普通セメントに低収縮型早強性混和材を配合したSFRC舗装による鋼床版の応力低減効果

阿部 忠¹・川井 豊²・山下 雄史³・一瀬 八洋⁴

¹正会員 日本大学教授 生産工学部土木工学科 (〒 275-8575 千葉県習志野市泉町 1-2-1)

E-mail: abe.tadashi@nihon-u.ac.jp

²正会員 日本大学非常勤講師 生産工学部 (〒 275-8575 千葉県習志野市泉町 1-2-1)

E-mail: yutaka-kawai@mue.biglobe.ne.jp

³正会員 鹿島道路株式会社 生産技術本部技術部 (〒 112-0004 東京都文京区後楽 1-7-27)

E-mail: takeshiy@kajimaroad.co.jp

⁴正会員 鹿島道路株式会社 生産技術本部技術部 (〒 112-0004 東京都文京区後楽 1-7-27)

E-mail: ichinose@kajimaroad.co.jp

本研究では、鋼床版に発生する疲労き裂を抑制するための SFRC 舗装材の提案および接着剤塗布型 SFRC 舗装におけるひずみ・たわみの低減効果について検証した。その結果、普通セメントに低収縮型早強性混和材を配合した SFRC は 36 時間で本材料の要求性能である圧縮強度 30 N/mm^2 を確保するとともに、接着剤塗布後の界面の付着強度も 2.59 N/mm^2 であり、鋼床版の舗装材として有効な材料である結果が得られた。また、鋼床版の舗装材として、普通セメントに低収縮型早強性混和材を配合した SFRC 材を用いた接着剤塗布型 SFRC 舗装は、輪荷重走行疲労試験を行った結果、デッキプレートおよび U リブのひずみ・たわみの増加が大幅に抑制された。よって、鋼床版に SFRC 舗装することで耐疲労性が向上する結果となった。

Key Words: orthotropic steel deck, SFRC paving, reinforcement method, Portland cement, fatigue endurance

1. はじめに

近年、道路橋鋼床版は、交通量の増大や過積載の走行による疲労損傷が生じている。鋼床版は、デッキプレートを横リブと縦リブで補剛された構造であり、コンクリート系床版に比して軽量であるが剛性が低い構造である。よって、1980 年代に建設された鋼床版はデッキプレートと縦リブとの溶接部や垂直補剛材上端部とデッキプレートの溶接部、さらには縦リブと横リブの交差部付近にき裂が多数発生している¹⁾。当時の設計基準²⁾によるとデッキプレートには 12 mm 厚の鋼板、U リブには 6~8 mm 厚の鋼板が用いられており、車両の繰返し走行により、接合部や部材の交差部などに局部的に大きな応力が発生し、き裂が発生している。このような鋼床版の疲労損傷に対しては、交通規制の関係から超速硬セメントに鋼繊維を配合した鋼繊維補強コンクリート (SFRC) を用いて、鋼床版の局部変形および局部応力の低減を図る SFRC 上面補強法が提案され、高速道路や一般国道に建設された鋼床版の疲労損傷対策として採用されている^{3)~7)}。

一方、高速道路や重交通の多い一般道の鋼床版や劣化した RC 床板の補強材に用いる SFRC 材の要求性能は、交通規制に伴う経済損失等を考慮し、3 時間で道路橋示方書・同解説⁸⁾ (以下、道示とする) に規定するコンク

リートの圧縮強度が 24 N/mm^2 以上確保するために超速硬セメントが用いられている⁹⁾。しかし、超速硬セメントを用いた場合は、費用が膨大となり経済的損失が生じると同時に可使時間が短いことから熟練した高度な技術が必要となる。これらのことから、筆者らは数日の交通規制が可能な道路橋鋼床版の SFRC 舗装材および補強材を提案した。SFRC 材の要求性能は材齢 36 時間で圧縮強度 30 N/mm^2 以上を確保するために早強セメントポルトランドセメント (以下、早強セメントとする) に早強成分と収縮低減成分を有する混和材 (以下、低収縮型早強性混和材とする) を所定量添加させて超早強コンクリートと同程度の強度を発現するように配合した新たな SFRC 材を提案し、鋼床版の舗装材および補強材として有効であることを実証した¹⁰⁾。その後、早強セメントに低収縮型早強性混和材および鋼繊維を配合した SFRC 材を用いた舗装として、一般国道の疲労損傷を受けた鋼床版の舗装材として採用された。しかし、早強セメントは時期によっては入手が困難な材料であることから使用できる時期に制限がある。

そこで本研究では、常時入手が可能である普通ポルトランドセメント (以下、普通セメントとする) に低収縮型早強性混和材および鋼繊維を配合し、要求性能を材齢 36 時間で、SFRC の圧縮強度 30 N/mm^2 以上を確保し、かつ比較的安価なセメントを用いた鋼床版の舗装

図-1 鋼床版の局部変形

図-2 鋼床版の損傷状況¹⁾

写真-1 鋼床版の損傷事例

材および補強材として新たな SFRC 材を提案し、早強セメントに低収縮型早強性混和材と鋼繊維を配合した SFRC の材料特性値と比較し、その有用性を検証する。また、鋼床版の SFRC 舗装において、本提案する SFRC 材を用いて、鋼床版上面に接着剤を塗布し、SFRC 舗装（以下、接着剤塗布型 SFRC 舗装とする）を施し、輪荷重走行疲労実験を行い、SFRC 舗装材を用いた接着剤塗布型 SFRC 舗装における鋼床版の耐疲労性および応力の低減効果を検証する。

2. 鋼床版の局部変形と損傷状況

鋼床版の損傷は、大型車両の交通量の増大や過積載、さらには 1994 年改定の道示以降には、B 活荷重対応の大型車両の走行などにより、鋼床版の曲げ剛性の不足に起因するデッキプレートや U リブの局部変形による疲労損傷が主である。ここで、鋼床版の局部変形の発生メカニズムを図-1 に示す。

局部変形の発生メカニズムは図-1 に示すように、輪荷重が U リブ間のデッキプレートや U リブ上を通過する際に、デッキプレートの面外変形や U リブ上に交番応力が発生し、デッキプレートや溶接部にき裂が生じたものである。

次に、鋼床版のデッキプレートの疲労き裂および U リブ取付位置の貫通き裂の一例を図-2 に示す¹⁾。鋼床版には板厚 12mm のデッキプレートを縦リブと横リブで補剛した構造であるため、大型車両の走行によって設計時には想定し得ない局部変形がデッキプレートに生じ、縦リブとデッキプレートの溶接部、縦リブの突き合わせ継手溶接部、縦リブと横リブの交差する溶接

部などに、金属疲労によるき裂が発生している。デッキプレートと U リブ溶接部の疲労き裂には、デッキ貫通型き裂や溶接ビード貫通型き裂に分類される。また、垂直補剛材とデッキプレートの溶接部の損傷も多くみられる。

次に、鋼床版の損傷事例を写真-1 に示す。デッキプレートのき裂は 75 mm 程度から 1000 mm 程度まで発生している（写真-1(a)）。これを放置するとさらにき裂が進展し、デッキプレート上面に段差が生じる（写真-1(b)）。これらの損傷に対する補強対策としてはあて板補強による緊急対応が施されている（写真-1(c)）。あて板は、一般的に 12 mm の鋼板が用いられボルト接合により補修されている。また、下面からの点検による損傷としては U リブのき裂（写真-1(d)）や U リブとデッキプレートの溶接位置に貫通き裂が発生していることが確認できる（写真-1(e)）。

よって、本研究では鋼床版の疲労き裂に対して、従来のアスファルト舗装厚と同等な厚さとする SFRC 舗装および SFRC 上面補強法を確立し、鋼床版の長寿命化を図ることを目的とし、モデル化した鋼床版試験体を製作し、輪荷重走行疲労実験により疲労劣化を与えた後、デッキプレート上面に接着剤塗布型 SFRC 舗装を施し、輪荷重走行疲労実験を行い、鋼床版のデッキプレートのひずみ・たわみの低減効果および耐疲労性を検証する。

表-1 超速硬セメントおよび普通・早強セメントを用いた SFRC の示方配合

セメント種類	W/C (%)	S/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)						S.P (%)	備考
			W	C	S	G	SF	AD		
超速硬セメント	39.5	51.2	170	430	851	858	100		8.6	
早強ポルトランドセメント	38	57.9	174	358	936	686	100	100	1.4	
				358	936	686	—	100	1.4	凝結試験用
普通ポルトランドセメント	38	57.9	174	358	937	686	100	100	1.2	
				358	937	686	—	100	1.2	凝結試験用

