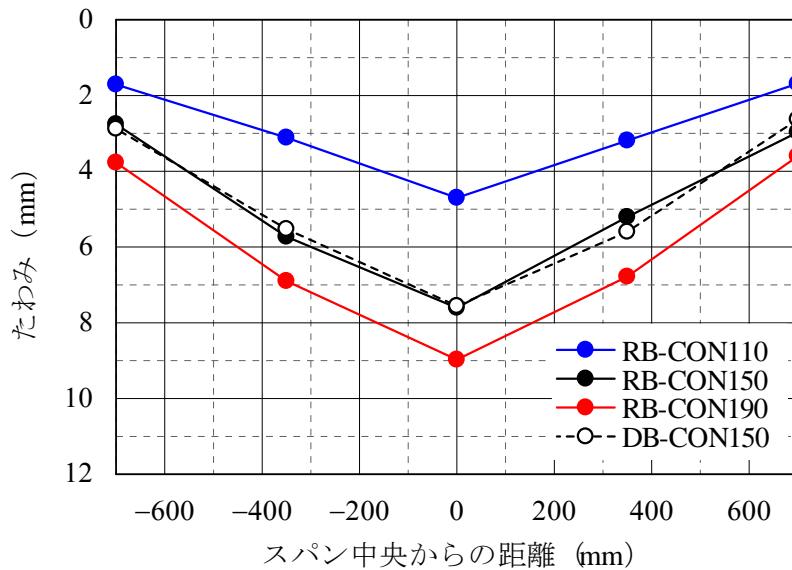


図 3-11 橋軸直角方向のたわみ分布（破壊時）

### 3.3.3 鉄筋ひずみ

図 3-12, 3-13 には、各供試体の床版下面における橋軸直角方向および橋軸方向の鉄筋のうち、スパン中央部に貼付したひずみゲージによるひずみの計測値と、無次元化走行回数との関係を示している。図中、ひずみは引張を正として示している。図より、鉄筋のひずみは丸鋼鉄筋を用いる場合と異形鉄筋を用いる場合のいずれにおいても、床版破壊時 ( $n/n_f = 1.0$ ) までは、急増していないことが確認できる。本実験においては、この他にも数箇所ひずみを計測したが、同様に鉄筋の降伏は確認されていない。

なお、図 3-12 に示した橋軸直角方向鉄筋のひずみ挙動において、供試体 RB-CON190 の場合には、他の丸鋼鉄筋を用いる場合に比べて、走行回数の増加に伴い徐々に鉄筋のひずみが小さくなる傾向が見られる。これは、荷重が大きいことにより、走行回数の増加と共に鉄筋の付着切れが進展し軸方向への平均化が他の供試体よりも顕著に現れたことが一因と考えられる。

次に、図 3-14, 3-15 には、破壊時における各供試体の中央断面における橋軸方向および橋軸直角方向の鉄筋ひずみ分布を示している。図中、縦軸は床版上面からの距離であり、横軸は鉄筋ひずみの計測値で引張を正として示している。なお、図 3-15 の RB-CON110 の場合には、上面側の鉄筋のひずみが計測不能であったため、下面側の計測値のみをプロットしている。

図 3-14 の橋軸方向の断面ひずみ分布を見ると、異形鉄筋を用いた供試体 DB-CON150 で

は、丸鋼鉄筋を用いた供試体 3 体に比べて、ひずみの勾配が大きくなっていることが分かる。すなわち、異形鉄筋を用いた供試体 DB-CON150 の場合には上下縁で圧縮と引張ひずみを示しているのに対して、丸鋼鉄筋を用いた場合には上下縁とも引張ひずみを示していることより、丸鋼鉄筋を用いる場合には、異形鉄筋を用いる場合に比較してより付着切れが進行し膜構造的な状態に推移していることを暗示している。その程度も輪荷重が大きい（たわみ量が大きい）ほど大きいことが分かる。

一方、橋軸直角方向を見ると、橋軸方向に比べると顕著ではないが、異形鉄筋を用いた供試体 DB-CON150 で、最もひずみ分布の勾配が大きいことが確認できるが、軸方向ひずみ分布と必ずしも一致していないことより、ひび割れやひずみ硬化の影響等が複雑に関与しているものと推察される。

丸鋼鉄筋を用いる供試体 3 体のひずみの計測値を比較すると、橋軸方向と橋軸直角方向共に、ひずみと輪荷重間には、明確な相関性が見られない。この要因として、(1) 鉄筋ひずみの計測値は、計測点近傍のコンクリートのひび割れ状況の影響を大きく受けること、さらに、(2) 丸鋼鉄筋の場合には付着強度が小さく、付着応力度が付着強度に達することで鉄筋とコンクリート間に付着すべりが生じるため、このすべりが生じた区間における鉄筋の引張ひずみが軸方向に平均化されること等の影響が考えられる。

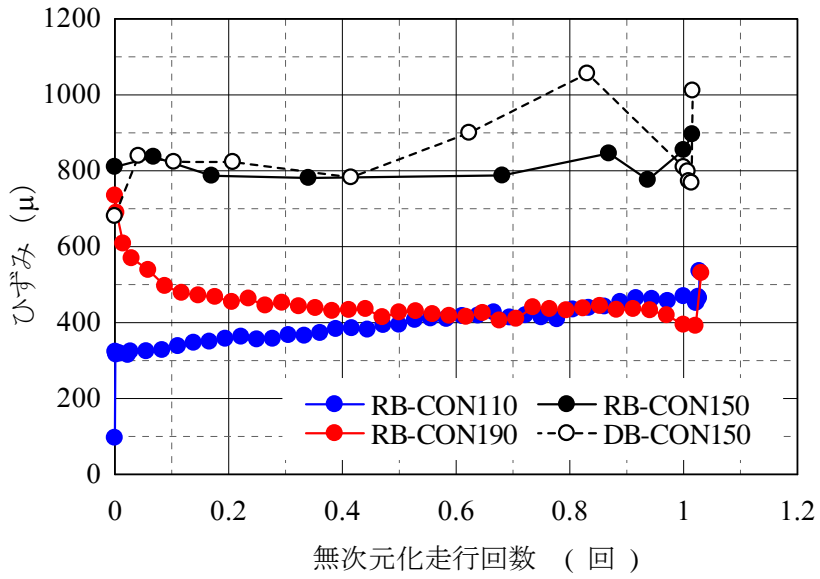


図 3-12 鉄筋ひずみ－無次元化繰返し回数関係  
(橋軸直角方向下面側鉄筋スパン中央部)

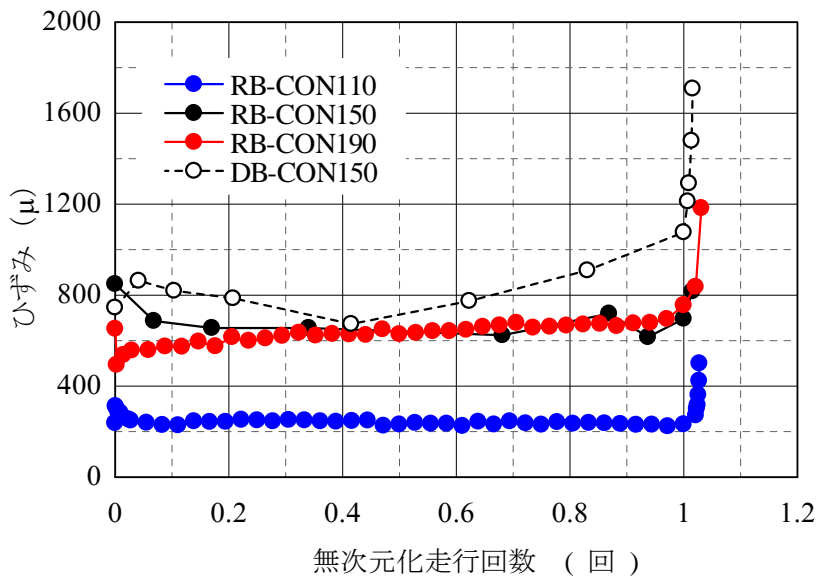


図 3-13 鉄筋ひずみ－無次元化走行回数関係  
(橋軸方向下面側鉄筋スパン中央部)

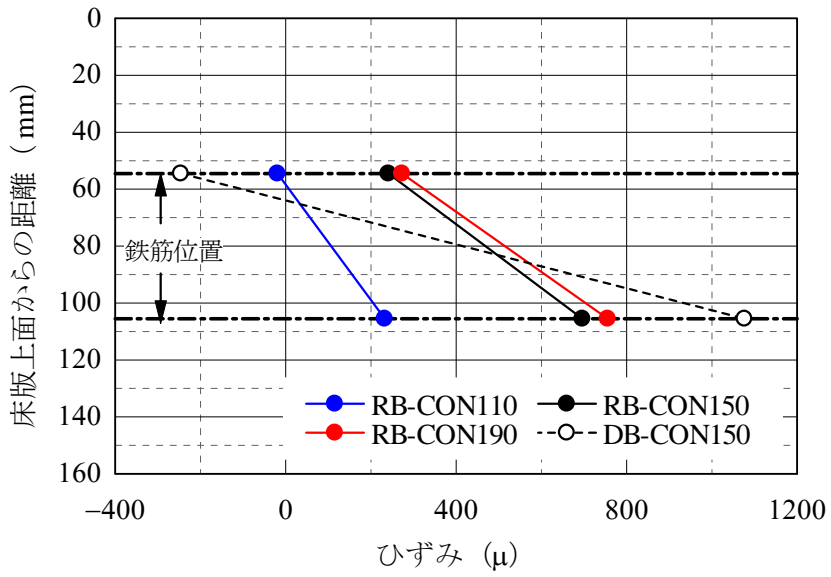


図 3-14 鉄筋の断面ひずみ分布（破壊時・橋軸方向）

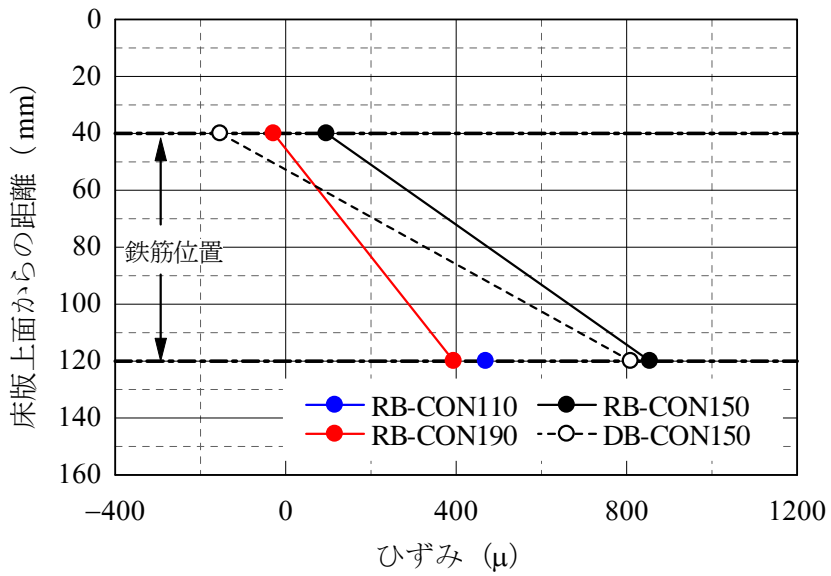


図 3-15 鉄筋の断面ひずみ分布（破壊時・橋軸直角方向）

### 3.4 丸鋼床版の S-N 曲線

本節では、丸鋼鉄筋を用いた供試体の輪荷重走行試験結果を用いて、丸鋼床版に関する疲労寿命評価式の検討を行う。なお、第 2 章で述べているように、異形鉄筋を用いた場合における S-N 曲線は実験結果にばらつきがなく評価可能であることが明らかになっている。これより、本節の丸鋼鉄筋を用いる場合においても異形鉄筋を用いる場合と同様の精度で評価可能であるものと仮定し、数体の試験体に関する実験結果の下で検討を行うこととする。

第 2 章で述べたように、既往の研究により異形床版の輪荷重走行試験の結果に基づいた RC 床版の疲労寿命評価式が提案されている (式 (2.1))<sup>8)</sup>。

$$\log\left(\frac{P}{P_{sx}}\right) = -0.07835 \log N + \log 1.52 \quad (2.1)$$

式 (2.1) 中の梁状化した押抜きせん断耐力  $P_{sx}$  は式 (2.2) により算出されるが、丸鋼床版の疲労寿命評価式の定式化においては、まず丸鋼床版の  $P_{sx}$  に関する検証が必要である。

$$P_{sx} = 2\tau_{smax} \cdot X_m \cdot B + 2\sigma_{tmax} \cdot C_m \cdot B \quad (2.2)$$

そこで、丸鋼床版に対する静載荷実験による押抜きせん断耐力の検討および輪荷重走行試験結果における梁状化幅の検討により、丸鋼床版に対する既往の疲労寿命評価手法の適用性について検討を行った後、丸鋼床版の疲労寿命評価式を提示する。

#### 3.4.1 丸鋼床版の静載荷実験

##### (1) 実験方法

供試体の寸法、配筋、支持方法等は本章で実施した輪荷重走行試験と同様とした。載荷実験は、図 3-16 に示すように載荷位置の直下に鉄筋がある場合 (A 側) と載荷位置の直下に鉄筋がない場合 (B 側) にそれぞれ着目して実施した。載荷面積は 300 mm×120 mm であり、静的漸増載荷により破壊に至るまで荷重を載荷した。なお、載荷位置 A と載荷位置 B において、最初に載荷位置 A に対して破壊に至るまで載荷を行った。その後、供試体を移動して、載荷点 B に対して破壊に至るまで載荷した。

コンクリートの圧縮強度は 39.9 N/mm<sup>2</sup>、弾性係数は 24.0 kN/mm<sup>2</sup> である。供試体は現場養生を行ったものであり、材齢は 63 日である。

写真 3-1 には実験状況を示す。

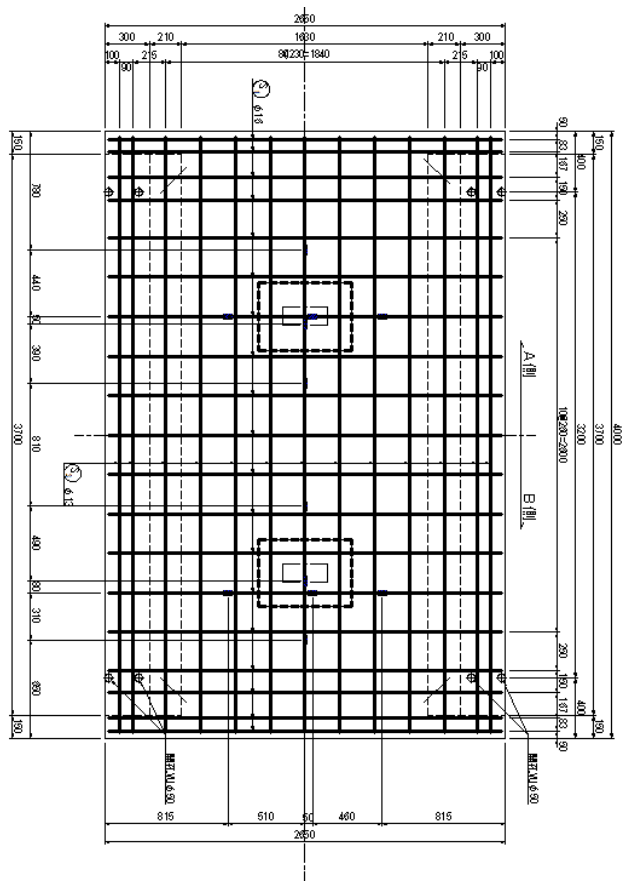


図 3-16 載荷位置 (mm)



写真 3-1 実験状況



## (2) 実験結果

図 3-17 には、載荷位置 A および B とした場合における載荷荷重と載荷点直下のたわみの関係を、また写真 3-2 には実験終了時の床版下面の損傷状況を示している。図より、荷重-たわみ関係には載荷位置による影響は見られず、最大荷重は載荷位置 A の場合が 312 kN、載荷位置 B の場合が 311 kN とほぼ同一であった。

実験から得られた最大荷重をpush-outせん断耐力の計算値と比較した。計算結果のpush-outせん断耐力は、コンクリート標準示方書<sup>5)</sup>の設計計算式(3.1)を用いて評価した。なお、式(3.1)は異形鉄筋を用いた場合の評価式である。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f'_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \quad (3.1)$$

ここで、 $V_{pcd}$  : 設計push-outせん断耐力

$$f'_{pcd} = 0.20\sqrt{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{ただし, } f'_{pcd} \leq 1.2 \text{ N/mm}^2$$
$$\beta_d = \sqrt[3]{1000/d} \quad (\text{d:mm}) \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は, } 1.5 \text{ とする.}$$
$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot p_w} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は, } 1.5 \text{ とする.}$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$$

$f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$u$  : 載荷面の周長 (mm)

$u_p$  : 照査断面の周長で載荷面から  $d/2$  離れた位置とする (mm).

$d$  および  $p$  : 有効高さおよび鉄筋比で、二方向の鉄筋に対する平均値とする。

$\gamma_b$  : 実験供試体であるため、1.0 とした (一般には、1.3 としてよい)。

式(3.1)によって求められる異形床版のpush-outせん断耐力は 323.9 kN となり、丸鋼床版に関する実験結果と同様の値となった。従って、丸鋼鉄筋を用いた場合におけるpush-outせん断耐力は、異形鉄筋を対象とした既往の式により概ね評価できることが確認された。

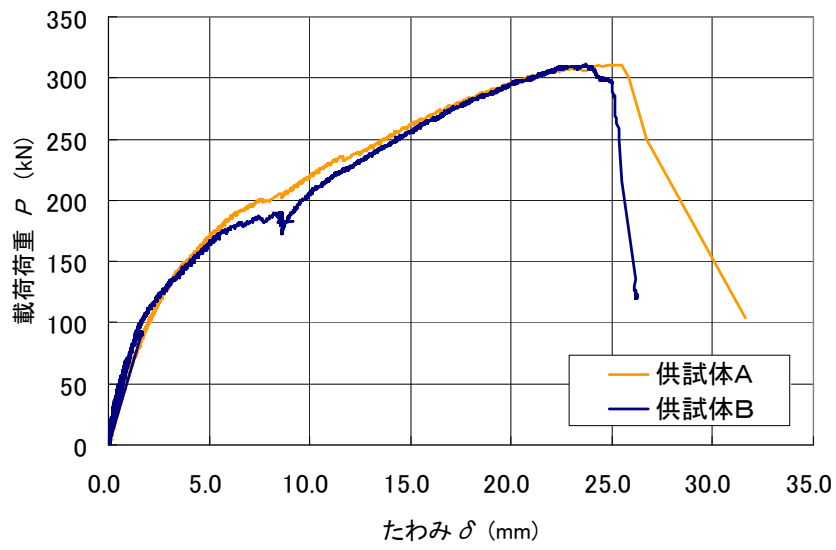


図 3-17 載荷荷重とたわみの関係



(a) B 側



(b) A 側

写真 3-2 床版下面の損傷状況

### 3.4.2 丸鋼床版の梁状化幅

ここでは、丸鋼床版の梁状化幅について検討を行う。梁状化幅を検討するためには、本来供試体を橋軸方向に切断した切断面の貫通ひび割れの観察が必要である。しかしながら、本実験では切断面のひび割れ状況の観察は行っていない。そこで、荷重が同一である RB-CON150 と DB-CON150 に着目して、輪荷重の走行範囲内で供試体側面に発生した貫通ひび割れの間隔を比較することで、既往の梁状化幅計算式の丸鋼床版への適用性を確認することとした。

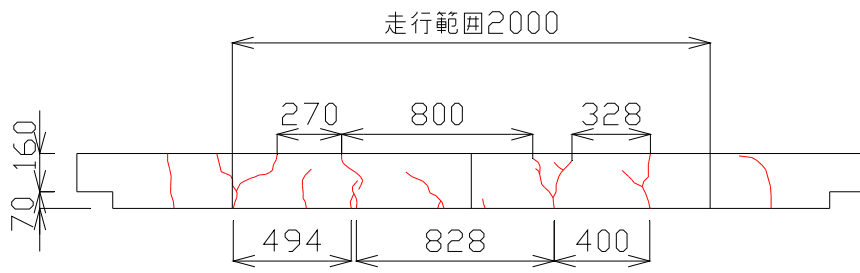
図 3-18 に、RB-CON150 と DB-CON150 の破壊時における床版側面のひび割れ状況を示す。図より、両供試体ともに走行範囲 2,000 mm の間に複数本の貫通ひび割れが発生していることが分かる。これらの発生間隔を確認すると、RB-CON150 では 270～828 mm (平均 520mm)、DB-CON150 では 238～814 mm (平均 464 mm) であり、丸鋼床版と異形床版の梁状化は概ね同程度の範囲内で発生していることが分かる (図 3-19)。また、式 (3.2) から算出される梁状化幅は 331 mm である。実験では床版中央から放射状に発生するひび割れに対して側面で貫通ひび割れ間隔を求めたことより、橋軸方向中央付近ではひび割れ間隔が大きくなり、その結果として梁状化幅が計算値より大きくなる傾向を示したものと推察される。ただし、計算値は実験結果の範囲内であることから、本論文では丸鋼床版においても異形床版に関する式 (3.2) により梁状化幅を求めてよいものと判断した。

$$B = b + 2d_a \quad (3.2)$$

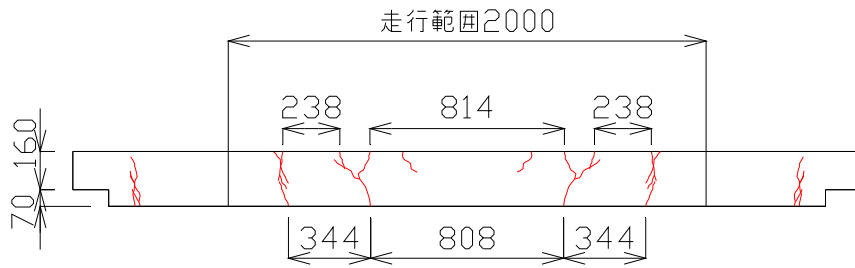
ここで、

- $B$  : 梁状化したときの梁幅 (mm)
- $b$  : 載荷板の配力筋方向の辺長 (mm)
- $d_a$  : 引張側配力筋の有効高さ (mm)

以上より、本研究では、異形床版を対象とした梁状化した押抜きせん断耐荷力  $P_{sx}$  を用いて丸鋼床版の疲労寿命を整理し、疲労寿命評価式を算定評価するものとする。



(a) RB-CON150



(b) DB-CON150

図 3-18 側面のひび割れ状況 (mm)

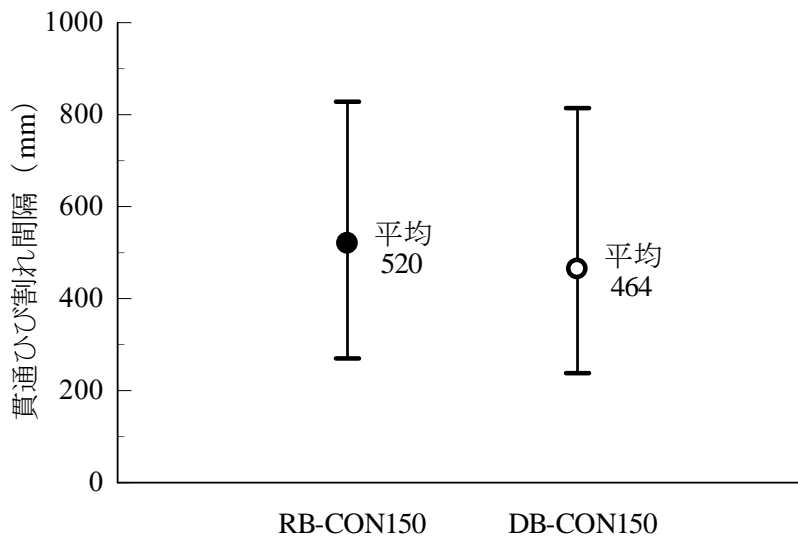


図 3-19 貫通ひび割れの間隔

### 3.4.3 丸鋼床版の疲労寿命評価式

各供試体の材料試験結果に基づく梁状化した押抜きせん断耐荷力  $P_{sx}$  の計算結果ならびに破壊時走行回数  $n_{f\_exp}$ ,  $n_{f\_cal}$  を表 3-4 に示す. ここで,  $n_{f\_exp}$  は輪荷重走行試験における破壊時走行回数,  $n_{f\_cal}$  は丸鋼床版の  $P/P_{sx}$  を松井式に代入して求めた破壊時走行回数である. 次に, 表中に示した梁状化した押抜きせん断耐荷力  $P_{sx}$  の計算値に対する輪荷重走行試験における各供試体の輪荷重の大きさ  $P$  の比 ( $S = P/P_{sx}$ ) を求める.  $n_{f\_exp}/n_{f\_cal}$  は RB-CON 110/150/190 の順に 0.11, 0.09 および 0.4 となり, 丸鋼床版では異形床版と比較して疲労寿命が低下することが確認された. 丸鋼床版の試験においては, 試験体寸法, 支持方法, 試験機および試験方法は, 第 2 章で示した異形鉄筋を用いた場合の松井らの試験と同じである. 丸鋼床版に関する疲労寿命評価式 (以下, 丸鋼式) は, 静的載荷試験により評価した押抜きせん断耐荷力  $P_{sx}$  の式 (2.2) を用いて評価できること. さらに, 梁状化幅においても式 (3.2) を用いてよいと判断されることから, 丸鋼式は松井式の係数を修正した式とした.

