

SFRC 補強を施したモデル化鋼床版の応力低減効果の評価に関する研究

日大生産工 ○野口 博之 日大生産工(非常勤) 阿部 忠 川井 豊
鹿島道路(株) 一瀬 八洋 児玉 孝喜

1. はじめに

道路橋鋼床版は RC 床版などのコンクリート系床版と比較して軽量であることから都市部の立体交差や長大橋に多く適用されている。重交通路線として建設された鋼床版では、デッキ貫通き裂またはビード貫通き裂が多数報告されている^{1), 2), 3)}。これらのき裂に対し、緊急対策としてストップホール法あるいはあて板補強法が施されている。緊急対策が施された鋼床版の耐久性を向上させる工法として鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC）を用いた補強法あるいは舗装法が適用されている⁴⁾。SFRC 補強法あるいは舗装法に用いられるセメントには交通規制による経済損失を考慮して道路橋示方書・同解説⁵⁾（以下、道示）に規定するコンクリートの圧縮強度 24N/mm^2 を 3 時間で確保する超速硬セメントが適用されているが材料の単価が高く、凝結終了時間が短いことから高度な施工技術を要する。そこで、筆者ら⁶⁾は超速硬セメントを用いた SFRC に替わる補強・舗装材として、早強セメントあるいは普通セメント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）を添加させた SFRC を提案し、実橋梁をモデル化した鋼床版を用いて輪荷重走行疲労実験を実施し、たわみの低減効果および耐疲労性が評価されている。一方、たわみの低減効果および耐疲労性を評価した鋼床版はモデル化していることから実橋梁の横リブ間隔および縦リブ間隔が短いことから輪荷重による変形を拘束してしまうため実橋梁鋼床版と比較して応力集中が生じやすくなることから無補強鋼床版モデル化の整合性について検証しなければならない。

そこで本研究は、モデル化した鋼床版を用いて輪荷重走行疲労実験を実施し、モデル化した鋼床版供試体のひずみから実橋梁との整合性について検証した。また、SFRC 補強を施した鋼床版を輪荷重走行疲労実験を実施して SFRC 補強法による鋼床版の応力低減効果およびき裂抑制効果について併せて検証した。

2. 実橋梁の応力測定調査

閉断面リブ（以下、U リブ）を用いた実橋梁鋼床版は車輛の繰り返し走行によって U リブの回転変形およびデッキプレート（以下、デッキ）の局所的な変形

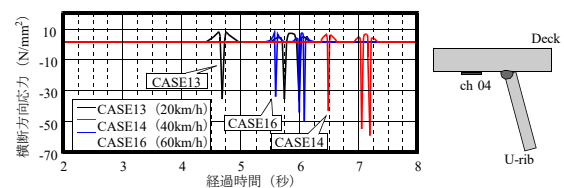
が生じるためデッキと補剛材との溶接部に応力が集中し、溶接ルート部を起点にデッキ貫通き裂あるいはビード貫通き裂が多数報告されている。これらのき裂発生に対して、鋼床版の耐久性向上策として国土技術政策総合研究所³⁾では実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討がなされ、鋼床版の応力頻度測定が報告されている。ここで、鋼床版の応力頻度測定の結果およびひずみ測定位置を図-1に示す。ひずみの計測位置はデッキと U リブとの溶接止端部から 5mm に位置するデッキと U リブとしている。

図-1 (1) のデッキ側の応力計測結果は車両速度 20km/h 、 40km/h 、 60km/h でそれぞれ応力の最大値を示す位置が異なるものの車両の軸重が計測点を通過する際に圧縮領域への応力が増大している。次に、図-1 (2) の U リブ側の応力計測結果は、デッキプレート側の応力測定結果と同様に各走行速度によって最大値を示す位置が異なるものの車両の軸重が計測点を通過する際に局所的な応力変動が確認されている。このように鋼床版は局所的な応力変動によって溶接接合部近傍を起点にき裂の発生・進展が懸念されている。