3. 供試体概要

(1) 使用材料

a) 鋼材

現在, 最も多くの疲労損傷を受けている鋼床版の鋼材には SS400 材が用いられている. よって, 本供試体を構成する鋼材には SS400 を用いる. なお, 鋼材の材料特性値はミルシートより, 降伏強度が 341 N/mm², 引張強度が 462 N/mm², ヤング係数は 200 kN/mm² である.

b) 超速硬・早強・普通セメント用いた SFRC の配合および材料特性値

鋼床版および RC 床版の上面補強に用いられる SFRC は, 高速道路での使用を考慮して, 交通規制が 8 時間とした場合の要求性能は 3 時間で道示に規定するコンクリートの設計基準強度 24 N/mm² を確保できる配合とされている. 超速硬セメント用いた SFRC には, 最大寸法 15 mm の粗骨材, 5 mm 以下の砕砂を配合する. 鋼繊維には, ϕ 0.62 mm, 長さ 30 mm のドラミックスが混入量 1.27 Vol.% で配合されている. ここで, 超速硬セメントを配合した SFRC の配合を表-1 に示す.

一般国道や地方公共団体が管理する道路橋鋼床版の舗装や補強対策では, 規模によっては長時間の交通規制が可能となることから, 超速硬セメントは必要としない場合がある. そこで, 超速硬セメントに比して大幅なコストの削減を図るために, 早強セメントに乾燥収縮による微細なひび割れを抑制させるために低収縮型早強性混和材および鋼繊維を配合した SFRC を提案し, 実用性を検証した¹⁰⁾. 配合条件は, 材齢 36 時間で SFRC の圧縮強度を 30 N/mm² を確保できる配合とした. よって, 早強セメントと低収縮型早強性混和材に最大寸法 15 mm の粗骨材, 5 mm 以下の砕砂を配合する. また, 鋼繊維には, ϕ 0.62 mm, 長さ 30 mm のドラミックスを 1.27 Vol.% で混入する. 一方, 本提案する普通セメントと低収縮型早強性混和材を用いた配合においても材齢 36 時間で SFRC の圧縮強度 30 N/mm² を確保できる配合とする. ここで, 早強セメントおよび普通セメントを用いた SFRC の示方配合を表-1 に併記する. また, 超速硬セメントおよび早強・普通セメントに低収縮型早強性混和材を配合した SFRC の凝結時間および圧縮強度を表-2, 静弾性係数を表-3 に示す.

表-2 凝結時間および圧縮強度

試験項目		超速硬セメント	早強セメント	普通セメント
凝結時間	始発	17min.	535min.	565min.
	終結	25min.	645min.	700min.
圧縮強度	2時間	19.2N/mm ²	—	—
	3時間	26.9N/mm ²	—	—
	4時間	33.6N/mm ²	—	—
	12時間	—	2.09N/mm ²	1.56N/mm ²
	24時間	—	36.1N/mm ²	24.6N/mm ²
	30時間	—	44.4N/mm ²	31.9N/mm ²
	36時間	—	50.6N/mm ²	36.8N/mm ²
	4日	59.6N/mm ²	69.8N/mm ²	60.1N/mm ²

表-3 静弾性係数

試験項目		超速硬セメント	早強セメント	普通セメント
静弾性係数	24時間		23.4kN/mm ²	21.1kN/mm ²
	30時間		25.6kN/mm ²	23.7kN/mm ²
	36時間		26.6kN/mm ²	23.8kN/mm ²
	4日	40.4kN/mm ²	33.1kN/mm ²	31.8kN/mm ²

超速硬セメントを配合した SFRC の凝結開始時間は表-2 に示すように 17 分, 凝結終結時間は 25 分である. よって, 凝結終結時間までに表面仕上げまでを終了する必要があることから, 熟練した高度な技術が必要となる. 次に, SFRC の圧縮強度は材齢 2 時間後には 19.2 N/mm², 材齢 3 時間後の圧縮強度は 26.9 N/mm² であり, 道示に規定するコンクリートの設計基準強度 24 N/mm² が確保されている. 材齢 4 日後の圧縮強度は 59.6 N/mm² である. また, 静弾性係数は材齢 4 日で, 40.4 kN/mm² である. この SFRC は高速道路の床版上面の補強材として一般的に使用されている.

早強セメントを配合した SFRC は, 凝結開始時間は表-2 に示すように 535 分 (8 時間 55 分), 凝結終結時間が 645 分 (10 時間 45 分) であり, 超速硬セメントを用いた SFRC と比較するとかなり遅い時間となり, 施工性に優れている. SFRC の圧縮強度は材齢 24 時間で 36.1 N/mm², 材齢 30 時間で 44.4 N/mm² である. 次に, 静弾性係数は材齢 30 時間で 25.6 kN/mm², 材齢 4 日が 33.1 kN/mm² であり, 材齢 4 日における超速硬セメントを用いた SFRC の 82% 程度である.

普通セメントを配合した SFRC の凝結開始時間は表-

2に示すように565分(9時間25分)、凝結終結時間は700分(11時間40分)であり、超速硬セメントに比してかなり遅い時間となる。また、早強セメントを用いたSFRCに比しても55分程度遅い。SFRCの圧縮強度は、材齢24時間で24.6N/mm²、材齢30時間で31.9N/mm²、材齢36時間で36.8N/mm²である。材齢4日の圧縮強度は早強セメントを用いたSFRCの86%であるが、強度としては十分満足できる配合である。また、静弾性係数は材齢24時間で21.1kN/mm²、材齢36時間、材齢4日時間でそれぞれ23.8kN/mm²、31.8kN/mm²であり、超速硬セメントを配合した材齢4日のSFRCの78%である。よって、要求性能である材齢36時間で、コンクリートの圧縮強度30N/mm²以上が確保されている。

次に、早強セメントおよび普通セメントに低収縮型早強性混和材と鋼繊維を配合したSFRCの圧縮強度は、表-2に示すように要求性能であるSFRCの圧縮強度30N/mm²に達する時間が異なる。ここで、早強セメントおよび普通セメントに低収縮型早強性混和材と鋼繊維を配合したSFRCの要求性能である圧縮強度が30N/mm²に達する材齢と環境温度の関係を図-3に示す。

早強セメントを用いたSFRCの圧縮強度が30N/mm²を確保できる施工時の環境温度と材齢の関係は図-3より、20℃の場合は20時間(0.8日)、15℃の場合は24時間(1日)、10℃以下の場合は30時間(1.25日)となる。よって、早強セメントに低収縮型早強性混和材と鋼繊維を配合したSFRCの施工時の環境温度は15℃以下の場合に適した材料と言える。一方、普通セメントを用いたSFRCの要求性能である圧縮強度が30N/mm²を確保できる施工時の環境温度と材齢の関係は図-3より、30℃の場合は20時間(0.8日)、20℃の場合は28時間(1.2日)、15℃の場合は36時間(1.5日)となる。よって、普通セメントに低収縮型早強性混和材と鋼繊維を配合したSFRCの施工時の環境温度は15℃以上の場合に適した材料と言える。なお、15℃の以下の施工においては、保温養生を行うことでコンクリートの強度発現が促進され、養生時間を短縮することも可能になるため、現場条件や養生方法を考慮してセメントの種類を選択が可能である。

以上のように、施工時の環境温度によって強度発現が異なることから、セメントの入手時期や施工時期の環境温度を考慮して、選択する必要が可能である。

次に、図-3より、早強セメントおよび普通セメントを用いたSFRCが圧縮強度が30N/mm²に達する時間 t と施工時の環境温度 T との関係を式(1)、式(2)として与える。

早強セメント：

$$t = 131.14T^{-0.631} \quad (1)$$

図-3 SFRCの圧縮強度が30N/mm²に達する材齢と環境温度の関係

表-4 高耐久型エポキシ樹脂接着剤の特性値

項目	測定値	備考
外観	主剤 白色ペースト状 硬化剤 青色液状	異物混入なし
混合比(主剤：硬化剤)	5：1	重量比
硬化物比重	1.42N/mm ²	JIS K 7112
圧縮強さ	102.88N/mm ²	JIS K 7181
圧縮弾性係数	3976.4N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強さ	41.16N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強さ	14.86N/mm ² 以上	JIS K 6850
コンクリート 付着強さ	3.7N/mm ² または母材破壊	JIS K 6909