図 3-20 には, 丸鋼鉄筋を用いた場合における試験結果と評価式を示している. 式 (3.3) は本実験結果に基づいて得られた丸鋼式である.

$$\log \left( \frac{P}{P_{sx}} \right) = -0.09121 \log N + \log 1.52 \quad (3.3)$$

ここで,

- $P$  : 輪荷重 (N)
- $P_{sx}$  : 梁状化したせん断耐荷力 (N)
- $N$  : 走行回数 (回)

表 3-4 実験供試体の  $P_{sx}$  の計算値

		RB-CON110	RB-CON150	RB-CON190	DB-CON150
$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	43.0	41.7	36.6	38.6
$\tau_{smax}$	N/mm <sup>2</sup>	6.409	6.291	5.813	6.003
$X_m$	mm	42.9	43.4	45.6	44.7
$\sigma_{tmax}$	N/mm <sup>2</sup>	3.302	3.235	2.965	3.072
$C_m$	mm	40.0	40.0	40.0	40.0
$B$	mm	331.0	331.0	331.0	331.0
$D$	mm	120.0	120.0	120.0	120.0
$d_d$	mm	105.5	105.5	105.5	105.5
$P_{sx}$	kN	269.5	266.4	254.0	259.0
$P$	kN	110	150	190	150
$P/P_{sx}$	—	0.408	0.563	0.748	0.579
$n_{f\_exp}$	回	2,160,000	29,350	3,400	48,150
$n_{f\_cal}$	回	19,400,000	319,000	8,500	223,000
$n_{f\_exp}/n_{f\_cal}$	—	0.11	0.09	0.40	0.22

注)  $n_{f\_exp}$  は丸鋼床版の実験走行回数,  $n_{f\_cal}$  は丸鋼床版の  $P/P_{sx}$  と松井式から求めた計算走行回数

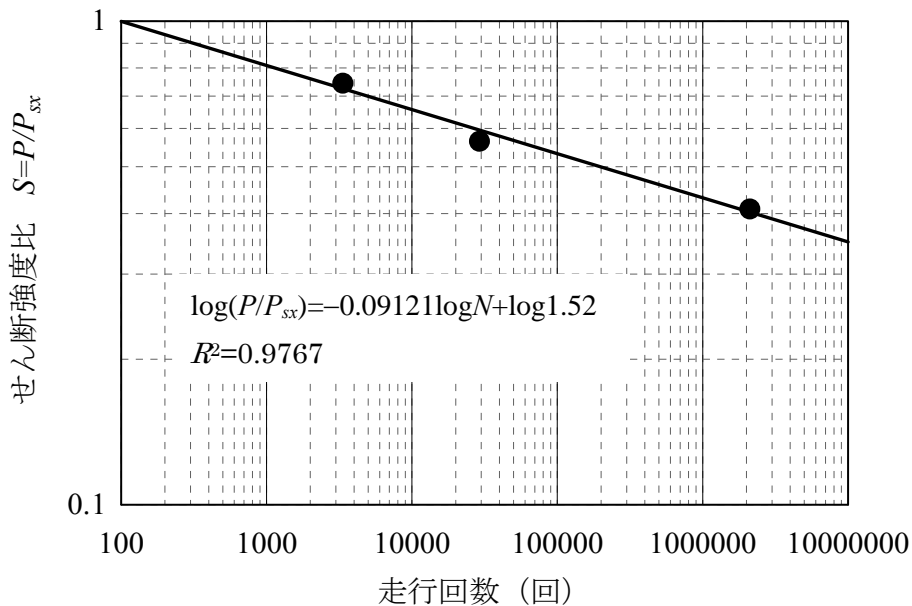


図 3-20 丸鋼鉄筋を用いた供試体の  $P/P_{sx} - N$  関係とその回帰直線

### 3.5 まとめ

本研究では、異形鉄筋を用いた RC 床版と丸鋼鉄筋を用いた RC 床版の輪荷重走行試験結果に基づき、丸鋼鉄筋を用いた場合の RC 床版の破壊性状および疲労特性について検討を行った。本研究によって得られた事項を整理すると、以下の通りである。

- 1) 丸鋼床版の破壊性状は、コンクリートの押抜きせん断破壊であった。破壊領域は、異形鉄筋を用いた場合と比較して、橋軸直角方向幅は同様であるが、橋軸方向の幅は小さい。
- 2) 丸鋼床版では、異形床版と比べて鉄筋とコンクリートとの付着強度が小さいため、ひび割れ分散性が小さく、ひび割れ幅が大きくなる傾向にある。そのため、丸鋼鉄筋を用いた場合には、応力の分散性も小さくなることにより、曲げ剛性の低下と共に応力の分散性も小さくなるため疲労寿命が低下する。同一輪荷重の場合には、破壊時走行回数が異形鉄筋を用いた場合の約 61% であった。
- 3) 異形鉄筋を用いた場合の評価法が丸鋼鉄筋を用いる場合に対しても係数を修正した式で適用できることを証明し、本試験結果に基づいて、丸鋼鉄筋を用いた RC 床版の疲労寿命評価式（丸鋼式）を提案した。

## 第 4 章 FRP 接着補強を用いた丸鋼 RC 床版の疲労耐久性

### 4.1 はじめに

活荷重の繰返し载荷により疲労損傷を受けた既設 RC 床版の疲労耐久性向上に関する一手法として、床版下面補強工法が提案されている。その補強工法の 1 つとして、連続繊維シート（以下、FRP シート）を接着する工法が広く用いられている<sup>1)</sup>。本工法は、床版下面に FRP シートを接着することにより床版の曲げ剛性を回復・向上させるとともに、ひび割れを拘束して疲労耐久性を向上させるものである。最近では、ひび割れの目視観察と滯水防止のために FRP シートの間隔をあけて格子状に接着する工法も実用化されている<sup>2)</sup>。しかしながら、丸鋼 RC 床版に対する補強効果については検証されていないのが現状である。

そこで本章では FRP 接着補強法による丸鋼 RC 床版の疲労耐久性向上効果について検討することを目的に、昭和 31 年の鋼道路橋示方書（以下、S31 道示）の設計基準に準拠した丸鋼 RC 床版供試体を製作し、炭素繊維ストランドシート（以下、CFRP シート）および炭素繊維プレート（以下、CFRP プレート）を用いて下面接着した場合における輪荷重走行試験を行った。以後、CFRP シートおよび CFRP プレートを総称して CFRP 補強材と呼ぶ。

### 4.2 供試体

#### 4.2.1 供試体の概要

実験用供試体は、S31 道示に準拠して設計・製作した実寸大の丸鋼 RC 床版であり、無補強および CFRP シートもしくは CFRP プレートを下面接着補強した 2 体（それぞれ、CFRPS 床版と CFRPP 床版と呼ぶ）の全 3 体である。

本実験で使用した供試体の一覧を表 4-1 に示す。

表 4-1 供試体の一覧

試験体名	補強方法
無補強 RC 床版	(無補強)
CFRPS 床版	CFRP シートによる下面接着補強
CFRPP 床版	CFRP プレートによる下面接着補強



## 4.2.2 供試体材料

### (1) コンクリートおよび鉄筋

本供試体は、昭和 39 年に北海道内の国道において架設された丸鋼 RC 床版を再現したものである。そのため、コンクリート材料には、実床版に対応して普通ポルトランドセメント、細骨材（最大寸法 5 mm）、粗骨材（最大寸法 20 mm）を使用した。圧縮強度は、実床版からコアを採取して測定した圧縮強度  $42.4 \text{ N/mm}^2$  を目標とした。また、丸鋼鉄筋には SR235 を用い、主鉄筋および配力筋の直径はそれぞれ  $\phi 16$ 、 $\phi 13$  である。コンクリートおよび鉄筋の材料特性を表 4-2 に示す。

表 4-2 コンクリートおよび鉄筋の材料特性

試験体名	コンクリート圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	鉄筋降伏強度* ( $\text{N/mm}^2$ )
無補強 RC 床版	45.3	235
CFRPS 床版	45.3	235
CFRPP 床版	45.2	235

\*鉄筋の降伏強度は、JIS 規格値

### (2) 炭素繊維補強材

#### ・CFRP シート

本実験では、CFRP シートとして、その施工性を改善するために開発された CFRP ストランドシートを採用している。この CFRP シートは、炭素繊維に熱硬化樹脂を含浸し、電気炉内で直径 0.3 mm 程度の棒状に加熱硬化させた CFRP ストランドを、横糸ですだれ状に連結してシート状に加工した材料である（写真 4-1）。

用いた CFRP シートの設計幅および設計厚は、それぞれ 250, 0.333 mm である。CFRP シートの材料特性を表 4-3、シート用接着剤の材料特性を表 4-4 に示す。

#### ・CFRP プレート

CFRP プレートは、炭素繊維を引抜き成形方法で板状に加工した CFRP プレート板である（写真 4-2）。用いた CFRP プレートの設計幅および厚さは、それぞれ 100 mm, 1.2 mm である。また、ハンチ部は付着性や施工性を考慮し、高強度炭素繊維シートを用いて補強することとした。表 4-5、表 4-6 および表 4-7 には、それぞれ、CFRP プレートの材料特性、接着剤の材料特性、およびハンチ部の炭素繊維シートの材料特性を示している。

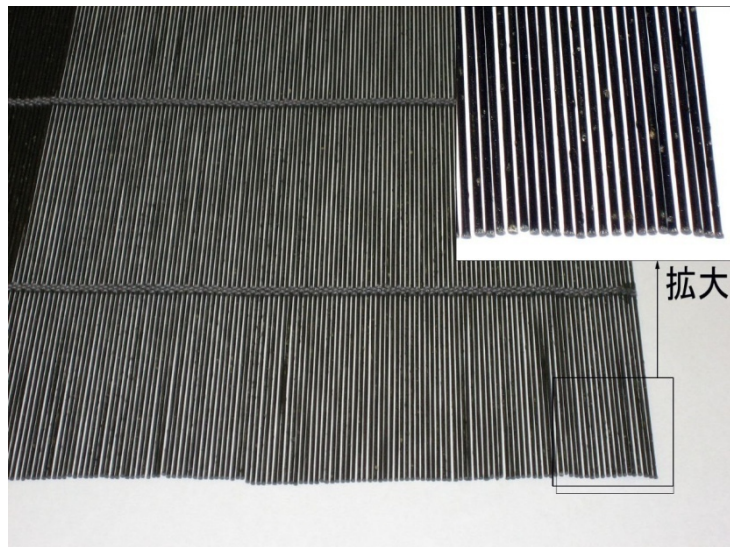


写真 4-1 CFRP シート

表 4-3 CFRP シートの材料特性

連続繊維	高強度型炭素繊維
形状	ストランド型シート
厚さ／幅	0.333 mm／250 mm
公称断面積	16.65 mm <sup>2</sup>
引張強度	3,950 N/mm <sup>2</sup> [3,400 N/mm <sup>2</sup> 以上]
ヤング係数	2.59×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> [2.45×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> ]

表 4-4 CFRP シート用接着材の材料特性

種別	2 液混合常温硬化型エポキシ樹脂
引張せん断強度	15 N/mm <sup>2</sup> [10 N/mm <sup>2</sup> 以上]

[] 内は規格値



写真 4-2 CFRP プレート

表 4-5 CFRP プレートの材料特性

連続繊維	高強度型炭素繊維
形状	プレート型
厚さ／幅	1.2 mm／100 mm
公称断面積	120 mm <sup>2</sup>
引張強度	3,320 N/mm <sup>2</sup> [2,400 N/mm <sup>2</sup> 以上]
ヤング係数	1.71×10 <sup>6</sup> N/mm <sup>2</sup> [1.70×10 <sup>6</sup> N/mm <sup>2</sup> ]

□ 内は規格値

表 4-6 CFRP プレート用接着材の材料特性

種別	2 液混合常温硬化型エポキシ樹脂
引張せん断強度	15 N/mm <sup>2</sup> [10 N/mm <sup>2</sup> 以上]

□ 内は規格値

表 4-7 CFRP プレートハンチ部の材料特性

連続繊維	高強度型炭素繊維
形状	炭素繊維シート
厚さ／幅	0.333 mm／125 mm
公称断面積	83.25 mm <sup>2</sup> (2 層積層)
引張強度	4,300 N/mm <sup>2</sup> [3,400 N/mm <sup>2</sup> 以上]
ヤング係数	2.33×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> [2.45×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> ]

□ 内は規格値

### 4.2.3 供試体寸法

図4-1には、本実験に用いた供試体の寸法および配筋の詳細を示している。RC 床版供試体の寸法は、橋軸方向 3,300 mm，橋軸直角方向 2,650 mm，床版厚 160 mm である。床版支間は 2,350 mm，橋軸方向の弾性支持間隔を 2,620 mm とし，支持点には高さ 70 mm，幅 210 mm のハンチ部を設けた。

主鉄筋は  $\phi 16$  @130 mm で配置し，設計有効高さは 120 mm とした。また，圧縮側には引張側の 1/2 の量の鉄筋を配置した。配力筋は引張側，圧縮側ともに主鉄筋の内側に  $\phi 13$ @230 mm で配置した。なお，鉄筋の端部は引張側，圧縮側ともに直角に折り曲げて定着長を確保している。

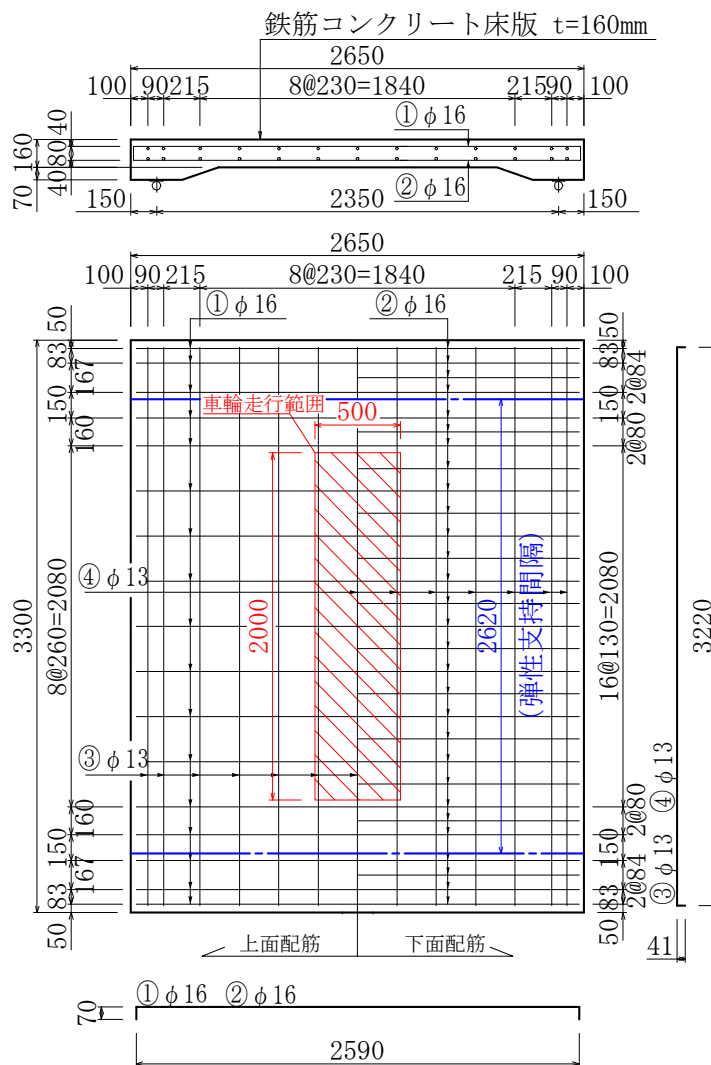


図 4-1 供試体寸法および配筋詳細 (mm)

#### 4.2.4 供試体の補強方法

従来型の炭素繊維シート接着補強工法は、施工現場において接着剤をシート施工枚数毎に含浸させて FRP 化し接着する。従って、含浸作業に手間がかかることに加え、含浸不良や浮き膨れの発生など、品質管理や施工管理の点でも課題が生じていた。一方、CFRP シートを用いた接着補強工法（以下、CFRPS 工法）および CFRP プレートを用いた接着補強工法（以下、CFRPP 工法）は、従来の工法とは異なり含浸工程が無く、不陸修正材を兼ねた接着剤を用いて 1 回の貼付け作業で完了となる。そのため、施工性や品質の観点から大きな改善が期待できる。さらに、補強領域を床版下面全面から格子状配置に変更することにより、目視点検による維持管理性の向上および床版上面からの浸透水に対処するための排水性の確保など、これまでの課題を解決できるものと考えられる。

##### (1) CFRPS 工法

図4-2には、CFRP シートの接着図を示している。CFRP シートは、下面補強に関する一連の研究<sup>3)~6)</sup>を参考に、幅 250 mm の CFRP シートを床版厚さの有効高さ以下になるように 100 mm の間隔を空けて格子状に接着した。また、1 層目を主筋方向に 2 層目を配力筋方向に配置した。シート接着による補強効果は、式(4.1) に示す床版単位幅当りのシートの引張剛性を指標として評価する。

$$EA = \frac{t_{cf} \cdot E_{cf} \cdot b_{cf}}{b_{cf} + g} \quad (4.1)$$

ここで、

- $EA$  : 床版単位幅当りのシートの引張剛性 (N/mm)
- $t_{cf}$  : シートの設計厚さ (mm)
- $E_{cf}$  : シートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $b_{cf}$  : シートの幅 (mm)
- $g$  : シートの間隔 (mm)

建設省（現国土交通省）土木研究所では、既設 RC 床版の補強において、目付量 300 g/m<sup>2</sup> の高強度型炭素繊維シート（引張強度 3.4 kN/mm<sup>2</sup>，ヤング係数 245 kN/mm<sup>2</sup>）を主筋および配力筋方向に各 2 層，合計 4 層を全面接着する方法を標準補強量とし、引張剛性を 82 kN/mm にすべきであるとした指針（案）をまとめている<sup>7)</sup>。これは、昭和 39 年道示に準拠して設計された RC 床版（以下、S39 床版）に対して標準補強量で下面補強した場合に、平成 8 年道示に準拠した床版と同等の疲労耐久性となること、また、S39 床版は S31 道示以降の設計基準で最も配力鉄筋量が少ないため、この標準補強量の CFRP シートで補強するこ

とで十分な補強効果が得られることに基づいている。

その後、コスト・工期縮減、維持管理の観点や新材料の開発により、各方向に1層ずつ格子状に接着する方法が提案され、補強量を引張剛性 60 kN/mm 程度としても標準補強量とした場合に対して補強効果に差異は認められず、無補強時の10倍程度の疲労寿命となることが確認されている<sup>4)</sup>。また、シートの引張剛性が30~80 kN/mm の範囲における補強効果は5~13倍である<sup>5), 6)</sup>。本検討におけるシートの引張剛性は61.6 kN/mm (表4-8)であることから、既往の実験結果を参考にすると、無補強供試体の10倍程度の疲労寿命に向上できることが想定される<sup>4)</sup>。従って、本研究では、無補強 RC 床版の等価走行回数の10倍以上の走行回数を CFRP 補強材による補強効果の目標値として設定した。

CFRP シートの接着は、最初にコンクリート表面をディスクサンダーでケレン、プライマー塗布後に不陸修正も可能なペースト状のエポキシ樹脂を塗布して CFRP シートを接着する工程で行った。1層目の主筋方向シートはハンチ部手前まで接着し、予めハンチ部に接着した CFRP シートに継ぎ手長 100 mm で重ねて接着した。2層目の配力筋方向 CFRP シートは、実施工を模擬してラップ長 100 mm の重ね継て部を設けた (写真 4-3)。

## (2) CFRPP 工法

図 4-3 には、CFRP プレートの接着図を示している。CFRP プレートは、中心間距離で橋軸方向・橋軸直角方向共に 330 mm の間隔で格子状に接着した。なお、床版の単位幅当りの CFRP プレートの引張剛性は、表 4-8 に示すように、前述の CFRP シート補強の場合とほぼ同様である。なお、ハンチ部分は施工性、付着性を考慮して高強度炭素繊維シート (公称断面積 83.25 mm<sup>2</sup>・2層) を用い、幅 125 mm, 330 mm の配置間隔とした。

CFRP プレートの接着は、CFRP シート補強と同様に床版下面のコンクリート表面をディスクサンダーでケレンしたのち、プライマー塗布、ペースト状のエポキシ樹脂を塗布した後接着する工程で行った。また、主筋方向の CFRP プレートを1層目、配力筋方向を2層目とした。ハンチ部の接着には、幅 125 mm の高強度シートを用いた (写真 4-4)。

表 4-8 補強部材の引張剛性

項目	単位	CFRPS 床版	CFRPP 床版
CFRP のヤング係数 $E_{cf}$	kN/mm <sup>2</sup>	259.0	170.0
CFRP の厚さ $t_{cf}$	mm	0.333	1.200
CFRP の幅 $b_{cf}$	mm	250.0	100.0
補強部の単位幅 $B$	mm	350.0	330.0
補強部材の単位幅当りの引張剛性 $EA$	kN/mm	61.6	61.8
付着面積 $A_{cf}$	mm <sup>2</sup>	250.0	100.0
CFRP の単位幅当りの引張剛性 $EA_{cf}$	kN/mm <sup>2</sup>	86.2	204.0

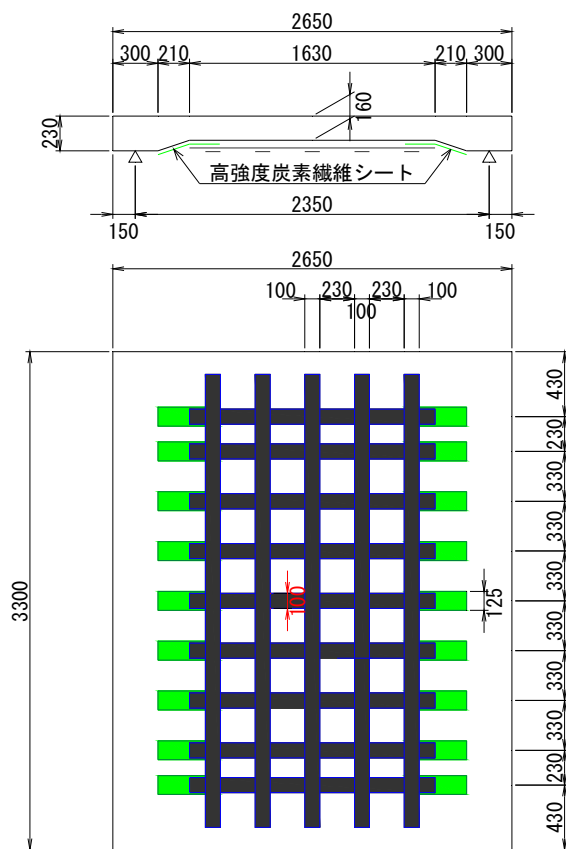


図 4-3 CFRP プレート接着図 (mm)



写真 4-4 CFRP プレート接着状況

#### 4.2.5 下面補強効果に関する予備検討

下面補強床版の疲労寿命に関しては、蔡の研究によって、シート補強による中立軸深さの増加と梁状化した RC 床版の押抜きせん断耐力の向上を考慮することで、従来からの RC 床版に関する S-N 曲線を用いて疲労寿命を容易に比較的精度良く算定できることが示されている<sup>8)</sup>。本項では、試験に先立ち CFRP シート下面補強の効果を試算した。

蔡の提案においては、シートによる補強効果を従来の松井式<sup>1)</sup>を用いた疲労寿命算定手法に取り入れる方法として、次の二つの方法が示されている。一つは、見掛けのコンクリート強度を考慮して、コンクリートの引張強度を 1.5 倍とする方法、もう一つは、二方向にシート接着することで配力鉄筋によるかぶりコンクリートの破壊に対する抵抗力が増加することを考慮し、梁状化した場合のせん断耐力に配力鉄筋による剥離破壊耐力分を加える方法である。以下の 2 式は、それぞれの方法に関する梁状化した RC 床版のせん断耐力式である。式 (2.2) に関しては、式自体は無補強時と同様であるが、中立軸までの距離  $X_m$  の算出においてシート補強の影響を考慮してコンクリートの引張強度  $\sigma_{tmax}$  を 1.5 倍とする。式 (4.2) に関しては、シート補強による中立軸深さの増加のほか、右辺第 2 項により配力鉄筋による耐力増加を考慮する。

$$P_{sx} = 2\tau_{smax} \cdot X_m \cdot B + 2\sigma_{tmax} \cdot C_m \cdot B \quad (2.2)$$

$$P_{sxct} = 2B(\tau_{smax} \cdot X_m + \sigma_{tmax} \cdot C_m) + 2\{0.25\sigma_{tmax} \cdot C_d(a + 2d_m)\} \quad (4.2)$$

ここで、

- $P_{sxct}$  : 下面シート補強したときの梁状化した RC 床版のせん断耐力 (N)
- $\tau_{smax}$  : コンクリートのせん断強度 (N/mm<sup>2</sup>) =  $0.656\sigma_{ck}^{0.606}$
- $X_m$  : 引張側コンクリートを無視した場合の圧縮側から中立軸までの距離 (mm)
- $B$  : 梁状化したときの梁幅 =  $b + 2d_d$ 
  - $b$  : 載荷板の配力筋方向の辺長 (mm)
  - $d_d$  : 引張側配力筋の有効高さ (mm)
- $\sigma_{tmax}$  : コンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>) =  $0.269\sigma_{ck}^{2/3}$
- $C_m$  : 主鉄筋のかぶり厚さ (mm)
- $\sigma_{ck}$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $a$  : 載荷板の主筋方向の辺長 (mm)
- $d_m$  : 引張側主筋の有効高さ (mm)
- $C_d$  : 配力筋のかぶり厚さ (mm)



以上の方法により算出される補強効果をまとめると、表 4-9 のように示される。表より、CFRP シート下面補強により RC 床版の疲労寿命は、式 (2.2) および式 (4.2) を用いる場合でそれぞれ 15.2 および 22.7 倍延びるように評価されていることが分かる。

なお、CFRP プレートを用いる場合には、その引張剛性が CFRP シート補強の場合と同等となるように補強量を設定している。そのため、両者で同程度の補強効果が期待できる。

表 4-9 下面シート補強効果の試算結果

		無補強 RC 床版	CFRPS 床版	
			式(2.2)	式(4.2)
$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	45.3	45.3	45.3
$\tau_{smax}$	N/mm <sup>2</sup>	6.6	6.6	6.6
$X_m$	mm	38.5	42.2	42.2
$\sigma_{lmax}$	N/mm <sup>2</sup>	3.4	5.1	3.4
$C_m$	mm	40.0	40.0	40.0
$B$	mm	411.0	411.0	411.0
$D$	mm	200.0	200.0	200.0
$d_d$	mm	105.5	105.5	105.5
$P_{sx}$	kN	321.6	398.0	410.7
$P$	kN	150	150	150
$P/P_{sx}$	—	0.466	0.377	0.365
$n_f$	回	$3.5 \times 10^6$	$5.3 \times 10^7$	$8.0 \times 10^7$
補強効果	—	1.0	15.2	22.7

### 4.3 実験方法

実験には、第 2 章で説明したクランク式の輪荷重走行試験機を用いた。輪荷重は、床版中央に 200 mm (橋軸方向) × 500 mm (橋軸直角方向) の載荷板を敷き並べ、その上を床版中央から走行方向前後 1,000 mm (全長 2,000 mm) の範囲で鉄輪を連続走行させた。

供試体の支持は、橋軸直角方向の支間支持桁上に丸鋼を介して回転のみを許容する 2 辺単純支持とし、橋軸方向端部は床版の連続性を考慮して横梁 H 鋼による 2 辺弾性支持とした。

本実験では、疲労寿命に着目した補強効果を効率的に評価するため、図 4-4 に示すような漸増階段状載荷プログラムを採用した。

以下には、各供試体における載荷方法、たわみの計測位置、鉄筋ひずみの計測位置、補強材料ひずみの計測位置をまとめる。

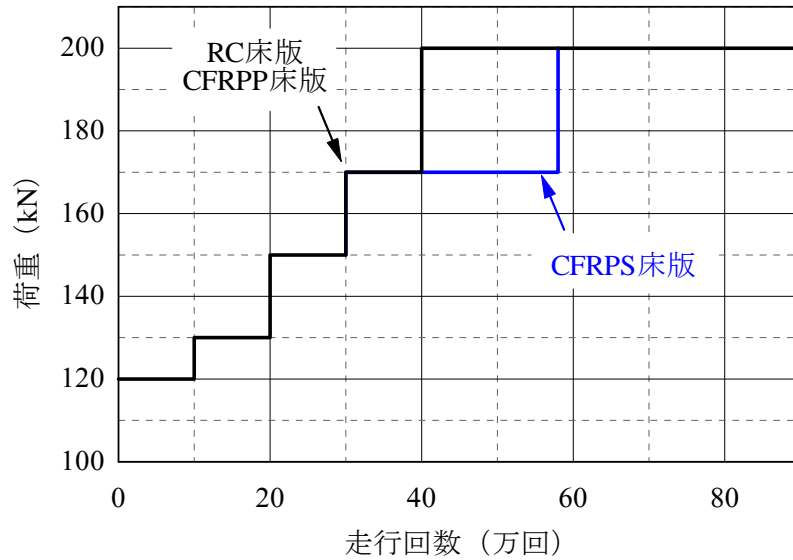


図 4-4 载荷プログラム

#### 4.3.1 RC 床版供試体

無補強の RC 床版供試体は、荷重 120 kN を初期荷重として 130, 150, および 170 kN の荷重レベルの走行を 10 万回実施、その後荷重 200 kN で破壊まで走行する階段状荷重載荷とした。

床版各点のたわみと鉄筋ひずみ計測は、荷重ステップ毎に 0, 2 千, 5 千, 1 万, 2 万, 5 万, 7 万, 10 万回走行時に床版中央で静的に荷重を載荷した状態で行った。

図4-5 および図4-6 には、それぞれたわみおよび鉄筋のひずみの計測位置を示している。

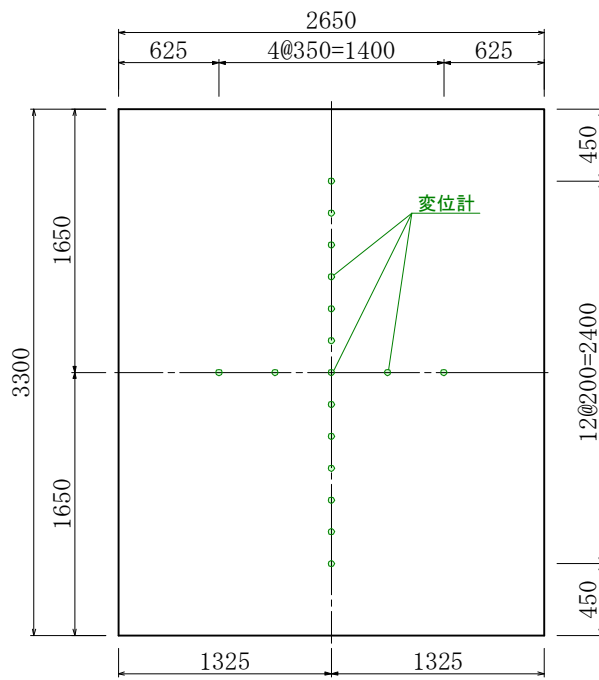


図 4-5 たわみ計測位置 (mm)

