

湘南大橋における鋼床版の疲労対策

Replacement of pavement with SFRC to improve Fatigue Characteristic in Shonan Ohashi Bridge

菊池孝雄*，児玉孝喜**，後藤和満***

Takao KIKUCHI and Takayoshi KODAMA and Kazumitsu GOTO

ABSTRACT Shonan Ohashi Bridge is a steel box girder bridge of 530m in length on Route 134. Eight years ago, a fatigue crack was found at the welding tip of bottom deck plate. After the full inspection of the asphalt pavement and steel deck bridge, it was found that the bridge was needed to reinforce. In order to prevent the fatigue damages caused by the heavy traffic, it was decided the position of the traffic lane should be shifted by 50cm toward the sidewalk and the steel fiber reinforced concrete (SFRC) should be laid on the existing steel deck using epoxy adhesives for the purpose of increasing the rigidity of the deck plates.

This report describes the experimental studies of SFRC paving as the practical rehabilitation method of the steel deck plate bridges against the fatigue damages on Shonan Oohashi Bridge.

KEYWORDS：鋼繊維補強コンクリート，鋼床版，疲労，エポキシ，湘南大橋

SFRC, fatigue damage of steel deck plate, orthotropic steel deck bridge, epoxy resin, Shonan Ohashi Bridge

1. はじめに

近年、重車両が走行する橋梁の鋼床版に疲労亀裂が発生する例が報告されている。相模川に架かる国道134号「湘南大橋」もその一つで、平成11年に鋼床版の亀裂が発見された事を受け、疲労亀裂に対する調査や当て板補強等の応急対策を実施すると共に検討会を設けながら、恒久対策工事を行ってきた。本報告は、これまでの経緯を説明し、疲労亀裂対策を目的とした工事の内容とその効果についてまとめたものである。

	対策年度						
	H11	H12	H13	H14	H15	H16	H17
疲労亀裂発見	👉						
亀裂調査		←→					
応急対策		←→					
恒久対策の検討				←→			
恒久対策の実施							↔

図-1 対策の経過

2. 対策の経過と湘南大橋の概要

これまでの対策の経過は、図-1に示す通りであり、損傷発見から対策実施までの補修工事の一連の流れを踏んできた。

国道134号湘南大橋は、架設後20年が経過した橋梁であり、上部構造が3径間連続RC床版箱桁1連(167.9m)と3径間連続鋼床版箱桁2連

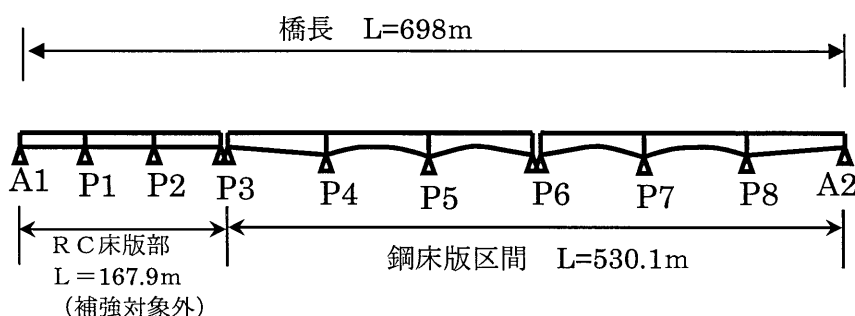


図-2 湘南大橋側面図

* 神奈川県 平塚土木事務所 道路維持課 (〒254-0073 平塚市西八幡1-3-1)

** 鹿島道路(株) 技術部 (〒112-8566 東京都文京区後楽1-7-27)

*** (株)建設技術研究所 東京本社構造部 (〒103-8430 東京都中央区日本橋浜町3-21-1)

(530.1m) とからなる橋長 698m、幅員 11.5mの相模川最下流にかかる 1 等橋 (図-2) である。

また、災害時の緊急輸送路上の重要橋梁でもある。昭和 61 年 10 月の開通以来、近年では日交通量は 37,000 台を超え、そのうち大型車交通量は 6,800 台越 (大型車混入率 18.4%) であり、特に夜間の大型車交通量が多く過積載車両の走行も確認されている。

3. 疲労亀裂の状況

平成 11 年 9 月、鋼床版部の舗装に発生したポットホールを調査したところ、鋼床版の貫通亀裂 (写真-1) が確認された。その後、超音波探傷などの調査や、並行して独立行政法人土木研究所などからの技術指導ならびに検討を仰いだ結果、亀裂の発生位置は走行車両の車輪直下であり、発生原因は車両通過時の板曲げ応力による疲労亀裂であることが判明した。そこで、発見されたデッキプレートの亀裂① (図-3) については、後述する当て板補強により対応した。

その後、平成 15 年度に更に詳細な調査を行ったところ、Uリブ溶接部にも亀裂②が発生し (図-3)、箱桁内部の垂直補剛材溶接部にも亀裂③が発生 (図-4) していることが判明したため、当て板補強による応急対策だけでは対応しきれないと判断し、大至急、恒久対策を進めるべく本格的な検討を始めた。(本調査結果を表-1に示す。)

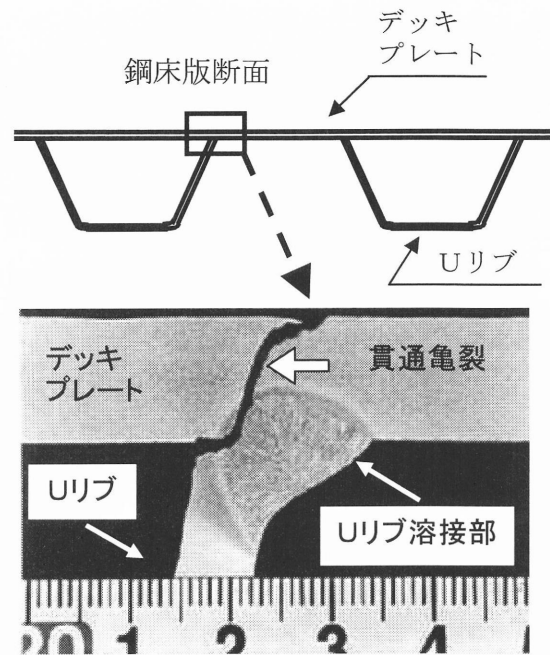


写真-1 貫通亀裂マクロ写真

表-1 亀裂箇所数

区分	箇所数
①デッキプレートに発生	3 2 2
②Uリブ溶接部に発生	1 2 2
③箱桁内垂直補剛材溶接部に発生	2 0

4. 応急対策工事

当面の亀裂進展を防止するため、以下の 5 項目の方法にて応急対策工事を行った。

(1) 鋼床版部分取り替え (平成 12 年 4 月)