普通セメント：

$$t = 263.47T^{-0.710} \quad (2)$$

ここに、 t ：圧縮強度が30N/mm²に達する時間、 T ：施工時の環境温度(℃)

以上より、施工時の環境温度 T を、早強セメントの場合は式(1)、普通セメントの場合は式(2)に適用することで、要求性能である圧縮強度が30N/mm²に達する時間 t の推定が可能となり、施工計画が容易になるものと考えられる。

c) 防錆剤および使用接着剤と付着強度

本提案する普通セメントと低収縮型早強性混和材を配合したSFRCは、数日間の交通規制が可能な場合に使用する材料であることから、実施工においては研掃後、数十時間後にSFRC舗装を行う場合は、デッキプレート上面に錆が発生する可能性がある。そこで本実験では、実施工を考慮してデッキプレート上面に防錆剤を塗布する。その後、防錆剤上面に高耐久型エポキシ樹脂接着剤(以下、接着剤とする)を平均厚1.0mmで塗布する。ここで、接着剤の材料特性値を表-4に示す¹²⁾。

(2) 供試体寸法

鋼床版を構成する鋼材の寸法は、デッキプレートは幅 1765 mm, 全長 2500 mm, 厚さ 12 mm を用いる。また、Uリブは幅 318 mm, 高さ 250 mm, 厚さ 8 mm を用いる。主げたは I 形断面とし、主げた間隔を 1465 mm とする。Uリブは主げた G1 から 206 mm の位置、また G2 げたから 301 mm の位置に接合する。

次に、横リブは軸方向の鋼床版中央に I 形、端部の横リブは中央から 1150 mm の位置とし、弾性変形を考慮して 8 mm 厚の腹板のみとする。ここで、鋼床版の概略寸法を図-4 に示す。

(3) SFRC 舗装による施工法

接着剤塗布型 SFRC 舗装の施工手順を写真-2 に示す。なお、SFRC 舗装法は「橋梁補修設計マニュアル(案)」¹³⁾ に準拠した補強法で供試体を製作する。

鋼床版を設置後に 40 000 回走行の輪荷重走行疲労実験を行う(写真-2(a))。これは、鋼床版の応力変形を測

定し、40 000 回走行後の荷重 100 kN で 1 走行し、ひずみ・たわみを計測する。40 000 回走行後の SFRC 舗装は、デッキプレート上面に SFRC との接着性を高める目的でショットブラストによる研掃(1 種ケレン相当)を行う(写真-2(b))。次に、鋼床版デッキプレート上面に防錆剤を塗布(写真-2(c))する。養生後、鋼床版上面に接着剤(表-4)を平均厚 1.0 mm で塗布する(写真-2(d))。ただちに普通セメントに低収縮型早強性混和材と鋼繊維を配合した SFRC を混練する。SFRC 舗装厚は、一般的に 75 mm 厚であるが、本実験装置の車輪幅が道示の規定する T 荷重幅の 3/5 モデルであることから、これらを考慮すると 45 mm である。また、基層として用いる場合は厚さ 50 mm とし、その上に 30 mm 厚でアスファルト舗装が行われている。そこで、本供試体の舗装厚はモデル化した厚さ 45 mm に ± 5 mm の施工誤差を考慮し、40 mm 厚とする。その後、表面仕上げし、養生を行う(写真-2(e))。以上の手順で鋼床版に接着剤塗布型 SFRC 舗装を行う。

4. 実験方法

(1) 輪荷重走行疲労試験装置の概要

鋼道路橋 RC 床版の陥没などの損傷問題が発生して以来、各研究機関ではひび割れ損傷問題の原因究明や対策について調査・研究が行われてきた。RC 床版のひび割れ損傷は、自動車荷重の繰り返し走行に起因する広義の疲労現象が原因の 1 つとされている。しかし、鋼床版の損傷は 2 章で示したように RC 床版の疲労損傷と大きく異なる。よって、鋼床版上面を輪荷重走行することにより、各計測点での局部変形を検証する必要がある。そこで本実験では、車輪幅 300 mm, 直径 450 mm の輪荷重走行疲労試験装置を用いて疲労実験を行い、SFRC 舗装法におけるひずみ・たわみの低減効果について検証し、普通セメントを用いた接着剤塗布型 SFRC 舗装の実用性を評価する。ここで、鋼床版および SFRC 舗装後の輪荷重走行疲労試験状況を写真-3 に示す。

図-4 供試体寸法および測定点

(a) 40 000 回走行

(b) 研掃

(c) 防錆剤塗布

(d) 接着剤塗布

(e) SFRC 打設・養生

写真-2 接着剤塗布型 SFRC 舗装法

写真-3 鋼床版および SFRC 舗装後の疲労実験

図-5 輪荷重の走行範囲

(2) 輪荷重走行疲労実験方法

輪荷重走行疲労実験は、供試体端部の横リブ I から 400 mm の位置を起点に 1500 mm 走行し、元の位置まで折り返す 1 往復を連続走行する。ここで、走行範囲を図-5 に示す。輪荷重（幅 300 mm）は大型車両のダブルタイヤを想定し、鋼床版上面に幅 125 mm、厚さ 3.2 mm の鋼板を 2 枚設置し、その上に幅 300 mm、厚さ 4.5 mm の鋼板を設置した。一方、SFRC 舗装後の輪荷重疲労実験においては厚さ 4.5 mm、幅 300 mm の鋼板を設置し、輪荷重を走行させる。

a) 鋼床版

鋼床版の疲労実験における輪荷重の走行範囲は図-5 に示すように、横リブ I から 400 mm の位置を起点に、1500 mm 走行し、元の位置までを連続走行する。鋼床版の疲労実験は、まず荷重 50 kN で 40000 回走行し、疲労損傷を与える。疲労損傷を与えた後、荷重 100 kN で 1 往復走行させる。計測は 1 往復 10 sec とし、ひずみ・たわみを動的に計測する。よって、荷重 100 kN で 1 走行した場合の鋼床版のひずみ、たわみを基準に SFRC 舗装後の応力低減効果を検証する。

b) 接着剤塗布型 SFRC 舗装

鋼床版に 40000 回走行による疲労損傷を与えた後、デッキプレート上面に防錆材と接着剤を塗布し、普通セメントを用いた SFRC を舗装し、養生終了後に輪荷重走行疲労実験を行う。輪荷重の走行範囲は鋼床版と同様とする（図-5）。荷重条件は、50 kN で 40000 回走行し、その後は 100 kN、120 kN、140 kN、150 kN、それぞれで 20000 回走行させ、等価走行回数を得て耐疲労性を検証する。また、ひずみ・たわみの低減効果は、各荷重ごとの輪荷重走行疲労実験後に、荷重 100 kN で 1 走行を動的に計測し、鋼床版のひずみ・たわみと比較

し、低減効果を検証する。

次に、防錆材を塗布したデッキプレート上面に接着剤を塗布して SFRC 舗装し、養生終了後および各荷重での疲労実験ごとに引張強度試験（建研式引張試験）を実施し、付着界面の引張強度を検証する。なお、引張強度試験を実施する位置を図-4 に併記した。まず、接着剤塗布し、SFRC 舗装した後の G2 けた上の 2 箇所（No.1, No.2）とする。疲労実験後は荷重条件が最も過酷な走行面から各 2 箇所（No.3～No.10）とする。なお、引張強度試験後は SFRC で補修し、平滑にした後、疲労実験を開始する。

(3) 鋼床版、RC 床版、SFRC 舗装における S-N 曲線式

鋼床版縦リブ継手溶接部の耐疲労性の評価においては S-N 曲線式は式 (3) として与えられている¹⁴⁾。

$$\log S = -0.3258 \log N + \log 8.308 \quad (3)$$

ここに、 S ：応力、 N ：繰返し回数

S-N 曲線式 (3) における傾きの逆数の絶対値 m は 3.06 であるが、鋼床版の疲労寿命推定には逆数の絶対値 $m = 3.0$ が適用されている¹⁵⁾。