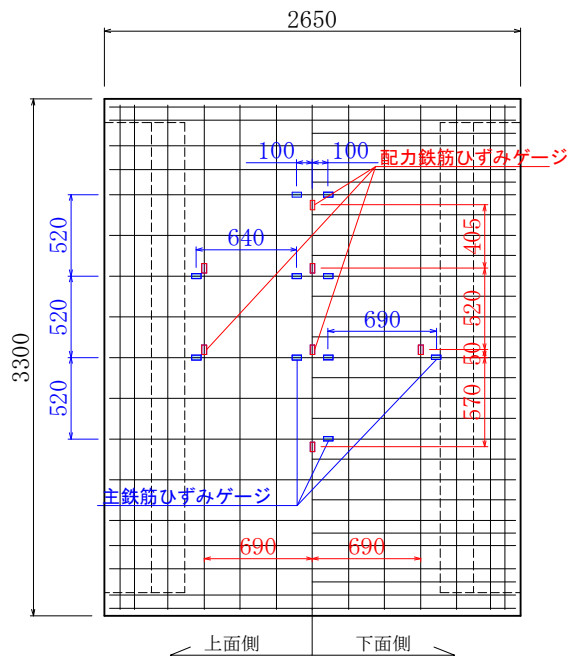


図 4-6 鉄筋ひずみ計測位置 (mm)

#### 4.3.2 CFRPS 床版および CFRPP 床版供試体

下面補強による既設 RC 床版の疲労耐久性向上効果を検討するためには、補強前の供試体を、補修・補強が必要な実床版と同様の状態にまで劣化させる必要がある。そのため、CFRPS および CFRPP 床版の場合には、補強前に予備載荷を行いひび割れ損傷を付与することとした。一般に、既設 RC 床版の劣化度評価においては、活荷重たわみが引張側コンクリートを無視したときの理論たわみに達した状態、すなわち使用限界状態に達した時点を劣化度 1.0 と定義している<sup>9)</sup>。ここで、たわみによる劣化度は式 (4.3) により算出される指標である<sup>10)</sup>。

実橋点検では補強検討が必要と判断される劣化度は 0.5 である。従って、本実験においても、劣化度が 0.5 となる活荷重たわみを予備載荷時の目標たわみ量とした。なお、式 (4.3) 中のコンクリート全断面有効におけるたわみの計算値  $w_0$ 、および引張側コンクリート無視のたわみの計算値  $w_c$  は、直交異方性版理論により算出した。

$$D_{\delta} = \frac{w - w_0}{w_c - w_0} \quad (4.3)$$

ここに、

- $D_{\delta}$  : 劣化度
- $w$  : 活荷重たわみの計測値 (mm)
- $w_0$  : コンクリート全断面有効とした時のたわみ計算値 (mm)
- $w_c$  : 引張側コンクリートを無視した時のたわみ計算値 (mm)

式 (4.3) より、目標の劣化度 0.5 となる床版中央での活荷重たわみ量は 4.02 mm と算出された。ここで、劣化度 0.5 を目標とした床版の載荷プログラムは荷重 120 および 130 kN での走行を 10 万回、その後床版中央部のたわみ量が 4.02 mm に到達するまで、一定荷重 150 kN で連続走行させた。その結果、荷重 150 kN の 2,000 回走行時に床版中央のたわみ量が 4.02 mm に到達したため荷重を除荷し、それぞれの供試体下面に CFRP 補強材を接着した。

補強後の載荷プログラムは図4-4に示すとおりである。ただし、CFRPS 床版については、後述する理由により、載荷パターンを一部変更している。

CFRP 補強材のひずみは、補強材の強化方向に直接貼付けたひずみゲージにより測定した。CFRP 補強材のひずみ計測位置を、図4-7および図4-8に示す。なお、たわみおよび鉄筋ひずみの計測位置は図4-5、図4-6に示す無補強 RC 床版と同様である。

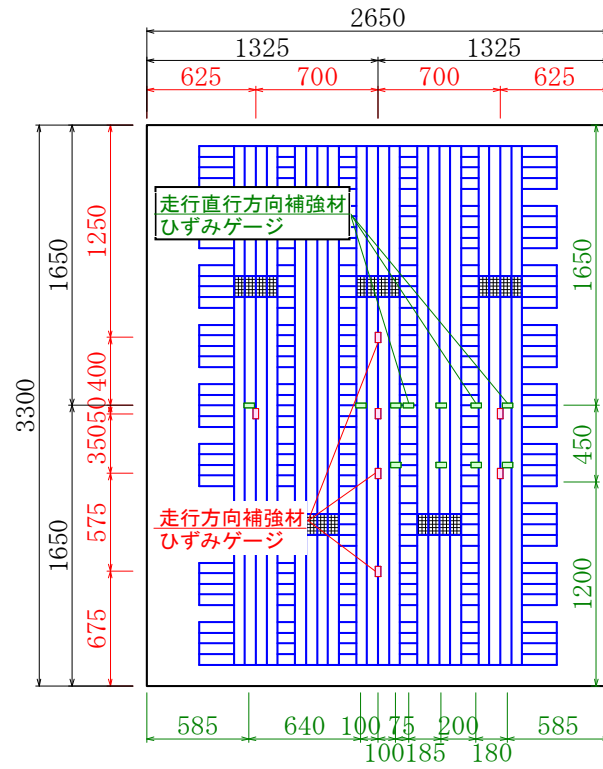


図 4-7 CFRP シートひずみ計測位置 (mm)

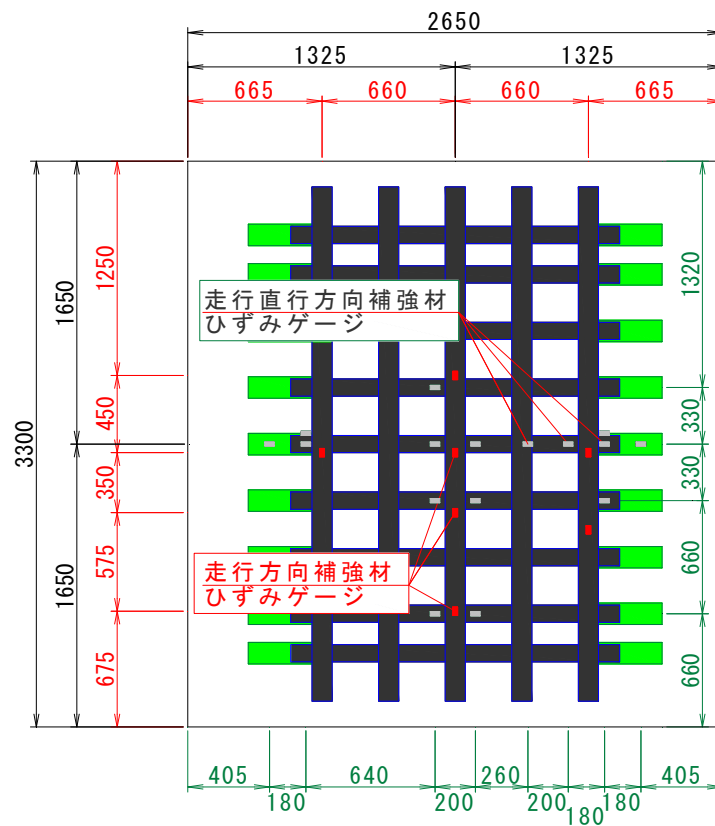


図 4-8 CFRP プレートひずみ計測位置 (mm)

## 4.4 実験結果と考察

### 4.4.1 等価走行回数

表4-10, 表4-11 には, 無補強の RC 床版, CFRPS および CFRPP 床版の等価走行回数を示している. ここで, 等価走行回数は, 実験走行回数を前述の式 (2.6) を用いて 150 kN の一定荷重に換算した数値である. なお, S-N 曲線の傾きの逆数  $m$  には, 松井式に基づく 12.76 (= 1/0.07835) を使用した.

$$N_{eq} = \sum \left( \frac{P_i}{P} \right)^m n_i \quad (2.6)$$

当初, CFRPS 床版の繰返し荷重は, 無補強の RC 床版と同様の荷重パターンで実施する計画としていた. しかしながら, 無補強 RC 床版が 200 kN 荷重漸増直後に破壊したことから, CFRPS 床版の場合には, シート下面接着による効果を適切に評価するため, 荷重 170 kN における荷重を継続してたわみの推移を観測した. そのため, CFRPS 床版では, 荷重 120, 130 および 150 kN をそれぞれ 10 万回, その後, 荷重 170 kN を 28 万回走行させた. また, たわみの増加傾向が確認されないことから, 荷重を 200 kN として 35 万回走行させた. この時点で無補強 RC 床版の 10 倍程度以上の等価走行回数となり目標値を達成したため, 実験を終了した (4.2.4参照).

一方, CFRPP 床版は CFRPS 床版による試験結果より, 無補強 RC 版の荷重パターンと同様に荷重 120 kN から 170 kN までそれぞれ 10 万回, その後荷重 200 kN で 38 万回走行させた. CFRPS 床版の場合と同様に無補強床版の等価走行回数の 10 倍程度以上を達成したため実験を終了した. なお, RC 版は壊滅的な損傷を受けていない.

表 4-10 および表 4-11 に示すように, 無補強 RC 床版と CFRPS, CFRPP 床版の各荷重に対する等価走行回数を検証すると, 当初想定した RC 床版に対する等価走行回数 10 万回に到達したことが確認できる.

表 4-10 無補強 RC 床版の等価走行回数

載荷荷重 (kN)	実験走行回数		等価走行回数	
	荷重毎の 走行回数(回)	累計走行 回数(回)	荷重毎の 走行回数(回)	累計走行 回数(回)
120	100,000	100,000	5,796	5,796
130	100,000	200,000	16,099	21,895
150	100,000	300,000	100,000	121,895
170	100,000	400,000	494,060	615,955
200	18,200	418,200	715,640	1,331,595

表 4-11 CFRPS 床版, CFRPP 床版の等価走行回数

載荷荷重 (kN)	実験走行回数		等価走行回数	
	荷重毎の 走行回数(回)	累計走行 回数(回)	荷重毎の 走行回数(回)	累計走行 回数(回)
120	100,000	100,000	5,796	5,796
130	100,000	200,000	16,099	21,895
150	100,000	300,000	100,000	121,895
CFRPS床版				
170	280,000	580,000	1,383,369	1,505,263
200	350,000	930,000	13,762,311	15,267,574
CFRPP床版				
170	100,000	400,000	464,060	615,955
200	380,000	780,000	14,941,937	15,557,892

## 4.4.2 破壊状況

### (1) 無補強 RC 床版

無補強 RC 床版の実験終了時における床版下面の損傷状況を図 4-9 に示す。図中、黒色部分は破壊時に確認されたかぶりコンクリートの剥離・剥落箇所である。

供試体は、荷重を 200 kN に増加させた直後に床版中央部のたわみが急増し、1.82 万回走行時に活荷重たわみが 11.15 mm となり、コンクリートの押抜きせん断破壊により終了した。最大ひび割れ幅 0.5 mm、ひび割れ密度 13.09 m/m<sup>2</sup>であった。図より、ひび割れは、床版と中央部周辺ではうろこ状に、その周辺では放射状に発生するとともに、コンクリートが著しく剥落している様子もうかがわれる。

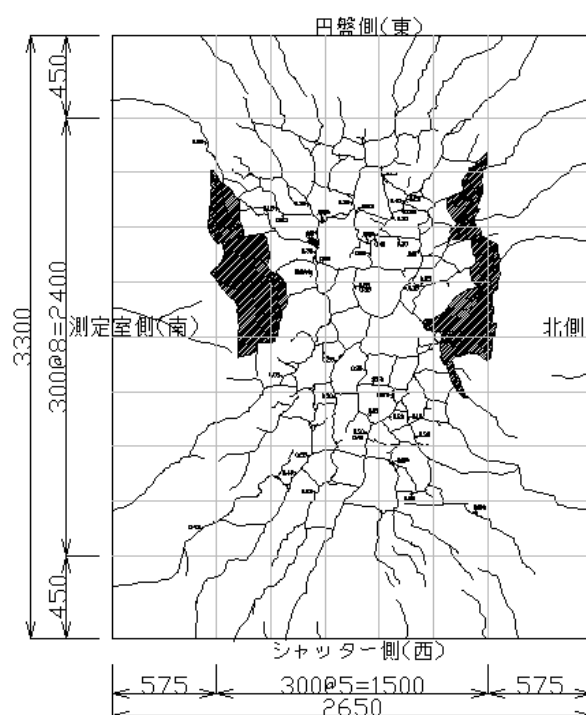


図 4-9 RC 床版の損傷状況 (mm)

### (2) CFRPS 床版

CFRPS 床版の実験終了時における床版下面の損傷状況を図 4-10 に示す。図中、黒色が予備載荷時、桃色がシート貼付け後の本載荷時に発生したひび割れである。

前述の通り、CFRPS 床版は荷重 200 kN 走行時においても破壊に至らず、等価走行回数が 10 万回を超えた時点で実験を終了している。

図より、実験終了後の床版下面のひび割れにおいて、床版中心から橋軸方向に対して斜め方向に進展している。これは、シート接着補強によって RC 版としてのねじりモーメントが卓越していることを暗示している。また、無補強の RC 床版に生じたかぶりコンクリートの剥離は見られず、また CFRP シートには、継手部、ハンチ部を含め明確な剥離や損傷は生じ



ていないことを確認している。

写真 4-5 に示す予備載荷で生じたひび割れ位置では，CFRP シート用接着剤がひび割れにそって白っぽく変色跡となっているが，打音検査の結果，CFRP シートは破断しておらず，附着性能も良好であった。これは，ひびわれの開閉に伴って接着樹脂に微細なひび割れが発生したものであり，目視で充分確認できるものであった。このことから，CFRP シートでは，補強後もひび割れをモニタリングできる可能性があるものと考えられる。

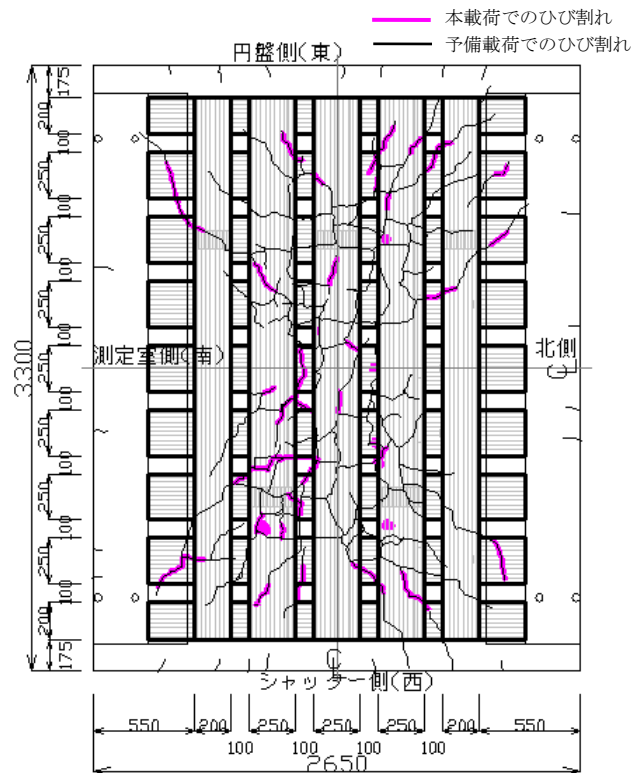


図 4-10 CFRPS 床版損傷状況 (mm)



写真 4-5 CFRPS の変色

### (3) CFRPP 床版

CFRPP 床版の実験終了時における床版下面の損傷状況を図 4-11 に示す。図中、黒色が予備載荷時、桃色がシート貼付け後の本載荷時に発生したひび割れである。また、青色部分は CFRP プレートの剥離箇所である。

CFRPP 床版の場合においても CFRPS 床版と同様に荷重 200 kN 走行時においても破壊に至っていない。ひび割れの発生傾向は CFRPS 床版とほぼ同様であり、床版中央から橋軸方向に対して斜め方向に分布している。また、CFRP プレートの剥離を打音検査により確認した結果、荷重 170 kN 走行時までには剥離等は見られず、荷重 200 kN の 1 万回走行終了後に橋軸直角方向のプレートで僅かに剥離が確認された。その後、走行回数の増加に伴い剥離箇所が徐々に拡大した。これは、CFRP プレートの接着面積が CFRP シートの場合に比べて小さいため、予備載荷で生じたひび割れの開口により、ひび割れ先端部のピーリング作用によるものと推察される。しかしながら、RC 床版のように破壊に至るとなるたわみの急激な増加は確認されていない（図 4-12）。なお、CFRP プレートの配置パターンから補強後のひび割れに関するモニタリング点検は容易であった。また、CFRPS 床版の場合と同様にハンチ部は床版部に先行して損傷することなく、補強材料の継手接続部や補強材本体が破断に至るような損傷は確認されなかった。

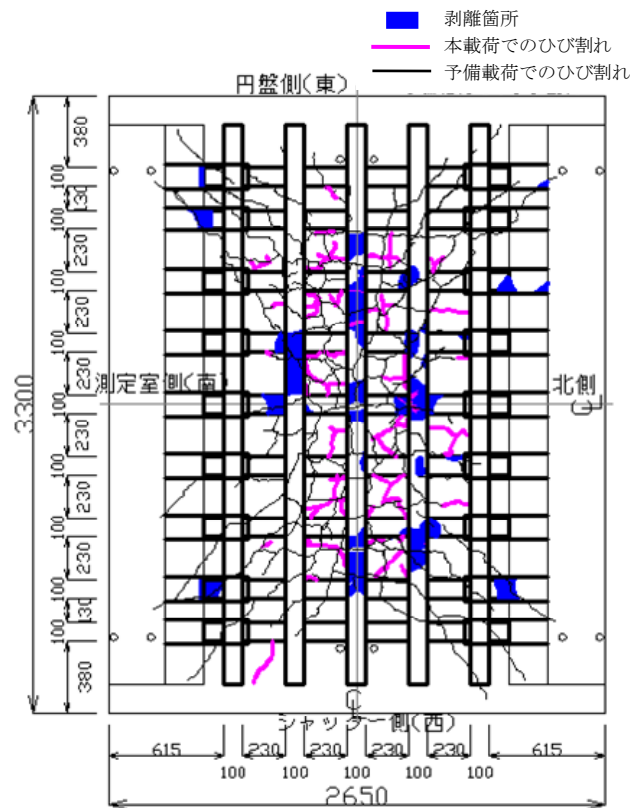


図 4-11 CFRPP 床版損傷状況 (mm)

#### 4.4.2 走行回数とたわみの関係

図 4-12 には、各床版の活荷重たわみと走行回数との関係を示している。なお、図には、各走行時における荷重を付記している。図より、無補強 RC 床版の場合には、荷重 200 kN 走行時において活荷重たわみが急増しているのに対し、CFRPS および CFRPP 床版の場合には、荷重 200 kN 走行時においても、概ね安定した活荷重たわみを維持しており、破壊に至っていないことが分かる。本実験の範囲内では、両補強供試体ともに高い補強効果が発揮されていることが分かる。また、120 kN～170 kN 載荷時において、CFRPS、CFRPP 床版の活荷重たわみは無補強 RC 床版の約 60～70 % 程度まで低減されている。

図 4-13 には、各床版の活荷重たわみと松井式を用いて算定した等価走行回数の関係を示している。図より、CFRPS、CFRPP 床版の活荷重たわみはほぼ同等であることから、概ね同等の曲げ剛性を有するものと考えられる。また、両補強供試体ともに、無補強 RC 床版の場合に比べて曲げ剛性が增大していることが分かる。

図 4-14 には、たわみ劣化度と等価走行回数の関係を示している。無補強 RC 床版の場合には、等価走行回数がおおよそ 100 万回程度に至った時点で劣化度 0.7 に達し、たわみが急増して破壊に至っていることが分かる。

CFRPS、CFRPP 床版の劣化度は、予備載荷で 0.5 に到達後補強を行い、荷重を 170 kN から 200 kN に漸増させた走行時においては 0.5 から 0.6 程度に微増している。また、それ以降は緩やかに推移し、荷重 200 kN 走行時においても 0.6～0.7 程度でほぼ安定している。

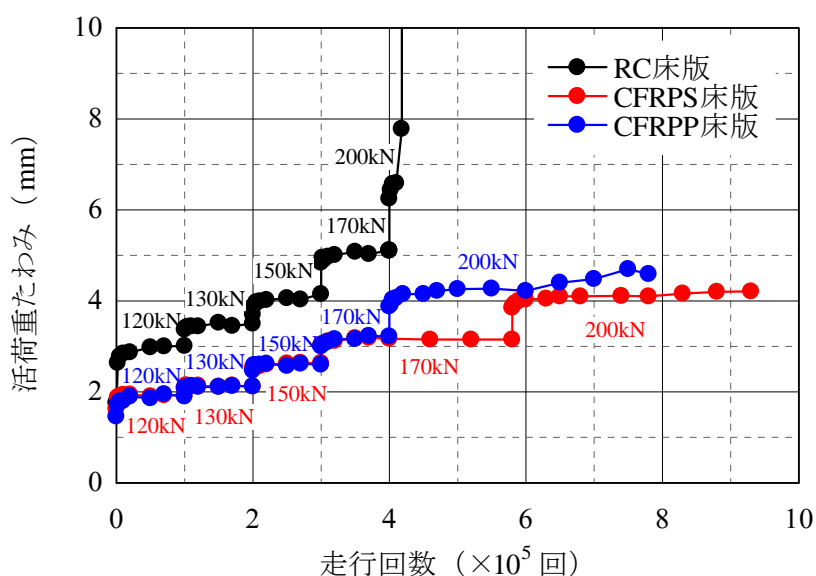


図 4-12 活荷重たわみと走行回数

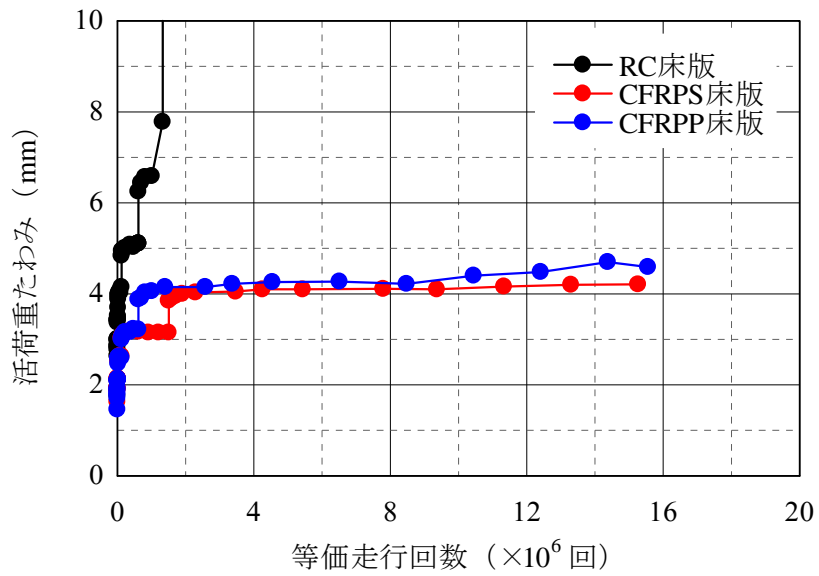


図 4-13 活荷重たわみと等価走行回数

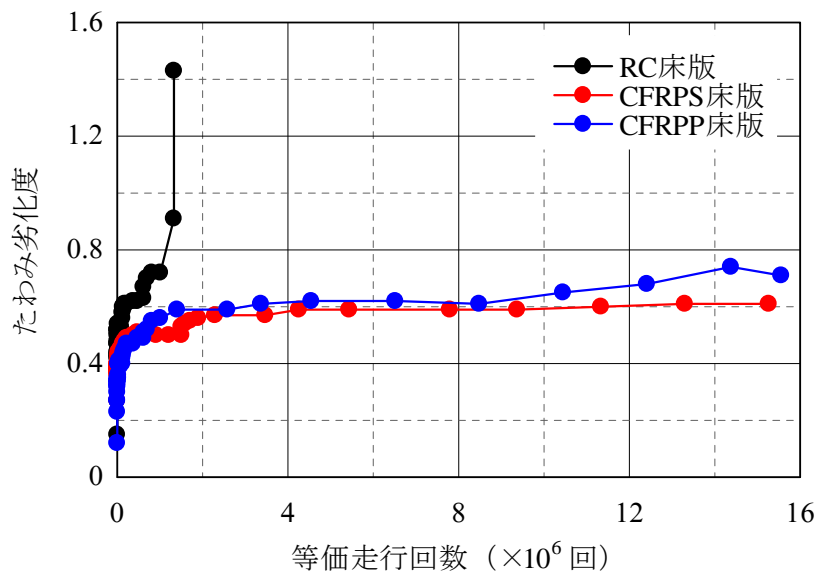


図 4-14 たわみ劣化度と等価走行回数

### 4.4.3 鉄筋のひずみ

図 4-15 には、床版中央部の主鉄筋ひずみと走行回数との関係を示している。図より、無補強 RC 床版の主鉄筋ひずみは、各荷重ステップの初めに最大値を示し、同じ荷重ステップでは走行回数とともにひずみが徐々に減少する鋸刃状の傾向を示している。特に荷重 170 kN 走行時において減少傾向が顕著である。これは、RC 床版には丸鋼鉄筋が用いられているため、輪荷重の繰返し载荷に伴う鉄筋の付着切れが徐々に進展していくためと推察される。

CFRPS, CFRPP 床版の主鉄筋ひずみは、RC 床版の概ね 1/2 程度に大幅に低減されている。また各荷重ステップでの鉄筋ひずみはほぼ一定となっており、RC 床版供試体のようにひずみが鋸刃状に低下する傾向は見られない。これは、床版下面の補強材が引張力を分担し、同時に床版下面のひび割れの開閉を拘束することで、主鉄筋の分担応力が低減されるとともに鉄筋の付着切れを抑制したためと考えられる。

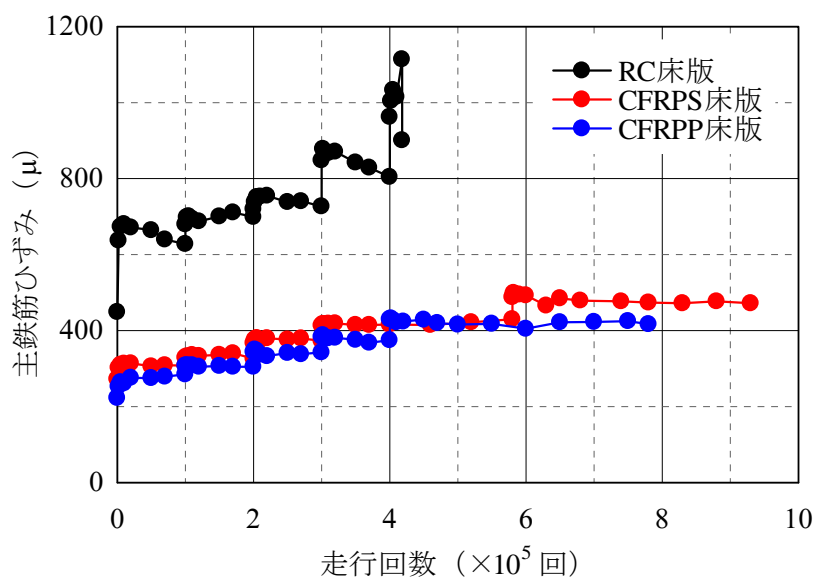


図 4-15 主鉄筋ひずみと走行回数

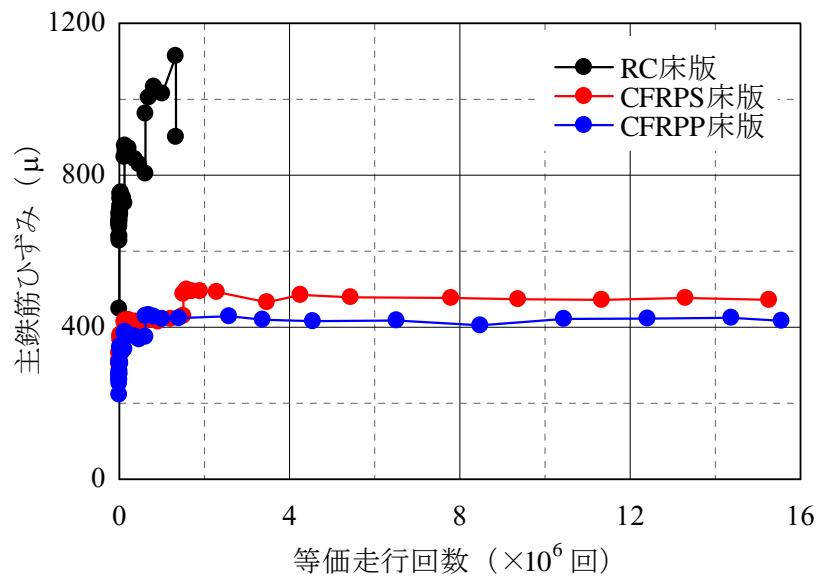


図 4-16 主鉄筋ひずみと等価走行回数

図 4-16 には、床版中央部の主鉄筋ひずみと等価走行回数の関係を示している。図より、無補強 RC 床版の場合には、CFRPS、CFRPP 床版に比較して、1/5 程度の等価走行回数において 2 倍以上の主鉄筋ひずみを生じていることが分かる。ただし、主鉄筋ひずみは降伏ひずみ (1,900  $\mu$  程度) には至っていないことから、早期に押抜きせん断破壊に至ったことが窺われる。