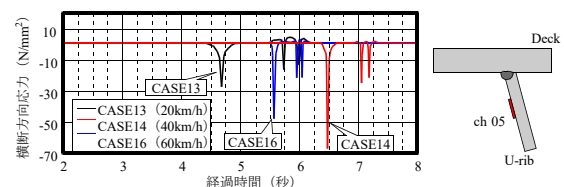
3. 供試体概要

3.1 使用材料

(1) 鋼床版 本実験に使用した鋼床版を構成する



(1) デッキ側溶接止端部の応力測定結果³⁾



(2) Uリブ側溶接止端部の応力測定結果³⁾

図-1 実橋梁鋼床版における応力計測結果³⁾

Study on Evaluation of Reduction Effect of Stress of Modeling Orthotropic Steel Deck Applied SFRC Reinforcement

Hiroyuki NOGUCHI, Tadashi ABE, Yutaka KAWAI, Yatsuhiro ICHINOSE and Takayoshi KODAMA

表-1 SFRCの配合条件

セメントの種類	スランプ (cm)	W/B (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m ³)						S.P (%)	備考
				W	C	S	G	SF	AD		
普通セメント	6.5±1.5	38	57.9	174	358	937	686	100	100	1.2	
					358	937	686	—	100	1.2	凝結試験用
早強セメント	6.5±1.5				358	936	686	100	100	1.4	
					358	936	686	—	100	1.4	凝結試験用

W:水, C:セメント, S:砕砂, G:粗骨材, SF:鋼繊維, AD:低収縮型早強性混和材, S.P.:高性能AE減水剤

表-2 防錆剤の材料特性

項目	実測値	備考
外観	主剤 灰色液状	異物混入なし
	硬化剤 褐色液状	異物混入なし
塗膜の外観	灰色	目視
混合比 (主剤:硬化剤)	2:1	重量比
混合粘度	50mPa・s以下	JIS K7112
塗膜乾燥時間	4時間以内	ドライングレコーダー
引張せん断強さ	10 N/mm ² 以上	JIS K6850

表-3 接着剤の材料特性

項目	実測値	備考
外観	主剤 白色ペースト状	異物混入なし
	硬化剤 青色液状	
混合比 (主剤:硬化剤)	5:1	重量比
硬化物比重	1.42	JIS K7112
圧縮強さ	102.88 N/mm ²	JIS K7181
圧縮弾性係数	3976.4 N/mm ²	JIS K7181
曲げ強さ	41.16 N/mm ²	JIS K7171
引張せん断強さ	14.86 N/mm ²	JIS K6850
コンクリート 付着強さ	3.7 N/mm ² または母材破壊	JIS K6909

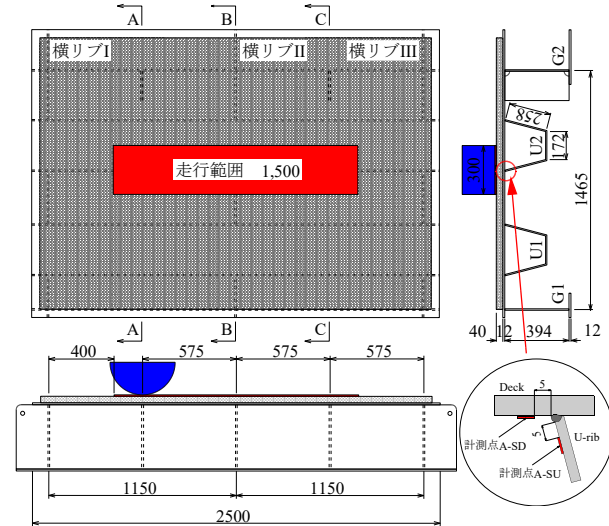


図-2 供試体寸法およびひずみ計測位置

鋼部材にはSS400を適用した。SS400の材料特性はミルシートより、降伏強度は341N/mm²、引張強度は462N/mm²、ヤング係数は200kN/mm²である。

(2) SFRC 本実験に使用したSFRCは、2日連続した交通規制を考慮して36時間でコンクリートの圧縮強度が30N/mm²以上を確保できる配合とする。SFRCのセメントには早強セメントあるいは普通セメントを適用し、最大骨材寸法15mmの粗骨材、最大骨材寸法5mmの細骨材、φ0.62mm、長さ30mmの両端フック形鋼繊維、低収縮型早強性混和材を添加させた。ここで、SFRCの配合条件を表-1に示す。SFRCの圧縮強度は養生36時間で早強セメントあるいは普通セメントを用いた場合でそれぞれ50.6N/mm²、36.0N/mm²と材料の要求性能を満足する。