RC 床版および SFRC 上面増厚補強した RC 床版の疲労実験における等価走行回数の算定には、前田・松井¹⁶⁾が提案する S-N 曲線式の逆数が適用されている。前田・松井が提案する S-N 曲線式は、鉄筋に丸鋼と一部に異形鉄筋を用いた RC 床版（S39 床版、S43 床版）から評価され、式 (4) として提案されている。一方、阿部ら¹⁷⁾は 1994 年改訂の道示に準拠して製作した RC 床版を用いて疲労試験を行い、S-N 曲線式を式 (5) として提案している。

$$\log(P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.520 \quad (4)$$

$$\log(P/P_{sx}) = -0.06417 \log N + \log 0.996 \quad (5)$$

ここに、 P ：基準荷重、 P_{sx} ：押抜きせん断耐荷力

式 (4)、式 (5) における S-N 曲線式の傾きの逆数の絶対値は $m = 12.7, 15.6$ である。

一方、SFRC の寿命評価について、水越ら¹⁸⁾は SFRC の疲労ひび割れの進展状況を考慮した生存確率 95% の S-N 曲線式 (6) を提案している。

$$S = -9.69 \log N + 102.79 \quad (6)$$

ここに、 S (%)：上限応力比 (= $100 \times$ 作用最大曲げ応力/静的曲げ強度)

式 (6) における S-N 曲線式は上限応力比 (%) であることから S-N 曲線の傾き (-0.0969) の逆数の絶対値は $m = 10.3$ である。

(4) 等価走行回数の算定

鋼床版の等価走行回数および RC 床版の S-N 曲線式 (3)、式 (4)、式 (5) は両対数である。また、SFRC の式 (6)

は片対数であり、等価走行回数の算定は異なる式となる。そこで、鋼床版の等価走行回数の算定においては鋼床版の S-N 曲線式 (3) の逆数を適用する。一方、SFRC 舗装部の等価走行回数の算定には RC 床版の S-N 曲線式 (4) および式 (5) の逆数を適用すると、寿命推定が数百年から数千年となり、現実性に欠けることから本論文では式 (6) の逆数を適用して評価する。

a) 鋼床版

輪荷重走行による等価走行回数 N_{eq} は、マイナー則に従うと仮定すると両対数であることから式 (7) として与えられる。鋼床版の等価走行回数 N_{eq} の算定には、鋼床版の S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 $m = 3.0$ を適用する。なお、式 (7) における基準荷重 P は 2002 年改定の道示に規定する B 活荷重 100 kN に、本実験装置の輪荷重幅 300 mm と道示に規定する T 荷重幅 500 mm との比 ($= 3/5$)、さらに輪荷重幅 300 mm と載荷板幅 2×125 mm の設置面積との比から 50 kN ($= 100 \times 3/5 \times 250/300$) とする。なお、基準荷重 $P = 50$ kN は FEM 解析によるデッキプレートのたわみと近似する荷重であることも確認している。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i/P)^m \times n_i \quad (7)$$

ここで、 N_{eq} : 等価走行回数 (回)、 P_i : 載荷荷重 (kN)、 P : 基準荷重 (鋼床版: 50 kN)、 n_i : 実験走行回数 (回)、 m : S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 ($= 3.0$)

b) SFRC 舗装

SFRC 舗装における等価走行回数 N_{eq} の算定には、水越ら¹⁸⁾が提案する式 (6) より、マイナー則に従うと仮定すると片対数であることから式 (8) として与えられる。よって、S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 $m = 10.3$ を適用する。なお、式 (8) における基準荷重 P は 2002 年改定の道示の規定である B 活荷重に安全率 1.2 を考慮し、本実験装置の輪荷重幅 300 mm と道示に規定する T 荷重幅 500 mm の比から 72 kN ($= 100 \times 1.2 \times 3/5$) とする。また、式 (8) における上限応力比 S_i の算定には、載荷荷重 P_i を基準荷重 $P = 72$ kN で除して、その 1/3 とする。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n \left[10^{(S_i - S_0)/(1/m)} \right] \times n_i \quad (8)$$

$$S_i = 1/3 \times (P_i/P)$$

ここで、 N_{eq} : 等価走行回数 (回)、 P_i : 載荷荷重 (kN)、 P : 基準荷重 (72 kN)、 S_0 : 上限応力度 (SFRC の静的強度の 1/3 と考える ($= 1/3 = 0.333$))、 n_i : 実験走行回数 (回)、 m : S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 ($= 10.3$)

c) 湿潤状態を考慮した等価走行回数

本実験は乾燥状態で行っているが、実橋は雨水の影響を受けていることから湿潤状態を考慮した寿命推定

がなされている。そこで、SFRC 舗装においても湿潤状態におけるコンクリートの劣化状態を考慮する必要がある。Raithby and Galloway¹⁹⁾や RILEM Committee²⁰⁾によると、雨水の影響によるコンクリートの圧縮強度の低下は 30% 程度とされている。よって、湿潤時におけるコンクリートの劣化係数を $D_c = 0.70$ とすると、鋼床版の SFRC 舗装における湿潤状態を考慮した等価走行回数は、式 (9) として与えられる²¹⁾。

$$N_{D_0-eq} = \sum_{i=1}^n (N_{eqi} \cdot D_c) \quad (9)$$

ここで、 N_{D_0-eq} : 湿潤状態を考慮した SFRC 舗装の等価走行回数、 N_{eqi} : 等価走行回数 (式 (8))、 D_c : 湿潤状態を考慮したコンクリート劣化係数 ($= 0.70$)

5. 結果および考察

(1) 本提案する SFRC 材の圧縮・引張強度

a) SFRC の圧縮強度

本実験に用いる SFRC は普通セメントに低収縮型早強性混和材および鋼繊維を配合した SFRC であり、材齢 30 時間で、30 N/mm² 以上確保できる材料である。実験時に用いた普通セメントを配合した SFRC の材齢 36 時間の圧縮強度の平均は 36.8 N/mm² であり、道示に規定する設計基準強度 24 N/mm² を超えている。なお、実験時の室内温度の条件は 15°C であり、圧縮強度が 30 N/mm² に達する時間は式 (2) より算出すると 36 時間 (1.5 日) が必要となる。よって、36 時間後に引張強度試験を実施し、7 日後から実験準備を開始した。

b) 建研式引張試験

材齢 36 時間後の鋼床版と SFRC 舗装との界面の付着強度を確認するために、建研式引張試験を行い、舗装後の付着強度を計測する。ここで、建研式引張試験の概略を図-6 に示す。また、建研式引張試験の位置を図-4 に示す。舗装後の建研式引張試験の位置は G2 主げた上面の 2 箇所 (No.1, 2) とする。試験方法は SFRC 上面に電動ドリルを設置し、直径 100 mm で鋼床版デッキプレートの位置まで切り込みを入れる。次に、コアの上面に接着剤 (表-4) を塗布し、鋼製治具を圧着し、養生

図-6 建研式引張試験方法

を行う。接着剤が硬化した後、油圧式接着力試験機を用いて、載荷速度 $1.0 \text{ N/cm}^2/\text{s}$ で引張強度試験を実施する(図-6)。付着試験方法における強度の算定は式(10)として与えられている。

$$\text{引張強度 (N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{接着荷重 (N)}}{\text{接着面積 (mm}^2\text{)}} \quad (10)$$

以上より、疲労実験開始前の G2 げた上面から 2 箇所 (No.1, 2) に切り込みを入れた。切り込み径は 99.30 mm , 99.40 mm である。建研式引張試験による G2 げた上面の SFRC の付着強度は平均 2.59 N/mm^2 である。SFRC 上面舗装における付着強度の基準は 1.0 N/mm^2 以上²²⁾ が条件とされている。よって、鋼床版上面に接着剤を塗布することで界面の付着強度が十分確保されている。ここで、建研式引張試験における破壊状況を図-6 に示す。破壊は図-7 に示すように、接着層から $3 \text{ mm} \sim 5 \text{ mm}$ 程度の SFRC 舗装内で引張破壊している。接着剤の付着強度は 3.7 N/mm^2 であることから、付着強度の低い SFRC 側で引張破壊している。よって、接着層ではなく離は見られない。

(2) 走行回数および等価走行回数

本実験における走行回数および等価走行回数を表-6 に示す。

表-5 建研式引張試験方法による付着強度

供試体番号	直径 D : (mm)	断面積 A : (mm ²)	付着力 P : (N)	引張付着強度 (N/mm ²)	平均値 (N/mm ²)
No.1	99.30	7744	20800	2.69	2.59
No.2	99.40	7760	19300	2.49