#### 4.4.4 CFRP 補強材のひずみ

図 4-17、図 4-18 には、それぞれ床版中央下面橋軸直角方向の CFRP 補強材のひずみと走行回数、および等価走行回数との関係を示している。

これらの図より、CFRP 補強材ひずみは、前述した同じ荷重レベルの鉄筋ひずみより大きく、その傾向は CFRPS 床版の場合で顕著であり、初期荷重載荷段階で鉄筋ひずみの 2 倍以上となっている。また、いずれの補強供試体も、荷重 200 kN 走行時には、走行回数の増加に伴い、CFRP 補強材ひずみに減少傾向が見られる。これは、局所的に剥離の傾向を示し、ひずみが平均化されていることを暗示している。

一方で、図 4-12 に示すように、荷重 200 kN 走行時における活荷重たわみは微増傾向にある。目視観察では CFRPS 床版の CFRP シート表面の中央部近傍に剥離は観察されなかったものの、荷重 200 kN 走行以降の漸減傾向が顕著に見られることから、CFRP シートとコンクリートの一体性が徐々に低下し付着劣化が進行していたことが推察される。

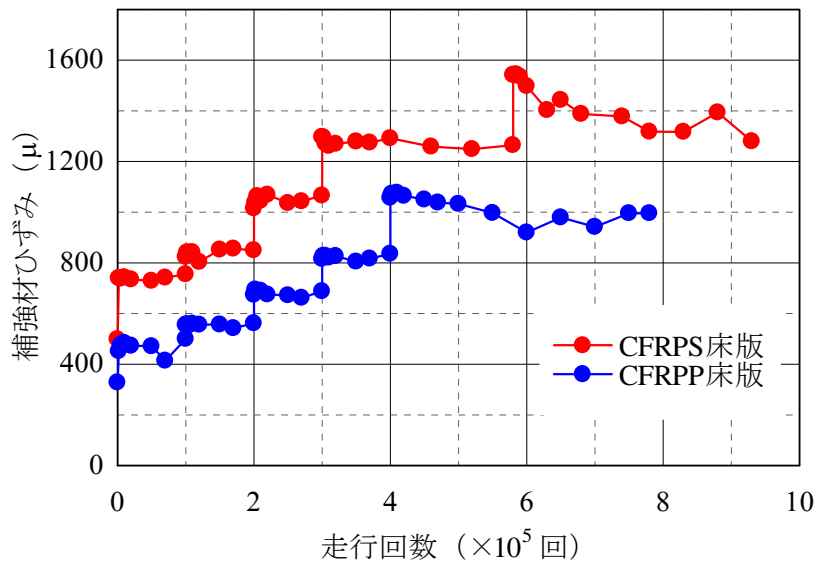


図 4-17 補強材ひずみと走行回数

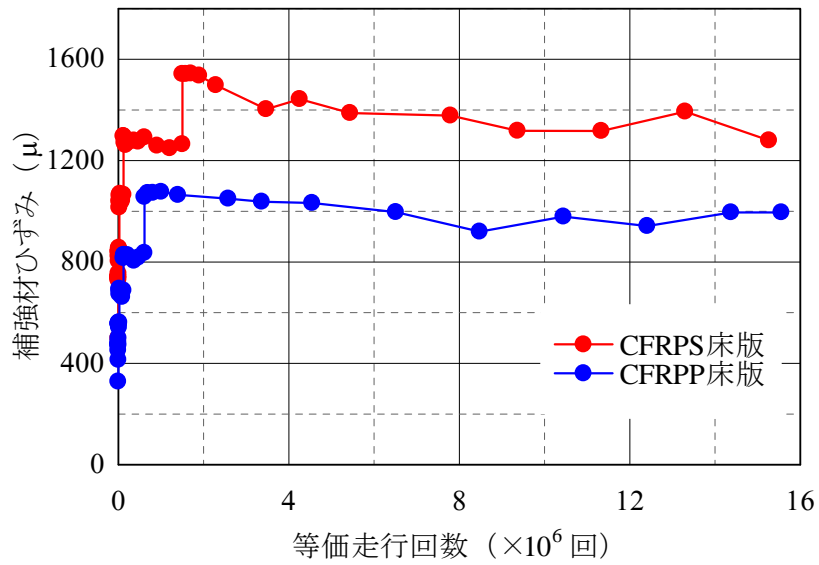


図 4-18 補強材ひずみと等価走行回数

#### 4.5 FRP 接着による補強効果

各試験体の走行回数に関する実験結果を表 4-12 に示す。表より、破壊時における無補強 RC 床版に対する実験終了時の CFRPS, CFRPP 床版の等価走行回数を補強効果の判断指標とすると、CFRP 補強材を用いることによる補強効果は、11 倍以上であることが分かる。CFRP 補強材による疲労耐久性向上のメカニズムは、図 4-19 に示すように①中立軸の深化、②梁状化の抑制、③ひび割れの劣化抑制、によるものと考えられる。以下、これらの現象の概要について述べる。

##### ① 中立軸の深化

無補強 RC 床版におけるひび割れの増加による中立軸の上昇と曲げ剛性の低下は、CFRP 補強により改善される。これは、CFRP 補強材が引張力を分担し中立軸を概ね健全状態まで復元し、断面内の応力分散性が向上することによるものである。つまり、CFRP 補強により押し抜きせん断コーンが大きくなる傾向を示す。

##### ② 梁状化の抑制

輪荷重の繰返し载荷による主筋方向ひび割れの増加・進展により、無補強 RC 版の場合には主筋方向の曲げ剛性  $EI_m$  に対して配力筋方向の曲げ剛性  $EI_m$  が著しく低下する、いわゆる梁状化が進行する。一方、下面補強による床版の曲げ剛性の向上効果は、配力筋方向においてより顕著に発揮されるため、下面補強により梁状化が抑制される。このことは、①と同様に CFRP 補強により押し抜きせん断コーンが大きくなることを暗示している。

##### ③ ひび割れ面の劣化抑制

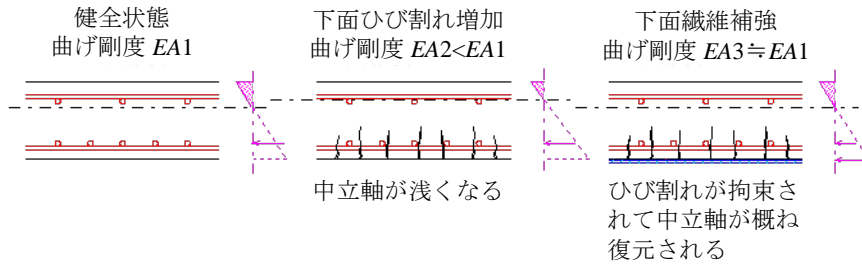
CFRP 補強材の下面接着により、ひび割れの開口が抑制されるため、繰返し载荷によるひび割れ面のすり磨きやたたきによる劣化が抑制され引張剛性や疲労耐久性が向上する。

なお、表 4-8 に示したように、CFRPS および CFRPP 床版では、床版の単位幅当りの引張剛性 ( $EA$ ) が平均でそれぞれ 61.6, 61.8 kN/mm とほぼ同等となるように補強材量を設定している。これに対し、接着面積に換算した補強材料の単位幅当りの引張剛性 ( $EA_{cf}$ ) を比較すると、CFRPP 床版の場合は CFRPS 床版の 2.3 倍程度大きい。これは、互いに開発した材料の特性、仕様および接着方法によるところが大きく影響しているものと考えられる。このことから、CFRPP 床版では補強材料の単位幅当りに生じる引張剛性の大きさが要因となり、200 kN の高荷重領域での繰返し载荷により床版コンクリートと CFRP プレーットの一体性が徐々に低下したことが、たわみの微増傾向として現れたものと推察される。

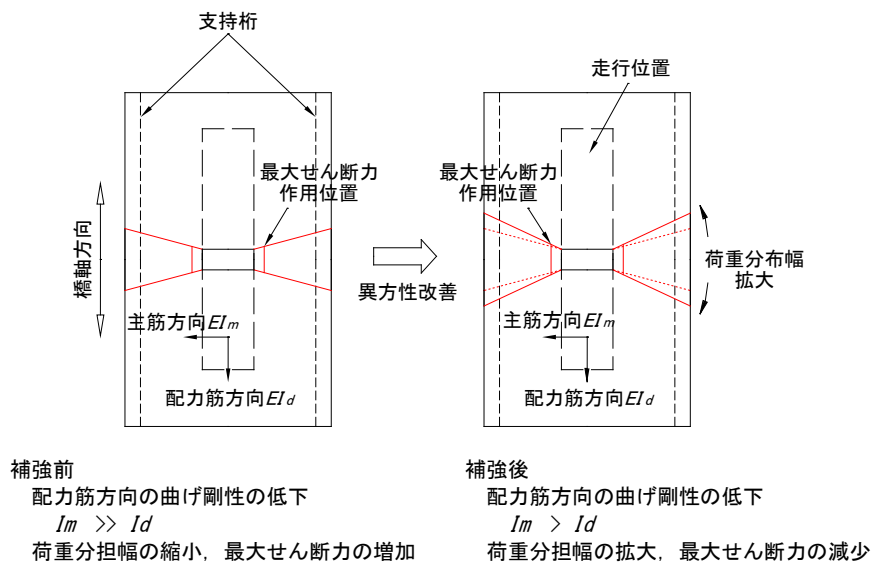
表 4-12 各試験体の走行回数に関する実験結果

種別	RC 床版	CFRPS 床版	CFRPP 床版
実走行回数 (回)	418,200	930,000	780,000
等価走行回数 (回)	1,331,595	15,267,575	15,557,892
比率	1.0	平均 11.6	

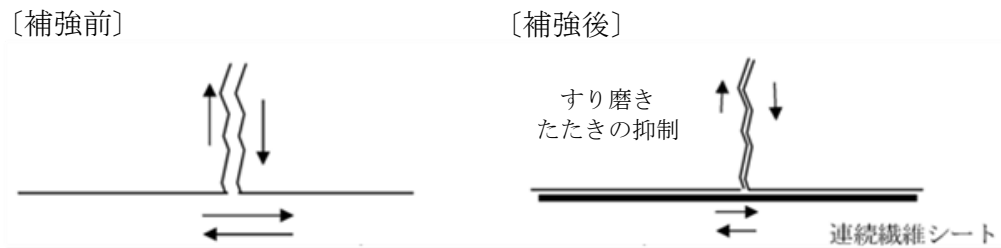




(a) 中立軸の深化



(b) 梁状化の抑制



(c) ひび割れ面の劣化抑制

図 4-19 CFRP 接着による疲労耐久性向上のメカニズム

## 4.6 まとめ

本検討は、CFRP シートおよび CFRP プレーットの床版下面補強による丸鋼床版の疲労耐久性向上効果を輪荷重走行試験により検討した。以下に、得られた知見を示す。

- 1) 本検討で用いた CFRP シートと CFRP プレーットは、従来の CFRP 材料とは異なり、含浸作業が不要なことから、経済的かつ安定した施工管理や品質管理が確保できる。
- 2) 無補強 RC 床版は、荷重 200 kN の 1.82 万回走行で押抜きせん断破壊するのに対し、CFRPS, CFRPP 床版は、荷重 200 kN 走行時においても破壊には至らなかった。補強床版の実験終了時の損傷状況は、CFRPS 床版では床版下面コンクリートのひび割れの増加、CFRPP 床版ではひび割れの増加と補強材の部分剥離であった。
- 3) CFRP シートと CFRP プレーットの下面接着補強による疲労耐久性向上効果は、無補強 RC 床版の 10 倍以上であり、丸鋼 RC 床版に対しても異形鉄筋 RC 床版と同等の効果を期待できることが明らかになった。
- 4) 主鉄筋および補強材料のひずみの考察より、補強材料が曲げ引張力を分担することで、中立軸の深化、梁状化の抑制、およびひび割れ面の劣化抑制などにより床版の曲げ剛性が大きく向上することを確認した。
- 5) CFRP シートおよび CFRP プレーット接着工法の補強効果は、補強材の単位幅当りの引張軸剛性が同等の条件下においては、ほぼ同様である。



## 第5章 上面補修した丸鋼 RC 床版の疲労耐久性

### 5.1 はじめに

本章では、積雪寒冷地において凍害劣化を受けた丸鋼 RC 床版の上面補修による疲労耐久性向上効果について検討する。一般に、積雪寒冷地域の既設 RC 床版は、都市圏に比べ交通量が少ないにも関わらず、床版コンクリート表面部の劣化損傷が進行している。これは、寒冷地特有の気象条件や環境条件に起因する凍害と大型車両の走行による繰返し载荷によって生じる複合劣化によるものである。この現象は道路の規格に関係なく、北海道の全域に及ぼす兆候を呈していることが現地調査結果<sup>1)</sup>で報告されている。

この調査結果では、凍害が RC 床版の損傷要因の大部分を占めており、凍害劣化部と輪荷重走行部が重複するとき損傷が一段と大きく進展することを明らかにしている。また、交通車両の安全確保の観点から実施される凍結防止剤の散布が凍害劣化を促進させ損傷範囲を拡大させている。なお、塩害による鉄筋腐食は現時点の調査結果から必ずしも大きく介在していないことも報告されている。しかしながら、今後凍害がさらに進行した場合には、塩害による鉄筋腐食も加速され、結果的に繰返し载荷、凍害および塩害による三重の複合劣化に発展することも予想される。

近年、現場で施工されている補修方法としては、床版の損傷程度が小さい場合やその影響が判断できない場合においては、舗装の打換えのみで対応し、床版コンクリートの劣化部を除去しない場合が多い。しかしながら、既往の研究成果<sup>2)</sup>では、凍害劣化が RC 床版の耐荷力・耐久性を大きく低下させ、さらに劣化深さが大きくなるほど残存寿命が短くなることも確認されている。

一般的な補修工事では、凍害劣化深さが浅い場合においても補修材とコンクリートとの一体性を確保する必要があることから、床版上面のコンクリートを主鉄筋よりも深い位置まで除去したのち補修することとしている。しかしながら、これらは補修工事期間の長期化およびコスト増大の原因となるため、解決すべき大きな問題となっている。従って、経済的でかつ凍結融解抵抗性に優れた床版上面補修工法の確立が社会から強く求められている。

以上のことを踏まえて、本章では、合理的な上面補修工法の確立に向けて、実橋を模擬した RC 床版を製作して床版上面が凍害によって 10 mm~30 mm の深さまで劣化損傷した場合の補修工法を提案し、鉄輪を用いた輪荷重走行試験により耐荷力性能および疲労耐久性について評価する<sup>3)</sup>。

## 5.2 供試体

### 5.2.1 供試体の概要

本実験に用いた供試体は、1956年改訂の鋼道路橋示方書（以下、鋼道示）<sup>4)</sup>に準拠して設計・製作した実寸大のRC床版である。表5-1には、供試体の一覧を示している。供試体は、無補修のC0供試体の他、上面補修材として、短繊維混入PAE系ポリマーセメントモルタルを用いたC1供試体、アクリル系樹脂コンクリート補修を用いたC2供試体、およびエポキシ樹脂モルタルを用いたC3供試体である。なお、無補修のC0供試体の実験結果には、上記鋼道示に基づいて設計・製作した丸鋼RC床版に関する既往の輪荷重走行実験データを用いている。

### 5.2.2 使用材料

供試体のコンクリート材料には、普通ポルトランドセメントと細骨材（最大寸法5mm）、粗骨材（最大寸法20mm）を使用した。主鉄筋および配力筋には、それぞれφ16およびφ13のSR235の丸鋼を使用した。コンクリートおよび鉄筋の材料特性値を表5-2に、コンクリートの配合条件を表5-3に示す。C0供試体は、前述の通り既往の実験によるものであることから、そのコンクリート強度および配合は、C1～C3の場合と異なっている。特に、圧縮強度が大きいため、輪荷重走行実験結果は後述する方法で強度補正することとしている。表5-4、5-5には、各補修材の概要と試験実施時の材令における材料特性値を示している。

表 5-1 実験供試体一覧

供試体名	上面補修の有無	補修材料
C0	なし	-
C1	あり	アラミド短繊維混入 ポリマーセメントモルタル
C2		アクリル系樹脂コンクリート
C3		エポキシ樹脂モルタル

表 5-2 コンクリートおよび鉄筋の材料特性

供試体名	コンクリート		鉄筋(SR235)		
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )
C0	43.2	25,442	341	461	200,000 (設計値)
C1	35.3	27,173	342	462	
C2	33.6	26,741			
C3	35.9	21,761			

注)鉄筋の降伏強度および引張強度は、主鉄筋(φ16)の鋼材検査証明書(ミルシート)より

表 5-3 コンクリートの配合

供試体名	スランプ (cm)	W/C (%)	S/a	単位容積重量(kg/m <sup>3</sup> )				混和剤
				セメント	水	細骨材	粗骨材	AE 減水剤
C0	8	42.1	41.3	364	153	740	1,058	393
C1~C3	8	43.5	39.7	350	152	726	1,097	350

表 5-4 補修材の概要

供試体名	補修材料の構成	適用可能温度
	下地処理	硬化時間
C1	2材型 PAE 系ポリマーセメンモルタル+アラミド短繊維	+5°C~+35°C
	霧吹きにより水を噴霧	24 時間 (+5°C)
C2	アクリル樹脂+混合骨材 (最大骨材: 4号硅砂)	-10°C~+35°C
	アクリル樹脂プライマー	300 分 (-10°C)
C3	2液型エポキシ樹脂+5号硅砂+7号硅砂	+5°C~+50°C
	2液型エポキシ樹脂プライマー	300 分 (+5°C)

表 5-5 補修材の材料特性

供試体名	材令	比重	圧縮強度	付着強度	曲げ強度	引張せん断強度	弾性係数
	(日)	(kg/m <sup>3</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )				
C1	7	2.1	31.0	3.06	10.5	8.0	14,900
C2	7	2.0	67.5	2.60	25.0	16.5	4,623
C3	7	2.0	78.8	3.30	38.1	79.7	5,790

### 5.2.3 供試体寸法および鉄筋の配置

図 5-1 には、本実験に用いる供試体の寸法および配筋詳細を示している。RC 床版供試体の寸法は、橋軸方向 3,300 mm，橋軸直角方向 2,650 mm，床版厚 160 mm である。床版支間は 2,350 mm，橋軸方向の弾性支持間隔を 2,620 mm とし，支持点には高さ 70 mm，幅 210 mm のハンチ部を設けた。

主鉄筋は引張り側に  $\phi 16@130$  mm で配置し，設計有効高さは 120 mm とした。また，圧縮側には引張り側の 1/2 の量の鉄筋を配置した。配力筋は引張り側，圧縮側ともに主鉄筋の内側に  $\phi 13@230$  mm で配置した。なお，鉄筋の端部は引張り側，圧縮側ともに直角に折り曲げて定着長を確保している。

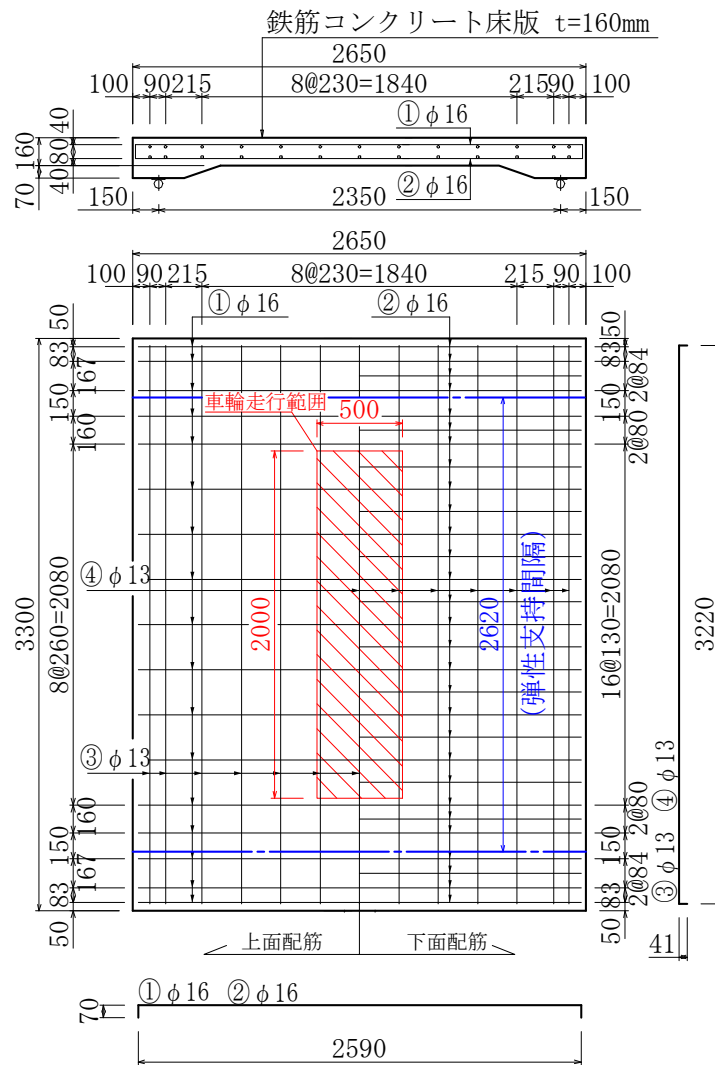


図 5-1 供試体寸法および配筋詳細 (mm)

### 5.3 供試体の補修方法と供試体の製作

C1～C3 供試体の上面補修位置を図 5-2 に示す。補修箇所は、1,000 mm×1,100 mm の範囲を 1 供試体に対して 2 箇所に設置した。図 5-3 には、補修箇所の詳細な形状を示している。図に示すように、補修箇所の厚さは、現況調査による平均的な劣化深さを参考にして、A および B 側でそれぞれ 10 および 30 mm とした。なお、B 側においては橋軸方向の補修範囲両端 295 mm の区間に 10 mm～30 mm のテーパを設け、深さ方向の変化に対する付着破壊状況を評価することも考慮している。

写真 5-1 には供試体の上面補修手順を示している。床版上面の補修箇所は、1) 供試体製作時に型枠を用いて箱抜きし、2) 脱型後低圧のウォータージェット工法（以下、WJ 工法）を用いて補修箇所を表面処理することで、実際の補修状況を再現した。また、3) 各補修材料の養生期間を統一するため、各供試体ともに輪荷重走行試験開始の 1 週間前に補修材の施工を行うこととした。



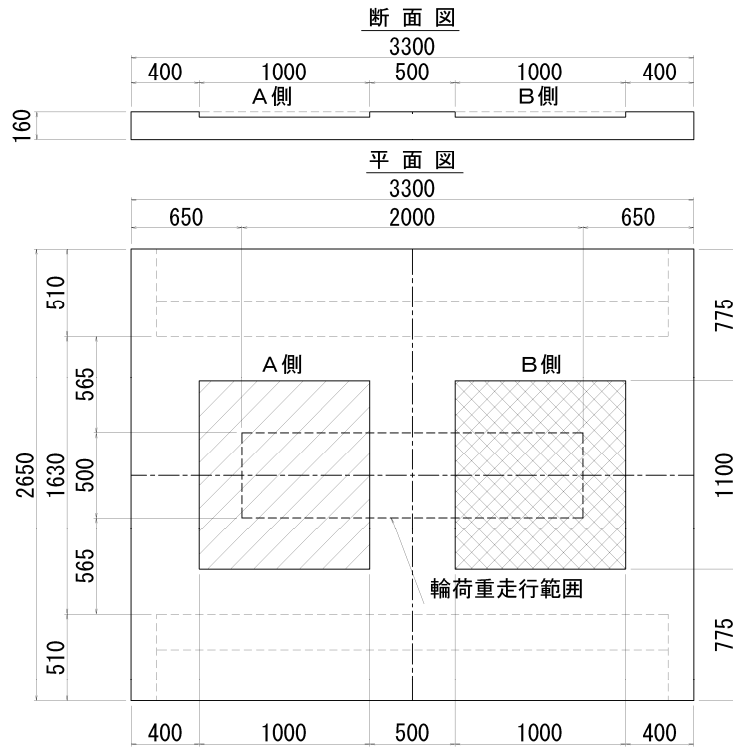


图 5-2 上面補修位置图

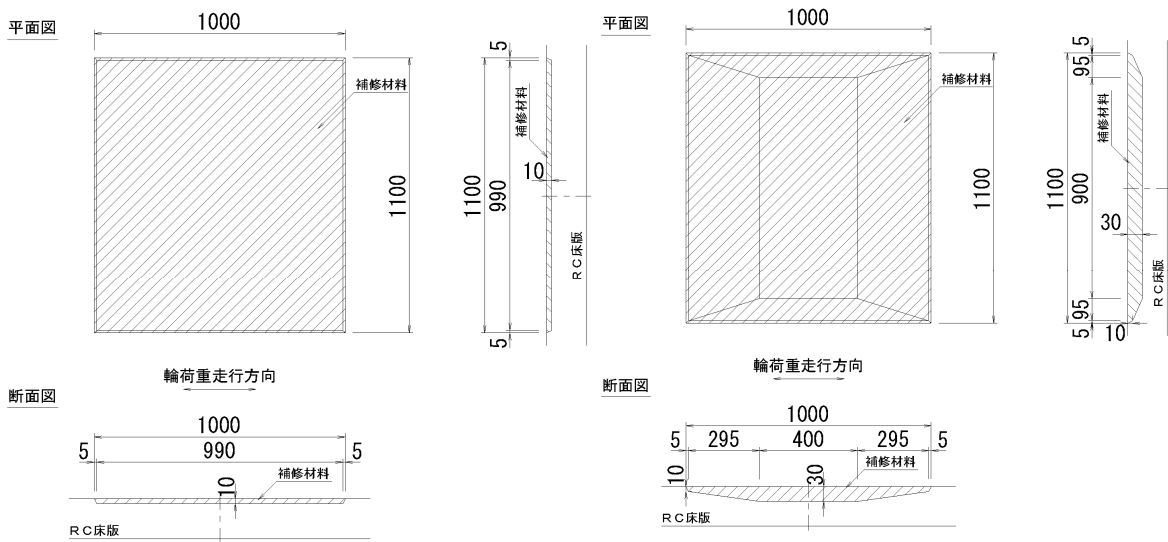


图 5-3 補修部詳細图 (mm)