デッキプレート貫通部分 1 箇所について、部分取り替えを行った。

(2) 当て板補強 (平成 12 年 7 月～平成 15 年 3 月)

デッキプレートに発生した亀裂①のうち深さ 6mm 以上に達している 98 箇所に対して、当て板補強を実施した (写真-2)。これによる応力低減効果は、3 割程度であった。

(3) 走行車線の変更 (第 1 回) (平成 14 年 3 月)

輪荷重を直接亀裂発生箇所に載せないように、区画線を引き直して車輪走行位置を変更した。

(4) 溶接補修 (平成 17 年 3 月)

Uリブ溶接部に発生した亀裂②に対して、溶接補修を行った。溶接手法等については、試験施工により検討した。

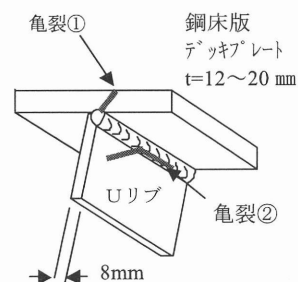


図-3 亀裂パターン

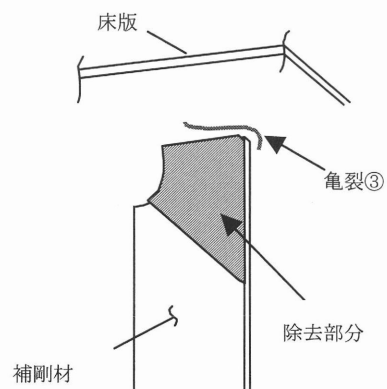


図-4 垂直補剛材溶接部の亀裂影響部除去

(5) 亀裂影響部の除去 (平成 17 年 3 月)

箱桁内部の垂直補剛材溶接部に発生した亀裂③に対して影響部を除去した (図-4)。

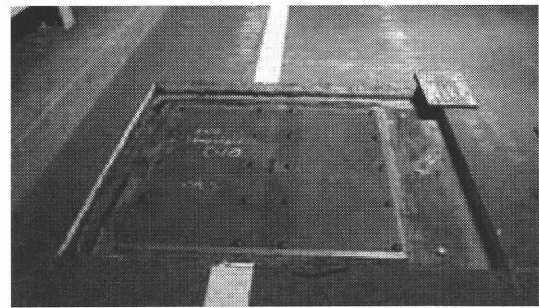


写真-2 当て板補強

5. 恒久対策工事の検討

本格的に亀裂の進展を防止し、新たな亀裂発生を防止するため、恒久対策工事の検討を行った。

5.1 工法選定

平成 14 年度の恒久対策工法検討会により、次の 2 つの対策工法を選定した。

(1) 走行車線の変更 (第 2 回)

輪荷重を直接亀裂発生箇所に載せないように、歩道幅員を 50cm 縮小して車輪走行位置を変更する。

(2) コンクリート舗装による応力低減

橋面の既設アスファルト舗装を SFRC (鋼繊維補強コンクリート) 舗装に打ち換え、鋼床版と一体化させて剛性を向上させる。(図-5, 6)

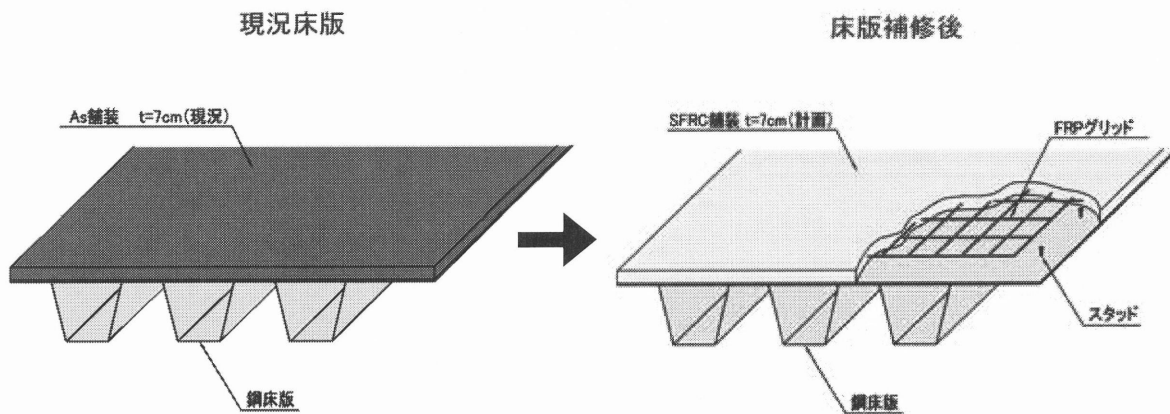


図-5 SFRC 舗装への打ち換え

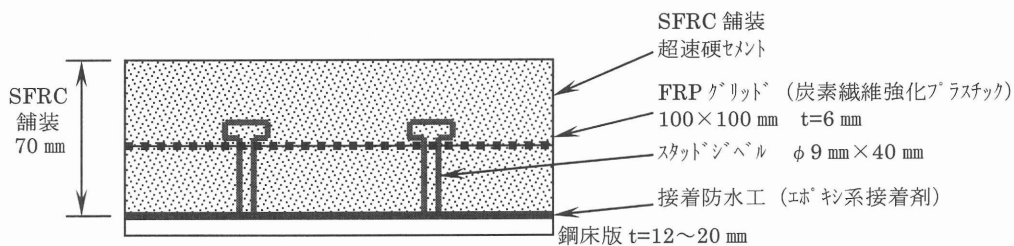


図-6 SFRC 舗装の構成

5.2 施工仕様の策定

選定された SFRC 舗装工法は、供用中の鋼床版への適用は全国初であることから、平成 16 年度には SFRC 舗装の施工仕様を検討するための恒久対策ワーキンググループ検討会が結成された。本検討会は、(独) 土木研究所を始めとして、新設橋で施工実績のある国土交通省関東地方整備局、名古屋高速道路公社、橋梁メーカーや舗装会社などの橋梁構造ならびに舗装に関する有識者から構成された。