図-7 建研式引張試験による破壊面

a) 鋼床版

舗装前の鋼床版の疲労実験は荷重 50 kN で $40,000$ 回の走行を行った。基準荷重 $P = 50 \text{ kN}$ とし、S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 $m = 3.0$ ¹⁵⁾ を適用した場合の等価走行回数は $40,000$ 回走行である。次に、 $40,000$ 回走行の疲労実験後に、接着剤塗布型 SFRC 舗装した場合の等価走行回数は未舗装鋼床版と同様に基準荷重 50 kN , S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 $m = 3.0$ を適用した場合の等価走行回数は 1.455×10^6 回走行である。

b) 接着剤塗布型 SFRC 舗装

鋼床版の疲労実験後に本提案する普通セメントを配合した SFRC 材で舗装した場合の等価走行回数には、基準荷重 $P = 72 \text{ kN}$, S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 10.3$ を適用して算出した。乾燥状態における SFRC 舗装の等価走行回数は、 146.287×10^6 回となる。また、湿潤状態における等価走行回数は乾燥状態の 70% であり、 102.400×10^6 回である。よって、本提案する SFRC 舗装における等価走行回数から耐疲労性は十分に確保されていると言える。なお、輪荷重走行疲労実験は荷重 50 kN で $40,000$ 回、 100 kN , 120 kN , 140 kN , 150 kN で、それぞれ $20,000$ 回走行、すなわち等価走行回数が 146.287×10^6 回後においても SFRC 舗装部には 0.05 mm を超えるひび割れの発生(図-9 参照)が見られないことから荷重 150 kN の疲労実験を終了した。したがって、破壊に至る等価走行回数ではないものの、従来の RC 床版に SFRC 補強した場合の荷重載荷および実験走行回数を大きく上回っている²¹⁾。

以上より、舗装材に普通セメントを用いた接着剤塗布型 SFRC 舗装は、一般国道や地方公共団体が管理する道路橋鋼床版の耐疲労性の向上および補強効果が期待でき、費用面においても超速硬セメントと比較すると $1/4$ 程度であり、大幅な低減効果が得られるものと考えられる。

(3) 輪荷重走行疲労実験後の SFRC の引張強度および破壊状況

a) 輪荷重走行疲労試験後の建研式引張試験

鋼床版に SFRC 舗装し、輪荷重走行疲労実験後の打継界面の付着強度を確認するために、建研式引張試験を行った。ここで、輪荷重走行疲労実験後の建研式引

表-6 実験走行回数および等価走行回数

供試体	S-N 曲線の傾きの逆数	基準荷重	荷重					等価走行回数
			50kN	100kN	120kN	140kN	150kN	
鋼床版	$m=3.0$ (両対数)	50kN	実験走行回数	40,000	20,000	20,000	20,000	40,000
鋼床版および SFRC 舗装	$m=3.0$ (両対数)	50kN	等価走行回数	40,000	160,000	276,480	439,040	540,000
		72kN	等価走行回数	3,544	439,168	3,909,040	35,631,164	106,304,095
	湿潤	72kN	等価走行回数	2,481	307,418	2,736,328	24,941,815	74,412,867

図-8 建研式引張試験による破壊状況

図-9 ひび割れ状況

張試験の位置を図-4, 破壊面を図-8に併記する. 試験方法は5. (1) b) に示す方法で行った.

荷重 50 kN で 40 000 回, 荷重 100 kN で 20 000 回走行後, すなわち等価走行回数 0.422×10^6 回後の建研式引張試験は図-4 に示す No.3, 4 の位置で行った. 引張強度の平均は 1.91 N/mm^2 である. 破壊状況は図-8(a) に示すように SFRC 舗装内 2 mm~5 mm 付近で引張破壊となった. 一部に接着剤も見られるが SFRC 舗装施工時に舗装内に浸透した結果である. 次に, 荷重 120 kN で 20 000 回走行後 (等価走行回数 4.351×10^6 回) の No.5, 6 の引張強度の平均は 1.69 N/mm^2 ある. No.5, 6 は, 横リブ I, II の中間付近であり, 変形量が最も大きい位置であることから No.3, 4 の引張強度に比して僅かに低下しているが, いずれも付着強度の基準 1.0 N/mm^2 以上が確保されている. 破壊状況は図-8(b) に示すようにに接着層から上面の SFRC 舗装内で引張破壊している.

次に, 荷重 140 kN で 20 000 回走行後 (等価走行回数 39.982×10^6 回) の No.7, 8 の引張強度の平均は 1.68 N/mm^2 ある. 破壊状況は図-8(c) に示すように破壊面に鋼繊維や接着剤が混在している. 次に, 150 kN で 20 000 回走行後 (等価走行回数 146.287×10^6 回) の No.9, 10 の引張強度の平均は 1.71 N/mm^2 であり, いずれも付着強度の基準 1.0 N/mm^2 以上である. 破壊状況は図-8(d) に示すように, 各荷重で疲労試験した後の状況と同様である.

以上より, 最も過酷な荷重条件を受けている輪荷重走行面直下で建研式引張試験を行った結果から接着層ではなく離は見られない. よって, 普通セメントに低収縮型早強性混和材および鋼繊維を配合した接着剤塗布型 SFRC 舗装は本実験の範囲内ではなく離も見られ

図-10 モールドゲージ, ひずみゲージの設置位置 (A-A)

ず耐疲労性の向上に大きく寄与していると言える.

b) ひび割れ状況

荷重 150 kN 載荷し, 20 000 回走行後 (等価走行回数 146.287×10^6 回) の SFRC 舗装のひび割れ発生状況を図-9 に併記した.

SFRC 舗装上面のひび割れの発生は図-9 に示すように, U1, U2 リブの外側のデッキプレート上面に 0.05 mm 程度のひび割れが発生している. これは, 輪荷重が U2 リブの左側上面を連続走行することから U リブの外側上面は正・負の交番応力となることから, 最もひび割れが発生し易い位置でもある. また, 鋼床版は等価走行回数の算出における S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 $m = 3.0$ を適用した場合の等価走行回数は 1.455×10^6 回であるが, U リブの溶接箇所やデッキプレートにはき裂が見られない.

(4) デッキプレート上面および SFRC 舗装内のひずみと走行時刻の関係

RC 床版の輪荷重走行疲労実験では輪荷重の繰り返し走行により, 圧縮鉄筋配置付近に水平ひび割れが発生している. この水平ひび割れは実橋 RC 床版にも見られ

図-11 デッキプレート上面のひずみと走行時刻の関係

図-12 界面から 10 mm 位置の SFRC 舗装内のひずみと走行時刻の関係

る損傷である。よって、鋼床版上面の SFRC 舗装においても過酷な荷重条件に強いられることから、鋼床版と SFRC 舗装との界面や舗装内の応力変形を検証する必要がある。そこで、図-10 に示す鋼床版デッキプレート上面およびデッキプレートから 10 mm の SFRC 舗装内にモールドゲージ (PMFL-50) を設置し、輪荷重走行時に発生する SFRC 舗装内のひずみを計測し、交番応力の発生状況を検証する。ここで、デッキプレート上面のひずみと走行時刻の関係を図-11、界面から 10 mm 位置の SFRC 舗装内のひずみと走行時刻の関係を図-12 に示す。図-11、図-12 の凡例に示す鋼床版 50 kN は、荷重 50 kN で 40 000 回走行 (等価走行回数 40 000 回) し、荷重 100 kN で 1 走行した場合のひずみである。また、SFRC 100 kN、SFRC 120 kN、SFRC 140 kN、SFRC 150 kN は、接着剤塗布した SFRC 舗装後、それぞれの荷重で 20 000 回走行し、荷重 100 kN で 1 走行した場合 (以下、荷重 100 kN 走行時とする) のひずみである。次に、走行時刻は疲労試験終了後の荷重 100 kN で、走行範囲 1 500 mm を 1 往復させた場合の時刻である。走行時刻 0.0 sec が横りブ I から 400 mm、すなわち起点である。走行時刻 1.15 sec 付近が計測点 A を通過する付近、走行時刻