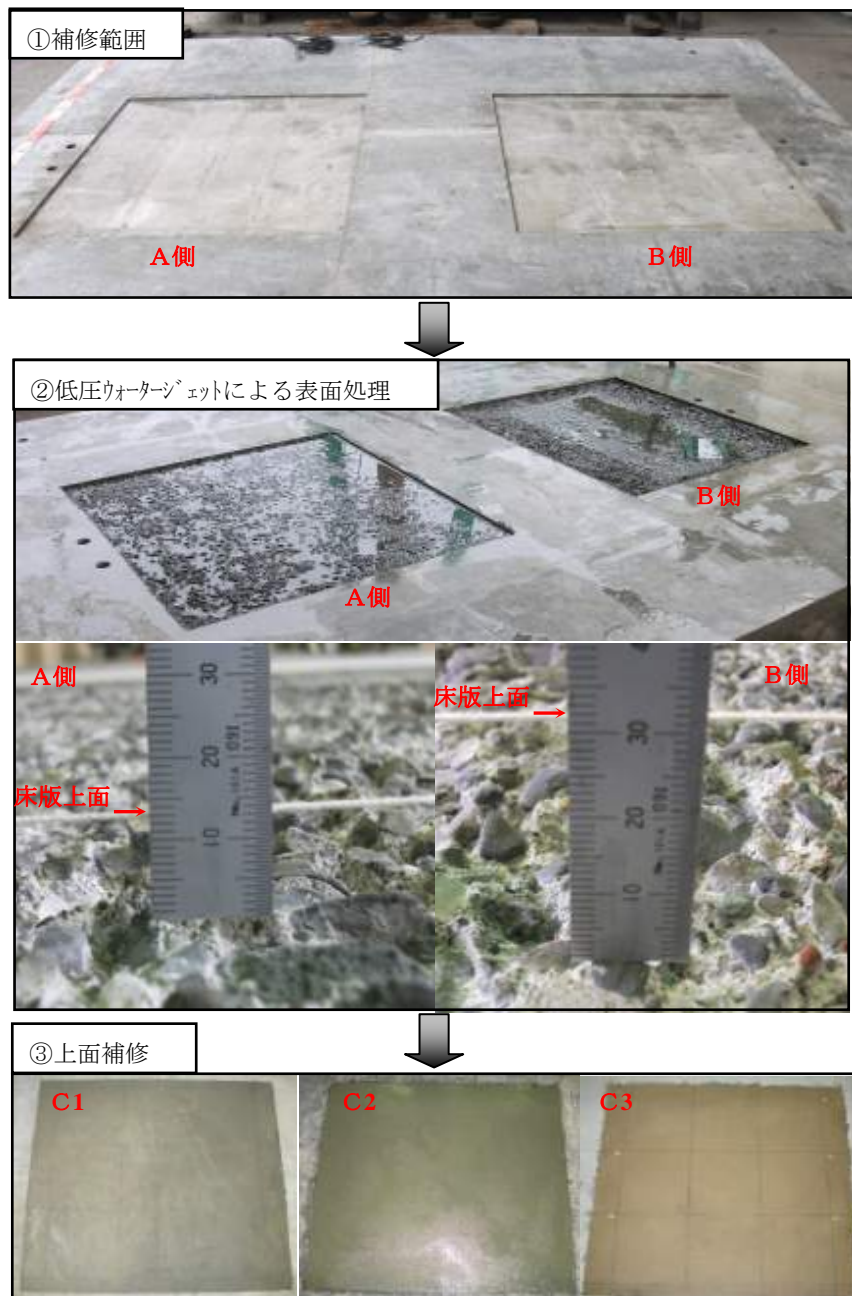


写真 5-1 上面補修手順

## 5.4 実験方法

実験には、第 2 章で説明したクランク式の輪荷重走行試験機を用いた。輪荷重は、床版中央に 200 mm（橋軸方向）×500 mm（橋軸直角方向）の載荷板を敷き並べ、その上を床版中央から走行方向前後 1,000 mm（全長 2,000 mm）の範囲で鉄輪を連続走行させた。RC 床版の橋軸直角方向端部は、支持桁上に丸鋼を介して回転のみを許容する 2 辺単純支持とし、橋軸方向の端部は床版の連続性を考慮し、横梁 H 鋼による 2 辺弾性支持とした。

本実験では、上面補修による RC 床版の疲労耐久性向上効果を効率的に評価するため、図 5-4 に示すような漸増階段状載荷で輪荷重走行実験を行った。なお、C0 供試体に対して C1～C3 供試体の載荷パターンの一部を変更して 150 kN 以降から 160 kN 一定載荷としているのは、上面補修部の剥離の進展等について損傷状況を詳細に確認することを目的としたためである。

実験中は、適時輪荷重走行を停止し、床版中央位置で輪荷重を静的に載荷することにより、床版下面のたわみ、ひび割れ状況、鉄筋ひずみなどの耐荷性を確認した。図 5-5 には、たわみおよび鉄筋ひずみの計測位置を示している。

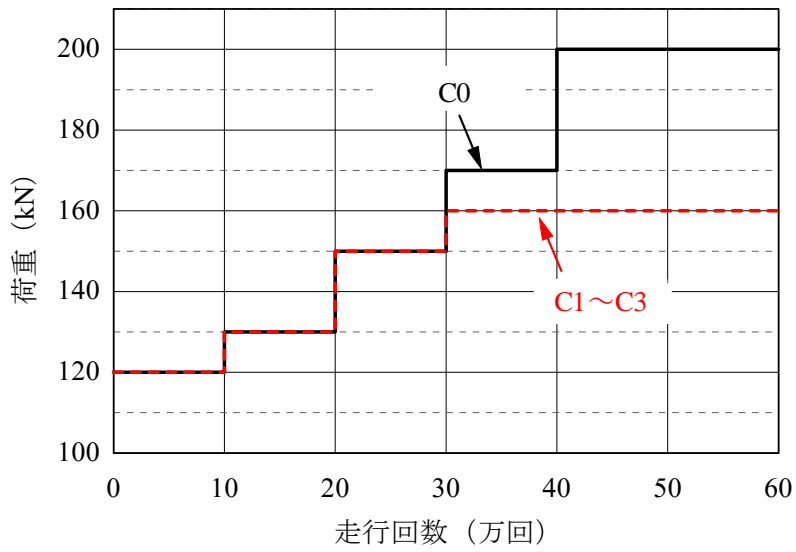


図 5-4 载荷プログラム

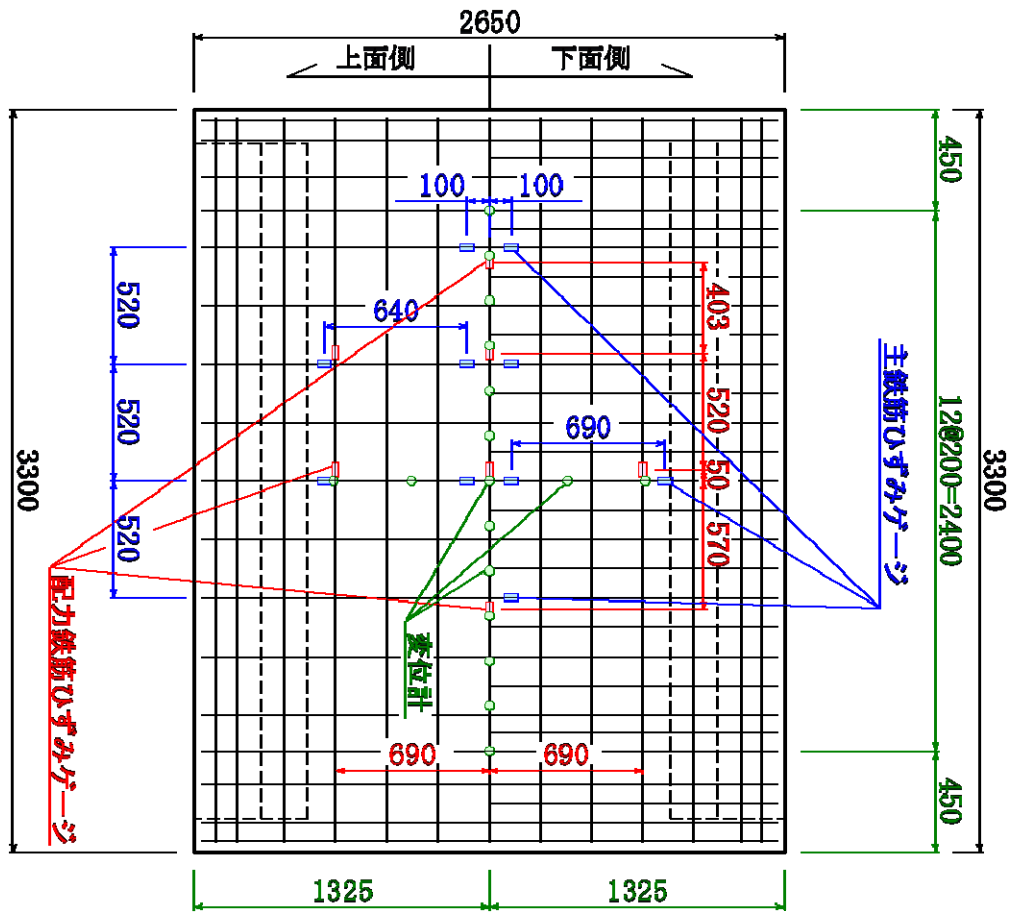


図 5-5 鉄筋ひずみ計測位置 (mm)

## 5.5 実験結果および考察

### 5.5.1 圧縮強度の違いを考慮した等価走行回数

前述の通り、C0 供試体のコンクリート強度が他の供試体の強度よりも大きいことから、式 (2.6) により求められる等価走行回数に対して式 (5.1) を適用し、コンクリートの圧縮強度の違いによる補正を行い、比較検討することとした。

$$N_{eq} = \sum \left( \frac{P_i}{P} \right)^m n_i \quad (2.6)$$

$$N_{eq35} = \sum \left( \frac{P_{sx35}}{P_{sx43.2}} \right)^m \cdot N_{eq43.2} \quad (5.1)$$

ここに、

- $N_{eq35}$  : コンクリートの圧縮強度が  $35\text{N/mm}^2$  の場合の等価走行回数 (回)
- $P_{sx35}$  : コンクリートの圧縮強度が  $35\text{N/mm}^2$  の場合の  $P_{sx}$  (=289.9kN)
- $P_{sx43.2}$  : コンクリートの圧縮強度が  $43.2\text{N/mm}^2$  の場合の  $P_{sx}$  (=316.4kN)
- $N_{eq43.2}$  : コンクリートの圧縮強度が  $43.2\text{N/mm}^2$  の場合の等価走行回数 (回)
- $m$  : S-N 曲線の傾きの逆数 (=12.76)

なお、S-N 曲線によらず  $P_{sx}$  の算定には異形鉄筋を対象とした式 (2.2) を用いている。

$$P_{sx} = 2\tau_{s\max} \cdot X_m \cdot B + 2\sigma_{t\max} \cdot C_m \cdot B \quad (2.2)$$

表 5-6 に、式 (5.1) により算出した等価走行回数を示す。

表 5-6 等価走行回数

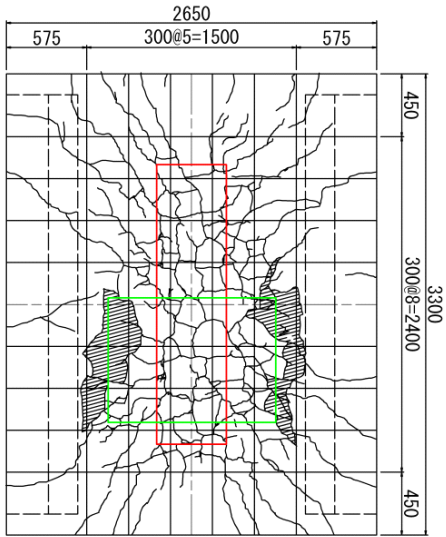
載荷荷重 (kN)	実験走行回数		等価走行回数		備考
	荷重毎の 走行回数(回)	累計走行 回数(回)	荷重毎の 走行回数(回)	累計走行 回数(回)	
C0					
120	100,000	100,000	5,800	5,800	
130	100,000	200,000	16,106	21,906	
150	100,000	300,000	100,000	121,906	
170	100,000	400,000	493,860	615,766	
200	18,100	418,100	711,045	1,326,811	C0破壊時
C1~C3					
120	100,000	100,000	5,800	5,800	
130	100,000	200,000	16,106	21,906	
150	100,000	300,000	100,000	121,906	
160	100,000	400,000	227,849	349,755	C3破壊時
	149,000	449,000	339,495	461,401	C1破壊時
	267,000	567,000	608,356	730,262	C2破壊時

### 5.5.2 床版下面の破壊性状

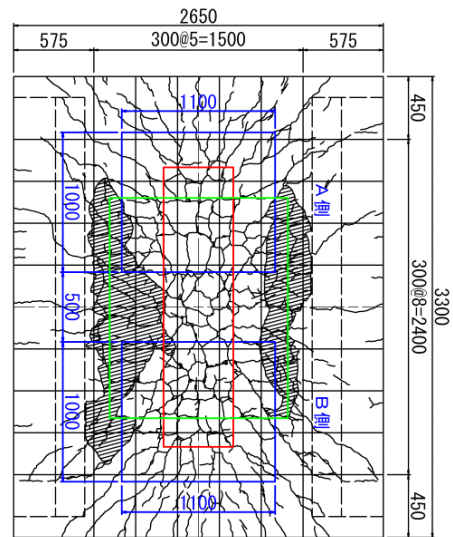
図 5-6 には、実験終了時における各供試体の床版下面の損傷状況を示している。なお、図中の赤線、青線および緑線はそれぞれ輪荷重の走行範囲、上面補修の範囲、および実験終了時における破壊領域を示している。また、黒色の斜線部は、コンクリートが剥落した領域を示している。なお、表 5-7 および表 5-8 には、それぞれ各供試体の破壊領域およびひび割れ密度を示している。

図より、いずれの試験体も押し抜きせん断破壊により終局に至り、走行範囲の両側ではコンクリートが橋軸方向に広範囲に渡って剥落していることが分かる。なお、表 5-7 に示しているように、C1~C3 供試体の橋軸方向破壊領域は、C0 供試体の場合に比較して約 1.6~1.9 倍大きい。また、表 5-8 に示しているように、実験終了時のひび割れ密度は、上面補修した C1~C3 供試体の場合が、無補修の C0 供試体に比べて、約 1.3~1.5 倍程度大きい。これは、補修材がコンクリートと一体化し、かつ板構造として荷重を分散したことによるものと推察される。また、破壊性状に及ぼす補修深さの影響は見られない。

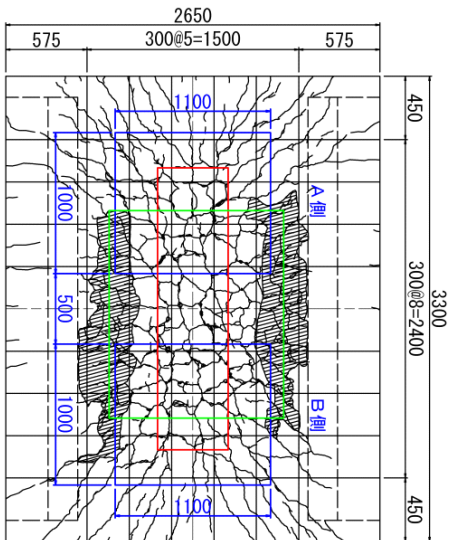
□ 走行範囲    □ 上面補修の範囲    □ 破壊領域



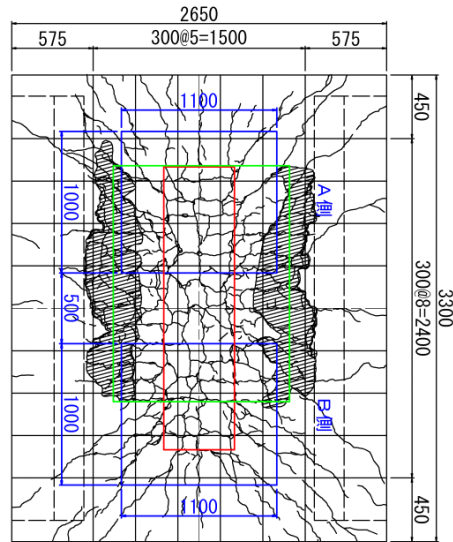
(a) C0 供試体



(b) C1 供試体



(c) C2 供試体



(d) C3 供試体

図 5-6 床版下面の損傷状況 (mm)

表 5-7 床版下面破壊領域

供試体名	破壊領域の幅 (mm)		C0 との比	
	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
C0	900	1,200	—	—
C1	1,580	1,280	1.76	1.07
C2	1,470	1,240	1.63	1.03
C3	1,670	1,250	1.86	1.04

表 5-8 床版下面ひび割れ密度

供試体名	ひび割れ密度 (m/m <sup>2</sup> )	C0 との比
C0	14.0	1.00
C1	17.9	1.28
C2	20.4	1.45
C3	20.5	1.46

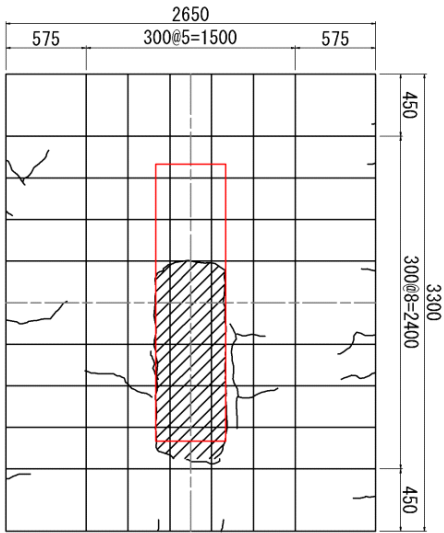
### 5.5.3 床版上面の破壊性状

図 5-7 には、実験終了時における各供試体の床版上面の損傷状況を示している。なお、図中の赤線および青線は、それぞれ輪荷重の走行範囲および上面補修の範囲を示している。また、斜線部はコンクリートの剥離範囲を示している。

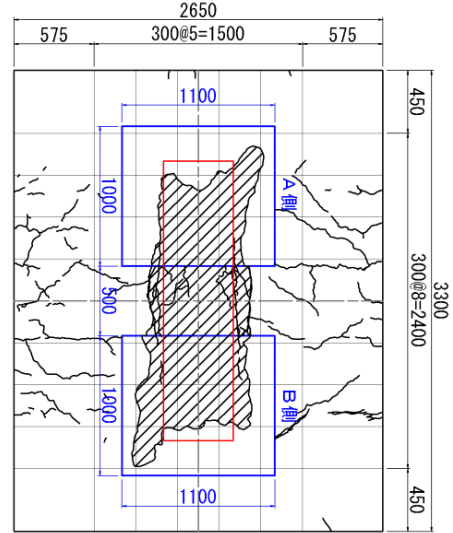
図より、C1～C3 供試体の上面コンクリートの橋軸方向の剥離範囲は、C0 供試体の場合よりも広いことが分かる。このような傾向は、前述の下面コンクリートの剥落範囲と対応している。また、C1～C3 供試体の上面コンクリートの橋軸直角方向の剥離範囲も C0 供試体の場合よりも広い。これは、上面補修に用いた補修材が剛性を有する板として挙動し、見かけの載荷幅が広がったことによるものと考えられる。また、このことが RC 版の疲労耐久性向上に寄与したものと推察される。



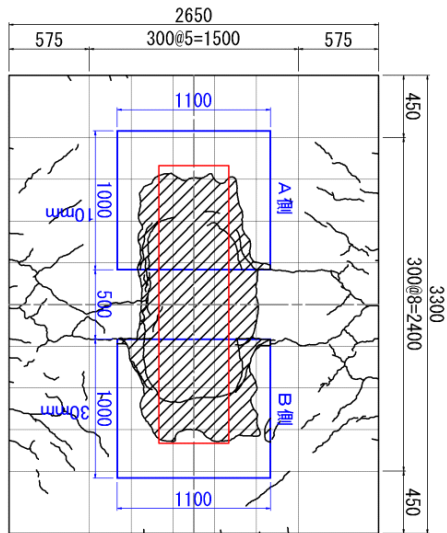
□ 走行範囲 □ 上面補修の範囲



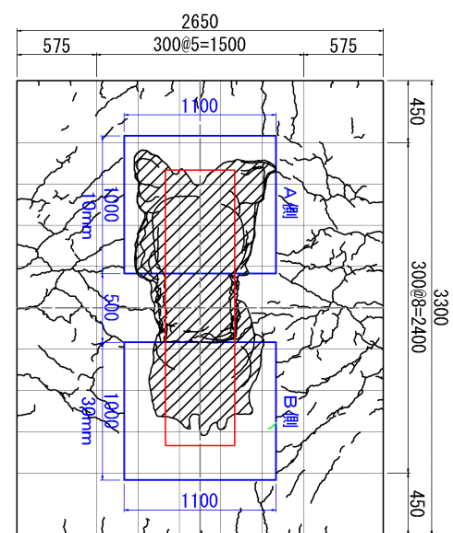
(a) C0 供試体



(b) C1 供試体

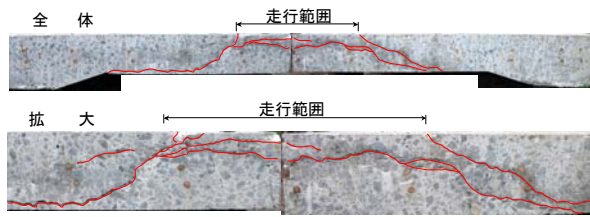


(c) C2 供試体

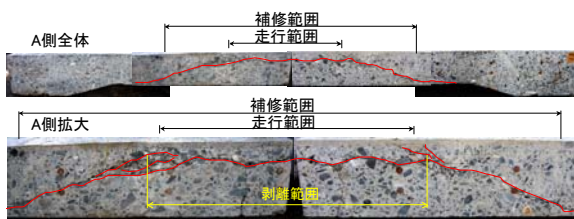
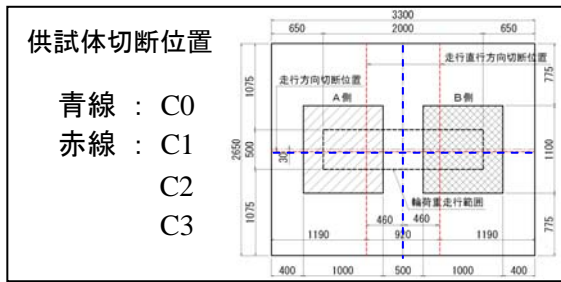


(d) C3 供試体

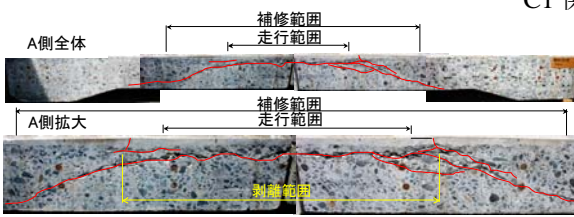
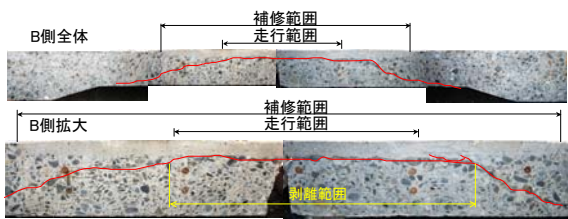
図 5-7 床版上面の損傷状況 (mm)



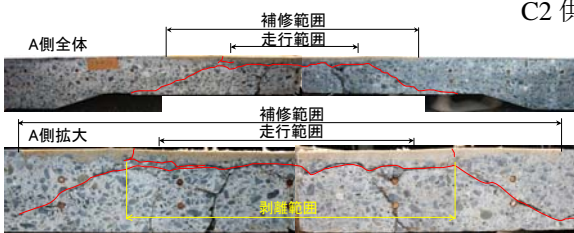
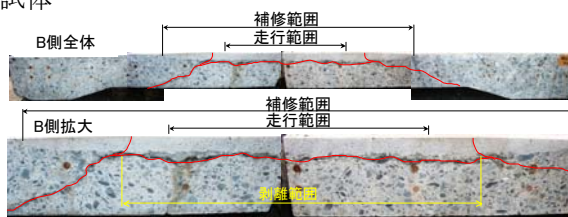
C0 供試体



C1 供試体

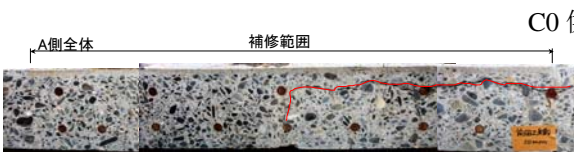
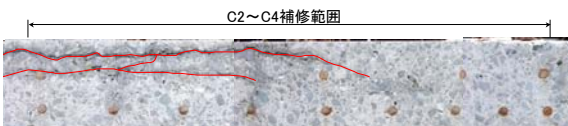
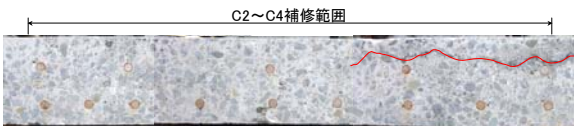


C2 供試体

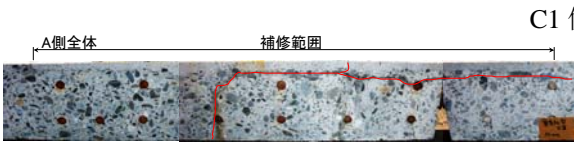
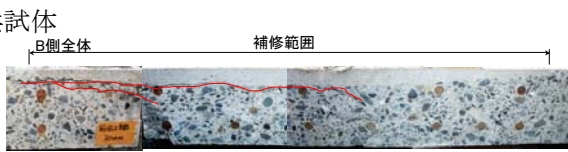


C3 供試体

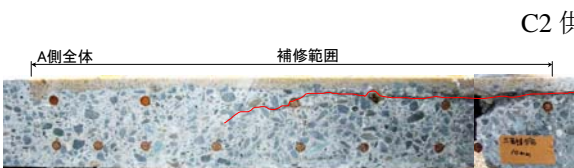
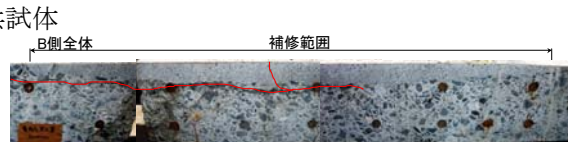
写真 5-2 切断面の損傷状況（橋軸直角方向）



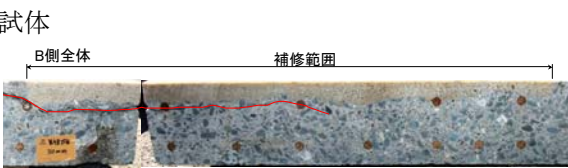
C0 供試体



C1 供試体



C2 供試体



C3 供試体

写真 5-3 切断面の損傷状況（橋軸方向）

#### 5.5.4 切断面の破壊性状

写真 5-2 および写真 5-3 には、それぞれ橋軸直角方向および橋軸行方向に対する供試体の切断写真を示している。写真より、C0 供試体の場合には、走行範囲の両端部から支点側に向かってせん断ひび割れが形成されていることが分かる。一方、上面補修した C1～C3 供試体の場合には、せん断ひび割れは、走行範囲よりも支点側の位置が起点となって発生している。特に、補修材厚さが大きい B 側においては、せん断ひび割れがより支点側で形成され、かつその角度が浅いためハンチ付近まで到達する傾向にある。なお、補修材には著しい損傷は見られない。

また、写真より走行範囲近傍の水平ひび割れは、補修材の種類や厚さに関わらず、補修材とコンクリートの界面ではなく、上側鉄筋配置位置に発生する傾向にあることが分かる。このことから、本実験に用いた補修材とコンクリートの付着性能は、繰返し載荷時においても十分に確保されているものと考えられる。

上面補修した供試体の破壊は、まず下面側にひび割れが発生し、次に上側鉄筋に沿ったひび割れが生じ剥離が進展することで、下面側床版コンクリートとの一体性が損なわれ破壊に至ったものと考えられる。なお、補修材の界面と上側鉄筋位置が近接する場合には、界面部にひび割れが移行する場合が見られる。

これらのことから、補修材とコンクリートの付着性能は高く、RC 床版を上面補修することで、補修材が剛な板のように作用するため、載荷荷重が分散しかつせん断ひび割れ発生範囲が拡大することにより、疲労耐久性が向上するものと考えられる。また、WJ 処理面は、写真 5-1②や写真 5-3 に見られるように凹凸形状になっているため、コンクリートと補修材のかみ合わせ効果により界面のせん断および付着性能が改善されているものと推察される。

表 5-9 橋軸直角方向—補修材剥離幅

供試体名	補修材剥離幅 (mm)		載荷幅との比
C1	A 側	650	1.30
	B 側	760	1.52
C2	A 側	690	1.38
	B 側	800	1.60
C3	A 側	920	1.84
	B 側	760	1.52

### 5.5.5 走行回数とたわみの関係

図 5-8 には、各供試体の床版中央におけるたわみと走行回数との関係を示している。図より、C0 供試体においては一定荷重状態におけるたわみの増加はほとんど見られないが、C1、C2 供試体では荷重 160 kN の 10 万回走行以降、C3 供試体では荷重 150 kN 載荷時、および 160 kN 載荷時において一定荷重時におけるたわみの増加が見られる。破壊時のたわみは、C0 供試体を 1 とした場合、C1、C2 供試体は 0.93 とほぼ同値であるが、C3 供試体は他の供試体と比べて 20 % 程度減少している。

図 5-9 には、各供試体の床版中央におけるたわみと等価走行回数との関係を示している。なお、C0 供試体の等価走行回数は、前述の式 (5.1) によりコンクリート強度の違いによる補正を行って整理している。具体的には、C0 供試体の圧縮強度が  $35 \text{ N/mm}^2$  である場合（以下、C0<sub>35</sub> 供試体）の等価走行回数を（式(5.1)）により算定し、C1～C3 供試体と比較することとした。表 5 -10 には、各供試体の走行回数および等価走行回数を示している。なお、上記により補正した走行回数も併せて示している。