施工仕様の内容は、施工方法(工程)、構造細目、出来形管理基準、品質管理基準などであり、以下の 4 項目の試験を実施した上で施工仕様を策定した。

(1) 工場試験施工 (平成 16 年 9 月)

施工性と品質・性能確認として、模擬鋼床版上における工場試験施工を行った。

(2) 供試体載荷試験その1 (平成16年11月) FRPグリッドによる補強効果 (負曲げ)

FRPグリッドによる補強効果を確認するため、負曲げによる載荷試験を行った。

試験体の寸法・形状は、図-7に示すとおりであり、9mm厚の鋼板上にエポキシ系接着剤を塗布し50mm厚の超速硬コンクリートを打設した。FRPグリッド材は、筋材断面積17.5mm²、筋ピッチ50mm (引張強度1,400N/mm², 引張弾性率100kN/mm²)を用いた。

試験体としては、鋼繊維 (SF) を入れたものと入れないもの、またそれぞれの場合でFRPグリッド材を入れたものと入れないものの合計4種類 (表-2参照) を作製した。

①試験条件:

鋼床版のリブ溶接部の負曲げを模擬するため、図-8に示すように鋼板を圧縮側、コンクリートを引張り側になるように試験体をセ

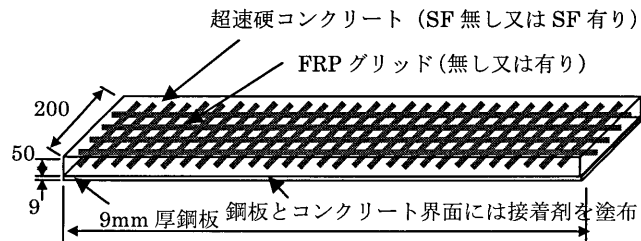


図-7 試験体の寸法・形状

表-2 試験体の種類

種類	コンクリート配合	CFRPグリッド材の有無
① プレーン	SF	無し
② プレーン+CFRP	無し	有り
③ SF	SF	無し
④ SF+CFRP	有り	有り

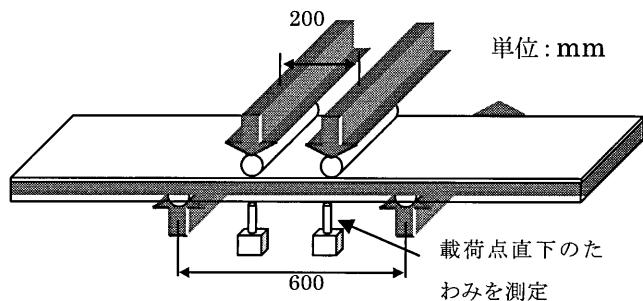


図-8 試験体セッティング状況

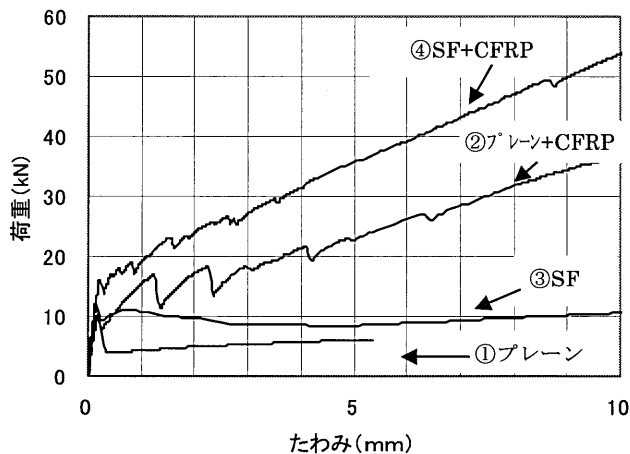


図-9 荷重-変位曲線

ットした。載荷は静的4点曲げとし、大たわみが発生しないように、かつ、せん断破壊が先行しないようにスパン長を定めた。

②変位計測:

試験体両サイドの荷重点に4箇所及び支持部に4箇所、合計8箇所に変位計を取り付け、それぞれの平均値の差を算出し、荷重点の曲げモーメントによる変位量とした。

4種類の試験体の荷重-変位曲線を図-9に示す。CFRPグリッドを挿入したものは、コンクリートとしてプレーン (②) ならびにSF (④) の両試験体とも、ひび割れ発生後においてもひび割れ深さは貫通することなくCFRP位置で止まっており、その後の荷重増加が認められる。一方、SFのみの場合 (③) には、ひび割れ発生後にひび割れは深さ方向に貫通することとなり、その後ひび割れ発生時の荷重レベルまで到達することはなくたわみだけが大きくなっている (じん性効果による荷重保持)。

これは、SFのみの場合には、SFRC版内に貫通ひび割れが生じた段階以降ではSFによるSFRC版内の引張応力を伝達しきれずにヒンジ状態となって載荷されているのに対し、CFRPを用いた場合には、ひび割れ深さはCFRP位置でそれ以上進展することなく、ひび割れ断面部に相当する引張応力はひび割れ発生以降ではCFRPが分担することとなり、剛性保持が図られていると考えた。このこ

とから、CFRPを用いる場合には、ひび割れ発生後においてもSFRC版の剛性低下がなく、実用領域のたわみは最大でも1mm程度と想定すると実路においては過積載車を考慮しても十分な剛性保持（補強効果の持続）が期待できるものと判断された。