(3) 防錆剤および接着剤 鋼床版は研掃後に損傷状況の調査診断が実施されることからSFRCの打込みまでに期間を要することから研掃面に錆が発生する。錆の発生を防止するために研掃工後、防錆剤が用いられる。本研究では、接着剤との付着性が確保できる高耐久・耐水耐熱性エポキシ樹脂プライマー（防錆剤）を用いる。ここに、防錆剤の材料特性値を表-2に示す。

鋼床版SFRC補強において、界面では車輛の繰り返し走行によってずれすなわち離れが生じることからデッキとSFRCの一体性を高める必要がある。本研究では、デッキとSFRCとの一体性および耐疲労性を高めるためにデッキ表面の研掃後に高耐久型エポキシ樹脂接着剤（接着剤）を使用する。ここで、接着剤の材

料特性値を表-3に示す。

3.2 供試体寸法

鋼床版供試体は実橋梁をモデル化し、デッキは幅1,765mm、長さ2,500mm、厚さ12mmの鋼板を用いる。Uリブには幅318mm、高さ250mm、厚さ8mmを用いる。主桁はI形断面とし、主桁間隔は1,465mmとする。ここで、供試体寸法を図-2に示す。

ひずみの計測位置は図-2に示すようにA断面のデッキとUリブとの溶接止端部から5mmの位置のデッキ（計測点A-SD）とUリブ（計測点A-SU）とし、実橋梁鋼床版の応力測定と同一の位置とする。ここで、鋼床版供試体をOSDとする。

3.4 SFRC補強法

鋼床版の接着剤塗布型SFRC補強は「橋梁補修設計マニュアル」⁷⁾に準拠し、供試体を施工する。

デッキ表面の不純物を除去してデッキとSFRCとの接着性を確保するためにショットブラスト（投射密度150kg/m²:1種ケレン相当）による研掃を行う。次に、発錆防止のためにデッキ表面に防錆剤を塗布量0.3kg/m²で塗布する。防錆剤の養生後、接着剤を塗布量1.4kg/m²で塗布し、直ちにSFRCを練混ぜてSFRCを40mm厚で打込み、表面仕上げ・養生を行い疲労実験を開始する。なお、早強セメントを用いて接着剤塗布型SFRC補強した鋼床版供試体をOSD-SF.HC、普通セメントを用いて接着剤塗布型SFRC補強した鋼床版供試体をOSD-SF.OCとする。

4. 実験方法

4.1 輪荷重走行疲労実験

輪荷重走行疲労実験は、図-2に示す横リブ I から 400mm の位置を起点に橋軸方向に 1,500mm の範囲を繰り返し走行させる。供試体 OSD は、荷重 50kN で 40,000 回走行させる。供試体 OSD-SF.HC は鋼構造の疲労寿命推定として適用されている 200 万回疲労強度⁸⁾となるように繰り返し走行させる。荷重 50kN で 20,000 回、荷重 100kN で 40,000 回、150kN で 62,000 回走行させる。次に、供試体 OSD-SF.OC は荷重 50kN で 40,000 回、荷重 100kN、120kN、140kN、150kN でそれぞれ 20,000 回走行させる。なお、供試体ごとに疲労実験終了後、荷重 100kN で 1 往復させデッキと U リブ溶接部近傍のひずみを計測する。

4.2 S-N 曲線

鋼床版の疲労耐久性の評価には道示⁵⁾および鋼構造物の疲労設計指針・同解説（疲労設計指針）⁸⁾に規定される鋼部材の S-N 曲線から強度区分に適する S-N 曲線を選定し、等価繰り返し回数を算定する。ここで、道示および疲労設計指針に規定される S-N 曲線の強度区分を図-3に示す。鋼床版デッキと U リブの溶接継手の疲労照査には道示および疲労設計指針に基づき S-N 曲線の強度区分 E あるいは F が適用される。ここで、S-N 曲線の強度区分 E および F の S-N 曲線式を式(1)、(2)に示す。