ここでは、床版中央のたわみが急激に立ち上がる開始点を破壊と定義し、図中に矢印で示した。いずれの供試体も荷重と走行回数の増加に伴いたわみが増加し、終局時近傍では急激に増加していることが分かる。

破壊時の等価走行回数について、無補修の C0 供試体と上面補修した C1～C3 供試体を比較すると、C1 供試体で 1.06 倍、C2 供試体で 1.68 倍、C3 供試体で 0.80 倍であった。等価走行回数が最も少ない C3 供試体は、一定荷重時におけるたわみの増加が早期に見られ、破壊時のたわみ比が小さい傾向にある。C2 供試体は、荷重 160 kN の 10 万回走行程度までは他の供試体と同じたわみ値を示すものの、それ以降のたわみ増加は、他よりも緩やかであり破壊に至るまでの走行回数が最も多い結果となった。

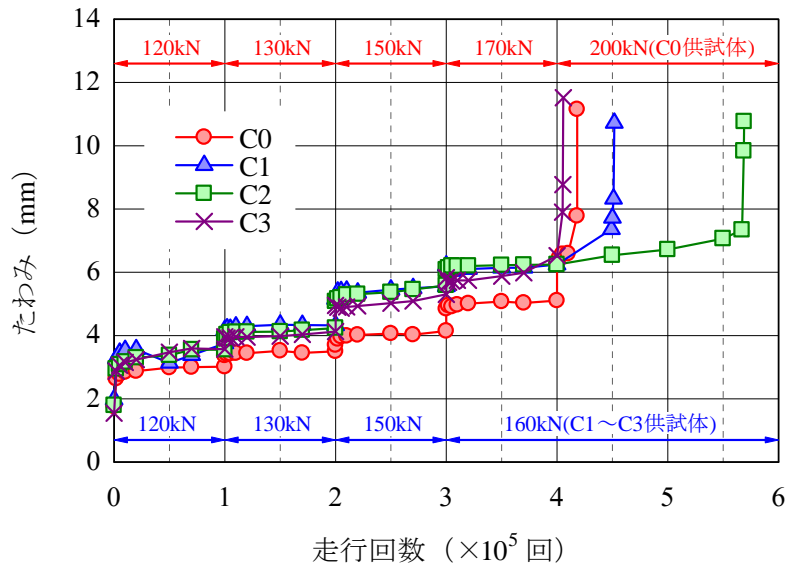


図 5-8 走行回数とたわみの関係

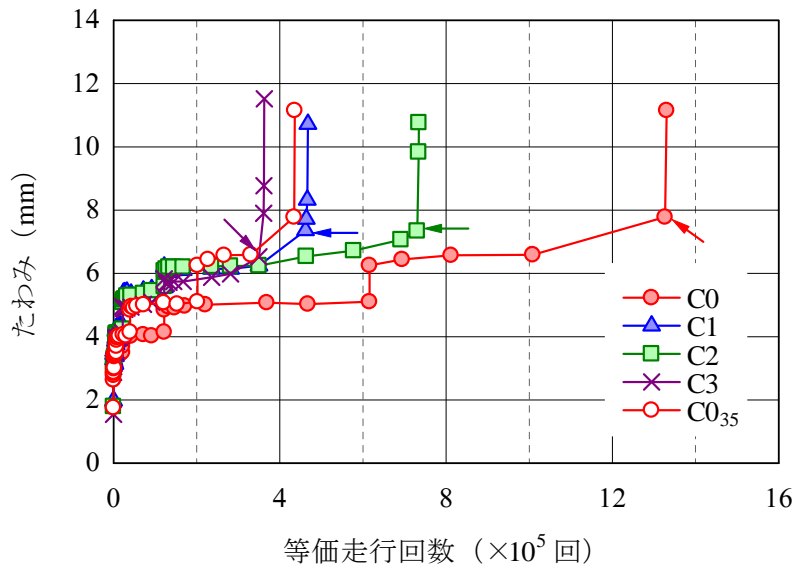


図 5-9 等価走行回数とたわみの関係

表 5-10 破壊時の走行回数および等価走行回数とたわみ

載荷荷重 (kN)	破壊時走行 回数(回)	等価走行回数(回)		たわみ(mm)	
			C0 <sub>35</sub> 比		C0比
C0	418,100	1,326,811	—	7.88	—
C0 <sub>35</sub>		434,589	1.00		1.00
C1	449,000	461,401	1.06	7.36	0.93
C2	567,000	730,262	1.68	7.34	0.93
C3	400,000	349,755	0.80	6.52	0.83

## 5.6 疲労寿命算定法に対する検討

表 5-11 には梁状化した RC 床版の押抜きせん断耐力，松井式から算出した走行回数，および等価走行回数の一覧を示している．また，図 5-10 には，圧縮強度換算した等価走行回数とせん断強度比  $P/P_{sx}$  との関係を示す．

図より，等価走行回数は，各供試体ともに松井式と丸鋼式との間に位置しており，疲労寿命の算定に丸鋼式を用いることで安全側の評価となることが分かる．

表 5-11 計算値と実験値の比較

		C0 <sub>35</sub>	C1	C2	C3
輪荷重	$P$	150.0	150.0	150.0	150.0
梁状化した押抜きせん断耐力	$P_{sx}$	289.9	296.9	293.4	301.1
せん断強度比	$S$	0.52	0.51	0.51	0.50
繰返し回数(式(2.1)による計算値)	$N_{call}$	938,162	1,270,711	1,093,201	1,520,452
繰返し回数(実験値)	$N_{exp}$	434,589	461,401	730,262	349,755
$N_{exp}/N_{call}$		0.46	0.36	0.67	0.23
C0 <sub>35</sub> との比率		1.00	1.06	1.68	0.80

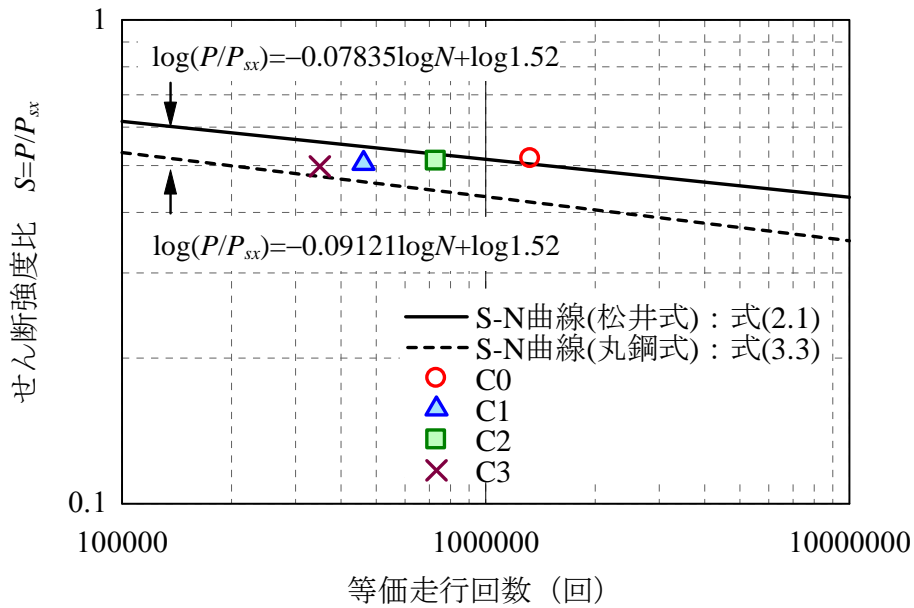


図 5-10 せん断強度比と等価走行回数の関係

## 5.7 補修材の剥離に関する検討

### 5.7.1 打音検査

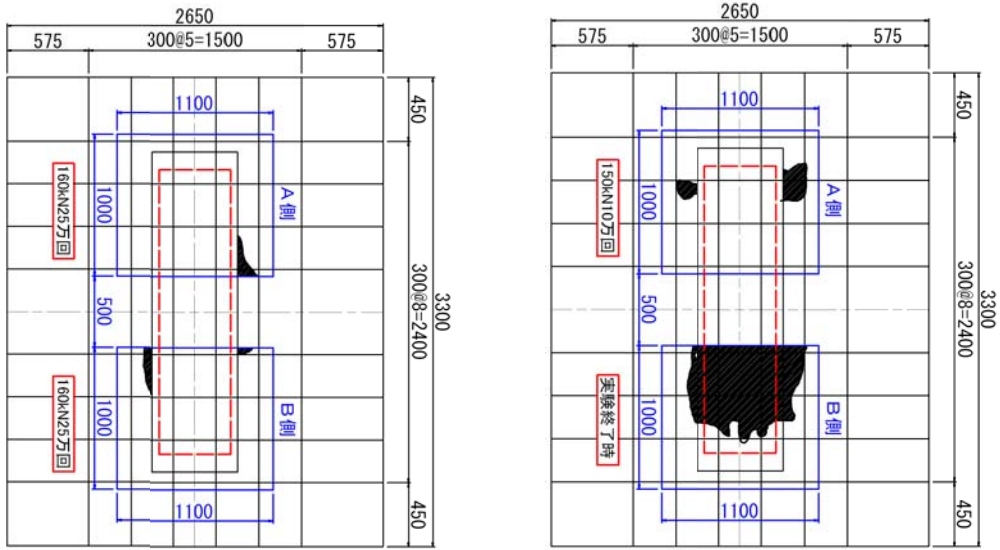
打音検査により補修材に剥離と想定させる変状が発生した際の等価走行回数を表 5-12, その時の剥離範囲を図 5-11 に示す. 打音検査は, 各荷重ステップにおいて 1, 2,000, 5,000, 10,000, 20,000, 50,000, 70,000 および 100,000 回時に実施し, これ以降は荷重が最大となるステップでたわみの変化を観測しながら詳細に実施した. なお, 輪荷重走行部は, 軌道装置があるため打音検査は実施していない.

C1 供試体については, A 側, B 側ともに実験終了時まで剥離は確認されなかったが, 破壊時において走行部全面が一気に剥離した. C2 供試体については, A 側, B 側ともに荷重 160 kN の 25 万回走行時に補修部の床版中央側端部で剥離と想定される打音変化が確認されたが, その範囲は比較的微小であった. C3 供試体については, A 側において荷重 150 kN の 10 万回走行時に補修範囲の中央付近で剥離が確認されたものの, B 側においては実験終了時まで剥離は確認されていない.



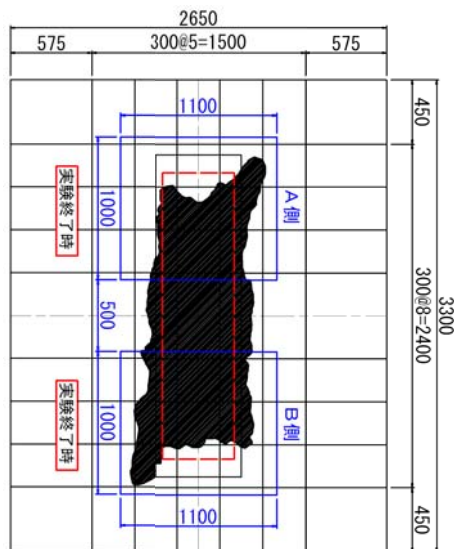
表 5-12 打音検査による剥離開始時の走行回数

供試体名	実験走行回数(回)		等価走行回数(回)	
	A側(10mm)	B側(30mm)	A側(10mm)	B側(30mm)
C1	449,000	449,000	461,401	461,401
C2	500,000	500,000	577,604	577,604
C3	270,000	400,000	91,906	349,755



(a) C1 供試体

(b) C2 供試体



(c) C3 供試体

図 5-11 打音検査により確認された補修材の剥離箇所 (mm)



## 5.7.2 相対たわみ

実際の剥離は走行部より進展するものと考えられるが、打音検査方法では、走行範囲における検査が実施できない。そこで、本実験では相対たわみに着目し検討を行った。ここで、相対たわみは、図 5-12 に示す A 側および B 側の荷重載荷位置に荷重を載荷した場合のたわみ計測点 D7 の値を基準とした相対たわみとし、A 側では計測点 D5 と D7 の測定差、B 側では D9 と D7 の測定差とした。

図 5-13 には、相対たわみと走行回数との関係を示している。図中には、打音検査によって剥離が確認された点、および勾配変化点も併せて示している。

図より、C0 供試体の場合には、一定荷重の間で相対たわみもほぼ一定値であることが分かる。一方、C1～C3 供試体の場合には、一定荷重時にも相対たわみの増加が見られる。

これらの相対たわみの増加は、上面補修材の剥離に関連しているものと考えると、相対たわみの勾配変化点以降の勾配が緩やかな C2 供試体は、C1 や C3 供試体に比べて、剥離がゆるやかに進行したものと推察される。これに対し、C1、C3 供試体は、勾配変化点からある程度急速に剥離が進行したため、C2 供試体と比較して早期の破壊に繋がったものと類推される。

表 5-13 には、相対たわみの勾配変化時の走行回数を示している。C2 供試体の場合には、破壊時の等価走行回数（表 5-11 参照）が C1 供試体の 1.6 倍程度であるのに対し、相対たわみの勾配が変化する際の等価走行回数は同一となった。

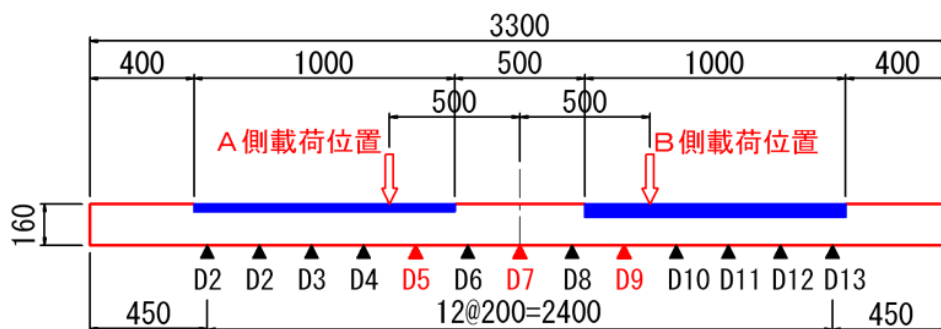
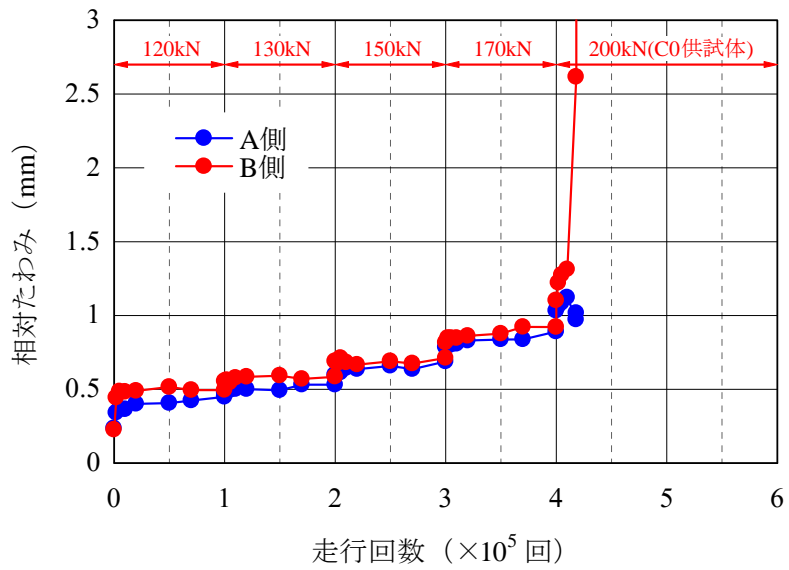
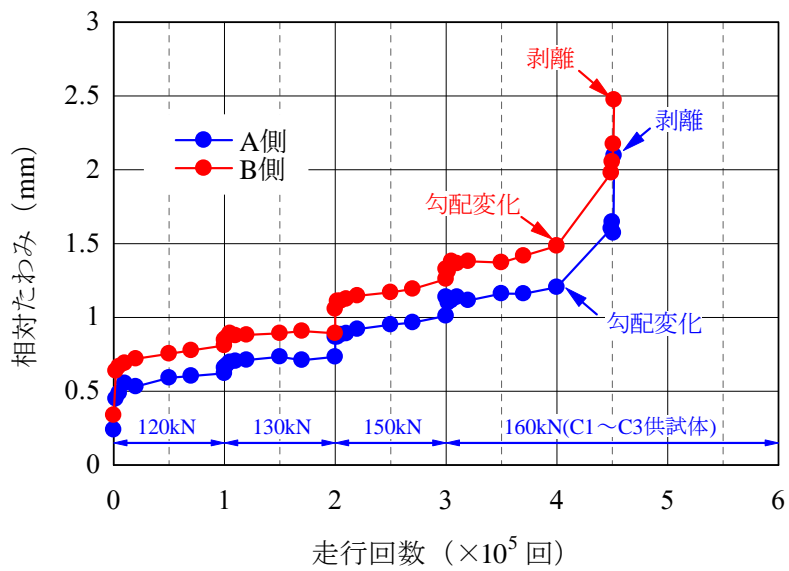


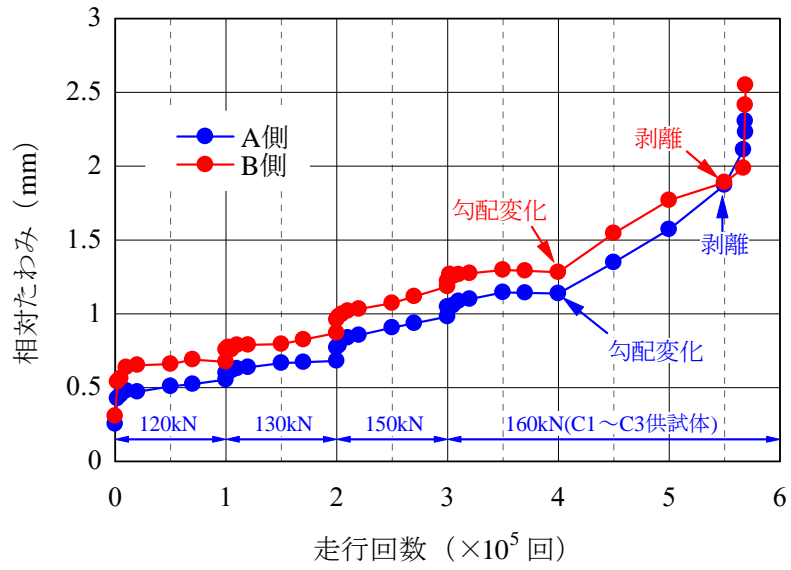
図 5-12 荷重載荷位置および変位計測位置断面 (mm)



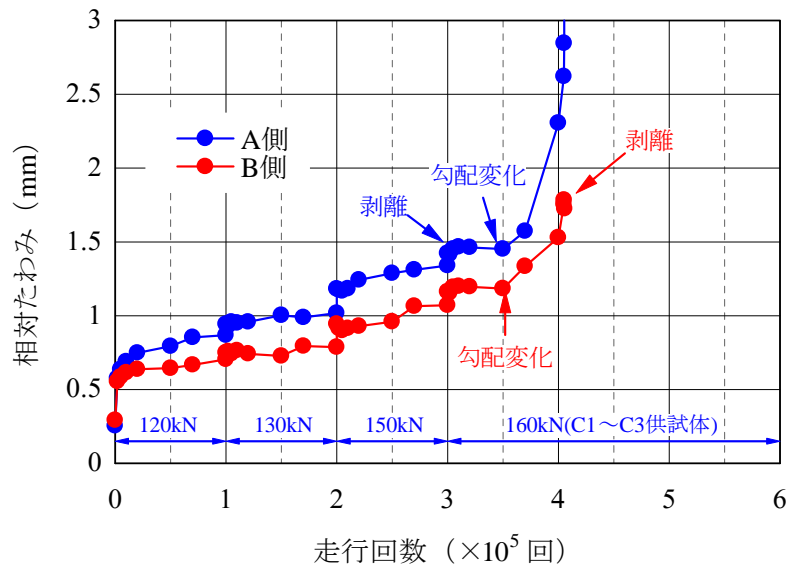
(a) C0 供試体



(b) C1 供試体



(c) C2 供試体



(d) C3 供試体

図 5-13 相対たわみと走行回数の関係

表 5-13 勾配変化点の走行回数

供試体名	実験走行回数(回)		等価走行回数(回)	
	A側(10mm)	B側(30mm)	A側(10mm)	B側(30mm)
C1	400,000	400,000	349,755	349,755
C2	400,000	400,000	349,755	349,755
C3	350,000	350,000	235,831	235,831

## 5.8 鉄筋のひずみに関する検討

図 5-14, 図 5-15 には, それぞれ各供試体の床版下面における橋軸直角方向鉄筋および橋軸方向鉄筋のひずみと走行回数との関係を示している. 図中のひずみは引張側を正として示している. 図より, C1 供試体の鉄筋ひずみは, C0 供試体と概ね同様の履歴を示していることが分かる. これは, C1 補修材は短繊維混入のポリマーセメントモルタルであり, 補修材料の物性値が母材である床版コンクリートに比較的近いためと考えられる.

C2 供試体の場合には, 橋軸直角方向のひずみが C0 供試体に比べて小さくなっているのに対し, 橋軸方向では C0 供試体よりも大きくなっている. これは, その後にゲージの断線が生じていることや他の供試体の初期ひずみからも適正な測定値では無いことも推察される. また, C0, C1, C3 供試体は, 走行回数の増加に伴いひずみが増加する傾向にあるが, C2 供試体においては, 走行回数が増加した場合にもひずみはほぼ一定であり, その後 160 kN 載荷時からゆるやかな減少傾向となっている.

図 5-16 および図 5-17 には, 橋軸直角方向鉄筋および橋軸方向鉄筋のスパン中央部における鉄筋ひずみの断面分布を示している. なお, 図 5-16 の橋軸直角方向は破壊時直前の値を示し, 図 5-17 の橋軸方向は荷重 130 kN の 1 万回走行時の値を示す (C3 上側は測定不能).

図 5-16 より, 橋軸直角方向のひずみでは, 破壊直前までいずれの補修供試体も圧縮領域は保持されているが, C0 供試体は上面かぶり部分が圧縮破壊により損傷したことにより, 部材全厚が引張の傾向を示している. また, ひずみ勾配は全体に大きい傾向を示す. 他方, 図 5-17 の橋軸方向ひずみは初期の 1 万回を示すが, この時点では C0 供試体のひずみ勾配は小さく, 補修供試体のひずみ勾配はすでに大きく推移し床版全体が引張り傾向を示している.

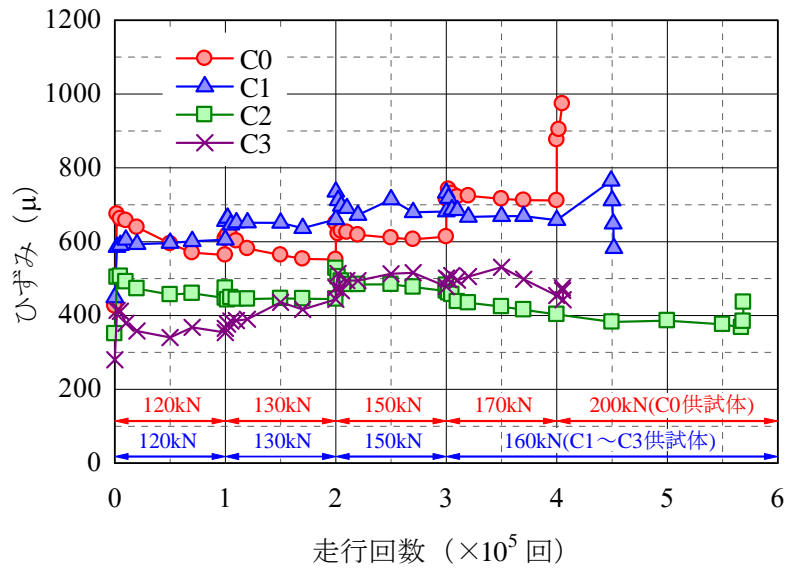


図 5-14 鉄筋ひずみと走行回数  
 (橋軸直角方向, 下面鉄筋スパン中央部)

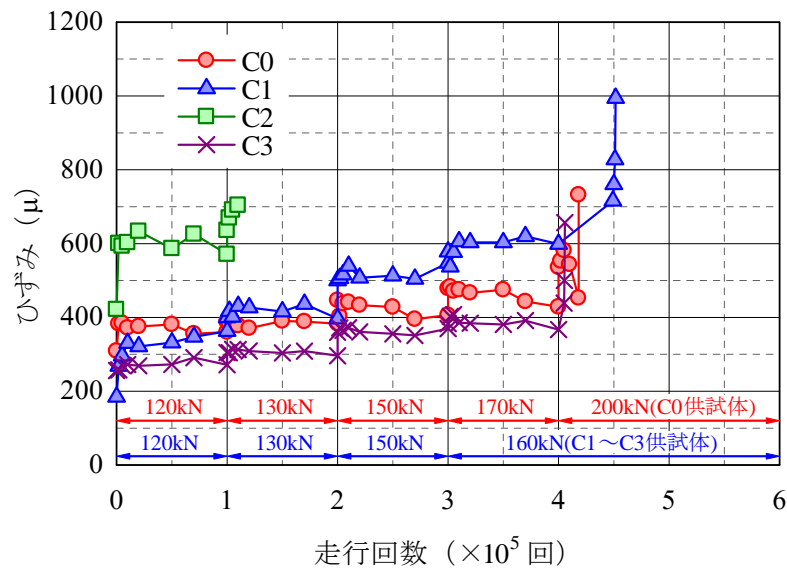


図 5-15 鉄筋ひずみと走行回数  
 (橋軸方向, 下面鉄筋スパン中央部)

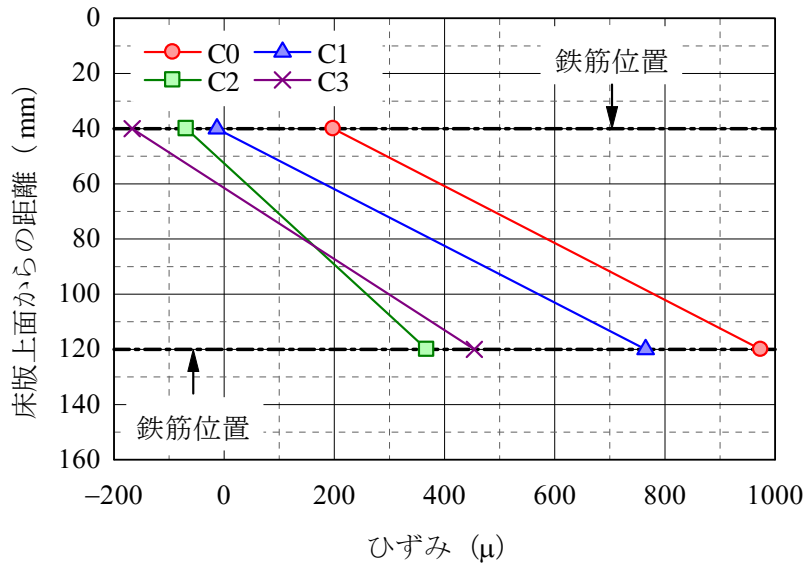


図 5-16 鉄筋ひずみの断面分布  
(橋軸直角方向断面, スパン中央, 破壊時)

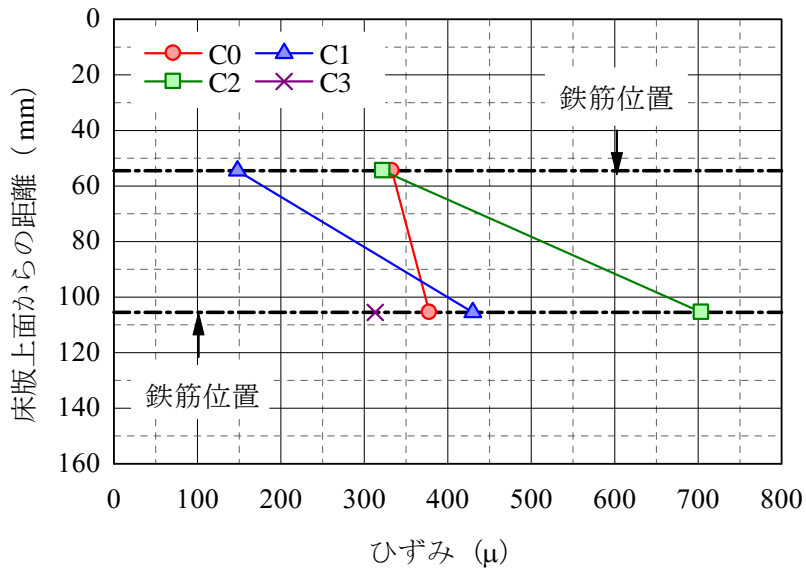


図 5-17 鉄筋ひずみの断面分布  
(橋軸方向断面, スパン中央, 130kN-1万回目)