この結果、コンクリート内のひび割れ後のひび割れ幅進展抑制とひび割れ後の複合板としての剛性が保持されることが確認できた。¹⁾

(3) 供試体載荷試験その2（平成16年11月）

疲労試験による付着性能確認（正曲げ）

接着剤により一体化された鋼床版とSFRCの付着性能に対する疲労耐久性を確認するため、正曲げによる疲労載荷試験（定点繰返し載荷）を行った。

研掃した模擬鋼床版（1.5m×1.4m×12mm(t)、Uリブ厚さ6mm）上にエポキシ系接着剤を1.0mm/m²塗布した後に、鋼繊維補強超硬コンクリート（ $\sigma_{3h \cdot c} = 24\text{N/mm}^2$ ）を打設した。疲労載荷試験（定点）は表-3に示す2ケースについて行った。なお、CFRPグリッド（炭素繊維グリッド、100×100×6mm）はひび割れ発生後の剛性保持とひび割れ

表-3 試験水準

ケース	舗装内容
1	SFRCのみ
2	SFRC+CFRP（炭素繊維）グリッド

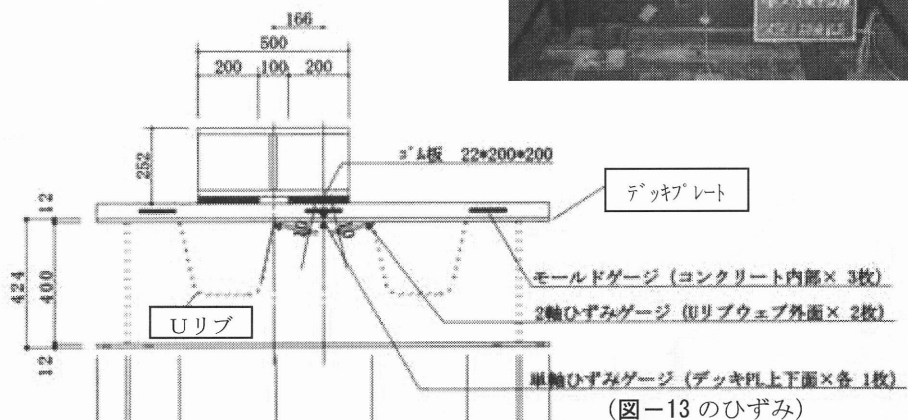
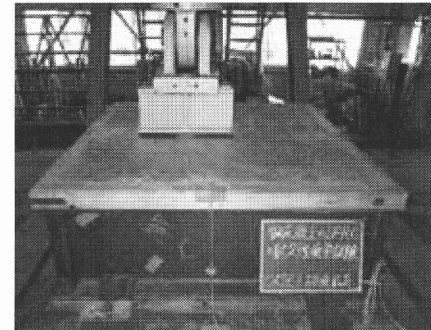


図-10 荷重載荷とひずみ計測位置

幅の抑制効果を期待し採用したものである。交通量は、神奈川県湘南大橋をモデルケースとし、平日ならびに休日の24時間交通量データから1年間の累積5トン換算輪数を200万輪とした。最走行頻度位置の走行回数を「コンクリート舗装要綱（社）日本道路協会」に示される車輪の走行位置と走行頻度の関係を参考に全体の3割として乗じた。

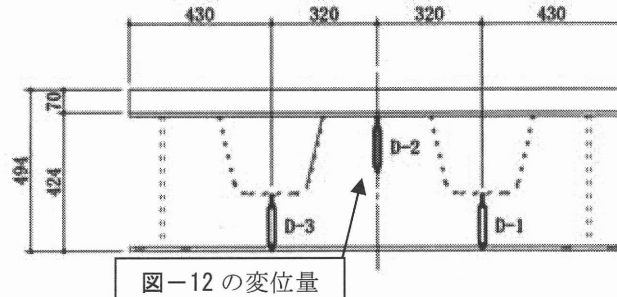


図-12の変位量

図-11 変位計測位置

試験機は、(独)土木研究所所有の「大型構造物繰返し載荷試験装置（繰返し最大荷重50tf、載荷面積20cm×20cm×2枚版、版間10cm）」を用いた（写真-3、図-10）。繰返し載荷重は過積載車両も考慮し、ステップ毎に20年以上とし合計で60年程度となるよう、第一ステップとして10t荷重で100万回（T荷重で20年相当）、第二ステップとして15t荷重で20万回（T荷重の1.5倍荷重で20年相当）、第三ステップとして20t荷重で5万回

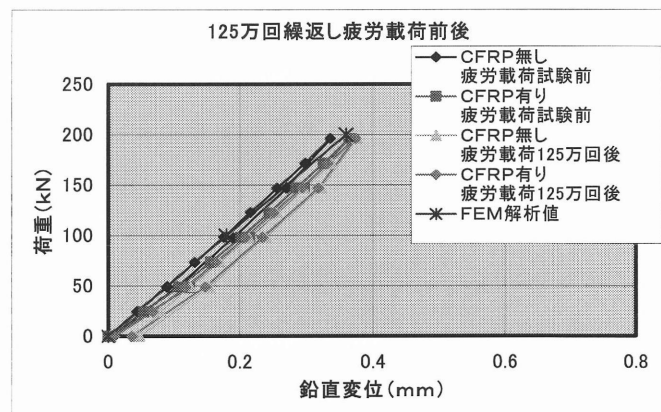


図-12 中央部鉛直変位量

(T荷重の2倍荷重で20年相当)の合計125万回荷重した。なお、疲労荷重試験での荷重位置は図-10に示す通りUリブと鋼床版溶接部をはさんだ位置とした。

125万回の繰返し疲労荷重前後での静的荷重による荷重応答として、鋼床版下面中央部での鉛直変位量(計測位置:図-11)、コンクリート内中央部、鋼床版下面中央部、鋼床版溶接部近傍のUリブ外面のひずみ(計測位置:図-10)を測定した。いずれのケースも疲労荷重前後での変化が認められなかった。中央部での鉛直変位量、鋼床版下面中央部(橋軸直角方向)での測定結果例を図-12, 13に示す。