5.0 sec 付近が輪荷重が折り返す位置となる。折り返し後の走行時刻 8.8 sec 付近が、再度、輪荷重が計測点 A を通過する付近である。走行時刻 10.0 sec が元の位置である。ひずみと走行時刻の関係から鋼床版および SFRC 舗装後のひずみの最大値、最小値および変動範囲から SFRC 舗装後のひずみの低減効果を検証する。

a) デッキプレート上面のひずみと等価走行回数の関係

デッキプレート上面の軸方向のひずみと走行時刻の関係は図-11 (a) に示すように、鋼床版に荷重 50 kN で 40 000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のひずみの最小値は -60×10^{-6} 、最大値は 15×10^{-6} であり、ひずみの最大値と最小値の差の絶対値で表される変動範囲 (以下、変動範囲とする) は 75×10^{-6} と小さい。また、接着剤塗布型 SFRC 舗装後の荷重 150 kN で 20 000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のひずみの最大値は 7×10^{-6} 、最小値が -75×10^{-6} であり、変動範囲は 82×10^{-6} となり、デッキプレートの軸方向のひずみは大きな差異は見られない。

一方、軸直角方向のデッキプレート上面のひずみと走行時刻の関係は図-11 (b) に示すように、舗装前の鋼床版デッキプレートのひずみの最大値は 466×10^{-6} 、最小

値は 16×10^{-6} である。変動範囲は 450×10^{-6} と大きい。また、接着剤塗布型 SFRC 舗装後の荷重 150 kN で 20000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のひずみの最大値は 87×10^{-6} 、最小値は 16×10^{-6} 、変動範囲は 61×10^{-6} 、鋼床版のみのひずみの変動範囲と SFRC 舗装後との変動範囲を比較すると 84% 抑制されている。

b) SFRC 舗装内のひずみと等価走行回数の関係

鋼床版上面から 10 mm 位置の SFRC 舗装内のひずみを図-12 に示す。

SFRC 舗装後の鋼床版上面から 10 mm 位置の軸方向のひずみと走行時刻の関係は図-12(a) に示すように、荷重 100 kN で 20000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のひずみの最小値は -62.0×10^{-6} であり、輪荷重が折り返し地点に到達した時点のひずみの最大値は 2.05×10^{-6} であり、わずかであるが正負の交番がみられる。その後、走行回数が増加に比例して圧縮ひずみの増加も大きくなっている。荷重 150 kN で 20000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のひずみの最小値は -143.6×10^{-6} 、最大値は -75.6×10^{-6} である。荷重 100 kN で疲労実験後の 1 走行のひずみには正・負の交番が見られるものの、輪荷重の走行が増加するに従って SFRC 舗装内の圧縮ひずみが増加することから、デッキプレートとの合成効果が得られているものと考えられる。変動範囲は 68×10^{-6} である。

次に、軸直角方向のひずみと走行時刻の関係は図-12(b) に示すように、荷重 100 kN で 20000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のひずみの最大値は -30.4×10^{-6} であり、輪荷重が計測点を通過した付近のひずみの最小値は -65.1×10^{-6} である。変動範囲は 34.7×10^{-6} である。その後の荷重増加においては圧縮ひずみは増加している。また、荷重 150 kN で 20000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のひずみは輪荷重が計測点に近づくにつれ圧縮ひずみが増加し、計測点を通過する付近で圧縮ひずみが急激に減少し、再度増加する。ひずみの最大値は -98.7×10^{-6} であり、最小値は -166.6×10^{-6} 、変動範囲は 67.9×10^{-6} である。疲労により変動範囲も大きくなっている。

以上より、鋼床版デッキプレート上面に接着剤を塗布し、SFRC 舗装することでデッキプレート上面のひずみが大幅に抑制されている。また、デッキプレートから 10 mm 位置の SFRC 舗装内のひずみも輪荷重走行を繰り返すことにより本来のコンクリートの圧縮応力を分担し、耐疲労性の向上が図られる結果となる。

(5) ひずみと走行時刻の関係

鋼床版ひずみの計測位置を図-13 に示す。ひずみの計測位置は交番応力の発生による疲労損傷が最も著しい輪荷重直下のデッキプレート、すなわち U リブ間の中

図-13 ひずみの計測位置

央の軸方向 (A-DS1-Y)、軸直角方向 (A-DS1-X) および U2 リブの溶接ビード止端から 5 mm のデッキプレート (A-DS2)、U2 リブ左ウェブの溶接ビード止端から 5 mm のウェブ (A-DS3) とする。なお、ひずみの計測方法は、デッキプレート上面のひずみの計測と同様に、荷重 50 kN で 40000 回走行した後の荷重 100 kN 走行時のひずみを動的に計測する。また、SFRC 舗装後においても各荷重ごとの疲労実験で 20000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のひずみを動的に計測する。ここで、ひずみと走行時刻の関係を図-14 に示す。なお、ひずみの低減効果の検証は鋼床版のひずみと接着剤塗布型 SFRC 舗装後の荷重 150 kN で 20000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のひずみとする。

a) 計測点 A-DS1

計測点 A-DS1 の軸方向 A-DS1-Y のひずみと走行時刻の関係は図-14(a), (i) に示すように、荷重 50 kN で 40000 回走行後の荷重 100 kN 走行時のひずみは、走行開始時の初期ひずみは -89.1×10^{-6} であり、輪荷重が計測位置を通過するときの時刻 1.39 sec のひずみが 271.0×10^{-6} である。計測位置を通過後の走行時刻 1.84 sec のひずみは -141.7×10^{-6} である。輪荷重が 1500 mm 走行し、折り返し付近に到達した時のひずみが 2.40×10^{-6} となり、再度、計測点を通過するときには負のひずみが生じている。よって、軸方向には正・負の応力交番が見られる。最大ひずみは輪荷重が折り返し後の計測点を通過する時のひずみである。よって、ひずみの最大値は 276.2×10^{-6} 、最小値が -142.9×10^{-6} であり、ひずみの変動範囲は 419.1×10^{-6} である。次に、荷重 150 kN で 20000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のひずみの最大値は 15.9×10^{-6} 、最小値が -50.0×10^{-6} であり、ひずみの変動範囲は 65.9×10^{-6} である。鋼床版のひずみの変動範囲と比較すると 84% 低減している。

次に、軸直角方向 A-DS1-X のひずみと走行時刻の関係は図-14(a), (ii) に示すように、荷重 50 kN で 40000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のひずみは、走行開始後から引張ひずみが作用している。鋼床版のひずみの最大値は 356.2×10^{-6} 、最小値が 17.6×10^{-6} であり、ひずみの変動範囲は 338.6×10^{-6} である。一方、接着剤

(i) 軸方向 (A-DS1-Y)

(ii) 軸直角方向 (A-DS1-X)

(a) デッキプレート下面 (A-DS1)

(b) ビード溶接付近のデッキプレート下面 (A-DS2)

(c) ビード溶接付近の U リブ側面 (A-DS3)

図-14 ひずみと走行時刻の関係

塗布型 SFRC 舗装後、荷重 150 kN で 20 000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のひずみは、走行開始後から引張りひずみが作用しているものの、大幅に減少している。ひずみの最大値は 51.9×10^{-6} 、最小値が 0.0×10^{-6} であり、ひずみの変動範囲は 51.9×10^{-6} である。よって、鋼床版のひずみと比較すると、接着剤塗布型 SFRC 舗装することで 85% 低下している。

以上より、U1、U2 リブ間のデッキプレート中央、すなわち輪荷重直下付近の軸方向および軸直角方向ともに鋼床版のひずみに比して、接着剤塗布型 SFRC 舗装することで、ひずみは 85% 低下している。

b) 計測点 A-DS2

計測点 A-DS2 の計測位置は図-13 に示すように、デッキプレートと U2 リブとの溶接ビード止端から 5.0 mm 位置のデッキプレートのひずみである。ひずみと走行時刻の関係は図-14 (b) に示すように、無舗装鋼床版のひずみは最大値は 61.7×10^{-6} 、最小値が -1038.3×10^{-6} であり、ひずみの変動範囲は 1100.0×10^{-6} である。よって、U2 リブの溶接ビード止端のデッキプレートには正・負の交番ひずみの発生や、ひずみの変動範囲が大きいことから溶接き裂やデッキプレート貫通ひび割れの発生が予想される。