## 5.9 まとめ

本章では、予防保全の観点から積雪寒冷地域における凍害等による RC 床版上面の劣化が比較的浅い場合の補修工法の確立を目的として、3 タイプの補修材料を用いた上面補修供試体を製作し、輪荷重走行試験による耐荷力性能と疲労耐久性を評価した。本実験により得られた知見を述べると、以下の通りである。

- 1) 補修供試体の破壊形態は、補修材の種類によらずいずれも押抜きせん断破壊であった。補修材が一体性を失うまでは荷重の分散効果が働き、下面側の破壊領域およびひび割れ密度が、C0 供試体の 1.6~1.9 倍、1.3~1.5 倍になることが確認できた。
- 2) 補修供試体の場合には、補修厚さに関係なく、C0 供試体と同様、床版上面から 30 mm 程度の圧縮側主鉄筋近傍に剥離が生じたことから、補修材と床版コンクリートの付着性能は良好である。
- 3) 補修供試体の切断面について詳細に観察すると、テーパ部があることによる端部からの剥離の進行抑止と、WJ 工法を用いた表面処理によるコンクリートと補修材料界面における異形化によるかみ合わせ効果がせん断付着抵抗に大きく寄与しているものと考えられる。
- 4) 補修供試体の等価走行回数およびたわみは、C0<sub>35</sub> 供試体と概ね同程度の範囲であり、ほぼ同じ性能を有していると考えられる。
- 5) 本実験の範囲内では、C2 供試体が他の補修供試体と比較してやや高い性能を有しているものと考えられる。また、実験での走行回数は松井式と丸鋼式との間に位置し、疲労寿命の算定に丸鋼式を用いることにより安全側の評価となることが明らかになった。

## 第6章 上面補修と下面補強をした丸鋼 RC 床版の疲労耐久性

### 6.1 はじめに

前章までは、活荷重に伴う床版下面ひび割れに着目した疲労耐久性向上に寄与する下面補強工法および凍害損傷を受けた部分を除去・補修する上面補修工法の2案について検討を行った。しかしながら、現橋の実態調査では、上面の凍害劣化と下面の疲労損傷が同時に生じている床版が少なくないこと、および、床版上面の補修後の評価で残存する設計供用年数が満足できない場合等では、上面の補修に加えて床版下面より補強を行い活荷重に対する疲労耐久性の向上を図る必要がある。

そこで本検討では、丸鋼 RC 床版において、上面には劣化部の除去と断面修復、下面には CFRP シートによる接着補強を採用し、これらを組み合わせた場合の疲労耐久性向上効果について検討を行うこととした<sup>1)</sup>。具体的には、北海道内の50年前に架設された鋼鈹桁橋の RC 床版をモデルに丸鋼 RC 床版供試体を製作し、凍害劣化を模擬して上面をウォータージェット（以後、WJ）によりはつり、超速硬コンクリートにより断面修復したのち、下面に CFRP シート接着による補強を行い、その補強効果について輪荷重走行試験により検証した。また、これらの対策工法を用いた場合の工事費用を算出し、従来工法との比較により経済性についても評価した。

### 6.2 供試体および実験方法

#### 6.2.1 供試体の諸元

実験用床版は、北海道内の昭和39年に架設された橋長44mの2径間単純 RC 床版合成鈹桁橋を対象として製作した。橋梁の概要、床版諸元および一般図をそれぞれ表6-1、表6-2、図6-1に示す。本橋梁は昭和39年に架設され、約50年間が経過している。床版は RC 床版であり、鉄筋には SR240 の丸鋼が用いられている。実橋からコアを採取して測定したコンクリートの圧縮強度は  $42.4 \text{ N/mm}^2$  であった。

写真6-1には、床版の劣化状況を示している。床版上面では、全体に舗装の損傷が進行しており、凍害劣化深さは1cmで、一部ポットホールが発生している状況であった。床版下面では、全体にひび割れが発生しており、エフロッセンスも見られた。また、2方向ひび割れと亀甲状ひび割れが集中しており、ひび割れ密度が  $10 \text{ m/m}^2$  を超えている。国土交通省に基づく橋梁点検結果による判定は、床版の打ち換えに相当する。



この橋梁の RC 床版を模擬して表 6-3 に示す実験床版を製作した。

表 6-1 検討対象橋梁の概要

架設年次	昭和 39 年 11 月
適用示方書	昭和 31 年
設計活荷重	TL-14 (2 等橋)
橋長	44 m
支間長	2@21.35 m
幅員	3.0 + 3.0 = 6.0 m
上部工形式	2 径間単純合成鈹桁

表 6-2 検討対象床版の諸元

コンクリート強度	42.4 N/mm <sup>2</sup>
静弾性係数	3.18 × 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>
床版厚さ	16.0 cm
主鉄筋 (上面) SR240	φ16@260
主鉄筋 (下面) SR240	φ16@130
配力鉄筋 SR240	φ16@230
主鉄筋かぶり (上面)	4.0 cm
主鉄筋かぶり (下面)	4.0 cm

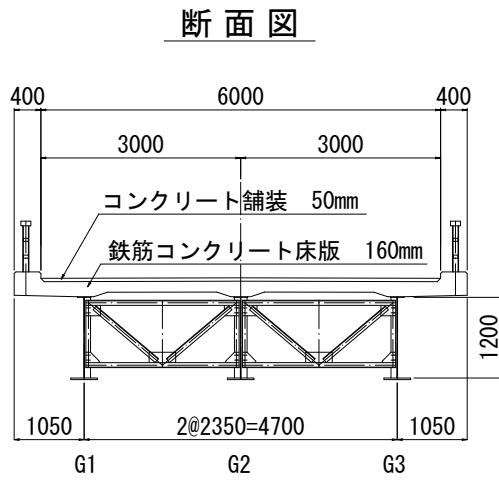
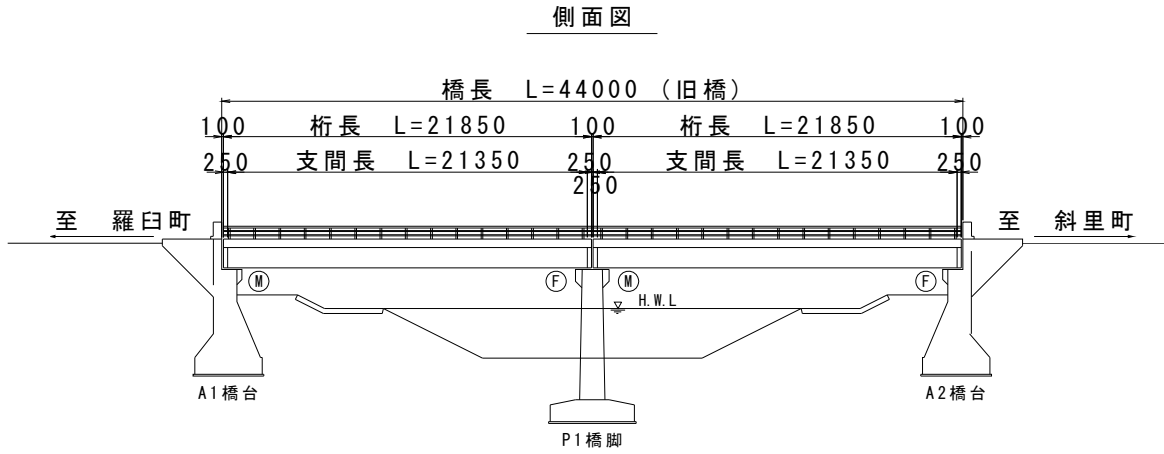


図 6-1 検討対象橋梁の一般図 ( mm )



(a) 床版上面の劣化状況



(b) 床版下面の劣化状況（エフロレッセンス）

写真 6-1 床版の劣化状況

表 6-3 実験床版の諸元

コンクリート強度 $f'_c$	N/mm <sup>2</sup>	45.3
静弾性係数 $E_c$	N/mm <sup>2</sup>	31,800
床版厚さ $t$	mm	160
主鉄筋（上面）	—	$\phi 16@260$
主鉄筋（下面）	—	$\phi 16@130$
配力鉄筋（上下面共通）	—	$\phi 13@230$
主鉄筋かぶり（上面）	mm	40
主鉄筋かぶり（下面）	mm	40
床版寸法（橋軸方向）	mm	3,300
（橋軸直角方向）	mm	2,650
支持桁間隔	mm	2,350

## 6.2.2 供試体の補強方法

本実験では、表 6-4 に示す 2 体の丸鋼 RC 床版を製作した。No.1 供試体は、補強を行わない基準床版である。No.2 供試体は、床版上面の凍害劣化を補修した後に下面を CFRP シート補強することを模擬した供試体である。図 6-2 および写真 6-2 には、それぞれ No.2 供試体の実験フローおよび供試体製作状況を示している。予備載荷により床版下面にひび割れ損傷を発生させた後、上面の凍害劣化部の補修を想定して、上面の深さ 20 mm まで WJ ではつりを行い、輪荷重載荷ブロックの範囲は 80 cm のポットホールを考慮して上側鉄筋に定着するように再度 WJ で総厚 70 mm までコンクリートを除去した。その後、剛性を床版の初期剛性に戻し耐荷力を回復するために超速硬セメントコンクリートを用いて当初の床版厚まで断面修復した後、必要残存寿命を満足するせん断耐力を確保するために下面を CFRP シートにより補強した。床版下面の補強仕様は、図 6-3 に示すように 25 cm 幅の CFRP シートを 10 cm の間隔（間隔 ≤ 有効高さ）で接着する格子接着とした。CFRP シートには、表 6-5 に示すストランド型炭素繊維シートを使用した。

CFRP シートの補強量は、実橋梁における補修・補強事例に基づき、大型車交通量や床版の残存供用年数から決定している。すなわち、交通センサスを基に残存供用年数（目標耐用年数）を満足するための必要せん断耐力を求め、式 (4.2) の下面シート補強に伴う配力鉄筋による剥離破壊耐力分を考慮した押抜きせん断耐力<sup>2)</sup>が必要せん断耐力を上回るようにシートの引張剛性を決定する。

$$P_{sycl} = 2B(\tau_{smax} \cdot X_m + \sigma_{tmax} \cdot C_m) + 2\{0.25\sigma_{tmax} \cdot C_d(a + 2d_m)\} \quad (4.2)$$

表 6-6 に示すように、床版上面 1 cm の凍害劣化を考慮した現時点での RC 床版の押抜きせん断耐力は 285.2 kN である。これに対し、本橋を今後 100 年間供用すると考えたときの必要押抜きせん断耐力は 360.6 kN であり、現況の床版では耐力不足となる。対策として、下面シート補強を行った場合には、式 (4.1) から得られる押抜きせん断耐力は 367.8 kN であり、必要せん断耐力を上回る。また、補強床版の耐久年数は、図 6-4 に示すように現況床版の残存供用年数 56 年および目標である 100 年を上回る約 127 年となり、疲労耐久性が約 25 倍となる。

CFRP シートの接着は、1 層目を主筋方向、2 層目を配力筋方向とした。コンクリート表面をディスクサンダーでケレンした後、プライマー塗布およびエポキシパテによる不陸修正は行わずにペースト状の接着剤を塗布して CFRP シートを貼り付けた。1 層目の主筋方向はハンチ手前まで接着し、予め接着したハンチ補強シートと重ね継手で接続した。2 層目の配力筋方向シートは、実橋での継手接続を考慮して 2 分割してラップ長 100 mm の重ね継手で接続した。

表 6-4 供試体の種類

No.	下面補強	上面劣化・補修	載荷位置
No.1	なし	なし	中央
No.2	CFRP シート	超速硬コンクリートで 70 mm 断面修復	中央

表 6-5 CFRP シートの材料特性

連続繊維	高強度型炭素繊維
形状	ストランド型シート
繊維目付量	600 g/m <sup>2</sup>
設計厚さ	0.333 mm
引張強度	3,950 N/mm <sup>2</sup> [3,400 N/mm <sup>2</sup> 以上]
ヤング係数	2.59 × 10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> [2.45 × 10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> ]

[ ] 内は規格値

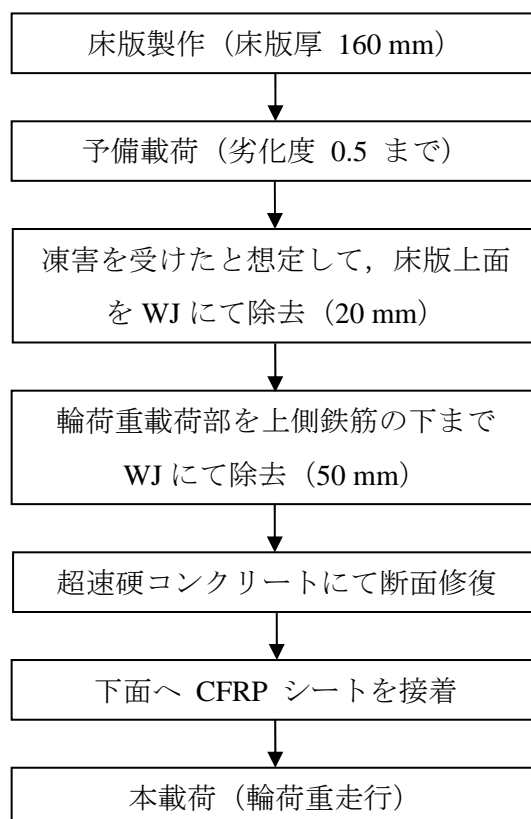


図 6-2 補修・補強供試体 (No.2 供試体) の実験フロー



(a) WJ 施工後



(b) 上面断面修復後



(c) CFRP シート接着後

写真 6-2 補修・補強供試体 (No.2) の製作状況

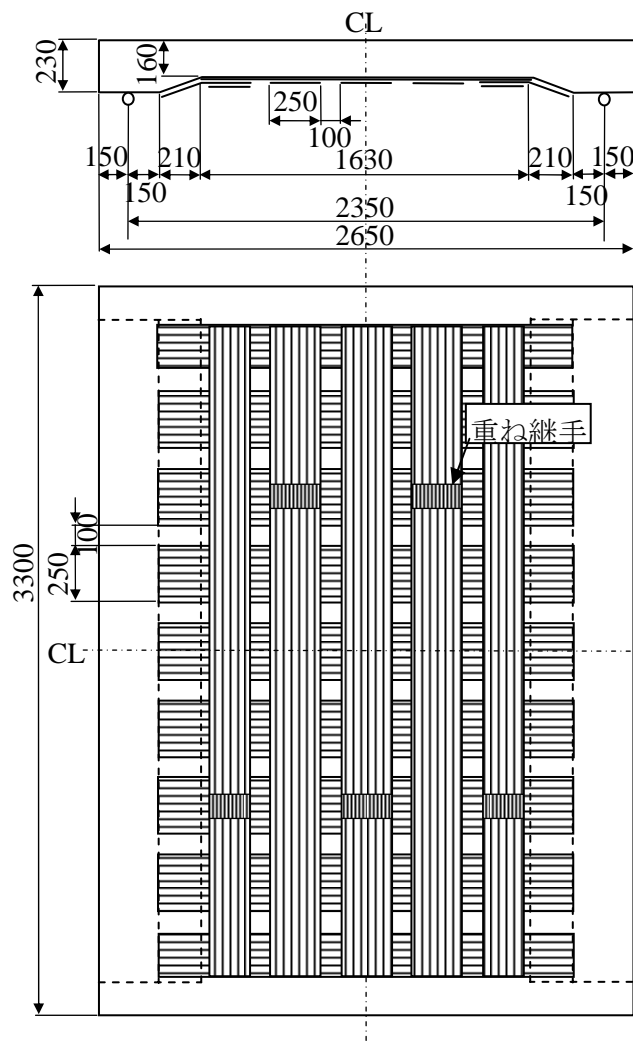


図 6-3 CFRP シート貼付図 (mm)

表 6-6 必要せん断耐力

目標耐用年数	100 年
大型車交通量	420 台/日
累計大型車交通量	15,330,000 台
1 輪荷重 (衝撃考慮)	150 kN
必要せん断耐力	360.6 kN
現在の床版せん断耐力	285.2 kN

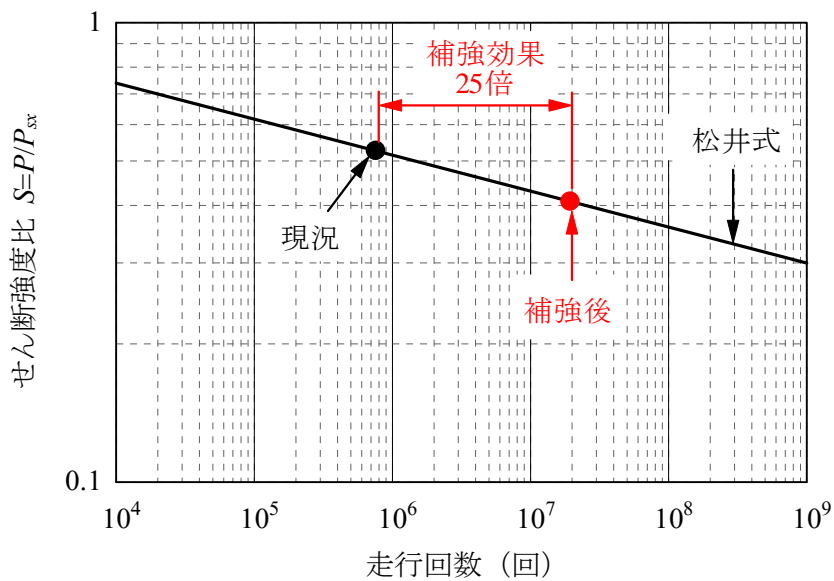


図 6-4 補強効果の評価

### 6.2.3 実験方法

実験には、第 2 章で説明したクランク式の輪荷重走行試験機を用いた。輪荷重は、床版中央に 200 mm (橋軸方向) × 500 mm (橋軸直角方向) の載荷板を敷き並べ、その上を床版中央から走行方向前後 1,000 mm (全長 2,000 mm) の範囲で鉄輪を連続走行させた。

供試体は支持桁上に丸鋼を介して 2 辺単純支持し、橋軸方向の端部は横梁により 2 辺弾性支持とした。

No.2 供試体は補強前に予備載荷としてたわみによる劣化度 (式(4.3)) が 0.5 となるまで床版中央に輪荷重を走行させて損傷を与えた。

$$D_{\delta} = \frac{w - w_0}{w_c - w_0} \quad (4.3)$$

輪荷重は、図 6-5 に示すように、荷重 120, 130, 150, 170, 200, 230 および 260 kN でそれぞれ 10 万回走行させる載荷プログラムとした。



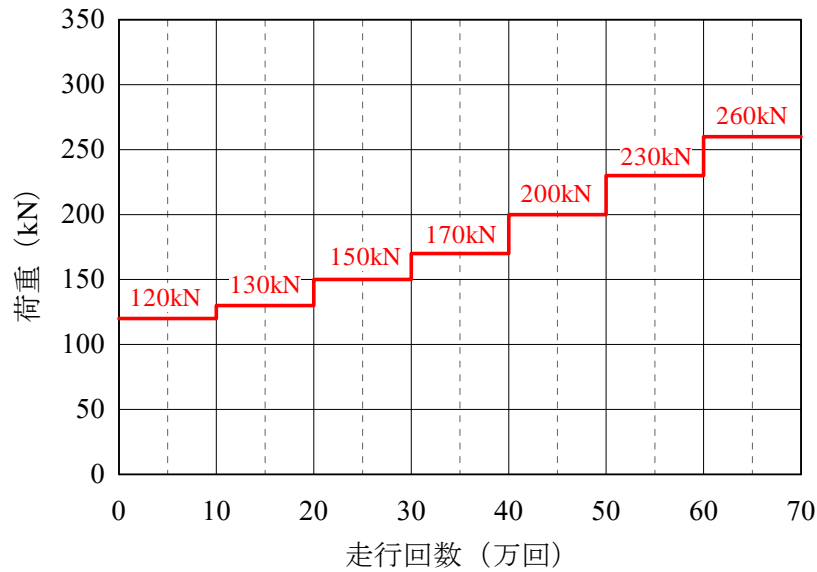


図 6-5 荷重プログラム

### 6.3 実験結果と考察

#### 6.3.1 初期損傷と上面補修および下面補強後の床版剛性

No.2 供試体の場合には、荷重 120 および 130 kN でそれぞれ 10 万回、150 kN で 2 千回走行した時点で活荷重たわみが 4.1 mm まで増加し、たわみの劣化度 0.5 に達したため載荷を一時停止した。薄板解析による理論たわみは、全断面有効の場合、無補強 1.62 mm、下面補強後 1.15 mm、引張側コンクリート無視の場合、無補強 6.42 mm、下面補強後 4.44 mm であった。

図 6-6 には、①予備載荷開始前、②予備載荷終了時、③上面はつり後、④上面断面復旧後、⑤下面シート補強後における荷重とたわみの関係を示している。図より、①予備載荷開始前と⑤下面シート補強後、②予備載荷終了時と④上面断面復旧後でたわみおよび曲げ剛性がほぼ等しくなっていることが分かる。図 6-7 には、各状態における剛性を比較した結果を示している。図より、②の床版下面の疲労損傷と③の床版上面の凍害劣化を受けた状態に上面補修による復旧を行っても健全時の剛性を回復するには至らないことが分かる。疲労損傷を受ける前までの状態に曲げ剛性を回復するには、下面側シート補強が必要となる。その結果、たわみは補強前の約 1/2 まで低減され、曲げ剛性は予備載荷前の無損傷時の剛性とほぼ同等となることが確認された。

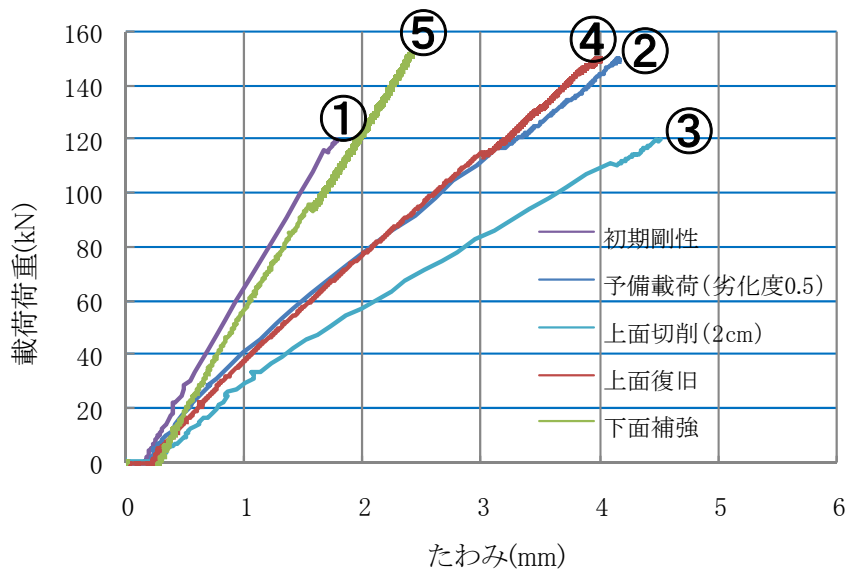


図 6-6 状態別の荷重とたわみの関係

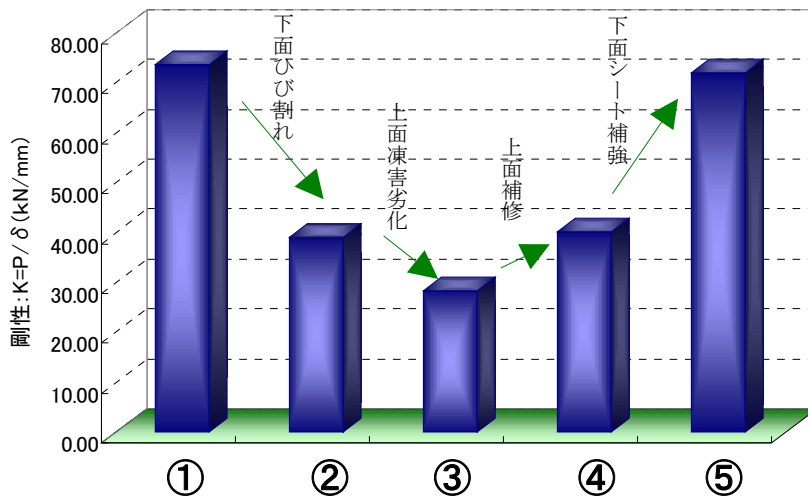


図 6-7 剛性の比較

### 6.3.2 たわみの変化と破壊状況

図 6-8 に中央載荷時の床版中央の活荷重たわみと走行回数との関係を示す。無補強の No.1 供試体は、200 kN に荷重を増加させた直後にたわみが急増し、荷重 200 kN の 1.82 万回走行時に活荷重たわみが 11.15 mm に増加して押抜きせん断により破壊した。

上面を断面修復後下面補強した No.2 供試体の活荷重たわみは、同じ荷重ステップではほぼ同等で無補強の No.1 供試体より小さく、No.1 供試体の破壊した 200 kN 載荷時でもたわみは安定していた。No.2 供試体は荷重 260 kN の 6 万回載荷以降においてたわみが急増し押抜きせん断破壊によって終局に至った。床版上面には載荷ブロック端部で陥没が見られた。また、橋軸直角方向に約 30 cm 間隔の貫通ひびわれが見られ、終局時には梁状化していることが確認された。

試験終了後の下面の状況を写真 6-3 に示す。床版コンクリートの押抜きせん断破壊部の境界で CFRP シートが剥離していたものの、端部では接着が維持されており、支間中央部がハンモック状に吊り下がった状態であった。CFRP シートの剥離は、コンクリートと CFRP シートの界面ではなくコンクリートの表層側内部で剥離し、CFRP シートとコンクリートが付着した状態であった。CFRP シートの破断やシートの重ね継手部の剥離は生じていなかった。

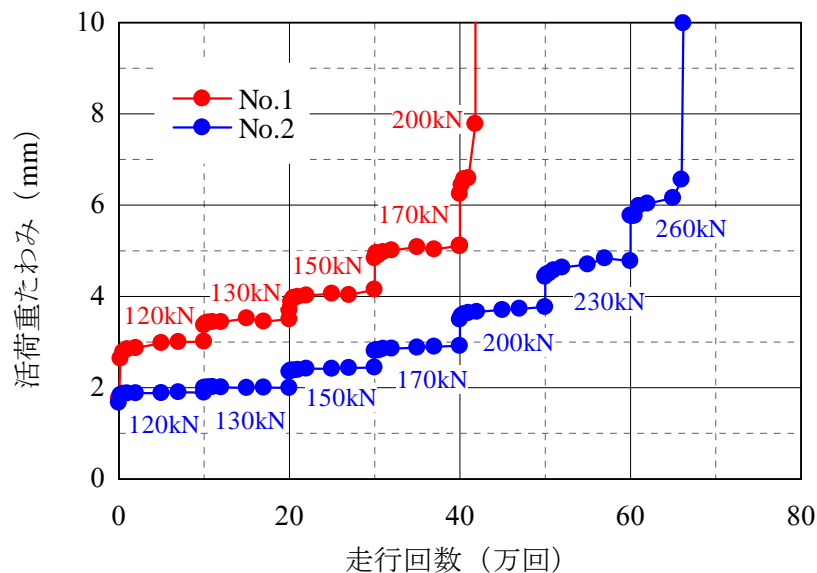


図 6-8 走行回数と活荷重たわみ（中央載荷）



写真 6-3 No.2 実験終了時の下面の状況

### 6.3.3 鉄筋およびシートひずみの変化

図 6-9 に床版中央下側主鉄筋のひずみと走行回数との関係を示す。無補強の No.1 供試体の主鉄筋ひずみは各荷重ステップの初期で最大で、同じ荷重ステップでは載荷回数とともにひずみが減少する鋸刃状の傾向を示し、特に荷重 170 kN で減少傾向が顕著である。これは本実験では丸鋼を用いているため繰返し載荷により鉄筋の付着切れが進行していくためと考えられる。

下面補強した No.2 供試体の主鉄筋ひずみは、No.1 供試体の概ね 1/2 程度に大幅に低減されている。また各荷重ステップでの鉄筋ひずみはほぼ一定となっており、No.1 供試体のようにひずみが鋸刃状に低下する傾向は見られない。これは、床版下面の CFRP シートが引張力を分担し鉄筋の応力が低減されるとともに、ひび割れの開閉動を拘束するため鉄筋のひび割れ近傍での付着切れを抑制したためと考えられる。