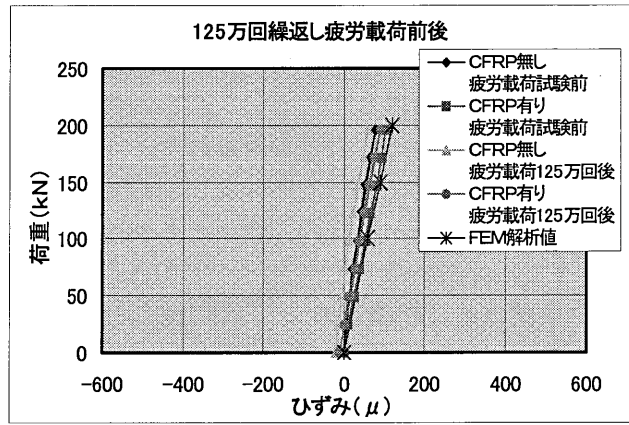


図-13 ひずみ(鋼床版下面・橋軸直角方向)

この結果、鋼床版とSFRCを一体化させる接着剤の有効性が確認された。²⁾

(4) 現場試験施工(平成16年12月)

現地での施工性と補強効果を確認するため、現場試験施工を行った。

現場試験舗装は、片側交互通行でも施工可能となるよう、RC床版上面増厚用コンクリートフィニッシャのレール設置・撤去に本線上でのラフタークレーンの作業が交錯しないよう側方に待避所を有する土工部に近い箇所で行った。

現場試験舗装箇所において実施した荷重車による補強効果確認試験結果の概要を以下に示す。

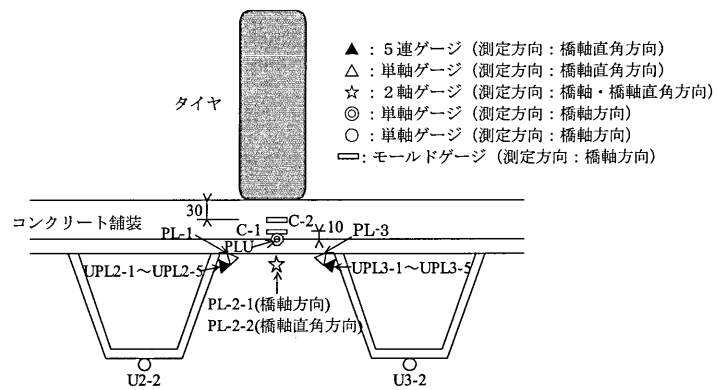


図-14 ゲージ測定位置

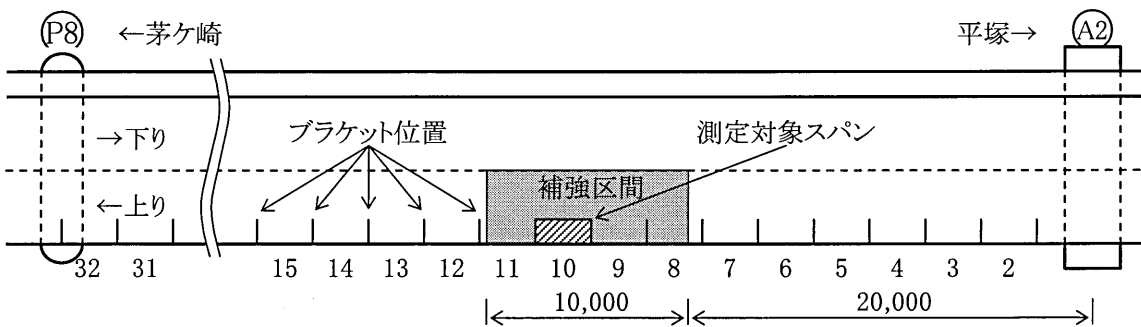


図-15 測定対象スパン

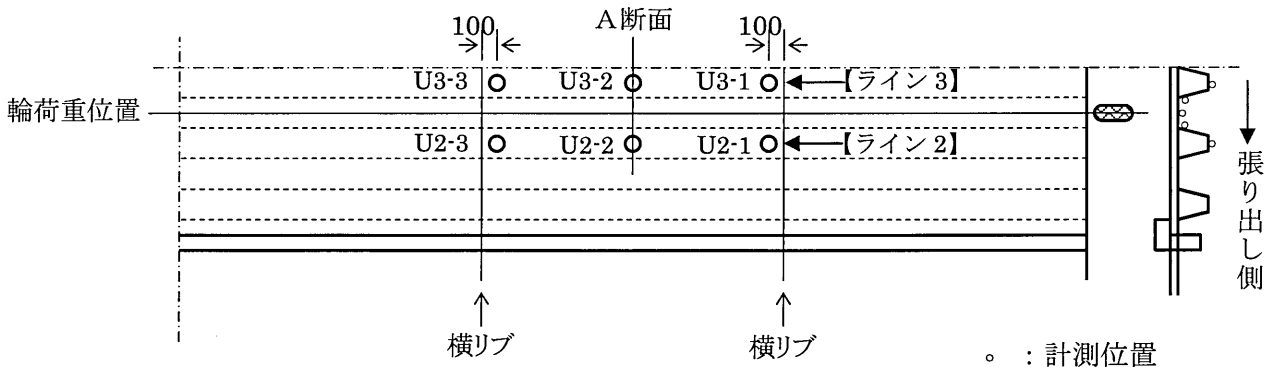


図-16 計測位置

計測は、横リブと横リブの間の1スパンを代表的スパンとして抽出した「張り出し部」を重点箇所(図-15参照)とし、Uリブ間の各位置にひずみ計を貼り付け(図-14, 16参照)、それぞれ補強前後のひずみの変動について測定した(施工前: H16.12.3、施工: H16.12.8、施工直後: H16.12.20、施工1年後: H18.2.21)。走行試験は、荷重車として20tfに調整した「ダンプトラック」を繰り返して3回ずつ実施した。

Uリブ下面のひずみ測定結果を図-17に、デッキ下面とUリブ側面溶接部近傍の板曲げによるひずみを図-18に示す。支点位置と支間位置とでは、応力の発生パターンが異なるのは、連続梁としての正負の曲げの影響のためである。施工前に比べて施工後のひずみは極端に小さくなり、SFRC舗装による補強効果が確認され、施工1年後もその効果は継続していた。

溶接部の亀裂に関係の深い位置であるUPL2-1とUPL3-1での最大値および平均値を表-4に示す。施工1年後における低減率は、それぞれの位置で86%、69%になっており、7~9割程度の応力低減効果が確認できた。³⁾