次に、接着剤塗布型 SFRC 舗装後、荷重 150 kN で 20 000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のひずみの最大値は -7.5×10^{-6} 、最小値が -87.5×10^{-6} であり、ひずみの変動範囲は 80.0×10^{-6} である。よって、鋼床版と比較してひずみが 93% 低減されている。計測点 A-DS2 は輪荷重直下であるため鋼床版は局部変形が発生するものと考えられる。しかし、接着剤塗布型 SFRC 舗装することで局部変形を抑制し全体変形に移行することが確認された。

c) 計測点 A-DS3

計測点 A-DS3 の計測位置は図-13 に示すように、デッキプレートと U2 リブとの溶接ビード止端から 5 mm のウェブのひずみである。ひずみと走行時刻の関係は図-14 (c) に示すように、ひずみは計測点 A-DS2 と同様な増加傾向を示している。鋼床版のひずみの最大値は -4.7×10^{-6} 、最小値は -1050.2×10^{-6} であり、ひずみの変動範囲は 1045.5×10^{-6} である。一方、接着剤塗布型 SFRC 舗装後の荷重 150 kN で 20 000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のひずみの最大値は 12.7×10^{-6} 、最小値 -468.6×10^{-6} であり、ひずみの変動範囲は 481.3×10^{-6} である。舗装前と比較してひずみが 54% 低減されている。

以上より、鋼床版に輪荷重が作用した場合は、Uリブ間のデッキプレート、デッキプレートとUリブの溶接部付近には正・負の交番応力が発生することからビード溶接部のき裂やデッキプレートにき裂が発生する既往の研究結果と一致する。

(6) たわみと走行時刻の関係 (断面 A)

鋼床版の疲労強度の評価は、2章で示したようにデッキプレートの面外曲げに起因する溶接部近傍の局部応力で行われるのが一般的である。一方、道示⁸⁾では、鋼床版のデッキプレートの最小板厚を、現在の舗装技術の下で舗装に悪影響を及ぼさない剛性を確保するという考え方にに基づき、輪荷重のたわみを縦リブ間隔の 1/500 以下に制限することにより縦リブ間隔の一次関数で与えている²⁴⁾。これは、AISC の Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges の中で用いられているデッキプレート最小板厚を求める方法²⁾を踏襲したものである。このことから、供試体のたわみの変化を調べることによっても舗装材の耐久性や鋼床版の疲労強度向上効果の検証にも役立つと考えられる。このような観点から、SFRC 舗装前と舗装後のたわみと走行時刻の関係を示し接着剤塗布型 SFRC 舗装後のたわみの低減効果を検討する。

鋼床版の損傷および輪荷重走行において最も変形量が多い断面 A のデッキプレートおよび U リブ下面のたわみを計測する。ここで、たわみの計測位置を図-15に示す。デッキプレートは輪荷重直下付近 (A-DD1)、U2 リブ内のデッキプレート (A-DD2) とする。また、U リブ下面は輪荷重直下となる U2 リブ下面 (A-UD1) とする。

次に、たわみの計測方法は、ひずみの計測と同様に、鋼床版には、荷重 50 kN で 40 000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のたわみを動的に計測する。また、SFRC 舗装後においては各荷重における疲労実験で、それぞれ 20 000 回走行した後、荷重 100 kN 走行時のたわみを動的に計測する。ここで、断面 A の各計測点のたわみと走行時刻の関係を図-16 に示す。

a) 計測点 A-DD1

計測点 A-DD1 は、U1 リブと U2 リブ間のデッキプレート中央のたわみである。鋼床版に荷重 50 kN で 40 000 回走行し、荷重 100 kN 走行時の最大値は 1.80 mm、最小値が 0.57 mm であり、たわみの変動範囲は 1.23 mm である。一方、接着剤塗布型 SFRC 舗装後は、荷重 150 kN で 20 000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のたわみの最大値は 1.06 mm、最小値が 0.54 mm、たわみの変動範囲は 0.52 mm である。鋼床版の最大たわみと比較すると 58%抑制された。よって、計測点 A-DD1 は、輪荷重走行直下であるからたわみ量も大きいですが、接着剤塗布型

図-15 たわみの計測位置

(a) A-DD1

(b) A-DD2

(c) A-UD1

図-16 たわみと走行時刻の関係

SFRC 舗装後することでたわみの変動範囲が大幅に抑制されている。

b) 計測点 A-DD2

計測点 A-DD2 は U2 リブ内中央のデッキプレートである。鋼床版に荷重 50 kN で 40 000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のたわみ最大値は 0.80 mm、最小値が -0.11 mm であり、たわみの変動範囲は 0.91 mm である。鋼床版に輪荷重が作用することでたわみが交番している。よって、実橋鋼床版では、正・負の応力交番となり、U リブ上にき裂が発生するものと考えられる。一方、接着剤塗布型 SFRC 舗装後は、荷重 150 kN で 20 000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のたわみの最大値は 0.28 mm、最小値が -0.10 mm であり、たわみの変動範囲は 0.38 mm である。舗装前の鋼床版とたわみの変動範囲を比較すると 58% が抑制されている。この位置は図-16 (b) に示すように U リブ上のデッキプレートにき裂が発生する付近であり、接着剤塗布型 SFRC 舗装することでたわみの増加および変動範囲が大幅に抑制されている。

c) 計測点 A-UD1

計測点 A-UD1 は図-15 に示す U2 リブ下面のたわみである。鋼床版に荷重 50 kN で 40 000 回走行し、荷重 100 kN 走行時のたわみの最大値は 1.00 mm、最小値が 0.39 mm であり、たわみの変動範囲は 0.61 mm である。U2 リブ間のデッキプレートは正・負の交番たわみが生じているが、U2 リブ下面は、正のたわみである。次に、接着剤塗布型 SFRC 舗装後、荷重 150 kN で 20 000 回走行後、荷重 100 kN 走行時のたわみの最大値は 0.84 mm、最小値が 0.37 mm であり、たわみの変動範囲は 0.47 mm である。鋼床版のたわみの変動範囲と比較すると 23% 抑制された。

以上より、本提案する普通セメントを用いた SFRC を用いた接着剤塗布型 SFRC 舗装法は、鋼床版の疲労き裂が発生するデッキプレートおよび U リブ内のデッキプレートたわみの変動範囲および増加が大幅に抑制されている。また、U リブ内のデッキプレートに作用するたわみが正・負の交番となるが接着剤塗布型 SFRC 舗装することで、輪荷重疲労実験における等価走行回数 146.287×10^6 回まで、一体性が確保され、曲げ剛性が高まりたわみの正・負の交番が抑制され、耐疲労性の向上が図られている。

6. まとめ

道路橋鋼床版の曲げ剛性を高める舗装材として普通セメントに低収縮型早強性混和材と鋼繊維を配合した SFRC 材を提案するとともに、実用性を評価するために鋼床版に接着剤塗布型 SFRC 舗装し、輪荷重走行疲労実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- (1) 鋼床版の上面舗装材として普通セメントに低収縮型早強性混和材と鋼繊維を配合した SFRC 材は、従来の超速硬セメントを用いた SFRC 材に比して施工性が良い。また、環境温度にもよるが、要求性能である材齢 36 時間で SFRC の圧縮強度 30 N/mm^2 が確保できる材料である。また、普通セメントおよび早強セメントの選択は、施工時の環境温度と強度発現の関係から要求性能である SFRC の圧縮強度 30 N/mm^2 が確保できる施工時間を考慮して検討する。
- (2) 本提案する普通セメントに低収縮型早強性混和材と鋼繊維を配合した SFRC は、乾燥収縮による微細なひび割れの発生を抑制するとともに、材齢 4 日の圧縮強度は、超速硬セメントを用いた SFRC 材と同等であり、一般道路の鋼床版の舗装材および補強材としての性能が十分確保された材料である。また、材料費においては、超速硬セメントと比較すると 1/4 程度の費用であることから大幅なコストの縮減が可能となる材料である。
- (3) 鋼床版の SFRC 舗装において、鋼床版と SFRC 舗装との界面にエポキシ系接着剤を塗布した場合の建研式引張試験による付着強度の平均は 2.59 N/mm^2 である。また、輪荷重走行疲労実験における等価走行回数 146.287×10^6 回後の、走行面の付着強度の平均は 1.71 N/mm^2 である。よって、本実験の範囲内では舗装界面のはく離破壊は見られず、付着性も良い。
- (4) 接着剤塗布型 SFRC 舗装後の輪荷重走行疲労実験における等価走行回数は 146.287×10^6 回で打ち切りしたが、その時点では U リブ上面の SFRC 舗装部に 0.05 mm 程度のひび割れが発生しているものの、輪荷重直下の SFRC 舗装部にはひび割れの発生は見られない。
- (5) 鋼床版デッキプレート上面に接着剤を塗布し、SFRC 舗装することでデッキプレート上面のひずみおよびデッキプレートから 10 mm 位置の SFRC 舗装内のひずみは負のひずみが増加していることから、SFRC 舗装内は圧縮応力を分担し、合成効果が得られていることが分かる。
- (6) 無舗装鋼床版に輪荷重が作用した場合は、U リブ間のデッキプレート、デッキプレートと U リブの溶接部付近には正・負の交番応力が発生することからビード溶接部のき裂やデッキプレートにき裂が発生するものと考えられる。しかし、本提案する接着剤塗布型 SFRC 舗装することで合成効果が得られることからひずみの変動範囲が抑制され、鋼床版および SFRC 舗装ともに耐疲労性の向上が図られる結果となった。