図 6-10 には、床版下面中央橋軸直角方向の CFRP シートのひずみと走行回数との関係を示している。図より、CFRP シートのひずみは、同じ荷重レベルの鉄筋ひずみの 2 倍以上の大きな値を示していることが分かる。なお、荷重を 230 kN に増加させたところでひずみゲージが剥離したため、それ以降のひずみ値は得られていない。

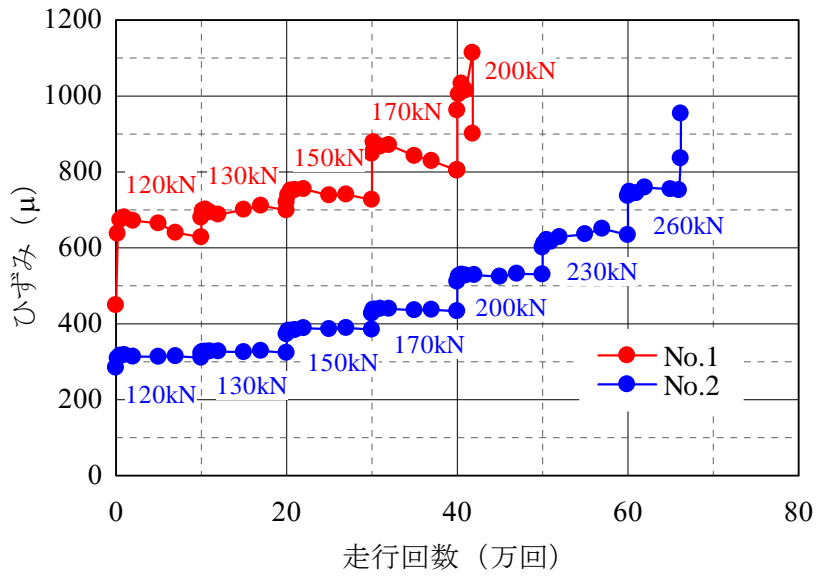


図 6-9 床版中央下側主鉄筋ひずみ

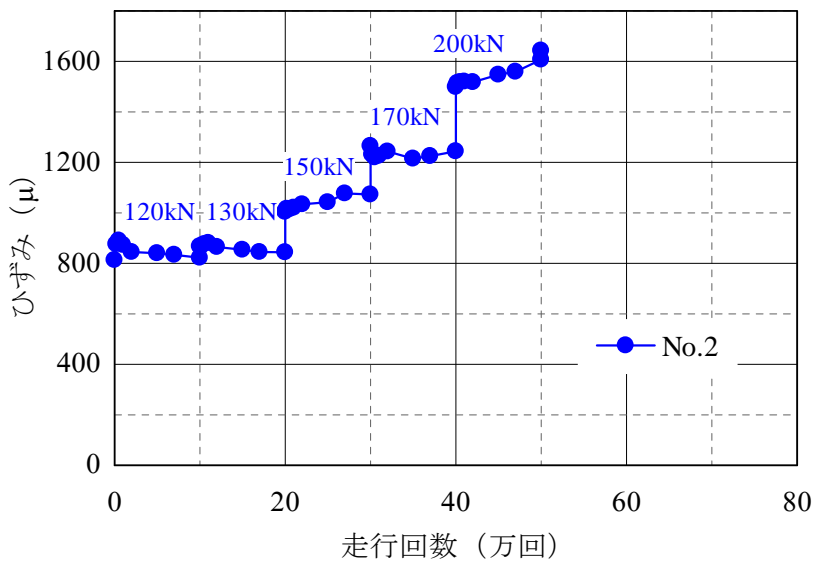


図 6-10 床版中央主筋方向シートひずみ

## 6.4 下面 CFRP シート補強による延命効果の評価

### 6.4.1 劣化度と等価走行回数

図 6-11 には、たわみ劣化度と松井式<sup>3)</sup>を用いて算定した荷重を 150 kN とした場合の等価走行回数の関係を示している。No.1 供試体の場合には、等価走行回数  $1.0 \times 10^6$  回で劣化度が 0.8 に達した後、急速に劣化度が大きくなり 1.0 を超えて破壊した。No.2 供試体の場合には、劣化度が 0.8 に達した後、急速に大きくなり等価走行回数  $9.5 \times 10^7$  回で破壊に至った。いずれの供試体も劣化度 1.0 以下となる 0.8 に達した時点で破壊の兆候を示しているものの、補強した No.2 供試体の等価走行回数より、補修や補強することで耐久性および耐荷性が大きく向上することが確認できた。

### 6.4.2 補強床版の破壊回数および寿命増加率の評価

図 6-12 には、実験より得られたせん断強度比と等価走行回数との関係を松井式と併せて示している。また、表 6-7 には CFRP シート補強による寿命増加率を示している。表 6-7 より、松井式を用いて算定した No.1 供試体の破壊回数は、松井式から得られる計算値の 0.46 倍であることが分かる。これは、松井式が異形鉄筋を用いた RC 床版から導かれたものであるのに対して、本研究では実橋に即して丸鋼を用いて実験床版を作成した。そのため、鉄筋の付着切れが生じて鉄筋の押抜きせん断に対する分担力が低下し、対応して押抜きせん断に対する耐荷機構も小さくなり、異形鉄筋を用いた RC 床版よりも繰返し载荷に対する抵抗性が低下したものと考えられる。

前述の図 6-4 に示しているように、既往の疲労寿命予測式から算出される凍害劣化に対する上面補修および CFRP シートによる下面補強による延命効果は 25 倍である。これに対し、本実験においては松井式ならびに丸鋼式を用いて算定した破壊回数が、無補強の基準床版の 71.5 倍、40.7 倍であり、実測した延命効果が計算値を上回っている。また、補強床版の破壊回数の実験値は、松井式による算定値とよく一致している。これは、無補強丸鋼床版の疲労寿命が異形床版より短い一方で、CFRP シート補強によりひび割れが拘束され鉄筋の付着切れが抑制されるため、異形床版に下面補強を行った場合と同等まで延命されたためと推定される。

以上のように、積雪寒冷地に長期間供用された既設丸鋼 RC 床版を想定して、上面の凍害劣化部を断面修復し下面を CFRP シートで補強する場合においても、従来の疲労寿命算定手法により補強後の床版の寿命予測が可能であることが明らかになった。

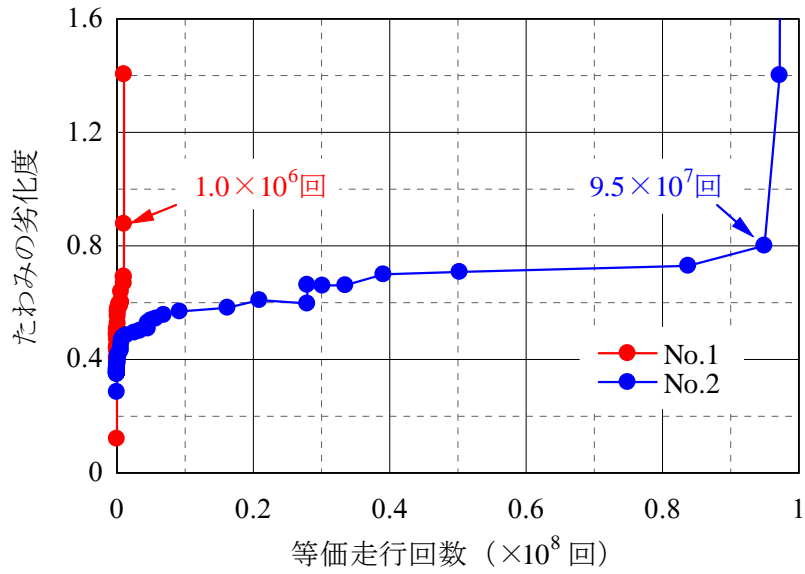


図 6-11 等価走行回数と劣化度の変化

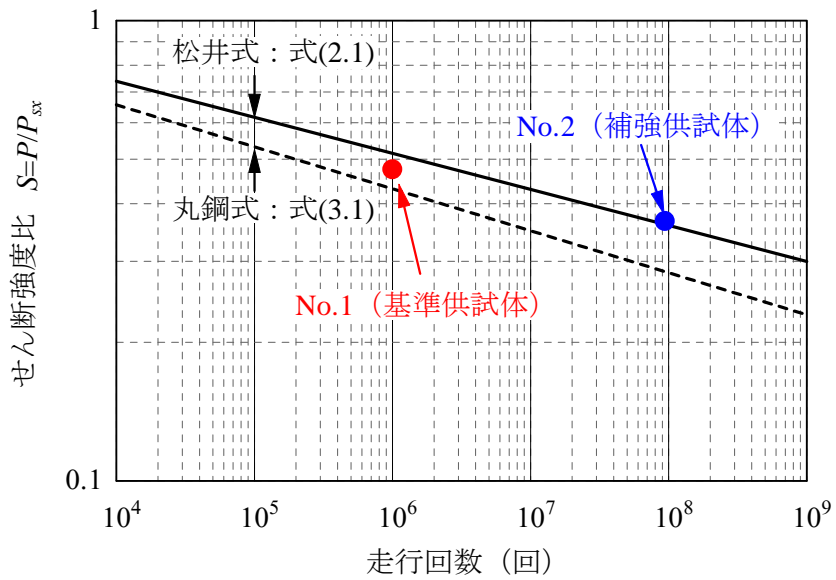


図 6-12 せん断強度比と走行回数の関係

表 6-7 150kN 換算破壊回数および寿命増加率の算定

供試体		No.1	No.2
コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )		43.2	45.3
母床版の押抜きせん断耐力 $P_{sx}, P_{sxc}$ (kN)		316.6	410.3
150kN 換算 破壊回数	計算値 (回)	$2.89 \times 10^6$	$7.92 \times 10^7$
	実験値 (回)	$1.33 \times 10^6$	$9.51 \times 10^7$
	実験値/計算値	0.46	1.20
寿命増加率	No.2/No.1 (実験値)	—	71.5

## 6.5 補修・補強工法に伴う経済性の評価

本節では、実橋事例に基づき、提案工法の経済性の評価を行う。検討対象とする橋梁は 6.2.1 に記した実験床版のモデルとした橋梁であり、本橋の床版を 100 年間供用する場合の対策工について、一般的に採用実績のある補修・補強工法との経済比較を行うと、以下のよう示される。

- 1) 床版打ち替え工法： $10.0 \text{ 万円/m}^2 \times 264 \text{ m}^2 = 26,400 \text{ 千円}$
- 2) 下面鋼板接着工法： $8.0 \text{ 万円/m}^2 \times 264 \text{ m}^2 = 21,120 \text{ 千円}$
- 3) 合成床版打ち替え工法： $14.6 \text{ 万円/m}^2 \times 264 \text{ m}^2 = 38,544 \text{ 千円}$
- 4) プレキャスト床版打ち替え工法： $15.8 \text{ 万円/m}^2 \times 264 \text{ m}^2 = 41,712 \text{ 千円}$
- 5) 本提案工法（上面補修と連続繊維シート接着）： $5.7 \text{ 万円/m}^2 \times 264 \text{ m}^2 = 15,048 \text{ 千円}$

以上より、提案工法を採用することによるコスト縮減効果は、1) 床版コンクリートの打ち替え工法の場合で 43 %，2) 下面鋼板接着工法の場合で 29 %，3) 合成床版打ち替え工法の場合で 61 %，4) プレキャスト床版打ち替え工法の場合で 64 % である。これらのことから、提案工法を採用することにより、従来よりも工事費を大きく縮減可能であることが確認された。



## 6.6 まとめ

本章では、凍害劣化した丸鋼 RC 床版の上面を断面修復し下面を CFRP シート補強した場合における疲労耐久性向上効果を検討することを目的に、無補強および提案工法で補強した丸鋼 RC 床版の輪荷重走行実験を行った。本実験により得られた知見を示すと、以下の通りである。

- 1) 基準供試体は、等価走行回数の算出に松井式ならびに丸鋼式のいずれを用いても実験結果が双方の間に位置しており、丸鋼式を用いることで丸鋼床版の疲労寿命を安全側に評価することができる。
- 2) 疲労損傷と凍害劣化を受けた丸鋼 RC 床版の初期剛性は、上面補修のみでは無損傷時と同等までは回復できないものの、CFRP シート下面補強することにより回復可能である。
- 3) 提案工法により補修補強した供試体の破壊時の等価走行回数は、異形鉄筋を対象とした松井式による疲労寿命算定結果とほぼ一致した。従って、提案工法により丸鋼 RC 床版を補修補強する場合においても、従来の疲労寿命算定手法が適用可能である。
- 4) 提案工法の経済性について、従来から実績のある一般的な補修・補強工法との経済性比較を行った結果、本工法を採用することにより 29～64 % の工事費が縮減可能であり、経済性に優れた補修・補強工法の一つであることを確認した。

## 第7章 結論

積雪寒冷地における道路橋 RC 床版では、床版上面から浸入した雨水や融雪水による凍結融解作用が、床版上面のかぶりコンクリート部分でスケーリングや砂利化へと進展し、有効床版厚が減少することで耐荷力・耐久性が大きく低下する。特に昭和 31 年の鋼道路橋示方書で設計された RC 床版の鋼部材では丸鋼鉄筋を用いており、供用開始後約 40 年経過した近年では、これらの RC 床版に疲労損傷や凍害とみられる複合劣化が顕在化している。こうした現状を踏まえて、丸鋼鉄筋を用いた RC 床版（以下、丸鋼床版）の残存寿命の評価と延命化手法の策定が急務となっている。

本研究では、丸鋼床版の疲労耐久性および余寿命の評価、積雪寒冷地に適用できる経済性・施工性に優れる既設床版の補修・補強工法を提案し、その効果について検討を行った。具体的には、丸鋼床版と異形鉄筋を用いた RC 床版の輪荷重走行試験を実施し、損傷・破壊メカニズムの比較を行い、新たに丸鋼床版の疲労寿命評価式を提示した。また、補強材料として炭素繊維（以下、CFRP）シートおよび CFRP プレートを用いた下面補強工法の評価および補修材料として凍害劣化深さが浅い場合に対応する床版上面補修工法を提案し、それらの破壊性状、耐疲労性などの延命効果について検証した。

第 1 章は序論であり、本研究の背景となる RC 床版の疲労損傷の現状と課題および本研究の目的を示し、本研究に関連する既往の研究について取りまとめている。

第 2 章では、本研究で実施した輪荷重走行試験に関して、使用した輪荷重走行試験機の性能、供試体の作成方法や支持方法、荷重の載荷方法について説明した。また、マイナーの線形累積損傷度を用いた疲労寿命の評価方法について述べている。

第 3 章では、輪荷重走行試験により丸鋼床版の破壊性状および疲労特性の検討を行った。異形鉄筋を配置した RC 床版の輪荷重走行試験も併せて実施し、使用する鉄筋の影響を明らかにしている。

輪荷重走行試験の結果、丸鋼鉄筋の破壊形態はコンクリートの押抜きせん断破壊に至り、破壊領域は異形鉄筋を用いた場合と比較して、橋軸方向幅が小さく剥離面積は小さかった。また、鉄筋とコンクリートとの付着強度が小さいため、ひび割れの分散性に乏しく、ひび割れ幅が大きくなる傾向が確認された。その結果、丸鋼鉄筋を用いた場合には疲労寿命が低下し、同一載荷荷重では、破壊時走行回数が異形鉄筋を用いた場合の 60% 程度であることを明らかにした。また、実験結果に基づいて、丸鋼鉄筋を用いた RC 床版の疲労寿命評価式を提案した。

第 4 章では、輪荷重により床版下面に疲労損傷を受けた丸鋼 RC 床版に対して炭素繊維系材料 (CFRP) による下面接着補強を行った場合の補強効果について、輪荷重走行試験による検証を行った。本研究では、従来より引張剛性の向上と含浸作業工程の簡略化により、安定

した施工管理や品質管理が確保できる材料を選定した。

試験終了時の損傷状況では、ひび割れの増加および補強材の部分剥離が生じたものの、CFRP 接着補強による高い疲労耐久性向上効果を確認した。

補強床版は、その疲労耐久性が無補強 RC 床版の 10 倍以上となるように補強設計し、補強量を決定した。実験では、設計における補強効果よりも高い疲労耐久性向上効果を確認した。このことから、従来の疲労寿命評価式は、CFRP シート下面補強した丸鋼 RC 床版に対しても十分適用できることを確認した。また、主鉄筋と補強材料のひずみ分布に関する考察により、補強材料が引張力を分担することで、中立軸の深化、梁状化の抑制、ひび割れ面の劣化抑制効果等により、床版の曲げ剛性が大きく向上することを明らかにした。

第 5 章では、丸鋼床版が凍害によって上面から 10~30 cm 程度劣化した場合の上面補修工法を提案し、輪荷重走行試験結果を基に、耐荷性および疲労耐久性の評価を行った。上面補修には 3 つの異なる補修材を使用し、補修材料や補修材厚さが破壊性状や疲労耐久性に及ぼす影響を明らかにした。

試験の結果、補修供試体の破壊形態は従前同様のコンクリートの押抜きせん断破壊によるもので、補修材が一体性を失うまでは荷重分散効果により破壊領域とひび割れ密度が無補修供試体の 1.3~1.9 倍程度になることが確認された。補修供試体では、補修材種別や補修厚に関係なく、無補修供試体と同じ圧縮側主鉄筋近傍による剥離となり、補修材と床版コンクリートの界面付着性能は良好であった。テーパ部の剥離進行抑止と WJ 工法を採用することによる異形化によって、かみ合わせ効果がせん断付着抵抗に大きく寄与しており、補修供試体は概ね標準供試体と同程度の性能を有しているものと推察された。また、実験結果の走行回数は松井式と丸鋼式の間に位置し、疲労寿命の算定に丸鋼式を用いることにより安全側の評価となることが明らかになった。

第 6 章では、丸鋼 RC 床版が凍害劣化と疲労損傷を受けた場合に対する補修・補強工法として、上面を断面修復し下面を CFRP シート補強した場合の疲労耐久性について、輪荷重走行試験による検討を行った。

試験の結果、疲労損傷と凍害劣化を受けた床版に対して、上面補修のみでは無損傷時の初期剛性は回復できないものの、CFRP シート接着により下面補強することで初期状態の剛性まで回復が可能であり、併せて高い疲労耐久性が確認できた。補修・補強供試体における破壊時の等価走行回数は、異形鉄筋を対象とした松井式による疲労寿命算定結果とほぼ一致した。このことから、CFRP シート補強によりひび割れが拘束され鉄筋の付着切れが抑制されることで、異形床版の下面を補強した場合と同等まで延命されたものと推定される。その結果、本研究で提案する丸鋼床版を用いた補修・補強工法においても、従来の疲労寿命算定法により床版の寿命予測が可能であることが明らかになった。

さらに、本提案工法の経済性について、従来から採用実績のある一般的な補修・補強工法との経済性比較を行った結果、本工法では、下面鋼板接着工法、床版コンクリートの打ち換え工法、合成床版打ち換え工法、プレキャスト床版打ち換え工法に対して、29~64 % 程度

の工事費縮減が可能であり，施工性も含め経済的に優れた補修・補強工法の一つであることを確認した．

第7章では，本論文で明らかになったことを要約し，本研究の総括を行った．



## 参考文献

### 1 章

- 1) 松井繁之：道路橋床版設計施工と維持管理，森北出版，2007.
- 2) 角田与史雄，藤田嘉夫：RC スラブの疲労押し抜きせん断強度に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第 317 号，pp.149-157，1982.1.
- 3) 岡田清，岡村宏一，園田恵一郎，島田功：道路橋鉄筋コンクリート床版のひび割れ損傷と疲労性状，土木学会論文報告集，第 321 号，pp.49-60，1982.5.
- 4) 後藤裕司：鋼橋 RC 床版の破損機構に関する一考察，橋梁と基礎 Vol.17, No.8, pp.111-115, 建設図書，1983.8.
- 5) 松井繁之：道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究，大阪大学学位論文，1984.11.
- 6) 松井繁之：床版研究の変遷と輪荷重走行試験機の役割，第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.1-12，2006.7.
- 7) 土木学会関西支部，鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会：鉄筋コンクリート床版の損傷と疲労設計へのアプローチ，1977.1.
- 8) 前田幸雄，松井繁之：輪荷重移動装置による道路橋床版の疲労に関する研究，コンクリート工学協会第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.221-224，1984.5.
- 9) 土木学会：2001 年制定コンクリート標準示方書－維持管理編，pp.161-162，2001.1.
- 10) 松井繁之：橋梁の寿命予測，安全工学，Vol.30, No.6, pp.432-440，コロナ社，1991.
- 11) 三田村浩，佐藤京，本田幸一，松井繁之：道路橋 RC 床版上面の凍害劣化と疲労寿命への影響，構造工学論文集，Vol.55A, pp.1420-1431，2009.

### 2 章

- 1) 大西弘志，永田淳，長屋優子，鈴木統：クランク式試験装置を用いた道路橋床版の共通輪荷重走行試験，第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.31-38，2006.7.
- 2) 松井繁之：道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究，大阪大学学位論文，1984.11.
- 3) 松井繁之：道路橋床版設計施工と維持管理，森北出版，2007.
- 4) 松井繁之：床版研究の変遷と輪荷重走行試験機の役割，第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.1-12，2006.7.

- 5) 中谷昌一, 内田賢一, 西川和廣ほか: 道路橋床版の疲労耐久性に関する試験, 国土技術政策研究所資料第 28 号, p.46-49, 2002.3.
- 6) 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, Vol.9, No.2, pp.627-632, 1987.
- 7) 園田恵一郎, 今井宏典, 堀川都志雄, 船越博行: 輪荷重の反復下での RC 床版の挙動, 第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.649-652, 1984.
- 8) Siemes, A. J. M.: Miner's rule with respect to plain concrete variable amplitude test, ACI SP-75, pp.343-372, 1982.

### 3 章

- 1) 三田村浩, 石川博之, 赤代恵司, 松井繁之: 積雪寒冷地における RC 床版の下面 FRP シート補強に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1483-1488, 2009.
- 2) 小野貴之, 三田村浩, 林川俊郎, 松井繁之: 積雪寒冷地における RC 床版の疲労耐久性に関する研究, 第 6 回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.75-80, 2008.6
- 3) 三田村浩, 佐藤京, 西弘明: 積雪寒冷地における既設 RC 床版の延命手法について, 寒地土木研究所, 月報 No.676, pp-10-18, 2009.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書(Ⅱ鋼橋編)・同解説, pp.167-188, 1973.2
- 5) 土木学会: 2007 年制定 コンクリート標準示方書【設計編】, 2008.
- 6) Mohd Wildan, 中村光, 国枝稔, Pamavanh Kongkeo, 河村精一: 丸鋼を用いた低鉄筋比 RC はりの挙動の評価, 平成 20 年度土木学会中部支部研究発表会講演概要集, pp.453-454, 2009.
- 7) 赤代恵司, 三田村浩, 渡邊忠朋, 岸徳光: 丸鋼鉄筋を用いた RC 床版の疲労特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.1297-1304.
- 8) 松井繁之: 道路橋床版設計施工と維持管理, 森北出版, 2007.

### 4 章

- 1) 岡田昌澄: 首都高速道路の維持管理, 土木学会誌, Vol.86, No.12, pp.15-16, 2001.
- 2) 小野貴之, 三田村浩, 林川俊郎, 松井繁之: 積雪寒冷地における RC 床版の疲労耐久性に関する研究, 第 6 回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.75-80, 2008.
- 3) 岡田昌澄, 大西弘志, 松井繁之, 小林朗: 格子配置された炭素繊維シートによる床版補強効果, 第 3 回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.175-180, 2003.

- 4) Okada, M., Kojima, H., Mayama, D., Matsui, S. and Onishi, H.: Fatigue Test of Concrete Decks Reinforced with Carbon Fiber Sheets, Proceedings of 21th ARRB & 11th REAAA Conference, Queensland, Australia, 2003.5.
- 5) 小林朗, 蔡華堅, 下西勝, 松井繁之: 炭素繊維シート格子接着工法により補強した RC 床版の疲労耐久性, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.1513-1518, 2005.
- 6) Chai, H. K., Nakajima, N., Onishi, H. and Matsui, S.: Application of AFS in Strengthening of Deteriorated RC Bridge Slabs subjected to Wheel Load, Proceedings of Japan Concrete Institute, Vol.27, No.2, pp.1531-1536, 2005.
- 7) 建設省土木研究所: コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告書(Ⅲ)ー炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の設計・施工指針(案), 1999.
- 8) 蔡華堅: IMPROVEMENT OF RC SLAB FATIGUE DURABILITY BY FRP SHEET STRENGTHENING, 大阪大学大学院工学研究科博士論文, 2005.
- 9) 松井繁之: 道路橋床版設計施工と維持管理, 森北出版, 2007.
- 10) 松井繁之: 橋梁の寿命予測, 安全工学, Vol.30, No.6, pp.432-440, コロナ社, 1991.

## 5 章

- 1) 三田村浩, 佐藤京, 本田幸一, 松井繁之: 道路橋 RC 床版上面の凍害劣化と疲労寿命への影響, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.1420-1431, 2009.
- 2) 小野貴之, 三田村浩, 林川俊郎, 松井繁之: 積雪寒冷地における RC 床版の疲労耐久性に関する研究, 第 6 回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.75-80, 2008.6
- 3) 三田村浩, 赤代恵司, 松本高志, 松井繁之: 上面補修した RC 床版の耐疲労性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.1166-1177, 2012.
- 4) 日本道路協会: 鋼道路橋設計示方書・同解説, 1956.

## 6 章

- 1) 赤代恵司, 渡邊忠朋, 三田村浩, 岸徳光: 凍害劣化を受ける RC 床版に関する実験的研究, 土木学会北海道支部年次技術研究発表会論文報告集, 第 66 号, A-49, 2010.
- 2) 蔡華堅: IMPROVEMENT OF RC SLAB FATIGUE DURABILITY BY FRP SHEET STRENGTHENING, 大阪大学大学院工学研究科博士論文, 2005.
- 3) 松井繁之: 道路橋床版設計施工と維持管理, 森北出版, 2007.





## 謝 辞

本論文は、独立行政法人土木研究所および室蘭工業大学大学院建設環境工学専攻博士後期課程における研究成果をまとめたものである。研究を進めるにあたり、多くの方々からのご指導、ご高配、ご助言、ご協力ならびにご支援を頂いた。

独立行政法人国立高等専門学校機構釧路工業高等専門学校長岸徳光先生（前室蘭工業大学大学院建設システム工学科教授）には、社会博士後期課程への入学を快く受けていただくとともに、これまでの研究を取り入れた新しいテーマを設定していただき、研究の方向性から論文のとりまとめの細部に至るまで、親切丁寧なご指導をいただきました。先生の根気良く暖かい指導のおかげで、幅広い視点で研究をすることが出来ました。心よりお礼申し上げます。

本論文の審査を通じて多くの貴重なご意見をいただきました室蘭工業大学大学院工学研究科准教授菅田紀之先生、同教授荒井康幸先生、同教授溝口光男先生には、お忙しい中本論文を審査して頂き大変有益なご指導を頂きました。心より厚く御礼申し上げます。

博士課程での研究に際して、室蘭工業大学大学院工学研究科准教授小室雅人先生、同講師栗橋祐介先生には、ご指導をいただくとともに、多大なご協力とご支援をいただきありがとうございました。

Officeサンブリッジ(前独立行政法人土木研究所寒地土木研究所寒地基礎技術研究グループ寒地構造チーム主任研究員)の三田村浩代表には、本研究に関する実験計画の段階より多くのアドバイスを頂くとともに、輪荷重走行試験機による実験から補修設計の提案に至るまで、実務に関わる数多くのご指導を頂きました。また、本研究を進めるに当たり、有益なご意見を多数いただきました。本当にありがとうございました。

独立行政法人土木研究所寒地土木研究所寒地基礎技術研究グループ寒地構造チーム西弘明上席研究員、同今野久志総括主任研究員、同岡田慎哉主任研究員、同表真也研究員、同角間恒研究員には実験に際し、多大なるご協力とご支援をいただきありがとうございました。

北武コンサルタント(株)渡辺忠朋博士には、研究の取り組み方、進め方についてのご指導とご支援をいただきました。心よりお礼申し上げます。

博士課程への入学をご許可いただいた上、在学中の研究環境にご配慮、ご協力をいただきました一般社団法人北海道開発技術センター本多満理事長のご理解とご支援のもとに研究テーマを遂行することができました。心より感謝いたします。