表-4 測定ひずみの最大値および平均値
(単位: $\times 10^{-6}$)

測定位置	試験	施工前		施工直後		施工1年後	
		最大	平均	最大	平均	最大	平均
UPL2-1	1	-84		-18	-17	-16	-13
	2	-91	-88	-18	(19%)	-10	(14%)
	3	-88		-15	[81%]	-12	[86%]
UPL3-1	1	-113		-49	-45	-40	-34
	2	-110	-110	-37	(41%)	-31	(31%)
	3	-109		-49	[59%]	-30	[69%]

*) カッコ内は、それぞれ
(減少率): 補強後/補強前
[低減率]: 1 - 補強後/補強前 を示す。

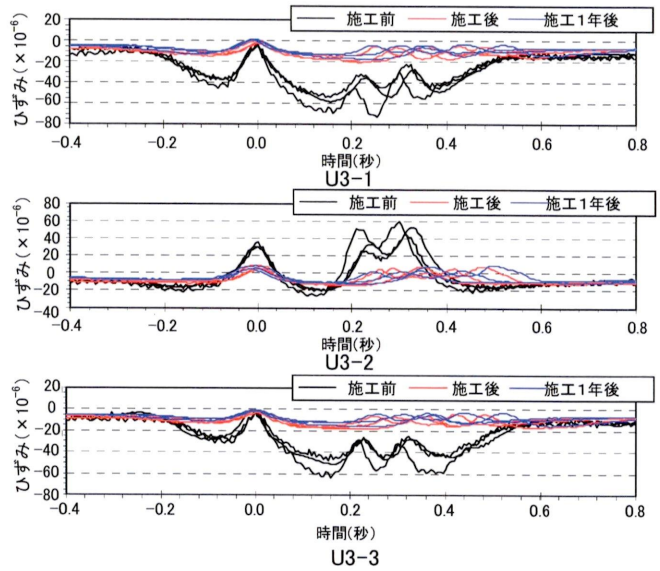


図-17 Uリブ下面のひずみ

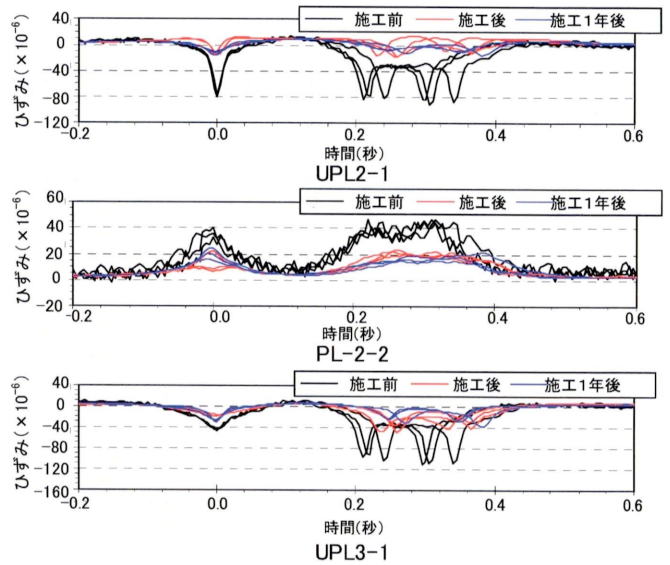


図-18 デッキ下面、Uリブ側面溶接部近傍のひずみ (A断面)

6. 恒久対策工事の本施工 (平成17年10月~12月)

本施工は、走行車線を変更するための歩道縮小工事を実施した後に、SFRC舗装を「P3~P6」と「P6~A2」の2工区に分けて中央から両側片押しにより、同時施工(約1,800 $m^2 \times 2$)で行った。SFRC舗装工事では、重機配置の施工スペースを確保しなければならないため、夜間全面通行止めの交通規

制（夜9時～翌朝6時）を実施した。

(1) 作業工程

作業工程は主に既存防水シートを撤去して仮舗装を行う1次施工と、仮舗装を撤去してSFRCを打設する2次施工とで行った（図-19）。

既設防水層の除去や鋼床版とSFRCを一体化させる接着剤付着強度の発現時間（4時間）がサイクルタイム算出に大きく影響する。したがって、2次施工では、午前2時までにコンクリート打設を完了し、交通解放前に接着剤の現場付着強度試験及びコンクリート圧縮強度試験を実施して強度確認を行うことを目標に工程を組み立てた。

(2) 交通規制対応

全面通行止めの影響が懸念されたため、迂回路を計画し、直近の国道1号馬入橋に交通が集中しないように迂回路看板・横断幕の設置、道路情報板による道路利用者への周知、リーフレットの配布、新聞・広報誌による周知、テレビ・ラジオ・ホームページによる周知等の調整を約1年前から行い、広域的に交通分散させるよう努力した結果、11月中旬の湘南大橋近傍における夜間交通量は通常の約1/3まで下がり、苦情もほとんどなく、規制トラブルや事故がなく工事を行うことができた。

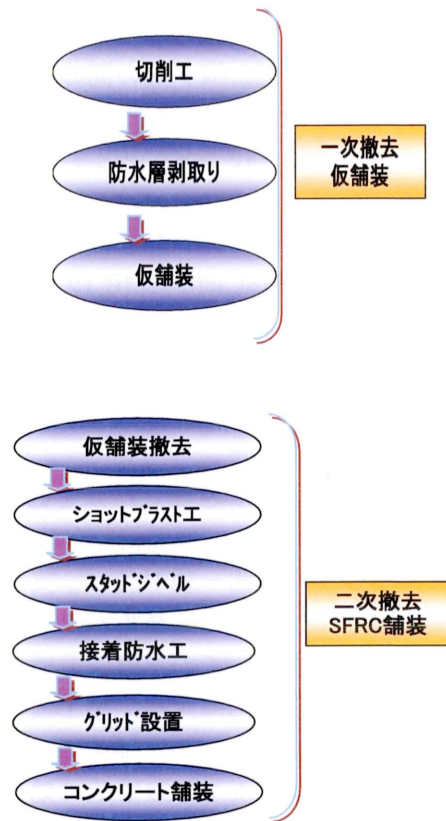


図-19 作業工程

7. 対策効果

SFRC補強効果確認のための試験としては、前述した現場試験施工箇所での荷重車による動的載荷試験の他に、現況交通による応力頻度測定を行った。また、全面通行止めで車両を止めることが出来たので、静的載荷試験を実施した。応力頻度測定と静的載荷試験のひずみ計測位置を図-20に示す。図中の縦リブ4箇所に着目して計測を実施した。