(7) 鋼床版に荷重 50 kN 載荷し、40 000 回走行後の荷重 100 kN で 1 走行した場合のたわみと走行時刻の関係から、U1、U2 リブ間および U2 リブ内のデッキプレートのたわみは、輪荷重が計測点を通過する時に最大値を示し、荷重が端部に移動した場合は減少し、正・負の交番が見られる。しかし、接着剤塗布型 SFRC 舗装することで、たわみの変動範囲が大幅に抑制されている。とくに、U2 リブ間のデッキプレートのたわみが抑制されている。この位置は U リブ上のデッキプレートにき裂が発生する付近でもあり、接着剤塗布型 SFRC 舗装することでたわみ増加が大幅に抑制され、デッキプレートや溶接部のき裂の発生が大幅に減少するものと考えられる。

7. あとがき

本提案する早強セメントおよび普通セメントと低収縮型早強性混和材を配合した SFRC 材は数日間の通行止めが可能な鋼床版の舗装・補強材および新設橋の舗装材として開発したものであり、施工時の要求性能に合わせて早強セメント、或いは普通セメントの選択が可能である。また、接着剤塗布型 SFRC 舗装、或いは補強法は鋼床版と SFRC の合成効果によりデッキプレートに発生する応力が大幅に抑制される結果が得られ、鋼床版の長寿命対策に効果的であると考えられる。なお、疲労き裂が見られる供用開始後 34 年が経過した鋼床版(橋長 750 m)の補強材および補強法として早強セメントに低収縮型早強性混和材を配合した SFRC 材を用いた接着剤塗布型 SFRC 補強法に採用され、実施工が実施されている。

参考文献

- 1) 土木学会：鋼床版の疲労〈2010 年改訂版〉、鋼構造シリーズ 19, 2010.
- 2) 日本道路橋会：道路橋示方書・同解説 I, II, 1973.
- 3) 加形護, 児玉孝善, 中丸貢, 西川隆晴, 石田稔, 栗原和彦：SFRC 舗装による鋼床版の疲労損傷対策—一般国道 357 号横浜ベイブリッジ舗装工事, 橋梁と基礎, Vol. 38, No. 10, pp. 27-32, 2004.
- 4) 三木千壽, 鈴木啓悟, 加納隆史, 佐々木栄一, 石田稔, 高森博之：鋼床版の疲労への SFRC 舗装による予防舗装とその健全性モニタリング, 土木学会論文集 A, Vol. 62, No.4, pp. 950-963, 2006.
- 5) 小野秀一, 平林泰明, 下里哲弘, 稲葉尚文, 村野益巳, 三木千壽：既設鋼床版の疲労性状と鋼繊維舗装コンクリー

- ト敷設工法による疲労強度改善効果に関する研究, 土木学会論文集 A, Vol. 65, No. 2, pp. 335-347, 2009.
- 6) 児玉孝善, 一瀬八洋, 加形護, 大田孝二, 新延泰生：実橋における鋼床版 SFRC 舗装によるひずみ低減効果, 構造工学論文集, Vol. 56A, pp. 1249-1257, 2010.
- 7) 村越潤, 木ノ本剛, 春日井俊博, 児玉孝善, 辻井豪：既設鋼床版の SFRC 舗装による舗装工法と耐久性評価に関する実験的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 69, No. 3, pp. 416-428, 2013.
- 8) 日本道路橋会：道路橋示方書・同解説 I, II, III, 2002.
- 9) 梶原仁, 山口達也, 伊藤清志, 松本公一：一車線規制に対応した鋼床版上 SFRC 施工事例, 第 62 回セメント技術大会講演要旨, pp. 100-101, 2008.
- 10) 野口博之, 阿部忠, 川井豊, 一瀬八洋, 山下雄史：超早強 SFRC 上面舗装法における鋼床版のたわみ低減効果に関する研究, 土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, I-20, pp. 39-40, 2014.
- 11) 三木千壽, 菅沼久忠, 富澤雅幸, 町田文孝：鋼床版箱桁橋のデッキプレート近傍に発生した疲労損傷の原因, 土木学会論文集, No. 780/I-70, pp. 57-69, 2005.
- 12) 児玉孝善, 後藤和満, 菊池孝雄：湘南大橋における鋼床版の疲労対策—鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告書, Vol. 10, pp. 1-10, 2007.
- 13) (社)建設コンサルタンツ協会近畿支部公共土木施設の維持管理に関する研究委員会道路分科会橋梁 WG (2) (補修・舗装)：2. 橋梁補修設計マニュアル (案), 2012.7.
- 14) 後藤浩二：溶接継手の疲労強度の基礎, 溶接学会誌, Vol. 78, No. 7, pp. 45-49, 2009.
- 15) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.
- 16) 前田幸雄, 松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐力の評価式, 土木学会論文集, No. 348/V-1, pp. 133-141, 1984.
- 17) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 川井豊：道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐力および耐疲労性の評価, 土木学会論文集 A1, pp. 39-54, 2011.1.
- 18) 水越睦視, 松井繁之, 東山浩士, 内田美生：SFRC の曲げひび割れ進展寿命の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 3, pp. 199-204, 2000.
- 19) Raithby, K. D. and Galloway, J. W. : Effects of moisture condition, age, and rate of loading on fatigue of plain concrete, *ACI Special Publication*, Vol. 41, No. 2, pp. 15-34, 1974.
- 20) RILEM Committee 36-RDL : Long term random dynamic loading of concrete structures, *Materials and Structures*, Vol. 17, No. 9, pp. 1-28, 1984.
- 21) 阿部忠, 木田哲量, 水口和彦, 児玉孝善：SFRC 上面増厚補強 RC 床版の輪荷重走行疲労実験による S-N 曲線式の提案, 構造工学論文集, Vol. 58A, pp. 1156-1165, 2012.3.
- 22) 土木学会：舗装標準示方書, 2007.
- 23) 独立行政法人土木研究所, (株)横河ブリッジ, (株)NIPPO, 鹿島道路 (株), 大成ロテック (株)：鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究 (その 2・3・4) 報告書—SFRC 舗装した既設鋼床版の舗装に関する設計・施工マニュアル (案) —, 共同研究報告書, 第 395 号, 2009.10.
- 24) AISC : Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges, 6.3.2 Formula for the plate thickness based on allowable deflection, pp. 97-98, 1963.

(2015. 2. 23 受付)

DECREASING EFFECT OF STRESS IN ORTHOTROPIC STEEL DECKS
BY SFRC PAVEMENT WITH ORDINARY PORTLAND CEMENT
AND LOW SHRINKAGE TYPE MIXTURE MATERIAL

Tadashi ABE, Yutaka KAWAI, Takeshi YAMASHITA and Yatsuhiko ICHINOSE

This paper describes the reinforcing effect of the newly proposed reinforcing method using SFRC paving with ordinary Portland cement and low shrinkage type mixture material for orthotropic steel decks of highway bridges, which have been suffering from fatigue cracking due to heavy traffic loading. To examine the fatigue performance of paving material and steel deck slab, a running wheel fatigue test was conducted using a scale model of the typical orthotropic steel deck without and with SFRC paving. The test results showed that the proposed SFRC paving material was verified to have all the required performance of the specifications for highway bridges in Japan, and the proposed stiffening method effectively improves the fatigue endurance of steel decks.