$$\text{強度区分 E : } \log \sigma_c = -0.333 \log N + 4.0034 \quad (1)$$

$$\text{強度区分 F : } \log \sigma_c = -0.333 \log N + 3.9133 \quad (2)$$

ここで、 σ_c : 応力、 N : 繰り返し回数

4.3 等価走行回数

本実験は段階状荷重載荷としたことから等価走行回数を算定する。鋼床版の等価走行回数は、マイナー則に従うと仮定すると式(3)として与えられる。なお、本供試体はモデル化していることから式(3)における基準荷重 P には設計活荷重の 3/5 に安全率 1.2、輪荷重幅と載荷板幅との設置面積の比 5/6 を考慮して 50kN とする。また、式(3)に適用する S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 $m=3.0$ が適用される。

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

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

5. 実験結果

5.1 等価走行回数

供試体 OSD, OSD-SF.HC, OSD-SF.OC の等価走行回数は基準荷重を 50kN とし、S-N 曲線の傾き逆数の絶対値 $m=3.0$ を適用した場合、それぞれ 40,000 回、 2.014×10^6 回、 1.455×10^6 回である。補強した供試体は

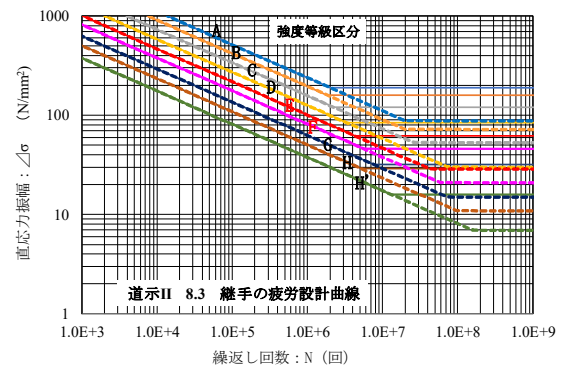
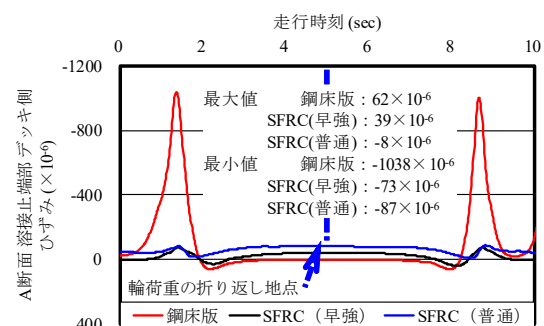
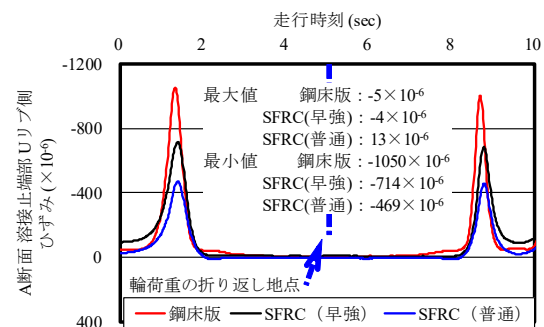


図-3 鋼部材のS-N曲線および強度等級区分



(1) デッキ側



(2) Uリブ側

図-4 溶接止端部近傍のひずみと走行時刻の関係

実験終了時でのデッキや U リブ・横リブの溶接部に発生した貫通き裂は見られない。

5.2 溶接止端部のひずみと走行時刻の関係

A 断面のひずみと走行時刻の関係を図-4に示す。

(1) デッキ側 疲労実験終了後に荷重 100kN で 1 走行させた供試体 OSD の最大ひずみは 38×10^{-6} 、最小ひずみは -1062×10^{-6} 、ひずみの変動範囲は 1100×10^{-6} である。

疲労実験終了後に荷重 100kN で 1 走行させた供試体 OSD-SF.HC の最大ひずみは 39×10^{-6} 、最小ひずみは -73×10^{-6} 、ひずみの変動範囲は 112×10^{-6} と供試体 OSD と比較してひずみの変動範囲が 90%抑制された。次に、疲労実験終了後に荷重 100kN で 1 走行させた供試体 OSD-SF.HC の最大ひずみは -8×10^{-6} 、最小ひずみは -87×10^{-6} 、ひずみの変動範囲は 79×10^{-6} と供試体 OSD