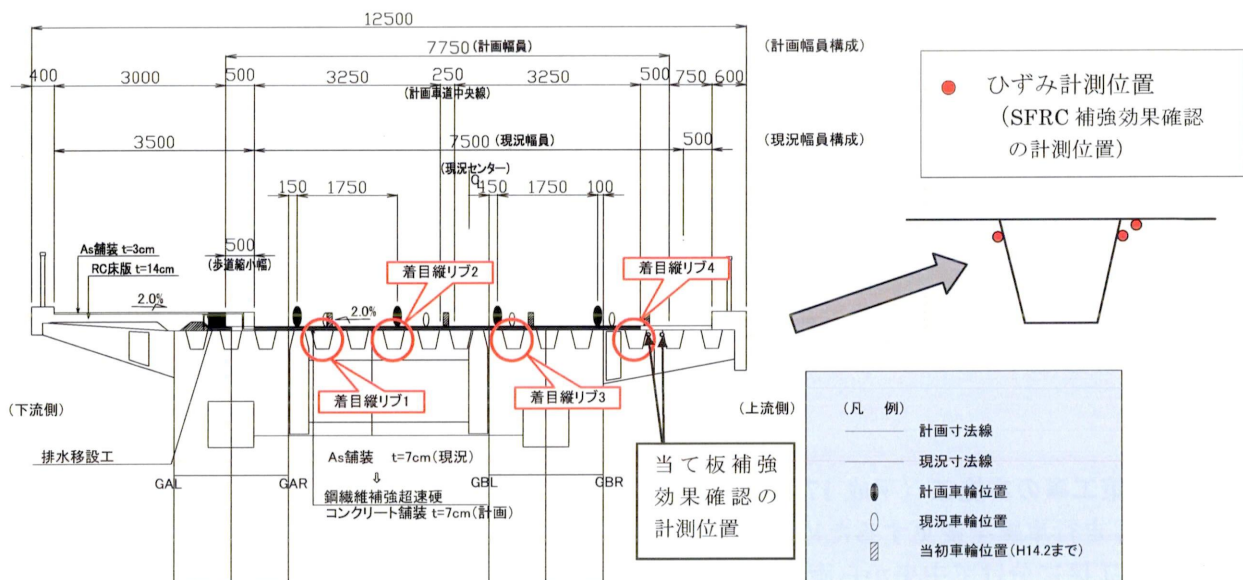


図-20 ひずみ計測位置（応力頻度測定、静的载荷試験）

計測した結果、応力頻度測定におけるSFRC舗装の効果は7～8割程度あった。静的载荷試験におけるSFRC舗装の効果は7～9割程度あった。

過去の計測結果による当て板補強の効果は3割程度あり、計測位置については図-20に示す通りである。

これまでの測定結果による応力低減効果を表-5にまとめた。いずれの試験においてもかなりの効果が得られている。

表-5 応力低減効果

	応力頻度測定	動的载荷試験	静的载荷試験
当て板補強	3割程度*1)		
SFRC舗装	7～8割程度*2)	7～9割程度*3)	7～9割程度*2)

- * 1) 計測位置は、図-20 参照
- * 2) 計測位置は、図-20 参照
- * 3) 計測位置は、図-14 参照

8. 追跡調査

(1) SFRC舗装のひび割れ

施工したSFRC舗装にアークラックが発生したため調査を実施したところ、図-21に示す位置にアークラックがあり、所々に最大で0.3mmのひび割れが確認された。

これは、施工前から予想していたもので、箱桁のウェブ位置に負曲げが生じるために発生したもの（橋軸方向）と乾燥収縮により発生したもの（橋軸直角方向）の2種類が考えられる。調査の結果、橋面から発生したクラックはFRPグリッドの手前で止まり、鋼床版までは到達していなかった（現場試験施工箇所における超音波でのひび割れ深さ測定結果より）。

(2) 鋼床版疲労亀裂の調査

SFRC舗装工事における超音波探傷調査によるデッキプレートに発生した亀裂①の分布を図-22に示す。亀裂箇所数の多

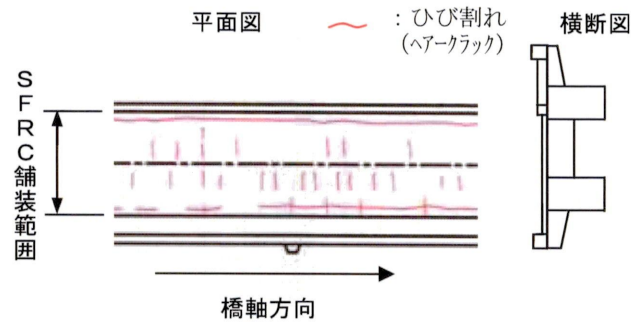


図-21 SFRC舗装のひび割れ

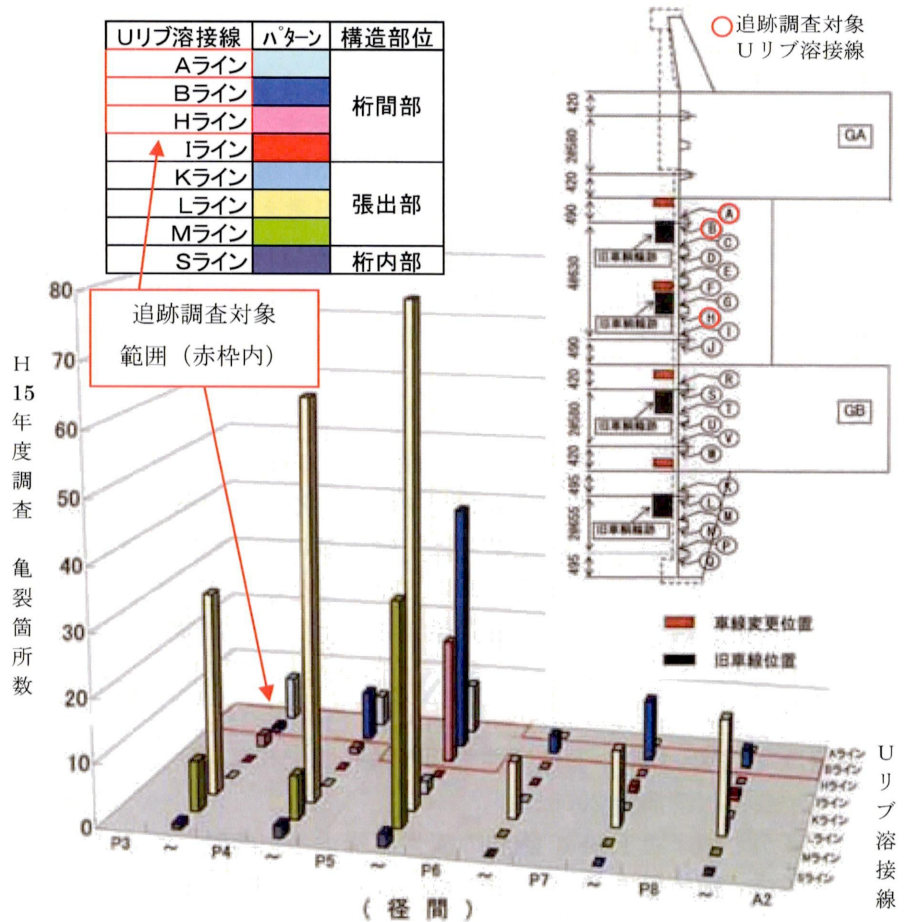


図-22 デッキプレートに発生した亀裂①の分布

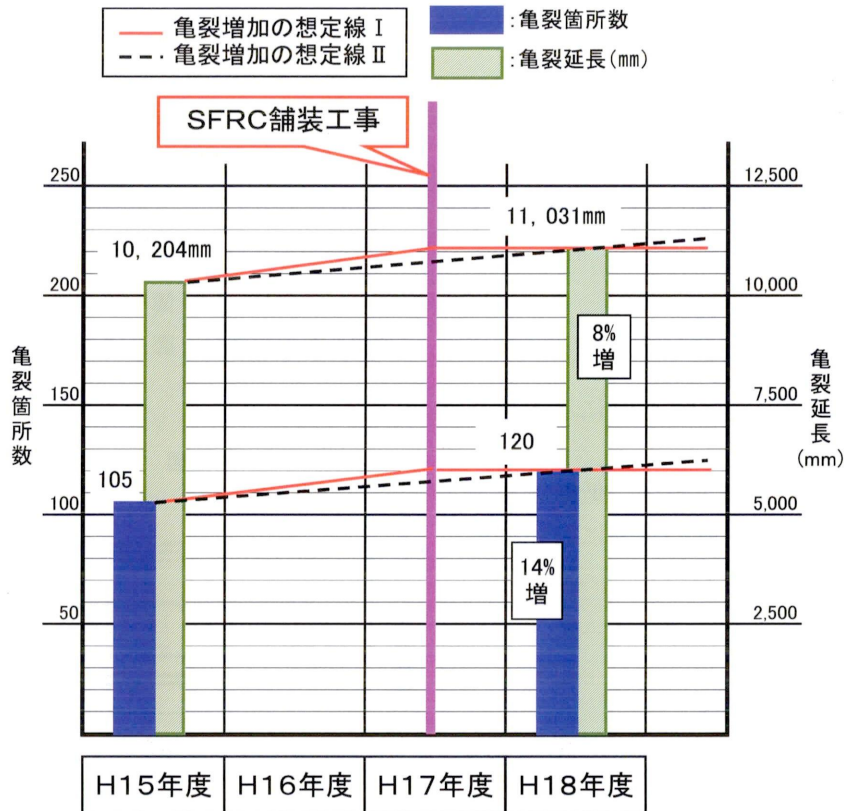


図-23 デッキプレートに発生した亀裂①の推移

い K,L,M ラインは張出部であり、輪荷重を載せないように車線変更したので調査対象箇所から外した。この中から亀裂が多く発生している A,B,H ラインを調査対象とした。

SFRC 舗装工事後の亀裂①の推移を図-23 に示す。亀裂箇所数と延長は、それぞれ 14%,8%ずつ増加しているが、平成 15 年度の前回調査から SFRC 舗装工事による対策を実施するまでに 2 年経過しているため、その間に亀裂が進展していることが考えられる。亀裂増加の想定線としては、新たな亀裂は SFRC 舗装工事前に発生したもので今後の亀裂進展は無い「想定線 I」と SFRC 舗装工事後も亀裂が進展している「想定線 II」の 2 種類が考えられるが、今後の調査により亀裂が進展していないことを確認する必要がある。また、溶接補修を行った箇所において亀裂の進展は無かった。

9. おわりに

湘南大橋における鋼床版亀裂の疲労対策とその効果について報告した。今後の調査により、SFRC 舗装のひび割れと鋼床版疲労亀裂の状況を把握する必要がある。本検討に際しては様々な関係各位から貴重なご意見を頂戴した。本工事では、鋼床版の疲労対策を目的とした初めての供用橋梁への適用にもかかわらず、トラブルもなく無事に工事を終えることができた。ここに感謝の意を表するとともに、本報が同様な課題を抱えている関係者の一助になれば幸いである。

参考文献

- 1) 毎熊ほか：FRP グリッド材で補強した鋼床版上 SFRC 版の曲げ補強効果に関する一検討，第 60 回土木学会年次講演会 2005.9
- 2) 児玉ほか：鋼床版上 SFRC 舗装の疲労に関する一検討，第 60 回土木学会年次講演会 2005.9
- 3) 加形ほか：鋼床版上 SFRC 舗装による補強効果確認計測(その 2)，第 61 回土木学会年次講演会 2006.9